
ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UN BARRAGE SUR L'OUED ZHOR

Le but des réservoirs d'accumulation est de redistribuer les apports des cours d'eau pour atteindre dans les meilleures conditions certains objectifs économiques ou sociaux. Le problème global de la conception d'un réservoir est donc du domaine de l'aménagement des ressources en eau et sa solution relève des techniques et des méthodes de l'analyse des systèmes. De telles analyses doivent prendre en compte les conséquences de l'aménagement sur le régime des eaux, sur l'économie, sur les aspects sociaux et sur l'environnement.

Dans le cas d'un réservoir à buts multiples, la répartition type de la réserve comporte une tranche pour l'atténuation des crues, une tranche pour la consommation, une tranche pour la production d'énergie électrique, une tranche en prévision de la sédimentation et un culot (tranche inactive). Un réservoir à but unique peut être considéré comme un cas particulier d'un réservoir à buts multiples. Bien que quelquefois elles soient physiquement inséparables, il est d'usage de faire la distinction entre les différentes tranches de réserve. Dans chacun des cas, la détermination de la réserve nécessaire fait appel à des données hydrologiques quelque peu différentes. Il y a deux approches fondamentales pour la mise au point des données hydrologiques nécessaires à ce genre d'étude. On peut soit les tirer d'observations réelles, soit les faire fabriquer par un modèle mathématique conçu pour simuler les apports au réservoir. Le mode d'approche choisi dépend en général de la disponibilité des données sur l'écoulement des cours d'eau.

Du point de vue hydrologique, les étapes à suivre pour l'étude de faisabilité sont exposées dans ce qui suit.

Localisation et accès au site

La région d'Oued Zhor est située au Nord Est de l'Algérie à environ 50 km à l'Est de la ville de Jijel et 50 km à l'Ouest de la ville de Skikda. Administrativement, le site appartient à la wilaya de Skikda et plus précisément à la commune d'Oued Zhor. Le barrage est projeté pour régulariser l'écoulement de l'oued du même nom.

Le barrage sur l'oued Zhor est situé entre les deux collines Taouret Temmoun (200 m) et Tezza (203 m). Le site est repéré sur le terrain par les coordonnées UTM 32 suivantes (Fig.2):

$$X = 261\ 555\ \text{m}, Y = 4087\ 675\ \text{m et } Z = 22\ \text{m/NGA.}$$

Sur la feuille au 1/25000 de Collo (N° 5-6), les coordonnées Lambert sont :

$$X = 822.935 \text{ Km et } Y = 406.766 \text{ Km.}$$

Le site du barrage est accessible du côté Est par le chemin de wilaya (CW 132) reliant Collo à Oued Zhor. A l'amont du pont, une piste mène droit au site (Photo 9).



Photo 9. Site du barrage projeté sur l'oued Zhor.

L'accès peut se faire également par l'Ouest en empruntant la route El Milia-Oued Zhor en passant par le col du Melaab (740 m). Il faut ajouter qu'au sein de la cuvette d'accumulation, aucune activité humaine importante n'existe.

Topographie du site- Caractéristiques physiques de la retenue d'eau

Le site du barrage a fait l'objet d'un levé topographique au 1/500 par le bureau d'étude Tassili Engineering. Il se situe en sortie de méandre sur l'oued Zhor. L'axe du barrage a une orientation Nord-Sud. Selon BG (2008), les flancs des rives présentent des pentes relativement raides ($\sim 30^\circ$ en rive droite et $\sim 27^\circ$ en rive gauche) Au site du barrage, l'oued présente une pente de 0.4% environ.

La cuvette de retenue du barrage de Zhor est relativement encaissée. La digue est coincée entre deux collines culminant à 201m en rive droite et 203 m sur la rive gauche.

Portant à l'esprit que la fonction primordiale d'un réservoir est d'accumuler les eaux, la caractéristique physique la plus importante est sa "*capacité d'emménagement*". Cette dernière est pratiquement déterminée par planimétrie sur un fond topographique à grande échelle de la cuvette d'accumulation. En ce qui concerne la retenue projetée, les levés topographiques ont permis de tracer une carte topographique au 1/500.

Une courbe "*Superficie-Altitude*" est construite par planimétrie de l'aire comprise entre deux courbes de niveau successives dans l'emprise du site de la cuvette. L'intégrale de la courbe "*Superficie-Altitude*" correspond à la courbe "*Capacité-Altitude*". Alternativement, dans un tableau donnant la répartition altimétrique, le volume partiel est obtenu en multipliant l'intervalle de la classe altimétrique par l'aire correspondante. La sommation des différents accroissements (volumes partiels) en dessous d'une altitude donnée représente la capacité d'emménagement de l'eau de la cuvette à ce niveau d'altitude (tableau 26).

Tableau 26. Barrage de l'oued Zhor - Caractéristiques géométriques de la cuvette
(Source : BG, 2008).

Cote (m/NGA)	Surface (Ha)	Volume (Hm ³)	Cote (m/NGA)	Surface (Ha)	Volume (Hm ³)
21.00	0.24	0.000	44.00	68.42	7.330
22.00	0.51	0.000	45.00	71.80	8.030
23.00	0.80	0.010	46.00	75.13	8.770
24.00	1.11	0.020	47.00	78.22	9.540
25.00	1.45	0.030	48.00	81.29	10.330
26.00	13.34	0.160	49.00	84.36	11.160
27.00	15.65	0.300	50.00	87.42	12.020
28.00	17.98	0.470	51.00	96.65	12.970
29.00	20.32	0.660	52.00	99.25	13.950
30.00	22.69	0.880	53.00	101.84	14.960
31.00	31.19	1.180	54.00	104.39	15.990
32.00	33.09	1.500	55.00	106.93	17.050
33.00	34.95	1.840	56.00	111.00	18.140
34.00	36.77	2.200	57.00	113.98	19.270

Tableau 26. (Suite)

Cote (m/NGA)	Surface (Ha)	Volume (Hm ³)	Cote (m/NGA)	Surface (Ha)	Volume (Hm ³)
35.00	38.56	2.570	58.00	116.99	20.420
36.00	43.13	3.000	59.00	120.03	21.610
37.00	45.13	3.440	60.00	123.11	22.820
38.00	47.10	3.900	61.00	129.10	24.100
39.00	49.04	4.380	62.00	132.33	25.400
40.00	50.93	4.880	63.00	135.57	26.740
41.00	57.74	5.440	64.00	138.73	28.120
42.00	61.39	6.030	65.00	141.56	29.520
43.00	64.95	6.670			

Une fois les relations entre les trois variables (capacité, l'altitude, superficie) établies (Fig. 15 et tableau 27), plusieurs tranches d'accumulation des eaux peuvent être classiquement distinguées en tenant compte des possibilités hydrologiques de l'oued Zhor, notamment durant les périodes critiques, et de la demande en eau future (horizon 2040) au niveau des Dairates de Zitouna et Ouled Attia, d'une part, et l'aptitude de la retenue à écrêter les crues rares, d'autre part.

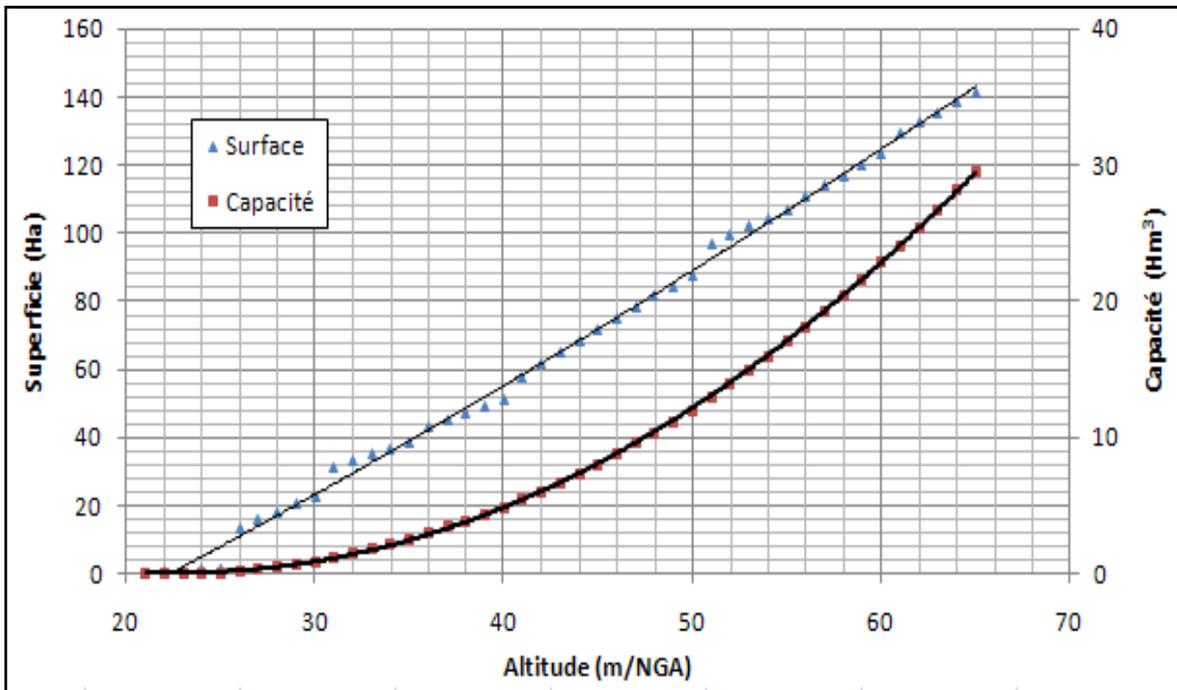


Fig. 15. Courbes Altitude-Superficie-Capacité de la retenue projetée sur l'oued Zhor

Tableau 27. Relations Capacité-Superficie-Altitude
(C : capacité en Hm³, S : superficie en Ha et Z : cote en m/NGA)

Relation	R ² (%) ⁸	Equation
$C = 0.016 \times Z^2 - 0.768 \times Z + 8.913$	99.9	[16]
$Z = -0.040 \times C^2 + 2.383 \times C + 27.54$	98.4	[17]
$S = 0.009 \times Z^2 + 2.541 \times Z - 61.08$	99.7	[18]
$C = 0.001 \times S^2 + 0.015 \times S - 0.101$	99.8	[19]
$S = -0.134 \times C^2 + 8.088 \times C + 12.98$	98.2	[20]

Le *niveau normal d'exploitation (NNE)* est l'altitude maximale devant être atteinte par la surface du plan d'eau durant les conditions ordinaires d'exploitation. Pour la plupart des retenues, ce niveau est déterminé par le seuil du déversoir d'évacuation des crues de projet.

Le *niveau minimum d'exploitation (NME)* est la cote minimale que le plan d'eau ne tombe en dessous dans les conditions normales d'exploitation. Ce niveau est souvent déterminé, du moins pour les petites retenues, par le niveau supérieur de la tranche morte (*également appelée zone morte ou stérile* et correspondant à la capacité réservée à l'accumulation des sédiments). Le volume d'eau emmagasiné entre ces deux niveaux est appelé "*volume ou tranche utile*".

Le *niveau des plus hautes eaux (NPHE)* est défini par la capacité de la retenue réservée pour l'écrêtement des crues de faible fréquence.

Enfin le *niveau en crête* est déterminé par le niveau des plus hautes eaux augmenté par la hauteur des vagues (ou revanche) occasionnée par des vents violents.

Pratiquement, une étude classique de faisabilité d'une retenue collinaire qui associe les fonctions de régulation et de stockage des eaux nécessite une connaissance particulièrement approfondie de l'hydrologie locale, en particulier les apports en eau et les événements de crue auxquels on s'intéresse (crues rares). Or cette connaissance est rendue délicate dans le cas de

⁸ R² : coefficient de détermination défini par le rapport de la variance expliquée par le modèle à la variance totale.

l'oued Zhor par l'absence de moyens de mesure des données hydrométriques. Néanmoins, en accord étroit avec les procédures méthodologiques pour l'exécution d'études des retenues collinaires et petits barrages préconisées par l'Agence Nationale des Barrages (2004), la chaîne des calculs consiste à :

- fixer la demande en eau actuelle et future (y compris éventuellement le droit d'accès à l'eau des riverains).

- déterminer la capacité du réservoir nécessaire pour garantir cette demande (diagramme de Rippl, courbe de performance du réservoir éventuellement).

- procéder à une étude d'exploitation (simulations) du réservoir sur une ou plusieurs périodes critiques sèches (détermination des niveaux d'exploitation).

- déterminer la crue de projet ou la crue de dimensionnement.

- déterminer les caractéristiques géométriques et hydrauliques de l'ouvrage d'évacuation des crues pour plusieurs scénarii.

- estimer la revanche (montée des vagues dans le lac suite aux vents violents).

- déterminer, enfin, les tranches d'accumulation des eaux et la hauteur totale de la digue.

Faut-il noter que les nombreux cycles de simulation, nécessaires à l'optimisation des paramètres hydrauliques des ouvrages imposent pratiquement le recours au calcul informatique. Dans ce travail, on utilise des procédures qu'on a mises au point et intégrées dans Excel 2007.

Avant de procéder à une étude de gestion (simulation) d'une retenue d'eau, il est impératif de vérifier que les données mensuelles sur la pluviométrie, l'évaporation, les apports en eau de surface et la demande en eau soient disponibles pour une période critique sèche plus ou moins suffisante pour pouvoir déterminer de façon satisfaisante la capacité utile de la retenue projetée. Fort malheureusement, le bassin étudié ne dispose pas de moyens de mesure de la plupart de ces paramètres, d'où le recours aux méthodes empiriques de transposition de l'information.

3. Détermination de la capacité utile du barrage

3.1. Acquisition des données : analyse et critique

En plus des courbes 'Superficie-Capacité-Altitude' de la retenue, les données utilisées sont brièvement décrites dans ce qui suit.

- les précipitations mensuelles et annuelles observées aux stations de Settara (série 1972-2012), El Milia (série 1970-2011) et Afflassane (série 1967-2012), jugées représentatives de la zone d'étude (série : 1967/68-1997/98): bien qu'elles soient inférieures à celles des versants Nord limitant le bassin, ces données sont adoptées dans l'esprit de préserver la notion de période critique sèche.

- l'évaporation mensuelle à la station des Zardézas (série: 1977/78 - 2013/14) : observations plus ou moins complètes par rapport à celles des barrages les plus proches (Bni Zid et Guenitra).

- la demande en eau (potable et agricole) modulée suivant la répartition mensuelle adoptée pour le barrage de Hammam Debagh (Krook, 1972).

- les apports en eau mensuels et annuels de l'oued Zhor au droit du site de la retenue estimés par des méthodes empiriques.

3.2. Estimation des apports en eau annuels et mensuels de l'oued Zhor

L'apport en eau de l'oued Zhor au site du barrage est estimé, dans la première partie de la présente étude, à 38 Hm³/an. Pour chaque année, la distribution mensuelle des apports en eau de l'oued Zhor au droit du site de la retenue est reconstituée suivant la distribution moyenne de l'oued Boussieba à la station d'El Milia prise comme référence (Tableau 28).

Tableau 28. Distribution moyenne des apports en eau de l'oued Boussieba à El Milia (série: 1972–2000 - Apport annuel: 142.5 Hm³)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août
Apport (Hm ³)	7.31	6.82	11.28	22.71	20.94	20.16	29.38	16.26	4.18	3.14	1.19	1.12
Apport (%)	5.1	4.8	7.9	15.9	14.7	14.1	20.6	11.4	2.9	2.2	0.8	0.8

Les résultats sont donnés en annexe 2.

3.3. Besoins en eau dans la zone d'étude

Les besoins en eau (potable et agricole) à l'horizon 2040 sont estimés par le bureau d'étude NEE-SPA (2012) pour le compte de la DHW de Skikda à 20 Hm³/an pour l'AEP et 6 Hm³/an pour l'irrigation. La répartition des besoins en eau mensuels a été modulée à la base de la distribution, adoptée par KROOK (1972) pour le barrage de Hammam Debagh à Guelma (tableau 29).

Tableau 29. Modulation des besoins en eau potable et d'irrigation (%)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Août
AEP	8	8	8	8	8	8	8	8	9	9	9	9
Irrigation	9	3	0	0	0	0	4	1	15	19	21	19

3.4. Calcul de la capacité utile de la retenue projetée

La détermination de la capacité d'un réservoir au droit d'un cours d'eau naturel est souvent appelée "*Étude de l'exploitation ou de la régularisation du réservoir*". Elle se base essentiellement sur une simulation de la gestion du réservoir pour une période donnée en accord avec un ensemble de règlements adoptés. L'étude d'exploitation peut uniquement analyser une période critique (basses eaux) choisie et ne peut, par conséquent, définir que la capacité du réservoir nécessaire pour cette période de sécheresse. Actuellement, les pratiques modernes favorisent l'utilisation d'une longue série synthétique de données avec laquelle il est possible d'estimer la performance des grands réservoirs de capacités différentes pour satisfaire une demande fixe ou variable.

Dans le cas du barrage de l'oued Zhor, en projet, le choix de la période de la simulation est dicté par la disponibilité du jeu de données (observations sur la même période), d'une part, et le caractère plus ou moins sec de cette période d'observations (pluies et/ou apports inférieurs à la normale sur une grande partie de la série). Ainsi la période retenue pour les études de simulation correspond aux années hydrologiques allant de 1989/90 à 2012/13, soit une série de 24 ans contenant près de 50 % d'années sèches. Les données hydroclimatologiques observées, transposées et/ou reconstituées, caractérisant cette période sont consignées en annexe 3.

Une étude de régularisation peut être accomplie avec des intervalles de temps variés. Les données mensuelles sont les plus utilisées (cas de la retenue projetée). Cependant, dans le cas

des grands réservoirs pouvant stocker l'eau pour plusieurs années, les intervalles annuels s'avèrent satisfaisants.

Les données de base étant rassemblées (tableau en annexes), une courbe des débits cumulés (CDC), appelée également *diagramme de RIPPL*, a été tracée pour l'oued Zhor au droit du site du barrage (Fig. 16) pour la période critique (8 années sèches sur 10, plus mauvais scénario observé) allant de 1989 à 1999.

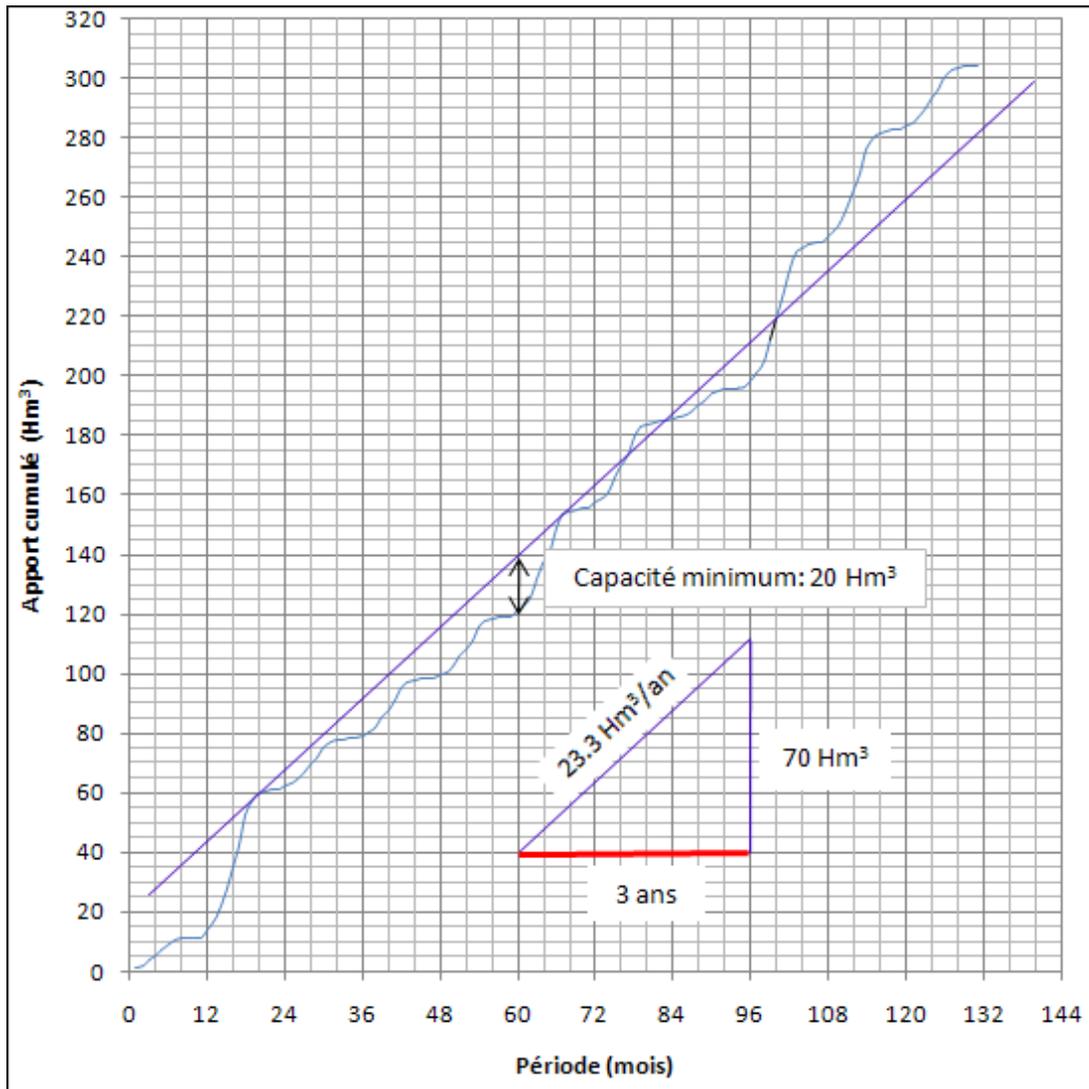


Fig. 16. Oued Zhor- Diagramme de Rippl pour la période sèche 1989-1999.

En supposant que le réservoir est plein à chaque fois qu'une ligne de demande est coupée par la courbe des débits cumulés, la différence maximale entre la ligne de demande et la courbe des débits cumulés représente la capacité du réservoir nécessaire pour satisfaire d'une manière continue la demande (dans ce cas de figure il faut une capacité de 20 Hm³ pour satisfaire une demande de 23 Hm³/an) durant la période considérée. Ces deux valeurs constituent le point de

départ d'une série de simulations avec comme variables la capacité et la demande annuelle en eau ; les paramètres météorologiques restant les mêmes pour la période allant de 1989/90 à 2012/2013.

La gestion du réservoir est généralement basée sur l'étude d'un bilan détaillé entre les entrées et les sorties d'eau. Ce bilan doit prendre en considération l'infiltration en fonction du niveau d'eau dans le réservoir, l'évaporation en fonction de la surface du plan d'eau et les règlements d'exploitation qui peuvent dépendre du débit entrant naturel, de l'emménagement du réservoir et d'autres facteurs tels que le respect du droit des riverains, les dotations spécifiques quotidiennes et des règles de gestion dans les situations exceptionnelles. Sous forme d'équation, ce bilan établi pour une période bien déterminé, est :

$$\sum \text{Entrées} - \sum \text{Sorties} = \Delta \text{Réserve} \quad [21]$$

En admettant que les pertes par infiltration sont négligeables suite à un choix judicieux du site et que le droit des riverains est intégré dans la demande en eau qui ne change pas d'une année à l'autre, l'équation ci-dessus se résume à :

$$(Q + P) - (D + E) = \Delta C \quad [22]$$

Dans un système d'unité consistant, Q est l'apport en eau de l'oued, P et E sont respectivement, la pluie tombée directement sur la surface du plan d'eau et la quantité d'eau qui s'en évapore, D la demande en eau à satisfaire. La quantité ΔC détermine la variation de la réserve dans le lac. Pratiquement, tous les termes de l'équation 22, sont exprimés en Hm^3 pour les grands barrages.

Si on réserve 20 % de la capacité pour l'accumulation des matériaux en suspension et le charriage de fond (volume stérile, mort ou inexploitable), les résultats de la simulation effectuée, au pas mensuel, pour une capacité de 20 Hm^3 et une demande de 26 Hm^3 (AEP et Irrigation) couvrant une période de 24 ans (ou 288 mois) sont récapitulés au tableau 30. Ce dernier étant plus ou moins tronqué pour des raisons d'espace, les calculs détaillés peuvent être trouvés en Annexe 4. Les résultats de la simulation permettent d'évaluer le taux de satisfaction (T_s en pourcent) de la demande en eau. Ce dernier est approximé par l'expression :

$$T_s = 100 \times \left\{ 1 - \frac{\text{nombre de mois déficitaires}}{\text{nombre de mois total}} \right\} \quad [23]$$

Dans la présente étude, plusieurs scénarii sont envisagés en faisant varier les couples *Capacité-Demande*⁹ pour différentes affectations de l'eau du barrage (AEP, Irrigation, AEP et Irrigation). Les résultats de l'évolution du taux de satisfactions en fonction des variables *Capacité-Demande* issus de 108 cas de simulation (24 pour l'AEP, 48 pour l'Irrigation et 36 pour les deux) sont, en partie, données en annexe 5 et représentés par les graphiques ci-dessous (figures 17 à 19). Dans ces figures, la région d'un choix optimal est définie en général par la combinaison *Capacité-Demande* correspondant à un taux de satisfaction supérieur ou égale à 90 % si l'eau est affectée à l'AEP et 80 % si elle est utilisée pour l'irrigation. D'autres seuils peuvent être choisis en accord avec les règles de gestion du réservoir.

3.5. Accumulation des sédiments dans la retenue - Calcul de la durée de vie de l'ouvrage

La destinée finale de tout réservoir d'eau est d'être complètement envasée. Si l'apport solide entrant le réservoir est important par rapport à sa capacité, la vie utile de ce dernier serait très courte. Il devient donc impératif de prendre en considération, de façon sérieuse, le débit solide probable dans le dimensionnement des retenues afin de savoir si la durée de vie utile de la structure serait suffisante pour garantir sa construction. D'une manière générale, la durée de vie économique d'un réservoir prend fin lorsque 80 % de sa capacité initiale est comblée par les sédiments. Des travaux de recherche conduits par Brune (1953) ont montré que le taux d'envasement d'un réservoir dépend du rapport entre sa capacité et les volumes annuels d'eau entrants. Ces travaux ont conduit à la formule, dite de Brune, qui s'écrit :

$$Y = 100 \times \left\{ 1 - \frac{1}{1 + a \frac{C}{Q}} \right\}^n \quad [24]$$

dans laquelle Y est le pourcentage des sédiments retenus dans le réservoir, C est la capacité au NNE et Q le volume d'eau annuel entrant la retenue (apport annuel). Les constantes d'ajustement a et n, variables selon les conditions, sont les suivantes :

- conditions maximales: a = 130 et n = 1.0
- conditions moyennes: a = 100 et n = 1.5
- conditions minimales: a = 65 et n = 2.0.

⁹ *Capacité et Demande variables de 4 à 30 Hm³ et de 4 à 35 Hm³/an, respectivement.*

Tableau 30. Etude de régularisation du barrage projeté sur l'oued Zhor : Capacité au NNE : 20 Hm³ - Volume mort : 4 Hm³ - Demande à satisfaire : 26 Hm³/an.

Année Mois	P (mm)	E (mm)	Q (Hm ³)	D (Hm ³)	P-E (m)	(P-E)×Ai (Hm ³)	ΔC (Hm ³)	C (Hm ³)	Exc/Déf ¹⁰ (Hm ³)	Aire en ha (Eq. 20)	côte en m (Eq. 17)
										121.140	59.200
1989-90:	9	30.833	126.000	2.140	-0.095	-0.115	-1.677	18.323		116.187	57.774
	10	95.167	84.200	1.780	0.011	0.013	-1.228	17.094		112.082	56.587
	8	3.667	158.000	2.940	-0.154	-0.101	-2.952	4.410		46.043	37.271
1990-91:	9	0.000	143.400	2.532	-0.143	-0.066	0.326	4.736		48.278	37.928
	10	46.667	99.700	2.360	-0.053	-0.026	0.555	5.291		52.020	39.028
	.2	120.000	43.400	6.977	0.077	0.092	5.470	20.000	5.269	121.140	59.200
	8	0.000	285.700	2.940	-0.286	-0.282	-2.833	10.885		85.139	48.739
1991-92:	9	16.867	193.200	2.140	-0.176	-0.150	-1.431	9.453		77.464	46.493

	7	5.067	231.200	3.060	-0.226	-0.147	-3.067	4.254		44.964	36.954
	8	0.000	284.400	2.940	-0.284	-0.128	-2.936	4.000	-2.682	43.188	36.432
1992-93:	9	8.667	208.500	1.026	-0.200	-0.086	-1.200	4.000	-1.200	43.188	36.432
	10	75.033	135.900	0.957	-0.061	-0.026	-0.849	4.000	-0.849	43.188	36.432

	6	0.767	213.200	0.441	-0.212	-0.152	-2.651	5.745		55.021	39.909
1993-94:	9	29.933	195.400	1.040	-0.165	-0.071	-1.171	4.000	-1.171	43.188	36.432

¹⁰ Exc : excédant d'eau à évacuer lorsque la retenue est à son NNE et Déf : déficit d'eau lorsque la retenue est à son NME.

Tableau 30. (Suite)

Année Mois	P (mm)	E (mm)	Q (Hm ³)	D (Hm ³)	P-E (m)	(P-E)×Ai (Hm ³)	AC (Hm ³)	C (Hm ³)		Exc/Déf (Hm ³)	Aire en ha (Eq. 20)		côte en m (Eq. 17)
								20			121.140		
1994-95:	9	55.867	221.700	1.858	2.140	-0.166	-0.072	-0.353	4.000	-0.353	43.188		59.200
1995-96:	9	27.833	169.400	1.470	2.140	-0.142	-0.113	-0.783	9.073		75.329		45.867
1996-97:	9	31.967	161.700	0.560	2.140	-0.130	-0.103	-1.682	8.063		69.483		44.154
1997-98:	9	63.633	140.100	2.480	2.140	-0.076	-0.033	0.307	4.307		45.332		37.062
1998-99:	9	74.500	167.904	1.923	2.140	-0.093	-0.079	-0.296	10.541		83.348		48.215
1999-00:	9	27.133	226.800	1.079	2.140	-0.200	-0.161	-1.222	8.820		73.892		45.446
2000-01:	9	0.400	216.300	1.353	2.140	-0.216	-0.097	-0.885	4.000	-0.617	43.188		36.432
2001-02:	9	37.900	157.600	0.488	2.140	-0.120	-0.062	-1.715	4.000	-0.447	43.188		36.432
2002-03:	9	59.167	162.300	5.667	2.140	-0.103	-0.045	3.482	7.482		65.996		43.131
...
2012-13:	9	61.400	187.500	2.502	2.140	-0.126	-0.110	0.252	11.575		88.644		49.764
10	54.400	165.600	2.333	1.780	2.140	-0.111	-0.099	0.454	12.029		90.881		50.417
8	29.600	151.000	0.385	2.940	2.140	-0.121	-0.121	-2.677	11.341		87.471		49.421

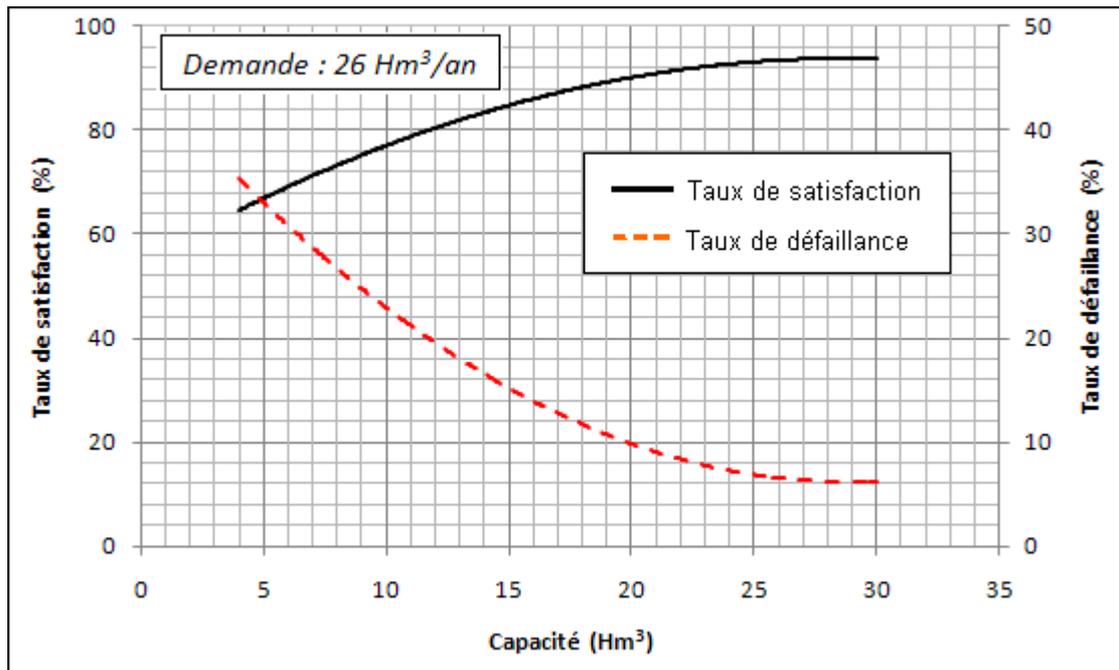


Fig. 17. Barrage de l'oued Zhor - Évolution du taux de satisfaction et de déficience en fonction de la capacité pour une demande en eau pour l'AEP et l'Irrigation fixe.

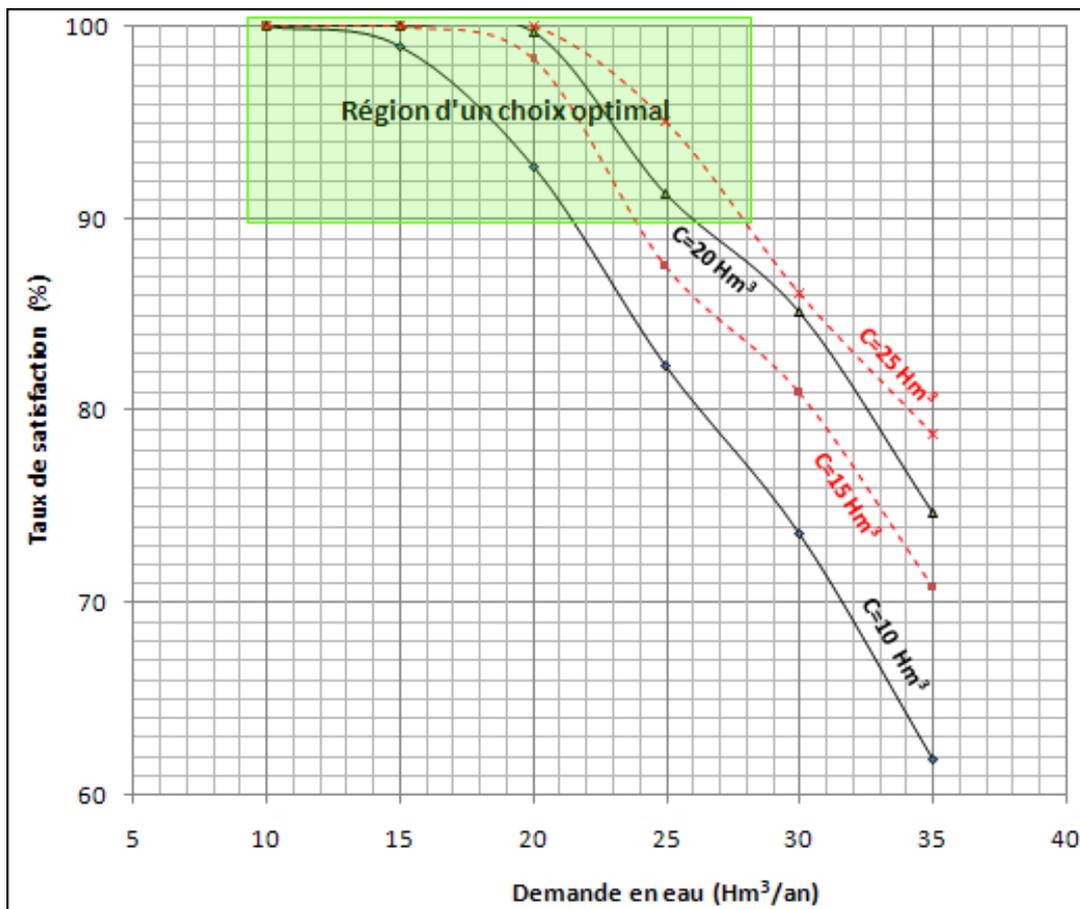


Fig. 18. Barrage de l'oued Zhor - Évolution du taux de satisfaction en fonction de la demande en eau pour l'AEP et de la capacité.

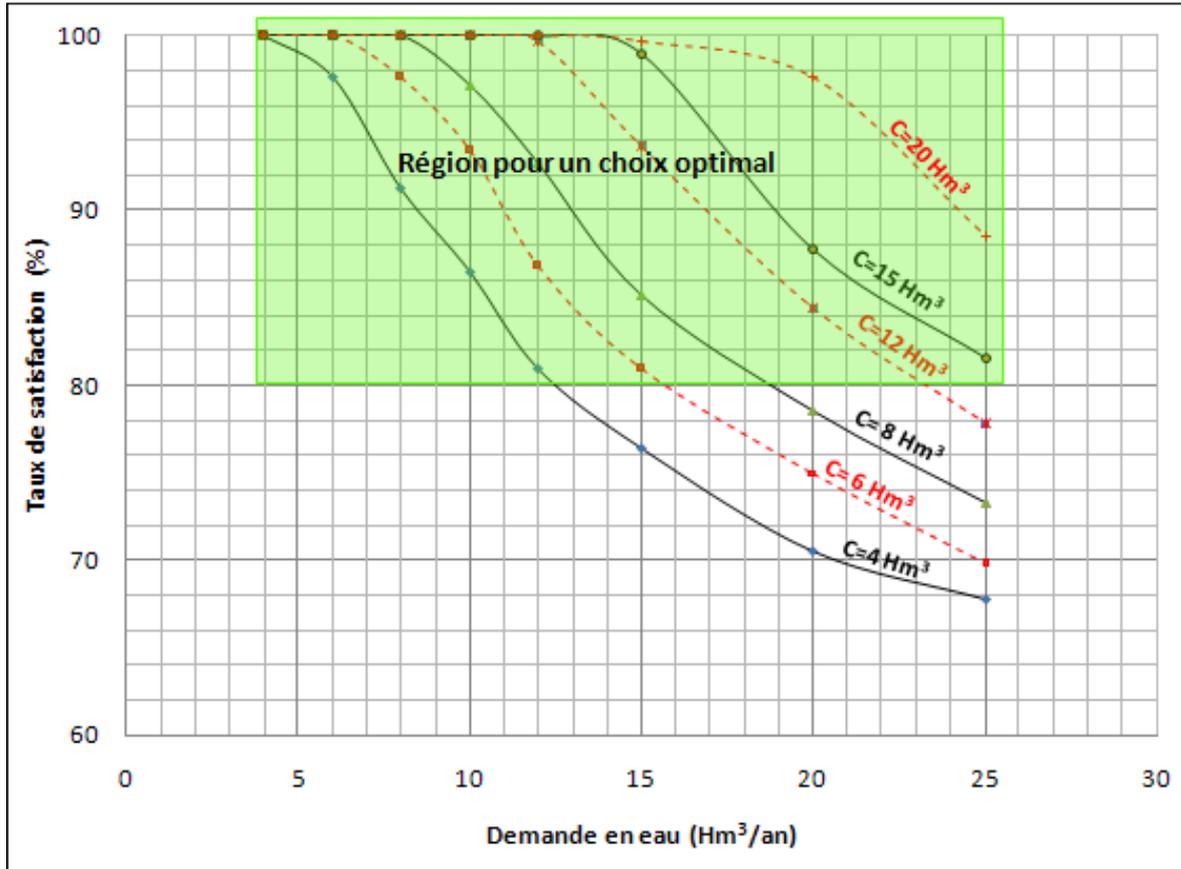


Fig. 19. Barrage de l'oued Zhor - Évolution du taux de satisfaction en fonction de la demande en eau pour l'Irrigation et de la capacité.

Une fois l'apport liquide de l'oued Zhor au site de la retenue est connu ($38 \text{ Hm}^3/\text{an}$), il convient ensuite de prévoir l'apport solide. Compte tenu du manque d'équipement de mesure dans le bassin versant étudié, le taux de sédimentation peut être estimé par des formules empiriques dont les résultats demeurent, tout de même, à prendre avec caution. En effet, plusieurs tentatives pour modéliser le transport des sédiments ont été présentées dans la littérature spécialisée (équation universelle des pertes en sol, formule de Fleming, modèles empiriques liant le taux de sédimentation aux caractéristiques physiques et climatiques des bassins, etc.) mais aucune doctrine n'a été universellement adoptée en matière de transport solide. Dans la présente étude, l'apport solide Q_s a été estimé par BG (2008) à $0,144 \text{ Hm}^3/\text{an}$.

La procédure la plus utilisée de nos jours pour résoudre le problème de l'envasement des retenues est de réserver une fraction de la capacité du réservoir pour l'accumulation des sédiments (tranche morte ou stérile). Cette approche ne peut en aucun cas réduire le taux d'accumulation des sédiments mais elle peut largement retarder le temps où elle devient sérieusement gênante. En effet, la durée d'envasement de la tranche morte, représentant

approximativement 20 % de la capacité de la retenue, et la durée de vie économique de la retenue proposée, estimées par la méthode de Brune pour une capacité au NNE de 20 Hm³ sont récapitulées au tableau 31.

**Tableau 31. Calcul de la durée de vie de la retenue projetée par la méthode de Brune
(Capacité : 20 Hm³ - Tranche morte : 4 Hm³)**

Capacité (Hm ³)	C/Q	Sédiments Retenus (%)		Sédiments Retenus (Hm ³ /an)	ΔC (Hm ³)	Durée de remplissage (années)
		à la capacité indiquée	en moyenne pour ΔC			
<i>Conditions minimales</i>						
20	0.53	94.40	-	-	-	-
16	0.42	93.07	93.74	0.135	4.00	29.63
12	0.32	90.92	92.00	0.132	4.00	30.19
8	0.21	86.84	88.88	0.128	4.00	31.25
4	0.11	76.12	81.48	0.117	4.00	34.09
Durée de vie de la retenue						125
<i>Condition moyennes</i>						
20	0.53	97.22	-	-	-	-
16	0.42	96.54	96.88	0.140	4.00	28.67
12	0.32	95.43	95.99	0.138	4.00	28.94
8	0.21	93.28	94.35	0.136	4.00	29.44
4	0.11	87.27	90.27	0.130	4.00	30.77
Durée de vie de la retenue						118
<i>Conditions maximales</i>						
20	0.53	98.56	-	-	-	-
16	0.42	98.21	98.38	0.142	4.00	28.23
12	0.32	97.62	97.91	0.141	4.00	28.37
8	0.21	96.47	97.05	0.140	4.00	28.62
4	0.11	93.19	94.83	0.137	4.00	29.29
Durée de vie de la retenue						115

Il ressort du tableau ci-dessus que la durée d'envasement de la tranche morte, variable selon les conditions d'érosion, est de l'ordre de 30 ans, alors que la durée de vie économique varie entre 115 et 125 ans. Pour les autres scénarii, les résultats peuvent être consultés au tableau ci-dessous.

Tableau 32. Durée de remplissage du volume mort et durée de vie économique de l'ouvrage pour différentes capacités au niveau normale d'exploitation.

Capacité (Hm ³)	4	6	8	10	12	15	20	25	30
	Durée de remplissage								
Conditions maximales	6.01	8.79	11.57	14.35	17.12	21.29	28.23	35.18	42.12
Conditions moyennes	6.47	9.24	12.01	14.79	17.56	21.73	28.67	35.62	42.56
Conditions minimales	7.53	10.26	13.01	15.77	18.54	22.70	29.63	36.57	43.51
	Durée de vie de la retenue								
Conditions maximales	25.60	36.72	47.84	58.95	70.07	86.74	114.52	142.30	170.08
Conditions moyennes	29.13	40.16	51.23	62.32	73.41	90.06	117.82	145.59	173.36
Conditions minimales	37.85	48.30	59.09	70.00	80.98	97.52	125.17	152.87	180.59

4. Calcul du niveau des plus hautes eaux - Laminage des crues

4.1. Introduction

L'estimation adéquate des événements hydrologiques extrêmes est primordiale en raison des risques importants associés à une mauvaise connaissance de ces variables. L'analyse fréquentielle des données hydrologiques est une approche privilégiée pour obtenir de bonnes estimations des événements extrêmes dans le cas où une information suffisante est disponible au site d'intérêt. Cependant, en raison de la grande étendue du bassin versant, on est souvent amené à estimer des événements extrêmes dans des sites où l'on dispose de peu ou même d'aucune information. L'objectif est d'estimer les débits maxima (débit de pointe ou maximum absolu et débit journalier maximum) correspondants à un certain temps de retour (T), c'est-à-dire à une certaine probabilité d'apparition donnée (P) de l'oued Boussieba à El Milia pour être transposés au bassin versant de l'oued Zhor au droit du site du barrage projeté en admettant que ce dernier appartient à la même région hydrologique. La validité des résultats de l'analyse fréquentielle est fortement conditionnée par la longueur des chroniques exploitées et de la méthode employée pour évaluer les intensités des événements rares (Comby, 2001).

Dans cette approche purement probabiliste, l'évaluation des événements rares se résume généralement à l'ajustement d'une loi de probabilité sur la distribution de fréquences

empirique des débits maxima observés. Les crues de fréquences rares se déduisent de l'extrapolation de la loi statistique ajustée. Les quantiles de débits ainsi estimés peuvent être utilisés ensuite pour la définition de crues de projet

En hydrologie, plusieurs modèles fréquentiels sont souvent utilisés pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes. C'est du choix du modèle fréquentiel (et plus particulièrement de son type) que dépendra la validité des résultats de l'analyse fréquentielle. En effet, cette analyse, qui fait appel à diverses techniques statistiques et des programmes de calcul automatique puissants, constitue une filière complexe qu'il convient de traiter avec beaucoup de rigueur. Appliquées au bassin de l'oued Boussieba au poste hydrométrique d'El Milia, les diverses étapes de l'analyse fréquentielle sont décrites ci-dessous.

4.2. Traitement des données collectées et analyse statistique descriptive

Les séries des débits de pointe ont fait l'objet d'un traitement statistique descriptif afin de faire ressortir les principales caractéristiques de la distribution des débits maxima de l'oued Boussieba à El Milia. Les résultats du calcul de la moyenne (\bar{x}), l'écart type (s), le coefficient d'asymétrie (G_1), informations nécessaires pour l'analyse des fréquences, et ceux des autres paramètres de la statistique descriptive sont présentés au tableau 33.

Tableau 33. Statistiques des crues maximales de l'oued Boussieba

Statistique	Valeur	Centile	Valeur
Taille de l'échantillon (N)	21	Minimum	63.8
Moyenne	238.66	1 ^{er} quartile (Q ₁)	92.625
Écart-type	181.42	Médiane (Q ₂)	176.6
Coef. de variation (%)	76.0	3 ^{ème} Quartile (Q ₃)	373.3
Asymétrie	1.25	Maximum	735.0

La valeur du coefficient d'asymétrie ($G_1 > 0$) et le graphique de symétrie (Fig. 20) indiquent que la distribution des fréquences des débits maxima est loin d'être normale (ou symétrique).