

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'une tour (SS+R+15) à usage commercial et d'habitation

Contreventée par des voiles et noyau central en béton armé



Proposé par :

CTC

Dirigé par:

M^f : HAMIZI M.

Etudié par :

M^f : TELFOUCHE

SLIMANE

PROMOTION 2014 /2015

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à ma petite et ma grande famille

Notamment mon père, ma mère, mes sœurs, mes neveux, mes cousins, mes oncles et tous mes proches

Je le dédie aussi à toute la promotion génie civil (2014/2015) à mes amies et mes collègues.

Sommaire

Chapitre I : Introduction	
- Description et présentation de l'ouvrage	
- Caractéristiques des matériaux.....	
Chapitre II : Predimensionnement des éléments	
- Les planchers.....	
- Les poutres	
- Les voiles	
- Les poteaux (descente de charge).....	
Chapitre III : Calcul des éléments	
- L'acrotère	
- Les balcons.....	
- Les planchers.....	
- Les escaliers.....	
- La poutre palière.....	
- Salle machine	
Chapitre IV : Etude au séisme	
Chapitre V : Ferrailage de la structure	
- Ferrailage des portiques.....	
• Ferrailage des poutres.....	
• Ferrailage des poteaux.....	
- Ferrailage des voiles.....	
Chapitre VI: Etude de l'infrastructure	
- fondation	

Introduction générale

malgré la grand superficie de notre payé mais il est toujours utile et nécessaire de la bien géré vue l augmentation de la demande au logements ,au infrastructures etc. et la limitation de la surface destinée a la construction .donc nous somme obligé d'exploité et d'utilisé cette surface au maximum en construisant des bâtiment avec un grand nombre d'étages sans ignoré ni écrasé les surfaces et les aire vert et de jeu.

parmi les grands problèmes posé pour ce genre de bâtiment en plus de la capacité portante du sol , l'activité sismique .En Algérie l'étude montre que 70 % du nord du pays ou 90 % des installations socio-économique se trouve est soumise à l'activité sismique .

A cet effet, et à travers le monde on a fait des études et on a créé et imposé du règlement visant la stabilité des constructions dans les zone sismique

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

I-1) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié consiste à l'étude sismique et calcul d'un bâtiment de 17 niveaux (R+15+S Sol) à usage d'habitation et commercial (groupe 1A).

Le bâtiment en question fait partie du projet de 440 logements Ain malha commune guie Constantine à l'est de la wilaya d'Alger qui est une zone de forte sismicité (zone IIb). La capacité portante du sol est de 3,5 bar

I-2) Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment peut être divisé en trois blocs: bloc central avec 17 niveaux, bloc à gauche et bloc à droite avec 4 niveaux.

	BLOC CENTRAL	BLOC A DROITE	BLOC A GAUCHE
Nbr De niveaux	SS+R+15	SS+R+2	SS+R+2
Longueur total	26 .5	30.99	11.40
Largeur total	24.7	7.35	11.4
Hauteur sous-sol	4.25	4.25	4.25
Hauteur RDC	3.08	4.08	4.08
H C Commercial	3.06	3.74	3.74
Hauteur étage courant	3.06	\	\
Hauteur total	56 .27	15.81	15.81

I-3) Eléments de l'ouvrage :

a) Ossature :

L'ossature du bâtiment est mixte, le système de contreventement est assuré par des Portiques et des voiles en béton armé

b) planchers:

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Ils sont en corps creux avec des poutrelles préfabriquées sur chantier. Les planchers assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **fonction d'isolation** : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression.

c) Escaliers :

Seront constitués de paliers et paillasse en BA coulé sur place, on a un seul type d'escaliers :

Escaliers à deux volées pour tous les étages

d) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte aussi deux cages d'ascenseur réalisé en voiles et coulé sur place.

e) Maçonnerie :

- Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloison en briques creuses de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.
- Les murs intérieurs** : seront en briques creuses d'épaisseur $e = 10$ cm.

f) Revêtements :

- Plâtre** : pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Mortier** : de ciment pour les façades extérieures.
- Carrelage** : pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement en céramique** : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

g) Coffrage :

On utilise un coffrage traditionnel en bois et métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

h) Eléments composant l'infrastructure :

- **Fondations** : Le choix de la fondation se ferait selon l'importance de l'ouvrage et la nature du sol ; dans notre cas, on a sol meuble site S_3 .
- Mur de soutènement** : Les murs de soutènements sont réalisés en béton armé

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

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

I-4-1) Les différents états limites :

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

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

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

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

I-5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1) Béton : Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et de l'eau, il est défini de point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe 325(CPA325) dosé à 350 kg/m³ de béton.

Le dosage courant par 1m³ sera comme suit :

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

Sable 400L

Gravions 800L

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Ciment 350 kg/m³ (CPA325)

Eau de gâchage 175L

a) La résistance caractéristique du béton à la compression :

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

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

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

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

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

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

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

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

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

D'où : $f_{t28} = 2,1$ MPa.

c) La contrainte limite de service à la compression :

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

d) La contrainte limite ultime à la compression :

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

Avec

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

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

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

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

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

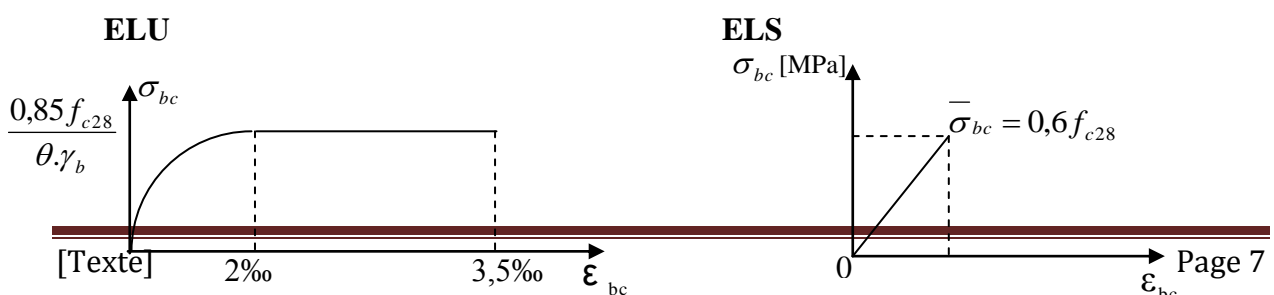
γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

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

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

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

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



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

Avec : ε_{bc} raccourcissement du béton

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \Rightarrow \text{compression avec flexion.}$$

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

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

f) Déformations longitudinales du béton :

1- Déformations longitudinales du béton :

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

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

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

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

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

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

2-Module de déformation transversale :

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson

. Le coefficient de poisson ν :

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

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

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

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

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

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

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

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

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

I-5-2) Aciers :

1) Généralités :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- **Les ronds lisses : FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 [MPa] et 215 [MPa] respectivement.**

- **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400[MPa] et de 500[MPa].**

On utilise FeE500 $\rightarrow f_e = 500\text{MPa}$

- **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrous soudés électriquement de type TS520.

1-a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifiées99]

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égale à:

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]}.$$

1-b) Les contraintes limite :

À l'ELU : [Art A.4. 3, 2/ BAEL91]

$$\sigma_s = \frac{F}{\gamma_s e}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

À l'ELS :

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues .D'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.
 - Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros Diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
 - D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
 - De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

- **Fissuration préjudiciable** : Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right). \quad [\text{Art A.4. 5, 33/ BAEL91}]$$

33/ BAEL91]

- **Fissuration très préjudiciable** :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right). \quad [\text{Art A.4. 5, 33/ BAEL91}]$$

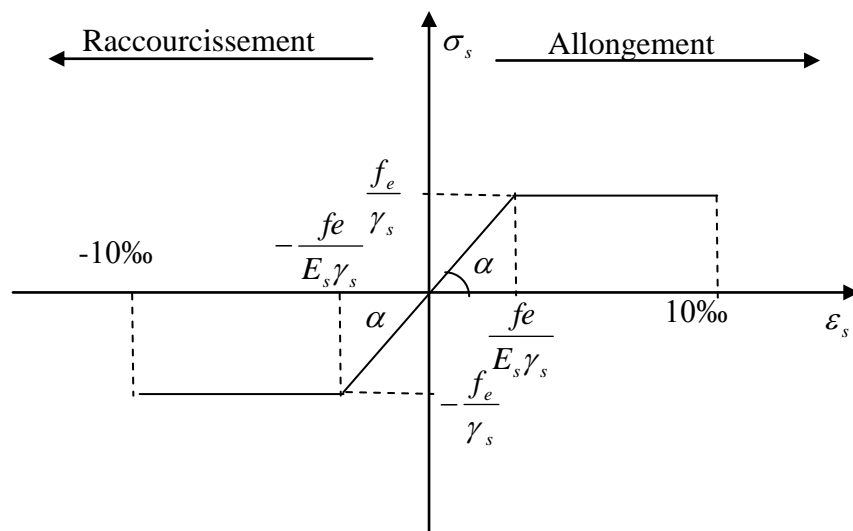
2) Protection des armatures : [BAEL 91/ Art 7.1]

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- ✓ **5cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou au brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- ✓ **3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- ✓ **1cm** pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient non exposées aux condensations.
- ✓ **3 cm** lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieur à 40MPa. L'enrobage des armatures doit être strictement assurés à l'exécution.

3) Diagrammes des contraintes – déformations de l'acier :

[Art A.2.2, 1/ BAEL91modifiées99]



II-1 Pré dimensionnement des éléments :

.1 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 3,90 - 0,20 = 3,70\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 370/22,5 = 16,44(\text{cm}) \text{ ce qui donne } h_{tp} = 20 = (16+4)$$

on opte alors pour $h_{tp} = (16+4)$.

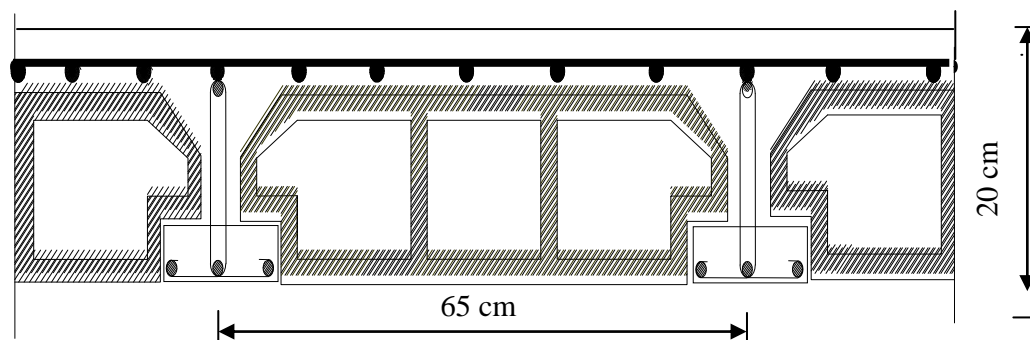


Figure II-1 Coupe d'un plancher à corps creux

.2 Les poutres :

On peut diviser les poutres

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

L : portée entre nus d'appuis.

Et doivent aussi vérifier les conditions du RPA suivantes :

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b$$

➤ **Poutres principales** : on peut les diviser en deux parties

➤ **Poutres principales 1 :**

$$\text{Hauteur : } L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L_{\max} = 704\text{cm}$$

$$704/15 \leq h \leq 704/10$$

$$46,93 \leq h \leq 70,4\text{cm}$$

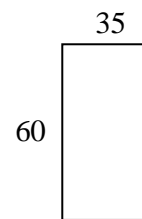
La hauteur de la poutre principale sera donc $h = 60\text{cm}$

$$\text{Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \cdot 60 \leq b \leq 0,7 \cdot 60$$

$$24 \leq b \leq 42$$

La largeur sera : $b = 35\text{cm}$



Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1 du RPA99)

- $b \geq 20\text{ cm}$ $35 \geq 20\text{ cm}$ *condition Vérifiée.*
- $h_i \geq 30\text{cm}$ $60 \geq 30\text{cm}$ *condition Vérifiée.*
- $h_i / b \leq 4$ $60/35 = 1,71 \leq 4$ *condition Vérifiée.*

Poutres principales 2 :

$$\text{Hauteur : } L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L_{\max} = 375\text{cm}$$

$$375/15 \leq h \leq 375/10$$

$$25 \leq h \leq 37,5\text{cm}$$

La hauteur de la poutre principale sera donc : $h = 30\text{cm}$

$$\text{Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

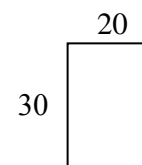
$$0,4 \cdot 30 \leq b \leq 0,7 \cdot 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

La largeur sera : $b = 20\text{cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1 du RPA99)

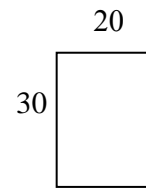
- $b \geq 20\text{ cm}$ $20 \geq 20\text{ cm}$ *condition Vérifiée.*
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $30 \geq 30\text{cm}$ *condition Vérifiée.*
- $h_t / b \leq 4$ $30/20 = 1,5 < 4$ *condition Vérifiée.*



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

➤ Poutres secondaires

- Hauteur : $L/15 \leq h \leq L/10$
 $390/15 \leq h \leq 390/10$
 $26 \leq h \leq 39$
 On prend : $h=30\text{cm}$
 Largeur : $0,4.h \leq b \leq 0,7.h$
 $0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$
 $12 \leq b \leq 21$
 On prend : $b=20\text{cm}$



Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

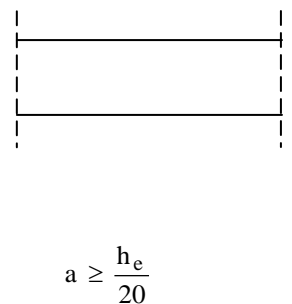
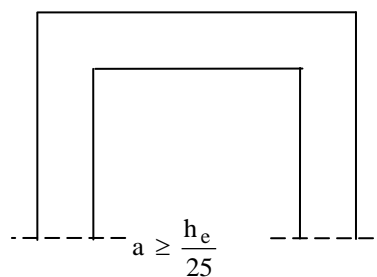
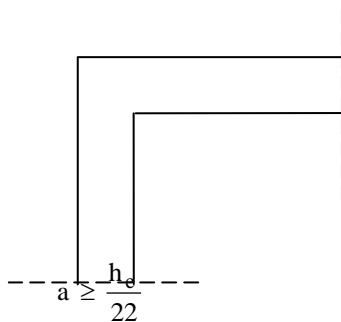
- $b \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20\text{ cm} \quad \text{condition Vérifiée.}$
- $h_i \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm} \quad \text{condition Vérifiée.}$
- $h_i / b \leq 4 \dots\dots\dots 30 / 20 = 1,5 \leq 4 \quad \text{condition Vérifiée.}$

.3 les voiles :

Les voiles sont les éléments en béton arme destines à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et une partie des charges verticales.

L'épaisseur minimale d'un voile ne doit pas être inferieure à 15cm, elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$E_p = \max \begin{cases} H_e^1 / 25 \\ H_e^2 / 22 \\ H_e^3 / 20 \end{cases}$$



$$E_p = H_e^3 / 20 = 425 / 20 = 21,25\text{cm}$$

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

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

.4 Les poteaux :

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N/\sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

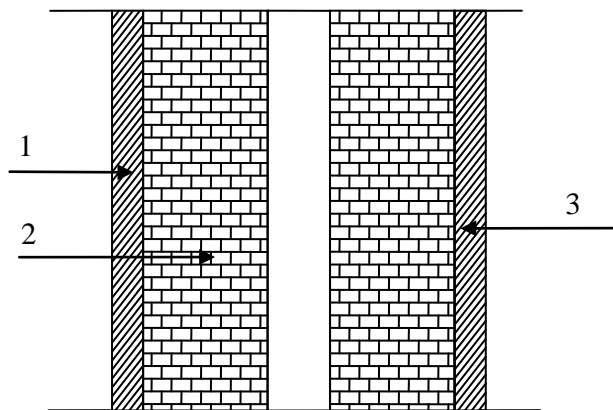
$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

II-2 Détermination des charges et surcharges :

2.1 Les charges permanentes :

) Les murs :

- Mur extérieur :

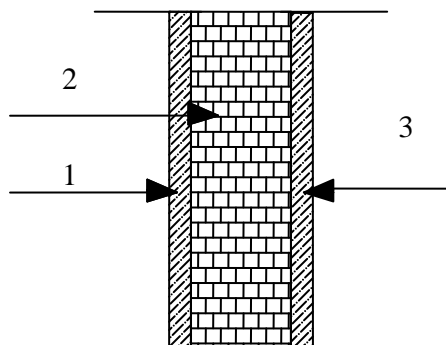


Coupe transversale du mur double cloison

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	2	0,36
2	Brique creuse	2x10	1,80
3	Enduit de plâtre	2	0,20
		total	2,36

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

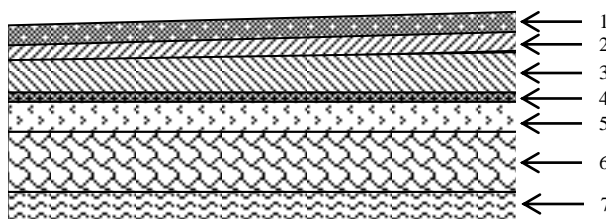
- Mur intérieur :



Coupe transversale du mur en simple cloison

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1	Enduit de plâtre	2	0,20
2	Brique creuse	10	0,90
3	Enduit de plâtre	2	0,20
		total	1,30

- a) Plancher terrasse :(inaccessible) :



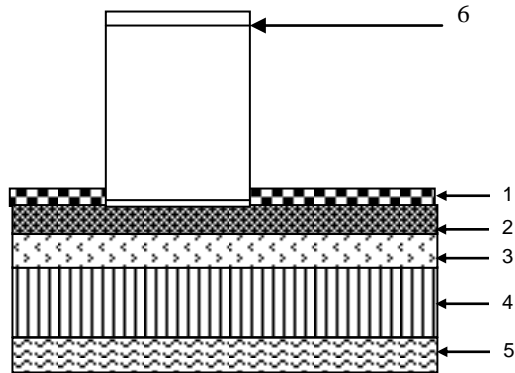
Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	désignation	Epaisseur [cm]	P [KN/m ² /cm]	G [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	5	0,17	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	—	0,12
3	Forme de pente en béton	5	0,22	1,1
4	Isolation thermique (liège)	4	0,04	0,16

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

5	Feuille de polyane	—	—	—
6	Plancher en corps creux (16+4)			2,85
7	Enduit de plâtre	2	0,1	0,2
			total	5,29

b) Plancher d'étage courant :



Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	désignation	Epaisseur [cm]	ρ [KN/m ² /cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,2	0,4
3	Couche de sable	2	0,19	0,38
4	Plancher en corps creux (16+4)	20	—	2,85
5	Enduit de plâtre	2	0,1	0,2
6	Cloison en brique creuse+enduit			1,3
7			total	5,53

d) Dalle pleine (balcon):



Coupe transversale de la dalle pleine

N°	désignation	Epaisseur [cm]	ρ [KN/m ² /cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,2	0,4
3	Couche de sable	2	0,19	0,38
4	dalle en béton arme	20	15	3.75
5	Mortier de ciment	2	0,18	0,36
			total	5.29

II- 2.2 Les surcharge d’exploitation:

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

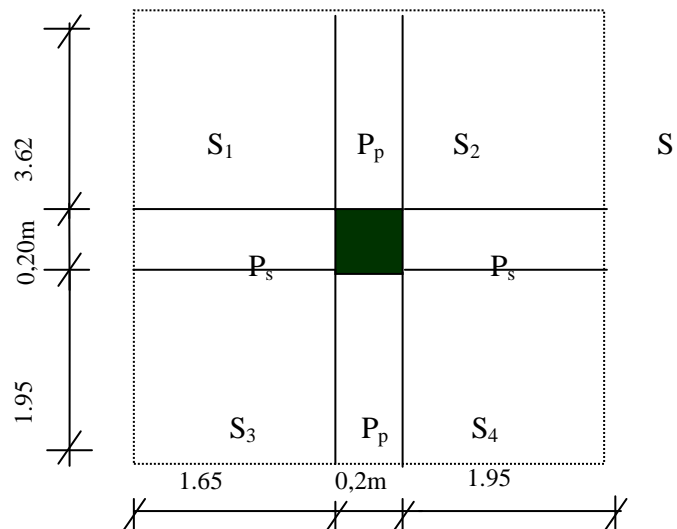
- Plancher terrasse Q =1,00 kN/m²
- Plancher étage courant : à usage d’habitation Q =1,50 kN/m²
- Plancher étage commercial Q =2,5 kN/m²
- Plancher du RDC Q=2,50 kN/m²
- L’acrotère Q=1,00 kN/ml
- L’escalier Q=2,50 kN/m²
- Balcons Q=3,50 kN/m²

II-3 Descente de charge :

(Détermination de l’effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

II-3.1 Charges et surcharges revenant au poteau C2 :

a) Surface d’influence :



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{plancher}} = (3,62 \times 1,65) + (3,62 \times 1,95) + (1,95 \times 1,65) + (1,95 \times 1,95)$$

$$S_{\text{plancher}} = 20,05 \text{ m}^2$$

b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse

$$G = 5,29 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage commercial

$$G = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,53 \text{ kN/m}^2$$

c) Poids de chaque plancher :

- Poids du plancher $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5,29 \times 20,05 = 106,07 \text{ KN}$$

Plancher étage (courant et commercial) :

$$P = 5,53 \times 20,05 = 110,88 \text{ KN}$$

d) Poids des poutres :

$$P = [(3,62 \times 0,35 \times 0,60) + (1,95 + 1,65 + 1,65) \times (0,20 \times 0,30)] \times 25 = 1,0932 \times 25 \text{ KN}$$

D'où le poids total $P = 27,33 \text{ KN}$

$$P_{\text{poutre}} = 27,33 \text{ kN}$$

e) Poids du poteau étage courant P_{pec} et sous-sol P_{ss}

$$P_{\text{pec}} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 0,19 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ss}} = (0,30 \times 0,30 \times 4,25) \times 25 = 0,26 \times 25 = 6,64 \text{ KN}$$

f) Surcharges d'exploitation :

La surface d'influence $S = 20,05 \text{ m}^2$

- plancher terrasse $Q_0 = 1 \times 20,05 = 20,05 \text{ KN}$

- plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{12} = 1,50 \times 20,05 = 30,08 \text{ KN}$

- plancher d'étage commercial $Q_{13} = Q_{14} = Q_{15} = Q_{16} = 2,5 \times 20,05 = 50,13 \text{ KN}$

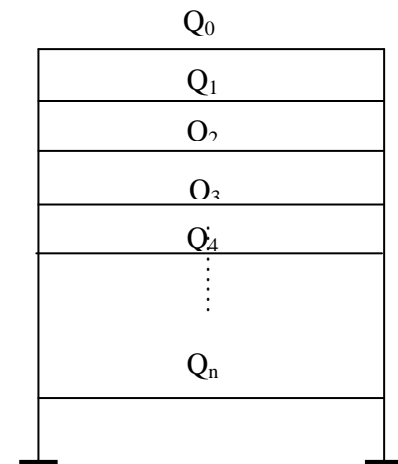
ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

II-3.2 Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{n-1} Q_0 \end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$



Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66
Niveaux	7	6	5	4	3	2	1			
Coefficient	0,65	0,636	0,625	0,615	0,607	0,6	0,593			

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Les surcharges cumulées

$$Q_0=20,05 \text{ KN}$$

$$Q_0+ Q_1 =20,05+30,08= 50,58 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)=20,05 + 0,95(2 \times 30,08)=77,65 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) =20,05 + 0,90(3 \times 30,08)=101,71 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 20,05+ 0,85(4 \times 30,08)=122,77 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 20,05+ 0,80(5 \times 30,08)=140,82 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 20,05+ 0,75(6 \times 30,08)=155,86 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 20,05+ 0,71(7 \times 30,08)=170 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)= 20,05+ 0,68(8 \times 30,08)=182,13 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,66(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)= 20,05+ 0,66(9 \times 30,08)=199,17 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,65(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10})= 20,05+ 0,65(10 \times 30,08)=216,02 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,63(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11})= 20,05+ 0,63(11 \times 30,08)=228,9 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,62(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{12})= 20,05+ 0,62(12 \times 30,08)=244,29 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,61(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{13})= 20,05+ 0,61(13 \times 30,08)=259,03 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,60(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{14})= 20,05+ 0,60[(13 \times 30,08)+50,13]=285,2 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,60(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{15})= 20,05+ 0,60[(13 \times 30,08)+2(50,13)]=315,28 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,59(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{16})= 20,05+ 0,59[(13 \times 30,08)+3(50,13)]=339,49 \text{ KN}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Tableau récapitulatif de la descente de charge sur le po

Niveau	G _{planch} (KN)	G _{poutre} (KN)	G _{poteau} (KN)	G _{tot} (KN)	G _{cum} (KN)	Q(KN)	G+Q(KN)
17	106,07	27,33	0	133,4	133,4	20,05	153,45
16	110,88	27,33	6,88	145,09	278,49	50,58	329,07
15	110,88	27,33	6,88	145,09	432,58	77,65	510,23
14	110,88	27,33	6,88	145,09	568,67	101,71	670,38
13	110,88	27,33	6,88	145,09	713,76	122,77	836,53
12	110,88	27,33	6,88	145,09	858,85	140,82	999,67
11	110,88	27,33	6,88	145,09	1003,94	155,86	1159,8
10	110,88	27,33	6,88	145,09	1149,03	170	1319,03
9	110,88	27,33	6,88	145,09	1294,12	182,13	1476,25
8	110,88	27,33	6,88	145,09	1439,21	199,1	1638,31
7	110,88	27,33	6,88	145,09	1584,3	216,02	1800,32
6	110,88	27,33	6,88	145,09	1729,39	228,9	1958,29
5	110,88	27,33	6,88	145,09	1874,48	244,29	2118,77
4	110,88	27,33	6,88	145,09	2019,57	259,03	2278,6
3	110,88	27,33	6,88	145,09	2164,66	285,2	2449,86
2	110,88	27,33	6,88	145,09	2309,75	315,28	2625,03
1	110,88	27,33	9,56	147,77	2457,52	339,49	2815,01

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Vérification des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

B : Section transversale du Poteau ($B=h b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$$

Ce qui donne

Poteaux (45x45) $\lambda=16,48 < 50$ condition vérifiée

Poteaux (40x40) $\lambda=18,55 < 50$ condition vérifiée

Poteaux (35x35) $\lambda=21,2 < 50$ condition vérifiée

Poteaux (30x30) $\lambda=24,74 < 50$ condition vérifiée

Poteaux (25x25) $\lambda=29,68 < 50$ condition vérifiée

III-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontale

($Q = 1\text{KN/mL}$) du à la main courant qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

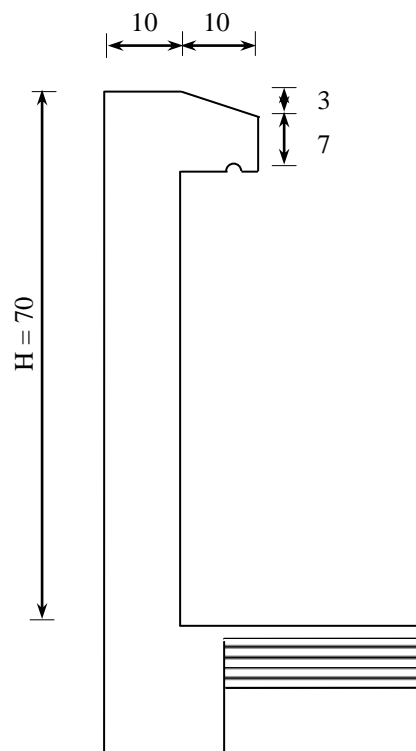


Fig III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

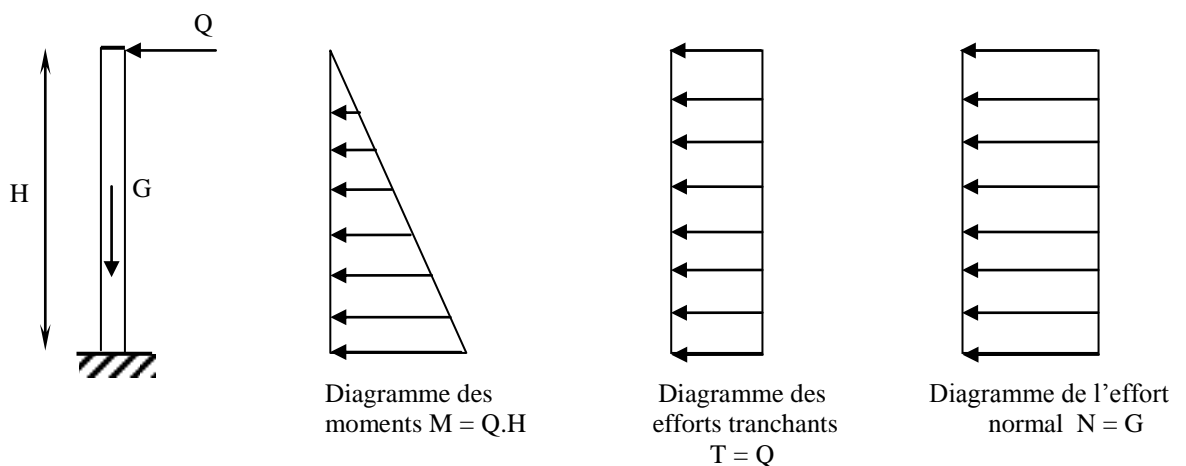


Fig III-2 : Schéma statique de l'acrotère

III-1-1- Calcul des sollicitations :

- ❖ Effort normal du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$G = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,962 \text{ KN/mL}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

- ❖ Effort horizontal :

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

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

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

III-1-2- Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

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

- ❖ Effort normal du à G

$$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,962 = 2,648 \text{ KN/mL}$$

$$N_u = 2,648 \text{ KN/mL}$$

- ❖ Moment de flexion du à Q :

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN. m}$$

$$M_u = 1,05 \text{ KN. m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : G + Q selon BAEL

❖ Effort normal de compression

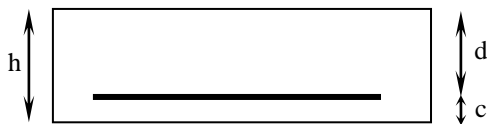
$$N_s = G = 1,962 \text{ KN/mL}$$

❖ Moment de flexion

$$M_s = M_Q = 0,7 \text{ KN.m}$$

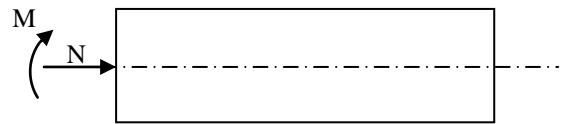
III-1-3- Détermination du ferrailage :

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



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

$$d = 8 \text{ cm}$$



$$c = 2 \text{ cm}$$

avec :

c : Enrobage

a- Calcul à L'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,642} = 0,397 \text{ m} = 39,7 \text{ cm}$$

$$\text{Nous avons } a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

a: Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

❖ Calcul en flexion simple, section fictive :

➤ Calcul de moment fictif :

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

$$M_f = 1,05 + 2,642 \times 0,03 = 1,129 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1,129 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de μ : $\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,129 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,012$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$\mu_b = 0,012 < \mu_R = 0,392$$

→ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

❖ Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,129 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,408 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul à la flexion composée :

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

Avec :

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

$$A = 0,408 - \frac{2,642 \times 10}{348} = 0,332 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,962} = 0,357 \text{ m} = 35,7 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,7 - (0,455 \times 8)}{35,7 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2$

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

❖ Armatures de répartition :

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

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

($S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$)

❖ Vérification au cisaillement :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ KN/cm}^2$$

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

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

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

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

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

n: Nombre de barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,2 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée

b- Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

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

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

❖ Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

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

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,89$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 47,31 \text{ MPa}$$

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

❖ Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,89} \times 47,31 = 0,98 \text{ MPa}$$

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

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

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

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique

et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,20$

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,962 \text{ KN/mL}$

D'où : $F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,962 = 0,47 \text{ KN/mL}$

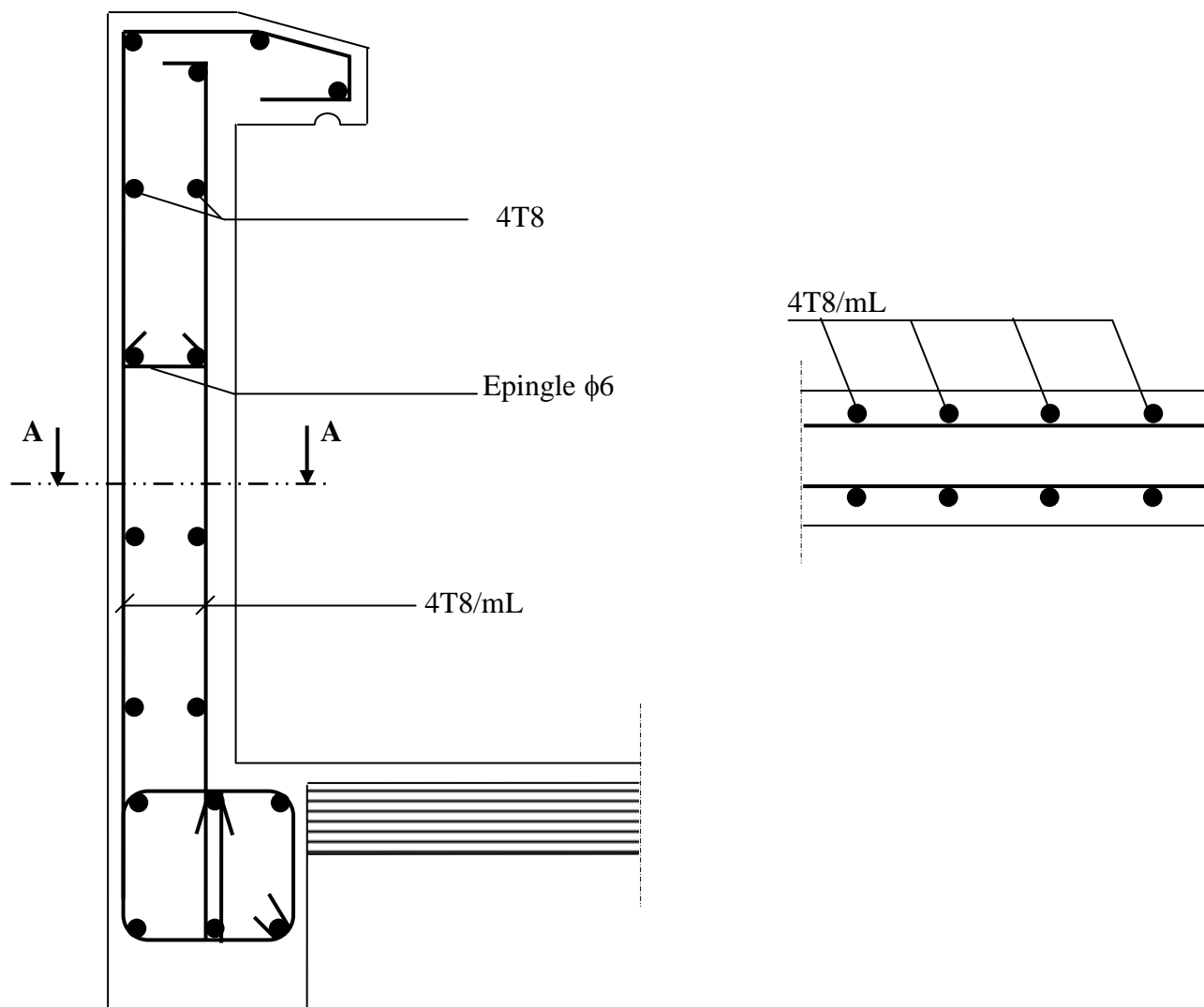


Fig III-3 : Ferrailage de l'acrotère

III-2) Calcul du plancher

2-1) Introduction

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée ,ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression .

2-2) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espaceur ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

2-2-1) Calcul des armatures

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4.L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} , A = 1,7 \text{ cm}^2$$
$$S_t = 15 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} , A = 1,7 \text{ cm}^2$$
$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x 6x 150x150) mm².

2-2-2) Calcul de la poutrelle

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation.

a) Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2 , L_1 / 10 , 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.(65 -12),(L = 53 cm)

L₁ : longueur de la plus grande travée. (L₁ = 350 cm)

b₀ : largeur de la nervure. (b₀ = 12 cm)

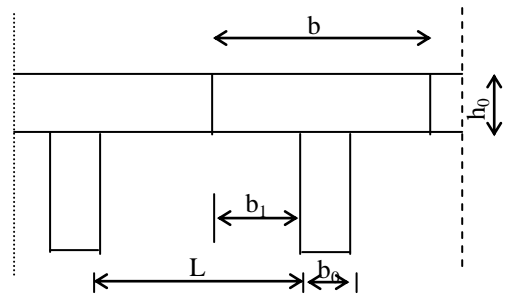
h₀ : épaisseur de la dalle de la dalle de compression (h₀ = 4cm).

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

b) Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 35 ; 40)$$
$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$
$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes



1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements

Poids propreG = 0,04 x 0,12 x 25 = 0,12 KN/ml
Poids des corps creux.....G' = 0,95 x 0,65 = 0,62 KN/ml
Poids de la main d'œuvre....Q = 1 KN/ml

La hauteur de la poutrelle est deh = 20cm
La hauteur de la dalle de compression...ho = 4 cm
La largeur de la nervure bo = 12 cm
Enrobage c = 2 cm
La hauteur utile d = 18 cm
La largeur de la dalle de compression ... b = 65 cm

2) Ferrailage à L'ELU

La combinaison de charges à considérer : $q = 1,35 G + 1,5 Q$
 $q = 1,35x (0,12 + 0,62) + 1,5 x 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 2,5 x (3,9)^2 / 8 = 4,75 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = q \cdot L / 2 = 2,5 x 3,9 / 2 = 4,88 \text{ KN}$$

3) Calcul des armatures

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,75 \times 10^3}{12 \times 4 \times 14,2}$$
$$\mu_b = 6,97 > \mu_R = 0,394 \quad (\text{SDA})$$

Conclusion

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2^{eme} étape : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charge suivants :

Poids propre du plancher :

$$G = 5,53 \times 0,65 = 3,595 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml.}$$

Les charges supportées par les poutrelles sont :

$$Q = 1,625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 3,595 \text{ KN/ml}$$

La combinaison de charge :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 5,22 \text{ KN/ml}$$

1) Méthode forfaitaire

$$Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN})$$

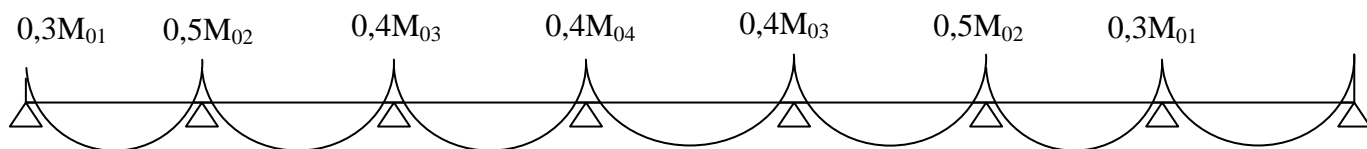
$\Rightarrow Q = 1,625 \text{ KN} < \max(2G, 5 \text{ KN}) = 7,19 \text{ KN/ml}$ condition vérifier

- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.

- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées :

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25 \text{ condition vérifiée.}$$

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.



$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,625}{1,625 + 3,595} = 0,184$$

a- Calcul des moment en travée :

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

l : portée libre des travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}(1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

$$M_{0I} = 7,283 \times \frac{(3,90)^2}{8} = 13,846 \text{ KN.m}$$

$$M_{0I} = 0,628 \times 13,846 = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 7,283 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 9,914 \text{ KN.m}$$

$$M_{0I} = 6,22 \text{ KN.m}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$M_{0III} = 7,283 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 9,322 \text{ KN.m}$$

$$M_{0I} = 5,85 \text{ KN.m}$$

b- les moments au appui :

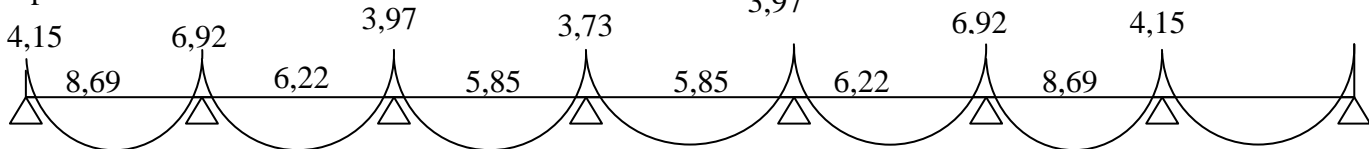
$$M_1 = M_7 = 0,3 M_{0I} = 4,15 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0,5 M_{0II} = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0,4 M_{0III} = 3,97 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{0III} = 3,73 \text{ KN.m}$$

Après calcul on aura :

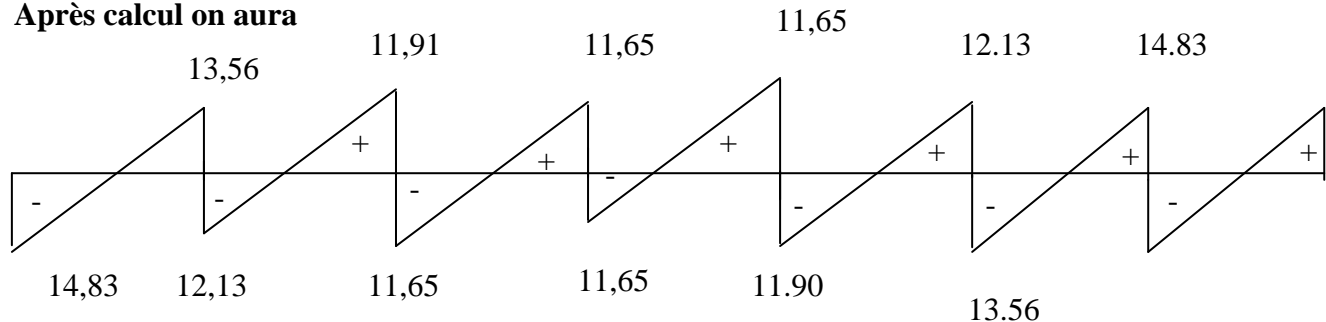


2) Calcul des efforts tranchants

$$V_x = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\theta = \frac{qL}{2}$$

Après calcul on aura



3) Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

En travée

$$M_u = 8,69 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

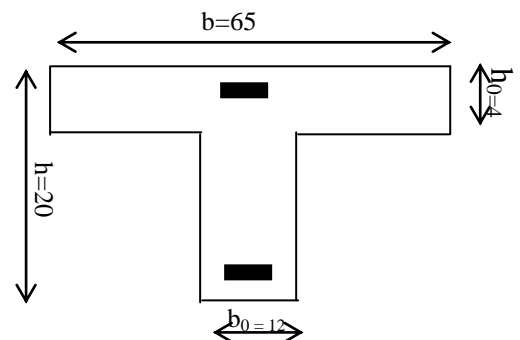
$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8,69 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 8,69 \cdot 10^3 / 65 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$

$$\mu_b = 0,029 < \mu_R \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,985$$



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$A_t = M_t / \beta d F_e / \gamma_s$$
$$A_t = 8,69 \cdot 10^3 / 0,985 \cdot 18 \cdot 348 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$

Sur appuis: $M_a = 6,92 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 6,92 \cdot 10^3 / 12 \cdot 18^2 \cdot 14,2$$
$$\mu_b = 0,123 \Rightarrow \beta = 0,935$$
$$A_a = M_a / \beta d f_e / \gamma_s = 6,92 \cdot 10^3 / 0,935 \cdot 18 \cdot 348$$
$$A_a = 1,2\text{cm}^2$$

Nous optons : $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$

a) Armatures transversales : (art.A.7.2.2 / BAEL91)

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_1)$$
$$\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 1) = 0,57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 6$

b) Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$
$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$
$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

4) Vérifications à l'E L U

a) Condition de fragilité non fragilité

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$
$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$
$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$
$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$
$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$$V_u^{\max} = 14,83 \text{ KN}$$
$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 \cdot d = 14,83 \cdot 10^3 / 120 \cdot 180 = 0,69 \text{ MPa}$$
$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$
$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$
$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$\Sigma u_i = 6,28\text{cm}$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = \frac{14,83 \times 10}{0,9 \times 18 \times 6,28} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .313)

Sur le béton :

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 14,83 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{\text{amax}}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(14,83 + \frac{-6,92}{0,9 \times 0,18} \right) = -27,9$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

e) Ancrage des barres

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : $L_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s = 1 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 14 \text{ cm}$

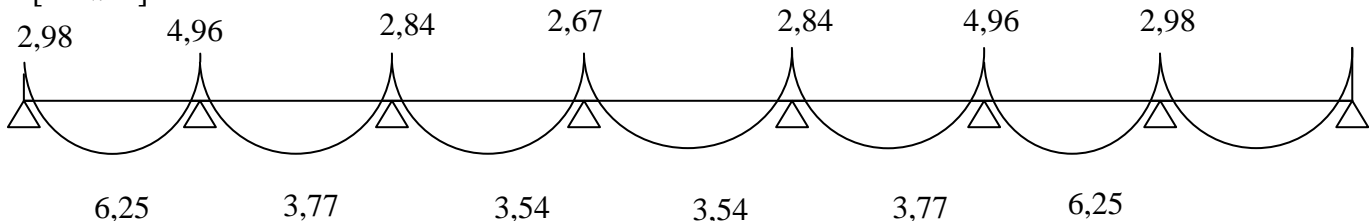
5) Vérifications à l'ELS

a) Calcul des efforts

$$q_s = 5,22 \text{ KN/ml}$$

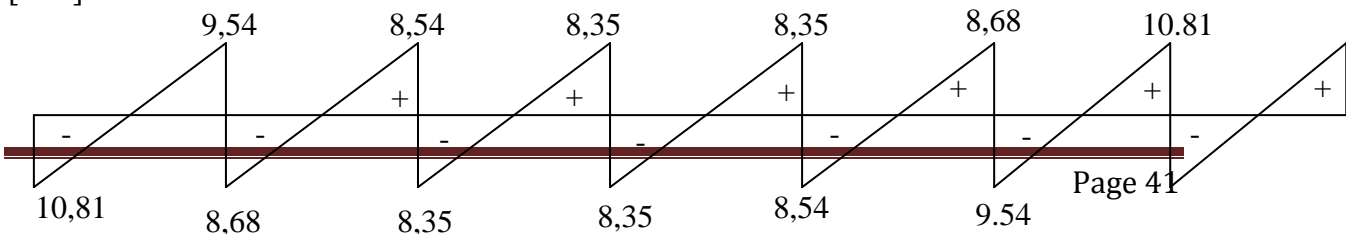
Après application de la méthode forfaitaire (exposée précédemment), on obtient les valeurs des moments données ci- dessous sous forme de diagrammes.

[KN.m]



b) Les efforts tranchants

[KN]



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

c) Vérification de la résistance à la compression du béton

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 4,01 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad M_s = 4,01 \text{ KN.m} \quad A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Zone	Ms [KN.m]	As [cm ²]	ρ_1	β_1	K	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]
Appuis	4,01	1,57	0,134	0,939	0,015	151,11	2,26	15
Travée	4,01	1,57	0,134	0,939	0,015	151,11	2,26	15

Des deux vérifications ci dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

d) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

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

e) Vérification de la flèche

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec:

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1,57$$

$$B_0 = 475,55 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (X.X)

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A d$$

$$S_{/xx} = 3247,9 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3247,9}{475,55} = 6,83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6,83 = 13,17 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 18580 \text{ cm}^4$$

M_s : moment fléchissant max à l'ELS

E_v : module de déformation différée du béton

I_{fv} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

B_0 : section homogène

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

ρ : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007$$

$$\rho_1 = 0,7 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,878$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,007 (2 + 3 \frac{12}{65})} = 5,87$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,35$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{4,01 \times 10^3}{0,878 \times 18 \times 1,57} = 161,61 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,007 \times 161,61 + 2,1} = 0,445$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 18580}{1 + 2,35 \times 0,445} = 9990$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 18580}{1 + 5,87 \times 0,445} = 5658,13$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \quad , E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{4,01 \times 10^3 \times (390)^2}{10 \times 32164,2 \times 5658,13}$$

$$f_i = 0,36 \text{ cm} < \bar{f}_i = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

III-3- Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux.

Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place, on a 02 d'escaliers de même type.

- **Escalier (du RDC vers les niveaux supérieurs) :**

Ce type comporte deux volées et un palier intermédiaire.

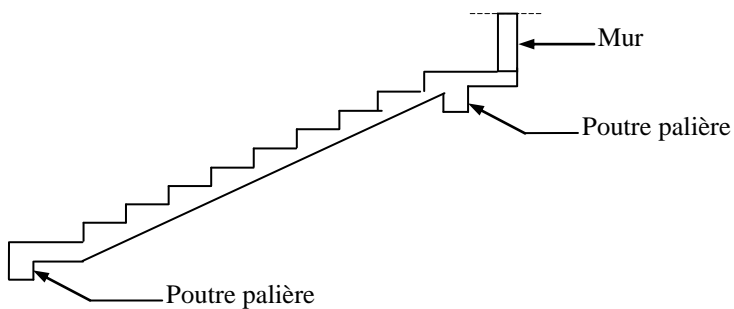


Fig. III-1 : Coupe verticale de l'escalier type 1

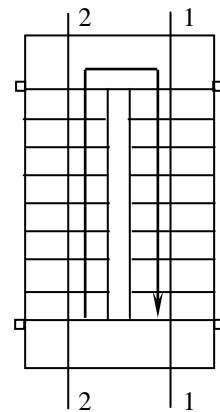


Fig. III-2 : Vue en plan escalier type 1

N.B : Les sens (1-1) et (2-2) sont identiques, donc le calcul se fera pour un seul sens.

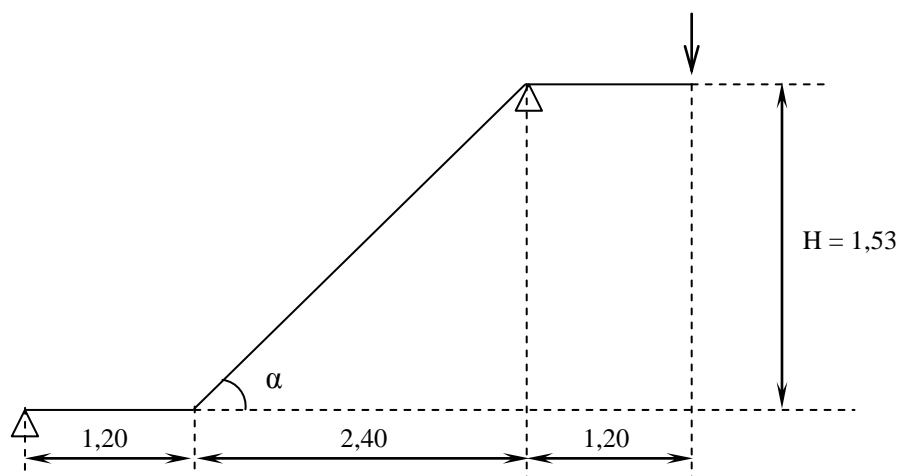
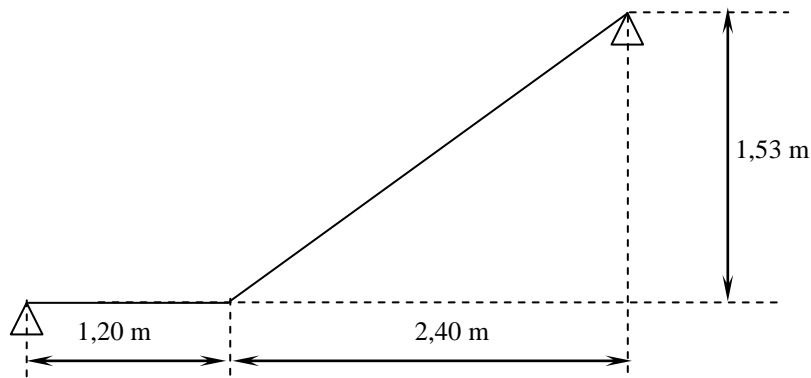


Fig III-3 : Schéma statique

III-3-1- Dimensionnement :



a- Calcul de g et h :

Soit :

g: Le giron ;

h : Hauteur de la marche ;

n : Nombre des marches ;

n-1 : Nombre des contre marches ;

Nous avons :

$$\begin{cases} n \times h = H = 153 \text{ cm} \\ (n - 1) \times g = L = 225 \text{ cm} \end{cases}$$

Si on opte pour h = 17 cm

On aura le nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches}$$

Ainsi le giron :

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

b- Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

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

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

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

c- Etude de la volée :

▪ Epaisseur de la paillasse e_p :

e_p doit vérifiée la condition suivante :

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

Avec : $L_0 = L' + L_{\text{palier}}$

L' : La portée de la paillasse

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

Nous avons : $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$

$\cos \alpha = 0,843$

Donc : La portée $L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,7 \text{ cm}$

$$\frac{(284,7 + 120)}{30} \leq e_p \leq \frac{(284,7 + 120)}{20} \Rightarrow 13,49 \leq e_p \leq 20,23$$

Soit : $e_p = 15 \text{ cm}$

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

$$e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$$

III-3-2- Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour un mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

a- Le palier :

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle	3,75
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
	$G_1 = 5,3$
	$Q_1 = 2,5$

b- La paillasse :

Elément	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 4,45$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	0,2
	$G_2 = 8,345$
	$Q_2 = 2,5$

III-3-3- Combinaisons de charges :

a - A L'ELU : $q_u = 1,35.G + 1,5.Q$

❖ **Paillasse :** $q_u^2 = (1,35 \times G_2 + 1,5 \times Q_2) \times 1m$

$$q_u^2 = (1,35 \times 8,345 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,015 \text{ KN/mL}$$

❖ **Palier :** $q_u^1 = (1,35 \times G_1 + 1,5 \times Q_1) \times 1m$

$$q_u^1 = (1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,932 \text{ KN/mL}$$

b- A L'ELS : $q_s = G + Q$

❖ **Paillasse :** $q_s^2 = (G_2 + Q_2) \times 1m$

$$q_s^2 = (8,345 + 2,5) \times 1 = 10,845 \text{ KN/mL}$$

❖ **Palier :** $q_s^1 = (G_1 + Q_1) \times 1m$

$$q_s^1 = (5,32 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 7,82 \text{ KN/mL}$$

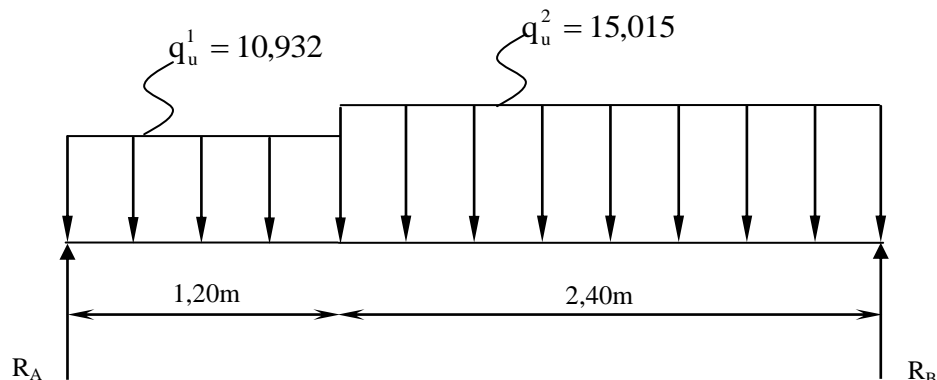
III-3-4- Ferrailage à L'ELU :

a- Réaction d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 23,03 \text{ KN}$$

$$R_B = 26,21 \text{ KN}$$



b- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

b-1- Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1,20$	$-10,932x + 23,03$	0	25,03
		1,20	9,91
$0 \leq x \leq 2,40$	$15,015x + 26,21$	0	-26,21
		2,40	9,91

b-2- Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,20$	$23,03x - 5,466x^2$	0	0
		1,20	19,76
$0 \leq x \leq 2,40$	$26,21x - 7,51x^2$	0	0
		2,40	19,76

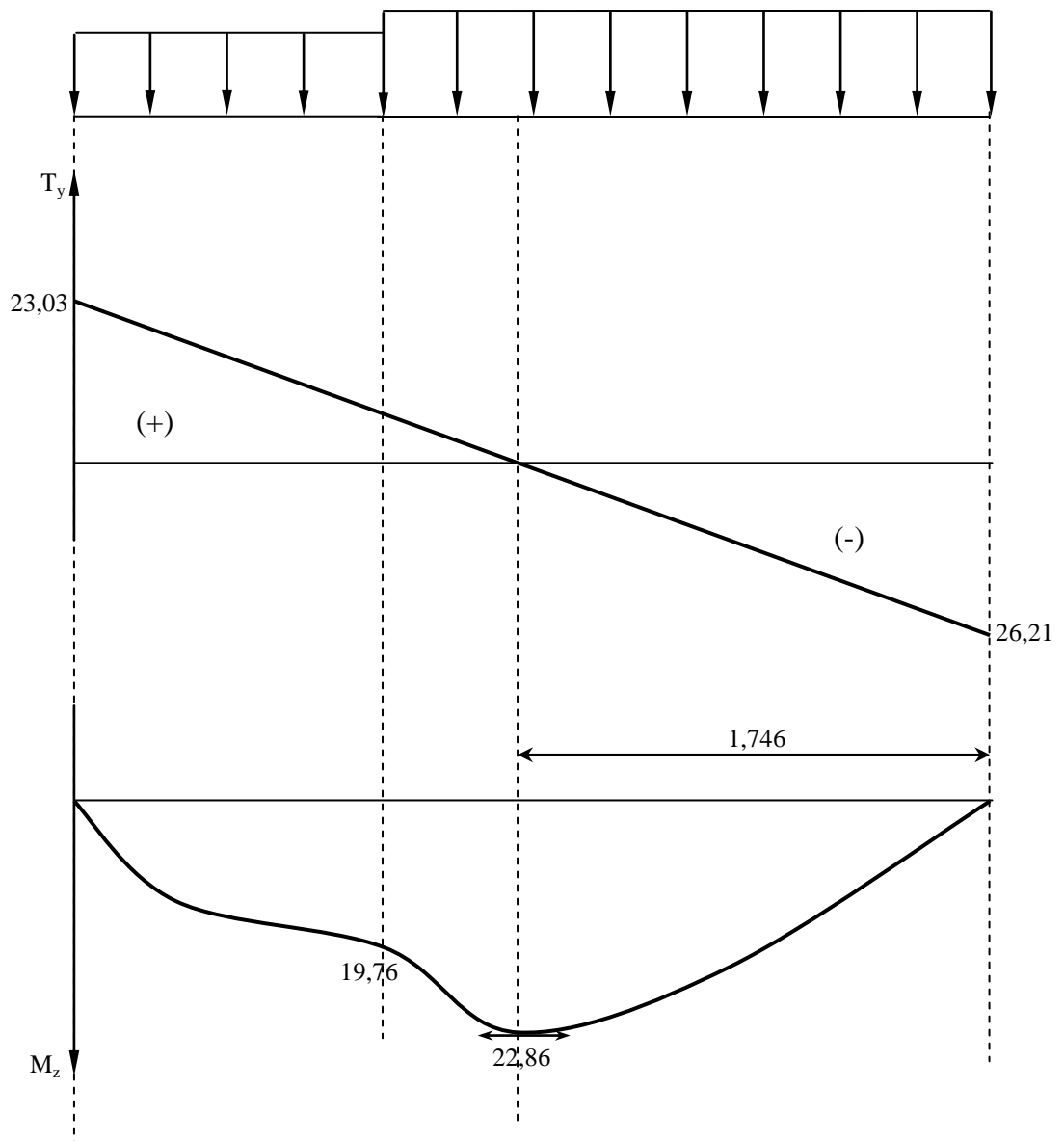
ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \Rightarrow 15,015x + 26,21 = 0 \Rightarrow x = 1,746 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 26,21(1,746) - 7,51(1,746)^2 \quad M_z^{\max} = 22,86 \text{ KN.m}$$

c- Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :



Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0,85 M_0 \quad M_t = 19,431 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 M_0 \quad M_a = -6,858 \text{ KN.m}$$

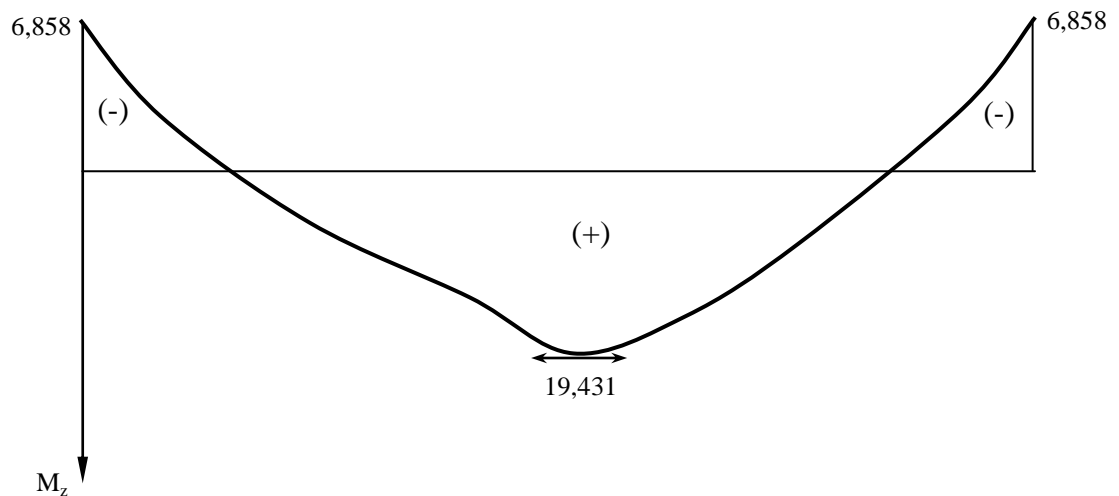
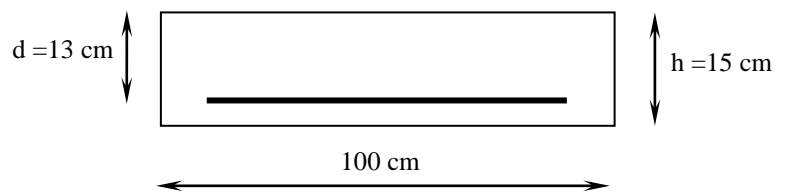


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

d- Calcul des armatures :

❖ Aux appuis :

$$M_a = 6,858 \text{ KN.m}$$



▪ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{6,853 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,853}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 4HA8 avec : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

- **Armatures de répartitions :**

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

Soit : 3HA6 avec $A_r = 0,85 \text{ cm}^2$ (St = 30 cm)

- ❖ **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$M_t = 19,431 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,431 \times 10^3}{100 \times (100)^2 \times 14,2} = 0,080$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,431 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 4HA12 avec : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 $\Rightarrow A_r = 1,52 \text{ cm}^2$ avec (St = 30 cm)

III-3-5- Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \\ A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

b- Répartition des barres :

▪ Armatures principales :

$$St < \min (3h ; 33) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ Armatures de répartitions :

$$St < \min (4h ; 45) = \min (45 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 30, 30 \right\} [\text{cm}] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$V_u^{\max} = 26,21 \text{ KN}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{26,21}{0,9 \times 13 \times 10,048} = 0,222 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{26,21 \times 10}{100 \times 13} = 0,26 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 13 \times 10^{-1}}{1,5} = 780$$

$$V_u^{\max} = 26,21 < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(26,21 + \frac{(-6,858) \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = -0,93$$

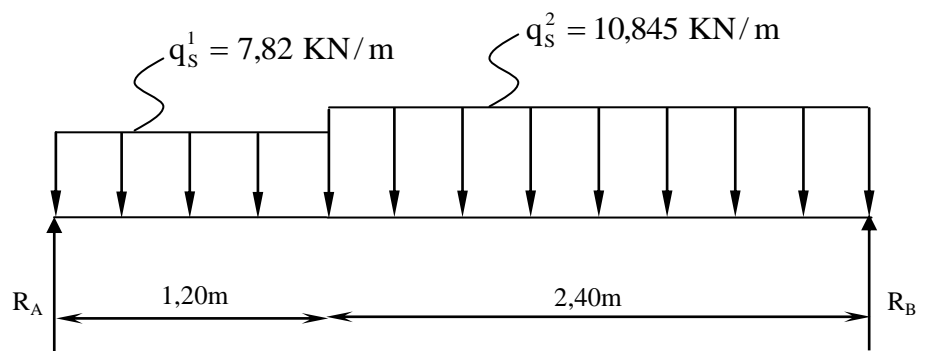
$$A_a = 2,01 > -0,93 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-6- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

a- Réaction d'appuis :

$$R_A = 16,48 \text{ KN}$$

$$R_B = 18,92 \text{ KN}$$



b- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

b-1- Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,20	- 7,82x + 16,48	0	16,48
		1,20	7,10
0 ≤ x ≤ 2,40	10,845x + 18,92	0	-18,92
		2,40	7,10

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

b-2- Moments fléchissant :

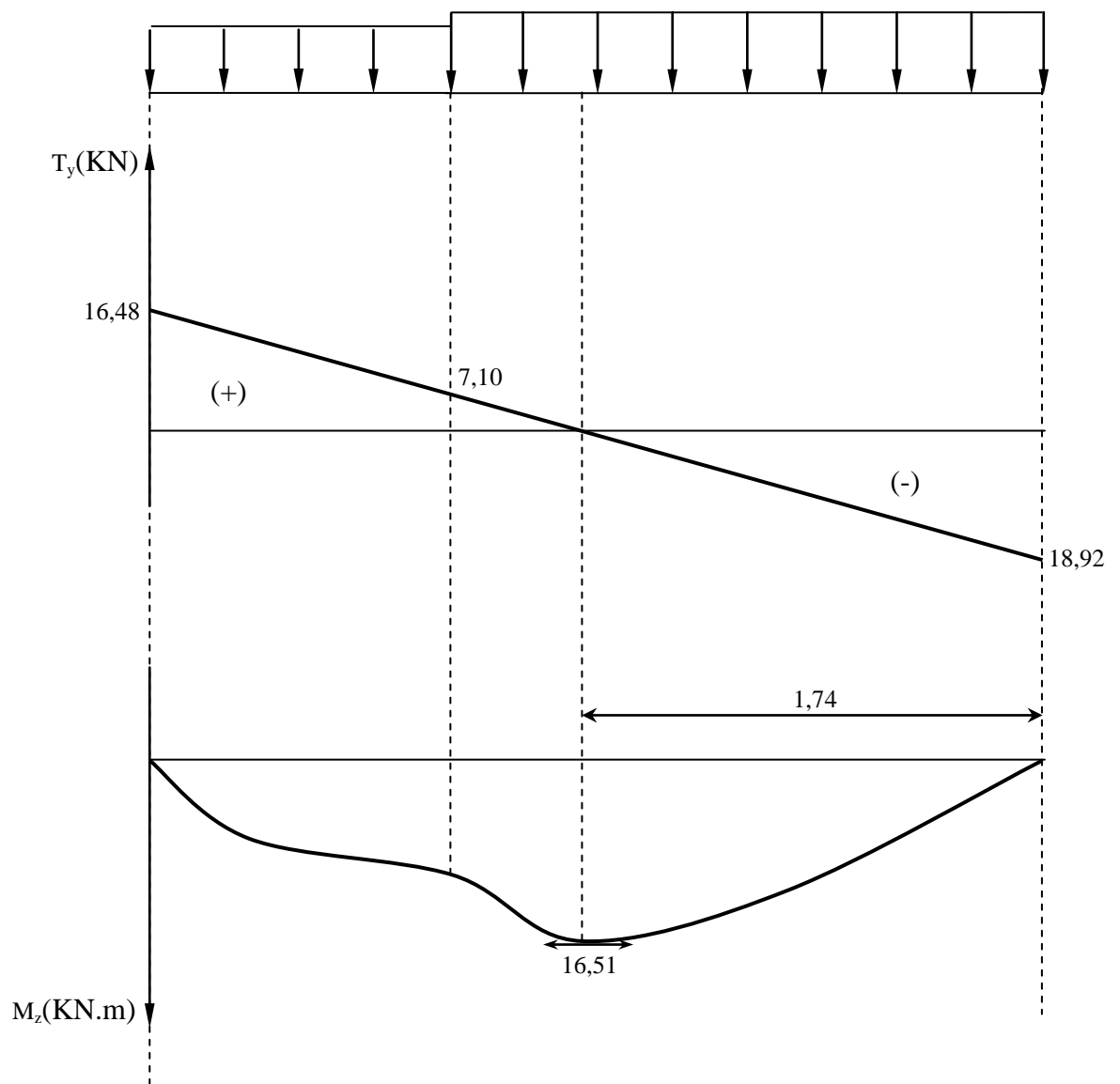
Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,20	16,48x - 3,91x ²	0	0
		1,20	14,18
0 ≤ x ≤ 2,40	18,92x - 5,42x ²	0	0
		2,40	14,18

- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 10,845x + 18,92 = 0 \Rightarrow x = 1,74 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_z^{\max} = 18,92(1,74) - 5,42(1,74)^2 = 16,51 \text{ KN.m}$$

Diagramme des sollicitations à L'ELS :



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Afin de tenir compte des semi-encastres :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 16,51 = -4,953$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 16,51 = 14,0336$$

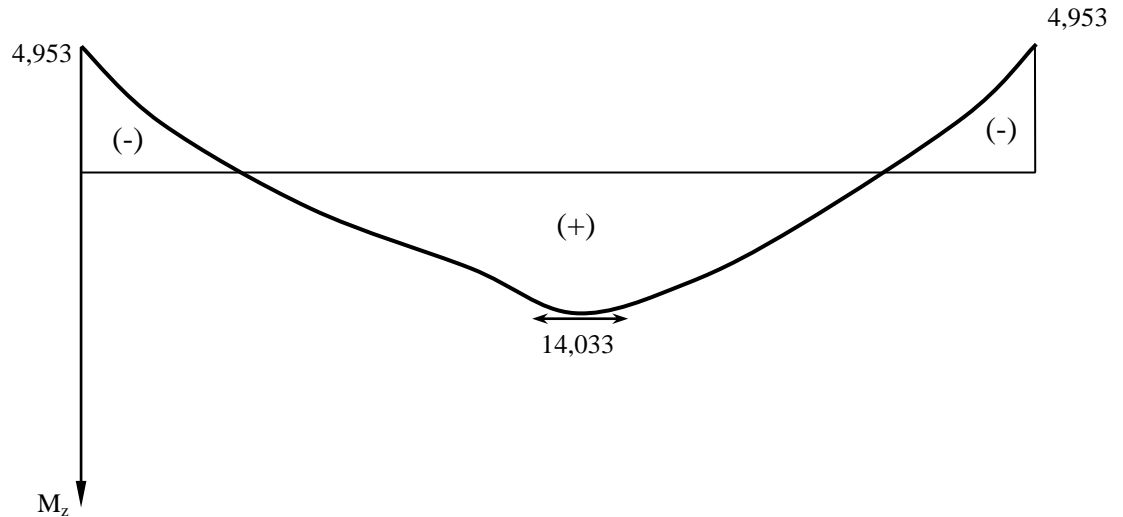


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

III-3-7- Vérification à L'ELS :

a- Contrainte de compression dans le béton :

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

❖ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154$$

$$\rho = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K = 0,016 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4,953 \times 10^3}{0,935 \times 13 \times 2,01} = 202,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 3,24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

❖ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{14,033 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,52} = 263,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 6,57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{360} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(7,82 ; 10,845) = 10,845 \text{ KN/mL}$$

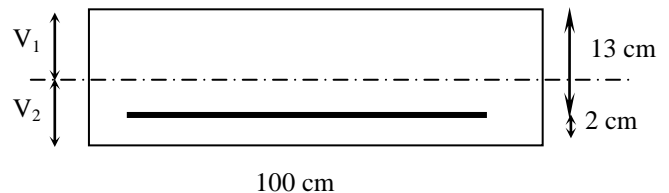
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 13) = 12131,4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 4,52) = 1567,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,74 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((7,74)^3 + (7,26^3)) + 15 \times 4,52 \times (7,26 - 2)^2$$

$$I = 30087,26 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,845 \times 10^3 \times (3,6)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 30087,26 \times 10^{-8}} = 0,008 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Etat limite d'ouverture des fissures :

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

III-3-7- Calcul de la poutre palière :

a- Prédimensionnement :

❖ Hauteur :

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

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

Avec :

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

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 2,50 \text{ m} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \quad \text{donc : } 16,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 25 \text{ cm}$$

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

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

❖ Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

b- Détermination des charges :

❖ Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/mL}$

❖ Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 26,21 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 18,92 \text{ KN}$$

c- Combinaison de charges :

$$\text{❖ ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 1,875) + \frac{(2 \times 26,21)}{2,50}$$

$$q_u = 23,50 \text{ KN/mL}$$

$$\text{❖ ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,875 + \frac{(2 \times 18,92)}{2,50}$$

$$q_s = 17,01 \text{ KN/mL}$$

III-3-7-1- Calcul des efforts à L'ELU :

❖ Moment isostatique :

$$M_{O_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{23,50 \times (2,50)^2}{8} = 18,36 \text{ KN.m}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

❖ Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{23,50 \times 2,50}{2} = 29,375 \text{ KN}$$

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

- Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 18,36 = -5,51 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 18,36 = 15,61 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

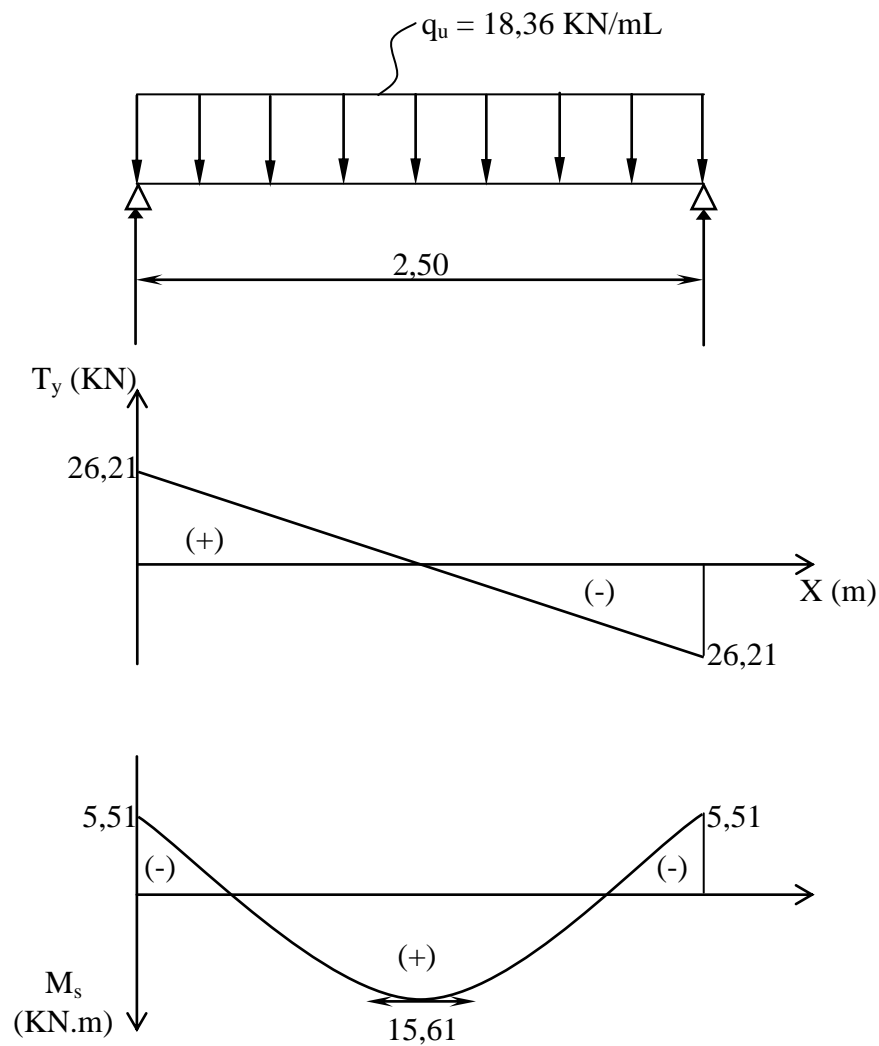


Fig III-10 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

Calcul des armatures :

▪ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,51 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu_b = 0,021 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,51 \times 10^6}{0,989 \times 270 \times 348} = 0,59$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

▪ En travée :

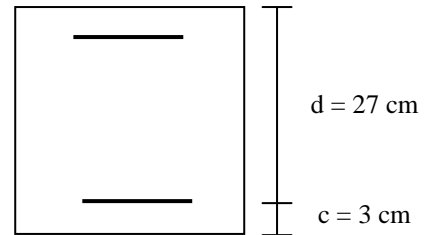
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,61 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,060$$

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

$$\mu_b = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15,61 \times 10^6}{0,969 \times 270 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$



III-3-7-2- Vérification à L'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

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

$$T_u^{\max} = 26,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{26,21 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,39 \text{ MPa}$$

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

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

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{26,21 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 1,145$$

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

d- Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 8,57 ; 25 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre ϕ_6

Donc on opte : $4HA6 = 1,13 \rightarrow (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi_6$

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 24,3 \text{ cm}$$

Soit : $St = 10 \text{ cm}$

e- Ecartement des barres :

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

❖ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 7,2 \text{ cm} \right\} = 7,2 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad , \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ m}$$

III-3-7-3- Vérification à L'ELS :

$$q_s = 17,01 \text{ KN/mL}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{OS} = M_S^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{17,01 \times (2,50)^2}{8} = 13,29 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_S = T_S^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{17,01 \times 2,50}{2} = 21,26 \text{ KN}$$

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

▪ Sur appuis : $M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 13,29 = -3,99 \text{ KN.m}$

▪ En travée : $M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 13,29 = 11,29 \text{ KN.m}$

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

1- Etat limite de compression du béton :

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

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

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348$$

$$\rho_1 = 0,348 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K = 0,0246 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{3,99 \times 10^6}{0,910 \times 235 \times 270} = 71,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0246 \times 71,85 = 1,71 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = 0,335 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K = 0,0246 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{11,29 \times 10^6}{0,910 \times 235 \times 270} = 195,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0246 \times 195,51 = 4,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Vérification de la flèche :

$$\text{❖ } \frac{h}{l} = \frac{30}{250} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{❖ } \frac{h}{l} = 0,12 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11,29}{10 \times 13,29} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{❖ } \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2,35 \times 10^2}{250 \times 270} = 3,48 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiées}$$

pas du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

3- Etat limite d'ouverture des fissures :

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

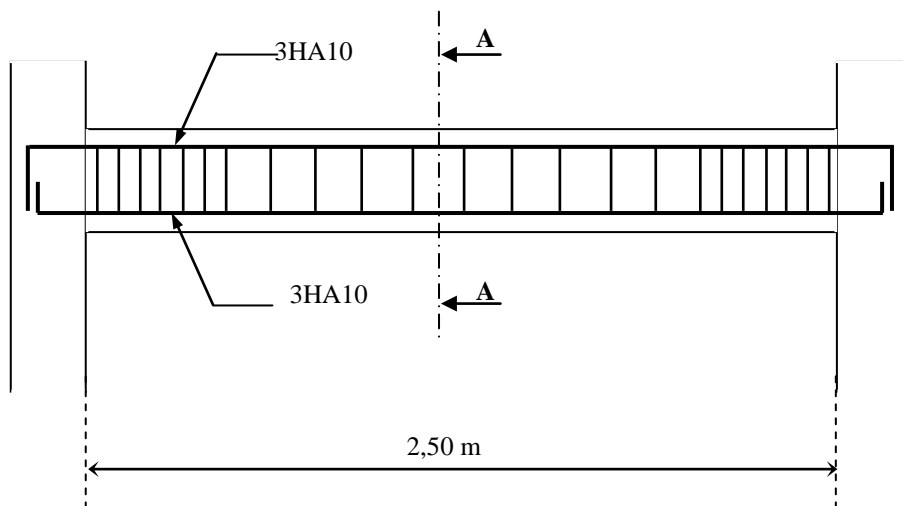
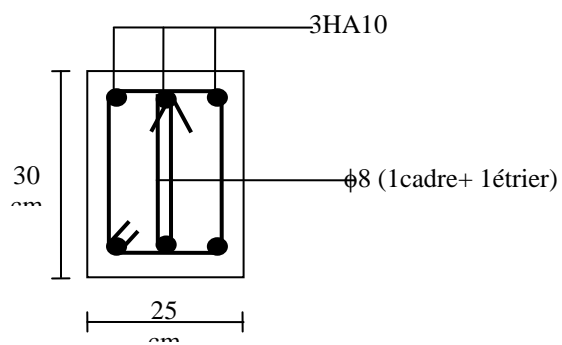


Fig III-11 : Ferrailage de la poutre



Coupe A-A

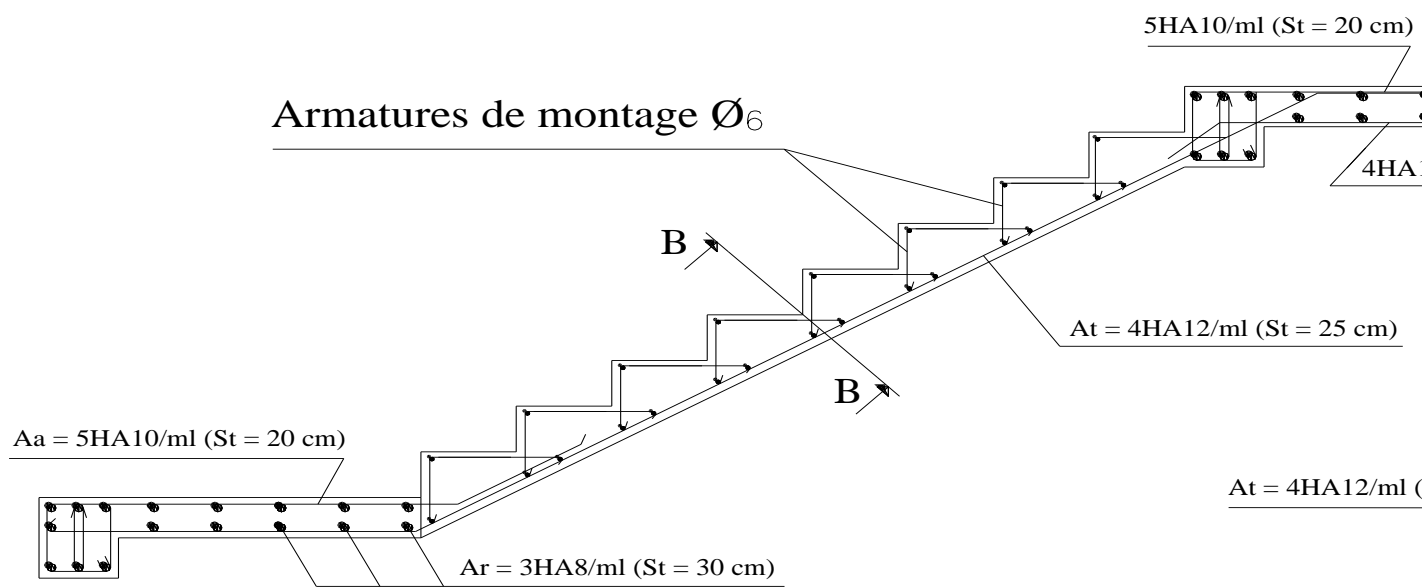


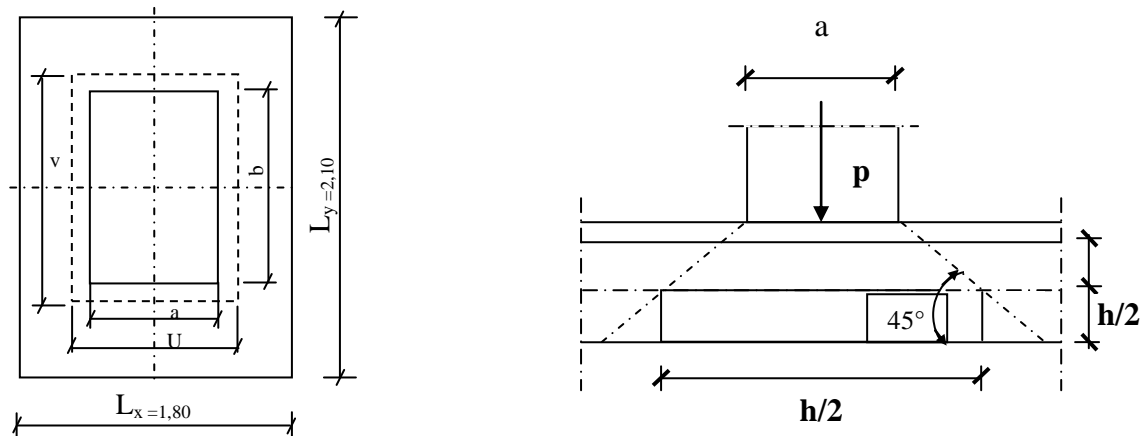
Schéma de ferrailage de l'escalier

III-6) Étude de la salle machine

Le bâtiment comprend deux cages d'ascenseurs, la surface de la cabine est de $(1,2 \times 1,80) \text{ m}^2$ et la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 t.

6-1) Calcul de la dalle pleine du local machine

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.



6-2) dimensionnement

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{1.8}{30} = 6 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm , et pour nous on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

$h_r = 5 \text{ cm}$, épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

6-3) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage

$$M_x = q (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = q (M_2 + v M_1)$$

Avec

v : Coefficient de **POISSON**

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U / L_x) et (V / L_y) dans les abaques de **PIGEAUD**

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

6-3-1) Calcul des efforts

$$\rho = L_x / L_y = 1,5 / 2,1 = 0,7$$
$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,5} = 0,7 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,10} = 0,5$$

D'où : $M_1 = 0,093$; $M_2 = 0,054$

ELU : $v = 0$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN/m}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,093 = 7,695 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,054 = 2,84 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{2,1} = 0,57 > 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,7 \Rightarrow \mu_x = 0,0670 \quad ; \quad \mu_y = 0,45$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 \Rightarrow G = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 \quad , \quad q_u = 8,04$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u \times l^2 \quad ; \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,067 \times 8,048 \times (1,5)^2 = 1,22 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0,45 \times 1,22 \text{ KN m}$$

6-3-2) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,513 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,106 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur affectant le coefficient (0,75) en travée et (0,5) aux appuis.

6-4) Ferrailage

Il se fera à l' ELU pour une bonde de (01)m de largeur.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	6,257	0,026	0,987	1,4	2,51	5HA8	20
	Y-Y	3,553	0,015	0,992	0,79	2,51	5HA8	20
En travée	X-X	9,38	0,04	0,980	2,16	3,02	6HA8	17
	Y-Y	5,33	0,022	0,989	1,2	3,02	6HA8	17

6-5) Vérifications à L' ELU

a) Condition de non-fragilité [Art : B.7.4 / BAEL 91]

Armatures inférieures

$$W = W_0 \cdot (3 - \alpha) / 2$$
$$W = A_{\min} / S$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \cdot (3 - 0,7) / 2 = 0,001$$
$$A_{\min} = 0,001 \cdot (15 \cdot 100) = 1,37 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$
$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3,02 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,02 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée.

c) Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à L'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2 (U+V) = 5\text{m}$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5}$$

$$Q_u = 90 \text{ KN} < \bar{Q}_u 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = P / (2u + v) = P / 3v$$
$$V_u = \frac{90}{2 \times 0,8 + 0,8} = 37,5 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = P/3u = P / (2v + u)$$
$$V_u = \frac{90}{3 \times 0,8} = 37,5 \text{ KN.}$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{37,5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,288 \text{ MPa}$$
$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$
$$\tau_u = 0,288 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

6-6) Vérification à l'ELS

6-6-1) Evaluation des moments

a) les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$
$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$q_s = P$; $\nu = 0,2$ à ELS :

$$M_{x1} = 90 (0,093 + 0,2 \times 0,054) \Rightarrow M_{x1} = 9,342 \text{ KN.m}$$
$$M_{y1} = 90 (0,054 + 0,2 \times 0,093) \Rightarrow M_{y1} = 6,534 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G+Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$
$$M_{x2} = \mu_s \times q_s \times l^2 = 0,067 \times 5,85 \times (1,5)^2 = 0,88 \text{ KN.m}$$
$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,45 \times 0,88 = 0,40 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

$$M_{0x} = 9,342 + 0,88 = 10,222 \text{ KN m}$$
$$M_{0y} = 6,534 + 0,40 = 6,9340 \text{ KN m}$$

Remarque

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75), et en appuis par (0,5) pour tenir de la continuité des voiles.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

6-6-2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

Il faut vérifiée que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$
$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M _s [KN.m]	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}	observation
Sur appuis	X-X	5,111	0,193	0,928	0,018	168,79	3,04	vérifié
	Y-Y	3,467	0,193	0,928	0,018	114,50	2,06	vérifié
En travée	X-X	7,667	0,230	0,922	0,02	211,80	4,24	vérifié
	Y-Y	5,200	0,230	0,922	0,02	143,66	2,87	vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE AU SIESME

I-INTRODUCTION :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

II- Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

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

II-1 Méthode statique équivalente :

- DÉFINITION :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

II-2 Les Méthodes Dynamiques :

- LA MÉTHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- LA MÉTHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCÉLÉROGRAMMES :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par

la méthode d'analyse modale spectrale.

III- Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d ALGER donc en zone IIb.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 1B.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

III-1 Méthode d'analyse modale spectrale :

- PRINCIPE :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III-1-1-Présentation du logiciel ROBOT structurale Analysis Professional 2013 :

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONALE 2013 :

Est un logiciel destiné à modéliser, analysé et dimensionné les différents types de structures .Robot permet de créer les structures, les calcules, vérifie les résultats obtenus,

Dimensionner les éléments spécifique de la structure ; la dernière étape gérer par Robot est la création de la documentation pour la structure calculé et dimensionnée.

Robot est logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments fini pour étudie les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique,etc.).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants .

Pour facilité le travaille de l'ingénieure Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils s'simplifiant l'étude des structures.

- Caractéristiques principales du logiciel robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

III-1-2- Etapes de calcul à suivre :

III-1-2-1 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, d'ouvrir une structure déjà existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.



Figure 1: Choix du type de structure à étudiée.

▪ **Configuration du logiciel robot :**

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans

la boîte de dialogue : “ préférence de l’affaire “, les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes, des catalogue des profiles, matériaux.....etc.

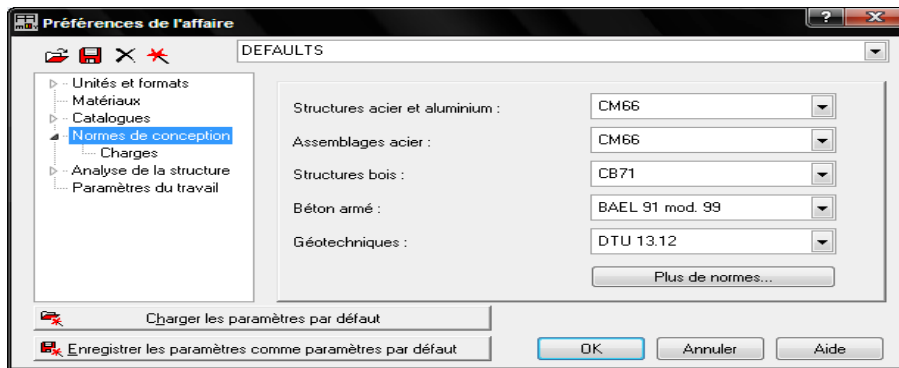


Figure .2: Boite de dialogue préférence de l'affaire.

- **LIGNES DE CONSTRUCTION :**

Les lignes de constructions peuvent servir à :

Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction.

La commande est accessible par le menu déroulant : structure, commande ligne de construction.

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.

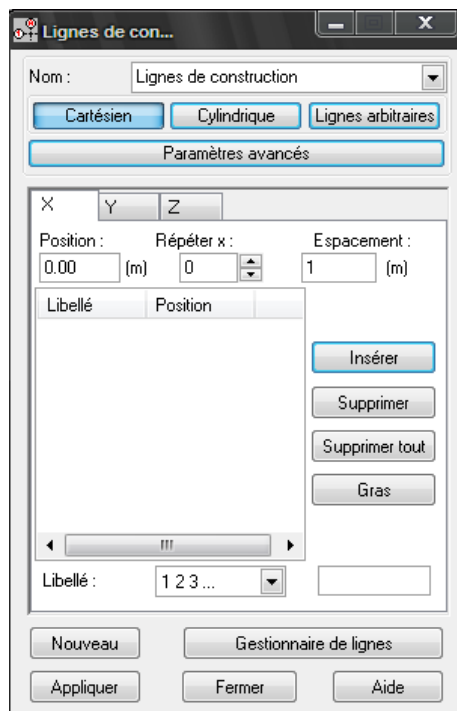



Figure.3: lignes de construction.

▪ CRÉATION DES BARRES :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils "modèle destructuré", on clique sur l'icone : 

Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous, puis on clique sur "définir un nouveau profilé" et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

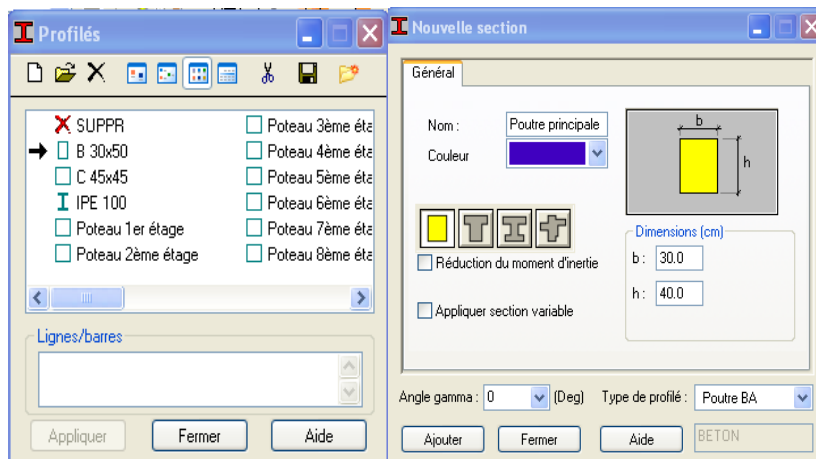



Figure .4 : choix des profilés des bars.

▪ AFFECTATION DES SECTIONS :

Avec la commande "barre"  on peut attribuer à chaque élément sa section

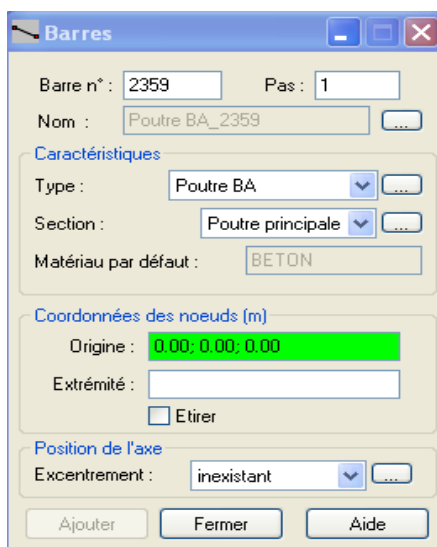



Figure .5 :boite de dialogue « barre »

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure des

Attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône 

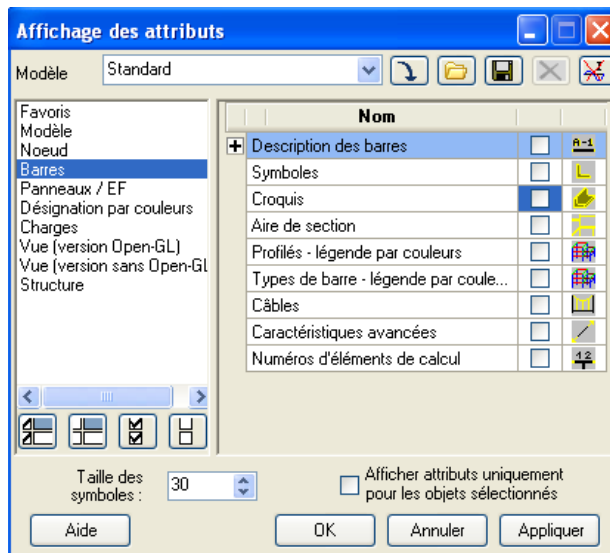


Figure .6 Boite de dialogue affichage des attributs.

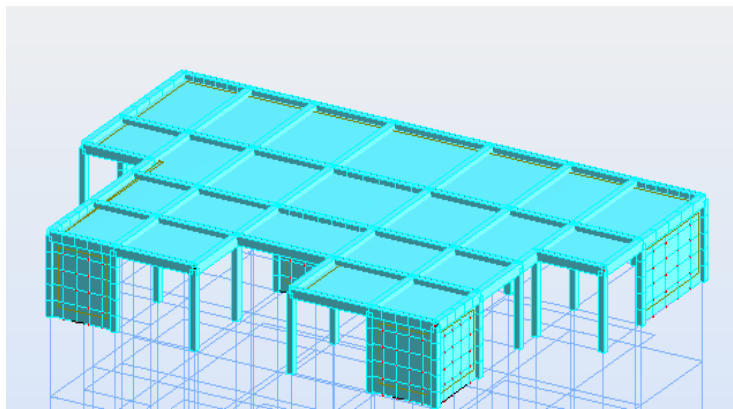


Figure .7: Exemple d'affectation des attributs.

▪ CRÉATION DES PANNEAUX :

A fin de créer des panneaux dans la structure, on doit sélectionner le type de structure

Approprié sur la vignette de démarrage de robot.



- **CONTOUR DES PANNEAUX:** pour définir les contours des panneaux, on utilise

l'option poly ligne/contour qui est disponible à partir de la barre d'outils, icône.



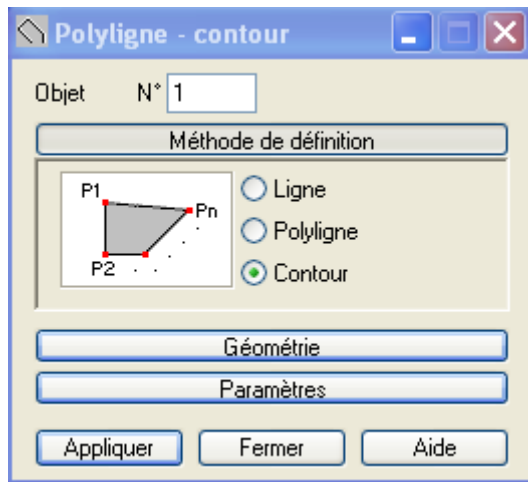




Figure .8: Définition des contours des panneaux.

▪ EPAISSEUR DES PANNEAUX :

Pour définir l'épaisseur des panneaux, on clique sur l'icône  puis sur 

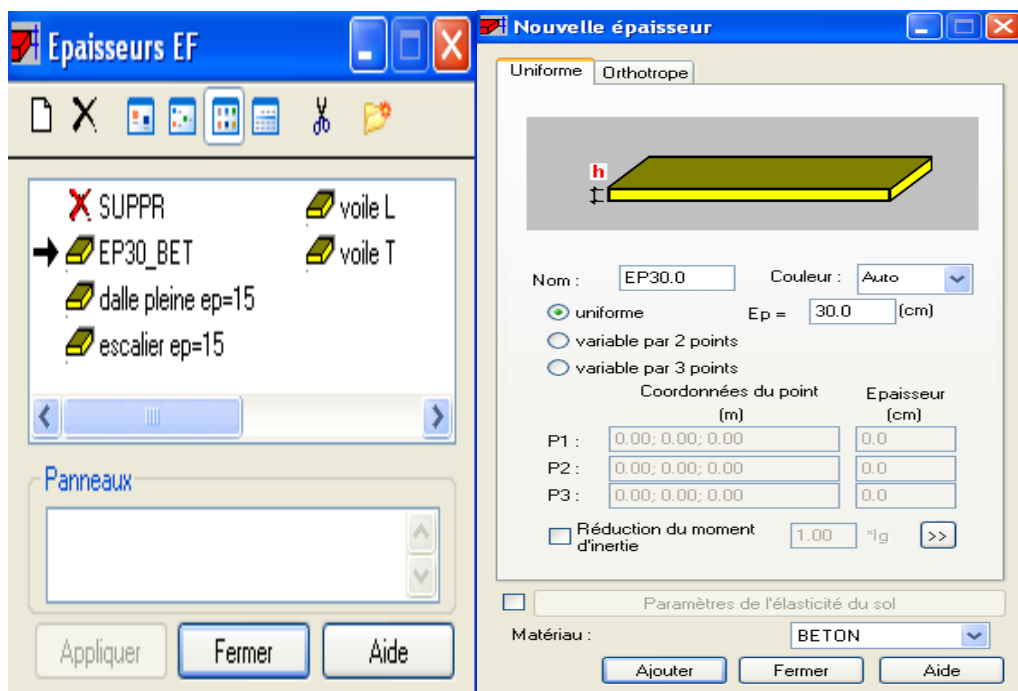


Figure .9 : Epaisseur des panneaux

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

AFFECTATION DES PANNEAUX : Pour affecter les voiles, on clique sur l'icône "panneau" puis on coche la case panneau et on active l'option point interne. la définition s'achève par un clique à l'intérieur du contour du voile.

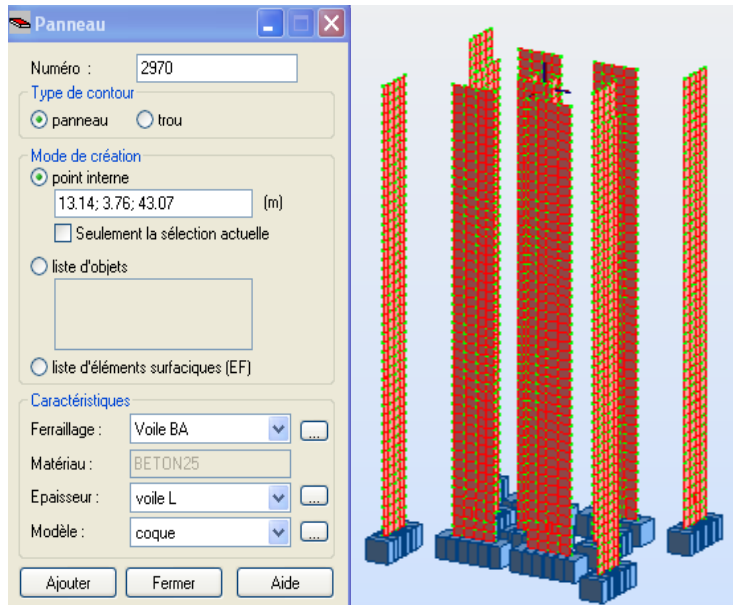



Figure .10 Affectation des VOILES

▪ DÉFINITION DES APPUIS :

Pour définir le type d'appuis, on clique sur l'icône,  la boîte de dialogue "Appuis" représentée ci-dessous s'affiche. Elle nous permet d'affecter des appuis pour les poteaux et les voiles.

Après avoir cliqué sur encastrement, on choisit l'onglet **nodal** pour les poteaux et l'onglet linéaires pour les voiles.

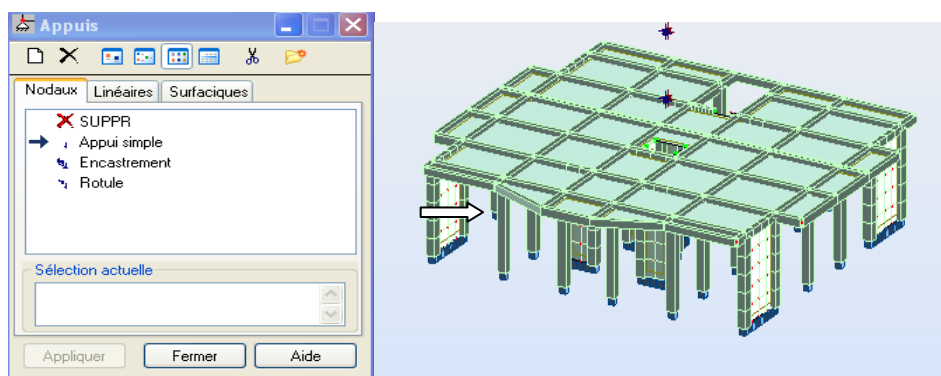


Figure .11 : Définition des appuis.

▪ CHARGEMENTS :


- **CAS DE CHARGE :** Un cliquer sur l'icône  nous permet de définir les charges Statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure dans la boîte de dialogue représentée ci- dessous.



Figure .12 : Définition des cas de charges

➤ DÉFINITION DES CONTOURS :

On doit définir géométriquement le contour qui est soumis à une charge uniformément Répartie, de la même manière que celle des panneaux.

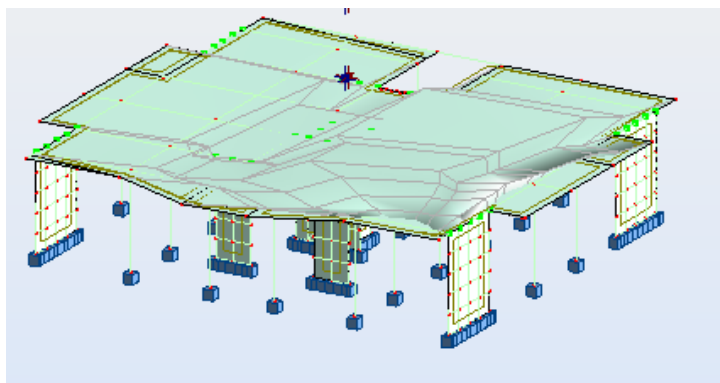


Figure .13 : définition du contour du plancher.

▪ **DÉFINITION DES BARDAGES :**

Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages selon la ligne de Commande suivante : structure → caractéristiques additionnelles → répartition des charges bardages.

La boite de dialogue ci-dessous apparaît.

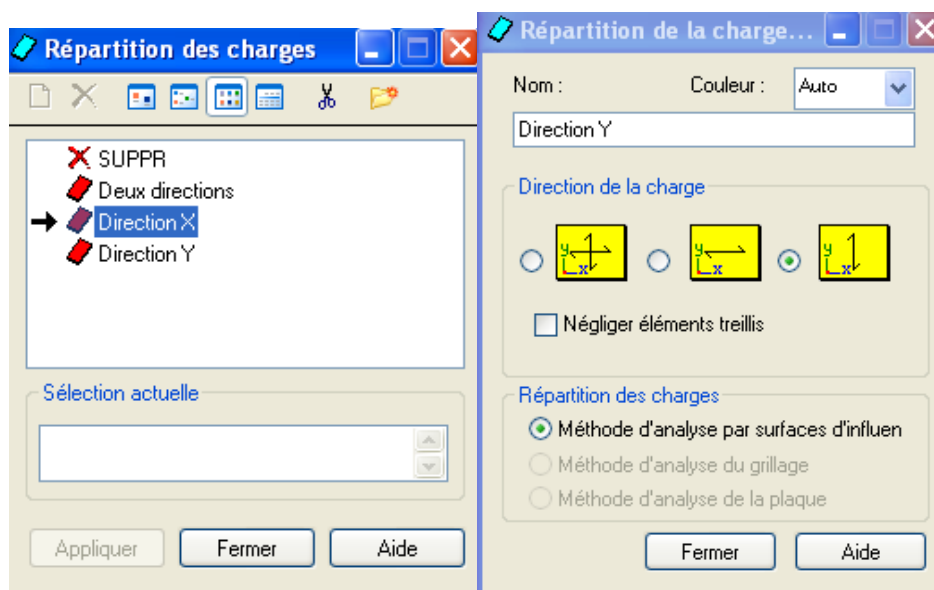


Figure .14 : choix des bardages.

▪ **NEUD MAITRE :**

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir le nœud maitre et pour se faire, dans le menu "structure", "caractéristiques additionnelles", «liaisons rigides», on clique sur nouveau, on coche U_x , U_y et R_z puis on clique sur ajouter, dans la case du nœud maitre onchoisi un nœud et dans la case nœud esclave onchoisi les autres manuellement.

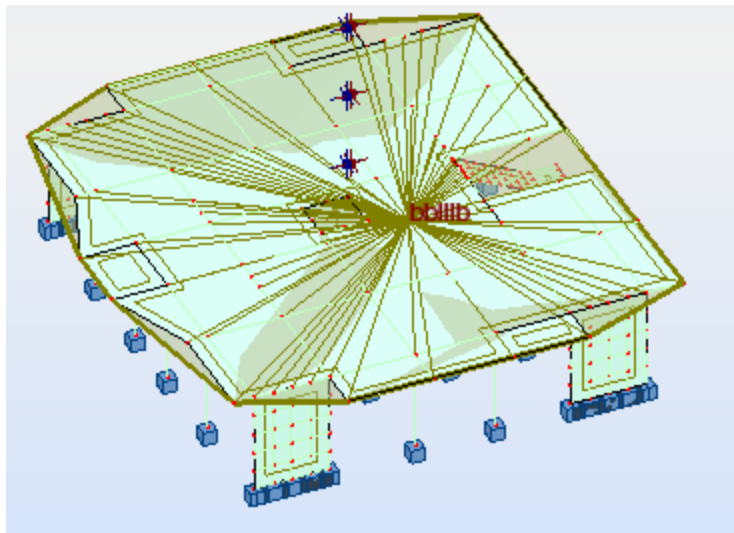
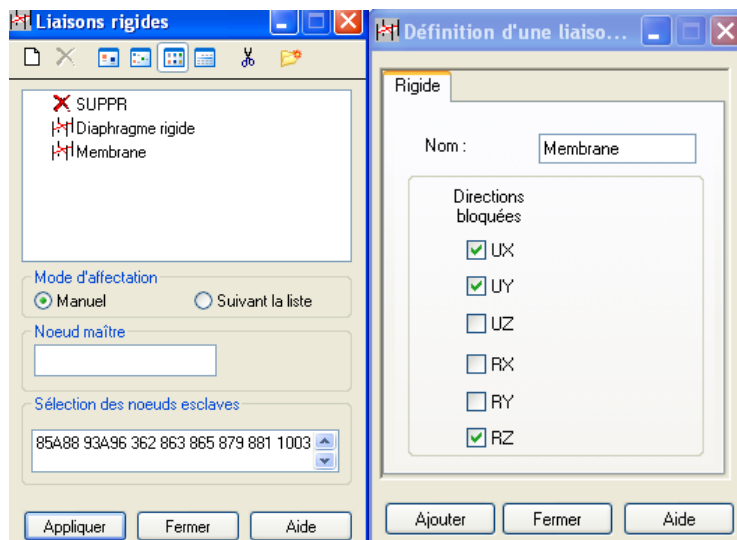


Figure .20 : Définition du noeud maitre et des noeuds esclaves.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

ANALYSE DE LA STRUCTURE

- ANALYSE SISMIQUE

- Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone :II** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : 1 B(bâtiments d'habitation collective H > 48 m , voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coefficient comportement** : mixte portiques /voiles avec interaction.(R=5)
- **Remplissage** : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)
- **Site** : **S2**site ferme (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)
- **Facteur de qualité (Q)**: Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - **P_q** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". La régularité en plan et en élévation.

- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

- La qualité du contrôle de la construction

$$Q=1+\sum P_q$$

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

- **RÉGULARITÉ EN PLAN ET EN ÉLÉVATION :ART 4.3.3 RPA 2003 :**

Il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle \longrightarrow **q₂ = q₃ = 0**

- **REDONDANCE EN PLAN ET CONDITIONS MINIMALES SUR LES FILS DE CONTREVENTEMENT :**

Ces deux critères sont observés \longrightarrow **q₁ = q₄ = 0**

- **CONTRÔLE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX ET SUIVI DE CHANTIER :**

Ces deux critères ne sont pas observés \longrightarrow **q₅ = 0.00**

▪ **q₆ = 0.1**(contrôle de bonne exécution des travaux non observé) .

▪ **CONCLUSION** : Le facteur de qualité est égal à **1.1**

DÉFINITION DES CHARGES :

La boite de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés. Elle est

accessible après un clique sur l'icône



puis sur surface, après sur charges

surfamiques uniformes.

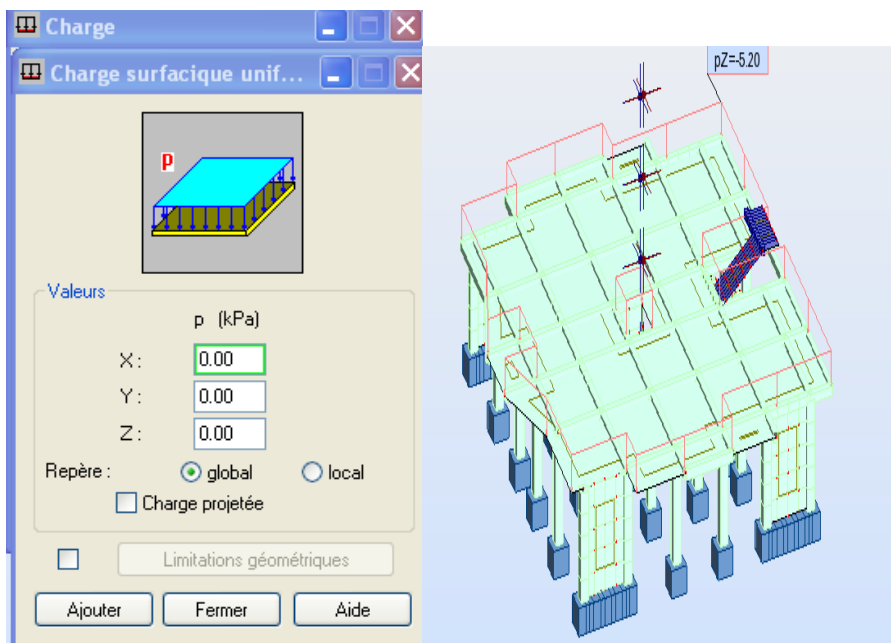


Figure .15: Définition des charges.

▪ **OPTION DE CALCUL :**

Dans la boîte de dialogue “**option de calcul**“ qui s’ouvre après la sélection de la commande

type d’analyse disponible dans le menu déroulant analyse, on peut créer des nouveaux cas de

charges qui ne nécessitent pas la définition préalable d’un cas de charge statique.

Figure .16 : Boite de dialogue “option de calcul“.

Pour définir un nouveau cas de charge, on clique sur nouveau et on coche modale.

Les paramètres de l’analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s’affiche à l’écran après la validation de la précédente.

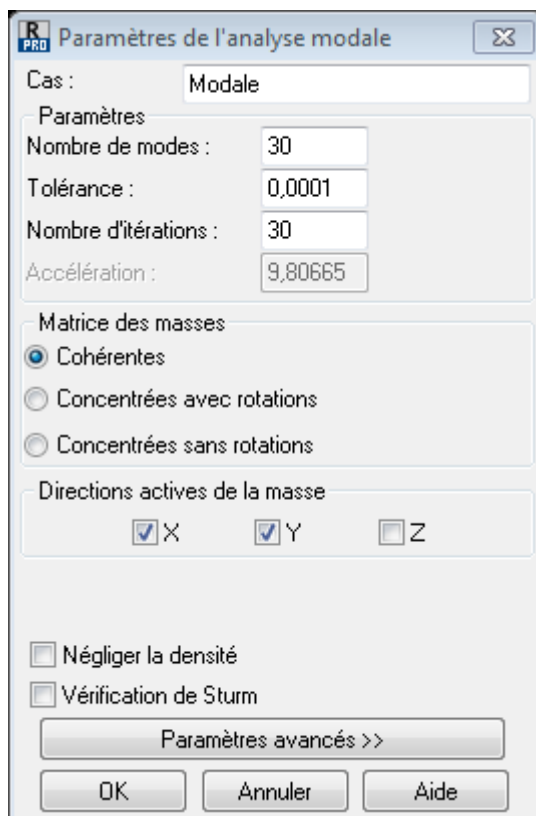
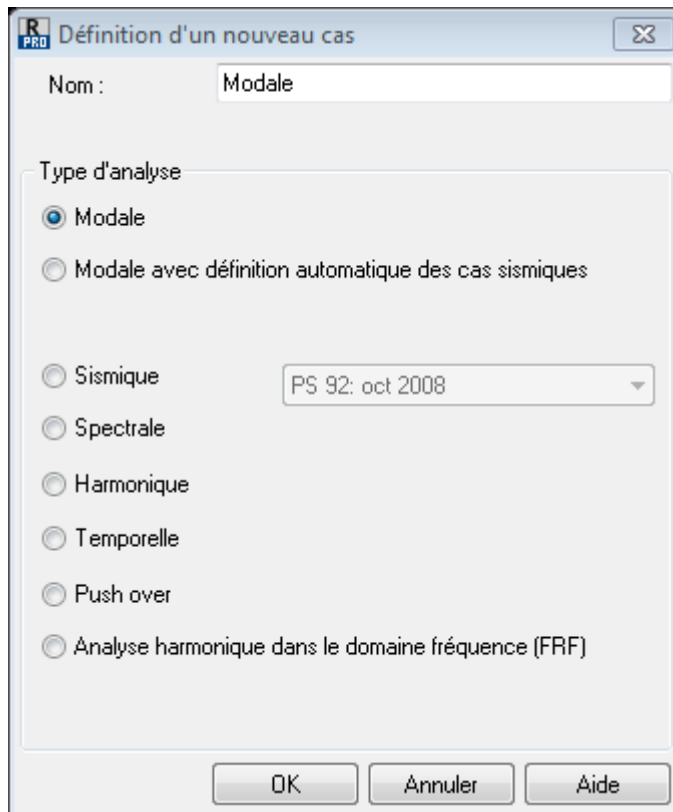


Figure .17 : Définition du cas de charge modale.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Après avoir défini le cas de charge modale, on coche sismique en introduisant les Paramètres correspondants.

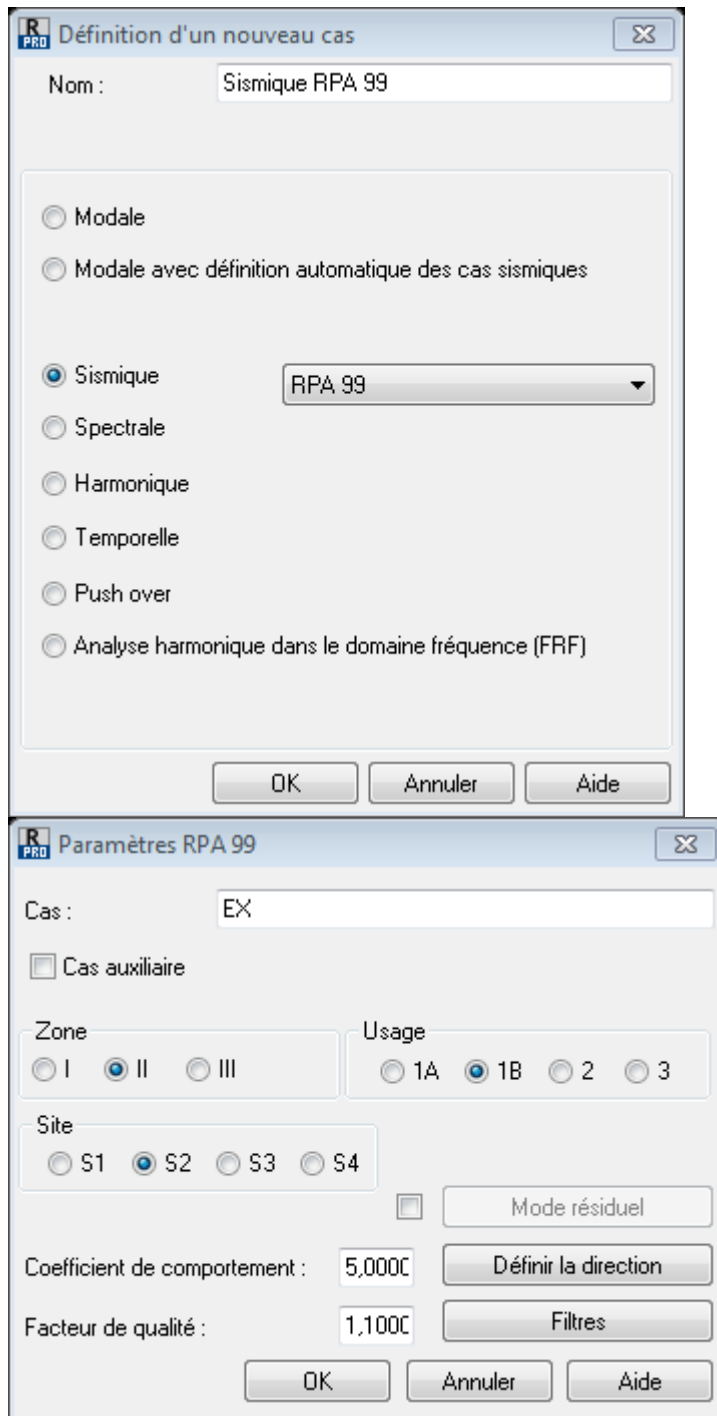
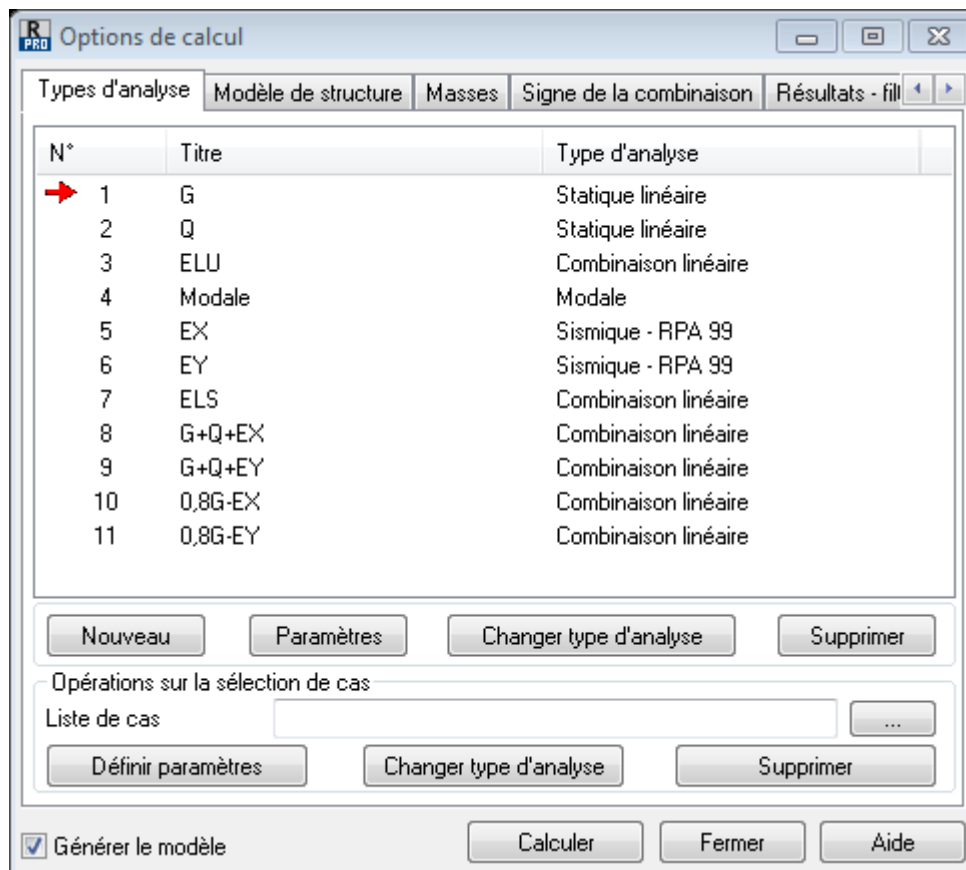


Figure .18 : Définition du cas de charge sismique.



- **CONVERSION DE CHARGES EN MASSES :**

Cette option nous permet d'effectuer la conversion de charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour le calcul en statique) et des masses (pour le calcul en dynamique).

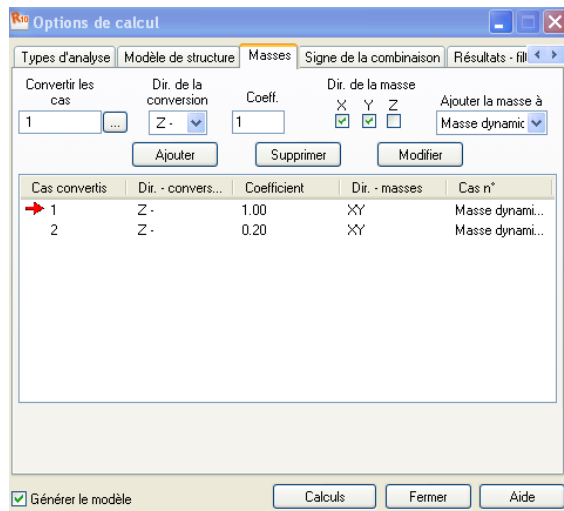


Figure .19 : Conversion de charges en masses.

VII- COMBINAISONS DE CHARGE :

Les sollicitations à prendre en considération sont imposées par le BAEL 91 et le RPA 99 ;
 qui sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables. Elles sont résumées dans le tableau suivant.

		Les combinaisons
BAEL 99	ELU	1.35G+1.5Q
	ELS	G+Q
RPA99	ACC	G+Q+1.2E
		0.8 - E

Tableau .10 :Combinaisons d'actions.

Avec :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.(pour les deux sens)

- **REMARQUE :**

L'action du vent est négligeable devant celle du séisme, c'est pour qu'elle n'est pas prise en considération.

Pour définir les combinaisons d'actions, on doit suivre les étapes suivantes :

Dans le menu déroulant "charge", "combinaison manuelle", il faut saisir le nom de la Combinaison, la nature de la combinaison, le type de la combinaison et le type de la Combinaison sismique.

Pour définir une autre combinaison, on refait les mêmes opérations que celles définis ci-dessus.

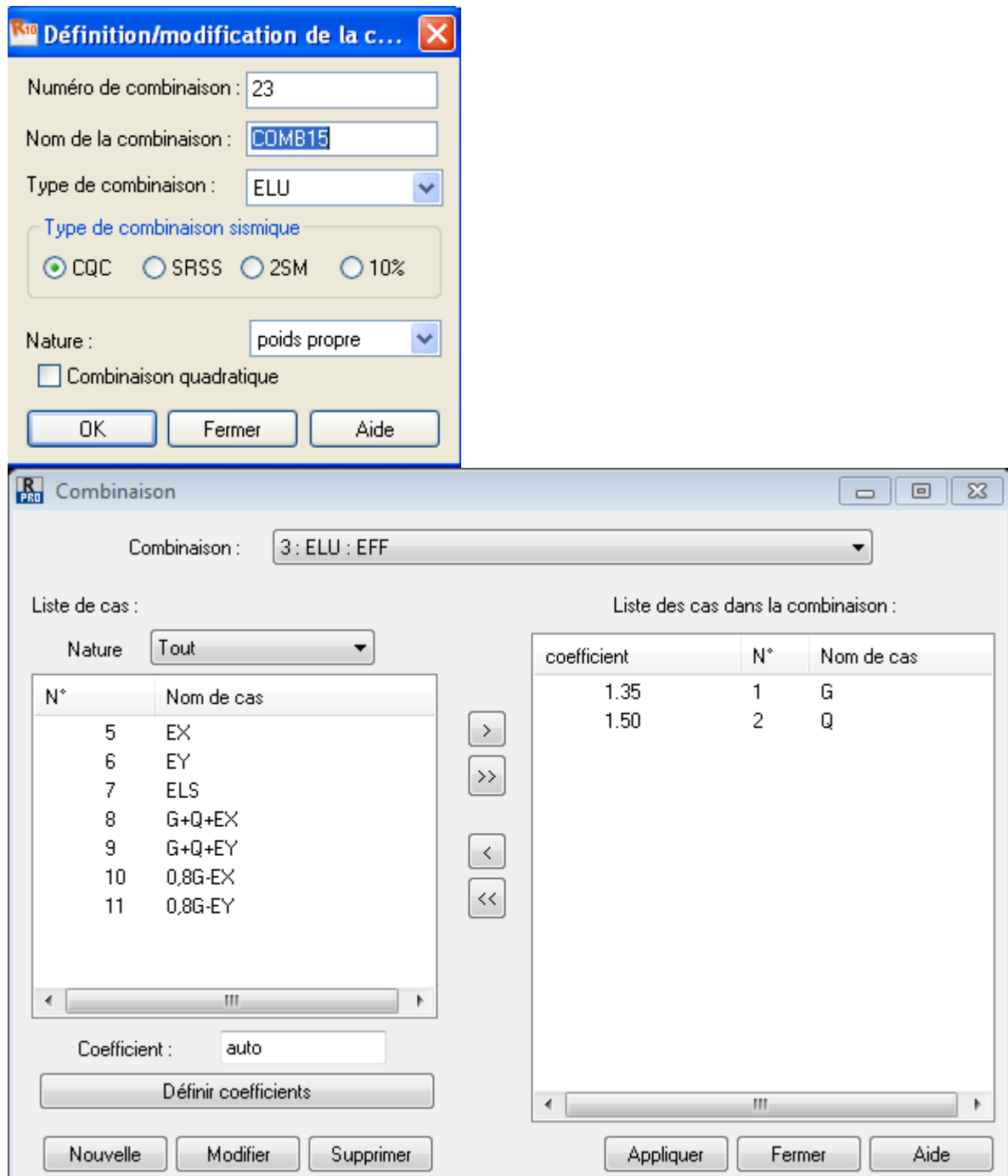


Figure .21 : Définition des combinaisons d'actions.

▪ **VÉRIFICATION DE LA STRUCTURE :**

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs

Dans la modélisation.

Dans le menu "analyse", on clique sur "vérifier la structure" et robot nous affiche le nombre

Et la nature d'erreurs.

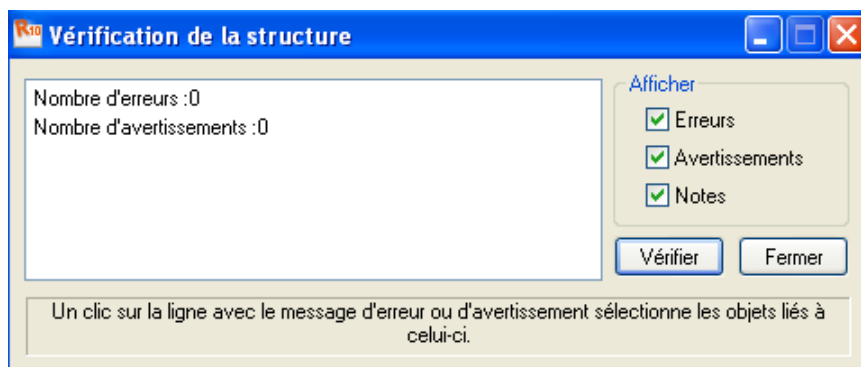


Figure .22: Vérification de la structure.

Pour lancer l'analyse de la structure, dans le menu déroulant "analyse" on clique sur "calculer".

▪ **EXPLOITATION DES RÉSULTATS :**

Dans l'éditeur graphique, on clique avec le bouton droit de la souris et on choisit "tableau" et

on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

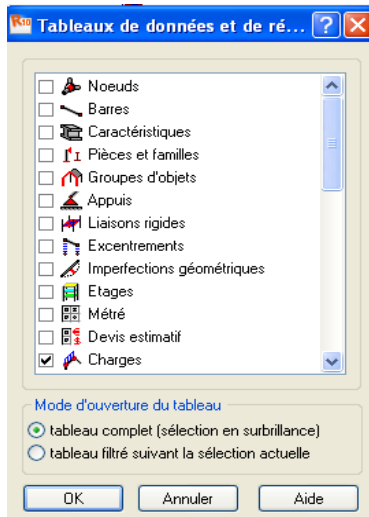


Figure .23 : Tableau de donnée et de résultats.

▪ AFFICHAGE DES PÉRIODES :

Pour l’affichage des périodes, on coche dans le tableau ci-dessus la case “modes propres” puis

On clique sur ok.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]	Tot.mas. UZ [kg]
4/ 1	0.93	1.07	3.43	0.01	0.0	3.43	0.01	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 2	1.01	0.99	59.28	0.02	0.0	55.85	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 3	1.12	0.90	59.28	65.30	0.0	0.00	65.28	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 4	1.34	0.74	59.72	65.30	0.0	0.44	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 5	2.98	0.34	59.80	65.30	0.0	0.08	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 6	3.90	0.26	59.81	78.77	0.0	0.02	13.47	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 7	3.93	0.25	77.17	78.78	0.0	17.35	0.01	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 8	4.10	0.24	77.17	78.78	0.0	0.00	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 9	5.61	0.18	77.22	78.78	0.0	0.04	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 10	8.20	0.12	77.22	84.55	0.0	0.00	5.77	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 11	8.73	0.11	77.34	84.56	0.0	0.12	0.01	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 12	9.12	0.11	84.89	84.56	0.0	7.55	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 13	12.25	0.08	84.89	84.57	0.0	0.00	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 14	15.71	0.07	84.89	87.80	0.0	0.00	3.24	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 15	15.69	0.06	88.33	87.80	0.0	3.44	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 16	16.09	0.06	88.35	87.80	0.0	0.02	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 17	19.93	0.05	88.35	87.86	0.0	0.00	0.06	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 18	20.09	0.05	88.35	89.84	0.0	0.00	1.97	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 19	20.59	0.05	88.40	89.84	0.0	0.05	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 20	21.38	0.05	88.51	89.84	0.0	0.10	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 21	22.09	0.05	89.87	89.84	0.0	1.37	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 22	22.87	0.04	89.87	89.84	0.0	0.00	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 23	23.61	0.04	90.14	89.84	0.0	0.27	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 24	24.15	0.04	90.31	89.84	0.0	0.17	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 25	25.74	0.04	90.33	89.84	0.0	0.02	0.01	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 26	26.03	0.04	90.33	89.85	0.0	0.00	0.01	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 27	26.79	0.04	90.34	90.67	0.0	0.01	0.82	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 28	26.84	0.04	90.34	91.11	0.0	0.00	0.44	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 29	27.37	0.04	90.49	91.12	0.0	0.15	0.02	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
4/ 30	27.69	0.04	90.80	91.12	0.0	0.31	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
5/ 1	0.93	1.07	3.43	0.01	0.0	3.43	0.01	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
5/ 2	1.01	0.99	59.28	0.02	0.0	55.85	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
5/ 3	1.12	0.90	59.28	65.30	0.0	0.00	65.28	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0

Pour afficher les valeurs maximales et minimales, on clique sur “extrêmes globaux”

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	27.69	1.07	90.80	91.12	0.0	55.85	65.28	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	30	1	30	30	1	2	3	1	1	1	1
MIN	0.93	0.04	3.43	0.01	0.0	0.00	0.00	0.0	4891680.93	4891682.46	0.0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	30	1	1	1	13	23	1	1	1	1

Tableau .1 : Affichage des périodes.

▪ ESTIMATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE

(T):

LA PÉRIODE :(Art4.2.4 /RPA99 version 2003 page 45) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant : $T = C_T h_N^{(3/4)}$ (Article 4-6 /RPA99, version 2003)

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\rightarrow h_N = 48.96\text{m}$$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

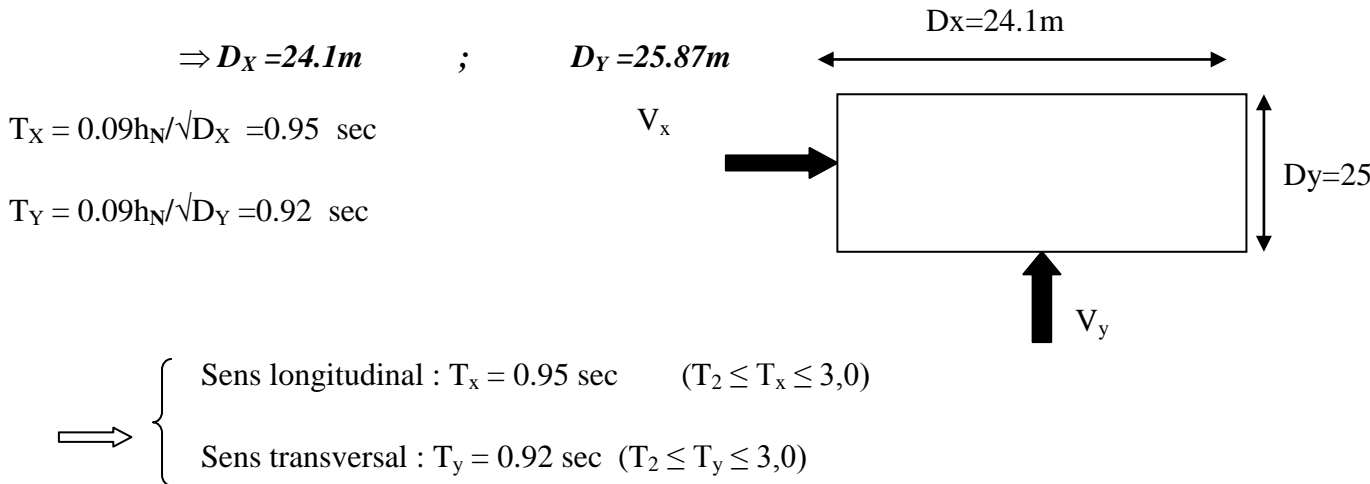
$$D'où : T = 0,05.(48.96)^{3/4} = 0,93\text{sec}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Dans le cas des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.



Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% (Art 4.2.4.b RPA 99/version 2003).

▪ **SENS LONGITUDINAL :**

$T_X = \min (0.93, 0.95) = 0.93 \text{ sec}$, ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée

$$0.93 \times 1.3 = 1.20 \text{ sec.}$$

▪ **SENS TRANSVERSAL :**

$T_Y = \min (0.93, 0.92) = 0.92 \text{ sec}$; ce qui veut dire T estime ne doit pas de dépassée
 $0.92 \times 1.3 = 1.20 \text{ sec.}$

VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE

On doit vérifie

$$T = 1.07 < T_i = 0.92 \times 1.3 = 1.20 \text{ vérifie. } \Rightarrow$$

Avec : T_i : Période fondamentale imposée par le RPA.

T : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ROBOT.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

VERIFICATION DE LA MASSE PARTICIPANTE

Le pourcentage de participation massique est vérifié dans les deux sens à partir du 27^{ème} mode et il vaut :

Sens XX : 90.34 % \geq 90 %

Sens YY : 90,67 % \geq 90 %

■ AFFICHAGE DES DÉPLACEMENTS DES NŒUDS :

Dans le même tableau, on coche “déplacement des nœuds”

Noeud/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
5/ 11 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6/ 8 (C) (CGC)	0.2	0.0	-0.0	0.000	0.001	0.000
6/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.2	0.1	0.001	0.000	0.000
6/ 10 (C) (CGC)	-0.2	-0.0	-0.0	-0.000	-0.001	-0.000
6/ 11 (C) (CGC)	-0.0	-0.2	-0.2	-0.001	-0.000	-0.000
7/ 8 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7/ 10 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7/ 11 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8/ 8 (C) (CGC)	0.2	0.0	-0.0	0.000	0.001	0.000
8/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.2	-0.0	0.001	0.000	0.000
8/ 10 (C) (CGC)	-0.2	-0.0	-0.0	-0.000	-0.001	-0.000
8/ 11 (C) (CGC)	-0.0	-0.2	-0.1	-0.001	-0.000	-0.000
9/ 8 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9/ 10 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9/ 11 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10/ 8 (C) (CGC)	0.2	0.0	-0.0	0.000	0.001	0.000
10/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.2	-0.0	0.001	0.000	0.000
10/ 10 (C) (CGC)	-0.2	-0.0	-0.1	-0.000	-0.001	-0.000
10/ 11 (C) (CGC)	-0.0	-0.2	-0.1	-0.001	-0.000	-0.000
11/ 8 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11/ 10 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11/ 11 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12/ 8 (C) (CGC)	0.2	0.0	-0.1	-0.000	0.001	0.000
12/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.2	-0.1	0.001	0.000	0.000
12/ 10 (C) (CGC)	-0.2	-0.0	-0.1	-0.000	-0.001	-0.000
12/ 11 (C) (CGC)	-0.0	-0.2	-0.1	-0.001	-0.000	-0.000
13/ 8 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13/ 9 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13/ 10 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13/ 11 (C) (CGC)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44/ 8 (C) (CGC)	0.2	0.0	-0.0	-0.000	0.001	0.000

Tableau -2 : Les déplacements de la structure.

■ VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS (ART 5.10 RPA99 MODIFIÉ 2003) :

➤ Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA99 modifié 2003) :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Dans notre cas, la hauteur de l'étage est de 3.06m, donc le déplacement à ne pas dépasser est de 3.06cm.

Le déplacement relatif au niveau “k” par rapport au niveau “k-1” est donné par la formule : $\delta_K - \delta_{K-1}$.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Les déplacements de chaque niveau sont donnés par le tableau suivant :

Niveau	Déplacement Sens XX(cm)				DéplacementSens YY(cm)			
	δ_K	δ_{K-1}	$\delta_K - \delta_{K-1}$	obs	δ_K	δ_{K-1}	$\delta_K - \delta_{K-1}$	obs
17	14	13	1	CV	11.3	10.8	0.5	CV
16	13	12	1	CV	10.8	10.2	0.6	CV
15	12	11	1	CV	10.2	9.6	0.6	CV
14	11	9.9	1.1	CV	9.6	9.	0.6	CV
13	9.9	8.9	1	CV	9.	8.3	0.7	CV
12	8.9	7.8	1.1	CV	8.3	7.5	0.8	CV
11	7.8	6.8	1	CV	7.5	6.7	0.8	CV
10	6.8	5.9	0.9	CV	6.7	5.9	0.8	CV
9	5.9	4.9	1	CV	5.9	5.1	0.8	CV
8	4.9	4	0.9	CV	5.1	4.3	0.8	CV
7	4	3.2	0.8	CV	4.3	3.5	0.8	CV
6	3.2	2.4	0.8	CV	3.5	2.7	0.8	CV
5(3cc)	2.4	1.7	0.7	CV	2.7	1.9	0.8	CV
4(2cc)	1.7	1.1	0.6	CV	1.9	1.2	0.7	CV
3(1cc)	1.1	0.6	0.5	CV	1.2	0.7	0.5	CV
RDC	0.6	0.2	0.4	CV	0.7	0.2	0.5	CV
S Sol	0.2	0	0.2	CV	0.2	0	0.2	CV

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

AFFICHAGE DES RÉACTIONS D'APPUIS :

Pour obtenir les réactions d'appuis, on coche "réactions" dans la liste des tableaux .

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
9052/ 10 (C)	-1,71	0,34	27,83	-0,84	-292,88	0,07
9052/ 11 (C)	90,32	0,36	516,10	-2,84	-191,88	-0,13
9056/ 8 (C)	22,15	1,04	1987,26	0,60	166,43	-0,01
9056/ 9 (C)	-52,38	-0,04	2123,10	7,21	15,72	0,23
9056/ 10 (C)	-167,63	-0,52	995,34	-1,44	-137,91	-0,19
9056/ 11 (C)	-105,10	-2,18	882,14	-6,96	-12,31	-0,40
9067/ 8 (C)	-24,16	1,05	1651,42	-1,26	387,19	-0,12
9067/ 9 (C)	-133,53	1,03	1071,29	1,16	267,61	0,12
9067/ 10 (C)	-241,56	0,33	26,21	-0,83	29,76	-0,08
9067/ 11 (C)	-150,41	0,35	509,65	-2,85	129,41	-0,28
9071/ 8 (C)	216,13	1,04	1983,96	0,58	165,14	0,25
9071/ 9 (C)	143,51	-0,07	2126,40	7,28	14,01	0,50
9071/ 10 (C)	-31,94	-0,53	992,94	-1,44	-138,30	-0,00
9071/ 11 (C)	30,25	-2,22	873,99	-7,02	-12,38	-0,21
Cas 8 (C) (COC) G+Q+EX						
Somme totale	2580,38	844,09	133180,63	309,24	3198,56	20,13
Somme réacti	2532,60	5,92	108678,65	1402075,54	-1237868,57	31611,54
Somme effort	2530,90	5,91	-108678,64	-1401721,93	1301135,27	31584,64
Vérification	5063,40	11,83	0,00	353,61	143296,70	63196,18
Précision	1,22458e+000	1,75597e-001				
Cas 9 (C) (COC) G+Q+EY						
Somme totale	557,37	2912,64	135311,96	1626,17	534,74	4,71
Somme réacti	5,92	2727,51	108678,65	1483178,86	-1309346,50	32763,98
Somme effort	5,92	2725,37	-108678,58	-1320698,49	1309723,44	32733,90
Vérification	11,84	5452,88	0,06	162460,37	376,94	65497,88
Précision	1,22458e+000	1,75597e-001				
Cas 10 (C) (CQ) 0,8G-EX						
Somme totale	-2150,31	-703,41	55182,67	-128,26	-2663,92	-17,06
Somme réacti	-2110,50	-4,93	75600,99	974671,58	-970679,71	-26342,95
Somme effort	-2109,00	-4,93	-75600,99	-974965,92	851290,78	-26320,53
Vérification	-6219,59	-9,86	-9,00	-284,34	-119368,93	83963,48
Précision	1,22458e+000	1,75597e-001				

Tableau .7: **Affichage des réactions d'appuis**

▪ **AFFICHAGE DES EFFORTS INTERNES DANS LES BARRES :**

Si on veut avoir les efforts internes dans un élément de la structure, on choisit la combinaison

et on clique avec le bouton droit à l'intérieur de l'éditeur graphique puis on coche "effort".

Pour avoir les efforts dans les poteaux à l'intérieur du tableau avec un clique sur le bouton

droit, on choisit "filtre" et on sélectionne les poteaux.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [klm]	MY [klm]	MZ [klm]
MAX	4222,20	181,44	130,73	5,61	71,65	149,20
Barre	22	120	89	125	89	141
Noeud	43	158	127	127	127	179
Cas	3 (C)	9 (C) (CQC)	3 (C)	9 (C) (CQC)	3 (C)	9 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-64,82	-182,19	-129,01	-4,62	-82,77	-144,76
Barre	35	141	53	125	12	120
Noeud	69	179	36	127	23	158
Cas	11 (C) (CQC)	3 (C)	3 (C)	11 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	3 (C)
Mode						

Tableau .8 : Affichage des efforts extrêmes dans les poteaux.

■ DIAGRAMMES :

La boîte de dialogue “diagramme“ permet d’afficher les déformées de la structure et les diagrammes d’efforts internes et des contraintes pour le cas de charge ou combinaison de charge disponible sur la barre d’outils supérieure de robot.

L’option est disponible à partir du menu “résultat“, commande “diagramme-barre“.

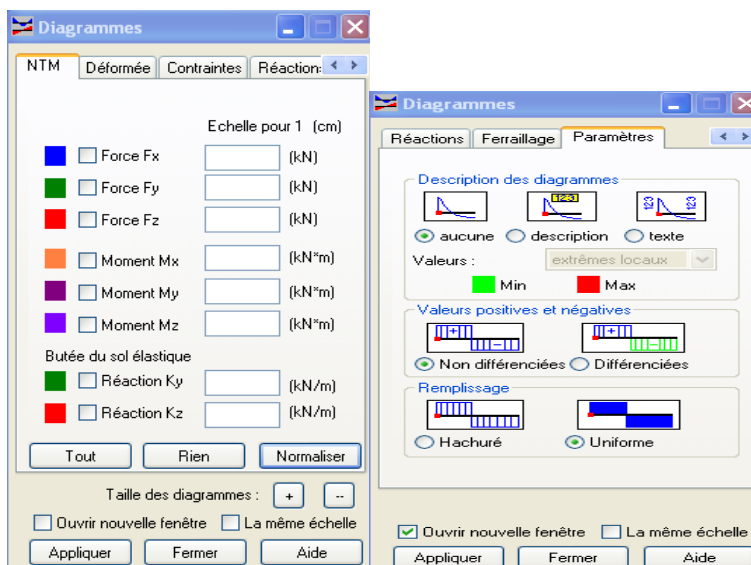


Figure .24 : Affichage des diagrammes. Figure .25: Affichage du moment My et

l'effort Fx dans le portique intermédiaire.

CARTOGRAPHIE SUR PANNEAUX :

Cette option présente les cartographies ou les isolignes des contraintes, efforts internes et déplacements. L'option est disponible à partir de la commande "résultat", commande "cartographie panneau.

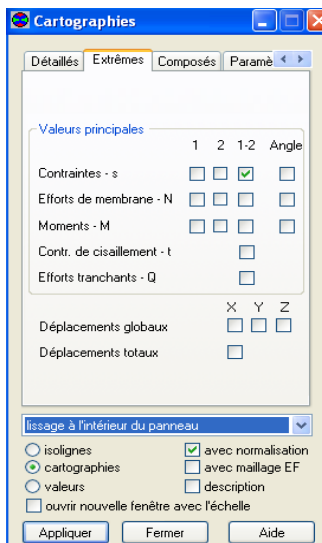


Figure .26: Cartographie sur panneaux.

■ PROPRIÉTÉS DE L'OBJET :

Nous avons la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés, on le sélectionne et

avec le bouton droit de la souris on clique sur "propriété de l'objet" Voici un exemple pour le poteau à l'ELU.

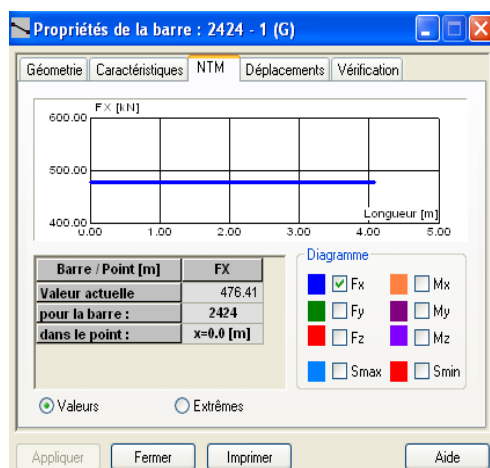


Figure .27: Propriété du poteau.

NOTE DE CALCUL :

L'option est accessible à partir du menu "analyse", "note de calcul" puis on choisit simple ou détaillée.

PROPRIÉTÉS DU PROJET: **SS+RDC+15**

TYPE DE STRUCTURE : COQUE

ROBOT 2013

Date: 04/09/15

Propriétés du projet: **Structure112**

Nom du fichier :: **Structure112.rtd**

Emplacement: C:

Créé: 03/09/15 16:25

Modifié: 03/09/15 18:15

Taille: 18729472

Auteur :

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.050 (m)

Y = 12.935 (m)

Z = 23.885 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.049 (m)

Y = 12.872 (m)

Z = 21.405 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 1473607760.854 (kg*m2)

Iy = 1460830379.916 (kg*m2)

Iz = 462170454.924 (kg*m2)

Masse = 4889258.274 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

statiques globales:

$$X = 12.049 \text{ (m)}$$

$$Y = 12.871 \text{ (m)}$$

$$Z = 21.419 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques

globales:

$$I_x = 1475452660.637 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1462670987.959 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 462176048.744 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 4891682.846 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses

dynamiques globales:

$$X = 12.049 \text{ (m)}$$

$$Y = 12.871 \text{ (m)}$$

$$Z = 21.419 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses

dynamiques globales:

$$I_x = 1475452660.637 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1462670987.959 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 462176048.744 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 4891682.846 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de nœuds:	6144
Nombre de barres:	1681
Éléments finis linéiques:	3504
Éléments finis surfaciques:	5075
Éléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	1089
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	74
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	11
Combinaisons:	6

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	36216
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	158
Durée max itér. sur sous-espace:	228
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	580

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 276157072
Espace pour fichier TMP solveur: 0
Espace pour itérat. s/sous-esp.: 13327856
Mémoire: 22751200

Elém. diagon. de la matrice de rigidité
Min/Max après décomposition: 1.454949e+005 3.430002e+018
Précision: 1

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.31057e+002 (kN*m)
Précision : 1.68516e-004

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 3.08418e+000 (kN*m)
Précision : 1.36128e-005

Cas 3 : ELU
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 4 : Modale
Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 0.050 (m)** **ey = 0.050 (m)**

Données:

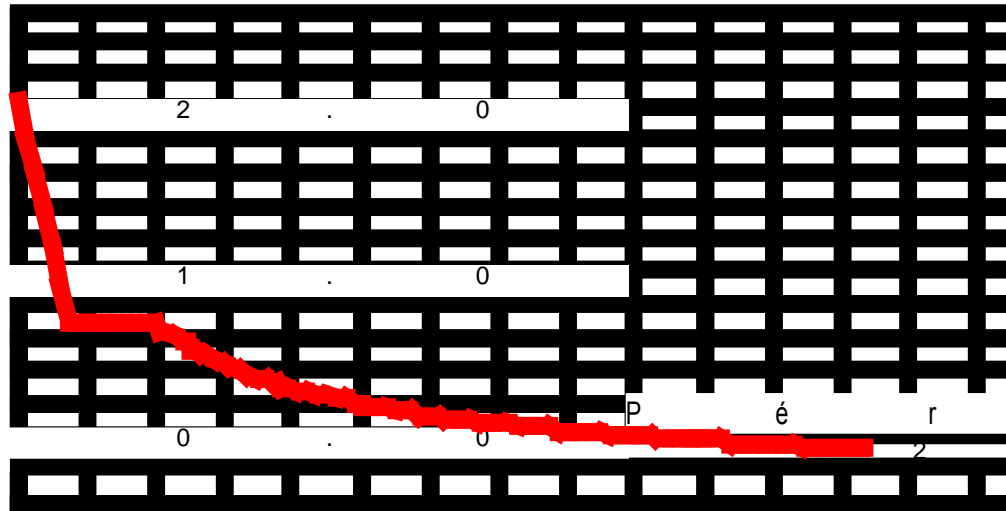
Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Cohérente
Nombre de modes : 30
Nombre d'itérations : 30
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.085
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 5 : EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99

Direction de l'excitation:
X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

A c 3 c é 0 è r a



Données:

Zone : II
Usage : 1B
Assise : S2
Coefficient de qualité : 1.100
Coefficient de comportement : 5.000
Amortissement : $\gamma = 8.50 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.816$
 $A = 0.200$
 $T_1 = 0.150$ $T_2 = 0.400$

Cas 7 : ELS
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : 0,8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : 0,8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

V-CARACTÉRISTIQUES DE LA STRUCTURE :

Pour un bâtiment à usage d'habitation, bureaux ou assimilés, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations

Eléments	Charge permanent G (KN/m ²)	La charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	5.29	1
Plancher étage courant	5.53	1.5
Acrotère	1.7	1
Balcon	5.29	3.5
Escalier	5.29	2.5
Maçonnerie intérieure	Compris ds le poids de l'étage	/
Maçonnerie extérieure	1.36	/

Tableau 9-:Charges permanentes et les charges d'exploitation.

- REMARQUE :

Le poids propre des poutres, poteaux, dalles pleines et des voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel Robot dans la modélisation de la structure.

VERIFICATION DE L EXENTRICITE :

$$e_x \leq 5 \% L_x \quad , \quad e_y \leq 5 \% L_y$$

sens	C géométrique	C gravités	e(cm)	5% L(cm)	observation
XX	12.050	12.049	0.12	121	CV
YY	12.935	12.872	6.3	129	CV

- EVALUATION DES CHARGES

DYNAMIQUES :

- Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme, pour le calcul il suffit d'introduire les paramètres appropriés à la structure dans le logiciel Robot qui contient dans sa base de données le RPA 99 version 2003.

- DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes

- LES PARAMÈTRES DU SPECTRE :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / 2003

Dans notre cas $\zeta = 8.75\%$ (construction mixte). $\Rightarrow \eta = 0.764$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \Rightarrow \mathbf{A = 0.2} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right\}$$

R = 5 mixte Portiques/voiles (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

T_2 et T_1 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau

$$4.7(\text{RPA99}) \text{ Site : S3 (meuble)} \Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ sec} \quad T_2 = 0,4 \text{ sec}$$

FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE MOYEN :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de

correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T) :

$$D_X = \begin{cases} 2.5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,93} \right)^{2/3} = 1,16 \\ D_y = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,4}{0,92} \right)^{2/3} = 1,17 \end{cases}$$

VI-EVALUATION DE LA MASSE DE LA STRUCTURE :

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau

(i) par la formule (4-5):

$$W = \sum_1^{17} W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Le tableau récapitule les poids revenant à chaque niveau de la structure

niveau	Surface (m ²)	plancher	poutres	poteau	voile	Balcon accrot	poids escalier	0,2.Q	Wi (t)
17	440.5	246.8	107.6	73	80.7	20.86	/	9.3	622
16	440.5	243.6	102.6	68.9	66.7	8.1	14	13.3	517.2
15	440.5	243.6	102.6	68.9	66.7	8.1	14	13.3	517.2
14	440.5	243.6	102.6	68.9	66.7	8.1	14	13.3	517.2
13	440.5	243.6	102.6	68.9	66.7	8.1	14	13.3	517.2
12	440.5	243.6	102.6	68.9	66.7	8.1	14	13.3	517.2
11	440.5	243.6	102.6	68.9	66.7	8.1	14	13.3	517.2
10	440.5	243.6	102.6	83.3	77.7	8.1	14	13.3	542.6
9	440.5	243.6	102.6	83.3	77.7	8.1	14	13.3	542.6
8	440.5	243.6	102.6	83.3	77.7	8.1	14	13.3	542.6
7	440.5	243.6	102.6	83.3	77.7	8.1	14	13.3	542.6
6	440.5	243.6	102.6	83.3	77.7	8.1	14	13.3	542.6
CC3	440.5	243.6	102.6	83.3	77.7	8.1	14	13.3	542.6
CC2	440.5	243.6	102.6	99.1	77.7	8.1	14	22	567.1
CC1	440.5	243.6	102.6	99.1	77.7	8.1	14	22	567.1
RDC	440.5	243.6	102.6	99.1	77.7	8.1	14	22	567.1
SS	440.5	243.6	102.6	99.1	145	/	/	22	612.3

$$W = \sum_1^{17} w_i = 9294.4 \text{ T}$$

VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT À LA BASE

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} .W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1].}$$

$$V_{stx} = \frac{0.2 \times 1.16 \times 1.1}{5} \times 9294.4 = 474.39 \text{ T}$$

$$V_{sty} = \frac{0.2 \times 1.17 \times 1.1}{5} \times 9294.4 = 478.80 \text{ T}$$

On doit vérifier que : **V dyn > 80%. V_{st}**

V dyn: Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel Robot.

$$V_x (\text{dyn}) = 5063.8 \text{ KN} \quad V_y (\text{dyn}) = 5452.9 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_x (\text{dyn}) = 5063.8 \text{ KN} > 80\% . V_{st} = 3795.1 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

$$V_y (\text{dyn}) = 5452.9 \text{ KN} > 80\% . V_{st} = 3830.4 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

- **CONCLUSION :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période obtenue (1.07s) est une période acceptable pour ce genre de structures.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié selon le RPA.
- L'excentricité est vérifiée selon le RPA.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts interne

V.1- Ferrailage des poutres :

V.1.1- Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu préjudiciable .

V.1.2-Réglementation :

✚ Les combinaisons de calcul :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et vérifiées à L'E.L.S. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35 G + 1.5 Q \text{ (E.L.U.)}$$

$$G + Q \text{ (E.L.S.)}$$

$$G + Q + 1.2 E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

$$0.8 G - E \text{ (RPA99/Version_2003)}$$

✚ Recommandation de RPA version 2003 :

a. Armatures longitudinales_ (RPA 99 /2003Art .7.5.2.1) :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales 1 : } A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 60 = 13.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres principales 2 : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\text{En zone courante : } 4 \%$$

$$\text{En zone de recouvrement : } 6 \%$$

▪ En zone courante :

$$\text{Poutres principales 1 : } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 60 = 108 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre principales 2 : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 60 = 162 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre principales 2 : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 50 cm (zone II_b)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et

d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Disposition constructif :

Conformément au CBA93 annexes E₃ , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieure de second lit , il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :
- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Armatures transversales (RPA 99 /2003.Art 7.5.2.1) :

La quantité d'armatures minimale et données par : $A_{\min} = 0.003 .S_t .b$
L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 $S_t = \min (h/4 ; 12 \varnothing) = 15$ en zone nodale .
 $S_t \leq h/2 = 25$ cm en dehors de la zone nodale (courante).
 \varnothing : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.
 S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales. .

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Délimitation de la zone nodale [RPA 99/2003 Art 7.4.2.1 figure 7.2 zone nodale] :

$L'(1) = 2 \times h = 2 \times 60 = 120$ cm.

$L'(2) = 2 \times h = 2 \times 35 = 70$ cm.

1. Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes : Soit

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit : $\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$.

M_u : Moment supporté par la section.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

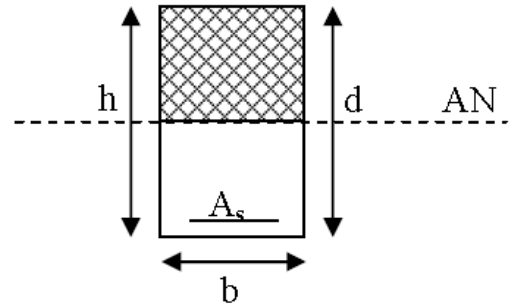
$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}, \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée c.-à-d. la section ne comprendra

que les aciers tendus alors : $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée c - à - d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.



On calcule :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

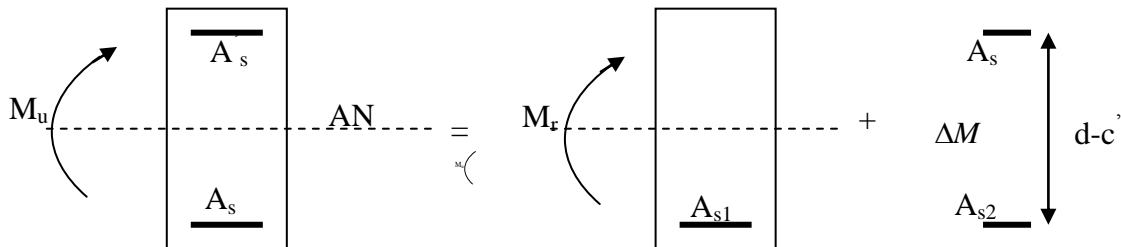
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : **Mr** : moment ultime pour une section simplement armée.

Mu : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :
$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Armatures comprimées :
$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$



Remarque

La part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

V.1. 3-Calcul des armatures :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis , résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

V.1.3.1. Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}}$$

avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{Cas accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1 & \text{Cas durable} \end{cases}$$

En distingue deux cas :

Pour les FeE500 et $\gamma_s = 1.15 \rightarrow \mu_l = 0.392$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section simplement armée (SSA)

Si $\mu_b > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section doublement armée (SDA)

- **Section sans armatures comprimées ($A_s = 0$)**

$$\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow A_{st} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \sigma_{st}} \gamma_s = 1.15 \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434 \text{ Mpa}$$

- **Section avec armatures comprimées ($A_s' \neq 0$)**

$\mu_b > \mu_l = 0.392$

A_s : Section d'armatures inférieures tendues

A_s' : Section d'armatures supérieures comprimées.

$M_u = M_1 + \Delta M$ avec $M_1 = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$ et $\Delta M = M_u - M_1$

Dans ce cas, la section d'armatures sera donc égale à :

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta \cdot d \sigma_{st}} + A_s' = \frac{\Delta M}{\sigma_{st} (d - c)}$$

Avec :

$$A_s' = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c)}$$

Le calcul de la section d'armatures longitudinales pour les différentes poutres de la Structure est résumé dans les tableaux ci-après selon le moment maximal en travée et en appuis pris pour tous les niveaux de la structure :

Exemple note de calcul :

1-poutre central principale

1 Niveau :

- Nom : _____
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable

- Milieu : non agressif

2 Poutre : Poutre1856

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0,60	6,64	0,60

Section de 0,00 à 6,64 (m)
45,0 x 60,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3,0$ (cm)
: latéral $c_1 = 3,0$ (cm)
: supérieur $c_2 = 3,0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

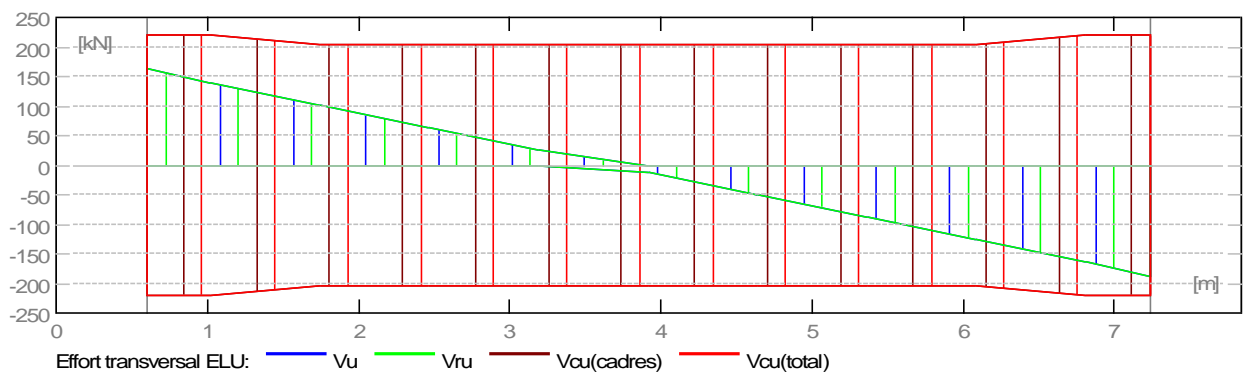
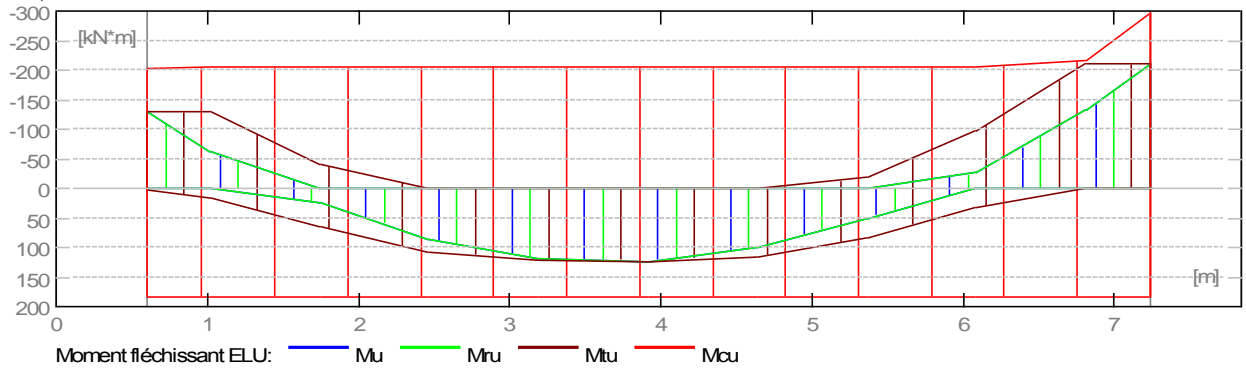
ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Sollicitations ELU

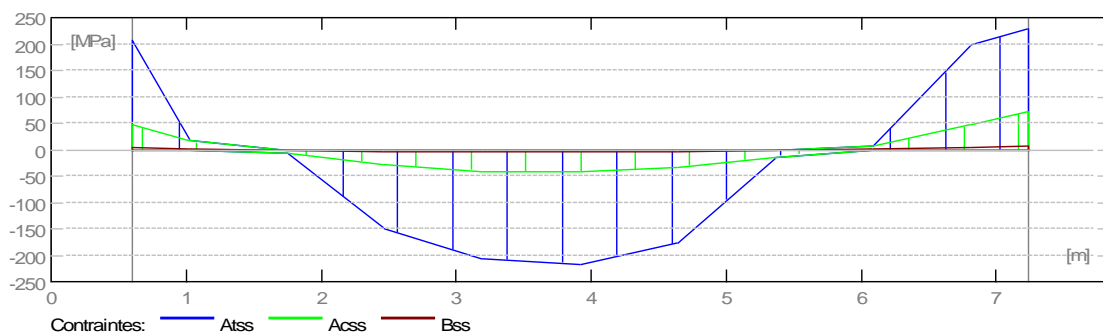
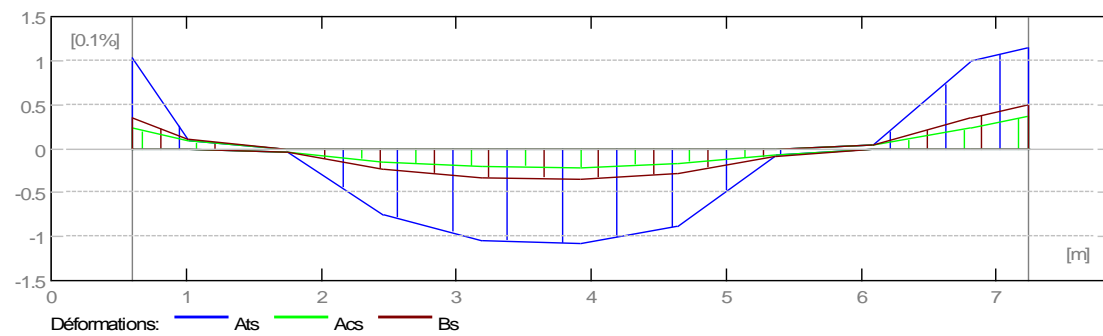
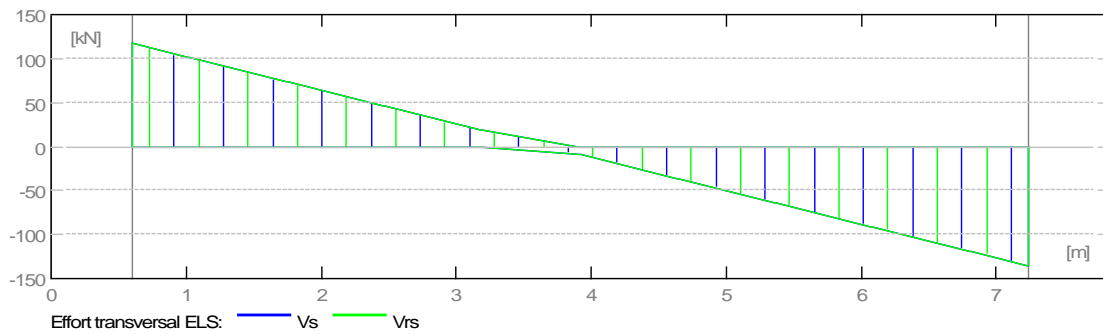
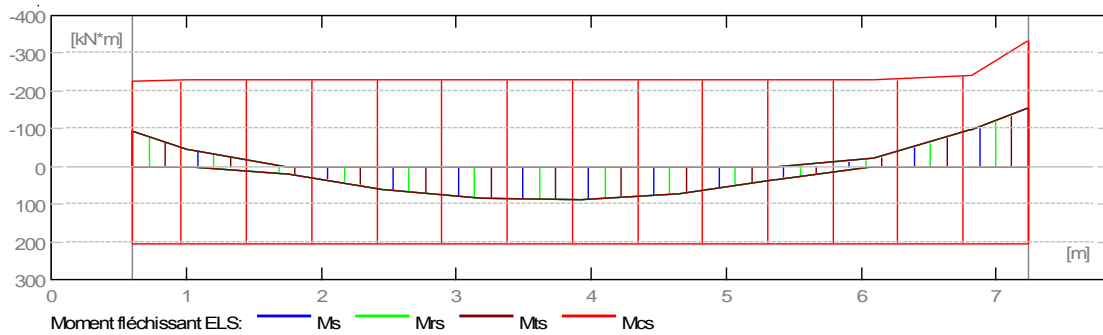
Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	123,24	-18,37	-129,69	-211,25	162,63	-187,20



2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	88,75	0,00	-93,22	-152,33	117,07	-134,87

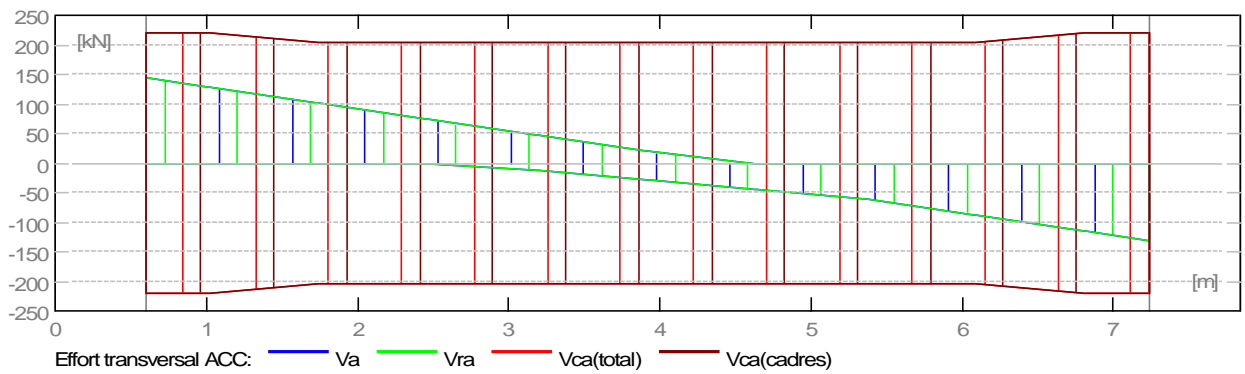
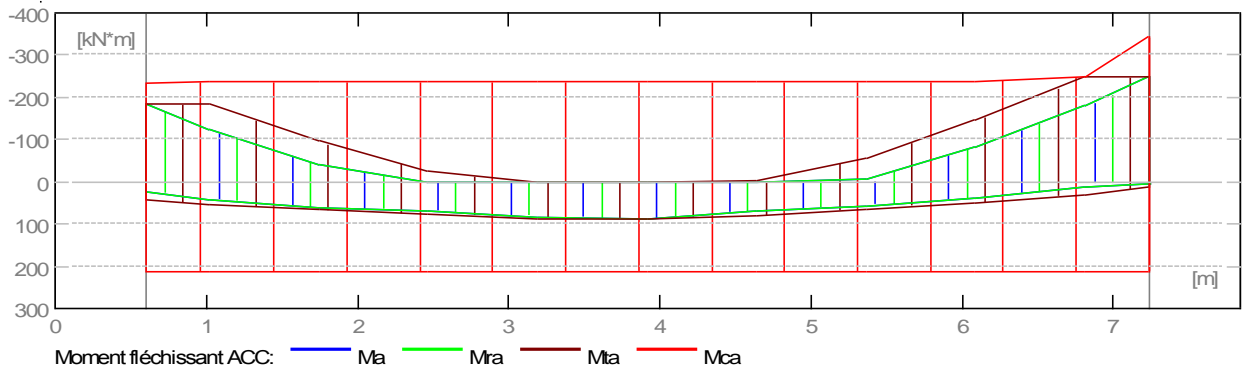
ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

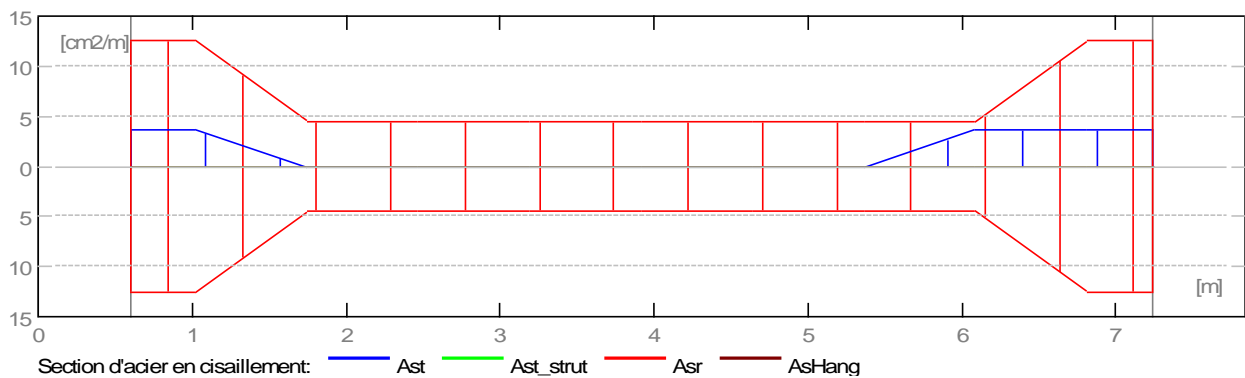
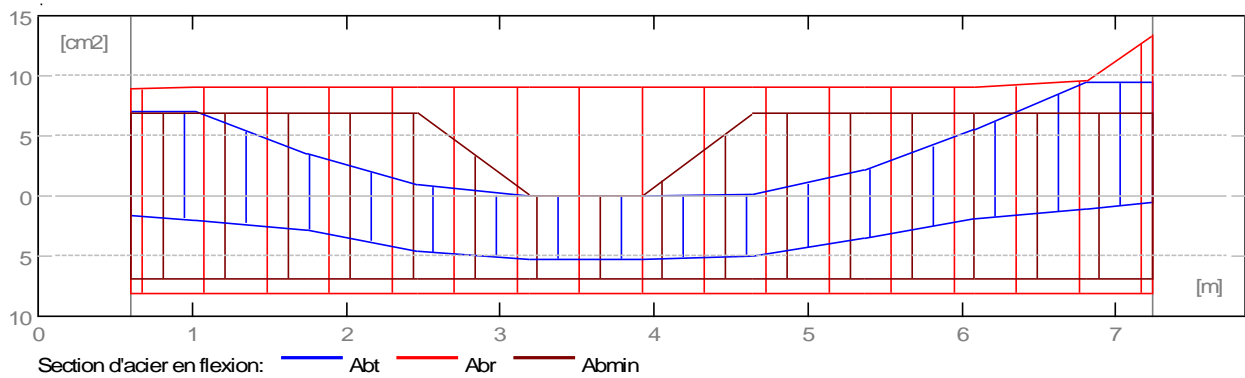
Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	88,64	-57,56	-185,27	-248,10	145,35	-131,50

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

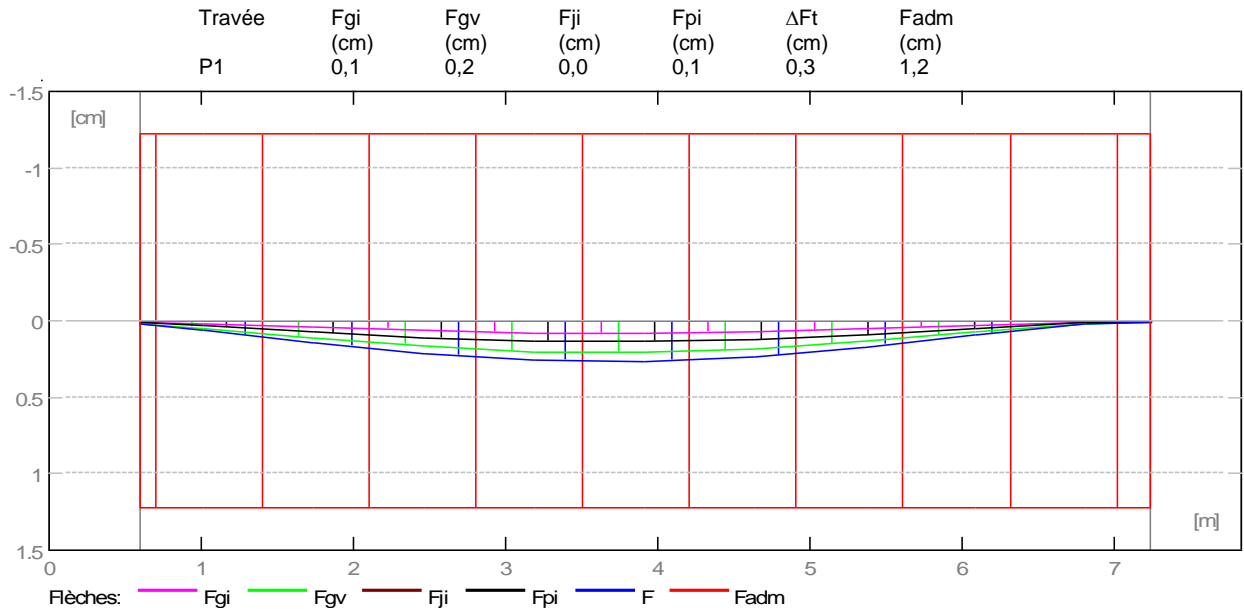
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	5,33	0,00	1,57	7,01	0,50	9,52



2.5.5 Flèches

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
 Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
 Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
 Fadm - flèche admissible



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13,33 (MPa)

	a/add (m)	σbc A (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
Travée P1 Appui gauche Vu = 162,63(kN) Bielle inférieure	0,55	1,31	3,74	8,04
Travée P1 Appui droit Vu = 187,20(kN) Bielle inférieure	0,55	1,51	4,31	8,04

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 P1 : Travée de 0,60 à 7,24 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,60	1,98	-129,69	0,00	-93,22	42,91	-185,27	7,01	1,57	0,00
1,02	17,00	-129,69	0,00	-44,58	54,72	-185,27	7,01	2,01	0,00
1,75	65,53	-41,18	18,58	0,00	67,07	-96,44	3,56	2,78	0,00
2,47	107,36	-0,00	61,86	0,00	78,48	-27,17	0,99	4,62	0,00
3,20	121,59	-0,00	85,25	0,00	86,68	-0,00	0,00	5,26	0,00
3,92	123,24	-0,00	88,75	0,00	88,64	-0,00	0,00	5,33	0,00
4,64	115,59	-0,00	72,36	0,00	82,31	-4,47	0,16	4,99	0,00
5,37	83,58	-18,37	36,08	0,00	65,35	-57,56	2,11	3,56	0,00
6,09	33,30	-97,69	0,00	-20,09	50,86	-147,39	5,53	1,87	0,00
6,82	0,00	-211,25	0,00	-96,14	30,25	-248,10	9,52	1,11	0,00
7,24	0,00	-211,25	0,00	-152,33	13,59	-248,10	9,52	0,50	0,00

ELU ELS ELU - comb. acc.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Abscisse (m)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,60	162,63	162,58	117,07	117,07	145,35	145,32
1,02	140,29	140,29	100,98	100,98	129,27	129,27
1,75	102,15	102,15	73,51	73,51	101,80	101,80
2,47	64,01	64,01	46,04	46,04	74,32	74,32
3,20	25,86	25,86	18,57	18,57	46,85	46,85
3,92	-12,28	-12,28	-8,90	-8,90	-29,28	-29,28
4,64	-50,43	-50,43	-36,37	-36,37	-45,61	-45,61
5,37	-88,57	-88,57	-63,84	-63,84	-61,94	-61,94
6,09	-126,72	-126,72	-91,31	-91,31	-87,94	-87,94
6,82	-164,86	-164,86	-118,79	-118,79	-115,41	-115,41
7,24	-187,20	-187,15	-134,87	-134,87	-131,50	-131,46

Abscisse (m)	ϵ_{α}	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_{β}	σ_{α} (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_{β}^* (MPa)
0,60	1,03	0,00	0,35	206,26	0,00	4,68
1,02	0,09	0,00	0,10	17,59	0,00	1,37
1,75	-0,04	0,00	-0,04	-7,33	0,00	-0,57
2,47	-0,75	0,00	-0,24	-150,98	0,00	-3,17
3,20	-1,04	0,00	-0,33	-208,06	0,00	-4,36
3,92	-1,08	0,00	-0,34	-216,60	0,00	-4,54
4,64	-0,88	0,00	-0,28	-176,60	0,00	-3,70
5,37	-0,07	0,00	-0,08	-14,24	0,00	-1,11
6,09	0,04	0,00	0,05	7,93	0,00	0,62
6,82	1,00	0,00	0,35	199,59	0,00	4,71
7,24	1,15	0,00	0,50	229,18	0,00	6,62

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Travée de 0,60 à 7,24 (m)

Ferrailage longitudinal :

- Aciers inférieurs

4 HA 500 16 l = 8,31 de 0,03 à 7,81

- Chapeaux

4 HA 500 12 l = 7,78 de 0,03 à 7,81

4 HA 500 12 l = 7,68 de 0,08 à 7,76

2 HA 500 12 l = 2,36 de 7,80 à 7,80

Ferrailage transversal :

39 HA 500 6 l = 1,98

e = 1*0,01 + 9*0,09 + 20*0,25 + 9*0,09 (m)

39 HA 500 6 l = 1,50

e = 1*0,01 + 9*0,09 + 20*0,25 + 9*0,09 (m)

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,12 (m3)
- Surface de Coffrage = 12,94 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 141,67 (kG)
 - Densité = 66,93 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 9,1 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	135,47	30,08
12	66,57	59,12
16	33,24	52,48

2-Poutre central principale 2

1 Niveau :

- Nom :
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre : Poutre1933

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0,55	3,34	0,55

Section de 0,00 à 3,34 (m)
25,0 x 35,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poutres préfabriquées : non

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

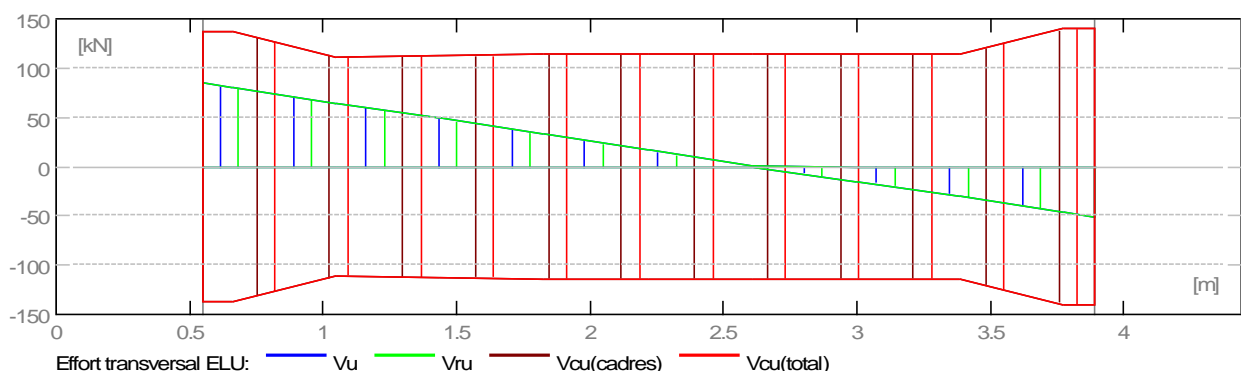
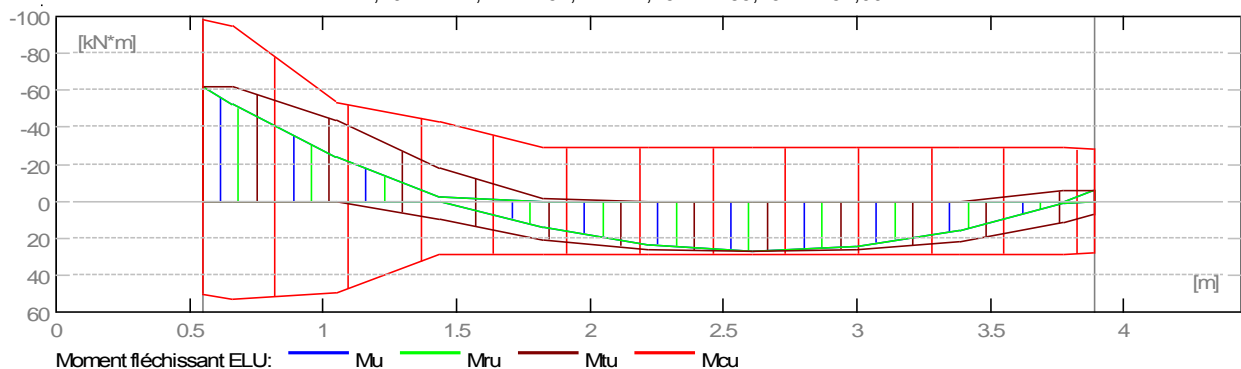
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3,0$ (cm)
 - : latéral $c1 = 3,0$ (cm)
 - : supérieur $c2 = 3,0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Sollicitations ELU

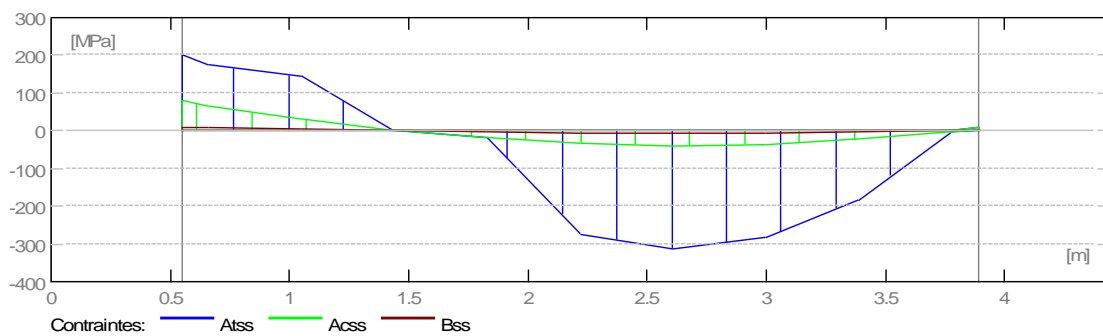
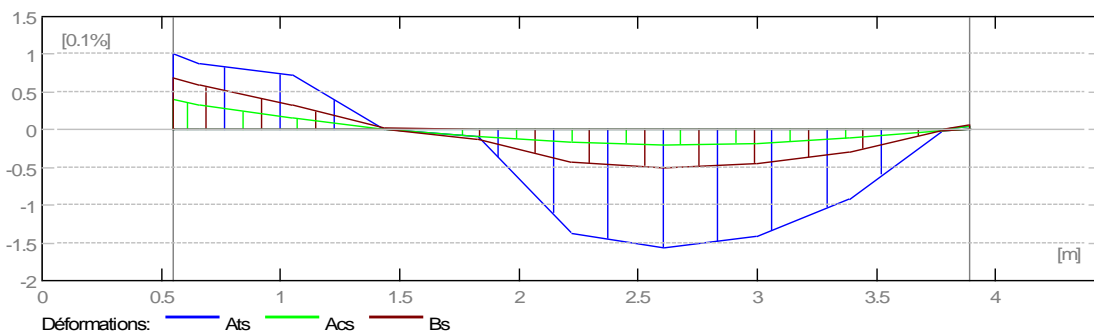
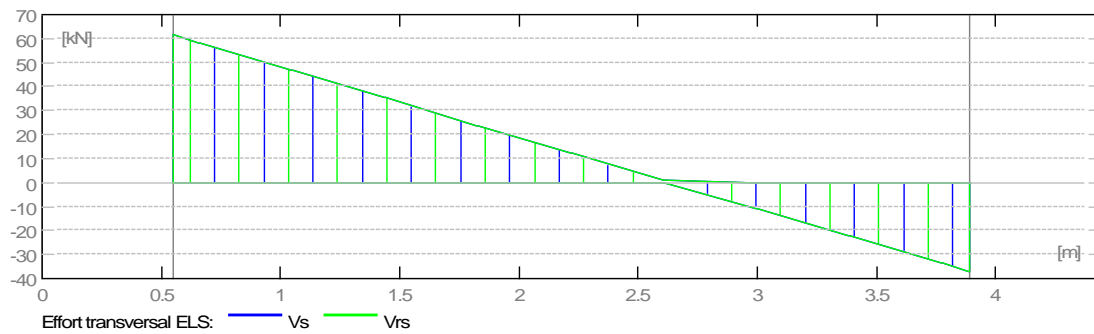
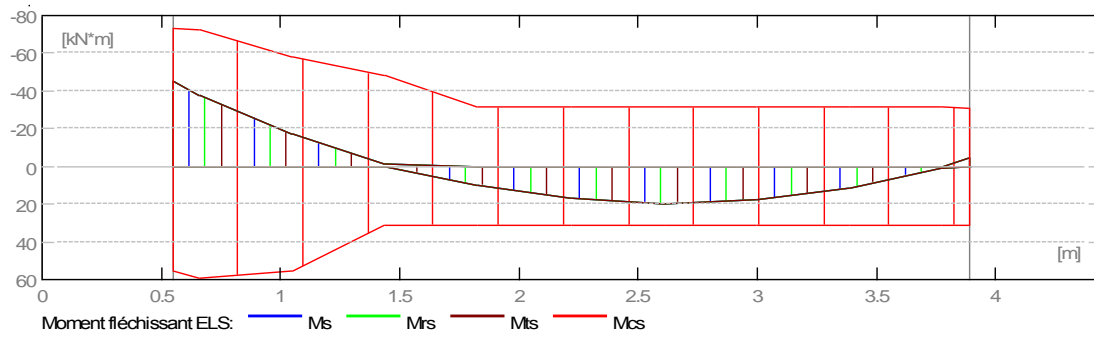
Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	27,29	-17,72	-62,21	7,26	85,15	-51,09



2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	19,78	-1,34	-45,09	-4,31	61,72	-37,03

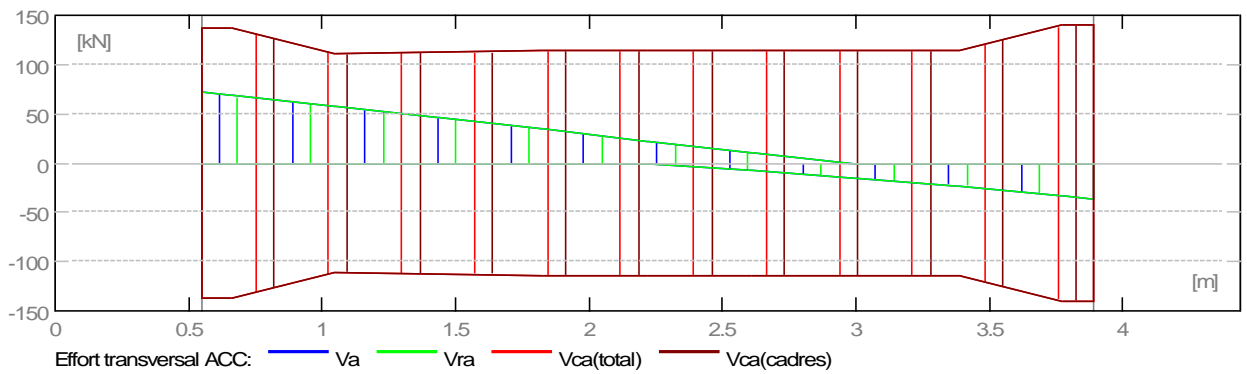
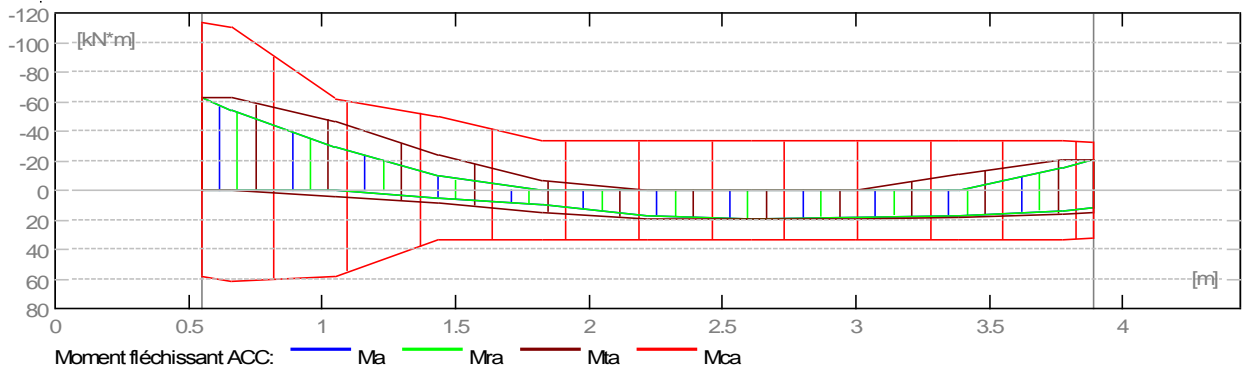
ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

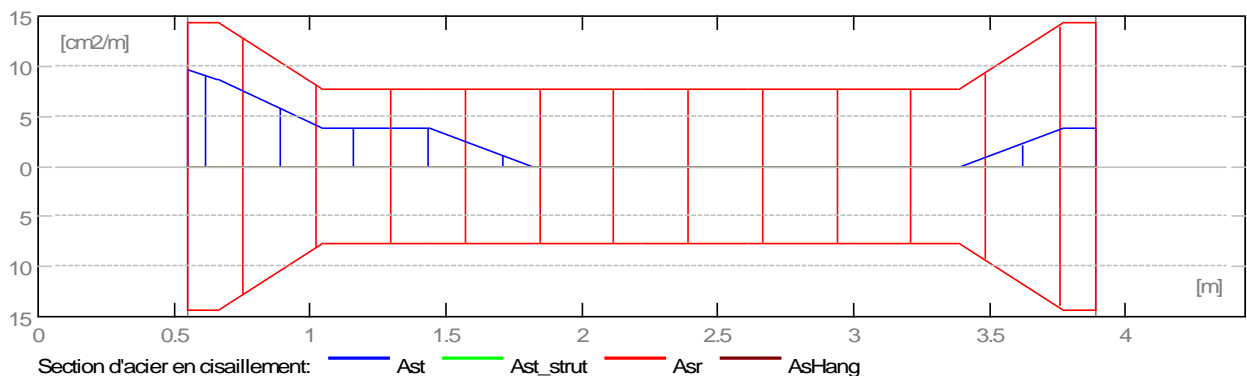
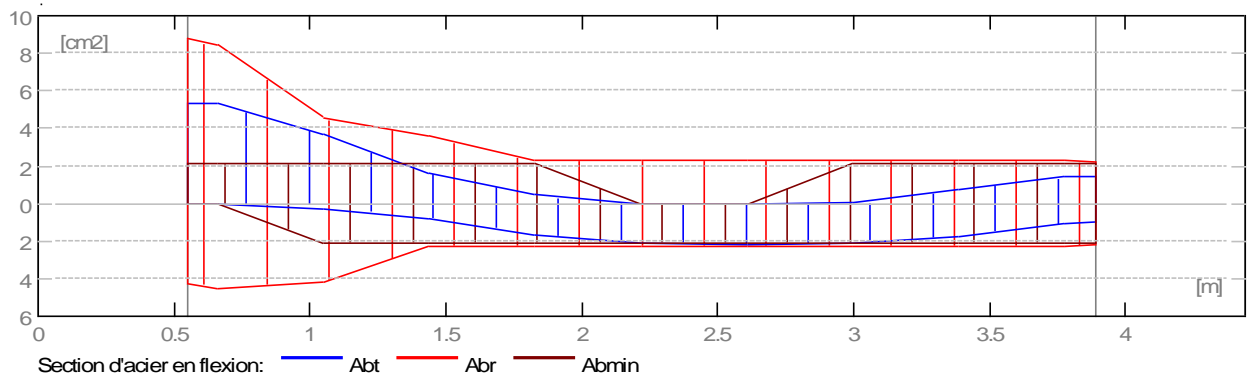
Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	19,77	-23,80	-62,36	-21,07	72,04	-37,01

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

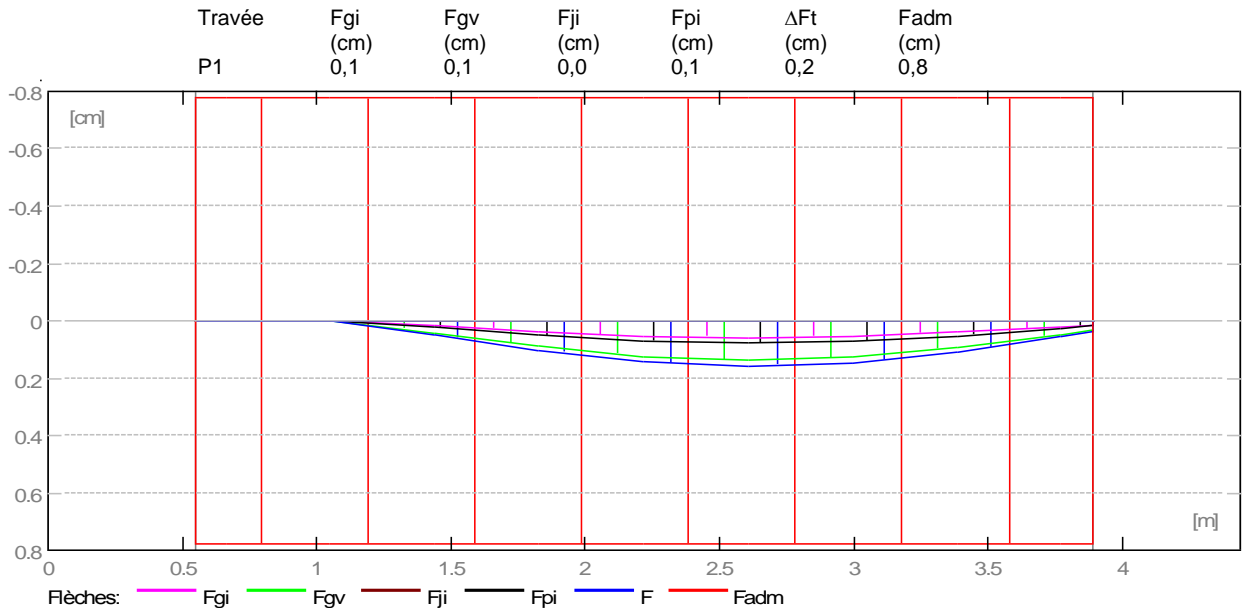
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	2,19	0,00	0,00	5,36	1,01	1,40



2.5.5 Flèches

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
 Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
 Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
 Fadm - flèche admissible



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13,33 (MPa)

	a/add (m)	σbc A (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
Travée P1 Appui gauche Vu = 85,15(kN) Bielle inférieure	0,50	1,36	1,96	4,23
Travée P1 Appui droit Vu = 51,09(kN) Bielle inférieure	0,50	0,82	1,18	2,22

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 P1 : Travée de 0,55 à 3,89 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,55	0,00	-62,21	0,00	-45,09	0,00	-62,36	5,36	0,00	0,00
0,66	0,00	-62,21	0,00	-37,78	0,00	-62,36	5,36	0,00	0,00
1,05	0,00	-44,22	0,00	-17,32	4,20	-47,02	3,67	0,28	0,00
1,44	10,11	-17,72	0,00	-1,34	8,95	-23,80	1,61	0,78	0,00
1,83	21,03	-1,32	10,17	0,00	15,24	-6,77	0,45	1,65	0,00
2,22	26,30	-0,00	17,21	0,00	19,05	-0,00	0,00	2,11	0,00
2,61	27,29	-0,00	19,78	0,00	19,77	-0,00	0,00	2,19	0,00
3,00	26,55	-0,00	17,87	0,00	19,30	-0,38	0,03	2,13	0,00
3,39	22,19	-0,00	11,48	0,00	17,88	-11,23	0,75	1,74	0,00
3,78	11,65	-5,94	0,63	0,00	16,32	-21,07	1,40	1,08	0,00
3,89	7,26	-5,94	0,44	-4,31	15,26	-21,07	1,40	1,01	0,00

ELU

ELS

ELU - comb. acc.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Abscisse (m)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,55	85,15	85,11	61,72	61,72	72,04	72,01
0,66	80,50	80,50	58,35	58,35	68,67	68,67
1,05	64,63	64,63	46,85	46,85	57,17	57,17
1,44	48,77	48,77	35,35	35,35	45,67	45,67
1,83	32,90	32,90	23,84	23,84	34,17	34,17
2,22	17,03	17,03	12,34	12,34	22,66	22,66
2,61	1,16	1,16	0,84	0,84	11,16	11,16
3,00	-14,71	-14,71	-10,66	-10,66	-15,45	-15,45
3,39	-30,57	-30,57	-22,16	-22,16	-22,83	-22,83
3,78	-46,44	-46,44	-33,66	-33,66	-33,64	-33,64
3,89	-51,09	-51,09	-37,03	-37,03	-37,01	-37,01

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
0,55	1,00	0,00	0,69	200,81	0,00	9,25
0,66	0,87	0,00	0,59	174,94	0,00	7,80
1,05	0,73	0,00	0,33	145,19	0,00	4,46
1,44	0,01	0,00	0,02	2,57	0,00	0,22
1,83	-0,10	0,00	-0,13	-19,69	0,00	-1,77
2,22	-1,37	0,00	-0,44	-273,97	0,00	-5,85
2,61	-1,57	0,00	-0,50	-314,78	0,00	-6,73
3,00	-1,42	0,00	-0,46	-284,38	0,00	-6,08
3,39	-0,91	0,00	-0,29	-182,78	0,00	-3,91
3,78	-0,01	0,00	-0,01	-1,21	0,00	-0,11
3,89	0,04	0,00	0,06	8,35	0,00	0,75

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Travée de 0,55 à 3,89 (m)

Ferrailage longitudinal :

- Aciers inférieurs

2	HA 500	12	l = 4,38 de 0,03 à 4,41
2	HA 500	12	l = 1,43 de 0,08 à 1,51

- Chapeaux

2	HA 500	12	l = 4,38 de 0,03 à 4,41
2	HA 500	12	l = 1,67 de 0,08 à 1,75
1	HA 500	12	l = 2,31 de 0,04 à 1,09
1	HA 500	12	l = 2,31 de 0,09 à 1,14

Ferrailage transversal :

31	HA 500	8	l = 1,13
----	--------	---	----------

e = 1*0,02 + 5*0,07 + 20*0,13 + 5*0,07 (m)

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 0,39 (m3)
- Surface de Coffrage = 4,12 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 39,00 (kG)
 - Densité = 100,38 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 9,8 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	35,06	13,84
12	28,33	25,16

3-poutre secondaire

1 Niveau :

- Nom :
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre : Poutre1523

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0,55	2,75	0,55

Section de 0,00 à 2,75 (m)
20,0 x 30,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : BAEL 91
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3,0$ (cm)
: latéral $c1 = 3,0$ (cm)
: supérieur $c2 = 3,0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

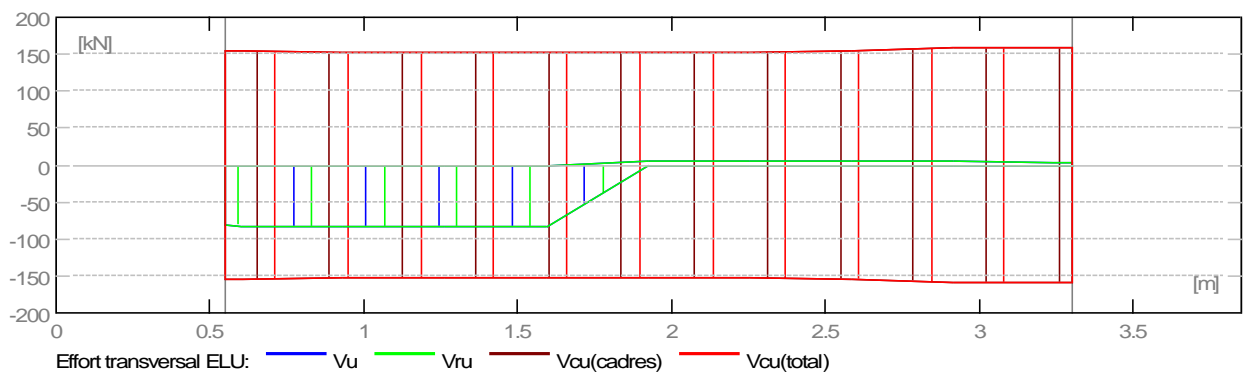
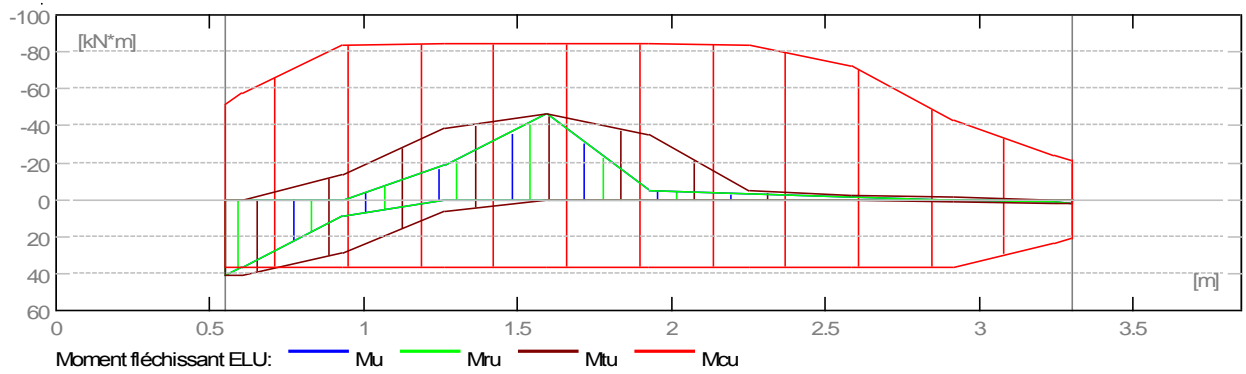
N°	Type	Etat limite	Désignation	x(m)	Valeur	Capacité de charge	n*
1.	M [kN*m]	ELU	1	0.60	40.87	36.43	0.89
2.	M [kN*m]	ELA	1	0.55	73.20	42.82	0.59
3.	VR [kN]	ELA	1	1.59	-197.16	-176.15	0.89
4.	Areq [cm ²]	ELS	1	0.55	0.73	0.40	0.55

n* - Coefficient de sécurité

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	40,87	-45,96	40,87	1,75	-82,07	3,64

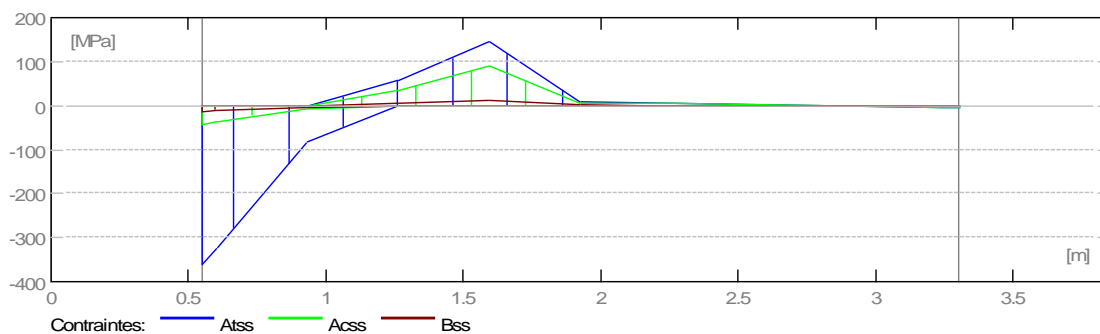
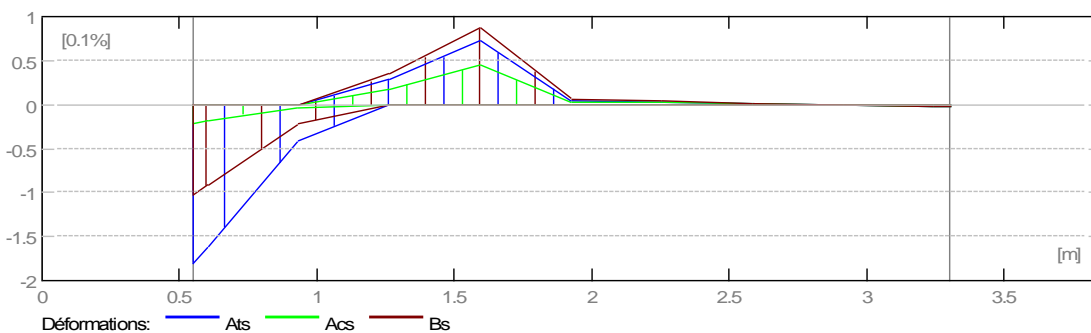
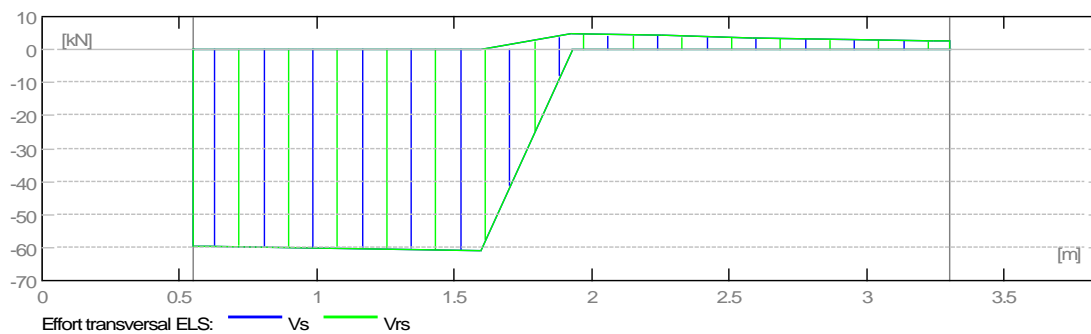
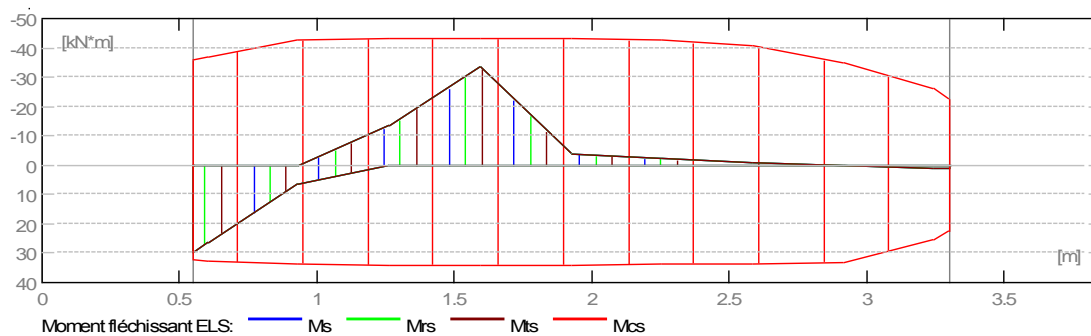
ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	29,65	-33,34	29,65	1,27	-59,52	2,64

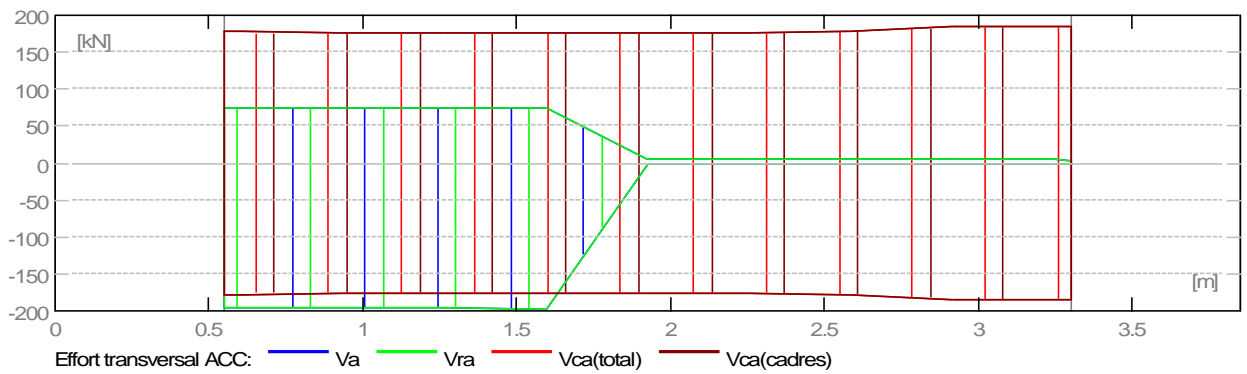
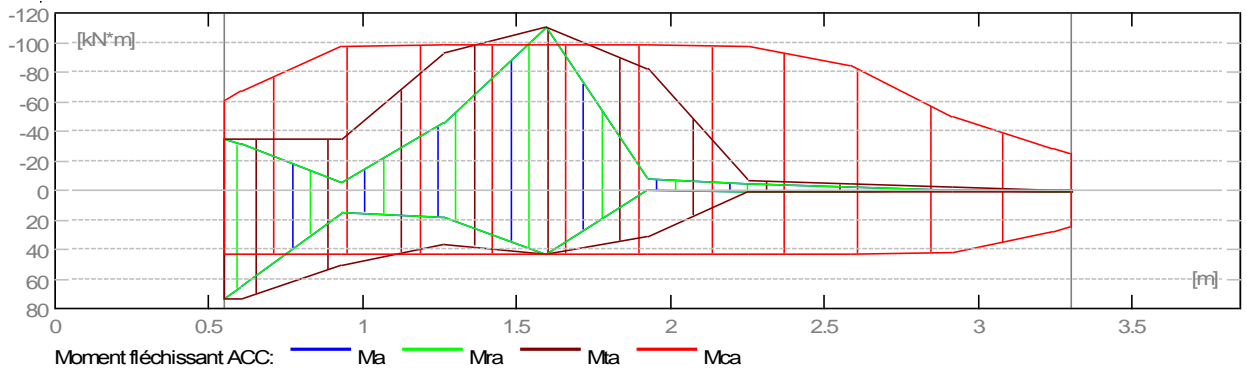
ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

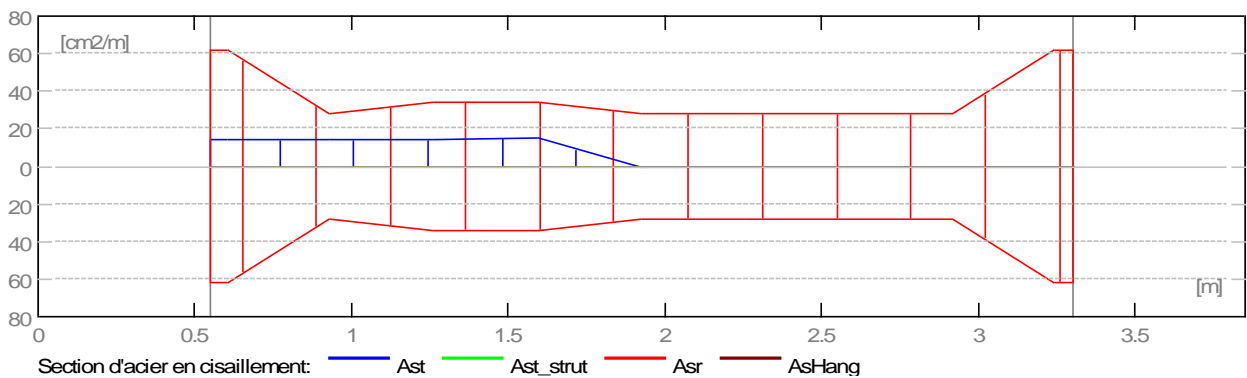
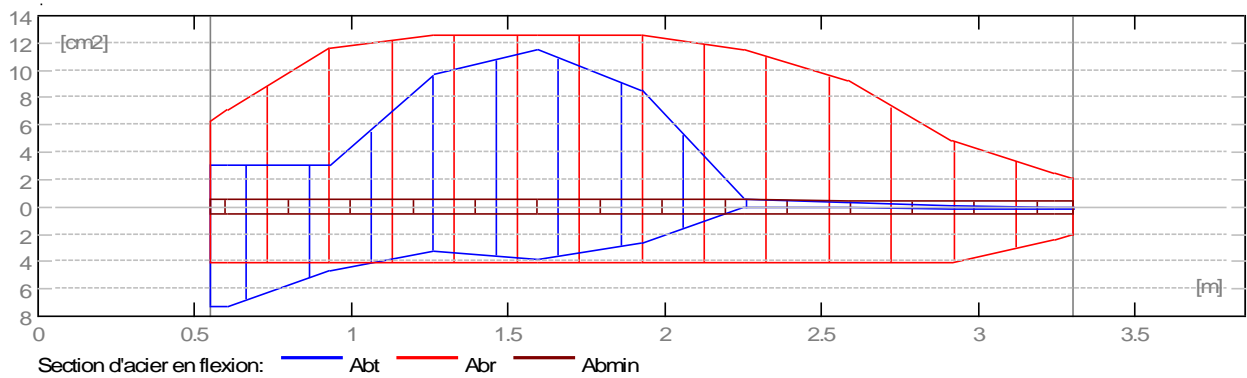
Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	73,20	-110,80	73,20	1,50	-195,63	4,32

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

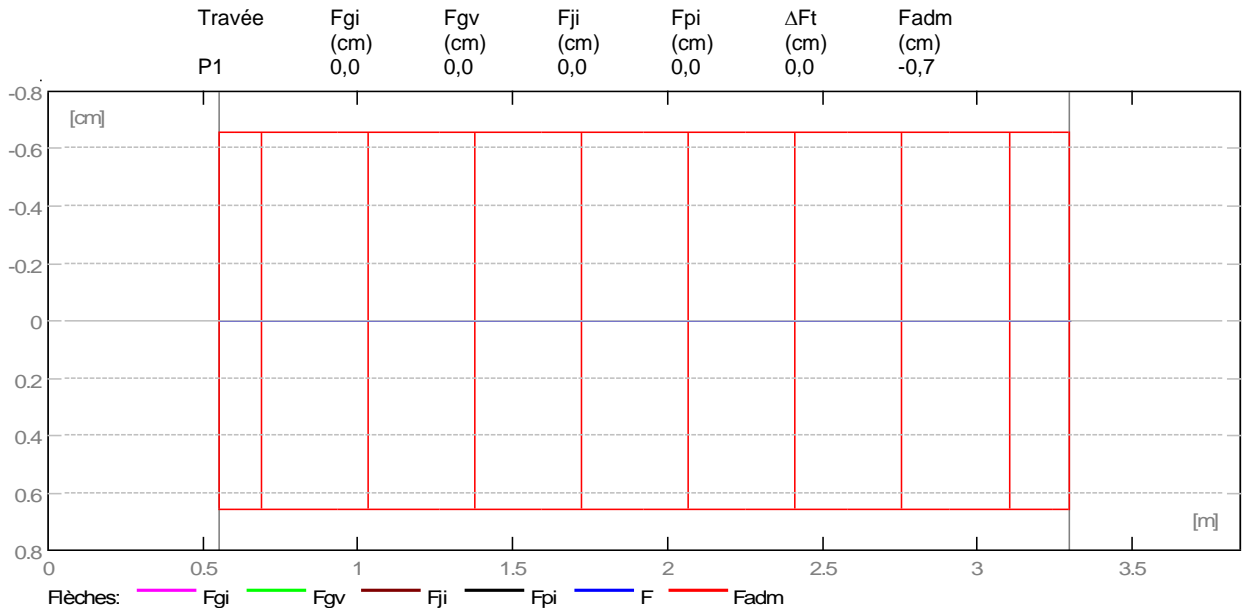
Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	7,31	0,00	7,31	3,07	0,16	0,01



2.5.5 Flèches

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
 Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
 Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
 Fadm - flèche admissible



2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 0,00 (MPa)

a/add	σbc A	Atheor	Ar
()	(MPa)	()	()

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 P1 : Travée de 0,55 à 3,30 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A compr. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,55	40,87	-0,00	29,65	0,00	73,20	-35,12	3,07	7,31	0,00
0,61	40,87	-0,00	26,39	0,00	73,20	-35,12	3,07	7,31	0,00
0,94	28,94	-13,31	6,64	0,00	51,16	-34,89	3,05	4,69	0,00
1,27	6,65	-38,42	0,00	-13,27	36,31	-93,08	9,70	3,19	3,19
1,60	0,00	-45,96	0,00	-33,34	42,96	-110,80	11,48	3,85	3,85
1,93	0,00	-34,82	0,00	-3,74	31,37	-82,59	8,59	2,70	0,00
2,26	0,00	-4,58	0,00	-2,28	0,62	-6,66	0,54	0,05	0,00
2,59	0,15	-2,65	0,00	-0,98	0,63	-4,20	0,33	0,05	0,00
2,92	1,19	-0,98	0,16	0,00	1,07	-1,90	0,14	0,10	0,00
3,25	1,75	-0,00	1,13	0,00	1,50	-0,24	0,02	0,16	0,00
3,30	1,75	-0,00	1,27	0,00	1,50	-0,18	0,01	0,16	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,55	-82,07	-82,07	-59,52	-59,52	-195,63	-195,63
0,61	-82,18	-82,18	-59,60	-59,60	-195,71	-195,71
0,94	-82,83	-82,83	-60,09	-60,09	-196,19	-196,19
1,27	-83,49	-83,49	-60,57	-60,57	-196,68	-196,68
1,60	-84,15	-84,15	-61,06	-61,06	-197,16	-197,16
1,93	6,38	6,38	4,66	4,66	5,94	5,94
2,26	5,72	5,72	4,18	4,18	5,55	5,55
2,59	5,06	5,06	3,69	3,69	5,16	5,16

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2,92	4,41	4,41	3,21	3,21	4,77	4,77
3,25	3,75	3,75	2,72	2,72	4,38	4,38
3,30	3,64	3,64	2,64	2,64	4,32	4,32

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
0,55	-1,81	0,00	-1,03	-361,96	0,00	-13,71
0,61	-1,61	0,00	-0,91	-322,77	0,00	-12,10
0,94	-0,41	0,00	-0,22	-81,98	0,00	-2,94
1,27	0,29	0,00	0,35	57,51	0,00	4,62
1,60	0,72	0,00	0,87	144,48	0,00	11,60
1,93	0,05	0,00	0,06	9,20	0,00	0,84
2,26	0,03	0,00	0,04	5,61	0,00	0,52
2,59	0,01	0,00	0,02	2,42	0,00	0,24
2,92	-0,00	0,00	-0,00	-0,39	0,00	-0,04
3,25	-0,02	0,00	-0,03	-3,01	0,00	-0,33
3,30	-0,02	0,00	-0,03	-3,43	0,00	-0,38

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Travée de 0,55 à 3,30 (m)

Ferrailage longitudinal :

- Aciers inférieurs

2 HA 500 16 l = 3,90 de 0,03 à 3,67

- Chapeaux

2 HA 500 20 l = 3,56 de 0,03 à 3,59

2 HA 500 20 l = 2,81 de 0,18 à 2,99

Ferrailage transversal :

32 HA 500 14 l = 1,04

e = 1*0,02 + 4*0,05 + 2*0,11 + 9*0,09 + 11*0,11 + 5*0,05 (m)

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 0,23 (m3)
- Surface de Coffrage = 2,98 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 83,85 (kG)
 - Densité = 363,00 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 15,7 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
14	33,15	40,07
16	7,81	12,32
20	12,75	31,46

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

1. Poutres principales centrales :

ELEMENT	A_{min} (cm^2)	ZONE	M_{max} KN.m	As (cm^2) (robot)	Ferrailage
P Principale 1 C Commercial (45X60)	13.5	Appuis	-296.35	11.31	4HA12(fil)+ 6HA12(chap)
		Travée	9.34	8.04	4HA16
P Principale 2 C Commercial (30X35)	5.25	Appuis	-84.48	6.78	4HA12(fil)+ 2HA12(chap)
		Travée	0.68	6.68	4HA12(fil)+ 2HA12(chap)
P Principale 1 E Courant (45X60)	13.5	Appuis	17.58	9.05	4HA12(fil)+ 4HA12(chap)
		Travée	36.623	6.15	4HA16
P Principale 2 E Courant (30X35)	5.25	Appuis	113.32	4.52	2HA12(fil)+ 2HA12(chap)
		Travée	15.36	4.52	2HA12(fil)+ 2HA12(chap)
P Principale 1 Terrasse (45X60)	13.5	Appuis	350.96	11.31	4HA12(fil)+ 6HA12(chap)
		Travée	7.1	8.04	4HA16
P Principale 2 Terrasse (30X35)	5.25	Appuis	-72.11	6.68	4HA12(fil)+ 2HA12(chap)
		Travée	0.09	4.52	4HA12

-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales centrale

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2. Poutres principales de rive :

ELEMENT	A _{min} (cm ²)	ZONE	M _{max} KN.m	As (cm ²) (robot)	Ferrailage
P Principale 1 C Commercial (45X60)	13.5	Appuis	-214.67	9.05	4HA12(fil)+ 4HA12(chap)
		Travée	15.03	4.52	4HA12
P Principale 2 C Commercial (30X35)	5.25	Appuis	-58.97	4.52	2HA12(fil)+ 2HA12(chap)
		Travée	22.6	2.26	2HA12(fil)+
P Principale 1 E Courant (45X60)	13.5	Appuis	-224.80	9.05	4HA12(fil)+ 4HA12(chap)
		Travée	29.79	4.52	4HA12
P Principale 2 E Courant (30X35)	5.25	Appuis	-74.62	9.05	2HA12(fil)+ 6HA12(chap)
		Travée	21.87	2.26	2HA12(fil)+
P Principale 1 Terrasse (45X60)	13.5	Appuis	-152.54	9.05	4HA12(fil)+ 4HA12(chap)
		Travée	10.63	4.52	4HA12
P Principale 2 Terrasse (30X35)	5.25	Appuis	-60.80	4.52	2HA12(fil)+ 2HA12(chap)
		Travée	36.40	4.52	2HA12(fil)+ 2HA12(chap)

-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales de rive

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

3. Poutres secondaire:

ELEMENT	A _{min} (cm ²)	ZONE	M _{max} KN.m	As (cm ²) (robot)	Ferrailage
Poutres Secondaire (20X30)	3	Appuis	-85.17	12.56	2HA20 2HA20(chap)
		Travée	117.17	8.04	2HA16

-Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaire

V.1.3.2.-Vérification à l'ELU :

1-Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2_BAEL91_modif.99) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 45 \times 57 \times \frac{2,1}{500} = 2.48 \text{ cm}^2 \text{ . sens principale}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{500} = 0.93 \text{ cm}^2 \text{ . sens principale 2}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{500} = 0.52 \text{ cm}^2 \text{ . sens secondaire}$$

- **Sens principale :**

Aux appuis : $A_{\text{app}} = 9.05 \text{ cm}^2 > 2.48 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.48 \text{ cm}^2$

} \Rightarrow Alors la condition est vérifiée.

- **Sens principale 2 :**

Aux appuis : $A_{\text{app}} = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.93 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.93 \text{ cm}^2$

} \Rightarrow Alors la condition est vérifiée.

- **Sens secondaire :**

Aux appuis : $A_{\text{app}} = 12.56 \text{ cm}^2 > 0.52 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > 0.52 \text{ cm}^2$

} \Rightarrow Alors la condition est vérifiée.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Pour les poutres longitudinales et transversales :**

$$T_u = 203.04 \text{ KN} \leq 3240 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition est vérifiée.}$$

a. Poutres principales :

$$\frac{A_a}{b d} = \frac{9.05}{45 \times 57} = 0.00350 \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{2.1}{500} = 0.00097 \text{ Condition vérifiée.}$$

. Poutres principales 2 :

$$\frac{A_a}{b d} = \frac{4.52}{30 \times 32} = 0.0047 \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{2.1}{500} = 0.00097 \text{ Condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires :

$$\frac{A_a}{b d} = \frac{12.56}{20 \times 27} = 0.023 \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \frac{2.1}{500} = 0.00097 \text{ Condition vérifiée.}$$

3-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.3_BAEL91_modif .99) :

a. Exemple Poutres principales 1 :

$$\tau_u = \frac{283,01 \times 1000}{450 \times 570} = 1,10 [\text{MPa}]. \quad \tau < \bar{\tau} = 3,33 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les}$$

armatures transversales ne sont pas nécessaire

- Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres, Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

U_i : Somme des périmètres utiles des barres tendues (Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres).

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ (Acier « Haute adhérence »).

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa.}$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

Exemple Poutres principales 1:

$$V_{u\max} = 203.04 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 16 + 10 \times 3,14 \times 12 = 577,76 [\text{mm}]$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$\tau_{se} = \frac{203.04 \times 1000}{0,9 \times 570 \times 577,76} = \frac{203040}{296390.88} = 0,685 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée. Il n'y a pas}$$

de risque d'entraînement des barres

Conclusion : Il n' ya pas de risque d'entraînement des barres

4-Longueur de scellement droit (Art A.6.1.22/BAEL91_modif.99) :

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$$\text{Barres de 20: } \frac{2 \times 500}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm} \text{ Soit } l_s = 71 \text{ cm}$$

On peut constater que la longueur de scellement droit dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées. Dans ce cas, le règlement BAEL91_modif.99 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0.4 L_s$

$$\text{Barres de 20 : } l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 71 = 28 \text{ cm}$$

5-Influence de l'effort tranchant sur l'acier:

a. Appui de rive : (Art A.5.312/BAEL91_modif.99)

Pour équilibrer l'effort tranchant V_u et assurer une bonne manière de construction, il est

recommandé d'ancrer suffisamment la nappe d'armatures inférieure avec sa longueur de scellement. Ceci dit, il faut donc vérifier la condition suivante :

$$A_a > A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{V_u}{f_s}$$

✚ Exemple Poutres principales (45 x 60) :

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{203.04 \times 10^3}{435 \times 10^2} = 4.67 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ d'ancrage}} = 4.67 \text{ cm}^2$$

Les armatures inférieures au niveau des appuis de rive sont suffisamment ancrées pour chacun des deux types de poutres.

b. Appuis intermédiaire :(Art A.5. 1, 321/BAEL91)

Dans le cas où la valeur absolue du moment fléchissant de calcul à l'E.L.U. est

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$M_u < 0.9 \cdot V_u \cdot d$; alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$

6-Influence de l'effort tranchant sur le béton(Art A.5.1.313_BAEL91_99) :

$$\frac{2V_u}{b(0.9)d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8(25)}{1,5} = 13,33MPa$$

Exemple Poutres principales :

$$\frac{2V_u}{b(0.9)d} = \frac{2(203.04)10^3}{450(0.9)420} = 2,38MPa < 13,33MPa$$

Condition vérifiée .

V.1.3.3.Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2_BAEL91_modif.99) :

$$t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, 1,2 \right)$$

$$\text{Poutres principales (35 x 45) : } t \leq \min \left(\frac{60}{35}, \frac{45}{10}, 1,2 \right) = 1,2\text{cm}$$

$$\text{Poutres secondaires (30 x 35) : } t \leq \min \left(\frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 1,2 \right) = 1\text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{(\tau - 0.3f_{ij}) b \cdot s_t}{0.8 \cdot f_e} = \frac{(2.38 - 0.3 \times 2.1) 450 \times 120}{0.8 \times 500} 10^{-2} = 2.36 \text{ cm}^2. \text{ (Art A.5.1.23}$$

BAEL).

Les armatures transversales seront réalisées par des cadres et des étriers de $\Phi 8$.

1.Espacement maximal des armatures transversales (Art A.5.1.22_BAEL91_modif.99) :

$$S_t^{\max} \leq \min (0.9 d , 40 \text{ cm})$$

$$\text{Poutres principales : } S_t^{\max} \leq (0.9 \times 57, 40) = 40\text{cm}$$

$$\text{On adopte } S_t^{\max} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres secondaires : } S_t^{\max} \leq (0.9 \times 27, 40) = 24,3\text{cm}$$

$$\text{On adopte } S_t^{\max} = 20\text{cm}$$

2.Calcul de l'écartement initial des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA.99-2003).

a.Poutres principales

✚ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 16\Phi \right) \rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{60}{4}, 16 \times 1,2 \right) = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

✚ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

V.1.3.4.Vérifications à l'ELS :

a.Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

b.Résistance du béton en compression (Art. A.4.5.2-BAEL91_modif.99)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa] \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{Aa\beta_1 d} \quad \rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a :Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Exemple poutres principales central C Commercial

	Elément considéré	A_{adop} Cm ²	Ms(max) kNm	ρ_1	β_1	k_1	σ_s MPa	σ_b MPa	Obs
appuis	P Principal Central C Commercial (45×60)	11.31	192.18	0,441	0,898	34,02	331.97	9.76	vérifié
travée	P Principal Central C Commercial (45×60)	8.04	127.01	0,313	0,912	41,84	303.89	7.26	vérifié

Tableau vérification de l'état limite de résistance du béton en compression

c.Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction . on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

$$\text{Sens (xx)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donné par ROBOT : 0.7 cm. \Rightarrow Condition vérifiée.

$$\text{Sens (yy)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{724}{500} = 1.45 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donné par ROBOT : 0.7 cm. \Rightarrow Condition vérifiée.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

❖ Introduction :

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant le **BAEL91** et le règlement parasismique algérien **RPA99**. Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles

V -2) Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée, suivant les combinaisons de charges citées au-dessous, dans les deux sens longitudinal et transversal, et les vérifications seront effectuées à l'ELS pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{c28}(MPa)_2$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

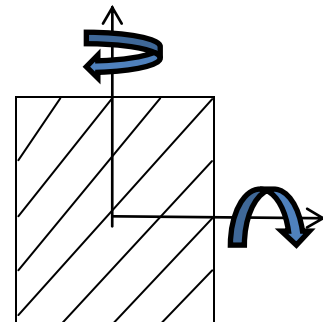
Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximum et le moment correspondant (Nmax-Mcorr).
- Effort normal minimum et le moment correspondant (Nmin-Mcorr).
- Moment fléchissant maximum et l'effort normal correspondant (Mmax-Ncorr).

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.



Combinaisons de calcul :

➤ Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- ♦ **A l'ELU** : $1,35G+1,5Q$
- ♦ **A l'ELS** : $G+Q$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

➤ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$G+Q+1.2E$$

$$0.8G - E$$

1. **Recommandations du RPA 2003:**

a. **les armatures longitudinales: (art.7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence et sans crochet.

- **Le pourcentage minimal :**

- Le pourcentage minimal de la section d'armatures est de **0.80%** de la section du poteau en zone IIb, dans notre cas:

$$\text{Pour les poteaux } (60 \times 60); A_{\min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (55 \times 55); A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (50 \times 50); A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (30 \times 30); A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **4%** de la section du poteau en **zone courante**, dans notre cas:

$$\text{Pour les poteaux } (60 \times 60); A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (55 \times 55); A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (50 \times 50); A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les poteaux } (30 \times 30); A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de **6%** de la section du poteau en **zone de recouvrement**, dans notre cas:

Pour les poteaux (60×60); $A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{cm}^2$

Pour les poteaux (55×55); $A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{cm}^2$

Pour les poteaux (50×50); $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{cm}^2$

Pour les poteaux (30×30); $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $L_R = 50\phi$ (FE 500) zone II_b.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25\text{cm}$ en zone II_b.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b. les armatures transversales: (art.7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \Rightarrow A_t = S_t \cdot \rho_a \cdot \frac{V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Tel que:

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur total de la section de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversal.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par l'effort tranchant.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement du poteau.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_1^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_1^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

Les armatures transversales minimales:

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ en pourcentage (%) est donnée

comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%$

Si : $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%$

Si : $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur de $10\phi_{\min}$.

c-Calcul du ferrailage :

- **Section partiellement comprimée (S.P.C):**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures soumis; Soit à un effort de traction, ou un effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures soumis,

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

soit à un effort de traction ou à un effort de compression, la condition suivante doit être vérifiée:

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} \geq N(d - c') - M_f \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

Avec:

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \text{Si «N» étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \text{Si «N» étant un effort de traction.}$$

Détermination des armatures :

- **Calcul du moment fictif:**

$$M_f = M + N\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \cdot g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A' = 0$)

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ Si } N : \text{ Effort de traction} \\ (-) \text{ Si } N : \text{ Effort de compression} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f \geq 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée ($A' \neq 0$)

1- Armatures en flexion simple:

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma'_{st}}$$

$$A_f = \frac{M_r}{\beta r \times d \times \sigma_{st}} + A'_f \frac{\sigma'_{st}}{\sigma_{st}}$$

1- Armatures en flexion composée:

$$A' = A'_f$$

$$A = A'_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

- **Section entièrement comprimée (S.E.C):**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée

Par les armatures. N: Effort de compression.

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} < N \times (d - c') - M_f \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

1^{er} cas:

Si: $N(d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow$ Section doublement armée (S.D.A).

$$A_l = \frac{M_f (d - 0.5h) \times d \times h \times bc}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad \text{(Comprimée)}$$

$$A_s = \frac{N(b \times h \times f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_l \quad \text{(Tendue)}$$

Avec:

N_c: Effort normal de compression.

A_L: Armatures comprimées.

A_S: Armatures tendues.

2^{eme} cas:

Si: $N(d - c') - M_f \leq (0.5 \times h - c') b \times h \times f_{bc} \Rightarrow$ Section simplement armée (S.S.A).

$$A_l = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}; \quad A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

- **Section entièrement tendue (S.E.T):**

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$A_l = \frac{N \cdot a}{\sigma_s (d - c')} \quad \text{Avec :} \quad a = \frac{h}{2} - e_u - c$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} - A_l$$

○ **Compression pure (Centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad (\text{Excentricité nulle})$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

❖ **Longueur de flambement :**

L_f : Dépend de la nature des appuis.

$L_f = 0.7l_0$ (encastrement).

L_0 : Longueur libre.

❖ **Rayon de giration :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

b

I: Moment d'inertie: $\frac{b \times h^3}{12}$ (plan II au petit côté).

B: Section du poteau: $B = h \times b$

Dans notre cas les poteaux sont carrés ($b=h$) donc:

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$

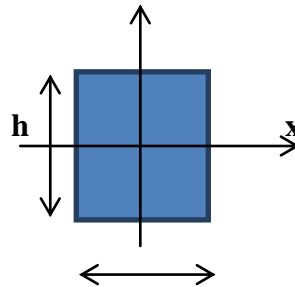
❖ **Calcul de l'élancement géométrique λ :**

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

$\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left[\frac{\lambda}{55} \right]^2}$ L'état limite de stabilité de forme.

❖ **Calcul des armatures :**

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \sigma_s \right]$$



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

B_r: Représente l'aire obtenue en réduisant la section droite du poteau 1cm de toute sa périphérie.

$$A_s = \max(A_{s1}; A_{s2})$$

$$A_s \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{1}{\sigma_{bc}}$$

-Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours « α » doit être divisé par 1,1

Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

Vérification à l'ELS :

○ Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6}$ => La section est entièrement comprimée (SEC).

○ Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$ => La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec:

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : L'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A')$ => Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \quad \Rightarrow \quad V_2 = h - V_1$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_1 - c')^2 + A'_s (V_2 - c')^2 \right]$$

On doit vérifier que:

○ **S.E.C:**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_2}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

○ **S.P.C:**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} on détermine la position de l'axe neutre:

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$y_1 = y_2 + C$$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec:

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

Avec:

C: Centre de pression.

P, q : Coefficient données par les différentes sections

Y_1 : Distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

C_1 : Distance entre le centre de pression à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit:

On calcule :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y'_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); y'_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right); y'_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne : $0 < Y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

La contrainte dans la partie tendue :

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{SER}^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y_{SER}) + A' \times (y_{SER} - c')^2]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si : $\sigma_s \geq 0$

V.2.6: Calcul du ferrailage des poteaux

1) Exemple de calcul

❖ Sens transversal (Selon le moment M3):

Pour- : POT(55x55) :

$$N_{max} = 4222.2 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{corr} = -54.8 \text{ KN.m}$$

$$N_{min} = -64.22 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{corr} = -54.47 \text{ KN.m}$$

$$N_{corr} = 1611.94 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{max} = 149.2 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{149.2}{1611.94} \times 10^2 = 9 \text{ cm}$$

et

$$\frac{h}{2} - c = \frac{55}{2} - 3 = 27 \text{ cm}$$

• Le calcul de : $(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} \geq N \times (d - c') - M_f$

Avec :

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

$$\text{Et : } d = h - c = 0.60 - 0.03 = 0.57 \text{ m}$$

$$M_f = 149.2 + 1611.94 \left(\frac{0.60}{2} - 0.03 \right) = 584.42 \text{ KNm}$$

$$N(d - c') - M_f = 1611.94 (0.57 - 0.03) - 584.42 = 286.03 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} &= (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) (0.60 \times 0.60 \times 14.2 \times 10^3) \\ &= 1008.53 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\longrightarrow (0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 1008.53 \text{ KNm} > N \times (d - c') - M_f = 286.03 \text{ KNm}$$

=> SEC

Vérification de l'équation suivante:

$$N(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$(0.5 h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.60 - 0.03) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 \times 10^3 = 1380.24 \text{ KNm}$$

$$N \times (d - c') - M_f = 286.03 \text{ KNm}$$

$$(0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 1380.24 \text{ KNm} > N \times (d - c') - M_f = 286.03 \text{ KN.m}$$

=> SSA

Calcul des armatures:

$$A_l = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$A_l = \frac{1611.94 - 0.558 \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 \times 1000}{34.8 \times 1000} = -0.003$$

$$A_l = 0 \text{ cm}^2 \text{ et } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Remarque :

D'après le calcul des armatures on a trouvée que $A_l = A_s = 0$

donc on conclut que c'est la section du RPA qui passe

La section du RPA est donnée par la formule suivante :

$$A_{\min} = 0.8\% b \cdot h$$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

LES NOTES DE CALCUL :

1- POTEAUX S SOL A 4^{eme} ETAGE

1 Niveau :

- Nom : Etage 1
- Cote de niveau : -4,25 (m)
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Milieu : non agressif

2 Poteau : Poteau22

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

- 2.2.1 Rectangle 60,0 x 60,0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0,00 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 4,15 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 3,55 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 3,0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élanement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées : après 90 jours

2.4 Chargements :

Cas Mz	Nature	Groupe	N (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
(kN*m)						
ELU	de calcul	22	4171,54	-19,33	0,01	0,01
54,80						
ELS	cal.ELS	22	3032,28	-13,93	0,00	0,01
39,50						
G+Q+EX	de calc. acc.	22	3032,61	-13,95	-3,54	6,02
39,49						
G+Q+EY	de calc. acc.	22	3157,42	-19,49	-0,01	0,10
36,58						
0,8G-EX	de calc. acc.	22	2009,80	-8,35	2,95	-5,01
23,76						

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

0,8G-EY de calc. acc. 22 1905,79 -3,74 0,02 -0,08
26,19

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable : ELU (A)

Efforts sectionnels:

$$N_{sd} = 4171,54 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = 0,01 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 54,80 \text{ (kN*m)}$$

Efforts de dimensionnement:

noeud supérieur

$$N = 4171,54 \text{ (kN)} \quad N^*etotz = 0,01 \text{ (kN*m)} \quad N^*etoty = 76,96 \text{ (kN*m)}$$

Excentrement :

	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statique	e0: 0,0 (cm)	1,3 (cm)
due au montage	ea: 0,0 (cm)	0,5 (cm)
II genre	e2: 0,0 (cm)	0,0 (cm)
total	etot: 0,0 (cm)	1,8 (cm)

2.5.1.1. Analyse détaillée-Direction Y :

2.5.1.1.1 Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
4,25	4,25	24,54	25,00	Poteau peu élancé

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

24,54 < 25,00 Poteau peu élancé

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

4.3.5.3.5(2)

2.5.1.1.2 Analyse de flambement

$$M_2 = 0,01 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -0,02 \text{ (kN*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 0,01 \text{ (kN*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_a = 0$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = 0,0 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Analyse détaillée-Direction Z :

$$M_2 = 54,80 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -27,36 \text{ (kN*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 54,80 \text{ (kN*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 1,3 \text{ (cm)}$$

$$e_a = v \cdot l_0 / 2 = 0,5 \text{ (cm)}$$

$$v = 1 / (100 \cdot h^{(1/2)}) = 0,00$$

$$h = 16,60 \text{ (m)}$$

$$v > 1 / 400$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = 1,8 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Ferrailage :

- Coefficients de sécurité

$$\bullet \text{ global (Rd/Sd)} = 1,43$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- section d'acier réelle $A = 39,27 \text{ (cm}^2\text{)}$

2.6 Ferrailage :

Barres principales :

- 4 HA 500 25 $l = 5,58 \text{ (m)}$
- 4 HA 500 25 $l = 5,80 \text{ (m)}$

Ferrailage transversal :

- 50 Cad HA 500 8 $l = 2,32 \text{ (m)}$
 $e = 1*0,05 + 46*0,09 + 1*0,08 + 1*0,04 + 1*0,03 \text{ (m)}$
- 47 Cad HA 500 8 $l = 1,74 \text{ (m)}$
 $e = 1*0,05 + 46*0,09\text{(m)}$

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 1,28 (m³)
- Surface de Coffrage = 8,52 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 253,53 (kG)
 - Densité = 198,38 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 11,2 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	197,77	78,06
25	45,52	175,46

2- POTEAUX 5^{eme} A 11^{eme} ETAGE

1 Niveau :

- Nom : Etage 5
- Cote de niveau : 9,18 (m)
- Tenue au feu : 0 h

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau : Poteau295

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

- 2.2.1 Rectangle 55,0 x 55,0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0,00 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 3,06 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 2,46 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 3,0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Prédimensionnement : non
- Prise en compte de l'élançement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées : : après 90 jours

2.4 Chargements :

Cas Mz	Nature	Groupe	N (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)
(kN*m)						
ELU	de calcul	295	2949,40	-45,02	-0,00	0,00
69,03						
ELS	cal.ELS	295	2150,04	-32,61	-0,00	0,00
50,12						
G+Q+EX	de calc. acc.	295	2150,34	-32,67	-9,66	10,76
50,02						
G+Q+EY	de calc. acc.	295	2239,53	-62,92	-0,03	0,04

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

5,40						
0,8G-EX	de calc. acc.	295	1469,91	-20,70	8,04	-8,96
32,85						
0,8G-EY	de calc. acc.	295	1395,58	4,51	0,03	-0,03
70,03						

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable : ELU (A)

Efforts sectionnels:

$$N_{sd} = 2949,40 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = 0,00 \text{ (kN*m)} \quad M_{sdz} = 69,03 \text{ (kN*m)}$$

Efforts de dimensionnement:

noeud supérieur

$$N = 2949,40 \text{ (kN)} \quad N^*_{etotz} = 0,00 \text{ (kN*m)} \quad N^*_{etoty} = 81,93 \text{ (kN*m)}$$

Excentrement :

	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statique	e0: 0,0 (cm)	2,3 (cm)
due au montage	ea: 0,0 (cm)	0,4 (cm)
II genre	e2: 0,0 (cm)	0,0 (cm)
total	etot: 0,0 (cm)	2,8 (cm)

2.5.1.1. Analyse détaillée-Direction Y :

2.5.1.1.1 Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
3,06	3,06	19,27	25,00	Poteau peu élancé

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

19,27 < 25,00 Poteau peu élancé

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}}$$

4.3.5.3.5(2)

2.5.1.1.2 Analyse de flambement

$$M_2 = 0,01 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 0,0 \text{ (cm)}$$

$$e_a = 0$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = 0,0 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Analyse détaillée-Direction Z :

$$M_2 = 69,03 \text{ (kN*m)} \quad M_1 = -68,74 \text{ (kN*m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud supérieur), négliger l'influence de l'élancement

$$M_{sd} = 69,03 \text{ (kN*m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 2,3 \text{ (cm)}$$

$$e_a = v \cdot l_0 / 2 = 0,4 \text{ (cm)}$$

$$v = 1 / (100 \cdot h^{1/2}) = 0,00$$

$$h = 12,24 \text{ (m)}$$

$$v > 1 / 400$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = 2,8 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Ferrailage :

- Coefficients de sécurité

$$\bullet \text{ global (Rd/Sd)} = 1,62$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- section d'acier réelle $A = 32,20 \text{ (cm}^2\text{)}$

2.6 Ferrailage :

Barres principales :

- 4 HA 500 20 $l = 3,03 \text{ (m)}$
- 4 HA 500 25 $l = 3,03 \text{ (m)}$

Ferrailage transversal :

- 31 Cad HA 500 8 $l = 2,12 \text{ (m)}$

$$e = 1 \cdot 0,05 + 30 \cdot 0,10 \text{ (m)}$$

- 31 Cad HA 500 8 $l = 1,60 \text{ (m)}$

$$e = 1 \cdot 0,05 + 30 \cdot 0,10 \text{ (m)}$$

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 0,74 (m³)
- Surface de Coffrage = 5,41 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 122,12 (kG)
 - Densité = 164,10 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 10,5 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	115,27	45,50
20	12,12	29,90
25	12,12	46,72

3- POTEAUX 12^{eme} A 17^{eme} ETAGE :

1 Niveau :

- Nom :
- Cote de niveau : 27,54 (m)
- Tenue au feu : 0 h

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poteau : Poteau512

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Poids volumique = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

- 2.2.1 Rectangle 50,0 x 50,0 (cm)
- 2.2.2 Epaisseur de la dalle = 0,00 (m)
- 2.2.3 Sous dalle = 3,06 (m)
- 2.2.4 Sous poutre = 2,46 (m)
- 2.2.5 Enrobage = 3,0 (cm)

2.3 Hypothèses de calcul :

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- pré dimensionnement : non
- Prise en compte de l'élanement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous poutre
- Plus de 50% des charges appliquées : : après 90 jours

2.4 Chargements :

Cas Mz	Nature	Groupe	N (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kN*m)	
(kN*m)							
ELU	de calcul	512	1553,32	-20,38	-22,04	-24,98	
31,84							
ELS	cal.ELS	512	1132,13	-14,84	-15,99	-18,13	
23,18							
G+Q+EX	de calc. acc.	512	1233,16	-17,05	-35,55	4,76	
19,69							
G+Q+EY	de calc. acc.	512	1196,50	-50,11	-19,30	-14,45	-

33,16	0,8G-EX 18,50	de calc. acc.	512	688,42	-8,14	5,87	-30,88
	0,8G-EY 62,54	de calc. acc.	512	718,96	19,41	-7,67	-14,87

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Analyse à l'ELU

Combinaison défavorable : ELU (B)

Efforts sectionnels:

$$N_{sd} = 1553,32 \text{ (kN)} \quad M_{sdy} = 42,45 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{sdz} = -30,53 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Efforts de dimensionnement:

noeud inférieur

$$N = 1553,32 \text{ (kN)} \quad N^*_{etotz} = 49,24 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad N^*_{etoty} = -30,53 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Excentrement :	ez (My/N)	ey (Mz/N)
statique	e0: 2,7 (cm)	-2,0 (cm)
due au montage	ea: 0,4 (cm)	0,0 (cm)
II genre	e2: 0,0 (cm)	0,0 (cm)
total	etot: 3,2 (cm)	-2,0 (cm)

2.5.1.1. Analyse détaillée-Direction Y :

2.5.1.1.1 Analyse de l'Elancement

Structure sans possibilité de translation

L (m)	Lo (m)	λ	λ_{lim}	
3,06	3,06	21,20	25,00	Poteau peu élancé

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

21,20 < 25,00 Poteau peu élancé

$$\lambda_{lim} = \max \left\{ 25; \frac{15}{\sqrt{v_u}} \right\} \quad v_u = \frac{|N_{sd}|}{A_c \cdot f_{cd}} \quad 4.3.5.3.5(2)$$

2.5.1.1.2 Analyse de flambement

$$M_2 = 42,45 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_1 = -24,98 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud inférieur), négliger l'influence de l'élanement

$$M_{sd} = 42,45 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = 2,7 \text{ (cm)}$$

$$e_a = v \cdot l_0 / 2 = 0,4 \text{ (cm)}$$

$$v = 1 / (100 \cdot h^{(1/2)}) = 0,00$$

$$h = 12,24 \text{ (m)}$$

$$v > 1 / 400$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = 3,2 \text{ (cm)}$$

2.5.1.2. Analyse détaillée-Direction Z :

$$M_2 = 31,84 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_1 = -30,53 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Cas: section à l'extrémité du poteau (noeud inférieur), négliger l'influence de l'élanement

$$M_{sd} = -30,53 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$e_0 = M_{sd}/N_{sd} = -2,0 \text{ (cm)}$$

$$e_a = 0$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a = -2,0 \text{ (cm)}$$

2.5.2 Ferrailage :

- Coefficients de sécurité

• global (Rd/Sd) = 2,36

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- section d'acier réelle $A = 25,13 \text{ (cm}^2\text{)}$

2.6 Ferrailage :

Barres principales :

- 8 HA 500 20 $l = 3,03 \text{ (m)}$

Ferrailage transversal :

- 22 Cad HA 500 8 $l = 1,92 \text{ (m)}$

$$e = 22 * 0,11 \text{ (m)}$$

- 22 Cad HA 500 8 $l = 1,46 \text{ (m)}$

$$e = 22 * 0,11 \text{ (m)}$$

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 0,62 (m3)
- Surface de Coffrage = 4,92 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 89,12 (kG)
 - Densité = 144,92 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 11,0 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	74,29	29,32
20	24,24	59,80

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Les sollicitations et ferrailage des poteaux :

Poteaux	Effort normal (KN)		Moment (KN.m)		Elément	Section cm ² minimale	section (Robot)	ferrailage Opté	Section Opté (cm ²)
	N _{MAX}	N _{MIN}	M _{COR}	M _{MAX}					
POT SSA2CC 60X60	N _{MAX}	4222.22	M _{COR}	-54.80	22	28.8	36.16	8HA25	39.27
	N _{MIN}	-64.22	M _{COR}	-54.47	35	28.8	36.16	8HA25	39.27
	N _{COR}	1611.94	M _{MAX}	149.2	141	28.8	36.16	8HA25	39.27
POT 5A11 ETAGES 55X55	N _{MAX}	2980.06	M _{COR}	97.78	295	24.2	31.64	4HA25+ 4HA20	32.19
	N _{MIN}	0.09	M _{COR}	91.85	288	24.2	31.64	4HA25+ 4HA20	32.19
	N _{COR}	907.69	M _{MAX}	143.76	481	24.2	31.64	4HA25+ 4HA20	32.19
POT 12 A 17 ETAGES 50X50	N _{MAX}	1578.66	M _{COR}	73.85	512	20	25.13	8HA20	25.13
	N _{MIN}	-128.20	M _{COR}	88.81	709	20	25.13	8HA20	25.13
	N _{COR}	-111.79	M _{MAX}	195.11	734	20	25.13	8HA20	25.13

Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Diamètre des armatures transversales:

D'après le BAEL 91 le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Leftrightarrow \phi \geq \frac{25}{3} = 8.33mm \text{ Soit : } \phi = 10mm.$$

AVEC : ϕ_l^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Espacements des armatures transversales:

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement "S,"des armatures transversales est fixée comme suite:

- **Enzone nodule :**

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15cm) = \min(10 \times 2; 15cm) = 15cm$$

Nous adoptons: $S_t = 15cm$.

- **Enzone courante:**

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 30cm$$

Nous adoptons : $S_t = 25cm$.

Avec: ϕ_l^{\min} :Diamètre minimal des armatures longitudinales.

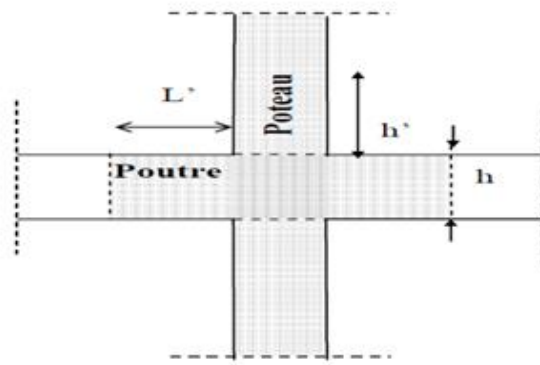
3) Longueurs de recouvrement :(Art 7.5.2.1 RPA 2003)

❖ Pour les HA25 :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 2.5 = 100cm$$

❖ Pour les HA20 :

$$L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80cm$$



LA ZONE NODALE DES POTEAUX

Délimitation de la zone nodale art 7.4.2.2 de RPA99/modifiée2003

Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$ h : hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : $h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

$B_1 ; h_1$: dimension du poteau ; et h_e : hauteur entre nu des poteaux

Poteaux de s-soul : $h = \max(425/6 = 70.8\text{cm} ; 60\text{cm} ; 60\text{cm} ; 60\text{cm}) = 71\text{cm}$

Poteaux de RDC et autres étages : $h = \max(306/6 = 51\text{cm} ; 60\text{cm} ; 60\text{cm} ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$

4) La longueur des scellements droit (Art A6.1.23 BAEL91) :

$$f_e = \frac{\emptyset f_e}{4 \cdot 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}}$$

$$\text{AVEC : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : 1.5 pour les aciers à haute adhérence.

\emptyset : Diamètre maximale des armatures.

$$\text{■ Pour les HA25 : } L_s = L_s \frac{2.5 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 88.19 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 90 \text{ cm}$

$$\text{■ Pour les HA20 : } L_s = L_s \frac{2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 70.55 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 75 \text{ cm}$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

5) Vérification de la quantité d'armatures :(Art7.4.2.2RPA2003)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{bh^3}{12} \text{ et } B = bh \quad ;$$

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad ; \quad l_f = 0.7l_0$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{l_0}{h}$$

$$\lambda_g = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{l_0}{h} = \sqrt{12} \times 0.7 \times \frac{3.55}{0.60} = 14.35$$

Avec :

b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction déformation considérée.

l_f: Longueur de flambement du poteau.

▪ Pour les poteaux (60x60) : $l_0 = 3.55\text{m}$

$$\lambda_g = 14.35 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 60 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.7 \text{ cm}^2 \end{array} \right. < A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Pour les poteaux (55x55) : $l_0 = 2.46\text{m}$

$$\lambda_g = 9.94 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 25 = 4.12 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 55 \times 15 = 2.47 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 4.12 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.47 \text{ cm}^2 \end{array} \right. < A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- **Pour les poteaux (50x50) :** $l_0 = 2.46\text{m}$

$$\lambda_g = 11.93 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

En zone nodale:

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right. < A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6) Vérification de l'effort tranchant: (Art7.4.3.2RPA2003)

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous

La Combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :
Selon RPA99 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec:

τ_b : Contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = 14.35 > 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art7.4.2.2RPA2003)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \times S_t$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Pour les poteaux du RDC (60x60):

- Zone nodale St=25cm

$$A_t = \frac{\rho_a V_U}{h f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 181.44 \times 10^3}{600 \times 500} \times 10^{-1} \times 25 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{181.44 \times 10^{-3}}{0.60 \times 0.57} = 0.53 \text{ MPa}$$

- Zone courante St=15cm

$$A_t = \frac{\rho_a V_U}{h f_c} \times S_t = \frac{2.5 \times 181.44 \times 10^3}{600 \times 500} \times 10^{-1} \times 15 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections les résultats sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

- Zone nodale St= 25 cm

Zones	niveaux	section cm ²	V _u KN	λ _g	ρ _a	ρ _b	A _t cm ²	A _{ad} cm ²	S _t Cm	τ _b MPa	τ _{bu} MPa	obs
I	S-soul A 2 ^{eme} CC	60X60	181.4	14.35	2.5	0.075	0.38	4.71	25	0.53	1.875	CV
II	5 ^{eme} E A11 ^{eme} E	55X55	167.3	9.94	2.5	0.075	0.38	4.71	25	0.59	1.875	CV
III	12 ^{eme} E A 17 ^{eme} E	50X50	221.4	11.93	2.5	0.075	0.55	4.71	25	0.94	1.875	CV

- Zone courante St = 15 cm

Zones	niveaux	section cm ²	V _u KN	λ _g	ρ _a	ρ _b	A _t cm ²	A _{ad} cm ²	S _t Cm	τ _b MPa	τ _{bu} MPa	obs
I	S-soul A 2 ^{eme} CC	60X60	181.4	14.35	2.5	0.075	0.63	4.71	15	0.53	1.875	CV
II	5 ^{eme} E A11 ^{eme} E	55X55	167.3	9.94	2.5	0.075	0.7	4.71	15	0.59	1.875	CV
III	12 ^{eme} E A 17 ^{eme} E	50X50	221.4	11.93	2.5	0.075	1	4.71	15	0.94	1.875	CV

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Condition de non fragilité art a.4.2.1/bael91modifiée99

la sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainés dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopt} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{\epsilon_s - 0.445(d)}{\epsilon_s - 0.185(d)} \right] b \times d$$

Les vérifications sont résumées comme suit:

Niveaux	Sectiones (cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	OBS
I	60X60	3069.81	-39.5	1.3	8.6	39.27	cv
		930	18.83	2	9.03	39.27	cv
		1175.65	107.63	9.15	38.84	39.27	cv
II	55X55	2172.75	-506.46	2.3	7.86	32.19	cv
		506.46	-90.06	17.78	0	32.19	cv
		661.28	96.36	14.57	0	32.19	cv
III	50X50	1150.89	-30.81	2.7	6.7	25.13	cv
		-92.71	61.27	66.09	1.79	25.13	cv
		230.83	-161.33	69.89	1.82	25.13	cv

Tableau3: Vérification à L'ELS

VII-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi que sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- * Armatures verticales ;
- * Armatures horizontales ;
- * Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone I** \Rightarrow S-sol

- **Zone II** \Rightarrow RDC A 4^{eme} niveau ;

- **Zone III** \Rightarrow 5^{eme} 11^{eme} niveau.

- **Zone IV** \Rightarrow 12^{eme} ; 17^{eme} niveau.

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII-2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003 : } \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G - E \end{cases}$$

3.1) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées directement du fichier résultats.

Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d):

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (L) est donné par le reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec

he : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

Lt : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

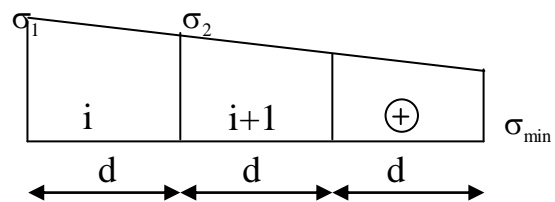
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée exemple avec 3 bande**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \cdot \sigma_{\max}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

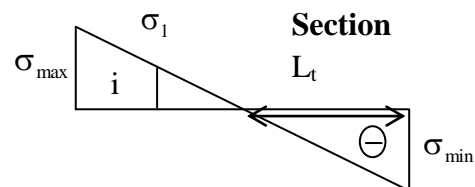
Avec : « e » épaisseur du voile



- **partiellement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

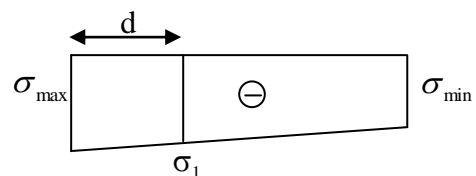
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-2 le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

- **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-3 le diagramme des contraintes d'un Section entièrement tendue.

3.2) Armatures verticales

Situation accidentelle : = 500 MPa

Situation courante : = 435 MPa

- **Section entièrement comprimée pour une bande i**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 435 MPa

- **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq 4cm^2/ml \quad (\text{Art A .8.1.21/BAEL91modifiée99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A .8.1.21/BAEL91modifiée99})$$

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e} \right\} \text{Condition de non fragilité (Art.4.2.1/BAEL91modifiée99)}$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art A 7.7.4..1/RPA99 version2003)}$$

$$\text{Donc : } A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

Tlq : B : section du tronçon considère

3-4) Armatures horizontales

- **Exigence du RPA :**(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10

$A_H > 0,15\% B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{max} = \frac{e}{10}$$

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)
- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15\% B$

- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10\% B$

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

3- 5) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement les aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

3-5) Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

3-6) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est **4HA12** ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

3-7) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_i \leq \min \{ 1,5e, 30cm \}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

3-8) Longueur de recouvrement : Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003) :

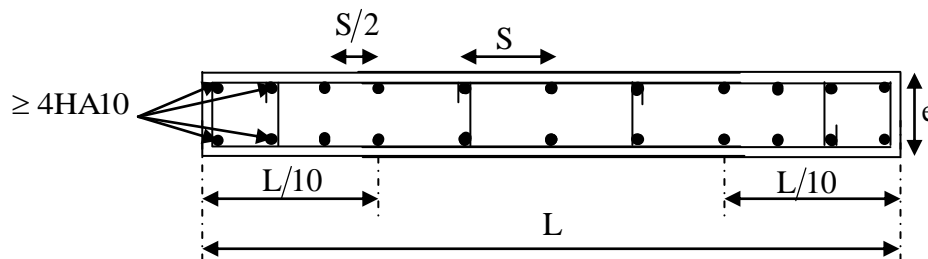
Elles doivent être égales à :

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3-9) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



figVI-3-4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Vérification à L'ELS :

➤ Vérification de la contrainte dans le béton

Pour cet état, il considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

-Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

h : Hauteur totale de la section brute

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

3-7) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile de longueur $L = 3.85\text{m}$ et d'épaisseur $e = 0.20\text{m}$ de la zone I :

$$\sigma_{max} = 1554.8 \text{ KN/m}^2 \text{ Traction}$$

$$\sigma_{min} = -5213.77 \text{ KN/m}^2 \text{ Compression}$$

⇒ la section est partiellement comprimée

A. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{1545.84}{1545.84 + 5208.46} \times 3.85$$

Donc : $L_c = 0.88\text{m} \Rightarrow L_t = 2.97\text{m}$

B. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{3.74}{2}; \frac{2}{3} \times 0.88\right) = 0.58\text{m}$$

On opte pour $d = 0.58\text{ m}$ donné par le maillage en 4 parties

- bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)
- bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$\bullet \text{ Zone courante : } S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t = 30\text{ cm}$$

$$\bullet \text{ Zone d'appuis : } S_a = \frac{S_t}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_a = 15\text{ cm}$$

NOTE DE CALCUL :

SS A 4^{eme} Etage

Voile transversal

1 Niveau :

- Nom : Etage 1
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile163

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur: 3,75 (m)
Epaisseur: 0,25 (m)
Hauteur : 4,25 (m)
Hauteur de la couronne : 0,00 (m)
Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1,0 (cm)

2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

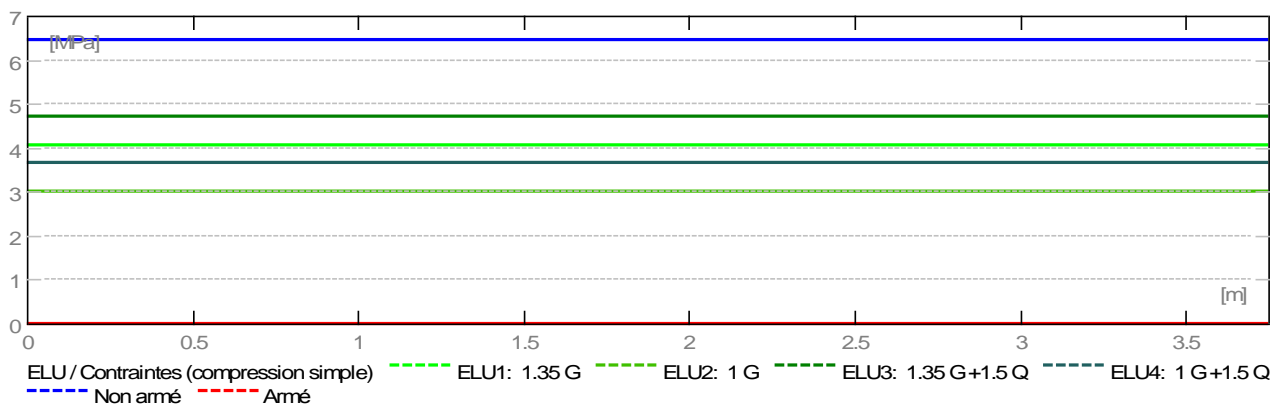
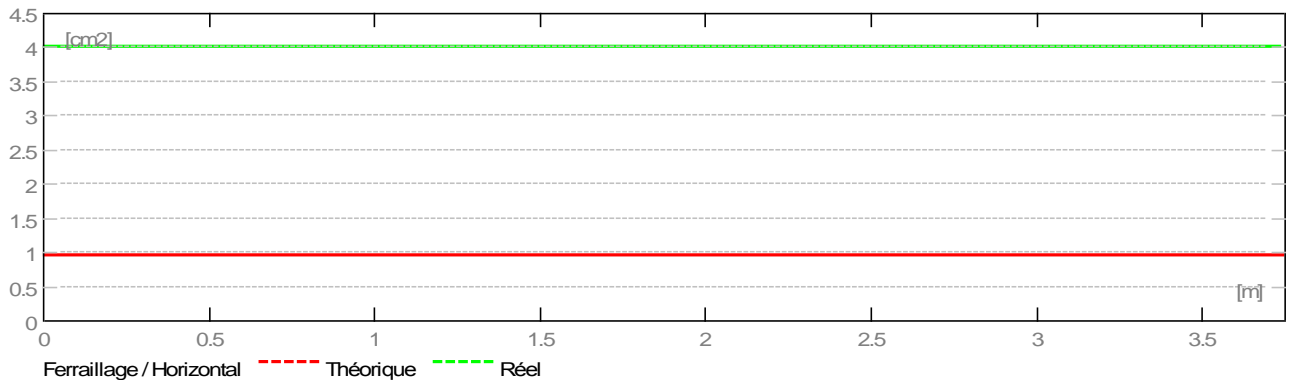
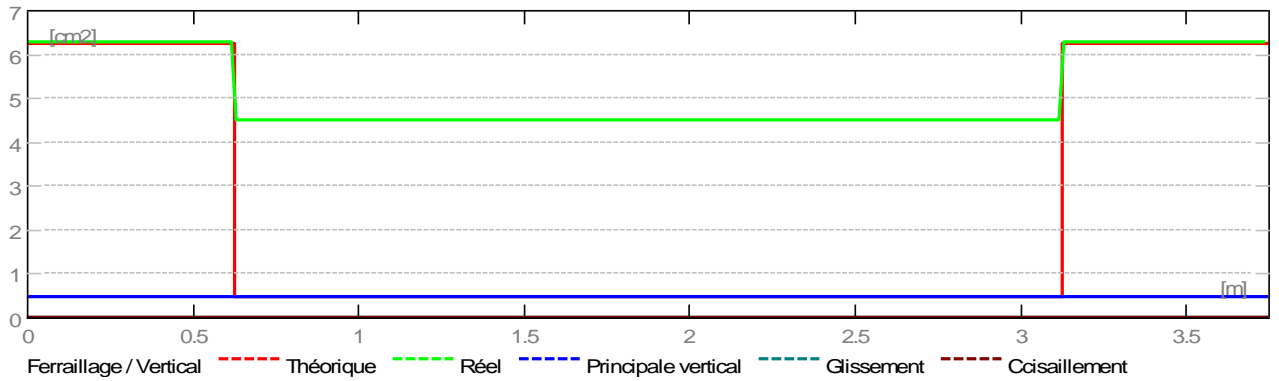
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	2815,69	13,39	16,38

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

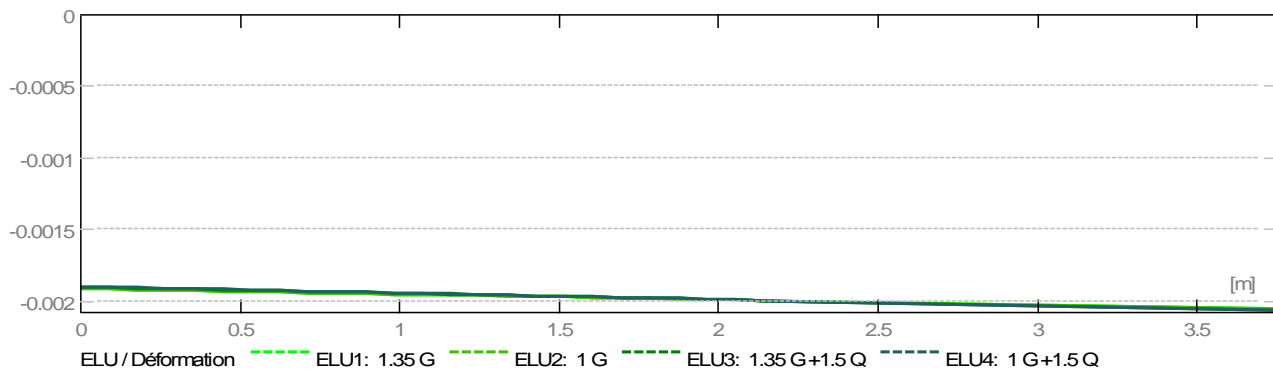
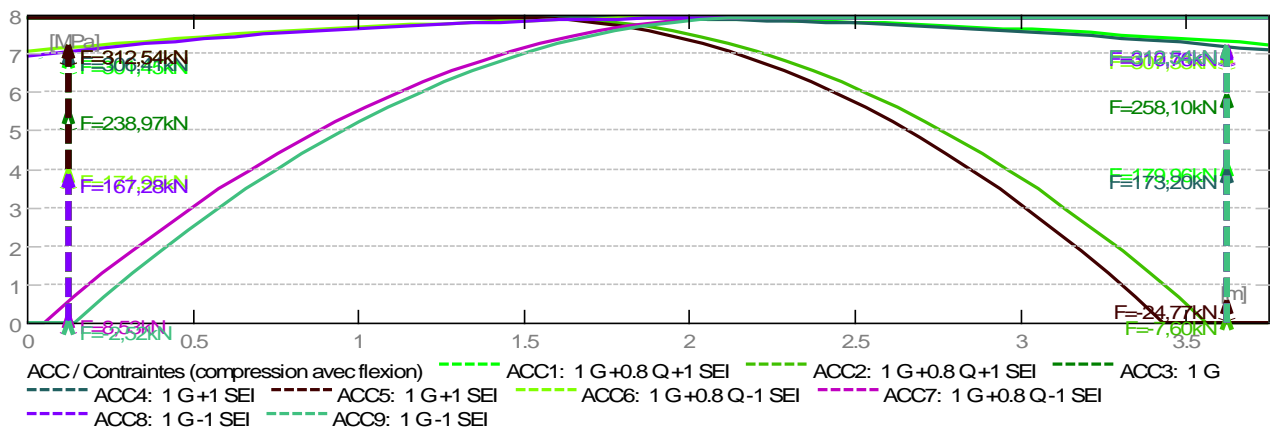
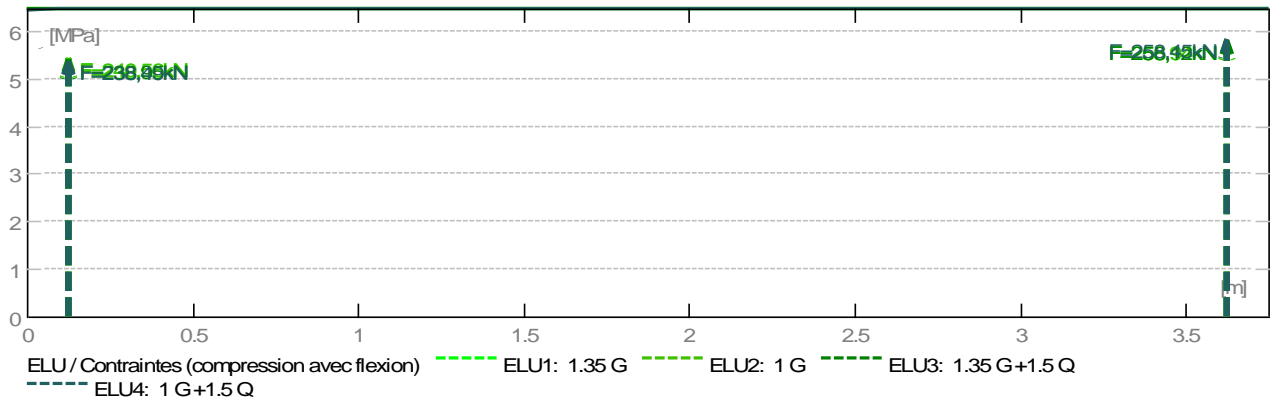
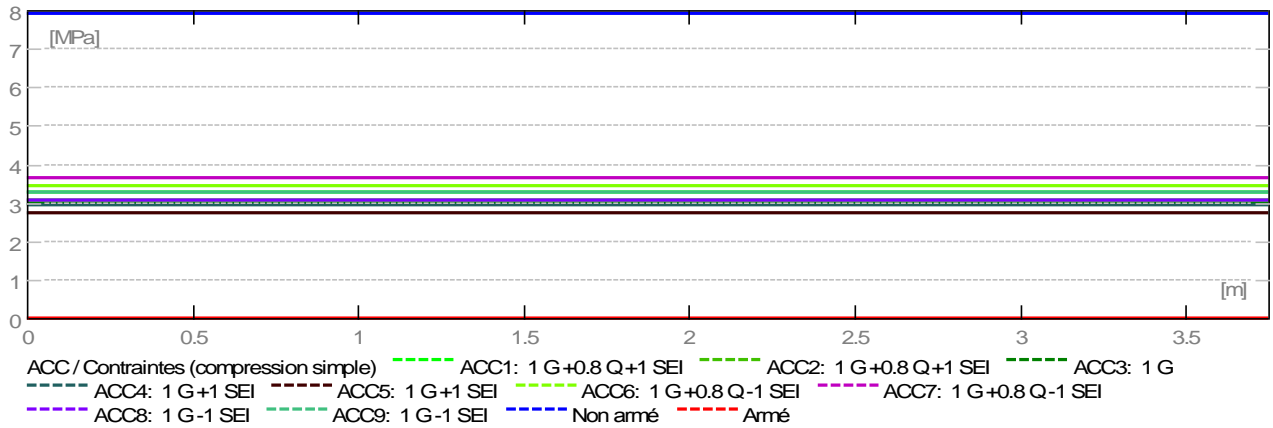
d'exploitation	412,10	4,56	7,62
sismique	-66,83	-167,49	8,71
sismique	-259,80	-1361,96	92,34

2.5 Résultats théoriques :

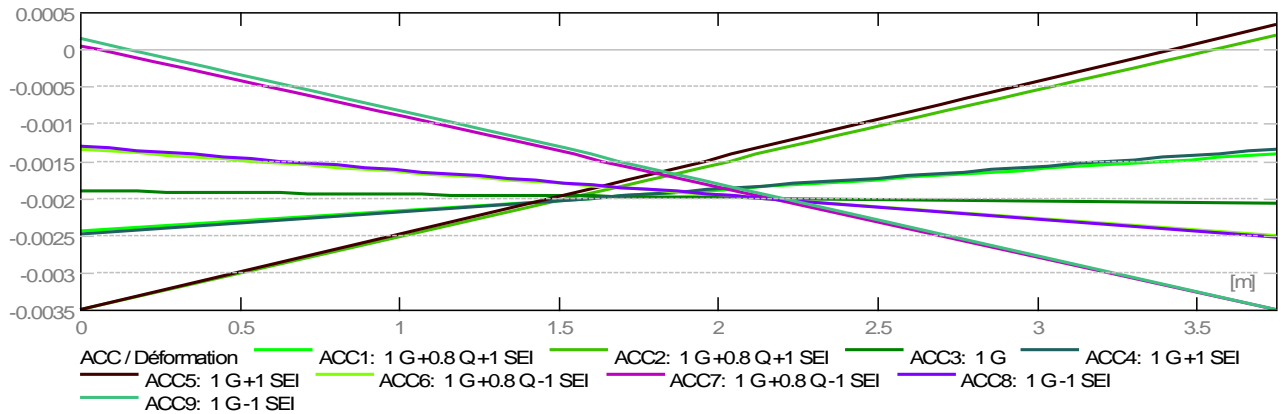
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)
 $L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 50,06$
 $\lambda_{rnf} = 47,11$
 $\lambda_{seism} = 54,41$
 $\lambda_{seism_rnf} = 51,21$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,38$
 $\alpha_{rnf} = 0,57$
 $\alpha_{seism} = 0,36$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,52$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 7,92$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3
 $N_{umax} = 1178,49$ (kN/m)

$\sigma_{u\max} = 4,71$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1616,67$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1178,49$ (kN/m) < $1616,67$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{u\max} = 908,04$ (kN/m)
 $\sigma_{u\max} = 3,63$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1980,17$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $908,04$ (kN/m) < $1980,17$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 6,25 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $bf = 1,00$ (m)
AfL min = 6,25 (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,63$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 6,25 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $bf = 1,00$ (m)
AfRmin = 6,25 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,63$ (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

$V_u = 33,54$ (kN)
 $\tau = 0,04$ (MPa)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 2

$V_u = 114,82$ (kN)
 $V^* = 200,93$ (kN)
 $\tau^* = 0,23$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,05$ (MPa)
 $\alpha V = 1,78$
 $A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$V_u = 31,19$ (kN)
 $V^* = 54,57$ (kN)
 $\tau^* = 0,06$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,90$ (MPa)
 $\alpha V = 0,74$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 16,38$ (kN)
 $V^* = 28,67$ (kN)
 $x = 3,75$ (m)
 $\alpha R = 0,08$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 587,99$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
X0 (m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,63	3,13	16	HA 500	10,0	4,81	0,35

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	34	HA 500	8,0	3,73	0,00	0,00	0,25	00

Épingles:

Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
72	HA 500	8,0	0,24	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	43	HA 500	8,0	0,21	0,59	0,21	31
Armatures transversales - partie droite	43	HA 500	8,0	0,21	0,59	0,21	31
Épingles - partie gauche	86	HA 500	8,0	0,21	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	86	HA 500	8,0	0,21	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 3,98 (m³)
- Surface de Coffrage = 34,00 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 240,84 (kG)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Densité = 60,45 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 8,6 (mm)

- **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	369,50	145,85
10	154,02	94,99

Voile longitudinal

1 Niveau :

- Nom : Etage 1
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile158

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur:	5,70 (m)
Epaisseur:	0,25 (m)
Hauteur :	4,25 (m)
Hauteur de la couronne :	0,00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
 Enrobage : 1,0 (cm)

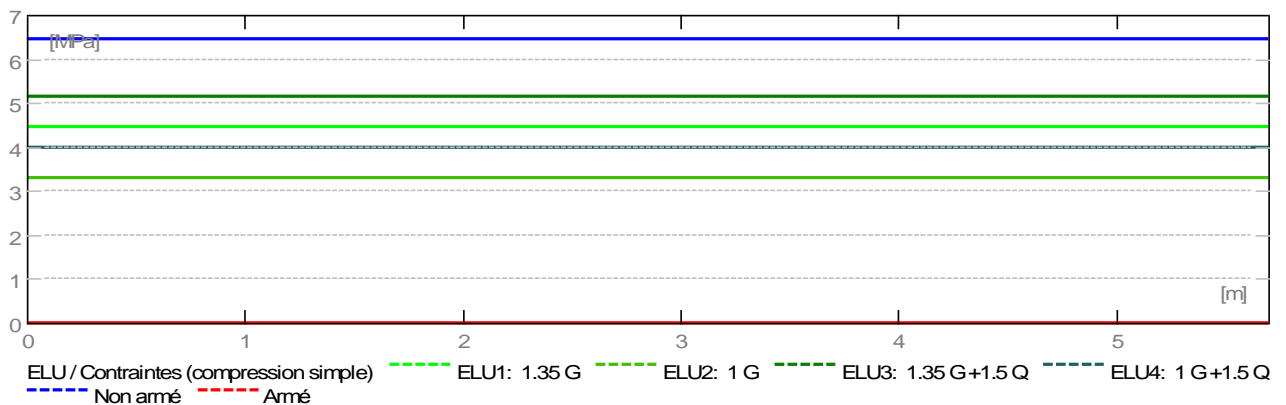
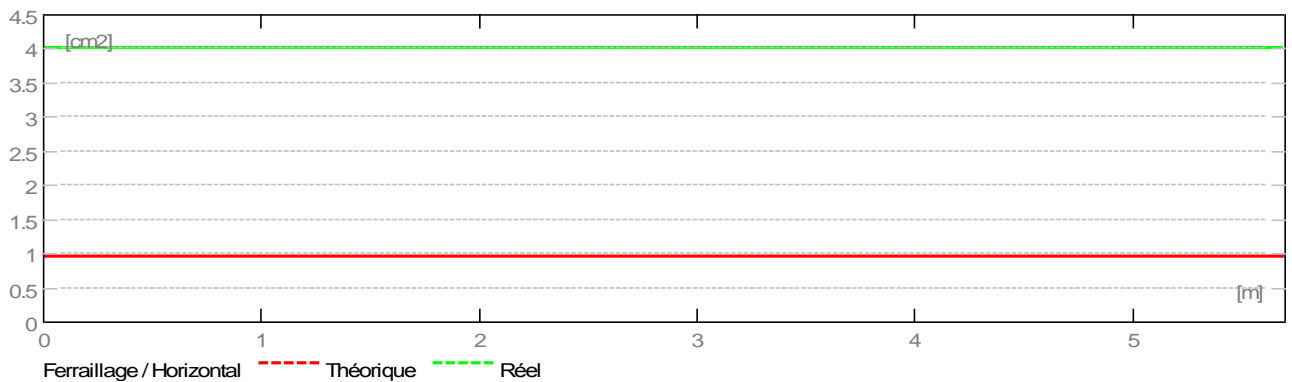
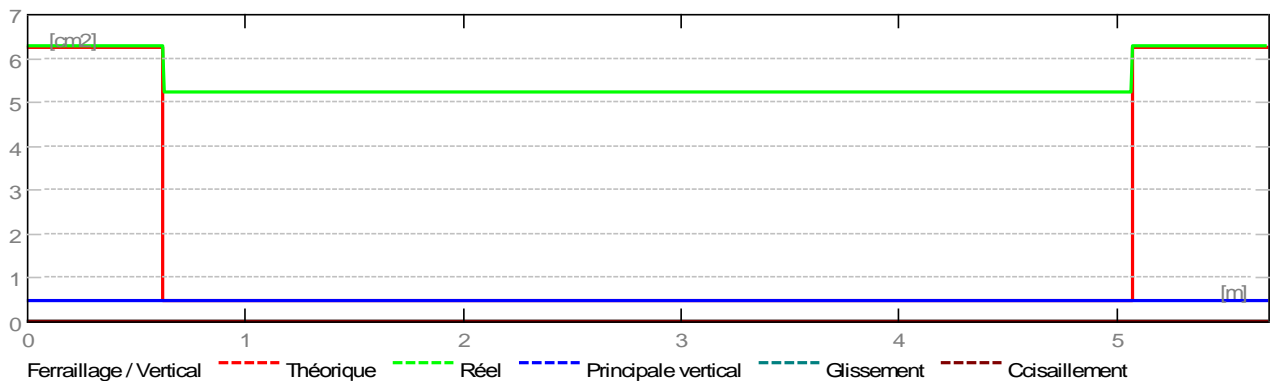
2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

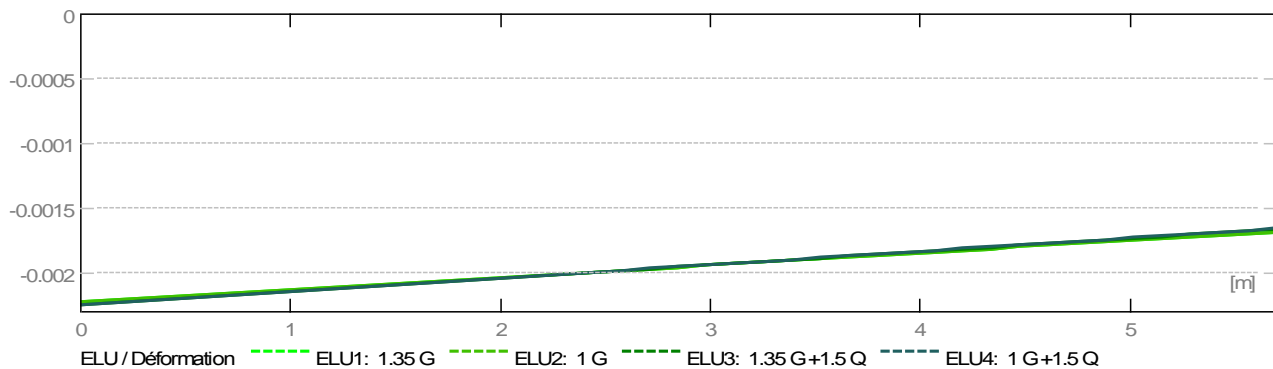
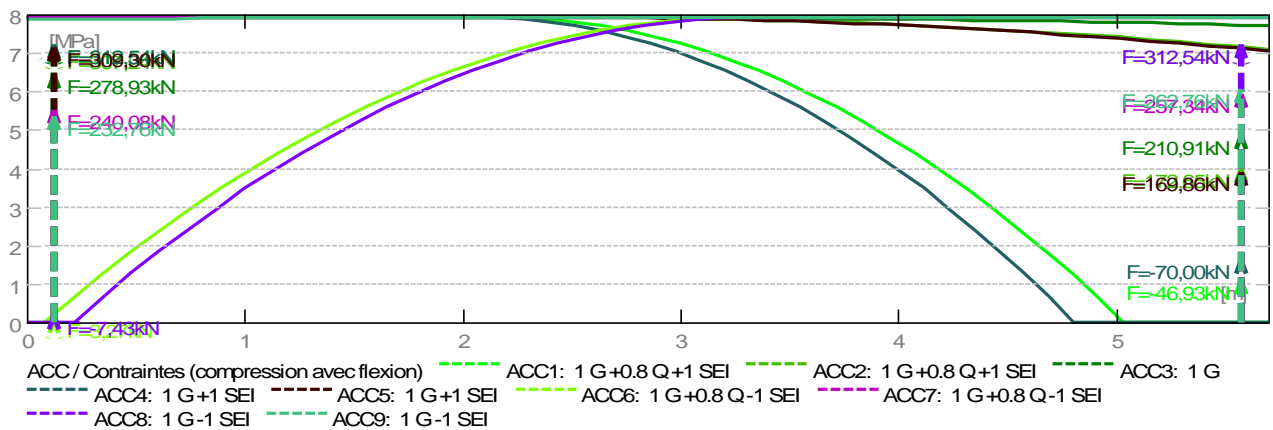
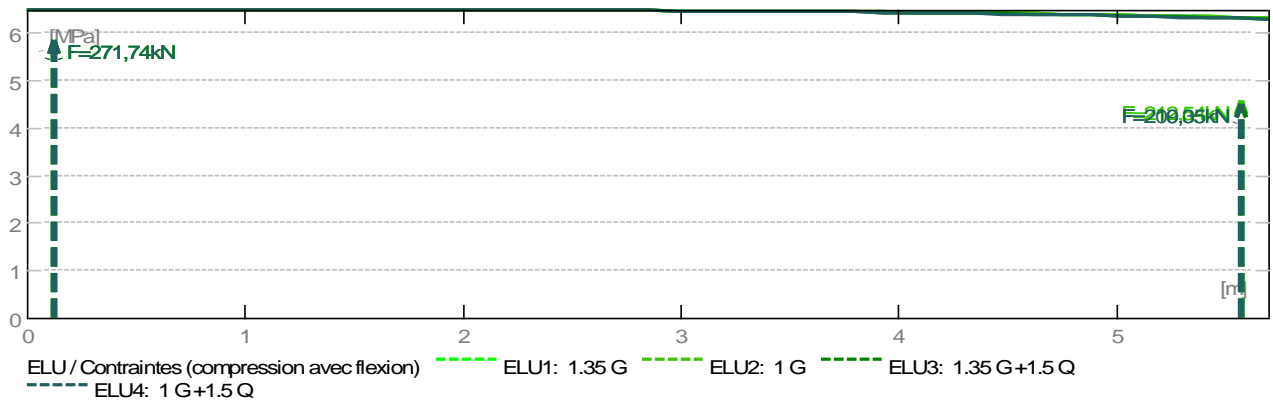
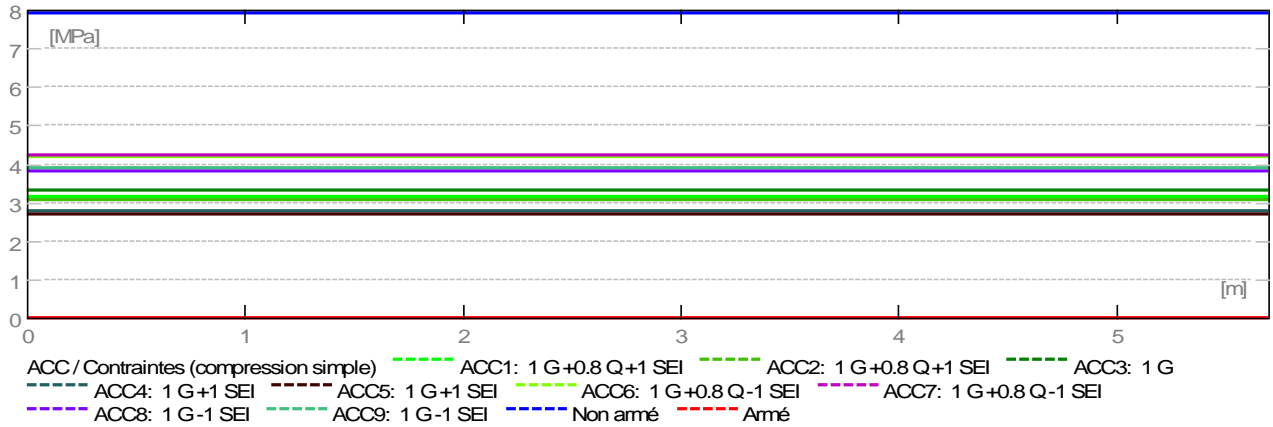
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	4696,72	-120,66	-15,68
d'exploitation	651,64	-26,31	-1,39
sismique	-756,75	-3646,17	251,40
sismique	-833,36	-169,70	32,74

2.5 Résultats théoriques :

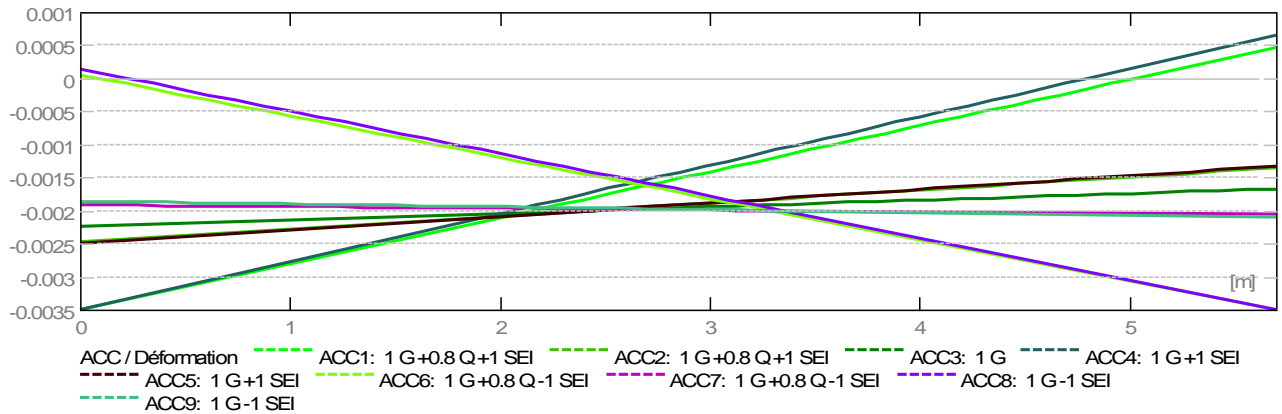
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)
 $L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 50,06$
 $\lambda_{rnf} = 47,11$
 $\lambda_{seism} = 54,41$
 $\lambda_{seism_rnf} = 51,21$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,38$
 $\alpha_{rnf} = 0,57$
 $\alpha_{seism} = 0,36$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,52$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 7,92$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3
 $N_{umax} = 1283,86$ (kN/m)

$\sigma_{u\max} = 5,14$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1616,67$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1283,86$ (kN/m) < $1616,67$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{u\max} = 1061,65$ (kN/m)
 $\sigma_{u\max} = 4,25$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1980,17$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1061,65$ (kN/m) < $1980,17$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$A_f L = 6,25$ (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $b_f = 1,00$ (m)
 $A_{fL\min} = 6,25$ (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,63$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

$A_f R = 6,25$ (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $b_f = 1,00$ (m)
 $A_{fR\min} = 6,25$ (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,63$ (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

$V_u = 23,24$ (kN)
 $\tau = 0,02$ (MPa)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 6

$V_u = 268,19$ (kN)
 $V^* = 469,33$ (kN)
 $\tau^* = 0,35$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,49$ (MPa)
 $\alpha V = 1,31$
 $A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$V_u = 268,19$ (kN)
 $V^* = 469,33$ (kN)
 $\tau^* = 0,35$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,49$ (MPa)
 $\alpha V = 1,31$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$V_u = 49,52$ (kN)
 $V^* = 86,66$ (kN)
 $x = 5,70$ (m)
 $\alpha R = 0,07$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 789,97$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
X0 (m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,63	5,08	30	HA 500	10,0	4,81	0,30

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	34	HA 500	8,0	5,68	0,00	0,00	0,25	00

Épingles:

Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
135	HA 500	8,0	0,24	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	43	HA 500	8,0	0,21	0,59	0,21	31
Armatures transversales - partie droite	43	HA 500	8,0	0,21	0,59	0,21	31
Épingles - partie gauche	86	HA 500	8,0	0,21	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	86	HA 500	8,0	0,21	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 6,06 (m³)
- Surface de Coffrage = 50,58 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 318,25 (kG)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Densité = 52,55 (kG/m3)
- Diamètre moyen = 8,6 (mm)

- **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	460,33	181,70
10	221,41	136,55

Voile Noyau transversal

1 Niveau :

- Nom : Etage 1
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2636

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur:	1,80 (m)
Epaisseur:	0,25 (m)
Hauteur :	4,25 (m)
Hauteur de la couronne :	0,00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
 Enrobage : 1,0 (cm)

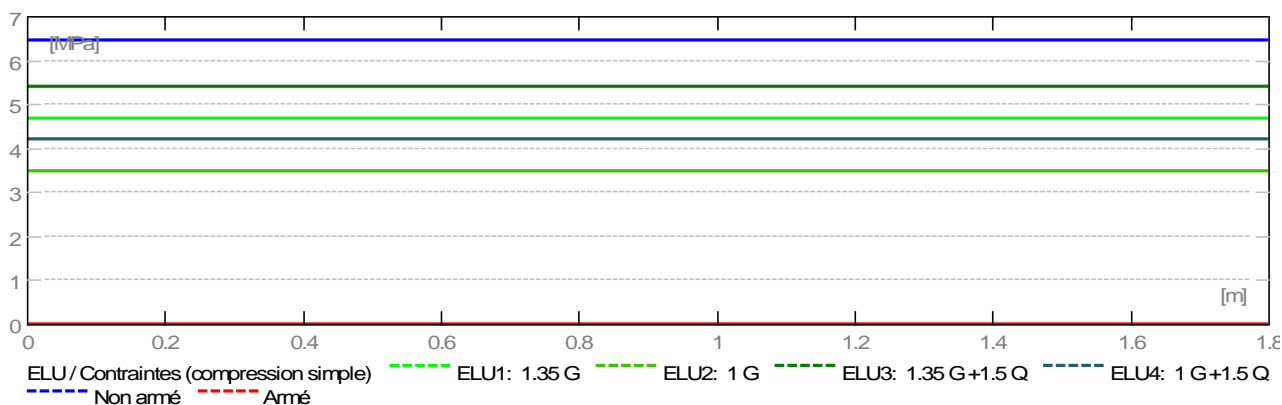
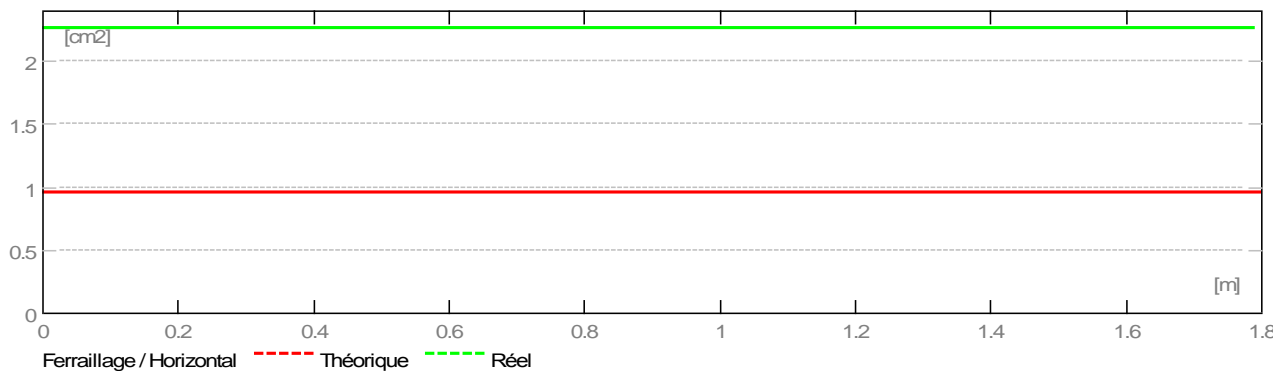
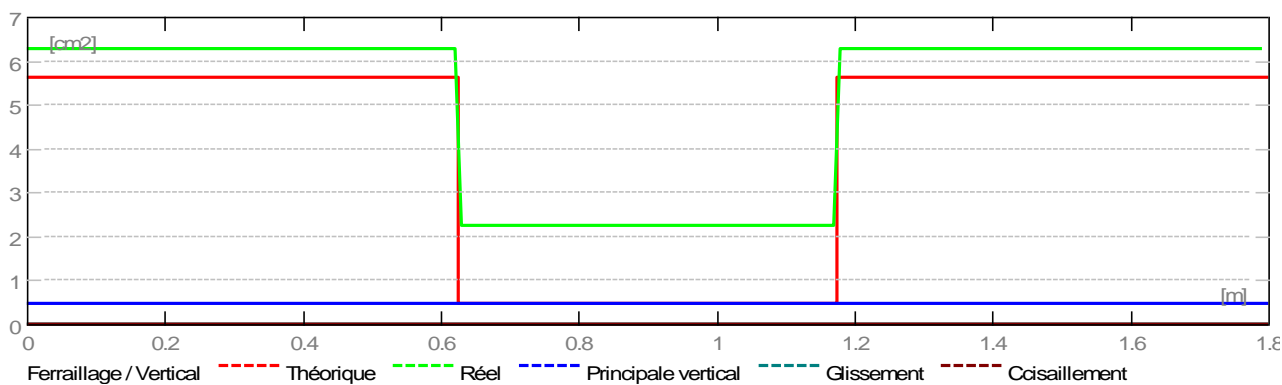
2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

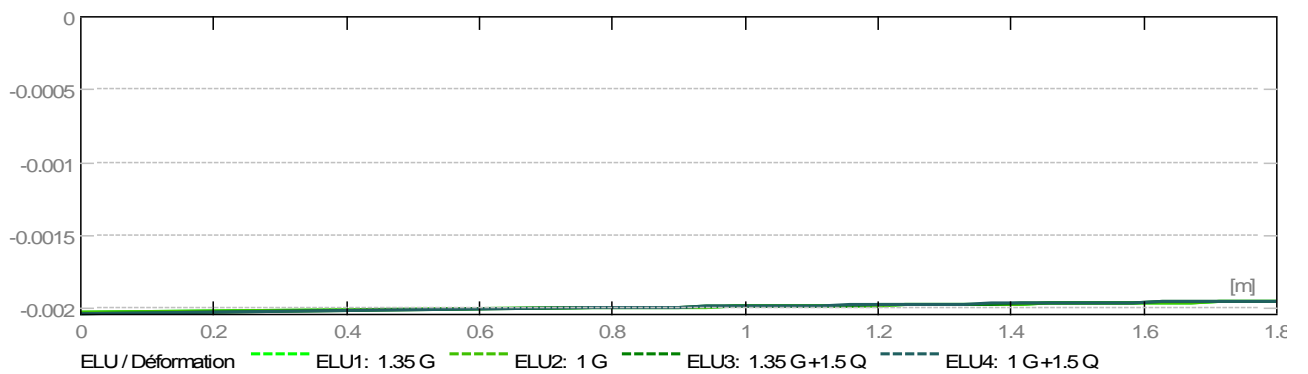
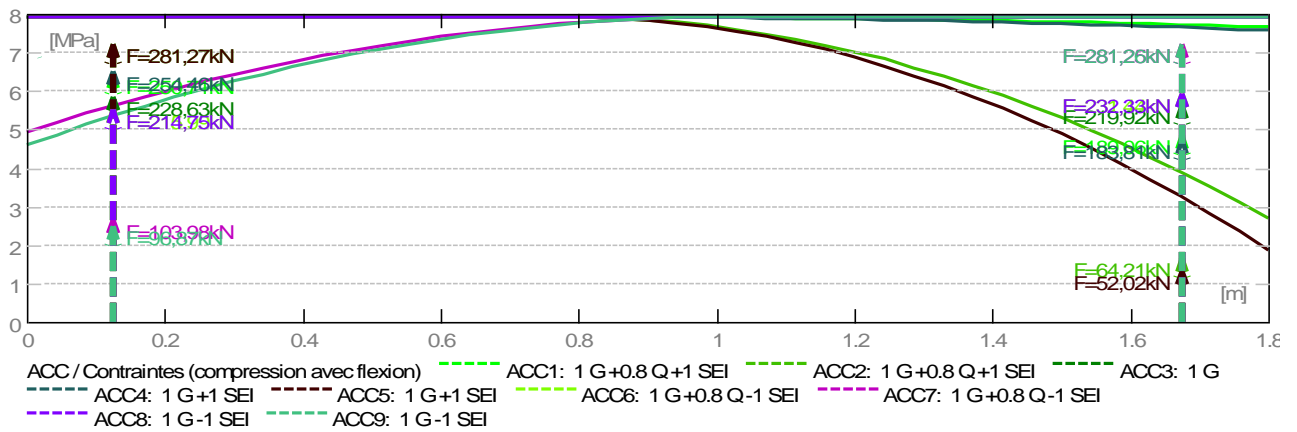
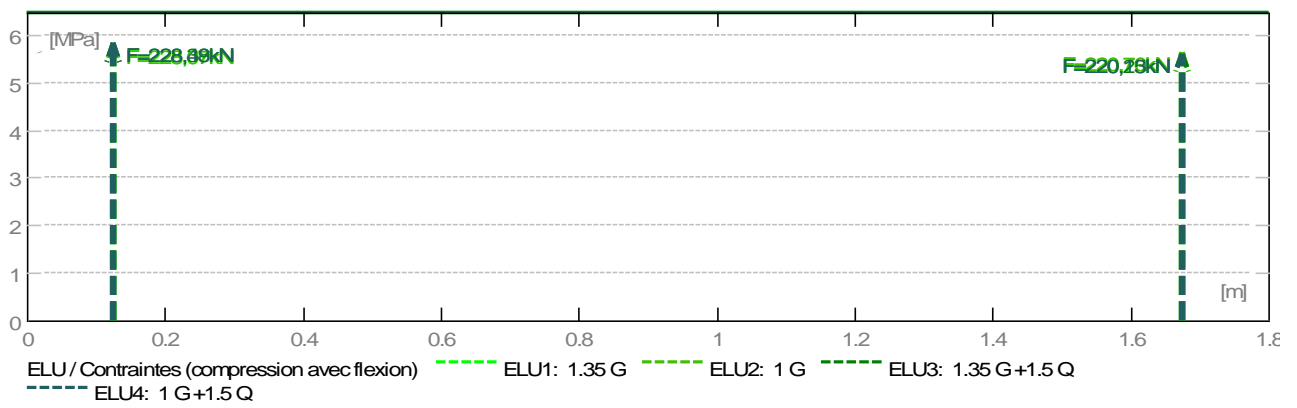
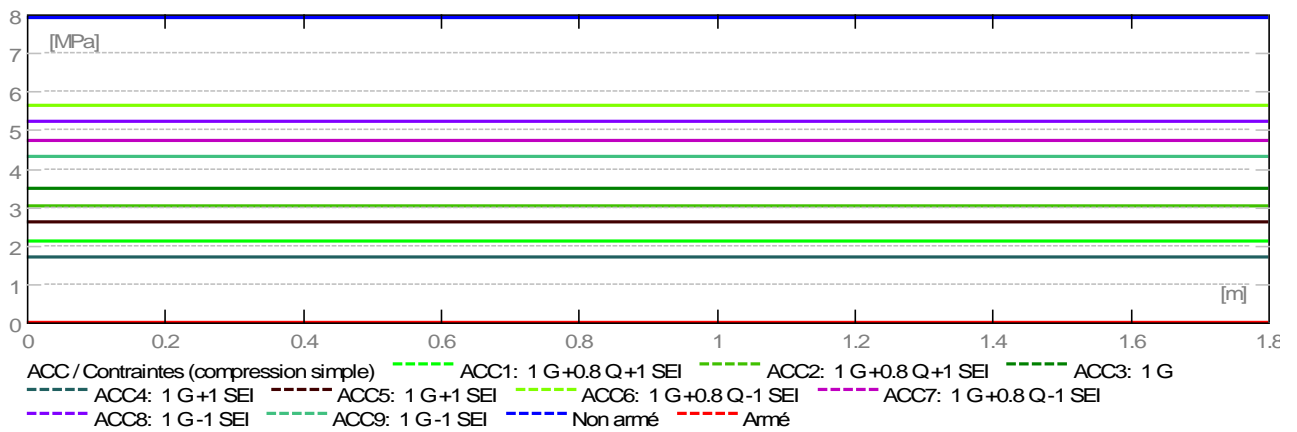
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	1559,71	-2,74	-24,02
d'exploitation	222,66	-0,69	-4,75
sismique	-795,32	-11,44	28,43
sismique	-381,01	-175,91	25,60

2.5 Résultats théoriques :

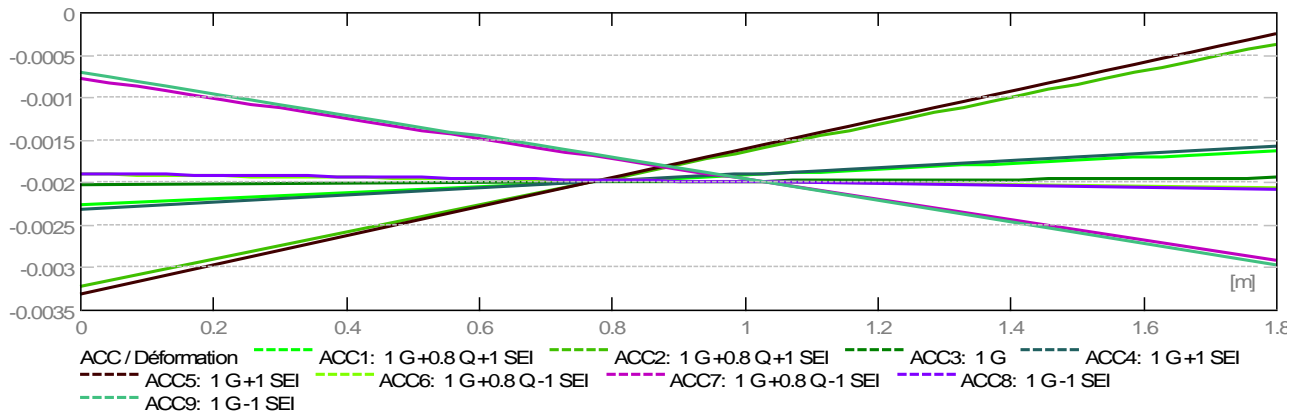
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)
 $L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 50,06$
 $\lambda_{rnf} = 47,11$
 $\lambda_{seism} = 54,41$
 $\lambda_{seism_rnf} = 51,21$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,38$
 $\alpha_{rnf} = 0,57$
 $\alpha_{seism} = 0,36$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,52$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 7,92$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3
 $N_{umax} = 1355,33$ (kN/m)

$\sigma_{u\max} = 5,42$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1616,67$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1355,33$ (kN/m) < $1616,67$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$N_{u\max} = 1407,31$ (kN/m)
 $\sigma_{u\max} = 5,63$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1980,17$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1407,31$ (kN/m) < $1980,17$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 5,62 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $bf = 0,90$ (m)
AfL min = 5,62 (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,62$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 5,62 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $bf = 0,90$ (m)
AfRmin = 5,62 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,62$ (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

$V_u = 39,56$ (kN)
 $\tau = 0,10$ (MPa)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 7

$V_u = 53,42$ (kN)
 $V^* = 93,49$ (kN)
 $\tau^* = 0,25$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 2,45$ (MPa)
 $\alpha V = 1,03$
 $A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$V_u = 56,26$ (kN)
 $V^* = 98,45$ (kN)
 $\tau^* = 0,26$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 3,14$ (MPa)
 $\alpha V = 0,05$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 24,02$ (kN)
 $V^* = 42,03$ (kN)
 $x = 1,80$ (m)
 $\alpha R = 0,04$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 157,12$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
X0 (m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,62	1,18	6	HA 500	6,0	4,76	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	34	HA 500	6,0	1,78	0,00	0,00	0,25	00

Épingles:

Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
27	HA 500	6,0	0,23	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	43	HA 500	6,0	0,21	0,58	0,21	31
Armatures transversales - partie droite	43	HA 500	6,0	0,21	0,58	0,21	31
Épingles - partie gauche	86	HA 500	6,0	0,21	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	86	HA 500	6,0	0,21	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 1,91 (m³)
- Surface de Coffrage = 17,43 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 114,60 (kG)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Densité = 59,92 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 6,8 (mm)

- **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	302,21	67,10
10	77,01	47,50

Voile Noyau longitudinal

1 Niveau :

- Nom : étage 1
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2637

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur:	3,60 (m)
Epaisseur:	0,25 (m)
Hauteur :	4,25 (m)
Hauteur de la couronne :	0,00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
 Enrobage : 1,0 (cm)

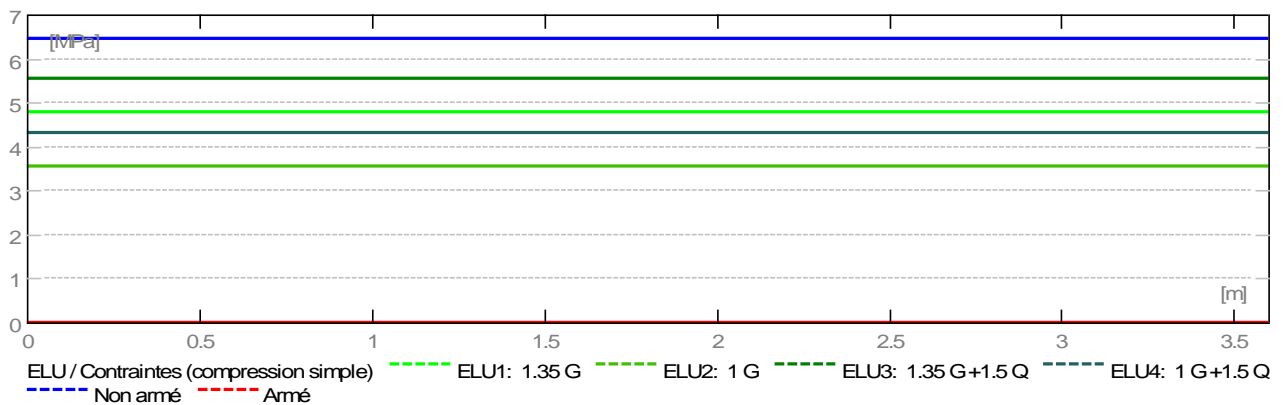
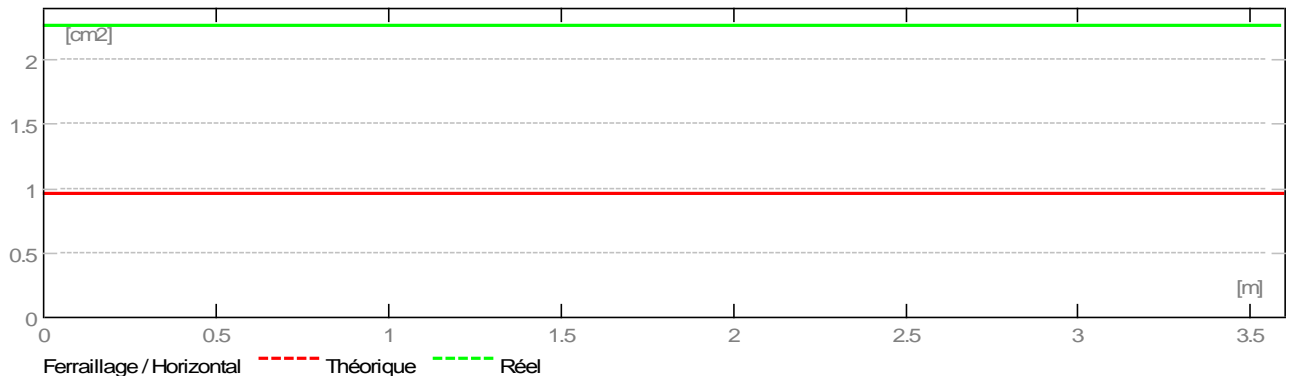
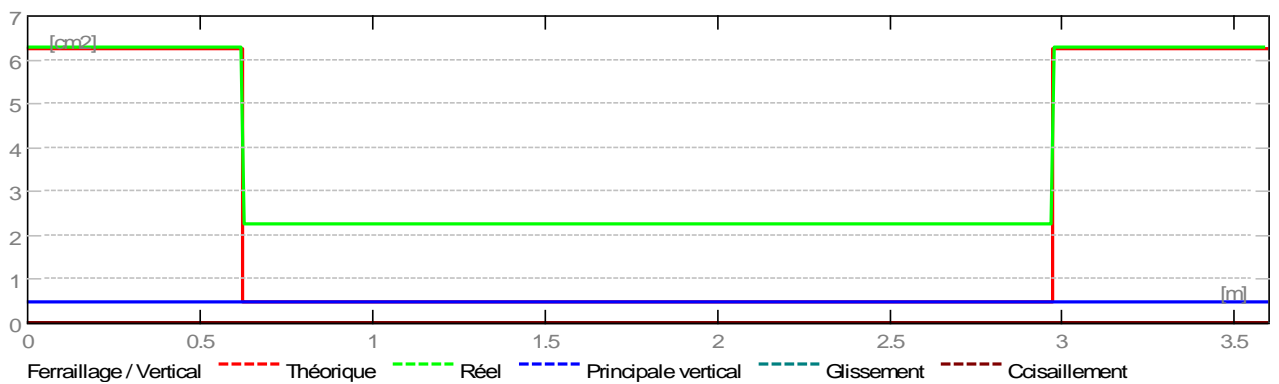
2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

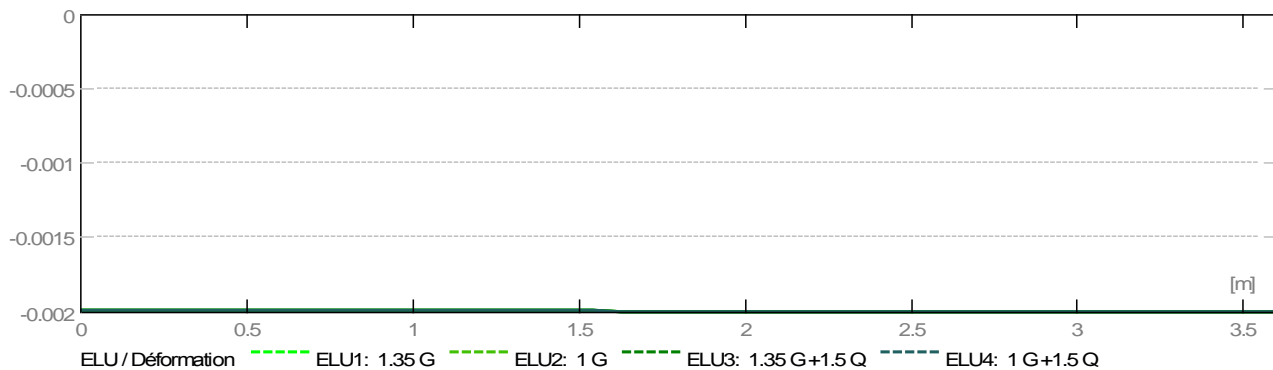
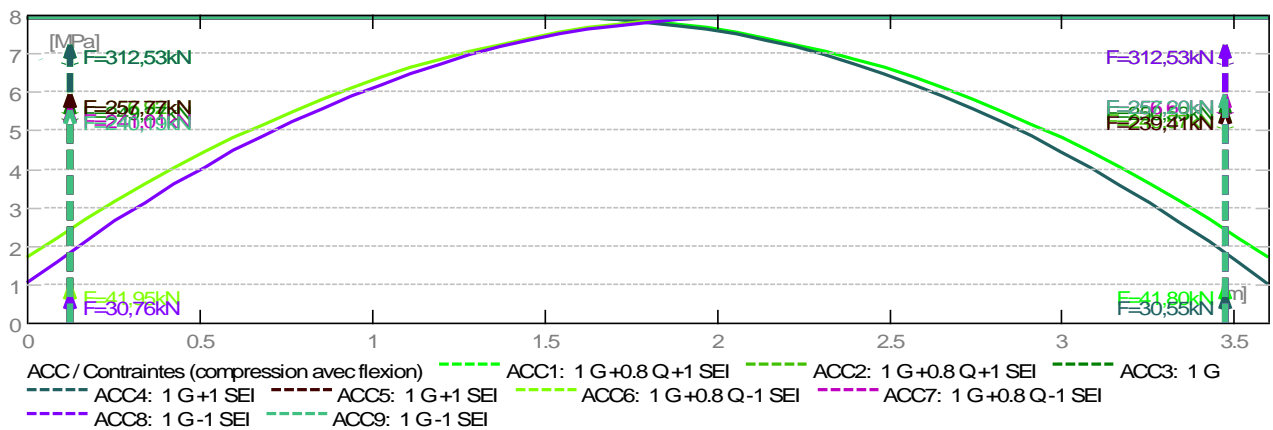
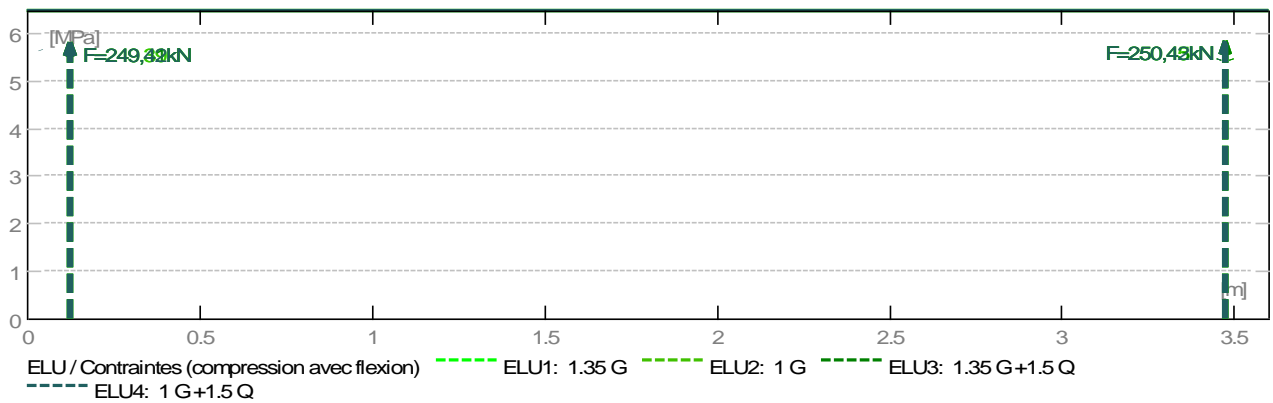
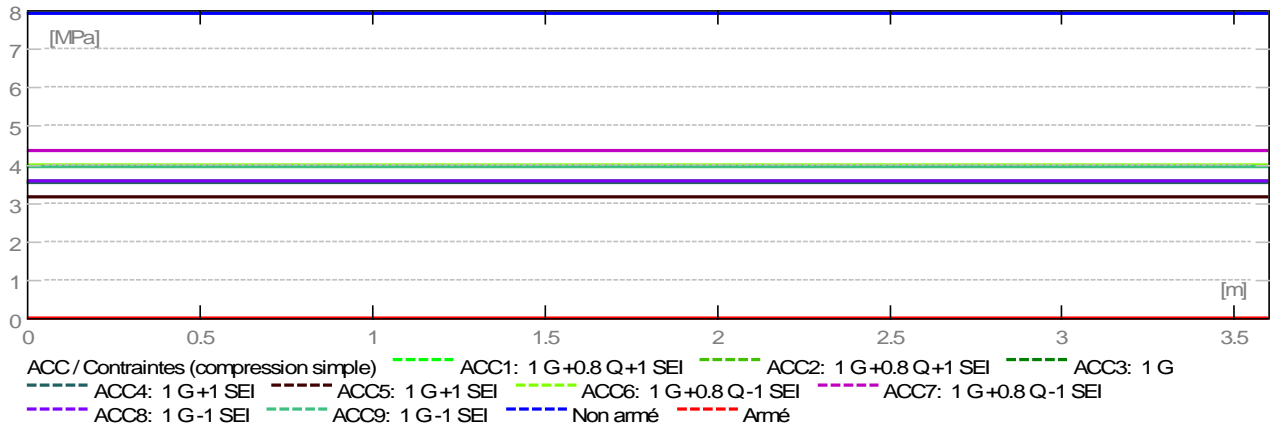
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	3188,73	0,91	0,01
d'exploitation	462,52	0,09	-0,02
sismique	-6,19	-1012,15	142,35
sismique	-344,05	-13,72	3,24

2.5 Résultats théoriques :

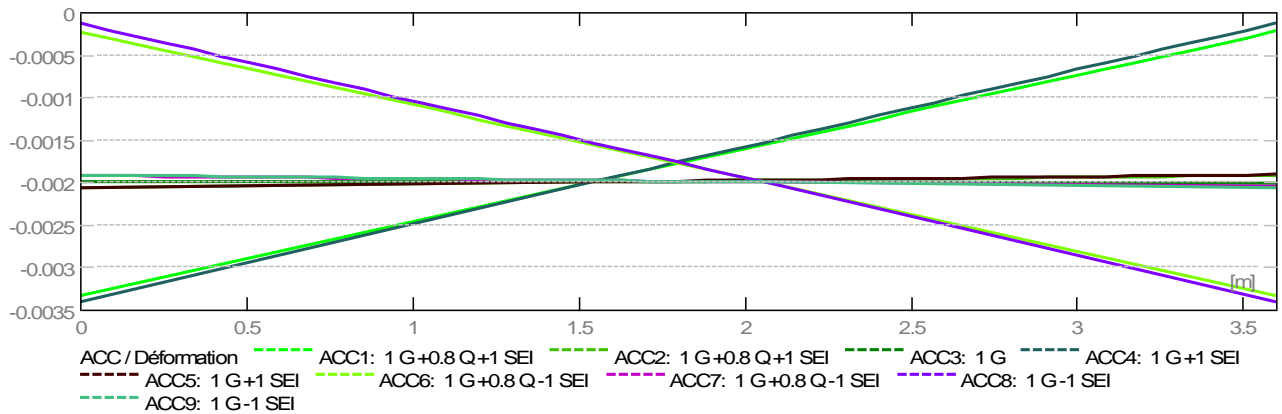
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)
 $L_f = 3,61$ (m)
 $L_{f_rnf} = 3,40$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 50,06$
 $\lambda_{rnf} = 47,11$
 $\lambda_{seism} = 54,41$
 $\lambda_{seism_rnf} = 51,21$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,38$
 $\alpha_{rnf} = 0,57$
 $\alpha_{seism} = 0,36$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,52$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 7,92$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3
 $N_{umax} = 1388,49$ (kN/m)

$\sigma_{u\max} = 5,55$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1616,67$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6,47$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1388,49$ (kN/m) < $1616,67$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{u\max} = 1084,11$ (kN/m)
 $\sigma_{u\max} = 4,34$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1980,17$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)

$N_{u\max} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1084,11$ (kN/m) < $1980,17$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 6,25 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $bf = 1,00$ (m)
AfL min = 6,25 (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,63$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 6,25 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $bf = 1,00$ (m)
AfRmin = 6,25 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 7,92$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 7,92$ (MPa)
 $d' = 0,63$ (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$V_u = 0,02$ (kN)
 $\tau = 0,00$ (MPa)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 4

$V_u = 142,36$ (kN)
 $V^* = 249,14$ (kN)
 $\tau^* = 0,30$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,51$ (MPa)
 $\alpha V = 1,13$
 $A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 4

$V_u = 142,36$ (kN)
 $V^* = 249,14$ (kN)
 $\tau^* = 0,30$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,51$ (MPa)
 $\alpha V = 1,13$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 0,01$ (kN)
 $V^* = 0,03$ (kN)
 $x = 3,60$ (m)
 $\alpha R = 0,01$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 38,53$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
X0 (m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,63	2,98	20	HA 500	6,0	4,76	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	34	HA 500	6,0	3,58	0,00	0,00	0,25	00

Epingles:

Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
90	HA 500	6,0	0,23	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	4,81	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	43	HA 500	6,0	0,21	0,59	0,21	31
Armatures transversales - partie droite	43	HA 500	6,0	0,21	0,59	0,21	31
Épingles - partie gauche	86	HA 500	6,0	0,21	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	86	HA 500	6,0	0,21	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 3,83 (m³)
- Surface de Coffrage = 32,73 (m²)
- Acier HA 500
 - Poids total = 147,85 (kG)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Densité = 38,65 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 6,6 (mm)

- **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	452,00	100,36
10	77,01	47,50

5^{eme} A 11^{eme} Etage

Voile transversal

1 Niveau :

- Nom : Etage 5
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2707

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur:	3,75 (m)
Epaisseur:	0,20 (m)
Hauteur :	3,06 (m)
Hauteur de la couronne :	0,00 (m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1,0 (cm)

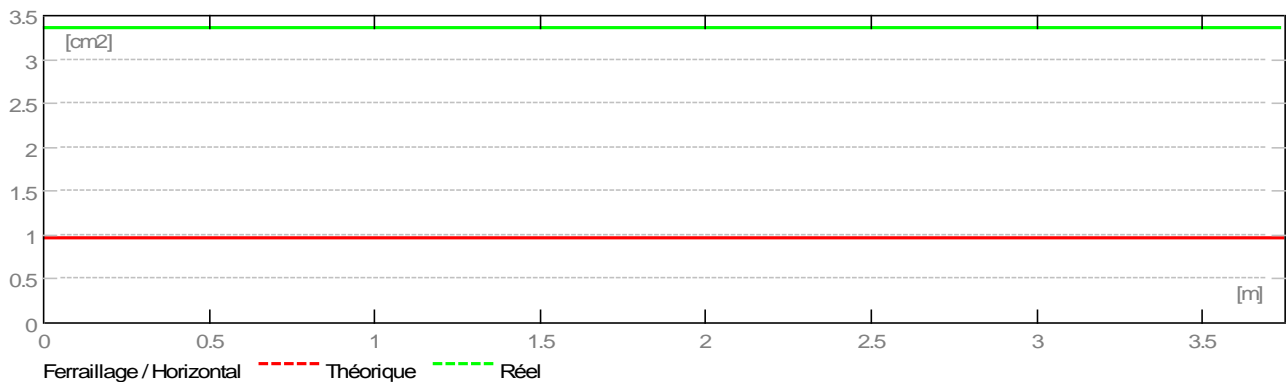
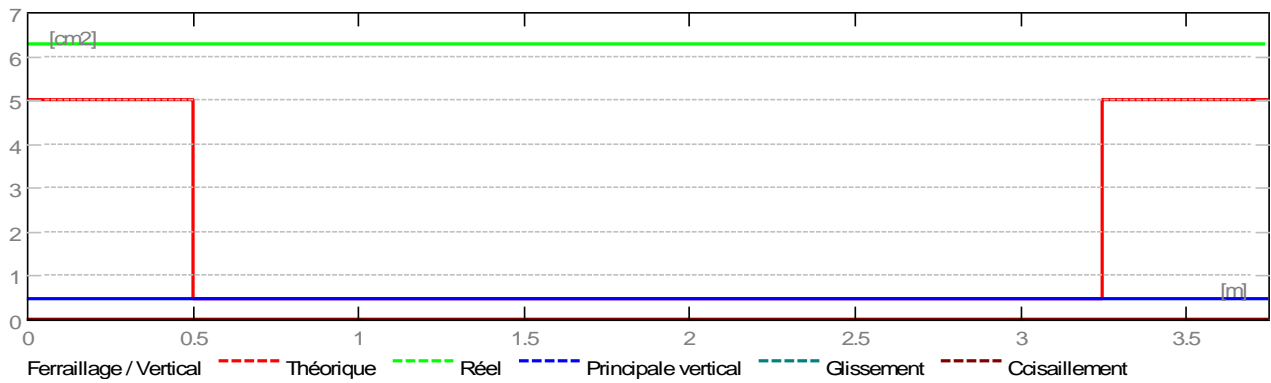
2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

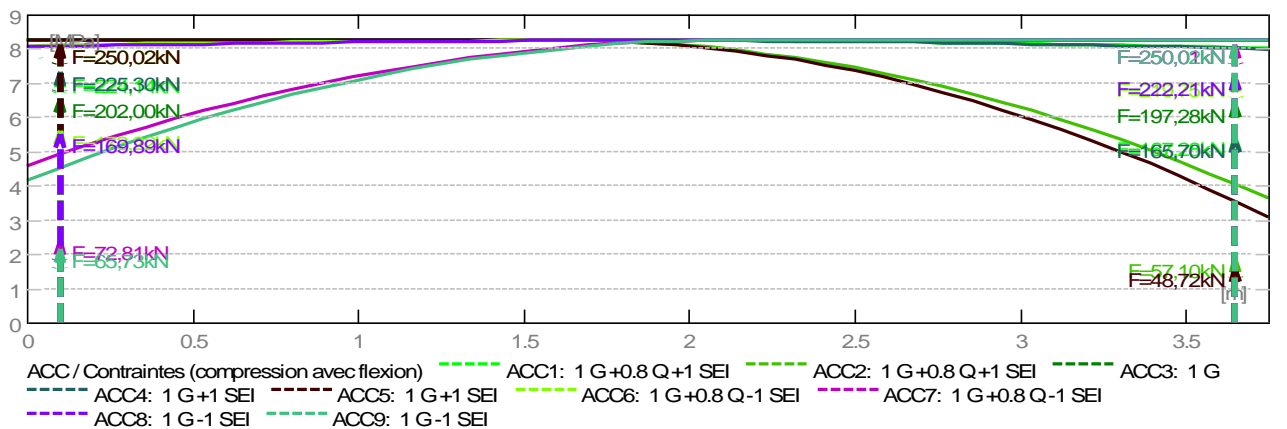
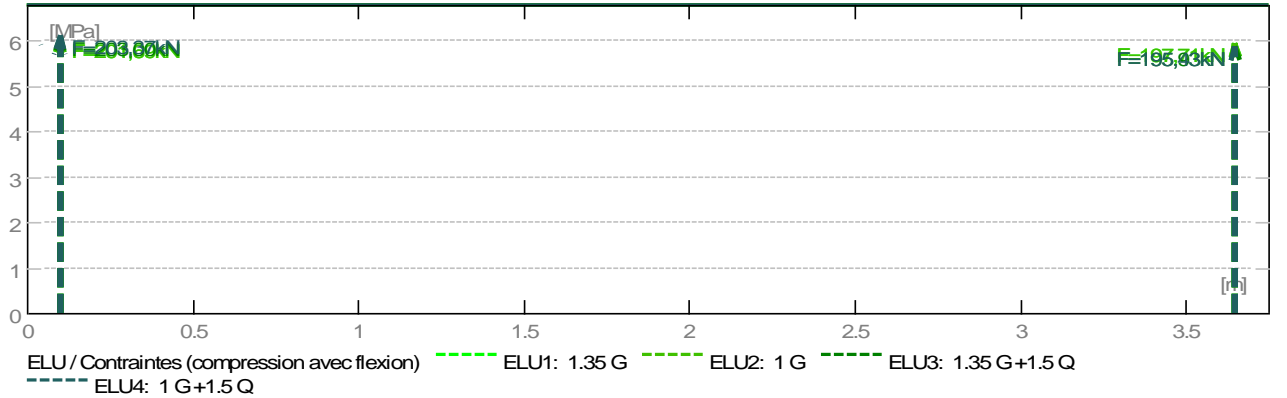
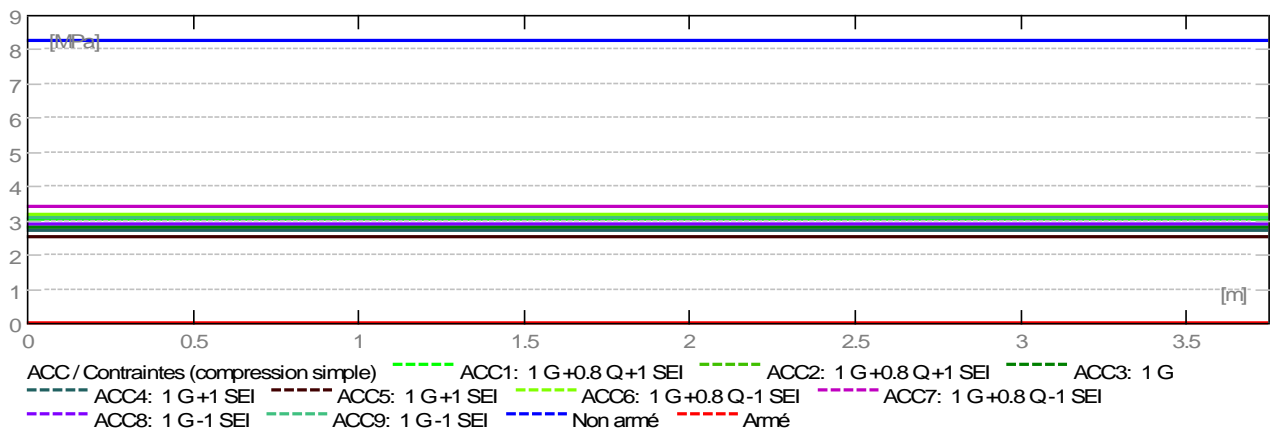
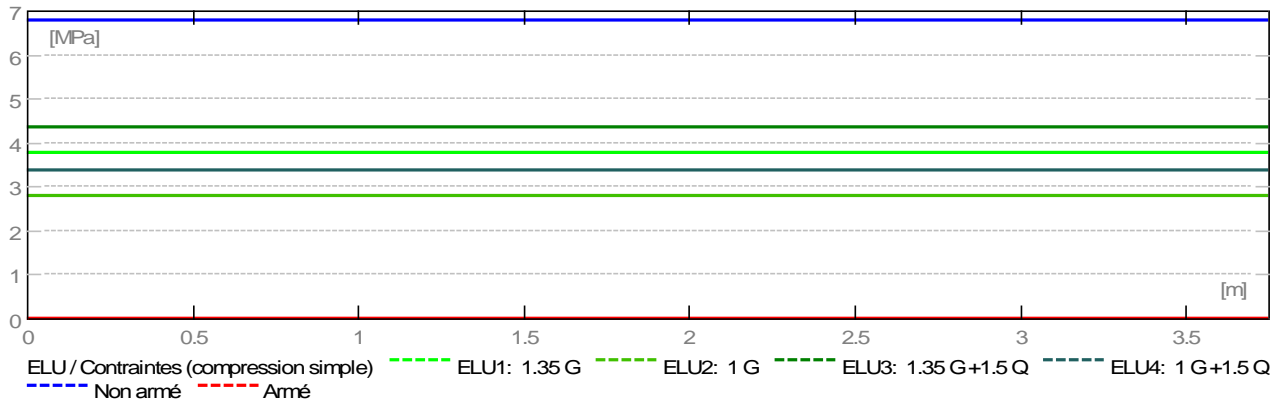
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	2098,13	-2,78	-7,76
d'exploitation	284,86	-2,71	-8,44
sismique	-54,22	-46,24	21,41
sismique	-223,48	-438,10	147,08

2.5 Résultats théoriques :

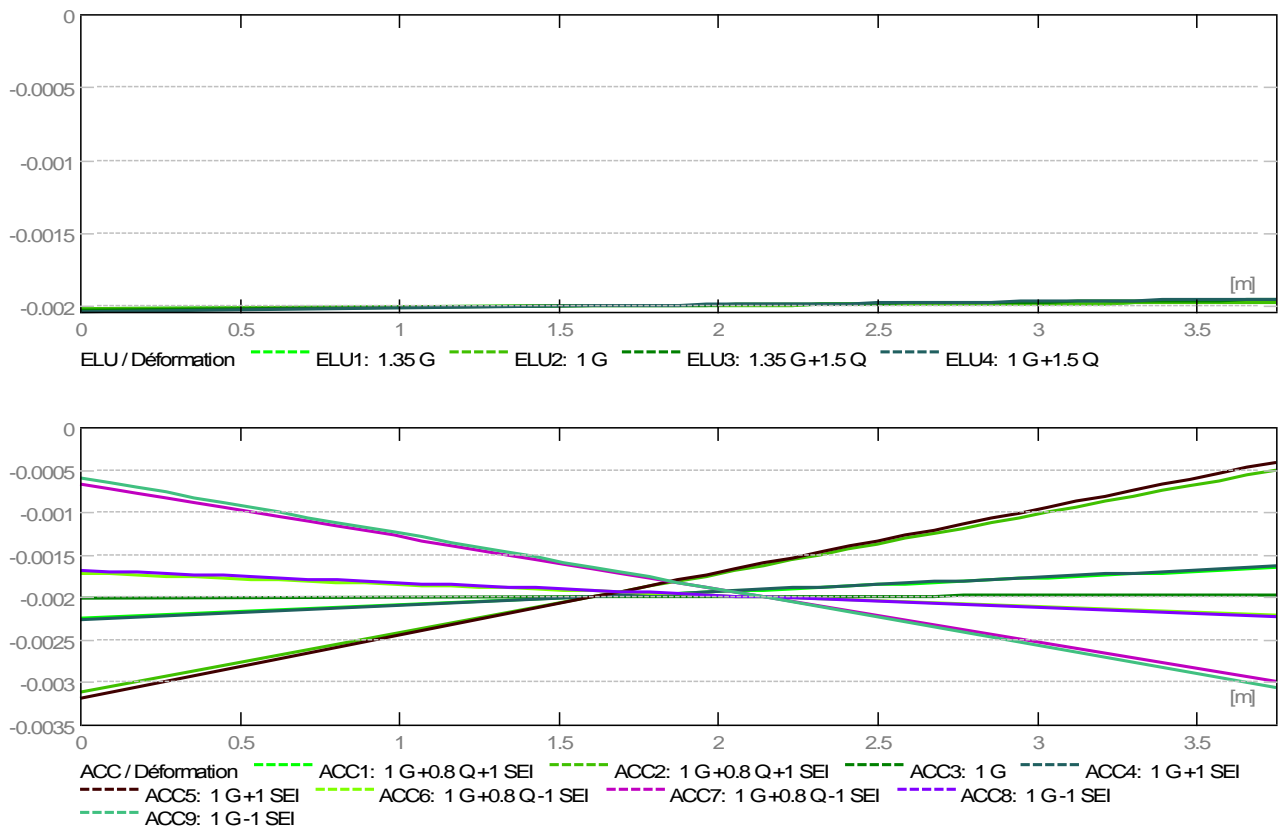
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)
 $L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 45,05$
 $\lambda_{rnf} = 42,40$
 $\lambda_{seism} = 50,06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47,11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,41$
 $\alpha_{\text{rnf}} = 0,60$
 $\alpha_{\text{seism}} = 0,38$
 $\alpha_{\text{seism_rnf}} = 0,57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{\text{ulim}} = 6,79$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim_seism}} = 8,25$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3

$N_{\text{umax}} = 869,27$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{umax}} = 4,35$ (MPa)
 $N_{\text{ulim}} = 1357,46$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 6,79$ (MPa)

$N_{\text{umax}} < N_{\text{ulim}} \Rightarrow$ Voile non armé
 $869,27$ (kN/m) < $1357,46$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{\text{umax}} = 679,87$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{umax}} = 3,40$ (MPa)
 $N_{\text{ulim}} = 1650,28$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)

$N_{\text{umax}} < N_{\text{ulim}} \Rightarrow$ Voile non armé
 $679,87$ (kN/m) < $1650,28$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{\text{ulim}}$
 $\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $b_f = 1,00$ (m)
 $A_{fL \text{ min}} = 5,00$ (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $d' = 0,50$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{\text{ulim}}$
 $\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $b_f = 1,00$ (m)
 $A_{fR \text{ min}} = 5,00$ (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $d' = 0,50$ (m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

$V_u = 23,14$ (kN)
 $\tau = 0,03$ (MPa)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 2

$V_u = 132,57$ (kN)
 $V^* = 231,99$ (kN)
 $\tau^* = 0,33$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 2,00$ (MPa)
 $\alpha V = 0,51$
 $A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$V_u = 161,59$ (kN)
 $V^* = 282,78$ (kN)
 $\tau^* = 0,40$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 2,16$ (MPa)
 $\alpha V = 0,41$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 7,76$ (kN)
 $V^* = 13,58$ (kN)
 $x = 3,75$ (m)
 $\alpha R = 0,02$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 152,60$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,50	3,25	24	HA 500	10,0	3,62	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	22	HA 500	8,0	3,73	0,00	0,00	0,30	00

Epingles:

Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
132	HA 500	8,0	0,19	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Armatures transversales - partie droite	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31
Épingles - partie gauche	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,30 (m3)
- Surface de Coffrage = 24,17 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 190,11 (kG)
 - Densité = 82,84 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 8,7 (mm)

- **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	255,19	100,73
10	144,93	89,38

Voile longitudinal

1 Niveau :

- Nom : Etage 5
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2712

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur: 5,70 (m)
Epaisseur: 0,20 (m)
Hauteur : 3,06 (m)
Hauteur de la couronne : 0,00 (m)
Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1,0 (cm)

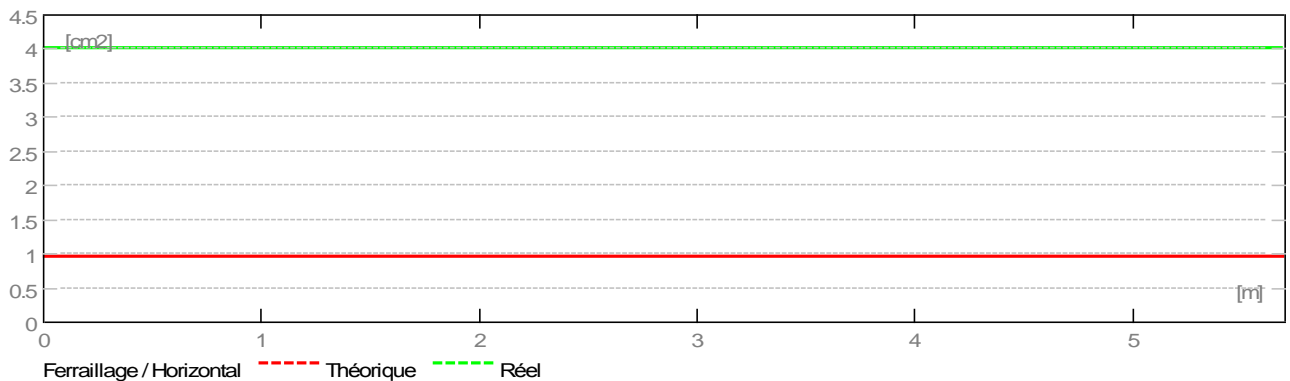
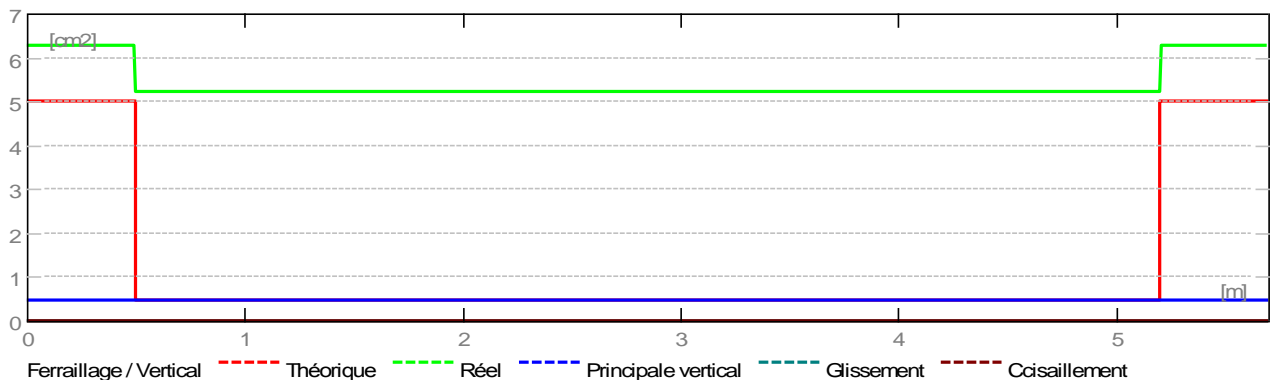
2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

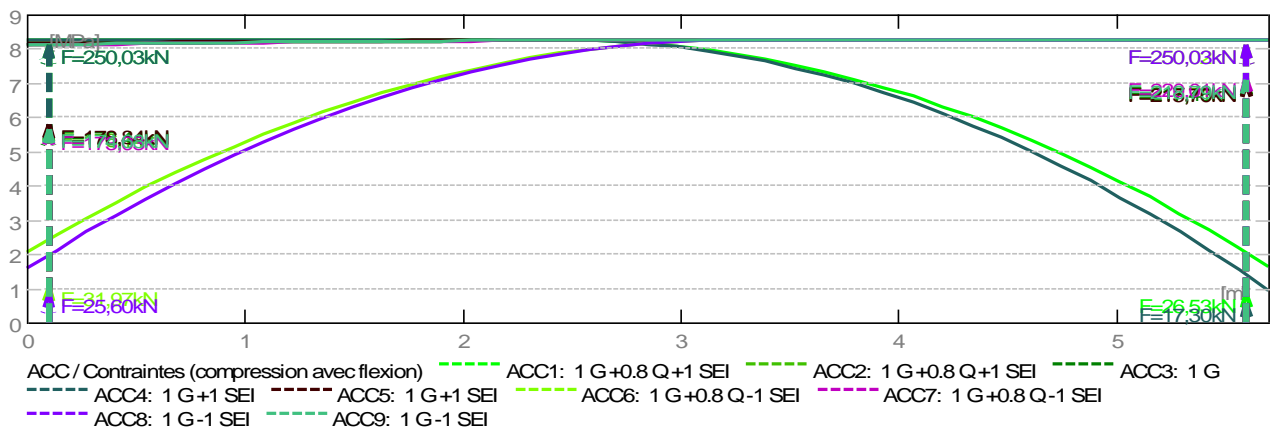
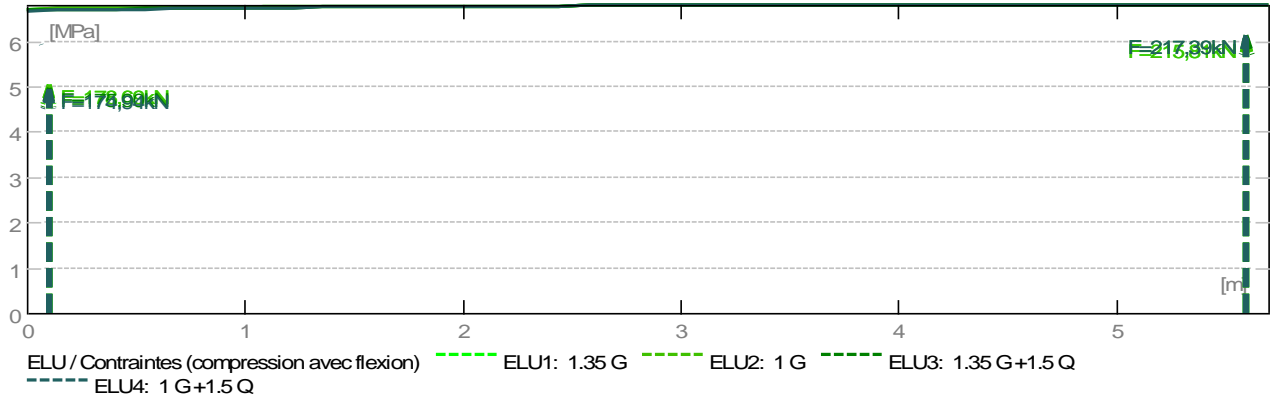
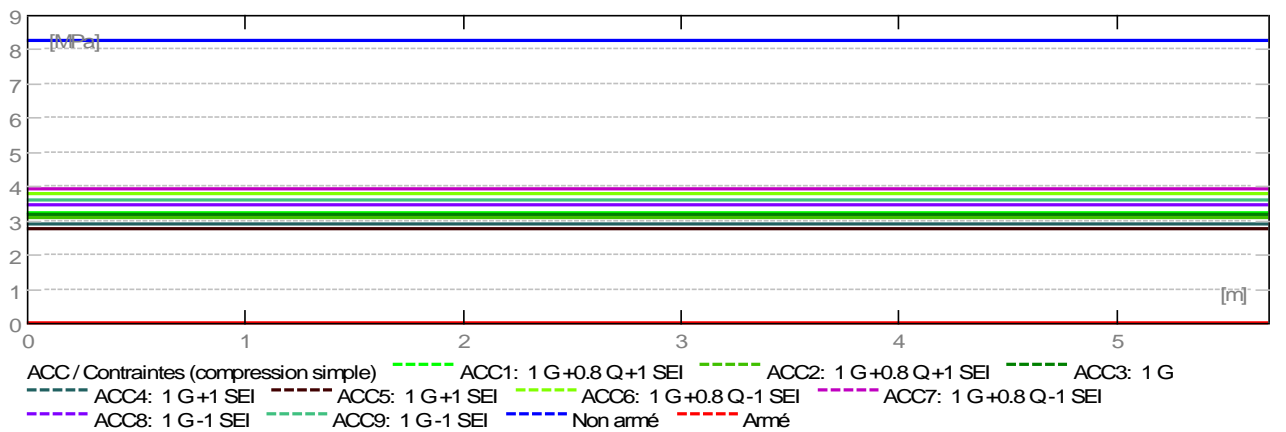
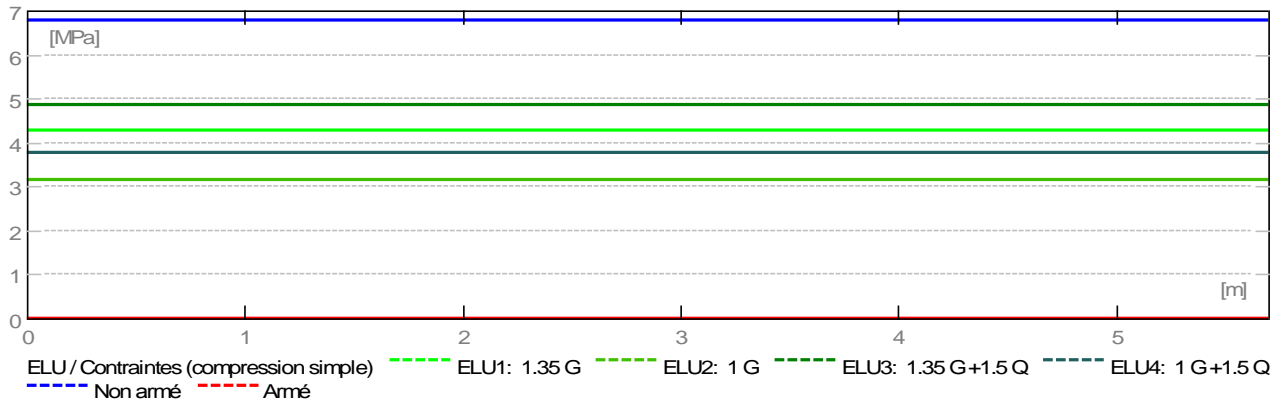
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	3608,89	61,57	0,83
d'exploitation	451,98	17,80	10,10
sismique	-318,12	-1641,08	382,03
sismique	-473,12	-15,12	91,05

2.5 Résultats théoriques :

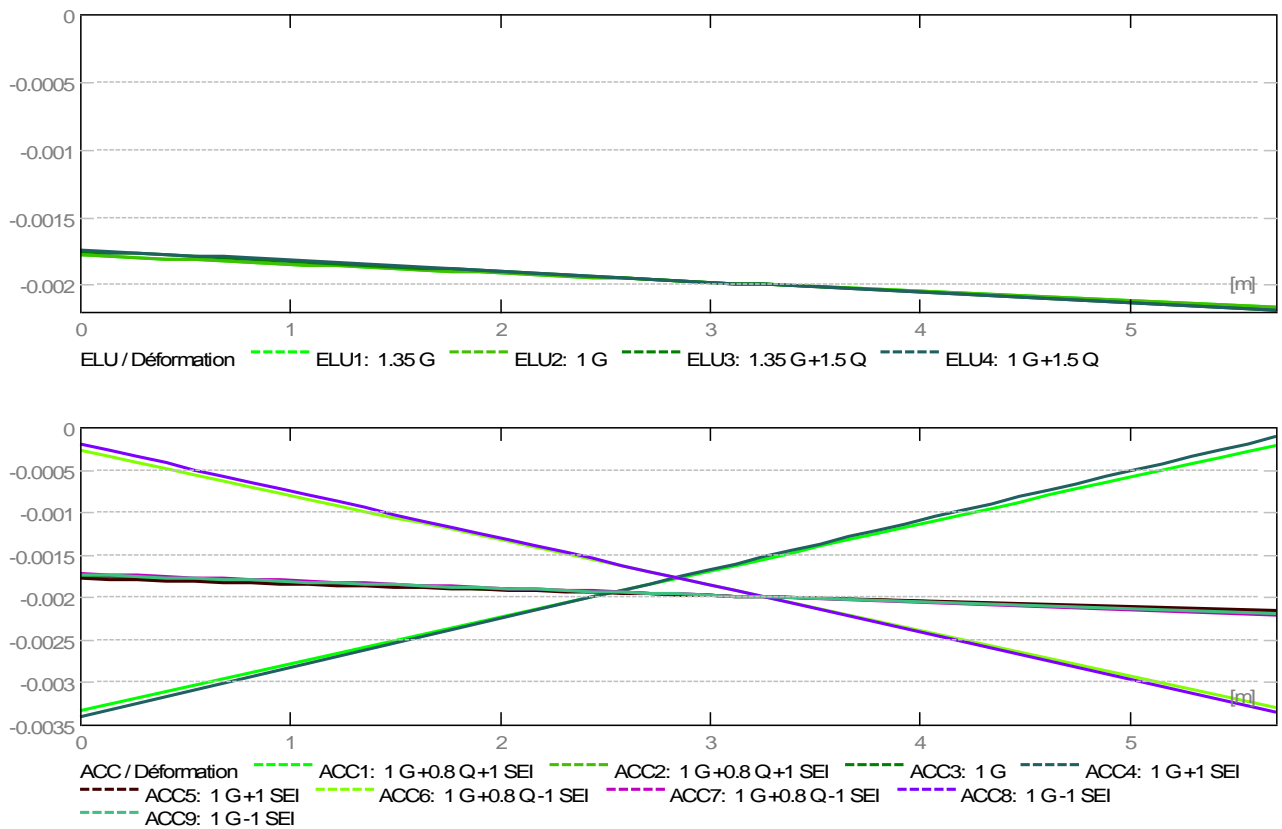
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)
 $L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 45,05$
 $\lambda_{rnf} = 42,40$
 $\lambda_{seism} = 50,06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47,11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,41$
 $\alpha_{\text{rnf}} = 0,60$
 $\alpha_{\text{seism}} = 0,38$
 $\alpha_{\text{seism_rnf}} = 0,57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{\text{ulim}} = 6,79$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim_seism}} = 8,25$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3

$N_{\text{umax}} = 973,68$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{umax}} = 4,87$ (MPa)
 $N_{\text{ulim}} = 1357,46$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 6,79$ (MPa)

$N_{\text{umax}} < N_{\text{ulim}} \Rightarrow$ Voile non armé
 $973,68$ (kN/m) < $1357,46$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{\text{umax}} = 779,58$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{umax}} = 3,90$ (MPa)
 $N_{\text{ulim}} = 1650,28$ (kN/m)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)

$N_{\text{umax}} < N_{\text{ulim}} \Rightarrow$ Voile non armé
 $779,58$ (kN/m) < $1650,28$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{\text{ulim}}$
 $\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $b_f = 1,00$ (m)
 $A_{fL \text{ min}} = 5,00$ (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $d' = 0,50$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{\text{ulim}}$
 $\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $b_f = 1,00$ (m)
 $A_{fR \text{ min}} = 5,00$ (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)
 $d' = 0,50$ (m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

$V_u = 16,27$ (kN)
 $\tau = 0,02$ (MPa)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 3

$V_u = 0,83$ (kN)
 $V^* = 1,46$ (kN)
 $\tau^* = 0,00$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,05$ (MPa)
 $\alpha V = 7,41$
 $A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$V_u = 390,94$ (kN)
 $V^* = 684,15$ (kN)
 $\tau^* = 0,63$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 2,01$ (MPa)
 $\alpha V = 0,40$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 5

$V_u = 91,88$ (kN)
 $V^* = 160,80$ (kN)
 $x = 5,70$ (m)
 $\alpha R = 0,18$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 1656,80$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
	0,50	5,20	32	HA 500	10,0	3,62	0,30

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	26	HA 500	8,0	5,68	0,00	0,00	0,25	00

Epingles:

Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
112	HA 500	8,0	0,19	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Armatures transversales - partie droite	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31
Épingles - partie gauche	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 3,49 (m3)
- Surface de Coffrage = 36,11 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 231,21 (kG)
 - Densité = 66,28 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 8,7 (mm)

- **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	314,02	123,95
10	173,91	107,26

Voile Noyau transvairsal

1 Niveau :

- Nom : Etage 5
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2645

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur: 1,80 (m)
Epaisseur: 0,20 (m)
Hauteur : 3,06 (m)
Hauteur de la couronne : 0,00 (m)
Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1,0 (cm)

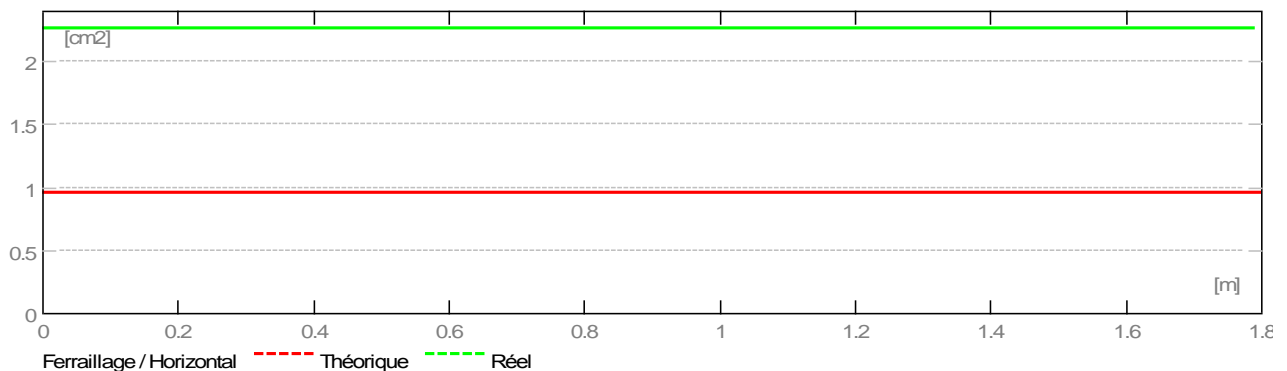
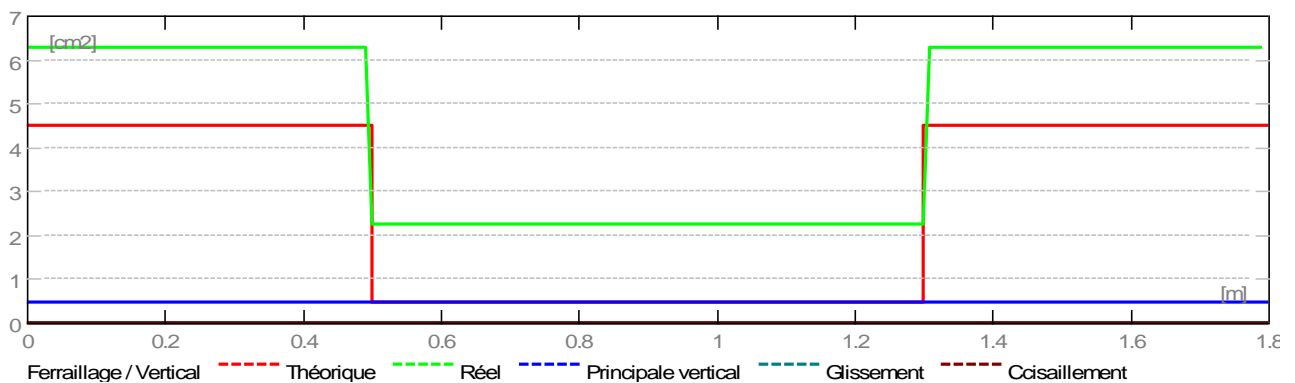
2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

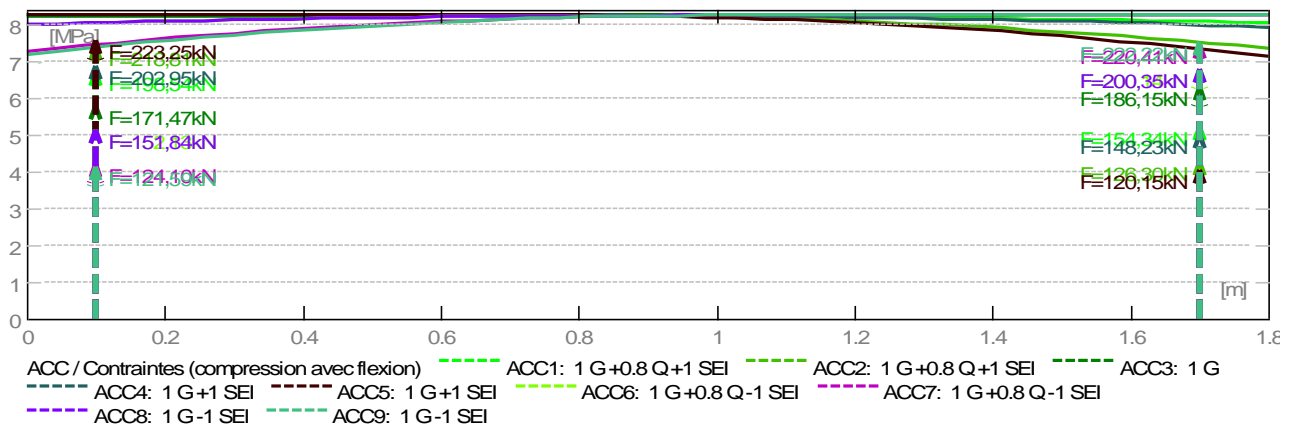
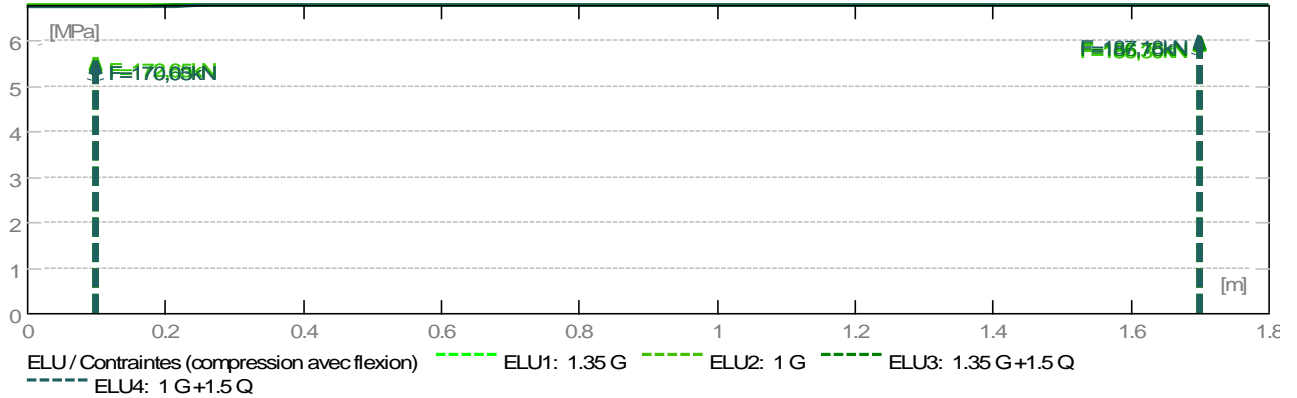
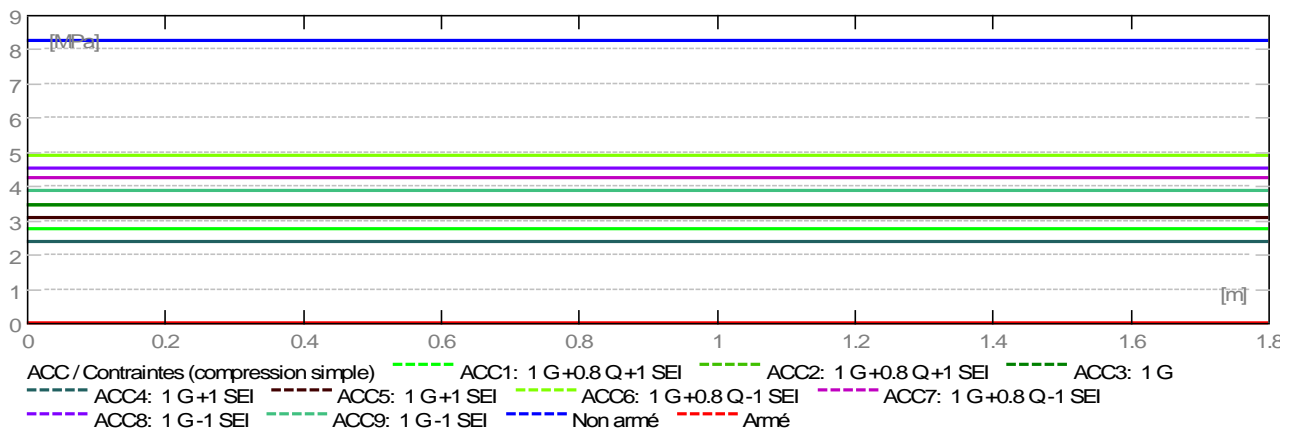
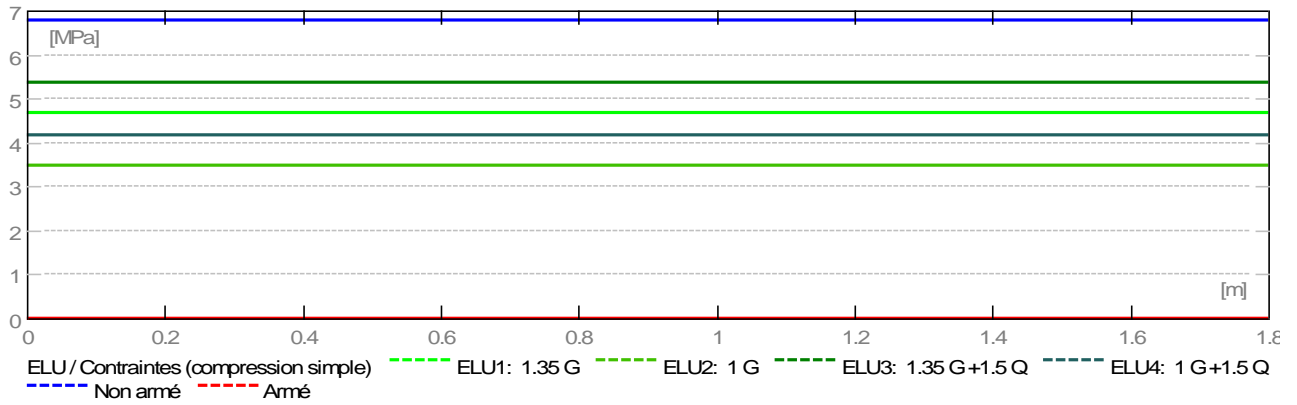
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	1247,01	4,78	-16,40
d'exploitation	167,98	2,11	-3,83
sismique	-387,61	-19,81	23,04
sismique	-140,98	-49,82	18,81

2.5 Résultats théoriques :

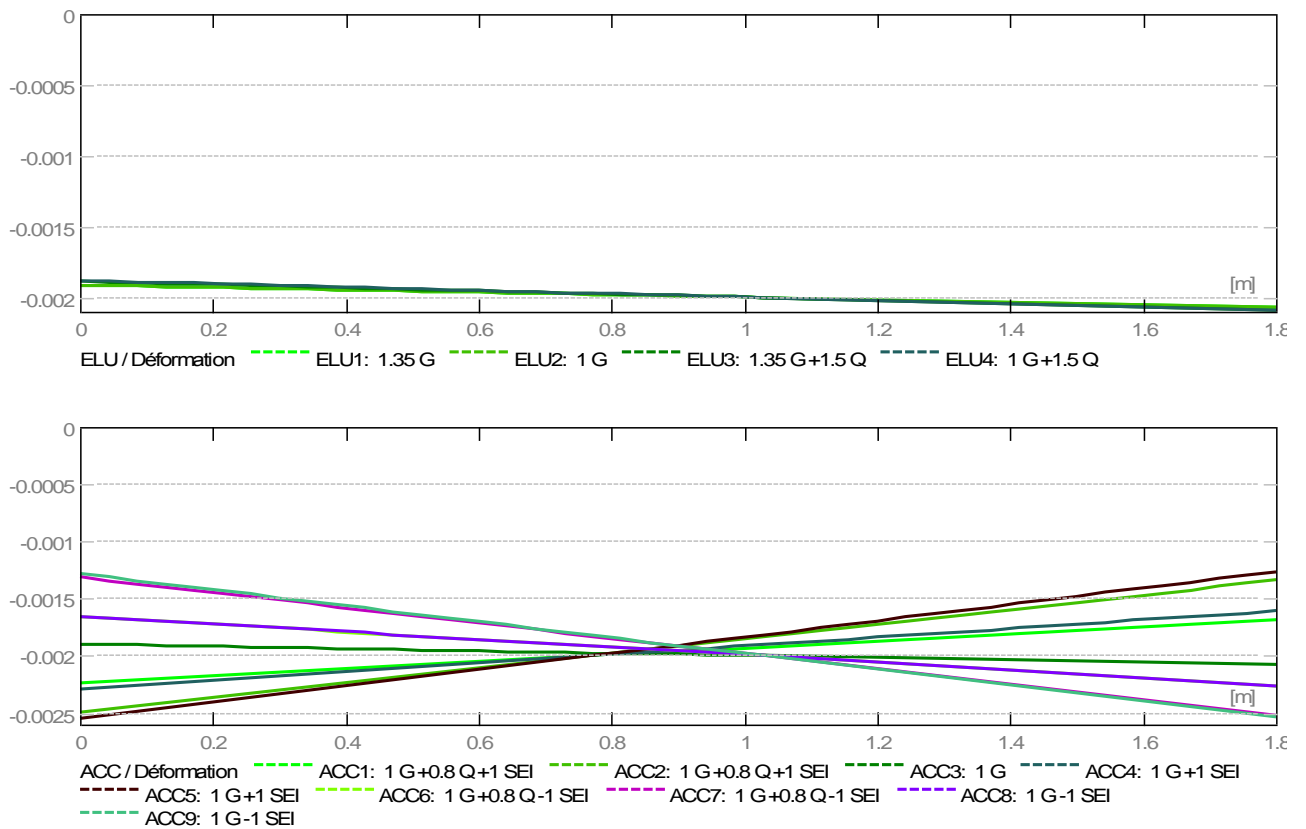
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

Lf' = 2,60 (m)
 Lf'_rnf = 2,45 (m)
 Lf = 2,60 (m)
 Lf_rnf = 2,45 (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 45,05$
 $\lambda_{rnf} = 42,40$
 $\lambda_{seism} = 50,06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47,11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)

$\alpha = 0,41$

$\alpha_{\text{rnf}} = 0,60$

$\alpha_{\text{seism}} = 0,38$

$\alpha_{\text{seism_rnf}} = 0,57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{\text{ulim}} = 6,79$ (MPa)

$\sigma_{\text{ulim_seism}} = 8,25$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3

$N_{\text{umax}} = 1075,24$ (kN/m)

$\sigma_{\text{umax}} = 5,38$ (MPa)

$N_{\text{ulim}} = 1357,46$ (kN/m)

$\sigma_{\text{ulim}} = 6,79$ (MPa)

$N_{\text{umax}} < N_{\text{ulim}} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1075,24$ (kN/m) < $1357,46$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$N_{\text{umax}} = 982,78$ (kN/m)

$\sigma_{\text{umax}} = 4,91$ (MPa)

$N_{\text{ulim}} = 1650,28$ (kN/m)

$\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)

$N_{\text{umax}} < N_{\text{ulim}} \Rightarrow$ Voile non armé
 $982,78$ (kN/m) < $1650,28$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 4,50 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{\text{ulim}}$

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)

$b_f = 0,90$ (m)

AfL min = 4,50 (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)

$d' = 0,50$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 4,50 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{\text{ulim}}$

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)

$b_f = 0,90$ (m)

AfRmin = 4,50 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{\text{ulim}} = 8,25$ (MPa)

$d' = 0,50$ (m)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

$V_u = 27,89$ (kN)
 $\tau = 0,09$ (MPa)
 $A_h = 0,00$ (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 4

$V_u = 6,63$ (kN)
 $V^* = 11,61$ (kN)
 $\tau^* = 0,04$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 1,82$ (MPa)
 $\alpha V = 0,72$
 $A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$V_u = 42,51$ (kN)
 $V^* = 74,38$ (kN)
 $\tau^* = 0,24$ (MPa)
 $\tau_{lim} = 2,91$ (MPa)
 $\alpha V = 0,20$
 $A_{tv} = 0,00$ (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$V_u = 16,40$ (kN)
 $V^* = 28,71$ (kN)
 $x = 1,80$ (m)
 $\alpha R = 0,09$
 $F_b = \alpha R^* x^* \sigma_{ulim}^* a = 262,04$ (kN)
 $f_{tj} = 2,10$ (MPa)
 $A_t = 0,00$ (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X0	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
(m)	(m)	(m)			(mm)	(m)	(m)
	0,50	1,30	8	HA 500	6,0	3,57	0,25

X0 - Début de la zone
X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
droit	26	HA 500	6,0	1,78	0,00	0,00	0,25	00

Epingles:

Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
		(mm)	(m)	(m)	(m)	
28	HA 500	6,0	0,18	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Forme
			(mm)	(m)	(m)	(m)	
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	31	HA 500	6,0	0,16	0,46	0,16	31

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Armatures transversales - partie droite	31	HA 500	6,0	0,16	0,46	0,16	31
Épingles - partie gauche	62	HA 500	6,0	0,16	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	62	HA 500	6,0	0,16	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 1,10 (m3)
- Surface de Coffrage = 12,24 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 80,97 (kG)
 - Densité = 73,50 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 6,9 (mm)

- **Liste par diamètres :**

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	203,65	45,22
10	57,97	35,75

Voile Noyau longitudinal

1 Niveau :

- Nom : Etage 5
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2644

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur: 3,60 (m)
Epaisseur: 0,20 (m)
Hauteur : 3,06 (m)
Hauteur de la couronne : 0,00 (m)
Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1,0 (cm)

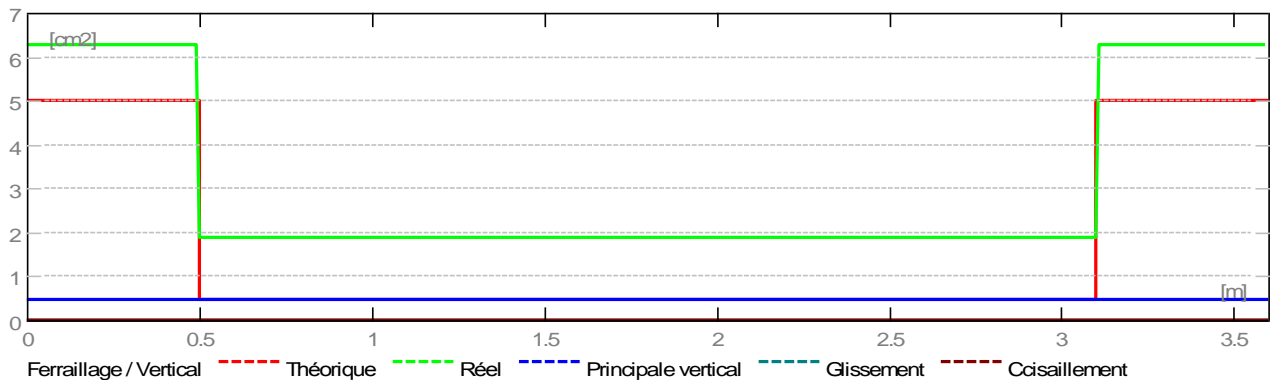
2.4 Chargements :

2.4.1 Réduites:

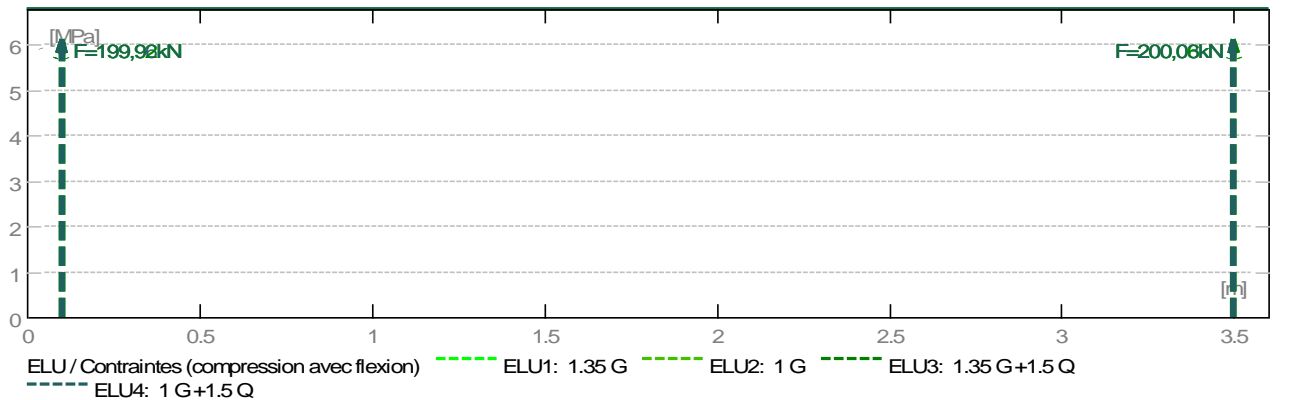
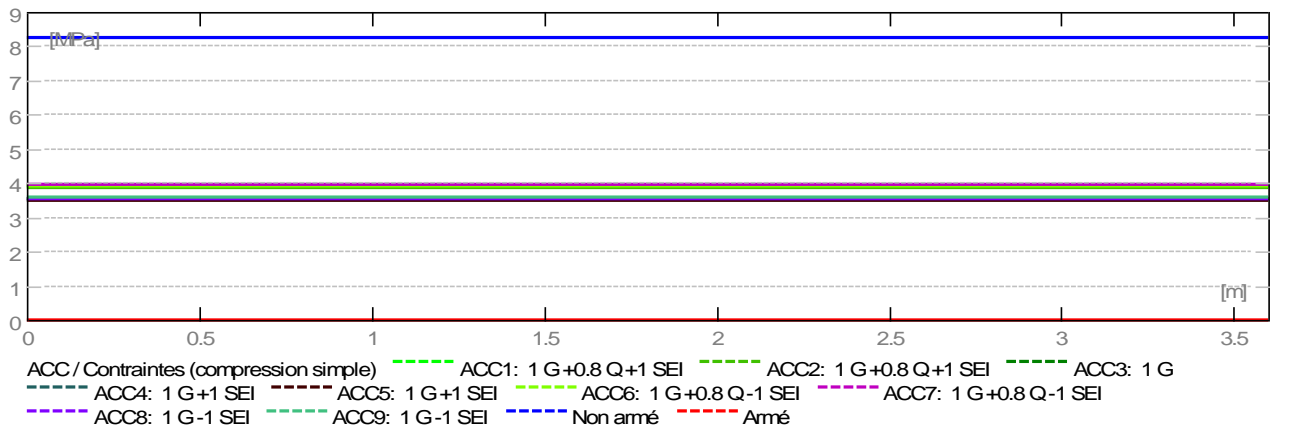
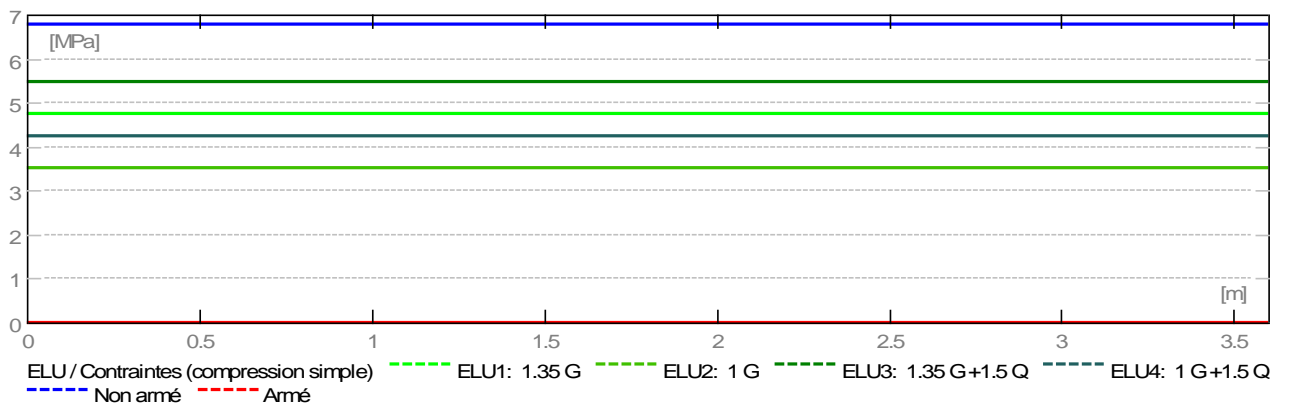
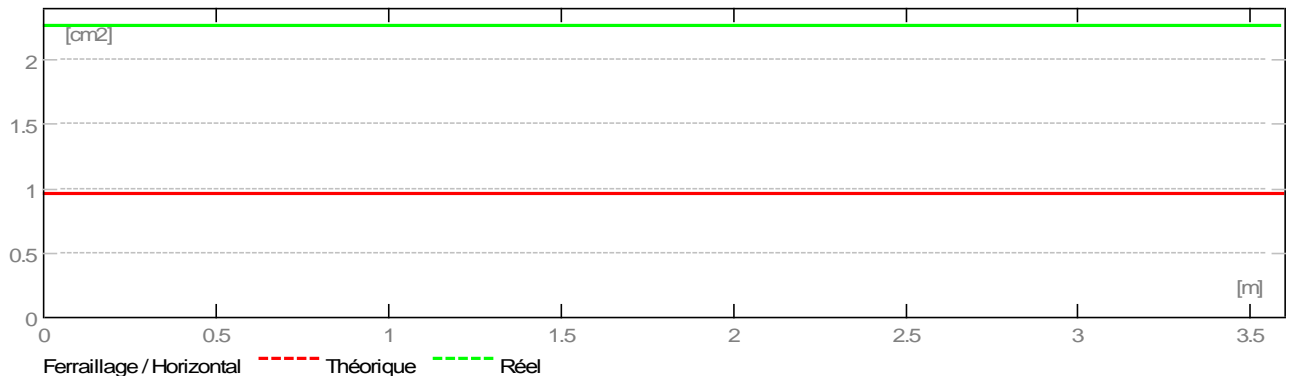
Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	2543,51	0,34	-0,18
d'exploitation	337,13	0,02	-0,01
sismique	-0,64	-315,39	89,25
sismique	-42,02	-3,23	2,83

2.5 Résultats théoriques :

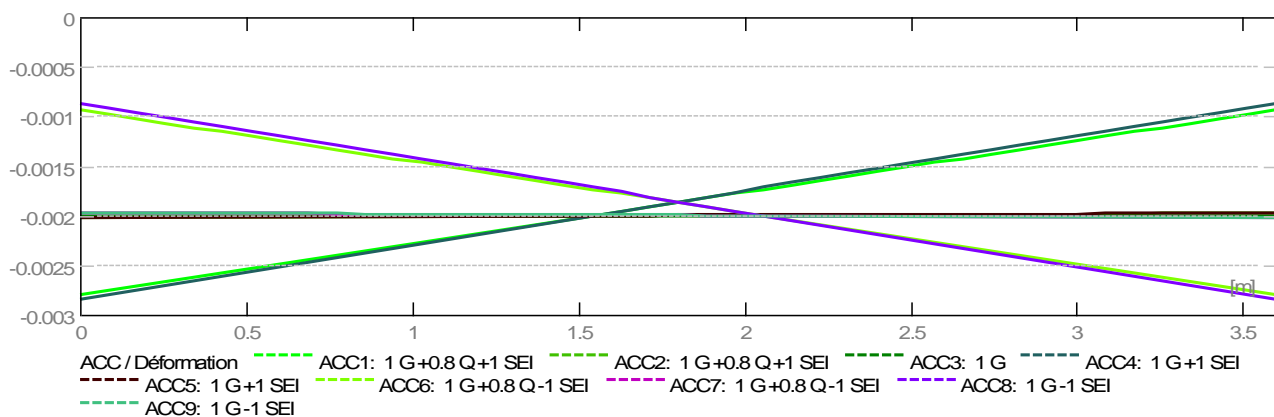
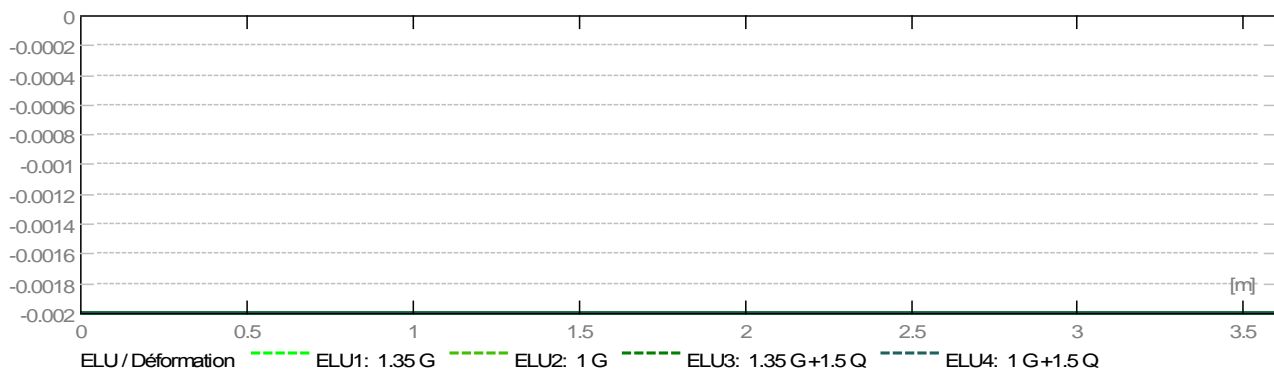
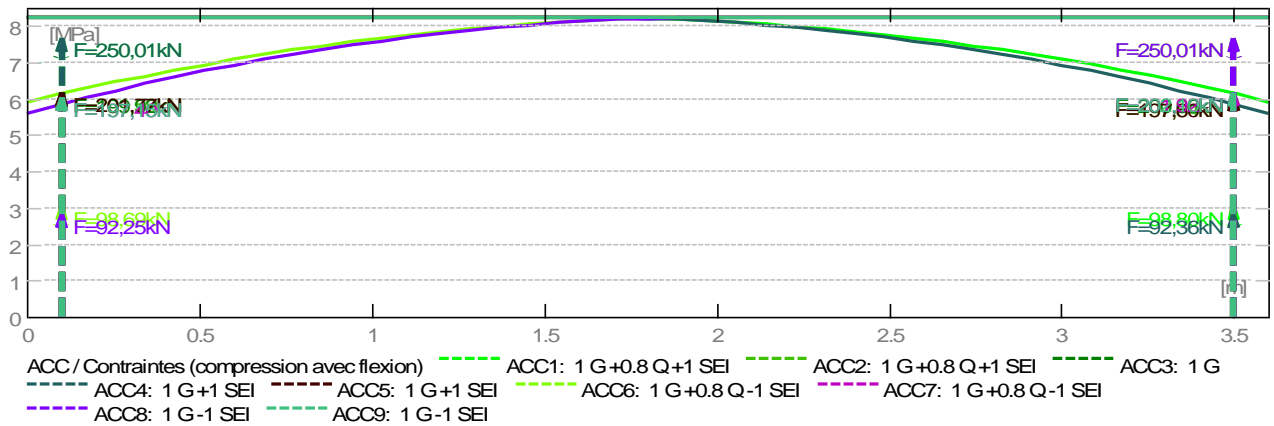
2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)
 $L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 45,05$
 $\lambda_{rnf} = 42,40$
 $\lambda_{seism} = 50,06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47,11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,41$
 $\alpha_{rnf} = 0,60$
 $\alpha_{seism} = 0,38$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6,79$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 8,25$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3

$N_{umax} = 1094,29$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 5,47$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1357,46$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6,79$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $1094,29$ (kN/m) < $1357,46$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{umax} = 793,12$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 3,97$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1650,28$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $793,12$ (kN/m) < $1650,28$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

$A_f L = 5,00$ (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$
 $\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)
 $bf = 1,00$ (m)
 $A_{fL\ min} = 5,00$ (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)
 $\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)
 $d' = 0,50$ (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R= 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

bf = 1,00 (m)

AfRmin = 5,00 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d':

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

d' = 0,50 (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

Vu = 0,26 (kN)

$\tau = 0,00$ (MPa)

Ah = 0,00 (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 6

Vu = 89,44 (kN)

V* = 156,52 (kN)

$\tau^* = 0,23$ (MPa)

$\tau_{lim} = 2,32$ (MPa)

$\alpha V = 0,56$

Ath = 0,00 (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 6

Vu = 89,44 (kN)

V* = 156,52 (kN)

$\tau^* = 0,23$ (MPa)

$\tau_{lim} = 2,32$ (MPa)

$\alpha V = 0,56$

Atv = 0,00 (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

Vu = 0,18 (kN)

V* = 0,32 (kN)

x = 3,60 (m)

$\alpha R = 0,00$

Fb = $\alpha R \cdot x \cdot \sigma_{ulim} \cdot a = 4,38$ (kN)

ftj = 2,10 (MPa)

At = 0,00 (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X1	Nombre :	Acier	Diamètre	Longueur	Espacement
X0	(m)			(mm)	(m)	(m)
0,50	3,10	18	HA 500	6,0	3,57	0,30

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre	A	B	C	Espacement	Forme
------	----------	-------	----------	---	---	---	------------	-------

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

droit	26	HA 500	(mm) 6,0	(m) 3,58	(m) 0,00	(m) 0,00	(m) 0,25	00
-------	----	--------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	----

Epingles:

Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
63	HA 500	6,0	0,18	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	31	HA 500	6,0	0,16	0,46	0,16	31
Armatures transversales - partie droite	31	HA 500	6,0	0,16	0,46	0,16	31
Épingles - partie gauche	62	HA 500	6,0	0,16	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	62	HA 500	6,0	0,16	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,20 (m3)
- Surface de Coffrage = 23,26 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 101,61 (kG)
 - Densité = 46,12 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 6,7 (mm)

- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	296,60	65,85
10	57,97	35,75

11 A 17^{eme} Etage

Voile transvairsal

1 Niveau :

- Nom : Etage 11

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2761

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur: 3,75 (m)
Epaisseur: 0,20 (m)
Hauteur : 3,06 (m)
Hauteur de la couronne : 0,00 (m)
Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1,0 (cm)

2.4 Chargements :

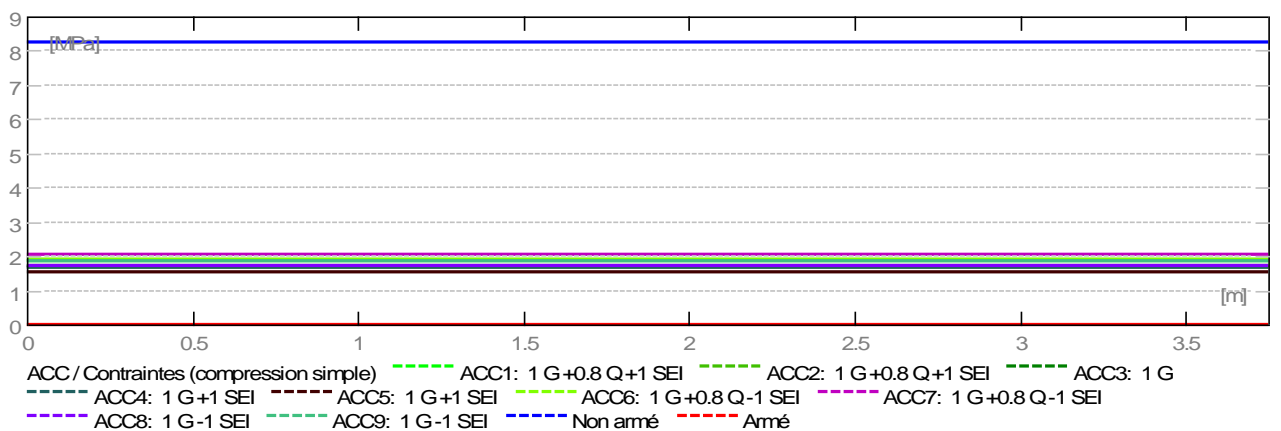
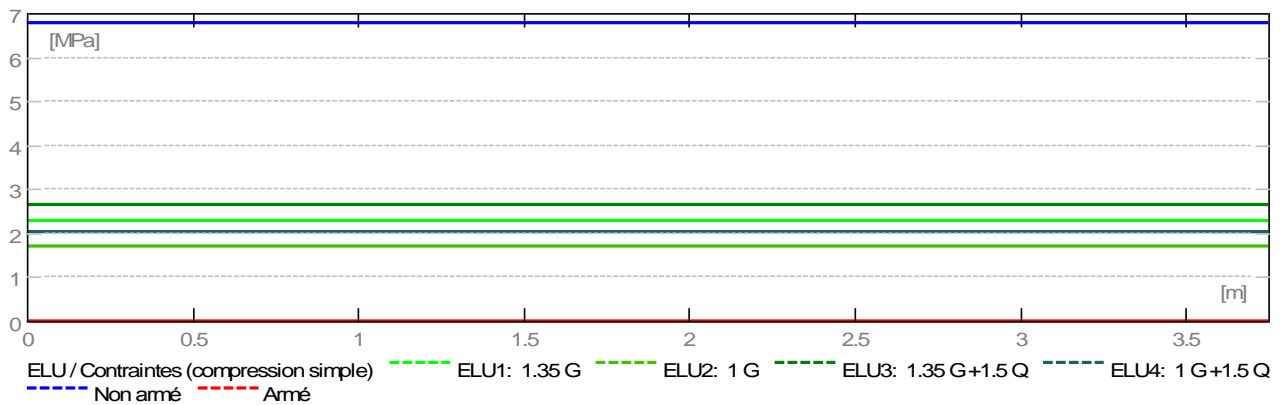
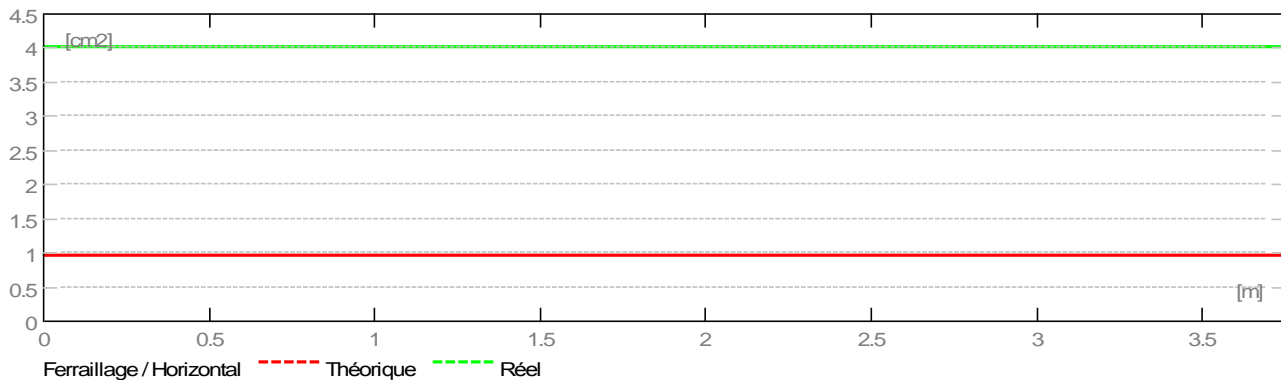
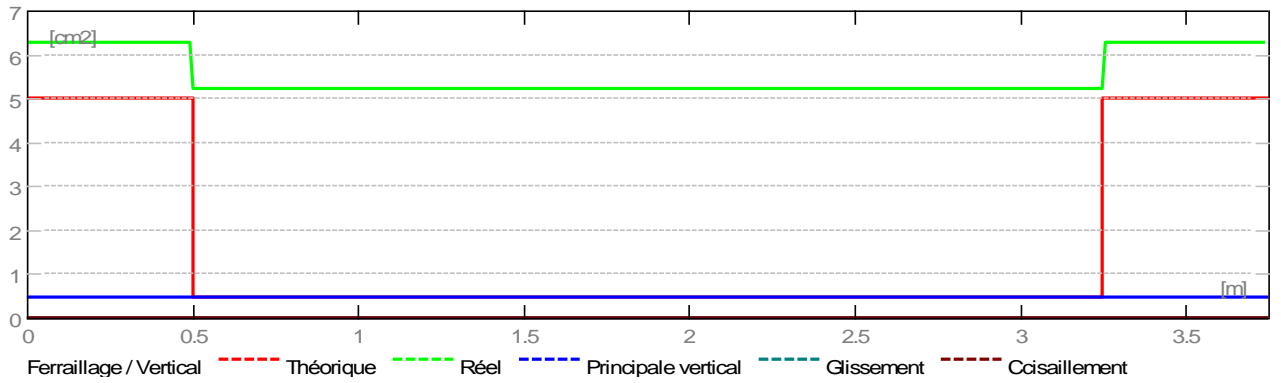
2.4.1 Réduites:

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	1275,33	9,59	-21,51
d'exploitation	172,98	1,20	-4,71
sismique	-21,51	-36,18	8,48
sismique	-136,17	-260,72	49,12

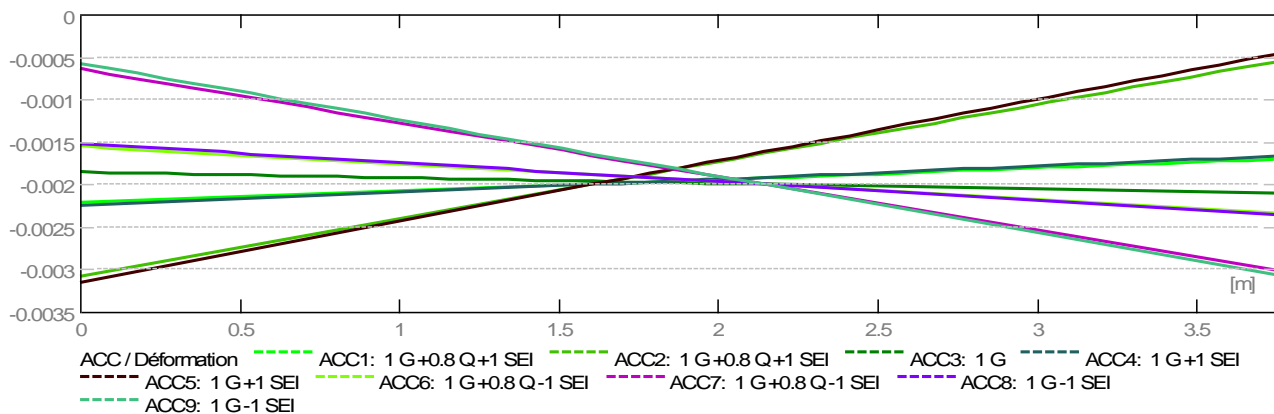
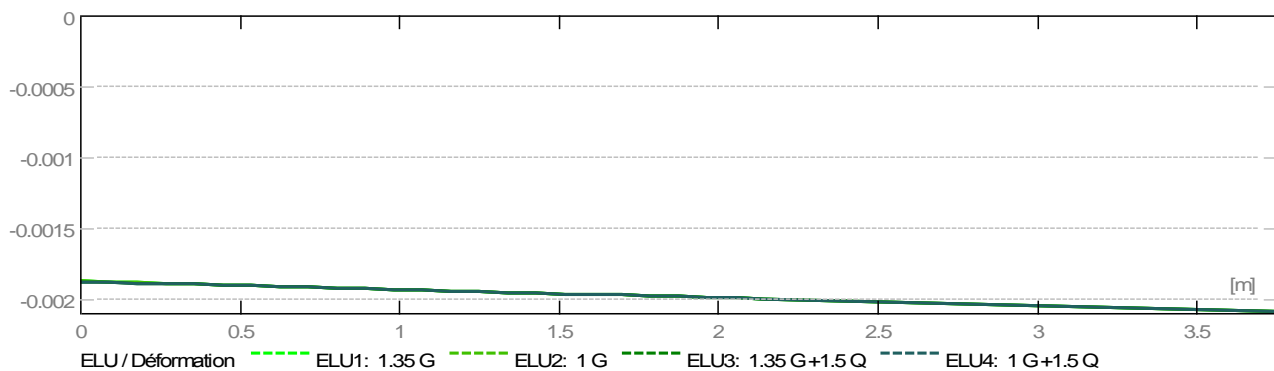
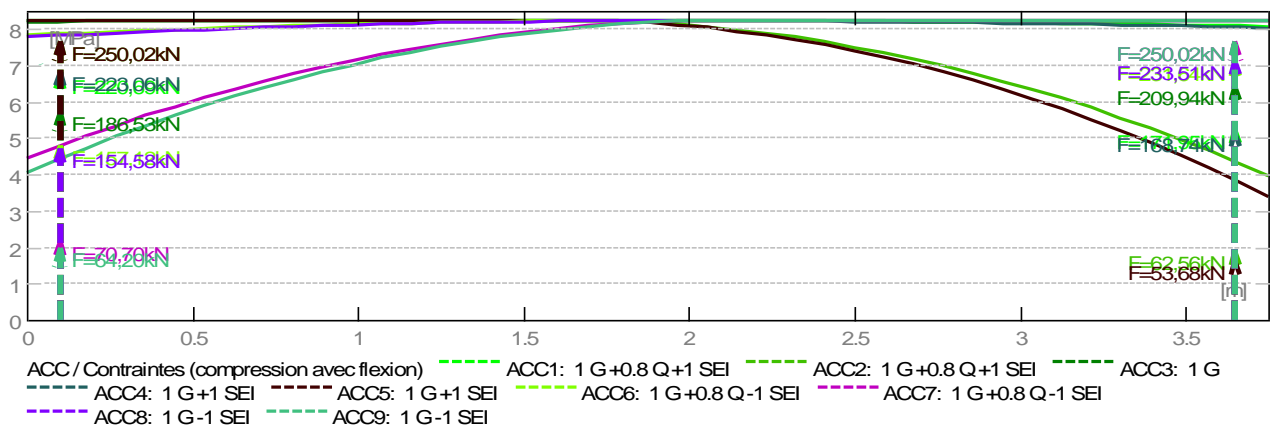
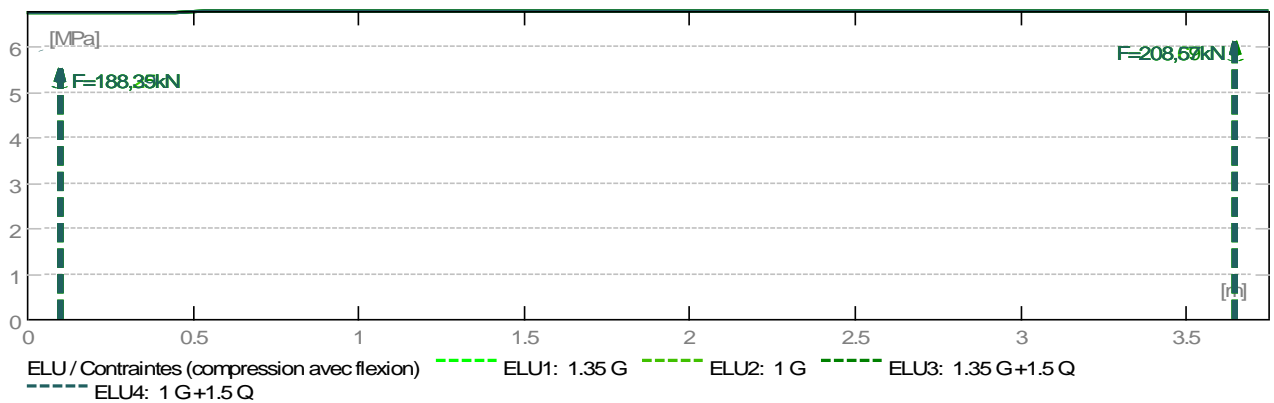
2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Diagrammes

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f' = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf}' = 2,45$ (m)
 $L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 45,05$
 $\lambda_{rnf} = 42,40$
 $\lambda_{seism} = 50,06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47,11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,41$
 $\alpha_{rnf} = 0,60$
 $\alpha_{seism} = 0,38$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6,79$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 8,25$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3

$N_{umax} = 528,31$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 2,64$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1357,46$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6,79$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $528,31$ (kN/m) < $1357,46$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{umax} = 413,30$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 2,07$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1650,28$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $413,30$ (kN/m) < $1650,28$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

bf = 1,00 (m)

AfL min = 5,00 (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d' :

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

d' = 0,50 (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

bf = 1,00 (m)

AfRmin = 5,00 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d' :

Combinaison dimensionnante: ACC 3

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

d' = 0,50 (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 3

Vu = 36,10 (kN)

$\tau = 0,05$ (MPa)

Ah = 0,00 (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 7

Vu = 74,40 (kN)

V* = 130,19 (kN)

$\tau^* = 0,19$ (MPa)

$\tau_{lim} = 1,66$ (MPa)

$\alpha V = 0,56$

Ath = 0,00 (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 7

Vu = 74,40 (kN)

V* = 130,19 (kN)

$\tau^* = 0,19$ (MPa)

$\tau_{lim} = 1,66$ (MPa)

$\alpha V = 0,56$

Atv = 0,00 (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 3

Vu = 21,51 (kN)

V* = 37,65 (kN)

x = 3,75 (m)

$\alpha R = 0,12$

Fb = $\alpha R * x * \sigma_{ulim} * a = 725,98$ (kN)

ftj = 2,10 (MPa)

At = 0,00 (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X0 (m)	X1 (m)	Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
	0,50	3,25	20	HA 500	10,0	3,62	0,30

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	26	HA 500	8,0	3,73	0,00	0,00	0,25	00

Épingles:

Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
70	HA 500	8,0	0,19	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31
Armatures transversales - partie droite	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31
Épingles - partie gauche	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,30 (m3)
- Surface de Coffrage = 24,17 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 178,76 (kG)
 - Densité = 77,89 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 8,7 (mm)

- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	249,07	98,31
10	130,43	80,45

Voile longitudinal

1 Niveau :

- Nom : Etage 11
- Cote de niveau : supérieur 0,00 (m)
- Position de l'étage : intermédiaire
- Milieu : non agressif

2 Voile : Voile2754

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type HA 500 $f_e = 500,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

2.2 Géométrie :

Nom: P1

Longueur: 3,90 (m)
Epaisseur: 0,20 (m)
Hauteur : 3,06 (m)
Hauteur de la couronne : 0,00 (m)
Appui vertical: -----
Conditions aux appuis : plancher aboutissant de deux côtés

2.3 Hypothèses de calcul :

Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
Enrobage : 1,0 (cm)

2.4 Chargements :

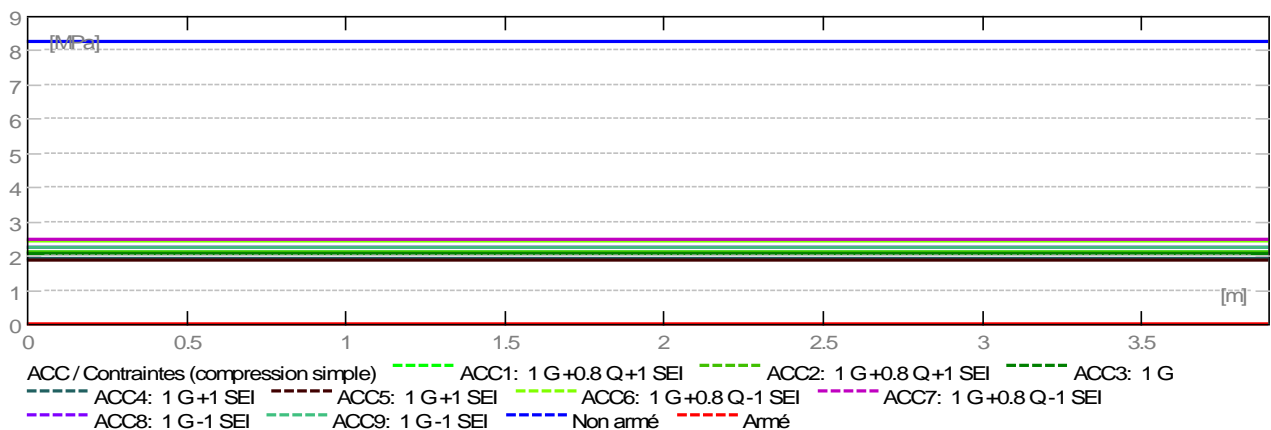
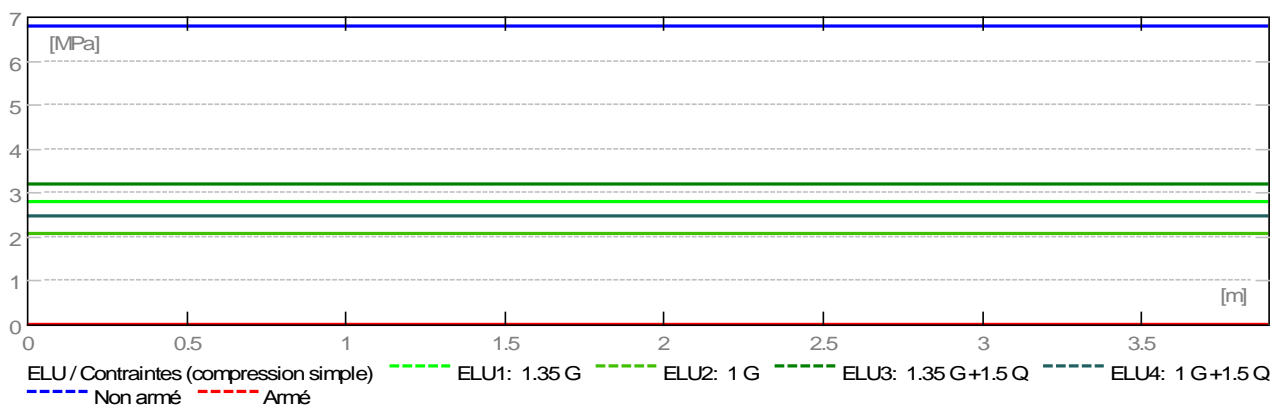
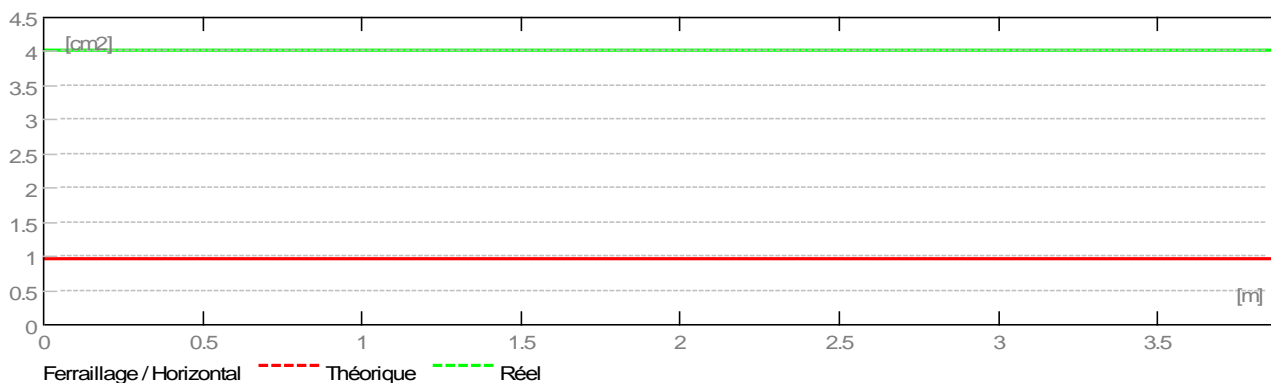
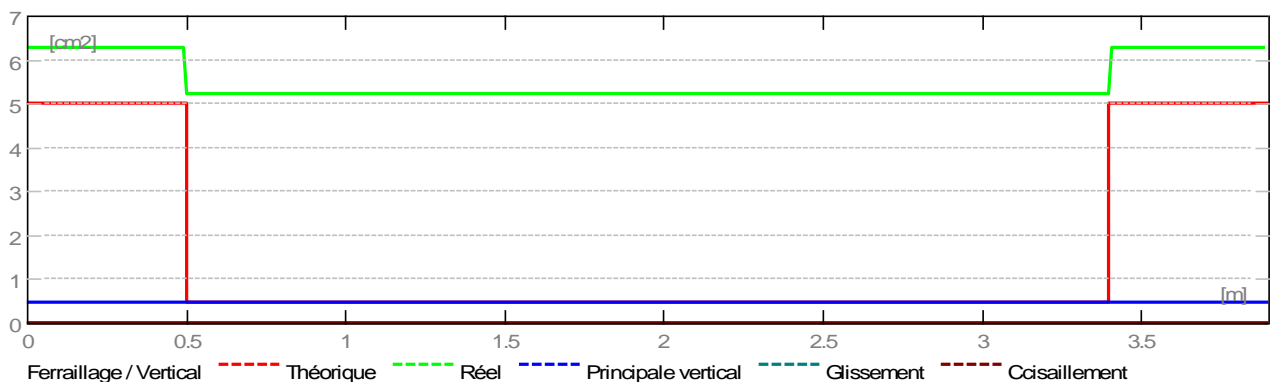
2.4.1 Réduites:

Nature	N (kN)	M (kN*m)	H (kN)
permanente	1612,11	-78,99	-52,60
d'exploitation	201,24	-7,99	1,18
sismique	-131,10	-342,70	171,86
sismique	-147,88	-16,34	54,88

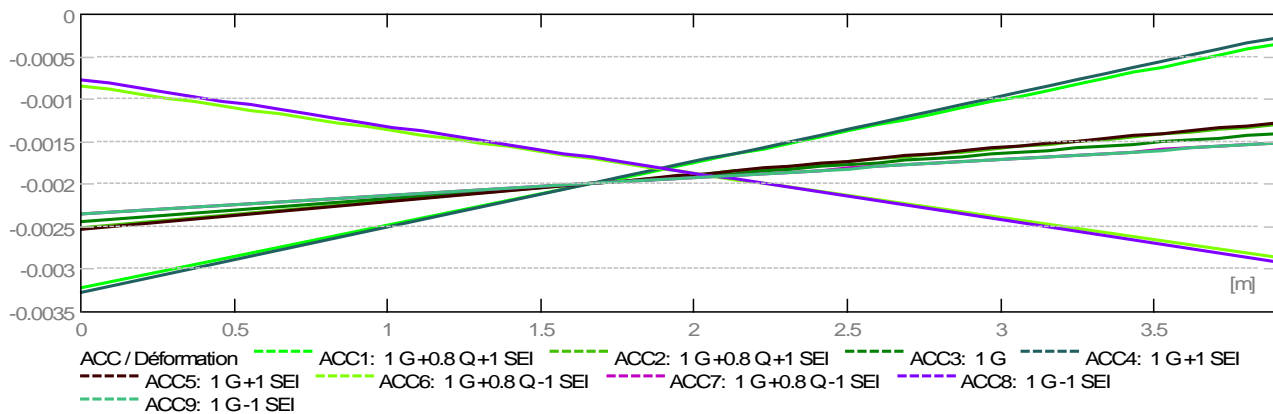
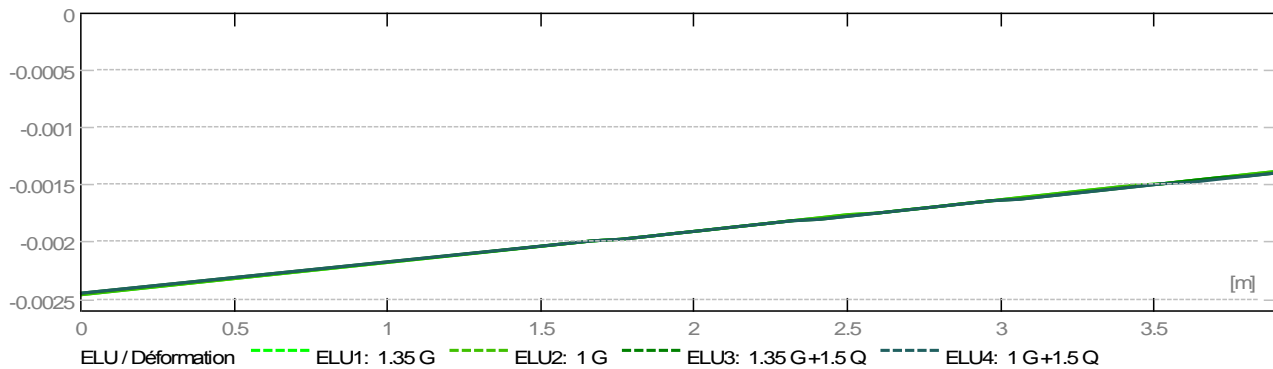
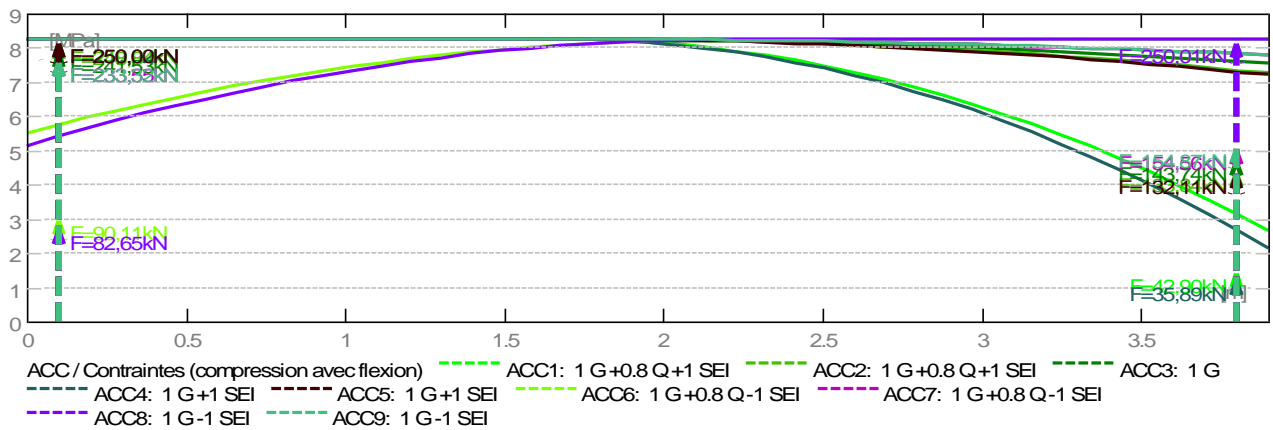
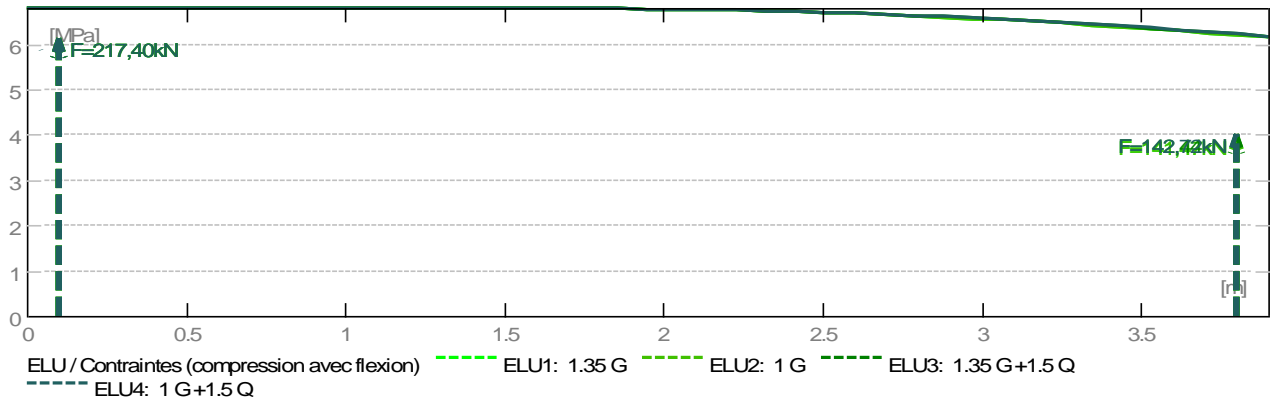
2.5 Résultats théoriques :

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

2.5.1 Diagrammes



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE



2.5.2 Résultats théoriques - détaillés :

2.5.2.1 Combinaisons

2.5.2.1.1 Sollicitations ELU

ELU.1	-	1.35 G
ELU.2	-	1 G
ELU.3	-	1.35 G +1.5 Q
ELU.4	-	1 G +1.5 Q

2.5.2.1.2 Interactions en ACC

ACC.1	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.2	-	1 G +0.8 Q +1 SEI
ACC.3	-	1 G
ACC.4	-	1 G +1 SEI
ACC.5	-	1 G +1 SEI
ACC.6	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.7	-	1 G +0.8 Q -1 SEI
ACC.8	-	1 G -1 SEI
ACC.9	-	1 G -1 SEI

2.5.2.2 Longueur de flambement

$L_f' = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf}' = 2,45$ (m)
 $L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)

2.5.2.3 Elancement

$\lambda = 45,05$
 $\lambda_{rnf} = 42,40$
 $\lambda_{seism} = 50,06$
 $\lambda_{seism_rnf} = 47,11$

2.5.2.4 Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,41$
 $\alpha_{rnf} = 0,60$
 $\alpha_{seism} = 0,38$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,57$

2.5.2.5 Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 6,79$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 8,25$ (MPa)

2.5.2.6 Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 3

$N_{umax} = 635,44$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 3,18$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1357,46$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 6,79$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $635,44$ (kN/m) < $1357,46$ (kN/m)

Combinaison dimensionnante: ACC 7

$N_{umax} = 492,56$ (kN/m)
 $\sigma_{umax} = 2,46$ (MPa)
 $N_{ulim} = 1650,28$ (kN/m)
 $\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

$N_{umax} < N_{ulim} \Rightarrow$ Voile non armé
 $492,56$ (kN/m) < $1650,28$ (kN/m)

2.5.2.7 Armatures de bord

2.5.2.7.1 Bord gauche

2.5.2.7.1.1 Raidisseur en flexion composé

Af L = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

2.5.2.7.1.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

bf = 1,00 (m)

AfL min = 5,00 (cm²)

2.5.2.7.1.3 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

d' = 0,50 (m)

2.5.2.7.2 Bord droit

2.5.2.7.2.1 Raidisseur en flexion composé

Af R = 5,00 (cm²)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

2.5.2.7.2.2 Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\rho = 0,001 * q * \sigma_i / \sigma_{ulim}$

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

bf = 1,00 (m)

AfRmin = 5,00 (cm²)

2.5.2.7.2.4 Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur : d'

Combinaison dimensionnante: ACC 6

$\sigma_i = 8,25$ (MPa)

$\sigma_{ulim} = 8,25$ (MPa)

d' = 0,50 (m)

2.5.2.8 Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

Vu = 71,01 (kN)

$\tau = 0,10$ (MPa)

Ah = 0,00 (cm²/m)

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 1

Vu = 120,20 (kN)

V* = 210,35 (kN)

$\tau^* = 0,29$ (MPa)

$\tau_{lim} = 1,76$ (MPa)

$\alpha V = 0,52$

Ath = 0,00 (cm²/m)

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 8

Vu = 224,46 (kN)

V* = 392,80 (kN)

$\tau^* = 0,54$ (MPa)

$\tau_{lim} = 1,82$ (MPa)

$\alpha V = 0,17$

Atv = 0,00 (cm²/m)

2.5.2.9 Glissement (PS92 11.821.3)

Combinaison dimensionnante: ACC 9

Vu = 107,48 (kN)

V* = 188,09 (kN)

x = 3,90 (m)

$\alpha R = 0,35$

Fb = $\alpha R * x * \sigma_{ulim} * a = 2236,52$ (kN)

ftj = 2,10 (MPa)

At = 0,00 (cm²/m)

2.6 Ferrailage :

Armatures verticales:

Zone	X0 (m)	X1 (m)	Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
	0,50	3,40	20	HA 500	10,0	3,62	0,30

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

Armatures horizontales:

Type	Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Espacement (m)	Forme
droit	26	HA 500	8,0	3,88	0,00	0,00	0,25	00

Épingles:

Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
70	HA 500	8,0	0,19	0,00	0,00	00

Armature de bord (Af):

	Nombre :	Acier	Diamètre (mm)	A (m)	B (m)	C (m)	Forme
Armatures longitudinales - partie gauche	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures longitudinales - partie droite	8	HA 500	10,0	3,62	0,00	0,00	00
Armatures transversales - partie gauche	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31
Armatures transversales - partie droite	31	HA 500	8,0	0,17	0,47	0,17	31
Épingles - partie gauche	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00
Épingles - partie droite	62	HA 500	8,0	0,17	0,00	0,00	00

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,39 (m3)
- Surface de Coffrage = 25,09 (m2)
- Acier HA 500
 - Poids total = 180,30 (kG)
 - Densité = 75,54 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 8,7 (mm)

- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
8	252,97	99,85
10	130,43	80,45

X) Étude de l'infrastructure :

X-1) Introduction

Une fondation par définition, un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol .Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

X-2) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 3.5 bars.

X-3) Dimensionnement :

a) Semelles continues sous voiles et sous poteaux :

a-1) Semelles continues sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec : B_i : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L_i : Langueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

• Surfaces des semelles filantes sous voiles :

sens longitudinal

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VL1	5348.36	5,7	2.68	15.27
VL2	5348.36	5,7	2.68	15.27
VL3	5348.36	5,7	2.68	15.27
VL4	5348.36	5,7	2.68	15.27
VNL1	3651.25	3,6	2.89	10.41
				71.49

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

sens transversal

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VT1	3227.8	3,75	2.46	9.21
VT2	3227.8	3,75	2.46	9.21
VT3	3227.8	3,75	2.46	9.21
VT4	3227.8	3,75	2.46	9.21
VNT1	1782.37	1,8	2.83	5.09
VNT2	1782.37	1,8	2.83	5.09
				47.02

$$S_v = \sum S_i = 118.5 \text{ m}^2$$

Avec : S_v Surface totale des semelles filantes sous voiles.

a-2) Semelles filantes sous poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est: $\sum N_t = 12479.89 \text{ KN}$
Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = 3119.9 - 15.5 / 12479.89 = 0.25$$

-Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.25 < L / 6 = 20.8 / 6 = 3.47$$

⇒ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{12479.89}{20.8} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,25)}{20.8} \right) = 556.73 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{12479.89}{20.8} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,25)}{20.8} \right) = 643.26 \text{ KN/m}^2$$

$$q(L/4) = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{12479.89}{20.8} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,25)}{20.8} \right) = 621.63 \text{ KN/m}^2$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{621.63}{250} = 2.49 \text{ m}$$

On prend $B = 2.5 \text{ m}$

On aura donc, $S = 2.5 \times 20.8 = 51.72 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec : $S_t = 51.72 \times 2 + 118.51 = 221.9 \text{ m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 431.6 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Bat}}} = \frac{221.9}{431.6} = 0.514$$

La surface total des semelles représente 51.4 % de la surface du bâtiment.

Conclusion : Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

X-4) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol .

X-4-1) Pré dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**
La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} = 25 \text{ cm}$)
- **Selon la condition forfaitaire :**

$$\text{-Sous voile : } \frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$L_{\text{max}} = 5.7 \text{ m} \quad 71.25 \text{ cm} \leq h \leq 114 \text{ cm}$$

On prend : $h = 80 \text{ cm}$

-Sous poteau :

La dalle : la dalle de radier doit satisfaire au condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec une hauteur minimales de 25cm

$$h_d \geq \frac{724}{20} = 36.2 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40 \text{ cm}$

La nervure : la nervure de radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{724}{10} = 72.4 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 80 \text{ cm}$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec : L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 7.24\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.71 \text{ m}$$

Soit : $h = 180$ cm

Remarque :

$h = 180$ cm Nervure

$h = 40$ cm Dalle

$b = 60$ cm Largeur de la nervure

X-4-2) Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente $G = 94501.23$ KN

Charge d'exploitation $Q = 14177.41$ KN

b) Charges revenant à l'infrastructure :

$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}}$

$G_{\text{rad}} = 4316$ KN

$G_{\text{tot}} = G + G_{\text{rad}} = 98817.23$ KN

$Q_{\text{tot}} = Q + Q_{\text{parking}} = 14177.41 + 1079 = 15256.41$ KN

c) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 156287.88$ KN

X-4-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{156287.88}{1,33 \times 350} = 335.74 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{bat}} = 431.6 \text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = 335.74$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Remarque : Etant donné que la surface minimal du radier est inférieure à celle du bâtiment , dans ce cas les débords ne sont pas nécessaires.

X-4-4) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids du radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$\text{Volume de radier} = 0,40 \times 431,6 + ((1,80 - 0,40) \times 0,60 \times 281,9) = 409,44 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de TVO} = (431,6 \times 1,3) - 236,8 = 324,28 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de la dalle flottante} = (431,6 \times 0,12) = 51,8 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids de TVO} = 324,28 \times 1,7 = 551,28 \text{ t}$$

$$\text{Poids de radier} = 10236 + 5512,8 + 1295 = 17043,76 \text{ KN}$$

b) Charge permanente apportée sur le radier G_T :

G_T = P (superstructure) + P (infrastructure)

$$G_T = 94501,23 + 17043,76 = 111545 \text{ KN}$$

c) Charge d'exploitation apportée sur le radier Q_T :

$$Q_T = 14177,41 + 1079 = 15256,41 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 111545 + 1,5 \times 15256,41 = 173470,37 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 111545 + 15256,41 = 126801,41 \text{ KN}$$

X-5) Vérifications :

X-5-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{173470,37 \times 1}{431,6} \times \frac{7,24}{2} = 1454,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1454,96}{1 \times 0,36} = 4041,57 \text{ KN/m}^2 = 4,04 \text{ MPa}$$

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

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

On augmente le hauteur du radier à $h=60$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

$$\tau_u = \frac{1454.96}{1 \times 0,6} = 2424.934 \text{ KN/m}^2 = 2.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \quad \text{condition vérifier}$$

X-5-2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

c est le centre géométrique du radier par raison de symétrie : $X_G = 10.4$; $Y_G = 12.94$

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} - ((b'h' \frac{1}{3} + (b'h'y^2) \times 2) = \frac{20.8 \times 18.37^3}{12} + (\frac{3.3 \times 3.75^3}{12} + (3.3 \times 3.75 \times 11.06^2) \times 4) = 16858.1 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} - ((b^3'h' \frac{1}{3} + (b'h'y^2) \times 2) = \frac{18.37 \times 20.8^3}{12} - (\frac{3.3^3 \times 3.75}{12} + (3.3 \times 3.75 \times 4.85^2) \times 4) = 14985.15 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens

considéré. $M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

contraintes

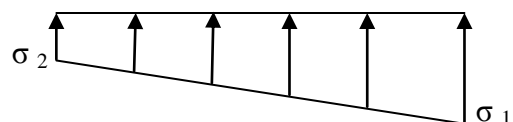


Figure X-1 Diagramme des

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Sens longitudinal :**

A P'ELU : $M_x = 21736 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{173470.37}{431.6} + \frac{21736}{16858.1} \times 12.94 = 418.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{173470.37}{431.6} - \frac{21736}{16858.1} \times 12.94 = 385.24 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 418.6 + 385.24}{4} = 410.26 \text{ KN/m}^2 ; 1,33 \sigma_{\text{SOL}} = 1,33 \times 350 = 465.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition verifiée}$$

A P'ELS: $M_x = 15888.37 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{126801.41}{431.6} + \frac{15888.37}{16858.1} \times 12.94 = 306 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{126801.41}{431.6} - \frac{15888.37}{16858.1} \times 12.94 = 281.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 306 + 281.6}{4} = 300 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{\text{SOL}} = 350 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition verifiée}$$

c) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

a : Epaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

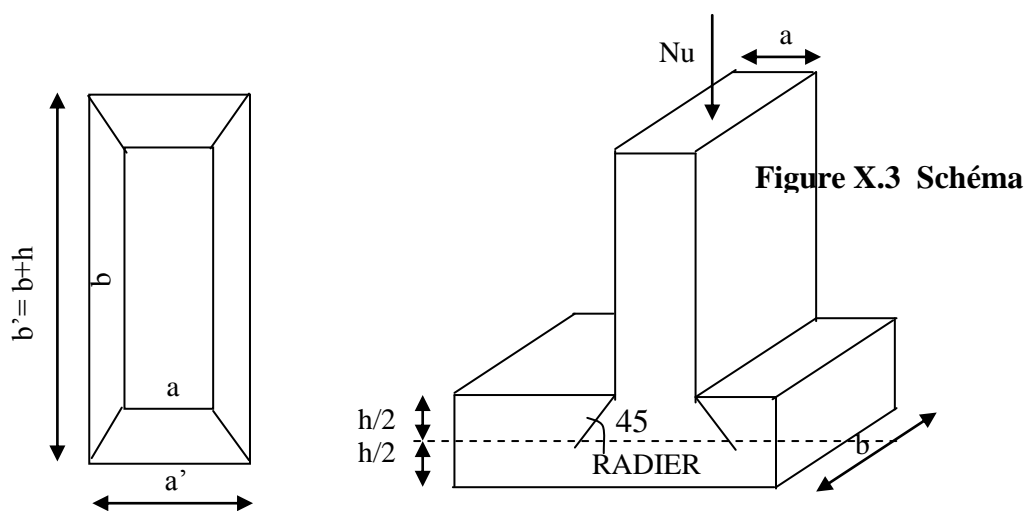


Figure X.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux

1) Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a' + b') \times 2 = (a + b + 2h) \times 2 = 4.8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4.8 \times 0.6 \times 25000}{1,5} = 3360 \text{ KN}$$

$$N_u = 1607.7 \text{ KN} < \bar{N}_u = 3756.669 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Vérification pour les voiles :

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = 14.3 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 14.3 \times 0.6 \times 25000}{1,5} = 10010 \text{ KN}$$

$$N_u = 6872.89 \text{ KN} < \bar{N}_u = 10010 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

X-6) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

X-6-1) Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

- 1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- 2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{7.24} = 0,54$$

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 418,6 - \frac{17043,76}{431,6} = 379,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 306 - \frac{17043,76}{431,6} = 266,51 \text{ KN/m}^2$$

-Calcul à l'ELU :

1-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\text{On obtient : } \begin{cases} M_x = 0,0892 \times 379,11 \times 7,24^2 = 1772,6 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,250 \times 1772,6 = 443,14 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

1-Ferraillage dans le sens x-x :

Moments aux appuis

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 868.4$$

$$M_{ua} = 886.3 \text{ KNm}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 868.4$$

$$M_{ut} = 1329.45 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{886.3 \times 10^6}{1000 \times 570^2 \times 14,2} = 0,192 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,192 \rightarrow \beta_u = 0,892$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{886.3 \times 10^4}{0,892 \times 570 \times 435} = 40.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 40.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5 HA 32/ml = 40.21 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1329.45 \times 10^6}{1000 \times 570^2 \times 14,2} = 0,288 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,288 \rightarrow \beta_u = 0,826$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1329.45 \times 10^4}{0,826 \times 570 \times 435} = 64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8 HA 32/ml = 64.34 cm²/ml avec un espacement de 10 cm

➤ 2-Ferraillage dans le sens y-y :

➤ **Aux appuis :** 9. 16 cm² soit 5 HA 16 avec A=10.05 cm² et es = 20 cm

➤ **En travées :** 13.91 cm² soit 5 HA 20 avec A=15.7 cm² et es = 20 cm

X-6-2) Vérifications à l'E.L.U :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_o = 0,8\text{‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 60 \times \left(\frac{3-0,54}{2} \right) = 6 \text{ cm}^2$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

➤ **Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 40.21 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 10.05 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} < 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$\left. \begin{array}{l} A_{tx} = 64.34 \text{ cm}^2 \\ A_{ty} = 15.7 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} < 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification à l'E.L.S :

Si la condition suivante est satisfaite, il est inutile de vérifier les contraintes.

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Calcul des moments : $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0892 \\ \mu_y = 0,250 \end{array} \right.$

$$M_{ox} = 0,0892 \times 266.51 \times 7.24^2 = 1059.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,250 \times 1059.08 = 264.77 \text{ KN.m}$$

Le moment étant plus important dans le sens (X-X), la vérification des contraintes sera dans le sens (X-X)

➤ **Aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0.5) \times M_{ox} = (-0.5) \times 1059.08 = -529.54 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{886.3}{-529.54} = 1.67 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,2689$$

$$\alpha = 0,2689 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.67-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.59 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$M_{ix} = (0,75) M_{ox} = (0,75) \times 1059.08 = 794.31 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1329.45}{794.31} = 1,67 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,4361$$

$$\alpha = 0,4361 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,67-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,59 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

X-8) Ferrailage des nervures :ELU

X-8-1) Sens longitudinal :

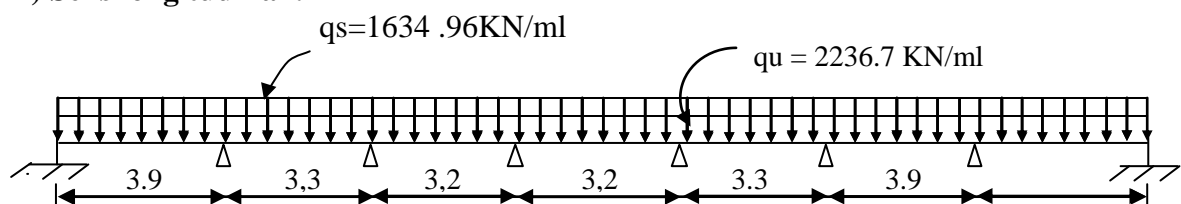


Figure X.4 Schéma statique de la nervure

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Calcul des moment en travée :

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

l : portée libre des travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}(1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{15256}{15256+111545} = 0,120$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,62 \quad \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,54$$

les moments au travé :

$$M_{0I} = 2236.7 \times \frac{(3,90)^2}{8} = 4252.53 \text{ KN.m} \quad M_{tI} = 0.62 \times 4252.3 = 2636.57 \text{ KN.M}$$

$$M_{0II} = 2236.7 \times \frac{(3,3)^2}{8} = 3044.7 \text{ KN.m} \quad M_{tII} = 0.54 \times 3044.7 = 1644.14 \text{ KN.M}$$

$$M_{0III} = 2236.7 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 2862.98 \text{ KN.m} \quad M_{tIII} = 0.54 \times 2862.98 = 1546 \text{ KN.M}$$

b- les moments au appui :

$$M_1 = M_7 = 0,3 M_{0I} = -790.97 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0,5 M_{0II} = -822.07 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0,4 M_{0III} = -618.4 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{0III} = -618.4 \text{ KN.m}$$

Après calcul on aura :

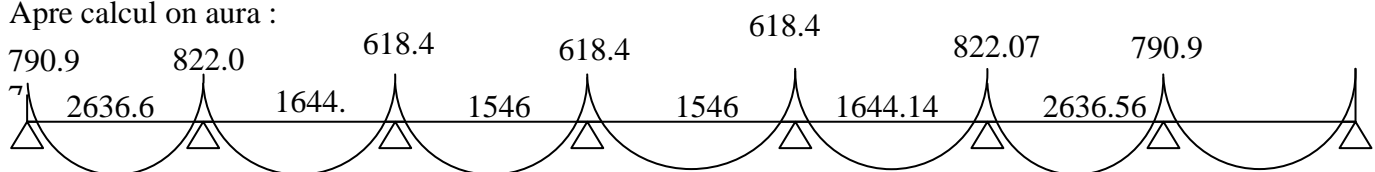


Diagramme des moments

2) Calcul des efforts tranchants

$$V_x = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\theta = \frac{qL}{2}$$

Après calcul on aura

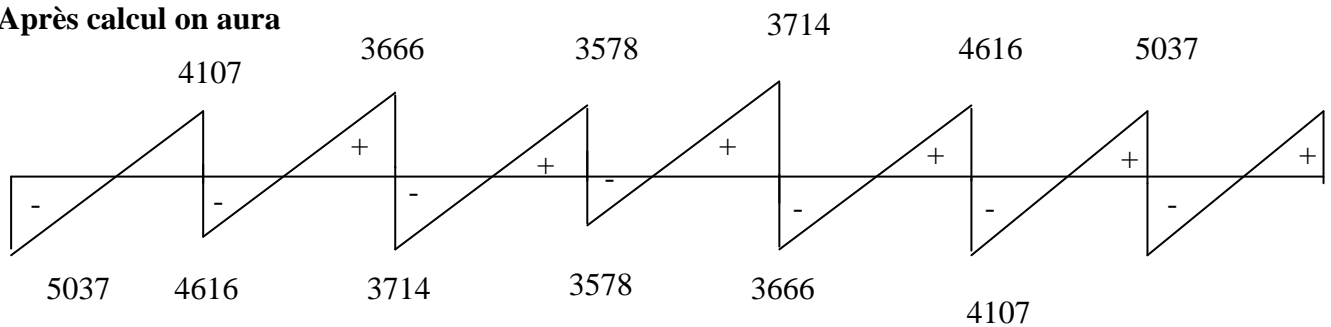


Diagramme des efforts tranchants

X-8-2) Sens transversal :

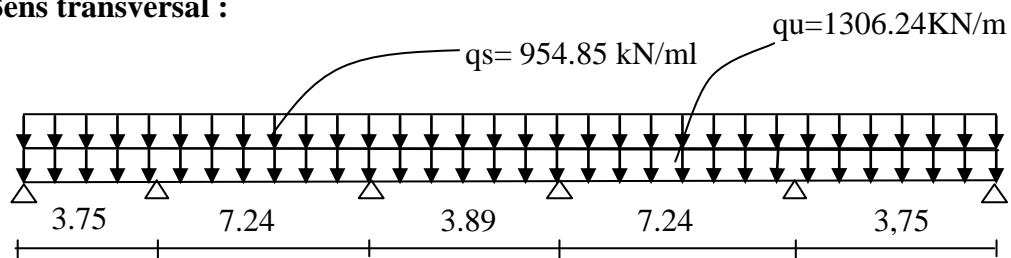


Fig X.5 Schéma statique de la nervure

Détermination des efforts :

a- les moments au travé:

$$M_{0I} = 1306.24 \times \frac{(3.75)^2}{8} = 2296.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 0.62 \times 2296.13 =$$

1423.6 KN.M

$$M_{0II} = 1306.24 \times \frac{(7.24)^2}{8} = 8558.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 0.54 \times 8558.75 = 4621.73$$

KN.M

$$M_{0III} = 1306.24 \times \frac{(3.89)^2}{8} = 2470.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 0.54 \times 2470.77 = 1334.22$$

KN.M

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

b- les moments au appui :

$$M_1=M_7 = -0,3 M_{01} = -427.08 \text{ KN.m}$$

$$M_2=M_6 = -0,5 M_{02} = -2310.86 \text{ KN.m}$$

$$M_3=M_5 = -0,4 M_{03} = -534 \text{ KN.m}$$

ELU :

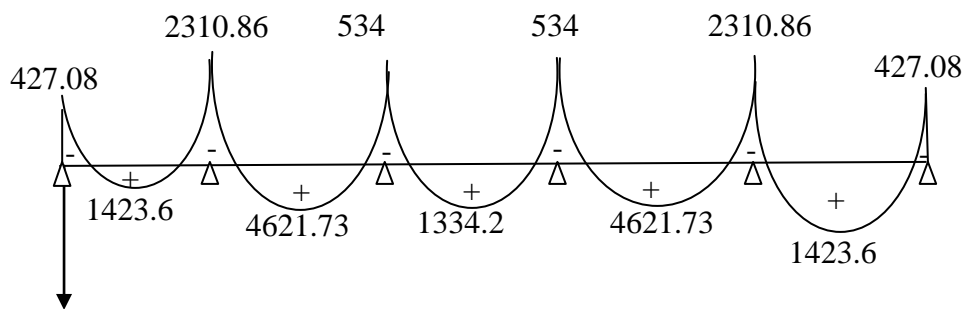


Diagramme des moments

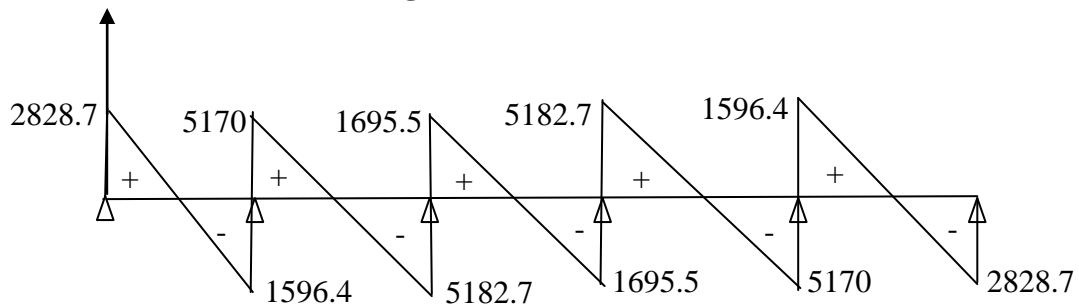


Diagramme des efforts tranchants

ELS : avec $q_s=954.85 \text{ KN/ml}$

: a- les moments au travé:

$$M_{0I} = 954.84 \times \frac{(3.75)^2}{8} = 1678.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tI} = 0.62 \times 1678.45 = 1040.66 \text{ KN.M}$$

$$M_{0II} = 954.84 \times \frac{(7.24)^2}{8} = 6256.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{tII} = 0.54 \times 6256.3 = 3378.4 \text{ KN.M}$$

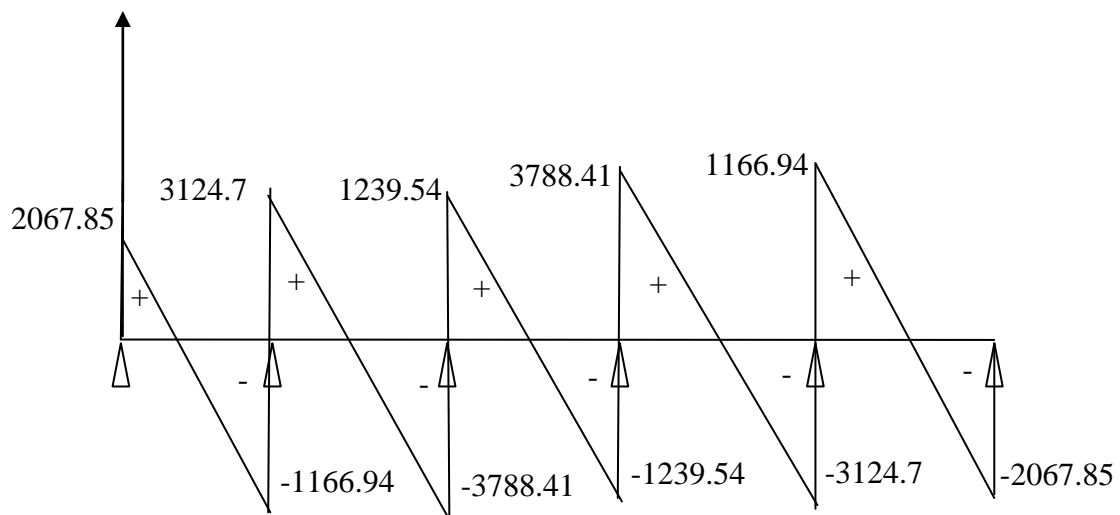
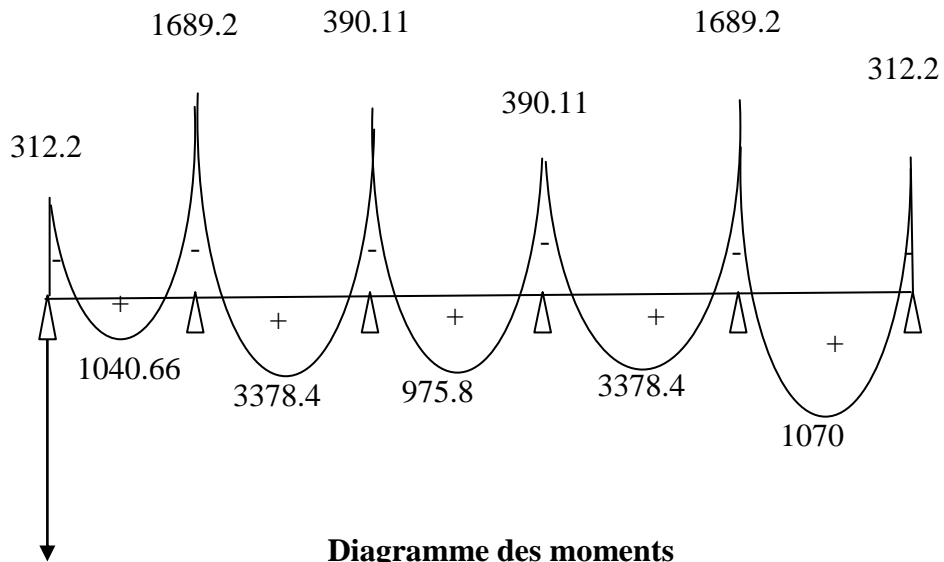
$$M_{0III} = 954.84 \times \frac{(3.89)^2}{8} = 1806.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{tIII} = 0.54 \times 1806.09 = 975.28 \text{ KN.M}$$

ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

b- les moments au appui :

$$\begin{aligned} M_1=M_7 &= -0,3 M_{01} = -312.2 \text{ KN.m} \\ M_2=M_6 &= -0,5 M_{02} = -1689.2 \text{ KN.m} \\ M_3=M_5 &= -0,4 M_{03} = -390.11 \text{ KN.m} \end{aligned}$$



ETUDE D UNE TOUR R+15+SS CONTREVENTE PAR VOILE

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\text{ELU} \begin{cases} (X-X) : M_t = 2636.6 \text{ KN.m} , M_a = 822 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 4621.73 \text{ KN.m} , M_a = 2310.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : (Y-Y) : M_t = 3378.4 \text{ KN.m} ; M_a = 1689.2 \text{ KN.m}$$

REMARQUE : après l'analyse des effort sollicitant les nervures et vue la grande écart entre les valeurs ,on a opté deux type de nervure a savoir:

Type 1 : 60 X 180 (pour les grand porté L=7.24m)

Type 2 : 50 X 100 (pour les autres nervures)

		M_u [KN.m]	μ_b	Obs	A_{min}	A_s	Choix	$A_{adoptée}$	St (cm)
Sens X-X	Appuis	822	0.123	SSA	40	20.86	8HA25	39.27	10
	Travée	2636.6	0.354	SSA	40	72.82	9HA32	72.38	20
Sens Y-Y	Appuis	2310.4	0,086	SSA	86.4	31.42	6HA32+8HA25	87.52	12
	travée	4621.73	0,173	SSA	86.4	66.33	6HA32+8HA25	87.52	12
Sens Y-Y	Appuis	534	0.080	SSA	40	13.21	8 HA25	39.7	10
	Travée	1423.6	0.213	SSA	40	38.38	8HA 25	39.7	10

X-9) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 50 \times 97 \times \frac{2.10}{500}$$

$$A_{min} = 10.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des Armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 45, 25)$$

On prend $\Phi = 12 \text{ mm}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 87.52 \times 60 = 15.75 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 14\text{HA}12 = 15.82 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

- **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$$

$$S_t \leq \min(25, 30)$$

$$S_t \leq 25$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2}$$

$$S_t \leq 50$$

Nous prenons : $S_t = 6 \text{ cm}$ En zone nodale
 $S_t = 6 \text{ cm}$ En zone courante

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_d} ; 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{Mpa}$$

Avec : T_u^{\max} : Effort tranchant maximum dans la nervure ; $T_u^{\max} = 5182.7\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{5182.7 \times 10^3}{600 \times 1770} = 4.88\text{Mpa}$$

$\tau_u = 4.88 \text{ Mpa} \geq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow$ Condition non vérifiée donc des armatures transversales sont nécessaire.

X-10) Vérification à l'ELS :

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4621.73}{3378.4} = 1,36$$

$$\alpha = 0,3013 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2310.4}{1689.2} = 1,368$$

$$\alpha = 0,1660 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,434 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée ; alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

CONCLUSION

Ce projet constitue pour nous une deuxième expérience, il nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons aussi que le calcul d'une structure mixte s'est avéré très intéressant, il est relativement long et complexe, il nécessite l'étude de deux systèmes de contreventement différents qui travaillent conjointement.

Pour finir, nous dirons que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes.

Nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce travail apportera un plus pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire

- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)
«Document technique réglementaire DTR B C2-48

- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91.

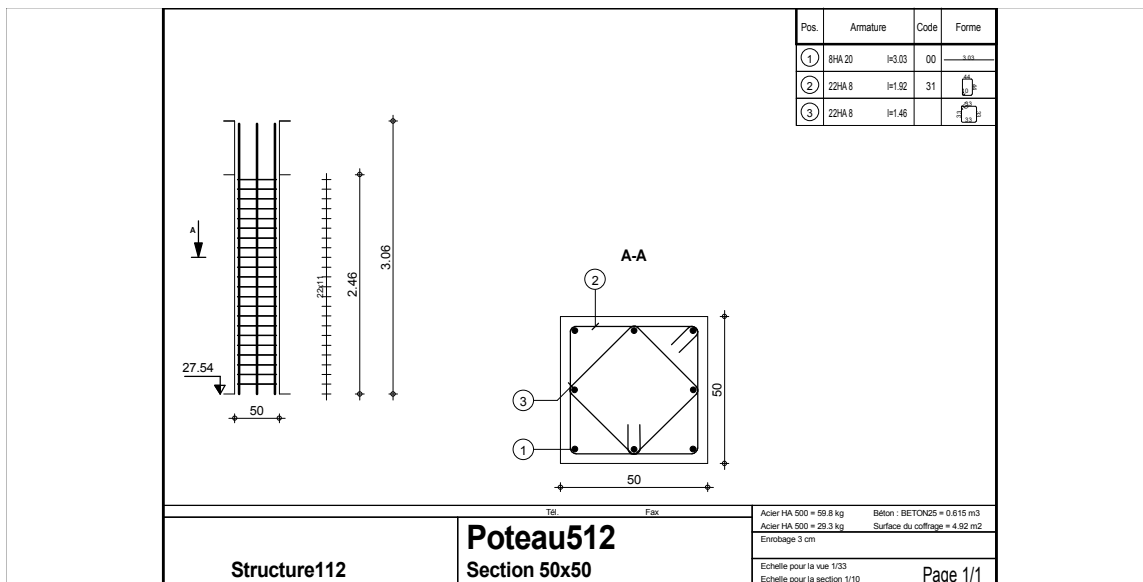
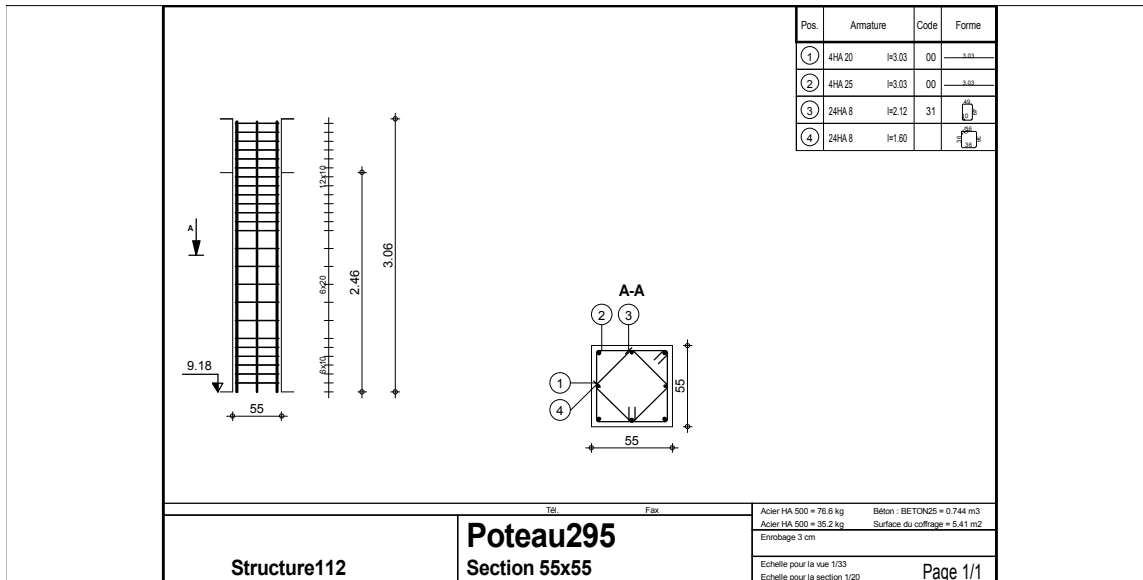
- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations CGS, Alger 1989.

- HENRY THONIER
« Conception et calcul de structures de bâtiment »

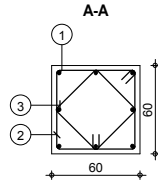
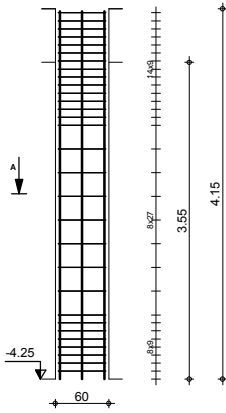
- JEAN PIERRE MAUGIN
« Cours de béton armé 'BAEL 91 et DTU associé' »

- Cours et vidéo expliquant les procédures à suivre pour modéliser la structure béton armé avec le logiciel robot bâtiment téléchargé sur le net.

- Mémoires de fin d'étude « ingénieurs en G-C » des promotions précédentes.



Pos.	Armature	Code	Forme
①	8HA 25	I=4.12	00
②	30HA 8	I=2.31	31
③	30HA 8	I=1.75	



Tel: Fax

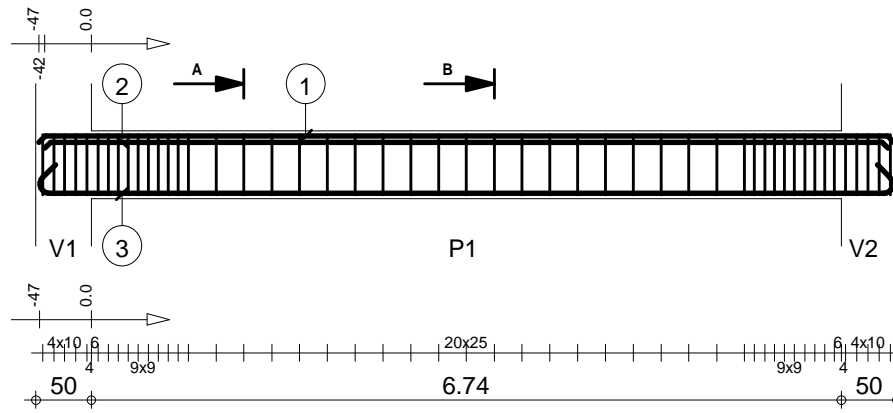
Acier HA 500 = 127 kg Béton : BETON25 = 1.28 m³
 Acier HA 500 = 48.1 kg Surface du coffrage = 8.52 m²
 Enrobage 3 cm

Structure112

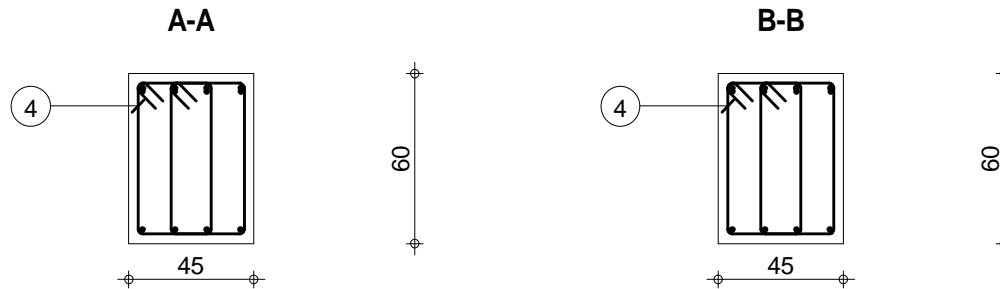
Poteau22
 Section 60x60

Echelle pour la vue 1/33
 Echelle pour la section 1/20

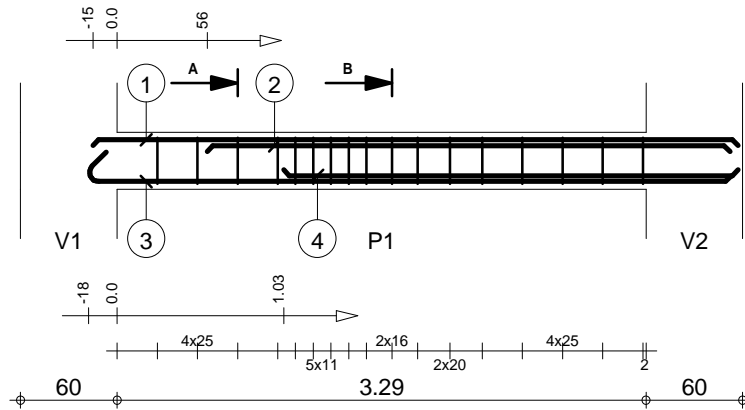
Page 1/1



Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 12	l=7.68	00 7.68
②	4HA 12	l=7.58	00 7.58
③	4HA 16	l=8.21	00 7.68
④	98HA 8	l=1.78	31 27/20

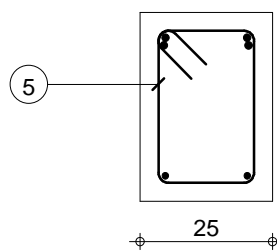


Tél.		Fax		Acier HA 500 = 106 kg			
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non			
Structure102		Poutre2137 : P1		Nombre 1		Béton : BETON25 = 2.09 m ³	
						Surface du coffrage = 12.9 m ²	
						Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 83.73 kg/ m ³			
				Diamètre moyen = 9.89mm			
				Echelle pour la vue 1/50			
				Echelle pour la section 1/20			
				Page 1/1			

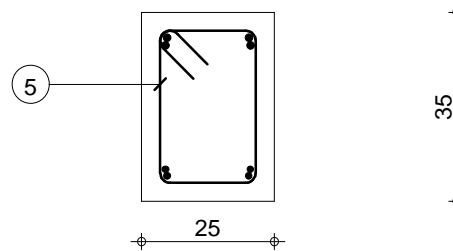


Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA 14	l=4.01	00 — 4.01
②	2HA 14	l=3.25	00 — 3.25
③	2HA 12	l=4.18	00 — 3.99
④	2HA 12	l=2.83	00 — 2.62
⑤	17HA 8	l=1.11	31

A-A



B-B

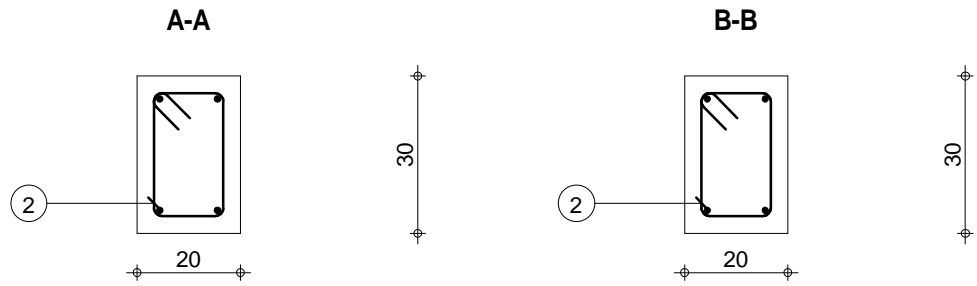
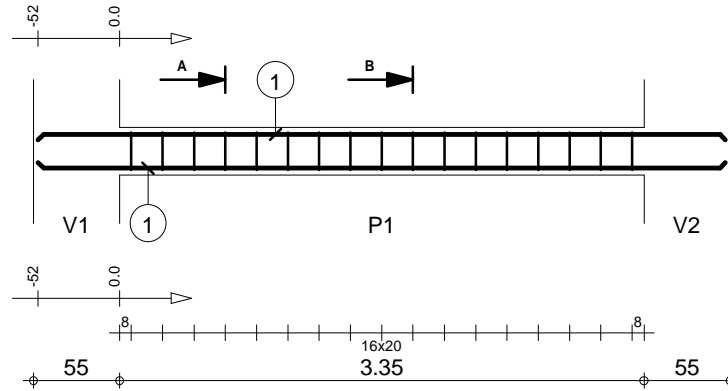


Tél.		Fax		Acier HA 500 = 30 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Acier HA 500 = 7.45 kg	
		Reprise de bétonnage : Non		Béton : BETON25 = 0.393 m ³	
				Surface du coffrage = 4.14 m ²	
				Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 95.17 kg/ m ³	
				Echelle pour la vue 1/33	
				Echelle pour la section 1/10	
				Page 1/1	

Structure87

Poutre1875 : P1 **Nombre 1**
Section 25x35

Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 12	l=4.39	00
②	17HA 6	l=88	31



		Tél.	Fax		
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non	Béton : BETON25 = 0.267 m ³	Acier HA 500 = 15.6 kg
Structure112		Poutre1500 : P1		Acier HA 500 = 3.31 kg	
				Surface du coffrage = 3.46 m ²	
		Nombre 1		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
		Section 20x30		Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 70.79 kg/ m ³	Echelle pour la vue 1/33
				Diamètre moyen = 9.24mm	Echelle pour la section 1/10
				Page 1/1	

