

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université MOULOUD MAMMERRI de Tizi-Ouzou



Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie civil



Mémoire de fin d'études

Spécialité : Génie civil

Option : constructions hydrauliques et aménagements



Présenté par :

Seguel abdellah
Keddou madjid

proposé et dirigé par :

Mr: H. HAMMOUM

Promotion : Juillet 2015

Sommaire

Table des matières

Table des matières	i
Liste des figures	vi
Liste des tableaux	viii

Dédicace

Remerciements

Introduction générale

Chapitre I : Description de l'ouvrage

I. Introduction	1
II. Description de l'ouvrage	1
III. Situation de l'ouvrage	3
IV. Charges et surcharges.....	4
V. Les combinaisons d'action.....	4

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

I. Introduction	5
II. Caractéristiques de matériaux	5

Sommaire

II. 1.	Le béton	5
II. 1. 1.	Caractéristiques mécaniques du béton	5
II. 1. 1. a.	Résistance à la compression	5
II. 1. 1. b.	Résistance à la traction	5
II. 1. 2.	Contraintes admissibles de compression	6
II. 1. 3.	Module de déformation longitudinal du béton	6
II. 1. 4.	Module de déformation transversal du béton	6
II. 1. 5.	Coefficient de poisson	6
II. 2.	L'acier	7
II. 2. 1.	Les aciers passifs	7
II. 2. 2.	Les aciers actifs	8

Chapitre III : Calcul hydrostatique

I.	Introduction	11
II.	Prédimensionnement de l'ouvrage	11
III.	Calcul des différents éléments résistants	13
III. 1.	La coupole de couverture	13
III. 1. 1.	Poids de lanterneau	13
III. 1. 2.	Poids de la chape d'étanchéité	14
III. 1. 3.	Poids de la couverture	15
III. 1. 3.	Calcul de la charge de la neige N sur la coupole	16
III. 1. 4.	Le poids de la coupole aux états limites	17
III. 1. 5.	Calcul de l'effort de compression N_1 dans la coupole de couverture	17
III. 1. 6.	Ferraillage de la coupole de couverture	20

Sommaire

III. 1. 6. a	Les Armatures radiales	20
III. 1. 6. b.	Armatures de répartition	21
III. 2.	La ceinture supérieure	22
III. 2. 1.	Calcul de l'effort de traction T_1 dans la ceinture supérieure	22
III. 2. 2.	Ferraillage de la ceinture supérieure	23
III. 3.	La paroi cylindrique	25
III. 3. 1.	Calcul de l'effort de traction T dans la paroi cylindrique	25
III. 3. 2.	Ferraillage de la paroi cylindrique	27
III. 3. 2. a.	Calcul des armatures longitudinales (cerces).....	27
III. 4.	Encastrement Paroi- Radier	29
III. 4. 1.	Calcul du moment d'encastrement.....	30
III. 4. 2.	Ferraillage de l'encastrement Paroi- Radier.....	34
III. 4. 3.	Ferraillage vertical de la paroi.....	34
III. 5.	Calcul de la fondation	36
III. 5. 1.	Dimensionnement du radier	36
III. 5. 2.	Calcul des efforts internes dans le radier	38
III. 5. 3.	Ferraillage du radier	39
III. 5. 3. a.	Les armatures radiales	43
III. 5. 3. b.	Les armatures tangentiels	44
IV.	Conclusion	46

Chapitre IV : Etude de la précontrainte

I.	Introduction	47
II.	Principe et but de la précontrainte	47

Sommaire

II. 1. Principe de la précontrainte	47
II. 2. But de la précontrainte	47
III. Les procédés de précontraintes	47
III. 1. Précontrainte par pré-tension	47
III. 2. Précontrainte par post-tension	48
IV. Les classes de précontrainte	48
V. Dimensionnement de la précontrainte	49
V. 1. Précontrainte totale	49
V. 2. Nombre de câble « n »	50
V. 3. Vérification des contraintes	51
V. 4. Variation de la précontrainte dans la paroi	52
VI. Tracé des câbles	52
VI. 1. Répartition des bossages autour de la paroi	52
VI. 2. Tracé du câble moyen	52
VII. Les pertes de précontraintes	53
VII. 1. Les pertes instantanées	53
VII. 1. 1. Perte par frottement	53
VII. 1. 2. Perte par recul d'ancrage	54
VII. 1. 3. Perte par non simultanée de mise en tension des câbles	55
VII. 2. Les pertes différées	56
VII. 2. 1. Perte dues au retrait du béton	56
VII. 2. 2. Pertes dues à la relaxation des câbles	57
VII. 2. 3. Pertes dues au fluage	58

Sommaire

IX. Calcul des armatures passive	63
X. Vérification de la section d'about	64
X.1. Vérification vis-à-vis la compression	65
X.2. Vérification vis-à-vis le cisaillement	65
XI. Conclusion	66

Chapitre V : Calcul hydrodynamique

I. Introduction	67
II. Méthodes de calcul	67
II.1. Méthode de Jacobsen & Ayre	67
II.2. Méthode Hunt & Priestley	68
II.3. Méthode approchée de Housner	68
III. Choix de la méthode de calcul	68
III.1. Présentation de la méthode de Housner	68
III.1.1. Hypothèses	68
III.1.2. Exposé de la méthode utilisée	69
III.1.3. Modèles mécaniques	70
IV. Etapes et application de calcul	71
IV.1. Description de l'ouvrage	71
IV.2. Calcul de taux de remplissage	71
IV.3. Calcul de la force d'impulsion	72
IV.3.1. Calcul de la masse inerte M_i	72
IV.3.2. Calcul de l'accélération	72
IV.4. Calcul de la force d'oscillation	76
IV.4.1. Calcul de la masse oscille M_o	77

Sommaire

IV.5.	Calcul des moments de flexion	77
IV.5.1.	Le moment de flexion sous l'action d'impulsion	77
IV.5.2.	Le moment de flexion sous l'action d'oscillation	77
IV.6.	Calcul des moments de renversement	78
IV.6.1.	Le moment de renversement sous l'action d'impulsion	78
IV.6.2.	Le moment de renversement sous l'action d'oscillation	78
IV.7.	Etat limite ultime de stabilité	79
IV.8.	Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal	81
IV.8.1.	La hauteur maximale d_{\max} des vagues après oscillation	81
IV.9.	Calcul des contraintes normales verticales dans la paroi	81
IV.9.1.	Vérification des contraintes	82
IV.9.1.a.	Vis-à-vis la compression.....	82
IV.9.1.a.	Vis-à-vis le cisaillement.....	82
IV.10.	Vérification des contraintes horizontale dans la paroi vis-à-vis l'effet hydrodynamique.....	84
IV.10.1.	La méthode de Westergaard (1933)	84
V.	Conclusion	88
	Conclusion générale	
	Références bibliographiques	
	Annexes	

Liste des figures :

Figure I.1 : Schéma représentatif du réservoir	01
Figure II. 2 : Image d'un bossage vertical.....	02
Figure II. 3: Type Waterstop en PVC	03
Figure II. 4 : Emplacement de Waterstop.....	03
Figure II. 1 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELU.....	08
Figure II. 2 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELS	08
Figure II. 3: Diagramme contrainte – déformation Pour les fils tréfilés et les torons	09
Figure II. 4 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils trempés et les barres	09
Figure III.1 : Coupe transversale de la coupole	13
Figure III.2 : Schéma représentatif de lanterneau	13
Figure III.3 : Répartition de la neige (cas général)	16
Figure III.4 : Répartition des efforts due au poids de la coupole	17
Figure III.5 : Disposition des armatures radiales.....	20
Figure III.6 : Disposition des armatures de répartition	21
Figure III.7 : Vue en plan	22
Figure III.8 : Coupe transversale	22
Figure III.9 : Répartition de l'effort H_1	22
Figure III.10 : Répartition des charges hydrostatiques sur la paroi cylindrique.....	25
Figure III.11 : Coupe transversale de la cuve.....	29
Figure III.12: Diagramme du moment dans la paroi.....	31
Figure III.13: Diagramme du moment à l'ELU.....	32
Figure III.14: Diagramme du moment à l'ELS	33
Figure III.15: Diagrammes des moments à l'ELU	41
Figure III.16: Diagrammes des moments à l'ELS	41
Figure III.17: Diagrammes de l'effort tranchant	42

Figure IV.1 : Diagramme des contraintes après pertes par frottement.....	53
Figure IV.2 : Diagramme des contraintes après recul d'ancrage	54
Figure IV. 3 : Fuseau limite de passage de câble moyen	63
Figure IV. 4 : Disposition des armatures actives et passives dans la paroi.....	64
Figure IV. 5 : image réelle de la section d'about.....	64
Figure IV. 6 : Section d'about (bossage).....	64
Figure IV. 6 : Décomposition de l'effort appliqué sur la Section d'about	65
Figure V.1 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion	69
Figure V.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation.....	69
Figure V.3 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation.....	70
Figure V.4 : Modèle simplifié de Housner à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (oscillation).....	70
Figure V.5 : Coupe transversal du réservoir	71
Figure V.6 : Exemple du Spectre de repense d'après le RPA 99 (version 2003)	74
Figure V.7 : Model de Westergaard	84
Figure V.7 : Distribution des pressions moyennes hydrodynamique et hydrostatique sur la paroi.....	86

Liste des tableaux :

Tableau N° II.1 : Les contraintes des états de fissuration.....	7
Tableau N° III.1 : Dimensions géométriques de réservoir.....	12
Tableau N° III.2 : Efforts agissants dans la coupole aux états limites.....	18
Tableau N° III.3 : Efforts agissants sur la paroi.....	26
Tableau N° III.4 : Effort normal à la base de la paroi	27
Tableau N° III.5 : Section des armatures calculées	28
Tableau N° III.6 : Section des armatures adoptées (réelles)	29
Tableau N° III.7 : Résultats du moments d'encastrement à l'état limite Ultime.....	32
Tableau N° III.8 : Résultat du moments d'encastrement à l'état limite de service.....	33
Tableau N° III.9 : Les moments aux états limite	34
Tableau N° III.10 : Etapes du calcul sous flexion simple.....	34
Tableau N° III.11 : Les différent poids du réservoir	36
Tableau N° III.12 : Résultat des poids 9, 10, 11.....	38
Tableau N° III.13 : Vérification de la contrainte de sol	38
Tableau N° III.14 : Résultat des moments, de la charge et les abscisses nul	40
Tableau N° III.15 : Résultats de l'effort tranchant pour les deux combinaisons.....	41
Tableau N° III.16 : Section d'armatures radiales (fibre supérieure)	43
Tableau N° III.17 : Section d'armatures radiales (fibre inférieure)	43
Tableau N° IV.1: Effort de précontrainte totale dans chaque bande.....	51
Tableau N° IV.2 : La Perte par frottement dans un câble.....	53
Tableau N° IV.3 : La perte de tension par recul d'ancrage.....	54
Tableau N° IV.4 : Les pertes de tension par non simultanété de mise en tension ...	56
Tableau N° IV.5 : Les pertes instantanées totales.....	56
Tableau N° IV.6 : Les pertes de tension par relaxation des aciers.....	58
Tableau N° IV.7 : Les pertes de tension différées.....	59

Tableau N° IV.8 : Les pertes de tension différées.....	59
Tableau N° IV.9 : Les pertes de tension différées totales.....	60
Tableau N° IV.10 : L'effort de précontrainte final.....	61
Tableau N° IV.11 : Etapes de calcul du fuseau limite	63
Tableau N° V.1 : Le tableau représentatif des paramètres de l'accélération obtenus.....	75
Tableau N° V.2 : Les moments de flexion d'impulsion et d'oscillation	77
Tableau N° V.3 : Les moments de renversement d'impulsion et d'oscillation	78
Tableau N° V.4 : Les moments et les efforts résultants	78
Tableau N° V.5 : vérification à l'état ultime de stabilité	79
Tableau N° V.6 : Les contraintes verticales dans la paroi	82
Tableau N° V.7 : Les vérifications des contraintes	83
Tableau N° V.8 : La variation des pressions sur la paroi selon Westergaard	85
Tableau N° V.9 : La section d'armature calculée sous l'effet hydrodynamique	87
Tableau N° V. 10 : Les vérifications des contraintes dans la partie béton précontraint	88
Tableau N° V.11 : Les sections finales d'armature dans la paroi sur la partie béton armé....	88

Introduction générale

Notre projet de fin d'études consiste en le dimensionnement d'un réservoir circulaire, posé sur le sol, de capacité de cinq milles mètres cube en béton précontraint.

Il est évident que lors de l'étude et de la réalisation d'un ouvrage aussi volumineux que celui-ci, nous aurons à faire à des efforts et des contraintes trop élevés, ainsi, le choix des matériaux doit être soigneusement effectués.

Pour faire le dimensionnement de ce réservoir Nous avons pris appuis sur cinq chapitres répartis comme suit :

Dans le premier chapitre, nous ferons une description de notre ouvrage ainsi que les différents éléments qui le constituent, tout en précisant la zone de son implantation et le système de charge qu'il va subir lors de son exploitation.

En second chapitre, nous présenterons les matériaux à utiliser et leurs caractéristiques.

A partir de troisième chapitre, nous procéderons au dimensionnement des différents éléments en béton armé, c'est à ce moment là que nous constatons que la paroi cylindrique exige un traitement spécial.

Dans le quatrième chapitre, nous intéresserons à la paroi, en faisant un nouveau dimensionnement de la partie inférieure de celle-ci en béton précontraint par post tension.

Dans le cinquième et le dernier chapitre, nous ferons une étude hydrodynamique pour analyser la stabilité de notre réservoir ainsi que son comportement vis-à-vis les efforts sismiques (effets de liquide sur la paroi).

Une conclusion générale viendra clôturer ce mémoire ou nous retrouverons tous les enseignements tirés de cette étude.

Chapitre I : Description de l'ouvrage

I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous donnerons une figure représentative de l'ouvrage avec une description de tous les éléments qui le constituent.

Nous précisons aussi la zone d'implantation de cet ouvrage, la nature et la portance du sol, puis, le système de charge qu'il subira pendant son cycle de vie.

II. Description de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un réservoir circulaire en béton précontraint posé au sol, de capacité de 5000 m^3 , après calcul de ses différents éléments, il en ressort la description, dont le schéma est le suivant:

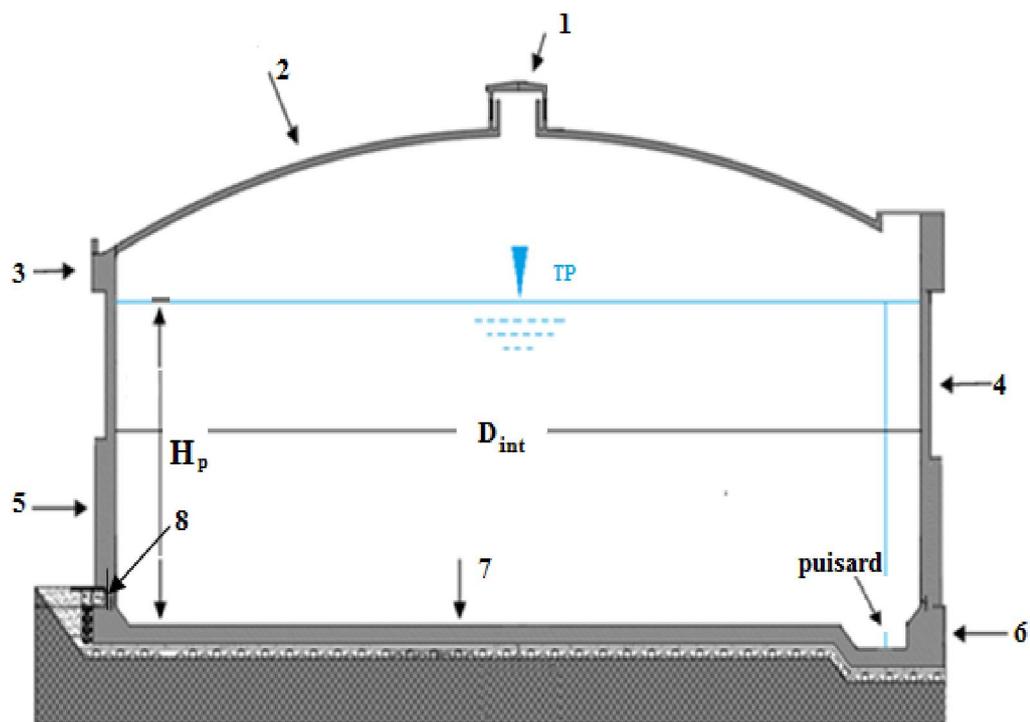


Figure I.1 : schéma représentatif du réservoir

Les éléments constitutifs de l'ouvrage sont :

1. Le lanterneau :

C'est un élément standard qui sert à l'aération (il permet d'avoir une pression à la surface libre de liquide, égal à la pression atmosphérique).

2. La coupole de couverture :

C'est est une partie de l'ouvrage qui a la forme d'une coque destinée à couvrir un espace de forme circulaire, son rayon de courbure est de $R = 30,05\text{m}$ et sa flèche est $f = 2,5\text{m}$.

Conformément au **Fascicule 74 (CCTG)**, l'épaisseur d'une coupole de couverture est égale au moins à 8cm , dans notre cas, nous prendrons une épaisseur $e_c = 15\text{cm}$.

3. La ceinture supérieure :

C'est une poutre circulaire de dimensions :

- ✓ La largeur $b = 0,7\text{m}$.
- ✓ La hauteur $h = 0,8\text{m}$. (Voir chapitre III)
- ✓ Le rayon $R_1 = 12,35\text{m}$.

4. La paroi cylindrique :

C'est un voile circulaire réalisé en béton précontraint (partie inférieure) et en béton armé (partie supérieure).

- ✓ Son épaisseur est : $e_p = 0,3\text{m}$.
- ✓ Sa hauteur totale est : $H_p = 13\text{m}$.

5. Les bossages :

Se sont des éléments en béton armé qui servent d'appuis aux organes d'ancrage des câbles de précontrainte et qui permettent une répartition équilibrée des pertes de tension par frottement.

- ✓ La hauteur $h_b = 5\text{m}$.
- ✓ L'épaisseur $e_b = 0,4\text{m}$.
- ✓ La largeur $l_b = 2\text{m}$.

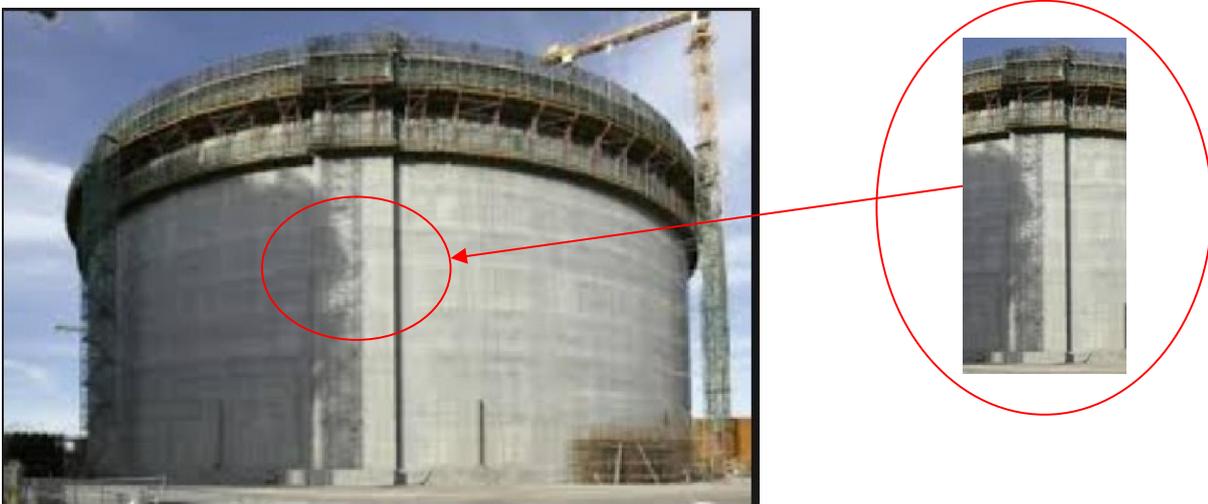
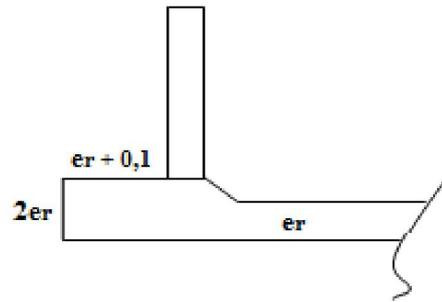


Figure I.2 : image d'un bossage vertical

6. La ceinture inferieure :

C'est une poutre circulaire de dimensions :

- ✓ La largeur $l_{cinf} = e_r + 10 = 0,5m.$
- ✓ La hauteur $h_{cinf} = 2e_r = 0.8m.$



7. La fondation :

La fondation de notre réservoir est sous forme circulaire, elle est superficielle « type radier général ».

Les dimensions du radier sont :

- ✓ Epaisseur $e_r = 0,4m.$
- ✓ Diamètre $D_r = 25,6m.$

8. Waterstop :

C'est un joint en PVC qui remplit la fonction d'étanchéité dans les zones de reprise de bétonnage de la paroi, tel qu'il est illustré dans les figures suivantes :

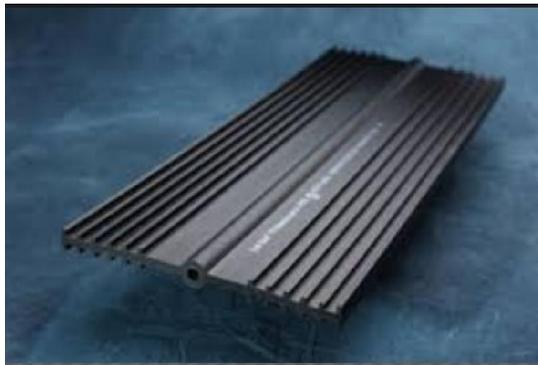


Figure I.3: Type Waterstop en PVC

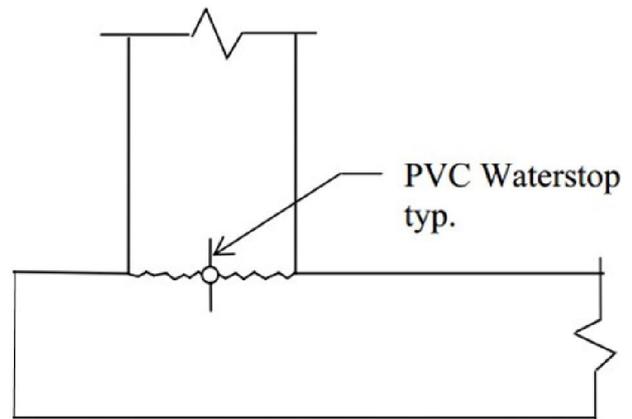


Figure I.4: Emplacement de Waterstop

9. Le puisard :

Il représente la zone la plus basse du réservoir qui est soumise à des fortes pressions, et cela dans le but d'effectuer l'opération de vidange lors de l'entretien.

III. Situation de l'ouvrage :

Nous considérons que l'ouvrage est implanté sur un site meuble, classé en zone « II.a » dite de moyenne sismicité, il est définis comme étant de groupe 1B.

Le sol est constitué d'une formation alluvionnaire recouverte d'une formation argileuse de faible épaisseur, ses caractéristiques mécaniques sont :

- ✓ La capacité portante est de $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- ✓ L'angle de frottement interne est $\varphi = 21^\circ$.
- ✓ La cohésion $C = 0,4\text{ bar}$.

IV. Charges et surcharges :

Notre réservoir sera sollicité par un système de charges qui est le suivant :

- **Les charges permanentes « G » :**

Les charges permanentes sont dues essentiellement au poids propres des éléments constitutifs du réservoir.

Chaque élément doit supporter son poids propre ainsi que le poids des éléments qui se situent au dessus.

- **Les surcharges :**

Nous distinguons les surcharges d'exploitation et les surcharges climatiques.

- **Surcharge d'exploitation « Q » :**

a- sur la coupole de couverture : Elle est donnée par le **D.T.R B.C. 2.2** nommé, charges permanentes et charge d'exploitation, sa valeur est de 100 kg/m^2 .

b- sur la paroi verticale cylindrique : Il s'agit de la pression exercée par l'eau sur la face de la paroi qui varie en fonction de la profondeur.

- **Surcharge climatique « N » :**

C'est une surcharge qui rentre dans les combinaisons d'action, elle se calcule en tenant compte de plusieurs facteurs, à savoir la zone de neige, l'altitude et la forme de toit.

Pour le calcul de cette surcharge nous utilisons le **D.T.R. C 2-4.7** nommé, règlement neige et vent (**R.N.V .1999**).

V. Les combinaisons d'action :

- **Vis-à-vis l'état limite ultime :**

- ❖ Les charges permanentes seront pondérées par un coefficient égal à **1,35**.
- ❖ Les surcharges d'exploitation seront pondérées par un coefficient égal à **1,5** et Les surcharges climatiques par un coefficient égal à **1**.

$$C_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q + N$$

- **Vis-à-vis l'état limite de service :**

- ❖ A l'état limite de service, les coefficients seront pris égaux à l'unité.

$$C_{ELS} = G + Q + N$$

Chapitre II : Caractéristique des matériaux

I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter les caractéristiques du béton et celles des aciers actifs et passifs conformément aux règlements du béton armé et béton précontraint aux états limites (BAEL 91 et BPEL 91).

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

II. Caractéristiques de matériaux :**II. 1. Le béton :**

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte permanente de compression dans le but d'équilibrer les contraintes engendrées par les efforts extérieurs (surcharge d'exploitation).

Le module d'élasticité longitudinale est élevé et ce pour réduire les déformations et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de **400 à 450 Kg/m³**, ces valeurs peuvent atteindre **500 kg/m³**.

II. 1. 1. Caractéristiques mécaniques du béton :**II. 1. 1. a. Résistance à la compression :**

On entend par résistance du béton, sa résistance à la compression à **j** jours (habituellement 28 jours), que nous allons noter « **f_{c28}** » et que l'on nomme résistance caractéristique.

Le **BPEL** donne la relation suivante à prendre dans les calculs :

- Si : $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,73 + 0,8 \cdot 3j} \times f_{c28}$$

- Si : $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28}$$

Pour notre projet, nous prenons:

- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ pour le béton armé.
 $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$ pour le béton précontraint.

II. 1. 1. b. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

II. 1. 2. Contraintes admissibles de compression :

La contrainte admissible est la contrainte qu'il ne faut pas dépasser en tous point de l'ouvrage.

➤ Etat limite ultime :

La contrainte admissible de compression se calcule comme suit :

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

Avec :

Coefficient de sécurité γ_b :

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

Le coefficient « θ » dépend de la durée d'application de la combinaison d'actions :

$\theta = 1$ la durée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,9$ la durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

➤ Etat limite de service :

La contrainte admissible de compression est donnée par la formule ci-dessous :

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

II. 1. 3. Module de déformation longitudinal du béton :

Le module de déformation longitudinal du béton appelé aussi module de Young noté « E » se calcule comme suit :

➤ Module de déformation instantanée :

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

➤ Module de déformation différée :

$$E_{dj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

II. 1. 4. Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversal du béton noté « G » se calcule comme suit :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)} \text{ (Mpa)}$$

II. 1. 5. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson « ν » représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient de poisson du béton et pour un chargement instantané vaut **0,3**, mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quant au cas d'un béton fissuré, le coefficient de poisson s'annule.

ELU : $\nu = 0,2$ → béton non fissuré.
 ELS : $\nu = 0$ → béton fissuré.

II. 2. L'acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes, on distingue les aciers passifs et les aciers actifs.

II. 2. 1. Les aciers passifs :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400 type 1(HA), avec une limite d'élasticité $f_e = 400$ Mpa, leur module d'élasticité « Es » est égal à 2×10^5 Mpa.

• **La limite élastique :**

A l'état limite ultime : la limite élastique est prise égale à (f_e/γ_s) tel que :

$\gamma_s = 1$ → situation accidentelle.
 $\gamma_s = 1,15$ → situation durable ou transitoire.

A l'état limite de service : sa valeur dépend de l'état de fissuration considéré. Le tableau suivant nous donne la formule à utiliser pour la détermination de cette contrainte.

Tableau N° II. 1 : Les contraintes des états de fissuration

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Aucune vérification
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min (2f_e/3, 110\sqrt{n \cdot f_{tj}})$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = 0,8 \min [(2f_e/3, \max (0,5f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}})]$

Avec :

$n = 1$ → treillis soudés et ronds lisses.
 $n = 1,6$ → aciers à haute adhérence.

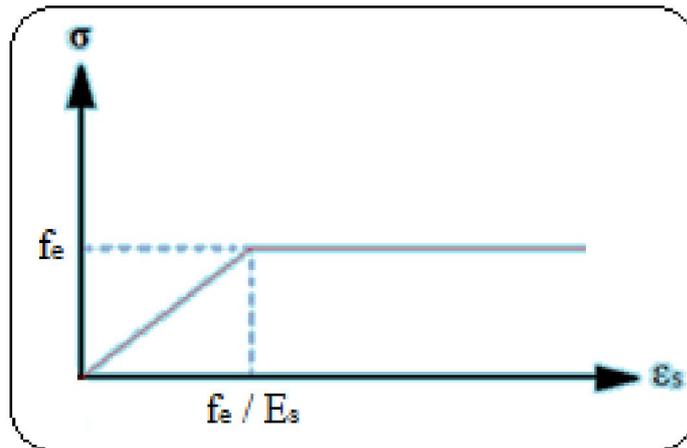


Figure II. 1 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELU

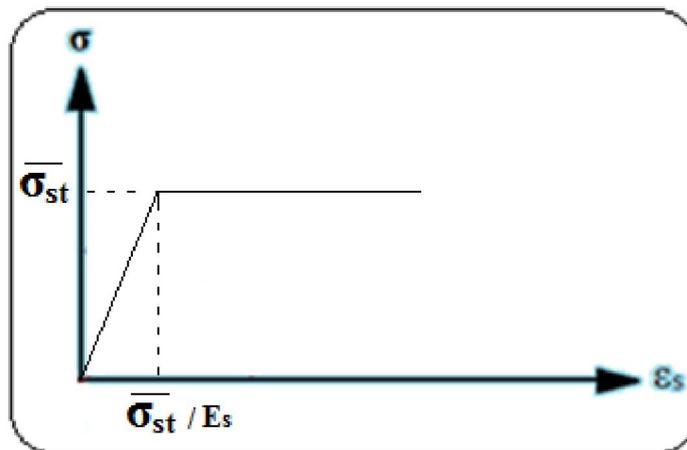


Figure II. 2 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELS

II. 2. 2. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint, elles sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, ils sont classés par catégories :

- Les fils
- Les barres
- Les torons

• La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, nous définirons la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1 %**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente **89 %** de la résistance garantie à la rupture.

• **Le module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinal « E_p » des aciers de précontrainte est pris égale à :

- $E_p = 200\ 000$ Mpa pour les barres.
- $E_p = 190\ 000$ Mpa pour les torons.

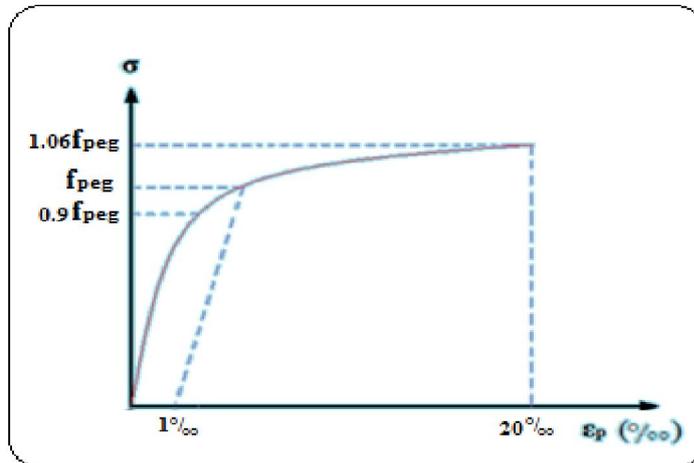


Figure II. 3 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils tréfilés et les torons

Le **BPEL** donne les équations suivantes :

- Si : $0 \leq \sigma_p \leq 0,9 f_{peg}$ → $\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$
- Si : $\sigma_p > 0,9 f_{peg}$ → $\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left[\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0,90 \right]^5$

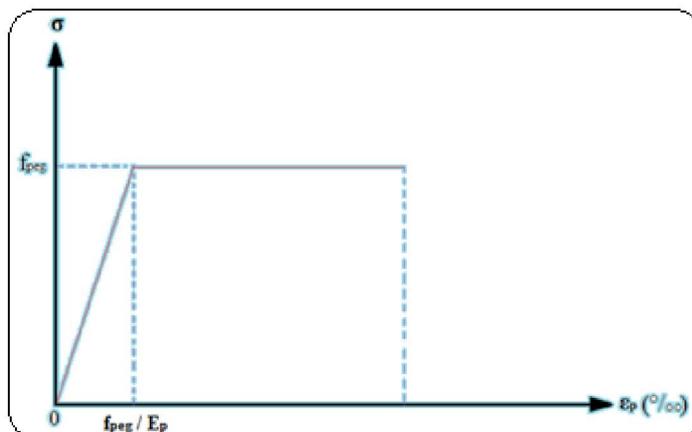


Figure II. 4 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils trempés et les barres

Les valeurs de la contrainte sont les suivantes :

$$\sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p < f_{peg}/E_p$$

Et

$$\sigma_p = f_{peg} \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p \geq f_{peg}/E_p$$

Remarque :

- Lorsque la nature de l'acier est ignorée, nous pouvons utiliser le diagramme bilinéaire ci-dessus.
- Si une grande précision n'est pas recherchée, ce même diagramme peut être utilisé pour les fils tréfilés et les torons.

• **Fiche technique des câbles utilisés**

Pour les armatures actives, nous utilisons des torons constitués de sept (7) fils de faible diamètre enroulés en hélice sur un fil central soit 7T15s.

Les câbles que nous avons choisis ont les caractéristiques suivantes :

Type FREYSSINET :

- | | |
|---|---|
| * La section d'acier totale: | $A_p = 1050 \text{ mm}^2$ |
| * La contrainte de rupture garantie : | $f_{prg} = 1770 \text{ Mpa}$ |
| * La limite conventionnelle d'élasticité | $f_{peg} = 1573 \text{ Mpa}$ |
| * Le diamètre des gaines | $\varnothing_{gaine} = 66\text{mm}$ |
| * Les coefficients de frottement : | |
| -Courbe : | $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$ |
| -Droit : | $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ |
| * Le recul d'ancrage : | $g = 2 \text{ mm}$ |
| * La relaxation à 1000 heures : | $\rho_{1000} = 2,5 \% \text{ TBR}$ |
| * Le coefficient de : | $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ |
| * Module d'élasticité de l'acier (toron): | $E_p = 190000 \text{ Mpa}$ |

Chapitre III : Calcul hydrostatique

I. Introduction :

Dans ce présent chapitre, nous ferons le prédimensionnement de l'ouvrage et les éléments résistants, puis nous calculerons les efforts internes dans chaque élément et la section d'armatures nécessaire pour les reprendre, tout en faisant des vérifications vis-à-vis les contraintes limites admissible.

II. Prédimensionnement de l'ouvrage :

Le réservoir à étudier est un réservoir circulaire posé au sol de capacité de 5000 m³ destiné à stocker de l'eau douce.

Pour le prédimensionnement, nous utilisons le calcul classique des réservoirs circulaires en béton armé par les formules de **Fonlladosa**.

✚ Calcul de diamètre intérieur du réservoir :

$$D_{\text{int}} = 1,405 \times \sqrt[3]{V}$$

Avec :

D_{int} : Le diamètre intérieur du réservoir.

V : La capacité théorique du réservoir.

$$D_{\text{int}} = 1,405 \times \sqrt[3]{5000} = 24,02 \text{ m.} \quad \text{Nous optons pour : } \quad \mathbf{D_{\text{int}} = 24\text{m}}$$

✚ Calcul de la hauteur utile d'eau :

$$H_e = 0,46 \times D_{\text{int}}$$

Avec:

H_e : La hauteur d'eau utile dans le réservoirs.

$$H_e = 0,46 \times 24 = 11,04\text{m.} \quad \text{Nous optons pour : } \quad \mathbf{H_e = 11\text{m}}$$

✚ Calcul du volume réel de l'eau :

$$V_{\text{réel}} = D_{\text{int}}^2 \times H_e \frac{\pi}{4}$$

Avec :

V_{réel} : le volume réel de l'eau dans le réservoir.

$$\text{Le calcul nous donne :} \quad \mathbf{V_{\text{réel}} = 4973,76\text{m}^3}$$

✚ Calcul de la flèche de la coupole de couverture :

La flèche de la coupole est notée « **f** », elle se calcule comme suit :

$$f = 0,104 \times D_{\text{int}}$$

$$f = 0,104 \times 24 = 2,496\text{m.} \quad \text{Nous optons pour : } \quad \mathbf{f = 2,5\text{m}}$$

D'après le **fascicule 74**, il est recommandé d'adopter pour les flèches des coupôles de couverture une valeur supérieure à $\frac{D}{10} = 2,4$ m. « Vérifiée »

✚ **Calcul de rayon de courbure de la coupole de couverture :**

R: désigne le rayon de courbure de la coupole, il se calcule comme suit:

$$R = \frac{D_{\text{int}}^2 + 4f^2}{8f}$$

Le calcul nous donne:

$$R = 30,05\text{m}$$

✚ **Calcul de la hauteur au dessus du niveau libre du liquide :**

La hauteur h_0 se calcule comme suit :

$$h_0 = 0,10 \times D_{\text{int}}$$

$$h_0 = 0,10 \times 24 = 2,4\text{m.}$$

Nous optons pour :

$$h_0 = 2\text{m.}$$

Les dimensions préalables du réservoir sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau N° III.1 : Les dimensions géométriques de réservoir

PREDIMENSIONNEMENT		
Capacité théorique du réservoir	5000,00	m ³
Capacité réelle du réservoir	4973,76	m ³
Diamètre intérieur du réservoir	24,00	m
Hauteur d'eau utile	11,00	m
Hauteur au dessus du niveau libre du liquide	2,00	m
Hauteur totale de la paroi	13,00	m
La flèche de la coupole	2,50	m
Le rayon de courbure de la coupole	30,05	m

III. Calcul des différents éléments résistants :

III. 1. La coupole de couverture :

La coupole de couverture est composée de trois éléments, la couverture, son étanchéité et lanterneau.

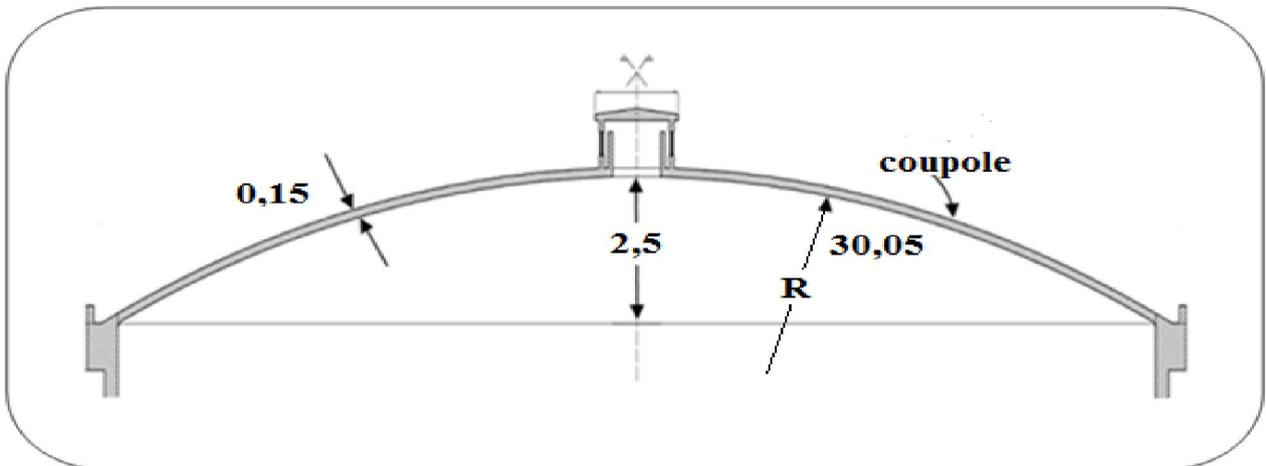


Figure III.1 : Coupe transversale de la coupole

Le calcul de son poids se fait de la manière suivante

III. 1. 1. poids de lanterneau :

Pour avoir le poids de lanterneau, nous devons calculer le poids de la dalle circulaire (couverture de lanterneau) et le poids de voile cylindrique :

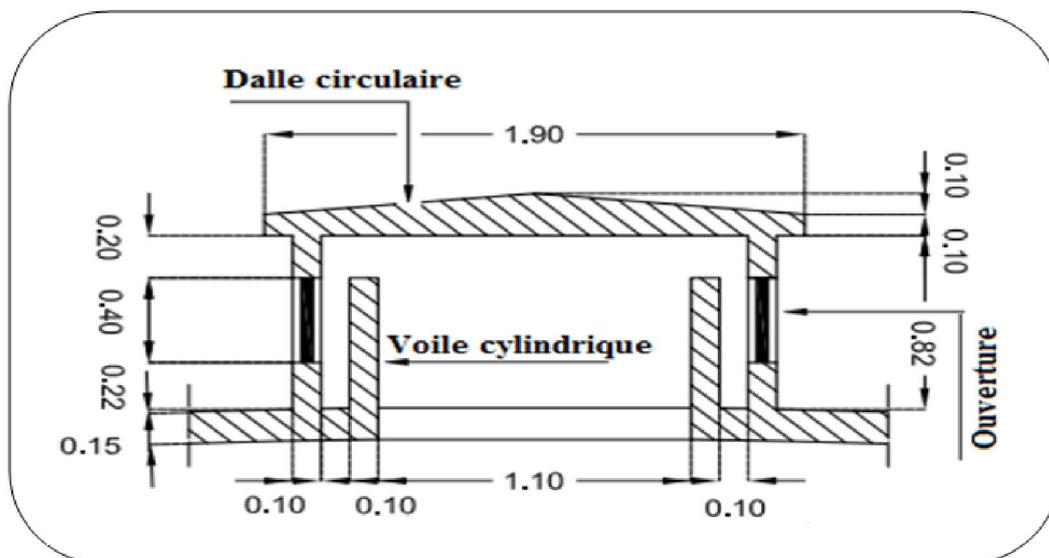


Figure III.2 : Schéma représentatif de lanterneau

❖ poids de la dalle circulaire :

- ✓ Rayon de la dalle : $R_{dalle} = 0,95m$.
- ✓ Epaisseur de lanterneau : $ep_{lant} = 0,10m$.
- ✓ Masse volumique de béton : $\rho = 2,5 t / m^3$.
- ✓ Etanchéité des enduits intérieurs : $40 kg / m^2$.

Soit P_{dalle} le poids de la dalle circulaire :

$$P_{dalle} = \frac{3}{2} \pi R_{dalle}^2 \rho ep_{lant} + 40 \pi R_{dalle}^2$$

$$P_{dalle} = 1,24 \text{ tonnes}$$

❖ Poids de voile cylindrique:

Soit V_{voile} le volume de voile cylindrique

$$V_{voile} = V_1 + V_2 + V_3$$

- $V_1 = \frac{\pi}{4} 0,6 (1,3^2 - 1,1^2)$ $V_1 = 0,22608m^3$
- $V_2 = \frac{\pi}{4} 0,2 (1,7^2 - 1,5^2)$ $V_2 = 0,10048m^3$
- $V_3 = \frac{\pi}{4} 0,3 (1,7^2 - 1,5^2)$ $V_3 = 0,15072m^3$

D'où : $V_{voile} = 0,47728m^3$

Soit P_{voile} le poids de voile cylindrique.

P_{voile} se calcule comme suit :

$$P_{voile} = \rho \times V_{voile}$$

$$P_{voile} = 2,5 \times 0,47728 = 1193,20 \text{ kg.}$$

$$P_{voile} = 1,2 \text{ tonnes}$$

Finalement le poids de lanterneau vaut :

$$P_1 = P_{dalle} + P_{voile} = 1237,94 + 1193,20 = 2,44 \text{ tonnes}$$

Le poids de lanterneau est une charge permanente sur la coupole de couverture

III. 1. 2. Poids de la chape d'étanchéité :

L'étanchéité se fait en deux couches de 2cm d'épaisseur chacune, la première est une chape en mortier du ciment ($\gamma_1 : 1cm \rightarrow 20kg/m^2$) et la deuxième est une multicouche en ciment volcanique ($\gamma_2 : 2cm \rightarrow 12kg/m^2$) d'après le **DTR B.C. 2.2**.

Le poids de la chape d'étanchéité se calcule comme suit :

$$G_{ch} = (\gamma_1 + \gamma_2) \times S_{nc}$$

Avec :

S_{nc} : surface nette de la coupole de couverture

❖ **Calcul de la surface nette de la coupole :**

$$S_{nc} = S_c - S_L$$

Avec :

S_c : surface totale de la coupole

S_L : surface revenant à lanterneau

La surface de la coupole de couverture est donnée par la relation suivante :

$$S_c = 2\pi Rf$$

Le calcul nous donne : $S_c = 471,785\text{m}^2$

La surface revenant à lanterneau se calcul comme suit :

$$S_L = \pi 1,10^2/4$$

Le résultat obtenu vaut : $S_L = 0,949\text{m}^2$

D'où la surface nette de la coupole : $S_{nc} = 470,836\text{m}^2$

Le calcul nous donne : $G_{\text{étanchéité}} = 24,484 \text{ tonnes}$

III. 1. 3. Poids de la couverture:

Le poids est donné par cette formule :

$$G_c = \rho \times S_{nc} \times e_c$$

Avec:

e_c : L'épaisseur de la coupole = 15cm.

Le calcul nous donne : $G_c = 176,57 \text{ tonnes}$

Soit donc G la charge permanente totale :

$$G = G_{ch} + G_c + P_1$$

Le calcul nous donne : $G = 203,48 \text{ tonnes}$

III. 1. 4. Calcul de la charge de la neige N sur la coupole :

Le Document technique réglementaire neige et vent nous donne la formule de calcul de la charge de neige sur une toiture :

$$N = \mu_i \times S_k$$

Avec :

N : La charge de la neige sur la coupole

μ_i : coefficient de forme

S_k : La charge de la neige sur le sol

❖ Calcul de coefficient de forme μ :

Après un calcul géométrique, nous avons :

$$\beta = 23^\circ < 60^\circ$$

Pour μ_1 :

La neige est une charge uniformément répartie sur la coupole, elle est censée tomber librement (pas d'obstacle), le RNV99 exige une valeur de ce coefficient qui ne doit pas être inférieure à 0,8.

$\beta = 23^\circ$, Nous optons pour : $\mu_1 = 0,8$

Dans notre cas l'acrotère a une hauteur très faible (30 cm), nous avons opté pour une toiture sans obstacle. D'où μ_2 et μ_3 : sont nulles.

Calcul de la charge de la neige sur le sol :

La charge de la neige sur le sol S_k se calcule comme suit :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$$

H : désigne l'altitude par rapport au niveau de la mer.

S_k en fonction de la zone et de l'altitude

Exemple d'application :

Prenons le cas où l'ouvrage est situé à Draa El-Mizane, wilaya de Tizi-Ouzou qui est classé dans la zone A sur une altitude de 615m.

D'où : $S_k = 0,580 \text{ KN/m}^2$

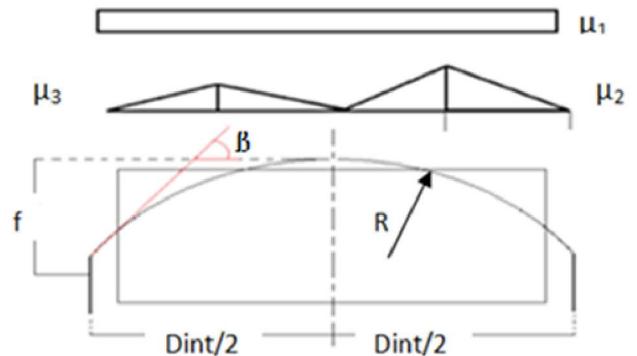
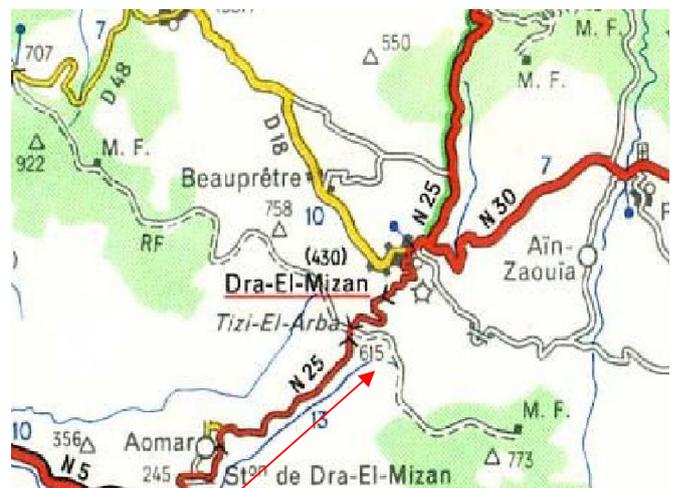


Figure III. 3. Répartition de la neige (cas général)



Finalement :

La charge de la neige sur la coupole vaut : $N = 0,8 \times 0,580 = 0,464 \text{ KN/m}^2$.

Nous optons pour : $N = 45 \text{ kg / m}^2$

III. 1. 4. Le poids de la coupole aux états limites :

- **Etat limite ultime:**

$$P_{cu} = 1,35 G + (1,5 Q + N) S_{nc}$$

$$P_{cu} = 370,75 \text{ tonnes}$$

- **Etat limite de service :**

$$P_{cs} = G + (Q + N) S_{nc}$$

$$P_{cs} = 271,75 \text{ tonnes}$$

III. 1. 5. Calcul de l'effort de compression « N_1 » dans la coupole de couverture :

Le poids total de la coupole de couverture engendre un effort de compression N_1 .

On calcule cet effort par la formule suivante :

$$N_1 = \sqrt{H_1^2 + V_1^2}$$

Avec :

V_1 : la composante verticale de l'effort de compression.

H_1 : la composante horizontale de l'effort de compression.

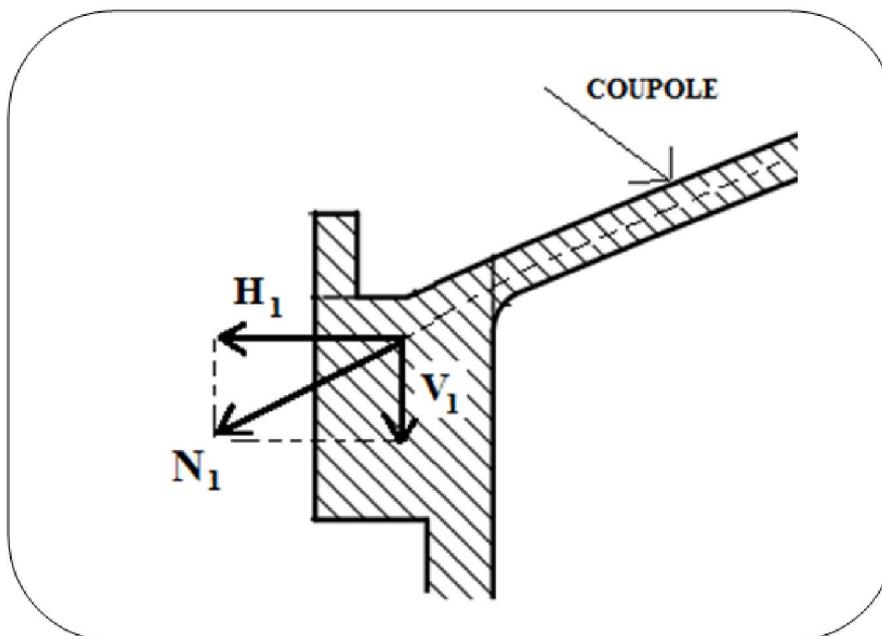


Figure III.4 : Répartition des efforts due au poids de la coupole

❖ Calcul de la composante verticale V_1 :

- Etat limite ultime :

$$V_{1u} = \frac{P_{cu}}{\pi D} = \frac{370,75}{3,14 \times 24} = 4,92 \text{ t / ml}$$

- Etat limite de service :

$$V_{1s} = \frac{P_{cs}}{\pi D} = \frac{271,75}{3,14 \times 24} = 3,61 \text{ t / ml}$$

❖ Calcul de la composante horizontale H_1 :

- Etat limite ultime :

$$H_{1u} = V_{1u} \left(\frac{R-f}{D/2} \right) = 4,92 \times \frac{30,05-2,5}{12} = 11,3 \text{ t / ml}$$

- Etat limite de service :

$$H_{1s} = V_{1s} \left(\frac{R-f}{D/2} \right) = 3,61 \times \frac{30,05-2,5}{12} = 8,28 \text{ t / ml}$$

En fin :

L'effort de compression dans la coupole vaut :

- ELU $N_{1u} = 12,32 \text{ t / ml}$
- ELS $N_{1s} = 9,03 \text{ t / ml}$

Tableau N° III.2 : Les efforts agissants dans la coupole aux états limites

Etat Limite Ultime		Résultats	Unités
Poids total de la coupole	$P_{cu} =$	370,75	tonnes
Charge verticale par mètre linéaire	$V_{1u} =$	4,92	t/ml
Composante horizontale par mètre linéaire	$H_{1u} =$	11,3	t/ml
Effort de compression dans l'axe de la coupole	$N_{1u} =$	12,32	t/ml
La contrainte de compression	$\sigma_{bu} =$	0,82	Mpa
La contrainte admissible	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} =$	14,16	Mpa

Etat Limite de Service		Résultats	Unités
Poids total de la coupole	$P_{cs} =$	271,75	tonnes
Charge verticale par mètre linéaire	$V_{1s} =$	3,61	t/ml
Composante horizontale par mètre linéaire	$H_{1s} =$	8,28	t/ml
Effort de compression dans l'axe de la coupole	$N_{1s} =$	9,03	t/ml
La contrainte de compression	$\sigma_{bs} =$	0.6	Mpa
La contrainte admissible	$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} =$	15	Mpa

❖ Vérification des contraintes de compression dans le béton:

La coupole de couverture est soumise à des efforts de compression, il est donc nécessaire de vérifier les contraintes pour assurer la sécurité du béton et par conséquent la sécurité de la coupole de couverture.

• Etat limite ultime :

La condition à vérifier est :

$$\sigma_{bu} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bu} = \frac{N_{1u}}{e_c} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

N_{1u} : effort de compression dans la coupole de couverture.

e_c : l'épaisseur de la coupole de couverture = 15cm.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la combinaison d'action.

Dans notre cas, $\theta = 1$ ($t > 24$ heure)

γ_b : coefficient de sécurité, en situation durable il vaut **1,5**.

f_{c28} : résistance à la compression du béton, $f_{c28} = 25$ Mpa.

σ_{bu} : Contrainte de compression dans le béton

Le calcul nous donne :

$$\sigma_{bu} = 0,82 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 14,16 \text{ Mpa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• Etat limite de service :

Nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{bs} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\sigma_{bs} = \frac{N_{1s}}{ec} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Le calcul nous donne :

$$\sigma_{bs} = 0,60 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Finalemment :

Les contraintes de compression dans le béton sont vérifiées « au niveau de la coupole de couverture ».

III. 1. 6. Ferrailage de la coupole de couverture :

III. 1. 6. a. Les Armatures radiales :

La coupole de couverture est soumise à un effort de compression, elle se calcule comme une pièce du béton rectangulaire d'un mètre de largeur et de hauteur égale à l'épaisseur de la coupole.

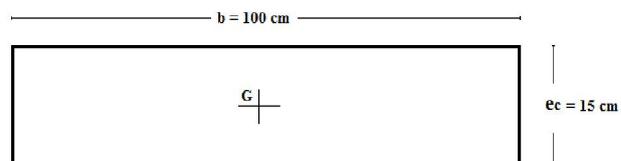
Comme les contraintes de compression dans le béton sont très inférieures aux contraintes admissibles, le béton seul peut reprendre ces efforts.

Pour des dispositions constructives, nous adopterons un ferrailage forfaitaire.

Le ferrailage minimum est fixé par le **RPA** et il vaut 0,5 % de la section de béton.

Soit **B** la section de béton :

Dans notre cas $B = 1500 \text{ cm}^2$.



Soit donc :

$$A_{\min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

A_{\min} représente la section des armatures radiales par mètre linéaire.

Nous adopterons **7 Ø 14** par mètre linéaire espacés de $e_0 = 15 \text{ cm}$.

Si on considère l'espacement e_0 entre les axes des barres, nous aurons des barres qui s'arrêteraient à 1/4 de rayon de la coupole de couverture, d'autres qui s'arrêteraient à 1/2 de ce rayon, d'autres qu'iront jusqu'à 3/4 de ce rayon et enfin d'autres qui atteindraient le centre de la coupole.

Finalement :

Nous aurons :

Des barres type 1 espacés de 60 cm.

Des barres type 2 espacés de 120 cm.

Des barres type 3 espacés de 30 cm.

Des barres type 4 espacés de 120 cm.

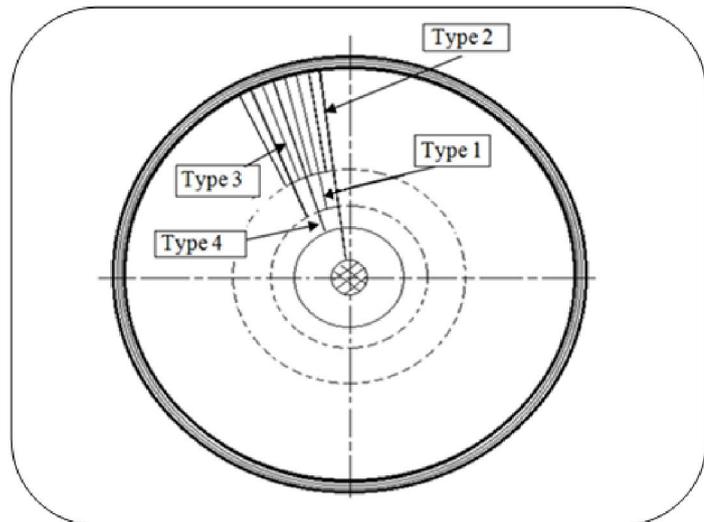


Figure III.5 : Disposition des armatures radiales

III. 1. 6. b. Les armatures de répartition :

Les armatures de répartition sont prise égales à 1/3 de la section minimale.

Soit donc : $A_r = 2,5 \text{ cm}^2$

Nous gardons le même espacement qui est de $e_0 = 15\text{cm}$ et nous adoptons des barres de $\text{Ø } 12$.

Soit 7 Ø 12 par mètre linéaire.

Ces barres sont disposées sous forme de cerces.

Ce schéma nous montre la disposition des armatures de répartition dans la coupole de couverture.

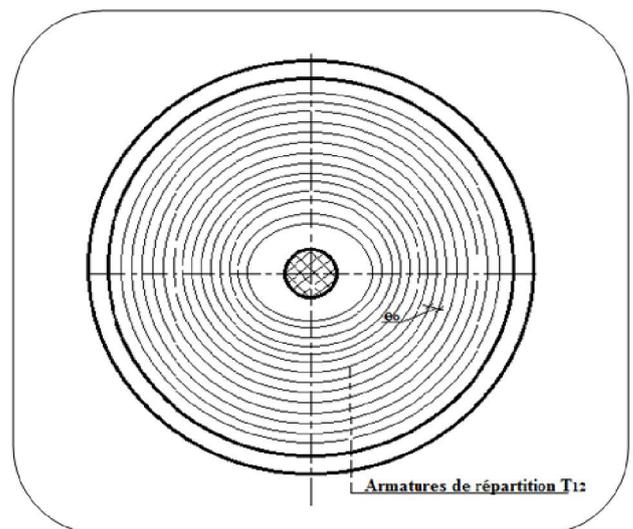


Figure III.6 : Disposition des armatures de répartition

Le plan de ferrailage de la coupole de couverture est donné dans la page suivante

III. 2. La ceinture supérieure :

C'est une poutre circulaire qui a les dimensions présentées dans les deux schémas suivants :

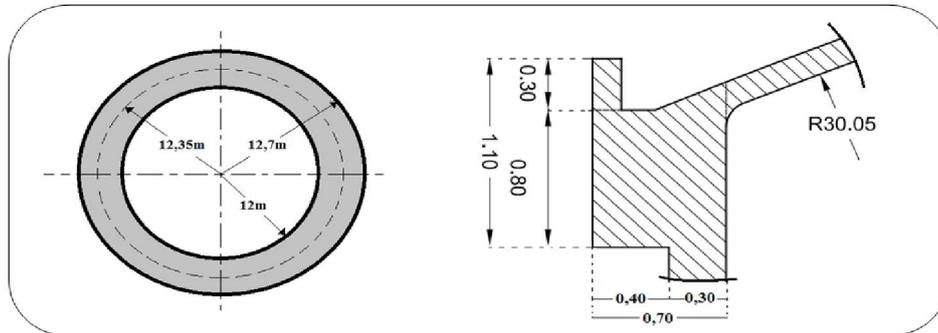


Figure III.7 : Vue en plan

Figure III.8 : Coupe transversale

III. 2. 1. Calcul de l'effort de traction T_1 dans la ceinture supérieure :

La ceinture supérieure est soumise à une pression interne, cette pression est engendrée par le poids de la coupole de couverture.

L'effort engendré par la coupole de couverture est divisé en deux composantes « horizontale H_1 et verticale V_1 ».

L'hypothèse dit que le béton résiste très bien à la compression et résiste mal à la traction, le béton tendu sera négligé et par conséquent, l'effort de traction sera absorbé par les armatures.

Lors de calcul de l'effort de traction T_1 , on prend en considération la composante horizontale H_1 , toute fois, le niveau de trop plein est pris au dessous de la ceinture supérieure et ce pour ne pas considérer son effet.

Le calcul de cet effort se fait par la formule ci-dessous :

$$T_1 = H_1 \times \frac{D_{int}}{2}$$

Données :

$$H_{1u} = 11,3 \text{ t/ml}$$

$$H_{1s} = 8,29 \text{ t/ml}$$

$$D_{int} = 24\text{m}$$

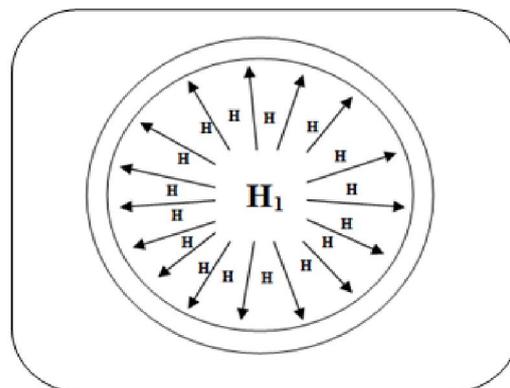


Figure III.9 : Répartition de l'effort H_1

- **Etat limite ultime :**

$$T_{1u} = H_{1u} \times \frac{D_{int}}{2} \quad T_{1u} = 135,54 \text{ tonnes}$$

- **Etat limite de service :**

$$T_{1s} = H_{1s} \times \frac{D_{int}}{2} \quad T_{1s} = 99,35 \text{ tonnes}$$

III. 2. 2. Ferrailage de la ceinture supérieure :

❖ Calcul des armatures longitudinales :

- **Etat limite ultime :**

$$A_u \geq \frac{T_u}{f_e / Y_s} \quad \text{Avec : } f_e = 400 \text{ Mpa nuance des aciers (HA).}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (situation durable).}$$

Le calcul nous donne : $A_u \geq 48,25 \text{ cm}^2$

- **Etat limite de service :**

$$A_s \geq \frac{T_s}{\sigma_{st}}$$

Le calcul est mené en fissuration très préjudiciable :

$$D'ou : \quad \sigma_{st} = 0,8 \min \left\{ 2f_e/3, \max (0,5 f_e, 110\sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right\}$$

Avec:

$$n = 1,6 \text{ (aciers à haute adhérence).}$$

$$f_{tj} = (0,06 f_{cj} + 0,6) \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

Nous aurons : $\sigma_{st} = 161,30 \text{ Mpa}$

Donc : $A_s \geq 60,29 \text{ cm}^2$

❖ Dimensionnement de la ceinture supérieure :

La section de béton ne peut être choisie quelconque, elle doit satisfaire les conditions suivantes :

- La condition de non fragilité.
- Assurer l'enrobage des armatures.
- Permettre de loger la section des aciers.

La condition de non fragilité s'écrit :

$$B_c \leq A_{\min} f_e / f_{t28}$$

B_c : la section de la ceinture supérieure.

$$A_{\min} = A_u = 48,25 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa et } f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Le calcul nous donne : $B_c \leq 9188,6 \text{ cm}^2$. Nous optons : $B_c = 5600 \text{ cm}^2$ ($b = 70$, $h = 80$) cm.

Pour $A_{\max} = A_s = 60,29 \text{ cm}^2$, nous avons opté pour **4T20** et **24 T16**.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_1}{4}$$

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales

\varnothing_1 : diamètre des armatures longitudinales maximal.

Le calcul nous donne : $\varnothing_t \geq 5\text{mm}$

Nous optons pour : 2 Cadres T8 et 1 Cadre T10 espacé de 15cm

❖ **Vérification de la disposition constructive :**

$$C'=C = 4\text{cm.}$$

Espacement :

$$b=5\text{esp}_1 + 2C'+2 \varnothing_{20} + 4 \varnothing_{16} + 4 \varnothing_8 + 2 \varnothing_{10} \text{ et } h=5 \text{ esp}_2 + 2C'+2 \varnothing_{20} + 4 \varnothing_{16} + 4 \varnothing_{10}$$

$$\text{esp}_1 = 10,28 \text{ cm, } \text{esp}_2 = 12,96\text{cm.}$$

La section d'armature adoptée satisfait les conditions d'enrobage et la section de béton n'est pas encombrée.

• **Condition de non fragilité :**

$$A \geq B_c \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A = 29,40 \text{ cm}^2$$

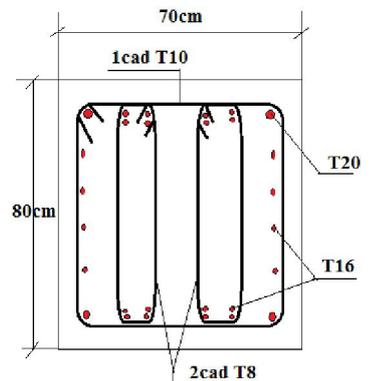
❖ **Calcul du poids de la ceinture :**

Le poids de la ceinture supérieure se calcule comme suit :

$$P_{\text{ceint.sup}} = \frac{\pi}{4} (25,4^2 - 24^2) \times 0,8 \times 2,5$$

$$P_{\text{ceint.sup}} = 108,60 \text{ tonnes}$$

Le plan de ferrailage de la ceinture supérieure est donné dans la page suivante



III. 3. La paroi cylindrique :

La paroi est un voile circulaire de hauteur 13m et d'épaisseur égale à 30 cm,

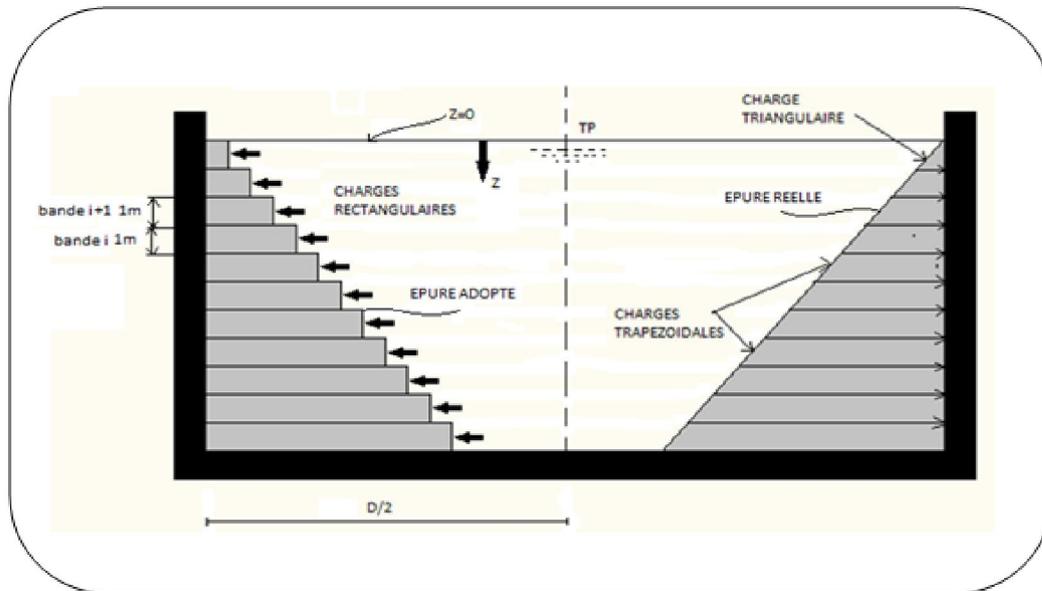


Figure III.10 : Répartition des charges hydrostatiques sur la paroi cylindrique

III. 3. 1. Calcul de l'effort de traction T dans la paroi cylindrique :

La paroi cylindrique (la cuve) se calcule par tranches de **1m** de hauteur sous l'effet de liquide agissant sur la hauteur H_e .

Dans notre cas, nous devisons la cuve en onze bandes ($H_e = 11m$).

Chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale excepter la dernière qui est soumise à une charge triangulaire, mais lors de calcul nous admettons pour toutes les bandes une charge rectangulaire à fin de simplifier le calcul.

❖ Pression unitaire sur chaque bande de la paroi :

Soit P_i la pression au niveau de la base de la bande « i », cette pression se calcul comme suit :

$$P_i = \omega \times z_i$$

Avec :

ω : poids volumique de liquide (pour l'eau, $\omega = 1 t/m^3$)

z_i : la profondeur de la bande « i ».

La pression moyenne exercée sur chaque bande « i » est donnée par la relation suivante :

$$Q_i = (P_i + P_{i+1}) / 2$$

Sous l'action des pressions moyennes Q_i , chaque bande sera tendu avec un effort de traction T_i tel que :

- Etat limite ultime :

$$T_{iu} = (1,5 \times Q_i \times D) / 2$$

- Etat limite de service :

$$T_{is} = (Q_i \times D) / 2$$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° III.3 : Les efforts agissants sur la paroi

Bande i	Profondeur z_i (m)	Pression P_i (t/m ²)	Pression moyenne Q_i (t/m ²)	T_{iu} (t/ml)	T_{is} (t/ml)
I	11	11,00	10,50	189	126
II	10	10,00	9,50	171	114
III	9	9,00	8,50	153	102
IV	8	8,00	7,50	135	90
V	7	7,00	6,50	117	78
VI	6	6,00	5,50	99	66
VII	5	5,00	4,50	81	54
VIII	4	4,00	3,50	63	42
IX	3	3,00	2,50	45	30
X	2	2,00	1,50	27	18
XI	1	1,00	0,50	9	6

❖ Vérification de la paroi cylindrique à la compression

La paroi cylindrique se trouve comprimée par les efforts normaux agissants sur elle, ces efforts sont dus essentiellement aux poids de la coupole de couverture et la ceinture supérieure ainsi que le poids de l'acrotère et les enduits et son poids propre.

Calcul de l'effort agissant sur la base de la paroi :

Soit N_v l'effort de compression agissant sur la paroi

$$N_v = V_1 + \frac{p_{ceinture}}{2\pi R_1} + \frac{p_{enduit} + p_{paroi}}{2\pi R_2} + \frac{p_{acrotère}}{2\pi R_3}$$

Avec :

V_1 : la composante verticale de l'effort de compression dans la coupole.

$P_{ceinture}$: le poids de la ceinture supérieure = **108,6 tonne**

R_1 : le rayon moyen de la ceinture supérieure = **12,35m.**

R_2 : le rayon moyen dans la paroi cylindrique = **12,15m.**

R_3 : le rayon moyen dans l'acrotère = **12,65m.**

Tableau N° III.4 : l'effort normal à la base de la paroi

Effort vertical dans la paroi		
DONNEES		
P_s ceint.sup	1,40	t/ml
P_u ceint.sup	1,89	t/ml
P_s (Paroi+Enduits)	11,49	t/ml
N_u (Paroi+enduits)	15,51	t/ml
V_{1s} (coupole)	3,61	t/ml
V_{1u} (coupole)	4,92	t/ml
P_s (Acrotère)	0,12	t/ml
P_u (Acrotère)	0,16	t/ml
N_{vu}	22,47	t/ml
N_{vs}	16,61	t/ml

❖ Calcul des contraintes dans le béton

La condition qu'il faut vérifier est :

$$\sigma_b = \frac{N_v}{S} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec:

S : la section d'un mètre de longueur de la paroi cylindrique.

$$S = 3000 \text{ cm}^2$$

- Etat limite ultime :

$$\sigma_{bu} = \frac{N_{vu}}{S}$$

$$\sigma_{bu} = 0,75 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 14,17 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée

- Etat limite de service :

$$\sigma_{bs} = \frac{N_{vs}}{S}$$

$$\sigma_{bs} = 0,55 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée

III. 3. 2. Ferrailage de la paroi cylindrique :

III. 3. 2. a. Calcul des armatures longitudinales (cerces) :

Les efforts de traction dans chaque bande seront absorbés par les armatures circulaires disposées sous formes de cerces.

- **Etat limite ultime :**

La section d'armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_u \geq \frac{T_u}{f_e/\gamma_s}$$

$$f_e/\gamma_s = 400 / 1,15 = 347,83 \text{ Mpa}$$

- **Etat limite de service :**

$$A_s \geq \frac{T_s}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = 161,3 \text{ Mpa}$$

« T_u » et « T_s » sont déjà calculé, nous aurons pour le calcul des armatures les résultats résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° III.5 : La Section des armatures calculée

bandes	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI
A_u (Cm^2)	54,31	49,14	43,97	38,79	33,62	28,45	23,27	18,11	12,93	7,76	2,59
A_s (Cm^2)	78,12	70,67	63,24	55,78	48,36	40,92	33,48	26,04	18,60	11,16	3,72

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq S \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$S = 3000 \text{ cm}^2.$$

A_{\min} : section minimale d'aciers.

Le calcul nous donne : $A_{\min} = 15,75 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant nous donne la section retenue dans chaque bande :

NB : la section d'armatures qui sera prise en compte est :

$$A = \max (A_{st}^u , A_{st}^s , A_{min})$$

Tableau N° III.6 : La Section des armatures adoptées (réelles)

bandes	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI
$A_{adopté}$ (Cm^2)	112,54	112,54	68,69	68,69	68,69	43,96	43,96	28,13	15,83	15,83	15,83
14Ø	32	32	25	25	25	20	20	16	12	12	12

Remarque :

- ✓ Les deux bandes supérieures de la paroi (au dessus de trop plein) seront ferrillées par des barres de Ø 12.
- ✓ Les cinq bandes du fond ont des sections d'armature importantes (encombrement d'armatures), par conséquent, un dimensionnement en béton précontraint est fortement recommandé.

III. 4. Encastrement paroi-radier :

Plusieurs méthodes de calcul ont été faites en admettant un encastrement parfait de la paroi sur le radier, dans notre cas, l'encastrement n'étant qu'élastique. C'est le cas auquel se rapporte la résolution qui suit et qui admet que le radier est appliqué sur une fondation rigide.

Pour le calcul des moments qui varient le long de la paroi, nous avons utilisé l'abaque de calcul du moment à l'encastrement (méthode de **Hangan-Soare**).

Ainsi, ces moments seront utilisés pour le calcul de ferrailage de l'encastrement.

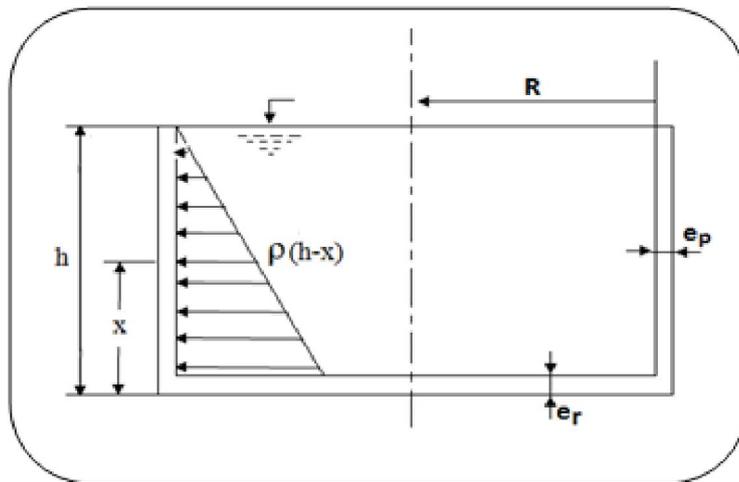


Figure III.11 : Coupe transversale de la cuve

III. 4. 1. Calcul du moment d'encastrement paroi-radier :

Le moment à l'encastrement est donné par l'équation suivante :

$$M_0 = K \omega H e^3$$

Tels que :

M_0 : Moment à l'encastrement

H : hauteur d'eau considérée = 11 m.

ω : poids volumique de l'eau = 1 t / m³.

K : Est donné en fonction de (e_p / e_r) et ($\beta \cdot H$) en utilisant les abaques de calcul du moment d'encastrement (Annales de l'ITBTP en **Annexe III**).

Ou bien K peut être également calculé par l'équation suivante:

$$\left(\frac{e_p}{e_r}\right)^3 \cdot K^{3/2} + \frac{3}{2\beta H e} K - 3 \times \frac{(1 - \frac{1}{\beta H e})}{4(\beta H e)^3} = 0$$

Avec :

e_p : épaisseur de la paroi = 30 cm.

e_r : épaisseur du radier = 150 cm.

Et :

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{R_{int} \times e_p}}$$

Avec :

R_{int} : rayon intérieur du réservoir.

ν : Coefficient de poisson, ses valeurs sont données dans le tableau ci-dessous selon les états limites.

coefficient de poisson	ELU	ELS
ν	0.00	0.20

❖ **Calcul de l'abscisse X_0 du Moment de flexion nul :**

$$X_0 = K_0 \times H_e$$

Avec:

$$K_0 = \frac{\text{Arctg}(2K(\beta H_e)^2)}{\beta H_e}$$

❖ **Calcul de l'abscisse maximale du moment nul :**

$$X_{0\max} = \frac{\pi}{2\beta}$$

❖ **Calcul de l'abscisse X_1 du Moment de flexion négatif:**

$$X_1 = K_1 \times H_e$$

Avec:

$$K_1 = \frac{\pi}{4\beta H_e} + K_0$$

❖ **Calcul de l'abscisse maximale du moment fléchissant négatif maximal :**

$$X_{1\max} = \frac{3\pi}{4\beta}$$

❖ **Calcul de l'abscisse maximale du moment de flexion nul :**

$$X'_{1\max} = X_1 + X_{1\max}$$

❖ **Calcul du Moment de flexion négatif maximal M' :**

$$M' = -K' \times \rho_e \times H_e^3$$

Avec :

$$K' = -K e^{-\beta x_1} \frac{\cos \beta x_1 \sin \beta x_1}{2K(\beta H_e)}$$

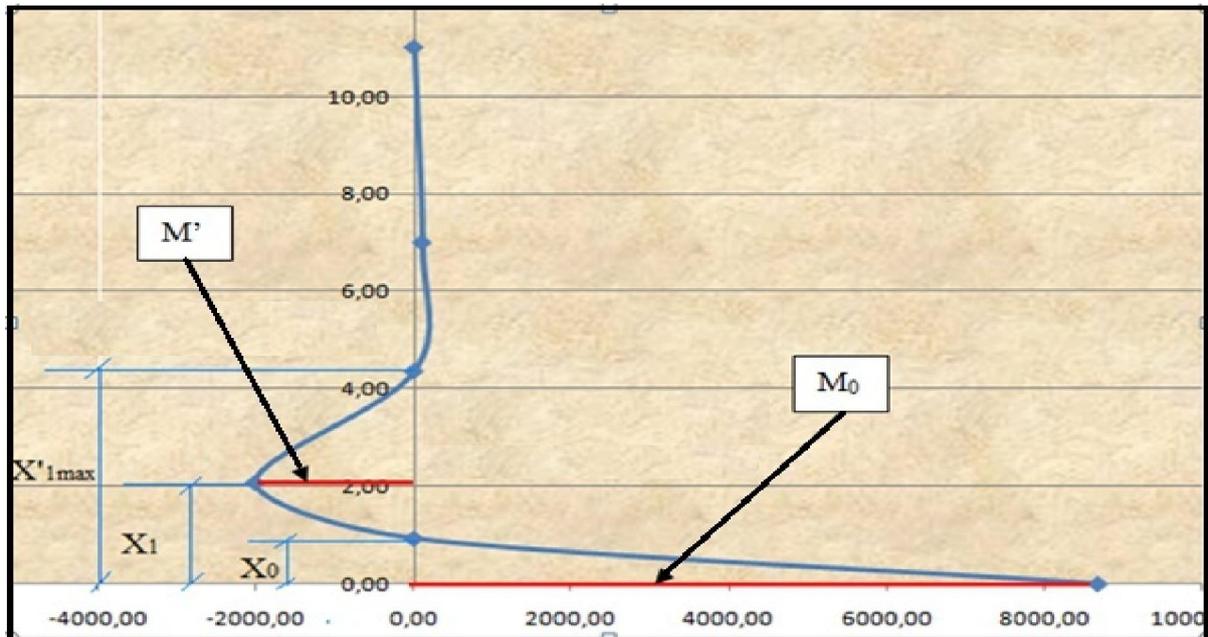


Figure III.12: Diagramme du moment dans la paroi.

Application numérique :

Les applications numériques nous donnent :

❖ Etat limite ultime :

Données :

Coefficient de poisson	$\nu = 0$
Le rayon intérieur	$R_{int} = 24.00 \text{ m}$
La hauteur d'eau	$H_e = 11.00 \text{ m}$

$$\text{AN: } \beta = 0,694 \rightarrow \beta H_e = 7.63 \text{ et } \frac{e_p}{e_r} = 0,75 \rightarrow \text{tg}\varphi = 0.75 \rightarrow \varphi = 36,87^\circ$$

En remplaçant $[\beta H_e]$ et $\left[\frac{e_p}{e_r}\right]$ par leurs valeurs dans l'équation (1) nous obtenons :

$$0,422 K^{3/2} + 0,197 K - 0,0015 = 0$$

On pose:

$$X = K^{1/2}$$

$$\text{Nous aurons : } 0,422 X^3 + 0,197 X^2 - 0,0015 = 0$$

Après la résolution de cette équation sous **MATLAB**, le résultat est :

$$X = 0,0806 \text{ d'où } K = 0,0065$$

Application numérique :

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau : N° III.7 : Les résultats des moments d'encastrement à l'état limite ultime :

	E.L.U	
Moment M_0	12,97	t.m/ml
Coefficient K_0	0,085	/
Abscisse X_0	0,93	m
X_{0max} (Abscisse du moment de flexion nul)	2,26	m
Coefficient K_1	0,187	/
Abscisse X_1	2,07	m
X_{1max} (Abscisse max du moment fléchissant (-) maximal)	3,40	m
X'_1 (Abscisse max du moment fléchissant nul)	4,33	m
Coefficient K'	0,0018	/
Moment M'	-3,63	t.m/ml

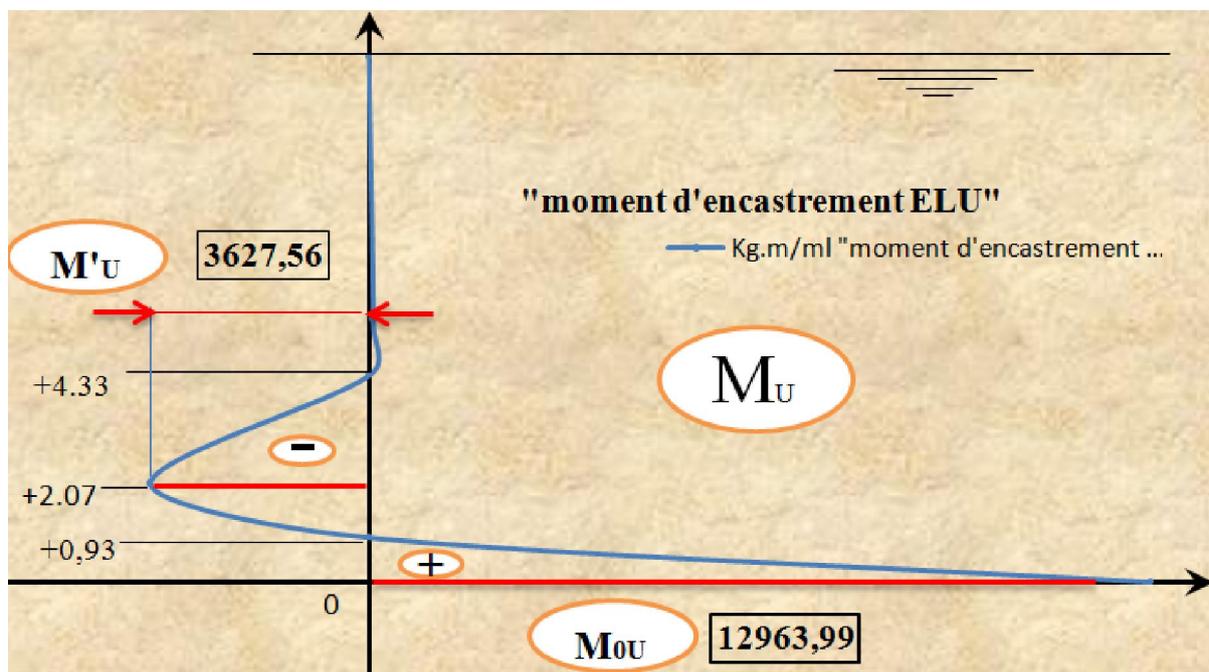


Figure III.13: Diagramme du moment à l'ELU

• **Etat limite de service :**

AN: $\beta = 0,687 \rightarrow \beta H_e = 7,55$ et $\frac{e_p}{e_r} = 0,75 \rightarrow \text{tg}\varphi = 0,75 \rightarrow \varphi = 36,87^\circ$

En remplaçant $[\beta H_e]$ et $\left[\frac{e_p}{e_r}\right]$ par leurs valeurs dans l'équation (1), nous obtenons :

$$0,422 K^{3/2} + 0,199 K - 0,0015 = 0$$

On pose:

$$X = K^{1/2}$$

$$0,422 X^3 + 0,199X^2 - 0,0015 = 0$$

Après la résolution de cette équation sous **MATLAB**, le résultat est :

$$X=0,0803 \text{ d'où } K= 0,0064.$$

Application numérique :

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau : N° III.8 : Les résultats des moments d'encastrement à l'état limite de service

	E.L.S	
Moment Mo	8,57	t.m/ml
Coefficient Ko	0,084	/
Abscisse Xo	0,92	m
X ₀ max (Abscisse du moment de flexion nul)	2,29	m
Coefficient K ₁	0,187	/
Abscisse X ₁	2,07	m
X ₁ max (Abscisse du moment fléchissant (-) maximal nul)	3,43	m
X' ₁ max (moment nul)	4,35	m
Coefficient K'	0,0019	/
Moment M'	-2,48	t.m/ml

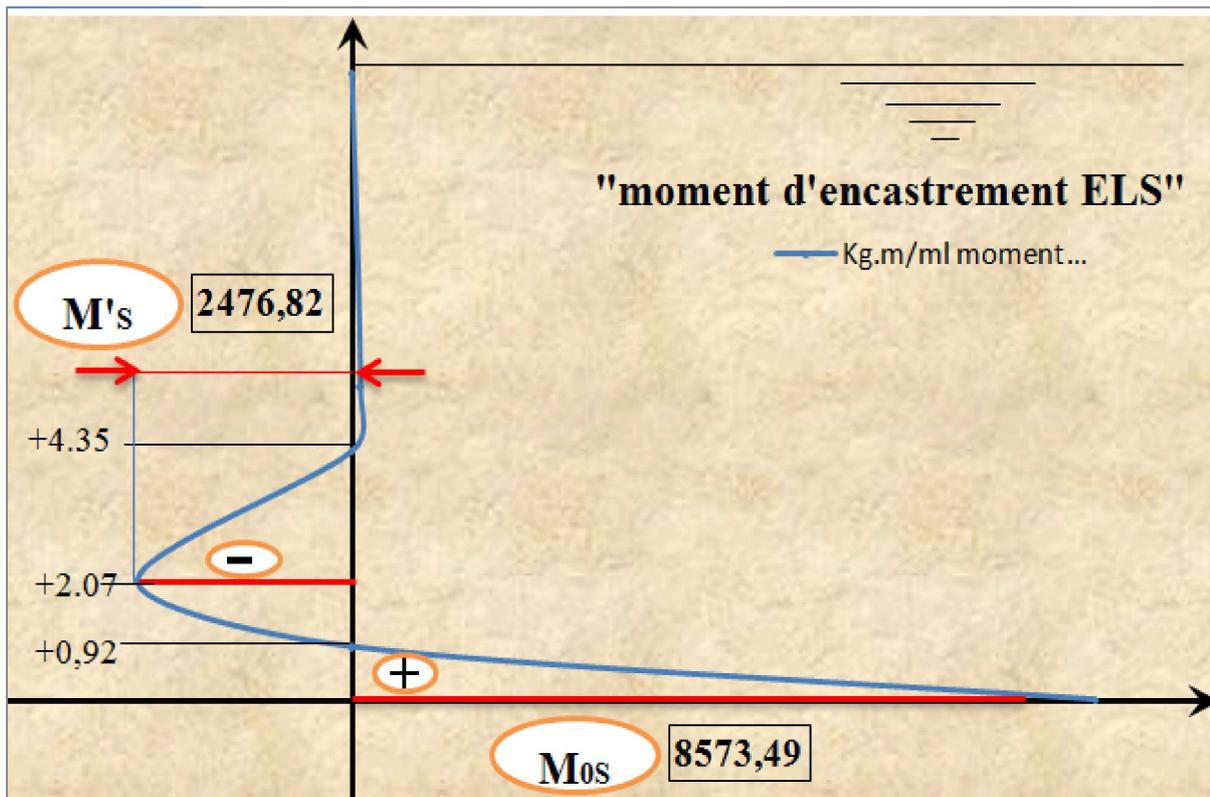


Figure III.14: Diagramme du moment à l'ELS

Tableau : N° III.9 : les moments aux états limite :

	E.L.U	E.L.S	
Moment M_0	12,97	8,51	t.m/ml
Moment M'	-3,63	-2,48	t.m/ml

III. 4. 2. Ferrailage de l'encastrement Paroi-Radier :

Le calcul conduit à la flexion simple (voir Annexe IV) sous le moment positif maximal M_0 .

Tableau N° III.10 : Les étapes de calcul sous flexion simple

Flexion simple		
$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$	$\gamma_b = 1.5$
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$		
$z = d(1 - 0,4 \alpha)$	$d = 0,9 \times h = 0,26 \text{ m}$	$h = 0.3 \text{ m}$
$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$	$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$	$f_e = 400 \text{ Mpa}$ $\gamma_s = 1.15$

$$M_{0u} = 0,130 \text{ MN} \rightarrow \mu_u = 0,135 \rightarrow \alpha = 0,182 \rightarrow z = 0,241 \rightarrow A_{st} = 15,50 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Avant d'adopter la barre qui reprendra le moment M_0 , nous devons déterminer les armatures verticales, pour faire en suite une combinaison entre ces barres.

III. 4. 3. Ferrailage vertical de la paroi :

D'après le fascicule 74, Les armatures verticales doivent représenter une section au moins égale au quart (1/4) de celles des cerces, ces armatures reprendront les efforts de flexion composée de compression due au poids propre de la paroi verticale et des charges éventuelles en tête (N_v).

Ces armatures servent à équilibrer les moments qui introduisent des contraintes de traction vers l'intérieur de la paroi par M_0 , et vers l'extérieur par M' .

Calcul des armatures verticales :

❖ Selon le fascicule 74 :

$A_{st} = 112,54 \text{ cm}^2 \times 1/4 = 28,13 \text{ cm}^2$, ce qui nous donne **14 Ø 16** répartie en deux nappes.

❖ Vérification sous le calcul en flexion composée :(voir Annexe VI)

✚ Application :

Prenons une bande d'un mètre ($b=100\text{cm}$) de largeur avec une hauteur égale à l'épaisseur de la paroi ($h=e_p=30\text{cm}$) sur toute la hauteur de la cuve avec un enrobage minimum ($c=4\text{cm}$ en contact de l'eau, fascicule 74), acier de HA, FeE400 (situation durable) et $f_{c28}=25\text{ Mpa}$.

• Etat limite ultime :

✚ Au droit du moment positif maximal : M_{0u} (fibre intérieure)

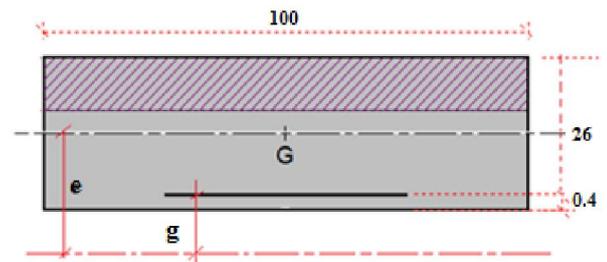
$$M_{0u} = 129,7 \text{ KN.m/ml}$$

L'effort vertical à la base de la paroi par mètre linéaire déjà calculé vaut : $N_u = 224,7 \text{ KN/ml}$.

L'excentricité est donc :

$$e = \frac{M_{0u}}{N_u} = 57,6 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Le point d'application de}$$

l'effort de compression est à l'extérieur de la section, c'est une section partiellement comprimée.



La section d'acier se calcule comme suit :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times (e + (0.5e_p - c)) \quad M_f = 154,32 \text{ KN.m / ml.}$$

$\mu = 0,161 < 0,186$. « Pivot A ». Du tableau de calcul des sections rectangulaires en flexion simple nous tirons $\beta = 0,911$.

Nous aurons :

$$A_f = 18,72 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'où : } A_{st} = 18,72 - \frac{224,7}{347,83 \times 10^{-1}}$$

$$A_{st} = 12,33 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : $A_{st} = 14,7 \text{ cm}^2$ Soit 7 Ø 16 par mètre linéaire espacé de 15cm, ce même ferrailage sera adopté pour la fibre extérieure.

Les armatures calculées selon le fascicule 74 sont vérifiées sous la flexion composée.

❖ **Ferraillage adopté pour l’encastrement Paroi-Radier :**

Nous optons pour l’armature qui reprendra le moment sur une hauteur d’un mètre de coté intérieur de la paroi, et qui sera ancré dans le radier des barres de **T14** tous les 15cm.

Pour les armatures verticales de la paroi, nous optons pour des barres de **T14**.

Remarque :

Les sections d’armatures calculées précédemment (cerces) ne sont pas des résultats finals, car nous devons les vérifier sous l’effet hydrodynamique. (Voir chapitre V).

III. 5. Calcul de la fondation :

La fondation de notre ouvrage est superficielle, elle est de type **radier général**.

III. 5. 1. Dimensionnement du radier :

Pour dimensionner le radier, nous devons avoir les poids des éléments constituant l’ouvrage.

Tableau : N° III.11 : les différent poids du réservoir

Dimensionnement du radier			
N°	Désignation de l'élément	Poids (E.L.S)	Poids (E.L.U)
1	Poids P _{ci} (coupole, Etanchéité, Lanterneau, Q _{exp} , N)	271,75	370,75
2	Poids de la ceinture supérieure	108,58	146,59
3	Poids de l'acrotère	8,92	12,04
4	Poids de la paroi	743,95	1004,33
5	Poids des bossages (06 bossages)	60,90	82,22
6	Poids de chape en mortier de ciment (int-ext)	79,36	107,3
7	Poids de l'enduit au mortier de liant hydraulique (ext-int)	53,35	72,13
	POIDS A LA BASE DE LA PAROI	1326,79	1795,06
8	Le poids de l'eau	4973,76	7460,64
9	Poids de la ceinture inférieure (gousset) ?	$P_{ceint.inf} = \frac{\pi}{4} \times e_r \times \rho_b \left((D_r^2 - 23,6^2) - (24,6^2 - 24^2) \right)$	
10	Poids du radier ?	$P_{radier} = \frac{\pi}{4} D_r^2 \times e_r \times \rho_b$	
11	poids du béton de propreté ?	$P_{b.prop} = \frac{\pi}{4} D_r^2 \times e_{pb} \times \rho_b$	

tonnes

NB :

- ✓ le poids de la coupole de couverture P_c contient le poids de : lanterneau, l’étanchéité, la surcharge d’entretien Q et la surcharge climatique N.
- ✓ Les poids **9, 10, 11** seront utilisé pour calculer les dimensions du radier.

🚧 Calcul des dimensions du radier:

Le radier est considéré comme un plancher inversé, le calcul de ses dimensions (épaisseur et diamètre) se fait par la vérification au poinçonnement et à la contrainte de sol.

Cette vérification se traduit par un cisaillement limite ($\bar{\tau}$) suivant le **BAEL 91**.

❖ Calcul de l'épaisseur :

Le calcul de l'épaisseur de la fondation se fait par la résolution de l'inégalité de non poinçonnement suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Q_u}{U_c \times e_r} \quad \left\{ \begin{array}{l} U_c = \pi \times D_{\text{moy}} = 3,14 \times 24,6 = 77,25 \text{ m} \\ Q_u = P_{\text{cu}} + P_{\text{acrotère}} + P_{\text{ceint.sup}} + P_{\text{paroi}} + P_{\text{enduit}} = \mathbf{1795,06} \text{ tonnes} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau} = 0,045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,75 \text{ Mpa} \quad (\text{conformément au BAEL 91})$$

$$D'où : e_r > \frac{Q_u}{U_c \times \bar{\tau}} = \mathbf{0,31 \text{ m}}, \text{ Nous optons pour une épaisseur du radier égale à } \mathbf{0,40 \text{ m}}.$$

En adoptant cette épaisseur, nous assurons la résistance de la section d'encastrement au cisaillement.

❖ Calcul du Diamètre :

Le diamètre du radier est un critère essentiel pour assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol, sa valeur minimale est donnée en fonction de la contrainte limite admissible de ce dernier.

L'inégalité qu'il faut satisfaire est la suivante :

$$\sigma \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

σ : La contrainte transmise au sol par l'ouvrage

$\overline{\sigma_{\text{sol}}}$: La contrainte admissible du sol (la portance du sol)

$$\sigma = \frac{P_{\text{ouvrage}}}{\pi D_r^2 / 4}$$

$$P_{\text{ouvrage}} = P_{\text{cu}} + P_{\text{acro}} + P_{\text{ceint.sup}} + P_{\text{paroi}} + P_{\text{enduits}} + P_{\text{bossages}} + P_{\text{ceint.inf}} + P_{\text{radier}} + P_{\text{b.prop}} + P_{\text{eau}}$$

$$P_{\text{u.ceint.inf}} = \frac{\pi}{4} 0,4 \times 2,5 ((D_r^2 - 23,6^2) - (24,6^2 - 24^2)) \times 1,35$$

$$P_{\text{u.radier}} = \frac{\pi}{4} D_r^2 \times 0,4 \times 2,5 \times 1,35$$

$$P_{\text{u.b.prop}} = \frac{\pi}{4} D_r^2 \times 0,1 \times 2,5 \times 1,35$$

Après avoir simplifié les calculs, nous avons trouvé :

$$D_r \geq \sqrt{\frac{4P_{\text{ouvrage}}}{\pi\sigma_{\text{sol}}}} = 25,47\text{m}$$

Nous optons pour un diamètre égal à **25,6 m**.

Les dimensions du radier comme étant connus, le calcul des poids **9**, **10**, **11** seront donnés dans le tableau suivant :

Tableau : N° III.12 : Le résultat des poids 9, 10, 11 :

		ELS	ELU	
9	Poids de la ceinture inférieure (gousset)	54,35	73,38	tonnes
10	Poids du radier	514,46	694,52	
11	poids du béton de propreté	128,62	173,63	

Tableau : N° III.13 : La vérification de la contrainte de sol

	ELS	ELU	
Diamètre adopté	25,6		m
surface total du radier	514,5		m ²
poids total de l'ouvrage vide	2024,22	2562,95	tonnes
poids total de l'ouvrage plein	6997,98	10023,59	tonnes

Enfin :

$$\sigma = \frac{P_{\text{ouvrage plein}}}{S_{\text{radier}}} = 1,95 \text{ bars} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$$

III. 5. 2. Calcul des efforts internes dans le radier :

Le radier est une plaque circulaire encastrée aux bords et chargée symétriquement par rapport à l'axe perpendiculaire à celle-ci et passant par son centre. Lorsqu'on calcule les efforts internes dans le radier, nous considérons le réservoir comme étant **vide**.

La charge « **Q** » étant l'effort transmis par les éléments du réservoir sur la section du radier.

L'encastrement est assuré par les voiles de la cuve.

Les efforts engendrés par « **Q** » sont définies comme suit :

1. **M_r** : moment fléchissant radial (par mètre de pourtour).
2. **M_t** : moment fléchissant tangentiel (par mètre linéaire).
3. **T** : effort tranchant (par mètre de pourtour).

La théorie des plaques circulaires minces nous donne les moments radiaux et tangentiels dans le radier par les formules traduites par **S.P.Timoshenko** (résistance des matériaux tome 2) :

$$M_r = \frac{Q}{16} [R^2 (1 + \mu) - x^2 (3 + \mu)]$$

$$M_t = \frac{Q}{16} [R^2 (1 + \mu) - x^2 (1 + 3\mu)]$$

Avec :

$R = R_{int}$: rayon de réservoir = 12m.

ν : Coefficient de poisson.

L'effort tranchant est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \frac{Qx}{2}$$

Abcisses où les moments radiaux et tangentiels sont nul :

$$X_{radial} = \pm \sqrt{\frac{1+\nu}{3+\nu}} \times R$$

$$X_{tangential} = \pm \sqrt{\frac{1+\nu}{1+3\nu}} \times R$$

III. 5. 3. Ferrailage du radier :

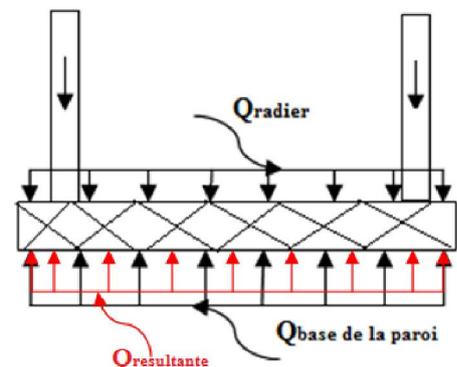
Vu l'importance de notre ouvrage, et sous l'effet de la combinaison de charge, les moments engendrés provoquent de la traction sur la partie inférieure et supérieure du radier, à savoir au centre et aux appuis, il est nécessaire donc de faire le calcul de ferrailage soigneusement pour éviter en toute évidence la ruine de notre ouvrage.

🔧 Réservoir vide sous Q :

Dans notre cas, nous définissons le radier comme étant une fondation superficielle circulaire reposant sur son pourtour dont les appuis sont constitués par la voûte de réservoir (paroi).

Le radier est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le calcul se fait à l'état ultime.



❖ Calcul de « Qu » :

$$Q_u = Q_1 - Q_2$$

$$Q_u = \frac{4(P_{cu} + 1.35 \times (P_{ceint.sup} + P_{acrotère} + P_{paroi} + P_{enduits} + P_{ceint.inf} + P_{bossages}))}{\pi D_{radier}^2} - \frac{4 \times 1.35 \times P_{radier}}{\pi D_{radier}^2}$$

Avec :

Q_u : la charge résultante à l'état limite ultime.

Q_1 : la charge à la base de la paroi ; Q_2 : la charge transmise par le radier.

Tableau : N° III.14 : Les résultats des moments, de la charge et des abscisses des moments nul

		E.L.S	E.L.U	
Coefficient de poisson ν		0,20	0,00	
la charge Q		1579,01	2139,22	Kg/m ²
X (m)	ELU	ELS	ELU	ELS
	M_{ru}	M_{rs}	M_{tu}	M_{ts}
0	19252,95	17053,3	19252,95	17053,33
1	18851,85	16737,5	19119,25	16895,43
2	17648,54	15790,1	18718,14	16421,72
3	15643,02	14211,1	18049,64	15632,22
4	12835,30	12000,5	17113,73	14526,91
5	9225,37	9158,3	15910,42	13105,80
6,00	4813,24	5684,4	14439,71	11368,89
6,93	0,00	1894,8	12835,30	9474,07
7,35	-2406,62	0,00	12033,09	8526,66
8	-6417,65	-3158,0	10696,08	6947,65
9	-13236,40	-8526,7	8423,16	4263,33
10,00	-20857,36	-14526,9	5882,85	1263,21
10,39	-24066,19	-17053,3	4813,24	0,00
12,00	-38505,90	-28422,2	0,00	-5684,44

NB :

Les valeurs mentionnées avec la couleur **rouge** représentent les valeurs des abscisses où les moments radiaux ou tangentiels sont nuls.

- ✚ Diagrammes des moments radiaux, tangentiels et des efforts tranchants aux états limite : (réservoir vide)

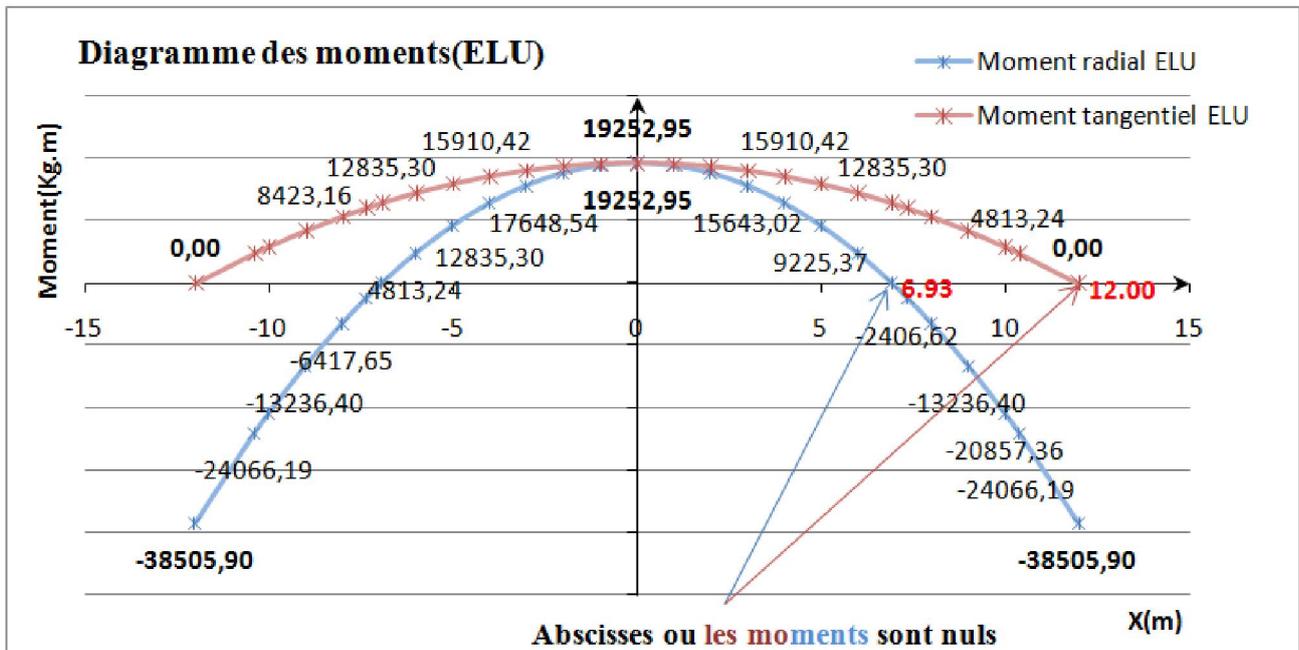


Figure III.15: Diagrammes des moments à l'ELU

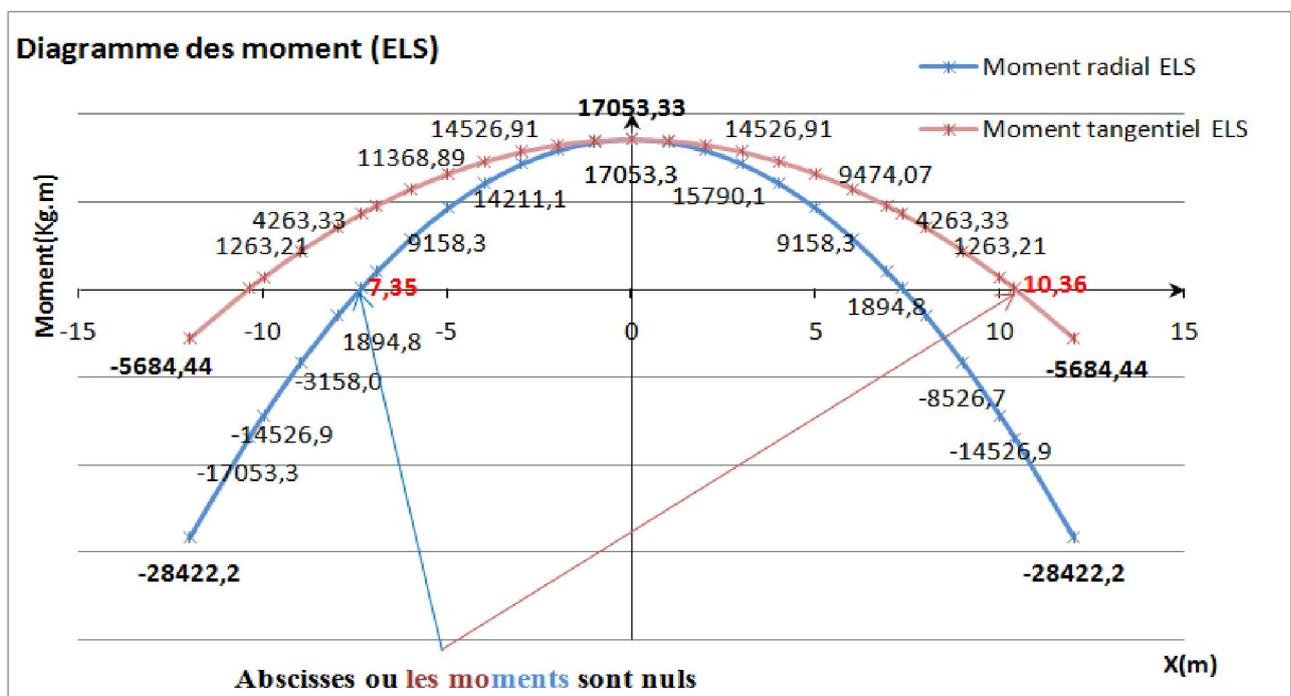


Figure III.16: Diagrammes des moments à l'ELS

❖ Calcul de l'effort tranchant T:

Tableau N° III.15 : Les résultats de l'effort tranchant pour les deux combinaisons

	ELU	ELS	
l'effort tranchant	12835,30	9474,07	Kg/ml

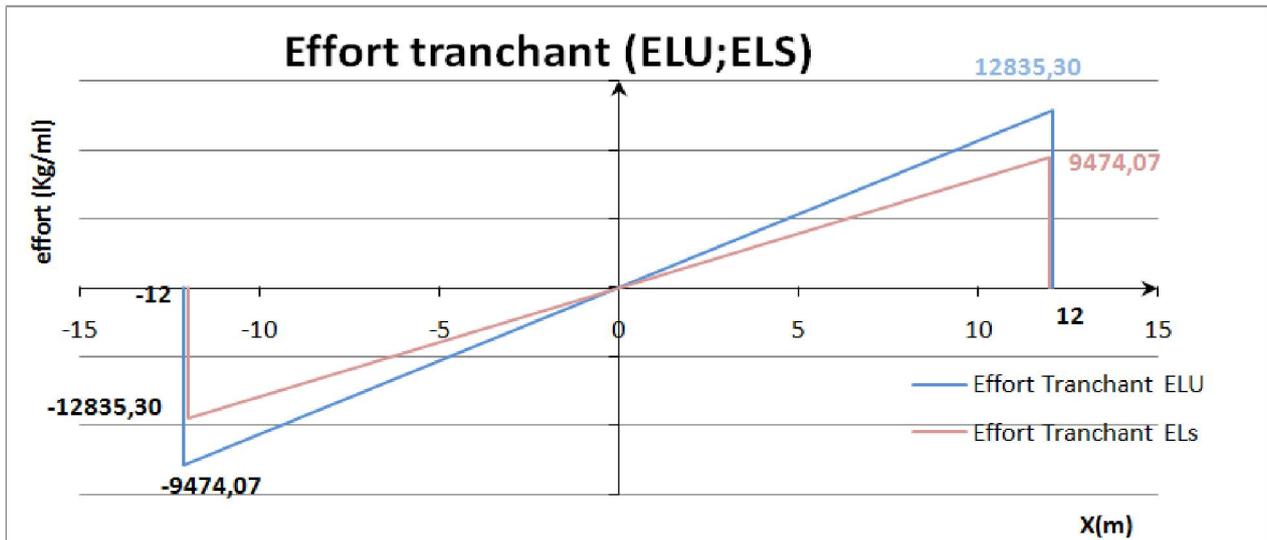


Figure III.17: Diagrammes de l'effort tranchant

✚ Interprétation des résultats :

Les moments de flexion radiaux et tangentiels engendrent la traction sur la **partie supérieure** au centre (coté eau) et sur la **partie inférieure** à l'encastrement du radier (contacte avec le sol).

L'effort tranchant est maximal aux appuis et nul au centre pour les deux combinaisons.

✚ Application :

Le ferrailage du radier se calcul comme suit :

Soit une section du radier de dimension $b \times h$ (**100×40**) sollicitée par les moments de flexion, la résistance caractéristique $f_{c28} = 25$ Mpa, nuance d'acier Fe E400.

Le calcul se fait à l'état limite ultime sous flexion simple :

III. 5. 3. a. Les armatures radiales:

✚ Armatures de la fibre supérieure:

D’après le diagramme du moment radial à l’état limite ultime, nous remarquons qu’il est **maximal au centre** et provoque de la traction sur la partie supérieure du radier, et qu’il est **nul** à l’abscisse **X= 6,93m**. Au-delà ; le moment devient négatif (traction sur la partie inférieure jusqu’à l’appui).

Pour le ferrailage à l’appui (x= 6,93m à x=R=12m) la valeur du moment prise en compte est celle du moment tangentiel à l’abscisse x=6,93.

✓ Application numérique :

Tableau N° III.16 : La section d’armatures radiales (fibre supérieure)

			unité
Abscisse X=	0	6,93	m
Moment radial	0,192	0,128	MN.m
μ_u	0,105	0,069	
cas	$\mu_u < \mu_1 = 0,186$	$\mu_u < \mu_1 = 0,186$	Pivot A
α	0,138	0,09	
z	0,340	0,347	m
A_{st}	16,22	10,59	Cm ²

❖ Choix des armatures :

A l’abscisse : X=0 m

$$A_{st}^r = 21,99 \text{ Cm}^2 \quad \text{Soit } 7 \text{ } \varnothing 20 \text{ avec un espacement égal à } 15\text{cm.}$$

A l’abscisse : X=6,93m

$$A_{st}^r = 12,56 \text{ Cm}^2 \quad \text{Soit } 4 \text{ } \varnothing 20 \text{ avec un espacement égal à } 30\text{cm.}$$

✚ Armatures sur la fibre inférieure (à l’encastrement):

Tableau N° III.17 : La section d’armatures radiales (fibre inférieure)

		unité
Abscisse X=	R=12	m
Moment radial	0,385	MN.m
μ_u	0,209	
cas	$0,186 < \mu_u < \mu_1 = 0,392$	Pivot B sans A_{sc}
α	0,297	
z	0,317	m
A_{st}	34,89	Cm ²

❖ **Choix des armatures :****A l'abscisse : X=R=12 m**

La section réel à adopter est trop importante (Soit $7 \text{ } \varnothing 32 = 56,26 \text{ cm}^2$), pour des raisons de bonne exécution et bonne répartition des armatures, nous optons pour le choix suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 7 \text{ } \varnothing 20 = 21,98 \text{ cm}^2 \\ 7 \text{ } \varnothing 16 = 14,07 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ avec un espacement égal à } \mathbf{15\text{cm}}.$$

$$A_{st}^r = \mathbf{36,05 \text{ Cm}^2} > \mathbf{34,89 \text{ Cm}^2}$$

Les barres de **T16** s'arrêteront à $x = 10\text{m}$ en partant de l'appui, celle de **T20** atteindront l'abscisse du moment radial nul.

Justification :

$$6,93 < x < 10 : M_r(x=10) = 0,208 \text{ MN} \Rightarrow A_{st} = \mathbf{17,66 \text{ cm}^2}, \text{ soit } 7 \text{ } \varnothing 20 = 21,98 \text{ cm}^2$$

✚ **Armatures sur la fibre inférieure (au centre):**

Les moments sont nuls, nous adoptons un ferrailage forfaitaire, Soit des barres de $\varnothing 14$ espacés de 15 cm, sous forme de quadrillage.

III. 5. 3. b. Armatures tangentiels :✚ **Armatures supérieures :****Au centre $x = 0$:**

Le moment radial égale au moment tangentiel à l'abscisse $x=0$, donc La section d'acier obtenue sous ce moment (radial) sera la même pour les armatures tangentielles (cerces).

$$A_{st}^r = A_{st}^t = \mathbf{21,98 \text{ cm}^2}, \text{ Soit } 7 \text{ } \varnothing 20 \text{ avec un espacement égal à } \mathbf{15\text{cm}}.$$

À $x \geq 6,93 \text{ m}$:

Par mesure de sécurité, on prendra un moment tangentiel supérieur à $\mathbf{0,128 \text{ MN.m}}$ (juste avant l'abscisse du moment radial nul).

$$\text{Soit : } x = 6\text{m} \quad M_{tu} = \mathbf{0,144 \text{ MN.m}}. \quad \text{Ce qui nous donne} \quad A_{st}^t = \mathbf{11,98 \text{ cm}^2}$$

$$\Rightarrow A_{st}^t = \mathbf{12,56 \text{ cm}^2} \text{ Soit } 4 \text{ } \varnothing 20 \text{ avec un espacement égal à } \mathbf{30\text{cm}}.$$

✚ **Armatures de la fibre inférieures (à l'encastrement $x=R$) :**

A l'encastrement, le moment tangentiel ultime est nul, donc nous calculerons les armatures sous le moment tangentiel de service qui vaut :

$$M_{ts} = \mathbf{5,68 \text{ t.m}} = \mathbf{0,057 \text{ MN.m}}$$

- ✓ **Calcul de la flexion à l'ELS:** (voir Annexe V)

Calcul de du moment résistant : \bar{M}_1

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} y_1 Z$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,582 \quad \text{nous donne} \quad y_1 = \bar{\alpha} \times d = 0,209 \quad Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0,290$$

On aura: $\bar{M}_1 = 0,455 \text{ MN.m} \Rightarrow M_{t.s} < \bar{M}_1$

$$A_{st} = \frac{M_{ts}}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 12,18 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_{st}^t = 12,18 \text{ cm}^2$ Soit 7 Ø 16 espacés de 15 cm.

- **La condition de non fragilité :**

D'après le règlement de **BAEL 91**, le ferrailage minimum pour une section sollicité en flexion simple et de :

$$A_{\min} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d \quad A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification vis-à-vis le cisaillement :**

Pour la vérification, nous devons satisfaire la condition suivante :

$$\tau \leq \bar{\tau}_{adm}$$

$$\tau = \frac{T_s}{bd} = 0,26 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{adm} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Fissuration très préjudiciable}$$

$$\tau = 0,26 < \bar{\tau}_{adm} = 2,5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le plan de ferrailage du radier général est donné dans la page suivante

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, il est remarquable que les sections d'armatures calculées précédemment au niveau de la paroi cylindrique sont Contraignantes et énormes, ce que nous a imposé de chercher une autre solution.

Les efforts agissants sur la paroi sont les mêmes quelque soit la solution qu'on pourrait adopter, après avoir analysé ce problème, notre choix est fixé sur un nouveau dimensionnement de la paroi en béton précontraint sur sa partie inférieure.

Chapitre IV : Etude de la précontrainte

I. Introduction :

Notre but de ce présent chapitre est de dimensionner la partie inférieure de la paroi en béton précontraint, caractériser tous ce qui touche au volet de la précontrainte, en commençant par présenter son principe, les différents procédés de sa mise en œuvre, les classes de précontrainte et son dimensionnement.

En fin, nous donnerons un schéma représentatif de la section à étudier et un autre pour le tracé du câble moyen.

II. Principe et but de la précontrainte :**II. 1. Principe de la précontrainte :**

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau, avant sa mise en service des contraintes contraires à celles qui seront produites par les charges extérieures. Ainsi, une pièce ou une construction précontrainte est donc soumise à un système permanent d'efforts internes créés artificiellement dans le but de contrebalancer ceux produits par les charges extérieures.

II. 2. But de la précontrainte :

La précontrainte offre l'avantage de compenser les efforts de traction par des efforts de compression supérieurs, de façon à maintenir une contrainte résiduelle positive dans le béton, assurant ainsi une meilleure étanchéité.

Les réservoirs circulaires peuvent être précontraints par des câbles situés à l'intérieur de la paroi avec des bossages permettant une répartition équilibrée des pertes de précontrainte par frottement.

III. Les procédés de précontraintes :

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets.

Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

- La précontrainte par **pré-tension**.
- La précontrainte par **post-tension**.

III. 1. Précontrainte par pré-tension :

Elle consiste à la mise en tension des armatures de précontrainte avant le coulage du béton.

Dans notre cas, il n'est pas possible de réaliser l'ouvrage en utilisant ce procédé, vu la forme courbe de la paroi.

III. 2. Précontrainte par post-tension :

La précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte.

Pour notre projet, nous utilisons le deuxième procédé (**POST-TENSION**)

IV. Les classes de précontrainte :

Les classes de précontrainte sont des classes de vérification et non pas des classes de qualité.

On distingue trois classes de précontrainte :

➤ **Classe I :**

En cette classe et en situation d'exploitation, aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section.

➤ **Classe II :**

En cette classe, on admet des tractions mais non pas des fissurations, les contraintes de traction du béton sont limitées à :

En phase d'exploitation :

- Sous les combinaisons rares :

f_{tj} : dans la section d'enrobage

$1,5 f_{tj}$: hors la section d'enrobage

- Sous les combinaisons fréquentes :

Elle est **nulle** dans la section d'enrobage.

En phase d'exécution :

$0,7 f_{tj}$: dans la section d'enrobage

$1,5 f_{tj}$: hors la section d'enrobage

➤ **Classe III :**

En classe III, on calcule les contraintes sur la section fissurée, mais il faut que la section d'enrobage demeure entièrement comprimée.

Pour notre projet, les calculs seront fait en **classe II**.

(La paroi est soumise à des efforts de traction, mais elle doit rester étanche)

V. Dimensionnement de la précontrainte :

V. 1. Précontrainte totale :

L'étude de la précontrainte se fera dans une section rectangulaire soumise à des efforts de traction qui varient en fonction de la profondeur. C'est-à-dire l'intensité de « T » dépend de la profondeur de liquide engendrant cet effort.

Les efforts développés dans la section du béton à l'E.L.S sont les suivants :

➤ Sur la bande du fond :

-Réservoir plein : $T_s = 1,26 \times 10^6 \text{ N}$

-Réservoir vide : $T_s = 0,00 \text{ N}$

T_s : l'effort de traction engendré par la poussée de l'eau à l'état limite de service.

Remarque :

- Comme les câbles de précontraintes sont centrés, la section est **sous critique**.
- On fait le dimensionnement de la précontrainte dans la bande du fond, puis on donne un tableau récapitulatif pour les autres bandes.

(La procédure de calcul est la même dans toutes les bandes)

Caractéristiques géométriques de la section de béton :

b	0,30	m	
h	1,00	m	
I_Z	0,025	m^4	
I_Y	0,00225	m^4	
V	0,15	m	
V'	0,15	m	
ρ	0,33		

Etant donné que la section est soumise à des efforts de traction, le dimensionnement de la précontrainte se fera de la manière suivante :

➤ Calculer « P_t » en considérant le réservoir plein.

$$\frac{P_t}{B} - \frac{T}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \frac{P_t}{B} - \frac{T}{B} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

➤ Vérifier les deux conditions en considérant le réservoir vide.

$$\frac{P_t}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \frac{P_t}{B} \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Avec :

P_t : Effort de précontrainte totale

B : section de béton

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = \mathbf{21 \text{ Mpa}}$$

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte limite de traction dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bt} = -f_{t28} = -(0,06 f_{c28} + 0,6) = \mathbf{- 2,7 \text{ Mpa}}$$

- En charge : $0,45 \text{ MN} \leq P_t \leq 7,56 \text{ MN}$
- A vide : $-0,81 \text{ MN} \leq P_t \leq 6,3 \text{ MN}$

Pour satisfaire ces conditions, il est recommandé de prendre pour la valeur de l'effort de précontrainte la moyenne des deux bornes suivantes :

- Borne minimale : 0,45 MN
- Borne maximale : 6,3 MN

D'où l'effort de précontrainte totale

$$\mathbf{P_t = 3,375 \text{ MN}}$$

V. 2. Nombre de câble « n » :

Le nombre de câble est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{n = \frac{\sigma_{pt}}{\sigma_{p0}}}$$

Avec :

σ_{pt} : La précontrainte totale

σ_{p0} : La précontrainte à l'origine

La valeur de σ_{p0} est définie à l'article 3.2 de règle de **BPEL 91**, elle se calcule comme suit :

$$\sigma_{p0} = \min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg})$$

D'où :

$$\mathbf{\sigma_{p0} = 1415,7 \text{ Mpa}}$$

L'effort de précontrainte totale : $P_t = n \times P_0$

Et : $P_0 = \frac{\sigma_{p0}}{A_p}$

Nous aurons : $n = \frac{P_t}{p_0}$

Le calcul nous donne : $n = 2,27$

Nous optons pour: $n = 3$

La précontrainte totale devient : $\sigma_{pt} = 4247,10 \text{ Mpa}$

L'effort de précontrainte total correspondant est : $P_t = 4,46 \text{ Mpa}$

V. 3. Vérification des contraintes :

➤ **En exploitation : mise en tension au 28^{ème} jour :**

- **Contrainte limite :**

Compression : $\bar{\sigma}_c = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ Mpa}$

Traction : $\bar{\sigma}_t = \begin{cases} 0,00 \\ -1,5 f_{t28} \end{cases} \text{ Mpa}$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,7 \text{ Mpa}$$

La contrainte de traction vaut :

- $\bar{\sigma}_t$: dans la section d'enrobage $\rightarrow 0,00 \text{ Mpa}$
- $-1,5 f_{t28}$: hors de la section d'enrobage $\rightarrow -4,05 \text{ Mpa}$

Au 28^{ème} jour, nous tirons les trois câbles à 100% de σ_{p0} , et puisque on est en **classe II**, les inégalités suivantes doivent être vérifiées :

Vis-à-vis la traction (réservoir plein) :

✚ Dans la section d'enrobage :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_t}{B} - \frac{T}{B} \geq 0,00 \quad \rightarrow \quad \sigma_{sup} = 10,66 \text{ Mpa} > 0,00 \text{ Mpa}$$

✚ Hors de la section d'enrobage :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_t}{B} - \frac{T}{B} \geq -1,5 f_{t28} \quad \rightarrow \quad \sigma_{sup} = 10,66 \text{ Mpa} > -4,05 \text{ Mpa}$$

Vis-à-vis la compression (réservoir vide)

$$\sigma_{inf} = \frac{P_t}{B} \leq 0,6 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \sigma_{inf} = 14,86 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa}$$

Donc au 28^{ème} jour, les contraintes sont vérifiées.

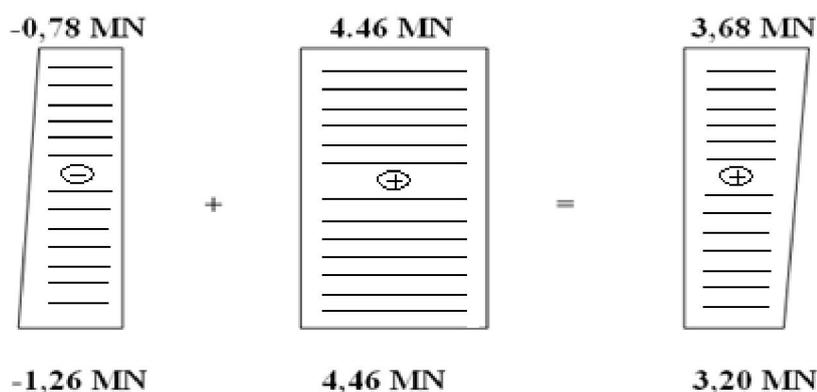
V. 4. Variation de la précontrainte dans la paroi :

Chaque bande de la paroi est soumise aux efforts de traction qui varient en fonction de la profondeur, et chaque effort de traction nécessite un effort de précontrainte pour le reprendre, voici un tableau qui nous donne l'effort de précontrainte dans chaque bande et le nombre du câbles correspondant.

Tableau N° IV.1: L'effort de précontrainte totale dans chaque bande :

Bande i	Profondeur de la bande z (m)	Effort de traction T_s (MN)	Effort de Précontrainte P_t (MN)	Nombre de câble n	Effort de Précontrainte final (MN)	Précontrainte finale σ_{pt} (Mpa)
I	11	1,26	3,375	3	4,46	4247,1
II	10	1,14	3,315	3	4,46	4247,1
III	9	1,02	3,255	3	4,46	4247,1
IV	8	0,9	3,195	3	4,46	4247,1
V	7	0,78	3,135	3	4,46	4247,1

✓ **Diagramme des efforts dans la paroi (partie inferieure):**



VI. Tracé des câbles :

VI. 1. Répartition des bossages autour de la paroi :

Nous réalisons autour de la paroi six bossages équidistants dans le but d'équilibrer les pertes de tension par frottement.

VI. 2. Tracé du câble moyen :

Le câble étant centré le long de la paroi, il suit la courbure de celle-ci sauf à l'entrée des bossages, il devient droit (tangent à la courbure).

Les deux schémas sont donnés ci après

Après avoir déterminé la précontrainte nécessaire pour reprendre les efforts de traction et avoir illustré le tracé du câble moyen, nous passerons au calcul des pertes de tension.

VII. Les pertes de précontraintes :

Les pertes de tension sont liées au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et aux procédés de mise en tension.

Nous considérons deux types de perte de tension :

- **Les pertes instantanées :**

Se sont des pertes qui se produisent lors de la mise en tension, elles sont dues principalement au frottement de câble sur sa gaine, au tassement des organes d'ancrage et à la non simultanéité de mise en tension des câbles.

- **Les pertes différées :**

Ces pertes se produisent dans un temps plus ou moins long, elles sont dues au retrait et au fluage de béton et à la relaxation des armatures.

VII. 1. Les pertes instantanées :

VII. 1. 1. Perte par frottement :

Lors de la mise en tension du câble, celui-ci se plaque contre la génératrice concave de la gaine, dans la partie courbe de son tracé, il en résulte un frottement mutuel qui réduit progressivement la tension du câble à partir de son extrémité active, la tension en un point d'abscisse « x » après perte par frottement vaut :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (1 - f\alpha - \varphi x)$$

Avec :

$$\sigma_{p0} : \text{Tension à l'origine, } \sigma_{p0} = \min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg}) = \mathbf{1415,70 \text{ Mpa}}$$

Caractéristique géométrique du câble :

Longueur de câble « entre les extrémités des bossages » **L = 14,90 m**

L'angle de courbure de câble : **$\alpha = 25^\circ$**

La mise en tension des câbles se fait par les deux extrémités, on s'intéressera alors à deux section :

- **Section d'ancrage:** **x = 0m.** « point A »
- **Section médiane :** **x = l/2 = 7,45m.** « point B »

Tableau N° IV.2 : La Perte par frottement dans un câble :

section	σ_{p0} (Mpa)	$\sigma_p(x)$ (Mpa)	$\Delta\sigma_p(x)$ (Mpa)
X = 0	1415,70	1415,70	0,00
X = 7,45	1415,70	1283,47	132,23

NB : la perte de tension par frottement est la même dans tous les câbles.

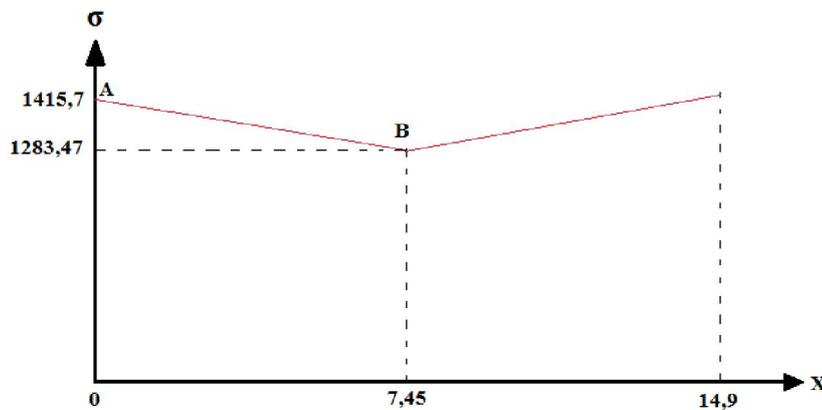


Figure IV.1 : Diagramme des contraintes après pertes par frottement.

VII. 1. 2. Perte par recul d'ancrage :

A la mise en tension, l'effort de traction se transfère à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton dû à la déformation du mécanisme d'ancrage et à son léger glissement, il y a perte de tension.

L'importance de recul d'ancrage dépend de procédé utilisé.

La perte de tension due à ce recul n'apparaît que sur une distance « x » qu'on appelle longueur d'influence, au-delà de cette longueur, elle est équilibrée par les frottements entre la gaine et le câble.

$$g E_p = \int_0^x \Delta\sigma_p(x) dx$$

Pour calculer la perte due au recul d'ancrage, on doit positionner le point « M », c'est-à-dire déterminer la longueur d'influence « x ».

- $g \times E_p = 2 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 380 \text{ Mpa.m}$

Calcul de l'aire S :

- $S = [\sigma_{p0} - \sigma_p(B)] \times l/2 = 132,23 \times 7,45 = 985,11 \text{ Mpa.m}$

Nous remarquons que $g \times E_p < S$, donc le point « M » se situe entre $x=0$ et $x=l/2$.

x est donné par la formule suivante :

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot l / 2}{\Delta \sigma \varphi(x)}} = 4,63 \text{ m}$$

❖ Calcul de la tension au point « M » :

$$[\sigma_p(A) - \sigma_p(M)] \times x = g \times E_p \quad \rightarrow \quad \sigma_p(M) = \sigma_p(A) - \frac{g \times E_p}{x}$$

$$\sigma_p(M) = 1333,62 \text{ Mpa}$$

❖ Perte par recul d'ancrage dans un câble

A $x=0$: la tension dans un câble vaut :

$$\sigma_p(A') = \sigma_{p0} - 2[\sigma_{p0} - \sigma_p(M)] = 1251,54 \text{ Mpa}$$

Tableau N° IV.3 : la perte de tension par recul d'ancrage :

section	σ_{p0} (Mpa)	$\sigma_p(x)$ (Mpa)	$\Delta \sigma_g(x)$ (Mpa)
$X = 0$	1415,7	1251,54	164,16
$X = 7,45$	1415,7	/	0,00

NB : la perte de tension par recul d'ancrage est la même dans tous les câbles.

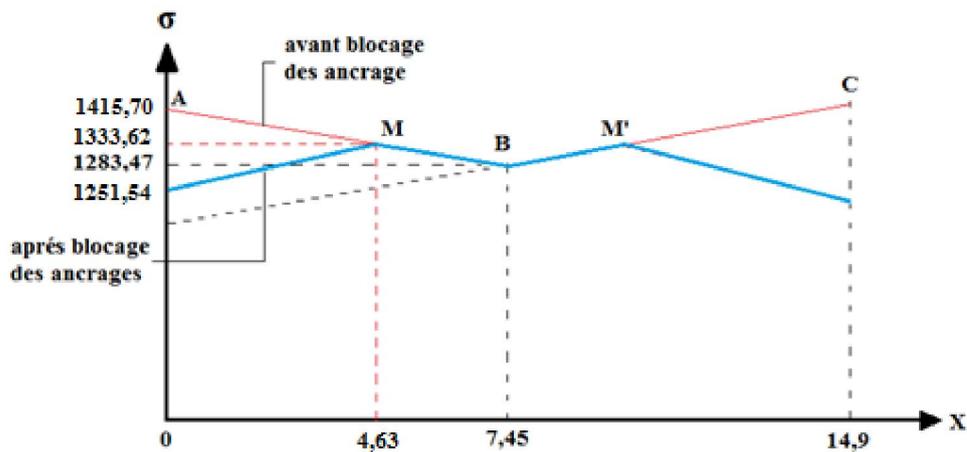


Figure IV.2 : Diagramme des contraintes après recul d'ancrage

VII. 1. 3. Perte par non simultanéité de mise en tension des câbles :

Supposons qu'un élément soit précontraint avec plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension de deuxième câbles va entraîner un raccourcissement de l'élément et du premier câbles, de même, la mise en tension de troisième câbles va entraîner un raccourcissement de l'élément et des deux premiers câbles et ainsi de suite, la mise en tension des câbles se fera au 28^{ème} jour.

❖ La perte dans un câbles :

Chaque câbles subit une perte moyenne due au non simultanéité de mise en tension :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p}{E_{bij}} \times \sigma_{bn}(x)$$

Avec :

$\sigma_{bn}(x)$: contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse « x » calculé au niveau du câbles moyen.

E_{bij} : module de déformation instantanée du béton, $E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$$\sigma_{bn}(x) = n \times \left[\frac{\sigma_{P(x)}}{B} \times A_p + \frac{\sigma_{p(x).A_p.e_p}}{I} \right]$$

Dans notre cas :

L'excentricité est nulle et donc la formule précédente devient :

$$\sigma_{bn}(x) = n \times \left[\frac{\sigma_{P(x)}}{B} \times A_p \right]$$

NB : dans le calcul des pertes par non simultanéité de mise en tension, $B = 5 \times 0.3 = 1.5 \text{ m}^2$

Remarque :

Lorsque nous calculons la perte par non simultanéité de mise en tension des câbles, nous considérons que le câbles du fond subit l'action de tous les câbles jusqu'au dernier.

La paroi est précontrainte par 15 câbles identiques sur une hauteur de cinq mètres.

Nous avons :

$$\frac{E_p}{E_b} = \frac{190000}{11000 \sqrt[3]{35}} = 5,28$$

En utilisant les formules précédentes, nous aurons les résultats récapitulés dans le tableau Suivant :

Tableau N° IV.4 : Les pertes de tension par non simultanété de mise en tension :

	Câble N��	Contrainte $\sigma_{bn}(x)$		Perte $\Delta\sigma_{pi}(x)$	
		X = 0	X = l/2	X = 0	X = l/2
I	1	13.14	13.47	32.37	33.19
	2	12.26	12.57	30.05	30.81
	3	11.39	11.68	27.75	28.46
II	4	10.51	10.78	25.43	26.08
	5	9.64	9.88	23.14	23.71
	6	8.76	8.98	20.81	21.33
III	7	7.88	8.08	18.49	18.96
	8	7.00	7.19	16.17	16.60
	9	6.13	6.29	13.87	14.23
IV	10	5.26	5.39	11.57	11.86
	11	4.38	4.49	9.25	9.48
	12	3.5	3.60	6.93	7.13
V	13	2.63	2.70	4.63	4.75
	14	1.75	1.80	2.31	2.38
	15	0.87	0.90	0,00	0,00

❖ Calcul de la perte instantanée totale

C'est la somme de toutes les pertes instantanées précédentes « pertes par frottement, par recul d'ancrage et par non simultanété de mise en tension »

La perte instantanée totale se calcule comme suit :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\phi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$$

Le tableau suivant nous donne la valeur de la perte instantanée totale dans chaque bande :

Tableau N   IV.5 : Les pertes instantanées totales :

Bande « i »	$\Delta\sigma_i(x=0)$ Mpa	$\Delta\sigma_i(x=l/2)$ Mpa
I	582, 65	498, 15
II	561, 86	467, 81
III	541, 01	446, 48
IV	520, 23	425, 16
V	499, 42	403, 82

VII. 2. Les pertes différées :

VII. 2. 1. Perte dues au retrait du béton :

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui a pour conséquence de détendre les armatures de précontrainte.

Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r \times [1 - r(t)]$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m}, \quad t = 28 \text{ jours}$$

Et :

r_m : étant le rayon moyen, il se calcule comme suit :

$$r_m = \frac{\text{section}}{\text{périmètre}} = \frac{3000}{260} = \mathbf{11,53 \text{ cm}}$$

ε_r : le retrait final du béton tel que : $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

D'où :

$$\Delta\sigma_r = \mathbf{44,88 \text{ Mpa}}$$

VII. 2. 2. Pertes dues à la relaxation des câbles :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule qui suit :

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\mu_0 = 0,43$ → Armatures TBR (très basse relaxation)

$\rho_{1000} = 2,5\%$ → valeur de la relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$ → tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées)

La perte par relaxation des aciers est donnée dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.6 : Les pertes de tension par relaxation des aciers :

Câble N°	$\sigma_{pi}(x)$		$\Delta\sigma_p(x)$	
	X = 0	X = l/2	X = 0	X = l/2
1	1089,66	1117,45	30,34	33,75
2	1101,22	1129,30	31,74	35,24
3	1112,79	1141,15	33,16	36,75
4	1124,35	1153,03	34,61	38,30
5	1135,91	1164,89	36,08	39,86
6	1147,48	1176,74	37,57	41,45
7	1159,04	1188,60	39,08	43,06
8	1170,60	1200,48	40,62	44,70
9	1182,17	1212,33	42,18	46,36
10	1193,73	1224,18	43,76	48,04
11	1205,29	1236,04	45,37	49,75
12	1216,86	1247,89	46,99	51,48
13	1228,42	1259,75	48,64	53,23
14	1239,98	1271,62	50,32	55,01
15	1251,54	1283,47	52,01	56,82

VII. 2. 3. Pertes dues au fluage :

Le béton subit un raccourcissement progressif lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanente, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le **BPEL 91** est la suivante :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b + \sigma_M) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen obtenue lorsque toutes les pertes sont produites.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

$$\sigma_M(x) = n \times \left[\frac{\sigma_P(x)}{B} \times A_p + \frac{\sigma_{p(x)} + A_p \cdot e_p}{I} \right]$$

Dans une section quelconque d'abscisse « x », la perte différée totale est :

$$\Delta\sigma_{dif}(x) = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x)$$

Sachant que :

$$\sigma_b(x) = \frac{\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{dif}}{B} \times 3 A_P$$

Et :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = (\sigma_b + \sigma_M) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Après avoir simplifié ces équations, nous obtiendrons pour notre cas la formule qui nous donne la perte par fluage :

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = \left[2\sigma_M(x) - \frac{3A_p}{B} [\Delta\sigma_r + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p(x)] - \frac{3A_p}{B} \Delta\sigma_{fl}(x) \right] \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Le calcul nous donne les résultats résumés dans le tableau ci-dessous :

NB : Les pertes sont calculées dans un câble moyen

A x = 0 :

Tableau N° IV.7 : Les pertes de tension différées :

Bande « i »	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_p(0)$	$\Delta\sigma_{fl}(0)$
I	44,88	31,74	111,94
II	44,88	36,08	115,39
III	44,88	40,62	118,84
IV	44,88	45,37	122,27
V	44,88	50,32	125,70

A x = l/2 :

Tableau N° IV.8 : Les pertes de tension différées :

Bande « i »	$\Delta\sigma_r$	$\Delta\sigma_p(l/2)$	$\Delta\sigma_{fl}(l/2)$
I	44,88	35,25	115,77
II	44,88	39,87	119,34
III	44,88	44,71	122,89
IV	44,88	49,76	126,44
V	44,88	55,02	129,98

❖ **Calcul des pertes différées totales :**

C'est la somme de toutes les pertes différées précédentes « pertes dues au retrait, dues à la relaxation des aciers et au fluage »

La perte différées totale se calcul comme suit :

$$\Delta\sigma_{\text{dif}}(x) = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\text{fl}}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p(x)$$

Le tableau suivant nous donne la perte différée totale dans le câble moyen dans chaque bande.

Tableau N° IV.9 : Les pertes de tension différées totales:

Bande « i »	$\Delta\sigma_{\text{dif}}(0)$	$\Delta\sigma_{\text{dif}}(l/2)$
I	183,27	190,02
II	190,33	197,44
III	197,57	205,03
IV	204,95	212,79
V	212,51	220,71

En fin :

La perte totale dans chaque bande est :

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = \Delta\sigma_i(x) + \Delta\sigma_{\text{dif}}(x)$$

A $x=0$:

- Bande I : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 582,65 + (3 \times 183,27) = 1132,46$ Mpa
- Bande II : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 561,86 + (3 \times 190,33) = 1132,85$ Mpa
- Bande III : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 541,01 + (3 \times 197,57) = 1133,00$ Mpa
- Bande IV : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 520,23 + (3 \times 204,95) = 1135,08$ Mpa
- Bande V : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 499,42 + (3 \times 212,51) = 1136,95$ Mpa

A $x=l/2$:

- Bande I : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 489,15 + (3 \times 190,02) = 1059,21$ Mpa
- Bande II : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 467,81 + (3 \times 197,44) = 1060,13$ Mpa
- Bande III : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 446,48 + (3 \times 205,03) = 1061,57$ Mpa
- Bande IV : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 425,16 + (3 \times 212,79) = 1063,53$ Mpa
- Bande V : $\Delta\sigma_{\text{totale}} = 403,82 + (3 \times 220,71) = 1065,95$ Mpa

Les câbles de précontrainte subissent des pertes de tension différemment dans chaque bande, les calculs faits dans ce chapitre nous permettent de conclure ce qui suit :

Bande « I » : les pertes de tension représentent **25,80%** de la tension initiale.

Bande « II » : les pertes de tension représentent **25,81%** de la tension initiale.

Bande « III » : les pertes de tension représentent **25,83%** de la tension initiale.

Bande « IV » : les pertes de tension représentent **25,88%** de la tension initiale.

Bande « V » : les pertes de tension représentent **25,93%** de la tension initiale.

En résumé, l'ensemble des câbles subit une perte de tension d'ordre **25.85 %** « inférieur à **32 %** ».

❖ **Vérification des contraintes :**

Les câbles de précontraintes ont subi des pertes de tension et par conséquent, l'effort de précontrainte exercé initialement dans chaque bande diminue.

Il est nécessaire donc de vérifier à nouveau les contraintes dans le béton.

L'effort de précontrainte final dans chaque bande vaut :

Tableau N° IV.10 : L'effort de précontrainte final

Bande « i »	Pourcentage des pertes	P _{i,final}
I	25,80 %	3,309 MN
II	25,81 %	3,308 MN
III	25,83 %	3,307 MN
IV	25,88 %	3,305 MN
V	25,93 %	3,303 MN

➤ **Vérification vis-à-vis la traction (réservoir plein) : bande du fond**

Il suffit de vérifier la bande « I » pour constater que les autres bandes sont vérifiées.

✚ Dans la section d'enrobage : $B_i = 0,3m^2$ $i = \text{bande}$

$$\sigma_{sup} = \frac{P_{i,finale}}{B} - \frac{T}{B} \geq 0,00 \quad i=I \rightarrow \sigma_{sup} = 6,83 \text{ Mpa} > 0,00 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

✚ Hors de la section d'enrobage :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_{i,finale}}{B} - \frac{T}{B} \geq -1,5 f_{t28} \quad i=I \rightarrow \sigma_{sup} = 6,83 \text{ Mpa} > -4,05 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification vis-à-vis la compression (réservoir vide) : bande « V »**

Il suffit de vérifier la bande « V » pour constater que les autres bandes sont vérifiées.

$$\sigma_{inf} = \frac{P_{i,finale}}{B} \leq 0,6 f_{c28} \quad i=V \rightarrow \sigma_{inf} = 8,41 \leq 21 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Finalement :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées après toutes les pertes de tension.

IX. Calcul des armatures passive :

- la paroi :

Nous avons des sections du béton entièrement comprimées (efforts de traction absorbé par la précontrainte) sur la paroi, nous devons disposer d'un ferrailage minimum.

La valeur minimale fascicule 74 vaut béton.

Soit $A_{min} = 3 \text{ cm}^2$

Pour des raisons nous avons opté espacées de 15cm.

fixée par le **BPEL 91** et le **0,1 %** de la section du

sécuritaires et constructives, pour des barres de **T14**

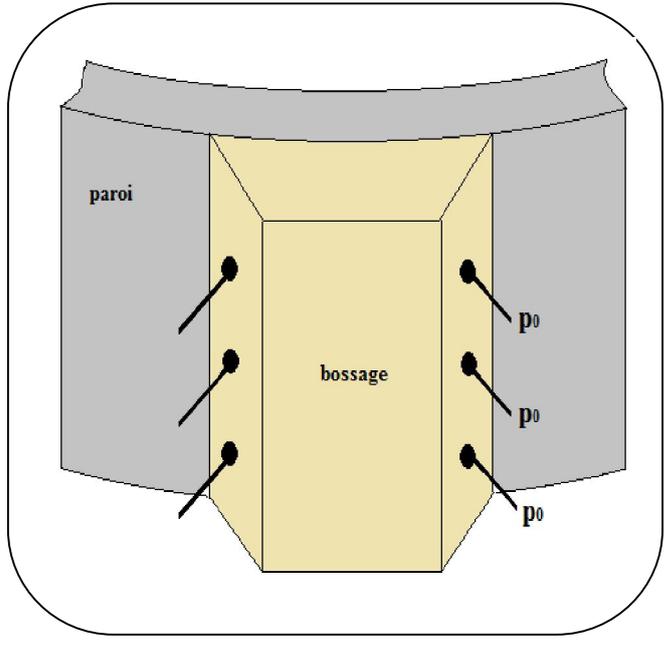
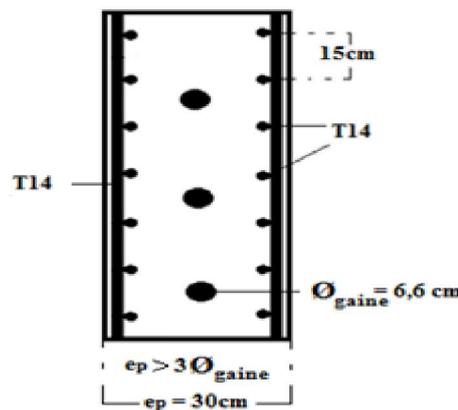


Figure IV. 4. Disposition des armatures actives et passives dans la paroi

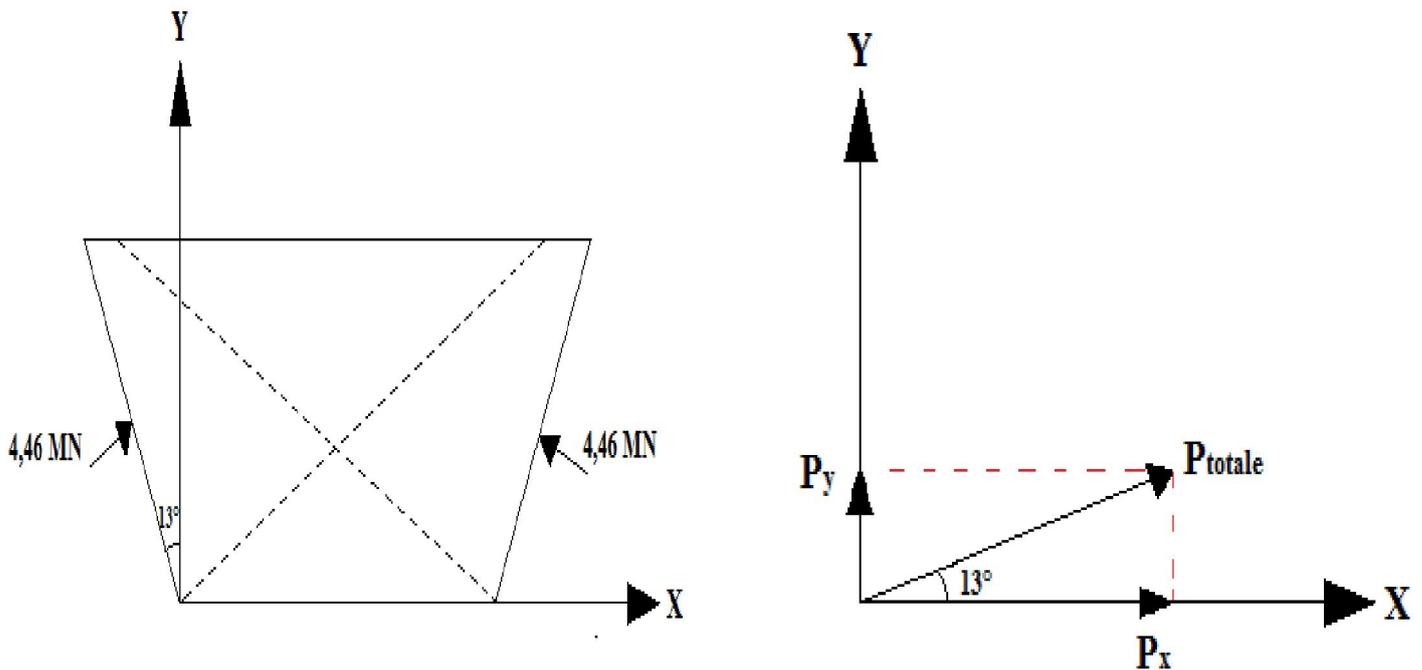


Figure IV. 5. Image réelle de la section d'about. Figure IV. 6. Section d'about (bossage)

X. Vérification de la section d'about :

La section d'about (bossage) doit être vérifiée vis-à-vis la compression et le cisaillement.

Figure IV. 6. Décomposition de l'effort appliqué sur la Section d'about

X. 1. Vérification vis-à-vis la compression :

L'effort à prendre en considération sur une bande d'un mètre est égale à $3P_0$.

La section qui se trouve comprimée par cet effort vaut $0,4\text{m}^2$ ($0,4\text{m} \times 1\text{m}$).

La contrainte de compression est :

$$\sigma_c = \frac{4,46}{0,4} = 11,15 \text{ Mpa} < 21 \text{ Mpa}$$

σ_c est inférieure à la contrainte limite admissible de compression du béton calculé précédemment.

La vérification à la compression est satisfaite.

X. 2. Vérification vis-à-vis le cisaillement :

Pour la contrainte de cisaillement, nous devons décomposer l'effort en deux composantes.

L'effort engendrant la contrainte de cisaillement est noté P_y

❖ Calcul de P_y :

$$P_y = P_{\text{totale}} \sin(13^\circ) = 1,003 \text{ MN} = 1 \text{ MN}$$

Par conséquent, la contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau = \frac{P_y}{(0,4+0,3)} = \frac{1}{0,7} = 1,43 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{adm}} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{Mpa}\right) = 3,5 \text{ Mpa}$$

La vérification est satisfaite vis-à-vis le cisaillement.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous pouvons conclure ce qui suit :

- ✓ L'effort de précontrainte est suffisant pour reprendre entièrement les efforts de traction.
- ✓ La section du béton (sur les 5 mètres du fond) demeure comprimée que se soit en charge ou à vide.
- ✓ Les pertes de tension ne dépassent pas 32% de la tension appliquée à l'origine.
- ✓ Le fuseau limite de passage de câble moyen vérifie le choix adopté (précontrainte centrée).
- ✓ Les contraintes de compression et celle de cisaillement sont vérifiées au niveau de la section d'about.

Chapitre V : Calcul hydrodynamique

I. Introduction :

Les réservoirs de stockage de liquides sont des structures très répandues dans le domaine du génie civil. Lors d'un séisme, il est primordial que ces structures soient préservées, afin d'éviter qu'elles ne répandent leur précieux contenu, entraînant des réactions en chaîne incontrôlables pouvant causer plus de dégâts que le séisme lui-même.

Les ouvrages hydrauliques en général et les réservoirs de stockage en particulier ne sont pas abordés dans le RPA, si bien que pour leur conception et calcul.

- Le RPA 81 fixe à 1000 m³ la capacité à partir de laquelle il faut tenir compte de l'effet hydrodynamique, en **zone II** (moyenne sismicité) et **zone III** (forte sismicité).
- Le RPA 2003 [4] classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande et moyenne importance comme étant des ouvrages de **groupe 1B**, c'est-à-dire des ouvrages publics d'intérêt national, ayant une importance socioculturelle et économique certaine.

L'étude sismique se fera en recourant à une approche basée sur des règlements étrangers. Parmi ces règlements, le **fascicule 74** du ministère Français de l'équipement, des transports et du logement, traitant de la construction des réservoirs en béton, énonce que la justification de la tenue au séisme devra prendre en compte les actions dynamiques réciproques qui se développent entre le fluide et la cuve qui le contient ; c'est au fait l'effet hydrodynamique.

Pour les méthodes de calcul, le fascicule 74 nous renvoie à des articles que le projeteur est invité à consulter. Nous citons à titre d'exemple **Davidovici** et **Haddadi**.

En effet, Davidovici et Haddadi proposent des méthodes de calcul au séisme des réservoirs au sol et surélevés de différentes formes (circulaires et rectangulaires), tenant compte de l'effet hydrodynamique. Ils abordent même les méthodes de **Housner**, **Jacobsen & Ayre** et **Hunt & Priestley** que nous allons présenter brièvement dans notre étude.

II. Méthodes de calcul :

Les trois méthodes de calcul que nous présentons dans ce qui suit considèrent des hypothèses différentes selon la dépendance de la surpression dynamique par rapport au temps.

II.1 Méthode de Jacobsen & Ayre :

Cette méthode néglige l'influence du temps sur la pression, elle ne considère que la surpression d'impulsion, avant que ne commencent les oscillations du liquide et le réservoir a un champ de vitesse proportionnelle à la vitesse du sol d'après Jacobsen.

Pour conclure, cette méthode néglige les sollicitations par les oscillations des vagues et prend en compte seulement les efforts d'impulsion.

II.2 Méthode Hunt & Priestley :

Pour celle là, les sollicitations produites par les oscillations des vagues et les efforts d'impulsion sont pris en compte et d'où le champ de vitesses fonction du temps et l'accélération de sol seront mises en relation directe.

II.3 Méthode approchée de Housner :

Housner a préféré de séparer le phénomène d'impulsion et celui des oscillations. Ce qui l'a conduit à une approche avec des expressions simple.

III. Choix de la méthode de calcul :

Les réservoirs sont classés selon le taux de remplissage (le rapport entre la hauteur de liquide et le rayon intérieur de réservoir « h/R ») en deux types :

Type 1 : Réservoirs peu profonds dont $h/R < 1,5$.

Type 2 : Réservoirs profonds dont $h/R > 1,5$.

- Les deux dernières méthodes s'appliquent quel que soit le taux de remplissage.
- Les trois méthodes donnent des résultats comparables pour le type 1, c'est pourquoi la méthode de Housner est mieux applicable.
- Pour le type 2, la méthode de Housner donne des résultats approchés à 10%, pour ce type, il est préférable d'utilisé la méthode Hunt § Priestley.

NB : Dans notre cas, la méthode utilisée sera celle de **Housner**.

III.1 Présentation de la méthode de Housner :

III.1.1 Hypothèses :

En effet, lorsqu'un réservoir est couvert et entièrement plein, il n'ya naturellement pas de mouvement relatif du liquide par rapport au réservoir, à la suite d'une excitation sismique. D'un point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble liquide - réservoir constituait une masse unique. Par ailleurs, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement ; ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance des contraintes sur les parois.

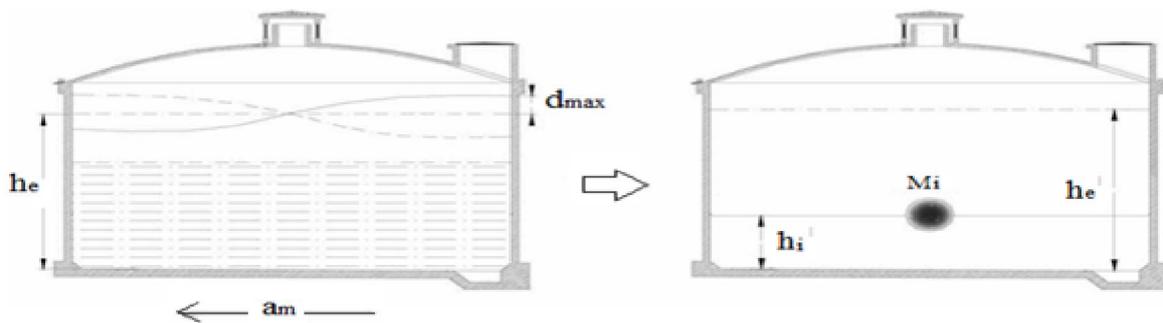
- Le liquide stocké soit incompressible.
- La dissipation d'énergie due à la viscosité de fluide dans les réservoirs sera négligée.

Au final, il vaut mieux considérer l'hypothèse simplificatrice selon laquelle les réservoirs sont liés rigidement à leur sol de fondation, ce qui leur confère la même accélération que celle du sol.

III.1.2 Exposé de la méthode utilisée:

Tapez une équation ici. Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, nous utilisons l'approche développée par **Housner**, dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion, et une action active provoquant des efforts d'oscillation. Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir.

Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i , telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts

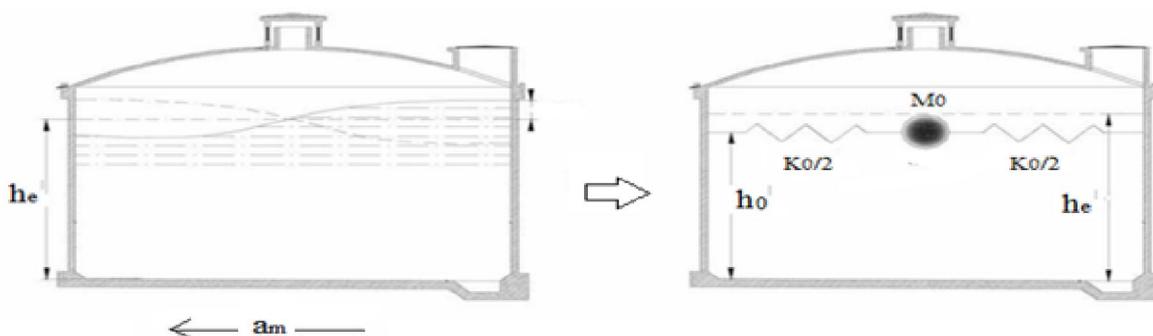


horizontaux que la masse d'eau équivalente (**Figure V.1**).

Figure V.1 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par des ressorts de raideurs $K_o/2$ à un niveau h_o , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide (**figure V.2**).

Pour le calcul du moment de flexion des parois, les seules actions prises en compte



sont celles sur les parois. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_o .

Figure V.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation.

Action sur la paroi

Pour le calcul du moment de renversement d'ensemble, nous considérons l'action des surpressions sur le fond du réservoir. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_o^* (Figure V.3).

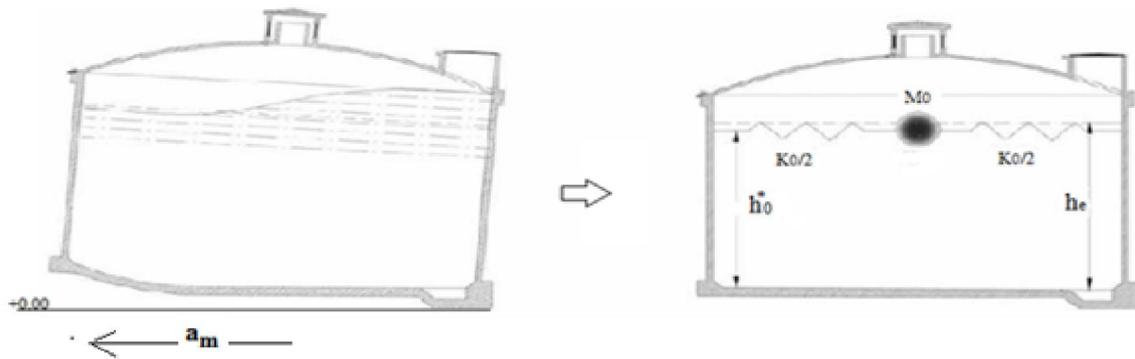


Figure V.3 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation.

(Action sur la paroi et la base)

III.1.3 Modèles mécaniques :

L'analyse complète de l'interaction fluide structure et la détermination exacte des sollicitations dans un réservoir soumis à une action dynamique doivent tenir compte :

- ✓ des oscillations de la surface du fluide ;
- ✓ de la déformabilité du réservoir ;
- ✓ de la fixation partielle ou complète de sa base, et du soulèvement du fond du réservoir ;
- ✓ de la flexibilité de la fondation.

Enfin : Le modèle que l'on retiendra pour l'ensemble des deux types d'actions sera représenté sur la figure (Figure V.4).

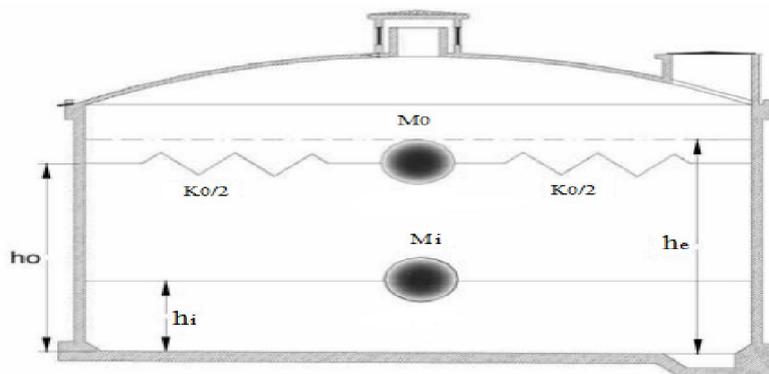


Figure V.4 : Modèle simplifié de Housner à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (oscillation).

IV. Etapes et application de calcul :

IV.1 Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est un réservoir en béton précontraint de capacité 5000 m^3 , implanté sur un site meuble, classée zone **IIA** de moyen sismicité et groupe **1B**.

Les caractéristiques géométriques du réservoir sont données comme suit : (**Figure V.5**).

- hauteur d'eau utile du réservoir $H_e = 11,00 \text{ m}$,
- hauteur au dessus du trop plein $h_0 = 2,40 \text{ m}$,
- hauteur totale de l'ouvrage $h_t = 16,7 \text{ m}$,
- rayon intérieur du réservoir $R_{int} = 12,00 \text{ m}$.

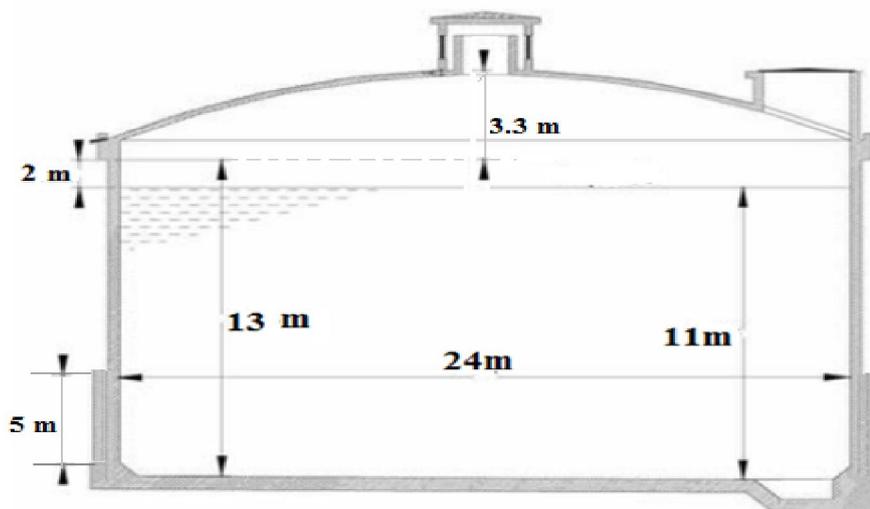


Figure V.5 : Coupe transversal du réservoir.

IV.2 Calcul de taux de remplissage :

$$Tr(\%) = \frac{H_e}{R_{int}}$$

D'où :

$$\frac{H_e}{R_{int}} = \frac{11}{12} = 0.917 < 1.5$$

La méthode choisie est vérifiée \Rightarrow **méthode de Housner**.

IV.3 Calcul de la force d’impulsion :

Pour un réservoir circulaire à base horizontale et parois verticales, soumis à une accélération maximale a_m , et si on néglige la compressibilité du liquide, en exprimant le principe de masse et le principe fondamentale de la dynamique, nous aurons la pression d’impulsion F_i tel que définit par **Haddadi et Davidovici** et qui se calcul comme suit :

$$F_i = a_m \times M_i$$

Avec :

M_i : la masse d’impulsion (passive) et a_m : l’accélération maximale du sol.

IV.3.1 Calcul de la masse inerte M_i :

La masse d’inertie est donnée par la relation suivante :

$$M_i = M_e \frac{\left(\text{th} \left(\sqrt{3} \frac{R_{int}}{H_e} \right) \right)}{\left(\sqrt{3} \frac{R_{int}}{H_e} \right)}$$

Avec :

M_e : désigne la masse d’eau qui est égal . $M_e = \rho_e \times V_{réel}$

$V_{réel}$: est le volume réel d’eau dans le réservoir ($v= 4973,76m^3$).

ρ_e : est le poids volumique de l’eau ($\rho_e = 1t/m^3$).

D’où : $M_e = 4973,76 \text{ tonnes.}$

Nous aurons : $M_i = 2514,72 \text{ tonnes.}$

IV.3.2 Calcul de l’accélération:

L’accélération a_m imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée du code de calcul en fonction de la zone sismique et d’autres paramètres. Elle représente une fraction de l’accélération de la pesanteur. **Le RPA 2003(Règlement Parasismique Algérien)** propose, pour sa détermination, le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{a_m}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \dots\dots\dots \text{équation (1).} \\ 1.25A \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots \text{équation (2).} \\ 1.25A \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots \text{équation (3).} \end{cases}$$

$$1.25A \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \right) \dots\dots\dots T > 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots \text{équation (4)}.$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Pour notre cas l'ouvrage (réservoir) nous admettant qu'il est du groupe **1b** et implanté en Zone **IIa** de moyenne sismicité. **A = 0,20**

R : le facteur de comportement global de la structure, sa valeur est donnée suivant la nature de contreventement et de type de la structure.

Notre ouvrage peut être considéré comme étant une structure en voile, classé par le RPA2003, de catégorie **2**(voiles porteurs), dans ce cas : **R = 3,5**

η : est un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.70$$

Où **ξ** désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Notre structure est composée de voile d'où : **ξ = 10%**

Nous aurons : **η = 0,76 ≥ 0.70**

Q : est le facteur de qualité de la structure, ce facteur est essentiellement fonction de la structure et se calcule en fonction de six critères donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Où **P_q** : sont les pénalités qui dépend de l'observation ou non, du critère de qualité, ces derniers sont donnés comme suit :

- | | | |
|---|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> - Condition minimale des files porteuse - Surabondance en plan | } | ces deux conditions ne sont pas prises en compte dans le cas des réservoirs |
| <ul style="list-style-type: none"> - Régularité en élévation - Régularité en plan - Contrôle de la qualité des matériaux - Contrôle de la qualité de construction | <ul style="list-style-type: none"> P₃ = 0,00. P₄ = 0,00. P₅ = 0,00. P₆ = 0,00. | |

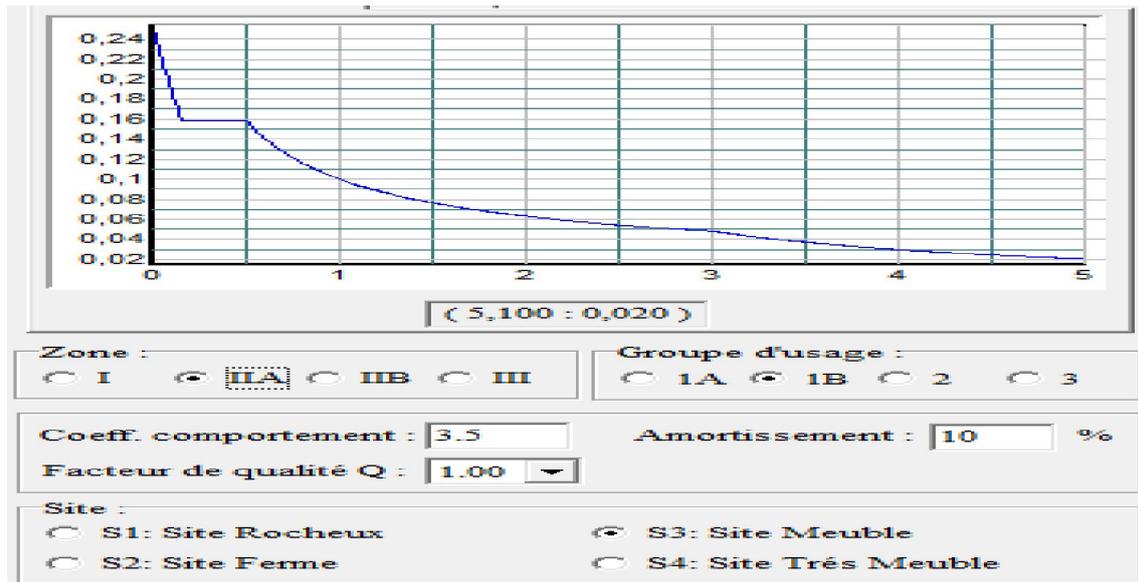


Figure V.6 : Exemple du Spectre de repense d’après le RPA 99 (version 2003) :

D’où :

T : la période fondamentale et sa valeur peut être estimée à partir de la relation suivante :

$$T = 1,79 \times h_t^2 \sqrt{\frac{p}{g EI}}$$

Cette relation est proposée par PS69 révisé en 82 fait appelle à la rigidité flexionnelle (EI).

Avec : $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

h_t : la hauteur totale de la structure. $h_t = 16.7 \text{ m}$

La rigidité flexionnelle EI, n’est pas abordée par le RPA dans les relations empiriques proposées.

E : module d’élasticité instantané du béton.

$$E = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt{25}$$

$$E = 32164,20 \text{ MN/m}^2$$

I_x : moment d’inertie de la section transversale du réservoir.

$$I_x = \frac{\pi}{64} (D_{ext}^4 - D_{int}^4) = I_x = \frac{\pi}{64} (24.6^4 - 24^4)$$

D’où : $I_x = I_y = 1690,70 \text{ m}^4$

P: le poids total de réservoir par unité de longueur.

$$P = \frac{P_{\text{total}}}{\pi D_{\text{ext}}}$$

Avec :

$D_{\text{ext}} = D_{\text{radier}}$: diamètre de la base du réservoir. $D_r = 25,6$ m

P_{total} : poids total du réservoir.

La répartition uniforme du poids de l'ouvrage (P_{total}) donnée par le RPA 2003 est :

$$P_{\text{total}} = P_{G_i} + \beta P_{Q_i}$$

Avec :

P_{Q_i} : poids dû aux charges d'exploitation (eau).

P_{G_i} : poids dû aux charges permanentes.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de charge d'exploitation et de type d'ouvrage. Dans notre cas $\beta = 1$ (cas 4 : réservoir).

On aura : $P_t = 69979,8 \text{ KN}$.

Le poids total par unité de longueur sera : $P = 870,13 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$T = 1,79 \times (16,7)^2 \sqrt{\frac{870,13}{9,81 \times 1690,7 \times 32164,2}} \Rightarrow T = 0,020 \text{ s.}$$

T_1 et T_2 : sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site S_i .

La catégorie du site concernant notre projet est un **site meuble (S3)**.

$$T_1 = 0,15 \text{ s et } T_2 = 0,5 \text{ s}$$

D'après le **RPA 2003** :

Les sites sont classés en **04** catégories en fonction des caractéristiques mécaniques de sol et des couches qui les constituent. Pour un site meuble **S3**: « dépôts épais de sable et gravier ou argile moyennement raide à partir de 10m de profondeur ».

Tableau N° V.1 : Tableau représentatif des paramètres de l'accélération obtenus :

paramètres	valeur	commentaires
Q	1.00	Toutes les pénalités sont observées
R	3.50	Structure en voiles catégorie 2
A	0.20	Groupe 1b et zone IIa de moyenne sismicité
η	0.76	Voile (remplissage en BA)
T	0.02 s	Période faible ⇒ Comportement rigide
T₁ et T₂	0.15s ; 0.50s	Site meuble

$$0 < T = 0,02 < T_1 = 0,15$$

D'où le rapport $\frac{a_m}{g}$ sera calculé par l'équation (2) de spectre de réponse suivante :

$$\frac{a_m}{g} = 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right)$$

$$a_m = 2,303 \text{ m/s}^2$$

Finalement : la résultante des pressions d'impulsion vaut:

$$F_i = 2514,72 \times 2,303$$

$$\Rightarrow F_i = 5790,62 \text{ KN}$$

IV.4 Calcul de la force d'oscillation :

Avec les même hypothèses que précédemment, en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface, et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques. La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation sera calculée par la formule suivante :

$$F_o = 1,2 M_o \times g \times \Phi_o$$

Φ_o : l'angle maximal d'oscillation de la surface libre exprimé en fonction de spectre d'accélération a_m .

$$\Phi_o = 0,83 \times \frac{a_m}{g} \Rightarrow \Phi_o = 0,195.$$

M_o : la masse d'eau ou bien la fraction de l'eau dans le réservoir qui se met en vibration.

IV.4.1 Calcul de la masse oscille M_o :

$$M_o = M_e \times 0.318 \times \frac{R_{int}}{H_e} \times th \left(1.84 \frac{H_e}{R_{int}} \right) \Rightarrow M_o = 1611,08 \text{ tonnes.}$$

D'où :

La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation est :

$$F_o = 3694,99 \text{ KN}$$

IV.5 Calcul des moments de flexion :

IV.5.1 Le moment de flexion sous l'action d'impulsion :

Le moment qui agit sur la paroi sous action d'impulsion se calcule comme suit :

$$M_{fi} = F_i \times h_i$$

Avec :
$$h_i = \frac{3}{8} H_e$$

IV.5.2 Le moment de flexion sous l'action d'oscillation :

$$M_{fo} = F_o \times h_o$$

Avec :

$$h_o = H_e \left(1 - \frac{1}{1.84 \operatorname{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_{int}} \right)} + \frac{1}{1.84 \frac{H_e}{R_{int}} \times \operatorname{sh} \left(1.84 \frac{H_e}{R_{int}} \right)} \right)$$

🔧 Application numérique :

Les résultats obtenus sont représentés suit :

Tableau N° V.2 : Les moments de flexion d'impulsion et d'oscillation.

Force	impulsion	oscillation	Unités
paramètres			
Les forces $F_{(i, o)}$	5790,62	3694,99	KN
hauteur $h_{(i, o)}$	4,13	7,10	m
Moment de flexion $M_f_{(i, o)}$	23886,32	26226,66	KN.m
Moment de flexion total $M_{ft (i, o)}$	50112,98		KN.m

IV.6. Calcul des moments de renversement :

IV.6.1. Le moment de renversement sous l'action d'impulsion :

Le moment de renversement d'impulsion est donné par :

$$M_{ri} = F_i \times h_i^*$$

Avec :

$$h_i^* = \frac{3}{8}H_e + \frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{3} \left(\frac{R_{int}}{H_e} \right)}{\text{th} \left(\sqrt{3} \left(\frac{R_{int}}{H_e} \right) \right)} - 1 \right)$$

IV.6.2. Le moment de renversement sous l'action d'oscillation :

Le moment de renversement d'oscillation est donné par :

$$M_{ro} = F_o \times h_o^*$$

Avec :

$$h_o^* = H_e \left(1 - \frac{\text{ch} \left(1.84 \frac{H_e}{R_{int}} \right) - 2}{1.84 \frac{H_e}{R_{int}} \times \text{sh} \left(1.84 \frac{H_e}{R_{int}} \right)} \right)$$

Application numérique :

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.3 : Les moments de renversement d'impulsion et d'oscillation.

Force	impulsion	oscillation	unités
paramètres			
Les forces $F_{(i, o)}$	5790,62	3694,99	KN
hauteur $h^*_{(i, o)}$	4,61	9,02	m
Moment de renversement $M_{R (i, o)}$	26717,53	33315,36	KN.m
Le Moment de renversement total $M_{Rt (i, o)}$	60032,88		KN.m

IV.7 Etat limite ultime de stabilité :

Sous l'effet de l'action sismique à l'état limite ultime, la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfaite. La stabilité d'ensemble se rapporte à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. A cet effet, il y'a lieu de satisfaire les deux inégalités suivantes :

✚ **Inégalité 01** :(vérification au NON Renversement).

Moment stabilisant $\geq 1,5 \times$ Moment renversant.

❖ **Le moment stabilisant :**

$$M_{st} = P_t \times R_{radier}$$

P_t : Poids de réservoir plein. (=69979,8KN).

R_r : rayon de radier. (=12,8 m).

❖ **Le moment renversant :**

$$M_r = \sum M_{r(i,osc)} (=60032,88 \text{ KN.m})$$

✚ **Inégalité 02** :(vérification au NON glissement).

$$\frac{N_v \times \text{tg} \varphi}{1.2} + \frac{C \times A}{1.5} \geq N_{h,ultime} \text{ (résultante horizontale).}$$

D'après le **fascicule 74**, les paramètres de ce terme sont exprimés comme suit :

❖ N_v : la composante verticale des sollicitations à l'état considéré.

$$N_{vu} = 1.35 G + 1.5 (Q_{eau} + Q_{ouvriers}) + N$$

$$\Rightarrow N_{vu} = 100235,88 \text{ KN}$$

❖ φ et c : les caractéristiques mécanique du sol respectivement l'angle de frottement et la cohésion.

Ces propriétés mécaniques de sol s'obtiennent au laboratoire avec l'essai de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE.

Nous prenons un sol alluvionnaire recouvert d'une argile de faible épaisseur de caractéristique suivante : $\varphi = 21^\circ$; $c = 0,4$ bars

❖ A : la section de la semelle appuyé sur le sol. $A = A_{\text{radier}} = 514,5 \text{ m}^2$.

✚ la résultante horizontale:

Pour la résultante des forces horizontales, nous considérons la somme de la force d'impulsion F_i et de la force d'oscillation F_o .

$$N_h = 9485,61 \text{ KN.}$$

✚ Application numérique :

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.5 : vérification à l'état ultime de stabilité

Vérification au	M_{st} (KN.m)	M_r (KN.m)	rapport $\frac{M_{st}}{M_r}$	interprétation
NON Renversement	909166,08	60032, 88	= 15,14 > 1,5	Inégalité 01 Vérifiée
NON Glissement	$\left(\frac{N_{vu} \times \text{tg}\phi}{1.2} + \frac{C \times A}{1.5}\right)$ (KN)	$N_h = F_i + F_o$ (KN)	vérification	interprétation
	13721,01	9485,61	13721,01 > 9485,61	Inégalité 02 Vérifiée

✚ Interprétation des résultats :

Les inégalités **01** et **02** sont vérifiées, on voit que les deux rapports sont important donc le réservoir est stable vis-à-vis du l'effondrement sous l'excitation sismique.

D'après les études qui ont été faites, ont conclue que la stabilité au renversement est une particularité des réservoirs posés au sol.

IV.8 Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal :

Il y'a lieu de s'assurer que sous l'effet de l'action sismique de dimensionnement appropriée, le réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu.

IV.8.1 La hauteur maximale d_{\max} des vagues après oscillation :

Cette hauteur est donnée par la formule suivante :

$$d_{\max} = \frac{0.408 \times R_{\text{int}}}{\left(\frac{g}{w_0^2 \times \Phi_0 \times R_{\text{int}}} - 1 \right) \times \text{th} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_{\text{int}}} \right)}$$

Avec :

w_0 : La pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement est exprimée par l'équation suivante :

$$W_0^2 = \frac{g}{R_{\text{int}}} \times 1.84 \times \text{th} \left(1.84 \frac{H_e}{R_{\text{int}}} \right) \Rightarrow W_0^2 = 1,405 \text{ s}^{-2}$$

D'où:

$$d_{\max} \approx 2,64 \text{ m} < h_0 + L_{\text{cein}} = 2 + 0,80 = 2,80 \text{ m} \quad \text{Condition. Vérifiée.}$$

D'après l'eurocode 8 :

$$d_{\max} = 0.84 \times \frac{a_m}{g} \times R_{\text{int}} \Rightarrow d_{\max} \approx 2,36 \text{ m} < h_0 = 2,80 \text{ m} \quad \text{Condition. Vérifiée.}$$

🚩 Interprétation du résultat :

- Les vagues ne peuvent pas provoquées des dommages dans la coupole, car d_{\max} est inférieur à la revanche. Donc la condition est vérifiée. D'où le franc bord prévu est acceptable.
- La valeur d_{\max} trouvée par la loi exposé dans l'eurocode 8 est aussi vérifiée.

IV.9 Calcul des contraintes normales verticales dans la paroi :

La paroi sous l'action sismique sera sollicitée en flexion composée. Sur les fibres extrêmes (fibre supérieure et fibre inférieure) de la paroi se développent des contraintes normales verticales (de compression ou de traction), estimées par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I_x} R_{\text{ext}}$$

Ω : La section horizontale de la paroi circulaire du réservoir s'écrit :

$$\Omega = \pi(R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2)$$

I_x : Le moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe Ox s'écrit :

$$I_x = \frac{\pi}{4} (R_{ext}^4 - R_{int}^4)$$

M : est le moment de flexion du à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation), et s'écrit :

$$M_{ft} = M_{fi} + M_{fo}$$

N : est le poids des différents éléments du réservoir sur la base de la paroi (coupole de couverture, paroi et enduits, ceinture supérieure).

$$N_s = P_{cs} + P_{cein, sup} + P_{paroi} + P_{enduits} + P_{Acrotère}$$

Données :

$R_{ext} = 12,3m$; $R_{int} = 12m$; $M_{ft} = 50112,98 \text{ KN.m}$;

$P_{cs} = 271,75 \text{ Tonne}$; $P_{cein, sup} = 108.6 \text{ Tonne}$; $P_{paroi} = 743,95 \text{ Tonne}$;

$P_{enduits} = 110.43 \text{ Tonne}$; $P_{Acrotère} = 8.92 \text{ Tonne}$.

Application numérique :

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau ci-après

Tableau N° V.6 : Les contraintes verticales dans la paroi :

paramètres	résultats	unités
Ω	22,90	m ²
I_x	1690,70	m ⁴
M_f	50112,98	KN.m
N	12436,50	KN
R_{ext}	12,30	m
σ	σ_{max}	0,908
	σ_{min}	0,178
		MPA

Interprétation du résultat :

Sous l'effet hydrodynamique, il y a uniquement l'apparition des contraintes de compression verticales dans la paroi du réservoir.

- Une contrainte normale de compression sur la fibre supérieure : $\sigma_{max} = + 0,908 \text{ Mpa}$.
- Une contrainte normale de compression sur la fibre inférieure : $\sigma_{min} = + 0,178 \text{ Mpa}$.

IV.9.1 Vérification des contraintes :

IV.9.1.a vis-à-vis la compression :

Nous devons vérifiée La condition qui suit :

$$\sigma_{(max; min)} \leq \bar{\sigma}$$

La contrainte de compression bornée par le règlement **B.A.E.L** est $\bar{\sigma} = 0.6 f_{cj}$

Avec : $f_{cj} = f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

IV.9.1.b vis-à-vis le cisaillement :

Pour la vérification nous devons satisfaire la condition suivante :

$$\tau_{hyd} \leq \bar{\tau}_{adm} = 2,5 ; \bar{\tau}_{adm} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4\text{Mpa}\right)$$

Avec : $\tau_{hyd} = \frac{N_h}{S}$

$S = \pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2) = 5,72 \text{ m}^2$. La section de la paroi.

L'effort tranchant ; $N_h = (F_i + F_o) \quad N_h = 9485,61\text{KN}$

Application numérique : Les vérifications sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau N° V.7 : Les vérifications des contraintes :

Vérification vis-à-vis la compression						Condition à vérifiés	Unité	Interprétation
A	Contrainte admissible $\bar{\sigma}$	15	B	σ_{max}	0,908	B < A et C < A	Mpa	Condition -Vérifiée
			C	σ_{min}	0,178			
Vérification vis-à-vis le cisaillement								
D	Contrainte admissible $\bar{\tau}_{adm}$	2.5	E	τ_{hyd}	1.65	E < D	Mpa	Condition-Vérifiée

IV.10 Vérification des contraintes horizontales dans la paroi vis-à-vis l'effet hydrodynamique :

Dans le chapitre III « calcul hydrostatique », nous avons mené nos calculs avec une hauteur d'eau égal à $H_e = 11$ m, par contre celle de l'étude hydrodynamique sera prise égale à $(H_e + d_{\max} = 13,65$ m). De ce fait, nous devons calculer à nouveau les pressions agissantes sur la paroi en tenant compte de l'effet de Westergaard.

IV.10.1 La méthode de Westergaard (1933):

L'originalité du model de la masse ajoutée de Westergaard est développé sur l'interaction fluide-structure sous l'excitation d'une force sismique sur les structures hydrauliques tel que les barrages rigides en béton, les barrages voute, les barrages poids. Ainsi, cette méthode peut s'appliquer sur les réservoirs et les châteaux d'eau.

- **Hypothèses de Westergaard :**

- La compressibilité de l'eau est négligeable.
- L'amortissement supplémentaire qui devrait être introduit par les vagues.
- Parement verticale (fruit est nul).

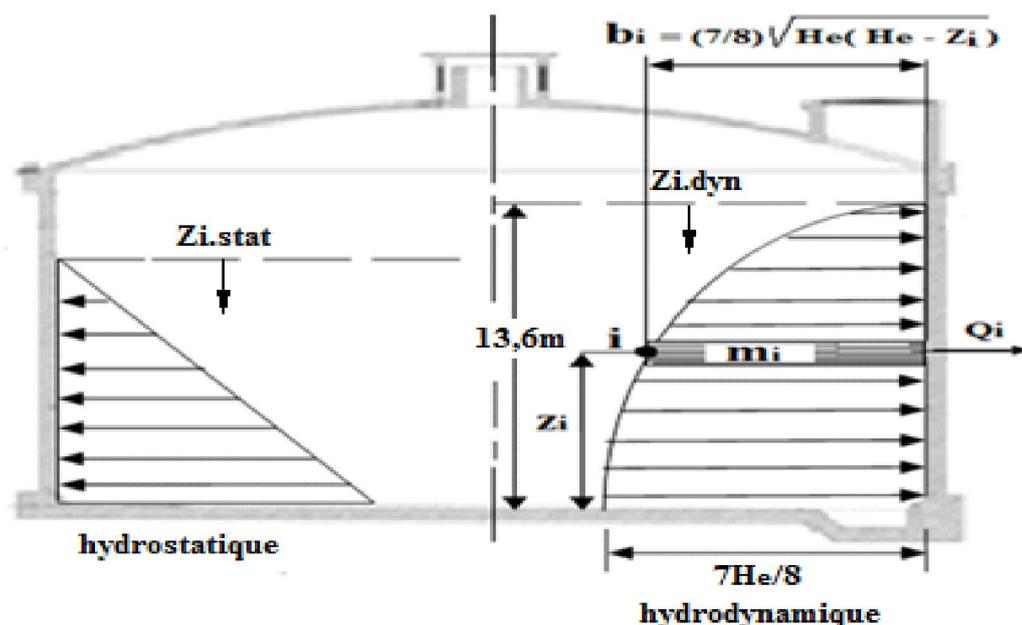


Figure V.7 : Model de Westergaard

La formule simplifiée développée par Westergaard pour le calcul de la pression hydrodynamique sur un barrage rigide avec un parement amont vertical est donnée par:

$$P(z_i) = \alpha \ddot{u}_g \quad \text{où :} \quad \alpha = \frac{7}{8} \rho_e \sqrt{H_e Z_i}$$

Avec :

α : coefficient de pression de Westergaard. - Z_i : Hauteur de la tranche (bande i).

\ddot{u}_g : accélération du sol. - H_e : La hauteur d'eau hydrodynamique

ρ_e : La masse volumique de l'eau.

Application :

Dans notre cas, nous avons un réservoir circulaire rigide posé au sol, remplie d'eau potable avec une paroi verticale, donc les hypothèses de calcul de Westergaard sont satisfaites.

• Données :

Pour l'accélération du sol \ddot{u}_g , Westergaard propose de prendre une valeur égale à l'unité pour avoir des pressions maximales.

- $H_e = 13,65\text{m}$
- $D_{\text{int}} = 12\text{ m}$

Procédure de calcul :

Pour le calcul de l'effort de traction sous l'effet hydrodynamique, le fascicule 74 nous donne la combinaison accidentelle à l'état limite ultime à prendre en considération :

$$C_{\text{ACC}} = 1,35 G + 1,5 Q_{\text{stat}} + FA$$

Avec :

Q_{stat} : la pression hydrostatique moyenne dans chaque bande.

FA : Action accidentelle.

La paroi est soumise uniquement à des surcharges d'exploitation, d'où $G = 0$.

La pression moyenne se calcule comme suit :

$$Q_i(z_i) = \frac{P_{z(i+1)} + P_{z_i}}{2}$$

Tableau N° V.8 : La variation des pressions sur la paroi selon Westergaard

N° de la bande	Zi dyn (m)	Pi (t/m ²) Westergaard	Qi (t/m ²) Westergaard	Zi statique (m)	Qi statique (t/m ²)
Bande XIV	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00
Bande XIII	0,65	2,61	3,38	0,00	0,00
Bande XII	1,65	4,15	4,71	0,00	0,00
Bande XI	2,65	5,26	5,72	0,00	0,50
Bande X	3,65	6,18	6,57	1,00	1,50
Bande IX	4,65	6,97	7,33	2,00	2,50
Bande VIII	5,65	7,68	8,01	3,00	3,50
Bande VII	6,65	8,34	8,64	4,00	4,50
Bande VI	7,65	8,94	9,22	5,00	5,50
Bande V	8,65	9,51	9,78	6,00	6,50
Bande IV	9,65	10,04	10,30	7,00	7,50
Bande III	10,65	10,55	10,79	8,00	8,50
Bande II	11,65	11,03	11,27	9,00	9,50
Bande I	12,65	11,50	11,72	10,00	10,50
BASE	13,65	11,94	/	11,00	/

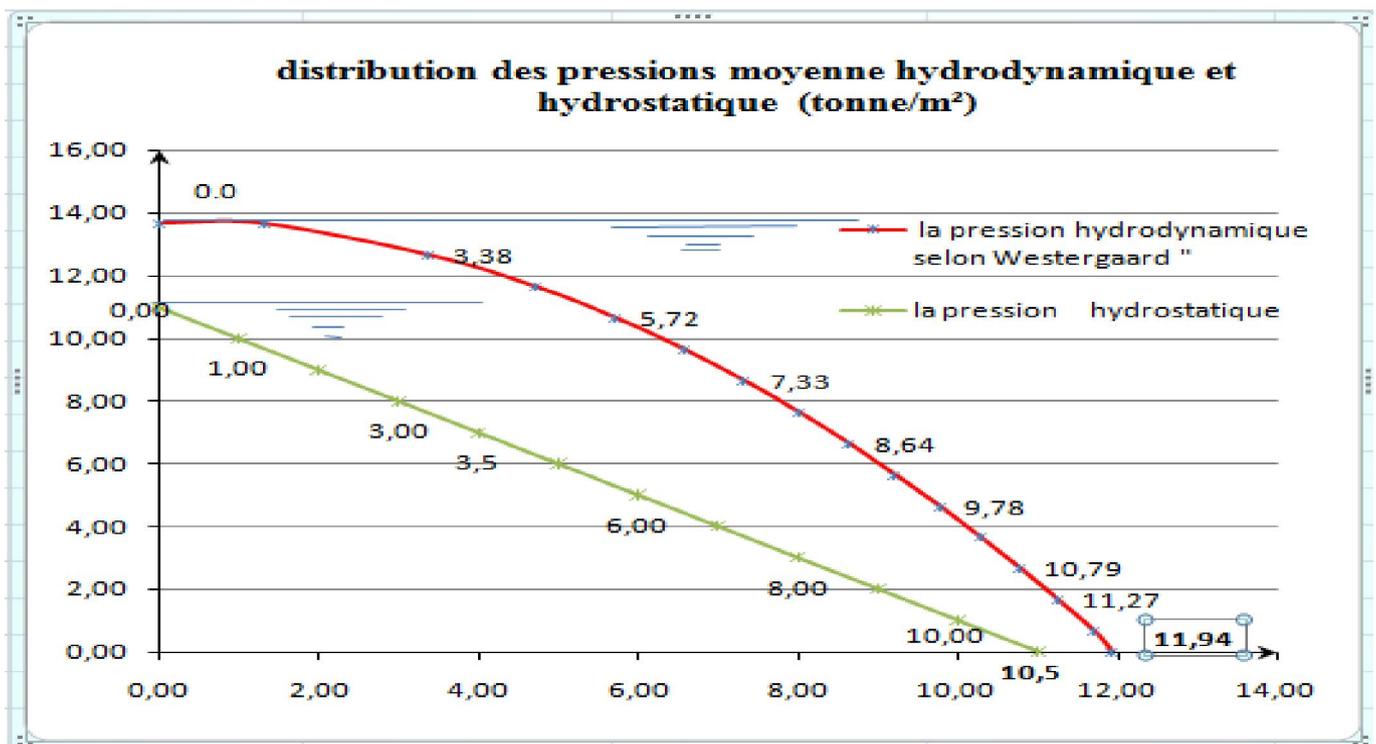


Figure V.8 : Distribution des pressions moyennes hydrodynamiques et hydrostatiques sur la paroi

Après avoir calculé les pressions moyennes, nous passerons au calcul de la combinaison accidentelle.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Pour le calcul des armatures sous l'action accidentelle, nous utilisons cette formule :

A l'état limite ultime : $A_{iu} \geq \frac{T_i}{f_e/\gamma_s}$ Avec : $\gamma_s = 1$ (situation accidentelle)

Tableau N° V.9 : Les sections d'armatures calculées sous l'effet hydrodynamique

COMBINAISON(C _{acci})	T _{iu} accidentel (t/ml)	A _{iu} accidentel (cm ²)	As statique (cm ²)
1,30	15,64	4,50	Ceinture sup
3,38	40,55	10,14	0,00
4,71	56,49	14,12	0,00
5,97	71,63	17,91	3,72
7,32	87,88	21,97	11,16
8,58	102,93	25,73	18,60
9,76	117,12	29,28	26,04
10,89	130,67	32,67	33,48
11,97	143,70	35,92	40,92
13,03	156,30	39,08	48,36
14,05	168,55	42,14	55,80
15,04	180,50	45,13	63,24
16,02	192,19	48,05	70,68
16,97	203,65	50,91	78,12

Etant donné que notre ouvrage est conçu en béton précontraint sur les cinq (5) premières bandes, et en béton armé sur le reste de sa hauteur, il y a lieu de vérifier ces deux parties sous l'effet hydrodynamique.

✚ Vérification des contraintes sur la partie béton précontraint

Cette vérification consiste à la comparaison des contraintes engendrées par l'effort hydrodynamique par rapport aux contraintes limites admissibles du béton en tenant compte de la précontrainte calculée dans le chapitre précédent.

Cette vérification se fera de la manière suivante :

❖ Dans la section d'enrobage $\sigma_{dyn} = \frac{P_{i.final}}{B} - \frac{T_{dyna}}{B} \geq 0,00 \text{ Mpa}$

❖ Hors de la section d'enrobage $\sigma_{dyn} = \frac{P_{i.final}}{B} - \frac{T_{dyna}}{B} \geq \bar{\sigma}_{bt} = - 1,5 f_{t28} \text{ Mpa}$

Avec :

T_{dyn} : Effort de traction sous la pression hydrodynamique.

$P_{i.final}$: Effort de précontrainte final.

B : Section d'une bande de largeur 1m et d'épaisseur ($e_p=30\text{cm}$).

Tableau N° V.10 : Vérification des contraintes dans la partie béton

N° Bandes	T_{dyn} MN	$P_{i final}$ MN	Contrainte dynamique $\sigma_{dynamique}$	Contrainte admissible $\bar{\sigma}_{bt}$ Mpa		
				Hors la section d'enrobage	Dans la section d'enrobage	
I	2,03	2,92	2.97	0,00	- 4,05	Vérifiée
II	1,92	3,01	3.63	0,00	- 4,05	Vérifiée
III	1,80	3,10	4.33	0,00	- 4,05	Vérifiée
IV	1,68	3,18	5.00	0,00	- 4,05	Vérifiée
V	1,56	3,27	5.70	0,00	- 4,05	Vérifiée

🔗 **Interprétation :**

Les contraintes limites admissibles dans le béton sont vérifiées, ce qui signifie que la précontrainte calculée sous les efforts hydrostatiques est suffisante pour reprendre les efforts engendrés par le séisme dans la partie considérée de l'ouvrage.

🔗 **Vérification des aciers sur la partie béton armé (les six (6) bandes restantes) :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau (N° V.9), nous constatons que les armatures calculées en hydrostatique ne vérifient pas le cas accidentel d'où le **ferraillage final** sera celui de l'**hydrodynamique**.

Tableau N° V.11 : les sections finales d'armature dans la paroi (partie en béton armé)

$A=A_{stat}$	B: VI	B: VII	B:VIII	B: IX	B: X	B: XI	B: XII	B: XIII
section	14T20	14T20	14T20	14T20	14T20	14T20	14T16	14T16

Le ferraillage final de la paroi est représenté sur le plan

Conclusion :

Après avoir pris en considération l'effet sismique, nous constatons ce qui suit :

- ✓ L'ouvrage est stable vis-à-vis le renversement et le glissement.
- ✓ Le calcul effectué par la méthode de Westergaard a donné des sections de ferrailage plus important que celle d'hydrostatique.
- ✓ Les contraintes dans le béton sont vérifiées dans les deux parties de la paroi (partie en béton armé et partie en béton précontraint).
- ✓ La partie de la paroi en béton précontraint ne subit aucun changement.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce travail qui résume une large synthèse, puisqu'il nous a permis d'exploiter un ensemble de connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur.

Après détermination des sections d'armatures (qui sont importantes) dans la paroi et afin de les réduire, nous avons constaté que cette dernière doit être réalisée en béton précontraint en sa partie inférieure, pour cela, le dimensionnement de la précontrainte a abouti à l'utilisation de trois câbles dans chaque bande d'un mètre.

Les pertes totales instantanées et différées ne dépassent pas 26% de la tension à l'origine.

Les contraintes dans le béton sont inférieures aux contraintes limites admissibles.

L'ouvrage étant stable vis-à-vis l'effondrement (renversement et glissement).

Après avoir pris en considération le modèle de la masse ajoutée de Westergaard, nous avons constaté que le ferrailage adopté en hydrostatique ne vérifie pas la situation accidentelle d'où il faut prendre celui de l'hydrodynamique.

La partie de la paroi en béton précontraint ne subit aucun changement après avoir pris en compte l'effet hydrodynamique.

En fin, nous espérons que ce travail apportera une contribution appréciable, dans le sens où il serait d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Recherches bibliographiques

Références bibliographiques

- A. Guerrin et R.C.Laveur, Traité de béton armé, réservoir - châteaux d'eau - piscines, édition Dunod, PP 1-416
- Annales de l'institut technique de bâtiment et des travaux publics- N° 135-136, mars-avril 1959.
- CEN, conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Eurocode 8, Partie 4 : silos, réservoirs et canalisation, Bruxelles, 1998.
- DTR, C2 – 4.7 Règles de neige et vent 1999.
- DTR, règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
- Edward.G.Nawy, Prestressed Concrete, A fundamental Approach, Fourth edition, prentice hall international series in civil engineering and engineering mechanics (chapter 11, PP 644-725.
- F. Mekla, étude d'un pont routier droit à poutres multiples en béton précontraint. Mémoire de génie civil. UMMTO. 2006. pp187.
- Fascicule 74, texte officiel, construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- G. W. Housner, earthquake pressures on fluid containers, California Institute of technology, 1954.
- H. Hammoum, diagnostic, expertise et réhabilitation du parc de réservoir de stockage de Jijel, Algérie, groupement Horizon bleu - SCE, décembre 2008, rapport confidentiel.
- H.M.Westergaard, Water pressures on dams during earthquakes, Transactions, ASCE98 (1933) 418–472.
- H.Thonier, le béton précontraint aux états-limites en conformité avec le BPEL 91, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1986, PP 1-573.
- N. Krishna Raju, prestressed concrete, prestressed concrete pipes and tanks (chapter 16), Fourth edition, the McGraw-Hill companies, PP472-505.
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Edition Eyrolles 2000.
- Règles B.P.E.L 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, Edition Eyrolles 1993.
- S. Berkaine, K. slimani, calcul d'un réservoir de capacité 5000m³. Mémoire de génie civil. UMMTO. 1998. pp133.

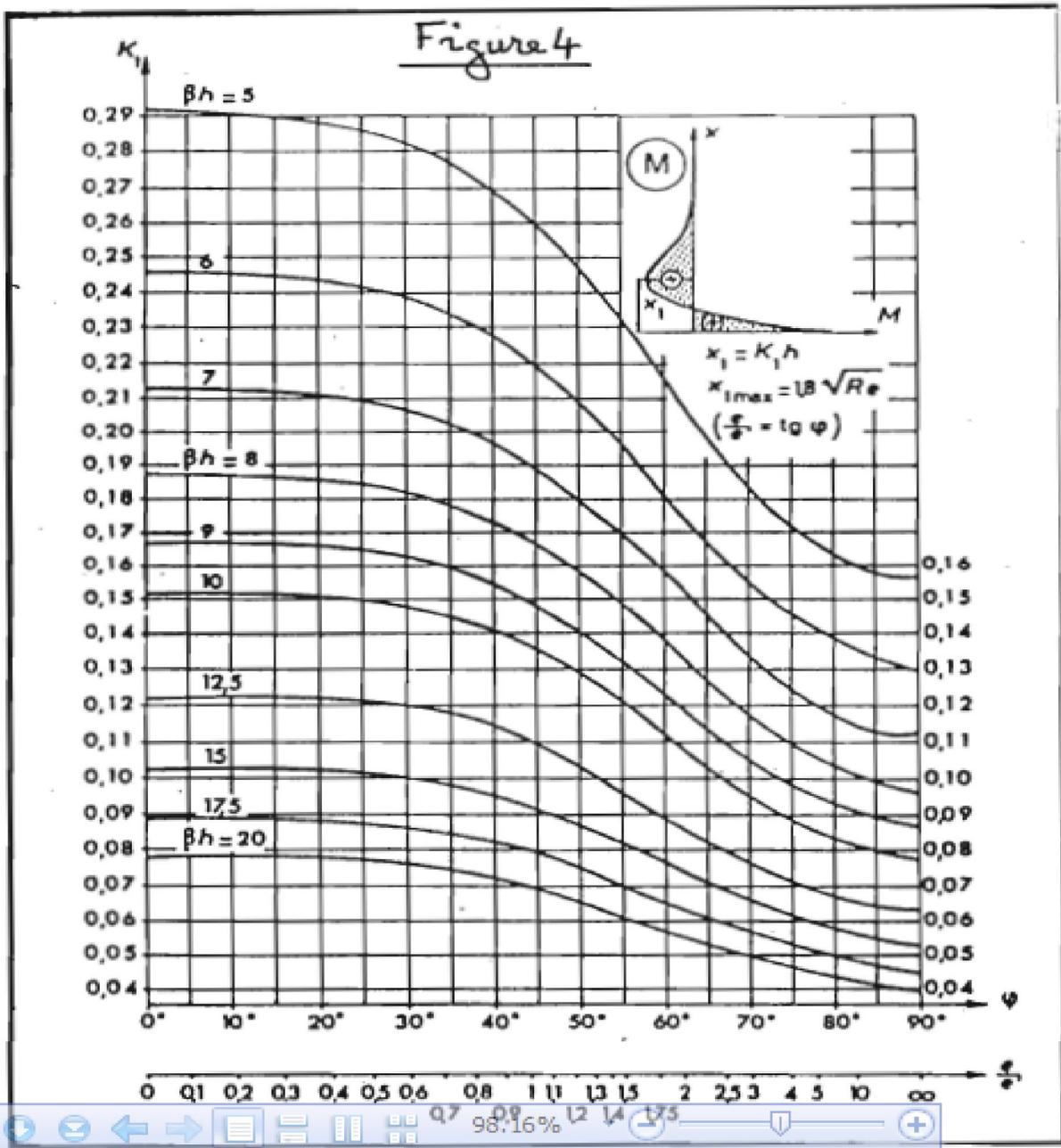
- S.P.Timoshenko, Résistance des matériaux, Plaques mince et coques (chapitre III), PP 1-158.
- V. davidovici & A. Haddadi, calcul pratique de réservoirs en zone sismique, annales de l'ITBTP n° 409, novembre 1982.

Logiciels :

- Microsoft Word2007, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2007, pour tout ce qui est calcul.
- Autocad 2014, pour tout ce qui est plan.
- Matlab 2014, pour résolution des équation.

Annexes

Annexe : III



Annexe : III

Tableau 1 : Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées. Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T

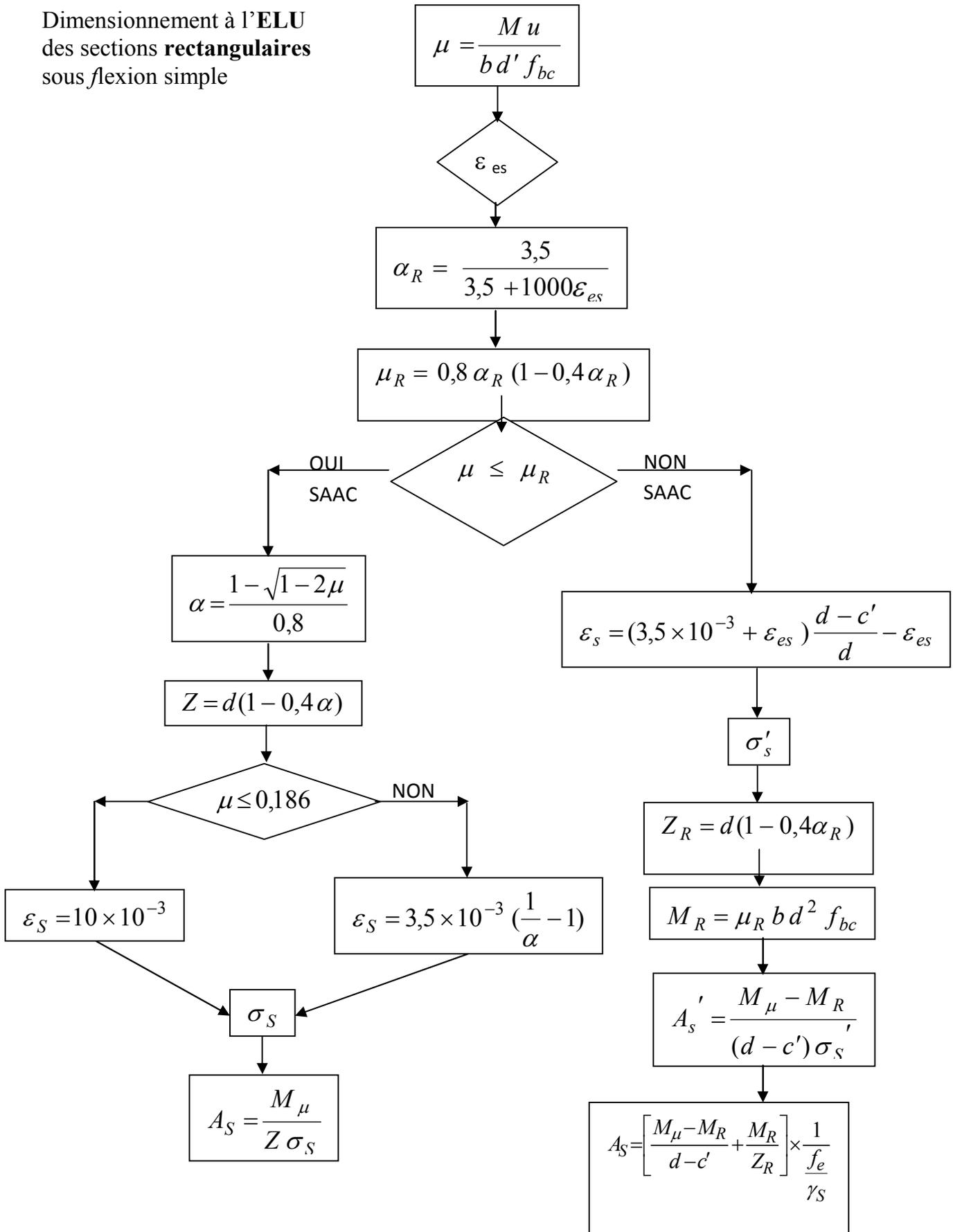
diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et 1000 ϵ_s en fonction de μ voir deuxième partie, chapitre II, section II.

α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10	0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10	0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10	0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10	0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10	0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10	0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10	0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10	0,254	0,3737	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10	0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10	0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10	0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10	0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10	0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10	0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83	0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67	0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52	0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36	0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21	0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07	0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92	0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78	0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64	0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51	0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37	0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24	0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,213	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12	0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99	0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87	0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6273	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75	0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63	0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51	0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40	0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28	0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17	0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06	0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95	0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85	0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74	0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64	0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Tableau I : Coefficient μ et β pour le calcul de la section d'armatures

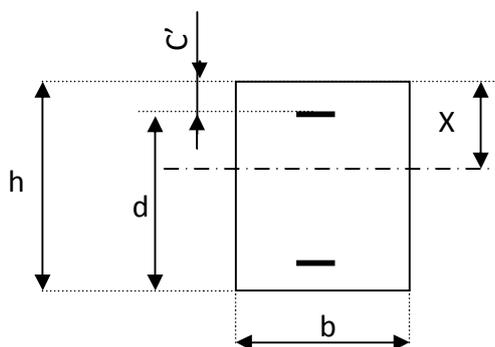
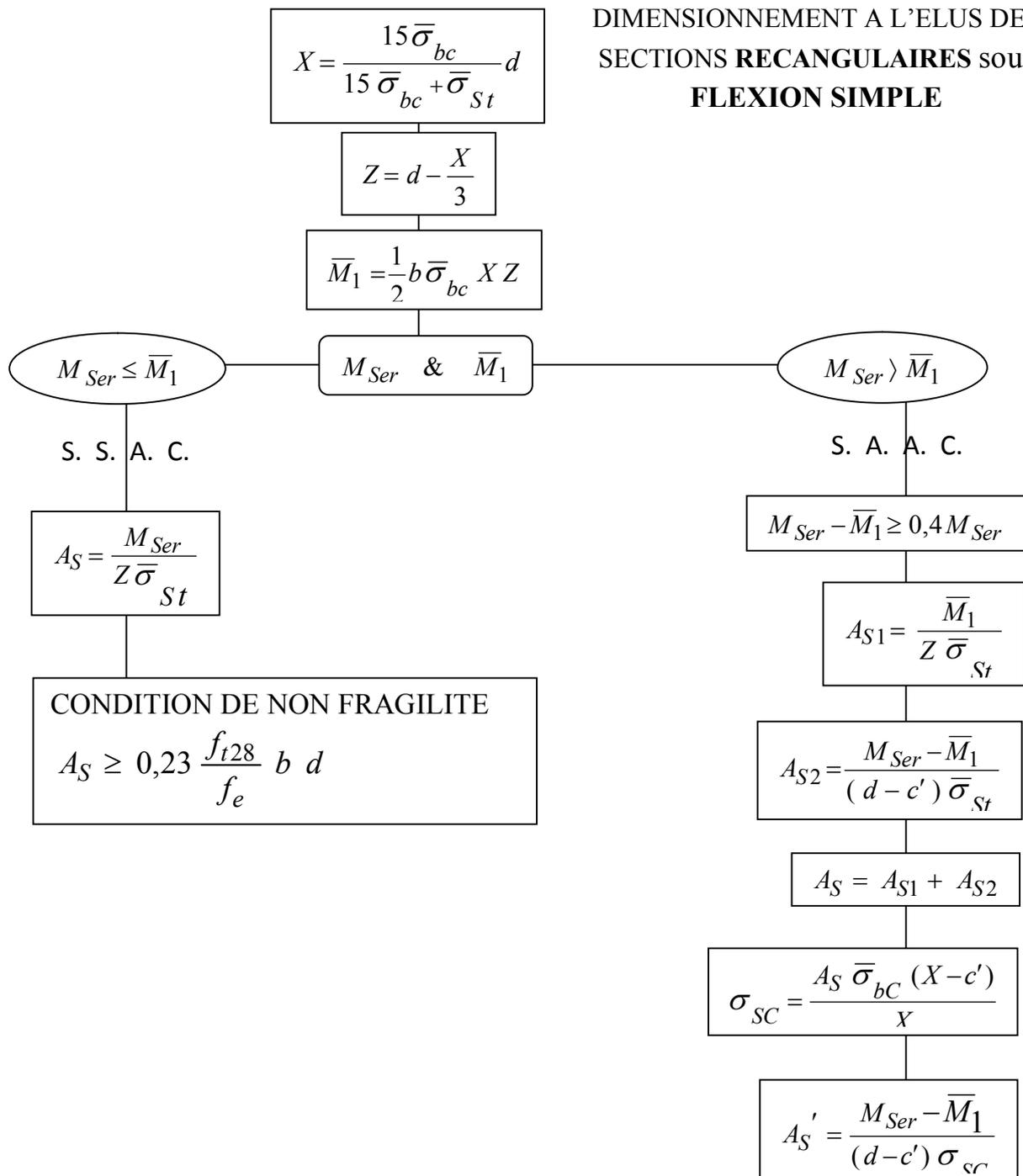
ANNEXE IV :

Dimensionnement à l'ELU
des sections **rectangulaires**
sous flexion simple



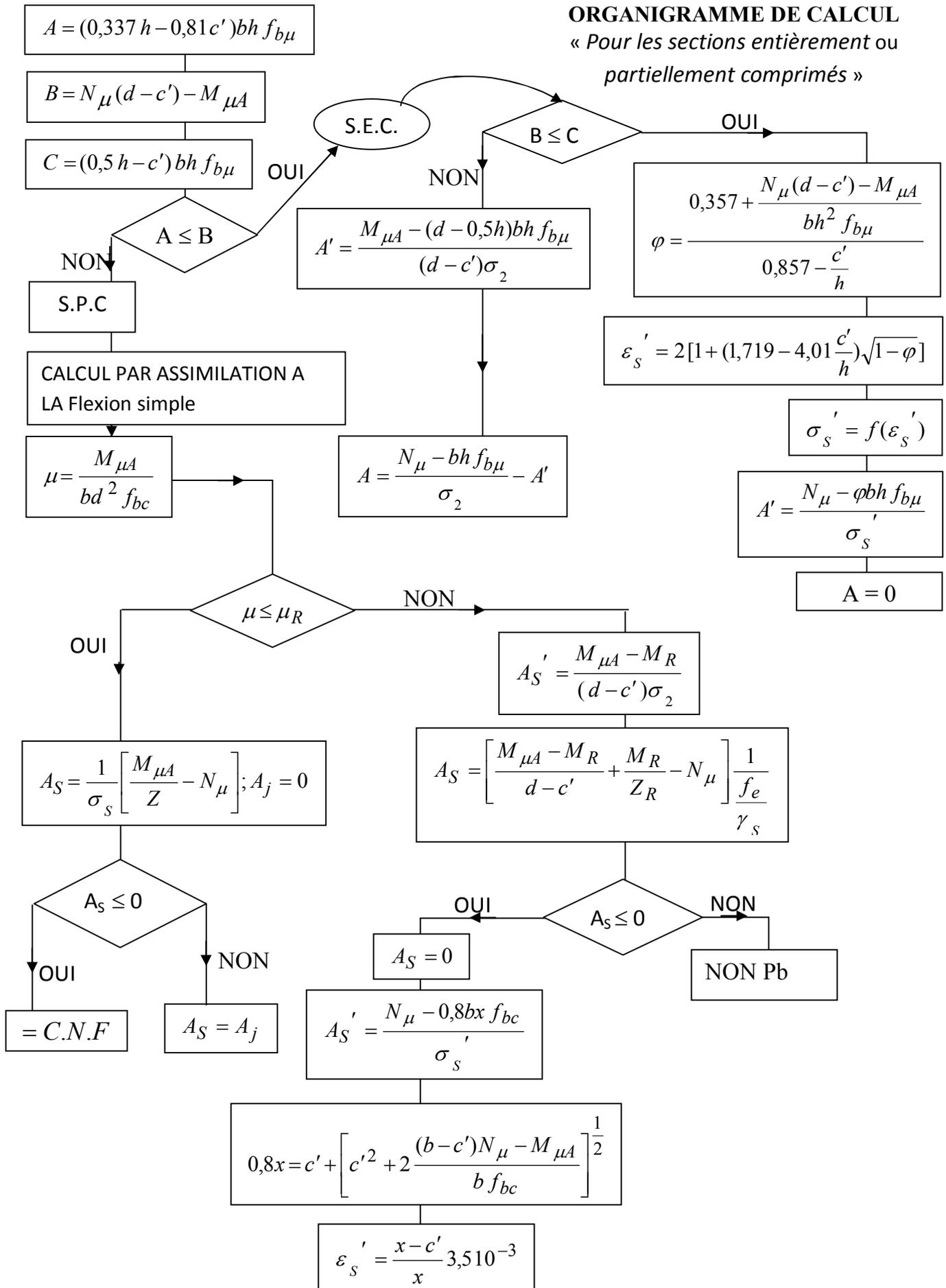
ANNEXE V :

DIMENSIONNEMENT A L'ELUS DES
SECTIONS RECTANGULAIRES sous
FLEXION SIMPLE



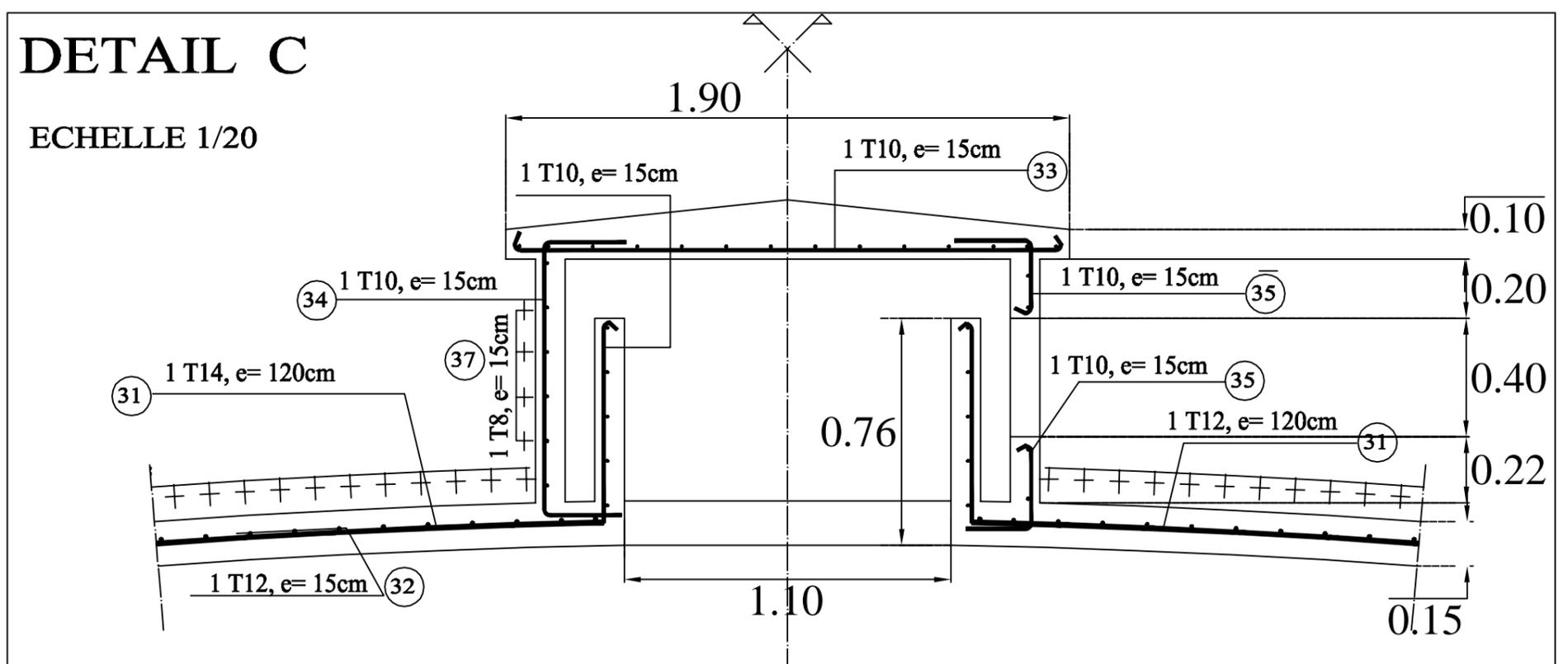
ANNEXE VI :

ORGANIGRAMME DE CALCUL
« Pour les sections entièrement ou partiellement comprimés »



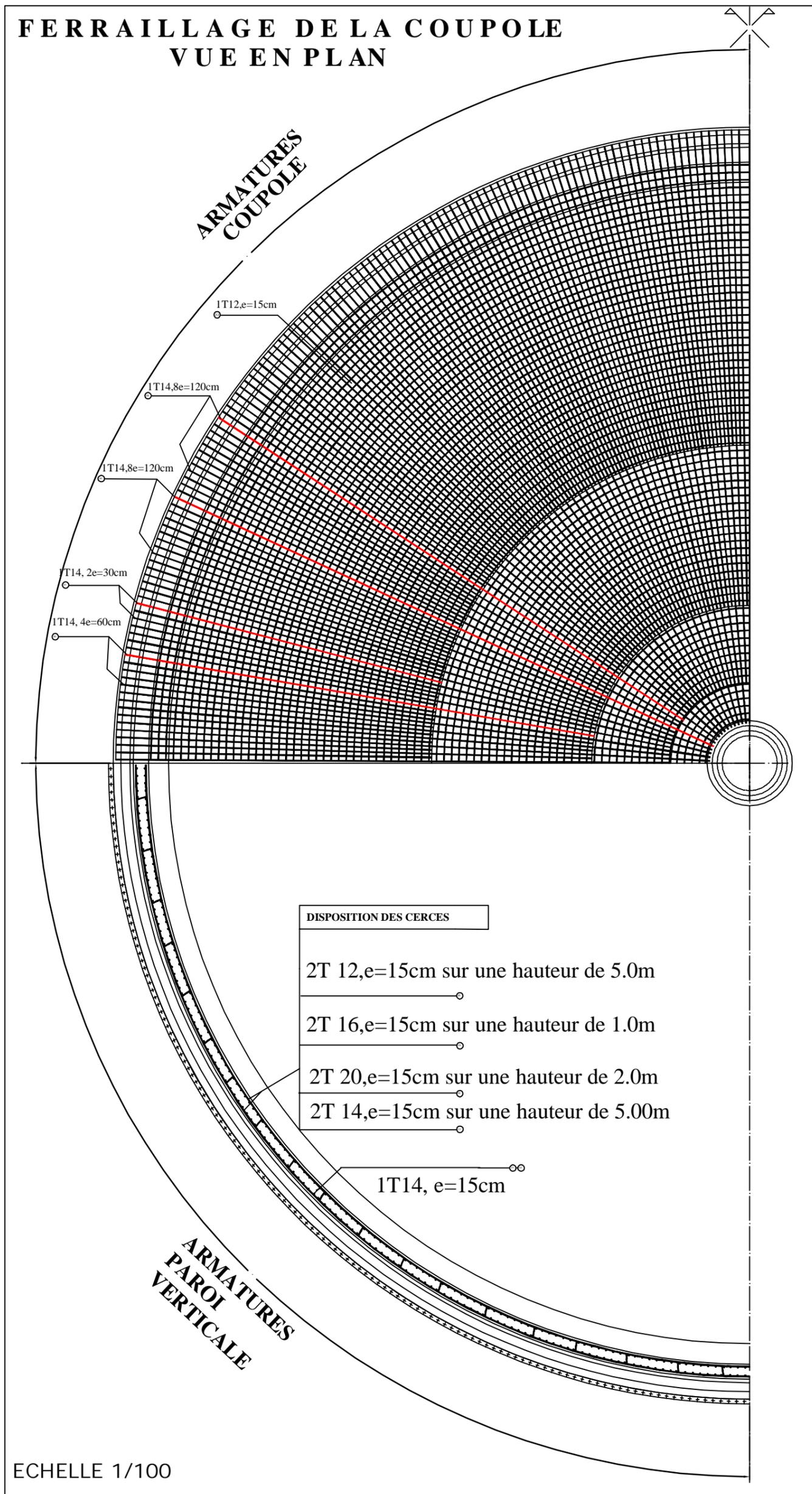
DETAIL C

ECHELLE 1/20

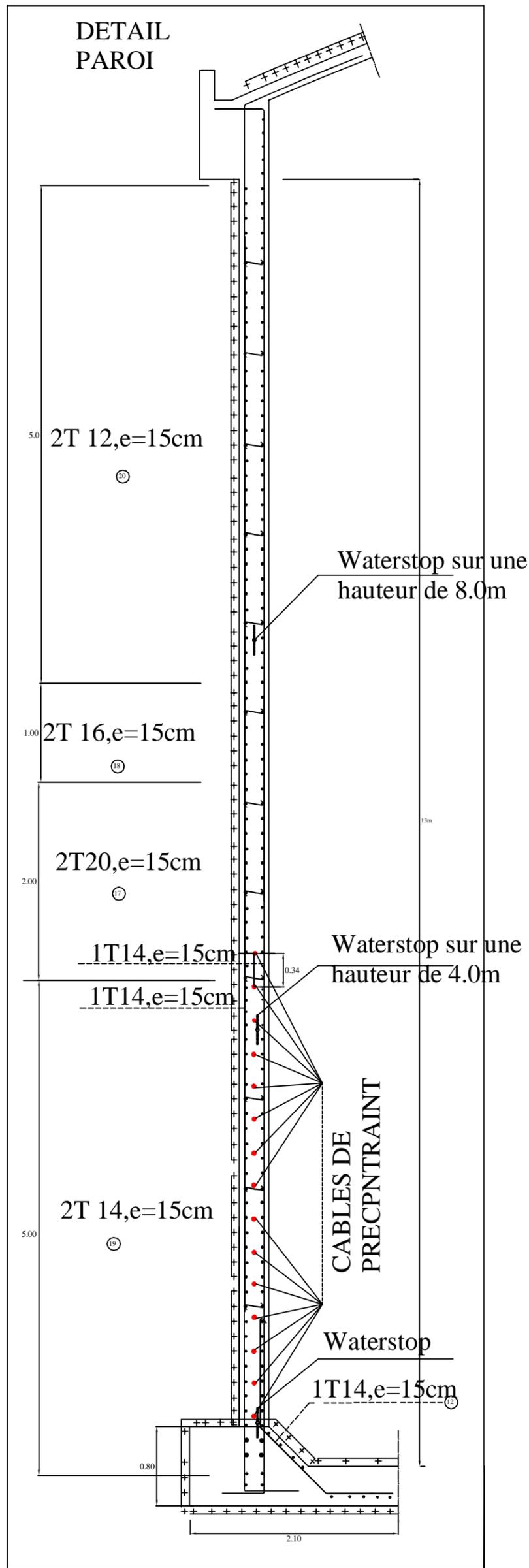


FERRAILLAGE DU LANTERNEAU

FERRAILLAGE DE LA COUPOLE VUE EN PLAN

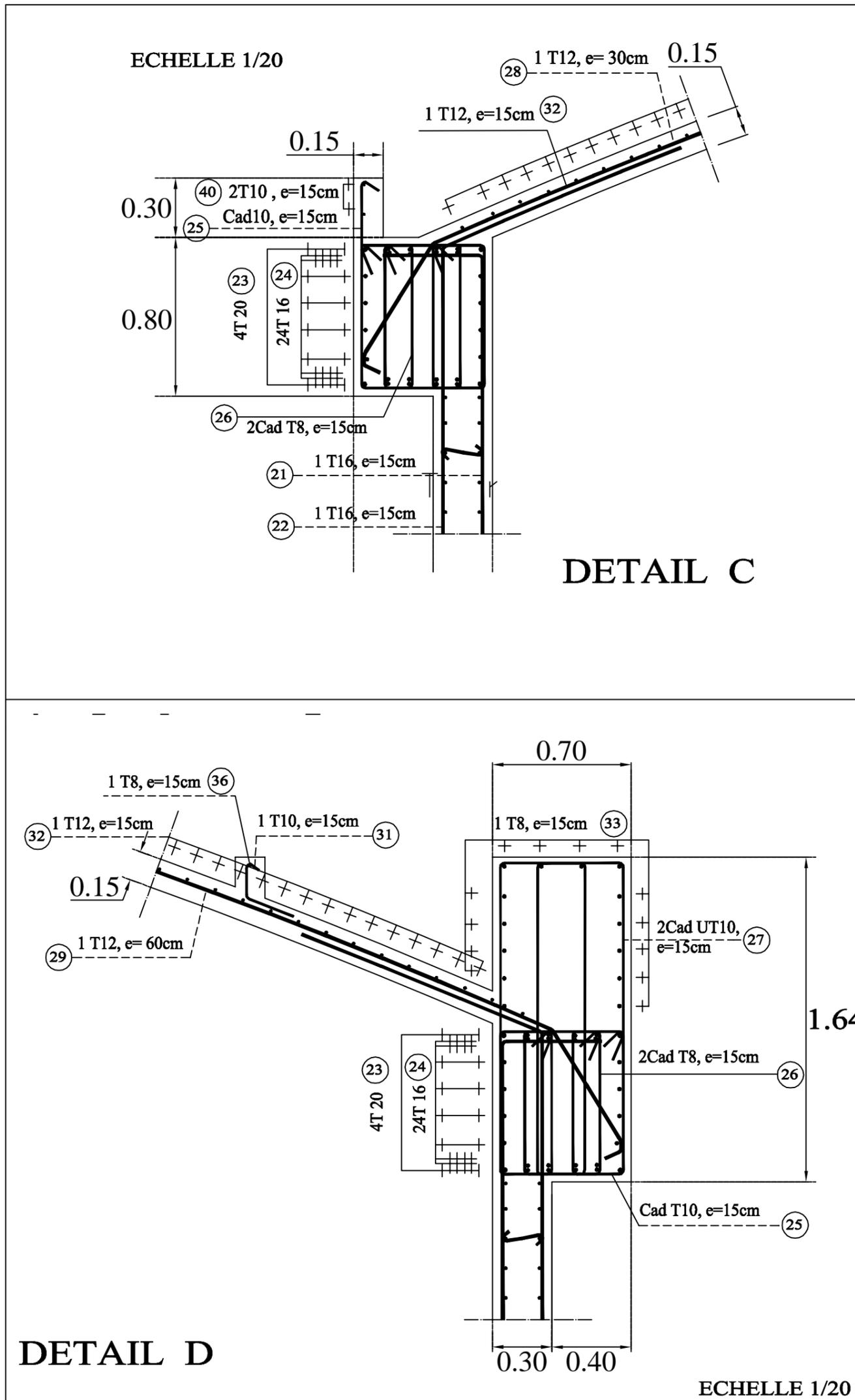


plan de ferrailage de la coupole



ECHELLE 1/25

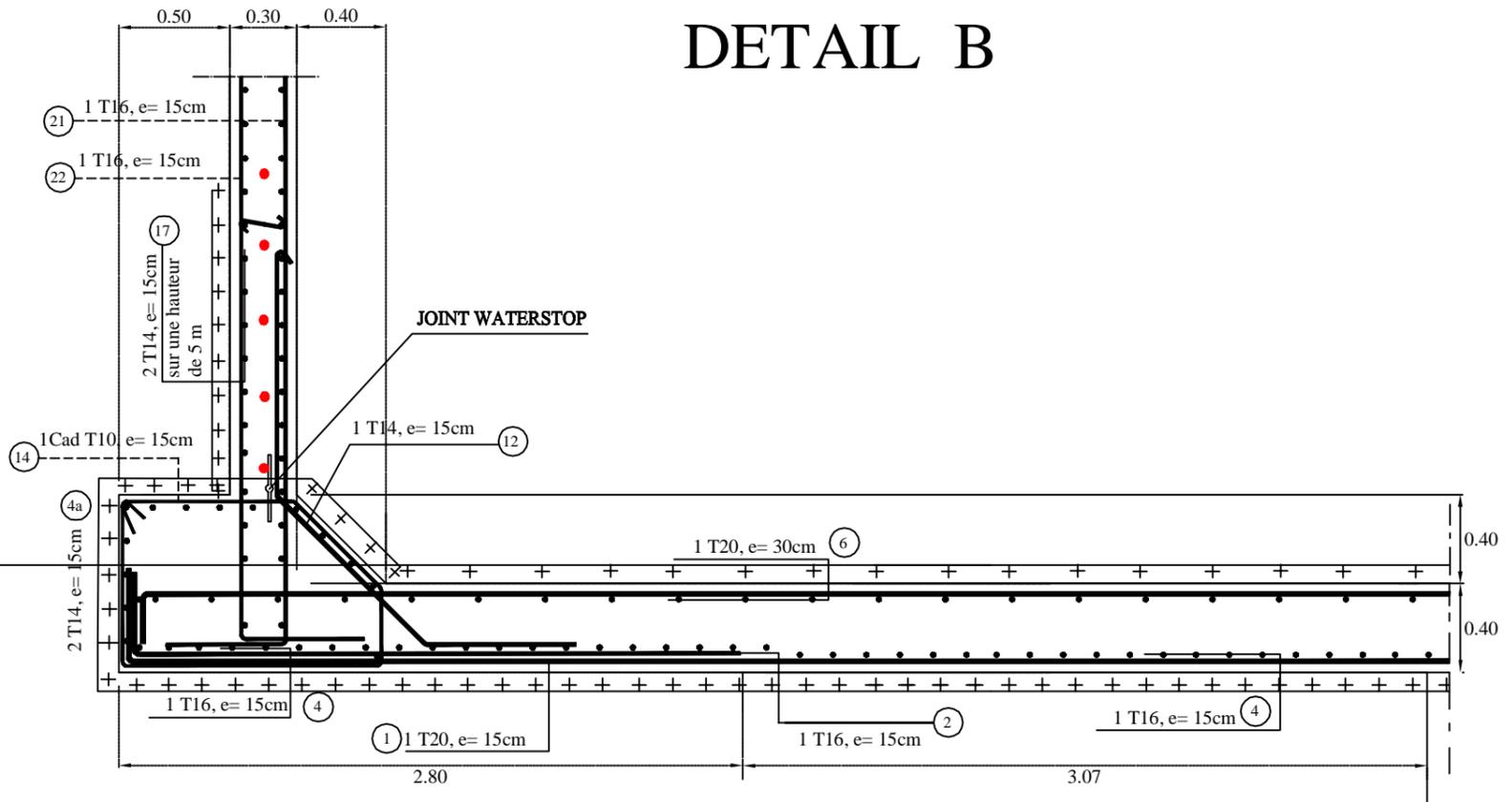
plan de ferrailage de la paroi



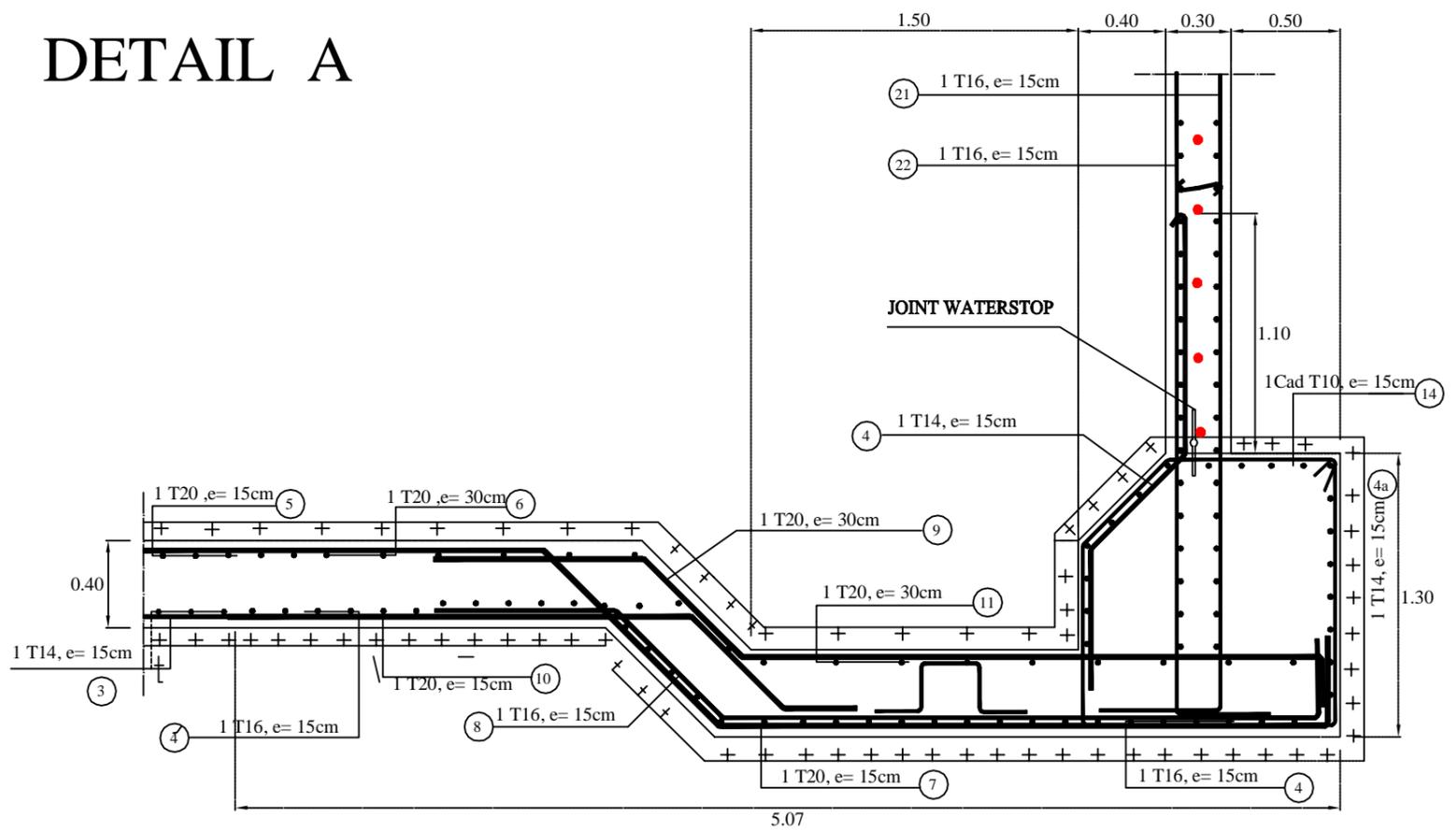
FERRAILLAGE DE LA CEINTURE SUPERIEUR

ECHELLE 1/20

DETAIL B

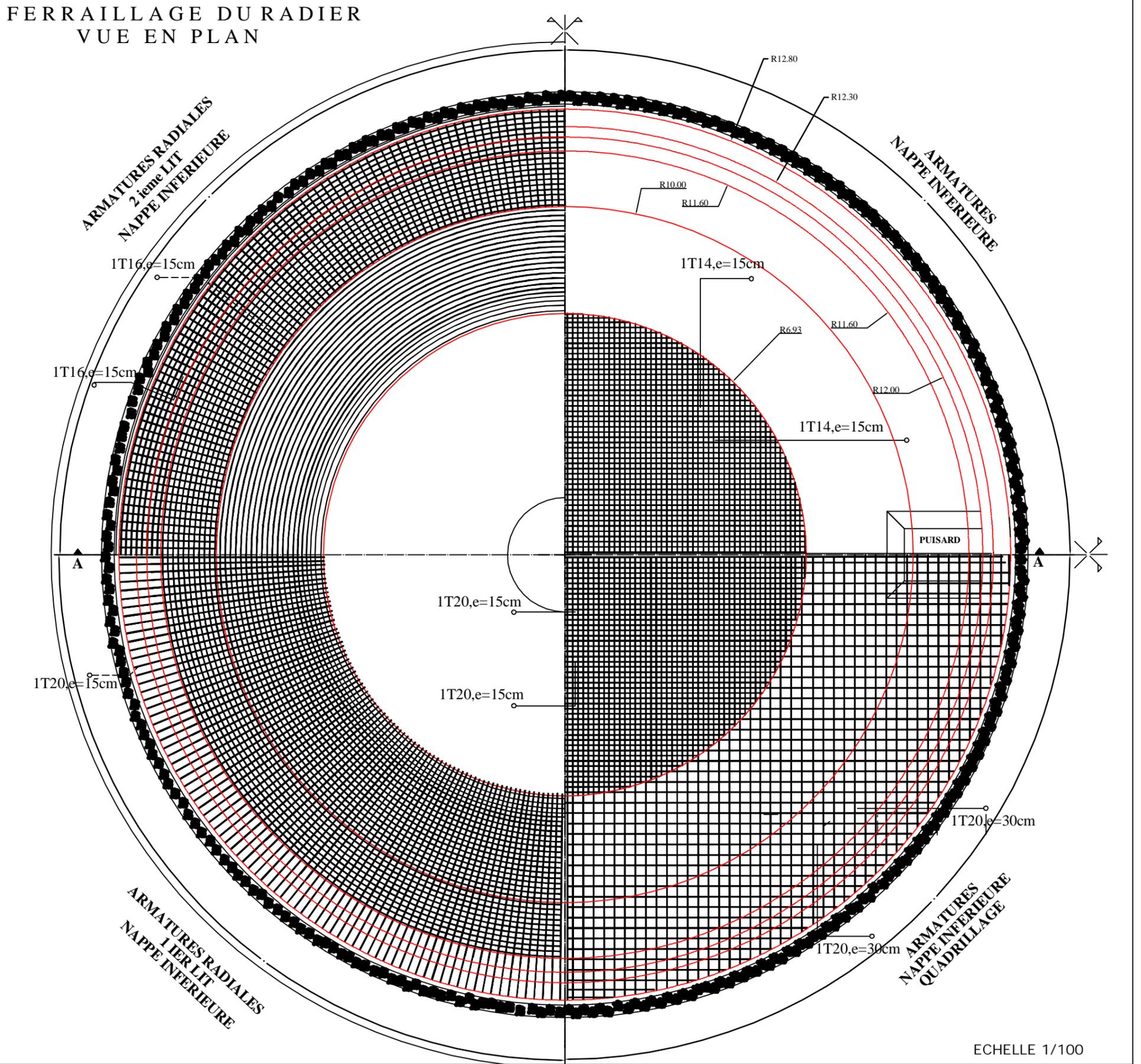


DETAIL A

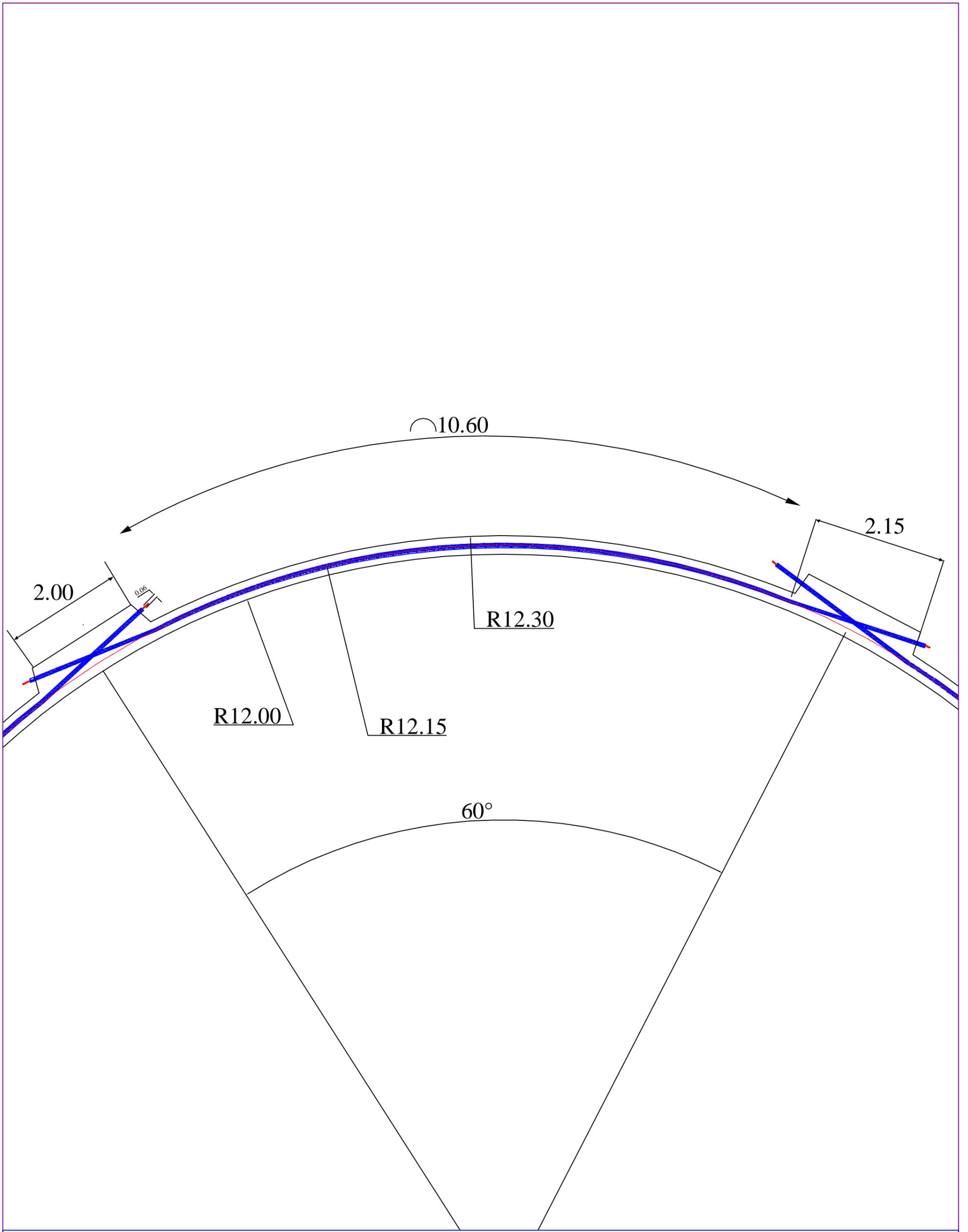


plan de ferrailage de l'encastrement paroi-radier

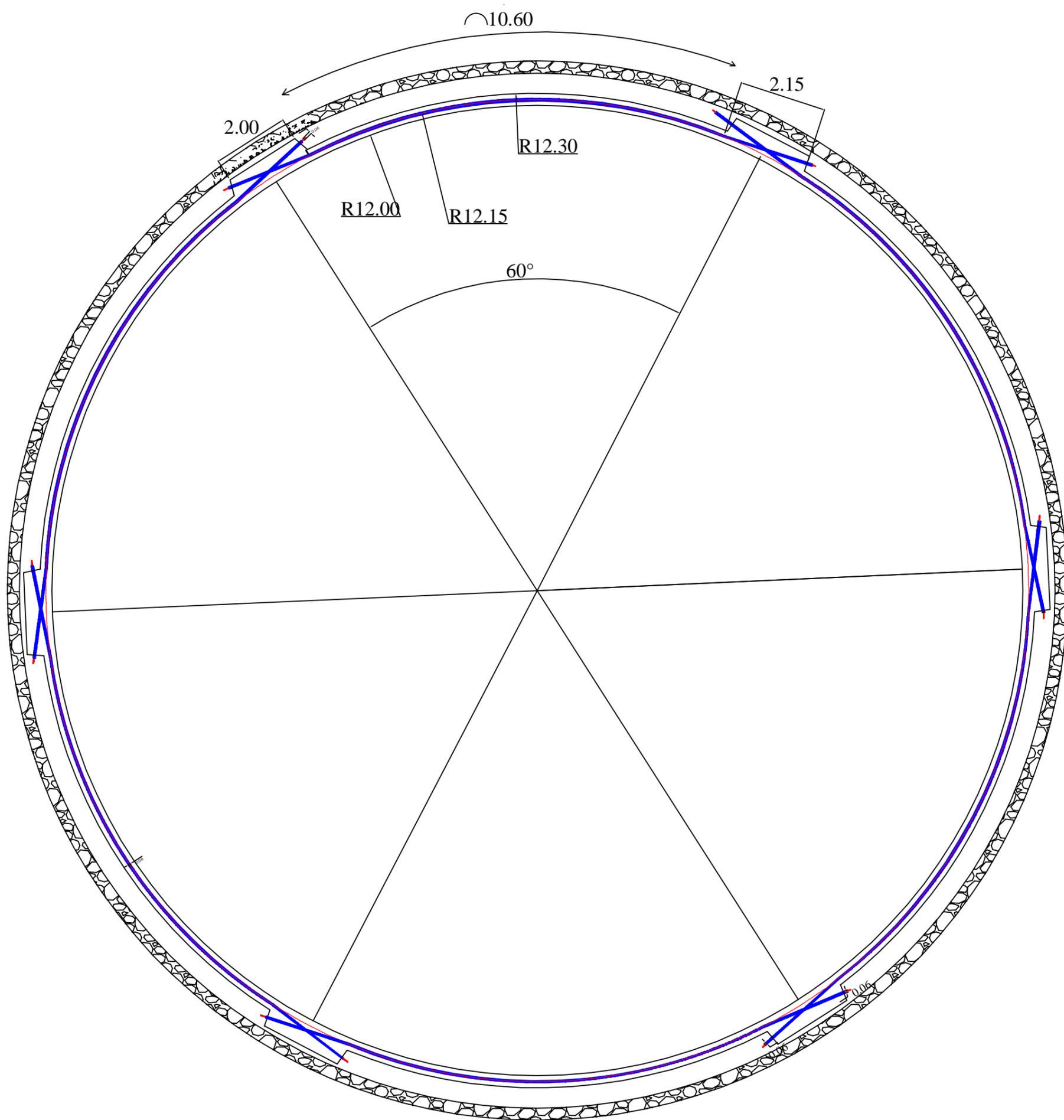
FERRAILLAGE DU RADIER
VUE EN PLAN



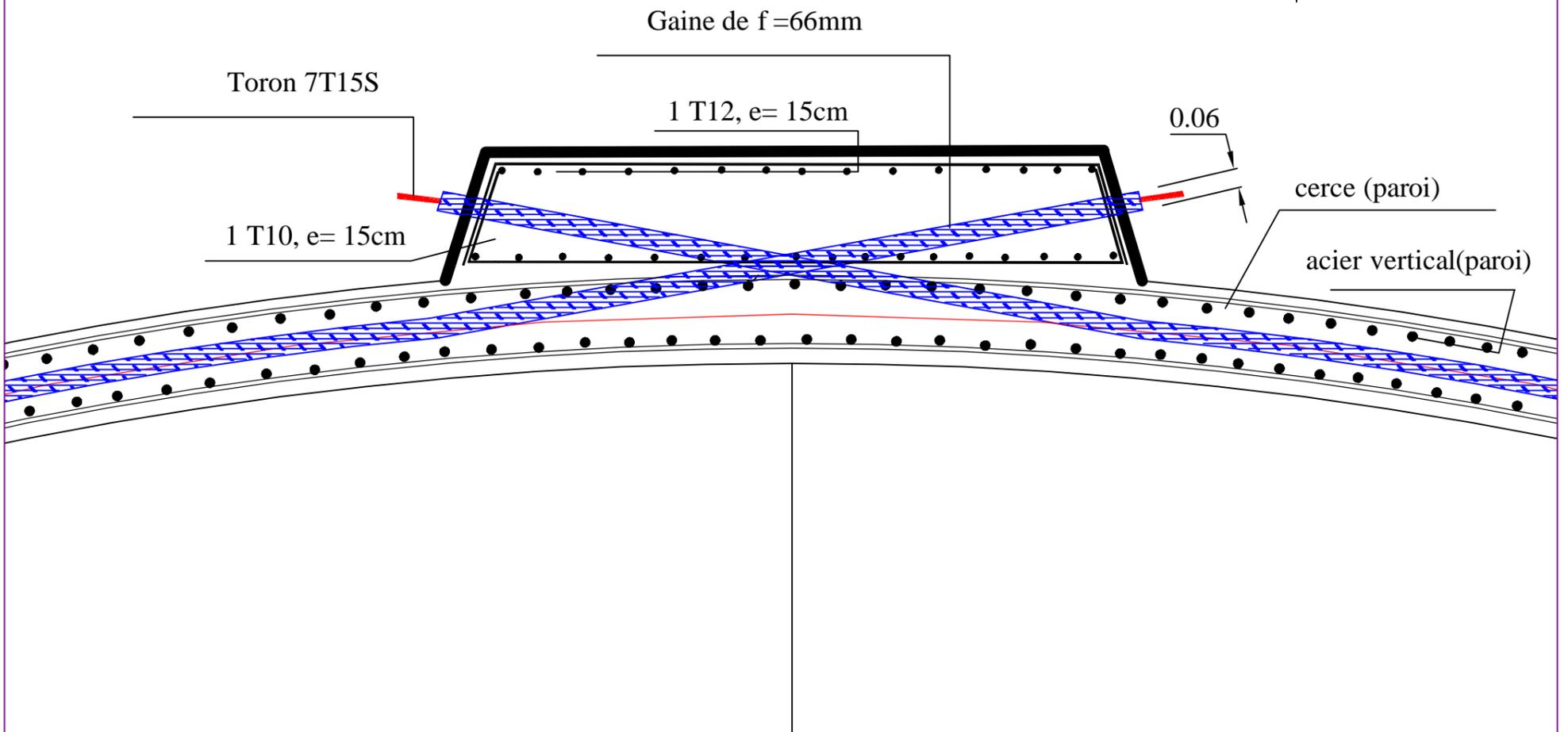
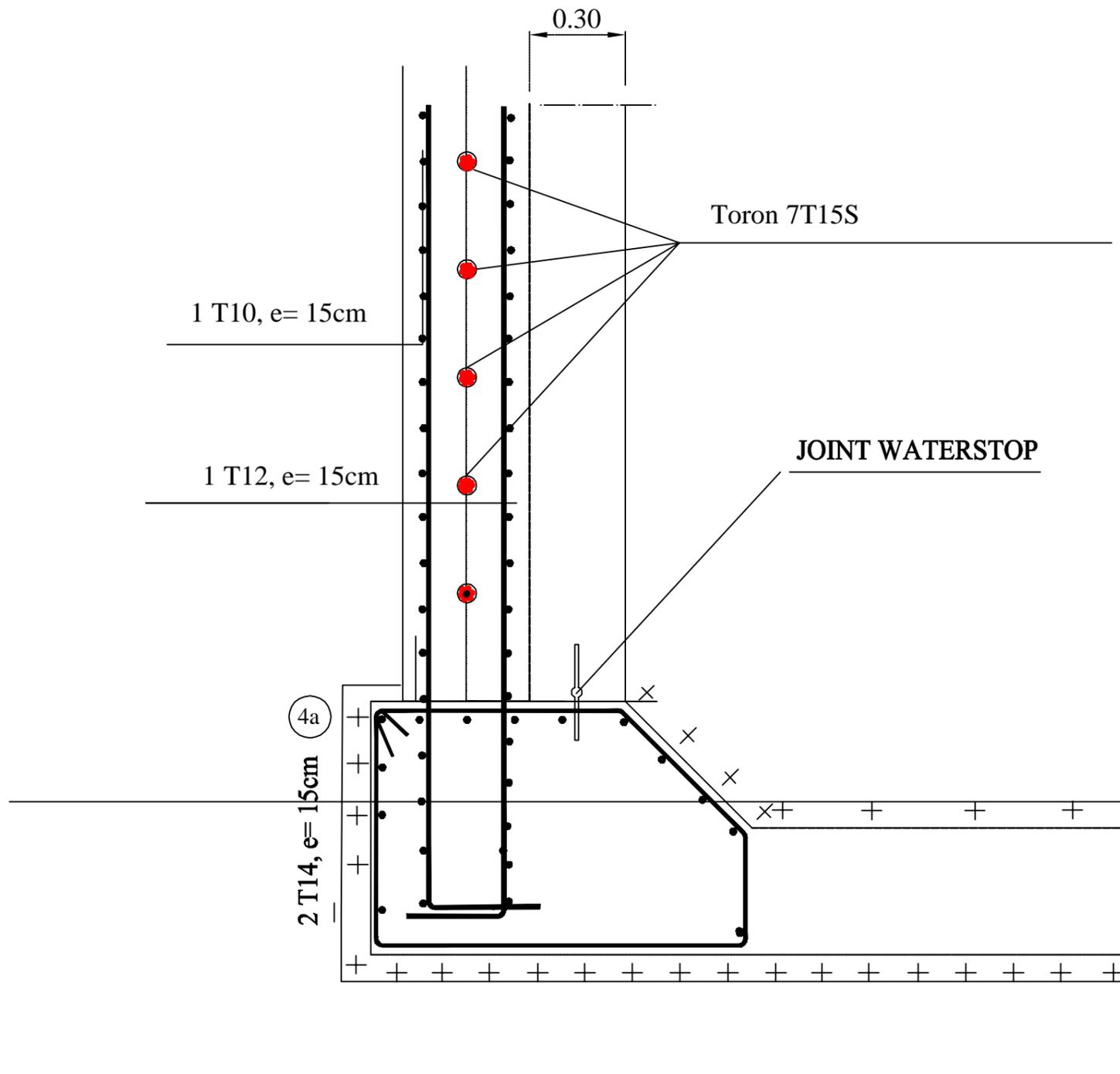
plan de ferrailage du radier général



Tracé du Câble moyen



Répartition des bossages autour de la paroi



FERRAILLAGE ACTIF ET PASSIF DU BOSSAGE

