

19

REPUBLIQUE DU NIGER
MINISTERE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE
DIRECTION DES AMENAGEMENTS ET
EQUIPEMENTS RURAUX AGRICOLES

ETUDE D'AMENAGEMENT HYDRO-AGRICOLE DE KEHEHE

DOSSIER D'EXECUTION

Septembre 2006

1. INTRODUCTION

Dans le cadre du Programme Spécial du Président de la République, il est prévu la réhabilitation et l'extension du périmètre de Kéhéhé dans la région de TAHOUA Département de ABALAK .La réalisation de ces travaux a été confiée à l'Office National des Aménagements Hydro-Agricoles (ONAHA).

Compte tenu de l'option d'aménagement choisie (réseau californien) et du souci de porter la superficie à aménager de 140 ha (étude STUDI International) à 200 ha, il a été jugé nécessaire de concevoir un nouveau dossier d'exécution.

2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La zone à aménager est située à cheval sur les départements de Keita, Tahoua et Abalak ; à une cinquantaine de kilomètres au Nord-Est de la ville de Tahoua en bordure de la route Tahoua-Agadèz.

Le périmètre occupe une plaine alluviale située à 2.5 km au Sud-ouest de la mare de Kéhéhé. Cette zone s'étend sur plus de 5km de longueur et en moyenne sur 400 m de largeur.

Les coordonnées géographiques sont : 05°39 de longitude Est

15°04 de latitude Nord

3. MILIEU PHYSIQUE

3.1. Climat

Le Climat de la zone est caractérisé par une courte saison une saison de pluies n'excédant pas quatre mois (juin à septembre) suivie d'une longue saison sèche (octobre à mai). Celle ci est scindée en période froide de novembre à février et une période chaude de mars à mai.

La pluviométrie moyenne annuelle varie de 290mm à Kao à 350 mm à Tahoua.

Les températures sont généralement élevées durant toute l'année. Elles varient de 23°C à 34°C en moyenne avec un maximum enregistré au cours du mois de mai de (34°C).

La vitesse moyenne du vent est de 3.5 m/s.

L'évapotranspiration est assez importante 2435mm/an d'ou u déficit hydrique annuel de plus de 205 mm.

3.2. Sols

Les sols du périmètre de Kéhéhé sont dans leur ensemble profonds, de structure massive à polyédrique grossière mais peu compacte. Ils sont riches en calcium et magnésium par contre pauvres en matière organique, phosphore et potassium. Les sols sont perméables à très perméables (23 à 122mm/h).

3.3. Ressources en eaux

7.1.1. Eau de surface

Les ressources en eau sont constituées par un ensemble de trois mares (les mares de SILALE, de FALE et de KEHEHE). Elles sont alimentées principalement par les apports directs d'un bassin de 1642 km² drainé par le kori de Ibagá. Les apports d'eau moyens inter annuels sont compris entre 15 et 24 millions de m³, soit une valeur moyenne de 18.2 millions de m³ pour les apports de ruissellement des koris , et de 2.4 millions de m³ pour les apports pluviométriques directs, soit un volume de 20.6 millions de m³.

Les trois compartiments de la mare sont séparés par deux seuils qui sont totalement noyés en fin d'hivernage et commencent à apparaître graduellement avec l'avancement dans la période sèche. Les trois compartiments sont totalement séparés à partir de la cote 389.5 NGN et des lambeaux de terre de plus en plus étendus font surface avec l'avancée dans la saison sèche ; Seuls 206 000m³ sont situés à une cote inférieure à celle du fond du compartiment de Kéhéhé et ne seront pas donc disponible pour l'écoulement gravitaire.

L'aménagement d'un chenal de communication entre les différents compartiments permettra de bénéficier d'un volume additionnel de 6.5 millions de m³.

7.1.1. Eau souterraine

La région de Tahoua dispose des réserves importantes d'eau souterraine. La nappe du Tadiss est de loin la plus importante tant du point de vu de son étendue géographique que de sa productivité. Dans la zone de Kéhéhé, elle est à une profondeur d' environ 240m et peut donner un débit variant de 60 à 70m³ /h. Pour pallier à l'insuffisance éventuelle de l'eau au niveau de la mare et permettre une exploitation en toute saison du périmètre cette nappe sera mise à contribution par la réalisation de forages équipés de pompes pouvant débiter chacune au moins 60m³/h.

4. POPULATION

La population globale de la zone est estimée à 21800 habitants soit 2096 familles réparties entre 11 villages, hameaux et campements.

Les groupes ethniques les plus importants de la zone sont les haoussa, les touaregs et les peuls.

Les populations de la zone tirent leurs revenus essentiellement des productions agricoles (culture pluviale de rente et surtout maraîchers), de l'élevage, de la pêche de l'exode rural, l'artisanat et le petit commerce.

Dans la zone du projet, au niveau du système coutumier, la terre appartient généralement aux familles descendantes des premiers occupants. C'est ainsi que les 70 ha prévus pour être aménagés appartiennent à une centaine de chefs d'exploitations répartis entre les villages de Iihégaram, N'Balgam et Latiwa. Le reste est exploité en location qui est aussi une modalité d'accès à la terre.

5. HYPOTHESES DE BASE DE L'AMENAGEMENT

5.1. Types de cultures

Les spéculations agricoles praticables comprennent :

- ❖ les cultures maraîchères : l'oignon, la tomate, patate douce ..
- ❖ et l'arboriculture fruitière (manguier, citronnier et goyavier).

5.2. Les besoins en eau d'irrigation

Les besoins nets en eau sont calculés en fonction des conditions climatiques et de l'assolement préconisé. Les besoins nets en eau d'irrigation pour le mois de pointe (février) sont estimés à 1660 m³/ha, soit des besoins bruts de 2075 m³/ha selon l'étude de STUDI INTERNATIONAL.

5.3. Type d'irrigation

Compte tenu de l'occupation culturelle future du sol, maraîchage, et arbre fruitier d'une part et du niveau technique des bénéficiaires dans le domaine de l'irrigation d'autre part, le système d'irrigation sous pression sera adopté.

6. PARAMETRES D'IRRIGATION

6.1. Dose d'irrigation

La dose est calculée par la formule suivante :

$$\text{Dose} = P * (H_{cc} - H_{pf}) * Z$$

Avec : P : coefficient de tarissement admis par la culture

H_{cc} : Teneur en eau à la capacité au champ du sol (fonction de la granulométrie)

H_p : Teneur en eau au point de flétrissement du sol (fonction de la granulométrie)

Z : Profondeur de la zone racinaire de la plante (fonction du stade végétatif)

La fréquence d'irrigation par semaine est de 2.

La dose à apporter par hectare s'élève à 24.2 mm

6.2. Nombre de jour d'irrigation dans la semaine N_s

C'est le nombre possible d'irrigation dans la semaine. Il tient compte des us de la population de l'endroit considéré. Il est pris égal à 6 jours.

6.3. Durée journalière d'irrigation : N_h

C'est la durée admissible d'irrigation dans la journée, elle tient compte d'un certain nombre de facteurs comme la pénibilité du travail, la disponibilité des irriguants, l'entretien des cultures etc. Dans le cadre de la présente étude, la durée considérée est égale à 12 h.

6.4. Débit d'équipement : Q_e

C'est le débit nécessaire pour le dimensionnement de l'ouvrage en tête de réseau.

Le débit d'équipement retenu dans le cadre de la présente étude est : Q_e = 2. l/s/ha.

La superficie du périmètre étant de 135 ha cela donne un débit en tête de réseau de Q_e = 2.*135 = 270 l/s

6.5. Module ou main d'eau : m

C'est le débit nécessaire et suffisant que l'irriguant utilise au niveau de l'unité parcellaire d'arrosage sans qu'il soit débordé. Plus elle est grande plus il y'a de difficulté de maîtrise et plus elle est petite plus le temps d'irrigation est grand. En général la main d'eau est comprise entre 5 l/s et 50 l/s sur les périmètres de polycultures en Afrique subsaharienne.

Compte tenu de la pratique des producteurs dans la zone, la main d'eau considérée est $m= 10$ l/s.

6.6. Quartier hydraulique : w

Il représente la surface qui peut être arrosée par la même main d'eau. Au niveau de ce périmètre, la surface trouvée est de $w= 5$ ha.

7. DESCRIPTION GENERALE DE L'AMENAGEMENT

Les travaux d'aménagement du périmètre seront principalement constitués :

- ❖ Le lotissement des parcelles et la répartition des parcelles autour des arroseurs
- ❖ La détermination des arroseurs par conduites secondaires
- ❖ La détermination des diamètres des conduites secondaires
- ❖ La détermination des diamètres de la conduite principale
- ❖ L'élaboration des profils des différentes conduites
- ❖ Le positionnement de la station de pompage
- ❖ La réalisation de deux forages profonds
- ❖ La détermination des caractéristiques des pompes
- ❖ La conception de la station de pompage
- ❖ La détermination des aménagements de protection du périmètre
- ❖ La détermination du réseau des pistes d'exploitation
- ❖ La détermination des ouvrages divers

7.1. Description détaillée des travaux

7.1.1. Eau de surface

Toutes les terres qui présentent une topographie assez régulière, une bonne aptitude à l'irrigation et qui peuvent être aisément dominées par les réseaux des canaux tertiaires les conduites secondaires et primaires sont intégrées dans l'aménagement. La superficie brute est d'environ 200 ha. La taille des parcelles sera déterminée en tenant compte de la pente du terrain pour éviter une très grande différence de cote à l'intérieur d'une même parcelle ce qui engendrera un mouvement important de terres au cours du surfaçage. Pour prendre en compte tous ces paramètres nous adopterons des parcelles carrées $52.5*105$ m soit 0.55 ha de superficie brute et 0.50 ha de nette exploitable.

La taille de l'exploitation quant à elle devra permettre de garantir un emploi à tous les membres de la famille. Au regard de la situation de la majorité des périmètres irrigués de la zone, la taille de l'exploitation de base viable pour une famille doit être de 1ha.

Dans l'attribution des parcelles chaque famille aura droit à deux unités de 0.5ha net chacune. la taille de 1ha pour l'exploitation pourra permettre une mise en valeur suivant un calendrier cultural diversifié pouvant intégrer plusieurs spéculations.

7.1.2. Réseau d'irrigation

- **Les ouvrages en tête du réseau**

Chenal d'amenée

Conçu pour relier les différentes mares et alimenter l'ouvrage de prise, le chenal d'amenée est aménagé à la cote basse 380m , soit 0.5m au dessus du niveau le plus bas de la mare de Kéhéhé . Il est de section trapézoïdale avec une base de 3.00 m, une profondeur de 1.10m et un talus des berges de 3/2. Le chenal mesure 500ml de la mare de Kéhéhé à l'ouvrage de prise et environ 8000ml pour l'ensemble des tronçons reliant les trois mares entre elles et l'ouvrage de prise.

Ouvrage de prise

L'ouvrage de prise sera constitué d'un bassin d'admission calé à la cote 380,15 m, d'une vanne glissante 800 x 800, d'une conduite ϕ 700 mm , et d'un déssableur de 1,70m de hauteur totale et calé à la cote 379,50 m à l'amont et 379,87 m à l'aval.

Station de pompage

Une station de pompage pour l'exhaure comprenant deux pompes dont une de secours d'un débit $Q=280$ l/s à 16 m de HMT avec une puissance absorbée de 60 kw chacune. La pompe aspire à partir d'une chambre d'aspiration dont le radier est calé à la cote 379,06 m et la crépine à 379,56 m. Un dispositif anti-bélier constitué d'un ballon de 7000 litres avec une pression minimale de 13 mCE est associé à la station en guise de protection des pompes en cas d'arrêt brusque.

Forages

Deux (2) forages agricoles de 250 m de profondeur moyenne seront réalisés à raison d'un forage pour 15.ha pour assurer la couverture en besoins en eau d'irrigation de complément nécessaires au parachèvement des cycles des cultures afin de pallier à l'insuffisance éventuelle de l'eau au niveau de la mare et permettre une exploitation en toute saison du périmètre. Ces forages seront équipés d'électropompes immergées débitant en moyenne 60 m³/h et une HMT minimum de 160 m. ces forages seront associés chacun à un bassin de refroidissement de 900 m³.

- **Le Réseau d'irrigation**

Une conduite principale de refoulement de l'eau jusqu'au périmètre, deux conduites secondaires pour la distribution de l'eau à placer de façon à dominer toute la vallée et des conduites tertiaires pour la distribution de l'eau aux parcelles.

Conduite principale

La conduite principale est dimensionnée pour transporter le débit nécessaire à l'irrigation du périmètre. Elle est en PVC pression de diamètre 500mm et 400mm et une longueur totale de 2059ml.

Conduites secondaires

Les conduites secondaires sont alimentées à partir de la conduite primaire à travers des vanne-robinets. Elles sont en PVC de diamètre ϕ 160 mm, 315 mm et 400mm. Elles sont enterrées comme la conduite primaire. Elles totalisent une longueur de 6738 ml.

Conduites tertiaires

Elles sont alimentées par les conduites secondaires à l'aide de vanne-robinets. Elles sont PVC pression de Diamètres ϕ 160 mm ou ϕ 140mm.

Tableau 1: Caractéristiques des conduites

Désignation	Diamètre ϕ (en mm)	Longueur (ml)	Longueur totale (ml)
Conduite principale CP	500	1822 ml	2059ml
	400	237ml	
Conduite secondaire1 CS1	160	445ml	445ml
Conduite secondaire2 CS2	315	3119ml	3119ml
Conduite secondaire3 CS3	400	273ml	3174ml
	315	2901ml	

Tableau 2: Caractéristiques de conduites tertiaires

Conduite secondaire	Conduite tertiaire	ϕ (mm)	Longueur conduite(m)
Cs1	Ct1	160	150
	Ct2	160	150
	Ct3	160	100
Cs2	Ct1	140	50
	Ct2	140	50
	Ct3	140	100
	Ct4	140	100
	Ct5	140	100
	Ct6	140	100
	Ct7	140	150
	Ct8	160	200
	Ct9	160	200
	Ct10	160	150
	Ct11	160	200
	Ct12	160	200
	Ct13	160	250
	Ct14	160	150

Cs3	Ct1	140	100
	Ct2	140	100
	Ct3	140	100
	Ct4	140	100
	Ct5	140	150
	Ct6	140	150
	Ct7	140	250
	Ct8	140	250
	Ct9	140	300
	Ct10	160	300
	Ct11	160	300
	Ct12	160	300
	Ct13	160	300
	Ct14	160	300

Longueur totale des conduites tertiaires : 5400ml

Prises parcelaires

Les bornes desservant les parcelles sont constituées par un piquage sur la conduite secondaire, muni d'une vanne-robinet de même diamètre et dégageant dans un bassin de tranquillisation de 1.2x1.2x1.05 m de dimensions.

Au total de 139 bornes alimenteront les différentes parcelles.

- **Le Réseau d'assainissement**

Le réseau de drainage comprend les drains tertiaires parallèles aux canaux (d'irrigation) tertiaires et les drains secondaires parallèles aux conduites secondaires. Ces drains collectent les eaux d'irrigation supplémentaires et les eaux de pluie tombées sur les parcelles. Ils permettent d'évacuer hors du périmètre les eaux de sur irrigation. Le débit spécifique pour le dimensionnement de ces drains est $Q_s=1.34l/s/ha$.

Les drains secondaires totalisent une longueur de 13476 ml et 5400 ml pour les drains tertiaires.

Le drain principal de 2.00 m de base, 1.5m de profondeur pour un talus de 3/2 et une longueur de 3347 ml collecte l'ensemble des eaux drains intérieurs et des eaux sauvage pour les rejeter vers l'exutoire.

- **Protection du périmètre contre les eaux sauvages**

Une protection du périmètre contre les eaux de ruissellement des versants voisins de la zone à aménager comprenant trois colatures de ceinture CC1, CC2 et CC3 est prévue au niveau exclusivement de la rive gauche. Ces colatures ont les caractéristiques suivantes :

- ❖ CC1 : b = 0.3m ; H = 0.4 m ; talus 1/1 ; longueur 250ml
- ❖ CC2 : b = 0.3m ; H = 0.6 m ; talus 1/1 ; longueur 1940 ml
- ❖ CC3 : b = 0.3m ; H = 0.6 m ; talus 1/1 ; longueur 1596mlml

Nb : b = largeur à la base et H = profondeur.

- **Le Réseau de circulation**

Il sera prévu dans le but de faciliter l'accès aux parcelles pour l'entretien du réseau, la manipulation des équipements et la surveillance des ouvrages, ainsi que l'évacuation de la production, un réseau de circulation constitué par une piste principale en terre revêtue de largeur 5 m et longue de 4670 ml puis des pistes secondaires non revêtues avec 3 m de large et totalisant 7838 ml de long.

- **les ouvrages divers**

- Bassins de refroidissement*

Deux (2) bassins sont associés aux forages pour permettre une aération des eaux pompées, et fournir une charge suffisante pour dominer le périmètre. Ils ont un volume total de 900 m³ chacun avec les dimensions de 24.5x24.5x1.5 m. et une épaisseur 30 cm et leurs radiers sont calés à la cote 376.50 m. Ces deux cotes restent à confirmer au cours de l'exécution.

Ces réservoirs seront répartis de part et d'autres de la cuvette et placés à des endroits appropriés pour permettre une aération des eaux pompées, et fournir une charge suffisante pour dominer le périmètre.

- Ouvrages de franchissement*

Le franchissement du drain principal dans l'axe des pistes aura lieu au moyen de cinq (5) ouvrages de 3m et 4m de largeur contre 5 ml de longueur pour une épaisseur de 20 cm.

ANNEXES 1 : Devis quantitatif

Devis quantitatif					
N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant
0	Installation: amenée et repli du chantier	FF	FF		
S/T 0					
I	Terrassement Génie civil				
1.1	Débroussaillage, abattage des arbres de moins 1m de circonférence, dessouchage et évacuation hors de l'emprise du périmètre	FF	FF		
1.2	Labour, sous-solage, surfacage et confection de diguettes	ha	135,5		
1.3	Déblai pour pose conduite	m3	12589,51		
1.4	Remblai pour pose conduite	m3	10948,61		
1.5	Matériaux pour lit de pose conduite	m3	643,03		
1.6	Béton armé dosé à 300 kg/m ³ de ciment pour regard	m3	19,04		
1.7	Déblai pour drains intérieurs	m3	459,55		
1.8	Déblai pour colature de ceinture	m3	1666,62		
1.9	Déblai pour colature principale	m3	17571,75		
1.10	Piste de desserte en terre non revêtue de largeur 3,5 m	ml	8797		
1.11	Piste de desserte en terre de largeur 5 m	ml	6738		
S/total I					
II	Matériels: conduites et équipements				
2.1	Fourniture et pose conduite de diamètre 500 mm en PVC basse pression conduite principale y compris toute suggestion de fourniture de raccords, coudes, manchons, etc	ml	1822		
2.2	Fourniture et pose conduite de diamètre 400 mm pour CP et CS3 en PVC basse pression pour conduite principale y compris toute suggestion de fourniture de raccords, coudes, manchons, etc	ml	510		
2.3	Fourniture et pose conduite de diamètre 315 mm en PVC basse pression pour CS2 et CS3 y compris toute suggestion de fourniture de raccords, coudes, manchons, etc	ml	6020		
2.4	Fourniture et pose conduite de diamètre 160 mm pour CS1 en PVC basse pression pour conduite principale y compris toute suggestion de fourniture de raccords, coudes, manchons, etc	ml	445		
2.5	Fourniture et pose conduite de diamètre 160 mm en PVC basse pression pour conduite tertiaire y compris toute suggestion de fourniture de raccords, coudes, manchons, etc	ml	3250		

2.6	Fourniture et pose conduite de diamètre 140 mm en PVC basse pression pour conduite tertiaire y compris toute suggestion de fourniture de raccords, coudes, manchons, etc	ml	2150		
2.7	Fourniture et pose robinets vanne de diamètre 400 mm y compris toute autre suggestion	U	5		
2.8	Fourniture et pose robinets vanne de diamètre 315 mm y compris toute autre suggestion	U	3		
2.9	Fourniture et pose robinets vanne de diamètre 160 mm y compris toute autre suggestion	U	81		
2.10	Fourniture et pose robinets vanne de diamètre 140 mm y compris toute suggestion	U	60		
S/total 2					
III Station de pompage					
3.1	fouilles	m3	11,564		
3.2	béton de propreté	m3	0,894		
3.3	béton armé dosé à 350 kg/m3	m3	9,374		
3.4	remblai latéritique compacté	m3	16,97		
3.5	Fourniture et pose buse D700, longueur 8ml y	U	1		
3.6	Fourniture et pose Electropompe, Q=280l/s, à	U	2		
3.7	Fourniture et pose Vanne glissante 800x800	U	1		
S/Total 3					
IV. Equipements électromécaniques					
4.1	Fourniture et pose d'électropompe immergée à axe vertical 60 m3/h à 160 m de HMT y compris câble électrique + jonction + montage usine * coffret de commande et de contrôle *mètre de câble élingue en inox *électrode de niveau *mètre de colonne Foraduc 2 pouces *raccord en inox vissé *jeu de colliers de fixation *mètre de câble électrode de niveau, tuyau de refoulement *câble de liaison source d'énergie pompe	U	2		
S/total 4					
V Divers					
5.1	Fourniture et pose canalisation en PVC D 315 mm des forages au réseau	ml	110		
5.2	Fourniture et pose canalisations en PVC D 200 mm de raccordement forages bassins	ml	510		
5.3	Fonçage et équipement de 2 forages de 250 m de profondeur	U	2		
5.4	abri de forage 1,5m x3m	U	2		
5.5	abri station de pompage 4,15m x 4,00m	ff	ff		
S/Total 5					
Total General					

ANNEXE 2 : Note de calculs

Notes de calcul

1. Calcul des paramètres de base de l'irrigation

Les paramètres sont calculés pour le mois de pointe pour lequel les besoins sont maxima. Il s'agit du mois de février selon l'étude APD de STUDI International, avec un besoin net (BN) de 166 mm.

L'efficacité globale (E_g) considérée est de 0,80 répartie comme suit :

- Efficacité du réseau (conduites) : 0,95
- Efficacité à la parcelle : 0,80

Les besoins bruts maximums sont donnés par l'expression:

$$BB = \frac{BN}{E_g} = \frac{166}{0,8} = 207,5 \text{ mm ou } 2075 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Les paramètres sont calculés sur la base des hypothèses suivantes :

BB : Besoins bruts de la période

N_j : Durée totale de la période = 30 jours ou 7 jours

n_j : Durée totale d'irrigation dans la période = 6 jours sur 7

n_h : Durée journalière de l'irrigation = 12 heures

Nous avons :

- Le débit fictif continu : $D_{fc} = \frac{BB \times 10000}{86400 \times N_j} = \frac{207,5 \times 10000}{86400 \times 30} = 0,80 \text{ l/s/ha}$
- Le débit maximum de pointe : $D_{MP} = D_{fc} \cdot \frac{N_j}{n_j} \cdot \frac{24}{n_h} = 0,80 \times \frac{7}{6} \times \frac{24}{12} = 1,87 \text{ l/s/ha}$

Le débit d'équipement adopté est de 2 l/s/ha

- La dose d'irrigation : selon l'étude ADP de STUDI International, la dose pratique ou RFU est de 67 mm. La fréquence des irrigations sera :

$$N = \frac{BB}{RFU} = \frac{207,5 \times 7}{67 \times 30} = 0,72 \text{ Et nous adoptons } \underline{N = 2 \text{ irrigations par semaine.}}$$

$$\text{La dose réelle } D_r = \frac{BB}{N} = \frac{207,5 \times 7}{30 \times 2} = 24,2 \text{ mm}$$

- La Rotation ou Tour d'eau : $R = \frac{N_j}{N} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ jours}$

- La main d'eau : compte tenu de la dose réelle et du temps d'irrigation journalier adopté, il faudra : $\frac{24,2 \times 10 \times 1000}{12 \times 3600} = 5,60$ l/s/ha. En considérant l'efficacité globale,

en tête de tertiaire il faudra $\frac{5,60}{0,8 \times 0,95} = 7,36$ l/s. Nous choisissons en définitive $m =$

10 l/s compte tenu des spéculations et de la technique d'irrigation envisagées.

- La durée d'irrigation de l'unité parcellaire :

$$t = \frac{D_r \times 10000}{m} \times s_p = \frac{24,2 \times 10000}{10} \times 0,50 = 12100 \text{ s soient } 3 \text{ h } 15 \text{ mn (environ)}$$

Avec un Tour d'eau de 3 jours, la durée journalière d'irrigation sera 11 h 15 mn pour une superficie journalière à irriguer de 1,67 ha.

- Le quartier hydraulique : la surface du quartier est donnée par la formule :

$$S_w = \frac{m}{DMP} = \frac{10}{2} = 5 \text{ ha} . \text{ Théoriquement, il y a } 27 \text{ quartiers hydrauliques identiques}$$

sur le périmètre. Compte tenu de la configuration du terrain, il y aura 12 secteurs de taille différente.

Ainsi pour une superficie nette de 135,25 ha, le débit en tête de réseau est : $Q = DMP \times S = 271$ l/s. Mais compte tenu de la configuration du périmètre et du fait de la main d'eau considérée, le débit en tête de réseau est 280 l/s (voir tableau 1).

Tableau 3: Répartition des débits sur le périmètre

Secondaire	Secteurs	Superficie du secteur (ha)	Superficie dominée par le secondaire (ha)	Débit théorique (l/s)	Débit adopté (l/s)	Nombre de Mains d'eau correspondante	Débit de dimensionnement (l/s)
CS1	SW1	7.75	7.75	15.5	20	2	20
	SW2	9					
	SW3	9.5					
CS2	SW4	9.5	54	108	120	12	75.32
	SW5	9					
	SW6	11					
	SW7	6					
CS3	SW8	11	73.5	147	110	14	91.32
	SW9	11.5					
	SW10	19.5					
	SW11	21					
	SW12	10.5					
Totaux	12	135.25	135.25	270.5	280	28	

2. Simulation de l'utilisation de l'eau de la mare dans le temps pour la superficie proposée

Les superficies proposées sont 135 ha et 200 ha. Les données sont :

- ✦ Période d'échéance : 30 ans sur laquelle une population moyenne humaine et animale est calculée. La population moyenne considérée est 33829 habitants.
- ✦ Consommations : composées des Besoins en eau bruts des cultures, des habitants et du bétail sur la base des populations moyennes précédentes.
- ✦ Pertes : constituées par l'évaporation sur le plan d'eau et l'infiltration sur le fond de la mare. En ce qui concerne l'évaporation sur le plan d'eau nous considérons qu'elle vaut : $0,6 \times E_{bac}$. Pour l'infiltration, nous considérons 1mm/jour.
- ✦ Volume d'eau contenu dans la mare enfin de saison des pluies : donné par les courbes hauteur – volume des différentes mares issues de leur bathymétrie (tableau 2).

Tableau 4: Bathymétrie des mares

HNGN (m)	Kéhéhé		Falé		Silaé		Mare totale		HTbk (cm)	Kéhéhé et Falé
	*Sup (ha)	**Vcum (1000m3)	*Sup(ha)	**Vcum (1000m3)	*Sup(ha)	**Vcum (1000m3)	*Sup (ha)	**Vcum (1000m3)		
378.25					0.0	0	0		81	
378.50					0.6	0.6	0.6		106	
378.75					5.2	7.7	5.2		131	
379.00			0.0	0	15.0	33	15.0		158.0	0
379.25			0.3	0.2	26.0	84	26.0		181.0	0.2
379.50	0.0	0.0	5.1	6.9	48.0	176.0	53.0		206.0	6.9
379.75	1.4	1.8	66.0	121.0	85.0	342.0	173.0		231.0	122.8
380.00	9.5	15.0	122.0	380.0	117.0	694.0	249.0		256.0	395
380.25	13.0	44.0	138.0	704.0	143.0	919.0	294.0	1667.0	281.0	748
380.50	19.0	84.0	177.0	1098.0	177.0	1318.0	373.0	2500.0	306.0	1182
380.75	22.0	135.0	229.0	1605.0	202.0	1792.0	453.0	3539.0	331.0	1740
381.00	26.0	196.0	314.0	2284.0	233.0	2336.0	573.0	4817.0	356.0	2480
381.25	31.0	268.0	369.0	3139.0	260.0	2952.0	660.0	6358.0	381.0	3407
381.50	37.0	353.0					805.0	8274.0	406.0	
381.75	40.0	450.0					908.0	10512.0	431.0	
382.00							961.0	12949.0	456.0	
382.50							1048.0	17871.0	506.0	
383.00							1138.0	23336.0	556.0	
383.50							1232.0	29261.0	606.0	
384.00							1343.0	35699.0	656.0	
Niveau minimum	387,50m		387,14m		386,25m					
Niveau dusenit	389,87m		389,37m		389,37m					

Les figures 1, 2, 3 donnent les courbes $Z = f(V)$ ajustées (Courbe de tendance puissance) des mares respectivement de Kéhéhé seule, de Kéhéhé plus Falé et Kéhéhé plus Falé plus Silalé.

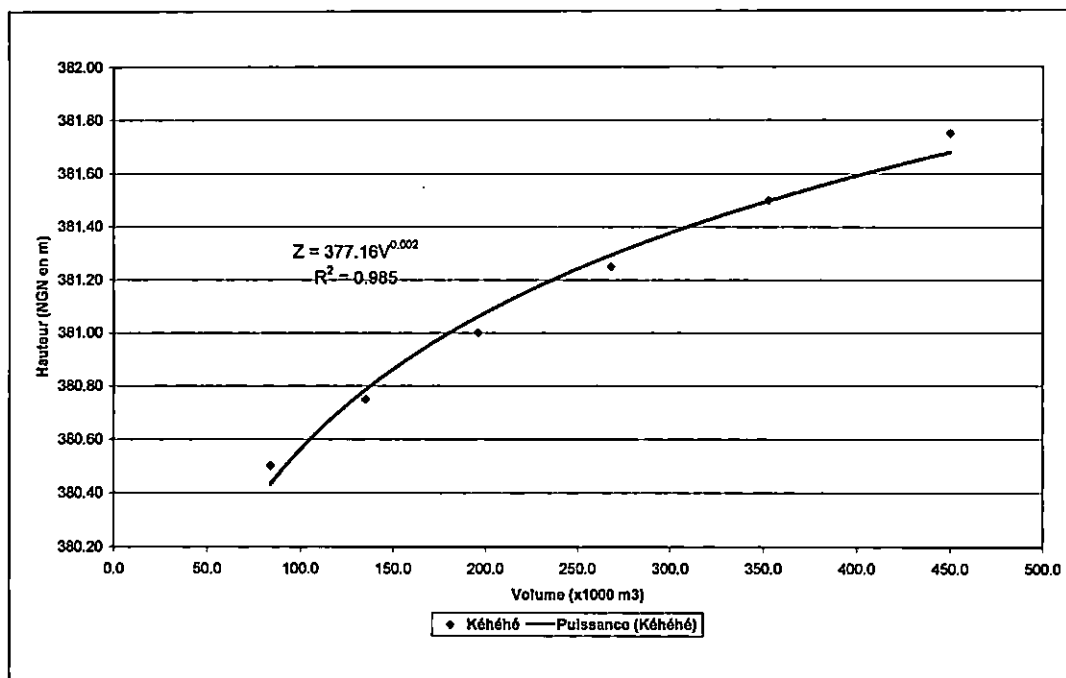


Figure 1: Mare de Kéhéhé

Kéhéhé seule dispose au maximum 500 000 m3. Avec ce volume, il n'est possible d'irriguer qu'un seul mois (Tableau 3).

Tableau 5: Simulation pour 130 ha avec Kéhéhé seule

Mois	Nov	Dec	Jan	Feu	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct
Volume initial	450000.00	142935.84	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
plan d'eau initial	381.75	380.32	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
BEcultures	220071.00	441071	262788	307357	234329	141837	39000	156329	19288	162900	206142	154143
BEPast	10143.00	9455	7925	8245	10433	10358	13041	0	0	0	0	13593
BEAnnesses	10150.00	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150
Consommation	241264.00	460576	280761	325752	255512	166365	62191	167079	201436	172650	216232	177986
Volume après consommations	208736.00	-317740.156	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
PE après consommations	381.21	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
Infiltration	30.00	31	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31
Evaporation	258.60	247.8	258	280	331	327.6	295	249.6	218.6	175.8	178.4	250.2
Pertes	288.60	278.8	289	309	362	357.6	326	279.6	247.6	206.8	208.4	281.2
Plan d'eau après pertes	380.32	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
Volume final	142935.84	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!

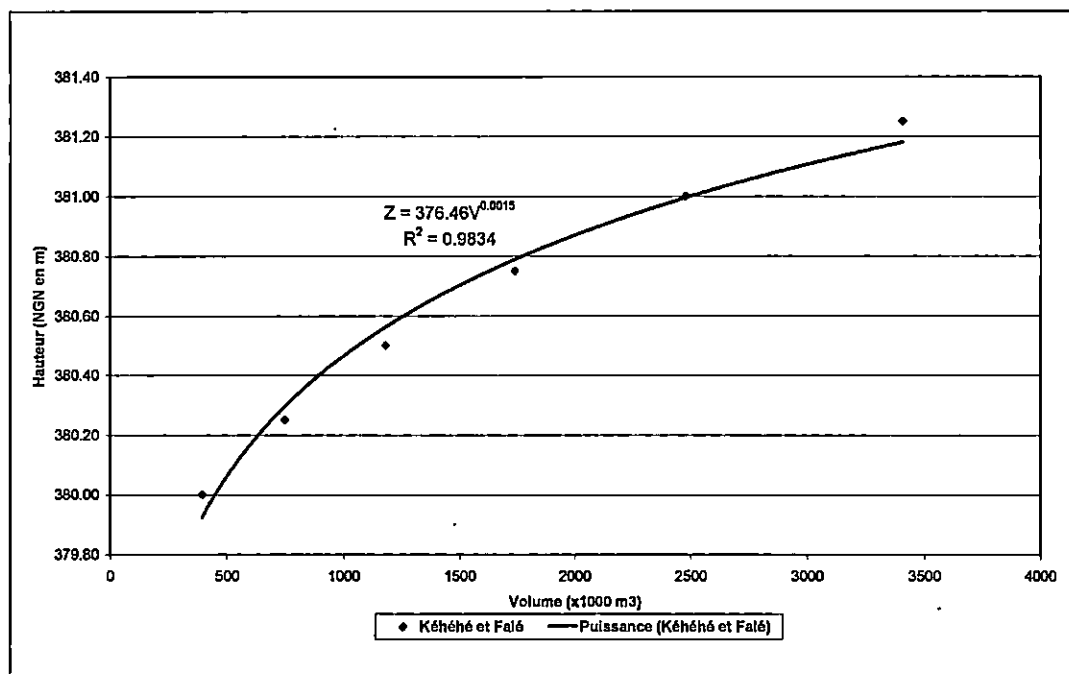


Figure 2: Kéhéhé + Falé

Kéhéhé et Falé disposent de 3 500 000 m³ exploitables.

Tableau 6: Simulation pour 130 ha avec les mares Kéhéhé et Falé

Mois	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct
Volumie initial	3500000.00	1968460.00	923856.80	387321.75	35734.52	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
plan d'eau initial	381.25	380.77	380.34	379.84	378.48	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
BE/cultures	220071.00	441071	262788	307357	234929	144857	39000	158929	191286	162500	206142	154143
BE/Past	11043.00	9455	7825	8245	10433	11258	13041	0	0	0	0	13693
BE/Anneses	10150.00	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150
Consommation	241264.00	460576	280761	328752	255512	166365	62191	157079	201436	172650	218292	177986
Volumie après consommations	3258736.00	1505784.00	643085.80	61589.75	-219777.48	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
PE après consommations	381.06	380.61	380.13	378.79	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
Infiltration	30.00	31	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31
Evaporation	258.60	247.8	258	280	331	327.6	295	249.6	218.6	175.8	176.4	250.2
Pertes	288.60	278.8	289	309	362	357.6	326	279.6	247.6	206.8	206.4	281.2
Plan d'eau après pertes	380.77	380.34	379.84	378.48	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
Volumie final	1968460.00	923856.80	387321.75	35734.52	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!

Le cumul des deux mares permet d'irriguer le périmètre à peine 3 mois maximum : Novembre, Décembre et Janvier (Tableau 4).

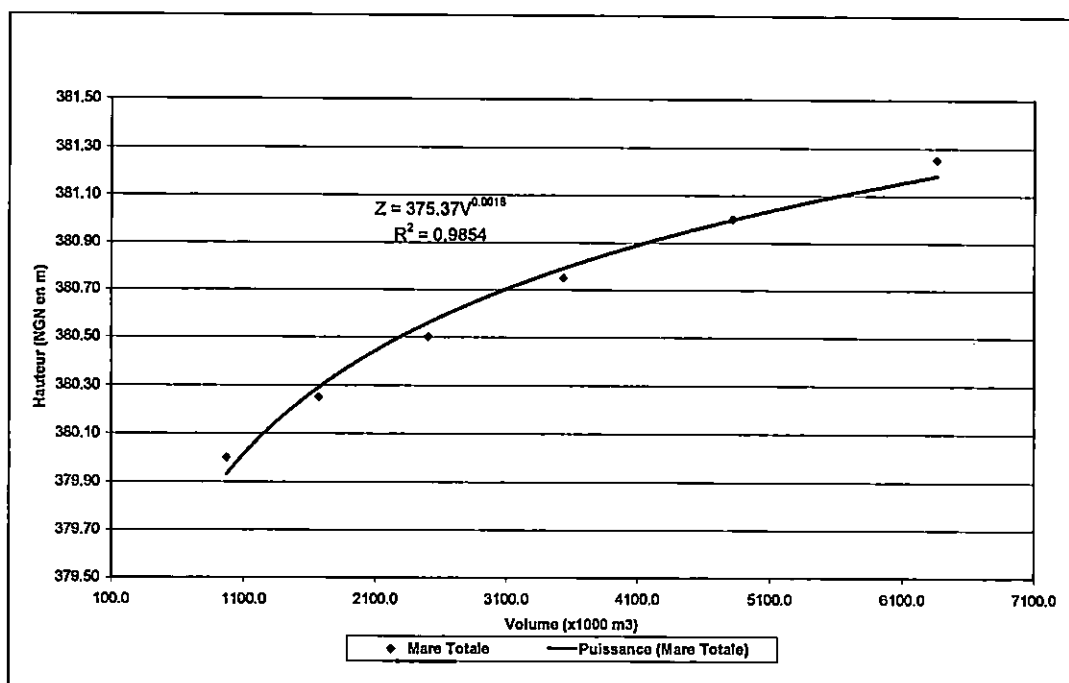


Figure 3: Mare de Tabalak

La mare de Tabalak (cumul des 3 mares) dispose de 6 358 000 m³ à la côte de 381,25 m.

Tableau 7: Simulation pour 130 ha pour la mare de Tabalak

Mois	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Jun	Juillet	Aout	Sept	Oct
Volume initial	6269000	4034478	2416219	1421814	722108	291908	84993	17129	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
Plan d'eau initial	381,25	381,02	380,67	380,31	379,84	379,23	378,38	377,29	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
BE/cultures	192562	385337	229938	268537	205563	126750	34125	83713	167375	142188	180374	134875
BE/Past	1043	9455	7825	8248	10433	11358	13041	0	0	0	0	13693
BE/annexes	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150	10150
Consommation	213755	405542	247913	287332	226146	118258	57316	147463	177525	152338	150524	158718
Volume après consommations	6144245	3628936	2168306	1134482	495962	143848	27677	-100333	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
PE après consommations	381,31	380,95	380,60	380,15	379,69	378,74	377,62	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
Infiltration	30	31	31	29	31	30	31	30	31	31	30	31
Evaporation	268,6	247,8	268	260	331	327,6	295	249,6	276,6	176,8	176,4	250,2
Pertes	268,6	278,8	269	309	362	367,6	326	279,6	247,6	206,8	205,4	281,2
Plan d'eau après pertes	381,02	380,67	380,31	379,84	379,23	378,38	377,29	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!
Volume final	4034478	2416219	1421814	722108	291908	84993	17129	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!	#NOMBRE!

En reliant les trois mares entre elles avec un chenal correspondant au fond de Kéhéhé, le volume d'eau disponible permettra d'irriguer les 130 ha en 4 mois : Novembre, Décembre, Janvier et Février (Tableau 5).

Si la campagne de contre saison commence en fin octobre ou début novembre, l'on dispose de 120 jours environ ce qui dépasse le cycle culturale de n'importe quelle culture maraîchère.

En conclusion la mare pourra suffire pour faire une campagne calée entre Novembre et février. Si par contre l'on souhaite faire deux campagnes, alors il va falloir compléter l'irrigation avec l'eau souterraine. A cet effet deux forages ont été prévus. Avec un débit de 60 m³/h dans la zone considérée et 18 heures de pompage, la superficie irrigable par forage sera :

$$S_i = \frac{Q_f \times T}{BB_{\text{jour}}} = \frac{60 \times 18}{\frac{2075}{30}} = 15,66 \text{ ha} \quad \text{Nous retenons 15 ha soient 30 ha pour les deux forages.}$$

3. Dimensionnement et calage des chenaux d'amenée

Ceux sont des chenaux trapézoïdaux qui relient d'une part les mares entre elles et de l'autre la mare de Kéhéhé à la station de pompage.

Pour exploiter au maximum l'eau de la mare, le fond du chenal est calé à la côte 380,00 m soit 0,50 m au dessus du fond de la mare de Kéhéhé. Les autres tronçons de chenal reliant les mares seront aussi calés à cette même côte.

Les hypothèses de dimensionnement sont les suivantes :

- Canal en terre avec $K_s = 30$
- Fond plat ou pente nulle
- Fruit $m = 3/2$

Le dimensionnement est fait avec la formule de MANNING – STRIKLER

$$Q = K_s \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times S \quad \text{avec} \quad R = \frac{S}{P}$$

$$S = y \times (b + m \times y) \quad \text{et} \quad P = b + 2 \times m \times y$$

De ces équations, on tire y :

$$y = \left(\frac{Q}{K \sqrt{I}} \right)^{3/5} \frac{(b + 2y \sqrt{1 + m^2})^{2/5}}{b + my}$$

Compte tenu de la configuration du terrain et du fait que le chenal doit être en déblai, nous imposons un tirant d'eau moyenne $y = 0,50$ m. Nous tirons la largeur au plafond de la formule précédente : $b = 2,78$ m. Nous retenons pour les chenaux les caractéristiques suivantes :

- Débit : 280 l/s
- Pente : fond plat
- Fruit m : 3/2
- Largeur au plafond b : 3,00 m
- Tirant d'eau moyen y : 0,48 m
- Profondeur totale H : 1.10 m

4. Dimensionnement et calage de l'ouvrage de prise et annexes

L'ouvrage de prise est dimensionné pour délivrer le débit en tête de réseau à la chambre de pompage.

Il est constitué :

- d'un ouvrage de tête : bassin d'admission équipé de barrots inclinés à 60° par rapport à l'horizontale dont le radier est calé à 380,15 m,
- d'une vanne de glissement de 800 mm x 800 mm qui comprend un organe de commande à crémaillère d'une hauteur de 3 m. De plus elle sera équipée d'une grille de protection,
- d'une conduite en fonte de 8,00 m de long,
- d'un déssableur
- Le dimensionnement consiste à déterminer le diamètre de la conduite en fonte et les caractéristiques des bassins de dissipation et de décantation.

En écrivant l'équation de Bernoulli entre la côte minimale du plan d'eau amont et la côte du plan d'eau de l'aval, nous avons la relation :

$$Z_{Amont} - Z_{Aval} = K_e \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} + \frac{4^{4/3} \cdot V^2 \cdot L}{D^{4/3} \cdot K_s^2} = K_e \cdot \frac{4 \cdot Q^2}{5 \cdot \pi^2 \cdot D^4} + \frac{4^{10/3} \cdot Q^2 \cdot L}{\pi^2 \cdot K_s^2 \cdot D^{16/3}}$$

K_e : somme des coefficients de pertes de charge singulière ($K_e = 1,50$)

Q : Débit à prélever (48 l/s en rive droite et 32 l/s en rive gauche)

D : Diamètre de la conduite

K_s : Coefficient de Manning Strikler (pour la fonte $K_s = 80$)

L : Longueur de la conduite.

En admettant une perte de charge maximale entre l'amont et l'aval de 0,05 m nous avons :

$$1,5 \cdot \frac{4 \cdot 0,28^2}{5 \cdot \pi^2 \cdot D^4} + \frac{4^{10/3} \cdot 0,28^2 \cdot 8,00}{\pi^2 \cdot 80^2 \cdot D^{16/3}} = 0,05 \text{ d'où nous tirons le diamètre } D = 688 \text{ mm et}$$

nous adoptons du **DN700**. La perte de charge devient dans ce cas 4,6 cm dans la conduite.

Ainsi la conduite existante sera remplacée par une nouvelle de 700 mm de diamètre. Elle est calée à la côte 380,15 m. En considérant la perte de charge totale, la côte d'arrivée de la conduite sera 380,10 m

- Le déssableur est dimensionné pour éliminer les particules de sable ($d \geq 0,2$ mm) avec un débit d'eau brut de 280 l/s.

- Vitesse de chute des grains : $v = 0,03 \text{ m/s}$
- Vitesse horizontale ou de l'écoulement : $V = 0,30 \text{ m/s}$
- La section mouillée transversale : $S_m = \frac{Q}{V} = \frac{0,28}{0,30} = 0,93 \text{ m}^2$
- La surface horizontale : $S_h = \frac{Q}{v} = \frac{0,28}{0,03} = 9,33 \text{ m}^2$
- Soit une longueur L double de la largeur l nous avons : $l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{9,33}{2}} = 2,16 \text{ m}$ et nous retenons une largeur de 2,00 m et une longueur de 4,00 m
- La hauteur utile sera $\frac{0,93}{2,00} = 0,465 \text{ m}$
- La hauteur totale est 1,00 m avec une revanche de 0,535 m.

Dans ces conditions le plan des hautes eaux (PHE) dans le déssableur sera calé à la côte 380,60 m. Le radier sera calé à 379,50 m et 379,87 m respectivement en amont et en aval.

5. Dimensionnement du réseau d'irrigation

Le réseau est dimensionné pour permettre une pression de service minimum de 0,50 m à chaque borne de distribution.

Le dimensionnement a consisté à la prédétermination des diamètres des différentes conduites en fonction du débit. Ensuite nous avons procédé à une simulation du fonctionnement du réseau. Au cours de cette simulation, les diamètres définitifs des conduites ont été déterminés et les pressions de service ont été calculées. Cette simulation a enfin permis de déterminer la côte piézométrique de refoulement en tête de réseau.

5.1. Prédétermination des diamètres des conduites et calcul des côtes piézométriques nécessaires

Les diamètres des conduites sont calculés en considérant une vitesse variant entre 1,00 à 2,00 m/s. Dans cette hypothèse on peut écrire :

$$Q = 1,57 \times D^{2,308}$$

$$Q = 280 \text{ l/s} \Rightarrow D = \left(\frac{0,28}{1,57} \right)^{\frac{1}{2,308}} = 0,474 \text{ m}$$

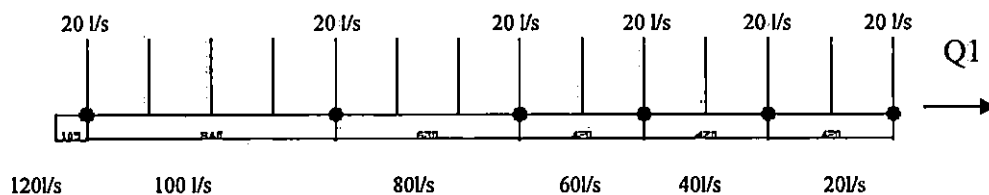
- Conduite Principale CP :

On retient DN 500

- **Conduite Secondaire CS1** : Elle alimente 3 tertiaires débitant chacun 20 l/s l'une après

l'autre. Son débit est donc 20 l/s. $D = \left(\frac{0,02}{1,57} \right)^{\frac{1}{2,308}} = 0,151 \text{ m}$ et nous retenons **DN160**

- **Conduite Secondaire CS2** : Elle alimente 14 tertiaires débitant chacun 20 l/s. Il y aura 1 ou 2 tertiaires qui fonctionnent à la fois dans le secteur. CS2 fonctionne en situation de desserte en route de débits divers à distances irrégulières. Les données sont :



Le débit équivalent qui entraîne la même perte de charge est donné par l'expression :

$$Q' = \left(\frac{\sum_{i=1}^{i=N} d_i \cdot (Q_1 + \sum_{k=1}^{k=i} q_k)^n}{\sum_{i=1}^{i=N} d_i} \right)^{1/n} = 75,82 \text{ l/s}$$

avec $Q_1 = 0$, d_i = distance séparant les points de desserte, q_k = débit prélevé et n = coefficient de débit calmont lechapt ($n = 2$)

Dans la formule ci-dessus nous tirons le diamètre théorique : $D \geq 0,269 \text{ m}$ et nous retenons le **DN315**

La perte de charge linéaire est donnée par l'expression

$$\Delta H = \frac{a}{D^m} \cdot \sum_{i=1}^{i=N} d_i \cdot (Q_1 + \sum_{k=1}^{k=i} q_k)^n = 7,135 \text{ m}$$

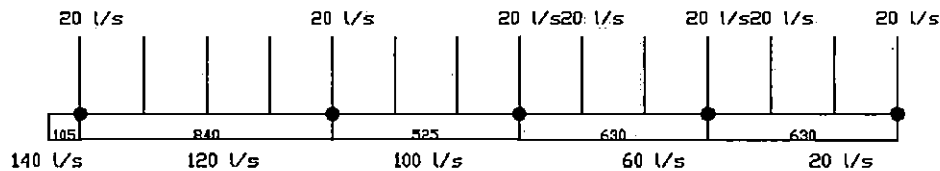
avec $a = 7,148 \cdot 10^{-4}$; $m = 16/3$

En considérant que les pertes de charges singulières représentent 10% des linéaires, nous avons les pertes de charge totale : 7,85 m

La côte piézo. nécessaire au départ de CS1 est donnée par l'expression :

$$Z_A^* = Z_{\text{borne}} + P_s + \text{perte de charge totale} \\ = 370,85 + 0,5 + 0,33 + 7,85 = 379,53 \text{ mCE}$$

- **Conduite Secondaire CS3** : Elle alimente 14 tertiaires débitant chacun 20 l/s. Il y aura 1 ou 2 tertiaires qui fonctionnent à la fois dans le secteur. CS2 fonctionne en situation de desserte en route de débits égaux et de distance irrégulière.



En utilisant la formule du débit équivalent et des pertes de charge nous avons :

$$Q' = 91,32 \text{ l/s}$$

DN315

$$\Delta H1 = 10,96 \text{ m et } \Delta H2 = 0,73 \text{ m}$$

$$Z^*A = 371,16 + 0,5 + 0,65 + 10,96 + 0,73 = 384,00 \text{ mCE}$$

- **Conduites tertiaires** : Elles véhiculent 2 mains à tout moment. Sur chaque tertiaire fonctionnement d'une borne et une seule à la fois. Le débit de dimensionnement est alors $Q = 20 \text{ l/s}$. Avec la formule précédente nous obtenons DN160
- **Côte piézométrique minimum en tête de réseau** : La perte de charge totale entre le nœud A et le départ de la conduite principale est de 5,75 m.

$$\underline{Z^* = 384,00 + 5,75 = 389,75 \text{ mCE}}$$

5.2. Choix des diamètres définitifs et calcul des pressions de service aux bornes

Il s'agit de déterminer les pertes de charges totales sur chaque tronçon de conduite, de déterminer la côte piézométrique nécessaire en tête de réseau pour assurer une pression de service minimale de 0,50 mCE à chaque borne. Quand cette condition n'est pas vérifiée soit le diamètre est changé, soit la côte piézométrique est augmentée.

Un tableau de simulation est mis au point permettant le calcul des pertes de charge avec la formule de Manning Strikler. Les pertes de charge singulière sont prises à 10% des pertes de charge linéaires. Avec la côte 389,75 mCE, plusieurs bornes des tertiaires de CS3 ne seront pas alimentées. C'est pourquoi nous proposons de porter la côte piézométrique en tête de réseau à 393,65 mCE. Par ailleurs nous adoptons pour : i. la CP DN500 sur 1821,11 m et DN400 sur 236,39 m ; ii. CS3 DN 400 sur 272,50 m ; CT4 à CT11 DN 140 sur CS2 ainsi que CT18 à CT25.

Ainsi nous aurons : En CS1 : 386,30 mCE

En CS2 et CS3 : 384,97 mCE. Avec ces valeurs l'ensemble des bornes sera alimenté au dessus de 0,50 mCE. (cf. tableau 6, 7 et 8)

Tableau 8: Simulation sur CS1

Z		Stpompape	393.64 m	Href/moy	11.6 m		
Z'		386.30 m		Dint	152.4 mm		
				Dext	160 mm		
Code	Borne sur	Côte au sol (m)	Distance/origine (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge totale (m)	Pression au sol à la borne (m)
Tertiaires	tertiaire						
Cs1CT1	B1	379.63	461.00	20.00	1.10	3.30	3.37
	B2	378.85	511.00	20.00	1.10	3.65	3.79
	B3	379.25	561.00	20.00	1.10	4.02	3.03
	B4	378.50	611.00	20.00	1.10	4.38	3.42
Cs1CT2	B1	379.55	251.00	20.00	1.10	1.80	4.95
	B2	377.36	301.00	20.00	1.10	2.16	6.78
	B3	377.70	351.00	20.00	1.10	2.51	6.09
	B4	377.47	401.00	20.00	1.10	2.87	5.96
Cs1CT3	B1	377.26	41.00	20.00	1.10	0.29	8.75
	B2	376.90	91.00	20.00	1.10	0.65	8.75
	B3	377.00	141.00	20.00	1.10	1.01	8.29

Tableau 9: Simulation sur CS2

Code Tertiaires	Borne sur tertiaire	Côte au sol(m)	Distance/ origine (m)	Débit Amont (l/s)	Distance amont(m)	Débit Tertiaire (l/s)	Distance (m)	Vitesse (m/s)	Perdes de charge totale(m)	Pression au sol à la borne(m)
Z*CS1 384.97 m										
						DintCS	0:3002	Dint	133.6	mm
						Dext	315	Dext	140	mm
Cs2CT1	B1	375.70	111.00	120.00	105.00	20.00	1.00	1.43	0.74	8.53
	B2	374.90	161.00	120.00	105.00	20.00	51.00	1.43	1.47	8.60
Cs2CT2	B1	375.20	340.00	120.00	315.00	20.00	1.00	1.43	2.20	7.57
	B2	375.06	390.00	120.00	315.00	20.00	51.00	1.43	2.92	6.99
Cs2CT3	B1	375.18	531.00	120.00	525.00	20.00	1.00	1.43	3.66	6.13
	B2	374.50	581.00	120.00	525.00	20.00	51.00	1.43	4.38	6.09
	B3	374.32	631.00	120.00	525.00	20.00	101.00	1.43	5.10	5.55
Cs2CT4	B1	374.25	739.00	120.00	735.00	20.00	1.00	1.43	5.11	5.61
	B2	373.45	789.00	120.00	735.00	20.00	51.00	1.43	5.83	5.69
	B3	373.50	839.00	120.00	735.00	20.00	101.00	1.43	6.56	4.91
Z*CT4 379.87 m										
						DintCS	0:3002	Dint	133.6	mm
						Dext	315	Dext	140	mm
Cs2CT5	B1	373.33	949.00	100.00	210.00	20.00	1.00	1.43	1.03	5.51
	B2	373.26	999.00	100.00	210.00	20.00	51.00	1.43	1.75	4.86
	B3	373.01	1049.00	100.00	210.00	20.00	101.00	1.43	2.47	4.39
Cs2CT6	B1	374.00	1159.00	100.00	420.00	20.00	1.00	1.43	2.04	3.83
	B2	373.66	1209.00	100.00	420.00	20.00	51.00	1.43	2.76	3.45
	B3	373.31	1259.00	100.00	420.00	20.00	101.00	1.43	3.48	3.08
Cs2CT7	B1	374.00	1377.00	100.00	630.00	20.00	1.00	1.43	3.05	2.82
	B2	373.50	1409.00	100.00	630.00	20.00	51.00	1.43	3.77	2.60
	B3	373.00	1459.00	100.00	630.00	20.00	101.00	1.43	4.49	2.38
	B4	373.50	1509.00	100.00	630.00	20.00	151.00	1.43	5.22	1.15
Z*CT7 376.83 m										
						DintCS	0:3002	Dint	152.4	mm
						Dext	315	Dext	160	mm
Cs2CT8	B1	373.76	1587.00	80.00	210.00	20.00	1.00	1.10	0.65	2.42
	B2	373.45	1607.00	80.00	210.00	20.00	51.00	1.10	1.01	2.37
	B3	373.17	1657.00	80.00	210.00	20.00	101.00	1.10	1.37	2.29
	B4	373.24	1707.00	80.00	210.00	20.00	151.00	1.10	1.73	1.86
	B5	373.00	1757.00	80.00	210.00	20.00	201.00	1.10	2.09	1.74
Cs2CT9	B1	373.00	1817.00	80.00	420.00	20.00	1.00	1.10	1.30	2.53
	B2	372.55	1867.00	80.00	420.00	20.00	51.00	1.10	1.66	2.62
	B3	372.46	1917.00	80.00	420.00	20.00	101.00	1.10	2.02	2.35
	B4	373.03	1967.00	80.00	420.00	20.00	151.00	1.10	2.38	1.42
	B5	373.00	2017.00	80.00	420.00	20.00	201.00	1.10	2.73	1.10
Z*CT9 375.54 m										
						DintCS	0:3002	Dint	152.4	mm
						Dext	315	Dext	160	mm
Cs2CT10	B1	372.50	2027.00	60.00	210.00	20.00	1.00	1.10	0.37	2.67
	B2	373.00	2077.00	60.00	210.00	20.00	51.00	1.10	0.73	1.81
	B3	372.31	2127.00	60.00	210.00	20.00	101.00	1.10	1.09	2.14
	B4	372.41	2177.00	60.00	210.00	20.00	151.00	1.10	1.45	1.68
Cs2CT11	B1	372.02	2237.00	60.00	420.00	20.00	1.00	1.10	0.74	2.78
	B2	372.19	2287.00	60.00	420.00	20.00	51.00	1.10	1.09	2.26
	B3	372.13	2337.00	60.00	420.00	20.00	101.00	1.10	1.45	1.96
	B4	372.15	2387.00	60.00	420.00	20.00	151.00	1.10	1.81	1.58
	B5	372.63	2437.00	60.00	420.00	20.00	201.00	1.10	2.17	0.54
Z*CT11 374.81 m										
						DintCS	0:3002	Dint	152.4	mm
						Dext	315	Dext	160	mm
Cs2CT12	B1	371.50	2447.00	40.00	210.00	20.00	1.00	1.10	0.17	3.14
	B2	371.34	2497.00	40.00	210.00	20.00	51.00	1.10	0.53	2.94
	B3	371.43	2547.00	40.00	210.00	20.00	101.00	1.10	0.89	2.49
	B4	371.47	2597.00	40.00	210.00	20.00	151.00	1.10	1.24	2.10
	B5	371.56	2647.00	40.00	210.00	20.00	201.00	1.10	1.60	1.65
Cs2CT13	B1	371.50	2717.00	40.00	420.00	20.00	1.00	1.10	0.33	2.98
	B2	371.26	2767.00	40.00	420.00	20.00	51.00	1.10	0.69	2.86
	B3	371.15	2817.00	40.00	420.00	20.00	101.00	1.10	1.05	2.61
	B4	371.10	2867.00	40.00	420.00	20.00	151.00	1.10	1.41	2.30
	B5	371.10	2917.00	40.00	420.00	20.00	201.00	1.10	1.76	1.95
	B6	371.10	2967.00	40.00	420.00	20.00	251.00	1.10	2.12	1.59
Z*CT13 374.49 m										
						DintCS	0:3002	Dint	152.4	mm
						Dext	315	Dext	160	mm
Cs2CT14	B1	371.00	3037.00	20.00	210.00	20.00	1.00	1.10	0.05	3.44
	B2	370.60	3087.00	20.00	210.00	20.00	51.00	1.10	0.41	3.28
	B3	370.75	3137.00	20.00	210.00	20.00	101.00	1.10	0.76	2.98
	B4	370.85	3187.00	20.00	210.00	20.00	151.00	1.10	1.12	2.52

Tableau 10: Simulation sur CS3

Code Portefeuille	Forme sur ventilateur	Gonflage (solidité)	Distance/0 différence (m)	Débit Amount (kg/s)	Distance amount(m)	Débit ventilateur (kg/s)	Distance (m)	Vitesse (m/s)	Portefeuille charge (kg)	Résistance statistique (kg)										
											Débit Dm1	Débit Dm2	Débit Dm3	Débit Dm4						
CS3CT1	Z-CT1	384,24 m		140,00	105,00	20,00	1,00	1,43	0,30	9,44										
											B1	374,50	391,00	140,00	105,00	20,00	1,00	1,43	0,30	9,44
											B2	374,25	446,00	140,00	105,00	20,00	51,00	1,43	1,02	8,97
											B3	374,80	501,00	140,00	105,00	20,00	101,00	1,43	1,74	7,70
CS3CT2	Z-CT2			140,00	315,00	20,00	1,00	1,43	0,66	8,39										
											B1	376,00	658,00	140,00	315,00	20,00	61,00	1,43	1,58	8,40
											B2	374,25	658,00	140,00	315,00	20,00	101,00	1,43	2,31	7,69
											B3	374,10	711,00	140,00	315,00	20,00	1,00	1,43	1,42	7,32
CS3CT3	Z-CT3			140,00	525,00	20,00	61,00	1,43	2,15	8,09										
											B1	374,00	868,00	140,00	525,00	20,00	101,00	1,43	2,87	7,42
											B2	374,00	921,00	140,00	525,00	20,00	1,00	1,43	1,99	7,95
											B3	373,95	921,00	140,00	525,00	20,00	51,00	1,43	2,71	7,88
CS3CT4	Z-CT4			140,00	735,00	20,00	101,00	1,43	3,43	6,77										
											B1	374,04	1160,00	140,00	735,00	20,00	1,00	1,43	3,43	6,77
											B2									
											B3									
CS3CT5	Z-CT5	382,27 m		120,00	210,00	20,00	1,00	1,43	1,47	5,80										
											B1	376,00	1270,00	120,00	210,00	20,00	51,00	1,43	1,47	5,80
											B2	373,49	1325,00	120,00	210,00	20,00	101,00	1,43	2,19	6,59
											B3	373,91	1380,00	120,00	210,00	20,00	151,00	1,43	2,92	6,44
CS3CT6	Z-CT6			120,00	420,00	20,00	1,00	1,43	2,99	5,04										
											B1	373,50	1590,00	120,00	420,00	20,00	1,00	1,43	2,99	5,04
											B2	373,50	1590,00	120,00	420,00	20,00	51,00	1,43	3,65	5,11
											B3	373,51	1690,00	120,00	420,00	20,00	101,00	1,43	4,37	4,32
CS3CT7	Z-CT7			120,00	630,00	20,00	1,00	1,43	4,38	3,67										
											B1	374,72	1661,00	120,00	630,00	20,00	1,00	1,43	4,38	3,67
											B2	373,50	1611,00	120,00	630,00	20,00	51,00	1,43	5,11	3,17
											B3	373,10	1661,00	120,00	630,00	20,00	101,00	1,43	5,89	3,34
CS3CT8	Z-CT8			100,00	210,00	20,00	1,00	1,43	1,09	3,37										
											B1	373,50	1771,00	100,00	210,00	20,00	51,00	1,43	1,75	3,07
											B2	373,09	1826,00	100,00	210,00	20,00	101,00	1,43	2,47	2,16
											B3	373,27	1876,00	100,00	210,00	20,00	151,00	1,43	3,19	1,21
CS3CT9	Z-CT9			100,00	420,00	20,00	1,00	1,43	2,82	1,01										
											B1	373,21	2011,00	100,00	420,00	20,00	201,00	1,43	4,64	0,46
											B2	373,49	2221,00	80,00	210,00	20,00	51,00	1,10	2,03	2,16
											B3	373,25	2276,00	80,00	210,00	20,00	101,00	1,10	2,39	2,02
CS3CT10	Z-CT10			80,00	210,00	20,00	1,00	1,10	0,65	1,73										
											B1	373,50	2491,00	80,00	210,00	20,00	51,00	1,10	1,37	1,61
											B2	373,45	2531,00	60,00	210,00	20,00	101,00	1,10	1,73	1,65
											B3	372,80	2376,00	80,00	210,00	20,00	151,00	1,10	2,09	1,35
CS3CT11	Z-CT11			80,00	210,00	20,00	1,00	1,10	2,45	0,73										
											B1	373,50	2581,00	80,00	210,00	20,00	251,00	1,10	2,80	1,01
											B2	372,50	2631,00	60,00	210,00	20,00	51,00	1,10	2,45	0,73
											B3	372,86	2425,00	80,00	210,00	20,00	101,00	1,10	2,80	0,93
CS3CT12	Z-CT12			80,00	210,00	20,00	1,00	1,10	2,52	0,50										
											B1	373,50	2731,00	80,00	210,00	20,00	301,00	1,10	2,80	0,42
											B2	372,16	2681,00	60,00	210,00	20,00	51,00	1,10	2,52	0,50
											B3	372,21	2731,00	80,00	210,00	20,00	101,00	1,10	2,52	0,50
CS3CT13	Z-CT13			40,00	210,00	20,00	1,00	1,10	2,32	0,83										
											B1	371,72	2841,00	40,00	210,00	20,00	301,00	1,10	2,32	0,83
											B2	371,75	2891,00	40,00	210,00	20,00	51,00	1,10	0,93	2,79
											B3	372,09	2951,00	40,00	210,00	20,00	101,00	1,10	0,69	2,18
CS3CT14	Z-CT14			40,00	420,00	20,00	201,00	1,10	1,76	1,61										
											B1	371,50	3051,00	40,00	420,00	20,00	201,00	1,10	1,76	1,61
											B2	371,35	3101,00	40,00	420,00	20,00	251,00	1,10	2,12	1,40
											B3	371,35	3151,00	40,00	420,00	20,00	301,00	1,10	2,48	1,03
CS3CT14	Z-CT14			20,00	210,00	20,00	1,00	1,10	0,05	2,50										
											B1	374,55 m	3061,00	20,00	210,00	20,00	1,00	1,10	0,05	2,50
											B2	371,76	3111,00	20,00	210,00	20,00	51,00	1,10	0,41	2,39
											B3	371,85	3161,00	20,00	210,00	20,00	101,00	1,10	0,76	1,93
CS3CT14	Z-CT14			20,00	210,00	20,00	1,00	1,10	1,12	1,58										
											B1	371,95	3211,00	20,00	210,00	20,00	151,00	1,10	1,12	1,58
											B2	371,49	3261,00	20,00	210,00	20,00	201,00	1,10	1,48	1,64
											B3	371,37	3311,00	20,00	210,00	20,00	251,00	1,10	1,84	1,34
CS3CT14	Z-CT14			20,00	210,00	20,00	301,00	1,10	2,20	1,17										
											B1	371,18	3361,00	20,00	210,00	20,00	301,00	1,10	2,20	1,17
											B2									
											B3									

6. Dimensionnement de la station de pompage

6.1. Dimensionnement de l'électropompe de surface

L'aspiration a lieu dans une chambre de pompage contiguë au déssableur. Le fond est calé à -0,81 m du radier aval du déssableur soit la côte 379,06 m.

La crépine est calée à 379,56 m soit 0.50 m au dessus du fond du puits.

- La côte de l'axe de la pompe est calée à (+ 0,62 m) au dessus du remblai sur la conduite de la prise soit 382,17 m

Débit : $Q = 280$ l/s

- Hauteur manométrique totale : $HMT = H_{mref.} + H_{masp}$.
 H_{mref} est définie par la côte piézométrique totale de refoulement (Z^*_{max}) et la côte de l'axe de la pompe (Z_p).

$$H_{mref} = 393,65 - 382,17 = 11,48 \text{ mCE}$$

$$H_{masp} = H_{gasp} + \text{pertes de charge totales}$$

Les pertes de charges sont estimées à 2,00 m environ.

$$\text{La hauteur géométrique totale } H_{gasp} = 382,17 - 379,56 = 2,61 \text{ m}$$

$$H_{masp} = 2,61 + 2,00 = 4,61 \text{ m}$$

$$\text{La Hauteur Manométrique Totale } HMT = 11,48 + 4,61 = 16,09 \text{ mCE.}$$

Ainsi nous retenons une hauteur manométrique totale de 16 m.

- La puissance utile est : $P_U = \frac{Q \times HmT \times \rho}{367} = \frac{0,28 \times 3600 \times 16 \times 1}{367} = 43,95 \text{ kW}$
- En considérant un rendement global $\eta = 0,75$ pour la pompe et du moteur nous avons une puissance absorbée électrique de : $P_E = \frac{P_U}{\eta} = \frac{43,95}{0,75} = 58,59 \text{ kW}$

Nous retenons ainsi un GMP de caractéristiques :

- Débit : $Q = 280$ l/s ou $1008 \text{ m}^3/\text{h}$
- Hauteur manométrique Totale : $HmT = 16$ m
- Puissance absorbée : $P_E = 60$ kW

6.2. Dimensionnement du dispositif anti-bélier

Le dispositif anti-bélier est un réservoir d'air. Il est calculé par la méthode de VIBERT.

Données de base :

- Longueur de conduite : $L = 2057,50 \text{ m}$
- Vitesse dans la conduite en marche normale : $V_o = 1,43 \text{ m/s}$
- Pression d'air dans le réservoir en marche normale : $P_o = H_m T + P_{atm} = 16 + 10 = 26 \text{ mCE}$
- Section de la conduite : $S = 0,196 \text{ m}^2$
- Célérité des ondes : $a = 1000 \text{ m/s}$
- Volume d'air en marche normale U_o
- Volume d'air en fin de dépression U_{max}
- Volume total du ballon U_t

Eléments calculés :

- La variation de pression : $\Delta H = a \times \frac{V_o}{g} = 1000 \times \frac{1,43}{10} = \pm 143 \text{ mCE}$

- Surpression : $P_s = H_m T + \Delta H = 16 + 143 = 159 \text{ mCE}$

- Dépression : $P_d = H_m T - \Delta H = -127 \text{ mCE}$

La surpression et la dépression sont supérieures à la pression max, il y a donc nécessité d'une protection anti-bélier

- Pression à ne pas dépasser dans le réseau : $P_{max} = P_N + P_{atm} = 60 + 10 = 70 \text{ mCE}$

$\frac{P_{max}}{P_o} = \frac{70}{26} = 2,69$

$h_o = \frac{V_o^2}{2 \times g} = \frac{1,43^2}{2 \times 10} = 0,102 \text{ m} \Rightarrow \frac{0,102}{26} = 0,0039$

$\frac{U_o}{L \times S} = 7 \cdot 10^{-3}$

$\frac{P_{min}}{P_o} = 0,501$

- Volume d'air en marche normale : $U_o = 7 \cdot 10^{-3} \times L \times S$
 $= 7 \cdot 10^{-3} \times 2057,5 \times 0,196 = 2,82 \text{ m}^3$

- Pression minimum atteinte dans le réseau : $P_{min} = 0,501 \times 26 = 13,03 \text{ mCE}$

- Volume d'air en fin de dépression : $U_{max} = \frac{P_o \cdot U_o}{P_{min}} = \frac{26 \times 2,82}{13,03} = 5,63 \text{ m}^3$

- Volume total du ballon : $U_t = 1,25 \times U_{max} = 7,033 \text{ m}^3$ soit 7000 l avec une pression minimum de 13 mCE

7. Dimensionnement du réseau de drainage

7.1. Dimensionnement des drains intérieurs

- **Le débit spécifique** : $q_s = \frac{P_{10} \times 10000}{T} \times C$ avec P_{10} la pluie décennale en mm et T le temps maximum mis pour évacuer la crue et C le coefficient de ruissellement estimé à 40%. Selon l'étude de STUDI dans la zone $P_{10} = 87$ mm et nous suppose que les cultures supporteront une immersion de 72 heures maximum. Ainsi le débit spécifique :

$$q_s = \frac{87 \times 10000}{72} \times 0,40 = 4833,3 \text{ l/h/ha ou } 1,34 \text{ l/s/ha}$$

- Les débit des drains : Il est donné par l'expression $Q = q_s \times S$. Pour des raisons d'uniformisation nous adoptons pour le dimensionnement le débit du drain le plus chargé soit $1,34 \times 7 = 9,38$ l/s que nous arrondissons à 10 l/s. En utilisant la formule de MANNING - STRIKLER et sur la base des hypothèses suivantes : i. Pente $i = 0,003$, ii. Fruit $m = 1/1$, iii. $K_s = 30$ nous déterminons les caractéristiques des drains intérieurs en section hydrauliquement favorable:

$$y = \left(\frac{2^{2/3} \times Q}{K_s \times (2 \cdot \sqrt{1 + m^2} - m) \times i^{1/2}} \right)^{3/8} \text{ avec } y \text{ le tirant d'eau normal}$$

$$y = 0,142 \text{ m et}$$

$$b = 2 \cdot y \cdot (\sqrt{1 + m^2} - m) = 0,12 \text{ m}$$

En adoptant 0,20 m pour b et en utilisant la formule générale : $y = 0,12$ m

Les caractéristiques définitives des drains intérieurs sont :

- Largeur au plafond : $b = 0,20$ m
- Pente longitudinale : $i = 3\text{‰}$ en moyenne
- Fruit : $m = 1/1$
- Tirant d'eau moyen : $y = 0,12$ m
- Revanche : $r = 0,08$ m
- Profondeur moyenne : $H = 0,20$ m

7.2. Dimensionnement des fossés de ceinture et du drain principal

Ils sont dimensionnés comme des fossés latéraux de route en considérant une vitesse moyenne de l'écoulement de 1 m/s. Nous considérons qu'ils drainent un impluvium de 15 m de largeur sur une longueur souhaitée. Le drain principal draine les eaux de toute la superficie (135 ha).

Le débit de dimensionnement est donné par la formule de la méthode rationnelle:

$$Q = \frac{1}{360} \times C \times i(t_c, T) \times A^{(1-c)}$$

Avec C = coefficient de ruissellement (40%), i = l'intensité de la pluie fonction de temps de concentration t_c et la période de retour T, A = la superficie du bassin considéré en ha.

Les courbes HDF de Tahoua réalisées par le CIEH pour les pluies de 1964 à 1982 montre la pluie décennale de durée 30 minutes est 49 mm soit une intensité de 1,63 mm/mn ou 98 mm/h.

En considérant les paramètres $m = 3/2$ et $K_s = 30$, les caractéristiques des fossés et du drain principal sont données dans le tableau 9.

Tableau 11: Caractéristiques des fossés latéraux et du drain principal

	Superficie (ha)	I (m/m)	Intensité i (mm/h)	Débit Q (m ³ /s)	b (m)	y (m)	H (m)
CC1	0,375	0,003	98	0,041	0,20	0,21	0,40
CC2	2,39	0,003	98	0,260	0,30	0,44	0,60
CC3	1,87	0,003	98	0,203	0,30	0,40	0,60
DP	135	0,003	98	11,50	2,00	1,44	1,50

8. Dimensionnement des bassins de refroidissement

Les bassins reçoivent l'eau des forages et ils la distribuent dans le réseau par gravité. Ils sont dimensionnés comme un réservoir d'AEP compte tenu du mode de fonctionnement. Le pompage a lieu pendant 18 h sur les forages et l'irrigation s'effectue en 12 h. Les débits sont de 60 m³/h et 87,5 m³/h respectivement pour l'adduction et la distribution.

La détermination de la capacité du réservoir passe par la simulation du fonctionnement du stockage en 24 heures (Tableau 10).

Tableau 12: Simulation du fonctionnement de stockage

Période horaire	Ressource (m3)		Distribution (m3)		Bilan (m3)
	Partielle	Cumulée	Partielle	Cumulée	
0 - 1	60.00	60.00	0.00	0.00	60.00
1 - 2	60.00	120.00	0.00	0.00	120.00
2 - 3	60.00	180.00	0.00	0.00	180.00
3 - 4	60.00	240.00	0.00	0.00	240.00
4 - 5	60.00	300.00	0.00	0.00	300.00
5 - 6	60.00	360.00	87.50	87.50	272.50
6 - 7	60.00	420.00	87.50	175.00	245.00
7 - 8	60.00	480.00	87.50	262.50	217.50
8 - 9	60.00	540.00	87.50	350.00	190.00
9 - 10	60.00	600.00	87.50	437.50	162.50
10 - 11	60.00	660.00	87.50	525.00	135.00
11 - 12	0.00	660.00	87.50	612.50	47.50
12 - 13	0.00	660.00	87.50	700.00	-40.00
13 - 14	0.00	660.00	87.50	787.50	-127.50
14 - 15	0.00	660.00	87.50	875.00	-215.00
15 - 16	0.00	660.00	87.50	962.50	-302.50
16 - 17	0.00	660.00	87.50	1050.00	-390.00
17 - 18	60.00	720.00	87.50	1137.50	-477.50
18 - 19	60.00	780.00	0.00	1137.50	-357.50
19 - 20	60.00	840.00	0.00	1137.50	-297.50
20 - 21	60.00	900.00	0.00	1137.50	-237.50
21 - 22	60.00	960.00	0.00	1137.50	-177.50
22 - 23	60.00	1020.00	0.00	1137.50	-117.50
23 - 24	60.00	1080.00	0.00	1137.50	-57.50
Réserve nécessaire				VD	717.50

La capacité nécessaire du réservoir issue de la simulation est **717,50 m3**.

En considérant un réservoir carré, nous adoptons les dimensions intérieures suivantes pour le bassin :

- Longueur : 24,50 m
- Largeur : 24,50 m
- Profondeur totale : 1,50 m (la profondeur utile est de 1,20 m et la revanche est 0,30 m).
- Volume réel du bassin : 900 m3

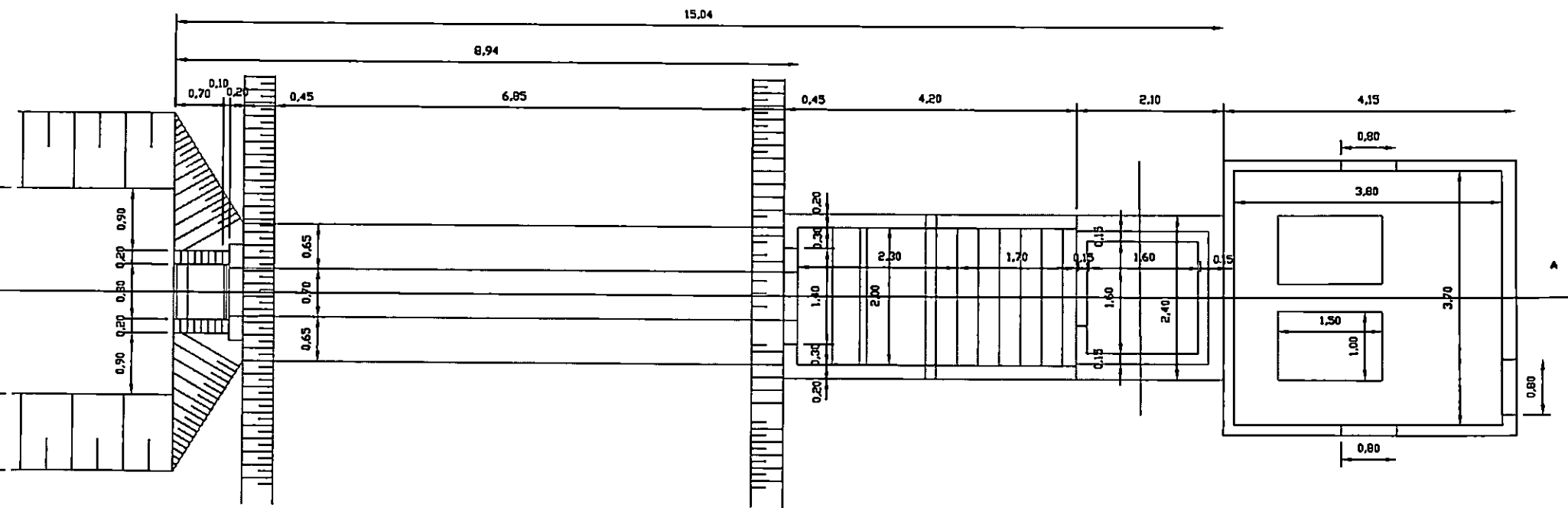
9. Dimensionnement d'un ouvrage de franchissement type

Ce type d'ouvrage est localisé au passage des pistes sur le drain principal. Les paramètres de dimensionnement sont :

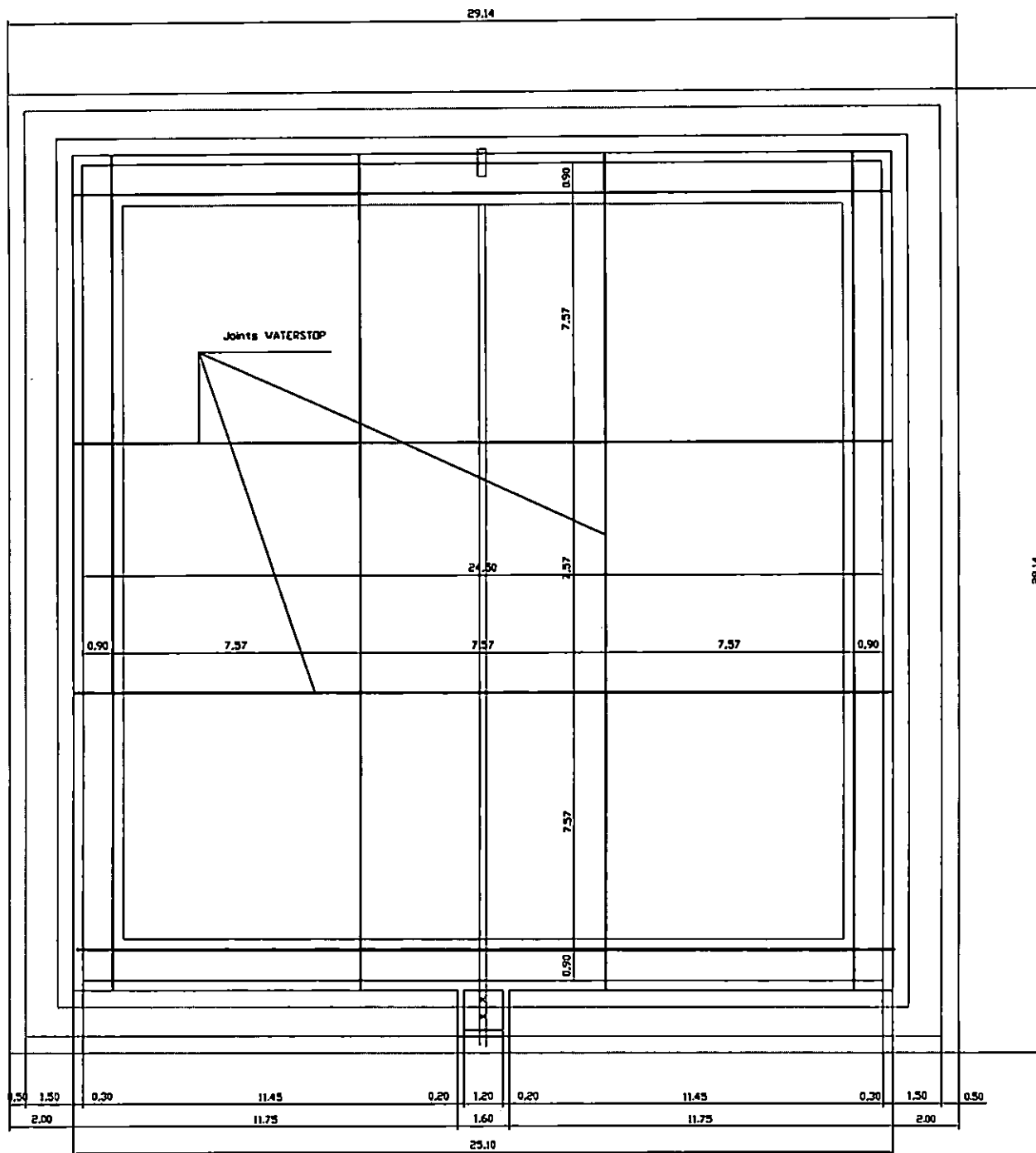
- Débit maximum : 11,5 m3/s
- Vitesse maximum admissible : 2 m/s
- Coefficient de pertes de charge : $K_e = 0,50$
- Longueur de l'ouvrage : $L = 5$ m

Soit B et D respectivement la largeur et la hauteur nous avons : $A = \frac{Q}{V_{\max}} = \frac{11,5}{2} = 5,75 \text{ m}^2$.

Nous fixons $D = 1,50$ m compte tenu de la profondeur du drain. Ainsi $B = 3,83$ et nous retenons 4,00 m. **Nous adoptons en définitive un dalot double : 2 x 2,00 x 1,50 m.**



AMENAGEMENT HYDRDAGRICOLE DE KEHEHE		DNAHA
Echelle: 1/100	Vue en de de l'ouvrage de prise et la station de pompage	Sept. 2006
		Réalisé par la DAERA



AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DE KEHEHE

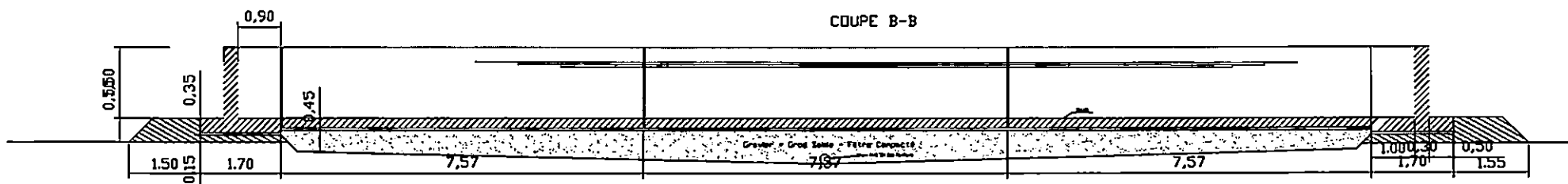
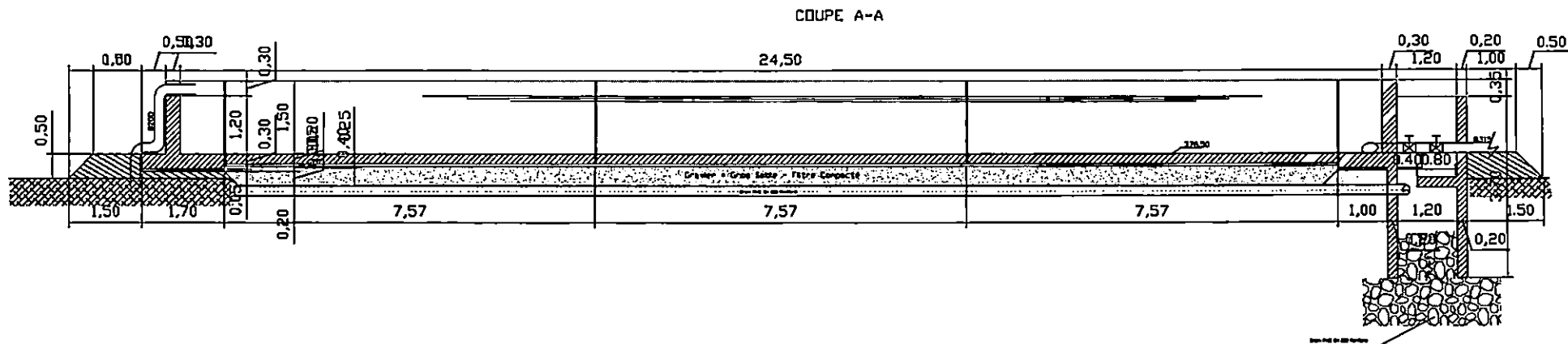
DAHA

Echelle:
1/100

VUE EN PLAN DU BASSIN DE
REFROIDISSEMENT

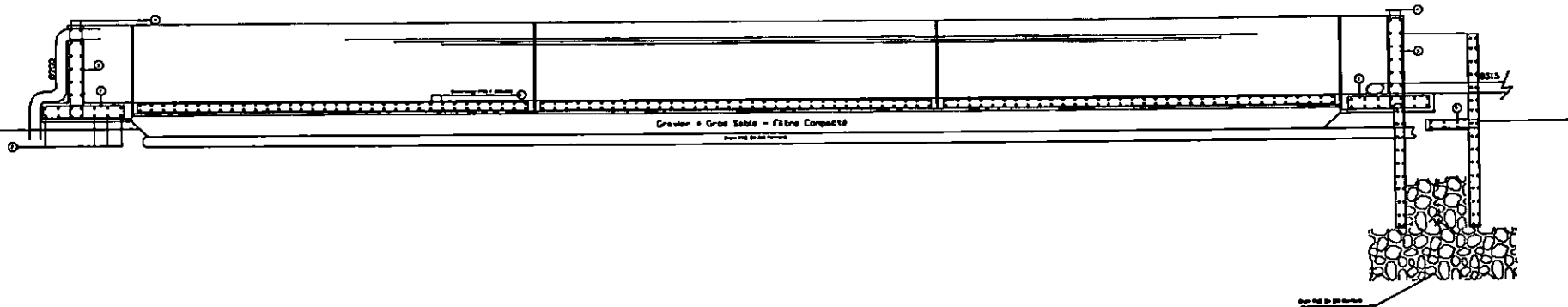
Sept. 2006

Réalisé par la DAERA

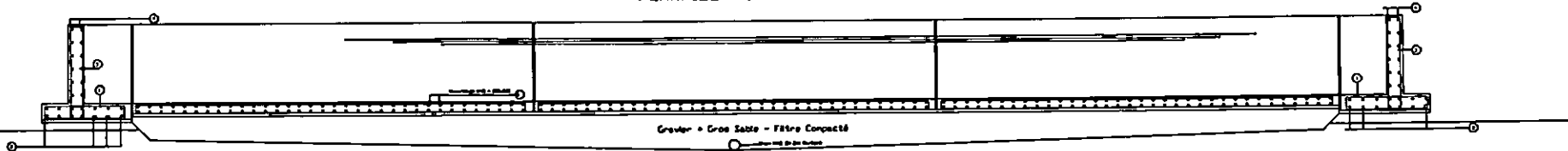


AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DE KEHEHE		DNAHA
Echelle: 1/100	BASSIN DE REFROIDISSEMENT	Sept. 2006
		Réalisé par la DAERA

FERRAILLAGE SELON A-A

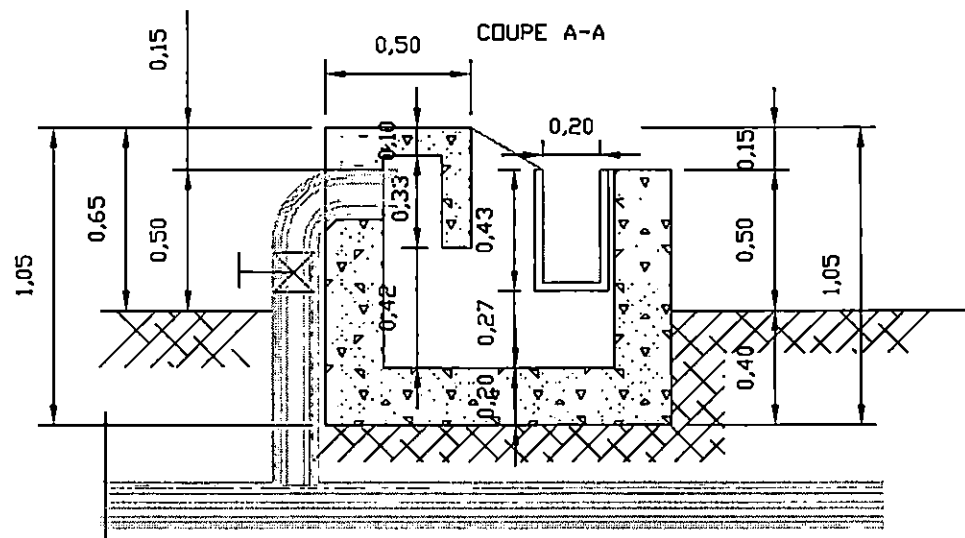


FERRAILLAGE SELON B-B

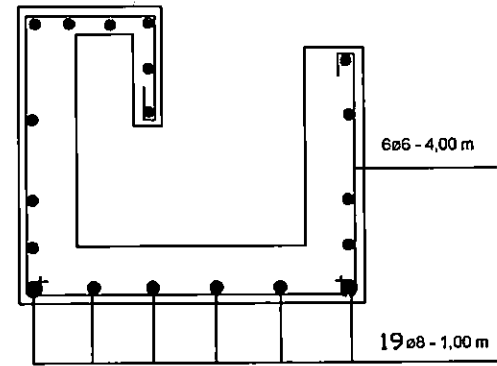


Réf.	NUANCE	LONG. (m)	ESP. (cm)	FORME
1	HA10	400	25	
2	HA8	Filant	20	
3	HA10	410	25	
4	HA10	Filant	20	
5	HA8	1550	20	
6	HA8	300	10	

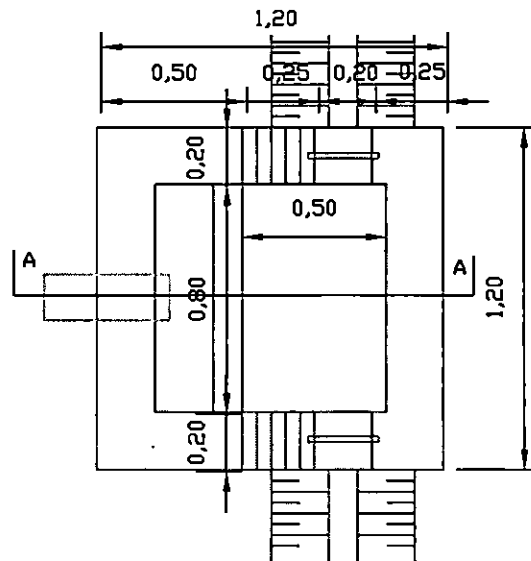
AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DE KEHEHE		ONAHA
Echelle: 1/100	PLAN DE FERRAILLAGE DU BASSIN DE REFROIDISSEMENT	Sept. 2006
		Réalisé par la DAERA



PLAN DE FERRAILLAGE



VUE EN PLAN



AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DE KEHEHE

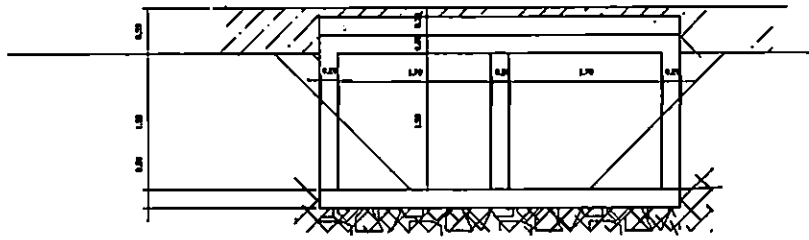
ONAHA

Echelle:
1/100

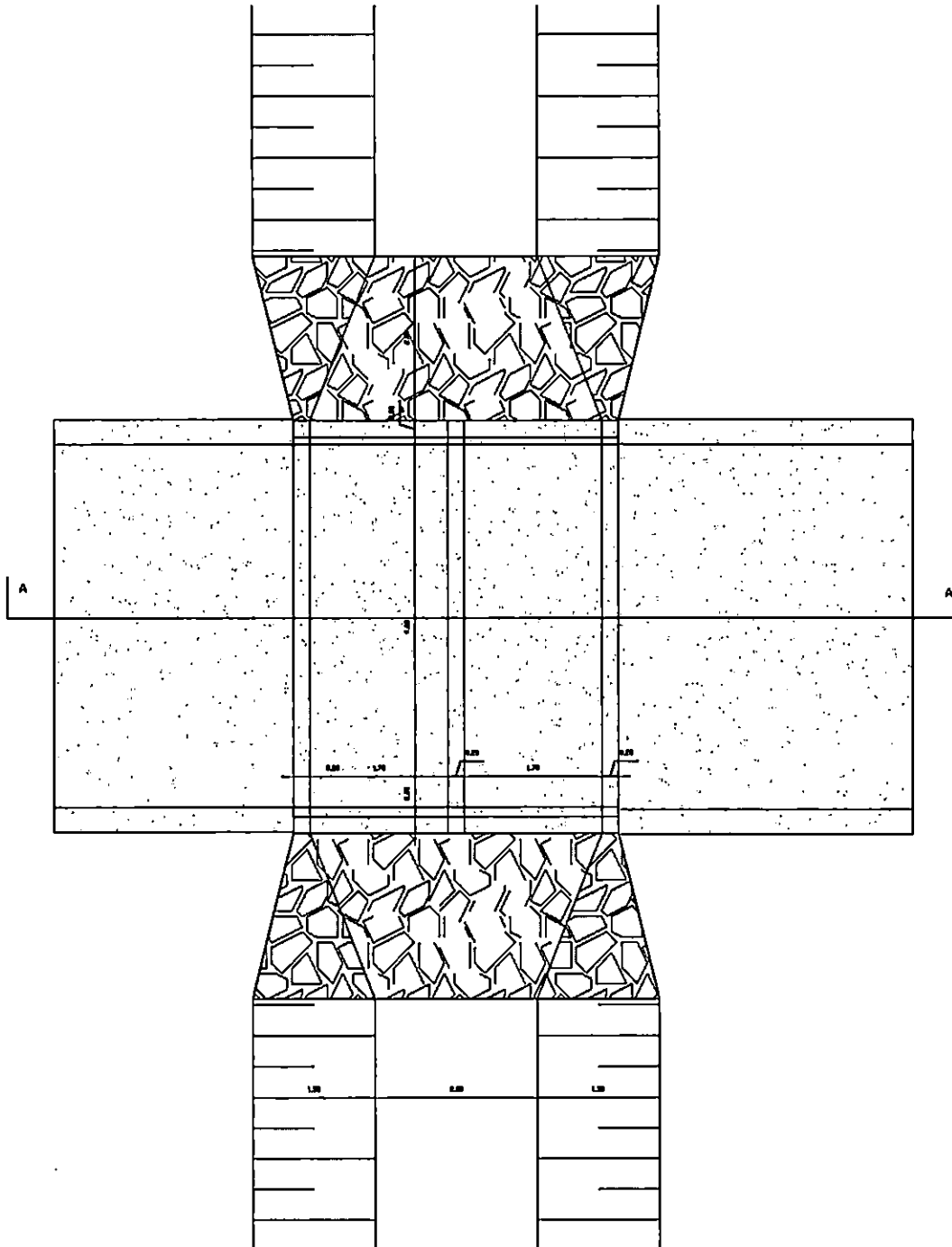
OUVRAGE DE RECEPTION ET DE
REPARTITION DE DEBIT

Sept. 2006

Réalisé par la DAERA



COUPPE A-A DALOT



VUE EN PLAN DU DALOT

OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT (Piste - Drain Principal)

Pose d'une conduite

