

OFFICE DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ET TECHNIQUE
OUTRE MER

oo

SEUIL DE DJENNE
oooooooooooooooooooooooooooooooo

- Courbes de remous.
- Gestion de la retenue.
- Influence de la gestion
sur les zones aval.



Jean - Pierre LAMAGAT
BONDY, le 14 Mai 1984

S O M M A I R E
oooooooooooooooooooo

	Pages
1. AVANT - PROPOS	1
2. CONTRAINTES	2
2.1. Surfaces à irriguer	2
2.2. Evaporation	2
2.3. Volume de la retenue et des casiers	2
2.4. Contraintes calendaires	3
2.5. Gestions	3
3. TRACE DES COURBES DE REMOUS	16
3.1. Methode utilisée	20
3.3. Courbe de remous de la crue de projet	20
3.4. Courbe de remous $F = 0,98$	23
4. ETUDE DU PLAN D'EAU DANS LA ZONE DJENNE-KOUAKOUROU	26
5. INFLUENCE DE LA GESTION DU SEUIL SUR L'AVAL	30
5.1. Zone de MOPTI	30
5.1.1. Défluents de rive gauche DJENNE - SOFARA	30
5.1.2. Influence à MOPTI	30
5.2. Influence à DIRE	35
6. NAVIGABILITE DANS LE BIEF DJENNE - MOPTI	37

AVANT PROPOS

Après avoir étudié et mis en forme les données de base en première phase de l'étude hydraulique et hydrologique du bief DOUNA - MOPTI nous reprenons dans ce qui suit la méthodologie de la gestion de l'ouvrage dit "SEUIL DU BANJ" .

Conséquence de cette analyse de gestion d'ouvrage, il apparaît assez clairement qu'une gestion beaucoup plus efficace pourra dans le futur être mise au point. En effet il ne sert à rien de remplir la retenue à la cote maximale au 25 Août alors que le remplissage des casiers ne doit être fini que le 25 Septembre. Il sera assez simple d'imaginer un remplissage modulé qui provoquera moins de modifications dans le régime aval (zone de MOPTI).

Pour les crues de fréquences moyennes et même supérieures à 0,80 au dépassement le mode de gestion influe relativement peu sur le régime aval, mais pour les fréquences rares il y aura des précautions à prendre. Pour gérer la retenue il conviendra de modifier les ordres de priorité des contraintes. La navigation peut être très nettement améliorée en modifiant la gestion sans que cela entraîne une gêne quelconque pour l'optimisation des cultures.

La crue de projet a posé quelques problèmes car il semble que le calage des digues soit fréquemment insuffisant. La courbe de remous calculées pour $F = 0,01$ prend en compte la suppression totale de l'amortissement, condition qui ne sera pas entièrement réalisée. Une partie des débordements existera toujours car les endiguements ne sont pas totaux.

Les calculs ont été fait en général dans le cas de l'option 2 qui correspond à l'irrigation d'un périmètre supplémentaire de 10.000 ha. Dans tous les cas de gestion il est apparu qu'il était possible d'assumer les contraintes imposées.

Jean - Pierre LAMAGAT

BONDY, Le 14 Mai 1984

2. CONTRAINTES

2.1. Surfaces à irriguer

Ce sont les mêmes que dans la précédente étude effectuée en 1981 :

PK	Stations de prises	Variante 1(ha)	Variante 2(ha)
114	SAN Ouest	/	/
123,7	BENENI KEGNY	1.341	1.341
158	PONDORI+KIRINA	35.000	42.000
182	BOUGOULA	3.500	3.500
192	TAKO	<u>20.000</u>	<u>20.000</u>
196	KOUI	59.841	66.841
201	5kms aval seuil	1.000	1.000
242	1km aval SOFARA	4.000	4.000
263	TONDAKA	500	500
270	SOYE	5.000	5.000
273	KOUNA	<u>7.000</u>	<u>7.000</u>
	Total..	18.000	18.000

La station de BARAMENDOUGOU se trouve au PK 170.

Le périmètre dit de SARANTOMO est irrigué à partir de la prise de TAKO, située à l'amont du barrage mais la vidange de ce périmètre s'effectue par l'aval du seuil.

2.2. Calcul de l'évaporation

Pendant le remplissage la hauteur journalière évaporée est prise égale à 10mm/j.

Lorsque les casiers sont pleins, c'est-à-dire à partir du 26 Septembre et ceci jusqu'au 30 Novembre on se contente de maintenir le plan d'eau à la cote 271.05 dans les casiers, pour cela on estime que les pertes par évaporation correspondent à une surface plus importante de 20% et que l'évaporation journalière est de l'ordre de 8mm/j.

2.3. Volume de la retenue et des casiers

Les abaques de remplissage ont été fournies par le maître d'ouvrage. Elles correspondent aux deux figures 1 et 2. L'abaque de remplissage des casiers a été traduites par deux équations paraboliques :

$$H \text{ inférieure à } 0,75 \text{ m} \quad V = 3,84.H^2 - 0,192.H + 0,007$$

$$H \text{ Supérieure à } 0,75 \text{ m} \quad V = 2,56.H^2 + 3,648.H - 2,169$$

V est exprimée en 10^6 m³ et correspond à une surface type de 1.000 ha. La profondeur H varie dans les casiers entre 0 et 1,25 m. Pour tous les casiers le zéro correspond à la cote absolue 269,80 m et le maximum, soit 1,25 à 271,05 m.

La courbe de remplissage de la retenue a été tracée pour l'intervalle 264,10 m - 271,15 m. Les valeurs remarquables utilisées dans le cours des calculs sont relevées sur le graphique (Fig. n°2).

2.4. Contraintes calendaires

Dans tous les cas $5\text{ m}^3/\text{s}$ sont turbinés.

- 1er Juillet - 20 Août : remplissage de la retenue jusqu'à la cote 268,65 m.
- 21 - 25 Août : remplissage de la cote 268,65 m à la cote 271,15 m.
- 26 Août - 25 Septembre : garantie du plan d'eau à la cote 271,15 m pendant le remplissage des casiers dont la cote maximale est 271,05 m.
- 26 Septembre - 30 Novembre : garantie du plan d'eau général à l'amont du seuil à la cote 271,15 m (retenue) et 271,05 m (casiers).
- 1er Décembre - 15 Janvier : vidange jusqu'à la cote 268,65 m qui correspond au zéro de BOUGOULA.
Le casier de SARANTOMO est vidangé par l'aval du seuil alors que son remplissage est assuré par l'amont (prise de TAKO).
- 16 Janvier - 15 Mars : vidange de la cote 268,65 m à 266,70 m (Canal de BOUGOULA).
- 16 Mars - 30 Juin : gestion des volumes restant dans la retenue pour le fonctionnement de la centrale et de l'écluse à pirogues.

2.5. Problèmes particuliers

2.5.1. Décade 8.3

Elle est partagée en deux par des modes de gestion différents : fin du remplissage de la retenue et début du remplissage des casiers. Dans tous les cas, on considèrera que le remplissage des casiers est prioritaire et les volumes nécessaires à ce remplissage seront toujours prélevés même si la retenue n'est pas pleine au 31 Août. En fait cela n'a pas d'importance, la cote dans cette dernière étant toujours suffisamment élevée pour assurer un remplissage optimisé des casiers.

- Du 21 au 25 Août : uniquement remplissage de la retenue et du 26 au 31 : remplissage de la retenue et début du remplissage des casiers, avec priorité à ce dernier.

2.5.2. Décade 9.3

21 au 25/9 : fin du remplissage des casiers (prioritaire quitte à faire baisser le plan d'eau dans la retenue).

26 au 30/9 : maintien du plan d'eau dans les casiers à la cote 271,05 et fin du remplissage de la retenue s'il y a lieu.

2.5.3. Remplissage de la retenue

Dans tous les cas elle ne pose pas de problème particulier, les volumes apportés au niveau de BENENI KEGNY étant suffisant pour le remplissage de la retenue et des casiers au 31 Août.

Dans le cas où le remplissage ne peut s'effectuer avant le 25 Août, date du début du remplissage des casiers, la gestion doit être effectuée de la façon suivante :

$$Q_{\text{apports}} = 324 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{\text{turb.}} = 5 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q_{\text{remp.}} = 324 - 5 = 319 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume utilisable pour le remplissage de la retenue et des casiers pendant cette décade 8.3 (fréquence 0,98) est donc de :

303.10^6 m³/s dont 23 doivent être utilisés pour les casiers.

A la fin de la décade 8.2 la retenue contenait:

127.10^6 m³ correspondant à la cote 268,65 à BOUGOULA.

Il faut donc prélever 273.10^6 m³ pour amener le plan d'eau à la cote 271.15 m (400 M m³).Après les différentes prises il reste :

$$V \text{ à déverser} = 303 - 273 - 23 = 7 \text{ Mm}^3$$

auxquels il faut ajouter les 5m³/s imposés pour le fonctionnement de la centrale hydroélectriques.

Le débit déversé sera donc de :

$$Q_d = 7 + 5 = 12 \text{ m}^3/\text{s} \quad (7\text{Mm}^3 \text{ correspondent à } 7\text{m}^3/\text{s} \text{ sur } 11 \text{ jours}).$$

Le remplissage a été effectué à l'aide de:

$Q_r = 324 - 24 - 12 = 288 \text{ m}^3/\text{s}$ (les 24 m³/s correspondent au remplissage des casiers).

Dans toute l'étude de la gestion nous raisonnons en débits moyens décadaires et ne tenons pas compte des valeurs journalière.

Pour le tracé des courbes de remous le remplissage de la retenue est répartie linéairement en fonction des distances kilométriques. Dans le cas ci-dessus la répartition est la suivante :

$$Q_r = 288 \text{ m}^3/\text{s}$$

La retenue est comprise (arbitrairement) entre San Ouest (PK 114) et KOUI (PK 196), soit 82 kms. Le remplissage par km linéaire sera de :

$$Q_{r1} = 3,512 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}$$

Ce qui conduit au tableau ci-dessous :

Biefs	DPK(kms)	DQr(m ³ /s)
San Ouest - Beneni Kégny	9,7	34,1
B.K. - Pondori	34,3	120,5
Pondori - Baramendougou	12	42,1
Baram. - Bougoula	12	42,1
Bougoula - Tako	10	35,1
Tako - Kouï	4	14
Totaux.....	82 kms	288 m ³ /s

Le tableau n'est pas utilisé pour la gestion mais pour le tracé des courbes de remous (calcul de l'énergie cinétique).

Le volume d'une tranche évaporée (Vév.) est calculé en considérant que l'évaporation se fait en continu et qu'elle est proportionnelle au volume de la tranche correspondante :

Exemple: Cas de la décade 9.1 :

$$DH_{cas.} = 0,664 - 0,273 = 0,391 \text{ m}$$

Le volume correspondant à cette tranche comprise entre les cotes 0,273 et 0,664 m est égal à :

$$DV = 1,278 \text{ Mm}^3$$

La hauteur évaporée pendant la décade est égale à 0,100 m ce qui correspond à un volume moyen de :

$$V_{év.} = 1,278 \cdot (0,100/0,391) = 0,327 \text{ Mm}^3$$

Soit un volume total utilisé pour le remplissage du casier :

$$DV(1000\text{ha}) = 1,605 \text{ Mm}^3$$

Ce volume rapporté aux options 1 et 2 donne :

$$DV1 = 59,841 \cdot 1,605 = 96,0 \text{ Mm}^3$$

$$DV2 = 66,841 \cdot 1,605 = 107,3 \text{ Mm}^3$$

La décade 9.3 présente un cas particulier de calcul : Le remplissage nécessite pendant les 5 premiers jours un volume entrant de :

$$DV2(21 \text{ au } 25/9) = 166,2 \text{ Mm}^3$$

Pour les 5 jours suivants, on se contente de maintenir le niveau du plan d'eau à la cote 271,05 pour une surface de culture de 66.841 ha . L'évaporation est égale à :

8 mm/j sur 120% de la surface cultivée :

$$Q_{év.} = 66841 \cdot 10^4 \cdot 0,008 \cdot 1,2/86400 = 74,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

En 5 jours le volume évaporé sera de :

$$DV1 = 5 \cdot 86400 \cdot 74,3 = 32,1 \text{ Mm}^3$$

Le volume nécessaire au fonctionnement optimal sera donc de :

$$DV1(9.3) = 166,2 + 32,1 \neq 198 \text{ Mm}^3$$

2.6. Période 26/9 - 30/11

Durant cette période le plan d'eau est maintenu à la cote 271,05 m dans les casiers, celui de la retenue restant si possible à 271,15 m. Ce maintien correspond au calcul ci-dessus, effectué pour les 5 derniers jours du mois de Septembre:

$$\text{Option 2 : } Q2 = 74,3 \text{ m}^3/\text{s} \quad (66.841 \text{ ha})$$

$$\text{" 1 : } Q1 = 66,5 \text{ m}^3/\text{s} \quad (59.841 \text{ ha})$$

2.7. Période 1/12 - 15/1

A partir du 1er Décembre on procède à la vidange des casiers. Pour cela il faut passer de la cote 271,15 m dans la retenue, soit 271,05 dans les casiers à la cote 268,65 dans la retenue, soit 268,80 dans les casiers, ce qui correspond à un volume nul dans ces derniers.

La vidange est effectuée linéairement en 46 jours, soit pour 2,5 m (271,15 - 268,65) un abaissement journalier du plan d'eau de 5,4 cms.

2.5.4. Remplissage des casiers

Il est réalisé prioritairement du 25/8 au 25/9, soit en 32 jours. Le tableau ci-dessous présente l'analyse de ce remplissage ramené à un casier unitaire de 1.000 ha.

Pendant le remplissage l'évaporation est prise égale à 10mm/j, puis du 26/9 au 30/9, elle est égale à 8mm/j pour une aire supérieure de 20%.

	25/8	31/8	10/9	20/9	25/9	30/9
Hc(m)	0	0,273	0,664	1,055	1,25	1,25
DHc(m)	0,273	0,391	0,391	0,195	0	
DVc(Mm3)	0,272	1,278	2,920	1,980	0	
Hév.(m)	0,070	0,100	0,100	0,050	0,048	
Vév.(Mm3)	0,070	0,327	0,747	0,508	0,480	
Vrc(1000ha)	0,342	1,605	3,667	2,488	0,480	
Qrc(1000ha)	0,565	1,858	4,244	5,759	1,111	
Vrc(66841ha)	22,9	107,3	245,1	198,4		
Vrc(59841ha)	20,5	96,0	219,4	177,6		
Vrc aval seuil (18000ha)	6,2	28,9	66,0	53,4		

Les volumes sont tous exprimés en Mm3.

Hc = hauteur d'eau dans les casiers.

DHc = variation du plan d'eau.

DVc = " du volume d'eau contenu dans les casiers.

Hév.=hauteur d'eau évaporée pendant la période considérée.

Vév.=volume évaporé correspondant.

Vrc = Volume nécessaire au remplissage d'un casier de 1000ha = DVc + Vév.

Qrc = débit correspondant(moyen pendant la période).

Vrc(S) = volume ramené à la surface S nécessaire au remplissage des casiers.

Vrc aval seuil = volume nécessaire au remplissage des casiers situés à l'aval du seuil de DJENNE, soit 18000ha.

2.5.5. Vidanges des casiers et de la retenue

De même que pour le remplissage, la vidange est indépendante de la fréquence de la crue, elle est donc uniforme dans tous les cas. Le tableau suivant présente l'analyse de cette vidange dans les différents cas possibles (surface variables en fonction des options 1 ou 2, soit 59.841ha ou 66.841ha).

Le casier de SARANTOMO est vidangé par l'aval du seuil, la surface à prendre en compte pour l'amont est donc de:

Option 1 = 39.841 ha

Option 2 = 46.841 ha

VIDANGE

Période 1/12 au 15/1 - Casiers + retenue.

	1/12	11/12	21/12	1/1	11/1	15/1
Hr(m)	271,15	270,61	270,07	269,47	268,92	268,65
Vr(Mm3)	400	234	196	164	139	127
Hc(m)	1,25	0,91	0,37	0	0	0
DHc(m)	0,34	0,54	0,37	0	0	0
Vc(Mm3) (1.000 ha)	6,5	3,27	0,46	0	0	0
DVc(Mm3)	3,23	2,81	0,46	0	0	0
Hév.(m)	0,08	0,08	0,088	0	0	0
Vév.(1.200ha)	0,912	0,504	0,131	0	0	0
Vvc(DVc-Vév.)	2,318	2,306	0,329	0	0	0
Qvc(m3/s) (1.000ha)	2,683	2,669	0,346	0	0	0
DVr(Mm3)	166	38	32	25	12	
Qvr(m3/s)	192,1	44,0	33,7	28,9	27,8	
Qvc(1)(m3/s)	106,9	106,3	13,8	0	0	
Qv(1)(m3/s)	299	150	48	29	28	
Qvc(2)(m3/s)	125,7	125,0	16,2	0	0	
Qv(2)(m3/s)	318	169	50	29	28	
QvSAR.(m3/s)	53,7	53,4	6,9	0	0	
Qvaval(m3/s)	48,3	48,0	6,2	0	0	

Hr = Cote absolue du plan d'eau dans la retenue.

Vr = Volume emmagasiné dans la retenue.

Vc = Volume emmagasiné dans les casiers pour la cote Hc.

Vvc = Volume de vidange des casiers qui transitera au seuil.

Qvc = Volume correspondant.

DVr = Tranche de volume de la retenue à vidanger pendant la période.

Qvr = Débit correspondant.

Qvc(i) = Débit de vidange des casiers amont du seuil dans l'option i.

Qv(i) = Débit total vidangé au seuil (Qv(i) = Qvr + Qvc(i)).

QvSAR = Débit de vidange de SARANTOMO (18.000 ha).

Qvaval = Débit de vidange des casiers aval.

BENENI KEGNY

HMD CALCULEES EN FONCTION DE F (en cms-hauteurs relatives)

Zero echelle = 265.89

F(dep.)

	JAN			FEV			MAR			AVR			MAI			JUI			JLT			AOU			SEP			OCT			NOV			DEC		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
0.90	102	87	73	64	58	53	48	42	36	31	28	26	27	31	34	40	47	57	74	84	103	170	265	382	478	503	500	482	435	373	289	229	196	162	135	119
0.95	89	76	66	56	50	45	40	33	31	28	25	23	23	26	29	34	41	51	66	75	92	154	233	323	403	434	437	418	377	319	245	210	178	145	120	104
0.98	75	63	59	48	43	37	31	23	25	24	22	20	19	19	22	28	33	43	55	65	82	136	198	247	303	350	370	357	320	260	210	183	157	129	106	89

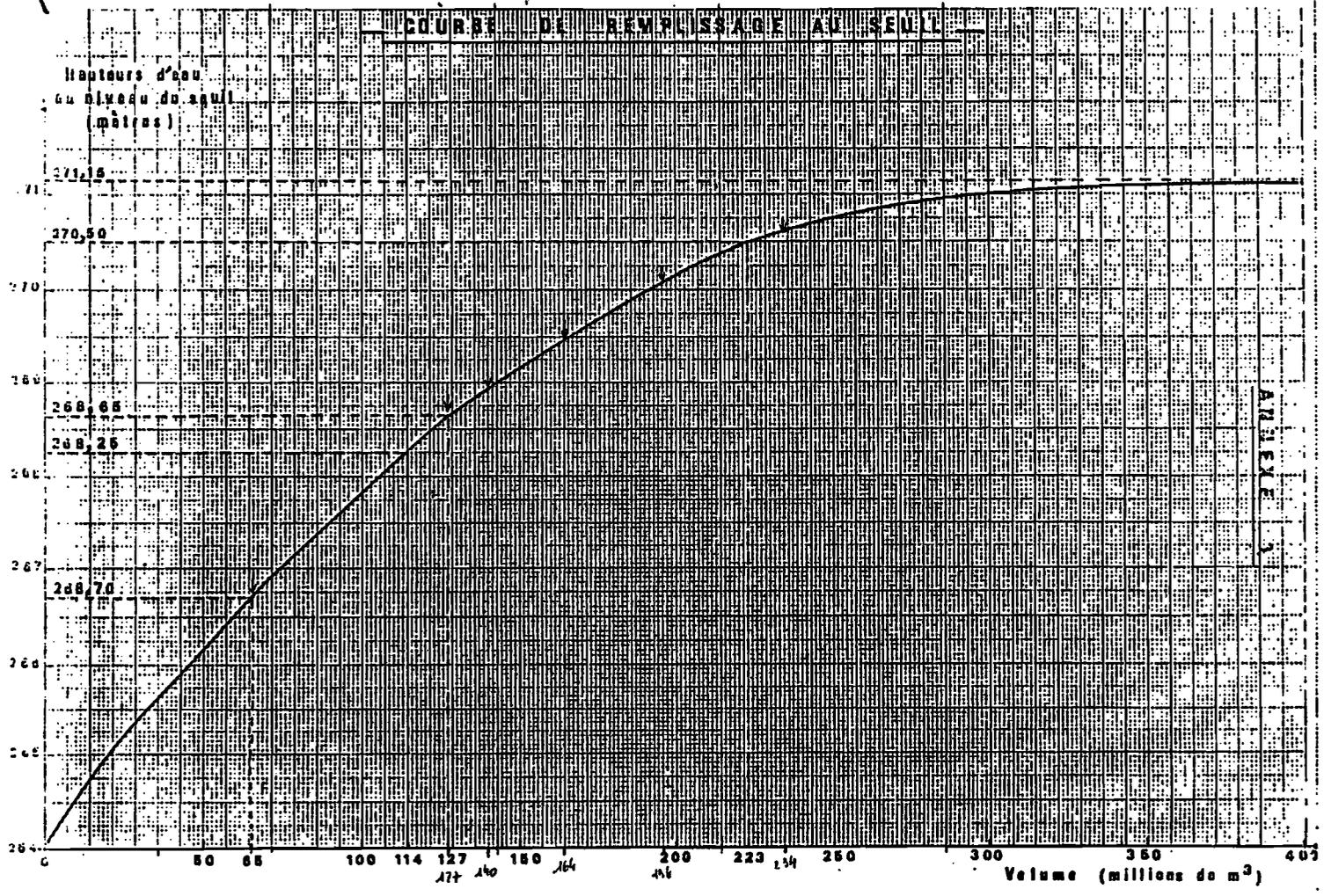
BENENI KEGNY

OPD CALCULEES EN FONCTION DE F (en m3/s)

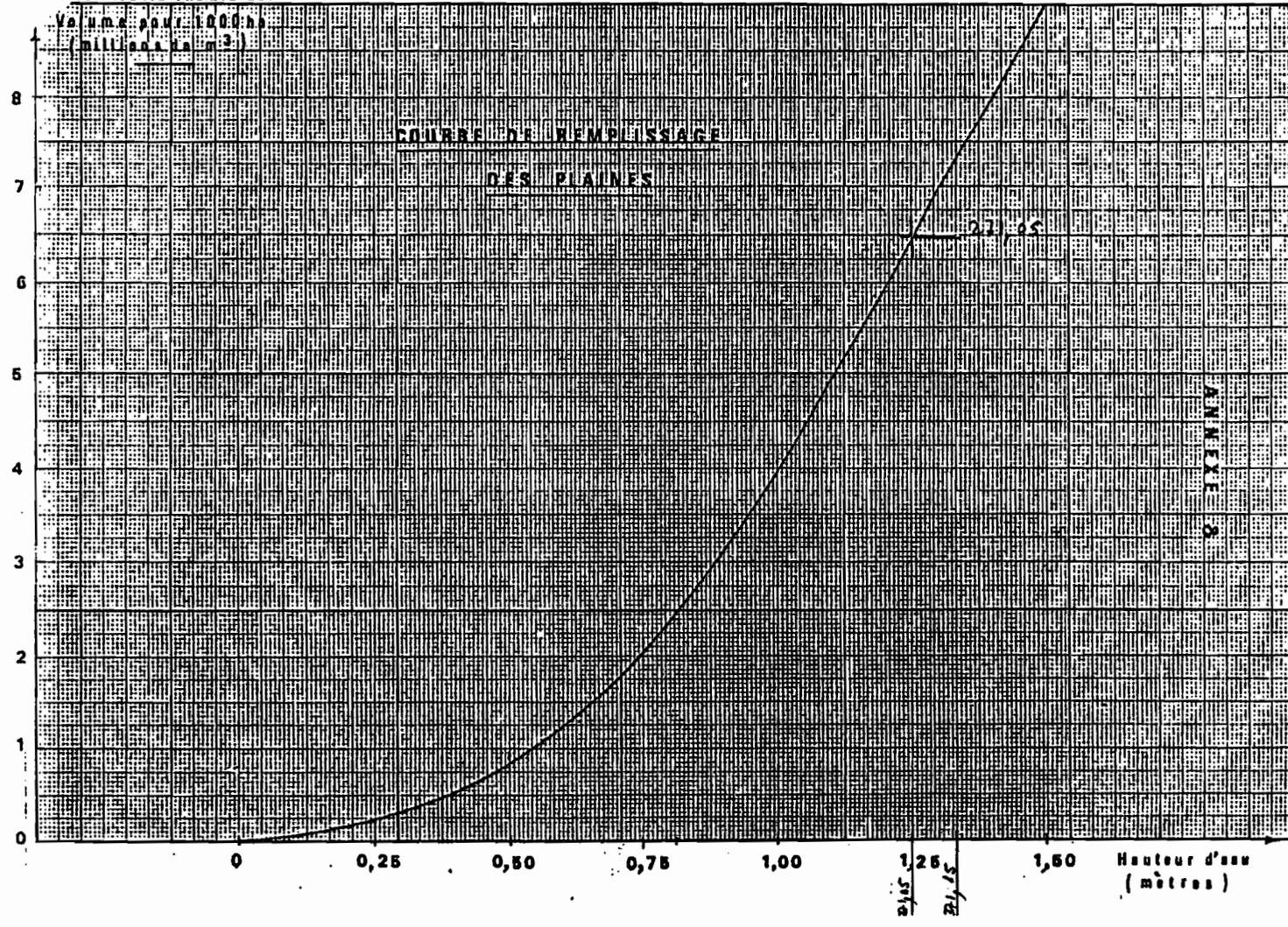
F(dep.)

	JAN			FEV			MAR			AVR			MAI			JUI			JLT			AOU			SEP			OCT			NOV			DEC		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
0.90	57	41	28	22	18	15	13	10	8	7	6	6	6	7	8	10	13	18	31	39	61	175	383	698	1005	1024	978	897	718	547	353	248	196	141	102	82
0.95	43	31	24	17	14	12	10	7	7	6	6	5	5	6	6	8	10	15	24	31	48	145	304	521	734	793	774	697	570	430	274	221	167	116	82	61
0.98	30	22	19	13	11	9	7	5	6	5	5	4	4	4	5	6	8	11	17	24	37	115	226	324	453	567	602	545	444	308	217	177	135	93	63	43

COURBE DE REMPLISSAGE AU SEUIL



LES PAPIERS CANSON



GESTION

F = 0,90

Option 2 (+10.000 ha)

	JUIL			AOUT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
QMD	31	39	61	175	383	698	1005	1024	978	897	718	547	353	248	196	141	102	82	57	41
Qg	5	5	5	5	5	5														
Qu	26	34	56	170	378	693	1005	1024	978	897	718	547	353	248	196	141	102	82	57	41
Vu	23	29	53	147	327	659	868	906	845	732	620	520	305	214	169	122	88	71	49	35
SVu	23	52	105	252	579	1238				255										
SVr	23	52	105	127	127	400														
Vr	23	29	53	22	0	273														
Vc	0	0	0	0	0	23	107	245	198	64	64	71	64	64	64					
Vd	4	4	5	129	331	368	761	661	647	668	556	449	241	150	105					
Qd	5	5	5	149	383	387	881	765	749	773	644	472	279	174	122	459	271	132	86	69
QvSAR.										273						54	53	7		
QaS	5	5	5	149	383	387	881	765	749	773	644	472	279	174	122	513	324	139	86	69
Qca						-6	-33	-76	-62	-20	-20	-20	-20	-20	-20	48	48	6		
Qfinal	5	5	5	149	383	381	848	689	687	753	624	452	259	154	102	561	372	145	86	69

Les débits (Qi) sont exprimés en m3/s - Les volumes (V et SVi) en Mm3 -.

QMD = Débits entrant dans la retenue.

Qg = Débit garanti au seuil égal à 5m3/s.

Qu = " utiles pour le remplissage des casiers et de la retenue.

Vu = Volume utile pour les remplissages.

SVu = Volumes utiles cumulés.

SVr = Volumes cumulés utilisés pour les remplissages.

Vr = Volumes utilisés pour le remplissage de la retenue.

Vc = Volume des casiers.

Vd = Volumes déversés = Vu - Vr - Vc

Qd = Débits déversés au seuil.

QvSAR. = Débit de vidange de SARANTOMO(aval seuil).

QaS = Débit à l'aval de la restitution de SARANTOMO = QvSAR + Qd

Qca = Débit de remplissage et de vidange des casiers aval.

Qfinal = Bilan des débits = Qd + QvSAR + Qca

GESTION

F = 0,95

Option 2 (+ 10.000 ha)

	JUIL			AOUT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
QMD	24	31	48	145	304	521	734	793	774	697	570	430	274	221	167	116	82	61	43	31
Qg	5	5	5	5	5	5														
Qu	19	26	43	140	299	516	734	793	774	697	570	430	274	221	167	116	82	61	43	31
Vu	16	23	41	121	258	490	634	685	669	602	493	409	237	191	164	100	71	53	37	27
SVu	16	39	79	201	459	950														
SVr	16	39	79	127	127	400														
Vr	16	23	41	35	0	217														
Vc	0	0	0	0	0	23	107	245	198	64	64	71	64	64	64					
Vd	4	4	5	82	254	255	527	440	470	538	428	338	173	127	80					
Qd	5	5	5	95	294	268	610	509	544	623	496	356	200	147	93	434	251	111	72	59
QvSAR.																54	53	7		
QaSAR.	5	5	5	95	294	268	610	509	544	623	496	356	200	147	93	488	304	118	72	59
Qca						-6	-33	-76	-62	-20	-20	-20	-20	-20	-20	48	48	6		
Qfinal	5	5	5	95	294	262	577	433	482	603	476	336	180	127	73	536	352	124	72	59

GESTION F = 0,98

Option 2 (+ 10.000 ha)

	JUIL			AOUT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
QMD	17	24	37	115	226	324	453	567	602	545	444	308	217	177	135	93	63	43	30	22
Qg	5	5	5	5	5	5														
Qu	12	19	32	110	221	319	453													
Vu	10	16	30	95	191	303	391	490	520	471	384	293	188	153	117					
SVu	10	27	57	152	343	646														
SVr	10	27	57	127	127	400														
Vr	10	16	30	70	0	273														
Vc	0	0	0	0	0	23	107	245	198	64	64	71	64	64	64					
Vd	4	4	5	25	195	12	284	245	322	407	319	222	123	89	52					
Qd	5	5	5	29	226	12	329	283	372	471	370	234	143	103	61	411	232	93	59	50
QvSAR.																54	53	7		
QaSAR.	5	5	5	29	226	12	329	283	372	471	370	234	143	103	61	465	285	100	59	50
Qca						-6	-33	-76	-62	-20	-20	-20	-20	-20	-20	48	48	6		
Qfinal	5	5	5	29	226	6	296	207	310	451	350	214	123	83	41	417	237	94	59	50

	<u>GESTION</u> Année 1973 Option + 10.000 ha																			
	JUIL			AOUT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
QMD	12	18	26	111	492	821	981	849	658	468	365	223	155	108	76	60	42	35	27	19
Qg	5	5	5	5	5	5														
Qu	7	13	21	106	487	816	981													
Vu	6	11	20	92	421	776	848	734	569	404	315	212	134	93	66					
SVu	6	17	37	129	550	1326														
SVr	6	17	37	127	127	400														
Vr	6	11	20	90	0	273														
Vc	0	0	0	0	0	23	107	245	198	64	64	71	64	64	64					
Vd	4	4	5	6	425	480	741	489	371	340	251	141	70	29	2					
Qd	5	5	5	7	492	505	858	566	429	294	291	148	81	34	23	378	211	85	56	47
QvSAR.																54	53	7		
QavSAR.	5	5	5	7	492	505	858	566	429	394	291	148	81	34	23	432	264	92	56	47
Qcav.						-6	-33	-76	-62	-20	-20	-20	-20	-20	-20	48	48	6		
Qfinal	5	5	5	7	492	499	832	490	367	374	271	128	61	14	-18	480	312	98	56	47

GESTION

Année 1983

Option (2) + 10.000 ha

	JUIL			AOÛT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
QMD	20	15	36	44	70	199	221	244	291	312	262	177	110	77	58	43	32	23	17	13
Qg	5	5	5	5	5	5														
Qu	15	10	31	39	65	194	221	239	291	312	262	177	110	77	53					
Vu	13	9	30	34	56	184	191	207	251	270	226	168	95	67	46					
SVu	13	22	51	85	141	325	516	727												
SVr	13	22	51	85	127	302	392	354	400						382					
Vr	13	9	29	34	42	161	90	-39	46	0					-18					
Vc	0	0	0	0	0	23	107	245	198	64	64	71	64	64	64					
Vd	4	4	5	4	18	4	4	4	4	199	162	97	31	4	4					
Qd	5	5	5	5	21	5	5	5	5	230	188	102	36	5	5	340	202	73	46	41
QvSAR.																54	53	7		
QavSAR.	5	5	5	5	21	5	5	5	5	230	188	102	36	5	5	394	255	80	46	41
Qcav.							-6	-33	-76	-20	-20	-20	-20	-20	-20	48	48	6		
Qfinal	5	5	5	5	21	-1	-28	-71	-15	210	168	82	16	-15	-15	442	303	86	46	41

3. TRACE DES COURBES DE REMOUS

3.1. Méthode utilisée

En général elle consiste à évaluer la perte de charge par des équations empiriques telles que celles de MANNING ou STRICKLER. Cette méthode présente l'inconvénient majeur d'être très imprécise car le coefficient de STRICKLER ne peut-être déterminé qu'avec une très grosse approximation, et d'autre de part l'irrégularité du lit est la source de phénomènes tels que tourbillons, morts, dont les effets sont impossibles à chiffrer correctement.

La méthode préconisée consiste à utiliser le plus souvent possible la connaissance des divers profils de surface libre en l'absence de remous, profils relevés sur des échelles pour différentes crues naturelles observées dans le passé. Ces observations remplacent avantageusement l'évaluation de la rugosité et leur utilisation pour la détermination du nouveau profil réduira dans de notables proportions les aléas inhérents à la nature du cours d'eau.

Le problème à résoudre est le suivant: Soit un cours d'eau naturel dont on veut connaître la courbe de remous pour un débit Q après érection d'un barrage et dont nous connaissons:

1/ - Les relevés de profils en travers du lit étudié en diverses stations:

X1, X2, X3, ..., Xn, ...

2/ - Les courbes hauteurs/débits relevées sur des échelles établies à cet effet en ces stations, soit les cotes z pour des débits Q1, Q2, Q3, ... , Qn, ... supérieurs au débit Q.

3.1.1. Tracé des courbes d'utilisation - Etat initial

Un plan de référence est choisi voisin du radier moyen du cours d'eau sur le parcours étudié. De même la charge de référence Ho est prise égale à la cote de retenue au droit du site, au dessus du plan de référence.

Pour chacun des débits Q1, ..., Qn, ... on calcule la valeur de la constante:

$$A_n = \frac{Q_n}{H_o \sqrt{2gH_o}}$$

Connaissant la cote z atteinte pour chacun des débits à chaque station, on dresse un tableau des paramètres caractéristiques de chacune d'elles:

$$Q, z, z^* = z/H_o, q^* = A_n.(z/S) \text{ et } S$$

3.1.2. Relation entre pertes de charges avant et après la réalisation du barrage

Dans un cours d'eau naturel on convient de décomposer la perte de charge en deux éléments :

1/ Perte de charge par frottement définie par CHEZY:

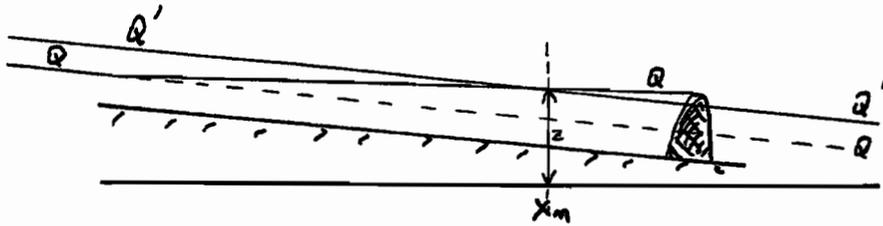
$$dH/dx = -Q^2/(C^2.S^2.R) = -(n^2.Q^2)/(S^2.R^{1/3}) \quad (1)$$

2/ Perte de charge par divergence, tenant compte de la non-récupération de toute l'énergie cinétique lorsque la vitesse décroît:

$$dH/dX = + k.d(U^2/2g)/dx \quad (2)$$

Le coefficient k est nul lorsque la vitesse croît, sa valeur est comprise

entre 0 et 1 lorsque la vitesse décroît et est prise généralement égale à 0,5 .



Considérons comme ci-dessus les deux débits Q et Q' assurant la même cote en Xn après et avant la construction du barrage. Les variations de charge DH et DH' entre deux sections voisines encadrant Xn s'écrivent :

$$DH = -(Q^2/C^2S^2R) \cdot dx + k \cdot (d(U^2/2g) / dx) \cdot dx \quad (3)$$

$$DH' = -(Q'^2/C^2S^2R) \cdot dx + k' \cdot (d(U'^2/2g)/dx) \cdot dx \quad (4)$$

En éliminant C^2S^2R on obtient la valeur de DH en fonction de DH' avant établissement de l'ouvrage :

$$DH = DH' \cdot (Q/Q')^2 - k' \cdot (Q/Q')^2 \cdot d(U'^2/2g) + k \cdot d(U^2/2g) \quad (5)$$

Les pertes de charge par divergence sont relativement faibles par rapport aux pertes par frottement. L'écoulement est nettement plus retardé après établissement de l'ouvrage avec le débit Q qu'auparavant avec le débit Q'. Le terme en k de la formule (3) est donc nettement plus grand que le terme en k' de la formule (4). Comme de plus le rapport Q/Q' est petit, on peut négliger le terme en k' devant celui en k et il vient :

$$DH = DH' \cdot (Q/Q')^2 + k \cdot d(U^2/2g) \quad (6)$$

Cette expression de la variation de la charge DH dans le sens de l'écoulement correspond essentiellement à des valeurs DH et DH' négatives et à k positif ou nul, le deuxième terme est donc le plus souvent négatif ou nul. Dans la suite de la note de calcul on utilisera l'expression de la perte de charge sous la forme :

$$DH = D1H + D2H \quad (7)$$

Les deux termes sont négatifs dans le sens de l'écoulement et positifs si on effectue l'étude de l'aval vers l'amont, méthode utilisée dans ce qui suit.

3.2. Exemple de calcul

Les paramètres utilisés sont définis de la façon suivante :

Charge spécifique réduite: $H/H_o = z/H_o + U^2/2gH_o$

qui peut être exprimée en fonction de Q au lieu de U :

$$H/H_o = z/h_o + Q^2/2gS^2H_o$$

Débit réduit : $q^* = A_n.z/S$ avec $A_n = Q_n/H_o/\sqrt{2gH_o}$

Cote réduite : $z^* = z/H_o$

Cote réelle : $z =$ cote par rapport au plan de référence(264,00)

Variation de charge réduite: $H/H_o - z^*$ (écart d'énergie cinétique réduite)

Débit réduit pour la cote z avant ouvrage : q^{*1}

Variation de charge avant ouvrage entre stations: $D(H|H')$

Variation de charge due à la variation d'énergie cinétique:

$$D_2(H|H_o)$$

Perte de charge ramenée à sa valeur après réalisation de l'ouvrage :

$$D_1(H/H_o) = D(H'/H_o).(q^*/q^{*1})^2$$

L'exemple d'application qui suit correspond à l'établissement de la courbe de remous entre BARAMENDOUGOU et PONDORI pour un débit de fréquence 0,99 .

BARAMENDOUGOU : Cote $z = 7,215$ m Débit : $Q = 535$ m³/s charge réduite: $H/H_o = 1,03108$

Energie cinétique réduite : $H/H_o - z^* = 0.00040$

Cote réduite : $z^* = 1.03068$

Surface mouillée : $S = 2292,24$ m²

Débit réduit : $Q^* = 0,02053$

Toutes ces valeurs correspondent à l'état final après établissement de la retenue.

Avant ouvrage, pour la même cote on avait à BARAMENDOUGOU :

Débit $Q' = 1576,32$ m³/s Surface : $S = 2292,24$ m²

Débit réduit : $q'^* = 0,06048$

Charge réduite : $H'/H_o = z^* + (Q'^2/2gS^2H_o) = 1,03412$

A PONDORI, dans le même état on avait :

$Q' = 1576,32$ m³/s

$z' = 7,643$ m et $z'^* = 1,09213$

$S' = 3383$ m² et $Q'^2/2gS^2H_o = 0,00188$

Charge réduite: $H''/H_o = 1,09213 + 0,00188 = 1,09401$

D'où la variation de charge avant ouvrage entre les deux stations :

$$D(H'/H_o) = 1,09401 - 1,03412 = 0,05989$$

Perte de charge ramenée à sa valeur après ouvrage :

$$D_1(H/H_o) = 0,05989 . (q^*/q^{*1})^2 = 0,00690$$

La variation de charge due à la variation d'énergie cinétique est obtenue en considérant que l'énergie cinétique réduite varie peu d'une section à une autre. On déduit donc de la variation de charge réduite à BARAMENDOUGOU celle de BOUGOULA, station précédente. La différence étant positive, la perte de charge cinétique n'est pas nulle :

$$\text{BARAMENDOUGOU : } H/H_0 - z^* = 0,00040$$

$$\text{BOUGOULA : } H/H_0 - z^* = 0,00012$$

Avec $k = 0,5$ il vient :

$$D_2(H/H_0) = 0,00014$$

On obtient la charge spécifique à PONDORI en additionnant les deux éléments de perte de charge :

$$DH = D_1H + D_2H = 0,00690 + 0,00014 = 0,00704$$

La charge réduite à PONDORI est :

$$H/H_0 = 1,03108 + 0,00704 = 1,03812$$

La cote réduite à PONDORI est obtenue en considérant que l'énergie cinétique réduite varie peu entre les deux stations, puis, par itération, on en tire Z^* :

$$z^* = 1,03812 - 0,00040 = 1,03772$$

$$z = 7,264 \text{ m}$$

Le tableau des paramètres caractéristiques de la station de PONDORI donne une surface mouillée correspondante de :

$$S = 2710 \text{ m}^2$$

Pour un débit de $535 \text{ m}^3/\text{s}$ on a l'énergie cinétique: $H/H_0 - z^* = 0,00035$

$$\text{D'où le nouveau } z^* = 1,03812 - 0,00035 = 1,03777$$

$$\text{Et } z = 7,265 \text{ m}$$

A l'amont de la prise de PONDORI ($DQ = 187,5 \text{ m}^3/\text{s}$) le débit à prendre en compte est :

$$Q = 722,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où une nouvelle variation de charge réduite de :

$$H/H_0 - z^* = 0,00052 \text{ et } H/H_0 = 1,03784 + 0,00052 = 1,03836$$

On calcule ainsi de station à station, en partant du seuil aval dont les caractéristiques sont imposées.

3.3. Courbe de remous de la crue de projet

Dans le rapport 1ère phase, la crue de projet a été évaluée à partir de l'échantillon de valeurs disponibles à BENENI KEGNY et DOUNA :

Taille échantillon : 48 (Hmax)

Paramètres de la loi tronquée : $H_0 = 750$ $F_0 = 0,65$

$d = 0,51972$ $s = 86,487$

La distribution exponentielle généralisée dont les paramètres sont ci-dessus donnent les valeurs suivantes :

$F = 0,01$ $H = 932$ cms $F = 0,001$ $H = 978$ cms

L'étalonnage de la station donne:

$F = 0,01$ $Q = 3.570$ m³/s $F = 0,001$ $Q = 4.010$ m³/s

3.3.1. Crue au droit du site

L'extension des valeurs ci-dessus au droit du site pose un certains nombres de problèmes. L'amortissement entre les stations de BENENI KEGNY et de DJENNE n'a pas pu être établi pour les fortes valeurs du débits. Par mesure de prudence, étant donné que les plaines les plus importantes seront endiguées dans l'avenir. Cette hypothèse est pessimiste car il y aura, quelle que soit la date d'arrivée de la crue, des prises pour le remplissage des casiers, prises qui peuvent atteindre 277 m³/s pendant la 2ème décade de Septembre.

En outre toutes les plaines ne seront pas endiguées et provoqueront nécessairement un amortissement plus ou moins fort du débit maximum.

Par mesure de sécurité il sera convenu que les valeurs calculées pour BENENI KEGNY seront retenues pour le site.

Le Bureau d'Ingénieurs Conseils chargé de l'étude de l'aménagement a fourni les valeurs de la contraction au droit du site du fait de l'implantation de l'ouvrage :

$F = 0,01$ $DH = 0,13$ m $H_{0,01} = 272,54$ m (amont seuil)

$F = 0,001$ $DH = 0,12$ m $H_{0,001} = 272,90$ m (" ")

3.3.2. Tracé des courbes de crues de projet .

Les équations ci-dessous permettent de passer des cotes de KOUÏ et de BENEÏ KEGNY à celles des stations intermédiaires: (Hauteurs exprimées en mètres)

$D_j = 0,99668 \cdot K_{ouï} - 0,11$

$T_{ako} = 1,01661 \cdot K_{ouï} - 3,61$

$B_{oug.} = 1,07499 \cdot K_{ouï} + 0,11$

$B_{ar.} = 1,09136 \cdot K_{ouï} + 0,26$

$P_{ond.} = 1,13865 \cdot K_{ouï} + 0,48$

" = $0,942 \cdot B.K. + 1,22$

3.3.3. Stations de l'aval

Les stations de SOFARA et MOPTI présentant des observations en nombre suffisantes, l'étude statistique des hauteurs maximales de ces deux stations a été réalisées sur ces observations.

SOFARA : zéro échelle = 262,76 m Taille = 49

STATION DE : SOFARA

HAUTEURS MAXIMALES CLASSEES DE LA STATION DE SOFARA

TAILLE DE L'ECHANTILLON : 49

1	0.010	726	2	0.031	713	3	0.051	707	4	0.071	705	5	0.092	705	6	0.112	704	7	0.133	700	8	0.153	699	9	0.173	699	10	0.194	698
11	0.214	694	12	0.235	694	13	0.255	688	14	0.276	686	15	0.296	685	16	0.316	684	17	0.337	683	18	0.357	682	19	0.377	681	20	0.398	679
21	0.418	674	22	0.439	673	23	0.459	673	24	0.480	672	25	0.500	665	26	0.520	665	27	0.541	663	28	0.561	662	29	0.582	661	30	0.602	660
31	0.622	660	32	0.643	655	33	0.663	650	34	0.684	650	35	0.704	648	36	0.724	643	37	0.745	643	38	0.765	642	39	0.786	641	40	0.806	641
41	0.827	632	42	0.847	630	43	0.867	630	44	0.888	627	45	0.908	629	46	0.929	629	47	0.949	627	48	0.969	627	49	0.990	627	50	1.010	627

DISTRIBUTION EXPONENTIELLE GENERALISEE - LOIS TRONQUEES AVEC BORNES INFERIEURE ET SUPERIEURE

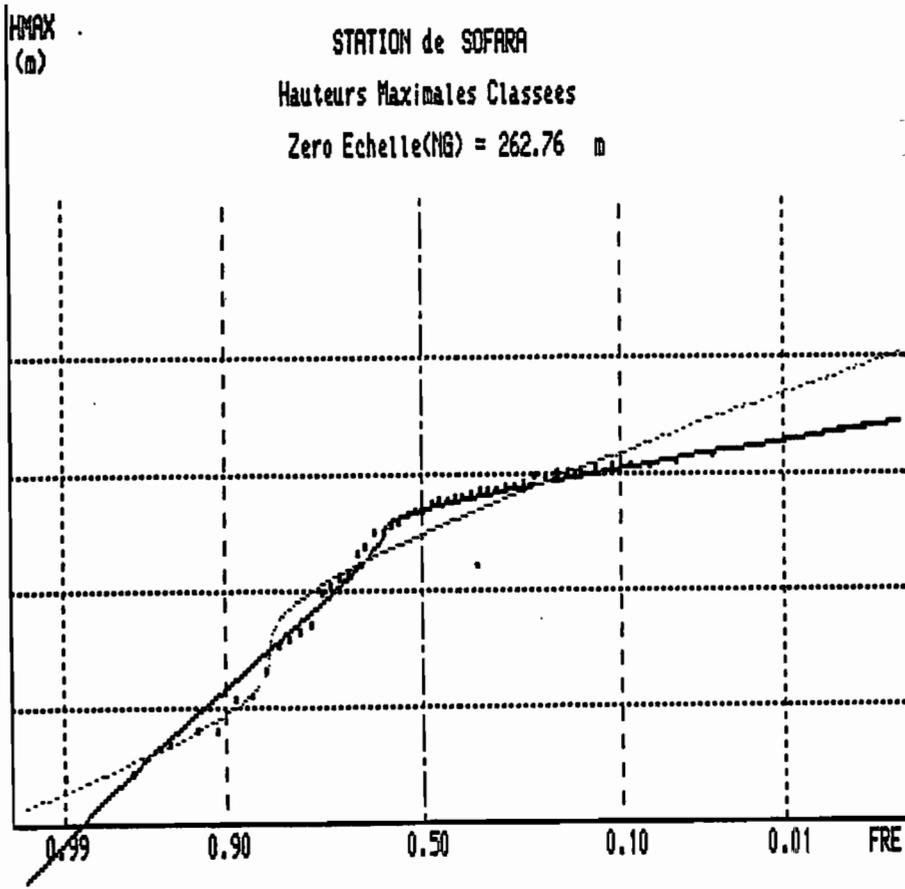
PARAMETRES DES DEUX DISTRIBUTIONS : (1) borne inferieure - (2) borne superieure

HO= 649	FO= .4	O1= .4461043194485	O1= 42.31065301653										
0.0000	726	0.000	746	0.010	728	0.050	713	0.100	704	0.200	693	0.500	669
0.8000	587	0.9000	517	0.9500	474	0.9900	389	0.9990	285				

DISTRIBUTION EXPONENTIELLE GENERALISEE - LOIS TRONQUEES AVEC BORNES INFERIEURE ET SUPERIEURE

PARAMETRES DES DEUX DISTRIBUTIONS : (1) borne inferieure - (2) borne superieure

HO= 538	FO= .84	O1= .3451125700349	O1= 138.39954397332												
0.000	626	0.001	605	0.010	769	0.050	756	0.100	718	0.200	695	0.500	648	0.800	587
0.8000	496	0.9000	470	0.9500	430	0.9900	389	0.9990	339						



STATION DE : MOPTI

HAUTEURS MAXIMALES CLASSEES DE LA STATION DE MOPTI

TAILLE DE L'ECHANTILLON : 41

1	0.012	731	2	0.037	731	3	0.061	731	4	0.085	730	5	0.110	729	6	0.134	719	7	0.159	716	8	0.183	712	9	0.207	707	10	0.232	706
11	0.256	703	12	0.280	699	13	0.305	697	14	0.329	697	15	0.354	693	16	0.378	693	17	0.402	686	18	0.427	686	19	0.451	685	20	0.476	684
21	0.500	684	22	0.524	676	23	0.549	686	24	0.573	683	25	0.598	683	26	0.622	654	27	0.646	653	28	0.671	651	29	0.695	651	30	0.720	650
31	0.744	645	32	0.768	628	33	0.793	628	34	0.817	623	35	0.841	626	36	0.866	592	37	0.890	588	38	0.915	586	39	0.939	585	40	0.963	571
41	0.988	502																											

DISTRIBUTION EXPONENTIELLE GENERALISEE - LOIS TRONQUEES AVEC BORNE INFERIEURE ET SUPERIEURE

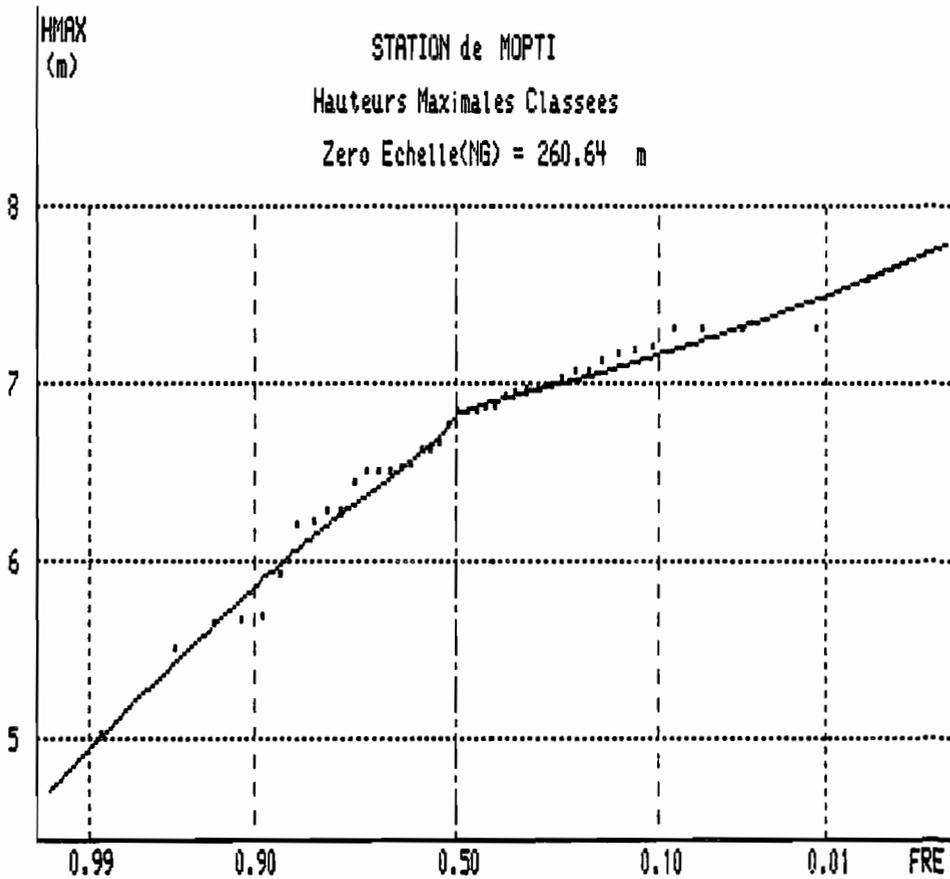
PARAMETRES DES DEUX DISTRIBUTIONS : (1) Borne inferieure - (2) Borne superieure

BO= 684 F0= .5 D1= .7770864926642 S1= 23.11135030665

0.0000 798 0.001 780 0.010 751 0.050 728 0.100 717 0.200 706 0.500 684

D2= .7368911531648 S2= -69.19994187255

0.5000 684 0.8000 619 0.9000 586 0.9500 556 0.9900 495 0.9990 418



Paramètre de la Distribution Exponentielle Généralisée :

Ho = 649 Fo = 0,60 d = 0,44611 s = 42,311

Le calcul conduit aux valeurs caractéristiques :

F = 0,01 H = 7,28 m F = 0,001 H = 7,46 m

MOPTI : zéro échelle : 260,62 m Taille : 41

Paramètre de la Distribution Exponentielle Généralisée :

Ho = 684 Fo = 0,50 d = 0,77709 s = 23,111

Valeurs caractéristiques :

F = 0,01 H = 7,51 m F = 0,001 H = 7,80 m

Le tableau ci-dessous traduit le tracé des deux courbes de remous :

<u>STATIONS</u> :	<u>ZEROS(m)</u>	<u>F = 0,01</u>	<u>F = 001</u>	<u>PK(kms)</u>
BENENI KEGNY	265,89	275,21	275,67	123,7
PONDORI	264,00	274,06	274,45	158
BARAMENDOUGOU	264,09	273,53	273,92	170
BOUGOULA	264,00	273,15	273,53	182
TAKO	267,76	272,70	273,06	192
KOUI	264,13	272,54	272,90	196
DJENNE	264,10	272,25	272,61	204
SOFARA	262,76	270,04	270,22	241
MOPTI	260,62	268,15	268,44	313,7
KOUNA	?	269,20	269,43	273,4
SARE MALA	261,00	268,84	269,09	287,2

Les valeurs de SARE MALA et KOUNA sont tirées des équations suivantes traduisant l'interpolation linéaire entre SOFARA et MOPTI :

Sare Mala = Mopti + 0,36451.(Sofara-Mopti) Les noms des stations correspondent aux cotes absolues.

Kouna = Mopti + 0,55433.(Sofara - Mopti)

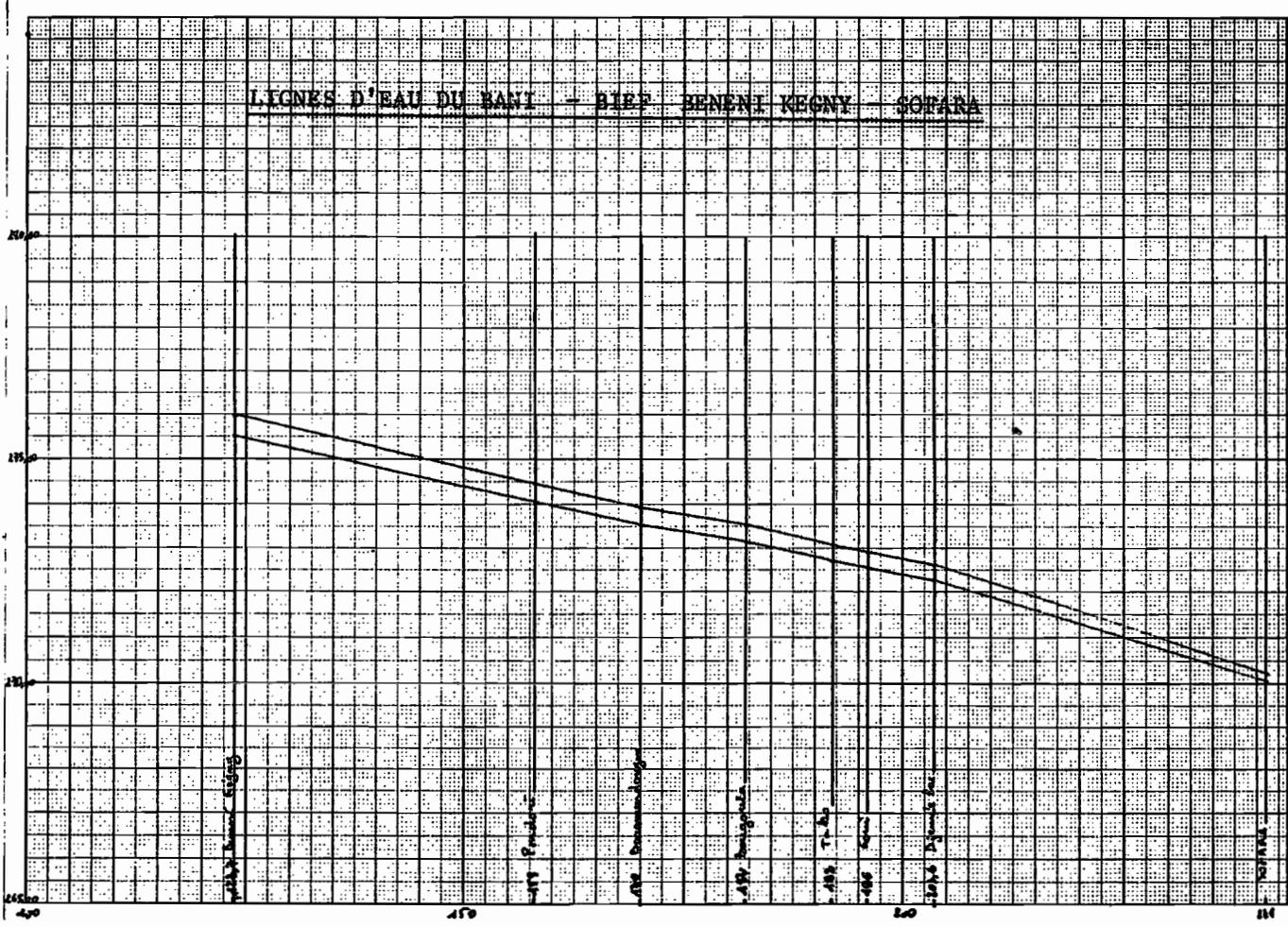
3.4. Courbes de remous pour F = 0,98

Les décades demandées 8.3 -

9.3 et 11.3 correspondant à la gestion présentée au paragraphe 2.

ont fait l'objet d'un tracé de courbe de remous tenant compte de la gestion. Le tableau de la page suivante contient le détail du calcul qui a été mené comme décrit au début du présent paragraphe.

Les cotes Zn sont celles atteintes par la courbe de remous à la station considérée. Z(n-1) étant celle de la station située à l'amont.



4. ETUDE DU PLAN D'EAU ENTRE DJENNE ET KOUAKOUROU

Les hauteurs moyennes décennales de KOUAKOUROU ont été calculées à partir des valeurs correspondantes de MOPTI en prenant un retard de 3 jours entre ces deux stations. Les deux équations suivantes traduisent la correspondance de cotes:

HMopti inférieure à 560cms : $K = 0,933 \cdot M + 121,3$ (en cms)

" supérieure à 560cms : $K = 0,717 \cdot M + 233,5$ (")

Le tableau de la page suivante donne la correspondance entre les cotes des deux stations de KOUAKOUROU et de DJENNE, ainsi que la différence de cotes entre elles en fonction du temps.

Au début de la crue, l'alimentation des zones se fait par le NIGER puis il y a inversion des pentes à partir de fin Août, sauf pour les faibles crues où cette inondation se fait toujours à partir du NIGER.

Lorsque le seuil sera réalisé, la cote de la retenue atteindra 268,65 m au 20/8 dans tous les cas et sera donc au-dessus du plan d'eau du NIGER à KOUAKOUROU. Il sera donc possible d'alimenter les zones inondables situées entre KOUAKOUROU et DJENNE à partir de la retenue, et à compter du 26/8 la cote au seuil atteignant 271,15 m on pourra régler le volume emmagasiné dans les zones d'inondation, en détournant une partie des eaux du BANI dans le SOUMAN BANI ou le MAYO MANGA.

Pour la fréquence 0,50 la cote maximale atteinte est 692cms pendant la deuxième décennie d'Octobre, le seuil permettra d'avoir la même cote d'entrée dès le 25 Août et donc d'alimenter les périmètres situés au nord de DJENNE dans les conditions optimales d'une crue moyenne.

GESTION F = 0,50 Option 2 + 10.000 ha

	JUIL			AOUT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
QMD	61	101	210	467	843	1326	1783	2072	2268	2433	2333	1956	1226	798	538	395	303	235	201	172
Vu	53	87	200	403	728	1260	1541	1790	1960	2102	2016	1859	1059	689	465					
SVu	53	140	340	743	1471	2731														
SVr	49	127	127	127	127	400														
Vr	49	78	0	0	0	273														
Vc	0	0	0	0	0	23	107	245	198	64	64	71	64	64	64					
Vd	4	9	200	403	728	964	1434	1545	1762	2038	1952	1788	995	625	401					
Qv2																318	169	50	29	28
Qd	5	10	210	467	843	1014	1660	1788	2039	2359	2259	1881	1152	724	464	713	472	285	230	200
QvSAR.																54	53	7		
Qav.SAR.	5	10	210	467	843	1014	1660	1788	2039	2359	2259	1881	1152	724	464	767	525	292	230	200
Qca						-6	-33	-76	-20	-20	-20	-20	-20	-20	-20	48	48	6		
Qfinal	5	10	210	467	843	1008	1627	1712	1977	2339	2239	1861	1132	704	444	815	573	298	230	200

GESTION F = 0,80 Option 2 +10.000 ha

	JULI			AOUT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
QMD	40	51	105	217	550	938	1302	1437	1612	1744	1437	1004	465	335	282	229	178	124	86	56
Vu	35	44	100	187	475	891	1125	1242	1393	1507	1242	954	402	289	244					
SVu	35	79	179	366	841	1732														
SVr	71	71	127	127	127	400														
Vr	27	40	56	0	0	273														
Vc	0	0	0	0	0	23	107	245	198	64	64	71	64	64	64					
Vd	4	4	44	187	475	595	1018	997	1195	1443	1178	883	338	225	180					
Qv2																318	169	50	29	28
Qd	5	5	46	217	550	626	1178	1154	1383	1670	1363	1022	391	260	208	547	347	174	115	84
QvSAR.																	54	53	7	
Qav.SAR.	5	5	46	217	550	626	1178	1154	1383	1670	1363	1022	391	260	208	601	400	181	115	84
Qca						-6	-33	-76	-62	-20	-20	-20	-20	-20	-20	48	48	6		
Qfinal	5	5	46	217	550	620	1142	1078	1321	1650	1343	1002	371	240	188	649	448	187	115	84

VARIATIONS DES PLANS D'EAU ENTRE DJENNE ET KOUAKOUROU

Zéros échelles : DJENNE = 264,14 m

KOUAKOUROU = 262,68 m

F	H(cms)	JUIL			AOUT			SEPT			OCT			NOV			DEC			JANV	
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2
0,50	HDJ	88	114	169	269	381	492	582	634	667	691	692	661	574	446	369	296	244	205	183	166
	HK	329	369	427	495	565	617	644	667	681	691	703	705	697	683	663	638	618	554	491	435
	DH	-95	-109	-112	-80	-38	21	84	113	132	146	135	102	23	-91	-148	-196	-228	-203	-162	-123
0,80	HDJ	71	82	115	172	291	405	496	542	576	601	578	505	364	274	230	200	172	140	113	92
	HK	265	325	380	438	506	568	609	635	645	659	660	658	645	625	579	520	452	413	379	354
	DH	-48	-97	-119	-120	-69	-17	33	53	77	88	64	-7	-135	-205	-203	-174	-134	-127	-120	-116
0,90	HDJ	62	71	89	149	238	344	431	460	460	445	406	352	279	218	183	151	124	108	91	77
	HK	239	299	352	412	481	546	593	621	639	638	642	640	612	571	515	456	411	382	350	314
	DH	-31	-82	-117	-117	-97	-56	-16	-15	-33	-47	-90	-142	-187	-207	-186	-159	-141	-157	-145	-91

$$DH = HDJ + ZDJ - HK - ZK$$

HDJ = Hauteur relative à l'échelle de DJENNE

ZDJ = Zéro de l'échelle de DJENNE

HK = Hauteur relative à l'échelle de KOUAKOUROU

ZK = Zéro de l'échelle de KOUAKOUROU

5. INFLUENCE DE LA GESTION DU SEUIL SUR L'AVAL

5.1. Zone de MOPTI

Le moyen le plus précis de connaître l'influence de la gestion du seuil sur le régime aval est de simuler les états futurs à l'aide d'un modèle de propagation. Un tel modèle existe mais n'est pas pour le moment calé sur la zone de confluence NIGER/BANI.

Dans la présente étude nous ne ferons qu'évaluer les possibles variations induites par le fonctionnement du seuil.

Dans un premier temps nous allons étudier l'importance des débits transités par les défluent de rive gauche du bief DJENNE - SOFARA.

5.1.1. Défluent de rive gauche DJENNE/SOFARA

Le modèle de propagation est calé sur le bief BENENI KEGNY - SOFARA, il permet d'évaluer le temps de propagation de l'onde de crue pour tout le marnage de BENENI KEGNY et de SOFARA, ainsi que la correspondance de cotes et de débits après correction de temps. Cela nous permet de connaître la différence de débits entre les deux stations après cette correction. Il s'agit donc bien là de débits correspondants, donc la différence consiste en deux termes qui sont les pertes par évaporation et infiltration et les défluences de rive gauche qui sont de loin le terme le plus important.

Jusqu'à la cote 4,00 m à BENENI KEGNY les pertes sont sensiblement constantes, de l'ordre de 45 m³/s. A partir de cette cote il y a mise en activités des seuils de défluences et la relation du troisième ordre suivante traduit le phénomène :

$$DQ = 0,00008043.BK^3 - 0,010366232.BK^2 + 5,98428.BK - 1205,8$$

DQ en m³/s - BK = hauteur à l'échelle de BENENI KEGNY en cms.

Il existe une relation univoque entre cotes à DJENNE et BENENI KEGNY, par le biais de l'équation ci-dessus on peut donc calculer le débit des défluent de rive gauche en fonction de la cote à l'aval du seuil en supposant que la perte par évaporation et infiltration est de l'ordre de 50 m³/s, le terme constant :

$$d = -1205,8 \text{ devenant : } d' = -1250 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les équations de correspondances de cotes entre DJENNE et BENENI KEGNY sont les suivantes :

BK inférieure à 300cms	DJ = 0,965.BK - 8,5	(en cms)
BK supérieure à 300cms	DJ = 0,8933.BK + 13	
inférieure à 600cms		
BK supérieure à 600cms	DJ = 0,80.BK + 69	

5.2. Influence de la gestion du seuil à MOPTI

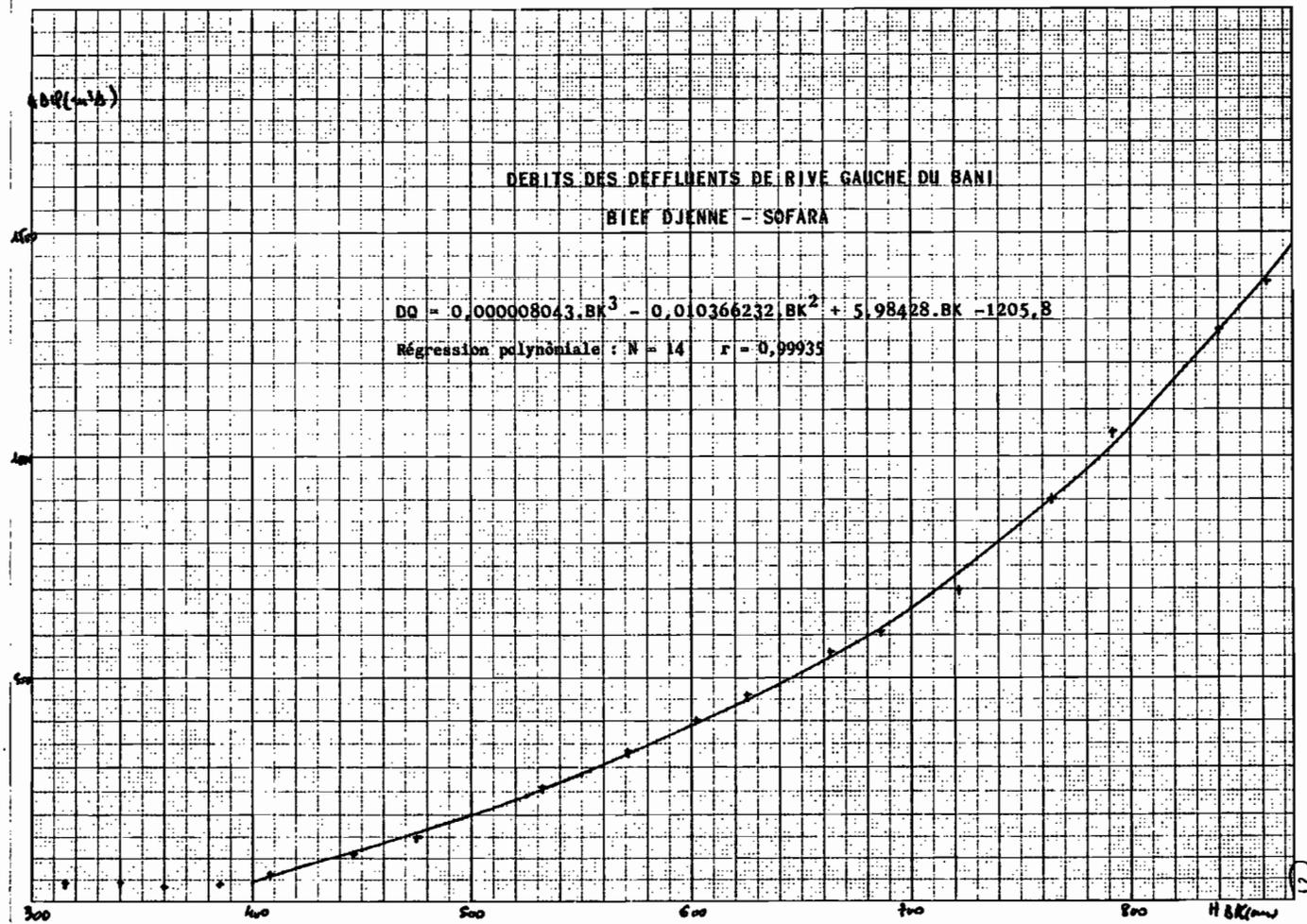
Le modèle utilisé est celui du bief BENENI KEGNY - SOFARA. La distance entre ces deux stations est sensiblement la même que celle qui sépare le seuil de MOPTI.

Le débit modifié par la gestion, appelé ici Q_{final} donne la cote équivalente à BENENI KEGNY qui fournit par le biais du modèle le temps que met une perturbation pour aller de DJENNE à MOPTI. Dans ce qui suit nous considérons que la perturbation engendrée par la gestion se retrouve sensiblement à MOPTI avec seulement un décalage dans le temps.

DEBITS DES DEFLUENTS DE RIVE GAUCHE : BIEF DJENNE - SOFARA

Hauteurs atteintes à SOFARA en fonction de celles de BENENI KEGNY après correction de temps de propagation.

HBK(cms)	QBK(m ³ /s)	HS(cms)	QS(m ³ /s)	DQ(m ³ /s)
408	684	448	621	63
446	801	472	691	110
475	894	490	746	148
532	1100	520	841	259
571	1251	542	918	333
602	1379	559	979	400
625	1476	570	1018	458
663	1654	590	1093	561
686	1774	608	1167	607
722	1978	635	1279	699
764	2241	648	1336	905
792	2431	657	1376	1055
840	2786	686	1508	1278
862	2961	699	1570	1391



EFFETS DE LA GESTION DU SEUIL DE DJENNE

ZONE DE MOPTI

F = 0,90 Option 2 (+10.000 ha)

	7		8		9		10		11		12		1							
QDj	31	39	61	175	383	698	1005	1024	978	897	718	547	353	248	196	141	102	82	57	41
Qfinal	5	5	5	149	383	381	848	689	687	803	624	452	259	154	102	561	372	145	86	69
DQ	-25	-34	-56	-26	0	-317	-157	-335	-291	-94	-94	-95	-94	-94	-94	420	270	63	29	28
HobK	22	22	22	163	283	282	460	409	408	430	314	314	223	166	132	360	278	160	121	109
QobK	5	5	5	129	335	381	703	739	688	733	744	452	293	167	107	446	418	173	90	70
HBK	22	22	22	150	261	282	414	426	409	424	427	314	240	174	136	312	299	177	124	110
DT	2	2	2	2,0	3,0	3,6	8,3	8,5	8,2	8,4	8,5	4,8	2,6	2	2	4,7	4,2	2	2	2
JD	186	196	206	217	227	237	248	258	268	278	288	298	309	319	329	339	349	359	370	380
JD+DT	188	198	208	219	230	241	256	267	276	286	297	304	312	321	331	344	353	361	372	392
DQMopti	0	-32	-52	-32	-7	-239	-242	-300	-328	-256	-94	-95	-94	-94	-94	230	336	116	35	28
QMopti	72	104	316	527	908	1374	1775	1964	2134	2155	2270	2130	1866	1562	1162	797	556	468	354	246
QMop.Ges.	72	72	264	495	901	1135	1533	1664	1806	1899	2176	2035	1772	1468	1068	1027	892	584	389	274
HMop.Ges.	104	104	215	282	357	420	482	499	519	512	567	549	514	473	408	401	376	312	262	220

QDj = débit au seuil avant ouvrage

DQ = Qfinal - Qdj

QobK = Débit uniforme fonction de HobK

HBK = Hauteur réelle pour Qfinal

JD = N° du jour central de la décade

DQMopti = Variation de débit à MOPTI le jour JD

QMopti = débit à MOPTI avant ouvrage

Qfinal = Débit après gestion

HobK = Hauteur à BENENI KEGNY pour le débit Qfinal en régime uniforme

DT = Temps de propagation de BK à SOFARA pour HBK

JD+DT = N° du jour où intervient la variation DQ à la station aval

QMop.Ges. = Débit corrigé à MOPTI après gestion

HMop.Ges. = Hauteur correspondante réelle calculée.

EFFETS DE LA GESTION DU SEUIL DE DJENNE

ZONE DE MOPTI

F = 0,95 Option 2 (+10.000 ha)

MOIS	7	8	9	10	11	12	1													
QDj	24	31	48	145	304	521	734	793	774	697	570	430	274	221	167	116	82	61	43	31
Qfinal	5	5	5	95	294	262	577	433	482	603	476	336	180	127	73	536	352	124	72	59
DQ	-19	-26	-43	-50	-10	-259	-157	-360	-292	-94	-94	-94	-94	-94	-94	420	275	63	29	28
DQMopti	0	-25	-38	-49	-18	-202	-187	-270	-327	-238	-94	-94	-94	-94	-94	240	333	115	35	28
QMopti	51	90	247	431	776	1227	1683	1883	2043	2129	2079	1874	1513	1209	831	489	438	387	290	194
QMop.Ges.	51	65	209	382	758	1025	1496	1613	1716	1891	1985	1780	1419	1115	737	729	771	502	325	222
HMop.Ges.	85	98	190	260	349	401	475	493	506	530	542	515	465	417	345	343	352	294	240	197

F = 0,98 Option 2 (+10.000 ha)

QDj	17	24	37	115	226	354	453	567	602	545	444	308	217	177	135	93	63	43	30	22
Qfinal	5	5	5	29	226	6	296	207	310	451	350	214	123	83	41	417	237	94	59	50
DQ	-12	-19	-32	-86	0	-318	-157	-360	-292	-94	-94	-94	-96	-94	-94	324	174	51	29	28
DQMop.	0	-18	-29	-76	-17	-254	-186	-295	-308	-167	-94	-94	-94	-94	-94	210	212	77	33	28
QMopti	26	107	179	336	629	1064	1582	2192	2351	2535	2252	1580	1120	831	504	358	214	314	290	140
QMop.Ges.	26	89	150	260	612	810	1396	1897	2043	2368	2158	1485	1025	737	410	568	526	391	263	168
HMop.Ges.	55	116	156	214	318	359	462	531	550	590	564	475	401	345	269	308	299	263	215	167

Le décalage dans le temps(DT) ajouté au jour représentant la décade considérée donne la date où intervient la perturbation.En extrapolant on calcule la valeur de la perturbation le jour JD.

Nous disposons de la valeur DQ_{MOPTI} qui conduit à la valeur du débit à MOPTI après gestion du seuil et ensuite à la hauteur modifiée.

Les tableaux des deux pages suivantes donne le détails des calculs pour les crues de fréquences 0,90 - 0,95 - 0,98.

5.3. Influence de la gestion du seuil à DIRE

Un seul cas a été étudié,il s'agit de la crue de fréquence 0,90.Le modèle de propagation de crues du bief MOPTI - DIRE a été utilisé.Etant donné le manque de précision actuel (le modèle a été calé à partir de hauteurs moyennes décadairese),nous avons procédé de la manière suivante:

- Calcul du temps de propagation pour chaque hauteur décadaire à MOPTI, dans les deux cas : observé et modifié ($F = 0,90$).
- Calcul de la hauteur à DIRE dans les mêmes cas.
- Calcul des hauteurs à DIRE qui correspondent aux valeurs centrales des décades (JD) en extrapolant à partir des DT calculés.
- Différences entre ces hauteurs($DH = HD_{gestion} - HD$).
- Calcul de la hauteur finale,après modification,à DIRE en ajoutant la modification DH à la valeur observée qui correspond à la fréquence 0,90.

Le tableau de la page suivante présente le détail des calculs.

EFFETS DE LA GESTION DU SEUIL DE DJENNE

ZONE DE DIRE

F = 0,90 Option 2 (+10.000 ha)

MOIS	7		8			9			10			11			12			1		
HMOpti	105	174	229	289	363	438	496	528	552	561	573	564	537	499	442	376	319	289	257	216
DT	18	23	27	31	36	40	43	45	47	47	48	48	46	44	40	36	33	31	29	26
HDiré	92	195	272	340	391	432	459	475	487	492	498	493	479	461	434	399	365	340	306	255
HMOp.Ges.104	104	215	282	357	420	482	499	519	532	561	549	514	473	408	401	376	312	262	220	
DTMG	18	18	26	31	35	39	43	44	45	46	47	47	44	42	38	38	36	33	29	26
HDire Ges.90	90	253	333	388	423	453	461	470	477	492	485	468	448	416	413	399	360	312	260	
JD	186	196	206	217	227	237	248	258	268	278	288	298	309	319	329	339	349	359	370	380
JD+DT	204	219	233	248	263	277	291	303	315	325	336	346	355	363	369	375	382	390	399	406
HD			106	181	239	290	340	374	406	434	453	468	481	489	494	496	488	470	428	375
JD+DTMG	204	214	232	248	262	276	291	302	313	324	335	345	353	361	367	377	385	392	399	406
HDGes.			90	117	208	278	333	372	403	427	447	458	467	474	484	489	476	453	415	408
DH	0	0	-16	-64	-31	-12	-7	-2	-3	-7	-6	-10	-14	-15	-10	-7	-12	-13	-13	+33
HD(0,90)	29	60	109	162	222	281	338	381	413	441	460	477	490	498	502	503	498	485	465	421
HD Ges.	29	60	93	98	191	269	331	379	410	434	454	467	476	483	492	496	486	482	452	454

DT = temps de propagation fonction de HMOpti.

JD+DT = Jour correspondant à la cote calculée à DIRE.

HD Ges. = Hauteur d'eau à DIRE calculée pour la gestion considérée et le jour central de la décade.

HD(0,90) = Hauteur d'eau à DIRE pour la fréquence 0,90 en régime naturel.

HDiré = Hauteur calculée avec le modèle de propagation.

HD = Hauteur d'eau le jour central de la décade calculée en extrapolant avec les valeurs qui encadrent dans le temps.

6. NAVIGABILITE DANS LE BIEF DJENNE - MOPTI PENDANT LE REMPLISSAGE DE LA RETENUE

Le modèle de propagation des crues n'étant pas calé avec précision entre le seuil et MOPTI, nous avons procédé à l'élaboration d'un modèle de régressions entre stations successives, régressions qui permettent, après calage sur les observations antérieures au seuil, de passer du régime naturel au régime artificiel issu de la gestion du seuil.

Pour tous les cas nous établissons une régression polinômiale entre les variables X et Y et nous en déduisons, par le biais de cette régression, les valeurs prises par Y si X est changé :

$$Y = F(X) \quad \text{donne} \quad Y' = F(X')$$

Dans les exemples qui suivent, X, Y, X', et Y' sont remplacés par :

X	Y	X'	Y'
QDj	HDj	QDj gestion	HDj gestion
QDj	QSof	QDj "	QSof "
QSof	HSof	QSof gest.	HSof gest.
QMopti	HMopti	QMopti "	HMopti "

$$QMopti \text{ gestion} = QMopti - (QSof - QSof \text{ gestion})$$

HSare Mala gestion est calculé en interpolant entre HSof gestion et la valeur correspondante de Mopti, soit HMopti gestion.

$$HSare \text{ Mala gest.} = HMop.gest. + 0,36451.(HSof.gest.-HMopti gest.)$$

Les valeurs de H sont exprimées dans l'équation ci-dessus en mètres et les débits en m³/s.

Les quatre tableaux des pages suivantes contiennent les calculs des cotes du plan d'eau pour différentes fréquences : 0,50 - 0,80 - 0,90 et 0,98.

GESTION : Lignes d'eau pendant le remplissage

F = 0,80

Décades	7.1	7.2	7.3	8.1	8.2	8.3
HDj	71	82	115	172	291	405
QDj	40	51	105	217	550	938
HDj gestion	264,27	264,27	264,89	265,86	267,05	267,26
QDj gestion	5	5	46	217	550	626
HSof	53	83	123	203	300	407
QSof	27	50	87	180	343	589
QSof gestion	5	5	37	180	343	378
HSof "	262,79	262,79	263,44	264,39	265,76	265,87
HMopti	134	201	253	318	390	463
QMopti	81	253	412	661	1064	1547
QMopti gestion	59	208	362	661	1064	1336
H " "	261,85	262,49	263,03	263,80	264,52	266,91
HSare Mala	262,19	262,60	263,18	264,16	264,97	265,26

F = 0,50

HDj	88	114	169	269	381	492
QDj	61	101	210	467	843	1326
HDj gestion	264,27	264,45	265,83	266,83	267,95	268,41
QDj gestion	5	10	210	467	843	1014
HSof	83	128	197	294	388	471
QSof	50	92	169	331	535	761
HSof gestion	262,79	262,96	264,73	265,70	266,64	266,87
QSof "	5	10	169	331	535	625
HMopti	212	248	307	376	457	517
QMopti	275	364	604	975	1532	1937
QMopti gestion	230	328	604	975	1532	1801
HMopti "	262,62	262,94	263,69	264,40	265,18	265,57
HSare Mala	262,68	262,95	264,07	264,88	265,71	266,05

GESTION : Lignes d'eau pendant le remplissage

F = 0,98

Décades	7.1	7.2	7.3	8.1	8.2	8.3
HDj	44	53	69	118	177	225
QDj	17	24	37	115	226	324
HDj gestion	264,27	264,27	264,27	264,76	265,91	264,52
QDj "	5	5	5	19	192	10
HSof	9	32	53	120	206	270
Q Sof	7	15	27	88	192	283
Q Sof gestion	5	5	5	19	192	10
HSof "	262,79	262,79	262,79	263,13	264,82	262,96
HMopti	54	122	167	234	309	389
QMopti	26	107	179	336	629	1064
QMopti gestion	24	97	157	277	629	791
H " "	261,15	261,77	262,16	262,72	263,71	263,93
HSare Mala	261,75	262,14	262,39	262,87	264,11	263,58

F = 0,99

HDj	62	71	89	149	238	344
QDj	31	39	61	175	383	698
QDj gestion	5	5	5	149	383	698
HDj "	264,27	264,27	264,27	265,51	266,52	266,53
HSof	38	66	87	158	262	360
Q Sof	18	35	53	126	277	466
Q Sof gestion	5	5	5	110	277	279
HSof "	262,79	262,79	262,79	264,21	265,38	265,39
Hmopti	105	174	229	289	363	438
QMopti	72	104	316	527	9&8	1374
QMopti gestion	57	74	268	511	908	1187
H " "	261,57	261,68	262,72	263,47	264,25	264,65
HSare Mala	262,01	262,08	262,75	263,74	264,66	264,92