

ANNEXE - I

**PLAN PRELIMINAIRE DES PRINCIPALES
INSTALLATIONS**

ANNEXE I PLAN PRELIMINAIRE DES PRINCIPALES INSTALLATIONS

TABLE DES MATIERES

	Page
I-1 ZONE DE M'BAHIAKRO	I-1
I-1-1 Petit barrage sur le N'Zi	I-1
I-1-2 Ouvrages de prise	I-4
I-1-3 Conduite d'adduction d'eau	I-5
I-1-4 Canaux d'irrigation et de drainage	I-5
I-1-5 Aménagement des champs	I-5
I-1-6 Liste des principales installations	I-6
I-2 ZONES DE DIENZOU, YANMON, EHOLIE ET ATOFOU (ZONES IRRIGUEES PAR LES BARRAGES DES AFFLUENTS)	I-6
I-2-1 Mode d'irrigation	I-6
I-2-2 Mode de drainage	I-4
I-2-3 Canaux d'irrigation et de drainage	I-7
I-2-4 Aménagement des champs	I-7
I-2-5 Projet de pistes	I-7
I-2-6 Aménagement des cours d'eau	I-7
I-2-7 Etangs piscicoles	I-8
I-2-8 Liste des principales installations	I-8
I-3 CONCEPTION DES BARRAGES	I-37
I-3-1 Calcul de stabilité	I-37
I-3-2 Fuite d'eau par le corps du barrage et par la fondation	I-43
I-3-3 Calcul hydraulique d'évacuation des crues	I-48
I-3-4 Examen de l'ouvrage de prise	I-86
I-3-5 Projet d'étude à effectuer.....	I-90
I-3-6 Quantité de travaux	I-94

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1:	Comparaison entre le barrage en caoutchouc et la vanne en acier.....	1-9
Tableau I-2:	Capacité d'écoulement du canal d'irrigation par la formule de Manning	1-10
Tableau I-3:	Capacité d'écoulement du canal de drainage et de la rivière aménagée par la formule de Manning.....	1-11
Tableau I-4(1):	Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro	1-12
Tableau I-4(2):	Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Dienzou	1-19
Tableau I-4(3):	Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Yanmon	1-21
Tableau I-4(4):	Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Eholie	1-23
Tableau I-4(5):	Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Atofou	1-25
Tableau I-5:	Écoulement non-uniforme dans le déversoir Barrage de Dienzou $Q = 91 \text{ m}^3/\text{s}$	1-57
Tableau I-6:	Écoulement non-uniforme dans le déversoir Barrage de Yanmon $Q = 54 \text{ m}^3/\text{s}$	1-58
Tableau I-7:	Écoulement non-uniforme dans le déversoir Barrage d'Eholie $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$	1-59
Tableau I-8:	Écoulement non-uniforme dans le déversoir Barrage d'Atofou $Q = 116 \text{ m}^3/\text{s}$	1-60

LISTE DES FIGURES

Figure I-1:	Système de gonflement/dégonflement du petit barrage sur le N'Zi	1-28
Figure I-2(1):	Zone de M'Bahiakro: organigramme des courants d'irrigation et de drainage	1-29
Figure I-2(2):	Zone de Dienzou: organigramme des courants d'irrigation et de drainage	1-31

Figure I-2(3):	Zone de Yanmon: organigramme des courants d'irrigation et de drainage	I-32
Figure I-2(4):	Zone de Eholie: organigramme des courants d'irrigation et de drainage	I-33
Figure I-2(5):	Zone de Atofou: organigramme des courants d'irrigation et de drainage	I-34
Figure I-3(1):	Plan général typique des parcelles des zones de M'Bahiakro	I-35
Figure I-3(2):	Plan général typique des parcelles des zones de développement des affluents	I-36
Figure I-4:	Niveau normal de retenue, en amont · Baisse de niveau d'eau rapide, en amont	I-41
Figure I-5:	Niveau normal de retenue, en aval	I-42
Figure I-6(a):	Réseau de lignes de courant	I-47
Figure I-6(b):	Coefficient du débit	I-49
Figure I-6(c):	Relation entre vitesse d'approche et pente en amont du barrage	I-49
Figure I-7:	Coupe transversale typique du déversoir	I-66
Figure I-8:	Déversoir du barrage de Dienzou	I-67
Figure I-9:	Déversoir du barrage de Yanmon	I-68
Figure I-10:	Déversoir du barrage d'Eholie.....	I-69
Figure I-11:	Déversoir du barrage d'Atofou.....	I-70
Figure I-12:	Barrage de Dienzou.....	I-71
Figure I-13:	Barrage de Yanmon.....	I-72
Figure I-14:	Barrage d'Eholie	I-73
Figure I-15:	Barrage d'Atofou	I-74

I-1. ZONE DE M'BAHIKRO

I-1-1 Petit barrage sur le N'Zi

1-1-1 Objectif de la mise en place du barrage

Il s'agit, par la construction d'un petit barrage sur le lit mineur de N'Zi permettant en saison sèche l'utilisation des eaux abondantes emmagasinées en saison des pluies, de rendre possible la double culture annuelle du riz dans la zone ainsi que de faciliter la gestion des eaux en réduisant la hauteur d'élévation de la pompe par l'augmentation du niveau d'eau.

1-1-2 Site d'installation du barrage

Le petit barrage sera créé sur le cours principal de N'Zi au niveau du méandre situé à gauche de la plaine N° 5.

1-1-3 Débit de crue de projet

Le débit de crue de projet a été fixé à 470 m³/s à savoir le débit probable une fois tous les 10 ans. 120,4 m qui sera la cote du plan d'eau au dessus du barrage dégonflé a été retenu comme niveau d'eau maximum de calcul.

Pour le débit décennal de projet, la cote correspondante du plan d'eau du N'Zi de l'aval à l'amont du barrage va varier de 120 à 121,3 m.

Dû aux effets de remous, les rizières de la plaine 5 dont les élévations de surface varient entre 118 et 120 m seront entièrement submergées. Ceci représentera 35,8 ha ou 8% de la surface totale aménagée. 12,4 ha des 59 ha de la plaine 4 et 7,8 ha des 42,8 ha de la plaine 3 seront aussi submergés si la hauteur de la digue de protection prévue ne dépasse pas 2 m. La surface affectée dans ces deux dernières plaines représentent 4,5% de la surface totale aménagée, amenant la surface totale submergée par le débit de projet à près de 12%.

Cependant, la crue annuelle à M'Bahiakro n'inondera qu'environ 9 ha de la plaine 5, ce qui correspond à 2% de la surface totale aménagée.

1-1-4 Volume de la retenue

Le volume utile de la retenue sur le lit mineur de N'Zi a été fixé à 2.760.000 m³ d'après le calcul du bilan hydrologique (voir Tableau F-5). Ce chiffre a été déterminé en tenant compte d'une perte de retenue de 5% sur le volume net de la retenue et d'un débit de maintenance du fleuve de 0,1 m³/s dont l'écoulement est assuré annuellement. Étant donné qu'une interview auprès de SODECI qui gère le barrage de prise à la ville de Dimbokro a révélé que l'ensablement ne pose pas de problème, ceci n'a pas été pris en considération lors du calcul.

1-1-5 Structure du barrage

Il s'agit d'un barrage gonflable en caoutchouc monté sur un barrage en béton. Le barrage gonflable en caoutchouc est une sorte de barrage mobile, qui règle l'écoulement en gonflant ou bien en dégonflant de façon pneumatique les sacs en caoutchouc installés transversalement sur le lit du fleuve et les talus. En raison de la simplicité du mécanisme de fonctionnement par rapport à la vanne en acier, le barrage gonflable en caoutchouc dispose d'une haute fidélité pour ce qui est du gonflement et du dégonflement. De plus, il possède beaucoup de qualités favorables telles que la rupture modérée de la section mouillée par des piliers due à sa longue travée, la possibilité de simplifier les ouvrages de génie civil comme la fondation, la facilité des travaux et leur courte durée, la facilité de la maintenance, le coût de construction modéré, etc. D'où la multiplication de ce type de barrage ces dernières années au Japon où on en compte à présent environ 2 000. La comparaison entre le barrage gonflable en caoutchouc et la vanne en acier figure sur le Tableau I-1.

1-1-6 Hauteur d'eau à l'état dégonflé

Des déflecteurs seront placés sur les sacs du barrage pour diminuer leur vibration. Ceci permet de fixer la hauteur maximum de la nappe déversante juste avant le dégonflement à 1,5 m soit la moitié de la hauteur du barrage en caoutchouc. Le débit à ce moment est de 250 m³/s. Par conséquent, à l'état gonflé, le barrage dégonfle automatiquement avec l'écoulement d'un débit supérieur à celui susmentionné.

1-1-7 Appareil de gonflement / dégonflement

La soufflante qui envoie de l'air dans les sacs pour les gonfler sera actionnée par un moteur électrique qui sera alimenté par la sous-station de la station de pompage de la zone N°2 voisine. Le temps nécessaire au gonflement est d'environ 30 minutes. Le dégonflement s'opérera par l'échappement de l'air des sacs avec un dispositif de

dégonflement automatique à godet qui est enclenché avec le niveau d'eau en amont. L'eau du fleuve est introduite dans le poste de commande par un tuyau qui la conduit ensuite au godet dont le poids dépassant un certain niveau ouvre mécaniquement la vanne de ce dispositif. Le temps nécessaire au dégonflement est d'environ 30 minutes. Le mécanisme de dégonflement est indiqué sur la Figure I-1.

1-1-8 Caractéristiques du barrage

1) Hauteur du barrage (gonflé) :	5,0 m	EL. 118 m
(Hauteur du barrage en béton :	2,0 m)	EL. 115 m
(Hauteur du barrage gonflable en caoutchouc :	3,0 m)	
2) Longueur du barrage :	33,25 m x 2 portées	
3) Largeur du radier en aval :	22,0 m	
4) Épaisseur maximum du radier :	2,5 m	
5) Épaisseur minimum du radier :	0,5 m	
6) Largeur horizontale du parafouille en amont :	5,0 m	
7) Largeur du revêtement du lit en aval :	14,0 m	

1-1-9 Opération et maintenance

La simplicité de l'appareillage du barrage gonflable en caoutchouc dont le gonflement et le dégonflement s'opère respectivement par la mise en marche de la soufflante et l'ouverture de la soupape d'échappement des sacs, rend son opération facile. De plus, il ne nécessite pas de peinture et est facilement contrôlable. La réparation des sacs se fait, si le trou est relativement petit (environ 10 mm), avec un bouchon de caoutchouc, méthode utilisée à la réparation des pneus à chambre à air incorporée. Dans ce cas là, bien que cela dépende de l'endroit troué et du débit du fleuve, la réparation du sac sera faite à l'état gonflé. Lors d'une démolition importante (plus de 10 mm), on adopte la méthode de réparation avec pastille utilisée à la réparation de la bande du convoyeur. Cette méthode exige le dégonflement du sac et le séchage de l'endroit à réparer.

I-1-2 Ouvrages de prise

1-2-1 Mode de prise d'eau

Étant donné que la terre arable se situe quelques mètres plus haut que le niveau ordinaire de N'Zi et que la pente de lit du fleuve est faible de 1/6 500, l'irrigation par gravité exige un long canal d'amenée qui augmente le coût de construction et est difficile d'être entretenue. D'où l'adoption du système où l'eau du fleuve introduite dans le bassin d'aspiration en caisson par un purgeur passant à travers la digue sera pompée par une motopompe immergée à engrenage, afin d'assurer l'alimentation stable en eau.

Les performances des pompes sont comme suit :

- (1) Pour la station de pompage de la zone N°1 : 9,87 m³/min x 300 mm x 55 kW x 20 m x 380 V x 50 Hz x 2 pompes
- (2) Pour la station de pompage de la zone N°2 : 8,04 m³/min x 300 mm x 45 kW x 20 m x 380 V x 50 Hz x 2 pompes

1-2-2 Source motrice

Les pompes seront actionnées par des moteurs électriques. Les lignes haute tension de 33 000 kV provenant de la ville de M'Bahiakro seront prolongées jusqu'à la station de pompage de la zone N°2 dont la sous-station abaisse le courant en triphasé de 380 V qui alimentera les stations de pompage N°1 et 2 ainsi que le poste de commande du petit barrage.

1-2-3 Avantages de la motopompe immergée

Les avantages de la motopompe immergée sont les suivants :

- (1) Amorçage inutile, démarrage facile et manoeuvre automatique possible.
- (2) Capable de pomper à un faible niveau d'eau
- (3) Étant donné qu'elle est ordinairement sous l'eau, le refroidissement est assuré empêchant la réchauffe du moteur
- (4) Lubrification inutile

1-2-4 Entretien / gestion

Une vanne à glissière sera installée à la station de pompage pour la vidange du bassin d'aspiration lors de l'entretien. Un palan à chaînes à déplacement par engrenage y sera installé sur terre pour la récupération des pompes.

I-1-3 Conduite d'adduction d'eau

Chaque bloc sera alimenté par des conduites d'adduction d'eau provenant de la station de pompage. Ces conduites seront en tuyaux en fonte ductile. Pour réduire le coup de bélier, une chambre d'équilibre sens unique sera attachée à la conduite. Des ventouses et des robinets de vidange seront placés tout au long de la conduite.

I-1-4 Canaux d'irrigation et de drainage

(1) Canaux d'irrigation

Ils sont composés de canaux de distribution bétonnés et de canaux secondaires en terre desservant les champs. Les canaux bétonnés existants dont l'état est satisfaisant seront utilisés comme canaux de distribution. La capacité d'écoulement des canaux d'irrigation figure sur le Tableau I-2.

(2) Canaux de drainage

Ils sont composés de canaux secondaires qui rassemblent les eaux provenant des champs et des canaux de collecte. Ces derniers auront une capacité d'écoulement adéquate pour contenir les eaux provenant de l'extérieur de la zone concernée. La capacité d'évacuation des canaux de drainage figure sur le Tableau I-3.

Les systèmes d'irrigation et de drainage sont indiqués sur la Figure I-2 (1).

I-1-5 Aménagement des champs

La taille actuelle d'une parcelle est d'environ 20 à 25 ares, mais son nivellement représentant 10 à 20 cm de différence de hauteur n'est pas satisfaisant. Quant à l'emplacement des voies routières dans la zone, seule une voie principale existe sans aucune présence des voies secondaires. D'où la nécessité d'aménagement des champs même pour installer des voies secondaires. Les voies principales auront un revêtement de

latérite et une largeur totale de 5 m. Quant aux voies secondaires, elles auront une largeur totale de 4 m et seront seulement remblayées. La construction des canaux d'irrigation et de drainage secondaires sera exécutée parallèlement à l'aménagement des champs. Le projet prévoit une superficie standard d'une parcelle de culture de 30 ares (30 m x 100 m), en tenant compte de l'introduction des motoculteurs et de la taille actuelle des parcelles. Le plan général standard des parcelles de culture est indiqué sur la Figure I-3.

I-1-6 Liste des principales installations

Les principales installations d'irrigation et de drainage de projet de la zone de M'Bahiakro sont les suivantes. (Voir Tableau I-4 (1) pour les détails)

1. Petit barrage :	1
2. Station de pompage :	2
3. Conduite d'adduction d'eau :	3000 m pour la zone N°1, 2240 m pour la zone N°2
4. Canal d'aménée :	645 m
5. Canaux de distribution :	13155 m (6775 m)
6. Canaux d'irrigation secondaires :	24100 m (955 m)
7. Canaux de drainage principaux :	15015 m
8. Canaux de drainage secondaires :	21990 m
9. Voie agricole principale sur la présente zone :	13760 m

Les chiffres entre parenthèse représentent l'apport des installations existantes.

I-2. ZONES DE DIENZOU, YANMON, EHOIE ET ATOFOU (ZONES IRRIGUEES PAR LES BARRAGES DES AFFLUENTS)

I-2-1 Mode d'irrigation

Le projet prévoit l'introduction de l'irrigation par gravité. L'eau prise par le barrage sera répartie à chaque canal d'irrigation secondaire par les canaux de distribution en béton afin d'arroser les champs. Les canaux d'irrigation secondaires seront installés en principe chaque 200 m avec des voles secondaires. Sur une des rives de chaque canal d'irrigation secondaire sera placée une voie secondaire où traversent des tuyaux CPV qui assurent ainsi l'arrosage des champs de chaque côté de la voie.

I-2-2 Mode de drainage

(1) Drainage de l'intérieur de la zone

Les eaux provenant des champs sont d'abord collectées dans les canaux de drainage secondaires, et seront ensuite évacuées à l'extérieur de la zone par les cours d'eau aménagés ou bien par les cours d'eau naturels.

(2) Drainage de l'extérieur de la zone

Il n'existe pas de bassin fluvial important à l'exception de la zone d'Eholie où Ninglinwa, un affluent de la rive droite de N'Zi possède un large bassin et sera objet du projet de drainage.

I-2-3 Canaux d'irrigation et de drainage

Les canaux de distribution seront de type bétonné. Les canaux d'irrigation secondaires seront en terre. Pour faciliter l'entretien, une voie d'inspection revêtue de latérite sera placée au long de chaque canal de distribution. Les canaux de drainage seront en terre.

Les systèmes d'irrigation et de drainage de chaque zone sont indiqués sur les Figures I-2 (2) à I-2 (5).

I-2-4 Aménagement des champs

Une parcelle standard de riz aura une superficie de 20 ares avec 100 m de long et 20 m de large. Les 20% des terres arables irriguées seront dévolus à d'autres cultures. Le plan général standard des parcelles est indiqué sur la figure I-3.

I-2-5 Projet de pistes

Les pistes sont constituées par les pistes d'accès qui relient les villages aux cultures et les pistes secondaires reliant les parcelles. Les pistes d'accès seront revêtues de latérite. Les pistes secondaires auront une largeur totale de 4 m et seront seulement remblayées, à l'exception des voies d'inspection longeant les canaux de distribution, qui auront une largeur totale de 5 m et un revêtement de latérite.

I-2-6 Aménagement des cours d'eau

Les cours d'eau en aval de chaque site de barrage représentent actuellement des méandres complexes. Les lits considérablement étroits sont recouverts d'herbes. Lors des crues, l'eau atteint le lit majeur et une partie des terres cultivées, mais la vitesse du courant semble assez modérée. Le projet d'aménagement des cours d'eau sera élaboré en concordance avec celui d'aménagement des champs. On déterminera les profils en travers en se basant sur le débit de crue à récurrence décennal et en tenant compte des aléas de stockage de l'eau dans les réservoirs. La capacité d'évacuation des cours d'eau figure sur le Tableau I-3.

I-2-7 Etangs piscicoles

Des étangs piscicoles seront aménagés sur une partie du casier avoisinant le cours d'eau. L'eau sera alimentée par le canal de distribution. La taille standard d'un étang sera de 300 m² (20 m x 15 m). Six étangs seront aménagés sur chaque zone dans les casiers dont les parcelles de riz auront 20 ares de surface.

I-2-8 Liste des principales installations

Les principales installations d'irrigation et de drainage de projet dans les zones irriguées par les barrages des affluents sont comme suit (Voir Tableau I-4(2) à Tableau I-4(5) pour les détails) :

Installations du projet	Dienzou	Yanmon	Eholie	Atofou
Canaux de distribution (m)	5030	4010	4525	8420
Canaux d'irrigation secondaires (m)	4365	3285	5640	9700
Cours d'eau aménagés (m)	4475	4250	2560	4500
Canaux de drainage secondaires (m)	3440	3250	5700	9570
Pistes agricoles principales de chaque zone (m)	1670	285	1910	800

Tableau I-1 Comparaison entre le barrage en caoutchouc et la vanne en acier

Critère	Barrage gonflable en caoutchouc	Vanne en acier	
		Type glissant	Type à clapet
Dégonflement	Le dégonflement se fait simplement en ouvrant les soupapes d'échappement d'air/eau. La simplicité du mécanisme est l'origine d'une haute fiabilité du dégonflement.	L'ouverture s'opère en soulevant la vanne par des câbles métalliques ou des tiges. La vanne est laissée ouverte lors des crues, étant donnée qu'elle est soulevée plus haut que la hauteur du barrage.	L'ouverture est actionnée par la pression hydraulique. L'ouverture peut être parfois imparfaite, lorsqu'il y a de la sédimentation en aval
Capacité d'écoulement	Etant donné qu'il est possible de réaliser une longue travée, l'interruption du courant par des piliers est modérée.	Le taux d'interruption du courant par les piliers est plus important que celui du barrage en caoutchouc.	Même que la case gauche.
Étanchéité	L'étanchéité est bonne. Sa structure de déversement assure également une bonne fermeture.	Nécessaire de changer régulièrement la garniture d'étanchéité.	Même que la case gauche.
Structure de génie civil	En raison de sa structure légère et de son système de déversement, les travaux de fondation, etc., peuvent être simplifiés.	En raison de ses piliers élevés et de son système d'écoulement inférieur, les travaux de substructure et de fondation sont importants.	En raison de ses piliers peu élevés et de son système de déversement, les travaux de fondation peuvent être relativement modérés.
Durée de vie	Ayant une bonne résistance contre les intempéries et les abrasions, il ne se détériore que rarement. D'après les résultats d'exploitation et d'expérimentation, la durée de vie du barrage en caoutchouc est pareille à celle de la vanne en acier.	La durée de vie de la vanne en acier est de 50 ans avec une exploitation et une maintenance convenables.	Même que la case gauche.
Effet de sédimentation	En raison du système de déversement, la capacité de vidange est inférieure à celle de la vanne glissante. En cas de sédimentation, les sédiments peuvent être évacués sur une large étendue par la répétition du gonflement et du dégonflement.	En raison du système d'écoulement inférieur, les vannes glissantes ont une bonne capacité de vidange.	En raison du système de déversement, la capacité de vidange de la vanne à clapet est inférieure à celle de la vanne glissante. Il arrive parfois que la vanne ne s'ouvre pas parfaitement lorsque les sédiments se sont entassés en aval.
Exploitation et maintenance	Peinture inutile. L'examen extérieur est plus difficile que la vanne de type glissant. La réparation est relativement aisée.	Nécessaire d'être peinte régulièrement. L'examen extérieur est aisé.	Nécessaire d'être peinte régulièrement. L'examen extérieur est plus difficile que celui de la vanne de type glissant.
Rentabilité	Les coûts de construction et de maintenance sont modérés.	Les coûts de construction et de maintenance sont supérieurs à ceux du barrage en caoutchouc.	Les coûts de construction et de maintenance sont légèrement supérieurs à ceux du barrage en caoutchouc.

Tableau I-2
Capacité d'écoulement du canal d'irrigation par la formule de Manning

Type	Canal en terre	Canal bétonné		
	F1	L1	L2	L3
h	0,3	0,35	0,45	0,5
b	0,25	0,3	0,35	0,4
H	0,45	0,5	0,6	0,65
B	1,15	1,30	1,55	1,70
m	1,0	1,0	1,0	1,0
A	0,165	0,228	0,360	0,450
n	0,015	0,030	0,030	0,030
Pente du canal				
1/100	V=0,942 m/s Q=0,155 m ³ /s	2,097 0,477	2,443 0,880	2,632 1,184
1/200	V=0,666 m/s Q=0,110 m ³ /s	1,483 0,337	1,728 0,622	1,861 0,837
1/300	V=0,544 m/s Q=0,090 m ³ /s	1,210 0,275	1,411 0,508	1,519 0,684
1/400	V=0,471 m/s Q=0,078 m ³ /s	1,048 0,238	1,222 0,440	1,316 0,592
1/500	V=0,421 m/s Q=0,070 m ³ /s	0,938 0,213	1,093 0,393	1,177 0,530
1/600	V=0,385 m/s Q=0,063 m ³ /s	0,856 0,195	0,997 0,359	1,074 0,483
1/700	V=0,356 m/s Q=0,059 m ³ /s	0,792 0,180	0,923 0,332	0,995 0,448
1/800	V=0,333 m/s Q=0,055 m ³ /s	0,741 0,169	0,864 0,311	0,930 0,419
1/900	V=0,314 m/s Q=0,052 m ³ /s	0,699 0,159	0,814 0,293	0,877 0,395
1/1000	V=0,298 m/s Q=0,049 m ³ /s	0,663 0,151	0,773 0,278	0,832 0,375
1/1100	V=0,284 m/s Q=0,047 m ³ /s	0,632 0,144	0,737 0,265	0,794 0,357
1/1200	V=0,272 m/s Q=0,045 m ³ /s	0,605 0,138	0,705 0,254	0,760 0,342
1/1300	V=0,261 m/s Q=0,043 m ³ /s	0,581 0,132	0,678 0,244	0,730 0,328
1/1400	V=0,252 m/s Q=0,042 m ³ /s	0,560 0,127	0,653 0,235	0,703 0,317
1/1500	V=0,243 m/s Q=0,040 m ³ /s	0,541 0,123	0,631 0,227	0,680 0,306
1/2000	V=0,211 m/s Q=0,035 m ³ /s	0,469 0,107	0,546 0,197	0,588 0,265
1/2500	V=0,188 m/s Q=0,031 m ³ /s	0,419 0,095	0,489 0,176	0,526 0,237
1/3000	V=0,172 m/s Q=0,028 m ³ /s	0,383 0,087	0,446 0,161	0,481 0,216

Tableau I-3

Capacité d'écoulement du canal de drainage et de la rivière aménagée par la formule de Manning

$n = 0,030$

Type	D1	D2	D3	R1	R2	R3	R4
h	0,35 m	0,6	0,85	1	1,35	1,7	2
b	0,3 m	0,5	0,7	3	4	5	6
H	0,65 m	0,9	1,15	1,35	1,8	2,3	2,7
B	1,6 m	2,30	3,00	7,05	9,40	11,90	14,10
m	1,0	1,0	1,0	1,5	1,5	1,5	1,5
A	0,228 m ²	0,660	1,318	4,50	8,13	12,84	18,00
Pente du canal							
1/100	V=1,048 m/s Q=0,238 m ³ /s	1,495 0,987	1,883 2,480	2,58 11,61	3,15 25,60	3,67 47,05	4,10 73,74
1/200	V=0,741 m/s Q=0,169 m ³ /s	1,057 0,698	1,331 1,754	1,82 8,21	2,23 18,10	2,59 33,27	2,90 52,14
1/300	V=0,605 m/s Q=0,138 m ³ /s	0,863 0,570	1,087 1,432	1,49 6,71	1,82 14,78	2,12 27,16	2,37 42,57
1/400	V=0,524 m/s Q=0,119 m ³ /s	0,748 0,493	0,941 1,240	1,29 5,81	1,57 12,80	1,83 23,52	2,05 36,87
1/500	V=0,469 m/s Q=0,107 m ³ /s	0,669 0,441	0,842 1,109	1,15 5,19	1,41 11,45	1,64 21,04	1,83 32,98
1/600	V=0,428 m/s Q=0,097 m ³ /s	0,610 0,403	0,769 1,013	1,05 4,74	1,28 10,45	1,50 19,21	1,67 30,10
1/700	V=0,396 m/s Q=0,090 m ³ /s	0,565 0,373	0,712 0,937	0,98 4,39	1,19 9,67	1,39 17,78	1,55 27,87
1/800	V=0,371 m/s Q=0,084 m ³ /s	0,529 0,349	0,666 0,877	0,91 4,11	1,11 9,05	1,30 16,63	1,45 26,07
1/900	V=0,349 m/s Q=0,079 m ³ /s	0,498 0,329	0,628 0,827	0,86 3,87	1,05 8,53	1,22 15,68	1,37 24,58
1/1000	V=0,332 m/s Q=0,075 m ³ /s	0,473 0,312	0,595 0,784	0,82 3,67	1,00 8,09	1,16 14,88	1,30 23,32
1/1100	V=0,316 m/s Q=0,072 m ³ /s	0,451 0,298	0,568 0,748	0,78 3,50	0,95 7,72	1,11 14,19	1,24 22,23
1/1200	V=0,303 m/s Q=0,069 m ³ /s	0,432 0,285	0,543 0,716	0,75 3,35	0,91 7,39	1,06 13,58	1,18 21,29
1/1300	V=0,291 m/s Q=0,066 m ³ /s	0,415 0,274	0,522 0,688	0,72 3,22	0,87 7,10	1,02 13,05	1,14 20,45
1/1400	V=0,280 m/s Q=0,064 m ³ /s	0,400 0,264	0,503 0,663	0,69 3,10	0,84 6,84	0,98 12,57	1,09 19,71
1/1500	V=0,271 m/s Q=0,062 m ³ /s	0,386 0,255	0,486 0,640	0,67 3,00	0,81 6,61	0,95 12,15	1,06 19,04
1/2000	V=0,234 m/s Q=0,053 m ³ /s	0,334 0,221	0,421 0,555	0,58 2,60	0,70 5,72	0,82 10,52	0,92 16,49
1/2500	V=0,210 m/s Q=0,048 m ³ /s	0,299 0,197	0,377 0,496	0,52 2,32	0,63 5,12	0,73 9,41	0,82 14,75
1/3000	V=0,191 m/s Q=0,044 m ³ /s	0,273 0,180	0,344 0,453	0,47 2,12	0,57 4,67	0,67 8,59	0,75 13,46

Tableau I-4 (1) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro

Installations	Bloc	Nom	Description Q (m³/sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr. second.		Entrée d'eau Nombre	Drain. transv.		Franchissement Ferm/Franchis		Sortie drain. Nombre	Bassin, distri. Nombre	
						Type	Nombre	Type	Nombre		Type	Nombre	Type	Nombre			
Canal de distribution		MF-ZZ	0,073	645	L1											1	
	N°1	MC-1-1	0,051	1460	L1			1	3								
		MC-1-2	0,042	1560	L1			1	7								
		MC-1-3	0,057	980	L1			1	4								
			Sous-total		4000			14									
	N°2	MC-2-1	0,060	775	Exl.			1	3								
		MC-2-2	0,034	435	Exl.			1	3								
		MC-2-3	0,019	110	L1												
			Sous-total		1320			6									
	N°3	MC-3	0,058	780	Exl.			1	2								
		MC-3B	0,026	490	Exl.			1	4								
			Sous-total		1270			1	6								
	N°4	MC-4-1	0,051	1090	L1			1	5								
		MC-4-2	0,023	660	L1			1	3								
			Sous-total		1750			1	8								
	N°5	MC-5-1	0,008	410	Exl.			1	1								
		MC-5-2	0,040	1500	Exl.			1	7								
			Sous-total		1910			1	8								
	N°5 Extension	MC-5E-1	0,051	650	Exl.			1	1								
		MC-5E-2	0,022	255	Exl.												
		Sous-total		1015			2	2									
Diaby	MC-D-1	0,035	410	Exl.			1	5									
	MC-D-1	0,035	910	L1			1	3									
	MC-D-2	0,038	570	Exl.													
		Sous-total		1990			8										
		Total		13155 (6775 Exl.)		3	52				4		6				
Canal d'irrigation secondaire	N°1	1FC-1	0,018	600	F1					38					9		
		1FC-2	0,016	490	F1					34					8		
		1FC-3	0,014	430	F1					29					7		
		1FC-4	0,030	365	F1					7					2		
		1FC-5	0,002	60	F1					4					1		
		1FC-6	0,005	195	F1					11					3		
		1FC-7	0,004	150	F1					9					2		
		1FC-8	0,003	70	F1					5					1		

Tableau I-4 (1) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro

Installations	Bloc	Description	Nom	Q (m³/sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Etr. second.		Entrée d'eau		Drain. transv.		Franchissement		Perm/Franchis		Sortie drain.		Bassin. distri.
							Type	Nombre	Type	Nombre	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	
			1FC-9	0,003	420	F1					16						4				
			1FC-10	0,013	470	F1					27						7				
			1FC-11	0,006	330	F1					13						3				
			1FC-12	0,001	260	F1					1						1				
			1FC-13	0,016	525	F1					35						9				
			1FC-14	0,015	475	F1					31						8				
			1FC-15	0,012	400	F1					26						6				
			1FC-16	0,010	325	F1					20						5				
			1FC-17	0,004	165	F1					8						2				
			Sous-total		5730						314						78				
	N°2		2FC-1	0,020	640	F1					42						10				
			2FC-2	0,018	590	F1					38						9				
			2FC-3	0,013	410	F1					28						7				
			2FC-4	0,009	270	F1					18						4				
			2FC-5	0,021	665	F1					44						11				
			2FC-6	0,003	60	F1					6						1				
			2FC-7	0,001	60	F1					1						1				
			2FC-8	0,009	495	Exi.					20						5				
			2FC-9	0,019	670	F1					39						10				
			2FC-10	0,008	300	F1					18						4				
			2FC-10	0,008	460	Exi.															
			Sous-total		4620 (955 Exi.)						254						62				
	N°3		3FC-1	0,014	485	F1					30						7				
			3FC-2	0,013	460	F1					29						7				
			3FC-3	0,005	280	F1					10						2				
			3FC-4	0,007	275	F1					15						4				
			3FC-5	0,009	375	F1					16						4				
			3FC-6	0,005	165	F1					10						2				
			3FC-7	0,001	80	F1					1						1				
			3FC-8	0,005	185	F1					10						2				
			Sous-total		2305						121						29				
	N°4		4FC-1	0,011	440	F1					21						5				
			4FC-2	0,013	425	F1					28						7				
			4FC-3	0,011	390	F1					23						6				
			4FC-4	0,008	260	F1					17						4				
			4FC-5	0,007	250	F1					15						4				
			4FC-6	0,001	165	F1					1						1				

Tableau I-4 (1) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro

Installations	Bloc	Nom	Description Q (m³/sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain.transv.		Franchissement Form/Franchis		Sortie drain.		Bassin.distr. Nombre
						Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	
		4FC-7	0,012	400	F1					24					6			
		4FC-8	0,001	135	F1					2					1			
		4FC-9	0,006	160	F1					13					3			
		4FC-10	0,004	115	F1					7					2			
		Sous-total		2740						151					39			
	N°5	SFC-1	0,005	195	F1					10					2			
		SFC-2	0,003	185	F1					6					1			
		SFC-3	0,006	175	F1					12					3			
		SFC-4	0,006	210	F1					12					3			
		SFC-5	0,006	220	F1					13					3			
		SFC-6	0,006	240	F1					13					3			
		SFC-7	0,007	220	F1					14					3			
		SFC-8	0,005	180	F1					11					3			
		SFC-9	0,003	110	F1					6					1			
		Sous-total		1735						97					22			
	N°5	SEFC-1	0,005	505	F1					10					2			
	Extension	SEFC-2	0,009	440	F1					18					4			
		SEFC-3	0,005	510	F1					11					3			
		SEFC-4	0,017	575	F1					37					9			
		SEFC-5	0,015	475	F1					33					8			
		SEFC-6	0,013	430	F1					28					7			
		SEFC-7	0,009	335	F1					17					4			
		Sous-total		3270						154					37			
	Diaby	DFC-1	0,003	240	F1					6					1			
		DFC-2	0,003	245	F1					7					2			
		DFC-3	0,007	225	F1					15					4			
		DFC-4	0,006	370	F1					13					3			
		DFC-5	0,012	365	F1					24					6			
		DFC-6	0,004	340	F1					8					2			
		DFC-7	0,006	330	F1					12					3			
		DFC-8	0,013	445	F1					28					7			
		DFC-9	0,015	490	F1					32					8			
		DFC-10	0,004	650	F1					8					2			
		Sous-total		3700						153					38			
		Total		24100 (955 Ex.)						1244					305			

Tableau I-4 (1) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro

Installations	Bloc	Nom	Description Q (m ³ /sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain, transv.		Franchissement Fermi/Franchis		Sortie drain,		Bassin, distri.		
						Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre		Type	Nombre
Canal de collecte	N°1	MD-1-1	0,60	2095	D3									1	7					
		MD-1-2	1,11	1225	D3										1	2				
		Sous-total		3320												9				
	N°2,3	MD-2&3	4,40	2860	R1										3	3				
		MD-3	0,06	750	D1										1	3				
		Sous-total		3610												6				
	N°4	MD-4	2,82	2625	R1										3	4				
		MD-4-B1	0,03	545	D1															
		MD-4-B2	0,02	375	D1															
		Sous-total		3545												4				
	N°5	MD-5	1,54	1500	R1										2	2				
		MD-5E	0,26	1100	D2										1	4				
	Extension, Diaby	MD-5E-B	0,06	245	D1										1	1				
		MD-5E&D	0,16	675	D2										1	1				
		MD-0	0,16	1020	D2										1	4				
		Sous-total		3040												10				
		Total		15015												31				
Canaux de drainage secondaires	N°1	1FD-1	0,04	745	D1															
		1FD-2	0,07	570	D1															
		1FD-3	0,06	475	D1															
		1FD-4	0,04	390	D1															
		1FD-5	0,02	135	D1															
		1FD-6	0,02	180	D1															
		1FD-7	0,02	140	D1															
		1FD-8	0,05	410	D1															
		1FD-9	0,04	270	D1															
		1FD-10	0,01	110	D1															
		1FD-11	0,04	630	D1															
		1FD-12	0,06	475	D1															
		1FD-13	0,06	440	D1															
		1FD-14	0,04	350	D1															
		1FD-15	0,03	230	D1															
	Sous-total		5550																	
N°2	2FD-1	0,08	650	D1																
	2FD-2	0,08	630	D1																

Tableau 1-4 (1) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro

Installations	Bloc	Nom	Description Q (m ³ /sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr. second.		Entrée d'eau Nombre	Drain.transv. Nombre	Franchissement Fermi/Franchis		Sortie drain. Nombre	Bassin, distri. Nombre
						Type	Nombre	Type	Nombre			Type	Nombre		
		2FD-3	0,06	510	D1									1	1
		2FD-4	0,04	350	D1									1	1
		2FD-5	0,02	160	D1									1	1
		2FD-6	0,01	60	D1									1	1
		2FD-7	0,09	720	D1									1	1
		2FD-8	0,03	580	D1									1	1
		2FD-9	0,07	650	D1									1	1
		Sous-total		4310										8	8
	N°3	3FD-1	0,04	350	D1									1	1
		3FD-2	0,06	480	D1									1	1
		3FD-3	0,05	380	D1									1	1
		3FD-4	0,01	300	D1										
		3FD-5	0,03	250	D1									1	1
		3FD-6	0,02	200	D1										
		3FD-7	0,01	80	D1										
		Sous-total		2040										4	4
	N°4	4FD-1	0,04	400	D1									1	1
		4FD-2	0,05	440	D1									1	1
		4FD-3	0,05	410	D1									1	1
		4FD-4	0,04	300	D1									1	1
		4FD-5	0,03	250	D1									1	1
		4FD-6	0,02	190	D1									1	1
		4FD-7	0,03	210	D1									1	1
		4FD-8	0,02	250	D1									1	1
		4FD-9	0,02	150	D1									1	1
		Sous-total		2600										7	7
	N°5	5FD-1	0,02	190	D1									1	1
		5FD-2	0,02	100	D1									1	1
		5FD-3	0,02	180	D1									1	1
		5FD-4	0,01	200	D1									1	1
		5FD-5	0,01	200	D1									1	1
		5FD-6	0,03	235	D1									1	1
		5FD-7	0,03	215	D1									1	1
		5FD-8	0,02	200	D1									1	1
		5FD-9	0,02	140	D1									1	1
		5FD-10	0,01	90	D1									1	1
		Sous-total		1750										10	10

Tableau I-4 (1) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro

Installations	Bloc	Nom	Description	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain.transv.		Franchissement Ferm/Franchid		Sortie drain.		Bassin.devi.		
						Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type
	N°5 Extensik & Diaby	MR-SE&O-1 MR-SE&D-2		1400 1835 3235																
		Sous-total																		
		Total		13760																

Tableau I-4 (1) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de M'Bahiakro

Installations	Bloc	Nom	Description		Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr. second.		Entrée d'eau		Drain.transv.		Franchissement Ferm/Franchid		Sortie drain.		Bassin distri.			
			Q (m ³ /sec)	Type			Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre
N°5 Extension	Diaby	SEFD-1	0,05	D1	480	D1																
		SEFD-2	0,06	D1	455	D1																
		SEFD-3	0,05	D1	535	D1																
		SEFD-4	0,04	D1	650	D1																
		SEFD-5	0,05	D1	375	D1																
		SEFD-6	0,01	D1	300	D1																
			Sous-total			2795																1
			DFD-1	0,01	D1	290	D1															1
			DFD-2	0,03	D1	230	D1															1
			DFD-3	0,03	D1	220	D1															1
			DFD-4	0,03	D1	365	D1															1
			DFD-5	0,04	D1	395	D1															1
			DFD-6	0,05	D1	410	D1															1
			DFD-7	0,06	D1	485	D1															1
			DFD-8	0,04	D1	550	D1															1
			Sous-total			2945																4
		Total			21990																34	
Pistes agricoles supplémentaires	N°1	MR-1-1			695																	
		MR-Z1			1975																	
			Sous-total			2670																
	N°2	MR-2-1			950																	
		Sous-total			950																	
	N°3	MR-3			1240																	
		MR-3B			490																	
			Sous-total			1730																
	N°4	MR-4-1			150																	
		MR-4-2			500																	
			MR-Z2-B			550																
			Sous-total			1200																
	N°5	MR-5-1			750																	
		MR-5-2			1925																	
		MR-Z2			1300																	
			Sous-total			3975																

Tableau 1-4 (2) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Dienzou

Installations	Description		Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Ferm/Franchis		Sortie drain.		
	Nom	Q (m3/sec)			Type	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre
Canaux de distribution	DC	0,164	3705	L2	2	1	2	16	2	1	2	1									
	DC-B	0,034	1325	L1			1	6													
	Total		5030		1	1	22		4	1											
Canaux d'irrigation secondaires	FC-1	0,002	80	F1														1			
	FC-2	0,005	110	F1					11									3			
	FC-3	0,005	130	F1					12									3			
	FC-4	0,006	170	F1					14									4			
	FC-5	0,005	140	F1					12									3			
	FC-6	0,100	245	F1					24									6			
	FC-7	0,011	270	F1					26									7			
	FC-8	0,012	280	F1					28									7			
	FC-9	0,011	265	F1					26									7			
	FC-10	0,006	140	F1					14									3			
	FC-11	0,005	115	F1					12									3			
	FC-12	0,007	210	F1					16									4			
	FC-13	0,009	220	F1					22									5			
	FC-14	0,011	330	F1					26									7			
	FC-15	0,007	285	F1					17									4			
	FC-16	0,009	210	F1					20									5			
	FC-17	0,009	245	F1					22									5			
	FC-18	0,004	85	F1					9									2			
	FC-19	0,008	190	F1					19									5			
	FC-20	0,006	275	F1					14									3			
	FC-21	0,007	235	F1					17									4			
	FC-22	0,005	135	F1					13									3			
	Total		4365						378									94			
Rivière aménagée	Dienzou	16,67	4475	R3																	
(Canaux de drainage principaux)																					
Drain second.	FD-1	0,01	95	D1																	1
	FD-2	0,02	125	D1																	1
	FD-3	0,01	100	D1																	1
	FD-4	0,02	175	D1																	1
	FD-5	0,02	165	D1																	1

Tableau I-4 (2) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Dienzou

installations	Norm	Description Q (m ³ /sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Fermi/Franchis		Sortie drain.		
					Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type
	FD-6	0,04	285	D1																	1
	FD-7	0,03	325	D1																	1
	FD-8	0,04	280	D1																	1
	FD-9	0,03	210	D1																	1
	FD-10	0,01	90	D1																	1
	FD-11	0,02	190	D1																	1
	FD-12	0,02	205	D1																	1
	FD-13	0,04	285	D1																	1
	FD-14	0,02	305	D1																	1
	FD-15	0,03	195	D1																	1
	FD-16	0,03	220	D1																	1
	FD-17	0,01	190	D1																	1
			Total																		17
Pistes agricoles supplémentaires	DR		1670																		
																					1

Tableau I-4 (3) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Yanmon

Installations	Description		Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Ferm/Franchis		Sortie drain.		
	Nom	Q (m ³ /sec)			Type	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre
Canaux de distribution	YC	0,118	4010	L1		1	19						1	2							
Canaux d'irrigation secondaires	FC-1	0,007	155	F1					15									4			
	FC-2	0,008	180	F1					18									5			
	FC-3	0,005	140	F1					12									3			
	FC-4	0,008	185	F1					18									4			
	FC-5	0,006	220	F1					15									4			
	FC-6	0,003	100	F1					8									2			
	FC-7	0,005	235	F1					11									3			
	FC-8	0,011	285	F1					27									7			
	FC-9	0,006	240	F1					15									4			
	FC-10	0,004	90	F1					9									2			
	FC-11	0,003	60	F1					6									1			
	FC-12	0,004	110	F1					10									2			
	FC-13	0,007	160	F1					16									4			
	FC-14	0,010	230	F1					22									5			
	FC-15	0,008	295	F1					19									5			
	FC-16	0,006	230	F1					14									3			
	FC-17	0,006	150	F1					15									4			
	FC-18	0,005	120	F1					11									3			
	FC-19	0,004	100	F1					9									2			
	Total		3285						270									67			
Rivière aménagée	Yanmon	7,31	4250	R1																	
(Canaux de drainage principaux)																					
Drain second.	FD-1	0,01	130	D1																	
	FD-2	0,02	180	D1																	1
	FD-3	0,02	150	D1																	1
	FD-4	0,02	160	D1																	1
	FD-5	0,02	205	D1																	1
	FD-6	0,02	170	D1																	1
	FD-7	0,01	60	D1																	1
	FD-8	0,03	255	D1																	1
	FD-9	0,03	270	D1																	1

Tableau I-4 (3) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Yanmon

Installations	Nom	Description Q (m ³ /sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Ferm/Franchid.		Sortie drain.		
					Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type
	FD-10	0,02	145	D1																	1
	FD-11	0,01	70	D1																	1
	FD-12	0,01	90	D1																	1
	FD-13	0,02	130	D1																	1
	FD-14	0,02	200	D1																	1
	FD-15	0,03	270	D1																	1
	FD-16	0,02	260	D1																	1
	FD-17	0,02	180	D1																	1
	FD-18	0,02	130	D1																	1
	FD-19	0,01	110	D1																	1
	FD-20	0,01	85	D1																	1
	Total		3250																		17
Pistes agricoles supplémentaires	YR		285													1	3				

Tableau I-4 (4) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Eholie

Installations	Description		Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr. second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Farm/Franchis		Sortie drain.	
	Nom	Q (m ³ /sec)			Type	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre
Canaux de distribution	EC	0,191	4115	L2	2	1	2	14			3	1								
	EC-B	0,033	410	L1			1	2												
	Total		4525			1	16				1									
Canaux d'irrigation secondaires	FC-1	0,006	265	F1					14								3			
	FC-2	0,014	350	F1					34								8			
	FC-3	0,012	350	F1					29								7			
	FC-4	0,010	340	F1					25								6			
	FC-5	0,009	215	F1					21								5			
	FC-6	0,003	160	F1					6								1			
	FC-7	0,002	230	F1					4								1			
	FC-8	0,017	450	F1					39								10			
	FC-9	0,021	520	F1					49								12			
	FC-10	0,015	340	F1					36								9			
	FC-11	0,015	400	F1					35								9			
	FC-12	0,017	400	F1					39								10			
	FC-13	0,011	280	F1					27								7			
	FC-14	0,003	140	F1					7								2			
	FC-15	0,008	400	F1					19								5			
	FC-16	0,017	400	F1					39								10			
	FC-17	0,008	400	F1					19								5			
	Total		5640					442								110				
Rivière aménagée	Eholie	11,32	500	R2																
(Canaux de drainage principaux)	Ningirwa	33,92	2060	R4																
	Total		2560																	
Drain second.	FD-1	0,04	295	D1																1
	FD-2	0,04	400	D1																1
	FD-3	0,04	360	D1																1
	FD-4	0,02	260	D1																1
	FD-5	0,02	185	D1																1
	FD-6	0,01	200	D1																1
	FD-7	0,02	435	D1																1
	FD-8	0,06	485	D1																1

Tableau I-4 (4) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Eholie

Installations	Description		Longueur (m)	Type	Embranchement Type Nombre	Embr.second. Type Nombre	Entrée d'eau Nombre	Drain transv. Type Nombre	Franchissement Type Nombre	Ponceau Type Nombre	Fem/Franchis Nombre	Sorte drain. Nombre
	Nom	Q (m ³ /sec)										
	FD-9	0,06	450	D1								1
	FD-10	0,04	380	D1								1
	FD-11	0,05	400	D1								1
	FD-12	0,05	400	D1								1
	FD-13	0,02	170	D1					1			1
	FD-14	0,05	640	D1					1			1
	FD-15	0,05	640	D1					1			1
	Total		5.700						2			15
Pistes agricoles supplémentaires	ER		610									
	ER-8		885									
	CFR		415									
	Total		1910									

Tableau I-4 (5) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Atofou

Installations	Description		Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr. second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Ferm/Franchis		Sortie drain.		
	Nom	Q (m ³ /sec)			Type	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre
Canaux de distribution.	AC	0,345	5650	L3	3	3	3	28	1	2	1	3	1								
	AC-B1	0,020	1895	L1			1	6	1	1											
	AC-B2	0,015	455	L1			1	2													
	AC-B3	0,013	420	L1			1	2													
	Total		8420		3	3	38			3		1									
Canaux d'irrigation secondaires	FC-1	0,007	310	F1					17												4
	FC-2	0,015	365	F1					35												9
	FC-3	0,012	350	F1					28												7
	FC-4	0,013	310	F1					31												8
	FC-5	0,011	275	F1					27												7
	FC-6	0,011	335	F1					26												7
	FC-7	0,011	260	F1					27												7
	FC-8	0,007	270	F1					16												4
	FC-9	0,011	290	F1					26												7
	FC-10	0,004	100	F1					10												3
	FC-11	0,009	475	F1					22												6
	FC-12	0,020	495	F1					49												12
	FC-13	0,018	420	F1					42												10
	FC-14	0,013	320	F1					32												8
	FC-15	0,003	195	F1					7												2
	FC-16	0,008	210	F1					18												4
	FC-17	0,013	310	F1					30												8
	FC-18	0,014	330	F1					33												8
	FC-19	0,014	330	F1					33												8
	FC-20	0,012	290	F1					29												7
	FC-21	0,005	225	F1					12												3
	FC-22	0,004	195	F1					10												2
	FC-23	0,009	260	F1					22												5
	FC-24	0,001	140	F1					2												1
	FC-25	0,007	300	F1					17												4
	FC-26	0,012	270	F1					27												7
	FC-27	0,011	255	F1					25												6
	FC-28	0,011	255	F1					25												6
	FC-29	0,011	255	F1					25												6

Tableau I-4 (5) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Atoufou

Installations	Description		Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Ferm/Franchis		Sortie drain.		
	Nom	Q (m3/sec)			Type	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type
FC-30	0,001		50	F1					2									1			
FC-31	0,004		95	F1					9									2			
FC-32	0,004		140	F1					8									2			
FC-33	0,004		125	F1					12									3			
FC-34	0,003		65	F1					7									2			
FC-35	0,004		195	F1					8									2			
FC-36	0,007		170	F1					16									4			
FC-37	0,004		90	F1					9									2			
FC-38	0,004		215	F1					10									2			
FC-39	0,007		160	F1					16									4			
Total			9700						800									200			
Rivière aménagée.	Atoufou	12,08	4500	R2																	
(Canaux de drainage principaux)																					
Drain second.	FD-1	0,04	520	D1										1							1
	FD-2	0,04	380	D1																	1
	FD-3	0,04	330	D1																	1
	FD-4	0,04	290	D1																	1
	FD-5	0,03	265	D1																	1
	FD-6	0,04	285	D1																	1
	FD-7	0,02	190	D1																	1
	FD-8	0,03	295	D1																	1
	FD-9	0,02	190	D1																	1
	FD-10	0,03	475	D1																	1
	FD-11	0,06	480	D1										1							1
	FD-12	0,06	460	D1										2							1
	FD-13	0,05	390	D1																	1
	FD-14	0,03	245	D1																	1
	FD-15	0,01	145	D1																	1
	FD-16	0,03	265	D1																	1
	FD-17	0,04	325	D1																	1
	FD-18	0,04	330	D1																	1
	FD-19	0,04	325	D1																	1
	FD-20	0,03	255	D1																	1
	FD-21	0,03	220	D1																	1

Tableau I-4 (5) Liste sommaire des installations d'irrigation et de drainage de la zone de Atofou

Installations	Nom	Description Q (m ³ /sec)	Longueur (m)	Type	Embranchement		Embr.second.		Entrée d'eau		Drain transv.		Franchissement		Ponceau		Fermi/Franchis		Sortie drain.		
					Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type	Nombre	Type
	FD-22	0,01	310	D1																	1
	FD-23	0,02	125	D1																	1
	FD-24	0,03	290	D1																	1
	FD-25	0,03	255	D1																	1
	FD-26	0,03	255	D1																	1
	FD-27	0,03	255	D1																	1
	FD-28	0,02	255	D1																	1
	FD-29	0,01	65	D1																	1
	FD-30	0,01	115	D1																	1
	FD-31	0,01	150	D1																	1
	FD-32	0,01	95	D1																	1
	FD-33	0,01	40	D1																	1
	FD-34	0,02	175	D1																	1
	FD-35	0,02	155	D1																	1
	FD-36	0,01	65	D1																	1
	FD-37	0,02	195	D1																	1
	FD-38	0,02	110	D1																	1
	Total		9570																		36
Pistes agricoles supplémentaires	AR-B1		80																		
	CFR		720																		
	Total		800																		

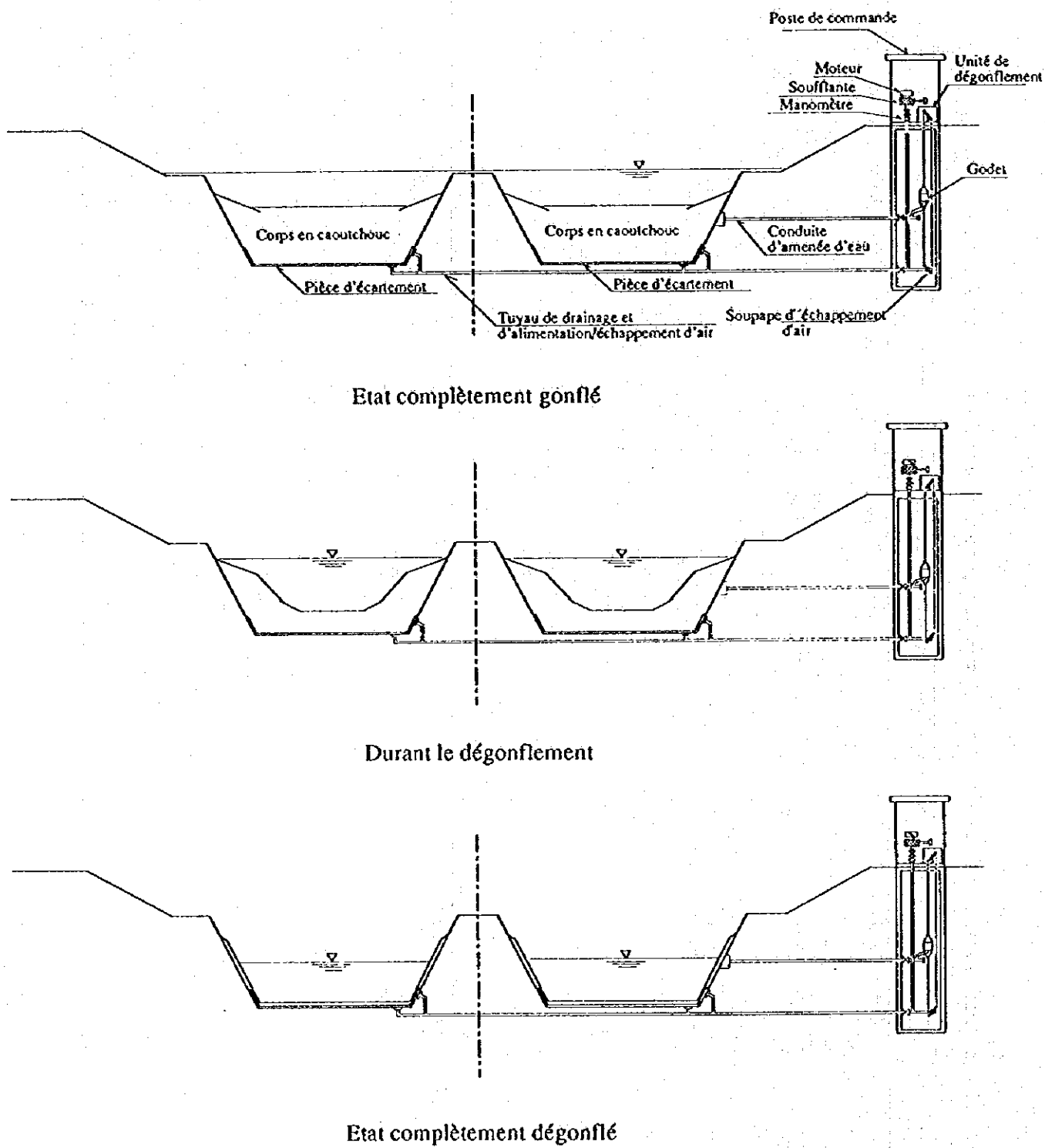


Fig. I-1 Système de gonflement/dégonflement du petit barrage sur N'zi

Fig. 1-2 (1) Zone 1

Zone de M' Bahlakro
Organigramme des courants
d'irrigation et de drainage

Superficie nette irriguée : 384,9 ha

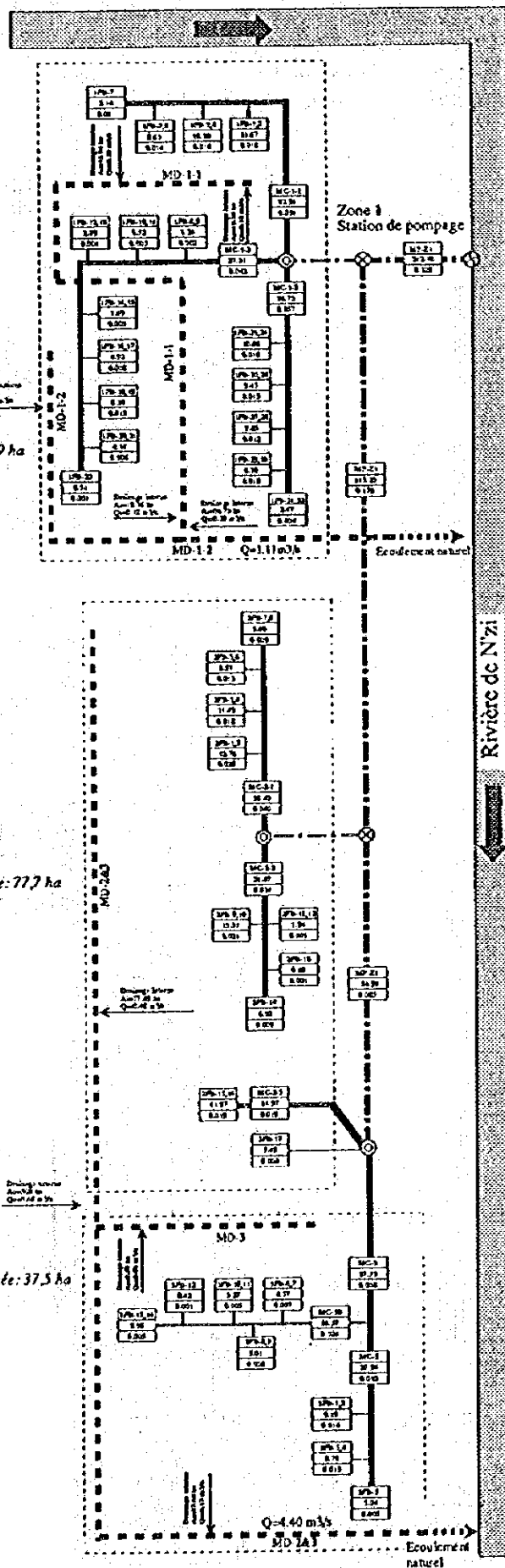
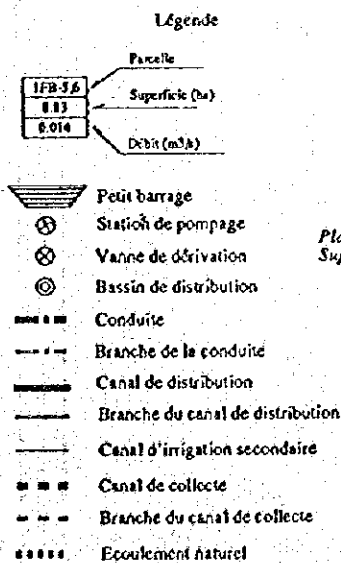
Zone 1

Superficie nette irriguée : 212, ha

Plaine No 1
Superficie nette irriguée : 96,9 ha

Plaine No 2
Superficie nette irriguée : 77,7 ha

Plaine No 3
Superficie nette irriguée : 37,5 ha



A la zone 2

Fig. I-2 (1) Zone 2

Zone de M'Bahiakro

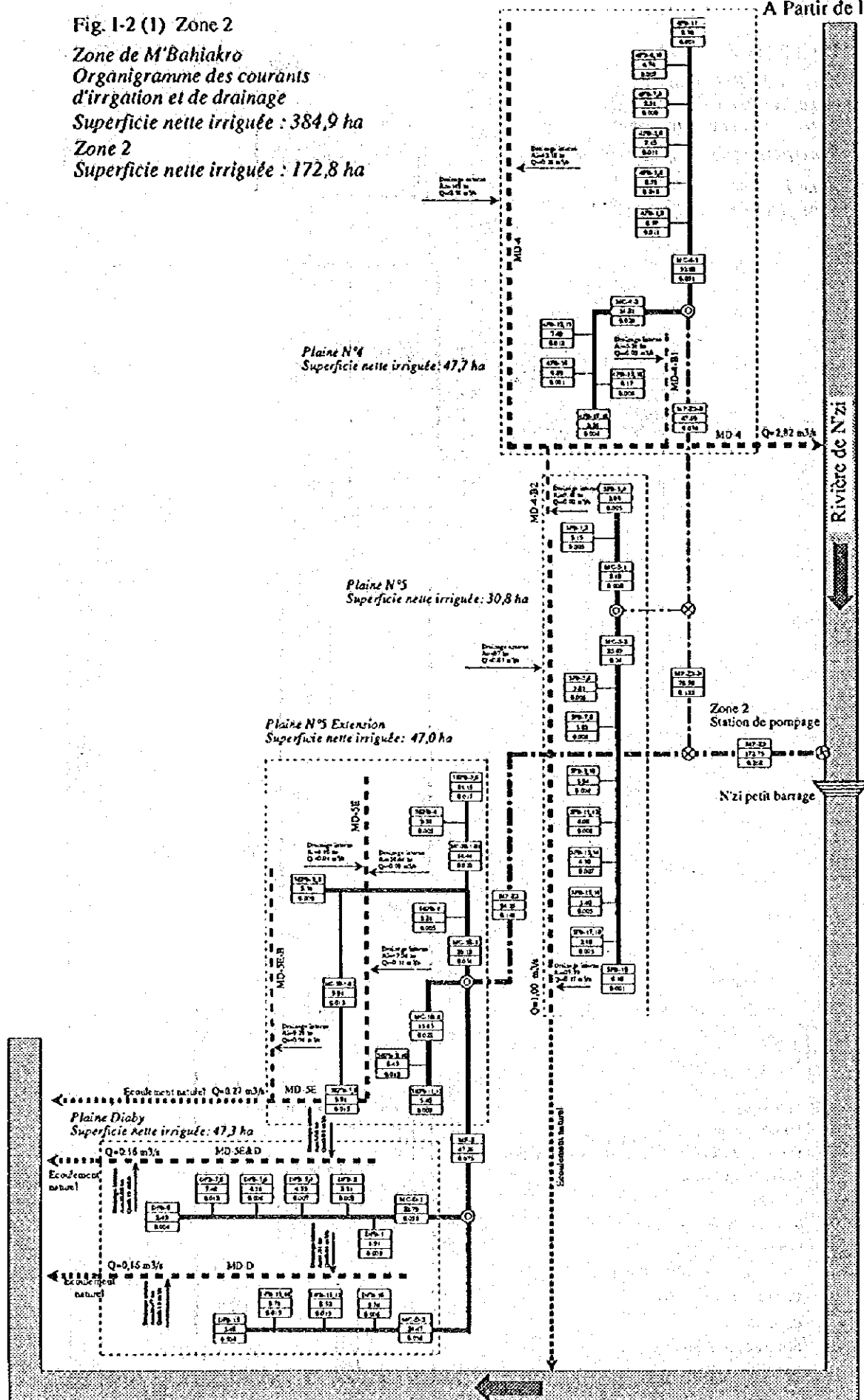
Organigramme des courants
d'irrigation et de drainage

Superficie nette irriguée : 384,9 ha

Zone 2

Superficie nette irriguée : 172,8 ha

A Partir de la Zone 1



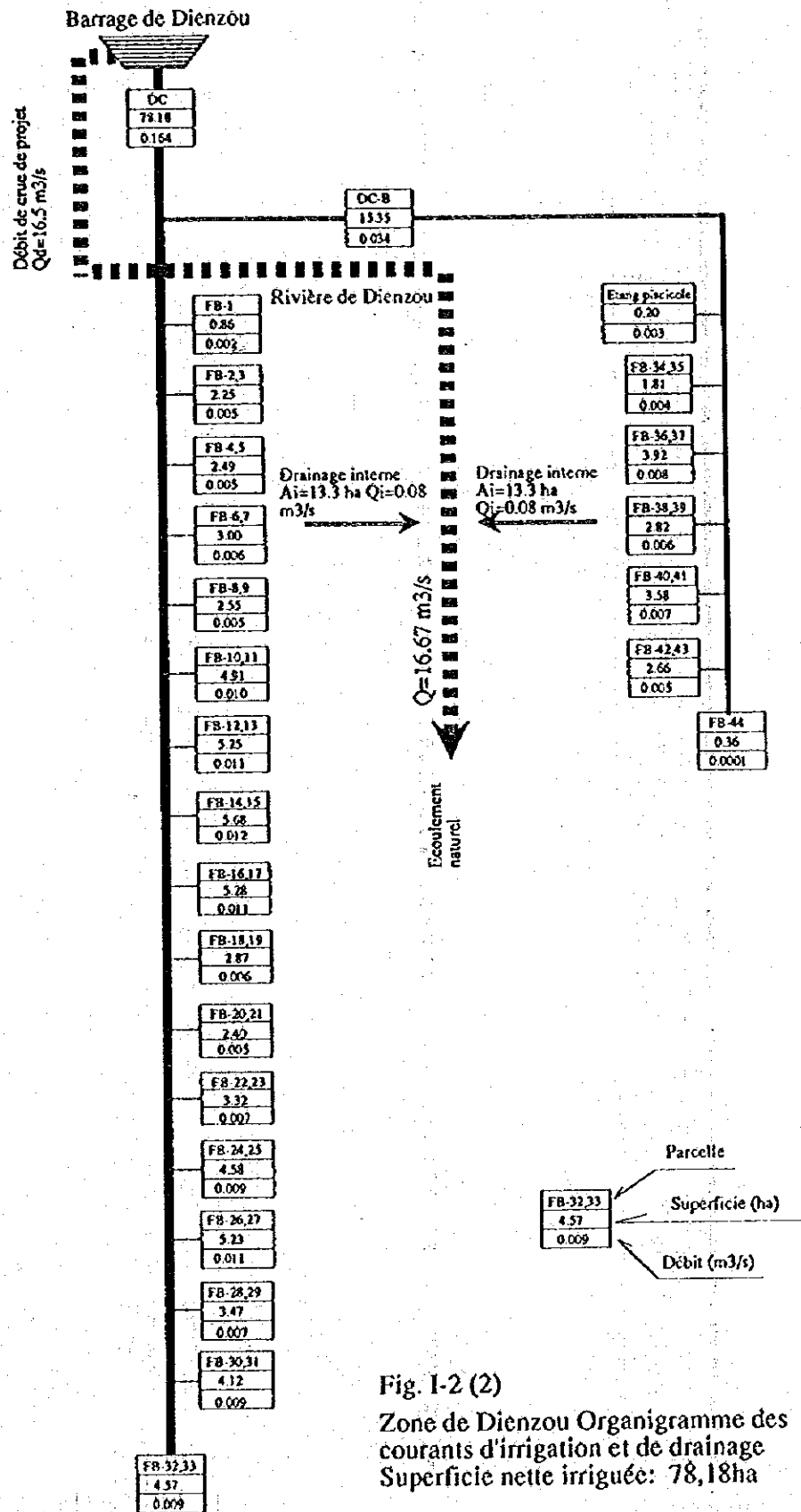


Fig. I-2 (2)
 Zone de Dienzou Organigramme des courants d'irrigation et de drainage
 Superficie nette irriguée: 78,18ha

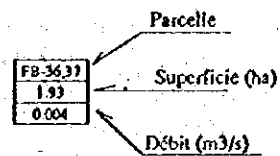
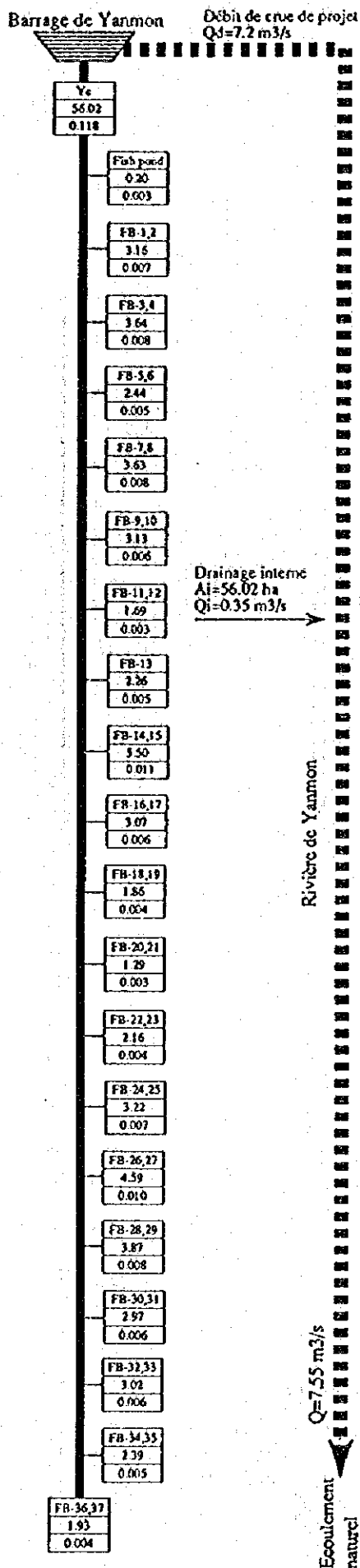


Fig. I-2 (3)
 Zone de Yanmon Organigramme des courants d'irrigation et de drainage
 Superficie nette irriguée : 56,02 ha

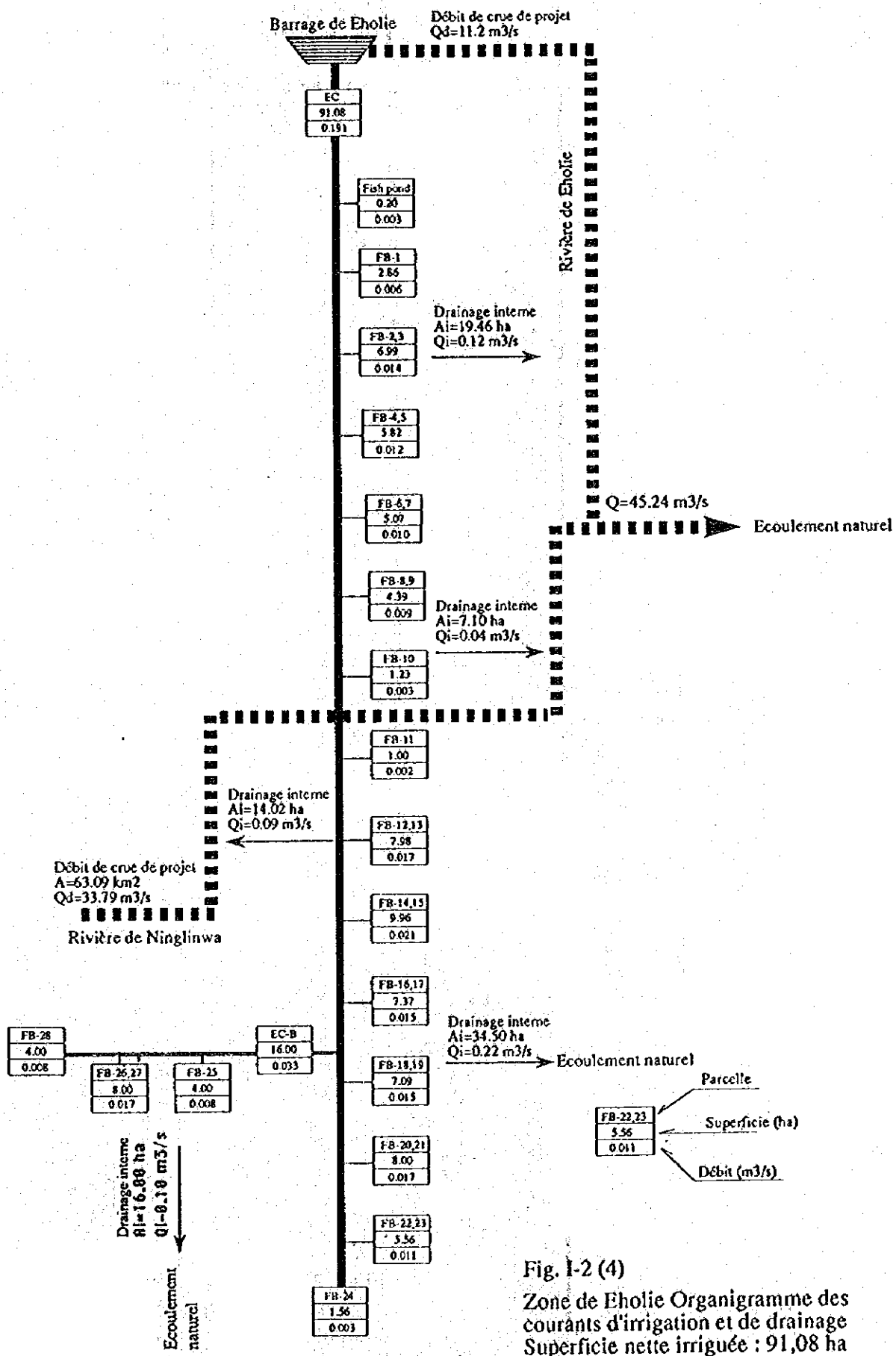


Fig. 1-2 (4)
Zone de Eholie Organigramme des courants d'irrigation et de drainage
Superficie nette irriguée : 91,08 ha

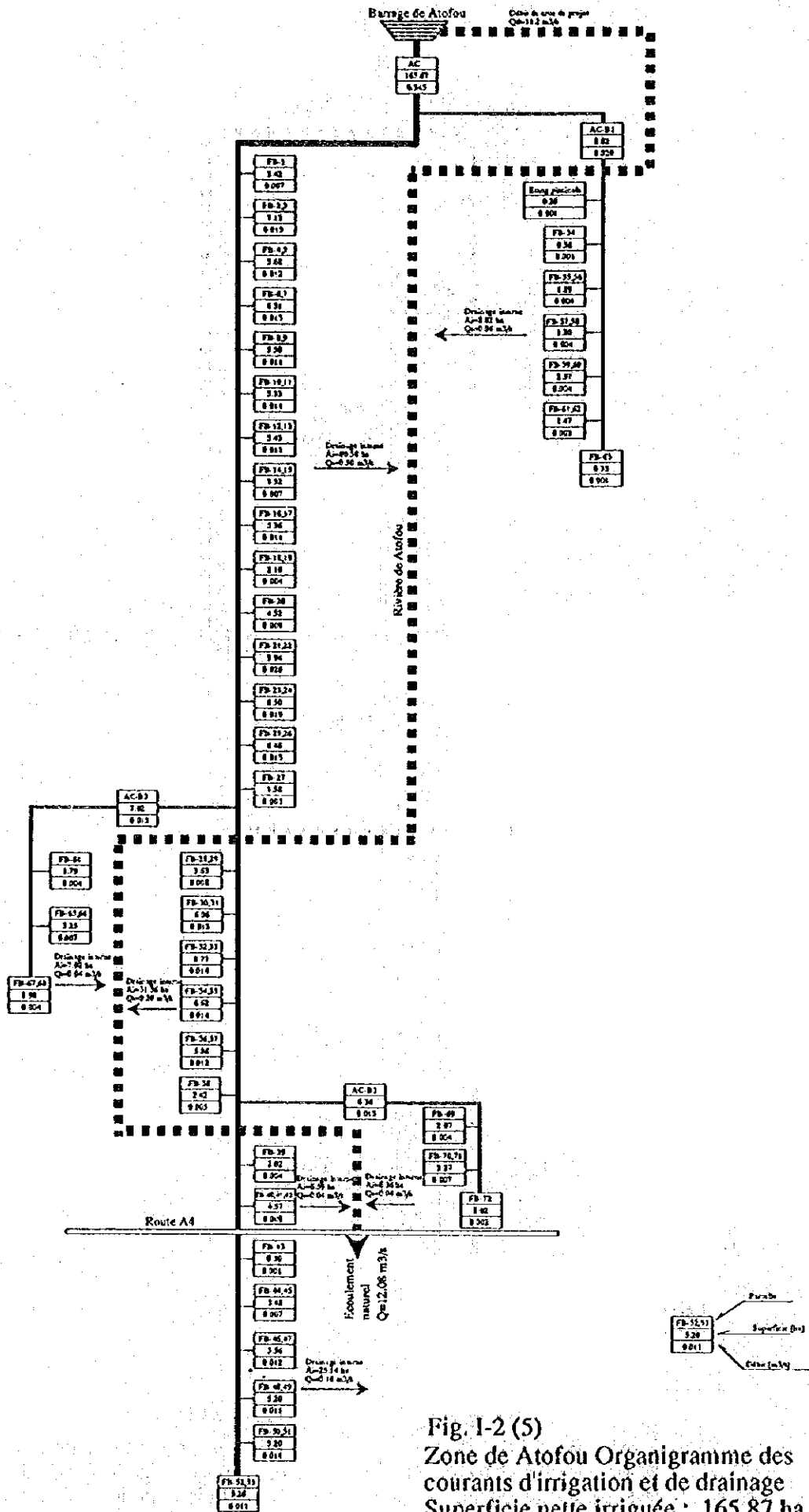


Fig. I-2 (5)
Zone de Atofou Organigramme des courants d'irrigation et de drainage
Superficie nette irriguée : 165,87 ha

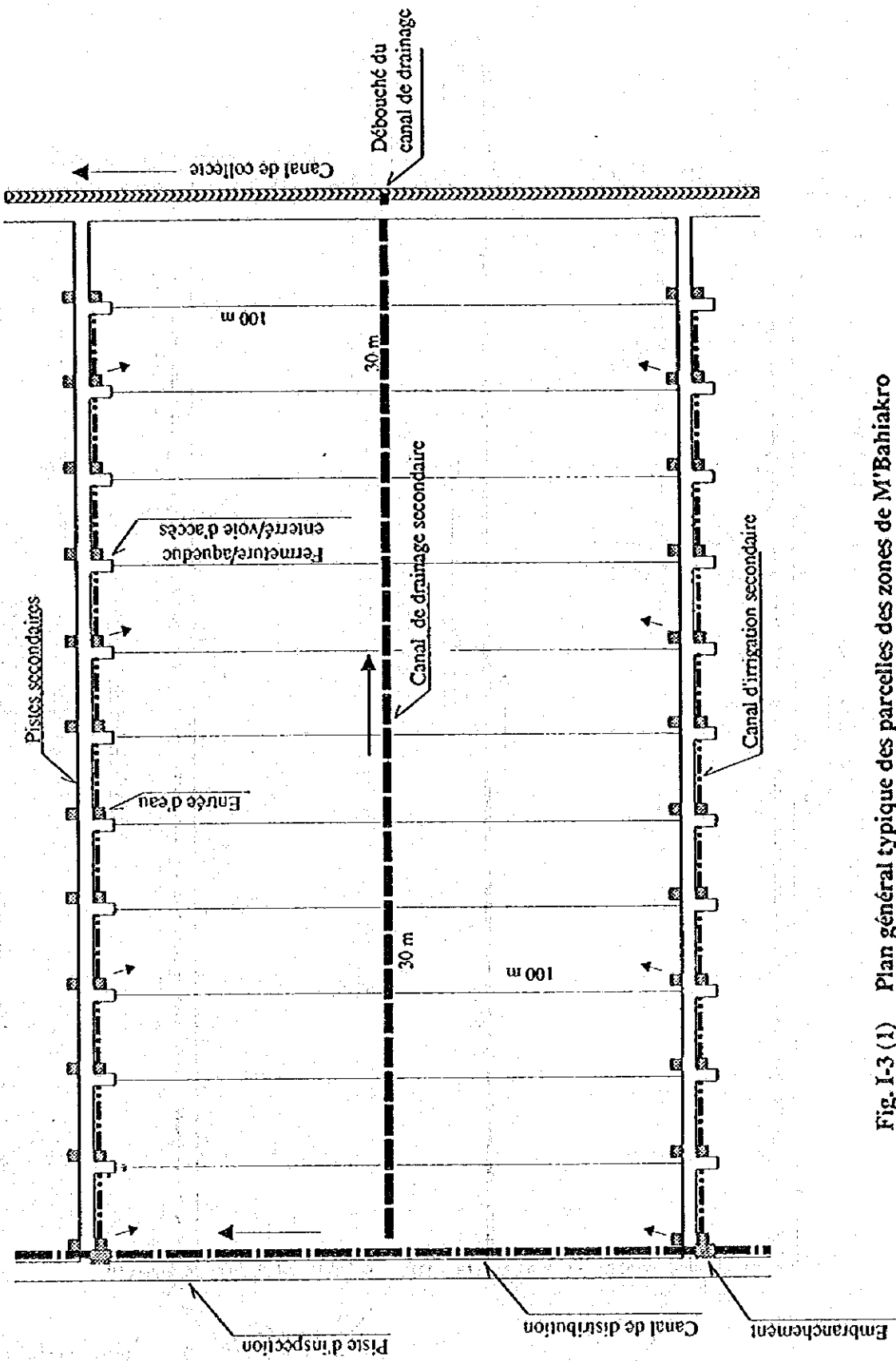


Fig. I-3 (1) Plan général typique des parcelles des zones de M'Bahiakro

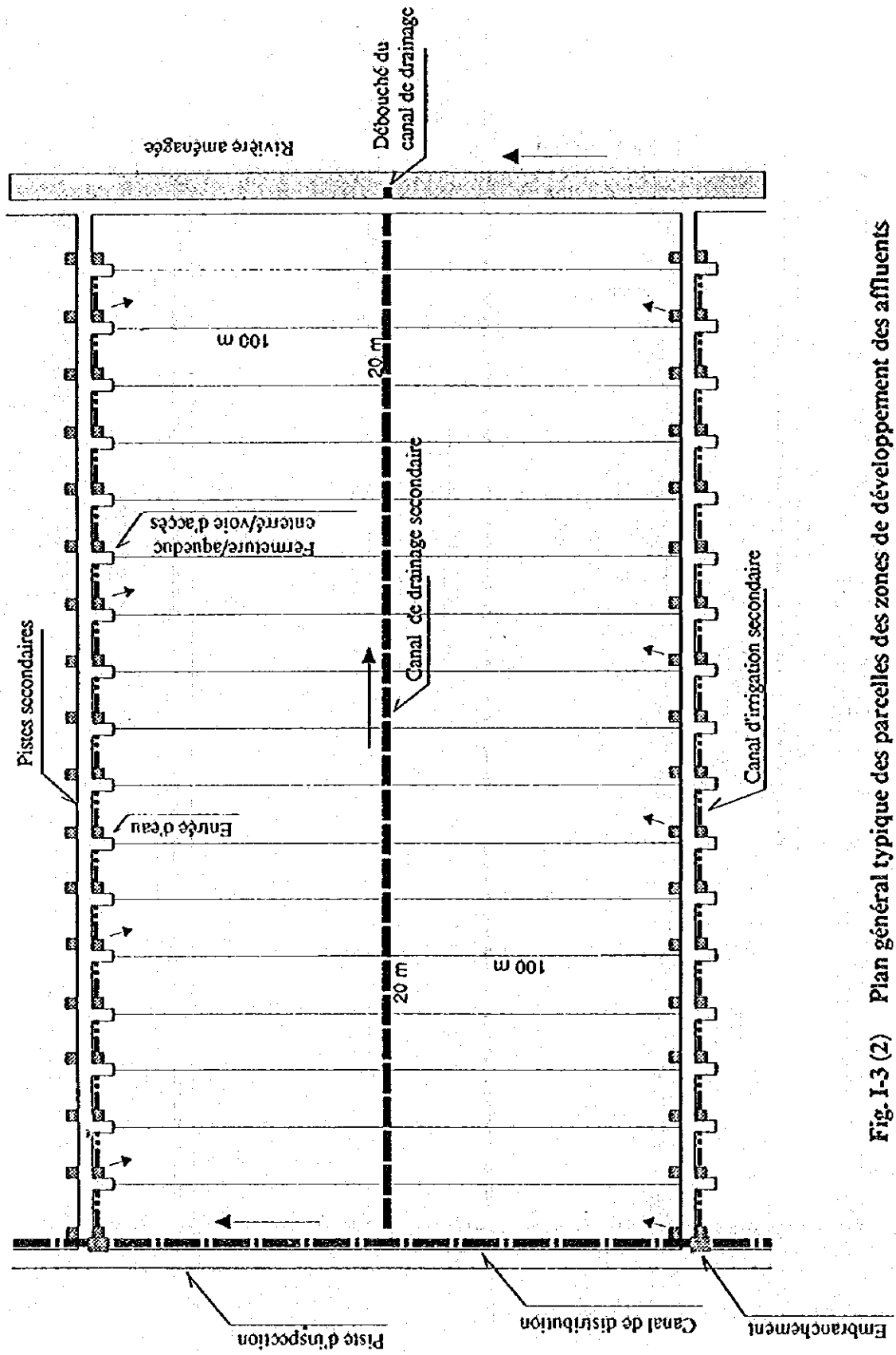


Fig. I-3 (2) Plan général typique des parcelles des zones de développement des affluents

I-3 CONCEPTION DES BARRAGES

I-3-1 Calcul de Stabilité

3-1-1 Méthode de calcul

La stabilité est calculée par la méthode des tranches simple qui est actuellement la plus commune.

- C : Cohésion
- s : Contrainte
- ϕ : Angle de frottement interne
- S : Résistance au cisaillement du sol

$$FS = \frac{\Sigma \{W' * \cos (\alpha) * \tan (\phi) + C*L\}}{\Sigma \{W' * \sin (\alpha) + 1/R*Q*a\}}$$

- F : Facteur de sécurité
- W' : Poids du sol et de l'eau au-dessus de la surface de glissement de chaque tranche (tf/m³)
- : Poids sous l'eau quant au sol au-dessous du niveau d'eau (tf/m³)
- α : Angle entre la face inférieure de chaque tranche et le plan horizontal
- L : Longueur de la face inférieure de chaque tranche (m)
- U : Pression de l'eau interstitielle
- R : Rayon du cercle de rupture (m)
- Q : Force séismique
- a : Distance verticale entre le centre de gravité de chaque tranche et le centre du cercle

3-1-2 Conditions du calcul de stabilité

a. Niveau d'eau de calcul

Niveau d'eau	Sens examiné	Intensité sismique de calcul
Niveau normal de retenue	Amont, aval	Nul
Baisse de niveau d'eau rapide	Amont	Nul

Les sites de barrages de projet étant considérés comme zones non-sismiques, la force sismique est fixée à 0.

b. Conditions du sol

Résultats de l'essai en laboratoire

	ρ_s	γ_{dmax}	W_{opt}	C (kgf/cm ²)	ϕ
Dienzou	2,63	1,90	13,6	0,51	34
Yanmon		2,10	5,7	0,37	32
Eholie		1,84	16,2	0,29	32
Atofou		1,95	13,4	0,38	38

Etant donné que le projet prévoit l'utilisation des déblais du parafouille et de l'évacuateur de crues, en outre des déblais de la carrière d'emprunt comme matériau de noyau, 4 possibilités de combinaison du C et du ϕ des matériaux de noyaux ont été examinées lors du calcul de stabilité, compte tenu de l'utilisation de divers matériaux de noyau. Les caractéristiques de chaque matériau adoptées dans le calcul figurent sur le tableau ci-après.

	ρ_s	W (%)	γ_d	γ_t	e	γ_{sat}	γ_{sub}
Noyau	2,7	22	1,55	1,89	0,742	1,976	0,976
Massif de recharge	2,7	16	1,75	2,03	0,543	2,101	1,101
Fondation	2,7	22	1,50	1,83	0,80	1,944	0,944

Résistance au cisaillement

	C (tf/m ²)	ϕ	
Noyau Case 1	4,0	15	
Noyau Case 2	3,0	20	
Noyau Case 3	5,0	0	
Noyau Case 4	0	30	
Massif de recharge	0	39	Constant
Fondation	1,0	30	Constant

3-1-3 Calcul des différents cas

Le calcul de stabilité est effectué sur les 14 cas suivants.

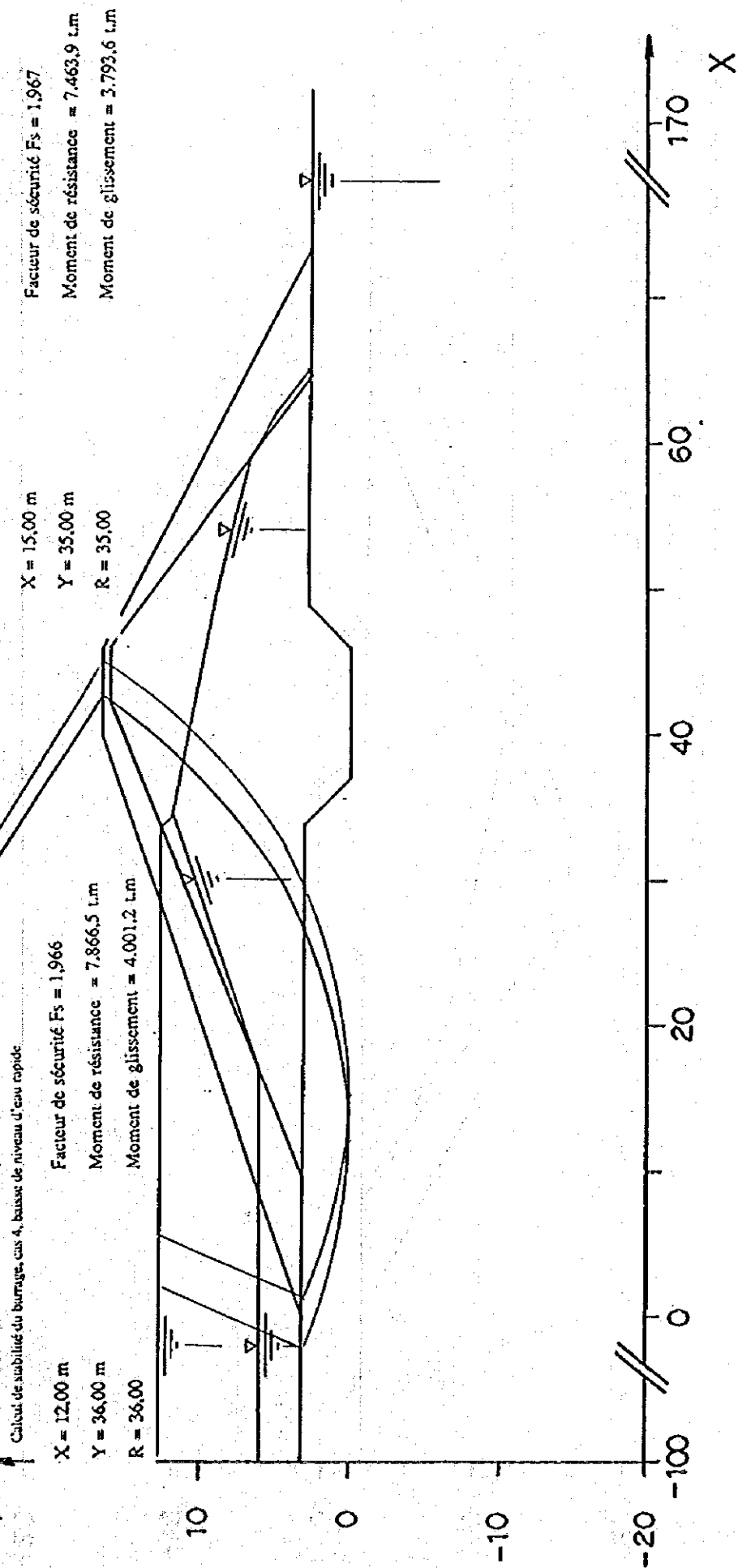
Cas	Noyau	Niveau d'eau	Talus
Cas 1	Noyau 1	Niveau normal de retenue	Amont
Cas 2	Noyau 1	Niveau normal de retenue	Aval
Cas 3	Noyau 1	Baisse de niveau d'eau rapide	Amont
Cas 4	Noyau 2	Niveau normal de retenue	Amont
Cas 5	Noyau 2	Niveau normal de retenue	Aval
Cas 6	Noyau 2	Baisse de niveau d'eau rapide	Amont
Cas 7	Noyau 3	Niveau normal de retenue	Amont
Cas 8	Noyau 3	Niveau normal de retenue	Aval
Cas 9	Noyau 3	Baisse de niveau d'eau rapide	Amont
Cas 10	Noyau 4	Niveau normal de retenue	Amont
Cas 11	Noyau 4	Niveau normal de retenue	Aval
Cas 12	Noyau 4	Baisse de niveau d'eau rapide	Amont

3-1-4 Résultats du calcul

Etant donné que d'après le calcul, le facteur de sécurité était supérieur à 1,2 dans tous les cas comme l'indique le tableau ci-après, les matériaux examinés ne poseront pas de problème. Si le coefficient de perméabilité des déblais est inférieur à $1 \cdot 10^{-5}$, ce qui assure leur imperméabilité, il est possible de les utiliser en tant que matériau de noyau.

Cas	Noyau	Niveau d'eau	Rayon (m)	Facteur de sécurité
Cas 1	Noyau 1	Niveau normal de retenue	36,0	2,332
Cas 2	Noyau 1	Niveau normal de retenue	32,0	1,798
Cas 3	Noyau 1	Baisse de niveau d'eau rapide	40,0	2,350
Cas 4	Noyau 2	Niveau normal de retenue	33,0	2,251
Cas 5	Noyau 2	Niveau normal de retenue	32,0	1,762
Cas 6	Noyau 2	Baisse de niveau d'eau rapide	43,0	2,294
Cas 7	Noyau 3	Niveau normal de retenue	46,0	2,092
Cas 8	Noyau 3	Niveau normal de retenue	32,0	1,655
Cas 9	Noyau 3	Baisse de niveau d'eau rapide	54,0	2,169
Cas 10	Noyau 4	Niveau normal de retenue	35,0	1,967
Cas 11	Noyau 4	Niveau normal de retenue	26,0	1,490
Cas 12	Noyau 4	Baisse de niveau d'eau rapide	36,0	1,966

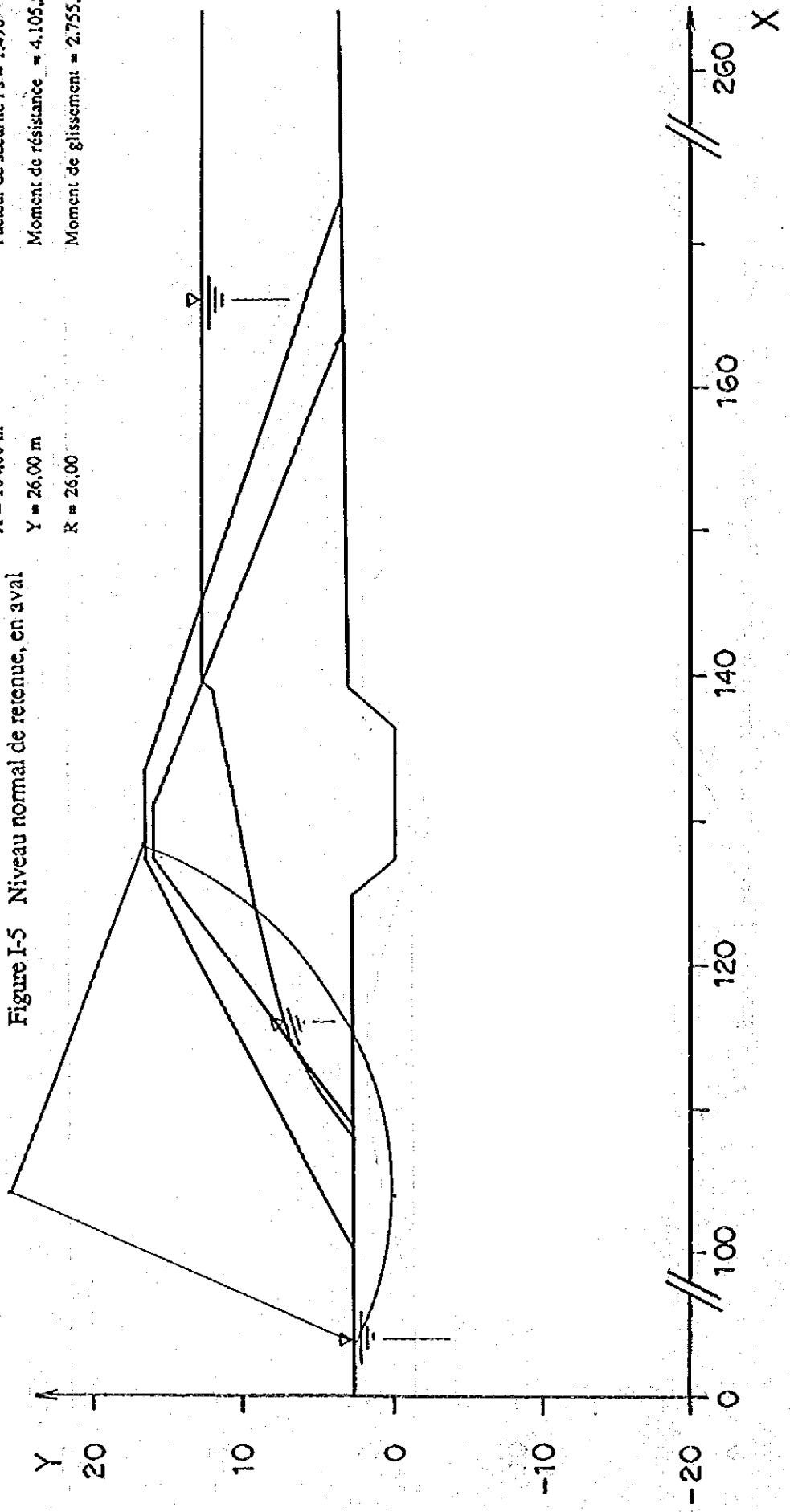
Figure I-4 Niveau normal de retenue, en amont • Baisse de niveau d'eau rapide, en amont



Facteur de sécurité $F_s = 1,490$
 Moment de résistance = $4,105,5 \text{ t.m}$
 Moment de glissement = $2,755,0 \text{ t.m}$

$X = 104,00 \text{ m}$
 $Y = 26,00 \text{ m}$
 $R = 26,00$

Figure I-5 Niveau normal de retenue, en aval



I-3-2 Fuite d'eau par le corps du barrage et par la fondation

Etant donné que l'état du sol de fondation et la hauteur des 4 barrages se ressemblent beaucoup, le calcul est basé sur la coupe du barrage d'Atofou considéré comme représentatif.

3-2-1 Calcul de la ligne phréatique

Couronnement du noyau	104,5 m	Cote du plan d'eau	101,2
Lit du réservoir	91,5	Hauteur d'eau	$101,2 - 91,5 = 9,7$ m
Noyau d'aval depuis le centre	$13 \text{ m} * 4 + 2 = 20,2$ m		
Noyau d'amont depuis le centre	$13 \text{ m} * 2,5 + 2 = 34,5$ m		
Hauteur du plan d'eau depuis le centre	$3,3 \text{ m} * 2,5 + 2,0 = 10,25$ m		

$$L1 = 34,5 - 10,25 = 24,25$$

$$0,3L1 = 0,3 * 24,25 = 7,28 \text{ m}$$

$$L2 = 20,2 + 10,25 = 30,45 \text{ m}$$

$$d = 0,3L1 + L2 = 7,28 + 30,45 = 37,73 \text{ m}$$

$$y_0 = (h^2 + d^2)^{1/2} - d = (9,7^2 + 37,73^2)^{1/2} - 37,73 = 1,22$$

$$y = y_0 = 1,22 \text{ avec } x = 0$$

$$x = -y_0/2 = -0,61 \text{ avec } y = 0$$

$$\alpha = 36^\circ$$

$$C = \Delta a / (a + \Delta a) = 0,36$$

$$a + \Delta a = y_0 / (1 - \cos 36) = 1,22 / (1 - 0,809) = 6,38$$

$$c = \Delta a / (a + \Delta a) = \Delta a / 6,38 = 0,36$$

$$\text{D'où } \Delta a = 2,30 \text{ m}$$

Parabole de base

$$y = (2y_0x + y_0^2)^{1/2} = (2,44x + 1,22^2)^{1/2}$$

$$x = 5 \text{ m} \quad y = 3,7 \text{ m} \quad x = 10 \text{ m} \quad y = 5,09 \text{ m}$$

$$x = 15 \text{ m} \quad y = 6,17 \text{ m} \quad x = 20 \text{ m} \quad y = 7,09 \text{ m}$$

$$x = 25 \text{ m} \quad y = 7,89 \text{ m} \quad x = 30 \text{ m} \quad y = 8,64 \text{ m}$$

3-2-2 Calcul d'infiltration par le réseau de lignes de courant

$$Q = (N_f/N_p) * K * h * L \text{ (cm}^3/\text{sec)}$$

N_f = Nombre de tranches de la ligne de courant

N_p = Nombre de tranches équipotentielles

h = Hauteur d'eau totale (cm)

k = Coefficient de perméabilité (cm/sec)

L = Longueur du barrage (cm)

$$y_o = (h^2 + d^2)^{1/2} - d$$

Selon le tracé

$$N_f = 1,5 \quad N_p = 10$$

Résultats de l'essai de perméabilité

	Sur le terrain (Fondation)	En laboratoire (Matériaux de noyau)
Dienzou	$1,13 * 10^{-4}$ (PD1 0-3,15) cm/s	0,05 bar $2,7 * 10^{-5}$
	$1,5 * 10^{-5}$ (PD2 0-5.)	0,5 bar $1,7 * 10^{-5}$
	$8,9 * 10^{-4}$ (PD3 0-5.)	1,0 bar $1,0 * 10^{-5}$
Yanmon	$6,1 * 10^{-4}$ (PD1 0-5.) cm/s	0,05 bar $1,4 * 10^{-6}$
	$8,3 * 10^{-6}$ (PD2 0-5.)	0,5 bar $1,0 * 10^{-6}$
	$1,3 * 10^{-4}$ (PD3 0-5.)	1,0 bar $0,8 * 10^{-6}$
Eholie	$5,7 * 10^{-4}$ (PD1 0-5.) cm/s	0,05 bar $0,6 * 10^{-6}$
	$1,4 * 10^{-4}$ (PD2 0-3,3)	0,5 bar $0,5 * 10^{-6}$
	$2,9 * 10^{-5}$ (PD3 0-3.)	1,0 bar $1,5 * 10^{-6}$
Atofou 2	$6,4 * 10^{-5}$ (PD1 0-4.) cm/s	0,05 bar $1,5 * 10^{-4}$
	$1,2 * 10^{-4}$ (PD1 0-4.)	0,5 bar $0,9 * 10^{-4}$
		1,0 bar $1,7 * 10^{-4}$
Atofou 1	$5,6 * 10^{-4}$ (PD1 0-4.) cm/s	
	$5,0 * 10^{-7}$ (PD2 2,6)	

D'après les résultats de l'essai de perméabilité susmentionnés, le sol de fondation de chaque site de barrage exige une large couche imperméable pour assurer la sécurité contre la perméabilité. Par ailleurs, la latérite altérée dispose d'une imperméabilité suffisante

pour être utilisée comme matériau de noyau. Cependant, bien que le matériau de noyau du barrage d'Atoufo soit considéré comme matériau imperméable selon la distribution granulométrique, il faut le retester étant donné que son coefficient de perméabilité était supérieur à $5 \cdot 10^{-5}$ lors de l'essai en laboratoire.

Le faible nombre d'échantillon du sol de fondation et du matériau de noyau exigera désormais d'effectuer des essais supplémentaires.

Avec un coefficient de perméabilité de $5 \cdot 10^{-5}$, la fuite d'eau depuis le corps du barrage sera :

$$Q = (1,5/10) \cdot 5 \cdot 10^{-5} \cdot 970 \cdot 100 = 0,15 \cdot 4,85 = 0,7275 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$= 62,856 \text{ cm}^3/\text{jour}/\text{m} = 0,06285 \text{ m}^3/\text{jour}/\text{m}$$

Au cas où la longueur du barrage est de 1 000 m,

$$L = 1\ 000 \text{ m} \quad Q = 0,06285 \cdot 1000 = 62,85 \text{ m}^3/\text{jour} = 22\ 940 \text{ m}^3/\text{an}$$

Si on suppose que $k = 1 \cdot 10^{-4}$ en tenant compte de l'anisotropie des coefficients de perméabilité vertical et horizontal,

$$Q = (1,5/10) \cdot 1 \cdot 10^{-4} \cdot 970 \cdot 100 = 0,15 \cdot 4,85 = 1,455 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$L = 1\ 000 \text{ m} \quad Q = 52,380 \text{ m}^3/\text{an}$$

3-2-3 Estimation de l'infiltration par calcul

Quand $k = 5 \cdot 10^{-5}$:

$$Q = k \cdot y_0 \cdot L$$

$$= 5 \cdot 10^{-5} \cdot 122 \cdot 100 = 0,61 \text{ cm}^3/\text{s}/\text{m} = 52\ 704 \text{ cm}^3/\text{jour}/\text{m} = 0,05270 \text{ m}^3/\text{jour}/\text{m}$$

$$L = 1\ 000 \text{ m} \quad Q = 19\ 235 \text{ m}^3/\text{an}$$

3-2-4 Infiltration au niveau de la fondation

Si le coefficient de perméabilité de la fondation est disponible, on pourra obtenir une approximation de l'infiltration souterraine par la formule de Darcy comme ci-dessous.

$$Q = kiA$$

Q = Débit par temps unitaire

K = Coefficient de perméabilité de la fondation soit le débit par surface unitaire de la pente de ligne piézométrique unitaire

i = Pente de ligne piézométrique = h/L = Hauteur d'eau/longueur de voie d'écoulement

A = Section perméable de la fondation entière

Niveau d'eau en amont 101,2 m, niveau d'eau en aval 92,5 m

$$h = 101,2 - 92,5 = 8,7\text{m} = 870\text{m}$$

$$\text{Distance entre les extrémités d'amont et d'aval du noyau } L = 54,65 \text{ m} = 5465 \text{ cm}$$

$$i = 870/5465 = 0,1592$$

On suppose que le coefficient de perméabilité du sol de fondation est de $k = 8 \cdot 10^{-4}$ cm/s, $2,5 \cdot 10^{-4}$ cm/s d'après les résultats de l'essai.

$$\text{Superficie de la section perméable de la fondation par mètre } 100 \cdot 600 = 60\,000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Quand } k = 8 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s :}$$

$$Q = 8 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1592 \cdot 60,000 = 7,6416 \text{ cm}^3/\text{s}$$

$$= 660,234 \text{ cm}^3/\text{jour} = 0,660234 \text{ m}^3/\text{jour} = 240,98 \text{ m}^3/\text{an/m}$$

$$\text{Pour chaque } L = 1\,000 \text{ m :}$$

$$Q = 240,98 \cdot 1000 = 240,980 \text{ m}^3/\text{year}$$

$$K = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s (moyenne)}$$

$$Q = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 0,1592 \cdot 60,000 = 2,3880 \text{ cm}^3/\text{s} = 87,16 \text{ m}^3/\text{anm}$$

$$\text{Pour chaque } L = 1\,000 \text{ m :}$$

$$Q = 87,16 \cdot 1,000 = 87,160 \text{ m}^3/\text{an}$$

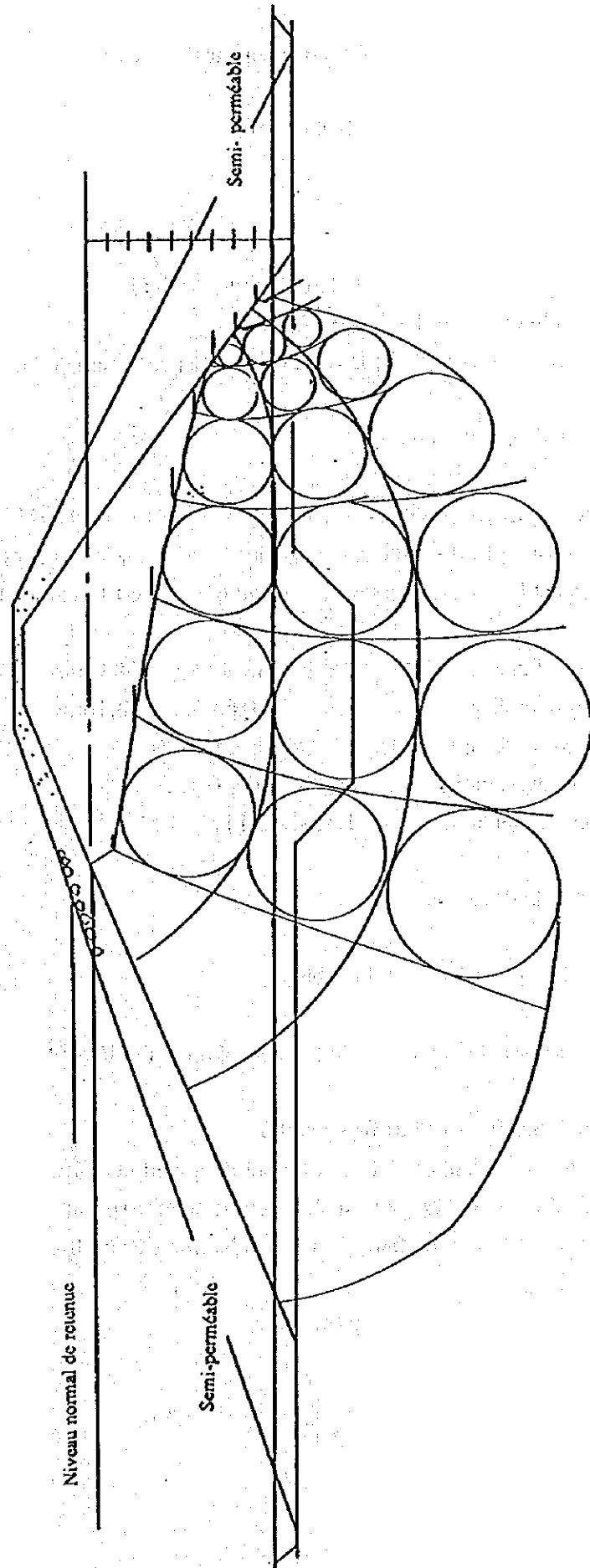
Nombreux sont des cas où l'infiltration depuis la fondation du barrage diminue peu à peu au cours de son exploitation en raison du colmatage du lit de réservoir par le limon ou bien par l'argile. Par conséquent, pour assurer le bon fonctionnement du barrage, on prévoit une infiltration annuelle d'environ $80\,000 \text{ m}^3$.

3-2-5 Infiltration totale

Corps du barrage	52 380
Fondation	80 000
Total	132 380 m ³ /an

Figure I-6 (a) Réseau de lignes de courant

$Np=10$ $Nf=1.5$



I-3-3 Calcul hydraulique d'évacuation des crues

3-3-1 Barrage de Dienzou $Q = 91 \text{ m}^3/\text{s}$

a. Conditions de calcul

Cote en longueur de l'évacuateur de crues 98,0 m

Cote du lit du canal d'amenée 97,5 m

On ne tient pas compte de la perte de charge par frottement dans le canal d'amenée.

b. Examen du canal d'amenée

Hauteur dynamique dans le canal d'amenée : si on fixe la hauteur d'eau totale mesurée à partir du lit de canal d'amenée à 1,5 m, la largeur du canal à 43,5m, Q à $91 \text{ m}^3/\text{s}$ et le niveau d'eau dans le canal d'amenée EL à 98,883,

Hauteur d'eau	$d = 98,883 - 97,5 = 1,383 \text{ m}$
Section mouillée	$A = 1,383 * 43,5 \text{ m} = 60,16 \text{ m}^2$
Vitesse du courant	$v = Q/A = 1,513 \text{ m/s}$
Hauteur dynamique	$h_a = v^2/2g = 0,117 \text{ m}$
Hauteur d'eau totale	$1,383 + 0,117 = 1,500$

c. Examen du déversoir

1. Estimation du coefficient du débit

La proportion de la hauteur du barrage déversoir et la hauteur totale du déversement est :

$$P/H = (98,0 - 97,5)/(99,0 - 98,0) = 0,5$$

Donc le coefficient du débit est favorable quand la pente de l'amont du barrage est de $2/3$, d'après la Figure I-3 (b). Le coefficient du débit est de $c = 2,127$ si on fixe la pente de l'amont du barrage à $2/3$. Désormais ce chiffre est arrondi à $c = 2,1$.

2. Estimation de la longueur du barrage

$$L = \frac{Q}{cH^{3/2}} = \frac{91}{2,1 * 1^{3/2}} = 43,5 \text{ m}$$

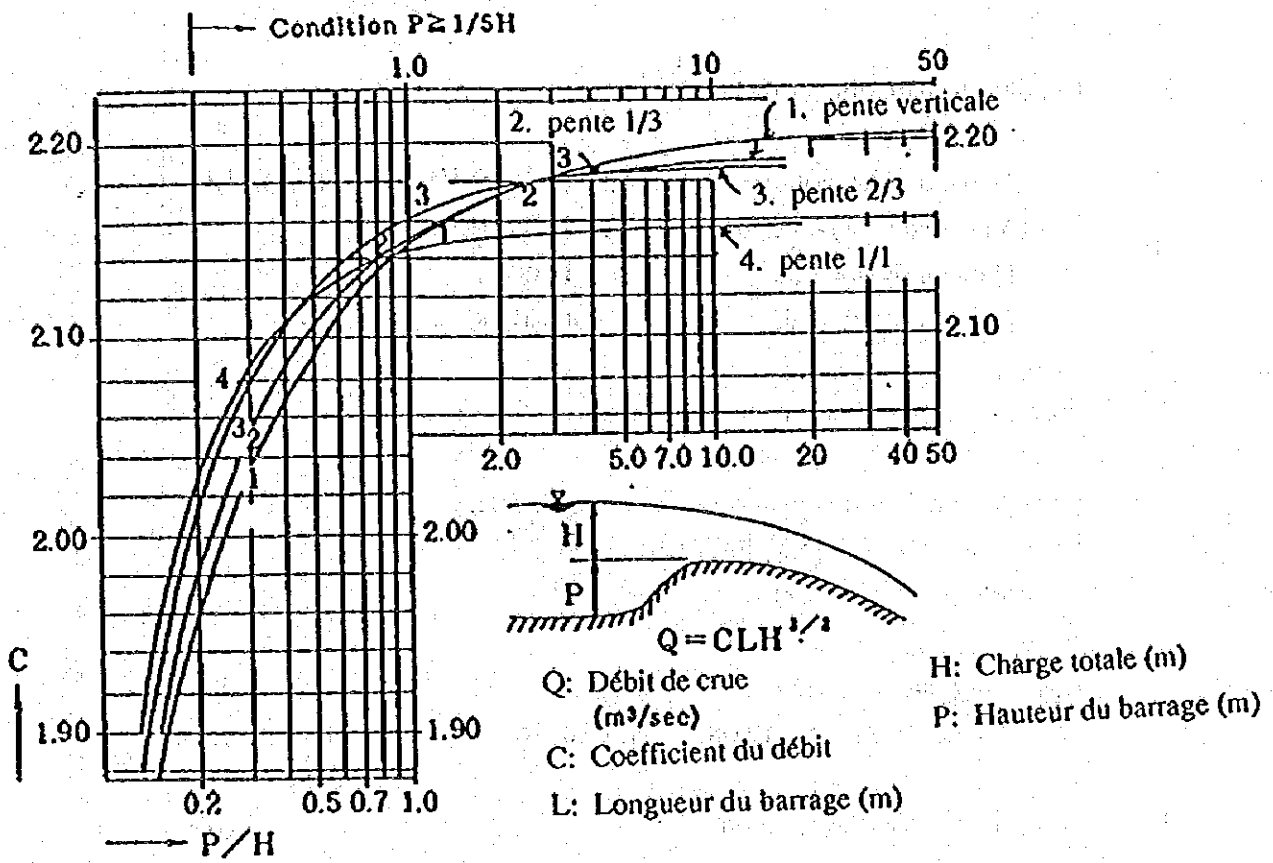


Figure I-6 (b) Coefficient du débit

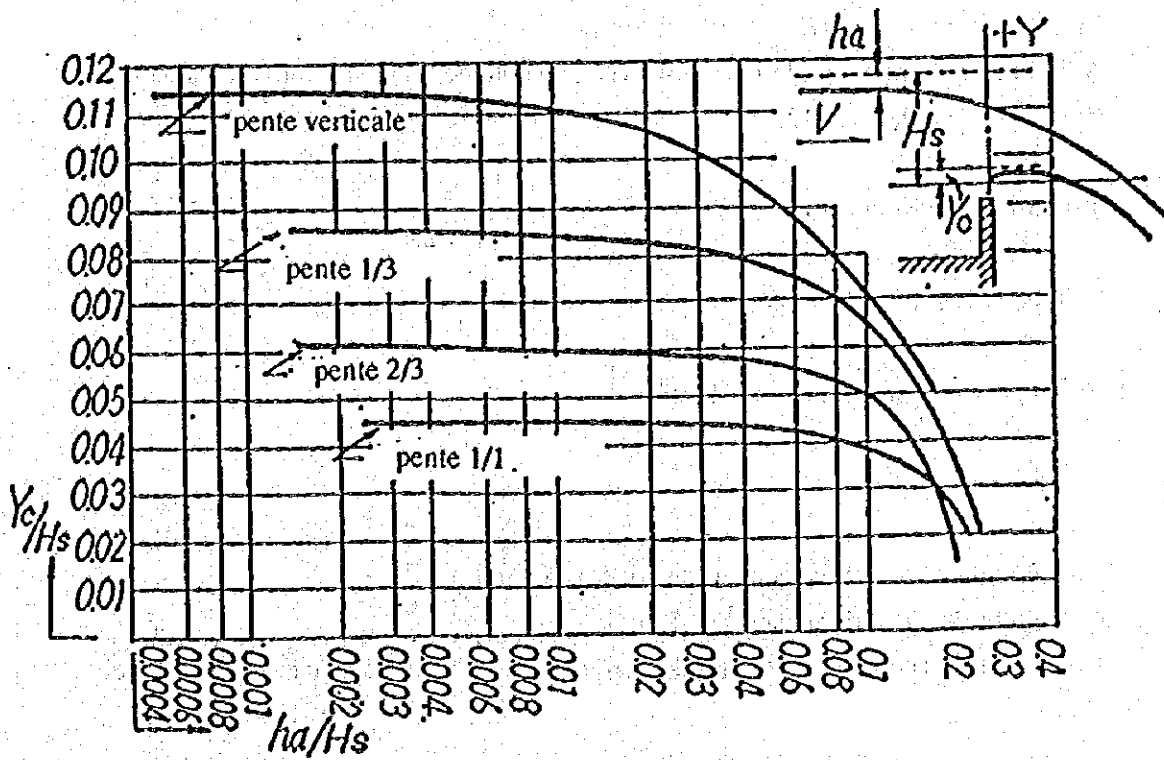


Figure I-6 (c) Relation entre vitesse d'approche et pente en amont du barrage

3. Conditions hydrauliques de la crête

Hauteur d'eau critique	$h_c = (Q^2/gb^2)^{1/3} = (91^2/9,8 \cdot 43,5^2)^{1/3} = 0,764$
Vitesse du courant critique	$v_c = (g \cdot h_c)^{1/2} = 2,736 \text{ m/s}$
Hauteur dynamique	$h_c = 0,382 \text{ m}$
Hauteur d'eau totale	$0,764 + 0,382 = 1,146 \text{ m}$

4. Forme de la crête évacuatrice de crues

La crête sera de forme plane avec un rayon de 50 m.

$$\theta = L \cdot 360/2 \cdot \pi \cdot r = 43,5 \cdot 360/2 \cdot 3,141 \cdot 50 = 49,86^\circ$$

$$T = \cos 24,93 \cdot 50 = 46,21 \text{ m}$$

Longueur d'arc de la crête

$$L/2 = (\sin 49,86/2) \cdot 50 = 19,08 \quad L = 38,16$$

d. Forme de la voie d'évacuation

Rétrécissement du canal

Le canal se rétrécit avec une cadence de $\tan 12,5 = 0,222$.

21,16 m sera rétréci sur 47,7 m afin que la largeur du canal réduise à 17,0 m.

L'inclinaison du canal est fixée à 1/60.

La cote est de $97,3 - 0,773 \text{ m} = 96,527 \text{ m}$.

A 200 m, le canal atteint le réservoir avec une cote de 93 m soit une inclinaison de $(96,527 - 93)/152,3 = 1/43,181$.

e. Travaux d'amortissement

Le type USBR4 a été adopté.

3-3-2 Barrage de Yanmon $Q = 54 \text{ m}^3/\text{s}$

a. Conditions de calcul

Cote en longueur de l'évacuateur de crues 125,0 m

Cote du lit du canal d'aménée 124,5 m

On ne tient pas compte de la perte de charge par frottement dans le canal d'aménée.

b. Examen du canal d'amenée

Hauteur dynamique dans le canal d'amenée : si on fixe la hauteur d'eau totale mesurée à partir du lit de canal d'amenée à 1,5 m, la largeur du canal à 26 m, Q à 54 m³/s et le niveau d'eau dans le canal d'amenée EL à 125,885

Hauteur d'eau	$d = 125,885 - 124,5 = 1,385\text{m}$
Section mouillée	$A = 1,385 * 26\text{m} = 36,01\text{m}^2$
Vitesse du courant	$v = Q/A = 1,50\text{m/sec}$
Hauteur dynamique	$h_a = v^2/2g = 0,115\text{m}$
Hauteur d'eau totale	$1,383 + 115 = 1,500$

c. Examen du déversoir

1. Estimation du coefficient du débit

La proportion de la hauteur du barrage déversoir et la hauteur totale du déversement est :

$$P/H = (125,0 - 124,5) / (126,0 - 125,0) = 0,5$$

Donc le coefficient du débit est favorable quand la pente de l'amont du barrage est de 2/3, d'après la Figure I-3 (b). Le coefficient du débit est de $c = 2,127$ si on fixe la pente de l'amont du barrage à 2/3. Désormais ce chiffre est arrondi à $c = 2,1$.

2. Estimation de la longueur du barrage

$$FS = \frac{Q}{CH^{3/2}} = \frac{54}{2,1 * 1^{3/2}} = 26\text{m}$$

3. Conditions hydrauliques de la crête

Hauteur d'eau critique	$h_c = (Q^2/gb^2)^{1/3} = (54^2/9,8 * 26^2)^{1/3} = 0,761$
Vitesse du courant critique	$v_c = (g * h_c)^{1/2} = 2,731\text{m/s}$
Hauteur dynamique	$h_c = 0,381\text{m}$
Hauteur d'eau totale	$0,761 + 0,381 = 1,142\text{m}$

4. Forme de la crête évacuatrice de crues

La crête sera de forme plane avec un rayon de 50 m.

$$\theta = L \cdot 360/2 \cdot \pi \cdot r = 26 \cdot 360/2 \cdot 3,141 \cdot 50 = 29,80$$

$$T = \cos 14,90 \cdot 50 = 48,64 \text{ m}$$

Longueur d'arc de la crête

$$L/2 = (\sin 29,80/2) \cdot 50 = 11,595 \quad L = 23,19$$

d. **Forme de la voie d'évacuation**

Rétrécissement du canal

Le canal se rétrécit avec une cadence de $\tan 12,5 = 0,222$.

15,80 m sera rétrécis sur 35,6 m afin que la largeur du canal réduise à 10,2 m.

L'inclinaison du canal est fixée à 1/60.

La cote est de $124,3 - 0,570 = 123,730$ m.

A 200 m, le canal atteint le réservoir avec une cote de 118 m soit une inclinaison de $(123,730 - 118,0)/164,4 = 1/28,691$.

e. **Travaux d'amortissement**

Le type USBR4 a été adopté.

3-3-3 Barrage d'Eholie $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$

a. **Conditions de calcul**

Cote en longueur de l'évacuateur de crues 105,0 m

Cote du lit du canal d'aménée 104,5 m

On ne tient pas compte de la perte de charge par frottement dans le canal d'aménée.

b. **Examen du canal d'aménée**

Hauteur dynamique dans le canal d'aménée : si on fixe la hauteur d'eau totale mesurée à partir du lit de canal d'aménée à 1,5 m, la largeur du canal à 42,5 m, Q à $89 \text{ m}^3/\text{s}$ et le niveau d'eau dans le canal d'aménée EL à 105,883,

Hauteur d'eau	$d = 105,833 - 104,5 = 1,383 \text{ m}$
Section mouillée	$A = 1,383 * 42,5 \text{ m} = 58,778 \text{ m}^2$
Vitesse du courant	$v = Q/A = 1,514 \text{ 3m/sec}$
Hauteur dynamique	$h_a = v^2/2g = 0,117 \text{ m}$
Hauteur d'eau totale	$1,383 + 0,117 = 1,50$

c. Examen du déversoir

1. Estimation du coefficient du débit

La proportion de la hauteur du barrage déversoir et la hauteur totale du déversement est :

$$P/H = (105 - 104,5)/(106,0 - 105,0) = 0,5$$

Donc le coefficient du débit est favorable quand la pente de l'amont du barrage est de 2/3, d'après la Figure I-3 (b). Le coefficient du débit est de $c = 2,127$ si on fixe la pente de l'amont du barrage à 2/3. Désormais ce chiffre est arrondi à $c = 2,1$.

2. Estimation de la longueur du barrage

$$L = \frac{Q}{cH^{3/2}} = \frac{89}{2,1 * 1^{3/2}} = 42,5 \text{ m}$$

3. Conditions hydrauliques de la crête

Hauteur d'eau critique	$h_c = (Q^2/gb^2)^{1/3} = (89^2/9,8 * 42,5^2)^{1/3} = 0,764$
Vitesse du courant critique	$v_c = (g * h_c)^{1/2} = 2,736 \text{ m/sec}$
Hauteur dynamique	$h_c = 0,382 \text{ m}$
Hauteur d'eau totale	$0,764 + 0,382 = 1,146 \text{ m}$

4. Forme de la crête évacuatrice de crues

La crête sera de forme plane avec un rayon de 50 m.

$$\theta = L * 360/2 * \pi * r = 42,5 * 360/2 * 3,141 * 50 = 48,71^\circ$$

$$T = \cos 24,355 * 50 = 46,38 \text{ m}$$

Longueur d'arc de la crête

$$L/2 = (\sin 48,71/2) * 50 = 18,665 \quad L = 37,33$$

d. **Forme de la voie d'évacuation**

Rétrécissement du canal

Le canal se rétrécit avec une cadence de tan $12,5 = 0,222$.

20,73 m sera rétrécis sur 46,7 m afin que la largeur du canal réduise à 16,6 m.

L'inclinaison du canal est fixée à $1/60$.

La cote est de $104,3 - 0,756 \text{ m} = 103,544 \text{ m}$.

A 200 m, le canal atteint le réservoir avec une cote de 94 m soit une inclinaison de $(103,544 - 94)/153,3 = 1/16,062$.

e. **Travaux d'amortissement**

Le type USBR4 a été adopté.

3-3-4 Barrage d'Atofou $Q = 116 \text{ m}^3/\text{s}$

a. **Conditions de calcul**

Cote en longueur de l'évacuateur de crues 101,2 m

Cote du lit du canal d'amenée 100,7 m

On ne tient pas compte de la perte de charge par frottement dans le canal d'amenée.

b. **Examen du canal d'amenée**

Hauteur dynamique dans le canal d'amenée : si on fixe la hauteur d'eau totale mesurée à partir du lit de canal d'amenée à 1,5 m, la largeur du canal à 55,5m, Q à $116 \text{ m}^3/\text{s}$ et le niveau d'eau dans le canal d'amenée EL à 102,083.

Hauteur d'eau $d = 102,083 - 100,7 = 1,383 \text{ m}$

Section mouillée $A = 1,383 * 55,5 \text{ m} = 76,756 \text{ m}^2$

Vitesse du courant $v = Q/A = 1,511 \text{ m/s}$

Hauteur dynamique $h_a = v^2/2g = 0,117 \text{ m}$

Hauteur d'eau totale $1,383 + 0,117 = 1,500$

c. Examen du déversoir

1. Estimation du coefficient du débit

La proportion de la hauteur du barrage déversoir et la hauteur totale du déversement est :

$$P/H = (101,2-100,7)/(102,2-101,2) = 0,5$$

Donc le coefficient du débit est favorable quand la pente de l'amont du barrage est de 2/3, d'après la Figure I-3 (b). Le coefficient du débit est de $c = 2,127$ si on fixe la pente de l'amont du barrage à 2/3. Désormais ce chiffre est arrondi à $c = 2,1$.

2. Estimation de la longueur du barrage

$$L = \frac{Q}{CH^{3/2}} = \frac{116}{2,1 \cdot 1^{3/2}} = 55,5\text{m}$$

3. Conditions hydrauliques de la crête

Hauteur d'eau critique	$h_c = (Q^2/gb^2)^{1/3} = (116^2/9,8 \cdot 55,5^2)^{1/3} = 0,764$
Vitesse du courant critique	$v_c = (g \cdot h_c)^{1/2} = 2,736\text{m/s}$
Hauteur dynamique	$h_c = 0,382\text{m}$
Hauteur d'eau totale	$0,764 + 0,382 = 1,146\text{m}$

4. Forme de la crête évacuatrice de crues

La crête sera de forme plane avec un rayon de 50 m.

$$\theta = L \cdot 360/2 \cdot \pi \cdot r = 55,5 \cdot 360/2 \cdot 3,141 \cdot 50 = 63,61^\circ$$

$$T = \cos 31,805 \cdot 50 = 42,49\text{m}$$

Longueur d'arc de la crête

$$L/2 = (\sin 63,62/2) \cdot 50 = 26,35^\circ \quad L = 52,70$$

d. Forme de la voie d'évacuation

Rétrécissement du canal

Le canal se rétrécit avec une cadence de $\tan 12,5 = 0,222$.

31,08 m sera rétrécis sur 70 m afin que la largeur du canal réduise à 21,62 m.

L'inclinaison du canal est fixée à 1/60.

La cote est de $100,5 - 1,145 \text{ m} = 99,355 \text{ m}$.

A 280 m, le canal atteint le réservoir avec une cote de 93,5 m soit une inclinaison de $(99,355 - 93,5)/210 = 1/35,867$.

e. **Travaux d'amortissement**

Le type USBR4 a été adopté.

3-3-5 Estimation de l'écoulement non-uniforme

Se référer aux Tableaux I-1 et I-4 ci-après.

Tableau I-5 Ecoulement non-uniforme dans le déversoir

Barrage de Dienzou $Q = 91 \text{ m}^3/\text{sec}$

Point de repère	Distance (m)	Z (EL)	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	r (m)	V (m/sec)	h _v (m)	WL (m)	EI (m)	(R1+R2)/2	(v1+v2)/2	R ^{2/3}	$v^2 \cdot n^2 \cdot D / R^{4/3}$	E2 (m)
-3.790	00,000	98,000	43,500	0,764	33,234	45,028	0,738	2,736	0,382	98,764	99,146					
1,334	5,124	97,300	37,568	0,500	18,784	38,568	0,487	4,844	1,197	97,800	98,997	0,613	3,790	0,520	0,032	99,114
				0,480	18,033	38,528	0,468	5,046	1,299	97,780	99,079	0,603	3,891	0,510	0,039	99,107
				0,470	17,653	38,508	0,459	5,154	1,355	97,770	99,125	0,599	3,945	0,505	0,036	99,110
				0,473	17,770	38,514	0,461	5,121	1,338	97,773	99,111	0,600	3,929	0,506	0,035	99,111
21,334	20,000	96,967	28,696	0,600	17,218	29,896	0,576	5,285	1,425	97,567	98,992	0,519	5,203	0,417	0,292	98,819
				0,650	18,652	29,995	0,622	4,879	1,214	97,617	98,831	0,542	5,000	0,442	0,255	98,856
				0,640	18,365	29,976	0,613	4,955	1,253	97,607	98,860	0,537	5,038	0,437	0,262	98,849
				0,643	18,451	29,982	0,615	4,932	1,241	97,610	98,851	0,538	5,027	0,438	0,260	98,851
47,700	26,366	96,527	17,00	1,100	18,700	19,200	0,974	4,866	1,208	97,627	98,835	0,795	4,899	0,542	0,263	98,588
				1,150	19,550	19,300	1,013	4,655	1,105	97,677	98,782	0,814	4,794	0,760	0,178	98,672
				1,260	21,420	19,520	1,097	4,248	0,921	97,787	98,708	0,856	4,590	0,813	0,154	98,697
				1,280	21,760	19,560	1,112	4,182	0,892	97,807	98,699	0,864	4,557	0,822	0,150	98,701
100,000	52,300	95,316	17,00	0,800	13,600	18,600	0,731	6,691	2,284	96,116	98,400	0,922	5,437	0,897	0,388	98,313
				0,830	14,110	18,660	0,756	6,449	2,122	96,146	98,268	0,934	5,316	0,913	0,333	98,366
				0,810	13,770	18,620	0,740	6,609	2,228	96,126	98,354	0,926	5,396	0,903	0,379	98,320
				0,815	13,855	18,630	0,755	6,568	2,200	96,131	98,351	0,934	5,375	0,9120	0,372	98,327
150,000	50,000	94,158	17,00	0,760	12,920	18,520	0,698	7,043	2,530	94,914	97,444	0,727	6,806	0,653	0,798	97,533
				0,750	12,750	18,500	0,689	7,137	2,599	94,908	97,507	0,722	6,853	0,648	0,815	97,516
				0,748	12,716	18,496	0,688	8,156	2,613	94,060	97,519	0,722	6,862	0,647	0,819	97,512
200,000	50,000	93,000	17,00	0,700	11,900	18,400	0,647	7,647	2,984	93,700	96,648	0,668	7,402	0,583	1,057	96,462
				0,723	12,291	18,446	0,666	7,404	2,797	93,723	96,520	0,677	7,280	0,595	1,002	96,517

Tableau I-6 Ecoulement non-uniforme dans le déversoir
Barrage de Yanmon $Q = 54 \text{ m}^3/\text{sec}$

Point de repère	Distance (m)	Z (EL)	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	r (m)	V (m/sec)	h _v (m)	WL (m)	E ₁ (m)	(R ₁ +R ₂)/2	$\frac{(v_1+v_2)}{2}$	R ^{2/3}	$\frac{v^2 \cdot n^2 \cdot D}{R^{1/3}}$	E ₂ (m)	
-1.360	00.000	125.000	26.000	0.761	19.786	27.522	0.719	2.731	0.381	125.761	126.142						
1.404	2.764	124.300	22.567	0.460	10.381	23.487	0.442	5.202	1.381	124.760	126.141	0.581	3.967	0.484	0.020	126.140	E ₁ =E ₂ ok
35.600	34.196	123.730	10.300	1.200	12.240	12.600	0.971	4.412	0.993	124.930	125.923	0.07	4.807	0.629	0.283	125.858	
				1.250	12.750	12.700	1.004	4.235	0.915	123.980	125.895	0.723	4.719	0.649	0.264	125.877	
				1.280	13.056	12.760	1.023	4.136	0.873	125.010	125.883	0.733	4.669	0.660	0.254	125.887	
				1.275	13.005	12.750	1.020	4.152	0.880	125.005	125.885	0.731	4.677	0.659	0.255	125.886	E ₁ =E ₂ ok
85.600	50.000	121.987	10.200	0.700	7.140	11.600	0.616	7.563	2.918	122.687	125.605	0.818	5.858	0.765	0.505	125.380	
				0.728	7.426	11.656	0.637	7.272	2.698	122.715	125.413	0.829	5.712	0.778	0.472	125.413	E ₁ =E ₂ ok
135.600	50.000	120.244	10.200	0.600	6.120	11.400	0.537	8.824	3.972	120.884	124.816	0.587	8.048	0.492	1.481	123.932	
				0.650	6.630	11.500	0.577	8.145	3.385	120.894	124.279	0.607	7.709	0.514	1.301	124.112	
				0.664	6.773	11.528	0.588	7.973	3.242	120.908	124.150	0.613	7.623	0.520	1.257	124.156	E ₁ =E ₂ ok
200.000	64.4	118.000	10.200	0.600	6.120	11.400	0.537	8.824	3.972	118.600	122.572	0.563	8.399	0.464	2.203	121.947	
				0.640	6.528	11.480	0.569	8.272	3.491	118.640	122.131	0.579	8.122	0.482	1.983	122.167	
				0.638	6.508	11.476	0.567	8.297	3.513	118.638	122.151	0.578	8.135	0.481	1.994	122.156	E ₁ =E ₂ ok

Tableau I-7 Ecoulement non-uniforme dans le déversoir
Barrage de Eholie Q = 89 m³/sec

Point de repère	Distance (m)	Z (EL)	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	r (m)	V (m/sec)	h _v (m)	WL (m)	EI (m)	(R1+E2)/2	(V1+V2)/2	R ^{4/3}	V ²⁻ⁿ ·D/R ^{4/3}	E2 (m)
-3.620	00.000	105.000	42.500	0.764	32.470	44.028	0.737	2.736	0.382	105.764	106.146					
1.339	4.959	104.300	36.736	0.473	17.376	37.682	0.461	5.122	1.339	104.773	106.112	0.599	3.929	0.505	0.034	106.109
21.339	20.000	103.967	28.450	0.640	18.208	29.730	0.612	4.888	1.219	104.607	105.826	0.537	5.005	0.436	0.259	105.853
				0.635	18.066	29.720	0.608	4.926	1.238	104.602	105.840	0.535	5.024	0.434	0.262	105.850
				0.632	17.980	29.714	0.605	4.930	1.250	104.599	105.849	0.533	5.036	0.432	0.264	105.848
46.760	25.361	103.544	16.600	1.260	20.916	19.120	1.094	4.255	0.924	104.804	105.738	0.850	4.603	0.805	0.150	105.699
				1.290	21.414	19.180	1.116	4.156	0.881	104.834	105.715	0.861	4.553	0.819	0.144	105.705
				1.310	21.746	19.220	1.131	4.083	0.855	104.854	105.709	0.868	4.522	0.828	0.141	105.708
100.000	53.240	100.229	16.600	0.650	10.790	17.900	0.603	8.248	3.471	100.879	104.350	0.867	6.170	0.827	0.551	105.158
				0.600	9.960	17.800	0.560	8.936	4.074	100.829	104.903	0.846	6.514	0.799	0.636	105.073
				0.589	9.777	17.778	0.550	9.103	4.228	100.818	105.046	0.841	6.598	0.793	0.658	105.051
				0.588	9.761	17.776	0.549	9.118	4.242	100.817	105.059	0.840	6.606	0.793	0.659	105.050
				0.5885	9.769	17.777	0.550	9.110	4.235	100.818	105.053	0.841	6.602	0.793	0.658	105.051
150.000	50.000	97.116	16.600	0.500	8.300	17.600	0.472	10.723	5.866	97.616	103.483	0.503	9.917	0.400	2.766	102.287
				0.550	9.130	17.700	0.516	9.748	4.848	97.666	102.514	0.533	9.429	0.42	2.315	103.215
				0.520	8.632	17.640	0.489	10.310	5.423	97.636	103.059	0.520	9.710	0.418	2.537	102.993
				0.523	8.682	17.646	0.492	10.251	5.361	97.639	103.000	0.521	9.681	0.419	2.516	103.014
				0.5226	8.675	17.645	0.492	10.259	5.370	97.639	103.009	0.521	9.685	0.419	2.518	103.012
200.000	50.000	94.000	16.600	0.500	8.300	17.600	0.472	10.723	5.866	94.500	100.366	0.482	10.491	0.378	3.276	99.733
				0.520	8.632	17.640	0.489	10.310	5.432	94.520	99.942	0.491	10.285	0.387	3.075	99.934
				0.5205	8.640	17.641	0.490	10.301	5.414	94.521	99.935	0.491	10.280	0.387	3.072	99.937

Tableau I-8 Ecoulement non-uniforme dans le déversoir
Barrage de Atofou $Q = 116 \text{ m}^3/\text{sec}$

Point de repère	Distance (m)	Z (EL)	B (m)	H (m)	A (m ²)	P (m)	r (m)	V (m/sec)	h _v (m)	WL (m)	EI (m)	(R1+R2)/2	(v1+v2)/2	R ^{4/3}	$v^2 \cdot n^2 \cdot D / R^{4/3}$	E2 (m)
-7,510	00,000	101,200	55,500	0,764	42,402	57,028	0,744	2,736	0,382	101,964	102,346					
1,266	8,776	100,500	52,138	0,470	24,505	53,078	0,462	4,733	1,143	100,970	102,113	0,603	3,734	0,510	0,054	102,292
				0,450	23,462	53,038	0,442	4,944	1,247	100,950	102,197	0,593	3,840	0,498	0,058	102,288
				0,435	22,680	53,008	0,428	5,115	1,345	100,935	102,280	0,586	3,925	0,490	0,062	102,284
21,266	20,000	100,167	43,820	0,650	28,483	45,120	0,631	4,073	0,846	100,817	101,663	0,530	4,594	4,028	0,222	102,058
				0,550	214,101	44,920	0,536	4,813	1,182	100,717	101,899	0,482	4,964	0,378	0,293	101,987
				0,530	23,225	44,880	0,517	4,995	1,273	100,697	101,970	0,473	5,055	0,369	0,312	101,968
70,000	48,734	99,355	21,620	1,250	27,025	24,120	1,120	4,292	0,940	100,605	101,545	0,819	4,643	0,766	0,309	101,661
				1,150	24,363	23,920	1,039	4,666	1,111	100,505	101,616	0,778	4,830	0,716	0,357	101,613
				1,151	24,885	23,922	1,040	4,661	1,109	100,506	101,615	0,779	4,828	0,716	0,357	101,613
135,00	65,000	97,543	21,620	0,750	16,215	23,120	0,701	7,154	2,611	98,293	100,904	0,871	5,908	0,831	0,614	101,001
				0,737	15,934	23,094	0,690	7,280	2,704	98,280	100,984	0,865	5,971	0,824	0,633	100,982
200,000	65,000	95,731	21,620	0,650	14,054	22,920	0,613	8,254	3,476	96,381	99,857	0,652	7,767	0,565	1,561	99,423
				0,680	14,702	22,980	0,640	7,890	3,176	96,411	99,587	0,665	7,585	0,581	1,443	99,536
				0,685	14,810	22,990	0,644	7,833	3,130	96,416	99,546	0,667	7,557	0,583	1,432	99,552
280,000	80,000	93,500	21,620	0,650	14,054	22,920	0,613	8,254	3,476	94,150	97,626	0,629	8,044	0,538	2,165	97,381
				0,670	14,485	22,960	0,631	8,008	3,272	94,170	97,442	0,638	7,921	0,548	2,061	97,485
				0,668	14,442	22,956	0,639	8,032	2,292	94,168	97,460	0,637	7,933	0,548	2,067	97,479
				0,666	14,399	22,952	0,629	8,056	3,211	94,166	97,477	0,636	7,945	0,546	2,081	97,465
				0,667	14,421	22,954	0,628	8,044	3,301	94,167	97,468	0,636	7,939	0,547	2,073	97,473

3-3-6 Bassin de dissipation d'énergie

Barrage de Dienzou

Conditions de l'entrée du bassin de dissipation d'énergie

Cote du lit de canal du bassin de dissipation d'énergie EL. = 93,00 m

$$F1 = V1/(gd1)^{1/2} = 7,404/(9,8*0,723)^{1/2} = 2,781$$

Si on suppose que la section transversale du courant d'eau d'aval est $I = 1/200 =$

$0,005$, $Q = 91 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0,03$, $b = 17,00 \text{ m}$, $m = 1 : 1$,

et que la hauteur d'eau de l'écoulement normal est $h_0 = 1,650 \text{ m}$,

$$p1 = 1,414*1,65\text{m}$$

$$p = 2*1,414*1,65 + 17,00 = 21,666\text{m}$$

$$A = (17,00 + 20,30)*1,650/2 = 30,773\text{m}^2$$

$$R = A/P = 30,772/21,666 = 1,420\text{m}$$

$$R^{2/3} = 1,263$$

$$V = (1/0,03)*1,263*0,005^{1/2} = 2,976\text{m/s}$$

$$Q = A*V = 30,773*2,976 = 91,6\text{m}^3/\text{se} =. : 91 \text{ ok}$$

$$\begin{aligned} d2/d1 &= 0,5*((1+8F1^2)^{1/2}-1) \\ &= 0,5*((1+8*2,781^2)^{1/2}-1) \\ &= 0,5*(7,929-1) = 3,46 \end{aligned}$$

$$d2 = 3,46*0,723 = 2,502\text{m}$$

La longueur du bassin de dissipation d'énergie sera $L =$

$$6*d2 = 6*2,502 = 15,012 = 15,0 \text{ m.}$$

Pour satisfaire $d2$, la cote du commencement du canal d'aval sera de $94,00 \text{ m}$ soit $1,00 \text{ m}$ plus haute que celle du bassin de dissipation d'énergie.

Donc le niveau d'eau sera de $94,00+1,65 = 95,65$.

Barrage de Yanmon

Conditions de l'entrée du bassin de dissipation d'énergie

Cote du lit de canal du bassin de dissipation d'énergie EL. = 118,00 m

$$F1 = V1/(gd1)^{1/2} = 8,297/(9,8*0,638)^{1/2} = 3,319$$

Si on suppose que la section transversale du courant d'eau d'aval est $I = 1/200 =$

$0,005$, $Q = 54 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0,03$, $b = 10,20 \text{ m}$, $m = 1 : 1$,

et que la hauteur d'eau de l'écoulement normal est $h_0 = 1,630 \text{ m}$,

$$\begin{aligned}
p_1 &= 1,414 * 1,63 \text{ m} \\
p &= 2 * 1,414 * 1,63 + 10,20 = 14,809 \text{ m} \\
A &= (10,20 + 13,26) * 1,630 / 2 = 19,283 \text{ m}^2 \\
R &= A / P = 19,283 / 14,809 = 1,302 \text{ m} \\
R^{2/3} &= 1,192 \\
V &= (1/0,03) * 1,192 * 0,005^{1/2} = 2,809 \text{ m/sec} \\
Q &= A * V = 19,283 * 2,809 = 54,16 \text{ m}^3/\text{se} = 54 \text{ ok}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d_2/d_1 &= 0,5 * ((1 + 8F_1^2)^{1/2} - 1) \\
&= 0,5 * ((1 + 8 * 3,319^2)^{1/2} - 1) \\
&= 0,5 * (9,440 - 1) = 4,220 \\
d_2 &= 4,220 * 0,638 = 2,692 \text{ m}
\end{aligned}$$

La longueur du bassin de dissipation d'énergie sera $L =$

$$6 * d_2 = 6 * 2,692 = 16,15 = 16,5 \text{ m.}$$

Pour satisfaire d_2 , la cote du commencement du canal d'aval sera de 119,00 m soit 1,00 m plus haute que celle du bassin de dissipation d'énergie.

Donc le niveau d'eau sera de $119,00 + 1,63 = 120,63$.

Barrage d'Eholie

Conditions de l'entrée du bassin de dissipation d'énergie

Cote du lit de canal du bassin de dissipation d'énergie EL. = 94,00 m

$$F_1 = V / (g d_1)^{1/2} = 10,301 / (9,8 * 0,5205)^{1/2} = 4,561$$

Si on suppose que la section transversale du courant d'eau d'aval est $I = 1/200 =$

0,005, $Q = 89 \text{ m}^3/\text{s}$, $n = 0,03$, $b = 16,6 \text{ m}$, $m = 1 : 1$,

et que la hauteur d'eau de l'écoulement normal est $h_0 = 1,647 \text{ m}$,

$$p_1 = 1,414 * 1,647 \text{ m}$$

$$p = 2 * 1,414 * 1,647 + 16,60 = 21,258 \text{ m}$$

$$A = (16,60 + 19,894) * 1,647 / 2 = 30,053 \text{ m}^2$$

$$R = A / P = 30,053 / 21,258 = 1,414 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = 1,260$$

$$V = (1/0,03) * 1,260 * 0,005^{1/2} = 2,970 \text{ m/sec}$$

$$Q = A * V = 30,053 * 2,970 = 89,265 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ou } 89 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned}
d_2/d_1 &= 0,5 * ((1 + 8F_1^2)^{1/2} - 1) \\
&= 0,5 * ((1 + 8 * 4,561^2)^{1/2} - 1) \\
&= 0,5 * (12,939 - 1) = 5,970
\end{aligned}$$

$$d_2 = 5,970 * 0,5205 = 3,107 \text{ m}$$

La longueur du bassin de dissipation d'énergie sera $L = 6*d_2 = 6*3,107 = 18,642 = 19,0m$.
 Pour satisfaire d_2 , la cote du commencement du canal d'aval sera de 95,00 m soit 1,00 m plus haute que celle du bassin de dissipation d'énergie.
 Donc le niveau d'eau sera de $95,00+1,647 = 96,647$.

Barrage de Atofou

Conditions de l'entrée du bassin de dissipation d'énergie

Cote du lit de canal du bassin de dissipation d'énergie EL. = 93,500 m

$$F1 = V1/(gd1)^{1/2} = 8,044/(9,8*0,667)^{1/2} = 3,146$$

Si on suppose que la section transversale du courant d'eau d'aval est $I = 1/200 = 0,005$, $Q = 116 m^3/s$, $n = 0,03$, $b = 21,62 m$, $m = 1 : 1$,
 et que la hauteur d'eau de l'écoulement normal est $h_0 = 1,650 m$,

$$p1 = 1,414*1,650m$$

$$p = 2*1,414*1,65 + 21,62 = 26,286m$$

$$A = (21,62 + 24,92)*1,65/2 = 38,396m^2$$

$$R = A/P = 38,396/26,286 = 1,461m$$

$$R^{2/3} = 1,287$$

$$V = (1/0,03)*1,287*0,005^{1/2} = 3,033m/sec$$

$$Q = A*V = 38,396*3,033 = 116,46m^3/se =: 116 ok$$

$$\begin{aligned} d_2/d_1 &= 0,5*((1+8F1^2)^{1/2}-1) \\ &= 0,5*((1+8*3,146^2)^{1/2}-1) \\ &= 0,5*(8,954-1) = 3,977 \end{aligned}$$

$$d_2 = 3,977*0,677 = 2,652m$$

La longueur du bassin de dissipation d'énergie sera $L =$

$$6*d_2 = 6*2,652 = 15,912 = 16,0 m.$$

Pour satisfaire d_2 , la cote du commencement du canal d'aval sera de 94,500 m soit 1,00 m plus haute que celle du bassin de dissipation d'énergie.

Donc le niveau d'eau sera de $94,50+1,65 = 96,15m$

3-3-7 Calcul de la crête

Estimation du commencement de la courbe de section du barrage

On suppose que $H_s = H_0$ comme première approximation.

Etant donné que $h_a/H_s = h_a/H_o = 0,117/1,00 = 0,117$ selon la Figure I-3 (c), $Y_c/H_s = 0,05$ soit $Y_c = 0,05H_s = 0,05H_o = 0,05 \cdot 1,00 = 0,05$.

En supposant que $H_s = H_o + Y_c = 1,00 + Y_c = 1,00 + 0,051$ comme deuxième approximation, on obtient de façon similaire $Y_c/H_s = 0,049$ car $h_a/H_s = 0,117/1,051 = 0,111$ selon la Figure I-3 (c). D'où $Y_c = 0,049 \cdot H_s = 0,049 \cdot 1,05 = 0,051$.

$H_s = 1,051\text{m}$ et $Y_c = 0,051$ obtenus sont égaux aux valeurs supposées.

Cote du commencement de la courbe de section du barrage = Cote du plan d'eau maximal du réservoir - H_s

Barrage de Dienzou $99,00 - 1,051 = 97,949\text{ m}$

Barrage de Yanmon $126,00 - 1,051 = 124,949$

Barrage d'Eholie $106,00 - 1,051 = 104,949$

Barrage d'Atofou $102,20 - 1,051 = 101,149$

1 X/Hs	2 Y/Hs	3	4	5 2+4	6 X	7 Y
0.00	0.00	0.00			0.00	0.00
0.05	0.026	0.002	-0.0011	+0.025	0.053	0.026
0.10	0.042	0.003	-0.0016	+0.040	0.105	0.042
0.15	0.049	0.002	-0.0011	+0.048	0.158	0.050
0.20	0.050	0.002	-0.0011	+0.049	0.210	0.051
0.25	0.046	-0.002	-0.0011	+0.045	0.263	0.047
0.30	0.038	-0.003	-0.0016	+0.036	0.315	0.038
0.35	0.028	-0.003	-0.0016	+0.013	0.368	0.027
0.40	0.015	-0.003	-0.0016	+0.013	0.420	0.014
0.45	0.00	-0.004	-0.0022	-0.002	0.473	-0.002
0.50	-0.018	-0.004	-0.0022	-0.020	0.525	-0.021
0.60	-0.066	-0.004	-0.0022	-0.068	0.630	-0.071
0.70	-0.114	-0.003	-0.0016	-0.116	0.735	-0.122
0.80	-0.173	-0.003	-0.0016	-0.175	0.840	-0.184
0.90	-0.241	-0.002	-0.0011	-0.242	0.945	-0.254
1.00	-0.314	-0.004	-0.0022	-0.316	1.050	-0.332
1.20	-0.484	-0.002	-0.0011	-0.485	1.269	-0.509
1.40	-0.638	+0.001	+0.0005	-0.638	1.470	-0.670
1.60	-0.927	+0.006	+0.0033	-0.924	1.680	-0.970

Figure I-7 Coupe transversale typique du déversoir

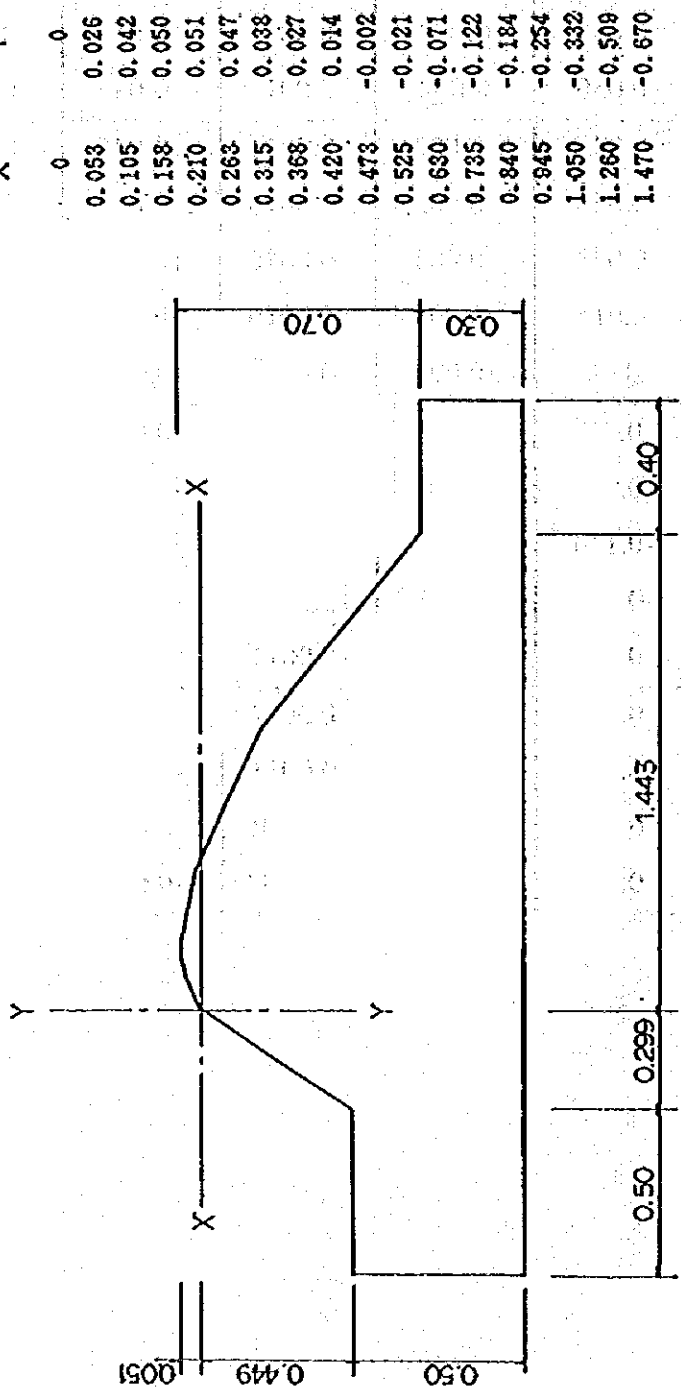


Figure I-8 Déversoir du barrage Dienzou

E = 1 : 500

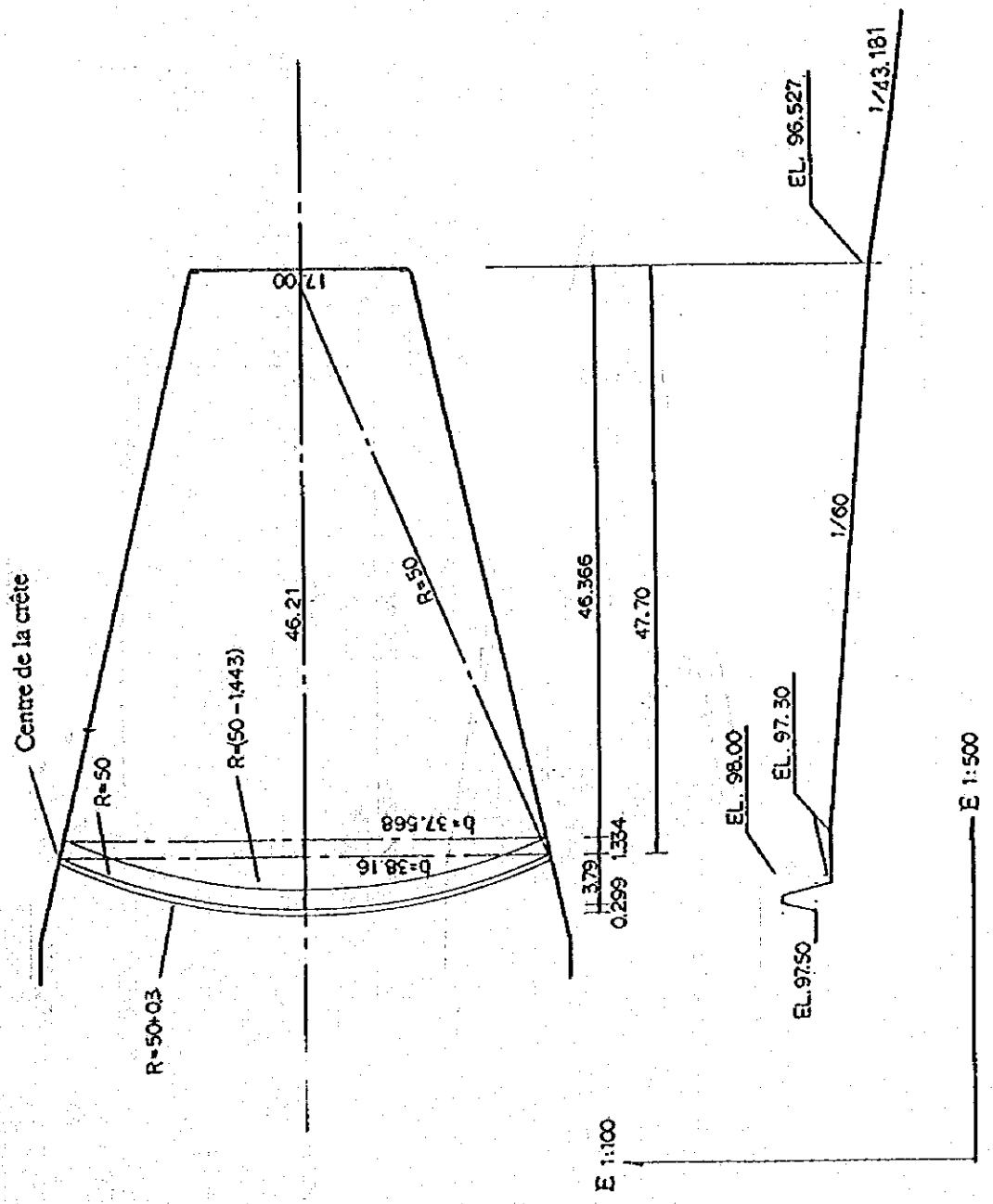


Figure I-9 Déversoir du barrage Yanmon

E = 1 : 500

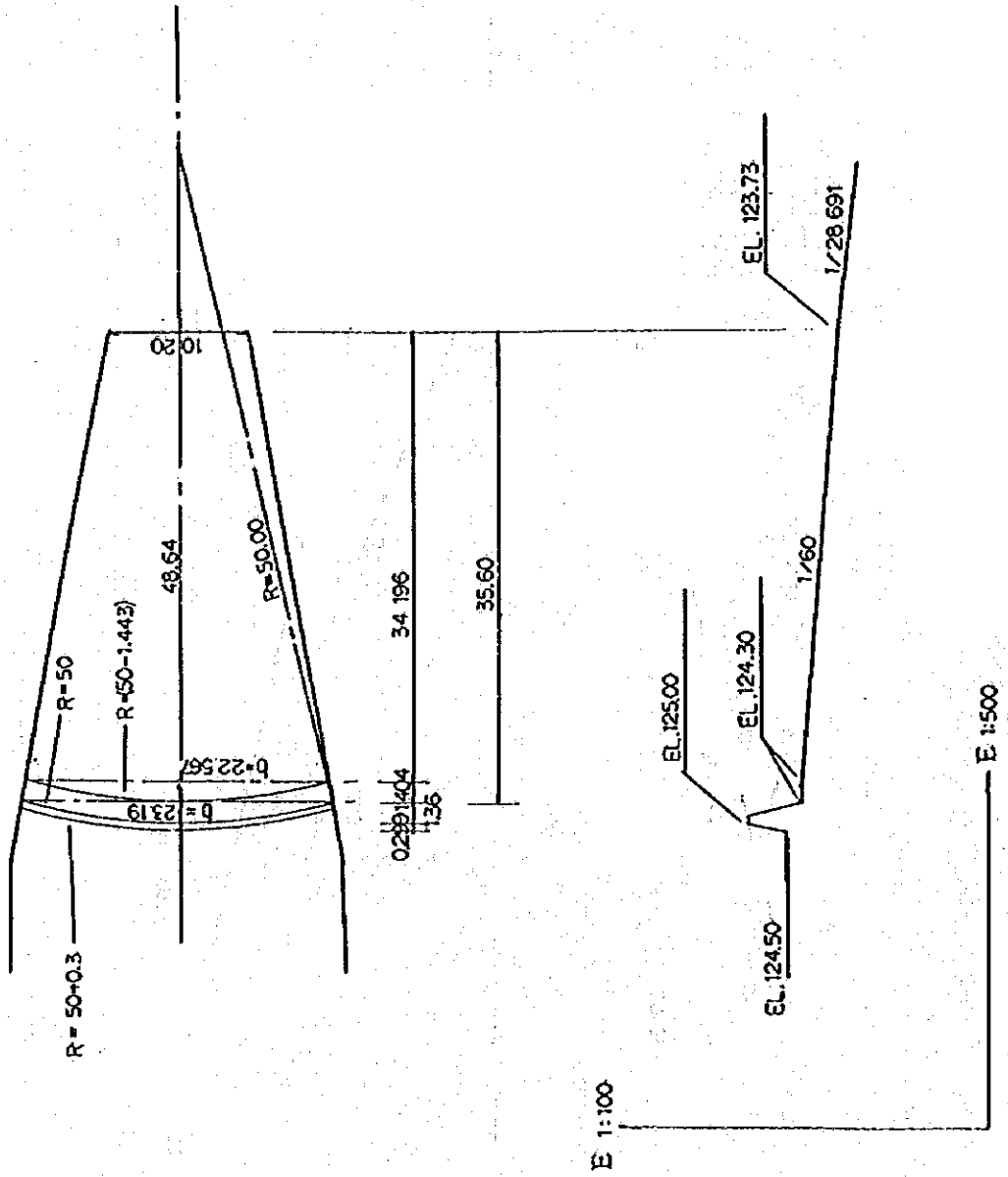


Figure I-10 Déversoir du barrage Eholie

E = 1 : 500

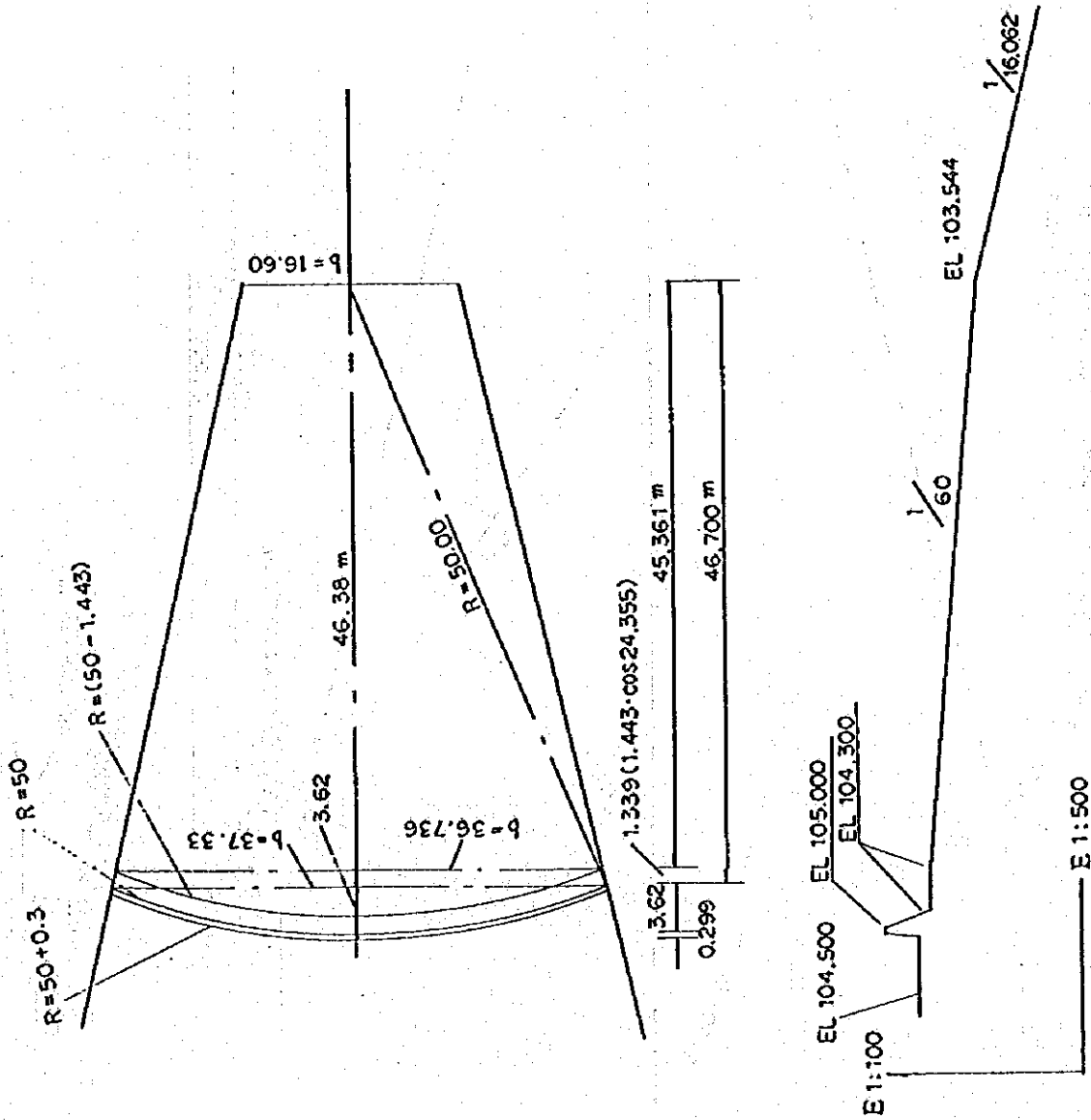
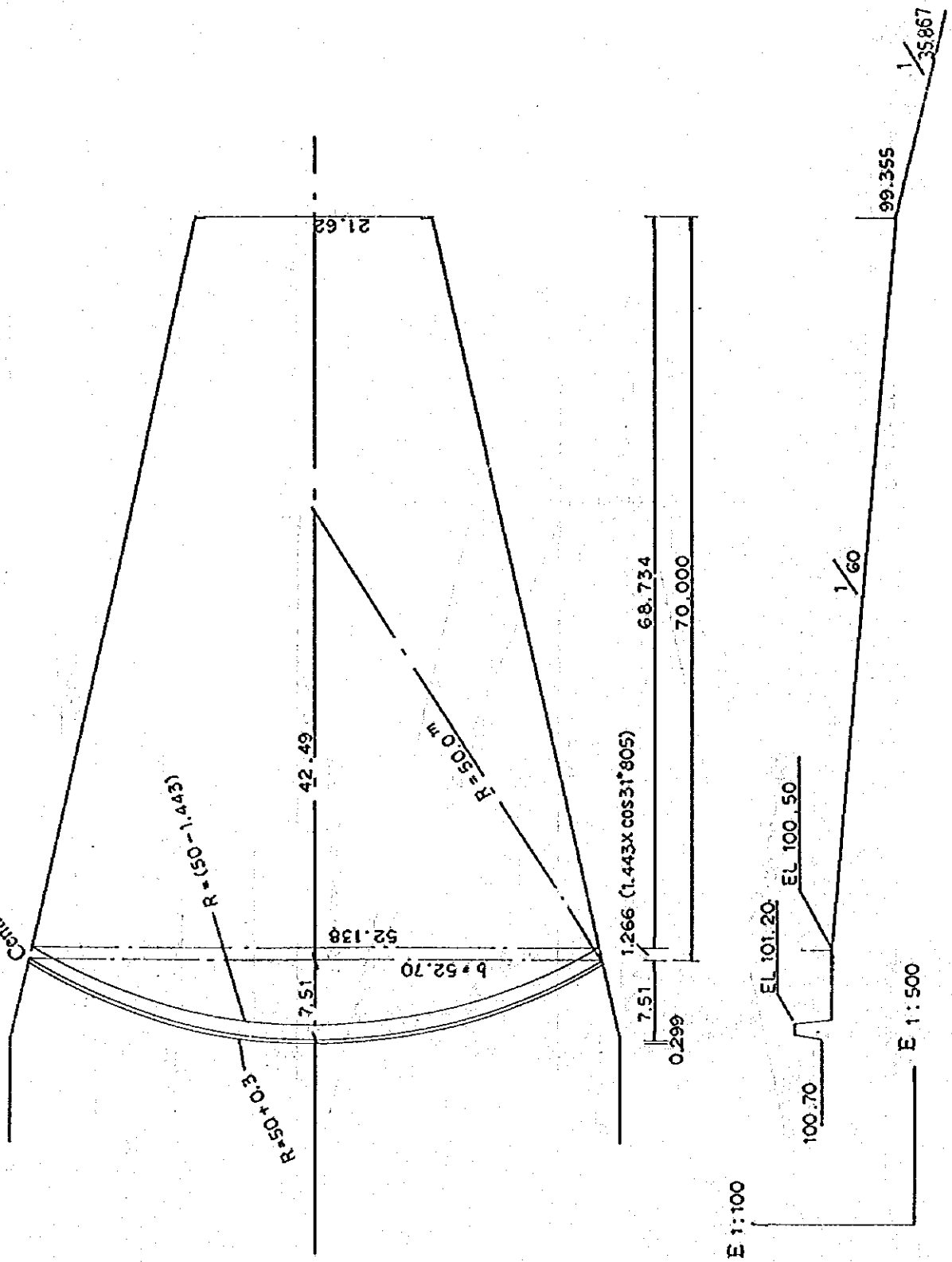


Figure I-11 Déversoir du barrage Atofo
E = 1 : 500



0.4

0.3

0.2

0.1

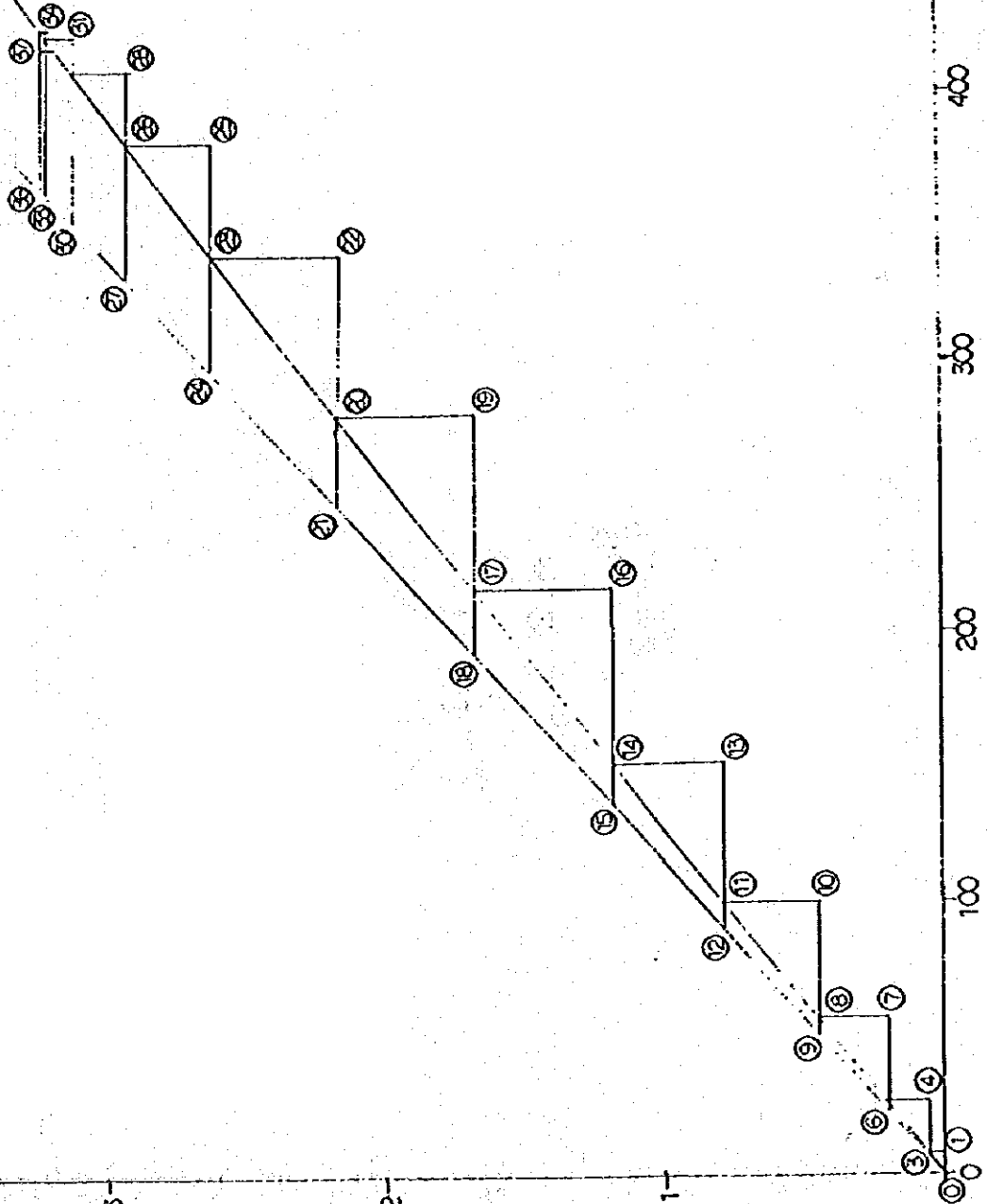
Niveau de l'eau (m)

17-1

Figure I-12 Barrage de Dienzou

$\phi = V - Q \cdot \Delta t / z$

$\phi = V + Q \cdot \Delta t / z$



600

500

400

300

200

100

$\phi \cdot \phi$ (10^3 m^3)

Figure I-13 Barrage de Yanmon

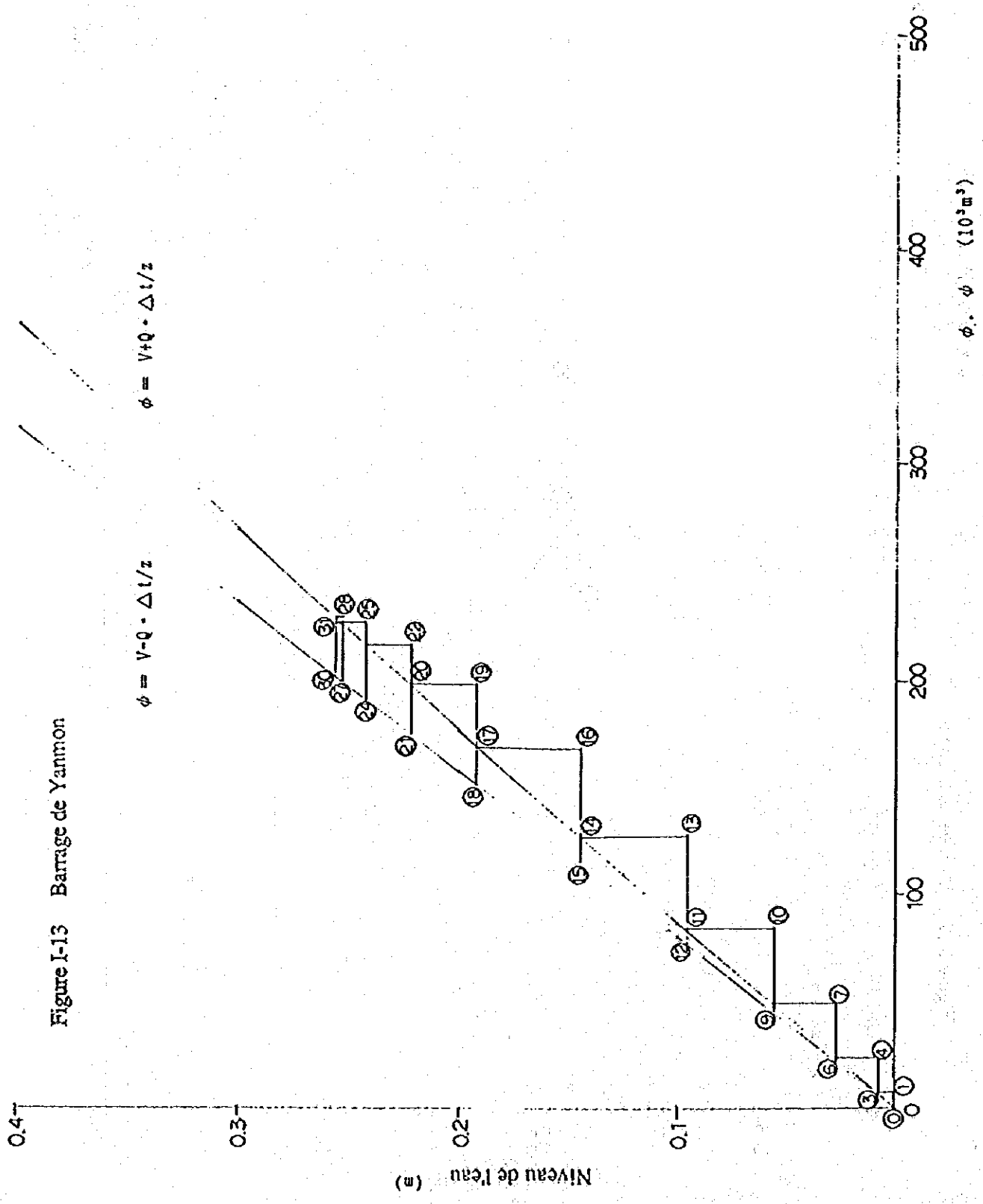


Figure I-14 Barrage d'Eholie

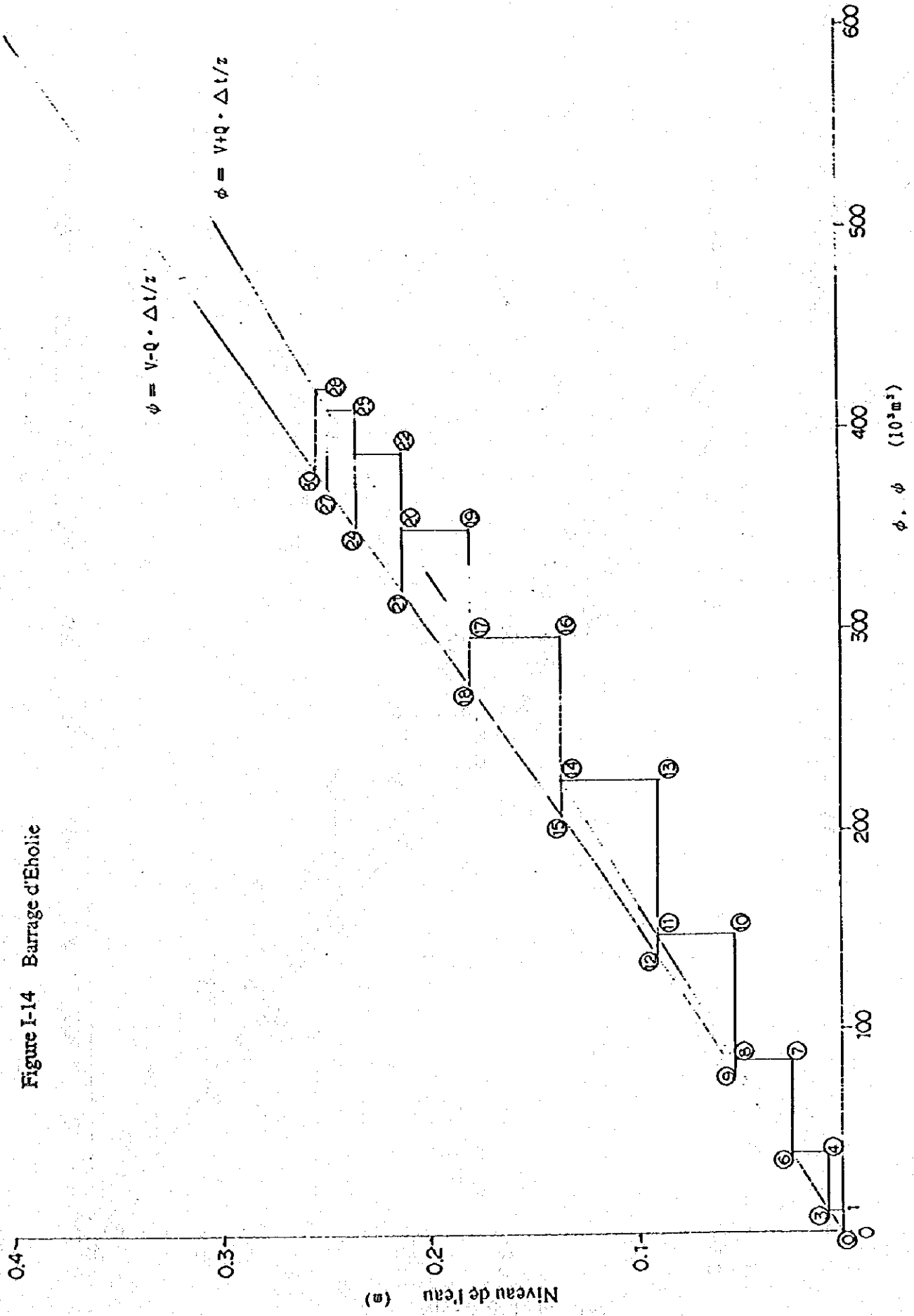
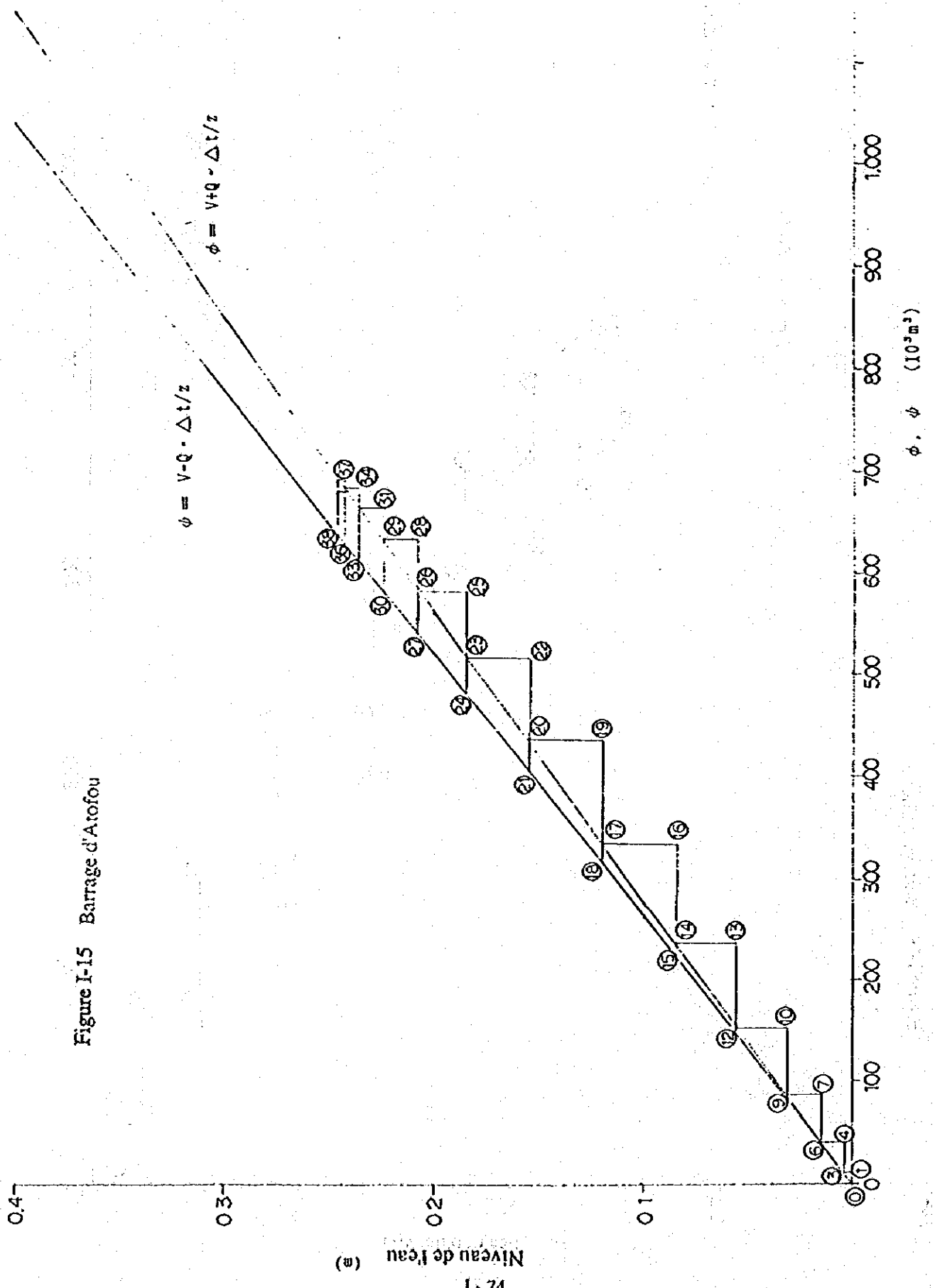


Figure I-15 Barrage d'Atofou



3-3-8 Capacité d'écrêtement des crues

La capacité d'écrêtement des crues est calculée par le débit entrant du réservoir et par le volume écoulé de l'évacuateur de crues lors des crues, en tenant compte de la capacité de retenue du barrage au-dessus du niveau normal de retenue, afin de déterminer l'échelle d'aménagement du cours d'eau en aval du barrage.

Faute d'hydrogramme et pour la simplification, la forme d'onde des crues est supposée comme écoulement triangulaire dans le calcul .

Les précipitations de 10 ans de probabilité soit 106,9 mm sont retenues comme précipitations concernées. Le coefficient d'écoulement total est fixé à $re = 0,1$. Le temps d'arrivée de crue est pareil à la durée d'évacuation du volume de crue de projet (T1).

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= re \cdot R_{24} \cdot CA \\ &= 0,1 \cdot 0,1069 \cdot CA \text{ m}^3 \\ \Sigma Q &= \text{Volume total écoulé m}^3 \\ re &= \text{Coefficient d'écoulement} = 0,1 \\ CA &= \text{Superficie du bassin versant km}^2 \\ Q_{\max} &= \text{Débit maximal m}^3/\text{s} \\ T_1 &= \text{Temps d'arrivée de crue h} \\ R_{24} &= 106,9 \text{ mm} \\ T &= 2 \cdot \Sigma Q / Q_{\max} \cdot 3,600 \\ T &= \text{Durée d'écoulement totale h} \\ T_2 &= T = T_1 = T_2 \text{ h} \end{aligned}$$

	Dienzou	Yanmon	Eholie	Atofou
CA (Km ²)	86,5	40	64,5	110,4
Q _{max} (m ³ /sec)	27,0	15,7	26,5	34,4
T ₁ (h)	6,98	4,98	4,82	6,11
R ₂₄ (mm)	106,9	106,9	106,9	106,9
Longueur du déversoir (Spillway length)	43,5	26,0	42,5	55,5

Barrage de Dienzou

$$CA = 86,5\text{Km}^2, Q_{\max} = 27,0\text{m}^3/\text{s}, T1 = 6,98\text{h}$$

$$\Sigma Q = 10.690 * 86,5 = 924.685\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} T &= 2 * \Sigma Q / Q_{\max} * 3.600 \\ &= 2 * 924.685 / 27,0 * 3.600 \\ &= 19,03\text{hr} \end{aligned}$$

$$T2 = T - T1 = 19,03 - 6,98 = 12,05\text{h}$$

Barrage de Yanmon

$$CA = 40\text{Km}^2, Q_{\max} = 15,7\text{m}^3/\text{s}, T1 = 4,98\text{h}$$

$$\Sigma Q = 10.690 * 40 = 427.600\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} T &= 2 * 427.600 / 15,7 * 3.600 \\ &= 15,13\text{h} \end{aligned}$$

$$T2 = 15,13 - 4,98 = 10,15\text{h}$$

Barrage d'Eholie

$$CA = 64,8\text{Km}^2, Q_{\max} = 26,5\text{m}^3/\text{s}, T1 = 4,82\text{h}$$

$$\Sigma Q = 10.690 * 64,8 = 692.712\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} T &= 2 * 692.712 / 26,5 * 3.600 \\ &= 14,52\text{h} \end{aligned}$$

$$T2 = 14,52 - 4,82 = 9,70$$

Barrage d'Atofou

$$CA = 110,4\text{Km}^2, Q_{\max} = 34,4\text{m}^3/\text{s}, T1 = 6,11\text{h}$$

$$\Sigma Q = 10.690 * 110,4 = 1.180.176\text{m}^3$$

$$\begin{aligned} T &= 2 * 1.180.176 / 34,4 * 3.600 \\ &= 19,06\text{h} \end{aligned}$$

$$T2 = 19,06 - 6,11 = 12,95\text{h}$$

Estimation du volume écoulé par écrêtement des crues

L'aperçu de la méthode de calcul est comme suit :

La différence des débits pour une durée Δt est :

$$\frac{(I1 + I2) \Delta t}{2} - \frac{(Q1 + Q2) \Delta t}{2} = V2 - V1 \quad \text{Formule 1}$$

Avec :

I1 = débit entrant à l'heure t1 (m3/s)

I2 = débit entrant à l'heure t2 (m3/s)

Q1 = volume déversé à l'heure t1 (m3/s)

Q2 = volume déversé à l'heure t2 (m3/s)

Δt = durée extrêmement courte (s)

V1 = volume de retenue à l'heure t1

V2 = volume de retenue à l'heure t2

D'après la formule 1 :

$$(V2 + Q2 * \Delta t / 2) = (V1 - Q1 * \Delta t / 2) + (I1 + I2) \Delta t / 2 \quad \text{Formule 2}$$

Le volume écoulé "Q" et le volume de retenue "V" sont des fonctions de la hauteur d'eau "H" seulement, et avec un " Δt " constant :

$$Q = V + Q * \Delta t / 2 \quad Q = V - Q * \Delta t / 2$$

La capacité d'écêtement est évaluée par la méthode graphique et des formules algébriques.

Barrage de Dienzou

	Niveau d'eau	Superficie du réservoir
Niveau normal de la retenue	98m	A = 1.216.000 m ²
	100m	A = 1.422.000 m ²
		$\Delta A = 206.000 \text{ m}^2$

Relation entre le niveau d'eau et le volume de rétention

Δh m	A m ²	V m ³
0	1.216.000	0
0.1	1.226.300	122.100
0.2	1.236.600	245.300
0.3	1.246.900	369.400
0.4	1.257.200	494.600
0.5	1.267.500	620.900
0.6	1.277.800	748.100
0.7	1.288.100	876.400
0.8	1.298.400	1.005.800

Estimation du débit entrant des crues

$$Q_{\max} = 27,0 \text{ m}^3/\text{sec}$$

hr	m ³ /sec	hr	m ³ /sec
0	0	7	27,0
1	3,9	8	24,8
2	7,7	9	22,5
3	11,6	10	20,3
4	15,5	11	18,0
5	19,3	12	15,8
6	23,3	13	13,6
6,98	27,0	14	11,3

Volume déversé par l'évacuateur de crues Longueur en crête de l'évacuateur

$L = 43,5 \text{ m}$ $\Delta t = 3600 \text{ s}$

$$Q = C \cdot H^{3/2} \cdot L = 2,1 \cdot 43,5 \cdot H^{3/2}$$

H m	Q m ³ /s	$Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³	V 10 ³	$\beta = V + Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³	$\beta = V - Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³
0,7	53,5	96,3	876,4	972,7	780,1
0,6	42,46	76,4	748,1	824,5	671,7
0,5	32,29	58,1	620,9	679,0	562,8
0,4	23,11	41,6	494,6	536,2	453,0
0,3	15,0	27,0	369,4	396,4	342,4
0,2	8,17	14,7	245,3	260,0	230,6
0,1	2,89	5,2	122,1	127,3	116,9

A Durée h.	B Débit m ³ /s	C ($I_n + I_{n+1}$) $\Delta t / 2$ 10 ³	D Ségment		E Niveau de retenue m	F Hauteur de la charge déversante m	G Volume déversé m ³ /s
0	0						
1	3,9	7,0	0	1	2	0,00	0
2	7,7	20,9	3	4	5	0,02	0,3
3	11,6	34,7	6	7	8	0,04	0,7
4	15,5	48,8	9	10	11	0,08	2,1
5	19,3	62,6	12	13	14	0,12	3,8
6	23,2	76,5	15	16	17	0,17	6,4
7	27,0	90,4	18	19	20	0,22	9,4
8	24,8	93,2	21	22	23	0,26	12,1
9	22,5	85,1	24	25	26	0,29	14,3
10	20,3	77,0	27	28	29	0,31	15,8
11	18,0	68,9	30	31	32	0,32	16,5
12	15,8	60,8	33	34	35	0,32	16,5
13	13,6	52,9	36	37	38	0,32	16,5

Si on tient compte de la capacité de retenue du barrage un débit entrant de crue de 27,0 m³/s se traduit en volume déversé par l'évacuateur de 16,5 m³/s.

Barrage de Yanmon

	Niveau d'eau	Superficie du réservoir
Niveau normal de la retenue	125m	$A = 819.000 \text{ m}^2$
	126m	$A = 999.000 \text{ m}^2$
		$\Delta A = 180.000 \text{ m}^2$

Relation entre le niveau d'eau et le volume de retenue

Δh m	A m^2	V m^3
0	819.000	0
0.1	837.000	82.800
0.2	855.000	167.400
0.3	873.000	253.800
0.4	891.000	342.000
0.5	909.000	432.000
0.6	927.000	523.800
0.7	945.000	617.400

Estimation du débit entrant des crues

$$Q_{\max} = 15,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

h	m^3/s	hr	m^3/s
0	0	5	15,7
1	3,2	6	14,2
2	6,3	7	12,6
3	9,5	8	11,1
4	12,6	9	9,5
4,98	15,7	10	8,0

Volume déversé par l'évacuateur de crues Longueur en crête de l'évacuateur

$L = 26,0 \text{ m}$ $\Delta t = 3.600 \text{ s}$

$$Q = C \cdot H^{3/2} \cdot L = 2,1 \cdot 26,0 \cdot H^{3/2}$$

H m	Q m ³ /sec	$Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³	V 10 ³	$\beta = V + Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³	$\beta = V - Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³
0,7	32,0	57,6	617,4	675,0	559,8
0,6	25,4	45,7	523,8	569,5	478,1
0,5	19,3	34,7	432,0	466,7	397,4
0,4	13,8	24,9	342,0	366,9	317,1
0,3	9,0	16,2	253,8	270,0	237,6
0,2	4,9	8,8	167,4	176,2	158,6
0,1	1,7	3,1	82,8	85,9	79,8

A Durée hr.	B Débit m ³ /sec	C (In+n+1) Δt /2 10 ³	D Segment		E Niveau de retenue m	F Hauteur de la charge déversante m	G Volume déversé m ³ /sec
0	0						
1	3,2	5,8	0	1	2	0,01	0,1
2	6,3	17,1	3	4	5	0,02	0,3
3	9,5	28,4	6	7	8	0,05	0,6
4	12,6	40,0	9	10	11	0,09	1,8
4,98	15,7						
5	15,7	50,9	12	13	14	0,14	2,9
6	14,2	53,8	15	16	17	0,19	4,5
7	12,6	48,2	18	19	20	0,22	5,6
8	11,1	42,7	21	22	23	0,24	6,4
9	9,5	37,1	24	25	26	0,25	6,8
10	8,0	31,5	27	28	29	0,26	7,2
11	6,4	25,9	30	31	32	0,25	6,8

Si on tient compte de la capacité de retenue du barrage un débit entrant de crue de 15,7 m³/s se traduit en volume déversé par l'évacuateur de 7,2 m³/s.

Barrage d'Eholie

	Niveau d'eau	Superficie du réservoir
Niveau normal de la retenue	105m	$A = 1.549.000 \text{ m}^2$
	106m	$A = 1.767.000 \text{ m}^2$
		$\Delta A = 218.000 \text{ m}^2$

Relation entre le niveau d'eau et le volume de retenue

Δh m	A m^2	V m^3
0	1.549.000	0
0,1	1.770.800	156.000
0,2	1.592.600	314.200
0,3	1.614.400	474.500
0,4	1.636.200	637.000
0,5	1.658.000	801.800
0,6	1.679.000	968.600
0,7	1.701.600	1.137.700

Estimation du débit entrant des crues

$$Q_{\max} = 26,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

h	m^3/s	h	m^3/s
0	0	5	26,0
1	5,5	6	23,3
2	11,0	7	20,5
3	16,5	8	17,8
4	22,0	9	15,1
4,82	26,5	10	12,4

Volume déversé par l'évacuateur de crues Longueur en crête de l'évacuateur

$L = 42,5 \text{ m}$ $\Delta t = 3\,600 \text{ s}$

$$Q = C \cdot H^{3/2} \cdot L = 2,1 \cdot 42,5 \cdot H^{3/2}$$

H m	Q m ³ /s	Q*Δ t/2 10 ³	V 10 ³	β=V+Q*Δ t/2 10 ³	β=V-Q*Δ t/2 10 ³
0,7	52,2	94,0	1.137,7	1.231,7	1.043,7
0,6	41,5	74,7	968,6	1.043,3	893,9
0,5	31,6	56,9	801,8	858,7	744,9
0,4	22,6	40,7	637,0	677,7	596,3
0,3	14,7	26,5	474,5	501,0	448,0
0,2	8,0	14,4	314,2	328,6	299,8
0,1	2,8	5,0	156,0	161,0	151,0

A Durée hr.	B Débit m ³ /s	C (In+In+1) Δ t/2 10 ³	D Segment		E Niveau de retenue m	F Hauteur de la charge déversante m	G Volume déversé m ³ /s
0	0						
1	5,5	9,9	0	1	2	0,01	0,1
2	11,0	29,7	3	4	5	0,02	0,3
3	16,5	49,5	6	7	8	0,05	1,0
4	22,0	69,3	9	10	11	0,09	2,4
4,82	26,5						
5	26,0	88,6	12	13	14	0,14	4,7
6	23,3	88,7	15	16	17	0,18	6,8
7	20,5	78,8	18	19	20	0,21	8,6
8	17,8	68,9	21	22	23	0,23	9,8
9	15,1	59,2	24	25	26	0,25	11,2
10	12,4	49,5	27	28	29	0,25	11,2
11	9,7	39,8	30	31	32	0,25	11,2
12	6,9	29,9					

Si on tient compte de la capacité de retenue du barrage un débit entrant de crue de 26,5 m³/s se traduit en volume déversé par l'évacuateur de 11,2 m³/s.

Barrage d'Atoufou

	Niveau d'eau	Superficie du réservoir
Niveau normal de la retenue	101,2m	$A = 2.672.900 \text{ m}^2$
	102,0m	$A = 2.942.500 \text{ m}^2$
		$\Delta A = 269.000 \text{ m}^2$

Relation entre le niveau d'eau et le volume de retenue

Δh m	A m^2	V m^3
0	2.672.900	0
0,1	2.706.600	269.000
0,2	2.740.300	541.300
0,3	2.774.000	817.000
0,4	2.807.700	1.096.100
0,5	2.841.400	1.378.600
0,6	2.875.100	1.664.400
0,7	2.908.800	1.953.600

Estimation du débit entrant des crues

$$Q_{\max} = 34,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

h	m^3/s	hr	m^3/s
0	0	7	32,0
1	5,6	8	29,4
2	11,3	9	26,7
3	16,9	10	24,1
4	22,5	11	21,4
5	28,2	12	18,7
6	33,8	13	16,1
6,11	34,4	14	11,3

Volume déversé par l'évacuateur de crues Longueur en crête de l'évacuateur

$L = 55,5 \text{ m}$ $\Delta t = 3 \text{ 600 s}$

$$Q = C \cdot H^{3/2} \cdot L = 2,1 \cdot 55,5 \cdot H^{3/2}$$

H m	Q m ³ /s	$Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³	V 10 ³	$\beta = V + Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³	$\beta = V - Q \cdot \Delta t / 2$ 10 ³
0,7	68,2	122,8	1.953,6	2.076,4	1.830,8
0,6	54,2	97,6	1.664,4	1.762,0	1.566,8
0,5	41,2	74,2	1.378,1	1.452,3	1.303,9
0,4	29,5	53,1	1.096,1	1.149,2	1.043,0
0,3	19,2	34,6	817,0	851,6	782,4
0,2	10,4	18,7	541,3	560,0	522,6
0,1	3,7	6,7	269,0	275,7	262,3

A Durée	B Débit	C (In+In+1) $\Delta t / 2$	D Segment		E Niveau de retenue	F Hauteur de la charge déversante	G Volume déversé
h.	m ³ /s	10 ³			m	m	m ³ /s
0	0						
1	5,6	10,1	0	1	2	0,00	0
2	11,3	30,4	3	4	5	0,01	0,1
3	16,9	50,8	6	7	8	0,03	0,6
4	22,5	70,9	9	10	11	0,06	1,7
5	28,2	91,3	12	13	14	0,08	2,6
6	33,8	111,6	15	16	17	0,12	4,8
6,11	34,4						
7	32,0	119,9	18	19	20	0,15	6,8
8	29,4	110,5	21	22	23	0,18	8,9
9	26,7	101,0	24	25	26	0,21	11,2
10	24,1	91,4	27	28	29	0,21	12,0
11	21,4	81,9	30	31	32	0,23	12,9
12	18,7	72,2	33	34	35	0,24	13,7
13	16,1	62,6	36	37	38	0,24	13,7
14	13,4	53,1	39	40	41	0,24	13,7
15	10,7	43,4					

Si on tient compte de la capacité de retenue du barrage un débit entrant de crue de 34,4 m³/s se traduit en volume déversé par l'évacuateur de 13,7 m³/s.

I-3-4 Examen de l'ouvrage de prise

L'ouvrage de prise sera utilisé comme canal de dérivation durant les travaux de construction ainsi qu'à l'évacuation urgente du barrage et à la prise de l'eau pour l'irrigation après l'achèvement des travaux. Le diamètre minimum de la conduite sera de 800 mm pour faciliter l'examen de l'intérieur.

3-4-1 Conditions

a. Les conditions d'examen sont les suivantes :

Volume d'eau nécessaire

Site	Dienzou	Yanmon	Eholie	Atofou
Q (L/s)	194,58	134,55	22,91	358,11

Niveau d'eau

Site	Dienzou	Yanmon	Eholie	Atofou
Entrée (Niveau d'eau maximum)	98,0m	125,0m	105,0m	101,2m
Entrée (Niveau d'eau minimum)	94,5m	119,5m	98,5m	95,0m
Débouché	93,5m	118,5m	97,5m	94,0m
Hauteur d'eau maximum	4,5m	6,5m	7,5m	7,2m
Hauteur d'eau minimum	1,0m	1,0m	1,0m	1,0m

b. Volume d'eau de calcul

Selon les conditions susmentionnées, le débit est estimé comme indiqué dans l'annexe. Le volume d'eau avec lequel la perte totale dans la conduite d'eau de 800 mm correspond à la hauteur d'eau maximum est retenu en tant que volume d'eau de calcul.

3-4-2 Examen du volume d'eau à régler

Etant donné que le débit est supérieur au volume nécessaire en raison du diamètre important de la conduite, il faut régler le débit.

a. Volume d'eau à régler

Le volume d'eau de calcul et le volume d'eau nécessaire de chaque site avec lesquels sera calculée la proportion de volume d'eau à régler sont comme indiqué ci-après.

Site	Dienzou	Yanmon	Eholie	Atofou
Volume d'eau de calcul (L/s)	1986	2434	2628	2572
Volume d'eau nécessaire (L/s)	194,58	134,55	222,91	358,11
Proportion de volume d'eau à régler (%)	9,8	5,5	8,9	13,9

Aussi, il faut réduire le débit normal à entre 5,5% et 13,9% comme susmentionné, à l'aide des vannes.

b. Type de vanne régulateur de débit

Etant donné qu'une réduction de volume d'eau de moins de 10% est un chiffre important pour des vannes normales, il faut sélectionner une vanne apte à la régulation du débit avec une faculté de cavitation importante. La vanne papillon, la vanne wagon avec tuyère en amont ou bien la vanne régulatrice monobar (dont l'obturateur contient de multiples perforations minuscules) peuvent être citées comme vanne adaptée à cet usage.

La capacité de régulation de la vanne papillon régulatrice est d'environ 15% au plus, donc ce type de vanne est inadapté au présent projet. La vanne wagon avec tuyère en amont et la vanne régulatrice monobar peuvent régler un faible volume d'eau, mais la vanne régulatrice monobar dont l'obturateur est percé par multiples perforations de faible diamètre est inadaptée aux eaux qui contiennent des matières de suspension importantes occasionnant le colmatage.

Par conséquent, il semble que la vanne wagon avec tuyère en amont est la plus adaptée au présent projet. Ce type de vanne est souvent utilisée à l'évacuation du barrage et est installée à l'extrémité de la conduite évacuatrice.

3-4-3 Examen du type et de l'épaisseur de la conduite

Si la conduite souterraine est enroulée de béton, un tuyau d'acier qui peu coûteux à installation simple convient le plus.

L'épaisseur du tuyau d'acier sera examiné aussi bien par la pression intérieure que par celle extérieure, mais étant donné que le présent projet prévoit une pression intérieure de moins de 10 m qui est une valeur considérablement modéré et que le tuyau sera enroulé de béton, l'examen de pression n'est pas nécessaire et une épaisseur minimum suffira pour satisfaire les conditions requises.

Le tuyau d'acier au carbone soudé à l'arc sera donc utilisé à la conduite. Dans les Normes Industrielles Japonaises, l'épaisseur minimum de ce type de tuyau de 800 mm est de 6,4 mm qui est une valeur raisonnable.

N° du cas Site		1-1 Dienzou	1-2 Dienzou	2-1 Yanmôn	2-2 Yanmôn	3-1 Eholie	3-2 Eholie	4-1 Atofou	402 Atofou
Niveau d'eau à l'entrée	m	98,0	94,5	125,0	119,5	105,0	98,5	101,2	95,0
Niveau d'eau du débouché	m	93,5	93,5	118,5	118,5	97,5	97,5	94,0	94,0
Chute utile	m	4,5	1,0	6,5	1,0	7,5	1,0	7,2	1,0
Conduite d'eau	mm	800	800	800	800	800	800	800	800
Débit	l/s	1986	700	2434	700	2628	700	2572	700
Vitesse d'eau dans la conduite	m/s	3,953	1,393	4,845	1,393	5,231	1,393	5,119	1,393
Pertes dans le tamisage d'entrée	m	0,50	0,35	0,50	0,35	0,50	0,35	0,50	0,35
Pertes à l'entrée	m	0,32	0,04	0,48	0,04	0,56	0,04	0,53	0,04
Pertes dans le tuyau coudé d'entrée	m	0,24	0,03	0,36	0,03	0,42	0,03	0,40	0,03
Pertes au frottement dans le tuyau rectiligne	m	2,24	0,28	3,37	0,28	3,93	0,28	3,76	0,28
Pertes dans la vanne	m	0,16	0,02	0,24	0,02	0,28	0,02	0,27	0,02
Pertes dans le tuyau coudé du débouché	m	0,24	0,03	0,36	0,03	0,42	0,03	0,40	0,03
Hauteur dynamique au débouché	m	0,80	0,10	1,20	0,10	1,40	0,10	1,34	0,10
Pertes totales dans le conduit	m	4,50	0,85	6,50	0,85	7,50	0,85	7,20	0,85

N° du cas Site		1-3 Dienzou	2-3 Yanmôn	3-3 Eholie	4-1 Atofou
Conduite d'eau	mm	800	800	800	800
Débit	l/s	194,58	134,55	233,91	358,11
Vitesse d'eau dans la conduite	m/s	0,387	0,268	0,466	0,713
Pertes dans le tamisage d'entrée	m	0,35	0,35	0,35	0,35
Pertes à l'entrée	m	0,00	0,00	0,00	0,01
Pertes dans le tuyau coudé d'entrée	m	0,00	0,00	0,00	0,01
Pertes au frottement dans le tuyau rectiligne	m	0,02	0,01	0,03	0,07
Pertes dans la vanne	m	0,00	0,00	0,00	0,01
Pertes dans le tuyau coudé du débouché	m	0,00	0,00	0,00	0,01
Hauteur dynamique au débouché	m	0,01	0,00	0,01	0,03
Pertes totales dans le conduit	m	0,39	0,37	0,41	0,48

I-3-5 Projet d'étude à effectuer

Levé topographique des sites de barrages

Les cartes topographiques au 1/1 000 élaborées durant la dernière étude peuvent être utilisées à la détermination de l'axe des barrages de Dienzou, de Yanmon et d'Atofou. Quant au barrage d'Eholle, la rive droite de l'axe de barrage a été déplacée en amont par rapport au projet initial afin d'éviter le bois sacré. Par conséquent, il faut effectuer un levé topographique à l'étude suivante pour compléter la lacune des cartes topographiques.

Quant à l'évacuation de crues, tous les barrages nécessitent de nouvelles cartes topographiques.

Etudes du sol du site du barrage et des matériaux de construction

Etude de la fondation du barrage

Tous les barrages ont une fondation en terre. Pour examiner la stabilité du barrage, il faut procéder à l'essai de perméabilité sur le terrain, à l'évaluation du coefficient de perméabilité en laboratoire et à l'essai de résistance au cisaillement concernant la fondation au-dessous du niveau de décapage.

Etude des matériaux du corps de barrage

Pour examiner la possibilité d'utiliser les déblais du parafouille et de l'évacuateur de crues comme matériaux de noyau et matériaux semi-perméables, il faut évaluer le coefficient de perméabilité en laboratoire et effectuer l'essai de résistance au cisaillement concernant ces déblais.

Evaluation de la quantité existante du sable pour le filtre et pour le béton

La couche de sable est répartie sur la terrasse, mais en faible épaisseur sous un épais sol superficiel. Il faut procéder sur une vaste zone à la fouille de recherche et au sondage à la tarière pour évaluer la quantité existante du sable adéquat au filtre fin et aux granulats fins du béton.

Etude des granulats grossiers

Il faut saisir désormais la situation du chantier de concassage de Boli. Etant donné que Soh-Nguessankro est facilement accessible depuis chaque barrage ainsi que depuis M'Bahiakro et qu'il semble contenir assez de granulats grossiers, il faut procéder à la fouille de recherche et au sondage à la tarière.

Par ailleurs, il faut également évaluer la quantité existante de granulats dans la zone d'Akobakabo comme carrière de réserve par rapport à la rive gauche de N'Zi et à Soh-Nguessankro.

Zones de barrages	Unité	Prix unitaire	Quantité	Coût
Levé topographique	ha	100.000	68	6.800.000
Carottage	m	20.000	160	3.200.000
Perméabilité (sur le terrain)	u	32.000	32	1.024.000
Perméabilité (en laboratoire)	u	19.500	26	507.000
Fouille de recherche	u	43.200	57	2.462.400
Bessai triaxial	u	117.000	8	936.000
Essai de compactage	u	39.000	24	936.000
Essai de gradation (grosseur du grain)	u	26.000	24	624.000
Essai de consistance	u	18.850	48	904.800
Etude de reconnaissance	km ²	34.150	20	683.000
Sondage à la tarière	m	20.000	300	6.000.000
Essai de gradation (grosseur du grain)	u	26.000	20	524.000
Rapport				2.000.000
Sous-total				26.601.200

District de M'Bahiakro

Levé topographique

	Déversoir (1/1.000) ha	Barrage (1/1.000)	Lieu d'emprunt	Total
Dienzou	200m*100m=2ha		8	10
Yanmon	200m*100m=2ha		8	10
Eholie	200m*100m=2ha	800*200=16ha	12	14
Atofou	300m*100m=3ha		15	17
Total	9	16	43 ha	68

Etudes mécanique et géologique des sols

	Carottage Axe de barrage	Essai de perméabilité (sur le terrain)	Perméabilité (en laboratoire)	
			Lieu d'emprunt	Fondation du barrage
Dienzou	3*10m=30	3*10/5	3	3
Yanmon	3*10m=30	3*10/5	3	3
Eholie	5*10m=50	5*10/5	3	3
Atofou	5*10m=50	5*10/5	5	3
Total	160m	32	14	12

	Fouille de recherche		Essai triaxial	
	Lieu d'emprunt	Fondation du barrage	Lieu d'emprunt	Fondation du barrage
Dienzou	3*10m=30m	3m*3	1	1
Yanmon	3*10m=30m	3m*3	1	1
Eholie	3*10m=30m	3m*3	1	1
Atofou	3*15m=45m	3m*3	1	1
Total	45 point	12 point	4	4

	Essai de compactage		Essai de gradation	
	Lieu d'emprunt	Fondation du barrage	Lieu d'emprunt	Fondation du barrage
Dienzou	3	3	3	3
Yanmon	3	3	3	3
Eholie	3	3	3	3
Atofou	3	3	3	3
Total	12	12	12	12

	Consistance et teneur en eau		ρ_s	
	Lieu d'emprunt	Fondation du barrage	Lieu d'emprunt	Fondation du barrage
Dienzou	3	3	3	3
Yanmon	3	3	3	3
Eholie	3	3	3	3
Atofou	3	3	3	3
Total	12	12	12	12

Etude des matériaux de béton

Sable	Etude de reconnaissance	5 sites	$2\text{km}^2 \cdot 5 = 10\text{km}^2$
	Sondage à la tarière	$3\text{m} \cdot 10 \cdot 5$ sites	
	Essai de gradation	$2 \cdot 5$ sites	
Gravier	Etude de reconnaissance	5 sites	$2\text{km}^2 \cdot 5 = 10\text{km}^2$
	Sondage à la tarière	$3\text{m} \cdot 10 \cdot 5$ sites	
	Essai de gradation	$2 \cdot 5$ sites	