

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

Option : AEP/EAU SOUTERRAINE

THEME:

**PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE
DANS LA VILLE D'AMZOER (Tchad)**

Présenté et soutenu par :

- TAHIR ALLATCHI

Sous la Direction:

- M. Béga OUEDRAOGO

Promotion 2011-2012

DEDICACE

Je dédie ce mémoire :

- ❖ A ALLAH le tout puissant pour m'avoir montré le chemin de la vérité et pour m'avoir permis d'arriver à ce résultat ;
- ❖ A mon père ALLATCHI KOSSOYA pour son soutien et ses bénédictions si bienfaisantes ;
- ❖ A ma mère ZENEBA AZAI, pour ses conseils et bénédictions à mon égard ;
- ❖ A mon cousin ABEL-AZIZ YOUNOUS pour son soutien moral et financier durant mon cursus scolaire ;
- ❖ A tous mes frères et sœurs ;
- ❖ A mon cher ami feu HISSEIN MOUSTAPHA.
- ❖ A mes oncles et parents proches.

REMERCIEMENT

Nous voudrions remercier toute les personnes qui ont bien voulu apporter leur contribution à la réalisation de ce mémoire.

Nous remercions en particulier :

- ✱ M. ABDELHAKIM, directeur technique de société tchadienne d'hydraulique (STH) qui par ses efforts de formateur, son soutien permanent, nous a encadré tout au long de cette étude. Merci pour votre présence continue, votre encadrement et votre gentillesse appréciée par tous. Et à toute l'équipe de la STH.
- ✱ M. Bega OUEDRAOGO, pour nous avoir guidé et orienté ce travail afin de parvenir à des résultats satisfaisants.
- ✱ M. Nouradine AKACHA, pour ses apports et conseils techniques qui m'ont permis de bien aborder cette étude.
- ✱ M. Alladoum, pour m'avoir permis de recueillir les informations concernant ma zone d'étude.
- ✱ Les enseignants du 2IE pour la qualité de la formation reçue.
- ✱ Tous les camarades de la promotion Master d'Ingénierie 2011/2012.
- ✱ Toutes les personnes qui ont de près ou de loin contribué à la réalisation de ce mémoire.

RESUME

L'eau, en tant que ressource indispensable à la vie, reste inaccessible par une proportion importante de la population du Tchad en général et celle de la ville d'Amzoer en particulier.

La ville d'Amzoer est actuellement alimentée par des forages équipés de pompes à motricité humaine et des puits (traditionnels et modernes). Mais à cause de l'accroissement rapide de la population, ces ouvrages d'alimentation en eau ne sont plus à même de satisfaire à la demande de plus en plus croissante d'eau, et surtout, d'eau potable. Il est alors indispensable de revoir le système d'alimentation en eau de la ville d'Amzoer pour l'adapter à la situation démographique de la localité, mais surtout pour le moderniser afin d'améliorer l'accès à l'eau potable des populations.

Dans ce contexte que l'état tchadien engage à mettre en place un système alimentation en eau potable dans la ville d'Amzoer.

Le faible taux de couverture de la zone d'étude en infrastructures d'accès ou de distribution d'eau a favorisé l'émergence de vendeurs d'eau qui réalisent d'énormes profits en augmentant le coût de cette denrée.

Le présent mémoire, intitulé « adduction d'eau potable dans la ville d'Amzoer », est consacré à une étude détaillée du système d'adduction d'eau potable dans cette ville. Pour y parvenir, notre démarche consiste à :

- Présenter la zone d'étude,
- Déterminer le besoin en eau de la population,
- Procéder au dimensionnement du réseau et du réservoir
- Proposer une politique efficace de gestion de l'eau, suivie d'une
- Évaluer le coût de réalisation de projet.

Mots clés : contexte ; AEP ; Ressource ; Dimensionnement ; Eau. population

ABSTRACT

Water as a resource essential to life, remains inaccessible by a large proportion of the population of Chad in general and the city of Amzoer in particular.

The city is currently Amzoer powered boreholes with hand pumps and wells (traditional and modern).

But because of the rapid increase of population, these works of water supply are no longer able to meet the demand of ever increasing water, and especially drinking water.

It is therefore essential to review the system of water supply to the city of Amzoer to fit the demographics of the locality, but also to modernize it in order to improve access to drinking water populations .

In this context that the state of Chad committed to implement a water supply system in the city of Amzoer.

The low coverage of the study area in access infrastructure or water supply has encouraged the emergence of water vendors who make huge profits by increasing the cost of this commodity.

This memo entitled "water supply in the city of Amzoer", is devoted to a detailed study of the system of water supply in this city. To achieve this, our approach is to:

- Présenter la study area,
- Determine the water needs of the population,
- Perform network dimensioning and reservoir
- Proposer une effective policy for managing water, followed by an
- Evaluate the cost of project delivery.

Keywords: context; AEP; Resource; Sizing; Eau.population

SIGLES ET ABREVIATIONS

- **2IE** : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
- **AEP** : Approvisionnement en Eau Potable
- **BF** : Borne Fontaine
- **BP** : Branchement Particulier
- **CNAR** : Centre national d'appui à la recherche
- **EAST** : Eau Agriculture et Santé en milieu Tropical
- **UNICEF** : Fonds des nations unies pour l'enfance
- **GPS** : Global Positioning System
- **INSD** : Institut National de la Statistique et de la Démographie
- **INSEED** : Institut National de Statistique des Etudes Economiques et Démographiques
- **IRD** : Institut de Recherche pour le Développement
- **OMD** : Objectifs du millénaire pour le Développement
- **OMS** : Organisation Mondiale de la Santé
- **ONPF** : Office Nationale des Puits et Forages
- **PCDAE** : Plan Communal de Développement pour l'Eau et l'Assainissement
- **PEA** : Poste d'Eau Autonome
- **PH** : potentiel d'hydrogène
- **PSNA** : Politique et Stratégie Nationale pour l'Assainissement
- **RGPH** : Recensement Générale de la Population et de l'Habitat
- **RN** : Route Nationale
- **SIG** : Système d'Information Géographique
- **STE** : société tchadienne de l'eau
- **STH** : Société tchadienne d'hydraulique

SOMMAIRE

DEDICACE.....	ii
REMERCIEMENT	ii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
SIGLES ET ABREVIATIONS	vi
II. PRESENTATION DE LA SOCIETE TCHADIENNE D'HYDRAULIQUE (STH)	1
INTRODUCTION.....	1
I. Contexte du projet.....	3
III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	4
III.1 Situation géographique de la ville d'Amzoer	4
III.1.1 Le climat	4
III.1.2 Enquêtes socio-économiques.....	5
III.2 Situation géologique et hydrogéologique de la zone du projet	6
III.2.1 Géologie.....	6
III.2.2 hydrogéologie.....	6
III.2.3 Recharge des nappes et des réservoirs exploitables.....	7
IV. METHODE DE TRAVAIL	8
V. EVALUATION DE BESOIN EN EAU	9
V.1 Paramètres et données de base de dimensionnement	9
V.1.1 Horizon du dimensionnement	9
V.1.2 Population	9
V.1.3 Consommations spécifiques	9
V.1.4 Coefficients de pointe	9
V.1.5 Pourcentage de perte totale	9
V.2 Besoin totale en eau.....	10
V.3 Demande en eau	10
V.3.1 Bornes fontaines	11
V.4 Ressources en eau.....	11
VI. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU	13
VI.1 Réseau de distribution	13
VI.3 Structuration du réseau.....	14
VI.4 Profil en long (annexe 3).....	14
VI.5 Dimensionnement des conduites.....	15

VI.6 Les étapes du dimensionnement.....	15
VI.6.1 Le calcul des débits	15
VI.7 Choix des pompes et étude du point de fonctionnement.....	20
VI.7.1 Choix de pompe	20
VI.7.2 Etude du fonctionnement.....	20
VI.7.3 Protection des conduites contre le coup de bélier	22
VI.7.4 Causes et conséquences de coup de bélier	22
VI.7.5 Mode de pose des conduites	23
VI.8 Réservoir	24
VI.8.1 Dimensionnement du réservoir (château).....	24
VI.8.2 Diamètre du réservoir	26
VI.8.3 Equipement du château d'eau	26
VI.8.3.1 Conduite d'arrivée (adduction)	26
VI.8.3.2 Conduite de départ (distribution)	26
VI.8.3.3 Conduite de vidange.....	26
VI.8.3.4 Conduite de trop plein.....	27
VI.8.3.5 Conduite by-pass.....	27
VI.8.4 Exigences techniques à satisfaire lors de la construction d'un château d'eau	27
VI.8.5 Entretien du château d'eau.....	28
VII.1 Mode de gestion.....	29
VIII.2 Mesures d'atténuation.....	32
IX-Evaluation du coût de réalisation du projet	33
IX.1 Calcul de l'amortissement et des charges d'exploitation	35
CONCLUSION	37
BIBLIOGRAPHIE	38

LISTES DES CARTES

Carte 1:Présentation de La zone d'étude.....	4
Carte 2:Réseau de distribution	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I: Recharge de la nappe	7
Tableau II: Besoin de production	10
Tableau III: Demande en eau	11
Tableau IV : récapitulatif de débit.....	17
Tableau V: récapitulatif des résultats du dimensionnement du réseau	18
Tableau VI: Donnée des forages (F8 et F10)	19
Tableau VII: résultat des analyses in situ	19
Tableau VIII: Caractéristique des pompes	20
Tableau IX: Caractéristique d'aspiration.....	21
Tableau X: Caractéristique de refoulement.....	22
Tableau XI: Récapitulatif de diamètre des conduites	23
Tableau XII: Calcul du dimensionnement du réservoir	25
Tableau XIII: DE REGIE	29
Tableau XIV:MARCHE PUBLIC.....	30
Tableau XV: Estimation du coût de la réalisation.....	33
Tableau XVI: Charge d'exploitation et d'entretien.....	35
Tableau XVII: Amortissement	36

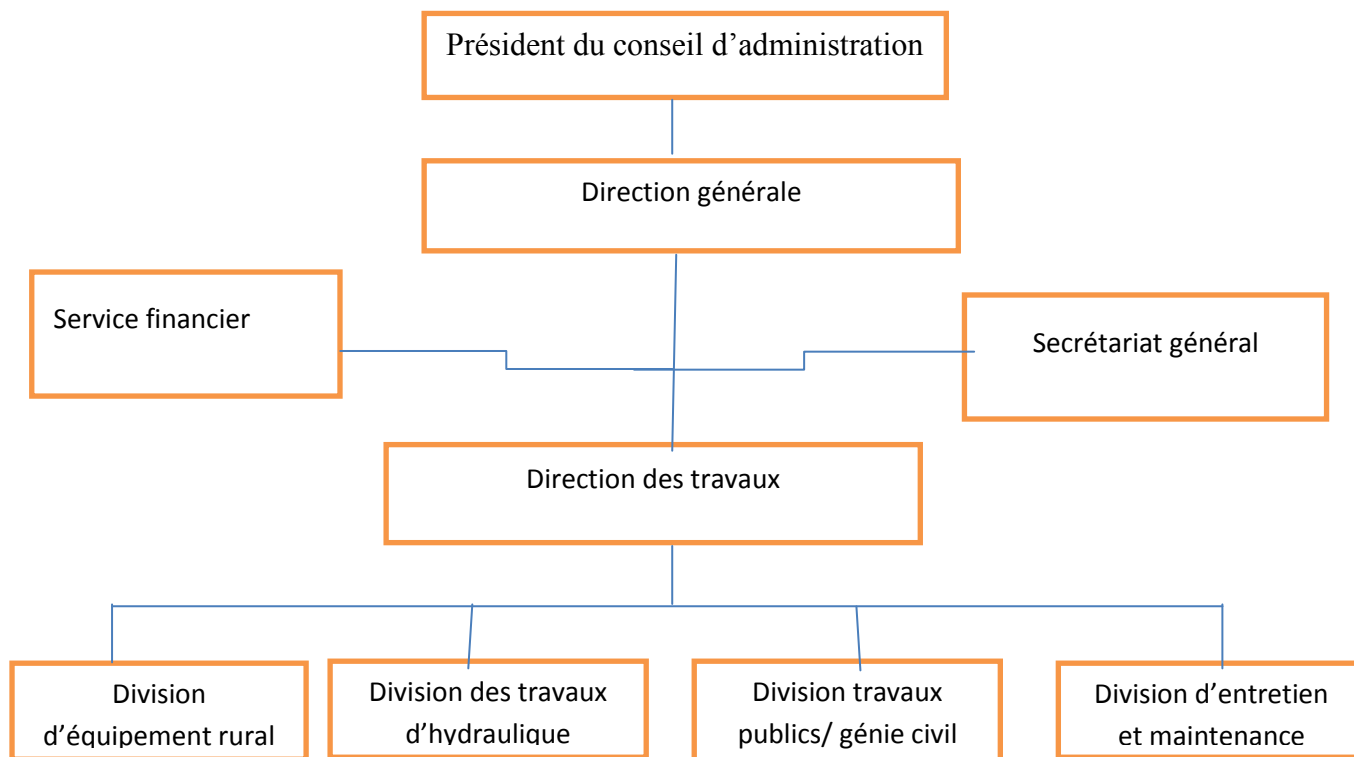
II. PRESENTATION DE LA SOCIETE TCHADIENNE D'HYDRAULIQUE (STH)

La Société Tchadienne d'Hydraulique (STH) a été créée en remplacement de l'ex-ONHPV (Office National d'Hydraulique Pastorale et Villageoise), créé en 1983 dans le cadre du processus de privatisation des entreprises publiques.

Les domaines d'activités de la STH sont notamment, la construction, l'aménagement et l'équipement des ouvrages hydrauliques, l'approvisionnement en eau, à travers :

- ✓ la réalisation de forages d'eau ;
- ✓ la réalisation de sondages de reconnaissance ;
- ✓ la construction de puits neufs pastoraux et villageois ;
- ✓ l'adduction d'eau potable dans les centres urbains et semi-urbains (château d'eau, réseau de distribution) ;
- ✓ la construction des ouvrages annexes (bâtiments d'exploitation, magasins, têtes de forages, bornes fontaines, abreuvoirs etc...) ;
- ✓ la construction de superstructures d'ouvrages hydrauliques (anti-bourbiers, margelles) ;
- ✓ la réhabilitation des anciens puits et forages ;
- ✓ l'équipement des ouvrages hydrauliques (installation de pompes manuelles et immergés).

Organigramme de société tchadienne d'hydraulique (STH)



INTRODUCTION

De tout temps, se procurer une eau saine, en quantité suffisante sans avoir à parcourir une longue distance, a toujours été une priorité absolue pour l'homme, en raison de l'utilité de cette ressource dans la plupart des secteurs d'activités humaine. Pour cela, diverses actions sont entreprises dans le but, non seulement d'assurer l'accès à l'eau aux populations, mais surtout d'œuvrer à faire en sorte que cette eau soit potable. C'est alors au niveau de ces deux aspects que réside le véritable problème hydraulique au Tchad. Ce problème se décline donc en termes de qualité de l'eau, mais aussi d'inexistence ou d'insuffisance de système d'adduction et de distribution d'eau ou de stratégie visant à rendre l'eau potable accessible aux populations.

Cependant, le problème d'adduction d'eau potable est perçu en termes inégaux d'une localité à une autre au sein de l'Etat tchadien. Pour notre part, nous avons choisi d'étudier le système d'adduction d'eau potable de la ville d'Amzoer afin de relever les différentes préoccupations des populations en matière d'eau, de proposer un projet d'adduction d'eau potable à Amzoer et de faire des recommandations pertinentes en vue d'y assurer une sécurité hydraulique durable aux populations de cette ville. C'est dans cet ordre d'idée que nous avons intitulé ce mémoire « Projet d'adduction d'eau potable dans la ville d'Amzoer ». Il s'agira ainsi de répondre à la question suivante : quel système d'adduction d'eau potable efficace pour la ville d'Amzoer ?

En effet, il y a lieu de relever que d'énormes efforts doivent être faits pour la mobilisation aussi bien de moyens humains, matériels que de ressources financières afin de doter la ville d'un système d'alimentation en eau potable. Cet ambitieux projet doit faire l'objet d'une étude soignée, afin de répondre à l'agrément du futur consommateur.

La présente étude dont l'objectif est de mettre en place un système d'adduction en eau potable efficace et durable, et de proposer des solutions techniques susceptibles de prémunir la ville d'Amzoer contre les difficultés d'approvisionnement en eau à l'horizon 2022.

Ainsi, l'étude s'articule autour des points suivants :

- ✓ détermination du besoin en eau potable de la ville d'Amzoer ;
- ✓ dimensionnement du réseau et de réservoir ;
- ✓ Proposer d'une politique efficace de gestion de l'eau ;
- ✓ Evaluer du coût de réalisation du projet.

I.Contexte du projet

La ville d'Amzoer est actuellement alimentée par des forages équipés de pompes à motricité humaine et des puits (traditionnels et modernes). Mais à cause de l'accroissement rapide de la population, ces ouvrages d'alimentation en eau ne sont plus à même de satisfaire à la demande de plus en plus croissante d'eau, et surtout, d'eau potable. Il est alors indispensable de revoir le système d'alimentation en eau de la ville d'Amzoer pour l'adapter à la situation démographique de la localité, mais surtout pour le moderniser afin d'améliorer l'accès à l'eau potable des populations.

L'objectif général du projet

L'objectif général est de contribuer à améliorer les conditions de vie et de santé des populations à travers un accès étendu, durable et équitable à l'eau potable.

Les objectifs spécifiques

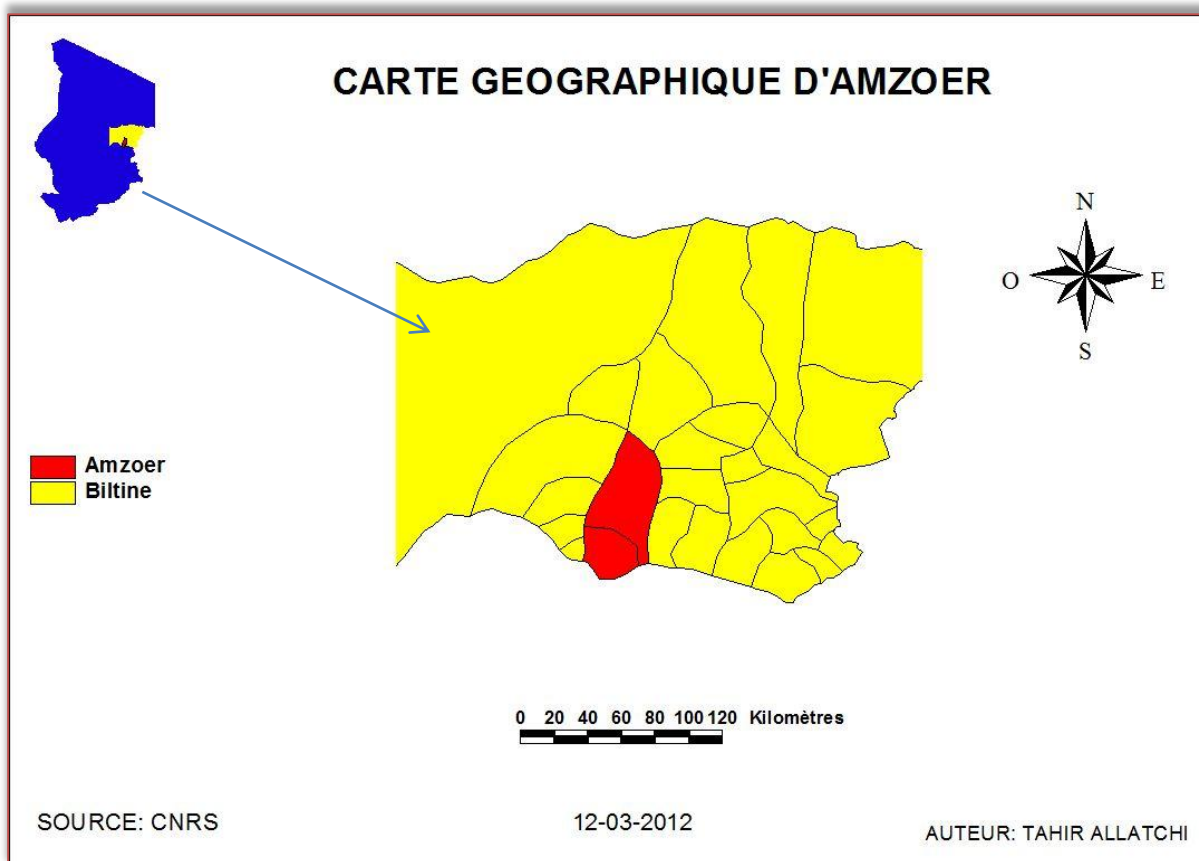
Les objectifs spécifiques de cette étude sont :

- ✓ déterminer le besoin en eau potable de la ville d'Amzoer ;
- ✓ dimensionner le réseau et de réservoir ;
- ✓ Proposer d'une politique efficace de gestion de l'eau ;
- ✓ Evaluer le coût de réalisation du projet.

Données techniques

Les eaux souterraines constituent la principale ressource en eau. Les prospections montrent des débits d'exploitations de 11 à 13 m³/h. La ville d'Amzoer est située dans une zone de socle ou les failles favorables à la présence de nappe exploitable sont très limitées. Plusieurs études géophysiques ont été réalisées, mais les résultats sont restés marginaux et peu favorables à la réalisation de forages positifs.

III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE



Carte 1:Présentation de La zone d'étude

III.1 Situation géographique de la ville d'Amzoer

La ville d'Amzoer est située à 150 km au Nord-Est d'Abèche la capitale d'Ouaddaï entre 21° et 22° N et le 14° et 15° E. Elle traverse la route en terre qui va vers ADRE et constitue un passage obligé pour tous les véhicules qui partent à GUEREDA.

III.1.1 Le climat

Le facteur essentiel caractérisant les conditions climatiques de cette région est le régime pluviométrique qui est tributaire du déplacement du front intertropical (FIT).

- En saison sèche (Août-Mai), le FIT est localisé sur le golfe de Guinée.

Au Tchad les vents dominants proviennent de l'Est et du Nord-Est, apportant un air tropical chaud et sec (harmattan).

- En saison humide (Mai-Août), le FIT remonte vers l'intérieur du continent ; les vents dominants viennent du Sud-Ouest, entraînant l'air équatorial maritime, frais, humide et instable (mousson).

Les températures sont donc influencées, non seulement par les saisons, mais surtout par les vents, notamment la mousson et le harmattan.

En fonction des éléments essentiels du climat (pluviosité, température, vent), et de la pénétration de la mousson sur le territoire du Tchad, quatre (4) types de climats ont pu être définis du sud au nord :

- un climat tropical soudanien entre les isohyètes 1200 et 800-750 mm : la saison des pluies dure 4 à 6 mois dans cette zone ;
- un climat sahélien entre les isohyètes 750 et 350-300 mm : la saison des pluies y dure environ trois(3) mois. On fait parfois apparaître un climat sahélo-soudanien de transition entre les isoètes 750 et 600 mm ;
- un climat subdésertique entre les isohyètes 300 et 100 mm où la saison des pluies ne dépasse jamais 2 mois ;
- un climat désertique au Nord de l'isohyète 100 mm parfois scindé en sous-climats tropical et saharien.

III.1.2 Enquêtes socio-économiques

Des investigations ont été menées auprès des autorités communales et de la délégation départementale du ministère de l'enseignement de base pour connaître la taille de la population d'Amzoer. De ces investigations, il ressort que la ville d'Amzoer est peuplée de 6896 habitants environ (source : recensement général et de l'habitat de 2009), avec un taux d'accroissement de 2.52% selon l'INSEED.

Cette population s'approvisionne en eau à partir des puits et des pompes manuelles sur une dizaine de forages. Ces sources d'eau entraînent des effets néfastes sur la santé de ceux qui en consomment car la nappe phréatique est très souvent contaminée par des fosses septiques.

Tout cela concourt à rendre très pénibles les conditions d'approvisionnement de la population en eau de qualité. D'ailleurs, de l'avis des autorités communales, l'accès difficile à l'eau potable limite l'urbanisation de la ville.

La ville d'Amzoer dépend de deux activités économiques :

- l'élevage (bovins, dromadaires, caprins, équidés etc....) ;
- l'agriculture : le mil est essentiellement cultivé en saison des pluies et les cultures de la contre saison, à travers l'irrigation, permettent la production de légumes cultivées dans les Ouadis (tomates, oignons....).

III.2 Situation géologique et hydrogéologique de la zone du projet

III.2.1 Géologie

La géologie d'Amzoer est composée essentiellement de roches dures qui forment le socle granito-gneissique du massif granitique. Ce sont des roches imperméables à l'état sain très anciennes (granitoïdes) qui ont subi plusieurs orogénèses et mouvements métamorphiques et tectoniques.

Les formations récentes du quaternaire constituées d'alluvions (sable, argile, limon), provenant de la désagrégation des roches en place et qui occupent les dépressions et les vallées où les épaisseurs sont plus importantes. Le profil d'altération communément observé dans les zones granitiques est identique.

En somme, on observe du sommet à la base :

- les argiles latéritiques ;
- les arènes argileuses ;
- les arènes sableuses ;
- les arènes sableuses à grenues ;
- le toit fissuré de la roche ;
- et la roche saine compacte.

III.2.2 hydrogéologie

La situation hydrogéologique est étroitement liée à la lithologie, à la situation géomorphologique-structurale et au climat de la zone de projet.

La lithologie de la région est à prédominance granito-gneissique à faible couverture et a ressources exploitables limitées et discontinues à l'exception des nappes alluviales des Ouadis (des zones préférentielles d'accumulation des eaux de ruissellement et d'infiltration) et de l'aquifère continu de la région d'Ardé (formations sédimentaires paléozoïques gréseuses-grés de base). Dans la zone montagneuse, il y a des sources (phénomène de débordement des nappes alluvionnaires). Pendant la saison pluvieuse, on constate même un phénomène d'alimentation de drainage latéral par l'intermédiaire des colluvions et des zones aérées ou fissurées du socle.

En zone socle, la fonction de stockage d'eau souterraine, c'est-à-dire la capacité régulatrice des réservoirs, est assurée par les altérations. Les ressources disponibles à long terme sont limitées aux seules ressources renouvelables, c'est-à-dire, à la fraction de la pluie qui atteint le réservoir des fractures. En général, ce type de réserves ne peut donc convenir qu'aux sédentaires pour leur alimentation propre. Les faibles débits et les profondeurs importantes des ouvrages ne permettent souvent pas l'alimentation en eau du cheptel. Une caractéristique importante de l'hydrogéologie de l'Ouaddaï est la stérilité du réservoir des altérites. Seules les

arènes sous-jacentes aux lits des ouadis sont aquifères. Généralement, le profil en long d'un ouadiprésente une succession de seuils rocheux et des poches altéréescorrespondant aux zones les plus fissurées. Lesaquifères de ouadi sont productifs uniquement au niveau de ces poches.

III.2.3 Recharge des nappes et des réservoirs exploitables

Dans l'Ouaddaï, la recharge des nappes est tributaire d'une concentration préalable des eaux dont le réseau hydrographique est le principal agent.

Les coefficients d'emmagasinement dans le socle altérés sont estimés à 0.5%. L'épaisseur de la roche saturéeétantgénéralement de 50m, les réservespérennantes peuvent être estimées à $250\,000\text{ m}^3/\text{km}^2$. Lesréserves exploitables peuvent êtrenchiffrées à $100\,000\text{ m}^3/\text{km}^2$ (rabattement admissible de 20 m). Lesréserves renouvelables (recharge) sont exprimées en mm moyenne.Il s'agit de 5 mm/an au Nord et 40 mm/an au Sud, ce qui correspond aux valeurs généralement appliquées dans les pays du sahel. Les réservesrenouvelables devraient donc varier entre $5\,000\text{ m}^3/\text{an}/\text{km}^2$ au Nord ($13\text{ à }15\text{ m}^3/\text{an}/\text{km}^2$) et $40\,000\text{ m}^3/\text{an}/\text{km}^2$ au Sud ($110\text{ m}^3/\text{an}/\text{km}^2$).

Dans les alluvions des oueds, le coefficient d'emmagasinement est estimé à 10%. Pour une épaisseur saturée de 5 m, une lame d'eau infiltrée variant de 100 mm/an (Biltine) à 400 mm/an (Ouaddaï et un rabattement admissible de 3 m), les valeurs sont les suivantes.

Tableau 1:Recharge de la nappe

Zone	réserves permanentes ($\text{m}^3/\text{an}/\text{km}^2$)	réserves exploitables ($\text{m}^3/\text{an}/\text{km}^2$)	réserves renouvelables ($\text{m}^3/\text{an}/\text{km}^2$)
Biltine socle	250 000	100 000	5 000
Biltine alluvions	500 000	300 000	100 000
Ouaddaï socle	1 000 000	400 000	40 000
Ouaddaï alluvions	2 000 000	1 200 000	8000

Source: Rapport BRGM N 0377 INT/4S/93.

IV. METHODE DE TRAVAIL

La méthode utilisée pour mener à bien ce travail, comporte trois (3) phases essentielles qui sont :

- une phase de revue et d'analyse documentaire ;
 - une phase d'enquête sur le terrain pour la collecte de données complémentaires ;
 - une phase d'élaboration du rapport d'étude sur la base de l'analyse des informations collectées ;
- ✓ **La recherche documentaire :**

Elle est de deux types : une revue des connaissances bibliographiques relatives à Amzoer, et la collecte des données relatives à l'adduction d'eau potable. Le regard porte également sur les différentes études effectuées au Tchad par des projets et, celles qui ont trait à l'alimentation en eau de centres socioéconomiques semblables à Amzoer.

La recherche documentaire a également fait l'objet de la consultation de certains sites sur Internet où nous avons pu collecter quelques des informations relatives au thème d'étude.

✓ **Sorties terrain et collecte de données complémentaires :**

Ces visites sur le terrain ont été effectuées comme suit:

- entretien avec les responsables et personnels de l'eau dans les ministères en charge;
- entretien avec les chefs des projets en charge de l'eau et quelques responsables du bureau;
- visite des sites et des technologies identifiées et échange avec les acteurs de terrain concernés.

✓ **Le Travail de bureau:**

L'objet de cette phase est de faire l'analyse et la synthèse des informations de la recherche documentaire et enquête sur le terrain, le tri des informations obtenues de la recherche documentaire et la rédaction du rapport;

V. EVALUATION DE BESOIN EN EAU

V.1 Paramètres et données de base de dimensionnement

V.1.1 Horizon du dimensionnement

L'horizon de dimensionnement du projet est fixé à **2022**, conformément aux termes de références (TDR) qui confèrent au système une capacité de satisfaire les demandes des populations pour une période de 10 ans après sa mise en exploitation.

V.1.2 Population

Le nombre de concessions se situant sur notre zone d'étude est de huit cents soixante-deux (862) d'après commune d'Amzoer. Nous formulons l'hypothèse que dans chaque concession réside 8 personnes en moyenne. Ce qui nous donne un total de population au départ de notre projet (2012) de **6896 habitants**. Le taux d'accroissement de la population est de **2,52%** selon INSEED. Cette population est estimée donc à **8845 habitants**, à l'horizon de dimensionnement des équipements (2022).

V.1.3 Consommations spécifiques

Pour l'estimation des besoins globaux journaliers des projets AEP en milieu rural, une consommation spécifique de **20 litres par jour par habitants**, pour les bornes fontaines et **50 litres par jour par habitant**, pour les branchements privé est adoptée conformément à l'objectif de la société tchadienne d'eau (STE).

V.1.4 Coefficients de pointe

Pour tenir compte des habitudes et des comportements en matière d'utilisation d'eau potable dans les centres, il est retenu les coefficients de pointe suivants :

- le coefficient de pointe journalière (C_{pj}) est généralement compris entre 1,05 et 3 dans la zone semi rurale et rurale de pays sahélien (cours Bega OUEDRAOGO). Nous adopterons la valeur de **1,5** comme coefficient de pointe journalière dans notre cas.
- le coefficient de pointe horaire (C_{ph}) adopté est de **3**. Notons que sa valeur est généralement comprise entre 2,5 et 3 pour les villes de moins de 10 000 habitants. [Source : Cours d'approvisionnement en eau potable-EIER Novembre 2003-D ZOUNGRANA].

V.1.5 Pourcentage de perte totale

Les rendements des réseaux des centres secondaires exploités par le STE sont généralement de l'ordre de 90%. Les statistiques montrent que pour les centres de plus petite taille équipés de systèmes d'adduction d'eau potable, les rendements sont généralement plus élevés (95%).

[Source : Cours d'approvisionnement en eau potable-EIER novembre 2003-D ZOUNGRANA].

Tenant compte l'environnement technologique de la commune et du temps d'intervention sur les réseaux, généralement long en cas de rupture de production et/ou de distribution, il sera raisonnable de prévoir un pourcentage de perte de l'ordre de **10%**.

V.2 Besoin totale en eau

Comme la ville d'Amzoer est une commune semi-urbaine, nous avons supposé la consommation spécifique (C_s) de la population en générale à 20 litres par habitant par jour pour les bornes fontaines et 50 litres par jour par habitant pour les branchements privés, conformément à l'objectif du STE.

Nous supposerons également des besoins annexes qui s'estimeront à 10% du besoin de la population.

Avec un rendement du réseau de $\eta=90\%$, la quantité d'eau qu'il faudra pour satisfaire la demande de la population sera obtenue par le tableau suivant :

Tableau 2: Besoin de production

Branchement	Pop	Conso Specif.	Bmj (l /j)	Bmj (m ³ /j)	Cpj	Qpj (m ³ /j)	Pertes+ B. Annexes	Besoin Product (m ³ /j)
BF	7076	20l/j/ht	141520	141.52	1,5	212.28	10%	233.51
BP	1769	50l/j/ht	88450	88.45	1,5	132.68	10%	145.95
TOTAL			229970	229.97		344.96		379.46

V.3 Demande en eau

Il est important de noter que pour un type de branchement ou pour un autre, il existe quelques paramètres qui entrent en jeu pour l'estimation de cette demande. Ces paramètres sont : Le temps d'utilisation et le coefficient de pointe horaire qui permettent d'évaluer les débits moyen horaire et le débit de pointe horaire.

- Pour les temps d'utilisation, nous avons considéré 12 heures par jour pour les bornes fontaine et 24 heures par jour pour le branchement privé.
- Le coefficient de pointe horaire est un paramètre qui est différent, selon qu'on soit dans une zone rurale, une ville rurale ou dans une ville moyenne. Amzoer étant ville semi rurale, on peut lui appliquer le coefficient de pointe de 3,00.
- Rappelons aussi que les calculs des débits moyens horaires et débits de pointe horaire se font respectivement par les formules suivantes :
 - $Q_{mh} = Q_p / T$
 - $Q_{ph} = Q_{mh} \times C_{ph}$

Tableau 3: Demande en eau

Branchement	TempsUtilisation/j	Qmh(m ³ /h)	Cph	Qph(m ³ /h)	Demande en eau (l/s)
BF	12	19,46	3	58,38	16,22
BP	24	6,81	3	18,24	5,07
TOTAL					21,29

V.3.1 Bornes fontaines

Nous nous sommes basés sur deux(2) critères qui nous guideront dans le choix du nombre de bornes fontaines :

- la répartition spatiale : la distance maximale que devra parcourir un habitant pour trouver une borne fontaine doit être de **300m**. Il serait aussi recommandé d'éviter que les habitants traversent les grandes voies pour accéder à ce type de branchement et ce, pour des questions de sécurité.
- aspect population: selon les directives communément utilisées dans les interventions humanitaires en eau et assainissement, la population maximale est de **500 personnes** par borne fontaine.

V.4 Ressources en eau

Vu le schéma de réseau, les forages et le château sont diamétralement opposés par rapport à la ville. La conduite de refoulement est approximativement distante de 5 km. Nous avons donc deux possibilités d'alimentation en eau potable.

- le refoulement-distribution : les pompes refoulent des forages directement dans le réseau pour alimenter la ville et excédent remonte au château. Si le château est plein on arrête les pompes et l'alimentation est alors assurée par le château.
- la distribution : les pompes débitent dans le château qui distribue l'eau dans le réseau. Dans ce cas, il faut prévoir un clapet anti retour.
- Débit de pointe journalier est de **18,97m³/h** avec un temps de pompage de 20 heures par jour. Donc il faut deux forages (F8 et F10)

Le réseau d'adduction d'eau est en forme Y reliant les deux forages au château. Le point de convergence A est à 80 m du château. La distance entre le forage F8 et A est de 103m et celle entre le forage F10 et A est de 108m.

Le débit théorique de F8 est 11.5m³/h et celui de F10 est de 12.3m³/h.

Appliquons la formule de Bresse modifiée pour déterminer les diamètres des conduites d'adduction d'eau.

Formule de Bresse modifiée : $D = 0.8 * Q^{1/3}$

D : est diamètre (m)

Q : est débit (m³/h)

- **Tronçon F8-A**

$$D = 0.8 \left(\frac{11.5}{3600} \right)^{1/3} = 0.118$$

Condition de vitesse ; $0.3 \leq V \leq 1 \text{ m/s}$

Vérification de condition de vitesse

$$V = \frac{4 * Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.0032}{3.14 * 0.11^2} = 0.34 \text{ m/s}$$

Pour DN=110 la condition de vitesse minimale est respectée.

Nous retiendrons donc pour le tronçon F8-A une conduite de DN= 110mm

- **Tronçon F10-A**

$$D = 0.8 \left(\frac{12.3}{3600} \right)^{1/3} = 0.120 \text{ mm}$$

Vérification de condition de vitesse

$$V = \frac{4 * 0.0034}{3.14 * 0.11^2} = 0.35 \text{ m/s}$$

Pour DN=110 la condition de vitesse minimale est respectée.

Nous retiendrons donc pour le tronçon F10-A une conduite de DN= 110 mm

- **Tronçon A- château**

$$D = 0.8 \left(\frac{18.97}{3600} \right)^{1/3} = 0.140$$

Vérification de condition de vitesse

$$V = \frac{4 * 0.0053}{3.14 * 0.14^2} = 0.34 \text{ m/s}$$

Pour un DN= 140mm la condition de vitesse minimale est respectée.

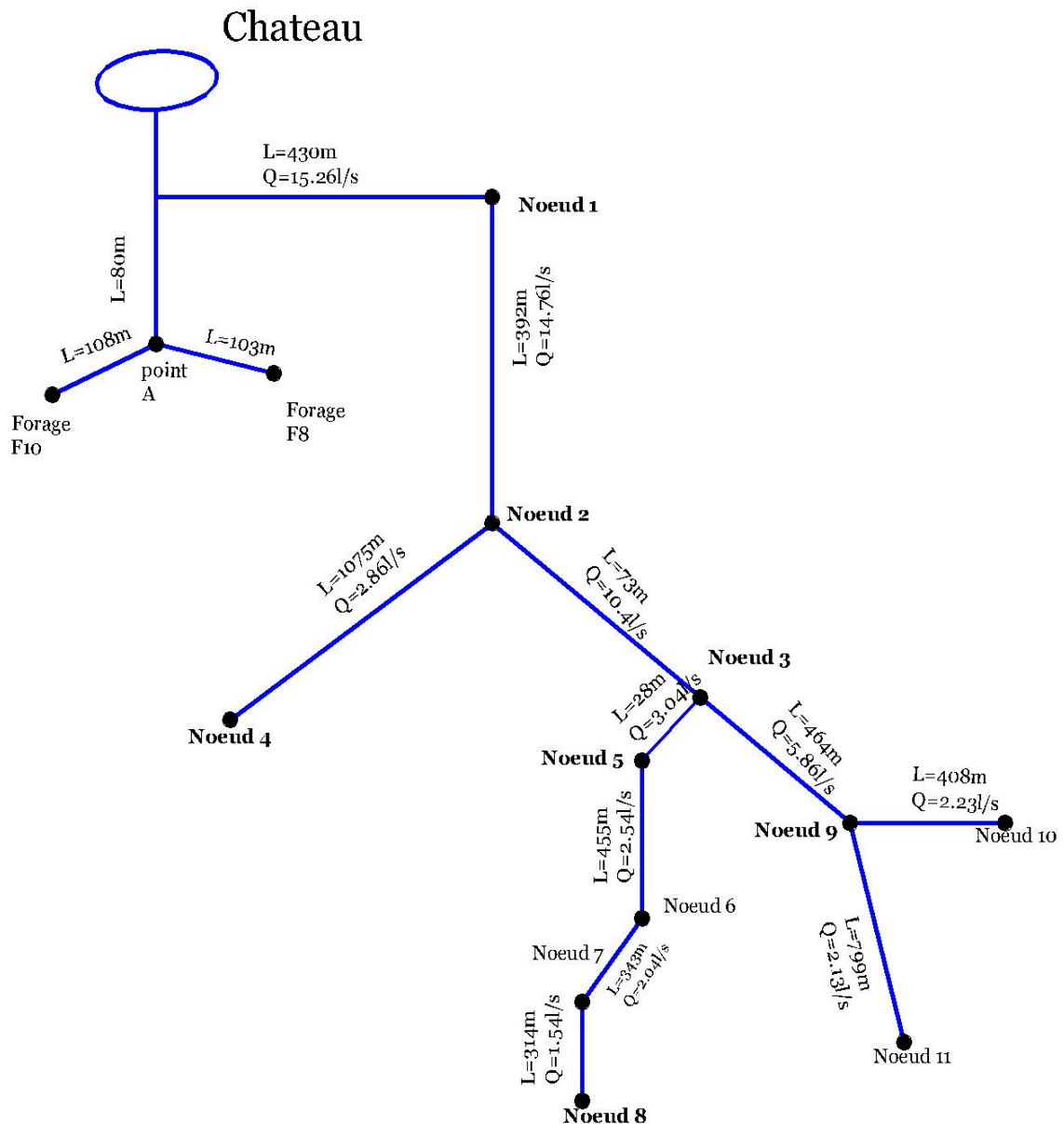
Nous retiendrons donc pour le tronçon A-château une conduite de DN=140mm

VI. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU

VI.1 Réseau de distribution

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il nous appartient de faire un choix convenable de réseau, à mettre en place pour distribuer de l'eau à la population.

L'objectif est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs tant en débit qu'en pression et pour cela, différents tronçons de canalisation du réseau devront avoir des diamètres optimum et seront dimensionnés en conséquence.



Carte 2 : réseau de distribution

VI.2 Choix du matériau des canalisations du réseau de distribution

Le choix du matériau des conduites se fait en tenant compte de la nature du sol (agressivité) et de critères d'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché des conduites ainsi que de leurs accessoires de réparation) et liés à la performance des matériaux.

La couche superficielle de terre est constituée essentiellement des dépôts continentaux, sables, latérites, conglomérat, ne présente aucune agressivité pour les conduites en P.V.C.

Dans notre cas, on choisit le P.V.C rigide avec la pression nominale $P_n = 10$ bars.

VI.3 Structuration du réseau

Le réseau de distribution sera constitué :

- de conduites principales, secondaires et tertiaire (branchement privé et borne fontaine) en PVC ;
- d'installations de sécurité et de régulation telles que les ventouses, les vidanges, les vannes de sectionnement etc.
- de points de dessertes (les bornes fontaines).

Tout ce réseau de distribution sera alimenté par un château d'eau situé à 304.4m d'altitude.

VI.4 Profil en long (annexe 3)

Les conduites seront enterrées pour des raisons de sécurité, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau.

Le profil en long des conduites est différent de celui du terrain naturel, mais son choix tiendra compte des objectifs qui sont les suivantes :

- la minimisation des terrassements à l'excavation ;
- l'évacuation de l'air susceptible de s'y accumuler et pouvant engendrer la réduction des débits, des coups de bélier etc.

Ainsi, les dispositions suivantes seront prises lors du choix du tracé des profils en long :

- créer des pentes et des rampes minimales respectivement de 2‰ et 4‰ ;
- réduire au maximum le nombre de changement de pente dû au relief du terrain naturel ;
- au niveau du terrain naturel horizontal, on créera une pente artificielle de 0,2% à 0,3% en partie montante sur une distance de 100m et 0,4 à 0,6% en partie descendante sur une distance de 50m.

VI.5 Dimensionnement des conduites

Le dimensionnement des conduites a été fait par la méthode aval-amont.

Le réseau de notre projet est de type ramifié

VI.6 Les étapes du dimensionnement

VI.6.1 Le calcul des débits

Les débits ponctuels :

Les prélèvements ponctuels se trouvent au niveau des bornes fontaines (BF).

Pour satisfaire la demande des populations à l'échéance de notre projet, nous serons amenés à implanter un certain nombre de borne fontaine(BF) dont la valeur sera déterminée plus bas dans le paragraphe du dimensionnement des bornes fontaines.

Ces bornes fontaines seront disposées suivant un certain nombre de critères :

- au Tchad la norme fixée pour la desserte des populations en eau potable au niveau des bornes fontaines est de cinq cent (500) habitants pour une (1) borne fontaine pour une distance de parcours maximale de 300m selon les objectifs de la société tchadienne de l'eau (STE).
- il sera prévu une extension à partir des bornes fontaines qui seront placées en périphérie du secteur pour une éventuelle extension.

Dimensionnement des bornes fontaines :

Pour les bornes fontaines nous avons supposé une consommation spécifique de **20l/j/hab.**

$$Q_{BF} = \frac{C_s \times N}{3600 \times T_{bf}}$$

C_s : Consommation spécifique

N : Nombre d'habitant par borne fontaine

T_{bf} : Temps de fonctionnement

$$Q_{BF} = \frac{20 \times 500}{3600 \times 12} = 0,23/s$$

Pour des raisons pratiques et de disponibilité, nous avons considérés le débit de borne fontaine à 0.5l/s pour la suite de notre dimensionnement, et deux robinets par borne fontaine.

80% de la population seront alimentées par des bornes fontaines dont le nombre à prévoir à l'horizon de notre projet est alors de : $n_{BF} = \frac{P_{2022} \times 80\%}{N}$

n_{BF} : Nombre de BF

P_{2022} : Population estimée en 2022

N : Nombre d'habitant qui s'approvisionne par BF

$$n_{BF} = \frac{8845 \times 80\%}{500} = 14 \text{ BF}$$

Ce qui nous donne un débit total pour les BF de :

$$Q_{BF \text{ Total}} = n \times Q_{BF}$$

$$Q_{BF \text{ Total}} = 0.5 \times 14$$

$$Q_{BF \text{ Total}} = 7 \text{ l/s}$$

Le service en route :

Nous avons alors un besoin qui est estimée à **379.46m³/j** soit **379460l/j**.

- La somme des débits de route

$$Q_{route} = \frac{\text{besoins} * C_{pj} * C_{ph}}{24 * 3600} - Q_{BF \text{ Total}}$$

$$Q_{route} = \frac{379460 * 1,5 * 3}{24 * 3600} - 7$$

$$Q_{route} = 12.76 \text{ l/s}$$

- La longueur totale du réseau de distribution que nous prévoyons mettre en place pour la distribution de l'eau potable dans notre zone d'étude est de **5000 ml**.
- Le débit linéaire

Pour obtenir le débit linéaire on applique la formule suivante :

$$q_l = \frac{\text{Somme des débits de routes}}{\text{Longueur Totale du réseau}}$$

$$q_l = \frac{12.76}{5000}$$

$$q_l = 0,0026 \text{ l/s /ml}$$

Le débit consommés sur un tronçon de longueur L $Q_r = L * q_l$

Le débit fictif :

Le débit fictif est celui utilisé pour le dimensionnement des conduites de distribution. Il est obtenu par la formule suivante :

- ✓ pour les tronçons ramifiés :

$$Q_f = 0,55Q_r + Q_{aval}$$

Avec : Q_f : débit fictif

Q_{aval} : débit aval au tronçon

Le débit réel :

C'est le débit d'eau potable qui entre dans chaque tronçon. Nous obtiendrons sa valeur en appliquant la formule suivante : $Q_{réel} = \Sigma Q_{aval}$

Tableau 4 :récapitulatif de débit

tronçons	longueur	Q borne fontaine	Q aval	Qr	Q fictive (l/s)	Q réelle
N7-N8	314	1	0,5	0,84	0,96	1,34
N6-N7	343	1	1,34	0,91	1,84	2,25
N5-N6	455	1	2,25	1,21	2,92	3,46
N9-N11	799	2	1	2,13	2,17	3,13
N9-N10	408	1	0,5	1,09	1,10	1,59
N3-N9	464	2	4,72	1,24	5,40	5,95
N3-N5	28	1	3,46	0,07	3,50	3,54
N2-N4	1075	2	1	2,86	2,58	3,86
N2-N3	73	1	9,49	0,19	9,60	9,68
N1-N2	392	1	13,55	1,04	14,12	14,59
Ch-N1	438	1	14,59	1,17	15,23	15,76

Les pertes de charges sont obtenues avec la formule de Manning-Strickler.

Dans la suite de notre étude nous utiliserons les hypothèses et paramètres suivantes :

- calcul des pertes de charge
 - ✓ Pertes de charge singulière : 10% des pertes de charges linéaires
 - ✓ Formule de Manning-Strickler : $J = L * \left(\frac{10,29 * Q^2}{K_s^2 * D^{16/3}} \right)$

Avec : Q : le débit

L : la longueur du tronçon

D : le diamètre intérieur de la conduite

$K_s = 120$ pour les conduites en plastique.

- ✓ Les pertes de charges totales : $\Delta H = 1,1 * J$

Tableau 5: récapitulatif des résultats du dimensionnement du réseau

Tronçons	L(m)	Q(l/s)	Dth (mm)	Di(mm)	D st(mm)	J(m)	ΣJ (m)	Cote TN(m) extrémité aval	Pmin en X (m)	Zmin(m) (imposé par X)	P en X (m) pour Max de Zmin	V(m/s)	FLAMANT
N7-N8	314	1,34	39,89	57,00	63,00	1,0659	1,06588247	304,83	2,00	307,90	44,22	0,391887	Vérifié
N6-N7	343	2,25	56,4189584	57,00	63,00	4,6573	5,72317784	307,43	2,00	315,15	36,96	0,783773	Vérifié
N5-N6	455	3,46	69,0988299	67,80	75,00	5,5099	11,2330447	303,61	2,00	316,84	35,27	0,830944	Vérifié
N9-N11	799	3,13	56,4189584	57,00	63,00	10,849	10,8489184	301,53	2,00	314,38	37,74	0,783773	Vérifié
N9-N10	408	1,59	39,894228	57,00	63,00	1,385	1,3849683	298,08	2,00	301,46	50,65	0,391887	Vérifié
N3-N9	464	5,95	89,2062058	81,40	90,00	5,8872	18,1210588	301,40	2,00	321,52	30,59	0,960796	Vérifié
N3-N5	28	3.54	79,7884561	67,80	75,00	0,6028	11,8358336	300,08	2,00	313,92	38,20	1,107926	Vérifié
N2-N4	1075	3.86	79,7884561	81,40	90,00	8,7293	8,72925517	313,72	2,00	324,45	27,67	0,768637	Vérifié
N2-N3	73	9,68	126,156626	113,00	125,00	0,6442	30,6010864	299,93	2,00	332,53	19,58	0,997133	Vérifié
N1-N2	392	14,59	154,509681	144,60	160,00	2,0894	41,4197175	299,41	2,00	342,83	9,29	0,913408	Vérifié
Ch-N1	438	15,76	159,576912	144,60	160,00	2,6562	44,0759255	304,04	2,00	350,12	2,00	0,974302	Vérifié

Cote piézométrique en tête

L'emplacement du château étant choisi a priori et comme le marché prévoit une hauteur sous cuve de 12m, nous considérons en premier lieu que la cote de radier est supposée calée.

Détermination de la hauteur manométrique (HMT)

Elle est donnée par la formule :

$$HMT = H_{geo} + \Delta H + \frac{p}{\rho g} \text{ ou } H_{geo} = Z_{ref} - Z_{asp}$$

Les cotes d'aspiration des deux forages sont données dans le tableau ci-dessous par rapport à leur profondeur d'aspiration.

Les pertes de charges à l'aspiration sont négligeables. Les pertes de charges singulières prises sont égales à 10% des pertes de charges linéaires.

$$\frac{p}{\rho g} = 2 \text{ mCE}$$

Tableau 6: Donnée des forages (F8 et F10)

	forage F8	forage F10
cote TN (m)	298,84	298,63
profondeur d'aspiration (m)	45,3	42
Débit (m ³ /h)	11,5	12,3
Longueur (m)	103	108
cote d'aspiration (m)	253,54	254,63
cote radié du réservoir (m)	318	318
ΔH (m)	0,001	0,001
HMT (m)	66,45	65,34

Tableau 7: résultat des analyses in situ

forages	Température (°C)	PH	Conductivité (µs/cm)	Nitrate (mg/l)	Fer (mg/l)
F8	36.2	8.58	273	0	0
F10	33.5	8.52	285	0	0

Source : direction de STH

VI.7 Choix des pompes et étude du point de fonctionnement

VI.7.1 Choix de pompe

Le choix de pompe est opéré compte tenu du diamètre du forage (7''), du débit ($11 \text{ m}^3/\text{h}$) et de la hauteur manométrique (66.46, 65.4). Les pompes immergées série SP sont les mieux indiquées et d'après une consultation du catalogue GRUNDFOS nous choisirons SP 17-6.

Le tableau suivant présente les caractéristiques de la pompe SP 17-6

Tableau 8: Caractéristique des pompes

désignation	résultats
nom du constructeur	GRUNDFOS type MS4000
série	SP
modèle	17
fréquence	50HZ
vitesse	2850tr/min
HMT (m)	67,5
Débit (m^3/h)	11
Rendement (%)	42
puissance nominale (KW)	4
puissance absorbée (KW)	5.28
rendement moteur 1/1 en triphasé	75
cosinus triphasé en 1/1	0.8
intensité nominale (A)	9.6
intensité de démarrage (A)	46
Diamètre (mm)	95
Poids net (Kg)	31

Comme on a deux forages de débits proches il faudra donc deux pompes identiques SP 17-6 dont les caractéristiques sont ci-dessus citées.

VI.7.2 Etude du fonctionnement

Point de fonctionnement

La courbe caractéristique du réseau est tracée en considérant que le niveau piézométrique dans le forage reste constant au niveau statique, pendant le pompage.

Nous avons considéré pour la courbe caractéristique de la conduite que les deux pompes refoulent au point A avant d'alimenter le château. De ce fait les pertes de charges des deux pompes au point A sont déduites de leur courbes caractéristiques, mais ces pertes sont si faibles donc négligeables. La caractéristique de la conduite est tracée donc à partir du point A au château.

On trouve le point de fonctionnement de coordonnées

Débit = $11 \text{ m}^3/\text{h}$

HMT = 67.5 m pour chaque pompe

Rendement

La courbe de rendement du catalogue nous fournit un rendement de 42% pour un débit de 11m³/h pour chacune des deux pompes.

Puissance

Pour la pompe SP17-6 (6 étages) on a une puissance utile de 5.16 KW

La puissance active est donc égale

$$P_{ac} = \frac{P_u}{\text{rendement}} = \frac{5.16}{0.42} = 12.28 \text{ KW}$$

La puissance apparente sera donc égale

$$P_{ap} = \frac{P_{ac}}{\cos\theta} = \frac{12.28}{0.8} = 15.35 \text{ KVA pour chacune des deux pompes.}$$

Le choix du groupe électrogène dépendra de cette puissance apparente et des autres installations nécessitant une source.

Protection de la pompe

La pompe doit être munie d'un coffret de commande et de protection manque d'eau qui comprendra au moins un transformateur, un contacteur, une platine de contrôle niveau, un commutateur marche/arrêt, un voyant et un relais thermique.

Une électrode pour la protection manque d'eau sera installée au-dessus de la pompe, et sa position sera fonction des caractéristiques du forage. Le passage du câble est en gaine enterrée jusqu'à l'abri groupe. Tous les câbles et gaines en contact avec l'eau de pompage sont des qualités alimentaires.

Pour garantir bon fonctionnement de la pompe et son contrôle, les équipements ci-après doivent être installés

A l'amont de la pompe : aspiration

Tableau 9: Caractéristique d'aspiration

pièces	rôles
crépine	protection de la pompe contre l'entrée de gros éléments
clapet	retenue de l'eau dans la conduite pour l'amorçage de la pompe
convergent dissymétrique	suppression de zone morte
vanne	isolement de la pompe

A l'aval de pompe : refoulement

Tableau 10:Caractéristique de refoulement

pièces	rôles
manomètre	mesure de la pression à la sortie de la pompe
vanne de refoulement	isolement de la pompe pour l'entretien
purge d'air	élimination de l'air
compteur	évaluation des quantités d'eaux refoulées
clapet	protection de la pompe

VI.7.3Protection des conduites contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire provoqué par une variation du régime d'écoulement et propageant dans le milieu constitué par l'eau et la conduite qui la contient. Il engendre ainsi les déformations élastiques de la conduite et du liquide.

VI.7.4Causes et conséquences de coup de bélier

Plusieurs causes peuvent être à l'origine du phénomène de coup de bélier.

Les principales sont :

- arrêt brusque par disjonction d'un ou plusieurs groupes électropompes ;
- fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne, notamment dans le cas d'une conduite à écoulement gravitaire ;
- démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électropompes.

➤ Conséquences

En raison des valeurs très élevées par rapport à la pression de service, des dépressions et des surpressions alternatives caractérisent le coup de bélier. Celui-ci peut provoquer :

- une rupture de conduite par implosion ;
- un déboîtement des conduites suite à la rupture et à la détérioration des joints ;
- un endommagement des pompes.

➤ Equipements et moyens de protection contre le coup de bélier

Face au danger potentiel que représente le coup de bélier pour la longévité des conduites hydrauliques en charge, leur préservation contre ce phénomène est une nécessité absolue. Pratiquement, il n'est pas possible de supprimer intégralement les effets du coup de bélier, mais de les réduire à une valeur compatible avec la résistance des installations ; grâce à

des dispositifs appropriés. Parmi les dispositifs couramment utilisés, seuls les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre interviennent à la fois dans la lutte contre les dépressions et surpressions, mais, pour ce qui est des cheminées d'équilibre, la hauteur exigée est parfois très élevée, c'est la raison pour laquelle, dans le présent projet, nous optons pour le réservoir d'air.

Conclusion

Le réseau qui devra desservir la ville d'Amzoer fonctionnera de manière gravitaire. Il sera alimenté par le réservoir d'une capacité de 150m³ et d'une hauteur sous radier de 12m

Le réseau de transfert et d'adduction est constitué de conduites en **PVC PN10** de diamètres répartis comme suit :

Tableau 11:Récapitulatif de diamètre des conduites

DN (mm)	160	152	90	75	63
longueur (m)	830	73	1539	483	1864

VI.7.5 Mode de pose des conduites

Pour des mesures de sécurité et de commodité, les conduites seront toutes enterrées afin d'éviter l'encombrement des voies de communication ou leur écrasement par les charges trop lourdes. Ce qui évitera du coup le réchauffement de l'eau et l'ensoleillement des conduites qui pourrait leur être préjudiciable.

On aura des tranchées de dimensions suivantes :

$$H_{\min} \geq 0,5m + D_{\text{ext}}$$

$$L_{\min} \geq 0,4m + D_{\text{ext}}$$

Avec : $H_{\min}$: Profondeur minimale de la tranchée

$L_{\min}$: Largeur minimale de la tranchée

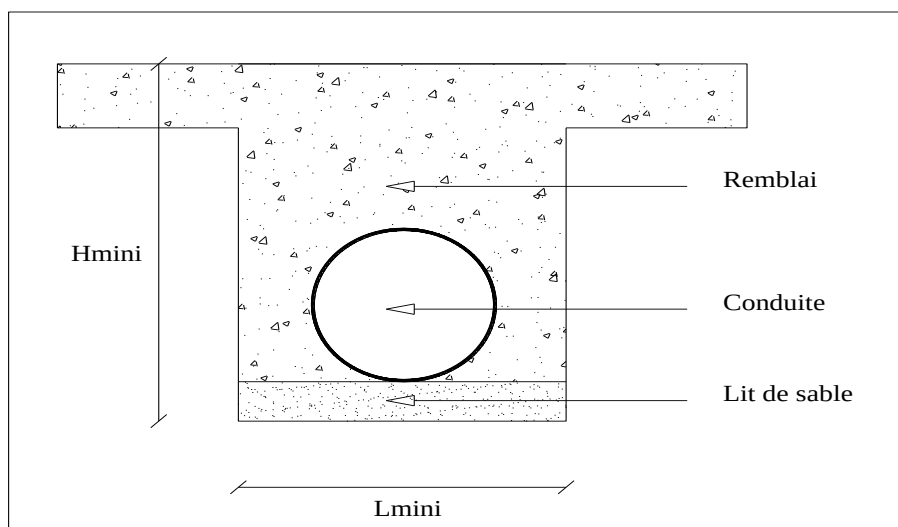
D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite

Précaution de pose : une couche de sable de 10cm sera posée au fond du trou avant la pose de la conduite.

Un essai de pression confirmera l'étanchéité et la stabilité des conduites avant le remblai.

Puis on procèdera au nettoyage et à la désinfection des canalisations:les conduites seront lavées intérieurement au moyen de chasses d'eau ou autres procédés adéquats. Ces lavages seront répétés, si nécessaire, afin que la turbidité de l'eau soit inférieure au maximum admis par les normes et règlements en vigueur pour la qualité des eaux destinées à la consommation humaine. Il est ensuite procédé à la désinfection et au rinçage des conduites, aux prélèvements d'eau pour le contrôle conformément aux instructions en vigueur.

Lorsque le réseau désinfecté a été convenablement rincé, des prélèvements de contrôle seront faits immédiatement par le laboratoire agréé chargé de la surveillance des eaux. Ensuite suivra la mise en service.



Profil en travers d'une conduite enterrée

NB : Pour les conduites traversant les grands axes routiers elles seront placées dans des fourreaux pour éviter la cassure de celle-ci lors du passage de charges lourdes.

VI.8 Réservoir

Pour jouer convenablement son rôle, le réservoir doit être de capacité suffisante. L'évolution de cette capacité est effectuée en tenant compte de la variation de la demande.

Afin d'alléger les coûts d'exploitation, nous fixons la durée quotidienne du pompage à 20 heures par jour. Il faut alors déterminer l'heure optimale de démarrage des pompes de façon à minimiser les capacités de stockage.

A partir de ce raisonnement, nous déduisons le volume utile du réservoir d'eau qui est donné par l'expression suivante :

VI.8.1 Dimensionnement du réservoir (château)

- Hypothèses

Le temps de pompage des forages vers le réservoir est estimé à **20h/jour** ; c'est-à-dire de 6h00 à 20h00 et de 22h00 à 4h00, soit un débit de **18.97m³/h**.

Le débit moyen horaire est de : $Q_{mh} = Q_{pj} / 24h = 379.46 / 24 = 15.81m^3/h$

Les répartitions prévisionnelles de consommations sont les suivantes :

Tableau 12: Calcul du dimensionnement du réservoir

Temps	0h - 6h	6h - 7h	7h - 11h	11h - 16h	16h - 18h	18h - 22h	22h - 24h
Qmh	15.81	15.81	15.81	15.81	15.81	15.81	15.81
Coef	0,125	1,060	3,000	0,660	2,000	0,660	0,125
Q réel	1.98	16.76	47.43	10.43	31.62	10.43	1.98

Les résultats de calcul du dimensionnement du réservoir sont consignés dans tableau suivant :

Tableau XIII: Récapitulatif de capacité utile

T en heures	0 - 4h	4 - 6h	6 - 7h	7 - 9h	9 - 10h	10 - 11h	11 - 16h	16 - 18h	18 - 20h	20 - 22h	22 - 24h
Q pompé	18.97	0	18.97	18.97	18.97	18.97	18.97	18.97	18.97	0	18.97
V pompé	75.88	0	18.97	37.94	18.97	18.97	94.85	37.94	37.94	0	37.94
Vp cumulé	75.88	75.88	94.85	132.79	151.76	170.73	265.58	303.52	341.46	341.46	389.40
Q distribué	1.98	1.98	16.76	47.43	47.43	47.43	10.43	31.62	10.43	10.43	1.98
V distribué	7.9	3.96	16.76	94.86	47.43	47.43	52.15	73.24	20.86	20.86	3.96
Vd cumulé	7.92	11.88	28.64	123.50	170.93	218.36	270.51	343.75	364.61	385.47	389.40
Vp-Vd	67.96	64	66.21	9.29	-19.17	-47.63	-4.93	-40.23	-23.15	-44.01	0

Capacité utile du réservoir :

$$Cu = |\text{Déficit maximum}| + |\text{Stockage maximum}| = 67.96 + |-47.63| = 115.59 \text{ m}^3$$

Compte tenu du marché, la capacité de notre réservoir nous ramènerons à 150m³ pour les restes de calcul.

Vérification du temps minimal de contact :

Pour que l'effet du chlore soit efficace, il faut un temps minimal de contact de 2 heures.

$$T_c = \frac{Cu}{Q_c} = \frac{150}{47.43} = 3.16 > 2 \text{ heures}$$

Vérification du temps de séjour :

Pour les désinfectants comme le chlore, le temps de séjour maximal dans le réservoir est de 2 jours au-delà duquel le désinfectant n'est plus actif.

$$T_s = \frac{C_u}{Q(\frac{m^3}{\text{jour}})} = \frac{150}{379.46} = 0,40 \text{ jours} < 2 \text{ jours.}$$

En conclusion, les contraintes liées au temps de séjour et de contact sont vérifiées !

VI.8.2 Diamètre du réservoir

Prenons une hauteur de la tranche d'eau dans le réservoir $h = 4 \text{ m}$

Le volume du réservoir $V = S \times h$; avec S = surface de base du réservoir

Notre réservoir étant de forme cylindrique, on a :

$$V = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) * h ; D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * h}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 150}{3.14 * 4}} = 6 \text{ m}$$

Nous retenons en définitif, un château cylindrique d'une capacité de 150 m^3 avec une hauteur du réservoir de 4m, et d'un diamètre de 6,00m ; le radier sera implanté à 12m au-dessus du terrain naturel

VI.8.3 Equipement du château d'eau

VI.8.3.1 Conduite d'arrivée (adduction)

L'arrivée de l'eau dans le château d'eau par averse en chute libre, provoque une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable aux eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous.

VI.8.3.2 Conduite de départ (distribution)

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de 0.15 à 0.20 m au-dessus du radier, et doit être muni d'une crépine en vue d'éviter l'introduction ; dans la distribution des boues ou des sables qui peuvent se déposer dans la cuve.

VI.8.3.3 Conduite de vidange

Elle permet de vidanger le château d'eau en vue de nettoyage ou de réparation. Cette conduite partira au point bas du château d'eau. Elle sera munie d'un robinet vanne et sera raccordée à la conduite de trop plein.

VI.8.3.4 Conduite de trop plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au château d'eau, ce qui permet d'éviter que le niveau maximal soit atteint dans le château d'eau.

La conduite de trop plein ne comportera pas de robinet sur son parcours ; sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessus du niveau maximal. Elle comportera au départ un entonnoir pour le passage de débit Q sous une lame d'eau h .

VI.8.3.5 Conduite by-pass

Ce tronçon de conduite relie les conduites d'alimentation (arrivée) et de distribution (départ) ; il fait circuler l'eau sans le faire passer au château d'eau ; permettant d'isoler le château d'eau en cas de besoin :

- ✓ nettoyage de la cuve château d'eau ;
- ✓ réparation du château d'eau.

VI.8.4 Exigences techniques à satisfaire lors de la construction d'un château d'eau

Pour garantir une longue durée de vie aux châteaux d'eau, il faut veiller lors de la construction à satisfaire un certain nombre d'impératifs techniques à savoir :

- ✓ une bonne étanchéité pour éviter toute fuite et tout risque d'altération de la qualité de l'eau ;
- ✓ une bonne résistance afin que le château d'eau puisse équilibrer les multiples efforts auxquels il est soumis ;
- ✓ une parfaite durabilité, c'est-à-dire que le matériau constituant le château d'eau doit être assez résistant pour supporter un contact prolongé sans perdre ses propriétés initiales ;
- ✓ par ailleurs, le matériau constituant le parement du château d'eau ne doit pas altérer la qualité de l'eau emmagasinée.

VI.8.5 Entretien du château d'eau

Pour éviter la détérioration de la structure du château d'eau et le maintenir en bon état de service, celui-ci doit faire l'objet de surveillance et d'entretiens réguliers. Pour cela, on s'attache au respect de certaines dispositions à savoir :

- surveillance régulier en ce qui concerne les fissures éventuelles et les phénomènes de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'humidité qui y règne ;
- soins particuliers à apporter lors du nettoyage des cuves à savoir :
 - isoler et vidanger la cuve ;
 - éliminer les dépôts sur les parois ;
 - désinfecter à l'aide des produits chlores ;
 - remettre en service.
- par ailleurs, il faudra veiller aux conditions d'hygiènes et de sécurité en couvrant le château d'eau pour le protéger contre les fortes variations de température, en mettant en place un système d'aération par des orifices grillages ;

Le château d'eau doit être étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.

VII.PROPOSITION D'UNE POLITIQUE EFFICACE DE GESTION DE L'EAU

VII.1 Mode de gestion

La maintenance est l'ensemble des mesures permettant la préservation des dispositifs techniques dans leur état initial et observation de l'état évolutif.

La gestion consiste à veiller de manière rationnelle aux opérations qui conservent le potentiel du matériel. C'est dire donc qu'il faut entretenir les ouvrages et équipements, pérenniser la production pour être dans une marge de dépense raisonnable.

Différents types de gestion des systèmes AEP existent au Tchad :

La gestion directe :

La gestion directe de l'eau peut prendre deux formes : la gestion communautaire et la gestion par les élus locaux au niveau des communes.

- **Gestion communautaire** : dans cette forme de gestion, des volontaires, généralement non rémunérés, consacrent une partie de leurs temps à la gestion du service de l'eau. Les volontaires rendent directement compte à la communauté au cours d'une assemblée générale dirigée par le bureau de l'association des usagers.
- **La régie** : on parle de régie quand la commune ou l'Etat assure lui-même l'exploitation du service d'adduction d'eau à travers son personnel propre. Elle est fonction des dimensions du système, des sommes générées et du niveau de professionnalisme exigé. La régie peut prendre plusieurs formes : voir tableau.

Tableau 13:DE REGIE

Appellation	Nature de l'opérateur	Responsabilités et risques
Gestion communautaire	Volontaires communautaires	Budget contrôlé par une assemblée de la communauté
Régie simple	Opérateur public, intégré dans les services de la commune	Budget intégré au budget général, aucune autonomie de gestion
Régie autonome (dotée de l'autonomie financière)	Opérateur public, administrativement distinct de la commune	Budget annexe ou budget général, autonomie de gestion limitée
Régie dotée de l'autonomie financière et de la personnalité morale	Opérateur public, administrativement distinct de la commune	Autonomie financière totale dans un établissement à caractère industriel et commercial

Source : Sahelconsult 2004

Les marchés publics :

Ce sont des contrats de mise à disposition des moyens ou de savoir-faire dans lesquels l'opérateur prend peu de risque dans la gestion du service et est rémunéré forfaitairement par l'autorité contractante.

Tableau 14: MARCHE PUBLIC

Appellation	Nature de l'opérateur	Responsabilités et risques
Prestation de service	Entreprise privée	Gestion partielle, rémunération forfaitaire payée par la collectivité
La gérance	Entreprise privée	Gestion partielle ou complète du service rémunération forfaitaire payée par la collectivité,
La régie intéressée	Entreprise privée	Gestion partielle ou complète du service rémunération forfaitaire payée par la collectivité, avec un intéressement limité aux résultats

Source : Sahelconsult 2004

La délégation : dans ce type de gestion, l'État ou la collectivité confie entièrement la fourniture du service à une personne morale qui apporte une partie des moyens et gère le système à ses risques et périls.

L'exploitant du service d'eau est habilité à percevoir directement les redevances correspondantes auprès des usagers. La collectivité conserve toutefois la responsabilité de contrôle des conditions d'exécution des contrats par le délégataire. La gestion déléguée peut prendre plusieurs formes parmi lesquelles on peut citer : voir tableau.

Appellation	Nature de l'opérateur	Responsabilités et risques
La concession et l'affermage	Entreprise privée	Gestion globale du service, financement éventuel des investissements (clauses concessives) rémunération directe par les usagers

Choix du mode de gestion des points d'eau:

Après analyse, nous retenons comme mode de gestion, la gestion communautaire. A cet effet, il sera nécessaire de mettre en place un comité de pilotage qui sera constitué de :

- 1 président
- 1 secrétaire
- 1 trésorier
- 1 responsable à l'hygiène
- des fonteniers
- deux gardiens.

Le Comité aura la charge de mettre en place le personnel permanent pour la distribution de l'eau et assurera sa rémunération qui est prélevée et intégrée au prix du litre. Il est responsable de la propreté, de l'hygiène et des conditions de distribution de l'eau aux points d'eau lui correspondant. Il assure aussi le suivi général des installations de contrôle et d'inspection.

Les opérations de contrôle et d'inspection des ouvrages et les actions accessoires consistent à :

- veiller au bon fonctionnement des bornes fontaines ;
- organiser des réunions et de rendre compte à la communauté ;
- fixer en collaboration avec la population le prix de l'eau ;
- gérer les fonds pour l'exploitation des points d'eau ;
- organiser des séances de travail pour assainir les bords des bornes fontaines.

Nous aurions souhaité que celui qui doit assurer la présidence soit une personnalité influente de la localité. Il serait également intéressant de motiver les membres du bureau par une petite rémunération forfaitaire, même s'il est vrai qu'ils sont volontaires.

La gestion financière sera organisée de sorte à ce que le renouvellement des installations puisse être possible à l'échéance du projet. A cet effet, une rigueur s'impose au niveau de cette gestion.

Les recettes proviennent de la vente de l'eau des bornes fontaine. Les fonteniers devraient verser leur recette journalière auprès du trésorier qui, à son tour fera le bilan hebdomadaire et produira des pièces justificatives. L'ouverture d'un compte à la banque la plus proche serait idéale. Ce compte sera un compte bloqué et servira au renouvellement de l'installation au moment opportun. Pour ce faire, il sera alimenté par des redevances prélevées sur la vente d'eau et sur chaque m³ d'eau vendu. Un autre compte sera ouvert au niveau de la caisse d'épargne et sera mouvementé pour les dépenses courantes telles que l'entretien, les carburants, le paiement du salaire des fontainiers...

Les dépenses seront effectuées pour assurer la continuité des installations et le paiement éventuel des différents acteurs qui entrent dans le processus du mode de gestion.

Notice d'impact environnemental

La réalisation d'un tel projet entrainera, certes, un impact sur l'environnement et il est plus que nécessaire d'appliquer un certain nombre de mesures pour le préserver. L'impact de la réalisation du projet peut être de divers ordres :

- **Négatif** : nous pouvons citer entre autres
 - ✓ les risques d'accidents liés aux tranchées lors de l'exécution des travaux ;
 - ✓ la pollution de l'air par la poussière qui se dégage lors des fouilles ;
 - ✓ l'exploitation massive de l'eau potable engendre sans doute un autre problème pour l'environnement qui est celui de l'assainissement (production de grande quantité d'eau usée rejetée dans la nature)
 - ✓ la propagation des maladies sexuellement transmissibles et des grossesses indésirées.
- **Positif** : nous pouvons citer entre autres :
 - ✓ la contribution à l'atteinte des objectifs du millénaire pour le développement ;
 - ✓ la réduction des maladies dues au manque d'approvisionnement en eau potable telles que le choléra, l'ankylostomiase, la diarrhée, etc. ;
 - ✓ la lutte contre la pauvreté à travers la création d'emplois (vente de l'eau,...).

VIII.2 Mesures d'atténuation

La matrice de planification des mesures d'atténuations des impacts négatifs s'appuie sur les points suivants :

- ✓ sensibilisation de la communauté sur les pratiques de l'hygiène et de l'assainissement ;
- ✓ garantir un environnement de travail mieux sécurisé pour le personnel ;
- ✓ mise en place de plaques de signalisation des voies interrompues lors de l'exécution des travaux ;
- ✓ préserver la ressource en mettant en place un service dynamique de dépannage des fuites et cassures sur les tronçons pour minimiser au maximum les pertes.

IX-Evaluation du coût de réalisation du projet

Tableau 15: Estimation du coût de la réalisation

DEVIS ESTIMATIF DES TRAVAUX					
N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Qté	PU	PT
a	Installation RESEAU et repli de la base de l'entrepreneur	FF	1	1 000 000	1 000 000
	SOUS TOTAL a				1 000 000
b	Pose de lit de sable (ep. 10cm)	m 3	1050,7	1 000	1 050 700
b.1	Tranché pour la pose de canalisation de 1.5 de profondeur et 0.5 de largeur	m 3	3750	3000	11 250 000
	SOUS TOTAL b				12300700
c	Conduite de distribution PVC 140 PN10	ml	80	8 500	680 000
c.1	Conduite de distribution PVC 90 PN10	ml	2338	6 000	16 366 000
c.2	Conduite de distribution PVC 63 PN10	ml	2451	3 500	8 578 500
	Conduite de distribution PVC 75 PN 10	ml	483	4 000	1 932 000
	Conduite de distribution PVC 160 PN 10		830	9 000	7 470 000
	Conduite de distribution PVC 125 PN 10		73	8 000	584 000
	Conduite de distribution PVC 110 PN 10		211	7 500	1 582 500
	Sous total c				37 193 000
d	Fourniture et pose de Vanne DN 110	U	3	10 000	30 000
d.1	Fourniture et pose de Vanne DN 90	U	5	8 000	40 000
d.2	Fourniture et pose de Vanne DN 63	U	2	6 000	12 000
d.3	Fourniture et pose de Té en fonte 110/63	U	1	3 000	3 000
d.4	Fourniture et pose de Té en fonte DN90	U	3	6 000	18 000
d.5	Fourniture et pose de Té en fonte DN 63	U	1	3 000	3 000
d.6	Fourniture et pose de Té en fonte à 3 emboitements DN DN 110/63	U	1	5 000	5 000
d.7	Bride Uni DN 110	U	2	20 000	40 000
d.8	Plaque pleine DN 90	U	2	17 00	34 000
d.9	Plaque pleine DN 63	U	3	15 500	
d.10	Joint de démontage DN 110	U	1	5 000	46 500

d.11	Joint de démontage DN 90	U	5	3 000	5 000
d.12	Bride a emboitement pour PVC DN 160	U	1	2 500	15 000
d.13	Bride à emboitement pour PVC DN 90	U	1	2 000	2 500
d.14	Bride à emboitement pour PVC DN 63	U	2	1 500	2 000
d.15	Manchette (passage mural) DN 125	U	3	25 000	3 000
d.16	Manchette (passage mural) DN 160	U	3	20 000	75 000
d.17	Adaptateurs de bride pour DN 90	U	9	3 000	60 000
d.18	Adaptateurs de bride pour DN 90	U	3	2 500	27 000
d.19	Adaptateurs de bride pour DN 63	U	3	2 000	7 500
d.20	Coude 90° à deux emboitements DN 160	U	1	5 000	6 000
d.21	Coude 90° à deux emboitements DN 90	U	1	4 500	4 500
d.22	Coude 90° à deux emboitements DN 63	U	1	7 000	7 000
d.23	Cône réducteur DN 75	U	3	6 000	18 000
d.24	Coude fonte A bride DN 90	U	6	3000	18 000
d.25	Ventouse DN 63	U	2	25000	50 000
d.26	Manomètre DN 160	U	2	20000	40 000
d.27	Manchette 0.5m DN 90	U	6	15 000	90 000
d.28	Manchette 1m A ANGRAGE DN 90	u	2	20 000	40 000
d.29	Pressostat DN 90	u	2	21 000	42 000
d.30	Clapet anti-retour DN 90	u	2	20 500	41 000
d.31	Compteur DN 90	u	2	120 000	24 000
d.32	Te en fonte A 3 BRIDES DN 90/63	u	2	3 250	6 500
d.33	Bride taraude DN 90	u	2	5 000	10 000
d.34	Manchette 1.5m DN 90	u	2	20 000	40 000
	SOUS TOTAL d				1 086 500
E	GENIE CIVIL ET MATERIELS				
E.1	Construction de bornes fontaines	u	14	1 000 000	14 000 000
E.2	Construction de regard	u	6	250 000	1500 000
E.3	Etudes contrôle et suivi des travaux	ens	1	10 854 311	10 854 311
E.4	Construction d'un local de groupe de 27m ³	u	1	25 120 328	25 120 328
E.5	Construction d'une clôture grillagée sur fondation en BA avec des poteaux métalliques sur des semelles isolées en BA	ml	200	35400	7 080000

E.6	Fourniture et pose d'un portail métallique en barreau de 3m de large	u	1	4 750000	4750000
E.7	Construction d'un château en BA de 150 m ³ et d'une hauteur sous cuve de 12 m	u	1	100 000 000	100 000 000
E.8	Réalisation et équipement d'un forage	u	2	10 000000	20000000
	Sous total E				183 304 639
	SOUS TOTAL HORS TAXE				234 884 839
	TVA				42 279 271
	Sous total ttc				277 164 110

Pour la réalisation des travaux d'adduction d'eau potable dans la ville d'Amzoer, il est impératif pour la Maitre d'ouvrage de mobiliser une enveloppe financière de deux Cent soixante-dix-sept millions cent soixante-quatre mille cent dix (277 164 110) FCA

IX.1 Calcul de l'amortissement et des charges d'exploitation

C : charges d'exploitation et d'entretien des ouvrages (ouvrages de génie civil : 0,5% de l'investissement ; conduites : 1% des investissements ; pompes et groupes électrogènes : 3% des investissements ; personnel d'exploitation : 125 000F/mois)

V_v : Production d'eau à l'échéance du projet

I : l'investissement (l'ensemble du coût de réalisation)

Tableau 16: Charge d'exploitation et d'entretien

CHARGE D'EXPLOITATION ET D'ENTRETIEN		
Intitulé	Loi	Montant décennaux
Ouvrages génie civil	0,5% de l'investissement/5ans	1 385 820.55
carburant	144 400 litres pour 10 ans	86 640 000
Conduite	1% de l'investissement/5ans	2 771 641.1
Personnels	125 000FCFA/mois	15 000 000
équipements	3% de l'investissement/5ans	8 314 923.3
TOTAL		114112 384.95

Tableau 17: Amortissement

Equipements	Durée de vie	Prix d'achat	A Annuel	A décennal
Groupe électrogène	10ans	7 000 000F	700 000	7 000 000 FCFA
Pompes	5ans	1 752 482F	350 496.4	3 504 964FCFA
TOTAL				10 504 964 FCFA

TableauXVIII: Calcul du volume d'eau vendu en 10 ans

Volume d'eau produite en 10ans (m³)	V _{prod.}	1 385 029
Volume d'eau perdu en 10ans (m³)	V _{perd} =10%V _{prod.}	135 082.9
Volume d'eau non utilisé*(m³)	V _e =10%(V _{prod.} -V _{perd.})	124 994.61
Volume d'eau vendu en 10 ans (m³)	V _v =V _{prod.} -V _{perd.} -V _e	112 495.49

Le coût du mètre cube d'eau est alors obtenu par la formule suivante :

$$E = P_r = \frac{A+I+C}{P}$$
$$E = \frac{105\,049\,64\text{ FCFA} + 277\,164\,110 + 114\,112\,384.95}{1\,385\,029}$$
$$E = 290.08\text{FCA}$$

Il en ressort que le coût du mètre cube d'eau potable sera approximativement égal à **300FCFA.**

CONCLUSION

Dans ce mémoire, nous avons abordé les divers aspects de la mise en place d'un système d'alimentation en eau potable au sein de la ville d'Amzoer.

En ce qui concerne l'exploitation de la ressource, on a adopté un fonctionnement de pompage de 20 heures de durée et le reste est destiné à l'entretien des ouvrages (adduction et château d'eau).

Il convient de relever que le problème lié à l'eau (potable) n'est pas encore résolu au Tchad. Car sur l'ensemble du territoire, le besoin de l'eau destinée à la consommation humaine reste encore grand.

Compte tenu du caractère indispensable de cette ressource dans la commune d'Amzoer, nous avons fait l'étude d'un système d'AEP pouvant permettre à toute la population d'avoir accès à l'eau potable.

Tout au long de notre démarche, nous avons essayé d'orienter nos recherches sur des observations pratiques basées sur l'aspect technique de l'ouvrage (captage, adduction, distribution), indépendamment des facteurs humains afin d'assurer un débit suffisant et une pression raisonnable aux usagers au point le plus défavorable.

Nous espérons grandement que ce modeste travail sera un outil de référence pour les concepteurs, les réalisateurs et les exploitants du système d'Alimentation en eau potable d'Amzoer et qu'il contribuera ainsi à la résolution des problèmes d'eau de cette ville.

Ainsi, une plus grande implication des services locaux de la ville dans le système de gestion de l'eau potable et une véritable mobilisation de moyens financiers est souhaitée ; l'objectif poursuivi étant d'apporter un appui aux associations qui œuvrent dans le domaine de l'eau afin de contribuer au bien-être des populations.

Etant entendu que l'approvisionnement en eau potable est un critère de développement, nous avons estimé qu'il était judicieux de faire un certain nombre de recommandations. Il s'agit notamment d'œuvrer à :

- une plus grande implication des élus locaux dans les questions d'eau ;
- une organisation du secteur de distribution de l'eau dans les zones périphériques ;
- un suivi rigoureux de la maintenance et du contrôle des ouvrages (étanchéité, des vannes, des robinetteries etc..);
- un meilleur suivi des prix fixés par les revendeurs d'eau;
- veillez sur le fonctionnement de groupe électrogène (vidange, n'est pas laissé vider totalement le réservoir de groupe etc...).

BIBLIOGRAPHIE

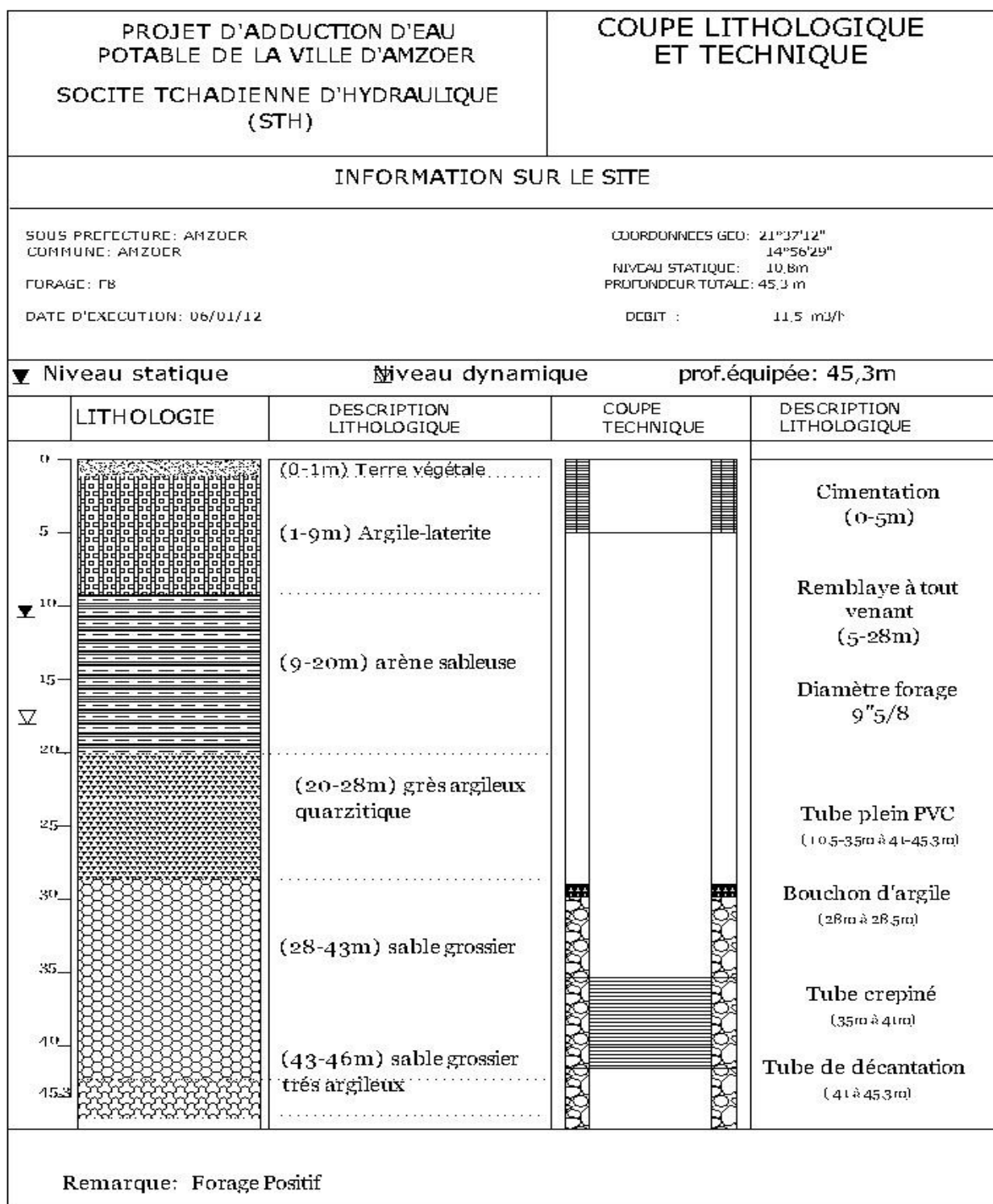
1. **CIR Centre International de l'eau et l'assainissement**, 1989, l'eau à quel prix ?, La participation communautaire et la prise en charge des coûts d'entretien par les usagers.
2. **Corneille K. KOULEKEY**: HYDRAULIQUE 2; ph.D.
3. **Corneille K. KOULEKEY**: HYDROLOGIE APPLIQUEE; ph.D.
4. **F. Valiron**, 1991, Gestion des eaux, Coût et prix de l'alimentation en eau et de l'assainissement.
5. **Laboratoire Central de l'environnement (RCI)**, Octobre 1991, Technique d'élaboration d'un projet dans le secteur de l'eau et les différentes étapes de l'exécution.
6. **Mémoire** : Alimentation en eau potable de ville de ZINIARE. (BARRO Amidou, NAON Aboubakar, OUEDRAOGO Moussa, SANOU Ella)
7. **Mémoire** : Etude de faisabilité de l'adduction d'eau potable de la trame d'accueil de bassinko de la commune d'Ouagadougou. (MOUSSA DAGO, RAMADINGUE GUIRBAYE, SANHOUIDI FRANCINE)
8. **Mémoire** : Etude de faisabilité de l'adduction d'eau potable et l'assainissement de la ville de Kaya Burkina Faso.(COMPAORE-CONGO-KAMBOU-KOUADJO-OUEDRAOGO-TAHIR)
9. **OMS & UNICEF**, 2004. Atteindre les OMD en matière de l'eau et assainissement : évaluation à mi-parcours, 36 p.
10. **OMS**, 2004 Liens entre l'eau, l'assainissement, l'hygiène et la santé
11. **Petit Larousse** grand format 2004.
12. **Rapport BRGM** N 0377 INT/4S/93.
13. **Rapport technique** : Société Tchadienne d'Eau.

Références web

http://www.who.int/water_sanitation_health/monitoring

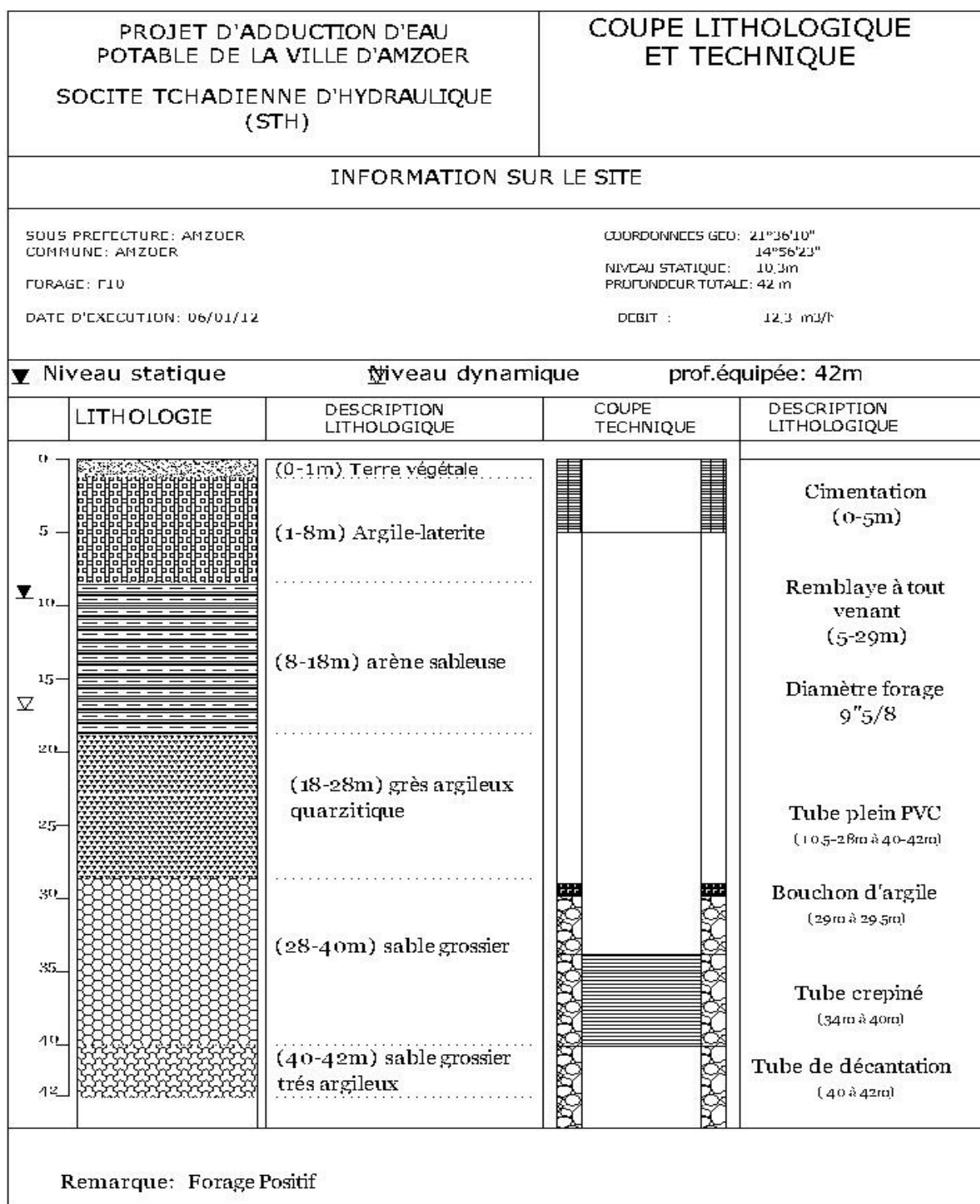
ANNEXES

ANNEXE O : COUPES DES FORAGES ET LEURS ESSAIS DE DEBITS



Essai de débit de forage F8

palier	temps	Niveau statique	Niveau dynamique	rabattement	Débit	Débit spécifique
1	60	10,8	16,89	6,09	3.833	0.629
2	60	10,8	17,48	6,68	7.67	1.148
3	60	10,8	18,75	7,95	11.5	1.447

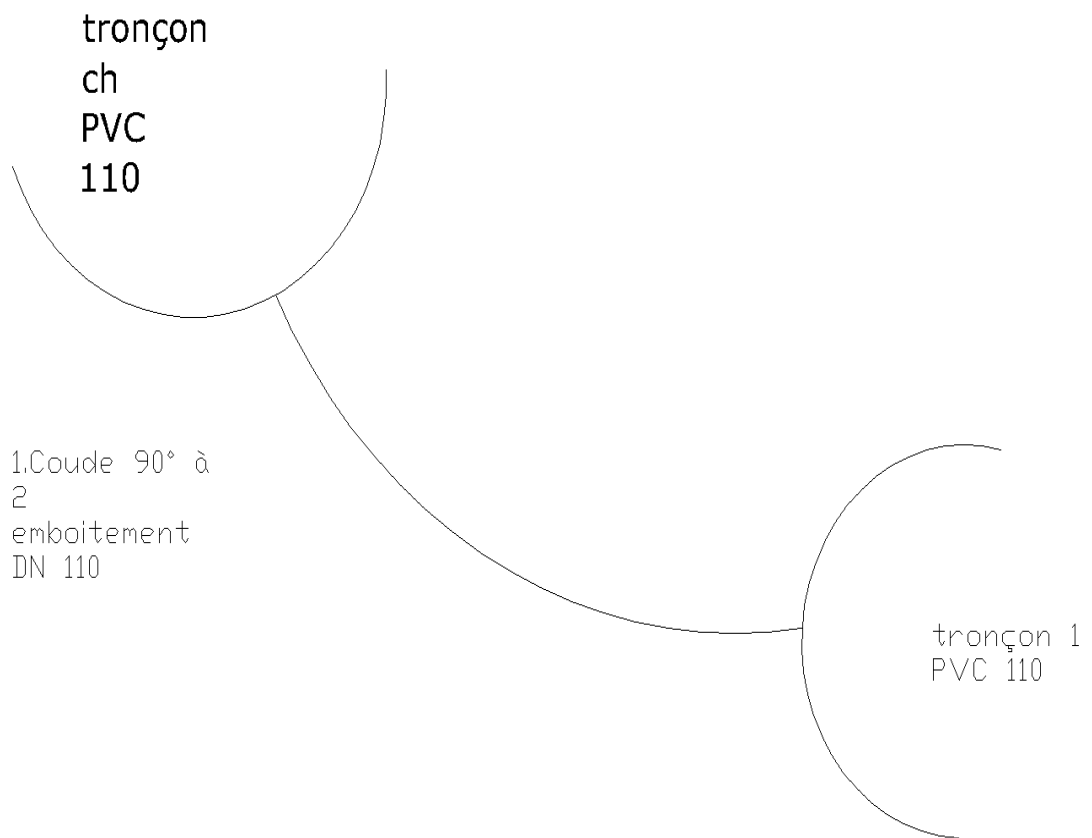


ESSAI DE DEBIT DE FORAGE F10

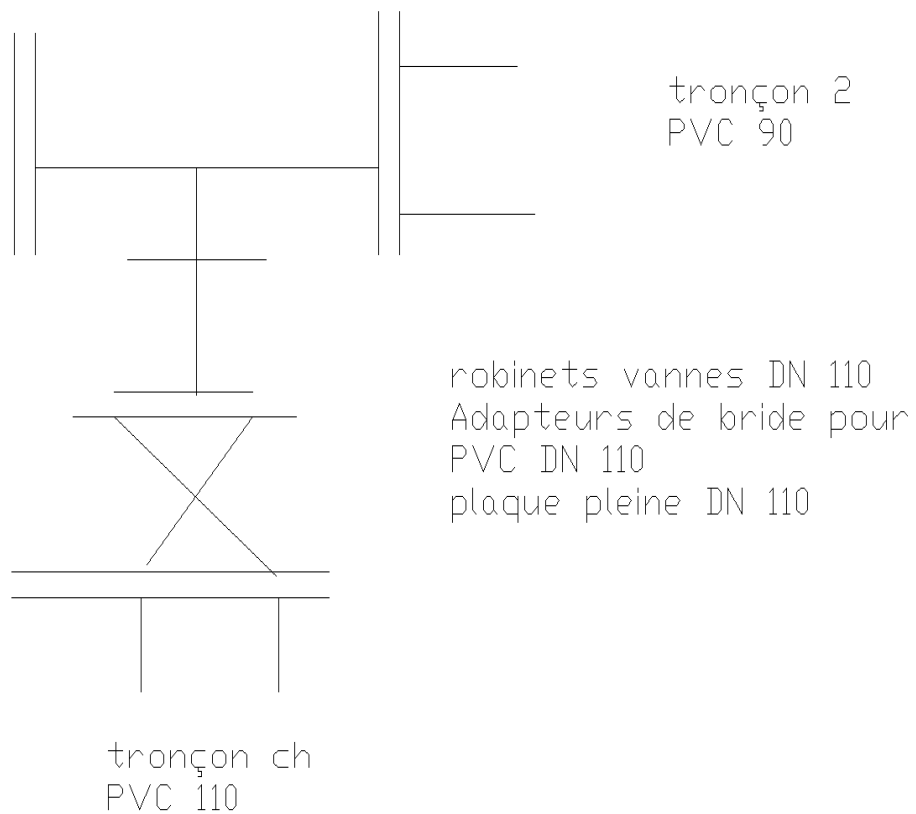
palier	temps	Niveau statique	Niveau dynamique	rabattement	Débit	Débit spécifique
1	60	10,3	15,5	5,2	4.1	0,788
2	60	10,3	16,4	6,1	8.2	1.344
3	60	10,3	17,45	7,15	12.3	1,720

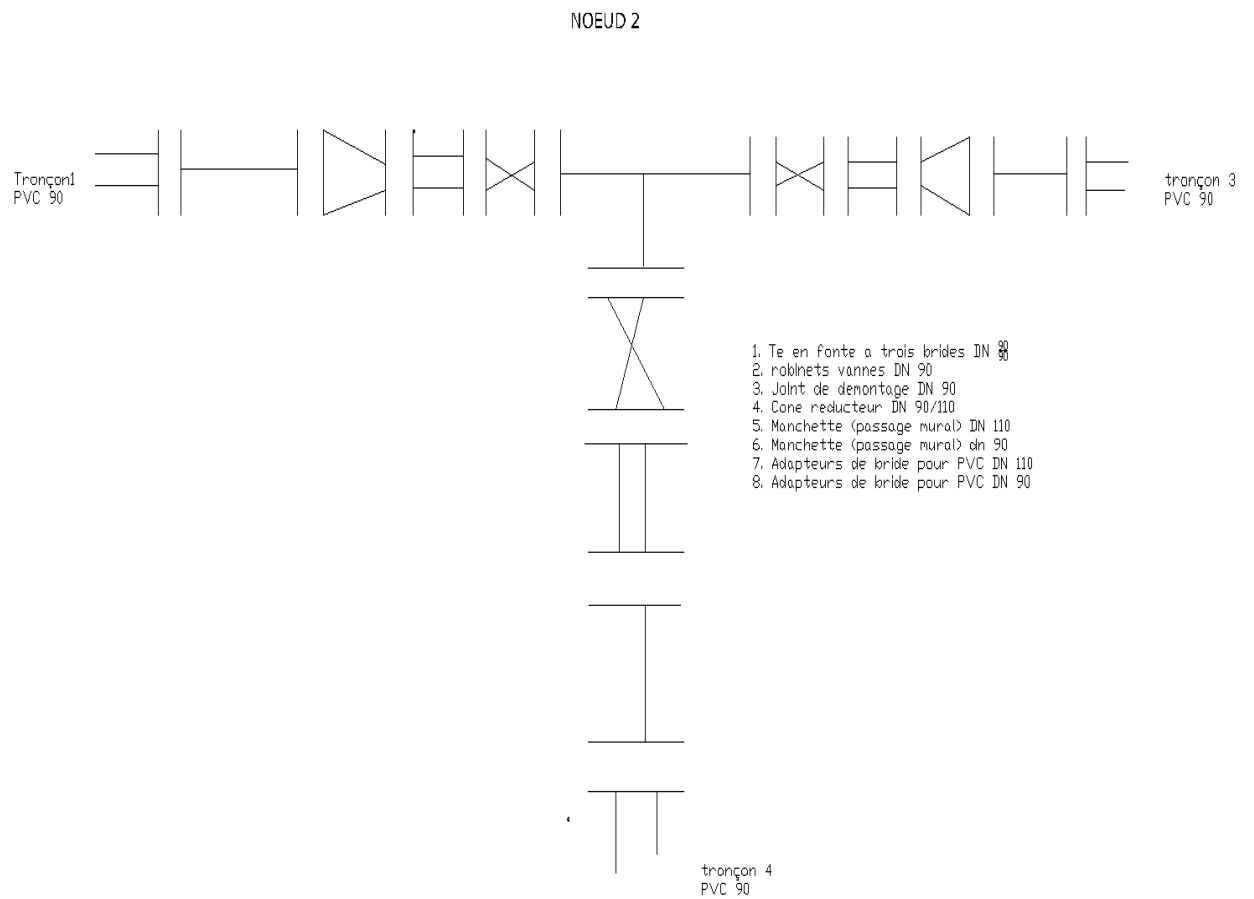
ANNEXES 2 : LES NOEUDS

NOEUD CH

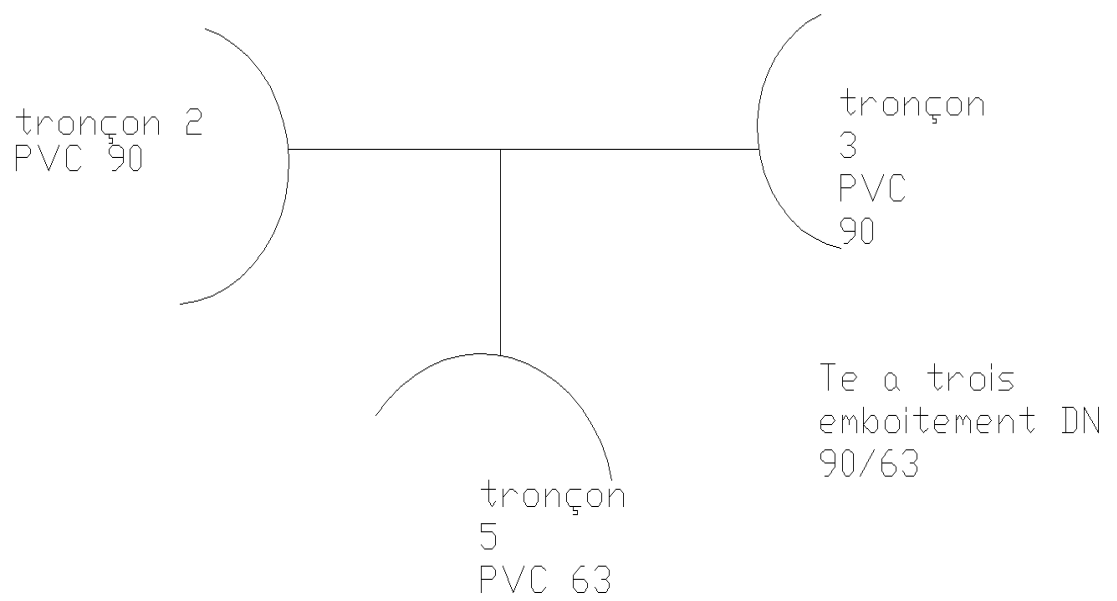


NOEUD 1



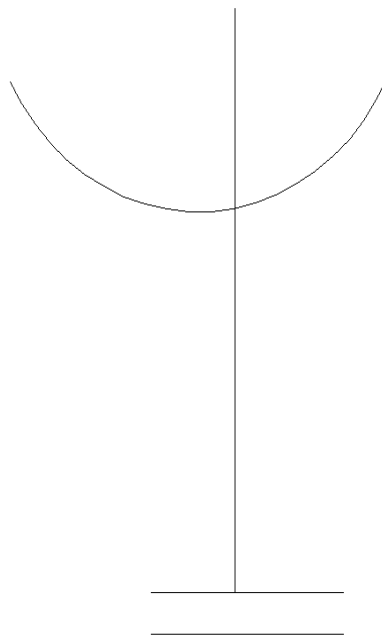


NOEUD 3



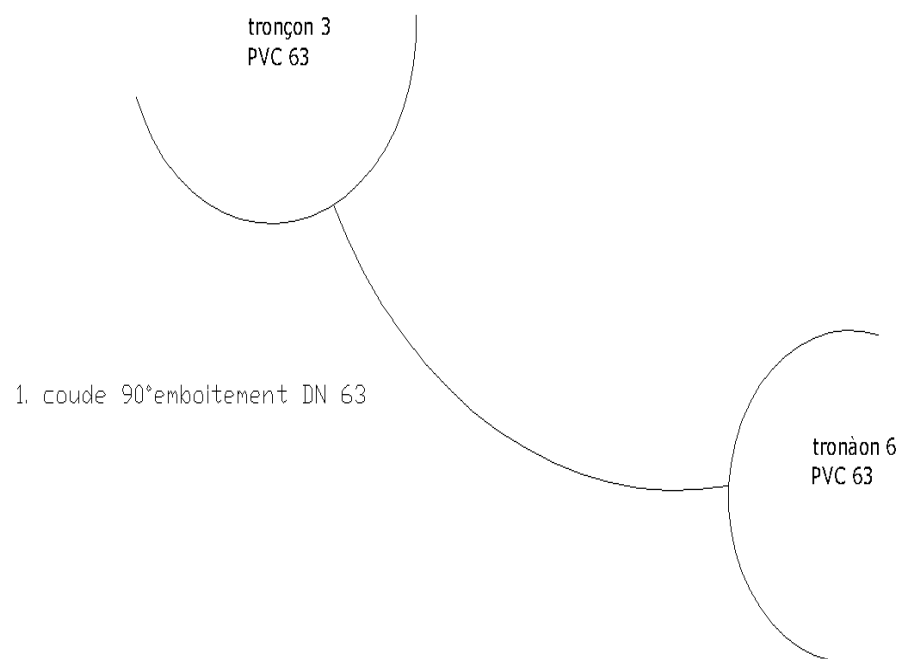
NOEUD 4

Tronçon 2
PVC 90



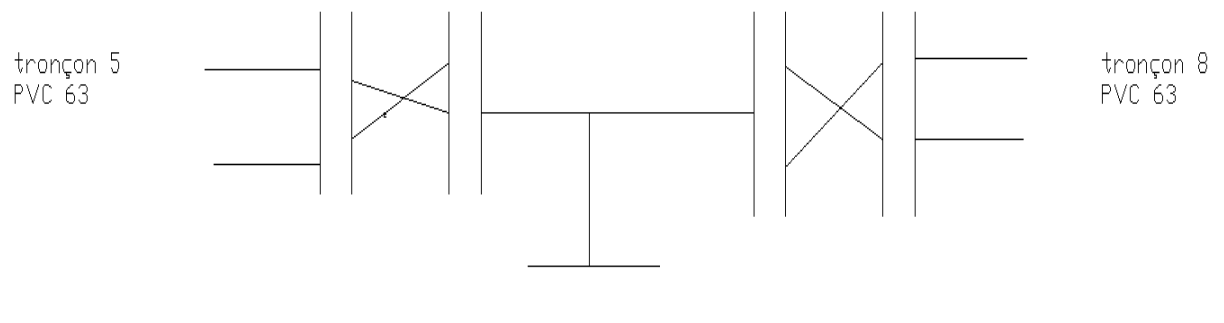
- 1. plaque pleine pour PVC DN 90
- 1. plaque bride a emboitement pour PVC DN 90

NOEUD 5

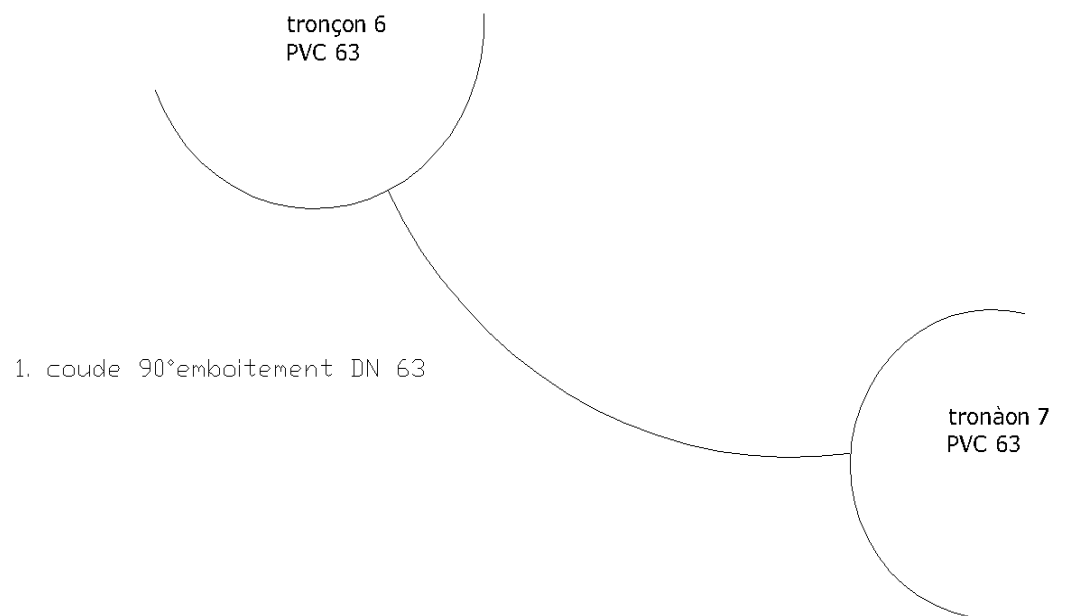


NOEUD 6

1. Te en fonte à trois brides DN 63/63
2. Robinets vannes DN 63
3. Adapteurs de bride pour PVC 63
4. Plaque pleine DN 63

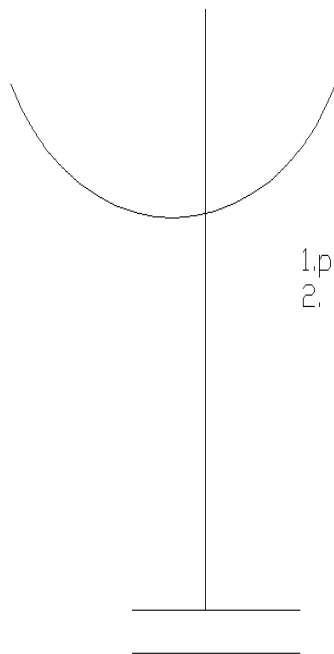


NOEUD 7



NOEUD 8

tronçon 7
PVC 63



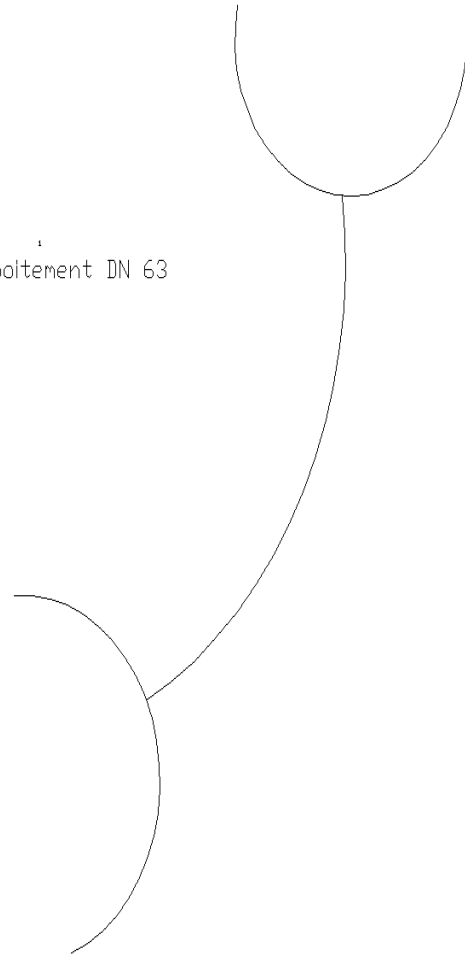
1. plaque pleine DN 63
2. bride à emboîtement DN 63

NOEUD 9

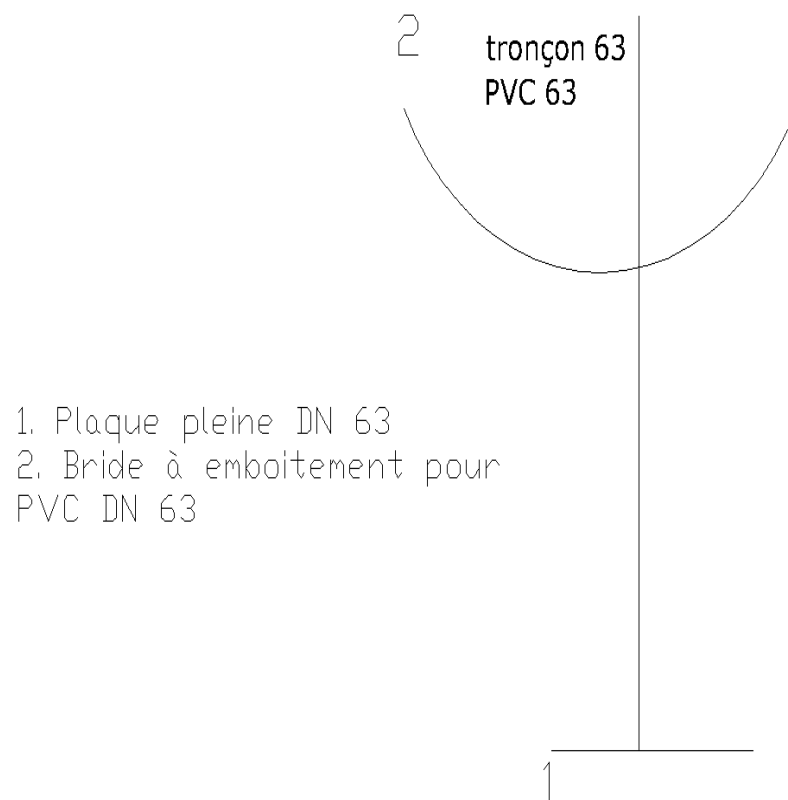
tronçon 9
PVC 63

1. coude 45°à emboltement DN 63

tronçon 3
PVC 63



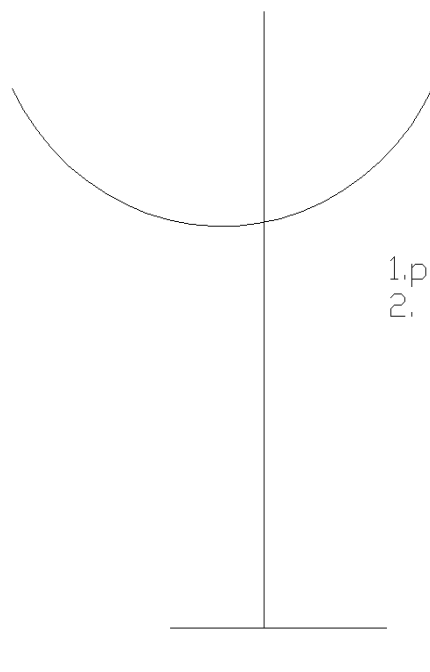
NOEUD 10



1. Plaque pleine DN 63
2. Bride à emboîtement pour PVC DN 63

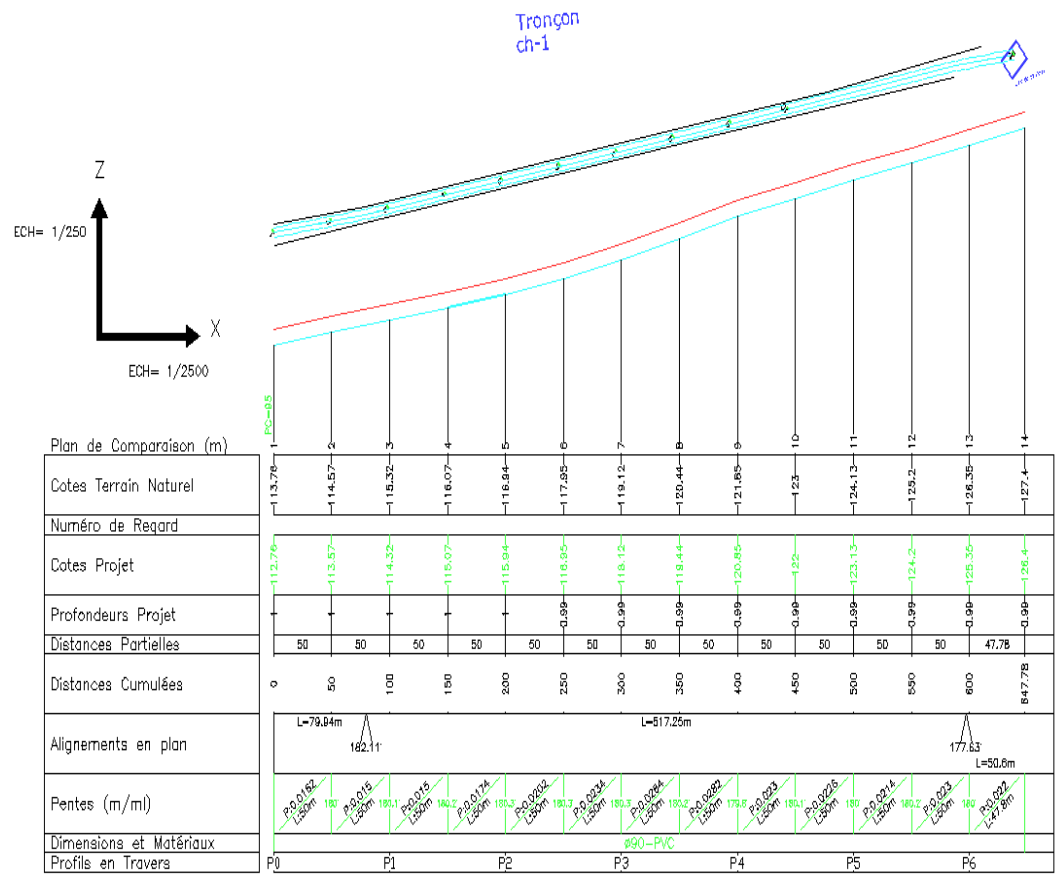
NOEUD 11

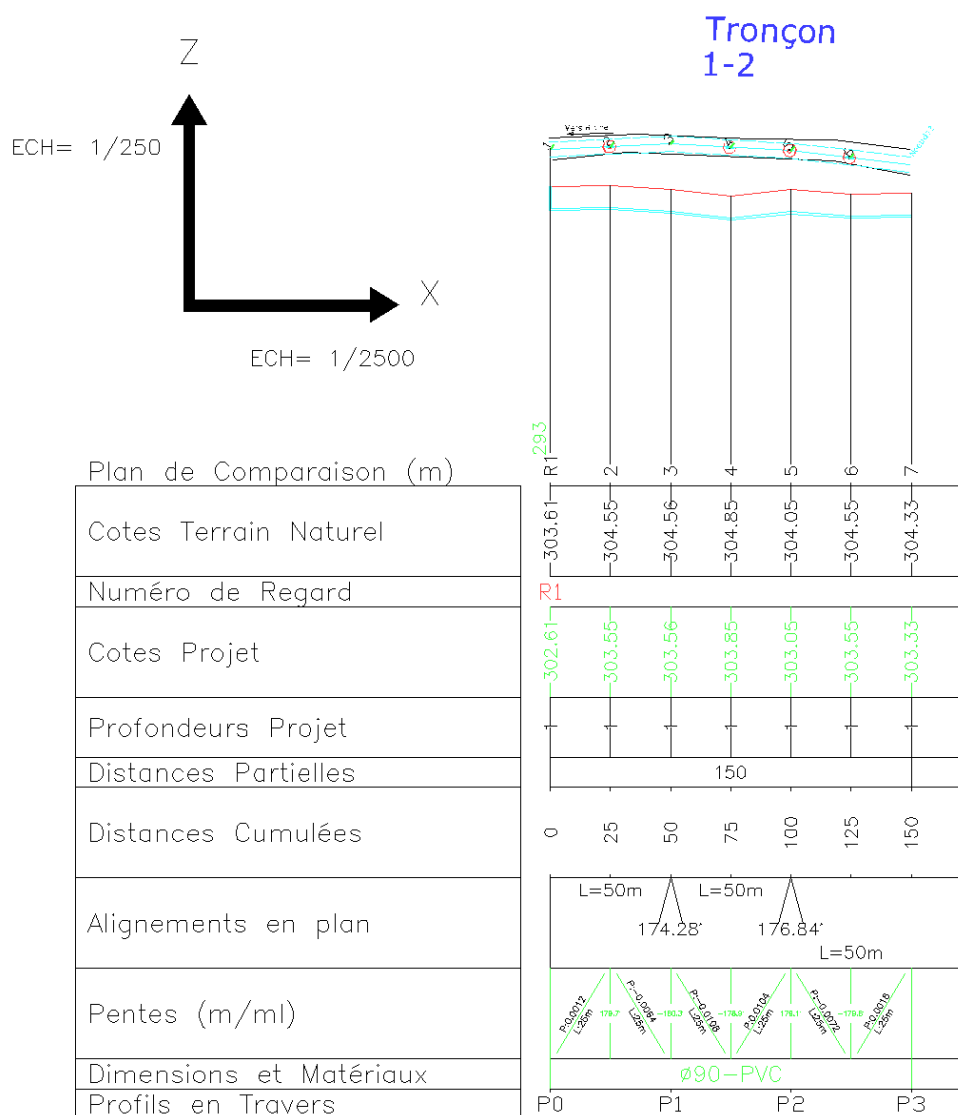
tronçon 9
PVC 63

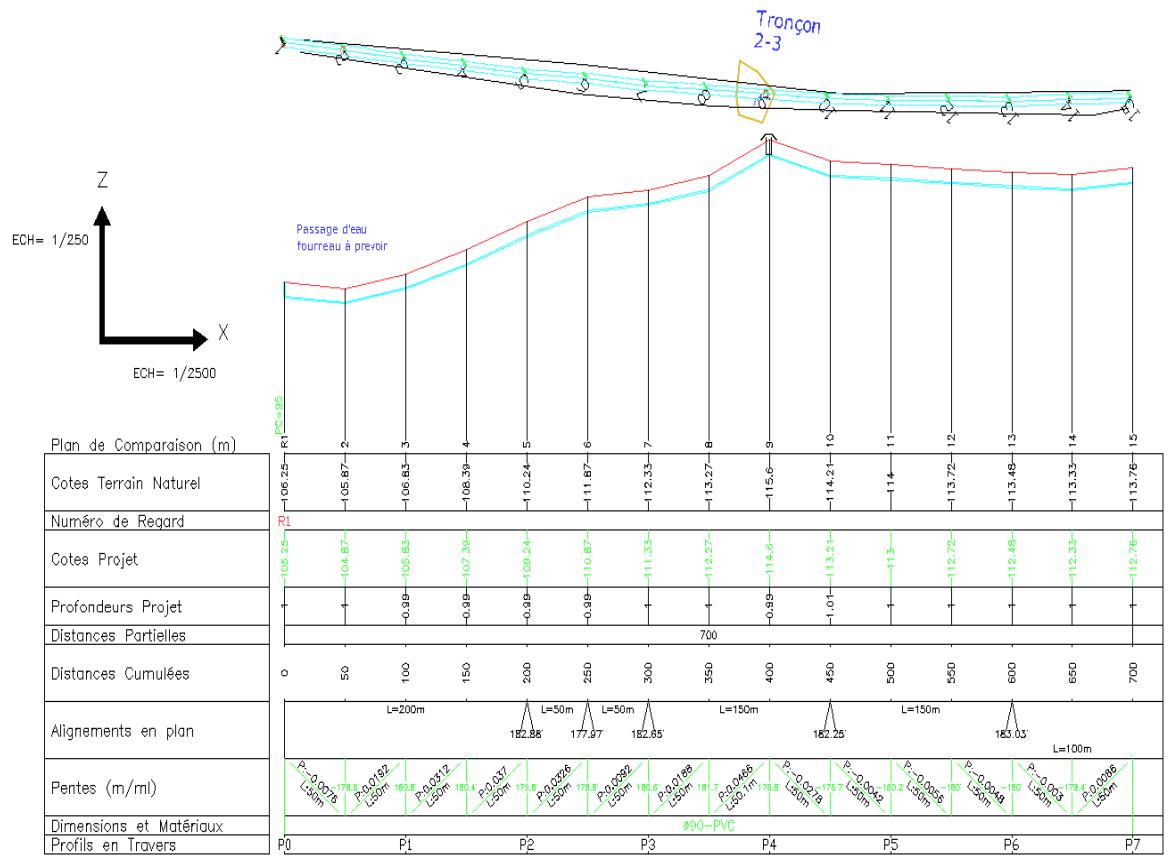


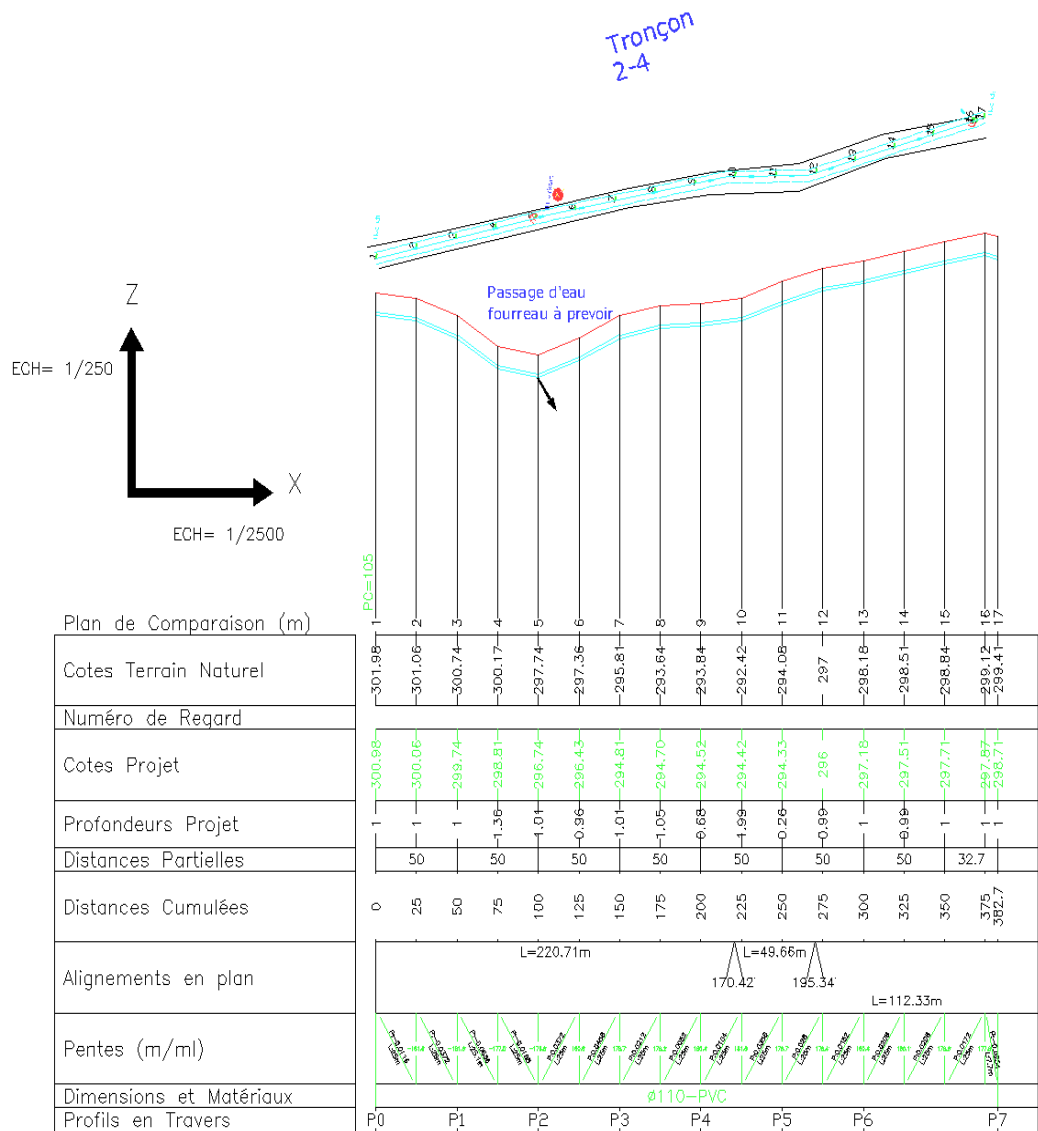
1. plaque pleine DN 63
2. bride à emboîtement DN 63

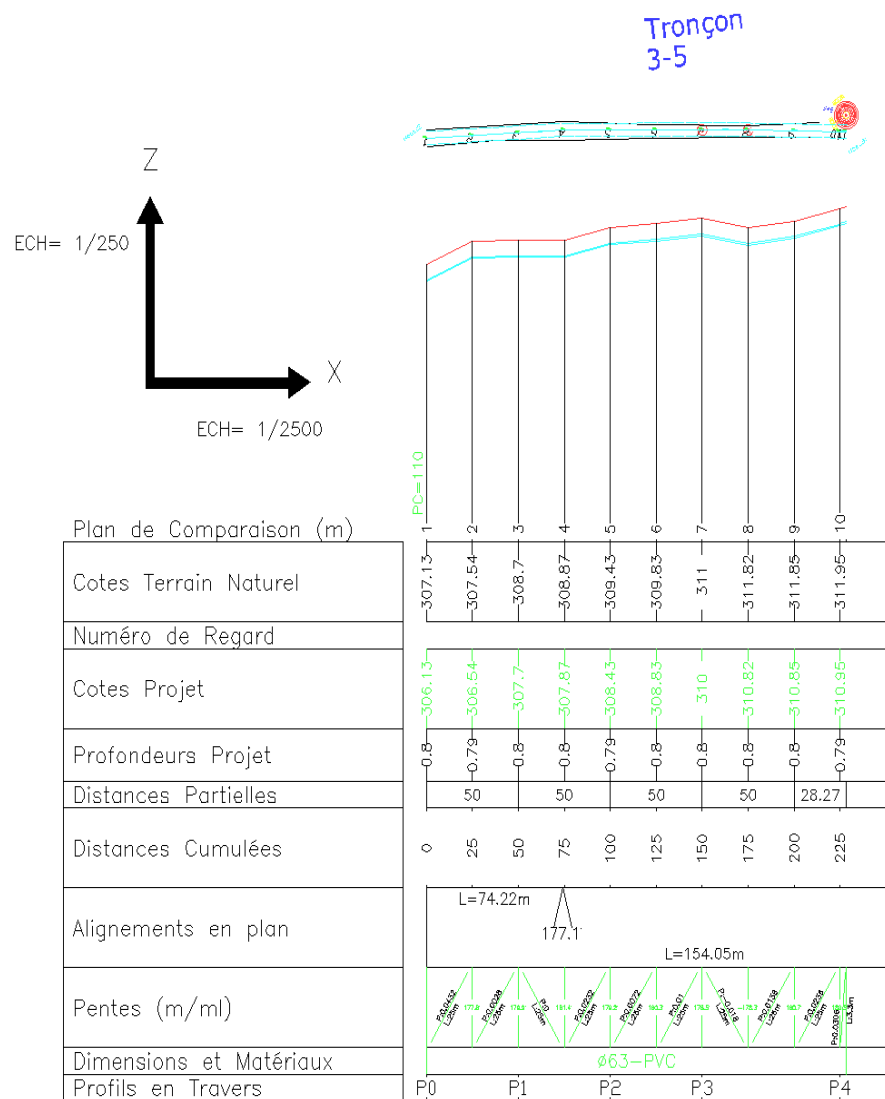
ANNEXES 3 : LES PROFILS EN LONG

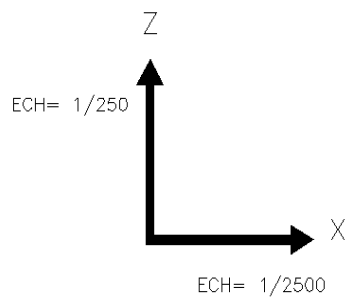










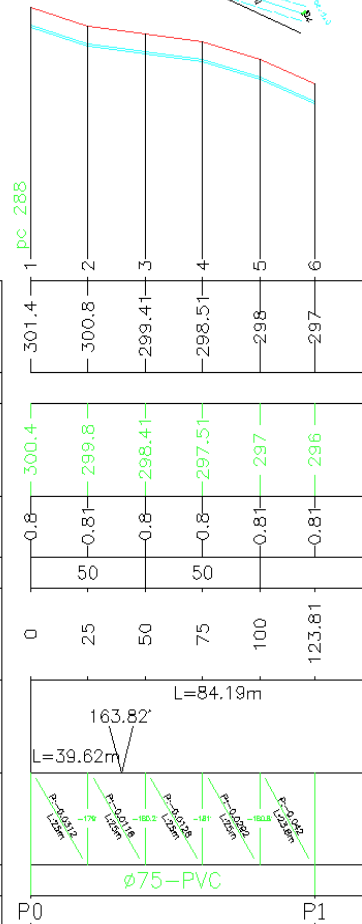
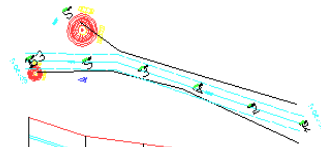
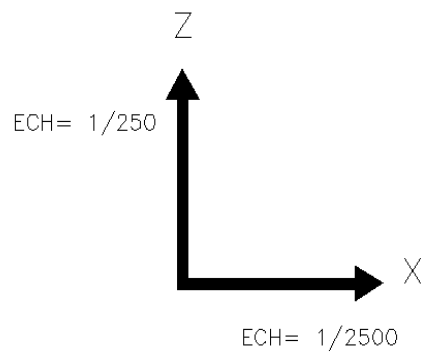


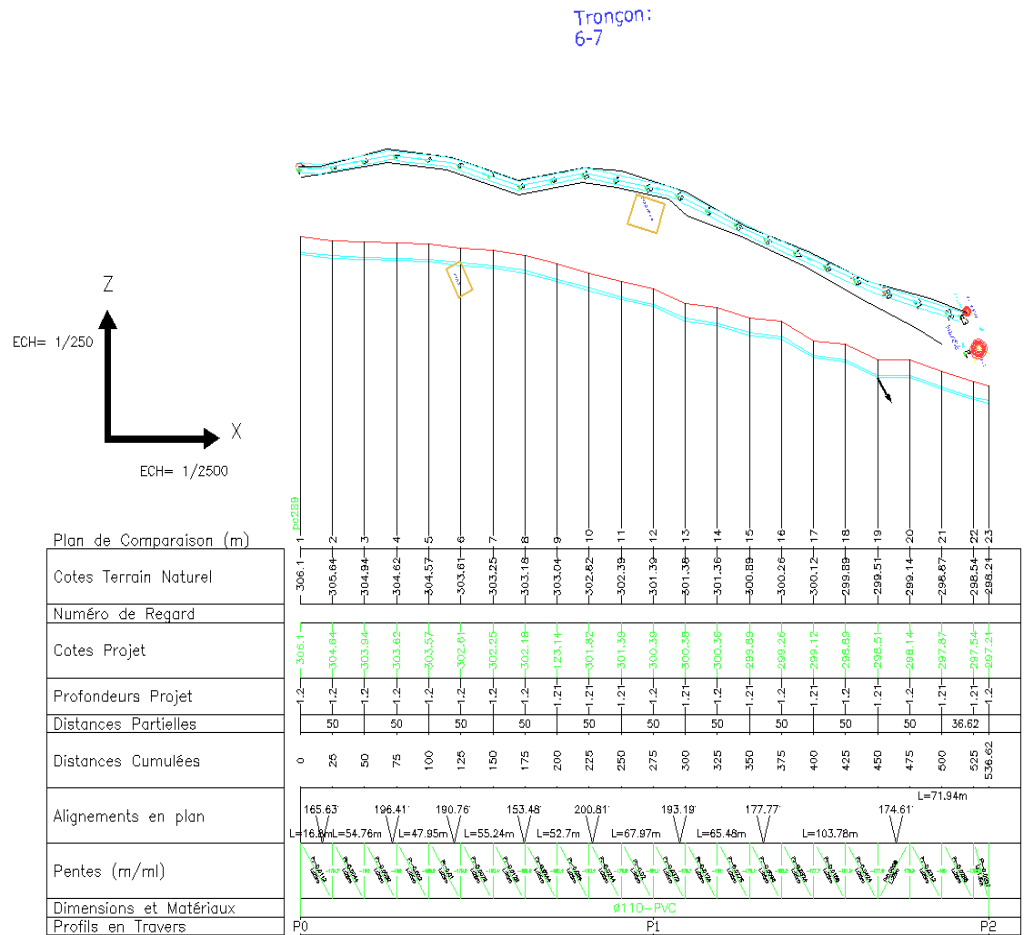
Tronçon:
5-6

Plan de Comparaison (m)

Cotes Terrain Naturel	305.14 305.57 305.89 306.01 306.12 306.27 306.5 307.51 307.43 306.68 306.5 306.46
Numéro de Regard	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12
Cotes Projet	304.14 304.57 304.89 305.01 305.12 305.27 305.5 306.51 306.43 306.68 305.5 305.46
Profondeurs Projet	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1
Distances Partielles	50 50 50 50 50 50 50 50 50 50 30
Distances Cumulées	0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250 275
Alignements en plan	L=30m 162.36 L=50m 183.28 L=40m 183.21 L=20m 184.56 L=40m 184.98 L=40m 174.47 L=60m
Pentes (m/ml)	1/200 1/200 1/200 1/200 1/200 1/200 1/200 1/200 1/200 1/200 1/200 1/200
Dimensions et Matériaux	Ø75-PVC
Profils en Travers	P0 P1 P2 P3 P4 P5

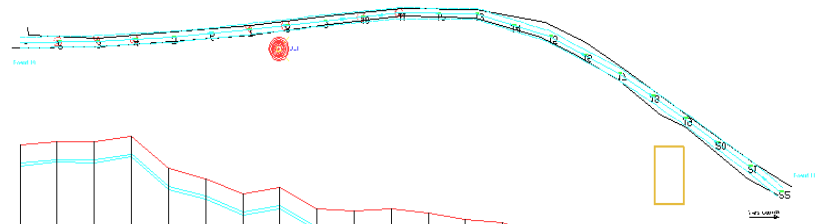
Tronçon:
7-8





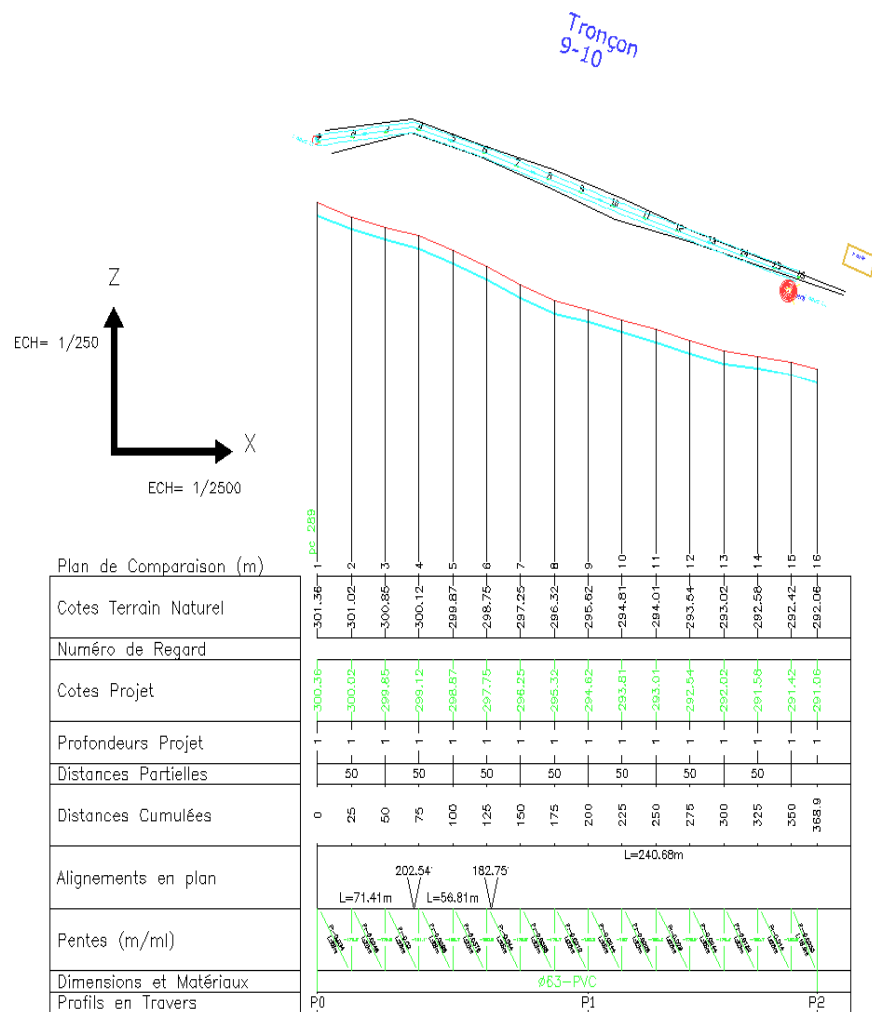
Tronçon:
9-11

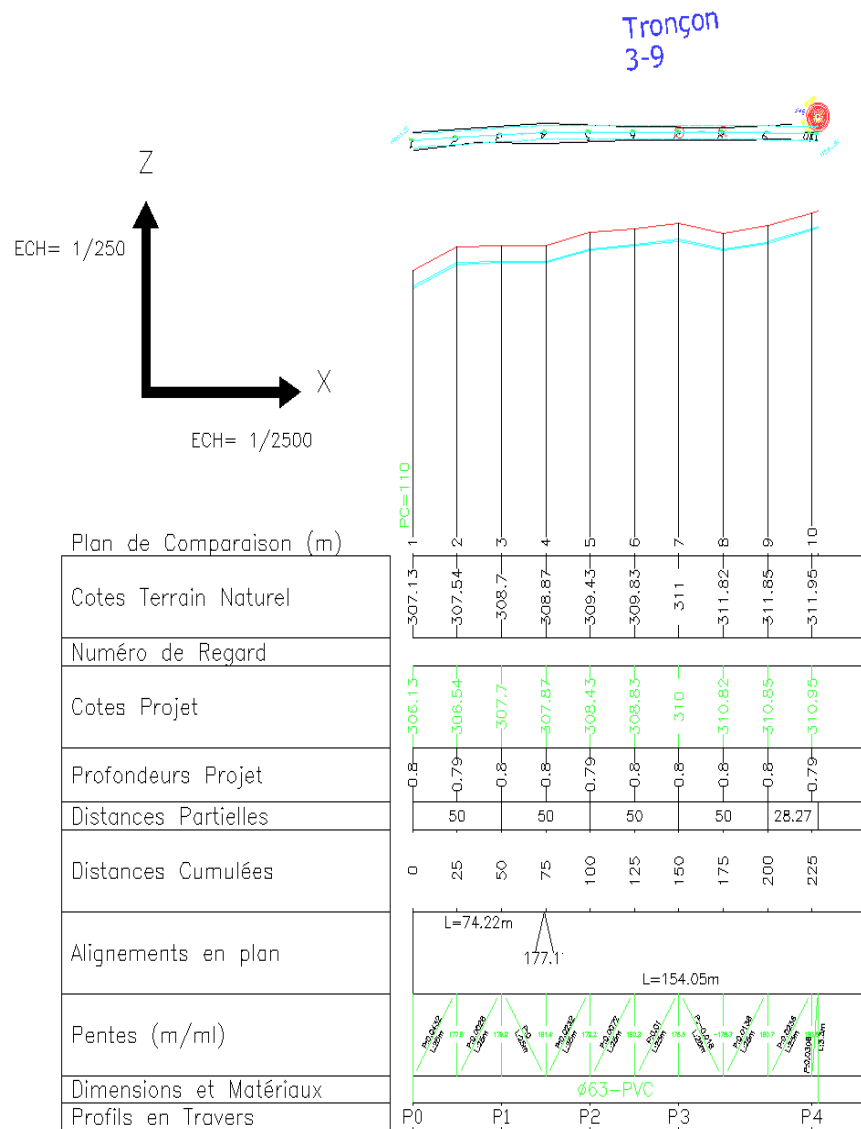
ECH= 1/250
Z
X
ECH= 1/2500



Plan de Comparaison (m)

Cotes Terrain Naturel	299.4 299.76 299.78 300.01 298.12 297.54 297.02 298.23 297.01 296.89 296.51 296.81 296.12 296.04 295.86 295.21 294.85 294.05 293.58 293.01 292.56 292.15
Numéro de Regard	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22
Cotes Projet	298.4 298.76 298.78 299.01 297.12 296.54 296.02 297.23 296.01 295.89 295.51 295.81 295.12 295.04 294.86 294.21 293.85 293.05 292.58 292.01 291.56 291.15
Profondeurs Projet	1.2 1.2 1.2 1.2 1.22 1.21 1.21 1.2 1.21 1.2 1.2 1.2 1.2 1.2 1.21 1.21 1.21 1.2 1.21 1.21 1.21 1.2
Distances Partielles	50 50
Distances Cumulées	0 25 50 75 100 125 150 175 200 225 250 275 300 325 350 375 400 425 450 475 500 525
Alignements en plan	L=250m L=50m L=50m L=50m L=100m L=25m
Pentes (m/ml)	0.004 0.004
Dimensions et Matériaux	Ø110-PVC
Profil en Travers	P0 P1 P2



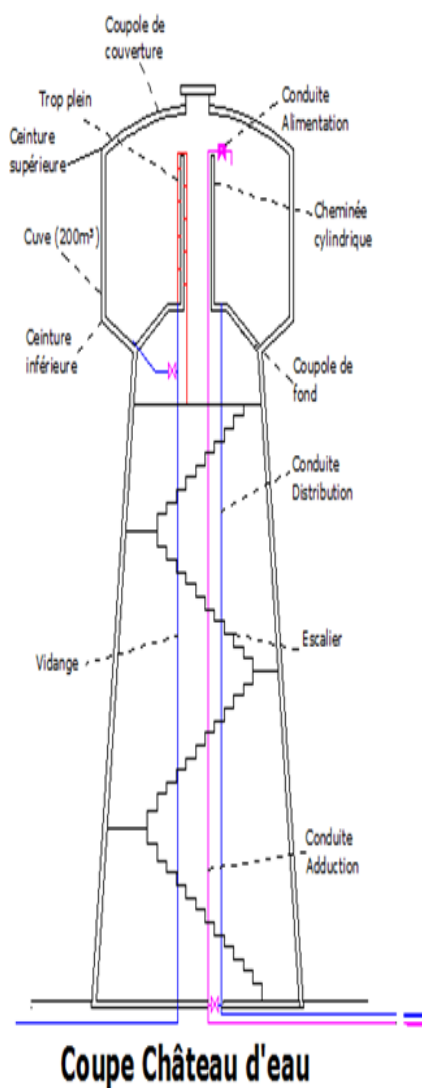


CHATEAU D'EAU

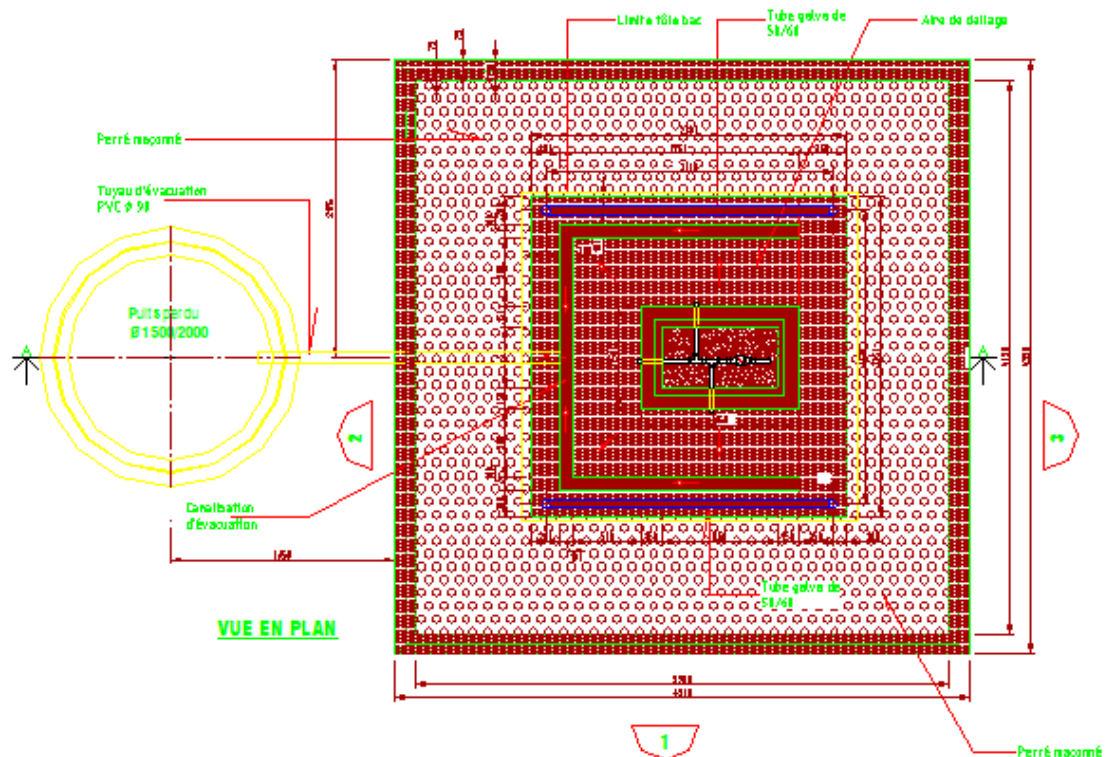
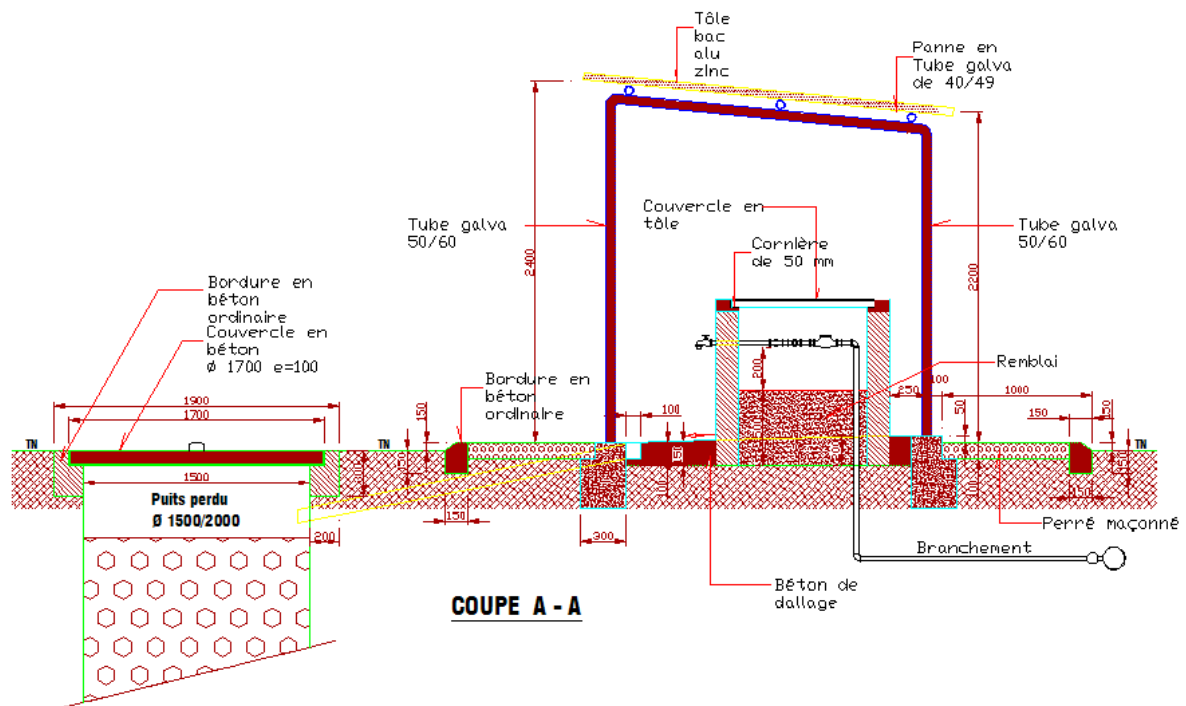


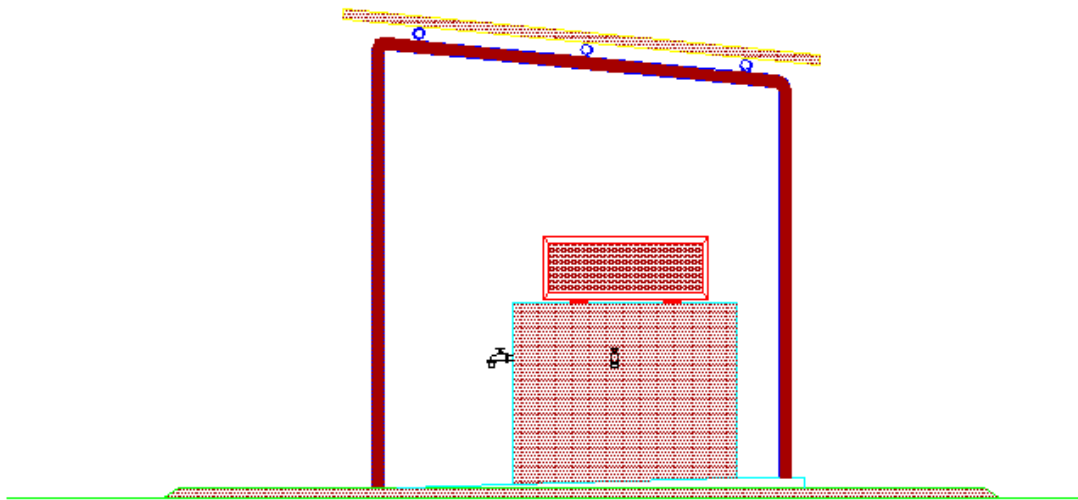
Château d'eau

COUPE DU CHATEAU D'EAU

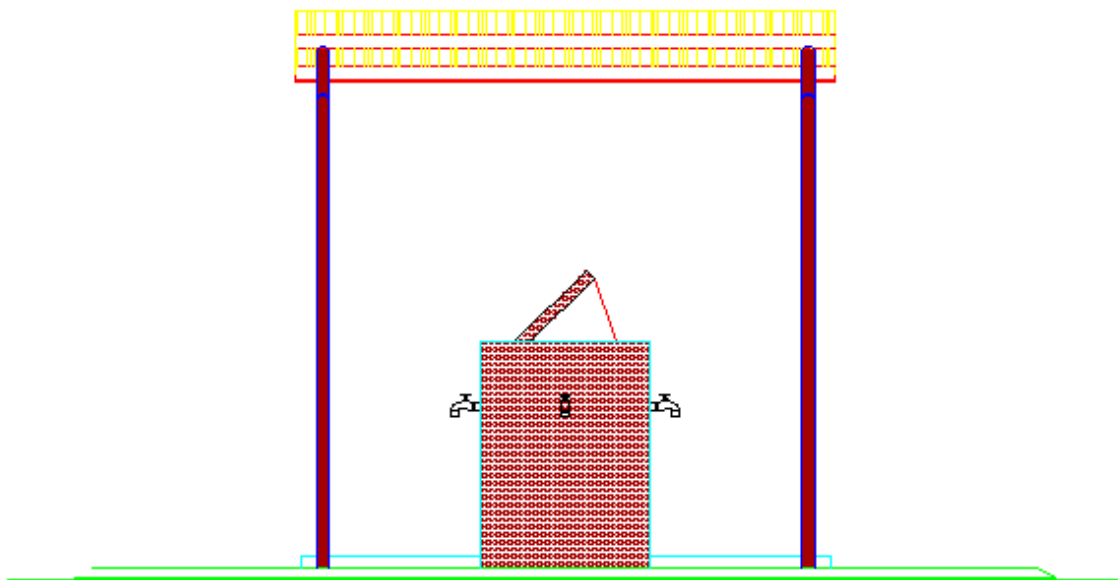


COUPE DES BORNES FONTAINES

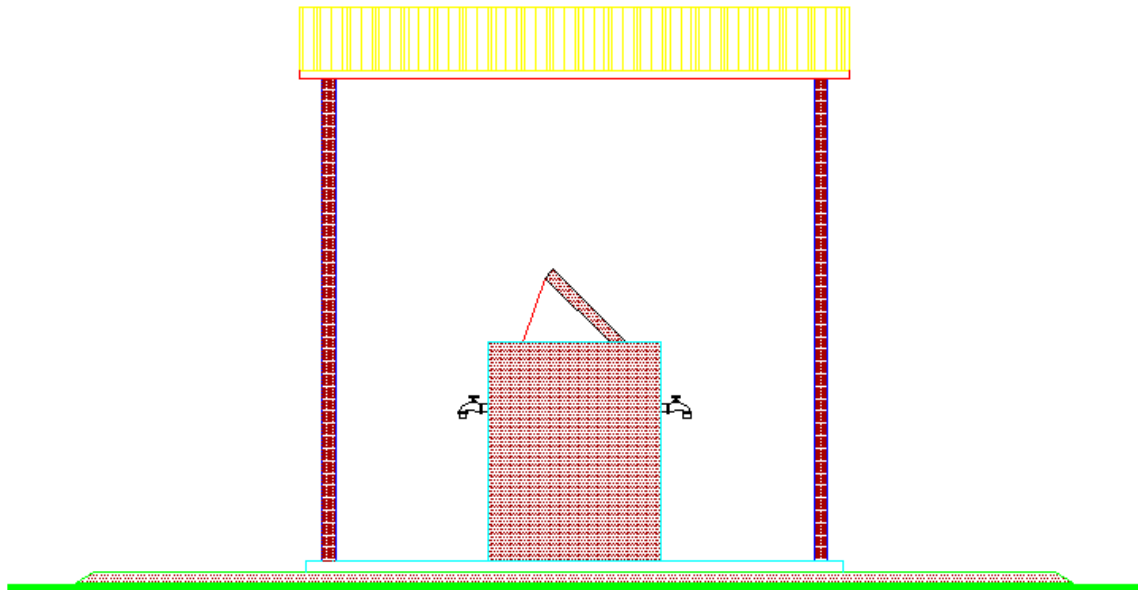




VUE 1



VUE 2



VUE 3