

l'oued Seybouse, qui est équipé d'un système d'irrigation dont la ressource d'eau est le barrage Cheffia et les eaux de puits. La superficie irriguée de la région était environ 12.000 ha en 1983 et environ 15.000 ha en 1984. Les projets futurs prévoient l'accroissement de la superficie à 20.000 ha pendant les 5 années de 1985-1989. La méthode d'irrigation effectuée est l'arrosage par aspersion. Le besoin en eau a été estimé en calculant l'évapotranspiration par la méthode TURC suivant lequel l'ETo(ETp) a été défini à 1.211 mm/an. Le mois de pointe du besoin en eau d'irrigation est le mois de juillet avec une moyenne journalière de 5,4mm. Les équipements sont dessinés en fonction du rendement de l'irrigation d'un taux de 70%.

Les cultures irriguées y sont les cultures fourragères, maraichères et arboriculture. La durée d'irrigation journalière en période de pointe est 20 heures. La superficie d'une zone d'irrigation standard est environ de 20 ha.

E.2.2 Plan d'irrigation

a. Superficie de culture projetée et plan de culture projetée

La zone du projet de 24.000 ha est planifiée à être utilisée comme suit:

° Superficie conçue pour le bassin de régulation	5.800 ha
° Superficie conçue pour le pâturage naturel	5.750 ha
° Superficie conçue pour l'exploitation agricole	10.570 ha
° Superficie de la station expérimentale d'élevage bovin	280 ha
° Terrain d'habitation industrielle	850 ha
° Terrain non agricole (route, agglomération terrain à pente raide, etc.)	750 ha
Superficie totale de la zone du projet	24.000 ha

Les 10.570 ha destinés à l'exploitation seront divisée en 24 domaines avec une moyenne de 440 ha chacun.

La division des domaines est comme indiquée dans le tableau E2-1.

La superficie moyenne des différents types d'îlots des domaines est comme citée ci-bas:

° terrain de culture en serre	6,0 ha
° terrain destiné à la pépinière	1,0 ha
° terrain destiné au pâturage à semis mixte	30,0 ha
° petit îlot	10,0 ha
° grand îlot	301,0 ha
Total	348,0 ha

Le plan de culture des différents types de terres agricoles est recommandé à être comme suit:

<u>type de terre agricole</u>	<u>produit</u>	<u>superficie de culture projetée</u>
serre	tomate	3 ha
	concombre	3 ha
paturage à semis mixte	fourrage à semis mixte	30 ha
petit îlot	courgette	2 ha
	pastèque	2 ha
	pois	2 ha
	fève	2 ha
	carotte	2 ha
	oignon	2 ha
	chou	2 ha
chou fleur	2 ha	

grand îlot	pois/avoine	100 ha
	orge	50 ha
	pois fourrager	50 ha
	bersim	50 ha
	ray-grass	51 ha

note: la superficie de culture de chaque type d'îlot ne correspond à la superficie de chaque îlot du fait que la double culture y est effectuée.

Le taux de culture de chaque îlot est de 160% (petit îlot), et 100% (grand îlot).

Le plan de culture des cultures qui seront alimentées en eau est indiqué dans l'Annexe C.

b. Méthode d'irrigation

Selon la durée de croissance, la période de croissance, le besoin en eau par période de croissance de chaque culture recommandée, la précipitation, le nombre de jours de pluie, etc., les cultures nécessitant à être irriguées sont les suivantes:

<u>type de terre</u>	<u>culture à irriguer éventuellement</u>
serre	tomate, concombre
pâturage à semence	
mixte	fourrage à semis mixte
petit îlot	courgette, pastèque, carotte, oignon, chou-fleur
grand îlot	

Les méthodes d'irrigation sont généralement classées comme suit:

1. irrigation superficielle
y compris irrigation par submersion et irrigation par goutte à goutte
2. arroseur rotatif et irrigation par aspersion
y compris arrosage par canon
3. irrigation souterraine

La méthode d'irrigation à adopter est sélectionnée suivant les conditions suivantes:

1. les conditions de la terre (type de sol, pente, ligne isohypse, quantité de ressource en eau, etc.)
2. les conditions d'exploitation (type de culture, méthode de culture, etc.)
3. les conditions économiques

La méthode d'irrigation souterraine convient au champs dont la ressource en eau est suffisante et dont le sol est à forte percolation avec des couches imperméables se trouvant à 2 mètres ou plus au dessous de la surface.

Or, cette méthode ne convient à la zone du projet car les couches d'environ 2 mètres de profondeur n'y sont pas imperméables.

Les sols de la zone du projet, prévus à être utilisés pour la culture sont en grande partie du limon sableux et du limon dont le taux de percolation est de 20 mm/hr.

Ces sols conviennent à être irrigués par submersion et par aspersion. Le choix de la méthode à adopter par culture se fera donc en considération du taux des pentes, du type de culture, de la durée des travaux d'opération de l'irrigation ainsi que les conditions économiques.

Les serres pour la culture de tomate et de concombre seront construites sur un terrain à pente très faible. Compte tenu de l'importance de la gestion de l'eau de culture la méthode à y adopter sera la méthode par goutte à goutte.

La courgette, la pastèque, la carrote, l'oignon et le chou-fleur seront comme l'indiquent les plans de culture, cultivés à assolement de 5 ans, de même que les cultures qui ne seront irriguées. Ces produits maraîchers nécessitent un temps important pour la culture. De ce fait, bien que la plupart des méthodes superficielles soient praticables, on adopte la méthode par aspersion dont le temps de travail et les coûts sont moins importants. Les seules opérations nécessaires à l'irrigation par aspersion étant le déplacement des têtes d'arroseur et des prises à

tube allonge vertical à effectuer 1 ou 2 fois par jour, le reste du temps pourra être consacré au labour.

Quant à la pâture dont la hauteur est de 50 à 60 cm et qui ne nécessite un arrosage égalisé comme les cultures maraichères, on adopte l'irrigation à canon d'arrosage, du fait de la grande superficie de culture. Le déplacement des canons à l'intérieur d'un flot sera fait par moyen de turbine hydraulique, et le déplacement pour la rotation sera fait par tracteur.

La méthode d'irrigation à adopter par culture est donc comme suit:

<u>type de terre</u>	<u>culture</u>	<u>méthode d'irrigation</u>
serre	tomate concombre	goutte à goutte
petit flot	courgette, pastèque carotte, oignon chou-fleur	aspersion
pâture à semence mixte	fouillage à semence mixte	canon

c. Besoin en eau d'irrigation

1) Evapotranspiration (Etp)

La détermination du besoin en eau d'irrigation devra être faite en principe suivant la consommation d'eau nette des cultures observées sur terrain. Cependant les données concernant la zone du projet n'étant pas disponibles, la valeur a été estimée à partir des conditions climatiques et des données existantes observées dans des pays différents.

Il existe certaines méthodes pour faire cette estimation, à savoir, la méthode "Blaney-Criddle", la méthode "Radiation", la méthode "Penman" et la méthode "Pan évaporation".

Des données météorologiques sont nécessaires pour chacune de ces méthodes. Les éléments nécessaires sont comme indiqués dans le tableau suivant:

Besoin en eau des cultures, Bulletin d'irrigation
et de drainage No.24, FAO

	méthode			
	<u>Blaney Criddle</u>	<u>Radiation</u>	<u>Penman</u>	<u>Pan evaporation</u>
température	*	*	*	
humidité	0	0	*	0
vent	0	0	*	0
insolation	0	*	*	
radiation		(*)	(*)	
évaporation				*
environ	0	0	0	*

Note: *; donnée mesurée, 0; donnée estimée, (*); si disponible mais pas essentiel

Les données météorologiques obtenues sont la température, la température relative, l'évapotranspiration, durée d'insolation, la direction du vent.

La méthode permettant l'évaluation à partir de ces éléments est la méthode Blaney-Criddle.

Or, la méthode Blaney-Criddle à adopter sera celle indiquée dans, "IRRIGATION WATER REQUIREMENTS" Soil Conservation Service, Technical Release No.21, United States Department of Agriculture, contient un grand nombre de coefficient des cultures.

La formule de calcul de l'évapotranspiration potentielle (ETP) est comme suit:

$$u = kt \left(\frac{t + P}{100} \right)$$

où u = ETP mensuelle en pouce

kt = coefficient climatique (= 0,0173t - 0,314)

t = température moyenne mensuelle en F°

P = taux mensuel de la durée d'insolation

La ETP mensuelle est calculée suivant les données météorologiques nécessaires et en tenant compte de la latitude 36°50' du Lac Fetzara. Le résultat figure dans le tableau E2-2.

Le tableau E2-2 représente la comparaison avec les résultats du projet d'irrigation du périmètre de Dréan, situé à l'est de la zone du projet, dont l'ETP est calculé par FAO, par la méthode TURC.

L'ETP annuelle obtenue par la méthode B.C. est estimée à 10% de plus que la valeur obtenue par la méthode TURC. On remarque la même tendance en ce qui concerne les valeurs mensuelles à l'exception des mois de mars et avril. Toutefois on considère que cette différence est négligeable et l'on adopte la valeur ETP calculée selon les nouvelles données météorologiques par la méthode B.C.

La consommation d'eau des cultures est calculée en multipliant l'ETP estimée de la méthode sus-mentionnée par le coefficient des cultures.

ii) Consommation d'eau des cultures

La consommation d'eau des cultures est calculée en multipliant la valeur ETP estimée par le coefficient des cultures.

On adopte le coefficient des cultures représenté en graphiques pour toutes les périodes de croissance des plantes dans Technical Release n°21" sus mentionné.

Le calcul et les résultats sont indiqués aux tableaux E2-3(1) à (8), et le tableau E2-4 représente la consommation d'eau par type de culture.

iii) Rendement de l'irrigation

Le rendement de l'irrigation de l'ensemble du réseau de conduite d'irrigation est classé comme suit:

- ° Rendement de transport d'eau de la conduite principale: taux du débit au niveau de la prise de distribution de la conduite principale par rapport au débit à la source. A savoir les pertes d'eau se produisant au cours de l'envoi dans la conduite sont mises en considération.

- ° Rendement de transport d'eau des conduites des champs: les pertes produites au cours du transport de l'eau dans les champs sont mise en considération.
- ° Rendement d'arrosage: taux de la quantité d'eau consommée par la culture par rapport au débit au niveau de la borne d'arrosage. Sont mises en considération les eaux infiltrées à une profondeur du sol supérieure à la racine des plantes à cause d'une forte percolation du sol, et qui donc n'est pas utilisé efficacement pour la croissance des plantes.

Par conséquent, on obtient le rendement de l'irrigation, à savoir le taux des eaux consommées par la culture par rapport au débit envoyé de la source, en multipliant les trois coefficients sus-mentionnés.

Le présent projet consiste à créer des domaines agricoles socialistes, administré indépendamment, d'une superficie moyenne de 440 ha. De ce fait, chaque domaine sera alimenté en eaux d'irrigation directement à partir des conduites principales qui seront conçues à la bordure ou à proximité des domaines. En tenant compte de ce critère ainsi que l'emplacement des domaines, les conduites principales seront situées au long de la route périphérique et du chemin de fer. (Référer figure E2-1).

Etant donné que l'envoi d'eau par canal nécessite, à cause des reliefs du terrain, la construction des canaux couverts et des siphons, et qu'il se produit une perte d'eau importante au cours du transport, l'envoi de l'eau d'irrigation du présent projet sera fait par des conduites.

La distribution des eaux dans les domaines sera également faite par des conduites.

Le rendement d'irrigation sera donc comme suit:

- ° Rendement de transport de l'eau des conduites principales: 90%
- ° Rendement de transport de l'eau des conduites des champs: 95%
- ° Rendement d'arrosage: 70%

° Rendement d'irrigation de l'ensemble du projet:

60% (0,90 x 0,95 x 0,70)

Le rendement d'arrosage diffère comme suit selon les méthodes d'irrigation:

- ° goutte à goutte 80%
- ° aspersion 75%
- ° canon 75%

Les systèmes (goutte à goutte, aspersion et canon) nécessitant la mise en pression par pompe au niveau des bornes de distribution d'eau du réseaux de conduites, on prévoit une perte de transport d'eau d'environ 10% à l'aval de la borne.

Le rendement d'arrosage des champs sera donc déterminé à 70% pour tous les systèmes.

iv) Besoin en eau divers

Les activités des domaines agricoles comprennent la production animale à côté de la production agricole.

Les eaux nécessaires pour cette fin seront envoyées du lac Fetzara ainsi que du barrage de retenue de l'oued El Hout par les conduites d'irrigation.

Il est projeté que les habitations des agriculteurs seront construites à l'intérieur des domaines. Les eaux potables sont projetées à être fournies à partir des eaux souterraines.

Besoin en eaux d'élevage, l'effectif élevable, l'effectif stable

<u>catégorie</u>	<u>effectif élevable (tête)</u>	<u>besoin en eau par tête (lit/jour)</u>	<u>besoin en eau (lit/jour)</u>
Femelle reproductrice	200	60	12.000
Génisse reproductrice	32	35	1.120
Veau en allaitement	184	25	4.600
Jeune à engraisser	152	35	5.320
Boeuf en engraissement	150	60	9.000
Taureau	8	60	480
<u>Total</u>			32.530 + <u>33.000</u>

La consommation en eau par heure s'élève, en heure de pointe, à 50% de plus que la moyenne.

En tenant compte de ce fait, l'envoi d'eau destiné à la zone d'élevage est déterminé à:

$$33.000 \text{ lit/jour} + 57.600 \text{ sec/jour} \times 1,5 \\ = 0,9 \text{ lit/sec/l domaine agricole socialiste}$$

d. Plan de transport d'eau des canaux principaux

i) Campagne d'arrosage

Selon les données pluviométriques (précipitation et nombre de jours de pluie), la période nécessitant l'irrigation est les 5 mois de mai à septembre.

Cependant la précipitation des mois d'avril et d'octobre n'étant pas stable, les cultures ne sont pas forcément alimentées en eau en fonction du besoin pendant ces deux mois.

De ce fait, la période d'arrosage à adopter sera les 7 mois d'avril à octobre.

ii) Durée d'irrigation

La durée d'irrigation en saison de pointe à adopter dans le présent projet sera de 16 heures. Ceci du fait que l'irrigation ne

peut être effectuée pendant la nuit et compte tenu du fait que tous les systèmes à adopter (goutte à goutte, aspersion, canon) sont en principe mécanisés ce qui présente des difficultés quant aux opérations

La ressource en eau principale pour l'irrigation sera le lac Fetzara, dont le niveau d'eau maximum est inférieur à l'altitude des terrains agricoles. De ce fait, des pompes seront utilisées pour assurer l'envoi des eaux d'irrigation à partir du lac.

La durée d'opération des pompes sera de 20 heures. Les eaux pompées au cours des 4 heures de différence entre la durée d'irrigation et la durée de pompage seront emmagasinées dans un réservoir. Cette eau sera également destinée à l'irrigation.

iii) Débit projeté des canaux principaux

Le débit projeté des canaux principaux est déterminé en fonction de la consommation d'eau des cultures et du rendement de l'irrigation du projet.

La consommation d'eau mensuelle du domaine socialiste modèle, calculée selon la consommation d'eau par culture indiquée au tableau E2-4 et le rendement de l'irrigation du projet (60%), est indiquée au tableau E2-5. Le mois de pointe de la consommation d'eau est le mois d'août.

Le débit projeté des conduites principales est calculé en divisant le besoin en eau journalière du mois de pointe par la durée journalière d'arrosage:

$$0,065 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{l domaine} (= 3.768 \text{ m}^3 + 16 \text{ hrs.} + 60 \text{ min.} + 60 \text{ sec})$$

Le débit projeté de la pompe est 0,8 fois celui de la conduite principale d'envoi d'eau (16 hrs. + 20 hrs.)

Le schéma de réseau de conduites principales est indiqué dans la figure E2-1. Le schéma de distribution d'eau est représenté dans les figures E2-2 (1) à (3).

e. Plan d'arrosage des champs

i) Espacement des arrosages et débit d'arrosage des champs

Il est nécessaire, pour la pratique de l'irrigation, de déterminer les jours d'intervalles entre deux opérations.

A savoir, on alimente le sol en eau jusqu'à son niveau maximum de retenu, et effectue l'arrosage suivant avant que les plantes ne consomment entièrement les eaux fournies par l'arrosage précédent.

Le présent plan d'arrosage est élaboré pour chacun des systèmes d'irrigation en se basant sur la plante ayant le plus grand besoin en eau.

La consommation d'eau maximum de chaque système est comme suit:

<u>système d'arrosage</u>	<u>consommation d'eau maximum</u>	<u>nom de plante</u>	<u>mois de pointe</u>
goutte à goutte	3,5 mm/jour	tomate	mai
aspersion	6,3 "	oignon	juin
canon	6,5 "	fouillage à semence mixte	juillet

Les jours d'espacement des arrosages et le débit d'arrosage sont calculés conformément à la méthode FAO, Besoin en eau des cultures, Bulletin d'irrigation et de drainage n°24.

La texture des sols, un des facteurs importants à tenir compte pour l'établissement d'un plan d'arrosage est assez variée dans la zone du projet.

Cependant, les sols des zones au dessus de la cote 12,0 m à exploiter éventuellement, sont du limon sableux ou du limon (référer Annexe A).

L'eau disponible des sols est estimée à 70 mm/m

Le tableau E2-6 représente les jours d'espacement d'arrosage et le débit d'arrosage calculé selon le bulletin d'irrigation et de drainage n°24, FAO.

Le résultat est comme suit:

<u>systeme d'arrosage</u>	<u>jours d'espacement d'arrosage</u>	<u>debit d'arrosage des champs</u>
goutte à goutte	5 jours	21,9 mm
aspersion	5 jours	42,0 mm
canon	7 jours	60,7 mm

TABLEAU E 2-1 Division des domaines socialistes et plan d'utilisation du terrain

(en hectare)

N° de domaine sociali- ste	logements étables			culture en serre			pépinière			fourrage		petits flots		grands flots		superficie d'exploita- tion H (B+C+...G)		superficie agricole nette I (D2+E2+...O)		remarque
	A	B	C	D1	D2	D	E1	E2	E	F	G-1	G-2	H	I	(D2+E2+...O)	(D2+E2+...O)				
1	290,0	5,0	2,0	7,8	6,0	1,2	1,0	1,0	30,0	10,0	183	239	309	230						
2	420,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	291	347	338	338						
3	430,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	295	351	342	342						
4	460,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	324	380	371	371						
5	490,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	350	406	397	397						
6	430,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	295	351	342	342						
7	650,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	406	462	453	453						
8	460,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	323	379	370	370						
9	500,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	352	408	399	399						
10	100,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	-	56	47	47						
11	420,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	293	349	340	340						
12	440,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	307	363	354	354						
13	460,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	325	381	372	372						
14	260,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	157	213	204	204						
15	490,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	343	399	390	390						
16	340,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	221	277	268	268						
17	560,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	402	458	449	449						
18	430,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	295	351	342	342						
19	600,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	426	482	473	473						
20	500,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	354	410	401	401						
21	530,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	378	434	425	425						
22	450,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	314	370	361	361						
23	580,0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	422	478	469	469						
24	[850,0]	terres d'habitation industrielle																		
25	[280,0]	station experimentale d'elevagebovin																		
26	280,0	5,0	2,0	7,8	6,0	1,2	1,0	1,0	30,0	10,0	170	226	217	217						
total	10.570,0	120,0	48,0	187,2	144,0	28,8	24,0	24,0	720,0	240,0	7.226	8.570	8.354	8.354						
moyenne	440,0	5,0	2,0	7,8	6,0	1,2	1,0	1,0	30,0	10,0	301	357	348	348						

Tableau E2-2 Calcul de l'évapotranspiration potentiel

	température moyenne mensuelle	kt	P (%)	ETP		ETP par méthode TURE	
				$\frac{P \times t}{100}$	$\frac{kt \times \frac{P \times t}{100}}{\text{inch}}$ mm		
janvier	11,0°C 51,8°F	0,58	6,92	3,58	2,08	52,8	43
février	11,5	0,60	6,82	3,59	2,15	54,6	50
mars	12,9	0,65	8,34	4,65	3,02	76,7	85
avril	15,1	0,71	8,87	5,25	3,73	94,7	105
mai	18,1	0,80	9,85	6,36	5,09	129,3	125
juin	21,5	0,91	9,89	6,99	6,36	161,5	158
juillet	23,2	0,96	10,05	7,42	7,12	180,8	167
août	25,2	1,03	9,44	7,31	7,53	191,3	158
septembre	23,5	0,97	8,37	6,22	6,03	153,2	120
octobre	19,7	0,85	7,83	5,29	4,50	114,3	80
novembre	15,7	0,73	6,88	4,15	3,03	77,0	50
décembre	12,3	0,62	6,74	3,65	2,26	57,4	45
total						1.342,6	1.186

Tableau E2-3 (1) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnière de la consommation absolue d'eau

- tomate

dans la région du lac Fetzara

N.36°-50'

(12)	consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	0,8	1,1	2,3	3,2	3,5	
(11)	consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	0,99	1,26	2,66	3,75	4,19	12,9 526mm
(10)	coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,27	0,34	0,60	0,70	0,65	
(9)	coeff. étape de croissance kc.	0,46	0,57	0,94	0,99	0,81	
(8)	coeff. climatique kt.	0,59	0,60	0,64	0,71	0,80	
(7)	facteur de la consommation absolue d'eau f.	3,63	3,69	4,42	5,33	6,46	
(6)	heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10	
(5)	temp. d'air moyenne	51,8	52,7	55,2	59,2	64,6	
(4)	pourcentage de la saison de croissance	9,9	30,5	49,0	69,5	89,4 100	
(3)	nombre de jours jusqu'à (2)	15	46	74	105	135 151	
(2)	date centrale de la période	15 janv	15 fev	15 mars	15 avr	15 mai	
(1)	mois ou période	1er janvier	fevrier	mars	avril	mai	31 mai
							total de la période

Tableau E2-3 (2) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnière de la consommation absolue d'eau
- concombres

dans la région du lac Fetzara

N.36°-50'

(12)	consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	0,9	1,1	1,5	2,0	2,4	3,1	
(11)	consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	1,10	1,51	1,73	2,52	2,88	3,62	13,0 329mm
(10)	coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,29	0,36	0,47	0,52	0,54	0,56	
(9)	coeff. étape de croissance kc.	0,47	0,61	0,78	0,82	0,76	0,70	
(8)	coeff. climatique kt.	0,62	0,59	0,60	0,64	0,71	0,80	
(7)	facteur de la consommation absolue d'eau f.	3,79	3,63	3,69	4,42	5,33	6,46	
(6)	heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,07	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10	
(5)	temp. d'air moyenne	54,1	51,8	52,7	55,2	59,2	64,6	
(4)	pourcentage de la saison de croissance	8,2	25,3	42,3	57,7	74,7	91,2 100	
(3)	nombre de jours jusqu'à (2)	15	46	77	105	136	166 182	
(2)	date centrale de la période	15 dec.	15 janv	15 fev.	15 mars	15 avr.	15 mai	
(1)	mois ou période	1er decembre	janvier	fevrier	mars	avril	mai 31 mai	total de la periode

Tableau E2-3 (3) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnaire de la consommation absolue d'eau
- courgette

dans la région du lac Fetzara

N.36°-50'

(12)	consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	1,1	1,9	3,4	4,5	4,7	4,3	
(11)	consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	1,33	2,27	3,98	5,28	5,51	5,03	23,4 595mm
(10)	coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,30	0,43	0,62	0,75	0,75	0,72	
(9)	coeff. étape de croissance kc.	0,47	0,60	0,77	0,82	0,77	0,70	
(8)	coeff. climatique kt.	0,64	0,71	0,80	0,91	0,97	1,03	
(7)	facteur de la consommation absolue d'eau f.	4,42	5,33	6,46	7,07	7,38	6,97	
(6)	heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,08	0,09	0,10	0,10	0,10	0,09	
(5)	temp. d'air moyenne	55,2	59,2	64,6	70,7	73,8	77,4	
(4)	pourcentage de la saison de croissance	8,2	25,0	41,3	58,2	74,5	91,3 100	
(3)	nombre de jours jusqu'à (2)	15	46	76	107	137	168 184	
(2)	date centrale de la période	15 mars	15 avr.	15 mai	15 juin	15 juillet	15 août	
(1)	mois ou période	1er mars avril	mai	juin	juillet	août	31 août	total de la période

Tableau E2-3 (4) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnière de la consommation absolue d'eau
- pastèque

dans la région du lac Petzara

N. 36°-50'

(12)	consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	2,7	4,4	4,9	3,5	
(11)	consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	3,15	5,15	5,82	4,15	18,3 464mm
(10)	coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,45	0,70	0,83	0,70	
(9)	coeff. étape de croissance kc.	0,49	0,72	0,81	0,72	
(8)	coeff. climatique kt.	0,91	0,97	1,03	0,97	
(7)	facteur de la consommation absolue d'eau f.	7,07	7,38	6,97	5,94	
(6)	heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,10	0,10	0,09	0,08	
(5)	temp. d'air moyenne	70,7	73,8	77,4	74,3	
(4)	pourcentage de la saison de croissance	12,3	36,9	62,3	87,7	100
(3)	nombre de jours jusqu'à (2)	15	45	76	107	122
(2)	date centrale de la période	15 juin	15 juillet	15 août	15 sept	
(1)	mois ou période	1er juin	juillet	août	septembre	30 septembre
						total de la période

Tableau E2-3 (5) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnière de la consommation absolue d'eau

- carotte

dans la région du lac Fetzara

N.36°-50'

(12)	consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	3,0	3,9	4,3	3,2	2,3	
(11)	consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	3,51	4,55	5,11	3,80	2,68	19,7 500mm
(10)	coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,50	0,77	0,95	0,90	0,71	
(9)	coeff. étape de croissance kc.	0,49	0,79	1,10	1,25	1,14	
(8)	coeff. climatique kt.	1,03	0,97	0,86	0,72	0,62	
(7)	facteur de la consommation absolue d'eau f.	6,97	5,94	5,40	4,22	3,79	
(6)	heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	
(5)	temp. d'air moyenne	77,4	74,3	67,5	60,3	54,1 100	
(4)	pourcentage de la saison de croissance	9,8	50,1	49,7	69,9	89,5 153	
(3)	nombre de jours jusqu'à (2)	15	46	76	107	137	
(2)	date centrale de la période	15 aout	15 sept	15 oct.	15 nov.	15 dec.	
(1)	mois ou période	1er aout	septembre	octobre	novembre	decembre	31 decembre
							total de la periode

Tableau E2-3 (6) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnière de la consommation absolue d'eau
- oignon

dans la région du lac Fetzara

N.36°-50'

(12) consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	1,2	2,9	5,3	6,3	
(11) consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	1,44	3,48	6,30	7,46	18,7 474mm
(10) coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,32	0,65	0,98	1,06	
(9) coeff. étape de croissance kc.	0,51	0,92	1,22	1,16	
(8) coeff. climatique kt.	0,64	0,71	0,80	0,91	
(7) facteur de la consommation absolue d'eau f.	4,42	5,33	6,46	7,07	
(6) heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,08	0,09	0,10	0,10	
(5) temp. d'air moyenne	55,2	59,2	64,6	70,7	
(4) pourcentage de la saison de croissance	12,3	37,7	62,3	87,7 100	
(3) nombre de jours jusqu'à (2)	15	46	76	107 122	
(2) date centrale de la période	15 mars	15 avr.	15 mai	15 juin	
(1) mois ou période	1er mars	avril mai	juin	30 juin	total de la période

Tableau E2-3 (7) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnière de la consommation absolue d'eau
 - chou-fleur, chou fourrager

dans la région du lac Fetzara

N.36°-50'

(12)	consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	1,9	2,6	2,1	1,5	
(11)	consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	2,25	3,20	2,49	1,88	9,82 250mm
(10)	coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,38	0,59	0,59	0,50	
(9)	coeff. étape de croissance kc.	0,59	0,69	0,82	0,80	
(8)	coeff. climatique kt.	0,97	0,86	0,72	0,62	
(7)	facteur de la consommation absolue d'eau f.	5,94	5,40	4,22	3,79	
(6)	heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,08	0,08	0,07	0,07	
(5)	temp. d'air moyenne	74,3	67,5	60,3	54,1	
(4)	pourcentage de la saison de croissance	9,8	29,4	49,7	69,3	100
(3)	nombre de jours jusqu'à (2)	15	45	76	106	153
(2)	date centrale de la période	15 sept	15 oct.	15 nov.	15 dec.	
(1)	mois ou période	1er septembre	octobre	novembre	decembre	31 decembre
						total de la periode

Tableau E2-3 (8) Estimation de la moyenne journalière mensuelle et
saisonnière de la consommation absolue d'eau
- fourrage à semence mixte
dans la région du lac Petzara

N.36°-50'

(12)	consommation absolue d'eau journalière (en mm/jr.)	5,4	2,0	1,6	1,1	1,5	2,0	3,1	4,6	6,2	6,5	6,2	4,8	
(11)	consommation absolue d'eau mensuelle (en pouce)	4,16	2,56	1,90	1,34	1,62	2,59	3,68	5,62	7,28	7,97	7,60	5,70	51,62 1 311mm
(10)	coeff. de la consommation absolue d'eau k.	0,77	0,56	0,40	0,37	0,44	0,54	0,69	0,87	1,03	1,08	1,09	0,96	
(9)	coeff. étape de croissance kc.	0,90	0,78	0,64	0,63	0,73	0,85	0,97	1,08	1,13	1,11	1,06	0,99	
(8)	coeff. climatique kt.	0,86	0,72	0,62	0,59	0,60	0,64	0,71	0,81	0,91	0,97	1,03	0,97	
(7)	facteur de la consommation absolue d'eau f.	5,40	4,22	3,79	3,63	3,69	4,42	5,33	6,46	7,07	7,38	6,97	5,94	
(6)	heures d'ensoleillement pourcentage p.	0,08	0,07	0,07	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10	0,10	0,10	0,09	0,08	
(5)	temp. d'air moyenne	67,5	60,3	54,1	51,8	52,7	55,2	59,2	64,6	70,7	73,8	77,4	74,3	
(4)	pourcentage de la saison de croissance	4,1	12,6	20,8	29,3	37,8	45,5	54,0	62,2	70,7	78,9	87,4	95,9	100
(3)	nombre de jours jusqu'à (2)	15	46	76	107	138	166	197	227	258	288	319	350	365
(2)	date centrale de la période	15 oct	15 nov	15 dec	15 janv	15 fev	15 mars	15 avr	15 mai	15 juin	15 jui	15 aout	15 sept	
(1)	mois ou période	1er octobre	novembre	decembre	janvier	fevrier	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	septembre	30 septembre
	total de la periode													

Tableau E2-4 Besoin en eau des cultures

mois <u>culture</u>	(en mm/jour)												super- ficie (ha)	total (mm)	remarque
	J 1	F 2	M 3	A 4	M 5	J 6	J 7	A 8	S 9	O 10	N 11	D 12			
courgette (CU)	1,1	1,9	3,4	4,5	4,7	4,3							4	595	
chou-fleur (CF)				2,3	3,4	3,1	2,1	1,1					2	367	petit ilot (superficie de culture)
oignon (OI)	1,2	2,9	5,3	6,3									2	474	
carotte (CA)				3,0	3,9	4,3	3,2	2,3					2	500	
pasteque (PA)				2,7	4,4	4,9	3,5						2	464	
tomate (To)	0,8	1,1	2,3	3,2	3,5								3	326	
comcombre (CO)	1,1	1,5	2,0	2,4	3,1						0,9		3	329	culture en serre
fourrage à semance mixte (L)	1,1	1,5	2,0	3,1	4,6	6,2	6,5	6,2	4,8	3,4	2,0	1,6	30	1.312	

Total ----- période d'irrigation -----> 148

Tableau E2-5 Besoin en eau mensuel par culture
(y compris efficacité d'irrigation)

	superficie (ha)	avril (cu.m)	mai (cu.m)	juin (cu.m)	juillet (cu.m)	août (cu.m)	septembre (cu.m)	octobre (cu.m)	total (cu.m)	cu.m/ha
courgette	4	3.800	7.027	9.000	9.713	8.887	-	-	38.427	9.607
chou-fleur	2	-	-	-	-	2.377	3.400	3.203	8.980	4.490
oignon	2	2.900	5.477	6.300	-	-	-	-	14.677	7.339
carotte	2	-	-	-	-	3.100	3.900	4.443	11.443	5.722
pasteque	2	-	-	2.700	4.547	5.063	3.500	-	15.810	7.905
tomate	3	4.800	5.425	-	-	-	-	-	10.225	3.408
comcombre	3	3.600	4.805	-	-	-	-	-	8.405	2.803
fourrage à semance mixte	30	46.500	71.300	93.000	100.750	96.100	72.000	52.700	532.350	17.745
besoin en eau d'élevage	-	1.228	1.269	1.228	1.269	1.269	1.228	1.269	8.760	-
total	-	62.828	95.303	112.228	116.279	116.796	84.028	61.615	649.077	-
besoin en eau moyen journalier	-	2.094	3.074	3.741	3.751	3.768	2.801	1.988	-	-

Note: i) Besoin en eau mensuel par produit = besoin en eau des cultures (mm/day) x jour x superficie (ha) x 10 ÷ 6
 ii) Besoin en eau d'élevage = 35 cu.m/day x jour ÷ 0.855

Tableau E2-6 Calcul des jours d'espacement d'arrosage et du débit d'arrosage

Méthode d'arrosage	goutte à goutte	aspersion	canon
Culture à irriguer	tomate	oignon	luzerne
Consommation d'eau des cultures (ETcrop) (mm/jour)	3,5	6,3	6,5
Eau de sol disponible (mm/m)	70,0	70,0	70,0
Fraction d'eau restant dans le sol	0,4	0,5	0,55
Valeur ajustée	1,0	1,0	0,9
Profondeur des racines (m)	0,7	1,0	1,4
Eau disponible pour plante dans le sol (mm/m)	19,6	35,0	48,5
Espacement d'arrosage ($\frac{R.A.S.W.}{ETcrop}$) (jour)	5,0	5,0	5,0
Débit d'arrosage, net (mm)	17,5	31,5	45,5
Rendement de l'irrigation (%)	80,0	75,0	75,0
Débit d'arrosage aux champs (mm)	21,9	42,0	60,7

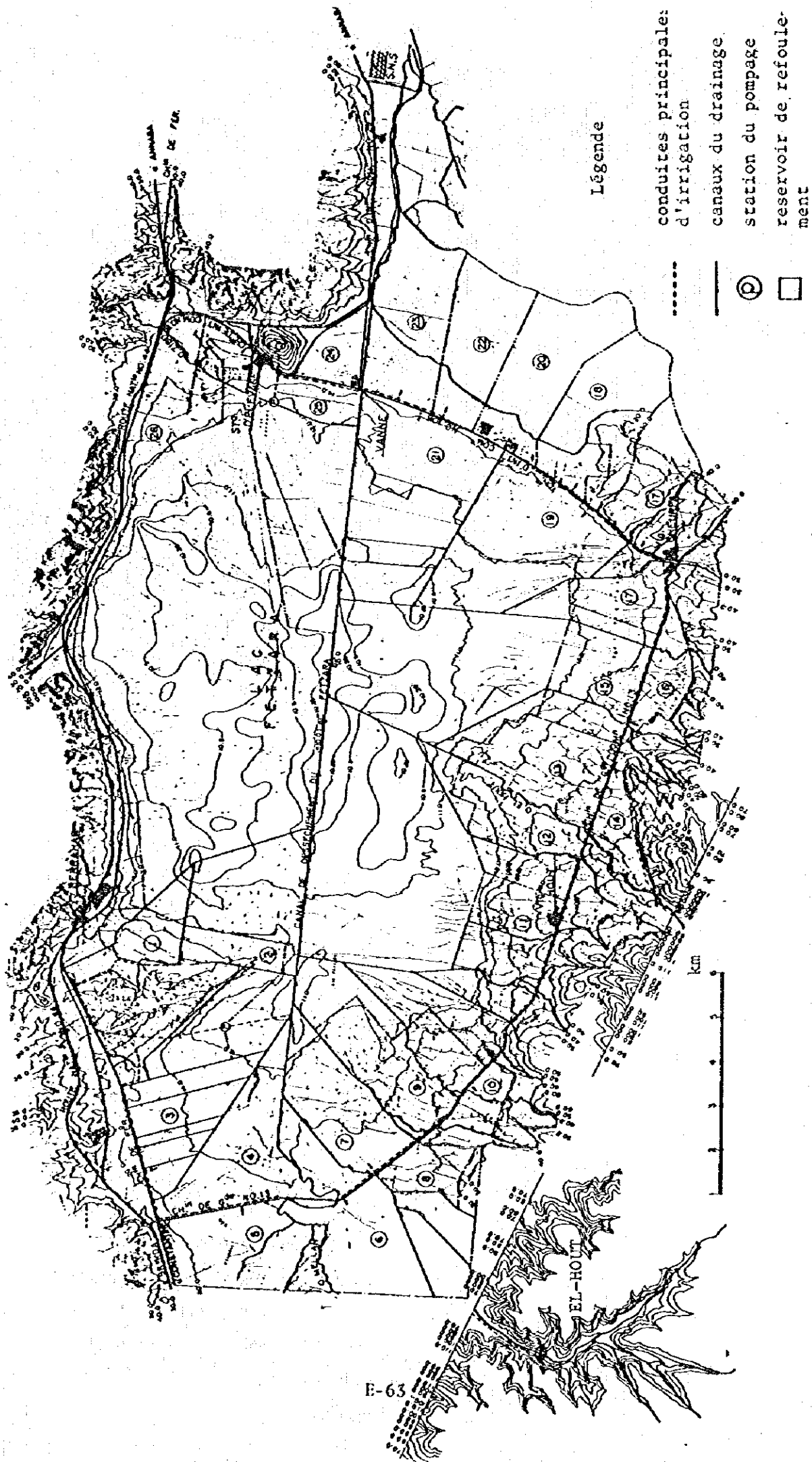
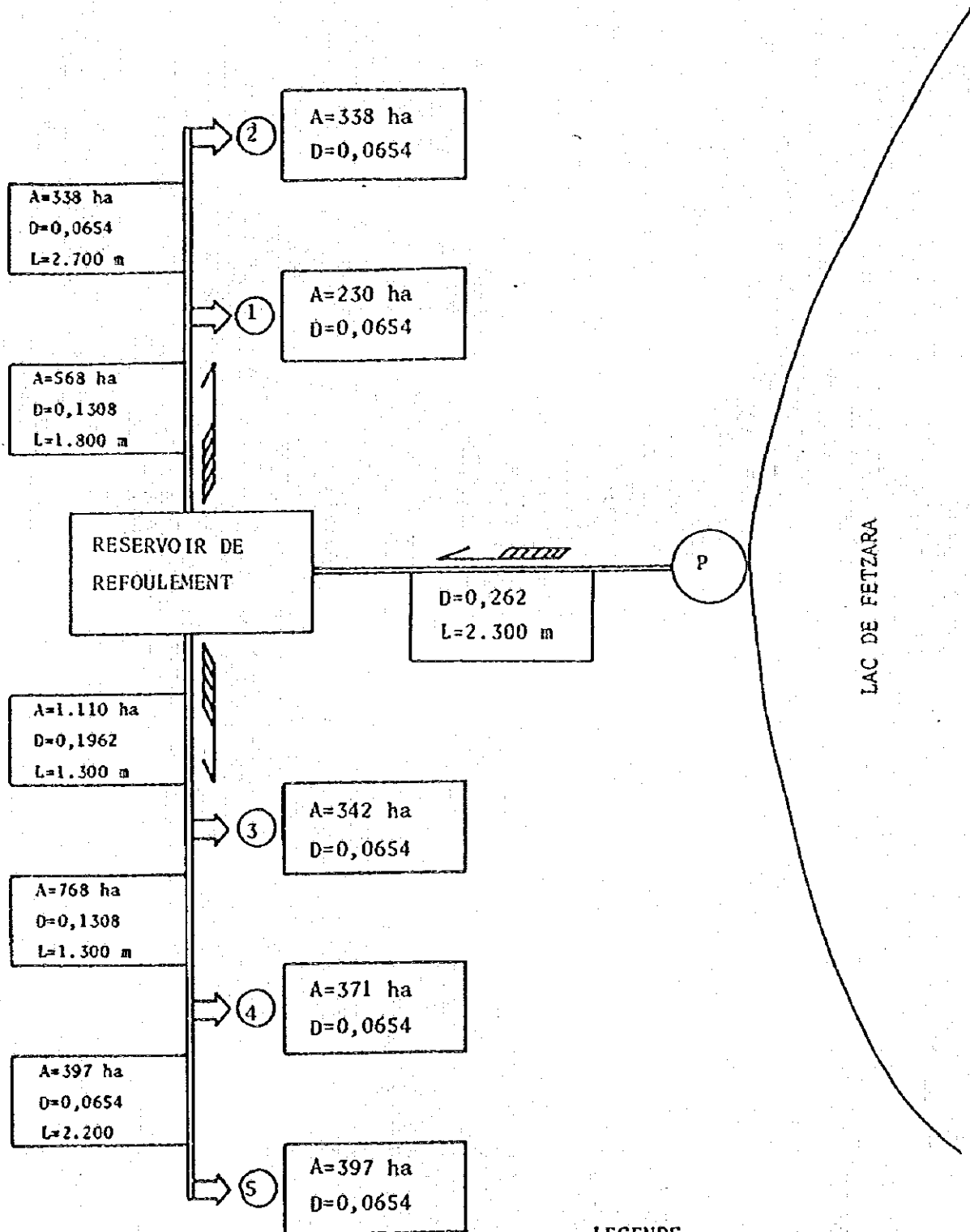


Figure E2-1 Schéma de réseau de conduites principales d'irrigation et des canaux de drainage

Figure E2-2 (1) Réseau de distribution d'eau par la station de pompage n°1



LEGENDE

- P: LA STATION DE POMPAGE N°1
- 1: NUMERO DE BORNE DE DISTRIBUTION
- A: SUPERFICIE DE CULTURE (ha)
- D: DEBIT NOMINAL (cu, m/s)
- L: LONGUEUR (m)

Figure E2-2 (2) Réseau de distribution d'eau à partir du barrage El Hout

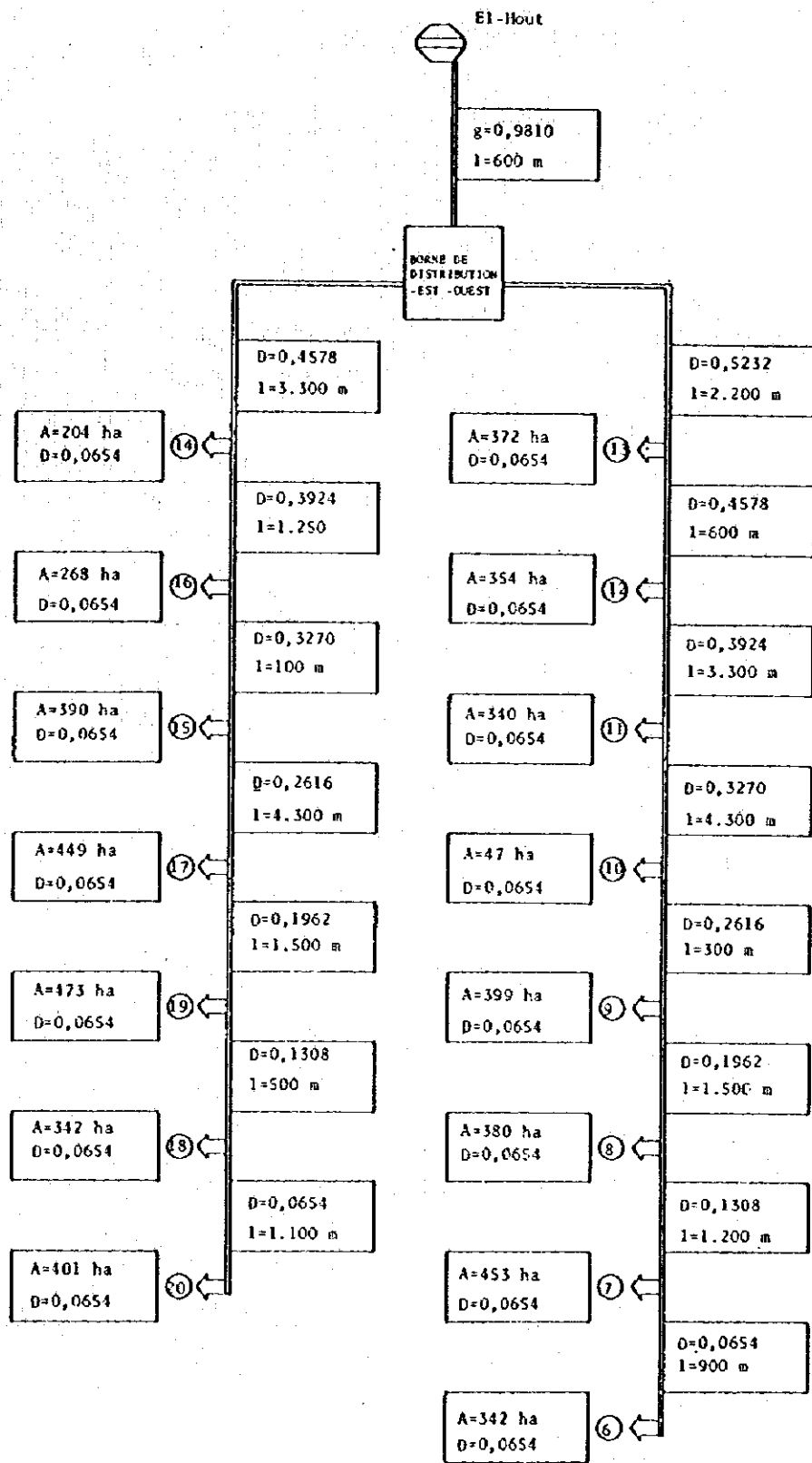
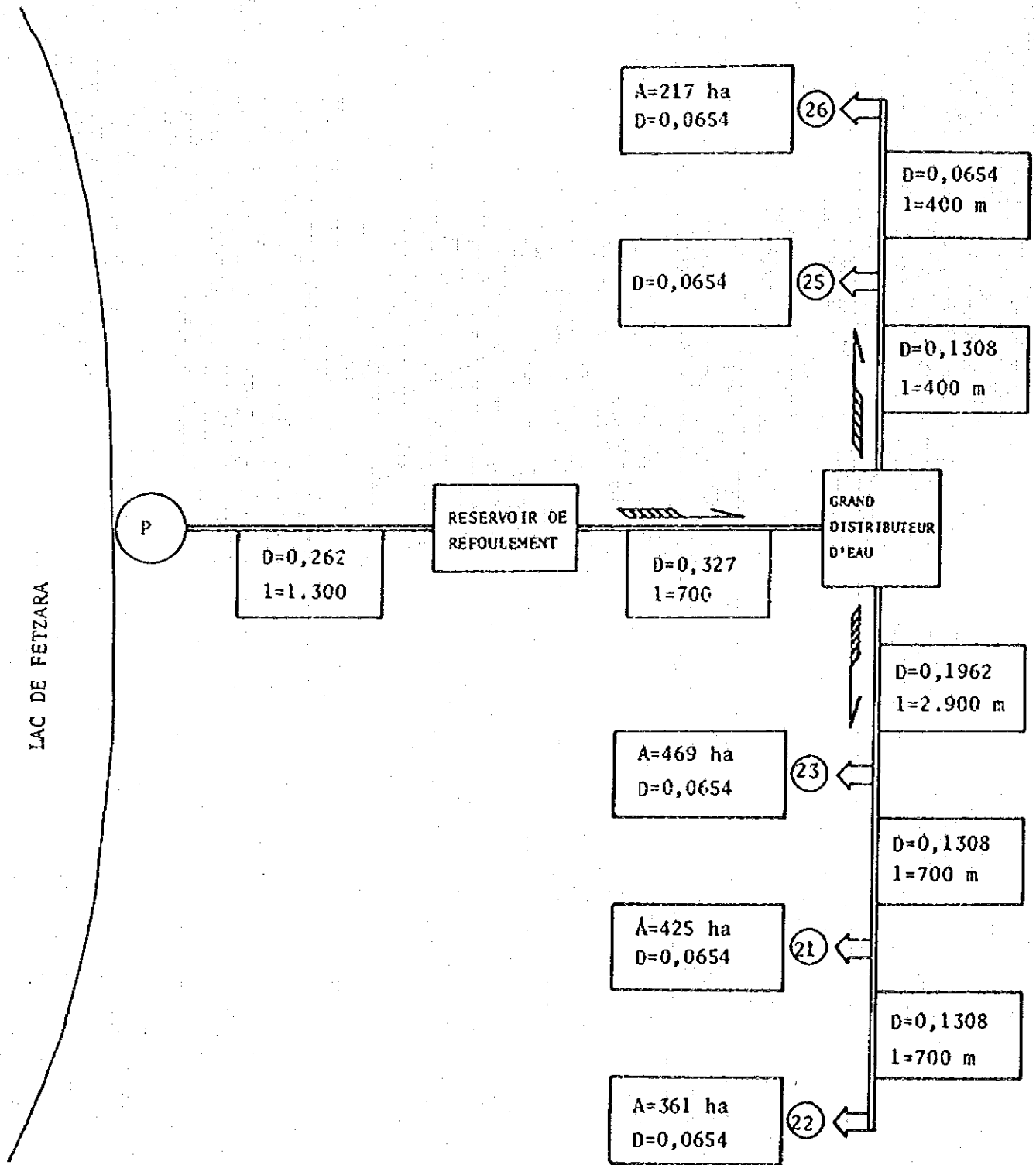


Figure E2-2 (3) Réseau de distribution d'eau par la station de pompage n°2



E.3 DRAINAGE

E.3.1 Situation de drainage de la zone du projet

La superficie du bassin versant du lac Fetzara et de ses alentours est, au niveau de la pont-vanne du canal n°1, de 515 km².

La région périphérique du lac Fetzara est constituée de 30 bassins versants de cours d'eaux petits et moyens, (Réferer figure E3-1), parmi lesquels les principaux sont les 3 oueds, Ziyed, El Hout et Mellah, dont la superficie du bassin versant est respectivement de 19, 81 et 47 km², et représentent 29% de la superficie totale des bassins versants.

L'oued Ziyed qui se situe au nord de la zone du projet, et dont la source est à Kef Seba (Altitude 1.008m), écoule dans la direction du sud-est pour une longueur de 10 km et débouche dans le lac Fetzara.

En général, la longueur des oueds dans la partie nord de la zone du projet est très courte, à l'exception de cette oued Ziyed, soit une longueur de 2 km jusqu'à la route nationale n°44.

La végétation des bassins est pauvre. On y voit des affleurements de rochers, peu d'arbres et l'ensemble est constitué d'herbage.

Par conséquent, en cas de précipitation l'eau de pluie coule le versant rapidement, et provoque un écoulement brusque qui forme des fissures et emporte du sable.

Il est estimé que l'envasement du canal n°2 s'est produit principalement à cause des sables apportés par l'oued Ziyed.

Par rapport à la pente raide des versants du nord de la zone, le sud-est constitué de terrain à pentes douces et la végétation y est formée d'herbage jusqu'à l'altitude d'environ 100m. Les terrains plus hauts sont arbreux, et des reboisements sont faits par endroit.

Le plus grand cours d'eau du sud-est l'oued El Hout prenant source à Dj. Menchoura (795m d'altitude), avec une longueur de 10 km. Il écoule le centre du lac et débouche dans le canal n°1.

Les cours d'eau du sud ont un bassin versant d'une grande superficie, et les eaux des précipitations écoulent en grande quantité

vers le lac Fetzara.

Cependant la route périphérique interrompt l'écoulement de ces eaux, ce qui provoque des inondations dans les parties où la capacité de drainage est peu satisfaisante ou dans les endroits où il n'y a pas d'ouvrage de drainage.

Le lac Fetzara est drainé par le canal n°1 installé au centre du lac de l'ouest à l'est, le canal n°2 de l'est de la zone, et d'autres petits canaux.

Le canal est endigué de levée qui facilite le drainage de l'extérieur de la zone.

Les eaux de pluie écoulant et emmagasinées dans le lac en saison pluvieuse, s'évacuent vers l'oued Meboudja en passant par la pont-vanne pour maintenir le niveau du lac à une certaine hauteur.

A part les canaux cités ci-haut, il n'existe pratiquement aucune ouvrage de drainage dans l'intérieur du lac Fetzara qui constitue la majorité de la zone du projet. La situation de drainage est donc peu satisfaisante et les champs agricoles en saison pluvieuse sont concentrés dans les terrains relativement élevés.

E.3.2 Situation de drainage des bassins versants

Les eaux de la zone du projet sont emmagasinées dans le lac, et évacuées vers l'oued Meboudja en passant par la pont-vanne et débouche dans l'oued Seybouse.

L'oued Seybouse est le deuxième fleuve de l'Algérie. Il écoule de l'est de Annaba vers la Méditerranée. C'est un fleuve naturel sans endiguement qui constitue le collecteur principal de la plaine est de Annaba, mais la capacité de drainage est limitée du fait de la section étroite, de l'engravement du lit causé par la teneur importante en limon, et la fermeture de la bouche du fleuve.

La capacité de drainage naturel est basse d'autant plus que la différence des marais de la Méditerranée est d'environ 60 cm.

Au cours des investigations sur terrain des saisons pluvieuses et sèches, il a été constaté que l'oued Meboudja qui afflue dans l'oued Seybouse en passant le sud du complexe SNS, a une section étroite au

niveau de celui-ci, avec une croissance importante d'herbes, ce qui a fortement réduit la capacité de drainage des crues.

Le fleuve au niveau du confluent n'a que environ 15m de largeur et n'est pas endigué. Par conséquent, la situation actuelle est que lors du débordement de l'oued Seybouse, il se produit un contre-courant qui entraîne des dégâts d'inondation à l'aval de l'oued Meboudja.

Selon le Directeur de l'OAMV Annaba, le Ministère de l'hydraulique et la Wilaya de Annaba ont décidé d'élaborer un plan de reconstruction des oueds Seybouse et Meboudja, et d'entamer les travaux le plus tôt possible comme prise de mesure contre les inondations produites dans la région entre le 28 décembre 1984 et le 2 janvier 1985.

Le plan sera approximativement comme suit.

a) Construction des canaux de déviation

Construire 2 canaux de déviation reliant les oueds Seybouse et Bou-Kamira. Un des canaux passant parallèlement au CW 129 sera réalisé en reconstruisant le canal existant et une partie sera nouvellement créé. Le deuxième canal reliera les deux oueds à environ 1,5 km au nord de l'aéroport de Annaba. La longueur des 2 oueds sera en total de 9,0 km.

b) Recalibrage de l'oued Seybouse

Recalibrer la partie de l'oued Seybouse à environ 2,5 à 3,0km à l'amont de l'embouchure, par le creusement du lit du fleuve et construction de digue.

c) Reconstruction de l'embouchure de l'oued Seybouse

Réaliser les travaux de reconstruction par moyen de tétrapode à la rive gauche de l'embouchure de la Seybouse en vue d'empêcher la fermeture de l'embouchure par le sable.

d) Reconstruction de l'oued Meboudja

Recalibrer le canal reliant le lac Fetzara et l'oued Seybouse en vue d'augmenter la capacité d'évacuation des eaux.

Les grandes lignes du plan de reconstruction des oueds sont comme cités ci-haut.

La quantité des eaux réduite par des canaux, ainsi que la dimension de la section à recalibrer, devront être examinés ultérieurement.

Il existe en outre un plan de construction de barrage à l'amont de l'oued Seybouse dont il est estimé que la réalisation permettra de diminuer les inondations des zones avales.

E.3.3 Plan de drainage

a. Directives de base

La zone d'aménagement de la région périphérique du lac Fetzara est constituée de zone collineuse, de terres agricoles, et du lac Fetzara. Ces trois zones font objet de considérations concernant le drainage des versants, le drainage de la zone irriguée, et la régulation des crues.

Lors des précipitations, les eaux de pluie coulent le versant des montagnes jusqu'à ce qu'elles sont interrompues par la route périphérique, et affluent dans le lac en passant par les vannes de drainage. Une partie de ces versants, qui est comprise dans la zone du projet, a une condition de drainage naturel assez favorable.

Cependant, lors des pluies fortes en période pluvieuse, le débit des oueds devenant trop important, il est nécessaire de concevoir un barrage en amont pour la régulation des crues. Ceci est surtout nécessaire dans les bassins versants du sud.

Or, en considération des coûts de réalisation importants, il convient de concevoir la construction de ces barrages par étape, bien que ces barrage puissent éventuellement réduire les dégâts d'inondation des zones irriguées en aval, comme il en est noté dans le chapitre "Concept de base de l'aménagement".

En ce qui concerne la zone irriguée, les eaux de pluie coulent la surface du sol ou s'infiltrent dans le sol pour former des eaux

souterraines, à part la quantité équivalente à l'évapotranspiration des cultures consommées pour la croissance des plantes.

Les mesures de drainage à prendre dans cette zone consistent à implanter des canaux de drainage principaux dans les champs pour évacuer les eaux de pluie vers le lac Fetzara.

La nappe de cette zone étant élevée aussi bien en saison sèche qu'en saison pluvieuse, il est nécessaire de créer des canaux de drainage pour le rabaissement de la nappe ainsi que pour avancer les effets de dessalement.

Par conséquent, le système de drainage de la zone du projet sera organisé en considération du plan d'implantation des domaines agricoles socialistes, et des collecteurs principaux existants.

Certains collecteurs principaux devront faire objet de recalibrage ou d'extension. Tous les collecteurs aboutiront au canal n°1.

Le lac Fetzara est formé des ruissellements des eaux provenant des zones montagneuses et des zones irriguées ainsi que des pluies tombant directement sur le lac.

Les eaux du lac sont évacuées en dehors de la zone par l'unique pont-vanne de drainage.

Le plan de drainage du lac Fetzara doit être conçu en tenant compte globalement de l'échelle d'aménagement, du niveau d'eau projeté du lac, du débit admissible à décharger hors de la zone, et le niveau de la nappe de la zone irriguée.

Selon les études, il convient de maintenir le niveau du lac à 11,30m au temps ordinaire et à 11,50m au moment des crues.

b. Critères du plan de drainage

1) Précipitation estimée de base

La précipitation estimée de base est calculée à partir des données de précipitation journalière observées à Berrahal (1971 à 1982). Les résultats figurent ci-bas (par la méthode "Courbe Thomas"):

Période de récurrence	précipitation estimée de base
2 ans	46 m/m
5 ans	64 m/m

10 ans	77 m/m
50 ans	100 m/m
100 ans	112 m/m

Les champs de la zone du projet sont à vocation agricole. Etant donné que l'inondation est un phénomène qui menace l'accroissement des cultures, la précipitation estimée pour l'élaboration du plan de drainage sera fixée à 77 mm/jour, ce qui correspond à une période de récurrence de 10 ans. (Référer Annexe B.1.3).

ii) Ecoulement unitaire de drainage

Le débit d'écoulement par rapport à la précipitation estimée de base a été calculé suivant les critères ci-bas.

° Coefficient d'écoulement

A l'élaboration du présent plan, le coefficient d'écoulement a été fixé à 70% du fait qu'il est estimé que, selon les résultats B-2, le taux d'écoulement moyen est de 40%, mais qu'il s'élève à 70% au cas d'une précipitation continue.

° Durée de drainage

Du fait qu'il soit essentiel d'éviter toute apparition de phénomènes de submersion des champs, contrairement au cas des rizières, il est projeté à ce que la précipitation estimée de base soit évacuée en moins de 24 heures.

° Ecoulement unitaire de drainage

La précipitation estimée de base est 77mm/jour, le coefficient d'écoulement, 70%, et la durée de drainage, 24 heures; par conséquent, $q = 6 \text{ lit/ha/sec}$.

iii) Méthode de drainage et ouvrages concernés

La topographie de la zone du projet est, comme l'indique la carte topographique, une cuvette ayant une pente de 1:300 à 1:1.000 dans la direction du centre du lac Fetzara. Par conséquent, tous les eaux superficielles et souterraines coulent vers le centre du lac.

Les eaux des oueds Mellah, El Hout et Ziyed, traversent les routes et le chemin de fer par voie d'ouvrage de passage. Cependant, les eaux de ruisseaux qui se dirigent vers le lac sont d'abord interrompues par la route périphérique et le chemin de fer, et coulent le long des fossés extérieurs ou le chemin de fer, avant d'affluer dans le lac par moyen d'ouvrages de passage, après quoi le courant étant indéfini, l'eau coule librement à son gré.

Par conséquent, il conviendra de diviser la zone du projet par certaines sections de drainage, et d'y installer des canaux de drainage pour faire écouler régulièrement les eaux après leur passage sous les routes ou chemin de fer. L'évacuation des eaux sera faite au moyen des canaux de drainage, par gravité, comme aucune section de drainage ne semble nécessiter de drainage par moyen mécanique.

Des canaux principaux seront construits à une intervalle d'environ 250m à 500m à partir des routes actuelles vers le centre du lac, bien que ce principe puisse être modifié dans les endroits où le relief est complexe. Ces canaux principaux seront conçus à ce qu'ils aboutissent au canal principal n°1 pour élever les effets de lessivage de la zone. Les figures E.3-2, 3-3 représentent le schéma d'implantation des canaux de drainage principaux, et le schéma du système de drainage projeté.

L'évacuation des eaux du lac Fetzara à l'extérieur de la zone sera faite par le canal n°1.

La capacité d'évacuation vers l'aval du canal n°1 n'est pas actuellement définie. Or, on adopte la valeur $Q = 25 \text{ m}^3/\text{sec.}$, qui a été indiquée par la Direction de l'Hydraulique.

D'après la considération de la capacité actuelle du canal principal, il est préconisé d'effectuer des travaux d'amélioration pour accroître la capacité d'évacuation. (Référer le tableau E3-1).

Considération de la capacité d'évacuation
d'eau du canal n°1 et du canal en aval.

<u>Cas</u>	<u>Condition</u>
Cas 4-3	Cas où le point 3, du plan annexe est creusé à 8,00m, en laissant le point 7 à l'état actuel.
Cas 4-4	Cas où le point 4 est creusé jusqu'à 8,00m, en laissant le point 7 à l'état actuel.
Cas 4-5	Cas où le point 5 est creusé jusqu'à 8,00m, en laissant le point 7 à son état actuel.
Cas 4-6	Cas où les points 3, 4, 5 sont creusés jusqu'à 8,00mm en laissant le point 7 à son état actuel.
Cas 4-7	Cas où les points 3, 4, 5 sont creusés jusqu'à 8,00m et le point 7 jusqu'à 7,00m.
Cas 4-8	Cas où la section entre T-135 et T-25 est coupée à la cote 7,80m, en laissant le point 7 à son état actuel.

Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau du canal n°1 et du canal en aval (1/8)

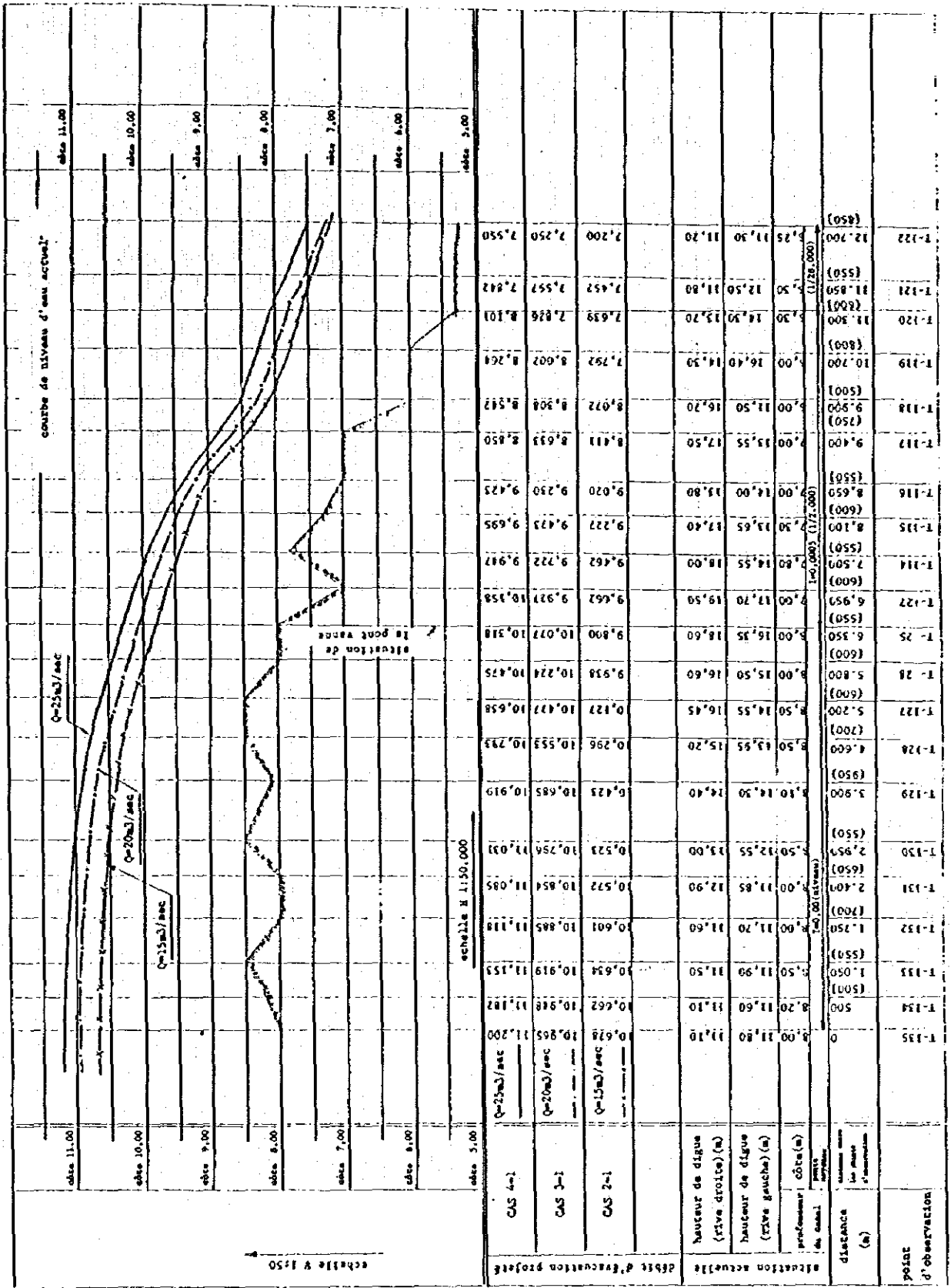


Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau
du canal n°1 et du canal en aval (2/8)

CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL No.1 (CAS1-1)
 No.122 + 0. No.135 + 0.

DEBIT : 10.000 m³/sec PROFONDEUR INITIALE :
 COEFFICIENT DE RUGOSITE : 0.030 α : 1.100

Situation actuelle

Point d'observation	Distance (m)	Niveau d'eau (m)	Cote d'installation (m)	Profondeur (m)	Debit (m ³ /s)	Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Charge représentative de la vitesse (g)	Nombre de vagues frocude
No.122+ 0.	0.0	5.631	5.250	0.381	5.523	15.274	0.362	0.167	1.0
No.121+ 0.	850.000	10.682	5.300	5.382	77.076	26.562	2.902	0.001	0.0
No.120+ 0.	550.000	10.682	5.300	5.382	85.429	26.414	3.234	0.001	0.0
No.119+ 0.	600.000	10.682	6.000	4.682	104.041	36.273	2.868	0.000	0.0
No.118+ 0.	800.000	10.682	6.000	4.682	68.620	25.070	2.737	0.146	0.0
No.117+ 0.	500.000	10.682	7.000	3.682	59.645	26.074	2.267	0.168	0.0
No.116+ 0.	750.000	10.690	7.000	3.690	41.794	18.362	2.276	0.239	0.0
No.115+ 0.	550.000	10.699	7.300	3.399	46.995	21.935	2.143	0.213	0.0
No.114+ 0.	600.000	10.709	7.800	2.909	41.401	21.322	1.942	0.242	0.1
No. 27+ 0.	550.000	10.721	7.000	3.721	64.008	22.616	1.966	0.227	0.1
No. 25+ 0.	600.000	10.733	8.000	2.733	56.585	18.136	2.017	0.273	0.1
No. 28+ 0.	550.000	10.749	8.000	2.749	38.425	21.538	1.784	0.260	0.1
No.127+ 0.	600.000	10.768	8.500	2.268	41.046	27.694	1.493	0.244	0.1
No.128+ 0.	600.000	10.788	8.500	2.288	35.932	22.977	1.564	0.278	0.1
No.129+ 0.	700.000	10.811	8.100	2.711	47.363	29.316	1.616	0.211	0.1
No.130+ 0.	950.000	10.836	8.500	2.336	48.174	40.067	1.203	0.208	0.1
No.131+ 0.	550.000	10.849	8.000	2.849	60.800	37.824	1.607	0.164	0.0
No.132+ 0.	650.000	10.857	8.000	2.857	69.743	43.404	1.607	0.143	0.0
No.133+ 0.	700.000	10.866	8.500	2.366	58.110	42.024	1.383	0.172	0.0
No.134+ 0.	550.000	10.874	8.200	2.674	70.890	44.869	1.580	0.141	0.0
No.135+ 0.	500.000	10.874	8.000	2.874	73.574	47.587	1.546	0.136	0.0

Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau
du canal n°1 et du canal en aval (3/8)

CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL No.1 (CAS 2-1)

No.122 + 0. No.135 + 0.

DEBIT : 15.000m³/s PROFONDEUR INITIALE : 2.000m
COEFFICIENT DE RUGOSITE : 0.030 c : 1.100

Point d'observation	Distance (m)	Niveau d'eau (m)	Cote d'installation (m)	Profondeur (m)	Debit (m ³ /s)	Élévation mouillée (m)	Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Charge représentative de la vitesse (m)	Nombre de travées
No.122+ 0.	0.0	7.250	5.250	2.000	33.358	20.692	1.612	0.450	0.010	0.1
No.121+ 0.	850.000	7.452	5.300	2.152	17.779	13.786	1.290	0.844	0.036	0.2
No.120+ 0.	550.000	7.639	5.300	2.339	27.357	16.868	1.622	0.548	0.015	0.1
No.119+ 0.	600.000	7.792	6.000	1.792	22.307	21.342	1.045	0.672	0.023	0.2
No.118+ 0.	800.000	8.072	6.000	2.072	20.584	15.140	1.360	0.739	0.027	0.2
No.117+ 0.	500.001	8.411	7.000	1.411	14.162	15.975	0.887	1.059	0.057	0.4
No.116+ 0.	750.000	9.020	7.000	2.020	18.617	13.368	1.393	0.806	0.033	0.2
No.115+ 0.	550.000	9.227	7.300	1.927	20.587	16.287	1.264	0.729	0.027	0.2
No.114+ 0.	600.000	9.462	7.800	1.662	19.231	16.717	1.150	0.780	0.031	0.2
No.27+ 0.	550.000	9.662	7.000	2.662	23.945	17.947	1.334	0.620	0.020	0.2
No.25+ 0.	600.001	9.800	8.000	1.800	23.235	16.040	1.449	0.646	0.021	0.2
No.28+ 0.	550.000	9.938	8.000	1.938	22.913	18.566	1.234	0.655	0.022	0.2
No.127+ 0.	600.000	10.127	8.500	1.627	24.678	24.881	0.992	0.608	0.019	0.2
No.128+ 0.	600.000	10.296	8.500	1.796	25.541	20.642	1.237	0.587	0.018	0.2
No.129+ 0.	700.000	10.423	8.100	2.323	36.578	27.429	1.334	0.410	0.009	0.1
No.130+ 0.	950.000	10.523	8.500	2.023	37.288	29.992	1.243	0.402	0.008	0.1
No.131+ 0.	550.000	10.572	8.000	2.572	50.749	35.613	1.425	0.296	0.004	0.1
No.132+ 0.	650.000	10.601	8.000	2.601	59.320	39.907	1.486	0.253	0.003	0.1
No.133+ 0.	700.000	10.634	8.500	2.134	48.843	38.600	1.265	0.307	0.005	0.1
No.134+ 0.	550.000	10.662	8.200	2.462	61.735	48.594	1.449	0.243	0.003	0.1
No.135+ 0.	500.000	10.678	8.000	2.678	64.572	45.201	1.429	0.232	0.003	0.1

Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau
du canal n°1 et du canal en aval (4/8)

CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL No.1 (CAS 3-1)
No.122 = 0. No.135 = 0.

DEBIT : 20.000m³/sec PROFONDEUR INITIALE : 2.000m
COEFFICIENT DE RUGOSITE : 0.030 C : 1.100

Point d'observation	Distance (m)	Niveau d'eau (m)	Cote d'installation (m)	Profondeur (m)	Débit (m ³)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Charte représentative de la vitesse (m)	Nombre de froude
No.122+	0.	7.230	5.250	2.000	33.358	20.692	1.612	0.600	0.028	0.2
No.121+	0.	7.557	5.300	2.257	19.146	14.200	1.348	2.045	0.056	0.3
No.120+	0.	7.826	5.300	2.526	30.286	17.433	1.735	0.660	0.022	0.2
No.119+	0.	8.002	6.000	2.002	26.867	23.140	1.161	0.744	0.028	0.2
No.118+	0.	8.308	6.000	2.308	24.011	16.035	1.497	0.833	0.035	0.2
No.117+	0.	8.633	7.000	1.633	17.713	16.962	1.044	1.129	0.065	0.4
No.116+	0.	9.230	7.000	2.230	21.190	13.996	1.514	0.944	0.045	0.2
No.115+	0.	9.473	7.300	2.173	24.508	17.232	1.422	0.816	0.034	0.2
No.114+	0.	9.722	7.800	1.922	23.453	17.677	1.327	0.853	0.037	0.2
No. 27+	0.	9.927	7.000	2.927	28.555	19.116	1.494	0.700	0.025	0.2
No. 25+	0.	10.077	8.000	2.077	27.107	16.662	1.627	0.738	0.028	0.2
No. 28+	0.	10.224	8.000	2.224	28.158	19.615	1.436	0.710	0.026	0.2
No.127+	0.	10.400	8.500	1.900	31.463	25.992	1.210	0.636	0.021	0.2
No.128+	0.	10.553	8.500	2.053	30.838	21.862	1.411	0.649	0.021	0.2
No.129+	0.	10.685	8.100	2.585	43.801	28.704	1.526	0.457	0.011	0.1
No.130+	0.	10.798	8.500	2.298	46.702	39.343	1.187	0.428	0.009	0.1
No.131+	0.	10.854	8.000	2.854	60.995	37.856	1.612	0.328	0.005	0.1
No.132+	0.	10.885	8.000	2.885	70.951	43.791	1.620	0.282	0.004	0.1
No.133+	0.	10.919	8.500	2.419	60.370	42.694	1.414	0.331	0.006	0.1
No.134+	0.	10.948	8.200	2.748	74.237	45.673	1.625	0.269	0.004	0.1
No.135+	0.	10.965	8.000	2.965	77.932	48.426	1.609	0.257	0.003	0.1

Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau
du canal n°1 et du canal en aval (5/8)

CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL No.1 (CAS 4-1)
No.122 * 0. No.135 * 0.

DEBIT : 25.000 m³/sec PROFONDEUR INITIALE : 2.300 m
COEFFICIENT DE RUGOSITE : 0.030 α : 1.100

Point d'observation	Distance (m)	Niveau d'eau (m)	Cote d'implantation (m)	Profondeur (m)	Débit (m ³)	Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Cote représentative de la vitesse (m)	Nombre de frovide	
No.122*	0.0	7.550	5.250	2.300	39.287	21.696	1.811	0.636	0.021	0.2
No.121*	850.000	7.842	5.300	2.542	23.044	15.326	1.504	1.085	0.060	0.3
No.120*	550.000	8.101	5.500	2.601	34.765	18.318	1.898	0.719	0.026	0.2
No.119*	600.000	8.264	6.000	2.264	33.048	24.767	1.334	0.756	0.029	0.2
No.118*	800.000	8.547	6.000	2.547	27.677	16.945	1.633	0.903	0.042	0.2
No.117*	500.001	8.850	7.000	1.850	21.375	17.928	1.192	1.170	0.070	0.4
No.116*	750.000	9.423	7.000	2.423	23.650	14.575	1.623	1.037	0.057	0.3
No.115*	550.000	9.695	7.300	2.395	28.215	18.083	1.560	0.886	0.040	0.2
No.114*	600.000	9.947	7.800	2.147	27.287	18.509	1.474	0.916	0.043	0.2
No. 27*	550.000	10.158	7.000	3.158	32.804	20.136	1.629	0.762	0.030	0.2
No. 25*	600.001	10.318	8.000	2.318	30.538	17.204	1.775	0.819	0.034	0.2
No. 28*	550.000	10.475	8.000	2.475	32.953	20.533	1.605	0.739	0.029	0.2
No.127*	600.000	10.638	8.500	2.138	37.605	26.964	1.395	0.665	0.023	0.2
No.128*	600.000	10.783	8.500	2.283	35.817	22.952	1.560	0.698	0.025	0.2
No.129*	700.000	10.919	8.100	2.819	50.487	29.839	1.692	0.495	0.013	0.1
No.130*	950.000	11.031	8.500	2.531	56.233	43.183	1.302	0.465	0.010	0.1
No.131*	550.000	11.085	8.000	3.085	69.765	39.289	1.776	0.358	0.007	0.1
No.132*	650.000	11.118	8.000	3.118	81.273	46.365	1.753	0.308	0.005	0.1
No.133*	700.000	11.153	8.500	2.653	70.486	44.640	1.579	0.355	0.006	0.1
No.134*	550.000	11.182	8.200	2.982	85.076	47.950	1.774	0.294	0.004	0.1
No.135*	500.000	11.200	8.000	3.200	89.417	50.051	1.787	0.280	0.004	0.1

Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau
du canal n°1 et du canal en aval (6/8)

CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL No.1 (CAS 5-1)

No.122 + 0. No.135 = 0.

DEBIT : 30.000 m³/sec PROFONDEUR INITIALE : 2.500 m

COEFFICIENT DE RUGOSITE : 0.030 α : 1.100

Point d'observation	Distance (m)	Niveau d'eau (m)	Cote d'installation (m)	Profondeur (m)	Débit (m ³ /s)	Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Charge représentative de la vitesse (m)	Nombre de tours
No.122+	0.0	7.750	5.250	2.500	43.373	22.365	0.692	0.024	0.2
No.121+	0.850.000	8.048	5.300	2.748	26.051	16.144	1.152	0.008	0.3
No.120+	0.550.000	8.320	5.300	3.020	38.450	19.004	0.780	0.031	0.2
No.119+	0.600.000	8.477	6.000	2.477	38.294	25.781	0.783	0.031	0.2
No.118+	0.800.000	8.752	6.000	2.752	30.981	17.728	0.968	0.046	0.2
No.117+	0.500.001	9.051	7.000	2.051	24.935	18.823	1.203	0.074	0.3
No.116+	0.750.000	9.607	7.000	2.607	26.062	15.125	1.151	0.068	0.3
No.115+	0.550.000	9.901	7.300	2.601	31.792	18.872	0.944	0.045	0.2
No.114+	0.600.000	10.155	7.800	2.355	30.951	19.275	0.969	0.048	0.2
No. 27+	0.550.000	10.370	7.000	3.370	36.869	21.067	0.814	0.054	0.2
No. 25+	0.600.001	10.537	8.000	2.537	33.699	17.695	0.890	0.040	0.2
No. 28+	0.550.000	10.702	8.000	2.702	37.472	21.366	0.801	0.033	0.2
No.127+	0.600.000	10.862	8.500	2.362	43.575	27.879	0.688	0.024	0.2
No.128+	0.600.000	10.999	8.500	2.499	40.722	23.981	0.737	0.028	0.2
No.129+	0.700.000	11.137	8.100	3.037	56.948	30.899	0.527	0.014	0.1
No.130+	0.950.000	11.245	8.500	2.745	65.503	44.331	0.458	0.011	0.1
No.131+	0.550.000	11.296	8.000	3.296	78.045	40.597	0.384	0.008	0.1
No.132+	0.650.000	11.330	8.000	3.330	91.091	48.164	0.329	0.006	0.1
No.133+	0.700.000	11.365	8.500	2.865	80.063	46.409	0.375	0.007	0.1
No.134+	0.550.000	11.395	8.200	3.195	95.016	49.612	0.316	0.005	0.1
No.135+	0.500.000	11.413	8.000	3.413	99.999	50.879	0.300	0.005	0.1

Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau
du canal n°1 et du canal en aval (7/8)

CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL No.1 (CAS 6-1)
No.122 - 0. No.135 - 0.

DEBIT : 40.000 m³/sec PROFONDEUR INITIALE : 2.800 m
COEFFICIENT DE RUGOSITE : 0.030 ζ : 1.100

Point d'observation	Distance (m)	Niveau d'eau (m)	Cote d'installation (m)	Profondeur (m)	Débit (m ³ /s)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Coeff. représentatif de la viscosité (e)	Nombre de Froude
Na 122+	0.0	8.050	5.250	2.800	49.703	23.369	2.127	0.805	0.033	0.2
Na 121+	850.000	8.378	5.300	3.078	31.139	17.447	1.785	1.285	0.084	0.3
Na 120+	550.000	8.681	5.300	3.381	44.782	20.138	2.224	0.893	0.041	0.2
Na 119+	600.000	8.849	6.000	2.849	47.910	27.550	1.739	0.835	0.036	0.2
Na 118+	800.000	9.117	6.000	3.117	37.164	19.114	1.944	1.076	0.059	0.2
Na 117+	500.001	9.400	7.000	2.400	31.482	20.375	1.545	1.271	0.082	0.3
Na 116+	750.000	9.942	7.000	2.942	30.648	16.126	1.901	1.305	0.087	0.3
Na 115+	550.000	10.265	7.300	2.965	38.468	20.269	1.898	1.040	0.055	0.2
Na 114+	600.000	10.523	7.800	2.723	37.782	20.634	1.831	1.059	0.057	0.3
Na 27+	550.000	10.745	7.000	3.745	44.506	22.719	1.959	0.899	0.041	0.2
Na 25+	600.001	10.922	8.000	2.922	39.390	18.560	2.122	1.015	0.053	0.2
Na 28+	550.000	11.104	8.000	3.104	45.857	22.839	2.008	0.872	0.039	0.2
Na 127+	600.000	11.261	8.500	2.761	54.655	29.509	1.852	0.732	0.027	0.2
Na 128+	600.000	11.369	8.500	2.889	50.049	25.831	1.938	0.799	0.033	0.2
Na 129+	700.000	11.529	8.100	3.429	69.061	32.801	2.105	0.579	0.017	0.1
Na 130+	950.000	11.633	8.500	3.133	82.835	46.406	1.785	0.483	0.012	0.1
Na 131+	550.000	11.679	8.000	3.679	93.759	42.974	2.182	0.427	0.009	0.1
Na 132+	650.000	11.715	8.000	3.715	109.809	50.938	2.156	0.366	0.007	0.1
Na 133+	700.000	11.750	8.500	3.250	98.233	48.968	2.006	0.407	0.008	0.1
Na 134+	550.000	11.779	8.200	3.579	113.757	50.010	2.275	0.352	0.006	0.1
Na 135+	500.000	11.797	8.000	3.797	119.286	52.369	2.278	0.335	0.006	0.1

Tableau E3-1 Considération sur la capacité actuelle d'évacuation d'eau
du canal n°1 et du canal en aval (8/8)

CALCUL HYDRAULIQUE DU CANAL No.1 (CAS 7-1)
No.122 + 0. No.135 = 0.

DEBIT : 50.000 m³/sec PROFONDEUR INITIALE : 3.000 m
COEFFICIENT DE RUGOSITE : 0.030 C : 1.100

Point d'observation	Distance (m)	Niveau d'eau (m)	Cote d'installation (m)	Profondeur (m)	Débit (m ³)	Périmètre mouillé (m)	Rayon hydraulique (m)	Vitesse (m/s)	Charge représentative de la vitesse (h)	Nombre de froids
No.122+	0.0	8.250	5.250	3.000	54.057	24.038	2.249	0.925	0.044	0.2
No.121+	850.000	8.624	5.300	3.324	35.184	18.421	1.910	1.421	0.103	0.3
No.120+	550.000	8.969	5.300	3.669	50.044	21.041	2.378	0.999	0.051	0.2
No.119+	600.000	9.152	6.000	3.152	56.204	28.994	1.938	0.890	0.040	0.2
No.118+	800.000	9.422	6.000	3.422	42.682	20.276	2.105	1.171	0.070	0.3
No.117+	500.001	9.706	7.000	2.708	37.666	21.746	1.732	1.327	0.090	0.3
No.116+	750.000	10.241	7.000	3.241	34.957	17.020	2.054	1.430	0.104	0.3
No.115+	550.000	10.592	7.300	3.292	44.835	21.524	2.083	1.115	0.063	0.2
No.114+	600.000	10.847	7.800	3.047	44.145	21.831	2.022	1.133	0.065	0.3
No. 27+	550.000	11.074	7.000	4.074	51.675	24.170	2.138	0.968	0.048	0.2
No. 25+	600.001	11.259	8.000	3.259	44.484	19.316	2.303	1.124	0.064	0.2
No. 28+	550.000	11.457	8.000	3.457	53.622	24.132	2.222	0.932	0.044	0.2
No.127+	600.000	11.613	8.500	3.113	64.903	30.947	2.097	0.770	0.030	0.2
No.128+	600.000	11.743	8.500	3.243	59.138	28.749	2.057	0.845	0.036	0.2
No.129+	700.000	11.891	8.100	3.791	80.887	34.564	2.340	0.618	0.019	0.1
No.130+	950.000	11.992	8.500	3.492	99.563	48.329	2.060	0.502	0.013	0.1
No.131+	550.000	12.036	8.000	4.036	108.098	46.406	2.329	0.463	0.011	0.1
No.132+	650.000	12.073	8.000	4.073	127.622	51.654	2.471	0.392	0.008	0.1
No.133+	700.000	12.106	8.500	3.606	115.290	49.569	2.326	0.434	0.010	0.1
No.134+	550.000	12.134	8.200	3.934	131.007	50.720	2.583	0.382	0.007	0.1
No.135+	500.000	12.152	8.000	4.152	137.495	53.016	2.593	0.364	0.007	0.1

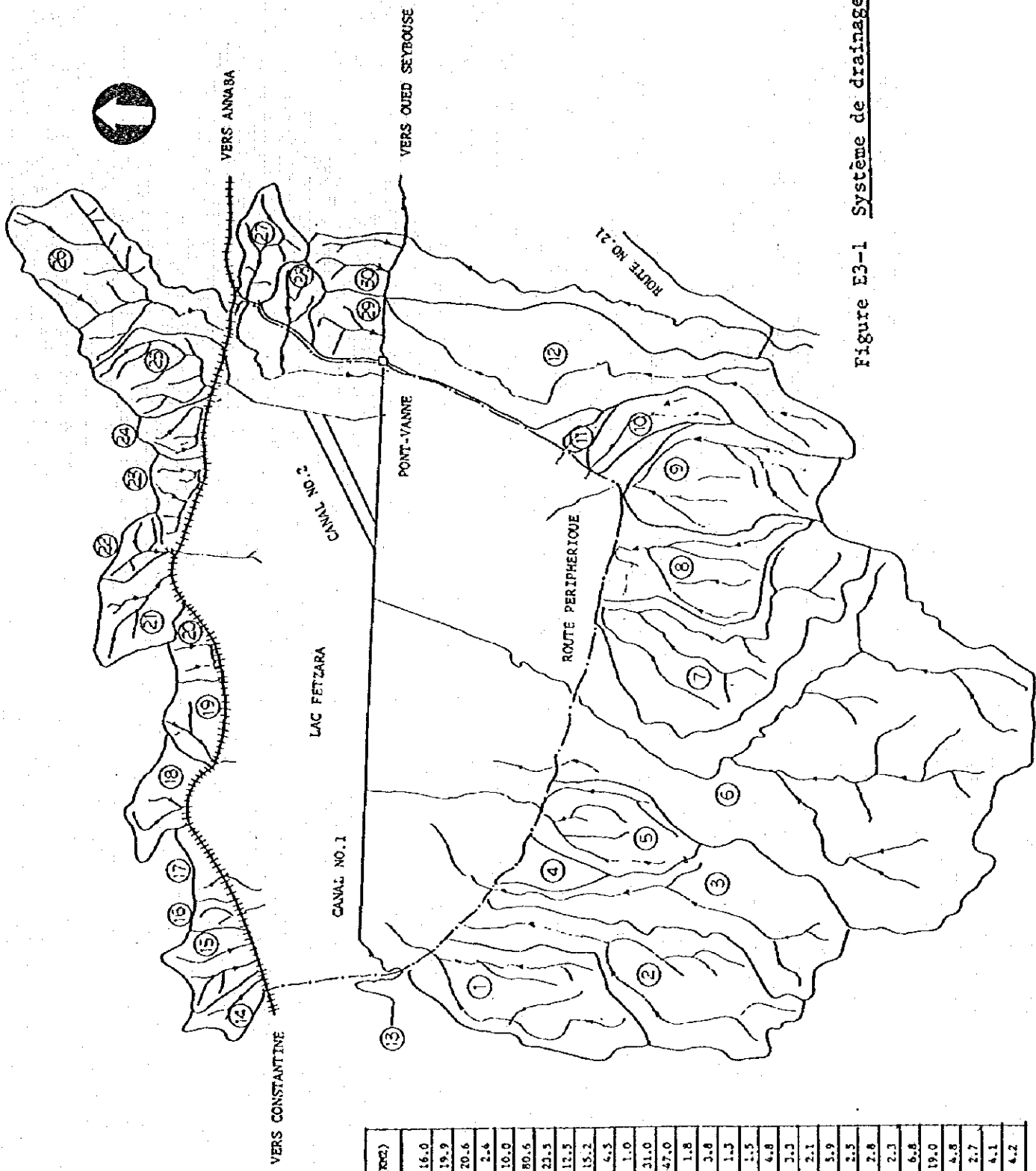


Figure E3-1 Système de drainage actuel

17-083

No.	Nom de course d'eau	(MCM)
1	Cha. Sadrate	16.0
2	Cha. bou Kachba	19.9
3	Cha. bou Massous	20.6
4	Cha. Dva el Baggar	2.6
5	Cha. et Guac	10.0
6	Oued el Bouc	89.6
7	Cha. Blada	21.5
8	-	12.5
9	Cha. Machem	15.2
10	Cha. el Oula	6.5
11	-	1.0
12	Oued Tazib	31.0
13	Oued Mellah	47.0
14	-	1.8
15	-	3.8
16	-	1.3
17	-	5.5
18	-	4.8
19	-	3.3
20	-	2.1
21	Cha. ed Karza	5.9
22	-	2.5
23	-	2.8
24	-	2.3
25	Oued bou Radjar	6.8
26	Oued Ziyed	19.0
27	Oued Gouilla	4.8
28	Oued Beyza Zarga	2.7
29	-	4.1
30	-	4.2

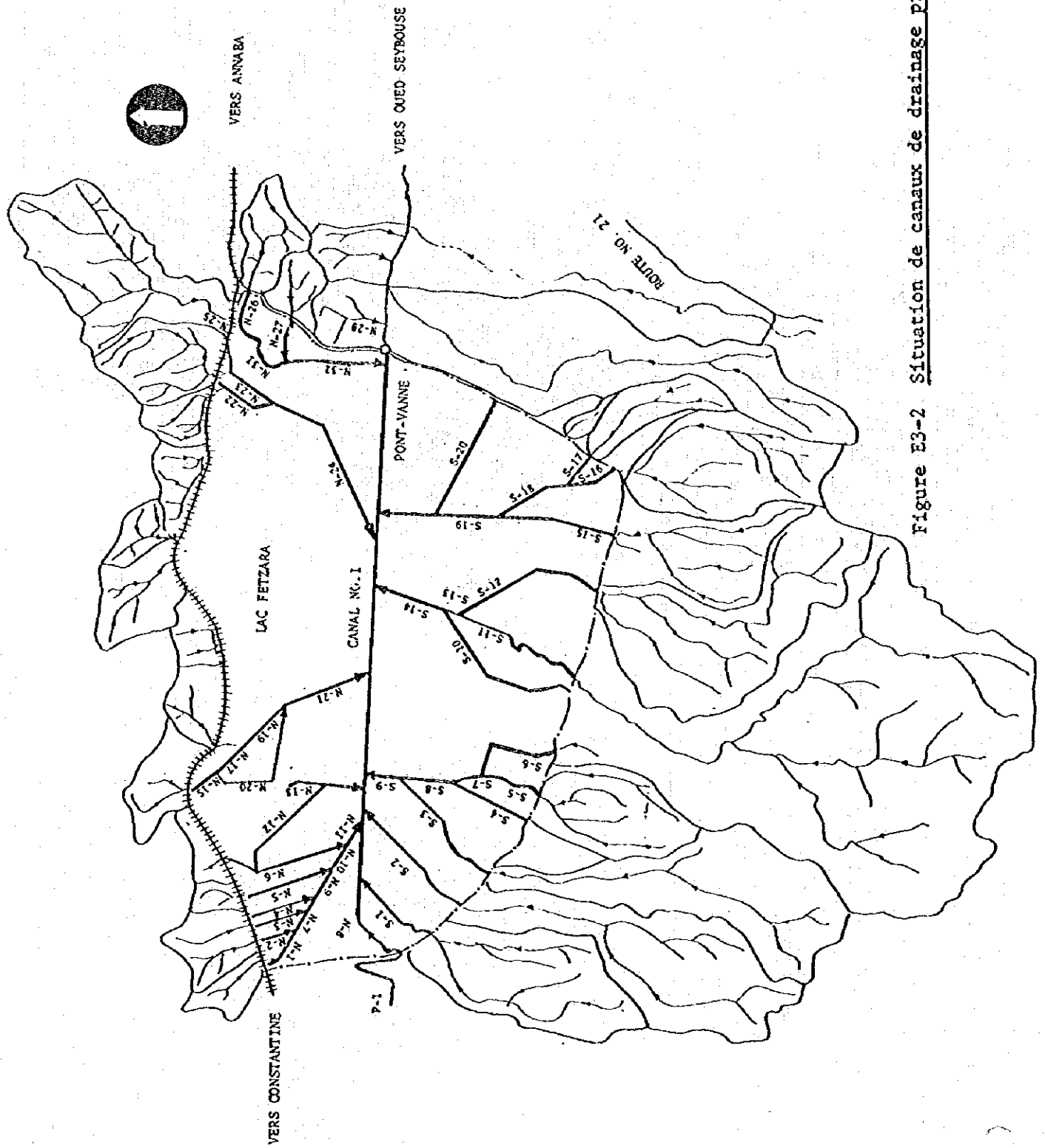


Figure E3-2 Situation de canaux de drainage projeté principaux

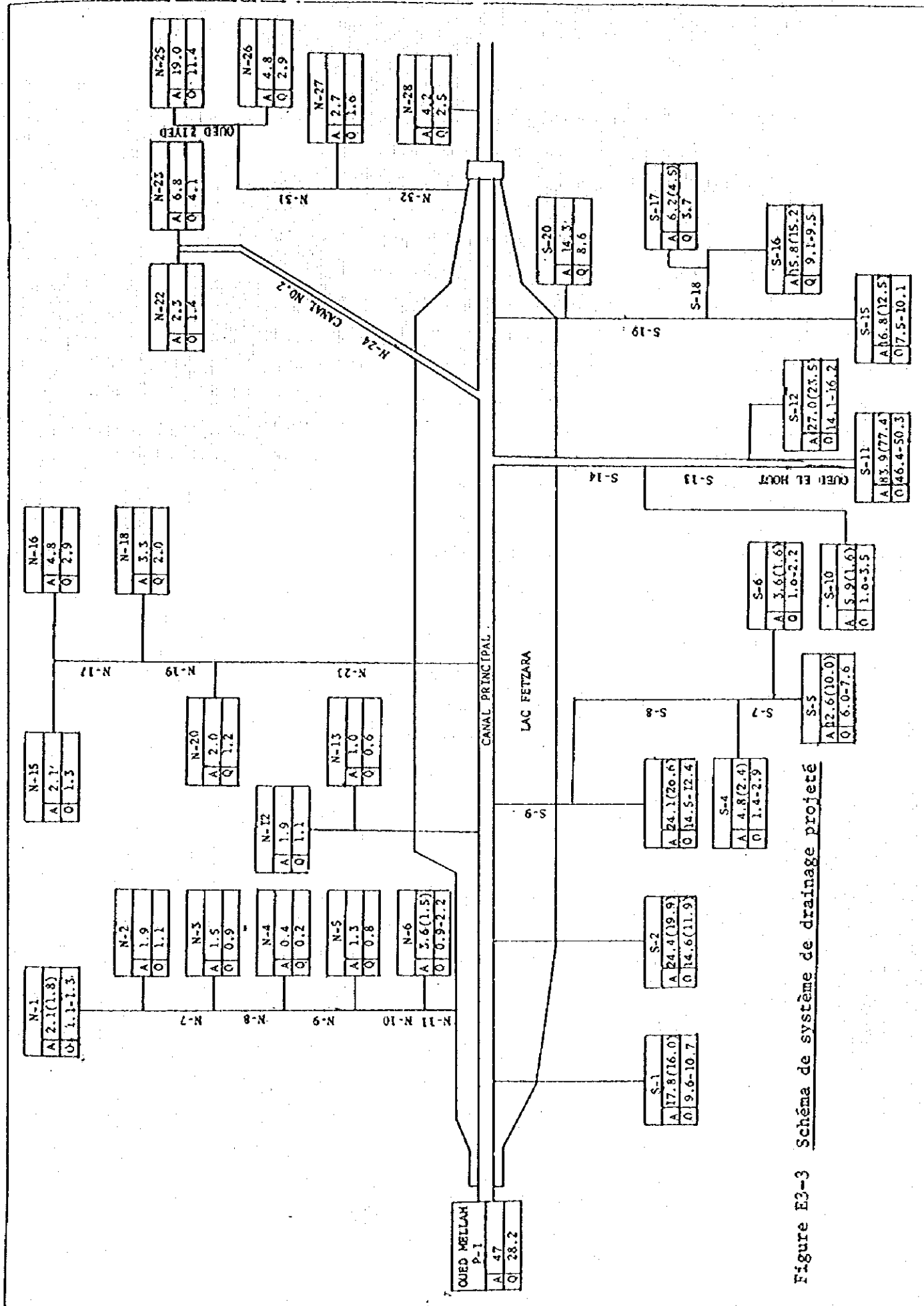


Figure E2-3 Schéma de système de drainage projeté

E.4. PLAN D'AMENAGEMENT DES CHAMPS

E.4.1 Situation actuelle des champs agricoles

Il y a actuellement, dans la zone du projet, environ 8.000 ha de champs agricoles. La division et la forme des champs sont irrégulières.

Cependant, une partie des champs situés au bord de la route périphérique sont munis de petits canaux de drainage installés à angle droit avec le contour, et les champs ont par conséquent, une forme longue et étroite, avec le côté long de 400 à 900m et le côté court de 50 à 100m.

Les chemins et pistes agricoles sont très peu nombreux, ce qui constitue un empêchement pour une exploitation efficace en particulier pour le déplacement des matériels agricoles et des produits.

E.4.2 Plan d'aménagement des flots

a. Concept de base

Dans le cadre du présent projet, l'unité de base de l'exploitation agricole sera les domaines socialistes.

De ce fait, ce seront ces domaines socialistes qui feront objet d'aménagement d'irrigation et de drainage, construction de routes, et autres installations.

1) Gestion des conduites terminales d'irrigation

La superficie moyenne des terres agricoles d'un domaine socialiste est de 348 ha. Chacun de ces domaines socialistes sera alimenté en eau à partir de la conduite principale de distribution d'eau.

La gestion de ces eaux et la distribution dans le domaine seront faite par chacun des domaines et par conséquent, l'irrigation à rotation sera effectuée indépendamment par chaque domaine.

La distribution et la gestion de l'eau devront être faite en respectant les règles déterminées pour chacun des systèmes d'irrigation, tels que nombre de jours d'intervalle, le débit journalier d'irrigation, etc.

ii) Culture

Le domaine agricole socialiste ayant une superficie de terre agricole moyenne sera exploité selon le plan de culture représenté dans l'Annexe C.

iii) Travaux agricoles

Le semis agricole, la transplantation et la récolte des tomates et concombres à cultiver en serres et la plupart des produits maraîchers à cultiver dans les petits îlots ne seront motorisés.

Quant à la culture dans les grands îlots, les travaux sont projetés à être motorisés.

b. Critères d'aménagement

i) Critère du découpage des îlots

Le découpage des îlots doit être conçu en tenant compte non seulement de la topographie mais aussi des concepts de base sus-mentionnés.

Les points à considérer sont les suivants:

- ° L'emplacement des îlots doit être en accord avec le plan d'exploitation.
- ° L'emplacement doit être conçu à ce que la gestion de l'eau d'irrigation soit aisée.
- ° Elle doit également faciliter la gestion des travaux agricoles.

Dans le présent projet, l'emplacement des îlots sera conçu suivant les critères ci-bas:

- ° Les habitations, les serres, les pépinières et les petits îlots doivent être placés à proximité l'un et l'autre.
- ° Les étables et le terrain de pâturage à semence mixte seront également avoisinés.
- ° Les deux groupes ci-haut doivent être proches l'un de l'autre

et doivent avoisiner la route périphérique. En particulier les habitations doivent être au bord de la route.

- ° Les îlots moyens et les grands îlots seront créés plus à l'intérieur.
- ° La parcelle des grands îlots sera d'une dimension de 200 m x 630 m. Un petit canal de drainage de 5 m de largeur sera conçu au long du côté long de la parcelle. La superficie d'une parcelle sera donc, de 12,5 ha.
- ° Les parcelles des terrains destinés au fourrage à semence mixte sera d'une dimension de 200 m x 500 m, avec une superficie de 10 ha.
- ° Un canal de drainage est conçu à être installé au long du côté long de chaque parcelle.
- ° Des pistes seront construites aux 4 côtés de chaque parcelle.
- ° Une zone de rotation sera constituée de 1 ou 2 parcelles (12,5 ha ou 25 ha).

ii) Zone de rotation

Dans le domaine agricole socialiste, l'irrigation sera pratiquée pour la culture en serre, la culture des fourrages à semence mixte et le petit îlot.

En tenant compte du relief du terrain et de l'efficacité des travaux, ces îlots seront divisés en zone de rotation.

Pour faciliter les opérations nécessaires pour les rotations, le système d'irrigation des champs sera constitué de réseau de conduites.

- ° Zone de rotation et unité de rotation.
La zone de rotation est la ou les parcelles dans laquelle on effectue l'irrigation par rotation.
L'unité de rotation est la superficie irriguée par la durée d'irrigation journalière déterminée.
- ° La zone de rotation et l'unité de rotation de la zone du projet sont déterminées comme suit en considération de la consommation de l'eau et de la durée d'irrigation journalière.

<u>Méthode d'irrigation</u>	<u>Zone de rotation</u>	<u>Unité de rotation</u>
goutte à goutte	0,6 ha	0,12 ha
aspersion	2,0 ha	0,2 ha
canon	10,0 ha	1,43 ha

c. Installation des champs

1) Installation d'irrigation

- ° Réseau de conduites: conduites souterraines pour distribution à chaque terrain à irriguer, des eaux provenant des conduites principales.
- ° Borne d'eau: prise munie d'une soupape de distribution permettant l'envoi de l'eau à partir des conduites ci-haut.
- ° Boîte de prise: boîte permettant d'abaisser la pression de l'eau distribué à la prise.

11) Installation de drainage

- ° Canaux de drainage: canaux permettant d'évacuer les surplus des eaux de pluie à l'extérieur de la zone

° Pont de traversée des canaux: permet de faciliter le déplacement des matériels agricoles et des produits, seront installés entre les pistes agricoles et les champs ainsi qu'au croisement des routes et des canaux.

iii) Installation d'envoi d'eau pour élevage

L'eau nécessaire à l'élevage est projetée à être envoyée du Lac Fetzara.

En période d'irrigation (d'avril à octobre) les eaux seront envoyées par les systèmes de distribution des eaux d'irrigation.

Des réservoirs d'eau d'environ 100 m³ de capacité seront installés à chaque étable, pour permettre d'y emmagasiner les eaux de pluie en période pluvieuse et les eaux provenant des conduites d'irrigation en période sèche.

iv) Plan de voirie

La zone du projet est divisée en 24 domaines socialistes, la station expérimentale d'élevage bovin ainsi que le terrain destiné aux habitations industrielles. Les domaines agricoles et la station ont leur autonomie financière.

Il y aura 2 types de voirie comme présenté ci-bas.

Piste principale

Cette piste relie chaque domaine agricole socialiste pour le transport des produits, des matières nécessaires à l'exploitation tels que engrais etc., et le déplacement des hommes.

Le Lac Fetzara est entourré de la route nationale n°44, des chemins de Wilaya n°8, 13, 108, tous revêtus en béton à l'exception du chemin de Wilaya n°13 où les travaux d'élargissement et de revêtement sont encore en cours. Les domaines socialistes sont en principe situés au bord de ces

routes qui constitueront les routes principales des domaines, à l'exception du domaine n°1 et n°2 qui sont situés à proximité de Berrahal au bord de chemin de Wilaya.

Pistes des domaines

Des pistes de 8,00 m de largeur avec un revêtement en gravier de 7 m seront conçues pour permettre le déplacement des matériels et produits à l'intérieur des domaines. Le matériel agricole de la plus grande dimension à utiliser dans les domaines étant la moissonneuse batteuse.

E.5. PLAN DES INSTALLATIONS HYDRAULIQUES

E.5.1 Barrage

a. Considération de type de barrage

Le type de barrage à adopter est généralement sélectionné en fonction des conditions naturelles telles que la topographie, les caractères géologiques, météorologiques et hydrologiques, la disponibilité des matériaux de construction, etc., ainsi qu'en considération de l'objectif d'utilisation du barrage, la dimension à concevoir, la période de réalisation, etc..

En ce qui concerne le barrage à l'oued El Hout, dû à l'indisponibilité des données à part la carte topographique 1:25.000 et au fait qu'aucune étude n'a été effectuée par des géologues ou experts de barrage, il faudra procéder à des études plus détaillées avant de sélectionner définitivement le type de barrage.

La présente étude a été faite dans l'hypothèse que sera adopté le barrage à remblai de type "zone", pour les raisons citées ci-bas, pour effectuer le dessin et l'estimation de coût.

- ° La terre du premier site est estimée à être l'alternance du grès, du quartzite ou de la marne de l'éocène (Référer figure A-3, Annexe A). Lors de la prospection sur site, il a été remarqué que la désagrégation des roches est assez avancée avec une couche de 5 à 10m. De ce fait, on considère qu'il est désavantageux de construire un barrage en béton, ceci du point de vue de la capacité portante du sol et du traitement de fondation (volume de creusement).

- ° Du point de vue de la topographie, les appuis des 2 côtés du barrage ont une pente relativement douce. Le rapport "Chord-height" au niveau de la cote de la crête, soit 100m, est $380\text{m} / 45\text{m} = 8,4$, à savoir assez élevé et de ce fait, on considère qu'il soit avantageux d'adopter un barrage à remblai.
- ° En ce qui concerne les matériaux de construction, on ne peut pas faire une mention définitive pour cause de manque de renseignement, mais on considère que l'on ne peut espérer obtenir des matériaux frais rocheux. Et comme on remarque la présence de grès, quartzite ou marne qui sont bien désagrégés, il est profitable de concevoir un barrage à remblai de type "zone" en utilisant les matériaux disponibles dans les environs.

b. Plan du bassin de retenue

La courbe de niveau, la superficie et le volume des eaux à emmagasiner sont représentés dans la figure E5-1. Celle qui a été tracée suivant la carte topographique 1:25.000 et le volume de la digue en amont de l'axe longitudinal du barrage n'est pas soustrait. Par conséquent, pour la réalisation, il sera nécessaire d'effectuer des levés plus détaillés.

Les valeurs indiquées sur le tableau ont été obtenues d'après les critères suivants:

1) Capacité d'emmagasinement d'eau morte (Volume nominal d'envasement)

La différence de niveau de la cote de la surface bénéficiaire et du site de barrage étant assez suffisante, soit de 30 m et étant donné que la production de l'électricité n'étant pas comprise dans le but de la construction de barrage, le niveau minimum de retenue du bassin est fixé au même niveau que celui nominal d'envasement.

Bien qu'aucune donnée concrète n'ait été disponible, on fixe le volume d'envasement unitaire moyen à $1.000\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$, ceci selon les observations faites sur le terrain.

Le nombre d'années projeté est 100 ans, soit le double des années de durée économique du barrage.

Capacité d'emmagasinement d'eau morte

= Volume nominal d'envasement

= Volume d'envasement moyen unitaire x superficie des bassins versants x années projetées d'envasement

= $1.000 (\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}) \times 68,2 (\text{km}^2) \times 100 (\text{ans})$

= 6,8 millions m^3

ii) Capacité utile

La capacité utile de $7,0 \text{ m}^3$ est déterminée en fonction du potentiel hydrologique du présent barrage et du plan d'irrigation.

Il est estimé que du point de vue de la topographie du bassin de retenue et du site de barrage, que ce volume est optimale aussi bien en ce qui concerne la construction du barrage.

Par conséquent, à partir de la figure E5-1:

niveau minimum de retenue = L.W.L 94,5 m

(niveau d'envasement estimé)

niveau d'eau pleine = F.W.L 99,5 m

profondeur utile = 5,0 m

c. Elements du barrage

Le dessin E 001 représente la section standard du barrage. Les volumes indiqués dans le dessin ont été calculés comme suit:

1) Hauteur de barrage (hauteur à partir de la cote minimum de la fondation)

° Hauteur de barrage = cote de la crête - cote minimum de la fondation)

Cote de la crête = niveau d'eau pleine (cité plus haut) + charge déversant de l'évacuateur (cité ci-bas) + revanche

° Revanche

Les codes japonaises de construction de barrage font mention de la nécessité de concevoir une grande revanche pour les barrages qui ne sont pas munis d'évacuateur.

Toutefois, en ce qui concerne le présent barrage dont le changement du volume emmagasiné par rapport au changement du niveau d'eau est extrêmement grand, il n'est pas nécessaire de concevoir une trop grande revanche.

De ce fait, pour le présent barrage, on adopte une revanche totale de 2,7 m, la somme des 4 hauteurs ci-bas:

- Hauteur des ondes causées par le vent = 0,9m
(vitesse du vent 30m/sec., pente d'enrochement 1:30, distance à la rive opposée: 3.500m)
- Hauteur des ondes causées par les tremblements de terre = 0,3m (intensité: 0,1, profondeur d'eau: 40m)
- Valeur additionnelle pour barrage à remblai = 1,0m
- Valeur à tenir compte pour prévision à cause du manque de données = 0,5m

Par conséquent,

cote de la crête = 99,5m + 0,8m + 2,7m = EL103,0m

hauteur de barrage = EL103,0m - 50,0m = 53,0m

- Largeur de la crête

En considération de la dimension du barrage, on fixe la largeur de la crête à 10m.

- Pente des talus

Dans la région nord de l'Algérie, bien qu'il ne soit pas aussi fréquent qu'au Japon, il se produit des tremblements de terre. Du fait de manque de donnée, on adopte les valeurs appropriées pour un barrage type à noyau d'étanchéité central: pente à l'amont 1:30, pente à l'aval 1:20. On installe une marche de 2m de largeur sur la pente à l'aval sur tous les 15m.

ii) Noyau d'étanchéité:

Les données de base étant insuffisantes, le noyau d'étanchéité sera installé au centre du barrage. La longueur du noyau sera plus de la moitié de la profondeur.

iii) Zone de filtre

Il est estimé que la zone d'étanchéité et la zone de matériaux semi-perméables (terre tout-venant) ne soient pas nettement séparés du point de vue des matériaux. La zone de filtre sera installée uniquement à la partie d'aval qui joue le rôle de drain. L'eau qui entre dans cette zone sera drainée en dehors du corps du barrage par la voie de drain au fond.

iv) Protection de la partie inclinée

Du fait qu'il soit peu probable d'obtenir des matériaux en roche qui sont convenables pour la zone enrobant la zone d'étanchéité, on installe de l'enrochement à l'amont et du perré à l'aval pour protection contre le changement du niveau d'eau et de la précipitation.

Il existe d'autre possibilité telle que la zone d'enrochement. Mais l'on a considéré la valeur précieuse de matériaux en roche et la disponibilité de la main-d'oeuvre.

d. Evacuateur

La crue nominale du barrage, définie en tant que débit de crue maximum à introduire éventuellement dans le bassin, dont une analyse plus détaillée doit être faite avant de procéder à la réalisation suivant des données concrètes, a été provisoirement calculée comme suit:

° Intensité de pluie moyenne

En supposant une précipitation journalière à probabilité de 1.000 ans - 160mm/jour et une durée d'atteinte de la crue d'une heure, l'intensité est suivant la formule "Mononobé":

intensité de pluie

moyenne durant la durée

$$\text{d'atteinte de la crue (t)} = \frac{160}{24} \times \left(\frac{24}{1} \right)^{2/3} = 56 \text{ mm/hr}$$

° Débit de pointe de la crue nominale

En supposant que le coefficient d'écoulement maximum est de 70% suivant l'intensité de pluie ci-haut, le débit de pointe est, suivant la formule rationnelle:

$$\text{débit de pointe Q} = \frac{1}{3,6} \times 0,7 \times 56 \times 68,2 \doteq 750 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

ii) Situation et type d'évacuateur

Il convient d'installer l'évacuateur (EL 140m) à une selle de montagne de la rive gauche du barrage. Le type sera de la crête large sans vanne. La goulotte aura une pente douce et se reliera avec le vallon en bas. Le bassin d'amortissement n'est pas prévu.

- ° Le fondement frais rocheux du site de barrage est estimé à être couvert d'une couche de désagrégation assez épaisse et il est donc difficile de concevoir un évacuateur avoisinant le barrage.
- ° La hauteur de la selle de montagne est à 40m au-dessus de la crête de l'évacuateur (140m - 99,5 + 40m), mais en installant le creux d'emprunt à ce niveau on peut obtenir non seulement des matériaux pour le noyau d'étanchéité, mais aussi dans le fond des matériaux, constitués de sols grenus semblables à ceux composés de roches.
- ° On ne considère pas l'installation de vanne, du fait que la gestion et son opération nécessite une technique et une organisation élevées.
- ° Il existe des cas où le creux d'emprunt est utilisé pour y former une goulotte de pente douce dans les barrages à remblai se trouvant dans les continents.
Le revêtement en béton ou la construction de bassin d'amortissement ne sont pas indispensables de concevoir du fait qu'il n'est pas nécessaire de prendre des mesures contre les courants rapides.
- ° Etant donné le débordement peu fréquent (plusieurs jours au maximum par an ou pas de débordement) de l'évacuateur qu'on prévoit, la construction à crête large permet l'utilisation de sa crête comme route.
- ° L'abaissement du coefficient de déversement n'est pas un désavantage du fait que se contrebalancent l'inconvénient causé par le prolongement de la crête de l'évacuateur et le désavantage provoqué par l'augmentation de la capacité d'emmagasinement de la crue.

iii) Dimension de l'évacuateur

La longueur de l'évacuateur et de la charge déversante maximum varient en fonction de la variation de l'onde de crue déversant dans le bassin de retenue et de la capacité de retenue du bassin au-dessus du niveau de l'eau pleine.

Le calcul provisoire de la probabilité des crues a été fait sur les cas suivants:

- ° 6 longueurs de l'évacuateur de 25m, 50, 75, 100, 150, 200.

Le coefficient du déversement est fixé à 1,8, tenant compte de la crête large.

- ° Le débit en pointe est fixé à $Q_p = 750m^3/sec.$ et la durée d'atteinte de crue, $t_p=1$ bre.

Les formules de l'onde de crue seront donc comme suit:

$$\text{ascendant: } t_u/t_p = (Q/Q_p)^{0,6}$$

$$\text{descendant: } t_d/t_p = (1 - (Q/Q_p)) / (Q/Q_p)^{0,4}$$

où t_u : durée à partir du début de l'hydrographe

t_d : durée à partir de l'heure de pointe de l'hydrographe

Q : débit à obtenir

- ° Le volume de retenue V_m^3 au-dessus de niveau d'eau pleine est, suivant la carte topographique 1:25.000 et la figure E5-1, représenté comme la formule suivante.

$$\text{Niveau d'eau de retenue W.L(m)} = 2,958 \times 10^{-15} \times V^2$$

$$+ 1,776 \times 10^{-7} + 96,49$$

Le calcul du bilan est comme suit:

- Longueur de l'évacuateur	25m	50	75	100	150	200
- Débit déversant maximum	36,3 m ³ /s	64,6	88,7	109,9	146,5	177,4
- Niveau d'eau maximum (cote)	100,37 m	100,30	100,26	100,22	100,17	100,12
- Charge déversant	0,87 m	0,80	0,76	0,72	0,67	0,62
- Evaluation	trop étroit	à adopter	non effectif à cause de la hauteur du barrage identique			

Il s'avère que l'extension de la longueur de l'évacuateur ne pourrait permettre la réduction de la charge déversante et réduire la hauteur du barrage.

Il est également inefficace de concevoir un évacuateur trop court quand on considère que cet endroit doit être utilisé comme la fouille d'emprunt.

A la phase actuelle on adopte la longueur de 50m.

e. Prise d'eau de distribution

- ° La grandeur de la prise d'eau de distribution est 0,981 m³/sec (débit maximum) d'après le plan d'irrigation.
- ° Comme le barrage est de type à remblai, la prise d'eau sera conçue en conduite. Une entrée en forme d'entonnoir sera construite dans le bassin de retenue. Un robinet-vanne sera installé à la sortie.
- ° Le lieu d'installation sera la rive gauche, de même que la conduite principale.
- ° La dimension de la conduite sera de 800mm.

f. Réalisation du barrage

Bien que le climat de la zone du projet soit méditerranéen et relativement sec, une pluviométrie d'une moyenne de 600mm, soit la majorité de la précipitation annuelle, est concentrée en période pluvieuse de mi-octobre à mi-avril.

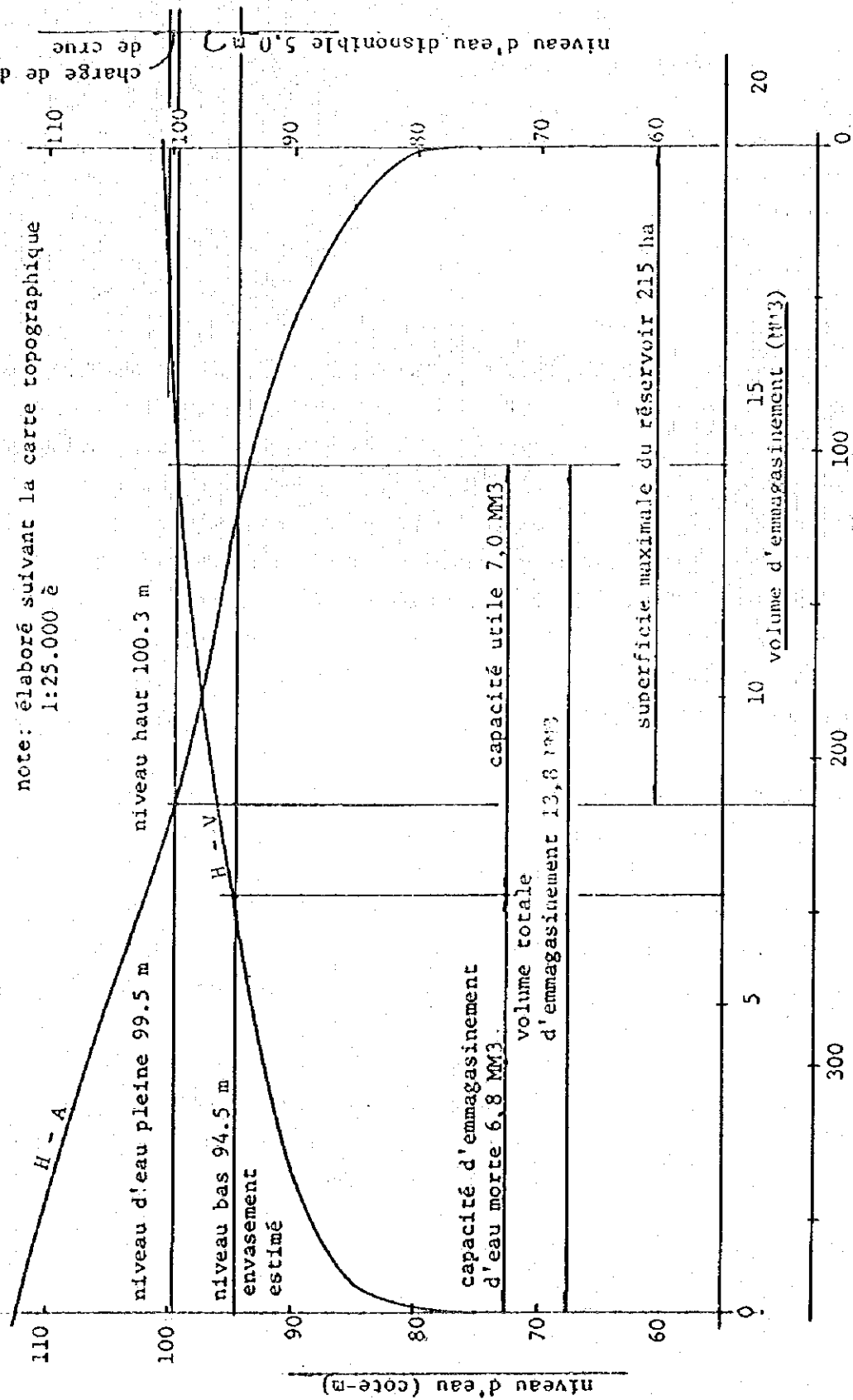
De ce fait, les travaux de remblai doivent être effectués en saison sèche (mi-avril à mi-octobre).

Pour effectuer la construction d'un barrage de 1.450.000m³ dans ces conditions, en introduisant effectivement des matériels de construction, il faudrait compter 2 ans pour les travaux civils principaux et 3 ans tenant compte de la préparation et du finissage. Il faudrait compter 4 ans pour l'ensemble du barrage.

Il est également possible de réduire l'introduction des matériels et de prolonger la période de réalisation à 5 ans. Cependant, la construction d'une dérivation provisoire n'étant pas prévue, la construction du corps de barrage doit être complétée pendant une saison sèche une fois que la route de cours d'eau soit fermée pour construction, ce qui va déterminer la durée de construction.

On constate souvent des cas où les barrages à remblai sont construits sans installer d'une dérivation provisoire. En tout cas il est nécessaire d'établir le programme de réalisation en analysant suffisamment les conditions climatiques. Il conviendrait de dériver le cours d'eau vers le côté droit dans la saison sèche de la première année de construction. L'installation de la conduite de la prise d'eau sera commencée dans la première année avant la construction du corps du barrage du côté gauche. L'évacuateur sera construit après avoir achevé la construction du barrage du fait que le site sera utilisé comme creux d'emprunt.

Figure ES-1 Courbe de rapport niveau/superficie et volume d'emmagasinement



Superficie d'emmagasinement A (ha)

E-5-2 Station de pompage et réservoir de refoulement

a. Station de pompage

Les 24 domaines agricoles socialistes et 1 station expérimentale d'élevage bovin sont divisés en 4 zones de distribution d'eau.

3 de ces zones sont projetés à être alimentées au moyen des pompes, et 1 à partir du barrage de retenue. On fait mention ici de 2 stations de pompage.

1) Eléments du plan

° Débit du plan

La durée de l'envoi des eaux d'irrigation et des eaux divers vers les domaines socialistes est de 16 heures, et la durée d'opération des pompes a été fixée à 20 heures.

Par conséquent, le débit du plan (débit d'essai en régime) des pompes et des conduites forcées reliant les pompes et le réservoir de refoulement est calculée à 16/20 fois le débit maximum normal de la conduite principale.

Le débit du plan de chaque station de pompage est donc comme suit:

unité	m ³ /sec.	m ³ /min.
- station de pompage n°1	0,262	15,7
- station de pompage n°2	0,262	15,7

Hauteur pratique d'élévation totale

La source d'eau des pompes sera le lac Fetzara dont le niveau d'eau haute de retenue est 11,00 m, et le niveau d'eau basse est 10,50 m.

On installe une crépine en fer (avec intervalle de grillage de 30 cm) en face du réservoir d'aspiration de la station de pompage pour la protection des ouvrages.

En estimant la perte de charge d'eau causée par les détritiques sur la crépine à 30 cm, le niveau d'aspiration sera 10,70 m en maximum et 10,20 m en minimum.

Or, quant au niveau de refoulement de pompe, le niveau minimum d'eau dans le réservoir d'aspiration de la station de pompage sera déterminé en fonction de la demande des conduites de distribution aux domaines agricoles socialistes.

La profondeur utile du réservoir de refoulement étant définie à 3,50 m, le niveau maximum et minimum de chaque réservoir de refoulement seront comme suit:

	niveau maximum de refoulement	niveau minimum de refoulement
réservoir n°1	38,50 m	35,00 m
" n°2	83,50 m	80,00 m

On obtient la hauteur actuelle d'élévation totale de la pompe en soustrayant le niveau d'eau d'aspiration du niveau d'eau du réservoir de refoulement.

La hauteur actuelle d'élévation totale maximum (niveau de refoulement maximum - niveau d'aspiration minimum) et la hauteur actuelle d'élévation totale minimum (niveau minimum de refoulement - niveau maximum d'aspiration) sont comme suit:

	Hauteur actuelle d'élévation totale	
	maximum	minimum
- station de pompage n°1	28,30 m	24,00 m
- station de pompage n°2	73,30 m	69,00 m

En général, la hauteur actuelle d'élévation totale projetée est défini selon le niveau d'aspiration et le niveau de refoulement de haute fréquence. Dans le présent projet, on adopte comme hauteur projeté, la hauteur actuelle d'élévation maximum.

La hauteur pratique d'élévation totale de pompe comprend, à côté de la hauteur actuelle mentionnée ci-haut, la perte par frottement, la perte à la courbe ou au coude, la perte à la sortie de conduite et la perte dans la pompe elle-même.

Ces pertes de charge sont évalués ci-bas.

Le type de conduite forcée sera le tuyau en fonte ductile, comme il en été considéré dans les chapitres relatifs au conduites principales de distribution d'eau.

Par conséquent, en fixant la vitesse maximum de courant à 2,0 m./sec., le diamètre sera déterminé.

La perte de charge de frottement de la conduite forcée, la perte dans le système autour de la pompe, et aussi quelque marge pour les pertes de coude et de sortie sont considérés pour le calcul de la hauteur pratique d'élévation totale du plan, dont le résultat est représenté dans le tableau suivant.

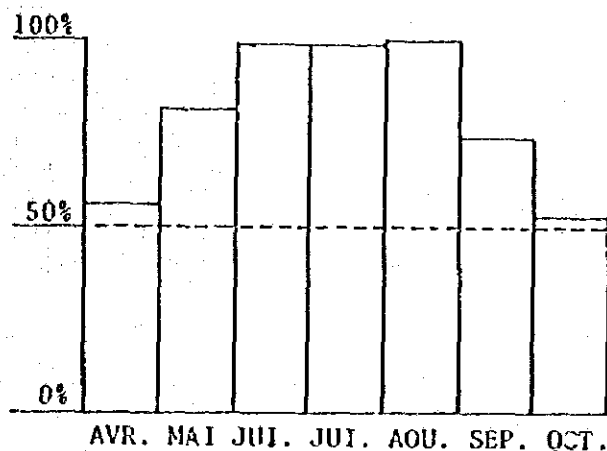
Le calcul de la perte de charge de frottement de la conduite forcée a été fait suivant la formule Hazen-Williams:

$$H = \frac{6,819 \times L \times v^{1,852}}{130^{1,852} \times D^{1,167}}$$

	conduite de la station de pompage	
	n°1	n°2
- débit du plan (m ³ /sec.)	0,262	0,262
- diamètre de conduite forcée (mm)	450	450
- vitesse à l'intérieur de la conduite (m/sec.)	1,647	1,647
- longueur de la conduite (m)	2,300	1,300
- perte de charge de frottement dans les conduites forcée (m)	12,2	6,9
- perte de charge à l'intérieur de la pompe (m)	2,0	2,0
- hauteur actuelle d'élévation totale du projet (m)	28,3	73,3
- marge (m)	3,5	2,8
- hauteur pratique d'élévation totale du projet (m)	46,0	85,0

ii) Détermination du nombre de pompes

Le volume d'eau pompée variera selon les mois comme représenté sur la figure ci-basse.



POURCENTAGE DE CONSOMMATION D'EAU MENSUELLE

En considération des coûts de construction, des difficultés d'opération des pompes à prévoir pour faire face à cette grande variation de volume, et du fait que le besoin en eau en juillet n'est que 50% du mois nécessitant un besoin maximum, le nombre de pompes par station a été déterminé à 3 pompes par station, y compris 1 pompe de réserve.

iii) Dessin de pompe et moteur

Les pompes à adopter dans le présent projet seront des pompes à hauteur d'élévation élevée, avec une hauteur pratique d'élévation totale de 46 m et 85 m.

Le type de pompe à adopter sera la pompe à volute à deux ouïes à une roue qui convient à la variation de la hauteur d'élévation et qui a une bonne efficacité de pompage.

Le volume d'eau pompée et le diamètre des pompes seront comme suit:

	station de pompage n° 1	" n° 2
- débit du plan (m ³ /min.) (total d'une station)	15,7	15,7
- débit du plan (m ³ /min.) (débit par pompe)	7,9	7,9
- diamètre de pompe (mm)	Ø 250	Ø 250

La puissance nécessaire par moteur est calculée suivant la formule ci-basse:

$$P = \frac{0,163 \times \gamma \times Q \times H}{\eta} \times 1,15$$

où,

p = puissance de la pompe (KW)

γ = poids spécifique de l'eau (1,0)

Q = débit d'eau pompée de la pompe (m³/min.)

H = hauteur partique d'élévation totale de la pompe (m)

η = efficacité de pompage (%) x 1/100

La puissance nécessaire calculée du moteur de chaque pompe et sa puissance nominale seront comme suit:

	puissance estimée (KW)	puissance nominale (KW)
- pompes de la station n° 1	100,2	110
- pompes de la station n° 2	185,1	190

Les éléments des pompes de chaque station sont comme suit:

	station de pompage n°1	station de pompage n°2
- diamètre de la pompe (mm)	Ø 250	Ø 250
- type de pompe	pompe à volute à deux ouïes à une roue	
- puissance de moteur (KW)	110	190
- nombre de pompes	2	2
- pompe de réserve	1	1
- hauteur actuelle d'élévation totale du projet (m)	28,3	73,3
- hauteur pratique d'élévation totale du projet (m)	46,0	85,0
- volume totale d'eau pompée (m ³ /min.)	15,7	15,7
- volume d'eau ₃ pompée par pompe (m ³ /min.)	7,9	7,9

iv) Equipements électriques et méthode d'opération

Les moteurs des pompes seront alimentés en électricité à partir des lignes de 30 KV passant aux alentours du lac Fetzara. Des lignes 30 KV seront donc installées pour envoyer l'électricité jusqu'à la station. La tension sera abaissée de 30 à 3 KV par les transformateurs à mettre en place à l'extérieur de chaque station. Le moteur des pompes seront donc mises en marche par l'électricité de 3KV.

L'électricité pour le moteur des équipements accessoires, de l'éclairage, pour les dispositifs de contrôle sera utilisée en abaissant la tension à l'intérieur de la station.

L'opération des pompes se fera sur un tableau de commande par manèment d'interrupteur. Le contrôle sera également fait automatiquement par le changement du niveau d'eau du réservoir de refoulement, c'est à dire que le moteur s'arrête quand le niveau

d'eau est élevé et démarre quand il est bas.

Les différents types de tableau sont les suivants:

1. tableau de connexion
2. tableau d'accueil d'électricité
3. tableau de transformateur
4. tableau secondaire de transformateur
5. tableau de moteur (4)
6. tableau d'éclairage
7. tableau de basse tension
8. tableau de centre de contrôle
9. tableau de relai auxiliaire

v) Bâtiment de station de pompage

Le bâtiment devra être assez grand pour comprendre les pompes et les moteurs, les tableaux de dispositifs électriques (salles d'électricité), le bureau, petite salle d'opération, etc. La dimension de chacune des deux stations sera donc de 8m X 20m.

L'installation des pompes et de la salle d'électricité sera comme indiquée dans le dessin n°E-002.

vi) Considération sur l'utilisation de pieu de fondation

Suivant le résultat des essais de pénétration dynamique (indiqué à la figure E5-5) on estime que le fondement des sites éventuels ne peut pas soutenir la charge des pompes. Par conséquent, il serait nécessaire d'utiliser des pieux de fondation.

En général, les couches de soutien des pieux de fondation doivent avoir une valeur N de l'ordre de 40. Les couches de support des pieux de fondation des 2 stations à projeter sont considérées à: cote 0,0 à - 2,0 m.

La cote d'installation de l'empatement étant 9,50 m, la longueur du pieu doit être de 12,0 m.

En considération de la disponibilité, de la difficulté de maniement, de la solidité du pieu, on adopte les pieux en acier. Le poids de l'ensemble de la station est estimé à environ 450 tonnes. Pour le soutien de l'empatement avec 17 pieux, le poids de soutien d'un pieu sera de 56 tonnes. De ce fait, on adopte des pieux de ϕ 450 mm. La force portante admissible de ces pieux sera:

$$1/3 \times N \times A_s = 1/3 \times 30 \times 36 \times 0,159 = 57,2 \text{ tonnes/pieu.}$$

On installera également 6 pieux sur 2 rangs pour le support du réservoir d'aspiration.

b. Réservoir de refoulement

La durée d'envoi des eaux d'irrigation et des eaux agricoles divers sera de 16 heures et l'opération des pompes sera de 20 heures.

Les eaux pompées pendant des 4 heures de différence seront emmagasinés dans le réservoir de refoulement.

La capacité utile du réservoir de refoulement sera le volume d'eau à pomper en 4 heures.

L'opération des pompes sera contrôlée par le contrôleur de niveau d'eau du réservoir de refoulement.

Le déclenchement fréquent du contrôleur sera une cause de diminution de la durée de vie de la pompe. De ce fait, il importerait d'utiliser un réservoir à large surface dont le volume d'emmagasinement par niveau d'eau est grand.

La profondeur totale du réservoir de refoulement sera de 4,00m, et la profondeur utile, de 3,50 m à 3,60 m.

Les différents éléments de chaque réservoir de refoulement sont comme suit:

	réservoir	
	de refoulement n°1	" n°2
- volume d'emmagasinement utile (m ³)	3768	3768
- surface de réservoir (m)	34m X 34m	34m X 34m
- profondeur utile (m)	3,50	3,60
- volume d'emmagasinement utile projeté (m ³)	4046	4046
- niveau d'eau haute (m)	35,0	80,0
- niveau d'eau basse (m)	38,5	83,5

Sur le réservoir de refoulement seront installés: l'entrée de la pompe, la sortie vers la conduite principale, et aussi un réservoir d'urgence.

E.5.3 Conduite principale d'irrigation

a. Etude hydraulique

Les conduites d'irrigation principaux sont des ouvrages permettant de distribuer à chaque domaine agricole socialiste, le volume d'eau qui y est attribué.

Comme il a été noté auparavant, l'envoi d'eau d'irrigation sera fait par des conduites forcées.

Le diamètre de conduite sera déterminé de manière que le point de partiteur de débit, point de distribution, ait une charge 5m plus haute que l'altitude la plus haute des terres des domaines.

agricoles socialistes.

La formule Hazen-Williams considérée comme étant convenable au calcul hydraulique des conduites a été utilisé pour calculer la perte de charge des conduites.

La formule est la suivante:

$$H = \frac{6,819 \times L \times V^{1,852}}{C^{1,852} \times D^{1,167}}$$

où:

H = perte de charge dans les conduites (m)

L = longueur de la conduite (longueur nette; m)

V = vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/sec.)

C = coefficient de débit de la formule Hazen-Williams

D = diamètre de la conduite (m)

La vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite sera entre 1,0 m/sec. et 2,5 m/sec., la conduite à adopter étant soit en acier soit en fonte ductile. Le coefficient de débit C est donc fixé à 130. Malgré le calcul des conduites par la longueur réelle, doit être pris en considération, la perte de charge provoquée par les coudes, les courbes, et les tuyaux de réduction. La tolérance de 10 % sera donc tenue en compte sur la perte de charge calculée par la formule Hazen-Williams.

Le calcul de perte de charge a été effectué par la formule Hazen-Williams, et le diamètre le plus économique a été déterminé suivant le procédé par approximations successives. Le résultat de ces calculs, la hauteur de charge à chaque partiteur de débit, le cote maximum du terrain agricole sont indiqués dans le tableau E5-1.

Comme l'indique le tableau E5-1, la plupart des partiteurs de débit sont à 5 m au dessus de la cote maximum de terrain agricole. Ceci présenterait des inconvénients pour le contrôle de distribution d'eau. De ce fait, le contrôle de distribution d'eau sera fait en installant un débitmètre qui agit sur le robinet-vanne du partiteur d'eau.

b. Sélection de type de conduite

Les conduites à utiliser seront des gros tuyaux de diamètre variant entre 200mm à 800mm. La pression des conduites sera moyenne à haute, soit, de 5m à 50m.

Par conséquent, la sélection sera faite parmi le plus économique entre les tuyaux en acier et ceux en fonte ductile.

La comparaison a été faite en se basant sur les conditions suivantes:

- ° Le diamètre de la conduite à adopter sera de 800mm.
- ° L'épaisseur de la conduite d'acier sera de 8,5mm (norme JIS). La conduite en fonte ductile à adopter sera le type 4 (son épaisseur correspond à K=7,7 de la norme ISO)
- ° La finition intérieure de la conduite sera de 2mm d'exoxy de goudron pour celle en acier, revêtement en mortier.
- ° Quant au raccord des conduites, les tuyaux en acier seront faits à soudeuse et les conduites en fonte ductile, à joint mécanique.
- ° Les travaux de pose et de raccord sont comme suit: 2,5 pièces par jour pour la conduite en acier et 11,1 pièces par jour pour la conduite en fonte ductile.
- ° La valeur d'achat des conduites et le coût de mise en place sont comme suit:

	tuyaux d'acier	tuyaux en fonte ductile
- conduite (par 6m)	4.370 DA	4.030 DA
- coût de matière de raccord (par joint)	-	520 DA
- coût de mise en place et de raccord (par joint)	1.320 DA	300 DA
total	5.690 DA	4.850 DA
- prix unitaire par mètre	948 DA	808 DA

c. Partiteur de débit

Le partiteur de débit sera installé à chaque domaine agricole socialiste. Il sera composé d'un tuyau T et du robinet-vanne de la conduite principale d'irrigation, ainsi que d'un robinet-vanne et d'un débitmètre à propulseur de la conduite secondaire. Le diamètre de la conduite secondaire est défini suivant la vitesse d'écoulement. La vitesse mesurable par le débitmètre à propulseur est entre 0,35 m/sec. et 2,5 m/sec.

Le débit maximum de distribution du projet à chaque domaine agricole socialiste est constant à $0,0654 \text{ m}^3/\text{sec}$. En fixant le diamètre de la conduite secondaire à $\phi 200\text{mm}$, on obtient la vitesse de 2,08 m/sec., ce qui est à l'intérieur des limites du débitmètre.

d. Autres ouvrages de protection

1) Bloc poussé

Au niveau des points des coudes, tuyaux T pour partiteur de débit, sorties d'eau, et robinet-vanne, les conduites seront protégées par du béton pour prévenir contre toute dislocation ou détérioration ou fracassement des joints, par le mouvement des conduites causés par l'irrégularité de pression hydraulique provoquée par la vitesse de l'eau.

Les blocs poussés en béton non-armé seront installés aux endroits suivants: au cas où la direction de la conduite change de plus de $11,25^\circ$, ou au cas où la pente de la conduite change de plus de 5° .

Les tuyaux T des partiteurs de débit seront revêtus de béton non-armé.

ii) Soupape d'échappement

Les soupapes d'échappement seront installées à raison d'une par toutes les 400m pour évacuer l'air des conduites. La boîte de soupape d'échappement sera fait en béton armé. Des robinet-vannes et des robinets d'alimentation seront installés entre la conduite et la soupape d'échappement.

iii) Débarasseur de sédiment

Seront installés aux endroits des conduites où la pente descendente se relie avec la pente montante à proximité des cours d'eau où d'un canal de drainage du projet. La distance de mise en palce sera de 1,0 à 1,5km.

iv) Regard

Un regard sera installé à chaque soupape d'échappement placée aux conduites de 800mm de diamètre. Ils seront placés à un interval de 1,0 - 1,5km. Le nombre de regard étant ainsi suffisant, on aura pas besoin d'installer de regards additionnels.

E.5.4 Canal principal de drainage

Les canaux principaux de drainage seront construits pour évacuer les eaux de pluie écoulant dans le lac Fetzara en toute sécurité. Le schéma des canaux est indiqué dans la figure E3-2 et le débit projeté de chaque canal principal est indiqué dans le tableau E5-2.

Le plan d'installation des canaux est établi suivant les conditions ci-bas:

- i) Les canaux de drainage aboutissent tous au canal principal
- ii) La pente des canaux devra être le plus que possible parallèle à la pente naturelle, mais la pente maximum projetée sera fixée à 1:500 et des chutes seront installées en fonction du besoin.

Tableau E5-1 Calcul hydraulique des conduites principales d'irrigation

POINT DE PRISE D'EAU	DISTANCE (m)	DEBIT (M ³ /s)	DIAMETRE (mm)	SECTION (M ²)	VITESSE (m/s)	COEFFICIENT DE DFRIT	PERTE DE CHARGE (m)	HAUTEUR DE CHARGE (m)	COTE MAXIMUM DE CHARGE (m)
DU MARRAGE									
BORNE DE DISTRIBUTION	2,000	0,5810	800	0,503	1,95	1,30	8,15	93,00	-
14	3,300	0,4578	600	0,283	1,62	"	13,35	84,85	30,50
16	1,250	0,3924	600	0,283	2,39	"	3,81	71,50	25,00
15	100	0,3270	500	"	1,67	"	0,53	67,69	19,00
17	4,300	0,2616	500	"	1,65	"	22,89	44,27	38,00
19	1,500	0,1962	400	0,126	1,56	"	9,08	35,19	14,00
18	500	0,1308	300	0,0707	1,85	"	5,81	29,38	16,00
20	1,100	0,0654	300	0,0707	0,925	"	3,54	25,84	16,00
BORNE DE DISTRIBUTION									
13	2,200	0,5232	600	0,283	1,56	1,30	8,30	84,85	24,00
12	600	0,4578	600	"	1,62	"	2,43	76,55	28,00
11	3,300	0,3924	500	0,196	2,00	"	24,40	74,12	26,00
10	2,700	0,3270	"	"	1,67	"	14,30	49,72	27,00
9	300	0,2616	"	"	1,33	"	1,04	35,42	22,00
8	1,500	0,1962	"	"	1,00	"	3,07	34,38	24,00
7	1,200	0,1308	400	0,126	1,04	"	3,43	31,31	18,00
6	900	0,0654	300	0,0707	0,925	"	2,90	27,88	18,00
DE LA POMPE N°1									
RESERVOIR DU REFOULEMENT	1,800	0,1308	400	0,126	1,04	1,30	5,14	35,00	21,00
1	2,700	0,0654	300	0,0707	0,925	"	8,69	29,86	17,00
RESERVOIR DU REFOULEMENT	1,350	0,1962	600	0,283	0,693	1,30	2,81	35,00	22,00
4	1,300	0,1308	400	0,126	1,04	"	3,76	32,19	24,00
5	2,000	0,0654	300	0,0707	0,925	"	6,44	28,43	15,50
DE LA POMPE N°2									
RESERVOIR DU REFOULEMENT	700	0,3270	500	0,196	1,67	1,30	3,71	80,00	-
GRAND DISTRIBUTEUR D'EAU	400	0,1308	300	0,0707	1,85	"	4,65	76,29	20,00
STATION D'ELEVAGE	400	0,0654	200	0,0314	2,08	"	9,27	72,64	20,00
GRAND DISTRIBUTEUR D'EAU	2,900	0,1962	400	0,126	1,56	"	17,56	62,37	17,50
23	700	0,1308	300	0,0707	1,85	"	8,13	58,73	16,00
21	300	0,0654	200	0,0314	2,08	"	6,95	50,60	16,00
22								76,29	16,50

- iii) Les canaux seront en principe construits par creusement du terrain. Cependant, il est nécessaire d'effectuer le remblai au certains endroits où le niveau nominal de l'eau du canal est supérieur à la surface actuelle du sol. On n'effectue pas le remblai à l'intérieur du réservoir.
- iv) La vitesse de l'eau du canal par rapport au débit projeté sera de 2,50 m/sec au maximum.
- v) La pente des talus des canaux de drainage est déterminée à 1:1,5, et la largeur minimum du radier, à 1,0 m.

Le taux de la profondeur de l'eau par rapport au largeur du radier est déterminé comme suit:

<u>largeur du plafond</u>	<u>taux profondeur/largeur du canal</u>
1 m - 4 m	0,3 - 1,0
5 m - 9 m	0,3 - 0,6
plus de 10 m	0,15 - 0,3

- vi) La profondeur de l'eau sera: 3,70 m au maximum et 40 cm minimum.
- vii) Le coefficient de rugosité sera: $n = 0,03$.

La section de chaque canal de drainage est déterminée suivant les critères ci-haut par la méthode "Manning", qui est représenté aux tableaux E5-2(1) à E5-2(6).

En ce qui concerne les ponts nécessaires pour la traversée des routes sur les canaux, on utilise ceux existants ou dont les travaux sont actuellement en cours.

Les cours d'eau ou canaux de drainage de la zone du projet passant dans les terrains qui n'appartiendront éventuellement pas aux domaines agricoles socialistes ne feront pas objet de reconstruction.

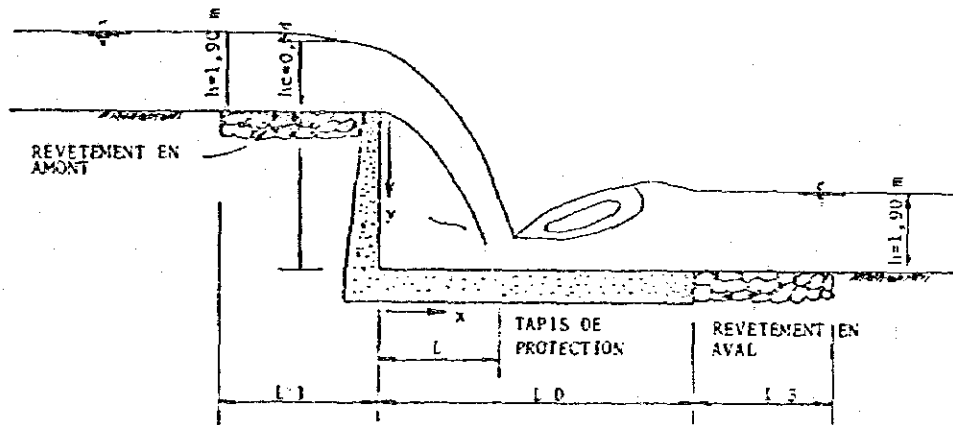
Dessin hydraulique des chutes

On effectue le calcul hydraulique de chutes de 1 m de différence de niveau d'un canal de drainage représentatif du projet dont les éléments hydrauliques sont les suivants:

Canal représentatif - pente du talus $Z = 1,5$
 coefficient de rugosité $n = 0,03$

Q	I	B	h	V	q	h_c	V_c
m^3/sec	-	m	m	m/sec	m^3/sec	m	m/s
10,0	0,0005	3,50	1,90	1,50	1,57	0,84	1,87

Le schéma de la chute est comme suit:



- 1) La distance (L) de la chute est calculée suivant la formule ci-bas:

$$x/H = 1,477 \times ((y/H) + 0,242)^{0,567} \dots\dots\dots (1)$$

où

H = hauteur d'énergie spécifique (m) au niveau de la profondeur critique du canal en amont.

en remplaçant H par $1,5 \times h_c = 1,26 \text{ m}$
et y par $F = 1,00 \text{ m}$, on obtient

$$L/1,26 = 1,477 \times ((1,00/1,26) + 0,242)^{0,567} = 1,51$$

$$\text{donc, } L = 1,51 \times 1,26 \text{ m} = 1,90 \text{ m}$$

- ii) Quand la largeur du canal est la même en amont et en aval,
la longueur du radier (L_0) est, suivant la condition

$$L_0 = 3,0 \times L,$$

$$L_0 = 3,0 \times 1,90 \text{ m} = 5,70 \text{ m} \approx \underline{6,00 \text{ m}}$$

- iii) Comme le débit unitaire de 1 m de largeur
 $q = 1,57 \text{ m}^3/\text{sec.m} = 2 \text{ m}^3/\text{sec.m}$, la longueur nécessaire (L_1)
de la perré en amont est suivant le critère,

$$\begin{aligned} L_1 &= 1,2 + 1,5 \times Q^{1/2} \\ &= 1,2 + 1,5 \times 10^{0,5} = 5,94 \approx \underline{6,00 \text{ m}} \end{aligned}$$

- iv) Comme les matériaux de construction du canal seront de la
terre, la longueur nécessaire (L_2) du perré en aval est,
suivant le critère $C = 1,0$,

$$L_2 = C \times L_0 = 1,0 \times 6,0 \text{ m} = \underline{6,00 \text{ m}}$$

Tableau E5-2 (1) Plan de canaux de drainage

nom de canal	superficie de la zone de drainage D.A. (km ²)	débit Q (m ³ /s)	longueur L (km)	pente du canal I	largeur du lit B (m)	vitesse V (m/sec)	profondeur h (m)
N- 1	2,1	1,3	1,4	0,002	1,00	1,77	0,74
2	1,9	1,1	1,2	0,002	1,00	1,62	0,68
3	1,5	0,9	1,7	0,001	1,00	1,24	0,73
4	0,4	0,2	2,0	0,001	1,00	0,60	0,34
5	1,3	0,8	2,9	0,001	1,00	1,16	0,68
6	3,6	2,2	4,1	0,001	1,00	1,98	1,11
7	4,0	2,4	0,7	0,0002	2,50	0,83	1,38
8	5,5	3,3	0,4	0,0001	2,50	0,77	1,86
9	5,9	3,5	1,1	0,0001	2,50	0,78	1,92
10	7,2	4,3	0,8	0,0001	3,00	0,82	2,05
11	10,8	6,5	0,9	0,0001	3,50	0,88	1,21
total	10,8	6,5	17,2				
N-12	1,9	1,1	2,9	0,0005	2,00	0,73	0,75
13	1,0	0,6	1,1	0,0002	1,00	0,68	0,88
14	2,9	1,7	1,2	0,0005	2,00	0,90	0,95
total	2,9	1,7	5,2				

Tableau E5-2 (2) Plan de canaux de drainage

nom de canal	superficie de la zone de drainage D.A (km ²)	débit Q (m ³ /s)	longueur L (km)	pente du canal I	largeur du lit B (m)	vitesse V (m/sec)	profondeur h (m)
N-15	2,1	1,3	1,5	0,001	2,00	0,95	0,68
16	4,8	2,9	1,1	0,002	1,50	2,01	0,96
17	6,9	4,2	1,3	0,002	1,50	2,43	1,15
18	3,3	2,0	1,3	0,002	1,00	2,21	0,90
19	10,2	6,2	1,6	0,0005	3,00	1,31	1,58
20	2,0	1,2	3,2	0,0005	2,00	0,76	0,79
21	12,2	7,4	2,7	0,0001	3,50	≤0,89	≤2,46
total	12,2	7,4	12,7				
N-22	2,3	1,4	2,0	0,002	1,00	1,84	0,76
23	6,8	4,1	1,9	0,002	1,50	2,43	1,15
24	9,1	5,5	5,0	0,0002	2,50	1,51	1,45
total	9,1	5,5	8,9				

Tableau E5-2 (3) Plan de canaux de drainage

nom de canal	superficie de la zone de drainage D.A. (km ²)	débit Q (m ³ /s)	longueur L (km)	penne du canal I	largeur du lit B (m)	vitesse V (m/sec)	profondeur h (m)
N-25	19,0	11,4	-				
26	4,8	2,9	-				
27	2,7	1,6	1,0	0,002	1,00	1,97	0,81
28	23,8	14,3	1,3	0,001	4,00	1,98	1,80
29	26,5	15,9	2,6	0,0002	6,00	1,06	2,55
total	26,5	15,9	4,9				
P-0	15,7	9,4	6,5	0,0005	4,00	1,36	1,73
1	47,0	28,2	5,5	0,0002	8,00	1,19	2,95
2	64,8	38,9	1,7	0,0002	9,00	1,30	3,34
3	75,6	45,4	0,3	0,0005	10,00	1,65	2,75
total	75,6	45,4	14,0				
S-1a	5,9	3,5	6,3	0,001	1,50	1,87	1,25
1b	17,8	10,7	4,0	0,0005	4,00	1,43	1,88
total	17,8	10,7	10,3				

Tableau E5-2 (4) Plan de canaux de drainage

nom de canal	superficie de la zone de drainage $\frac{D.A}{(km^2)}$	débit $\frac{Q}{(m^3/s)}$	longueur L (km)	penne du canal $\frac{I}{(m)}$	largeur du lit B (m)	vitesse V (m/sec)	profondeur h (m)
S-2a	12,2	7,3	6,4	0,002	2,00	2,64	1,39
2b	24,4	14,6	1,3	0,001	3,50	2,16	1,93
2c	24,4	14,6	2,2	0,0005	4,00	≤1,66	≤2,20
total	24,4	14,6	9,9				
S-3a	24,1	14,5	2,3	0,001	3,00	2,38	2,03
3b	24,1	14,5	2,4	0,0007	4,00	1,80	2,01
3c	24,1	14,5	2,0	0,0002	4,00	≤1,65	≤2,19
S-4	4,8	2,9	4,9	0,002	1,50	2,01	0,96
S-5a	6,3	3,8	3,2	0,002	1,50	2,31	1,10
5b	12,6	7,6	1,7	0,001	2,50	1,95	1,56
S-6a	3,6	2,2	1,3	0,002	1,00	2,33	0,95
6b	3,6	2,2	2,1	0,002	1,00	2,33	0,95
6c	3,6	2,2	1,2	0,0001	2,50	0,59	1,49
S-7	16,2	9,8	0,9	0,0001	4,00	0,91	2,70
S-8	21,0	12,7	1,6	0,0001	5,00	≤0,90	≤2,83
S-9	45,1	27,2	1,1	0,0001	7,00	≤1,05	≤3,69
total	45,1	27,2	22,5				

Tableau E5-2 (5) Plan de canaux de drainage

nom de canal	superficie de la zone de drainage D.A (km ²)	débit Q (m ³ /s)	longueur L (km)	pente du canal I	largeur du lit B (m)	vitesse V (m/sec)	profondeur h (m)
S-10a	5,9	3,5	2,1	0,002	1,50	2,21	1,06
10b	5,9	3,5	1,5	0,002	1,50	2,21	1,06
10c	5,9	3,5	2,5	0,0005	2,00	1,30	1,35
S-11	83,9	50,3	7,0	0,001	12,00	2,08	2,02
S-12a	13,5	8,1	4,6	0,002	2,00	2,78	1,46
12b	27,0	16,2	2,0	0,001	5,00	1,86	1,74
12c	27,0	16,2	2,8	0,0002	5,00	1,54	2,10
S-13	110,9	66,5	0,5	0,0005	15,00	1,72	2,58
S-14	116,8	70,0	2,2	0,0001	20,00	0,96	2,68
total	116,8	70,0	25,1				

Tableau ES-2 (6) Plan de canaux de drainage

nom de canal	superficie de la zone de drainage D.A (km ²)	débit Q (m ³ /s)	longueur L (km)	pente du canal I	largeur du lit B (m)	vitesse V (m/sec)	profondeur h (m)
S-15a	16,8	10,2	2,0	0,001	3,00	2,01	1,75
15b	16,8	10,2	2,0	0,001	3,00	2,01	1,75
15c	16,8	10,2	1,5	0,0005	3,50	1,53	1,91
S-16a	7,9	4,7	2,4	0,002	2,00	2,11	1,11
16b	7,9	4,7	2,1	0,002	2,00	2,11	1,11
S-17a	6,2	3,7	2,3	0,002	1,50	2,27	1,08
17b	6,2	3,7	1,2	0,002	1,50	2,27	1,08
S-18	22,0	13,2	2,2	0,0005	4,00	1,58	2,09
S-19	38,8	23,3	1,9	0,0001	9,00	0,86	3,04
S-20	14,3	8,6	4,0	0,0007	3,00	1,69	1,70
S-21	53,1	31,9	1,7	0,0001	9,00	±0,98	±2,93
total	53,1	31,9	23,2				
total général	53,1	-	23,2				

E.5.5 Equipements des champs

a. Plan de découpage des parcelles

La division des domaines agricoles socialistes a été faite suivant les critères d'aménagement mentionnés dans E.3.2., "Plan d'aménagement des champs".

Les terres agricoles de la zone du projet seront réparties en 24 domaines agricoles socialistes. Le plus grand de ces domaines sera le n°19, qui aura une superficie brute de 600 ha, avec une superficie agricole nette de 473 ha. Le plus petit, le n°10, aura une superficie brute de 100 ha et une superficie nette de 47 ha.

Parmi ces 24 domaines, les domaines n°7 et n°21 ont été sélectionnés comme modèle pour y établir un plan de découpage des parcelles (référer figure dessins n°E 0010 et E 0011).

Les coûts de construction des ouvrages tels que les canaux d'irrigation et de drainage, des routes, etc., de ces domaines modèles seront utilisés pour estimer le coût de l'ensemble des domaines.

Le taux d'implantation d'équipement de chaque champs est comme suit:

	domaine n°7 (zone modèle A)		domaine n°21 (zone modèle B)	
	longueur	longueur par ha	longueur	longueur par ha
- conduites d'irrigation	3.400m	73,9m/ha	3.210m	69,8m/ha
- canaux d'irrigation	26.930m	41,4m/ha	27.070m	51,1m/ha
- pistes	41.620m	64,0m/ha	35.330m	66,7m/ha

b. Conduite d'irrigation

i) Réseaux de conduites d'irrigation

Les distributeurs ont été planifiés comme indiqués dans les dessins n°E-0010 et E-0011.

	zone modèle A	zone modèle B
- longueur totale de conduite PVC	3.400m	3.210m
- conduite de ϕ 100 mm	800	0
- " 125 mm	800	700
- " 150 mm	900	2.100
- " 200 mm	900	410

ii) Prise d'eau

Ouvrage permettant d'envoyer l'eau provenant des distributeurs aux équipements d'irrigation des champs.

Etant donné qu'il est prévu d'utiliser un certain nombre de différents types d'équipement pour l'irrigation, le contrôle de la tâche de l'eau d'irrigation et de la distribution se fera au moyen de soupape de distribution qui convient à toute sorte d'équipement.

Ce système est indiqué au dessin n°E-0012.

iii) Dessin de chaque équipement d'irrigation

° Equipement d'irrigation goutte à goutte

Cet équipement à être utiliser dans les serres est projeté comme indiqué à la figure E5-2.

L'équipement goutte à goutte est constitué de:

- nombre de buses	24 rangs X 60 pièces/unité	1.440 pièces
- débit de buses		2,3 lit./hre.
- charge aux buses		1,5 kg/cm ²
- tuyau latéral (5 jeux)	polyéthylène	48m X 24
- manifold (5jeus)	PVC Ø30 surface	23,4 m
- tuyau principal		
deuxième (enterré)	PVC Ø50	109m X 5
		117m X 5
- tuyau principal		
(enterré)	PVC Ø75	375m
- Pompe (fixée)	débit	0,276m ³ /mn
	hauteur	
	d'élévation	27 m
	diamètre	Ø50 x Ø40
	puissance de moteur	8,5 PS
- Filtre	crépine (maille 140)	1 jeu

asperseur

Les asperseurs à déplacement à main seront installés à chaque zone de rotation de 2,0 ha, comme indiqué dans la figure E5-3.

5 unités de ces asperseurs seront assignées dans chacun des domaines.

La spécification des asperseurs est comme suit:

- ° asperseur
 - diamètre 3,2mm
 - pression de l'eau 2,5 kg/cm²
 - débit de refoulement 9,5 lit./min.
 - rayon 9,9 m
 - nombre d'asperseur 10 x 2 = 20
- ° tuyaux de branchement
 - tuyau aluminium Ø50mm x 5m x 20 conduites = 100m
avec tube allonge
attelage et crochet
 - conduite aluminium Ø50mm x 5m x 20 conduites = 100m
avec attelage et
crochet
 - tuyau de prise Ø50mm x 2m x 1 conduite = 2m
d'eau
 - conduite principale Ø75mm x 5m x 39 conduites = 195m
d'aspersion
conduite PVC (VP)
 - pompe (fixe) débit x 0,190m³/min. x 35m
hauteur d'élévation
 - diamètre/puissance Ø50mm x Ø40mm/85PS
du moteur

canon d'arrosage

Les canons pour l'irrigation des champs de luzerne et de fourrage à semence mixte sont planifiés comme indiqué à la figure E5-4.

La spécification du canon est comme suit:

- ° spécification
 - diamètre 28mm
 - pression de l'eau 4bars
 - débit de refoulement 938,33lit./min.
 - diamètre de dispersion 90m
 - tuyau flexible 170m
(Ø100mm)
- ° pompe (mobile)
 - débit 0,9383m3/min.
 - hauteur d'élévation 72m
 - diamètre Ø100 x Ø80
 - puissance du moteur 52PS
- ° nombre d'unité 3

c. Canaux de drainage des champs

Les canaux de drainage des champs installés pour évacuer les eaux de pluie en période pluvieuse et les eaux de surface d'irrigation en saison sèche.

Le débit d'évacuation des champs et des routes périphériques en période pluvieuse est assez limité, soit:

$$230\text{m} \times 640\text{m} + 10.000 \times 6 \text{ lit/sec/ha} = 88,32 \text{ lit/sec}$$

De ce fait, les canaux seront de 200m de profondeur en moyenne pour que la nappe des champs en saison sèche soit la plus basse que possible.

En fixant la largeur du plafond à 1,00m, la pente du talus à 1:1, la pente du profil du canal à 1:1.000, le coefficient de rugosité à $n = 0,030$, le rapport entre la profondeur de l'eau et le débit est, suivant la formule "Manning":

profondeur	débit
0,10m	0,023mm/sec.
0,20	0,072
0,30	0,145
0,40	0,242
0,50	0,363
0,60	0,508
0,70	0,678

Le bassin de réception du canal de drainage des champs est de 6 îlots au maximum. Le débit est d'environ 630 lit/sec avec la profondeur de 67cm et la revanche de 1,33mm, ce qui est convenable pour un canal de drainage de champs.

E.5.6 Equipements divers

a. Equipements d'exploitation agricole:

Seront construits les ouvrages suivants.

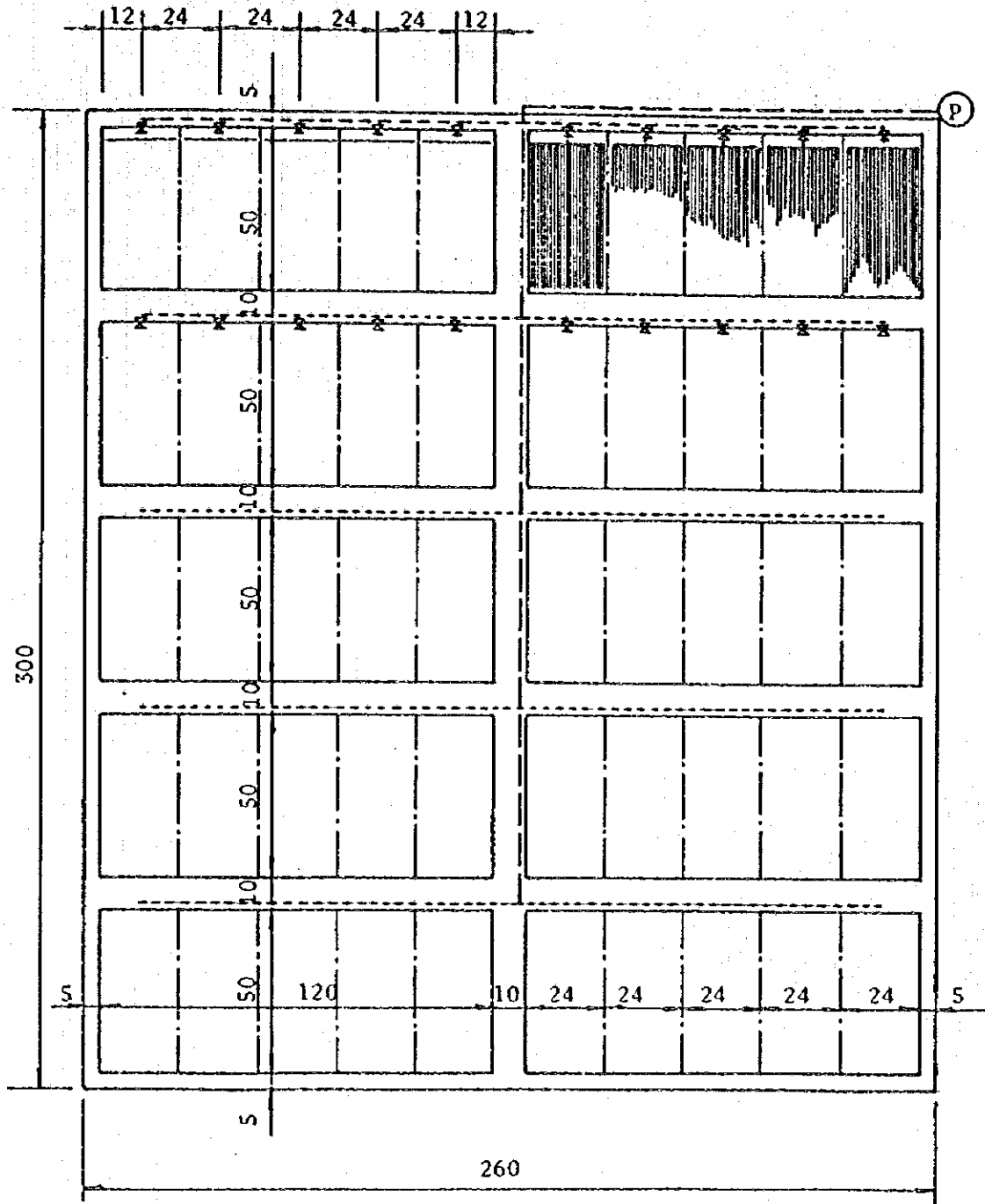
- ° bâtiment d'administration du domaine
- ° serres
- ° équipements d'élevage

Le bâtiment d'administration des domaines agricoles socialistes constitue un équipement important pour la gestion de la ferme.

Les installations d'élevage seront construites à l'intérieur des domaines, la production animale étant un des points essentiels du présent projet.

Le logement des agriculteurs sera considéré comme ouvrage d'infrastructure sociale et donc ne sera considéré comme équipement d'exploitation.

Figure E5-2 Méthode d'arrosage par goutte à goutte



— — — — — PVC ϕ 75
 BVC ϕ 50

Figure E5-3 Méthode d'arrosage par aspersion

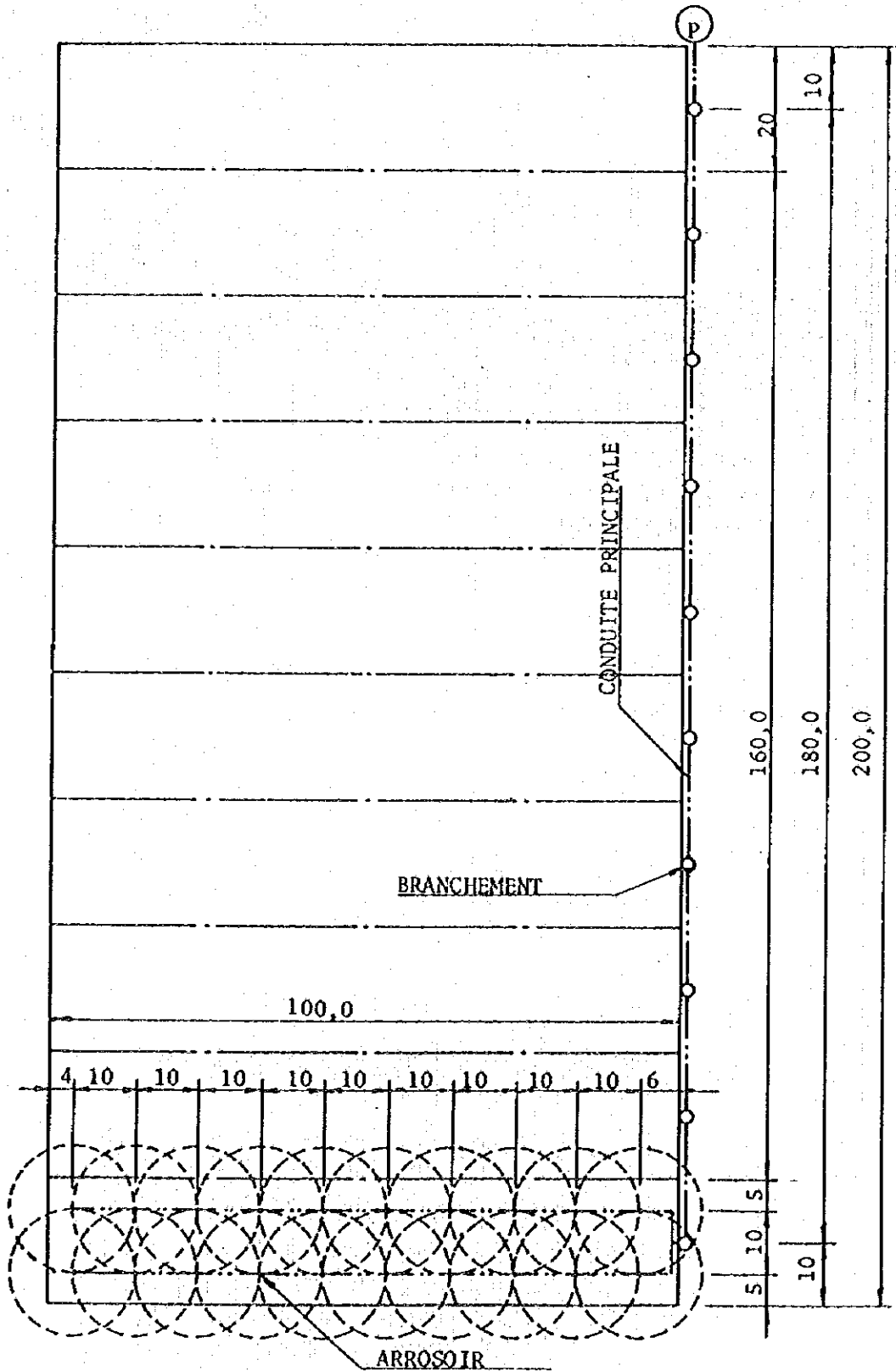
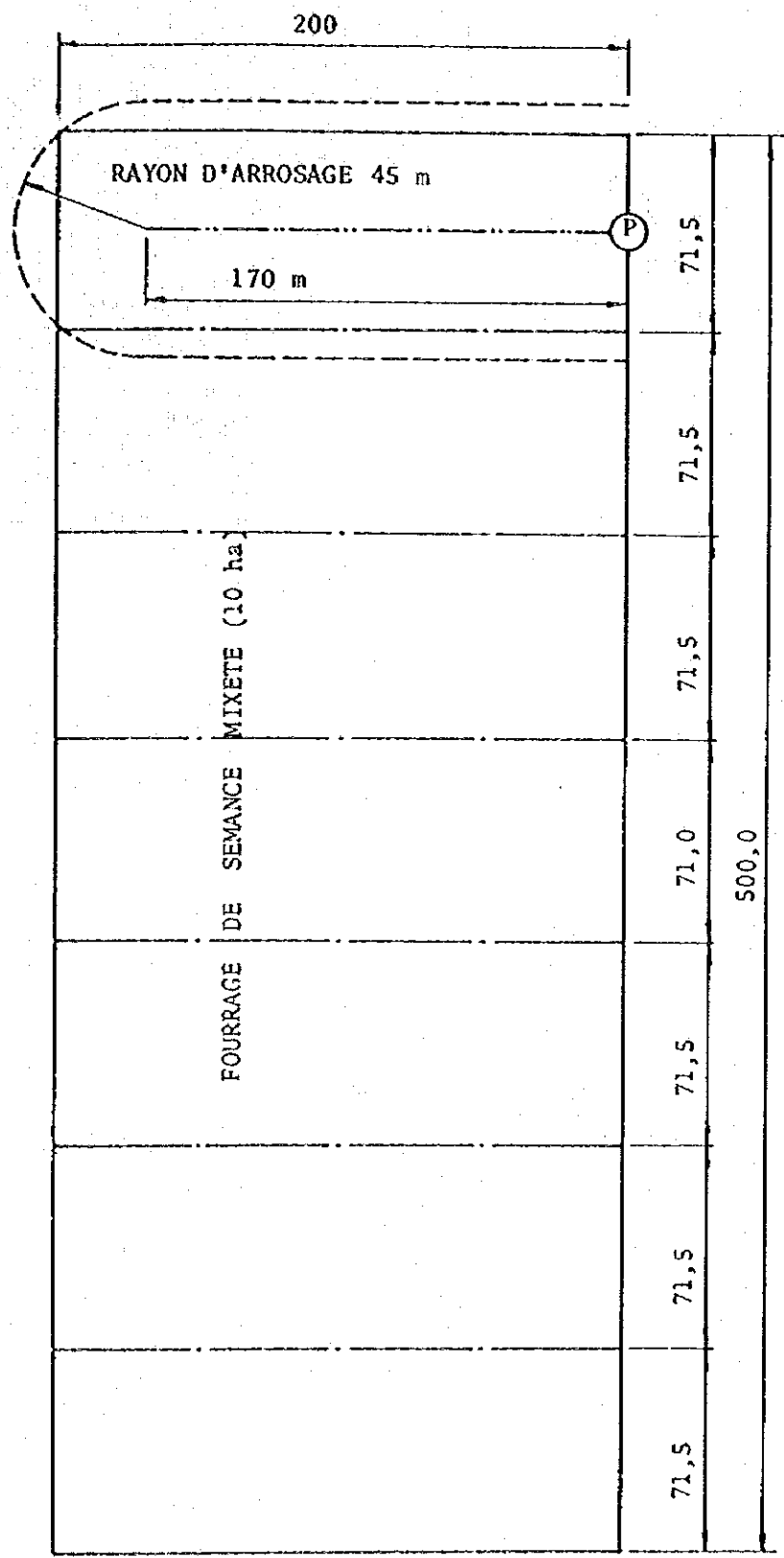


Figure E5-4 Méthode d'arrosage par canon



1) Dimension de bâtiment d'administration

<u>nom d'équipement</u>	<u>nombre</u>	<u>superficie m²</u>
bureau	1	100
garrage	1	500
hangar	1	400
serre	150	400

ii) Installations d'élevage (par domaine standard)

<u>installation</u>	<u>type</u>	<u>surface ou capacité</u>	<u>qté</u>
Etable à			
Reproducteurs	libres	943 m ²	2
Etable à jeunes	Etable à encols	936 m ²	2
Etable à			
Engraisés	libres	754 m ²	2
Grange de foin		512 m ²	2
Silo	Silo-caisson	560 m ³ (béton)	5
Dépôt à fumier et			
Fosse à urine		120 m ²	5

b. Equipements publics

Les équipements suivants, nécessaires à la vie des habitants seront construits.

i) Equipement des fermes (nombre par 1 ferme standard)

- ° habitation des ouvriers 20 (60 m² par habitation)
- ° équipement de distribution d'eau; utilisation de puits profond (1)
- ° équipement de traitement des eaux usées;
- ° bureau de gestion des équipements (bureau du ministère de l'hydraulique)