



**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN
CHATEAU D'EAU EN BETON ARME DE 5000 M³ : CAS
DU PROJET DE RENFORCEMENT DE
L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE
D'ABIDJAN A PARTIR DE LA RIVIERE « ME »**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le **03 Juillet 2020** par

Daingui Jean Francois MONNEY (20160060)

Encadrant 2iE : M. Abdou LAWANE GANA, Docteur Maitre de Conférences, Chef de
Département GCH, 2iE

Maître de stage : M. Yao Guy Landry KOUADIO, Ingénieur Génie Civil, Chargé d'Etude,
ONEP

Structure d'accueil du stage : Office National de l'Eau Potable de Côte d'Ivoire (ONEP)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Professeur Harouna KARAMBIRI

Membres et correcteurs : Dr. Abdou LAWANE GANA

M. Arnaud OUEDRAOGO

Dr. Decroly DJOUBISSIE DENOUE

Promotion [2019/2020]

DEDICACE

À mes parents :

Aucun mot si sacré soit-il, ne suffira à apprécier à sa juste valeur, le soutien matériel et spirituel, les sacrifices que vous ne m'avez cessé de déployer.

Je vous offre en guise de reconnaissance, ce modeste travail en vous souhaitant santé, bonheur et longue vie.

À mon cher frère jumeau et à ma sœur
ainée :

Je vous dédie ce travail en témoignage des liens solides et intimes qui nous unissent et pour leurs soutiens, encouragements en vous souhaitant un avenir plein de succès et de bonheur.

À tous ceux que je porte dans mon cœur et
sur qui j'ai toujours pu compter,

Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de
mon affection.

Jean Francois

CITATION

« Quand on vous demande si vous êtes capable de faire un travail répondez : bien sûr, je peux !!
Puis débrouillez-vous pour y arriver. »

Théodore Roosevelt

Homme d'Etat, Homme politique,

Président des Etats Unis (1858 - 1919)

REMERCIEMENT

Je veux de façon générale remercier, tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à la naissance de ce mémoire de fin d'études. Il représente, en effet, le résultat de trois (03) années acharnées d'études supérieures à la Fondation 2iE. Nos remerciements vont tout d'abord à l'endroit de tout le personnel encadrant de 2iE, notamment :

- Au Prof. Mady KOUANDA, Directeur Général de la Fondation 2iE ;
- Au Prof. Mahamadou KOÏTA, Directeur des Enseignements et des Affaires Académiques ;
- Au Dr. Abdou LAWANE GANA, Chef du département Génie Civil et Hydraulique (GCH), qui a été mon Directeur de mémoire 2iE pour sa disponibilité et toutes les orientations qui nous ont permis de mener à bien ce travail ;
- Au Prof. Adamah MESSAN, Enseignant chercheur au département Génie civil et Hydraulique (GCH), pour son entière disponibilité et son encadrement ;

C'est aussi le lieu de témoigner notre gratitude à tout le personnel de l'Office National de l'Eau Potable (ONEP) pour nous avoir accueillis, en particulier :

- à M. Ibrahiman BERTE, Directeur Général de l'ONEP ;
- à M. Sidi DAGNOGO, Directeur du Développement des Etudes et Travaux (DDET) ;
- à M. Idris Katié KONATE, Chef du Service Travaux à la DDET ;
- à M. Yao Guy Landry KOUADIO, Chargé d'Etude à DDET, notre maître de stage, pour sa disponibilité et l'appui technique nécessaire dont nous avons bénéficié tout au long du stage ;
- à Mme Aziza KONATE, Chargé d'étude à la DDET, pour son soutien et ses conseils ;
- à tout le personnel de la DDET ;

Je formule également de vifs remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont œuvré pour l'aboutissement de ce travail. Je pense notamment à mes oncles Christel GOUA, Hugues GOUA et Jonhson MANDAH.

RESUME

Ce présent projet intitulé « **Conception et dimensionnement d'un château d'eau de 5000 m³ : cas du projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Abidjan à partir de la rivière ME** », a pour objectif principal de proposer un dimensionnement d'un château d'eau de 5000 m³ afin d'assurer de façon durable l'approvisionnement en eau potable en quantité suffisante des populations du Nord-Est de la ville d'Abidjan. Ce château d'eau possède une **cuve de forme tronconique** reposant sur **une tour de 35 m** de haut.

Pour mener à bien le dimensionnement du château d'eau, nous sommes amenés à le décomposer en plusieurs éléments de structure que sont : le lanterneau, la coupole de couverture ou supérieure, la ceinture supérieure, la paroi tronconique, la dalle de fond de cuve, la ceinture d'appui, la tour et la fondation ; le plan de coffrage du château comportant ces différentes caractéristiques géométriques a été remis par l'ONEP. Cela nous a permis d'effectuer aisément la descente de charges et le calcul du ferrailage des différents éléments de structure conformément aux règlements définis par le **BAEL 91, le Fascicule 74 et les règles NV65**.

La nature des aciers utilisés dans le ferrailage du château sont les aciers à **Hautes Adhérences HA Fe500** et vont des diamètres **HA8 à HA32**. Le béton utilisé est dosé **350 Kg/m³** afin d'assurer une bonne étanchéité de l'ouvrage (**Ouvrage de Classe A**). Sa résistance caractéristique à la compression est de **30 MPa**.

Enfin, pour ce qui est de l'estimation du coût de réalisation de l'ouvrage (annexe VII), il est évalué à **deux milliards neuf cent vingt-sept millions deux cent vingt-cinq milles quarante-neuf francs CFA (2 927 225 049 F CFA TTC)** mobilisant ainsi **3588 m³** de béton et **658 tonnes** d'aciers.

Mots Clés

- 1 – Abidjan**
- 2 – Alimentation en eau potable**
- 3 – Chateau d'eau**
- 4 – Conception et dimensionnement**
- 5 – Rivière ME**

ABSTRACT

The main objective of this project, entitled “**Design and sizing of a 5000 m³ water tower: case of the project to reinforce the drinking water supply of the city of Abidjan from the ME river**”, to propose a dimensioning of a water tower of 5000 m³ in order to ensure in a sustainable way the supply of drinking water in sufficient quantity of the populations of the North-East of the city of Abidjan. This water tower has a **frustoconical tank** resting on a **35 m high tower**.

To carry out the sizing of the water tower, we are led to decompose it into several structural elements that are : The skylight, the roof or upper dome, the upper belt, the frustoconical wall, the tank bottom slab, the support belt, the tower and the foundation ; The castle formwork plan with these different geometrical characteristics was submitted by ONEP. This allowed us to easily carry out the descent of loads and the calculation of the reinforcement of the different structural elements in accordance with the regulations defined by **BAEL 91, Fascicule 74 and NV65 rules**.

The type of steels used in the reinforcement of the castle are **the High Adhesion Steels HA Fe500** and range from diameters **HA8 to HA32**. The concrete used is dosed **350 Kg/m³** in order to ensure a good seal of the structure (**Class A structure**). Its characteristic compressive strength is **30 MPa**.

Finally, as regards the estimate of the cost of carrying out the work (Annex VII), it is estimated at **two billion nine hundred twenty-seven million two hundred twenty-five thousand forty-nine CFA francs (2,927,225,049 CFA francs including tax)** thus mobilizing **3,588 m³** of concrete and **658 tonnes** of steel.

Key words

- 1 – Abidjan
- 2 – Drinking water supply
- 3 – Water tower
- 4 – Design and dimensioning
- 5 – River ME

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

AEP : Adduction en Eau Potable

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

cm : Centimètre

cm²/ml : Centimètre carré par mètre linéaire

DCEQ : Direction de Contrôle d'Exploitation et de la Qualité

DDET : Direction du Développement des Etudes et Travaux

DN : Diamètre Nominal

EIES : Etudes d'Impacts Environnementales et Sociales

FNE/FDE : Fonds National de l'Eau / Fonds de Développement de l'Eau

GCH : Génie Civil et Hydraulique

INS-CI : Institut Nationale de la Statistique de Côte d'Ivoire

kg/m³ : Kilogramme par mètre cube

kN : Kilonewton

kN/m² : Kilonewton par mètre carré

kN/m³ : Kilonewton par mètre cube

l/hbt/j : Litre par Habitant par Jour

m : Mètre

m³ : Mètre cube jour

m³/j : mètre cube par jour

ml : Mètre linéaire

mm : Millimètre

MN : Méganewton

MPa : Mégapascal

ONEP : Office National de l'Eau Potable

RGPH : Recensement Général de Population et de l'Habitat

SODECI : Société de Distribution d'Eau de Côte d'Ivoire

T : Tone

TN : Terrain Naturel

UTM : Universal Transverse Mercator

TABLE DES MATIERES

DEDICACE.....	i
CITATION	ii
REMERCIEMENT	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
TABLE DES MATIERES	1
LISTE DES TABLEAUX.....	4
LISTE DES FIGURES.....	5
INTRODUCTION.....	6
CHAPITRE I : GENERALITE SUR LE PROJET	8
I.1. Présentation de la structure d'accueil.....	8
I.1.1. Présentation de l'Office National de l'Eau Potable (ONEP)	8
I.1.2. Présentation de la Direction du Développement, des Etudes et Travaux.....	8
I.2. Cadre projet.....	9
I.2.1. Situation géographique de la zone d'étude	9
I.2.2. Situation démographique et climatique.....	11
I.2.3. Contexte justificatif du projet.....	11
I.2.4. Description des ouvrages prévus dans le projet	12
I.2.5. Objectif de l'étude	13
I.2.5.1. Objectif général	13
I.2.5.2. Objectifs spécifiques	13
I.3. Résultats attendus	13
CHAPITRE II : MATERIELS ET METHODOLOGIE DE REALISATION DE L'ETUDE	14
II.1. Matériels	14
II.2. Méthodologie	14
II.2.1. Évaluation des besoins en eau et détermination de la capacité de l'ouvrage de stockage	14
II.2.1.1. Paramètres et hypothèses d'évaluation des besoins en eau potable.....	14
II.2.1.2. Evaluation de la demande en eau.....	16

II.2.1.3. Détermination de la capacité du réservoir.....	17
II.2.2. Etude géotechnique	18
II.2.3. Caractéristiques de matériaux	18
II.2.3.1. Béton	18
II.2.3.2. Acier.....	21
II.2.4. Etude des différents éléments du château d'eau	23
II.2.4.1. Prédimensionnement de la cuve.....	23
II.2.4.2. Hypothèse générale de calcul.....	23
II.2.4.3. Description et principe de calcul des différents éléments du château d'eau.....	25
II.2.4.3.1. Lanterneau.....	25
II.2.4.3.2. Coupole de couverture	27
II.2.4.3.3. Ceinture supérieure	29
II.2.4.3.4. Paroi de la cuve tronconique.....	31
II.2.4.3.5. Cheminée	34
II.2.4.3.6. Fond de cuve	35
II.2.4.3.7. Fut cylindrique ou Tour	38
II.2.4.3.8. Fondation	40
II.2.5. Etude de la stabilité de l'ouvrage.....	43
II.2.5.1. Stabilité au poinçonnement.....	43
II.2.5.2. Stabilité au renversement.....	44
CHAPITRE III : RESULTATS DE L'ETUDE TECHNIQUE	47
III.1. Evaluation des besoins en eau et capacité de l'ouvrage de stockage	47
III.1.1. Estimation de la population de la zone de projet.....	47
III.1.2. Evaluation de la demande en eau potable de la zone de projet	47
III.1.3. Capacité de l'ouvrage de stockage (château d'eau).....	47
III.2. Etudes géotechniques	48
III.3. Calculs des différents éléments du château d'eau	48
III.3.1. Prédimensionnement de la cuve	48
III.3.2. Calcul du ferrailage lanterneau.....	50
III.3.3. Calcul du ferrailage coupole supérieure	53
III.3.4. Calcul du ferrailage ceinture supérieure.....	54

III.3.5. Calcul du ferrailage paroi de la cuve tronconique.....	55
III.3.6. Calcul ferrailage de la cheminée	56
III.3.7. Calcul ferrailage fond de cuve.....	57
III.3.8. Calcul ferrailage fut cylindrique (Tour)	58
III.3.9. Calcul ferrailage fondation	60
III.4. Stabilité de l'ouvrage entier.....	62
III.4.1. Stabilité au poinçonnement	62
III.4.2. Stabilité au renversement.....	62
CONCLUSION	63
BIBLIOGRAPHIE	64
ANNEXES	66
Annexe I : Organigramme ONEP	67
Annexe II : Tableau des sections d'acier conformément aux règles BAEL 91	68
Annexe III : Coefficients de PIGEAUD (μ_x et μ_y) à l'ELU et ELS.....	69
Annexe IV : Données de calculs pour voile armée selon Henry THONIER	70
Annexe V : Règles Neiges et Vents	72
Annexe VI : Descentes de charges de l'ouvrage entier.....	74
Annexe VII : Devis quantitatifs et estimatifs du projet (DQE).....	76
Annexe VIII : Plans d'exécutions détaillés du château d'eau	79

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Coordonnées châteaux d'eau en UTM.....	9
Tableau 2 : Evolution de la population de la ville d'Abidjan 1998 – 2020 (Source : INS-CI)	11
Tableau 3 : Moyennes Météorologiques de la ville d'Abidjan (Source : NOAA).....	11
Tableau 4 : Données sur la population de la zone impactée par le projet	15
Tableau 5 : Consommations spécifiques, Source : (ONEP, 2010).....	16
Tableau 6 : Contrainte de traction limite ELS (Source : BAEL 91).....	22
Tableau 7 : Contrainte limite de traction en fonction du diamètre des armatures (FASCICULE 74, 1998)	22
Tableau 8 : Données de calcul du ferrailage	24
Tableau 9 : Formules de calcul voile lanterneau	26
Tableau 10 : Formules poids propre fond de cuve	35
Tableau 11 : Détermination de la population à l'horizon du projet.....	47
Tableau 12 : Estimation des besoins en eau de la zone du projet.....	47
Tableau 13 : Données architecturales du château d'eau.....	49
Tableau 14 : Conditions d'application du calcul de voile lanterneau.....	51
Tableau 15 : Données de calculs ferrailage coupole	53
Tableau 16 : Dimensions partie tronconique.....	55
Tableau 17 : Effort de compression dû à la pression de l'eau sur la cheminée.....	56
Tableau 18 : Résultats de calculs poids propres fond de cuve	57
Tableau 19 : Résultat de la descente de charge sur la tranche de voile la plus chargée	58
Tableau 20 : Données de calculs de la force résultante.....	62

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation de la zone de projet	10
Figure 2 : Coupe transversale lanterneau	25
Figure 3 : Coupe transversale de la coupole supérieure	27
Figure 4 : Répartition des efforts dus au poids de coupole	28
Figure 5 : Schéma montrant la disposition de la ceinture supérieure et des forces agissantes	30
Figure 6 : Partie tronconique	31
Figure 7 : Calcul des moments, Dalle travaille dans deux sens	36
Figure 8 : Dimensions radier	40
Figure 9 : Illustration de l'effet du vent sur le réservoir	45
Figure 10 : Vue en plan des dimensions de la cuve.....	48
Figure 11 : Plan de ferrailage coupole supérieure.....	54
Figure 12 : Ferrailage de la ceinture supérieure (coupe transversale).....	55

INTRODUCTION

L'eau, source de vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses. Elle a une importance considérable pour le développement social et économique d'un pays. Cependant, la répartition inégale crée des pénuries dans le monde. En effet, selon le rapport des nations unies une personne sur cinq dans le monde souffre de manque d'eau (ONU, 2019).

L'homme utilise l'eau dans ses activités économiques, sociales ou culturelles et souvent en grande quantité. C'est à cet effet qu'il a eu l'idée de la stocker dans des réservoirs depuis l'antiquité. Ces réservoirs étaient et continuent d'être utilisés dans différents domaines et sous différentes formes. L'avancée technologique a permis de faire des constructions très importantes et fascinantes dans le cadre de stockage comme les châteaux d'eau, les silos et les réservoirs de grande capacité de stockage.

Quelques régions de la Côte d'Ivoire souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. C'est le cas de la ville d'Abidjan, en particulier la partie Nord-Est pour cause d'une grande croissance démographique difficilement maîtrisable et mal planifiée. De plus, la capacité de production journalière d'eau potable de la ville d'Abidjan était de 640 000 m³/j à fin 2018. Le besoin de cette ville passera à 800 000 m³/j en 2021. Ce qui impose à l'Etat des grands investissements dans les domaines d'AEP, dont la construction de plusieurs réservoirs pour satisfaire les besoins en eau de cette population.

C'est dans ce contexte que le projet de construction d'un château d'eau dans la zone Nord-Est d'Abidjan, plus précisément dans la commune d'Abobo Akeikoi a été initié par le gouvernement Ivoirien. Ce projet a fait l'objet de notre mémoire de fin d'études dont le thème est : « **Conception et dimensionnement d'un château d'eau de 5000 m³ : cas du projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville d'Abidjan à partir de la rivière ME** ».

L'objectif de cette étude est de proposer une étude détaillée du dimensionnement de l'ouvrage pour assurer de façon durable l'approvisionnement en eau potable et en quantité suffisante des populations du Nord-Est de la ville d'Abidjan.

Le présent mémoire qui restitue les résultats de cette étude est organisé en trois (3) chapitres :

- ↳ le premier chapitre présente la structure d'accueil pour notre stage, le cadre du projet, les objectifs et les résultats assignés à cette étude ;
- ↳ le deuxième chapitre traite de la méthodologie utilisée pour la réalisation de cette étude ;
- ↳ le troisième chapitre expose les résultats de l'étude technique (dimensionnement et stabilité de l'ouvrage).

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LE PROJET

Ce chapitre est consacré à :

- ↳ la présentation de la structure qui nous a accueillie lors de notre stage ;
- ↳ la présentation du cadre du projet dans sa globalité et la description de l'ouvrage qui fait l'objet de notre étude ;
- ↳ la définition des objectifs assignés à notre étude et des résultats attendus.

I.1. Présentation de la structure d'accueil

I.1.1. Présentation de l'Office National de l'Eau Potable (ONEP)

L'Office National de l'Eau Potable (ONEP), institué par le décret N°2006-274 du 23 Août 2006, est une société d'Etat qui dépendait du Ministère des Infrastructures Economiques jusqu'en 2018. Elle est désormais sous la tutelle technique et administrative du Ministère de l'Hydraulique et sous la tutelle financière du Ministère de l'Economie et des Finances. L'ONEP a pour objectif d'apporter à l'Etat et aux Collectivités Territoriales, son assistance pour assurer l'accès à l'eau potable des populations sur l'ensemble du territoire. Cette structure du secteur de l'hydraulique, particulièrement du secteur de l'eau potable, est :

- Maître d'ouvrage délégué et Maître d'œuvre ;
- Propriétaire du patrimoine de l'Etat ;
- Contrôleur technique du Contrat d'Affermage ;
- Contrôleur de l'exécution des contrats ;
- Chargée de la protection du consommateur.

Sous la supervision de la Direction Générale et du Conseil d'Administration, son fonctionnement est assuré par sept (07) directions dont la Direction du Développement, des Etudes et Travaux (DDET) qui nous a accueillis durant ce stage (**Annexe I**).

I.1.2. Présentation de la Direction du Développement, des Etudes et Travaux

La Direction du Développement, des Etudes et Travaux (DDET) est dotée des missions et attributions suivantes :

- Assister la Direction Générale dans le choix de la stratégie de développement de l'hydraulique humaine en Côte d'Ivoire ;
- Elaborer les plans de Développement de l'Hydraulique Humaine dans le pays ;
- Réaliser les programmes et les travaux de l'Hydraulique Humaine ;
- Choisir les ressources exploitables et déterminer les conditions de leur exploitation.

Afin de mener à bien ses différentes missions, la DDET est constituée de trois (03) services :

- Le Service Travaux ;
- Le Service Fonds de Développement de l'Eau (FDE)/Fonds National de l'Eau (FNE) ;
- Le Service Planification et Etudes.

Les activités relatives aux études peuvent être résumées à la mise à jour de la liste des localités éligibles à l'hydraulique urbaine, au suivi de la réalisation des études, le contrôle et la validation des rapports d'avant-projet, à des missions de collecte de données sur site pour la réalisation d'études, à la participation à des séances d'examen technique de rapports d'études (EIES, Schémas directeurs, etc.).

I.2. Cadre projet

I.2.1. Situation géographique de la zone d'étude

Notre projet, porte sur l'étude d'un château d'eau qui s'implante dans la zone d'Abidjan Nord-Est plus précisément dans la commune d'Abobo Akeikoi. Les coordonnées géographiques des châteaux d'eau à réaliser dans le cadre du projet sont consignées dans le tableau ci-après :

Tableau 1 : Coordonnées châteaux d'eau en UTM

	Château d'eau 1	Château d'eau 2
Abscisse	391688	391724
Ordonnée	602442	602421
Altitude TN	110,8	111,5

La carte de localisation de la zone de projet se présente à la **figure 1** :



Figure 1 : Carte de localisation de la zone de projet

I.2.2. Situation démographique et climatique

Ce projet couvre une population évaluée à 4 707 404 en 2014 contre 3 133 608 en 1998, avec un taux d'accroissement moyen annuel sur la période de 1998 – 2014 de 2,7% (RGPH, 2014). On peut donc estimer la population à environ 5 523 370 en 2020.

Tableau 2 : Evolution de la population de la ville d'Abidjan 1998 – 2020 (Source : INS-CI)

Année	1998	2014	2020
Population	3 133 608	4 707 404	5 523 370

La ville d'Abidjan jouit d'un climat de type sous-équatorial, chaud et humide et pluvieux presque toute l'année. Elle comporte une grande saison des pluies (Mai-Juin-Juillet), une petite saison des pluies (Septembre-Novembre) et deux saisons sèches. La grande saison sèche commence à partir de Décembre et se termine en fin Mars. Les précipitations sont abondantes : plus de 1500 mm d'eau par an. La température est presque toujours aux environs de 27 °C et le degré d'hygrométrie (humidité relative) annuel moyen est supérieur à 80 %.

Tableau 3 : Moyennes Météorologiques de la ville d'Abidjan (Source : NOAA)

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Température Max (°C)	31	31	31	31	31	29	27	27	28	29	31	31
Température Min (°C)	23	25	25	25	24	24	23	22	22	24	24	24
Précipitation (mm)	13,1	72,5	105,7	156,7	354,1	588,9	160,6	24,7	74,7	144,2	163,6	76,9
Nombre de jours pluvieux	1	3	5	8	14	18	7	4	6	8	13	4

I.2.3. Contexte justificatif du projet

Abidjan, capitale économique de la Côte d'Ivoire regroupe 20% de la population ivoirienne. Sa croissance démographique accompagnée de l'urbanisation rapide ainsi que les modes de consommation en évolution suscitent une demande de plus en plus forte en eau potable. L'Etat de Côte d'Ivoire à travers l'ONEP et la SODECI sont donc face à une préoccupation permanente d'obtenir et de maintenir une provision adéquate d'eau potable. La ville est principalement alimentée en eau potable à partir des eaux souterraines exploitées par la Société de Distribution d'Eau de Côte d'Ivoire (SODECI) par l'intermédiaire de 76 forages captant la nappe du Continental Terminal appelée « Nappe d'Abidjan », renforcés récemment par 18

nouveaux forages. Cependant cette nappe fait l'objet d'une surexploitation et montre depuis quelques années ses limites en termes de recharge et de disponibilité. De plus, cette surexploitation expose la nappe au risque d'infiltration du biseau salé. Il paraît donc nécessaire d'étudier d'autres possibilités de mobilisation de ressources nouvelles. Parmi celles-ci, l'utilisation de la rivière « ME » est apparue intéressante pour développer un projet de taille. Ce projet d'une durée de 30 mois, permettra de porter la capacité de production journalière de la ville d'Abidjan de 640 000 m³/j à fin 2018 à 880 000 m³/j en 2021 pour un besoin estimé à 800 000 m³/j à la même période. Ce qui permettra de couvrir le déficit de production et les besoins de la zone Nord-Est ainsi que de plusieurs quartiers (Biabou, Abobo Baoulé) et villages environnant (Bamgokoi, Brofodoumé, Ahoué et Djibi).

I.2.4. Description des ouvrages prévus dans le projet

Le schéma d'aménagement retenu dans le cadre du projet repose sur un système alternatif d'approvisionnement en eau potable du Nord-Est de la ville d'Abidjan. Les travaux consisteront à :

- ↪ Construire un ouvrage génie civil de prise d'eau en rivière ME, qui sera situé à proximité du village Bamgokoi ;
- ↪ Construire une usine de potabilisation d'une capacité de 240 000 m³/j, toujours à proximité du village Bamgokoi ;
- ↪ La pose de canalisations en fonte ductile DN 1400 pour le transfert d'eau brute de l'exhaure à la station de traitement ;
- ↪ La réalisation et équipement de postes de reprise à Brofodoumé en vue de l'alimentation et renforcement de l'AEP dudit village, de ceux d'Ahoué et Djibi et des quartiers de Biabou et Abobo Baoulé ;
- ↪ La pose de canalisations en fonte ductile DN 1400 pour le transfert d'eau traitée de la station de traitement jusqu'au emplacement des châteaux d'eau précisément situés à Abobo Akeikoi ;
- ↪ Construire des ouvrages de stockage : il s'agit de la construction de trois (3) châteaux d'eau dont deux (2) de 5000 m³ à Abidjan et un (1) de 150 m³ à Brofodoumé.

En effet, l'ouvrage qui fera l'objet de notre étude est ce château d'eau situé à Abidjan, de forme tronconique, en béton armé reposant sur une tour de **35 m** pour une capacité de **5000 m³**.

I.2.5. Objectif de l'étude

I.2.5.1. Objectif général

L'objectif général est de proposer un exemple de dimensionnement d'un château d'eau d'une telle capacité (5000 m³) afin d'assurer de façon durable l'approvisionnement en eau potable en quantité suffisante des populations du Nord-Est de la ville d'Abidjan.

I.2.5.2. Objectifs spécifiques

Pour atteindre cet objectif général, les objectifs spécifiques assignés à l'étude sont :

- Evaluer les besoins en eau actuelle et future (horizon du projet) ;
- Déterminer la capacité réelle du réservoir à partir des besoins évalués ;
- Dimensionner la structure du réservoir (château d'eau) pour proposer une note de calcul pour l'exécution ;

I.3. Résultats attendus

A l'issu de cette étude les résultats suivants sont attendus :

- Les besoins en eau sont connus ;
- La capacité du réservoir est obtenue ;
- Capacité portante du sol est déterminée ;
- La note de calculs détaillés de chaque élément de la structure du château est produite ;
- La stabilité interne et externe de l'ouvrage est validée ;
- La stabilité au poinçonnement est validée.

CHAPITRE II : MATERIELS ET METHODOLOGIE DE REALISATION DE L'ETUDE

Il s'agit dans ce chapitre de présenter les matériels et les méthodes de calculs utilisés afin d'aboutir aux résultats de notre étude.

II.1. Matériels

En fonction des objectifs à atteindre, nous avons utilisé un ensemble de matériels qui seront présentés de la manière suivante :

- ✚ **Google Earth** pour l'élaboration de cartes de situation ;
- ✚ **AutoCAD 2016** pour les différents dessins et plans d'exécutions ;
- ✚ Et enfin les outils du pack office 2016 (**Excel et Word**) pour les calculs et la rédaction du rapport.

II.2. Méthodologie

Dans cette partie, il s'agit de présenter l'approche méthodologique adoptée pour conduire l'étude.

II.2.1. Évaluation des besoins en eau et détermination de la capacité de l'ouvrage de stockage

II.2.1.1. Paramètres et hypothèses d'évaluation des besoins en eau potable

Pour évaluer les besoins en eau de la population d'Abidjan Nord-Est, nous avons utilisé la méthodologie développée ci-dessous.

- **Horizon du projet :**

Le système d'approvisionnement en eau potable de la zone d'étude doit être dimensionné en tenant compte des besoins actuels et des consommations futures sur diverses échéances afin de répondre convenablement aux attentes des populations. Ainsi l'étude sera faite sur l'horizon N+10 avec N l'année de mise en service du projet.

- **Données démographiques**

Les paramètres et hypothèses d'estimation de la demande en eau découlent essentiellement de l'exploitation des données existantes en occurrence les données démographiques. A cet effet, nous avons exploité les données concernant les résultats des recensements généraux de la

population et de l'habitat 1998 et 2014 (RGPH, 2014). La population de chaque ville/commune de la zone concernée est consignée dans le **tableau 4**.

Tableau 4 : Données sur la population de la zone impactée par le projet

ABIDJAN/COMMUNES	1998	2014
ABOBO	638 237	1 030 658
COCODY	251 741	447 055
BROFODOUME	2 910	1 368
AHOUE	2 789	1 494
BANGAKOI	466	170
Population Totale	896 143	1 480 745

- **Tendance d'évolution de la population**

Selon les résultats issus du dernier Recensement Général de la Population et de l'Habitat, le taux d'accroissement annuel de la population dans la zone du projet est de **2,7 %** en moyenne (RGPH, 2014). C'est ce taux qui a été retenu pour nos estimations.

- **Evolution de la population**

La population des zones impactées à l'horizon du projet a été estimée à l'aide de la formule ci-après ; les résultats sont consignés dans le **tableau 11**.

$$P_n = P_0 \times (1 + \alpha)^n$$

Avec,

P_n : Population à l'année n

P₀ : Population en 2014

α : Taux d'accroissement annuel (%)

- **Taux de branchements**

Dans la zone de projet, le taux de raccordement actuel est de 100% (SODECI, 2019). En 2030, l'ONEP prévoit aussi maintenir ce taux de raccordement à 100 %.

- **Consommation spécifique :**

Au regard du niveau de vie de la population et des critères nationaux, les consommations spécifiques suivantes (**tableau 5**) seront considérées. Il est considéré l'hypothèse suivante : les consommations spécifiques des populations raccordées et non raccordées varient en cours du projet.

Tableau 5 : Consommations spécifiques, Source : (ONEP, 2010)

		2020	2025	2030
Dotation population raccordée (l/hbt/j)	Cocody	90	100	120
	Abobo, Brofodoumé, Ahoué, Bangakoi	75	85	100

- **Coefficient de pointe**

Pour nous tenir compte des facteurs climatiques (variation saisonnière), de l'efficacité du réseau et du mode d'utilisation de l'eau potable par les populations riveraines, nous avons retenu les coefficients suivants (ONEP, 2010) :

- Coefficient de pointe saisonnier (**Cps**) adopté est **1,2** ;
- Coefficient de pointe journalier (**Cpj**) adopté est **1,05** ;

II.2.1.2. Evaluation de la demande en eau

Il existe deux types de demande en eau qu'on peut classer comme suit :

- **Besoins domestiques**

Il s'agit de la quantité d'eau utilisée pour les besoins quotidiens domestiques exprimée en m³/j. Ses usages sont principalement pour la consommation et l'hygiène. Cette consommation est déterminée par la formule ci-après :

$$\mathbf{Bd} = \frac{\mathbf{dot} \times \mathbf{Pop} \times \mathbf{Trcc}}{\mathbf{1000}}$$

Bd : Besoin domestique en m³/j

dot. : Dotation ou consommation spécifique en l/hbt/j

Pop. : Population totale

Trcc : Taux de raccordement en %

- **Besoins annexes**

Les consommations non domestiques regroupent les consommations des édifices publics (écoles, hôpitaux et dispensaires, administrations, toilettes publiques...) et les demandes en eau des activités économiques (industrie, artisanat, commerce et élevage). N'ayant pas une évaluation des consommations des édifices publics et des activités économiques, **une valeur de 20 %** a été appliquée sur les consommations domestiques pour les intégrer à l'évaluation des besoins en eau potable.

$$\mathbf{Bnd} = \mathbf{20\%} \times \mathbf{Bd}$$

La demande en eau moyenne journalière de la zone de projet est donnée par la formule suivante :

$$D_{mj} = Bd + Bnd$$

- **Consommation de pointe journalière**

Soit Q_{pj} , la consommation de point journalière à prendre en compte afin de pouvoir estimer la capacité de l'ouvrage de stockage. Elle s'exprime en **m³/j** et est donnée par la formule ci-après.

$$Q_{pj} = D_{mj} \times C_{ps} \times C_{pj}$$

- **Production actuelle**

Selon les données de production provenant de la SODECI et de celles recueillies auprès de la DCEQ, il en ressort que la production totale **Q_{prod}** sur l'ensemble de la zone du projet est estimée à environ **290 000 m³/j** en fin 2019 (SODECI, 2019).

- **Déficit de production**

Le déficit de production journalier (**D_p**) n'est rien d'autre que la quantité d'eau restante à produire pour que le besoin en eau potable de la zone impactée par le projet soit comblé en 2030. Elle est obtenue à partir de la formule ci-dessous :

$$D_p = Q_{pj} - Q_{prod}$$

II.2.1.3. Détermination de la capacité du réservoir

Pour évaluer la capacité du réservoir, nous disposons de plusieurs méthodes à savoir : la méthode dite simplifiée, la méthode analytique et la méthode graphique (ZOUNGRANA, 2003). Dans le cas d'espèce, nous nous attèlerons uniquement sur **la méthode simplifiée**.

Cette méthode est le résultat de l'expérience de chaque pays. La capacité de stockage sur les réseaux de distribution est comprise entre 25% et 50%, avec une moyenne 33%, de la consommation journalière de pointe. Une réserve de distribution de 25% de la consommation journalière de pointe suffit à satisfaire les besoins dans les grandes agglomérations de plus de 200 000 habitants (ZOUNGRANA, 2003).

Le volume du réservoir (**V**) est donné par la formule suivante :

$$V = V_u + V_{in}$$

Où $V_u = \%p \times D_p \rightarrow V = \%p \times D_p + V_{in}$

avec,

Vu : Volume utile en m³ ;

Vin : Volume incendie en m³. On retient **120 m³** (ZOUNGRANA, 2003) ;

%p : pourcentage de réserve de distribution. On retient dans notre cas **25 %** ;

Dp : déficit de production journalier nécessaire pour combler la demande à l'horizon du projet, exprimé en m³.

II.2.2. Etude géotechnique

La carte géotechnique de la ville d'Abidjan à l'échelle 1 / 50 000 situe le projet dans une zone des **sables peu argileux** des bas plateaux datant du quaternaire ancien. Cependant, dans le cadre du projet une étude géotechnique a été menée par le Laboratoire de Géotechnique et de Matériaux (LABOGEM). Les essais et sondages réalisés avaient pour but de déterminer la nature et la résistance des sols en place. Ceci a permis de donner les paramètres géotechniques nécessaires au dimensionnement de fondations de l'ouvrage.

Pour mener à bien cela, il a été réalisé en des points judicieusement implantés sur l'emprise du projet, les essais et sondages géotechniques suivant (LABOGEM, 2018) :

- 3 essais de pénétromètre dynamique lourde descendus à 10 m de profondeur ;
- 3 sondages à la tarière mécanique descendus à 6 m de profondeur ;
- 3 sondages avec essais pressiométriques descendus à 15 m de profondeur.

II.2.3. Caractéristiques de matériaux

Dans cette partie, nous allons présenter les caractéristiques du béton et celles des aciers conformément aux règlements BAEL 91. Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

II.2.3.1. Béton

Le béton, est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sables et graviers) et d'eau et éventuellement d'adjuvant pour modifier ses propriétés. Le béton présente une très bonne résistance en compression mais une faible résistance en traction voir 1/10 de sa résistance en compression. Dans notre projet, le béton qu'on va utiliser sera doser entre **350 et 400 kg/m³** afin d'assurer une bonne étanchéité.

➤ Résistances caractéristiques du béton :

- **Résistance à la compression**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée « f_{c28} ». Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Le **BAEL 91** donne la relation suivante à prendre dans les calculs pour $j \leq 28$ jours :

- Si $f_{c28} \leq 40$ MPa,

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28}$$

- Si $f_{c28} > 40$ MPa,

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

- Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

➤ Contraintes admissibles de compression :

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

Selon le **BAEL 91** on a :

- **A l'Etat limite ultime (ELU)**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

Coefficient partiel de sécurité des matériaux γ_b :

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires (cas le plus courant)

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

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

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

$\theta = 0,90$ la durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

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

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

Le béton est considéré comme un matériau élastique linéaire, défini par son module d'élasticité.

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

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

Pour les ouvrages particuliers (**coupoles, cheminées**) et (**paroi cuve et tour**), on définit respectivement la contrainte admissible dans le béton par les formules suivantes (FASCICULE 74, 1998) :

$$\sigma_{admF74} = \text{Min} \left[\frac{100 \times e}{R} \times f_{c28}^{1/3} ; \frac{e + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$

$$\sigma_{admF74}(\text{paroi cuve}) = \text{Min} \left[\frac{130 \times e}{D} \times f_{c28}^{1/3} ; \frac{e + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$

Avec,

e : épaisseur de l'élément considéré en m

R : rayon en m

D : Diamètre en m

f_{c28} : Résistance à la compression en MPa

➤ **Contraintes admissibles de cisaillement :**

Le BAEL 91 définit selon les états de fissuration les formules suivantes :

- **Dans le cas de la fissuration peu préjudiciable (FPP)**

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

- **Dans le cas de la fissuration préjudiciable (FP) ou très préjudiciable (FTP)**

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

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

- **Module de déformation instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \times f_{c28}^{1/3}$$

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures (f_{c28} en MPa)

- **Module de déformation différée**

$$E_{ij} = 3700 \times f_{c28}^{1/3}$$

Sous des contraintes de longue durée d'application (permanentes)

➤ **Module de déformation transversale du béton :**

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

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

- **Coefficient de poisson :**

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

On admet que :

- A l'ELU : $\nu = 0$ (béton fissuré)
- A l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré)

II.2.3.2. Acier

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage. Il est destiné à reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton serait incapable de supporter seul.

- **Type d'acier :** les aciers utilisés pour notre ouvrage sont des **Aciers à Hautes Adhérence « HA Fe500 »** ; Le tableau des sections d'aciers ainsi que les diamètres normalisés selon le BAEL 91 (**Annexe II**).
- Sa **limité d'élasticité garantie** notée « f_e », est **$f_e = 500 \text{ MPa}$**
- Son **module d'élasticité longitudinale** est : **$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$**

➤ **Contraintes limites de traction selon le BAEL 91 :**

- A l'**état limite ultime ELU** (MESSAN, 2013),

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec,

σ_{st} ou f_{su} : Contrainte de traction limite de l'acier en **MPa** ;

γ_s : Coefficient partiel de sécurité des matériaux

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{cas courants}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{cas des combinaisons accidentelles.}$$

- A l'**état limite de service ELS**,

Sa valeur dépend de l'état de fissuration considérée. Le tableau suivant nous donne la formule à utiliser pour la détermination de cette contrainte (MESSAN, 2013).

Tableau 6 : Contrainte de traction limite ELS (Source : BAEL 91)

Etat considéré	ELS
Fissuration peu préjudiciable FPP	Aucune vérification
Fissuration préjudiciable FP	$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right]$
Fissuration très préjudiciable FTP	$\sigma_{st} = 0,8 \times \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right]$

Avec le coefficient de fissuration η qui dépend de l'adhérence :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses, et les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

$\eta = 1,3$ pour les fils HA $\phi < 6$ mm

$\eta = 1,6$ pour les barres HA et fils HA $\phi \geq 6$ mm

➤ Contraintes limites de traction de l'acier (FASCICULE 74, 1998) :

$$\sigma_{stF74} = \text{Min} \left[\alpha \times \sqrt{\frac{\eta \times f_{t28}}{\phi}} + \beta\eta ; 0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

Les paramètres ci-après sont définis selon le **Fascicule 74** au paragraphe **VI.6.2.2.a** :

σ_{stF74} : Contrainte de traction limite de l'acier en **MPa**

$\alpha = 240$

ϕ : Diamètre de l'armature exprimé en **mm**

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1,6$)

$\beta \rightarrow \begin{cases} 0 \\ 30 \end{cases}$ on retient $\beta = 0$

Tableau 7 : Contrainte limite de traction en fonction du diamètre des armatures (FASCICULE 74, 1998)

ϕ (mm)	8	10	12	14	16	20	25	32	40
σ_{stF74} (MPa)	176,36	176,36	176,36	173,70	165,60	153,16	142,06	131,13	74,36

II.2.4. Etude des différents éléments du château d'eau

II.2.4.1. Prédimensionnement de la cuve

Le réservoir à étudier est un réservoir surélevé de type tronconique reposant sur une tour de 35 m, et de capacité 5000 m³ destiné à stocker de l'eau potable. Ce prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de coffrage des différents éléments résistants. Les dimensions des parois seront ultérieurement vérifiées sous l'effet des différentes combinaisons d'actions et du calcul de ferrailages.

Si nous notons par,

V : Volume total de la cuve tronconique (m)

V_u : Volume d'eau utile (m)

V_{ch} : Volume de la cheminée (m)

D : Diamètre intérieur de la grande base tronconique (m)

d : Diamètre intérieur de la petite base tronconique (m)

D_{ch} : Diamètre intérieur de la cheminée (m)

H : Hauteur d'eau utile (m)

α : Angle d'inclinaison des parois de la cuve (°C)

Le volume d'eau utile est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{V_u = V - V_{ch}}$$

$$\text{où, } V = \frac{\pi \times H}{12} (D^2 \times d^2 + D \times d) \quad \text{et} \quad V_{ch} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H$$

$$\rightarrow \mathbf{V_u = \frac{\pi \times H}{12} (D^2 \times d^2 + D \times d) - \frac{\pi \times D_{ch}^2}{4} \times H}$$

On se fixe une valeur de **D**, **d** et **D_{ch}**. Connaissant donc le volume ciblé, à l'aide d'un solveur on détermine **H**.

II.2.4.2. Hypothèse générale de calcul

- L'étude se fera conformément aux règles de calcul suivantes :
 - Le fascicule 74 relative à la construction des réservoirs ;
 - Cahier des clauses techniques générales : fascicule 62 titre 1 - Section I, règle dénommées BAEL 91 révisée 99 ;

- Règles NV65 qui définit les effets de la neige et du vent sur les constructions et ouvrages annexes ;
- Le BAEL 91 modifiée 99.
- Les combinaisons d'actions possibles sont les suivantes :
 - G** : est appelée charge permanente, elle tient compte du poids propre de l'élément, de son étanchéité, enduit ...
 - Q** : est appelée charge d'exploitation
 - **ELU** : Le calcul se conduira à l'Etat limite ultime, lorsque la fissuration sera jugée peu préjudiciable (FPP). La charge à prendre en compte pour le calcul est donnée par la formule ci-après : **$1,35 \times G + 1,5 \times Q$**
 - **ELS** : Le calcul se conduira à l'Etat limite de service, lorsque la fissuration sera jugée préjudiciable et très préjudiciable (respectivement FP et FTP). Dans ce cas la charge à prendre en compte pour le calcul est donnée par la formule ci-après : **$G + Q$**
- Étanchéité de l'ouvrage est de **Classe A**

Tableau 8 : Données de calcul du ferrailage

Désignation	Valeur
Résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours, f_{c28}	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique du béton en traction à 28 jours, f_{t28}	$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$
Contrainte de compression admissible à ELU selon BAEL 91, f_{bu}	$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
Contrainte de compression admissible à ELS selon BAEL 91, σ_{bc}	$f_{bu} = 18 \text{ MPa}$
Contrainte de traction limite à ELU selon BAEL 91, σ_{st}	$\sigma_{st} = 434,8 \text{ MPa}$
Contrainte de traction limite à ELS en FP selon BAEL 91, σ_{st}	$\sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$
Contrainte de traction limite à ELS en FP selon BAEL 91, σ_{st}	$\sigma_{st} = 200 \text{ MPa}$
Poids volumique de l'eau, γ_e	$\gamma_e = 10 \text{ KN/m}^3$
Poids volumique du béton armé, γ_b	$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
Poids volumique pour isolation thermique, δ_{isol}	$\delta_{isol} = 0,4 \text{ KN/m}^3$
Charge d'exploitation, Q'	$Q' = 1 \text{ KN/m}^2$
Poids surfacique pour enduit, δ	$\delta = 0,2 \text{ KN/m}^2$
Enrobage pour les éléments en contact permanent avec l'eau BAEL 91	$c = 5 \text{ cm}$
Enrobage selon le BAEL 91 pour les autres éléments	$c = 3 \text{ cm}$

II.2.4.3. Description et principe de calcul des différents éléments du château d'eau

II.2.4.3.1. Lanterneau

Le lanterneau est un élément standard qui sert à l'aération de la cuve. Situé au-dessus de la coupole supérieure, il est constitué d'une dalle de couverture et d'un voile circulaire qui est percé de fenêtres comme représenté sur la figure suivante :

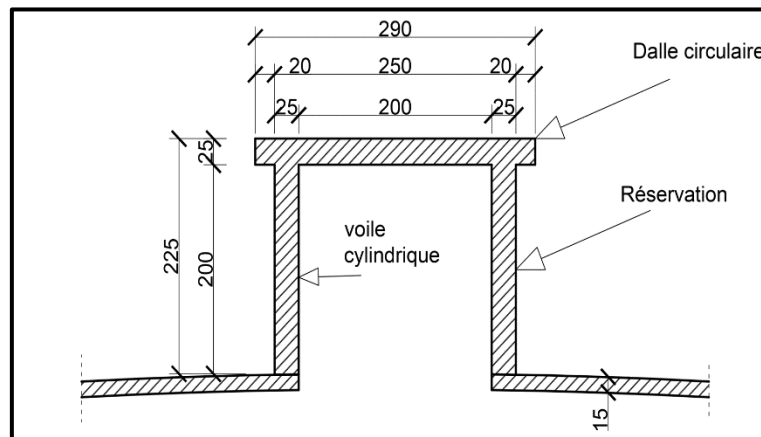


Figure 2 : Coupe transversale lanterneau

Descente de charges

Le principe de descente de charges est la suivante : la dalle supporte son poids propre ; le voile cylindrique supporte à son tour le poids de la dalle, son poids propre plus enduit intérieur et extérieur.

➤ Dalle de couverture lanterneau

Nous avons,

- diamètre de la dalle circulaire : $D_d = 2,90 \text{ m}$;
- épaisseur de la dalle circulaire : $e_d = 0,25 \text{ m}$;

Donc :

$$P_d = \pi \times \frac{D_d^2}{4} \times e_d \times \gamma_b$$

➤ Voile cylindrique

Nous avons,

- diamètre intérieur du voile : $D_{\text{int}} = 2 \text{ m}$;
- diamètre extérieur du voile : $D_{\text{ext}} = 2,5 \text{ m}$;
- épaisseur du voile : $e_v = 0,25 \text{ m}$;
- hauteur du voile : $h_v = 2 \text{ m}$;

- épaisseur enduit : $e = 0,02 \text{ m}$;

Donc :

$$P_v = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h_v \times \gamma_b + 2\pi \frac{D_{\text{int}}^2}{4} \times \delta$$

Le poids propre total du lanterneau vaut : $P_1 = P_d + P_v$

Ferraillage du lanterneau

- **Dalle de couverture lanterneau** : Le calcul du ferraillage se fera conformément à la méthodologie de calcul des dalles en flexion simple (MESSAN, 2013). La fissuration étant jugée peu préjudiciable (FPP), les calculs se feront à l'ELU.
- **Voile cylindrique** : La paroi de la partie cylindrique supportant la dalle du lanterneau sera calculée comme un voile cylindrique de 2 m de haut (hauteur entre la dalle du lanterneau et la coupole supérieure), non raidie latéralement, encastrée en tête et en pied avec un plancher d'un seul côté. Il existe plusieurs méthodes de calculs des voiles en Béton Armé. Dans notre cas précis, nous optons pour la méthode simplifiée basée sur les contraintes (TALEB & ELDJOUZI, 2019). La méthode de calcul du voile en béton armé doit satisfaire aux conditions ci-après (THONIER III, 1995) :
 - Longueur (l_w) du voile doit être supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur ($l_w \geq 5e_v$)
 - Epaisseur minimale doit être supérieure ou égale 10 cm ($e_v \geq 10 \text{ cm}$)
 - Elancement doit être inférieur ou égal à 80 ($\lambda \leq 80$)

Dans cette méthode, il s'agit de comparer la contrainte normale de compression (σ_u) à la contrainte limite ultime ($\sigma_{u,\text{lim}}$). Si $\sigma_u < \sigma_{u,\text{lim}}$, ainsi le calcul d'acier se fera aux armatures minimales de construction (THONIER III, 1995). Le tableau ci-après résume les formules de calculs des contraintes ainsi que celle des sections d'acier.

Tableau 9 : Formules de calcul voile lanterneau

Désignations	Formule
Contrainte normale de compression σ_u en MPa	$\sigma_u = \frac{N_u}{e_v \times l_w}$ Nu : charge à l'ELU supporté par le voile en KN
Contrainte limite ultime $\sigma_{u,\text{lim}}$ en MPa	$\sigma_{u,\text{lim}} = \frac{N_{u,\text{lim}}}{e_v \times l_w}$

	$N_{u,lim} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_{min} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$ <p>Avec, $Br = l_w \times [e_v - 2(\text{cm})]$ $A_{min} = 0,1\% \times e_v \times 100$ α est appelé coefficient de réduction (Annexe 4)</p>
Section d'acier verticale A_{sv} en cm^2/ml	$A_{sv} = l_w \times e_v \times \rho_v$ <p>Avec, $\rho_v = \max \left[0,001 ; 0,0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1 \right) \right]$</p>
Section d'acier horizontale (cerces) A_{sh} en cm^2/ml	$A_{sh} = 100 \times a \times \rho_h$ <p>Avec, $\rho_h = \max \left[0,001 ; \frac{2}{3} \rho_v \right]$</p>

Vérification des dispositifs constructifs

Espacement des armatures en FPP selon le Fascicule 74 est : S_{tx} et $S_{ty} \leq \text{Min}(2h_0 ; 25 \text{ cm})$

Armatures verticales du voile : Condition à vérifier, espacement $S_v \leq \text{min}(33 \text{ cm} ; 2e_v)$

Armatures horizontales du voile : Condition à vérifier, espacement $S_h \leq 33 \text{ cm}$

II.2.4.3.2. Coupole de couverture

La coupole supérieure encore appelée coupole de couverture supporte trois éléments que sont : le poids de la couverture, son étanchéité et le poids du lanterneau. Son dimensionnement se conduit exclusivement conformément aux règles du Fascicule 74.

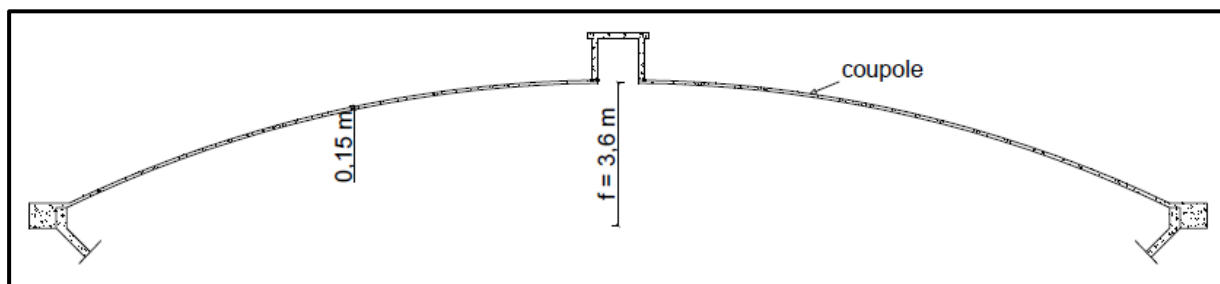


Figure 3 : Coupe transversale de la coupole supérieure

- **Epaisseur de la coupole e_c**

La norme préconise une valeur supérieure ou égale à 8 cm (FASCICULE 74, 1998). Conformément à cette norme nous avons opté pour une épaisseur de 15 cm.

- **Détermination de la flèche f**

Elle est prise selon le fascicule 74 supérieure ou égale au dixième du diamètre. Soit D le diamètre de la coupole supérieure, la flèche vaut : **D = 36,26 m**

$$f \geq \frac{D}{10} \text{ (FASCICULE 74, 1998)}$$

- **Calcul du rayon de courbure de la coupole supérieure R**

Le rayon de courbure s'obtient par,

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f} \text{ (Prof. MESSAN, 2020)}$$

- **Surface nette de la coupole Snc**

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

Avec,

S_c : surface totale de la coupole, **S_c = 2πR × f**

S_{ouv} : surface ouverture lanterneau, **S_{ouv} = π $\frac{D^2}{4}$**

Descente de charges

Les charges permanentes G :

- Poids propre de la coupole en KN, **P_{pc} = e_c × γ_b × S_{nc}**
- Poids d'enduit interne et externe en KN, **P_{en} = 2 × e_{en} × γ_b × S_{nc}**

La charge permanente totale agissant sur la coupole vaut : **G = (P_{pc} + P_{en}) + P_{lan}**

Charges d'exploitation : **Q = Q' × S_c**

La fissuration étant jugée préjudiciable (ELS), la charge sur la coupole **P_{ser}** par unité de surface

vaut : **P_{ser} = $\frac{G+Q}{S_{nc}}$**

- **Calcul de l'effort normal N**

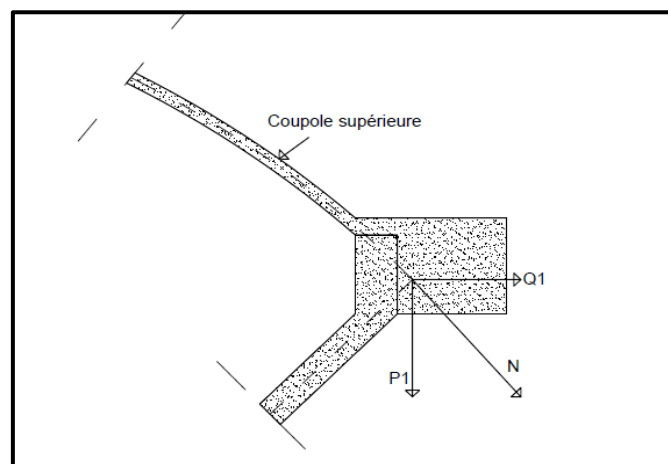


Figure 4 : Répartition des efforts dus au poids de coupole

Le poids total de la coupole de couverture engendre un effort de compression N . On calcule cet effort par la formule suivante (Prof. MESSAN, 2020) :

$$N = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2}$$

Avec :

P_1 : la composante verticale de l'effort de compression

$$P_1 = \frac{P_{ser} \times (r^2 + f^2)}{2r}$$

Q_1 : la composante horizontale de l'effort de compression

$$Q_1 = \frac{P_1 \times (r^2 - f^2)}{2rf}$$

Ferraillage coupole supérieure

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$

σ_b : Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b = \frac{N}{e_c \times 100}$$

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible dans le béton

$$\sigma_{bc} = \text{Min} \left[\frac{100 \times e_c}{R} (fc28)^{1/3}; \frac{e_c + 0,55}{3} \times fc28 \right]$$

Si la contrainte dans le béton (σ_b) est inférieure à la contrainte admissible (σ_{bc}) dans le béton, alors on armera la coupole supérieure à l'aide de l'acier forfaitaire donnée par pourcentage (FASCICULE 74, 1998). Sinon, on augmente l'épaisseur de la coupole ou on augmente la résistance du béton.

- **Armatures principales ou radiales**

$$Asp = 0,3\% \times e_c \times 100 \text{ (Prof. MESSAN, 2020)}$$

- **Armatures de répartition (cerces)**

$$Asr \geq \frac{Asp}{3}$$

II.2.4.3.3. Ceinture supérieure

La ceinture supérieure reçoit par mètre linéaire de développement, une poussée Q_1 provenant de la coupole et éventuellement, suivant les dispositions et la hauteur maximale de l'eau, une poussée Q_2 provenant de l'eau. Soit Q l'effort résultant par mètre. Cette poussée Q provoque dans la ceinture un effort de traction F . Pour équilibrer cette sollicitation on prendra une ceinture

de section **b*h** [120 x 120 cm²]. En effet, la ceinture supérieure est une poutre circulaire reposant sur la paroi de la cuve et qui a pour rôle d'absorber le grand effort de traction à la base de la coupole.

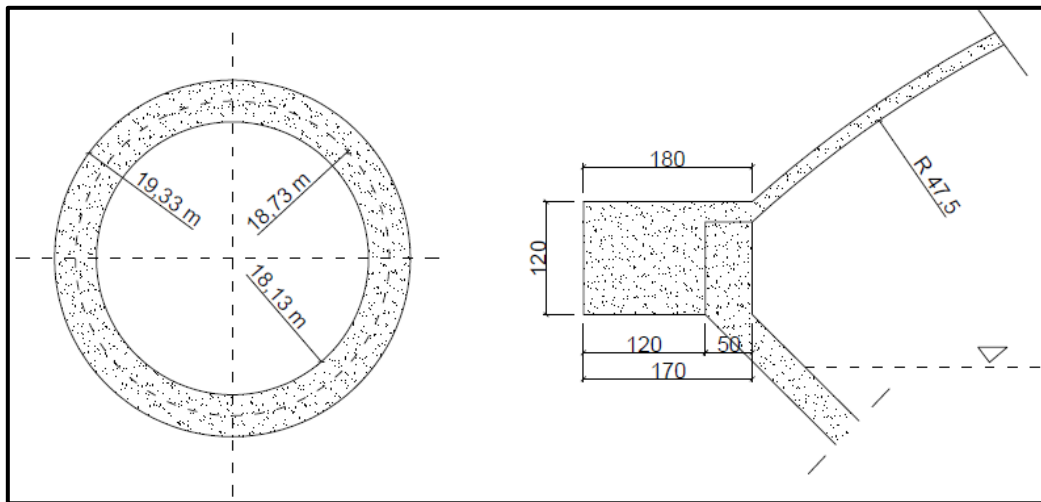


Figure 5 : Schéma montrant la disposition de la ceinture supérieure et des forces agissantes

Descente de charges :

- L'effort résultant vaut : $Q = Q_1 + Q_2$
- La force de traction vaut : $F = Q \times R_{moy}$

Où R_{moy} est le rayon moyen de la ceinture (m) $R_{moy} = 18,73$ m

- Le poids propre de la ceinture supérieure vaut, $P_{cs} = 2\pi \times b \times h \times R_{moy} \times \gamma_b$

Ferraillage ceinture supérieure :

Cette force doit être équilibrée par des armatures dont la section principale est :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

Le calcul est mené en fissuration très préjudiciable. La contrainte de traction des aciers est celle définie selon le BAEL 91 car la ceinture n'est pas en contact permanent avec de l'eau.

La section A_s sera constituée, suivant sa valeur, par quatre ou six aciers ou davantage si nécessaire, réunis par des cadres. Les aciers de la coupole et de la parois verticale viendront s'ancrer dans la ceinture supérieure.

- **Vérification de la section du béton**

D'après la condition de non fragilité (MESSAN, 2013) :

$$B \leq \frac{A_{min} \times f_e}{f_{t28}}$$

Avec **B**, la section du béton dans la ceinture supérieure (cm²) définie par : $B = b \times h$

Et **A_{min}**, la section d'acier choisie en cm²

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{4}$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

ϕ_l : diamètre maximal des armatures longitudinales.

- **Vérification de la disposition constructive**

Les espacements horizontal et vertical des aciers sont donnés par les formules suivantes :

$$esp_v = \frac{b - (2C + 6\phi_{20} + 2\phi_{10})}{5} \quad \text{et} \quad esp_h = \frac{h - (2C + 6\phi_{20} + 2\phi_{10})}{5}$$

Ils doivent être supérieur ou égale à l'enrobage C ou à 1,5 fois le diamètre du plus gros (Cg).

II.2.4.3.4. Paroi de la cuve tronconique

La cuve tronconique est soumise d'une part à la pression de l'eau et d'autre part à son poids propre ; ce qui entraîne des efforts de traction et de compression.

Descente de charges et calculs des efforts

Considérons la figure suivante :

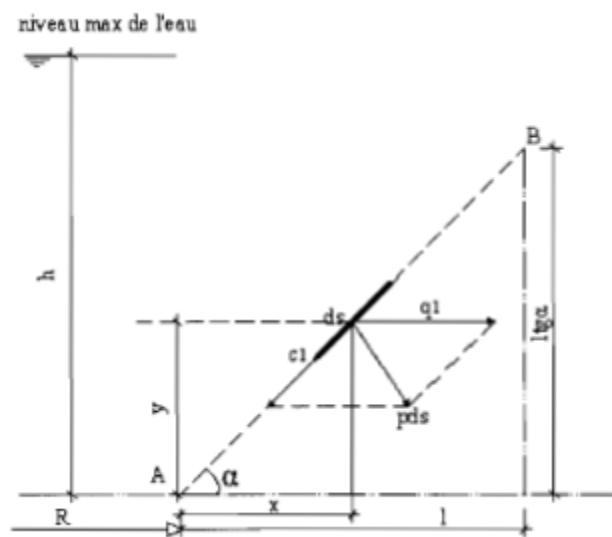


Figure 6 : Partie tronconique

➤ **Action de la pression de l'eau**

La force de traction F_1 due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur toutes les cerces de la partie tronconique est (Prof. MESSAN, 2020) :

$$F_1 = \frac{\gamma_e \times l}{\sin \alpha \times \cos \alpha} \left[H \left(R + \frac{l}{2} \right) - \left(R + \frac{l}{3} \right) l \times \tan \alpha \right]$$

La force de compression C_1 due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur l'ensemble du tronc de cône suivant la direction des génératrices est (Prof. MESSAN, 2020) :

$$C_1 = \frac{2\pi \times \gamma_b \times l}{\sin\alpha} \left[H \left(R + \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{l}{3} \right) l \times \tan\alpha \right]$$

➤ **Action du poids propres**

La force de traction F_2 due au poids propre et s'exerçant sur toutes les cerces de la partie tronconique est (Prof. MESSAN, 2020) :

$$F_2 = \frac{\gamma_e \times l}{\sin\alpha} \left(R + \frac{l}{2} \right) \times e$$

La force de compression C_2 due au poids propre de la partie tronconique et s'exerçant sur l'ensemble du tronc de cône suivant la direction des génératrices est (Prof. MESSAN, 2020) :

$$C_2 = \frac{2\pi \times \gamma_b}{\sin\alpha} \left(R + \frac{l}{2} \right) \times e$$

- La force de traction totale F (en **KN**) équilibrée par les cerces de la partie tronconique aura donc pour valeur :

$$F = F_1 + F_2$$

R étant ici le rayon de la petite base du tronc de cône

l longueur du tronc de cône suivant la parallèle

e épaisseur de la paroi tronconique $l = \frac{Hc}{\tan\alpha}$

- Quant à la force totale de compression C (en **KN**) à la base du tronc de cône, elle aura pour valeur, si nous appelons p le poids transmis au tronc de cône par la ceinture supérieure :

$$C = \frac{p}{\sin\alpha} + C_1 + C_2$$

Avec $p = P_{cs} + P_1 \times 2\pi R_{moy}$

P_1 : la composante verticale de l'effort de compression provenant de la coupole supérieure

R_{moy} : le rayon moyen de la ceinture supérieure

Calcul de la section d'acier

➤ **Section d'acier due à l'effort de traction (armatures des cerces)**

La section d'acier principale A_{st} (en cm²) est donnée par la formule ci-après :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stF74}}$$

La paroi de la cuve étant en contact permanent avec l'eau, on utilisera comme contrainte de traction limite celle donnée par le **Fascicule 74**.

Pratiquement la section A_{st} trouvée peut-être répartie uniformément sur la longueur AB, étant donné que la hauteur du tronc de cône est toujours assez faible et que la force de traction est presque constante car la hauteur de l'eau et le rayon du tronc de cône varient en sens inverse. Par suite, la force F_1 qui est prépondérante dans l'expression de F , et qui est fonction du produit hR varie peu le long de AB (SARRE, 2009).

Par conséquent, en rapportant la section ainsi obtenue par face à la longueur génératrice du tronc de cône on a :

$$A_{st/face} = \frac{F}{2 \times AB \times \sigma_{stF74}}$$

$$\text{Avec, } AB = \frac{Hc}{\sin\alpha}$$

➤ Section d'acier due à l'effort de compression

Vérification de la contrainte de compression dans le béton à la base de la partie tronconique

Il s'agit de vérifier si la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{admF74} = \text{Min} \left[\frac{130 \times e}{R} \times f_{c28}^{1/3} ; \frac{e + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$

Où e = l'épaisseur de la partie tronconique en m, R le rayon moyen à la base de partie tronconique en m.

La contrainte de compression dans le béton σ_b (MPa) est définie par :

$$\sigma_b = \frac{C}{2\pi \times (R + \frac{e}{2}) \times e}$$

Si $\sigma_b < \sigma_{admF74}$ alors on armera la partie tronconique à la compression avec des aciers forfaitaires (FASCICULE 74, 1998). Les armatures disposées à cet effet serviront d'armature de répartition pour les cerces.

$$A_s = 0,3\% \times e \text{ (cm)} \times 100 \text{ cm}$$

La section d'acier par face et par direction vaut : $A_{s/face} = \frac{A_s}{2}$

II.2.4.3.5. Cheminée

La cheminée travaille à la compression. Si nous considérons une tranche de 1 m de hauteur, l'effort de compression dû à la pression de l'eau aura pour valeur :

$$F = p \times R_{ch}$$

Où p = pression de l'eau et R_{ch} = au rayon intérieur de la cheminée.

Avec $p = \gamma_e \times H$

On vérifie ensuite que le béton peut résister à cet effort, ce qui est généralement réalisé et on armera la cheminée à l'aide de cerces horizontales et d'armatures verticales ; les armatures étant plutôt destinées à combattre le retrait et à empêcher la fissuration qu'à assurer la résistance proprement dite.

$$\sigma_b = \frac{F_{max}}{100 \times e}$$

σ_b : Contrainte de compression du béton en MPa

F_{max} : Effort de compression maximale en KN/ml et

e : Epaisseur de la cheminée en cm

La contrainte admissible dans ce cas est donnée par :

$$\sigma_{admF74} = \text{Min} \left[\frac{100 \times e}{R_{ch}} \times f_{c28}^{1/3} ; \frac{e + 0,55}{3} \times f_{c28} \right]$$

Si $\sigma_b < \sigma_{admF74}$ alors la cheminée sera armée avec de l'acier forfaitaire ; car le béton seul suffit à supporter les charges de compression.

- **Acier principal (cerce horizontale)**

L'acier principal est de 0,30% de la section du béton (Prof. MESSAN, 2020). Soit

$$A_{sp} = 0,3\% \times e \text{ (cm)} \times 100 \text{ cm}$$

- **Aciers répartitions (verticaux)**

La section d'acier est définie comme étant égale au tiers des armatures principaux. Elle sera répartie en double nappe conformément aux dispositions prescrites dans le CCTG (FASCICULE 74, 1998).

$$A_{sr/face} = \frac{A_{sp/face}}{3}$$

II.2.4.3.6. Fond de cuve

Le fond de cuve est pris ici comme un **plancher circulaire** reposant sur la tour et s'appuyant sur ses contours par une **ceinture d'appui**. Elle supporte son poids propre, le poids de la cheminée et le poids de l'eau. Ces dimensions sont les suivantes :

- Epaisseur **e = 2 m** ;
- Diamètre intérieur **D = 13 m**.

Pour le dimensionnement du fond de cuve, on fait les hypothèses :

- On assimilera le fond de cuve à une dalle carrée de côté correspondant au diamètre du plancher (**L_x = L_y = 13m**) ;
- Les calculs seront conduits à l'Etat Limite de Service (ELS) en Fissuration Très Préjudiciable (FTP) car en contact permanent à l'eau.

Descente de charges

Les formules qui permettent d'exprimer le poids propre par unité de surface des différents éléments de structures agissant directement sur le fond de cuve sont portées dans le tableau ci-après.

Tableau 10 : Formules poids propre fond de cuve

Désignation de l'ouvrage	Formulaire de calcul
Cheminée	$P_{pch} = \gamma_b \times h$
Fond de cuve	$P_{pdalle} = \gamma_b \times e_d$
Surcharge dû au poids de l'eau	$P_{peau} = \gamma_e \times h_e$
Total des charges permanentes G	$G = P_{pch} + P_{pdalle}$
Total charges d'exploitations Q	$Q = P_{peau}$

Par conséquent la charge uniformément répartie par unité d'aire couvrant entièrement la dalle vaut :

$$P_{ser} = G + Q$$

↳ Calcul du rapport de dimension α

Soit une dalle carrée de dimension l_x et l_y (**Figure 12**), on appelle le coefficient α le rapport :

$$\alpha = \frac{L_y}{L_x}$$

Si $\alpha > 0,4$ avec une charge est uniformément répartie, on dit que la dalle porte dans les deux sens ; Dans le cas contraire on dit que la dalle porte dans un seul sens (sens de la plus petit dimension x). Le calcul du moment qui se développe dans la dalle se conduira conformément aux **règles de calcul de BAEL annexe E3**.

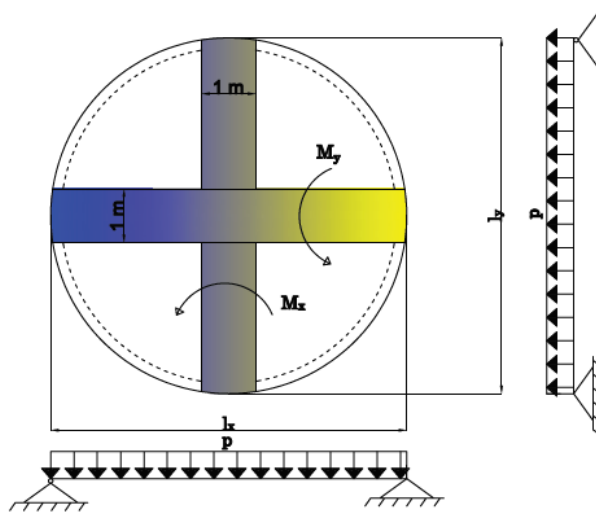


Figure 7 : Calcul des moments, Dalle travaille dans deux sens

↳ **Calcul des moments fléchissant : M_x et M_y**

Soit la charge appliquée par 1 m² de la dalle P_{ser} .

Pour une bande de largeur 1 m, les moments fléchissant au centre de la dalle dans les deux sens sont donnés par les formules suivantes :

– Dans le sens de x, $M_x = \mu_x \times P_{ser} \times Lx^2$

– Dans le sens de y, $M_y = \mu_y \times M_x$

Où μ_x et μ_y sont les coefficients de PIGEAUD, données par des abaques en fonction du rapport α . Pour $\alpha = 1$, $\mu_x = 0,0441$ et $\mu_y = 1$ (Annexe III)

Le plancher étant circulaire on conclut qu'il est sollicité dans toutes les directions par un moment qui vaut M_x .

↳ **Calcul de l'effort tranchant : V_x et V_y**

Conformément à l'annexe E3 des pratiques BAEL, si $\alpha > 0,4$ l'effort tranchant vaut :

$$V_x = \frac{P_{ser} \times Lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \text{ et } V_y = \frac{P_{ser} \times Lx}{3}$$

Le plancher étant circulaire on conclut qu'il est sollicité dans toutes les directions par un effort tranchant $V_u = V_x$

Ferraillage fond de cuve :

Le ferraillage sera calculé dans les deux directions pour une bande de longueur L_x et L_y de dimension (1 m x h).

↳ Vérification d'acier comprimé

Il s'agit de comparer les moments de services (M_{ser,x} et M_{ser,y}) au moment résistant de service Mrserb.

$$\mathbf{Mrserb} = \mathbf{b_0} \times \mathbf{d^2} \times \overline{\sigma_{bc}} \times \frac{1}{2} \times \overline{\alpha_{ser}} \times \left(1 - \frac{\overline{\alpha_{ser}}}{3} \right)$$

Avec,

b₀ : bande de largeur 1 m

σ_{bc} : Contrainte de compression limite du béton à ELS, σ_{bc} = $\overline{\sigma_{bc}}$ = 18 MPa

σ_{st} : Contrainte de traction limite de l'acier à ELS, σ_{st} = $\overline{\sigma_{st}}$ = 200 MPa

d = 0,9 × h

$$\overline{\alpha_{ser}} = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}$$

Si les moments de services (M_{ser,x} et M_{ser,y}) sont inférieurs au moment résistant **Mrserb** ; On conclure qu'il n'y a pas de présence d'acier comprimé.

↳ Calcul de la section d'armature due aux moments de services

La section du béton étant entièrement tendu, la section d'acier tendu vaut :

- *Dans le sens de x :*

$$A_{stx} = \frac{M_{ser,x}}{Z_{ser} \times \overline{\sigma_{st}}}$$

Avec, Z_{ser} = d × $\left(1 - \frac{\overline{\alpha_{ser}}}{3} \right)$

- *Dans le sens de y :* A_{sty} = A_{stx}

Conformément aux dispositions constructives, les sections d'aciers ainsi obtenues seront réparties en deux nappes car l'épaisseur de la dalle de fond de cuve est supérieure à 15 cm (FASCICULE 74, 1998).

- *Dans le sens de x :* A_{stx/nappe} = $\frac{A_{stx}}{2}$

- *Dans le sens de y :* A_{sty/nappe} = $\frac{A_{sty}}{2}$

↳ Calcul des aciers qui résisteront à l'effort tranchant

Nous allons vérifier d'abord la nécessité de prévoir des aciers pour l'effort tranchant avec la relation ci-dessous :

$$\text{Si, } \tau_u \leq \tau_{ulim}$$

$$\text{Avec, } \tau_{ulim} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } \tau_u = \frac{V_x}{b_0 \times d}$$

Alors il n'est pas nécessaire de prévoir des aciers pour l'effort tranchant.

II.2.4.3.7. Fut cylindrique ou Tour

Le support de la cuve est une tour de forme cylindrique. Elle sera considérée comme un voile armé avec les dimensions suivantes :

- Epaisseur des parois de la tour $e_v = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur de la tour $H_{\text{tour}} = 35 \text{ m}$;
- Diamètre intérieur et extérieur $D_{\text{int}} = 9,2 \text{ m}$ et $D_{\text{ext}} = 10 \text{ m}$.

Pour le dimensionnement de la tour, on fait les hypothèses :

- la tour est considérée comme un voile armé ;
- la hauteur du voile étant très importante (35m), nous optons de réaliser 4 planchers intermédiaires de même dimension. Ce qui nous conduit à 5 tranches dans le voile dont la dernière sera la plus chargée. Nos calculs se feront à ce niveau ;
- la tranche de voile la plus chargée est encastree en tête et en pied avec un plancher d'un seul côté.

Descente de charges

Les formules des charges qui agissent sur la tour sont données par les suivantes :

- Charges permanentes (G) exprimé KN,

$$\mathbf{G = P_p \text{ cuve} + P_p \text{ ceinture appui} + P_p \text{ tour} + P_p \text{ plancher}}$$

- Charges d'exploitation (Q) exprimé en KN,

$$\mathbf{Q = Q_1 + Q_2}$$

Avec,

Q_1 : Surcharge due au poids de l'eau et

Q_2 : Charge d'exploitation sur les planchers intermédiaires

- Ainsi la charge à l'état limité ultime vaut : $\mathbf{P_u = 1,35G + 1,5Q}$; soit la charge ultime par mètre linéaire $\mathbf{N_u = \frac{P_u}{l_w}}$, avec l_w : longueur du voile ou périmètre
- La charge à l'Etat limite de service est $\mathbf{P_{ser} = G + Q}$

Ferraillages de la tour

Vérification de la contrainte de compression dans le béton

La contrainte admissible de compression du béton (σ_{adm}) à ELS pour les supports des réservoirs surélevés (Tours) vaut (THONIER V, 1998) :

$$\sigma_{adm} = \max \left[\frac{130 \times e_v}{D_{ext}} \times f_{c28}^{1/3}; \frac{0,55 + e_v}{3} \times f_{c28} \right]$$

La contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_b = \frac{P_{ser}}{\pi \times (R_{ext}^2 - R_{int}^2)}$$

Si la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible. On armera le voile à l'aide de l'acier forfaitaire.

↳ Section d'acier principale Asp (verticale)

$$Asp \geq 0,25\% \times 100 \times e_v$$

Si l'épaisseur du voile est supérieure à 15 cm, la section d'acier ainsi trouvée sera répartie par moitié en deux nappes (FASCICULE 74, 1998).

↳ Section d'acier de répartition Asr ou cerces horizontales

$$Asr \geq 0,25\% \times 100 \times e_v$$

Si l'épaisseur du voile est supérieure à 15 cm, la section d'acier ainsi trouvée sera répartie par moitié en deux nappes (FASCICULE 74, 1998).

Vérification à l'ELU

La condition à vérifier est : $N_u \leq N_{u,lim}$

Cet effort limite est donné par la formule suivante (THONIER III, 1995) :

$$N_{u,lim} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_{min} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$Br = l_w \times [e_v - 2(\text{cm})]$$

l_w = Longueur du voile pour 1 m et A_{min} , est la section d'acier principale calculée

Comme plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, on divise la valeur de α par 1,10 ; α est appelé **coefficient de réduction (Annexe VI)**.

II.2.4.3.8. Fondation

La fondation est une partie essentielle de l'ouvrage en général et de l'infrastructure en particulier, car comme elle est en contact avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol à savoir : le poids propre de l'ouvrage, les surcharges d'exploitation. Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la forme de la superstructure, de la nature du sol et de sa capacité portante.

Pour ce genre de construction soumise au moment de renversement et présentant un axe de révolution, on choisira **un radier général de forme trapézoïdale** pour garder les mêmes axes d'inertie. De plus, seul le radier permet une répartition et une transmission homogène des charges.

Calcul des dimensions du radier

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

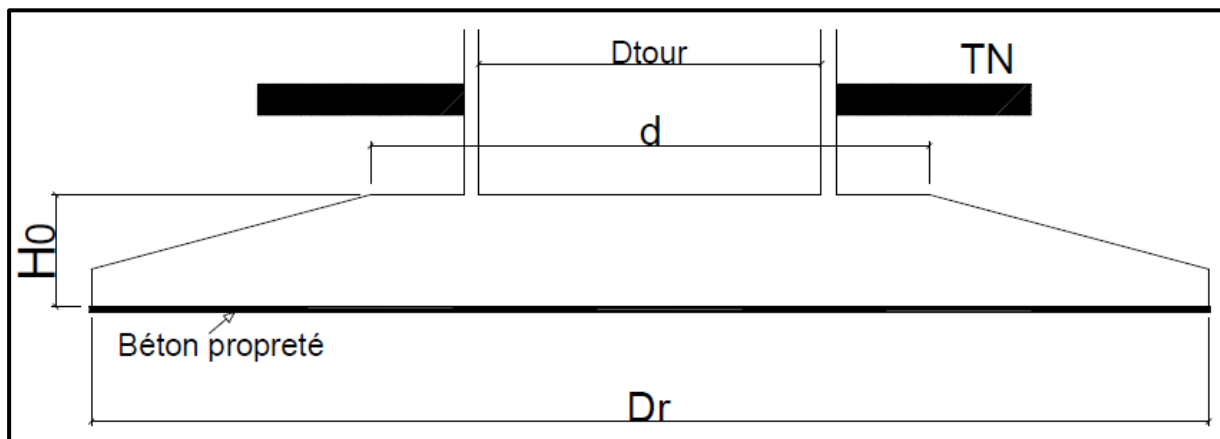


Figure 8 : Dimensions radier

- **Calcul du diamètre Dr :**

Le diamètre du radier est un critère essentiel pour assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol, sa valeur minimale est donnée en fonction de la contrainte limite admissible de ce dernier. L'inégalité qu'il faut satisfaire est la suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{Pu}{S}$$

Avec : $S = \frac{\pi \times D_r^2}{4}$

Après simplification des calculs, on obtient :

$$D_r \geq \sqrt{\frac{4Pu}{\pi \times \sigma_{sol}}}$$

On déduit : $\Rightarrow d = \frac{D_r}{2}$

- **Calcul de l'épaisseur h_r :**

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

$$h_r \geq \frac{Pu}{0,045 \times U_c \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}}$$

Avec :

$$U_c = \pi(D_{moy} + h_r) \text{ et } D_{moy} = \frac{D_r + d}{2}$$

Après avoir simplifié les calculs, nous obtenons l'inégalité ci-après :

$$h_r^2 + D_{moy} \times h_r - \frac{\gamma_b \times Pu}{0,045\pi \times f_c 28} \geq 0$$

Calcul des efforts internes du radier

- **Détermination de la charge surfacique P_u**

$$P_u = \frac{1,35G + 1,5Q}{\frac{\pi \times D_r^2}{4}}$$

Avec $G = G' + P_{radier}$ (Voir Annexe VI)

- **Le calcul des moments de flexions maximaux M_x et M_y**

Le calcul de ses moments se fera en considérant le radier comme une dalle renversée de dimension L_x et L_y .

Le rapport de dimension est : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Si $\alpha > 0,4 \Rightarrow$ Le radier porte dans les deux sens donc dans les quatre directions.

Pour une bande de largeur 1 m, les moments fléchissant au centre de la dalle dans les deux sens sont donnés par les formules suivantes :

– Dans le sens de x , $M_x = \mu_x \times Pu \times L_x^2$

– Dans le sens de y , $M_y = \mu_y \times M_x$

Où μ_x et μ_y sont les coefficients de PIGEAUD, données par des abaques en fonction du rapport α . Pour $\alpha = 1$, $\mu_x = 0,0368$ et $\mu_y = 1$ (**Annexe III**).

Par conséquent les moments en travée M_t et sur appui M_a sont donnés par :

$$M_t = M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_x$$

$$M_a = M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

↳ Calcul de l'effort tranchant : V_x et V_y

Conformément à l'annexe E3 des pratiques BAEL, si $\alpha > 0,4$ l'effort tranchant vaut :

$$V_x = \frac{Pu \times Lx}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \quad \text{et} \quad V_y = \frac{Pu \times Lx}{3}$$

Le plancher étant circulaire on conclut qu'il est sollicité dans toutes les directions par un effort tranchant $V_u = V_x = V_y$.

Ferraillage du radier

Le ferraillage du radier se calcule comme suit :

Soit une section du radier de dimension $b \times h$ (100×300) sollicitée par les moments de flexion.

Le calcul se fait à l'état limite ultime en FTP sous flexion simple.

↳ Vérification de la présence d'acier comprimé

Il s'agit de comparer la moment réduit du béton (μ_u) au moment réduit limite (μ_l).

- Dans le sens de x et y en travée, on a :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si $\mu_u < \mu_l$, Pas de présence d'acier comprimé en travée dans les deux sens.

- Dans le sens de x et y sur appui, on a :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si $\mu_u < \mu_l$, Pas de présence d'acier comprimé en travée dans les deux sens.

↳ Calcul de la section d'acier

La section d'acier tendu vaut :

- Dans le sens de x et y , en travée :

$$A_{stx} = A_{sty} = \frac{M_t \times \gamma_s}{d \times (1 - 0,4 \times \alpha_u) \times f_e}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

- Dans le sens de x et y, sur appuis :

$$A_{stxapp} = A_{styapp} = \frac{M_a \times \gamma_s}{d \times (1 - 0,4 \times \alpha_u) \times f_e}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u})$$

- **La condition de non fragilité :**

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

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

La section d'acier retenue en travée est : $A_{stx} = A_{sty} = \max(A_{stmin}; A_{st} \text{ calculé})$

La section d'acier retenue sur appui est : $A_{stapp} = A_{stapp} = \max(A_{stmin}; A_{stapp} \text{ calculé})$

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

Nous allons vérifier d'abord la nécessité de prévoir des aciers pour l'effort tranchant avec la relation ci-dessous :

$$\text{Si, } \tau_u \leq \tau_{ulim}$$

Avec,

$$\tau_{ulim} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } \tau_u = \frac{V_x}{b_0 \times d}$$

Alors il n'est pas nécessaire de prévoir des aciers pour l'effort tranchant.

II.2.5. Etude de la stabilité de l'ouvrage

II.2.5.1. Stabilité au poinçonnement

L'ouvrage est stable au poinçonnement si et seulement si :

$$\sigma_{ouvrage} \leq \sigma_{sol}$$

Avec,

- **σ_{sol} : Contrainte du sol exprimée en MPa ;** Elle est obtenue à partir des essais géotechniques. Dans notre cas elle vaut **$\sigma_{sol} = 0,30 \text{ MPa}$** .

- **σ_{ouvrage} : Contrainte de l'ouvrage exprimée en MPa** ; Cette contrainte est essentiellement due au **poids propre total de l'ouvrage entier et au poids de l'eau** contenue dans la cuve lorsque celle-ci est pleine (cas le plus défavorable).

Cette vérification se conduit à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{ouvrage}} = \frac{4 \times (P_{\text{tG}} + P_{\text{eau}})}{\pi \times D_{\text{radier}}^2}$$

Avec,

P_{tG} : Poids propre total de l'ouvrage entier exprimé en KN

P_{eau} : Poids de l'eau exprimé en KN

D_{radier} : Diamètre du radier de la fondation en m

Les résultats seront présentés au **chapitre 3** (voir page 62).

II.2.5.2. Stabilité au renversement

La condition primordiale à vérifier pour la stabilité au renversement est la suivante :

$$\frac{M_{\text{sta.}}}{M_{\text{rext}}} \geq 1,5$$

M_{sta.} : Moment stabilisant en MN.m

M_{rext.} : Moment renversant extrême en MN.m

Les actions à considérer dans ce calcul sont les suivantes :

- **Action déstabilisante** : Action due au vent
- **Action stabilisante** : Poids propre du massif (poids du béton)

NB : *Le poids de l'eau et les charges dues à l'exploitation de l'ouvrage ne sont pas prises en compte pour la vérification de cette stabilité.*

↳ Détermination du moment renversant extrême

Ce moment est essentiellement dû à la **force résultante dynamique du vent** qui est défini selon la **norme NV 65** par la formule suivante (MAYÈRE, 1965) :

$$Q = q_{10} \times K_s \times K_m \times \sum \delta_i \times C_i \times K_{h_i} \times S_i$$

Avec,

- **Q**, Force résultante dynamique du vent en daN
- **q₁₀**, Pression dynamique de base normale en daN/m² à 10 m su sol. Elle est donnée en fonction de la vitesse normale instantanée (pointe de rafale) exprimée en (m/s) par la formule de Bernoulli :

$$q_{10} = \frac{v^2}{16,3}$$

A Abidjan, précisément dans la zone de projet, la vitesse de pointe rafale est $V = 14 \text{ m/s}$

Selon le règlement NV 65, on prendra $q_{10} = 50 \text{ daN/m}^2$ donc nous nous situons en **zone 1** (Voir Annexes V, Tableau 7 et 8 NV 65).

- **K_s**, Coefficient de site ; On fait l'hypothèse d'un site normal $\Rightarrow K_s = 1$
- **K_m**, Coefficient dû à l'effet de masque ; $\Rightarrow K_m = 1$
- **C_i**, Coefficient de trainée ;
- **δ_i**, Coefficient dû à l'effet de dimension ou coefficient de réduction des pressions dynamiques ;
- **S_i**, Maitre-coupole ;
- **K_{h_i}**, Effet de la hauteur au-dessus du sol ;

NB : Afin de déterminer la force résultante dynamique Q, la structure sera décomposée en 2 éléments.

- **Cuve - coupole supérieure** : on suppose que les deux formeront un seul bloc de forme cylindrique avec les dimensions ci-après ; Hauteur **H₁ = 15,3 m** et Diamètre **D₁ = 38,66 m** ;
- **Tour** : Hauteur **H₂ = 35 m** et Diamètre **D₂ = 10 m** ;

On fait l'hypothèse que, le réservoir est un cylindre rugueux (**catégorie V**) donc **C₀ = 0,55** (Annexe V, Voir Tableau 11 des Règles NV 65).

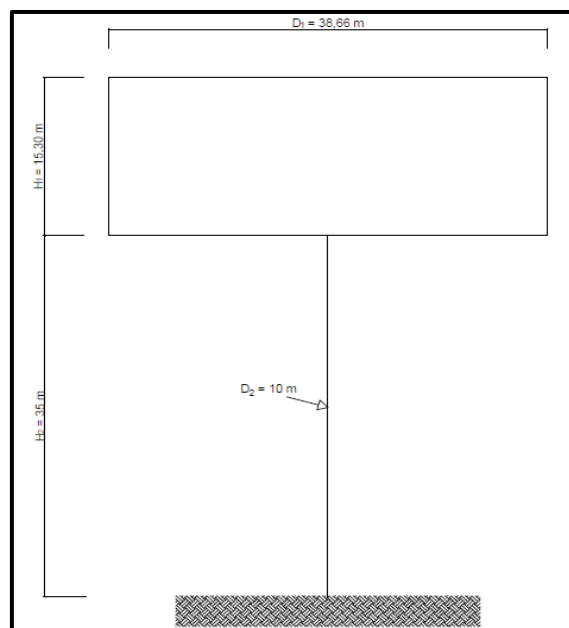


Figure 9 : Illustration de l'effet du vent sur le réservoir

La force résultante du vent est :

- Pour la Cuve – Coupole, $Q_1 = q_{10} \times K_s \times K_m \times \delta_1 \times C_1 \times K_{h_1} \times S_1$

Avec, $\delta_1 = 0,76$ (Annexe V, figure 12 NV65)

$$C_1 = \gamma_1 \times C_0 ; \gamma_1 = f(\lambda_1 ; \text{Catégorie V}) ; K_{h_1} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60} ; S_1 = D_1 \times H_1$$

- Pour la Tour, $Q_2 = q_{10} \times K_s \times K_m \times \delta_2 \times C_2 \times K_{h_2} \times S_2$

Avec, $\delta_2 = 0,84$ (Annexe V, figure 12 NV65)

$$C_2 = \gamma_2 \times C_0 ; \gamma_2 = f(\lambda_2 ; \text{Catégorie V}) ; K_{h_2} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60} ; S_2 = D_2 \times H_2$$

Par conséquent le Moment renversant extrême est obtenu par la forme ci-dessous :

$$M_{\text{rext}} = 1,75 \times Q \times Y_G$$

Où Y_G , est le centre de gravité de la force Q exprimé en m donnée par la formule :

$$Y_G = \frac{Y_1 \times Q_1 + Y_2 \times Q_2}{Q} \text{ avec } Y_1 = H_2 + \frac{H_1}{2} \text{ et } Y_2 = \frac{H_2}{2}$$

↳ Détermination du moment stabilisant M_{sta} .

Ce moment est essentiellement dû au poids propre Total de l'ouvrage entier à vide. Il se détermine par la formule suivante :

$$M_{\text{sta}} = P_{\text{tG}} \times X_G$$

P_{tG} : poids total général de l'ouvrage à vide (MN) $\Rightarrow P_{\text{tG}} = P_{\text{cuve}} + P_{\text{Tour}} + P_{\text{Radier}}$

X_G : bras de levier dû au moment stabilisant (m) $\Rightarrow X_G = \frac{D_2}{2}$

Les résultats seront présentés au **chapitre 3** (voir page 62).

CHAPITRE III : RESULTATS DE L'ETUDE TECHNIQUE

III.1. Evaluation des besoins en eau et capacité de l'ouvrage de stockage

III.1.1. Estimation de la population de la zone de projet

A partir des données de bases, les populations impactées par le projet ont pu être estimées. Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-après.

Tableau 11 : Détermination de la population à l'horizon du projet

ABIDJAN/COMMUNES	2014	2020	2025	2030
ABOBO	1 030 658	1 209 309	1 381 623	1 578 489
COCODY	447 055	524 546	599 288	684 681
BROFODOUME	1 368	1 605	1 834	2 095
AHOUE	1 494	1 753	2 003	2 288
BANGAKOI	170	199	228	260
Population Total	1 480 745	1 737 412	1 984 976	2 267 814

III.1.2. Evaluation de la demande en eau potable de la zone de projet

Après estimation de la population impactée par la zone de projet, les résultats obtenus en ce qui concerne la demande en eau potable pour l'ensemble de la zone de projet sont consignés dans le tableau ci-après.

Tableau 12 : Estimation des besoins en eau de la zone du projet

	Année courante	N+5	N+10
	2020	2025	2030
Population	1 480 745	1 691 736	1 932 790
Population raccordée	1 480 745	1 691 736	1 932 790
Besoin domestique Bd (m ³ /j)	133 222	169 122	231 856
Besoin non domestique Bnd (m ³ /j)	26 644	33 824	46 371
Demande en eau moyenne journalière totale D_{mj} (m ³ /j)	159 866	202 946	278 227
Consommation de pointe journalière Q_{pj} (m ³ /j)	201 431	255 712	350 566

III.1.3. Capacité de l'ouvrage de stockage (château d'eau)

A partir de la formule développée dans le paragraphe II.2.1.3, le volume de l'ouvrage de stockage qui vaut : $V = 0,25 \times 60\,566 + 120 = 15\,262 \text{ m}^3$

On retient que la zone d'Abidjan Nord-est, pour être servie correctement en eau potable, a besoin d'un réservoir d'une capacité de **10 000 m³ soit deux (2) châteaux d'eau de capacité 5000 m³**.

III.2. Etudes géotechniques

Au sortir de cette étude menée par LABOGEM, il ressort que :

- Les sondages à la tarière mécanique et aux essais pressiométriques ont respectivement mis en évidence des **sables argileux de couleurs marron, jaunâtre ou rougeâtre selon la profondeur ainsi que des argiles d'altérations** ;
- La contrainte admissible des sols à l'ELS est **3 bars (0,3 MPa)** en fondation sous un radier général ancré à **5 mètres** de profondeur à partir du TN ;
- L'amplitude maximale des tassements sous le radier est de l'ordre **2,1 cm** ;
- Le niveau de la nappe phréatique n'a été rencontré lors de l'intervention sur le site.

III.3. Calculs des différents éléments du château d'eau

III.3.1. Prédimensionnement de la cuve

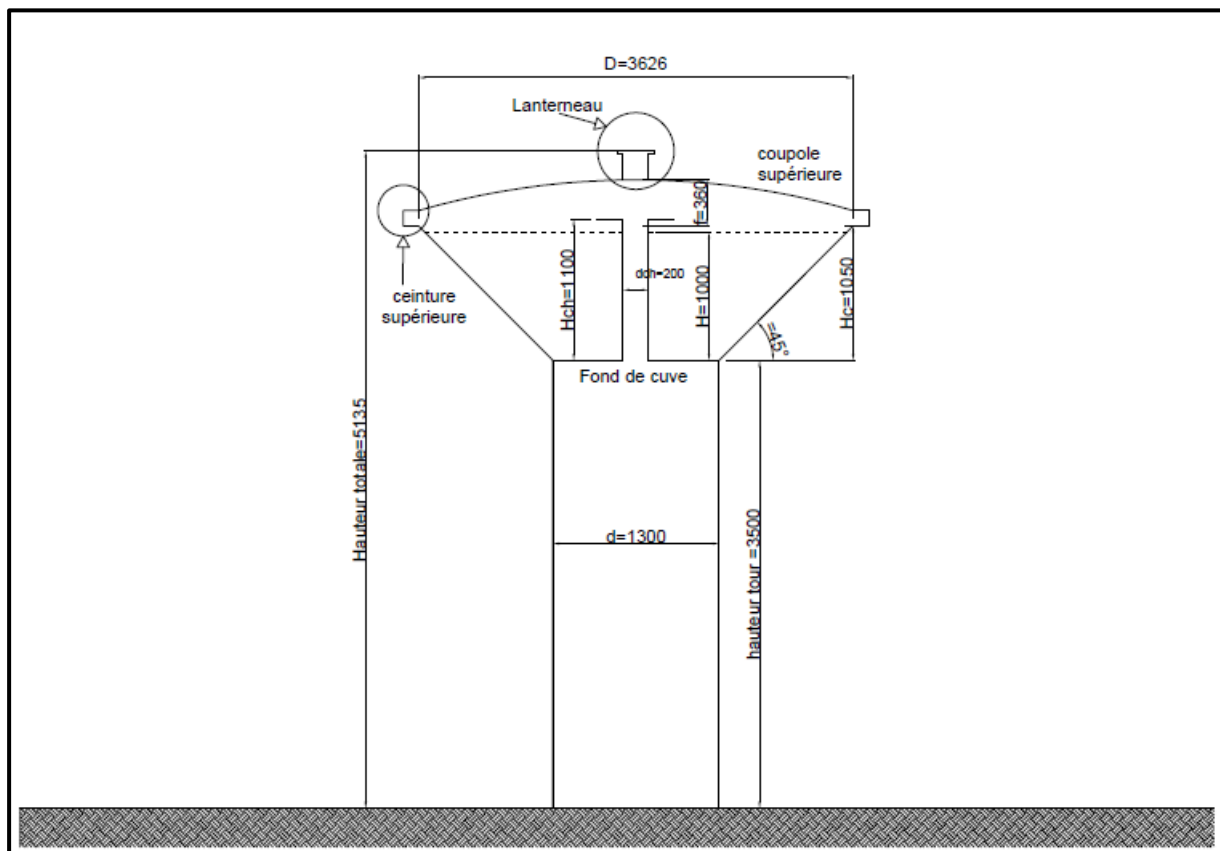


Figure 10 : Vue en plan des dimensions de la cuve

Dans notre cas on a : **D = 36,26 m** ; **d = 13 m** ; **Dch = 2 m** pour un volume **Vu = 5000 m³** nous obtenons une hauteur d'eau utile **H = 9,8 m**.

En définitive, les dimensions adoptées pour la cuve sont les suivantes :

$$D = 36,26 \text{ m}$$

$$d = 13 \text{ m}$$

$$D_{\text{ch}} = 2 \text{ m}$$

$$H = 10 \text{ m}$$

$$H_c = H + r = 10,5 \text{ m avec } r = 0,5 \text{ m}$$

$$H_{\text{ch}} = H + R = 11 \text{ m avec } R = 1 \text{ m}$$

Vérification de la capacité utile du réservoir :

$$\rightarrow V_u = \frac{\pi \times 10}{12} (36,26^2 \times 13^2 + 36,26 \times 13) - \frac{\pi \times 2^2}{4} \times 10$$

$$\rightarrow V_u = 5118,6 - 31,4 = 5087,2 \text{ m}^3$$

Tableau 13 : Données architecturales du château d'eau

Désignation des éléments de la superstructure	Détails des dimensions				Observation
	Epaisseur en m	Hauteur en m	Diamètre ou Rayon en m	Flèche en m	
Lanterneau	0,25	2	Dint= 2 Dext= 2,5		
Coupole supérieure	0,15			3,6	
Ceinture Supérieure	1,2	1,2	Dint= 36,26 Dext= 38,66		
Petite base de la Cuve Tronconique			Dint= 13 Dext= 14		
Grande base de la Cuve Tronconique			Dint= 36,26 Dext= 37,26		
Paroi de la cuve	0,5				Epaisseur uniforme
Cuve Tronconique		10,5			
Cheminée	0,25	11	Dint= 2 Dext= 2,5		
Dalle de Fond de cuve	2		Dext= 13		En partie inférieure de la cuve
Tour	0,4	35	Dint= 9,2 Dext= 10		

III.3.2. Calcul du ferrailage lanterneau

Les résultats issus de la descente de charge sur le lanterneau sont les suivants :

- poids propre de la dalle de couverture lanterneau vaut : $P_d = 41,28 \text{ kN}$
- poids propre du voile cylindrique vaut : $P_v = 89,61 \text{ kN}$
- poids propre total du lanterneau vaut : $P_l = 130,89 \text{ kN}$

➤ Dalle de couverture lanterneau

La charge permanente par unité de surface ou charge surfacique notée G s'exerçant sur la dalle est :

$$G = \frac{P_d}{S_{\text{dalle}}} = \frac{41,28}{6,61} \rightarrow G = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

La fissuration étant jugée peu préjudiciable (FPP), les calculs se feront à l'ELU. La charge à l'ELU vaut : $P_u = 8,44 \text{ kN/m}^2$

✓ Calcul du paramètre α

$$\text{D'après le BAEL, } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,90}{2,90} \rightarrow \alpha = 1 > 0,4$$

Donc la dalle porte dans les deux sens. Le calcul se conduira comme une poutre rectangulaire de largeur $b_0 = 1 \text{ m}$ et de hauteur $h = 25 \text{ cm}$.

✓ Calcul des moments fléchissant M_{ox} et M_{oy}

$$M_{ox} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \quad \text{et} \quad M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Où μ_x et μ_y sont les coefficients de PIGEAUD à l'ELU (**annexe III**) déterminés en fonction de la valeur de α .

$$\alpha = 1 \rightarrow \mu_x = 0,037 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$M_{ox} = 2,63 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 2,63 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

✓ Vérification de la présence d'acier comprimé

Il s'agit de comparer la moment réduit du béton (μ_u) au moment réduit limite (μ).

$$\text{Dans le sens de x, on a : } \mu_{ux} = \frac{M_{ox}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{ux} = \frac{2,63 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 1,7} \rightarrow \mu_{ux} = 0,00306$$

$$\text{Dans le sens de y, on a : } \mu_{uy} = \frac{M_{oy}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{uy} = \frac{2,63 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,25)^2 \times 1,7} \rightarrow \mu_{uy} = 0,00306$$

Conclusion : μ_{ux} et $\mu_{uy} < \mu_l = 0,372$ (Pour FeE 500) donc pas de présence d'acier comprimé dans le sens de x et de y. Il n'y a que la présence d'acier tendu.

✓ **Calcul de la section d'acier tendu (Aciers principaux)**

$$A_{stx} = A_{sty} = \frac{M_{ox}}{d \times (1 - 0,4 \times \alpha_u) \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\alpha_u = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{ux}}) \rightarrow \alpha_u = 0,00383$$

$$A_{stx} = A_{sty} = \frac{2,63 \times 10^{-3} \times 10^4}{0,9 \times 0,25 \times (1 - 0,4 \times 0,00383) \times 434,8}$$

$$A_{stx} = A_{sty} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,25 \times \frac{2,4}{500} \times 10^{-4}$$

$$A_{stmin} = 2,484 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'acier retenu est : $A_{st} = \max(A_{stmin}; A_{stcalculé})$

$$A_{st} = A_{stmin} = 2,484 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix du ferrailage : On prendra **5HA8/ml** suivant respectivement A_x et A_y mobilisant chacune une section d'acier de **2,51 cm²** avec un espacement de **20 cm**. Le ferrailage est réparti en double nappe.

➤ **Voile cylindrique lanterneau**

Tableau 14 : Conditions d'application du calcul de voile lanterneau

Conditions	Calculs	Etat
Longueur (l_w) du voile doit être supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur ($C \geq 5e_v$)	$l_w = 2\pi \times R_v = 2 \times \pi \times 1,125 = 7,1 \text{ m}$ $5e_v = 5 \times 0,25 = 1,25 \text{ m}$ $\rightarrow l_w \geq 5e_v$	Vérifié
Epaisseur minimale doit être supérieure ou égale 10 cm ($e_{min} \geq 10 \text{ cm}$)	$e_v = 25 \text{ cm}$	Vérifié
Elancement doit être inférieur ou égal à 80 ($\lambda \leq 80$)	$\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{e_v} = \frac{1 \times 0,85 \times \sqrt{12}}{e_v}$ $\lambda = 23,56 < 80$	Vérifié

✓ **Contrainte normale de compression σ_u**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \text{ avec } G = P_l = 130,89 \text{ KN et } Q = 6,61 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \times 130,89 + 1,5 \times 6,61 \Rightarrow N_u = 186,6 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{186,6 \times 10^{-3}}{0,25 \times 7,1} \Rightarrow \sigma_u = 0,11 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte limite ultime $\sigma_{u,lim}$

$$B_r = 16330 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{min} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Comme plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, on divise la valeur de α par 1,10 ; α est appelé **coefficient de réduction (Annexe IV)**.

$$N_{u,lim} = 0,526 \times \left[\frac{16330 \times 10^{-4} \times 30}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{500}{1,15} \times 2,5 \times 10^{-4} \right] \Rightarrow N_{u,lim} = 19,15 \text{ MN}$$

On en déduit la contrainte limite ultime qui vaut :

$$\sigma_{u,lim} = \frac{19,15}{0,25 \times 7,1}$$

$$\Rightarrow \sigma_{u,lim} = 10,8 \text{ MPa}$$

Le calcul nous donne : $\sigma_u = 0,11 \text{ MPa} < \sigma_{u,lim} = 10,8 \text{ MPa}$ OK vérifiée

Calculs des armatures verticales A_{sv} et des armatures horizontales A_{sh}

$$A_{sv} = 1 \times 0,25 \times 10^4 \times \max \left[0,001 ; 0,0015 \times \frac{400 \times 1,4}{500} \left(\frac{3 \times 0,0980}{10,78} - 1 \right) \right]$$

$$A_{sv} = 1 \times 0,25 \times 10^4 \times \max[0,001 ; -0,00163]$$

$$A_{sv} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le fascicule 74 aussi préconise que pour les éléments dont l'épaisseur est supérieure à **15 cm**, doivent être armés en double nappe. Cette section ainsi obtenue sera répartie par moitié en deux nappes sur chacune des faces du voile cylindrique.

$$A_{sv/\text{face}} = \frac{A_{sv}}{2} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures verticales : 5HA8/ml espacé de **20 cm** mobilisant une section d'acier de **2,51 cm²** par face.

$$A_{sh} = 100 \times 25 \times \max \left[0,001 ; \frac{2}{3} \times 0,001 \right]$$

$$A_{sh} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures horizontales : 5HA8/ml espacé de **20 cm** mobilisant une section d'acier de **2,51 cm²** par face.

Plan de ferrailage détaillé du lanterneau à voir en **annexe VIII**.

III.3.3. Calcul du ferrailage coupole supérieure

Les données pour le calcul du ferrailage de la coupole supérieure sont portées dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Données de calculs ferrailage coupole

	Valeur
La flèche retenue	f = 3,6 m
Rayon de courbure de la coupole supérieure	R = 47,5 m
La surface nette coupole	Snc = 1071,28 m
Charges permanentes G	G = 5090,92 KN
Charges d'exploitation Q	Q = 1071,28 KN
la charge sur la coupole Pser par unité de surface	Pser = 4,75 KN/m²
la composante verticale de l'effort de compression P₁	P₁ = 44,76 KN/ml
la composante horizontale de l'effort de compression Q₁	Q₁ = 108,26 KN/ml
Effort normal de compression développé dans la coupole supérieure N	N = 117,15 KN/ml

Ferrailage coupole supérieure

Calcul de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{117,15 \times 10^{-3}}{15 \times 100 \times 10^{-4}} \Rightarrow \sigma_b = \mathbf{0,78 \text{ MPa}}$$

Calcul de la Contrainte de compression admissible dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \text{Min} \left[\frac{100 \times 0,15}{47,5} (30)^{\frac{1}{3}}; \frac{0,15 + 0,55}{3} \times 30 \right] = \text{Min}[0,98 ; 7] \Rightarrow \sigma_{bc} = \mathbf{0,98 \text{ MPa}}$$

$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$ la condition est vérifiée.

- **Armatures principales ou radiales**

$$A_{sp} = 0,3\% \times e_c \times 100 = 0,3\% \times 15 \times 100 \Rightarrow \mathbf{A_s = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$e_c \geq 15$ cm, la section d'acier sera répartie par moitié en deux nappes par face et par direction conformément aux dispositions du fascicule 74. On a donc :

$$\mathbf{A_{sp/face} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Choix des aciers : On choisit **6HA8** espacé de **15 cm** par face et par direction mobilisant une section d'acier de **3,02 cm²/ml**.

- **Armatures de répartition (cerces)**

$$Asr \geq \frac{Asp}{3} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : On choisit **5HA8** espacé de **20 cm** par face et par direction mobilisant une section d'acier de 2,51 cm²/ml.

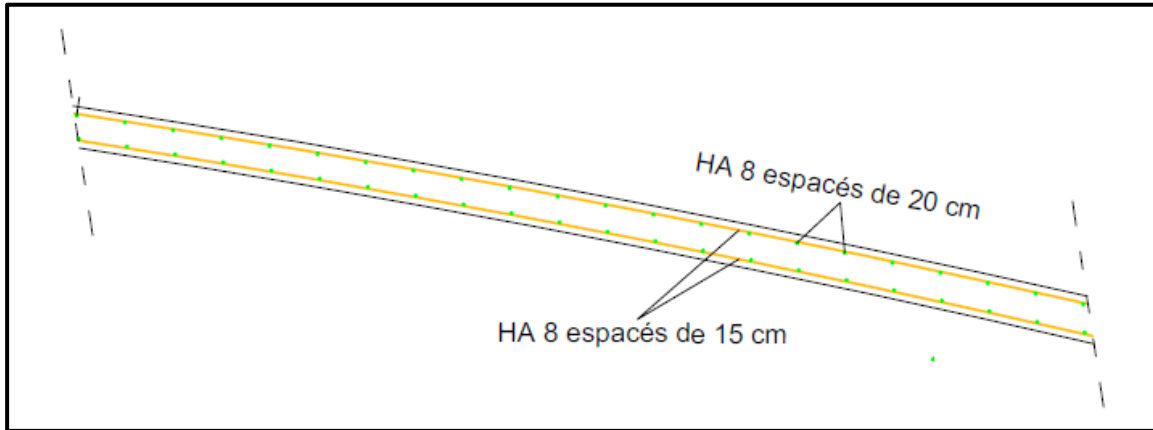


Figure 11 : Plan de ferrailage coupe supérieure

Plan de ferrailage détaillé de la coupole à voir en **annexe VIII**.

III.3.4. Calcul du ferrailage ceinture supérieure

La descente de charge sur la ceinture supérieure fait ressortir les résultats suivants :

- L'effort résultant vaut : **Q = 108,26 KN/ml**
- La force de traction vaut : **F = 2027,71 KN**
- Le poids propre de la ceinture supérieure vaut, **P_{cs} = 4236,6 KN**
- La contrainte de traction des aciers est limitée à : **σ_{st} = 200 MPa**

Ferrailage ceinture supérieure :

La section d'armature principale vaut

$$As = \frac{2027,71}{200} \times 10 \Rightarrow As = 101,40 \text{ cm}^2$$

Choix des aciers : Pour une section d'acier **As = 101,40 cm²** nous avons opté pour une combinaison de **36HA20** mobilisant une section d'acier de **113,04 cm²**

- **Calcul des armatures transversales :** Nous optons pour : Des cadres **HA10** espacés de **15 cm** et des épingles **HA8**.
- **Vérification de la disposition constructive :** esp_h = 20 cm et esp_v = 20 cm

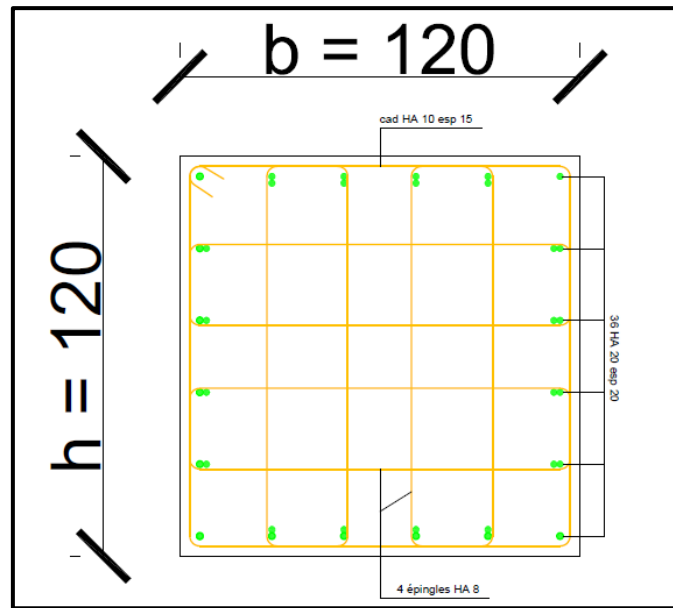


Figure 12 : Ferrailage de la ceinture supérieure (coupe transversale)

III.3.5. Calcul du ferrailage paroi de la cuve tronconique

Le tableau ci-dessous expose les données de bases utilisées pour le calcul des forces de traction et de compression développées dans la paroi de la cuve.

Tableau 16 : Dimensions partie tronconique

Désignation	Valeurs
Angle d'inclinaison de la paroi	$\alpha = 45^\circ$
Epaisseur de la paroi	$e = 0,5 \text{ m}$
Hauteur de la cuve	$H_c = 10,5 \text{ m}$
Hauteur d'eau	$H = 10 \text{ m}$
Diamètre intérieur et extérieur de la grande base du tronc de cône	$D_{\text{int}} = 36,26 \text{ m}$ et $D_{\text{ext}} = 37,26 \text{ m}$
Diamètre intérieur et extérieur de la petite base du tronc de cône	$d_{\text{int}} = 6,5 \text{ m}$ et $d_{\text{ext}} = 7 \text{ m}$

Les forces obtenues sont :

- La force de traction totale : **F = 4805,98 KN**
- la force de totale de compression : **C = 58788,1 KN**

Ferrailage de la paroi

- **Section d'acier due à l'effort de traction (armatures des cerces)**

La contrainte de traction limite utilisée dans le calcul vaut $\sigma_{\text{stF74}} = 153,16 \text{ MPa}$ pour les **HA20**. Ainsi la section totale d'acier principal obtenue par face est :

$$A_{st/face} = 156,89 \text{ cm}^2$$

Pour une longueur génératrice du tronc de cône AB = 14,85 m, la section ainsi obtenue par face et par mètre linéaire vaut :

$$A_{st/face} = 10,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : On opte pour **4HA20** mobilisant une section d'acier **12,57 cm²/ml** ; Soit des **HA 20** espacés de **20 cm** par face.

➤ **Section d'acier due à l'effort de compression**

Nous constatons que la contrainte limite de compression dans le béton n'est pas atteinte ($\sigma_b = 2,77 \text{ MPa} < \sigma_{admF74} = 10,5 \text{ MPa}$). Par conséquent la section d'acier par face est :

$$A_{s/face} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers : On opte pour **4HA16** mobilisant une section d'acier **8,04 cm²/ml** ; Soit des **HA16** espacés de **20 cm** par face.

Plan de ferrailage détaillé de la paroi à voir en **annexe VIII**.

III.3.6. Calcul ferrailage de la cheminée

Le tableau ci-après donne la répartition par tranche de l'effort de compression.

Tableau 17 : Effort de compression dû à la pression de l'eau sur la cheminée

N° Tranche	Hauteur d'eau (m)	R _{ch} (m)	Pression p (KN/m ²)	F (KN/ml)
I	1	1	10	10
II	2	1	20	20
III	3	1	30	30
IV	4	1	40	40
V	5	1	50	50
VI	6	1	60	60
VII	7	1	70	70
VIII	8	1	80	80
IX	9	1	90	90
X	10	1	100	100

Nous avons :

- La contrainte de compression dans le béton qui vaut : $\sigma_b = 0,4 \text{ MPa}$ et
- La contrainte de compression admissible dans le béton vaut : $\sigma_{admF74} = 8 \text{ MPa}$

On vérifie bien que la contrainte de compression dans le béton est inférieure à la contrainte admissible ($\sigma_b < \sigma_{admF74}$). Par conséquent la section d'acier définie par face vaut :

- **Aciers principaux (cerces horizontaux)**

$$A_{sp/face} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers principaux : On opte pour **5HA12** mobilisant une section d'acier **5,65 cm²/ml** ; Soit des **HA12** espacés de **20 cm** sur toute la hauteur de la cheminée par face.

- **Aciers répartitions (verticaux)**

$$A_{sr/face} = \frac{3,75}{3} \Rightarrow A_{sr/face} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers répartitions : On opte pour **5HA8** mobilisant une section d'acier **2,51 cm²/ml** ; Soit des **HA8** espacés de **20 cm** par face.

III.3.7. Calcul ferrailage fond de cuve

Descente de charges :

Les résultats de la descente de charges sont dans le tableau ci-après.

Tableau 18 : Résultats de calculs poids propres fond de cuve

Désignation de l'ouvrage	Données	Poids propres en (KN/m ²)
Cheminée	$e_{ch} = 0,25\text{m} ; h = 11 \text{ m} ;$	$P_{pch} = 25 \times 11 \Rightarrow P_{pch} = 275$
Fond de cuve	$e_d = 2\text{m} ; D = 13 \text{ m} ;$	$P_{pdalle} = 25 \times 2 \Rightarrow P_{pdalle} = 50$
Surcharge dûe au poids de l'eau	$\gamma_e = 10 \text{ KN/m}^2 ;$ $h = 10 \text{ m} ;$	$P_{peau} = 10 \times 10 \Rightarrow P_{peau} = 100$
Charge permanente G		G = 325
Charge d'exploitation Q		Q = 100
Charge de calcul à ELS, Pser		Pser = 425

Le rapport de dimension α : $\alpha = 1 > 0,4$

Donc la dalle porte dans deux sens. Les moments ainsi calcul dans chaque direction sont :

$$M_{ser,x} = M_{ser,y} = 3,17 \text{ MN.m}$$

Ferrailage fond de cuve :

On a le moment résistant à l'ELS qui vaut : $M_{rserb} = 13,55 \text{ MN.m}$. On remarque bien que les moments $M_{ser,x}$ et $M_{ser,y}$ sont inférieurs au moments résistant M_{rserb} d'où pas de présence d'aciers comprimés.

La section du béton étant entièrement tendue dans chaque direction, la section d'acier tendu vaut : $A_{sty} = A_{stx} = 108,86 \text{ cm}^2$

Conformément aux dispositifs constructives, les sections d'acier ainsi obtenues seront réparties en deux nappes car l'épaisseur de la dalle de fond de cuve est supérieure à 15 cm.

- Dans le sens de x :

$$A_{stx/nappe} = \frac{A_{stx}}{2} = 54,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Dans le sens de y :

$$A_{sty/nappe} = \frac{A_{sty}}{2} = 54,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers nappe supérieure : On opte pour **7HA32** mobilisant une section d'acier **56,30 cm²/ml** ; Soit des **HA32** espacés de **14 cm** dans le sens de x et y.

Choix des aciers nappe inférieure : On opte pour **7HA32** mobilisant une section d'acier **56,30 cm²/ml** ; Soit des **HA32** espacés de **14 cm** dans le sens de x et y.

Plan de ferrailage détaillé du fond de cuve à voir en **annexe VIII**.

III.3.8. Calcul ferrailage fut cylindrique (Tour)

Descente de charges

Tableau 19 : Résultat de la descente de charge sur la tranche de voile la plus chargée

Désignation de l'ouvrage	Poids propres Pp	ANNEXE VI DETAIL DE CALCUL VOIR
Cuve	Pp cuve = 26791 KN	
Ceinture d'appui	Pp ceinture appui = 3005 KN	
Tour	Pp tour = 9953 KN	
Planchers Intermédiaires	Pp plancher = 3927 KN	
Surcharge dûe au poids de l'eau Q ₁	Q ₁ = 50000 KN	
Charges d'exploitation sur planchers intermédiaires Q ₂	Q ₂ = 314,16 KN	
Charge permanente G	G = 43676 KN ⇒ G = 43,68 MN	
Charge d'exploitation Q	Q = 50314 KN ⇒ Q = 50,314 MN	

Charge de calcul à l'ELU	Pu = 134,44 MN
Charge à l'ELU par mètre linéaire	Nu = 4,28 MN/ml
Charge de à calcul à ELS	Pser = 93,99 MN

Ferraillage de la tour

- La contrainte admissible de compression du béton (σ_{adm}) à ELS est : $\sigma_{adm} =$
16,16 MPa
- La contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_b =$ **7,78 MPa**

Nous constatons que la contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible à l'ELS. On armera le voile à l'aide de l'acier forfaitaire (**Annexe IV**).

↪ **Section d'acier principale Asp (verticale)**

$$A_{sp} \geq 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'épaisseur du voile étant supérieure à 15 cm, la section d'acier ainsi trouvée sera répartie par moitié en deux nappes ; donc $A_{sp/nappe} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

↪ **Section d'acier de répartition Asr ou cerces horizontales**

$$A_{sr} \geq 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'épaisseur du voile étant supérieure à 15 cm, la section d'acier ainsi trouvée sera répartie par moitié en deux nappes ; Donc $A_{sr/nappe} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La charge ultime limite N_{ulim} que le voile pourrait supporter définie à l'ELU selon Henry THONIER est : $N_{u,lim} = 6,91 \text{ MN/ml}$.

On constate bien que $Nu < N_{ulim}$. Par conséquent le voile pourra supporter la charge à l'ELU.

Choix des aciers verticaux : On opte pour **5HA14** mobilisant une section d'acier **7,70 cm²/ml** ; Soit des **HA14** espacés de **20 cm** par face.

Choix des aciers de répartition : On opte pour **5HA14** mobilisant une section d'acier **7,70 cm²/ml** ; Soit des **HA14** espacés de **20 cm** par face.

Plan de ferraillage détaillé de la tour à voir en **annexe VIII**.

III.3.9. Calcul ferrailage fondation

Les données de bases utiles pour le dimensionnement du radier sont récapitulées comme suit (annexe VI) :

- Contrainte ou portance du sol $\sigma_{sol} = 0,3 \text{ MPa}$;
- Charges Permanent G' au-dessus du radier $G' = 43,68 \text{ MN}$;
- Charges variables Q au-dessus du radier $Q = 50,314 \text{ MN}$;
- Charges à ELU Pu totales au-dessus du radier $P_u = 134,44 \text{ MN}$;
- Charges à ELS Pser totales au-dessus du radier $P_{ser} = 93,99 \text{ MN}$.

Résultats de calculs des dimensions du radier

- Après calcul du diamètre D_r , on trouve que le diamètre de la fondation doit être : $D_r \geq 23,89 \text{ m}$. Nous optons pour un diamètre égal à $D_r = 30 \text{ m}$. Par conséquent, $d = 15 \text{ m}$.
- Pour ce qui est de l'épaisseur du radier, après résolution de l'inéquation on a $h_r \geq 1,95 \text{ m}$ et $h_r \geq -24,45 \text{ m}$. Nous optons pour une épaisseur du radier égale à $h_r = 3 \text{ m}$.

Résultats de calcul des efforts internes du radier

- La charge surfacique Pu utile pour le calcul des moments qui agissent dans le radier est : $P_u = 0,263 \text{ MN/m}^2$
- Moments de flexions maximaux M_x et M_y

Le rapport de dimension est : $\alpha = \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow \alpha > 0,4$. Le radier porte dans les deux sens donc dans les quatre directions.

– Dans le sens de x, $M_x = 8,71 \text{ MN.m}$

– Dans le sens de y, $M_y = 8,71 \text{ MN.m}$

Par conséquent les moments en travée M_t et sur appui M_a sont donnés par :

$$M_t = M_{tx} = M_{ty} = 7,4 \text{ MN.m} \text{ et } M_a = M_{ax} = M_{ay} = 4,36 \text{ MN.m}$$

- Le plancher étant circulaire, on conclut qu'il est sollicité dans toutes les directions par un effort tranchant $V_u = V_x = V_y = 2,63 \text{ MN.m}$

Résultats du ferrailage radier

↳ Vérification de la présence d'acier comprimé

- Dans le sens de x et y en travée, on a :

$$\mu_u = \frac{7,4}{1 \times (0,9 \times 3)^2 \times 17} \Rightarrow \mu_u = 0,06 \leq \mu_l = 0,372 \text{ pour Fe500}$$

Pas de présence d'acier comprimé en travée dans les deux sens.

- Dans le sens de x et y sur appui, on a :

$$\mu_u = \frac{4,36}{1 \times (0,9 \times 3)^2 \times 17} \Rightarrow \mu_u = 0,035 \leq \mu_1 = \mathbf{0,372 \text{ pour Fe500}}$$

Pas de présence d'acier comprimé sur appui dans les deux sens.

↪ Calcul de la section d'acier

La section d'acier tendu vaut :

- Dans le sens de x et y, en travée :

$$A_{stx} = A_{sty} = \frac{7,4 \times 1,15}{0,9 \times 3 \times (1 - 0,4 \times 0,077) \times 500}$$

$$A_{stx} = A_{sty} = \mathbf{65,04 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- Dans le sens de x et y, sur appuis :

$$A_{stxapp} = A_{styapp} = \frac{4,36 \times 1,15}{0,9 \times 3 \times (1 - 0,4 \times 0,045) \times 500}$$

$$A_{stxapp} = A_{styapp} = \mathbf{37,82 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- **La condition de non fragilité**

$$A_{stmin} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 3 \times \frac{2,4}{500} \times 10^{-4} \Rightarrow A_{stmin} = \mathbf{29,80 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

La section d'acier retenu en travée est : $A_{stx} = A_{sty} = \mathbf{65,04 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

La section d'acier retenu sur appui est : $A_{stxapp} = A_{styapp} = \mathbf{37,82 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

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

$$\tau_u = \frac{2,63}{1 \times 0,9 \times 3} \Rightarrow \tau_u = 0,97 \text{ MPa} \text{ et } \tau_{ulim} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,4 \text{ MPa}$$

Ont conclu $\tau_u < \tau_{ulim} \Rightarrow$ Pas d'armatures dues à l'effort tranchant.

Choix des aciers en travée : On opte pour **9HA32** mobilisant une section d'acier **72,38 cm²/ml** ; Soit des **HA32** espacés de **10 cm** dans le sens de x et y.

Choix des aciers sur appui : On opte pour **8HA25** mobilisant une section d'acier **39,27 cm²/ml** ; Soit des **HA25** espacés de **12,5 cm** dans le sens de x et y.

Le plan de ferrailage du radier général est donné dans les annexes VIII.

III.4. Stabilité de l'ouvrage entier

III.4.1. Stabilité au poinçonnement

$P_{tG} = 81964 \text{ KN}$ et $P_{eau} = 50000 \text{ KN}$ (Voir détaille de calcul en annexe VI)

$$\sigma_{ouvrage} = \frac{4 \times (81964 + 50000)}{1000 \times \pi \times 30^2}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ouvrage} = 0,187 \text{ MPa} < 0,30 \text{ MPa}$$

Par conséquent, nous pouvons dire avec certitude que notre ouvrage est stable vis-à-vis du poinçonnement.

III.4.2. Stabilité au renversement

↳ Moment renversant extrême

Tableau 20 : Données de calculs de la force résultante

Cuve – coupole supérieure	Tour
- $C_1 = 0,50$	- $C_2 = 0,561$
- $\delta_1 = 0,76$	- $\delta_2 = 0,84$
- $S_1 = 591,5 \text{ m}^2$	- $S_2 = 350 \text{ m}^2$
- $Kh_1 = 1,55$	- $Kh_2 = 1,39$

La force résultante du vent est :

- Cuve - coupole supérieure,

$$Q_1 = 50 \times 1 \times 1 \times 0,76 \times 0,5 \times 1,55 \times 591,50 = 17419,68 \text{ daN}$$

- Tour,

$$Q_2 = 50 \times 1 \times 1 \times 0,84 \times 0,561 \times 1,39 \times 350 = 11462,5 \text{ daN}$$

D'où $Q = 28882,18 \text{ daN}$

Le centre de gravité de la force résultante du vent est Y_G :

$$Y_1 = 35 + \frac{15,3}{2} = 42,65 \text{ m} \text{ et } Y_2 = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ m} \Rightarrow Y_G = 32,67 \text{ m}$$

Le moment renversant extrême vaut : $M_{rext} = 16,51 \text{ MN.m}$

↳ Moment stabilisant Msta.

P_{tG} : poids total général de l'ouvrage à vide (MN) $\Rightarrow P_{tG} = 81,96 \text{ MN}$

X_G : bras de levier dû au moment stabilisant (m) $\Rightarrow X_G = 5 \text{ m}$

Donc le moment stabilisant est de : $M_{sta.} = 409,8 \text{ MN.m}$

Conclusion : $\frac{M_{sta.}}{M_{rext}} = \frac{409,8}{16,51} \Rightarrow \frac{M_{sta.}}{M_{rext}} = 24,82 > 1,5$

Donc la stabilité de l'ouvrage est assurée vis-à-vis du renversement.

CONCLUSION

Le présent travail élaboré a porté sur la conception et le dimensionnement d'un château d'eau en béton armé de capacité 5000 m³ dans le but de répondre durablement aux soucis d'eau potable dans la zone d'Abidjan Nord-Est.

Notre thème nous a permis non seulement d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction d'infrastructure hydraulique en béton armé qui est un domaine très vaste, mais aussi d'exploiter un ensemble de connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur.

Au terme de ce travail, nous avons conclu ce qui suit :

- Les contraintes dans le béton des différents éléments de structures sont inférieures aux contraintes limites admissibles ;
- L'ouvrage est stable vis-à-vis du poinçonnement et du renversement, ce qui nous rassure de sa durabilité sur au moins 30 ans.
- Le cout global prévisionnel du projet y compris TVA est **deux milliards neuf cent vingt-sept millions deux cent vingt-cinq milles quarante-neuf francs CFA (2 927 225 049 F CFA TTC) (annexe VII) ;**
- Le projet mobilisera en tout un volume de béton de **3 588 m³** et une quantité d'acier de **658 023 Kg soit 658 tonnes d'aciers (annexe VII).**

Cependant, bien que ce travail ait un objectif académique, il représente tout de même une modeste contribution qui servira de boussole à l'ONEP dans les futurs processus de validation de d'autres APD que les bureaux d'études pourront leur soumettre en vue de l'octroi d'un projet d'une telle envergure.

Enfin, nous espérons que ce présent travail soit fort bénéfique du coté pédagogique et puisse servir les futures promotions.

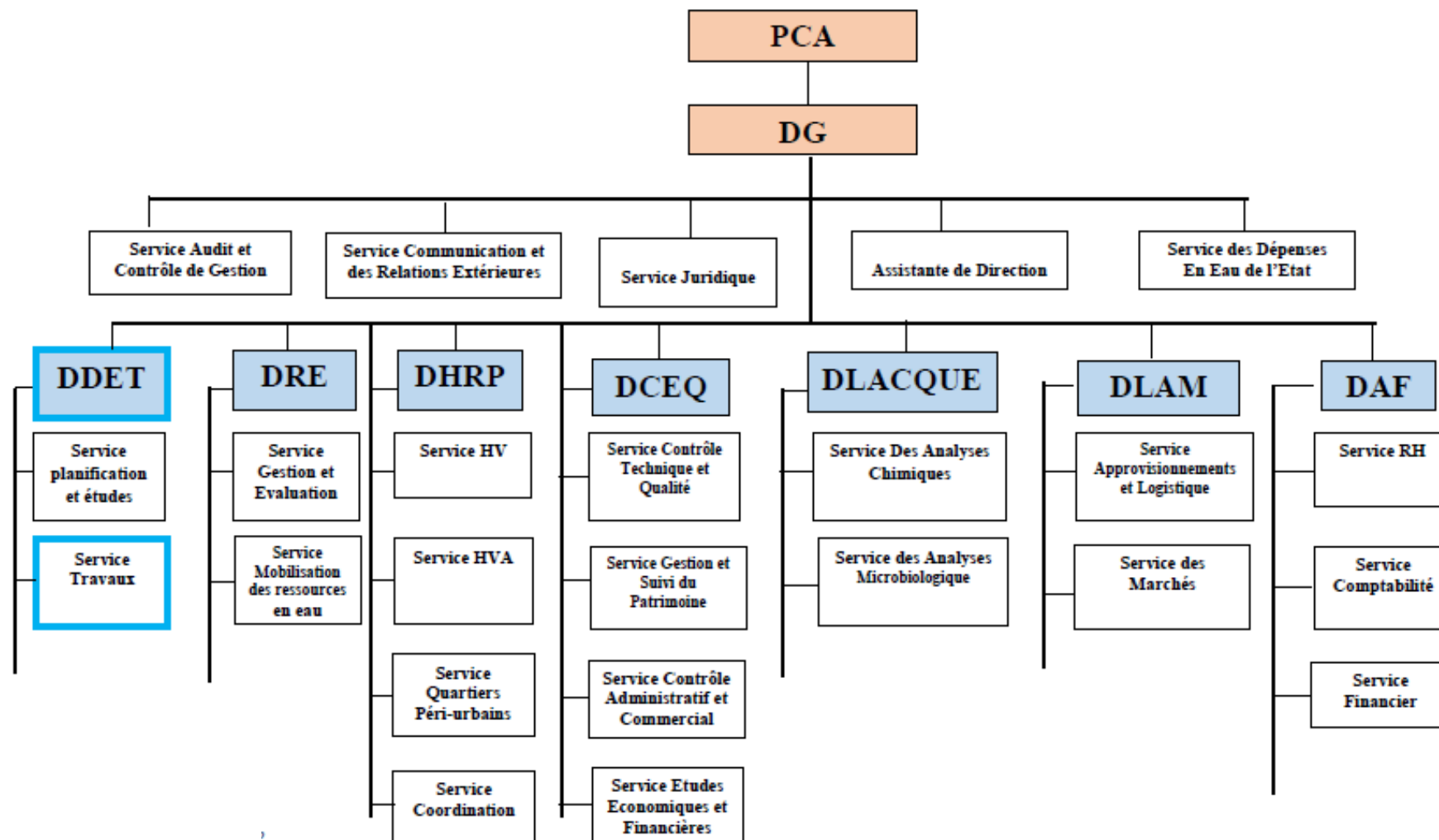
BIBLIOGRAPHIE

- ABDOURAHMANE, I. A. (2016).** ETUDE DE LA STRUCTURE D'UN CHATEAU D'EAU DE 2000 m³ EN VUE DE CONTRIBUER A L'EXTENSION DU RESEAU D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE NIAMEY. Ouagadougou: Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE.
- BINGUIMATCHI, D. B. (2005).** Analyse des études géotechniques et vérifications du dimensionnement du château d'eau et de la bache de stockage du site RA du projet AEP de la ville de Ouagadougou à partir du barrage de Ziga. Ouagadougou: Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE.
- BNETD. (2018).** ELABORATION DE L'ETUDE D'AVANT-PROJET DETAILLE DES TRAVAUX DE RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA LOCALITE DE GUEYO ET DES VILLAGES ENVIRONNANTS A PARTIR DE LA RIVIERE DAVO : Note de calcul des ouvrages de stockage.
- BOUHOUI, Y., & OUAR, A. (2014).** ETUDE D'UN RESERVOIR D'EAU DE CAPACITE 1500 M³, Mémoire de fin d'Etude. Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Faculté de Technologie - Département De Génie civil.
- BOUNDY, B., & BOUKHATEM, B. (2019).** ETUDE D'UN RESERVOIR SURELEVE DE CAPACITE 1000m³ DANS LA DAIRA DE MESRA (MOSATAGANEM). Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, Faculté des Sciences et de la Technologie - Département de Génie Civil & Architecture.
- Dr MADI, R. (2014).** COURS OUVRAGES EN BETON. UNIVERSITE 8 MAI 1945 - GUELMA, DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE.
- FASCICULE 74. (1998).** CONSTRUCTION DES RÉSERVOIRS EN BÉTON , Cahier des clauses techniques générales.
- FRANZETTI. (2019).** CONSTRUCTION D'UN CHATEAU D'EAU DE 500 M³ SUR TOUR DE 13 M A KONONFLA - NOTE DE CALCUL.
- GUERRIN, A., & LAVAU, R. C. (1993).** TRAITE DE BETON ARME TOME VI : Réservoirs - Châteaux d'eau - Piscines. Deuxième Edition DUNOD.
- LABOGEM. (2018).** Rapport d'Etude Géotechnique : Construction de deux Château d'eau de 5000 m³ à Abidjan.
- MAYÈRE, J. (1965).** Règles Neige et Vent NV 65.
- MESSAN, A. (2013).** Cours Béton Armé 1&2 (BA) selon les règlements du BAEL 91 modifié 99, Cours 2iE. Ouagadougou: Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE.
- ONEP. (2010).** REFERENTIEL TECHNIQUE DANS LE SECTEUR DE L'HYDRAULIQUE HUMAINE.

- PERCHAT, J., & ROUX, J. (1997).** Pratique du BAEL 91 (éd. 2e). Eyrolles.
- Prof. MESSAN, A. (2020).** DIMENSIONNEMENT DES RESEVOIRS EN BETON ARMEE, Cours 2iE. Ouagadougou: Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE.
- RGPH. (2014).** Recensement Général de la Population et de l'Habitat : Résultats Globaux. Institut National de la Statistique de Côte d'Ivoire.
- SARRE, I. A. (2009).** ELABORATION DE PROGRAMMES DE DIMENSIONNEMENT DE RESERVOIRS EN BETON ARME : APPLICATION SUR LA CONCEPTION DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN BETON ARME DU PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE A MBANE. DAKAR: UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR, ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE Centre de THIES - Département de Génie Civil.
- SEGUEL, A., & KEDDAM, M. (2015).** Calcul d'un réservoir circulaire en béton précontraint posé au sol de capacité 5000 m³. Université MOULOUD MAMMERI de Tizi-Ouzou, Faculté de Génie de la Construction - Département de Génie civil.
- SODECI. (2019).** Rapport Annuel sur les taux de raccordements et dessertes prévisionnels sur l'étendu du territoire National.
- TALEB, R., & ELDJOUZI, B. (2019).** Dimensionnement des voiles en BA. Récupéré sur GC Document.
- THONIER II, H. (1993).** Conception et calcul des structures de bâtiment Tome II. Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- THONIER III, H. (1995).** Conception et calcul des structures de bâtiment Tome III. Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- THONIER IV, H. (1996).** Conception et calcul des structures de bâtiment Tome IV. Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- THONIER V, H. (1998).** Conception et calcul des structures de bâtiment Tome V. Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- THONIER VI, H. (1999).** Conception et calcul des structures de bâtiment Tome VI. Paris: Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- VAFOUMBA BTP. (2019).** Note de calcul Château d'eau de 80 m³ à SEGUELA.
- ZOUNGRANA, D. (2003).** Cours d'Approvisionnement en Eau Potable. Ouagadougou: Groupe des Ecoles EIER-ETSHER.

ANNEXES

Annexe I : Organigramme ONEP



Annexe II : Tableau des sections d'acier conformément aux règles BAEL 91

Diamètres	Masse Kg/m	Sections totales d'acier en cm ²									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
HA 6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
HA 8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
HA 10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
HA 12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
HA 14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
HA 16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
HA 20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
HA 25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
HA 32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
HA 40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

Annexe III : Coefficients de PIGEAUD (μ_x et μ_y) à l'ELU et ELS

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,9994	0,2500	0,1025	0,3491
0,49	0,9980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,9966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,9951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,9937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,9922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,9908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,8894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4328	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5103	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5449	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7931
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0482	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9541
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

Annexe IV : Données de calculs pour voile armée selon Henry THONIER

4. RÉSISTANCE DES VOILES

4.1. Conditions d'application

- longueur du voile ≥ 5 fois son épaisseur ;
- épaisseur $\geq 0,10$ m ;
- élancement mécanique $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 80$;
- excentricité initiale de construction = Min [0,02 m ; $L_f/300$]
avec L_f = longueur du flambement (voir en 4.2 ci-après) ;
- résistance caractéristique du béton $f_{c28} \leq 40$ MPa.

4.2. Longueur de flambement L_f

4.2.1. Voiles non raidis latéralement

À défaut d'appliquer les méthodes de calcul de la Résistance des Matériaux (voir chapitre 8, article 2.7), on pourra retenir les valeurs suivantes en fonction de la hauteur libre L du voile entre nus de plancher :

L_f / L	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Voile encastré en tête et en pied : – avec un plancher de part et d'autre – avec un plancher d'un seul côté	0,80 0,85	0,85 0,90
Mur articulé en tête et en pied	1,00	1,00

	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Élancement	λ	m	$\frac{L_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	$d(a - 0,02)$	
Coefficient α : – pour $\lambda \leq 50$	α		$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
– pour $50 \leq \lambda < 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	N_{ulim}		$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\frac{\alpha B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b}$

Nota : Si moins de la moitié des charges est appliquée à plus de 90 jours, mais la majeure partie après 28 jours, diviser α par 1,10.

Si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours : diviser α par 1,20 et remplacer f_{c28} par f_{cp} .

2.7. Support des réservoirs surélevés (tours)

a) Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable	A définir dans le CCTP											
b) Contrainte de compression du béton(ELS)	$\sigma_b \leq \frac{h_0 + 0,55}{3} f_{c28}$ $\sigma_b \leq \frac{130 h_0}{D} \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa}$ <p>D = diamètre de la tour support au niveau considéré h₀ = épaisseur de la paroi</p>											
c) Moment d'ovalisation dû au vent	<p>M = K q δ D² q = pression du vent D = diamètre de la tour support au niveau considéré δ = coefficient de dimension NV65 K = coefficient numérique γ_o = coefficient de forme NV65</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Valeurs de K</th> <th>γ_o = 1</th> <th>γ_o = 1,3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Fibres tendues</td> <td>Extérieures</td> <td>0,053</td> <td>0,064</td> </tr> <tr> <td>Intérieures</td> <td>0,061</td> <td>0,071</td> </tr> </tbody> </table>	Valeurs de K		γ _o = 1	γ _o = 1,3	Fibres tendues	Extérieures	0,053	0,064	Intérieures	0,061	0,071
Valeurs de K		γ _o = 1	γ _o = 1,3									
Fibres tendues	Extérieures	0,053	0,064									
	Intérieures	0,061	0,071									
d) Épaisseur	h ₀ ≥ 0,12 m (0,15 pour coffrages glissants)											
e) Quantités limites d'armatures	<table border="1"> <thead> <tr> <th>$\frac{A_s}{b d}$</th> <th>Sens vertical</th> <th>Sens horizontal</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>minimum</td> <td>0,25 %</td> <td>0,25 %</td> </tr> <tr> <td>maximum (1)</td> <td>2,0 %</td> <td>1,5 %</td> </tr> </tbody> </table> <p>(1) 1,5 fois cette limite au droit des ouvertures</p>	$\frac{A_s}{b d}$	Sens vertical	Sens horizontal	minimum	0,25 %	0,25 %	maximum (1)	2,0 %	1,5 %		
$\frac{A_s}{b d}$	Sens vertical	Sens horizontal										
minimum	0,25 %	0,25 %										
maximum (1)	2,0 %	1,5 %										
f) Diamètres et espacements des aciers	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Fissuration</th> <th>préjudiciable</th> <th>très préjudiciable</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>∅ ≥</td> <td>6</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>s ≤</td> <td>0,25 m et 2 h₀</td> <td>0,20 m et 1,5 h₀</td> </tr> </tbody> </table>	Fissuration	préjudiciable	très préjudiciable	∅ ≥	6	8	s ≤	0,25 m et 2 h ₀	0,20 m et 1,5 h ₀		
Fissuration	préjudiciable	très préjudiciable										
∅ ≥	6	8										
s ≤	0,25 m et 2 h ₀	0,20 m et 1,5 h ₀										

Annexe V : Règles Neiges et Vents

Tableau 7 – Pressions dynamiques du vent pour une altitude inférieure à 1 000 m

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Pression dynamique de base normale(daN/m ²)	50	60	75	90	120
Pression dynamique de base extrême(daN/m ²)	87,5	105,0	131,0	157,5	210,0

Tableau 8 – Vitesses instantanées du vent pour une altitude inférieure à 1 000 m

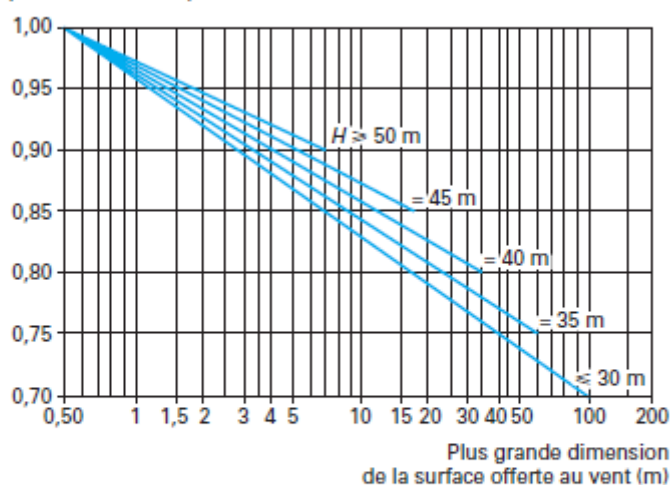
	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Valeur normale :					
— en m/s.....	28,6	31,3	35,0	38,3	44,2
— en km/h.....	103,0	112,7	126,0	137,9	159,2
Valeur extrême :					
— en m/s.....	37,8	41,4	46,3	50,7	58,5
— en km/h.....	136,1	149,1	166,6	182,5	210,6

Tableau 9 – Coefficient de site k_s à appliquer aux pressions de base du tableau 5

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0,80	0,80	0,80	0,80	(1)
Site normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20

(1) La notion de site protégé n'est pas prise en compte dans cette zone.

Coefficient de réduction des pressions dynamiques δ

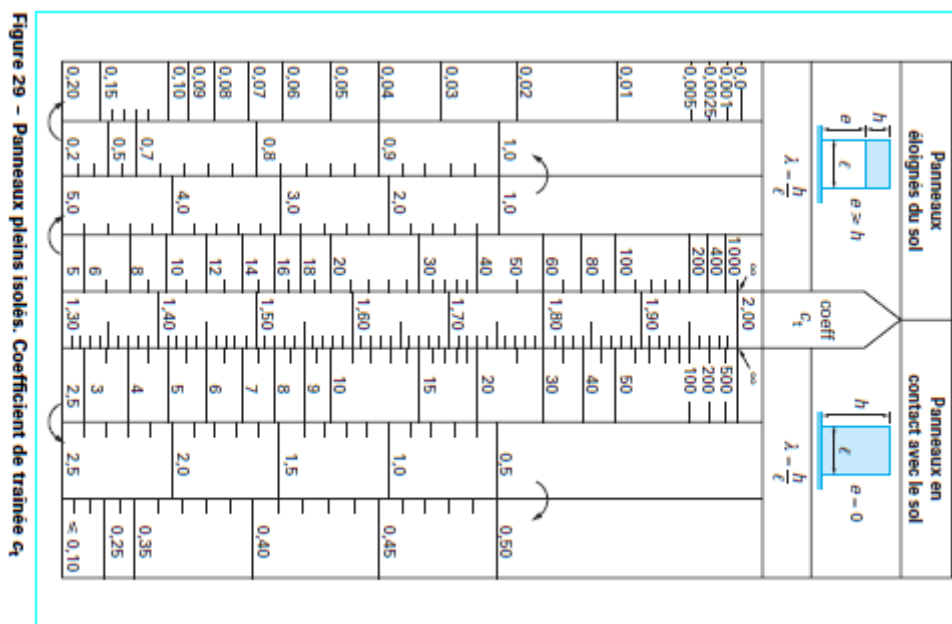


On notera que ce coefficient est limité à 0,90 pour des immeubles d'une hauteur de 50 m ou plus, quelle qu'en soit la longueur. Le coefficient de réduction garde une valeur constante (0,70) jusqu'à 30 m de hauteur, pour des bâtiments ayant plus de 100 m de longueur.

Figure 12 – Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques pour les grandes surfaces

Tableau 11 – Constructions à base polygonale régulière ou circulaire. Coefficient c_{t0}		
Catégorie	Types de construction	Coefficients c_{t0}
I	Prismes de trois ou quatre côtés	1,30
II	Prismes de plus de quatre côtés et de dix côtés au plus avec ou sans nervures arrondies	
	— cinq côtés	1,05
	— six côtés	0,95
	— huit côtés	0,85
— dix côtés	0,80	
III	Prismes de plus de dix côtés et de vingt côtés au plus, avec ou sans nervures arrondies (1) (n étant le nombre de côtés).	
	• $d \geq 0,28$	1,05 – 0,025 n
	• $d < 0,28$ { $d\sqrt{q} \geq 1,5$	1,05 – 0,025 n
	{ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$	0,80 – 0,02 $d\sqrt{q}$ – 0,25(n – 10)
{ $d\sqrt{q} \approx 0,5$	0,85 – 0,005 n	
IV	Cylindres à base circulaire avec nervures minces ou épaisses à arêtes vives (saillies comprises entre 0,01 d et 0,10 d)	0,75
V	Prismes à vingt côtés et plus, avec ou sans nervures arrondies. Cylindres rugueux à base circulaire sans nervure (1).	
	• $d \geq 0,28$	0,55
	• $d < 0,28$ { $d\sqrt{q} \geq 1,5$	0,55
	{ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$	0,85 – 0,20 $d\sqrt{q}$
{ $d\sqrt{q} \approx 0,5$	0,75	
VI	Cylindres lisses à base circulaire sans nervure et possédant un poli spéculaire et durable (1).	
	• $d \geq 0,28$	0,45
	• $d < 0,28$ { $d\sqrt{q} \geq 1,5$	0,45
	{ $0,5 < d\sqrt{q} < 1,5$	0,90 – 0,30 $d\sqrt{q}$
{ $d\sqrt{q} \approx 0,5$	0,75	

(1) Dans les inégalités, d est exprimé en mètres et q en décanewtons par mètre carré (daN/m²).



Annexe VI : Descentes de charges de l'ouvrage entier

Poids de la structure			Références & formules	
Lanterneau	Volume de la couverture sur lanterneau	1,65	$V_{cou} = \pi * e * (d^2) / 4$	
	Volume partie cylindrique	3,53	$V_{cyl} = \pi * h * ((d_{int} + 2 * e)^2 - (d_{int})^2) / 4$	
	Poids Lanterneau Pplan (KN)	130	$(V_{cou} + V_{cyl}) * \gamma_b$	
Ceinture supérieure	Volume ceinture supérieure (m ³)	169,47	$V = \pi * h * ((d_{int} + 2 * e)^2 - (d_{int})^2) / 4$	
	Poids ceinture supérieure Ppcs (KN)	4237	$V * \gamma_b$	
Ceinture d'appui	Volume ceinture d'appui (m ³)	120,20	$V = \pi * h * ((d_{int} + 2 * e)^2 - (d_{int})^2) / 4$	
	Poids ceinture d'appui Ppc appui (KN)	3005	$V * \gamma_b$	
Paroi tronconique	Volume tronc de cône extérieur (m ³)	5789,03	$V_{ext} = ((\pi * H) / 12) * ((d_1 + 2 * e)^2 + (d_2 + 2 * e)^2 + (d_1 + 2 * e) * (d_2 + 2 * e))$	
	Volume tronc de cône intérieure (m ³)	5374,55	$V_{int} = ((\pi * H) / 12) * ((d_1)^2 + (d_2)^2 + d_1 * d_2)$	
	Volume paroi tronc de cône (m ³)	414,48	$V_{ext} - V_{int}$	
	Poids paroi tronconique Pparoi cuve (KN)	10362	$(V_{ext} - V_{int}) * \gamma_b$	
Coupole supérieure	Volume coupole (m ³)	160,69	$V_{coupole} = [(2 * \pi * R * f) - (\pi * d^2) / 4] * e$	
	Poids enduit sur coupole sup (KN)	942,73	$P_{enduit} = 2 * e * [(2 * \pi * R * f) - (\pi * d^2) / 4] * \gamma_{enduit}$	
	Poids propre coupole supérieure (KN)	4017,31	$P_{pcoupole} = V_{coupole} * \gamma_b$	
	Poids paroi total coupole supérieure Ppcoup sup (KN)	4960	$P_{enduit} + P_{pcoupole}$	
Dalles de fond cuve	Volume total de la dalle de fond (m ³)	265,46	$V_1 = \pi * e * (d^2) / 4$	
	Volume vide pour cheminée (m ³)	0,79	$V_2 = \pi * e * h * (d_{ch}^2) / 4$	
	Volume paroi coupole de fond (m ³)	264,68	$V_1 - V_2$	
	Poids paroi dalle de fond ppf cuve (KN)	6617	$(V_1 - V_2) * \gamma_b$	

Cheminée	Volume paroi cheminée (m ³)	19,44	$V = \pi * h * ((d_{int} + 2 * e)^2 - (d_{int})^2) / 4$	
	Poids paroi cheminée Ppche (KN)	486	V * Y_b	
Poids propre de la cuve Pp_{cuve} (KN)		29796	Pplan + Ppcoup sup + Ppcs + Ppparoi cuve + Ppche + PpF cuve + Ppc appui	
Tour	Volume Tour (m ³)	398,10	$V = \pi * h * ((d_{int} + 2 * e)^2 - (d_{int})^2) / 4$	
	Poids de la tour (KN)	9953	V * Y_b	
Planchers Intermédiaires	Volume plancher intermédiaire (m ³)	157,08	$V = \pi * e * (d^2) / 4$	
	Poids plancher intermédiaire (KN)	3927	V * Y_b	
Poids propre total structure PtG (KN)		43676	Pp_{cuve} + Pp Tour + Poids planchers Inter.	
Radier général	Volume partie circulaire (m ³)	706,86	$V_{circul} = \pi * e * (d^2) / 4$	Henry thonier tome 5 p.1925
	Volume partie tronconique (m ³)	824,67	$V_{tron} = ((\pi * H) / 12) * ((d_1)^2 + (d_2)^2 + d_1 * d_2)$	
	Volume radier général (m ³)	1531,53	$V_{ext} + V_{int}$	
	Poids propre radier général (KN)	38288	(V_{ext} + V_{int}) * Y_b	
Poids propre total ouvrage y/c radier G (KN)		81964	G = PtG + Pp radier	
Surcharge eau	Volume château d'eau (m ³)	5000	V	
	Poids de l'eau (KN)	50000	V * Y_e	
Q1	Exploitation sur planchers intermédiaire (KN)	314	(4 * π * (d^2) / 4) * Q' ; Q' = 1 KN/m²	
Charge d'exploitation totale Q (KN)		50314	Q' + Poids de l'eau	

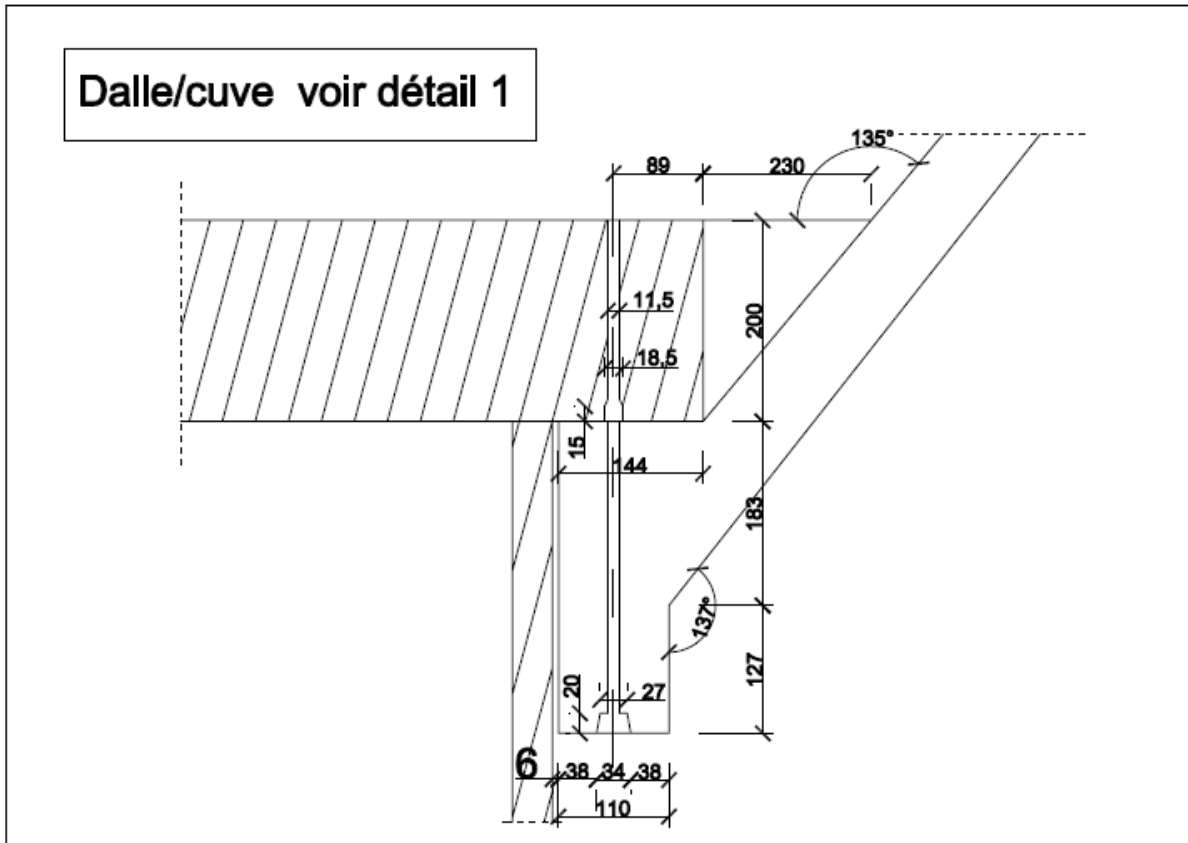
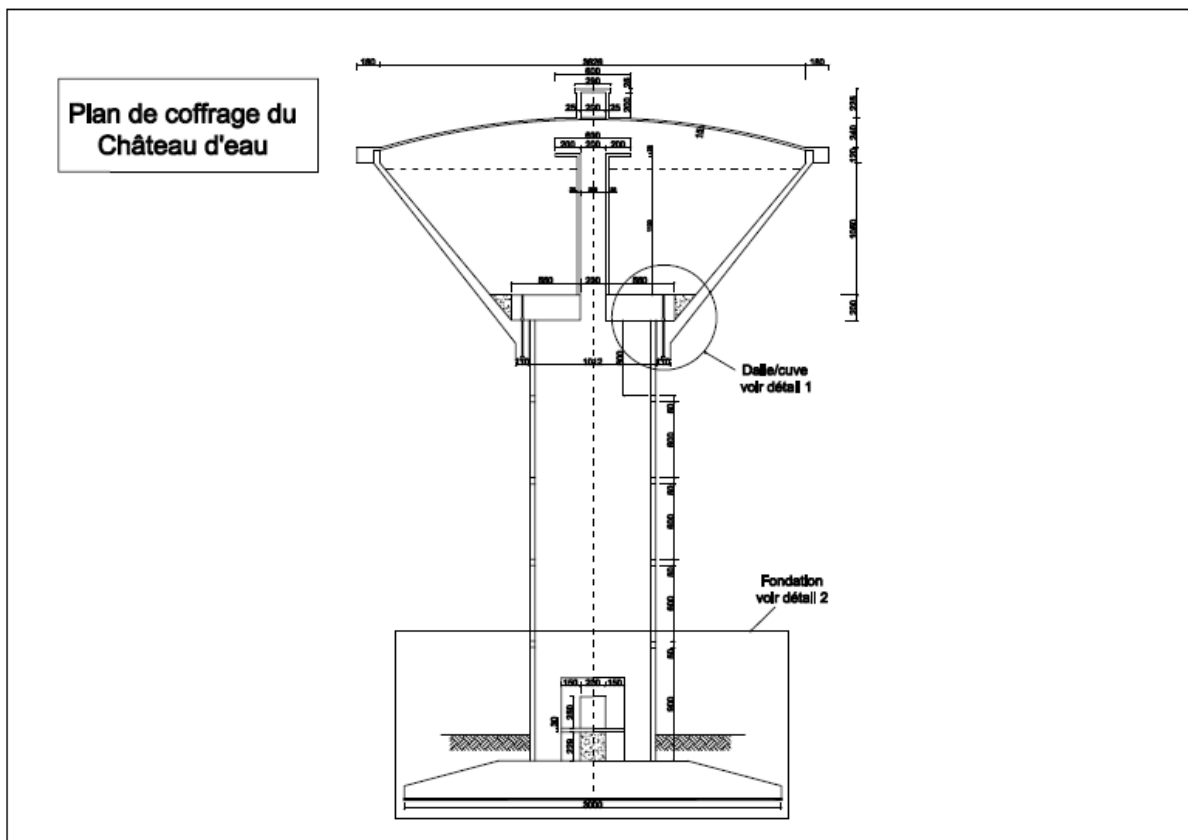
Annexe VII : Devis quantitatifs et estimatifs du projet (DQE)

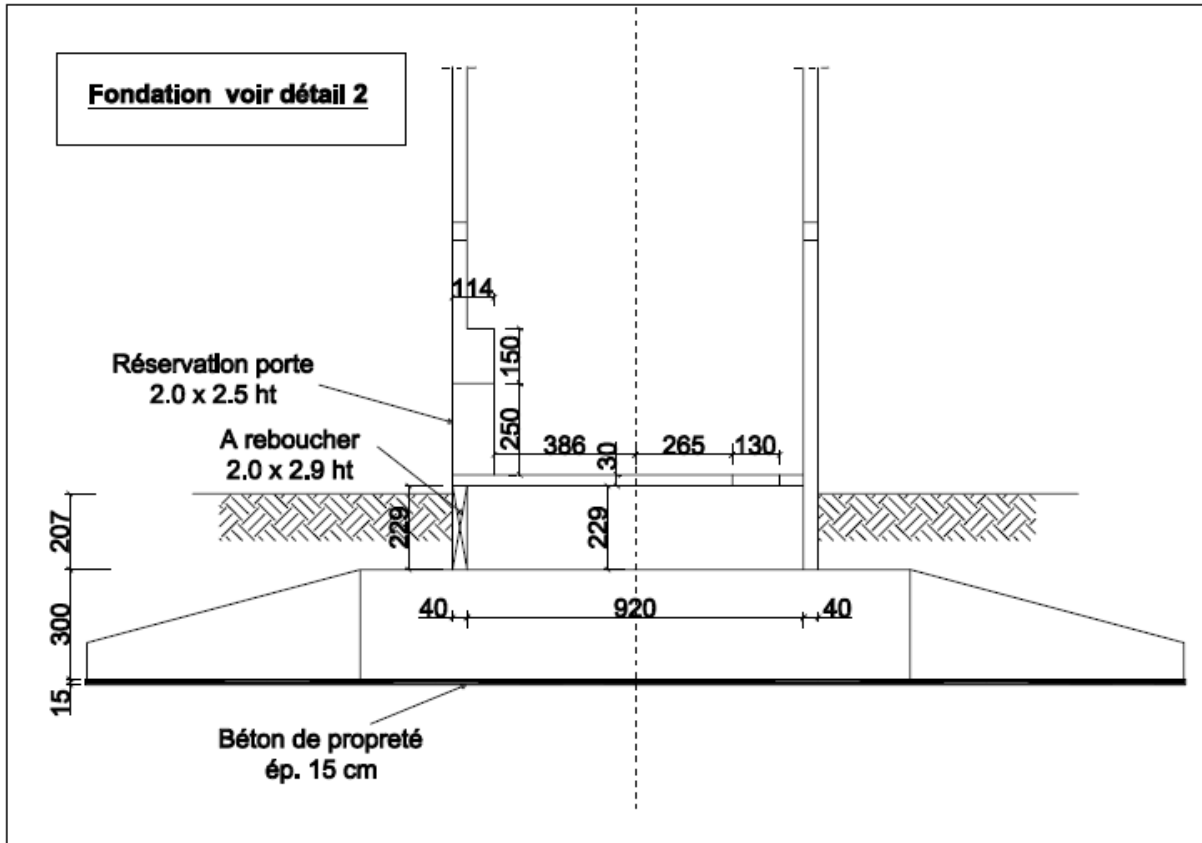
N°	Désignation	Unités	Quantité	Prix Unitaire (F CFA)	Prix Total (F CFA)
I	Etudes, installations chantiers et travaux préparatoire				
I.1	Etudes du projet	ft	2	25 000 000	50 000 000
I.2	Eude d'impact environnementale sociale (EIES)	ft	1	50 000 000	50 000 000
I.3	Installation du chantier y/c amenée/Repli du matériel	ft	1	25 000 000	25 000 000
I.4	Plan d'exécution	ft	10	300 000	3 000 000
I.5	Plan de recollement	ft	10	200 000	2 000 000
I.6	Débroussaillage et nettoyage de la parcelle	ft	1	60 000	60 000
I.7	Terrassement et implantation	m ³	1 500	11 441	17 161 500
I.8	Excavation pour les fondations	m ³	3 558	9 181	32 665 015
I.9	Remblayage autour des fondations par les matériaux de déblais excavés	m ³	2 026	6 701	13 578 682
SOUS TOTAL I					193 465 197
II	GENIE CIVL : BETON ET COFFRAGE				
II.1	Béton armé fondation				
II.1.1	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m ³ pour semelles	m ³	3	105 049	271 592
II.1.2	Béton pour fondation dosé à 350 Kg/m ³	m ³	1 532	222 817	341 250 122
II.1.3	Coffrage soigné pour fondation	m ²	511	10 464	5 341 964
SOUS TOTAL 2.1					346 863 678
II.2	Béton armé Tour				
II.2.1	Béton pour Tour (Voile) dosé à 350 Kg/m ³	m ³	398	222 817	88 704 032
II.2.2	Coffrage soigné pour Tour	m ²	995	10 464	10 414 365
SOUS TOTAL 2.2					99 118 396
II.3	Béton armé dalle intermédiaire				
II.3.1	Béton pour dalle intermédiaire dosé à 350 Kg/m ³	m ³	157	222 817	35 000 013

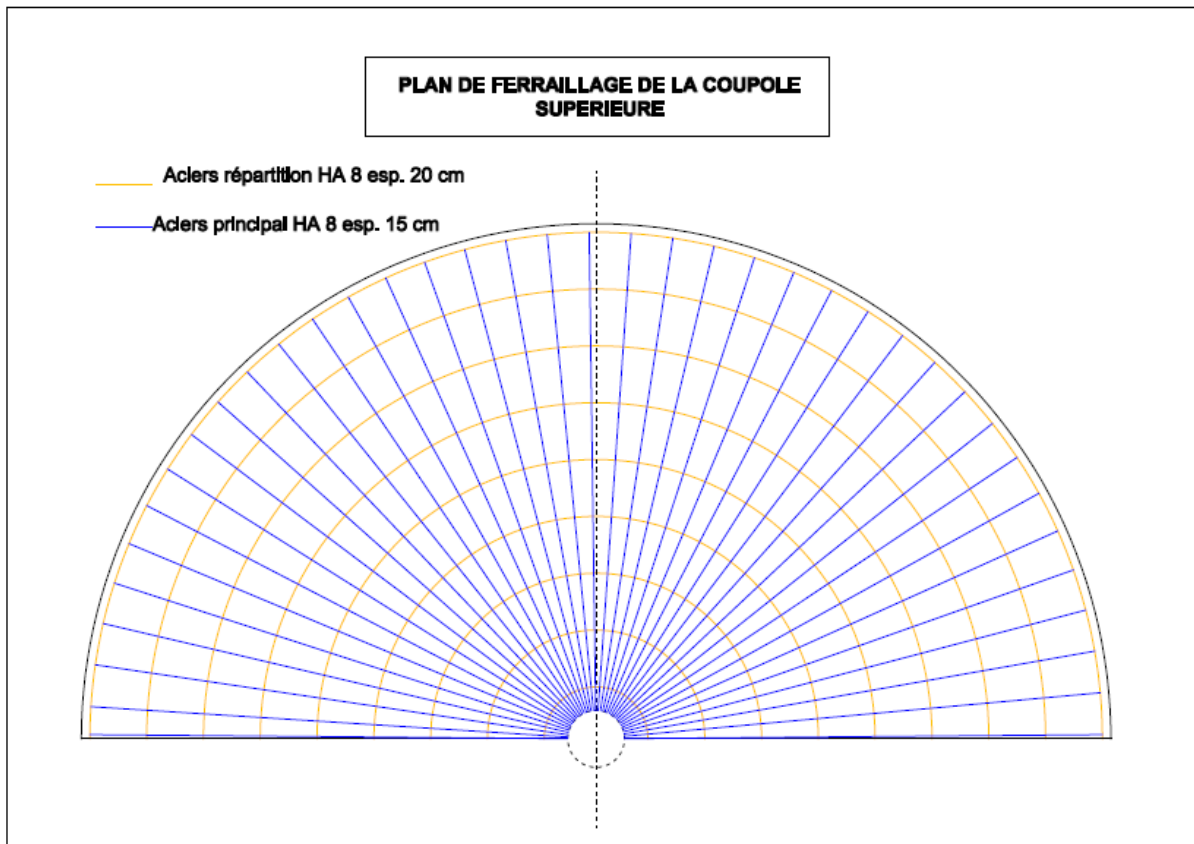
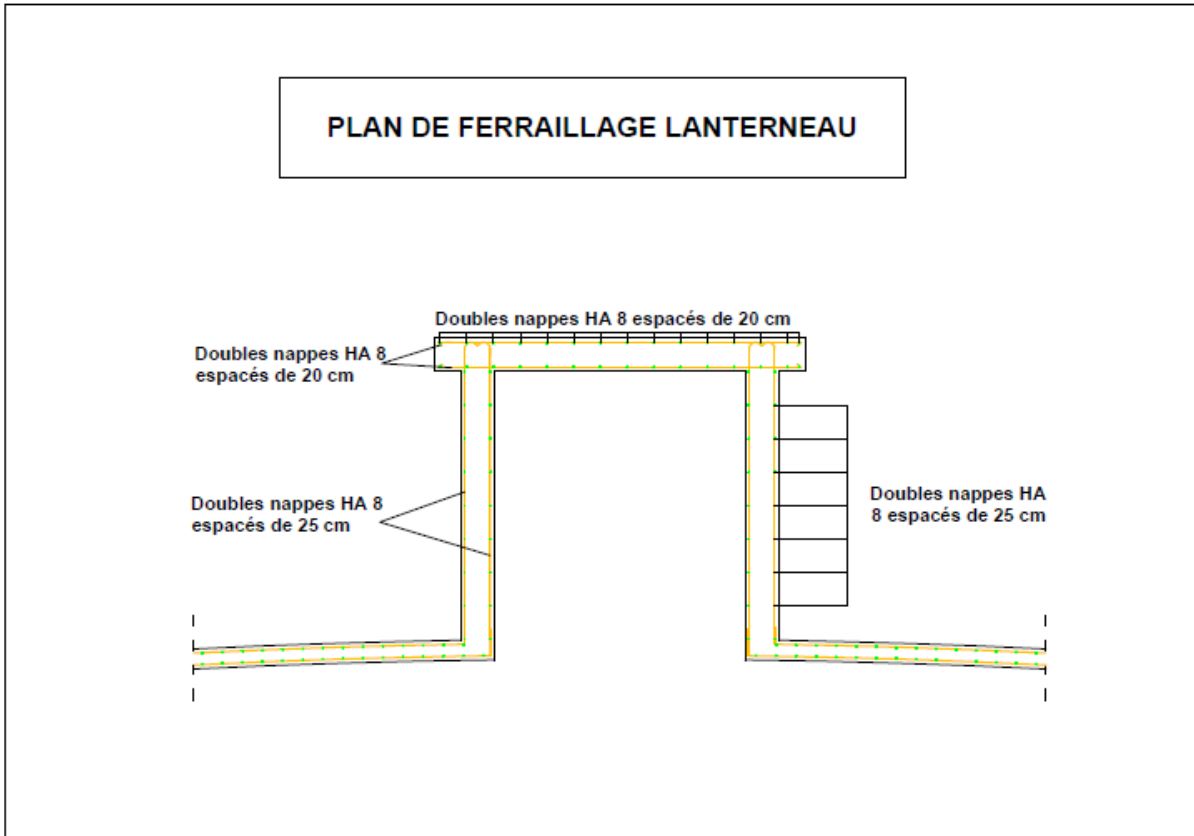
II.3.2	Coffrage soigné pour dalle intermédiaire	m ²	314	10 464	3 287 363
SOUS TOTAL 2.3					38 287 375
II.4	Ceinture d'appui				
II.4.1	Béton pour ceinture d'appui dosé à 350 Kg/m ³	m ³	120	222 817	26 782 150
II.4.2	Coffrage soigné pour ceinture d'appui	m ²	109	10 464	1 143 410
SOUS TOTAL 2.4					27 925 560
II.5	Dalles de fond cuve				
II.5.1	Béton fond de cuve dosé à 350 Kg/m ³	m ³	264,68	222 817	58 975 021
II.5.2	Coffrage soigné fonde de cuve	m ²	132,34	10 464	1 384 801
SOUS TOTAL 2.5					60 359 823
II.6	Paroi tronconique				
II.6.1	Béton pour paroi tronconique dosé à 350 Kg/m ³	m ³	414	222 817	92 352 783
II.6.2	Coffrage soigné pour paroi tronconique	m ²	829	10 464	8 674 199
SOUS TOTAL 2.6					101 026 982
II.7	Cheminée				
II.7.1	Béton pour cheminée dosé à 350 Kg/m ³	m ³	19	222 817	4 331 252
II.7.2	Coffrage soigné pour cheminée	m ²	78	10 464	813 622
SOUS TOTAL 2.7					5 144 874
II.8	Ceinture supérieure				
II.8.1	Béton pour ceinture supérieure dosé à 350 Kg/m ³	m ³	169	222 817	37 759 694
II.8.2	Coffrage soigné pour ceinture supérieure	m ²	141	10 464	1 477 735
SOUS TOTAL 2.8					39 237 429
II.9	Coupole supérieure				
II.9.1	Béton pour coupole supérieur dosé à 350 Kg/m ³	m ³	198	222 817	44 207 256
II.9.2	Coffrage soigné pour coupole supérieure	m ²	1 323	10 464	13 840 498
SOUS TOTAL 2.9					58 047 753
II.10	Lanterneau				

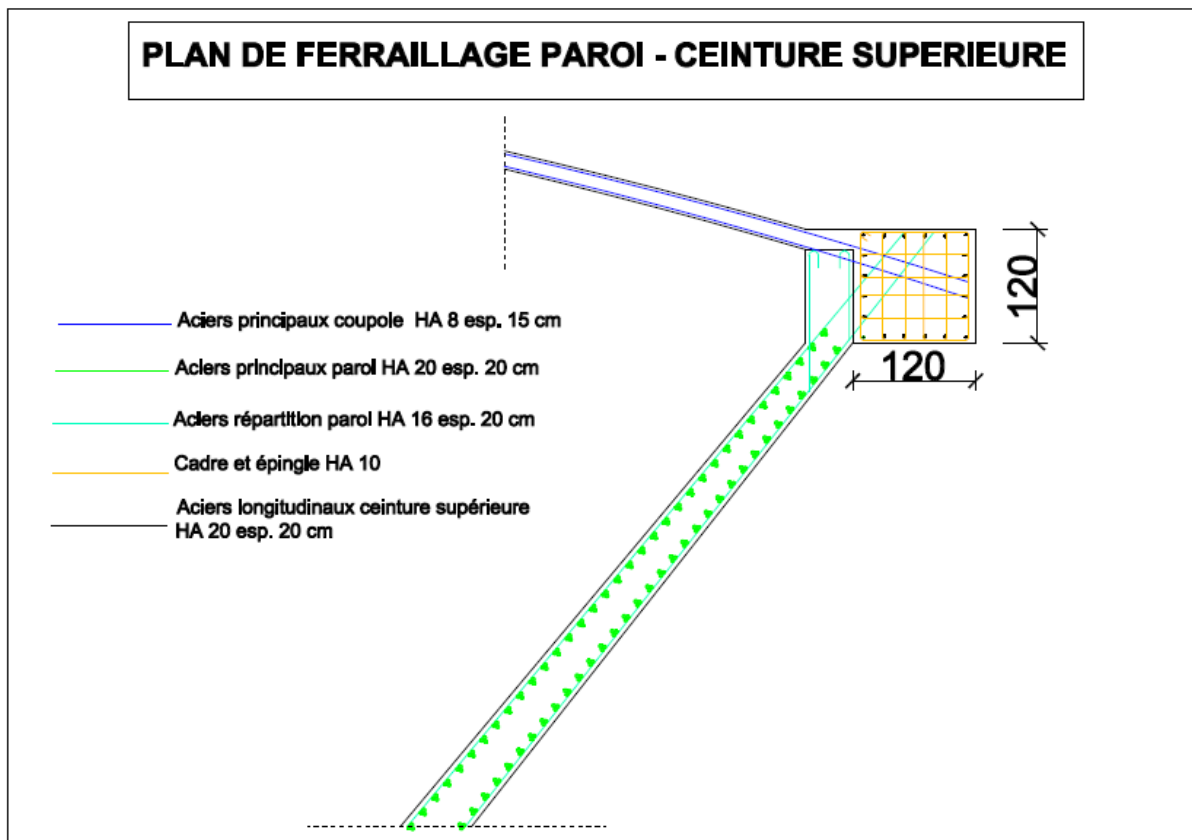
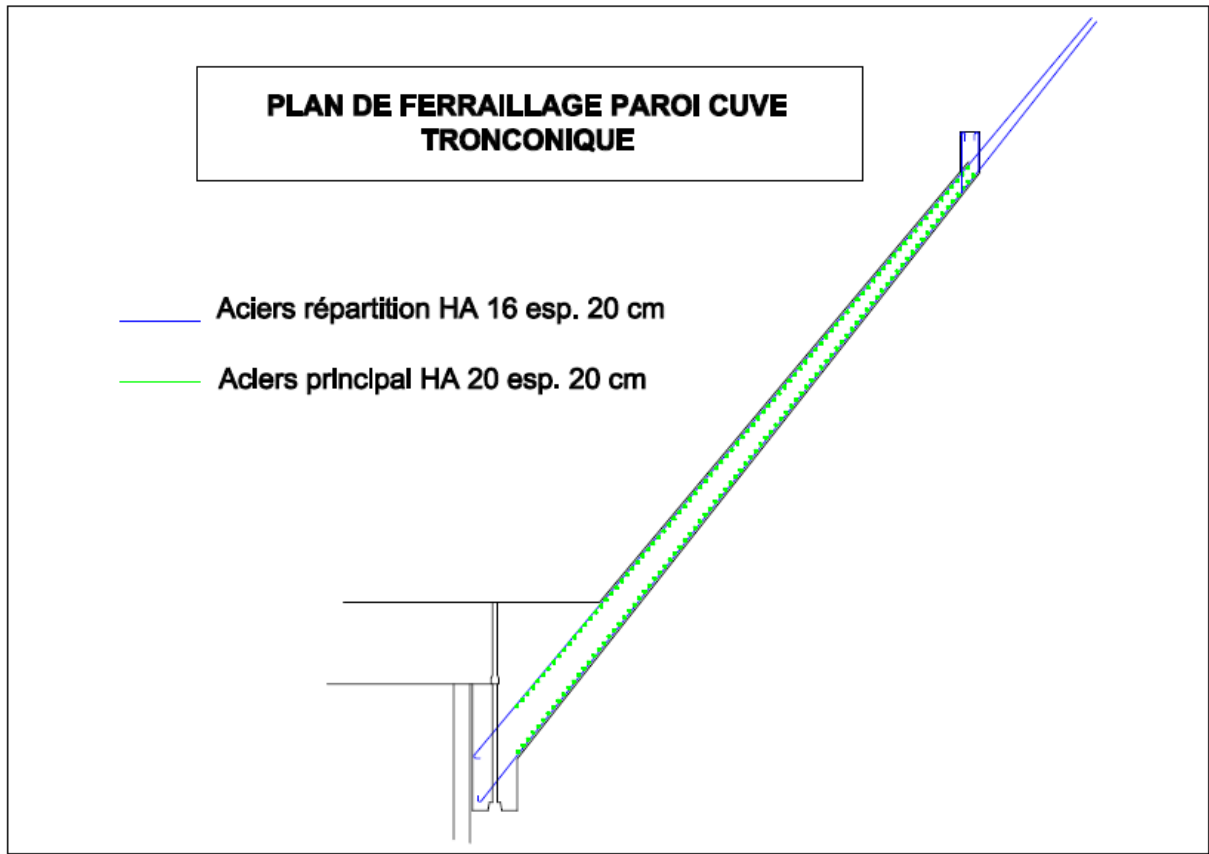
II.10.1	Béton pour lanterneau dosé à 350 Kg/m ³	m ³	5	222 817	1 155 438
II.10.2	Coffrage soigné pour lanterneau	m ²	21	10 464	217 048
SOUS TOTAL 2.10					1 372 486
SOUS TOTAL II					777 384 356
III	GENIE CIVL : ACIERS HAUTE ADHERENCE fe500				
III.1	Fondation	Kg	96 180	2 200	211 595 690
III.2	Tour	Kg	187 506	2 200	412 513 936
III.3	Dalle intermédiaire	Kg	12 331	2 200	27 127 653
III.4	Ceinture d'appui	Kg	18 871	2 200	41 516 377
III.5	Dalle de fond de cuve	Kg	20 777	2 200	45 710 095
III.6	Paroi tronconique	Kg	195 219	2 200	429 482 283
III.7	Cheminée	Kg	9 156	2 200	20 142 282
III.8	Ceinture supérieure	Kg	26 606	2 200	58 533 227
III.9	Coupole supérieure	Kg	31 149	2 200	68 527 923
III.10	Lanterneau	Kg	407	2 200	895 552
SOUS TOTAL III					1 316 045 016
TOTAL					2 286 894 569
MAJORATION DE 10 %					228 689 457
TVA (18 %)					411 641 022
Coût prévisionnel y/c TVA					2 927 225 049

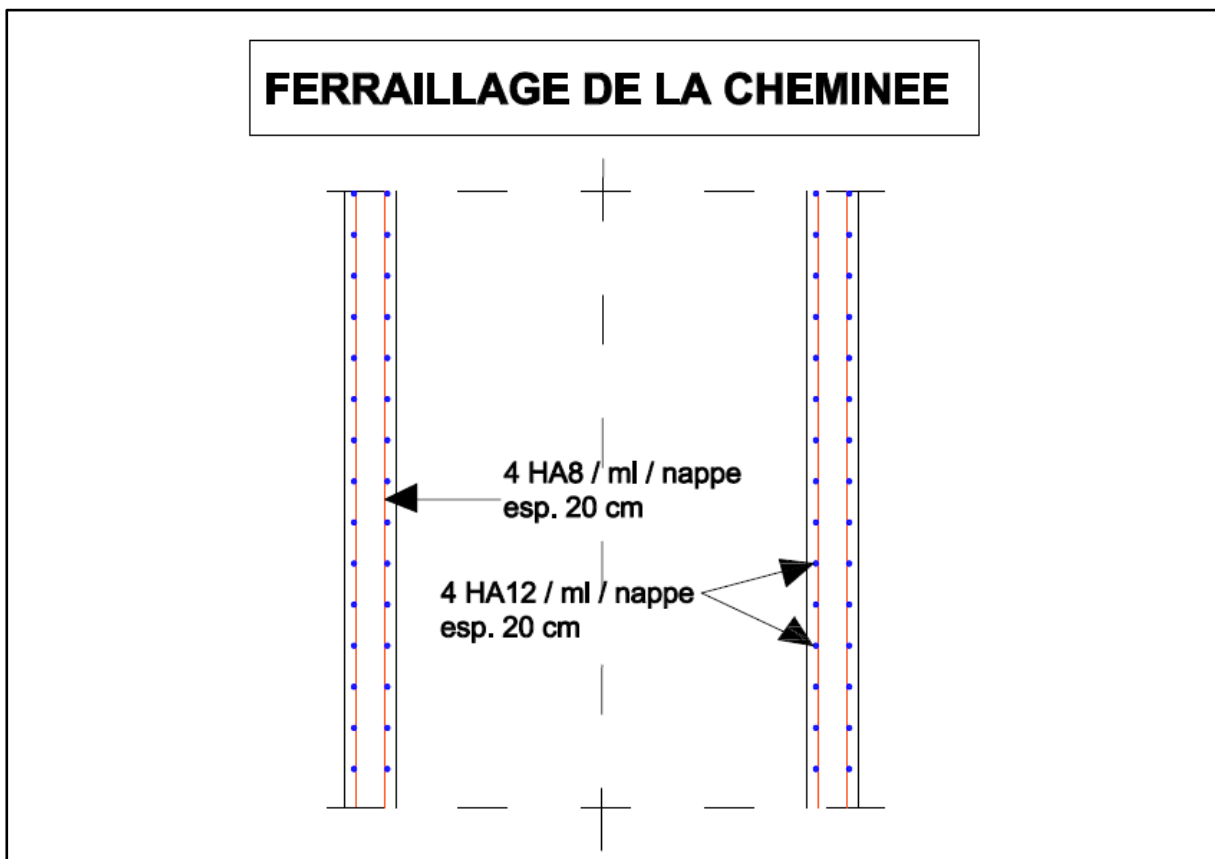
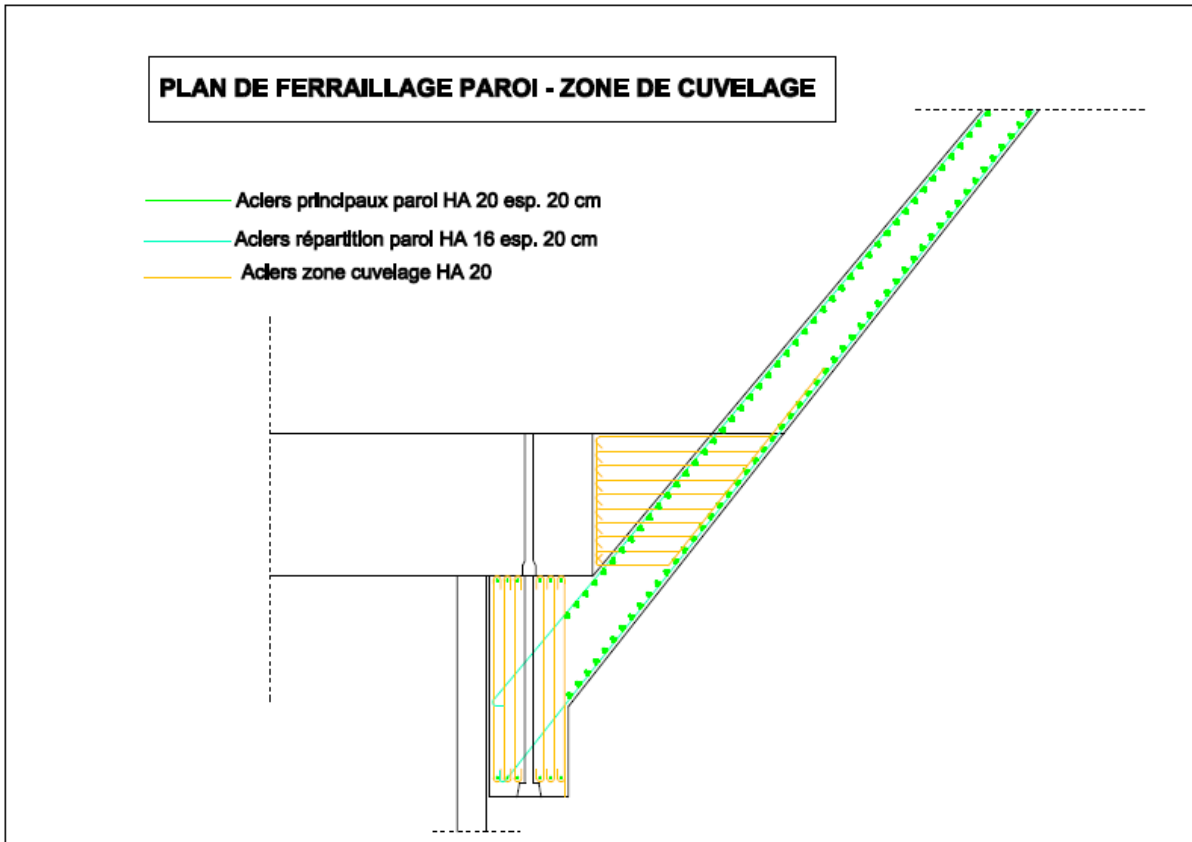
Annexe VIII : Plans d'exécutions détaillés du château d'eau











FERRAILLAGE FOND DE CUVE

— HA 32 esp. 14 cm

— HA 32 esp. 14 cm



PLAN DE FERRAILLAGE DE LA TOUR

— Aciers répartition HA 14 espacés 20 cm

— Aciers principal HA 14 espacés 20 cm

