

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

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

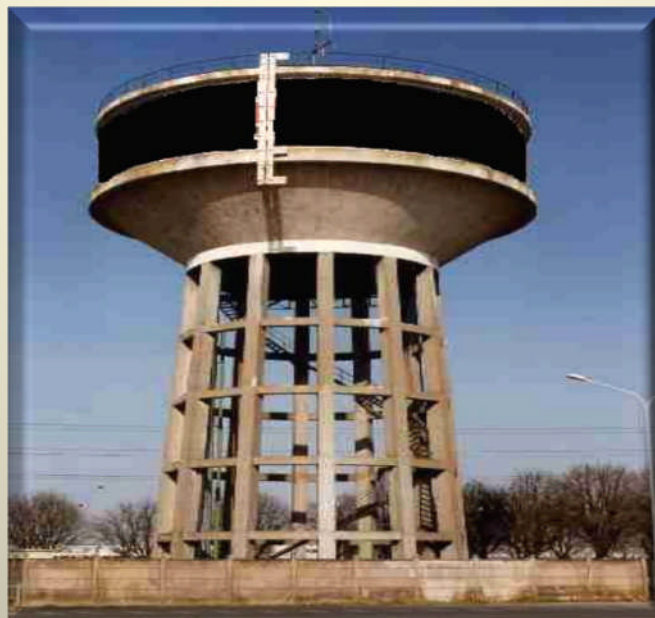
En vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en

Génie Civil

Option : Constructions Hydraulique et Aménagements

THEME

DIMENSIONNEMENT D'UN RESERVOIR SURELEVE EN TENANT COMPTE DE L'ACTION DU VENT



Proposé par : M. HAMMOUM Hocine

Dirigé par : M^{me} BOUZELHA Karima

Réalisé par :

Melle SI KADIR Sadia

Melle BOUAZA Fatima

Promotion 2014/2015

Tous travail de recherche n'est jamais totalement l'œuvre d'une personne. A cet effet, nous tenons à exprimer nos sincères reconnaissances et nos vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué et qui ont pris une part active à l'élaboration de ce mémoire.

*Nos remerciements vont tout d'abord à notre promotrice **Mme Bouzelha.Karima** et notre co-promoteur **M. Hammoum.Hocine** pour nous avoir honorés en acceptant de diriger ce travail, pour leurs disponibilités permanentes, leurs conseils judicieux, leurs remarques et orientations, mais aussi pour leurs qualités humaines qu'ils se donnent pour mission de transmettre. Qu'ils trouvent ici le témoignage de notre profond respect.*

*Nous exprimons notre gratitude pour l'ensemble des enseignants de département de génie de la construction de l'université **MOULOUD MAMMERI** de **TIZI OUZOU**, pour nous avoir fait bénéficier de leurs connaissances tout au long de notre cursus.*

Nous remercions également les membres du jury qui ont eu l'amabilité d'accepter d'évaluer ce modeste travail, de participer à notre soutenance et nous espérons qu'il sera à la hauteur de leurs attentes. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre gratitude.

Nos vifs remerciements s'adressent à nos parents, qui nous ont toujours suivi avec leurs prières et leurs soutiens moral et financier.

Que tous ceux qu'on n'a pas cités trouvent également l'expression de notre profonde gratitude.

Pour finir, merci à dieux de nous avoir donné la force et le courage de mener jusqu'à la fin ce travail.

Dédicaces

*À la femme la plus chère du monde la plus proche de mon cœur « ma mère »
qui m'a beaucoup aidée par ses prières, que dieu la garde pour moi, j'espère
qu'elle trouve dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

Je dédie ce travail à la mémoire de mon père que dieu bénit son âme.

À mes adorables sœurs et à mon frère.

À mon étoile céleste.

À tous mes ami (es).

À ceux que j'aime et qui m'aiment.

Sadia

Dédicaces

À la femme la plus chère au monde la plus proche de mon cœur « ma mère » qui m'a beaucoup aidée par ses prières, que dieu la garde pour moi, j'espère qu'elle va trouver dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

Je dédie ce travail au cher aimé « mon père », que dieu le guérisse et apaise ses souffrances.

À mes très chers frères Mohamed et Ramdhane.

À mes adorables sœurs et belles sœurs.

À mon cher fiancé Achour ainsi qu'à toute sa famille.

À mes adorables amies Hassina, Samou, Faiza, Houria, Siham, ainsi qu'à tous mes autres ami(es), ils se reconnaitront.

À ceux que j'aime et qui m'aiment.

Fatima

Table des matières

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés

Introduction générale	
Introduction	1
1.1. Eléments constituant le réservoir surélevé (château d'eau).....	1
1.2. Caractéristiques principales du l'ouvrage.....	1
1.3. Caractéristique des matériaux utilisés	2
1.3.1. Béton.....	2
1.3.1.1. Résistance en compression.....	2
1.3.1.2. Résistance à la traction.....	2
1.3.1.3. Module de déformation longitudinale	2
1.3.1.4. Coefficient de poisson.....	3
1.3.1.5. Contraintes limites à la compression.....	3
1.3.2. L'acier	4
Conclusion.....	4

Chapitre 2 : Prédimensionnement

Introduction	6
2.1. Prédimensionnement du réservoir	6
2.1.1. Diamètre intérieur de la cuve tronconique (Fonladosa)	6
2.1.2. Calcul de la hauteur utile d'eau (Fonladosa).....	6
2.1.3. Calcul de la flèche de la coupole supérieure	6
2.1.4. Calcul du rayon de courbure supérieure	7
2.1.5. Calcul de la flèche de la coupole inférieure	7
2.1.6. Calcul du rayon de courbure inferieur.....	8
2.1.7. Dimensions de l'ouvrage	8
2.2. Calcul du volume d'eau.....	9
2.3. Calcul du poids de l'ouvrage	10
2.3.1. Poids du lanterneau.....	10
2.3.2. Poids de la cuve	12
2.3.2.1. Partie tronconique.....	12
2.3.2.2. Partie cylindrique.....	13
2.3.3. Poids de la coupole supérieure	14

2.3.4. Poids de la ceinture supérieure	16
2.3.5. Poids de la corniche	16
2.3.6. Poids de la ceinture intermédiaire	17
2.3.7. Poids de la ceinture inférieure	18
2.3.8. Poids de la coupole inférieure	19
2.3.9. Poids de la cheminée	20
2.3.10. Poids des poteaux	21
2.3.11. Poids du radier	21
2.3.12. Poids de la nervure	22
2.3.13. Calcul de l'escalier	23
2.3.13.1. Pré dimensionnement de la paillasse	24
2.3.13.2. Charge et surcharge revenant à la volée et au palier	25
2.3.13.3. Combinaisons de charges et surcharges à l'état limite ultime.....	26
2.3.13.4. Poids des escaliers	27
2.3.14. Poids de la passerelle.....	29
2.3.15. Poids des échelles	30
Conclusion.....	30

Chapitre 3 : Calcul des éléments

Introduction	32
3.1. Calcul du lanterneau	32
3.1.1. Calcul des charges de la dalle circulaire de couverture.....	32
3.1.2. Calcul de voile cylindrique du lanterneau	32
3.1.2.1. Calcul de l'effort normal de compression	32
3.1.2.2. Calcul de la longueur de flambement.....	33
3.1.2.3. Calcul de l'élancement	33
3.1.2.4. Calcul des armatures longitudinales.....	34
3.1.2.5. Calcul des armatures transversales	35
3.2. Calcul de la coupole de couverture.....	36
3.2.1. Calcul des charges et surcharges	36
3.2.2. Calcul de l'effort de compression.....	37
3.2.3. Vérification des contraintes	39
3.2.4. Ferrailage de la coupole.....	41
3.2.4.1. Ferrailage de la coupole suivant les méridiens.....	41
3.2.4.2. Calcul des armatures transversales	43
3.3. Calcul de la ceinture supérieure.....	44
3.3.1. Calcul de l'effort de traction.....	45

3.3.2. Calcul des armatures longitudinales	46
3.4. Calcul de la paroi	48
3.4.1. Calcul des armatures	50
3.4.2. Calcul des moments de l'encastrement	51
3.4.3. Ferrailage vertical de la paroi	55
3.5. Calcul de la cheminée d'accès	56
3.6. Calcul de la ceinture intermédiaire	59
3.6.1. Calcul de la charge totale verticale sur la ceinture intermédiaire	59
3.6.2. Calcul de la composante horizontale	61
3.6.3. Calcul de la poussée de l'eau	61
3.6.4. Calcul des efforts agissant sur la ceinture intermédiaire	61
3.6.4.1. Calcul de l'effort de compression	62
3.6.4.2. Calcul de l'effort de traction	62
3.6.5. Calcul des armatures de la ceinture intermédiaire	63
3.6.6. Calcul des armatures transversales	64
3.7. Calcul du tronc de cône	65
3.7.1. Calcul de l'effort de compression	66
3.7.2. Calcul de l'effort de traction	69
3.7.3. Calcul des armatures de traction (cerces)	70
3.7.4. Calcul des armatures verticales	71
3.8. Calcul de la coupole du fond	72
3.8.1. Calcul des charges et surcharges	72
3.8.2. Calcul du poids de la coupole	73
3.8.3. Calcul de la charge verticale par mètre linéaire de pourtour	73
3.8.4. Calcul de la charge horizontale	74
3.8.5. Calcul de l'effort de compression	74
3.8.6. Vérification des contraintes	75
3.8.7. Ferrailage de la coupole inférieure	77
3.8.7.1. Ferrailage de la coupole suivant les méridiens	77
3.8.7.2. Calcul des armatures transversales	80
3.9. Calcul de la ceinture inférieure	81
3.9.1. Calcul de la composante horizontale du tronc de cône	81
3.9.2. Calcul de l'effort agissant sur la ceinture inférieure	82
3.9.3. Calcul de la composante verticale due au tronc de cône	83
3.9.4. Calcul de la composante verticale de la ceinture inférieure	83
3.9.5. Calcul des efforts internes dans la ceinture inférieure	85
3.9.6. Ferrailage de la ceinture inférieure	86
3.9.7. Calcul des armatures transversales	91

Conclusion	92
------------------	----

Chapitre 4 : Etude au vent

Introduction	94
4.1. Les données relatives au site (RNV, 1999)	94
4.2. Calcul de la pression dynamique	95
4.2.1. Calcul du coefficient dynamique	95
4.2.2. Calcul du coefficient d'exposition (RNV, 99)	95
4.2.3. Calcul du Coefficient de rugosité	95
4.3. Calcul de la pression due au vent	97
4.3.1. Détermination des coefficients de force	97
4.3.1.1. Facteur d'élancement	97
4.3.1.2. Elancement effectif	98
4.3.1.3. Le coefficient de force	98
4.4. Calcul de la force de frottement	99
4.5. Calcul du moment renversant	101
4.6. Calcul du moment stabilisant	101
4.7. Vérification de la stabilité au renversement	101
4.8. Vérification au glissement	101
Conclusion	102

Chapitre 5 : Etude du support

Introduction	104
5.1. Calcul des poteaux	104
5.1.1. Calcul des poteaux à la compression	108
5.1.1.1. Calcul de la longueur de flambement	109
5.1.1.2. Calcul de l'élancement	109
5.1.1.3. Calcul des armatures longitudinales	110
5.1.1.4. Calcul des armatures transversales	112
5.1.2. Vérification de la contrainte	113
5.2. Calcul de l'escalier	113
5.2.1. Combinaisons de charges et surcharges de la volée à l'état limite ultime	113
5.2.2. Calcul des efforts internes de la volée	114
5.2.2.1. Le moment fléchissant de la volée	114
5.2.2.2. L'effort tranchant de la volée	114
5.2.3. Ferrailage de la volée	114

5.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales de la volée.....	114
5.2.3.2. Calcul des armatures minimales de la volée.....	115
5.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant de la volée	116
5.2.3.4. Calcul des armatures transversales	116
5.2.4. Combinaisons de charges et surcharges du palier à l'état limite ultime.....	117
5.2.5. Calcul des efforts internes du palier	117
5.2.5.1. Le moment fléchissant du palier.....	117
5.2.5.2. L'effort tranchant du palier.....	117
5.2.6. Ferrailage du palier.....	118
5.2.6.1. Calcul des armatures longitudinales du palier	118
5.2.6.2. Calcul des armatures minimales du palier.....	119
5.2.6.3. Vérification de l'effort tranchant du palier.....	119
Conclusion.....	119

Chapitre 6 : Etude de la fondation

Introduction	121
6.1. Choix du type de fondation	121
6.2. Dimensionnement du radier.....	121
6.2.1. Calcul de l'épaisseur du radier circulaire	122
6.2.2. Calcul du diamètre du radier	123
6.2.3. Vérification des contraintes sur le sol.....	126
6.3. Calcul des moments et de la charge agissant sur le radier.....	127
6.4. Calcul du ferrailage du radier	130
6.5. Calcul de la nervure.....	134
6.5.1. La charge totale sur la nervure	134
6.5.2. Calcul des efforts internes dans la nervure.....	134
6.5.3. Calcul du ferrailage de la nervure	136
6.5.3.1. Calcul des armatures longitudinales au niveau des appuis.....	136
6.5.3.2. Calcul des armatures longitudinales au niveau de la travée	137
6.5.3.3. Calcul des armatures transversales	138
Conclusion.....	139
Conclusion générale	141

Figure 1.1: Schéma représentatif de l'ouvrage.....	1
Figure 2.1 : Schéma représentatif de la coupe radiale de la coupole.	8
Figure 2.2 : Schéma représentatif de la coupole radiale de la coupole inférieur.....	9
Figure 2.3 : Schéma représentatif de la cuve.....	10
Figure 2.4 : Schéma représentatif de lanterneau.	12
Figure 2.5 : Schéma représentatif de la partie tronconique de la cuve.....	14
Figure 2.6 : Schéma représentatif de la partie cylindrique de la cuve.....	15
Figure 2.7 : Schéma représentatif de la coupole supérieure.....	16
Figure 2.8: Schéma représentatif de la ceinture supérieure.....	17
Figure 2.9 : Schéma représentatif de la corniche.	18
Figure 2.10 : Schéma représentatif de la ceinture intermédiaire.	18
Figure 2.11 : Schéma représentatif de la ceinture inférieure.....	19
Figure 2.12 : Schéma représentatif de la coupole inférieure.....	20
Figure 2.13 : Schéma représentatif de la cheminée.....	21
Figure 2.14 : Schéma représentatif du poteau.	22
Figure 2.15 : Schéma représentatif du radier.	22
Figure 2.16 : Schéma représentatif de la nervure.....	23
Figure 2.17 : Schéma représentatif de l'escalier.	24
Figure 2.18 : Schéma représentatif des dimensionnes du palier.	29
Figure 2.19 : Schéma représentatif des dimensionnes de la passerelle.	30
Figure 3.1 : Schéma représentatif de lanterneau.	32
Figure 3.2 : Schéma représentatif du voile cylindrique.....	33
Figure 3.3 : Schéma représentatif de la coupe radiale de la coupole.	37
Figure 3.4 : Schéma représentatif d'une bande de la coupole.....	39
Figure 3.5 : Schéma représentatif de la disposition des armatures méridiennes de la coupole.....	43
Figure 3.6 : Schéma représentatif de la disposition des armatures de répartition de la coupole.	44
Figure 3.7 : Schéma représentatif des efforts dus au poids de la coupole.....	44
Figure 3.8 : Schéma représentatif de l'effort de traction dans le demi-anneau supérieure.	45
Figure 3.9 : Schéma représentatif de la pression de l'eau sur la paroi.	49

Figure 3.10 : Schéma représentatif de l'effet de pression sur les parois.	49
Figure 3.11 : Schéma représentatif du moment d'encastrement à l'état limite ultime.	55
Figure 3.12: Schéma représentatif du moment d'encastrement à l'état limite de service.	55
Figure 3.13 : Schéma représentatif de l'effet de l'eau sur la cheminée.....	56
Figure 3.14 : Schéma représentatif des efforts agissant sur la ceinture intermédiaire.	59
Figure 3.15 : Schéma représentatif des efforts agissant sur le tronc de cône.	65
Figure 3.16 : Schéma représentatif des pressions agissant sur chaque bande du tronc de cône.....	66
Figure 3.17 : Schéma représentatif de la coupe radiale de la coupole.	72
Figure 3.18 : Schéma représentatif d'une bande de la coupole inférieure.	75
Figure 3.19 : Schéma représentatif de la disposition des armatures méridiennes de la coupole.....	79
Figure 3.20 : Schéma représentatif de la disposition des armatures de répartition de la coupole.	80
Figure 3.21 : Schéma représentatif des efforts agissant sur la ceinture inférieure.	81
Figure 3.22 : Schéma représentatif de point d'application de l'effort de traction.....	87
Figure 3.23 : Schéma représentatif du point d'application de l'effort de traction.....	90
Figure 4.1: Schéma représentatif des forces de frottement.	100
Figure 5.1: Schéma représentatif des forces de frottement.	106
Figure 6.1 : Schéma représentatif des dimensions du radier.	121
Figure 6.2 : Schéma statique du radier.	128
Figure 6.3 : Schéma représentatif du diagramme des moments tangentiels à l'état limite ultime	130

Tableau 1: Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.....	4
Tableau 2.1 : Récapitulatif des dimensions de la structure	9
Tableau 2.2 : Volume de l'eau dans la cuve (annexe 2).....	10
Tableau 2.3 : Résultats de calcul du poids de lanterneau	12
Tableau 2.4 : Résultats de calcul du poids de la Partie tronconique	13
Tableau 2.5 : Résultats de calcul du poids de la partie cylindrique	14
Tableau 2.6 : Poids de la coupole supérieure	15
Tableau 2.7 : Résultats de calcul du poids de la ceinture inférieure	18
Tableau 2.8 : Poids de la coupole inférieure	19
Tableau 2.9 : Récapitulatif du poids des éléments.	30
Tableau 3.1 : Récapitulatif des efforts internes agissants dans la coupole aux états limites	39
Tableau 3.2: Résultats de calcul du la pression unitaire et moyenne ainsi que les efforts de traction agissant sur chaque bande	50
Tableau 3.3: Résultats du calcul des armatures agissant sur chaque bande	51
Tableau 3.4: Récapitulatif des moments aux états limites	54
Tableau 3.5 : Résultats du calcul des armatures vertical sur chaque bande	56
Tableau 3.6: Récapitulatif des charges et des efforts agissant sur la ceinture intermédiaire	63
Tableau 3.7: Récapitulatif des efforts internes agissants dans la coupole aux états limites.....	75
Tableau 3.8: Récapitulatif des charges horizontales aux états limites	82
Tableau 3.9: Récapitulatif des charges horizontales aux états limites	83
Tableau 3.10: Récapitulatif des charges verticales aux états limites.....	85
Tableau 3.11: Les moments et les efforts tranchants dans la poutre circulaire	85
Tableau 3.12: Récapitulatif des résultats de calcul des moments et des efforts tranchants dans la poutre circulaire aux états limites.....	86
Tableau 4.1 : Récapitulatif des résultats la pression dynamique.....	96
Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats du calcul de la pression du au vent.....	99
Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats des forces de frottements.....	100
Tableau 5.1 : Résultats de calcul du la charge totale à la base de chaque poteau P à l'état limite de service	104

Tableau 5.2 : Résultats de calcul du la charge totale à la base de chaque poteau P à l'état limite ultime	105
Tableau 5.3 : Résultats de calcul du moment de flexion.....	106
Tableau 5.4 : Résultats de calcul du la charge totale du vent P	107
Tableau 5.5 : Résultats de calcul de l'effort normal à l'état limite de service	107
Tableau 5.6 : Résultats de calcul de l'effort normal à l'état limite ultime	108
Tableau 5.7 : La section d'armature adopté pour chaque niveau de poteaux.....	112
Tableau 6.1 : Résultats de calcul de la charge uniformément répartie sur le radier	129
Tableau 6.2 : Résultats du calcul des moments et de la charge du radier.....	129
Tableau 6.3 : Résultats du la combinaison des deux schémas mécanique.....	129
Tableau 6.4 : Récapitulatif des sections d'armatures à l'état limite ultime	134
Tableau 6.5 : Récapitulatif des charges totales sur la nervure aux états limite	134
Tableau 6.6: Les moments et les efforts tranchants dans la poutre circulaire	135
Tableau 6.7: Récapitulatif des résultats de calcul des moments et des efforts tranchants dans la poutre circulaire aux états limites.....	136

Le travail faisant l'objet de notre projet porte sur l'étude d'un réservoir surélevé (château d'eau) destiné pour l'alimentation en eau potable de la ville d'EL MENEHA, dans la wilaya de GHARDAIA. Le réservoir est alimenté par deux forages débitant chacun 60 l/s.

Ce travail s'inscrit dans la continuité du projet de fin d'étude soutenu par (**Messara et Nait Ali**, 2014). Il s'agit du calcul génie civil d'un réservoir de stockage de capacité 750 m³ de hauteur 31.06 m. L'objectif est d'évaluer ses caractéristiques, ses dimensions, ainsi que sa résistance au vent. Pour étudier ce projet, nous avons réparti le manuscrit comme suit :

- Le premier chapitre, est une étape préliminaire de reconnaissance de la nature de notre ouvrage, son importance ainsi que ses caractéristiques.
- Le deuxième chapitre sera consacré au prédimensionnement de notre château d'eau en passant par le calcul du poids de chaque élément constituant notre réservoir de stockage, pour arriver à son poids total plein et à vide.
- Le troisième chapitre, concerne le ferrailage des différents éléments de notre structure en passant par le calcul des charges et sollicitations sur chaque élément, tout en respectant les règles du BAEL ainsi que le RPA.
- Le quatrième chapitre sera dédié au calcul de l'influence du vent sur notre ouvrage en évaluant sa rigidité, et sa stabilité d'ensemble au glissement et au renversement.
- Le cinquième chapitre concerne le calcul des éléments de notre support en pilotis, à savoir les poteaux et l'escalier.
- Enfin, dans le sixième et dernier chapitre nous terminons notre projet d'étude par le calcul de la fondation avec un ferrailage adapté, afin d'assurer la rigidité de notre fondation et assurer la stabilité de notre château d'eau.

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter les éléments constitutifs de notre réservoir d'étude, ainsi que les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

L'étude de notre ouvrage se fera conformément aux règles de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites (BAEL, 1991).

1.1. Eléments constituant le réservoir surélevé (château d'eau)

Le château d'eau faisant l'objet de notre étude a une forme tronconique. Ses éléments essentiels sont représentés dans la figure 1.1 suivante :

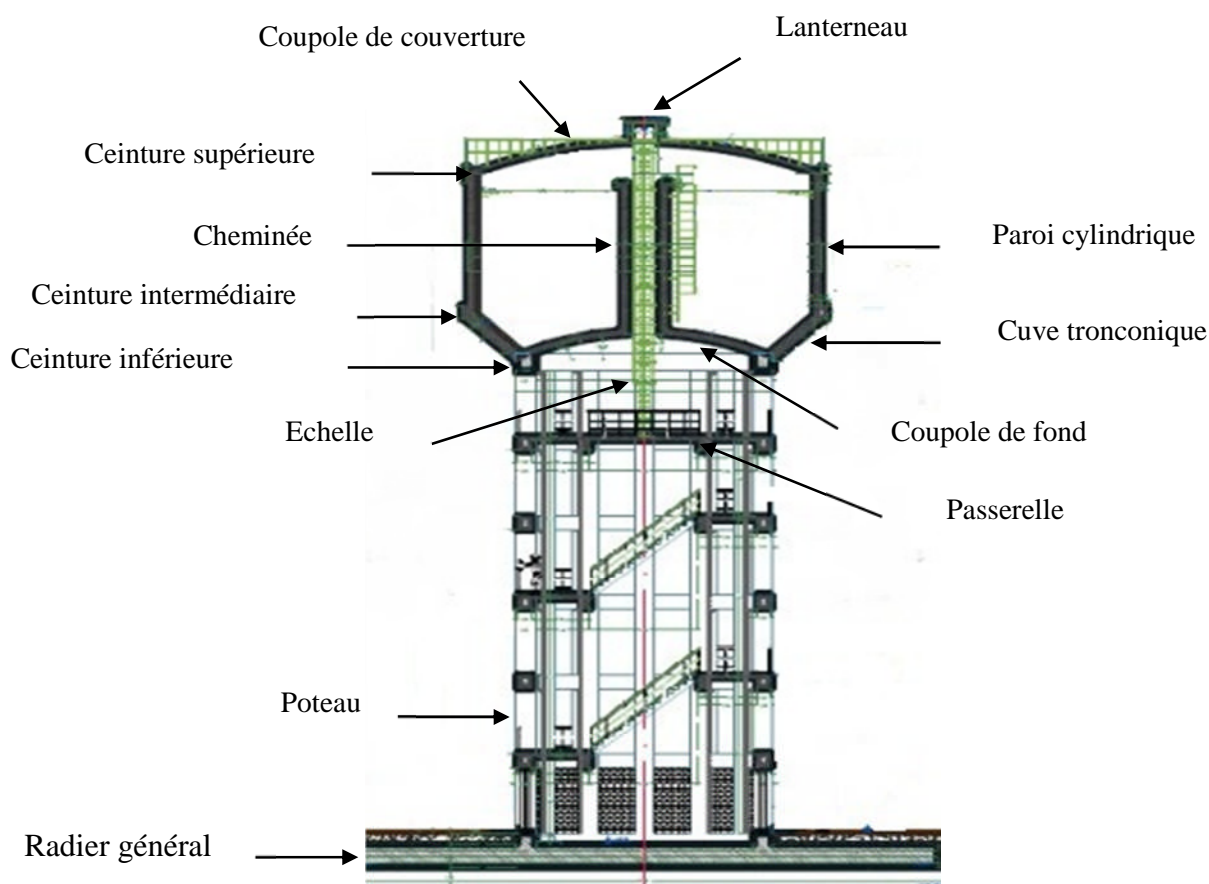


Figure 1.1: Schéma représentatif de l'ouvrage.

1.2. Caractéristiques principales du l'ouvrage

Les principales caractéristiques du réservoir surélevé faisant l'objet de notre étude (voir coupe F-F) sont :

- capacité $V = 750 \text{ m}^3$,
- hauteur total du château d'eau $H_t = 31.06 \text{ m}$,
- hauteur d'eau dans la cuve $H_e = 7,05 \text{ m}$,
- niveau du trop-plein $27,95 \text{ m}$.

1.3. Caractéristique des matériaux utilisés

Les caractéristiques des matériaux utilisés à savoir le béton et l'acier sont définies ci-après :

1.3.1. Béton

Nous nous limitons ici aux aspects relatifs au comportement mécanique du béton qui est défini par sa résistance caractéristique en compression.

En mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables du ciment, sable, gravier et de l'eau, on obtient une pâte du béton qui durcit rapidement.

Nous aurons à utiliser un béton dosé à 400 kg/m^3 , de ciment C.P.A. 400 de classe 45 R (Conditions courantes de fabrication des bétons avec auto-contrôle surveillé, rigueur accrue dans le processus de fabrication) ; ce qui correspond, selon les règles BAEL, à la classe C25.

1.3.1.1. Résistance en compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16×32 .

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité qui est dans notre cas égale à :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Avec f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression au 28^{ème} jour.

1.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée f_{t28} , est conventionnellement définie par la relation (1.1) :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \quad (1.1)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

1.3.1.3. Module de déformation longitudinale

On distingue le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Il est donné par la relation (1.2).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (1.2)$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module différé est pris égal à trois fois le module instantané ($E_{ij} = 3E_{vj}$). Il est donné par la relation (1.3).

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (1.3)$$

$$E_{vj} = 10818,866 \text{ MPa}$$

1.3.1.4. Coefficient de poisson

Le Coefficient de poisson ν est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

Après essais en compression sur une éprouvette de longueur et de dimension transversale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul de sollicitations à l'ELU.} \\ 0,2 & \text{Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).} \end{cases}$$

1.3.1.5. Contraintes limites à la compression

Le calcul des contraintes se fait aux deux états limites suivants :

- **A l'état limite ultime (ELU)**

L'état limite ultime est caractérisé par :

- un déséquilibre statique,
- un état de flambement,
- et une perte de résistance.

La valeur de la contrainte maximale à la compression à considérer pour le béton est donnée par le BAEL91 par la relation (1.4) suivante :

$$\bar{\sigma}_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (1.4)$$

γ_b : désigne le coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable (notre cas),

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

$\theta = 1$ (la durée probable de l'application de l'action est supérieure à 24 heures).

Le calcul nous donne: $\bar{\sigma}_{bu} = 14,17$ MPa (à l'état limite ultime).

- **A l'état limite de service (ELS)**

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

La contrainte limite de compression du béton à l'état limite de service est donnée par le BAEL 91 comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bs} = 0.60 \cdot f_{c28} \quad (1.5)$$

Le calcul nous donne : $\bar{\sigma}_{bs} = 15,00$ MPa (à l'état limite de service).

1.3.2. L'acier

Les aciers sont classés essentiellement selon leur nuance et état de surface. On distingue :

- **Les aciers ronds lisses (RL)**

FeE 215 $f_e = 215 \text{ Mpa}$

FeE 235 $f_e = 235 \text{ Mpa}$

- **Les aciers à haute adhérence (HA)**

FeE 400 $f_e = 400 \text{ Mpa}$

FeE 500 $f_e = 500 \text{ Mpa}$

Pour les armatures transversales, nous utilisons les aciers doux FeE24, dont la limite élastique est: $f_e = 235 \text{ MPa}$.

La contrainte de traction admissible est :

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = 204 \text{ MPa} \quad (1.6)$$

Quant aux armatures longitudinales, nous optons pour les aciers de haute adhérence FeE40, dont la limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$

La contrainte de traction admissible est :

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad (1.7)$$

$\gamma_s = 1.15$: désigne le coefficient de sécurité en situation durable.

f_e : est la limite d'élasticité garantie.

Conclusion

Les principales caractéristiques des matériaux retenues pour les besoins de l'étude sont résumées dans le tableau 1 qui suit :

Tableau 1: Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.

Caractéristiques	Valeurs en MPa
f_{c28}	25
f_{t28}	2.1
$\bar{\sigma}_{bu}$ à ELU	14.17
$\bar{\sigma}_{bs}$ à ELS	15.00
f_e des armatures transversales	235
La contrainte de traction admissible	204
f_e des armatures longitudinales	400
La contrainte de traction admissible	348

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de calculer le poids de l'ouvrage. Nous procédons au prédimensionnement de la structure et au calcul du volume d'eau dans la cuve. Les formules utilisées sont données par Folladosa (Guerrin, 1972) et les plans de la structure sont donnés en annexe 1.

2.1. Prédimensionnement du réservoir

Il consiste à déterminer le diamètre intérieure de la cuve et la hauteur d'eau utile. Le réservoir, faisant l'objet de notre étude, est de forme tronconique surélevé sur un support en pilotis (12 piliers) de capacité $V=750\text{m}^3$.

2.1.1. Diamètre intérieur de la cuve tronconique (Folladosa)

$$D_{\text{int}} = 1.405 \sqrt[3]{V} \quad (2.1)$$

avec :

D_{int} : Diamètre intérieur de la cuve tronconique en m,

V : Capacité du réservoir en m^3 ,

Ce qui donne :

$$D_{\text{int}} = 1.405 \sqrt[3]{750} = 12.76 \text{ m}$$

Nous adoptons : $D_{\text{int}} = 12.20 \text{ m}$

2.1.2. Calcul de la hauteur utile d'eau (Folladosa)

$$H_e = 0.46 D_{\text{int}} \quad (2.2)$$

avec :

H_e : La hauteur utile d'eau en m.

D_{int} : Diamètre intérieur de la cuve tronconique, en m.

Ce qui donne :

$$H_e = 0.46 (12.20) = 5.612 \text{ m}$$

Nous adoptons : $H_e = 7.05 \text{ m}$

2.1.3. Calcul de la flèche de la coupole supérieure

La flèche de la coupole supérieure (figure 2.1) est donnée par la relation empirique (2.3) suivante :

$$f_{\text{sup}} = 0.104 D_{\text{int}} \quad (2.3)$$

avec, f_{sup} : La flèche de la coupole supérieure en m.

D_{int} : Diamètre intérieur de la cuve tronconique en m ($D_{\text{int}} = 12.20 \text{ m}$).

Ce qui donne :

$$f_{\text{sup}} = 1.268 \text{ m}$$

Nous adoptons: $f_{sup} = 1.30$ m

2.1.4. Calcul du rayon de courbure supérieure

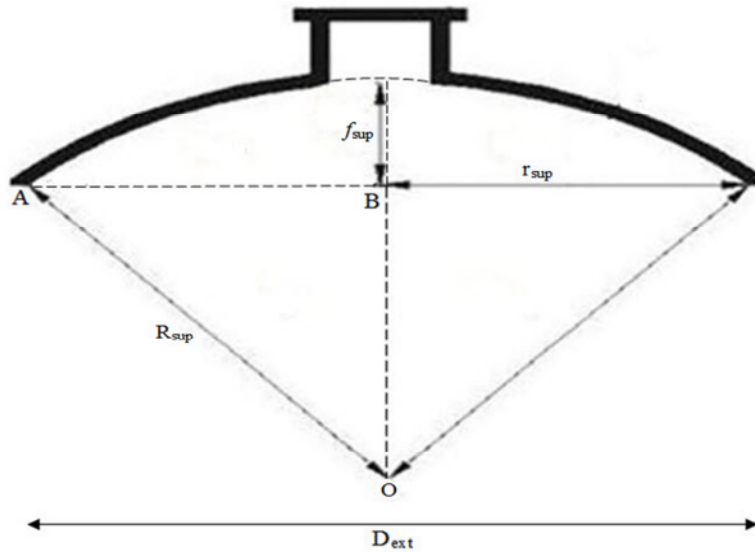


Figure 2.1 : Schéma représentatif de la coupe radiale de la coupole.

En appliquant le théorème de Pythagore au triangle ABO de la figure 2.1, il vient :

$$R_{sup}^2 = \left(\frac{D_{int}}{2} \right)^2 + (R_{sup} - f_{sup})^2 \quad (2.4)$$

D'où :

$$R_{sup} = \frac{1}{8 f_{sup}} (D_{int}^2 + 4 f_{sup}^2) \quad (2.5)$$

Le rayon de courbure supérieure est donné par la relation (2.6) suivante :

$$R_{sup} = \frac{r_{sup}^2 + f_{sup}^2}{2 f_{sup}} \quad (2.6)$$

avec :

r_{sup} : rayon intérieur de la cuve tronconique en m,

R_{sup} : Le rayon de courbure supérieure en m.

$$R_{sup} = \frac{6.1^2 + 1.30^2}{2 \times 1.30} = 14.961 \text{ m.}$$

Nous adoptons : $R_{sup} = 14.96$ m.

2.1.5. Calcul de la flèche de la coupole inférieure

La flèche de la coupole inférieure est donnée par la relation empirique (2.7) suivante :

$$f_{inf} = 0.104 D'_{int} \quad (2.7)$$

avec, D'_{int} : Diamètre intérieure de fond de cuve en m ($D'_{int} = 7.80$ m).

f_{inf} : La flèche de la coupole inférieure en m.

Ce qui donne :

$$f_{inf} = 0.811 \text{ m}$$

Nous adoptons : $f_{inf} = 0.80 \text{ m}$.

2.1.6. Calcul du rayon de courbure inférieur

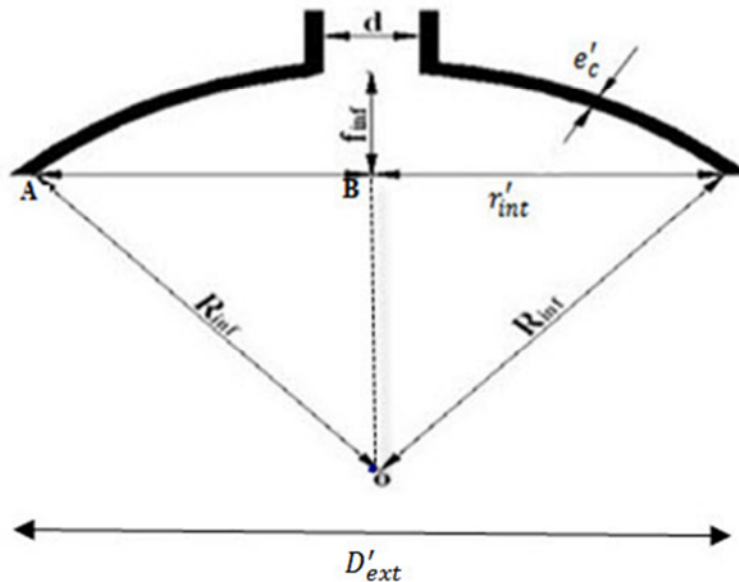


Figure 2.2 : Schéma représentatif de la coupe radiale de la coupole inférieure.

Le rayon de courbure inférieur est donné par la relation (2.8) en appliquant le théorème de Pythagore au triangle ABO pour la coupole inférieure (figure 2.2):

$$R_{inf} = \frac{r_{inf}'^2 + f_{inf}^2}{2f_{inf}} \quad (2.8)$$

avec :

r_{inf}' : rayon intérieur de fond de cuve, en m.

R_{inf} : Le rayon de courbure inférieure, en m.

$$R_{inf} = \frac{3.9^2 + 0.80^2}{2 \times 0.80} = 9.906 \text{ m.}$$

Nous adoptons:

$$R_{inf} = 9.91 \text{ m.}$$

2.1.7. Dimensions de l'ouvrage

Les dimensions prises des plans (coupe F-F et B-B), ainsi que celles calculées sont résumées dans le tableau 2.1 suivant :

Tableau 2.1 : Récapitulatif des dimensions de la structure

Eléments	Composantes	Valeurs en m
Fond de cuve	Diamètre intérieur	7.800
	Epaisseur	0.200
	La flèche	0.800
Tronc de cône	Diamètre inférieur intérieur	9.200
	Diamètre supérieur intérieur	12.200
	Hauteur	1.500
Paroi vertical	Hauteur	5.350
	Epaisseur	0.200
Cheminée	Diamètre intérieur	1.200
	Epaisseur	0.200
	Hauteur	6.600
Coupole supérieure	Diamètre intérieur	12.200
	Epaisseur	0.120
	La flèche	1.300

2.2. Calcul du volume d'eau

Dans cette partie, nous nous intéressons au calcul du volume exact contenu dans la cuve.

- Les dimensions de la cuve sont les suivantes :

$$H_1 = 5.55 \text{ m}$$

$$H_2 = 1.50 \text{ m}$$

$$H' = 6.25 \text{ m}$$

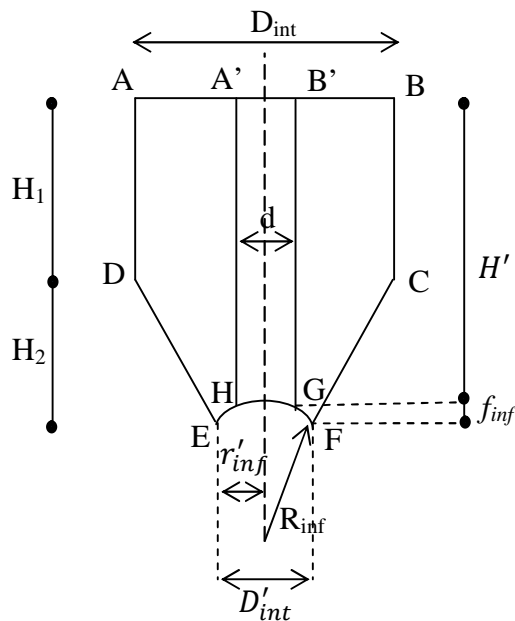
$$D_{int} = 12.20 \text{ m}$$

$$D'_{int} = 7.80 \text{ m}$$

$$d = 1.20 \text{ m}$$

$$r'_{inf} = 3.9 \text{ m}$$

$$R_{inf} = 9.91 \text{ m}$$

**Figure 2.3 : Schéma représentatif de la cuve.**

avec :

D_{int} : diamètre intérieur de la cuve tronconique en m,

D'_{int} : diamètre intérieur de fond de cuve en m,

d : diamètre intérieur de la cheminée en m,

f_{inf} : flèche de la coupole inférieure en m,

r'_{inf} : rayon intérieur de fond de cuve en m,

R_{inf} : rayon de courbure inférieure en m,

H_1 : hauteur allant dutrop plein jusqu'à la base de la ceinture intermédiaire (hauteur du cylindre ABCD) en m.

H_2 : hauteur du tronc de cône CDEF en m,

H' : hauteur allant dutrop plein jusqu'à la base du tronc de cône (hauteur du cylindre A'B'GH) en m.

- Le volume d'eau dans la cuve est donné par :

$$V_{\text{eau}} = V_1 + V_2 - V_3 - V_4$$

Soit : V_1 : volume du cylindre ABCD,

V_2 : volume du tronc de cône CDEF,

V_3 : volume du cylindre A'B'GH,

V_4 : volume de la calotte sphérique EFGH.

Tableau2.2: Volume de l'eau dans la cuve (annexe 2)

Désignation	Formules	Volumes (m ³)
V_1	$\frac{\pi \cdot D_{\text{int}}^2}{4} \times H_1$	648.458
V_2	$\frac{\pi \cdot H_2}{3} \left(\frac{D_{\text{int}}^2}{4} + \frac{D_{\text{int}}'^2}{4} + \frac{D_{\text{int}} \cdot D_{\text{int}}'}{4} \right)$	119.649
V_3	$\frac{\pi \cdot d^2}{4} \times H'$	7.065
V_4	$\frac{\pi \cdot f_{\text{inf}}^2}{3} (3R_{\text{inf}} - f_{\text{inf}})$	19.371
V_{eau}	$V_1 + V_2 - V_3 - V_4$	741.671

2.3. Calcul du poids de l'ouvrage

2.3.1. Poids du lanterneau

Le lanterneau est un élément standard qui sert à l'aération (il permet d'avoir une pression à la surface liquide, égale à la pression atmosphérique).

Il est constitué d'une dalle de couverture circulaire de faible épaisseur et d'un voile cylindrique sur lequel repose la dalle, ce dernier comporte des fenêtres pour permettre l'éclairage et l'aération de la partie supérieure du château d'eau et une porte pour accéder à la coupole supérieure.

Le poids surfacique d'étanchéité pour la dalle circulaire (couverture de lanterneau) d'après le **DTR B.C.2.2** est de $\gamma_{et} = 0,04 \text{ t/m}^2$

Le poids surfacique d'étanchéité pour le voile cylindrique d'après le **DTR B.C.2.2** est $\gamma'_{et} = 0,018 \text{ t/m}^2$.

Le lanterneau ainsi que ses dimensions sont donnés par la figure 2.4 :

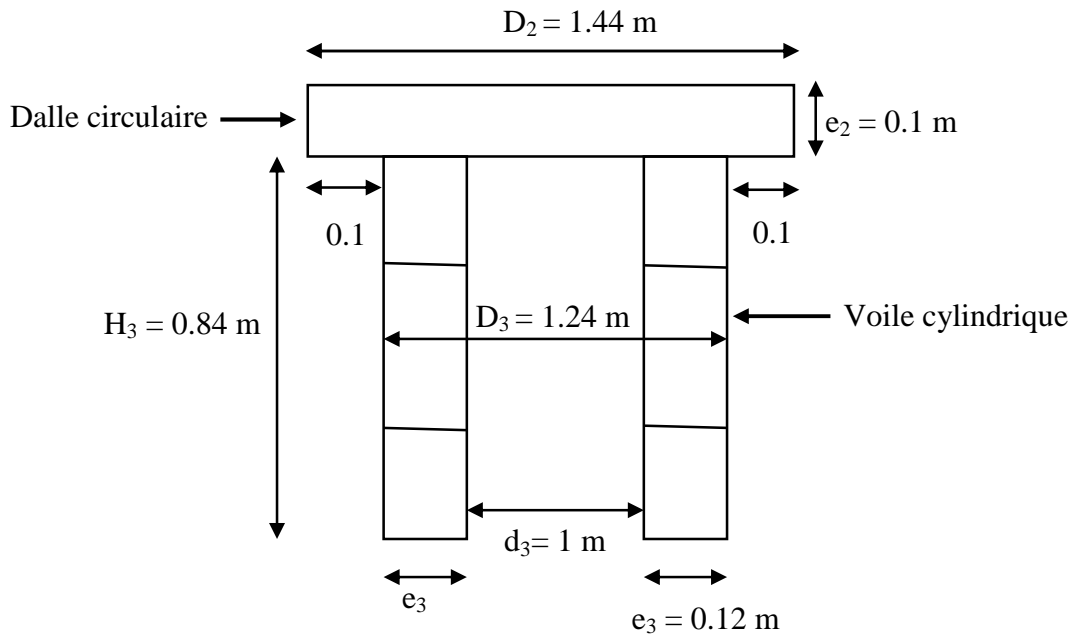


Figure 2.4: Schéma représentatif de lanterneau.

avec :

D_2 : diamètre extérieur de la dalle circulaire au-dessus du voile de lanterneau, en m,

e_2 : épaisseur de la dalle circulaire au-dessus du voile de lanterneau, en m,

D_3 : diamètre extérieur du voile cylindrique de lanterneau, en m,

d_3 : diamètre intérieur du voile cylindrique de lanterneau, en m,

e_3 : épaisseur du voile cylindrique de lanterneau, en m,

H_3 : hauteur du voile cylindrique de lanterneau, en m.

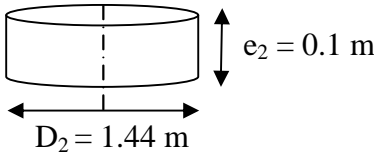
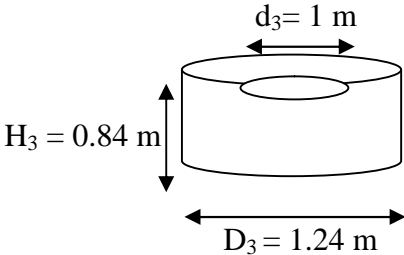
Pour avoir le poids de lanterneau, nous devons calculer le poids de la dalle circulaire (couverture de lanterneau) et le poids de voile cylindrique. Le poids de lanterneau est calculé en considérant les caractéristiques suivantes :

Poids volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$.

Poids volumique de l'eau $\gamma_e = 1 \text{ t/m}^3$.

Les résultats sont illustrés dans le tableau 2.3 ci-après :

Tableau 2.3 : Résultats de calcul du poids de lanterneau

Eléments	Formules du poids	Poids (t)
Dalle circulaire au-dessus du voile de lanterneau 	$P_1 = \frac{\pi D_2^2}{4} \times e_2 \times \gamma_b$	0.406
Voile cylindrique de lanterneau 	$P_2 = \frac{\pi}{4} (D_3^2 - d_3^2) \times H_3 \times \gamma_b$	0.886
Etanchéité pour la dalle circulaire du lanterneau $\gamma_{et} = 0,04 \text{ t/m}^2$ (Chape en mortier de ciment, DTR BC.2.2) $D_2 = 1.44 \text{ m}$	$P_3 = \frac{\pi D_2^2}{4} \gamma_{et}$	0.065
Etanchéité extérieure du voile cylindrique $\gamma'_{et} = 0.018 \text{ t/m}^2$ (Enduit au mortier de liants hydrauliques, DTR BC.2.2) $H_3 = 0.84 \text{ m}$; $D_3 = 1.24 \text{ m}$	$P_4 = \frac{\pi D_3}{2} \times H_3 \times \gamma'_{et}$	0.029
Total	$P_1 + P_2 - P_3 + P_4$	1.386

2.3.2. Poids de la cuve

La cuve, selon sa forme, est constituée de deux (02) parties: une partie tronconique et une partie cylindrique ; ainsi le calcul de son poids est réparti en deux (02) étapes.

2.3.2.1. Partie tronconique

La partie tronconique est une paroi sous forme d'un voile circulaire incliné par rapport à la verticale d'un angle $\alpha = 45^\circ$, de hauteur 1.5 m et d'épaisseur égale à 35 cm qui se trouve à la base de la ceinture intermédiaire reposant sur la ceinture inférieure.

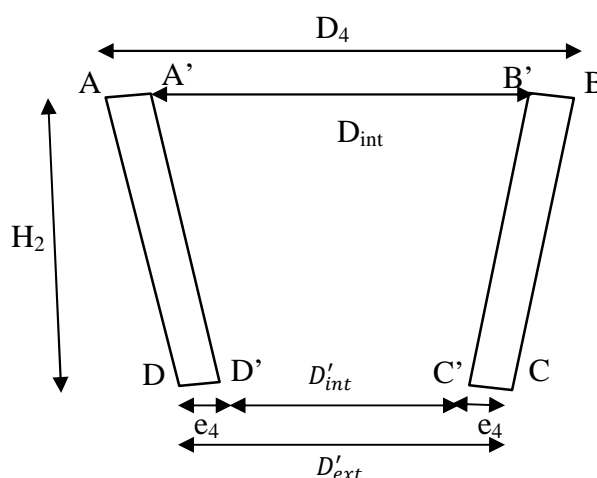


Figure 2.5 : Schéma représentatif de la partie tronconique de la cuve

avec :

D_4 : diamètre intérieur de la cuve tronconique et compris deux fois l'épaisseur de tronc de cône en m.

D_{int} : diamètre intérieur de la cuve tronconique, en m,

D'_{int} : diamètre intérieur de fond de cuve, en m,

D'_{ext} : diamètre extérieur de fond de cuve, en m,

e_4 : épaisseur de tronc de cône, en m,

H_2 : hauteur du tronc de cône, en m,

γ_b : poids volumique du béton, en t/m^3 .

Tableau 2.4: Résultats de calcul du poids de la Partie tronconique

Désignation	Formules	Poids (t)
Cône plein ABCD $D_4 = 12.90$ m $D'_{ext} = 9.20$ m $H_2 = 1.50$ m $\gamma_b = 2.5$ t/m^3	$P_1 = \frac{\pi}{12} (D_4^2 + D'_{ext}^2 + D_4 \times D'_{ext}) \gamma_b \times H_2$	362.797
Cône vide A'B'C'D' $D_{int} = 12.20$ m $D'_{int} = 7.80$ m $H_2 = 1.50$ m $\gamma_b = 2.5$ t/m^3	$P_2 = \frac{\pi}{12} (D_{int}^2 + D'_{int}^2 + D_{int} \times D'_{int}) \gamma_b \times H_2$	299.124
Étanchéité (Cône A'B'C'D') $\gamma_{et} = 0.04$ t/m^2 (Chape en mortier de ciment, DTR BC.2.2)	$P_3 = \sqrt{2\pi \cdot H_2} \left(\frac{D_{int}}{2} + \frac{D'_{int}}{2} \right) \gamma_{et}$	1.227
Total	$P_t = P_1 - P_2 + P_3$	64.9

2.3.2.2. Partie cylindrique

La partie cylindrique est une paroi sous forme d'un voile circulaire de hauteur $H_4 = 5.35$ m et d'épaisseur égale à 20 cm qui se trouve à la base de la ceinture supérieure reposant sur la ceinture intermédiaire.

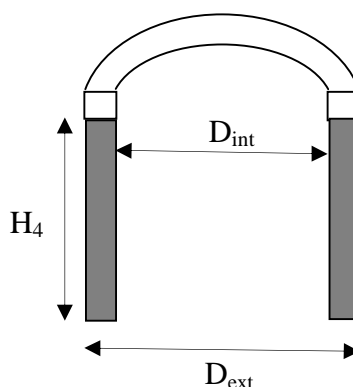


Figure 2.6 : Schéma représentatif de la partie cylindrique de la cuve

avec :

D_{int} : diamètre intérieur de la cuve tronconique, en m,

D_{ext} : diamètre extérieur de la cuve tronconique, en m,

H_4 : hauteur de la paroi cylindrique, en m,

r_{sup} : rayon intérieur de la cuve tronconique, en m,

γ_b : poids volumique du béton, en t/m^3 .

Tableau 2.5:Résultats de calcul du poids de la partie cylindrique

Désignation	Formules	Poids (t)
$D_{ext} = 12.60 \text{ m}$ $D_{int} = 12.20 \text{ m}$ $H_4 = 5.35 \text{ m}$ $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$.	$P_1 = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \gamma_b \times H_4$	104.153
Etanchéité $\gamma_{et} = 0.04 \text{ t / m}^2$ $r_{sup} = 6.10 \text{ m}$	$P_2 = \frac{\pi \cdot r_{sup}^2}{4} \times \gamma_{et}$	1.168
Total	$P_t = P_1 + P_2$	105.321

2.3.3.Poids de la coupole supérieure

Vue la forme de notre réservoir (figure 2.6), nous optons pour une coupole surbaissée pour constituer sa couverture. Cette dernière représente 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 $R_{sup} = 14.96 \text{ m}$ et sa flèche est $f_{sup} = 1.33 \text{ m}$.

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 $e_c = 0,12 \text{ m}$.

Le poids surfacique de la chape en mortier de ciment par 1 cm d'épaisseur d'après le **DTR B.C.2.2** est de 0.02 t / m^2 . Nous prenons 2 cm ($\gamma_{et} = 0.04 \text{ t/m}^2$).

Le poids surfacique du complexe d'étanchéité (étanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé (épaisseur 2cm), d'après le **DTR B.C.2.2**, est de $\gamma_1 = 0.012 \text{ t/m}^2$.

avec:

d_3 : diamètre intérieur du voile cylindrique de lanterneau en m.

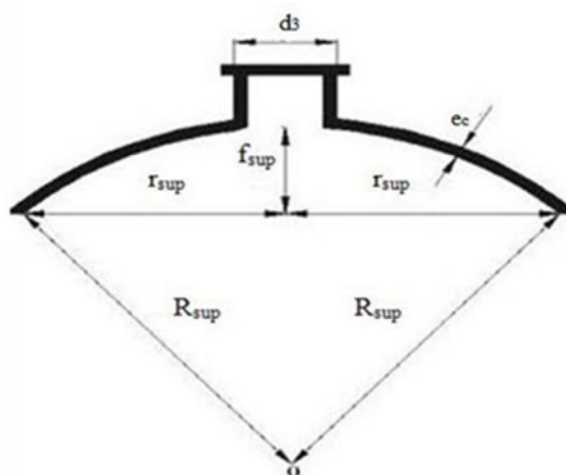


Figure 2.7 : Schéma représentatif de la coupole supérieure.

Le poids de la coupole supérieure est représenté dans le tableau 2.6 ci-dessous :

Tableau 2.6 : Poids de la coupole supérieure

Désignations	Formules	Poids (t)
La coupole pleine $R_{sup} = 14.96 \text{ m}$ $e_c = 0,12 \text{ m}$ $f_{sup} = 1.30 \text{ m}$	$P_1 = (2 \cdot \pi \cdot R_{sup} \cdot f_{sup} \cdot e_c) \gamma_b$	36.640
Ouverture de lanterneau $d_3 = 1 \text{ m}$	$P_2 = \frac{\pi \cdot d_3^2}{4} e \gamma_b$	0.235
Etanchéité $R_{sup} = 14.96 \text{ m}$ $f_{sup} = 1.30 \text{ m}$ $d_3 = 1 \text{ m}$ Etanchéité multicouche en ciment, feutre bitumé (épaisseur 2cm) : $\gamma_{et} = 0.04 \text{ t/m}^2$. Protection de l'étanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé, (épaisseur 2cm) : $\gamma_1 = 0.012 \text{ t/m}^2$. Charge d'étanchéité (chape et étanchéité) : $\gamma_2 = 0.052 \text{ t/m}^2$.	$P_3 = (2 \cdot \pi \cdot R_{sup} \cdot f_{sup} - \frac{\pi d_3^2}{4}) \gamma_2$	6.310
Total	$P_1 - P_2 + P_3$	42.715

2.3.4. Poids de la ceinture supérieure

La ceinture supérieure est une poutre circulaire qui se trouve à la base de la coupole de couverture reposant sur la cuve (figure 2.8). Elle est destinée à reprendre l'effort de traction créée à la base de la coupole.

- Les dimensions géométriques de la ceinture supérieure sont :

$$D_5 = 12.80 \text{ m}$$

$$D_{\text{int}} = 12.20 \text{ m}$$

$$a = 0.40 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

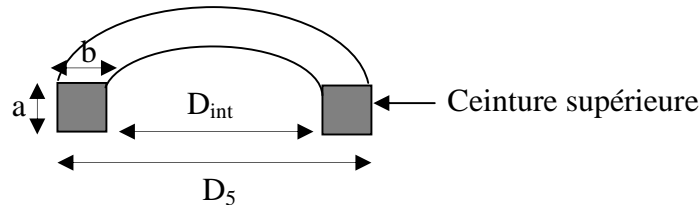


Figure 2.8: Schéma représentatif de la ceinture supérieure

avec :

D_{int} : diamètre intérieur de la cuve tronconique, en m.

D_5 : diamètre intérieur de la cuve tronconique et compris deux fois la largeur de la ceinture supérieur, en m.

a : hauteur de la ceinture supérieur, en m.

b : largeur de la ceinture supérieur, en m.

- Le poids la ceinture supérieure est calculé comme suit :

$$P_{\text{cs}} = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma_b \cdot (D_5^2 - D_{\text{int}}^2) a \quad (2.9)$$

$$P_{\text{cs}} = 11.775 \text{ t}$$

2.3.5. Poids de la corniche

La corniche est une poutre circulaire qui repose sur la ceinture supérieur (figure 2.9).

- Les dimensions géométriques de la corniche sont :

$$a' = 0.30 \text{ m}$$

$$b' = 0.10 \text{ m}$$

$$D_5 = 12.80 \text{ m}$$

$$D_{\text{ext}} = 12.60 \text{ m}$$

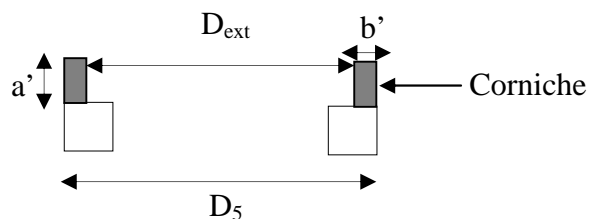


Figure 2.9: Schéma représentatif de la corniche.

avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de la cuve tronconique, en m,

D_5 : diamètre intérieur de la cuve tronconique et compris deux fois le largeur de la ceinture supérieur, en m,

a' : hauteur de la corniche, en m,

b' : La largeur de la corniche, en m,

- Le poids la corniche est calculé comme suit :

$$P_{cor} = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma_b (D_{ext}^2 - D_5^2) a' \quad (2.10)$$

$$P_{cor} = 2.990 \text{ t.}$$

2.3.6. Poids de la ceinture intermédiaire

La ceinture intermédiaire est une poutre circulaire qui se trouve à la base de la paroi cylindrique, reposant sur la partie tronconique de notre cuve (figure 2.10).

- Les dimensions géométriques de la ceinture intermédiaire sont :

$$D_{int} = 12.20 \text{ m}$$

$$D_6 = 13.10 \text{ m}$$

$$a'' = 0.55 \text{ m}$$

$$b'' = 0.45 \text{ m}$$

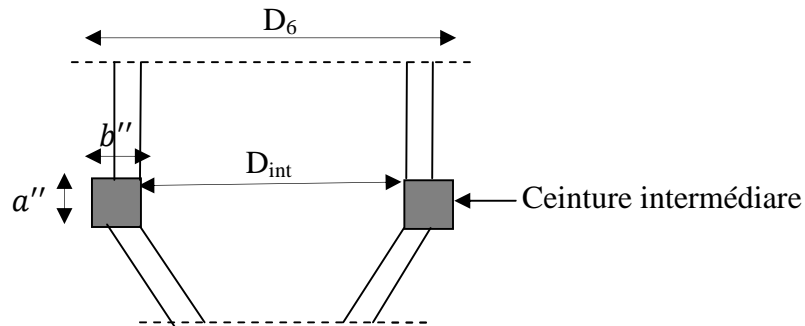


Figure 2.10 : Schéma représentatif de la ceinture intermédiaire.

avec :

D_{int} : diamètre intérieur de la cuve tronconique en m.

D_6 : diamètre intérieur de la cuve tronconique et compris deux fois le largeur de la ceinture intermédiaire en m.

a'' : hauteur de la ceinture intermédiaire, en m,

b'' : largeur de la ceinture intermédiaire, en m,

γ_b : poids volumique du béton, en t/m^3 .

- Le poids de la ceinture intermédiaire est calculé comme suit :

$$P_1 = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma_b (D_6^2 - D_{int}^2) a \quad (2.11)$$

$$P_1 = 24.577 \text{ t}$$

Poids d'étanchéité:

$$\gamma_{et} = 0.04 \text{ t / m}^2$$

$$a = 0.55 \text{ m}$$

$$P_2 = 2\pi \times \gamma_{et} \frac{D_{int}}{2} \times a \quad (2.12)$$

$$P_2 = \pi \cdot \gamma_{et} \times D_{int} \times a$$

$$P_2 = 0.842 \text{ t}$$

Poids total :

$$P = P_1 + P_2 = 25.419 \text{ t}$$

2.3.7. Poids de la ceinture inférieure

La ceinture inférieure est une poutre circulaire qui se trouve à la base de la partie tronconique de notre cuve, reposant dans notre cas sur un support en pilotis (12 piliers).

- Notre ceinture inférieure (figure 2.11) est de dimensions suivantes :

$$D'_{ext} = 9.20 \text{ m}$$

$$D'_{int} = 7.80 \text{ m}$$

$$b''' = 0.70 \text{ m}$$

$$a''' = 0.80 \text{ m}$$

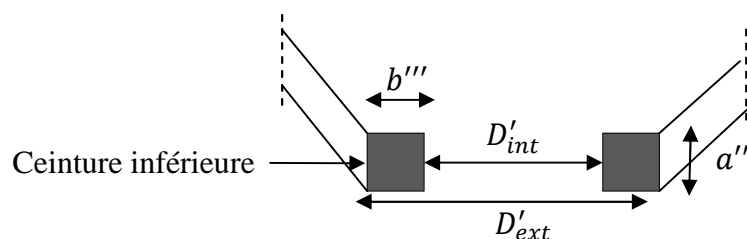


Figure 2.11 : Schéma représentatif de la ceinture inférieure.

avec :

D'_{int} : diamètre intérieur de fond de cuve, en m,

D'_{ext} : diamètre extérieur de fond de cuve, en m,

a''' : hauteur de la ceinture inférieure, en m,

b''' : largeur de la ceinture inférieure, en m.

- Le calcul du poids de la ceinture inférieure est représenté dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7 : Résultats de calcul du poids de la ceinture inférieure

Eléments	Formules	Poids (t)
$D'_{ext} = 9.20 \text{ m}$ $D'_{int} = 7.80 \text{ m}$ $a''' = 0.80 \text{ m}$	$P_1 = \frac{\pi}{4} \cdot \gamma_b \cdot a''' (D'_{ext}^2 - D'_{int}^2)$	37.366
Etanchéité $\gamma_{et} = 0.04 \text{ t/m}^2$ $a''' = 0.80 \text{ m}$	$P_2 = \pi \cdot \gamma_{et} \cdot \frac{D'_{int}^2}{2} \cdot a'''$	0.391
Total	$P_1 + P_2$	37.757

2.3.8. Poids de la coupole inférieure

Le poids de la coupole inférieure (figure 2.12) vue sa forme se calcul de la même manière que la coupole de couverture. Ses dimensions géométriques sont :

$$R_{inf} = 9.91 \text{ m}$$

$$e'_c = 0,20 \text{ m}$$

$$f_{inf} = 0,80 \text{ m}$$

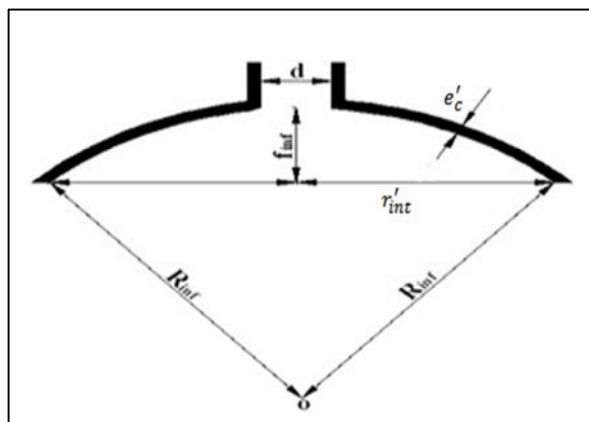


Figure 2.12 : Schéma représentatif de la coupole inférieure

avec :

d : diamètre intérieur de la cheminée, en m,

e'_c : épaisseur de la coupole de inférieure, en m,

R_{inf} : rayon de courbure inférieure, en m,

f_{inf} : flèche de la coupole inférieure, en m.

- Le poids de la coupole inférieure est représenté dans le tableau 2.8 ci-dessous :

Tableau 2.8: Poids de la coupole inférieure

Désignations	Formules	Poids (t)
La coupole pleine $R_{inf} = 9.91 \text{ m}$ $e'_c = 0,20 \text{ m}$ $f_{inf} = 0,80 \text{ m}$	$P_1 = (2 \pi R_{inf} \times f_{inf} \times e'_c) \gamma_b$	24.893
Ouverture de la cheminée $d = 1.20 \text{ m}$ $e'_c = 0,20 \text{ m}$	$P_2 = \frac{\pi d^2}{4} \times e'_c \times \gamma_b$	0.565
Etanchéité $R_{inf} = 9.91 \text{ m}$ $f_{inf} = 0,80 \text{ m}$ $d = 1.20 \text{ m}$ $\gamma_{et} = 0,04 \text{ t/m}^2$	$P_3 = (2 \pi R_{inf} \times f_{inf} \times \frac{\pi d^2}{4}) \gamma_{et}$	2.444
Total	$P_1 - P_2 + P_3$	26.772

2.3.9. Poids de la cheminée

La cheminée sert d'accès au réservoir pour les réparations et nettoyages éventuels.

- Les dimensions géométriques de la cheminée sont (figure 2.13) :

$$D_7 = 2 \text{ m}$$

$$d = 1.20 \text{ m}$$

$$D = 1.60 \text{ m}$$

$$H_5 = 6.6 \text{ m}$$

$$e' = h = 0.20 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

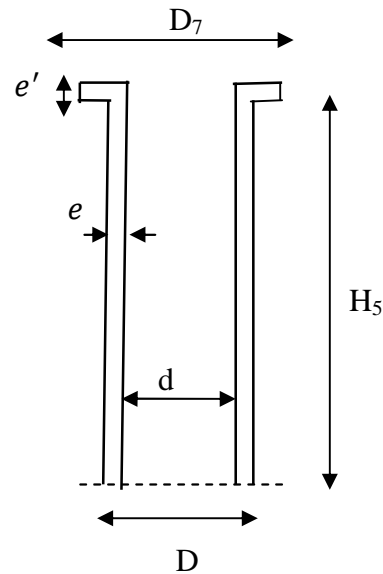


Figure 2.13: Schéma représentatif de la cheminée.

avec :

D_7 : diamètre extérieur de la cheminée et compris les deux bornes, en m,

d : diamètre intérieur de la cheminée, en m,

D : diamètre extérieur de la cheminée, en m,

H_5 : hauteur de la cheminée, en m,

e' : épaisseur des bornes de la cheminée, en m,

e : épaisseur de la cheminée, en m.

- Le poids de la cheminée est calculé comme suit :

$$P_1 = \frac{\pi}{4} \gamma_b \cdot e' (D_7^2 - D^2) = 0.565 \text{ t} \quad (2.13)$$

$$P_2 = \frac{\pi}{4} \gamma_b \cdot H_5 (D^2 - d^2) = 14.506 \text{ t}$$

le poids total est :

$$P_t = P_1 + P_2 = 15.071 \text{ t}$$

$$P_t = 15.071 \text{ t}$$

2.3.10. Poids des poteaux

Notre château d'eau est d'un support en pilotis (12 poteaux). Pour calculer le poids des poteaux, nous déterminons le poids d'un poteau puis nous déduisons le poids des 12 poteaux :

Nombre des poteaux est : $k' = 12$ poteaux

$$H_6 = 2.85 \text{ m}$$

$$L_1 = 0.70 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.70 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t / m}^3$$

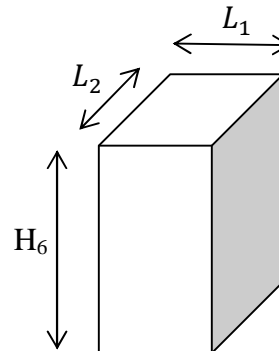


Figure 2.14 : Schéma représentatif du poteau.

avec :

H_6 : La hauteur d'un poteau en m.

L_1 : La largeur d'un poteau en m.

L_2 : La longueur d'un poteau en m.

- Le poids des poteaux est calculé comme suit :

$$P_{\text{poteaux}} = k' (L_1 \times L_2 \times H_6) \gamma_b \quad (2.14)$$

$$P_{\text{poteaux}} = 41.895 \text{ t}$$

2.3.11. Poids du radier

Le radier (figure 2.15) est le type de fondation choisie afin de réduire au maximum les désordres ultérieurs à craindre, en raison des tassements éventuels du sol.

Le calcul de son poids se ramène au poids d'une dalle circulaire posée sur le sol.

- Les dimensions géométriques du radier sont :

$$D'_{int} = 7.80 \text{ m}$$

$$H_7 = 0.50 \text{ m}$$

$$D_r = 21 \text{ m}$$

$$e_{pn} = 0.70 \text{ m}$$

$$e_{pr} = 1 \text{ m}$$

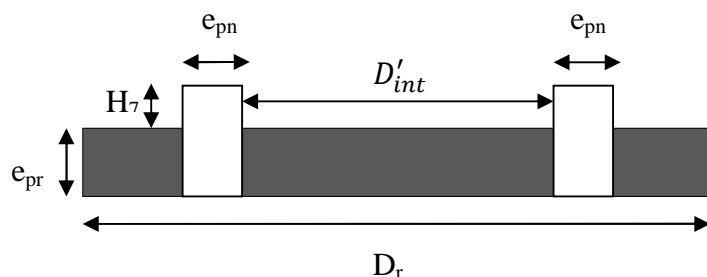


Figure 2.15 : Schéma représentatif du radier.

avec :

D'_{int} : diamètre intérieure de fond de cuve, en m,

H_7 : hauteur de la nervure, en m,

D_r : diamètre extérieur du radier, en m,

e_{pn} : épaisseur de la nervure, en m,

e_{pr} : épaisseur du radier, en m.

- Le poids du radier est calculé comme suit :

$$P_r = \frac{\pi}{4} \gamma_b \cdot D_r^2 \cdot e_{pr} \quad (2.16)$$

$$P_r = 865.462 \text{ t}$$

2.3.12. Poids de la nervure

La nervure d'appuis (figure 2.16) permet comme son nom l'indique, l'appui du radier sur le support en pilotis qui est comme nous l'avons déjà souligné un ensemble de douze (12) piliers.

- Les dimensions géométriques de la nervure d'appui sont :

$$D'_{int} = 7.80 \text{ m}$$

$$H_7 = 0.50 \text{ m}$$

$$H_8 = 1.50 \text{ m}$$

$$D_r = 21 \text{ m}$$

$$e_{pn} = 0.70 \text{ m}$$

$$e_{pr} = 1 \text{ m}$$

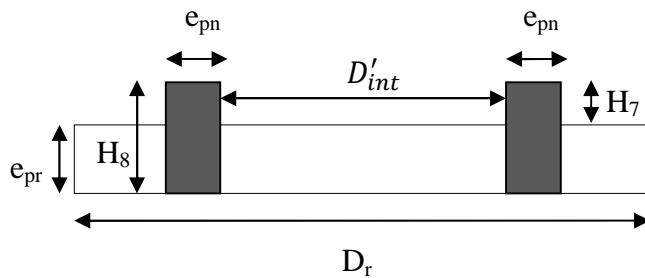


Figure 2.16 : Schéma représentatif de la nervure.

avec :

D'_{int} : diamètre intérieur de fond de cuve, en m,

H_7 : hauteur de la nervure, en m,

D_r : diamètre extérieur du radier, en m,

e_{pn} : épaisseur de la nervure, en m,

e_{pr} : épaisseur du radier, en m.

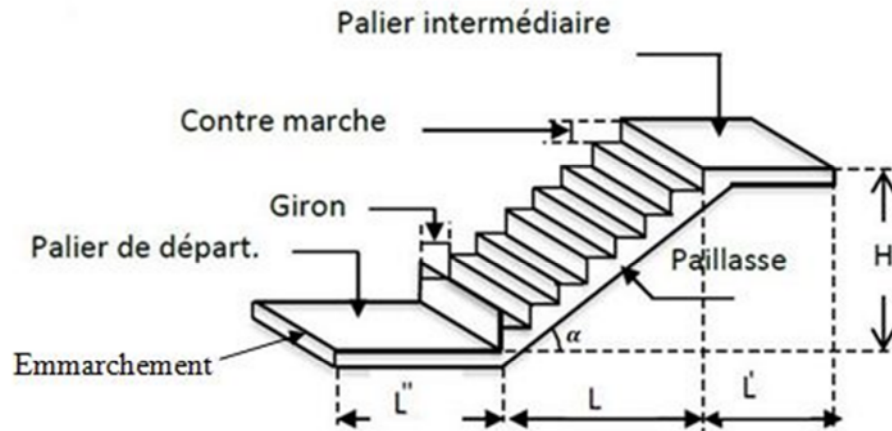
- Le poids de la nervure est calculé comme suit :

$$P_{ner} = \frac{\pi}{4} \gamma_b (D_r^2 - D_{int}^2) H_8 \quad (2.15)$$

$$P_{ner} = 1119.096 \text{ t}$$

2.3.13. Calcul de l'escalier

Ce sont les escaliers les plus courants. Ils sont constitués de marches rectangulaires souvent toutes identiques entre elles (figure 2.17).



Figure

2.17 : Schéma représentatif de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied. Sa forme est rectangulaire, ou arrondie.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives. La valeurs courantes varie de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, meurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaire et / ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

Pour les calculer on utilise la relation de Blondel (relation de confort) donnée par l'expression (2.17) suivante :

$$60 \text{ cm} \leq (2h + g) \leq 64 \text{ cm} \quad (2.17)$$

avec

h : hauteur des contre marches, en m,

g : giron (largeur de la marche), en m.

On fixe la hauteur de contre marches de $h = 17 \text{ cm}$.

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + g) \leq 64 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

$$g = 0.30 \text{ m}$$

Raideur « r » : on appelle raideur d'escalier « $r = \frac{h}{g}$ » qui doit être inférieur à 1.

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56$$

$$r = 0.56 \leq 1 \quad \text{condition est vérifiée}$$

La hauteur réservé à l'escalier : $H = 3.45 \text{ m}$

Pour des marches de hauteur $h = 0.17 \text{ m}$

Le nombre des contre marches est donnée par la relation (2.18) suivante :

$$n = \frac{H}{h} \quad (2.18)$$

$$n = 21 \text{ contre marches}$$

$$m = n - 1 = 20 \text{ marches}$$

avec :

n : nombre des contre marches.

m : nombre des marches.

L'épaisseur du palier est de 0.15 m .

2.3.13.1. Prédimensionnement de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation (2.19) suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad (2.19)$$

avec :

L : longueur de la volée en m ($L = 3.9 \text{ m}$).

e_p : épaisseur de la paillasse en m.

Ce qui donne :

$$\frac{390}{30} \leq e_p \leq \frac{390}{20}$$

$$13 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.5 \text{ cm}.$$

Nous adoptons : $e_p = 15 \text{ cm}$.

2.3.13.2. Charge et surcharge revenant à la volée et au palier

1. Charge permanente de la volée

➤ Poids propre de la paillasse

$$G_{paillasse} = \frac{\gamma_b \times e_p}{\cos \alpha} \quad (2.20)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} \quad (2.21)$$

avec :

α : angle entre la paillasse et l'horizontale.

H : hauteur réservé à l'escalier, en m,

L : longueur de la volée, en m,

e_p : épaisseur de la paillasse, en m,

γ_b : poids volumique du béton, en t/m^3 ,

$G_{paillasse}$: poids de la paillasse, en t/m^2 .

Ce qui donne

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3.45}{3.90} = 0.884$$

$$\alpha = 41.49^\circ$$

$$G_{paillasse} = \frac{2.5 \times 0.15}{\cos 41.49} = 0.50 \, t/m^2$$

$$G_{paillasse} = 0.50 \, t/m^2$$

➤ Poids propre des marches

$$G_{marches} = \frac{\gamma_b \times e_p}{2} \quad (2.22)$$

avec :

$G_{marches}$: poids propre des marches, en t/m^2 ,

e_p : épaisseur de la paillasse, en m,

γ_b : poids volumique du béton, en t/m^3 .

Ce qui donne :

$$G_{marches} = \frac{2.5 \times 0.17}{2}$$

$$G_{marches} = 0.212 \, t/m^2$$

➤ Poids propre de garde-corps

$$G_{garde-corps} = 0.02 \, t/m^2$$

avec :

$G_{\text{garde-corps}}$: poids propre de garde-corps, en t/m^2 ,

Finalement la charge permanente de la volée est donnée par la relation (2.23) suivante :

$$G_{\text{volée}} = G_{\text{paillasse}} + G_{\text{marches}} + G_{\text{garde-corps}} \quad (2.23)$$

avec :

$G_{\text{volée}}$: charge permanente de la volée, en t/m^2 .

$$G_{\text{volée}} = 0.732 \, t/m^2.$$

2. Charge permanente du palier

➤ Poids propre du palier

$$G_{\text{palier}} = \gamma_b \times e_p \quad (2.24)$$

avec :

G_{palier} : Poids propre du palier, en t/m^2 .

$$G_{\text{palier}} = 2.5 \times 0.15$$

$$G_{\text{palier}} = 0.375 \, t/m^2$$

3. Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \, \text{kN} / m^2$

La volée : $Q_{\text{volée}} = 0.25 \, t/m^2$

Le palier : $Q_{\text{palier}} = 0.25 \, t/m^2$

avec :

$Q_{\text{volée}}$: surcharge d'exploitation de la volée, en t/m^2 ,

Q_{palier} : surcharge d'exploitation du palier, en t/m^2 .

2.3.13.3. Combinaisons de charges et surcharges à l'état limite ultime

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad (2.25)$$

avec :

q_u : combinaisons de charges et surcharges à l'état limite ultime.

G : charge permanente, à l'ELU,

Q : surcharge d'exploitation, à l'ELU.

- Volée :

$$q_{uv} = 1.35G_{\text{volée}} + 1.5Q_{\text{volée}} \quad (2.26)$$

q_{uv} : combinaison de charges et surcharges de la volée à l'ELU.

$$q_{uv} = 1.35 \times 0.732 + 1.5 \times 0.25$$

$$q_{uv} = 1.3632 \text{ t / m}^2$$

- Palier :

$$q_{up} = 1.35G_{\text{palier}} + 1.5Q_{\text{palier}} \quad (2.27)$$

q_{up} : combinaison de charges et surcharges du palier à l'ELU.

$$q_{up} = 1.35 \times 0.375 + 1.5 \times 0.25$$

$$q_{up} = 0.88125 \text{ t / m}^2$$

2.3.13.4. Poids des escaliers

1. Poids de la volée

- ✓ La surface de la paillasse est donnée par la relation (2.28).

$$S_{\text{paillasse}} = \sqrt{L^2 + H^2} \times e_p \quad (2.28)$$

avec :

$S_{\text{paillasse}}$: surface de la paillasse, en m^2 ,

H : hauteur réservé à l'escalier, en m,

L : longueur de la volée, en m.

e_p : épaisseur de la paillasse, en m.

Ce qui donne :

$$S_{\text{paillasse}} = \sqrt{3.9^2 + 3.45^2} \times 0.15$$

$$S_{\text{paillasse}} = 0.781 \text{ m}^2$$

- ✓ La surface des marches est donnée par la relation (2.29).

$$S_{\text{marches}} = m \times S_{\text{marche}} \quad (2.29)$$

$$S_{\text{marche}} = \frac{h \times g}{2} \quad (2.30)$$

avec :

S_{marches} : surface des marches, en m^2 ,

S_{marche} : surface d'une seule marche, en m^2 .

m : nombre des marches.

Ce qui donne :

$$S'_{\text{marche}} = \frac{0.17 \times 0.30}{2} = 0.0255 \text{ m}^2$$

$$S_{marches} = 0.51 \text{ m}^2$$

✓ La Surface de la volée est donnée par la relation (2.31).

$$S_{volée} = S_{paillasse} + S_{marches} \quad (2.31)$$

avec :

$S_{volée}$: surface de la volée, en m^2 ,

$S_{paillasse}$: surface de la paillasse, en m^2 ,

$S_{marches}$: surface des marches, en m^2 .

Ce qui donne :

$$S_{volée} = 1.291 \text{ m}^2$$

Finalement, le poids de la volée est donnée par la relation (2.32) suivante :

$$P_{volée} = q_{uv} \times S_{volée} \quad (2.32)$$

avec :

$P_{volée}$: Le poids de la volée en t.

q_{uv} : combinaison de charges et surcharges de la volée à l'ELU.

$$P_{volée} = 1.3632 \times 1.291$$

$$P_{volée} = 1.759 \text{ t}$$

2. Poids du palier (figure 2.18)

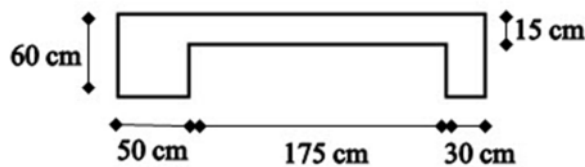


Figure 2.18 : Schéma représentatif des dimensionnes du palier.

✓ Surface du palier

$$S_{palier} = (0.50 \times 0.60 + 0.30 \times 0.60 + 0.15 \times 1.75)$$

$$S_{palier} = 0.7425 \text{ m}^2$$

Finalement, le poids du palier est donnée par la relation (2.33).

$$P_{palier} = q_{up} \times S_{palier} \quad (2.33)$$

avec :

P_{palier} : poids du palier, en t.

S_{palier} : surface du palier, en m².

q_{up} : combinaison de charges et surcharges du palier à l'ELU.

Ce qui donne :

$$P_{palier} = 0.88125 \times 0.7425$$

$$P_{palier} = 0.654 \text{ t}$$

3. Poids des escaliers

$$P_{escaliers} = n (P_{volée} + P_{palier}) \quad (2.34)$$

avec :

$P_{escaliers}$: poids des escaliers, en t,

$P_{volée}$: poids de la volée, en t,

P_{palier} : poids du palier, en t,

n' : nombre des paliers et volées.

$n' = 5 \text{ paliers et volées}$

Ce qui donne :

$$P_{escaliers} = 5(1.759 + 0.654)$$

$$P_{escaliers} = 12.065 \text{ t}$$

2.3.14. Poids de la passerelle

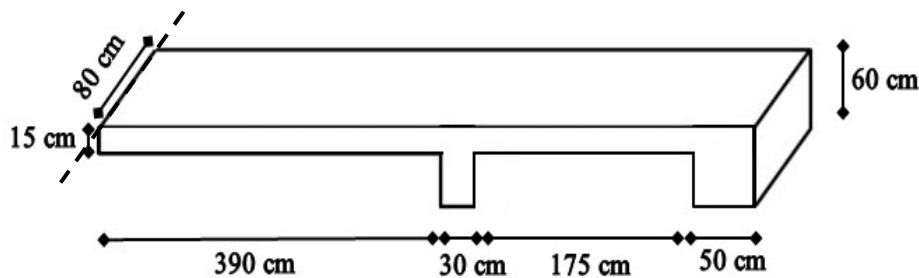


Figure 2.19 : Schéma représentatif des dimensionnes de la passerelle.

$$P_{passerelle} = \gamma_b (3.90 \times 0.15 + 0.30 \times 0.60 + 1.75 \times 0.15 + 0.50 \times 0.60) \times 0.8$$

$P_{passerelle}$: Poids de la passerelle, en t.

Ce qui donne :

$$P_{passerelle} = 2.5(3.90 \times 0.15 + 0.30 \times 0.60 + 1.75 \times 0.15 + 0.50 \times 0.60) \times 0.8$$

$$P_{passerelle} = 2.655t.$$

2.3.15. Poids des échelles

Poids de l'échelle métallique : $P_1 = 0.138t$

Poids de l'échelle galvanisée: $P_2 = 0.09t$

Poids de garde-corps métallique: $P_3 = 0.138 t$

Le poids total : $P_t = P_1 + P_2 + P_3 = 0.366 t$

Conclusion

Nous sommes donc parvenus aux résultats contenus dans le tableau 2.9 récapitulatifci-dessous.

Tableau 2.9 : Récapitulatif du poids des éléments.

Elément	Poids (t)
Lanterneau	1.386
Coupole supérieure	42.715
Coupole inférieure	26.772
Ceinture supérieure	11.775
Ceinture intermédiaire	25.419
Ceinture inférieure	37.757
Partie tronconique	64.900
Partie cylindrique	105.321
Cheminée	15.071
Passerelle	2.655
Echelles	0.366
Corniche	2.990
Poteaux	41.895
Escalier	12.065
Radier	865.462
Nervure	1119.096
Eau	741.671
Poids total à vide	2375.645
Poids total plein	3117.316

Introduction

Dans ce troisième chapitre, nous procédons au calcul des éléments de l'ouvrage, à savoir le lanterneau, la coupole de couverture et inférieur, la ceinture supérieure, intermédiaire et inférieure, la paroi verticale, le tronc de cône et la cheminé d'accès.

Le calcul se fera conformément aux règles en vigueur (**BAEL, 1991**), (**DTR B.C.2.2**), (**RPA, 2003**), (**RNV, 1999**) et le (**Fascicule CCTG74**).

3.1. Calcul du lanterneau

Le lanterneau est constitué d'une dalle de couverture circulaire de faible épaisseur et d'un voile cylindrique sur lequel repose la dalle (figure 3.1).

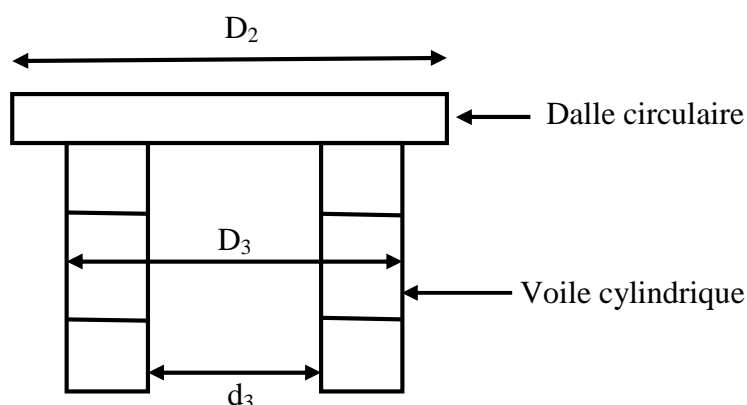


Figure 3.1 : Schéma représentatif de lanterneau.

3.1.1. Calcul des charges de la dalle circulaire de couverture

La dalle de couverture est de rayon $R_d = 0.72\text{m}$ et de section $S_d = 1.627\text{ m}^2$, celle-ci est appuyée simplement sur le voile cylindrique.

La charge permanente de la dalle circulaire est la somme du poids propre du béton et le poids du revêtement ; à savoir :

Poids de la dalle $G_1 = 0.406\text{ t}$.

Poids de l'étanchéité $G_2 = 0.065\text{ t}$.

La surcharge d'exploitation $q = 0.1\text{ t / m}^2$.

3.1.2. Calcul de voile cylindrique du lanterneau

3.1.2.1. Calcul de l'effort normal de compression

Le voile sera calculé à l'ELU comme un poteau évidé soumis à un effort de compression centré.

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad (3.1)$$

Ainsi, nous obtenons :

La charge permanente : $G = G_L = G_1 + G_2 + G_3 = 1.357\text{ t}$

Avec :

Poids de voile $G_3 = 0.886 \text{ t}$

Ce qui donne :

$G = 1.357 \text{ t}$

Par ailleurs la surcharge d'exploitation : $Q = q \times S_d = 0.1627 \text{ t}$

Nous obtenons :

$N_u = 2.076 \text{ t}$

3.1.2.2. Calcul de la longueur de flambement

La longueur de flambement L_f dépend de la longueur de l'élément L_o est la nature des liaisons à ces extrémités. Le voile étant considéré comme un poteau encastré à une extrémité et libre à l'autre, nous avons :

$$L_f = 2 L_o \quad (3.2)$$

Avec :

L_o : longueur du voile cylindrique de lanterneau, $L_o = 0.84 \text{ m}$.

L_f : longueur de flambement.

Ce qui donne :

$L_f = 1.68 \text{ m}$

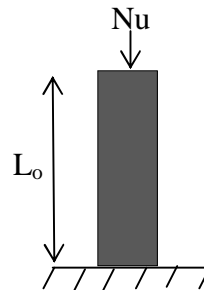


Figure 3.2 : Schéma représentatif du voile cylindrique.

3.1.2.3. Calcul de l'élancement

Par définition, l'élancement λ est la susceptibilité de l'élément poteau au flambement. Il est égal au rapport de la longueur de flambement L_f au rayon de giration minimal i de la section droite du béton seul :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (3.3)$$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (3.4)$$

I: moment d'inertie de la section du béton par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement. Il est donné par la relation (3.5).

$$I = \frac{\pi}{64} (D_3^4 - d_3^4) \quad (3.5)$$

D_3 : diamètre extérieur du voile cylindrique, égale à 1.24 m.

d_3 : diamètre intérieur du voile cylindrique, égale à 1 m.

Ce qui donne : $I = 0.066 \text{ m}^4$

B : section du béton donné par la relation (3.6)

$$B = \frac{\pi}{4} (D_3^2 - d_3^2) \quad (3.6)$$

Nous obtenons :

$$B = 0.422 \text{ m}^2$$

$$i = 0.395 \text{ m}$$

$$\text{et } \lambda = 4.253$$

$\lambda < 50$, donc le calcul au flambement est inutile. La théorie de la compression centrée est applicable.

3.1.2.4. Calcul des armatures longitudinales

L'effort normal dû à la compression centrée est repris par les armatures longitudinales.

soit :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (3.7)$$

avec :

α : Coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle.

$$\lambda < 50 \text{ alors ; } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (3.8)$$

$$\alpha = 0.847$$

B_r : la section réduite du béton, obtenue en retranchant 2 cm sur toute la périphérie du voile. Elle est donnée par la relation (3.9).

$$B_r = \frac{\pi}{4} [(D_3 - 0.02)^2 - (d_3 - 0.02)^2] \quad (3.9)$$

$$B_r = 0.414 \text{ m}^2.$$

Ce qui donne :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \quad (3.10)$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPa, $Br = 4140$ cm², $f_e = 400$ MPa, $\gamma_b = 1,5$, $Nu = 2.076t$, $\gamma_s = 1,15$ et $\alpha = 0,847$, nous obtenons:

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{2.076 \times 10^{-2}}{0.847} \right) - \left(\frac{4140 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -220.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

Le BAEL prévoit une section minimale, donnée par la relation (3.11).

$$A_{\min} = \max \left[4U; \frac{2B}{1000} \right] \quad (3.11)$$

U : périmètre moyen du voile en (m) = $2\pi \cdot R_{\text{moy}}$

$$\text{Où : } R_{\text{moy}} = \frac{0.62 + 0.5}{2} = 2,56 \text{ m}$$

D'où:

$$U = 3.516 \text{ m}$$

$$B = 0.422 \text{ m}^2 \text{ de la relation (3.6).}$$

Nous déduisons :

$$4U = 14.064 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2B}{1000} = 8.440 \text{ cm}^2$$

Par suite :

$$A_{\min} = \max (14.064 ; 8.440) = 14.064 \text{ cm}^2$$

Nous déduisons :

$$A_s = \max (0 \text{ cm}^2, 14.064 \text{ cm}^2) = 14.064 \text{ cm}^2$$

Soit : 14T12 (15.84cm²) disposée en deux nappes de 7T12 espacées de 12 cm.

3.1.2.5. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont prévues pour empêcher les armatures longitudinales de flamber. Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\begin{cases} \phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow \phi_t \geq 4 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \leq \phi_t \leq 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Nous adoptons :

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

Donc nous prévoyons des T10 sous forme de Cerces.

L'espacement transversal s_t est donné par la relation (3.12).

$$S_t \leq \text{Min} (15\phi_t; a+10\text{cm}; 40\text{cm}) \quad (3.12)$$

$a = 12 \text{ cm}$: épaisseur du voile ; $\phi_t = 12 \text{ mm}$

Donc : $S_t \leq \text{min} (15 \text{ cm}; 22\text{cm}; 40\text{cm})$

Soit : $S_t \leq 15 \text{ cm}$.

Donc : $S_t = 12 \text{ cm}$

$$\text{Par suite : } \frac{h}{s_t} = \frac{0.84 \times 10^2}{12} = 7$$

Donc nous disposons de 7T10, espacées de 12 cm.

3.2. Calcul de la coupole de couverture

Nous optons pour une coupole surbaissée pour constituer la couverture du réservoir.

Les coupôles sphériques de couverture sont dimensionnées comme tout élément en béton armé, soumis à une compression simple.

La surface de notre coupole est donnée par :

$$S_c = 2.\pi.R_{\text{sup}}.f_{\text{sup}} \quad (3.13)$$

Soit :

$$S_c = 122.133 \text{ m}^2$$

3.2.1. Calcul des charges et surcharges

La coupole reçoit des charges uniformément réparties:

- Charges permanentes :

Poids propre de la coupole et de lanterneau :

$$G = (G_c + G_L) = (298.076 + 834.050) = 1132.126 \text{ Kg/m}^2.$$

Poids de l'étanchéité

$$G_e = 51.664 \text{ Kg/m}^2.$$

- Charges variables :

Surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$ (DTR B.C.2.2)

Surcharge climatique: $N = 25 \text{ Kg/m}^2$ (RNV, 1999)

3.2.2. Calcul de l'effort de compression

Le calcul consiste à déterminer l'effort suivant la tangente à la coupole, par mètre linéaire de de pourtour.

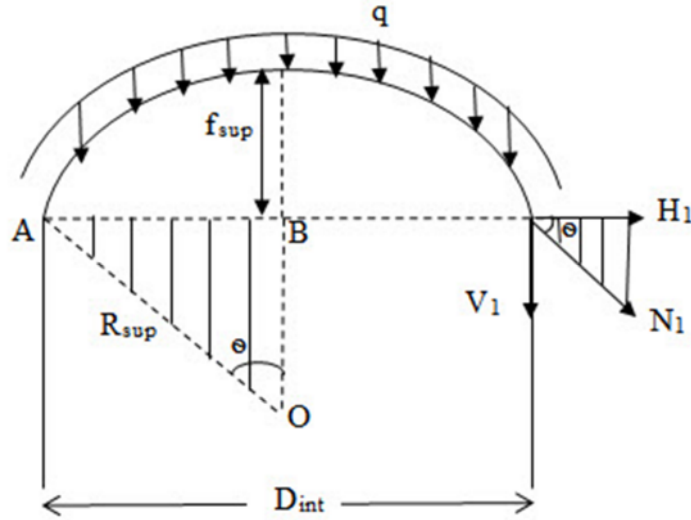


Figure 3.3 : Schéma représentatif de la coupe radiale de la coupole.

Nous désignons par :

f_{sup} : flèche supérieure de la coupole qui est donnée par la relation (2.3), f_{sup} égale à 1.30 m.

R_{sup} : rayon de courbure de la coupole qui est donnée par la relation (2.4), R_{sup} égale à 14.96 m.

La coupole surbaissée et soumise à des charges verticales uniformément réparties.

Nous notons par « q » la charge par unité de surface de la coupole.

- A l'état limite ultime

$$q_u = 1.35 (G_e + G_t) + 1.5 Q + 1.2 N \quad (3.14)$$

$$q_u = 1.35 (51.664 + 1132.126) + 1.5 \times 100 + 1.2 \times 25$$

$$q_u = 1778.116 \text{ kg/m}^2.$$

- A l'état limite de service

$$q_s = G_e + G_t + Q + 0.9 N \quad (3.15)$$

$$q_s = 51.664 + 1132.126 + 100 + 0.9 \times 25$$

$$q_s = 1306.29 \text{ kg/m}^2.$$

Le poids total de la coupole est alors donné par :

$$P_c = q \cdot S_c \quad (3.16)$$

- A l'état limite ultime

$$P_{cu} = S_c \cdot q_u = 122.133 \times 1778.116$$

$$P_{cu} = 217166.641 \text{ kg}$$

- A l'état limite de service

$$P_{cs} = S_c \cdot q_s = 122.133 \times 1306.29$$

$$P_{cs} = 159541.116 \text{ kg}$$

La charge verticale par mètre linéaire de pourtour est :

$$V_1 = \frac{P_c}{\pi \cdot D_{int}} \quad (3.17)$$

- A l'état limite ultime

$$V_{1u} = \frac{P_{cu}}{\pi \cdot D_{int}} \quad (3.18)$$

$$V_{1u} = \frac{217166.641}{\pi \times 12.20} = 5668.963 \text{ kg/ml}$$

- A l'état limite de service

$$V_{1s} = \frac{P_{cs}}{\pi \cdot D_{int}} \quad (3.19)$$

$$V_{1s} = \frac{159541.116}{\pi \times 12.20} = 4164.694 \text{ kg/ml}$$

En comparant les deux triangles semblables en figure 3.3, on aura :

$$\frac{H_1}{V_1} = \frac{OB}{AB} = \frac{R - f}{D_{int}/2} = \cotg\theta \quad (3.20)$$

A partir de la relation (3.20), nous obtenons la charge horizontale, donnée par la formule (3.21) suivante :

$$H_1 = V_1 \left[\frac{(R_{sup} - f_{sup})}{(D_{int}/2)} \right] \quad (3.21)$$

- A l'état limite ultime

$$H_{1u} = V_{1u} \cdot \left[\frac{(R_{sup} - f_{sup})}{(D_{int}/2)} \right] \quad (3.22)$$

$$H_{1u} = 5668.963 \cdot \left[\frac{(14.96 - 1.30)}{(12.20/2)} \right] = 12694.759 \text{ kg/ml.}$$

- A l'état limite de service

$$H_{1s} = V_{1s} \cdot \left[\frac{(R_{sup} - f_{sup})}{(D_{int}/2)} \right] \quad (3.23)$$

$$H_{1s} = 4164.694 \cdot \left[\frac{(14.96 - 1.30)}{(12.20/2)} \right] = 9326.183 \text{ kg/ml.}$$

Enfin l'effort de compression :

$$N_1 = \sqrt{H_1^2 + V_1^2} \quad (3.24)$$

- A l'état limite ultime

$$N_{1u} = \sqrt{H_{1u}^2 + V_{1u}^2} \quad (3.25)$$

$$N_{1u} = \sqrt{(12694.759)^2 + (5668.963)^2} = 13903.022 \text{ kg/ml.}$$

- A l'état limite de service

$$N_{1s} = \sqrt{H_{1s}^2 + V_{1s}^2} \quad (3.26)$$

$$N_{1s} = \sqrt{(9326.183)^2 + (4164.694)^2} = 10213.832 \text{ kg/ml.}$$

Tableau 3.1 : Récapitulatif des efforts internes agissants dans la coupole aux états limites

Etat Limite Ultime		
Poids total de la coupole P_{cu}	217166.641	kg
Charge verticale par mètre linéaire V_{1u}	5668.963	kg/ml
Charge horizontale par mètre linéaire H_{1u}	12694.759	kg/ml
Effort de compression dans l'axe de la coupole N_{1u}	13903.022	kg/ml
Etat Limite de Service		
Poids total de la coupole P_{cs}	159541.116	kg
Charge verticale par mètre linéaire V_{1s}	4164.694	kg/ml
Charge horizontale par mètre linéaire H_{1s}	9326.183	kg/ml
Effort de compression dans l'axe de la coupole N_{1s}	10213.832	kg/ml

3.2.3. Vérification des contraintes

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.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et 0.12 m de hauteur (figure 3.4).

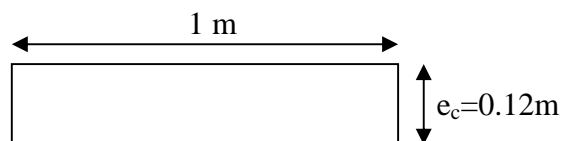


Figure 3.4 : Schéma représentatif d'une bande de la coupole.

- A l'état limite ultime

La condition à vérifier est : $\sigma_{bu} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bu} = \frac{N_{1u}}{1 \times e_c} \quad (3.27)$$

Avec:

N_{1u} : effort de compression dans la coupole de couverture à l'état limite ultime,

e_c : épaisseur de la coupole de couverture ($e_c = 12\text{cm}$),

σ_{bu} : contrainte de compression dans le béton à l'état limite ultime,

Le calcul nous donne :

$$\sigma_{bu} = \frac{13903.022}{(1 \times 0.12)}$$

$$\sigma_{bu} = 115858.516 \text{ kg/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (3.28)$$

Avec :

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

Dans notre cas, $\theta = 1$ (chargement appliqué après 24 h)

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

f_{c28} : résistance à la compression du béton, $f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 25 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$

Le calcul nous donne :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25 \times 10^5}{1.5} = 14.1710^5 \text{ kg / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_{bu} = 115858.516 \text{ kg/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 14.17 \times 10^5 \text{ kg / m}^2$$

La condition de la contrainte à l'état limite ultime est vérifiée.

- L'état limite de service

La condition à vérifier est : $\sigma_{bs} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bs} = \frac{N_{1s}}{1 \times e_c} \quad (3.29)$$

N_{1s} : effort de compression dans la coupole de couverture à l'état limite de service.

e_c : épaisseur de la coupole de couverture ($e_c = 12 \text{ cm}$).

σ_{bs} : contrainte de compression dans le béton à l'état limite de service.

Le calcul nous donne :

$$\sigma_{bs} = \frac{10213.832}{(1 \times 0.12)}$$

$$\sigma_{bs} = 85115.266 \text{ kg/m}^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} \quad (3.30)$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$$

d'où :

$$\sigma_{bs} = 85115.266 \text{ kg/m}^2 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$$

La condition de la contrainte à l'état limite de service est vérifiée.

Finalement, nous déduisons que la coupole résiste bien à la compression.

3.2.4. Ferrailage de la coupole

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 (figure 3.4).

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

L'effort de compression N_1 sera absorbé par le béton ($1 \times e_c$) et les armatures méridiennes

3.2.4.1. Ferrailage de la coupole suivant les méridiens

La section d'acier est obtenue par la relation (3.31) suivante :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left[\frac{N_1}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \quad (3.31)$$

avec :

α : coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle ($\alpha = 1$ pour une dalle en coque).

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

f_{c28} : résistance à la compression du béton, $f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 25 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$

γ_s : coefficient de sécurité, en situation durable. Il vaut 1,15.

f_e : limite d'élasticité de l'acier, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

B_r : section réduite du béton, obtenue en retranchant 2 cm sur toute la périphérie de la bande (figure 3.4) qui est donnée par la relation (3.32).

$$B_r = (b - 0.02) (e_c - 0.02) \quad (3.32)$$

$$B_r = (1 - 0.02) (0.12 - 0.02)$$

$$B_r = 0.098 \text{ m}^2$$

N_1 : effort de compression maximum dans la coupole de couverture, donnée par la relation (3.33).

$$N_1 = \max (N_{1u} ; N_{1s}) \quad (3.33)$$

Avec:

N_{1u} : effort normal de compression à l'état limite ultime, en kg/ml.

N_{1s} : effort normal de compression à l'état limite de service, en kg/ml.

Ce qui donne :

$$N_1 = \max (13903.022; 10213.832)$$

$$N_1 = N_{1u} = 13903.022 \text{ kg/ml.}$$

$$N_1 = N_{1u} = 13903.022 \times 10^{-5} \text{ MN/ml.}$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[\frac{13903.022 \times 10^{-2}}{1} - \frac{980 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right]$$

$$A_s = - 51.776 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A_s < 0$: le béton seul peut reprendre l'effort normal de compression suivant les méridiens.

Nous adoptons un ferrailage minimum.

Le BAEL prévoit une section minimale donnée par la relation (3.34).

$$A_{\min} = \max \left[4U; \frac{2B}{1000} \right] \quad (3.34)$$

Avec U : périmètre moyen de la bande de la coupole de couverture en (m) = $2(b + e_c)$

d'où:

$$U = 2(1 + 0.12) = 2.24 \text{ m.}$$

$$B = 1 \times e_c = 1 \times 0.12 = 0.12 \text{ m}^2 = 1200 \text{ cm}^2.$$

Nous déduisons :

$$4U = 8.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{2B}{1000} = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Par suite :

$$A_{\min} = \max (8.96 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 8.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section d'une bande de la coupole est de 0.5 % de B , soit donc : $A_{RPA} = 6 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{RPA}) \quad (3.35)$$

$$A_s = \max (8.96 \text{ cm}^2/\text{ml}, 6 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 8.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons pour un 7T14 avec $A_s = 10.77 \text{ cm}^2$

Nous disposerons d'armatures méridiennes (radiales type 1, 2, 3) et d'armatures de répartitions (cerces type 4).

Pour un espacement entre les barres égale à 15 cm, nous aurons des barres qui s'arrêteront à $\frac{1}{3}$ de rayon de la coupole (barre type 2), d'autres s'arrêteront à $\frac{2}{3}$ de rayon de la coupole (barre type 3), et enfin d'autres qui iront jusqu'au centre de la coupole (barre type 1).

Avec :

1 barre type 1 tous les 60 cm.

1 barre type 2 tous les 30 cm.

1 barre type 3 tous les 60 cm.

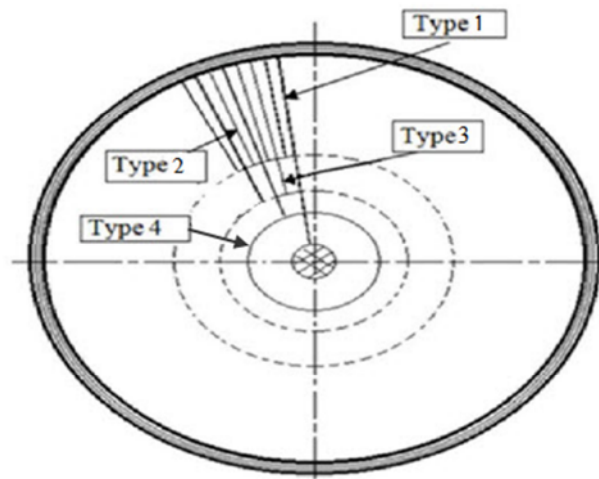


Figure 3.5 : Schéma représentatif de la disposition des armatures méridiennes de la coupole.

3.2.4.2. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont prévues pour empêcher les armatures longitudinales de flamber. Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation (3.36) suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (3.36)$$

Nous obtenons $\phi_t \geq 4 \text{ mm}$

Nous choisissons $\phi_t = 10 \text{ mm}$ (sous forme de cerces)

Donc nous prévoyons des T10 sous forme de Cerces.

L'espacement transversal s_t est donné par la relation (3.37)

$$s_t \leq \min(15\phi_l; a+10\text{cm}; 40\text{cm}) \quad (3.37)$$

a : épaisseur de la coupole de couverture ($a = e_c = 12 \text{ cm}$) ; $\phi_l = 12 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 22 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{100}{S_t} = \frac{100}{15} = 6.66 = 7$$

Nous disposons donc d'un 7T10 avec $A_s = 5.50 \text{ cm}^2$ espacées de 15cm.

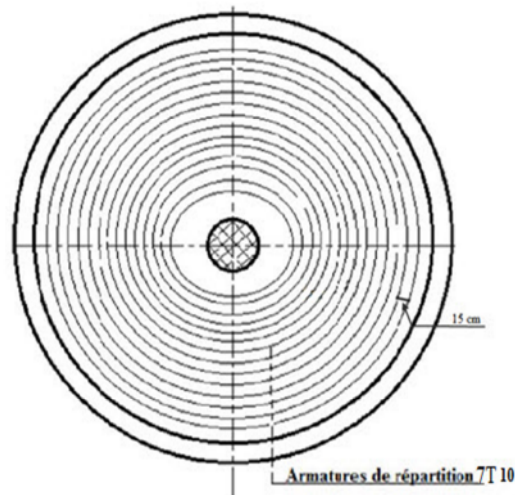


Figure 3.6: Schéma représentatif de la disposition des armatures de répartition de la coupole.

3.3. Calcul de la ceinture supérieure

La ceinture supérieure se calcule comme un anneau soumis à la pression interne (poussé de la coupole H_1). Elle est soumise à la pression horizontale provenant de la coupole par mètre linéaire.

L'effort engendré par la coupole de couverture est dévisé en deux composantes, horizontale H_1 et verticale V_1 .

Dans notre cas, le niveau du trop-plein étant au-dessous de la ceinture, la poussée de l'eau n'est pas prise en considération (figure 3.7).

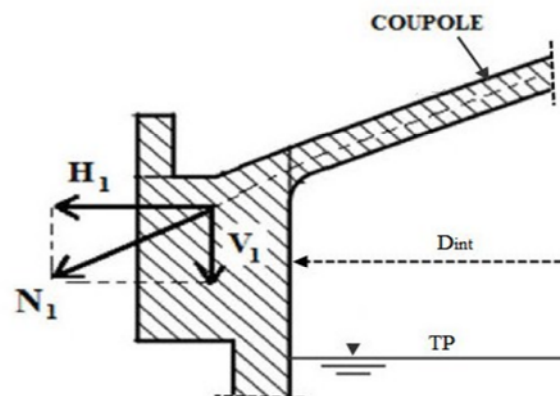


Figure 3.7: Schéma représentatif des efforts dus au poids de la coupole.

3.3.1. Calcul de l'effort de traction

L'expérience a bien montré 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 , nous prenons en considération la composante horizontale H_1 (figure 3.8).

- **Méthode de calcul (cours Hammoum, 2014)**

La poussée horizontale provenant de la coupole est H_1 . Considérons l'anneau et cherchons l'effort qui tend à séparer la partie (1), située au-dessus d'un plan diamétral AB, de la partie (2), située au-dessous de ce plan.

Soit ds un petit élément de la section droite, auquel correspond dans le cylindre un élément de force dH . Si H_1 est la pression agissant sur l'élément du cylindre est : $dH_1 = H_1 \cdot ds$. Les composantes de cet élément de force normale à ds .

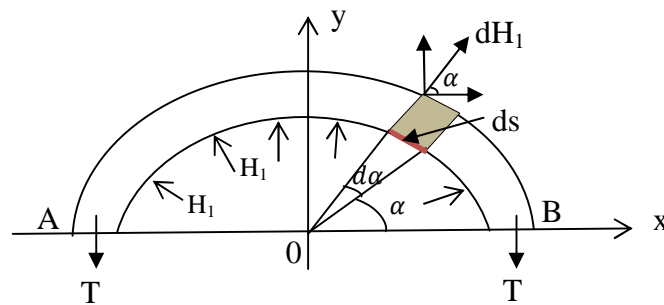


Figure 3.8 : Schéma représentatif de l'effort de traction dans le demi-anneau supérieure.

L'élément d'effort sur ds sera :

$$dH_1 = H_1 \times ds \quad (3.38)$$

avec ds : élément de l'arc

L'élément d'arc ds vaut :

$$ds = \frac{D_{int}}{2} d\alpha \quad (3.39)$$

D'où :

$$dH_1 = H_1 \frac{D_{int}}{2} d\alpha \quad (3.40)$$

Les composantes de dH_1

Suivant ox :

$$dH_1 \times \cos\alpha = H_1 \frac{D_{int}}{2} \cos\alpha d\alpha \quad (3.41)$$

Suivant oy :

$$dH_1 \times \sin\alpha = H_1 \frac{D_{int}}{2} \sin\alpha d\alpha \quad (3.42)$$

L'anneau étant en équilibre :

$$\sum Fy = 0 \quad (3.43)$$

$$2T = \sum_{\alpha i} dH_1 \sin \alpha i \quad (3.44)$$

$$2T = \int dH_1 \sin \alpha = \int_0^\pi \sin \alpha d\alpha \quad (3.45)$$

$$2T = H_1 \frac{D_{int}}{2} \int_0^\pi \sin \alpha d\alpha \quad (3.46)$$

$$2T = H_1 \frac{D_{int}}{2} [-\cos \alpha]_0^\pi \quad (3.47)$$

Finalement, l'effort de traction se calcul par la formule ci-dessous :

$$T = H_1 \frac{D_{int}}{2} \quad (3.48)$$

- Etat limite ultime

$$T_u = H_{lu} \cdot \frac{D_{int}}{2} \quad (3.49)$$

avec : $H_{lu} = 12694.759 \text{ kg/ml}$.

$$T_u = 12694.759 \times \frac{12.20}{2}$$

$$T_u = 77438.029 \text{ kg}$$

- Etat limite de service

$$T_s = H_{ls} \cdot \frac{D}{2} \quad (3.50)$$

avec: $H_{ls} = 9326.183 \text{ kg/ml}$

$$T_s = 9326.183 \times \frac{12.20}{2}$$

$$T_s = 56889.716 \text{ kg}$$

3.3.2. Calcul des armatures longitudinales

La ceinture se calcule comme une section rectangulaire de béton armé soumise à la traction simple.

Les dimensions géométriques de la ceinture sont :

- ✓ hauteur de la ceinture = 40 cm,
- ✓ largeur de la ceinture = 30 cm,
- ✓ section de la ceinture = 1200 cm²,
- Etat limite ultime

La section des armatures tendues est donnée par la relation (3.51) suivante :

$$A_u \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s} \quad (3.51)$$

Avec :

f_e : est la limite d'élasticité de l'acier, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

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

Ce qui donne :

$$A_u \geq \frac{77438.029}{400/1.15} \times 10^{-1}$$

$$A_u \geq 22.26 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service

La section des armatures tendues est donnée par la relation (3.52) suivante :

$$A_s \geq \frac{T_s}{\sigma_{st}} \quad (3.52)$$

Pour le calcul de la contrainte $\overline{\sigma_{st}}$, nous considérerons la fissuration comme étant très préjudiciable selon le (BAEL,91).

$$\overline{\sigma_{st}} = 0.8 [\min (\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n f_{tj}})] \quad (3.53)$$

Avec :

f_e : est la limite d'élasticité garantie, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

f_{tj} : résistance à la traction du béton. Dans notre cas $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$n = 1,6$ pour l'acier à haute adhérence.

Ce qui donne :

$$\overline{\sigma_{st}} = 0.8 [\min (266.67 \text{ MPa}, 201.63 \text{ MPa})]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 161.304 \text{ MPa}$$

d'où :

$$T_s = 56889.716 \text{ kg}$$

Par suite :

$$A_s \geq \frac{56889.716}{161.304} \times 10^{-1}$$

$$A_s \geq 35.27 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton ne doit pas entraîner le dépassement de la limite élastique dans l'acier. Alors la section entièrement tendue est considérée non fragile si la relation (3.54) est vérifiée :

$$A_{\min} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (3.54)$$

B : section de la ceinture ($B = 1200 \text{ cm}^2$)

Ce qui donne

$$A_{\min} \geq 1200 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 6.3 \text{ cm}^2$$

D'après le (RPA, 99) le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section de la ceinture supérieure est de 0.5 % de B, soit donc : $A_{RPA} = 6 \text{ cm}^2$.

d'où :

$$A_s = \max (A_u, A_s, A_{\min}, A_{RPA}) \quad (3.55)$$

$$A_s = \max (22.26 \text{ cm}^2, 35.27 \text{ cm}^2, 6.3 \text{ cm}^2, 6 \text{ cm}^2) = 35.27 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un 4T20 et 12T16 avec $A_s = 36.68 \text{ cm}^2$.

D'après le (RPA, 99) il faut assurer une longueur minimale de recouvrement = $40.\phi$ (Zone 0), soit donc : $L_r = 80 \text{ cm}$.

3.3.3. Calcul des armatures transversales

La section d'armatures de répartitions est comprise entre 1/3 et 1/4 de la section des armatures longitudinales.

ce qui donne l'équation (3.56) suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (3.56)$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales maximal.

Ce qui implique :

$$\phi_t \geq \frac{16}{3}$$

$$\phi_t \geq 5.33 \text{ mm}$$

Pour une fissuration très préjudiciable : $\phi_t \geq 8 \text{ mm}$

Nous choisissons 16T10 avec $A_s = 12.56 \text{ cm}^2$ espacé de 15 cm.

3.4. Calcul de la paroi

La cuve se calcul par tranche de 1m de hauteur sous l'effet de pression du liquide agissant sur la paroi.

Chaque bande de 1m est soumise à une charge trapézoïdale, que nous admettons rectangulaire lors du calcul.

Dans notre cas, nous devisons la cuve en cinq bandes ($h_e = 5.00 \text{ m}$).

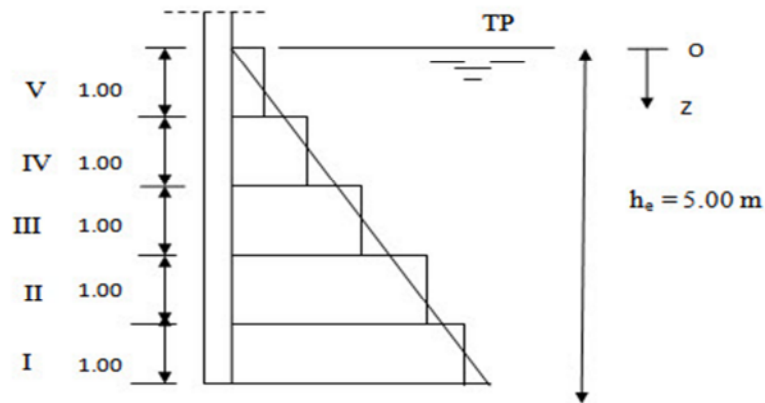


Figure 3.9 : Schéma représentatif de la pression de l'eau sur la paroi.

- La pression hydrostatique (cours Hammoum, 2014)

La pression hydrostatique unitaire sur chaque bande de la paroi est donnée par la formule (3.57) suivante :

$$q_i = \bar{w} \times z_i \quad (3.57)$$

avec :

q_i : pression au niveau de la base de la bande d'ordre i.

\bar{w} : masse volumique de l'eau, qui vaut $\bar{w} = 1000 \text{ kg/m}^3$.

z_i : profondeur de la bande (i) considéré jusqu'au trop plein.

- La pression moyenne agissant sur chaque bande (cours Hammoum, 2014)

La pression moyenne agissant sur chaque bande est donnée formule (3.58) suivante :

$$Q_i = \frac{q_i + q_{i+1}}{2} \quad (3.58)$$

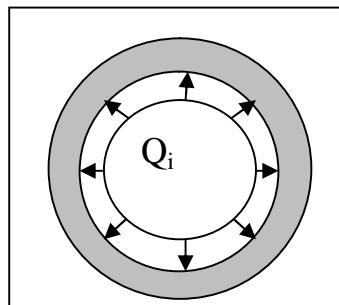


Figure 3.10 : Schéma représentatif de l'effet de pression sur les parois.

- L'effort de traction agissant sur chaque bande (cours Hammoum, 2014)

Sous l'action des pressions du liquide sur chaque bande, celle-ci sera tendue avec un effort de traction qui est donné par la formule (3.59) suivante :

$$T_i = Q_i \times \frac{D_{int}}{2} \quad (3.59)$$

- A l'état limite ultime

$$T_{iu} = 1.5 Q_i \times \frac{D_{int}}{2} \quad (3.60)$$

- A l'état limite de service

$$T_{is} = Q_i \times \frac{D_{int}}{2} \quad (3.61)$$

Cet effort sera absorbé dans chaque bande par l'armature circulaire sous forme de cerces.

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau 3.2 ci-après:

Tableau 3.2: Résultats de calcul de la pression unitaire et moyenne ainsi que les efforts de traction agissant sur chaque bande

N° bande	z_i (m)	q_i (kg/m ²)	Q_i (kg/m ²)	T_{iu} (kg/m)	T_{is} (kg/m)
I	5.00	5000	4500	41175	27450
II	4.00	4000	3500	32025	21350
III	3.00	3000	2500	22875	15250
IV	2.00	2000	1500	13725	9150
V	1.00	1000	500	4575	3050

3.4.1. Calcul des armatures

- Etat limite ultime

La section des armatures tendues est donnée par la relation (3.62) suivante :

$$A_{iu} \geq \frac{T_{iu}}{f_e / \gamma_s} \quad (3.62)$$

f_e : limite d'élasticité garantie, $f_e = 400$ MPa.

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

- Etat limite de service

La section des armatures tendues est donnée par la relation (3.63) suivante :

$$A_{is} \geq \frac{T_{is}}{\sigma_{st}} \quad (3.63)$$

Pour le calcul de la paroi, nous considérerons, la fissuration comme étant très préjudiciable.

$\sigma_{st} = 161.304$ MPa.

- Condition de non fragilité

La section entièrement tendue est considérée non fragile si la relation (3.64) est vérifiée :

$$A_{min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (3.64)$$

Avec :

f_{t28} : résistance à la traction du béton, $f_{t28} = 2.1$ MPa ;

B : section d'une bande de la paroi, $B = (20 \times 100) = 2000 \text{ cm}^2$.

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section d'une bande de la paroi est de 0.5 % de B, soit donc : $A_{RPA} = 10 \text{ cm}^2$.

Enfin, la section d'armature à adopter pour chaque bande est :

$$A_i = \max (A_{iu}, A_{is}, A_{min}, A_{RPA}) \quad (3.65)$$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau 3.3 ci-après:

Tableau 3.3: Résultats du calcul des armatures agissant sur chaque bande

N°	A_{iu} (cm ² /ml)	A_{is} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{RPA} (cm ² /ml)	A_i (cm ² /ml)	Ferrailage
I	11.837	17.017	10.500	10.000	17.017	14T14, e =15cm
II	9.207	13.235	10.500	10.000	13.235	14T12, e =15cm
III	6.576	9.454	10.500	10.000	10.500	14T10, e =15cm
IV	3.945	5.672	10.500	10.000	10.500	14T10, e =15cm
V	1.315	1.890	10.500	10.000	10.500	14T10 e =15cm

3.4.2. Calcul des moments de l'encastrement

Pour le calcul des moments le long de la paroi, nous avons utilisé l'abaque de calcul du moment à l'encastrement (annexe3), qu'on appelle « **la méthode de Hangan-Soare** ».

Ces moments seront utilisés pour le calcul de ferrailage de l'encastrement.

- Le moment de l'encastrement à l'état limite ultime est donné par l'équation (3.66).

$$M_u = 1.5. k. \bar{w}. H_e^3 \quad (3.66)$$

- Le moment de l'encastrement à l'état limite de service est donné par l'équation (3.67).

$$M_0 = k. \bar{w}. H_e^3 \quad (3.67)$$

Tels que :

M_u : moment de l'encastrement paroi - ceinture intermédiaire à l'état limite ultime,

M_0 : moment de l'encastrement paroi - ceinture intermédiaire à l'état limite de service,

H_e : hauteur d'eau considérée = 7.05 m.

\bar{w} : poids volumique de l'eau = 1000 kg /m³.

k : coefficient donné en fonction de $(\frac{e_{paroi}}{e_{ci}})$ et $(\beta_1. H_e)$, en utilisant l'abaque de calcul du moment d'encastrement (annexe 4).

e_{paroi} : épaisseur de la paroi = 0.2 m ;

e_{ci} : épaisseur de la ceinture intermédiaire = 0.45m.

Ce qui donne :

$$\frac{e_{paroi}}{e_{ci}} = 0.45$$

- A l'état limite ultime

$$\beta_1 = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu)^2}}{\sqrt{\frac{D_{int}}{2} \cdot e_{paroi}}} \quad (3.68)$$

avec :

ν : coefficient de poisson ($\nu = 0$) ;

D_{int} : diamètre intérieur du réservoir, $D_{int} = 12.20$ m.

Le calcul nous donne :

$$\beta_1 = 1.191$$

Calcul de la constante (k)

$$\beta_1 \times H_e = 1.191 \times 7.05 = 8.396 \text{ m} = 8.4 \text{ m}$$

Nous déterminons k à partir du graphique (annexe 4)

$$\begin{cases} 1 \text{ unité de } \beta \cdot H_e \rightarrow 1.5 \text{ cm sur le graphe} \\ 0.4 \beta \cdot H_e \rightarrow ? \text{ cm} \end{cases}$$

Nous déduisons :

$$\frac{0.4 \times 1.5}{1} = 0.6$$

Nous déduisons du graphique (annexe 3) la valeur de k :

$$K = 0.006 + 0.1 \times 0.001 = 0.0061.$$

Enfin, le moment de l'encastrement à l'état limite ultime est :

$$M_u = 1.5 \cdot k \cdot \bar{w} \cdot H_e^3 = 3206.184 \text{ kg. m/ ml}$$

- Etat limite de service

$$\beta_1 = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu)^2}}{\sqrt{\frac{D_{int}}{2} \cdot e_{paroi}}} \quad (3.69)$$

avec :

ν : coefficient de poisson ($\nu = 0.2$)

D_{int} : diamètre intérieur du réservoir, $D_{int} = 12.20$ m.

Le calcul nous donne :

$$\beta_1 = 1.065$$

Calcul de la constante k

$$\beta_1 \times H_e = 1.065 \times 7.05 = 7.508 \text{ m} = 7.51 \text{ m}$$

Nous déterminons k à partir du graphique (annexe 4)

$$\begin{cases} 1 \text{ unité de } \beta \cdot H_e & \rightarrow 2 \text{ cm sur le graphe} \\ 0.51 \beta \cdot H_e & \rightarrow ?(\text{cm}) \end{cases}$$

Nous déduisons :

$$\frac{0.51 \times 2}{1} = 1.02$$

Nous obtenons du graphique (annexe 4) la valeur de k :

$$k = 0.007 + 0.3 \times 0.001 = 0.0073.$$

Enfin, le moment de l'encastrement à l'état limite de service est :

$$M_0 = k \cdot \bar{w} \cdot H_e^3 = 2557.939 \text{ kg. m /ml.}$$

Calcul du moment négatif maximal

- Etat Limite Ultime

✓ Calcul de la constante (k_o) :

$$K_o = \frac{\arctg[2K(\beta_1 \cdot H_e)^2]}{\beta_1 \cdot H_e} \quad (3.69)$$

$$K_o = \frac{\arctg[2 \times 0.0061 (8.4)^2]}{8.4} = 0.084$$

$$K_o = 0.084$$

✓ L'abscisse du moment de flexion nul est donné par :

$$x_o = k_o \cdot H_e \quad (3.70)$$

$$x_o = 0.592 \text{ m}$$

$$k_1 = \frac{\pi}{4 \cdot \beta_1 \cdot H_e} + k_o \quad (3.71)$$

$$k_1 = 0.177$$

$$x_1 = k_1 \times H_e \quad (3.72)$$

$$x_1 = 1.247 \text{ m}$$

✓ Le moment négatif maximal est donné par la formule (3.73) suivante :

$$M'_u = -1.5 k' \cdot \bar{w} \cdot H_e^3 \quad (3.73)$$

avec :

$$K' = -1.5 k e^{-\beta_1 x_1} [\cos(\beta_1 x_1) - \frac{\sin \beta_1 x_1}{2K(\beta_1 \cdot H_e)}] \quad (3.74)$$

Ce qui donne :

$$K' = -1.5 \times 0.0061 e^{-1.191 \times 1.247} [\cos(1.191 \times 1.247) - \frac{\sin 1.191 \times 1.247}{2 \times 0.0061 \times (8.4)}]$$

$$K' = -0.0015$$

Par suite

$$M'_u = -788.405 \text{ kg.m/ml}$$

- L'Etat Limite Service

✓ Calcul de la constante (k_0) :

$$K_o = \frac{\arctg[2K(\beta_1 \cdot H_e)^2]}{\beta_1 \cdot H_e} \quad (3.75)$$

Ce que donne :

$$K_o = \frac{\arctg[2 \times 0.0073(8.31)^2]}{8.31}$$

$$K_o = 0.095$$

✓ L'abscisse du moment de flexion nul est donnée par

$$x_0 = k_0 \cdot H_e \quad (3.76)$$

$$x_0 = 0.669 \text{ m}$$

$$k_1 = \frac{\pi}{4 \cdot \beta_1 \cdot H_e} + k_0 \quad (3.77)$$

$$k_1 = 0.189$$

$$x_1 = k_1 \times H_e \quad (3.78)$$

$$x_1 = 1.332 \text{ m}$$

✓ Le moment négatif maximal est donné par la formule (3.79) suivante :

$$M'_s = -K' \cdot H_e^3 \quad (3.79)$$

$$K' = -k e^{-\beta_1 x_1} \left[\cos(\beta_1 x_1) - \frac{\sin \beta_1 x_1}{2K(\beta_1 \cdot H_e)} \right] \quad (3.80)$$

Ce qui donne :

$$K' = -0.0073 \times e^{-1.065 \times 1.332} \left[\cos(1.065 \times 1.332) - \frac{\sin 1.065 \times 1.332}{2 \times 0.0073 \times (8.31)} \right]$$

$$K' = -0.0014$$

Par suite:

$$M'_s = -490.563 \text{ kg.m/ml}$$

Tableau 3.4: Récapitulatif des moments aux états limites

Etat Limite Ultime		
Le moment de l'encastrement M_u	3206.184	Kg.m/ml
Le moment négatif maximal M'_u	- 788.405	
Etat Limite de Service		
Le moment de l'encastrement M_0	2557.939	Kg.m/ml
Le moment négatif maximal M'_s	- 490.563	

Diagrammes des moments d'encastrement aux deux états limites

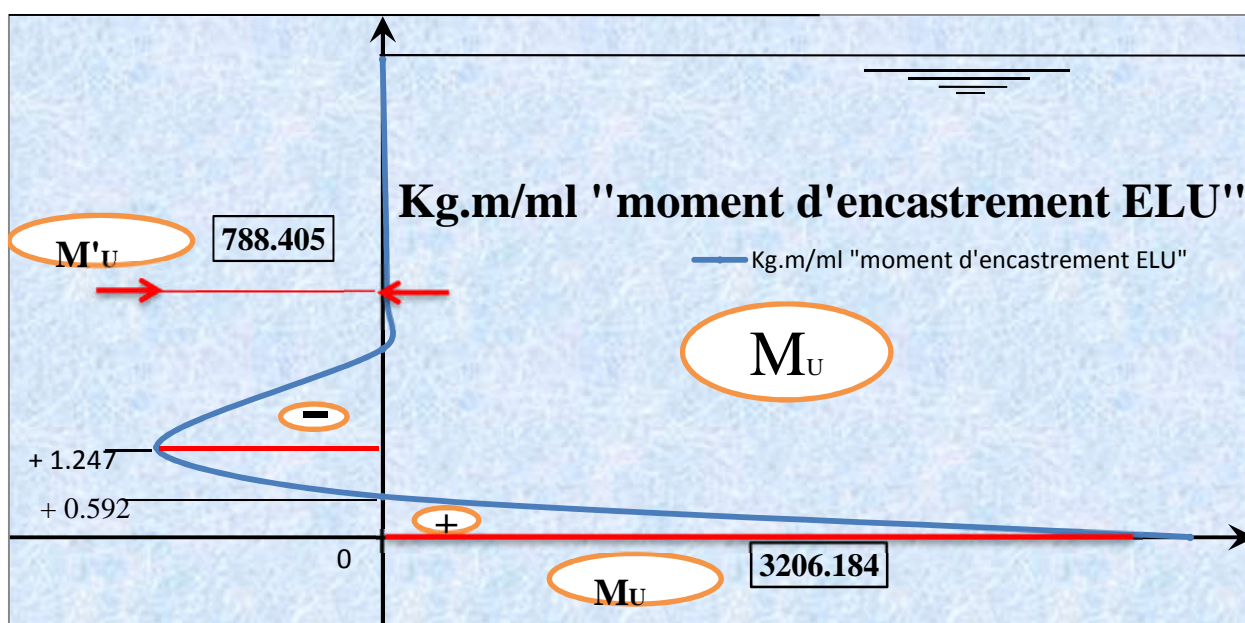


Figure 3.11 : Schéma représentatif du moment d'encastrement à l'état limite ultime.

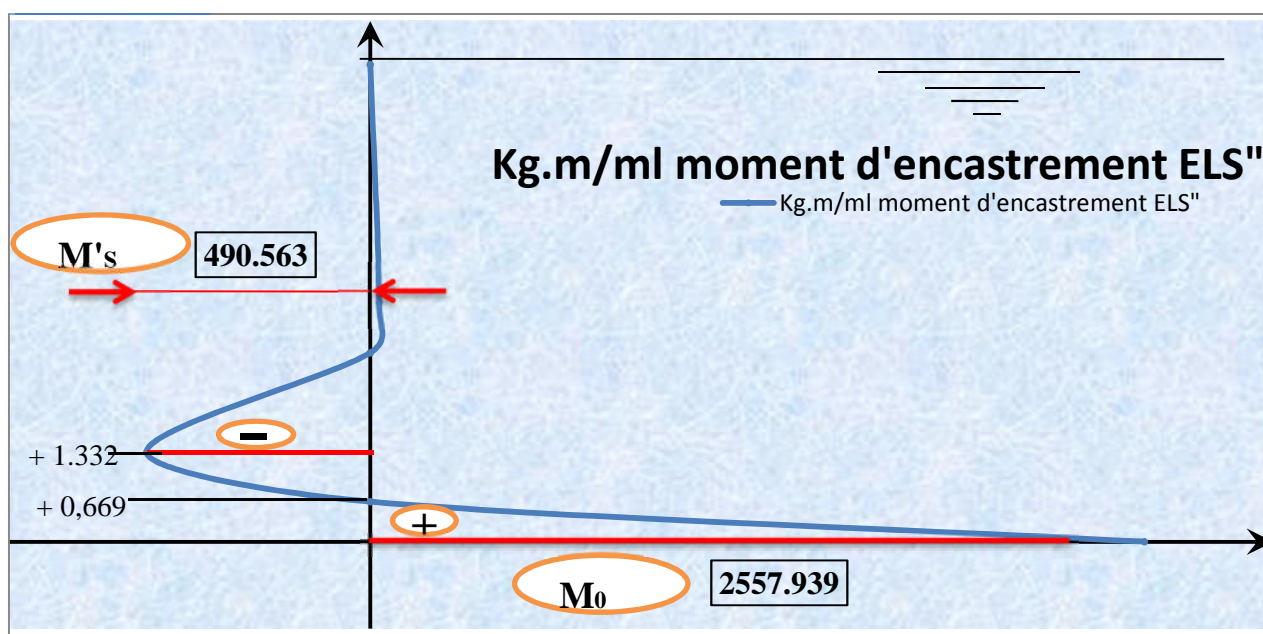


Figure 3.12: Schéma représentatif du moment d'encastrement à l'état limite de service.

3.4.3. Ferrailage vertical de la paroi

Le ferrailage de la paroi est complété par des armatures verticales, servant d'armatures de répartitions. La section de ces armatures de répartition par mètre linéaire de développement est de l'ordre du tiers de celles des cerces de la bande du fond (tableau 3.5).

Tableau 3.5: Résultats du calcul des armatures vertical sur chaque bande

N°	A_i (cm ² /ml)	$\frac{1}{3}A_i$ (cm ² /ml)	Ferraillage par double nappe	Ferraillage par nappe
I	21.54	7.18	14T10, e = 15cm	7T10, e = 15cm
II	15.83	5.27	14T8, e = 15cm	7T8, e = 15cm
III	10.99	3.66	14T8, e = 15cm	7T8, e = 15cm
IV	10.99	3.66	14T8, e = 15cm	7T8, e = 15cm
V	10.99	3.66	14T8, e = 15cm	7T8, e = 15cm

Nous adopterons donc : 7T10, e=15cm (14 T10 / ml, soit donc une section de 10,99 cm²/ml).

Pour éviter les fissures et assurer une bonne étanchéité, il serait bon de limiter l'écartement en ne dépassant pas 15 cm dans chaque sens.

D'après le RPA, il y'a lieu d'assurer une longueur minimale de recouvrement = $40.\varnothing$ (zone 0), soit donc 60 cm. L'enrobage, sera pris égal à 4 cm de la paroi en contact avec l'eau.

3.5. Calcul de la cheminée d'accès

La cheminée d'accès au réservoir travaille en compression sous la pression d'eau. Considérons une tranche de 1m de hauteur, l'effort de compression aura pour valeur $N = P. r_o$ avec :

P : pression de l'eau.

$r_o = 0.80m$ (le rayon extérieur de la cheminée).

Soit : $H_e' = 6.05m$ (la hauteur d'eau en contact avec la cheminée).

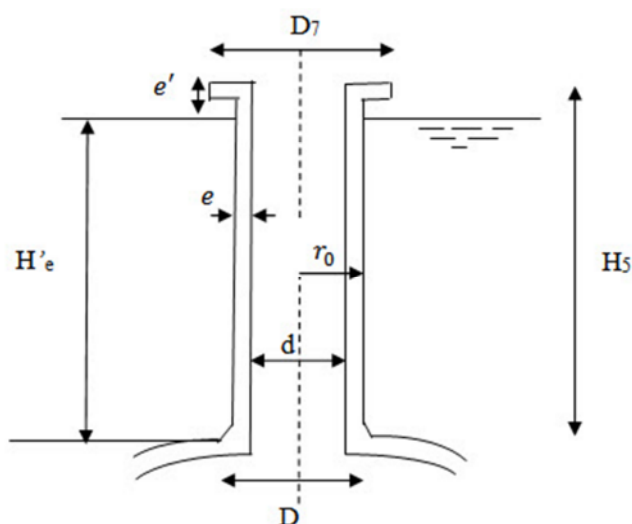


Figure 3.13 : Schéma représentatif de l'effet de l'eau sur la cheminée

- L'effort de compression sur une tranche de 1m de hauteur à la base de la cheminée est :

✓ Etat limite ultime

$$N'_u = 1.5 \rho_e H'_e r_o \quad (3.81)$$

$$N'_u = 1.5 \times 1000 \times 6.05 \times 0.80$$

$$N'_u = 7260 \text{ kg}$$

✓ Etat limite de service

$$N'_s = \rho_e H'_e r_o \quad (3.82)$$

$$N'_s = 1000 \times 6.05 \times 0.80$$

$$N'_s = 4840 \text{ kg}$$

- Les contraintes de compression aux deux états limite sont les suivantes:

✓ A l'état limite ultime

$$\sigma_{bu} = \frac{N'_u}{e \times 1} \quad (3.83)$$

$$\sigma_{bu} = \frac{7260}{0.20 \times 1} = 36300 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bu} = 0.363 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bu} = 0.363 \text{ MPa} \ll \overline{\sigma_{bc}} = 14.17 \text{ MPa}$$

✓ A l'état limite de service

$$\sigma_{bs} = \frac{N'_s}{e \times 1} \quad (3.84)$$

$$\sigma_{bs} = \frac{4840}{0.20 \times 1} = 24200 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = 0.242 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 0.242 \text{ MPa} \ll \overline{\sigma_{bs}} = 15 \text{ MPa}$$

On remarque que le béton seul peut résister à cet effort, nous adoptons par conséquent un ferrailage minimal.

- Ferrailage minimum

$$A_{\min} = \max \left[4U ; \frac{2B}{1000} \right] \quad (3.85)$$

$$U = 2\pi R'_{\text{moy}} \quad (3.86)$$

$$U = 2\pi \frac{r'_o + r_o}{2} \quad (3.87)$$

Avec :

r'_o : rayon intérieur de la cheminée en m,

r_o : rayon extérieur de la cheminée en m.

Ce qui donne :

$$U = 2\pi \frac{0.8+0.6}{2} = 4.396 \text{ m}$$

$$B = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \quad (3.88)$$

avec :

D : diamètre extérieur de la cheminée en m.

d : diamètre intérieur de la cheminée en m.

Ce qui donne :

$$B = \frac{\pi}{4} ((1.60)^2 - (1.20)^2) = 0.8792 \text{ m}^2$$

Par suite :

$$4U = 17.584 \text{ m}$$

$$\frac{2B}{1000} = 17.584 \text{ cm}^2$$

Nous déduisons :

$$A_{\min} = A_s = 17.584 \text{ cm}^2$$

A cet effet, nous adoptons: 14T14 avec $A_s = 21.54 \text{ cm}^2$ en double nappes espacées de 15 cm.

Armature transversales :

La section des armatures de répartitions est comprise entre 1/3 et 1/4 de la section des armatures longitudinales.

Ce qui donne l'équation (3.89) suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (3.89)$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales maximal.

$$\phi_t \geq \frac{16}{3}$$

$$\phi_t \geq 5.33 \text{ mm}$$

Pour une fissuration très préjudiciable : $\phi_t \geq 8 \text{ mm}$

Nous adoptons : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

L'espacement est de :

$$S_t = \min (15\phi_{l\min}; a+10 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \quad (3.90)$$

avec a: l'épaisseur de la cheminée ($e = 20 \text{ cm}$).

$$S_t = \min (15 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

Soit:

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{S_t} = \frac{100}{15} = 6.66 = 7$$

Nous adoptons 14T10 (sous forme de cerces) en double nappes espacées de 15 cm.

3.6. Calcul de la ceinture intermédiaire

La ceinture intermédiaire reçoit par mètre linéaire la poussée provenant du lanterneau, de la coupole supérieure, de la ceinture supérieure, de la paroi cylindrique, de la corniche et son propre poids. Nous décomposons la résultante de ces forces suivant l'horizontale et suivant les génératrices du tronc de cône. La poussée du liquide sur la hauteur de la ceinture est également à prendre en compte, (Belazougui, 1988).

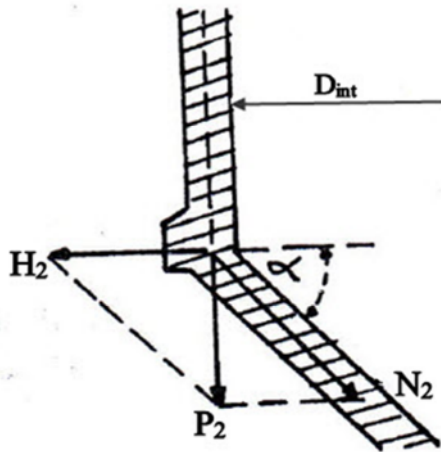


Figure 3.14 : Schéma représentatif des efforts agissant sur la ceinture intermédiaire.

Nous calculons les charges verticales par mètre linéaire de la ceinture intermédiaire ainsi que la poussée horizontale de l'eau sur elle.

3.6.1. Calcul de la charge totale verticale sur la ceinture intermédiaire

- Poids du lanterneau et de la coupole supérieure par mètre linéaire de la ceinture

$$P = V_1 \quad (3.91)$$

✓ A l'état limite ultime

$$P_u = V_{1u} = 5668.963 \text{ kg/ml}$$

✓ A l'état limite de service

$$P_s = V_{1s} = 4164.694 \text{ kg/ml}$$

- Poids de la ceinture supérieure et de la corniche par mètre linéaire de la ceinture

$$P_1 = \frac{P_{cs} + P_{corn}}{2\pi r_{int}} \quad (3.92)$$

$$P_1 = \frac{11775 + 2990}{2 \times 3.14 \times 6.1}$$

$$P_1 = 385.428 \text{ kg/ml.}$$

- Poids de la cuve cylindrique par mètre linéaire de la ceinture

$$P_2 = \frac{P_{paroi}}{2\pi r_{int}} \quad (3.93)$$

$$P_2 = \frac{105321}{2 \times 3.14 \times 6.1}$$

$$P_2 = 2749.321 \text{ kg/ml.}$$

- Poids de ceinture intermédiaire par mètre linéaire de la ceinture

$$P_3 = \frac{P_{ci}}{2\pi r_{int}} \quad (3.94)$$

$$P_3 = \frac{25419}{2 \times 3.14 \times 6.1}$$

$$P_3 = 663.542 \text{ kg/ml.}$$

Finalement, la charge totale verticale sur la ceinture intermédiaire

- ✓ A l'état limite ultime

$$P_{2u} = 1.35 G + P_u \quad (3.95)$$

Avec :

$$G = P_1 + P_2 + P_3 \quad (3.96)$$

$$G = 3798.291 \text{ kg/ml}$$

$$P_u = V_{lu} = 5668.963 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne :

$$P_{2u} = 1.35 \times 3798.291 + 5668.963$$

$$P_{2u} = 10796.655 \text{ kg/ml}$$

- ✓ A l'état limite de service

$$P_{2s} = G + P_u \quad (3.97)$$

Avec :

$$G = 3798.291 \text{ kg/ml.}$$

$$P_s = V_{ls} = 4164.694 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne :

$$P_{2s} = 3798.291 + 4164.694$$

$$P_{2s} = 7962.985 \text{ kg/ml.}$$

3.6.2. Calcul de la composante horizontale

$$H_2 = \frac{P_2}{\text{tg } \alpha} \quad (3.98)$$

✓ A l'état limite ultime

$$H_{2u} = \frac{P_{2u}}{\text{tg } \alpha} \quad (3.99)$$

Avec :

$\alpha = 45^\circ$: angle de la paroi du tronc de cône

$$P_{2u} = 10796.655 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne :

$$H_{2u} = \frac{10796.655}{\text{tg } 45}$$

$$H_{2u} = 10796.655 \text{ kg / ml}$$

✓ A l'état limite de service

$$H_{2s} = \frac{P_{2s}}{\text{tg } \alpha} \quad (3.100)$$

Avec :

$\alpha = 45^\circ$: angle de la paroi du tronc de cône

$$P_{2s} = 7962.985 \text{ kg/ml}$$

$$H_{2s} = \frac{7962.985}{\text{tg } 45}$$

$$H_{2s} = 7962.985 \text{ kg/ml}$$

3.6.3. Calcul de la poussée de l'eau

$$P_e = \gamma_e H_1 a'' \quad (3.101)$$

Avec :

γ_e : Poids volumique de l'eau ($\gamma_e = 1000 \text{ kg/m}^3$).

a'' : La hauteur de la ceinture intermédiaire ($a'' = 0.55 \text{ m}$)

H_1 : La hauteur allant du trop-plein jusqu'à la base de la ceinture intermédiaire ($H_1 = 5.55 \text{ m}$)

Nous obtenons :

$$P_e = 1000 \times 5.55 \times 0.55$$

$$P_e = 3052.5 \text{ kg/ml}$$

3.6.4. Calcul des efforts agissant sur la ceinture intermédiaire

L'effort vertical sera décomposé en un effort de compression suivant la génératrice du tronc de cône et en un effort de traction suivant l'horizontal.

3.6.4.1. Calcul de l'effort de compression

La force dirigée suivant la génératrice du tronc de cône est :

$$N_2 = \frac{P_2}{\sin \alpha} \quad (3.102)$$

- A l'état limite ultime

$$N_{2u} = \frac{P_{2u}}{\sin \alpha} \quad (3.103)$$

Avec :

$\alpha = 45^\circ$: angle de la paroi du tronc de cône

$$P_{2u} = 10796.655 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne :

$$N_{2u} = \frac{10796.655}{\sin 45} = 15268.775 \text{ kg/ml}$$

$$N_{2u} = 15268.775 \text{ kg/ml}$$

- A l'état limite de service

$$N_{2s} = \frac{P_{2s}}{\sin \alpha} \quad (3.104)$$

Avec :

$\alpha = 45^\circ$: angle de la paroi du tronc de cône

$$P_{2s} = 7962.985 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne :

$$N_{2s} = \frac{7962.985}{\sin 45} = 11261.361 \text{ kg/ml}$$

$$N_{2s} = 11261.361 \text{ kg/ml}$$

3.6.4.2. Calcul de l'effort de traction

$$T_2 = H_2 \times \frac{D_{int}}{2} \quad (3.105)$$

- A l'état limite ultime

$$T_{2u} = (H_{2u} + 1.5 P_e) \times \frac{D_{int}}{2} \quad (3.106)$$

Avec :

$$H_{2u} = 10796.655 \text{ kg / ml}$$

$$P_e = 3052.5 \text{ kg/ml}$$

$$D_{int} = 12.20 \text{ m}$$

Ce qui donne :

$$T_{2u} = (10796.655 + 1.5 \times 3052.5) \times \frac{12.20}{2}$$

$$T_{2u} = 93789.970 \text{ kg}$$

- A l'état limite de service

$$T_{2s} = (H_{2s} + P_e) \times \frac{D_{int}}{2} \quad (3.107)$$

Avec :

$$H_{2s} = 7962.985 \text{ kg/ml}$$

$$P_e = 3052.5 \text{ kg/ml}$$

$$D_{int} = 12.20 \text{ m}$$

Ce qui donne :

$$T_{2s} = (7962.985 + 3052.5) \times \frac{12.20}{2}$$

$$T_{2s} = 67194.458 \text{ kg}$$

Tableau 3.6: Récapitulatif des charges et des efforts agissant sur la ceinture intermédiaire

Etat Limite Ultime		
La charge totale verticale P_{2u}	10796.655	kg / ml
La charge horizontale H_{2u}	10796.655	
La poussée de l'eau P_e	4120.875	
L'effort de compression N_{2u}	15268.775	
L'effort de traction T_{2u}	93789.970	kg
Etat Limite de Service		
La charge totale verticale P_{2s}	7962.985	kg / ml
La charge horizontale H_{2s}	7962.985	
La poussée de l'eau P_e	3052.5	
L'effort de compression N_{2s}	11261.361	
L'effort de traction T_{2s}	67194.458	kg

3.6.5. Calcul des armatures de la ceinture intermédiaire

- A l'état limite ultime

$$A_u \geq \frac{T_{2u}}{f_e / \gamma_s} \quad (3.108)$$

$$A_u \geq \frac{93789.970}{400 / 1.15} \times 10^{-1}$$

$$A_u \geq 26.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 26.96 \text{ cm}^2$$

- A l'état limite ultime

$$A_s \geq \frac{T_{2s}}{\sigma_{st}} \quad (3.109)$$

avec :

$$\overline{\sigma}_{st} : 161.304 \text{ MPa (Fissuration très préjudiciable)}$$

$$A_s \geq \frac{67194.458}{161.304} \times 10^{-1}$$

$$A_s \geq 41.657 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 41.66 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

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

avec:

B : section de la ceinture intermédiaire ;

$$B = 0.45 \times 0.55 = 0.2475 \text{ m}^2$$

$$B = 2475 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 2475 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 12.99 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section de la ceinture supérieure est de 0.5 % de B. Soit donc : $A_{RPA} = 12.38 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s = \max (A_u, A_s, A_{\min}, A_{RPA}) \quad (3.110)$$

$$A_s = \max (26.96 \text{ cm}^2, 41.66 \text{ cm}^2, 12.99 \text{ cm}^2, 12.38 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 41.66 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 4T20 et 15T16 avec $A_s = 42.7 \text{ cm}^2$

3.6.6. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont prévues pour empêcher les armatures longitudinales de flamber. Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation (3.111) suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (3.111)$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3}$$

$$\phi_t \geq 6.66 \text{ mm}$$

Nous choisissons $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

Nous disposons donc d'un 19T10 sous forme de cerces, espacées de 15cm.

3.7. Calcul du tronc de cône

Le tronc de cône se calcule par anneau unitaire soumis à une pression interne provenant du poids propre de l'anneau unitaire considéré (action verticale) et de la pression de l'eau à la profondeur où se trouve le centre de gravité de cet anneau (action normale à la paroi).

Le tronc de cône est soumis, en chaque point, à la pression normale d'eau q , à son poids propre p , ainsi qu'à la composante N_2 du poids P_2 sur la ceinture intermédiaire, (Belazougui, 1988).

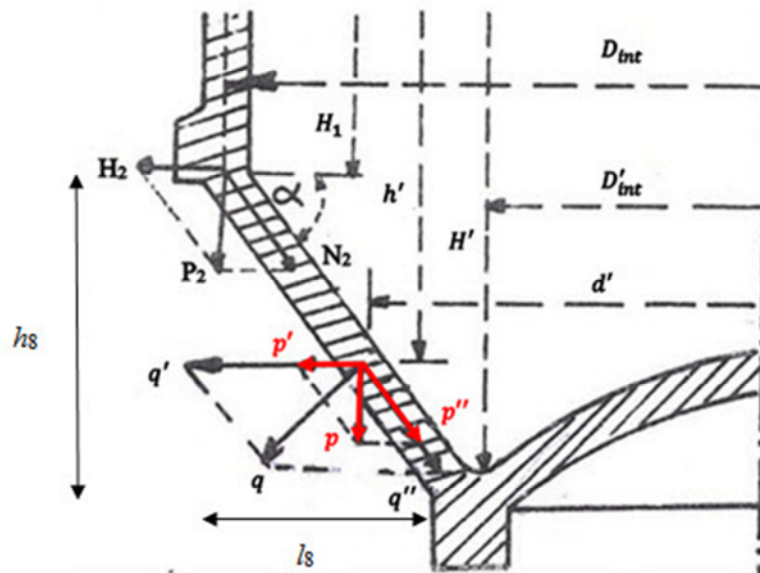


Figure 3.15 : Schéma représentatif des efforts agissant sur le tronc de cône.

En décomposant la pression normale q et le poids propre p suivant l'horizontale et suivant le tronc de cône, nous obtenons :

- **L'effet de l'eau**

- ✓ La composante horizontale

$$q' = \frac{q}{\sin \alpha} = \frac{\gamma_e h'}{\sin \alpha} \quad (3.112)$$

avec :

γ_e : Poids volumique de l'eau ($\gamma_e 1000 \text{ kg/m}^3$).

h' : hauteur allant du trop-plein jusqu'au centre de gravité du tronc de cône ($h' = 6.3 \text{ m}$)

$$\alpha = 45^\circ$$

$$q' = \frac{1000 \times 6.3}{\sin 45} = 8909.545 \text{ kg/m}^2$$

$$q' = 8909.545 \text{ kg/m}^2$$

✓ La composante suivant le tronc de cône

$$q'' = q \cdot \text{ctg } \alpha = \gamma_e h' \cdot \text{ctg } \alpha \quad (3.113)$$

$$q'' = 1000 \times 6.3 \text{ ctg } 45 = 6300 \text{ kg/m}^2$$

$$q'' = 6300 \text{ kg/m}^2$$

- **L'effet de poids propre**

✓ La composante horizontale

$$p' = p \cdot \text{ctg } \alpha \quad (3.114)$$

Avec :

$$p = \frac{P_{\text{tronc de cône}}}{S_{\text{tronc de cône}}} \quad (3.115)$$

$$S_{\text{tronc de cône}} = 40.868 \text{ m}^2$$

ce qui donne :

$$p = \frac{64.9 \times 10^3}{40.868} = 1588.039 \text{ kg/m}^2$$

Par suite :

$$p' = 1588.039 \cdot \text{ctg } 45 = 1588.039 \text{ kg/m}^2$$

$$p' = 1588.039 \text{ kg/m}^2$$

✓ La composante suivant le tronc de cône

$$p'' = \frac{p}{\sin \alpha} \quad (3.116)$$

$$p'' = \frac{1588.039}{\sin 45} = 2245.826 \text{ kg/m}^2$$

$$p'' = 2245.826 \text{ kg/m}^2$$

3.7.1. Calcul de l'effort de compression

Les composantes $q'' + p$ s'ajoutent à l'effort de compression N_2 dû à la ceinture intermédiaire. La valeur maximum de compression aura lieu à la base du tronc de cône. Pratiquement, nous divisons la longueur l du tronc de cône en bande de 1m. Pour chaque bande nous déterminons la pression normale moyenne ($q = \frac{q_1 + q_2}{2}$), ainsi que le poids propre p .

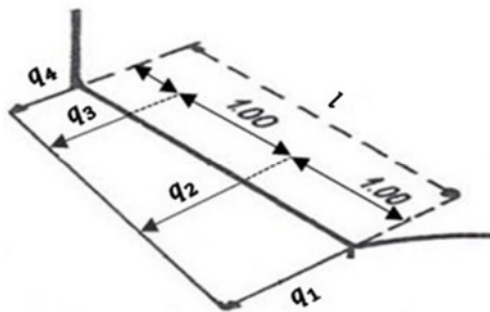


Figure 3.16 : Schéma représentatif des pressions agissant sur chaque bande du tronc de cône.

- La compression totale due à la composante N_2 est donnée par la relation suivante :

$$N'_3 = \pi D_{int} \times N_2 \quad (3.117)$$

- ✓ A l'état limite ultime

$$N'_{3u} = \pi D_{int} \times N_{2u} \quad (3.118)$$

Avec :

$$D_{int} = 12.20 \text{ m}$$

$$N_{2u} = 15268.775 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne :

$$N'_{3u} = 3.14 \times 12.20 \times 15268.775 = 584916.232 \text{ kg}$$

$$N'_{3u} = 584916.232 \text{ kg}$$

- ✓ A l'état limite de service

$$N'_{3s} = \pi D_{int} \times N_{2s} \quad (3.119)$$

Avec :

$$D_{int} = 12.20 \text{ m}$$

$$N_{2s} = 11261.361 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne :

$$N'_{3s} = 3.14 \times 12.20 \times 11261.361 = 431400.217 \text{ kg}$$

$$N'_{3s} = 431400.217 \text{ kg}$$

- La compression totale due aux composantes q'' et p est donnée par la relation suivante :

$$N''_3 = \frac{\pi(D_{int} + D'_{int})}{2} \cdot l(p'' + q'') \quad (3.120)$$

- ✓ A l'état limite ultime

$$N''_{3u} = \frac{\pi(D_{int} + D'_{int})}{2} \cdot l(1.35 \times p'' + 1.5 \times q'') \quad (3.121)$$

Avec :

$$p'' = 2245.826 \text{ kg/m}^2$$

$$q'' = 6300 \text{ kg/m}^2$$

D'_{int} : Diamètre intérieure de fond de cuve ($D'_{int} = 7.80 \text{ m}$).

l : La longueur inclinée du tronc de cône.

$$l = \sqrt{h_8^2 + l_8^2} \quad (3.122)$$

Tel que :

h_8 : La hauteur de tronc de cône, ($h_8 = 1.5 \text{ m}$).

l_8 : La largeur de tronc de cône, ($l_8 = 1.5 \text{ m}$).

$$l = \sqrt{1.5^2 + 1.5^2} = 2.121 \text{ m}.$$

Ce qui donne :

$$N_{3u}'' = \frac{3.14(12.20 + 7.80)}{2} \cdot 2.121 (1.35 \times 2245.826 + 1.5 \times 6300) = 831284.726 \text{ kg}$$

$$N_{3u}'' = 831284.726 \text{ kg}$$

✓ A l'état limite de service

$$N_{3s}'' = \frac{\pi (D_{int} + D_{int}')}{2} \cdot l(p'' + q'') \quad (3.123)$$

Avec :

$$p'' = 2245.826 \text{ kg/m}^2$$

$$q'' = 6300 \text{ kg/m}^2$$

l : longueur du tronc de cône ($l = 2.121 \text{ m}$).

D_{int}' : diamètre intérieure de fond de cuve ($D_{int}' = 7.80 \text{ m}$).

Ce qui donne :

$$N_{3s}'' = \frac{3.14(12.20 + 7.80)}{2} \cdot 2.121 (2245.826 + 6300) = 569146.884 \text{ kg}$$

$$N_{3s}'' = 569146.884 \text{ kg}$$

- La compression au mètre linéaire de la circonférence à la base du tronc de cône est donnée par la relation suivante :

$$N_3 = \frac{N_3' + N_3''}{\pi D_{int}'} = \frac{D_{int} N_2}{D_1} + l(q'' + p) \times \frac{(D_{int} + D_{int}')}{2 D_{int}'} \quad (3.124)$$

✓ A l'état limite ultime

$$N_{3u} = \frac{N_{3u}' + N_{3u}''}{\pi D_{int}'} \quad (3.125)$$

Avec :

$$N'_{3u} = 584916.232 \text{ kg}$$

$$N''_{3u} = 831284.726 \text{ kg}.$$

D'_{int} : diamètre intérieur de fond de cuve ($D'_{int} = 7.80 \text{ m}$).

Ce qui donne :

$$N_{3u} = \frac{584916.232 + 831284.726}{3.14 \times 7.80} = 57823.001 \text{ kg/ml}$$

$$N_{3u} = 57823.001 \text{ kg/ml}$$

✓ A l'état limite de service

$$N_{3s} = \frac{N'_{3s} + N''_{3s}}{\pi D'_{int}} \quad (3.126)$$

Avec :

$$N'_{3s} = 431400.217 \text{ kg}$$

$$N''_{3s} = 569146.884 \text{ kg}$$

D'_{int} : diamètre intérieur de fond de cuve ($D'_{int} = 7.80 \text{ m}$).

Ce qui donne :

$$N_{3s} = \frac{431400.217 + 569146.884}{3.14 \times 7.80} = 40851.996 \text{ kg/ml}$$

$$N_{3s} = 40851.996 \text{ kg/ml}$$

3.7.2. Calcul de l'effort de traction

Les composantes horizontales de p et q « q' + p' » multipliées par le rayon correspondant au milieu de chaque bande donnant l'effort tangentiel de traction et l'armature circulaire (cerces) dans chaque bande.

Les composantes q' + p produisent une traction du tronc de cône, l'effort tangentiel de traction est :

$$T_3 = (p' + q') \frac{d'}{2} \quad (3.127)$$

avec :

$$d' = \frac{D_{int} + D'_{ext}}{2} \quad (3.128)$$

Tel que :

d' : diamètre correspondant au point d'application de q et p.

D'_{ext} : diamètre extérieur de fond de cuve ($D'_{ext} = 9.20 \text{ m}$).

D_{int} : diamètre intérieur de la cuve tronconique ($D_{int} = 12.20 \text{ m}$).

Ce qui donne :

$$d' = \frac{12.20 + 9.20}{2} = 10.7 \text{ m}$$

$$d' = 10.7 \text{ m}$$

✓ A l'état limite ultime

$$T_{3u} = (1.35 p' + 1.5 q') \frac{d'}{2} \quad (3.129)$$

Avec :

$$q' = 8909.545 \text{ kg/m}^2$$

$$p' = 1588.039 \text{ kg/m}^2$$

$$d' = 10.7 \text{ m}$$

Ce qui donne :

$$T_{3u} = (1.35 \times 1588.039 + 1.5 \times 8909.545) \frac{10.7}{2} = 82968.710 \text{ kg/ml}$$

$$T_{3u} = 82968.710 \text{ kg/ml}$$

✓ A l'état limite de service

$$T_{3s} = (p' + q') \frac{d'}{2} \quad (3.130)$$

avec :

$$q' = 8909.545 \text{ kg/m}^2$$

$$p' = 1588.039 \text{ kg/m}^2$$

$$d' = 10.7 \text{ m}$$

Ce qui donne :

$$T_{3s} = (1588.039 + 8909.545) \frac{10.7}{2} = 56162.074 \text{ kg/ml}$$

$$T_{3s} = 56162.074 \text{ kg/ml}$$

3.7.3. Calcul des armatures de traction (cerces)

Puisque la fissuration est très préjudiciable, l'état limite de service de fissuration est l'état déterminant ; d'où la section d'armature circulaire (cerces) sur 1 m de longueur est :

$$A_s \geq \frac{T_{3s}}{\sigma_{st}} \quad (3.131)$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{st} = 161.304 \text{ MPa}$$

$$T_{3s} = 56162.074 \text{ kg/ml}$$

$$A_s \geq \frac{56162.074}{161.304 \times 10^5} \times 10^4 = 34.817 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 34.82 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq B \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (3.132)$$

Avec :

$$B = 35 \times 100 = 3500 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 3500 \frac{2.1}{400} = 18.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 18.38 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section de la ceinture supérieure est de 0.5 % de B, soit donc : $A_{RPA} = 17.5 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$A_s = \max(A_s, A_{min}, A_{RPA}) \quad (3.133)$$

$$A_s = \max(34.82 \text{ cm}^2, 18.38 \text{ cm}^2, 17.5 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 34.82 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons 14T20 pour $A_s = 43.96 \text{ cm}^2$ réparties sur deux nappes (7T20).

3.7.4. Calcul des armatures verticales

L'armature méridienne doit résister à l'effort de cisaillement dû au poids d'eau au-dessus du tronc de cône, au poids propre de celui-ci et au poids P_2 sur la ceinture intermédiaire.

- Vérification de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bs} = \frac{N_{3s}}{B} \quad (3.134)$$

avec :

$$N_{3s} = 40851.996 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{40851.996}{0.35 \times 1} = 116719.988 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = 116719.988 \times 10^{-5} \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bs} = 1.167 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bs} = 1.167 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Nous constatons que la contrainte de compression dans le béton est inférieure à la contrainte admissible. Donc la section du béton seule peut équilibrer l'effort de compression. Le tronc de cône sera armé avec un ferrailage minimal préconisé par le « RPA, 2003 ». La section des armatures de répartition suivant l'axe moyen du tronc de cône est de $A_{min}=18.375 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Nous adoptons 14T14 pour $A_s = 21.54 \text{ cm}^2$ et un espacement $e=15,00 \text{ cm}$.

3.8. Calcul de la coupole du fond

La coupole du fond est sollicitée par la pression d'eau sur la hauteur maximum H_e et par son poids propre et celui de la cheminée. En admettant que cette charge est uniformément répartie au m^2 de la projection horizontale, le calcul de la coupole du fond ne diffère en rien de celui de la coupole de couverture.

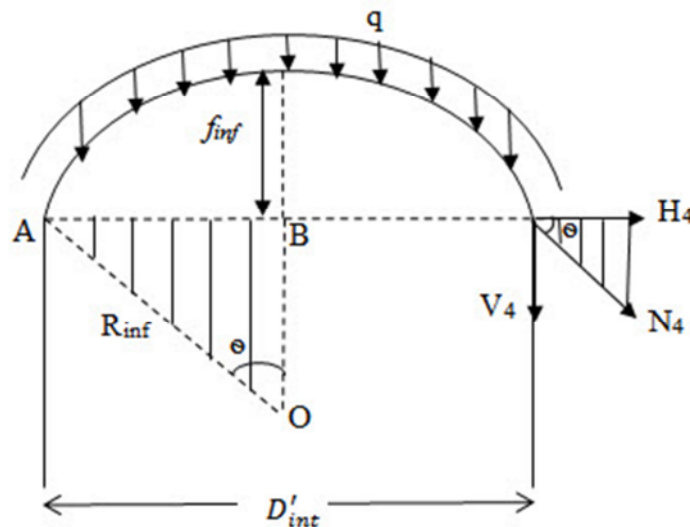


Figure 3.17 : Schéma représentatif de la coupe radiale de la coupole.

3.8.1. Calcul des charges et surcharges

La coupole reçoit des charges uniformément réparties:

- charges permanentes :

Poids de la coupole inférieure :

$$G_c = 26772 \text{ kg}$$

Poids de la cheminée :

$$G_{ch} = 15071 \text{ kg}$$

La charge permanente totale :

$$G = G_c + G_{ch} \quad (3.135)$$

$$G = (26772 + 15071) = 41843 \text{ kg.}$$

$$G = 41843 \text{ kg.}$$

- La surcharge (le poids de l'eau) :

$$q = \rho_e H_e \pi (r_{inf}'^2 - r_o'^2) \quad (3.136)$$

Avec :

r_{inf}' : rayon intérieur de fond de cuve, $r_{inf}' = 3.9$ m,

r_o' : rayon extérieure de la cheminé, $r_o' = 0.80$ m,

H_e : la hauteur utile d'eau, $H_e = 7.05$ m,

ρ_e : poids volumique de l'eau, $\rho_e = 1000$ kg/m³.

Ce qui donne :

$$q = 1000 \times 7.05 \times 3.14 ((3.9)^2 - (0.8)^2).$$

$$q = 322536.09 \text{ kg}$$

3.8.2. Calcul du poids de la coupole

- A l'état limite ultime

$$P'_{cu} = 1.35 G + 1.5 q \quad (3.137)$$

$$P'_{cu} = 1.35 (41843) + 1.5 (322536.09)$$

$$P'_{cu} = 540292.185 \text{ kg.}$$

- A l'état limite de service

$$P'_{cs} = G + q \quad (3.138)$$

$$P'_{cs} = 41843 + 322536.09$$

$$P'_{cs} = 364379.09 \text{ kg.}$$

3.8.3. Calcul du la charge verticale par mètre linéaire de pourtour

- A l'état limite ultime

$$V_{4u} = \frac{P'_{cu}}{2\pi r_{inf}'} \quad (3.139)$$

$$V_{4u} = \frac{540292.185}{2 \times 3.14 \times 3.9}$$

$$V_{4u} = 22059.945 \text{ kg/ml}$$

- A l'état limite de service

$$V_{4s} = \frac{P_{cs}}{2\pi r_{inf}'} \quad (3.140)$$

$$V_{4s} = \frac{364379.09}{2 \times 3.14 \times 3.9}$$

$$V_{4s} = 14877.473 \text{ kg/ml}$$

3.8.4. Calcul du la charge horizontale

En comparant les deux triangles semblables en figure 3.17, nous avons :

$$\frac{H_4}{V_4} = \frac{OB}{AB} = \frac{R_{inf} - f_{inf}}{D'_{int}/2} = \cotg\theta \quad (3.141)$$

A partir de la relation (3.141), nous obtenons la charge horizontale donnée par la formule (3.142) suivante :

$$H_4 = V_4 \cdot \left[\frac{(R_{inf} - f_{inf})}{(D'_{int}/2)} \right] \quad (3.142)$$

avec :

f_{inf} : flèche de la coupole inferieur, $f_{inf} = 0.80$ m (de la relation 2.7).

R_{inf} : rayon de courbure inferieur, $R_{inf} = 9.91$ m (de la relation 2.8).

D'_{int} : diamètre intérieur de fond de cuve, $D'_{int} = 7.80$ m.

- A l'état limite ultime

$$H_{4u} = V_{4u} \cdot \left[\frac{(R_{inf} - f_{inf})}{(D'_{int}/2)} \right] \quad (3.143)$$

$$V_{4u} = 22059.945 \text{ kg/ml}$$

$$H_{4u} = 22059.945 \cdot \left[\frac{(9.91 - 0.8)}{(7.80/2)} \right] = 51529.768 \text{ kg/ml.}$$

$$H_{4u} = 51529.768 \text{ kg/ml.}$$

- A l'état limite de service

$$H_{4s} = V_{4s} \cdot \left[\frac{(R_{inf} - f_{inf})}{(D'_{int}/2)} \right] \quad (3.144)$$

$$V_{4s} = 14877.473 \text{ kg/ml}$$

$$H_{4s} = 14877.473 \cdot \left[\frac{(9.91 - 0.80)}{(7.80/2)} \right] = 34752.251 \text{ kg/ml.}$$

$$H_{4s} = 34752.251 \text{ kg/ml.}$$

3.8.5. Calcul de l'effort de compression

$$N_4 = \sqrt{H_4^2 + V_4^2} \quad (3.145)$$

- A l'état limite ultime

$$N_{4u} = \sqrt{H_{4u}^2 + V_{4u}^2} \quad (3.146)$$

Avec :

$$H_{4u} = 51529.768 \text{ kg/ml},$$

$$V_{4u} = 22059.945 \text{ kg / ml}.$$

Ce qui donne :

$$N_{4u} = \sqrt{(51529.768)^2 + (22059.945)^2} = 56053.172 \text{ kg/ml}$$

$$N_{4u} = 56053.172 \text{ kg/ml}.$$

- A l'état limite de service

$$N_{4s} = \sqrt{H_{4s}^2 + V_{4s}^2} \quad (3.147)$$

Avec :

$$V_{4s} = 14877.473 \text{ kg/ml}.$$

$$H_{4s} = 34752.251 \text{ kg/ml}.$$

Ce qui donne :

$$N_{4s} = \sqrt{(34752.251)^2 + (14877.473)^2} = 37802.885 \text{ kg/ml}$$

Tableau 3.7: Récapitulatif des efforts internes agissants dans la coupole aux états limites

Etat Limite Ultime		
Poids total de la coupole P'_{cu}	540292.185	kg
Charge verticale par mètre linéaire V_{4u}	22059.945	kg/ml
Charge horizontale par mètre linéaire H_{4u}	51529.768	
Effort de compression dans l'axe de la coupole N_{4u}	56053.172	
Etat Limite de Service		
Poids total de la coupole P'_{cs}	364379.09	kg
Charge verticale par mètre linéaire V_{4s}	14877.473	kg/ml
Charge horizontale par mètre linéaire H_{4s}	34752.251	
Effort de compression dans l'axe de la coupole N_{4s}	37802.885	

3.8.6. Vérification des contraintes

La coupole inférieure 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 elle-même.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et 0.20 m de hauteur (figure 3.18).

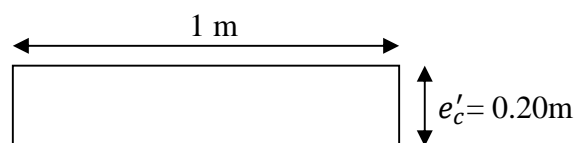


Figure 3.18 : Schéma représentatif d'une bande de la coupole inférieure.

- A l'état limite ultime

La condition à vérifier est :

$$\sigma_{bu} < \overline{\sigma}_{bc} \quad (3.148)$$

$$\sigma_{bu} = \frac{N_{4u}}{1 \times e'_c} \quad (3.149)$$

Avec :

N_{4u} : effort de compression dans la coupole inférieure à l'état limite ultime,

e'_c : épaisseur de la coupole inférieure ($e'_c = 20$ cm),

σ_{bu} : contrainte de compression dans le béton à l'état limite ultime.

Le calcul nous donne :

$$\sigma_{bu} = \frac{56053.172}{(1 \times 0.20)}$$

$$\sigma_{bu} = 280265.86 \text{ kg/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (3.150)$$

Avec :

θ : coefficient dépendant de la durée d'application de la combinaison d'action,

Dans notre cas, $\theta = 1$ (chargement appliqué après 24 h),

γ_b : Coefficient de sécurité, (en situation durable il vaut 1,5),

f_{c28} : résistance à la compression du béton, $f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 25 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$.

Le calcul nous donne :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25 \times 10^5}{1.5} = 14.1710^5 \text{ kg/m}^2$$

d'où :

$$\sigma_{bu} = 280265.86 \text{ kg/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 14.17 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$$

La condition de la contrainte à l'état limite ultime est vérifiée.

- L'état limite de service

La condition à vérifier est :

$$\sigma_{bs} < \overline{\sigma}_{bc} \quad (3.151)$$

$$\sigma_{bs} = \frac{N_{4s}}{1 \times e'_c} \quad (3.152)$$

Avec :

N_{4s} : effort de compression dans la coupole inférieure à l'état limite de service,

e'_c : épaisseur de la coupole inférieure ($e'_c = 20$ cm),

σ_{bs} : contrainte de compression dans le béton à l'état limite de service.

Le calcul nous donne :

$$\sigma_{bs} = \frac{37802.885}{(1 \times 0.20)}$$

$$\sigma_{bs} = 189014.425 \text{ kg/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} \quad (3.153)$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_{bs} = 189014.425 \text{ kg/m}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$$

La condition de la contrainte à l'état limite de service est vérifiée.

Finalement, nous déduisons que la coupole inférieure résiste bien à la compression.

3.8.7. Ferrailage de la coupole inférieure

La coupole inférieure 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 inférieure (figure 3.18).

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

L'effort de compression N_4 sera absorbé par le béton ($1 \times e'_c$) et les armatures méridiennes.

3.8.7.1. Ferrailage de la coupole suivant les méridiens

La section d'acier est obtenue par la relation (3.154) suivante :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left[\frac{N_4}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \quad (3.154)$$

Avec :

α : coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle ($\alpha = 1$ pour une dalle en coque).

γ_b : coefficient de sécurité, en situation durable, $\gamma_b = 1.5$,

f_{c28} : résistance à la compression du béton, $f_{c28}=25 \text{ MPa} = 25 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2$,

γ_s : coefficient de sécurité, en situation durable, $\gamma_s=1,15$,

f_e : limite d'élasticité de l'acier, $f_e= 400 \text{ MPa}$,

B_r : section réduite du béton, obtenue en retranchant 2 cm sur toute la périphérie de la bande (figure 3.18) qui est donnée par la relation (3.155) suivante.

$$B_r = (b - 0.02) (e'_c - 0.02) \quad (3.155)$$

$$B_r = (1 - 0.02) (0.20 - 0.02)$$

$$B_r = (h - 0.02) (b - 0.02)$$

$$B_r = 0.1764 \text{ m}^2 = 1764 \text{ cm}^2.$$

N_4 : Effort de compression maximum dans la coupole inférieure qui est donnée par la relation (3.156) suivante :

$$N_4 = \max (N_{1u} ; N_{1s}) \quad (3.156)$$

Avec:

N_{4u} : effort normal de compression à l'état limite ultime en kg/ml.

N_{4s} : effort normal de compression à l'état limite de service en kg/ml.

Ce qui donne :

$$N_4 = \max (56053.172 \text{ kg/ml}; 37802.885 \text{ kg/ml})$$

$$N_4 = N_{4u} = 56053.172 \text{ kg/ml.}$$

$$N_1 = N_{1u} = 56053.172 \times 10^{-5} \text{ MN/ml.}$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[\frac{56053.172 \times 10^{-2}}{1} - \frac{1764 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right]$$

$$A_s = - 92.305 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$A_s < 0$: le béton seul peut reprendre l'effort normal de compression suivant les méridiens.

Nous adoptons un ferrailage minimum.

Le BAEL prévoit une section minimale donnée par la relation (3.157).

$$A_{\min} = \max \left[4U; \frac{2B}{1000} \right] \quad (3.157)$$

Avec U : périmètre moyen de la bande de la coupole inférieure en (m) qui est donnée par la relation (3.158) suivante:

$$U = 2(b + e'_c) \quad (3.158)$$

D'où:

$$U = 2(1 + 0.20) = 2.4 \text{ m}$$

B : la section du béton de la bande de la coupole inférieure.

Tel que:

$$B = 1 \times e'_c = 1 \times 0.20 = 0.20 \text{ m}^2 = 2000 \text{ cm}^2.$$

Nous déduisons :

$$4U = 9.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{2B}{1000} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Par suite :

$$A_{\min} = \max (9.6 \text{ cm}^2/\text{ml} ; 4 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 9.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section d'une bande de la coupole est de 0.5 % de B, soit donc : $A_{\text{RPA}} = 10 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{RPA}}) \quad (3.159)$$

$$A_s = \max (9.6 \text{ cm}^2/\text{ml}, 10 \text{ cm}^2/\text{ml}) = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons un 7T14 avec $A_s = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$, espacées de 15 cm.

Nous disposerons d'armatures méridiennes (radiales type 1, 2, 3) et d'armatures de répartitions (cerces type 4).

Pour un espacement entre les barres égale à 15 cm, nous aurons des barres qui s'arrêteront à $\frac{1}{3}$ de rayon de la coupole (barre type 2), d'autres s'arrêteront à $\frac{2}{3}$ de rayon de la coupole (barre type 3), et enfin d'autres qui iront jusqu'au centre de la coupole (barre type 1).

avec :

1 barre type 1 tous les 60 cm.

1 barre type 2 tous les 30 cm.

1 barre type 3 tous les 60 cm.

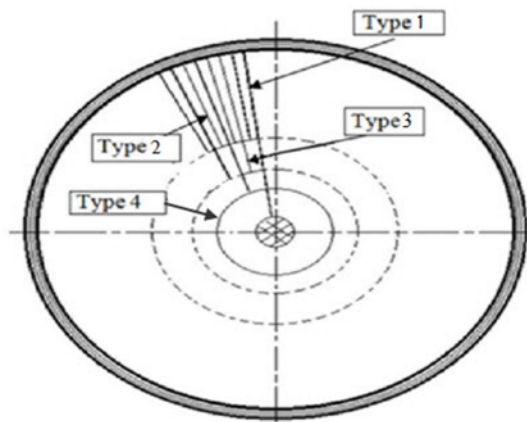


Figure 3.19 : Schéma représentatif de la disposition des armatures méridiennes de la coupole.

3.8.7.2. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont prévues pour empêcher les armatures longitudinales de flamber. Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation (3.160) suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (3.160)$$

$$\phi_t \geq \frac{12}{3}$$

Nous obtenons :

$$\phi_t \geq 4 \text{ mm}$$

Nous choisissons :

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

Donc nous prévoyons des T10 sous forme de Cerces.

L'espace transversal s_t est donné par la relation (3.161) suivante :

$$S_t \leq \min (15\phi_l; a+10\text{cm}; 40\text{cm}) \quad (3.161)$$

a : épaisseur de la coupole inférieure ($a = e'_c = 20 \text{ cm}$) ; $\phi_l = 12 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min (18 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{100}{s_t} = \frac{100}{15} = 6.66 = 7$$

Nous disposons donc d'un 7T10 espacées de 15cm.

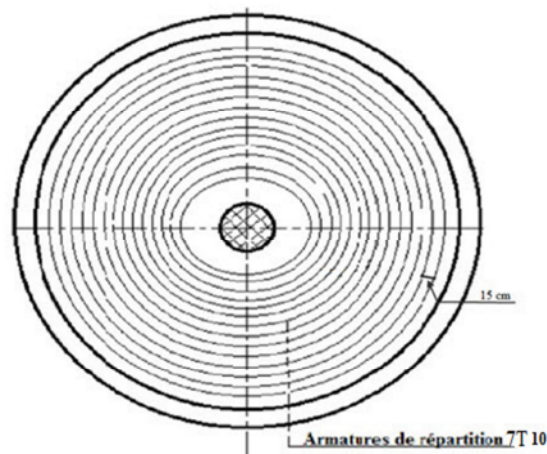


Figure 3.20 : Schéma représentatif de la disposition des armatures de répartition de la coupole.

3.9. Calcul de la ceinture inférieure

La ceinture inférieure repose sur le fut qui est pour notre cas, un ensemble de douze (12) piliers. Elle est soumise aux efforts provenant du tronc de cône et de la coupole du fond. Avec ce système de charge, la ceinture travaille en flexion composée et en torsion, (Belazougui, 1988).

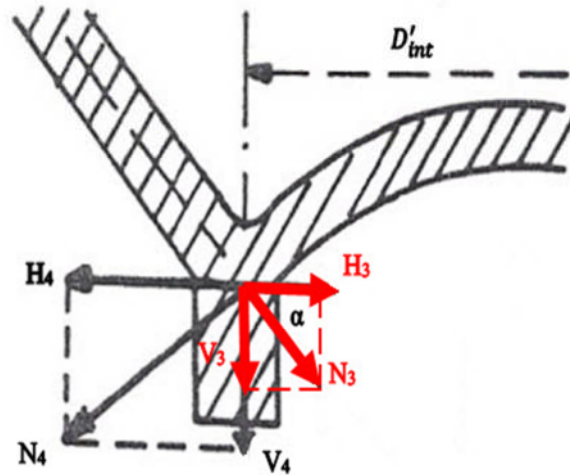


Figure 3.21 : Schéma représentatif des efforts agissant sur la ceinture inférieure.

3.9.1. Calcul de la composante horizontale du tronc de cône

$$H_3 = N_3 \cdot \cos \alpha \quad (3.162)$$

- A l'état limite ultime

$$H_{3u} = N_{3u} \cdot \cos \alpha \quad (3.163)$$

Avec:

$$N_{3u} = 57823.001 \text{ kg/ml}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$H_{3u} = 57823.001 \cdot \cos 45 = 40887.036 \text{ kg/ml}$$

$$H_{3u} = 40887.036 \text{ kg/ml}$$

- L'état limite de service

$$H_{3s} = N_{3s} \cdot \cos \alpha \quad (3.164)$$

Avec:

$$N_{3s} = 40851.996 \text{ kg/ml}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$H_{3s} = 40851.996 \cdot \sin 45 = 28886.723 \text{ kg/ml}$$

$$H_{3s} = 28886.723 \text{ kg/ml}$$

3.9.2. Calcul de l'effort agissant sur la ceinture inférieure

Si $H_3 > H_4$ la ceinture travaille en compression.

Si $H_4 > H_3$ la ceinture travaille en traction.

Tableau 3.8: Récapitulatif des charges horizontales aux états limites

Etat Limite Ultime		
Charge horizontale due au tronc de cône H _{3u}	40887.036	Kg/ml
Charge horizontale due à la coupole inférieure H _{4u}	51529.768	
Etat Limite de Service		
Charge horizontale due au tronc de cône H _{3s}	28886.723	Kg/ml
Charge horizontale due à la coupole inférieure H _{4s}	34752.251	

L'évaluation des composantes horizontales de ces efforts aux deux états limites, nous permet de remarquer que la composante horizontale venant de la coupole inférieure est bien supérieure à celle venant du tronc de cône. Nous déduisons que la ceinture inférieure travaille en traction. La ceinture sera tendue avec un effort de traction suivant :

$$T_5 = (H_4 - H_3) \frac{D'_{int}}{2} \quad (3.165)$$

avec :

D'_{int} : diamètre intérieure de fond de cuve, $D'_{int} = 7.80 \text{ m}$.

- A l'état limite ultime

$$T_{5u} = (H_{4u} - H_{3u}) \frac{D'_{int}}{2} \quad (3.166)$$

$$T_{5u} = (51529.768 - 40887.036) \frac{7.80}{2}$$

$$T_{5u} = 41506.654 \text{ kg}$$

- L'état limite de service

$$T_{5s} = (H_{4s} - H_{3s}) \frac{D'_{int}}{2} \quad (3.167)$$

$$T_{5s} = (34752.251 - 28886.723) \frac{7.80}{2}$$

$$T_{5s} = 22875.559 \text{ k}$$

Tableau 3.9: Récapitulatif des charges horizontales aux états limites

Etat Limite Ultime		
Effort de traction de la ceinture inférieure T_{5u}	41506.654	Kg
Etat Limite de Service		
Effort de traction de la ceinture inférieure T_{5s}	22875.559	Kg

3.9.3. Calcul de la composante verticale due au tronc de cône

$$V_3 = N_3 \cdot \sin \alpha \quad (3.168)$$

- A l'état limite ultime

$$V_{3u} = N_{3u} \cdot \sin \alpha \quad (3.169)$$

avec :

$$N_{3u} = 57823.001 \text{ kg/ml}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$V_{3u} = 57823.001 \cdot \sin 45 = 40887.036 \text{ kg/ml}$$

$$V_{3u} = 40887.036 \text{ kg/ml}$$

- L'état limite de service

$$V_{3s} = N_{3s} \cdot \sin \alpha \quad (3.170)$$

avec:

$$N_{3s} = 40851.996 \text{ kg/ml}$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$V_{3s} = 40851.996 \cdot \sin 45 = 28886.723 \text{ kg/ml}$$

$$V_{3s} = 28886.723 \text{ kg/ml}$$

3.9.4. Calcul de la composante verticale de la ceinture inférieure

Notre réservoir repose sur des piliers, la ceinture d'appui est soumise aux charges verticales venant du tronc de cône, de la coupole inférieure V'_5 et à son poids propre V''_5 .

- Poids propre de la ceinture inférieure est :

$$V''_5 = 37757 \text{ kg}$$

- La charge verticale venant du tronc de cône et de la coupole inférieure est :

$$V'_5 = V_4 + V_3 \quad (3.171)$$

Avec :

V_4 : composante verticale de la coupole inférieure.

V_3 : composante verticale du tronc de cône.

✓ A l'état limite ultime

$$V'_{5u} = V_{4u} + V_{3u} \quad (3.172)$$

Avec :

$$V_{4u} = 22059.945 \text{ kg/ml}$$

$$V_{3u} = 40887.036 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne:

$$V'_{5u} = 22059.945 + 40887.036 = 62946.981 \text{ kg/ml}$$

$$V'_{5u} = 62946.981 \text{ kg/ml.}$$

✓ L'état limite de service

$$V'_{5s} = V_{4s} + V_{3s} \quad (3.173)$$

Avec :

$$V_{4s} = 14877.473 \text{ kg/ml}$$

$$V_{3s} = 28886.723 \text{ kg/ml}$$

Ce qui donne:

$$V'_{5s} = 14877.473 + 28886.723 = 43764.196 \text{ kg/ml}$$

$$V'_{5s} = 43764.196 \text{ kg/ml}$$

- La charge totale sur la poutre circulaire est :

$$V_5 = \pi D'_{int} V'_{5s} + V''_5 \quad (3.174)$$

Avec :

D'_{int} : diamètre intérieure de fond de cuve, $D'_{int} = 7.80 \text{ m}$.

✓ A l'état limite ultime

$$V_{5u} = \pi D'_{int} V'_{5u} + V''_5 \quad (3.175)$$

$$V_{5u} = 3.14 \times 7.80 \times 62946.981 + 37757 = 1579454.459 \text{ kg}$$

$$V_{5u} = 1579454.459 \text{ kg}$$

✓ L'état limite de service

$$V_{5s} = \pi D'_{int} V'_{5s} + V''_5 \quad (3.176)$$

$$V_{5s} = 3.14 \times 7.80 \times 43764.196 + 37757 = 1109629.688 \text{ kg.}$$

$$V_{5s} = 1109629.688 \text{ kg.}$$

Tableau 3.10: Récapitulatif des charges verticales aux états limites

Etat Limite Ultime		
Charge verticale du tronc de cône V_{3u}	40887.036	kg/ml
Charge verticale de la coupole inférieure V_{4u}	22059.945	
Charge verticale (coupole + tronc) résultante V'_{5u}	62946.981	
Poids propre de la poutre V''_5	37757	kg
Charge totale sur la poutre circulaire V_{5u}	1579454.459	
Etat Limite de Service		
Charge verticale du tronc de cône V_{3s}	28886.723	kg/ml
Charge verticale de la coupole inférieure V_{4s}	14877.473	
Charge verticale (coupole + tronc) résultante V'_{5s}	43764.196	
Poids propre de la poutre V''_5	37757	kg
Charge totale sur la poutre circulaire V_{5s}	1109629.688	

3.9.5. Calcul des efforts internes dans la ceinture inférieure

Le tableau 3.11 ci-dessous (Belazougui, 1988) donne les moments et les efforts tranchants dans la poutre circulaire de rayon moyen r'_{moy} , soumise à la charge totale V_5 , suivant le nombre de poteaux sous la poutre ; exprimés sous la forme :

$$M = f(V_5 \cdot r'_{moy}) = k V_5 \cdot r'_{moy} \quad (3.177)$$

Tableau 3.11: Les moments et les efforts tranchants dans la poutre circulaire

--	--	--	--	--

Notre réservoir repose sur douze (12) piliers, alors le calcul des moments et des efforts tranchants dans la poutre circulaire est effectué en nombre de poteaux égal à douze (12).

Où :

la charge totale sur la poutre circulaire $V_{5u} = 1579454.459$ kg

la charge totale sur la poutre circulaire $V_{5s} = 1109629.688$ kg

$$r'_{moy} = \frac{r'_{ext} + r'_{int}}{2} \quad (3.178)$$

Tel que :

r'_{int} : rayon intérieur de fond de cuve, $r'_{int} = 3.9$ m.

r'_{ext} : rayon extérieur de fond de cuve, $r'_{ext} = 4.6$ m.

r'_{moy} : rayon moyen de fond de cuve en m.

Ce qui donne :

$$r'_{moy} = \frac{4.6 + 3.9}{2} = 4.25 \text{ m}$$

$$r'_{moy} = 4.25 \text{ m}$$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau 3.12 ci-après:

Tableau 3.12: Récapitulatif des résultats de calcul des moments et des efforts tranchants dans la poutre circulaire aux états limites

Etat Limite Ultime			
Charge sur chaque poteau		131621.204	kg
Effort tranchant max		65810.602	
Moment fléchissant M_u	Au droit des poteaux	-24501.287	Kg.m
	Au milieu	12754.094	
Moment de torsion max		1208.282	
Etat Limite de Service			
Charge sur chaque poteau		92469.140	kg
Effort tranchant max		46234.570	
Moment fléchissant M_s	Au droit des poteaux	-17213.130	Kg.m
	Au milieu	8960.259	
Moment de torsion max		848.866	

3.9.6. Ferrailage de la ceinture inférieure

La ceinture est sollicitée en flexion composée (moment combiné à un effort de traction). Deux calculs seront fait, l'un en travée et l'autre en appuis.

✓ Au niveau des appuis

L'excentricité à l'état limite ultime est donnée par la formule suivante :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad (3.179)$$

avec :

M_u : moment fléchissant à l'état limite ultime,

N_u : effort de traction de la ceinture inférieure à l'état limite ultime (T_{5u}),

$M_u = -24501.287 \text{ kg.m}$,

$N_u = T_{5u} = 41506.654 \text{ kg}$.

Ce qui donne :

$$e_u = \frac{-24501.287}{41506.654} \times 10^2 = -59.029 \text{ cm}$$

$$e_u = -59.03 \text{ cm}$$

Avec un enrobage c' qui est égale à 4 cm et une hauteur de la section a''' qui est de 80 cm, ($c' = 4 \text{ cm}$ et $a''' = 0,80 \text{ m}$).

Nous obtenons :

$$0.5a''' - c' = 0.5 \times 80 - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$e_u = 59.03 \text{ cm} > 0.5a''' - c' = 36 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort de traction se trouve en dehors des armatures, donc il s'agit d'une section partiellement tendus.

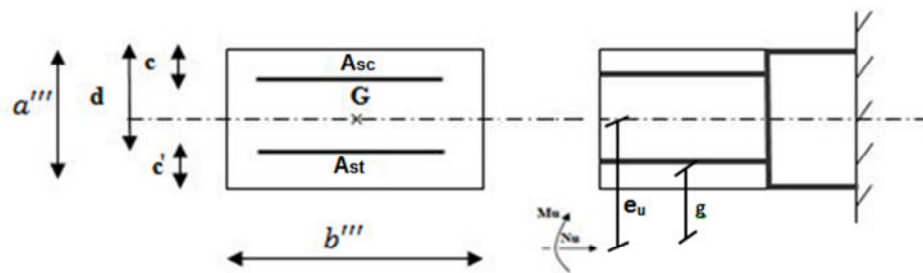


Figure 3.22 : Schéma représentatif de point d'application de l'effort de traction.

- La section d'acier se calcule en deux étapes :

- Première étape (section fictive) :

En flexion simple, sous un moment fictif M_f , qui est égal au moment par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

$$M_f = N_u \times g \quad (3.180)$$

Avec :

N_u : effort de traction de la ceinture inférieure à l'état limite ultime ($T_{5u} = 41506.654 \text{ kg}$),

g : distance entre le point d'application de l'effort normal et les aciers tendus qui est égale à :

$$g = e_u - 0.5a''' + c' \quad (3.181)$$

Tel que :

c' : enrobage,

$$e_u = 59.03 \text{ cm},$$

$$a''' = 0,80 \text{ m}.$$

Ce qui donne :

$$g = 59.03 - 0.5 \times 80 + 4 = 23.03 \text{ cm}$$

$$g = 23.03 \text{ cm}$$

Par suite :

$$M_f = 41506.654 \times 23.03 \times 10^{-2} = 9558.982 \text{ kg.m}$$

$$M_f = 9558.982 \text{ kg.m}$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bu}} \quad (3.182)$$

Avec :

b : largeur de la ceinture inférieure ($b''' = 70 \text{ cm}$).

$$\sigma_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = a''' - c' \quad (3.183)$$

$$d = 80 - 4 = 76 \text{ cm}$$

ce qui donne :

$$\mu_f = \frac{9558.982}{0.7 \times 0.76^2 \times 14.17 \times 10^5} = 0.0166$$

$$\mu_f = 0.017 < 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

La section est donc simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures fictives sont les suivantes :

$$A_{sc1} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad (3.184)$$

f_e : limite d'élasticité de l'acier, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

γ_s : coefficient de sécurité, en situation durable, il vaut $\gamma_s = 1.15$,

β est obtenu de l'annexe 5 pour $\mu_f = 0.015$

Ce qui donne :

$$\beta = 0.9915$$

Par suite :

$$A_{st1} = \frac{9558.982}{0.9915 \times 0.75 \times 348 \times 10^5} \times 10^4 = 3.645 \text{ cm}^2$$

$$A_{st1} = 3.645 \text{ cm}^2$$

➤ Deuxième étape (section réelle) :

Les armatures sont données alors comme suit:

$$A_{sc} = A_{sc1} = 0$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{f_e/\gamma_s} \quad (3.185)$$

Avec :

$$N_u = T_{5u} = 41506.654 \text{ kg}$$

$$A_{st1} = 3.645 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne :

$$A_{st} = 3.645 + \frac{41506.654}{348 \times 10^5} \times 10^4 = 15.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15.57 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section de la ceinture inférieure est de 0.5 % de B, soit donc : $A_{RPA} = 28 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$A_s = \max (A_{sc}, A_{st}, A_{RPA}) \quad (3.186)$$

$$A_s = \max (0 \text{ cm}^2, 15.57 \text{ cm}^2, 28 \text{ cm}^2) = 28 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un 4T20 et 8T16, avec $A_s = 28.64 \text{ cm}^2$.

✓ Au niveau de la travée

L'excentricité à l'état limite ultime est donnée par la formule(3.187) suivante :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad (3.187)$$

Avec :

M_u : moment fléchissant à l'état limite ultime.

N_u : effort de traction de la ceinture inférieure à l'état limite ultime (T_{5u}).

$$M_u = 12754.094 \text{ kg.m}$$

$$N_u = T_{5u} = 41506.654 \text{ kg.}$$

Ce qui donne :

$$e_u = \frac{12754.094}{41506.654} \times 10^2 = 30.727 \text{ cm}$$

$$e_u = 30.727 \text{ cm}$$

Avec un enrobage c' qui est égale à 4 cm et une hauteur de la section a''' qui est de 80 cm, ($c' = 4 \text{ cm}$ et $a''' = 0,80 \text{ m}$).

Nous obtenons :

$$0.5a''' - c' = 0.5 \times 80 - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$e_u = 30.727 \text{ cm} < 0.5a''' - c' = 36 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort de traction se trouve entre les armatures, donc il s'agit d'une section entièrement tendue (Pivot A).

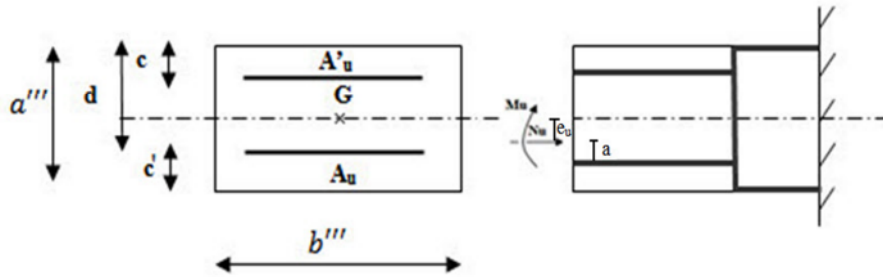


Figure 3.23 : Schéma représentatif du point d'application de l'effort de traction.

- La section d'acier se calcule comme suit :

- Section d'acier supérieure A_u' est :

$$A_u' = \frac{N_u}{\sigma_{10}} \times \frac{a}{d - c'} \quad (3.188)$$

Avec :

c' : enrobage.

N_u : effort de traction de la ceinture inférieure à l'état limite ultime (T_{5u}).

a : distance entre le point d'application de l'effort normal et l'armature de section A, qui est égale à :

$$a = 0.5a''' - e_u - c' \quad (3.189)$$

$$a = 0.5 \times 80 - 30.727 - 4 = 5.273 \text{ cm}$$

$$a = 5.273 \text{ cm}$$

σ_{10} : contrainte d'acier pour un allongement relatif de 10‰ qui est égale à :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (3.190)$$

$$\sigma_{10} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$d = 76 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$A_u' = \frac{41506.654}{348 \times 10^5} \times \frac{5.273}{76-4} \times 10^4 = 0.873 \text{ cm}^2$$

$$A_u' = 0.873 \text{ cm}^2$$

➤ Section d'acier inférieure A_u est :

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_u' \quad (3.191)$$

$$A_u = \frac{41506.654}{348 \times 10^5} \times 10^4 - 0.873 = 11.054 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 11.054 \text{ cm}^2$$

d'où :

$$A_s = \max (A_u, A_u', A_{RPA}) \quad (3.192)$$

$$A_s = \max (11.054 \text{ cm}^2, 0.873 \text{ cm}^2, 28 \text{ cm}^2) = 28 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un 4T20 et 8T16 avec $A_s = 28.64 \text{ cm}^2$.

3.9.7. Calcul des armatures transversales

La section des armatures de répartitions est comprise entre 1/3 et 1/4 de la section des armatures longitudinales.

Ce qui donne l'équation(3.194) suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (3.193)$$

Avec :

ϕ_t : diamètre des armatures transversales,

ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales maximal.

$$\phi_t \geq \frac{16}{3}$$

$$\phi_t \geq 5.33 \text{ mm}$$

Pour une fissuration très préjudiciable : $\phi_t \geq 8 \text{ mm}$

Nous choisissons :

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons 7T8 espacées de 15 cm.

Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons calculé et ferrailé les différents éléments de la structure, tout en respectant les règles du R.P.A ainsi que le BAEL. Le choix s'est porté sur des sections pouvant résister aux cas les plus défavorables.

Introduction

Notre ouvrage hydraulique de stockage est un réservoir circulaire surélevé (château d'eau) en béton armé, implanté dans la willaya de « GHARDAIA » caractérisée par un terrain plat. L'ouvrage repose sur un sol infiniment rigide.

Conformément au règlement neige et vent RNV99, le château d'eau est classé en zone de vent II est classé de catégorie II. A cet effet les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant ce règlement.

4.1. Les données relatives au site (RNV, 1999)

- l'ouvrage est situé en zone de vent II

$$q_{\text{réf}} = 470 \text{ N/m}^2 \quad (\text{annexe 6})$$

$$V_{\text{réf}} = 28 \text{ m/s} \quad (\text{annexe 7})$$

- l'ouvrage est situé en catégories de terrain II qui est données dans le tableau 2.4 en annexe 8, ainsi que les valeurs des paramètres suivantes :

$$k_T = 0.19$$

$$z_o = 0.05 \text{ m}$$

$$z_{\text{min}} = 4 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.26$$

- le site est plat

$$C_{t(Z)} = 1.15 \quad (\text{annexe 9})$$

Où :

$C_{t(Z)}$: est un coefficient de topographie qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles ; tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

K_T : est le facteur de terrain,

z_o : (en m), est le paramètre de rugosité,

z_{min} : (en m), est la hauteur minimale,

ε : est le coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d

$q_{\text{réf}}$: (en N/m^2) est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans).

4.2. Calcul de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (4.1) suivant :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \quad (4.1)$$

Avec :

$C_e(z_j)$: coefficient d'exposition au vent.

4.2.1. Calcul du coefficient dynamique

Pour les cheminées en béton armé, la valeur de C_d est donnée par (RNV, 1999) donné en annexe 10 en fonction de b et H .

Avec :

$b = 9.20$ m (diamètre extérieur de support pilotis)

$H = 31.06$ m (la hauteur totale de l'ouvrage)

Ce qui donne :

$$C_d = 0.95$$

4.2.2. Calcul du coefficient d'exposition (RNV, 99)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(Z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Les constructions peu sensibles aux excitations dynamiques sont celles pour lesquelles le coefficient dynamique C_d est inférieur à 1,2 ; ce qui est notre cas ($C_d = 0.95 < 1.20$).

$C_e(Z)$ est alors donné par la relation (4.2) suivante.

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2} \right] \quad (4.2)$$

Où :

C_r : coefficient de rugosité,

C_t : coefficient de topographie,

z (en m) : hauteur considérée.

4.2.3. Calcul du Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) suivante:

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{min} < z < 200 \text{ m} \quad (4.3)$$

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée ci-dessous :

Les constructions sans planchers intermédiaires (halls industriels, cheminées, etc.) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i ; n est donné par la formule (4.4) suivante :

$$n = E \left[\frac{h}{3} \right] \quad (4.4)$$

$n = 10$ tranches

Soit

$$h_i = \left[\frac{h}{n} \right] \quad (4.5)$$

$h_i = 3 \text{ m}$

Où :

h : (en m) désigne la hauteur totale de la construction = 31.06m,

E : désigne la partie entière.

Nous calculons donc la pression dynamique à mi-hauteur de chaque tranche.

Les résultats du Coefficient de rugosité $C_r(Z)$, du coefficient d'exposition $C_e(Z)$ et celle de la pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ sont donnés dans le tableau (4.1) ci-après :

Tableau 4.1 : Récapitulatif des résultats la pression dynamique

Z_j [m]	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z_j)$	$q_{dyn}(Z_j)$ [N/m ²]
1.5	0.646	1.276	599.72
4.5	0.854	1.865	876.55
7.5	0.952	2.172	1020.84
10.5	1.015	2.380	1118.6
13.5	1.063	2.543	1195.21
16.5	1.101	2.676	1257.72
19.5	1.113	2.790	1311.3
22.5	1.160	2.888	1357.36
25.5	1.184	2.976	1398.72
28.5	1.205	3.054	1435.38

4.3. Calcul de la pression due au vent

Pour les constructions de catégorie II, la pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (4.6).

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad [\text{N/m}^2] \quad (4.6)$$

Où :

- C_d : est le coefficient dynamique de la construction;
- $W(Z_j)$: (en N/m^2) est la pression exercée sur l'élément de surface j donnée par la formule (4.7) :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times C_{fj} \quad [\text{N/m}^2] \quad (4.7)$$

Où :

- C_{fj} : est le coefficient de force correspondant à la section transversale de la construction au niveau de l'élément de surface j considéré.

Ce qui donne l'équation (4.8) suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_{fj} \quad [\text{N/m}^2] \quad (4.8)$$

4.3.1. Détermination des coefficients de force

Le coefficient de force C_f des constructions soumises à un vent perpendiculaire à l'une de leurs faces est donné par la formule (4.9) suivante :

$$C_f = C_{f,0} \times \Psi_\lambda \times \Psi_r \quad (4.9)$$

Où :

- $C_{f,0}$: coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini,
- Ψ_λ : est le facteur d'élancement,
- Ψ_r : est un facteur de correction du coefficient de force est égal à 1 pour l'ensemble des constructions, exceptées pour les constructions à base rectangulaire à angles arrondis et pour les échafaudages.

4.3.1.1. Facteur d'élancement

Le facteur d'élancement Ψ_λ est donné par la figure 4.1 (RNV, 1999) annexe 11, en fonction de l'élancement effectif λ_e et pour différents coefficients d'opacité φ .

Nous considérons : $\varphi = 1$ pour les constructions fermées.

4.3.1.2. Elancement effectif

Les formules donnant l'élancement effectif λ_e sont présentées dans le tableau 4.1 (RNV, 1999) annexe 12.

Ce qui est dans notre cas, est donné par la formule (4.10) suivante :

$$\lambda_e = \min \left[70, \frac{L}{l} \right] \quad (4.10)$$

Pour une base circulaire, on prendra pour l le diamètre extérieur du cylindre = 9.20 m et L la hauteur du support = 20.9 m.

Ce qui donne :

$$\lambda_e = 2.271.$$

On tire de la figure 4.1 (RNV, 1999) la valeur de $\Psi_\lambda = 0.63$.

4.3.1.3. Le coefficient de force

Le coefficient de force $C_{f,0}$ est donné par RNV, 1999 dans la figure 4.6 (annexe 13), en fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative k/b .

Nous considérons une rugosité équivalente $k = 0,2$ pour le béton lisse donnée (RNV, 1999) en annexe 14.

Ce qui donne :

$$k/b = 1.587 \times 10^{-2}$$

Nombre de Reynolds

La forme de l'écoulement de l'air autour d'un corps solide résulte de l'équilibre qui s'établit entre les forces d'inertie de l'air en mouvement et les forces de viscosité qui permettent le glissement des couches d'air les unes par rapport aux autres. Le nombre de Reynolds exprime le rapport entre ces forces. Le nombre de Reynolds Re est donné par la relation (4.11) suivante :

$$Re = \frac{V_m(zj) \times b}{\nu} \quad (4.11)$$

Où :

- V_m : (en m/s) est la vitesse moyenne,
- Z : (en m) est la hauteur de calcul considérée,
- b : (en m) est la dimension perpendiculaire au vent. Dans le cas d'une structure circulaire, b désigne le diamètre,

- ν : (en m^2/s) est la viscosité cinématique de l'air ; dans le cadre de ce DTR, Nous considérons $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Vitesse moyenne

La vitesse moyenne du vent est la vitesse moyenne sur dix minutes pour des conditions non conventionnelles. La vitesse moyenne du vent $V_m(z_j)$ est donnée par la relation (4.12) suivante :

$$V_m(z_j) = C_r(z_j) \times C_t(z_j) \times V_{réf} \quad (4.12)$$

Où :

- $C_t(z_j)$ est le coefficient de topographie, égale à 1,
- $V_{réf}$ (en m/s) est la vitesse de référence, égale à 28 m/s .

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau 4.2 ci-après :

Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats du calcul de la pression du au vent

Z_j [m]	$C_r(Z_j)$	$q_{dyn}(Z_j)$ [N/m^2]	$V_m(z_j)$ [m/s]	R_e	$C_{f,0}$	$C_{f,j}$	q_j [N/m^2]
1.5	0.646	599.72	18.088	1.519×10^7	1.20	0.756	430.718
4.5	0.854	876.55	23.912	2.008×10^7	1.20	0.756	629.538
7.5	0.952	1020.84	26.656	2.239×10^7	1.20	0.756	733.167
10.5	1.015	1118.6	28.42	2.387×10^7	1.20	0.756	803.378
13.5	1.063	1195.21	29.764	2.500×10^7	1.20	0.756	858.399
16.5	1.101	1257.72	30.828	2.589×10^7	1.20	0.756	93.294
19.5	1.113	1311.3	31.164	2.617×10^7	1.20	0.756	941.775
22.5	1.160	1357.36	32.480	2.728×10^7	1.20	0.756	974.855
25.5	1.184	1398.72	33.152	2.784×10^7	1.20	0.756	1004.560
28.5	1.205	1435.38	33.740	2834×10^7	1.20	0.756	1030.889

4.4. Calcul de la force de frottement

Pour déterminer la force de frottement, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte d'états de surface différents.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la relation (4.13) suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad [\text{N}] \quad (4.13)$$

Où :

j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent ;

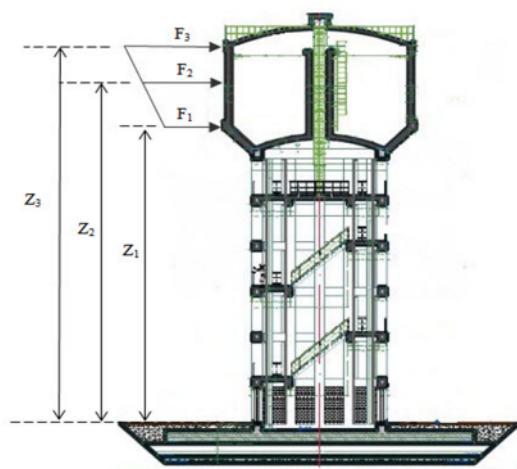


Figure 4.1: Schéma représentatif des forces de frottement.

Avec :

$C_{fr,j} = 0.01$ pour l'état de surface lisse (béton lisse, annexe 15).

L'aire de frottement $S_{fr,j}$:

$$S_{fr,j}(z = 22.5) = 0.55 \times 13.10 = 7.205 \text{ m}^2$$

$$S_{fr,j}(z = 25.5) = 5 \times 12.60 = 63 \text{ m}^2$$

$$S_{fr,j}(z = 28.5) = 0.40 \times 12.80 = 5.12 \text{ m}^2$$

Les résultats de la force du frottement sont illustrés dans le tableau 4.3 ci-après :

Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats des forces de frottements

Z_j [m]	$q_{dyn}(Z_j)$ [N/m ²]	F_{fr} [N]
1.5	599.72	-
4.5	876.55	-
7.5	1020.84	-
10.5	1118.6	-
13.5	1195.21	-
16.5	1257.72	-
19.5	1311.3	-
22.5	1357.36	97.797
25.5	1398.72	881.193
28.5	1435.38	73.491
		1052.481

4.5. Calcul du moment renversant

Pour le moment renversant, nous considérons, le moment de renversement M_r , due à la force résultante du vent qui est donnée par la relation (4.14) suivante :

$$M_r = \sum F_{fr,j} \times Y_j \quad [\text{N.m}] \quad (4.14)$$

Avec Y_j : est le bras de levier

Ce qui donne :

$$M_r(22.5) = 97.797 \times (22.5 + 1.5) = 2347.128 \text{ N.m}$$

$$M_r(25.5) = 881.193 \times (25.5 + 1.5) = 23792.211 \text{ N.m}$$

$$M_r(28.5) = 73.491 \times (28.5 + 1.5) = 2204.73 \text{ N.m}$$

Finalement on obtient :

$$M_r = 28344.069 \text{ N.m}$$

4.6. Calcul du moment stabilisant

Le moment stabilisant M_s est donnée par la relation (4.15) suivante :

$$M_s = N \times \frac{D_r}{2} \quad [\text{N.m}] \quad (4.15)$$

Pour le moment stabilisant, nous considérerons la masse du réservoir à vide (cas défavorable) par rapport au rayon extérieur du radier du réservoir.

Avec :

$$N = 2375.645 \text{ t (Poids de réservoir vide),}$$

$$N = 2375.645 \times 10^3 \times 9.81 = 23305.077 \times 10^3 \text{ N}$$

$$D_r = 21 \text{ m (diamètre du radier)}$$

$$M_s = 23305.077 \times 10^3 \times \frac{21}{2} = 244703308.5 \text{ N.m}$$

$$M_s = 244703308.5 \text{ N.m}$$

4.7. Vérification de la stabilité au renversement

Nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment renversant}} \geq 2 \quad (4.16)$$

$$\frac{244703308.5}{28344.069} = 8633.316 \geq 2$$

La stabilité au renversement du réservoir face au vent est alors assurée.

4.8. Vérification au glissement

Nous devons vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{N}{F_{fr}} \geq 2.5 \quad (4.17)$$

Avec :

$N = 2375.645 \text{ t}$ (Poids de réservoir vide),

$$N = 2375.645 \times 10^3 \times 9.81 = 23305.077 \times 10^3 \text{ N}$$

$$F_{fr} = 17331.707 \text{ N}$$

$$\frac{N}{F_{fr}} = \frac{23305.077 \times 10^3}{1052.481} = 22142.990 \geq 2.5$$

La stabilité au glissement face au vent est alors assurée.

Conclusion

Ce chapitre a fait l'objet de la détermination des sollicitations dans le château d'eau engendrées par l'effet du vent.

La stabilité de l'ouvrage au glissement et au renversement sous l'effet des différentes sollicitations et sous l'hypothèse la plus défavorable (réservoir vide) est vérifiée.

Introduction

Dans ce cinquième chapitre, nous procédons au calcul des éléments du support à savoir, les poteaux et l'escalier. Le calcul se fera conformément aux règles en vigueur (**BAEL, 1991**), (**DTR B.C.2.2**), (**RPA, 2003**), (**RNV, 1999**) et le (**Fascicule CCTG 74**).

5.1. Calcul des poteaux

Les poteaux sont soumis à la charge verticale due au poids du réservoir rempli d'eau. La charge totale à la base de chaque poteau est donnée par la formule suivante :

$$P' = \frac{V_s + P_p}{12} \quad (5.1)$$

Avec :

V_s : charge totale sur la ceinture inférieure,

P_p : poids propre des poteaux et traverses (des entretoises).

Tel que :

$V_{5s} = 1109629.688 \text{ kg}$

$V_{5u} = 1579454.459 \text{ kg}$

$P_{\text{poteaux}} = 41895 \text{ kg}$

Poids des entretoises = 17253 kg

La charge totale à la base de chaque poteau P' est donnée dans le tableau 5.1 et 5.2 ci-après :

Tableau 5.1 : Résultats de calcul de la charge totale à la base de chaque poteau P' à l'état limite de service

Etat limite de service				
Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Poids P_p [kg]	Poids P' [kg]
Cote supérieure de la tour	469.55	20.10	-	92469.140
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	59148	97398.140
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	64216	102749.4733
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	61561	107879.5567
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	61561	113009.64
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	61561	118139.7233
Cote inférieure de la tour	449.45	-	61561	123269.8067

Tableau 5.2 : Résultats de calcul de la charge totale à la base de chaque poteau P' à l'état limite ultime

Etat limite ultime				
Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Poids P_p [kg]	Poids P' [kg]
Cote supérieure de la tour	469.55	20.10	-	131621.204
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	79849.8	138275.354
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	86691.6	145499.654
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	83107.35	152425.267
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	83107.35	159350.879
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	83107.35	166276.492
Cote inférieure de la tour	449.45	-	83107.35	173202.104

Les poteaux sont soumis en outre à la pression du vent. Cette pression sera déterminée pour chaque poteau du support.

Si l'on note F_{fr} la résultante des pressions horizontales dues au vent, et y sa distance par rapport à la base des poteaux, on aura un moment de flexion M dans ce niveau de l'ordre de $(F_{fr} \times y)$ qui donnera des sollicitations supplémentaires dans les poteaux. Ces charges seront ascendantes (Traction) du côté du vent et descendantes (Compression) du côté opposé au vent.

La charge supplémentaire maximum due à la pression du vent qu'il y a lieu d'ajouter à la charge P' déterminée ci-dessus, est donnée par (Belazougui, 1988), pour 12 poteaux comme suit :

$$P'' = \frac{M}{6r'_{ext}} = \frac{\sum F_{fr} \times y}{6r'_{ext}} \quad (5.2)$$

Avec :

r'_{ext} : étant le rayon du cercle fictif passant par les centres de gravité des poteaux équidistants ($r'_{ext} = 4.6$ m),

y : la distance par rapport à la base de chaque poteau,

M : moment de flexion,

Tel que :

$$M = F_1 \times Y_1 + F_2 \times Y_2 + F_3 \times Y_3 \quad (5.3)$$

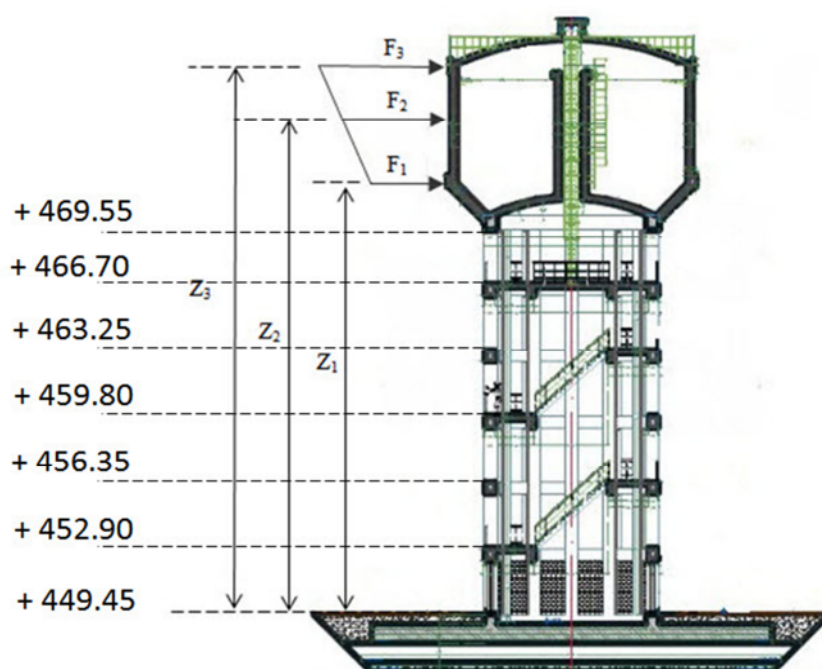


Figure 5.1: Schéma représentatif des forces de frottement.

Les résultats des moments de flexion et leurs distances par rapport à une section donnée des poteaux sont résumés dans le tableau 5.3 ci-après :

Tableau 5.3 : Résultats de calcul du moment de flexion

Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Y [m]	F_{fr} [N.m]	M [kg.m]
Cote supérieure de la tour	469.55	20.10	2.4	97.797	5610.479
			5.4	881.193	
			8.4	73.491	
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	5.25	97.797	8610.050
			8.25	881.193	
			11.25	73.491	
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	8.7	97.797	12241.109
			11.7	881.193	
			14.7	73.491	
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	12.15	97.797	15872.169
			15.15	881.193	
			18.15	73.491	
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	15.6	97.797	19503.228
			18.6	881.193	
			21.6	73.491	
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	19.05	97.797	23134.288
			22.05	881.193	
			25.05	73.491	
Cote inférieure de la tour	449.45	-	22.5	97.797	26765.347
			25.5	881.193	
			28.5	73.491	

La charge totale du vent P'' est donnée dans le tableau 5.4 ci-après :

Tableau 5.4 : Résultats de calcul du la charge totale du vent P''

Etat limite de service			
Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Poids P'' [kg]
Cote supérieure de la tour	469.55	20.10	20.721
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	31.800
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	45.210
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	58.621
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	72.032
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	85.443
Cote inférieure de la tour	449.45	-	98.854
Etat limite ultime			
Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Poids P'' [kg]
Cote supérieure de la tour	469.55	20.10	24.865
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	38.16
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	54.252
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	70.345
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	86.438
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	102.531
Cote inférieure de la tour	449.45	-	118.624

Le vent pouvant souffler dans toutes les directions, les poteaux seront calculés sous la charge totale R .

$$R = P' \pm P'' \quad (5.4)$$

Les charges descendantes (Compression) seront ajoutées à la charge totale P' sur poteaux.

Les charges ascendantes (Traction) seront retranchées à la charge totale P' sur les poteaux.

Nous donnons dans le tableau 5.5 et 5.6 l'effort normal (de compression) dans le poteau le plus comprimé ainsi que dans le poteau le moins.

Tableau 5.5 : Résultats de calcul de l'effort normal à l'état limite de service

Etat limite de service				
Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Poteau max Comprimé	Poteau min Comprimé
Cote supérieure de la tour	469.55	20.70	92489.861	92448.419
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	97429.94	97366.34
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	102794.68	102704.26
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	107938.18	107820.94
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	113081.67	112937.61
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	118225.17	118054.28
Cote inférieure de la tour	449.45	-	123368.66	123170.95

Tableau 5.6 : Résultats de calcul de l'effort normal à l'état limite ultime

Etat limite ultime				
Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Poteau max Comprimé	Poteau min Comprimé
Cote supérieure de la tour	469.55	20.70	131646.07	131596.34
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	138313.51	138237.19
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	145553.91	145445.4
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	152495.61	152354.92
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	159437.32	159264.44
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	166379.02	166173.96
Cote inférieure de la tour	449.45	-	173320.73	173083.48

5.1.1. Calcul de la longueur de flambement

La longueur de flambement L_f dépend de la longueur de l'élément L_o et la nature des liaisons à ces extrémités. Le poteau étant considéré comme un poteau encastré dans la fondation, non avons :

$$L_f = 0.7 L_o \quad (5.5)$$

Avec :

L_o : la longueur du poteau, $L_o = 2.85$ m.

L_f : la longueur de flambement.

Ce qui donne :

$$L_f = 1.995 \text{ m}$$

5.1.2. Calcul de l'élancement

Par définition, l'élancement est la susceptibilité de l'élément poteau au flambement. Il est égal au rapport de la longueur de flambement L_f au rayon de giration minimal i de la section droite du béton seul :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (5.6)$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad (5.7)$$

λ : élancement d'un élément.

i : rayon de giration.

I_{\min} : moment d'inertie de la section du béton par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement. Il est donné par la relation (5.8).

$$I_{min} = \frac{L_1 \times L_2^3}{12} \quad (5.8)$$

L_1 : la largeur d'un poteau, $L_1 = 0.7 \text{ m}$.

L_2 : la longueur d'un poteau, $L_2 = 0.7 \text{ m}$.

Ce qui donne :

$$I_{min} = 0.020 \text{ m}^4$$

B : la section du béton donné par la relation (5.9)

$$B = L_1 \times L_2 \quad (5.9)$$

Ce qui donne :

$$B = 0.49 \text{ m}^2$$

Nous déduisons :

$$i = 0.202 \text{ m}$$

Par suite :

$$\lambda = 9.876$$

$\lambda < 50$, donc le calcul au flambement est inutile. La théorie de la compression centrée est applicable.

5.1.3. Calcul des armatures longitudinales

L'effort normal dû à la compression centrée est repris par les armatures longitudinales.

D'où :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (5.10)$$

Avec :

α : Coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle.

$$\lambda < 50 \text{ alors ; } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad (5.11)$$

$$\alpha = 0.836$$

B_r : la section réduite du béton, obtenue en retranchant 2 cm sur toute la périphérie du poteau et donnée par la relation (5.12).

$$B_r = (L_1 - 0.02)(L_2 - 0.02) \quad (5.12)$$

$$B_r = 0.4624 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] \quad (5.13)$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $B_r = 4624 \text{ cm}^2$, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1, 5$, $\gamma_s = 1, 15$ et $\alpha = 0,836$.

Ce qui donne :

A la cote 469.55 m :

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{131.64607 \times 10^{-2}}{0.836} \right) - \left(\frac{4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -246.180 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

A la cote 466.70m :

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{138.31351 \times 10^{-2}}{0.836} \right) - \left(\frac{4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -246.180 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

A la cote 463.25 m :

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{145.55391 \times 10^{-2}}{0.836} \right) - \left(\frac{4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -246.181 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

A la cote 459.80 m :

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{152.49561 \times 10^{-2}}{0.836} \right) - \left(\frac{4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -246.179 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

A la cote 456.35 m :

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{159.437321 \times 10^{-2}}{0.836} \right) - \left(\frac{4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -246.179 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

A la cote 452.90 m :

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{166.37902 \times 10^{-2}}{0.836} \right) - \left(\frac{4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -246.179 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

A la cote 449.45 m :

$$A_s = \frac{1.15}{400} \left[\left(\frac{173.32073 \times 10^{-2}}{0.836} \right) - \left(\frac{4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \right] = -246.179 \text{ cm}^2$$

$$A_s < 0$$

Le BAEL prévoit une section minimale donnée par la relation (3.14).

$$A_{\min} = \max \left[4U; \frac{2B}{1000} \right] \quad (5.14)$$

Avec :

U : Périmètre moyen du poteau en (m)

$$U = 2(L_1 + L_2) \quad (5.15)$$

D'où :

$$U = 2.8 \text{ m}$$

$B = 4900 \text{ cm}^2$ de la relation (5.9).

Nous déduisons :

$$4U = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2B}{1000} = 9.8 \text{ cm}^2$$

Par suite :

$$A_{\min} = \max (11.2 \text{ cm}^2 ; 9.8 \text{ cm}^2) = 11.2 \text{ cm}^2.$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section d'un poteau est de 0.7 % de la section du poteau, soit donc : $A_{\text{RPA}} = 34.3 \text{ cm}^2$.

Nous déduisons :

$$A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) \quad (5.16)$$

$$A_s = \max (0 \text{ cm}^2, 11.2 \text{ cm}^2, 34.3 \text{ cm}^2) = 34.3 \text{ cm}^2.$$

- Distance maximale entre les armatures longitudinales

$$S_t [\text{cm}] \leq \min \left\{ \begin{array}{l} a + 10 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (5.17)$$

$$S_t [\text{cm}] \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 80 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Nous adoptons pour ferrailage 4T20 et 12T16 avec $A_s = 36.68 \text{ cm}^2$ espacées de 15 cm.

La section d'armature adopté pour chaque niveau de poteaux est résumé dans le tableau suit :

Tableau 5.7 : La section d'armature adopté pour chaque niveau de poteaux

Désignation des cotes	Cotes [m]	Hauteur [m]	Ferrailage adopté	$A_s [\text{cm}^2]$
Cote supérieure de la tour	469.55	20.70	4T20 et 12T16	36.68
Cote sup de l'entretoise	466.70	17.25	4T20 et 12T16	36.68
Cote sup de l'entretoise	463.25	13.80	4T20 et 12T16	36.68
Cote sup de l'entretoise	459.80	10.35	4T20 et 12T16	36.68
Cote sup de l'entretoise	456.35	6.90	4T20 et 12T16	36.68
Cote sup de l'entretoise	452.90	3.45	4T20 et 12T16	36.68
Cote inférieure de la tour	449.45	-	4T20 et 12T16	36.68

5.1.4. Calcul des armatures transversales

$$\phi_t [\text{mm}] \geq \frac{1}{3} \phi_l [\text{mm}] \quad (5.18)$$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

$$\phi_t \geq 6.66 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$\phi_t = 12 \text{ mm}$$

Nous adoptons des barres de T12

- Espacement maximal entre deux armatures transversales

$$S_t [\text{cm}] \leq \min \begin{cases} 15 \phi_l [\text{cm}] \\ a + 10 [\text{cm}] \\ 40 [\text{cm}] \end{cases} \quad (5.19)$$

$$S_t [\text{cm}] \leq \min \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 80 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \frac{b}{S_t} = \frac{70}{15} = 4.66 = 5$$

Nous adoptons pour ferrailage 5T12 espacées de 15 cm.

5.1.5. Vérification de la contrainte

$$\sigma = \frac{N_s}{B} \quad (5.20)$$

Avec :

$$B = 0.49 \text{ m}^2 \text{ de la relation (5.9).}$$

$$N_s = 123368.66 \text{ kg}$$

Ce qui donne :

$$\sigma = \frac{123368.66}{0.49} \times 10^{-5} = 2.517 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 2.517 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bs} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

5.2. Calcul de l'escalier

Le calcul s'effectuera pour une bande d'un mètre d'emmarchement et une bande d'un mètre de projection horizontale de la volée et du palier, en considérant une poutre soumise à la flexion simple.

5.2.1. Combinaisons de charges et surcharges de la volée à l'état limite ultime

$$q_{1u} = q_{uv} \times 1m \quad (5.24)$$

Avec :

$$q_{uv} = 1.3632 \text{ t/m}^2.$$

Tel que :

q_{uv} : combinaisons de charges et surcharges de la volée à l'état limite ultime

Ce qui donne :

$$q_{1u} = 1.3632 \times 1m$$

$$q_{1u} = 1.3632 \text{ t/ml}.$$

5.2.2. Calcul des efforts internes de la volée

Le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée, doublement encastrée (bi-encastrée).

5.2.2.1. Le moment fléchissant de la volée

$$M_v = \frac{q_{1u}}{12} \times l^2 \quad (5.25)$$

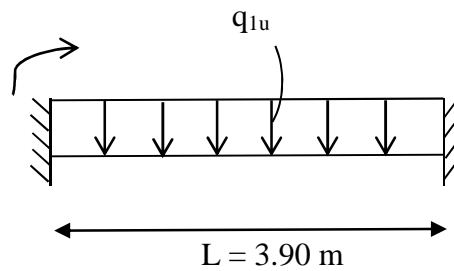
Avec :

$$q_{1u} = 1.3632 \text{ t/ml}$$

Ce qui donne :

$$M_v = \frac{1.3632}{12} \times 1^2 = 0.1136 \text{ t.m}$$

$$M_v = 0.1136 \text{ t.m}$$



5.2.2.2. L'effort tranchant de la volée

$$T_v = \frac{q_{1u}}{2} \times l \quad (5.26)$$

Avec :

$$q_{1u} = 1.3632 \text{ t/ml}$$

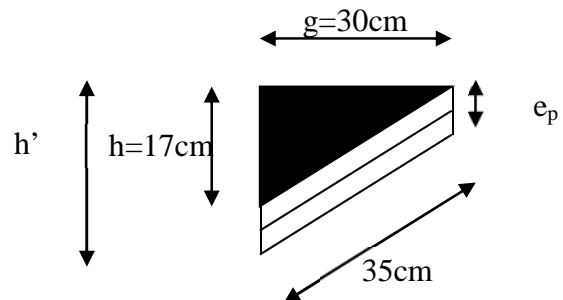
$$T_v = \frac{1.3632}{2} \times 1 = 0.6816 \text{ t}$$

$$T_v = 0.6816 \text{ t}$$

Nous avons :

$$\sqrt{g^2 + h^2} = 34.48 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

$$h' = h + e_p = 32 \text{ cm.}$$



5.2.3. Ferrailage de la volée

5.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales de la volée

Nous calculons comme pour une section rectangulaire de dimension :

$$b = g = 30 \text{ cm; } d = 22 \text{ cm; } c = 2 \text{ cm}$$

$$h = \frac{h' + e_p}{2} \quad (5.27)$$

Avec:

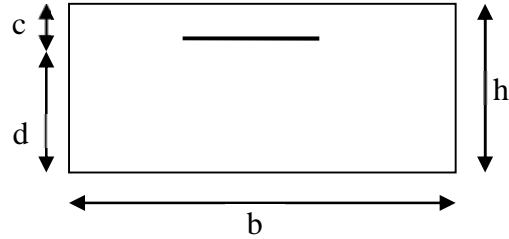
$$h' = 32 \text{ cm.}$$

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

Ce qui donne :

$$h = \frac{32+15}{2} = 23.5 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$h = 24 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{M}{bd^2\sigma_{bc}} \quad (5.28)$$

Avec :

$$M_v = 0.1136 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{0.1136 \times 10^3}{0.3 \times 0.22^2 \times 14.17 \times 10^5} = 0.0055$$

$$\mu = 0.0055 < \mu_1 = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

Donc c'est une section simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures sont les suivantes :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad (5.29)$$

Nous tirons β_b du tableau annexe 4 pour $\mu_b = 0.0055$

Ce qui donne :

$$\mu_b = 0.0055 \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.004 \rightarrow \beta_1 = 0.998 \\ \mu_2 = 0.006 \rightarrow \beta_2 = 0.997 \end{cases} \Rightarrow \beta_1 = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2} = 0.9975$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0.0055 \\ \beta_b = 0.9975 \end{cases}$$

Par suite :

$$A_{st} = \left[\frac{0.1136 \times 10^3}{0.9975 \times 0.22 \times 348 \times 10^5} \right] \times 10^4 = 0.148 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.15 \text{ cm}^2$$

5.2.3.2. Calcul des armatures minimales de la volée

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (5.30)$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.796 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{sc}, A_{st}, A_{min}) \quad (5.31)$$

$$A_s = \max(0 \text{ cm}^2, 0.15 \text{ cm}^2, 0.796 \text{ cm}^2) = 0.796 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons pour ferrailage 2T10 avec $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

5.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant de la volée

$$\tau_u = \frac{T_v}{bd} \quad (5.32)$$

$$T_v = 0.6816 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{0.6816 \times 10^3 \times 10^{-5}}{0.30 \times 0.22} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.20}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) ; (FPP, \alpha = 90^\circ)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.20}{1.5} \times 25, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

5.2.3.4. Calcul des armatures transversales

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l \quad (5.33)$$

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 10 = 3.33 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons un T8

- **Calcul de l'espacement de la volée**

✓ Condition de constriction correcte

$$St_{cc} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \quad (5.34)$$

$$St_{cc} \leq \min(19.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$St_{cc} = 19.8 \text{ cm}$$

✓ Condition de section et espacement min ($\alpha = 90^\circ$)

$$A_t = n \cdot \phi_t \quad (5.35)$$

$$n = 2 \text{ pour un cadre}$$

$$A_t = 2T8 = 1 \text{ cm}^2$$

$$St_{min} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b \sin \alpha} \quad (5.36)$$

$$St_{min} \leq \frac{1 \times 235}{0.4 \times 30 \sin 90}$$

$$St_{min} = 19.58 \text{ cm}$$

✓ Condition complémentaire

$$St_{com} \geq 7cm \quad (5.37)$$

D'où :

$$St = \min(c_{min}, c_c, c_{com}) \quad (5.38)$$

$$St = \min(19.58cm, 19.8cm, 7cm)$$

$$St = 7cm$$

5.2.4. Combinaisons de charges et surcharges du palier à l'état limite ultime

$$q_{2u} = q_{up} \times 1m \quad (5.39)$$

Avec :

$$q_{up} = 0.88125 \text{ t/m}^2$$

Tel que :

q_{up} : combinaisons de charges et surcharges du palier à l'ELU.

Ce qui donne :

$$q_{2u} = 0.88125 \times 1 = 0.88125 \text{ t/ml}$$

$$q_{2u} = 0.88125 \text{ t/ml}$$

5.2.5. Calcul des efforts internes du palier

5.2.5.1. Le moment fléchissant du palier

$$M_p = \frac{q_{2u}}{12} \times l^2 \quad (5.40)$$

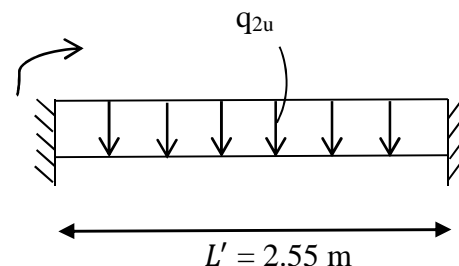
Avec :

$$q_{2u} = 0.88125 \text{ t/ml}$$

Ce qui donne :

$$M_p = \frac{0.88125}{12} \times 1^2 = 0.073 \text{ t.m}$$

$$M_p = 0.073 \text{ t.m}$$



5.2.5.2. L'effort tranchant du palier

Le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée, doublement encastrée (bi-encastrée).

$$T_p = \frac{q_{2u}}{2} \times l \quad (5.41)$$

Avec :

$$q_{2u} = 0.88125 \text{ t/ml}$$

Ce qui donne :

$$T_p = \frac{0.88125}{2} \times 1$$

$$T_p = 0.440 \text{ t}$$

5.2.6. Ferrailage du palier

5.2.6.1. Calcul des armatures longitudinales du palier

Nous calculons comme pour une section rectangulaire de dimension :

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_p}{bd^2\sigma_{bc}} \quad (5.42)$$

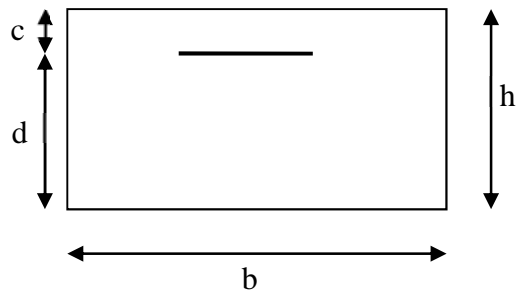
Avec :

$$M_p = 0.073 \text{ t.m}$$

Ce qui donne :

$$\mu = \frac{0.073 \times 10^3 \times 10^{-5}}{1 \times 0.13^2 \times 14.17} = 0.0030$$

$$\mu = 0.0030 < \mu_1 = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$



Donc c'est une section simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures sont les suivantes :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_p}{\beta d \sigma_{st}} \quad (5.43)$$

Nous tirons β_b du tableau annexe 4 pour $\mu_b = 0.0030$

Ce qui donne :

$$\mu_b = 0.0030 \Rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.002 \rightarrow \beta_1 = 0.999 \\ \mu_2 = 0.004 \rightarrow \beta_2 = 0.998 \end{cases} \Rightarrow \beta_b = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2} = 0.9985$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0.0030 \\ \beta_b = 0.9985 \end{cases}$$

Par suite :

$$A_{st} = \left[\frac{0.073 \times 10^3}{0.9985 \times 0.13 \times 348 \times 10^5} \right] \times 10^4 = 0.161 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.16 \text{ cm}^2$$

5.2.6.2. Calcul des armatures minimales du palier

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (5.44)$$

$$A_{min} = 0.23 \times 13 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{sc}, A_{st}, A_{min}) \quad (5.45)$$

$$A_s = \max(0 \text{ cm}^2, 0.16 \text{ cm}^2, 1.569 \text{ cm}^2) = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.569 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons pour ferrailage 2T12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$.

5.2.6.3. Vérification de l'effort tranchant du palier

$$\tau_u = \frac{T_p}{bd} \quad (5.46)$$

$$T_p = 0.440 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{0.440 \times 10^3 \times 10^{-5}}{0.13 \times 1} = 0.033 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.033 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires, d'où, nous optons pour ferrailage 7T10.

Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons évalué l'action du vent, et le moment induit sur notre support en pilotis. La contrainte engendrée par l'effet du vent est bien inférieure à la contrainte admissible.

Introduction

La principale fonction de la fondation est de transmettre au sol les charges et les surcharges dues à la superstructure, ainsi que d'assurer la stabilité de l'ouvrage lorsqu'il est sollicité par des efforts extérieurs, tel que poussée des terres. La fondation est un élément essentiel de l'ouvrage qui doit être suffisamment rigide.

6.1. Choix du type de fondation

Le choix de la fondation est effectué en fonction de :

- ✓ la forme géométrique de la structure,
- ✓ l'importance des charges transmises à la fondation,
- ✓ la nature et la capacité portante du sol,
- ✓ la simplicité et la rapidité de son exécution.

En général, on opte pour un radier présentant un axe de révolution, pour garder les mêmes axes d'inertie.

6.2. Dimensionnement du radier

Le radier doit être dimensionné de telle sorte qu'il soit suffisamment grand et rigide pour pouvoir bien transmettre les charges de la structure au sol, sans provoquer la rupture de ce dernier.

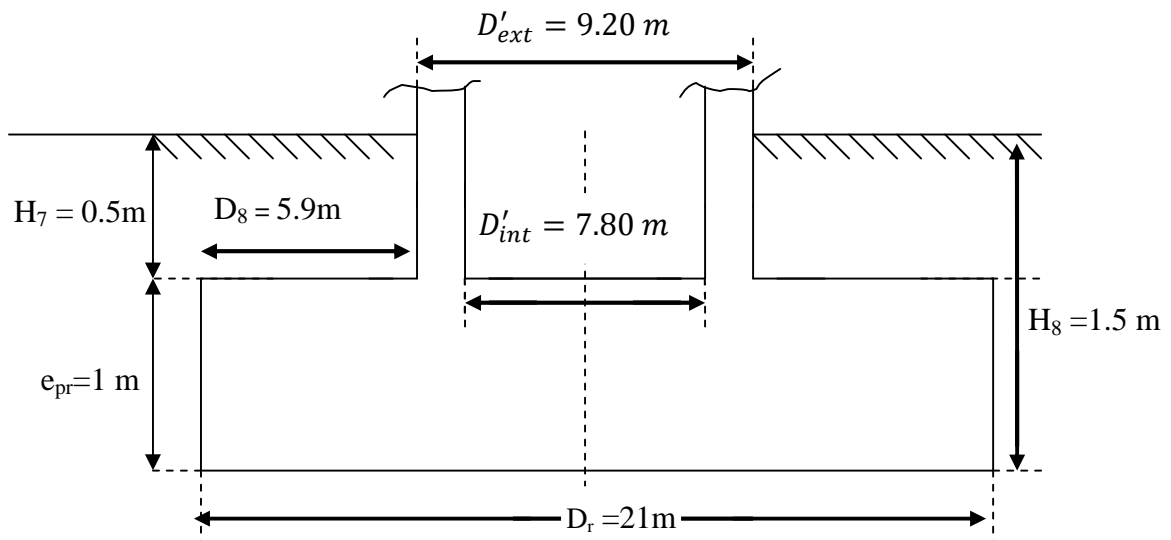


Figure 6.1 : Schéma représentatif des dimensions du radier.

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.

6.2.1. Calcul de l'épaisseur du radier circulaire

L'épaisseur du radier est déterminée à partir de la condition de non poinçonnement, donnée par le BAEL 91.

$$N_u \leq 0.045 \times e_{pr} \times U_c \times f_{c28} \quad (6.1)$$

Avec :

$$N_u = 1.35 G + 1.5(Q_e + Q') + 1.20N \quad (6.2)$$

Tel que :

N_u : poids de la structure à l'état limite ultime,

G: poids du réservoir à vide : $G_v = 391.087$ t.

Q_e : poids de l'eau : $Q_e = 741.671$ t.

Q' : poids des ouvriers : $Q' = S_{\text{Coupole}} \cdot q$

N = poids du sable : 0.025 t/m²

Avec :

q : charge des ouvriers 100 Kg/m²

La surface de la coupole : $S_c = 122.133$ m²

Ce qui donne :

$$Q' = 122.133 \times 100 = 12213.3 \text{ kg}$$

$$Q' = 12.2133 \text{ t}$$

$$N = 0.025 \times 122.133 = 3.053 \text{ t}$$

Par suite :

$$N_u = 1.35 \times 391.087 + 1.5 (741.671 + 12.2133) + 1.20 \times 3.053$$

$$N_u = 1662.4575 \text{ t}$$

$$N_u = 1662.4575 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$U_c = \pi D_{\text{moy}} \quad (6.3)$$

Avec :

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan moyen, on l'appelle aussi le contour diffusé,

D_{moy} : diamètre moyen,

Tel que :

$$D_{\text{moy}} = \frac{D_{\text{int}} + D_{\text{ext}}}{2} \quad (6.4)$$

Ce qui donne :

$$D_{moy} = \frac{7.80 + 9.20}{2} = 8.5 \text{ m}$$

Par suite :

$$U_c = 3.14 \times 8.5 = 26.69 \text{ m}$$

Finalement :

$$e_{pr} \geq \frac{N_u}{0.045 \times U_c \times f_{c28}} \quad (6.5)$$

$$e_{pr} \geq \frac{1662.4575 \times 10^3}{0.045 \times 26.69 \times 25 \times 10^5} = 0.553 \text{ m}$$

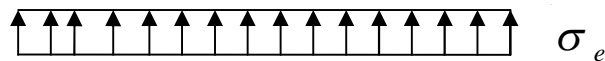
$$e_{pr} \geq 0.553 \text{ m}$$

Nous choisissons :

$$e_{pr} = 1 \text{ m}$$

6.2.2. Calcul du diamètre du radier

Le radier est sollicité à sa base par un effort normal de compression. Sous l'effet de cet effort, nous avons le diagramme des contraintes suivant :



- **La condition de résistance**

✓ A l'état limite ultime

$$\sigma_u = \frac{N_u}{S_r} \leq 2 \overline{\sigma_{sol}} \quad (6.6)$$

Avec :

N_u : poids de la structure à l'état limite ultime ($N_u = 1662.4575 \times 10^3 \text{ Kg}$).

$\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte du sol, $\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars}$ (LTPS-Etude géotechnique, 2012),

S_r : La section à la base du radier.

Tel que :

$$S_r = \frac{\pi D_r^2}{4} \quad (6.7)$$

Par suite :

$$D_{ru} \geq \sqrt{\frac{4N_u}{2\pi\overline{\sigma_{sol}}}} \quad (6.8)$$

Ce qui donne :

$$D_{ru} \geq \sqrt{\frac{4 \times 1662.4575 \times 10^{-1}}{2 \times 3.14 \times 2}} = 7.276m$$

✓ A l'état de limite de service

$$\sigma_s = \frac{N_s}{S_r} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad (6.9)$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bars \text{ (LTPS ,Etude géotechnique 2012)}$$

N_s : poids de la structure à l'état limite de service.

Tel que :

$$N_s = G + Q + 0.9 N \quad (6.10)$$

G: poids du réservoir à vide : $G = 391.087 \text{ t}$.

N = poids du sable : $N = 3.053 \text{ t}$

Q_e : poids de l'eau : $Q_e = 741.671 \text{ t}$

Q' : poids des ouvriers : $Q' = 12.2133 \text{ t}$

$$Q = Q_e + Q' \quad (6.11)$$

$$Q = 753.8843 \text{ t}$$

Par suite :

$$N_s = 391.087 + (753.8843) + 0.9 \times 3.053$$

$$N_s = 1147.719 \text{ t}$$

$$N_s = 1147.719 \times 10^3 \text{ Kg}$$

S_r : section à la base du radier

Tel que :

$$S_r = \frac{\pi D_r^2}{4} \quad (12)$$

Par suit:

$$D_{rs} \geq \sqrt{\frac{4 N_s}{\pi \overline{\sigma_{sol}}}} \quad (6.13)$$

Ce qui donne :

$$D_{rs} \geq \sqrt{\frac{4 \times 1147.719 \times 10^{-1}}{3.14 \times 2}} = 8.55 \text{ m}$$

Remarque :

$D'_{ext} = 9.20$ m (Diamètre extérieure des poteaux) est la valeur minimale que peut prendre le diamètre du radier.

- **Vérification de la condition de rigidité**

Le radier est dit rigide si :

$$d \leq 2 e_{pr} \quad (6.14)$$

avec :

$$d \geq \frac{D'_{ext} - D_{moy}}{2} \quad (6.15)$$

$$d \geq \frac{9.20 - 8.5}{2} = 0.35 \text{ m}$$

$$2 e_{pr} = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$$

$$d = 0.35 \text{ m} \leq 2 e_{pr} = 2 \text{ m}$$

Donc la rigidité du radier est vérifiée.

Remarque :

Le diamètre du radier devant être supérieur au $D'_{ext} = 9.20$ m (Diamètre extérieure des poteaux) d'une part, et d'autre part la valeur de 9.20 m prise d'après le pré dimensionnement vérifie la condition de rigidité.

- **Calcul du débord**

$$D_8 \geq \max \left[\frac{H_8}{2}; 30 \text{ cm} \right] \quad (6.16)$$

Avec :

$$H_8 = 150 \text{ cm}$$

$$D_8 \geq \max \left[\frac{150}{2}; 30 \text{ cm} \right] = 75 \text{ cm}$$

Afin de soulager les appuis et d'éviter à l'extrémité du poteau de subir un moment trop important, on opte pour un $D_8 = 5.9$ m.

Finalement le diamètre du radier est de :

$$D_r = D'_{ext} + 2D_8$$

$$D_r = 9.20 + 2 \times 5.9 = 21 \text{ m}$$

$$D_r = 21 \text{ m}$$

6.2.3. Vérification des contraintes sur le sol

Toutes les charges sont à prendre en considération et la vérification se fait en situation durable.

Soient :

G: poids du réservoir à vide : $G_v = 391.087 \text{ t}$

G_4 : poids des terres au-dessus du radier $H_7 = 0.5 \text{ m}$

$$G_4 = \frac{\pi}{4} (D_r^2 - D_{ext}^2) H_7 \times \gamma_{terre} \quad (6.17)$$

Avec :

$$\gamma_{terre} = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$G_4 = \frac{3.14}{4} (21^2 - 9.20^2) \times 0.5 \times 1.8 = 251.768 \text{ t}$$

G_5 : poids du radier y compris le poids du gros béton de propreté $e_{bp} = 1 \text{ m}$

$$G_5 = \gamma_b \times e_{pr} \times \frac{\pi}{4} D_r^2 + \gamma_b \times e_{bp} \times \frac{\pi}{4} D_r^2 \quad (6.18)$$

$$G_5 = 2.5 \times 1 \times \frac{3.14}{4} \times 21^2 + 2.5 \times 1 \times \frac{3.14}{4} \times 21^2$$

$$G_5 = 1730.925 \text{ t}$$

$Q_e = 741.671 \text{ t}$ (Poids de l'eau).

$Q' = 12.2133 \text{ t}$ (Charge d'exploitation).

$$N_{ser} = G + G_4 + G_5 + Q_e + Q' \quad (6.19)$$

$$N_{ser} = 3127.664 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 3127.664 \times 10^3 \text{ Kg}$$

- La contrainte sur le sol

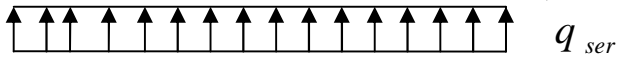
$$\sigma' = \frac{N_{ser}}{\pi D_r^2} \quad (6.20)$$

$$\sigma' = \frac{3127.664 \times 10^{-1}}{\pi 21^2} = 0.255 \text{ bars}$$

$$\sigma' = 0.255 \text{ bars}$$

Cette valeur est bien inférieure à 2 bars qui est la valeur admissible sur le sol de notre fondation.

- **La contrainte du sol**



$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_r} \quad (6.21)$$

$$N_{ser} = 3127.664 \times 10^3 \text{ Kg}$$

$$S_r = \frac{\pi}{4} D_r^2 = \frac{3.14}{4} \times 21^2 = 346.185 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{sol} = \frac{3127.664 \times 10^{-1}}{346.185} = 0.903 \text{ bars}$$

$$\sigma_{sol} = 0.903 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$$

Cette condition est bien vérifiée.

Remarque :

Les contraintes sous l'effet des différentes sollicitations sont vérifiées, ainsi que la stabilité de l'ouvrage au glissement et au renversement.

Par conséquent on opte pour un radier de dimensions :

- ✓ Diamètre du radier : $D_r = 21\text{m}$
- ✓ L'épaisseur du radier : $e_{pr} = 1\text{m}$

6.3. Calcul des moments et de la charge agissant sur le radier

Le radier est généralement calculé comme un plancher renversé uniformément chargé, dont les appuis sont constitués par les parois du support.

Le sol de la fondation lui transmet des charges uniformément réparties dirigées de bas en haut égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier ainsi que des terres qui le recouvrent.

La théorie des plaques circulaires minces nous donne les moments radiaux et tangentiels dans le radier par les formules traduites par (Timoshenko, 1990).

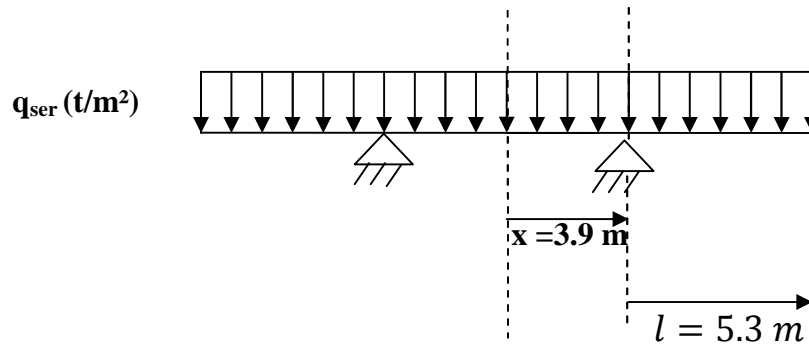


Figure 6.2 : Schéma statique du radier.

Etant donné que le radier travaille dans le domaine linéaire élastique, nous appliquerons la méthode de superposition pour les deux schémas mécaniques qui suivent.

- **Le premier schémamécanique**

Le premier schéma mécanique montre la plaque centrale entre nervures soumise à un chargement uniformément réparti q , le moment radial $M_r(x)$ et le moment tangentiel $M_t(x)$ sont régis par les relations suivantes :

$$M_r(x) = \frac{q}{16}(r^2 - x^2)(3 + \nu) \quad (6.22)$$

$$M_t(x) = \frac{q}{16}(r^2(3 + \nu) - x^2(1 + 3\nu)) \quad (6.23)$$

ν : désigne le coefficient de poisson,

x : désigne l'abscisse comptée à partir du centre du radier,

r : désigne le rayon de la plaque centrale entre nervures égale à 3.9m,

M_r : moment fléchissant radial (par mètre de pourtour),

M_t : moment fléchissant tangentiel (par mètre de pourtour).

- **Le second schéma mécanique**

Le second schéma mécanique montre l'effet du chargement périphérique en porte à faux sur la plaque centrale. Tout revient à ramener le moment d'encastrement de la plaque en porte à faux au niveau des nervures. Comme s'il régnait un moment M_o qui vaut :

$$M_o = \frac{-q}{2} \times l^2 \quad (6.24)$$

avec :

q : est la charge uniformément répartie,

l : est la Longueur du radier périphérique en porte à faux.

- **Calcul de la charge uniformément répartie sur le radier**

$$q = \frac{\text{Poids du réservoir plein à la base du support}}{\text{Surface du radier}} \quad (6.25)$$

Tableau 6.1 : Résultats de calcul de la charge uniformément répartie sur le radier

Élément	Poids		Unité
	ELS	ELU	
Poids du réservoir plein à la base du support	1147.719	1662.4575	t
Surface du radier	346.185	346.185	m ²
La charge uniformément répartie	3.315	4.802	t/m²

Les résultats des moments et de la charge sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau 6.2 : Résultats du calcul des moments et de la charge du radier

Coefficient de poisson ν					ELS	ELU	Unité
					0.20	0.00	-
Charge uniformément répartie sur le radier q					3.315	4.802	t/m ²
Position [m]	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	-
	$M_{rs}(x)$	$M_{ru}(x)$	$M_{ts}(x)$	$M_{tu}(x)$	$M_{os}(x)$	$M_{ou}(x)$	
$x = 0$	10.084	13.694	10.084	13.694	-	-	t.m
$x = 3.9$	0	0	5.042	9.129	-	-	
$l = 5.9$	-	-	-	-	57.697	83.578	

- **La combinaison des deux schémas mécanique**

La combinaison des deux schémas mécanique nous donne les résultats illustrés dans le tableau 6.3 ci-après :

Tableau 6.3 : Résultats du la combinaison des deux schémas mécanique

x [m]	Moment radial [t.m]		Moment tangentiel [t.m]	
	ELS	ELU	ELS	ELU
0	- 47.613	- 69.884	- 47.613	-69.884
3.9	- 57.697	- 83.578	- 52.655	- 74.449

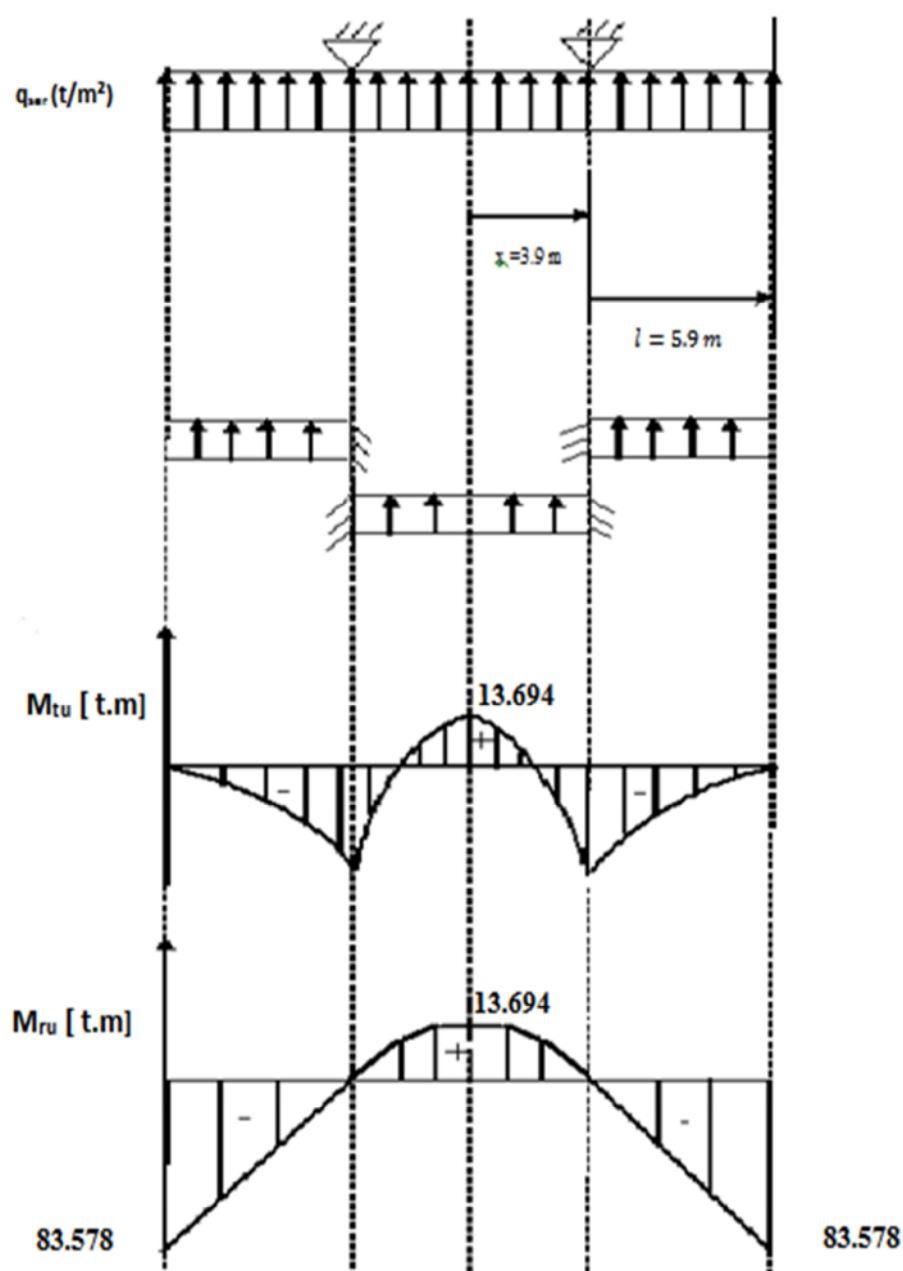


Figure 6.3 : Schéma représentatif du diagramme des moments tangentiels à l'état limite ultime

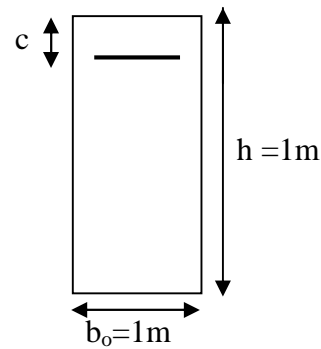
6.4. Calcul du ferrailage du radier

Il s'agit de ferriller une tranche de section rectangulaire de 1m de largeur soumise à la flexion simple à l'état limite ultime. Le sol est un milieu agressif, la fissuration est considérée très préjudiciable.

L'enrobage est $c = 4 \text{ cm}$.

$h = 1 \text{ m}$; $b_o = 1 \text{ m}$

$d = 1 - 0.04 = 0.96 \text{ m}$



- **Calcul d'armatures radiales ultime au niveau des appuis ($x = 3.9 \text{ m}$)**

$$\mu = \frac{M_{ru}}{b_o d^2 \sigma_{bc}} \quad (6.26)$$

$$\mu = \frac{83.578 \times 10^3 \times 10^{-5}}{1 \times 0.96^2 \times 14.17} = 0.06399$$

$$\mu = 0.064 < \mu_1 = 0.186 (\text{Pivot A})$$

Donc c'est une section simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures sont les suivantes :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{ru}}{\beta d \sigma_{st}} \quad (6.27)$$

Nous tirons β du tableau annexe 5 pour $\mu_b = 0.064$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \mu_b = 0.064 \\ \beta_b = 0.967 \end{cases}$$

Par suite :

$$A_{st} = \left(\frac{83.578 \times 10^3}{0.967 \times 0.96 \times 348 \times 10^5} \right) \times 10^4$$

$$A_{st} = 25.87 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'armatures minimales radiales au niveau des appuis ($x = 3.9 \text{ m}$)**

$$A_{min} = 0.23 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (6.28)$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 96 \times \frac{2.1}{400} = 11.592 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 11.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{sc}, A_{st}, A_{min}) \quad (6.29)$$

$$A_s = \max(0 \text{ cm}^2, 25.87 \text{ cm}^2, 11.59 \text{ cm}^2) = 25.87 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons pour ferrailage 14T16 avec $A_s = 28.13 \text{ cm}^2$

- **Calcul d'armatures tangentielles ultime au niveau des appuis (x = 3.9 m)**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b_o d^2 \sigma_{bc}} \quad (6.30)$$

$$\mu = \frac{74.449 \times 10^3 \times 10^{-5}}{1 \times 0.96^2 \times 14.17} = 0.0570$$

$$\mu = 0.057 < \mu_1 = 0.186 (\text{Pivot A})$$

Donc c'est une section simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures sont les suivantes :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} \quad (6.31)$$

Nous tirons β du tableau annexe 5 pour $\mu_b = 0.057$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \mu_b = 0.057 \\ \beta_b = 0.9705 \end{cases}$$

Par suite :

$$A_{st} = \left(\frac{74.449 \times 10^3}{0.9705 \times 0.96 \times 348 \times 10^5} \right) \times 10^4$$

$$A_{st} = 22.96 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'armatures minimales tangentielles au niveau des appuis (x = 3.9 m)**

$$A_{min} = 0.23 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (6.32)$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 96 \times \frac{2.1}{400} = 11.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{sc}, A_{st}, A_{min}) \quad (6.33)$$

$$A_s = \max(0 \text{ cm}^2, 22.96 \text{ cm}^2, 11.59 \text{ cm}^2) = 22.96 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons pour ferrailage 14T16 avec $A_s = 28.13 \text{ cm}^2$

- **Calcul d'armatures radiales et tangentielles ultime au centre ($x = 0 \text{ m}$)**

$$M_{ru}(x = 0) = M_{tu}(x = 0) = 69.884 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b_o d^2 \sigma_{bc}} \quad (6.34)$$

$$\mu = \frac{69.884 \times 10^3 \times 10^{-5}}{1 \times 0.96^2 \times 14.17} = 0.053$$

$$\mu = 0.053 < \mu_1 = 0.186 (\text{Pivot A})$$

Donc c'est une section simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures sont les suivantes :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} \quad (6.35)$$

Nous tirons β du tableau annexe 5 pour $\mu_b = 0.053$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \mu_b = 0.053 \\ \beta_b = 0.9735 \end{cases}$$

Par suite :

$$A_{st} = \left(\frac{69.884 \times 10^3}{0.9735 \times 0.96 \times 348 \times 10^5} \right) \times 10^4$$

$$A_{st} = 21.48 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'armatures minimales radiales et tangentielles au niveau des appuis ($x=3.9 \text{ m}$)**

$$A_{min} = 0.23 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (6.36)$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 96 \times \frac{2.1}{400} = 11.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{sc}, A_{st}, A_{min}) \quad (6.37)$$

$$A_s = \max(0 \text{ cm}^2, 21.48 \text{ cm}^2, 11.59 \text{ cm}^2) = 21.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour ferrailage 14T14 avec $A_s = 21.54 \text{ cm}^2$

Les résultats des sections d'armatures sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 6.4 : Récapitulatif des sections d'armatures à l'état limite ultime

	Au niveau des appuis $x = 3.9m$		Au centre $x = 0m$	
	$M_{ru}[t.m/ml]$	$M_{tu}[t.m/ml]$	$M_{ru}[t.m/ml]$	$M_{tu}[t.m/ml]$
	- 76.703	- 68.325	- 64.135	- 64.135
$A_s[cm^2/ml]$	28.13	28.13	21.54	21.54
Ferraillage	14T16	14T16	14T14	14T14

6.5. Calcul de la nervure

La nervure d'appuis permet comme son nom l'indique, l'appui du radier sur le support en pilotis qui est pour notre cas un ensemble de douze (12) piliers.

- Les dimensions géométriques de la nervure d'appui sont :

- hauteur de la nervure : 150 cm,
- largeur de la nervure : 70 cm,
- section de la nervure : 10500 cm²,
- diamètre intérieur de la nervure : 7.80 m,
- diamètre extérieur de la nervure : 9.20 m.

6.5.1. La charge totale sur la nervure

La nervure est soumise aux efforts provenant du support, qui est le poids du réservoir plein à la base de la paroi.

Tableau 6.5 : Récapitulatif des charges totales sur la nervure aux états limite

La charge totale sur la nervure N	ELS	ELU	Unité
	1147719	1662457.5	kg

6.5.2. Calcul des efforts internes dans la nervure

Le tableau 6.6 ci-dessous (Belazougui, 1988) donne les moments et les efforts tranchants dans la poutre circulaire de rayon moyen r'_{moy} , soumise à charge totale v , suivant le nombre de poteaux sous la poutre ; exprimés sous la forme :

$$M = f(v.r'_{moy}) = k v.r'_{moy} \quad (6.38)$$

Tableau 6.6: Les moments et les efforts tranchants dans la poutre circulaire

N° de poteaux	Charge sur chaque poteau	Effort tranchant max.	Moment fléchissant		Moment de torsion max.
			Au droit des poteaux	Au milieu	
4	$\frac{1}{4}N$	$\frac{1}{8}N$	$-0.03415 r'_{moy} \cdot N$	$+0.01762 r'_{moy} \cdot N$	$0.00530 r'_{moy} \cdot N$
6	$\frac{1}{6}N$	$\frac{1}{12}N$	$-0.01482 r'_{moy} \cdot N$	$+0.001750 r'_{moy} \cdot N$	$0.00151 r'_{moy} \cdot N$
8	$\frac{1}{8}N$	$\frac{1}{16}N$	$-0.00827 r'_{moy} \cdot N$	$+0.00416 r'_{moy} \cdot N$	$0.00063 r'_{moy} \cdot N$
12	$\frac{1}{12}N$	$\frac{1}{24}N$	$-0.00365 r'_{moy} \cdot N$	$+0.00190 r'_{moy} \cdot N$	$0.00018 r'_{moy} \cdot N$

Notre réservoir repose sur des douze (12) piliers, donc on calcul les moments et les efforts tranchants dans la poutre circulaire en utilisons le tableau 6.6 (Belazougui, 1988) pour un nombre de poteaux égale à douze (12).

La charge totale sur la nervure à l'état limite ultime : $N_u = 1662457.5$ kg.

La charge totale sur la nervure à l'état limite de service : $N_s = 1147719$ kg.

$$r'_{moy} = \frac{r'_{ext} + r'_{int}}{2} \quad (6.39)$$

Tel que :

r'_{int} : rayon intérieur de fond de cuve, $r'_{int} = 3.9$ m,

r'_{ext} : rayon extérieur de fond de cuve, $r'_{ext} = 4.6$ m,

r'_{moy} : rayon moyen de fond de cuve, en m.

Ce qui donne :

$$r'_{moy} = \frac{4.6 + 3.9}{2} = 4.25 \text{ m}$$

$$r'_{moy} = 4.25 \text{ m}$$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau 6.7 ci-après:

Tableau 6.7: Récapitulatif des résultats de calcul des moments et des efforts tranchants dans la poutre circulaire aux états limites

Etat Limite Ultime			
Charge sur chaque poteau		138538.125	kg
Effort tranchant max dans la nervure circulaire		69269.062	
Moment fléchissant M_u	Au droit des poteaux	-25788.871	Kg.m
	Au milieu	13424.344	
Moment de torsion max		1271.779	
Etat Limite de Service			
Charge sur chaque poteau		95643.25	kg
Effort tranchant max dans la nervure circulaire		47821.625	
Moment fléchissant M_s	Au droit des poteaux	-17803.990	Kg.m
	Au milieu	9267.830	
Moment de torsion max		878.005	

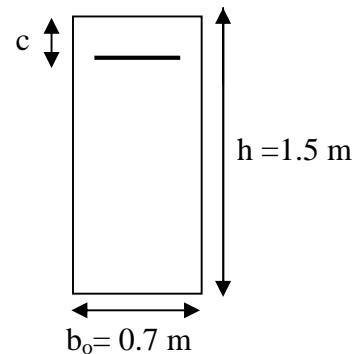
6.5.3. Calcul du ferrailage de la nervure

La nervure est sollicitée en flexion simple, deux calculs seront fait, l'un en travée et l'autre en appuis.

L'enrobage est $c = 4$ cm.

$h = 1.5$ m ; $b_o = 0.7$ m

$d = h - c = 1.5 - 0.04 = 1.46$ m



6.5.3.1. Calcul des armatures longitudinales au niveau des appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 \sigma_{bc}} \quad (6.40)$$

$M_u = 25788.871$ kg.m

$$\mu = \frac{25788.871}{0.7 \times 1.46^2 \times 14.17 \times 10^5} = 0.0121$$

$\mu = 0.012 < \mu_1 = 0.186$ (Pivot A)

Donc c'est une section simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures sont les suivantes :

$$\begin{aligned} A_{sc} &= 0 \\ A_{st} &= \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \end{aligned} \quad (6.41)$$

Nous tirons β du tableau annexe 5 pour $\mu_b = 0.012$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \mu_b = 0.012 \\ \beta_b = 0.994 \end{cases}$$

Par suite :

$$\begin{aligned} A_{st} &= \left(\frac{25788.871}{0.994 \times 1.46 \times 348 \times 10^5} \right) \times 10^4 \\ A_{st} &= 5.106 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section de la nervure est de 0.5 % de B, soit donc : $A_{RPA} = 52,50 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$A_s = \max(A_{sc}, A_{st}, A_{RPA}) \quad (6.42)$$

$$A_s = \max(0 \text{ cm}^2, 5.106 \text{ cm}^2, 52.50 \text{ cm}^2) = 52.50 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons pour ferrailage 20T14 et 10T20 avec $A_s = 62.17 \text{ cm}^2$

6.5.3.2. Calcul des armatures longitudinales au niveau de la travée

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 \sigma_{bc}} \quad (6.43)$$

$$M_u = 13424.344 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{13424.344}{0.7 \times 1.46^2 \times 14.17 \times 10^5} = 0.0063$$

$$\mu = 0.006 < \mu_1 = 0.186 (\text{Pivot A})$$

Donc c'est une section simplement armée (S.S.A) dont les sections d'armatures sont les suivantes :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad (6.44)$$

Nous tirons β du tableau annexe 5 pour $\mu_b = 0.006$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \mu_b = 0.006 \\ \beta_b = 0.997 \end{cases}$$

Par suite :

$$A_{st} = \left(\frac{13424.344}{0.997 \times 1.46 \times 348 \times 10^5} \right) \times 10^4$$

$$A_{st} = 2.65 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99, le pourcentage total minimum d'armatures longitudinales, sur toute la section de la nervure est de 0.5 % de B, soit donc : $A_{RPA} = 52.50 \text{ cm}^2$.

D'où :

$$A_s = \max(A_{sc}, A_{st}, A_{RPA}) \quad (6.45)$$

$$A_s = \max(0 \text{ cm}^2, 2.65 \text{ cm}^2, 52.50 \text{ cm}^2) = 52.50 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons pour ferrailage 20T14 et 10T20 avec $A_s = 62.17 \text{ cm}^2$

6.5.3.3. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont prévues pour empêcher les armatures longitudinales de flamber. Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation(6.46) suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \quad (6.46)$$

$$\phi_t \geq \frac{20}{3}$$

Nous obtenons : $\phi_t \geq 6.66 \text{ mm}$

Nous choisissons : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ (sous forme de cerces)

Donc nous adoptons des T10 sous forme de Cerces.

L'espace transversal S_t est donné par la relation (6.47)

$$S_t \leq \min(15\phi_t; a+10\text{cm}; 40\text{cm}) \quad (6.47)$$

a : la largeur de la nervure (a = 70 cm) ; $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm}; 80 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm.}$$

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

$$\frac{70}{S_t} = \frac{70}{15} = 4.66 = 5$$

Nous adoptons 5T10 espacées de 15cm.

Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons effectué un prédimensionnement du radier, et nous sommes parvenus à un radier d'une épaisseur $e_{pr} = 1 \text{ m}$, et de diamètre $D_r = 21 \text{ m}$.

Le calcul nous a amené à retrouver une valeur très importante des débords vu l'importance du poids de notre superstructure. Les contraintes exercées sont bien inférieures à la contrainte limite admissible.

Dans le cadre de ce projet nous avons étudié un réservoir surélevé (sur pilotis) de 750m^3 , implanté dans la ville d'El Meneaa, wilaya de Ghardaïa de zone II de moyenne à importante vitesse du vent, ce qui nous a incité à mener cette étude.

L'étude génie civil ainsi que l'étude au vent ont été menés conformément au règlement en vigueur, principalement (RPA ,99), (BAEL, 99) et (RNV, 99).

Les conclusions importantes qui se dégagent de cette étude peuvent se résumer comme suit :

Le pré dimensionnement effectué confirme bien les dimensions sur plan. Ce qui nous a amené à adapter ces dernières.

Le calcul du volume réel du réservoir est de 741.671m^3 .

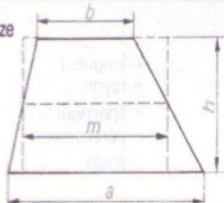
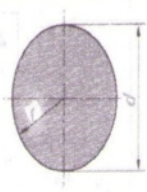
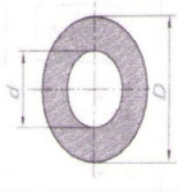
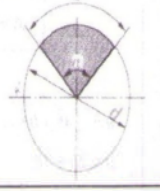
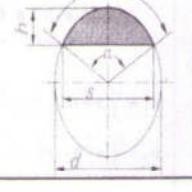
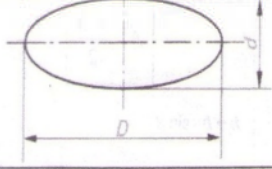
Le calcul par la RDM ainsi que les vérifications ont montré que :

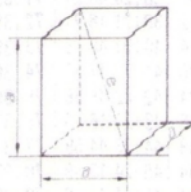
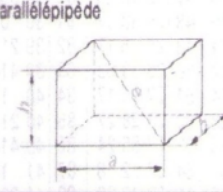


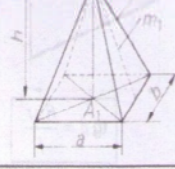
- Les contraintes dans le béton sont inférieures aux contraintes limites admissibles.
- Les contraintes dans chaque élément de notre château d'eau et sous l'effet des différentes sollicitations sont vérifiées.
- L'étude au vent a été effectuée avec succès et les résultats ont montré que l'ouvrage est bien stable vis-à-vis du renversement et vis-à-vis du glissement.

En ce qui concerne l'infrastructure, nous avons adopté un radier nervuré, et ce en fonction de la contrainte du sol et de la charge de la superstructure.

Annexe 2

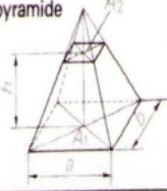
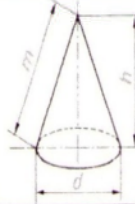
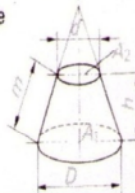
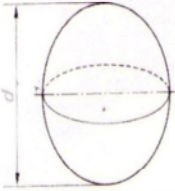
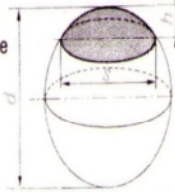
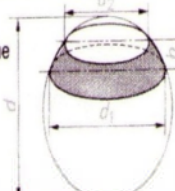
Calcul de section et de volume de quelque forme géométrique

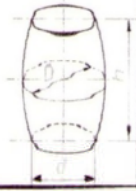
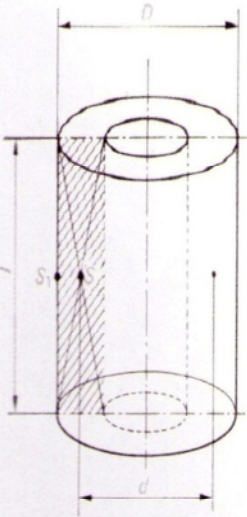
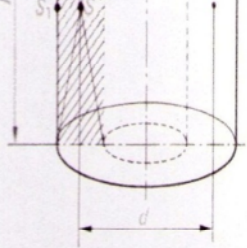
1.16	CALCUL DES SURFACES (suite)	
Trapèze		$A = \frac{a+b}{2} \cdot h = m \cdot h$ $m = \frac{a+b}{2}$
Cercle		$A = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \pi \cdot r^2$ $A = 0,785 \times d^2$ $u = \pi \cdot d$
Couronne circulaire		$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} - \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ $A = \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2) = 0,785 (D^2 - d^2)$
Secteur		$A = \frac{b \cdot d}{4}$ $b = d \cdot \pi \cdot \frac{a^\circ}{360^\circ}$
Segment circulaire		$A = \frac{b \cdot d}{4} - \frac{s(d-2h)}{4}$ $h = \frac{d}{2} (1 - \cos \frac{a}{2}) \quad s = d \cdot \sin \frac{a}{2}$
Ellipse		$A = \frac{D \cdot d \cdot \pi}{4}$ $u \approx \frac{D+d}{2} \cdot \pi$

1.17	CALCUL DES VOLUMES	
	V = volume A_m = surface latérale A_o = surface totale h = hauteur r = rayon	e = diagonale d, D = diamètre m = génératrice s = corde a = longueur b = largeur
Cube		$V = a^3$ $A_o = 6 \times a^2$ $e = a \cdot \sqrt{3}$
Parallélépipède		$V = a \cdot b \cdot h$ $A_o = 2(ab + bh + ah)$ $e = \sqrt{a^2 + b^2 + h^2}$
Cylindre		$V = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot h$ $A_m = \pi \cdot d \cdot h$ $A_o = \pi \cdot d (r + h)$
Cylindre creux		$V = \frac{\pi \cdot h}{4} (D^2 - d^2)$ $h = \frac{4 \cdot V}{\pi (D^2 - d^2)}$
Pyramide		$V = \frac{A_1 \cdot h}{3}$ $m_1 = \sqrt{h^2 + \frac{a^2}{4}} \quad m = \sqrt{m_1^2 + \frac{a^2}{4}}$ $A_m = 2a \cdot m_1$

Annexe 2

Calcul de section et de volume de quelque forme géométrique (suite)

1.17 CALCUL DES VOLUMES (suite)	
Tronc de pyramide 	$V = \frac{h}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2})$ $V \approx \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot h$
Cône 	$V = \frac{\pi r^2 \cdot h}{3}$ $m = \sqrt{h^2 + r^2}$ $A_m = \pi \cdot r \cdot m$ $A_0 = r \cdot \pi (r + m)$
Tronc de cône 	$V = \frac{\pi \cdot h}{12} (D^2 + Dd + d^2)$ $m = \sqrt{\left(\frac{D-d}{2}\right)^2 + h^2}$ $A_m = \frac{\pi \cdot m}{2} (D + d)$
Sphère 	$V = \frac{\pi \cdot d^3}{6}$ $A_0 = \pi \cdot d^2$
Calotte sphérique 	$V = \frac{\pi \cdot h^2}{6} (3d - 2h)$ $A_m = \pi \cdot d \cdot h$ $A_m = \frac{\pi}{4} (s^2 + 4h^2)$
Zone sphérique 	$V = \frac{\pi \cdot h}{24} (3d_1^2 + 3d_2^2 + 4h^2)$ $A_m = \pi \cdot d \cdot h$ $A_0 = \frac{\pi}{4} (4d \cdot h + d_1^2 + d_2^2)$

1.17 CALCUL DES VOLUMES (suite)	
Tonneau 	$V \approx \frac{\pi \cdot h}{12} (2D^2 + d^2)$ $D \approx \sqrt{\frac{6 \cdot V}{\pi \cdot h} - \frac{d^2}{2}}$
Tous les corps obtenus par la rotation d'une surface A autour d'un axe, sont des corps de révolution. Les théorèmes de Guldin permettent de calculer leur surface et leur volume.	
	Le volume V d'un corps de révolution obtenu par la rotation d'une surface A autour d'un axe est égal au produit de cette surface par la circonférence que décrit son centre de gravité S . $V = A \cdot \pi \cdot d$
	La surface latérale A_m d'un corps de révolution obtenu par la rotation d'une ligne autour d'un axe est égal au produit de la longueur l de cette ligne par la circonférence que décrit son centre de gravité S_1 . $A_m = \pi \cdot D \cdot l$
Notes :	

Annexe 3

Tableau récapitulatif pour le choix des barres

D									
barres	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,56
2	1,00	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,81	16,08	25,12
3	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,72	24,12	37,68
4	2,01	3,14	4,52	6,15	8,04	12,56	19,63	32,15	50,24
5	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	15,70	24,53	40,19	62,80
6	3,01	4,71	6,78	9,23	12,06	18,84	29,44	48,23	75,36
7	3,52	5,50	7,91	10,77	14,07	21,98	34,34	56,27	87,92
8	4,02	6,28	9,04	12,31	16,08	25,12	39,25	64,31	100,48
9	4,52	7,07	10,17	13,85	18,09	28,26	44,16	72,35	113,04
10	5,02	7,85	11,30	15,39	20,10	31,40	49,06	80,38	125,60
11	5,53	8,64	12,43	16,92	22,11	34,54	53,97	88,42	138,16
12	6,03	9,42	13,56	18,46	24,12	37,68	58,88	96,46	150,72
13	6,53	10,21	14,70	20,00	26,12	40,82	63,78	104,50	163,28
14	7,03	10,99	15,83	21,54	28,13	43,96	68,69	112,54	175,84
15	7,54	11,78	16,96	23,08	30,14	47,10	73,59	120,58	188,40
16	8,04	12,56	18,09	24,62	32,15	50,24	78,50	128,61	200,96
17	8,54	13,35	19,22	26,16	34,16	53,38	83,41	136,65	213,52
18	9,04	14,13	20,35	27,69	36,17	56,52	88,31	144,69	226,08
19	9,55	14,92	21,48	29,23	38,18	59,66	93,22	152,73	238,64
20	10,05	15,70	22,61	30,77	40,19	62,80	98,13	160,77	251,20
21	10,55	16,49	23,74	32,31	42,20	65,94	103,03	168,81	263,76
22	11,05	17,27	24,87	33,85	44,21	69,08	107,94	176,84	276,32
23	11,56	18,06	26,00	35,39	46,22	72,22	112,84	184,88	288,88
24	12,06	18,84	27,13	36,93	48,23	75,36	117,75	192,92	301,44
25	12,56	19,63	28,26	38,47	50,24	78,50	122,66	200,96	314,00
26	13,06	20,41	29,39	40,00	52,25	81,64	127,56	209,00	326,56
27	13,56	21,20	30,52	41,54	54,26	84,78	132,47	217,04	339,12
28	14,07	21,98	31,65	43,08	56,27	87,92	137,38	225,08	351,68
29	14,57	22,77	32,78	44,62	58,28	91,06	142,28	233,11	364,24
30	15,07	23,55	33,91	46,16	60,29	94,20	147,19	241,15	376,80

« SECTION REELLE DES ACIER »

Annexe 4

Abaque pour le calcul du moment à l'encastrement

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics — N°s 135-136, mars-avril 1959

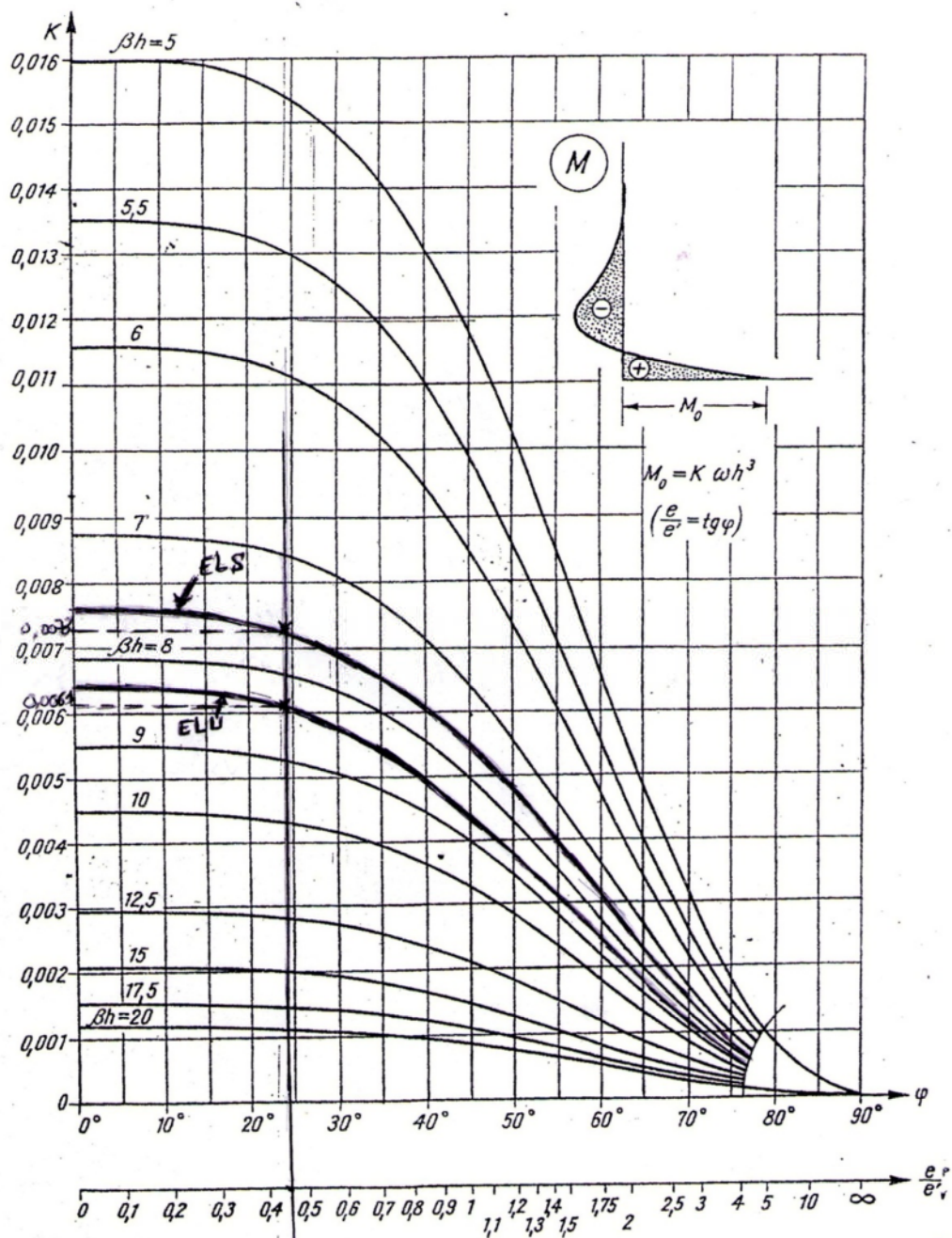


FIG. 4. — Abaque pour le calcul du moment à l'encastrement.

Annexe 5

Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées à l'état limite ultime

Etat-limite ultime de résistance

TABLEAU 6 - Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées, Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T,

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,999	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2345	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,83
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

Annexe 5

Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées à l'état limite ultime (suite)

Etat-limite ultime de résistance

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et $1000 \epsilon_s$ en fonction de μ
voir formulaire, chapitre II-C-2.

μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s	μ	α	β	1 000 ϵ_s
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,5000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,128
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7890	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,213	0,450	0,8547	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,6691	0,732	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044

Annexe 6**Valeurs de la pression dynamique de référence (retirées du RNV, 1999)**

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

*Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence***Annexe 7****Valeurs de la vitesse de référence du vent (retirées du RNV, 1999)**

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
II	28
III	31

Tableau A1.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Annexe 8

Définition des catégories de terrain (retirées du RNV, 1999)

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe 9

Valeurs de $C_t(z)$ (retirées du RNV, 1999)

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_t(z)$

Annexe 10

Valeurs de C_d pour les cheminées en béton armée (retirées du RNV, 1999)

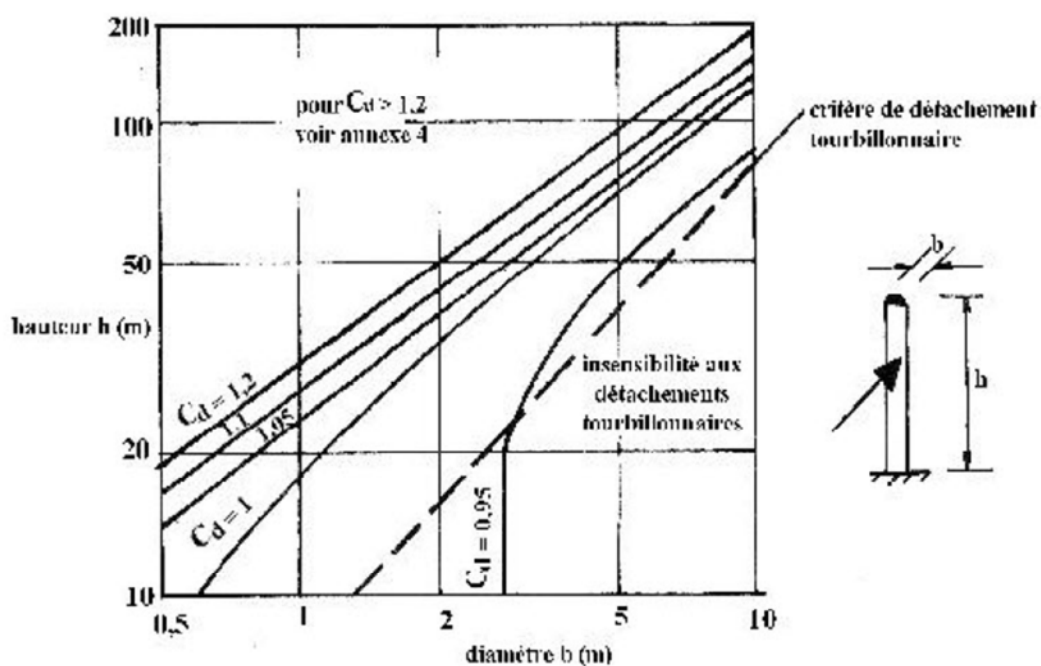


Figure 3.7 : Valeurs de C_d pour les cheminées en béton armé

Annexe 11

Facteur d'élancement Ψ_λ (retirées du RNV, 1999)

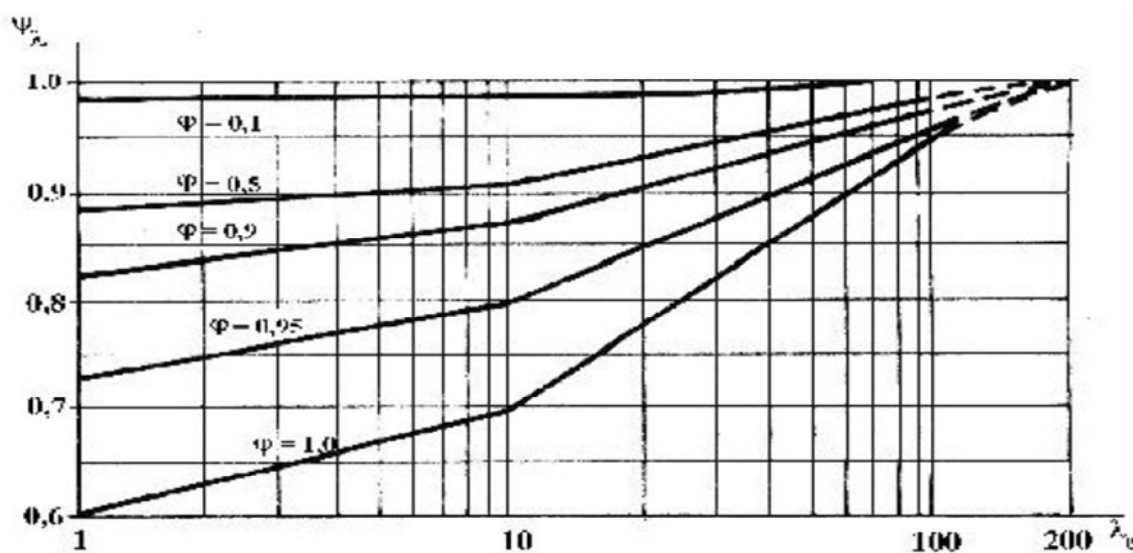


Figure 4.1 : Facteur d'élancement Ψ_λ

Annexe 12

Elancement effectif λ_e (retirées du RNV, 1999)


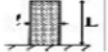
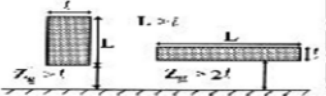
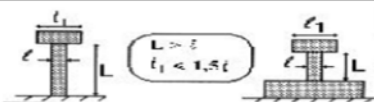
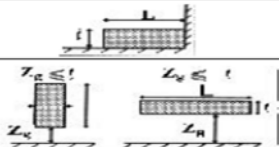
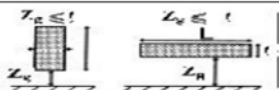

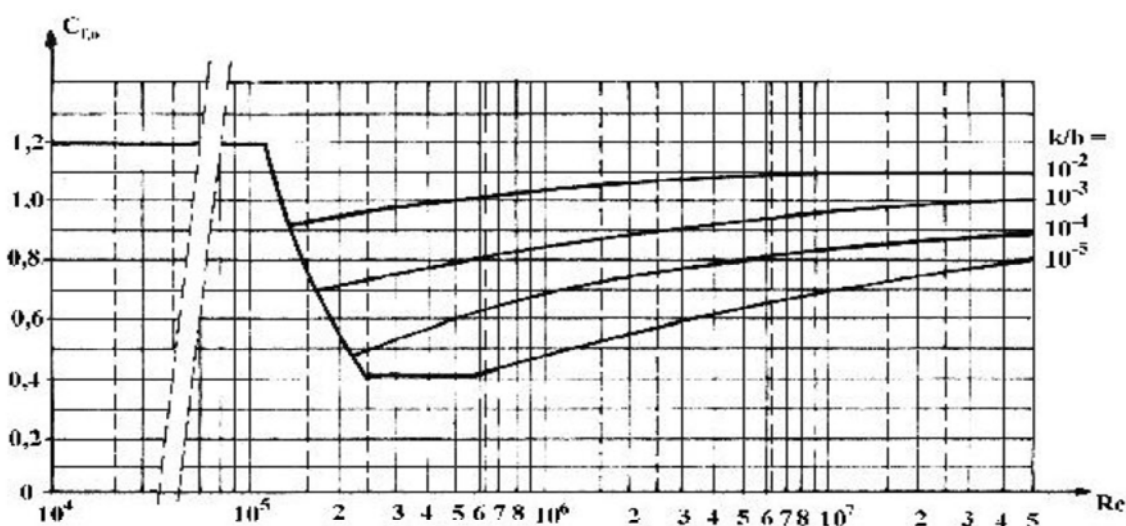
Position dans l'espace de la construction, vent normal au plan de la page	λ_e
	$\lambda_e = \frac{L}{t}$
	$\lambda_e = \frac{L}{t}$
	$\lambda_e = \text{Min. } [70 ; \frac{L}{t}]$
	
	
	$\lambda_e = \text{Max. } [70 ; \frac{L}{t}]$
 vue en plan élévation	$\lambda_e = \infty$ ($\psi_\lambda = 1$)

Tableau 4.1 : Elancement effectif λ_e

Annexe 13

Valeurs de $C_{f,0}$ des cylindres à base circulaire pour différentes rugosités relatives k/b (retirées du RNV, 1999)Figure 4.6 : $C_{f,0}$ des cylindres à base circulaire pour différentes rugosités relatives k/b

Annexe 14

Rugosité équivalente (retirées du RNV, 1999)

Type de surface	Rugosité équivalente k (mm)	Type de surface	Rugosité équivalente k (mm)
Verre	0,0015	Acier galvanisé	0,2
Métal poli	0,002	Béton lisse	0,2
Peinture lisse	0,006	Béton brut	1,0
Peinture appliquée au pistolet	0,02	Rouille	2,0
Acier (produits clairs)	0,05	Maçonnerie	3,0
Fonte	0,2		

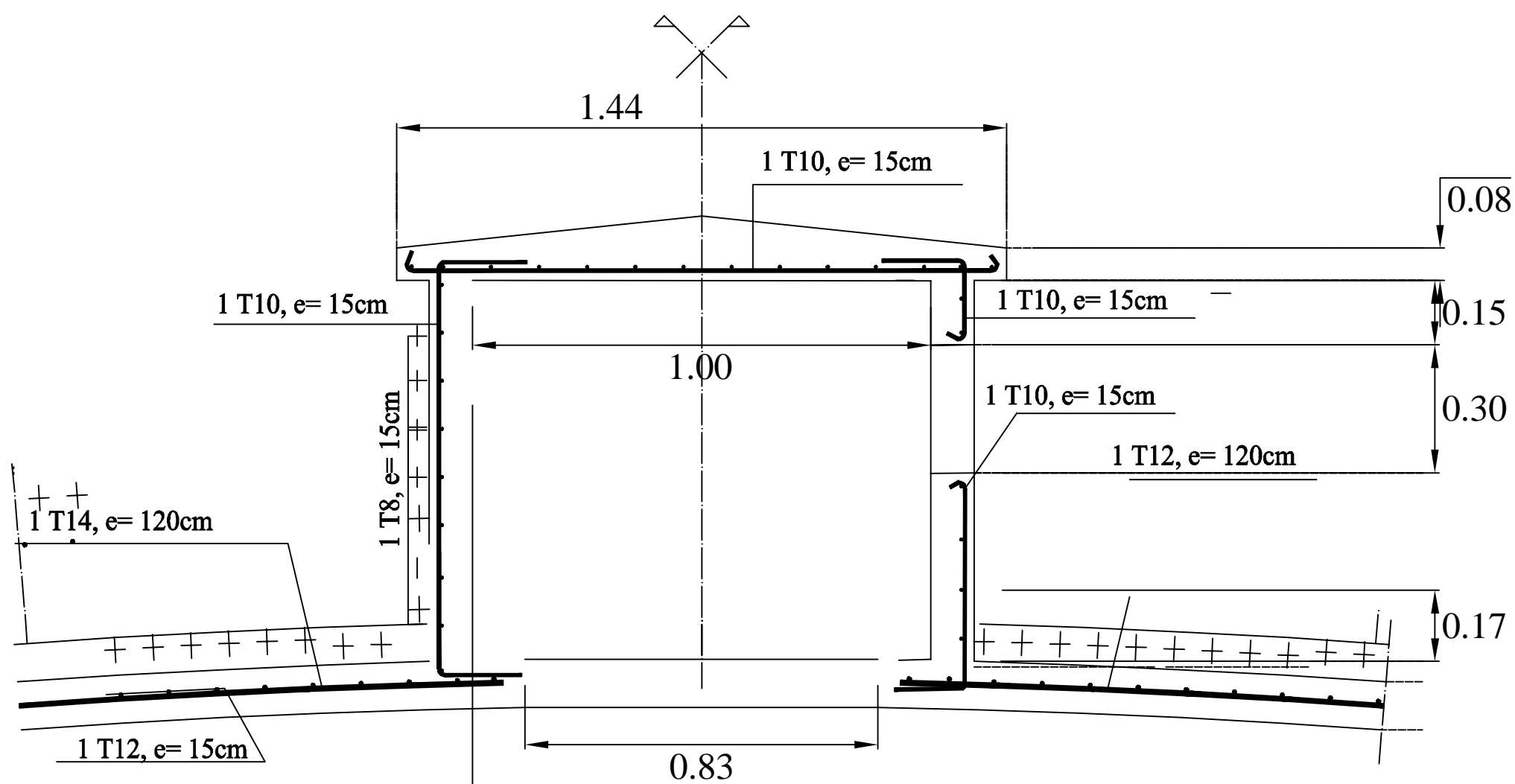
Tableau 4.3 : Rugosité équivalente k

Annexe 15

Valeurs des coefficients de frottement

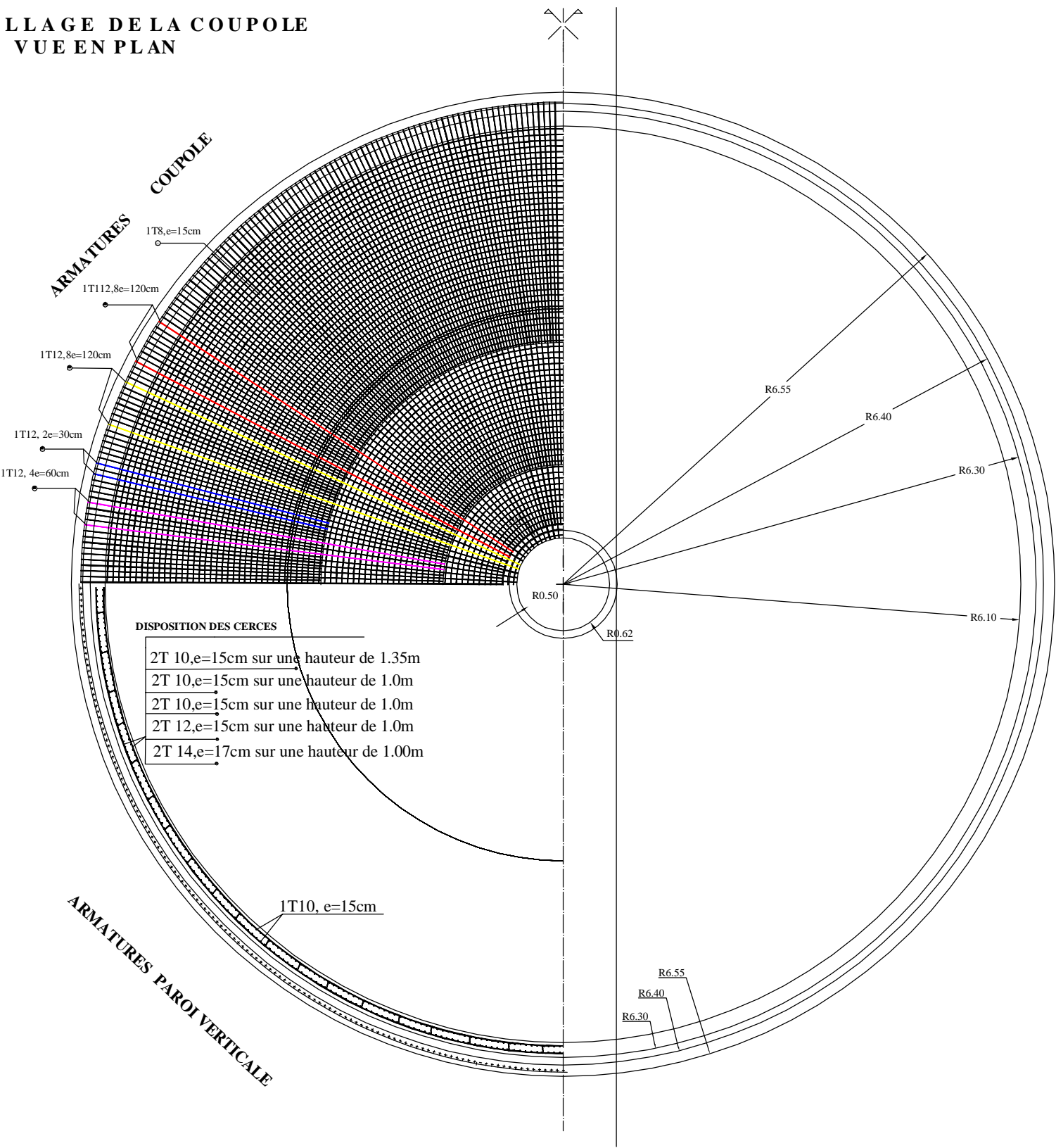
Etat de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau 2.1. : Valeurs des coefficients de frottement



plan de ferrailage de lanterneau

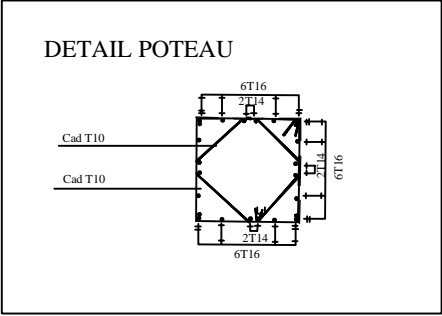
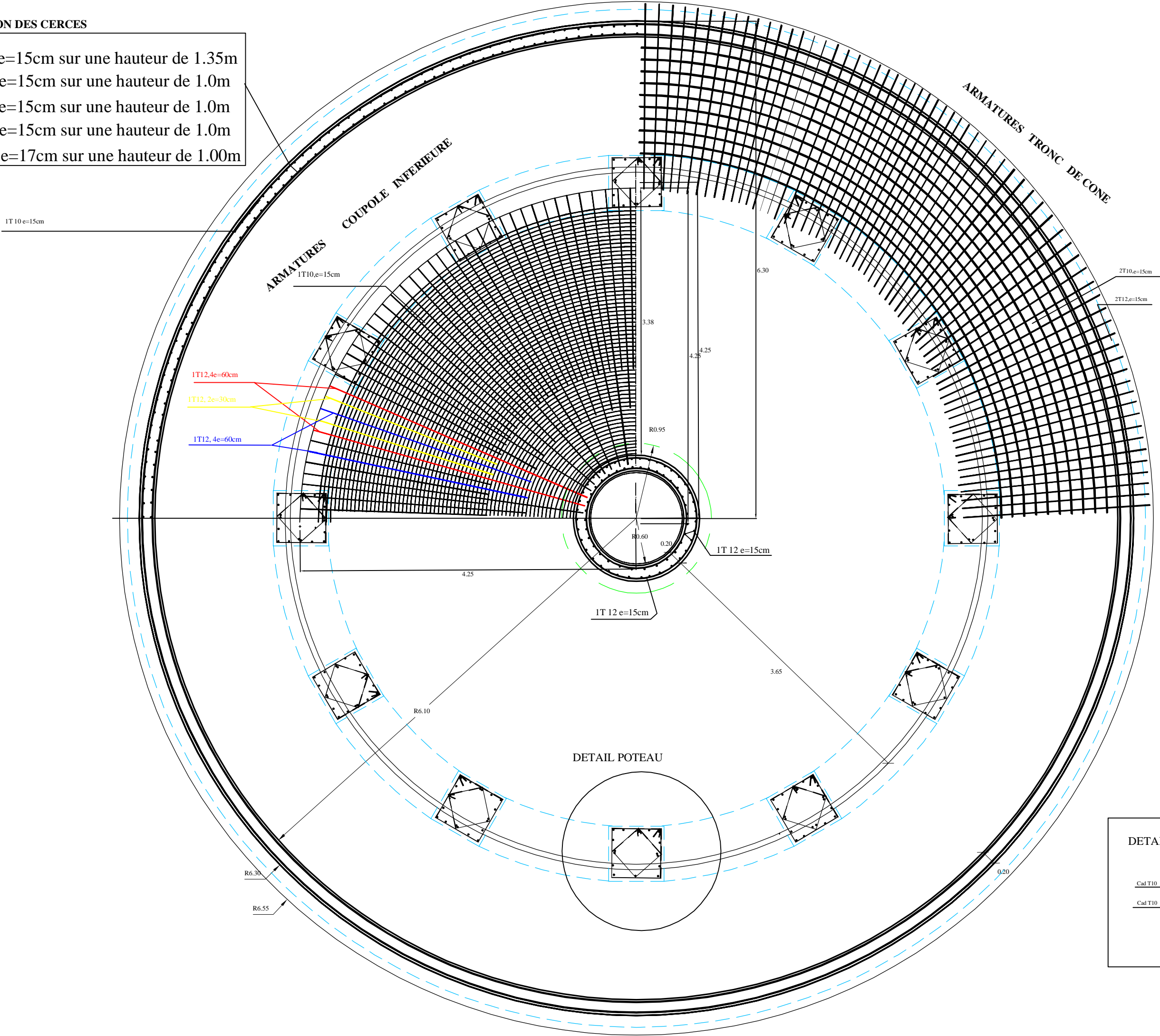
FERRAILLAGE DE LA COUPOLE
VUE EN PLAN



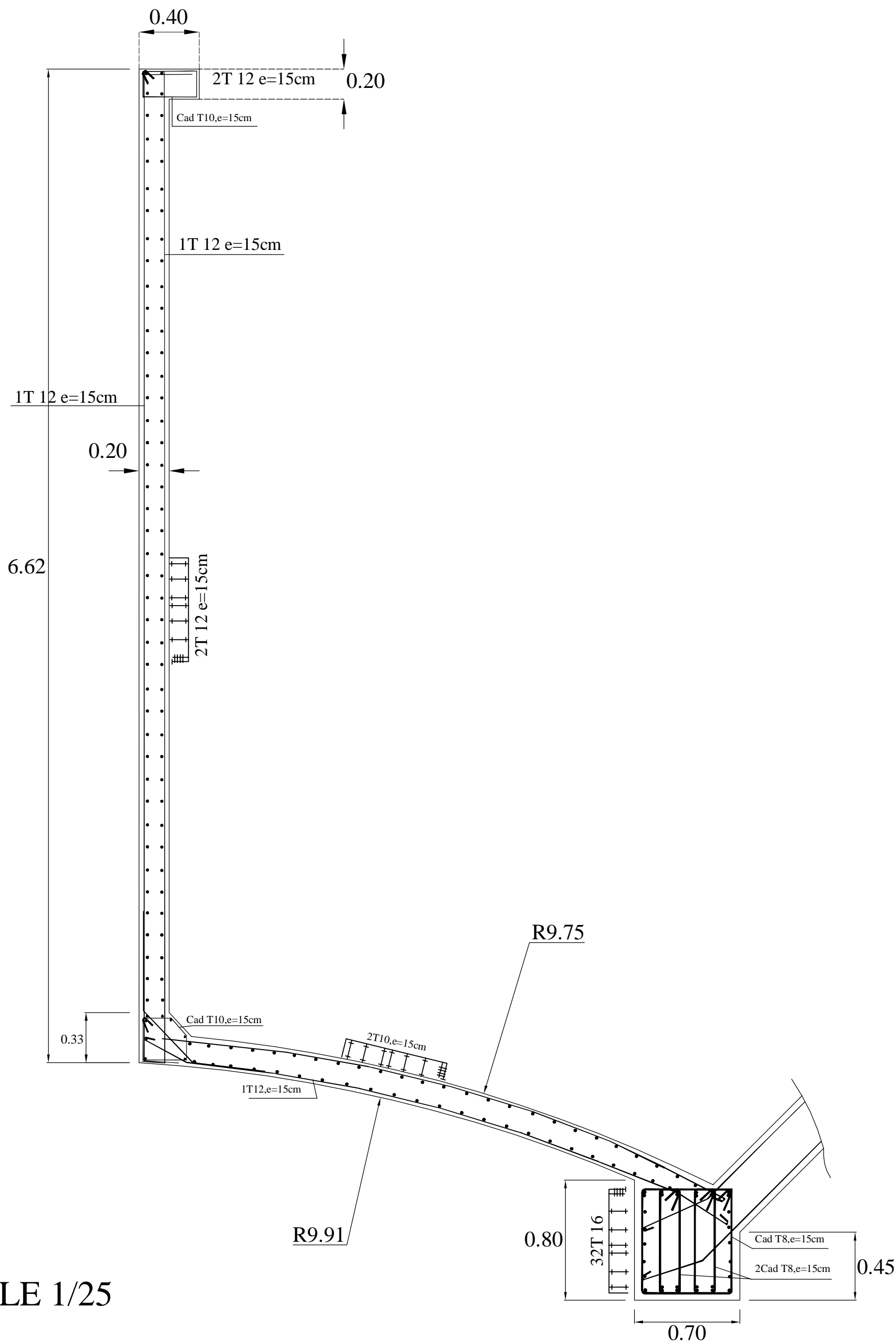
plan de ferrailage de la coupole
supérieure

FERRAILLAGE DE LA COUPOLE INFERIEURE
VUE EN PLAN

- DISPOSITION DES CERES
- 2T 10,e=15cm sur une hauteur de 1.35m
 - 2T 10,e=15cm sur une hauteur de 1.0m
 - 2T 10,e=15cm sur une hauteur de 1.0m
 - 2T 12,e=15cm sur une hauteur de 1.0m
 - 2T 14,e=17cm sur une hauteur de 1.00m

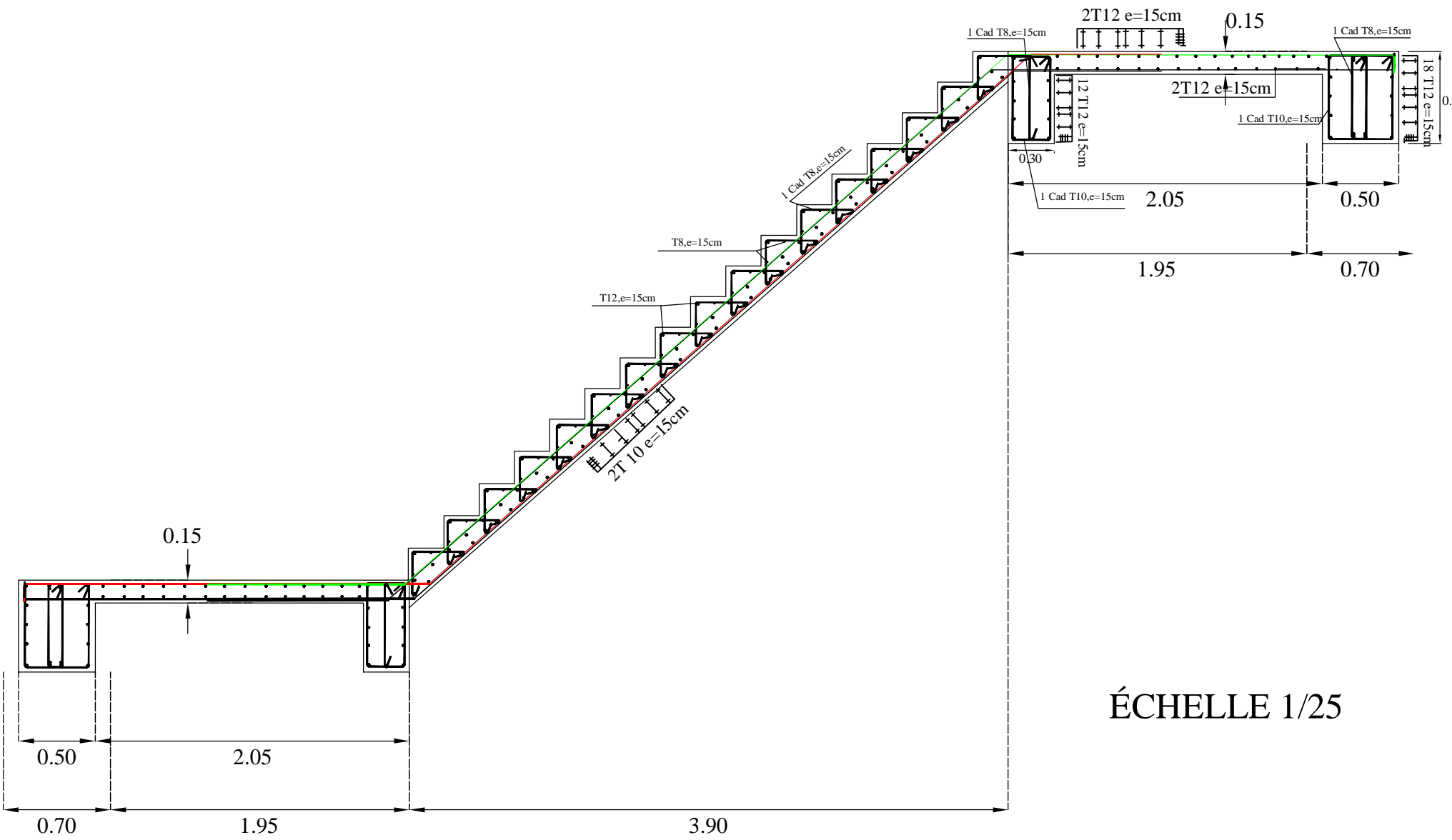


plan de ferrailage de la coupole inferieure et
le tronc de cone vue en coupe



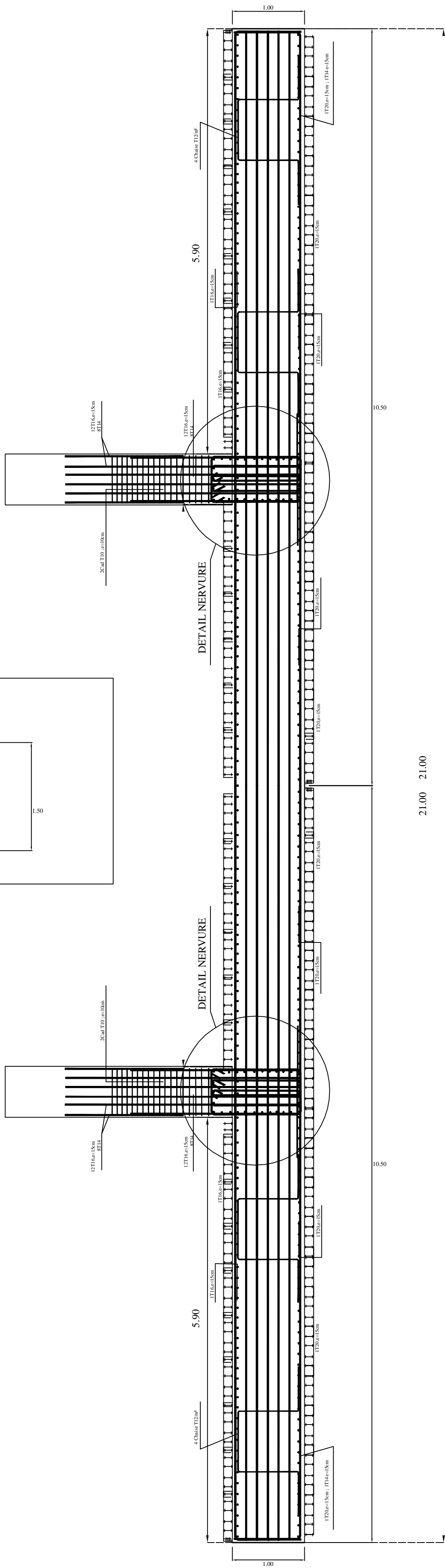
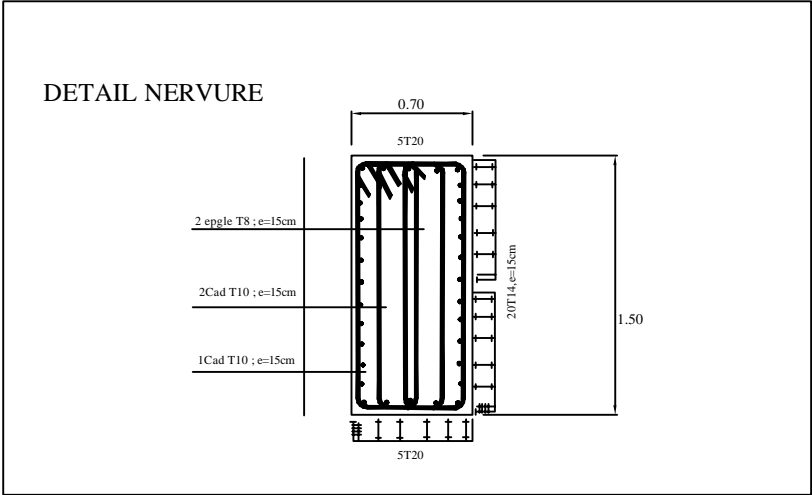
ÉCHELLE 1/25

plan de ferrailage de la cheminée et la
coupole inférieure

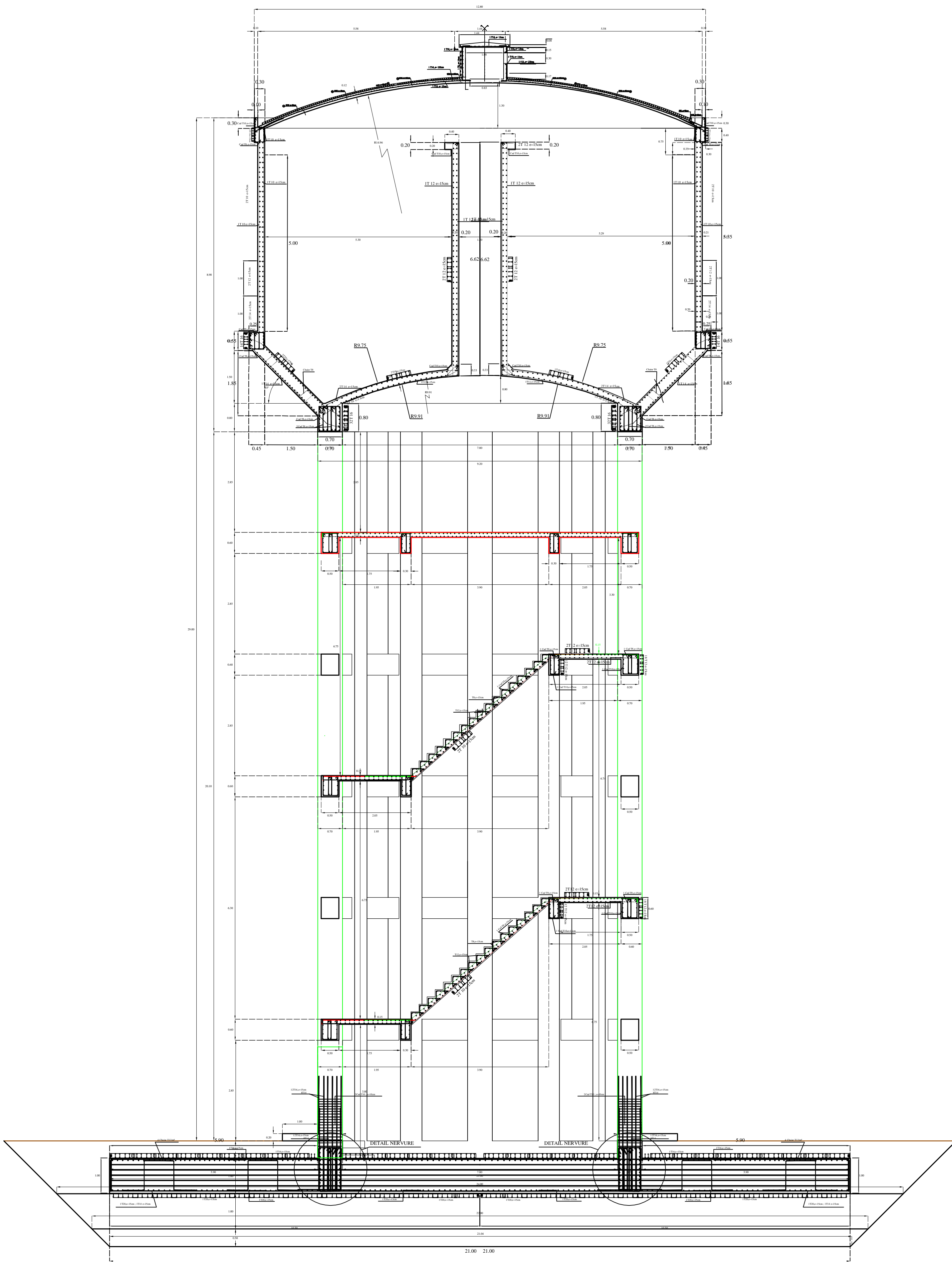


ÉCHELLE 1/25

plan de ferrailage de l'escalier



plan de ferrailage du RADIER vue en coupe



plan de ferrailage de l'ensemble

A. GUERRIN et R.C. Laveur, Traité de béton armé, réservoir - châteaux d'eau - piscines, Édition Dunod, Paris, France, 1972.

A. MESSARA et K.NAIT ALI, Etude de la chaîne d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'El Ménéaa (Wilaya de Ghardaïa). Proposé par AGC (African géosystem company). Mémoire de master en Constructions Hydrauliques et Aménagements, UMMTO, 2014.

A. SEGUEL et M.KEDDAM, Calcul d'un réservoir circulaire en béton précontraint posé au sol de capacité 5000 m³. Mémoire de master en Constructions Hydrauliques et Aménagements, UMMTO, 2015.

DTU BAE 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisés 99. Edition Eyrolles 2000.

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.

H. HAMMOUM, Note de calcul (egis, Algérie; international). UMMTO, 2014.

H. THONIER, Le projet de béton armé, Formulaire - Exercices - Dimensionnement et avant-métré. ITBTP, Paris, France, 1996.

H. THONIER, Cours de conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 5, ENPC, Paris, France, 1998.

LTPS, Etude géotechnique du périmètre de la ville nouvelle de EL MENEAA, dossier N° 20/11/2012. Unité de Ghardaia, 2012.

LTPS, Etude géotechnique du périmètre de la ville nouvelle de EL MENEAA- feuilles annexes des essais, dossier N° 20/11/2012. Unité de Ouargla, 2012.

Ministère de l'habitat, Charges permanentes et surcharges d'exploitation, D.T.R - B.C.2.2, CGS, Alger, 1988.

Ministère de l'habitat (1999). Règlement neige et vent – R.N.V.1999, D.T.R. C 2-4.7, CGS, Alger.

Ministère de l'habitat (2003). Addenda aux règles parasismiques algériennes – RPA 99, DTR B-C 2-48, CGS, Alger.

M. BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, Ed. OPU, Alger, 1988.

P. CHARON, Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 80 (Mises à jour 1983). Théorie et Applications, Ed. Eyrolles, Paris, 1980.

S.P. TIMOSHENKO, Résistance des matériaux – tome 2. Ed. Dunod, 464 pages, Paris, France, 1990.

S.RABIA et H.KACET, Calcul d'un réservoir circulaire, surélevé, capacité 500m³.Thèse d'ingénieur en génie civil, UMMTO, 1999.