



DIRECTION DES ETUDES ET DES
SERVICES ACADEMIQUES.

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE D'INGENIEUR
DE L'EQUIPEMENT RURAL**

Présenté par :

Donatien Benoît BINGUIMATCHI

***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***

Dédicace

C'est dans l'allégresse que je saisis cette opportunité pour dédier ce mémoire à :

- ★ Ma fille chérie Ashley, Shaldini, BINGUIMATCHI ;*
- ★ Toute la famille BINGUIMATCHI à Bangui ;*
- ★ Celle qui sera ma future épouse ;*

Que Dieu nous bénisse, nous protège et guide nos pas sur le chemin du

bonheur !! Amen !!!



Benoît Donatien BINGUIMATCHI

Remerciements

Nous tenons, à remercier très sincèrement tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements vont particulièrement à :

- ★ *M. Kodjo DAMBA chef d'agence du groupe SOGEA-SATOM*
- ★ *M. GABI BIDJERE Ingénieur Etudes et méthodes notre encadreur à SOGEA-SATOM*
- ★ *M. Ismaïla GUEYE et M. Sammy LEBELLE nos professeurs encadreurs à l'EIER pour leur franche collaboration*
- ★ *Tout le corps professoral du groupe EIER-ETSHER*
- ★ *Tout le personnel du Groupe SOGEA-SATOM et du Groupe EIER-ETSHER*
- ★ *Les amis de la 34^{ème} Promotion*
- ★ *Tous les compatriotes du Burkina-Faso particulièrement ceux du Groupe EIER-ETSHER*
- ★ *Mes fidèles amis de Bangui : Séverin, Moïse et Aubin*

Ma gratitude va également à l'endroit de tous ceux et toutes celles qui ont apporté leur concours pour ce mémoire

Du fond du cœur B. Donatien. BINGUIMATCHI

AUTEUR : Donatien Benoît BINGUIMATCHI

Professeurs responsables : M. Ismaïla GUEYE et M. Sammy LEBELLE

Organisme encadreur Groupe SOGEA-SATOM : M. GABI BIDJERE

THEME

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

RESUME

Ce mémoire rédigé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, et qui porte sur les ouvrages de génie civil (château d'eau et bache semi-enterrée) du projet d'approvisionnement en eau potable de la ville de Ouagadougou à partir du barrage de Ziga, particulièrement les ouvrages du site RA au secteur 22 de la ville de Ouagadougou, vise deux aspects :

- L'aspect Géotechnique : dont le but est de ressortir à partir des essais effectués sur le site :
 - La nature et le niveau d'assise des sols de fondations ;
 - La coupe géotechnique de l'emprise des ouvrages ;
 - La contrainte admissible du sol q_{ad} ;
 - Les tassements prévisibles sous les différents ouvrages et les précautions à observer ;
- L'aspect Vérification de calcul structure : qui donne une méthodologie manuelle de dimensionnement des châteaux d'eau surélevé et des bâches de stockage semi-enterrée, basée sur des approches empiriques. Les résultats sont ensuite comparés aux résultats de calculs effectués avec le logiciel EFFEL, spécifique pour le dimensionnement de ces ouvrages spéciaux.

Mots clés : contrainte du sol, tassement, portance, béton, ELU, ELS, armature, fissuration, coupole, ceinture, cuve, fond tronconique, fût cylindrique, radier, charge, virole, stabilité, renversement, traction, effort, compression.

SOMMAIRE

<i>Dédicace</i>	<i>1</i>
<i>Remerciements</i>	<i>3</i>
SOMMAIRE	5
LISTE DES TABLEAUX	8
LISTE DES FIGURES	9
LISTE DES PHOTOS	10
LISTE DES ANNEXES	10
LISTE DES ABREVIATIONS ET DES SYMBOLES	12
INTRODUCTION GENERALE ET APPROCHE METHODOLOGIQUE	14
I. CONTEXTE GENERAL	16
II. CONTEXTE DU PROJET	17
III. PRESENTATION GENERALE DU PROJET	18
IV. DESCRIPTION DES DIFFERENTS OUVRAGES DU PROJET	20
IV.1. Le barrage de ZIGA	20
IV.2. La station de traitement N°1 (eau brute)	20
IV.3. Adduction	21
IV.4. Réservoir intermédiaire de Boudtenga	21
IV.5. Piste d'accès	22
IV.6. Alimentation en énergie électrique	22
IV.7. Station de traitement	22
IV.8. La station de pompage d'eau traitée (SP2)	23

IV.9.	Réseau de distribution	24
IV.10.	Station de pompage (SP3) et centre de contrôle	24
IV.11.	Réseau de distribution primaire	25
IV.12.	Réseau secondaire et tertiaire, branchement	26
V.	PRESENTATION DU SITE RA	28
VI.	PRESENTATION DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL DU LOT RA	29
VI.1.	Le Château d'eau	29
VI.2.	La Bâche de stockage	31
VI.3.	La station de pompage	33
VII.	LES ESSAIS GEOTECHNIQUES	35
VII.1.	Les essais in situ	36
VII.1.1.	Le sondage pédologique carotté	36
VII.1.2.	L'essai pressiométrique	37
VII.1.3.	Résultats de l'essai pressiométrique	38
VII.1.4.	Essai pénétrométrique	39
VII.1.5.	Influence de la fondation sur l'ouvrage	41
VII.2.	Les essais de laboratoire	41
VII.2.1.	L'analyse granulométrique	41
VII.2.2.	L'essai proctor	42
VII.3.	Interprétation des résultats	44
VII.4.	Calcul de la capacité portante du sol	44
VII.5.	Calcul du tassement	45
VII.6.	Interprétation des résultats	47
VII.7.	Comparaison des résultats avec les résultats du LNBTP	47
VIII.	LES VERIFICATIONS DU DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES	50
VIII.1.	LE RESERVOIR CIRCULAIRE	50
VIII.1.1.	Coupoles de couverture	52
VIII.1.2.	La paroi circulaire	55
VIII.1.3.	Calcul de l'effort normal de compression dans la paroi	57
VIII.1.4.	Calcul de l'effort de traction en utilisant la pression hydrostatique	57

VIII.1.5.	Calcul de l'effort de traction par la méthode empirique de LEBELLE _____	59
VIII.1.6.	Interprétation des résultats _____	61
VIII.1.7.	Calcul des armatures en cerces dans les viroles _____	61
VIII.1.8.	Action du radier et de la couverture sur la paroi _____	65
VIII.1.9.	Le radier _____	68
VIII.2.	LE CHATEAU D'EAU _____	72
VIII.2.1.	La coupole sphérique de couverture _____	74
VIII.2.2.	Calcul de l'effort de traction et des armatures dans la cuve cylindrique _____	77
VIII.2.3.	La partie Tronconique de la cuve _____	80
VIII.2.4.	Paroi cylindrique intérieure (cheminée) _____	82
VIII.2.5.	Tour de support (fût) _____	83
VIII.2.6.	Le radier _____	84
VIII.2.7.	Calcul de stabilité et de contrainte _____	85
VIII.2.8.	Dispositions constructives _____	88
CONCLUSION	_____	89
BIBLIOGRAPHIE	_____	90
ANNEXES	_____	92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Les Caractéristiques des ouvrages de génie civil à construire _____	26
Tableau 2: Détails des différents niveaux du château RA _____	30
Tableau 3: détails des différents niveaux du réservoir d'eau BRA _____	32
Tableau 4: Les résultats de l'essai pressiométrique sous le château _____	38
Tableau 5: Tableau de la pression limite dans chaque couche _____	38
Tableau 6: Les contraintes dans le sol en fonction de la profondeur sous différents ouvrages _____	40
Tableau 7: Conditions Normalisées pour les essais proctor _____	42
Tableau 8: Tableau des optimums proctor sous les différents ouvrages _____	43
Tableau 9: Les résultats des limites d'Atterberg au droit de chaque ouvrage _____	43
Tableau 10: Tableau récapitulatif de l'effort de compression dans la paroi _____	57
Tableau 11: Tension dans la paroi en considérant la pression de l'eau _____	58
Tableau 12: Effort de traction dans la virole avec la méthode empirique _____	60
Tableau 13: La tension T dans les viroles et la section d'acier correspondante _____	62
Tableau 14: Moment de flexion dans la paroi de la cuve _____	64
Tableau 15: Effort de traction dans la paroi de la cuve (*) _____	77
Tableau 16: Effort de traction dans la paroi de la cuve (**) _____	78
Tableau 17: Les sections d'acier dans la paroi de la cuve _____	80

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte de Situation du secteur 22	28
Figure 2: Coupe géologique sous les différents ouvrages	36
- Figure 3: Coupe géotechnique sous le château	38
Figure 4: Vue en élévation de la bache de stockage	50
Figure 5: Schéma de la coupole	52
Figure 6: Schéma de sollicitation sur la paroi de la cuve	55
Figure 7: Schéma des sollicitations dans la paroi cylindrique	56
Figure 8: Schéma de découpage de la cuve en virole	57
Figure 9: Tension dans la cuve avec la méthode des pressions hydrostatiques	59
Figure 10: Effort de traction dans la cuve avec la méthode empirique	61
Figure 11: Diagramme du moment de flexion dans la cuve	65
Figure 12: Allure de la déformation de la paroi sous l'effet de la coupole et du radier	65
Figure 13: action de charges sur du radier	69
Figure 14: Schéma de coupole de couverture	74
Figure 15: Schéma des efforts sur la ceinture supérieure	75
Figure 16: Diagramme de traction dans la cuve	78
Figure 17 : Diagramme de traction avec les résultats du tableau 16	78
Figure 18: Courbe de la section des aciers dans la cuve en fonction de la profondeur d'eau	79
Figure 19: Schéma des efforts sur la partie tronconique du château	80
Figure 20: Section des aciers dans la paroi de la cheminée en fonction de la hauteur d'eau	83
Figure 21 : Diagramme des contraintes	85
Figure 22: Schéma des effets du vent sur le château	86
Figure 23: Schéma de la stabilité de l'ouvrage	87

LISTE DES PHOTOS

<i>Photo 2: Vue du château en construction. Le coffrage du fond tronconique sur échafaudage métallique</i>	30	
<i>Photo 3 : Vue d'une bache de stockage en construction</i>	32	
<i>Photo 4: Ferrailage des panneaux de la coupole</i>	54	
<i>Photo 5: Ferrailage du radier du château et de la cuve tronconique</i>	72	
<i>Photo 6: ferrailage de la coupole du château</i>	77	
<i>Photo 7: Ferrailage de la partie tronconique</i>	82	
<i>Photo 8: Armatures de la paroi cylindrique en attente</i>	84	
<i>Photo 9: Panneaux de coupole préfabriqués</i>	<i>Photo 10: Panneaux de coupole préfabriquée</i>	93
<i>Photo 11: Partie tronconique du radier château</i>	<i>Photo 12: Fond tronconique et fût du château</i>	93
<i>Photo 13: Poutres préfabriquées pour la STP</i>	<i>Photo 14: coffrage de la ceinture de la bache</i>	93
<i>Photo 15: Dispositif d'étanchéité de la bache</i>	<i>Photo 16: ferrailage du fut du château</i>	94
<i>Photo 17: Armatures de la ceinture supérieure</i>	<i>Photo 18: Radier de la bache de stockage</i>	94

LISTE DES ANNEXES

<i>ANNEXES 2: Schéma d'ensemble du projet AEP Ziga</i>	94
<i>ANNEXES 3: Résultats des essais pressiométriques</i>	95
<i>ANNEXES 4: Diagramme pénétrométrique (château RA)</i>	96
<i>ANNEXES 5: Diagramme pénétrométrique (bache de stockage)</i>	97
<i>ANNEXES 6: Diagramme pénétrométrique (station de pompage)</i>	98
<i>ANNEXES 7: Fiche de sondage coupe géotechnique sous le château</i>	99
<i>ANNEXES 8: Fiche de sondage et coupe géotechnique sous la bache de stockage</i>	100
<i>ANNEXES 9: Fiche de sondage et coupe géotechnique sous la station de pompage</i>	101
<i>ANNEXES 10: Courbe granulométrique et proctor (Bache de stockage)</i>	102
<i>ANNEXES 11: Courbe granulométrique et proctor (Château)</i>	103
<i>ANNEXES 12: Courbe granulométrique et proctor (Station de pompage)</i>	104
<i>ANNEXES 13: Abaque du coefficient γ pour le calcul des tensions dans la paroi de la cuve</i>	105
<i>ANNEXES 14: Abaque du coefficient γ' pour le calcul des tensions dans la paroi de la cuve</i>	106

ANNEXES 15: Abaque de détermination de \bar{k}_{uM} pour FeE500	107
ANNEXES 16: Abaque des coefficients μ_x et μ_y des dalles uniformément chargée	108
ANNEXES 17: Tableau des valeurs du rapport E_p/P_l	109
ANNEXES 18: Ordre de grandeur de E_p et de P_l pour les principaux types de sols	109
ANNEXES 19: Vue en élévation du château	110
ANNEXES 20: Vue en élévation de la bêche de stockage	112

LISTE DES ABBREVIATIONS ET DES SYMBOLES

$\alpha(z)$: Coefficient de structure variable	M_{ox} : Moment dans la dalle sens de x
ω (%) : Teneur en eau	M_{oy} : Moment dans la dalle suivant y
γ_d : Poids spécifique sec maximal	μ_x et μ_y : Coefficient de moment
σ_s : Contrainte de l'acier tendu	M_t : Moment en travée
σ_b : Contrainte du béton comprimé	N : Effort normal de compression
ν : Coefficient de poisson	P_u : combinaison d'action à l'ELU
τ : Contrainte tangentielle	P_{ser} : Combinaison d'action à l'ELS
ψ : Angle de déformation du méridien	A_{smin} : Section d'acier minimale
δ' : Déformation radiale dans une cuve	H' : Poussée horizontale
ρ : Poids volumique de l'eau	M : Moment de flexion
f_{c28} : Contrainte à la compression du béton à 28jours	V_u : Effort tranchant
f_{t28} : Contrainte du béton à la traction à 28jours	$E(z)$: Module pressiométrique
ELU : Etat limite Ultime	δ : Coefficient de pression
ELS : Etat limite de service	E_{Ij} : module d'élasticité instantanée
q_{ad} : Capacité portante du sol	E_v : Module d'élasticité différée
p_i : Pression limite d'une couche de sol	B.A : béton armé
p : pression hydrostatique	qH : pression normal du vent
s : Tassement du sol	
G : Charge permanente d'une structure	
Q : Charge d'exploitation d'une structure	

T : Tension

Chapitre I

Introduction et Présentation du Projet

INTRODUCTION GENERALE ET APPROCHE METHODOLOGIQUE

Stocker de l'eau, la mettre en charge avant de la distribuer, nécessite l'utilisation des ouvrages spéciaux, à savoir les châteaux d'eau, les bâches de stockages, les réservoirs et autres. Ces ouvrages doivent, non seulement reposer sur un sol de bonne capacité portante, mais aussi ils doivent être bien dimensionnés.

Le travail qui nous est demandé, dont le thème est « analyse des études géotechniques et vérification du dimensionnement structural du château d'eau et de la bache de stockage du site RA du projet d'approvisionnement en eau potable de la ville de Ouagadougou à partir du barrage de Ziga » comporte deux grandes parties :

⇒ L'étude de conception des fondations :

- Cette première partie consiste à analyser, à critiquer et à interpréter les résultats des études géotechniques effectués sur le site RA, à partir des résultats des essais pressiométriques, pénétrométriques, proctors et granulométriques, effectués par le Laboratoire National des bâtiments et des travaux publics. Nous devons donc déterminer :
 - La coupe géotechnique du sol ;
 - La contrainte admissible du sol q_{ad} ;
 - Les tassements prévisibles sous les ouvrages ;
 - La conception des ouvrages ;

⇒ La vérification du dimensionnement structural :

- Cette deuxième partie porte sur la vérification du dimensionnement structural du château d'eau et de la bache de stockage.

Ces ouvrages (château d'eau et bache de stockage), en béton armé sont constitués par une partie cylindrique, surmontée d'une coupole sphérique de couverture, l'ensemble est relié, par une ceinture de renfort. En première approximation l'étude de telle structure consiste à calculer séparément chacun des trois éléments : Coupole, paroi cylindrique et radier de fond. C'est donc, entre ces trois éléments, qu'il convient de répartir les effets des réactions.

Ainsi le château et la bache de stockage seront décomposés en :

- Château : coupole, ceinture supérieure, cuve cylindrique, fond tronconique, support cylindrique et radier.
- Bâche de stockage : coupole, ceinture supérieure, cuve cylindrique, et radier.

Pour chacun des éléments considérés, des calculs de sollicitations seront effectués. Ces calculs permettront de déterminer :

- L'effort Normal (traction ou compression)
- Le moment de flexion ou de traction.
- Les contraintes de compression dans les ouvrages.

Les résultats obtenus seront ensuite comparés aux résultats de note de calcul effectué avec le Logiciel EFFEL.

A partir de ces sollicitations, nous calculerons la section d'armature nécessaire pour armer l'ouvrage. Pour le château, en plus des vérifications mentionnées ci-haut, une vérification de la stabilité sous l'effet du vent sera faite.

L'hypothèse la plus défavorable pour ce calcul est de considérer le château vide soumis au vent maximal.

La méthodologie utilisée pour ces vérifications du dimensionnement structural du château et de la bâche de stockage est basée sur une approche empirique, développer dans le traité de béton armé volume 6.

I. CONTEXTE GENERAL

L'eau, ressource minérale, indispensable à la vie humaine sur terre, est devenue de nos jours, une denrée rare. Ce problème, d'accès à l'eau potable est très accentué dans les pays du tiers monde et en particulier dans les pays au sud du sahara.

L'eau potable, quand à elle, est devenue très rare. Aujourd'hui dans le monde, plus de 1.1 milliard de personnes n'ont pas accès à une source d'eau potable et plus de 2,4 milliards d'individus ne disposent d'aucun système assainissement (toilettes, latrines) source : OMS

La croissance de la demande en eau, pourtant toujours en même quantité sur notre planète est en croissance surtout dans les pays arides, où, l'eau devient très rare. L'accès à l'eau potable exige beaucoup d'infrastructures (Châteaux d'eau, Bâche de stockage, réseaux de distribution d'eau, des bornes fontaines etc.), dans les villes, qui sont en pleine expansion, tel est le cas de la ville de Ouagadougou. En 2000, 450 millions de personnes souffraient de pénuries chroniques d'eau dans 29 pays situés principalement en Afrique et au Moyen-Orient. D'ici 2050, si les taux actuels de consommation, de croissance démographique et de développement se maintiennent, ces pénuries toucheront les deux tiers environ de la population mondiale.

Par ailleurs, la demande en eau se déplace à mesure que les pays s'industrialisent et s'urbanisent.

Face à ce problème d'eau potable, l'Académie de l'Eau a organisé, à Paris, les 22 et 23 mars 2005, date de la Journée mondiale de l'Eau et du lancement d'une nouvelle Décennie de l'Eau des Nations-Unies, une Conférence Euro-Africaine sur le thème "**l'eau pour la vie, l'eau pour tous**", dans la continuité du 3^{ième} Forum Mondial de l'Eau de Kyoto de mars 2003, et dans la perspective du 4^{ième} Forum Mondial de l'Eau prévu à Mexico en mars 2006, destinée à diviser par deux, d'ici 2015, le nombre de personnes qui n'ont pas accès à l'eau potable et à l'assainissement. Source : <http://www.elysee.fr/elysee/francais>

Malgré l'ampleur des défis, la solution de la question de l'eau en Afrique est aujourd'hui, entre les mains des bailleurs de fonds et des institutions internationales. Les ressources en eau font encore défaut en Afrique et la mobilisation pose de défis considérables en termes de gestion et de l'aménagement du territoire. Ces défis peuvent aussi être des « opportunités » en poussant des Etats à coopérer, à l'image des pays du bassin du Niger et entre les pays traversés par les grands fleuves transfrontaliers tels que le Nil, le Congo ou le Niger.

II. CONTEXTE DU PROJET

La population de la ville de Ouagadougou qui était de 600 000 habitants en 1995 , contre 441 500 habitants en 1985, est aujourd'hui estimée à environ 1.200.000 habitants, ce qui correspond à un taux de croissance annuel moyen d'environ 6.4% (source : www.unitar.org/cifalweb/etudes_cas/b/b-ouaga).

Cette croissance galopante de la population, n'est pas sans effet sur l'accroissement de la ville, créant d'autres problèmes notamment le problème d'approvisionnement en eau potable.

Les barrages, de Loumbila (36 millions de m³), de Ouagadougou 1-2 et 3 (12.87 millions de m³), ne suffisent plus pour approvisionner la ville de Ouagadougou en eau potable, d'où la nécessité du renforcement du réseau existant.

C'est dans l'objectif de résoudre, ce problème de manque d'eau potable dans la ville de Ouagadougou, que l'Office Nationale de l'Eau et de l'Assainissement (ONEA) a projeté de réaliser, sur financements multilatéraux, le renforcement des installations d'alimentation en eau potable de la ville de Ouagadougou à partir du Barrage de ZIGA, dont la cérémonie officielle du jaillissement de la première goutte a été présidée par son excellence M. Blaise COMPAORE président du Burkina Faso le samedi 10 juillet 2004.

Ce projet, commencé depuis 1996, par la construction du Barrage de ZIGA et qui se poursuit actuellement par la construction dans la ville de Ouagadougou de réseaux de distribution d'eau, de Châteaux d'eau, de Bâches de stockages et de stations de pompage du réseau primaire. Ces différents ouvrages cités ci-haut sont à réaliser dans le cadre du lot 5 dudit projet.

Le groupement d'entreprise SOGEA SATOM - SADE - FADOUL TECHNIBOIS, a la charge d'exécuter ces différents ouvrages.

III. PRESENTATION GENERALE DU PROJET

Le projet d'approvisionnement en eau potable de la ville de Ouagadougou à partir du barrage de Ziga est divisé en plusieurs volets :

- Volet hydraulique ;
- Volet génie civil ;
- Volet électrique et électromécanique
- Volet environnement ;

et comprend les ouvrages suivants :

- Le barrage sur le fleuve Nakambé, créant une retenue de 200 millions de m^3
- Des ouvrages hydrauliques intégrés au barrage ; évacuateur de crue, vidange de fond, station de pompage d'eau brute d'une capacité de $3150m^3/h$, extensible à $4740m^3/h$.
- Conduite de refoulement d'eau brute, de diamètre 1000mm et de longueur 2400m.
- Une station de traitement, à proximité du barrage de ZIGA, d'une capacité de $3000m^3/h$, extensible à $4500m^3/h$ puis éventuellement $9000m^3/h$.
- Stockage de l'eau après traitement dans deux bâches au sol de capacité totale $6000m^3$.
- Reprise de l'eau traitée par une station de pompage (SP2), d'une capacité de $3000m^3/h$, extensible à $4500m^3/h$, éventuellement $9000m^3/h$ et refoulement dans une canalisation de 1000mm de diamètre sur 17300m jusqu'au réservoir de Boudtenga, de capacité $5400m^3$.
- Conduite gravitaire, de diamètre 1000mm et de longueur 23850m.
- Reprise de l'eau traitée à la station de pompage (SP3) , à partir d'une bâche de capacité $2000m^3/h$ recevant gravitairement les eaux du réservoir de Boudtenga. Cette eau est envoyée par l'intermédiaire de trois réseaux primaires de distribution distincts (Nord, Centre et Sud) d'une part en complément à la station existante de PASPANGA, et d'autre part dans l'ensemble de nouveaux réservoirs, situés en périphérie de la ville. L'unité hydraulique de (SP3) qui fait partie de la structure primaire du réseau comprend les ouvrages suivants:

- Une bâche au sol de capacité de 2000m³
- Deux stations de pompage
- Un réseau primaire de distribution d'environ 50km de canalisation de diamètre variant de 350 à 1000mm, et construction des ouvrages suivants :
 - Huit (08) châteaux d'eau de 2000m³ à des hauteurs de l'ordre de 20 à 35m ;
 - Neuf (09) bâches au sol de capacité 1000, 2000 et 3000m³ ;
 - Neuf (09) stations de pompages pour la mise en charge des réservoirs ;
 - Deux (02) boosters.
- Réseau de distribution secondaire de 220km de longueur en canalisation de 800 à 1000mm de diamètre.
- Réhabilitation partielle et renforcement des réseaux actuels de distribution qui seront intégrés au futur réseau.

Le coût de ce gigantesque projet jamais réalisé au Burkina Faso est estimé à environ 150 milliards de FCFA et a mobilisé plus de douze (12) bailleurs de fonds en plus de la contribution de l'Etat Burkinabé.

IV. DESCRIPTION DES DIFFERENTS OUVRAGES DU PROJET

IV.1. Le barrage de ZIGA

Le barrage de ZIGA conçu dans le cadre du projet « Approvisionnement en eau potable de la ville de Ouagadougou » se situe à 50km au Nord-Est de Ouagadougou. Il est à l'amont du barrage de Bagré sur le fleuve Nakambé, deuxième cours d'eau en importance du pays.

Le barrage est composé d'un mur en béton (partie amont), de béton compacté au rouleau dans la partie centrale et d'un béton de masse (seuil déversant) D'une capacité de 200 millions de m³, le barrage comprend, des ouvrages hydrauliques et des ouvrages annexes (pistes d'accès, prise d'eau, vidange de fond)

IV.2. La station de traitement N°1 (eau brute)

La station de pompage (SP1) est implantée à l'aval du barrage de ZIGA, incorporée dans le bajoyer de l'ouvrage central du barrage. Cette station de pompage a pour fonction d'assurer l'exhaure des eaux brutes de la retenue vers la station de traitement des eaux, située à deux kilomètres environ à l'est du barrage, à une altitude supérieure de vingt (20) mètres.

Elle sera réalisée en deux tranches (horizon 2005 et 2010), la première capable d'alimenter la station de traitement au débit de : 1317 l/s (4740m³/h). La deuxième phase prévue pour le même débit sera réalisée lors du déroulement des installations. Le génie civil des deux stations étant lié à celui de l'ouvrage central du barrage, on a réalisé en première tranche l'ensemble du génie civil de la station (SP1) première tranche. Concernant les groupes de pompage, une première tranche est prévue avec un débit de 878 l/s (3160m³/h) et 4+1 pompes installées.

Les pompes seront alimentées en charge directement à partir de la chambre d'eau, fractionnée en deux parties amont et aval pour permettre des réparations tout en autorisant un service partiel. La collecte des fuites est prévue par caniveau côté chambre d'eau avec vide-cave.

L'appareil de commande sera placé dans le local d'entrée, avec vue directe sur la salle des pompes, comportant un pupitre de commande locale de secours et un panneau synoptique donnant tous les éléments de fonctionnement des groupes et appareils.

L'appareillage de commande sera piloté à partir de la salle de contrôle de la station de traitement par l'intermédiaire de réseau télégestion.

IV.3. Adduction

L'eau brute sera refoulée depuis la station de pompage (SP1) par une conduite de 1000mm de diamètre et de 2.40 Km de long vers la station de traitement. La capacité de traitement s'élèvera à 3000m³/h extensible à 4500m³/h, lors de la première phase. La station de pompage (SP2) sera située à la sortie de la station de traitement où elle refoulera l'eau traitée jusqu'au réservoir intermédiaire par une conduite DN 1000 mm sur une distance totale de 17.30 km.

Ce réservoir, posé sur une colline aux alentours du village de Boudtenga permettra d'assurer une charge suffisante pour envoyer l'eau gravitairement, jusqu'à la bêche de reprise de la station de traitement (SP3), située à l'entrée de la ville de Ouagadougou. La longueur du tronçon gravitaire est de 28.85 km. Une piste en parallèle au tracé de la conduite permettra l'entretien de celle ci et aussi l'accès aux différents ouvrages.

La régulation du débit de transit sur la conduite se fera par le suivi du niveau de réservoir de Boudtenga ; en fonction de ce niveau les pompes de refoulement à la station de traitement seront mises en marche ou arrêtées. La transmission des données se fera par le réseau de télégestion.

IV.4. Réservoir intermédiaire de Boudtenga

Le réservoir intermédiaire de Boudtenga assurera deux fonctions :

- Continuité du débit pour la station de pompage N° 3 (SP3) en cas d'arrêt temporaire des pompes à (SP2) ;
- Réduction de l'effet du coup de bélier en cas d'arrêt ou de démarrage des pompes par rapport à une conduite de 44.00 Km de longueur.

La réserve est composée de deux cuves concentriques, agencées de telle manière qu'il ne puisse pas exister de zone d'eau morte.

IV.5. Piste d'accès

La piste d'accès doit répondre au double objectif suivant :

- Assurer en toutes saisons l'accès des véhicules à tous les ouvrages ;
- Permettre l'approvisionnement de la station de pompage (SP1) et de la station de traitement en produits chimiques et en matériels ;

L'accès à cette piste à partir de Ouagadougou se fera par la route nationale RN4 (Ouagadougou-Koupela) à hauteur de Boudtenga. La longueur totale de la piste et la bretelle est de 19.60Km, à partir de la rive droite du barrage.

IV.6. Alimentation en énergie électrique

L'alimentation en énergie électrique de la station de pompage (SP1) sera réalisée à partir du réseau public de la SONABEL. Une ligne secondaire moyenne tension 33kV, part de la ligne existante entre Ouagadougou et Ziniaré et aboutit au poste électrique de la station de pompage (SP1). Le tracé de cette nouvelle ligne longera le village de Boudtenga puis la nouvelle route d'accès aux stations de pompes (SP1) et (SP2) sur une longueur de 32Km.

Le poste électrique de la station de pompage (SP1) a été construit à côté du bâtiment principal des pompes. Les équipements électriques seront logés dans un bâtiment de service maçonné qui sera dimensionné pour recevoir en phase finale du projet deux (02) transformateurs de puissance 1600kVA, 33kV/400V, quatre (04) cellules moyenne tension préfabriquées, les armoires de commande générale basse tension et les armoires auxiliaires de protection et d'alimentation en courant continu.

Le réservoir intermédiaire sera alimenté en énergie électrique à partir du réseau de la SONABEL depuis un poste aérien.

IV.7. Station de traitement

Au vu des résultats d'analyses effectuées, les principales caractéristiques de l'eau de la Nakambé sont les suivantes :

- Eau peu minérale dont le pH est voisin de la neutralité ;
- Eau agressive
- Turbidité et couleur variables et saisonnières ;

- Présence de composés indésirables (fer, ammoniac)

L'interprétation des résultats, en corrélation avec l'analyse et le diagnostic des installations actuelles de l'ONEA ont permis de cadrer la filière de traitement ci-après :

- Préchloration ;
- Coagulation au sulfate d'alumine ;
- Correction du pH par le lait de chaux ;
- Adjuvant de floculation ;
- Décantation par ouvrage du type à lit de boue pulsée ;
- Possibilité de recirculation de boue ;
- Filtration sur lit de sable mono couche ;
- Neutralisation à l'eau de chaux ;
- Désinfection ;

Les consommations en eau traitée, prévues aux différents horizons du projet ont conduit au choix d'une conception modulaire des installations de façon à réaliser les extensions à un coût optimal, avec des modules de capacité unitaire de production de $1500\text{m}^3/\text{h}$, comportant chacun un ouvrage de décantation et un ensemble de filtres à sables, en tenant compte de 5% de perte lors du traitement.

La première phase du projet a été conçue pour une capacité d'eau traitée de $4500\text{m}^3/\text{h}$ incluant une première tranche de $3000\text{m}^3/\text{h}$

La station de traitement abrite un central principal de télégestion qui gère les sites de (SP1), (SP2) et de Boudtenga, et communique avec le central principal de (SP3).

IV.8. La station de pompage d'eau traitée (SP2)

A la sortie de la station de traitement et à proximité de celle-ci est implantée une station de pompage d'eau traitée. Elle est équipée de cinq (05) pompes de débit $750\text{m}^3/\text{h}$, dont une de secours.

IV.9. Réseau de distribution

Il constitue une ceinture périphérie autour du réseau existant et alimente des réservoirs supplémentaires.

Cette ceinture, constituée en majeure partie de conduites du réseau primaire et de châteaux d'eau complétés par des bâches semi enterrées, assure une continuité de service par la multiplication des points de stockage sur tours et l'interconnexion de l'ensemble des sites desservis.

Actuellement l'usine de traitement de PASPANGA, alimente totalement en eau traitée la plupart des réservoirs de Ouagadougou, à l'exception de R1 et R2 qui sont alimentés à partir de forages (NIAKO 1 et 2).

Le réseau actuel d'adduction d'eau qui alimente les réservoirs existants depuis PASPANGA sera conservé et renforcé en fonction des besoins.

L'alimentation des nouveaux réservoirs et celle complémentaire de PASPANGA seront réalisées à partir d'une nouvelle station de pompage (SP3), composée de trois sous-station Nord, Centre et Sud, située à l'entrée de la ville de Ouagadougou sur la conduite gravitaire venant de Boudtenga.

Cette station répartira, par l'intermédiaire de conduites de refoulement ceinturant la ville, l'eau dans les nouveaux réservoirs.

IV.10. Station de pompage (SP3) et centre de contrôle

A l'entrée de la ville, l'eau arrive à la station (SP3) dans une bache au sol de 2000 m³. Cette eau est reprise par trois (03) stations de pompage et refoulée vers les quartiers Nord, Centre (la station existante de PASPANGA) et Sud

Adduction depuis SP3	débit maximum (m ³ /s)	Nombre de pompes	débit unitaire de pompes m ³ /s	HMT
Nord	1288	2+1	720	46
Centre	432	1+1	432	11
Sud	3038	2+1	720	46

Tableau 1: Répartition des débits à partir de la station de pompage SP3

Le site de la station de pompage (SP3) comprend les ouvrages suivants :

- Un réservoir au sol de 2000m³ ;
- Une station de pompage double (quartier Nord et Centre) ;
- Une station de pompage (quartier Sud) ;
- Un centre principal de télégestion du réseau de distribution primaire de la ville (ou bâtiment administratif) ;
- Un hangar atelier ;
- Un logement de gardien F2 ;

IV.11. Réseau de distribution primaire

Le réseau primaire se compose, à partir de la station de pompage (SP3), de trois (03) conduites de refoulement qui alimentent une série de stations de reprise et de Châteaux d'eau, qui ont toutes la capacité de 2000m³, sur tours de hauteur variable.

La branche Nord, comprend une conduite de 600mm qui alimente au passage le château d'eau existant R1, puis le château d'eau RB. L'eau est reprise par une station de pompage de pied de RB et par une conduite de refoulement de 450mm, alimente en bout de réseau, le château d'eau RA.

La branche Centre, alimente, par une conduite de refoulement de 600mm, un nouveau château d'eau RF à la station de traitement existante de PASPANGA. Elle alimente au passage le château d'eau existant R2. En bout de réseau existant, une conduite de 500mm alimente un nouveau château d'eau R4A à partir du château d'eau existant R4.

La branche Sud alimente, par une conduite de refoulement de 900mm, un nouveau château R2A puis, par une conduite de 800mm, les châteaux d'eau R8 existant et nouveau RC. Puis, par une conduite de 600mm, le château d'eau RD et enfin, par une conduite de 450mm, les châteaux d'eau RE et R11A.

Le réseau primaire comprend ainsi les éléments suivants :

- Huit (08) châteaux d'eau de 2000m³, à des hauteurs de 20 à 30m ;
- Dix (10) bâches au sol de 1000, 2000 et 3000m³ ;
- Onze (11) stations de reprise et deux (02) boosters ;

- 54.574m de canalisation en fonte de 900mm (1260m), de 800mm (5750m), de 600mm (24385m), de 500mm (5040m), de 450mm (12424m), de 400mm (1425m), et de 350mm (750m) et 3540m de canalisations en PVC de 150mm.

SITE	CHÂTEAU D'EAU		BACHE		STATION DE POMPAGE		
	Hauteur crépine (m)	Volume (m ³)	Désignation	Volume (m ³)	Débit 2005 (l/s)	Débit 2010 (l/s)	HMT (m)
SP3				2000			
R1 (BOOSTER)					30	45	8
R2 (BOOSTER)					30	45	32
RB	25	2000	BR1	2000	228	442	35
RA	26	2000	BRA	2000	233	472	36
RF	34	2000	BRF	2000	189	267	42
R4A	23	2000	BR4A	2000	206	372	33
R2A	27	2000	BR2A	2000	167	283	37
RC	22	2000	BRC	2000	217	406	35
RD	18	500	BRA	3000	297	472	41
RE	28	2000	BRE	3000	167	294	38
R11A	18	2000	BR11A	1000	61	122	28

Tableau 1: Les Caractéristiques des ouvrages de génie civil à construire

IV.12. Réseau secondaire et tertiaire, branchement

Le réseau secondaire à mettre en place pour l'horizon 2005 comprend les conduites en fonte suivantes : 850m de Ø 800mm, 2170m de Ø700mm, 4010m de Ø 600mm, 6040m de Ø 500mm, 7710m de Ø 400mm, 11470 m de Ø 350mm et Ø 200mm de Ø300mm, et enfin 118Km de conduites en PVC, de Ø 100 à Ø300mm.

Chapitre II

Présentation du Site et Etudes de Fondation

V. PRESENTATION DU SITE RA

Le site retenu pour RA se trouve au secteur 22 de Ouagadougou, dans la commune de Sig-Nooghin à la sortie Nord de Ouagadougou, sur la route de Ziniaré. Ces ouvrages qui seront réalisés dans le cadre dudit projet, permettront d'alimenter la population du secteur 22 en eau potable dans un rayon d'environ 3Km. Cette population est estimée à environ 165.000 habitants.

La carte ci-dessous situe le secteur 22 dans la commune de Sig-Nooghin par rapport à la ville de ouagadougou.

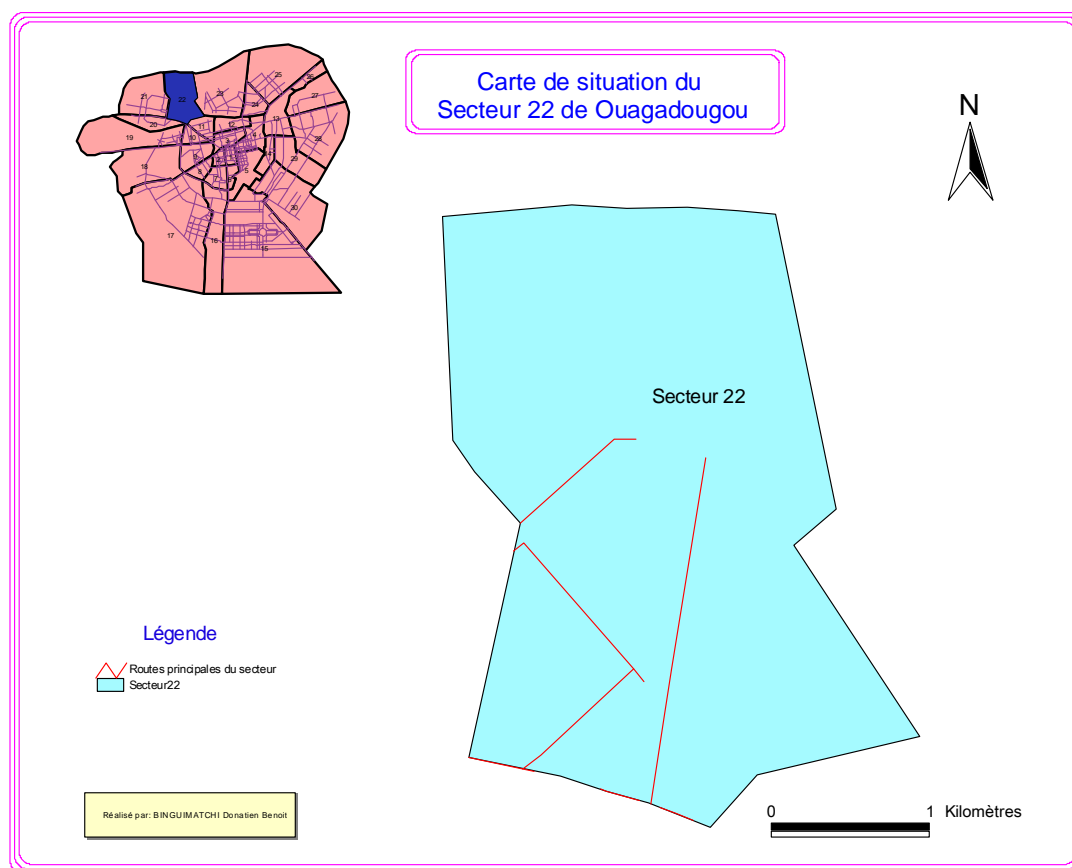


Figure 1: Carte de Situation du secteur 22

VI. PRESENTATION DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL DU SITE RA

VI.1. Le Château d'eau

Le château d'eau, conçu pour stocker un volume de 2056.72m^3 d'eau potable, est constitué d'une ossature en béton armé cylindrique, comprenant :

- Une fondation circulaire en radier de 18.60m de diamètre et une épaisseur de 40m, posé sur un béton de propreté de 10cm, coulé à fond de fouille à la cote N1. Une partie tronconique de grande base 18.60m, de petite base 8.47m et de 2.10m hauteur repose sur le radier.
- Une tour support cylindrique, de 7.44 m de diamètre intérieur et de 28 cm d'épaisseur, s'élevant depuis la fondation jusqu'à la base de la cuve au niveau N2.
- Un radier de cuve en béton armé étanche, en forme de coupole de 10.75m de diamètre, 1.20m d'épaisseur, s'encastrent à la partie inférieure dans une ceinture cylindrique de 0.45x0.70m de section et tronquée à la partie supérieure pour créer le départ de la cheminée d'accès de 180 cm de diamètre intérieur et de 20cm d'épaisseur s'élevant du niveau N3 jusqu'au niveau N4.
- Une cuve en béton armé étanche contenant 2056.72m^3 d'eau entre les niveaux N5 et N6 avec une partie inférieure tronconique de 40cm d'épaisseur, un diamètre intérieur de 23.00m et une partie cylindrique de 30cm d'épaisseur.

La partie supérieure de la cuve reçoit l'ensemble de la toiture par l'intermédiaire d'une ceinture circulaire de 45x50cm de section.

- Une toiture en forme de coupole de 23.30m de diamètre moyen, de 2.47m de flèche et 18 cm d'épaisseur. Cette coupole est tronquée à la partie supérieure pour créer un accès à la couverture, ainsi qu'une ventilation haute.

La partie inférieure de la coupole de couverture se termine par un acrotère de 12x33cm de section, traversée par huit (8) barbacanes, permettant l'évacuation des eaux de pluie.

Cette couverture est prévue pour recevoir une isolation thermique multicouche assurant également l'étanchéité.

- Un dallage en béton de 0.15m d'épaisseur recouvrant toute la surface intérieure de 7.44m de diamètre.

Dans ce dallage sera incorporé un caniveau de 140x151cm, de profondeur 1.60m, recouvert de dalles amovibles de 15cm d'épaisseur, permettant la mise en œuvre des canalisations et équipements hydrauliques.

Cotes (m)	N1 fond de fouille fondation	N2 Base cuve	N3 Radier cuve	N4 cheminée	N5 crépine	N6 plan d'eau
Château RA	311,1	337,6	340,38	345,4	339,3	344,8

Tableau 2: Détails des différents niveaux du château RA



Photo 1: Vue du château en construction. Le coffrage du fond tronconique sur échafaudage métallique

VI.2. La Bâche de stockage

Le réservoir semi enterré est conçu pour stocker 2013m³ d'eau. La hauteur d'eau dans la bâche est de 4.80m. L'ossature est circulaire de diamètre 23.60m et entièrement en béton armé et comprenant :

- Une assise de drainage et dispositif de localisation des fuites, constitué par un réseau de drain 160 à 200 mm placé en tranchée au-dessus d'un film polyane et sous forme d'assise en béton poreux dosé à 200kg/m³ (ou tout autre matériau filtrant d'une bonne compacité), d'une épaisseur de 15cm. Les drains débouchent dans des regards de contrôle. Ces regards sont reliés entre eux par une conduite en PVC de 200mm avant rejet à la fosse d'infiltration ou au réseau d'assainissement pluvial.
- Un radier en béton armé, de 30cm d'épaisseur, coulé sur l'assise en béton poreux de 15cm d'épaisseur. Ce radier est de forme circulaire de diamètre intérieur au réservoir 23.00m. Sa surface présente une pente de 1%. Dans le radier, sera prévu, un ouvrage particulier pour la prise de la station de pompage. Cette prise est constituée par un puisard dans lequel est installée la crépine de la conduite d'aspiration de la station de pompage située à l'aval. Un équipement de vidange composé d'une manchette DN 200 et d'une vanne à opercule DN 200 complète ce puisard qui à l'extérieur, débouche dans un regard de pompage. Il est supposé que les eaux des opérations de nettoyages de la cuve seront évacuées par pompage à l'aide d'un groupe motopompe mobile.
- Un voile en béton armé étanche, d'épaisseur 28cm raccordé au radier par un gousset et une semelle d'épaisseur 45cm.
- Une couverture en forme de coupole, en béton armé de 15cm d'épaisseur, bordé en rive par un acrotère de 15cm d'épaisseur, de 40cm de hauteur et traversée par huit (08) goulottes, permettant l'évacuation des eaux pluviales. Au sommet de la coupole est positionné un lanterneau d'aération mini de quatre lucarnes protégées par des persiennes et un grillage moustiquaire en acier galvanisé. Cette coupole reçoit un complexe d'isolation thermique et d'étanchéité multicouche et trois trémies avec relevés permettant l'accès à la cuve et fermées par des châssis en acier inoxydable de dimensions appropriées (trou d'homme de 1.00mx1.00m permettant l'installation d'une échelle à crinoline ; une ouverture « jour » sur le dessus du lanterneau également de 1.00mx1.00m ; une trappe de manœuvre au dessus de la crépine de la conduite d'aspiration de la station de pompage.

Cotes (m)	N1 fond de fouille fondation	N2 Base cuve	N3 Radier cuve	N5 crépine	N6 plan d'eau
Réservoir BRA	307.90	308.30	310.80	309.30	315.30

Tableau 3: détails des différents niveaux du réservoir d'eau BRA



Photo 2 : Vue d'une bache de stockage en construction

VI.3. La station de pompage

La station de pompage est constituée d'une ossature en béton armé, partiellement enterrée, mise en œuvre sur une forme de béton de propreté de 0.10 m d'épaisseur et comprenant :

- Un radier général de 25cm d'épaisseur, couvrant toute la surface intérieure du bâtiment de 12.75mx8.80m. Dans ce radier est implantée une partie en décaissé de 2.40mx3.60m permettant la mise en place de la tuyauterie d'aspiration de diamètre 1000mm ;
- Des voiles enterrées de 20cm d'épaisseur et de 3.20m de hauteur, avec poteaux incorporés reportant sur les supports horizontaux et verticaux sur le radier ;

Dans ces voiles seront incorporées des manchettes d'ancrage de diamètre 1000mm permettant les raccordements des canalisations d'aspiration depuis le réservoir et le refoulement.

- Une superstructure en élévation au-dessus du terrain naturel, prévus en maçonnerie renforcée par des raidisseurs verticaux et chaînages horizontaux en béton armé, le tout destiné à recevoir un enduit ciment sur les parements intérieurs et extérieurs . Dans ces parois en élévation sont prévues des réservations pour châssis d'éclairage sur les longs des pans et les accès sur les pignons ;
- Un niveau intermédiaire partiel, constitué d'une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur, situé le long du pignon, reposant sur un poteau intermédiaire 20x30cm servant de support aux armoires électriques et les accès des équipements. Les réservations sont prévues dans cette dalle intermédiaire pour la mise en place des escaliers d'accès et garde corps métallique en rive de dalle ;
- Des massifs en béton armé implantés pour servir de support aux équipements hydrauliques (pompes et canalisations etc..). Les massifs recevant des équipements qui transmettent des vibrations (pompes) seront désolidarisés de la structure du bâtiment ;
- Le long des massifs supports, il sera incorporé, en outre , un caniveau dans le radier pour ramener les eaux vers le regard destiné à être équipé de pompe de relevage pour évacuer les eaux de ruissellement vers l'extérieur ;

- Une toiture en béton armé, composée de poutre de 30cmx70cm, de 8.80m de portée, supportant une dalle en béton de 16cm d'épaisseur destinée à recevoir un complexe d'étanchéité.

Ces poutres serviront, en outre, de support aux chemins de roulement des palans de trois (03) tonnes prévus pour la manutention des équipements de la station de pompage.

La dalle sera terminée en rive par un relevé format acrotère, au travers duquel seront réservés des passages pour évacuation des eaux de pluies.

VII. LES ESSAIS GEOTECHNIQUES

But

Cette étape a pour objet, de définir plus précisément la stratigraphie et les caractéristiques physiques et mécaniques des sols et de préciser la profondeur de la nappe phréatique.

Les résultats ainsi obtenus doivent permettre de juger de la continuité et de l'homogénéité des sols de fondation de l'ouvrage concerné et de localiser les difficultés géotechniques et les zones difficiles ("points délicats"), tels que les terrains compressibles, les zones instables, les formations solubles

Pour des ouvrages posés au sol ou semi enterrés tels que les châteaux d'eau, les réservoirs et les cuves, il y a lieu de prévoir des sondages (destructifs, carottés éventuellement, pénétrométriques), de même l'utilisation du pressiomètre est à envisager. Ceci permettra de tester l'homogénéité des sols, et même, si l'importance des problèmes le justifie, de caractériser mécaniquement les familles de sols rencontrés (caractéristiques de cisaillement et de compressibilité par exemple) par des essais classiques de mécanique des sols en nombre limité. La pose de piézomètres, à ce stade, peut être très utile.

Ces différents essais permettront de déterminer :

- La nature des sols de fondations ;
- La contrainte admissible du sol q_{ad} ;
- Les tassements prévisibles sous les ouvrages ;
- Les précautions à observer ;

Les caractéristiques mécaniques du sol, serviront pour la détermination du niveau d'assise et du type de fondations de l'ouvrage.

C'est ainsi qu'il a été effectué sur le site RA, dans l'emprise du château d'eau, de la bache semi-enterrée, et de la station de pompage, des études géotechniques (des sondages à la pelle, un essai pressiométrique sous le château, des essais pénétrométriques, des essais granulométriques, des essais proctor et les limites d'Atterberg).

VII.1. Les essais in situ

Les essais in situ sont des essais effectués, sur le site et dont les résultats seront analysés ultérieurement. Ces essais sont détaillés ainsi qu'il suit :

VII.1.1. Le sondage pédologique carotté

Il a été effectué, sous chacun des ouvrages du site RA, des sondages carottés à la pelle, sur une profondeur de 3.50m pour la station de pompage et de 3.30m pour le château et la bêche de stockage. Ces sondages carottés, ont pour objectif, d'une part d'avoir une très bonne identification des sols en profondeur et d'autre part de fournir du matériel pour les essais au laboratoire.

Un autre sondage lourd et destructif a été exécuté sous l'emprise du château. Ce sondage est exécuté pour l'essai pressiométrique. Elle a été effectuée avec une petite sondeuse jusqu'à 11.00m de profondeur.

Ces différents sondages ont permis d'établir la coupe géotechnique ci dessous.

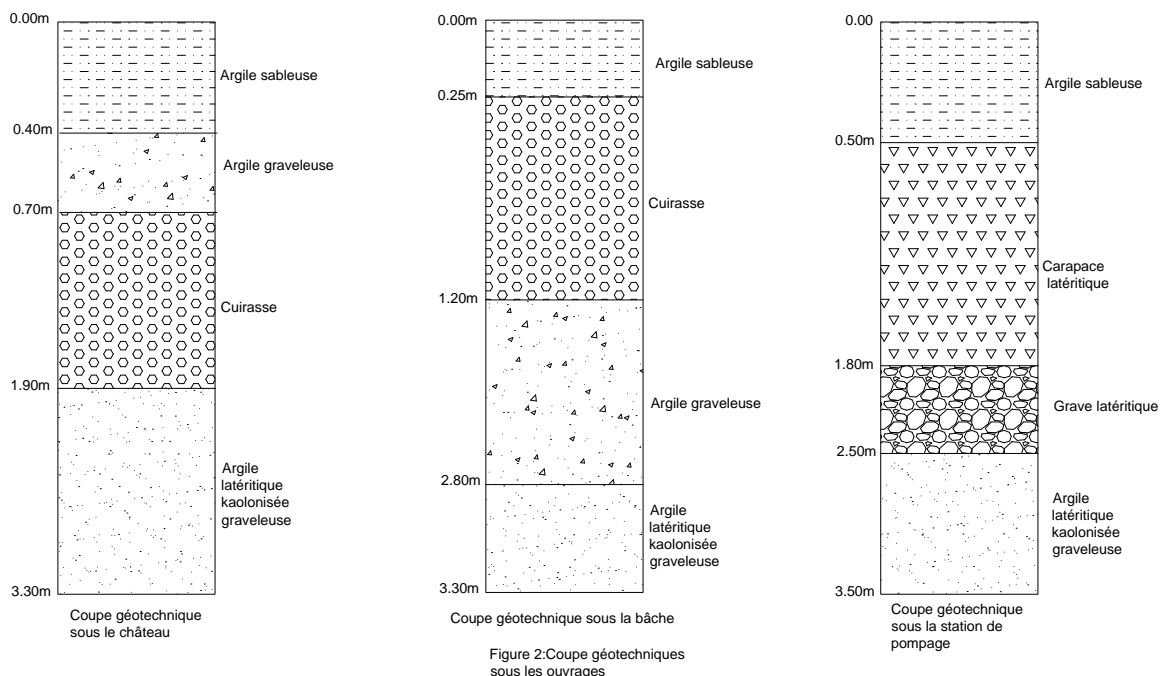


Figure 2: Coupe géologique sous les différents ouvrages

VII.1.2. L'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est effectué dans l'emprise du château d'eau.

Principe :

L'essai pressiométrique consiste, à effectuer une mise en charge latérale du terrain, grâce à une sonde, descendue dans un avant trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol in situ.

Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante. On détermine les déformations correspondantes en mesurant la variation du volume de la cellule centrale.

La dilatation est obtenue par injection d'eau sous pression dans une cellule de mesure constituée, par une gaine en caoutchouc comprise entre deux cellules de garde, de même diamètre, destinées à assurer une répartition sensiblement uniforme des contraintes et des déformations au droit de la cellule de mesure.

L'essai pressiométrique sur le site de RA est conduit comme suit :

Réalisation d'un sondage lourd destructif jusqu'à 11.00m de profondeur ;

Exécution d'essai pressiométrique à tous les un mètre à partir de 3.00m jusqu'à 10.00m

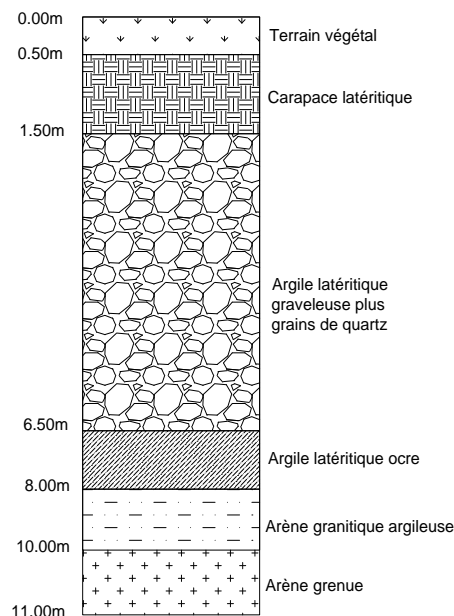


Figure 3: coupe géotechnique sous le château pour l'essai pressiométrique

VII.1.3. Résultats de l'essai pressiométrique

Les résultats de l'essai pressiométrique servent pour le calcul de la stabilité des fondations (superficielles et profondes) et celui des tassements, dans le cas où les phénomènes de consolidation ne sont pas prépondérants. Pour les calculs de la capacité portante et du tassement, on utilisera les formules de L.Ménard.

Les résultats de l'essai pressiométrique sous le château se trouvent dans le tableau ci-dessous.

Ce tableau donne la profondeur de l'essai, le module de déformation le rapport $\frac{E}{P_l}$ et la pression limite.

Profondeur (m)	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00
Module de déformation E	642	228	188	51	67	119	97	225
Pression Limite P_l	31	22	21	16	14	15	16	26
Rapport E/ P_l	12	10	9	3	5	8	6	9

Tableau 4: Les résultats de l'essai pressiométrique sous le château

Le tableau qui suit donne les différentes couches et la pression limite moyenne dans chaque couche.

Profondeur (m)	De 3,00m à 6,50m	De 6,50m à 8,00m	De 8,00m à 10,00m
Couche géologique	Argile latéritique graveleuse plus de grains de quartz	Argile Ocre	Arène granitique argileuse
Pression limite moyenne (Bars)	19,39	14,5	15,49

Tableau 5: Tableau de la pression limite dans chaque couche

Le module de déformation E sert pour les calculs de tassement ;

La pression limite P_l , qui correspond par définition à la limite de rupture du terrain, intervient dans les calculs de stabilité des fondations.

Le rapport $\frac{E}{P_l}$ est une caractéristique du sol étudié. On trouve des valeurs élevées de ce rapport (12-30) pour les sols surconsolidés tandis que les faibles valeurs (5-8) se rencontrent plutôt dans les terrains alluvionnaires. Statistiquement, ce rapport varie entre 8 et 12 pour les sols courants. Les valeurs de $\frac{E}{P_l}$ égales à 3 et 5 (trouvée à la profondeur 6.00m et 7.00m) montre généralement que le terrain a été remanié ou altéré. Ce remaniement peut être produit accidentel pendant l'essai.

En comparant les valeurs du rapport $\frac{E}{P_l}$ du tableau N°5 avec le tableau indiquant l'ordre de grandeur du rapport $\frac{E}{P_l}$ voir annexes N°12 nous en concluons que le terrain est :

- Normalement consolidé entre 3.00m et 6.00m
- Altéré ou remanié entre 6.00m et 8.00m
- Sous-consolidé entre 8.00m et 10.00m

VII.1.4. Essai pénétrométrique

Principe

L'essai pénétrométrique consiste à enfoncer dans le sol un train de tiges (de diamètre compris entre 3 et 6 cm). Selon le mode de pénétration, on distingue :

- Le pénétromètre dynamique : dont le train de tiges est enfoncé par battage d'une masse connue, soulevée d'une hauteur h connue, et qui percute le train de tiges. Le train de tiges est enfoncé à l'aide d'un mouton (masse frappante) de petites dimensions. On compte le nombre de coups N nécessaire pour enfoncer le train de tiges de 10cm de diamètre. On déduit la résistance de la pointe grâce à la formule des hollandais

$$P_p = \frac{M}{e * (M + M')} * M * g * H \quad \text{et} \quad q_d = \frac{R_p}{A} \quad \text{Avec} \quad A : \text{la section de la pointe}$$

M : Masse frappante appelée mouton en Kg

M' : Masse frappée composée du pénétromètre et de ses accessoires

H : Hauteur de chute de la masse frappante

e : Pénétration moyenne par coup

On reporte alors le nombre de coup ou de la résistance en pointe R_p en fonction de la profondeur.

- Le pénétromètre Statique : dont le train de tiges est enfoncé à l'aide d'un vérin installé sur un véhicule lourd. Le train de tiges, terminé par une pointe, est enfoncé avec une vitesse lente et constante. Il permet d'obtenir séparément la contrainte sous la pointe q_d et la résistance au frottement f_s .

Les résultats sont représentés par des graphiques donnant q_d et f_s en fonction de la profondeur

L'essai pénétrométrique est réalisé au droit de chaque ouvrage, sur une profondeur de 4.20m .Les résultats obtenus à partir de ces essais, exécutés en fond de fouille sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Ouvrages	Profondeur (m)	Contrainte q_d (Mpa)
Château d'eau	Fond de fouille à 0,50 m	0,15
	A partir de 0,50 m	0,25
Bâche de stockage	Fond de fouille à 0,40m	0,15
	A partir de 0,40 m	0,25
Station de pompage	De 0,40 à 2,80 m	0,40
	De 0,40 à 2,80 m	0,25
	A partir de 2,80 m	0,40

Tableau 6: Les contraintes dans le sol en fonction de la profondeur sous différents ouvrages

VII.1.5. Influence de la fondation sur l'ouvrage

Les essais géotechniques effectués sur le site RA, ont été fait au plus à 11.00m de profondeur sur la couche d'arène grenue.

Le radier du château a un diamètre de 18.60m et celui de la bêche 23.60m. Nous savons que l'influence d'un radier ou d'une fondation peut atteindre une profondeur égale à la plus grande dimension du radier ou de la fondation de l'ouvrage. Dans notre cas l'influence du radier peut atteindre 18.60m de profondeur pour le château et 23.60m pour la bêche.

Ceci étant, nous pouvons conclure que la profondeur de sondage de 11.00m, semble insuffisante pour les sondages nécessaires pour les essais.

VII.2. Les essais de laboratoire

Il a été effectué sur le site RA, deux essais de laboratoire, qui sont l'essai granulométrique et l'essai proctor.

VII.2.1. L'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer, les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol.

Elle s'effectue :

- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les diamètres supérieurs à $80 \mu m$. Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est le tracé de la courbe granulométrique. Elle représente pour chaque dimension « d_y » de particule, le poids (ou masse) « y » des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. La courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques. En abscisse nous avons les diamètres des tamis correspondant aux diamètres des refus et en ordonnée est reporté le pourcentage des tamisats cumulés.
- Par sédimentométrie pour les grains plus fins de diamètre inférieur à $80 \mu m$. L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphérique dans l'eau

VII.2.2. L'essai proctor

L'essai proctor a pour but de déterminer, pour un compactage normalisé d'intensité donnée, la teneur en eau optimale ($\omega\%$) et le poids spécifique sec maximal (γ_d)

Le sol en place est prélevé, et soigneusement homogénéisé. Dans une moule Proctor de diamètre $\phi_{moule} = 101.6mm$ et de hauteur $h_{moule} = 117mm$. On compacte le matériau pour différentes teneur en eau. Le compactage est fait en trois (3) couches et chaque couche est compactée 25 coups. La hauteur de chute de la dame de compactage est $h_{chute} = 30.50cm$ et sa masse est $m_d = 2.460Kg$. L'optimum proctor est atteint lorsque l'augmentation du poids de sol humide est inférieure à la différence des quantités d'eau ajoutée pour les derniers compactages.

Ces deux facteurs influencent fortement sur le compactage d'un sol :

- La teneur en eau : Pour une énergie de compactage donnée, si on fait varier la teneur en eau $\omega\%$ d'un échantillon de sol et l'on représente graphiquement la variation du poids spécifique γ_d en fonction de cette teneur en eau, on obtient une courbe en cloche qui représente l'Optimum Proctor. Cela s'explique par le fait que si la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une partie importante de l'énergie de compactage sans aucun profit de plus elle occupe la place des grains solides. Par contre si la teneur en eau est trop, l'eau joue un rôle de lubrifiant non négligeable.

L'influence de la nature des sols : La forme de la courbe Proctor est fonction de la nature du sol. Plus le sol est fin et plus l'optimum est marqué (c'est le cas de l'argile plastique) et plus le sol est sablonneux plus la courbe est aplatie.

ESSAI PROCTOR	Masse de la dame (Kg)	Hauteur de chute (cm)	Nombre de coups par couche	Nombres de couches	Energie de compactage Kj/dm ³
	Proctor Normal	30,5	25	3	0,59
	Proctor Modifié	45,7	25	3	2,71

Tableau 7: Conditions Normalisées pour les essais proctor

Les résultats des essais proctor effectués sur le site se trouvent voir annexes N°6-7-8

Les valeurs de la teneur en eau optimale ($\omega\%$) et le poids spécifique sec maximal (γ_d) sont obtenues après avoir tracé la courbe γ_d en fonction de $\omega\%$ et correspond à l'optimum de la courbe.

La teneur en optimale $\omega\%$ et la densité sèche γ_d des résultats des essais effectués sur le site RA se trouvent dans le tableau ci-dessous. Les courbes proctor se trouvent aux annexes N°11-12-13

ESSAI PROCTOR		
Ouvrage	Teneur en eau ω (%)	Densité sèche γ_d (kN/m ³)
Château d'eau	12,5	18
Bâche semi-enterrée	11,7	20
Station de pompage	13,4	18,8

Tableau 8: Tableau des optimums proctor sous les différents ouvrages

	Bâche	Château	Station de pompage
Limite de liquidité w_l (%)	43	70	40
Limite de plasticité w_p (%)	22	30	24
Indice de plasticité I_p (%)	21	40	16
Etat du sol	Plastique	Plastique	Plastique

Tableau 9: Les résultats des limites d'Atterberg au droit de chaque ouvrage

VII.3. Interprétation des résultats

L'allure de la courbe proctor (voir Annexes), très aplatie, montre que le matériau en place au droit de chaque ouvrage est de nature argilo-sableux.

Cette couche se retrouve à une profondeur de 0.50m sur les différentes coupes géologiques issues des sondages.

Les résultats des limites d'Atterberg nous amène à conclure que ces matériaux sont plastiques.

Ces matériaux pourront donc constituer à priori un bon remblai du point de vue tolérance à l'exécution, car peu sensibles à la teneur en eau.

Il serait plus intéressant, pour l'étude géotechnique, d'effectuer des essais de cisaillement sur le sol :

- L'essai de cisaillement, non consolidé, non drainé pour connaître le comportement du terrain à court terme ;
- L'essai de cisaillement, consolidé, drainé, pour connaître le comportement du terrain à long terme ;

VII.4. Calcul de la capacité portante du sol

Pour le calcul de la capacité portante des fondations nous utiliserons la formule de Ménard relative aux fondations superficielles. La capacité portante des fondations superficielles est donnée par la formule:

$$q_d \leq q_0 + k * (P_l - P_0) \qquad q_{ad}$$

Avec

- $q_d - q_0$: La surcharge qui entraînerait la rupture du sol
- q_0 : la contrainte au niveau de la fondation avant sa construction
- P_0 : Pression horizontale du terrain au repos au moment de l'essai $P_0=0$
- k : Coefficient de proportionnalité qui dépend du type de terrain, de la profondeur d'encastrement D , et de la forme de la fondation

Compte tenu du faible encastrement du radier 3.60m, on peut négliger la contrainte verticale au niveau du sol de fondation $q_0=0$ et on prend un coefficient de sécurité égal à 3.

La pression limite est la moyenne géométrique des valeurs nettes ($P_i - P_0$) sur toute l'épaisseur des couches compressibles, compte tenu de la faible épaisseur de ces couches par rapport à la largeur du radier (règle R₄ de la notice générale Ménard D 60)

La pression limite vaut alors :

$$P_l = \sqrt[8]{(31 * 22 * 21 * 16 * 14 * 15 * 16 * 26)} = 1939 \text{ kpa}$$

Or cette valeur est très supérieure, comparée à la plus petite valeur de la pression limite obtenue dans la couche d'argile ocre qui est de 1400kpa. Pour être dans le cas, le plus défavorable, nous utiliserons la valeur minimale de la pression limite qui est $P_l = 1400 \text{ kpa}$ pour le calcul de la capacité portante du sol.

En admettant que l'encastrement équivalent est égal à l'encastrement réel, on a donc

$$\frac{D}{R} = \frac{3.60}{11.65} = 0.31 \quad \text{On prend alors } K=0.8 \text{ la capacité portante du sol sera alors}$$

$$q_{ad} \leq \frac{K}{3} * p_l \text{ ce qui donne } q_{ad} \leq \frac{0.8}{3} * 1.40 = 3.73 \text{ bars} \approx 0.40 \text{ Mpa}$$

La capacité portante du sol est $q_{ad} \leq 0.40 \text{ Mpa}$

Cette valeur de la capacité portante, correspond à la capacité portante d'une couche de grave latéritique.

VII.5. Calcul du tassement

L'estimation du tassement s'effectue dans le cas d'une multicouche couche, à l'aide de la formule

$$s = \int_0^h \left(\frac{\alpha(z) * \beta(z) * P(z)}{E(z)} \right) * dz = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\alpha_i * \beta_i * P_i}{E_i} \right) * \Delta z_i \text{ Formule dans laquelle}$$

- $P(z)$ Est la contrainte verticale à la profondeur z , due à la surcharge apportée au terrain par la fondation ;
- $E(z)$ Est le module pressiométrique à la profondeur z ;
- $\alpha(z)$ Coefficient de structure, variable selon la nature du matériau et le rapport $\frac{E}{P_l}$ obtenu avec le pressiomètre ;

- $\beta(F)$ Coefficient fonction de la valeur du coefficient de sécurité ;

Pour un coefficient de sécurité $F < 3$ on a $\beta(F) = \frac{2}{3} * \frac{F}{F-1}$

Pour un coefficient de sécurité $F \geq 3$ on a $\beta(F) = 1$

L'expression du paramètre F est $F_1 = \frac{q_1}{q_{ad}} = \frac{K * P_l}{q_{ad}}$ avec $K=0.8$

La contrainte maximale qu'exerce le château sur le sol est $\sigma_{sol} = 298 \text{ kN/m}^2 = 298 \text{ kpa}$

Couche argile latéritique graveleuse : $1.60\text{m} \leq z \leq 6.5\text{m}$

Pour cette couche le rapport $\frac{E}{P_l}$ est compris entre 8 et 20

La pression limite dans la couche d'argile latéritique graveleuse est

$$P_l = \sqrt[3]{(22 * 21 * 16)} = 19.48 \text{ Bars} = 1948 \text{ kpa}$$

La valeur de F_1 est alors $F_1 = \frac{0.8 * 1948}{298} = 5 > 3$ donc $\beta = 1$

Les couches compressibles sont de faible épaisseur vis-à-vis de la largeur du radier, on admettra que la contrainte $P(z)$ dans toute l'épaisseur de la couche reste égale à la contrainte sous le radier c'est-à-dire à q_{ad}

Le tassement partiel dû à la couche d'argile latéritique graveleuse est

$$s_1 = \alpha * \beta * q_{ad} * \sum_{i=1.60}^{6.50} \frac{\Delta z_i}{E_i}$$

On calcul et on trouve

$$s_1 = \frac{2}{3} * 1 * 298 * \left(\frac{0.90}{22800} + \frac{1}{18800} + \frac{1}{5100} \right)$$

On trouve $s_1 = 5\text{cm}$

Couche d'argile latéritique ocre : $6.50\text{m} < z < 8\text{m}$

La pression limite dans la couche d'argile ocre est :

$$P_l = \sqrt{(14 * 15)} = 14.50 \text{ Bar} = 1450 \text{ kpa}$$

Le calcul de F_2 donne $F_2 = \frac{0.8 * 1450}{298} = 4 > 3$ on en déduit que le coefficient $\beta = 1$

Le tassement de la couche d'argile latéritique ocre est alors

$$s_2 = \frac{2}{3} * 1 * 268.2 * \left(\frac{1}{6700} + \frac{0.5}{11900} \right) \quad \text{On trouve } s_2 = 3.4 \text{ cm}$$

Couche d'Arène granitique argileuse : 8m<z<10m

La pression limite dans la couche d'arène granitique argileuse est :

$$P_l = \sqrt[3]{(15 * 16)} = 15.49 \text{ Bar} = 1549 \text{ kpa}$$

$$F_1 = \frac{0.8 * 1549}{298} = 4 > 3 \text{ le coefficient } \beta \text{ est alors } \beta = 1$$

Le tassement correspondant à cette couche est alors

$$s_3 = \frac{2}{3} * 1 * 268.2 * \left(\frac{0.5}{11900} + \frac{1}{9700} \right) \quad s_3 = 2.6 \text{ cm}$$

Le tassement définitif pour l'ensemble de la couche est la somme des différents tassements.

Le tassement définitif est alors **st = 11cm**

VII.6. Interprétation des résultats

Des études menées par différents auteurs, qui ont dépouillé un grand nombre de comptes rendus d'incidents, survenues à des constructions de toute nature, fondées sur les terrains très variés, ont donné l'ordre de grandeur des tassements admissibles.

En comparant la valeur du tassement trouvée $s=11\text{cm}$ avec la valeur admissible donnée par les études, nous constatons que le tassement trouvé au droit de l'ouvrage est dans la limite acceptable qui est comprise entre 8 et 30 cm pour les radiers et les réservoirs.

VII.7. Comparaison des résultats avec les résultats du LNBTP

A partir des mêmes hypothèses $q_0=0$, $p_0=0$ et $K=0.8$ le LNBTP (Laboratoire national des bâtiments et travaux publics) est arrivé au résultat suivant :

- Contrainte admissible : $q_{ad} \approx 0.40 \text{ Mpa}$
- Tassement admissible : $E_1 = 104 \text{ Bars}$

Avec les mêmes considérations, et en utilisant la formule de L. MENARD, nous sommes arrivés au même résultat, en ce qui concerne la contrainte admissible soit $q_a \leq 0.37 \text{Mpa}$.

Pour le calcul de tassement, nous sommes arrivés à la valeur $s = 11 \text{cm}$.

Chapitre III

Vérification du Dimensionnement Structural

Chaque élément sera dimensionné en fonction des sollicitations auxquelles il est soumis.

Les Caractéristiques du réservoir sont les suivantes :

- Volume utile du réservoir:..... $V_u=2013 \text{ m}^3$
- Diamètre intérieur du réservoir :..... $D_i= 23.00\text{m}$
- Flèche de la coupole sphérique:..... $f= 2.30\text{m}$
- Epaisseur de la paroi cylindrique :..... $e'=30\text{cm}$
- Epaisseur de la coupole sphérique..... $e=15 \text{ cm}$
- Rayon de courbure $r=29.90\text{m}$
- Poids volumique du béton 25kN/m^3

Les hypothèses de calcul

- Fissuration : préjudiciable $\sigma_s=25.000 \text{ t/m}^2=250\text{Mpa}$
- Taux de travail du sol : $2.50 \text{ bars}= 250\text{kpa}= 0.25\text{Mpa}$
- Poids volumique de l'eau : $1000\text{daN/m}^2 =10\text{kN/m}^3$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{Mpa}$

Les Charges

Charges permanentes G (poids de la structure)

Surcharges d'exploitation prévue pour la couverture $Q=100\text{daN/m}^2=1\text{kN/m}^2$ (Cette charge correspond à la Masse d'une personne chargée de l'entretien de la coupole)

Pour une fissuration préjudiciable et très préjudiciable, nous ferons les calculs à l'Etat Limite Service ELS et pour une fissuration préjudiciable nous ferons les calculs à l'Etat Limite de Service ELU.

VIII.1.1. Coupole de couverture

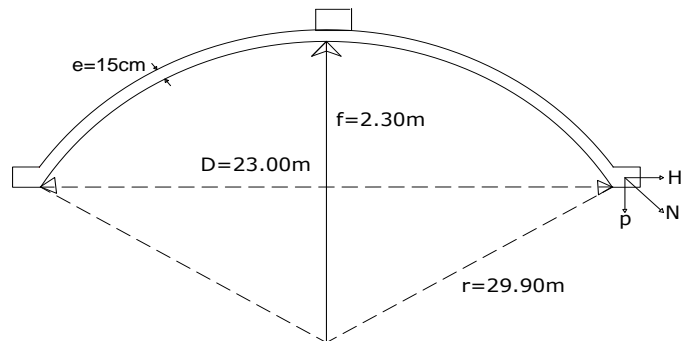


Figure 5: Schéma de la coupole

Le rayon de la coupole sphérique doit être choisi de façon à ce que la fibre moyenne s'approche le plus possible du polygone funiculaire. On sait en effet, que dans ce cas, les moments dus à la charge permanente sont nuls. Le rayon de courbure est donné par la formule

$$r = \frac{D^2 + 4 * f}{8 * f} \quad \text{On vérifie et on trouve} \quad r = \frac{23.30^2 + 4 * 2.30}{8 * 2.30} = 30.00\text{m}$$

La valeur du rayon de courbure, \$r=29.90\text{m}\$ semble bonne.

Le rapport de l'épaisseur de la coupole sur le rayon de courbure $\left(\frac{e}{r}\right)_{\text{max}} = \frac{0.15}{29.90} \leq \frac{1}{20}$ nous

pouvons considérer la coupole de couverture comme une coque mince.

Les efforts de flexion dans la coque ne sont pas négligeables, on assimilera la coupole à une coque mince fléchie, appuyée sur son bord intérieur et soumise à son propre poids.

Calcul des charges

Calcul du poids de béton armé au \$\text{m}^2\$

Le poids du \$\text{m}^2\$ de béton armé de la coupole de couverture est :

$$G=25 \times 0.15 \quad \text{ce qui donne} \quad G=3.75 \text{ kN/m}^2$$

La charge d'exploitation prévue sur la coupole est \$Q=1\text{kN/m}^2\$

La fissuration étant très préjudiciable, les calculs se feront à l'ELS.

La combinaison d'action à prendre en compte est alors $P = G + Q$

Ce qui donne une charge par mètre carrée $P = 4.75 \text{ kN/m}^2$.

La surface de la coupole est $S = 2 * \pi * f * a$ ce qui donne $S = 432 \text{ m}^2$.

La charge totale de la coupole est alors : $P_{\text{coupole}} = P * S = 2052 \text{ kN}$

Calcul des efforts

- Calculons la charge par mètre linéaire de ceinture

La charge par mètre linéaire de ceinture est : $P' = \frac{P * S}{2 * \pi * R}$ Avec R le rayon de la coupole

Ce qui donne une charge linéaire de ceinture $P' = 28 \text{ kN/m}$

- Calculons la poussée horizontale par mètre linéaire de ceinture

Cette poussée est définie par : $H' = \frac{P' * (R^2 - f^2)}{2 * f * R} = \frac{28 * (11.65^2 - 2.30^2)}{2 * 11.65 * 2.30}$

$$H' = 68.14 \text{ kN/m}$$

L'effort normal par mètre de méridien est $N = \sqrt{(H'^2 + P'^2)}$

Ce qui donne $N = \sqrt{(68.14^2 + 28^2)} = 73.67 \text{ kN/m}$

L'effort normal de compression N sera absorbé par la compression du béton et de l'armature méridienne dont la section homogénéisée est $\Omega = 100 * e + 15 * A_s$

Calcul des contraintes

La contrainte de compression du béton sera alors $\sigma_b = \frac{N}{100 * e + 15 * A_s}$.

En admettant que seul le béton va résister à la compression, on néglige le terme $15 * A_s$,

l'expression de la contrainte de compression du béton devient alors $\sigma_b = \frac{N}{100 * e}$

$$\sigma_b = \frac{73.67}{100 * 15} = 4.9 \text{ Bars}$$

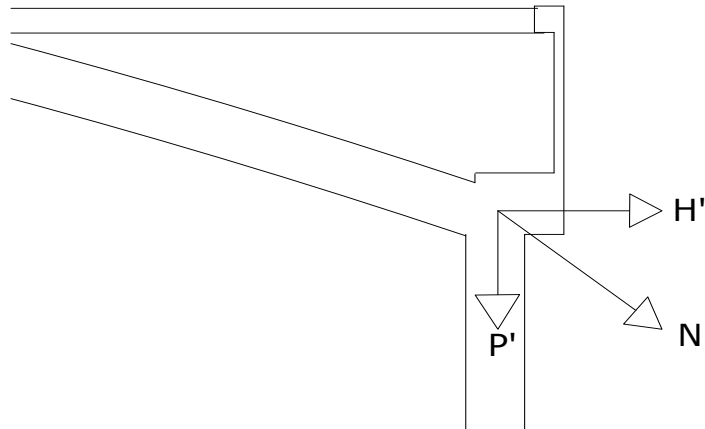
La contrainte tangentielle quand à elle, est définie par : $\tau = \frac{P'}{100 * e} = \frac{28}{100 * 15} = 1.87 \text{ Bars}$

La contrainte tangentielle dans la coupole étant faible, l'armature sera composée d'un quadrillage en 5HA10/m



Photo 3: Ferrailage des panneaux de la coupole

La ceinture circulaire



La ceinture supérieure se calcule comme un anneau soumis à une pression interne (poussée de la coupole).

Cette ceinture est donc soumise à une traction : $T = \frac{P' * (R^2 - f^2)}{2 * f * R} * R$ ce qui donne

$$T=794\text{kN}$$

Cette traction sera absorbée par l'armature circulaire de la ceinture.

La fissuration dans la coupole étant préjudiciable on a $\sigma_s=250\text{Mpa}$

La section d'acier de ceinture de la coupole est alors $A_s = \frac{T}{\sigma_s} = 31.76\text{cm}^2$

Choix : 15HA12+10HA14/m. La section d'acier réelle est alors $A_s=32.35\text{ cm}^2/\text{m}$

La contrainte réelle de l'acier est alors $\sigma_a = \frac{7940}{32.35} = 245.4\text{Mpa}$

Les cadres en $\phi 10$ seront uniformément répartis sur la ceinture tous les 20cm

VIII.1.2. La paroi circulaire

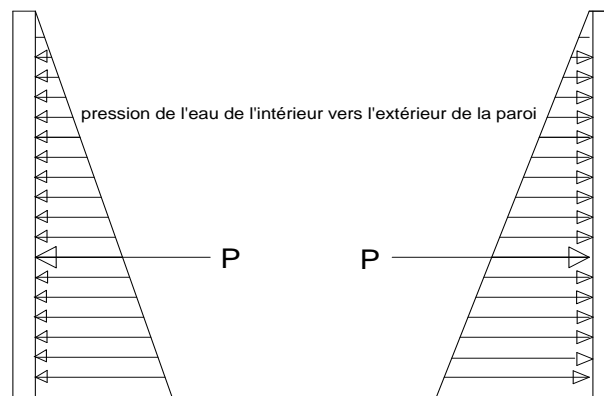


Figure 6: Schéma de sollicitation sur la paroi de la cuve

La cuve est la partie cylindrique où est stockée l'eau. Elle est considérée, comme une coque cylindrique, sans flexion, soumise à la pression linéaire intérieure de l'eau $p = p_0 * \frac{x}{h}$ et à son poids propre.

- h : la hauteur de l'eau dans la cuve
- x : la hauteur de calcul de la pression
- p_0 : la pression à la base de la cuve.

La pression de l'eau engendre une force de traction dans la paroi de la cuve et le poids propre engendre de l'ensemble de l'ouvrage engendre un effort normal de compression. Ces efforts sont définies par :

- L'effort de traction dans la paroi est : $T = p_0 * R * \frac{x}{h}$
- L'effort de compression est : $N_1 = P_p * R * \frac{x}{h}$ avec P_p le poids de la cuve /unité de surface moyenne.

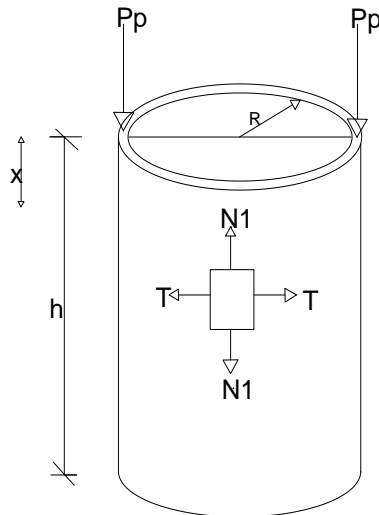


Figure 7: Schéma des sollicitations dans la paroi cylindrique

Les parois du réservoir doivent, pouvoir résister à cette effort de traction provoqué, par la pression hydrostatique de l'eau ainsi qu'aux moments de liaison au droit des ceintures qui renforcent le haut et l'encastrement dans le radier.

Pour les calculs, nous prenons en compte les considérations suivantes :

- Définition des hypothèses de calcul
- L'épaisseur e de la paroi est faible par rapport aux autres dimensions et au rayon de courbure de la surface moyenne.
- Le vecteur normal à la surface moyenne de la coque reste normal à la surface moyenne et garde la même longueur après la déformation.
- Les contraintes parallèles à la surface de la coque sont négligeables.
- La flexion de la surface moyenne est faible, supposée linéaire.

Pour le calcul de l'effort de traction dans la cuve nous utiliserons deux méthodes :

- La méthode basée sur la pression hydrostatique de l'eau dans le réservoir
- La méthode empirique de LEBELLE

VIII.1.3. Calcul de l'effort normal de compression dans la paroi

Le poids au mètre carré de surface de toutes les charges qui arrivent sur la paroi cylindrique est $P_p=4.9\text{kN/m}^2$

L'effort normal de compression dans la paroi cylindrique est donné dans la table ci-dessous

x' (m)	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	5,80
Effort Normal (kN/ml)	358,7	366,2	373,7	381,2	388,7	396,2	402,2

Tableau 10:Tableau récapitulatif de l'effort de compression dans la paroi

VIII.1.4. Calcul de l'effort de traction en utilisant la pression hydrostatique

La méthode consiste à découper la cuve en virole de hauteur $0.1 \cdot h_e$, h_e étant la hauteur de l'eau dans le Réservoir. L'effort de traction dans chaque virole est calculé à la base de celle-ci. Sous l'effet de la pression de l'eau, le voile vertical est soumis à la pression hydrostatatique sur la hauteur $h_e=4.80\text{m}$. La pression unitaire à la base du voile sera p_1 .

L'effort de traction moyenne à la base de chaque virole est donné par : $T = p_0 * R * \frac{x}{h}$

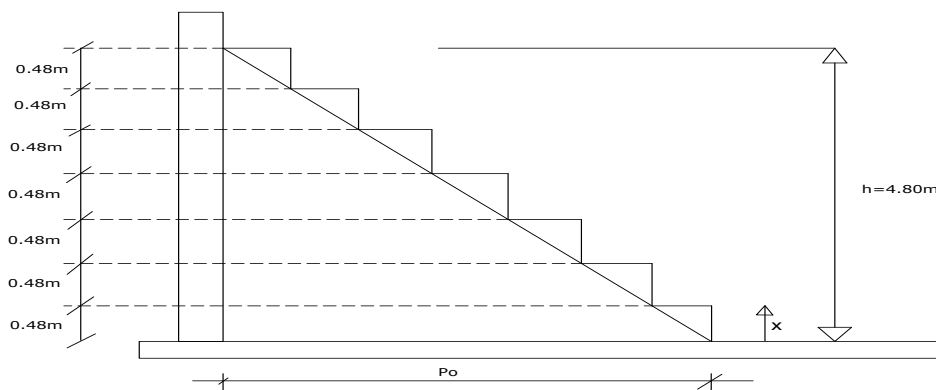


Figure 8: Schéma de découpage de la cuve en virole

La hauteur des terres de remblai étant faible $ht=2.30m$, nous pouvons négliger, l'action du remblais sur la paroi.

Ainsi en prenant x de bas en haut à partir du fond du réservoir, on calcul la tension dans la paroi. Le tableau ci-dessous donne les valeurs de l'effort de traction à la base de chaque virole.

z/h	Z (m)	Tension dans la paroi T (kN)
0,00	0,00	559,20
0,10	0,48	503,28
0,20	0,96	447,36
0,30	1,44	391,44
0,40	1,92	335,52
0,50	2,40	279,60
0,60	2,88	223,68
0,70	3,36	167,76
0,80	3,84	111,84
0,90	4,32	55,92
1.00	4,80	0.00

Tableau 11:Tension dans la paroi en considérant la pression de l'eau

On constate que la valeur maximale de l'effort de traction est atteinte à la base du réservoir.

Le diagramme ci-dessous donne l'allure de la traction dans la cuve

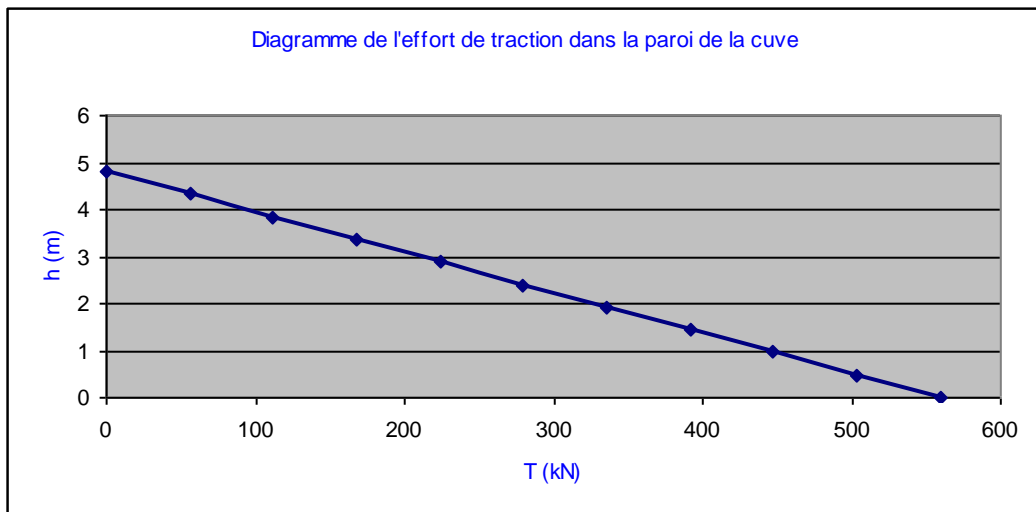


Figure 9: Tension dans la cuve avec la méthode des pressions hydrostatiques

VIII.1.5. Calcul de l'effort de traction par la méthode empirique de

LEBELLE

Avec la méthode empirique, l'expression de la traction dans la paroi est : $T = \gamma * \rho * h * R$

Formule dans laquelle

- h : est la hauteur d'eau dans le réservoir
- ρ : Le poids volumique de l'eau 10kN/m^3
- R : le rayon du réservoir
- γ : est un coefficient fonction des rapports $\frac{z}{h}$ et $\frac{h^2}{e * D}$ et est lu dans l'abaque

(traité de béton armé page 220)

On a alors $T = 10 * 4.80 * 11.65 * \gamma = 55920 * \gamma$ et $\frac{h^2}{e * D} = \frac{4.80^2}{0.30 * 23.30} = 3.29$

A partir de cette valeur de $\frac{h^2}{e * D} = 3.29$ et du fait que la paroi soit encadrée en bas, les valeurs de γ sont lues dans le tableau (voir annexes N°09), en faisant une interpolation.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la Tension à la base de chaque virole

z/h	z	γ	T paroi (kN)
0	0	0,1146	64,65
0,1	0,48	0,1917	107,20
0,2	0,96	0,2638	147,50
0,3	1,44	0,3269	182,80
0,4	1,92	0,3703	207,10
0,5	2,40	0,3814	213,30
0,6	2,88	0,3529	197,35
0,7	3,36	0,2829	158,20
0,8	3,84	0,1724	96,40
0,9	4,32	0,0581	32,50
1.00	4.80	0.00	0.00

Tableau 12: Effort de traction dans la virole avec la méthode empirique

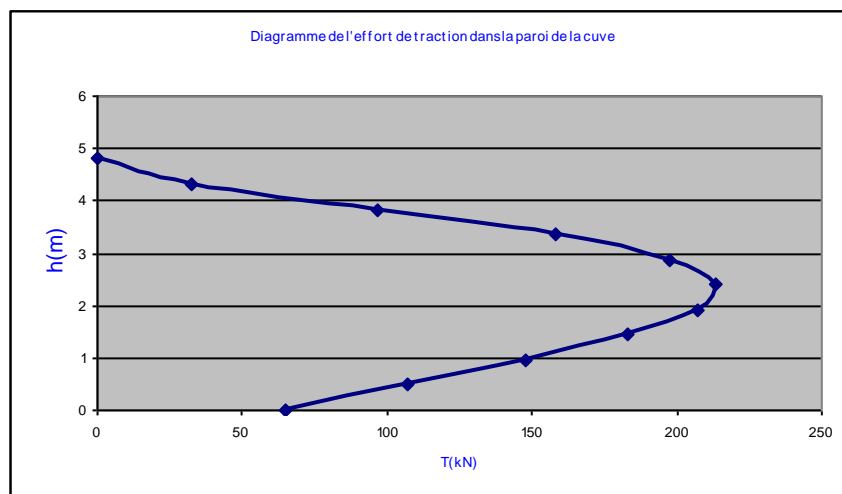


Figure 10: Effort de traction dans la cuve avec la méthode empirique

VIII.1.6. Interprétation des résultats

En comparant les valeurs de la tension dans la paroi, on constate que la tension avec la méthode basée sur la pression hydrostatique croît proportionnellement à h et atteint la valeur maximale $T=559.20\text{kN}$ à la base de la cuve.

Avec la méthode empirique, l'effort de traction croit de la valeur $T=0\text{kN}$ à la surface libre de l'eau, jusqu'à la valeur $T=213.30\text{kN}$ pour $h=2.40\text{m}$, puis redescende à $T=64.65\text{kN}$ à la base de la cuve, cela s'explique par le fait que l'encastrement de la paroi dans le radier réduit l'intensité l'effort de traction.

Nous constatons que les résultats de calcul, avec la méthode basée sur la pression hydrostatique s'approche un peu plus de la note de calcul effectuée avec le logiciel EFFEL.

Les notes de calcul donnent l'effort de traction dans la cuve, entre $T=535.4\text{kN}$ et 927.50kN .

Ces valeurs, sont loin des valeurs données par la méthodes empiriques qui sont comprises entre $T=0\text{kN}$ à la surface libre à $T=213.30\text{kN}$ au milieu de la cuve et $T=64.65\text{kN}$ à la base.

Nous choisissons de continuer nos calculs de vérification avec la méthode empirique, car elle est économique, tension pas trop exagérée, qui tient compte de l'effet de l'encastrement de la paroi sur le radier.

VIII.1.7. Calcul des armatures en cerces dans les viroles

Sous l'action de cette pression, chaque bande sera tendue avec un effort tangentiel correspondant.

Les efforts de traction dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous forme de cerces dont la section est :

$$\begin{array}{ll} \blacksquare & A_2 = \frac{T_2}{\sigma_a} \quad \text{Pour la bande II} \end{array} \quad A_i = \frac{T_i}{\sigma_a}$$

$$\blacksquare \quad A_3 = \frac{T_3}{\sigma_a} \quad \text{Pour la bande III}$$

Etc....

Calcul de la traction dans les viroles

A partir des valeurs de l'effort de traction calculé à la base des viroles, (voir tableau N° 11), on calcul l'effort de traction dans chaque virole ainsi que la section d'acier correspondante.

L'effort de traction dans la virole est donnée par $T_i = \frac{T_{i-1} + T_{i+1}}{2}$

La section d'acier est donnée par la formule $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$ avec $\sigma_s = 25.000 \text{ t/m}^2 = 250 \text{ Mpa}$

Le tableau ci-dessous donne l'effort de traction T dans les viroles et la section d'acier correspondante

N° virole	Virole	T dans la virole (kN)	A _s calculée (cm ²)	A _s retenue (cm ²)
1	De 4,80 à 4,32	32,40	1.62	2 ϕ 12 = 2,26 cm ²
2	De 4,32 à 3,84	85,94	4.29	4 ϕ 12 = 4.52 cm ²
3	De 3,84 à 3,36	127,37	6.37	6 ϕ 12 = 6,79 cm ²
4	De 3,36 à 2,88	165.15	8.26	8 ϕ 12 = 9.05 cm ²
5	De 2,88 à 2,40	194.95	9.75	9 ϕ 12 = 10.18 cm ²
6	De 2,40 à 1,92	210.20	10.51	10 ϕ 12 = 11.31cm ²
7	De 1,92 à 1,44	205.33	10.27	10 ϕ 12 = 11.31cm ²
8	De 1,44 à 0,96	177.78	8.89	8 ϕ 12 = 9.05 cm ²
9	De 0,96 à 0,48	127,30	6.37	6 ϕ 12 = 6.79 cm ²
10	De 0,48 à 0	64.65	3.32	3 ϕ 12 = 3.39 cm ²

Tableau 13: La tension T dans les viroles et la section d'acier correspondante

Calcul du moment de flexion vertical

Le moment de flexion est calculé de la manière suivante. On calcul le rapport $\frac{h^2}{e * D}$ et $\frac{z}{h}$. En considérant la paroi De la bêche comme encastree en bas dans le radier et libre en haut, on choisit le tableau correspondant (Ce tableau se trouve à l'annexes N°13) pour le calcul du moment de flexion.

Ce calcul est fait pour une tranche de un mètre de largeur.

La formule du moment de flexion est $M = \gamma' * \rho * h^3$ formule dans laquelle

- h : est la hauteur d'eau dans le réservoir
- ρ : le poids volumique de l'eau 10kN/m³
- γ' : est un coefficient déterminé par interpolation en fonction de $\frac{h^2}{e * D} = 3.29$ et $\frac{z}{h}$ de pas 0.10. Les valeurs de γ' sont lues dans le tableau N°13 voir annexes.

Pour h=4.80m et $\rho=10\text{kN/m}^3$ on trouve $M = 110592 * \gamma'$

Le tableau ci-dessous donne les valeurs du Moment dans chaque virole

z/h	z	γ'	M (kN.m)
0	0	-0.0287	-31.74
0,1	0,48	-0.0091	-10.06
0,2	0,96	+0.0020	+2.21
0,3	1,44	+0.0071	+7.85
0,4	1,92	+0.0083	+9.18
0,5	2,4	+0.0073	+8.07
0,6	2,88	+0.0054	+5.97
0,7	3,36	+0.0042	+4.65
0,8	3,84	+0.0018	+1.99
0,9	4,32	+0.0005	+0.55
1.00	4.80	0	0.00

Tableau 14: Moment de flexion dans la paroi de la cuve

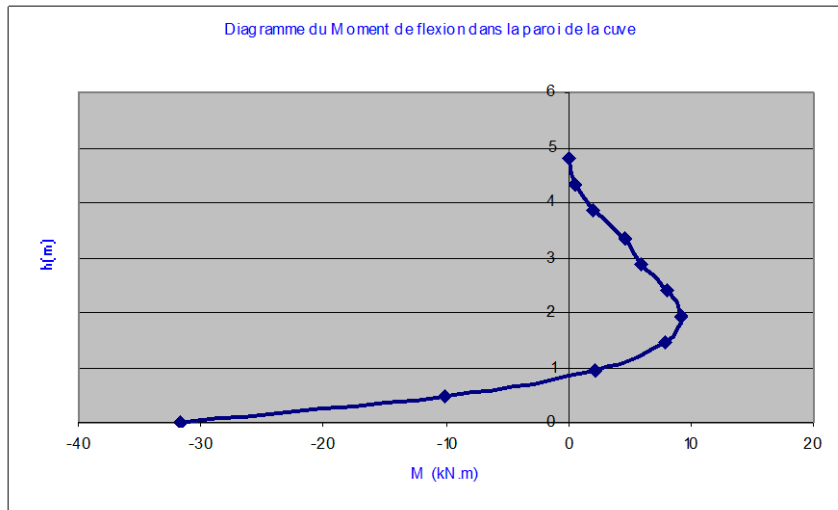


Figure 11: Diagramme du moment de flexion dans la cuve

VIII.1.8. Action du radier et de la couverture sur la paroi

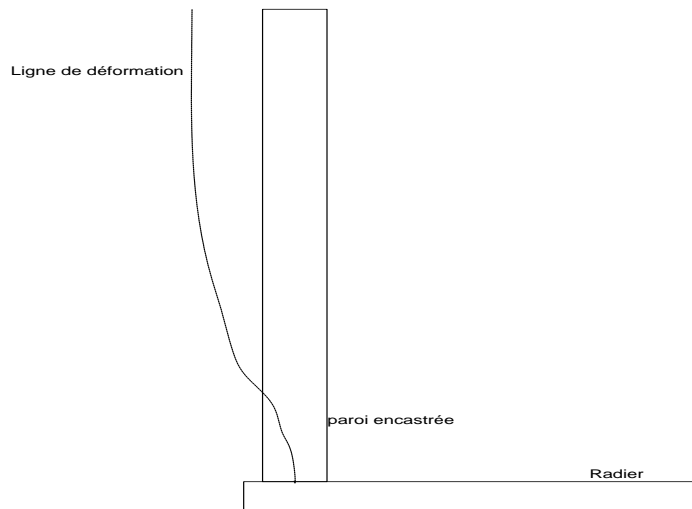


Figure 12: Allure de la déformation de la paroi sous l'effet de la coupole et du radier

Sous l'effet du radier et de la coupole de couverture, la paroi se déforme. Cette déformation de la paroi est très marquée au voisinage du radier. Il apparaît des flexions verticales avec tensions extérieures ou extérieures intérieures.

Pour déterminer le moment maximal et la tension maximale au niveau de l'encastrement de la paroi sur le radier, on utilisera la méthode de LEBELLE

Hypothèses

On découpe la paroi du réservoir en :

- Anneaux limités par des plans horizontaux
- Poutres verticales passant par l'axe

Anneaux et poutres assurent simultanément la résistance à la pression hydrostatique

On a les équations différentielles suivantes :

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -p \quad \text{et} \quad M = \frac{EI}{1-\nu^2} * \frac{d^2 y}{dx^2} \quad \text{en négligeant le coefficient de poisson}$$

$\nu=0$, la pression du liquide équilibrée par les poutres est alors :

$$p_1 = -E * I * \frac{d^4 y}{dx^4} \quad \text{et} \quad M = EI * \frac{d^2 y}{dx^2}$$

$E * I$: Désigne le coefficient de rigidité à la flexion de la paroi

M : Le moment fléchissant dans les poutres (par unité de longueur)

p : La pression de l'eau au niveaux

p_1 : Part de la pression du liquide équilibrée par les poutres

p_2 : Part de la pression équilibrée par les anneaux

Sous l'effet de p_2 , la contrainte dans l'anneau est $\frac{p_2 R}{e}$, l'allongement proportionnel

$$p_2 * \frac{R}{E * e} \quad \text{et le déplacement} \quad -\frac{p_2 * R^2}{E * e} = y \quad \text{d'où on a} \quad p_2 = -\frac{E * e}{R^2} y \quad \text{avec} \quad K = \frac{E * e}{R^2}$$

On a alors $p_1 + p_2 = p$ c'est-à-dire $EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{E * e}{R^2} y + p = 0$ ce qui est encore égale à

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta y + \frac{p}{EI} = 0 \quad (1) \quad \text{Avec} \quad \beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{R * e}} \quad \text{en négligeant le coefficient de poisson}$$

$$\nu=0, \quad \text{on a} \quad \beta = \frac{\sqrt[4]{3}}{\sqrt{R * e}} = \frac{1.3165}{\sqrt{R * e}}$$

L'équation (1) est l'équation générale qui permet l'étude de la flexion des poutres des réservoirs et des tubes cylindriques, d'épaisseur constante soumise, à des pressions radiales, intérieures ou extérieures.

La paroi du réservoir étant encastree dans le radier, l'ensemble constitue un fond indéformable, nous avons alors, sous l'effet de la force de pression du liquide, les conditions aux limites $x=0$, $y=0$ et $\frac{dy}{dx} = 0$ ainsi nous avons

A l'encastrement $p_1 = p_0$ et $p_2 = 0$ on a alors

Le moment d'encastrement maximal au fond du réservoir est alors

$$M_0 = -\frac{p_0 \sqrt{(R * e)}}{2\beta^2} \left(1 - \frac{\sqrt{(R * e)}}{\beta h}\right)$$

La tension maximale à l'encastrement est $T_0 = \frac{p_0 \sqrt{R * e}}{2\beta} \left(2 - \frac{\sqrt{R * e}}{\beta h}\right)$

Dans notre cas en considérant les dimensions du réservoir on trouve :

$$\beta = 0.708 \quad M_0 = -40.30kN.m \quad \text{Et} \quad T_0 = 91.88kN$$

Nous constatons que les valeurs de M_0 et T_0 vérifient bien les résultats des tableaux N°12 et 13.

Calcul de la contrainte de traction dans le radier

Cette contrainte est calculée dans la paroi à différents niveaux et permet de vérifier à quel

point la paroi est sollicitée. Cette contrainte de traction est définie par $\sigma_b = \frac{T}{100 * e + 15 * A_s}$

- A la base du réservoir

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad T = 64.65kN \quad e = 30cm$$

$$\sigma_b = \frac{6465}{100 * 30 + 15 * 3.39} \quad \text{On trouve} \quad \sigma_b = 2.12bars = 0.2Mpa$$

- A la hauteur du 6^{ième} virole

$$A_s = 11.31 \text{ cm}^2 \quad T = 210.33kN \quad e = 30cm$$

$$\sigma_b = \frac{21033}{100 * 30 + 15 * 11.31} \quad \text{On trouve} \quad \sigma_b = 6.64 \text{bars} = 0.7 \text{Mpa}$$

- Au sommet du réservoir

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \quad T = 32.64 \text{ kN} \quad e = 30 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{3264}{100 * 30 + 15 * 2.26} \quad \text{On trouve} \quad \sigma_b = 1.1 \text{bars} = 0.11 \text{Mpa}$$

VIII.1.9. Le radier

Les caractéristiques du radier sont les suivantes :

- Le Diamètre du radier $D = 23.70 \text{ m}$
- Epaisseur du radier $e = 35 \text{ cm}$
- Epaisseur du béton de propreté $e' = 15 \text{ cm}$
- Le radier est en béton armé dosé à 350 kg/m^3
- La contrainte à la compression à 28 jours d'âge est $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Les aciers sont des aciers Hautes adhérences de nuance FeE500
- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$

La répartition sur le sol, des efforts introduits par les parois est uniforme. Si P est la charge totale qui arrive sur le radier. Nous avons :

Coupole :	3015.32 kN
Ceinture supérieure : $\pi \times 2500 \times 23 \times 0.50 \times 0.40$	361.28 kN
Paroi : $\pi \times 23 \times 5.20 \times 0.30 \times 2500$	2818.01 kN
Acrotère: $2 \pi \times 11.85 \times 0.80 \times 0.10 \times 2500$	148.91 kN
Etanchéité extérieure : 432×220	950.40 kN
Etanchéité intérieure :	444.53 kN
Poids de l'eau	20130 kN
Total	P = 28258.50 kN

La charge totale qui arrive sur le radier est donc $P=28258.50 \text{ kN}$

La surface du radier est $S = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{24.70^2}{4}$ on trouve $S= 589.65 \text{ m}^2$

Calcul de la charge totale de l'ouvrage au sol

La charge totale venant de la structure est.....28258.50 kN

Béton de propreté.....1054.16 kN

Béton du radier.....4192.68 kN

Poids de l'eau.....20130 kN

Total.....53635.34 kN

La contrainte de l'ouvrage sur le sol est alors $\sigma_{sol} = \frac{53635.34}{589.65} = 0.91 \text{ Bar} \approx 0.09 \text{ Mpa}$

Vérification du dimensionnement du radier

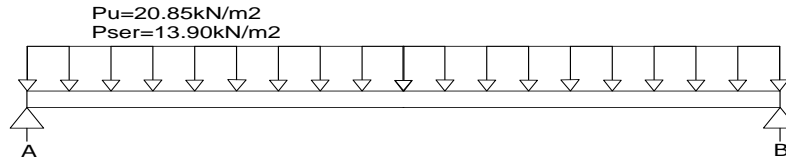


Figure 10: Action des chages sur la le radier

Figure 13: action de charges sur du radier

Le radier sera dimensionnement comme une dalle.

Soit P_{ser} la charge totale de la structure qui arrive sur le radier à l'ELS : $P_{ser} = 24323 \text{ kN}$

Soit P_u la charge totale de la structure qui arrive sur le radier à l'ELU : $P_u = 36485 \text{ kN}$

La charge par mètre carrée de surface sur la dalle à l'ELU est $P_u = \frac{P_u}{\pi * D^2} = 20.85 \text{ kN/m}^2$

La charge par mètre carrée de surface sur la dalle à l'ELS est $P_{ser} = \frac{P_{ser}}{\pi * D^2} = 13.90 \text{ kN/m}^2$

Considérons le radier comme une dalle continue carrée, renversée, encastrée sur les bords dont les dimensions sont $l_x=l_y=23.60m$.

Sous l'effet de la charge la dalle se déforme, le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1$, donc la dalle porte les deux directions l_x et l_y .

Calculons les moments de flexion qui se développeront dans chaque direction.

Pour les calculs de sollicitations le coefficient de poisson est $\nu = 0$ et comme $\alpha = 1$ on en déduit $\mu_x = 0.0368$ et $\mu_y = 1$ dans l'abaque voir annexe N°....

Le moment dans la direction l_x est : $M_{ox} = \mu_x * P * l_x^2$

Le moment dans la direction l_y est : $M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$

Calcul à l'ELU

- Le moment dans la direction l_x est alors $M_{ox,u} = 429kN.m$
- Le moment dans la direction l_y est alors $M_{oy,u} = 429kN.m$
- Le moment en travée maximal est alors $M_{t,max,u} = 0.85 * M_{ox} = 320.52kN.m$

Calcul à l'ELS

- Le moment dans la direction l_x est alors $M_{ox,ser} = 229kN.m$
- Le moment dans la direction l_y est alors $M_{oy,ser} = 229kN.m$
- Le moment en travée maximal est alors $M_{t,max,ser} = 0.85 * M_{ox} = 214kN.m$

Calculons le rapport $\gamma = \frac{M_{t,max,u}}{M_{t,max,ser}} = 1.497$ on en déduit dans l'abaque voir annexes N°11

\bar{k}_{uM} (fonction γ , béton, acier)=0.188

$$k_{uM} = \frac{M_{t,max,u}}{b * d^2 * f_{c28}} = \frac{0.32052}{23.60 * .387^2 * 25} = 0.0036 \quad k_{uM} \leq 0.105$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 3.35 * k_{uM}} \right) = 0.0076 \text{ la hauteur utile est } d = e - 1 - \frac{0.6}{2} = 38.7cm$$

La section d'acier est alors $A_s = \frac{M_{t \max .u}}{d * (1 - 0.4 * \alpha) * \sigma_s} = 19.10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Choix : 5HA14 espacées de 20cm +6HA16 espacées de 17 cm soit une section de 19.76 cm²/m

La section totale d'armature du radier dans une direction : $A_s=466.34 \text{ cm}^2$ soit une section totale d'armature $A_s=932.67\text{cm}^2$

Les notes de calcul ont donné 230HA14 +288HA16 soit $A_s=933.08 \text{ cm}^2$

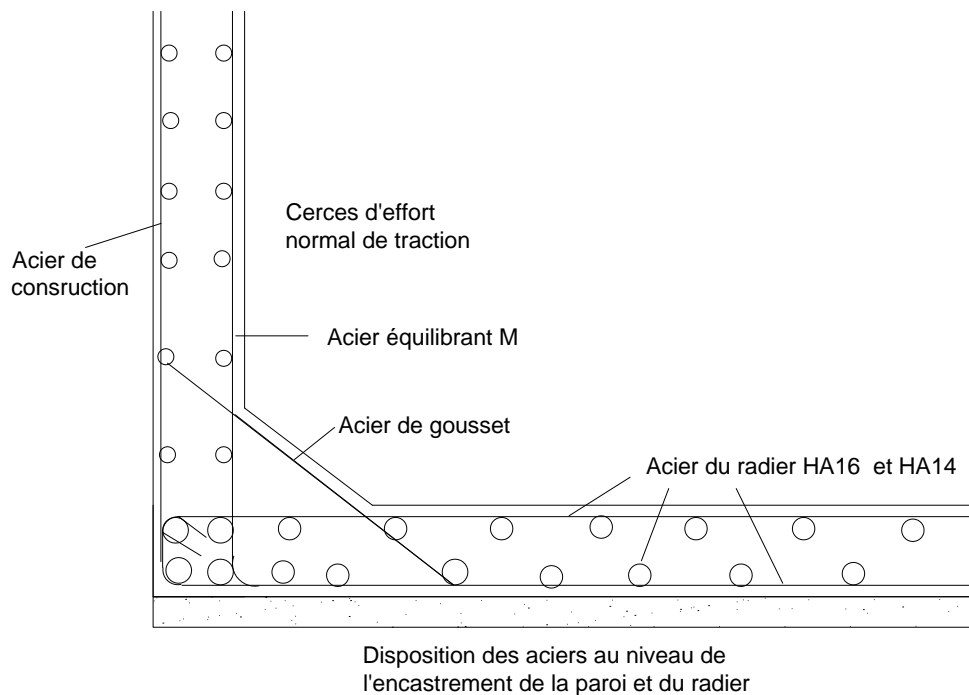




Photo 4: Ferrailage du radier

VIII.2. LE CHATEAU D'EAU

Le château d'eau prévu pour être construit, dans la commune de SIG NOOGHIN au secteur 22 de Ouagadougou, dans le cadre du « projet d'approvisionnement en eau potable de la ville de Ouagadougou à partir du barrage de Ziga », a les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale du château depuis la base de la fondation : $H=34.75\text{m}$
- Volume de stockage : $V_u=2056.72\text{ m}^3$
- Diamètre moyen de la cuve : $D_m =23.30\text{m}$
- Diamètre moyen du support cylindrique : $D_{mf}=7.72\text{m}$
- Hauteur du support cylindrique : $H_f=25.55\text{m}$

La vérification du dimensionnement du château consiste à :

- Vérifier les armatures des différents éléments de l'ouvrage ;
- Déterminer les sollicitations dans les différents éléments de l'ouvrage ;
- Calculer les contraintes admissibles dans les différents éléments de l'ouvrage ;
- Evaluer les effets du vent et vérifier la stabilité de l'ensemble de la structure (hypothèse défavorable : vent max, cuve vide) ;

Pour les calculs, le château sera décomposé en éléments suivants :

- La coupole sphérique de couverture ;
- La ceinture circulaire supérieure ;
- La paroi cylindrique de la cuve ;
- La partie tronconique de la cuve ;
- La tour de support ou le fût cylindrique ;
- La radier ;

Les hypothèses retenues pour les calculs et les caractéristiques des matériaux à utiliser sont :

Béton

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est $f_{c28}=2500\text{t/m}^2=25\text{Mpa}$
- Module d'élasticité instantanée : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.2 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité différée : $E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 * (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10819 \text{ Mpa}$
- Masse volumique du béton $2,50\text{t/m}^3=25\text{kN}$

Acier

- Acier à haute adhérence (HA) : FeE500 $f_e = 50.000\text{t/m}^2=500\text{Mpa}$
- Masse volumique de l'acier : $7.85\text{t/m}^3=78.5\text{kN/m}^3$
- Fissuration
 - Radier : très préjudiciable $\sigma_s=25.000 * 0.8 \text{ t/m}^2= 200\text{Mpa}$
 - Réservoir : très préjudiciable $\sigma_s=25.000 * 0.8 \text{ t/m}^2=200\text{Mpa}$
 - Couverture : Préjudiciable $\sigma_s=25000 \text{ t/m}^2=250 \text{ Mpa}$
 - Fût : non préjudiciable $\sigma_s=50.000 \text{ t/m}^2=500 \text{ Mpa}$

Vent

- Région de vent : II
- Pression dynamique de base $qH=60\text{kg/m}^2$
- Coefficient de site $k_s=1.20$

- δ : coefficient de réduction des pressions pour les grandes hauteurs
- $k_r=1.14$: coefficient d'élancement ;
- Site de vent : normal
- Vent dirigé suivant l'axe global X dans le sens positif
- Pression du vent : $qH * k_s * \delta$ pression corrigée compte tenu de la région, du site

Cas des charges

- Charges permanentes G

Poids propre de la structure béton (charge automatique)

- Surcharges Q

La surcharge d'exploitation sur la couverture sphérique est $100\text{daN/m}^2=1\text{kN/m}^2$. Cette charge correspond à la charge d'entretien.

VIII.2.1. La coupole sphérique de couverture

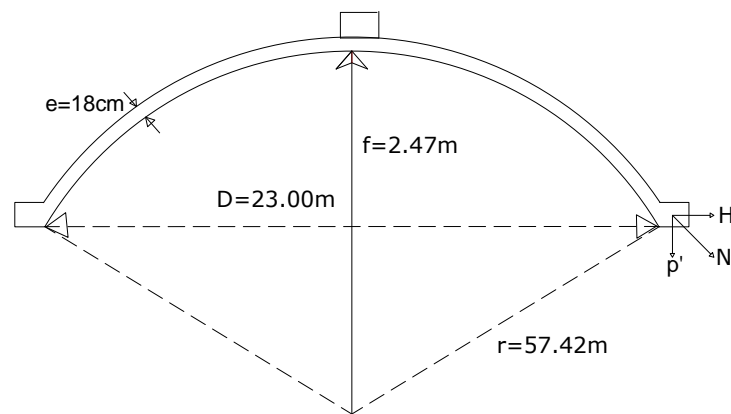


Figure 14: Schéma de coupole de couverture

La coupole de couverture a une forme sphérique dont les caractéristiques sont :

- Flèche : $f=2.47\text{m}$
- Diamètre moyen : $D=23.30\text{m}$

- Le rayon de courbure : Le rayon de courbure r est déduit de la formule

$$r = \frac{D^2 + 4 * f^2}{8 * f} \text{ on trouve } r=57.42\text{m}$$

- Epaisseur de la coupole : $e=0.18 \text{ m}$
- la fissuration : préjudiciable : $\sigma_s = 250\text{Mpa}$

Calculons les charges au m² qui arrivent sur la coupole

- Charge propre de la coupole : $0.18*25= 4.5 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge sur la coupole : $100 \text{ Kg/m}^2= 1\text{kN/m}^2$
- Enduit intérieur : $12 \text{ Kg/m}^2=0.12 \text{ kN/m}^2$

Total.....G=5.62 kN/m²

La surface de la coupole est $S= 2 * \pi * r * f$ on trouve $S=891\text{m}^2$

La charge totale de la coupole est $P=G*S$ ce qui donne **P=5007 kN**

Calcul des Efforts

- La charge par mètre linéaire de ceinture supérieure est $P' = \frac{P * S}{2 * \pi * R}$ ce qui donne

$P'=68.40 \text{ kN/m}$

- Poussée horizontale par mètre :

$$H' = \frac{P' * (R^2 - f^2)}{2 * R * f} \text{ On calcule et on trouve } H'=154 \text{ kN/m}$$

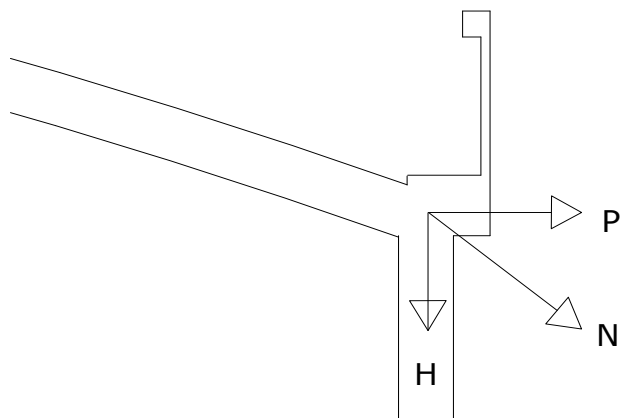


Figure 15: Schéma des efforts sur la ceinture supérieure

L'effort Normal par mètre est : $N = \sqrt{(P'^2 + H^2)}$ ce qui donne $N = 168.6 \text{ kN/m}$

Calcul des contraintes et de des armatures

La contrainte de compression du béton dans la coupole est :

$$\sigma'_b = \frac{N}{100 * e} = \frac{16860}{100 * 18} = 9.4 \text{ Bar} = 1 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente :

$$\tau_b = \frac{P'}{100 * e} = \frac{6840}{100 * 18} = 3.80 \text{ Bar} = 0.40 \text{ Mpa}$$

Armature de la ceinture

L'effort de traction correspondant dans la ceinture est : $T = \frac{P * (R^2 - f^2)}{2 * f * R} * R$ ce qui est

égale à $T = 1795 \text{ kN}$

La section d'armature nécessaire pour armer la ceinture est calculée à partir de

l'expression : $A_s = \frac{T}{\sigma_s}$ ce qui donne $A_s = 71.79 \text{ cm}^2$

Choix des aciers : nous choisissons 20HA16 + 21HA14 la section réelle des aciers est alors $A_s = 72.54 \text{ cm}^2$

La contrainte réelle de l'acier est $\sigma_s = \frac{17950}{72.54} = 247.47 \text{ Mpa}$

Les cadres en $\phi 10$ seront uniformément répartis sur la ceinture tous les 20cm

Panneau de coupole et aperçu des détails de ferrailage



Photo 5: ferrailage de la coupole du château

VIII.2.2. Calcul de l'effort de traction et des armatures dans la cuve cylindrique

Les caractéristiques de la paroi sont :

- Hauteur d'eau au niveau de la paroi de la cuve : $h=3.19\text{m}$
- Diamètre intérieur : $D_i=23.00\text{m}$
- Epaisseur de la paroi : $e=30\text{cm}$

Sous l'action de la pression de l'eau, la paroi est soumise à une poussée, qui engendre un effort de traction dans la paroi de la cuve.

La poussée de l'eau par mètre de hauteur sur la paroi est $Q = \frac{1000 * h^2}{2} = 500 * h^2$

L'effort de traction pondérée dans la paroi est alors $T = \frac{1.2 * Q}{2} * D = 300 * h^2 * D$

On découpe la paroi en virole, de 0.50m de hauteur. La tension à la base de chaque virole est donnée dans le tableau ci-dessous.

Hauteur (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,19
Effort de Traction (kN)	0	8,75	34,95	78,64	139,8	218,4	314,55	355,65

Tableau 15: Effort de traction dans la paroi de la cuve (*)

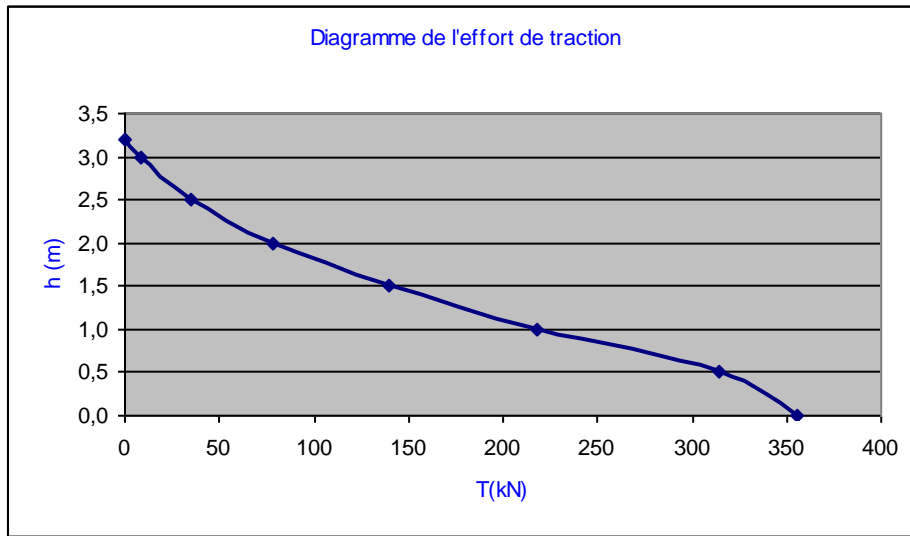


Figure 16: Diagramme de traction dans la cuve

Avec l'expression de l'effort de traction $T = p_0 * R * \frac{x}{h}$, on trouve les valeurs suivantes pour l'effort de traction

Hauteur (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,19
Effort de traction T (kN)	0	58,25	116,5	174,75	233	291,3	349,5	371,64

Tableau 16: Effort de traction dans la paroi de la cuve (**)

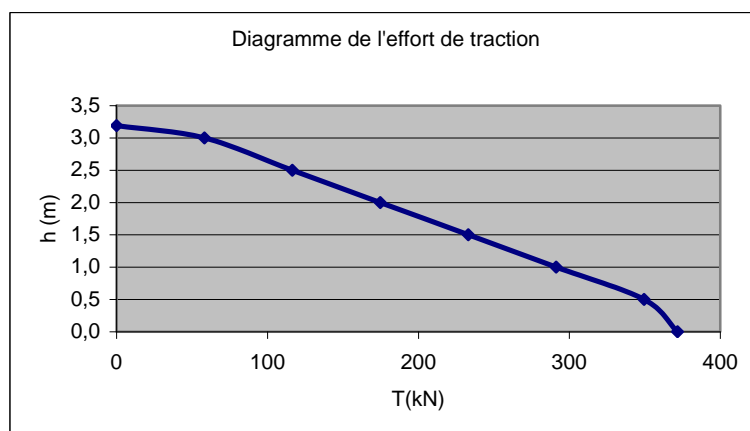


Figure 17 : Diagramme de traction avec les résultats du tableau 16

Nous constatons qu'avec les deux méthodes, les valeurs de la traction dans la paroi de la cuve sont inférieures à la valeur maximale de la note de calcul avec le logiciel EFFEL. Ces valeurs sont comprises entre $T=0\text{kN}$ et $T=1805.40\text{kN}$.

La section des cerces nécessaire à répartir dans la paroi est : $A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{300 * h^2 * D}{\sigma_s}$

Pour $h=3.19\text{m}$ mesurée à partir de la surface libre de l'eau, on aura

$$A_s = \frac{300 * 3.19^2 * 11.65}{200 * 10} = 17.78\text{cm}^2 \text{ qui est la section maximale d'acier}$$

Choix : nous choisissons 23HA10 soit une section $A_s=18.07\text{cm}^2$

On répartit ensuite la section totale des aciers A_s en traçant la parabole $A_t = \frac{300 * 11.65}{2000} * h^2$

Le nombre de barres n_i par section est donné par $n_i = \frac{A_{i+1} - A_i}{A}$

En admettant que toutes les barres seront en HA10, on aura $A=0.78\text{ cm}^2$

On détermine alors la section des cerces et le nombre de barre par virole.

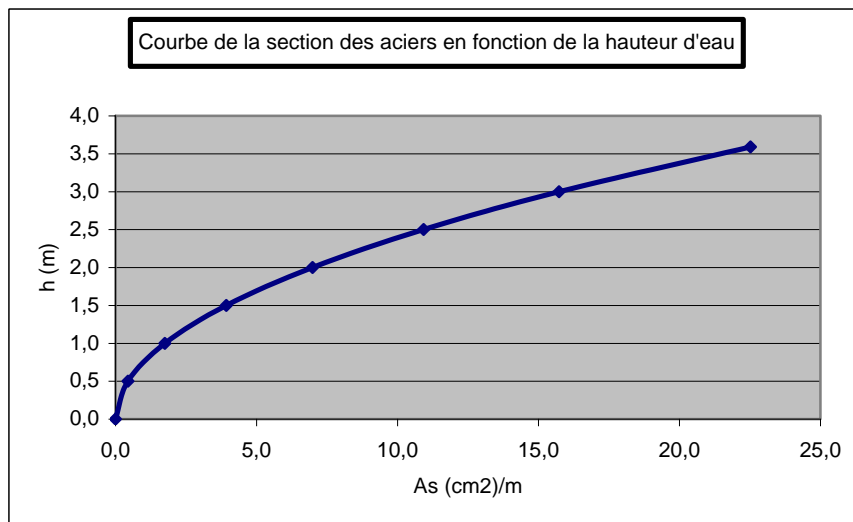


Figure 18: Courbe de la section des aciers dans la cuve en fonction de la profondeur d'eau

Hauteur en (m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,19
As calculée en (cm ²)	0,44	1.75	3.93	6.99	10.92	15.73	17.78
Le nombre de barre	1	2	3	4	5	6	2

Tableau 17: Les sections d'acier dans la paroi de la cuve

VIII.2.3. La partie Tronconique de la cuve

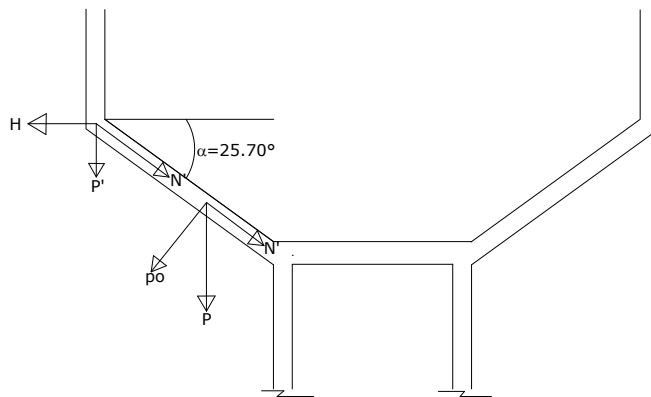


Figure 19: Schéma des efforts sur la partie tronconique du château

La partie tronconique de la cuve est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontal tel que

$$\alpha = \text{Arc tan}\left(\frac{3.02}{6.273}\right) = 25.70^\circ. \text{ Les caractéristiques du tronc de cône sont les suivantes :}$$

- Epaisseur : $e=40\text{cm}$;
- Diamètre de la petite base : $D_p=10.754\text{m}$
- Diamètre de la grande base : $D_g=23.30\text{m}$
- Diamètre moyen : $D_m=17.03\text{m}$
- Hauteur de la partie tronconique : $h_t=3.02\text{m}$
- La longueur de la génératrice : $L_r = \sqrt{3.02^2 + 6.273^2} = 6.962\text{m}$

Le poids propre du tronc au m^2 : $25 \cdot 0.4 = \dots\dots\dots 10\text{kN/m}^2$

Le poids au m² de l'enduit est :.....1.20kN/m²

Le poids total estP=11.20kN/m²

Ce poids peut être remplacé dans le calcul par une hauteur d'eau fictive h' tel que

$$1000 \cdot h' = P \cdot \cos(25.70) \text{ on en déduit } h' = \frac{P \cdot \cos(25.70)}{1000} = 1.03m \quad P \text{ (daN)}$$

La hauteur d'eau moyenne sur le tronc de cône est alors $H' = 3.19 + \frac{3.02}{2} = 4.70m$

Compte tenu de la surcharge de l'eau, la hauteur d'eau moyenne sera pondérée par 1.20 et

la hauteur fictive de calcul sera $h'_f = 1.20 \cdot 4.70 + 1.03$ ce qui donne $h'_f = 6.67m$

- La pression Normale moyenne de l'eau est $p_{\text{moy}} = 1000 \cdot h'_f = 66,70 \text{ kN}$
- La composante horizontale est $p_{\text{hor}} = 1000 \cdot h'_f \cdot \sin(25.70^\circ) = 28.93 \text{ kN}$
- La tension Totale T exercée sur la longueur de génératrice du cône est

$$T = 1000 \cdot h'_f \cdot L_r \cdot \frac{D_m}{2} \cdot \sin(25.70) \text{ Ce qui donne } \mathbf{T=1173kN}$$

La fissuration étant très préjudiciable, on a $\sigma_s = 200Mpa$

La section d'acier des cerces dans la partie tronconique est alors

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{117301}{2000} = 58.65cm^2$$

La section maximale des cerces dans la partie tronconique donnée par le logiciel EFFEL est

$$A_s = 47.55cm^2$$

Choix : nous choisissons **20HA14+18HA12** **As=58.84cm²**

Calcul de la charge totale à la base du cône

- Coupole de couverture et accessoires.....5007kN
- Poutres (24).....1058kN
- Ceinture supérieure.....366kN
- Poids de l'isolation et revêtement deskop 206.....400kN
- Paroi circulaire de la cuve.....1916kN
- Poids de l'eau au-dessus du tronc conique.....20130kN

Total.....P=28877kN

La section d'acier selon les génératrices est $A_s = \frac{P}{\sigma_s} = 1445 \text{ cm}^2$

Choix : **500HA16+300HA12** soit une section d'acier réelle **As=1467cm²**

Ce qui correspond à une section **A's=20.04cm²/m**



Photo 6:Ferraillage de la partie tronconique

Calculons l'effort Normal de compression du béton par mètre dans la partie tronconique est :

$$N_b' = -\frac{P}{\pi * D_p * \sin(25.70^\circ)} \quad \text{On calcul et on trouve } N_b' = -1972kN$$

Les résultats de note de calcul avec le logiciel EFFEL, donnent des valeurs de l'effort Normal dans le fond tronconique entre N= -670.6kN et N= -3081.5kN

La contrainte de compression du béton est alors $\sigma_b' = \frac{N_b'}{100 * e} = 49.3Bars \approx 5Mpa$

VIII.2.4. Paroi cylindrique intérieure (cheminée)

La paroi cylindrique intérieure ou cheminée d'accès a les caractéristiques suivantes :

- Diamètre intérieur : $d_i=1.80m$
- Epaisseur : $e=20cm=.2m$
- Hauteur totale : $h=9.20m$

- Hauteur d'eau : $h_e=6.80m$

Le calcul de la section des armatures (cerces) est fait par la méthode utilisée pour le calcul de l'armature, de la cuve

Cette section d'armature est définie par : $A_t = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{300 * h_e^2 * d_e}{\sigma_s}$

La fissuration est préjudiciable on a $\sigma_s = 250Mpa$ et $A_s=11.10cm^2/m$

Choix : nous choisissons 15HA10 **As=11.78cm²/m**

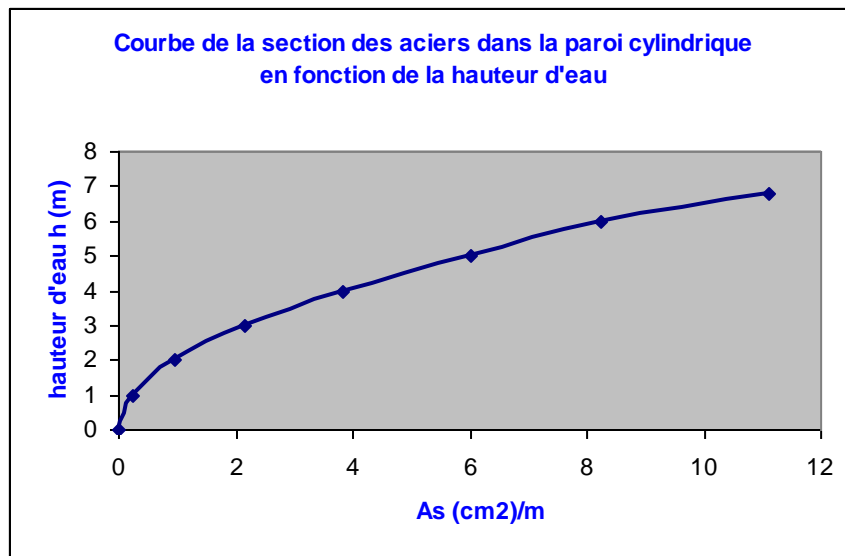


Figure 20:Section des aciers dans la paroi de la cheminée en fonction de la hauteur d'eau

VIII.2.5. Tour de support (fût)

La tour cylindrique est le fût qui sert de support au réservoir. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- Hauteur : 25.55m
- Epaisseur de la paroi : e=28cm

La tour travaille totalement en compression, or nous savons que le béton résiste très bien à la compression. Les armatures en cerces et les armatures suivant les génératrices seront retenues en application du dispositif général. Ainsi nous aurons :

- Armatures suivant la génératrice : HA12 espacés de 12.5 cm
- Armatures en cerces : 2x5HA12 par mètre

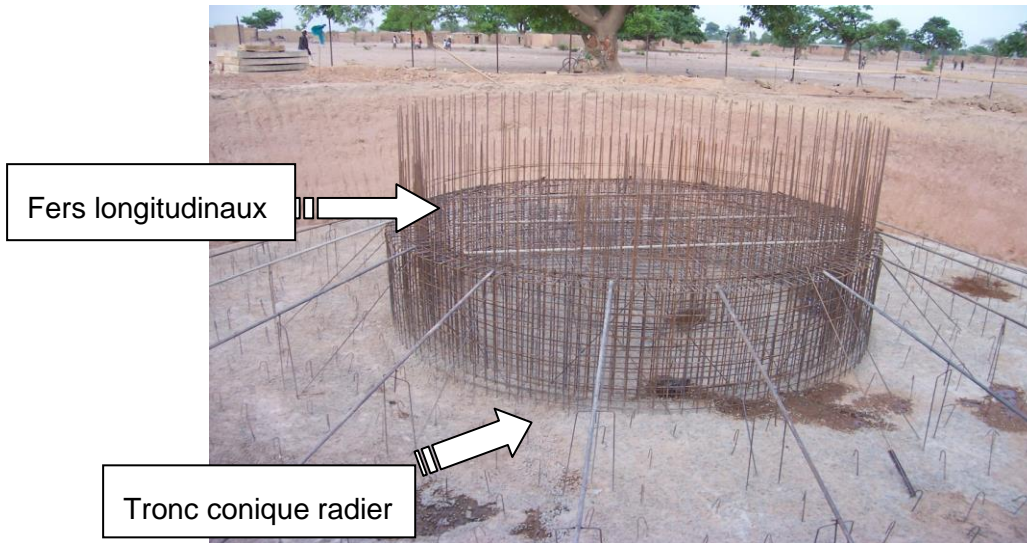


Photo 7: Armatures de la paroi cylindrique en attente

VIII.2.6. Le radier

Le dimensionnement du radier de fondation, sera conduit en considérant le radier comme une semelle isolée circulaire au-dessous d'un poteau circulaire dont la charge qui arrive est excentrée.

Le château est soumis à une flexion composée calculons la contrainte maximale et la contrainte minimale au sol.

La contrainte maximale est $\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} * \nu$

La contrainte minimale est $\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} * \nu$

Avec

- I_G Le moment quadratique de la semelle circulaire $I_G = \frac{\pi * D^4}{64} = 5875 \text{m}^2$
- M : le moment de flexion du château M=7035kN.m
- Charge du radier 37397kN
- P : Charge venant de la structure P=40801Kn
- La charge totale à la base du radier est N=78198kN
- $\nu = R = 9.30\text{m}$

On calcul et on trouve $\sigma_{\max} = 298.9 \text{ kN/m}^2 \approx 3 \text{ bars}$ et $\sigma_{\min} = 276.7 \text{ kN/m}^2 \approx 2.80 \text{ bars}$

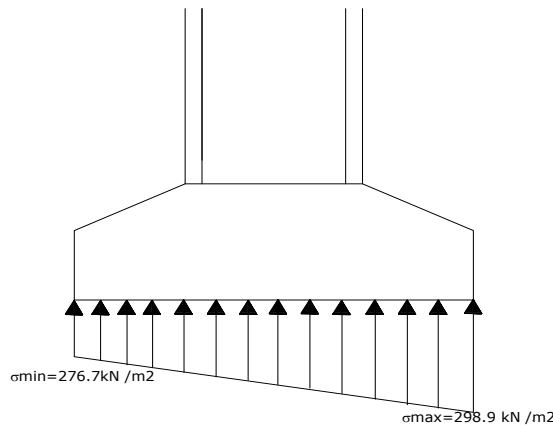


Figure 21 : Diagramme des contraintes

VIII.2.7. Calcul de stabilité et de contrainte

Dans cette partie, nous allons vérifier si le château peut résister à l'effet du vent.

A partir des caractéristiques du vent définies ci haut, calculons la pression réelle du vent sur la structure.

- Au sommet du château (plus grande dimension de la surface offerte au vent) : $h=34.75\text{m}$ et la pression dynamique est : $P_{v1}=60*1.2=72\text{Kg/m}^2$
- Au milieu du fût cylindrique de support : $h=12.78\text{m}$, on lit $\delta =0.78$ et la pression dynamique est $P_{v2}= 57.60\text{Kg/m}^2$

En tenant compte du coefficient de traînée $K_t=1$ pour h comprise entre $0-35\text{m}$ et le coefficient d'élanement $K_e=1.14$

Nous avons calculé et trouvé les pressions dynamiques corrigées suivantes :

- Au sommet : $P'_{v1}= 81.9 \text{ Kg/m}^2$
- Au milieu du fût cylindrique : $P'_{v2}=63.88\text{Kg/m}^2$

Cette pression du vent, exerce sur l'ouvrage des forces F_{v1} et F_{v2} .

F_{v1} est la force du vent sur le réservoir et s'applique au milieu du réservoir ;

F_{v2} est la force du vent sur le fût cylindrique et s'applique au milieu du fût cylindrique.

Sous l'effet du poids propre de la structure et du poids de l'eau, le fût cylindrique est comprimé. Le Moment dû au vent est $M_v = F \cdot h$.

Quatre cas sont à envisager :

- Cas 1 : Réservoir vide, sans vent on : $N = N_1$ et $M = 0$
- Cas 2 : Réservoir vide, avec vent on a : $N = N_1$ et $M_v = F \cdot h$
- Cas 3 : Réservoir plein, sans vent on a : $N = N_1 + N_2$ et $M = 0$
- Cas 4 : Réservoir plein, avec vent on a : $N = N_1 + N_2$ et $M_v = F \cdot h$

Calcul des forces F_{v1} et F_{v2}

$F_{v1} = P'_v \cdot S_1$ avec S_1 la surface du réservoir face au vent $S_1 = 9.20 \cdot 23.60 = 217.12 \text{m}^2$

$F_{v2} = P'_{v2} \cdot S_2$ avec S_2 la surface du fût cylindrique face au vent $S_2 = 8 \cdot 25.55 = 204 \text{m}^2$

On en déduit les forces : $F_{v1} = 177.8 \text{ kN}$ et $F_{v2} = 131 \text{ kN}$.

La résultante de ces forces s'applique à la hauteur h' tel que $h' = \frac{F_{v1} \cdot h_1 + F_{v2} \cdot h_2}{F_{v1} + F_{v2}}$

On a $h_1 = 12.78 \text{m}$ et $h_2 = 30.15 \text{m}$ on en déduit $h' = 22.78 \text{m}$

Le moment total est $M = 177.8 \cdot 30.15 + 131 \cdot 12.78$ on trouve **$M = 7035 \text{ kN}$** .

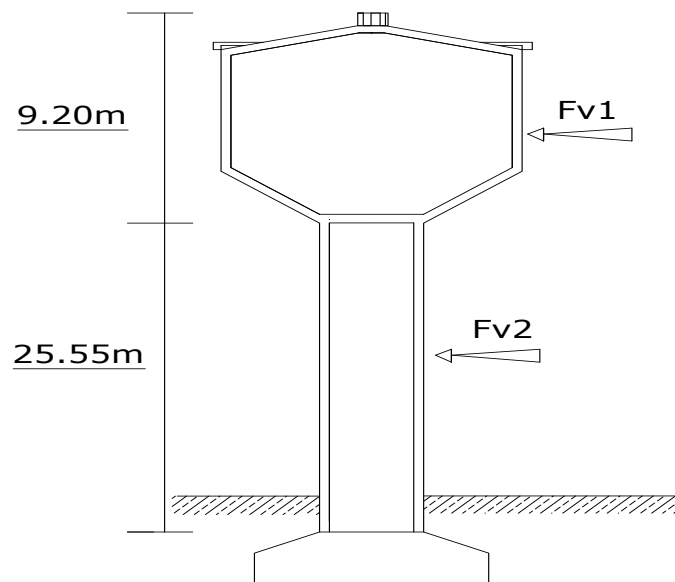


Figure 22: Schéma des effets du vent sur le château

Calculons la charge totale de l'ouvrage à la base de la tour :

- Fût cylindrique.....4154 kN

- Paroi cylindrique intérieure.....260 kN
- Palier et passerelle.....450 kN
- Charge totale à la base du tronc.....35937kN
- Total.....N=40801kN

Soient $N_1=40801\text{kN}$ le poids propre de la structure et $N_2=20130$ le poids de l'eau dans le réservoir.

Calcul de stabilité au renversement

Pour que la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage soit assurée, il est nécessaire que la résultante des forces dues au poids propres et à la pression du vent tombe dans le tiers central du diamètre du radier

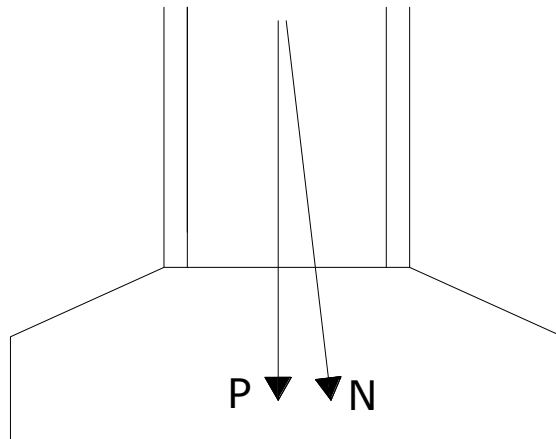


Figure 23: Schéma de la stabilité de l'ouvrage

L'hypothèse la plus défavorable à envisager sera le cas 2 celle du réservoir vide soumis à la pression maximale du vent. Si M est le moment de renversement dû à la pression du vent et P le poids propre du château vide, la résultante N traverse le sol au

centre des pressions C et on a $OC=e=\frac{M}{N} \leq \frac{d}{4}$

En retranchant le poids de l'eau $N_2= 20130\text{kN}$, on trouve le poids du château vide

$N=20234\text{kN}$ et le moment de flexion $M=7035\text{kN.m}$

$$\text{D'où l'excentricité est } e = \frac{M}{N_1} = \frac{7035}{20234} = 0.35\text{m} \quad \text{et} \quad \frac{18.60}{4} = 4.65\text{m}$$

On en déduit que la stabilité au renversement du château est assurée. Car l'excentricité e passe par le noyau central

Calcul des contraintes à la base de la tour cylindrique

La contrainte maximale est obtenue avec le Cas 4 le réservoir est plein avec vent. La contrainte s'écrit alors :

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M * \nu}{I} \text{ Formule dans laquelle } S = \pi * D * e + n * A_s \text{ et } I = \frac{\pi * D^3 * e}{4} + n * A_s * \frac{D^2}{4}$$

Avec

- A_s : la section d'acier vertical répartie sur le pourtour
- e : l'épaisseur de la paroi $e=028\text{m}$
- D : le diamètre moyen du fût cylindrique $D=7.72\text{m}$

En admettant que seul le béton résiste à la compression, l'expression de la contrainte

$$\text{devient } \sigma = \frac{N}{\pi * D * e} + \frac{M * \nu * 4}{\pi * D^2 * e} = 2.6 \text{ bars}$$

L'épaisseur de la paroi $e=28\text{cm}$ supérieure à 14cm et l'armature comporte un quadrillage sur chacune des faces du voile, la valeur de la contrainte sera celle qui résulte de l'application du CCBA compte tenu de l'excentricité de la force extérieure. La contrainte moyenne de la zone comprimée de la section n'excède pas la valeur de la contrainte admissible en compression simple.

VIII.2.8. Dispositions constructives

- Le diamètre et l'écartement des cerces sont conservés constantes sur toute la hauteur de la tranche étudiée. En réalité, on s'efforcera de garder le même diamètre pour les cerces sur la plus grande hauteur possible, en faisant varier l'écartement, sans toutefois descendre au-dessous de 5 cerces/m.
- On dispose les armatures de répartitions verticales, dont la section est de l'ordre de $\frac{1}{3}$ de celle des cerces, si l'écartement de ces cerces à la base de la cuve est voisin de 10 à 12 cm on pourra arrêter une barre sur deux à mi-hauteur.
- Dans les cuves d'une certaines importance, il nécessaire de prendre certaines précaution

Conclusion

Les travaux réalisés au cours de notre mémoire de fin d'études, dont le thème est « 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 », nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

Pour l'analyse des essais géotechniques in situ, nous sommes arrivé aux résultats que l'influence d'un radier en profondeur dans un sol n'est pas forcément proportionnelle à sa grande dimension, mais qu'elle dépend de la nature du sol en place. Lorsque la portance du sol est bonne (cas des cuirasses latéritiques), cette influence reste très inférieure à la grande dimension du radier.

Pour l'aspect vérification du dimensionnement du château d'eau et de la bache de stockage, nous avons vu la limite des calculs manuels et la complexité des calculs de dimensionnement de ces ouvrages dits spéciaux. Nous savons tous que les châteaux d'eau et les bâches de stockage sont des ouvrages spéciaux et que leur dimensionnement nécessite l'utilisation des logiciels spécifiques.

Certes nous avons été confrontés à un manque de documentation, ce qui, face à la complexité et au volume des travaux, nous a contraint à nous contenter beaucoup plus des méthodes empiriques de dimensionnement, applicable aux châteaux d'eau et aux bâches de stockages de petite volume inférieur ou égal à 1000m³.

Ces différentes méthodes ont néanmoins conduit à des résultats assez probants. Enfin saurions nous terminer, sans recommander que, ce mémoire serait plus intéressant, que s'il sert de base sur laquelle les promotions à venir, pourront s'appuyer pour faire une étude de dimensionnement, de chacun de ces ouvrages spéciaux à savoir le château d'eau et la bache semi enterrée.

BIBLIOGRAPHIE

📖 Traité de génie civil volume 8.

Dimensionnement des structures en béton armé

Aptitude au service et éléments de structure

Renaud FAVRE, Jean Paul JACCOUD Olivier BURDET, Hazem CHERIF

📖 Traité de génie civil volume 7.

Dimensionnement des structures en béton armé

Bases et technologie

René WALTHER, Manfred MIEHBRADT

📖 Traité de béton armé Volume 6

GUERRIN, R.C LAVA

📖 Calcul des ouvrages en béton armé

Office des publications universitaires

M .BELAZOUGUI

📖 Problème pratiques de mécanique des sols et de fondations 2.

G. SANGLERAT, G. OLIVARI ? B. CAMBOU

📖 Cours pratique de mécanique des sols.

Volume 1 : Calcul des ouvrages

Jean COSTET, Guy SANGLERAT

📖 Précis de bâtiment

Conception, mise en œuvre, normalisation

D. Didier, M. Le BRAZIDEC, P. NATAF, J .THIESSET

📖 Formulaire de résistance des matériaux : Acier, Bois, Béton

Youde XIONG

📖 Support de cours de béton armé à l'état limite EIER

Mr Bakary HEMA

📖 Cours pratiques de mécanique des sols

Volume 1 : Plasticité et calcul des tassements

J. COSTET, G. SANGLERAT

📖 Le dictionnaire Professionnel des BTP

Jean Paul ROY, Jean Luc BLIN LACROIX

Edition Eyrolles

📖 Béton armé BEAL 91 Modifié 99 et DUT associés

Jean Pierre MOUGIN Edition Eyrolles Mai 2002

Annexes



Photo 8: Panneaux de coupole préfabriqués



Photo 9: Panneaux de coupole préfabriquée



Photo 10: Partie tronconique du radier château



Photo 11: Fond tronconique et fût du château



Photo 12: Poutres préfabriquées pour la STP



Photo 13: coffrage de la ceinture de la bache



Photo 14: Dispositif d'étanchéité de la bache



Photo 15: ferrailage du fut du château



Photo 16: Armatures de la ceinture supérieure



Photo 17: Radier de la bache de stockage

ANNEXES 2: Résultats des essais pressiométriques

Profil pressiométrique

ANNEXES 3: Diagramme pénétrométrique (château RA)

ANNEXES 4: Diagramme pénétrométrique (bâche de stockage)

ANNEXES 5: Diagramme pénétrométrique (station de pompage)

ANNEXES 6:Fiche de sondage coupe géotechnique sous le château

ANNEXES 7:Fiche de sondage et coupe géotechnique sous la bâche de stockage

ANNEXES 8: Fiche de sondage et coupe géotechnique sous la station de pompage

ANNEXES 9: Courbe granulométrique et proctor (Bâche de stockage)

ANNEXES 10: Courbe granulométrique et proctor (Château)

ANNEXES 11: Courbe granulométrique et proctor (Station de pompage)

ANNEXES 12: Abaque du coefficient γ pour le calcul des tensions dans la paroi de la cuve

ANNEXES 13: Abaque du coefficient γ' pour le calcul des tensions dans la paroi de la cuve

ANNEXES 14: Abaque de détermination de \bar{k}_{uM} pour FeE500

ANNEXES 15: Abaque des coefficients μ_x et μ_y des dalles uniformément chargée

ANNEXES 16: Tableau des valeurs du rapport E_p/P_1

Nature	Type	Argile	Limon	Sable	Sable et gravier
Surconsolidé		>14	>14	>12	>10
Normalement consolidé		8-15	8-14	7-12	6-60
Sous-consolidé		5-8	5-8	4-7	3-6
Altéré ou remanié		< 5	< 5	< 4	< 3

ANNEXES 17: Ordre de grandeur de E_p et de P_1 pour les principaux types de sols

Sol	E_p (Mpa)	P_1 (Mpa)
Vases et tourbes	0,2-1,5	0,02-0,15
Argiles molles	0,5-3	0,05-0,3
Argiles plastiques	3--8	0,3-0,8
Argiles raides	8--40	0,6-2
Marnes	5-100	0,6-6
Sables vaseux	0,5-2	01,-0,5
Limons	2--10	0,2-1,5
Sable et Gravier	8--100	1,2-5
Sables sédimentaires	7,5-40	01-05
Roches calcaires	80-20000	03-10
Remblais récents	0,5-1	0,05-0,3
Remblais anciens	4--15	0,4-1

Remblais graveleux récents bien compactés	10--15	1-2,5
---	--------	-------

ANNEXES 18: Vue en élévation du château

ANNEXES 19: Vue en élévation de la bache de stockage

