

nette des profits et des coûts en prenant comme hypothèse que le coût d'opportunité du capital est au taux de 8% (taux de réduction). De ce fait, B/C et B-C donnent 0,71 et -32.250 DH respectivement. Puis, en tenant compte du facteur risque lié au projet, on effectue une analyse de sensibilité pour les 4 hypothèses suivantes :

(HYPOTHESE)	(TIRE)
Augmentation des coûts des travaux de 10%	5,08%
Diminution des bénéfices de 10%	4,98%
Achèvement des travaux avec 1 an de retard	5,59%
Génération des 3 cas	4,39%

La valeur TIRE est de 5,6% seulement mais le projet devrait avoir pour effet de reconverter les cultures de kif et atteindre à l'auto-suffisance alimentaire dans le secteur, et donc ce projet a plus un impact social qu'économique.

## 5.5 Evaluation financière

Les fermes ont été comparées en situation de projet et sans projet, et divisées en 4 classes selon la taille d'exploitation et le revenu agricole. Les résultats sont reportés au tableau B2.5.3.

**Tableau B7.5.3. Bénéfice financier du projet au niveau du revenu agricole**

Taille d'exploitation (ha)	1/ Cas sans projet (DH)	2/ Cas avec projet (DH)	2/1
3	3.776	17.908	4,7
5	6.557	29.506	4,5
7	9.520	40.966	4,3
10	11.816	69.785	5,9

Si le projet est mis en oeuvre, le bénéfice agricole annuel sera à peu près multiplié par 4,8 en moyenne. En supposant que les frais d'utilisation du réseau d'irrigation soient équivalents aux frais d'entretien, la contribution par ha s'élève à 910 DH. Les exploitations les plus petites avec des superficies de 3 ha devront payer 2.730 DH par an de redevance, ce qui représente 15% du bénéfice de l'exploitation agricole. En conséquence il ne devrait pas y avoir de problème de paiement des redevances d'utilisation du réseau d'irrigation qui sont pourtant importantes.

Le calcul détaillé des bénéfices est indiqué aux tableaux B7.5.3. et B7.5.4.

ANNEXE. TABLEAU B7.5.1 BENEFICE ECONOMIQUE DU PROJET POUR L-A-34

Assole.	Culture	Situation sans projet			Situation avec projet				
		Superficie (Ha)	* VA (DH/Ha)	**VAPT (000 DH)	Culture	Superficie (Ha)	* VA (DH/Ha)	**VAPT (000 DH)	Bénéfice (000 DH)
1.	Grains	32	36	1	Légumes	36	21.090	749	
	Légumin.	4	673	3	Pomme	5	69.093	345	
	Pomme	5	16.487	82					
	Total	41		86	Total	41		1.094	
2.					Légumes	36	31.339	1.113	
					Pomme	5	69.093	345	
					Total	41		1.458	
3.					Grains	36	2.972	106	
					Pomme	5	69.093	345	
					Total	41		451	
<b>Moyenne</b>				86			1.001	915	

\* VA : Valeur Ajoutée

\*\* VAPT: Valeur Ajoutée de la production totale

ANNEXE. TABLEAU B7.6.2  
CALCUL DU TAUX INTERNE DE RENTABILITE ECONOMIQUE (TIRE)  
(SITE L-A-34)

TAUX D'ESCOMPTE I = 8,00 %  
1/(1+i) = 0,92593

COUT DU PROJET = 12.474.000 DH

BENEFICE = = 9 15.000 DH

N°	ANNEE	ING.	COUT DE CONSTRUCTION	COUT DE REMPLACE.	COUT D'E&M	COUT TOTAL	BENEFICE	BILAN (B - C)
1	1993	777	3860	0	0	4637	0	-4637
2	1994	0	7837	0	0	7837	0	-7837
3	1995	0	0	0	32	32	46	14
4	1996	0	0	0	32	32	275	243
5	1997	0	0	0	32	32	595	563
6	1998	0	0	0	32	32	824	792
7	1999	0	0	0	32	32	915	883
8	2000	0	0	0	32	32	915	883
9	2001	0	0	0	32	32	915	883
10	2002	0	0	0	32	32	915	883
11	2003	0	0	0	32	32	915	883
12	2004	0	0	0	32	32	915	883
13	2005	0	0	0	32	32	915	883
14	2006	0	0	0	32	32	915	883
15	2007	0	0	0	32	32	915	883
16	2008	0	0	0	32	32	915	883
17	2009	0	0	0	32	32	915	883
18	2010	0	0	0	32	32	915	883
19	2011	0	0	0	32	32	915	883
20	2012	0	0	0	32	32	915	883
21	2013	0	0	0	32	32	915	883
22	2014	0	0	0	32	32	915	883
23	2015	0	0	0	32	32	915	883
24	2016	0	0	0	32	32	915	883
25	2017	0	0	200	32	232	915	683
26	2018	0	0	0	32	32	915	883
27	2019	0	0	0	32	32	915	883
28	2020	0	0	0	32	32	915	883
29	2021	0	0	0	32	32	915	883
30	2022	0	0	0	32	32	915	883
31	2023	0	0	0	32	32	915	883
32	2024	0	0	0	32	32	915	883
33	2025	0	0	0	32	32	915	883
34	2026	0	0	0	32	32	915	883
35	2027	0	0	0	32	32	915	883
36	2028	0	0	0	32	32	915	883
37	2029	0	0	0	32	32	915	883
38	2030	0	0	0	32	32	915	883
39	2031	0	0	0	32	32	915	883
40	2032	0	0	0	32	32	915	883
41	2033	0	0	0	32	32	915	883
42	2034	0	0	0	32	32	915	883
43	2035	0	0	0	32	32	915	883
44	2036	0	0	0	32	32	915	883
45	2037	0	0	0	32	32	915	883
46	2038	0	0	0	32	32	915	883
47	2039	0	0	0	32	32	915	883
48	2040	0	0	0	32	32	915	883
49	2041	0	0	0	32	32	915	883
50	2042	0	0	0	32	32	915	883
<b>TOTAL</b>		<b>777</b>	<b>11697</b>	<b>200</b>	<b>1536</b>	<b>11376</b>	<b>8127</b>	<b>5.639</b>

B - C = -3250  
B/C = 0,714

(VNP) (VNP) (TIRE)

ANNEXE. TABLEAU B7.5.3 (1)  
ESTIMATION DE REVENU AGRICOLE GLOBAL EN SITUATION ACTUELLE  
DE KETAMA (Taille d'exploitation: 3 Ha)

	Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)		Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)
Manuel(1)	Blé tendre	1,0	58	58	Manuel(2)	Blé tendre	1,0	1.478	1.478
	Blé dur	0,1	(5)	(1)		Blé dur	0,1	1.416	142
	Orge	0,6	202	121		Orge	0,6	1.332	799
	Légumin.	0,6	550	330		Légumin.	0,6	1.410	846
	Kif	0,2	20.000	4.000		Kif	0,2	20.000	4.000
<b>Total</b>				<b>4.509</b>					<b>7.265</b>

\* Culture manuelle(1): Engagement de main d'oeuvre

Culture manuelle(2): Famille seulement

\*\* La Jachère occupe 0,5 hectare

ESTIMATION DE REVENU AGRICOLE GLOBAL EN SITUATION ACTUELLE  
DE KETAMA (Taille d'exploitation: 5 Ha)

	Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)		Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)
Manuel(1)	Blé tendre	1,8	58	104	Manuel(2)	Blé tendre	1,8	1.478	2.660
	Blé dur	0,1	(5)	(1)		Blé dur	0,1	1.416	142
	Orge	0,8	202	162		Orge	0,8	1.332	1.066
	Légumin.	1,0	550	550		Légumin.	1,0	1.410	1.410
	Kif	0,5	20.000	10.000		Kif	0,5	20.000	10.000
<b>Total</b>				<b>10.816</b>					<b>15.278</b>

\* Culture manuelle(1): Engagement de main d'oeuvre

Culture manuelle(2): Famille seulement

\*\* La Jachère occupe 0,8 hectare

**ANNEXE. TABLEAU B7.5.3 (2)**  
**ESTIMATION DE REVENU AGRICOLE GLOBAL EN SITUATION ACTUELLE**  
**DE KETAMA (Taille d'exploitation: 7 Ha)**

	Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)		Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)
Manuel(1)	Blé tendre	2,1	58	122	Manuel(2)	Blé tendre	2,1	1.478	3.104
	Blé dur	0,6	(5)	(3)		Blé dur	0,6	1.416	850
	Orge	1,2	202	242		Orge	1,2	1.332	1.598
	Légumin.	1,0	550	550		Légumin.	1,0	1.410	1.410
	Kif	1,0	40.000	40.000		Kif	1,0	40.000	40.000
<b>Total</b>				<b>40.911</b>					<b>46.962</b>

\* Culture manuelle(1): Engagement de main d'oeuvre

Culture manuelle(2): Famille seulement

\*\* La Jachère occupe 1,1 hectare

**ESTIMATION DE REVENU AGRICOLE GLOBAL EN SITUATION ACTUELLE**  
**DE KETAMA (Taille d'exploitation: 10 Ha)**

	Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)		Culture	Sup. (Ha)	Rev. (DH/Ha)	Montant (DH/an)
Manuel(1)	Blé tendre	2,6	58	151	Manuel(2)	Blé tendre	2,6	1.478	3.843
	Blé dur	1,7	(5)	(9)		Blé dur	1,7	1.416	2.407
	Orge	1,2	202	242		Orge	1,2	1.332	1.598
	Légumin.	1,0	550	550		Légumin.	1,0	1.410	1.410
	Kif	1,0	40.000	40.000		Kif	1,0	40.000	40.000
<b>Total</b>				<b>40.935</b>					<b>49.258</b>

\* Culture manuelle(1): Engagement de main d'oeuvre

Culture manuelle(2): Famille seulement

\*\* La Jachère occupe 2,5 hectares

ANNEXE. TABLEAU B7.5.4  
ESTIMATION DE REVENU AGRICOLE EN SITUATION AVEC PROJET  
POUR KETAMA

(Taille d'exploitation: 3 Ha)

Culture	Sup. (Ha)	1ère année		2ème année		3ème année		Moyenne (DH/an)
		Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	
Blé tendre	1,0	3.644	3.644	3.644	3.644	3.644	3.644	3.644
Blé dur	0,3	3.245	974	3.245	974	3.245	974	974
Orge	0,6	1.332	799	1.332	799	1.332	799	799
Légumin.	0,6	1.792	1.075	1.792	1.075	1.792	1.075	1.075
Légumes	0,5	19.863	9.932	29.269	14.635	19.863	9.932	
<b>Total</b>	<b>3,0</b>		<b>16.423</b>		<b>21.126</b>		<b>16.423</b>	<b>17.991</b>

(Taille d'exploitation: 5 Ha)

Culture	Sup. (Ha)	1ère année		2ème année		3ème année		Moyenne (DH/an)
		Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	
Blé tendre	1,8	3.644	6.559	3.644	6.559	3.644	6.559	
Blé dur	0,6	3.245	1.947	3.245	1.947	3.245	1.947	
Orge	0,8	1.332	1.066	1.332	1.066	1.332	1.066	
Légumin.	1,0	1.792	1.792	1.792	1.792	1.792	1.792	
Légumes	0,8	19.863	15.890	29.269	23.415	19.863	15.890	
<b>Total</b>	<b>5,0</b>		<b>27.254</b>		<b>34.779</b>		<b>27.254</b>	<b>29.762</b>

(Taille d'exploitation: 7 Ha)

Culture	Sup. (Ha)	1ère année		2ème année		3ème année		Moyenne (DH/an)
		Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	
Blé tendre	2,1	3.644	7.652	3.644	7.652	3.644	7.652	
Blé dur	0,6	3.245	1.947	3.245	1.947	3.245	1.947	
Orge	1,2	1.332	1.598	1.332	1.598	1.332	1.598	
Légumin.	1,0	1.792	1.792	1.792	1.792	1.792	1.792	
Pomme	1,0	68.072	68.072	68.072	68.072	68.072	68.072	
Légumes	1,1	19.863	21.849	29.269	32.196	19.863	21.849	
<b>Total</b>	<b>7,0</b>		<b>102.911</b>		<b>113.258</b>		<b>102.911</b>	<b>106.360</b>

(Taille d'exploitation: 10 Ha)

Culture	Sup. (Ha)	1ère année		2ème année		3ème année		Moyenne (DH/an)
		Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	Rev.net (DH/Ha)	Montant (DH/an)	
Blé tendre	2,6	3.644	9.474	3.644	9.474	3.644	9.474	
Blé dur	1,7	3.245	5.517	3.245	5.517	3.245	5.517	
Orge	1,2	1.332	1.598	1.332	1.598	1.332	1.598	
Légumin.	1,0	1.792	1.792	1.792	1.792	1.792	1.792	
Pomme	2,0	68.072	136.144	68.072	136.144	68.072	136.144	
Légumes	1,5	19.863	29.795	29.596	44.394	19.863	29.795	
<b>Total</b>	<b>10,0</b>		<b>184.320</b>		<b>198.919</b>		<b>184.320</b>	<b>189.186</b>



**ANNEXE B8 SITE N°12 - EL. MKBRINE (PROVINCE DE TAOUNATE)  
BARRAGE MOYEN**

Table des matières

1. Présentation .....	B8-1
2. Présentation du secteur .....	B8-3
2.1 Topographie & géologie du site n° 12 .....	B8-3
2.2 Climatologie, hydrologie .....	B8-3
2.2.1 Précipitations .....	B8-3
2.2.2 Apports du site de barrage .....	B8-4
2.3 Utilisation des terres et pédologie .....	B8-6
2.3.1 Utilisation des terres .....	B8-6
2.3.2 Pédologie .....	B8-6
2.4 Agriculture .....	B8-6
2.5 Socio-économie .....	B8-6
3. Plan de développement .....	B8-7
3.1 Secteur irrigué .....	B8-7
3.2 Plan d'irrigation .....	B8-7
3.3 Besoins en eau d'irrigation .....	B8-8
3.4 Plan de développement hydraulique .....	B8-8
4. Plan des ouvrages .....	B8-15
4.1 Ouvrages d'irrigation .....	B8-15
4.2 Alimentation .....	B8-16
4.3 Evaluation du coût des travaux .....	B8-16
5. Evaluation du projet .....	B8-18
5.1 Coût du projet .....	B8-18
5.1.1 Frais de construction .....	B8-18
5.1.2 Frais d'entretien .....	B8-20
5.1.3 Frais de remplacement .....	B8-20



5.2	Plan d'exécution du projet .....	B8-20
5.2.1	Programme d'exécution .....	B8-20
5.2.2	Répartition annuelle du budget .....	B8-20
5.3	Bénéfices du projet .....	B8-20
5.3.1	Bénéfices agricoles .....	B8-20
5.3.2	Autres bénéfices .....	B8-23
5.4	Evaluation économique .....	B8-23
5.4.1	Coût économique .....	B8-23
5.4.2	Analyse économique .....	B8-24
5.5	Evaluation financière .....	B8-25

## **B8 SITE N° 12 - ZRIRER (PROVINCE DE TAOUNATE) BARRAGE MOYEN**

### **I Présentation**

Pour la partie centre ouest du périmètres des rives de l'Ouergha, la meilleure source d'alimentation en eau d'irrigation se trouve sur le site N° 12, ce que nous avons expliqué dans le rapport principal. Mais comme le Maroc a déjà réalisé les études et planification de cet ouvrage et est sur le point de passer à l'étape de réalisation, nous l'avons évidemment omis de l'étude de pré-faisabilité.

Nous aborderons ici pourtant une analyse de pré-faisabilité à titre de complément, car bien que ne figurant pas dans la liste des 6 secteurs choisis pour les études de pré-faisabilité, ce secteur est choisi pour le programme de développement final.

Nous maintenons dans notre étude les cotes et spécifications adoptées par le Maroc pour cet ouvrage.

Nous indiquons au tableau B8.1.1 le secteur proposé pour le plan et le contenu du programme de développement.

Etude de pré-faisabilité du plan de développement du bassin de l'Ouergha			Tableau B8.1.1
① Barrage moyen	2 Petit barrage	3 Lac collinaire	Secteur n° 12
Emplacement	Coordonnées		(566,85 - 444,25)
Province	TAOUNATE	Commune rurale	GALAZ
<b>Secteur de développement</b>	<b>Bétail (Nbre de têtes)</b>		
Nombre de villages	:	30	bovins 1.315
Population (habitants)	:	11.653	ovins 3.292
Superficie (ha)	:	7.330	caprins 965
<b>Agriculture</b>	Superficiers irriguées : (estimations) 250 ha ; prise d'eau sur Poued OUERGHA		
Méthode d'irrigation	: superficielle (pompage sur l'Ouergha)		
Production agricole	: blé (5.100 t), légumes (850 t), olives (320 t), oranges (1.700 t)		
Encadrement agricole	: Centre de travaux de Taounate et de Ourtzarh		
<b>Infrastructures sociales</b>	Eau domestique : puits, sources et eau de l'Ouergha en saison sèche		
Electrification	: partielle		
Autres	:		
<b>PLAN</b>			
1. Barrage	2. Périmètres d'irrigation		
Type	:	Superficie brute	: 4.810 ha
Hauteur de digue	:	Superficie nette	: 4.230 ha
Longueur de digue	:	Cultures	: tournesol, céréales, légumes, olive, orange
Volume de l'ouvrage	:	3. Besoins en eau potable	
Capacité totale/retenue	:	Population de projet	: 17.300 hab
		(périphérie de l'ouvrage)	
Volume utile	:	4. Besoins eau de cheptel	
Superficie du bassin	:	Nbre de têtes de bétail	: 5.500 têtes
Crues de projet	:	5. Conservation du bassin	
Apports	:	Superficie à conserver	: 20 ha
Envasement	:	Techniques	: -
		6. Travaux divers	: -
<b>Indices économiques (prix en DH marocain)</b>			
Coût des travaux			
1. Etude & planification	:	11.892.000	Exploitation & Entretien : 812.000
2. Construction du barrage	:	135.800.000	Profits
3. Réseau d'irrigation	:	134.726.000	(agriculture) : 38.562.000
Sous-total	:	282.418.000	(élevage) : -
4. Réseau d'alimentation			(divers) : -
En eau potable	:	Inclus ci-dessus	
En eau de cheptel	:	"	TRI : 9,9 %
5. Conservation du bassin	:	178.000	
Sous-total	:	178.000	
<b>TOTAL</b>	:	<b>282.596.000</b>	
<b>Remarques : le plan de réalisation du barrage n° 12 a été tracé par le Maroc. Nous reprendrons les mêmes côtes pour les installations hydrauliques.</b>			

## 2 Présentation du secteur

### 2.1 Topographie & géologie du site n° 12

Se reporter au site N° 8, annexe B2.

### 2.2 Climatologie, hydrologie

#### 2.2.1 Précipitations

Le site a été étudié par les services MTP-AH-DRPE-DRH (SEBOU) de Fès, et les résultats rassemblés dans le rapport intitulé « Etudes hydrologiques aux sites de barrages Asfalou et Sahela », sur lequel nous nous fonderons.

##### (1) Bassin versant de la retenue

Les précipitations annuelles moyennes  $P_a$  du bassin versant sont de 1.128 mm/an. Les précipitations journalières maximum  $P$  Pour une période de récurrence de  $T$  année  $P(24, T)$  calculées avec la formule ci-après (voir détail annexe A, A2.2) sont de 150 mm/jour pour une période de récurrence de 10 ans, et de 220 mm/jour pour une période de récurrence de 100 ans.

$$P(24, T) = a' (T) \cdot P_a + b' (T)$$

T	2	5	10	50	100
a' (T)	0,071	0,098	0,116	0,156	0,172
b' (T)	11	16	18	24	27

##### (2) Périmètres bénéficiaires

Les précipitations annuelles moyennes  $P_{an}$  devraient correspondre à celle du site N° 17, soit 700 mm/an. Les précipitations mensuelles  $P_m$  (mm/mois) sont les mêmes que sur le site N° 17.

Les précipitations mensuelles pour une période de 32 ans, de 1957/58 à 1988/89, sont indiquées au tableau B3.2.2.1.

On obtient les précipitations journalières maximum pour une période de récurrence de T années avec la formule (1) sus-mentionnée. Les précipitations horaires maximum P (1, T) pour une période de récurrence de T années seront calculées avec la formule suivante (cf. Annexe A, A2.2.3).

$$P(1, T) = I(t=1h) = 0,204 \cdot P(24.T) \cdot t^{-0,5} = 0,204 \cdot P(24.T)$$

Les résultats sont les suivants :

T	2	5	10
P(24.T) (mm/jour)	64	89	105
P(1.T) (mm/heure)	13	18	22

## 2.2.2 Apports du site de barrage

### (1) Bassin-versant

L'oued Sahela coule du nord au sud, sur l'aval d'une vallée étroite qui débouche sur les collines des rives de l'Ouergha. La longueur du cours d'eau L en amont est d'environ 23 km à partir du site de barrage, et la pente de la rivière l varie entre 9 et 25 0/00. La superficie du bassin S au site de barrage est de 103 km<sup>2</sup>, soit 63 % de celle du bassin du Sahela (sous-bassin N° 5). Le bassin est large de 6 à 8 km d'est en ouest et long de 17 km du Nord au Sud. L'altitude Z<sub>max</sub> du bassin versant est de 1143 m, celle du site de barrage Z<sub>min</sub> de 325 m et l'altitude moyenne du bassin versant Z<sub>moy</sub> de 611 m.

### (2) Apports

Les volumes mensuels d'écoulement Q<sub>m</sub>(m<sup>3</sup>/s) s'obtiennent avec la formule suivante:

$$Q_m(\text{Sahela}) = k \cdot Q_m(\text{Pont du Sker})$$

$$k = 1,8/10,2 = 0,176$$

Les volumes mensuels sont calculés sur 48 années, entre 1939/40 et 1986/87.

Les volumes annuels Q<sub>a</sub> sont de 1,79 m<sup>3</sup>/s, les volumes annuels spécifiques q sont de 14,7 t/s/km<sup>2</sup>, les apports annuels moyens A de 56,5 millions de m<sup>3</sup>/an, les hauteurs d'écoulement annuelles de 463 mm/an.

**(3) Apports solides**

Dans le rapport précité :

$$As = DS \cdot S$$

$$DS = 38 \cdot S^{0,25} \cdot Lr$$

où

DS = dégradation spécifique annuelle moyenne ( $m^3/km^2/an$ )

S = Superficie du bassin ( $km^2$ )

Lr = Lamme de ruissellement annuelle moyenne ( $mm/an$ )

Pour une densité de sable de  $\tau = 1,5 t/m^3$

$$DS = 3521 m^3/km^2/an = 5282 t/km^2/an$$

$$As = 43000 m^3/an = 645000 t/an$$

**(4) Crues**

Dans le rapport les volumes de crues calculés avec la formule du gradex modifié sont les suivants.

T (ans)	10	50	100	1000	10000
Qp ( $m^3/an$ )	200	400	500	700	1000

On calculera le temps de concentration ( $t_c$ ) à l'aide de la formule de Giandotti.  $t_c$  est égal à 6 h. Le temps de base ( $t_b$ ) sera pris égal à  $t_c = 6$  h. Le temps de montée ( $t_m$ ) est généralement égal à  $t_m = 1/3 \cdot t_b$ . On prendra comme forme de l'hydrogramme de crues une forme triangulaire de base  $t_b$  et de hauteur  $Q_p$ . Le volume de la crue  $V$  est égal à  $Q_p \cdot t_b / 2$ .

temps (h)		V (millions $m^3$ ) pour T (ans)			
$t_m$	$t_b$	10	100	1000	10000
2	6	2,16	5,40	7,56	10,8

## 2.3 Utilisation des terres et pédologie

### 2.3.1 Utilisation des terres

Voir annexe B2 du secteur N° 8.

### 2.3.2 Pédologie

Voir annexe B2 du secteur N° 8.

## 2.4 Agriculture

Le site N° 12 porte sur le secteur de Taounate, tout comme les sites N° 8 et 17. Les éléments qui concernent l'agriculture sont donc décrits à l'annexe B2.2.4 du site N° 8.

## 2.5 Socio-économie

30 douars bénéficieront des effets de ce projet pour une population de 11.600 habitants (cf. tableau ci-dessous). L'environnement rural et l'économie agricole de ce secteurs sont similaires à ceux du secteur N° 8.

Tableau B8.2.5.1 Liste des douars et population bénéficiaires

Commune	Douar	NBR.FOYER (1982)	POPULATION (1982)	PROJECTION (1992)
Taounate	Oulad Tahar	234	1619	1842
	Ghmara Soufla	112	726	826
	Houara	25	159	181
	Ain Dalla	3	19	22
	Kour Jaoun	32	266	303
	Chritat	47	357	406
	Mezraoua es Sefla	95	574	653
	Mesraoua Foukania	60	413	470
	Gaasbit	33	238	271
	Karnoua	29	222	253
	Oulad El Ghoul	43	317	361
	Raes El Koudia	24	145	165
	Ain Beida	22	180	205
	Sahel Mrah	20	149	170
	Sidi Ahmed	66	425	484
	Ghbichat	26	205	233
	Ain Bouaroch	13	124	1412

Commune	Douar	NBR.FOYER (1982)	POPULATION	PROJECTION (1992)
Galaz	Chahbna	20	94	108
	Henam Zaki	10	71	81
	Ghabat Merroun	20	110	126
	Ain Mezraoua	30	181	208
	Boussadoug	35	243	279
	Tizighen	60	294	337
	Seffah	20	128	147
	Bouzagrouf	24	137	157
	Bat el Had	96	501	575
	Galaz	116	671	770
	Haraka	49	250	290
	Beni Mhamed	279	1442	1654
	Bab el Hamra	27	173	198
Total		1670	10208	11653

### 3 Plan de développement

#### 3.1 Secteur irrigué

Presque identique à celui du secteur N° 17, il s'étend à l'Est jusqu'au site n° 8 et au sud jusqu'à l'Ouergha. La partie Ouest comprend toute la rive droite de l'Amzez.

L'altitude du lit de la rivière est à NGM 330 m, les terres de culture pourront être irriguées jusqu'à NGM 300 m. Les superficies irrigables sont donc de 4.810 ha car le périmètre peut couvrir des terres d'altitude plus élevées que le site N° 17.

Les superficies nettes sont de 4.230 ha, soit 88 % des superficies nettes couvertes par le réseau aval modèle.

Le périmètre d'irrigation est indiqué à la figure B8.3.1.1.

#### 3.2 Plan d'irrigation

Le système d'irrigation retenu sera basé sur un réseau d'irrigation superficielle déjà en place sur une partie des périmètres irrigués, le système cultural appliqué étant en principe une rotation biennale "cultures industrielles + céréales" ou triennale "légumes - légumes - céréales". L'irrigation en aval consiste en blocs de 6 soles. Le plan d'irrigation du secteur irrigué est indiqué à la figure B8.3.2.1



### **3.3 Besoins en eau d'irrigation**

Les besoins en eau d'irrigation sont calculés à partir du système cultural programmé comme indiqué au tableau B8.3.3.1. La méthode de calcul et les données sont présentées à l'Annexe A5.

### **3.4 Plan de développement hydraulique**

On détermine le volume de retenue nécessaire sur la base des besoins en eau d'irrigation. On calcule les volumes d'appoint en eau d'irrigation, en tenant compte des pluies efficaces et on fait un bilan d'eau.

Pour le calcul du bilan d'eau mensuel, on déduit d'abord les volumes d'eau d'irrigation du débit de la rivière au point N° 12. Si le débit de la rivière est supérieur aux volumes d'eau d'irrigation, l'irrigation ne dépend pas de la retenue du barrage N° 12. Mais dans le cas contraire, la différence doit être comblée avec de l'eau prise à la retenue du barrage N° 12.

Nous avons effectué le calcul du bilan d'eau pour une période de 30 ans de 1958 à 1987.

Le volume de la retenue du barrage N° 12 pour chaque année est indiqué au tableau B8.3.4.1. Les variations saisonnières du volume de la retenue du barrage ressorties à partir du bilan d'eau sont indiquées à la figure B8.3.4.1.



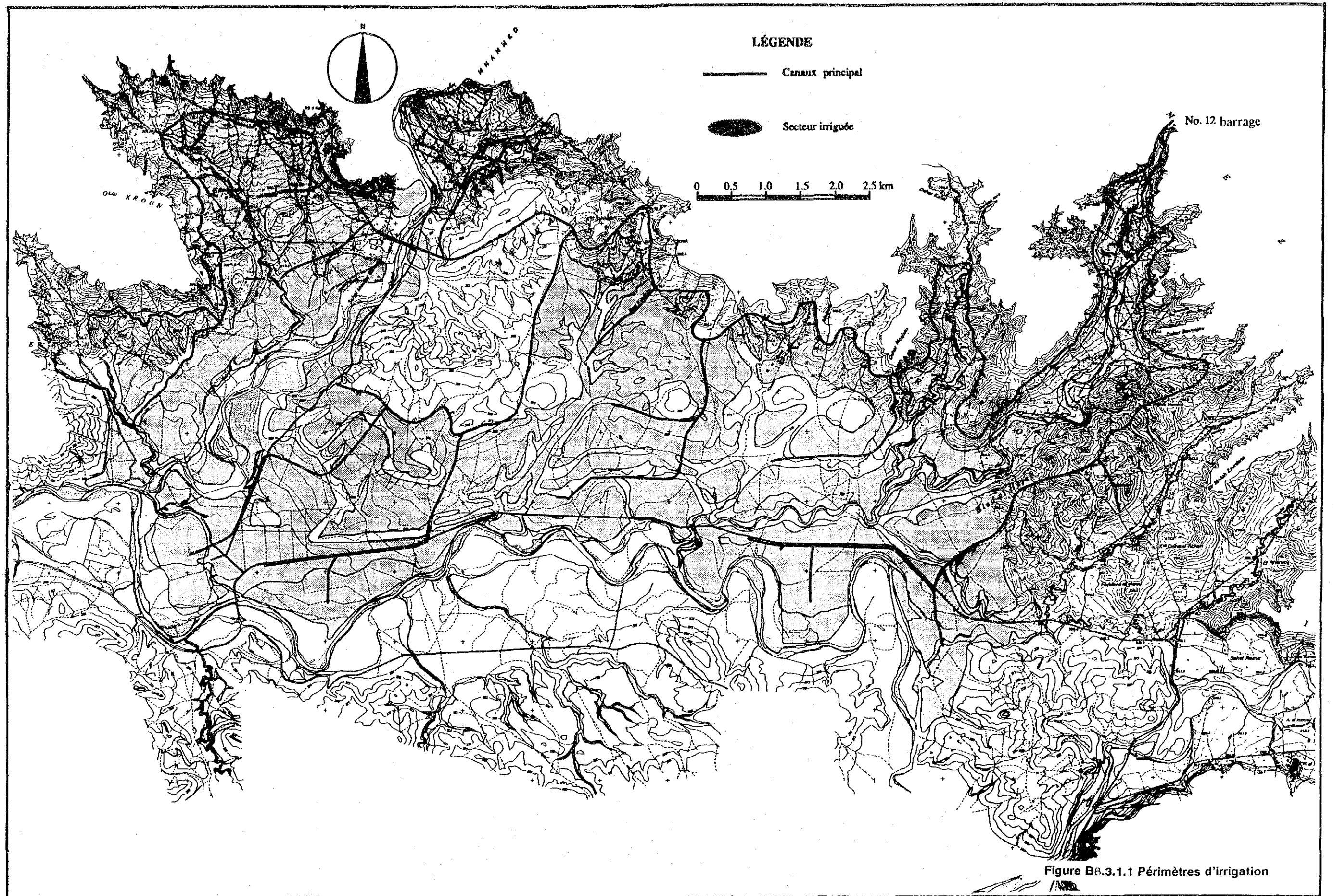


Figure B8.3.1.1 Périmètres d'irrigation





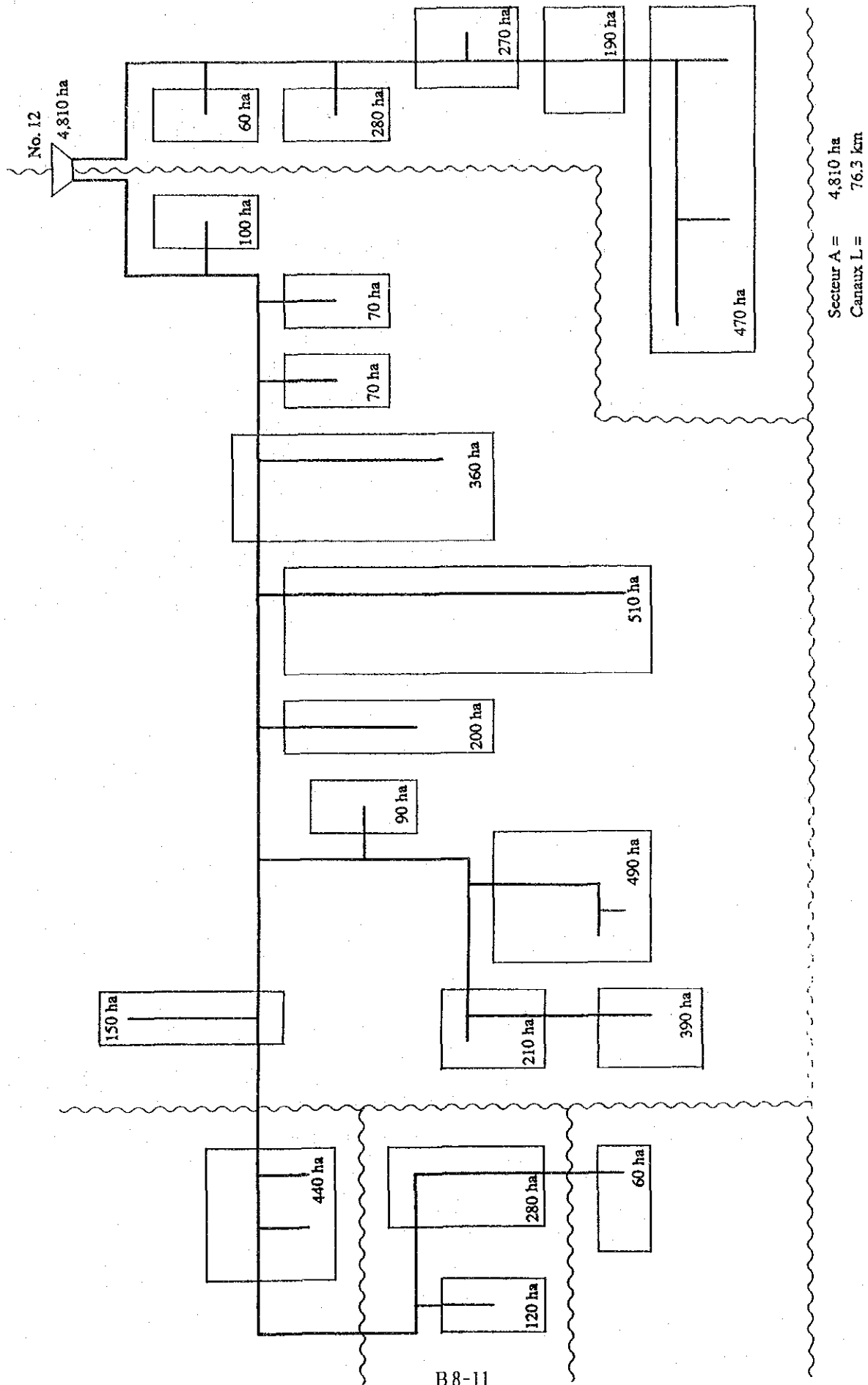
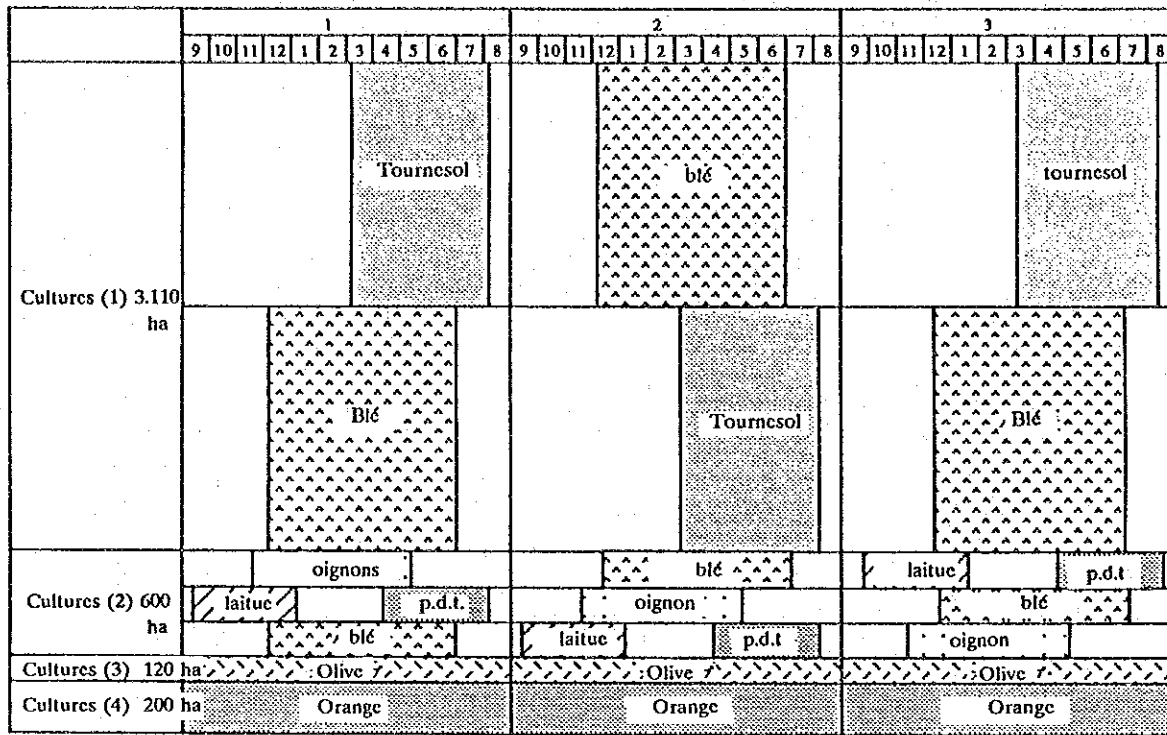


Figure B8.3.2.1 Diagramme des schémas d'irrigation

Figure B8.3.3.1 Besoins en eau d'irrigation du secteur N° 12



Besoins en eau d'irrigation ( :mm/mois )

		9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8
Evapotranspiration	Pt (mm)	175	115	65	52	49	59	105	116	162	193	234	216
Culture (1) tournesol (1.655 ha)	Kc	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,47	0,63	0,87	1,00	0,77	0,60
	Af	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,83	1,00	1,00	1,00	1,00	0,33
	Kc.Af.Pt	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,96	73,08	140,94	193,00	180,18	42,77
Culture (1) blé (1.655 ha)	Kc	0,00	0,00	0,00	0,48	0,70	0,93	1,00	0,97	0,75	0,53	0,00	0,00
	Af	0,00	0,00	0,00	0,83	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00
	Kc.Af.Pt	0,00	0,00	0,00	20,72	34,30	54,87	105,00	112,52	121,50	102,29	0,00	0,00
Culture (2) oignon (200 ha)	Kc	0,00	0,00	0,45	0,47	0,66	0,95	0,98	0,83	0,75	0,00	0,00	0,00
	Af	0,00	0,00	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,33	0,00	0,00	0,00
	Kc.Af.Pt	0,00	0,00	14,63	24,44	32,34	56,05	102,90	96,28	40,10	0,00	0,00	0,00
Culture (1) laitue, p.d.t. (200 ha)	Kc	0,47	0,63	0,97	0,93	0,80	0,00	0,00	0,45	0,79	1,00	0,98	0,90
	Af	0,50	1,00	1,00	1,00	0,33	0,00	0,00	0,83	1,00	1,00	1,00	0,33
	Kc.Af.Pt	41,13	72,45	63,05	48,36	12,94	0,00	0,00	43,33	127,98	193,00	229,32	64,15
Culture (2) blé (200 ha)	Kc	0,00	0,00	0,00	0,48	0,70	0,93	1,00	0,97	0,75	0,53	0,00	0,00
	Af	0,00	0,00	0,00	0,83	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00
	Kc.Af.Pt	0,00	0,00	0,00	20,72	34,30	54,87	105,00	112,52	121,50	102,29	0,00	0,00
Culture (3) olive (120,0 ha)	Kc	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	Af	1,00	0,50	0,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Kc.Af.Pt	87,50	28,75	16,25	26,00	24,50	29,50	52,50	58,00	81,00	96,50	117,00	108,00
Culture (4) orange (200 ha)	Kc	0,88	0,72	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,47	0,67	0,88	0,98	0,99
	Af	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Kc.Af.Pt	154,50	82,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	54,52	108,54	169,84	229,32	213,84
Volumes nets (4.230 ha)		11,70	8,20	4,10	10,60	13,40	20,46	60,10	83,20	126,10	152,30	118,60	38,80
Besoins en eau bruts (4.230 ha)		19,50	13,67	6,83	17,67	22,33	34,00	100,17	138,67	210,17	253,83	197,67	64,67

ici les besoins bruts ne tiennent pas compte des pluies efficaces

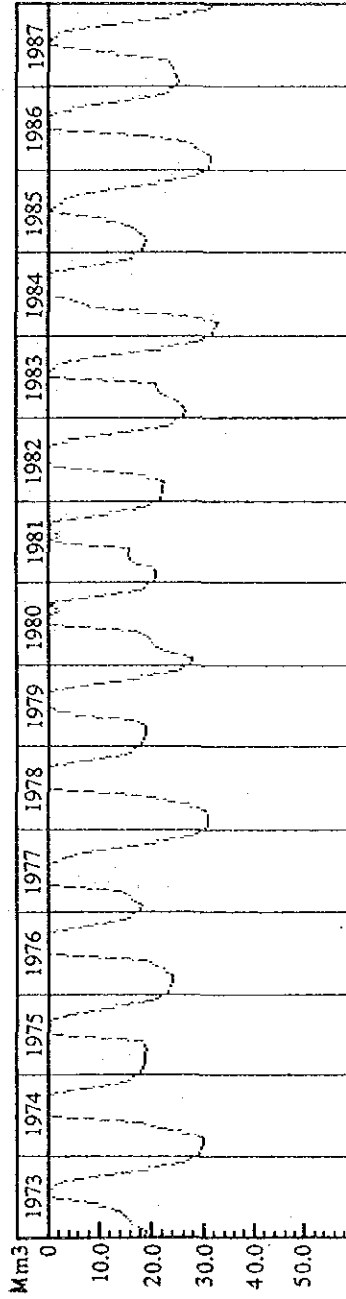
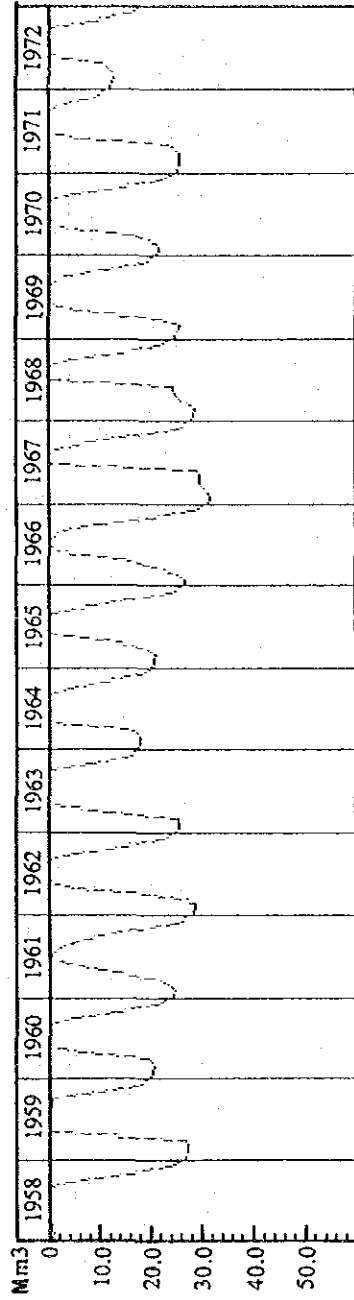


Figure B8.3.4.1 Variation des volumes de retenue nécessaires



**Tableau B8.3.4.1 Résultats du calcul de volume de retenue nécessaire (million m<sup>3</sup>)**

Année	Volume de retenue nécessaire (million m <sup>3</sup> )
1958	26,55
1959	27,36
1960	23,88
1961	28,12
1962	28,88
1963	25,80
1964	20,35
1965	26,70
1966	31,05
1967	31,78
1968	28,69
1969	25,81
1970	24,88
1971	25,60
1972	18,74
1973	28,78
1974	30,06
1975	22,68
1976	24,12
1977	30,28
1978	30,97
1979	27,12
1980	27,70
1981	21,07
1982	25,53
1983	31,30
1984	32,65
1985	30,45
1986	31,32
1987	32,65

Remarque : "Année" signifie une période de 12 mois de septembre à août de l'année suivante. Par exemple, le calcul du bilan d'eau pour l'année 1958 est celui de la période qui va de septembre 1957 à août 1958.

Par ailleurs, les résultats du calcul de probabilité sur la base des résultats indiqués au tableau ci-dessus sont montrés au tableau B8.3.4.2.

**Tableau B3.3.4.2 Probabilité des volumes de retenue nécessaires (million m<sup>3</sup>)**

Période de récurrence	Volume de la retenue de barrage
2	26,70
5	30,36
10	32,79
20	35,11
30	36,45
40	37,40
50	38,13
80	39,66
100	40,38
200	42,63

Dans un premier temps, pour définir le volume de retenue nécessaire de l'ouvrage, on prend la valeur obtenue par le calcul de probabilité pour une période de récurrence de 5 années qui est de 30,36 millions de m<sup>3</sup>. En y ajoutant environ 10% pour les pertes de volume de la retenue et l'alimentation en eau potable, on obtient une valeur de 33,4 millions de m<sup>3</sup> que nous prendrons comme valeur définitive pour le volume (utile) de la retenue du barrage N° 12. Le volume utile de la retenue prise par l'étude marocaine est de 56 millions de m<sup>3</sup>, ce qui laisse une assez grande marge.

#### **4 Plan des ouvrages**

##### **4.1 Ouvrages d'irrigation**

###### **(1) Ouvrages d'irrigation aval**

Les ouvrages d'irrigation aval doivent se conformer aux modèles d'ouvrages standard qui sont indiqués à la figure A9.2.1. de l'Annexe A9. La taille des canaux est reportée à la figure A9.2.2.

###### **(2) Canaux principaux**

Les canaux principaux sont des ouvrages d'amenée d'eau qui partent de la source d'alimentation. Leur longueur, en fonction de leur taille, est indiquée au tableau ci-dessous.

**Tableau Longueur des canaux principaux par taille**

Taille	Longueur (km)
Type A	10,6
Type B	8,5
Type C	4,0
Type D	12,4
Type E	40,8

Les tailles sus-mentionnées font référence au paragraphe 2.1 "Canaux principaux" de l'Annexe A9.

## 4.2 Alimentation

L'ouvrage N° 12 planifié par le Maroc est un barrage poids avec une digue de 54,5 m. Cette planification est maintenue dans l'hypothèse de ce projet.

## 4.3 Evaluation du coût des travaux

Le coût des travaux relatif au secteur irrigué N° 12 a été évalué sur la base des prix unitaires des matériaux et du prix unitaire pour l'exécution des travaux, en vigueur en janvier 1992 au Maroc. Le coût des travaux est indiqué au tableau B8.4.3.1.

Tableau B8.4.3.1 Coûts des travaux du secteur (1000 DH)

Travaux	Coût direct	Coût indirect	Coût global
Barrage N° 12	97.000	38.800	135.800
Canaux principaux	36.131	7.226	43.357
Ouvrages d'irrigation aval	76.140	15.228	91.368
Total	209.140	61.254	270.525

La répartition des coûts directs des travaux est indiquée aux tableaux B8.4.3.2.

Cependant, pour le coût des ouvrages on prend les chiffres ressortis par les évaluations marocaines. Pour les coûts des installations aval et on prend la valeur moyenne des petits barrages et des lacs collinaires, soit 18.000 DH/ha.

Les coûts indirects ci-dessus représentent un certain pourcentage des coûts directs différent selon la nature des travaux. Ils ont été fixés ici en se fondant sur des exemples d'ouvrages et de travaux provisoires constitués par d'autres réalisations. Les pourcentages sont les suivants:

Travaux pour les barrages poids en béton	40 %
Travaux pour les barrages en remblai	25 %
Travaux pour les barrages en maçonnerie	25 %
Travaux pour les barrages d'irrigation	20 %
Travaux divers	20 %

Tableau B8.4.3.2 Coût des canaux principaux du site N° 12

No. 12							
36,131,288 DH							
Description	Matériaux	Forme	Quantité	Unité	Prix unitaire (DH)	Montant (DH)	Remarque
Ouvrage de dérivation			0.0		21,431,300	0	
Aqueduc de franchissement			0.0		18,446,663	0	
Réservoir de régulation	(V=3,600m <sup>3</sup> )		0.0		459,588	0	
Réservoir de régulation	(V=1,080m <sup>3</sup> )		0.0		171,862	0	
Station de pompage	(V=3,600m <sup>3</sup> )		0.0		1,980,000	0	
Station de pompage	(V=1,080m <sup>3</sup> )		0.0		1,528,800	0	
Canal principal A (au mètre)			10,600.0	m	1,215	12,879,000	
Canal principal B (au mètre)			8,500.0	m	1,056	8,976,000	
Canal principal C (au mètre)			4,000.0	m	720	2,880,000	
Canal principal D (au mètre)			12,400.0	m	132	1,636,800	
Canal principal E (au mètre)			40,800.0	m	90	3,672,000	
Prise d'eau de distribution			34.0		1,930	65,606	
Autres travaux			20	%		6,021,881	
Sous-total						36,131,288	
TOTAL						36,131,288	

## **5 Evaluation du projet**

### **5.1 Coût du projet**

Le coût du projet consiste en frais de construction, frais d'entretien et frais de remplacement. Les frais de construction, qui représentent un fonds nécessaire d'investissement initial, comprennent les frais de services d'ingénierie, les provisions, les frais d'expropriation foncière etc. en plus du coût des travaux. Le coût du projet a été évalué sur la base des hypothèses suivantes :

- (1) Taux de change de 1 US \$ = 8,88 DH qui correspond à la valeur moyenne des 6 derniers mois.
- (2) Matériaux utilisés dans le projet Importés en franchise douanière.
- (3) Evaluation des coûts des travaux basée sur les prix de détail et les salaires en vigueur au Maroc.
- (4) Provision de 10 % du coût total pour imprévus techniques et de 5 % pour couvrir l'inflation annuelle des prix.
- (5) 60 ha de champs et de parcours seront immergés par la retenue du barrage et feront l'objet d'une compensation pour expropriation foncière, fixée à 40.000 DH/ha en référence au barrage Idriss I.

#### **5.1.1 Frais de construction**

Le coût total de ce projet est évalué à 342 millions de DH. La répartition entre devises et monnaie locale est de respectivement 113 millions de DH et 229 millions de DH, représentant 33% et 67%.

**Tableau B8.5.1 Répartition des frais de construction**

(unité : 1.000 DH)

Description	Part en devises	Part en dirham	Total
1. Construction	94.228	176.297	270.525
Barrages	69.666	66.134	135.800
Ouvrages d'irrigation	24.562	110.163	134.725
2. Expropriation foncière	0	2.400	2.400
3. Services d'ingénierie	0	11.892	11.892
4. Gestion du projet	0	1.487	1.487
5. Provision	18.802	36.750	55.552
Imprévus techniques	9.423	19.208	28.631
Inflation	9.379	17.542	26.921
Total	113.030	228.826	341.856

### **5.1.2 Frais d'entretien**

Les frais d'entretien du barrage et des ouvrages d'irrigation après achèvement des travaux sont évalués à 0,3% du coût des travaux, soit 812.000 DH.

### **5.1.3 Frais de remplacement**

Certaines installations devront être remplacées régulièrement. Le projet prévoit le remplacement de ces éléments 25 ans au plus tard à compter du commencement du projet. Les frais de remplacement ont été déterminés à 1.067.000 DH.

## **5.2 Plan d'exécution du projet**

### **5.2.1 Programme d'exécution**

La durée du projet est de 4 ans. Les études et la conception détaillée seront achevées la première année, et les travaux entamés la deuxième année dureront 3 ans (cf. figure B8.5.2.1.). Des bénéficiaires agricoles seront dégagés à partir de la cinquième année consécutive à la construction de l'ensemble des ouvrages.

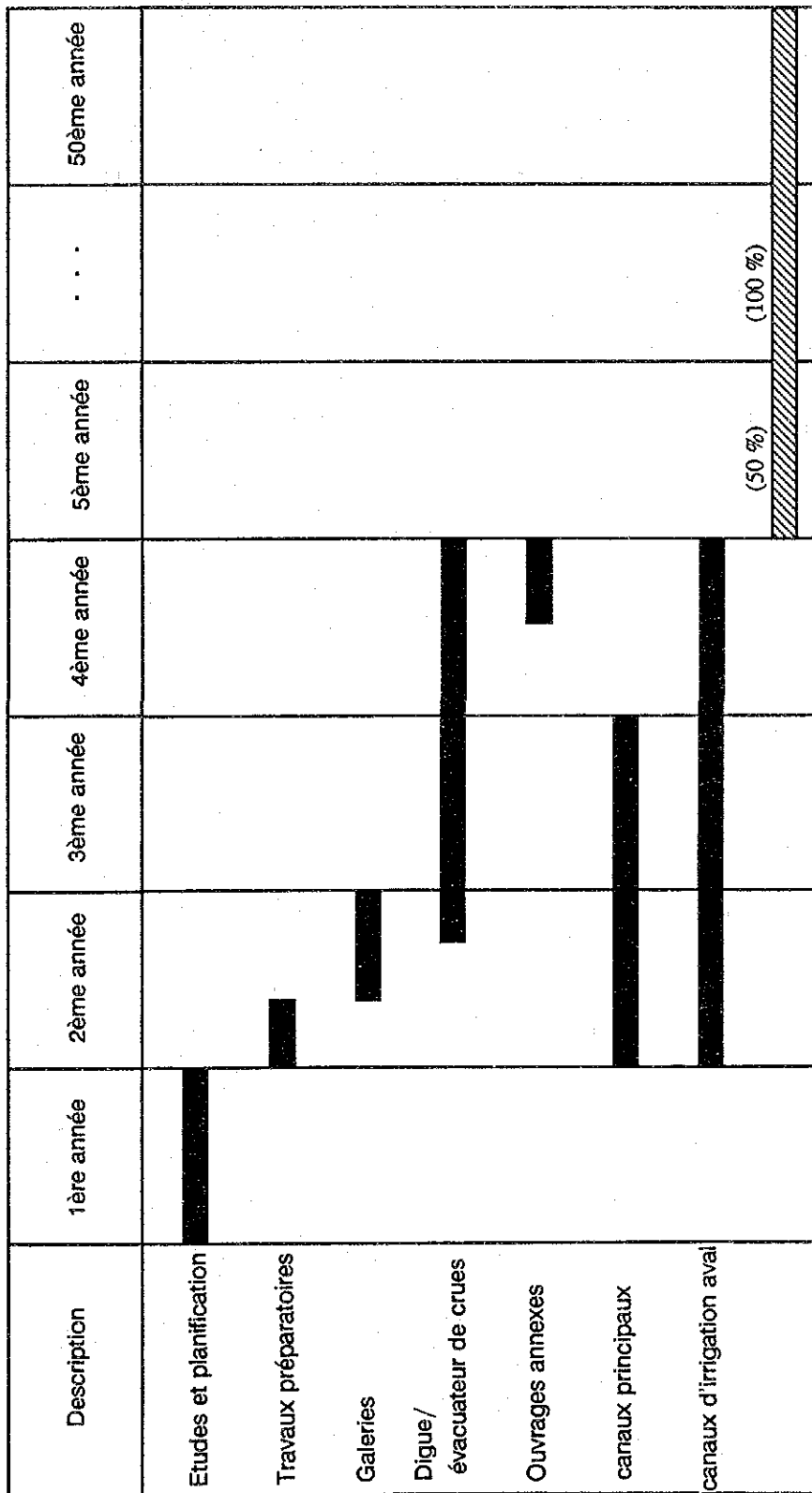
### **5.2.2 Répartition annuelle du budget**

La répartition annuelle du budget en fonction du programme d'exécution des travaux est reportée au tableau B8.5.2.1.

## **5.3 Bénéfices du projet**

### **5.3.1 Bénéfices agricoles**

Les bénéfices agricoles sont exprimés en prix économique qui représente la différence entre le revenu net obtenu en situation avec projet et le revenu net réalisé sans projet. Sur la base des revenus nets des produits agricoles par superficie unitaire indiqués aux tableaux A10.1.4 et A10.1.5 de l'Annexe A, on estime les bénéfices agricoles à 38,5 millions de DH. Les bénéfices varient en fonction de l'avancement des travaux : 50% pour la troisième année du projet, 75% pour la quatrième année, 100% pour la cinquième année et les années suivantes. Le programme de réalisation du rendement à atteindre est de 10% la première année, 50% la deuxième année, 80% la troisième année et 100% la quatrième année et les années suivantes.



( ) Flux des profits agricoles  
 ( / / ) Pourcentage des bénéfices engendrés

Figure B8.5.2.1 Calendrier de réalisation



TABLEAU B8.5.2 BESOINS ANNUELS EN FONDS POUR  
AMENAGEMENT AGRICOLE (SITE N° 12)

(Unité: 1,000 DH)

Description	1ère année		2ème année		3ème année		4ème année		Total		
	DE	ML	DE	ML	DE	ML	DE	ML	DE	ML	Total
1. Système d'irrigation	0	0	33.870	64.132	33.174	63.470	27.184	48.695	94.228	176.297	270.525
- Barrage	0	0	23.686	22.486	22.990	21.824	22.990	21.824	69.666	66.134	135.800
- Ouvrage d'irrigation	0	0	10.184	41.646	10.184	41.646	4.194	26.871	24.562	110.163	134.725
2. Exprop.foncière	0	2.400	0	0	0	0	0	0	0	2.400	2.400
3. Services d'ingénierie	0	11.892	0	0	0	0	0	0	0	11.892	11.892
4. Gestion du projet	0	0	0	495	0	496	0	496	0	1.487	1.487
5. Imprévus techniques	0	1.429	3.387	6.463	3.317	6.397	2.718	4.919	9.423	19.208	28.630
6. Provisions pour inflation des prix	0	0	1.694	3.231	3.400	6.557	4.285	7.754	9.379	17.542	26.920
<b>Total général</b>	<b>0</b>	<b>15.721</b>	<b>38.951</b>	<b>74.321</b>	<b>39.892</b>	<b>76.919</b>	<b>34.187</b>	<b>61.864</b>	<b>113.030</b>	<b>228.825</b>	<b>341.855</b>

Note: DE: Devises étrangères  
ML: Monnaie locale

Les bénéfices négatifs dus à la compensation pour expropriation foncière sont estimés à 2.335 DH/ha en supposant que le revenu de l'exploitation agricole provient actuellement essentiellement de la vente du blé.

### **5.3.2 Autres bénéfices**

La réalisation de ce projet aura l'impact social et les avantages indirects suivants :

- (1) Fourniture stable de produits alimentaires grâce à une augmentation de la production des céréales.
- (2) Utilisation de différents systèmes d'irrigation permettant la vulgarisation et l'amélioration des techniques agricoles, sur la base du système cultural introduisant la culture des légumes et les cultures industrielles.
- (3) Les travaux nécessitant une main d'oeuvre importante, le projet contribuera à la lutte contre le chômage.
- (4) L'augmentation du revenu des agriculteurs permettra de relancer la consommation et d'améliorer l'environnement rural.
- (5) Avec le développement des activités agricoles, les jeunes s'installeront de plus en plus en milieu rural et joueront un rôle important dans la revitalisation de celui-ci.
- (6) Si les agriculteurs sont suffisamment intéressés par le développement hydraulique, les résultats obtenus grâce au projet pourront être transmis aux communes adjacentes.
- (7) Quant à la conservation des bassins versants, la construction des barrages permettra d'éviter les transports de terres dans le cours principal de l'Ouergha.

## **5.4 Evaluation économique**

### **5.4.1 Coût économique**

#### **(1) Coût économique des frais de construction**

Pour la part en devises étrangères le coût économique correspond au coût financier, alors que pour la part en monnaie locale, on applique un coefficient de conversion pour chaque volet des frais de construction, lequel est fonction du résultat de l'évaluation économique. Dans cette dernière la provision réservée à l'inflation des prix n'est pas incluse dans les frais de construction, de même que les frais de compensation pour expropriation foncière, considérés comme bénéfices négatifs. Les frais de construction tels qu'exprimés en coût économique sont indiqués au tableau B8.5.2.

**Tableau B8.5.2 Coût économique**

Description	1ère année	2ème année	3ème année	4ème année	Total
1. Système d'irrigation	0	84.203	84.203	66.348	235.982
- Barrages	0	40.539	40.539	40.539	122.845
- Ouvrages d'irrigation	0	43.664	43.664	25.809	113.137
2. Services d'Ingénierie	10.703	0	0	0	10.703
3. Gestion du projet	0	446	446	446	1.338
4. Imprévus techniques	1.070	8.465	8.465	6.679	24.802
<b>Total</b>	<b>11.773</b>	<b>93.114</b>	<b>93.114</b>	<b>73.473</b>	<b>272.825</b>

**(2) Frais d'entretien et de remplacement**

Les frais d'entretien, exprimés en coût économique, représentent 0,3% du coût des travaux soit 708.000 DH.

**5.4.2 Analyse économique**

Pour un délai de 50 ans entre l'évaluation et la construction des ouvrages, le taux inférieur de rentabilité économique (TIRE) est de 9,9 % (cf. tableau B8.5.2.). On obtient la valeur actuelle nette des profits et des coûts en prenant comme hypothèse que le coût d'opportunité du capital est au taux de 8% (taux de réduction). De ce fait, B/C et B-C sont calculés à 1,28 et 64.258 DH respectivement. Puis, en tenant compte du facteur risque lié au projet, on effectue une analyse de sensibilité pour les 4 hypothèses suivantes :

(HYPOTHESE)	(TIRE)
Augmentation des coûts des travaux de 10%	9,22%
Diminution des bénéfices de 10%	9,09%
Achèvement des travaux avec 1 an de retard	9,88%
Génération des 3 cas	8,35%

Les valeurs TIRE démontrent la faisabilité du projet. Cependant, puisque le projet contient des composantes de développement hydraulique modèles et qu'il contribue au développement des secteurs d'irrigation clés, il est nécessaire d'examiner sa réalisation d'une manière plus minutieuse. Si l'on tient compte du fait que le périmètre bénéficiaire N° 8 est adjacent au N° 20,

ce projet pourra être considéré comme partie intégrante du plan général de développement de ces deux périmètres.

## 5.5 Evaluation financière

Les fermes ont été comparées en situation de projet et sans projet, et divisées en 4 classes selon la taille d'exploitation et le revenu agricole. Les résultats sont reportés au tableau B3.5.3.

**Tableau S.5.3. Bénéfice financier du projet au niveau du revenu agricole**

Taille d'exploitation (ha)	1/ Cas sans projet (DH)	2/ Cas avec projet (DH)	2/1
3	9.006	35.533	3,9
5	15.854	56.602	3,6
7	16.079	78.693	4,9
10	23.421	115.600	4,9

Si le projet est mis en oeuvre, le bénéfice agricole annuel sera à peu près quadruplé en moyenne. En supposant que les frais d'utilisation du réseau d'irrigation soient équivalents aux frais d'entretien, la contribution par ha s'élève à 190 DH. Les exploitations les plus petites avec des superficies de 3 ha devront payer 570 DH par an de redevance, ce qui ne représente qu'à peine 2% du bénéfice de l'exploitation agricole. En conséquence il ne devrait pas y avoir de problème de paiement des redevances d'utilisation du réseau d'irrigation.

Le calcul détaillé des bénéfices est indiqué aux tableaux B2.5.3. et B3.5.4.

ANNEXE. TABLEAU B8.5.1 BENEFICE ECONOMIQUE DU PROJET POUR N° 12

Assole.	Culture	Situation sans projet			Situation avec projet				
		Superficie (Ha)	* VA (DH/Ha)	**VAPT ('000 DH)	Culture	Superficie (Ha)	* VA (DH/Ha)	**VAPT ('000 DH)	Bénéfice ('000 DH)
1.	Grains	2.933	2.335	6.849	Tournesol	3.310	8.103	26.821	
	Légumin.	977	1.846	1.804	Légumes	600	36.370	21.822	
	Olive/G	120	4.646	558	Olive/G	120	9.081	1.090	
	Orange	200	13.278	2.656	Orange	200	44.064	8.813	
	<b>Total</b>	<b>4.230</b>		<b>11.865</b>	<b>Total</b>	<b>4.230</b>		<b>58.545</b>	
2.	Grains	2.933	2.335	6.849	Grains	3.310	5.577	18.460	
	Légumin.	977	1.846	1.804	Légumes	600	40.839	24.503	
	Olive/Lgmin	120	4.496	540	Olive/Lgmin	120	8.445	1.013	
	Orange	200	13.278	2.656	Orange	200	44.064	8.813	
	<b>Total</b>	<b>4.230</b>		<b>11.847</b>	<b>Total</b>	<b>4.230</b>		<b>52.789</b>	
3.					Tournesol	3.310	8.103	26.821	
					Grains	600	5.577	3.346	
					Olive/F	120	7.839	941	
					Orange	200	44.064	8.813	
					<b>Total</b>	<b>4.230</b>		<b>39.921</b>	
<b>Moyenne</b>				<b>11.856</b>			<b>50.419</b>	<b>38.562</b>	

\* VA : Valeur Ajoutée

\*\* VAPT: Valeur Ajoutée de la production totale

ANNEXE. TABLEAU B8.5.2  
CALCUL DU TAUX INTERNE DE RENTABILITE ECONOMIQUE (TIRE)  
(SITE N° 12)

		TAUX D'ESCOMPTE I =		8,00 POURCENT						
		1/(1+i) =		0,92593						
		COUT DU PROJET = 272.825,000 DH		BENEFICE = ICE = 38,5		62,000 DH				
N°	ANNEE	ING.	COUT DE CONSTRUCTION	COUT DE REMPLACE.	COUT D' E&M	COUT TOTAL	BENEFICE	BILAN (B - C)		
1	1993	11773	0	0	0	11773	0	-11773		
2	1994	0	94465	0	0	94465	-140	-94605		
3	1995	0	93114	0	0	93114	-140	-93254		
4	1996	0	73473	0	0	73473	-140	-73613		
5	1997	0	0	0	708	708	1788	1080		
6	1998	0	0	0	708	708	11429	10721		
7	1999	0	0	0	708	708	24925	24217		
8	2000	0	0	0	708	708	34566	33858		
9	2001	0	0	0	708	708	38422	37714		
10	2002	0	0	0	708	708	38422	37714		
11	2003	0	0	0	708	708	38422	37714		
12	2004	0	0	0	708	708	38422	37714		
13	2005	0	0	0	708	708	38422	37714		
14	2006	0	0	0	708	708	38422	37714		
15	2007	0	0	0	708	708	38422	37714		
16	2008	0	0	0	708	708	38422	37714		
17	2009	0	0	0	708	708	38422	37714		
18	2010	0	0	0	708	708	38422	37714		
19	2011	0	0	0	708	708	38422	37714		
20	2012	0	0	0	708	708	38422	37714		
21	2013	0	0	0	708	708	38422	37714		
22	2014	0	0	0	708	708	38422	37714		
23	2015	0	0	0	708	708	38422	37714		
24	2016	0	0	0	708	708	38422	37714		
25	2017	0	0	1067	708	1775	38422	36647		
26	2018	0	0	0	708	708	38422	37714		
27	2019	0	0	0	708	708	38422	37714		
28	2020	0	0	0	708	708	38422	37714		
29	2021	0	0	0	708	708	38422	37714		
30	2022	0	0	0	708	708	38422	37714		
31	2023	0	0	0	708	708	38422	37714		
32	2024	0	0	0	708	708	38422	37714		
33	2025	0	0	0	708	708	38422	37714		
34	2026	0	0	0	708	708	38422	37714		
35	2027	0	0	0	708	708	38422	37714		
36	2028	0	0	0	708	708	38422	37714		
37	2029	0	0	0	708	708	38422	37714		
38	2030	0	0	0	708	708	38422	37714		
39	2031	0	0	0	708	708	38422	37714		
40	2032	0	0	0	708	708	38422	37714		
41	2033	0	0	0	708	708	38422	37714		
42	2034	0	0	0	708	708	38422	37714		
43	2035	0	0	0	708	708	38422	37714		
44	2036	0	0	0	708	708	38422	37714		
45	2037	0	0	0	708	708	38422	37714		
46	2038	0	0	0	708	708	38422	37714		
47	2039	0	0	0	708	708	38422	37714		
48	2040	0	0	0	708	708	38422	37714		
49	2041	0	0	0	708	708	38422	37714		
50	2042	0	0	0	708	708	38422	37714		
<b>TOTAL</b>		<b>11773</b>	<b>261052</b>	<b>1067</b>	<b>32568</b>	<b>226283</b>	<b>290541</b>	<b>(VNP)</b>	<b>(VNP)</b>	<b>(TIRE)</b>

B - C = 64258  
B/C = 1,284



**ANNEXE C                    GUIDE DE PLANIFICATION ET DE CONCEPTION DES  
BARRAGES**

Table des matières

I. Généralités.....	C-1
1.1 Concept de base.....	C-1
1.2 Phases de la réalisation d'un barrage collinaire.....	C-1
II. Planification et développement.....	C-3
2.1 Introduction.....	C-3
2.2 Besoins en eau.....	C-4
2.2.1 Besoins en eau pour irrigation.....	C-4
2.2.2 Besoins en eau domestique.....	C-6
2.3 Débit entrant.....	C-6
2.3.1 Intervalles chronologiques.....	C-6
2.3.2 Données sur le débit entrant.....	C-6
2.3.3 Eléments de séries chronologiques.....	C-10
2.3.4 Modèle annuel de MARKOV.....	C-12
2.3.5 Modèle saisonnier de Thomas et Fiering.....	C-14
2.4 Analyse de capacité de rendement de la retenue.....	C-16
2.4.1 Coubes de valeurs cumulées (diagramme en rides).....	C-16
2.4.2 Analyse de comportement (ou simulation).....	C-17
2.4.3 Retenues semi-infini.....	C-20
2.5 Concept de fiabilité pour le dimensionnement des réservoirs.....	C-22
2.6 Estimations économiques.....	C-23
III. Type, caractéristiques & dimensionnement des ouvrages.....	C-26
3.1 Généralités.....	C-26
3.1.1 Critères de dimensionnement.....	C-26
3.1.2 Utilité de conception du guide.....	C-27
3.2 Sélection des sites et des types de barrage.....	C-27
3.2.1 Choix des type de barrage.....	C-27
3.2.2 Types de barrage.....	C-28



3.3	Etudes et essais des fondations et des matériaux de construction.....	C-32
3.3.1	Etude géologique des fondations du site de barrage .....	C-32
3.3.2	Etude géologique des site d'emprunt .....	C-36
3.3.3	Essais sur les matériaux de construction.....	C-36
3.4	Intensité sismique et sédimentation.....	C-43
3.4.1	Intensité sismique.....	C-43
3.4.2	Sédimentation .....	C-45
3.5	Etude du débit de projet .....	C-49
3.5.1	Périodes de récurrence du débit de projet.....	C-49
3.5.2	Calcul des débits de crues.....	C-49
3.6	Cotes des ouvrages.....	C-51
3.6.1	Revanche.....	C-51
3.6.2	Cote de la crête de barrage.....	C-52
3.7	Profil du barrage .....	C-53
3.7.1	Barrage-poids.....	C-53
3.7.2	Barrage en remblai .....	C-56
3.8	Calcul de la stabilité des barrages.....	C-58
3.8.1	Barrage en remblai .....	C-59
3.8.2	Barrage-poids (rigides) .....	C-60
3.9	Protection de la digue.....	C-62
3.9.1	Protection du talus en amont .....	C-62
3.9.2	Protection du talus du côté aval.....	C-63
3.9.3	Crête de digue.....	C-64
3.10	Conception de traitement des fondations.....	C-64
3.10.1	Conception de traitement des fondations.....	C-64
3.10.2	Conception de traitement des fondations pour le barrage en remblai.....	C-65
3.11	Conception des ouvrages annexes .....	C-68
3.11.1	Conception des évacuateurs de crue.....	C-68
3.11.2	Planification des ouvrages de prise et de vidange .....	C-80

IV. Construction.....	C-81
4.1 Généralités.....	C-81
4.1.1 Reconnaissances et vérification des éléments de base .....	C-81
4.1.2 Gestion de la sécurité.....	C-81
4.1.3 Protection de l'environnement.....	C-82
4.2 Barrages en remblai .....	C-82
4.2.1 Fouilles .....	C-82
4.2.2 Travaux de la digue .....	C-85
4.2.3 Contrôle de la qualité.....	C-89
4.3 Barrage-poids.....	C-92
4.3.1 Fouille du seuil noyé de la digue .....	C-92
4.3.2 Bétonnage.....	C-93
4.3.3 Contrôle de qualité.....	C-97
V. Exploitation et entretien .....	C-99
5.1 Généralités.....	C-99
5.2 Retenue .....	C-99
5.2.1 Appareils de mesure .....	C-99
5.3 Barrage et structures annexes.....	C-100
5.3.1 Exploitation et entretien de barrage.....	C-100
5.3.2 Exploitation et entretien des structures .....	C-103
VI. Etudes d'aménagement d'irrigation aval des barrages & lacs collinaires .....	C-105
6.1 Introduction .....	C-105
6.2 Données de base .....	C-105
6.3 Description du projet .....	C-106
6.3.1 Données de base .....	C-106
6.3.2 Dimensionnement du réseau d'irrigation .....	C-108
6.3.3 Tracé du réseau .....	C-114
6.3.4 Profils en long .....	C-114
6.3.5 Profils en travers .....	C-114
6.3.6 Consistance des pièces dessinées .....	C-115



## I. GENERALITES

### 1.1 Concept de base

Les guides préparés dans le cadre de cette étude serviront pour l'étude et la planification de projets de développement agricoles dont les ressources hydrauliques proviennent de petits et moyens barrages et de lacs collinaires.

Ces guides ne sont pas des manuels d'étude et de conception détaillés ; ils décrivent plutôt les principaux critères de base devant être pris en compte lors des enquêtes, études et conception de projets de barrages donnés, attendu que les projets de barrage ont pour objectif d'utiliser efficacement les ressources en eau des rivières et que les ouvrages doivent en outre être économiquement viables, et parfaitement réalisables, ce qui signifie que les objectifs d'utilisation de l'eau soient clairement définis, et que les bénéfices escomptés soient comptabilisables (ceci inclut également les travaux de construction des barrages).

Ainsi conçus, les guides prendront en compte les différents aspects techniques et objectifs suivants :

- Définir des critères communs aux barrages de même envergure et mettre en évidence les différences relevées dans chacune des catégories selon la classification adoptée au Maroc (barrages moyens, petits barrages et lacs collinaires).
- Ne pas considérer uniquement l'étude et la conception des barrages comme le seul aspect primordial mais s'attacher à formuler des projets de barrages qui arrivent à équilibrer les plans d'utilisation de l'eau. Le dimensionnement des réservoirs devra être le résultat de la parfaite combinaison des besoins et des apports qui devront être comparés.
- Le facteur économique sera le principal critère retenu pour l'évaluation des barrages.
- Lors de la conception, on tiendra compte des méthodologies et normes les plus adaptées et habituellement utilisées au Maroc, en les révisant lorsque cela sera nécessaire.
- En ce qui concerne le contrôle des travaux, on s'attachera en principe au contrôle des éléments susceptibles de relever le niveau de qualité des ouvrages, sans toutefois considérer les techniques trop particulières.
- Les directives pour la maintenance rassembleront les méthodes habituellement utilisées au Maroc, augmentées de méthodes utilisées dans d'autres pays et qui tiennent compte du niveau technologique du Maroc.
- Les directives du guide pourront s'appliquer également à des ouvrages hors bassin de l'Ouergha.

### 1.2 Phases de la réalisation d'un barrage collinaire

Dans la réalisation d'un barrage collinaire, on peut distinguer trois phases bien caractérisées :

#### **1ère phase : études préliminaires**

Elle concerne les reconnaissances et les études générales de la zone à développer en vue:

- d'établir l'inventaire des réalisations susceptibles de satisfaire les besoins soit déjà exprimés soit répertoriés dans la zone;
- d'apprécier l'intérêt économique de la réalisation de ces aménagements.

#### **2ème phase : études d'avant-projet**

Elle concerne les études des retenues collinaires pré-sélectionnées lors de la phase préliminaire.

Il s'agit des études d'avant-projet qui permettront la réalisation des aménagements.

#### **3ème phase : réalisation des ouvrages**

Elle concerne les conditions d'organisation, les prescriptions techniques pour une bonne exécution et les contrôles qui doivent être mis en oeuvre pendant la construction des ouvrages.

Pour chaque phase on pourra utilement se reporter soit au rapport de septembre 1988 préparé au Maroc «La promotion nationale et les barrages collinaires», soit au guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires «Ressources en eau dans les pays de l'Afrique du Nord », mai 1987, qui sont des références bien détaillées.

Dans le présent guide, nous avons rassemblé les différentes phases d'étude en soulignant les points qui nous semblent les plus importants.

Au chapitre 2, nous formulons les principes fondamentaux des programmes de développement à l'étape des études préliminaires et des études d'avant-projet.

Au chapitre 3, nous parlons de la planification des principales installations hydrauliques et des barrages qui pourra être utilisée lors des études d'avant-projet.

Au chapitre 4, et au chapitre 5, nous présentons les méthodes pouvant être mises en oeuvre pendant la construction des ouvrages.

Ce guide, inclue les technologies de planification et de conception spécifiques au Maroc ou des techniques utilisées dans d'autres pays, qu'il serait souhaitable de vulgariser après les avoir adaptées aux spécificités du Maroc.

## II. Planification et développement

### 2.1 Introduction

L'emménagement sur une rivière qui permettra de satisfaire une demande donnée dépend de trois facteurs: la variation du débit de la rivière, l'importance de la demande, et le degré de fiabilité de satisfaction de la demande.

Nous avons schématisé la problématique à résoudre à la figure 2.1.1. Pour satisfaire la demande d'une zone urbaine ou d'un réseau d'irrigation agricole, par exemple, il faudra dévier les cours d'eau dont la séquence d'écoulement est égale à  $Q(t)$ , ou encore allonger les périodes de débit lent de la rivière. Mais quelle que soit la solution, la question qui se pose est toujours de savoir « Quelle doit être la capacité ( $C$ ) de la retenue pour une sortie ou tirant d'eau  $D(t)$  asservis donnés qui permettent un niveau de sécurité acceptable ? » Il est possible de poser la question autrement et de parler par exemple de sortie déterminée pour une capacité donnée, mais fondamentalement le problème reste le même: trouver la relation entre le débit entrant, la capacité de la retenue, les sorties asservies, et la sécurité.

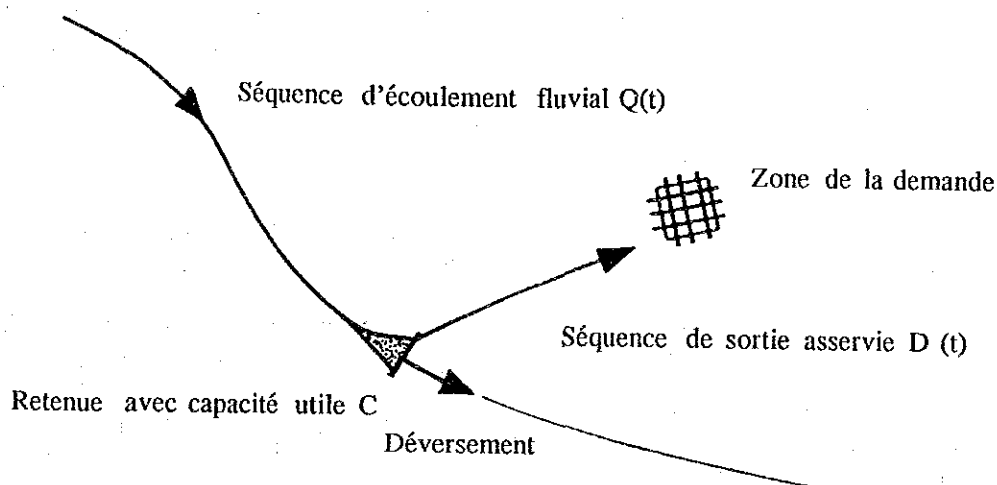


Fig. 2.1.1 Schématisation du problème de capacité/rendement

Puisqu'on peut prendre la séquence d'écoulement fluvial comme une variable aléatoire, on peut considérer les débits entrants selon un concept de probabilité. En général, pour utiliser les variables aléatoires de débits entrants dans les études, on utilise les relevés historiques des débits d'un cours d'eau sur une certaine période de temps.

Il est évidemment impossible de prédire avec exactitude quelle sera la séquence du débit dans les années à venir. Il faut donc parler des variations probables du débit pour pouvoir finaliser une étude avec un risque calculé.

La fiabilité des débits disponibles d'un barrage est toujours liée à l'aspect économique du projet. Si on projette un barrage trop grand par rapport aux volumes des débits entrants, il ne sera pas réalisable du point de vue de l'intérêt économique du projet, même si la sécurité est assurée. En cas de barrages plus petits, on aura la situation inverse.

La capacité de retenue du barrage doit être décidée en tenant compte de l'aspect aléatoire des débits entrants afin que le critère de fiabilité soit acceptable d'un point de vue économique.

Ce chapitre traite d'un certain nombre de questions liées à l'étude et à la planification des barrages.

## 2.2 Besoins en eau

### 2.2.1 Besoins en eau pour irrigation

L'irrigation est un apport d'eau artificiel destiné à combler le déficit résultant de la différence entre deux termes :

- L'exportation d'eau par la transpiration des plantes et l'évaporation du sol. Cette exportation est représentée par l'évapotranspiration réelle maximum (ETRm)

$$ETRm = k \times ETP$$

- L'apport "naturel" d'eau correspondant d'un côté à la pluie efficace  $P_e$  tombée pendant la période considérée, c'est-à-dire la fraction infiltrée dans le sol, et d'un autre côté à la variation de la réserve du sol  $\Delta R$ .

Les besoins en eau d'irrigation BE d'une culture s'expriment donc pour une période donnée par la différence :

$$BE = E.T.R.m - (P_e + \Delta R)$$

Les besoins en eau BE sont généralement calculés pour les périodes de un mois et sont exprimés soit en mm d'eau, soit en  $m^3/ha$  ( $1mm = 1 l/m^2 = 10 m^3/ha$ ).

Les besoins en eau d'irrigation d'un périmètre sont fonction du plan d'assolement réalisé, c'est-à-dire de la nature des cultures et de leur proportion en surface dans le périmètre.

Le plan d'assolement étant défini par l'agronome, les besoins en eau d'irrigation seront calculés pour la période de croisière du périmètre, c'est-à-dire en supposant que l'assolement est appliqué dans l'ensemble du périmètre considéré.

Un choix doit donc être fait au préalable pour savoir quelle est la valeur et la probabilité admissibles de l'insuffisance de débit que portera le réseau d'irrigation.

Le transport, la distribution et l'application de l'eau d'irrigation s'accompagnent toujours de pertes d'eau dont il faut tenir compte pour le dimensionnement des installations et des réseaux.

Les besoins en tête du réseau, ou besoins bruts, correspondent aux besoins des cultures ou besoins nets additionnés des pertes d'eau.

On distingue les pertes d'eau à la parcelle et les pertes d'eau dans le réseau lui-même. Les pertes sont exprimées par un rapport  $e_i$  inférieur à un, appelé efficience.

**N.B.** Les besoins en eau d'irrigation sont calculés en se basant sur des études fréquentielles car ces besoins varient d'une année à l'autre.

Le réseau d'irrigation ne devra pas forcément être dimensionné pour les besoins de pointe observés les plus élevés. Il est possible d'admettre un déficit du réseau d'irrigation une année sur dix, deux années sur dix.

$$e_t = \frac{B E_{net}}{B E_{brut}} = \frac{B E_{net}}{B.E_{net} + pertes}$$

En pratique, on distingue suivant le lieu des pertes auquel on se réfère, l'efficacité à la parcelle  $e_p$  et l'efficacité des réseaux  $e_r$ .

L'efficacité globale ou totale  $e_t$  est égale à  $e_p \times e_r$ .

On a donc :

$$\text{Besoin en tête de parcelle} = \frac{B.E_{net}}{e_p}$$

$$\text{Besoin en tête du réseau} = \frac{B.E_{net}}{e_t}$$

L'efficacité dans un périmètre d'irrigation gravitaire dépend de nombreux facteurs.

L'efficacité à la parcelle dépend étroitement de :

- la qualité de l'aménagement interne de la parcelle irriguée : nivellement, arroseur, ...
- du mode d'arrosage et de la nature du sol
- la technicité de l'irrigateur.

L'efficacité des réseaux dépend entre autres de :

- la qualité du revêtement des canaux : canaux en terre ou bétonnés par exemple,
- la qualité des joints des canaux,
- l'efficacité des responsables de la distribution d'eau dans le périmètre : importance des pertes dues aux fausses manoeuvres, à la non application du calendrier d'irrigation ...
- l'âge du réseau (l'efficacité est très faible pour un réseau vétuste).

Pour l'irrigation par ruissellement à la raie, et avec des réseaux en éléments de canaux préfabriqués, on adopte généralement au Maroc les chiffres suivants :

$$e_p = 0,7 \quad , \quad e_r = 0,9 \quad , \quad e_t = 0,63$$

L'efficacité peut être chiffrée à partir d'une appréciation qualitative selon le tableau ci-dessous:

	<u>Mauvaise</u>	<u>Acceptable</u>	<u>Bonne</u>	<u>Excellente</u>
Méthode d'irrigation	0,40	0,60	0,70	0,80
Etat du réseau	0,50	0,80	0,85	0,90

La connaissance des besoins en eau bruts et des surfaces irrigables de chaque assolement permet de calculer les volumes d'eau mensuels et annuels théoriques nécessaires au périmètre. Les volumes d'eau régularisés doivent satisfaire les besoins ainsi calculés.



Les besoins en eau réels dépendent du climat effectif du mois ou de l'année considérée et des superficies réellement irriguées.

### **2.2.2 Besoins en eau domestique**

L'étude consistera dans le réexamen et dans la mise au point des estimations effectuées au cours de la phase préliminaire.

*En ce qui concerne les besoins domestiques, on fixera de façon définitive les limites du territoire à desservir et l'entité de la population à alimenter, la réduction du taux de mortalité grâce à l'amélioration sanitaire et la capacité d'attraction d'autres familles vers le village.*

Une attention particulière devra être dédiée à la possibilité de satisfaire également les besoins de l'irrigation agricole d'usage familial. Au cas où la ressource aurait une capacité suffisante, l'adduction d'eau rurale contribuerait largement à améliorer les conditions de vie de la population rurale.

Il est opportun d'évaluer séparément les besoins pour les usages domestiques, pour le cheptel et pour les usages agricoles. Certains ouvrages (par exemple l'installation de potabilisation) pourront en effet être dimensionnés aux seuls besoins domestiques.

## **2.3 Débit entrant**

### **2.3.1 Intervalles chronologiques**

L'intervalle chronologique des données de débit entrant dépend de la taille de l'emmagasinement et du degré de précision souhaité. Pour des petits réservoirs conçus pour fournir de l'eau d'appoint pendant un mois ou deux par an, les données du débit *journalier* seront nécessaires. Pour les plus grands réservoirs, les données *mensuelles* suffisent normalement pour définir les variations de débit selon les saisons (variations saisonnières), bien que souvent les données annuelles donnent des résultats suffisamment précis pour les estimations du plan d'avant-projet.

*La plupart des études adoptent en général les données mensuelles, ce qui a pour avantage de pouvoir effectuer le traitement des données concernant les intervalles chronologiques dans des délais raisonnables, de prendre suffisamment en compte les variations de débit et de sortie sur une année, et de pouvoir se procurer facilement les chiffres. On a par contre l'inconvénient mineur de travailler sur un calendrier dont les mois ne comportent pas le même nombre de jours ; cependant l'effet est insignifiant sur l'emmagasinement et il n'est généralement pas pris en compte.*

### **2.3.2 Données sur le débit entrant**

Il est impossible de prévoir la séquence future des débits d'un cours d'eau naturel. Par conséquent toutes les méthodes sont basées sur les données de débit historiques ou sur les paramètres dérivés de celles-ci, et supposent donc implicitement que ces données sont représentatives des caractéristiques du débit réel. Il s'ensuit que toutes les valeurs d'emmagasinement (ou tirant d'eau) estimées à partir des données historiques renferment une erreur inhérente.

Les données de débit entrant peuvent être représentées comme une distribution de la fréquence des débits, telles que celles relevées sur plusieurs cours d'eau. Ces distributions peuvent souvent être évaluées à partir des distributions théoriques standard (Normal, log-Normal, Gamma, Weibull, Valeur Extrême Type I, et log-Pearson type III). Ces distributions sont définies par des paramètres du débit, par exemple, moyenne, écart standard et coefficient d'asymétrie. La corrélation sériale avec décalage un (lag-un) décrivant la persistance d'un débit est un autre paramètre important des débits.

Pour des volumes de débit  $x_1, x_2, \dots, x_{n-1}, x_n$  correspondant à des intervalles chronologiques successifs, les paramètres se définissent comme suit :

(1) Mesures de la tendance centrale

\* *Moyenne arithmétique* ..... (2.1)

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

\* *Médiane*

Valeur située à mi chemin des fréquences de débit ou variable qui divise la distribution des fréquences de débit en deux parties égales.

La moyenne arithmétique est la plus souvent utilisée car elle est plus simple à calculer. Mais en cas de distributions extrêmement asymétriques la médiane indique mieux la tendance centrale.

(2) Mesures de variabilité

\* *Ecart standard* ..... (2.2)

$$s = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.2)$$

$$= \left[ \frac{1}{n-1} \left( \sum_{i=1}^n x_i^2 - n \bar{x}^2 \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.3)$$

Pour des raisons de commodité de calcul on préférera l'équation 2.3. L'écart standard est pris comme mesure de base de la variabilité.

\* La *variable* est la racine carrée de l'écart standard

\* *Coefficient de variation* ..... (2.4)

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}}$$

Le coefficient de variation est une mesure illimitée de la variabilité très utilisée en hydrologie.

\* *Indice de variabilité* ..... (2.5)

$$I_v = \left[ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\log_{10} x_i - \overline{\log_{10} x})^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

L'indice de variabilité est un écart standard des logarithmes de débit.

(3) Mesure de l'asymétrie

Quand une distribution n'est pas régulière, on dit qu'elle est asymétrique.

\* Coefficient d'asymétrie

$$C_s = \frac{a}{s^3} \quad \dots \dots \dots (2.6)$$

$$\text{ou } a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum (x_i - \bar{x})^3 \quad \dots \dots \dots (2.7)$$

$$= \frac{n}{(n-1)(n-2)} [ \sum x^3 - 3\bar{x} \sum x^2 + 2n\bar{x}^3 ] \quad \dots \dots \dots (2.8)$$

Cette mesure infinie correspond au troisième moment des données ; c'est une des mesures qui définissent la *forme de distribution*. Les données qui renferment une asymétrie positive sont en biais vers la droite (fig. 2.3)

Une autre mesure de l'asymétrie utilisée en hydrologie est obtenue par :

\* le deuxième coefficient d'asymétrie de Pearson :  $\dots \dots \dots (2.9)$

$$\frac{3(\text{moyenne} - \text{médiane})}{\text{déviati\on standard}}$$

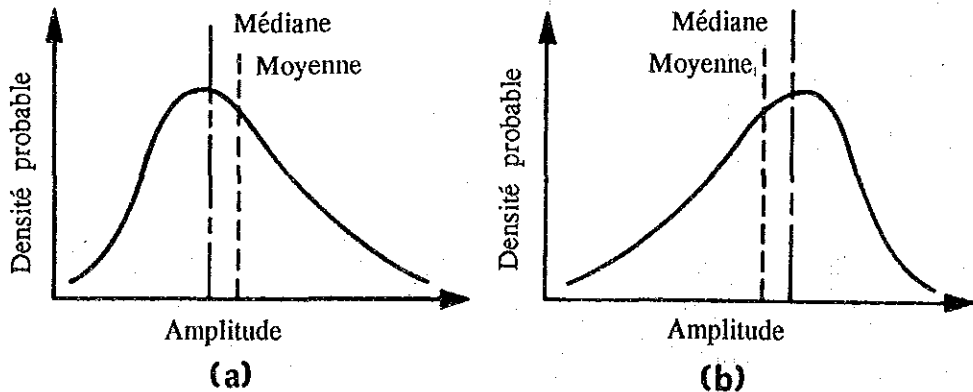


Figure 2.3.1 Distributions asymétriques (a) Positive (b) Négative

Les distributions de débit types ont une asymétrie positive.

Le degré d'asymétrie décroît en général à mesure que les données de l'intervalle chronologique diminuent, de sorte que, pour un même cours d'eau, la distribution des débits annuels sera en principe moins oblique que la distribution des débits mensuels.

(4) Mesure de la persistance

La persistance est une caractéristique déterminante des séries chronologiques hydrologiques. Un mois avec un fort débit fluvial par exemple a tendance à être suivi par un autre mois à fort débit plutôt que par un mois à faible débit. Cet élément très important pour l'étude du rapport emmagasinement/rendements, mais ce n'est pas un paramètre utilisable pour les distributions théoriques ; quantitativement, il se caractérise par un *coefficient de corrélation sériale* et indique dans quelle mesure un événement est influencé par l'événement qui le précède.

\* *Corrélation sériale*

$$r_k = \frac{\frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^{n-k} x_i x_{i+k} - \frac{1}{(n-k)^2} \sum_{i=1}^{n-k} x_{i+k} \sum_{i=1}^{n-k} x_i}{\left[ \frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^{n-k} x_i^2 - \frac{1}{(n-k)^2} \left( \sum_{i=1}^{n-k} x_i \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \left[ \frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^{n-k} x_{i+k}^2 - \frac{1}{(n-k)^2} \left( \sum_{i=1}^{n-k} x_{i+k} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2.10)$$

où  $r_k$  = coefficient de corrélation sériale avec décalage k, et  
k = décalage entre les débits

Le seul décalage pris en compte est celui de la corrélation sériale avec décalage 1 (k = 1 dans l'équation 2.10), sauf pour les processus avec génération stochastique des données.

Il est à noter qu'il existe d'autres processus en dehors de l'équation 2.10 pour le calcul des corrélations sériales des séries chronologiques.

Nous recommandons toutefois de choisir l'équation 2.10, d'autant que les différences de processus ne sont pas très importantes s'agissant de l'analyse du rapport de capacité/rendement d'une retenue.

Les corrélations sériales sont en principe considérables pour les données de débit mensuel. Pour les données de débit annuel, la plupart des cours d'eau ont un coefficient de corrélation sériale proche de zéro ; il reste toutefois un bon nombre de cours d'eau qui présentent des coefficients importants.

(5) Erreurs standard de paramètres

Il faut souligner que les paramètres définis au chapitre précédent ne concernent que les estimations de population. Les erreurs standard de paramètres donnent une indication de l'importance des erreurs d'estimation. Elles se définissent comme suit:

Erreur standard de la moyenne =  $s/n^{1/2}$  ..... (2.11)

Erreur standard d'un écart moyen .....  $s/(2n)^{1/2}$  ..... (2.12)

Erreur standard d'un coefficient de variation =  $\left[ \frac{1+2C_2}{2n} \right]^{1/2}$  ..... (2.13)

Erreur standard du coefficient d'asymétrie = ...  $\left[ \frac{6n(n-1)}{(n-2)(n-1)(n+3)} \right]^{1/2}$  ..... (2.14)

Erreur standard du coefficient de corrélation sérial = ...  $\frac{(n-k-1)^2}{n-k}$  ..... (2.15)

où s = écart standard des volumes de débit,  
 n = nombre de données, et  
 k = décalage entre les débits.

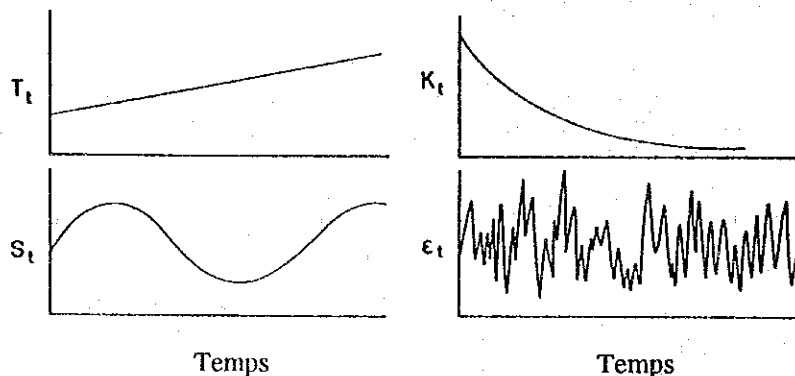
En règle générale, l'interprétation de ces erreurs est assimilée à l'interprétation de l'écart standard d'une variable. En supposant que les valeurs des paramètres sont normalement réparties (approximation acceptable dans la plupart des cas), les deux tiers des valeurs se situeront dans une gamme d'erreur standard de  $\pm 1$ .

**2.3.3 Éléments de séries chronologiques**

D'un point de vue stochastique, on peut considérer que les données de débit d'un cours d'eau se composent de quatre éléments (Kottegoda, 1970) : la tendance ( $T_t$ ), les variations périodiques ou saisonnières ( $S_t$ ), les corrélations ( $K_t$ ) et les variations aléatoires ( $\epsilon_t$ ), associés comme suit :

$X_t = (T_t) + (S_t) + (K_t) + (\epsilon_t)$  ..... (2.16)

La représentation graphique de ces éléments est la suivante :



Éléments de séries chronologiques des débits

Il faut identifier la solidité de chaque élément pour pouvoir obtenir des données stochastiques représentatives. L'équation 2.16 qui concerne les événements catastrophiques, exclu un cinquième élément. Ceci dépasse la portée de notre explication, et concerne ce que l'on

appelle l'effet "Noah et Joseph" ainsi que le phénomène des "bancs de sable". Les modèles d'élaboration des données expliquant ces effets sont encore à l'état de recherche.

On appelle série chronologique une suite de valeurs classées selon leur ordre d'apparition. On dit qu'une série chronologique est immobile lorsque les propriétés statistiques qui la caractérisent sont à temps invariable. Nous prenons ici comme hypothèse que les données sont immobiles ou peuvent être rendues telles par une simple transformation. Pour éliminer partiellement l'effet de non immobilité des saisons, par exemple, on normalise les données mensuelles avec l'équation :

$$x_i = \frac{x_i - \bar{x}_j}{s_j} \quad (2.17)$$

où

$x_i$  = débits mensuels

$x_i$  = débits mensuels normalisés

et

$\bar{x}_j$  = débit mensuel moyen du mois  $j^{\text{ème}}$  mois

$s_j$  = déviation standard des débits mensuels du  $j^{\text{ème}}$  mois

La persistance apparentée à l'enchaînement des données est une caractéristique des séries chronologiques. Nous avons souligné aux autres chapitres que cette propriété était très importante pour l'analyse de l'emmagasinement/rendement. La persistance d'un écoulement fluvial se produit sous l'effet d'emmagasinement d'un bassin naturel tendant à retarder l'écoulement ; sur une courte période, un intervalle avec des débits élevés aura tendance à être suivi par un autre intervalle avec débits élevés. Plus la période sera longue, plus l'effet sera faible ; pour la plupart des cours d'eau il est d'ailleurs négligeable sur des débits annuels.

La corrélation sériale est la mesure quantitative courante de la persistance. Les coefficients de corrélation sériale sont calculés pour établir la corrélation entre le débit d'une période donnée (un mois ou un an par exemple) et le débit d'une période antérieure de la valeur  $k$ , où  $k$  (= 1, 2, ...) est appelé le décalage. Les études tiennent souvent compte uniquement de la corrélation sériale avec décalage 1, c'est-à-dire la persistance d'un débit vers le débit qui le précède immédiatement. Les modèles de décalage 1 se sont révélés satisfaisants dans un grand nombre d'études (Kottegoda, 1970; Phillips, 1972 ; Wright, 1975). L'algorithme utilisé pour calculer une corrélation sériale est donné à l'équation 2.10.

Dans le cas d'un échantillon de taille définie, les valeurs de calcul de la corrélation sériale ( $r_k$ , où  $k$  = décalage) peuvent être différents de zéro à cause des erreurs d'échantillonnage ; c'est pourquoi il faudra analyser les valeurs pour vérifier si elles s'éloignent de zéro d'une valeur significative. Yevjevich (1972) a donné les grandes lignes de cette vérification.

Les limites de sécurité (CL) pouvant être prises comme valeur de calcul de  $r_k$  se déterminent avec :

$$CL(r_k) = \frac{-1 \pm z_\alpha \sqrt{N - k - 1}}{N - k} \dots \dots \dots (2.18)$$

où  $z_\alpha$  = écart normal standard qui correspond au niveau  $\alpha$  de signification, et  
 $N$  = le nombre de débits

$r_k$  est considéré comme significativement différent de zéro s'il tombe en dehors des limites de sécurité lorsque le niveau de signification est  $\alpha$ .

On utilise l'équation 2.18 pour vérifier la signification statistique de  $r_k$  lorsque  $k > 1$  si  $k$  est petit par rapport à  $N$ .

### 2.3.4 Modèle annuel de MARKOV

Nous sommes en présence du processus de Markov "simple" ou "avec décalage un" lorsque la distribution de probabilité du débit annuel d'un cours d'eau est soit indépendante du débit précédent soit en corrélation avec le débit de l'année qui précède. Ce concept a été élargi en vue d'englober les cas où le décalage est supérieur à un.

Brittan (1961) propose le modèle de Markov qui suit pour représenter le débit réel d'un cours d'eau.

$$x_{i+1} = \bar{x} + r_1(x_i - \bar{x}) + t_1 s (1 - r_1^2)^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (2.19)$$

- où
- $x_{i+1}, x_i$  écoulements annuels pour  $(i+1)^{\text{ème}}$  et  $i^{\text{ème}}$  années,
  - $\bar{x}$  le débit historique annuel moyen,
  - $s$  l'écart standard des débits annuels
  - $r_1$  le coefficient de corrélation sériale annuelle avec décalage 1, et
  - $t_1$  la variation normale aléatoire avec une moyenne de zéro et une fluctuation unitaire

Cette équation a été adoptée de façon à ce que la valeur escomptée pour la moyenne, la fluctuation standard et la corrélation sériale du calcul  $x_{i+1}$  soient égales aux valeurs respectives des paramètres dérivés des relevés historiques qui sont utilisés pour la partie droite de l'équation. De plus, si les valeurs  $x_i$  sont normalement réparties, il s'ensuit que les valeurs  $x_{i+1}$  seront également normalement distribuées.

#### Considérations pratiques

- (i) Le modèle (eq.2.19) se compose de deux éléments :  
un élément de détermination ou de corrélation :

$$[\bar{x} + r_1(x_i - \bar{x})]$$

et un élément aléatoire :

$$[ t_1 s (1 - r_1^2)^{\frac{1}{2}} ]$$

Le modèle est purement aléatoire lorsque  $r_1 = 0$ , ce qui se produit quelquefois avec les données annuelles. Pour le modèle proposé,  $r_1$  ne peut pas être supérieur à l'unité et dans le cas des données annuelles il est en général inférieur à 0,4.

- (ii) Pour pouvoir utiliser le modèle qui produit les débits annuels, il nous faut calculer la moyenne, l'écart standard et la corrélation sériale des débits annuels historiques, et supposer que les débits sont normalement répartis.
- (iii) La variable aléatoire normale,  $t_i$  est ressortie avec un programme tout à fait courant disponible sur tous les ordinateurs. Une méthode de calcul consiste à produire des nombres pseudo-aléatoires en principe uniformément répartis avec une moyenne de  $\frac{1}{2}$  et une variance de  $1/12$ . On considère que la variable qui résulte de l'addition de 12 de ces nombres et de la soustraction de 6 d'entre eux est une variable aléatoire normale avec une moyenne de zéro et une variance unitaire - appelée  $N(0,1)$ .
- (iv) Pour initialiser l'exploitation du modèle, on détermine  $x_1$  égale à  $x$ . Ainsi, les dix premiers débits seront écartés car ils dépendront du procédé d'initialisation, dont un procédé similaire est utilisé pour les autres variables du modèle Markov.
- (v) Ce modèle, et d'autres, peuvent produire des débits négatifs, auquel cas la valeur négative sert à calculer le débit suivant, après quoi elle est fixée à zéro. Un tel procédé est acceptable dans la mesure où la proportion de débits négatifs n'est pas trop forte (disons pas plus de 5 %). De plus, il faudra vérifier la différence entre le débit moyen de la séquence produite et les valeurs négatives incluses et les régler sur zéro. Lorsque la différence est supérieure à 1 % par exemple, le modèle n'est pas satisfaisant pour le cours d'eau.
- (vi) Des exemples de calculs des débits annuels produits pour un cours d'eau donné sont indiqués au tableau 2.3.1. Ils comportent les paramètres historiques suivants:

$N = 77$  ans,  $x = 180$  10 m,  $s = 72$  10 m,  $r_1 = 0,12$   
 et une suite de nombres aléatoires  $t_i$  normalement répartis avec une moyenne de zéro et une variance de un.

Tableau 2.3.1 Exemple de calcul du modèle de débit annuel de Markov

i	$x_i$	$x_i - x$	$r_1(x_i - x)$	$x + r_1(x_i - x)$ Élément déterminant	$t_i$	$t_i s(1 - r_1)^{1/2}$ Élément aléatoire	$x_{i+1}$
1	180	0	0	180	-0,52	-37	143
2	143	-37	-4	176	0,61	44	220
3	220	40	5	185	-0,36	-26	159
4	159	-21	-3	177	-0,39	-28	149
5	149	-31	-4	176	0,08	6	182
6	182	2	0	180	-0,93	-66	114
7	114	-66	-8	172	0,03	-2	170
8	170	-10	-1	179	0,80	57	236
9	236	56	7	187	1,67	119	306

L'importance relative des éléments déterminants et aléatoires sur le modèle ressort clairement dans ce tableau. Bien que la corrélation sériale soit située dans la moyenne, les variations consécutives aux éléments déterminants sont plus faibles que les variations engendrées par les éléments aléatoires. Sur les débits ressortis, l'élément aléatoire contribuera pour 75 % de la variable, même si la corrélation sériale était de 0,5 (limite supérieure approximative des débits annuels).



- (vii) Dans l'exemple ci-dessus avec données annuelles,  $t_i$  est une variable normale aléatoire,  $N(0,1)$ . Cependant cette hypothèse n'est pas valable pour la plupart des cours d'eau. On peut modifier le modèle de plusieurs façons si on veut pallier à cette situation non-Gaussienne.

### 2.3.5 Modèle saisonnier de Thomas et Fiering

La forme de périodicité la plus courante concerne les saisons, en particulier quand il s'agit de l'élaboration des données mensuelles. Le modèle proposé par Thomas et Fiering (1962) est le plus courant et celui qui convient le mieux dans ce cas.

L'algorithme du modèle saisonnier de Thomas et Fiering se présente comme suit:

$$x_{i+1} = \bar{x}_{j+1} + b_j (x_i - \bar{x}_j) + t_i s_{j+1} (1 - r_j^2)^{\frac{1}{2}} \quad \dots \quad (2.20)$$

ou  $x_{i+1}$ ,  $x_i$  = débits produits pendant les  $(j+1)^{\text{ème}}$ ,  $j^{\text{ème}}$  saisons marquées à partir du début des séquences de synthèse.

$x_{j+1}$ ,  $x_j$  = débits moyens des  $(j+1)^{\text{ème}}$ ,  $j^{\text{ème}}$  saisons au cours d'un cycle répétitif annuel de saisons (pour les mois  $1 \leq j \leq 12$ )

$b_j$  = carrés minimum des coefficients de régression pour évaluer le  $(j+1)^{\text{ème}}$  débit à partir du  $j^{\text{ème}}$  débit

$$b_j = r_j \frac{s_{j+1}}{s_j} \quad \dots \quad (2.21)$$

$t_i$  = variable aléatoire normale avec moyenne de zéro et variance un,  
 $s_{j+1}$ ,  $s_j$  = écarts standards des débits au cours des  $(j+1)^{\text{ème}}$  et  $j^{\text{ème}}$  saisons, et  
 $r_j$  = coefficient de corrélation entre les débits des  $j^{\text{ème}}$  et  $(j+1)^{\text{ème}}$  saisons.

Pour utiliser le modèle des débits mensuels d'un site produits il faut avoir les moyennes mensuelles, les écarts standards et les corrélations sériales de décalage un (36 paramètres), qui s'obtiennent à partir de l'analyse des débits historiques mensuels.

Pour exploiter le modèle, poser  $x_1 = x_{JAN}$ , et calculer successivement  $x_2$ ,  $x_3$ , ... dans lequel  $t_i$  est la seule inconnue calculée en tant que variable pseudo-aléatoire normale à chaque étape. Donc,

$$x_2 = \bar{x}_{FEV} + b_{FEV|JAN} (x_1 - \bar{x}_{JAN}) + t_1 s_{FEV} (1 - r_{FEV|JAN}^2)^{\frac{1}{2}} \quad \dots \quad (2.22a)$$

$$x_3 = \bar{x}_{MAR} + b_{MAR|FEV} (x_2 - \bar{x}_{FEV}) + t_2 s_{MAR} (1 - r_{MAR|FEV}^2)^{\frac{1}{2}} \quad \dots \quad (2.22b)$$

$$x_{13} = \bar{x}_{JAN} + b_{JAN|DEC} (x_{12} - \bar{x}_{DEC}) + t_{12} s_{JAN} (1 - r_{JAN|DEC}^2)^{\frac{1}{2}} \quad \dots \quad (2.22c)$$

Ce modèle est limité aux débits normalement répartis, c'est-à-dire que  $t_i$  est pris comme variable aléatoire normale.

## 2.4 Analyse de capacité-rendement de la retenue

### 2.4.1 Courbe de valeurs cumulées (diagramme en rides)

La méthode qui utilise les courbes de valeurs cumulées est la première méthode rationnelle connue pour estimer la taille de l'emmagasinement pouvant satisfaire un tirant d'eau donné.

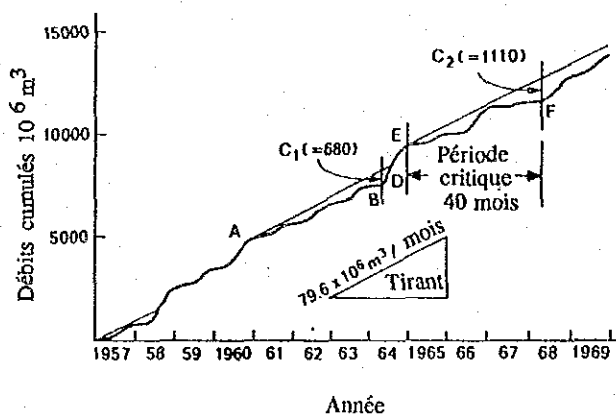


Fig. 2.4.1 Analyse de capacité-rendement d'une retenue par courbe de valeurs cumulées (rivière Mitta-Mitta - tirant de 75 %)

Les étapes du procédé indiqué à la figure ci-dessus sont les suivantes :

- (i) Il faudra tracer la courbe des valeurs cumulées pour les débits historiques du site de barrage proposé. (En règle générale, cette courbe sera établie à partir des débits mensuels).
- (ii) Superposer la courbe des tirants cumulatifs de la retenue sur la courbe des valeurs cumulées de manière à ce qu'elle soit tangente aux crêtes de la courbe des débits entrants cumulés.
- (iii) Mesurer le point d'interception le plus large de ces deux courbes.

Dans l'exemple indiqué à la figure 2.4.1, l'interception  $C_2$  sera prise comme capacité nominale car elle est plus grande que l'interception  $C_1$ . (Il n'a pas été tenu compte de l'évaporation).

Par conséquent, une retenue de capacité  $C_2$ , pleine au moment zéro (janvier 1957), et dont les entrants historiques et de tirants supposés sont connus, sera pleine en A, commencera à se vider de A à B, se remplira à nouveau entre B et D, se déversera entre D et E, et sera vide juste au moment où elle atteindra F, point à partir duquel elle se remplira de nouveau. Dans cet exemple, la période EF est une période critique.

*Hypothèses :*

- (i) Le réservoir est plein au moment zéro et donc au début de la période critique.
- (ii) Quand on utilise les données de débit historique, on part de l'hypothèse que les séquences de débits futurs ne renfermeront pas de sécheresse plus sévères que celles connues au cours de la séquence de débit historique.

*Contraintes*

- (i) En général on considère que le tirant d'eau est constant. On pourrait introduire l'aspect saisonnier de la demande mais il est difficile de traiter les restrictions de sortie (comme fonction du contenu de l'emmagasinement par exemple).
- (ii) Les volumes d'emmagasinement estimés avec la méthode de la courbe des valeurs cumulées augmentent avec la longueur croissante des relevés. Il est par conséquent difficile d'établir un rapport entre le volume d'emmagasinement et la durée de vie économique d'une retenue.
- (iii) Il est impossible de calculer le volume d'emmagasinement pour une probabilité de rupture donnée. D'un autre côté, une sécheresse de valeur 1 sur une longueur de temps N de relevé renferme une probabilité implicite de rupture de  $P = 1/(N + 1)$  - (cf. § 2.5).
- (iv) Cette analyse ne tient pas compte des pertes nettes par évaporation. En cas de nécessité, il faudra ajouter un volume supplémentaire d'emmagasinement à la courbe des valeurs cumulées dans le but de couvrir ces pertes.

*Mérites*

- (i) La procédure est simple et bien assimilée.
- (ii) Tient compte de l'aspect saisonnier, de la corrélation sériale et d'autres paramètres de débit dans la mesure où ils sont inclus aux débits historiques utilisés pour l'analyse.

**2.4.2 Analyse de comportement (ou simulation)**

Dans les analyses de comportement ou simulation, les modifications du contenu de l'emmagasinement d'une retenue finie sont calculées à l'aide d'une équation des volumes d'eau emmagasinés, donc :

$$Z_{t+1} = Z_t + Q_t - D_t - \Delta E_t - L_t \dots \dots \dots (2.23)$$

soumis à  $0 \leq Z_{t+1} \leq C$

où	$Z_{t+1}$	=	emmagasinement à la fin de la période $t$ , (emmagasinement au début de la période $t+1$ ,
	$Z_t$	=	emmagasinement au début de la période $t$ ,
	$Q_t$	=	débit entrant pendant la période $t$ ,
	$D_t$	=	déversements pendant la période $t$ ,
	$\Delta E_t$	=	pertes nettes de la retenue par évaporation pendant la période $t$ ,
	$L_t$	=	autres pertes, et
	$C$	=	capacité utile d'emmagasinement (doit être prise en compte lorsque la capacité utile est réduite du fait de la sédimentation)

La durée d'une période est en principe de un mois, mais on peut prendre d'autres durées. Les pertes nettes par évaporation découlent de la différence entre l'évaporation de la retenue proposée et l'évapotranspiration du site de retenue proposé. Elles sont fonction du plan d'eau de la retenue. Les autres pertes sont relativement faibles et en général négligées.

Les étapes du tracé du diagramme de comportement sont les suivantes :

- (i) Choisir arbitrairement une retenue de capacité utile  $C$ , et supposer qu'elle est pleine, c'est-à-dire que  $Z_0 = C$ .
- (ii) Utiliser l'équation 3.1 - mois par mois - pour l'ensemble des données historiques. On peut partir de l'hypothèse que  $D_t$  est constant ou bien qu'il varie avec les saisons. Il peut également varier en tant que fonction de  $Z_t$ . (Si nécessaire, inclure  $\Delta E_t$ ).
- (iii) Tracer  $Z_{t+1}$  pour chaque durée, qui peut être par exemple mensuelle (cf. figure 2.4.2).
- (iv) Calculer la probabilité de rupture - cf. 2.3.2 (5) -. Pour cela, diviser le nombre de périodes pendant lesquelles le réservoir est vide par le nombre total de périodes.
- (v) Lorsqu'on arrive à une probabilité de rupture inacceptable, il faut choisir une nouvelle valeur pour  $C$  et répéter le calcul. (Pour déterminer la taille de la retenue qui correspond à une probabilité de rupture nominale spécifique, on utilise par conséquent un procédé itératif).

On peut définir la taille de l'emmagasinement pour laquelle la retenue ne se vide qu'une fois pendant toute la période des données historiques. Cet emmagasinement est le même que celui qui sera trouvé à partir de la méthode de la courbe des valeurs cumulées ou celle de la courbe des valeurs résiduelles cumulées.

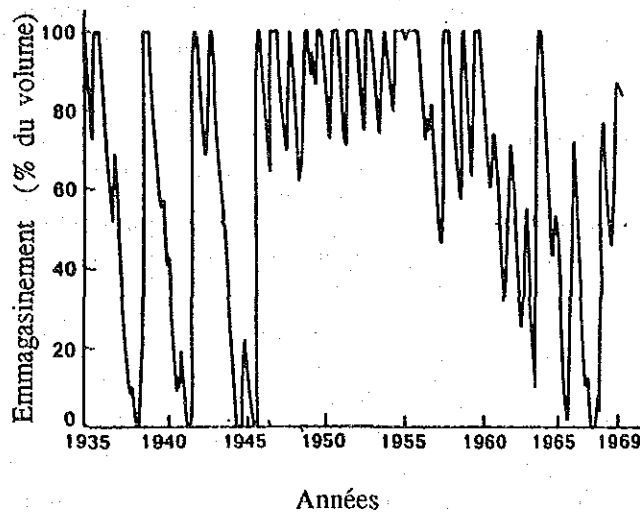


Fig. 2.4.2 Diagramme de comportement pour la rivière Mitta Mitta (tirant = 75 %) avec emmagasinement tel que les mois à vide représentent environ 5 % du nombre total de mois.

#### *Hypothèses*

- (i) Le réservoir est plein au départ.
- (ii) La séquence des données historiques est représentative des débits futurs du cours d'eau.

#### *Contraintes*

- (i) Le réservoir est plein au départ. L'importance de cette donnée sur la taille de la retenue se vérifie en observant le diagramme du comportement en fonction des différentes situations de départ. L'analyse faite à partir des données produites suggère que pour certains cours d'eau il faut au moins 100 ans de débits pour que le résultat de l'hypothèse d'un réservoir plein au départ puisse être ignoré.
- (ii) L'analyse est basée sur les relevés historiques. Les séquences de débit ne sont pas forcément représentatives de la population de débits.
- (iii) Les relevés non-continus sont complexes à traiter car il est difficile de définir la situation initiale de la retenue après une interruption des données de débit.
- (iv) Il n'est pas facile de tenir compte des besoins (par conséquent des déversements) liés aux taux de croissance (par exemple l'augmentation des besoins en eau d'une zone urbaine consécutive à la croissance démographique) car il est difficile d'établir un rapport entre la demande d'une année future et une année spécifique du relevé des débits historiques.

#### *Mérites*

- (i) L'analyse du comportement historique est simple et montre clairement le comportement de l'eau emmagasinée. Le diagramme de comportement peut être lu sans problème par des non techniciens.

- (ii) Le procédé tient compte des corrélations sériales, de l'aspect saisonnier et autres paramètres de débit dans la mesure où ils sont inclus dans les débits historiques utilisés dans l'analyse.
- (iii) Le procédé s'applique à des données basées sur n'importe quels intervalles de temps.
- (iv) On peut non seulement tenir compte aisément des tirants d'eau saisonniers mais également dresser des politiques de fonctionnement compliquées. Il est par exemple très difficile d'inclure les déversements comme fonction des besoins (eux-mêmes fonction d'une variable climatique) au contenu de la retenue.

### 2.4.3 Retenues semi-infinies

La méthode des courbes de valeurs cumulées ne permet pas de calculer la probabilité de rupture de la retenue. Il est vraisemblable que la première méthode envisagée pour calculer cette probabilité de rupture consistait à exploiter une séquence de débits pour une retenue semi-infinie (qui peut se déverser mais ne jamais être à sec). Malheureusement cette méthode conduit à des erreurs de calcul dans le cas de la probabilité de rupture d'une retenue finie.

Le diagramme d'épuisement d'une retenue semi-infinie est un diagramme de comportement sans limite inférieure (condition de retenue vide). Il est indiqué par une ligne pleine sur la figure 2.4.3. Le marnage ou l'épuisement de la retenue ABC se produit quand les débits entrants sont inférieurs aux débits sortants. Au point C, les débits entrants commencent à dominer et l'épuisement de la retenue diminue jusqu'à ce qu'il se produise un déversement en E.

Le diagramme d'épuisement ou de comportement d'une retenue finie est indiqué sur le schéma par une ligne en pointillé. Dans cette situation, on est parti de l'hypothèse d'une retenue avec un volume fini et on a pris en compte la limite inférieure. Le résultat est indiqué par la courbe BC'E'. La probabilité de rupture calculée à partir du diagramme d'épuisement semi-infini donne:

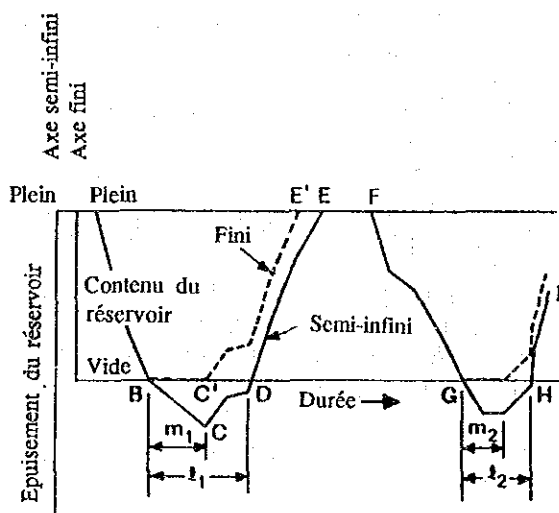


Fig. 2.4.3 Diagrammes de comportement avec volume de retenu fini ou semi-infini.

$$P_{semi} = \frac{\sum t_i}{N} \dots\dots\dots (2.24)$$

où  $t_i$  = nombre de mois à vide, et  
 $N$  = total des mois des relevés utilisés pour l'analyse.

La probabilité de rupture ressortie à partir du diagramme de comportement d'une retenue finie est :

$$P_{fin} = \frac{\sum m_i}{N} \dots\dots\dots (2.25)$$

où  $m_i$  = nombre de mois à vide d'après le diagramme de comportement d'une retenue finie.

La figure 2.4.3 montre que  $\sum t_i > \sum m_i$ . Donc, l'hypothèse d'une retenue semi-infinie résulte toujours d'une surestimation de la probabilité de rupture, et par conséquent de la surestimation du comportement d'un réservoir (fini) pour une probabilité de rupture donnée. Cette surestimation a permis de dégager un facteur de sécurité nécessaire à la conception des réseaux d'alimentation en eau des zones urbaines.



## 2.5 Concept de fiabilité pour le dimensionnement des réservoirs

La documentation technique donne un certain nombre de définitions de la fiabilité ou de la probabilité de rupture des réservoirs, la plus commune étant vraisemblablement celle qui définit la *probabilité de rupture* comme étant la proportion d'unités de temps pendant lesquelles le réservoir est vide par rapport au nombre total d'unités de temps utilisé dans l'analyse. Donc,

$$P_e = \frac{p}{N} \dots \dots \dots (2.26)$$

où  $p$  = le nombre d'unités de temps pendant lesquelles le réservoir est vide, et

$N$  = le nombre total d'unités de temps de la séquence de débit

La définition correspondante de la *fiabilité* donne :

$$R_e = 1 - P_e \dots \dots \dots (2.27)$$

Dans la plupart des cas, ces définitions de la probabilité de rupture et de la fiabilité ne sont pas réalistes. Une retenue qui alimente un réseau urbain, par exemple, ne doit jamais être vide ; des rationsnements de sortie par exemple seront appliqués bien à l'avance. Une définition de remplacement similaire à l'équation 2.16 est parfois utilisée mais dans ce cas  $p$  = le nombre de mois de rationsnements, c'est-à-dire le nombre de mois pendant lequel la retenue ne peut pas satisfaire la demande avec les consignes d'exploitation adoptées.

La *fiabilité volumétrique* est une autre définition de la fiabilité équivalente à l'indice de performance de Fiering (1967). Dans cette définition le volume d'eau fourni est mis en rapport avec le volume des besoins pour la période considérée :

$$R_v = \frac{\text{fournitures réelles}}{\text{besoins}} \dots \dots \dots (2.28)$$

Cette définition a le mérite de faire ressortir les performances de l'ensemble de l'ensemble de la retenue, mais peut cacher la gravité des rationsnements imposés.

La définition de probabilité de rupture utilisée ici est celle de l'équation 2.16, sauf indication contraire. Cette définition, même si souvent elle ne correspond pas à la réalité, permet de dresser des comparaisons entre plusieurs méthodes.

Il n'est pas possible de fixer inconditionnellement la valeur standard de  $P_e$  (ou  $R_e$ ). Selon les situations,  $P_e$  (ou  $R_e$ ) est défini à 5 %, 10 %, 20 %.

Dans le cas de l'alimentation en eau d'irrigation avec bénéfices comptabilisables escomptés, la valeur de  $P_e$  sera déterminée pour le dimensionnement le plus économique du volume de la retenue par rapport aux coûts et aux bénéfices. Par ailleurs, le volume de la retenue pour l'alimentation en eau potable sera déterminé à la valeur  $P_e$  la plus fiable même si cette valeur n'est pas économique.

Il faudra choisir  $P_e$  en fonction des objectifs d'utilisation de l'eau et des possibilités financières.

## 2.6 Estimations économiques

En ce qui concerne la construction des barrages, la planification des ressources en eau implique un certain nombre de choix par rapport aux possibilités physiques réalisables. D'une façon générale, chaque choix devra reposer sur des considérations économiques. Chaque possibilité prise sérieusement en compte doit être ramenée à une valeur monétaire avant de faire le choix final. En fait, les éléments qui entrent dans de tels choix sont incommensurables tant qu'ils ne sont pas convertibles en une valeur monétaire.

Au chapitre antérieur, nous avons mentionné que la fiabilité du volume de la retenue d'un projet projetant des bénéfices comptabilisables dépend de l'aspect économique du projet.

On peut établir l'analyse économique à partir d'une brève observation du problème qui consiste à déterminer la taille la plus économique des égouts d'averse. Plus l'égout est grand, plus son coût initial est élevé et, par conséquent, plus les frais d'investissement annuels sont eux aussi élevés. Par ailleurs, plus le volume avec dépassement de fiabilité est important, moins les trop-pleins de l'égout seront fréquents. On suppose que chaque trop-plein entraînera des dommages de biens matériels avec les frais qui s'ensuivent pour les propriétaires. L'objectif économique visé lors de la planification sera de réduire les coûts annuels des égouts (frais d'investissements, frais d'entretien, etc), et les frais moyens annuels des avaries causées par les dépassements de débit. Plus les conséquences des trop-pleins seront graves, plus il faudra réduire leur fréquence.

En principe on évalue la viabilité d'un projet d'exploitation des ressources hydrauliques à partir de trois critères qui incluent la notion de réduction<sup>11</sup> laquelle tient compte de la valeur de l'argent à échéance. Le taux de réduction ou le taux d'intérêt supposé pour cela est en principe le coût de substitution du capital.

### *Valeur actuelle nette (VAN)*

Pour évaluer la valeur d'un projet, la valeur actuelle nette, qui est tout simplement la valeur actuelle des bénéfices nets marginaux, est la mesure de la marge d'autofinancement la plus simple. Elle se calcule aussi en faisant la différence entre la valeur actuelle des bénéfices et la valeur actuelle des coûts.

Mise en équation, la VAN s'écrit :

$$NPV = \sum_{i=0}^n \frac{b_i}{(1+e)^i} - \sum_{i=0}^n \frac{c_i}{(1+r)^i} \quad \dots \dots \dots (2.29)$$

- où  $b_i$  = bénéfices dérivés de l'année de projet  $i$ , lorsque  $i$  court de l'année 0 à l'année  $n$ .
- $C_i$  = investissements, exploitation et autres coûts encourus pendant l'année  $i$ , lorsque  $i$  court de l'année 0 à l'année  $n$ .
- $r$  = taux de réduction

Un projet est acceptable lorsque la valeur actuelle nette est supérieure ou égale à zéro et non acceptable dans les autres cas.

### *Rapport bénéfices coûts*

Le rapport bénéfices-coûts est la deuxième mesure d'évaluation du projet. On l'obtient en divisant la valeur actuelle des bénéfices par la valeur actuelle des coûts.

L'équation se présente comme suit :

$$\frac{B}{C} = \frac{\sum_{i=0}^n \frac{b_i}{(1+r)^i}}{\sum_{i=0}^n \frac{c_i}{(1+r)^i}} \quad \dots \dots \dots (2.30)$$

où  $b_i$  = bénéfices de la période  $i$   
 $c_i$  = coûts de la période  $i$   
 $r$  = taux de réduction  
 $n$  = période de réduction

Un projet est acceptable lorsque le rapport bénéfices-coûts est égal ou supérieur à 1 et non acceptable dans les autres cas.

*Taux de rentabilité interne*

Une autre façon d'utiliser les bénéfices nets marginaux ou le cash flow marginal pour évaluer un projet est de trouver le taux de réduction qui donne une valeur actuelle nette ou valeur du projet égale à zéro. Ce taux de réduction est un taux de rentabilité interne. C'est l'intérêt maximum qu'un projet peut payer pour les ressources utilisées, lorsque le projet récupère ses coûts d'investissement et d'exploitation tout en maintenant l'équilibre financier. C'est le taux de rentabilité sur le capital à payer pour chaque période d'investissement dans le projet.

Le taux de rentabilité interne est un bon critère d'évaluation des projets. Il est adopté par la Banque Mondiale pour pratiquement toutes ses analyses économiques et financières de projets et par la majeure partie des organismes financiers internationaux.

L'équation du taux de rentabilité interne est la suivante :

$$\sum_{i=0}^n \frac{b_i}{(1+r)^i} = \sum_{i=0}^n \frac{c_i}{(1+r)^i} \quad \text{de sorte que}$$

$$NPV = \sum_{i=0}^n \frac{b_i}{(1+r)^i} - \sum_{i=0}^n \frac{c_i}{(1+r)^i} = 0$$

ou

$$NPV = \sum_{i=0}^n \frac{b_i - c_i}{(1+r)^i} = 0$$

où  $b_i$  = bénéfices de la période  $i$   
 $c_i$  = coûts de la période  $i$   
 $n$  = période de réduction  
 $r$  = taux de réduction

Les étapes suivies pour trouver le taux de rentabilité interne sont les suivantes :

- a. Déduire le flux des bénéfices annuels ( $b_i - c_i$ ) avec différents taux de réduction  $r$ . Calculer par tâtonnements une valeur actuelle nette positive et une valeur actuelle nette négative.
- b. Intercaler avec une valeur actuelle nette positive et une valeur actuelle nette négative comme limites supérieure et inférieure, et trouver  $r$  dont  $VAN = 0$ .

Un projet est acceptable lorsque TRI est plus grand que le taux de réduction qui lui correspond, et non acceptable dans les autres cas.

Les coûts et bénéfices d'un projet présumé sont reportés sous forme de graphe à la figure ci-dessous. Entre A et B les bénéfices dépassent les coûts, c-à-d que le rapport bénéfices-coûts est supérieur à un. La courbe des profits moins les coûts (c-à-d les bénéfices nets) est à une valeur maximum en C. Au-delà de ce point, chaque dollar dépensé rapporte moins d'un dollar de bénéfice, et donc  $\Delta \text{bénéfices} / \Delta \text{coûts} < 1$ . Le rapport bénéfices-coûts maximum se trouve en D, qui doit être la limite de la taille du projet pour avoir un taux de rentabilité maximum des investissements. La marge entre D et C est cependant économique puisque le taux de rentabilité marginal est supérieur au taux de rentabilité minimum désirable.

Comme nous l'avons vu plus haut, un projet doit être évalué en termes de *taux de rentabilité*. On peut déterminer le taux de rentabilité d'un investissement représenté par les bénéfices excédentaires sur les coûts à partir des coûts estimatifs et des bénéfices ressortis sur la période de durée de vie du projet. Les projets seront classés par ordre d'importance des taux de rentabilité, et pour décider si le projet sera poursuivi on peut déterminer un taux de rentabilité et un rapport bénéfices-coûts minima.

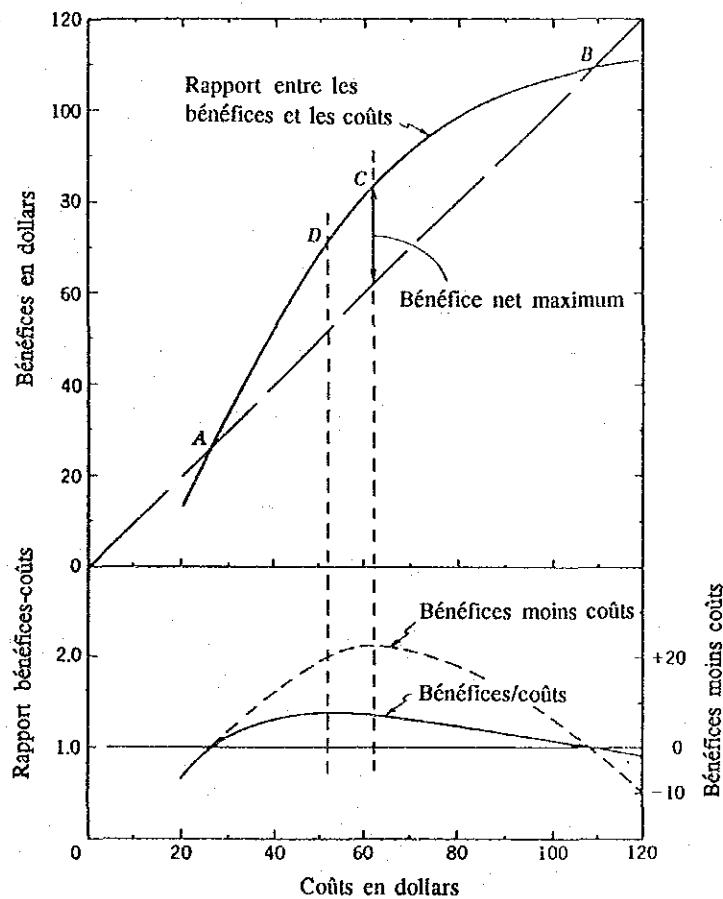


Figure Rapport entre les bénéfices et les coûts dans une hypothèse de projet

### III TYPE, CARACTÉRISTIQUES & DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

#### 3.1 Généralités

##### 3.1.1 Critères de dimensionnement

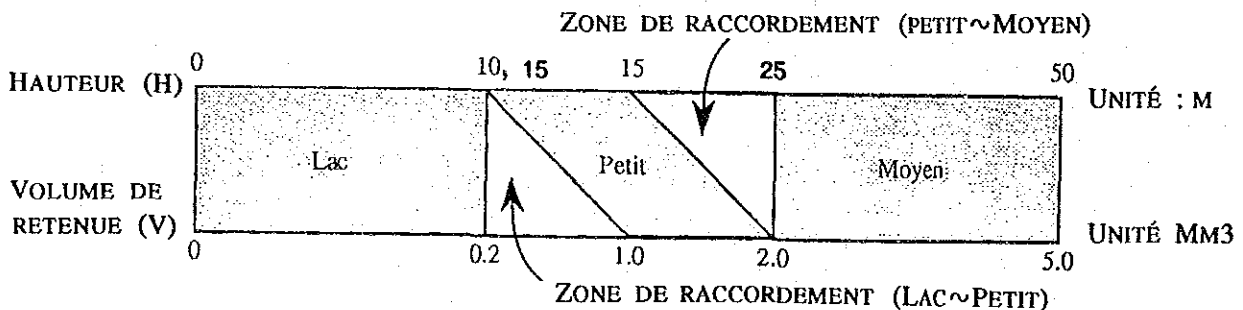
En principe la méthodologie qui sera adoptée en matière de conception des barrages et le degré d'importance accordé aux problèmes de sécurité seront fonction de la taille des barrages. Dans ce guide, nous avons classé les ouvrages en trois catégories telles que ci-dessous, d'après la hauteur de la digue (H) et le volume de la retenue (V).

Moyen  $30\text{m} \leq H < 50\text{m}$   
 $2,0\text{ Mm}^3 < V < 50\text{ Mm}^3$

Petit  $15\text{m} \leq H < 25\text{m}$   
 $1,0\text{ Mm}^3 < V < 2,0\text{ Mm}^3$

Lac  $H < 10\text{m}$   
 $V < 0,2\text{ Mm}^3$

Ce qui donne, sous forme de graphique :



NOTA 1) Les critères de raccordement seront choisis après considération de l'importance du barrage et de sa genèse de planification.

NOTA 2) Bien que les lacs collinaires soient définis en fonction de la hauteur de digue et de la taille du réservoir, certains barrages répondant aux caractéristiques ci-dessous seront également classés dans la catégorie des petits barrages.

- (1) lorsque le volume des crues de projet est extrêmement important (crues supérieures à  $2.000\text{ m}^3/\text{s}$ )
- (2) lorsque les fondations ont une structure particulière ( en cas de terrain mou par exemple)
- (3) lorsque le type de barrage fait appel à des techniques spéciales (barrage combiné ou écran d'étanchéité réalisé par des matériaux artificiels par exemple)

### 3.1.2 Utilité de conception du guide

#### (1) Barrages visés

Ce guide est conçu pour être utilisé lors de la planification des barrages devant être construits au Maroc.

Ce manuel s'applique aux petits et moyens barrages (gérés par le ministère des Travaux publics) et aux lacs collinaires (gérés par le ministère de l'Intérieur) selon la classification indiquée au paragraphe 3.1.1 ci-dessus. Il ne s'applique pas aux ouvrages qui ont une capacité de retenue supérieure à 50Mm<sup>3</sup> et une hauteur en crête supérieure à 50 m et qui, au Maroc, sont généralement classés dans la catégorie des grands barrages.

#### (2) Types de barrages visés

Les barrages planifiés au Maroc sont en principe des barrages en remblai ou des barrages-poids (y compris les barrages en maçonnerie). Ce manuel couvre principalement ces deux types d'ouvrages.

#### (3) Divers

Les valeurs prises comme normes de calcul dans ce manuel (par exemple le coefficient de sécurité qui sert à calculer la fiabilité de la digue ou encore la hauteur de la revanche) sont celles habituellement adoptées au Maroc. Nous proposerons cependant d'autres normes lorsque celles qui sont en usage ne sont pas des normes internationales ou lorsque l'on jugera bon de les améliorer.

## 3.2 Sélection des sites et des types de barrage

### 3.2.1 Choix des types de barrage

Les principaux critères de sélection du type de barrage sont les objectifs et la pertinence des travaux, les conditions socio-économiques, la topographie, la géologie, et la protection de l'environnement.

- (1) En ce qui concerne les objectifs d'exploitation et leur cohérence, il est souhaitable que le bassin versant de la retenue soit suffisamment grand par rapport aux objectifs d'exploitation et que le barrage soit le plus près possible des terres bénéficiaires. Lorsque l'eau sera directement prise du barrage le site de mise en place devra être sélectionné pour qu'il soit à une altitude qui permette l'écoulement de l'eau par gravité jusqu'au site bénéficiaire.
- (2) Si l'ouvrage entraîne un remodelage des terres agricoles, des forêts, des agglomérations ou des routes qui nécessitent par exemple des indemnités importantes, il faudra entreprendre une étude approfondie de son influence sur l'équilibre sociologique et économique de la région, même si le site s'est avéré par ailleurs tout à fait approprié par rapport aux autres critères. La question des indemnités et du reclassement des personnes déplacées à cause des sites immergés sera également étudiée, ainsi que le développement économique des secteurs sur lesquels des sites auront été immergés.
- (3) Dans le cadre des recherches effectuées sur la situation des entreprises de la région une étude devra être réalisée afin de déterminer si la planification liée à l'analyse de pertinence du projet rejoint le programme de développement à long terme des entreprises.
- (4) Du point de vue des conditions topographiques et géologiques, il est souhaitable d'implanter le réservoir au droit de vallonnements en pente douce et dans une vallée assez large. Dans le cas possible d'un ouvrage construit sur un resserrement de la vallée,

Il faudra être très attentif à la topographie transversale, au gradient des pentes, au rapport entre la crête des monts et le lit du cours d'eau, au gradient longitudinal, etc.

Pour avoir une bonne assise rocheuse, il est souhaitable qu'il y ait peu de sédiments fluviatiles. Une analyse fine des sites pour lesquels la présence de failles ou de fractures constitue un obstacle devra être effectuée afin de vérifier la possibilité de consolider les fondations. La planification de sites dont les failles présentent un risque de déplacement dans un avenir proche ou immédiat devra être évitée. On évitera également en principe de planifier des réservoirs ou des sites de barrages sur les roches calcaires très karstifiées et où les karst sont reliés entre eux.

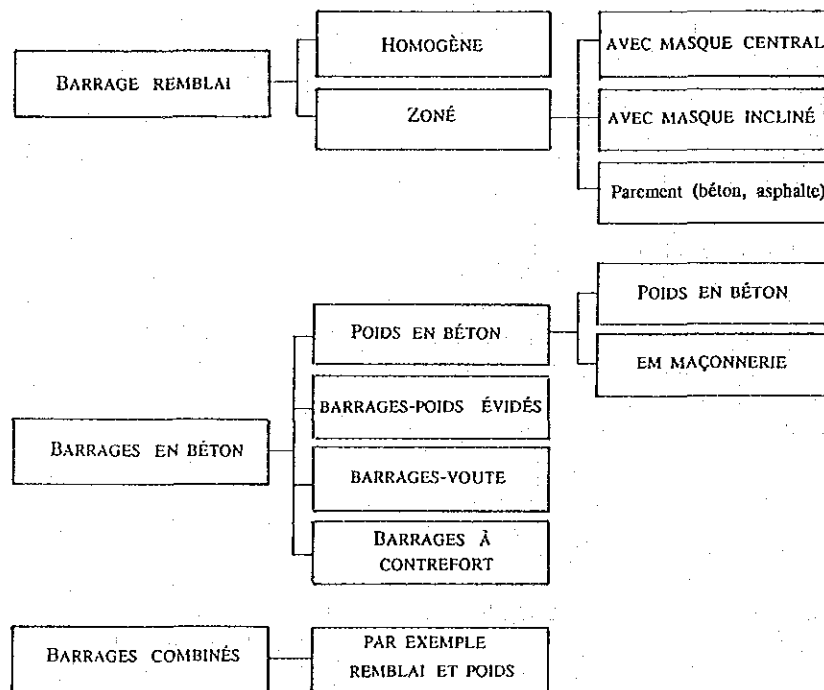
Lors du choix du site, il faudra également tenir compte de l'épaisseur de la couche de sédiments sur les versants internes du réservoir, des zones graveleuses et des fuites d'eau.

- (5) Pour les ouvrages annexes d'un barrage en remblai, étant donné que le coût de construction des évacuateurs de crues absorbe une grande partie du budget, il faudra prendre en considération l'emplacement des évacuateurs d'une manière significative lors du choix du site.
- (6) Il faudra étudier la proximité de la zone d'emprunt des matériaux du barrage, la disponibilité de matériaux naturels, en quantité et en qualité, ainsi que les moyens de transport envisageables. Le cas échéant la construction de voies de transport devra être envisagée et il faudra prévoir des sites d'installation pour les équipements utilisés pendant les travaux.

### 3.2.2 Types de barrages

#### (1) Choix du type de barrage

Il existe plusieurs façon de classifier les barrages. Le tableau ci-après donne une classification basée sur les types de construction et leur configuration.



Au Maroc, et partout dans le monde, pour les ouvrages de la taille qui nous intéresse ici (moyens, petits, lacs) ce sont les barrages de type homogène ou à écran interne d'étanchéité (noyau central) qui sont le plus souvent retenus pour les barrages en remblai ; dans le cas des barrages en béton ce sont les barrages-poids en béton ou en maçonnerie qui sont les plus fréquents. Ce choix se justifie à la fois par la facilité de construction et du point de vue économique. Comme autres types de barrages, les plus fréquemment réalisés sont :

- les barrages parement. C'est un type de barrage dont la protection étanche est construite sur le parement amont avec des matériaux artificiels. Très chers et difficiles à réaliser, on les choisira quand il sera impossible de se procurer de l'argile pour le noyau.
- les barrages-poids évidés. Ce sont des ouvrages qui permettent de réduire les volumes de bétonnage sur des réservoirs mis en place dans une vallée très large. Cependant ils s'avèrent souvent peu économiques car la protection contre les fissures, les joints et la sous pression exigent l'utilisation de béton et de coffrages de qualité supérieure. Ils demandent également beaucoup de précautions techniques au stade de la conception et de l'analyse des contraintes.
- les barrages-voûte qui sont utilisés pour les ouvrages posés dans des vallées étroites et dont la roche de fondation est exceptionnellement bonne.

## (2) Choix des barrages en béton

- Pour le barrage-poids il n'existe aucune contrainte particulière en ce qui concerne la forme de la vallée. Les barrages-voûte sont particulièrement favorables sur les sites en forme de V, et d'autant plus efficaces si les deux versants de la vallée sont en pente abrupte et resserrés. Par contre ce type d'ouvrage présente des contraintes de sécurité particulièrement importantes car les risques de rupture par cisaillement de l'assise rocheuse sont augmentés du fait des efforts importants transmis aux fondations dans le sens de l'axe horizontal, et de la forte poussée en angle aigu qui s'exerce dans le sens de la ligne de crête des fondations.
- Pour les barrages-voûte en béton il faut imposer des limites très strictes de portance, d'étanchéité et de résistance de la roche de fondation, qui doit être solide sur toute la hauteur des deux appuis, puisque l'effort est plus important sur la partie médiane des appuis que sur le lit de la rivière. Etant donné que l'effort du barrage poids sur le terrain de fondation diminue à mesure qu'on s'élève, ce type de barrage correspond parfaitement aux reliefs naturellement montagneux.
- Au niveau de la sécurité, les barrages-poids sont extrêmement performants dans les zones sujettes aux séismes, et même en cas de rupture par exemple, les risques de rupture subite et complète sont faibles. Les risques de fuite seront à étudier tout particulièrement dans le cas des barrages-poids évidés, très vulnérables au niveau des blocs en longueur.
- Les barrages en maçonnerie ont les mêmes particularités que les barrages-poids en béton, mais l'étanchéité est mauvaise car il reste des interstices entre les maçonneries. Il faut donc prévoir un parafouille et autres écrans d'étanchéité.

## (3) Choix du remblai

- Quel que soit le type de remblai sélectionné, la structure ne pose pas de problèmes. Il est à noter cependant que les remblais homogènes de coupe simple qui maintiennent une bonne étanchéité de la digue et qui sont en principe simple à confectionner, sont souvent les plus appropriés. Dans le cas des ouvrages de taille moyenne, le



problème de rupture des matériaux et de pression interstitielle se posant, les remblais homogènes seront à éviter.

- Un critère déterminant pour le choix du type de barrage sera la disponibilité des matériaux de qualité et en quantité suffisante dans le voisinage du site du barrage. Pour les barrages en remblai le choix des matériaux est très étendu (pierres, graviers, terre) et il est possible de construire les ouvrages avec les matériaux soit pris sur des zones d'emprunt proches, soit récupérés lors de l'excavation des évacuateurs de crues et autres ouvrages annexes. Le choix sera fait en fonction des résultats de l'étude économique comparative des différentes solutions. Lorsque toutes les catégories de matériaux seront accessibles, on choisira ceux qui présentent un intérêt économique évident, et dans ce cas là, soit on classera les zones de raccordement et les zones de roches par rapport à leur indice de sécurité ou bien on prendra des zones au hasard en planifiant d'utiliser efficacement les matériaux.

#### (4) Choix du type de barrage

Les principaux critères de sélection du type de barrage sont les conditions naturelles (relief, géologie, climat, hydrologie) et la disponibilité des matériaux de construction. Il faudra également analyser les objectifs d'utilisation du barrage, ainsi que sa taille et la durée de construction. Le type de barrage sera sélectionné après avoir effectué une synthèse de l'ensemble des éléments et avoir vérifié leur adaptation au site.

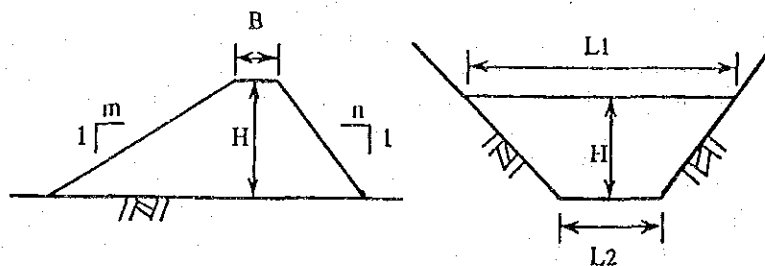
Nous mettons en évidence ci-après quelques éléments particulièrement importants de ce choix.

##### 1) Aspect économique

En général, si l'on compare la valeur économique des barrages en béton et celle des barrages en remblai sur fondations rocheuses, le barrage en béton s'avère souvent supérieur si la comparaison est faite en fonction du coefficient de forme des sites (hauteur en crête/altitude). Le volume du barrage qui sert à définir succinctement les critères économiques des deux types de barrages est calculé avec la formule suivante :

$$V = \frac{1}{2} \cdot B \cdot H \cdot (L_1 + L_2) + \frac{1}{6} (m+n) \cdot H^2 \cdot (L_2 + 2L_2)$$

- où
- V : Volume du barrage
  - B : Largeur en crête
  - H : Hauteur en crête
  - $L_1$  : Largeur de la vallée en crête de l'ouvrage
  - $L_2$  : Largeur de la vallée à la base des fondations de la digue
  - m : Gradient de pente du parement amont de la digue
  - n : Gradient de pente du parement aval de la digue

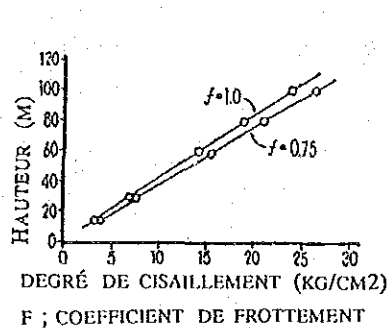


Pour les barrages en béton il faut des agrégats durs et résistants. Les sites d'emprunt qui contiennent un fort pourcentage de terres résiduelles sont peu économiques. Le site d'emprunt sera donc choisi aussi bien sur un critère de qualité des sols que par rapport à la distance.

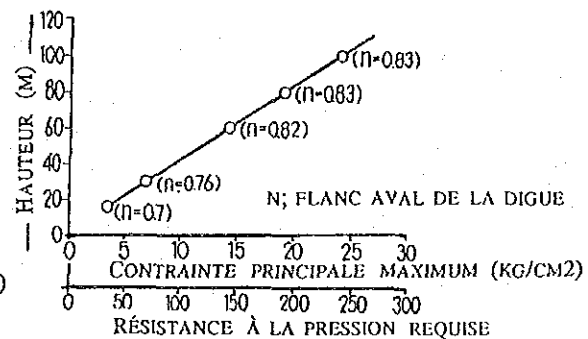
## 2) Terrain de fondation

L'effort exercé sur les fondations est moins important dans le cas des barrages en remblai que dans le cas des barrages en béton. Les barrages en remblai ont aussi l'avantage de s'adapter facilement aux modifications de structure des fondations, de sorte qu'ils sont appropriés pour une gamme étendue de catégories de fondations. En revanche le débit des crues de projet sera un élément décisif, car plus il sera important plus la part des coûts pour les évacuateurs de crues augmentera.

La résistance au cisaillement et à la capacité de portance sont également deux critères particulièrement importants. Nous indiquons ci-dessous quels sont les rapport entre la hauteur de digue et les critères de sécurité au cisaillement et à la portance des barrages-poids en béton.



CISAILEMENT REQUIS -  
HAUTEUR DE RETENUE ~ FONDATIONS  
 (barrage-poids en béton)



HAUTEUR DE RETENUE ~ CONTRAINTE  
PRINCIPALE MAXIMUM  
 (BARRAGE-POIDS EN BÉTON)

NOTA : LE DEGRÉ DE COMPRESSION AXIALE DE L'ÉCHANTILLON DE ROCHE EST ESTIMÉ À 10 FOIS CELLE D'UNE FONDATION NATURELLE

Selon la topographie des appuis, les barrages zonés avec écran d'étanchéité sur les pentes sont quelquefois utiles pour arrêter l'eau ou du point de vue du volume du barrage. Cependant lorsque le barrage est très haut, les digues en terre zonées avec écran d'étanchéité connaissent souvent un problème de déformation.

On peut en général envisager tous les types de barrages quelle que soit la fondation rocheuse, mais dans le cas des roches meubles avec des déformations importantes ou de roches poreuses ou encore de roches qui présentent des fissures, les noyaux en matériaux artificiels et les écrans d'étanchéité ne conviennent pas.

Lorsque les fondations sont en terre, la variante digue homogène est celle qui convient le mieux. Dans le cas des fondations perméables de graviers, c'est soit le type zoné soit le type homogène qui sera retenu. Dans le cas de la construction d'un tapis, les barrages zonés ont souvent un avantage au stade de la planification.

### 3.3. Etudes et essais des fondations et des matériaux de construction

#### 3.3.1 Etude géologique des fondations du site de barrage

##### (1) Méthode d'investigation

Les études géologiques comprendront l'étude des formations géologiques, de la portance, et de la perméabilité. Elles permettront de définir la valeur du site et de planifier les fouilles pour les aménagements annexes de la digue en fonction des objectifs d'utilisation du barrage et de son envergure. Nous indiquons ci-après la méthodologie généralement utilisée.

##### 1) Reconnaissances géologique de surface

Une gamme étendue de reconnaissances des retenues et des ouvrages annexes devra être entreprise. Les reconnaissances seront faites par un géologue expérimenté. Dans certains cas l'analyse des formations géologiques s'étendra sur un rayon assez éloigné du site.

Les données recueillies lors des reconnaissances géologiques de surface (relief, stratigraphie, structure géologique, géologie, hydrogéologie), serviront à définir les zones qui présentent des risques de glissements ou éboulements de terrains, les zones perméables, et les régions de failles ou de fractures. Elles serviront à déterminer si un site est valable ou non, et serviront de guide pour les études et planifications ultérieures.

Pour raccourcir au maximum le délai des reconnaissances et avoir une meilleure précision, on utilisera les cartes, les photos aériennes et les documents des projets similaires qui ont été effectués dans les environs.

##### 2) Puits de reconnaissance

C'est une méthode de reconnaissance tout à fait efficace pour observer directement la géologie du socle. Elle est également utilisée lorsque le terrain de fondation est tendre et que les infiltrations vers les nappes souterraines sont faibles. Lorsque la roche est dure et qu'il y a de nombreuses sources il est dangereux de prospecter en profondeur et les coûts en sont augmentés. Donc la méthode n'est pas économique dans ces cas là.

##### 3) Tranchées

Très efficace pour observer la continuité géologique près de la couche superficielle. En général la profondeur des tranchées est de 3 m maximum. Pour creuser les tranchées il faut une main d'oeuvre importante, aussi on ne creusera pas plus loin que les roches molles altérées.

##### 4) Galeries

C'est une méthode de reconnaissance très efficace pour une observation géologique directe du socle, qui convient tout à fait à la vérification des déformations ou altérations géologiques des appuis dans le sens de la profondeur. Elle s'utilise également pour effectuer les essais ponctuels qui permette de connaître la géotechnique des fondations. N'est pas prévue pour vérifier les modifications géologiques verticales. Il faudra donc la combiner avec d'autres méthodes de reconnaissances et augmenter le nombre d'emplacements de galeries.

Cette forme de reconnaissance étant très coûteuse, il faudra progresser avec efficacité. On l'utilisera en particulier pour les barrages en béton qui nécessitent un renforcement du terrain de fondation.

#### 5) Forages

C'est la forme de reconnaissance la plus courante pour étudier les fondations d'un barrage. Elle permet de vérifier les spécificités de la roche de fondation et la continuité des altérations verticales et diagonales jusqu'à une bonne profondeur. Le trou de sonde permet de faire des essais de pénétration, des essais de Lugeon, et des essais de déformation.

La profondeur du trou de sonde sera de 1,5 à 2,0 fois la résistance visée. La répartition des forages de reconnaissance de la surface, sera planifiée en principe sur l'axe du barrage qui recevra la charge maximale. Selon le type de barrage, les données géologiques des fondations en dehors de la zone du barrage seront aussi nécessaires. Dans le cas des barrages en remblai, il faudra prévoir des reconnaissances pour les évacuateurs de crues. Par conséquent, pour avoir une bonne efficacité de reconnaissance, les géologues, les ingénieurs projeteurs et les spécialistes qui travaillent au barrage devront étudier ensemble un programme de distribution et les spécifications détaillées des reconnaissances.

En principe, le diamètre des trous de forages sera de  $\phi$  60 mm minimum pour les fondations rocheuses, et de  $\phi$  80 mm minimum pour les zones sableuses et graveleuses.

#### 6) Prospections sismiques

Contrairement aux autres reconnaissances, les prospections sismiques présentent l'avantage énorme de fournir des précisions sur la continuité des déformations géologiques. Cependant, il n'est pas possible d'atteindre toutes les couches, et, dans les cas suivants, les prospections sismiques se révèlent difficiles :

- Pour classer les couches lorsque le log de vitesse est pratiquement identique sur toutes les couches.
- Pour détecter les couches inférieures en présence d'une couche supérieure qui a un log de vitesse important.
- Pour détecter les petites couches prises entre des couches qui ont un log de vitesse important.
- Pour différencier les couches de formation et les couches log de vitesse.
- En cas de relief très accidenté ou pentes abruptes
- Pour juger le degré du pendage des failles et des fondations.

Ces reconnaissances permettent uniquement d'analyser le degré de sismicité des couches. Il faudra tracer une coupe géologique à partir des forages et des tranchées pour déterminer le degré d'érosion et les catégories de roches des ouvrages.

#### 7) Essais in-situ

Les essais ci-dessous serviront à connaître les spécificités mécaniques des fondations naturelles.

- Tranchées ou puits d'essai

Nom du test	Utilité	Catégorie de barrage	Taille de l'échantillon
Essai de charge	Portance, coefficient de déformation	En béton	φ 30 cm min. ou 30 x 30 cm min.
Essai de cisaillement	Degré de cisaillement	En béton	50 x 50 cm min.
Essai de perméabilité	Coefficient de perméabilité	Tous	φ 20 cm min

- Trou de forage

Test	Objectif	Barrage	Remarques
Essai Lugeon	Perméabilité, pression d'écoulement	Tous	Pression maxi de 10 gk/m <sup>2</sup>
Charge latérale	Coefficient de forme	Tous	-
Essai de pénétration	Valeur N	En remblai	W = 63,5 kg H = 75 cm

### 8) Essais au laboratoire

Essais sur les fondations du barrage avec échantillon de bloc de carottier

Désignation	Objectif	Barrage	Remarques
Compression axiale	Portance & cisaillement	Remblai	Fondations terre
Compression triaxiale	Coefficient déformation		Roche molle
Cisaillement direct	Cisaillement	Remblai	Fondations terre
Physiques*	Caractéristiques générales	Tous	

\* densité unitaire, taux d'absorption, analyse granulométrique

### (2) Taille des barrages et méthodologie

La méthodologie adoptée pour les études géologiques des sites de barrages en remblai et de barrages-poids (béton et maçonnerie) sont indiquées ci-après, pour chaque taille de barrage.

Essais géotechniques & Reconnaisances géologiques	Barrage moyen		Petit barrage		Lac collinaire	
	Remblai	Poids	Remblai	Poids	Remblai	Poids
Levé géologique de surface	x	x	x	x	x	x
Puits d'essai	x	(x)	x	(x)	x	(x)
Tranchées	x	(x)	x	(x)	x	(x)
Galeries	(x)	x	(x)	(x)		
Forage	x	x	x	x	(x)	(x)
Essai dans trou de forage						
- Lugeon	x	x	x	x	x	x
- Charge horizontale	(x)	(x)				
- Pénétration	(x)		(x)		(x)	(x)
Séisme	(x)	(x)	(x)	(x)		
Essais in-situ						
- Charge		(x)		(x)		
- Cisaillement		(x)		(x)		
-Absorption	(x)		(x)			
Essais au laboratoire						
- Compression axiale et triaxiale	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
- Cisaillement direct	(x)		(x)		(x)	
- Essais physiques	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)

NOTA : Les essais entre parenthèses ne seront fait qu'en cas de fondations particulières

### 3.3.2 Etude géologique des sites d'emprunt

Les reconnaissances géologiques des zones d'emprunt pour enrochement et de matériaux fins utilisés pour la construction des ouvrages seront identiques aux reconnaissances des fondations des barrages qui ont été précisées ci-dessus. Le tableau suivant indique les reconnaissances sur les emprunts rocheux et sur les emprunts de matériaux.

Essai	Barrage moyen		Petit barrage		Lac collinaire	
	Remblai	Poids	Remblai	Poids	Remblai	Poids
<b>Emprunt enrochement</b>						
- Levé géologique de surface	x	x	x	x	x	x
- Puits d'essai	X	x	x	x	(x)	(x)
- Tranchée	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
- Galeries	(x)	(x)	(x)	(x)		
- Forages	x	x	(x)	(x)		
- Séismique	(x)	(x)	(x)	(x)		
<b>Emprunts pour matériaux fins</b>						
- levé géologique de surface	x	x	x	x	x	x
- Puits d'essai	x	x	x	x	x	x
- Tranchées	(x)		(x)		(x)	
- Forages	(x)		(x)			

NOTA : Les essais entre parenthèses ne seront fait qu'en cas de besoin

Ces reconnaissances, qui permettent de calculer la production des emprunts rocheux et des emprunts pour matériaux fins, devront être poursuivies sur un rayon suffisamment large pour obtenir des volumes de production qui couvrent l'estimation des besoins en matériaux pour la construction de l'ouvrage. Le critère de couverture des besoins est fixé à 3 fois le volume des matériaux nécessités pour l'écran d'étanchéité des barrages en remblai, et à deux fois les volumes de matériaux nécessités pour les autres matériaux.

### 3.3.3 Essais sur les matériaux de construction

Des essais seront effectués sur chacun des matériaux mis en oeuvre pour vérifier qu'ils conviennent et que les volumes sont suffisants pour couvrir la construction des barrages et des ouvrages annexes.

(1) Matériaux des barrages en remblai

(a) Matériaux imperméables et matériaux semi-perméables

1) Essais physiques

- . Mesure de la teneur en eau
- . Poids spécifique des particules
- . Analyse de granulométrie
- . Limites d'Atterberg † standard
- . Teneur en matières organiques † ajouté selon nécessité
- . Limite de retrait
- . Poids spécifique des graviers, taux d'absorption

2) Essais mécaniques

. Essais Proctor

Ces essais sont absolument essentiels pour déterminer la teneur optimum en eau, la densité maximum, le compactage, la méthode de travail la plus facile et la précision de contrôle des travaux.

Les spécifications standard sont les suivantes :

φ maximum des grains	5 mm
Moules	φ 10 cm
	1 1 volume
Energie de compactage	5.625 kg/cm <sup>3</sup>

. Essai de perméabilité

$$= \left( \frac{2,5kg \cdot 25 \text{ coupes} \times 3 \text{ couches} \cdot \text{chute } 30 \text{ cm}}{\text{moule } 1000 \text{ cm}^3} \right)$$

Cet essai sert à déterminer le coefficient de perméabilité à partir de l'étanchéité des matériaux entassés.

Méthode	à charge variable
Diamètre max. des grains	5 mm
Diamètre du moule	φ 10 m

Sur les échantillons qui contiennent une grande part de graviers, le diamètre maximum des grains [D max] sera augmenté, ainsi que la taille du moule (φ). Pour un matériau bien calibré, D max sera inférieur à φ/5.

3) Essai de consolidation

Cet essai sert à étudier la compressibilité des matériaux, la revanche de la retenue, et la formation de pression interstitielles au cours des travaux. La plupart des cas, le diamètre de la carotte est de φ 6 à 10 cm, et l'épaisseur de 2 à 3 cm pour un diamètre maximum des grains [D max = 2 ~ 5 mm].

. Essais de compression triaxiale

On effectue un essai de cisaillement pour déterminer la résistance nominale, et étudier le coefficient de sécurité au glissement de la digue. Au stade de la planification de la digue, cet essai est donc un des plus importants dans la catégorie des essais mécaniques.



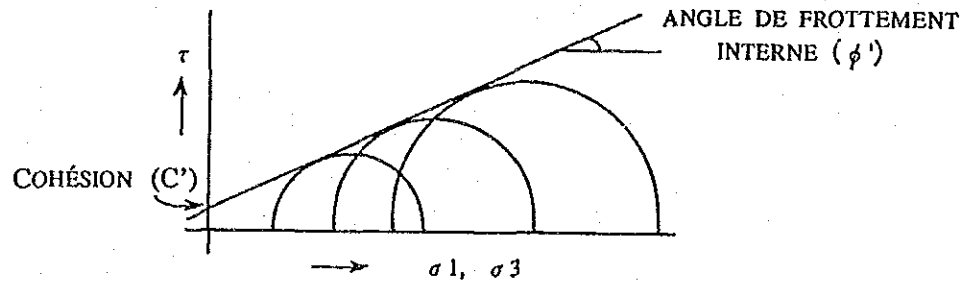
Pour les essais de cisaillement, on utilise en général la méthode de compression triaxiale, mais il y a aussi l'essai au cisaillement direct, peu utilisé car il pose des problèmes d'organisation des structures d'essais et les résultats sont désavantageux. L'essai de compression triaxiale permet de rechercher les différents degrés de cisaillement et spécificités sous différentes occurrences, et d'obtenir les documents qui concernent les déformations de la digue. Pour cela, on peut aussi utiliser l'analyse de déformation de la digue.

Comme méthode d'essai, signalons les méthodes avec consolidation de la carotte en début d'essai et les méthodes avec drainage de la carotte en cours d'essai avec les variantes suivantes :

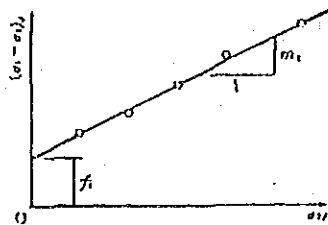
- . sans consolidation sans drain (non consolidé non drainé)
- . avec consolidation et drain (consolidé drainé)
- . avec consolidation sans drain (consolidé non drainé)

L'essai consolidé non drainé est le plus efficace car il est parfaitement adapté dans le cas des calculs de coefficient de sécurité de la digue. Il est en outre assez rapide.

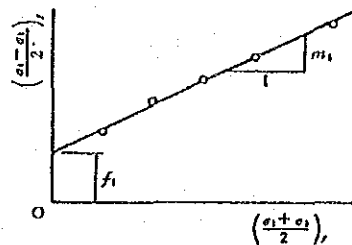
Cet essai permet de trouver l'angle de frottement interne, qui est un indice de résistance, et la cohésion, à partir de l'enveloppe des cercles de Mohr obtenus pour chacune des trois pressions latérales  $[\sigma_3]$ .



Pour exclure au maximum les différences de chaque enveloppe de cercles on fait une approximation directe avec la méthode des plus petits carrés et on cherche l'indice de résistance, selon la forme indiquée sur les schémas ci-dessous.



Recherche de  $c, \sigma$  (1)



Recherche de  $c, \sigma$  (2)

$$\phi = \sin^{-1} \{m_0 / (2 + m_0)\}$$

$$\phi = \sin^{-1} m_1$$

$$C = f_0 / 2\sqrt{1+m_0}$$

$$C = f_1 / \sqrt{1-m_1^2}$$

Critères de choix des matériaux d'étanchéité des barrages en remblai :

- . Pourcentage de particules plus fines que le limon (74  $\mu$ ) 8~10 %
- . Pourcentage de graviers 40 - 50 %
- . Indice de plasticité OP > 10 - 15
- . Coefficient de formation d'eau aux essais de perméabilité en laboratoire  $k < 1 \times 10^{-6}$  cm/s

(b) Matériaux perméables

1) Essai de roche

Les essais ci-après serviront à déterminer si la roche est de bonne qualité et utilisable ou non pour la digue.

- . Poids spécifique & absorption
- . Essai de compression axiale non limitée † standard
- . Essai d'abrasion † En cas de conditions particulières
- . Essai de résistance

(Critères de sélection des matériaux au Japon)

Poids spécifique	2,4 % min
Taux d'absorption	3 % max
Compression	800 kg/cm <sup>2</sup> min
Essai Los Angeles	% max
Résistance (en cas d'utilisation d'une solution de sulfate de magnésium)	

2) Essais mécaniques

Les essais mécaniques ci-après permettront de vérifier le cisaillement, l'indice de déformation et la perméabilité de l'ensemble des matériaux. Pour ce test on prend des échantillons de gravier. Il faut donc prévoir un testeur de grande taille, ce qui constituera une charge financière supplémentaire, de sorte qu'ils ne seront effectués que dans les cas particuliers, si on se trouve en présence d'une roche tendre par exemple.

- . Essais de compactage  $\phi$  moule 20 - 30 cm
- . Essais de compression triaxiale  $\phi$  carotte 20~30 cm
- . Essai de perméabilité (charge constante)  $\phi$  moule 30 cm min

(2) Matériaux des barrages-poids

(a) Agrégats grossiers

Les essais serviront à déterminer si un agrégat est valable ou non comme matériau de construction des barrages en béton. Les essais seront les mêmes que les pour les essais sur matériaux perméables des barrages en remblai indiqués plus haut.

(Critères de sélection adoptés au Japon)

Poids spécifique de la roche 2,6 min. (surface sèche et saturée)

Taux d'absorption de la roche 3 % max

(b) Agrégats fins

Les essais ci-après serviront à déterminer si les agrégats du béton contiennent des matières nocives, des matières impures et du fer, et s'ils sont faciles à travailler.

. Essai de teneur en eau et poids spécifique du sable

. Essai de criblage

. Essai de lavage 1 standard

. Essai de teneur en  
matières organiques ↓ selon le cas

. Essai de teneur en argile

. Essai de réaction alcaline

(3) Taille du barrage et essai de matériaux

Nous proposons ci-après un tableau des différents essais de matériaux pour chaque type de barrage en fonction de leur taille.

## (a) Pour les barrages en remblai

Matériau	Essais	en remblai			Remarques
		moyen	Petit	Lac	
Matériaux imperméables   semi- imperméables	Physiques				
	teneur en eau	x	x	x	
	Poids spécifique	x	x	x	
	granulométrie	x	x	x	
	Atterberg	x	x	x	
	Matériaux organiques	(x)	(x)		
	Retrait	(x)	(x)		
	Poids spécifique et taux d'absorption des graviers	(x)	(x)		
	Mécaniques				
	Proctor	x	x	(x)	
	Perméabilité	x	x	(x)	
	Consolidation	x	x	(x)	
	Compression triaxiale	x	(x)		
Roche perméable	Physiques				
	Poids spécifique et ab- sorption	x	x	x	
	Compression	x	x	(x)	
	Abrasion	(x)	(x)		
	Résistance	(x)	(x)		
	Mécaniques				
	Compactage	(x)			
	Compression triaxiale	(x)			
	Perméabilité	(x)			

NOTA : Les essais entre parenthèses ne seront faits qu'en cas de besoin

Matériaux	Essai	Barrage-poids			Remarques
		Moyen	Petit	Lac	
Agrégats grossiers	Poids spécifique et absorption	x	x	x	
	Compression	x	(x)	(x)	
	Abrasion	x	(x)		
	Résistance	x	(x)		
Agrégats fins	Poids spécifique et teneur en eau	x	x	x	
	Criblage	x	x	x	
	Lavage	x	x	x	
	Matières organiques	x	(x)		
	Teneur en argile	x	(x)		
	Réaction alcaline	x	(x)		

NOTA Les essais entre parenthèses ne seront réalisés qu'en cas de besoin  
 Les pierres des barrages en maçonnerie seront traitées comme les agrégats grossiers

### 3.4 Intensité sismique et sédimentation

#### 3.4.1 Intensité sismique

Lors de la planification des digues et des ouvrages annexes, il faudra tenir compte de la sismicité pour garantir leur stabilité. En général on évalue l'action des tremblements de terre avec la méthode d'accélération pseudo-dynamique, qui indique la fraction des forces sismiques sur l'accélération par gravité et les inclue en tant qu'actions statiques externes.

##### (1) Zones sismiques

Au Maroc le foyer sismique se situe sur d'importantes plaques tectoniques de la région méditerranéenne du Rif et de l'Atlas, classées en fonction du degré d'importance de l'activité sismique en

- . une zone de sismicité à craindre, forte : zone I
- . une zone de sismicité faible : zone II
- . une zone pénésismique ou asismique : zone III

##### (2) Accélération sismique

On évalue l'accélération sismique à partir de la magnitude d'un tremblement de terre qui se produirait dans un rayon de 200 km du centre de l'ouvrage (4 minimum), et on prend l'accélération sur une probabilité de 1/100 comme amplitude de projet. Ce calcul ne s'applique qu'aux petits barrages et aux barrages moyens. Pour les plans préliminaires et pour la conception des lacs collinaires on prend la valeur ci-après.

- Zone I : accélération de  $\alpha = 0 \sim 0,05$  g
- Zone II : accélération de  $\alpha = 0,05 \sim 0,1$  g
- Zone III : accélération de  $\alpha = 0,1$  g

Cette amplitude s'applique aux barrages poids. Pour les barrages en remblai, on prend ces valeurs majorées 20 %.

- Référence 1 -

Nous indiquons ci-dessous l'accélération sismique à Taounate, au centre du bassin versant :

##### (1) Archives sismiques

Entre 1970 et 1971 on a enregistré 18 tremblements de terre d'une magnitude supérieure à 4 dans un rayon de 200 km de Taounate.

##### (2) Estimation de l'accélération maximum

Formule Okamoto (1979)

$$\log \frac{\alpha_{mx}}{1000} = \frac{\Delta + 50}{100} (-4,93 + 0,89M - 0,043M^2)$$

où  $\alpha_{max}$  : accélération maximum

$\Delta$  : distance jusqu'à l'épicentre

M : magnitude

##### (3) Calcul de probabilité

50 ans :  $\alpha_{max} = 3,3$  gal = 0,03 g

100 ans :  $\alpha_{max} = 4,1$  gal = 0,04 g



(4) **Evaluation des résultats**

L'accélération maximale sur une probabilité de 1/100 ans est de 0,04 g. Sur la région du projet et dans les environs on enregistre de nombreuses secousses superficielles à une profondeur de 10 km, qui laisse supposer des secousses d'amplitude 4,8 juste au dessous (valeur maximum dans les environs). Pour le projet on prendra donc l'accélération séismique de  $\alpha = 0,1$  g.

- Référence 2 -

L'accélération séismique prise en compte au Japon pour la conception des barrages est la suivante :

(1) **Normes nationales**

On obtient l'accélération maximale sur une probabilité de 1/100 ans, à laquelle on applique un coefficient pour les conditions géologiques du site, pour le type de barrage etc.

(2) **Expérience des barrages voisins**

(3) **On calcule l'accélération séismique de projet après avoir ressorti les secousses séismiques qui doivent agir le plus sur le barrage.**

On utilise l'accélération qui garantit la meilleure sécurité à l'ouvrage.

### 3.4.2

#### Sédimentation

La sédimentation est un élément très important lorsqu'on planifie la sécurité de l'ouvrage et la capacité de mobilisation de la retenue.

Les volumes de sédimentation sont en général fonction de la taille du bassin, de sa géomorphologie, de l'inclinaison topographique, de l'hydrologie, et du couvert végétal. Pour calculer les volumes de sédimentation de chaque secteur, il faudra donc tenir compte des spécificités de chacun.

(1) **Dégradation spécifique**

Le Maroc dispose de ses propres formules pour estimer chaque type de dégradation spécifique en fonction des caractéristiques des zones. Nous indiquons ci-après les résultats obtenus à partir de ces formules. Lors de l'application réelle de ces équations, il faudra consulter les ingénieurs pour définir avec eux celle qui s'applique à la zone concernée.

(a) **Formule prenant les écoulements et les divisions de secteurs en compte**

$$DS = K (I) \cdot S^{-0,25} L$$

où :

DS	:	Dégradation spécifique (t/km <sup>2</sup> /an)
L	:	Écoulement en mm/an
S	:	Superficie du bassin (km <sup>2</sup> )
K (I)	:	Coefficient (cf. tableau ci-dessous)



Zone (l)	Nord-Ouest			Moulouya, Tensift		Sud	
ECOULEMENT L (mm/an)	100	300	500	50	100	25	50
K (l)	5000	15000	25000	5000	10000	5000	10000

(b) Equation simple

$DS = 5,200 S^{-0,18}$  ..... Seulement pour la région du Rif  
 $DS = 1,000 S^{-0,13}$  ..... Secteurs en dehors de ceux ci-dessus

où  
 DS : Dégradation spécifique (t/km<sup>2</sup>/an)  
 S : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>)

(c) Equation intégrant le couvert végétal, la géologie, et la topographie

$DS = k_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot h^{0,5} \cdot L$

où  
 DS : Dégradation spécifique (t/km<sup>2</sup>/an)  
 L : Ecoulements annuels moyens (mm/an)  
 $k_0$  : coefficient 0,20  
 $k_1$  : Coefficient de végétation  
 $k_2$  : Coefficient de topographie, géologie, etc  
 h : Différence entre altitude moyenne et altitude minimum du bassin (m)

(c) Equation simplifiée de (c)

$DS = k_0 \cdot k_v \cdot L$  ou  $DS = K_1 \cdot k_v \cdot L$

où  
 L : Ecoulements annuels moyens (mm/an)  
 $k_0$  : coefficient incluant l'érosion standard du bassin (0,8~1,2)  
 $k_v$  : Coefficient incorporant le couvert végétal, la topographie, la géologie, l'altitude (pour DS = t/km<sup>2</sup>/an), correspond à  $k_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot h^{0,5} \cdot L$  de l'équation (c).  
 $K_1$  : Coefficient incorporant le couvert végétal, la topographie, la géologie, l'altitude (lorsque DS = m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an).

(2) Période de sédimentation

La période de sédimentation prise pour la planification des barrages est définie en fonction de l'importance de l'ouvrage, de la durée d'utilisation du projet, et de la sécurité du barrage. Dans ce manuel nous avons adopté les postulats ci-après :

---

Taille des barrages	Temps de sédimentation
---------------------	------------------------

---

Moyen	50 ans
Petit	10 ans
Lac collinaire	10 ans

---

### (3) Volumes de sédimentation théoriques

Les volumes de sédimentation pris en compte pour la planification sont désignés par QS.

$$QS = \frac{DS}{r_s} \times S \times an \times E$$

où :

- QS : Volumes de sédimentation
- DS : Dégradation spécifique (t/km<sup>2</sup>/an)
- r<sub>s</sub> : Poids unitaire = 1,5 t/m<sup>3</sup>
- S : Superficie du bassin (km<sup>2</sup>)
- an : Période de sédimentation (0,5 ~ 1,0)
- E : Taux de sédimentation

0,5 ~ 1,0. E = 0,5 lorsque l'élimination des sédiments est planifiée pour réduire l'ensemblement et lorsque le taux de déversement par l'évacuateur de crue est élevé.  
E = 1,0 lorsque les débits sortants sont presque tous stockés.

#### - Référence 1 -

Le bassin du barrage de M'Jaâra sur l'Ouergha a une superficie de 6.100 km<sup>2</sup> environ, et est divisible en 14 sous-bassins. Les mesures de débit des oueds du bassin fluvial de l'Ouergha et le volume des apports solides d'après le plan du barrage sont de 22~27 t/ha/an (2.200~2.700 t/km<sup>2</sup>/an). Compte tenu de ces chiffres, la dégradation spécifique de chacun des sous-bassins, calculée à l'aide des équations (c) et (d), ont fait ressortir les poids moyens interannuels (apports solides) et la dégradation spécifique.

Sous-bassin N°	S (km <sup>2</sup> )	k1	k2	k3 = 0,200 *k1*k2	Zmoy -Zmin = h(m)	kt = k3+ h 0,5	kv = k4* h 0,5	L (mm)	DS*k*L (t/km <sup>2</sup> /an)	DS=kv+1 (m3/km <sup>2</sup> /an)
1	413	1,32	0,80	0,210	350	3,84	2,62	561	2210	1470
2	1053	1,38	0,90	0,249	420	5,10	3,40	589	3010	2000
3	863	1,05	0,90	0,189	520	4,31	2,87	527	2270	1510
4	673	1,02	0,80	0,163	550	3,82	2,55	562	2150	1430
5	193	1,14	1,00	0,227	312	4,01	2,67	506	2030	1350
6	549	1,01	0,70	0,141	775	3,92	2,61	638	2500	1670
7	160	0,88	1,10	0,180	715	5,07	3,38	486	2460	1640
8	490	1,14	1,30	0,297	789	8,34	5,56	370	3080	2060
9	560	1,30	1,60	0,417	560	9,77	6,52	301	2940	1960
10	210	1,30	1,00	0,259	639	6,55	4,37	401	2630	1750
11	336	0,87	1,00	0,174	540	4,04	2,70	405	1640	1090
12	155	1,11	1,00	0,223	170	2,91	1,94	209	610	400
13	313	1,14	1,00	0,228	140	2,70	1,80	199	540	360
14	295	1,13	1,00	0,227	160	2,87	1,91	192	550	370
Global	6153	1,15	0,83	0,192	656	4,93	3,28	469	2300	1530
<MJ>	4392	1,09	0,87	0,169	702	5,01	3,33	447	2240	1490
<OU>	1766	1,13	1,12	0,253	811	7,21	4,80	369	2860	1770

NOTA : OU = Observatoire d'Ourisagh BO = Observatoire de Bab Ouender

Sous-bassin N°		Altitude			h <sub>0,5</sub>	utilisation des terres			k <sub>J</sub>	k <sub>2</sub> Géol
		Moyenne	Minimum			% SAU	Parcours	Forêts		
		(a) (m)	(b) (m)	(a)-(b)		(1,00)	Incultes (2,00)	(0,25)		
1	413	440	90	350	18,71	0,31	0,47	0,21	1,32	0,80
2	1053	520	100	420	20,49	0,34	0,50	0,16	1,38	0,80
3	853	680	160	520	22,80	0,53	0,23	0,24	1,06	0,80
4	573	730	180	550	23,45	0,34	0,28	0,37	1,02	0,80
5	193	510	198	312	17,66	0,71	0,20	0,09	1,14	1,00
6	549	1030	255	775	27,84	0,38	0,27	0,35	1,01	0,80
7	160	1050	335	715	26,74	0,25	0,24	0,51	0,88	1,10
8	490	1250	481	789	28,09	0,16	0,44	0,40	1,14	1,30
9	560	1200	650	550	23,45	0,23	0,50	0,27	1,30	1,00
10	210	1100	481	639	25,28	0,38	0,45	0,20	1,30	1,00
11	336	850	310	540	23,24	0,45	0,16	0,39	0,87	1,00
12	155	400	230	170	13,04	0,70	0,19	0,11	1,11	1,00
13	313	300	160	140	11,83	0,78	0,19	0,06	1,14	1,00
14	295	250	90	160	12,65	0,71	0,20	0,09	1,13	1,00

Les travaux de développement agricole du bassin de l'oued Ouergha comprennent la réalisation d'une étude de pré-faisabilité sur 6 sites. Pour les calculs d'apports solides de chacun de ces sites nous avons utilisé le coefficient qui a résulté de la simulation des sous-bassins.

Sous-bassin N°	S (km <sup>2</sup> )	kt	kv	ke	l.	DS=kt* <i>l.</i> (t/km <sup>2</sup> /an)	DS=kv*L (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an)	P= DSv*S (m <sup>3</sup> /an)
L-A-34	5,05	3,92	2,61	1,00	691	2710	1800	9100
P-C-4	7,60	5,10	3,04	1,00	614	3130	2090	15900
P-T-22	5,20	2,70	1,80	1,00	214	580	390	2000
P-TZ-3	27,6	9,77	6,52	1,00	263	2570	1710	47200
N° 8	25,0	3,92	2,61	1,00	585	2290	1530	38300
N° 17p	378	3,82	2,55	1,00	607	2320	1550	586000
N° 17f	314	3,82	2,55	1,00	607	2320	1550	487000

- Référence 2 -

Nous indiquons ci-après le calcul des volumes de sédimentation théoriques des retenues de barrages d'après les normes du ministère de l'Agriculture, des Eaux et Forêts du Japon, très expérimenté en matière de réalisation des barrages.

Volumes de sédimentation théoriques =  
Dégradation spécifique × superficie du bassin × sédimentation sur 100 ans

Les volumes de sédimentation sont fixés après étude comparative :

- Selon la classification géologique du bassin et sa superficie, on utilise le tableau qui correspond aux volumes de sédimentation.
- On prend des exemples de sédimentation du réseau hydraulique et des environs
- On calcule à partir d'une formule théorique qui tient compte des spécificités du bassin

### 3.5 Etude du débit de projet

#### 3.5.1 Périodes de récurrence du débit de projet

Pour calculer l'altitude du rouleau d'eau du barrage, la taille et les fonctions de l'évacuateur de crue, il est important de connaître les débits de projet. Nous avons pris les références marconaines concernant les récurrences adoptées pour leur calcul et les avons estimées pour chaque taille et type de barrages.

Barrage	Période de récurrence des crues		
	barrage moyen	petit barrage	lac collinaire
Barrage-poids	1/1000	1/100	1/100
En remblai	1/10000	1/1000	1/1000

- Référence -

Au Japon, les débits de crues maximum sont fixés par la loi pour les ouvrages en béton d'une hauteur de digue (hauteur à partir du fond de fouille) supérieure à 15 m:

. débit de crue pour une période de retour 1/200

. débit maximum xx estimées d'après les marques de crues et le climat

Pour les barrages en remblai, on prend ces valeurs multipliées par 1,2.

#### 3.5.2 Calcul des débits de crues

(1) Superficie (S) inférieure à 50 km<sup>2</sup>

(a) Pour des petits barrages avec une superficie de bassin inférieure à 50 km<sup>2</sup>, les débits de pointe sont calculés avec la formule rationnelle.

Q<sub>p</sub> = débit de pointe sur une période de récurrence 1/T ans.

C = coefficient de ruissellement du bassin par la crue considérée

terrain de montagne ou colline C = 0,8

S = superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

I(T) = intensité maximum sur une période de retour de 1/T ans (mm/h)  
(indiquée en (b)).

(b) Intensité maximum, I(T)

$$I(T) = \frac{P(24,T)}{24} \left( \frac{24}{tc} \right)^n$$

où

n = coefficient, estimé à 0,5

tc = temps de concentration  
(calculé en (c))

P(24,T) = précipitations maximum sur 24 heures pour une période de 1/T ans  
(calculé en (d))

(c) Temps de concentration tc (h)  
calculé avec la formule Giandotti

$$t_c = 4\sqrt{S} + 1,5 \frac{L}{0,8\sqrt{hm}}$$

où

S = Superficie du bassin km<sup>2</sup>

L = Longueur du Talweg principal (km)

hm = différence d'altitude moyenne entre le bassin (Z<sub>min</sub>) et l'exutoire (Z<sub>min</sub>)

hm = Z<sub>moy</sub> - Z<sub>min</sub> (m)

(d) Précipitations journalières

Les précipitations journalières sur 1/T ans (P(24,T)) sont calculés avec la formule Gumbel, qui représente la fonction linéaire des précipitations annuelles moyennes.

$$P(24,T) = a(T) \cdot Pa + b(T)$$

où

Pa = pluies moyennes annuelles (mm) d'après la carte des isohyètes

$$a(T) = 0,062 + 0,024 \cdot u(T)$$

$$b(T) = 10 + 3,7 \cdot u(T)$$

$$u(T) = -\ln(-\ln F)$$

F = 1 - 1/T, F : fréquence du non dépassement, T: période de retour

(2) Pour un bassin versant de plus de 50 km<sup>2</sup>

On prendra la méthode du gradex modifié utilisée dans le rapport PD-SBO.

(a) Débit de crue

$$Q_j(T) = \gamma_j(T) \cdot S/86,4 \quad Q_p(T) = C_p \cdot Q_j(T)$$

où

Q<sub>j</sub>(T) = débit journalier maximum sur une période de 1/T an

Q<sub>p</sub>(T) = dénit de pointe (m<sup>3</sup>/s)

S = superficie du bassin (km<sup>2</sup>)

γ<sub>j</sub>(T) = ruissellement maximum en 1 j à l'exutoire)

(b) Calcul de γ<sub>j</sub>(T)

$$\gamma_j(T) = K \cdot \gamma_{oj}(T)$$

$$\gamma_{oj}(T) = a(T) \cdot g(P_j) - b(T^*)$$

$$g(P_j) = 0,021 \cdot Pa + 3,2$$

$$a(T) = 1,5 + u(T)$$

$$b(T^*) = 1,5 \cdot b + b \cdot u(T^*)$$

$$u(T) = -\ln(-\ln F)$$

$$F = 1 - 1/T$$

où

T = période de retour

k = coefficient fixé selon la superficie du bassin

$$k = 0,9$$

γ<sub>oj</sub> = paramètre de la loi de Gumbel sur les ruissellements dans le bassin (mm)

a(T), b(T<sup>\*</sup>) ; paramètre

g(P<sub>j</sub>) = gradex des pluies journalières maximum annuelles (mm)

T<sup>\*</sup> = période de retour critique (infiltration limite atteinte)

u(T) variable réduite de Gumbel

b ; G(P<sub>j</sub>) - g (R<sub>j</sub>) pour bassin imperméable b = 10 mm

### 3.6 Cote des ouvrages

#### 3.6.1 Revanche

Le niveau d'eau devant être ajouté au dessus du plan maximal de la retenue tient compte de :

- La hauteur d'élévation du niveau maximum normal
- Hauteur supplémentaire prise en compte pour la hauteur de batillage

##### (1) Hauteur d'élévation du niveau en période de crues

La hauteur d'élévation (Hd) du niveau d'eau de la retenue en période de crues est établie avec l'équation ci-dessous, dans laquelle les crues correspondent aux volumes théoriques.

$$Hd = \left( \frac{Q}{C \cdot L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

où

Hd : Hauteur d'eau du déversoir (m)

Q : Volume théorique des crues (m<sup>3</sup>/s)

C : Coefficient de déversement (lorsque la forme du barrage déversoir présente une courbe Harold, C=2,0)

L : Longueur (m)

Ces volumes de crues théoriques sont les écoulements de la section déversante des évacuateurs de crues. Lorsque la retenue est de taille importante, cela a pour effet de stocker les crues dans le réservoir. Grâce à cela la hauteur d'eau de déversement ne baissant pas, il est quelquefois possible d'économiser le volume des travaux du barrage.

Ainsi, dans ce guide, nous adopterons :

Barrages moyens .....

L'effet d'emmagasinement des crues  
pourra être pris en compte

Petits barrages et lacs collinaires .....

L'effet d'emmagasiment ne sera pas  
pris en compte

##### (2) Hauteur additionnelle tenant compte de la hauteur de batillage

Des vagues se forment à la surface de la retenue sous l'effet du vent. La hauteur additionnelle est calculée à l'aide des formules Monitor-Stevenson et Gaillard.

$$H = 0,76 + 0,032 (U \cdot F)^{0,25} - 0,26 (F)^{0,25}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H$$

$$H_v = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g}$$

où

- H : Hauteur des vagues, m
- U : Vitesse du vent, 100 km/h
- F : Fetch
- V : Vitesse de propagation des vagues (m/s)
- g : Accélération due au poids (9,8 m/s)
- Hv : Hauteur d'élévation (m)

- Référence -

Au Japon, dans le cas des barrages dont la digue dépasse 15 m de hauteur, la revanche est fixée par la loi. Le niveau d'eau qui sert de norme de fixation de la revanche sert à ressortir le niveau maximum normal, le niveau théorique des crues, et le niveau des crues centennales. Si on ajoute la hauteur de pente léchée par les vagues ou la hauteur des vagues, la hauteur des ondes sismiques (sauf pour les crues théoriques) et la valeur de calcul, on obtient 3 hauteurs de crête de barrage. On utilise la solution la meilleure du point de vue de la sécurité. Normalement, la revanche d'un barrage en remblai sera supérieure de 1 m à celle d'un barrage poids.

### 3.6.2 Cote de la crête de barrage

La cote de la crête de barrage est très importante par rapport à l'indice de sécurité de l'ensemble de l'ouvrage. Par conséquent plus la revanche est importante, plus la sécurité est grande. En outre, pour des critères de sécurité, les petits barrages en remblai qui présentent une résistance moindre aux déversements, doivent bien évidemment avoir une revanche supérieure aux barrages en béton.

Par ailleurs, les coûts augmentent si la revanche est plus haute et donc la rentabilité économique diminue. Par conséquent, la cote de la crête d'un barrage sera calculée comme suit, en modifiant la revanche en fonction de la taille et du type de barrage.

Taille	Type	Cote de la crête (m)
Moyen	Remblai	Identique à (R.N. + Hd + Hv + 1,0) min. & (R.N. + Hd + 2,0) min. Parapet et gabion non pris en compte
	Poids	(R.N. + Hd + Hv) min. Effet gabion non pris en compte
	Remblai	Identique à (R.N. + Hd + Hv + 0,5) min. & (R.N. + Hd + 1,5) min. Parapet et gabion non pris en compte
	Poids	(R.N. + Hd + Hv) min. Parapet non pris en compte
	Remblai	(R.N. + Hd + Hv) min. Parapet et gabion non pris en compte
	Poids	(R.N. + Hd + Hv) min. Prise en compte possible des parapets

Note : R.N. = Retenue normale

Ce tableau concerne un barrage avec évacuateur de crues de type déversoir dénoyé.