REPUBLIQUE DU SENEGAL

SAGESSE DEVOIR

GC.1617

Ecole Polytechnique de Thies

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

EN GENIE CIVIL

TITRE: ETUDE D'UN PROJET DE PERIMETRE IRRIGUE VILLAGEOIS (PIV)

DANS LA REGION DU FLEUVE

AUTEUR : Mathias ANANI

DIRECTEUR : Gérard SOUMA

CO-DIRECTEUR : Amath DIOUF

JUIN 89

DEDICACE

A tous les peuples qui aspirent à l'autosuffisance alimentaire.

Remerciements

A M. Gérard SOUMA pour tous les moyens mis à ma disposition.

A MM Ibou N'DIAYE et Amath DIOUF pour leur disponibilité.

A Mme Anne-Marie SARR COLY pour tout son dévouement à la réussite de ce projet.

A M. Cyprien ADJOVI pour la qualité de ces dessins.

A Mlle Mireille KANDE pour ses précieux conseils.

A mes chers collègues.

A tout le personnel académique.

SOMMAIRE

Le but de ce travail est d'étudier un projet d'aménagement hydro-agricole le long du cours d'eau N'GALENKA dans la région du fleuve. Tout d'abord, une étude préalable assez brève du projet permet de faire l'étude d'avant-projet. A travers cet avant projet, il est question des diverses méthodes de répartition de l'eau aboutissant au dimensionnement des canaux. Ce dernier donne lieu à des calculs de volume de cubature pour remblais et déblais. Des ouvrages annexes tels que partiteurs, ouvrages de chute, de sectionnement, de franchissement, de drainage viennent compléter cette étude. Une estimation du coût du projet très brève vient clôturer celui-ci, mais auparavant, le choix des pompes permet de connaître la méthode d'irrigation la plus appropiée.

TABLE DES MATIERES

Matières	Pages
Dédicace	I
Remerciements	II
Sommaire	III
Introduction	1
Chapitre I: Le milieu du projet	
1-La zone du projet	4
2-Sociologie	4
3-Géotechnique	6
4-Pédologie	6
5-Agronomie	7
Chapitre II: Présentation du périmètre type	9
1-Station de pompage	10
2-Quantité d'eau à distribuer	11
3-Provenance et qualité de l'eau	11
4-La distribution	12
5-Méthode de répartition de l'eau	13
Chapitre III: Dimensionnement des canaux	
1-Critères de dimensionnement	16
2-Illustration du principe de la meilleure section hydraulique	18
Chapitre IV: Calage des canaux	
1-Canal primaire	23
2-Canaux secondaires	24
Chapitre V: Organes annexes	
1-Ouvrages de chutes	25
2-Partiteurs	28

Matières	Pages
Chapitre VI: Les ouvrages particuliers	
1-Les raccordements	31
2-Les dispositifs anti-érosifs	32
3-Les sectionnements	34
4-Les ouvrages de franchissement	35
a-Dalots	35
b-Siphons inversés	36
c-Les passages busés	37
Chapitre VII: Pistes	38
Chapitre VIII: Drains	39
Chapitre IX: Parcelles	41
Chapitre X: Choix de pompe	42
Chapitre XI: Estimation économique	43
Conclusion	44
Annexe n 1	45
Annexe n 2	46
Annexe n 3	51
Annexe n 4	55
Annexe n 5	59
Annexe n 6	61
Annexe n 7	66
Annexe n 8	68
Annexe n 9	70
Plan topographique	
Plans de profil en long	
Bibliographie	

INTRODUCTION

Avant la construction d'une digue de ceinture, dans les années 70, la cuvette du Nianga (fig 1), dont la zone du N'Galenka fait partie, était une zone qui avait été inondée chaque année. Cette digue a supprimé de grandes surfaces de cultures de décrues et de ce fait une partie substantielle est exclue de la base des activités de la population de la zone.

Le développement de petits périmètres (limite de superficie) sur cette partie a été limité. Puisqu'il était évident que l'aménagement de la cuvette de Nianga par de grands périmètres ne se réaliserait pas aussi rapidement que l'on ne l'avait prévu dans les années 70, il a été suggéré de passer tout d'abord par un stade transitoire pour le rétablissement des cultures de décrue et surtout par l'installation des périmètres irrigués villageois(PIV).

Le site à l'étude est situé sur les rives du cours d'eau N'Galenka dans la région du fleuve entre Thiangaye et Tillé-Boubacar (fig 2). Il sera alimenté en eau par pompage depuis le cours d'eau puis écoulé par gravité à l'aide d'un réseau de canaux ouverts artificiels ceinturant les terres à irriguer.

Il s'agira à l'aide de carte topographique obtenue à la SAED (Société d'Aménagement et d'Exploitation des terres du Delta du fleuve Sénégal et des vallées du fleuve Sénégal et de la Falémé)

- de choisir l'emplacement du réseau;
- de faire le calcul du planage;
- de "caler" les canaux et arroseurs, autrement dit d' optimiser l'implantation des canaux et arroseurs en fonction de la topographie;
- de choisir la pompe appropiée.

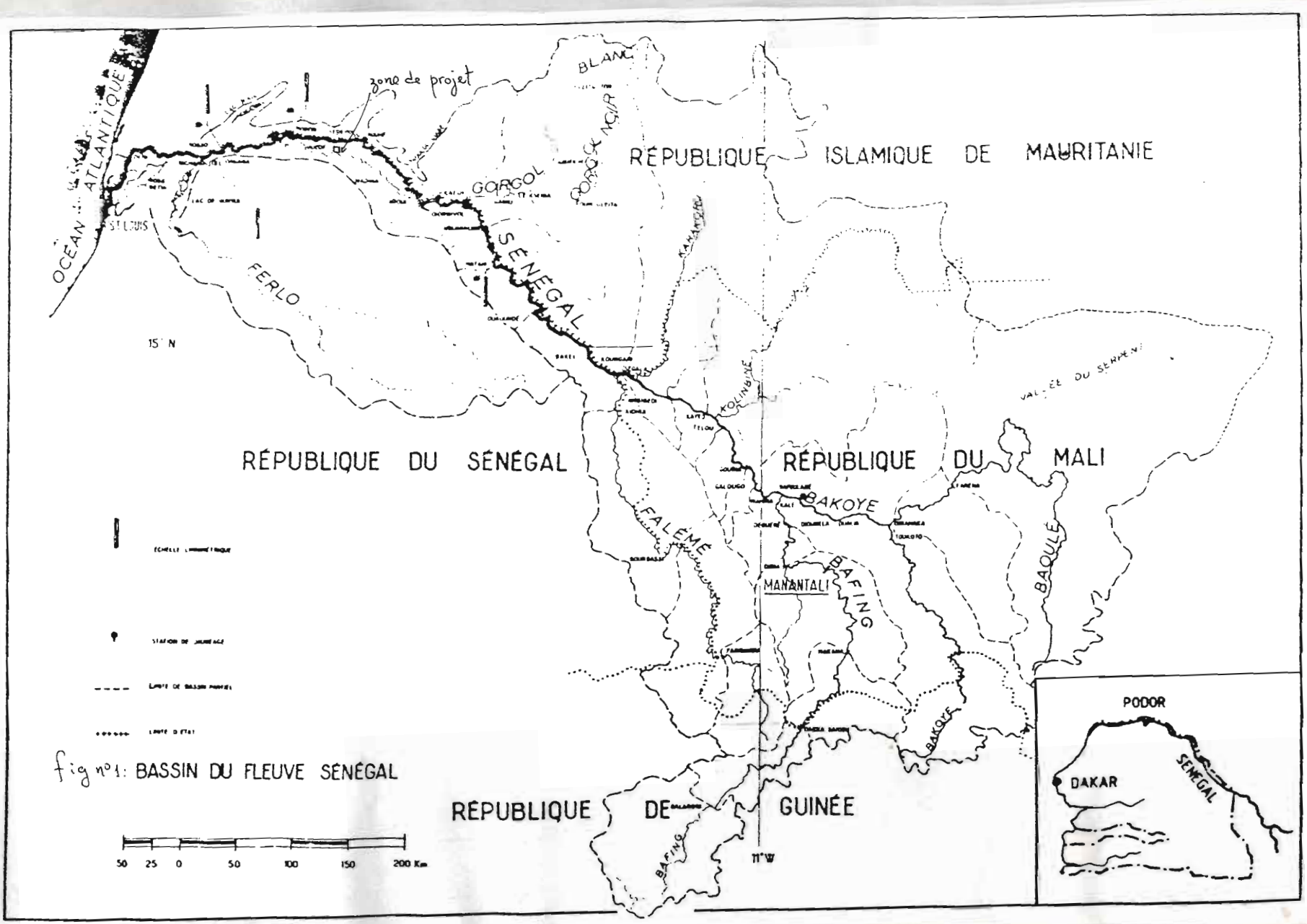


fig n°1: BASSIN DU FLEUVE SÉNÉGAL

Chapitre I- LE MILIEU DU PROJET

1- La zone du projet

Elle se situe dans la vallée inférieure du Sénégal. Le marigot N'Galenka s' embranche sur le Doué, un affluent du Sénégal, et a son embouchure dans le Sénégal en aval du Doué. Les périmètres futurs sont prévus à proximité des rives du marigot. Ils seront exploités par les paysans habitant les villages près du marigot:

TILLE BOUBACAR
DIMAR
DIMAR WALO
DIMAR DIERI
DIANIOUM
THIANGAYE

Le cours d'eau N'Galenka est situé près de la route de Diéri qui suit le fleuve Sénégal sur le Diéri, nom donné aux dunes de sable accompagnant la vallée. Cette route bitumée relie la zone de Nianga à Saint Louis sur une distance de 180 kilomètres. Notons que la zone de projet est dépourvue d'électricité.

2- SOCIOLOGIE

Le bassin du Sénégal a toujours été considéré comme un lieu privilégié pour l'occupation humaine en raison de la productivité élevée de la vallée du fleuve Sénégal. C'est ce qui fait que le système agricole assez complexe est jumelé à une structure sociale également très ancienne et diversifiée.

En effet, plusieurs ethnies se sont installées dans la

vallée et une structuration quasi-féodale s'y est développée. La vie sociale de ce système casté (puisqu'on distingue plusieurs castes pouvant se baser sur une tradition soit militaire, soit religieuse, soit artisanale) s'organisait traditionnellement dans des grandes familles (gallés), regroupant en général tous les descendants masculins d'un chef de famille, leurs femmes et enfants. Ainsi la vie familiale était (et continue à être) constituée et caractérisée par une forte cohésion sociale, la solidarité familiale et l'obligation d'entraide envers les différentes parentés étant un des éléments essentiels de la société sénégalaise.

Cette complexité de systèmes sociaux et agricoles apparaît également dans la manière de faire valoir les terres de la vallée du Sénégal.

Le système traditionnel des droits fonciers fut remanié par la colonisation française, surtout par la création des grands domaines et leur immatriculation cadastrée. Un autre changement important concernant les rapports entre les deux systèmes judiciaires et fonciers, le coutumier et le moderne, fut initié par la loi sur le domaine national du 17 Juin 1964: cette loi a déclaré toutes les terres non immatriculées comme propriété publique.

Par la suite, la mise en place de grands périmètres irrigués (relative à la sécheresse qui empêche les structures anciennes avec leur mode de production à subsister) suivant exclusivement les possibilités techniques a entrainé des frictions entre l'innovation et le comportement traditionnel.

Par la création de nouveaux périmètres, les autorités

sénégalaises désirent harmoniser, à l'avenir, les interventions techniques avec le mode de vie d'une population rurale toujours influencée par des conceptions traditionnelles.

3- GEOTECHNIQUE

Il faudra s'assurer, pour les remblais compactés, de la présence de matériaux qui seront issus soit des déblais adjacents (drains), soit de zone d'emprunt. Le volume total de matériaux reconnus aptes aux remblais doit être égal à 1.5 à 2 fois le volume de remblais mis en place.

L'objectif est de trouver des matériaux ayant les caractéristiques suivantes : IP: indice de plasticité, WL: limite de liquidité, K: perméabilité.

- pour les canaux : IP de 15 à 30, WL < 45, K < 10^{-7} m/s, pourcentage inférieur à 80 m souhaitable : 50 % et jamais inférieur à 20 % (on peut admettre un IP de 12 à 30 en cas de pénurie de matériaux idéaux à proximité).

- pour les pistes : IP de 8 à 18.

cf : Normes techniques d'aménagement pour grands et moyens périmètres en irrigation gravitaire (SAED).

4- PEDOLOGIE

Il existe une variété d'études pédologiques dans la cuvette de Nianga.

Le but d'une étude pédologique est d'identifier les sols sur les sites choisis en tenant compte des aspects hydrologiques, topographiques et sociologique, et de décider en

particulier sur

-l' aptitude des sols à l'irrigation.

-les caractéristiques physiques des sols qui conditionnent la stabilité structurale et la dynamique de l'eau (infiltration, perméabilité, rétention, drainage, lessivage).

-les risques de salinisation des sols.

5- AGRONOMIE

Les types de cultures retenues sont le riz d'hivernage et le riz de contre-saison compte tenu de la nature des sols, de la topographie et de liaison pédologie-agronomie.

En fait, les sols sont aussi aptes à la polyculture comme le maïs, le sorgho l'arachide de bouche la patate douce l'oignon, la pomme de terre, le chou, la tomate.

Le riz est cultivé plat et le labour prévu tous les trois ans.

Selon la norme SAED "Méthodologie pour la conception et la réalisation des périmètres irrigués villageois", l'intensité culturale définie comme étant le nombre de cultures sur la même parcelle durant la même année, ne pourra pas être égale à 2, du moins à moyen terme.

Cela supposerait, en effet, de la part des agriculteurs une très bonne maîtrise technique des différents paramètres suivants : calendrier des travaux très strict, diponibilité en main d'oeuvre et recours à une mécanisation plus intensive des travaux, bonne maîtrise de la fertilisation pour éviter

l'épuisement des sols.

Concernant les besoins en eau d'irrigation, la norme SAED préconise:

.fréquence: 1 irrigation par semaine soit 4 irrigations par mois.

.volume d'eau par irrigation:

riz: 950 m^3/ha

imbibition-riz: 1600 m^3/ha

Pour plus de détails se référer à l'annexe n°1

Chapitre II- PRESENTATION DU PERIMETRE TYPE

L'aménagement d'un PIV comprend en général les ouvrages et installations suivants:

-groupe moto-pompe,conduites d'aspiration et de refoulement

-bassin de dissipation

-canaux primaires et secondaires

-partiteurs

-canaux arroseurs

-passages busés ou en dalots pour pistes

-ouvrages de chute liés au bassin de dissipation

-parcelles pour riziculture

-drainage de la parcelle

-drains

-embouchure drains secondaires en drain primaire

-pistes

-passage à travers le drain

-brise-vent

-diguette.

1- STATION DE POMPAGE

Les groupes moto-pompes (GMP) sont montés sur un radeau flottant.

Ainsi, en fonction de la demande en eau des cultures, on pourra faire le choix des pompes et dimensionner par la suite les canaux en conséquence .

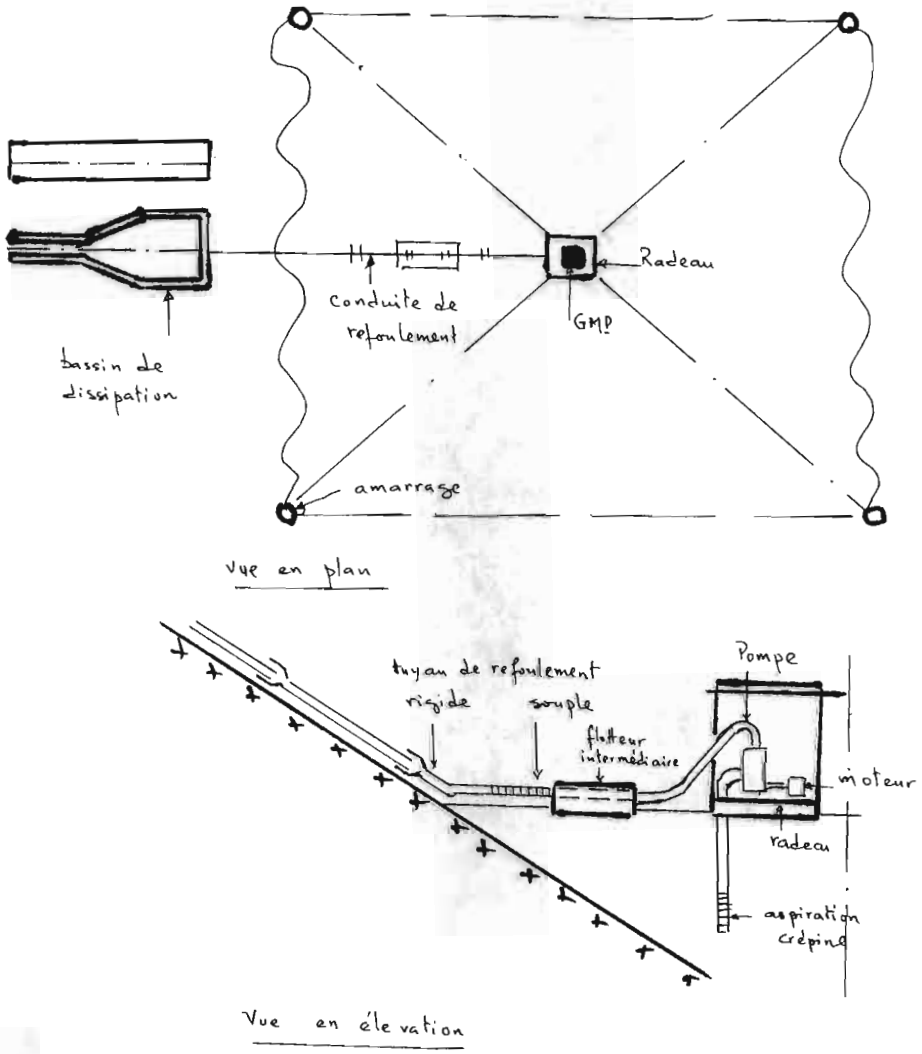


Fig n° 3: Groupe moto-pompe sur radeau flottant

2- QUANTITE D'EAU A DISTRIBUER

Lors de la conception d'un réseau de distribution d'eau pour l'irrigation, le facteur de base à considérer est le débit d'eau à fournir à la prise de distribution. Le volume total, donc le débit, dépend de la superficie du terrain à irriguer, dans notre cas 9.18 ha, et d'autres facteurs parmi lesquels la nature du sol, les besoins en eau des cultures décrites dans le domaine de l'agronomie, les précipitations efficaces, le niveau de la nappe phréatique, etc... .La conception des prises dépendra aussi de la méthode adoptée pour la gestion du réseau de distribution.

3- PROVENANCE ET QUALITE DE L'EAU

L'eau d'irrigation provient en général des cours d'eau, des barrages-réservoirs, des puits ou des sources naturelles. Dans les trois derniers cas, l'eau sera généralement exempte de sédiments, et les prises de distribution pourront être conçues pour livrer un débit proportionnel au débit du canal d'alimentation si celui-ci doit varier. Par contre, les cours d'eau transportent presque toujours des eaux chargées de sédiments. Et on devra en tenir compte pour le mode de réalisation des prises de distribution afin d'éviter l'envasement du cours d'eau en aval de la prise principale.

4- LA DISTRIBUTION

Une fois déterminé le débit qui doit être amené en tête de la zone à irriguer, le problème est de distribuer l'eau sur les parcelles qui vont les utiliser de façon que chacune d'elles reçoive une quantité adéquate au moment opportun.

C'est un problème délicat et complexe par suite de la variété des sols, de la dimension des parcelles et des cultures dans le périmètre irrigué.

Ainsi, on calculera le débit du canal primaire, puis des canaux secondaires et tertiaires comme débit de dérivation, c'est-à-dire en fonction de la surface de la zone et du "quartier" * arrosés respectivement par chacun d'eux cf fig ci-dessous

Enfin, il faut pouvoir arroser chaque parcelle et chaque unité parcellaire par leur rigole de distribution et ceci suivant différentes méthodes qui peuvent être employées.

*Le quartier est un ensemble de parcelles que l'on peut arroser avec une main d'eau et une seule représentant le débit que l'irrigant peut manipuler aisément sans pertes de temps ni d'eau excessives.

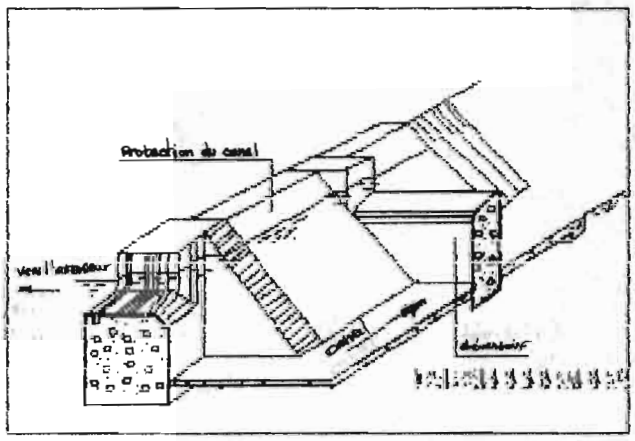


fig: Dérivation de l'eau vers l'arroseur

5- METHODE DE REPARTITION DE L'EAU

La répartition de l'eau aux exploitations agricoles peut s'effectuer selon trois méthodes : continue, par rotation et à la demande.

Avec la méthode continue, chaque cultivateur reçoit sa juste part, en fonction de la superficie de son exploitation, sous forme d'un débit ininterrompu. Ceci implique que l'eau est toujours à sa disposition, bien qu'il n'en ait peut-être pas toujours le besoin ; son emploi réel est donc assez souvent intermittent. La méthode est commode et le réseau facile à exploiter, mais elle entraîne fréquemment un gaspillage de temps et d'eau, en particulier sur les sols sableux, du fait des infiltrations, et un risque de rendre les terres incultivables par sursaturation. En outre, dans les régions où la superficie des exploitations varie dans de grandes proportions, les dimensions des prises de distribution devront également varier depuis les types les plus petits jusqu'aux ouvrages de très grande capacité, ce qui rend difficile la normalisation.

Avec la méthode par rotation, l'eau est transférée en bloc d'une zone à l'autre, et chaque utilisateur en reçoit une quantité déterminée à intervalles fixes. Le système de rotation peut être appliqué à deux exploitants ou davantage, à deux groupes d'exploitants ou davantage, ou encore à des secteurs déterminés de l'ensemble d'un réseau d'irrigation. Si l'on utilise de fortes charges ou de grandes différences de niveau, l'eau peut être

transportée rapidement sur la surface du terrain, ce qui permet de réduire les pertes par infiltration et d'augmenter l'efficience de l'irrigation. Conséquence : faire attention à l'érosion sur les canaux en terre. Lorsque les ressources en eau sont suffisantes, cette méthode ne soulève pas de problèmes particuliers, mais lorsqu'elles ne parviennent pas à satisfaire la demande totale, il faudra répartir le débit disponible selon le principe d'un partage équitable. Il se peut qu'une prise de distribution ne désserve qu'un seul exploitant, ou un groupe d'exploitants. Dans certains pays, en Inde et au Pakistan par exemple, le débit intégral d'une prise de distribution est pris par différents exploitants, chacun à leur tour, la durée du tour étant fixée, dans chaque cas, proportionnellement à la surface irrigable. Dans ces conditions, on peut parvenir à une meilleure normalisation des types de prises de distribution.

La méthode de répartition à la demande est particulièrement appréciée par les cultivateurs, parce que l'eau est toujours disponible aux prises de distribution selon le débit et pour les durées qu'ils demandent. Elle permet à l'exploitant de tirer toute l'eau qu'il désire, avec la seule limitation de la capacité du réseau de canaux. De plus, elle décourage tout gaspillage de l'eau lorsque le prix payé pour celle-ci est basé sur le volume fourni. Par contre, il n'est pas économiquement viable de construire un réseau de canaux d'une capacité suffisante pour satisfaire au même moment la totalité des demandes de tous les exploitants, et cette méthode n'est pas non plus applicable dans le cas de grands canaux alimentés par des cours d'eau non

régularisés. En outre, les possibilités de normalisation des prises de distribution utilisées avec la méthode à la demande sont assez limitées.

Pour plus de détails, se référer a l'annexe n° 2 .

Chapitre III DIMENSIONNEMENT DES CANAUX

1- Critères de dimensionnement

Lors du dimensionnement des canaux, certains critères doivent être fixés à priori puisque le coût de l'aménagement est intimement lié aux caractéristiques géométriques. L'ingénieur doit souvent étudier plusieurs solutions pour en déterminer la plus économique.

Ainsi pour les canaux construits de matériaux non affouillables comme le bois, le métal, le béton, le verre, le plastique, etc, il faut :

- éliminer les dangers d'ensablement en assurant une vitesse supérieure à celle de dépôt (c'est l'auto-nettoyage).
- éviter l'usure en ne dépassant pas une vitesse maximum. Il est possible dans ces cas d'utiliser la section dite de meilleur rendement hydraulique, en principe la plus économique.

Pour les canaux en matériaux affouillables, excavés dans le mort-terrain, il faut :

- considérer les pertes par infiltration, et si nécessaire, exiger un revêtement imperméable.
- assurer des vitesses assez faibles pour ne pas entraîner les matériaux souvent non cohésifs des parois (sable, terre, gravier), ou si nécessaire, exiger un revêtement ou une stabilisation des sols.

- choisir une section réalisable économiquement avec l'équipement disponible.

Hydrauliquement, si le canal est long et que l'écoulement uniforme peut s'établir, on utilise les formules d'écoulement uniforme et de continuité. Cependant la solution n'est pas unique car il y a plusieurs formes géométriques et plusieurs matériaux qui peuvent satisfaire des valeurs de débits Q et de pente S.

Dans le cas général, cette pente est comprise entre 1/10000 et 1/100. En fait, à moins de 1/10000 (10 cm/km), la pente du canal n'a plus de signification pratique pour de courtes longueurs ; à plus de 1/100 (100 cm/km), les vitesses sont souvent excessives pour les sections non revêtues. Un revêtement est prévu pour le canal primaire (lorsque la distribution de l'eau est continue).

La carte topographique à l'échelle du 1/1000 nous a permis de déterminer l'emplacement des canaux et la pente longitudinale de ces canaux dépend de la topographie du terrain et des besoins.

Le canal primaire aura une longueur de cinq cent dix-neuf (519) mètres (se référer aux cartes de profil en long jointes au rapport en annexe) et la section reste constante. On peut supposer qu'il s'établit un régime uniforme d'écoulement où la pente constante de la ligne d'eau est égale à celle du canal. La pente du canal primaire de ce projet est de 5/10000.

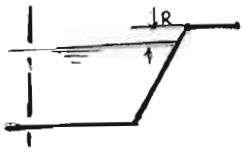
Les pentes latérales dépendant du matériau, pour un revêtement en béton, la pente adoptée est de .5:1 et pour un canal secondaire sans revêtement de section trapézoïdale comme le canal

revêtu (canal primaire), nous adoptons comme fruit de talus la valeur 3/2 (3 de base pour 2 de hauteur) à l'extérieur comme à l'intérieur de celui-ci correspondant à des terrains courants.

Suivant la débitance désirée, la largeur de base varie de .20m à 1m et, corrélativement, la hauteur totale de .30m à 1m en admettant une hauteur d'eau égale aux 7/10 environ de la hauteur totale.

Ainsi, nous adoptons une certaine valeur de revanche. La revanche, étant la surélevation des berges par rapport au niveau maximum de l'eau mesurée verticalement, varie quelque peu avec le type de canal, sa taille et son utilisation.

La revanche minimale pour des canaux dont le débit varie de 30 à 150l/s sera de 10 à 15cm et pour ceux de 150 à 300l/s, 15 à 20cm. Les petits canaux demandent ou exigent un minimum de 10cm afin d'éviter lors d'une obstruction dûe aux sédiments et autres, que le niveau d'eau ne dépasse ou n'atteigne la berge.



R : revanche

2- ILLUSTRATION DU PRINCIPE DE LA MEILLEURE SECTION HYDRAULIQUE

Utilisons la section dite de meilleur rendement hydraulique. La meilleure section hydraulique est celle qui, pour une forme donnée et une aire donnée de section d'écoulement, donnera le plus fort débit pour une pente donnée.

L'examen de la formule de Manning :

$$Q = (1/n)AR^{2/3}S^{1/2}$$

avec P : périmètre mouillé

A : aire du périmètre mouillé

R : rayon hydraulique

S : pente du canal

n : coefficient de Manning

Q : débit

révèle qu'on y arrivera en faisant R maximum. Puisque R = A/P, c'est aussi la section qui aura un périmètre mouillé minimum (donc revêtement minimum ou un minimum de matériaux requis pour sa construction).

Prenons le cas d'un canal trapézoïdal. On peut considérer la meilleure section hydraulique comme celle qui portera un débit donné avec une pente longitudinale donnée, un coefficient de Manning donné et une perte d'énergie minimale. Soit z la pente des berges

Pour z =constant

A =constant

y et b variables

y étant la profondeur de l'eau , A l'aire du périmètre mouillé P et b la largeur au plafond du canal trapézoidal.

En cherchant une relation entre b et y qui fera R le rayon hydraulique maximum, on obtient:

$$b = 2y[\sqrt{(1 + z^2)} - z]$$

En effet $R = A/P = A/[b + 2y\sqrt{(1 + z^2)}]$

puisque $b = A/y - yz$ car $A = by + y^2 z$

R devient alors

$$R = A/[A/y - yz + 2y\sqrt{(1 + z^2)}]$$

En dérivant par rapport à y, on a:

$$dR/dy = -A[-A/y^2 - z + 2\sqrt{(1 + z^2)}]/[A/y - zy + 2y\sqrt{(1 + z^2)}]^2$$

$$dR/dy = 0 \rightarrow \quad -A/y^2 - z + 2\sqrt{(1 + z^2)} = 0$$

$$\text{et} \quad A/y - zy + 2\sqrt{(1 + z^2)} \neq 0$$

En remplaçant A par son expression générale on obtient :

$$A = by + y^2 z = 2y^2\sqrt{(1 + z^2)} - y^2 z \qquad (1)$$

$$b + yz = 2y\sqrt{(1 + z^2)} - yz$$

et finalement

$$b = 2y[\sqrt{(1 + z^2)} - z] \qquad (2)$$

Pour trouver R maximum, il suffit alors de porter la valeur trouvée de b dans l'expression générale :

$$R = A/[b + 2y\sqrt{(1 + z^2)}]$$

$$R = A/[2y\sqrt{(1 + z^2)} - 2yz + 2y\sqrt{(1 + z^2)}]$$

et puisque $A = y^2[2\sqrt{(1 + z^2)} - z]$ relation (1)

$$R = y^2[2\sqrt{(1 + z^2)} - z]/\{2y[2\sqrt{(1 + z^2)} - z]\} = y/2$$

D'où $R = y/2$

Pour A = constant, y = constant, cherchons la valeur de z qui donne R maximum.

Dérivons R par rapport à z

$$R = A/[A/y - zy + 2y\sqrt{(1 + z^2)}]$$

$$dR/dz = -A[A/y - zy + 2y\sqrt{(1 + z^2)}]^2[-y + 2yz(1 + z^2)^{-1/2}]$$

$$dR/dz = 0 \rightarrow -y + 2yz/\sqrt{(1 + z^2)} = 0$$

$$\text{et} \quad A/y - zy + 2y\sqrt{(1 + z^2)} \neq 0$$

$$z/\sqrt{(1 + z^2)} = 1/2 \rightarrow z^2/(1 + z^2) = 1/4$$

$$4z^2 - z^2 - 1 = 0$$

$$3z^2 - 1 = 0$$

$$z = 1/\sqrt{3}$$

Ainsi $b = 2y(2/\sqrt{3} - 1/\sqrt{3})$

$$b = 2y/\sqrt{3}$$

Il s'agit d'un demi-hexagone, qui est la meilleure de toutes les sections trapézoïdales.

APPLICATIONS PRATIQUES

Il s'agit de déterminer y et b pour Q = 215.42 l/s (Cf annexe n°2) concernant le canal trapézoïdal recouvert de béton.

On part de la formule de Manning

$$Q = AR^{2/3} S^{1/2}/n$$

et comme $A = (b + zy)y$, $R = y/2$ et $b = 2y/\sqrt{3}$

alors $A = (2/\sqrt{3} + z)y^2$

$$Q = (2/\sqrt{3} + z)y^2 y^{2/3} S^{1/2}/(n2^{2/3})$$

et $$y^{8/3} = 2^{2/3} nQ/[(2/\sqrt{3} + z)S^{1/2}]$$

$$y = \{2^{2/3} nQ/[(2/\sqrt{3} + z)S^{1/2}]\}^{3/8}$$

$$y = \{2^{2/3}(.012)(.21542)/[(2/\sqrt{3} + 1/\sqrt{3}).0005^{1/2}]\}^{3/8}$$

$$y = .431m$$

Ainsi $b = 2(.431)/\sqrt{3} = .498m$

On prend alors b = .50m

En prenant une revanche de 10cm qui correspond au minimum, on a

$$h = y + .10 = .431 + .10 = .531$$

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau = \gamma SR$$

$$\tau = 9810(.0004)(.2165)$$

$\tau = 1.05$ N/m² permettant l'auto-nettoyage.

Par contre avec un canal non revêtu trapézoïdal (n=0.017)

qui jouerait le rôle de canal secondaire, nous avons à dimensionner celui-ci pour un débit de 74.44 l/s (Cf annexe n° 2) une pente de S = .0004 et une pente latérale de 3/2 car matériau affouillable.

Puisque $R = y/2$

$$A = (b + zy)y$$

$$b = 2y[\sqrt{(1+z^2)} - z]$$

et que selon Manning

$$Q = 1/n(AR^{2/3}S^{1/2})$$

On a :

$$Q = 1/n(b + zy)y(y/2)^{2/3}S^{1/2}$$

$$= 1/n\{2[\sqrt{(1+z^2)} - z] + z\}y^2(y/2)^{2/3}S^{1/2}$$

On tire :

$$y = [n2^{2/3}Q/\{[2\sqrt{(1+z^2)} - z]S^{1/2}\}]^{3/8}$$

$$y = [(.017)(1.59)(.07444)/\{[2\sqrt{(1 + (3/2)^2)} - 3/2].0004^{1/2}\}]^{3/8}$$

$$y = .32 \text{ m}$$

D'où $b = 2(.32)[\sqrt{(1+(3/2)^2)} - 3/2]$

$$b = .194\text{m}$$

On prend b = .30 m

Selon la méthode utilisée pour l'irrigation, on aura pour celle par rotation, des canaux primaires et secondaires non revêtus ayant des débits de l'ordre de 74.44l/s et pour celle continue (canal primaire revêtu en béton) de 215.42l/s tandis que les canaux secondaires non revêtus auront un débit de 71.81l/s. (Cf annexe n° 2)

D'où l'utilisation de partiteur afin de partager le débit provenant du canal primaire en diverses parties égales.

Chapitre IV- CALAGE DES CANAUX

Dans tout ce qui suit, le canal primaire sera en béton tandis que les canaux secondaires seront en matériau affouillable.

1- Canal primaire

Le canal primaire a les dimensions suivantes cf fig.4. Le canal ne sera pas calé dans le terrain naturel mais plutôt à 10cm au-dessus du terrain naturel. Ainsi les 10cm entre le canal et le terrain naturel seront en remblais compactés pour limiter les infiltrations.

En regard de la forme hachurée, on peut déterminer le volume de terre à mettre en place par mètre linéaire (fig.n°4) :

$$Vol = 2(.3 + 1.25)(.633)/2 + 2(1.115 - .5)(.633)/4 + (.10)(.50)$$

$$Vol = 1.226 m^3 / ml$$

et le volume total = $(1.226)(519) = 636.2 m^3$

La cote amont du fond du canal sera de 3.70 + .10 = 3.80m et celle aval 3.45 + .10 = 3.55m. Toutes ces cotes tiennent compte de la cote moyenne des parcelles amont du canal et aval de ce dernier pour une pente de canal de .05%.

Les déblais des drains seront utilisés pour les remblais des canaux dans la mesure où les sols correspondent aux spécifications de la géotechnique.

Pour obtenir les cotes du terrain naturel, il a fallu soit déblayer ou soit remblayer. Le calcul des volumes de cubatures est fait à l'annexe n°3 .

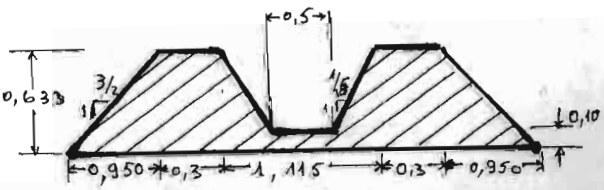


fig n°4: profil en travers du canal primaire

2- Canaux secondaires

Selon la fig.n°5 la largeur de base est de 3.75m. Le volume de terre à mettre en place par mètre linéaire est donné par $2(1.05 + .3)(.5)/2 + 2(.675)(.5)/2 + (.3)(.1) = 1.0425m^3$ /ml.
Les cotes amont et aval seront les cotes projet additionnées de 40cm pour le niveau de l'eau et de 50cm pour le niveau des berges. La pente du canal est de .04%. Le calcul de volume de cubatures pour l'obtention de la cote projet du terrain naturel est fait à l'annexe n° 3 .

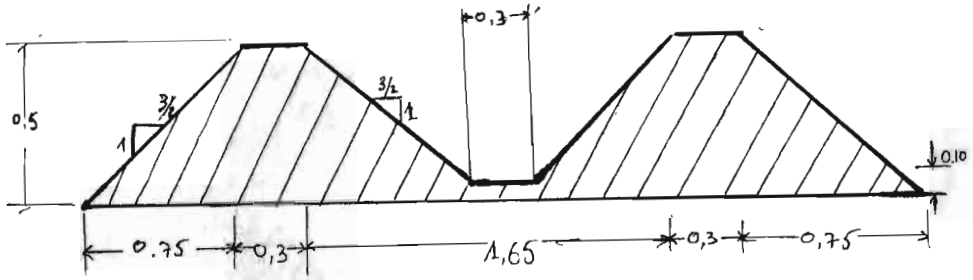


fig n°5 : profil en travers des canaux secondaires

Chapitre V- ORGANES ANNEXES

1- Ouvrages de chute

On est parfois amené à construire des ouvrages de chutes lors des écoulements à grande vitesse dans les régions à fortes pentes.

Dans tous les cas, on ne peut, en effet, pour un canal et un débit donnés, dépasser une pente limite au-delà de laquelle la vitesse de l'eau entraîne une détérioration des berges du canal où les perturbations provoquées par les irrégularités du revêtement prennent une importance excessive (projections à l'extérieur du canal, ondulations de forte amplitude).

Il convient de noter que le rôle de ces ouvrages dans un réseau d'irrigation, est de dissiper l'énergie cinétique afin d'obtenir un écoulement calme et souvent un plan d'eau réglé à l'amont ou à l'aval. L'emplacement de ces ouvrages dépend évidemment de celui des prises d'eau sur le canal considéré, lesquelles sont elles mêmes commandées par la topographie.

Il importe de ce fait que le choix de cet emplacement soit fait de manière :

- à obtenir une bonne alimentation des prises d'eau situées à proximité immédiate de l'ouvrage.
- à éviter, à l'approche de la chute, la formation d'une courbe de remous d'abaissement qui aurait pour effet une augmentation des vitesses susceptibles d'avoir des conséquences dommageables.

Pour se prémunir contre ce dernier inconvénient, il suffit de faire en sorte que pour chaque cote du plan d'eau en amont, le débit du déversoir de chute corresponde exactement à celui écoulé dans le bief amont pour cette même cote, en régime uniforme.

Afin de réaliser cette condition essentielle, il faut:

- soit surélever la crête du seuil déversant par rapport au fond du canal (condition adoptée dans les petits ouvrages).
- soit rétrécir la largeur du seuil déversant sans le surélever.

On peut également, lorsque les débits transportés sont variables

- ou bien coiffer le mur de chute de vannes permettant de régler, automatiquement ou non, le plan d'eau en amont ;
- ou bien substituer au déversoir rectangulaire un déversoir trapézoïdal qui peut, quand le canal est important, être composé de plusieurs pertuis à section trapézoïdale. Le seuil de ces pertuis est arasé au niveau du fond du bief amont.

Chute à déversoir rectangulaire (seuil surélevé)

Les considérations précédentes nous ont conduit à simplifier l'ouvrage de chute en réglant le plan d'eau avec un déversoir à seuil épais placé en travers du canal et en définissant, pour le bassin de dissipation, les paramétres

suivants:

Z = hauteur de chute en mètres

X = longueur du bassin = 1.5 Z

V = volume du bassin = (QZ)/150 en mètre cube

Q = débit en litre par seconde

L = largeur du bassin en mètre

l = longueur du déversement

h = hauteur de la lame déversante

ho = hauteur d'eau dans le canal

s = hauteur du seuil

p = profondeur du bassin d'amortissement (.10 à .30 m)

Les chutes sont prévues pour les canaux secondaires. Pour plus de détails de référer à l'annexe n° 4 .

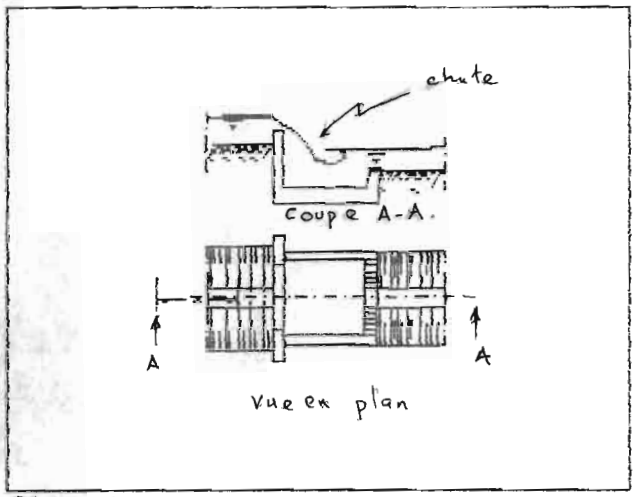


fig n°6 : chutes dans un bassin d'amortissement

2 - PARTITEURS

Un grand nombre d'ouvrages destinés à assurer le partage des débits a été mis au point pour répondre à des conditions très différentes, et est utilisé dans les réseaux d'irrigations pour partager l'eau qui s'écoule dans un canal en deux parties ou davantage, chaque partie représentant une proportion déterminée du débit total.

Dans un ouvrage partiteur, pour que le partage ne soit influencé ni par la variation des débits affluants, ni par le régime de l'écoulement dans les canaux dérivés, il est indispensable que, dans la section où l'arête du volet partiteur opére le fractionnement, l'écoulement soit torrentiel.

L'une des particularités ou caractéristiques des ouvrages de ce partiteur est que le partage du débit s'effectue à l'aide de plaques minces (volets).

Pour déterminer l'écoulement torrentiel, on peut :

. soit surélever le fond du canal (seuil)

. soit réduire la largeur du lit

. soit combiner les deux systèmes.

L'un ouvrage type retenu est le partiteur fixe avec seuil rectangulaire épais surélevé, sans retrécissement de la section d'écoulement.

Choix du partiteur

* - Aspect hydraulique

La formule générale utilisée pour le calcul des débits est la suivante :

$Q = c l\sqrt{(2g)}h^{3/2}$

Le coefficient c est en réalité variable en fonction de la charge h et de l'épaisseur e du seuil. (cf fig n°2 annexe n°4)

Dans la description de l'ouvrage, la largeur du seuil est fixée à 3.5 fois la hauteur critique (hc) et le coefficient c admis varie de .38 à .41 cf "Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation".

Soit z la différence entre le plan d'eau amont et le plan d'eau aval.

Pour considérer le déversement à nappe libre, il faut avoir $z \geq .4h$ ou $z \geq .6hc$ ($h = 3/2\ hc$).

Il est conseillé de prévoir une perte de charge au moins égale à la hauteur critique (hc) sur le seuil.

* - <u>Caractéristique de Génie Civil</u>

Le dimensionnement de l'ouvrage partiteur est fonction de la hauteur critique (hc).

Le seuil, étant la partie la plus importante de l'ouvrage, conditionne l'ensemble et, pour que l'uniformisation des vitesses soit assez bonne, (en conséquence la répartition des débits) il est nécessaire que:

. la hauteur du seuil soit égale à 1.5hc

. la longueur du seuil soit égale à 10hc

. l'épaisseur du seuil soit égale à 3.5hc.

Pour plus de détails voir annexe n° 5 .

* - Tableau des côtes variables

débits en l/s	hc	$H_{(b-c)}$	y_1	$Y_{(b-bk)}$
10	.04	.10	.16	.35
29	.06	.15	.24	.45
59	.08	.15	.27	.50
103	.10	.20	.35	.60
162	.12	.20	.38	.65
239	.14	.25	.46	.70
283	.15	.25	.48	.70
333	.16	.25	.49	.75

h_c : hauteur critique

$Y_{(b-bk)}$: hauteur totale du canal

$H_{(b-c)}$: hauteur du seuil au-dessus du radier du canal

$y_1 = H_{(b-c)} + 1{,}5\, h_c$

Chapitre VI- LES OUVRAGES PARTICULIERS

1 - LES RACCORDEMENTS

La liaison entre deux ouvrages linéaires ou un ouvrage linéaire avec un ouvrage ponctuel est assurée par des ouvrages de raccordements. On peut difficilement considérer ces ouvrages indépendemment des autres, car leur forme et leur fonction sont étroitement liées avec ceux-ci.

Les sections d'entrée et de sortie de ces ouvrages sont généralement rectangulaires.

La section des canaux, par contre, est trapézoïdale avec fruit des talus de 3/2 dans notre cas.

Lorsque le choix à faire entre les diverses sections le permet, on essaiera de retenir des sections de même valeur ; le même débit y passant, la vitesse sera peu différente dans les deux sections et les pertes de charge dans les raccordements, qui sont fonction de la différence du carré des vitesses, seront alors négligeables.

Selon la charge disponible, on pourra prévoir des raccordements brusques, de longueur nulle, ou des raccordements hydrauliques, de longueur notable, où les pertes de charge seront plus faibles.

Il faut également considérer les deux cas de la conver gence (accroissement des vitesses de l'amont vers l'aval) et de la divergence (réduction des vitesses de l'amont vers l'aval).

La formule suivante est valable pour le calcul des pertes de charge dans un raccordement.

$$\Delta E = K(V_2^2 - V_1^2)/2g$$

V_1 et V_2 étant les vitesses d'écoulement dans les sections à raccorder, K étant un coefficient variable, avec le type de raccordement, mais toujours inférieur ou égal à l'unité.

Dans un convergent, K varie généralement de .05 à .10 pour un raccordement progressif et peut atteindre .50 pour un raccordement brusque.

Dans un divergent, K varie généralement de .10 à .20 pour un raccordement progressif et peut atteindre 1 pour un raccordement brusque.

La variation du niveau de la ligne d'eau pour des raccordements brusques et hydrauliques est consignée dans un tableau à l'annexe n° 6 en même temps que les valeurs de K admises.

Les raccordements reliant un ouvrage à un canal pouvant prendre des formes diverses influençant le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage, il convient d'ajouter que ceux-ci doivent assurer également la protection de ce dernier auxquels ils sont liés.

2. LES DISPOSITIFS ANTI-EROSIFS

Les raccordements devant assurer la protection de l'ouvrage relié à un canal, il convient de noter qu'en tout point de l'ouvrage, les lignes de fuite sous radier et le long des

bajoyers devrait avoir une longueur suffisante, compte tenu de la nature des terrains afin d'éviter la formation de renards.

Le calcul de ces lignes de fuite doit être fait en se plaçant dans l'hypothèse pessimiste, par exemple en considérant le plan d'eau maximum dans le canal à l'amont de l'ouvrage et le canal vide à l'aval de l'ouvrage. Dans ce cas les lignes de fuite peuvent avoir des valeurs égales de 6 à 8 fois la hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage.

Pour certains ouvrages que nous pouvons considérer comme courts tels que : déversoir transversal, sectionnement, il est nécessaire de fonder ces ouvrages sur un radier général terminé à l'amont et à l'aval par un parafouille de .20 à .30 m de profondeur.

Dans la conception des ouvrages principaux, nous adoptons les dimensions suivantes :

longueur du radier et des protections de talus du canal

a) à l'amont de l'ouvrage 1.5 h

b) à l'aval de l'ouvrage 2.5 h.

h étant la hauteur totale du canal. L'épaisseur du radier et des protections sera définie suivant les matériaux employés.

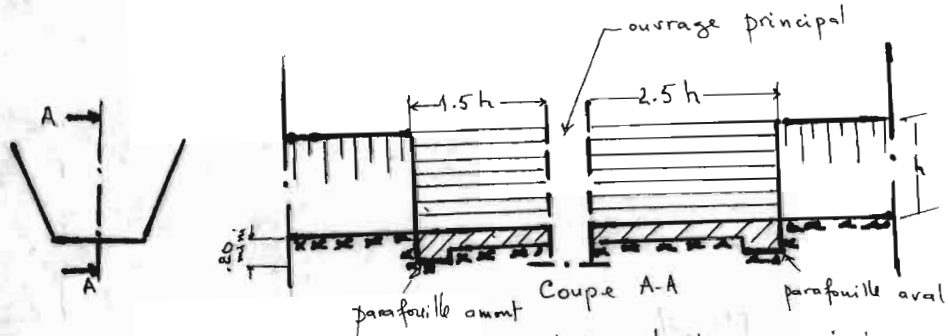


fig n°7: protection amont et aval d'ouvrages principaux d'un canal

3- LES SECTIONNEMENTS

Le dispositif de sectionnement a pour but d'isoler deux biefs successifs d'un canal, pour rendre possible la vidange d'une section amont sans vidanger la section aval du canal ou d'interrompre l'alimentation de l'aval sans perturber la section amont.

Cette catégorie d'ouvrage comporte tout dispositif obstruant le canal sous la seule condition qu'un ouvrage de décharge ou de vidange soit incorporé.

Un ouvrage de distribution de type "tout ou rien" remplit ces conditions ; en plaçant la vannette en travers du canal dans l'ouvrage de sectionnement, le débit est dévié vers la parcelle.

cf fig ci-dessous

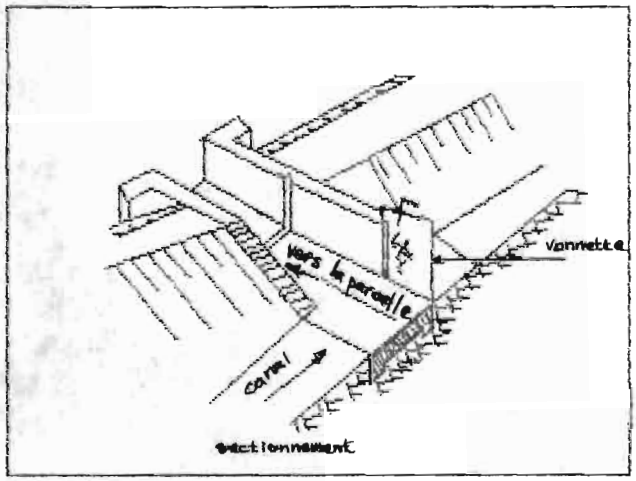


fig n° 8 : sectionnement

4- LES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT

Les obstacles qu'un canal d'irrigation peut avoir à franchir sont :

. les pistes

. les collecteurs de drainage

. les dépressions naturelles.

Les ouvrages de franchissement auront comme objet de faire franchir à l'eau d'irrigation une piste plus ou moins importante, ou de raccorder entre eux, deux ouvrages assurant des fonctions particulières, en permettant le franchissement entre ces deux ouvrages.

Le plan d'eau n'étant pas tellement éloigné du niveau du terrain naturel, ce franchissement ou ce raccordement peut être réalisé :

. soit par dalot

. soit par siphon inversé

. soit par buses.

a- Dalots

Le dalot est un tronçon de canal rectangulaire couvert d'une dalle de béton armé. L'écoulement se fait donc à surface libre. Les raccordements avec les canaux rectangulaires (lorsque l'aspect hydraulique est considéré) ne posent plus actuellement de problèmes car le dalot devient un simple tronçon de canal couvert avec les mêmes dimensions.

Les dalots sont préférés aux siphons chaque fois que

le plan d'eau dans le canal est au-dessous ou peu au-dessus du terrain naturel ; dans ce dernier cas, la piste passant sur le dalot a un léger dos d'âne ; jusqu'à 50cm, il est parfaitement admissible pour des routes secondaires ou les pistes d'exploitation d'un périmètre irrigué.

Le radier d'un dalot est généralement horizontal.

Voir annexe n° 1

b - Siphons inversés

Un siphon inversé réalise le passage de l'eau du canal sous l'obstacle à franchir.

C'est un ouvrage toujours délicat à construire et à entretenir et, chaque fois que cela sera possible, on lui préferera un dalot ou une buse.

Toutefois, il existe deux cas où le plan d'eau du canal dominant le terrain naturel, le siphon sera obligatoire :

- franchissement d'une route ou d'une piste importante dont on doit respecter impérativement le profil en long
- présence de plusieurs franchissements à proximité immédiate, où la multiplicité des dos d'âne voisins transformerait les pistes en "montagnes russes".

Le cas peut se produire en particulier au niveau d'un ouvrage de prise secondaire sur primaire avec piquage proche de 1 ou 2 arroseurs, et parfois en plus du passage d'une colature.

Un recouvrement variant de 0.60 à 0.70m est à prévoir.

c- Les passages busés

Une rangée de tuyaux en béton d'un diamètre nominal pour un débit donné du canal sera réalisé dans le cas où la buse est choisie. Le fil de l'eau du tuyau sera au même niveau que le radier du canal. Par conséquent la piste nécessite une surélevation à cet endroit tout en assurant un recouvrement de la buse de 50cm. La rampe de la route aura une inclinaison de 1.5.

Le calcul du mur de soutènement englobe les conditions de sécurité contre le renversement et le glissement. Celles-ci aboutissent à une profondeur d'enfoncement de 0.40m. En aval du mur de soutènement (passage busé), le canal sera revêtu de plaques de béton préfabriquées.

A l'endroit où l'eau ne s'écoule pas en travers d'un partiteur vers le passage busé, on prévoira des murs de soutènement aux deux côtés du passage busé.

Voir annexe n° 7 .

Chapitre VII- PISTES

Des pistes sont aménagées le long des canaux principaux et des drains afin de pouvoir accéder aux ouvrages de distribution. Un accès sera toujours aménagé à la station de pompage afin de permettre l'approvisionnement en diesel et les travaux d'entretien.

Les pistes ont une largeur de 4m. Après avoir décapé, le tracé sera recouvert d'une couche de terre qui sera ensuite compactée. L'épaisseur de la couche sera de 30cm d'un tout-venant en terre. Par dessus cette couche, on mettra une couche de latérite d'une épaisseur de 15cm.

Il s'agira, lors de la construction des pistes, de choisir l'ouvrage le mieux adapté techniquement et économiquement comme ouvrage de franchissement. (fig.n°1) annexe n°7

Pour la piste, on a une largeur 4m sur

600 + 600 + 190 + 145 = 1535 m soit 1.535 km..

Le décapage étant de 10cm on aura comme volume décapé

$.1 * 4 * 1535 = 614m^3$

Pour le recouvrement de la couche de roulement en terre compactée on aura besoin de :

$.30 * 4 * 1535 = 1842m^3$ de remblai.

Pour la couche de 15cm en latérite, on aura comme volume de remblai

$.15 * 4 * 1535 = 921m^3$ de remblai.

Soit ici au total : $2763m^3$ de remblai routier

et $614m^3$ de décapage routier.

Pour la cote projet, il s'agit de faire en sorte que le volume total de remblai équilibre celui en déblai.

Chapitre VIII- DRAINS

Un drainage convenable de terres productives nécessite un abaissement général des zones de saturation peu profondes.

L'irrigation et le drainage dans les régions arides comme celle de l'étude sont des opérations complémentaires, la nécessité de drainer étant pour beaucoup conditionnée par les faibles rendements du transport et de l'application de l'eau d'irrigation.

Un drainage convenable améliore la structure du sol et fait augmenter et durer la productivité des sols. Le drainage est la première opération essentielle des sols marécageux, salins et alcalins. Même si on considère seulement des terres déjà cultivées, le drainage est un avantage pour l'agricul-ture sous irrigation et pour les humains à bien des titres. Par exemple, un drainage adéquat :

- facilite les labourages et plantations précoces ;
- prolonge la saison de croissance ;
- rend plus accessible l'humidité du sol et la nourriture des plantes en augmentant la profondeur du sol de la zone des racines ;
- aide à l'aération du sol ;
- diminue l'érosion et l'effritement du sol en augmentant l'infiltration de l'eau dans le sol ;
- favorise la croissance des bactéries du sol ;
- lessive les sels en excès du sol ;
- assure des températures du sol plus hautes.

Le drainage améliore également les conditions sanitaires et rend la vie rurale plus plaisante.

Afin d'exclure les risques d'érosion, la pente longitudinale ne devrait pas être supérieure à .08%.

L'embouchure d'un drain secondaire dans un drain primaire sera protégée contre les érosions moyennant des plaques en béton préfabriquées sur 2 mètres en amont et en aval de la jonction.

Les tuyaux en PVC assurent le drainage de la parcelle vers le drain secondaire.

Les drains secondaires à leur tour déversent leur contenu dans le drain primaire qui représente le collecteur principal.

Ces drains auront une profondeur moyenne de 70cm.

Le recouvrement des tuyaux de drainage en dehors des parcelles (voies de circulation) sera d'au moins 40cm.

Puisque nous avons 600m de longueur de drain primaire et 565m de drain secondaire, on obtient comme volume de déblais pour le creusement de fossés:

$(4 + 1)*.75*600/2 = 1125\ m^3$

$(2.6 + .5)*.7*565/2 = 613.025\ m^3$

Soit au total $1738.025\ m^3$ de déblais.

cf **fig** n°9 et fig n°2 annexe n°8

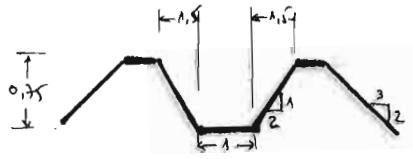


fig n°9: profil en travers du drain primaire

Chapitre IX- PARCELLES

Les périmètres sont divisés en parcelles pour la riziculture.Celles-ci seront séparées l'une de l'autre par des diguettes d'une hauteur de .35m et d'un fruit de talus de 3:2.

Les rizières seront aplanies à l'aide de bulldozer jusqu'à une précision de l'ordre de 3cm. Dans le cas d'un terrain à forte pente, comme c'est le cas sur la carte topographique, elles seront subdivisées afin de limiter les travaux de terrassement (Cf carte topographique jointe au rapport).

Chapitre X- CHOIX DE POMPE

En se référant à l'annexe n°2 ,nous retenons une pompe centrifuge de type KSB ETANORM 125-250 dont voici les caractéristiques: diamètre de roue 246mm, hauteur manométrique 11m, rendement 80%, puissance 13.8 kw, 1450 t/min, 50 hz, largeur de 37 mm, débit optimum 335 m^3/h.

Chapitre XI - ESTIMATION ECONOMIQUE

Les éléments que nous avons pu obtenir sur les coûts des ouvrages d'aménagement ont été pour la plupart fournis par des documents de la SAED. L'estimation de l'investissement de l'aménagement de 10 ha revient à 79 253 945.3 fcfa, soit 7 925 394.5 fcfa/ha(cf annexe n° 9). Or le revenu agricole est de: 5 100 000 fcfa. C'est-à-dire 85fcfa * 3 * 2 *10. Chaque ha produit 3t par culture (2 cultures par année cf annexe n 1).

Il faudrait ajouter le coût d'entretien (6% du coût d'investissement) au coût d'investissement, soit 4 755 237 fcfa. La durée de vie des aménagements est de 20 ans et les GMP seront amortis sur 7 ans. Il faut donc ajouter 2 fois le prix des GMP (cf annexe n°9) pour obtenir l'investissement global de 97 009 182 fcfa.

D'autre part, pour 10 mois de pompage, 166 h/mois, 1.95l de gasoil par heure et 210 fcfa le litre, on a comme coût d'exploitation: 166*10*210*1.95 = 679 770 fcfa. Les 6 kg de lubrifiants utilisés pour le GMP par an reviennent à 900*6 = 5400 fcfa. Le salaire du chargé du GMP par an est de: 35 000*12 = 420 000 fcfa. Les recettes nettes sont de:

5 100 000 - 679 770 - 420 000 - 5 400 = 3 994 830 fcfa.

L'amortissement par an est de 97 009 182/20 = 4 850 459 fcfa. Le cash flow est donc de: 3 994 830 + 4 850 459 = 8 845 289 fcfa. Et le taux de rentabilité interne (TIR) k est donné par:

$8\,845\,289*[1/(1+k) + 1/(1+k)^2 + \ldots\ldots + 1/(1+k)^{20}] - 97\,009\,182 = 0$.

On trouve k = 6.34% . Sur le marché, k = 8% . Le TIR est un peu faible. Mais le projet, sur le plan social, est réalisable.

CONCLUSION

Le projet d'aménagement hydro-agricole de 10 ha a une rentabilité moindre que celle du marché. Il serait donc préférable pour tout investisseur de placer son argent à un taux qui lui rapporterait des bénéfices. Mais, en tenant compte de la situation donnée et sous une perspective de développement national, un projet qui permettra de garder la population dans le milieu rural devrait quand même être réalisé. Toutefois, pour en arriver à ce prix , il a fallu trouver la méthode d'aménagement la moins coûteuse et la plus adaptée aux conditions de vie. Depuis le déboisement jusqu'à l'obtention de l'eau sur la parcelle, le génie-civil et l'agronomie ont fait route ensemble. L'un des domaines ne saurait se passer de l'autre. D'autre part, certains ouvrages ont un coût relativement élevé comme les passages busés. Nous estimons que l'entretien des ouvrages devrait être fait régulièrement afin d'augmenter la durée de vie de ces derniers. Cet aménagement hydro-agricole aura donc comme éléments principaux: des ouvrages de chutes, de passages busés, des partiteurs, une pompe centrifuge utilisée par la méthode du tour d'eau, des ouvrages de sectionnement, des ouvrages de drainage. La réduction du coût d'investissement peut être possible en faisant les travaux en régie. Une augmentation du nombre d'hectares à 30 ou 60 pourrait aussi réduire ce coût. La polyculture augmenterait les recettes brutes.

	Culture	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	NOV	Dec	Total
	Nom													
1	Riz d'hivernage							1 1600 2 1900	4 3800	4 3800	1 950 2 1900			14 13950
2	Riz de contre saison chaude	1 1600	1 1600 3 2850	4 3800	4 3800	4 3800	1 950							18 18400

Besoin en eau d'irrigation

Nombre d'irrigations par mois
Volume d'eau en m^3/ha par mois

max : 10 ha à irriguer.

Annexe n°1

Annexe n° 2

1- la méthode du tour d'eau

Le mois de février étant le mois enregistrant la plus forte consommation en eau, c'est-à-dire 4450 m^3/ha (cf annexe n°1), il en résulte pour la riziculture de 10 ha, 4450 * 50 = 44.500 m^3 comme besoin en eau de la parcelle.

En prenant une pompe centrifuge (que l'on peut facilement trouver sur le marché sénégalais) du type KSB ETANORM 125-250, on choisit le 246 qui correspond à une hauteur manométrique de 11 m, un rendement de 80 % et une puissance de 13.8 kw. Cette pompe a les caractéristiques suivantes : 1450 t/min, 50 Hz, diamètre de roue 246 mm et une largeur de 37 mm. Ce qui nous donne un débit de 335 m^3/h.

Connaissant ce débit et son rendement, on peut calculer le débit pour le canal soit 335 m^3/h * .8 = 268 m^3/h = 74,44 l/s.

Le nombre d'heures de pompage par mois est donné par

44.500 m^3/mois ÷ 268 m^3/h = 166.4 h/mois

En considérant 4 semaines dans le mois, on aura :

166.4 h ÷ 4 sem = 41.51 h/semaine pour 21 parcelles

soit

41.51 h/sem ÷ 21 parcelles = 1.977 h/semaine

Ainsi la distribution se fera comme suit :

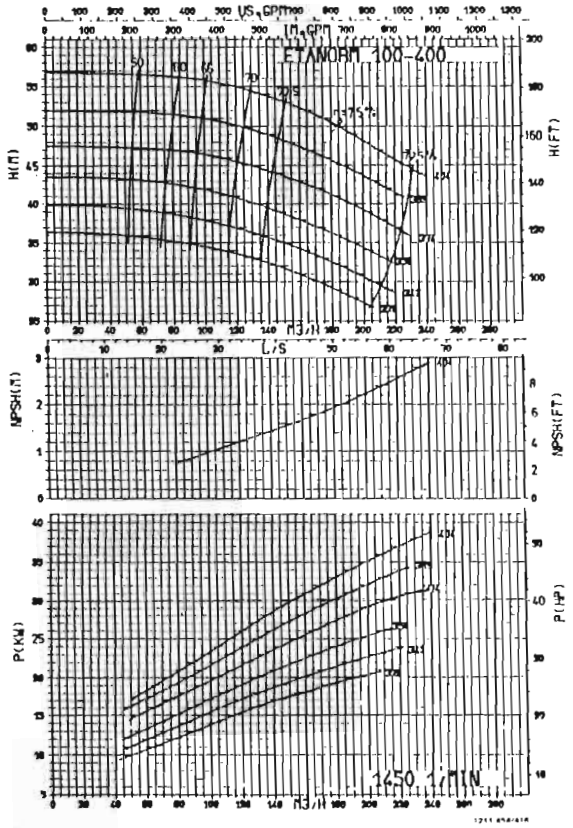
5 parcelles par jour pour l'arrosage pendant 3 jours et 6 parcelles le 4e jour.

Les autres jours sont réservés à l'entretien.

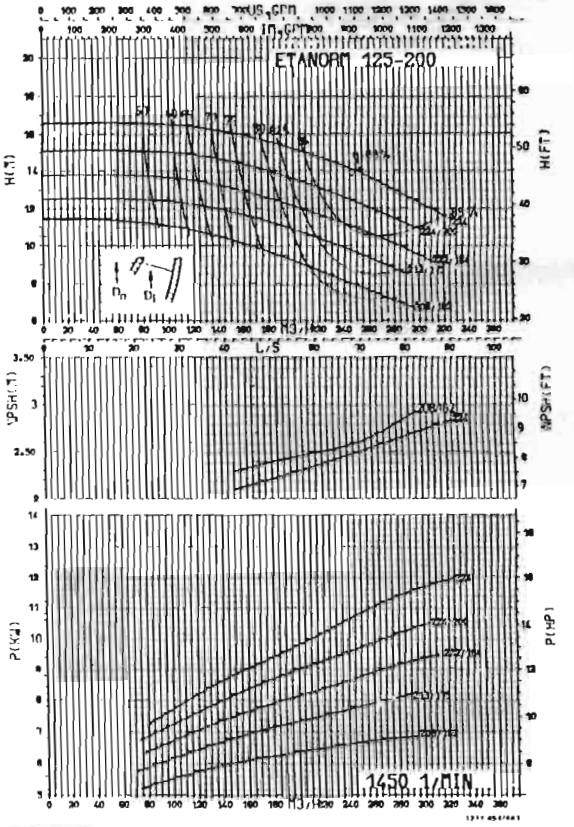
Tour d'eau

Annexe n°2

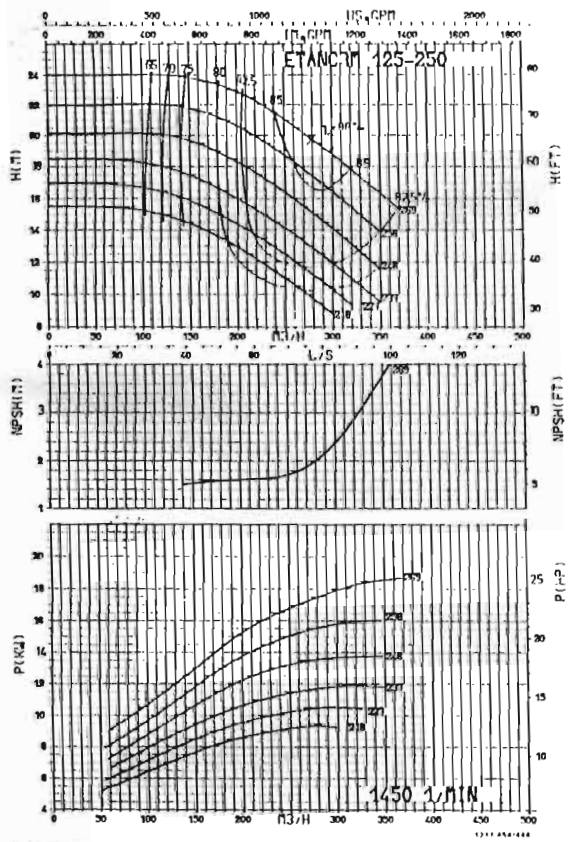
50 Hz



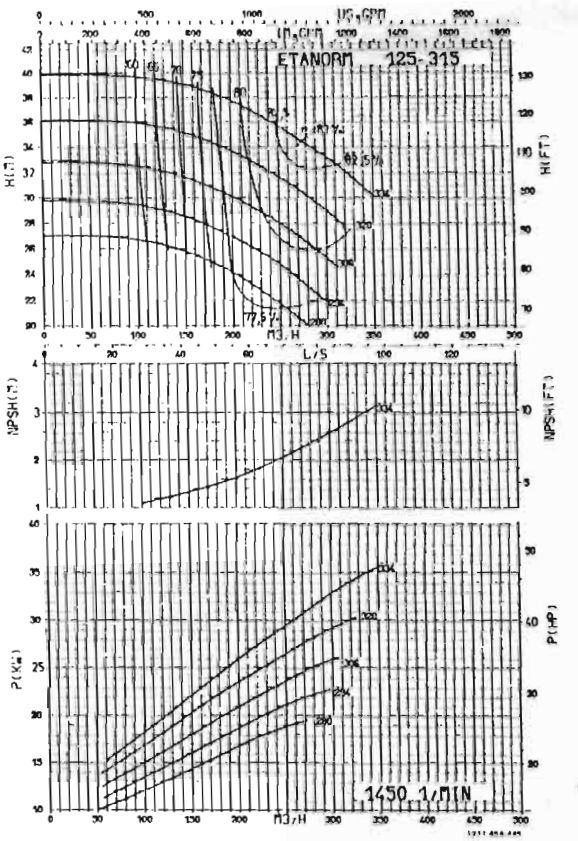
1450 1/min Laufrad / Impeller / Roue / Rodete ø mm 329-404
Breite / Width / Largeur / Anchura mm 17



1450 1/min Laufrad / Impeller / Roue / Rodete ø mm 208-224
Breite / Width / Largeur / Anchura mm 40,7



1450 1/min Laufrad / Impeller / Roue / Rodete ø mm 218-269
Breite / Width / Largeur / Anchura mm 37



1450 1/min Laufrad / Impeller / Roue / Rodete ø mm 280-334
Breite / Width / Largeur / Anchura mm 30,9

Annexe n° 2

PROPOSITION D'HORAIRES D'IRRIGATION POUR LE TOUR D'EAU

Parcelles (.45 ha)	Lun	Mar	Mer	Jeu	Ven	Sam	Dim
1-5	9.885	-	-	-	- Entretien	———	
6-10	-	9.885	-	-	— " —		
11-15	-	-	9.885	-	— " —		
16-21	-	-	-	11.862	— " —		
11-15	-	-	9.885	-	— " ———		

Pour 5 parcelles on a : 5 * 1.977 = 9.885 heures

Pour 6 parcelles on a : 6 * 1.977 = 11.862 heures.

2- La méthode continue

Utilisons le mois le plus sollicité en consommation en eau c'est-à-dire le mois de février pour dimensionner les canaux. Pour une superficie de 10 ha et un débit de 4450 m^3/ha (cf annexe n°1), nous avons comme besoin en eau : 4450 * 10 = 44500 m^3.

Prenons des pompes centrifuges de type KSB ETANORM 150-250 ayant les caractéristiques suivantes : 1459 t/min, 50 Hz. Prenons deux pompes que nous placerons en parallèle afin d'agmenter le débit pour une même hauteur manométrique c'est-à-dire 470 m^3/h pour 11.8 m et un rendement de 82.5 % de chacune. Le diamètre de roue est 269 mm et la largeur 48.8 mm. Le débit total sera la somme des débits, i.e. 940 m^3/h et celui qui sera disponible pour les parcelles (.825)(940) m^3/h, soit 775.5 m^3/h donnant

44.500 m^3/mois ÷ 775.5 m^3/h = 57.38 h/mois.

et par semaine

57.38 h/mois ÷ 4 sem/mois = 14.34 h/semaine.

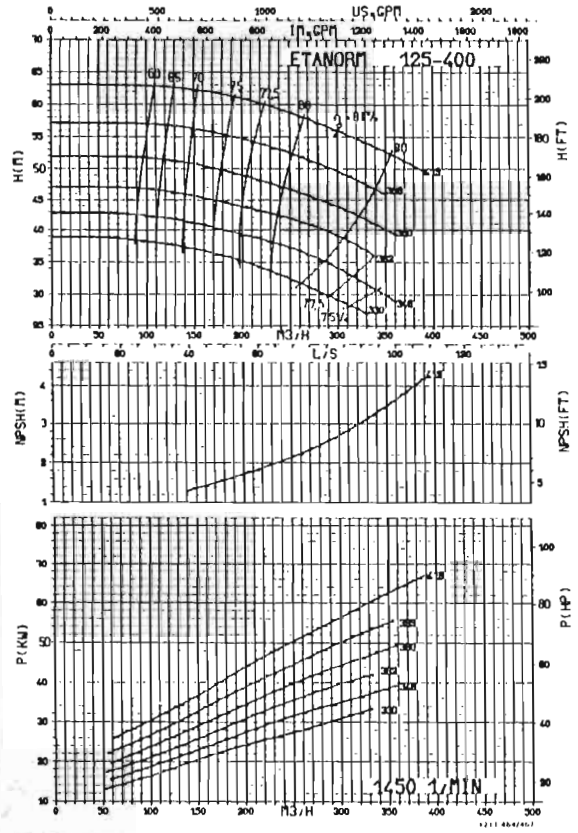
En utilisant 2 partiteurs pour 21 parcelles, en une séance de 14.34 h/semaine, on aura couvert tous les besoins en eau des parcelles.

Par partiteur on aura 775.5 ÷ 3 = 258.5 m^3/h, soit 71.8 l/s, puisque le dernier tiers n'a pas besoin de partiteur.

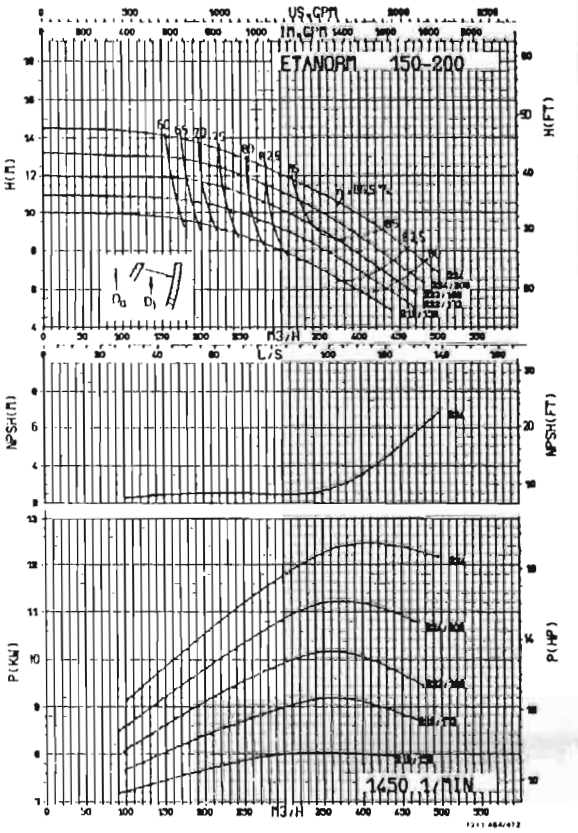
Méthode continue

Annexe n° 2

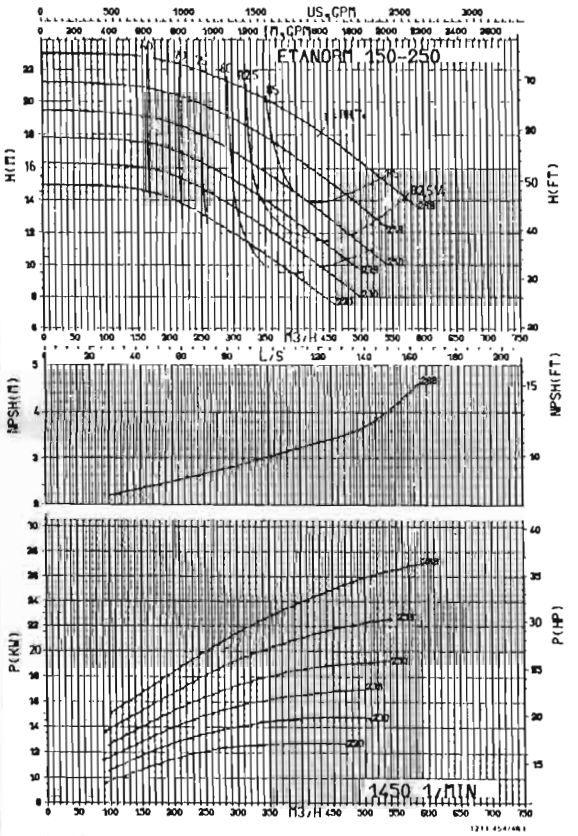
50 Hz



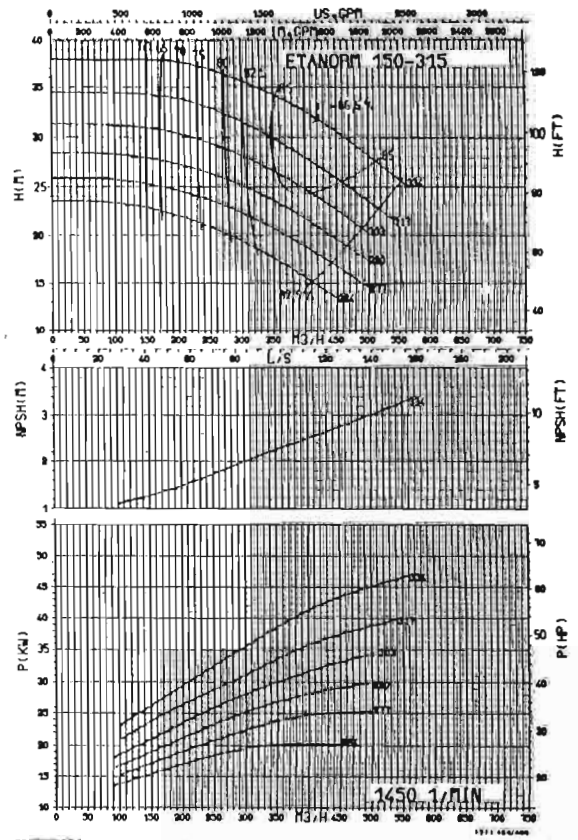
1450 1/min Laufrad Impeller Roue Rodete ø mm 330-419
Breite Width Largeur Anchura mm 25,9



1450 1/min Laufrad Impeller Roue Rodete ø mm 219-224
Breite Width Largeur Anchura mm 59,5



1450 1/min Laufrad Impeller Roue Rodete ø mm 220 269
Breite Width largeur hura mm 48,8



1450 1/min Laufrad Impeller Roue Rodete ø mm 264-314
Breite Width Largeur Anchura mm 39,7

Annexe n° 3

CANAL PRIMAIRE

Volume à déblayer pour atteindre la cote projet du terrain naturel, référence faite aux plans de profil en long.

* - Canal principal ou primaire

0- 1	[(.20 + .3085) ÷ 2] * 17	= 4.32
1- 2	[(30.85 + .237) ÷ 2] * 57.50	= 15.68
2- 3	[(.237 + .154) ÷ 2] * 33	= 6.45
3- 4	[(.154 + .0762) ÷ 2] * 45	= 5.18
4- 5	[(.0762 + .0828) ÷ 2] * 13	= 1.034
5- 6	[(.0828 + .1892) ÷ 2] * 13	= 1.768
6- 7	[(.1892 + .2988) ÷ 2] * 19	= 4.636
7- 8	[(.2988 + .2038) ÷ 2] * 10	= 2.513
8- 9	[(.2038 + .1098) ÷ 2] * 11	= 1.722
9-10	[(.1092 + .0122) ÷ 2) * 6	= .364
12-13	[(.0382 + .1418) ÷ 2)] * 7	= .63
13-14	[(.1418 + .2662) ÷ 2)] * 44	= 9.986
14-15	[(.2662 + .3762) ÷ 2)] * 20	= 6.424
15-15'	[(.3762 + .3787) ÷ 2)] * 25	= 9.44
15'-16	[(.3787 + .4012) ÷ 2)] * 25	= 9.75
16-16'	[(.4012 + .4322) ÷ 2)] * 22	= 9.17
16'-17	[(.4322 + .4232) ÷ 2)] * 22	= 9.41
17-18	[(.4232 + .3347) ÷ 2)] * 23	= 8.72
18-20	[(.3347 + .2462) ÷ 2)] * 49	= 14.23

121.437 m^3/ml

Annexe n° 3

* - Remblais et déblais

Déblais

10-10'	(.0122 ÷ 2) * 7	=	.0427
11'-12	(.0382 ÷ 2) * 10	=	.191

.2337 m^3/ml

Remblais

10'-11	(.0418 ÷ 2) * 25	=	.5225
11-11'	(.0418 ÷ 2) * 10	=	.209

.7315 m^3/ml

TOTAL DE DEBLAIS

121.437 + .234 = 121.671 m^3/ml

ou en volume

121.671 * 3.533 = 429.864 m^3

EN REMBLAIS

.713 * 3.533 = 2.519 m^3

Canaux secondaires

Volume à déblayer

AI

0 - 1	[(.1421 + .1482) ÷ 2] * 6	= .8709
1 - 2	[(.3482 + .3014) ÷ 2] * 8	= 2.5984
2 - 3	[(.3014 + .2052) ÷ 2] * 11	= 2.7863

3 - 3'	[(.2052 + .145) ÷ 2] * 23	= 4.0273
3'- 4	[(.395 + .369) ÷ 2] * 10	= 3.82
4 - 5	[(.369 + .2718) ÷ 2] * 7	= 2.2428
5 - 6	[(.369 + .197) ÷ 2] * 63	= 14.7672
6 - 7	[(.197 + .175)÷ 2] * 20	= 3.32

34.4329 m^3/ml

AII

0 - 1	[(.237 + .1552) ÷ 2] * 11	= 2.1571
1 - 2	[(.1552 + .0644) ÷ 2] * 23	= 2.5254
2 - 2'	[(.0644 + 0) ÷ 2] * 11	= .3542
3 - 4	[(.2704 + .1804) ÷ 2] * 25	= 5.635
4 - 5	[(.1804 + .0908) ÷ 2] * 26	= 3.5256
5 - 6	[(.0908 + 0) ÷ 2] * 13	= .5902

14.7875 m^3/ml

AIII

0 - 1	[(.3228 + .2486) ÷ 2] * 6	= 1.7142
1 - 2	[(.2486 + .1572) ÷ 2] * 21.5	= 4.3624
2 - 3	[(.1572 + .0892) ÷ 2] * 80	= 9.856

15.9326 m^3/ml

Annexe n° 3

Volume à remblayer

AI

néant

AII

2'- 3 (.0296 ÷ 2) * 4 = .0592 m^3/ml

AIII

néant

Total des déblais

65.153 * 3.73 = 244.324 m^3

Total des remblais

.0592 * 3.75 = .222 m^3

Donc pour le remblai, en tenant compte du décapage de 20 cm, on aura comme volume total de déblais

429.864 + 244.324 = 674.188 m^3

et comme volume total en remblais

2.519 + .222 = 2.741 m^3

Annexe n° 4

CHUTE DEVERSANTE RECTANGULAIRE AVEC CRETE SAILLANTE

GENERALITE

La chute déversante avec crête saillante est un ouvrage simple, à utiliser sur de petits canaux ; elle peut être construite en béton ou en maçonnerie de briques, ou avec une combinaison de deux. Elle ne permet pas de mesurer les débits et ne sert pas de régulateur. Elle ne demande que peu d'entretien.

Ce type d'ouvrage convient pour des chutes verticales jusqu'à 7 m, pour des largeurs de canaux allant de .2 m à un mètre en plafond et pour des hauteurs d'eau au débit maximum normal comprises entre .1 et .7 m.

Il comprend un radier amont avec protections latérales, un mur de crête, un bassin d'amortissement et un radier aval avec protections latérales.

La largeur de crête (en travers de l'axe de l'écoulement) peut être de 10 cm inférieure à celle de bassin, mais lorsqu'il y a une prise d'eau immédiatement en amont de la chute, la largeur de la crête (par exemple dans le cas d'un canal rectangulaire) doit être égale à la largeur du canal.

MODE DE CALCUL

En supposant connus le débit Q, la chute $H_{(dr)}$, la largeur du plafond amont B_1 et la hauteur d'eau en amont au débit maximum normal, y_1, on procédera comme suit :

Volume du bassin d'amortissement : $V = Q.H_{(dr)} \div 150$

Longueur du bassin $L_{(bas)} = 1.5 - H_{(dr)}m$

Annexe n° 4

Aire de la section longitudinale du bassin selon l'axe de l'écoulement $A = L_{(bas)} (y_2 + H_{(bas)})$ m²

Largeur du bassin $B_{(bas)} = (V \div A)$ m

La profondeur du bassin $H_{(bas)}$ varie entre .1 et .3 m.

Dans le canal trapézoïdal,

la largeur de la crête est $B_{(t)} = B_{(bas)} = .10$ m

Dans le cas d'un canal rectangulaire $B_{(t)} = B_1$

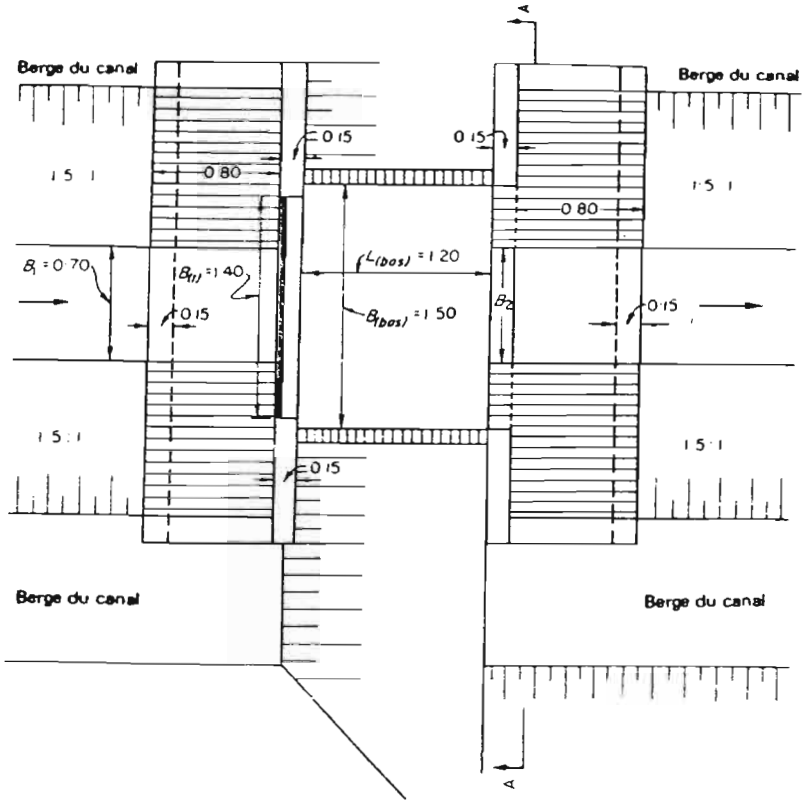
$$Q = C\, B_{(t)} \sqrt{2g}\, H_{(crt)}^{3/2}$$

avec c = .36 lorsque la paroi amont du mur de crête est verticale, et .40 lorsque l'arête est arrondie avec un rayon de 5 à 10 cm.

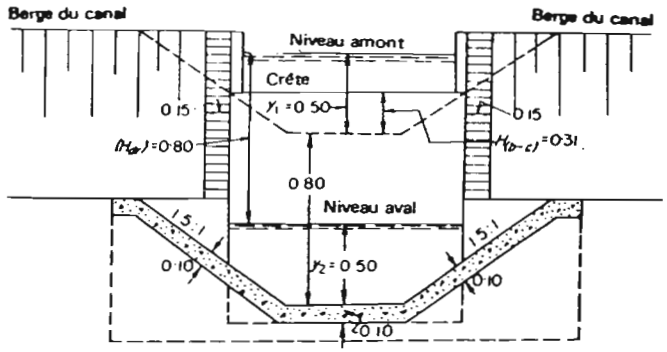
La hauteur d'eau sur la crête $H_{(crt)}$, se calcule d'après le diagramme de la figure n° 2 pour un débit donné par mètre de crête et en fonction de la valeur de c.

Hauteur de la crête au-dessous du niveau du radier amont, $H_{(b-c)} = y_1 - H_{(crt)}$ m

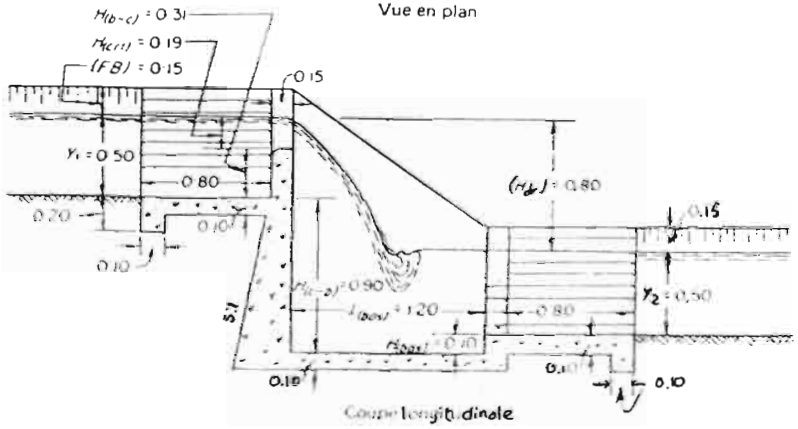
Les autres dimensions de l'ouvrage sont celles données à la figure 1 de l'annexe n° 4 .



Vue en plan



COUPE A-A



Coupe longitudinale

Fig. n°1 : Chute déversante rectangulaire avec crête saillante

mis au print par SOGETHA (FRANCE)

Annexe n° 4

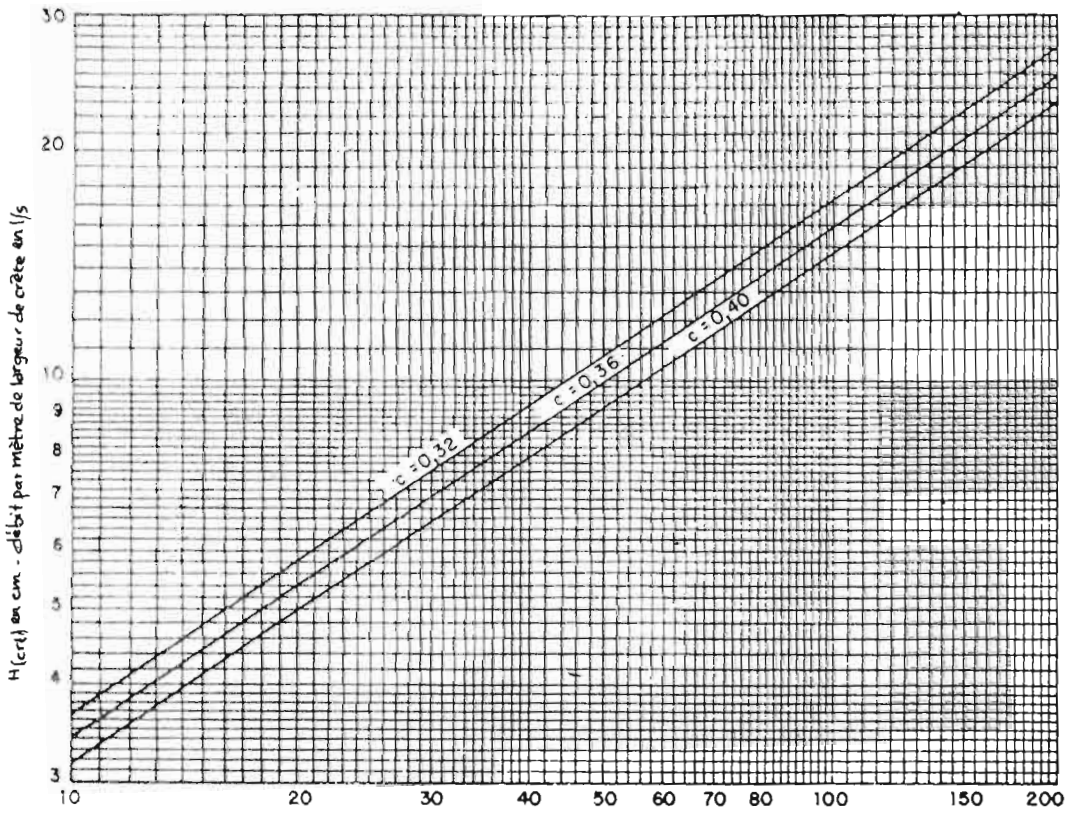
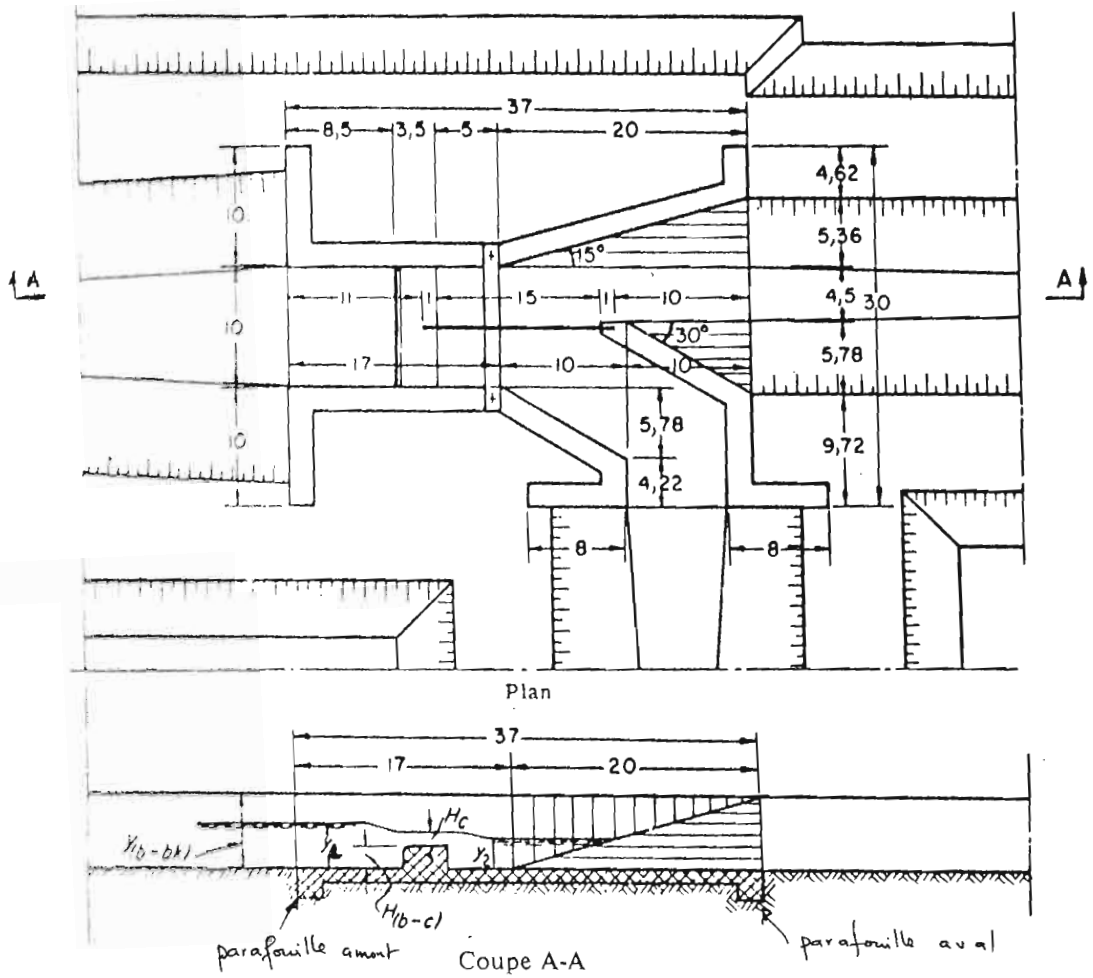


fig. n°2 : Chute déversante rectangulaire - relation entre H(crt) et le débit par mètre de crête pour les coefficients C = 0,32 - 0,36 - 0,40

extrait de " petits ouvrages hydrauliques " tome 2

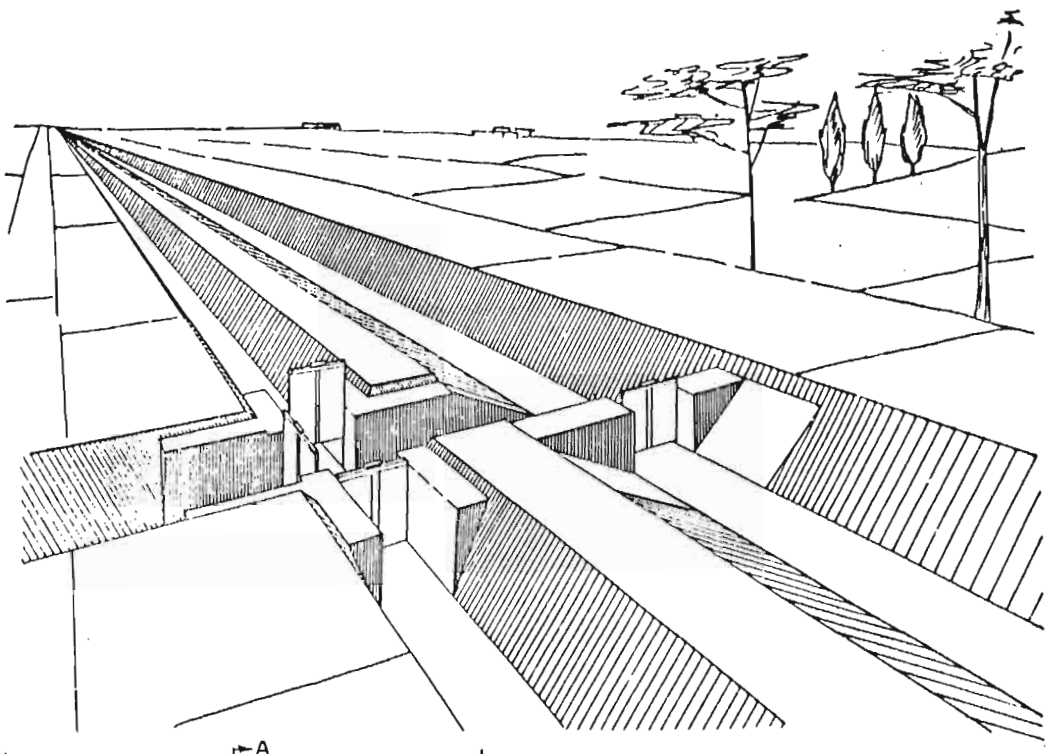


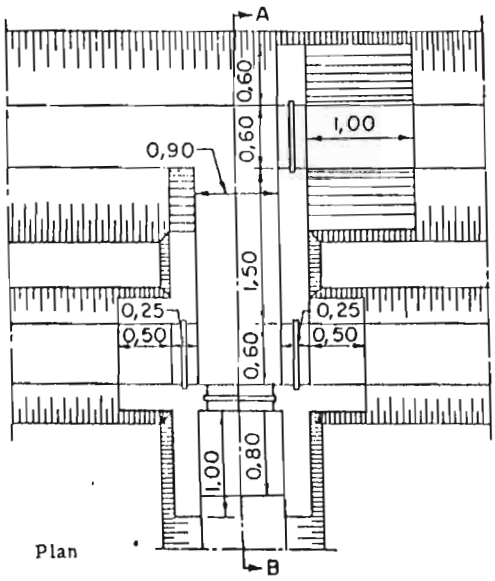
Note: toutes les dimensions indiquées sont à multiplier par H_c

DIMENSIONS D'UN PARTITEUR A RAPPORT DE REPARTITION CONSTANT, DIVISANT LE DEBIT EN DEUX PARTS EGALES.

extrait de " Petits ouvrages hydrauliques "
tome 1

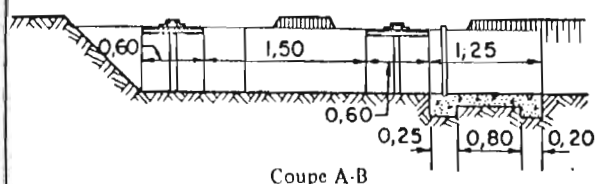
Annexe n° 5





Plan

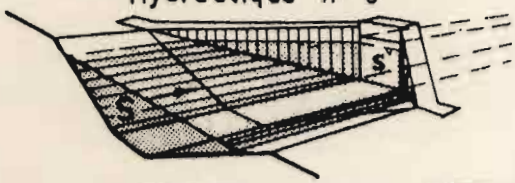
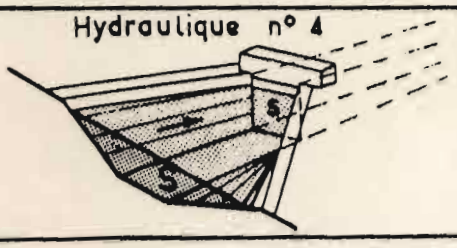
Echelle 0 1 2 3 Mètres



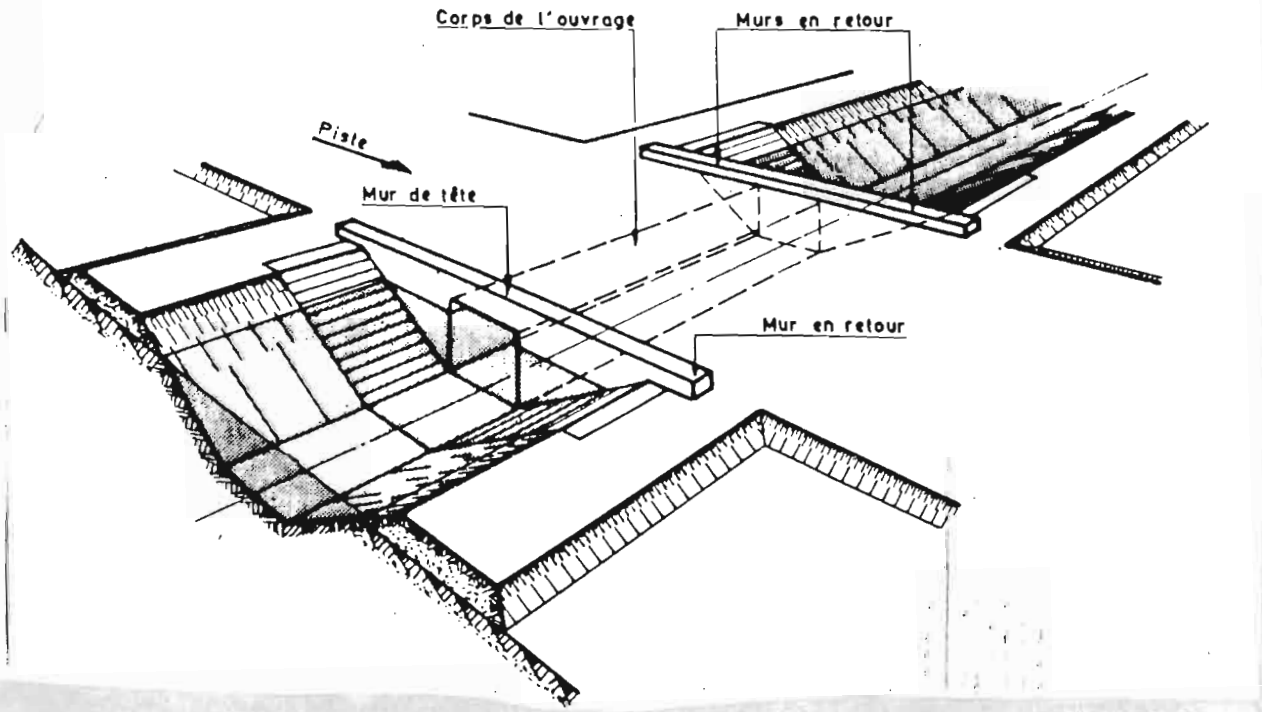
Coupe A-B

REPARTITEUR NORMALISE POUR
CANAUX NON REVETUS

Extrait de : "Petits ouvrages hydrauliques"
tome 1

Raccordement	Valeur de K	Formule pour calculer Δ H
Brusque	Convergent : K=0.50	$\Delta H_C = 0.077 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
	Divergent : K=1.00	$\Delta H_D = 0$
Hydraulique n° 1	Convergent : K=0.30	$\Delta H_C = 0.066 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
	Divergent : K=0.60	$\Delta H_D = -0.02 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
Hydraulique n° 2	Convergent : K=0.25	$\Delta H_C = 0.064 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
	Divergent : K=0.50	$\Delta H_D = -0.025 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
Hydraulique n° 3 	Convergent : K=0.20	$\Delta H_C = 0.061 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
	Divergent : K=0.40	$\Delta H_D = -0.031 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
Hydraulique n° 4 	Convergent : K=0.10	$\Delta H_C = 0.056 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$
	Divergent : K=0.30	$\Delta H_D = -0.036 \times Q^2 \left(\frac{1}{s^2} - \frac{1}{S^2}\right)$

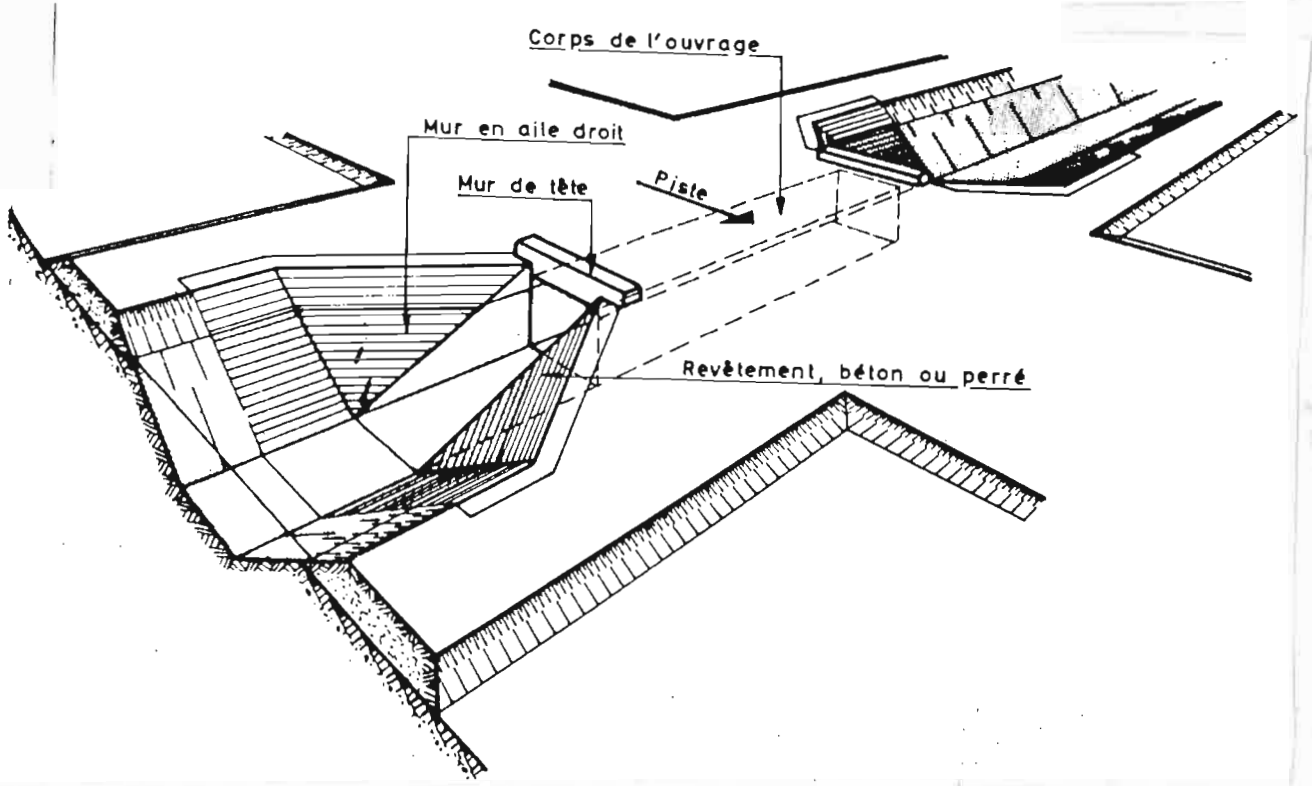
DALOT RACCORDEMENT BRUSQUE	Perspective



tiré de " les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation" SOGETHA

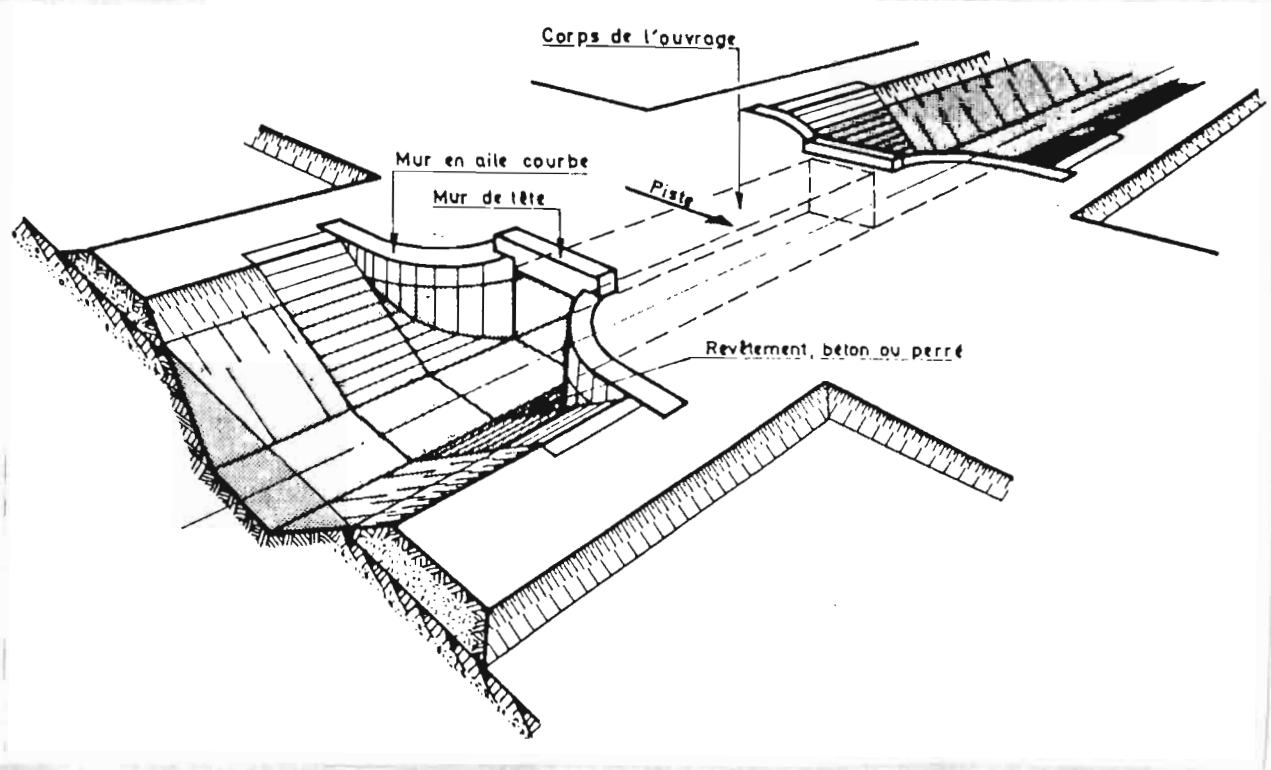
Annexe n° 6

DALOT RACCORDEMENT HYDRAULIQUE N° 1	Perspective



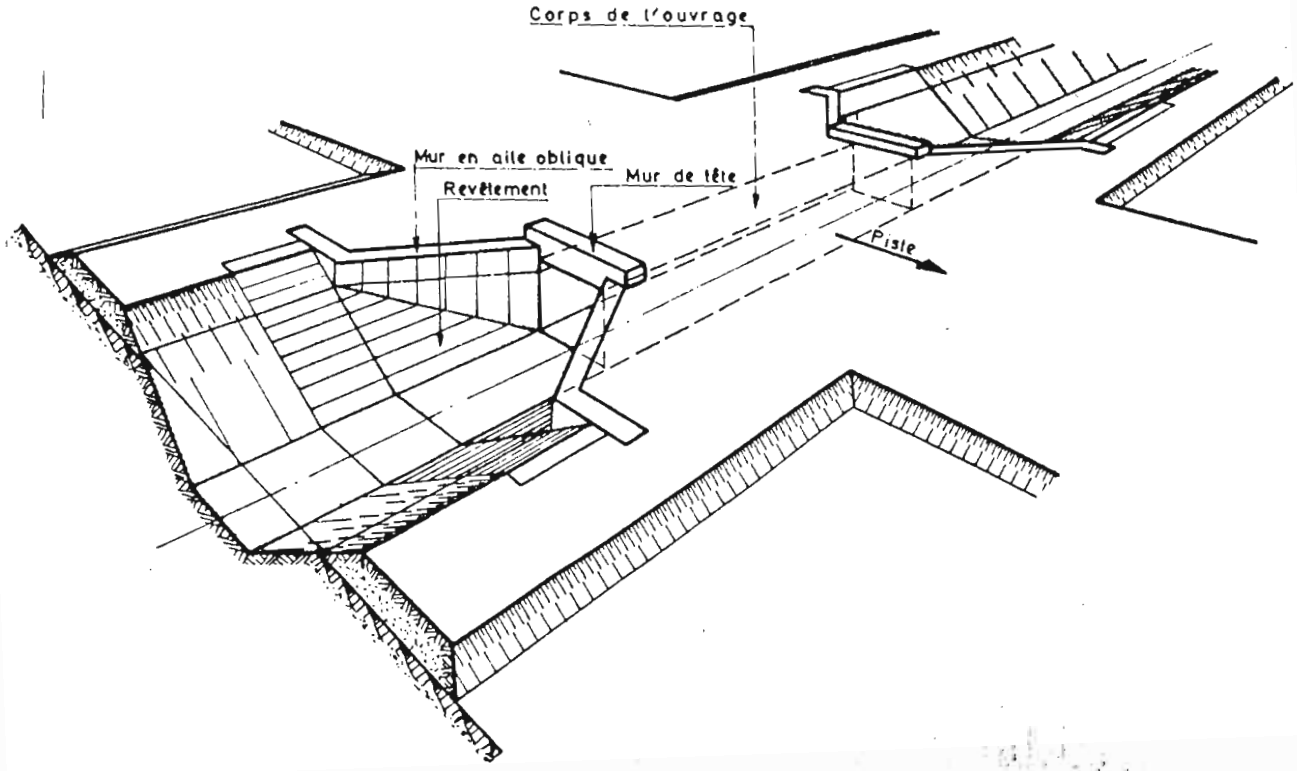
Extrait de " les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation"
SOGETHA

DALOT RACCORDEMENT HYDRAULIQUE N° 2	Perspective



Extrait de " Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation"
SOGETHA

DALOT RACCORDEMENT HYDRAULIQUE N° 3	Perspective



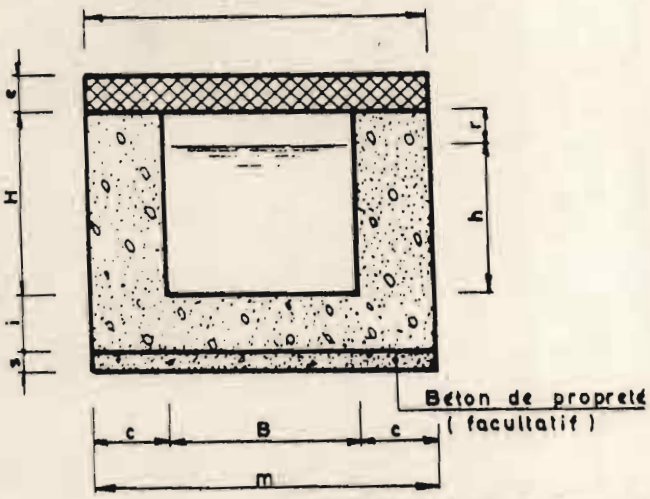
Tiré de "Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation", SOGETHA

Annexe n° 6

DALOT CORPS DE L'OUVRAGE	Dessins types Valeurs des paramètres Tableaux des cotes variables

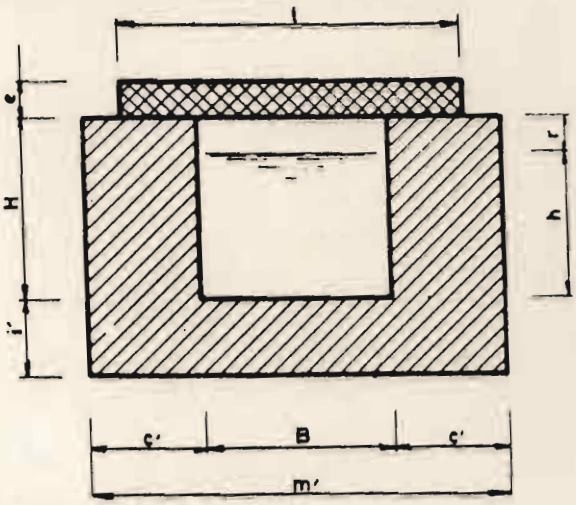
Béton ordinaire

— Coupe transversale —



Maçonnerie de pierres

— Coupe transversale —



Valeurs des paramètres en mètres

en fonction de H

H = 0.20 à 1.00
h = H - r = 0.15 à 0.85
r = 0.05 à 0.15
c = environ 0.4H (minimum 0.15)
c' = environ 0.4H (minimum 0.30)
i = 0.10 à 0.20
i' = 0.15 à 0.30

en fonction de B

B = 0.20 à 1.00
l = B + (0.20 à 0.50)
e = 0.06 à 0.10
m = B + 2c
m' = B + 2c'

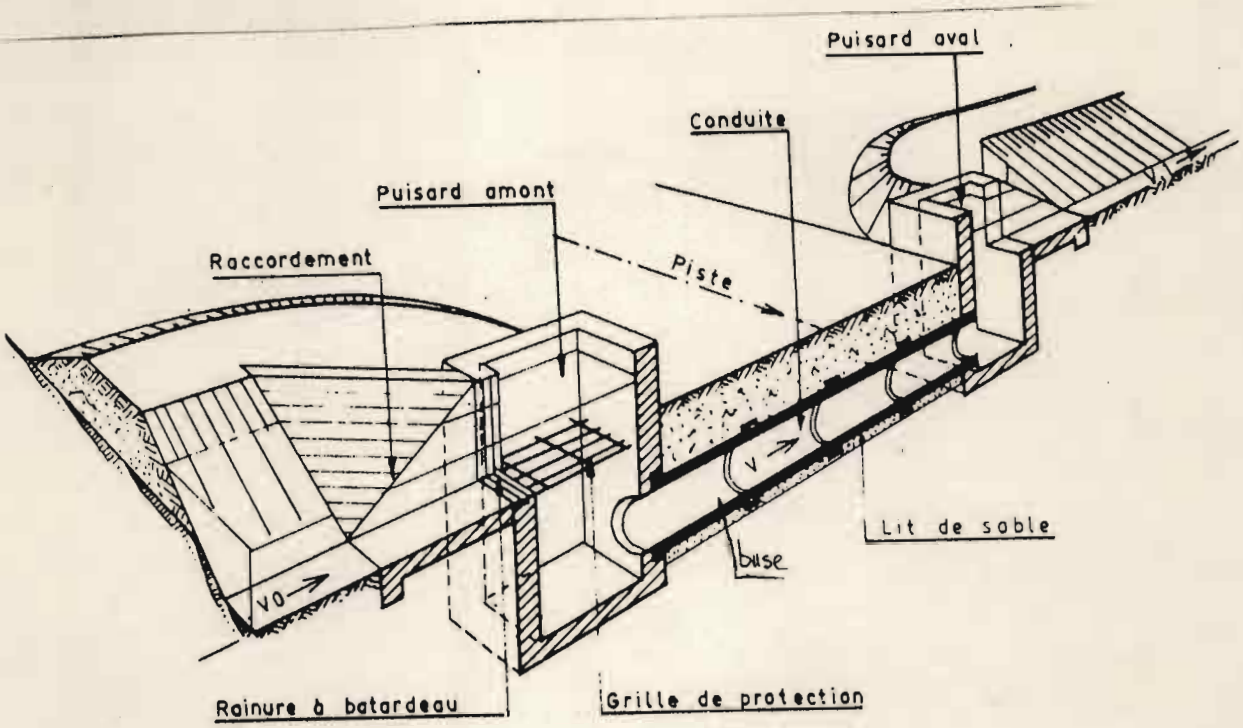
Cotes variables (fonction de H)

H	h	r	Béton ord.		Maçonnerie	
			c	i	c	i
0.20	0.15	0.05	0.15	0.10	0.30	0.15
0.30	0.25	0.05	0.15	0.10	0.30	0.15
0.40	0.35	0.05	0.20	0.15	0.30	0.20
0.50	0.40	0.10	0.20	0.15	0.30	0.20
0.60	0.50	0.10	0.25	0.15	0.30	0.20
0.70	0.60	0.10	0.30	0.20	0.35	0.20
0.80	0.65	0.15	0.30	0.20	0.35	0.20
0.90	0.75	0.15	0.35	0.20	0.40	0.30
1.00	0.85	0.15	0.35	0.20	0.40	0.30

Cotes variables (fonction de B)

B	H max. admis	l	e
0.20	0.40	0.50	0.06
0.30	0.50	0.60	0.07
0.40	0.60	0.80	0.07
0.50	0.70	0.90	0.08
0.60	0.80	1.00	0.08
0.70	1.00	1.10	0.09
0.80	1.00	1.20	0.09
0.90	1.00	1 30	0.10
1.00	1.00	1.40	0.10

Extrait de " Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation "
SOGETHA



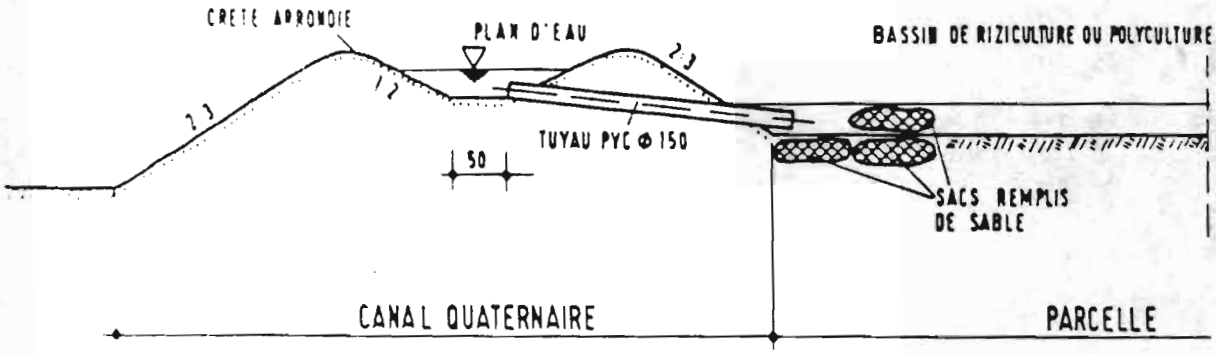
SIPHON INVERSE SOUS ROUTE

et buses

fig n° 1 : extraite de :

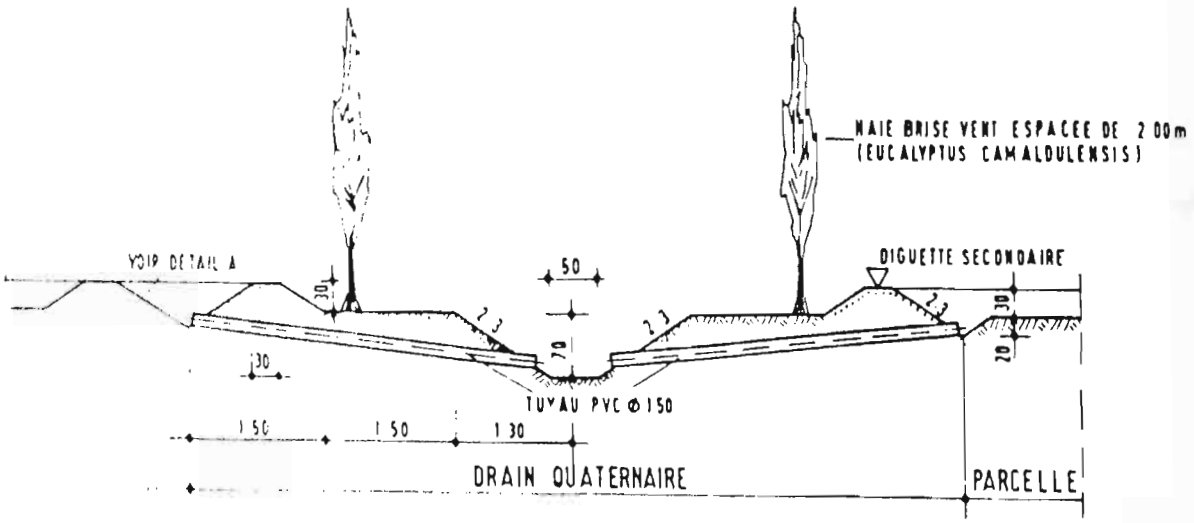
" les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation" , SOGETHA .

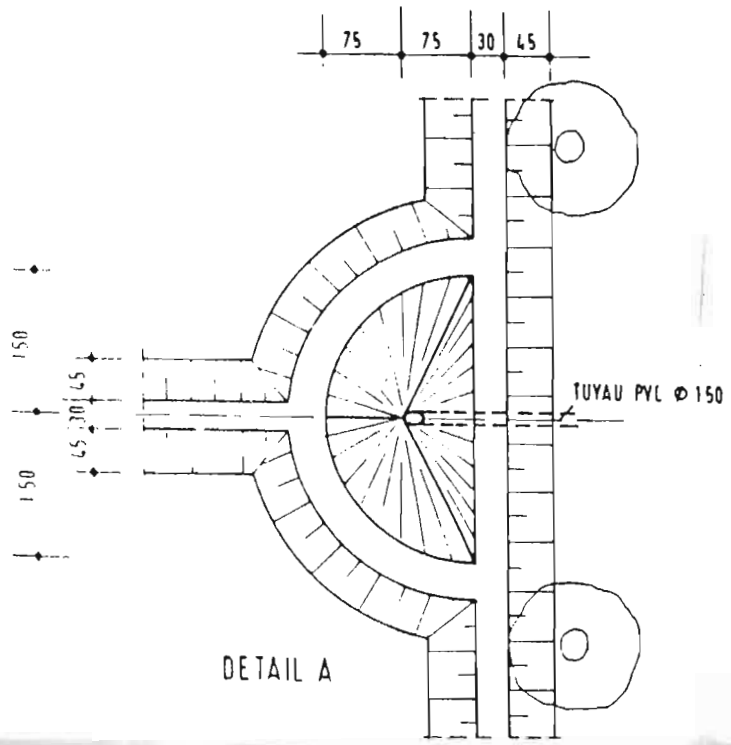
fig n°1: PRISE A LA PARCELLE ET DRAINAGE DE LA PARCELLE



Extrait de " Implantation de périmètres irrigués villageois sur le marigot N'GALENKA amont" , Herdecke , 1988-1989

fig n°2 : DRAINAGE DE LA PARCELLE





Extrait de " Implantation de périmètres irrigués villageois sur le marigot N'GALENKA amont "
Herdecke 1988 - 1989

Annexe n° 9

Coût des travaux

#	Désignation des travaux	Unité	Prix unitaire FCFA	Qté
	Station de pompage			
1	G.M.P.	u	6 500 000	1
2	Massif en béton	m^3	105 000	157
3	Déboisement	ha	60 000	10
	Travaux de terrassement			
4	Canaux d'irrigation	ml	4 000	870.5
5	Construction de drains	ml	900	1 165
6	Construction de pistes	ml	5 000	1 535
7	Couche de latérite	m^3	4 000	921
8	Préparation assiette	m^2	110	6 140
9	Remblais de terrassement	m^3	1 000	1 842
	Génie - civil			
10	Bassin de tranquillisation	u	893 000	1
11	Partiteur	-¦¦-	650 000	2
12	Ouvrage de chute	-¦¦-	323 000	3
13	Passage busé	-¦¦-	3 550 000	5
	Aménagement de la parcelle			
14	Aménagement de la parcelle pour la riziculture	ha	300 000	10
15	Tuyaux PVC 150	ml	4 500	22
16	Planage	ha	210 000	10
17	Décapage pour canaux d'irrigation (20 cm)	m^2	100	3 151.752
18	Décapage pour pistes (10cm)	m^2	100	6 140

Les estimations sur les prix énoncés sont basés sur la note "Aménagement hydro-agricole, calcul du coût/ha, SAED, Délégation de PODOR, Section Aménagement, PODOR, 3 Avril 1986" d'une part et sur les prix d'entreprise pour la réalisation de l'extension du Casier Pilote de NIANGA (1987) d'autre part.

Annexe n° 9

#		Montant
1		6 500 000
2		15 700 000
3		600 000
4		3 482 000
5		1 048 500
6		6 140 000
7		3 684 000
8		675 400
9		1 842 000
10		893 000
11		1 300 000
12		969 000
13		17 750 000
14		3 000 000
15		99 000
16		2 100 000
17		315 175.2
18		614 000
Total sans frais d'études et de supervision		66 712 075.2
Imprévus	10%	6 671 207.5
Total sans frais d'études et de supervision		73 383 282.7
Frais d'études	3%	2 201 498.5
Frais de supervision	5%	3 669 164.1
TOTAL		79 253 945.3

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

O.W. ISRA ELSEN et V.E. HANSEN : "Traité pratique de l'irrigation",

New-York, Intercontinental Editions, 1965.

M. POIREE et Ch.OILLER : "Les réseaux d'irrigation : théorie, technique et économie des arrosages",

Paris, Eyrolles, 1971.

M.E. JENSEN : "Design and operation of farm irrigation systemes"

Michigan, ASAE, 1983.

D.B. KRAATZ et I.K. MAHAJON : "Petits ouvrages hydrauliques" tomes 1 et 2

Rome, 1982.

SOGETHA : "Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation"

Paris, 1982.

HYDROPLAN et INSTRUPA : "Implantation de périmètres irrigués villageois sur le marigot N'GALENKA amont".

Herdecke, 1988-1989.

O.M.V.S.: "Conception-Réalisation-Maintenance et coût des aménagements hydro-agricoles dans le bassin du fleuve Sénégal"

Dakar, du 21 au 24 Avril 1986.

M. POIREE et CH. OLLIER: "Assainissement agricole" Paris, 1981.