



**AMELIORATION DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES
POPULATIONS DE LA VILLE D'ABOMEY - CALAVI AU BENIN**

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN SCIENCES DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : Infrastructures et Réseaux Hydrauliques

Présenté et soutenu publiquement le 14 Juillet 2015 par

Candide Déo-Gratias Sètonджи HOUNGNANDAN

Travaux dirigés par : M. Bèga OUEDRAOGO

Enseignant, 2iE

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Anderson ANDRIANISA

Membres et correcteurs : Dr. FOWE TAZEN
M. Bèga OUEDRAOGO
M. Arnaud QUENUM

Promotion [2014/2015]

DÉDICACES

Je dédie ce mémoire :

- ☛ A mes parents pour les efforts consentis, leur soutien indéfectible et tous les sacrifices qu'ils ne cessent de faire à mon égard. Puisse DIEU leur accorder longévité afin qu'ils puissent recevoir en retour la plus-value de leur innombrables efforts ;
- ☛ A mes sœurs pour leur soutien

REMERCIEMENTS

A celui qui vit à jamais, celui à qui je dois mon existence, Dieu Tout Puissant que ton nom soit magnifié. Merci pour cette force et ce courage qui m'amène dans l'atteinte de mes objectifs.

J'adresse en termes simples mes remerciements à tous ceux qui ont joué leur partition dans l'élaboration de ce document :

- ☛ M. Bèga OUEDRAOGO, l'encadreur au sein de 2ie pour toute sa participation à toutes les différentes étapes dans l'élaboration du document ;
- ☛ M. Edmond Nassara, Directeur Général du bureau d'études Igip Afrique Sarl Bénin ;
- ☛ M. Narcisse AGBATCHI et M. Olivier AHAN d'Igip Afrique Sarl Bénin, mes encadreurs pour leurs orientations et conseils ;
- ☛ Tout le personnel Igip Afrique Sarl Bénin pour leur collaboration durant la période du stage;
- ☛ Tout le personnel pédagogique qui a assuré ma formation au sein de la fondation 2ie

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce document ; qu'ils trouvent ici toute ma gratitude.

RÉSUMÉ

La présente étude rentre dans le cadre de l'amélioration des conditions d'accès à l'eau potable dans la ville d'Abomey-Calavi et ses environs, et s'est donnée pour objectif l'augmentation de la qualité du service offert par la Société Nationale des Eaux du Benin (SONEB) dans la ville jusqu'en 2017. Le système d'eau potable de la ville d'Abomey-Calavi est tel que l'eau souterraine mobilisée, passe par une station d'injection de chlore pour être ensuite refoulée dans le réseau de distribution. Il existe dans le réseau un château d'eau qui permet de stocker l'eau aux heures de faibles consommations et de la restituer quand la consommation est forte. Suite à un diagnostic des installations existantes, on constate que la quantité d'eau produite par jour, lorsque les pompes travaillent à leur capacité nominale s'élève à 7 194 m³ contre une demande en eau qui s'estime à 7 363,89 m³/j en 2015, 9 854,55 m³/j en 2017 soit une augmentation respective de 2,36% et 37% par rapport à la production.; ces valeurs traduisent bien la problématique du manque d'eau. Ainsi, dans cette étude on a proposé des mesures d'urgence pour résoudre le problème de manière ponctuelle jusqu'à l'horizon 2017. Ces mesures ont consisté en un renforcement du réseau par la pose de 42,680 km de conduites de diamètres nominaux DN 315, DN 225, DN 160, DN 110, DN 90; par le changement d'une pompe et la mise en service d'un forage. Pour un coût global de un milliard trente-neuf millions cent soixante mille neuf cent quatre-vingt-deux francs CFA (1 039 160 982 F CFA), ces travaux devront permettre aux populations de bénéficier d'un service de qualité en attendant que les moyens soient mobilisés pour réaliser les travaux d'extension et de renforcement jusqu'à l'horizon 2027. Dans cette étude a été également dimensionnée la structure d'une bache au sol de 2000 m³ qui servira à stocker l'eau sortant de la station de traitement en 2027.

Mots Clés :

- 1- Amélioration
- 2- Eau
- 3- Mesures d'urgence
- 4- Renforcement
- 5- Dimensionnement

ABSTRACT

This study comes within the context of improving the conditions of access to drinking water in the city of Abomey - Calavi and its surroundings, and settle the objective of increasing the quality of service offered by the National Water Company of Benin in urban areas until 2017. The drinking water system of the town of Abomey - Calavi is such that the mobilized ground water passes through a chlorine injection station then is pumped in the distribution network. More over there exists a water tower that can store water during hours of low consumption and return it when consumption is high. According to the diagnosis of existing installations which had showed that the amount of water produced per day, when the pumps work at their rated capacity amounts to 7194 m³ against a demand estimated at 7363.89 m³ per day in 2015, 9854.55 m³ per day in 2017, and 18 939 m³ per day in 2027 either respective increase or 2.36% et 37% per production; These values translate well the problem of lack of water. Thus in this study we proposed urgent measures to solve the problem in a punctual way until 2017. These measures have consisted in strengthening the network by installing 42.680 km of nominal diameters pipe ND 315, ND 225, ND 160, ND 110, ND 90; the changing of a pump and the setting up a boring. For a total cost of one billion thirty nine millions one hundred and sixty thousand nine hundred and eighty-two CFA francs (1 039 160 982 F CFA) this work should provide people with a qualify service until the resources are mobilized to achieve the expansion and strengthening for 2027. In this study was also calculated the dimension of tarpaulin used to store the water coming out of the station of treatment up to 2027 horizon.

Keywords:

- 1- Improvement
- 2- Water
- 3- Emergency measures
- 4- Reinforcement
- 5- Dimensioning

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

2iE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AEP	Adduction d'Eau Potable
OMD	Objectifs du millénaire pour le Développement
PC-Eau	Plan Communal Eau
PDC	Plan de Développement Communal
SONEB	Société Nationale des Eaux du Bénin
IGN	Institut National Géographique
INSAE	Institut National de la Statistique et de l'Analyse Économique
TN	Terrain Naturel
DN	Diamètre Nominal
BAEL	Béton Armé aux États limites
ELS	État Limite de Service

LISTE DES SYMBOLES ET NOTATIONS

SYMBOLES	UNITÉS	REPRÉSENTATION
f_{t28}	MPa	Résistance limite de traction du béton à 28 jours d'âge
f_{c28}	MPa	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
σ_{bc}	MPa	Contrainte de calcul du béton à la compression à l'ELS
f_e	MPa	Résistance caractéristique de l'acier
σ_{st}	MPa	Contrainte de calcul de l'acier à l'ELS
A_s	cm ²	Section d'acier
s_t	cm	Espacement transversal
L_s	cm	Longueur de scellement
L_r	cm	Longueur de recouvrement
N	MN	Effort normal
\emptyset	mm	Diamètre

TABLES DES MATIERES

DÉDICACES	ii
REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	vi
TABLES DES MATIERES	vii
LISTES DES FIGURES	viii
I. INTRODUCTION	1
I.1. Contexte et problématique	1
I.2. Objectifs de l'étude	2
I.3. Présentation de l'ingénieur - conseil	3
I.4. Approche méthodologique	3
II. Présentation de la zone d'étude : la ville d'Abomey - Calavi et ses environs	4
II.1. Situation géographique et administrative de la Zone d'étude	4
II.2. Généralités sur la ville.....	6
III. Évaluation des besoins en eau de la ville	8
III.1. Paramètres et données de base pour l'estimation.....	8
III.2. Besoins en eau	13
IV. État des lieux du réseau existant	14
IV.1. Les forages	14
IV.2. Les pompes.....	15
IV.3. Le réservoir	15
IV.4. Les conduites.....	15
V. Modélisation et simulation du réseau avec EPANET	16
V.3. Simulations et analyse	19
VI. Proposition de stratégies techniques d'amélioration	23
VII. Calcul de la structure d'une bache au sol de 2000 m³.....	27
VII.1. Généralités.....	27
VII.2. Bases de calcul.....	28
VII.3. Pré dimensionnement géométrique de l'ouvrage	29
VII.4. Dimensionnement de différentes parties du château	31
VIII. Estimation financière des travaux de renforcement	40
IX. Conclusion	42
X. Recommandations	43
Bibliographie.....	44
ANNEXES.....	45

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Estimation des populations aux horizons 2017	9
Tableau 2: Taux de croissance des populations de 2002 à 2027	9
Tableau 3 : Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 8 habitants par abonné	10
Tableau 4: Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 10 habitants par abonné	10
Tableau 5 : Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 11 habitants par abonné	11
Tableau 6 : Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 12 habitants par abonné	11
Tableau 7 : Coefficients de pointe journalière (C _j) selon les classes de systèmes d'AEP	12
Tableau 8 : Évaluation des besoins en eau par quartier	13
Tableau 9 : Coordonnées des forages	14
Tableau 10 : Caractéristiques des pompes	15
Tableau 11 : Répartitions des longueurs de conduites par diamètres	16
Tableau 12 : Fluctuations des demandes dans une journée	18
Tableau 13 : Récapitulatif des conduites projetées	24
Tableau 14 : Caractéristiques des pompes	24

LISTES DES FIGURES

Figure 1 : Approche méthodologique	4
Figure 2 : Carte administrative de la commune d'Abomey - Calavi (Source : IGN, 1992).....	5
Figure 3: Courbes hauteurs-volumes du réservoir	18
Figure 4 : Histogramme des consommations d'une journée	19
Figure 5 : Balance en eau du réseau	20
Figure 6 : Fluctuation du niveau d'eau dans le château sur 24h	20
Figure 7 : États de pression aux heures de pointe dans le réseau existant	21
Figure 8 : Ossature du réseau renforcé	23
Figure 9 : Balance en Eau du nouveau réseau	25
Figure 10 : Évolution du niveau d'eau dans le réservoir	25
Figure 11 : État de pression aux heures de pointe dans le réseau renforcé	26

I. INTRODUCTION

I.1. Contexte et problématique

De tout temps se procurer une eau saine, en quantité et en qualité suffisante a toujours été pour l'homme une priorité absolue en raison de l'importance de cette ressource dans bon nombre de secteurs d'activités. A cet effet l'état béninois à l'instar d'autres pays africains, dans la perspective de l'atteinte des Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD), a avec le soutien des partenaires financiers consenti d'énormes efforts ces dernières années en vue de l'amélioration de l'accès à l'eau potable tant en milieu rural qu'en milieu urbain. Ainsi un état des lieux du secteur de l'accès à l'eau au Benin révèle que le taux moyen de desserte en eau potable en milieu rural et semi-urbain est estimé à 57,2% et à 58,5% en milieu urbain en 2010.

Cependant d'importantes disparités entre les régions sont enregistrées. Les petites localités et dans une moindre mesure les zones semi-urbaines dont faire partie la commune de Abomey - Calavi, semblent ne pas avoir été suffisamment prises en compte par les programmes d'équipement. Ainsi, le taux de desserte de la commune est évalué à 42% (annexe 1) selon une étude menée sur l'état de fonctionnalité des ouvrages d'eau modernes dans la commune (PC-Eau, 2013-2017).

Dans le rang des abonnés de la Société Nationale des Eaux du Bénin (SONEB) dans la ville, se pose le problème de la qualité du service. En effet, face à la démographie croissante, la ressource mobilisée par les installations en place ne couvre plus la demande en eau, occasionnant ainsi une insécurité dans l'approvisionnement des populations. Cet état de chose se traduit par la quasi inexistence d'eau aux robinets des consommateurs à certaines heures de la journée, notamment aux heures de fortes consommations et cela en toutes saisons.

Dans une telle situation, une grande partie de la population insatisfaite trouve solution à travers les sources d'eau douteuses que sont les puits profonds domestiques non protégés et l'installation incontrôlée de postes d'eau autonomes domestiques. Ces modes d'approvisionnement ne restent pas sans menace sur la santé des populations et face à ces enjeux, l'amélioration de l'accès à l'eau potable dans ces quartiers paraît comme une priorité pour permettre un accès durable d'une majorité des ménages à l'eau potable en qualité et en quantité.

C'est à ce titre que les prestations de maîtrise d'œuvre de IGIP Afrique Sarl Bénin Ingénieur - Conseil envisagent d'étudier des mesures à mettre en œuvre en urgence pour le renforcement des équipements de distribution et de stockage de la ville d'ABOMEY - CALAVI

La présente étude intitulée « **Amélioration de l'alimentation en eau potable des populations de la ville d'Abomey - Calavi au BENIN** » a été initiée dans cette perspective et constitue une solution d'urgence pour réduire les problèmes liés à l'approvisionnement en eau potable des populations de la ville d'Abomey - Calavi et de ses environs. Elle vient en prélude à des études plus complètes qui porteront sur l'augmentation et l'amélioration du taux de desserte en eau de toute la commune de la d'Abomey - Calavi jusqu'en 2027. Cette étude s'articule autour des points suivants :

- ✓ Présentation de la zone d'étude : la ville d'Abomey - Calavi
- ✓ Évaluation de la demande en eau de la ville
- ✓ État des lieux des installations existantes
- ✓ Renforcement des installations existantes
- ✓ Calcul de la structure d'une bache au sol de 2000 m³ pour l'horizon 2027.

I.2. Objectifs de l'étude

I.2.1. Objectif général

L'objectif général de cette étude est de contribuer à l'amélioration de la qualité du service eau offert par la Société Nationale des Eaux du Bénin (SONEB) dans la ville d'Abomey - Calavi et de ses environs.

I.2.2. Objectifs spécifiques

De façon spécifique cette étude vise à :

- ✓ Évaluer de la demande en eau des populations de la ville et de ses environs ;
- ✓ Faire un diagnostic des équipements de production et de distribution du réseau existant pour mettre en évidence ses faiblesses
- ✓ Proposer un réseau renforcé en vue de remédier aux faiblesses du réseau actuel
- ✓ Calculer la structure d'une bache au sol de 2000 m³.

I.3. Présentation de l'ingénieur - conseil

L'étude a été faite sous couverture de IGIP Afrique Sarl Bénin Ingénieur - Conseil qui est un bureau d'études béninois, filiale de IGIP grand groupe allemand, spécialisé dans le domaine de l'Eau, de l'Assainissement, du BTP et de l'Environnement depuis près de 15 ans, IGIP Afrique dispose de toutes les compétences pour offrir des services complets d'ingénierie et d'appui au développement.

IGIP Afrique développe ses activités pour accompagner les donneurs d'ordre publics et privés, depuis les études de définition jusqu'au suivi des travaux, en passant par l'avant-projet et l'assistance technique.

Du fait de son appartenance au groupe BURGEAP-IGIP Holding SE (BIHSE) ; IGIP Afrique bénéficie à la fois de l'expertise franco-allemande du groupe et d'une excellente connaissance des problématiques béninoises, grâce à une équipe de plus de 80 collaborateurs nationaux et régionaux Africains. IGIP Afrique apporte un service de haute qualité, adapté aux besoins et contextes locaux et aux exigences des bailleurs de fond. L'organigramme du bureau est présenté en annexe 2.

I.4. Approche méthodologique

Pour arriver aux résultats de cette étude plusieurs activités ont été menées. Il s'agit essentiellement, de l'évaluation de la demande en eau actuelle de la ville suivie du diagnostic des ouvrages de production afin d'établir une corrélation entre la demande en eau actuelle et la production. Ensuite s'en est suivie une modélisation et simulation du réseau dans le logiciel EPANET puis la proposition des stratégies techniques d'amélioration. La figure 1 ci-contre résume en ordre chronologique ces activités et leurs consistances.

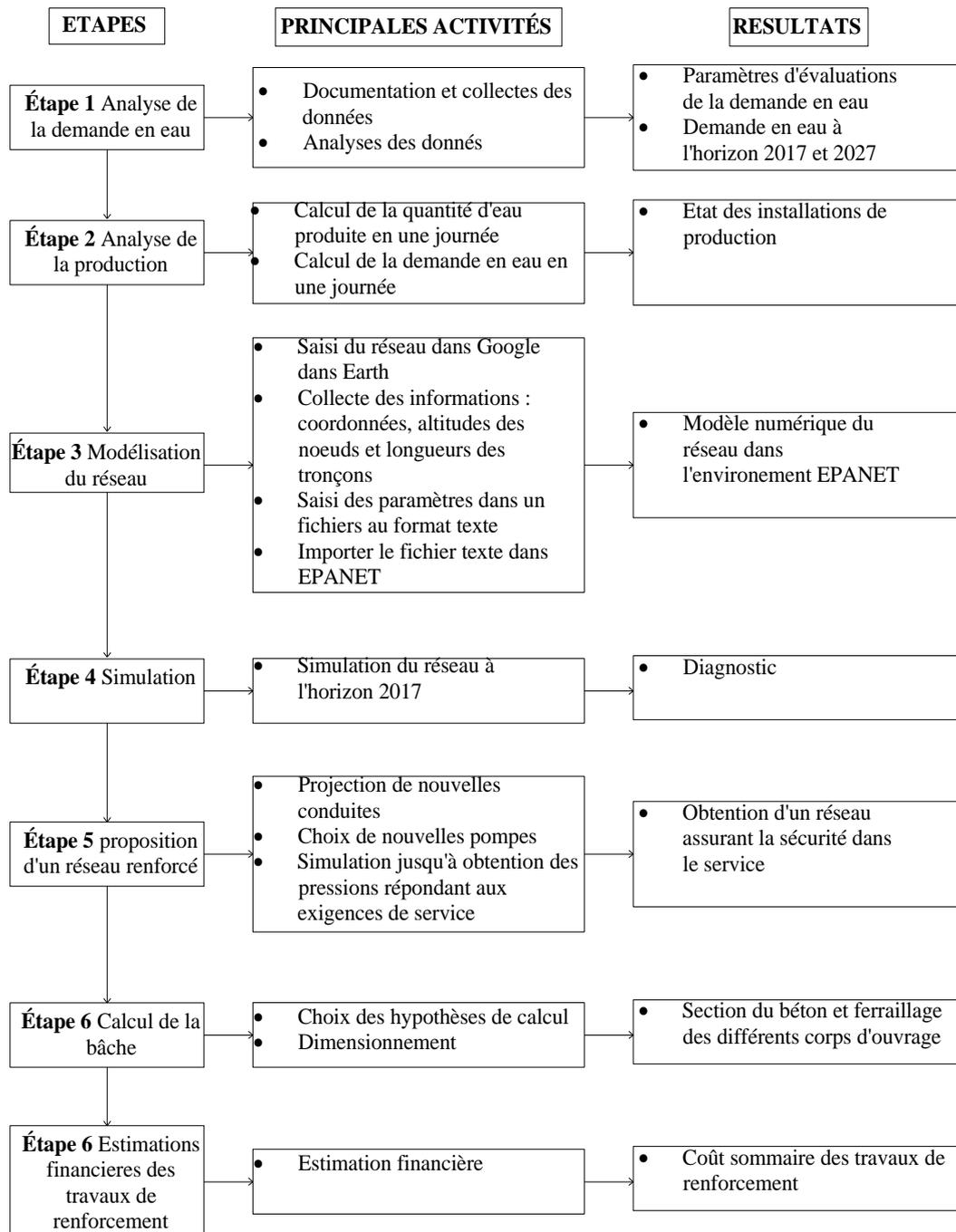


Figure 1 : Approche méthodologique

II. Présentation de la zone d'étude : la ville d'Abomey - Calavi et ses environs

II.1. Situation géographique et administrative de la Zone d'étude

Située dans la partie Sud de la République du Bénin et dans le département de l'Atlantique, la ville d'Abomey - Calavi, chef-lieu de la commune d'Abomey - Calavi est située à environ 20

km de Cotonou à la latitude 6°26'55.40"Nord et à la longitude 2°21'20.07"Est. Limitée au nord par l'arrondissement d'Akassato, au sud par l'arrondissement de Godomey, à l'Ouest par celui de Togba et à l'Est par la ville de Cotonou. La ville d'Abomey - Calavi compte (06) six quartiers de villes à savoir : Agamandin, Sèmè, Agorie, Tokpa - Zoungo, Gbodjo et Kansoukpa. Les autres quartiers de ville concernés par cette étude appartiennent essentiellement à l'arrondissement d'Akassato et sont au nombre de (06) six également. Il s'agit de : Houekehonou, Houekegbo, Akassato centre, Agassa Godomey, Messessinto et Adjagbo.

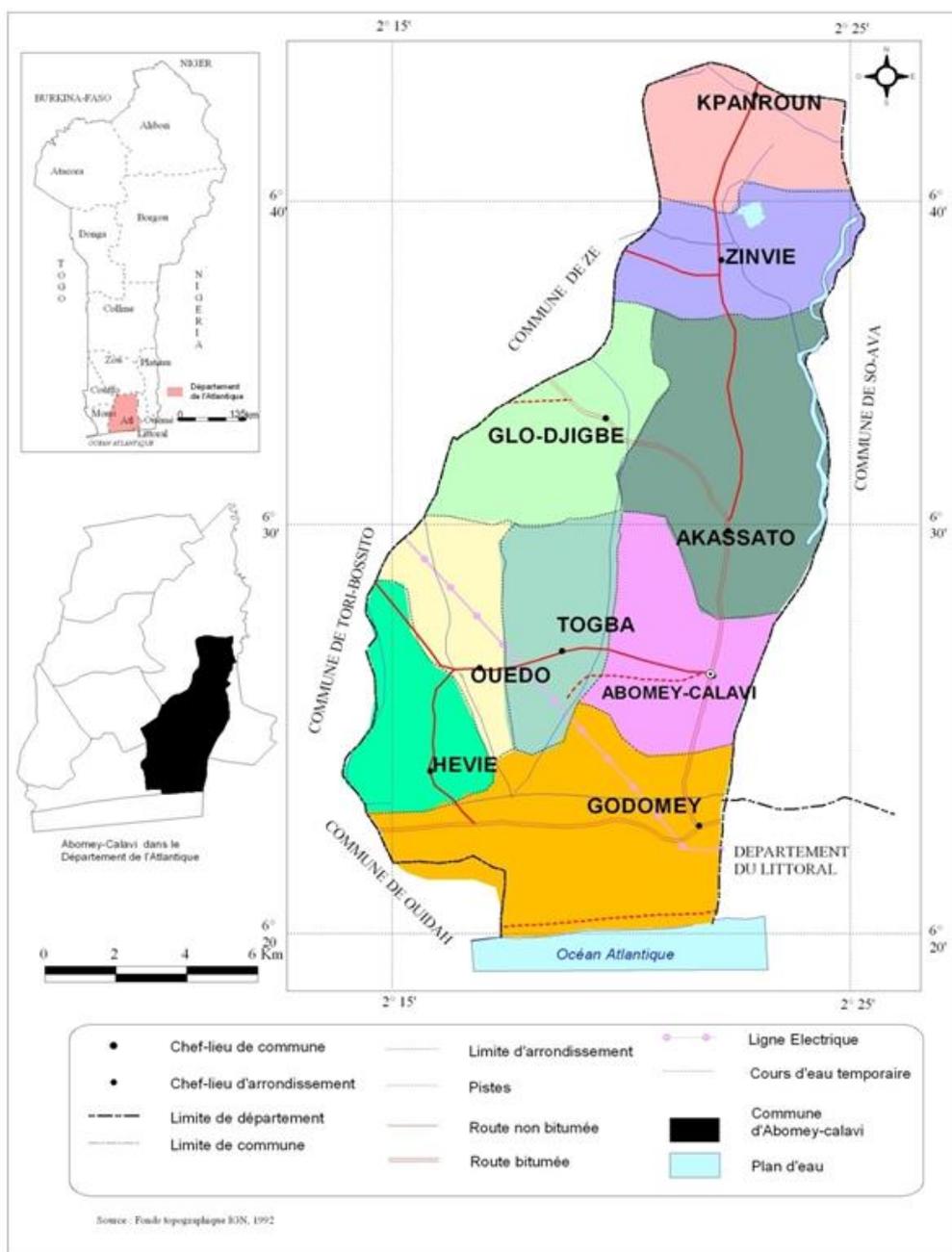


Figure 2 : Carte administrative de la commune d'Abomey - Calavi (Source : IGN, 1992)

II.2. Généralités sur la ville

II.2.1. Caractéristiques socio-économique et démographique

Selon le recensement général de la population et de l'habitation de 2002, la commune d'Abomey - Calavi compte environ 307 745 habitants dont 74,12% vivent dans les milieux urbains et les 25,88% occupent la péri urbaine (INSAE, 2002). D'une densité moyenne de 571 habitants par Km², ces habitants sont inégalement répartis dans les neuf arrondissements. La population de la ville d'Abomey - Calavi et ses environs qui font l'objet de notre étude s'élève à 23,17% de la population totale et est essentiellement urbaine avec un taux d'accroissement de l'ordre de 9,30%. La taille de cette population est projetée à 245 463 et 328 485 habitants respectivement à l'horizon 2015 et 2017.

II.2.2. Caractéristiques physiques

II.2.2.1. Climat

Le climat est de type subéquatorial de transition avec une inégale répartition spatio-temporelle des pluies ; caractérisé par quatre saisons plus ou moins marquées, dont deux pluvieuses et deux sèches, réparties comme suit :

- une grande saison sèche de novembre à fin mars ;
- une grande saison pluvieuse d'avril à juillet ;
- une petite saison sèche de juillet à septembre ;
- une petite saison pluvieuse de septembre à novembre.

Les précipitations sont relativement élevées. Elles atteignent en moyenne 100 mm de pluie par mois, soit 1200 mm par an.

La température dépend des précipitations mais aussi de l'harmattan, vent sec et chaud descendant du Nord. Les minima enregistrés varient entre 20 et 25°C et les maxima entre 33 et 35°C de 1987 à 2011.

II.2.2.2. Sols et végétations

La plus grande partie du territoire de la commune d'Abomey - Calavi est occupée par des sols ferrugineux tropicaux et des sols sablonneux peu propices à l'agriculture. Ces sols sont très favorables aux puits et forages.

Le couvert végétal dans la commune varie selon les faciès traversés. Ainsi on rencontre essentiellement la mangrove à palétuviers et des cocoteraies dans la zone côtière au sud et une savane dégradée sur le plateau, avec une domination de la jachère à palmier à huile dans la zone nord. Des groupements herbeux sont observés dans les marécages et le long des berges du lac Nokoué et de la lagune Djonou à l'Est.

II.2.2.3. Géologie et hydrogéologie

D'un point de vue géologique trois types de formations géologiques sont rencontrées dans le département de l'atlantique à savoir :

- ✓ Formation du secondaire constituée de faciès de sable blancs, fins à grossiers et des argiles brunes verdâtres du créacé Marin. Elles servent en effet de substratum aux matériaux géologiques plus récents.
- ✓ Formation du tertiaire qui sont des formations de Paléocène essentiellement argilo-marmeux avec quelques intercalations de niveaux calcaires.
- ✓ Formation du quaternaire sont essentiellement constitués de trois niveaux lithologiques à savoir
 - faciès à sables éoliens et marins du cordon littoral actuels et récents, dont le sommet correspond aux terrasses de 5 à 7 mètres ;
 - faciès à alluvions argilo-sableuses des vallées inférieures des fleuves et ;
 - une terrasse faite d'argile, de sables (blancs, bruns et gris) et de gravier ; localisé sur la façade littorale. Les sables grossiers sur la façade littorale ont une épaisseur d'environ 6 mètres avec une porosité dépassant 40%. En remontant de la côte, les sables silteux marins fins, grisâtres ont une épaisseur de 15 m et une porosité avoisinant les 35%.

Le réseau hydrographique est constitué essentiellement de deux plans d'eau que sont le lac Nokoué et la lagune (côtière) Djonou. Par ailleurs, les analyses cumulées des cartes hydrogéologiques du Bénin au 1/500 000^e et du bassin sédimentaire côtier au 1/200 000^e révèlent que les ouvrages de captage réalisés dans la commune exploitent les ressources contenues dans deux aquifères continus. De bas en haut on a :

- l'aquifère des sables (fins à grossiers), de grès et de graviers avec des niveaux argilo-sableux (rouge latéritique, bariolé, noire ou colorés) du Continental Terminal. En effet,

c'est cet aquifère qui est sollicité par tous les forages et certains puits modernes de notre zone d'étude ;

- l'aquifère fait d'argile, de sables gravillonnés et d'alluvions argilo-sableuses du Quaternaire. C'est un aquifère superficiel, généralement exploité par les puits traditionnels retrouvés pratiquement dans toutes les concessions de la commune.

En outre, la capacité de développement à partir des eaux souterraines est généralement très favorable, dans les aquifères du Continental Terminal ou du Quaternaire, excepté la zone proche de la lagune côtière (Togbin et ses environs) où elle est modeste.

III. Évaluation des besoins en eau de la ville

La commune d'Abomey - Calavi selon la typologie retenue par la société Nationale des Eaux du Benin (SONEB) appartient à la classe II. Cette typologie est basée sur les niveaux de production, car ils représentent l'indicateur qui exprime mieux la dynamique de développement des systèmes d'AEP et oriente davantage les décisions en matière d'investissement et d'exploitation (*concentration de la demande* \Leftrightarrow *opportunités technico-économiques* \Leftrightarrow *performance et rentabilité*). (Voir tableau en annexe 3)

III.1. Paramètres et données de base pour l'estimation

III.1.1. Population et horizon cible

Le projet dans sa phase complète vise à assurer une sécurité dans l'approvisionnement des populations de la commune d'Abomey - Calavi en eau potable jusqu'à l'horizon 2027. Mais cette étude comporte des mesures d'urgence et vise à régler de façon ponctuelle les problèmes liés à l'accès à l'eau potable dans la ville de Abomey - Calavi et ses environs immédiats en 2017. La population prise en compte par ces mesures d'urgence s'estime à 328 485 habitants. Cette population est essentiellement urbaine et résumée dans le tableau 1.

Tableau 1 : Estimation des populations aux horizons 2017

Quartiers ou villages concernés	Projection 2017
Agamandin	29 427
Agorie	140 633
Gbodjo	14 287
Sèmè	67 926
Tokpa Zoungo	39 298
Adjagbo	9 169
Agassa Godomey	5 988
Akassato centre	8 669
Houekegbo	4 044
Houekehonou	4 137
Missessinto	4 907
Total	328 485

Source : Résultats de nos calculs

Tableau 2: Taux d'accroissement des populations de 2002 à 2027

Arrondissements Périodes	Abomey- Calavi	Akassato	Glo	Ouedo	Togba
2002-2013	9%	6%	5%	4%	1%
2013-2017	9%	6%	5%	4%	1%
2017-2022	6%	6%	6%	6%	6%
2022-2027	5%	5%	5%	5%	5%

Source : Données INSAE

III.1.2. Consommation spécifique

En sa qualité de ville dortoir, la consommation dans la commune d'Abomey - Calavi est essentiellement domestique. Ainsi la consommation spécifique est déterminée par la méthode globale forfaitaire qui consiste à retenir un besoin global forfaitaire que l'on applique à toute la population. Ce besoin global est ici évalué à partir d'analyse des données de consommations et de productions de l'année 2012, basées sur l'incrémentation du nombre de personnes par ménages de la ville et des réalités socio-économiques de la commune. Le choix de la valeur de

consommation spécifique a également tenu compte de la comparaison des données de la ville à celles des centres semblables déjà équipés de systèmes d'AEP et dont la ressource couvre à tout moment et toute saison la demande en eau.

On peut voir à travers les tableaux ci-dessous les ratios moyens de la consommation en 2012 selon les nombres d'habitants par abonnés.

Tableau 3 : Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 8 habitants par abonné

NOMBRE MOYEN D'HABITANT PAR ABONNE = 8

Mois	Eau vendue (m ³)	Nombre d'abonnés actifs (2012)	Population correspondante (2012)	Nombre de jour dans le mois	Ratio (L/j/hbt)	Ratio moyen (L/j/hbt)
Janvier	137 659	10 719	85 752	31	52	51
Février	164 472	10 850	86 800	29	65	
Mars	153 103	10 947	87 576	31	56	
Avril	138 716	11 069	88 552	30	52	
Mai	133 533	11 132	89 056	31	48	
Juin	140 226	11 115	88 920	30	53	
Juillet	159 640	11 030	88 240	31	58	
Août	132 794	11 099	88 792	31	48	
Septembre	165 592	11 055	88 440	30	62	
Octobre	117 197	11 111	88 888	31	43	
Novembre	103 100	11 191	89 528	30	38	
Décembre	101 650	11 547	92 376	31	35	

Tableau 4: Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 10 habitants par abonné

NOMBRE MOYEN D'HABITANT PAR ABONNE = 10

Mois	Eau vendue (m ³)	Nombre d'abonnés actifs (2012)	Population correspondante (2012)	Nombre de jour dans le mois	Ratio (L/j/hbt)	Ratio moyen (L/j/hbt)
Janvier	137 659	10 719	107 190	31	41	41
Février	164 472	10 850	108 500	29	52	
Mars	153 103	10 947	109 470	31	45	
Avril	138 716	11 069	110 690	30	42	
Mai	133 533	11 132	111 320	31	39	
Juin	140 226	11 115	111 150	30	42	
Juillet	159 640	11 030	110 300	31	47	

Août	132 794	11 099	110 990	31	39
Septembre	165 592	11 055	110 550	30	50
Octobre	117 197	11 111	111 110	31	34
Novembre	103 100	11 191	111 910	30	31
Décembre	101 650	11 547	115 470	31	28

Tableau 5 : Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 11 habitants par abonné

NOMBRE MOYEN D'HABITANT PAR ABONNE = 11

Mois	Eau vendue (m ³)	Nombre d'abonnés actifs (2012)	Population correspondante (2012)	Nombre de jour dans le mois	Ratio (L/j/hbt)	Ratio moyen (L/j/hbt)
Janvier	137 659	10 719	117 909	31	38	37
Février	164 472	10 850	119 350	29	48	
Mars	153 103	10 947	120 417	31	41	
Avril	138 716	11 069	121 759	30	38	
Mai	133 533	11 132	122 452	31	35	
Juin	140 226	11 115	122 265	30	38	
Juillet	159 640	11 030	121 330	31	42	
Août	132 794	11 099	122 089	31	35	
Septembre	165 592	11 055	121 605	30	45	
Octobre	117 197	11 111	122 221	31	31	
Novembre	103 100	11 191	123 101	30	28	
Décembre	101 650	11 547	127 017	31	26	

Tableau 6 : Ratio moyen de la consommation en 2012 pour 12 habitants par abonné

NOMBRE MOYEN D'HABITANT PAR ABONNE = 12

Mois	Eau vendue (m ³)	Nombre d'abonnés actifs (2012)	Population correspondante (2012)	Nombre de jour dans le mois	Ratio (L/j/hbt)	Ratio moyen (L/j/hbt)
Janvier	137 659	10 719	128 628	31	35	34
Février	164 472	10 850	130 200	29	44	
Mars	153 103	10 947	131 364	31	38	
Avril	138 716	11 069	132 828	30	35	
Mai	133 533	11 132	133 584	31	32	
Juin	140 226	11 115	133 380	30	35	
Juillet	159 640	11 030	132 360	31	39	

Août	132 794	11 099	133 188	31	32
Septembre	165 592	11 055	132 660	30	42
Octobre	117 197	11 111	133 332	31	28
Novembre	103 100	11 191	134 292	30	26
Décembre	101 650	11 547	138 564	31	24

En faisant une moyenne de ces ratios on obtient une consommation spécifique de 40,75 L/j /hbt pour un nombre moyen de 10 habitants par ménage. On convient donc de retenir pour le calcul et la simulation du réseau consommation spécifique de 40 L/j /hbt

III.1.3. Choix du coefficient de pointe journalier

Le coefficient de pointe journalier (C_j) est un facteur qui rend compte des écarts de consommation entre les jours de l'année et traduit le souci de dimensionner les ouvrages de manière économique, à l'effet d'éviter un sur - investissement et un fonctionnement coûteux des installations.

Sur la base de la réalité d'exploitation des systèmes d'AEP au Bénin observés durant la période 1991 à 1999, et de la typologie des systèmes d'AEP, la SONEB retient selon la classe de l'ouvrage les coefficients ci-dessous.

Tableau 7 : Coefficients de pointe journalière (C_j) selon les classes de systèmes d'AEP

Classes	I	II	III	IV
C_j	1,2 – 1,25	1,25 – 1,3	1,3 – 1,6	1,6 – 2,0

Sources : Plan Directeur Eau - Tome IV- ASPECTS DE CONCEPTION DES SYSTEMES D'AEP

Bien qu'appartenant à la classe II, les réalités de la ville d'Abomey - Calavi se prêtent fort bien à celle d'une ville de classe I en occurrence à celle de la ville voisine : Cotonou. Le coefficient de pointe journalier sera donc pris égal à 1,2.

III.1.4. Rendements et taux de couverture du Système d'AEP

De la ressource à la couverture des besoins des populations, des pertes en eau sont enregistrées. Ces pertes peuvent être dues soit à des fuites sur le réseau (adduction et distribution), ou au stockage (débordement des réservoirs).

Selon les recommandations de la SONEB, les systèmes d'AEP doivent être conçus et exploités de manière à atteindre un rendement global minimum de 80 % (Plan Directeur Eau - Tome IV- ASPECTS DE CONCEPTION DES SYSTEMES D'AEP. Janvier 2000).

Dans le cadre de cette étude, le rendement sera pris égal à 80% pour un taux de couverture de 50%.

III.2. Besoins en eau

Eu égard de tous les paramètres sus énumérés, les résultats du calcul des besoins en eau sont consignés dans le tableau 8 ci-dessous :

Tableau 8 : Évaluation des besoins en eau par quartier en 2017

Coefficient de pointe journalière	1,2
Consommation spécifique	40 L /hab/j
Rendement	0,8
Taux de couverture	0,5

Quartiers ou villages concernés	Pop.	Pop couv.	Bmj(l/j)	Bmj(m3/j)	Qmj(m3/j)	Qpj(m3/j)	Qpj(l/s)
Agamandin	29 427	14 714	588 560	588,56	735,7	882,81	10,22
Agorie	140 633	70 317	2 812 680	2 812,68	3 515,85	4 218,99	48,83
Gbodjo	14 287	7 144	285 760	285,76	357,2	428,61	4,96
Sèmè	67 926	33 963	1 358 520	1 358,52	1 698,15	2 037,77	23,59
Tokpa Zoungo	39 298	19 649	785 960	785,96	982,45	1 178,94	13,65
Adjagbo	9 169	4 585	183 400	183,40	229,25	275,08	3,18
Agassa Godomey	5 988	2 994	119 760	119,76	149,7	179,63	2,08
Akassato centre	8 669	4 335	173 400	173,40	216,75	260,07	3,01
Houekegbo	4 044	2 022	80 880	80,88	101,1	121,33	1,40
Houekehonou	4 137	2 069	82 760	82,76	103,45	124,12	1,44
Missessinto	4 907	2 454	98 160	98,16	122,7	147,21	1,70
Total	328 485	164 243	6 569 720	6 569,72	8 212,15	9 854,55	114,06

IV. État des lieux du réseau existant

Il a permis d'établir l'ossature du réseau afin d'avoir une idée de son étendu par quartier mais également de faire le diagnostic des installations. Le réseau de distribution de la ville constitue à lui seul un secteur et est géré par une agence locale de la Société Nationale de Eaux du Bénin. Il comporte des ramifications et des mailles qui assurent la distribution d'eau. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain. La présence de boucle ou de maille réduit les risques de coupures en cas de ruptures de conduites, car assure une redondance dans l'acheminement de l'eau et limite l'impact d'une rupture sur la desserte en eau. Selon des statistiques récentes le réseau dessert en 2012 plus de 11 574 abonnés soit un taux de couverture d'environ 50% pour plus de 115 740 habitants quand l'on fait l'hypothèse qu'un abonné équivaut à un ménage de 10 habitants.

Afin d'aborder efficacement la résolution des phénomènes de manque d'eau qui affectent les performances du réseau, il est important de bien connaître ses constituants et d'appréhender leurs influences éventuelles.

IV.1. Les forages

On dénombre dans le réseau cinq (05) forages, la mobilisation des ressources en eau pour l'approvisionnement en eau potable de la ville est faite à partir de quatre (04) forages que sont les forages F2, F3, F4 et F5 situés en plein centre - ville. Ces forages sont équipés de pompes dont les caractéristiques sont présentées ci-dessous. A ce jour la production du réseau est de 7194 m³ par jour. Les coordonnées de ces cinq (05) forages sont résumées dans le tableau 9.

Tableau 9 : Coordonnées des forages

Forages	Coordonnées tête de forages	
	X	Y
F1 Ancien château	428 789,00	713 947,00
F2 Mairie	428 684,78	714 109,63
F3 Gbodjo	428 882	715 559
F4 1ere Station	428 812,86	715 771,76
F5 CNSS	428 797	715 506

Source : GPS

IV.2. Les pompes

Chaque forage est équipé d'une pompe de marque GRUNDFOS moteur FRANKLIN d'une durée de vie de 10 ans. Ces pompes travaillent 22 h/j. Le tableau 10 rend compte des propriétés des pompes des quatre (04) forages en exploitation.

Tableau 10 : Caractéristiques des pompes

N°	Pompes	Débits (m ³ /h)	HMT (m)	Puissances (kW)	Diamètres tête de pompe	Profondeur d'immersion (m)
2	SP 95-6	95	73	26	5"	66
3	SP 77-4	77	48	18,5	4"	40
4	SP 95-8	95	68	30	5"	40,5
5	SP 60-7	60	60	54	4"	43

Source : SONEB

IV.3. Le réservoir

Les réservoirs sont présents partout dans les réseaux d'adduction. Ils constituent les organes de stockage, et des régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production. Ce rôle est assuré dans ce réseau par un château tronconique en béton en armé surélevé de 27,20m par rapport au TN et d'une capacité d'environ 500 m³. Une hauteur d'eau de 1 m est disponible en permanence dans le réservoir pour éviter les phénomènes de retrait.

IV.4. Les conduites

Les conduites constituant le réseau varient des diamètres extérieurs 63 mm à 315 mm. Ces conduites assurent le transport de l'eau depuis la production jusqu'aux concessions des populations. La structure du réseau est telle que l'eau sortie des forages est directement refoulée dans le réseau suite à une injection de chlore. Des forages partent des conduites DN160 qui déversent dans des conduites DN300, DN225 et DN110 qui se prolongent le long de l'autoroute et font office de canalisations principales. De ces conduites partent des diamètres DN90, DN110, DN75, et DN63 qui entrent dans les quartiers pour desservir les populations. Le tableau 11 rend compte des linéaires utilisées pour chaque diamètre.

Tableau 11 : Répartitions des longueurs de conduites par diamètres

Diamètres (mm)	Longueurs (m)	Matériaux
63	Plus de 10 246,55	PVC
75	59 618,76	PVC
90	20 588,12	PVC
110	18 648,41	PVC
160	9 606,66	PVC
225	4 253,67	PVC
300	1 956,88	Fonte ductile

Source : SONEB

V. Modélisation et simulation du réseau avec EPANET

V.1.Méthodologie et Hypothèses

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

La saisie du réseau dans ledit logiciel s'est faite en plusieurs étapes :

- ✓ Une première qui a consisté à dessiner tout le réseau dans Google Earth afin de relever les coordonnées, les altitudes des nœuds du réseau. Cette étape a également permis de déterminer les longueurs des tronçons du réseau.
- ✓ Une deuxième étape a consisté à réaliser un fichier texte (*.txt) comportant les étiquettes d'identification, les coordonnées, les altitudes et demandes des nœuds (nœud de consommation, forages, réservoirs), les étiquettes d'identification des arcs (tuyau, pompes) et les étiquettes d'identification des nœuds aux extrémités des arcs puis la longueur.
- ✓ La troisième étape a consisté quant à elle à importer le fichier texte dans EPANET afin d'obtenir le modèle numérique du réseau dans l'environnement de EPANET

Les options de simulations sont les suivantes :

- ✓ Les unités utilisées sont ceux du système international à savoir débit en L/s, diamètre en mm et vitesse en m/s.
- ✓ La formule de Hazen-William qui a été utilisée pour le calcul des pertes de charge.
- ✓ Le coefficient de rugosité pour les conduites en fonte est de 130 et 140 pour les conduites en PVC ou PEHD.
- ✓ La simulation est faite sur 24h.

- ✓ Niveau d'eau minimal dans le réservoir est de 1m.

V.2. Les éléments du modèle

V.2.1. Les nœuds

Chaque nœud du réseau peut signifier un changement de diamètre ou une desserte d'abonnés.

La modélisation d'un nœud est un point caractérisé par :

- La cote au sol du point représenté
- Les coordonnées du point
- La demande de base
- La courbe de modulation

Il faut noter que la demande de base assignée à chaque nœud est déterminée de la manière suivante :

- ✓ On identifie le quartier auquel appartient le nœud,
- ✓ On compte le nombre de nœud desservi dans le quartier ou village puis on divise la demande totale du quartier par ce nombre pour obtenir une demande de base générale.
- ✓ On assigne à chaque nœud la valeur de la demande calculé.

V.2.2. Les tronçons

Les tronçons représentent les canalisations entre deux nœuds du réseau et sont caractérisés par:

- Leur longueur
- Leur diamètre
- Leur rugosité

V.2.3. Le réservoir

C'est un nœud particulier de charge fixée et ou le niveau de charge fluctue entre deux limites haute et basse comme le montre la figure 3. Il est aussi caractérisé par :

- La cote au sol
- La cote du radier et celui du trop-plein
- Le type de mélange (parfait dans notre cas)
- Le volume est donné par l'expression : $V = \frac{h \times \pi / 3}{R^2 + r^2 + R + r}$

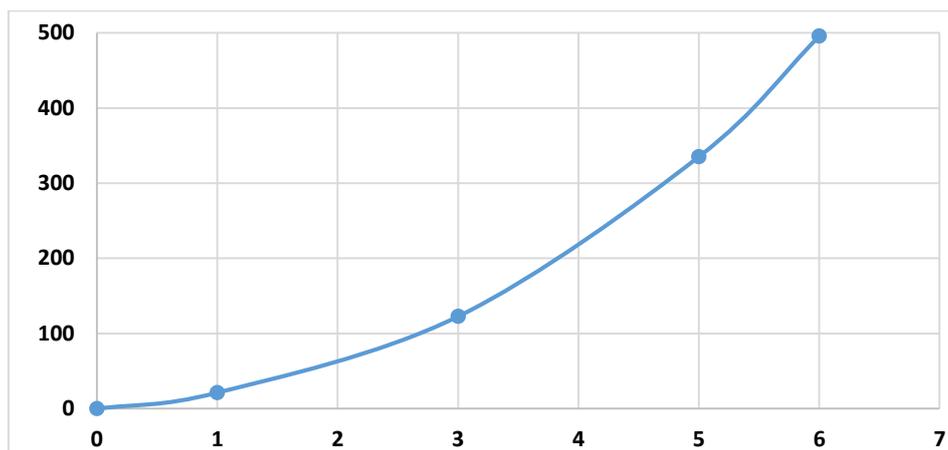


Figure 3: Courbes hauteurs-volumes du réservoir

V.2.4. Le profil de consommations

Il est lié à l'étalement des activités humaines sur 24h et est généralement très faible quand la zone est fortement urbanisée. Le tableau 12 et la figure 4 ci-dessous rendent compte des fluctuations des consommations dans la ville d'Abomey - Calavi et ses environs. Dans le logiciel EPANET, cette donnée est prise en compte grâce à une courbe de modulation.

Tableau 12 : Fluctuations des demandes dans une journée

Temps	Fluctuations demandes	Temps	Fluctuations demandes
1	0,24	13	1,2
2	0,24	14	1,44
3	0,48	15	1,68
4	0,48	16	1,2
5	0,72	17	0,96
6	0,72	18	0,96
7	1,776	19	1,2
8	1,776	20	1,8
9	1,44	21	0,96
10	0,84	22	0,96
11	0,84	23	0,888
12	0,96	0	0,24

Source : SONEB

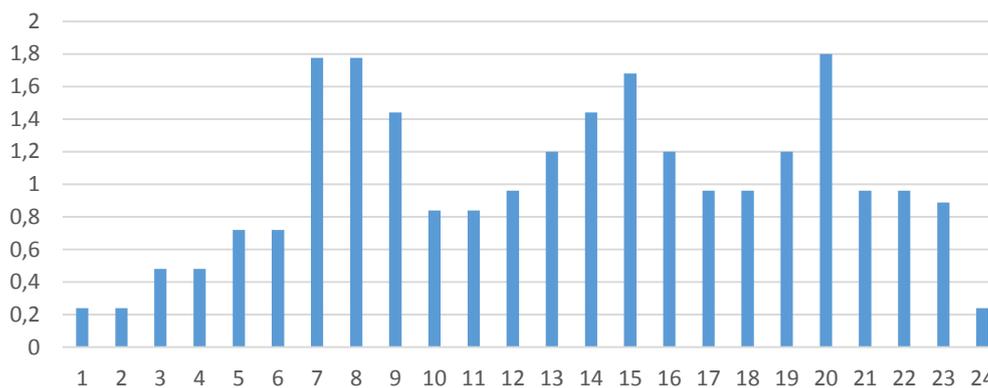


Figure 4 : Histogramme des consommations d'une journée

Une interprétation de cet histogramme nous permet de dire que les heures de fortes consommations sont comprises entre 07h et 08h, 14h et 15h, et entre 19 et 20h.

V.3.Simulations et analyse

Le principal objectif de cette simulation est de déterminer les quartiers de villes ou villages qui sont les plus affectés par le manque d'eau afin d'y remédier. À cet effet, le comportement du château d'eau et des nœuds du réseau sera observé à différents moments de la journée en particulier aux heures de fortes consommations et comparés aux fluctuations des demandes tout au long de la journée.

V.3.1. Évolution de la demande en eau au cours de la journée

La figure 5 ci-dessous illustre l'évolution de la demande en eau et de la production sur 24h. La demande en eau est relativement faible entre 00h et 02h en dessous de la production et croit progressivement jusqu'à 06h avec la production. A partir de 07h, on constate une rupture production alors que les demandes restent relativement fortes. Le château se vide, Il n'y a plus de réserve, toute l'eau produite est consommée. Cette évolution se poursuit jusqu'à 21h ou les demandes dans le réseau commence à décroître et le château se remplit à nouveau.

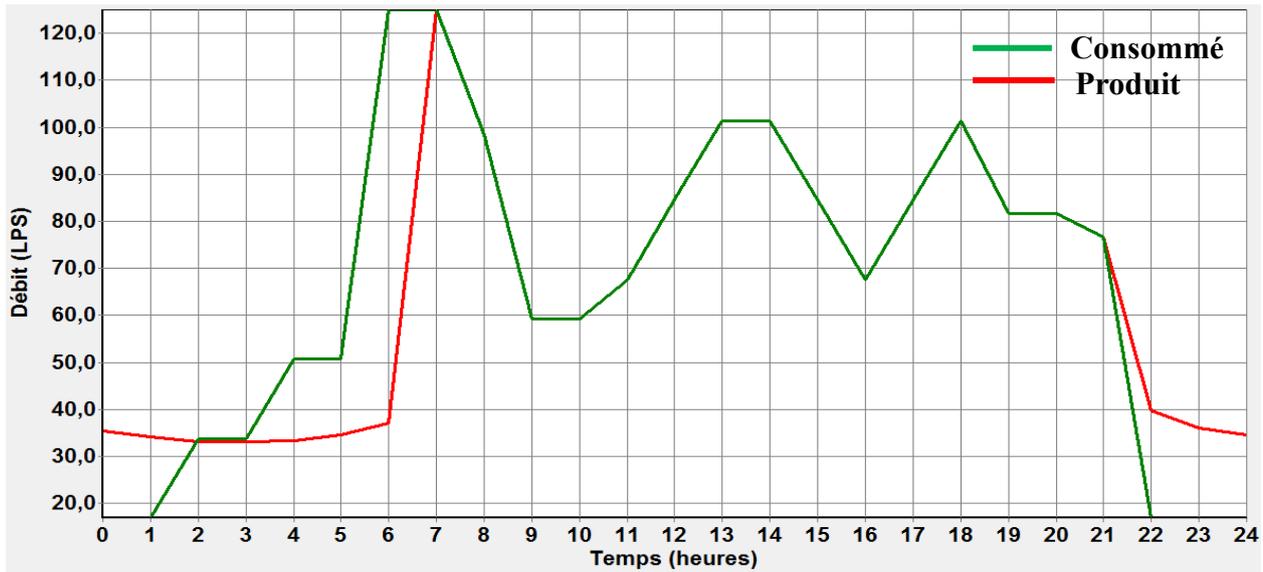


Figure 5 : Balance en eau du réseau

V.3.2. Évolution du niveau d'eau dans le réservoir

Le réservoir en dehors de sa fonction de stockage joue également un rôle de régulateur de pressions dans le réseau. La figure 6 ci-dessous met en évidence l'évolution de la hauteur d'eau dans le château sur toute la période de simulation.

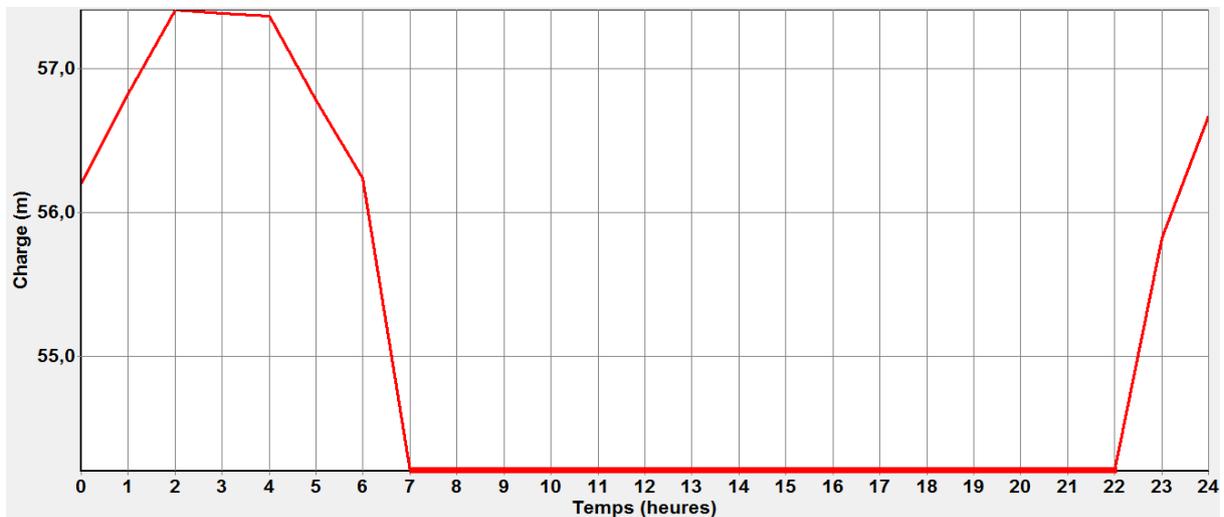


Figure 6 : Fluctuation du niveau d'eau dans le château sur 24h

On peut voir que le château à partir de 22h se charge progressivement jusqu'à 2h, et commence à décroître progressivement juste après quand apparaissent les premières consommations. A partir de 06h les consommations sont accrues et le château se vide plus rapidement. Entre 07h et 22h il n'y a plus de recharge le réservoir reste vide.

V.3.3. Évolution de la pression dans le réseau aux heures de pointes

Les graphiques ci-dessous illustrent l'évolution des pressions aux heures de fortes consommations.

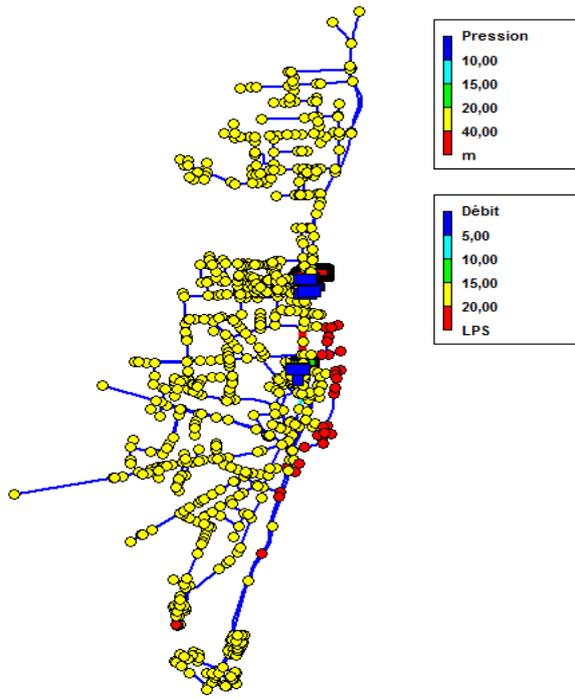


Figure 7a : État de pression à 22h

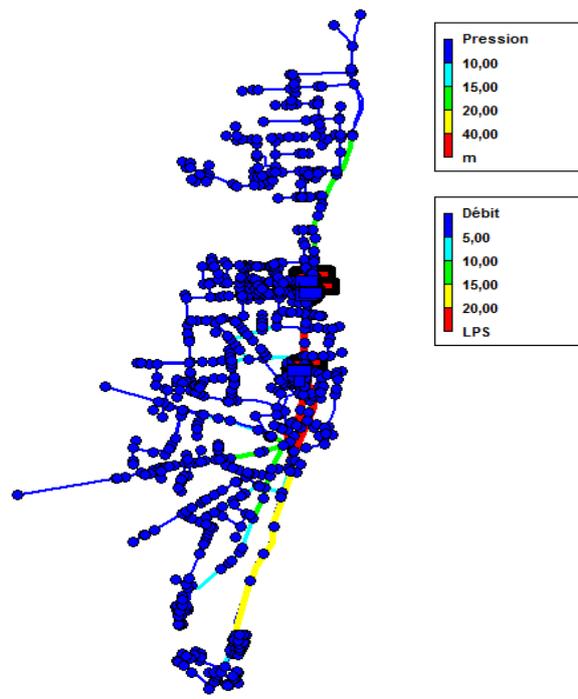


Figure 7b : État de pression à 07h

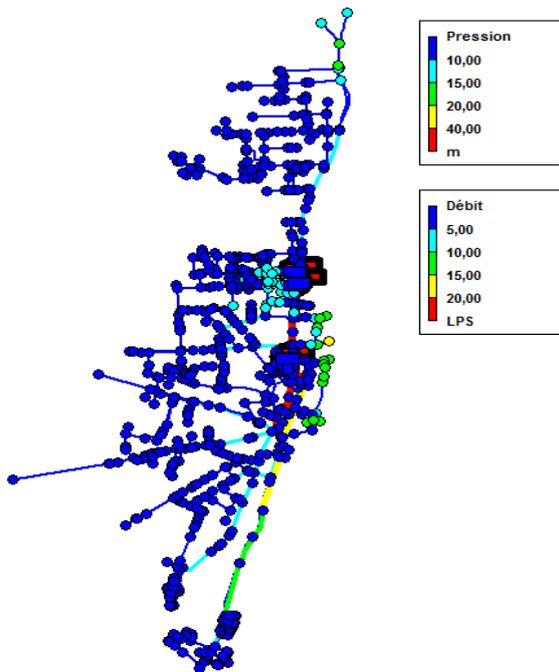


Figure 7c : État de pression à 14h

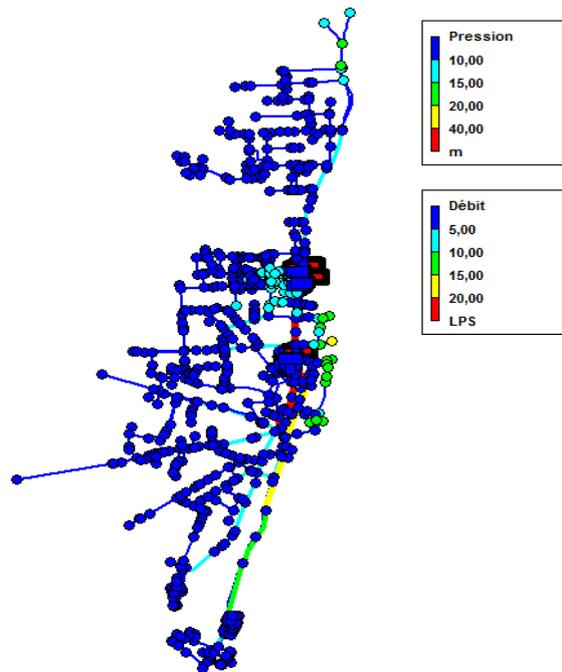


Figure 7d : État de pression à 18h

Figure 7 : États de pression aux heures de pointe dans le réseau existant

A 22h, on enregistre dans le réseau des pressions relativement bonne allant à plus de 2 bars par contre à 07h le constat est tout autre aucun nœud du réseau ne présente une pression supérieur à 1 bars bien que dans les conduites principales passent de débits relativement grands.

V.3.4. Discussions

De ce qui précède, nous pouvons déduire qu'à partir de 22h le réservoir se remplit progressivement, le réseau se met en charge les pompes P3 et P5 s'arrêtent. Les pompes P2 et P4 fonctionnent et maintiennent le réseau en charge, la consommation à ces heures étant très faibles, la réserve d'eau est stockée dans le château et à tous les nœuds on peut noter une pression d'au moins 3 bars largement supérieur à la pression de 1 bar attendu du réseau d'AEP.

A partir de 02h apparaissent les premières consommations, on observe dans le réseau des pressions négatives, au niveau des points les plus éloignés du réservoir (Tokpa Zoungo et une partie d'Agorie) dans le réseau et le château commence à se vider. Entre 06h et 08h les demandes sont plus accrues et le réservoir se vide entièrement à 07h, toutes les pompes sont mises à contribution et pourtant on observe une rupture de la courbe de production de l'eau sur la balance en eau et la baisse totale de pressions dans tout le réseau avec de fortes pressions négatives, l'eau produite est entièrement consommée et il n'y a plus de stockage. Cette situation s'améliore au-delà de 08h. Tous les quartiers ont la pression à l'exception d'Agorie qui est le quartier le plus peuplé de la ville. Le phénomène reprend entre 12 et 15h et entre 17h et 19h.

Ces fortes valeurs de pression négatives supposent que la production ne couvre pas du tout les besoins aux heures de pointe et engendre des phénomènes de succion. Il y a donc un déficit dans la production et éventuellement dans la distribution. Ces défauts pourraient se situer :

- Au niveau des pompes qui à l'issue du temps de pompage ne mobilisent par suffisamment la ressource pour couvrir la demande,
- Au niveau des conduites qui de par leurs diamètres, longueurs et jonction occasionnent des pertes de charges très importantes qui concourent à la baisse de pression dans le réseau, en effet face à la croissance de la population les branchements dans la ville ont été faits sans tenir compte des normes, on constate donc que des conduites de petits diamètres nourrissent des conduites de gros diamètres ce qui engendre des pertes de charge très élevées aux nœuds.
- Au niveau du réservoir dont le volume est très petit pour réguler la pression et assurer la sécurité dans l'approvisionnement tout au long de la journée.

VI. Proposition de stratégies techniques d'amélioration

VI.1.1. Principe

Le principe du renforcement consistera à identifier de nouvelles sources d'eau, à créer de nouveaux tronçons et à changer les pompes de faibles capacités pour accroître la production et permettre un meilleur acheminement de l'eau vers les consommateurs. Ainsi l'option choisie est la mise en service du forage F1 qui jusque-là est inexploité et le remplacement de la pompe P3 qui est la pompe de plus faible HMT.

VI.1.2. Ossature

La projection des nouvelles conduites s'est faite suivant une approche qui permette d'optimiser le réseau. Les principales variables sont le diamètre des conduites, la longueur des conduites et le débit. Le nouveau réseau se présente comme indiquée à la figure ci-dessous. Les canalisations en bleu représentent ceux du réseau existants et ceux en rouges sont les nouvelles projetées.

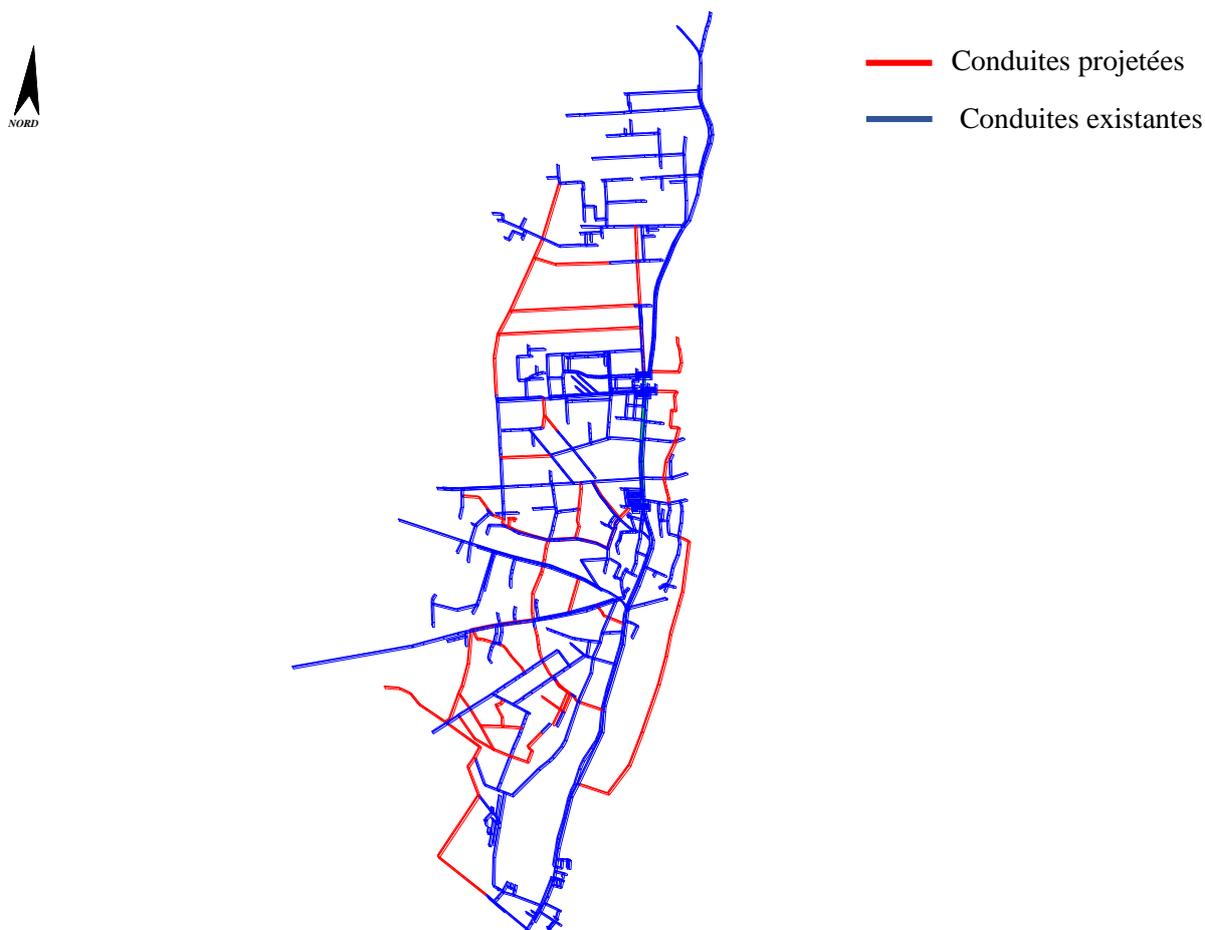


Figure 8 : Ossature du réseau renforcé

Le tableau ci-dessous indique la répartition des longueurs de conduites projetées par diamètres.

Tableau 13 : Récapitulatif des conduites projetées

Diamètres (mm)	Longueurs (m)	Matériaux
90	17 620,95	PVC
110	14 486,13	PVC
160	4 086,02	PVC
225	5 040,36	PVC
315	1 446,00	PEHD

Source : Résultats des calculs

En somme 42 680 m de canalisations tout diamètre confondu sont projetées.

VI.1.3. Choix des pompes

Le choix de pompe est opéré compte tenu du débit d'exploitation des forages destinés à les recevoir et du débit nécessaire pour couvrir les besoins, mais également des pertes de charges à vaincre. En effet la production doit être suffisante pour couvrir les besoins, vaincre les pertes de charge et permettre d'avoir une réserve d'environ 10% dans le réseau en permanence pour assurer la continuité de l'offre en cas d'incident. La pompe choisie pour effectuer les deux opérations est de marque GRUNDFOS et ses caractéristiques sont résumées dans le tableau 14.

Tableau 14 : Caractéristiques des pompes SP 95-6

Désignations	Résultats
Nom du constructeur	GRUNDFOS type MS 6000
Série	SP
Modèle	95
Fréquence (HZ)	50
Débit (m³/h)	95
HMT (m)	73
Puissance (KW)	26
Diamètre (mm)	138
Poids net (Kg)	110

Source : Catalogue GRUNDFOS

VI.1.4. Simulations et analyse

VI.1.4.1. Évolution de la demande en eau dans le nouveau réseau

On constate à travers la figure 9 que la production dans le réseau suit relativement les consommations et il se fait des réserves tout au long de la journée.

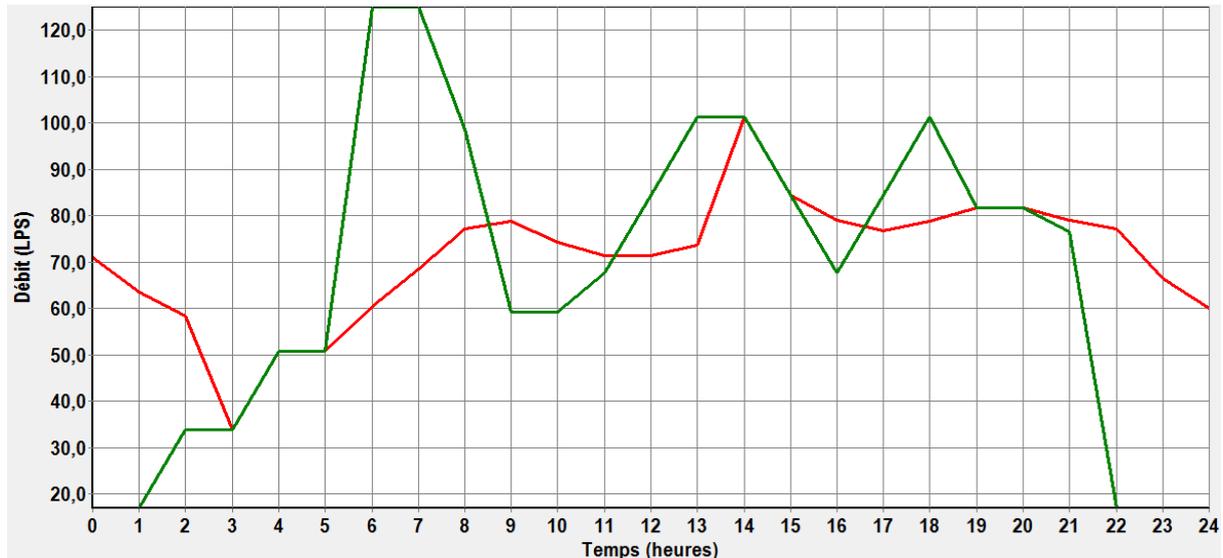


Figure 9 : Balance en Eau du nouveau réseau

VI.1.4.2. Évolution de la demande en eau dans le nouveau réseau

Le réservoir suite au renforcement se remplit complètement à 3h et le niveau d'eau y reste constant jusqu'à 07h ou se font sentir les premières grandes consommations. L'eau stockée se vide entièrement à 9h, ou la demande baisse à nouveau et l'eau non consommé peut-être envoyée dans le château.

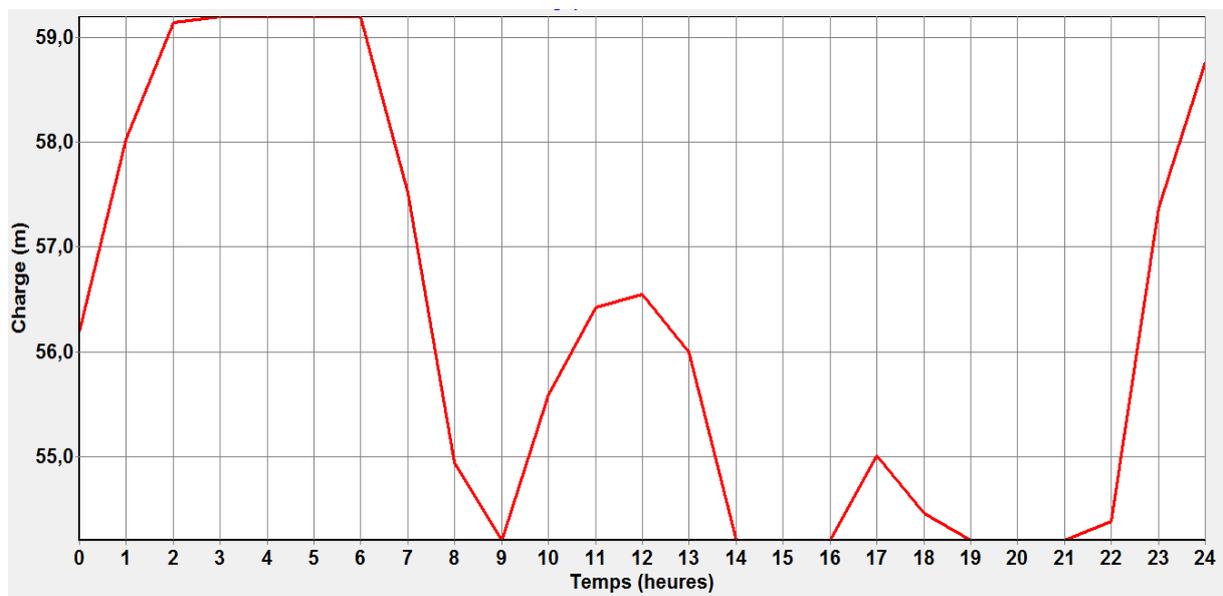


Figure 10 : Évolution du niveau d'eau dans le réservoir

VI.1.4.3. *Évolution de la pression dans le nouveau réseau*

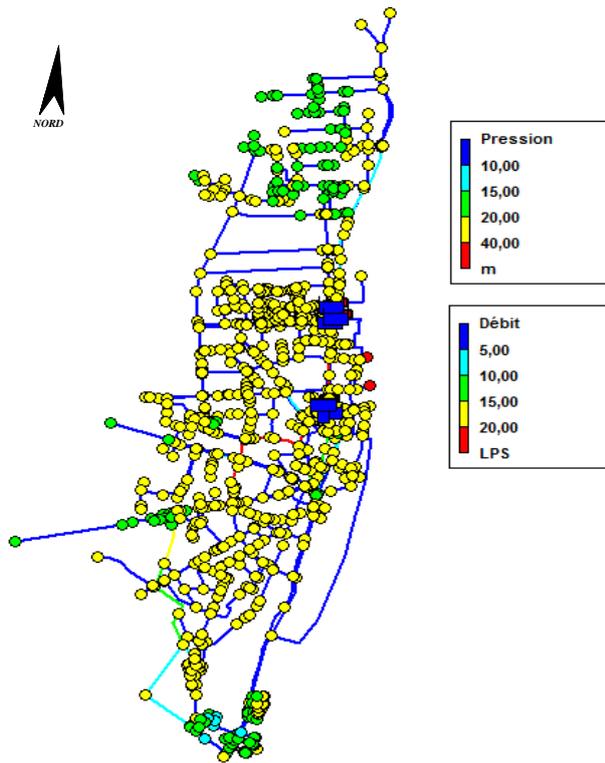


Figure 11a : État de pression à 22h

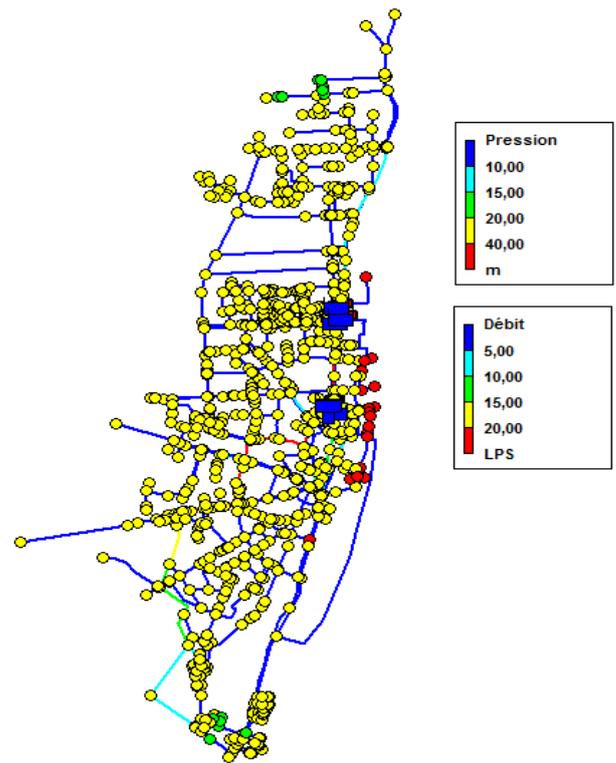


Figure 11b : État de pression à 07h

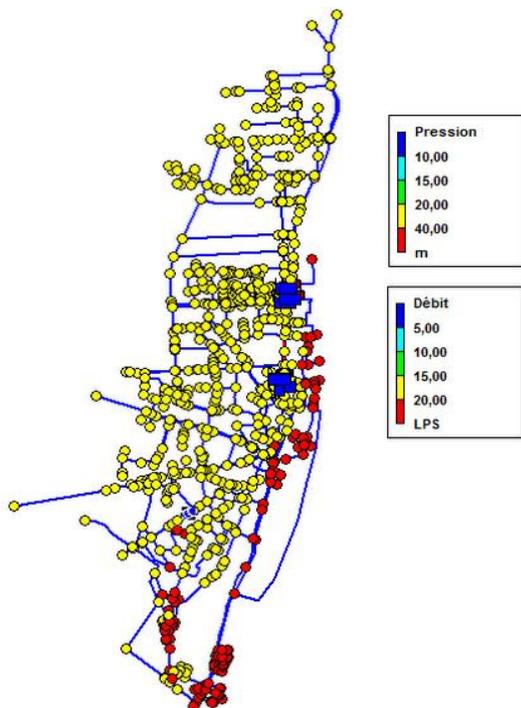


Figure 11c : État de pression à 14h

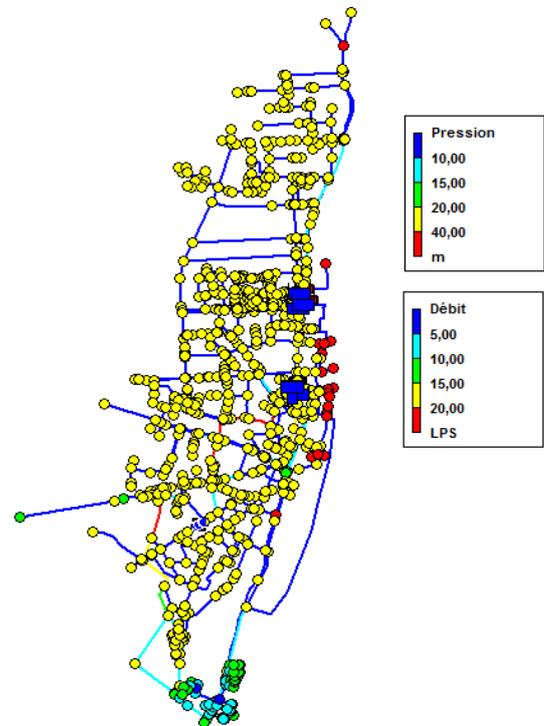


Figure 11d : État de pression à 18h

Figure 11 : État de pression aux heures de pointe dans le réseau renforcé

On observe entre la production et la consommation un écart moins grand ce qui favorise dans le réseau, aux heures de pointe des pressions allant de 15 m à plus de 40 m. le réservoir se charge entièrement à 02h et n'est sollicité qu'à 06h compte tenue des fortes demandes il se remplit à nouveau à partir de 09h. Ainsi le réseau est maintenu en charge tout au long de la journée.

VII. Calcul de la structure d'une bache au sol de 2000 m³

VII.1. Généralités

Comme dit précédemment cette étude vient en prélude à des études plus approfondies et plus large de la situation de l'approvisionnement en eau à Abomey - Calavi jusqu'en 2027. Ainsi le réservoir auquel on s'intéresse ici est une bache au sol qui aura pour fonction d'assurer le stockage de l'eau à la sortie de la station de traitement.

Le réservoir doit satisfaire aux divers impératifs suivants:

- Résistance : dans toutes ses parties, l'ouvrage devra équilibrer les efforts auxquels il est soumis,
- Etanchéité : il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite, Il doit donc être étanche, c'est-à-dire non fissuré, ou fissuré dans des conditions acceptables. Et selon le mode d'étanchéité on peut distinguer trois classes de réservoirs à savoir les réservoirs de classe A, B et C. Celui étudié ici est de classe B donc son étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation.
- Durabilité : le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau béton, dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir. Enfin, le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous-jacent, doit aussi protéger le liquide de l'influence.

La bache étudiée est de forme cylindrique, et selon les recommandations du plan directeur de la SONEB, son volume devra être de 5 à 10 % de la production journalière moyenne de l'usine d'eau; ce qui correspond à une durée de l'ordre de 1 à 2 heures de fonctionnement de la station.

VII.2. Bases de calcul

VII.2.1. Règlements utilisés

Les règlements utilisés pour cette étude sont :

- BAEL 91 modifié 99 « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de béton armé suivant la méthode des états limites »
- Fascicule 74 « Constructions des réservoirs en béton »

VII.2.2. Effets à prendre en compte

Les effets à prendre en compte sont de différentes natures à savoir :

- Poids Propre du réservoir et de ses ouvrages annexes ;
- Charges dues au liquide contenu ;
- Surcharges diverses d'exploitation ;

VII.2.3. Caractéristiques des matériaux

Le béton armé est la symbiose parfaite de deux matériaux que sont le béton et l'acier dans des proportions bien définies qui font l'objet d'une réglementation.

L'ouvrage est de classe B, son étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement en enduit à base de mortier épais. L'état de fissuration est considéré très préjudiciable car l'ouvrage est en contact permanent avec l'eau. Tous nos calculs sont donc menés à l'ELS.

☛ Le béton

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est de 30 MPa.
- La résistance caractéristique à la traction à 28 jours :

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 30 + 0,6 = \mathbf{2,40 \text{ MPa}}$$

- Contrainte de calcul à la compression à l'ELS :

$$\text{BAEL : } \sigma_{bc} = 0,6 f_{28} = 18$$

$$\text{Fascicule 74 : } \sigma_{bc} = 1,1\theta f_{t28}$$

$$\text{avec } \theta = \begin{cases} 1 & \text{en traction simple} \\ 1 + \frac{2e_0}{3e} & \text{en flexion composée si } e_0 \leq e \\ \frac{5}{3} & \text{autres cas} \end{cases}$$

☛ **L'acier**

Nous utiliserons des aciers feE400

- Limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$
- Contrainte de calcul à l'ELS

$$\text{BAEL : } \sigma_{st} = 0,8 \times \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max(\frac{1}{2} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \end{array} \right.$$

$$\text{Fascicule 74 : } \sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi_s}} + 30\eta \\ \frac{1}{2} f_e \\ 110\sqrt{\eta f_{t28}} \end{array} \right.$$

- Contrainte ultime d'adhérence : $\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

VII.3. Pré dimensionnement géométrique de l'ouvrage

☛ **Calcul du volume de la bache**

Le besoin total journalier en 2027 s'élève 27436,987m³/J

$$5\% \text{ de ce besoin donne : } \frac{27436,987 \times 5}{100} = 1371,85 \text{ m}^3$$

$$10\% \text{ de ce besoin donne : } \frac{27436,987 \times 10}{100} = 2743,69871 \text{ m}^3$$

En faisant la moyenne on obtient on obtient 2057,77 m³ et on convient de maintenir un volume de 2000 m³

☛ **Détermination du diamètre de l'ouvrage**

Le diamètre est donnée par la relation $d = 1,405 \times V^{1/3}$ avec d : le diamètre intérieur et V : le volume de la cuve.

$$d = 1,405 \times 2000^{1/3} = 17,7018 \text{ m}$$

☛ **Détermination de la hauteur h de la bête**

La hauteur h est donnée par la relation $h = \frac{V}{\pi \times d^2}$

$$h = \frac{2000}{\frac{\pi \times 17,7018^2}{4}} = \mathbf{8,13 \text{ m}}$$

☛ **Détermination de la hauteur libre du niveau d'eau**

Cette hauteur h_1 est calculée avec l'expression $h_1 = 0,1 \times d$

$$h_1 = 0,1 \times 17,7018 = \mathbf{1,77 \text{ m}}$$

Ainsi la hauteur totale interne du cylindre $H = h + h_1$

$$H = 8,13 + 1,77 = \mathbf{9,90 \text{ m}}$$

☛ **Épaisseur de la dalle de couverture**

L'épaisseur de la couverture sera prise égale à 15 cm

☛ **Épaisseur de la paroi**

Empiriquement on détermine par la relation $e_p = \frac{H \times d}{h}$ (avec e_p en cm et H et d en m)

l'épaisseur de la paroi à la base qu'on fait décroître jusqu'au sommet. Mais dans notre cas pour une facilité de mise en œuvre nous adopterons la même épaisseur sur toute la hauteur de la paroi.

$$e_p = \frac{9,9 \times 17,70}{4} = 43,8075 \text{ cm, Prenons } e_p = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

☛ **Épaisseur de la dalle de fond**

Détermination de l'épaisseur du radier : L'épaisseur respecte la condition $d/50 \leq e \leq d/30$ et permet de respecter les conditions suivantes (BAEL).

- la résistance à l'incendie,
- l'isolation phonique,
- la sollicitation d'effort tranchant.

On a donc $0,53 \leq e \leq 0,88$ Prenons $e = 50 \text{ cm}$ pour une surface de $510,70\text{m}^2$

☛ Résumé des dimensions géométriques

Dans la suite de l'étude sera retenues les valeurs ci-dessous :

Désignations	Symboles	Valeurs
Hauteur moyenne d'eau dans le réservoir	h	4,13 m
Hauteur libre au-dessus de l'eau	f	4,75 m
Hauteur totale	H	9,03 m
Épaisseur coupole de couverture	e	0,15 m
Épaisseur paroi cylindrique	ep	0,25 m
Épaisseur dalle de fond	ea	0,50 m
Diamètre intérieur	D	25 m
Rayon horizontal	r	12 m

VII.4. Dimensionnement de différentes parties du château

VII.4.1. Dimensionnement de la coupole supérieur

Calcul du rayon vertical : $R = \frac{r^2 + f^3}{2f}$ avec $r = 7\text{m}$

$$R = \frac{12^2 + 4,75^2}{2 \times 4,75} = 17,533 \text{ m}$$

Calculons la surface de la coupole $S = 2\pi Rf$

$$S = 2 \times \pi \times 17,533 \times 4,75 = 523,485\text{m}^2$$

☛ Descente des charges sur la coupole

La coupole reçoit :

- Un enduit de $0,22\text{kN/m}^2/\text{cm}$ sur une épaisseur de 2,5cm
- Une protection de l'étanchéité en mortier de ciment de $0,2\text{kN/m}^2/\text{cm}$ sur une épaisseur de 3cm
- Son poids propre
- Les surcharges d'entretien

N°	DESIGNATION	Charges KN/m ²
	Charges permanentes G	
1	protection d'étanchéité en mortier de ciment ép = 0,2m/ cm	0,6

2	Poids enduits $P_e = 0,22 \times 2,5$	0,55
3	Poids propre $P_p = 25 \times 0,15$	3,75
4	TOTAL charges permanentes	4,9
5	Charges d'exploitation Q	1,5
TOTAL p =		6,4

☛ Calcul des sollicitations

Calculons la charge verticale P1: $P_1 = \frac{(r^2 + f^2) * P}{2r}$

$$P_1 = \frac{(12^2 + 4,75^2) * 6,4}{2 \times 4,75} = 44,41 \text{ kN/ml}$$

Calculons la charge verticale: $Q_1 = \frac{P_1(r^2 + f^2)}{2rf}$

$$Q_1 = \frac{44,41 \times (12^2 + 4,75^2)}{2 \times 12,21 \times 4,75} = 64,896 \text{ kN/ml}$$

Calculons la charge résultante : $N = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2}$

$$N = \sqrt{64,896^2 + 44,41^2} = 78,6405 \text{ kN/ml}$$

Contrainte de compression dans le béton $\sigma_b = \frac{N}{1 \times e}$

$$\sigma_b = \frac{0,0786405}{1 \times 0,15} = 0,5242 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression admissible dans le béton

$$\sigma_{adm} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{130 \times 0,15}{17,5328} \times (25)^{1/3} = 3,25 \\ \frac{0,15 + 0,55}{3} (25) = 5,83 \end{array} \right. \quad \sigma_{adm} = 3,25 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_b < \sigma_{adm}$ OK!!

☛ Calcul des d'armatures

La coupole sera armée avec une section d'acier minimal définie par 0,3% de la section du béton par direction :

$$A_s = \frac{0,3 \times 15 \times 100}{100} = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 15 \text{ mm prenons des } \emptyset 10$$

Choix d'armatures : Nous convenons de choisir par direction 6HA10 totalisant 4,71cm² espacées de 20 cm.

VII.4.2. Dimensionnement de la ceinture supérieure

La ceinture supérieure située à la base de la coupole de section (50 x 40) m n'est pas en contact avec l'eau donc les calculs seront conduits suivant les prescriptions du BAEL 91 modifié 99. L'effort horizontal Q1 provenant de la coupole induit dans la ceinture une traction N qui sera équilibrée par les cerces.

☛ Calcul des sollicitations

Calcul de l'effort de traction $N = Q_1 \times r$

$$N = 64,89 \times 12 = \mathbf{1967,3748 \text{ kN/ml}}$$

☛ Calcul des d'armatures principales (cerces)

Armatures longitudinales : $A_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$

$$A_s \geq \frac{0,77868}{250} = \mathbf{31,15 \text{ cm}^2}$$

Section d'acier minimal $A_{st \text{ min}} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{40 \times 50 \times 2,4}{500} = \mathbf{12 \text{ cm}^2}$$

$A_{st \text{ min}} = 12 \text{ cm}^2 \leq A_s = 31,15 \text{ cm}^2$ On retient donc $A_{st} = \mathbf{31,15 \text{ cm}^2}$

$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 40 \text{ mm}$ prenons des $\emptyset 20$

Choix d'armatures longitudinales : choisissons 10HA20 totalisant 31,42 cm² réparties en deux nappes de 5HA20 espacées de 8 cm

☛ Calcul de la section d'armatures transversales

Les fissurations étant très préjudiciables prenons $\emptyset_t = 10$

Espacement :

En zone courante $s_t \leq 40 \text{ cm}$ prenons donc 20 cm

En zone de recouvrement $s_t = \frac{A_t \times f_{et}}{m \times \pi \times \phi_{lmin} \times \tau_{su}}$

$s_t = \frac{0,79 \times 500}{1 \times \pi \times 3,2 \times 2,835} = \mathbf{13,854 \text{ cm}}$; convenons donc de prendre en zone de recouvrement un espacement de 10 cm.

Longueur de scellement $L_s = \frac{\phi \times f_{et}}{4 \times \tau_{su}}$

$L_s = \frac{3,2 \times 500}{4 \times 2,835} = 141,09 \text{ cm}$ prenons $L_s = \mathbf{145 \text{ cm}}$

Longueur de recouvrement $L_r = 0,6 \times L_s$

$L_r = 0,6 \times 145 = 87 \text{ cm}$ prenons $L_r = \mathbf{87 \text{ cm}}$

VII.4.3. Dimensionnement de la cuve cylindrique

C'est la partie de l'ouvrage qui contient l'eau, de ce fait son calcul sera mené suivant les prescriptions du fascicule 74. Elle est soumise à l'action de la pression de l'eau et à la poussée des terres.

On fera ici l'hypothèse de négliger l'action des poussées des terres qui sollicite l'ouvrage à la compression car le béton à lui seul reprend très bien ces efforts et le réservoir étant appelé à contenir de l'eau en tout temps, ces efforts sont équilibrés par la traction exercée par la pression hydrostatique sur la paroi de la cuve. La cuve sera encadrée dans la ceinture pour éviter les phénomènes de poussées au vide

Le calcul se fera par la méthode des tranches horizontales de 1m de hauteur.

☛ Calcul des sollicitations

Calcul de l'effort de traction due à la pression de l'eau $N = p \times r$

$$N = (4,13 \times 10) \times 12,75 = \mathbf{526,575 \text{ kN/ml}}$$

Contrainte de traction due cet effort dans le béton $\sigma_b = \frac{N}{1 \times e}$

$$\sigma_b = \frac{0,526575}{1 \times 0,25} = \mathbf{2,106 \text{ MPa}}$$

Contrainte admissible du béton $\sigma_{adm} = 1,1 \times \theta \times f_{t28}$ avec $\theta = 1$ (traction simple)

$$\sigma_{adm} = 1,1 \times 1 \times 2,1 = \mathbf{2,31 \text{ MPa}}$$

Conclusion : $\sigma_{adm} = 2,31 \text{ MPa} > \sigma_b = 2,106 \text{ MPa}$ donc le béton reprend correctement les efforts de traction néanmoins on calculera une section d'armatures minimales pour mettre l'ouvrage plus en sécurité et lutter contre les phénomènes de retrait.

☛ Calcul de la section d'armature

La section d'armatures minimale est représentée 0,125 % de la section du béton :

$$A_{smin} = \frac{0,125 \times 1 \times 0,25}{100} = 3,125 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{25}{10} = 25 \text{ mm prenons des } \emptyset 10$$

Choix d'armatures : Choisissons 6HA10 totalisant 4,71 cm² espacées de 16 cm réparties sur chaque face et dans chaque direction sur toute la hauteur de la cuve. Les armatures en sens verticale seront continuées sur les appuis afin de limiter une éventuelle poussée au vide.

VII.4.4. Dimensionnement de la dalle de fond

Elle sert en même temps de fondation et sera considérée comme un radier rigide circulaire encastrés à son contour dans la ceinture d'appui. Dans les calculs il sera considéré comme un carré de coté 25,5m. Ne disposant pas d'informations précises sur le type de sol qui doit accueillir l'ouvrage, on s'est permis de poser des hypothèses sur la capacité portante du sol, pour effectuer nos calculs, Il est donc évident que le dimensionnement fait n'est valable que sous réserve de l'exactitude de cette hypothèse. Nous estimons que cette contrainte est de **0,5MPa à 2m** (d'après des projets menés dans la région), et qu'on est dans le cas d'un terrain de bonne résistance la répartition des contraintes sous l'ouvrage sera considérée plane. Les calculs seront menés suivant le fascicule 74.

☛ Détermination de l'épaisseur du radier

L'épaisseur est déterminée suivant la relation $\frac{d}{50} \leq e \leq \frac{d}{30}$. La valeur choisie doit permettre de respecter les conditions suivantes (BAEL).

- la résistance à l'incendie,
- l'isolation phonique,
- la sollicitation d'effort tranchant.

On a donc $0,53 \leq e \leq 0,88$ Prenons $e = 80$ cm pour une surface de $510,44\text{m}^2$

☛ **Calculs des sollicitations**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ avec $l_x = 25,5$ et $l_y = 25.5$ on a donc $\alpha = 1 > 0,4$, par conséquent, la dalle porte dans les deux (2) sens.

$M_{ox} = \mu_x P l_x^2$ et $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$ Où u_x et u_y sont les coefficients de Pigeaud

$$\alpha = 1 \implies u_x = 0,044 \text{ et } u_y = 1$$

$$P = P_{\text{eau}} + P_{\text{dalle}} = (4,13 \times 10) + (25 \times 0,85)$$

$$P = 62,55 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{ox} = 0,044 \times 61,3 \times 25,5^2 = 1504,906 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{oy} = 1 \times 1474,832 = 1504,906 \text{ kN.m/ml}$$

$M_{ox} = M_{oy}$ On déduit que la dalle se comporte de la même manière dans les deux sens. Nous ferons donc les calculs pour un sens et généraliserons pour les deux sens.

☛ **Calcul du moment en travée M_t :**

Le moment en travée est calculé en faisant une majoration de 25% sur M_{ox}

$$M_t = 1,25(0,75 \times M_{ox})$$

$$M_t = 1,25(0,75 \times 1504,906) = 1410,849 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

☛ **Calcul des armatures longitudinales**

Calcul de la section d'aciers : $A_s \geq \frac{M_t}{\sigma_s \times z}$ avec $Z = 0,81h$

$$A_s = \frac{1410,849 \times 10}{165,3 \times 0,81 \times 0,80} = 162,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/\text{face}} = \frac{A_s}{2} = \frac{169,65}{2} = 81,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \begin{cases} \frac{0,23f_{t28}}{f_e} B = \frac{0,23 \times 2,4}{500} (50 \times 100) = 4,416 \text{ cm}^2 \\ 0,125\%(50 \times 100) = 6,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On retiendra $A_{\min/\text{face}} = 6,25 \text{ cm}^2$

$A_{s/\text{face}} \geq A_{\min/\text{face}}$ Par conséquent, $A_{s/\text{face}} = 84,83 \text{ cm}^2$

$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{80}{10} = 80 \text{ mm}$ prenons des $\emptyset 40$

Choix des armatures : convenons de prendre 7HA40 par face totalisant $87,96 \text{ cm}^2$ pour les armatures suivant x et suivant y. L'espacement entre les aciers est de 14 cm.

☛ Calcul des armatures transversales

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ avec $b_0 = 1 \text{ m}$

$P = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 21,25 + 1,5 \times 41,3 = 90,637 \text{ kN/m}^2/\text{ml}$

$$\alpha > 0,4 \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = \frac{pl_x}{2} \left(\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right) = \frac{88,95 \times 25,5}{2} \left(\frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \right) = 770,4188 \text{ kN} \\ V_{uy} = \frac{88,95 \times 25,5}{3} = 770,4188 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{0,7704188}{1 \times 0,9 \times 0,8} = 1,00 \text{ MPa}$$

Contrainte tangentielle limite : $\tau_{u\text{lim}} \leq 0,07 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_{u\text{lim}} \leq 0,07 \times 0,9 \times 0,8 \times \frac{30}{1,5} = 1,07 \text{ MPa}$$

$\tau_{sulim} = 1,07 \text{ MPa} > \tau_{su} = 1,00 \text{ MPa}$ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais pour des raisons de durabilité on mettra des aciers façonnés de manière à maintenir l'écartement entre les deux nappes d'armatures de la dalle.

En ce qui concerne les armatures sur appuis on fait l'hypothèse qu'il n'est plus nécessaire de les déterminer dans la mesure où les moments en travées sont plus élevés que les moments sur appuis et les cages d'armatures en travée sont à répartir en deux nappes donc on convient prolonger sur les appuis.

VII.4.5. Dimensionnement de la ceinture d'appui

Situé au droit de la paroi cylindrique qui y est encastree, la ceinture est sollicitée à la compression due au poids et charges d'exploitation provenant du haut de l'ouvrage. Dans cette

ceinture est encastrée la dalle de fond. Convenons de travailler avec une section de (30 x 85) cm sur 1ml.

☛ Calcul des sollicitations

La ceinture reçoit :

Le poids propre de la paroi cylindrique : $P_p = 25 \times 9,03 \times 0,25 = 56,43 \text{ kN/ml}$

Son poids propre : $P_c = 25 \times 0,85 \times 0,3 = 6,375 \text{ kN/ml}$

Contrainte induite dans le béton : $\sigma_b = \frac{(56,43+6,375)/1000}{1 \times 0,3} = 0,20935 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton à la compression : $\sigma_{adm} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{130 \times 0,30}{25,25} \times (30)^{1/3} = 4,8 \\ \frac{0,30+0,55}{3} (30) = 8,50 \end{array} \right.$

$\sigma_{adm} = 4,8 \text{ MPa} > \sigma_b = 0,209 \text{ MPa}$ On déduit que la section de la ceinture reprend très bien à elle seule les efforts de compression. Elle sera donc armée avec une section d'armature minimale.

☛ Calcul de la section d'armature minimale

La section d'armatures minimale représente 0,125 % de la section du béton :

$$A_{smin} = \frac{0,125 \times 1 \times 0,30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$\emptyset \leq \frac{h_0}{10} = \frac{30}{10} = 30 \text{ mm}$ prenons des $\emptyset 10$

Choix d'armatures : Choisissons 6HA10 en forme de cadre totalisant 4,71 cm² espacées de 16 cm réparties sur toute la circonférence de la ceinture. Des armatures en forme cerces de même section seront disposés pour servir d'armature de répartition.

☛ Calcul vis-à-vis du moment d'encastrement

A la jonction de la paroi et de la ceinture peuvent naitre un moment donné par la formule :

$$M = \frac{p \times z' \times h \times r}{\sqrt{12}} \left(1 - \frac{\sqrt{r \times h}}{1,32 \times z'} \right)$$

Avec :

P poids volumique de l'eau (kN/m³)

Z' hauteur de liquide dans la cuve (m)

h : épaisseur moyenne de la paroi (m)

r : rayon du feuillet moyen de la cuve (m)

$$M = \frac{10 \times 4,13 \times 0,25 \times 12,625}{\sqrt{12}} \left(1 - \frac{\sqrt{12,625 \times 0,25}}{1,32 \times 4,13}\right) = 25 \text{ kN/ml}$$

Section d'armature : $A_s = \frac{M}{d \times \sigma_s}$

$$A_s = \frac{0,0025}{0,9 \times 1 \times 165,3} = 1,678 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le moment et a section d'armature n'étant pas important on peut faire l'hypothèse que ces efforts seront repris pas les armatures verticales de la paroi.

Les plans d'exécution des ouvrages sont en annexe 4.

VIII. Estimation financière des travaux de renforcement

N°	Désignations des travaux	Unités	Quantité	Prix unit. FCFA	Montant FCFA
I	INSTALLATIONS ET REPLI DE CHANTIER				
	Installation et repli de la base de l'entrepreneur	ff	1	250 000 000	250 000 000
	TOTAL INSTALLATIONS ET REPLI DE CHANTIER				250 000 000
II	RENFORCEMENT / REHABILITATION DES EQUIPEMENTS DE PRODUCTION				
II-1	Travaux de renforcement				
	Pompe immergée	u	2	10 400 000	20 800 000
	Equipement hydraulique d'un forage	u	2	30 000 000	60 000 000
	Equipement électrique d'un forage	u	2	20 000 000	40 000 000
	Protection anti bélier	u	2	10 000 000	20 000 000
	Poste de dosage de chlore	u	1	3 000 000	3 000 000
	Sous total travaux de renforcement				143 800 000
II-2	Travaux de réhabilitations				
	Abris + clôture	ff	1	10 000 000	10 000 000
	Sous total travaux de réhabilitation				10 000 000
	TOTAL RENFORCEMENT / REHABILITATION DES EQUIPEMENTS DE PRODUCTION				153 800 000
III	RENFORCEMENT / REHABILITATION DES EQUIPEMENTS DE DISTRIBUTION				
III-1	Stockage				
	Réhabilitation du château d'eau de 450m3	ff	1	10 000 000	10 000 000
	Sous total total stockage				10 000 000
III-2	Réseau de distribution				
	PVC De 315	Km	1,446	18 000 000	26 028 000
	PVC De 225	Km	5,04	13 000 000	65 520 000
	PVC De 160	Km	4,086	9 500 000	38 817 000

AMELIORATION DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES POPULATIONS DE LA VILLE D'ABOMEY - CALAVI AU BENIN

	PVC De 110	Km	14,486	5 500 000	79 673 000
	PVC De 90	Km	17,62	5 000 000	88 100 000
	Accessoires (5% prix canalisation)	ff			14 906 900
	Sous total travaux de réhabilitation				313 044 900
	TOTAL RENFORCEMENT / REHABILITATION DES EQUIPEMENTS DE DISTRIBUTION				323 044 900
	TOTAL TRAVAUX DE RENFORCEMENT / REHABILITATION HT				880 644 900
	TVA (18%)				158 516 082
	TOTAL TRAVAUX DE RENFORCEMENT / REHABILITATION TTC				1 039 160 982

Ainsi pour la réalisation de ces travaux de renforcement la Société Nationale des Eaux du Bénin (SONEB) devra mobiliser une enveloppe financière de **Un milliard trente-neuf millions cent soixante mille neuf cent quatre-vingt-deux francs CFA (1 039 160 982 F CFA)**.

IX. Conclusion

L'objectif principal de cette étude a été d'établir un diagnostic des états de pressions dans le réseau d'AEP de la ville d'Abomey - Calavi et de ses environs, de le modéliser en situation actuelle afin de proposer des solutions qui puissent assurer immédiatement jusqu'en 2017 une bonne qualité du service eau dans la ville.

La phase de diagnostic a montré qu'il y avait dans le réseau un problème de manque d'eau nécessaire à la couverture des besoins des populations, on assiste de ce fait à des phénomènes de succion aux robinets des consommateurs; notamment aux heures de pointe que sont : 07h et 08h, 14h et 15h, et entre 19 et 20h.

La stratégie adoptée dans cette étude pour résoudre le problème est la proposition d'un nouveau réseau comportant de nouvelles conduites et exploitant un nouveau forage et des pompes de plus grandes capacités. Elle a donc permis d'avoir une vision claire des problèmes que rencontrent les populations d'Abomey - Calavi en matière d'adduction en eau et également sur les concepts dans un réseau d'eau potable.

X. Recommandations

Nous recommandons à l'issue de cette étude pour une amélioration durable de la desserte en milieu urbain à Abomey Calavi ce qui suit :

L'État et la SONEB devraient incessamment :

- Mener des actions fortes et immédiates en direction de la commune d'Abomey - Calavi;
- Mettre en place des normes pour faciliter les branchements privés :
 - ✓ En favorisant la loi sur le foncier en vue de faciliter et de réguler l'installation des populations ;
 - ✓ En supprimant les barrières administratives et juridiques ;

La commune quant à elle devrait :

- Anticiper l'extension des villes et l'installation des populations à travers des programmes de lotissement et de viabilisation ;
- Mettre en place une politique qui favorise les branchements provisoires pour les quartiers informels et les populations défavorisées.

Bibliographie

- 1- Commune d'Abomey-Calavi. Mars 2013, Programmation Communale Eau (PC-Eau) 2013-2017, 96p ;
- 2- Commune d'Abomey-Calavi. Juin 2012, Synthèse du Plan de Développement Communal 2012-2016, 8p ;
- 3- SONEB . Janvier 2000, Plan Directeur Eau - Tome IV- ASPECTS DE CONCEPTION DES SYSTEMES D'AEP, 115p ;
- 4- Jean PERCHAT, Jean ROUX. Pratique du BAEL 91 Cours avec exercices corrigés Quatrième édition ;
- 5- Fascicule 74, Cahier des clauses techniques générales. Mai 2012 ;
- 6- Denis ZOUNGRANA. Juin 2008, Polycopié du cours : approvisionnement en eau potable. 2iE, 120p ;
- 7- Bèga OUEDRAOGO. Avril 2005, Ouvrages constitutifs des ouvrages des systèmes d'AEP/ Adductions, réservoirs, distribution. 2iE 109p ;
- 8- Adamah MESSAN, Dimensionnement des réservoirs en béton armé. 2iE, 31p
- 9- Ibnou Abdallah SARRE. Juillet 2009 Projet de fin d'études. Elaboration de programmes de dimensionnement de réservoirs en béton armé, Application sur la conception des ouvrages hydrauliques en béton armé du projet d'alimentation en eau potable à Mbane, 102p ;
- 10- Payibém ILBOUDO. Juin 2013, contribution à l'amélioration des performances du réseau d'AEP, 69p.

ANNEXES

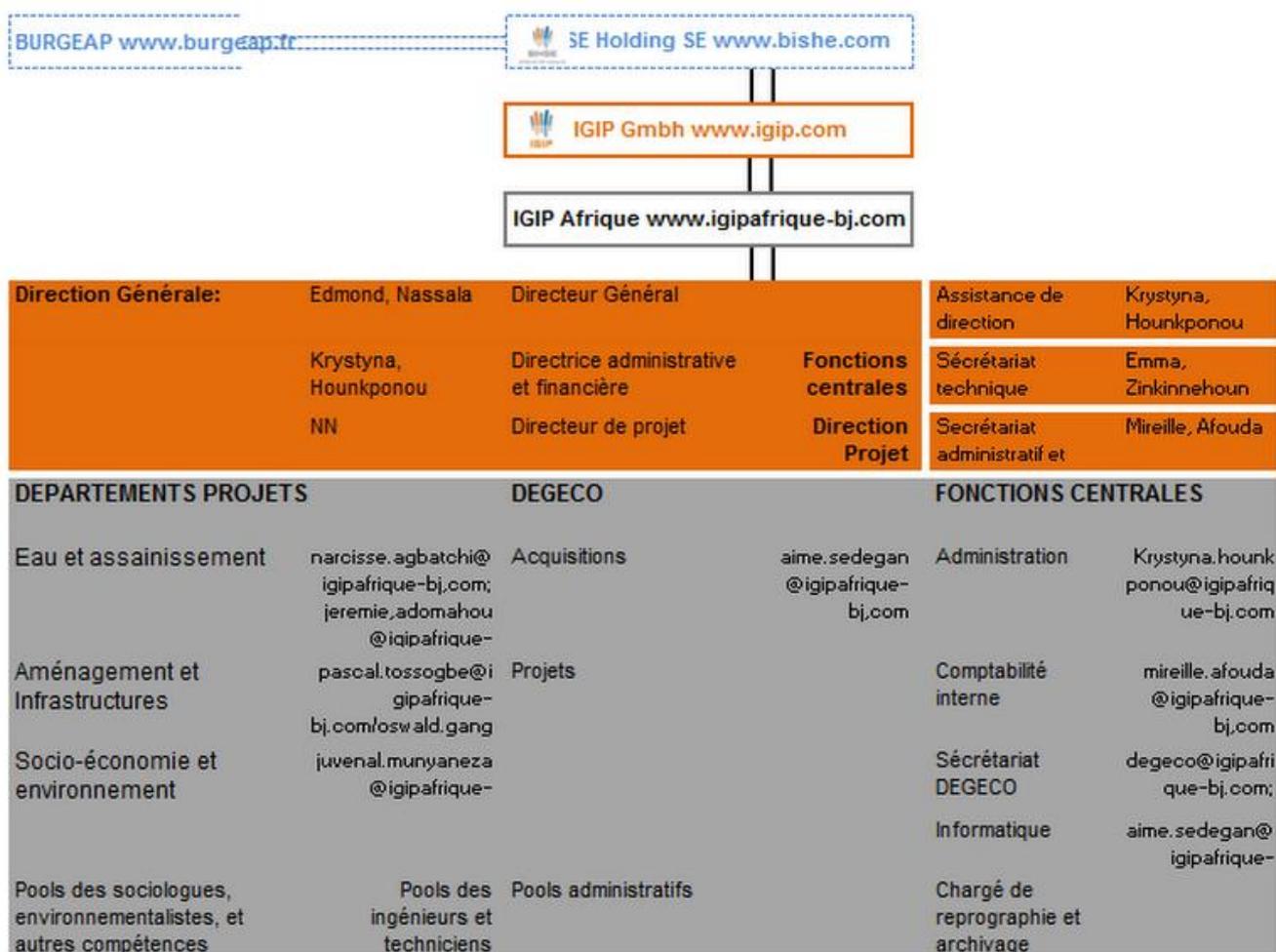
<i>Annexe 1 : Etat de fonctionnalité des ouvrages d'eau modernes.....</i>	<i>46</i>
<i>Annexe 2 : Organigramme d'Igip Afrique Sarl Bénin Ingénieurs - Conseils.....</i>	<i>47</i>
<i>Annexe 3 : Typologie des systèmes d'AEP selon les niveaux de production à fin 1998</i>	<i>48</i>
<i>Annexe 4 : Plan d'exécution et coupes.....</i>	<i>49</i>

Annexe 1 : Etat de fonctionnalité des ouvrages d'eau modernes

Arrondissement	Population 2012	FPM f	FPM p	BF f	BF p	PEA f	PEA p	Abonnés SONEB	Situa part	Total EPE	Population desservie	Taux de desserte
ABOMEY-CALAVI	103870	14	0	0	0	0	0	7694	1	14	78503	76%
AKASSATO	22864	26	0	5	0	2	0	2404	0	44	12035	53%
Glo-Djigbé	16744	10	0	39	8	1	0	0	0	92	8222	49%
GODOMEY	270617	2	0	1	0	0	0	10697	0	4	80837	30%
HEVIE	17876	6	0	43	0	0	0	0	0	92	9678	54%
KPANROUN	9873	14	0	2	0	0	1	0	0	18	2283	23%
OUEDO	13379	17	0	18	6	0	0	0	0	53	4640	35%
TOGBA	24826	5	0	18	0	0	0	16	0	41	5427	22%
ZINVIE	17568	20	2	15	0	1	0	90	0	54	9506	54%
SITUATION COMMUNAL	497617	114	2	141	14	4	1	20901	1	412	211131	42%

Source : Résultats de l'inventaire des points d'eau ; enquête cabinet EAR G-EMERGENCY SARL, Octobre 2012

Annexe 2 : Organigramme d'Igip Afrique Sarl Bénin Ingénieurs - Conseils

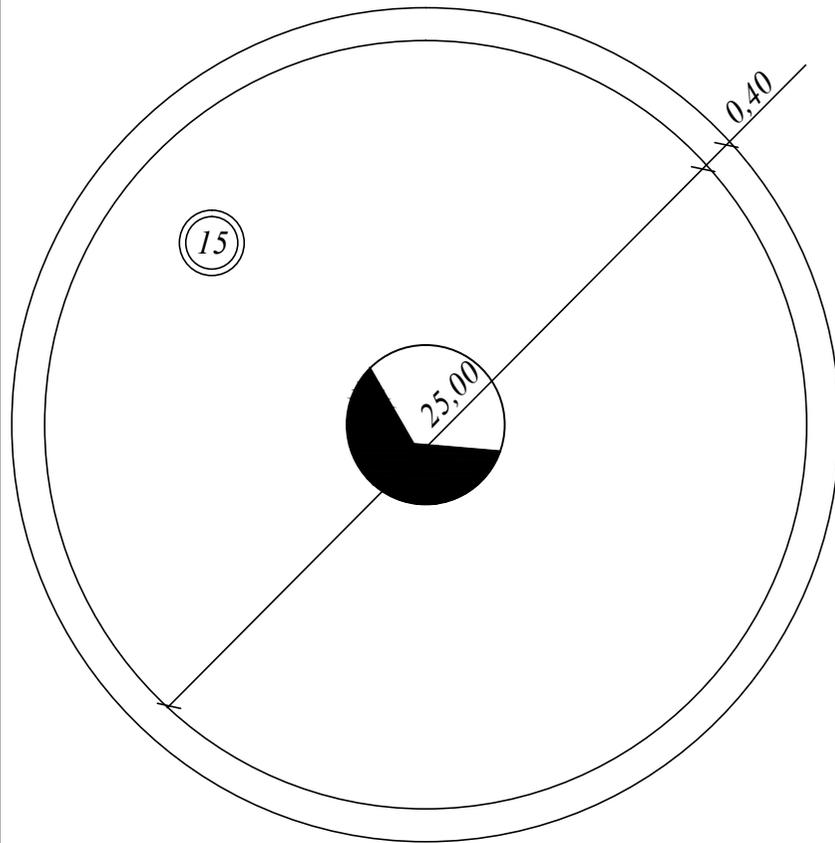


Annexe 3 : Typologie des systèmes d'AEP selon les niveaux de production à fin 1998

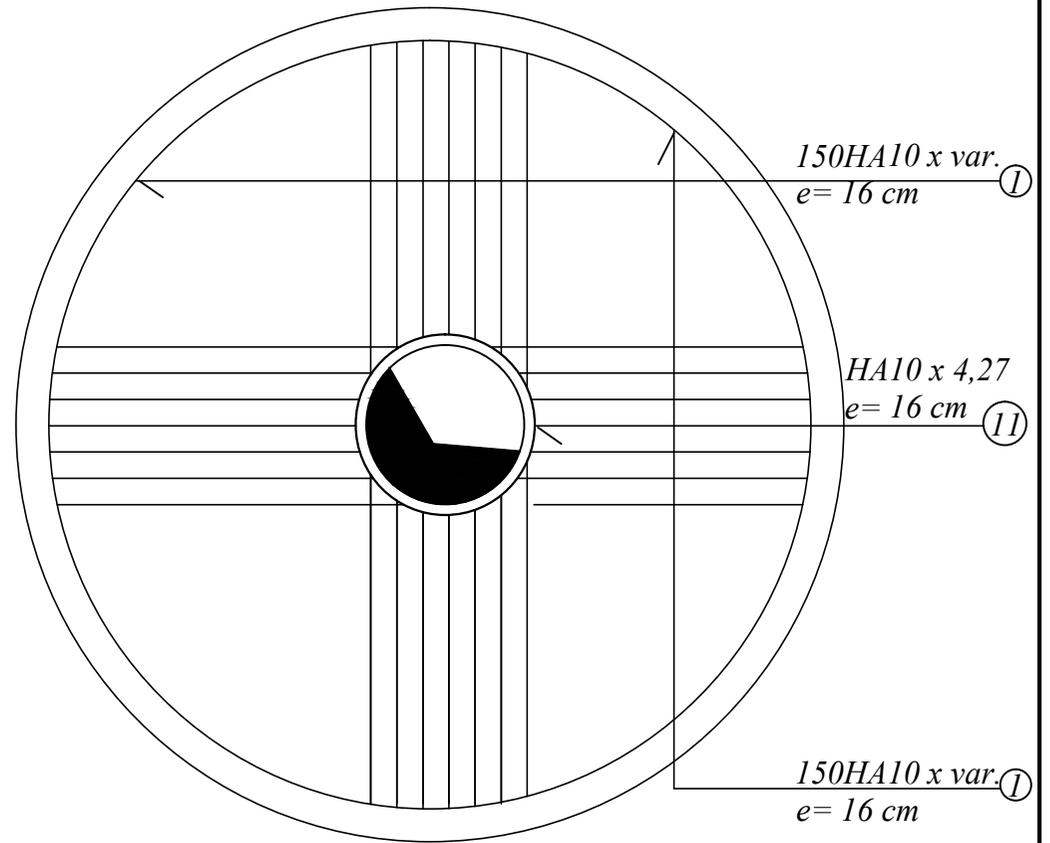
Classes	Nombre	%	Production		Villes correspondantes
			Millions (m3)	%	
I (> 1 million m3)	4	7	17,2	81	Cotonou, Porto Novo, Abomey/Bohicon et Pararkou
II (250.000 à 1 million m3)	6	10	1,8	8	Abomey/Calavi, Ouidah, Pobé, Comé/Grand Popo, Lokossa et Natitingou
III (50.000 à 250.000 m3)	12	20	1,4	7	Allada, Kétou, Sakété, Azové/Aplahoué/Djakotomé, Dogbo, Klouékanmé, Cové, Dassa, Savalou, Malanville, Djougou et Kandi
IV (< 50.000 m3)	37	63	0,8	4	le reste
Total	59	100	21,2	100	---

Annexe 4 : Plan d'exécution et coupes

Coffrage coupole

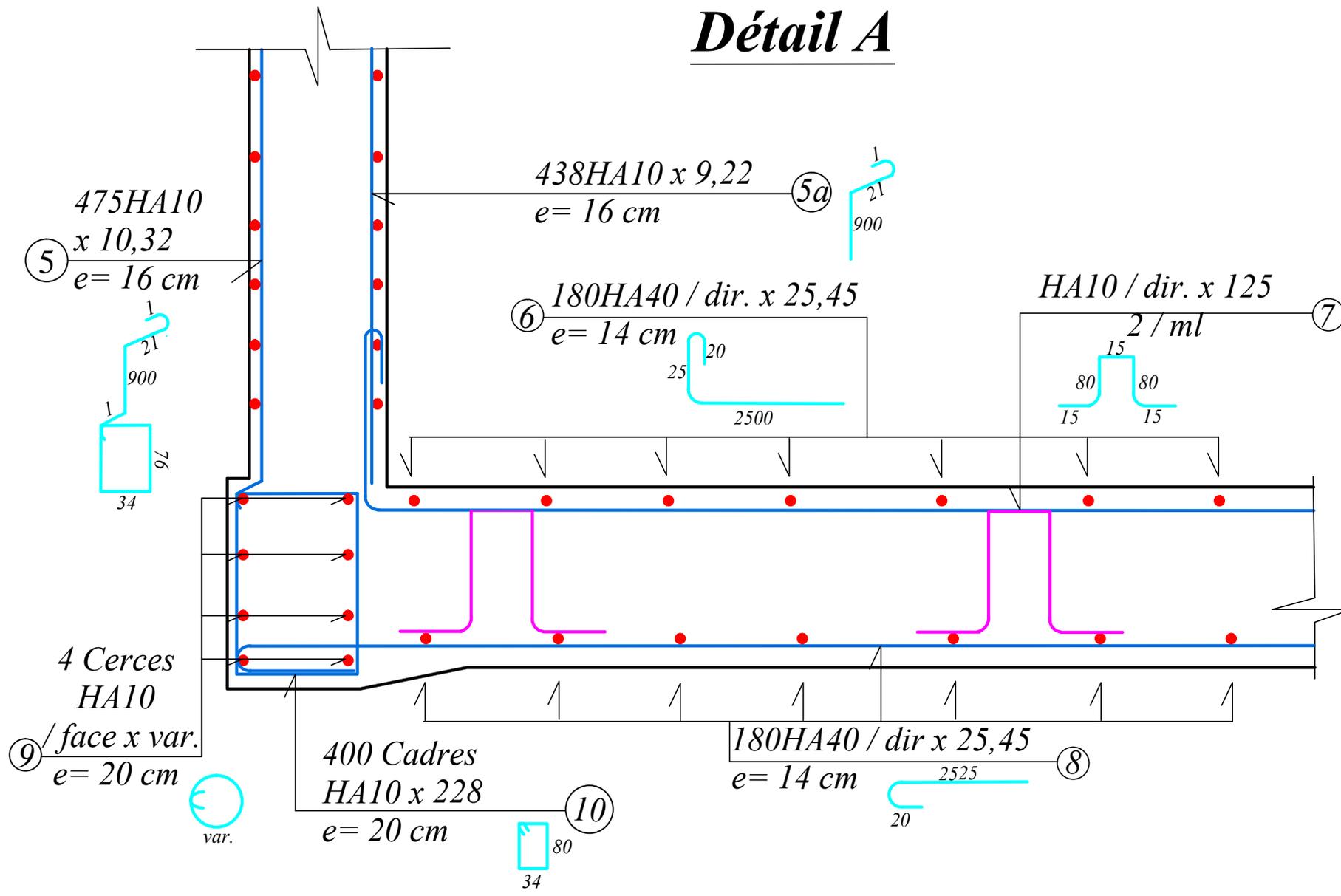


Ferrailage coupole

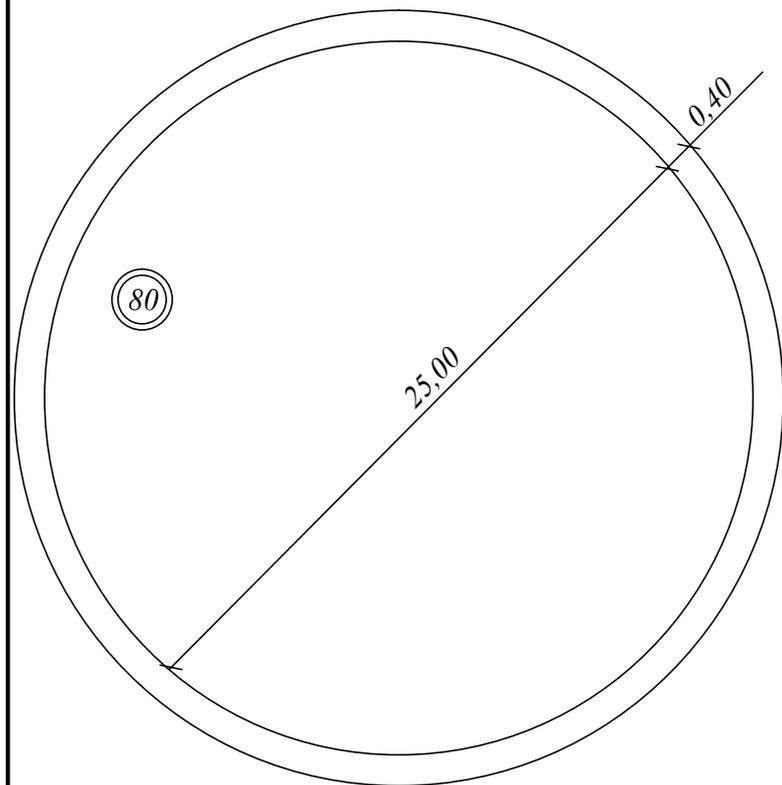


*Plan de ferrallage et coffrage de la
coupole supérieure*

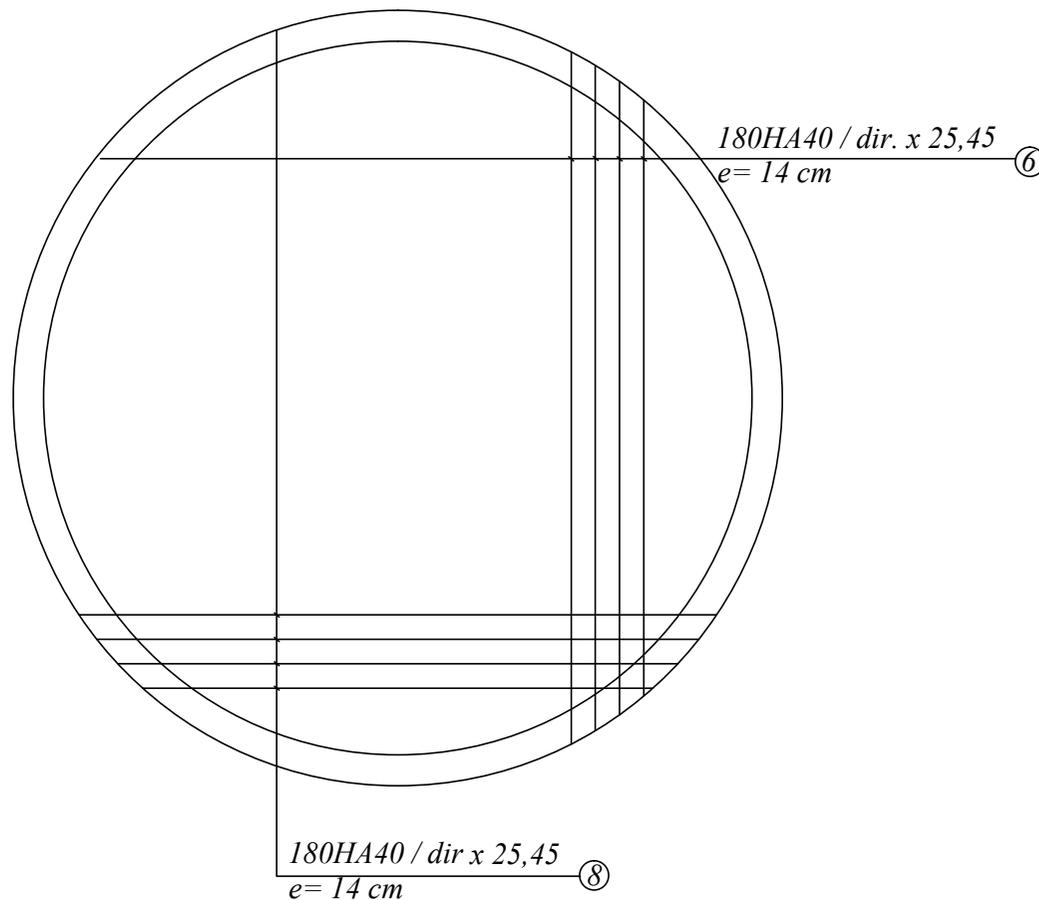
Détail A



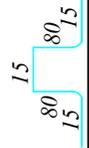
Coffrage dalle de fond



Ferrailage dalle de fond



Plan de ferrailage et coffrage de la dalle de fond

NOMENCLATURE						
N°	TYPE	Φ	NOMBRE	LONG. UNITAIRE	FAÇONNAGE	LONG. TOTALE
1	HA	10	264	39,5640		10560
1a	HA	10	48	20		960
2	HA	10	108	int : 78,5 ext : 79,12		int : 4239 ext : 4272
3	HA	20	10	int : 78,5 ext : 79,44		int : 397,5 ext : 397,2
4	HA	10	156	0,78		121,68
5	HA	10	475	10,32		4906,75
5a	HA	10	438	9,22		4038,36
6	HA	40	360	25,45		9162
7	HA	10	2500	2,05		5125
8	HA	40	360	25,45		9162
9	HA	10	8	int : 78,5 ext : 79,44		int : 314 ext : 317,6
10	HA	10	396	2,28		902,88
11	HA	10	1	4,27		5,2
RECAPITULATIF DES ACIERS						
HA			10		20	40
MASSE (kg/ml)			0,616		2,466	9,864
LONG. (ml)			521530,88		794,47	18324
MASSE (kg)			321263,022		1959,73	180747,936
MASSE TOTALE = 503970,6881 (kg)						