

13/87
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

2015
وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE —
Ecole Nationale Polytechnique
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'Etat

SUJET

**Etude de Faisabilité
et Organisation des Travaux
d'un Barrage sur l'Oued El Kebir
de l'Est**

W. Tarf

Proposé par :

E.N. HYDROTECHNIQUE

Etudié par :

MENASRA D.
ABACHA N.

Dirigé par :

Mlle ZERFA
Mr GHEBACH

PROMOTION : JANVIER 1987

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH — ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

الدراسة الوطنية المتمدة للتفصيل
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'Etat

SUJET

Etude de Faisabilité et Organisation des Travaux d'un Barrage sur l'Oued El Kebir de l'Est

W. Tarf

Proposé par :
E.N. HYDROTECHNIQUE

Etudié par :
MENASRA D.
ABACHA N.

Dirigé par :
Mlle ZERFA
Mr GHEBACH

PROMOTION : JANVIER 1987

DEDICACES

- Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance
- la mémoire de mon père que Dieu clément la miserecorde
 - ma mère qui a tant attendu ce jour
 - mes frères et sœurs; surtout Nassima
 - ma femme
 - toute la famille
 - tous mes amis surtout Tahar et Smail

MENASRA. DJAMEL

- Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance
- la mémoire de mon père
 - ma mère qui a tant attendu ce jour
 - mes frères et leurs enfants surtout Nacime, Hichem, Habib ouali
 - ma sœur et ses filles surtout Radia
 - toute la famille
 - tous les amis

ABACHA. NACER

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier :

- tous les professeurs et responsables ayant contribué à notre réussite
- M^{lle} ZERFA et M. GHEBACHE pour ses judicieux conseils tout au long de l'élaboration de cette thèse.
- M^{sr} LARBI YUCEF pour son aide et ses conseils
- toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin dans l'élaboration de cette thèse

1^{ère} PARTIE ETUDE DE FAISABILITE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre I : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DU BASSIN

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Chapitre III : ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

Chapitre IV : ETUDE DES INFILTRATIONS

Chapitre V : ETUDE DE LA STABILITE

Chapitre VI : OUVRAGES ANNEXES

Chapitre VII : TABLEAU D'ESTIMATION

2^{ème} PARTIE ORGANISATION DES TRAVAUX.

Chap I MAITRISE DES EAUX.

Chap II EXPLOITATION DES ZONES D'EMPRUNT

Chap III FABRICATION ET MISE EN PLACE DES BETONS.

Chap IV MISE EN PLACE DES REMBLAIS.

Chap V FORAGE ET INJECTION.

Chap VI PLANING DE REALISATION.

INTRODUCTION

Qu'elles soient superficielles ou souterraines, les ressources en eau dans notre pays et particulièrement dans le wilaya d'Annaba sont largement suffisantes pour répondre aux besoins des différents secteurs :

A. E. P. Agriculture Industrie etc. ...

Aussi, il est indispensable de mettre en place des structures adéquates afin d'engager dans le cadre d'un plan de Travail précis, plusieurs sections ayant pour objectifs de résoudre les problèmes à réaliser dans le domaine, d'appliquer la nouvelle politique visant à construire le maximum de retenues collinaires dans la région.

ET c'est dans ce cadre qu'il a été décidé par l'A.N.B (Agence National des barrages) au niveau du ministère de l'Hydraulique, de faire l'étude d'avant projet du barrage de Mexena El Oufia sur l'oued El Kabir de l'est afin de pallier aux insuffisances constatées dans le domaine hydraulique. Donc sera utilisé pour améliorer l'alimentation en eau de tous les secteurs (A. E. P., irrigation et industrie) et l'étude sera orientée dans ce sens.

I-1 SITUATION:

Le site du barrage d'ELafia sur l'oued el kebir de l'est se trouve à environ 2,5 km à l'amont du pont de la RN4 soit environ 70 km de Annaba.

Le site possède les coordonnées géographiques en unité de LAMBERT suivant:

$$X = 1008$$

$$Y = 398,625$$

$$Z = 31$$

L'oued kebir de l'est, coule à la cote 32,00 m environ.

I-2 CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES:

Superficie du bassin	km ²	676
Périmètre	km	115
Longueur du thalweg	km	59
Altitude minimum	m	30
Altitude maximum	m	1202
Altitude moyenne	m	410
Densité de drainage	km/km ²	3,0
Coefficient de formosité		16,3

Chap II ETUDE HYDROLOGIQUE

I PRESENTATION GENERALE:

Le bassin versant de l'oued elkebir de l'est en amont de la station de Ain Assel est situé dans l'est de l'Algérie dans la région du massif de Medjerda.

L'oued elkebir prend sa source en Tunisie, deux grands affluents Ballouta et Bougous s'y jettent en amont de la gorge de Mexenna.

Presque tout le bassin est recouvert de forêt de Chêne liège en majorité, une partie négligeable du bassin versant est occupé par les terres cultivées.

Une très grande partie du bassin versant se trouve en Tunisie et il y aura même une partie de la cuvette qui se trouve en territoire tunisien.

II DONNEES DISPONIBLES:

2-1 Données pluviométriques:

Sur le bassin versant en question il n'existe qu'une seule station pluviométrique dont les données sont utilisables pour l'analyse statistique.

Il existe également deux autres stations pluviométriques (Ain el Assel et Roum el Souk) sur le bassin versant dont la durée d'observation n'est que 12 années, les données de ces stations ne sont donc pas acceptables.

.../...

Nous avons utilisé les données de station pluviométrique la plus proches du bassin versant et où la durée d'observation est assez longue

Nous donnons dans le tableau suivant quelques caractéristiques de ces stations.

CODE	Nom de la station	Altitude en m	Nombre d'années -Comptables
03-16-03	Ain Fedden	560	27
03-16-04	Ain Kerma	240	33
03-18-01	EL-Kalla	10	53

III PLUVIOMETRIE:

3-1 Pluie moyenne annuelle:

La pluie moyenne annuelle sur le bassin a été déterminée d'une part d'après la carte pluviométrique de Chaumont d'autre part sur la base des stations pluviométriques suivantes:

03-16-03 Ain Fedden

03-16-04 Ain Kerma

03-18-01 EL Kalla

D'après la carte pluviométrique de Chaumont la pluie moyenne annuelle est égale à 1250 mm.

Sur la base des stations pluviométriques, nous avons

.../...

déterminé la pluie moyenne annuelle superficielle d'après le rapport précipitation - altitude dont la valeur est de 1100 mm. En comparant la valeur de la pluie moyenne avec le résultat de la carte de Chaumont, nous avons constaté que cette dernière donne des valeurs plus élevées.

Nous avons accepté obtenus par les stations pluviométriques

III-2. PLUIE MAXIMUM DE 24 HEURES:

Pour déterminer la pluie maxima de 24 heures de différentes fréquences sur le bassin versant, nous avons utilisé les données de trois stations pluviométriques.

En supposant que notre échantillon s'ajuste suivant une loi de GALTON, l'analyse statistique nous a fourni les résultats suivants:

Pluie maximum de 24 heures de différentes fréquences en mm.		
10%	1%	0,1%
120	165	222

IV ETUDE DES CRUES:

Pour analyser les crues il y a une série d'observation de 25 ans (1947/48 - 1954/55 et 1960/61 - 1976/77).

Nous avons utilisés le débit maxima de crue en utilisant les méthodes suivantes:

- Répartition statistique des crues maxima annuelles Obs.
- Courbe enveloppé de Chaumont

IV-1 ANALYSE STATISTIQUE DES CRUES MAXIMA ANNUELLES OBSERVEES

Nous disposons d'une série de débits de 25 ans à la station d'Am Assel

Nous avons examiné la distribution statistique des débits maximums annuel par la loi de GUMBEL

les paramètres de la série sont:

$$X = 405 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 116 \text{ m}^3/\text{s}$$

les paramètres d'ajustement: X_0, α

$$\alpha = 0,011 \quad \frac{1}{\alpha} = 90,48$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{0,577}{\alpha} = 353$$

l'équation de répartition est la suivante (voir graphiquement)

$$X = 353 + 90,48 Y$$

les débits maxima de différentes fréquences sont égales

$$Q_{\max} 10\% = 560 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} = 1\% = 770 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} 0,1\% = 980 \text{ m}^3/\text{s}$$

4-2 METHODE DE GRADEX:

Nous avons utilisé la méthode de Gradex pour déterminer les débits de fréquences plus rares.

Le gradex des pluies maxima de 24 heures a été calculé en utilisant les observations de (statistiques) station pluviométrique dont nous avons obtenu une valeur de 18 mm/j

le rapport débit maximum ruisselé (Q_{max})

débit moyen ruisselé ($Q_{\text{r moy}}$) a été déterminé sur la base de 30 crues observées.

$$\frac{Q_{\text{max}}}{Q_{\text{r moy}}}$$

Nous acceptons la valeur du débit maximal décennal ($600 \text{ m}^3/\text{s}$) calculé d'après les méthodes précédentes le débit moyen est obtenu par la formule suivante:

$$Q_{\text{r moy } 10\%} = Q_{\text{max } 10\%} : \frac{Q_{\text{max}}}{Q_{\text{r moy}}}$$

Dans le cas:

$$Q_{\text{r moy } 10\%} = 600 \text{ m}^3/\text{s} : 3 = 200 \text{ m}^3/\text{s}.$$

le tableau suivant montre d'un part le résultats du débits moyens en mm et en m^3/s , d'autre part les valeurs de débit maximum de différentes fréquences

... / ...

Periode en Retour	Debit moyen ruisselé		debit maxim	Gradex en m ³ /s
	en mm	en m ³ /s	Q _{max} en m ³ /s	
10 ans	25	200	600	140
100 ans	67	520	1560	
1000 ans	108	830	2490	

A-3 COURBES-ENVELOPPES CHAUMONT:

L'abaque de chaumont donne les debits maxima de crues en fonction de leur fréquence et de la superficie du bassin versant. Cet abaque fournit les courbes enveloppes des crues observées en Algérie et Tunisie les valeurs de pointes de crues de différentes fréquences sont les suivantes

$$Q_{\max 10\%} = 930 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max 1\%} = 1900 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max 0,1\%} = 2750 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous avons recopié les résultats des méthodes utilisées dans le tableau suivant.

... l...

DEBITS MAXI- MUM DE DIFF. ERENTES FREQUE NCES	METHODE APPLIQUE		
	LOI GUMBEL	ABAQUE CHAUMONT	METHODE DE GRADEX
$Q_{max} 10\% (m^3/s)$	560	950	600
$Q_{max} 1\% (m^3/s)$	770	1900	1560
$Q_{max} 0,1\% (m^3/s)$	980	2750	2490

Sur la base des résultats des méthodes appliquées pour la crue maximum de cennale, centennale et millennale nous proposons les valeurs suivantes avec un écart de 20%

$$Q_{max} 10\% = 520 \text{ m}^3/\text{s} < 650 \text{ m}^3/\text{s} < 780 \text{ m}^3/\text{s}$$

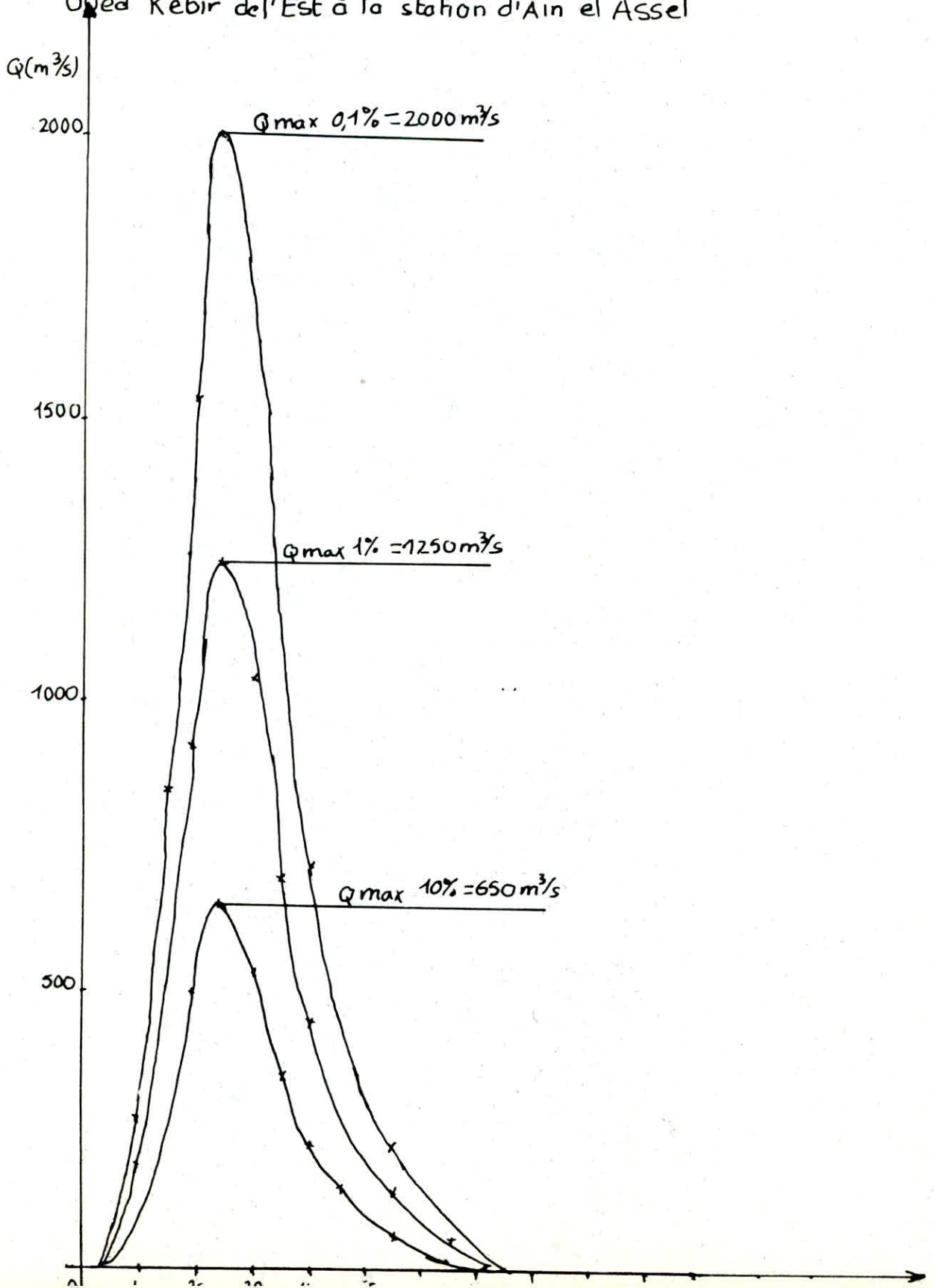
$$Q_{max} 1\% = 1000 \text{ m}^3/\text{s} < 1250 \text{ m}^3/\text{s} < 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{max} 0,1\% = 1600 \text{ m}^3/\text{s} < 2000 \text{ m}^3/\text{s} < 2400 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les hydrogrammes appartenants aux crues de différentes fréquences dans le tableau suivant

fréquence au département	Période de retour (années)	Volume des crues 10^6 m^3
0,1	10	60
0,01	100	95
0,001	1000	150
		15

HYDROGRAMMES DES CRUES POUR LA PERIODE
DE RETOUR 10, 100 et 1000 ans
Oued Kebir de l'Est à la station d'Ain el Assel



V APPORTS :

V-1 APPORT MOYEN ANNUEL :

A la station hydrométrique d'Ain el Assel nous disposons d'une série d'apports annuels pour une période d'observation de 25 ans. L'apport moyen annuel, sur la base des données de 25 ans est égal à 220.10^6 m^3 (voir tableau ci-après).

V-2 REPARTITION MENSUELLE DES APPORTS

Nous avons examiné la répartition mensuelle des apports exprimés en % du total en se basant sur les 25 ans d'observations. Les résultats obtenus sont dans les tableaux.

Années	APPORTS MENSUELS EN $10^6 m^3$												APPORTS TOTAL EN $10^6 m^3$
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
1947-48	0,114	5,906	5,435	4,815	37,613	16,682	47,235	19,836	13,175	7,076	0,900	0,10	174,73
1948-49	0,417	2,030	62,083	37,283	94,090	44,131	59,185	7,836	5,960	0,842	0,428	0,220	314,51
1949-50	0,250	3,211	32,520	10,826	53,970	25,460	79,790	44,170	4,750	1,360	0,372	0,200	256,43
1950-51	0,150	0,945	6,660	16,536	32,207	46,860	13,054	1,920	1,940	0,540	0,104	0,150	120,77
1951-52	0,350	26,500	26,720	42,209	68,671	82,056	31,950	30,979	12,473	1,384	0,372	0,035	323,05
1952-53	0,573	0,878	35,378	151,517	131,528	32,148	55,402	6,584	26,658	2,72	8,41	2,236	454,03
1953-54	0,098	34,878	66,549	38,137	98,779	114,675	42,466	41,272	2,890	0,407	0,220	0,054	440,43
1954-55	0,049	5,084	22,768	7,560	31,330	24,388	37,790	17,877	0,39	0,096	0,048	0,056	187,44
1960-61	0,238	0,377	0,485	14,81	98,104	73,306	6,989	1,350	0,277	0,137	0,080	0,027	98,40
1961-62	0,015	0,399	1,138	1,178	7,917	75,620	12,947	13,955	0,736	0,249	1,028	0,027	114,18
1962-63	0,400	0,550	4,116	32,00	33,255	91,80	10,830	50,806	18,550	6,436	0,326	0,120	249,20
1963-64	1,949	1,459	0,280	24,925	76,328	32,903	14,757	3,569	0,418	0,215	0,096	2,670	159,56
1964-65	0,171	0,972	6,866	1,66	83,068	101,860	30,194	17,973	5,614	1,319	0,359	0,316	250,37
1965-66	0,311	0,319	0,979	19,105	16,764	7,567	49,540	51,443	24,070	3,603	1,130	0,455	175,286
1966-1967	0,290	0,660	3,706	33,866	31,522	42,256	9,580	4,700	0,707	0,194	0,160	0,160	127,801
1967-1968	1,148	1,294	2,258	21,870	60,070	23,498	18,968	3,025	0,552	0,122	0,08	0,054	132,94

ANNEES	APPORTS MENSUELS EN $10^6 m^3$												APPORTS TOTAL EN $10^6 m^3$
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
1968-69	0,023	0,000	0,500	12,457	45,066	12,892	8,230	14,774	2,938	0,181	0,035	0,027	97,13
1969-70	12,307	29,465	3,157	156,756	31,755	27,412	60,502	13,465	4,604	0,555	0,091	0,032	340,10
1970-71	0,018	1,692	0,306	29,080	42,308	70,851	45,500	68,175	5,196	0,956	0,163	0,016	264,27
1971-72	0,311	7,778	1,369	2,812	49,277	43,527	22,303	67,290	19,530	1,965	8,351	0,080	224,59
1972-73	0,391	0,699	0,407	2,936	95,458	55,467	188,30	29,45	3,993	0,656	0,067	0,029	377,86
1973-74	0,122	5,930	1,172	9,870	2,370	15,750	14,950	31,008	3,440	0,342	0,062	0,00	85,05
1974-75	0,451	2,186	53,12	23,883	23,529	64,614	19,499	10,892	12,591	0,845	0,150	0,02	211,78
1975-76	0,01	0,005	4,292	10,612	12,669	21,532	49,076	4,873	39,279	2,011	1,687	0,099	146,14
1976-1977	0,231	6,792	68,304	14,549	27,826	9,091	2,553	20,409	2,555	1,192	0,070	0,019	153,59

14- APPORT MOYEN ANNUEL = $220 \cdot 10^6 m^3$

ANNEES	SEPT	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	TOTAL
1947-48	0,06	3,4	3,1	27,6	21,5	9,5	9,8	11,4	7,5	4,4	1,7	0,08	100
1948-49	0,13	0,6	19,7	11,9	29,9	14,1	18,8	2,5	1,9	0,3	0,1	0,07	100
1949-50	0,09	1,3	12,7	4,2	21,0	9,9	31,0	17,2	1,9	0,5	0,14	0,07	100
1950-51	0,1	0,8	5,5	13,6	26,6	38,8	10,8	1,6	1,5	0,5	0,09	0,11	100
1951-52	0,1	0,2	8,3	13,1	21,2	25,4	9,8	3,8	0,4	0,11	0,01	0,01	100
1952-53	0,1	7,9	7,8	33,4	29,0	7,1	12,2	1,5	5,8	0,6	1,9	0,4	100
1953-54	0,03	2,7	15,2	8,6	22,4	26,0	9,6	9,4	0,7	0,09	0,06	0,02	100
1954-55	0,02	0,4	12,1	25,4	16,7	13,1	20,2	9,5	0,2	0,04	0,02	0,02	100
1960-61	0,2	0,3	0,5	15,1	74,7	7,1	1,4	0,3	0,16	0,08	0,03	0,03	100
1961-62	0,00	0,2	0,9	0,9	6,8	66,2	11,2	12,2	0,5	0,2	0,8	0,00	100
1962-63	0,2	0,9	1,7	12,9	13,3	36,8	4,3	20,4	7,4	2,6	0,15	0,05	100
1963-64	1,2	0,4	0,2	15,6	47,8	20,6	9,3	2,2	0,3	0,14	0,06	1,7	100
1964-65	0,2	0,2	2,7	0,7	33,2	40,7	12,1	7,2	2,2	0,5	0,1	0,1	100
1965-66	0,2	0,5	0,6	10,9	9,6	4,3	28,3	29,3	13,7	2,0	0,6	0,3	100
1966-67	0,2	1,0	2,9	26,5	24,7	33,1	7,5	3,7	0,5	0,2	0,1	0,1	100
1967-68	0,9	0,0	1,7	16,5	45,1	17,7	14,3	2,2	0,4	0,09	0,06	0,05	100
1968-69	0,03	8,6	0,5	12,8	46,4	13,3	8,5	15,2	3,0	0,2	0,04	0,03	100
1969-70	3,6	0,6	0,9	46,2	9,3	8,1	17,8	3,9	1,4	0,16	0,03	0,01	100
1970-71	0,0	3,5	0,1	11,0	16,1	26,8	17,2	25,8	1,9	0,4	1,0	0,0	100
1971-72	0,17	0,2	0,6	1,2	21,9	19,4	9,9	30,0	8,7	0,9	3,7	0,03	100
1972-73	0,1	0,2	0,1	0,8	25,3	14,7	9,8	7,8	1,0	0,2	0,0	0,0	100
1973-74	0,1	6,9	1,4	11,6	2,8	18,5	7,6	36,5	4,1	0,4	0,1	0,0	100
1974-75	0,2	1,1	25,1	11,3	11,1	30,5	9,2	5,1	5,9	0,4	0,1	0,0	100
1975-76	0,0	0,0	2,9	7,3	8,7	14,7	13,6	3,3	26,9	1,4	1,2	0,00	100
1976-77	0,1	4,4	44,5	9,5	18,1	5,9	1,7	13,3	1,7	0,8	0,0	0,00	100
Moyenne	0	2	7	14	24	21	15	11	4	1	1	0	100

DETERMINATION DU VOLUME UTILE:

Le volume utile est la quantité d'eau pouvant être emmagasinée dans une retenue et répondant à différents besoins (AEP, irrigation, etc...)
On peut déterminer le volume utile par la méthode analytique.

METHODE ANALYTIQUE:

Ayant la répartition cumulée des apports et de la consommation.
On peut déterminer le volume utile en faisant la différence entre les apports et la consommation.

$$V_u = |\Delta V^+| + |\Delta V^-|$$

TABLEAU:

Mois	APPORTS	APPORTS CUMULEES	CONSOMMATION	CONSOMMATION CUMULEES	DIFFERENCE	
					+	-
Sept	0	0	13	13		13
Oct	4,4	4,4	20,6	33,6		29,2
Nov	15,4	19,8	15	48,6		28,8
Déc	30,8	50,6	9,4	58		7,4
Jan	52,8	103,4	5	63	40,4	
Fev	46,2	149,6	3	66	83,6	
Mar	33	182,6	9	75	107,6	
Av	24,2	206,8	15	90	116,8	
Mai	8,8	215,6	20	110	105,6	
Jun	2,2	217,8	25	135	82,8	
Juil	1,1	218,9	20	155	63,9	
Aout	1,1	220	20	175	45	

$$V_u = |0v^+| + |0v^-|$$

$$V_u = 29,2 + 116,8 = 245 \text{ hm}^3$$

ESTIMATION DES TRANSPORTS SOLIDE

Plusieurs méthodes existent pour tenter de cerner le transport solide des oueds, mais toutes ne sont que des approches et les chiffres ne constituent que des estimations

TABLEAU:

INFORMATION DISPONIBLE SUR LES SOLIDES EN SUSPENSION DANS

L'OUED ELKEBIR DE L'EST:

moenneeater annuel:

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
10,734	52,524	107,652	115,433	340,99	62,535	89,121	51,285	12,88	0,151	0,075	0,

$$\text{le taux annuel} = 843,460 \cdot 10^3 \text{ t}$$

$$\text{donc le transport solide annuel} = \frac{843,460 \cdot 10^3}{676} = 1250 \text{ t}$$

ENVASEMENT:

le volume de solides véhiculé par l'oued pendant 100 ans est calculé par la formule

$$V = \frac{T_a \cdot T \cdot S}{\gamma}$$

où : T_a : Taux d'abrasion ($\text{t}/\text{km}^2/\text{an}$)

T : temps de fonctionnement (années)

S : surface du bassin versant (km^2)

γ : poids spécifique (t/m^3)

on trouve $V_M = 50 \text{ hm}^3$.

donc le volume brute = $50 + 245 = 295 \text{ hm}^3$

CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

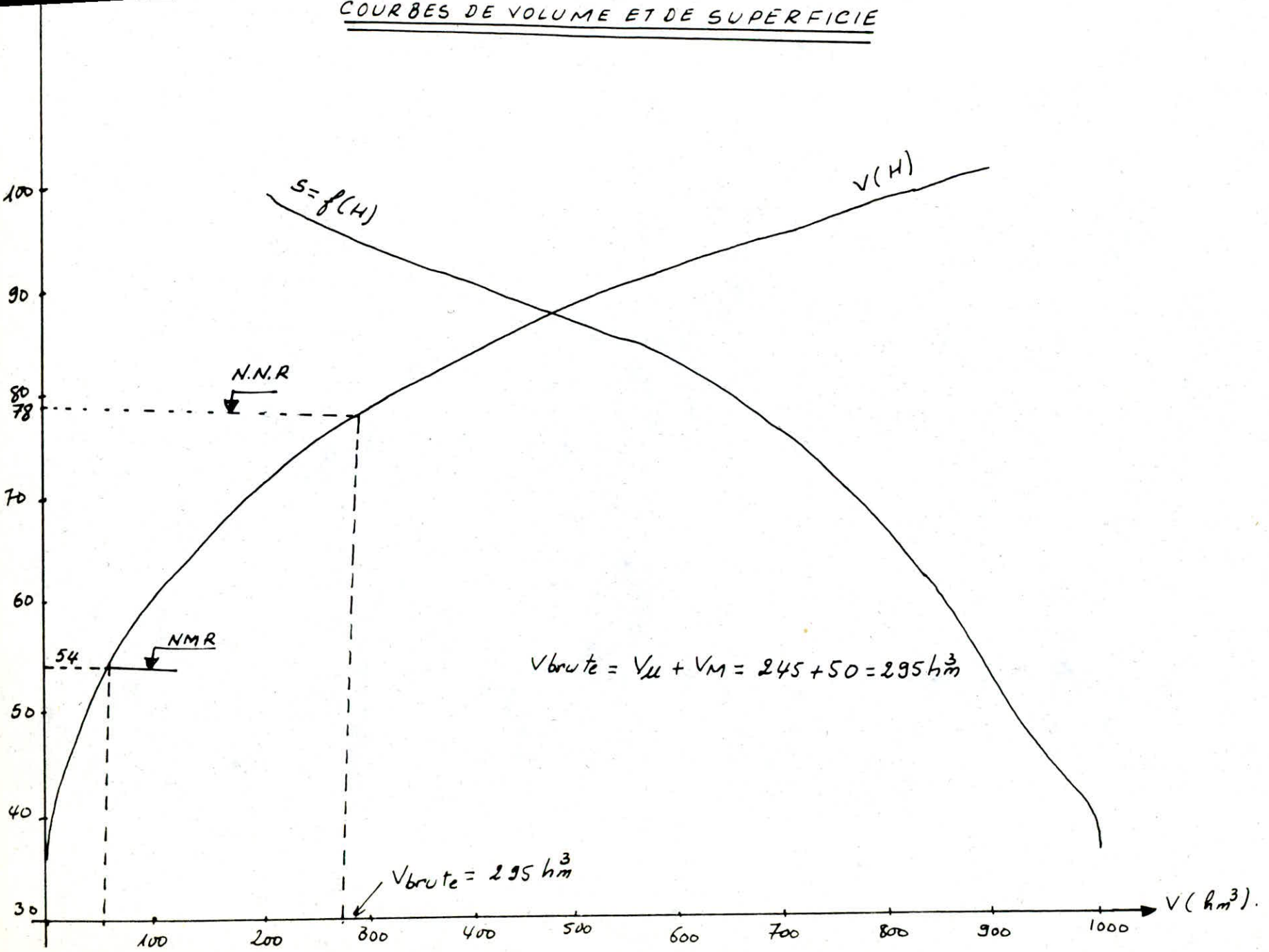
1) VARIATION DU VOLUME ET DE SURFACE AVEC LA HAUTEUR

Les surfaces correspondantes à chaque altitude ont été déterminées par planimétrie.

Nous donnerons les résultats dans le tableau récapitulatif :

Altitude (m)	S_i (km^2)	$s = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}$ (km^2)	ΔH	V_i	$\sum V_i$
35	0				0
		0,25	5	2,5	
40	0,5				2,5
		2,5	10	25	
50	4,5				27,5
		6	10	60	
60	7,5				87,5
		9,5	10	95	
70	11,5				182,5
		14,5	10	145	
80	17,5				327,5
		23	10	230	
90	28,5				557,5
		34	10	340	
100	39,5				897,5

COURBES DE VOLUME ET DE SUPERFICIE



$$V_{\text{brute}} = V_u + V_M = 245 + 50 = 295 \text{ hm}^3$$

$$V_{\text{brute}} = 295 \text{ hm}^3$$

1. Généralité:

L'étude d'un barrage nécessite une bonne reconnaissance sur:

- la géologie et la topographie du site
- les caractéristiques géotechniques des divers matériaux de construction de notre ouvrage; afin de prévoir des mesures nécessaires durant l'élaboration du projet.

2. Etude géologique du site:

- Le site de barrage d'ELAFIA pas de problèmes géologiques difficile et se prête bien à l'édification d'une digue en terre
- Il apparaît toutefois nécessaire de préciser au stade de l'étude de réalisation les points suivants:
 - Au point de vue structure, l'accident de rive droite qui se manifeste par un broyage et une décomposition des argiles ainsi que les différents failles qui affectent le substratum dans la région du site
 - Au point de vue qualité de fondation et problème de décapage la possibilité de se fonder sur les alluvions sur la zone de rive droite qui peut présenter des caractères d'instabilité et la zone pilée de rive gauche
 - Au point de vue matériaux d'emprunt, la disponibilité en matériaux de différents types et en particulier la possibilité de disposer d'alluvions graveleuses qui permettraient les pentes de la digue

2-1 HYDROGEOLOGIE:

Compte tenu des perméabilités mesurées, la rive gauche et la zone de l'oued ne nécessiteront qu'un traitement de peu. Seuls le gris de rive droite (perméabilité variant en moyenne de 4 à 20 U avec localement pertes totales sous pression de 1 bar à une profondeur 33 et 38 m nécessiteront un voile d'injection.

Ils ne présentent pas dans l'ensemble des perméabilités très élevées. Il s'agit par ailleurs d'une perméabilité de fracture et leur traitement ne posera pas de problèmes particuliers. Il faut toutefois préciser l'extension transversale vers le voile et en profondeur sous le contact.

2-2 Sismicité du site:

Dans la note sur la sismicité de l'EST ALgerien, il est indiqué que la zone du site d'ELAFIA ne semble pas sismique.

Il y est considéré que le barrage pourrait subir les effets d'un séisme dont l'épicentre serait à 30 km au sud 5,6 de magnitude. Soit en tenant compte de l'amortissement et d'un coefficient de sécurité de 20% il est nécessaire de prendre en compte une accélération horizontale de 0,04g

3) CHOIX DU TYPE DU BARRAGE:

Le type de barrage à envisager étant choisi selon les conditions locales et l'importance de l'ouvrage à régulariser.

Le type de barrage choisi étant un barrage en enrochement avec un noyau en argile en vue de l'existence de grande quantité de sol, dans la zone d'emprunt située à la partie aval du barrage.

4°) CONCEPTION DU BARRAGE:

4.1. Dimensionnement de la digue:

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorées de la charge maximale, au dessus du déversoir de crues et de la revanche.

Notons qu'un décapage de 10m de profondeur est prévu.

4.1.2 Détermination de la revanche:

a) Calcul de la hauteur des vagues

* Formule de STEVENSON:

$$h_v = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

où L : fetch ou la plus longue distance suivant le sens de la plus forte vitesse (km)

h_v : hauteur des vagues (m)

$$h_v = 0,86 \text{ m}$$

* Formule de MALLET-PACQUANT

$$h_v = 0,5 + 0,33 L \quad ; \quad h_v = 0,90 \text{ m}$$

.../...

*) Formule d'ANDREANOFF

$$h_v = 0,00208 w^{5/4} L^{1/3} \quad L \text{ fetch (km); } w: \text{ vitesse du vent}$$

le sens et la valeur de la vitesse sont pris dans le sens le plus défavorable ($w = 30 \text{ m/s} = 108 \text{ km/h}$) $\Rightarrow h_v = 0,89 \text{ m}$.

*) Formule de MALITOR:

$$h_v = 0,75 + 0,0032 L w - 0,26 L$$

$$h_v = 0,85$$

Donc on adoptera la valeur 0,9 (valeur maximale) pour plus de sécurité

b) Calcul de la vitesse des vagues:

Formule de GAILLARD

$$V = 1,5 + 2 h_v \quad \text{avec } V: \text{ vitesse des vagues (m/s)}$$

$$h_v: \text{ hauteur des vagues (m)}$$

$$V = 3,3 \text{ m/s.}$$

c) Calcul de la revanche

$$R = 0,7 h_v + \frac{V^2}{2g}$$

$$R = 1,2 \text{ m}$$

4-1-3) Hauteur de sécurité:

A cause de l'inexactitude des valeurs recueillies et des formules empiriques utilisés il faut prévoir une hauteur de sécurité, dans la littérature on trouve que cette valeur est de l'ordre de 3 à 4 mètres pour les barrages ayant une hauteur variant de 45 à 80 m

4-1-4) CALCUL DE LA HAUTEUR DEVERSEE:

La crue de pointe aura pour conséquence l'élévation du plan d'eau

d'une hauteur h_d que l'on doit déterminer pour éviter tout risque dû à cette dernière.

Pour cela nous aurons à utiliser la méthode de "CREAGER" qui consiste à tracer les trois courbes :

* $v = f(H)$ en prenant comme origine la cote du niveau normal de la retenue (N.N.R)

* $v + \frac{\Delta v}{2} = f(H)$ et $v - \frac{\Delta v}{2} = f(H)$

Dans l'autre sens de l'axe des abscisses nous devons tracer la courbe $Q = f(H)$.

La courbe donnant le débit en fonction de la hauteur et la suivante

$$Q_d = m \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}$$

$$Q_d = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}$$

où m : coefficient de correction du débit (0,48)

b : largeur du déversoir (67m)

h : hauteur de la lame d'eau déversée

h	Q_d	$\frac{Q_d}{2}$	$\frac{\Delta v_d}{2}$ (10^6 m^3)
1	142,45	71,225	0,25
2	402,9	201,45	0,725
3	740,19	370,09	1,332
4	1139,6	569,8	2,051
5	1592,67	796,34	2,867
6	2093,58	1046,78	3,768
7	2638,4	1319,105	4,749
8	3223,27	1611,63	5,80

.../...

$\Delta T = T_1 - T_2$	$\Delta V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t \text{ (10}^6 \text{ m}^3\text{)}$	$hd \text{ (m)}$	$Qd \text{ (m}^3\text{/s)}$
0 - 1	0	0	0
1 - 2	0	0	0
2 - 3	0,045	0,051	5
3 - 4	0,135	0,01	10
4 - 5	0,216	0,15	18
5 - 6	0,306	0,17	25
6 - 7	0,45	0,20	30
7 - 8	0,792	0,24	33
8 - 9	0,792	0,26	35
9 - 10	0,936	0,28	38
10 - 11	1,206	0,30	40
11 - 12	1,602	0,40	50
12 - 13	1,98	0,60	70
13 - 14	2,43	0,70	90
14 - 15	2,88	1,00	140
15 - 16	3,24	1,10	160
16 - 17	3,40	1,35	220
17 - 18	3,87	1,60	270
18 - 19	4,23	1,75	350
19 - 20	4,77	2,10	440
20 - 21	5,49	2,35	510
21 - 22	6,21	2,55	570
22 - 23	6,822	2,70	640
23 - 24	7,18	3,00	740
24 - 25	7,09	3,15	800
25 - 26	6,90	3,30	850
26 - 27	6,75	3,50	940
27 - 28	6,57	3,75	1030
28 - 29	6,21	3,95	1110
29 - 30	5,85	4,15	1200
30 - 31	5,49	4,30	1250
31 - 32	4,9	4,50	1330
32 - 33	4,5	4,70	1400
33 - 34	4,14	4,85*	1450
34 - 35	3,78	4,95*	1500*
35 - 36	3,456	4,90	1460
36 - 37	3,096	4,80	1390
37 - 38	2,79	4,60	1360
39 - 40	2,61	4,25	1320
40 - 41	2,43	3,95	1200
41 - 42	2,25	3,80	1160
42 - 43	2,07	3,75	1140
43 - 44	1,89	3,67	1100
44 - 45	1,764	3,40	1090

$\Delta T = T_2 - T_1$	$\Delta V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t \text{ (10}^6 \text{ m}^3\text{)}$	$h_d \text{ (m)}$	$Q_d \text{ (m}^3\text{/s)}$
45 - 46	1,71	3,00	740
46 - 47	1,56	2,90	700
47 - 48	1,386	2,75	685
48 - 49	1,29	2,60	670
49 - 50	1,206	2,55	655
50 - 51	1,116	2,50	550
51 - 52	1,044	2,40	541
52 - 53	0,954	2,25	480
53 - 54	0,880	2,15	440
54 - 55	0,846	2,00	400
55 - 56	0,790	1,90	390
56 - 57	0,720	1,85	380
57 - 58	0,660	1,75	370
58 - 59	0,630	1,60	360
59 - 60	0,567	1,53	350
60 - 61	0,544	1,45	340
61 - 62	0,522	1,30	300
62 - 63	0,48	1,25	290
63 - 64	0,45	1,20	280
64 - 65	0,39	1,15	220
65 - 66	0,34	1,10	170
66 - 67	0,306	1,00	150
67 - 68	0,27	0,90	130
68 - 69	0,234	0,85	105
69 - 70	0,198	0,70	95
70 - 71	0,162 ⁶	0,60	80
71 - 72	0,126	0,50	60
72 - 73	0,081	0,40	50
73 - 74	0,027	0,20	40

donc pour $Q = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ on trouve $h_d = 4,95 \text{ m}$.

4-2-1) Détermination de la hauteur du barrage (H_b):

- cette hauteur est donnée par la formule suivante

$$H_b = H_c + H_e$$

où H_c : hauteur de couronnement du barrage

H_e : hauteur excavée

$$H_c = H_{NNR} + H_d + H_s$$

où H_{NNR} : hauteur correspondant au niveau normal de la retenue

H_d : hauteur de versée

H_s : hauteur de sécurité

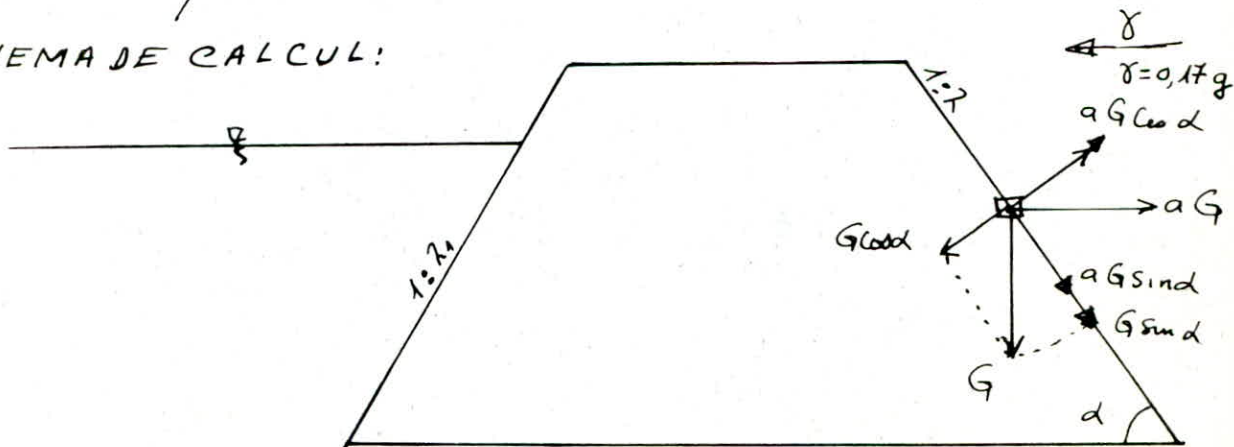
tout calcul fait on aura:

$$H_b = 66 \text{ m.}$$

4-3) Pentés des talus:

Pour calculer les pentes des talus amont et aval on fait une première approche en calculant la stabilité d'une pierre reposant sur un talus dont le périmètre sera déterminé. En plus de la gravité, cette pierre sera soumise aux forces dynamiques dues au séisme. Cette méthode est valable pour les barrages en euroche ment aussi que ceux en terre.

SCHEMA DE CALCUL:



Remarque: On ne prend pas en considération que les tremblements de terre dont l'accélération aura un sens de l'aval vers l'amont pour que la force due à cette dernière tend à arracher la pierre de sa place.

$$\sum F_{\text{passives}} = G \cos \alpha - a G \sin \alpha$$

$$\sum F_{\text{actives}} = G \sin \alpha + a G \cos \alpha$$

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_a} = \frac{k}{f} \quad \text{avec } f = \tan \varphi \quad \varphi: \text{angle de frottement}$$

f : coefficient de frottement
 k : coefficient de sécurité

$$\frac{G \cos \alpha - a G \sin \alpha}{G \sin \alpha + a G \cos \alpha} = \frac{k}{f} \Rightarrow k = \frac{(\cos \alpha - a \sin \alpha) \times f}{(\sin \alpha + a \cos \alpha)}$$

$$k = \frac{(1 - a \tan \alpha) \times \tan \varphi}{(\tan \alpha + a)} \Rightarrow k \tan \alpha + k a = \tan \varphi - a \tan \varphi \cdot \tan \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{\tan \varphi - k a}{k + a \tan \varphi}$$

- k est en général pris égal à 1,05

- $a = 0,17$

- les enrochements on au $\varphi = 30^\circ \rightarrow \tan \varphi = 0,57$

on sait que λ représente la pente du talus aval donc

$$\lambda = \cot \alpha = \frac{1}{\tan \alpha} = 1,78 \quad \text{on prend } \lambda = 1,8$$

En définitive et pour des raisons de sécurité et d'économie nous adopterons les valeurs suivantes

talus amont: 1 / 1,8

talus aval: 1 / 1,8

4-4) RIS BERMES:

On prévoit deux (02) ris bermes sur le talus aval et un sur le talus amont de largeur 6 mètres chacun, ils contribueront à la stabilité de l'ouvrage et permettront le passage des engins.

5) LARGEUR EN CRÊTE

Cette largeur peut être calculée par plusieurs formules empiriques. Toutefois elle doit répondre aux normes d'une route de service qu'elle doit assumer comme fonction principale.

Parmi les formules empiriques on peut citer les suivantes:

a) Formule de Preece

$$b = 1,1\sqrt{H_b} + 1 \text{ avec } H_b \text{ hauteur totale du barrage (m)}$$

$$b = 9,93 \text{ m.}$$

b) Formule de KNAPPEN.T.T

$$b = 1,65\sqrt{H_b}$$

$$b = 13,40 \text{ m.}$$

-29-

c) $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$

$$b = 11,55 \text{ m.}$$

Alors on adoptera une largeur en crête de 10 m sur laquelle sera aménagée une route de service, cette chaussée n'est destinée qu'à permettre le trafic à l'exploitation de l'ouvrage.

5-2) Dimensionnement du noyau:

A la crête du noyau d'argile on prévoit une largeur de 6 m avec des pentes amont et aval de l'ordre 0,4/1

et en fonction de la hauteur on peut avoir la largeur à la base, sans toutefois passer en dessous de la largeur minimale, calculée par la formule $B_{b\min} = 6 + cH$ avec Hauteur du barrage (m)

c : coefficient dépendant de la hauteur du barrage et du matériaux du noyau.

$$0,15 \leq c < 0,30$$

$$B_b = 24,5 \text{ m.}$$

toutefois nous aurons à vérifier les conditions d'écaulement du noyau.

Protection du noyau:

Les matériaux, constituant les protections amont et aval auront la même pente que le noyau, on prévoit:

- à l'amont: Une zone de transition d'une largeur de 3m sur l'horizontale.
- à l'aval: on aura, 2 couches, la première formant un filtre de 3m de largeur, la deuxième fonctionnant, comme un drain de même épaisseur.

On prévoit aussi:

- * un filtre horizontal servant pour le drainage des eaux qui peuvent éventuellement s'infiltrer à travers le noyau
- * En fin un briseme en rochement au pied aval.

6) PROTECTION DES TALUS

On sait que les talus (amont et aval) sont exposés à l'érosion du fait des vagues et l'abaissement du niveau d'eau pour le premier alors que pour le deuxième c'est surtout dû aux averses violentes, alors on prévoit une couche de rip-rap pour le talus amont et une couche en enrochement en aval avec une épaisseur minimum qui sera calculée par l'une des formules suivantes:

$$1) t_{min} = \frac{0,178 n}{\gamma_p} \cdot h_v \cdot \frac{\sqrt{1+m_1^2}}{m_1^2}$$

avec t_{min} : épaisseur minimale (m)

n : facteur de sécurité (1,5)

h_v : hauteur des vagues (m)

m_1 : pente du talus amont

γ_p : poids volumiques de la pierre (t/m^3)

$$2) t_{min} = 1,7 h_v \frac{1}{\gamma_p} \left(\frac{1+m_1^2}{m_1^2+2m_1} \right)^{1/2}$$

$$3) t_{min} = 2,5 D$$

avec D diamètre équivalent de la pierre sous forme sphérique

$$D = 1,25 \sqrt[3]{\frac{Q_m}{\gamma_p}}$$

Q_m : poids moyen des pierres

γ_p : poids volumique de la pierre

La formule donnant Q_m est la suivante

$$Q_m = \frac{7,20 \gamma_p \cdot Q_H \cdot h_v^2}{(\gamma_p - 1)}$$

γ_p : poids volumiques de la pierre
(t/m³)

h_v : hauteur des vagues.

Q_H : coefficient dépendant
de la pente du talus.

Pour plus de sécurité on prend la plus grande valeur des trois
sus-citées c'est à dire une épaisseur de 1,5m.

Chap IV ETUDE DES INFILTRATIONS

Une étude approfondie des infiltrations s'impose et ce pour deux causes principales :

- éviter les infiltrations qui peuvent être fatales pour l'existence même de l'ouvrage en cas d'écoulement derrière le noyau
- économiser au maximum les eaux emmagasinées dans la retenue afin que le barrage joue le rôle qui lui est dévolu

1) Débit de fuite :

Les infiltrations peuvent se faire :

- à travers la dique
 - sous l'ouvrage, mais pour notre site et d'après l'étude géologique nous nous pouvons considérer que l'étanchéité est plus que totale surtout après l'implantation du mur d'étanchéité
- Donc dans notre étude nous n'aurons à considérer que les infiltrations de premier genre

Pour la recherche du débit d'infiltration on peut utiliser la formule de DARCY :

$$q = k \cdot i \cdot A$$

Dans laquelle : q : débit d'infiltration

i : gradient hydraulique

k : coefficient de perméabilité

A : aire soumise à l'infiltration

$A = y \cdot l$ surface par unité de longueur

avec $i = \frac{dy}{dx}$ nous aurons $q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$

2.) METHODE DE KOZENY

Cette méthode est utilisée pour la recherche de l'équation de la ligne de saturation dans une étude M. KOZENY suppose que cette ligne a la forme d'une parabole dont l'équation sera:

$$(X + Y_0)^2 = (X^2 + Y^2) \quad (I)$$

avec $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$ tracé en remplaçant dans

l'équation (I) y par H et x par d

H: hauteur d'eau correspondant au N.N.R

$$d = t_2 - 0,75$$

t_2 : largeur de la base du noyau

$$S = H \cdot m_1$$

m_1 : fruit du talus du noyau

$$t_2 = 2H_1 \cdot m_1 + t_1$$

H_1 : hauteur du noyau

t_1 : largeur en crête du noyau

Avec ce qui fait nous donne:

$$d = 35 \text{ m}$$

$$Y_0 = 34,46 \text{ m}$$

$$X^2 + Y^2 = (X + 34,46)^2$$

- coordonnées pour le tracé de la ligne de saturation (point par point)

X	-17,18	-15	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30
Y	0	12,39	22,32	29	34,46	39,14	43,32	47,13	50,65	53,94	57,05

le point d'intersection de la parabole de base avec le paramètre du noyau est déterminé à partir de la relation

suivante:
$$h_1 = \left(2 \cdot L \cdot Y_0 \frac{k_1}{k_0} + h_0^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

avec h_1 ordonné de la ligne de saturation à la sortie du noyau

L : longueur du massif aval

y_0 : ordonné de la parabole théorique

k_1 : perméabilité du noyau

k : perméabilité de la recharge

h_0 : niveau d'eau à l'aval

ce qui donne $h_1 = 1,628 \text{ m}$.

Debit de fuite

$q = k \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$ formule qui a été déjà trouvée
au paravant.

$$q \cdot dx = k \cdot y \cdot dy \Rightarrow q x \Big|_0^L = \frac{k y^2}{2} \Big|_{h_0}^{h_1}$$

$$q = \frac{k (h_1^2 - h_0^2)}{2L}$$

$$q = 3,45 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

verification:

$$q = k_1 \cdot y_0 = 10^{-9} \times 34,46 = 3,446 \text{ m}^3/\text{s}$$

Remarque: les dimensions du noyau doivent vérifier les conditions d'écoulement, ce qui se traduit par l'équation suivante

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta t} \leq J_{adm} \quad ; \quad J: \text{gradient hydraulique}$$

$$\Delta t = \frac{t_1 + t_2}{2} \quad t_1, t_2 \text{ les largeurs en crête et en base du noyau.}$$

$$J = \frac{H_{MNR} + h_1}{t_1 + t_2} \times 2 = 1,95 < J_{adm}$$

($\approx 6 \text{ à } 12$)

J_{adm} : gradient hydraulique admissible

CONCLUSION:

Donc l'écaillage se fait normale dans le noyau ce qui garantit la stabilité des particules d'argiles formant le noyau et de ce fait il n'y aura pas d'entraînement de celles-ci vers l'aval.

Chap V ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

1) INTRODUCTION: Les glissements de terrain se produisent soudainement ou parfois après plusieurs mois ou années. La rupture qui se produit présente une forme approchant la forme cylindrique ou d. fois ne présente aucune caractéristique géométrique. Particulièrement ces glissements sont dus en général à l'action hydrodynamique de l'eau souterraine. C'est pour cette raison qu'en calculant la stabilité des ouvrages (Talus) on introduisant un coefficient de sécurité (K_s) pour avoir des conditions convenables dans le travail.

2) METHODE DE FELLENIUS

Fellenius admet que la rupture a lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface de rupture. D'autre part on considère la longueur du barrage ou finement grande. Ces hypothèses étant faites on peut tracer sur une coupe transversale de la digue plusieurs cercles de glissements et rechercher les cercles critiques, c'est à dire qui présente le plus faible coefficient de sécurité.

Si le talus étudié est découpé en tranches, soient "N" la composante tangentielle du poids "G" d'une tranche "n" au niveau du cercle de glissement, soit l la longueur de l'arc du cercle de glissement intercepté par la tranche et L la longueur total de l'arc situé au dessous de la ligne phréatique. Le mouvement se fait

le long du cercle de glissement. Si le matériau constituant la tranchée a un angle de frottement φ et une cohésion c , les forces stabilisantes sont :

$$\begin{aligned} \sum (N - P \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi & : \text{force de frottements} \\ \sum c \cdot dl & : \text{force de cohésion} \end{aligned}$$

où :

$P \cdot dl$: pression hydrostatique interne qui a une tendance à écarter les grains les uns des autres

la force motrice : T

Definition: Le coefficient de sécurité K_S se définit, comme étant le rapport des forces qui stabilisent le barrage, aux forces qui ont tendance à produire un mouvement de glissement

$$K_S = \frac{\sum (N - P \cdot dl) \operatorname{tg} \varphi + \sum c \cdot dl}{\sum T}$$

Remarque: $X_{n+1} - X_n = 0$ et $Z_{n+1} - Z_n = 0$

Donc ça montre que l'interaction entre les tranches est nulle.

Méthode de calcul:

- la largeur de chaque tranche est donnée par :

$$b = \frac{R}{m} \quad R: \text{rayon du cercle de glissement (m)}$$

m : nombre total des tranches (notre cas $m = 1$)

- La tranche coupée par la verticale issue du centre de glissement est affectée du chiffre zéro

- On numérote les tranches qui sont à gauche de (0) du signe (+) et celles se trouvant à droite du signe (-).

- Pour chaque tranche "n" on détermine:

$G_n = b(\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n)$: poids propre, où b : largeur de la tranche (m)

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$: les densités respectives, de la zone du massif située au dessus et au-dessous de la ligne de saturation et de l'assise

h'_n, h''_n, h'''_n : sont respectivement les hauteurs moyennes de la tranche d'ordre "n" non saturée et saturée et de l'assise $h'''_n = 0$

notre base rocheuse

- La force tangentielle: $T = G_n \cdot \sin \alpha_n$

- La composante normale: $N = G_n \cdot \cos \alpha_n$

avec: $\sin \alpha_n = n/m$

où: n, m respectivement, numéro de la tranche considérée et le nombre total des tranches.

α_n : angle formé par la tranche d'ordre "n" et la verticale

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n}$$

- La pression hydrostatique: $P_{\text{hydro}} \cdot dl = \gamma \cdot h_p \cdot dl$

$$\text{ou } dl = \frac{b}{\cos \alpha_n}$$

* Types de fonctionnement, considérés lors de l'étude de la stabilité des talus:

+ Talus amont:

On considère deux (02) types de fonctionnement, fuit de construction (réservoir vide) et vidange rapide.

Une vidange peut-être considérée rapide quand elle dure plusieurs semaines si la digue est constituée de terrains très imperméables.

... / ...

Le calcul de la pression interstitielle est délicat dans ces conditions. On emploie plutôt l'approximation suivante :
 Juste après le vidage, l'eau qui est dans le barrage n'a pas le temps de s'écouler et cette eau supporte par sa pression une partie du poids du massif mouillé. Cette pression n'est pas génératrice de frottement. On admet que la composante normale sera égale :

$$(N - P_{dl}) = (\gamma_{sat} - 1) n \cdot b$$

Donc :

où : $\gamma_{sat} - 1$: densité immergée

γ_{sat} : densité saturée du matériau

$$n = h_n \cdot \cos \alpha$$

donc : $(N - P_{dl}) = (\gamma_{sat} - 1) b h_n \cos \alpha$

Par contre le poids de l'eau emmagasiné dans le massif est générateur d'une force d'entraînement, dans le calcul de la composante tangentielle T il faut prendre la densité sat (γ_{sat}).

$$T = \gamma_{sat} \cdot t \cdot b$$

ou $t =$ composante tangentielle de $h = h \cdot \sin \alpha$

donc $T = \gamma_{sat} \cdot b \cdot h \cdot \sin \alpha$

+ Talus aval : On considère aussi 2 cas : fin de construction

(réservoir vide) et fonctionnement normal (barrage en service)

En fonctionnement normal, le barrage est plein d'eau la présence d'un écoulement permanent vers l'aval.

SOLLICITATIONS DÛES AU SEISME:

Le seisme est un phénomène qui peut nuire à la stabilité de l'ouvrage. D'où dans les calculs on tient compte de la force due aux accélérations d'un tel mouvement la somme des moments due à ces sollicitations sera : $\sum a \cdot G_n \cdot d_n = \sum M_f^t$

où : $a \cdot G$: force due au seisme

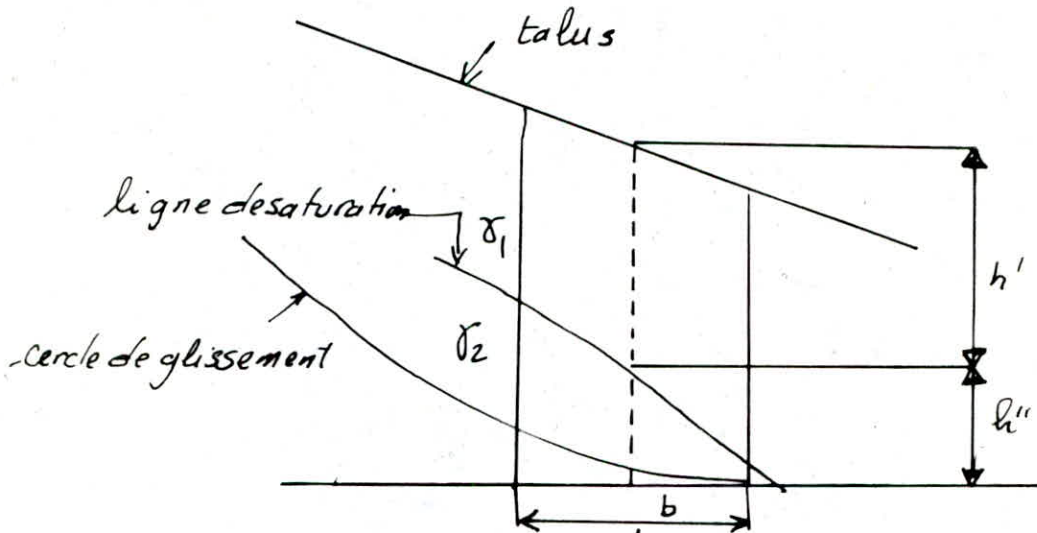
d_n : bras de levier

Puisque notre site se situe en zone de point de vue de sismicité le coefficient sismique "a" sera égale à 0,17

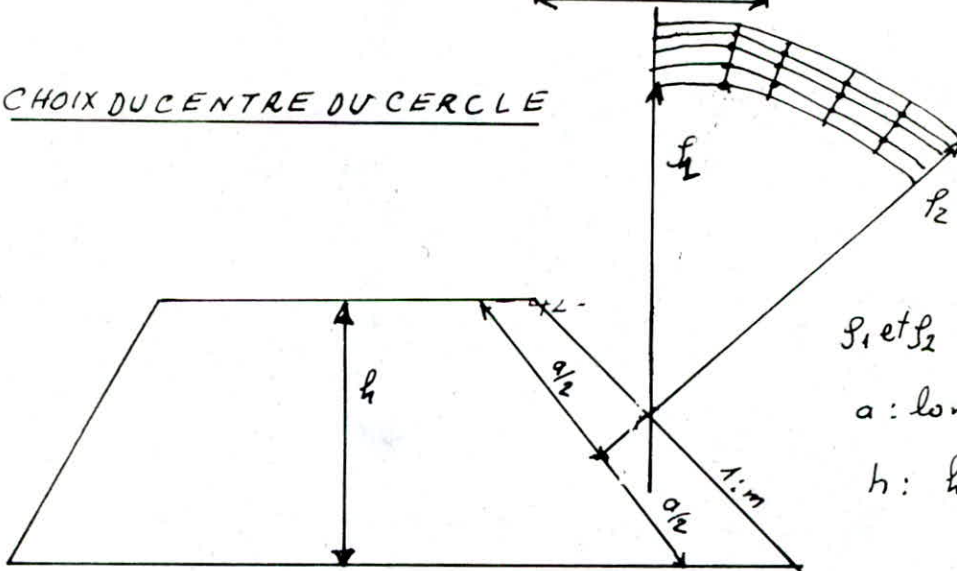
$$K_{SS} = \frac{\sum (N_n - P_n d_n) \times \tan \phi + \sum c d_l}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a \cdot G_n \cdot d_n}$$

N.B : Les résultats de l'étude de la stabilité ont été récapitulés dans les tableaux qui suivent.

SCHEMA DE CALCUL DE LA STABILITE PAR LA METHODE DE FELLE



CHOIX DU CENTRE DU CERCLE



r_1 et r_2 des rayons
 a : longueur du talus
 h : hauteur du barrage

Pour trouver le cercle le plus probable en cas de glissement on place le centre de celui ci dans la partie hachurée définie par:

- r_1 : perpendiculaire au talus; r_2 verticale
- leur intersection se fait à la moitié de la longueur du talus
- leurs valeurs respectives sont données par le tableau suivant

m (pente)	1	2	3	4	5	6
r_1/h	0,75	0,75	1,00	1,50	2,70	3,00
r_2/h	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

FIN DE CONSTRUCTION

 $R = 80 \text{ m}$

TALUS AMONT

N° des Tranchées	b (m)	h (m)	δ (t/m ³)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	G_n	$G_n \sin \alpha$	$G_n \cos \alpha$	L_n	$\gamma \varphi$	$\gamma \varphi \cdot G_n \cos \alpha$	C · L_n	d_n	T_n	$T_n \cdot d_n$	
-1	8	5	1,65	-0,1	0,99	66	-6,6	69,34	8,08	0,57	37,24	1,45	77	11,22	863,94	
0	"	11,5	"	0	1	151,8	0	151,8	8	"	86,52	1,44	74,25	25,8	1916,09	
1	"	16	"	0,1	0,99	211,2	21,12	209,08	8,08	"	119,18	1,45	71	35,9	2549,18	
2	"	16,5	"	0,2	0,97	217,8	43,56	211,26	8,24	"	120,42	1,48	69,75	37,026	2582,36	
3	"	19	"	0,3	0,96	250,8	75,24	238,26	8,42	"	135,8	1,51	64,5	42,63	2750,02	
4	"	20	"	0,4	0,91	264	105,6	240,24	8,79	"	136,93	1,58	59	44,88	2647,90	
5	"	19	"	0,5	0,86	250,8	125,4	215,69	9,30	"	122,94	1,67	52,5	42,63	2238,07	
6	"	15,5	"	0,6	0,81	204,6	122,76	165,72	9,87	"	94,46	1,78	44,75	34,782	1556,49	
7	"	7,5	"	0,7	0,71	99	69,3	70,29	11,27	"	40,06	2,03	34,25	16,83	576,42	
							Σ	556,38				Σ	774,40	14,4	Σ 17680,75	

$$K_s = \frac{774,40 + 14,4}{556,38} = 1,41$$

$$K_{SS} = \frac{774,40 + 14,4}{556,38 + \frac{17680,75}{80}} = 1,01$$

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AMONT $R = 80 \text{ m}$

FIN DE CONSTRUCTION

R = 90 m

TALUS AMONT

N° des Tranchées	b (m)	h ₂ (m)	γ (t/m³)	sin α	cos α	G _n	G _n sin α	G _n cos α	L _n	tg φ	tg φ · G _n cos α	C · L _n	d _n	T _{en}	T _{en} · d _n
-2	9	8	1,65	-0,2	0,97	118,8	-23,72	115,24	9,28	0,57	65,68	1,67	84	20,196	1696,46
-1	11	15,5	11	-0,1	0,99	230,17	-23,01	227,87	8,91	11	129,89	1,60	81,75	26,93	2201,52
0	11	22	11	0	1	326,7	0	326,7	9	11	186,21	1,62	80	53,54	4443,12
1	11	27	11	0,1	0,99	400,95	40,09	396,94	8,91	11	226,25	1,60	76,50	68,16	5214,35
2	11	27	11	0,2	0,97	400,95	80,19	388,92	9,28	11	221,68	1,67	75	68,16	5112,11
3	11	30,5	11	0,3	0,95	452,92	135,87	430,27	9,47	11	245,26	1,70	70,25	76,99	5408,99
4	11	32,5	11	0,4	0,91	482,62	193,01	439,19	9,89	11	250,34	1,78	65,25	82,04	5353,46
5	11	32,5	11	0,5	0,86	467,77	241,31	415,05	10,46	11	236,58	1,88	59,25	82,04	4860,87
6	11	31,5	11	0,6	0,81	393,77	280,66	332,12	11,11	11	189,31	2,00	52,75	79,52	4194,72
7	11	26,5	11	0,7	0,71	393,52	275,47	279,4	12,67	11	159,26	2,28	43,25	66,89	2893,35
8	11	11,5	11	0,8	0,6	175,95	140,76	105,57	15	11	60,175	2,70	36,75	29,91	1099,24
							Σ 1343,667				Σ 1970,64	20,51			Σ 40276,7

$$K_s = \frac{1970,64 + 20,51}{1343,667} = 1,48$$

$$K_{s5} = \frac{1970,64 + 20,51}{1343,667 + \frac{1}{90} \cdot 40276,7} = 1,11$$

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AMONT R=90m

FIN DE CONSTRUCTION

R = 95 m

TALUS AMONT

N ^o Tranchée	b (m)	h (m)	$\delta (m^2)$	Sind	Wood	Gn	Gn.Sind	Gn.Wood	Ln	tg φ	tg φ . Gn.Wood	C.Ln	d _n	L _{en}	L _{en} .d _n
-3	9,5	4	1,65	-0,3	0,95	62,7	-18,81	59,56	10	0,57	33,95	1,8	87	10,66	927,42
-2	"	13	"	-0,2	0,97	203,775	-40,76	197,66	9,79	"	112,67	1,76	86,5	34,64	2996,51
-1	"	20	"	-0,1	0,99	313,5	-31,35	310,36	9,59	"	176,9	1,72	83,5	53,295	4450,13
0	"	26	"	0	1	407,55	0	407,55	9,5	"	232,3	1,71	82	69,28	5681,25
1	"	32,5	"	0,1	0,99	509,45	50,94	504,34	9,59	4	287,47	1,72	79,75	86,60	6906,59
2	"	34,5	"	0,2	0,97	493,76	98,75	478,94	9,79	"	273,00	1,76	77,25	83,94	6484,3
3	"	36	"	0,3	0,95	564,3	269,29	536,08	10	"	305,58	1,8	73	95,93	7002,96
4	"	38	"	0,4	0,91	595,65	238,26	542,04	10,4	"	308,96	1,88	68	101,26	6885,71
5	"	38	"	0,5	0,86	595,66	297,82	512,26	11,05	"	291,98	1,9	62	101,26	6278,12
6	"	35,5	"	0,6	0,81	556,46	333,88	450,73	11,78	"	256,90	2,11	54,75	94,59	5179,25
7	"	34,5	"	0,7	0,71	557,46	389,93	395,51	13,38	"	223,26	2,4	47,25	94,59	4474,5
8	"	21	"	0,8	0,68	339,15	271,3	203,45	15,83	"	94,88	2,05	41,5	57,65	2401,35

$$k_s = \frac{2597,85 + 23,51}{1758,75} = 1,49$$

 $\sum 1758,75$
 \sum
 $2597,85$
 $23,51$
 \sum
 $55198,61$

FIN DE CONSTRUCTION R = 85 m TALUS AMONT

$$k_{ss} = \frac{2597,85 + 23,51}{1758,75 + \frac{55198,61}{L}} = 1,12$$

FIN DE CONSTRUCTION

R = 80 m

TALUS AVAL

Tranche	b(m)	h(m)	α (°)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	G_n	$G_n \cdot \sin \alpha$	$G_n \cdot \cos \alpha$	$\gamma \cdot \rho$	L_n	$\gamma \cdot \rho \cdot G_n \cdot \cos \alpha$	$C \cdot L_n$	d_n	T_{br}	$T_{br} \cdot d_n$	
2	8	2,5	1,65	-0,2	0,97	33	-6,60	32,01	0,57	8,24	18,24	1,48	75,75	5,61	422,15	
1	"	7	"	-0,1	0,99	92,4	-9,24	91,48	"	8,08	52,14	1,45	75	15,71	1178,5	
0	"	14	"	0	1	184,8	0	184,8	"	8,00	105,34	1,44	72	31,42	2261,92	
1	"	19,5	"	0,1	0,99	257,4	25,74	254,83	"	8,08	145,25	1,45	68,25	43,76	2986,47	
2	"	18	"	0,2	0,97	237,6	47,52	230,47	"	8,24	131,37	1,48	66,5	40,39	2686,07	
3	"	21,5	"	0,3	0,95	283,8	85,14	269,61	"	8,42	153,68	1,51	62,25	48,25	3003,31	
4	"	22	"	0,4	0,91	290,4	116,16	264,26	"	8,74	150,63	1,58	56,5	49,37	2789,24	
5	"	21,5	"	0,5	0,86	283,8	143,9	244,07	"	9,30	139,12	1,67	50,25	48,25	2424,36	
6	"	17,5	"	0,6	0,81	238	142,8	192,78	"	9,87	109,88	1,78	42,75	40,46	1729,66	
7	"	9	"	0,7	0,71	122,4	85,68	86,97	"	11,27	49,57	2,03	34,5	20,82	718,48	
							Σ	631,1				Σ	1055,23	15,88		
												Σ			20199,42	

$$K_s = \frac{1055,23 + 15,88}{631,1} = 1,69$$

$$K_{ss} = \frac{1055,23 + 15,88}{631,1 + \frac{1}{80} \cdot 20199,42} = 1,23$$

FIN DE CONSTRUCTION

R = 90 m

TALUS AVAL

Tranche	b (m)	h (m)	α (°)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Gn	Gn · $\sin \alpha$	Gn · $\cos \alpha$	L _n	$\tan \varphi$	$\tan \varphi \cdot \text{Gn} \cdot \cos \alpha$	c · L _n	d _r	T _{en}	T _{en} · d _n	
3	9	6,5	1,65	-0,3	0,95	96,52	-28,95	91,69	4,30	0,57	52,26	1,7	82,25	16,41	1349,54	
2	"	13,5	"	-0,2	0,97	200,47	-40,1	194,46	4,28	"	110,84	1,67	80,75	34,08	2751,95	
1	"	17	"	-0,1	0,99	252,45	-25,24	249,92	8,91	"	142,45	1,6	80	42,91	3433,32	
0	"	24,5	"	0	1	363,82	0	363,82	9	"	207,38	1,62	77,25	61,85	4777,86	
1	"	30	"	0,1	0,99	445,5	44,55	441,05	8,91	"	251,39	1,6	73,5	75,73	5566,52	
2	"	29	"	0,2	0,97	430,65	86,13	417,73	9,28	"	238,1	1,67	72	73,21	5271,15	
3	"	33	"	0,3	0,95	490,05	147,01	465,55	9,47	"	265,36	1,7	68	83,31	5664,47	
4	"	34,5	"	0,4	0,91	512,32	204,95	466,21	9,89	"	265,74	1,78	62,75	87,05	5465,17	
5	"	34	"	0,5	0,86	504,9	252,45	434,21	10,46	"	247,5	1,88	56,5	85,83	4849,56	
5	"	32,5	"	0,6	0,81	482,62	289,57	390,92	11,11	"	222,83	2	50,25	82,04	4122,78	
7	"	25	"	0,7	0,71	382,5	267,75	271,57	12,67	"	154,79	2,28	42,5	65,03	2763,56	
8	"	7,5	"	0,8	0,60	111,37	89,11	66,82	15	"	38,09	2,7	33,75	18,93	638,98	
							Σ	1287,2				Σ	2196,77	22,21	Σ 46655,45	

$$K_s = \frac{2196,77 + 22,21}{1287,2} = 1,72$$

$$K_{ss} = \frac{2196,77 + 22,21}{1287,2 + \frac{1}{90} \cdot 46655,45} = 1,23$$

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL R = 90 m

FIN DE CONSTRUCTION

R = 95 m

TALUS AVAL

Tranche	b (m)	h (m)	σ (T/m ²)	Sin α	Cos α	Gn	Gn Sin α	Gn Cos α	Ln	Log γ	Log G. Cos α	C.Ln	dn	Ten	Ten dn
4	4,75	3,5	1,65	-0,4	0,91	27,43	-10,97	24,96	10,4	10,57	14,22	1,88	84,75	4,66	394,93
3	9,1	11	"	-0,3	0,95	172,42	-51,72	163,8	10	"	93,36	1,8	84,5	29,31	2476,81
2	"	18	"	-0,2	0,97	282,15	-56,43	373,68	9,79	"	156,00	1,76	83	47,96	3981,136
1	"	22,5	"	-0,1	0,99	352,68	-35,27	349,16	9,59	"	199,02	1,72	82,75	59,95	4961,32
"	30	"	"	0	1	285	0	285	9,5	"	162,45	1,71	80	48,45	3876
"	35,5	"	"	0,1	0,99	556,46	55,64	550,89	9,59	"	314,01	1,72	76,25	94,59	7213,11
"	34,5	"	"	0,2	0,97	540,78	108,15	524,56	9,79	"	299,00	1,76	57,5	106,59	7138,86
"	38	"	"	0,3	0,95	595,65	178,69	565,86	10	"	322,54	1,8	51,5	91,9	6868,0
"	39,5	"	"	0,4	0,91	619,16	247,66	563,43	10,4	"	321,16	1,88	45,5	101,26	6342,10
"	40	"	"	0,5	0,86	627	313,5	539,22	10,15	"	307,35	1,9	39,5	105,25	6342,10
"	38,5	"	"	0,6	0,81	603,49	362,09	488,82	11,73	"	278,63	2,11	34	102,59	5463,09
"	32	"	"	0,7	0,71	516,8	361,76	366,93	13,38	"	209,15	2,4	30	87,85	4041,376
4	26	"	"	0,8	0,60	413,72	330,98	249,13	15,83	"	141,49	2,05	30	70,33	3024,33
							Σ 1804,08			Σ 2495,87	25,39			Σ 62653,68	

$$K_{SS} = \frac{2495,87 + 25,39}{1804,08} = 1,397$$

$$K_{SS} = \frac{2495,87 + 25,39}{1804,08 + \frac{1}{0,95} \cdot 62653,68} = 1,023$$

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL R = 95 m

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 90 m

TALUS AVAL

b'(m)	h'(m)	R''(m)	α_1 (t/m ²)	α_2 (t/m ²)	Sind	Coef ^d	Gn	Gn. Sind	Gn. Coef	Ln	W/dn	tg φ	tg φ (Gn. Coef - W/dn)	C. Ln	dn	T _{en}	T _{Ln} dn
9	5	0	1,65	2,00	-0,2	0,97	74,25	-14,85	72,023	9,27	0	0,57	41,05	1,57	83,5	13,36	1115,97
"	7	"	"	"	-0,1	0,99	103,95	-10,995	102,91	9,09	"	"	58,65	1,54	82,5	17,67	1457,89
"	13,5	"	"	"	0	1	200,47	0	200,47	9	"	"	114,12	1,53	79,75	34,08	2717,87
"	20	"	"	"	0,1	0,99	297	29,71	294,43	9,09	"	"	167,7	1,54	76	50,44	3837,24
"	21	"	"	"	0,2	0,97	311,85	62,37	302,49	9,27	"	"	172,42	1,57	74	53,01	3923,07
"	21	"	"	"	0,3	0,95	341,55	93,45	296,25	9,47	"	"	168,86	1,67	69,5	53,01	3684,51
"	23	"	"	"	0,4	0,91	341,55	136,62	310,8	9,89	"	"	177,16	1,68	65	58,06	3774,13
"	23	"	"	"	0,5	0,86	297	170,75	293,73	10,46	"	"	167,42	1,78	58,5	58,06	3396,51
"	20	"	"	"	0,6	0,81	214	178,2	237,6	11,25	"	"	135,43	1,91	51,5	50,44	2603,33
"	14	"	1,7	2,08	0,7	0,71	311,85	149,4	152,08	12,96	"	0,46	86,68	2,18	43	36,38	1564,34
5	5	"	1,7	2,08	0,8	0,60	42,5	34	25,5	15	"	0,46	14,53	2,55	38,5	7,23	278,16
								829,3					1345,26	19,47			

$$K_S = \frac{1345,26 + 19,47}{829,3} = 1,64$$

$$K_{SS} = \frac{1345,26 + 19,47}{829,3 + 1 \cdot 0,835303} = 1,18$$

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 100 m

TALUS AVAL

b(m)	h'(m)	h''(m)	$\delta_1 (t/m^2)$	$\delta_2 (t/m^2)$	$S \sin \alpha$	$C \cos \alpha$	G_n	$G_n \cdot S \sin \alpha$	$G_n \cdot C \cos \alpha$	L_n	$W \phi_n$	$\log \phi$	$\log \phi / (G_n \cos \alpha - W \phi_n)$	C.Ln	d_n	$T \phi_n$	$T \phi_n \cdot d_n$	
10	10	0	1,65	2,00	-0,3	0,95	165	-49,5	156,75	10,52	0	0,57	89,34	1,79	92	29,7	2732,4	
4	16	"	"	"	-0,2	0,97	264	-52,8	256,08	10,3	"	"	145,96	1,75	90	47,52	4276,8	
"	20	"	"	"	-0,1	0,99	330	-33	326,7	10,1	"	"	186,22	1,71	89	59,4	5286,6	
"	26	"	"	"	0	1	429	0	429	10	"	"	244,53	1,7	86	77,22	6640,92	
"	32,5	"	"	"	0,1	0,99	536,5	53,65	530,88	10,1	"	"	302,6	1,71	82,75	96,57	7991,17	
"	33,5	"	"	"	0,2	0,97	552,75	110,55	536,17	10,3	"	"	305,61	1,75	80,25	99,49	7984,47	
"	36	"	"	"	0,3	0,95	594	178,23	564,3	10,52	"	"	321,65	1,79	77	106,92	8232,84	
"	38	"	"	"	0,4	0,91	627	250,84	570,57	10,99	"	"	325,22	1,87	72	112,86	8125,92	
"	39	"	"	"	0,5	0,86	643,5	321,75	553,41	11,62	"	"	315,44	1,98	66,5	115,83	7702,69	
"	36	"	"	"	0,6	0,81	594	356,4	481,14	12,34	"	"	274,25	2,09	59,5	106,92	6361,74	
"	29	5	1,7	2,08	0,7	0,71	597	417,9	423,87	14,08	50,3	0,46	171,98	7,04	51,5	107,46	5534,19	
"	23	2	1,7	2,08	0,8	0,60	466,6	373,22	279,96	16,66	20,3	"	118,98	8,33	43,5	93,99	3653,48	
5	7	2	1,75	2,00	0,4	0,43	57,5	51,97	20,11	11,62	4	0,57	11,465	1,976	43,5	10,395	452,18	
								1682,8					2667,32	35,51				74975,41

$K_S = \frac{2667,32 + 35,51}{1682,8} = 1,51$

$K_{CS} = \frac{2667,32 + 35,51}{1682,8} = 1,09$

FONCTIONNEMENT NORMAL T AVAL

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 110 m

TALUS AYAL

b(m)	h'(m)	L''(m)	d ₁ (t/m ²)	d ₂ (t/m ²)	Sin α	Co	Coα	G _n	G _n · S _{in} α N · T _{tan}	G _n · Coα	L _n	W _A	tg φ	tg φ · (G _n · Coα · W _A)	C · L _n	d _n	T ₆₅	T _{6n} · d _n	
6	3	0	1,65	2,00	-0,3	0,95	29,7	-8,91	-2	28,21	6,31		0,57	16,08	1,37	103,5	5,689	522,57	
11	10,5	"	"	"	-0,2	0,97	190,57	-38,112		184,85	11,34	"	"	105,37	2,04	102,25	32,39	3312,58	
"	19	"	"	"	-0,1	0,99	344	-34,485		341,4	11,11	"	"	194,59	1,99	101,5	58,48	5935,72	
"	20	"	"	"	0	1	363	0	0	363	11	"	"	206,91	1,98	99	61,71	6109,29	
"	26	"	"	"	0,1	0,99	479,9	47,19		467,18	11,11	"	"	286,29	1,99	96	80,22	7701,41	
"	32	"	"	"	0,2	0,97	580,8	116,16		563,37	11,34	"	"	321,121	2,04	93	98,74	9182,45	
"	31,5	"	"	"	0,3	0,95	617,1	171,51		543,14	11,57	"	"	309,57	2,00	89,25	97,02	8659,25	
"	34	"	"	"	0,4	0,91	617,1	232,32		528,52	12,08	"	"	301,26	2,17	86	98,74	8491,29	
"	34	"	"	"	0,5	0,86	571,72	308,55		530,7	12,79	"	"	302,5	2,3	80	104,9	8392,56	
"	39,5	"	"	"	0,6	0,81	504,9	370,26		499,85	13,58	"	"	284,91	2,4	74	104,9	7763,12	
"	27	1,17	1,7	2,08	0,7	0,71	571,72	400,24		405,92	15,49	"	0,46	231,77	2,78	67,75	97,19	6584,78	
"	15,5	1,17	1,7	2,08	0,8	0,60	589,2	403,92		306,94	18,33	"	"	139,15	3,3	64,5	85,75	5580,75	
"	32	1,17	1,7	2,08	0,9	0,43	289,85	260,86		124,63	25,58	"	"	57,33	4,6	52,5	49,27	2599,23	
									Σ	1827,76				Σ	2736,7	31,04			

$$K_S = \frac{2736,7 + 31,04}{1827,76} = 1,51$$

$$K_{S5} = \frac{2736,7 + 31,04}{1827,76 + 1} = 1,08$$

VIDANGE RAPIDE

R = 65 m

TALUS AMONT

N° Tranchée	b (m)	h'' (m)	Tc (K/P)	Gn	Sind	Coed	Gn.Sind	Gn.Coed	Ln	C.Ln	tg P	tg P.(N-)	
-2	3,5	13	2,08	21,84	-0,2	0,97	-4,37	21,18	3,06	0,55	0,57	11,91	
-1	6,5	9,5	"	128,44	-0,1	0,99	-12,844	127,15	6,56	1,18	"	38,01	
0	"	16	"	216,32	0	1	0	216,32	6,50	1,17	"	64,0	
1	"	21	"	283,92	0,1	0,99	28,39	281,08	6,56	1,18	"	84,0	
2	"	20	"	270,4	0,2	0,97	54,08	262,29	6,70	1,20	"	80,0	
3	"	22,5	"	304,2	0,3	0,95	91,26	288,99	6,84	1,23	"	90,0	
4	"	22,5	"	304,2	0,4	0,91	121,60	276,82	7,14	1,28	"	90,0	
5	"	18	"	243,36	0,5	0,86	121,68	209,29	7,56	1,36	"	72,0	
6	"	9	"	121,68	0,6	0,81	73,01	97,34	8,12	1,46	"	36,0	
							-52-	Σ	472,89			10,62	566,09

$$K_s = \frac{566,09 + 10,62}{472,89} = 1,21$$

VIDANGE RAPIDE R = 65 m TALUS AMONT

VIDANGE RAPIDE

R = 70m

TALUS AMONT

N° Tranche	b(m)	h(m)	β_2 (°)	G_n	Sind	Coosd	$G_n \cdot \text{Sind}$	$G_n \cdot \text{Coosd}$	L_n	C. L_n	$\lg V$	$\lg V \cdot (N - PL_n)$
-2	7	7	90°	101,92	-0,2	0,97	-20,38	98,86	7,22	1,29	0,57	30,16
-1	"	14,5	"	211,12	-0,1	0,99	-21,12	209,01	7,07	1,27	"	62,48
0	"	21	"	305,76	0	1	0	305,76	7	1,26	"	90,49
1	"	26	"	378,55	0,1	0,99	37,85	374,76	7,07	1,27	"	142,04
2	"	25	"	364	0,2	0,97	72,8	353,08	7,22	1,29	"	107,73
3	"	28	"	407,68	0,3	0,95	122,30	387,29	7,36	1,32	"	120,65
4	"	28	"	407,68	0,34	0,91	163,07	370,98	7,69	1,38	"	120,65
5	"	25,5	"	371,28	0,5	0,86	185,64	319,3	8,14	1,46	"	109,88
6	"	18,5	"	269,36	0,6	0,81	161,6	215,48	8,75	1,57	"	79,75
7	2,1	8	"	38,6	0,7	0,71	23,85	23,85	9,85	1,77	"	17,46
							725,28			13,9		760,64

$$K_s = \frac{760,64 + 13,9}{725,28} = 1,07$$

VIDANGE RAPIDE R = 70m TALUS AMONT

VIDANGE RAPIDE

R = 74m

TALUS AMONT

N° Tr	b (m)	h (m)	h ₂ (m)	Gn	Sind	Cosd	Gn.Sind	Gn.Cosd	Ln	C.Ln	lgV	lgV (N-)
-3	7,4	5	2,08	78	-0,3	0,95	-23,4	74,1	7,8	1,4	0,57	23,0
-2	"	12	"	184,7	-0,2	0,97	-36,94	179,16	7,63	1,37	"	54,0
-1	"	20	"	307,84	-0,1	0,99	-30,78	304,76	7,47	1,34	"	91,1
0	"	26	"	400,19	0	1	0	400,19	7,4	1,33	"	207,7
1	"	31,5	"	484,8	0,1	0,99	48,48	479,99	7,47	1,34	"	143,4
2	"	30,5	"	469,46	0,2	0,97	93,89	455,37	7,63	1,37	"	138,0
3	"	34	"	523,32	0,3	0,95	156,99	497,16	7,63	1,40	"	154,0
4	"	34	"	492,2	0,4	0,91	209,33	476,22	7,8	1,46	"	154,0
5	"	32	"	423,28	0,5	0,86	246,7	423,58	8,13	1,55	"	145,0
6	"	27,5	"	323,32	0,6	0,81	253,96	342,81	8,66	1,64	"	125,0
7	"	14,5	"	223,18	0,7	0,71	156,22	158,45	9,14	1,87	"	66,0
							1074,4			14,76		1305,9

-75-

$$K_s = \frac{1305,9 + 14,76}{1074,4} = 1,22$$

VIDANGE RAPIDE R = 74m TALUS AMONT

Chap V OUVRAGES ANNEXES

5) EVACUATEUR DE CRUES

I-1) BUT: le but assigné à l'évacuateur de crue est d'éviter la submersion du talus aval du barrage lors des crues exceptionnelles étant donné que sa constitution ne permet pas l'écoulement qui peut être fatal par l'existence même du barrage. Le profil qu'on aura à utiliser doit passer le plus grand rendement du point de vue hydraulique et qui assure une bonne stabilité. La force du déversoir se fluera sur le frottement béton filets liquides les derniers ne doivent ni décoller ni être totalement posés sur le déversoir

I-2) CALCUL DU "PROFIL TYPE" DU DEVERSOIR

I-2.1 Equations - générales:

$$a) \quad y = 0,47 \frac{x^{1,80}}{h_0^{0,8}} \quad \text{avec} \quad h_0 = h + d \frac{v_0^2}{2g}$$

$$b) \quad y = 0,5 \frac{x^{1,85}}{h_0^{0,8}}$$

I-2-2) si on admet que la force d'inertie et de pesanteur sont prépondérante devant la force de viscosités on peut utiliser la loi de similitude de: RECH-FROUDE

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{x_1}{x} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{v_1}{v}$$

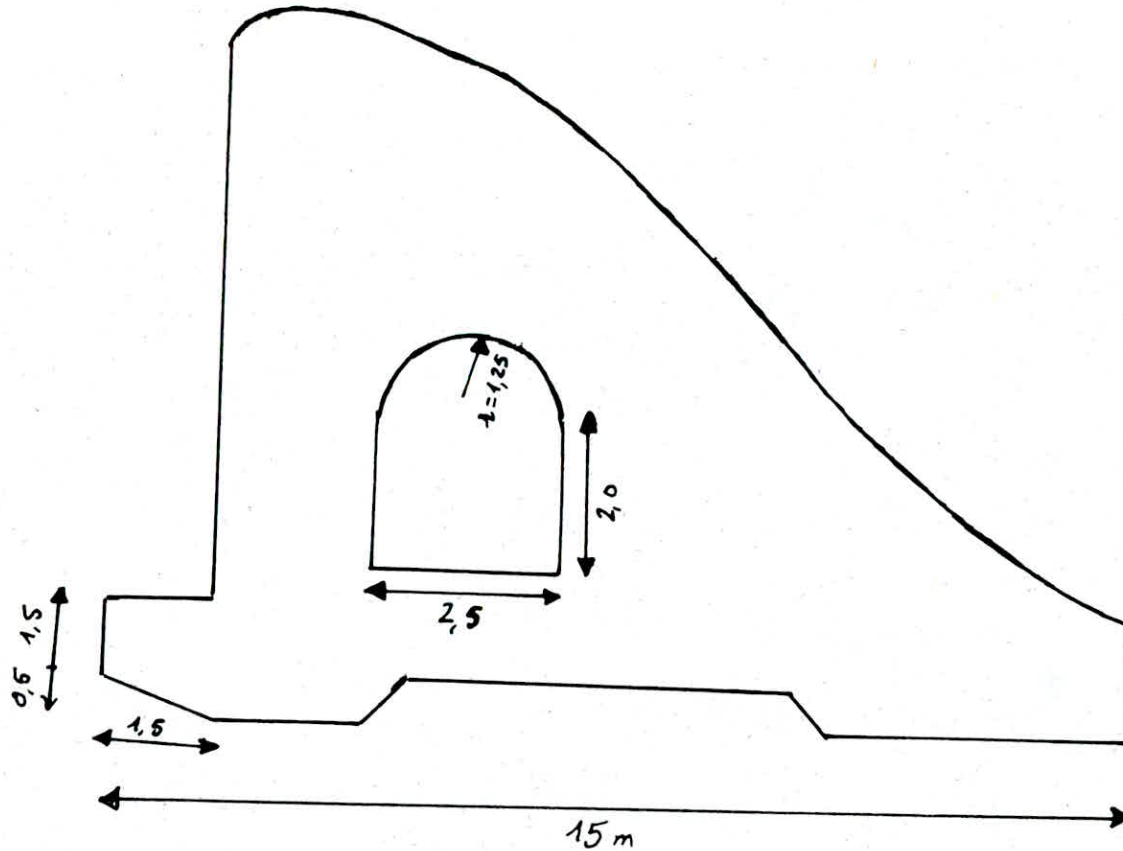
Les résultats : voir tableau.

PROFIL ETABLI POUR H = 1,0 m

PROFIL CALCULE POUR H = 4,95

X	Y	X ₁	Y ₁
0,0	0,126	0,000	0,623
0,1	0,036	0,495	0,178
0,2	0,007	0,990	0,034
0,3	0,000	1,485	0,000
0,4	0,006	1,980	0,030
0,5	0,027	2,475	0,133
0,6	0,060	2,970	0,300
0,7	0,100	3,465	0,495
0,8	0,146	3,960	0,722
0,9	0,198	4,455	0,980
1,0	0,256	4,950	1,267
1,1	0,321	4,445	1,589
1,2	0,394	5,940	1,950
1,3	0,475	6,435	2,351
1,4	0,564	6,930	2,791
1,5	0,661	7,425	3,272
1,6	0,764	7,920	3,782
1,7	0,873	8,415	4,321
1,8	0,987	8,910	4,885
1,9	1,108	9,405	5,485
2,0	1,235	9,900	6,113
2,1	1,369	10,395	6,776
2,2	1,508	10,890	7,465
2,3	1,653	11,385	8,182
2,4	1,804	11,880	8,930
2,5	1,980	12,375	9,801
2,6	2,122	12,870	10,504
2,7	2,289	13,365	11,330
2,8	2,462	13,860	12,187
3,0	2,640	14,355	13,068
3,0	2,824	14,850	13,980

Echelle : 1/100



PROFIL DE L'EVACUATEUR DE CRUE

CALCUL HYDRAULIQUE

* Debit unitaire passant par le seuil:

$$q = \frac{Q}{b}$$

Q : debit max à évacuer (laminage des crues)

b : largeur du déversoir

$$q = 22,388 \text{ m}^3/\text{s}$$

* hauteur critique au-dessus du déversoir:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_c = 3,698 \text{ m}$$

* vitesse critique:

$$V_c = \frac{q}{h_c}$$

$$V_c = 6,053 \text{ m/s}$$

* Charge critique:

$$H_k = \frac{3}{2} h_c = 5,547 \text{ m}$$

* Charge avant le seuil:

$$H = H_k + h_{\text{déversoir}} \quad -58-$$

H_k : charge critique

$h_{\text{déversoir}} = \text{côte de la crête} - \text{côte du radier} = 10 \text{ m}$

$$H = 15,547 \text{ m}$$

si on néglige les pertes de charges sur le déversoir la charge totale sera conservée :

$$H = h_t + \frac{V_t^2}{2g} = 15,547 \text{ m}$$

pour calculer h_t on peut appliquer la théorie fluidodynamique

établi par : GEZA LAPRAY $H_t = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{K} = 4,76$

en cherchant dans l'abaque (18) on trouve

$$h_t^* = 0,35$$

$$h_t = K \cdot h_t^* = 1,52 \text{ m}$$

STABILITE DE L'EVACUATEUR:

L'étude de stabilité, concerne trois cas:

- glissement
- renversement
- soulèvement

1°) STABILITE CONTRE LE GLISSEMENT

$$K_g = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces d'entraînement}}$$
$$= \frac{(G - W) \cdot f}{P}$$

G: poids de l'ouvrage par mètre de longueur

W: pression de l'eau d'infiltration

f: coefficient de frottement

$$f = 0,65 \div 0,75$$

P: poussée de l'eau sur le parement amont

$$G = \frac{1}{2} \gamma_b \cdot b \cdot h - P_G$$

γ_b : poids spécifique du béton

b: base de l'ouvrage

h: hauteur au niveau du seuil

P_G : poids correspondant à la galerie de visite

$$W = \frac{1}{2} \cdot d \cdot \gamma_e \cdot h \cdot b$$

d: coefficient (0,5 ÷ 1,0)

γ_e : poids spécifique de l'eau.

h: hauteur au niveau du seuil

b: base de l'ouvrage

d = 1 (cas le plus favorable).

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot h^2$$

$$\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3 ; \gamma_e = 1 \text{ t/m}^3$$

$$f = 0,7 \text{ (valeur moyenne)}$$

$$b = \quad ; \quad h =$$

ce qui nous donne $K_g = 1,27$

Donc il n'y aura pas de glissement car les forces stabilisatrices sont plus grandes que les forces d'entraînement

2) STABILITE CONTRE LE RENVERSEMENT:

$$K_r = \frac{\sum \text{moments stabilisants}}{\sum \text{moments renversants}}$$

par rapport au pt A nous aurons.

$$K_r = \frac{\frac{2}{3} \cdot b \cdot (G)}{\frac{1}{3} \cdot P \cdot h + \frac{2}{3} W}$$

$$K_r = 1,76$$

3) STABILITE CONTRE LE SOULEVEMENT

$$K_s = \frac{\sum \text{Forces dirigées vers le bas}}{\sum \text{Forces dirigées vers le haut}}$$

$$K_s = \frac{G + P_1}{W}$$

P_1 : poids de l'eau se trouvant sur le déversoir

$P_1 = b_1 \cdot h_1$ b_1 largeur de la console à la base du déversoir

$$K_s = 2,39$$

Remarque: la galerie se trouvant à l'intérieur du déversoir sera utilisée pour les drainages et les visites.

II GALERIE DE DERIVATION ET VIDANGE DE FOND:

Le schéma le plus classique, consiste à combiner la dérivation avec la vidange de fond et les ouvrages de prise d'eau. Ce qui nous conduira à choisir la section de la galerie en fonction des paramètres suivants:

- une section qui peut évacuer les crues pendant la construction du barrage et assurer la vidange de fond.
 - Pour la prise d'eau il est nécessaire de loger deux (02) conduites (de ϕ 1000 mm). Elles seront embetonnées dans la base de la galerie qui aura la forme d'un for à cheval.
- Remarque: cette galerie sera creusée dans au pied de la rive gauche.

A la fin de la construction la galerie de dérivation sera aménagée en vidange de fond son rôle sera:

- de viter les retenues en cas d'accident
- d'abaisser le niveau d'eau pour rendre l'entretien et la réparation des différentes installations.
- de lutter contre l'envasement.
- de contrôler le niveau d'eau lors de la première mise en eau du barrage.

IV GALERIE DE CONTROLE ET D'INJECTION:

Cette galerie est indispensable pour un barrage aussi un port. elle sera une de rigoles pour le drainage des eaux. Chaque de mesures ou sera reliés les, cables hydrauliques de app. d'auscultation (tels que piezomètres hydrauliques et pneu. liques, inclinomètres, tasseomètre). Elle sera utilisée pour d'éventuelles injections en cas de nécessité.

Cette galerie traversera entièrement le barrage et s'enfonce jusqu'aux rives.

V Voile d'étanchéité:

La voile d'étanchéité aura pour rôle d'éliminer les infiltrations d'eau sous la digue qui peuvent être fatales à la digue surtout à cause de l'effet de renard et des surpressions sous les ouvrages implantés à l'aval du barrage. La profondeur du mur projeté sera de l'ordre de 45m sous l'axe de l'axe, elle peut atteindre progressivement la valeur de 20m (aux deux rives).

NOFIL	distance entre prof ^s	Materiau I			materiau II			materiau III			materiau IV			materiau V			materiau VI		
		surface	surface moyenne	Volume	surface	surface moyenne	Volume	surface	surface moy	Volume	surface	surface moy	Volume	surface	surface moy	Volume	surface	surface moy	Volume
1	100	0	630,5	6305	0	65	6500	0	150	15000	0	60	6000	0	70	7000	685	985,5	9955
2	100	1361	1769,9	174990	130	185	18500	300	451	45100	120	198	19800	140	150	15000	1506	1488	14880
3	100	2137	3758,5	375850	240	282	28200	602	796	79600	247	270	27000	180	190	19000	1670	2474	2474
4	100	5480	5620	56200	324	351	35100	990	1078	107800	300	354	35400	200	180	18000	3278	3499	3499
5	100	5760	5462,5	546225	375	370	37000	1166	9600	96000	384	378	37800	160	145	14500	3720	2753,5	27535
6	100	5165	3329,5	332950	372	270	27000	800	545	54500	354	230	23000	130	115	11500	1787	1154	1154
7	100	1493,5	7416,5	741650	140	250	25000	290	145	14500	120	60	6000	100	50	5000	521	323,5	3235
8		0			0			0			0			0			126		
		Σ 2129140			Σ 150860			Σ 412.000			Σ 155000			Σ 90000			Σ 127000		

Matériaux ③ et ⑤ : enrochement de la recharge et de protection

Matériau ② : enrochement pour les filtres

Matériau ③ : Argile pour le noyau

Matériau ④ : enrochement pour les drains

Matériau ⑥ : EXCAVATION

2^{ème} PARTIE ORGANISATION DES TRAVAUX

- Chap I MAITRISE DES EAUX
- Chap II EXPLOITATIONS DES ZONES D'EMPRUNT
- Chap III FABRICATION ET MISE EN PLACE DES BETONS
- Chap IV MISE EN PLACE DES REMBLAIS
- Chap V FORAGE ET INJECTION
- Chap VI PLANING DE REALISATION

Chap I MAITRISE DES EAUX

I INTRODUCTION:

Le débit important de l'oued el Kebir Est et de ses affluents ainsi que la géologie générale du site qui est caractérisée par des hauteurs importantes de formation alluvionnaires très perméables qui recouvrent le substratum rocheux exigent une maîtrise complète des eaux tant superficielle que souterraine avant de procéder aux excavations dans l'emprise du barrage.

II CANAL DE JONCTION ENTRE LES OUEDS BOUGOUS ET

BALLOUTA:

Son rôle est de dévier l'oued Bougous dans l'oued Ballouta

L'axe du canal est situé à 200m de l'axe du barrage

2-1 Dimensionnement du canal:

On prévoit un canal de section trapézoïdale dont les caractéristiques du canal:

$$Q = 453 \text{ m}^3/\text{s}$$

Talus 1/1

Pente ($i = 0,0003$); $i =$ gradient hydraulique (‰)

Ou supposant que l'écoulement est uniforme la largeur à la base $B = 10 \text{ m}$.

longueur du canal $L = 170 \text{ m}$.

.../...

On calcule la hauteur d'eau, en appliquant la formule de CHEZY-MANING $Q = \frac{1}{n} \frac{S_m^{5/3}}{P_m^{2/3}} \sqrt{J}$

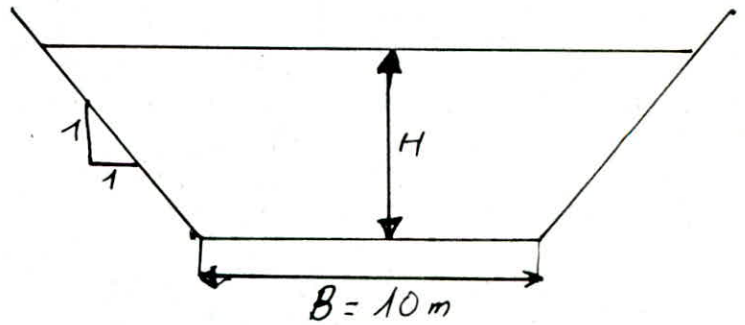
n : rugosité, dans notre cas on prend $n = 0,024$

S_m : section mouillée

$$S_m = H^2 + BH$$

P_m : périmètre mouillé

$$P_m = B + 2\sqrt{2}H$$



$$Q = \frac{1 \times (H^2 + BH)^{5/3}}{n (B + 2\sqrt{2}H)^{2/3}} \sqrt{J}$$

D'après le calcul itératif on trouve $H = 10 \text{ m}$.

2-2 EXCAVATION:

la quantité d'excavation est égale au volume du remblai excavé du canal.

$$V = L \times S$$

$$S = H^2 + BH$$

$$S = 100 + 10 \cdot 10 = 200 \text{ m}^2$$

la quantité d'excavation = $170 \times 200 = 34000 \text{ m}^3$.

III CANAL DE DERIVATION RIVE DROITE:

Ce canal est situé au pied du versant droit, aura pour rôle de dévier les eaux de l'oued El Kebir Est dans sa première phase et le débit excédentaire de la DP dans sa phase définitive.

Les phases de réalisation de cet ouvrage sont les suivantes

.../...

- Le canal sera excavé le plus possible contre le versant de manière à atteindre avec un moindre volume de déblais le substratum rocheux.
- Le côté gauche du canal sera réalisé à l'aide d'un batardeau en matériaux excavés provisoires, l'étanchéité du fond de canal ainsi que les parties perméables droites sera assurée par un tapis imperméable d'argile ou béton projeté.
- Le fond du canal sera situé à la cote 31m à l'amont et à une cote plus basse (30,6m) à l'aval pour assurer l'écoulement des eaux sans érosion.

Les caractéristiques du canal de dérivation sont :

largeur à la base $B = 30\text{m}$

Talus 1/1

Pente ($i = 0,0003$) ; $i =$ gradient hydraulique.

On suppose que l'écoulement est uniforme

Q : débit du canal $Q = 650\text{m}^3/\text{s}$

Longueur du canal $L = 470\text{m}$

Calculons la hauteur d'eau d'après la formule de

CHEZY-MANING

$$Q = \frac{1}{n} \frac{S_m^{3/2}}{P_m^{2/3}} \sqrt{J} ; \text{ section trapézoïdale}$$

d'après le calcul itératif on trouve $H = 7,5\text{m}$.

La quantité d'excavation = Longueur \times section

$$= 470 \times (7,5^2 + 30 \cdot 7,5)$$

139 100 3

BATARDEAU AMONT:

Le batardeau amont a pour rôle de protéger l'entrée de la DP, de dévier l'oued Bougous dans le canal de jonction et de dévier l'oued Ballouta dans le canal de dérivation. Pour augmenter sa sécurité et éviter les écoulements sous le batardeau, il est prévu un rideau en plaques battues au rocher au droit du pied amont du batardeau, ce rideau de plaques permettra de créer avec le batardeau une enceinte imperméable pour exécuter les travaux d'excavation dans l'emprise du barrage et sous le niveau actuel de l'oued. Ce batardeau sera réalisé en matériaux argileux compactés.

5-1 CARACTERISTIQUE DU BATARDEAU AMONT:

Quantité de remblai argileux = 26000 m^3

Pente (fruits):

Amont = 1/1

Aval = 1/1

Cote de la crête = 40 m

Largeur en crête = 6 m

BATARDEAU AVAL:

Le batardeau aval a pour rôle de compléter le système d'étanchéité de l'enceinte créé par les autres ouvrages. Comme en rive gauche à 30 m à l'aval de la sortie de la DP et joint le canal de dérivation en rive droite.

.../...

Il est constitué d'un batardeau argileux et d'un rideau de palplanche battu jusqu'au substratum rocheux au pied aval du batardeau

5-1 CARACTERISTIQUE DU BATARDEAU AVAL:

Quantité du remblai argileux = 15000 m^3

Quantité d'excavation à la cote 31 = 14000 m^3

Pente (fruits):

Amont 1/1

Aval 1/1

Cote de la crête 40m

longueur en crête 6m

Les décisions définitives sur la réalisation des ouvrages d'élévation seront prise au fur et à mesure d'une meilleure connaissance des conditions géologiques réelles qui prévalent sur le site.

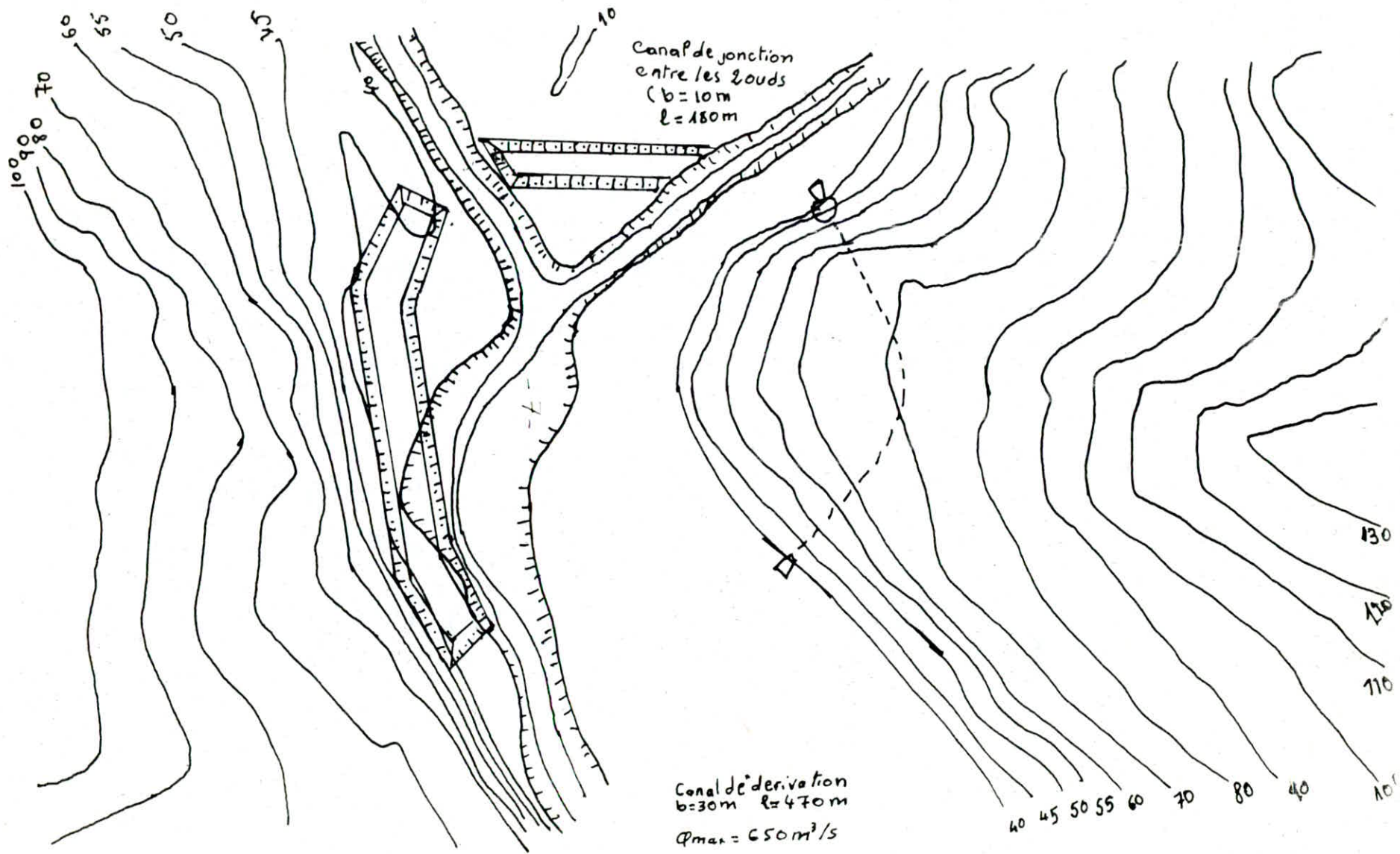
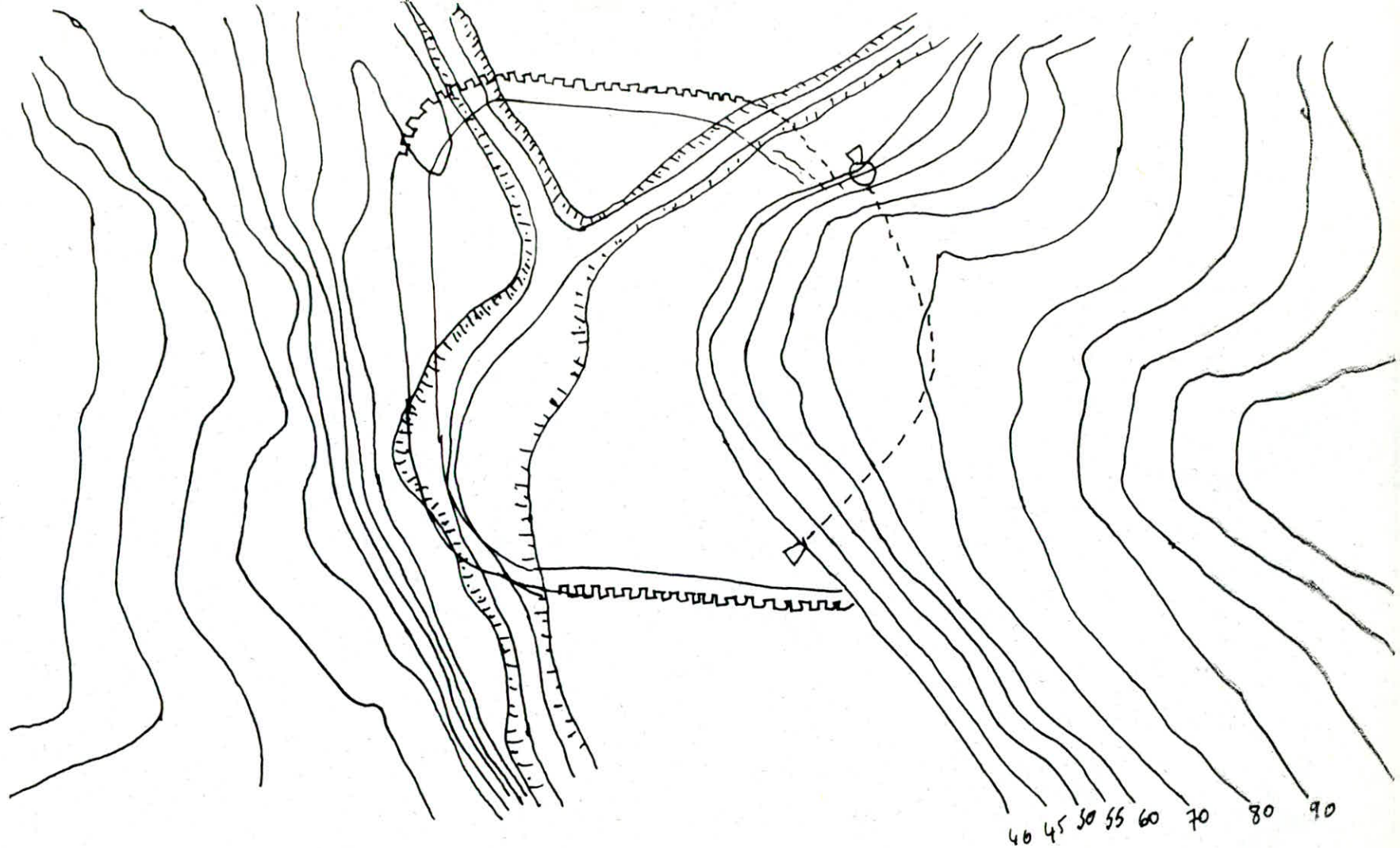


Fig:3 Canal de derivation



batardeau après la mise en service
de La DP

Chap II EXPLOITATION DES ZONES D'EMPRUNT

1) CARRIERE D'ENROCHEMENT:

Les quantités à mettre en place

Enrochement compacté (zone 3) = $2.129.140 \text{ m}^3$

Enrochement de protection (zone 4) = 90.000 m^3

A la mise en place on a: $\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3$

Prenons in situ $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

Le rendement de la carrière est de 90% et les pertes technologiques à l'extraction et au transport 10%.

Déterminons le volume nécessaire à extraire:

$$V = \left(2.129.140 \cdot \frac{2,5}{2,1} + 90.000 \cdot \frac{2,5}{2,1} \right) \times 90\%$$

$$V = 2.400.000 \text{ m}^3$$

Sachant que la durée d'exploitation de la carrière est de 30 mois

* Calcul de la cadence moyenne:

$$\text{Cadence moyenne} = \frac{2.400.000}{30} = 80.000 \text{ m}^3 / \text{mois}$$

* Calcul de cadence de pointe:

$$\text{Cadence de pointe} = 80.000 \times 1,3 = 104.000 \text{ m}^3 / \text{mois}$$

* Calcul de la cadence journalière par 2 postes:

$$\text{Cadence journalière par 2 postes} = \frac{104.000}{22} = 5000 \text{ m}^3 / \text{j}$$

MATERIEL NECESSAIRE POUR L'EXTRACTION:

Un chariot de forage pour l'extraction des enrochements de rectang.
+ Protections. La carrière sera exploitée par gradin d'une hauteur de 8 m, la longueur de la banquette = 70 m

la surface verticale à exploiter = $8 \times 70 = 560 \text{ m}^2$

cadence journalière = $5000 \text{ m}^3 / \text{j}$

longueur de la banquette = $\frac{5000}{560} \approx 10 \text{ m}$

1^{re} variante

proposons le schéma de tir suivant :

maille de $2,5 \text{ m}$; distance entre les trous = $2,5 \text{ m}$

sachant que le rendement moyen de chariot de forage est 5 m^3

donc le nombre de trous sur la longueur = $\frac{70}{2,5} = 28 \text{ trous}$

nombre de trous sur la largeur = $\frac{10}{2,5} = 4 \text{ trous}$

le nombre total de trous = $4 \times 28 = 112 \text{ trous}$

nombre de m. e/lj = $112 \times 8 = 896 \text{ m. e/lj}$

2^{ème} Variante :

Avec une distance de 5 m entre les trous sur la longueur

le nombre de trous deviendra : $14 \times 4 = 56 \text{ trous}$

le nombre de m. e/lj = $56 \times 8 = 448 \text{ m. e/lj}$

CADENCE HORAIRE :

1^{ère} variante : ($2,5 \text{ m}$ distance entre les trous) : $\frac{896}{7} = 128 \text{ m. e/h}$

2^{ème} variante : (5 m distance entre les trous) : $\frac{448}{7} = 64 \text{ m. e/h}$

si la vitesse = 5 m. e/h

donc le nombre nécessaire de chariot de forage est :

1^{ère} variante : $\frac{64}{5} = 13 \text{ unités / jour}$

2^{ème} variante : $\frac{128}{5} = 26 \text{ unités / jour}$

Prendons pour l'exploitation de l'ensemble de la carrière d'environnement 10 chariots de forage.

BULL DOZERS:

Pour la nécessité suivante

- Décapage superficiel de la carrière
quantité = 215 000 m²
- Dégager les fronts de taille
- Choix du matériaux
- Accès dans la zone
- voies de circulations sur les tranches
- Préparation d'enrochement de protection

si la carrière aura deux (02) fronts d'exploitations sur chacune il faut prévoir un Bull, donc on prend deux Bulls de 360 cv (Dg). Pour l'entretien des accès et voies de circulations, on prévoit 1 Bull Dg. Au total 3 Bulls.

ENGINS DE CHARGEMENT:

$$\begin{aligned}\text{Volume à charger par mois} &= 140\,000 \text{ m}^3 / \text{mois} \\ &= 140\,000 \times 1,5 = 165\,000 \text{ m}^3 / \text{mois}\end{aligned}$$

1,5 : Coefficient de foisonnement

Proposons une productivité horaire du rocher exploité
 $= 60 \text{ m}^3 / \text{h} \cdot \text{m}^3 \text{ godet}$

Compte tenu du temps disponible pour le chargement (arrê d'une heure par équipe pour les fins)

$$2 \times (7 - 1) \times 22 \text{ j} = 264 \text{ h disponibles pour}$$

le chargement, la quantité en m³ godet = $\frac{165\,000}{60 \times 264} = 10,41^3 / \text{gc}$
on choisit le matériel de chargement suivant:

- 2 chargeurs 5 m^3

- 1 chargeur 3 m^3

- 1 Pelle 3 m^3 (avec godet ou grapin).

1 Chargeur de 5 m^3 devra charger les enrochements de protection la pelle et les deux chargeurs pour les enrochements de recharge et de capage de la carrière

MOYEN DE TRANSPORT DES ENROCHEMENTS DE LA CARRIERE

AUBARRAGE:

Distance Carrière - Barrage - 1 km vitesse 20 km/h

Distance à l'intérieur du barrage vitesse 8 km/h

Distance à l'intérieur de la carrière 600 m vitesse 8 km/h

la quantité d'enrochement à mettre en place

$$V = 2 \cdot 129 \cdot 140 + 90 \cdot 000 = 2 \cdot 219 \cdot 140 \text{ m}^3$$

$$2 \cdot 219 \cdot 140 \times 2,1 = 4 \cdot 660 \cdot 000 \text{ t}$$

la cadence mensuelle = $140 \cdot 000 \times 2,1 = 2 \cdot 31 \cdot 000 \text{ t/mois}$

Pour le transport des enrochements on utilise les Dumpers de la carrière de 35 t.

$$\text{Productivité horaire de chargement} = \frac{165 \cdot 000}{264} = 625 \text{ m}^3/\text{h}$$

le chargeur de 5 m^3 .

$$\frac{5 \text{ m}^3/\text{godet}}{10,4 \text{ m}^3/\text{godet}} \times 625 \text{ m}^3/\text{h} = 300,4 \text{ m}^3/\text{h} \times 1,6 \text{ t/m}^3 = 480 \text{ t/h}$$

$$\text{le chargeur de } 3 \text{ m}^3: \frac{3 \text{ m}^3/\text{godet}}{10,4 \text{ m}^3/\text{godet}} \times 625 \text{ m}^3/\text{h} = 180,28 \times 1,6 = 288 \text{ t/h}$$

DUREE D'UN CYCLE DE TRANSPORT:

durée de chargement

$$\text{Pour le chargeur } 5 \text{ m}^3: \frac{35 \text{ t}}{480 \text{ t/h}} = 0,072 = 4'$$

$$\text{Pour le chargeur } 3 \text{ m}^3: \frac{35 \text{ t}}{288 \text{ t/h}} = 0,12 = 7'$$

$$\text{durée moyenne de déchargement} = 2'$$

$$\text{durée moyenne de chargement + déchargement} = 6'$$

durée du transport (aller + retour)

$$T = 2 \times 60 \left(\frac{0,6}{8} + \frac{0,6}{8} + \frac{10}{20} \right) = 24'$$

Durée totale du cycle:

$$T' = 24 + 6 = 30'$$

$$\text{nombre du cycle par heure} = \frac{60'}{30'} = 2 \text{ cycles/h}$$

$$\text{les heures disponibles} = 264 \text{ h/mois}$$

$$\text{quantité à transporter} = 231000 \text{ t/mois}$$

$$\text{le nombre de Dumpers nécessaire actifs} = \frac{231000}{264 \times 70} = 13 \text{ Dumpers}$$

$$\text{le nombre nécessaire pour le parc} = \frac{13}{0,7} = 19 \text{ Dumpers}$$

donc on prend pour l'exploitation de la carrière 19 Dumpers

MATERIAUX POUR LA REALISATION DES FILTRES ET DRAINS ET AGREGA

POUR LE BETON:

Les sables: les sables des dépôts de oveds, contiennent un pourcentage important de grains d'argile 35%. Ces sables ne pourront être utilisés tels quels dans la préparation des bétons et pour les filtres. Il est nécessaire d'éliminer la part argileuse que l'on trouve dans ce sable. Le traitement de ces sables sera, certainement, coûteux.

Deux possibilités peuvent être considérées pour l'exploitation des sables

- A partir du concassage lavage, broyage du tènement des gros blocs et gravier
- Sable du mer composé de 100% de grains de quartz situé à Ain Khiair (12 km du site) et à EL Kala (22 km du site).
- Résidu des carrières d'enrochement (sans d'argileté).

EXPLOITATION DE LA BALLASTIERE:

1. PRODUCTION DES FILTRES ET TRAINS POUR LE CORPS DU BARRAGE:

Quantité à mettre en place.

Filtre aval + Filtre amont

$$\text{quantité} = 150.860 \text{ m}^3$$

$$\text{Drains aval ; quantité} = 155.000 \text{ m}^3$$

$$\text{quantité (filtre + drains)} = 305.860 \text{ m}^3$$

2. PRODUCTION D'AGREGAT POUR LE BETON:

$$\text{quantité total} = 100.000 \text{ m}^3.$$

y compris sable pour injection installations diverses

Routes et plateformes etc...

70000 m³ béton (Barrage)

25000 m³ installations diverses

3500 m³ injections

la quantité totale filtre et drains + Agrégat pour béton

$$V = 405.860 \text{ m}^3$$

la quantité à exploiter à la ballastière

Rendement de la ballastière 60%.

10% argile ; 20% argileté ; 10% pertes technologiques

$$\text{quantité à exploiter} = 405.860 \times \frac{1}{0,6} = 676.433 \text{ m}^3$$

$$V \approx 680000 \text{ m}^3$$

DUREE D'EXPLOITATION

Compte tenu de la mise en eau partielle de la retenue bâtarde à la cote 52, inondation éventuelle de la ballastière, nous avons déterminé la durée d'exploitation = 20 mois

33% de ce volume sera mis en dépôt

$$V_{\text{mis en dépôt}} = 224.400 \text{ m}^3 \text{ de ballastière}$$

$$\text{cadence mensuelle moyenne} = \frac{680000}{20} = 34000 \text{ m}^3 / \text{mois}$$

$$\text{cadence de pointe} = 34000 \times 1,3 = 44800 \approx 45000 \text{ m}^3 / \text{mois}$$

1,3: coefficient de foisonnement

$$\text{cadence journalière} = \frac{45000}{22} = 2045 \text{ m}^3 / \text{j}$$

MATERIEL POUR L'EXPLOITATION DE LA BALLASTIERE ET LE TRANSPORT

JUSQU'A LA STATION DE CONCASSAGE:

Dans un premier temps on exploite la ballastière qui existe dans l'oued Bougous et les déblais de l'ensemble de la digue sur l'oued El Kebir par la suite et pour éviter les décapages on exploite les zones où on a extrait de l'argile et qui, contient des épaisseurs importantes d'alluvions.

Les quantités estimées:

Oued- EL Kebir (déblais de l'emprise) + oued Bougous

$$1,5 \text{ km du site} : 275000 \text{ m}^3$$

zone d'argile la quantité de graviers estimés: 1 625 000 m³.

Agregat pour le béton:

Les matériaux qui ont retenus pour les filtres et drains seront aussi utilisés pour les agrégats à béton.

La source pour l'obtention de ces agrégats est le concassage lavé et broyage des T.V de l'oued.

Le matériel:

1. Bulldozer

Pour le rassemblement des matériaux et découpage il nous faudra 1 D8

2. Engin de Chargement: volume à charger $45000 \text{ m}^3/\text{mois}$

Prendons la productivité horaire au chargement = $60 \text{ m}^3/\text{godet}$
compte tenu du temps disponible pour le chargement

$$22 \times 2 \times 7 = 308 \text{ h / travail / 2 postes}$$

$$\text{volume godet nécessaire} = \frac{45000}{60 \times 308} = 2,4 \text{ m}^3 \text{ godet}$$

On choisit une pelle 972 de 3 m^3 et un chargeur de 3 m^3 .

3. Moyens de Transport: (Ballastière - station de concassage ou zone de dépôt) = 1,5 km

$$\text{quantité à transporter} = 45000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

$$\text{production horaire de chargement: } \frac{45000}{308} = 146,1 \text{ m}^3/\text{h}$$

productivité de la pelle de 3 m^3 .

$$\frac{3}{2,4} \times 146 \text{ m}^3 = 183 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{pour le chargeur de } 3 \text{ m}^3 = 183 \text{ m}^3/\text{h}$$

Durée d'un cycle:

Choisissons des camions bennes, carrières de 20t et de 16t pour les camions de 20t. $T_{ch} = \frac{20}{183} = 0,109 \times 60 = 6,54'$

durée de transport pour 1,5 km

vitesse 20 km/h sur une distance 1 km

vitesse 6 km/h sur une distance 0,5 km

$$T = 2 \times 60 \left(\frac{0,5}{6} + \frac{1}{20} \right) = 16'$$

$$\text{Durée du cycle } T.c = T + T.ch + T.dech = 16 + 3 + 4 = 23'$$

$$\text{nombre de cycle / h} = \frac{60}{23} = 2,6 \text{ cycles / h}$$

$$\text{- cadence / h du camion } 2,6 \times 20 = 52 \text{ t / h}$$

$$\begin{aligned} \text{Le nombre nécessaire de camions bennes carrières} &= \frac{45000 \times 1,89}{308 \times 52} = 5,5 \\ &= 6 \text{ unités en 2 postes} \end{aligned}$$

$$\text{Pour le parc : } \frac{6}{0,7} = 9 \text{ camions bennes carrière}$$

Moyen de Transport des filtres et drains : station Concassage - barrage

Quantité des filtres à mettre en place amont (2C) + aval + (2A) = 150860 m³

quantité des drains à mettre en place à l'aval (2B) = 155000 m³

le total = 305860 m³; $\gamma = 1,89 \text{ t / m}^3$

$$\text{le poids} = 305860 \times 1,89 = 578075 \text{ t}$$

pertes technologiques dûs au transport est + 2%

$$578075 \times 1,02 = 589685 \text{ t}$$

$$\text{Varrondi} = 590000 \text{ t}$$

La durée de la mise en place des filtres et drains est 16 mois

$$\text{cadence moyenne mensuelle} = \frac{590000}{16} = 36875 \text{ t / mois}$$

MOYEN DE CHARGEMENT: on utilise un chargeur s/p d'une capacité de 5 m³. Production horaire = $\frac{36875}{2 \times 7 \times 22} = 120 \text{ t / h}$

Pour le transport des filtres et drains on utilise des camions de 16 t.

Durée du cycle:

$$\text{Chargement + déchargement} = 8' + 3' = 11'$$

$$\text{transport (aller + retour)} = 2 \times 60 \left(\frac{0,8}{8}\right) = 12'$$

$$\text{Durée d'un cycle } T.c = 11 + 12 = 23'$$

$$\text{Nombre de cycles / h} = \frac{60}{23} = 2,6 \text{ cycle / h}$$

$$\text{Productivité du camion} = 2,6 \times 16 = 41,6 \text{ t / h}$$

$$\text{Nombre de camions neussaire} = \frac{36875 \times 1,3}{308 \times 42} = 3,7 \text{ Camions} = 4 \text{ Camions}$$

benne actifs; pour le parc $\frac{4}{0,7} = 5,7$ Camions soit 6 Camions

Pour la mise en stock des filtres et agrégat on prend 1 chargeur de capacité 5 m^3 .

EXPLOITATION ET TRANSPORT DES ARGILES

quantité à mettre en place 412.000 m^3 (zone 1)

Problèmes d'exploitation et mise en place de ce remblais:

- 1) Climat très pluvieux (précipitation moyenne 800 - 1200 mm/an)
- 2) Teneur en eau très élevée en général supérieur à la teneur en eau optimum proctor (en moyenne 5 à 6% jusqu'à 10 - 12%).
- 3) Teneur en eau de mise en place s'effectue entre - 2% et + 3% de l'optimum proctor. Donc il faut prévoir:
drainage et séchage de ce sols amont avant leur utilisation
- 4) Teneur en eau en place peut proche ou supérieure à la limite de plasticité ce qui permet de prévoir que l'accessibilité et le déplacement d'engins n'est pas facile.

MOYEN EN MATERIEL

quantité à mettre en place - 412.000 m^3

densité γ insitu = 1,55 - 1,65 t / m^3 (γ moy = 1,6 t / m^3)

γ opt proctor = 1,7 t / m^3 .

$$\text{Volume à exp locter} = \frac{1,7}{1,6} \times 412.000 = 437.750 \text{ m}^3$$

$$V \text{ arrondi} \approx 438.000 \text{ m}^3$$

Durée d'exploitation de la carrière d'argile est 20 mois

Durée de mise en place est de 18 mois.

Cadence moyenne mensuelle:

$$\frac{438.000}{20} = 21.900 \text{ m}^3 / \text{mois}$$

$$\text{Cadence de pointe} = 35.000 \text{ m}^3 / \text{mois}$$

$$\text{nombre d'heures de travail} = 2 \times 7 \times 22 = 308 \text{ h}$$

$$\text{Productivité horaire} = \frac{35.000}{308} = 114 \text{ m}^3 / \text{h}$$

1°) MOYEN DE DECAPAGE

Pour le decapage de 85.000 m²

Voies d'accès

Remise en état des voies de circulation

rassemblement des matériaux et ~~des~~ excavations on prévoit:

1 Bull D9

2°) MOYEN D'EXCAVATION ET CHARGEMENT:

01 Bull D8

01 Pelle 3 m³

01 Chargeur 3 m³

3°) TRANSPORT DES ARGILES A LA MISE EN DE POT, EVENTUELLEMENT AU BARRA

Distance moyenne : 1 km

vitesses moyenne : 8 km/h

Pour le transport de l'argile on utilise des camions de 20 t

t chargement = 10'

t déchargement = 3'

t transport = $2 \times 60 \times \frac{1}{8} = 15'$

T_{cycle} = 10 + 3 + 15 = 28'

$$\text{nombre de cycle / h} = \frac{60}{28} = 2,14$$

$$\text{Productivité horaire du camion} = 20 \times 2,14 = 42,81 \text{ t/h}$$

$$\text{le nombre nécessaire des camions actifs} = \frac{35000 \times 1,6}{308 \times 42,8} = 4,24 \text{ Camions}$$

Soit 5 camions. Si on prend les camions de SONACOME C260

$$\text{de 16 t le nombre nécessaire des camions} = \frac{35000 \times 1,6}{308 \times 16 \times 2,14 \times 0,7} = 7,59$$

Prendons 8 camions SONACOME de 16t.

Ces mêmes moyens de chargement et de transport seront utilisés pour le transport de l'argile de la mise en dépôt au barrage

RECAP GENERAL DU MATERIEL POUR L'EXPLOITATION DES ZONES:

D'EMPRUNT ET LE TRANSPORT DES MATERIAUX

10 chariots de forage

03 Bull D9

03 Bull D8

04 chargeurs 5 m^3

03 chargeurs 3 m^3

03 Pelles de 3 m^3

19 Dumpers de carrière de 35t.

16 camions bennes carrière de 20t

08 camions bennes carrière de 16t.

Chapitre III FABRICATION ET MISE EN PLACE DES BETONS

Les bétons seront fabriqués dans deux centrales à béton de $30 \text{ m}^3/\text{h}$
Chacune: capacité totale = $60 \text{ m}^3/\text{h}$

Les deux centrales à béton seront montées à l'aval du barrage sur la rive droite. Il est prévu un silo à ciment de 500 t et vis à ciment de 200 mm .

A partir des agrégats fournis par une station de concassage de $200 \text{ t}/\text{h}$. L'eau industrielle pour les centrales et lavage des agrégats est assurée au moyen d'un réservoir de 5000 m^3 situé sur la rive droite à la cote 100 .

L'alimentation en énergie électrique est assurée par un transformateur de 400 kVA . Le ciment qui sera utilisé est le ciment CPA 325 en provenance de la cimenterie de HOJAR ESSOUD de AZZABA (W de Skikda) ou à partir du port d'Annaba.

Les granulats seront transportés à partir de la station de concassage criblage, lavage par des camions bennes de 16 t .

DOMAINE D'APPLICATION:

1°) Tunnel de dérivation provisoire et ouvrage de restitution.

quantité totale = 8000 m^3 ; Délai = 4 mois

2°) Galerie d'injection et drainage + Galeries d'accès

quantité totale = 9110 m^3 ; Délai = 10 mois

3°) Tour de prise et vidange de fond

quantité totale = 5690 m^3 ; Délai = 8 mois

Quantité totale = 21000 m^3 ; Délai = 10 mois

La somme totale en béton de tous les ouvrages

Quantité = 44000 m^3 Délai global = 18 mois

MOYEN EN MATERIEL

Moyen de production:

2 centrales à béton

1 Albert de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ théorique

La capacité théorique totale des deux centrales = 60 m^3
puisque la cadence moyenne mensuelle = $\frac{44000}{18} = 2500 \text{ m}^3/\text{m}$

- cadence de pointe = $2500 \times k = 4495$ avec $k =$

- cadence journalière = $\frac{4495}{22} = 205 \text{ m}^3/\text{j}$

- cadence horaire = $\frac{205}{7} = 29,28 \text{ m}^3/\text{h}$

On a 2 postes de travail, supposons que le bétonnage se fait uniquement pendant un seul poste, le 2^{ème} poste sera consacré à la préparation des fronts de bétonnage (coffrage, ferraille, nettoyage)

Conclusion: Les besoins de chantier en béton seront largement satisfaits par les deux centrales à béton

MOYEN DE TRANSPORT:

Le transport du béton sera organisé en fonction des fronts de travail et de manière à éviter la ségrégation. Pour le transport des bétons on utilise des camions malaxeurs de 6 m^3 de capacité

DUREE D'UN CYCLE DE ROTATION:

La distance moyenne entre la centrale à béton et principaux fronts de bétonnage = 1 km.

temps de chargement d'un camion malaxeur de 6 m³

$$t \text{ gachee de } 900 \text{ dm}^3 = 4'$$

$$t \text{ chargement} = \frac{6 \times 4}{0,9} = 26'$$

temps de déchargement: Pour la mise en place des bétons on utilise deux pompes à bétons ELBA de 22 m³/h et deux gunitieuses de 12-15 m³/h

pour une pompe à béton de 22 m³/h ou 2,72 min/m³

$$t \text{ dech d'un malaxeur de } 6 \text{ m}^3 = 6 \times 2,72 = 16,32' \approx 16'$$

$$t \text{ trajet} = 2 \times 60 \left(\frac{1}{10} \right) = 12'$$

$$\text{Durée d'un cycle de Rotation} = 12 + 16 + 26 = 54$$

prenons la durée du cycle de rotation = 1 h

$$\text{Productivité d'un camion} = 6 \text{ m}^3 \times 1 \text{ h} = 6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{le nombre de camions malaxeur nécessaire} = \frac{29,28}{6} = 4,86 \approx 5$$

Pour le Parc $\frac{5}{0,7} = 7,14$ - soit 8 camions malaxeurs de 6 m³ de capacité

MISE EN PLACE DES BÉTONS:

1) Tunnel de dérivation provisoire + ouvrages de restitution:

$$\text{quantité de béton} = 8000 \text{ m}^3$$

cette quantité sera réalisée pendant 4 mois.

$$\text{cadence mensuelle} = \frac{8000}{4} = 2000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

$$\text{cadence de pointe} = 2135 \text{ m}^3/\text{mois}$$

$$\text{cadence journalière} = \frac{2135}{22} = 97 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{cadence horaire} = \frac{97}{7} = 13,86 \text{ m}^3/\text{h}$$

La mise en place du béton sera effectuée par 2 gunitieuses types pompes de capacité théorique maximum 12-15 m³/h. Avec une cadence horaire de 8 m³/h les deux pompes satisferont largement les besoins de

Chantier tunnel.

Procédé de coffrage, bétonnage et matériel utilisé:

La galerie de dérivation provisoire de diamètre 4,6 m et longueur 307 m sera bétonnée en élément de 10 m, chaque élément sera bétonné en 2 phases.

1) Le radier: le radier avec les deux conduites de prise seront réalisés pendant la première phase.

2) Voûte. Piedroit: pendant la deuxième phase on réalisera voûte / Piedroit en une seule phase (coulée entière) à l'aide d'un coffrage longueur 10 m du type coulé-entière.

Pendant la forte chaleur il sera additionné à tous les bétons un plastifiant retardeur, le dosage du plastifiant retardeur = 0,5 - 0,7% du poids - ciments. Ces dosages seront, conformément à des essais préliminaires qui seront réalisés dans des conditions de chantier, température en particulier tous les bétons seront vibrés au moyen de vibrateurs à air comprimé de ϕ 50 - 70 mm.

Pour la Chambre de vannes, ouvrages de restitution:

On utilisera un coffrage métallique en panneau du type classique le bétonnage des levés se fera dans la même période que la galerie de dérivation.

La technologie de mise en place des bétons sera réalisée avec les moyens suivants:

- Grue mobiles (coffrages ferreux) de 20 t
- pompes à béton de 22 m³ / h
- Vibreur à air comprimé ϕ 50 - 70 mm
- Camion malaxeur.

Diamètre 3,0 m

Distance : Galerie d'injection : 601 m

Galerie d'accès : R.D. - 98 m

: R.G. - 83,7 m

Quantité du béton : 9110 m³

Délais de réalisation de 10 mois

Cadence mensuelle : $\frac{9110}{10} = 911 \text{ m}^3 / \text{mois}$

Cadence de pointe : 1000 m³ / mois

Cadence journalière = $\frac{1000}{22} = 45,45 \text{ m}^3 / \text{j}$

Cadence horaire = $\frac{45,45}{7} = 6,50 \text{ m}^3 / \text{h}$

La mise en place du béton sera effectuée par une pompe à béton 22 m³/h. Le temps de travail est de 2 postes de 7h - 14h comme mentionné le bétonnage se fait uniquement pendant le 1^{er} seul poste, le 2^{ème} poste sera consacré aux opérations auxiliaires (pause pour durcissement du béton, décoffrage, préparation des coffrages, ferrailrages et nettoyage de la surface de reprise).

Procédé de coffrage bétonnage et matériel utilisé :

Pour la galerie d'injection et drainage le bétonnage sera réalisé en 2 phases et sur 2 fronts (équipement de 2 x 10 m).

Bétonnage du radier :

Le coffrage se compose d'une poutre métallique porteuse équipée de pieds télescopiques et d'un coffrage pouvant se déplacer le long de cette poutre sur des rouleaux.

L'avancement du coffrage est assuré par des verins incorporés.

le réglage du coffrage se fera par la mise en place de traversaux reprenant le soulèvement de bétonnage

Bétonnage - voute / Piedroits:

Ce coffrage est réalisé de 2 éléments reliés en tête par une ligne d'articulation et composé de 5 panneaux longueur 2m + 1 élé de reprise de 10cm. L'ensemble est supporté par des traversaux en appui sur les galets de translations. Le décoffrage est opéré par des verins transversaux. La vibration du béton sera opérée par des vibrateurs électriques pour les deux types de galets (OP et celui d'injection et alrainage) pour le ferrailage: prévu 3 équipes de ferrailleurs dont une s'occupera seule du façonnage.

3°) TOUR DE PRISE:

quantité du béton : 5690 m^3 ; Délai 8 mois

Cadence moyenne mensuelle = $\frac{5690}{8} = 711,3 \text{ m}^3 / \text{mois}$

Cadence de pointe = $2000 \text{ m}^3 / \text{mois}$ (janvier)

Cadence journalier = $\frac{2000}{22} = 90,91 \text{ m}^3 / \text{j}$

Cadence horaire = $\frac{90,91}{7} = 13 \text{ m}^3 / \text{h}$

Pour la réalisation de la tour de prise il sera utilisé deux types de coffrage: - coffrage glissant pour le mur et le coffrage classique pour la chambre de manœuvre 1^{ère} g. à tour et prévu pour cette ouvrage.

4°) BETONNAGE DE L'EVACUATEUR DE CRUE:

quantité du béton à mettre en place - 21000 m^3

Délai de réalisation - 10 mois

Cadence moyenne mensuelle = $\frac{21000}{10} = 2100 \text{ m}^3 / \text{mois}$.

- cadence de pointe = $2100 \times 1,3 = 2750 \text{ m}^3 / \text{mois}$

cette quantité est répartie sur les ouvrages suivant :

Deversoir tête amont : 12000 m^3

Coursier : 7500 m^3

SAUT DE SKI : 1500 m^3

la cadence journalière = $\frac{2750}{22} = 125 \text{ m}^3 / \text{j}$

cadence horaire = $\frac{125}{7} = 17,85 \text{ m}^3 / \text{h}$

Le bétonnage de l'évacuateur de oue sera, commencé à partir de l'amont - deversoir vers la zone centrale à coursier et de l'aval saut de ski vers la zone centrale.

La mise en place des bétons sera réalisée avec deux pompes à béton de $22 \text{ m}^3 / \text{h}$ le procédé de coffrage ferrailage sera réalisé à l'aide de deux grues.

01 Grue à tour - implantée à la tête amont

02 Grues mobiles - pour le reste de l'évacuateur

MISE EN PLACE DES REMBLAIS

Par la nature des ouvrages on peut différencier les remblais en deux parties :

1^{ère} partie : REMBLAIS DES OUVRAGES PROVISOIRES

2^{ème} partie : REMBLAIS DES OUVRAGES PERMANENTS

1^{ère} Partie : REMBLAIS DES OUVRAGES PROVISOIRES

On entend par les ouvrages provisoires les ouvrages suivants :

1) Pre batardéau à la cote 40

$$\text{quantité de remblai} = 26000 \text{ m}^3$$

2) Contre batardéau + Batardéau aval à cote 40

$$\text{quantité} = 60000 \text{ m}^3$$

$$\text{la quantité totale} = 86000 \text{ m}^3$$

Cette quantité sera réalisée pendant la saison d'étrage en 6m

$$\text{la cadence mensuelle moyenne} = \frac{86000}{6} = 14333 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Le type de remblai est de touvenant (TV) limon qui provient de l'excavation du canal de dérivation ou à proximité du site pour

cette partie il nous faut les moyens en matériel :

1 Bull D8

1 compacteur sur pneu auto tracté 35t.

le nombre de camions qui font le transport pour les deux parties est déterminé dans le chapitre exploitations des zones d'emprunt

2^{ème} Partie REMBLAI DE LA DIGUE

La quantité totale du remblai à mettre en place pendant une durée de 27 mois selon les phases qui seront détaillés ci-après :

$$\text{quantité totale} = 2937000 \text{ m}^3$$

Cette quantité est décomposée selon le type du matériau, comme suit

1. Argile (Zone 1) - $412\,000\text{ m}^3$
2. Filtre et drains (Zone 2A, 2B, 2C) : $305\,860\text{ m}^3$
3. Enrochement - compacté - $2\,129\,140\text{ m}^3$ (Zone 3)
4. Enrochement de protection : $90\,000\text{ m}^3$ (Zone 4)

Ces quantités seront réalisées selon le phasage suivant :

- 1) Réalisation d'un batardeau à la cote 52 avec un parement en argile. La quantité d'enrochement = $440\,000\text{ m}^3$
 Cette quantité sera réalisée en 10 mois pendant la saison humide et sèche
 cadence moyenne mensuelle = $\frac{440\,000}{10} = 44\,000\text{ m}^3/\text{mois}$
 cadence de pointe = $60\,000\text{ m}^3/\text{mois}$

Les moyens en matériel pour cette phase

2 Bulldozers

1 Compacteur gantes lisses 19t

Phase de réalisation du batardeau.

- 1) Remblai rive gauche
- 2) Remblai rive droite - NO
- 3) Enlèvement du centre batardeau et jonctions des deux rives.

2) REALISATION BARRAGE A LA COTE 52 :

A cette cote la quantité suivante sera mise en place pendant la saison sèche et saison humide pour une période de 10 mois

quantité totale = $1\,218\,000\text{ m}^3$

cadence moyenne = $\frac{1\,218\,000}{10} = 121\,800\text{ m}^3/\text{mois}$

cadence de pointe = $142\,000\text{ m}^3/\text{mois}$

Cette quantité est décomposée en matériaux suivants :

- 1) Argile pour le noyau : $215\,000\text{ m}^3/\text{mois}$ en 7 mois

cadence moyenne = $\frac{215\,000}{7} = 30\,714\text{ m}^3/\text{mois}$

B) Filtrés et drains 2A, 2B, 2C, Quantité = 128630 en 10 mois

$$\text{cadence moyenne} = \frac{128630}{9} = 12.865 \text{ m}^3/\text{mois}$$

$$\text{cadence de pointe} = 13000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

C) Enrochement Compacté et de protection : 874370 m³ en 9 mois

$$\text{cadence moyenne} = \frac{874370}{9} = 97000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

PHASE DE REALISATION

1) Nettoyage et préparation des surfaces après la mise à sec.

2) Mise en place remblai RD après le bétonnage de la galerie d'injection

3) Mise en place remblai RG après le bétonnage de la galerie d'injection

4) Après l'enlèvement du contre batardeau - jonction des deux rives.

Besoin en matériel pour cette tâche

2 Bull D8

1 Bull D6

2 Nivelleuse

1 Compacteur s/p 35 t auto-tracté

1 Compacteur gante lisses 19 auto tracté

1 Compacteur gantes lisses 9 t auto tracté

REALISATION BARRAGE A LA COTE 85

La quantité totale à réaliser pendant cette étape de 9 mois pendant

la saison humide et saison d'étrage = 1319000 m³

$$\text{cadence moyenne mensuelle} = \frac{1319000}{9} = 147000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

$$\text{cadence de pointe} = 173000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Suivant le type de matériaux la quantité totale sera décomposée, comme suite :

a) Argile pour le noyau : 197000 m³

$$\text{cadence moyenne} = \frac{197000}{7} = 30000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

b) filtres et drains (2A, 2B, 2C); la quantité = 177230 m^3

$$\text{cadence moyenne} = \frac{177230}{7} = 25000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

$$\text{cadence de pointe} = 33000 \text{ m}^3/\text{mois}$$

c) Enrochement compacté + protections

$$\text{quantité} = 944770 \text{ m}^3 \text{ en 9 mois}$$

$$\text{cadence moyenne} = \frac{944770}{9} = 105000 \text{ m}^3/\text{mois.}$$

1° FORAGE POUR VOIE PROFONDE:

Les forages pour voie profonde seront exécutés en diamètre minimum 50mm en toute direction (inclinaison 0° et 45°).

- profondeur 0 à 20m	8000 ml
- profondeur 20 à 40m	6300 m.l
- profondeur 40 à 60m	4700 m.l.
total	<u>17000 ml</u>

2° FORAGE POUR INJECTION DE PEAU

le forage pour injection de peau est un forage-court qui ne dépasse 8m de long

- profondeur 0 à 20m	8000 ml
- profondeur 2 à 4m	8000 m.l.
- profondeur 4 à 6m	8000 m.l.
- profondeur 6 à 8m	2000 m.l.
total	<u>26000 ml</u>

*1 les forages pour voie profonde seront exécutés avec des foreuses électriques en 16 mois.

$$\text{la cadence mensuelle} = \frac{17000}{16} = 1062,5 \text{ m.l/mois}$$

$$\text{la cadence mensuelle de pointe} = 1062,5 \times 1,3 = 1381,25 \text{ m.l.}$$

On a une foreuse peut faire 8ml/j = 176 ml/mois

le nombre de foreuses nécessaire est:

$$\frac{1062,5 \times 1,3}{176 \times 2 \text{ postes}} = 3,9$$

.../...

soit 4 foruses

pour la même période on a une quantité de 26000 ml pour
la forage d'injection de peau.

on détermine la cadence mensuelle.

$$\text{Cadenue mensuelle} = \frac{26000}{16} = 1625 \text{ m.l / mois}$$

$$\text{Cadenue mensuelle de pointe} = 1625 \times 1,3 = 2112,5 \text{ ml / mois}$$

sachant qu'un chariot de forage peut faire:

$$5 \text{ ml / h} = 35 \text{ ml / j} = 770 \text{ ml / mois}$$

le nombre nécessaire de chariot de forage sera:

$$\frac{1625 \times 1,3}{770 \times 2 \text{ postes}} = 1,37 \text{ soit } 2 \text{ chariots de forages}$$

Pour les injections de peau il est prévu:

Une station d'injection fixe et 3 stations de reprises

La centrale d'injection de $10 \text{ m}^3/\text{h}$ se compose du matériel

Suivant:

- * 1 pompe d'injection de $8 - 10 \text{ m}^3/\text{h}$
 - * 1 malaxeur de $12 \text{ m}^3/\text{h}$
 - * 2 malaxeurs de reprise de 1300 dm^3
 - * 2 silos de 50t de ciment et bentonite
 - * 1 armoire électrique pour l'alimentation des composants
 - * instruments de contrôle de l'injection (manomètre, etc...)
- les stations de reprise se composent de:
- * 1 pompe à piston d'injection de $4,5 \text{ m}^3/\text{h}$ pression 100 bars.
 - * 860 ml flexibles H.P

- * 1 malaxeur de reprise de 700 dm³
- * 2 pompes doubles d'injections.

MODE D'INJECTION

Les injections du forage se feront en descendant au moins les 5 premières passes de 3m

- 1- la longueur des passes sera 3m selon les circonstances, cette longueur pourra être adaptée, sans dépasser 3m.
En cas de grandes pertes d'eau de fortes absorptions la tranche sera raccourcie afin de bien limiter la zone de faiblesse.
- 2- Avant les injections les trous seront lavés à l'eau claire avec une pression suffisante jusqu'à l'expulsion des particules de la perforation
- 3- La pression d'injection sera de 3 bars entre 0-6m de profondeur de 5 bars entre 6-12m et de 10 bars entre 12- et de 15 bars au delà de 20m.
- 4- Le refus est considéré atteint lorsque l'absorption sera inférieure à 2 l/min
- 5- les injections sont jugées suffisantes si la perméabilité finale \leq à 1 Lugeon
- 6- les coulis utilisés seront
 - a- coulis instable: coulis de ciment avec possibilité d'adjonction de bentonite

b. coulis stable : mélange de ciment, d'eau et de bentonite
le choix du type du coulis stable ou instable sera choisi
en fonction des terrains après avoir réalisés les sondages
de reconnaissance carottés.

En général pour les forages ayant une forte perméabilité
($> 10 \text{ LU}$) seront traités avec des coulis stables, dans
les autres zones du voile profond et peu profond seront
employés des coulis instables.

EXECUTION DES INJECTIONS DE PEAU

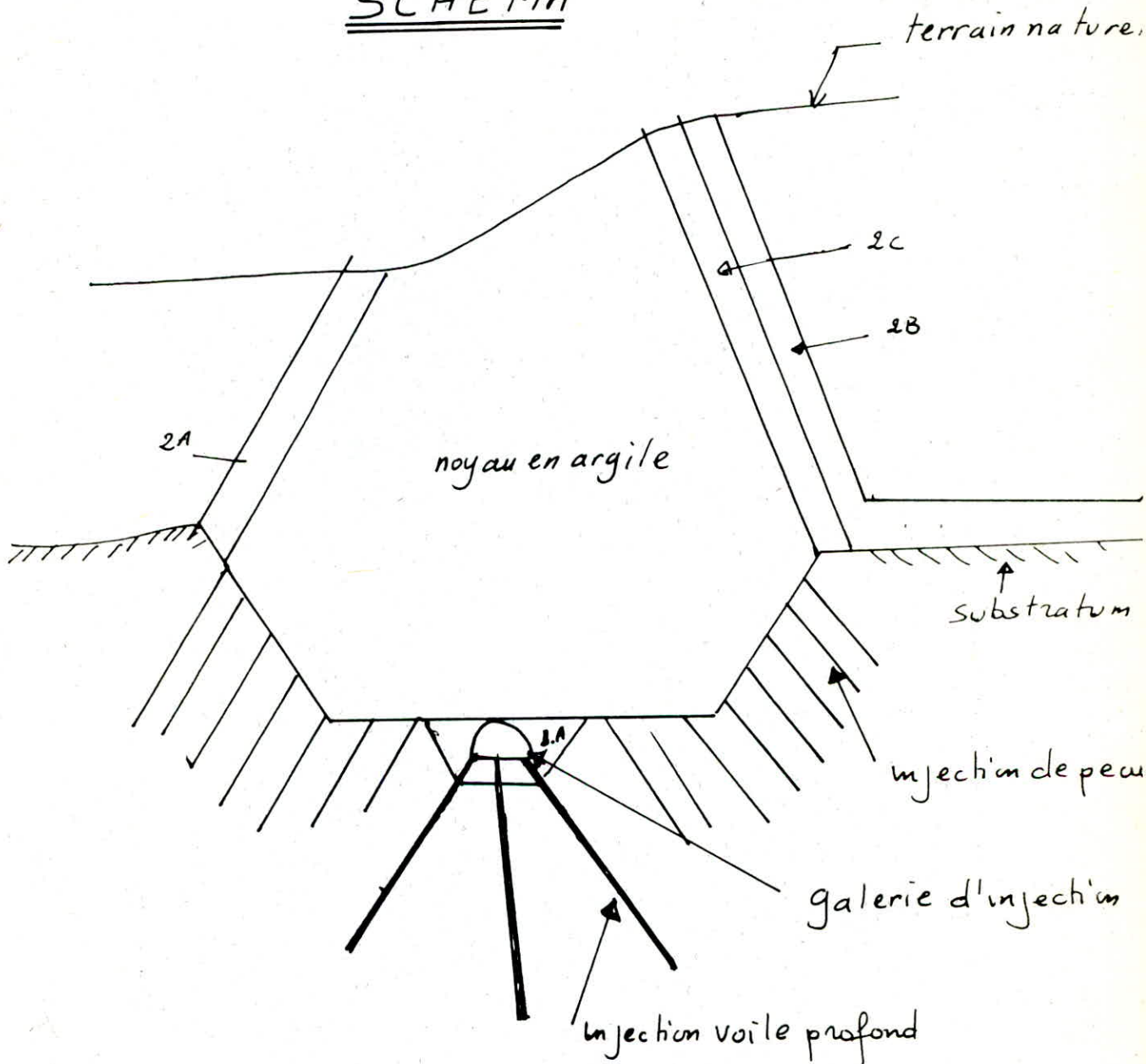
En analysant le schéma (ci après) on remarque que la
réalisation des injections de peau est utile vu la pose
de la masse de béton armé dans laquelle se trouve la
galerie d'injection et drainage

Sur les côtés seront exécutés des injections de peau avant
début des travaux de remblai, ces forages seront
verticaux et d'une profondeur de 2 à 8 m, ces forages
seront exécutés en percussion avec $\phi 56 \text{ mm}$ en deux phases
primaires et secondaires, forage primaire espacé 5 m

Recopi du matériel pour le forage et injection:

- 04 foreuses électriques
- 02 Rocs (chariot de forage)
- 01 station d'injection fixe $10 \text{ m}^3/\text{h}$.
- 03 stations de reprise $4,5 \text{ m}^3/\text{h}$.

SCHEMA



BIBLIOGRAPHIE

SOGETHA-SOGREAH: Etude générale des aires d'irrigation
et d'assainissement agricole en Algérie.

TIXERONT: taux d'abrasion et teneur en suspension des
cours d'eau d'Algérie et de Tunisie

ROCHE: Hydrologie de surface

BELEKONEV: Barrages en matériaux locaux.

SCHNEBELLI: hydraulique souterraine

LAPRAY: Théorie de la longueur fluidodynamique

PHILIPPONAT: Fondations et ouvrages en terre.

CONCLUSION

La première conclusion qu'on peut tirer c'est que le barrage de Mexenna est techniquement faisable et réalisable et ce en prenant en considération les conditions naturelles (Etude hydrologiques, géologiques et topographiques concernant le site) sur tout les matériaux nécessaires (enrochements et argile essentiellement) à la réalisation du barrage sont largement disponible au niveau de celui-ci.

