

Ouvrages Hydrauliques

Partie A : Barrages

Chapitre 1 : Généralités, Statistiques, Rôle et Rupture

Introduction :

Historiquement, les barrages furent construits afin de répondre à un seul problème: l'approvisionnement en eau et l'irrigation. Avec le développement des civilisations, les besoins furent plus importants et plus nombreux, ajoutant aux précédents la nécessité de contrôler les crues, la navigation, la qualité de l'eau, le contrôle des sédiments et l'énergie. Par conséquent des barrages ont été construits pour répondre à ces besoins spécifiques. Un Barrage est la pierre angulaire dans le développement et la gestion des ressources hydrauliques.

Les barrages polyvalents sont des projets très important pour les pays en développement, puisqu'un seul investissement permet aux populations de recevoir des bénéfices à la fois domestiques et économiques.

La demande en eau augmente régulièrement à travers le monde. Il n'y a pas de vie sur Terre sans eau, l'une des ressources les plus importantes avec l'air et la terre. Depuis les trois derniers siècles, la quantité d'eau extraite des sources d'eau douce a été multipliée par 35 et la population mondiale par 8. Avec une population mondiale actuelle de 6,8 milliards grandissant en moyenne de 90 millions par an et les attentes légitimes des populations pour un meilleur niveau de vie, la demande mondiale en eau devrait augmenter d'au moins 2 à 3% dans les décennies à venir.

Mais les ressources en eau douce sont limitées et inégalement réparties. Les pays dont la consommation est importante mais qui disposent de ressources en eau importantes et d'infrastructures techniques hautement développées, pourraient répondre à la demande grandissante grâce aux différentes manières de conserver, recycler et réutiliser l'eau. Dans de nombreuses régions, la disponibilité des ressources hydrauliques est essentielle pour permettre un développement supérieur au niveau actuel insatisfaisant, parfois même pour la simple survie des communautés existantes ou répondre à la demande grandissante due à la croissance rapide de leur population. Dans ces régions les hommes ne peuvent se passer de l'apport des barrages et réservoirs pour exploiter la ressource hydraulique.

Les variations saisonnières et les irrégularités climatiques des pluies entravent la gestion efficace de l'écoulement des rivières, avec les inondations et sècheresses qui causent des problèmes aux proportions catastrophiques. Durant presque 5000 ans les barrages ont servi à assurer un approvisionnement en eau suffisant en stockant en période d'excès et en relâchant pendant les pénuries, tout en empêchant et contrôlant les crues.

Avec leur capacité actuelle cumulée d'environ 6 000 km³, les barrages contribuent clairement à la gestion efficace des ressources en eau limitées, inégalement réparties et sujet à de larges fluctuations saisonnières.

1.1 Définition

Les barrages sont, par définition, des ouvrages hydrauliques qui barrent sur toute la largeur une section de la vallée et créent ainsi une cuvette artificielle géologiquement étanche.

Fondamentalement, les barrages ont deux effets caractéristiques :

- La retenue d'eau créée par la présence du barrage peut le plus souvent contenir une part importante des apports d'eau directs ou dérivés, de même que des matériaux charriés, de la glace ou de la neige.
- Le barrage surélève le niveau du plan d'eau à l'amont.

Par la construction de barrage, l'homme influence de manière prépondérante l'écoulement naturel des eaux de ruissellement. Quatre raisons principales peuvent justifier cette intervention :

- **La création d'une retenue.**
Selon le volume utile de la retenue, le débit des apports et le mode d'utilisation de l'eau stockée, on distinguera les accumulations journalières, hebdomadaires, saisonnières ou inter-saisonnières. (**Fig. 1-1**).
- **La régulation des apports.**
Dans la plupart des régions du monde, les précipitations sont concentrées sur des périodes courtes. Ces apports sont souvent très irréguliers d'une année à l'autre alors que les besoins en eau sont répartis de manière beaucoup plus homogène sur l'année. Il s'ensuit une succession de pénurie et d'excès que seule la retenue permet de compenser. Par ailleurs, la régulation permet de prévenir des inondations en cas de crue.
- **La surélévation du plan d'eau d'une rivière.**
La construction d'un barrage en travers d'un cours d'eau permet de surélever le plan d'eau à l'amont. Cet effet est utilisé pour la production hydroélectrique, mais aussi

pour dériver les eaux d'une rivière vers une prise d'eau, puis un canal d'amenée pour l'irrigation ou l'AEP.

- **La création d'un plan d'eau.**

La réalisation d'un lac artificiel permet de disposer d'une surface qui peut être destinée aux loisirs, au tourisme, à la pisciculture, à la navigation, à la protection incendie. (Fig. 1-2).



Fig. 1-1 : Retenue



Fig. 1-2 : Plan d'eau

1.2 Statistiques

Le XXème siècle a été marqué pour un taux très élevé de construction de barrages sur la planète, surtout après la 2ème Guerre Mondiale. Jusqu'à la fin des années 1940, il y avait environ 5 000 grands barrages dans le monde, la plupart concentrés dans les pays les plus industrialisés. Selon le rythme de la croissance démographique et du développement économique, on a ensuite assisté à un accroissement de la construction de grands barrages dans le monde, avec 8 140 retenues inaugurées entre les années 1945 et 1971. A la fin du XXème siècle, le total de retenues a atteint les 45 000, distribuées sur plus de 140 pays (Fig. 1-3).

Actuellement, près de la moitié des grands fleuves du monde comptent au moins un grand barrage. L'apogée de la construction de ces ouvrages remonte aux années 1960 et 1970, époque à laquelle ils étaient considérés comme un symbole de développement économique, de progrès technologique et de modernisation. C'est à cette époque que la plus partie des barrages a été construite dans les pays d'Amérique du Nord, d'Asie et d'Europe, tandis que les pays d'Afrique, d'Amérique du Sud et d'Océanie présentaient un taux linéaire de croissance (Fig. 1-4).

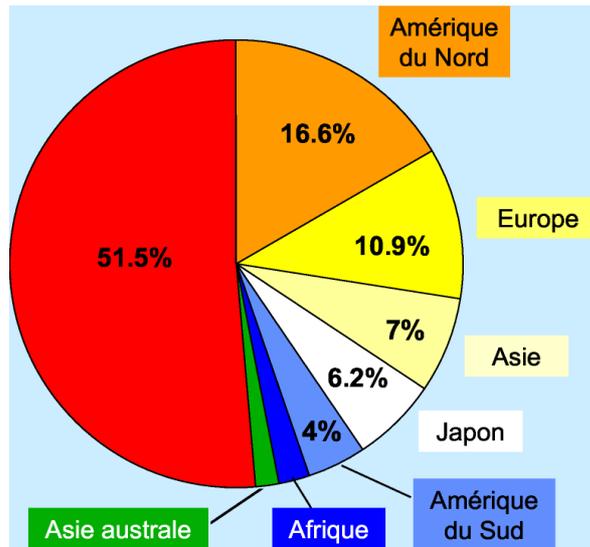


Fig. 1-3 : Répartition des barrages dans le monde

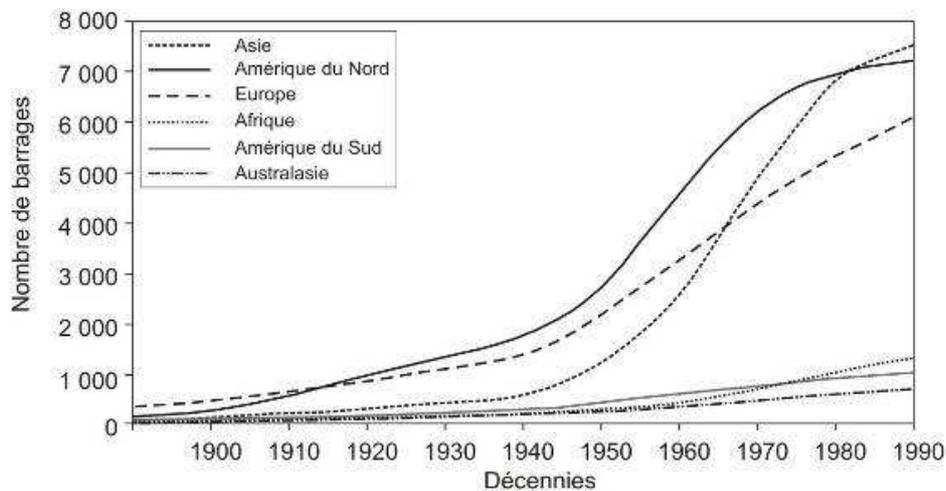


Fig. 1-4 : Evolution de la construction par continent

1.2.1 Classification des barrages

a) Selon leur fonction

Les barrages sont divisés en deux catégories principales :

- Les barrages à fonction unique (29,248) soit 49,5 % des barrages (**Fig. 1-5**).
- Les barrages polyvalents (9,857) soit 16,7 % des barrages (**Fig. 1-6**).

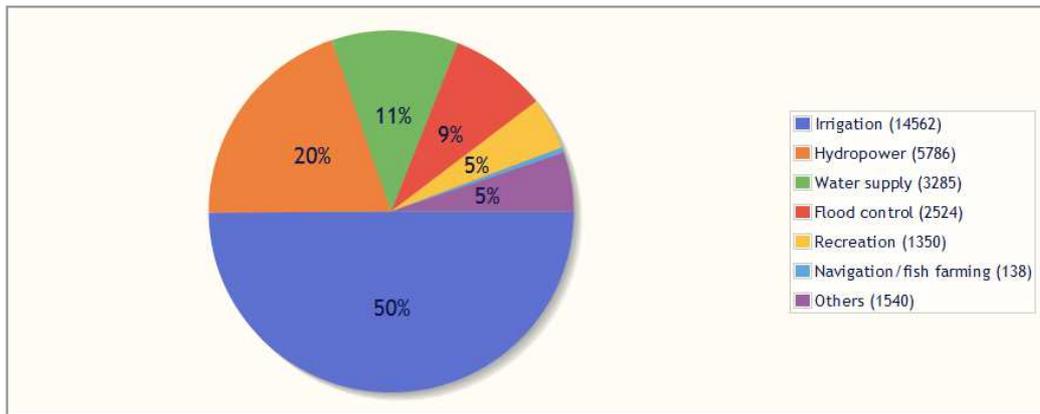


Fig. 1-5 : barrages à fonction unique

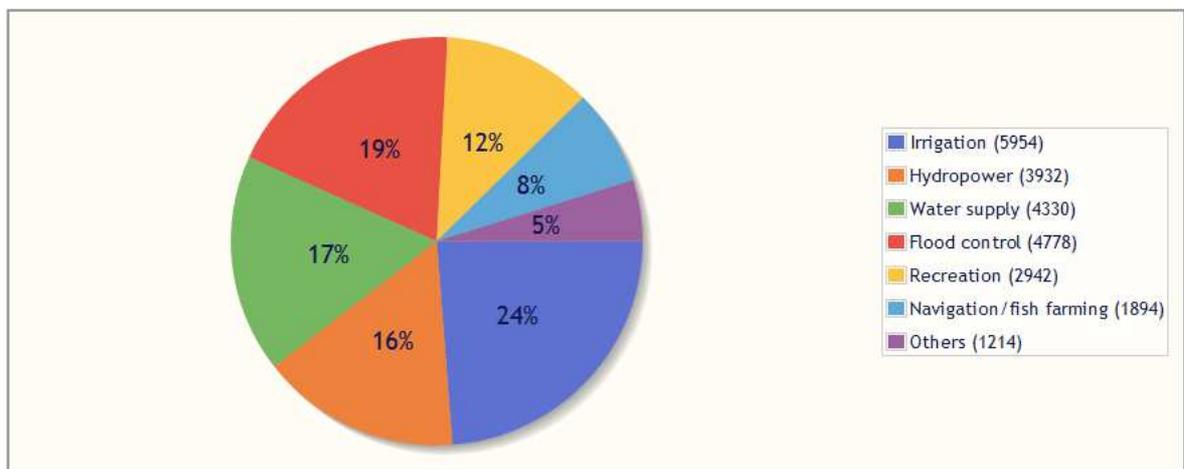


Fig. 1-6 : barrages polyvalents

b) Selon leur type

Les barrages en remblai sont majoritaires avec près de 63% du total des barrages enregistrés. Il s'agit évidemment du type de barrage le plus ancien et il demeure des traces ou des barrages en remblai datant des civilisations les plus anciennes. De plus, ce type de barrage peut s'adapter avec beaucoup de types de fondations. Le barrage de Nurek au Tadjikistan, en remblai, est le quatrième plus haut barrage du monde (300m de haut) (**Fig.1-7**).

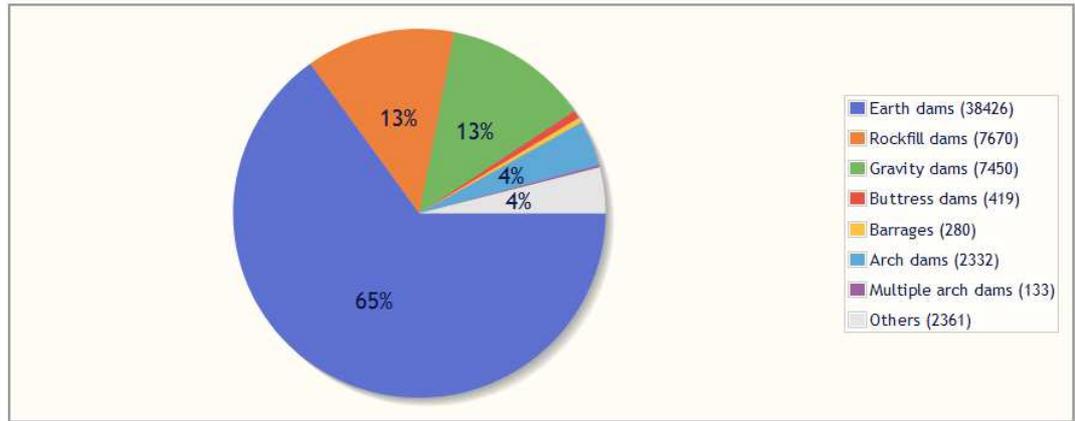


Fig. 1-7 : Répartition selon le type

c) Selon la hauteur

Les plus hauts barrages du monde sont :

Nom du barrage	Hauteur (m)	Fonction	Pays
ROGUN (C)	335	HI	Tadjikistan
BAKHTIYARI (C)	315	HC	Iran
JINPING 1	305	HC	Chine
NUREK	300	IH	Tadjikistan
LIANGHEKOU (C)	295		Chine
XIAOWAN	294	HCIN	Chine
XILUODU	286	HCN	Chine
GRANDE DIXENCE	285	H	Suisse
BAIHETAN (C)	277		Chine
DIAMER-BHASHA (C)	272	HIS	Pakistan
INGURI	272	HI	Géorgie
YUSUFELI (C)	270	H	Turquie
MANUEL MORENO TORRES (CHICOASÉN)	262	H	Mexique
NUOZHADU	262	HCN	Chine
TEHRI (THDC)	260	IH	Inde
HACIXIA	254		Chine
LAXIWA	250	H	Chine

d) Selon la capacité de la retenue

Nom du barrage	Volume(10 ³ m ³)	Pays
KARIBA	180 600 000	Zambie
KARIBA	180 600 000	Zimbabwe
HIGH ASWAN DAM	169 000 000	Égypte
BRATSK	169 000 000	Russie (Fédération de)
AKOSOMBO	150 000 000	Ghana
DANIEL JOHNSON (MANIC 5)	141 851 350	Canada
GURI	135 000 000	Venezuela
BENNETT W.A.C.	74 300 000	Canada
HIDASE (C)	74 000 000	Éthiopie
KRASNOYARSK	73 300 000	Russie (Fédération de)
ZEYA	68 400 000	Russie (Fédération de)
ROBERT-BOURASSA	61 715 000	Canada
LA GRANDE-3	60 020 000	Canada

e) Selon leur ancienneté

Nom du barrage	Année	Pays
PROSERPINA	130	Espagne
ICHIBANIKE	400	Japon
SUMIYOSHIKE	400	Japon
KAERUMATAIKE	607	Japon
SAYAMAIKE	616	Japon
MANNOIKE	700	Japon
KUMAMICHIKE	900	Japon
MINENOIKE	900	Japon
FUROTANIKE	900	Japon
THONNUR TANK	1000	Inde
NAGAYUKIKE	1000	Japon
SHINTARO	1260	Japon
MÁCHOVO JEZERO	1272	République tchèque
SARKHAB	1314	Afghanistan
SARKHAB	1314	Afghanistan
SARKHAB	1314	Afghanistan

f) Selon leur capacité de production énergétique installée

Nom du barrage	Année	Installed Cap.(Mw)	Energy (GWh/year)	Pays
SANXIA	2010	22 500	98 100	Chine
ITAIPI	1991	14 000	98 300	Brésil
ITAIPI	1991	14 000	98 300	Paraguay
XILUODU	2014	13 860	57 120	Chine
BAIHETAN (C)	2019	13 050	51 500	Chine
BELO MONTE	2019	11 234		Brésil
GURI	1986	10 200	53 400	Venezuela
TUCURUI	1984	8 370	41 400	Brésil
ROBERT-BOURASSA	1979	7 722	26 500	Canada
TA SANG (C)	2022	7 100	35 446	Myanmar
GRAND COULEE	1942	6 809		Etats-Unis
XIANGJIABA	2014	6 400	30 747	Chine
SAYANO -SHUSHENSKAYA	1990	6 400	22 800	Russie (Fédération de)
LONGTAN	2009	6 300	18 710	Chine

g) Selon la surface irriguée

Nom du barrage	Année	Irrigation(km ²)	Pays
SHENTIAN		315 260	Chine
BATU TEGI	2002	108 553	Indonésie
TA TRACH	2014	34 782	Viet Nam
XIAOLANGDI	2001	26 667	Chine
WONOGIRI/GAJAH MUNGKUR	1982	23 600	Indonésie
GURARA	2014	20 000	Nigéria
WAY RAREM	1984	19 000	Indonésie
AYUN HA	2002	13 500	Viet Nam
ZIPINGPU	2006	9 338	Chine
ATATÜRK	1992	9 325	Turquie
LIUJIAXIA	1974	9 263	Chine
TELAGA PASIR/SARANGAN	1941	8 213	Indonésie
TLOGO NGABEL	1930	7 164	Indonésie
HIGH ASWAN DAM	1970	7 000	Égypte

h) Selon le volume disponible pour la protection contre les crues

Nom du barrage	Année	Volume(hm ³)	Pays
MIRANI	2007	588 690	Pakistan
SALALAH INTERCEPTOR GUARD DAM (IGD)	2010	77 200	Oman
NEW AL KHWAD DAM (C)	2018	77 000	Oman
NECHRANICE	1968	51 765	République tchèque
HIGH ASWAN DAM	1970	47 000	Égypte
DONGJIANG	1992	27 410	Chine
NOVÉ MLÝNY	1989	26 130	République tchèque
SABAKZAI	2007	23 638	Pakistan
SANXIA	2010	22 150	Chine
AL AMERAT DAM	2012	22 000	Oman
AL KHWAD DAM	1985	22 000	Oman
VRANOV	1939	21 188	République tchèque
JESENICE	1961	20 450	République tchèque

i) Selon le nombre de personnes déplacées

Nom du barrage	Capacité Réservoir (10 ³ m ³)	Personnes déplacées	Pays
SANXIA	39 300 000	900 000	Chine
SANMENXIA	9 600 000	370 000	Chine
DANJIANGKOU	33 910 000	347 200	Chine
XIN'ANJIANG	21 626 000	271 550	Chine
XIAOLANGDI	12 650 000	175 600	Chine
KUIBYSHEV	58 000 000	150 000	Russie (Fédération de)
ZHEXI	3 570 000	139 522	Chine
RYBINSK	25 400 000	116 700	Russie (Fédération de)
MANGLA	9 120 000	110 000	Pakistan
WUQIANGXI	4 350 000	107 048	Chine
XINFENGJIANG	13 896 000	106 000	Chine
CHANGMA	194 000	96 000	Chine
XIANGJIABA	5 185 000	89 800	Chine
XIJIN	3 000 000	89 323	Chine
LONGTAN	29 920 000	75 100	Chine
ROSEIRES	1 250 000	70 000	Soudan

1.3 Historique des barrages en Algérie

1.3.1 La période coloniale

Les premiers ouvrages remontent au 19^{ème} siècle, où quelques petits barrages ont été réalisés dans la partie occidentale du pays. Les premiers barrages construits dans la région orientale furent au milieu du 20^{ème} siècle Foum el guess (Khenchela) en 1939, suivie de K'sob (Msila) en 1940 et du Zerdezas (Skikda) en 1945. La méthode de construction n'étant pas au point,

certaines d'entre eux ont été vite emportés par les oueds et d'autres ont été reconstruit plusieurs fois (Cheurfas, Tlelat, Fergoug), et cela en raison :

- La technologie des barrages n'était pas encore connue ;
- Les régimes des cours d'eau étaient mal connus ;
- Les moyens techniques mis en œuvres pour la construction de ces barrages étaient insuffisants, ce qui faisait trainer les chantiers : la construction du barrage de Djidiouia (0.7 hm^3) s'est étalée sur vingt ans (1847-1877), celui du hamiz (14 hm^3) sur 25ans.

Tableau 1.1 : les barrages algériens de première génération

Nom	Oued	Année de construction	Volume initial (hm^3)
Meurad	Djabroun	1852-59	0,8
Tlelat	Tlelat	1860	-
Tlelat	Tlelat	1869-70	0,7
Fergoug	Habra	1865-71 puis 1882	30
Cheurfas	Sig	1880-82	3
Cheurfas	Sig	1886-92	18
Djidiouia	Djidiouia	1857-77	0,7
Hamiz	Hamiz	1869-94	14

Le premier barrage construit à Meurad en 1859 (Tipaza), était de faible capacité (0.98 hm^3), destiné initialement à l'irrigation, il ne sert que pour l'AEP.

Le deuxième barrage réalisé en terre à Tlelat (1860) possède une capacité de 0.7 hm^3 , et a une hauteur de 27 m. Il s'est rompu après sa mise en exploitation en 1862 pour des raisons d'étanchéité.

D'autres barrages ont été construits vers la fin du siècle (Cheurfas, Fergoug); mais ont connu des problèmes de conception en raison des techniques de réalisation (instabilité de l'assise, sous-estimation des débits de crues,) qui n'étaient pas encore maîtrisées.

Entre 1932 et 1948, neuf (9) barrages seront construits (**Tableau 1.2**). Ce sont des ouvrages de grandes et moyennes capacités (excepté celui de Foug El Gueiss de petite taille) qui ont, alors, été édifiés : Oued Fodda (1932), Boughzoul (1934), Bakhadda (1936), Ghrib et Foug El Gueiss (1939), K'sob (1940), Zardezas (1945) et Beni Bahbel (1946), Bouhanifia (1948). Durant la même période, on procède à la surélévation de deux barrages de première génération : Hamiz et Cheurfas.

Tableau 1.2 : les barrages algériens de seconde génération

Nom	Oued	Année de mise en service	Volume initial (hm ³)
O. Fodda	Fodda	1932	228
Boughzoul	Chelif	1934	55
Rakhadda	Mina	1936	56
Ghrib	Chelif	1939	280
Foum El Gueiss	Gueiss	1939	3,4
K'sob	K'sob	1940	12,4
Zardezas	Saf-Saf	1946	14,9
Beni Bahbel	Tafna	1946	63
Bouhanifia	Hammam	1948	73

À la fin de la période coloniale le nombre de barrages réalisés était de 15, environ la moitié de ce qui était envisagé.

1.3.2 La période entre 1962-1980

Ce fut une période dirigiste, marquée par l'absence de politique hydraulique. Seuls trois barrages ont été construits (le Cheffia en 1965, Djorf Torba en 1969, Sidi Mohamed Ben Aouada en 1970). La capacité de stockage passa alors de 910 à 1660 hm³. Or pendant cette période, les barrages hérités de l'ère coloniale se sont dégradés sous l'effet de l'envasement, faisant perdre annuellement de 2 à 3% de leur capacité utile.

Pas moins de 19 barrages furent mis en service entre 1961 et 1980, dont 6 pour la seule année de 1978.

Ce retard dramatique accumulé par l'Algérie, en matière d'hydraulique entre 1962 et 1980 eut pour conséquence une régression des superficies irriguées, donc une baisse de la production agricole et une forte dégradation de la satisfaction de la demande urbaine en eau potable.

1.3.3 La période entre 1980-1990 : (le réveil hydraulique)

Suite à une longue période de sécheresse, le pays a opté pour une politique de dynamisation du secteur hydraulique pour tenter de rattraper le retard. Ceci a conduit à une relance de la construction des barrages ; 19 barrages en moins de 10 ans (1980-1999). La période prolifique s'est située entre (1985-1989), où pas moins de 15 barrages sont entrés en service, soit 3 barrages par an, portant le total à 37 ouvrages pour un volume de stockage de 3,9 milliards de m³. 11 barrages se situaient à l'Ouest, 9 dans le Cheliff, 7 au centre et 10 à l'Est.

Tableau 1.3 : Liste des barrages en Algérie.

N ^o	Barrage	Date de la mise en eau	Capacité initiale (Mm ³)	N ^o	Barrage	Date de la mise en eau	Capacité initiale (Mm ³)
1	Souani	2005	47	30	Keddara	1985	145
2	Boughrara	1999	175	31	Béni Amrane	1988	16
3	Béni Bahdels	1952	63	32	Lekhal	1985	30
4	Mefrouch	1963	15	33	Ksob	1977	30
5	Sidi Abdeli	1988	110	34	Tisedit	2005	167
6	Sarno	1954	22	35	Taksebt	2001	175
7	Ouizert	1986	100	36	Ain Zada	1986	125
8	Bouhanifia	1948	73	37	Ighil Emda	1953	155
9	Fergoug	1970	18	38	Erraguene	1961	200
10	Cheurfas II	1992	82	39	El Agrem	2002	34
11	SM Benaouda	1978	235	40	Béni Hroun	2004	960
12	Bakhada	1963	56	41	H.Grouz	1987	45
13	Dahmouni	1987	41	42	Béni Zid	1993	40
14	Merdja	1984	55	43	Guenitra	1984	125
15	Gargar	1988	450	44	Zardezas	1977	27
16	Sidi Yakoub	1985	280	45	Zit Emba	2001	117
17	Bouguera	1989	13	46	H. Debagh	1987	200
18	Kouidat Rasfa	2004	75	47	Oued Cherf	1995	157
19	Oued Fodda	1932	228	48	Ain Dalia	1987	82
20	Oued Mellouk	2004	127	49	Chafia	1965	171
21	Harreza	1984	70	50	Mexa	1998	47
22	Deurdeur	1984	115	51	K. Medaouar	2004	69
23	Ghrib	1939	280	52	F. El Gueiss	1939	3
24	Boughezoul	1934	55	53	Babar	1995	41
25	Boukourdane	1992	97	54	Foum Gherza	1950	47
26	Meurad	1860	1	55	F. Gazelles	2000	55
27	Bouroumi	1985	188	56	Brezena	2000	122
28	Ladrat	1989	10	57	Djorf Torba	1969	350
29	Hamiz	1935	21				

1.4 Rôle des barrages

La plus part des barrages sont à but unique, mais il y a un nombre grandissant de barrages polyvalents. D'après les publications les plus récentes du Registre Mondial des Grands Barrages l'irrigation est de loin la raison la plus courante pour construire un barrage. Parmi les barrages à but unique, 48% sont pour l'irrigation, 17% pour l'hydro-électricité, 13% l'approvisionnement en eau, 10% le contrôle des crues, 5% pour les loisirs et moins de 1% pour la navigation et la pisciculture.

1.4.1 Irrigation

Aujourd'hui, les terres irriguées couvrent environ 277 millions d'hectares soit 18% des terres arables du monde pourtant elles produisent 40% des récoltes et emploient 30% de la population dispersée dans les régions rurales. Du fait de l'importante croissance démographique attendue pour les prochaines décennies, l'irrigation doit être étendue afin d'augmenter la capacité de production. On estime que 80% de la production additionnelle de nourriture en 2025 viendra de terres irriguées. Même avec la diffusion des méthodes de conservation de l'eau et les améliorations des techniques d'irrigations, la construction de réservoirs supplémentaires sera nécessaire (**Fig. 1-9**).



Fig. 1-9 : Surface irriguée

1.4.2 Hydro-électricité

Les usines de production d'énergie hydro-électrique fournissent généralement entre plusieurs centaines de kilo watts et plusieurs centaines de méga watts, certaines usines immenses peuvent produire près de 10 000 méga watts afin d'approvisionner en électricité plusieurs millions de personnes. Les usines de production d'énergie hydro-électrique ont une capacité mondiale combinée de 675 000 méga watts. Elles produisent 2,3 trillions de kilo watts d'électricité par heure, approvisionnant 24% des besoins mondiaux en électricité.

Dans de nombreux pays l'énergie hydro-électrique contribue en quasi totalité à fournir l'énergie électrique. En 1998, les usines hydroélectriques ont produit 99% de l'électricité du pays en Norvège et en République Démocratique du Congo (ancien Zaïre). Le chiffre était de 91% pour le Brésil.

L'électricité générée par les barrages est de loin la plus grande source d'énergie renouvelable au monde. Plus de 90% de l'électricité renouvelable du monde provient des barrages. L'hydro-électricité offre aussi la possibilité unique de gérer les réseaux électriques grâce à sa capacité de produire rapidement en fonction des pics de demande. Les usines de pompage-turbinage, utilisent l'énergie produite pendant la nuit, lorsque la demande est basse, pour pomper l'eau jusqu'au réservoir supérieur. Cette eau est utilisée plus tard pour produire de l'électricité, en période de pointe. Ce système constitue aujourd'hui le seul moyen de stocker de l'électricité de façon économique (**Fig. 1-10**).

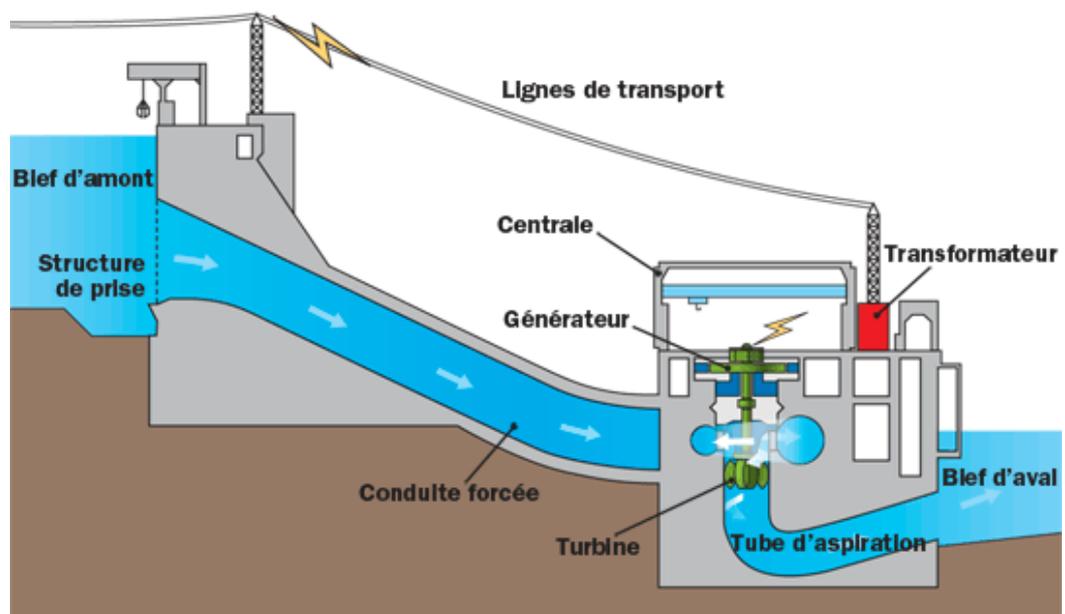


Fig. 1-10 : Centrale hydro-électrique

1.4.3 Distribution d'eau pour usages domestiques et industriels:

Il a été souligné combien l'eau était essentielle pour notre civilisation. Il est important de se rappeler que les précipitations vont en grande partie dans les océans et mers et qu'une grande proportion de celles qui tombe sur les terres s'écoule aussi jusqu'aux étendues salées.

Seulement 2% du total des précipitations s'infiltrent et approvisionnent les nappes phréatiques. Les barrages planifiés, conçus, construits et entretenus correctement pour stocker l'eau contribuent largement à répondre à nos besoins d'approvisionnement en eau. Pour ajuster les variations des cycles hydrologiques, les barrages et réservoirs sont nécessaires pour stocker l'eau et approvisionner avec régularité lors de pénurie (**Fig. 1-11**).



Fig. 1-11 : AEP & Industrie

1.4.4 Navigation fluviale:

Du fait des conditions naturelles, les rivières subissent des modifications de débit, niveau, formation de glace, du cours du lit dû à l'érosion et la sédimentation, cela cause des problèmes et obstacles pour la navigation fluviale. Cependant la navigation fluviale a des avantages notables par rapport aux transports routiers et ferroviaires. Chaque barge peut transporter d'importantes charges, les cargaisons peuvent être de grandes dimensions et la consommation d'essence est minime comparé aux autres modes de transport. Le développement de la navigation fluviale résulte de l'aménagement accompli de bassins, barrages, écluses et réservoir qui sont régulés afin de réaliser des économies régionales et nationales. En plus des bénéfiques économiques; ce système et les activités des loisirs en découlant réduisent l'érosion, stabilise le niveau des nappes phréatiques (**Fig. 1-12**).



Fig. 1-12 : Navigation fluviale

1.4.5 Contrôle des crues:

Les barrages et réservoirs peuvent être utilisés pour réguler le niveau des rivières et réguler efficacement le débit ascendant en stockant temporairement l'eau et en la relâchant plus tard. La méthode la plus probante pour réguler le débit est la mise en œuvre d'un système intégré de gestion de l'eau qui contrôle le stockage et les relâches, des principaux barrages d'un bassin fluvial. Chaque barrage est réglé selon un programme spécifique fixé sur le débit habituel afin de contrôler les flux d'eau sans causer de dommage. Pour cela, il faut diminuer le niveau du réservoir pour faire plus de capacité de stockage lors des saisons pluvieuses. Cette stratégie élimine les crues. Le nombre de barrages et leur système de gestion d'eau sont établis à travers une planification complète en faveur du développement économique et de l'implication du public. Le contrôle des crues est un des objectifs principaux de la plupart des barrages existant et en cours de construction (**Fig. 1-13**).



Fig. 1-13 : Inondation

1.5 Rupture de barrage

Tout au long de l'Histoire, la construction, l'exploitation et la maintenance des barrages et de leurs réservoirs ont apporté des bénéfices significatifs à l'humanité. L'eau stockée derrière les barrages constitue un moyen efficace de régulation des débits naturels, mais crée dans le même temps un nouvel aléa à l'aval en cas de rupture du barrage.

Même si sa probabilité est très faible, la rupture d'un barrage est toujours un sujet de préoccupation important pour les ingénieurs barragistes. Cette préoccupation trouve son origine dans les conséquences potentielles catastrophiques d'une onde de rupture sur les populations habitant en aval du barrage. La probabilité moyenne annuelle de rupture d'un grand barrage, établie par la recherche, l'enseignement et l'expérience de nombreuses années d'exploitation de ces ouvrages, est inférieure à 1 sur 10 000. Les ingénieurs barragistes ont conscience de cette possibilité et ont systématiquement accru leur connaissance sur les mécanismes de rupture et sur les parades permettant de les éviter. Cela pose la question du choix du niveau de sécurité des barrages, en projet ou existants. Étant donné les conséquences d'une rupture pour les tiers, la sécurité ne doit pas être basée uniquement sur des considérations techniques, mais doit tenir compte du niveau de risque qui est tolérable pour le grand public.

Concernant cette question majeure de la sécurité, il faut noter la tendance croissante, dans les industries à risques, de délimiter clairement les rôles et les responsabilités du domaine politico-social et des techniciens. L'approche moderne de la sécurité postule donc que les autorités politiques, représentant les intérêts de la société dans son ensemble, définissent les exigences en matière de sécurité ou les **Systèmes de Gestion de Sécurité (SGS)**, et, par des réglementations appropriées, contrôlent si le niveau de sécurité requis est atteint. Le rôle des ingénieurs barragistes est de s'assurer que toutes les dispositions nécessaires sont prises pour atteindre ces standards de sécurité, pour protéger les personnes, les biens et l'environnement des effets néfastes d'une rupture du barrage ou d'une manœuvre d'exploitation inappropriée.

Tous les ingénieurs barragistes doivent donc encourager ce processus d'appréciation de la sécurité, par le développement continu des meilleurs moyens d'appréciation, et en tirant le meilleur parti des progrès de la connaissance technique et analytique.

1.5.1 Quelques définitions :

- **L'aléa** est la manifestation d'un phénomène naturel ou anthropique d'occurrence et d'intensité données.
- **L'enjeu** est l'ensemble des personnes et des biens (ayant une valeur monétaire ou non monétaire) pouvant être affectés par un phénomène naturel ou des activités humaines.
- **Le risque majeur** est la conséquence d'un aléa d'origine naturelle ou humaine, dont les effets peuvent mettre en jeu un grand nombre de personnes, occasionnent des dommages importants et dépassent les capacités de réaction des instances directement concernées.
- **La vulnérabilité** exprime et mesure le niveau de conséquences prévisibles de l'aléa sur les enjeux. Différentes actions peuvent la réduire en atténuant l'intensité de certains aléas ou en limitant les dommages sur les enjeux.
- **La fréquence des crues :**
 - ✓ Une crue de fréquence *millénale* est une crue dont la probabilité d'occurrence annuelle est égale à 1/1 000 soit 0,001 (une chance sur mille de se produire au cours d'une année donnée).
 - ✓ Une crue de fréquence *décamillénale* est une crue dont la probabilité d'occurrence annuelle est égale à 1/10 000 soit 0,0001 (une chance sur dix mille de se produire au cours d'une année donnée).

1.5.2 Les causes de rupture

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres.

- **Des problèmes techniques** peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.
- **Des causes naturelles** peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le

dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée *crue de projet*. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963).

Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). En France, le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

- **Des causes humaines** peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève).

1.5.3 Les types de rupture

Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible, voire nul. La situation de rupture paraît plutôt liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation.

Les barrages en remblai peuvent être touchés par **une rupture progressive**, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne.

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Les barrages en maçonnerie ou en béton sont menacés par **une rupture instantanée** partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

1.5.4 L'onde de submersion

L'aléa « rupture de barrage » correspond à la formation d'une onde de submersion, à l'origine d'une élévation brutale du niveau de l'eau à l'aval.

La carte du risque représente les zones menacées par l'onde de submersion qui résulterait de la rupture totale ou partielle de l'ouvrage. Obligatoire pour les grands barrages, cette carte est réalisée par l'exploitant à partir de simulations sur ordinateur. Elle détermine à l'avance, dès le projet de construction, quelles seront les caractéristiques de l'onde de submersion : hauteur de l'eau, vitesse, temps de progression de l'onde, amortissement, etc., en tous points de la vallée, en y faisant figurer les enjeux et les points sensibles, ainsi que tous les renseignements indispensables à l'établissement des plans de secours et d'alerte.

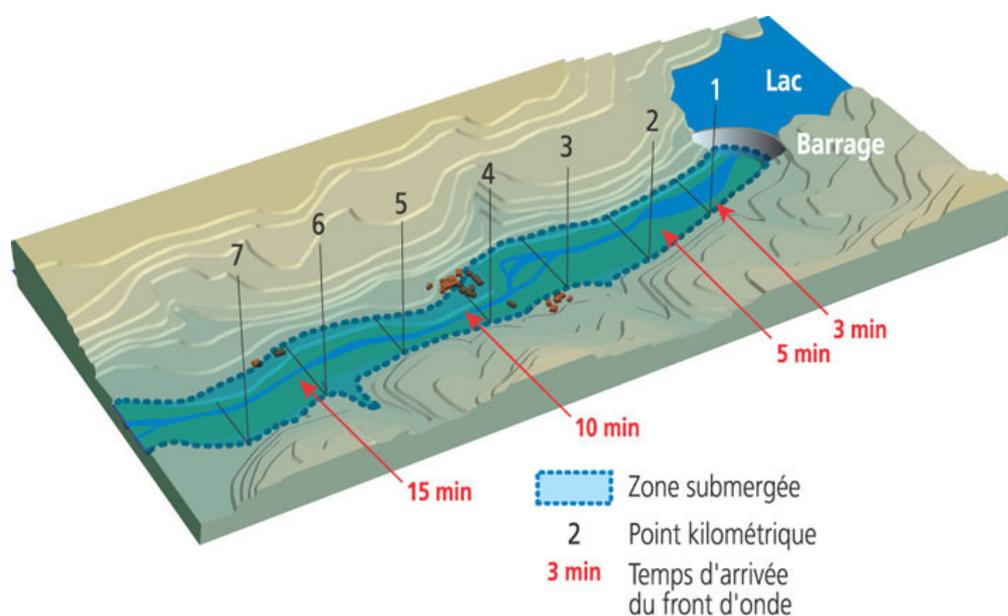


Fig. 1-14 : Exemple de carte de risque

1.5.5 Les enjeux humains, matériels et environnementaux

L'onde de submersion, par sa force intrinsèque, occasionne d'énormes dommages en aval du barrage. Elle est suivie d'une inondation importante, mêlant eau et matériaux issus du barrage, et de l'érosion intense de la vallée.

Un tel événement a :

- **Des conséquences sur les populations** allant de blessures plus ou moins graves à la mort par noyade ou ensevelissement. Les victimes peuvent également être isolées suite à l'inondation des voies de communication ou subir un relogement temporaire durant le temps que dure la crise et le retour à la normale.
- **Les conséquences sur les biens** vont également des simples dommages à la destruction totale des habitations, voies de communication et autres ouvrages. Dans le cas où d'autres barrages seraient présents en aval, l'onde de submersion peut provoquer à son tour leur rupture et accentuer ainsi les dommages.
- **Les conséquences environnementales** sont multiples : la faune et la flore sont détruites par le passage de l'eau ; le sol est emporté, ce qui rend l'exploitation agricole des terrains difficile. Diverses pollutions peuvent être occasionnées par la destruction d'usines et autres bâtiments industriels. Des accidents technologiques dus à l'implantation d'entreprises dans la vallée (déchets toxiques, explosions par réaction avec l'eau, etc.) peuvent avoir lieu suite au passage de l'onde.

1.5.6 Les accidents les plus graves

Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18 000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1.4 : les accidents les plus graves

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm ³)	Nombre de victimes
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau					
Dale Dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3,2	230
Barrage en remblai, rupture en service					
Iruhaïke	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	<i>Inconnu</i>	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	<i>Inconnu</i>	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	États-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140

a) Rupture du barrage Malpasset

Dans les derniers jours de novembre 1959 et début décembre, des pluies importantes s'abattent sur la région en provoquant une montée rapide du plan d'eau. Le soir du 2 décembre, on atteint la cote 100,12 soit 28 cm sous le déversoir de l'évacuateur de crue. La vanne de vidange, qui aurait dû, pour la gestion des crues, être ouverte à la cote de retenue 98,5 (donc la veille), n'a été ouverte qu'en fin d'après-midi le 2 décembre après réunion sur place d'une dizaine de responsables.

La rupture brutale a eu lieu le 2 décembre 1959 un peu après 21 h. De la moitié gauche du barrage, il ne subsiste que la culée en haut de la rive (**Fig. 1-15**).

Une lame de 50 millions de mètres cube d'eau s'engouffre dans la vallée du Reyran, dévastant tout sur son passage. La ville de Fréjus est submergée en quelques minutes par une vague d'eau et de boue 21 minutes plus tard. La lame d'eau fait encore 3 m lorsqu'elle rejoint la côte. Les conséquences sont dramatiques, le plus grave accident connu de barrages en France.



Fig. 1-15 : Rupture du barrage Malpasset (Var, France, 1959).

La rupture a causé 423 morts et 7000 sinistrés. Elle a détruit totalement 155 immeubles et maisons et endommagé 800 autres. 3200 ha de terres cultivées ont été touchés, dont 700 ha totalement décapés. La ville de Fréjus se trouve isolée ; routes, téléphone, électricité, eau sont coupés ; la Nationale 7 et la voie ferrée sont emportées sur plusieurs centaines de mètres. Les dégâts seront, en 1970, chiffrés à plus de 100 millions de francs (**Fig.1-16**).



Fig.1-16 : Dégâts causés par la catastrophe à la ville de Fréjus

b) Rupture du barrage Fergoug (Algérie)

Le barrage dit de l'oued Fergoug, ou de l'Habra ou encore de Perrégaux, est construit à l'aval immédiat du confluent de l'oued el Hammam, de l'oued Fergoug et de l'oued Charzout.

Le barrage primitif comportait un déversoir de 125 mètres de long, un mur de 316 m dit « grand mur » et un mur dit « petit mur » de 30 mètres de long faisant avec le précédent un angle de 120° environ et formant retour vers l'amont. Le déversoir était arasé à la cote 32 au-dessus de l'étiage conventionnel, situé lui-même à 2 mètres au-dessus du fond de l'oued, le couronnement du barrage, à la cote 33.60, le couronnement du parapet, à la cote 36.

Les travaux étaient à peine achevés que le 10 mars 1872. Le déversoir fut emporté sur une cinquantaine de mètres par une crue dont le débit a été évalué alors à 700 m^3 , la première fois semble-t-il que le barrage était complètement mis en charge. Cet accident fut attribué à l'insuffisance des fondations du déversoir.

Le déversoir fut reconstruit dans de meilleures conditions ; après quoi, les travaux furent reçus définitivement le 7 avril 1873.

La partie du barrage voisine de l'angle du grand et du petit mur ne tarda pas à inspirer des inquiétudes en raison de fissures, peu profondes d'ailleurs, qui se manifestèrent sur le couronnement.

Le 15 décembre 1881, à 5 heures du matin, une crue évaluée à 2,25 m correspondant à un débit de 800 m^3 ouvrit dans le mur du barrage, une brèche d'environ 125 mètres de long, intéressant une partie du petit mur et une partie du grand mur; cette brèche était de forme trapézoïdale.

La cause fondamentale de la rupture a été l'insuffisance des fondations de la rive droite ; la structure du terrain comportait des bancs alternés de grès et d'argile ayant un fort pendage vers l'aval et traversés de failles, ce qui a permis d'expliquer des glissements dans le sol d'appui.

Le barrage remis en service en 1885, fut soumis accidentellement en 1900, à une épreuve exceptionnelle. Des branchages et broussailles arrêtés sur le déversoir par les fermettes de la passerelle, espacées de 3 mètres seulement, relevèrent le plan d'eau à 3,22 m au-dessus du déversoir, sans que le barrage, qui subit seulement de petites dégradations locales, présentât des traces de fatigue. Pour prévenir le retour de cet incident, l'on espaça les fermettes de 6 mètres ; l'engorgement du déversoir ne s'est pas reproduit. Il ne s'est rien passé d'anormal jusqu'au 26 novembre 1927, date à laquelle le barrage a été rompu à 11H20 du matin ;

l'épaisseur de la lame d'eau sur la crête du déversoir a atteint 3,85 m, au moment de la rupture (**Fig.1-17**).



Fig. 1-17 : Barrage Fergoug en déversement et après la catastrophe de 1927

La très forte crue a commencé pratiquement à 20H30, le réservoir a été rempli au-dessus de la cote (20,30) jusqu'à la cote (35,85) en 15 heures. Il est passé en **15** heures au droit du barrage **55** millions de mètres cubes d'eau dont **20** ont été emmagasinés dans le réservoir avant la rupture de l'ouvrage. Dans cette même période de **15** heures le débit moyen a été de **1.000** m³/s, le débit maximum vraisemblablement atteint au moment de la rupture du barrage étant de **2.300** m³/s.

Construit avec un profil transversal qui ne réservait pas une marge de sécurité suffisante, le barrage était exposé depuis 45 ans à des infiltrations qui appauvrirent les mortiers diminuant ainsi la résistance de ses maçonneries. Pour cela il n'a pu supporter sans se rompre la surcharge que lui a imposée une crue formidable trois fois plus forte que celle pour laquelle il avait été primitivement calculé et qui était fortement chargée de vase.

Chapitre 2 : Différents types de barrages et choix du profil type

Les barrages peuvent être classés de plusieurs manières. Par exemple selon la structure, barrages fixes ou mobiles, les premiers créent une obstruction pratiquement invariable du lit du cours d'eau sur lequel ils sont construits, seconds, au contraire, comprennent des éléments amovibles (bouchures mobiles) qui permettent de faire varier l'obstruction créée dans le cours d'eau et, par suite, de régler le niveau du plan d'eau en amont en fonction du débit ; leur mode de résistance (barrage poids, voûte ou à contreforts) ; selon le type de matériau utilisé (béton, terre, enrochement). Dans notre cas nous retiendrons cette dernière et nous considérerons les barrages en béton et ceux en remblai.

2.1 Les barrages en béton et en maçonnerie

A part quelques exceptions (p.ex. barrages en rivière), les barrages en béton sont le plus souvent construits sur une fondation rocheuse, de module de déformabilité élevé. Ils ont des points communs. L'ouvrage est constitué de béton de masse, non armé, (si les sections sont relativement « minces » et l'effet de la température sensible, cas des barrages multi voûtes, barrages de prise d'eau ou évacuateurs de crues, le recours à des armatures peut s'avérer nécessaire).

On distingue trois grandes familles de barrages en béton, comportant chacune un certain nombre de sous-familles. (**Fig. 2-1**)

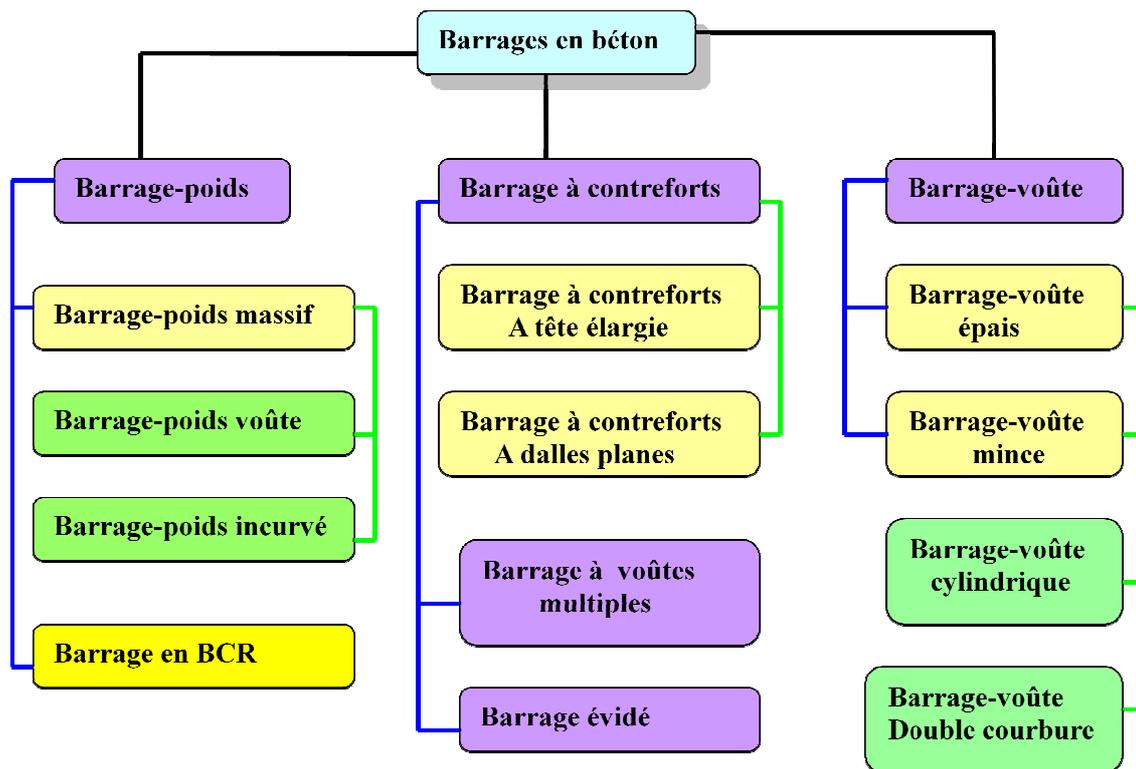


Fig. 2-1 : les différents types de barrages en béton

- *Le barrage-poids*, résiste à la poussée de l'eau par son propre poids. Ils constitué d'éléments massifs juxtaposés, nommés plots. Dans le but de réaliser une économie de béton, il est possible d'aménager des alvéoles (vides) entre les plots, on parle dans ce cas de barrage-poids évidé. Une autre solution consiste à concevoir un barrage-poids voûte dont la stabilité sera assurée en partie par son poids propre et en partie par ses appuis sur les rives.
- *Le barrage à contreforts*, résiste à la poussée de l'eau en la transmettant à son assise par des contreforts régulièrement espacés. Ce type de barrage permet un gain de béton appréciable et est recommandé pour les larges vallées. Le barrage à voûtes multiples entre dans cette catégorie.
- *Le barrage-voûte* est une structure tridimensionnelle agissant comme un voile ou une coque. Il présente une forte courbure en plan et transmet une partie importante des efforts aux rives. Lorsque les conditions nécessaires sont réunies, il permet d'économiser un volume important de béton par rapport aux deux types précédents.
- Les barrages en béton, quelque soit leur type, sont construits en plot (blocs) individuels de 12 à 19 m de largeur séparés par des joints de contraction. Chaque plot est bétonné en levées de 1.5 à 3.5 m, conduisant à des étapes de bétonnage pouvant atteindre les 1500 m³. (Fig. 2-2).

Ce mode de construction permet de :

- Faciliter le bétonnage en adaptant le volume des étapes à la production journalière,
- Contrôler et faciliter le dégagement de la chaleur d'hydratation,
- Eviter la fissuration de retrait en permettant l'ouverture des joints.

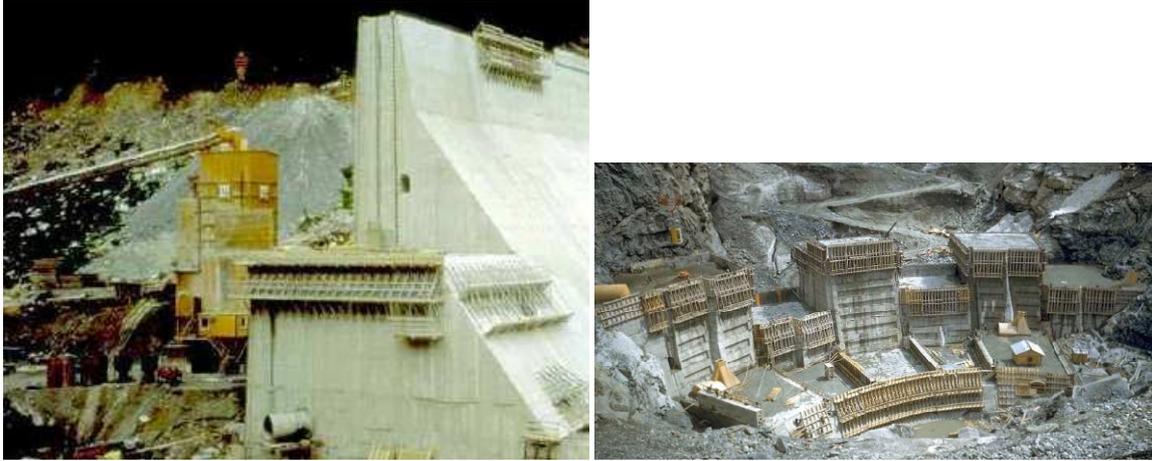


Fig. 2-2 : construction du barrage par plots

2.1.1 Barrage poids

La plupart des barrages-poids sont massifs et pleins avec un profil triangulaire. Le parement amont est vertical ou légèrement incliné (moins de 5 %). Le parement aval possède un fruit de 75 à 80 % (Fig. 2-3). Cette géométrie lui permet de résister par son propre poids au glissement et renversement sous l'action des forces extérieures. Il est construit sur une assise rocheuse.

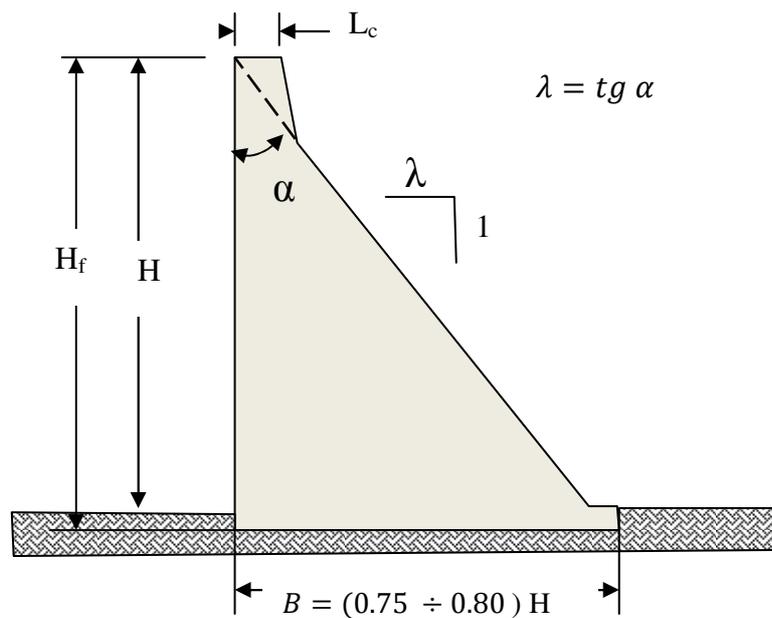


Fig. 2-3 : Profil type d'un barrage-poids

Le barrage-poids par la simplicité de ses formes a été autrefois le type le plus fréquemment utilisé. Il peut être rectiligne ou légèrement incurvé pour s'adapter aux besoins de la géologie et de la topographie. On parle alors du barrage-poids incurvé ou de barrage-poids voûte.

Les barrages-poids sont constitués d'une succession de plots (blocs) de 12 à 19 m de largeur, séparés par des joints de dilatation (1 à 2 mm) libres de s'ouvrir ou de se fermer selon les conditions. Ces joints sont munis d'un système d'étanchéité à l'amont (tôle de cuivre, PVC ou Waterstop).

Comme le coût d'un barrage-poids est directement lié au volume de béton mis en place, les ingénieurs à enlever du béton là où il est le moins bien utilisé (contraintes trop faibles). On a alors conçu les barrages-poids à joints évidés, solution qui permet de réduire les sous pressions (**Fig. 2-4**). L'économie réalisée croît avec la hauteur du barrage. Pour compenser le poids de béton retiré, le parement amont est incliné (jusqu'à 10 %) pour bénéficier d'une composante verticale de la poussée hydraulique.

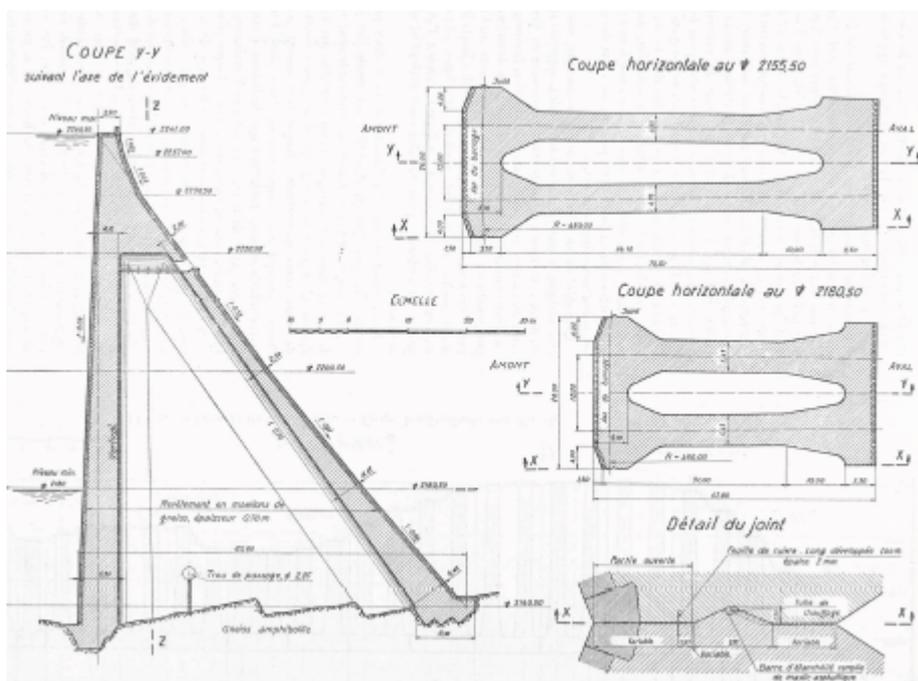


Fig. 2-4 : coupe transversale et horizontale barrage évidé de la Dixence Suisse

2.1.2 Barrage à contreforts

Le barrage à contrefort, a une forme triangulaire et ses faces amont et aval sont inclinées (**Fig. 2-5**). Les contreforts transmettent les efforts aux fondations. A raison des espaces vides qu'il comporte, le volume de béton est plus faible que celui d'un barrage-poids équivalent.

Par contre la surface de coffrage est plus importante et la mise en place du coffrage est plus difficile.

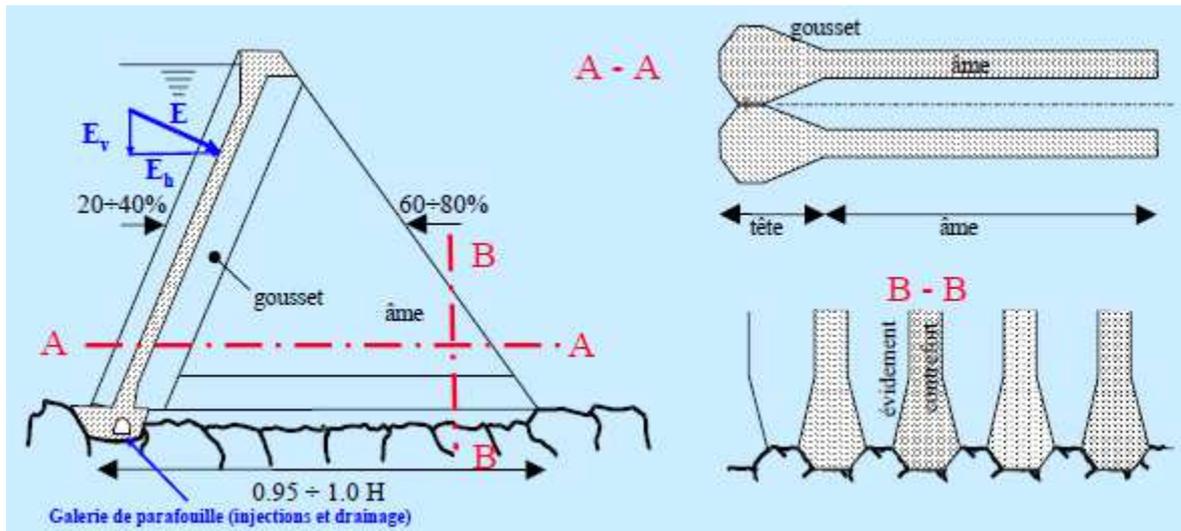


Fig. 2-5 : barrage à contreforts



Fig. 2-6 : Barrages à contreforts, barrage Al Massira Maroc

Il existe plusieurs types de barrages à contreforts en fonction de la forme même du contrefort. (Fig. 2-5).

- *La tête*, dont la largeur est de 12 à 14 m. la tête du contrefort de (figure 2-5) est appelée élargie ou tête en forme de diamant, solution la plus répandue. Une bande d'étanchéité est située dans le joint entre deux têtes juxtaposées.
- *L'âme*, dont l'épaisseur est le plus souvent constante et de l'ordre du tiers de la largeur de la tête. Un masque aval peut être souhaité pour rendre les contreforts plus résistants au séisme ou pour protéger l'âme des effets du gel.

Pour diminuer encore le volume du béton, certaines solutions originales ont été développées pour des cas particuliers :

- Les contreforts à dalles planes, mais ces ouvrages sont très sensibles aux séismes.
- Les barrages à voûtes multiples (**Fig. 2-7**), constitué de voûtes minces s'appuyant sur des contreforts. Pour ce type, les effets de température provoquent des contraintes de traction importantes dans les voûtes, lesquelles doivent être armées.

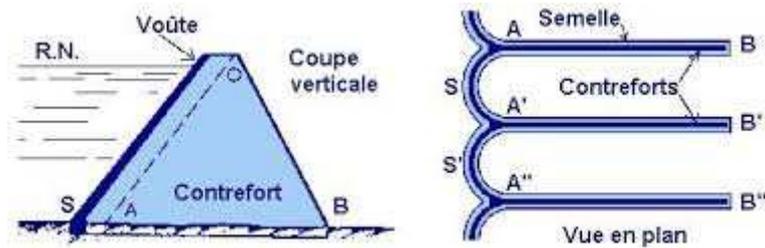


Fig. 2-7 : Barrage à voûtes multiples



Fig. 2-8 : Barrage à voûtes multiples, Barrage Meffrouch Algérie

L'évolution du barrage-poids au barrage à contreforts est schématisée à la **figure 9** suivante :

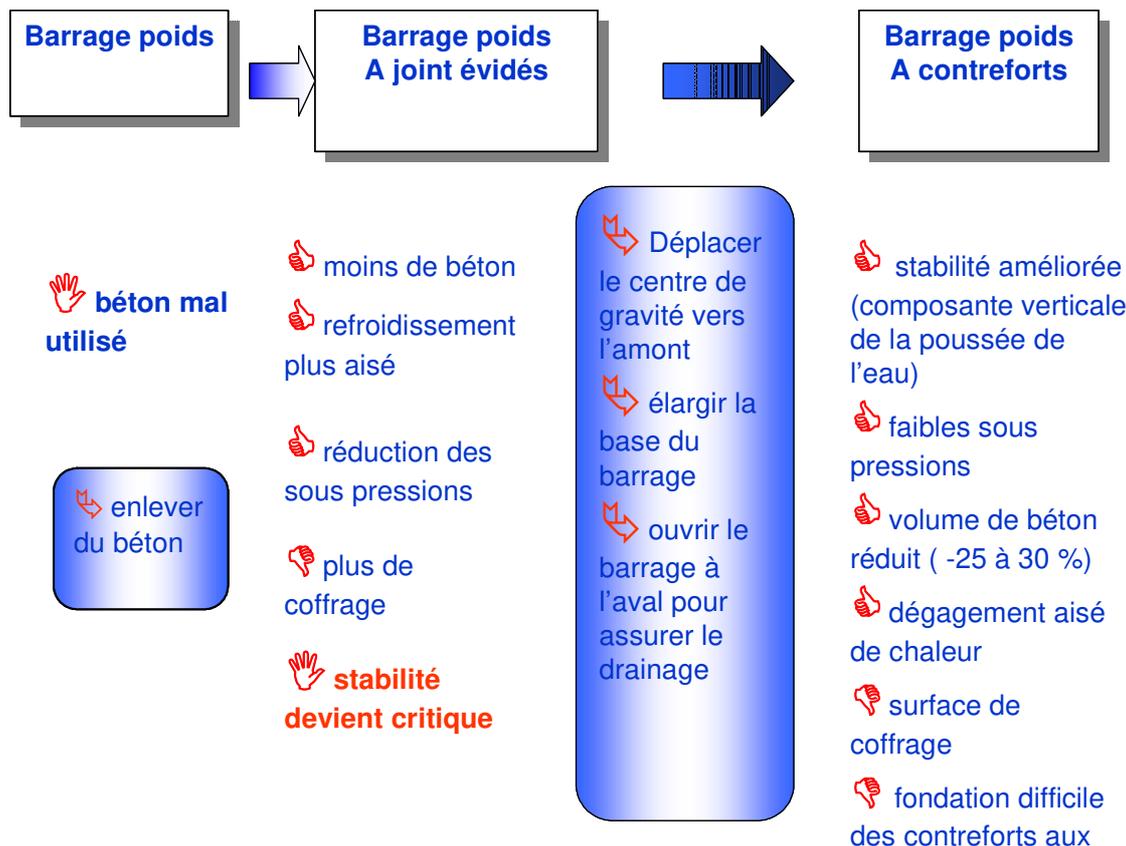


Fig. 2-9 : passage du barrage-poids au barrage à contreforts

2.1.3 Les barrages-voûtes

Le barrage voûte est incurvé en plan. Du fait de sa courbure, une part importante des efforts dus à la poussée de l'eau est transmise aux flancs de la vallée. Il est représenté par une série d'éléments porteurs horizontaux et verticaux, (Fig. 2-10).

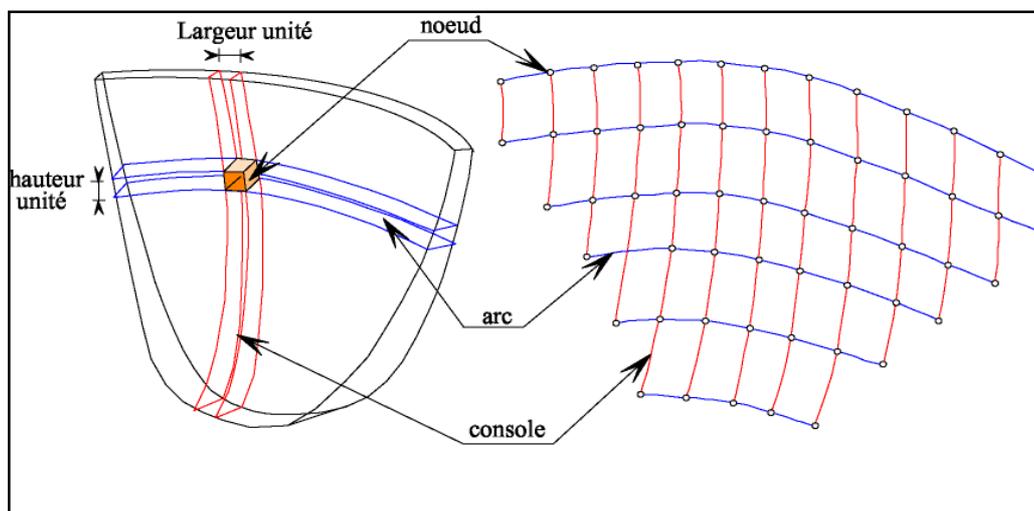


Fig. 2-10 : Barrage-voûte, découpage de voûte en un ensemble d'arcs et consoles

On distingue les barrages à voûte mince, dont l'épaisseur à la base est de l'ordre de 10 à 20 % de la hauteur, et les barrages à voûte épaisse, dont l'épaisseur à la base dépasse 25 % de la hauteur (**Fig.2-11**). D'autre part, on distingue les barrages-voûtes cylindriques (simple courbure, courbure horizontale seulement) et les barrages-voûtes à double courbure (horizontale et verticale).

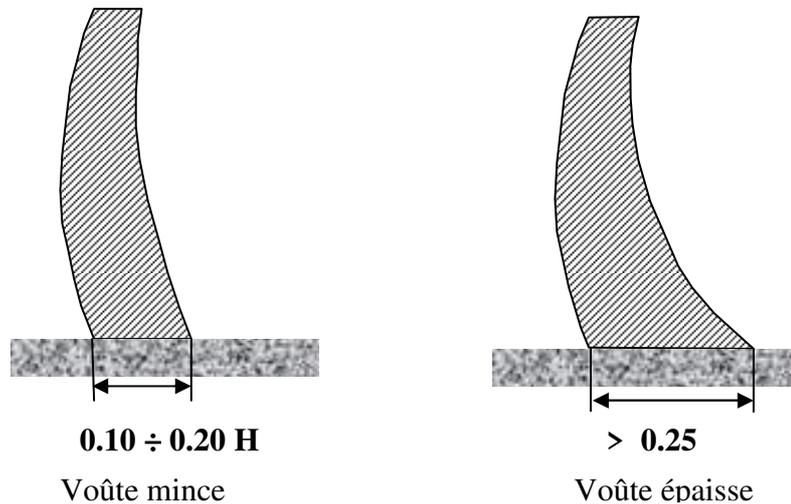


Fig. 2-11 : profils types de barrages-voûtes

Les barrages à voûtes cylindriques ont été construits dans des vallées particulièrement étroites. Ils ont une courbure constante de la fondation jusqu'au couronnement. Pour les barrages-voûtes modernes, les arcs circulaires sont remplacés par des arcs paraboliques, elliptiques ou en spirales logarithmiques pour obtenir une meilleure orientation des poussées des arcs contre le rocher de fondation. (**Fig. 2-12**).



Double courbure



Cylindrique

Fig. 2-12 : Barrage-voûte simple et double courbure

Les barrages-voûtes à simple courbure présentent les formes suivantes (Fig. 2-13) :

- a) Voûte à rayon constant et épaisseur variable,
- b) Voûte à angle constant et rayon variable,
- c) Voûte à angle et rayon variable,

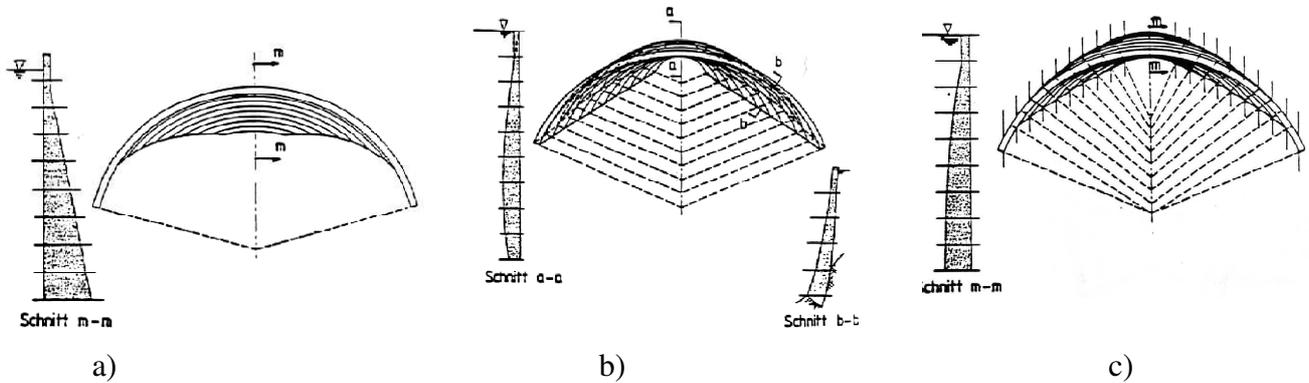


Fig. 2-13 : différentes formes barrage-voûte à simple courbure

Le barrage-voûte est construit en plots juxtaposés. Les joints séparant les plots seront injectés en fin de construction avec du coulis de ciment pour rendre la voûte monolithique et assurer la transmission des efforts aux rives.

2.1.4 Barrages BCR

Depuis la fin des années 1970, une nouvelle technologie s'est développée pour optimiser la construction du barrage-poids : le béton compacté au rouleau BCR. le béton n'est plus coulé entre des coffrages, puis vibré avec des aiguilles, comme du béton conventionnel, mais répandu horizontalement au bulldozer et compacté avec des compacteurs vibrants, suivant les techniques de terrassement ; l'épaisseur des couches varie de 30 à 60 cm. Grâce à un tel compactage beaucoup plus énergique, le béton peut être mis en place plus sec, avec juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment ; cela autorise, à résistance égale, une moindre quantité de ciment (jusqu'à moins de 100 kg/m³). Par voie de conséquence, l'échauffement thermique est réduit de 50 % au moins (à cœur d'un barrage épais, un béton conventionnel dosé à 200 kg/m³ peut s'échauffer de 20°C) ainsi que le nombre de joints nécessaires ; ce nouveau procédé permet des économies importantes sur les matériaux (quantité réduite de ciment) ainsi que par le recours à une mécanisation poussée qui permet des cadences très élevées (Fig. 2-14).



Fig. 2-14 : barrage BCR

2.2 barrages en remblai

Un barrage en remblai doit remplir une double fonction :

- Résistance aux efforts auxquels il est soumis, assurée par les matériaux à grosse granulométrie
- Etanchéité suffisante assurée par les matériaux à fine granulométrie.

Les barrages peuvent être soit **homogènes** (Fig. 2-15) ou les deux fonctions sont assurées par un même matériau suffisamment imperméable, soit **hétérogènes** (Fig. 2-16) où les deux fonctions sont distinctement assurées par des matériaux différents. Dans ce dernier cas l'étanchéité est obtenue au moyen d'un noyau d'argile ou d'une membrane en béton armé, ou en béton asphaltique (Fig. 2-17).

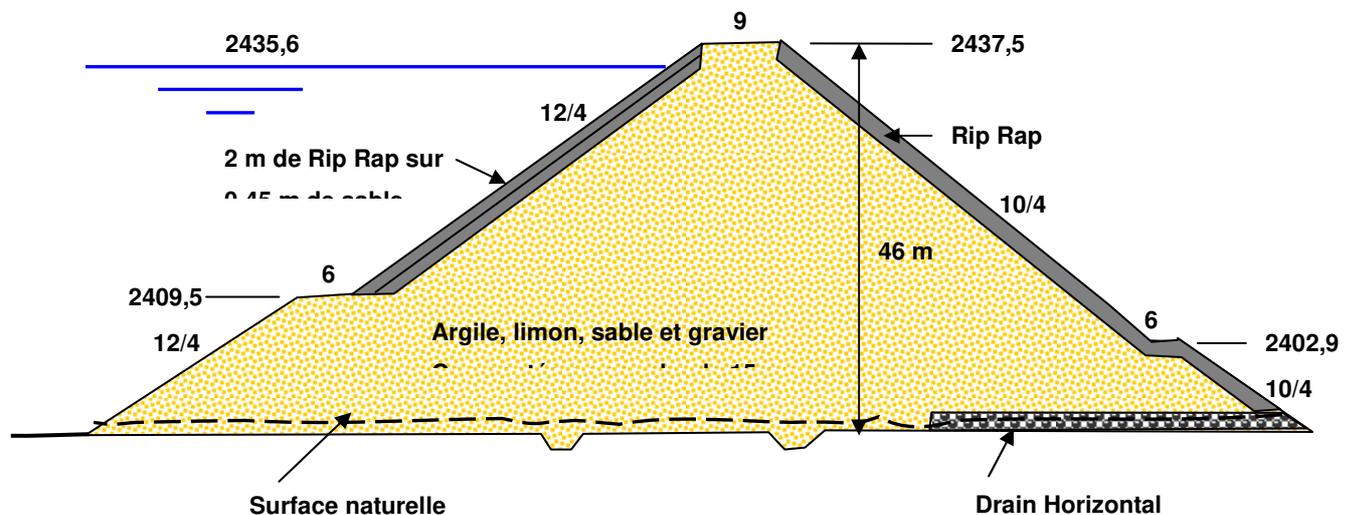


Fig. 2-15 : Barrage de Vega (USA)

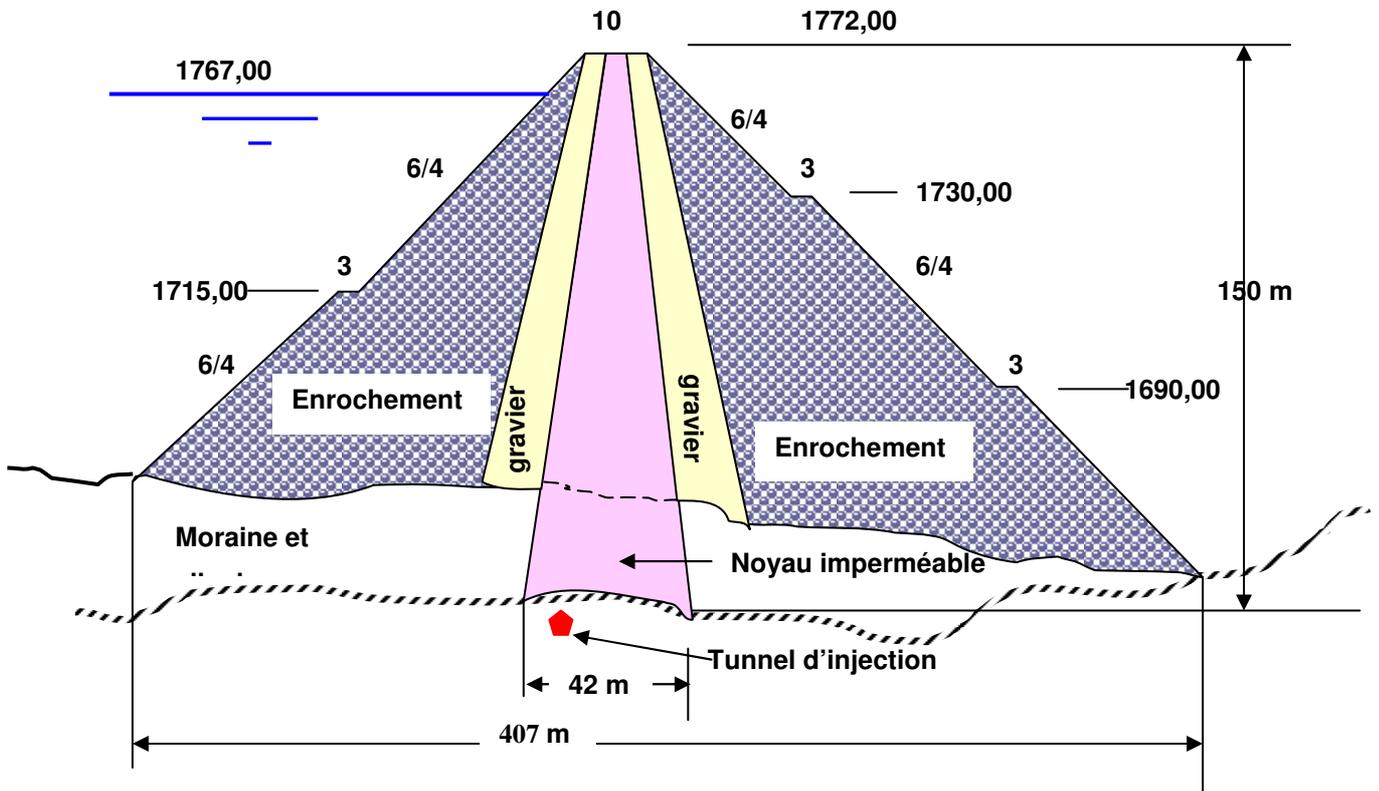


Fig. 2-16 : Barrage de Gepasch (Autriche)

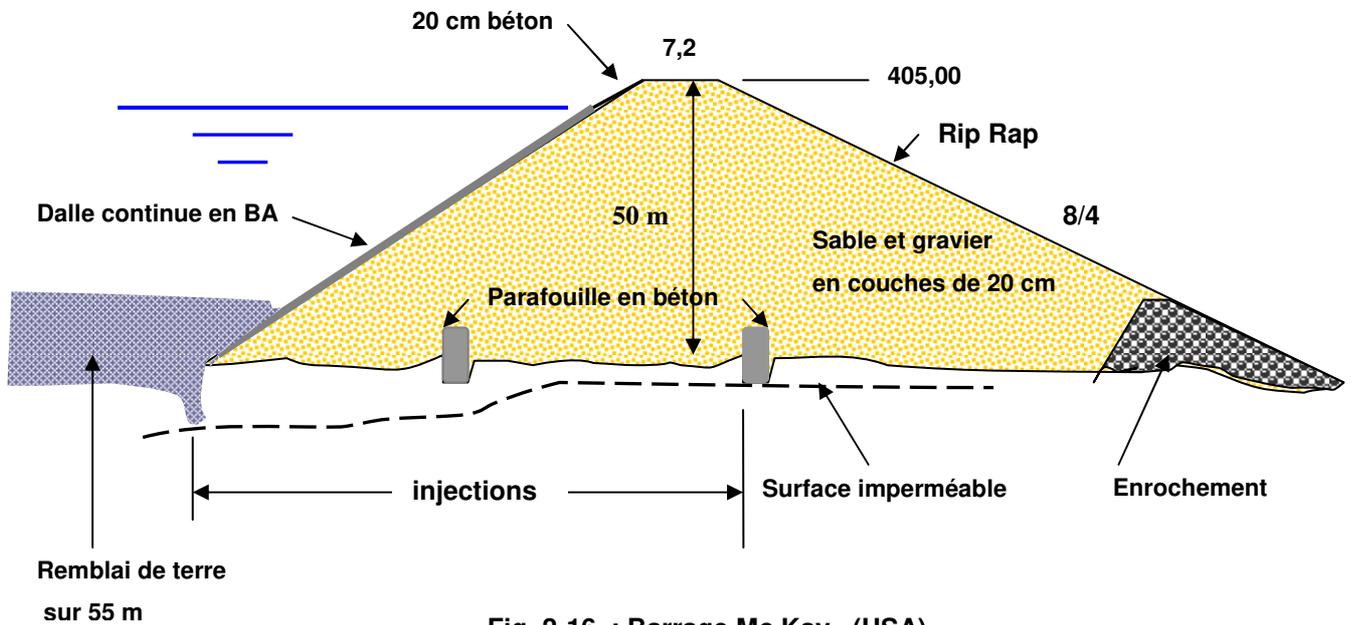


Fig. 2-16 : Barrage Mc Kay (USA)

2.2.1 Barrages homogènes

Ce sont des barrages normalement composés de sols imperméables ou semi imperméables. Ils sont de faible ou moyenne hauteur. Les barrages de faible hauteur sont toujours homogènes. Parfois on cherche à obtenir avec un même matériau homogène les avantages des barrages à zones différenciées soit en sélectionnant le matériau soit par compactage. Si le barrage dépasse **6 à 7 m** de haut il doit être muni d'un drain aval construit au moyen d'un matériau plus perméable. Le but du drain est la réduction des pressions interstitielles, contrôle de la percolation et éviter l'érosion interne. Le système de drainage dépend de la hauteur (**Fig. 2-17**) :

Drain de pied pour les faibles hauteurs, si la hauteur est supérieure à **15 m** il est préférable de placer le drain à l'intérieur du corps du barrage. Il peut être un drain horizontal, cheminée (vertical ou oblique) ou horizontal non continu. Le drain horizontal discontinu est adopté quand il y a un déficit en matériau perméable. Le drain cheminée qui peut être vertical ou oblique (**Fig. 2-18 et Fig. 2-19**), doit être préconisé pour les barrages en terre de grande hauteur car il garantit le mieux l'évacuation de l'eau de percolation à travers l'ouvrage. Les dimensions et la perméabilité des drains doivent être tel qu'ils peuvent évacuer le débit de percolation. Il est préconisé d'utiliser un matériau au moins dix à cent fois plus perméable que le matériau du corps du barrage.

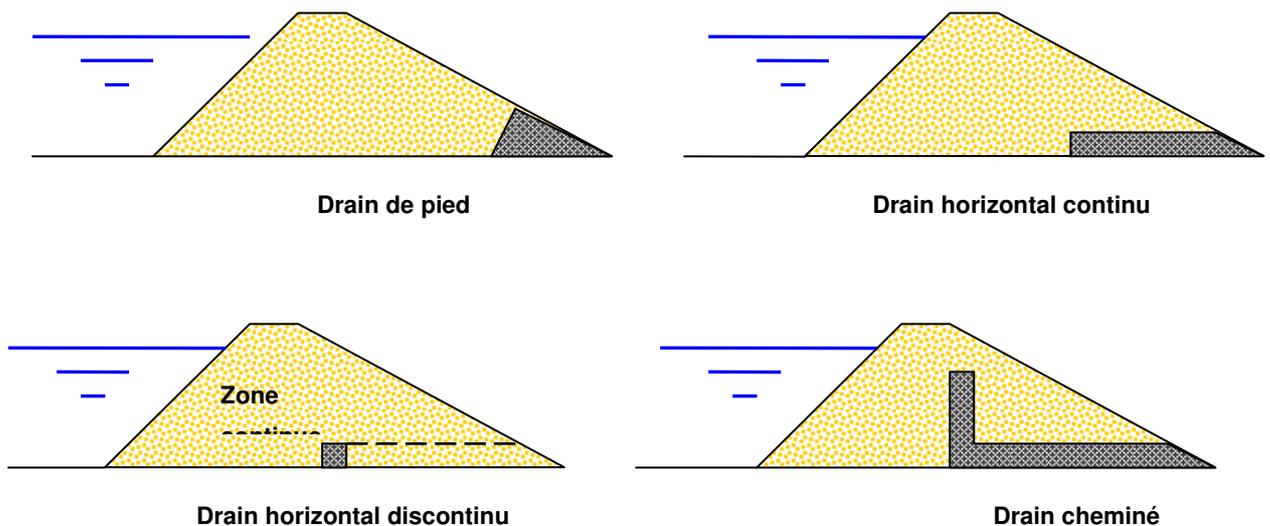


Fig. 2-17 : Systèmes de drainage

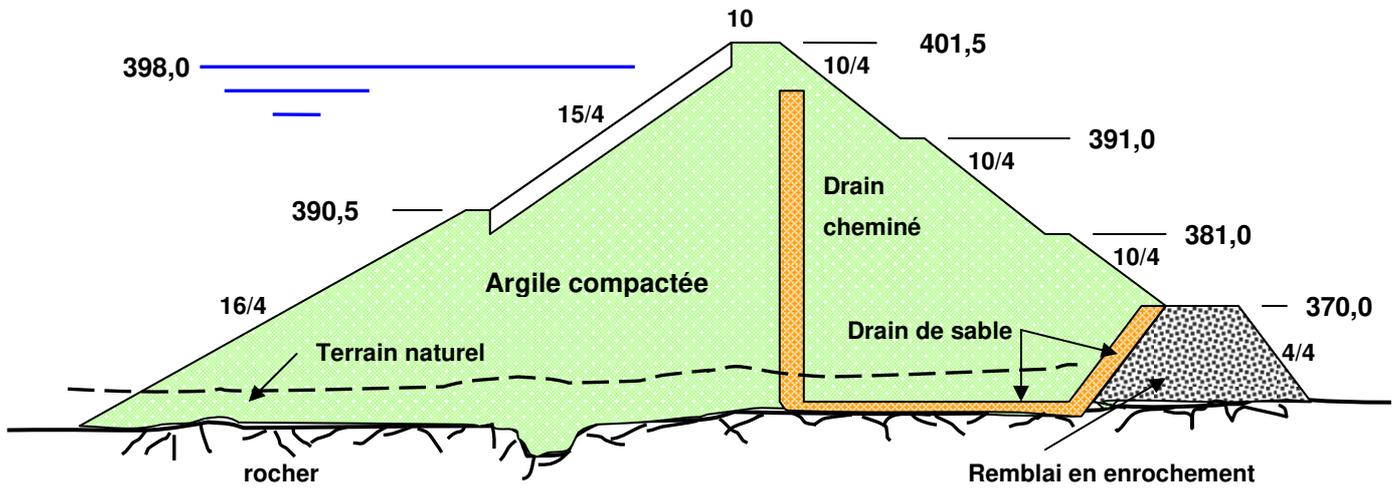


Fig. 2-18 : Barrage de Vigario (Brésil)

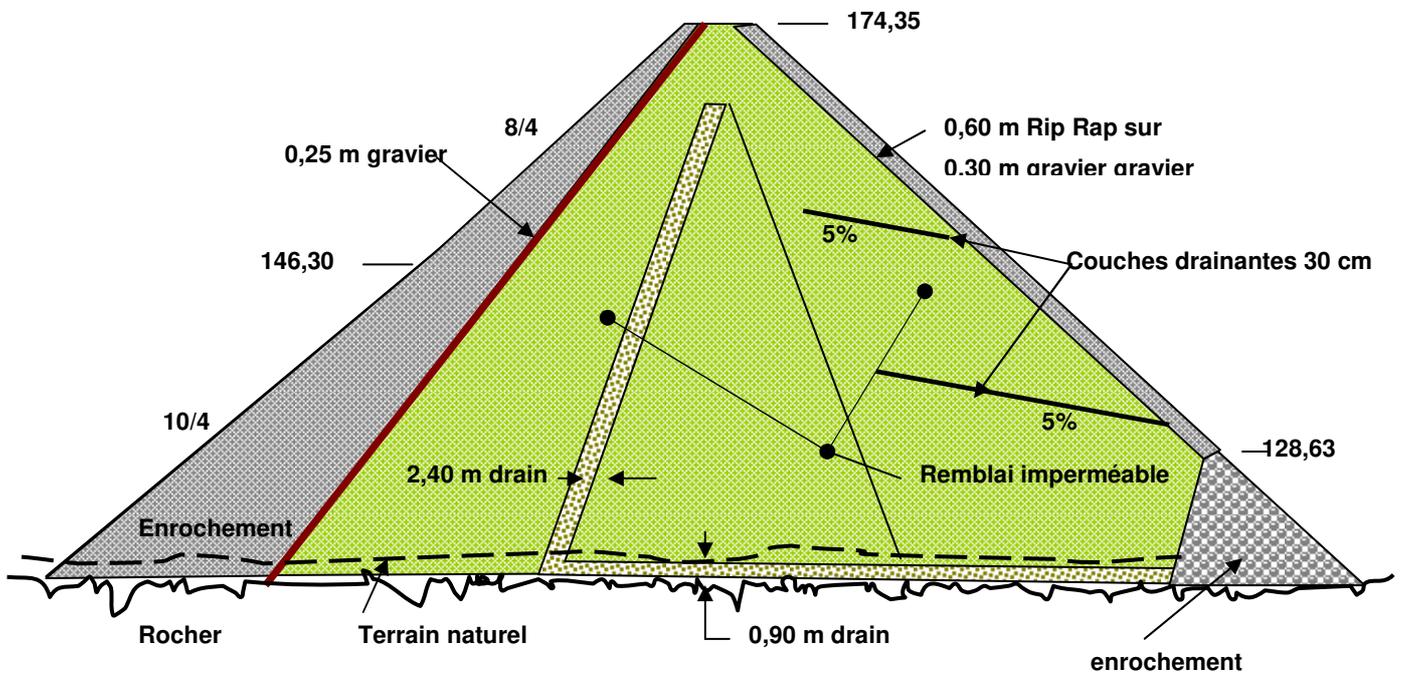


Fig. 2-19 : Barrage de North Hartland (USA)

2.2.2 Barrage à noyau imperméable :

Lorsque sur le site on ne dispose que de peu de matériau imperméable et de beaucoup de matériau perméable, la solution du barrage à noyau imperméable s'impose. Par ailleurs même quand on dispose des deux types de matériau en quantité suffisante, il peut être soit plus facile, soit plus économique, de prévoir un tel type pour divers motifs :

- Le coût de mise en œuvre de matériau perméable est souvent plus faible que le coût de celle de matériau imperméable.
- Le volume total du remblai peut être plus faible
- Les conditions climatiques peuvent rendre la mise en œuvre de matériau imperméable plus difficile

Le noyau peut être vertical (**Fig. 2-20**) ou incliné vers l'amont (**Fig. 2-21**). Les zones perméables peuvent être constituées de sable, de gravier ou rocher. Dans ce dernier cas il peut être soit placé en couches horizontales soit déversé d'une grande hauteur.

Pour dimensionner le noyau, en plus des considérations théoriques, on prendra en compte les considérations pratiques notamment :

- L'expérience d'autres barrages,
- Le débit de percolation admissible,
- La largeur nécessaire pour une bonne mise en œuvre,
- La nature du matériau disponible,
- Le type de drains projetés.

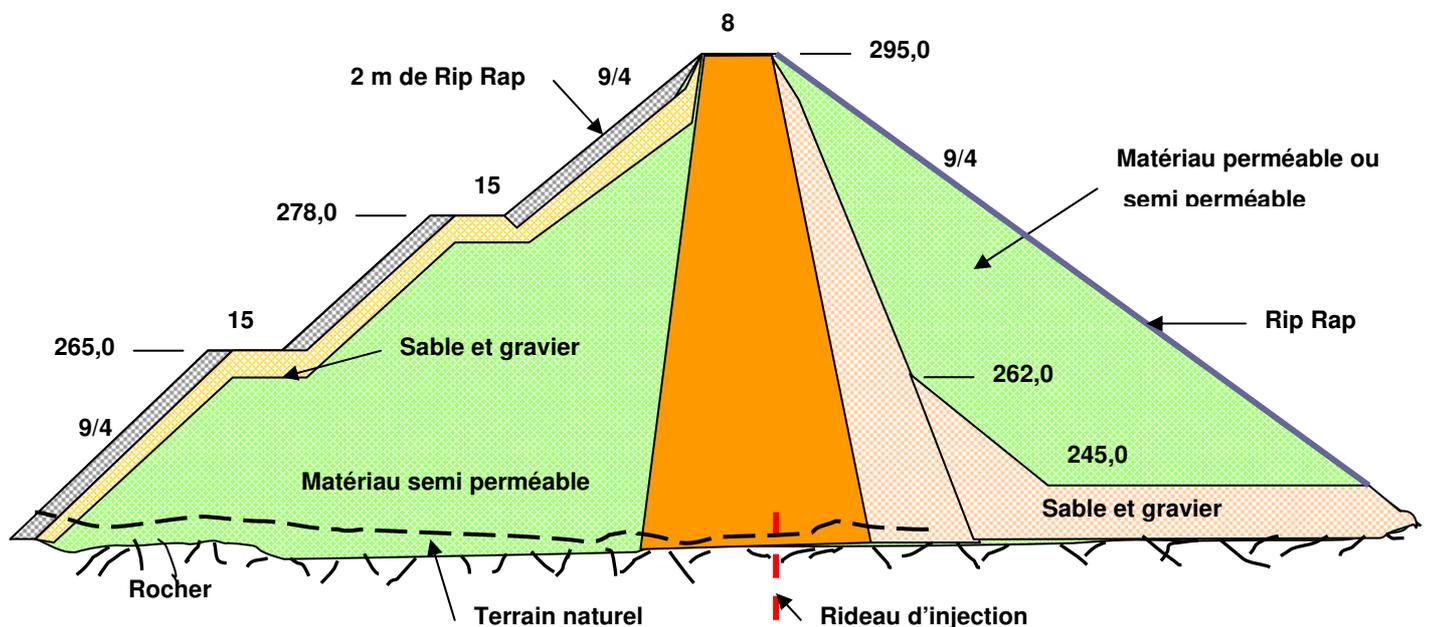


Fig. 2-20 : Barrage San Lorenzo (Pérou)

Chacun des deux types possède des avantages. A l'avantage du noyau vertical on peut citer :

- Les pressions de contact entre le noyau et le terrain sont élevées d'où diminution de la percolation en cet endroit,
- L'épaisseur est plus grande pour un même volume de matériau utilisé,
- Son emplacement est connu facilitant l'injection de la fondation alors que l'emplacement du noyau incliné devra être déterminé au cours des travaux.

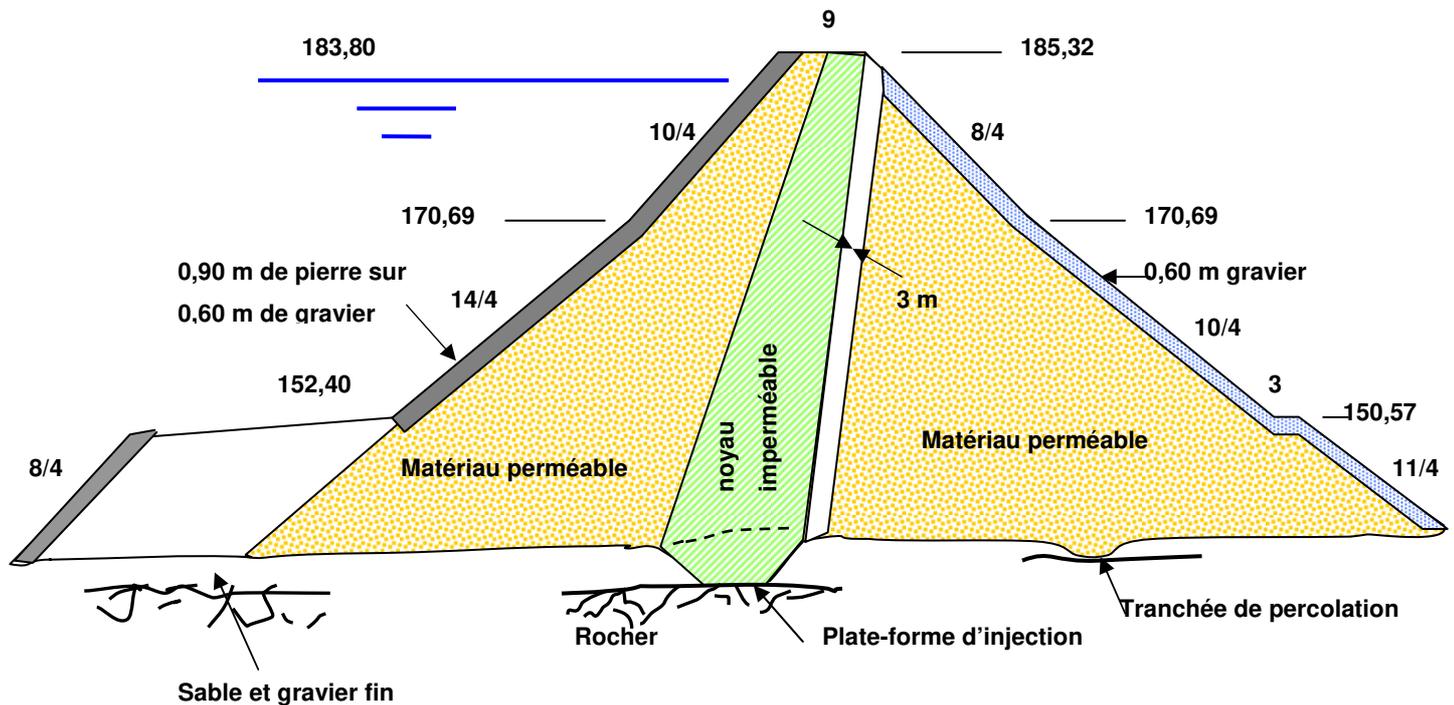


Fig. 2-21 : Barrage de Clear Water (USA)

A l'avantage du noyau incliné on peut citer :

- Le placement se fait en peu de temps après achèvement du corps du barrage,
- La mise en œuvre des couches drainantes est plus aisée,
- Un léger avantage dans la stabilité est constaté,
- Une stabilité plus grande lors de séisme.

2.2.3 Barrage à masque

Un sol à fine granulométrie donne pleine satisfaction au point de vue perméabilité, de sorte que l'usage de membranes pour l'étanchéité n'est actuellement utilisé que pour les ouvrages

en enrochement. La membrane est en béton armé, ou en béton asphaltique. La membrane peut être placée au centre du barrage ou sur le talus amont. Cette dernière solution est la plus utilisée.

a) Membrane placée sur le talus amont :

Le plus grand avantage de ce type est qu'il présente une plus grande sécurité au glissement par rapport aux autres types de barrage en terre ou en enrochement. On prévoit généralement une couche drainante immédiatement derrière la membrane pour prévenir toute infiltration dans le barrage. La résultante de la pression d'eau sur la membrane est dirigée vers le bas augmentant ainsi la pression de contact barrage-fondation. La membrane placée sur le talus amont possède les avantages suivants :

- la résultante des pressions d'eau crée les meilleures conditions de stabilité et donc le volume du barrage peut être réduit,
- le revêtement amont peut être inspecté et réparé facilement,
- Assure aussi la protection contre l'action des vagues,
- N'est pas soumise comme le corroi d'argile à l'érosion progressive,
- En présence de galerie visitable possibilité de localiser facilement les fuites.

Par contre on peut noter les inconvénients suivants :

- Matériaux utilisés soumis à l'usure du temps : détérioration du béton, vieillissement du béton asphaltique,
- Coût plus élevé,
- Risque de fuites au premier remplissage,
- Danger de fissuration au pied de la membrane.

b) Membranes placées au centre du barrage

Des barrages sont projetés avec des membranes étanches intérieures. La plupart des membranes intérieures sont en béton, très peu ont été réalisées en acier et aucune de grande hauteur ne l'a été en béton asphaltique. L'expérience est moins riche que pour les revêtements à l'amont (**Fig.2-22**). Les membranes placées à l'intérieur possèdent les avantages suivants :

- pour une même hauteur, la surface de la membrane intérieure est plus petite d'où usage d'une quantité plus faible de matériau,

- Le matériau constituant la membrane intérieure est mieux protégé contre les intempéries et les chutes de pierres,
- La membrane peut être rendue totalement étanche, même en cas de fissuration, lorsqu'une fine couche d'argile en amont de celle-ci est prévue.

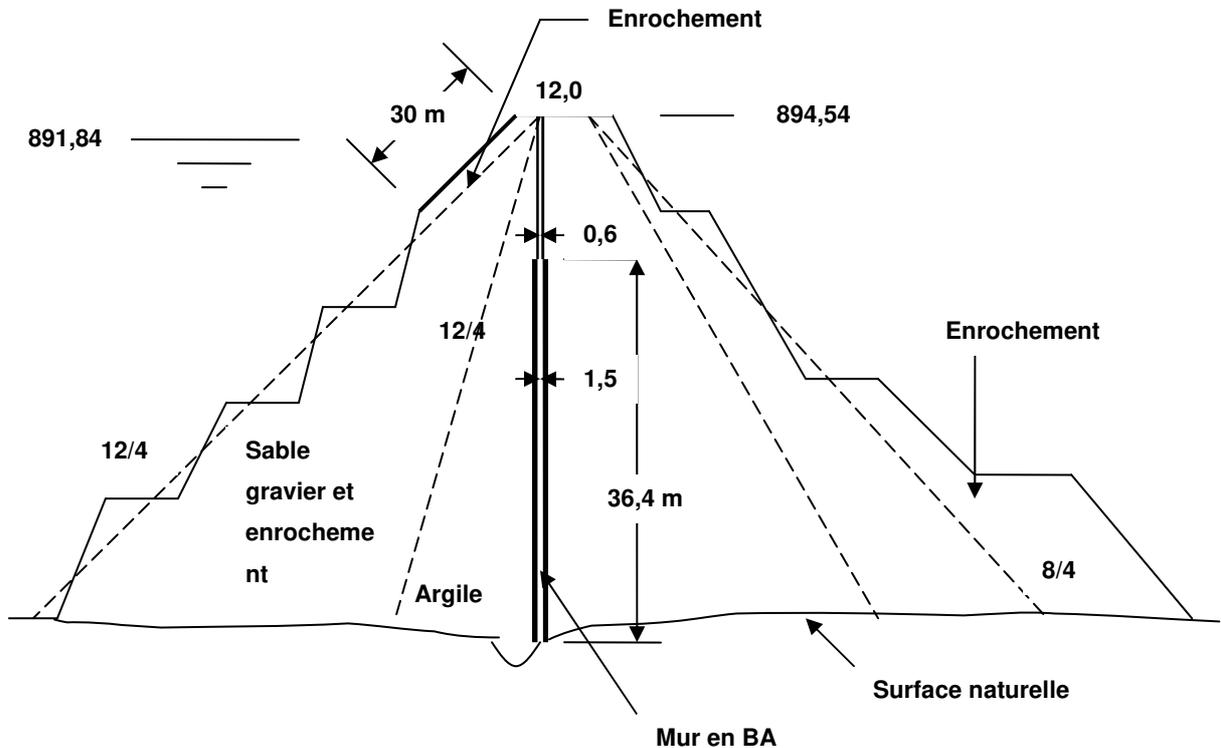


Fig. 2-22 : Barrage de Teton (USA)

c) Types de membrane

Les membranes imperméables peuvent être réalisées en béton armé, ou béton asphaltique.

- **Membrane en béton armé**

Cette disposition est très utilisée pour les barrages en enrochement. Si la hauteur du barrage ne dépasse pas **50 m**, la dalle peut être monolithique sans joints de dilatation. L'armature est placée dans deux directions et doit atteindre 0,5 % de la section de la dalle. Malgré la qualité d'exécution des fuites peuvent surgir, c'est pourquoi on doit prévoir un drain (**Fig.2-23**).

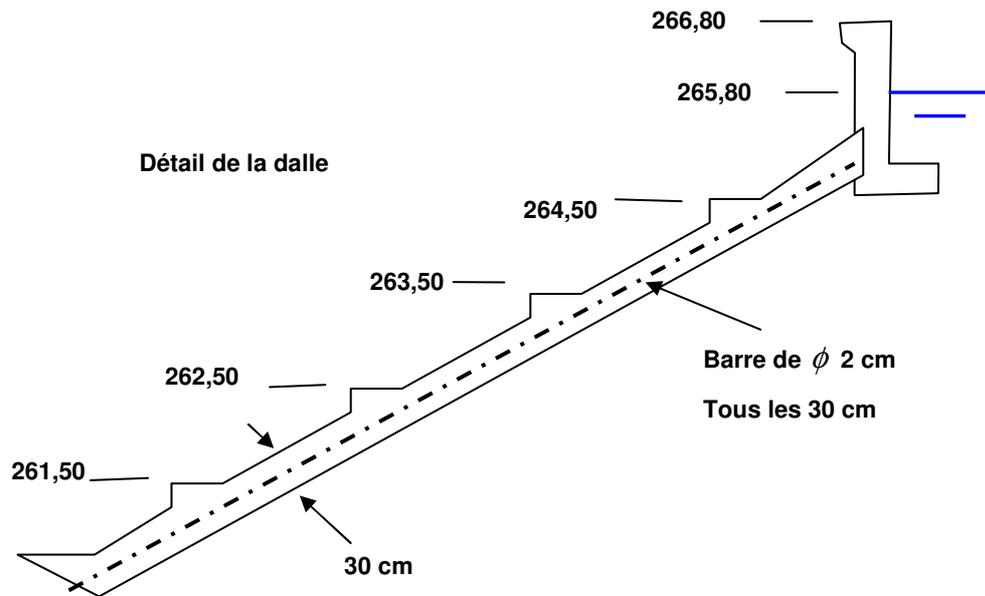
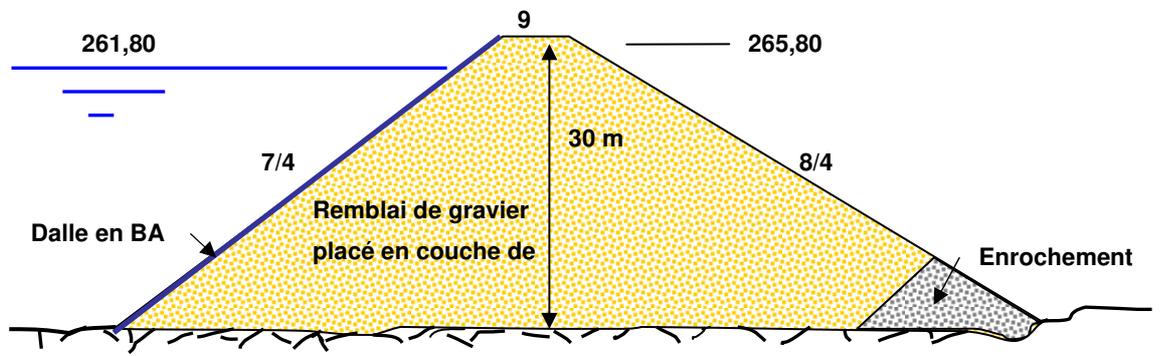


Fig.2-23 : Barrage Don Martin (Mexique)

- **Membrane en béton asphaltique**

Utilisé avant comme protection du talus contre l'érosion, son utilisation comme écran étanche tend à être très répandue (**Fig.2-24**) et (**Fig. 2-25**). Ses avantages sont :

- ✓ Prix plus faible que celui d'une membrane en béton,
- ✓ Déformabilité plus grande,
- ✓ Construction rapide.

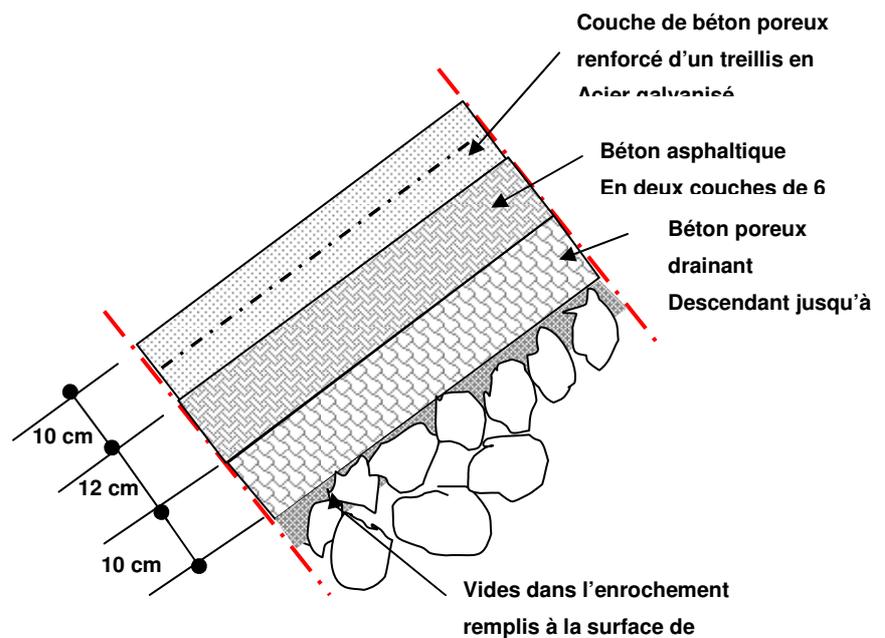
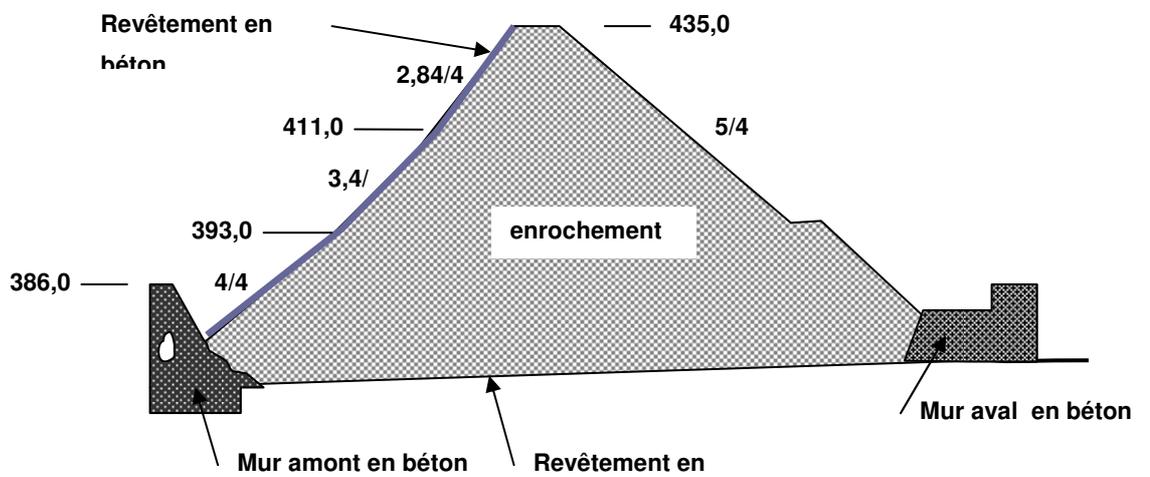


Fig. 2-24 : Barrage de Ghrif (Algérie)

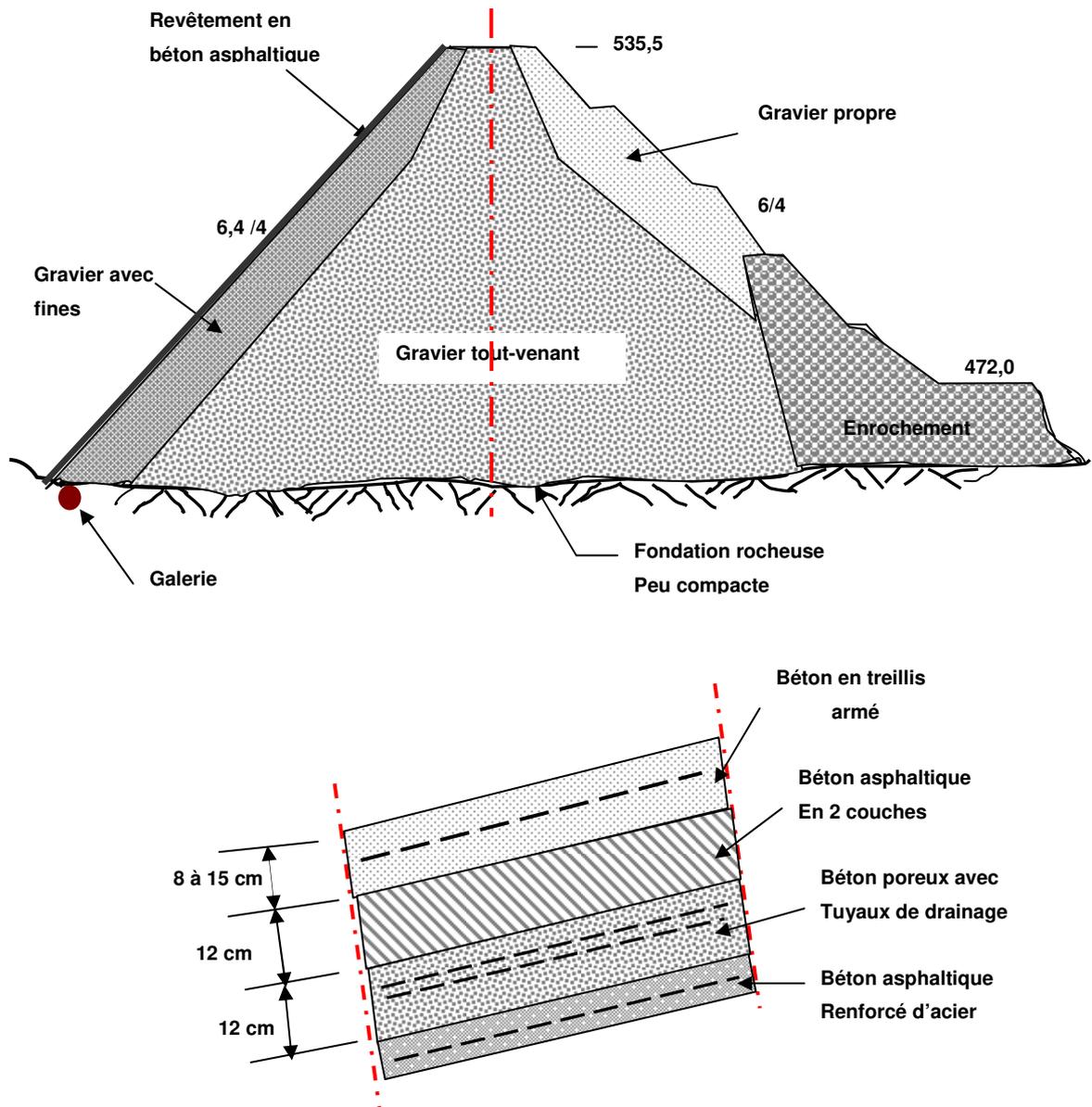


Fig. 2-25 : Barrage de Ighil- Emda (Algérie)

2.3 Choix du site et du type de barrage

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants :

- La morphologie de la vallée ;
- La topographie ;

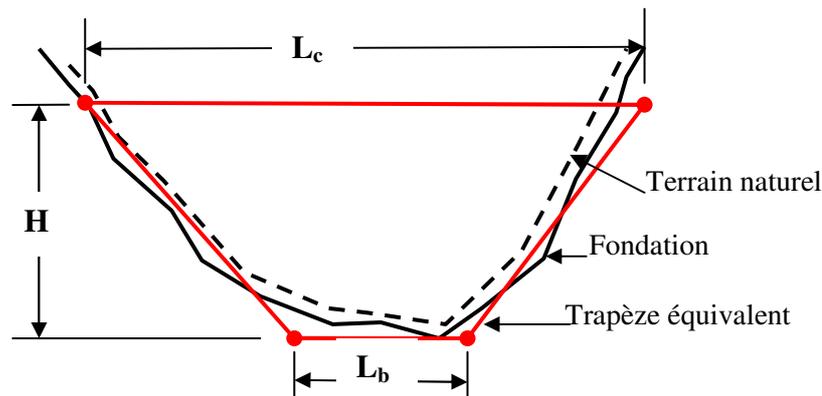
- Les conditions géologiques et géotechniques ;
- Le régime des crues.
- La disponibilité des matériaux
- Le critère économique

2.3.1 Forme de la vallée

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques :

- Vallée étroite : elle peut avoir la forme d'une gorge ou canyon (vallée encaissée avec des flancs presque verticaux), d'un « V » ou d'un « U »
- Vallée large

On définit l'élanement d'un site probable comme le rapport de la largeur en crête sur la hauteur du barrage (**Fig. 2-26**).



L_b largeur du site au niveau de la base

L_c largeur du site simplifié au niveau de la crête

Fig. 2-26 : définition de l'élanement

En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

2.3.2 Topographie

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit (verrou topographique), précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques.

2.3.3 Les conditions géologiques et géotechniques

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs souvent déterminants dans la sélection du type de barrage.

Sauf en cas de roches très fissurées ou de caractéristiques très médiocres, les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous types de barrages, moyennant des dispositions adéquates concernant l'éloignement des matériaux très altérés et le traitement éventuel par injection.

Les fondations graveleuses compactes conviennent en général pour des barrages en terre ou en enrochements, du moins au plan mécanique. Le contrôle des fuites doit être assuré par un dispositif d'étanchéité et de drainage approprié.

Des fondations de silt ou de sable fin peuvent convenir à l'édification de barrages en terre. Des fondations argileuses impliquent presque automatiquement le choix de barrages en remblai, avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place

2.3.4 Le régime des crues

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

Dans le cas de bassin versant étendu et de crues prévisibles sévères, il peut être intéressant de combiner évacuateur de crues et barrage dans un ouvrage en béton déversant.

Au contraire, un déversoir de petites dimensions favorise plutôt le choix d'un barrage en remblai, toutes choses égales d'ailleurs.

Lorsque la construction d'un évacuateur requiert des excavations significatives, la possibilité d'utiliser les produits de déblais favorise aussi un barrage en remblai.

Lorsqu'une galerie est requise pour assurer la dérivation provisoire du cours d'eau durant les travaux, cette galerie peut être avantageusement intégrée aux ouvrages d'évacuation des crues, moyennant, si besoin est, une légère augmentation de sa section.

Le choix d'un barrage en BCR peut s'avérer attractif, dans la mesure où il permet de comprimer les délais d'exécution et de s'affranchir des risques liés à l'arrivée d'une crue qui obligerait, dans les autres solutions, à des ouvrages de dérivation ou de protection onéreux.

2.3.5 La disponibilité des matériaux

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- sols utilisables en remblai ;
- enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap) ;
- agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

2.3.6 Le critère économique

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux. Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

Chapitre 3 : Détermination de la hauteur du barrage et dimensionnement du réservoir

On construit un barrage en vue de constituer une réserve qui puisse satisfaire les besoins. Les problèmes suivants sont donc à considérer (**Fig. 3-1**) :

- L'évaluation de la capacité de la retenue
- L'évaluation des besoins
- L'évaluation des diverses pertes d'eau : infiltration, évaporation, pertes par dépôts solides progressifs dans la cuvette.

En tenant compte de ces évaluations et aussi, bien sur, de considérations topographiques, géologiques, géotechniques, hydrologiques et économiques on doit alors chercher un site le plus proche possible des besoins à satisfaire et permettent de constituer une réserve suffisante.

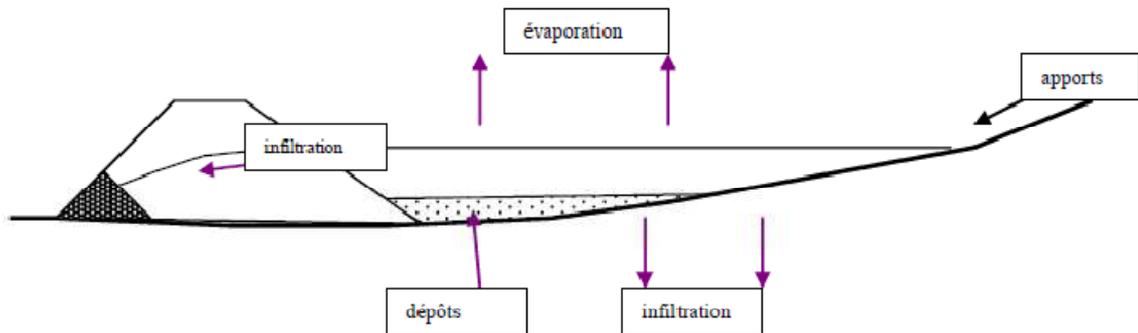


Fig. 3-1 : bilan d'un réservoir

3.1 Volume de la retenue (Courbe hauteur - volume – surface)

Le but principal des études topographiques est d'établir les documents nécessaires aux avant-projets: plans, cartes et profils, documents qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes. Elles peuvent être menées au stade des études préliminaires si l'on ne dispose pas de cartes suffisamment précises, sinon elles seront exécutées le plus souvent au niveau de l'APS. Des plans topographiques on tirera par ailleurs deux sortes de graphes, les courbes hauteur-surface et hauteur-volume, dont on se servira notamment pour positionner le barrage et caler sa hauteur et celle du déversoir, ainsi que la cote des ouvrages de prise et de vidange.

Les sites possibles pour l'emplacement d'un barrage sont repérés sur carte au 1/50 000.

Sur ce document on positionnera les axes potentiels et les bassins versants correspondants (un bassin versant est défini en une section droite d'un cours d'eau: c'est la totalité de la surface topographique drainée en amont de cette section).

Pour l'étude de la cuvette proprement dite, suivant sa taille, on établit un plan à une échelle pouvant aller du 1/500 au 1/10 000 (souvent 1/500, 1/1000, 1/2000, 1/5000), avec courbes de niveau tous les mètres ou tous les 0,5 mètres, selon le relief de la zone (**Fig. 3-2**).

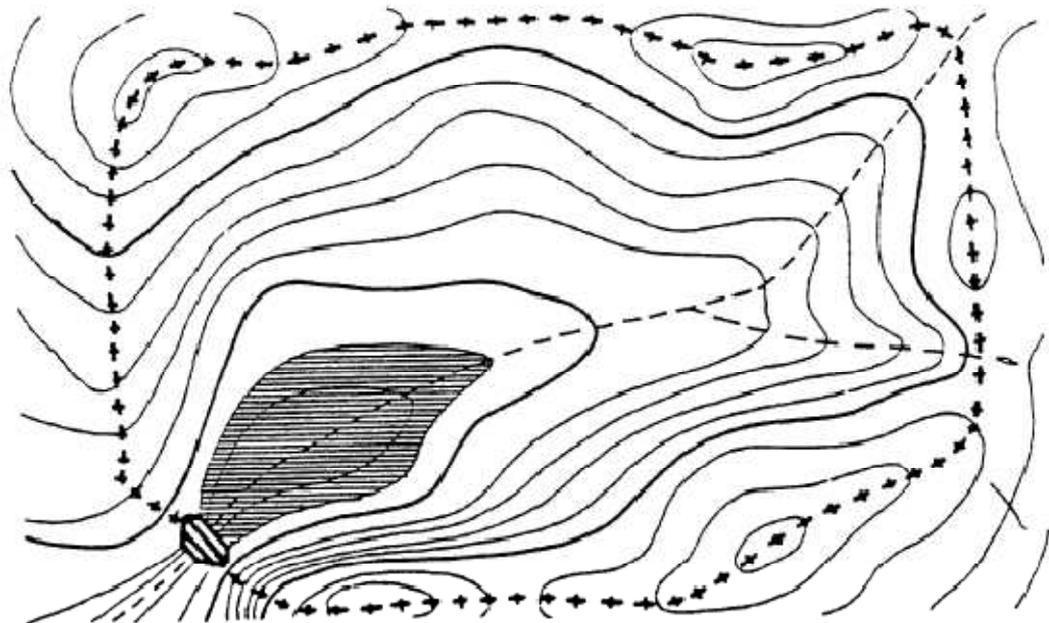


Fig. 3-2 : bassin versant et surface inondée d'un barrage

3.1.1 Méthode rapide

On peut grossièrement évaluer le volume d'une retenue à l'aide de formules de régression, corrélation entre le volume de stockage dans la retenue 'V' et le produit (S*H) de la surface du plan d'eau par la profondeur de la réserve. Formule de Gresillon.

$$V = \frac{S \cdot H}{2.67} \quad (3. 1)$$

3.1.2 Méthode rigoureuse

A partir du plan topographique de la cuvette, on construira les courbes qui permettent d'évaluer facilement les surfaces noyées et les volumes correspondants pour différentes cotes.

Pour ce faire, on mesure à l'aide d'un planimètre les surfaces S_1, S_2, \dots, S_n comprises entre les courbes de niveau successives et l'axe du barrage et distantes l'une de l'autre d'une hauteur h (en général $h = 1 \text{ m}$ ou $h = 0,5 \text{ m}$). En partant du fond, on pourra calculer les volumes d'eau correspondant à chaque tranche.

On établira pour cela le tableau suivant :

Tableau 3.1 : calcul du volume d'un réservoir

Cotes	Surface	Hauteur	Surface moyenne	volume	Volume cumulé
Cote fond	0	0	0	0	0
Cote fond + h_1	S_1	h_1	-	$S_1 * h_1 / 2,67$	V_1
Cote fond + $h_1 + h$	S_2	h	$(S_1 + S_2) / 2$	$(S_1 + S_2) * h / 2$	$V_2 + V_1$
Cote fond + $h_1 + 2h$	S_3	h	$(S_1 + S_2) / 2$	$(S_2 + S_3) * h / 2$	$V_3 + V_2 + V_1$
.....
Cote fond + $h_1 + (n-1) h$	S_n	h	$(S_{n-1} + S_n) / 2$	$(S_{n-1} + S_n) * h / 2$	$\sum V_i$
h_1 est la hauteur comprise entre le point le plus bas de la cuvette et la première courbe de niveau					

On trace ainsi le graphique $h = f(V)$ en plaçant chaque point (cote / volume cumulé correspondant) sur un papier millimétré. C'est la courbe hauteur-volume de la retenue (Fig. 3-3). On peut de même construire la courbe hauteur-surface $h = f(S)$ (Fig. 3-4). On pourra définir le rapport $V_{\text{cumulé maxi}} / h_{\text{maxi}}$ et noter que plus ce rapport sera grand, meilleur sera le choix du site du point de vue du remplissage (lorsque l'on compare plusieurs sites entre eux).

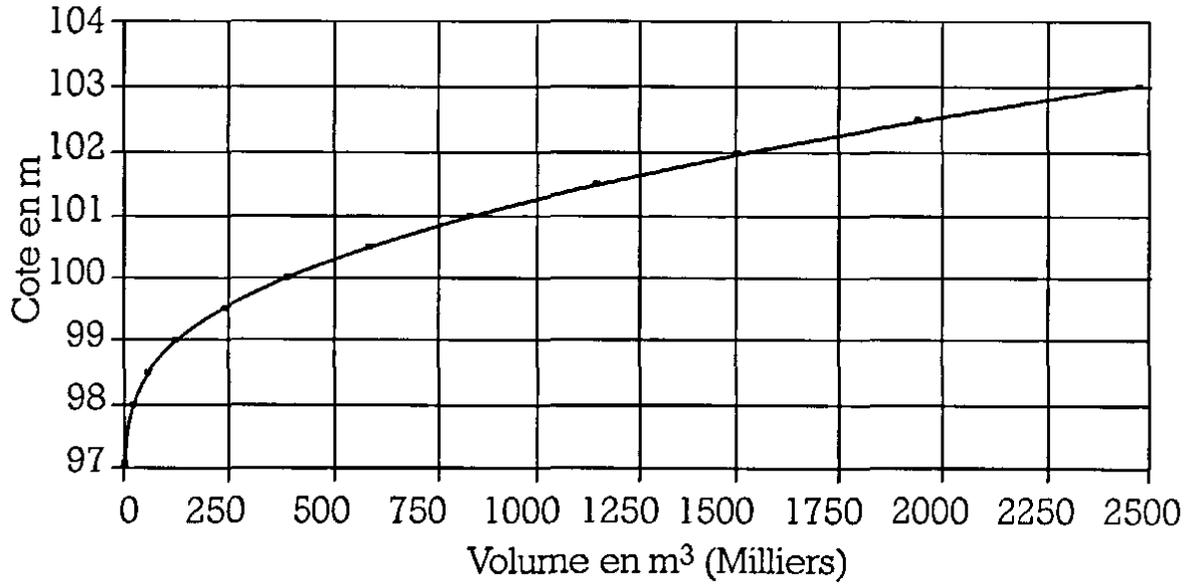


Fig.3-3 : Courbe Hauteur-Volume

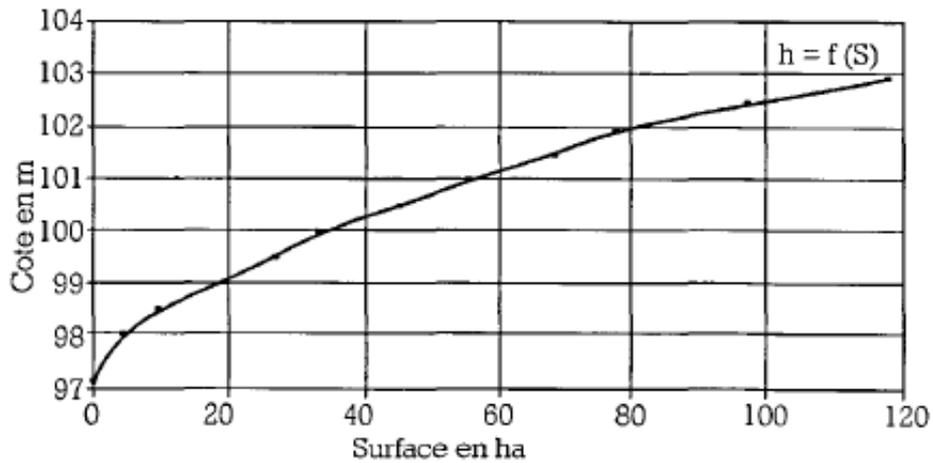


Fig.3-4 : Courbe Hauteur- Surface

3.2 Evaluation des besoins en eau

Pour dimensionner la capacité du barrage, il faut évaluer les besoins en eaux à satisfaire. L'estimation des principaux besoins pour l'alimentation en eau potable des populations, pour l'irrigation et la consommation industrielle.

L'alimentation en eau potable est quantifiée sur la base d'une dotation journalière pour la population et l'estimation des différentes consommations.

On pourra utiliser la dotation suivante :

- Centres urbains 150 l/jour/habitant
- Centres secondaires 80 l/jour/habitant
- Centres ruraux 40 l/jour/habitant

Le volume destiné à l'irrigation est quantifié sur la base des besoins en eau des différentes cultures appliquées dans la région du barrage. Les informations nécessaires sont obtenues auprès des services agricoles. On évalue les besoins en eau en tenant compte :

- Des cultures elles-mêmes et de leur cycle de développement
- De l'évapotranspiration potentielle (ETP) du lieu
- Des surfaces à irriguer

Les besoins industriels et artisanaux sont à envisager selon chaque cas particulier.

3.3 Pertes dans la retenue

3.3.1 Pertes par infiltration

Dans le cas général, les pertes d'eau par infiltration dans la cuvette ou au travers de la digue sont limitées et on peut, au stade d'un avant projet, les estimer à une tranche d'eau de l'ordre de **10 %** de la hauteur utile de la réserve. Habituellement dans la littérature et selon les auteurs sur des valeurs d'infiltration de **1 à 3 mm/j** en moyenne.

On s'efforcera de choisir le site de la retenue de manière à assurer une bonne étanchéité naturelle. Si les fuites sont importantes il sera envisagé d'améliorer l'étanchéité de la cuvette par traitements divers.

3.3.2 Pertes par évaporation

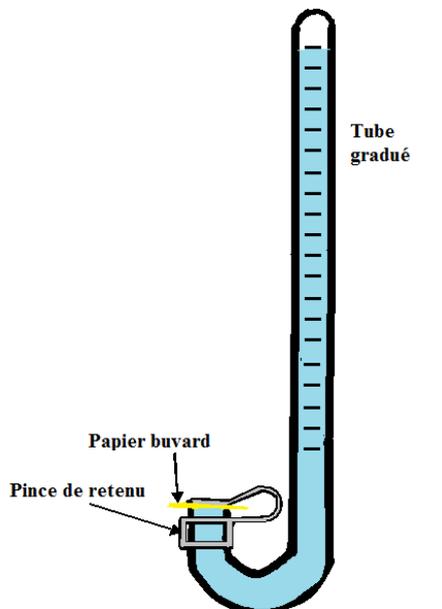
Les pertes par évaporation dans une réserve sont sensiblement proportionnelles à la surface du plan d'eau. On exprime donc ses pertes par la hauteur d'eau évaporée. Elle dépend de la durée évidemment, des conditions climatiques, de l'étendue et de la profondeur de la réserve.

L'évaporation du plan d'eau est une transformation plus ou moins lente d'un liquide en vapeur. L'évaporation de l'eau et de toutes sortes de liquides se fait naturellement, soit par la seule action de l'air, ou combinée à celle de la chaleur du soleil.

L'évaporation est le processus physique par lequel l'eau est transférée à l'atmosphère par passage de la phase liquide à la phase vapeur.

Elle est déterminée soit par des formules ou par des mesures directes à l'aide d'instruments (évaporomètre de Piche) ou bacs (de classe A, Colorado....) (Fig. 3-5).

A partir des valeurs d'évaporation d'un bac, il est possible d'établir une corrélation avec les valeurs d'évaporation d'un bac.



Évaporomètre de Piche



Bac de classe A

Fig. 3-5 : Mesure de l'évaporation

3.3.3 Pertes par dépôts solides

Le processus de l'érosion, l'entraînement, le transport et la déposition des sédiments sont complexes. Il est difficile d'extrapoler les résultats de la recherche fondamentale à des grandes superficies complexes tels les bassins versants, en vue de prédire le taux ou les processus d'envasement d'une retenue.

L'érosion, le transport et la déposition des sédiments sont des processus naturels qui se sont manifestés à travers les ères géologiques. L'importance de l'érosion et relativement la quantité de sédiments arrachés varie beaucoup d'un bassin à un autre et dépend de la géologie, du climat, de la morphologie, des sols, de la végétation et bien d'autres conditions. La sédimentation des réservoirs des barrages est inévitable. Le problème est de savoir au bout de combien de temps, l'utilisation du réservoir sera compromise du fait de cette sédimentation.

- **Estimation des pertes par dépôts solides**

L'eau de ruissellement entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache au long de son parcours ; ces matériaux se déposent dès que la vitesse de l'eau devient inférieure à un certain seuil : ainsi une retenue qui amène l'eau à réduire sa vitesse à une valeur presque nulle provoque le dépôt de la presque totalité des matériaux solides transportés par les eaux de ruissellement. L'arrachement de particules est d'autant plus fort que les pentes sont importantes et que les pluies sont plus irrégulières et que les sols du bassin versant sont plus fins.

On peut estimer l'importance des dépôts solides à prévoir à l'aide de formules suivantes :

- ✓ **Formule de Tixeront**

Tixeront propose trois relations pour le calcul du transport par suspension :

$$T_a = 354 \cdot R^{0.15} \quad (3.2) \quad \text{Pour les bassins Tunisiens}$$

$$T_a = 92 \cdot R^{0.21} \quad (3.3) \quad \text{Pour les bassins de l'Est Algérien}$$

Avec : T_a = Taux d'abrasion [t/Km²/an]

$R = L_e$ = Lamme d'eau ruisselée [mm]

- ✓ **Formule de Fournier**

$$T_a = 52.49 \frac{P^2}{\bar{P}} - 513.21 \quad (3.4)$$

Avec : P = Pluviométrie du mois le plus arrosé [mm]

\bar{P} = Pluviométrie annuelle [mm]

Le volume mort annuel se calcule comme suit :

$$V_M = \frac{T_a \cdot S}{\gamma} \quad (3.5)$$

Avec : V_M = Volume mort annuel

T_a = taux d'abrasion [t/Km²/an]

γ = Poids spécifique des sédiments [t/m³]

S = Superficie du BV [Km²]

Le poids spécifique des sédiments est donné par le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Poids volumique des sédiments

DENSITÉ VOLUMÉTRIQUE DES DIFFÉRENTS TYPES DE SÉDIMENTS			
Typologie des sédiments	Poids volumique T/m³	Typologie des sédiments	Poids volumique T/m³
Boue fine	0.7 - 0.8	Sable fin	1.5 - 1.6
Boue fine	0.8 - 0.9	Sable moyen	1.6 - 1.7
Boue avec mélange de sable	0.9 - 1.1	Sable moyen et lourd	1.1 - 1.8
Sable fin sédimenté	1.1 - 1.2	Sable avec gravier	1.8 - 1.9
Sable fin et moyen sédimenté	1.2 - 1.3	Gravier	1.9 - 2.1
Sable moyen sédimenté	1.3 - 1.5	Cailloux avec gravier	2.1 - 2.4

✓ **Formule de Gottschalk (USA)**

$$D = 260 \cdot S^{-0.1} \quad (3.6)$$

Avec : D (m³/Km²/an) : dégradation spécifique annuelle

S (Km²) : surface B V

✓ **Formule citée par Grésillon**

$$D = 700 \left(\frac{P}{500} \right)^{-2.2} \cdot S^{0.1} \quad (3.7)$$

Avec : D (m³/Km²/an) : dégradation spécifique annuelle

S (Km²) : surface B V

P (mm) : pluviométrie moyenne annuelle

3.4 Etude des apports

L'étude des apports doit être faite en fonction de la retenue et du rôle qu'on lui assigne.

La plupart des petites retenues sont destinées à assurer une régularisation saisonnière des ressources en eau. A cet effet, elles se remplissent pendant la saison humide et se vident plus ou moins complètement pendant la saison sèche. Dans ce cas il est nécessaire de procéder à

une étude aussi détaillée que possible des apports annuels afin de déterminer le volume maximal utilisable avec le taux de satisfaction choisi. On vérifiera que ce volume est suffisant pour remplir la retenue.

Les grandes retenues jouent souvent un rôle de régularisation non seulement saisonnière et annuelle mais aussi interannuelle. La détermination du volume de ces retenues exige une bonne connaissance des reports d'une année sur l'autre et de la répartition des apports dans l'année (débits mensuels).

3.4.1 Cas où il existe des données hydrométriques en nombre suffisant

Dans ce cas, on peut procéder à une analyse fréquentielle des débits moyens annuels ou modules annuels.

A partir des débits moyens annuels on peut exprimer les apports annuels (volume écoulé ou lame d'eau écoulée). On supposera le volume des apports uniformément réparti sur toute la surface du bassin versant.

Quelque soit le mode d'expression des apports annuels, lorsque l'on dispose d'une série de mesures suffisamment longue, on pourra calculer les apports en fonction de la fréquence de satisfaction choisie. Généralement la loi normale de Gauss convient pour l'analyse fréquentielle en la matière.

3.4.2 Cas où il n'existe aucune donnée hydrométrique

Depuis longtemps, les hydrologues cherchent à mettre en équation les régimes hydrologiques observés en Algérie, donnant lieu à une multitude de formules pour le calcul de l'apport annuel moyen des bassins algériens qui n'a pas, toutefois, obtenu le succès escompté.

L'on distingue, en général, deux catégories de formules : d'une part, des formules mettant en relation l'écoulement (E) et la pluie annuelle (P) et d'autre part, celles qui relient l'écoulement, la pluie annuelle et la surface du bassin versant (S). La chronologie, les données de base et les limites d'application de ces formules ont fait l'objet d'une analyse critique faite successivement par SOGREAH (étude hydrologique méthodologique des retenues collinaires en Algérie, 1989) et par Saidi A. (article bibliographique dans la revue *Eaux et sols*, 1990).

Comme le précise le rapport de SOGREAH, l'on ne peut s'attendre à une très grande fiabilité des formules anciennes, élaborées jusqu'en 1960 (les données de débits, d'une qualité déjà douteuse, étaient limitées dans le temps et dans l'espace). Tout plaide pour l'abandon des anciennes formules, élaborées à partir d'observations limitées et souvent douteuses (Saidi A., 1990). Certes, le réseau s'est remarquablement étoffé entre 1968 et 1972 et la qualité des mesures s'est améliorée (installation d'un matériel moderne, consignes de gestion bien définies et généralisées à l'ensemble du réseau), mais néanmoins, les formules récentes (mises au point postérieurement à 1975) ne sont pas toujours cohérentes entre elles. Les causes d'erreurs liées aussi bien à la nature des données utilisées qu'à l'approche méthodologique concernant l'élaboration des formules en question y sont signalées (SOGREAH., 1989).

La formule de SOGREAH (1989) mise au point dans le cadre de l'étude de petits bassins d'Algérie du Nord en vue l'aménagement de retenues collinaires semble donner des résultats intéressants, comparés aux apports annuels moyens observés de 42 bassins de l'Est algérien.

q : débit spécifique annuel ($l/s/km^2$) ;

E : lame d'écoulement annuel (mm) = $q*31,536 = (A*1000)/S$

A : apport annuel moyen (hm^3)

P_0 : seuil d'écoulement annuel (mm)

S : superficie BV (km^2)

Pa : Lame précipitée annuelle (mm)

Tableau 3.3 : formules

Auteur	Formule d'origine	N°	Écoulement annuel
MEDINGER, 1947	$E = 0,75*(Pa - 400)$	(3 .8)	E (mm)
COUTAGNE, 1948a	$E = 0,74*(Pa - 404)$	(3 .9)	E (mm)
COUTAGNE, 1948b	$E = (0,164 - 0,00145 * \text{racine (S)}) * Pa$	(3 .10)	E (mm)
COUTAGNE, 1948c	$E = 1,024*(Pa/1000 - 0,26) ^2 * 1000$	(3 .11)	E (mm)
SAMIE, 1955a	$E = 0,784*(Pa/1000 - 0,232) ^2 * 1000$	(3 .12)	E (mm)
SAMIE, 1955b	$E = (293 - 2,2 * \text{racine (S)}) * (Pa/1000) ^2$	(3 .13)	E (mm)
SAMIE, 1960	$E = 0,694*(Pa - 434)$	(3 .14)	E (mm)
SOGREAH, 1969	$E = 0,805*(Pa - 392)$	(3 .15)	E (mm)
HEUSCH, MILLES LACROIX, 1971 (Maghreb)	$E = 0,653*Pa - 236$	(3 .16)	E (mm)
PADOUN, 1974	<ul style="list-style-type: none"> • si Pa compris entre 200 et 900 mm/an : $q = k_{\text{hmoy}} * (0,0019 * Pa) ^{3,57}$ • si Pa compris entre 900 et 1800 mm/an : $q = k_{\text{hmoy}} * (0,0236 * Pa - 14,2)$ $k = \exp (h_{\text{moy}} / 3500) ; h_{\text{moy}} : \text{hauteur moyenne d'un bassin (en m)}$	(3 .17)	$E \text{ (mm)} = q * 31,536$
DERI, 1977	$q = 11,8 * (Pa/1000) ^{2,82}$	(3 .18)	$E \text{ (mm)} = q * 31,536$
DERI-SARVARY, 1985	$A = 0,915 * (Pa/1000) ^{2,684} * S ^{0,842}$	(3 .19)	$E \text{ (mm)} = (A * 1000) / S$
ADJEL et SMAIL, 1985	$E = (Pa/60) ^{2,15}$ $E = 11,7 * \exp (3,91 * Pa/1000)$	(3 .20)	E (mm)
SARVARY- DERI, 1987	<i>Si $S_{BV} > 1000 \text{ km}^2$</i> $A = 0,31 * (Pa/1000) ^{3,032} * S ^{1,016}$	(3 .21)	$E \text{ (mm)} = (A * 1000) / S$
SAIDI, 1990	$q = 13,23 * (Pa/1000) ^{2,27}$	(3 .22)	$E \text{ (mm)} = q * 31,536$
SOGREAH, 1989	<ul style="list-style-type: none"> • zone Nord $E = 720 * ((Pa - 250) / 1000) ^{1,85}$ • Hautes Plaines $E = 720 * ((Pa - 150) / 1000) ^{1,85}$ $E = 5 \text{ mm si } Pa < Po + 68$ <i>Po = 150 mm zone Hautes Plaines</i> <i>Po = 250 mm zone Nord</i>	(3 .23)	E (mm)
Turc L.	$E = P - D$ $D = P / (0,9 + P^2 / L^2) ^{0,5}$ <i>D = déficit d'écoulement d'eau (mm par an)</i> <i>P = précipitations (mm par an)</i> <i>T = température annuelle de l'air (°C)</i> $L = 300 + 25 * T + 0,05 * T^3$	(3 .24)	E (mm)

3.5 Etude du régime des crues

Il peut arriver que lors de crues importantes la capacité de la retenue soit insuffisante pour stocker la totalité du volume ruisselé. Etant donné que les submersions entraînent la destruction des barrages en remblai, il est nécessaire d'évacuer le surplus. On utilise à cet effet un évacuateur de crues.

Mais pour dimensionner cet ouvrage, il faut déterminer la crue maximale qu'il doit évacuer appelée crue de projet, ceci revient finalement à accepter un certain risque que l'on s'efforcera de minimiser en tenant compte des conditions locales. Pour déterminer cette crue de projet, on étudie le régime des crues.

3.5.1 Méthodes statistiques

L'emploi des méthodes statistiques suppose que l'on ait un nombre suffisant de relevés (trente ans au minimum). Or ces données ne sont disponibles que dans un très petit nombre de cas généralement sur les grands cours d'eau). Donc ces méthodes ne sont utilisables que pour l'étude d'un nombre réduit de bassins versants.

En Algérie, l'apport annuel d'une probabilité de dépassement donnée, pour les cours d'eau où il existe des données d'observation, est calculé selon une loi log-normale (loi de Galton) ou encore selon une loi racine-normale (méthode adoptée dans l'étude statistique des précipitations annuelles en Algérie). Appliquée aux débits annuels (voire mensuels) des cours d'eau algériens, la loi log-normale assure une adéquation satisfaisante, bien meilleure que la loi normale (Chaumont M., 1969 ; Taibi R., 1994 ; Padoun N-N., 1974).

3.5.2 Méthodes basées sur l'analyse de la fréquence des pluies

- **Formule de Possenti**

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = \frac{\gamma \cdot P_{24}}{L} \left(A_m + \frac{A_p}{3} \right) \quad (3. 25)$$

Avec : γ = Coefficient caractérisant la longueur du Talweg $700 < \gamma < 800$

P_{24} = Pluie maximale (m) d'une durée de 24h

L = Longueur du Talweg (m)

A_m = Surface (Km²) de la partie montagneuse

A_p = Surface (Km²) de la partie plate

- **Formule de Turazza**

$$Q (m^3/s) = \frac{C_r \cdot P_{tc \%} \cdot A}{3,6 \cdot t_c} \quad (3. 26)$$

Avec : C_r = Coefficient de ruissellement du BV

$P_{tc \%}$ = Hauteur totale maximale (mm) des précipitations pendant une durée égale à t_c

A = Surface du BV(Km²)

t_c = Temps de concentration (heures)

a) Calcul de la pluie journalière maximale

Après étude des pluies enregistrées aux stations réparties sur les bassins versants algériens et leur analyse fréquentielle Body K. (1985) propose les formules suivantes pour le calcul de la pluie journalière maximale à partir de la pluie moyenne annuelle.

$$P_{Jmax} = 0,0525 \cdot P_{an} + 18,6 \quad (3. 27)$$

Valable pour tous les bassins du nord algérien

$$P_{Jmax} = 0,089 \cdot P_{an} + 9,6 \quad (3. 28)$$

Valable pour tous les bassins côtiers oranais et celui de la Tafna

b) Calcul de la pluie maximale fréquentielle

Pour le calcul de la pluie maximale fréquentielle la méthode simplifiée de Galton sera appliquée.

$$P_{Jmax\%} = \frac{P_{Jmax}}{\sqrt{C_{vq}^2 + 1}} \cdot \text{Exp} \left[u \cdot \sqrt{\text{Ln}(C_{vq}^2 + 1)} \right] \quad (3. 29)$$

Avec : $P_{Jmax\%}$ = Pluie journalière maximale d'une fréquence donnée

u = Variable réduite de Gauss correspondant à la fréquence

C_{vq} = Coefficient de variation du débit

c) Pluie fréquentielle de durée égale à t_c

D'après **Montanari**, la durée de précipitation et la hauteur de la pluie sont liés par l'expression suivante :

$$P_{tc \%} = P_{j \max \%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \quad (3. 30)$$

t_c = temps de concentration en heure

b : Coefficient climatique calculé par les formules suivantes :

$$b = \frac{\text{Ln}\left(\frac{P_j \text{ max}}{24}\right) - \text{Ln}(25)}{\text{Ln}(24) - \text{Ln}(0.5)} + 1 \quad (3. 31)$$

Ou

$$b = \frac{\text{Ln } P_j \text{ max}}{3.912} - 0.6352 \quad (3. 32)$$

d) Coefficient de variation du débit

Pour les cours d'eau non jaugés, les travaux portant sur l'estimation des paramètres statistiques de variabilité sont assez rares. Le coefficient de variation C_v , à l'instar du coefficient d'asymétrie, est un paramètre qui est généralement nécessaire à connaître dans le calcul des apports de différentes probabilités de dépassement (loi de répartition de Gibrat-Gauss, Galton etc...)

La seule relation disponible pour estimer la variabilité des apports pour des bassins algériens grands et moyens, émane de Padoun N-N. (1974) :

$$C_{vq} = \frac{0.93 K}{q} \quad (3. 33)$$

C_{vq} : coefficient de variation des apports annuels d'un bassin

q : débit spécifique interannuel ($l/s/km^2$)

K : coefficient de réduction tenant compte de la part d'écoulement souterrain dans l'écoulement total du cours d'eau ; il varie de 1 quand l'écoulement souterrain est de 0 % jusqu'à 0,25 lorsque l'écoulement souterrain atteint 70 %.

Tableau 3.4 : Valeurs de K

Écoul. souterrain / Écoul. global en %	0	10	20	30	40	50	60	70
K	1.0	0.81	0.67	0.55	0.45	0.37	0.30	0.25

S'inspirant de Chaumont M. (1968) qui dit que l'irrégularité des apports d'un bassin est une amplification de l'irrégularité de la pluviométrie qu'il reçoit, Saidi A.(1990) propose la relation suivante, à titre d'approximation de la valeur du C_v de l'apport d'un petit bassin (sur la base des données de 13 bassins jaugés, $R = 0,785$) :

$$C_{vq} = 2.82 (C_{vp})^{1.11} \quad (3.34)$$

3.5.3 Le temps de concentration

Sur un bassin versant, c'est le temps mis par l'eau pour parcourir la distance séparant le point le plus éloigné et l'exutoire. Il peut être soit apprécié par la mesure à partir de crues observées, soit estimé à partir de formules empiriques faisant intervenir des caractéristiques du BV (surface, pourcentage de surface imperméable, pente, etc.).

Les formules donnant l'estimation des temps de concentration sont principalement d'origine empirique.

Les formules suivantes, établies pour des bassins naturels ou ruraux, ne font intervenir que des caractéristiques des bassins, donnent donc un temps de concentration constant.

- Nash $t_c = 29,6 [A/I]^{0,3} \quad (3.35)$

- Ventura $t_c = 0,763 [A/I]^{0,5} \quad (3.36)$

- Kirpich (1940) $t_c = 0,01947 \cdot L^{0,77} \cdot I^{-0,385} \quad (3.37)$

- Passini $t_c = 0,14 [A \cdot L]^{1/3} \cdot I^{-0,5} \quad (3.38)$

- Giandotti $t_c = \left(30 A^{\frac{1}{2}} + 0,113 L \right) / (L \cdot I)^{\frac{1}{2}} \quad (3.39)$

- Onde Cinématique (1965) $t_c = (6.943 (n L)^{0.6}) / (I^{0.4} \cdot I^{0.3}) \quad (3.40)$

- SCS (1973) $t_c = (0.01362 L^{0.8} \cdot \left[\frac{1000}{CN} \right]^{0.7}) / \sqrt{I} \quad (3.41)$

Avec :

t_c : Temps de concentration [min]

A : Surface du BV [ha]

L : Longueur du parcours correspondant au temps de concentration [m]

I : Pente moyenne [m/m]

i : Intensité de l'averse [mm/h]

CN : paramètre du ruissellement SCS

3.5.4 Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

- La forme de la crue.
- Le volume de la crue.
- La durée de la crue.
- Le débit maximum de la crue.

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on peut utiliser la méthode de SOKOLOVSKI qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une pour le temps de montée et l'autre pour la décrue.

- Montée

$$Q_{mon} = Q_{max} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (3.42)$$

T_m : Temps de montée qui est égale au temps de concentration.

- Décrue

$$Q_{dec} = Q_{max} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (3.43)$$

Avec: $T_d = \eta \cdot T_m =$ Temps de décrue

$\eta =$ Coefficient compris entre 2 et 4 et dépendant de la capacité de régulation du BV et du lit du cours d'eau.

3.6 Régularisation

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de restituer les eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que se soit pour l'AEP, l'irrigation, l'industrie ou pour la production de l'énergie électrique. On distingue deux types de régularisation à savoir :

- La régularisation saisonnière (annuelle)
- La régularisation interannuelle.

La régularisation permet de calculer le volume utile nécessaire pour satisfaire la demande aval. Parmi les méthodes utilisées pour déterminer ce volume on citera la méthode des courbes des débits cumulés et celle du bilan sur un pas de temps donné.

3.6.1 Méthode des débits cumulés

Méthode rapide, elle repose sur l'équation de rétention suivante :

$$Q_e - Q_s = A \frac{dZ}{dt} = \frac{dV}{dt} \quad (3.44)$$

Avec :

$A = f(z)$: surface du plan d'eau du réservoir

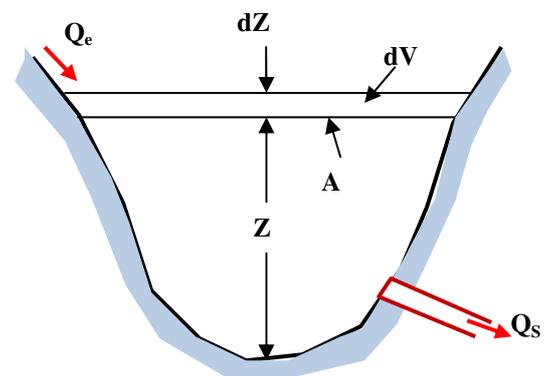
$Z = f(t)$: niveau du plan d'eau

$V = f(z)$: volume du réservoir

$Q_e = f(t)$: débit entrant dans le réservoir

$Q_s = f(t)$: débit sortant du réservoir

$\Delta V = Q_e - Q_s = D$: différence de volume



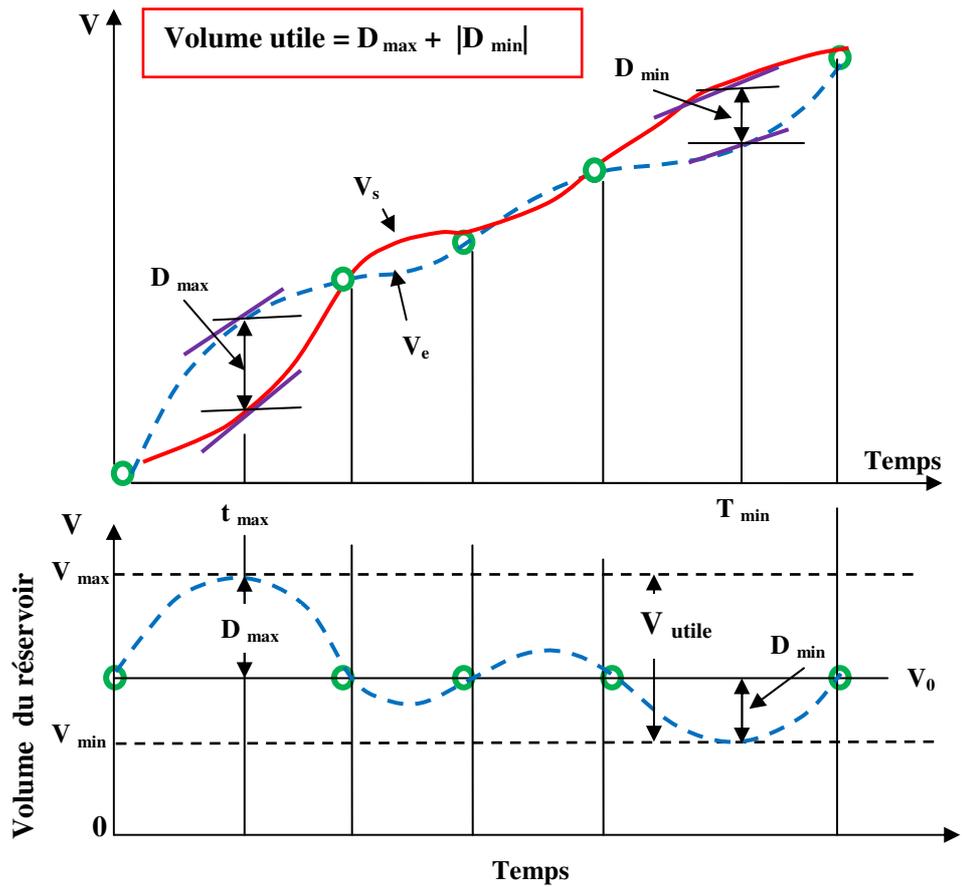


Fig. 3- 6: Dimensionnement à l'aide des courbes de débits cumulés

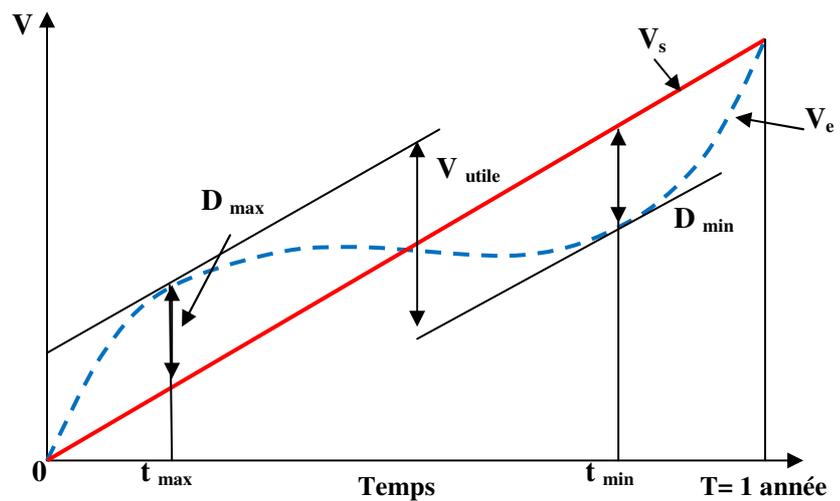


Fig. 3-7 : Tous les débits entrants (apports) sont transformés en débits sortants

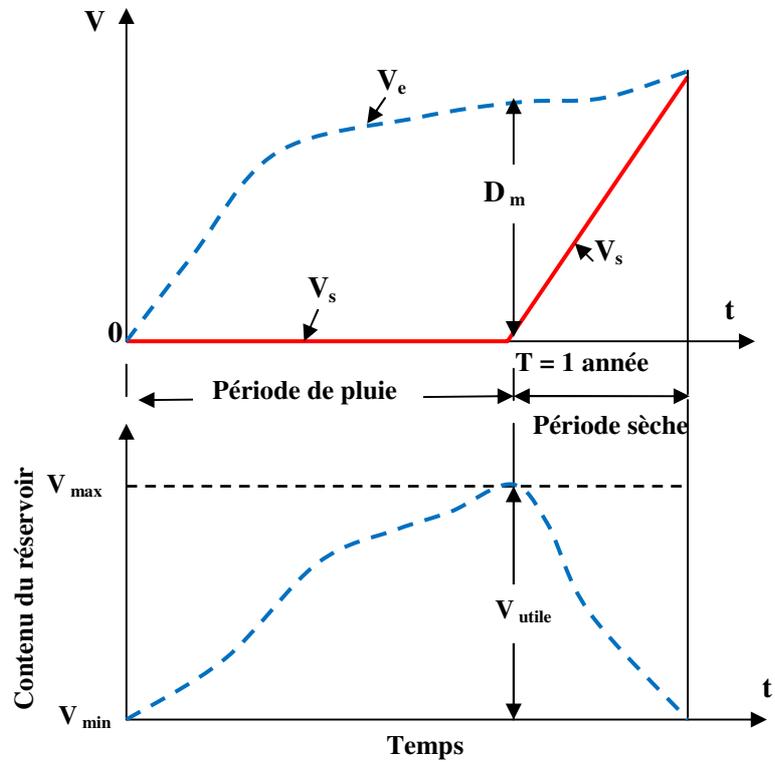
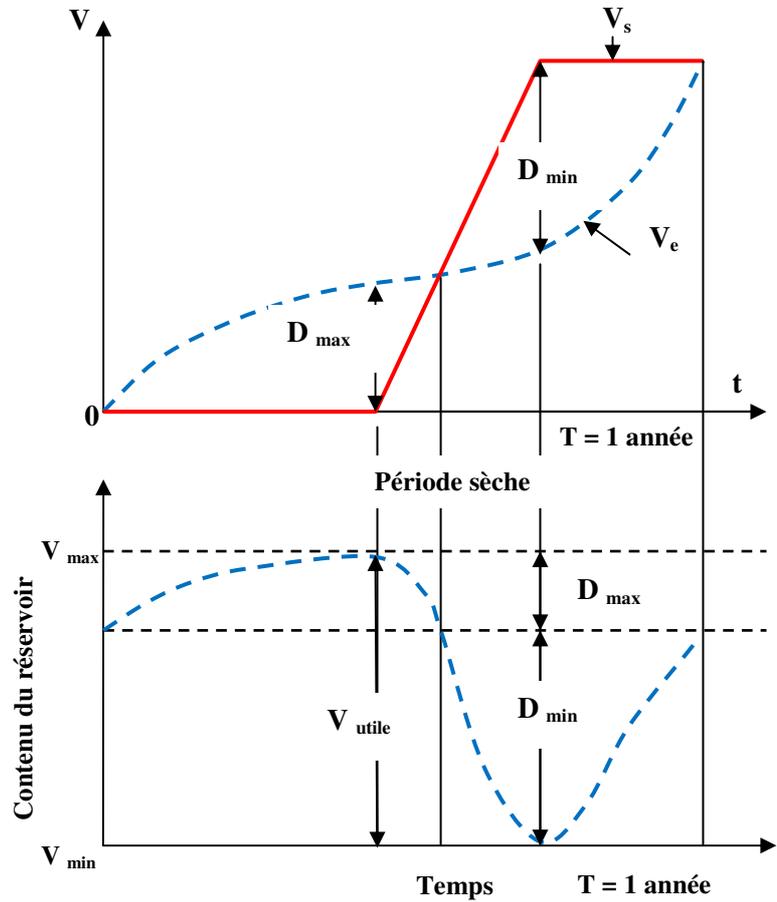


Fig. 3- 8: Tous les débits entrants (apports) sont utilisés pendant la période sèche avec un débit de soutirage constant

3.6.2 Méthode du bilan sur un pas de temps

Lors du calcul de régularisation il s'agit donc de faire un bilan d'eau pendant une année avec un pas de calcul déterminé.

Pour chaque pas de temps Δt on a:

$$A - E - I - D = \Delta V \quad (3.45)$$

Où :

$A = f(t) =$ Apport

$E = f(V(t)) =$ Evaporation

$I = f(V(t)) =$ Infiltration

$D = f(\text{demande}, v(t))$

Le rapport du volume du réservoir sur le volume des apports déterminera le choix de Δt .

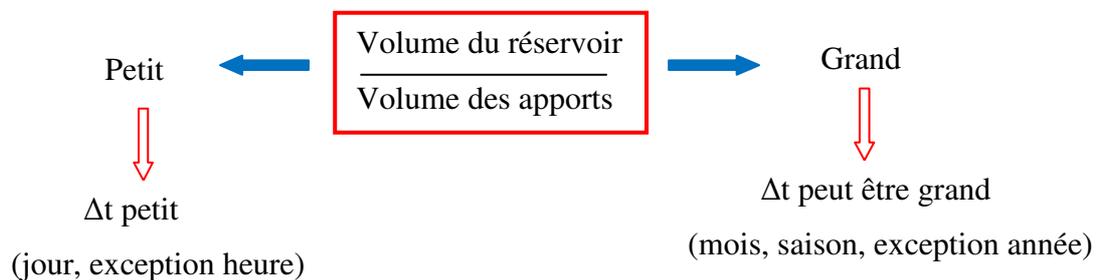


Fig. 3-9 : Choix du pas de temps

Les données nécessaires pour pouvoir faire le calcul de la régularisation annuelle sont :

- La répartition mensuelle de la demande en eau
- La répartition mensuelle de l'apport
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue (Hauteur-Volume et Hauteur-Surface).

Le bilan peut être présenté selon le tableau suivant :

Tableau 3.5 : régularisation

Mois	Début du mois		Apport du mois [m ³]	Evaporation		Infiltration [m ³]	Besoins [m ³]	Capacité fin de mois [m ³]	Hauteur [m]
	Capacité [m ³]	Surface [m ²]		[m]	[m ³]				
1	2	3	4	5	6=5×2	7=2×1%	8	9 =2+4-6-7-8	11

3.7 Laminage des crues

Une retenue naturelle ou artificielle peut être soumise à des apports variables, par exemple lors du passage d'une crue. Le débit sortant du réservoir peut être contrôlé par un déversement libre ou par un dispositif de régulation. Le passage d'une crue dans une retenue se caractérise par une augmentation momentanée du volume stocké et un amortissement du débit d'entrée. Cet amortissement dépend de la forme de l'hydrogramme de crue, des caractéristiques géométriques du réservoir et du comportement hydraulique du dispositif de vidange. L'action consistant à retenir temporairement un volume de fluide dans un réservoir s'appelle la rétention.

L'amortissement d'une crue est causé par une diminution de son débit de pointe et également de son volume dans le temps, par effet de stockage et de destockage dans un réservoir, compte tenu de la loi hauteur-débit de l'évacuateur et de la courbe de remplissage du réservoir.

L'étude de laminage de crue peut s'effectuer soit par une méthode graphique (méthode de Blackmore), soit par une méthode numérique (SIC). Schématiquement, le laminage peut être représenté par la figure suivante :

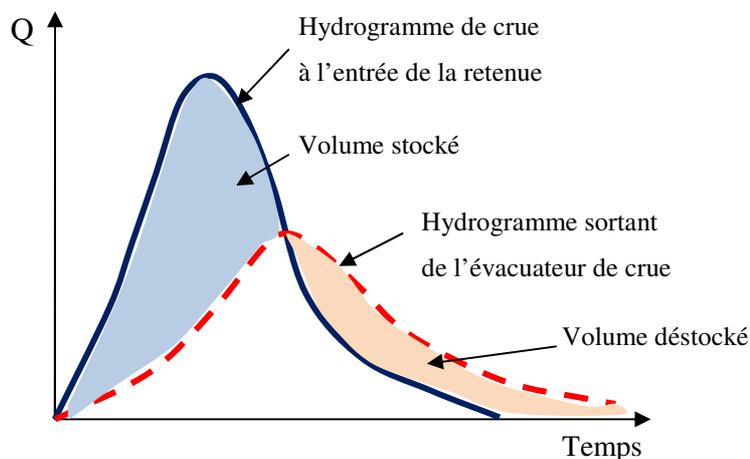


Fig. 3-10 : Schéma du laminage

3.7.1 La relation de base

La description analytique du phénomène de rétention (laminage d'une crue) nécessite la connaissance préalable des relations suivantes:

- L'hydrogramme de crue entrant : $Q_e = f(t)$
- la géométrie de la retenue : $V = f(h)$
- La loi de vidange : $Q_s = f(h)$

Où

Q_e : débit entrant dans le réservoir

Q_s : débit sortant du réservoir

V : volume stocké dans le réservoir

h : hauteur d'eau

Dans les retenues où la surface reste pratiquement horizontale, h est une fonction du temps uniquement et l'équation de continuité peut alors s'écrire comme suit :

$$Q_e - Q_s = \frac{dV}{dt} \quad (3.46)$$

Cette équation différentielle ordinaire du premier ordre s'appelle l'équation de rétention. Sa résolution nécessite la connaissance de la condition initiale $V(t = t_0) = V_0$. Si la loi de vidange est connue, il est possible de calculer l'hydrogramme laminé de sortie $Q_s(t)$ à partir de l'hydrogramme d'entrée $Q_e(t)$.

Dans la suite de ce chapitre, les relations de base, $Q_e = f(t)$, $V = f(h)$ et $Q_s = f(h)$ seront définies sous une forme analytique généralisée dans le but de faciliter l'utilisation d'une méthode numérique de résolution.

3.7.2 L'hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue entrant dans le réservoir dépend en particulier de l'intensité de la durée et de la distribution des précipitations (hyétogramme), de l'importance, de la morphologie et du degré d'imperméabilité du bassin versant. L'hydrogramme de projet (crue de projet) servant de base au dimensionnement des ouvrages est généralement déterminé à partir de crues observées ou d'une analyse hydrologique.

La notion de crue de projet est essentiellement subjective en ce sens qu'elle tient, ou peut tenir compte des conditions économiques du projet et des risques encourus, de la nature de ces risques (vies humaines, industries, pertes agricoles, ...).

La crue de chantier est celle qui servira au dimensionnement de la dérivation provisoire et du batardeau associé.

3.7.3 Géométrie de la retenue

Les retenues présentent fréquemment une relation $V=f(h)$ de la forme :

$$V = a \cdot h^b \quad (3.47)$$

Où

h : Hauteur d'eau depuis le fond de la retenue

a, b : Coefficients d'ajustement (lissage de courbe)

$$a = \exp \left[\frac{\sum \text{Ln} V_i}{n} - b \frac{\sum \text{Ln} h_i}{n} \right] \quad (3.38) \quad b = \frac{\sum (\text{Ln} h_i)(\text{Ln} V_i) - \frac{\sum \text{Ln} h_i \cdot \sum \text{Ln} V_i}{n}}{\sum (\text{Ln} h_i)^2 - \frac{(\sum \text{Ln} h_i)^2}{n}} \quad (3.49)$$

Comme ils peuvent être déterminés en utilisant la courbe de tendance du tableur Excel.

Dans les retenues profondes, les variations de volume concernent essentiellement la tranche supérieure du réservoir. La relation (3.) peut alors être approximée par :

$$V = V_0 + A_0 \cdot H \quad (3.50)$$

Où

V_0 : Volume de fonctionnement normal correspondant à la profondeur $h = h_0$,

A_0 : Surface de la retenue pour $V = V_0$,

H : Variation de la hauteur d'eau par rapport à h_0 .

3.7.4 Lois de vidange

La vidange des retenues est généralement contrôlée par :

- Un déversoir libre
- Un déversoir à vanne
- Une vidange de fond

Ou par une combinaison de ces différents organes.

Dans le cas du déversement libre, le débit sortant ne peut augmenter que par une élévation du plan d'eau alors que l'ouverture des vannes permet de le régler dans les autres cas.

a) Déversoir libre

Si on admet que la retenue est équipée d'un déversoir libre à crête rectiligne et horizontale, le débit sortant $Q_s = f(h)$ peut s'exprimer par la relation :

$$Q_s = B_e \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (3.51)$$

Où

B_e : largeur effective du déversoir

C_d : coefficient de débit

H : hauteur déversante ($H = h - h_0$)

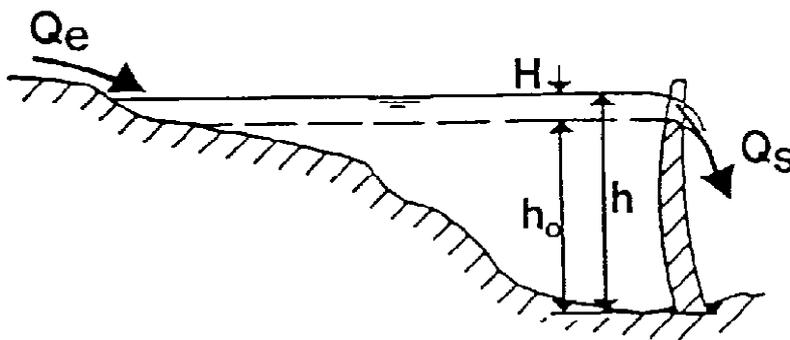


Fig. 3-11: Retenue à déversement libre au-dessus de la crête du déversoir

Pour les déversoirs standard, C_d est uniquement fonction de H/H_D et $C_d = 0.494$ pour $H = H_D$, H_D étant la hauteur de dimensionnement. En première approximation, C_d peut être admis constant pour toute la durée de la crue.

b) La vidange de fond

La vidange de fond est un organe de contrôle permettant la vidange d'une retenue selon (Fig. 3). Hydrauliquement, il s'agit d'un orifice à ouverture réglable. En admettant une ouverture rapide et une section constante pendant toute la durée de la vidange, le comportement hydraulique dépendra essentiellement de la forme et des dimensions de l'organe de vidange. Le débit sortant peut s'exprimer par :

$$Q_s = \mu \cdot A \cdot \left(\frac{2gh}{1 + \Sigma \xi} \right)^{1/2} \quad (3.52)$$

Où

μ : coefficient de contraction (indépendant de h et de t)

h : hauteur d'eau à l'axe de la vidange

A : section d'ouverture de la vidange

$\Sigma \xi$: somme des pertes de charge à travers la vidange

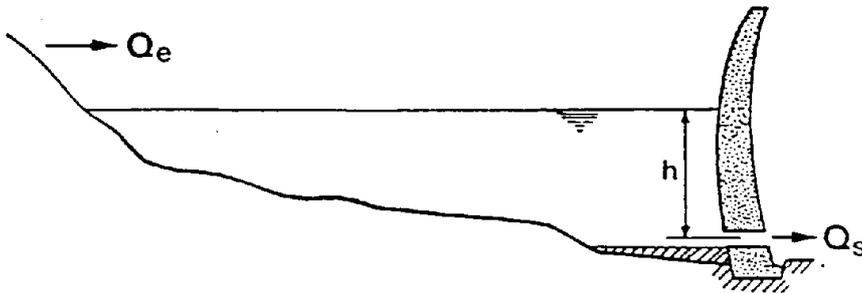


Fig. 3- 12: Représentation schématique d'une retenue avec vidange de fond

3.7.5 Méthode numérique (SIC)

Le passage d'une crue dans un réservoir à surface libre horizontale est décrit par la relation (3.46) communément appelée équation de rétention.

Dans le cas habituel des retenues on a à résoudre un problème de prévision où l'inconnue est l'hydrogramme de sortie, $Q_s(t)$.

Comme nous travaillons avec un incrément de temps Δt , nous réécrivons l'équation.... sous forme de différences finies :

$$\frac{Q_e^{j-1} + Q_e^j}{2} - \frac{Q_s^{j-1} + Q_s^j}{2} = \frac{V^j - V^{j-1}}{\Delta t} \quad (3.53)$$

Où les indices ($j - 1$) et j indiquent le début et la fin du **jième** intervalle de temps Δt . Si l'on regroupe les variables pour isoler les inconnues, il vient :

$$\left(Q_s^j + \frac{2}{\Delta t} V^j \right) = \left(Q_s^{j-1} + \frac{2}{\Delta t} V^{j-1} \right) + (Q_e^j + Q_e^{j-1} - 2Q_s^{j-1}) \quad (3.54)$$

À remarquer que toutes les quantités à droite du signe = sont connues; en effet, toutes les quantités au début de l'intervalle de temps Δt sont connues, tandis que I_j fait partie de l'hydrogramme d'entrée au réservoir et est connue. Il faut maintenant trouver une relation entre le débit de sortie Q_s et le stockage V dans le réservoir.

La formulation précédente permet de définir :

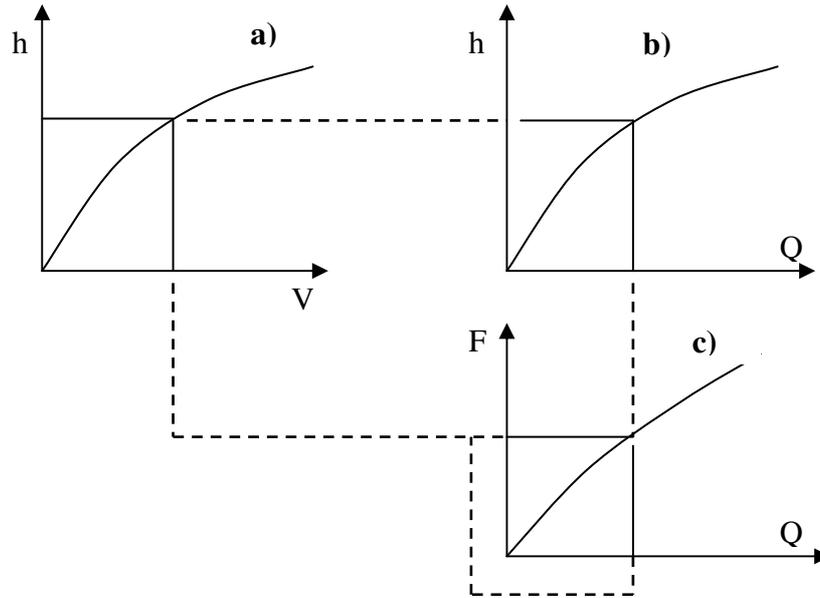
$$\left(Q_s + \frac{2}{\Delta t} V \right) = F \quad (3.55)$$

Définissant la courbe *Storage Indication Curve* à partir de laquelle la valeur de Q_s peut être déterminée une fois le terme $(2V/\Delta t + Q_s)$ connu.

L'équation (3.54) peut être écrite sous la forme suivante :

$$F^j = F^{j-1} + (Q_e^j + Q_e^{j-1} - 2Q_s^{j-1}) \quad (3.56)$$

Cette procédure est résumée graphiquement sur la figure suivante :



**Fig. 3-13 : a) Relation h - V; b) Relation h – Qs;
 c) Relation F - Qs obtenue à partir de a) et b)**

Elle peut être organisée à l'intérieur du tableau suivant :

Tableau 3.6 : organisation de la méthode SIC

J	pas de temps	hydrogramme d'entrée Q_e	$Q_e^j + Q_e^{j-1} - 2Q_s^{j-1}$	F^j	hydrogramme de sortie Q_s
[-]		[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
0	0	0.00	0.00	F_0	0.00

3.8 Hauteur des vagues

Le calcul de hauteur totale d'un barrage fait intervenir une revanche qui tiendra compte de la hauteur des vagues et du tassement du barrage en remblai.

La revanche libre minimum pour tenir compte de l'action des vagues peut être calculée à l'aide de la formule de **Davis** suivante :

$$R = 0.75H_v + \frac{V^2}{2g} \quad (3.57)$$

R : La revanche en (m)

H_v : La hauteur des vagues en (m)

V : vitesse de propagation des vagues

3.8.1 Calcul de la hauteur des vagues

✓ **Formule de Stevenson :**

Pour $F < 18$ Km

$$H_v = 0.75 - 0.26\sqrt[4]{F} + 0.34\sqrt{F} \quad (3.58)$$

Pour $F > 18$ Km

$$H_v = 0.34\sqrt{F} \quad (3.59)$$

F = La longueur du plan d'eau de la cuvette (fetch) en (km) se détermine graphiquement

H_v = hauteur des vagues en m

✓ **Formule de Mallet-Pacquant :**

$$H_v = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \quad (3.60)$$

✓ **Formule de Molitor :**

Pour $F < 30$ Km

$$H_v = 0.032\sqrt{F \times W} - 0.26\sqrt[4]{F} + 0.76 \quad (3.61)$$

Pour $F > 30$ Km

$$H_v = 0.032\sqrt{F \times W} \quad (3.62)$$

W : La vitesse du vent donné W=100 km/h

3.9 Calcul de la hauteur du barrage

La hauteur d'un barrage est déterminée comme suit :

$$H_B = CCB - CI \quad (3.63)$$

Où : H_B = Hauteur du barrage ; CCB = Cote couronnement barrage et CI = Sa cote implantation

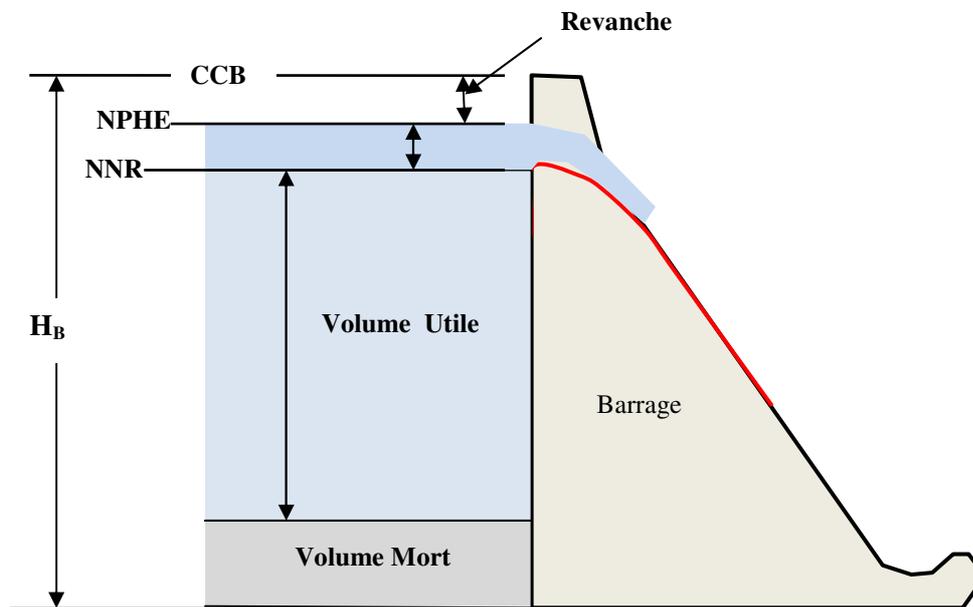


Fig. 3-14 :

Sur un site donné, le calcul de la hauteur du barrage se fait donc selon les étapes suivantes :

- Détermination du niveau normal de retenue (NNR) par un calcul de régularisation, permettant de stocker le volume utile souhaité
- Détermination du niveau des plus hautes eaux (NPHE), par un calcul de laminage de la crue de projet
- Détermination de la revanche, en faisant un calcul de la hauteur des vagues
- Rajouter une revanche de sécurité prenant en compte la classe du barrage et un éventuel tassement.

$$\text{CCB} = \text{NNR} + H_{\max} + R = \text{NPHE} + R \quad (3.64)$$

Chapitre 4. Dimensionnement des composants du barrage et définition du gabarit

4.1 Les barrages Poids en béton

On appelle barrage poids ou barrage à gravité, un barrage en maçonnerie ou en béton conçu et calculé pour résister, par son poids à la poussée des eaux qu'il retient.

les éléments composant un barrage poids sont :

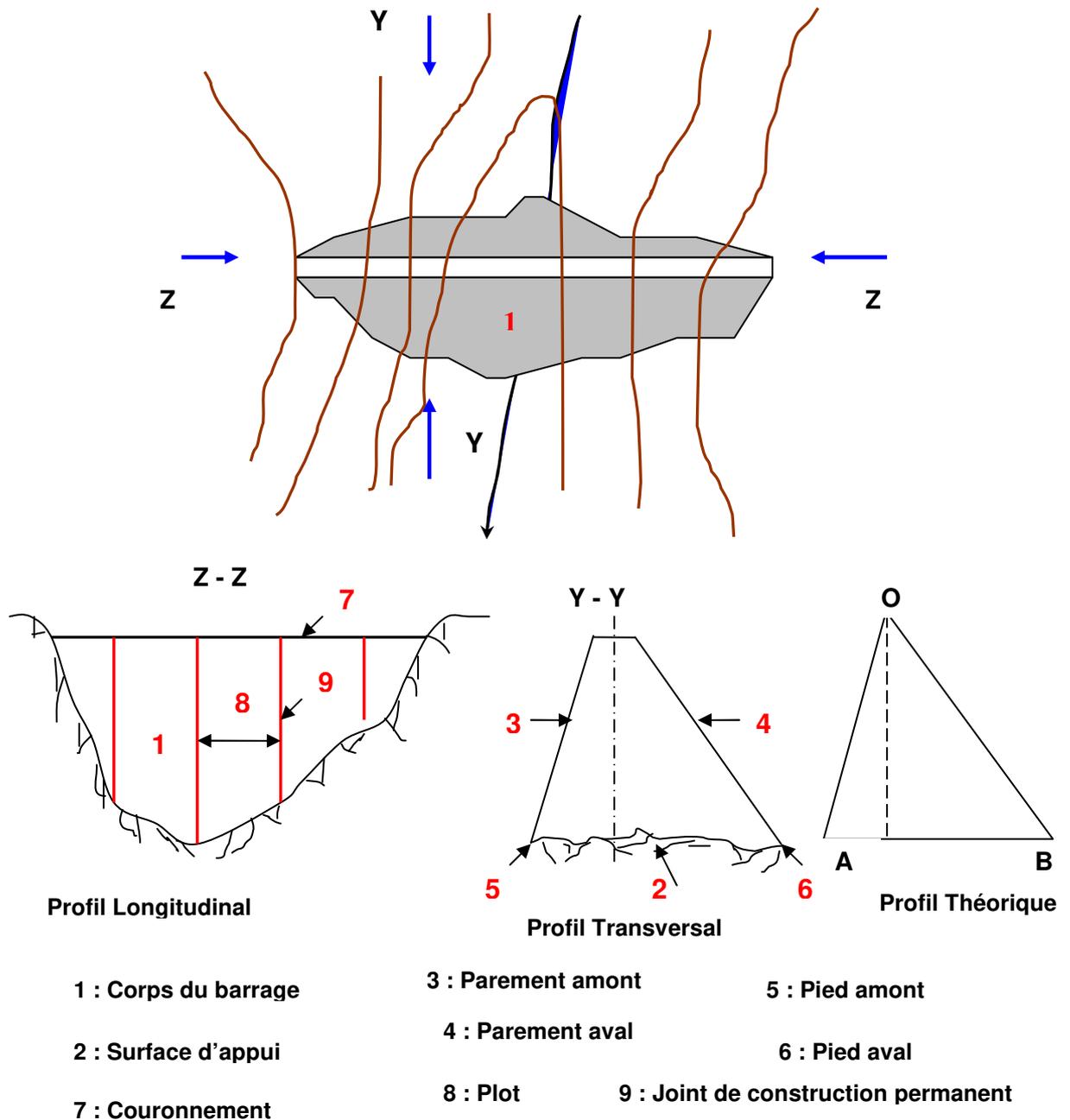


Fig. 4-1 : Vue en plan et coupes d'un barrage

Le couronnement est la partie supérieure du barrage qui supporte une plate forme horizontale servant de chemin de service. L'épaisseur du couronnement est en fonction de la largeur donnée au chemin qui peut servir en même temps de route ouverte au public.

Le couronnement dispose de trottoirs et de parapets.

Les plots sont des blocs verticaux indépendants les uns des autres, séparés par des joints de construction verticaux et étanches. Ces joints permettent les déformations dues aux variations de température et aux déformations du terrain.

- Fruit : on appelle fruit du parement amont et aval les tangentes des angles α_1 et α

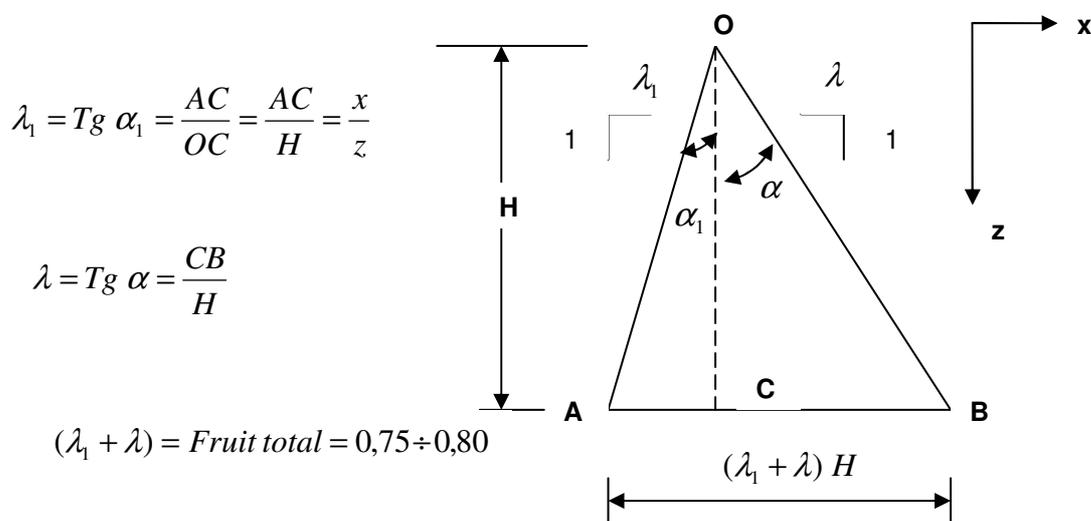


Fig. 4-2 : définition du fruit

4.1.1 Types de charges

Au cours de sa construction et pendant son exploitation, le barrage est soumis à des charges (actions) qui vont entraîner des déformations et des contraintes.

Les charges entrant dans les calculs de vérification des barrages peuvent être réparties selon leur mode d'application en trois catégories à savoir :

- **Charges permanentes** : elles sont toujours présentes. Quelques fois elles peuvent apparaître au cours du temps et subsistent sans subir de modification.
- **Charges variables** : elles varient en fonction des conditions d'exploitation, d'autres sont fonction de conditions naturelles.
- **Charges exceptionnelles** : elles surviennent en général suite à des événements naturels parfois violents dont les effets peuvent être soudains ou de durée limitée.

Le tableau suivant dresse l'ensemble des charges pouvant être considérées.

Tableau 4.1 : Charges prises en compte pour la vérification des barrages en béton

Charges permanentes	Charges variables	Charges exceptionnelles
<ul style="list-style-type: none"> • Poids propre (structure, vannes) • Forces d'ancrage <p>En présence permanente de l'eau</p> <ul style="list-style-type: none"> • Poussée de l'eau • Sous-pressions 	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée de l'eau • Poussée des sédiments • Sous-pressions • Température du béton • Neige • Poussée des vagues • Poussée des glaces • Charges roulantes 	<ul style="list-style-type: none"> • Crues • Séisme • avalanche

4.1.2 Combinaison des charges

La sécurité des ouvrages d'accumulation doit être assurée dans tous les cas de charges et d'exploitation prévisibles. L'ingénieur doit fixer les charges considérées et les combinaisons possibles de charges en fonction du type de barrages et de sa destination. Il faut rechercher, tout en restant réaliste, les combinaisons de charges les plus défavorables qui doivent être vérifiées. La superposition de cas extrêmes doit être évitée (par exemple la simultanéité d'une crue et d'un séisme). Pour la combinaison des charges pour un ouvrage en exploitation, on distingue en générale les groupes suivants :

- Cas normal : il concerne les charges qui sollicitent régulièrement le barrage lors de l'exploitation normale. Il combine les effets du poids propre, de la poussée de l'eau, de la sous pression et les charges thermiques, auxquels peuvent s'ajouter, la poussée des sédiments, la poussée des glaces, etc....
- Cas exceptionnel : il concerne les charges exceptionnelles qui peuvent survenir, mais pas nécessairement pendant la vie du barrage. Dans ce cas, de légers dégâts sont tolérés. Les cas de charges exceptionnels correspondent aux cas de charges normaux auxquels s'ajoutent selon le cas soit l'effet d'une crue, d'une avalanche, etc...
- Cas extrême : il concerne les charges les plus défavorables que pourrait subir le barrage. Dans ce cas, des dégâts importants peuvent survenir sans toutefois mettre en péril l'ouvrage.

4.1.3 Cas de charge normal

a) Poids propre

Les essais au laboratoire fournissent les valeurs du poids spécifique du béton les plus adéquates compte tenu de la qualité des matériaux utilisés. Le poids spécifique dépend également de sa compacité et de la dimension maximale des agrégats. A titre indicatif les valeurs suivantes sont généralement admises :

- Maçonnerie 22 à 23 kN/m³
- Béton coulé 23 kN/m³
- Béton de masse, vibré 24 à 24,5 jusqu'à 25 kN/m³
- Béton armé 25 kN/m³

b) Poussée de l'eau

La poussée de l'eau exerce une force perpendiculaire à la surface du parement du barrage. Le poids spécifique de l'eau non chargée est égal à 10 kN/m³ ; alors qu'une eau chargée de sédiments en suspension peut atteindre 11 kN/m³, voir plus.

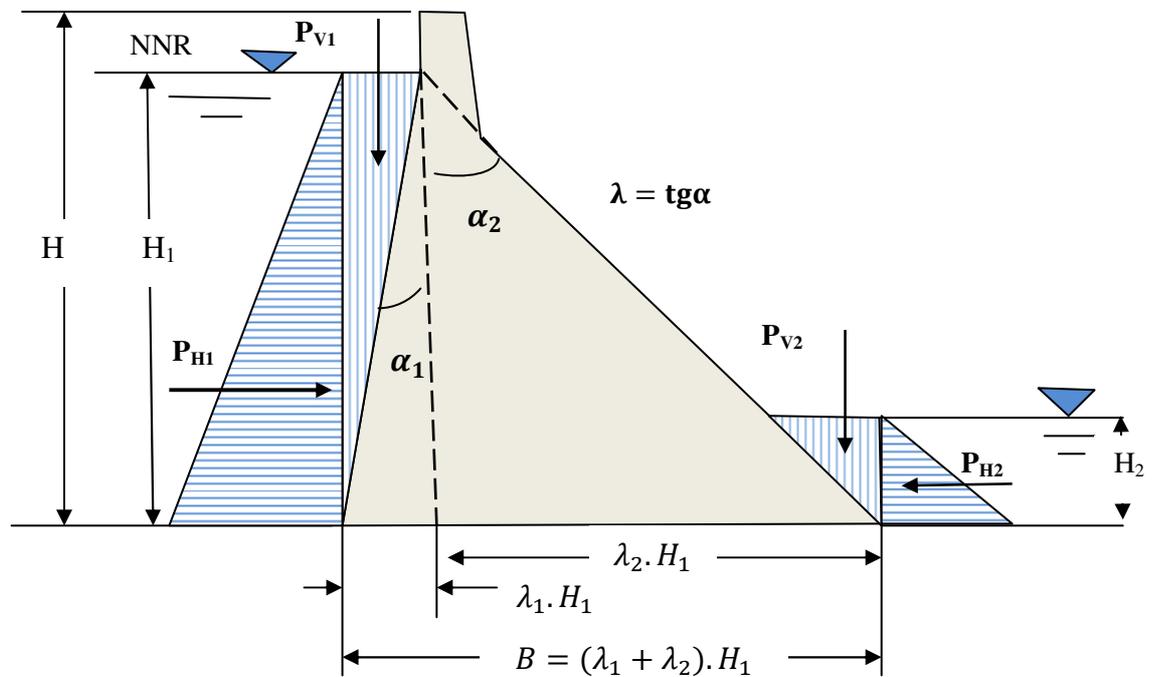


Fig.4-3 : Barrage-poids : Poussée de l'eau

Dans le cas normal, pour le calcul, on utilise le niveau normal de retenue. Si une crue est considérée ; le niveau est celui atteint lors du passage de la crue de projet ou de la crue de sécurité.

Les valeurs des différentes poussées qui agissent au centre de gravité de leur surface représentative, sont :

- La poussée horizontale amont

$$P_{H1} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot H_1^2 \quad (4.1)$$

- La poussée verticale amont

$$P_{V1} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot \lambda_1 \cdot H_1^2 \quad (4.2)$$

- La poussée horizontale aval

$$P_{H2} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot H_2^2 \quad (4.3)$$

- La poussée verticale aval

$$P_{V2} = \frac{1}{2} \cdot \varpi \cdot \lambda_2 \cdot H_2^2 \quad (4.4)$$

Avec ϖ poids volumique de l'eau.

c) Poussée des sédiments

Des sédiments peuvent s'accumuler au pied amont d'un barrage et atteindre une épaisseur importante. Ils provoquent une poussée horizontale sur le parement amont qui s'ajoute à la poussée hydrostatique

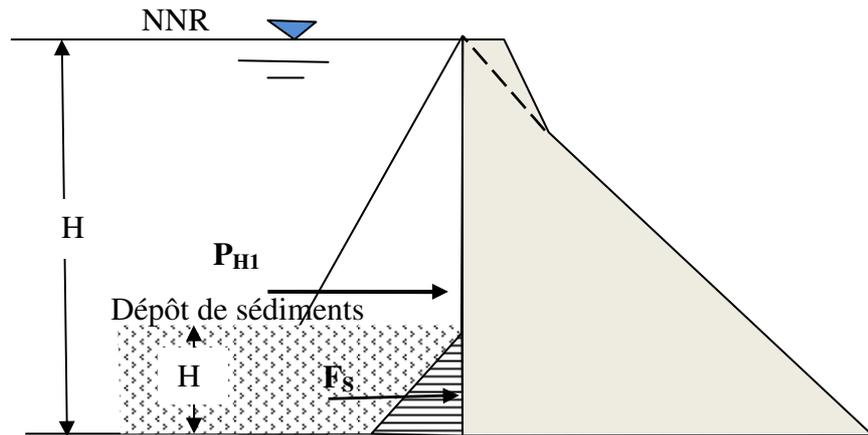


Fig.4 - 4 : Poussée des sédiments

La poussée des sédiments, comme l'eau, a une répartition triangulaire. Elle s'exprime par :

$$F_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_i \cdot H_s^2 \cdot K \quad (4.5)$$

Avec :

K = coefficient de poussée des terres :

- Fluide $K = 1$
- Poussée au repos $K = 1 - \sin\Phi$
- Poussée active $K = (1 - \sin\Phi) / (1 + \sin\Phi)$
- Poussée passive $K = (1 + \sin\Phi) / (1 - \sin\Phi)$

Et γ_i = poids volumique des sédiments immergés en kN/m^3 ($\sim 10 \text{ kN/m}^3$)

$$\gamma_i = (\gamma_s - \varpi)(1 - p)$$

P = volume des pores (0.32 à 0.38)

Φ = angle de frottement interne des sédiments

d) Sous-pressions

La sous pression exerce une force hydrostatique importante active. Elle agit tant à l'intérieur d'un barrage en béton qu'en fondation. Elle est parfois difficile à évaluer, raison pour laquelle il existe de nombreuses hypothèses quant à sa répartition, ce qui implique différentes valeurs possibles de son intensité.

Quelque soit la qualité du rocher de fondation, l'eau infiltrée va occuper des interstices en exerçant une pression sur les parois. Cette pression influence négativement la stabilité du barrage à la surface du contact béton-rocher. C'est pourquoi des travaux sont toujours entrepris afin de diminuer son influence par la mise en place d'un voile d'étanchéité (rideau d'injection) placé à l'amont du barrage et des forages drainants placés immédiatement à l'aval. Ceci permet d'introduire dans le calcul de la sous pression d'un coefficient de réduction (m)

- $m = 0.75$ à 0.8 rocher sain et bien injecté
- $m = 0.75$ à 1.0 rocher de qualité moyenne, mais bien injecté
- $m = 1.0$ en cas de doute.

Etant donné l'incertitude sur la répartition finale des sous-pressions, plusieurs règles ou recommandation ont été établies et sont en application dans les différents pays. Les principales sont indiquées sur la (**Fig.4-5**).

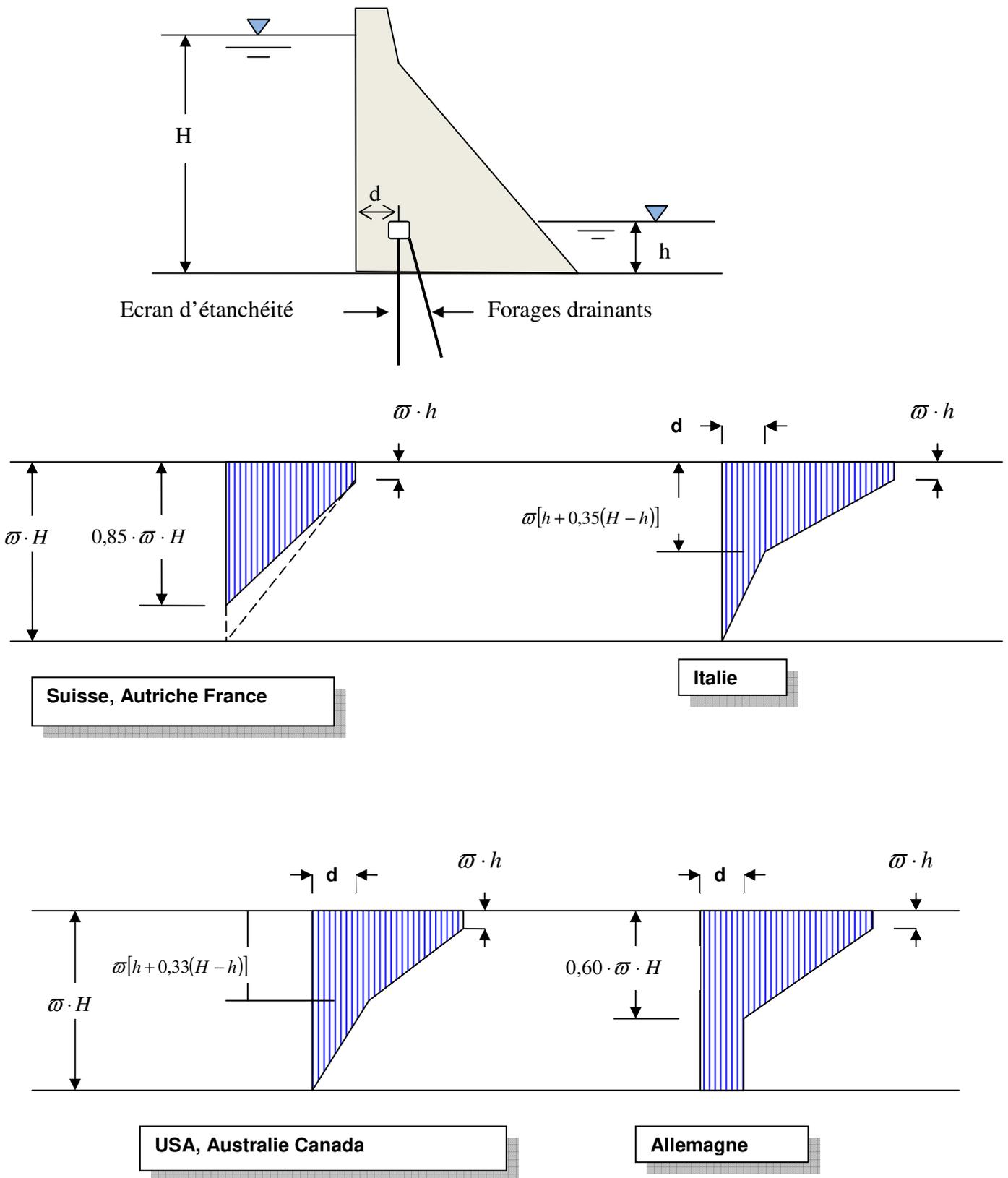
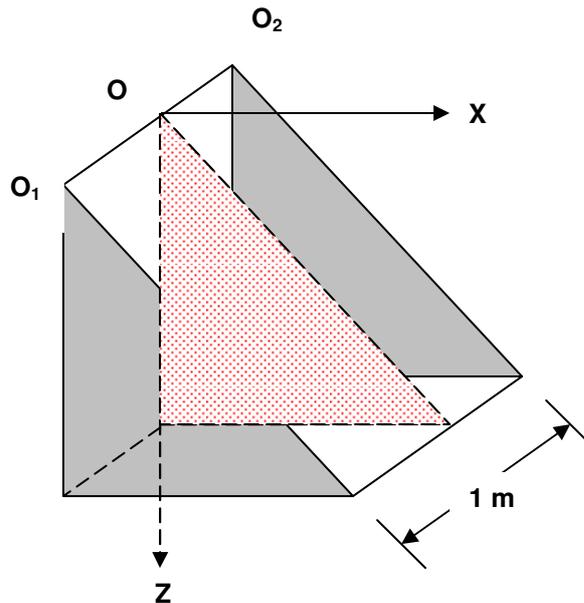


Fig.4-5 : Hypothèses admises pour la répartition de la sous-pression

4.1.4 Calcul de stabilité

Pour le calcul de stabilité de barrage on considère toujours une tranche verticale d'épaisseur égale à l'unité (**1 m**). Cette tranche se présentera comme une poutre prismatique verticale dont l'extrémité supérieure est libre, l'autre étant encastrée dans le sol ; c'est donc une poutre verticale, on la reportera aux axes **Ox** et **Oz** situés dans le plan médian.



Les conditions de stabilité d'un barrage poids sont de deux types :

- Condition de stabilité
 - Stabilité au renversement
 - Stabilité au glissement
- Condition d'élasticité (contraintes)
 - $\sigma_{\max} \leq \sigma_{adm}$
 - $\sigma_{\min} \geq 0$ (*pas de traction*)

Pour examiner la stabilité du barrage et montrer que la stabilité au glissement est plus difficile que la stabilité au renversement et que les contraintes sont proportionnelles à la hauteur du barrage, on portera l'attention au profil simplifié du barrage soumis aux seules actions du poids, de la poussée hydrostatique amont et de la sous-pression linéaire. Par la suite on

déterminera les équations générales permettant de pré-dimensionner le barrage de profil triangulaire.

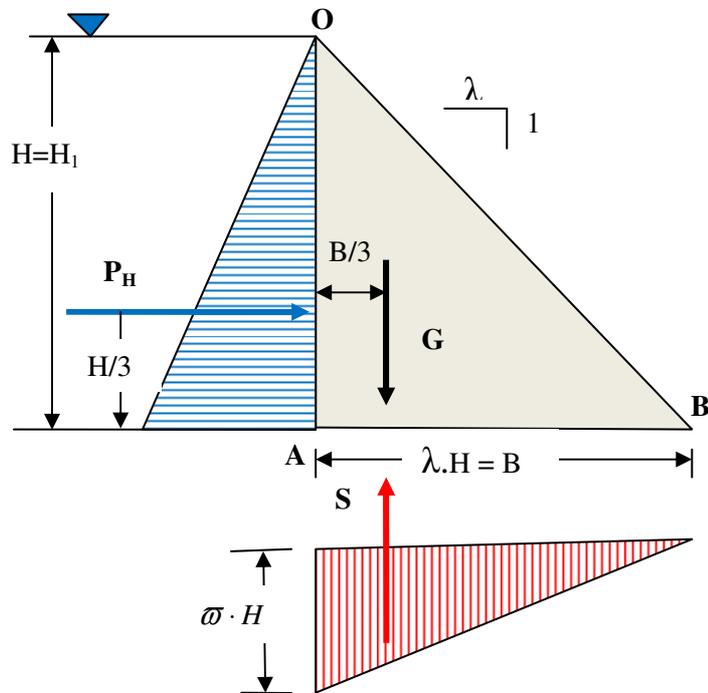


Fig.4-6 : Profil triangulaire simplifié

a) Stabilité au renversement

Le rapport moments stabilisateurs (poids propre de l'ouvrage G) et des moments déstabilisateurs (poussée de l'eau P_H et sous-pression S par exemple) définit le coefficient de sécurité au renversement :

$$S_r = \frac{\sum M_{st}}{\sum M_{ds}} \quad (4.6)$$

$\sum M_{st}$: somme des moments stabilisateurs

$\sum M_{ds}$: somme des moments déstabilisateurs

La condition de stabilité au renversement par rapport au point B donne :

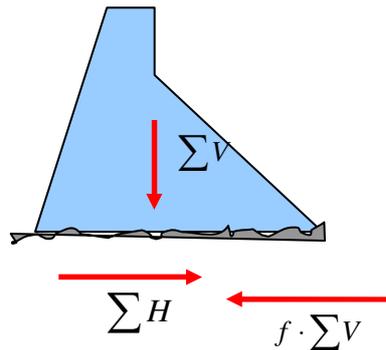
$$\frac{\gamma \lambda H^2}{2} \cdot \frac{2}{3} \lambda H > \frac{\varpi H^2}{2} \cdot \frac{H}{3} + \frac{\varpi \lambda H^2}{2} \cdot \frac{2 \lambda H}{3}$$

D'où :

$$\lambda > \sqrt{\frac{\varpi}{2(\gamma - \varpi)}}$$

Exemple : pour $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$; $\varpi = 1000 \text{ Kg/m}^3 \Rightarrow \lambda \geq 0,60$

b) Stabilité au glissement



La loi Coulomb des corps indéformables s'écrit :

$$S_g \leq \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} \quad (4.7) \quad \text{Où } S_g : \text{Coefficient de sécurité au glissement}$$

$$f = \text{tg } \varphi : \text{Coefficient de frottement}$$

$\sum V$ et $\sum H$: Somme des forces verticales et horizontales

Ou plus généralement :

$$S_g \leq \frac{f \cdot \sum V + c \cdot A}{\sum H} \quad (4.8) \quad c : \text{Cohésion}$$

A : Surface en compression

La condition $f \cdot \sum V > \sum H$ donne :

$$\lambda \cdot f (\gamma - \varpi) > \varpi \Rightarrow \lambda > \frac{\varpi}{f (\gamma - \varpi)}$$

Exemple : pour $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$; $\varpi = 1000 \text{ Kg/m}^3$ et $f = 0,75 \Rightarrow \lambda \geq 0,95$

c) Calcul des contraintes

La méthode de calcul consiste à déterminer les contraintes dans les sections horizontales, à partir des formules de la flexion composée (RDM : résistances des matériaux), compte tenu des actions extérieures appliquées à l'ouvrage et d'éventuelles actions internes telles que les pressions interstitielles dans les fissures.

L'hypothèse de Navier suppose que les contraintes verticales varient de manière linéaire le long d'une section horizontale. La répartition des contraintes prend donc la forme d'un trapèze ou d'un triangle.

$$\sigma = \frac{\sum V}{A} + \frac{\sum M_{/O} \cdot h}{I} \quad (4.9)$$

Avec : $A =$ base du barrage $= B \cdot 1 = \lambda \cdot H$

$I =$ moment d'inertie $= B^3/12$

$h = \pm B/2$

En remplaçant le poids, la poussée hydrostatique et la sous pression par leur valeur on obtient :

$$\sigma_{am} = H \left[\gamma - \varpi \left(\frac{1}{\lambda^2} + 1 \right) \right] \quad (4.10)$$

$$\sigma_{av} = \frac{\varpi \cdot H}{\lambda^2} \quad (4.11)$$

Remarque: ces contraintes sont pour le lac plein. Pour avoir les contraintes dans le cas où le réservoir est vide il suffit de faire dans les formules précédentes $\varpi = 0$.

Contraintes	Réservoir	
	plein	vide
amont	$H \left[\gamma - \varpi \left(\frac{1}{\lambda^2} + 1 \right) \right]$	$H \cdot \gamma$
aval	$\frac{\varpi \cdot H}{\lambda^2}$	0

Conclusion : les contraintes sont proportionnelles à la profondeur H , c'est donc à la base du barrage qu'elles seront maximales.

d) Règle du tiers central

Soit **J** le centre de pression (point où la résultante **R** perce la section) et **u** l'excentricité de ce point (distance rapportée au centre de gravité **G**).

Glissons **R** le long de sa ligne d'action jusqu'à ce que son origine coïncide avec **J**. le lieu du point **J** quand **H** varie de position s'appelle centre de pression.

On a :

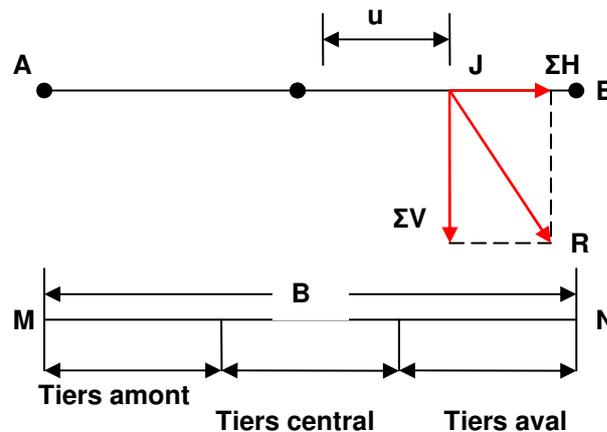


Fig. 4-7 : Règle du tiers central

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} + \Sigma M \frac{h}{I} \quad \text{avec} \quad \Sigma M = \Sigma V \cdot u ; A = B \cdot 1 \quad \text{et} \quad \frac{h}{I} = \pm \frac{6}{B^2}$$

$$\sigma_{av} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot u}{B} \right) \quad \text{et} \quad \sigma_{am} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot u}{B} \right)$$

Or la contrainte est positive partout si σ_{av} et σ_{am} le sont, c'est-à-dire :

$$-\frac{B}{6} \leq u \leq +\frac{B}{6} \quad (4.12)$$

Ce qui signifie que le point **J** doit rester dans le tiers central de la section.

e) Généralisation

Pour pré-dimensionner un barrage poids on doit assurer les deux conditions suivantes :

- Les contraintes verticales au pied amont pour l'hypothèse lac plein doivent être supérieures ou égales à zéro (condition du tiers central).
- La stabilité au glissement doit être assurée pour l'hypothèse lac plein.

Ces deux conditions s'écrivent :

$$(\sigma_{am})_{lac\ plein} = \frac{\sum V}{A} - \frac{\sum M}{w} \geq 0 \quad \text{avec} \quad w = \frac{I}{h} \quad \text{et} \quad A = \text{section}$$

$$S_g \leq \frac{f \cdot \sum V}{\sum H}$$

$$S_g = 1,5 \text{ à } 2,0 \quad \text{sollicitations normales}$$

$$\text{Avec : } S_g = 1,1 \text{ à } 1,2 \quad \text{sollicitations extraordinaires}$$

m : coefficient de réduction des sous pressions.

Ces deux conditions donnent :

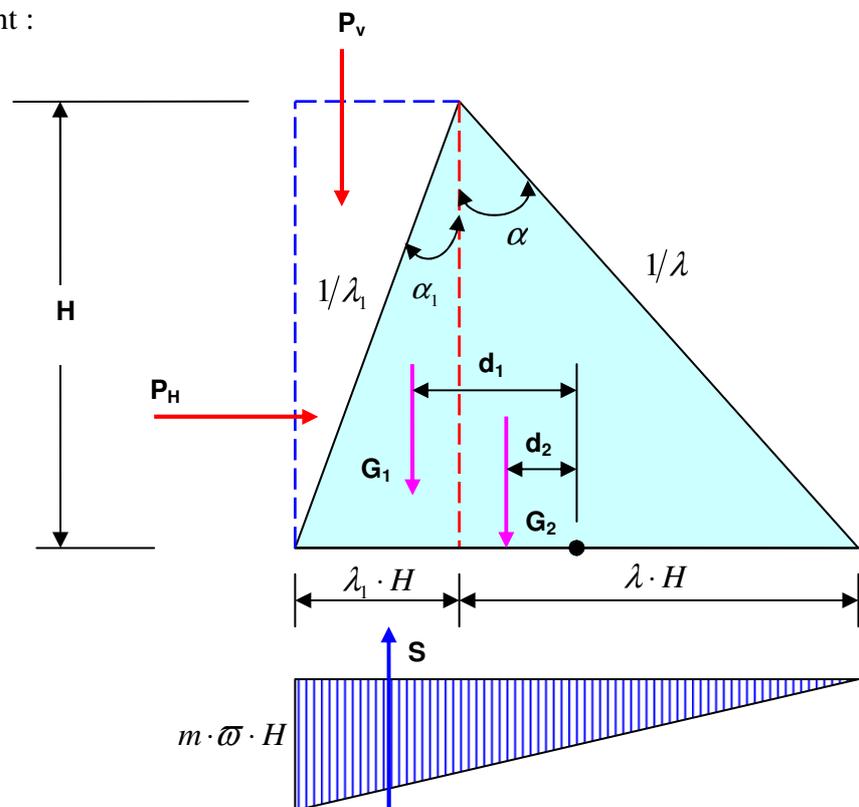


Fig. 4-8 : généralisation

$$\begin{cases} (\gamma - m\varpi)(\lambda_1 + \lambda) + \varpi \cdot \lambda_1 \geq \frac{\varpi \cdot S_g}{f} \\ (\gamma - m\varpi)(\lambda_1 + \lambda)^2 + (2\varpi - \gamma)(\lambda_1 + \lambda)\lambda_1 - \varpi(1 + \lambda_1^2) \geq 0 \end{cases} \quad (4.13)$$

Posons $Y = \lambda_1 + \lambda$ et $\lambda_1 = X$, on obtient les équations d'une droite et d'une courbe.

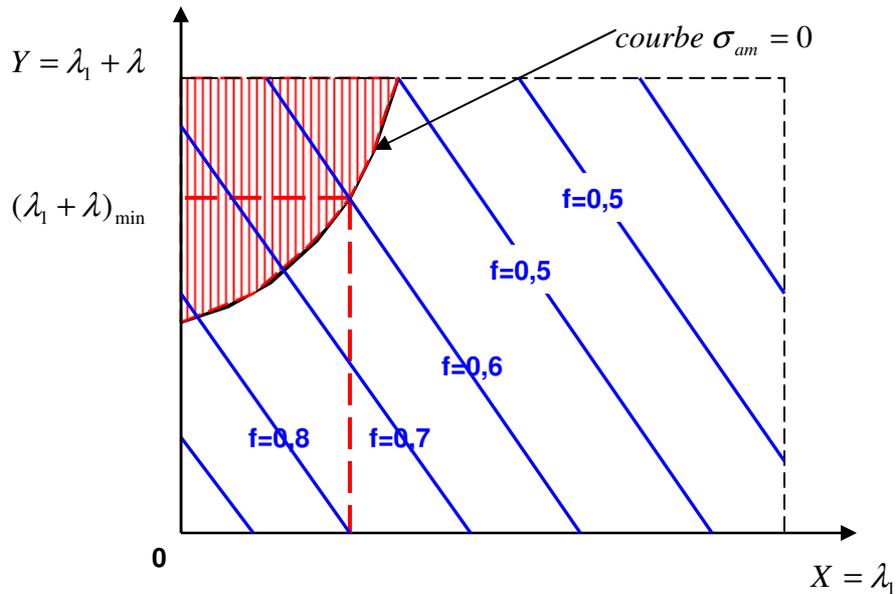


Fig.4-9 : Méthode graphique de pré-dimensionnement

4.2 Les barrages à contreforts

4.2.1 Principe

Dans les larges vallées, l'édification de barrages voûtes n'est pas possible et les barrages poids exigeront des volumes importants de maçonnerie ou béton, alors on envisage d'alléger ce dernier type par des évidements disposés en général, aux joints de construction : on obtient ainsi le barrage poids évidé ou à contreforts dont le volume est très réduit.

Chaque contrefort se comporte comme un élément de barrage poids. Dans ce type d'ouvrages la résistance et l'étanchéité sont assurées par des organes distincts.

L'organe résistant est réalisé par une série de contreforts minces, parallèles et équidistants de profil généralement triangulaire sur lesquels s'appuie l'organe d'étanchéité.

L'organe d'étanchéité est constitué soit :

- d'une dalle en béton,
- d'une dalle en béton armé,
- d'une série de voûtes minces.

Dans ce dernier cas le barrage est dit à voûtes multiples.

4.2.2 Calcul des contreforts

On calcul les contreforts comme des plots de barrage poids à profil triangulaire AOB.

a) Stabilité d'ensemble :

On part des hypothèses suivantes :

- Soit L , l'écartement entre les contreforts régulièrement espacés. Quand le réservoir est plein la pression exercée par l'eau sur le parement se traduit sur chaque contrefort par une résultante R passant par le centre de poussée C et coupant la base AB en J . cette composante serait :

$$R = \frac{\varpi \cdot H^2}{2 \cos\alpha} \cdot L \quad (4.14)$$

Elle aura pour composantes :

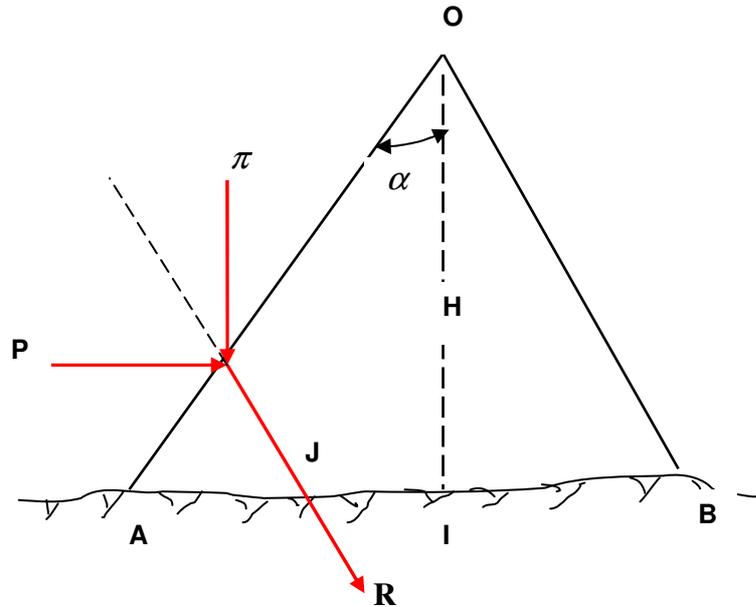
- Une poussée horizontale : $P = \frac{\varpi \cdot H^2}{2}$
- Une poussée verticale due au poids de l'eau :

$$\pi = \frac{\varpi \cdot H^2}{2} \cdot L \cdot \operatorname{tg}\alpha$$

- Par rapport à la composante de la poussée hydrostatique de l'eau, on peut négliger le poids des contreforts ; on compte sur leur rigidité pour transmettre au sol la poussée de l'eau.

- Tant que la semelle d'appui du contrefort est réduite à sa largeur, on négligera l'effet des sous pressions. Cette hypothèse n'est plus valable si sur le terrain un radier général relie les contreforts entre eux.

b) Calcul de l'équilibre au renversement :



Posons : $IB = x$

$$\sum M_{/B} \geq 0 \Rightarrow \pi \left(\frac{2 \cdot H}{3} + x \right) \geq P \frac{H}{3} \Rightarrow x \geq H \cdot \frac{1 - 2 \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha}{3 \cdot \operatorname{tg} \alpha}$$

Cette condition sera remplie pour tout point B pris en aval de I.

c) Calcul de la résistance au glissement :

$$\frac{\sum V}{\sum H} \geq \operatorname{tg} \varphi = f$$

En tenant compte ici du poids des maçonneries on aura :

$$\frac{\pi + G}{P} \geq \operatorname{tg} \varphi$$

Si G est une fraction connue de π on a :

$$G = \pi \cdot r$$

Donc :

$$\frac{1+r}{\text{Ctg}\alpha} \geq \text{tg}\varphi$$

Remarque : pour obtenir une compression uniforme du sol on choisira l'extrémité aval B du contrefort de telle manière que J soit le milieu de AB.

4.2.3 Point faible des barrages multi-voûtes

Le point faible des barrages à voûtes multiples est leur résistance minime au glissement. En effet en reprenant le calcul de résistance au glissement et en négligeant le poids G de l'ouvrage on aura avec $\varphi = 37^\circ$

$$\frac{\pi}{P} \geq \text{tg}\alpha \Rightarrow \text{Ctg}\alpha \leq \text{tg}\varphi \Rightarrow \alpha = 53^\circ$$

On aurait des voûtes paraissant couchées sur le sol. En effet même en prenant compte du poids on se trouve ainsi à la limite du glissement c'est-à-dire sans marge de sécurité.

Pour accroître la sécurité on est amené à renforcer G ou augmenter π ou à s'opposer à P.

Solutions :

- **1^{ère} solution (solution Coyne) :**

Elle consiste à sceller dans la maçonnerie des contreforts des tirants verticaux ancrés dans le sol dont la tension T s'ajoute à G.

- **2^{ème} solution (solution Caquot) :**

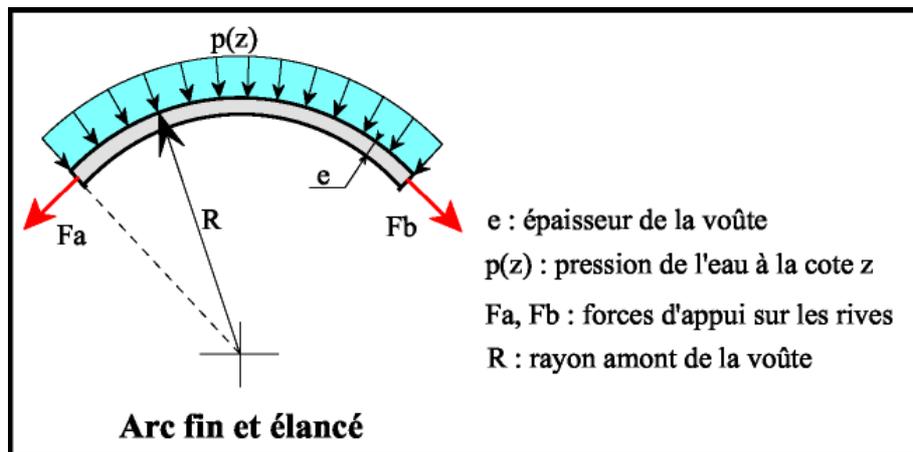
On utilise des voûtes obliques cylindriques mais raccordées chacune au terrain par une surface sphérique. L'ensemble de ces surfaces a été étudié pour que chaque voûte reposant sur ses contreforts soit autostable, c'est-à-dire résiste au glissement sans tenir compte du poids G de l'ouvrage.

- **3^{ème} solution (solution Freyssinet) :**

En plus de la géométrie de la voûte qui n'est plus sphérique mais torique, des vérins plats sont intercalés entre le buton et le contrefort permettant d'exercer une butée active et réglable de manière à contrecarrer la résultante R de la pression d'eau sur la voûte et de réduire ainsi le risque de glissement.

4.3 Les barrages-voûtes

Un barrage voûte résiste à la poussée de l'eau à la manière d'une plaque encastrée sur trois cotés (les deux rives et le fond), auxquels elle la transmet. La méthode de calcul consiste à découper la voûte en tranches verticales, appelées anneaux qu'on considère comme des arcs encastrés aux naissances et indépendants les uns des autres, abstraction de leur poids qui se transmet de l'un à l'autre. Donc on néglige l'encastrement vertical. La valeur de la contrainte est alors déduite de la formule du tube.



La méthode des arcs murs (Résal, Stucky, Haegelen, Bauzil, Trial Load Méthod), cherche à tenir compte de toutes les liaisons entre arcs, en particulier de l'encastrement vertical. Ce qui conduit à adopter d'autres modèles de calculs résultant d'un double découpage de la voûte en poutres courbes horizontales (arcs) et en poutres verticales (consoles). Les efforts appliqués à chaque nœud se répartissant entre ces deux familles de poutres et les déplacements des arcs et des consoles sont égaux à leur intersection. Actuellement, on utilise des méthodes numériques de calcul par éléments finis.

L'avantage des barrages voûtes est le gain de béton réalisé en comparaison des barrages poids et la négligence du rôle peu important des pressions interstitielles.

Si les rives d'une vallée ne se prêtent pas à l'établissement d'un barrage cylindrique on a recours à des culées qui sont des massifs auto-stables sur lesquels viennent s'appuyer les anneaux.

4.3.1 Vue d'ensemble

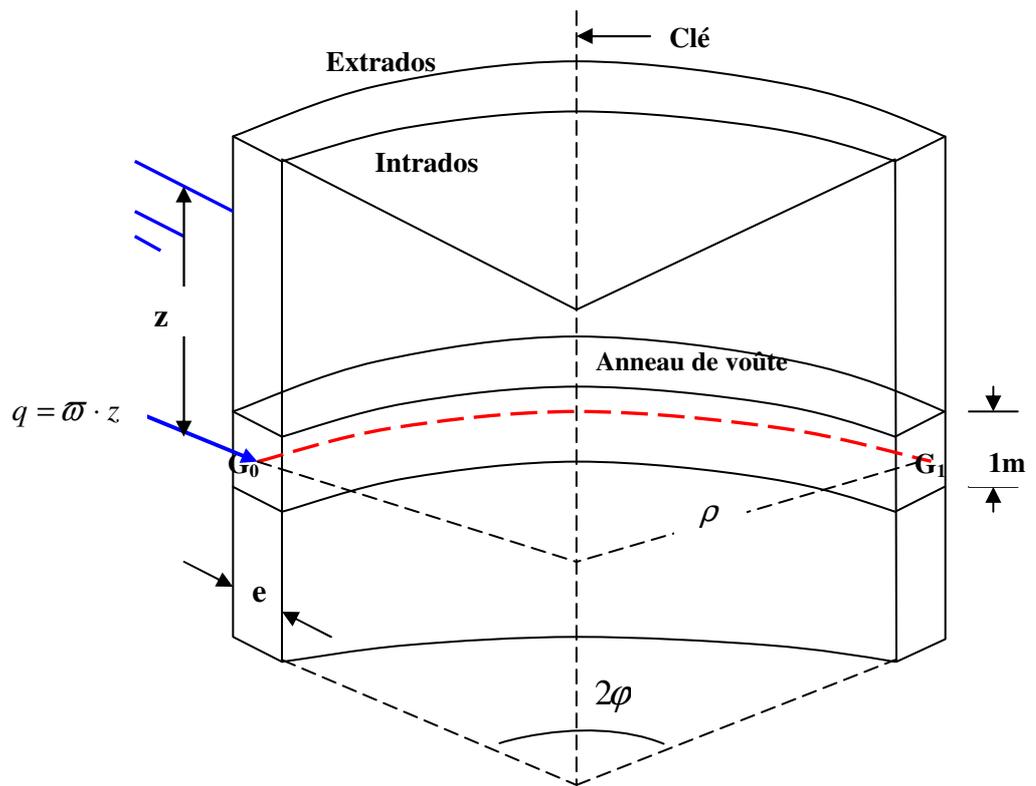


Fig. 4-10 : barrage-voûte à simple courbure : géométrie

4.3.2 Théorie du tube

Soit un tube cylindrique de 1 mètre de long, de rayon intérieur ρ_i , extérieur ρ_e et moyen ρ , d'épaisseur e , soumis à une pression intérieure \mathbf{p} . coupons le par un plan diamétral. La pression \mathbf{p} est équilibrée par deux réactions \mathbf{F} agissant en traction.

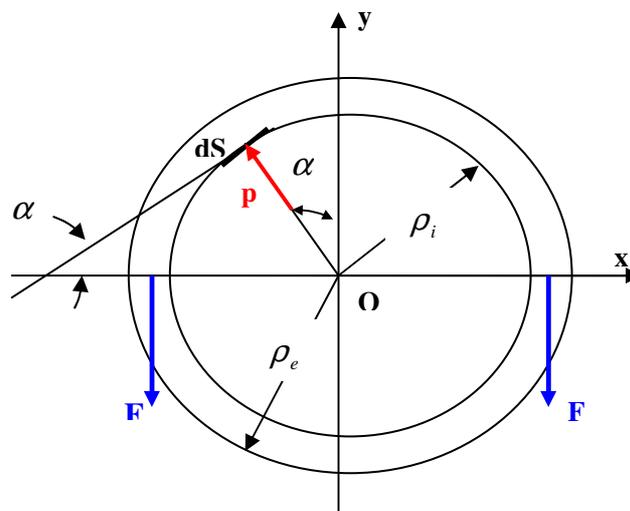


Fig. 4-11 : conduite soumise à une pression intérieure

Sur chaque élément ds de l'intrados agit une force $p \cdot ds$, projetons sur l'axe Oy on obtient :

$$\begin{aligned} 2 \cdot F &= \sum p \cdot \cos \alpha \cdot ds \\ &= p \cdot \sum ds \cdot \cos \alpha = 2 \cdot p \cdot \rho_i \Rightarrow F = p \cdot \rho_i \end{aligned}$$

La réaction est supposée uniformément répartie sur la section $e = \rho_e - \rho_i$ alors on a :

$$\sigma = \frac{F}{e} = \frac{p \cdot \rho_i}{e} \quad (4.15)$$

Si au contraire on considère une pression extérieure il en résultera des compressions :

$$\sigma = \frac{F}{e} = \frac{p \cdot \rho_e}{e}$$

4.3.3 Angle d'ouverture économique

Soit l'anneau G_0G_1 de corde l , d'angle d'ouverture $2 \cdot \varphi$ et d'épaisseur e qu'il faut tendre d'une rive à l'autre.

Son volume pour une hauteur de 1 m sera :

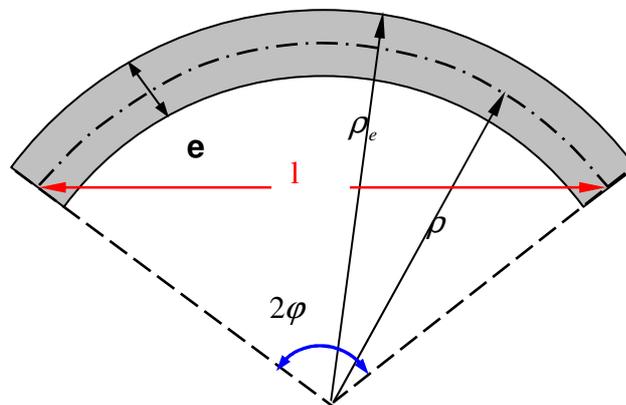


Fig. 4-12 : Volume d'une voûte

$$V = 2 \cdot \rho \cdot \varphi \cdot e \cdot 1$$

Exprimons $\rho \cdot e \cdot e$ en fonction de φ on a :

$$e = \frac{p \cdot \rho}{\sigma_0} \quad \text{et} \quad l = 2 \cdot \rho \cdot \sin \varphi \Rightarrow \rho = \frac{l}{2 \cdot \sin \varphi}$$

Avec σ_0 = contrainte admissible du béton

D'où

$$V = \frac{p \cdot l^2}{2 \cdot \sigma_0} \cdot \frac{\varphi}{\sin^2 \varphi} \quad (4.16)$$

Le minimum de V coïncidera avec le minimum de $\frac{\varphi}{\sin^2 \varphi}$ c'est-à-dire pour la valeur de φ annulant sa dérivée. Ce qui donne :

$$\frac{\sin^2 \varphi - 2 \cdot \varphi \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi}{\sin^4 \varphi} = 0 \Rightarrow \sin^2 \varphi - 2 \cdot \varphi \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi = 0$$

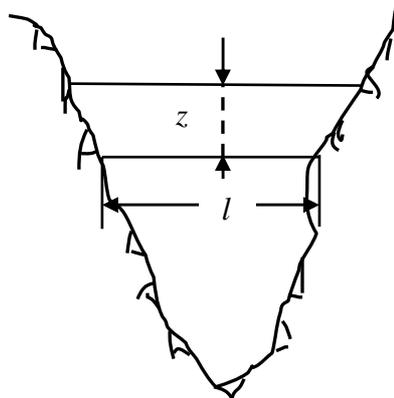
$$\Rightarrow 2\varphi = 133^\circ 35' \approx 130^\circ$$

Généralement on adopte $2\varphi = 120^\circ$ pour des facilités de construction.

Les formules $e = \frac{p \cdot \rho}{\sigma}$; $\rho = \frac{l}{2 \cdot \sin \varphi}$ et $q = \bar{\omega} \cdot z$ donnent :

$$e = \frac{\bar{\omega}}{2 \cdot \sigma \cdot \sin \varphi} \cdot l \cdot z$$

Le profile de la vallée est défini par : $l = f(z)$



Pour un profil en V régulier, l'épaisseur s'annule au couronnement ($z=0$) et à la base ($l=0$).

Pour des raisons constructives une surépaisseur de 2 à 5 mètres est adoptée.

Pour certains barrages de faible hauteur ($H < 30$ m), on a adopté la solution simple : intrados et extrados sont deux cylindres verticaux concentriques.

4.4 Les barrages en remblai

4.4.1 Pente des talus

La pente des talus dépend des caractéristiques des matériaux entrant dans la confection de la digue. Elle est déterminée par le calcul de stabilité. Pratiquement, les valeurs **orientatives** des pentes de talus selon la hauteur et le type de digue en terre, sont données par le **Tableau 4-2**. A l'exception des digues de faibles hauteur (<5m), ces valeurs devront être vérifiées par le calcul de stabilité.

Pour les barrages en enrochements, les pentes des talus amont et aval sont de l'ordre de 1/1.15; ces pentes seront corrigées par l'étude de stabilité compte tenu des angles de frottement des matériaux de la fondation.

Il est important de souligner l'importance des pentes de talus sur le coût de la retenue du fait qu'elles influent de façon sensible sur le volume de terrassement.

Tableau 4-2 : Valeurs orientatives des pentes pour digues en terre (PNUD/OPE, 1987)

Hauteur de digue (m)	Type de digue en Terre	Pentes des parements (V/H)	
		Amont	Aval
< 5	1) Homogène	1/2.5	1/2.0
	2) à Zones	1/2.0	1/2.0
5 à 10	1) Homogène à granulométrie étendue	1/2.0	1/2.0
	2) Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2.5	1/2.0
	3) à Zones	1/2.0	1/2.5
10 à 20	1) Homogène à granulométrie étendue	1/2.5	1/2.5
	2) Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3.0	1/2.5
	3) à Zones	1/2.5	1/2.5

L'USBR « Bureau of Reclamation » donne les valeurs recommandées des tableaux suivants.

Tableau 4-3 : Barrages homogène sur fondation stables

Type	Objectif	Possibilité de vidange rapide	Classement des matériaux du massif	Pente du talus amont	Pente du talus aval
Homogène ou homogène drainé	Atténuation des crues ou contrôle	Non	GM, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM CL, ML CH, MH	2 : 1/2 : 1 3 : 1 3 : 1/2 : 1	2 : 1 2 : 1/2 : 1 2 : 1/2 : 1
Homogène drainé	contrôle	Oui	GM, GP, SW, SP GC, GM, SC, SM CL, ML CH, MH	3 : 1 3 : 1/2 : 1 4 : 1	2 : 1 2 : 1/2 : 1 2 : 1/2 : 1

Tableau 4-4 : Barrages à noyau sur fondations stables

Type	Objectif	Possibilité de vidange rapide	Classement des matériaux du massif	Classement des matériaux du noyau	Pente du talus amont	Pente du talus aval
Avec noyau de dimensions minimale	Tous	En mesure non critique	Tout venant GW, GP, SW Graveleux SP	GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2 : 1	2 : 1
Avec noyau de dimensions maximale	Atténuation des crues ou contrôle	Non		GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2 : 1 2 : 1/4 : 1 2 : 1/2 : 1 3 : 1	2 : 1 2 : 1/4 : 1 2 : 1/2 : 1 3 : 1
	contrôle	Oui		GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH, MH	2 : 1/2 : 1 2 : 1/2 : 1 3 : 1 3 : 1/2 : 1	2 : 1 2 : 1/4 : 1 2 : 1/2 : 1 3 : 1

Tableau 4-5 : Classification des matériaux cohérents

GW	Graviers bien classés, mélange gravier-sable moyen ou grossier	ML	Limon non organique et des sables très fins, grains rocheux, limon ou sable fin argileux de grande plasticité
GP	Graviers moins classés, mélange de gravier-sable-limon moyen ou grossier	CL	Argile non organique de moyenne ou faible plasticité, argile graveleux ou sableux ou limoneux
GM	Graviers limoneux, mélange de gravier, sable, limon moins classés	OL	Limon organique et argile limoneux organique de faible plasticité
GC	Graviers argileux, mélange de gravier, sable, argile moins classés	MH	Limon non organique, sable ou limon fins, limon élastique
SW	Sables bien classés, gravier sableux, moyen ou grossier	CH	Argile non organique de grande plasticité, argile grossier
SP	Sables moins classés, sables graveleux moyens ou grossiers	OH	Argile organique de moyen et de grande plasticité
SM	Sable limoneux, mélange de sable-limon moins classé	PT	Tourbe et autres sols fortement organique
SC	Sables argileux, mélange de gravier, sable et argile moins classé	OH	Argile organique de moyen et de grande plasticité
		PT	Tourbe et autres sols fortement organique

Le choix des pentes doit être confirmé par un calcul de stabilité. Le contrôle de la sécurité au glissement est effectué en utilisant les méthodes de calcul de stabilité suivantes :

- Surface de glissement circulaire : Fellinius, Bishop
- Surface de glissement quelconque : Janbu, Morenstern-Price...

Les facteurs de sécurité sont en fonction des conditions d'exploitation :

- Conditions normales : $FS \geq 1.40$
- Conditions spéciales : $FS \geq 1.30$
- Conditions exceptionnelles : $FS \geq 1.20$

Le calcul de stabilité est effectué pour les cas de charges suivants :

- Fin de construction :
 - tremblement de terre à lac vide (CE)
- En exploitation (sans tremblement de terre) :
 - lac plein à niveau normal (CN)
 - lac plein à niveau exceptionnel (CS)
 - vidange normale (CN)
 - vidange rapide (CS)
- En exploitation (avec tremblement de terre) :
 - la plein avec niveau normal (CE)
 - vidange rapide (CE)

Largeur en crête

La largeur en crête doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues, dans le cas où la revanche s'avère insuffisante. Cette largeur est calculée à partir de plusieurs formules :

b_c (m) : Largeur en crête H_b (m) : Hauteur du barrage

- ✓ Formule de Preece

$$b_c = 1 + 1,1\sqrt{H_b}$$

- ✓ Formule de Knappen

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

- ✓ Formule de « Technique des barrages en aménagement rural »

$$b_c = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$$

4.4.2 Les bermes

Il sera toujours prévu des bermes à l'amont et l'aval de la digue qui augmenteront la stabilité de l'ouvrage et serviront comme pistes de service. Leur nombre dépend de la hauteur de la digue.

Si la topographie le permet le batardeau amont doit être incorporé dans le corps du barrage et sa hauteur sera celle de la berme amont. Elle sera déterminée par le laminage de la crue de chantier en fonction du diamètre de la dérivation provisoire.

Chapitre 5. Dimensionnement sommaire des ouvrages annexes et mesures constructives

L'exploitation des barrages nécessite les ouvrages annexes suivants : évacuateurs de crues, prise d'eau, vidange de fond et dérivation provisoire.

5.1 Evacuateur de crue

L'évacuateur de crues constitue l'organe principal de sécurité des barrages, son rôle est d'assurer le passage des eaux en surplus dans des conditions favorables à la sécurité du barrage et sans créer de risque d'érosion ou d'inondation en aval du barrage. Il existe deux grands types d'évacuateurs : les évacuateurs de surface, ils peuvent être libres ou vannés et les évacuateurs de fond qui sont vannés (sauf pour les évacuateurs en tulipe).

Les évacuateurs de crue se composent, en général des éléments suivants : un seuil déversant appelée déversoir, un chenal, un convergent, un coursier, une dissipation d'énergie et d'un canal de sortie si nécessaire (Fig.5-1).

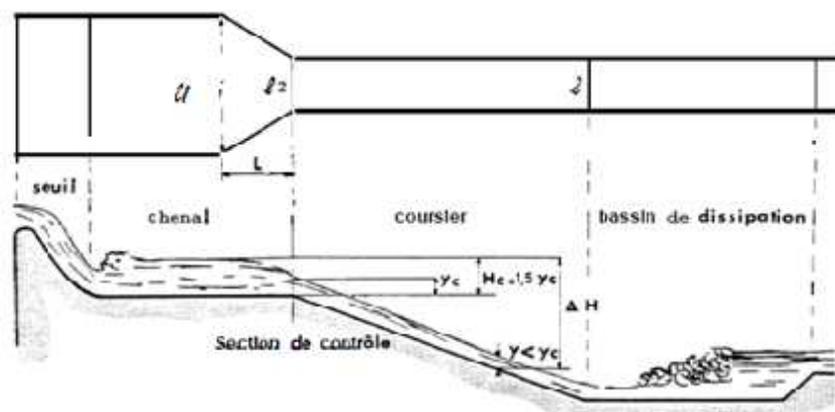


Fig. 5-1 : Eléments d'un évacuateur de crue

5.1.1 Evacuateur à seuil libre

Les évacuateurs de crues à seuil libre sont naturellement des évacuateurs de surface. Leurs principaux avantages sont les suivants :

- pas d'organes mobiles donc une fiabilité accrue ;
- pas de présence permanente nécessaire sur l'ouvrage, ce qui les rend très intéressants lorsque les crues sont dites « rapides » ou pour des sites isolés ;
- très peu d'entretien.

La disposition du déversoir dans le cas d'un barrage en remblai, peut être frontale (**Fig. 5-2**) ou latérale (**Fig. 5-3**).

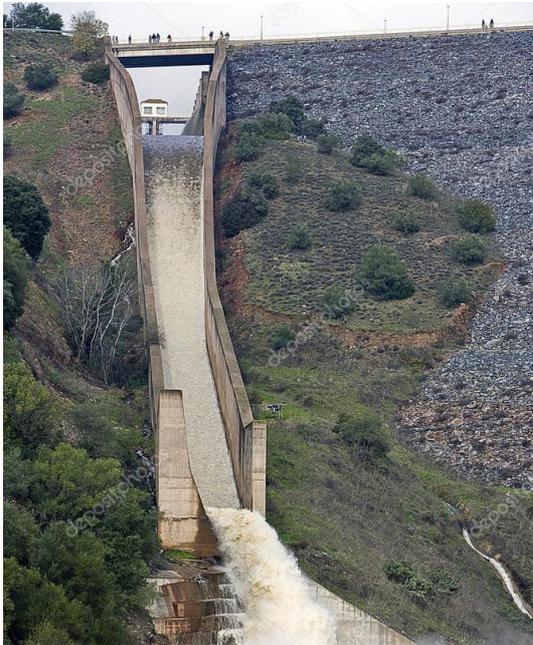


Fig. 5-2 : Evacuateur frontal barrage Yeguas Espagne



Fig. 5-3 : Evacuateur latéral Barrage de la Verne France

Dans le cas des barrages-poids en béton le parement amont peut servir de coursier (Fig. 5-4).



Fig. 3-4 : Evacuateur sur Barrage-poids de vassivière

5.1.2 Evacuateur en charge

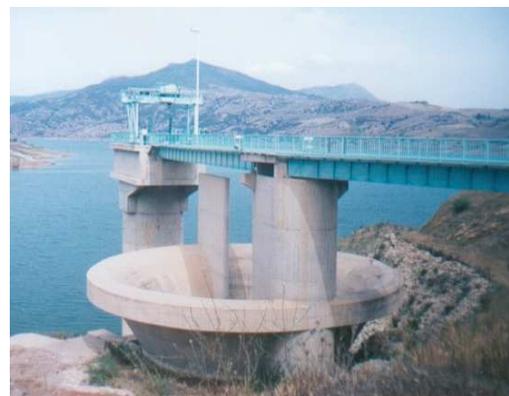
Quand il n'est pas possible (pour des raisons topographiques, géologiques ou économiques) d'évacuer les eaux par un évacuateur de surface, une solution consiste alors à éliminer ces eaux par un conduit traversant le massif. La solution la plus commode consiste à utiliser comme galerie de décharge, la galerie de dérivation provisoire. Dans ce cas l'ouvrage de raccordement nécessaire entre la surface libre et cette galerie est soit un puits, soit une galerie inclinée.

a) Déversoir tulipe

Le déversoir à crête circulaire nécessite une évacuation des eaux bien différente de celle du déversoir à crête rectiligne (Fig.5-5).



(a)



(b)

Fig. 5-5 : Déversoir circulaire : (a) barrage du Hamiz ; (b) barrage Bouhamdane

b) Siphon

Les siphons évacuateurs de crues sont des systèmes qui permettent d'évacuer des débits importants de façon automatique avec de faibles variations de niveau amont. Il suffit en général de 2 à 3 cm pour créer l'amorçage hydraulique d'un siphon et faire passer son débit de quelques m³/s à quelques dizaines de m³/s.

La (Fig. 5-6) montre le siphon de type à bec déflecteur 'A' et bassin d'étanchéité aval 'C'. Le seuil 'S' est surmonté d'une mince paroi métallique. La prise d'air est un reniflard 'R' terminé vers l'amont par deux lèvres auxquelles sont fixées des plaques métalliques réglables. L'entrée d'air se fait dans une zone d'eau relativement calme, à l'abri des corps flottants.

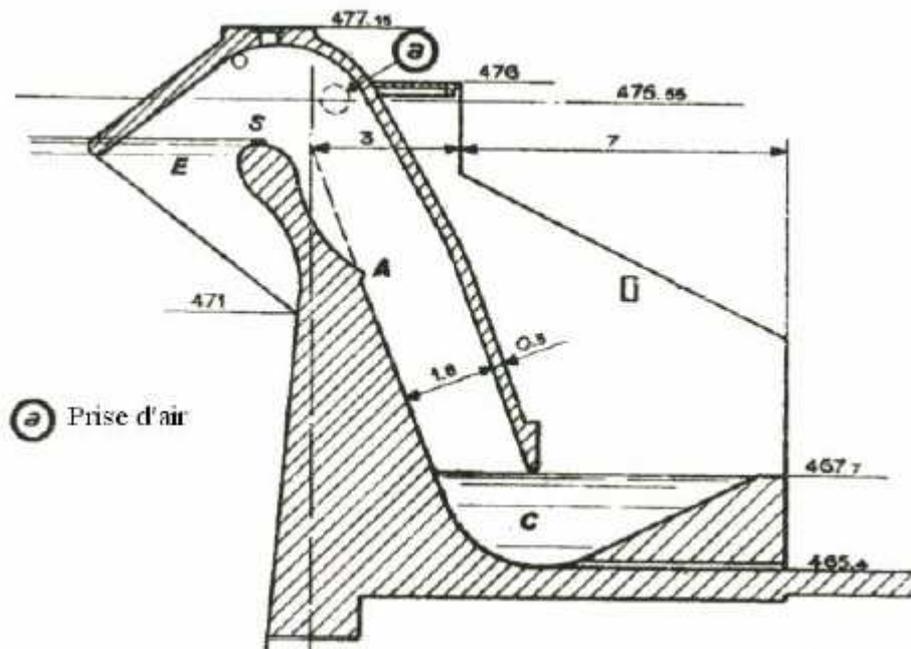


Fig. 5-6 : Siphon

5.1.3 Evacuateurs vannés

Les évacuateurs vannés peuvent fonctionner à surface libre ou en charge. Les évacuateurs vannés permettent de contrôler le débit sortant du barrage tout en augmentant le volume emmagasiné tant que toutes les vannes contribuant à l'évacuation des crues ne sont pas totalement ouvertes. Toutefois, les vannes sont sujettes à des défaillances, pouvant remettre en

cause la débitance totale de l'ouvrage lors d'une crue. La fiabilité doit donc être un élément prioritaire pour les évacuateurs vannés.

Les vannes les plus utilisées sont souvent des vannes segments, des vannes wagons ou encore des clapets.

a) Clapet

Les clapets sont des vannes abaissantes constituées d'un bordé généralement de forme cylindrique supporté par une structure en caisson type « ventre de poisson » ou classique articulé sur le seuil du pertuis (**Fig. 5-7**).

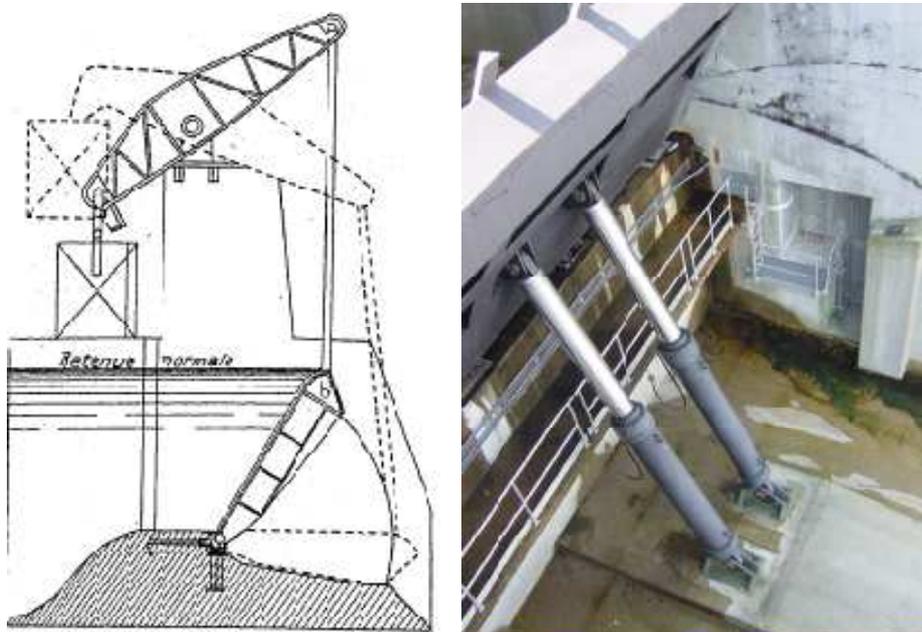


Fig. 5-7 : Vanne Clapet

Les clapets peuvent être manœuvrés par des vérins, des treuils à chaînes, des systèmes à crémaillère ou des dispositifs à flotteur ou bien encore par la charge d'eau de la retenue, via un contrepoids.

b) Vanne segment

Les vannes segments sont des vannes levantes constituées d'un tablier de forme cylindrique assurant la bouchure du pertuis, prolongé par deux bras latéraux permettant le transfert des

charges sur le béton des bajoyers. Elles ont l'avantage de reporter la poussée de l'eau sur l'axe. Lorsqu'elles sont installées en surface, ces vannes peuvent être équipées d'un volet déversant permettant le passage des faibles débits et des corps flottants (**Fig. 5-8**).

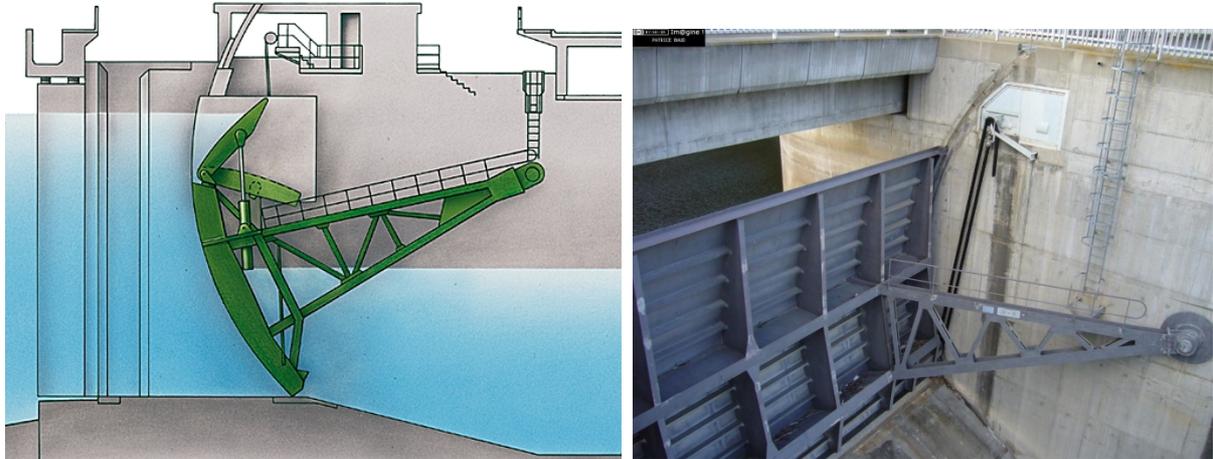


Fig. 5-8 : Vanne segment

c) Vanne wagon

Les vannes wagons simples sont des vannes levantes constituées d'un tablier métallique plat, réalisé en un ou plusieurs éléments solidaires entre eux (**Fig.5-9**). Chaque élément possède des galets de roulement prenant appui sur des rails situés dans des rainures latérales réalisées dans le béton des bajoyers. Leur manœuvre nécessite des efforts de manœuvre importants, des rainures latérales et une superstructure verticale importante.

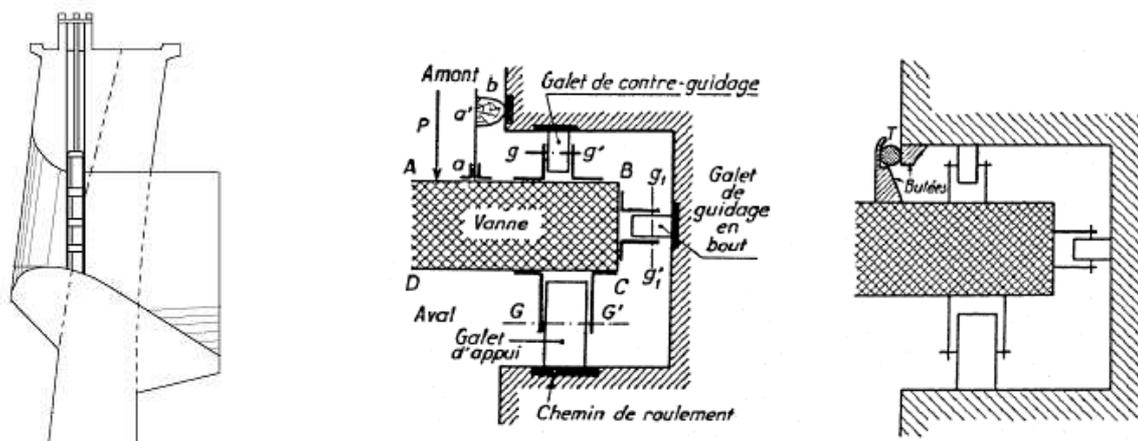


Fig. 5-9 : Coupes types d'une vanne wagon

5.1.4 Seuil déversant : Déversoir

Il existe divers types de seuils (déversoirs) libres, dont la forme hydraulique est plus ou moins complexe et détermine le coefficient de débit de l'ouvrage : seuils profilés, seuils minces ou épais, seuils circulaires, seuils labyrinthes, seuils à touches de piano (PK-Weir), etc. Le choix du type de seuil dépend de la hauteur d'eau admise pour la surélévation du plan d'eau, du débit à évacuer et de la longueur de seuil disponible.

Pour les ouvrages qui doivent contrôler des débits importants, la géométrie du déversoir ne dépend pas seulement de considérations hydrauliques ; en effet, la stabilité de l'ouvrage, les caractéristiques du sous sol, le type de barrage choisi et la topographie doivent être également pris en compte.

a) Déversoir à crête rectiligne

Les premiers déversoirs construits avaient une forme trapézoïdale dont l'arête amont sépare l'écoulement de la structure créant ainsi une zone de haute turbulence associée à des sous-pressions importantes.

Pour éviter les sous-pressions le long du radier des déversoirs, la nappe inférieure du déversoir en mince paroi standard est prise comme géométrie du déversoir standard à crête fixe. Ainsi, pour un débit identique à celui passant par un déversoir en mince paroi à charge \bar{H} , on obtient pour le déversoir à crête fixe une charge $H_D = \bar{H} - \Delta H$, H_D étant la charge de dimensionnement (**Fig. 5-10**). La distance verticale ΔH entre les deux crêtes peut être négligeable est vaut à peu près $\bar{H}/9$

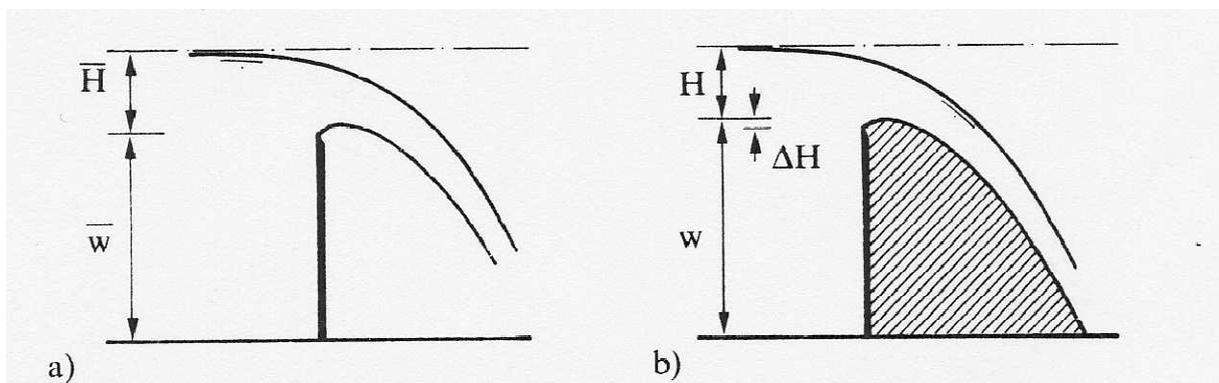


Fig. 5-10 : (a) déversoir en mince paroi standard ; (b) déversoir standard correspondant

Le débit s'écoulant par-dessus ce déversoir est donné par :

$$Q = C_d \cdot B \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (5. 1)$$

C_d est le coefficient de débit du déversoir standard.

L'effet de la charge relative H/H_D sur le coefficient de débit C_d selon l'équation 5-1 a été observé expérimentalement. La (Fig. 5-11) représente des résultats de divers expérimentateurs

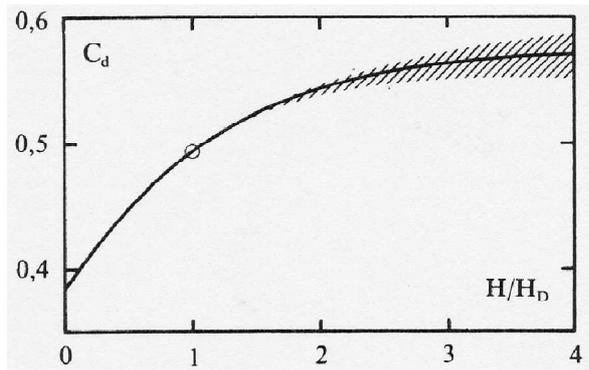


Fig. 5-11 : Coefficient C_d fonction de H/H_D

Le rapport H/H_D doit donc être limité à un maximum imposé par les deux conditions suivantes :

- La séparation de l'écoulement du déversoir standard et
- La sous-pression aux environs de la crête du déversoir standard.

Afin d'éviter le phénomène d'érosion de cavitation causé par le risque d'apparition de sous-pressions la charge H est limitée par la (Fig. 5-12).

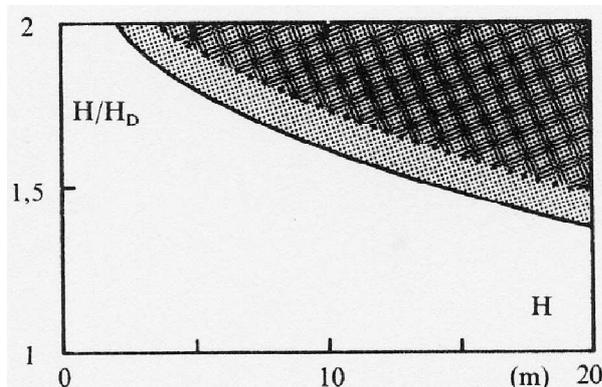


Fig. 5-12 : Domaines de cavitation provoquée par un déversoir standard.

(—) début de la cavitation, (...) cavitation accomplie,
charge $H(m)$ en fonction du rapport H/H_d

La géométrie de la nappe inférieure d'un déversoir en mince paroi standard exprimée en coordonnées adimensionnelles $X = x/H_d$ et $Z = z/H_d$ permet d'obtenir une fonction unique pour la géométrie d'un déversoir standard. Plusieurs formes ont été proposées. La (**Fig. 5-13**) représente la proposition de l'USACE (United States Army, Corps of Engineers).

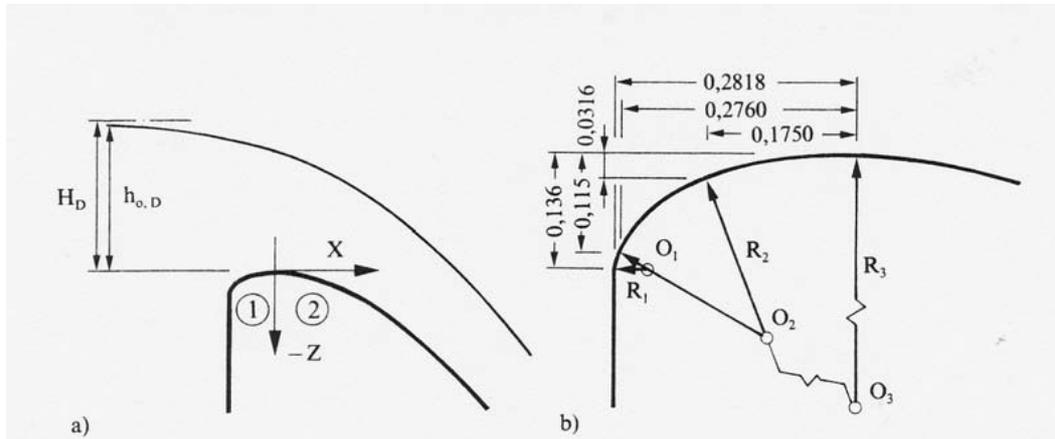


Fig. 5-13 : Géométrie de la crête du déversoir standard à parement amont vertical pour $H_D = 1m$

La courbe se compose de trois arcs circulaires au quadrant amont ($x \leq 0$) et de fonction de puissance :

$$-Z = \frac{1}{2} X^{1,85} ; \quad X > 0 \quad (5. 2)$$

Pour le quadrant aval ($X ; Z$) = (0,0) correspond à l'origine des coordonnées et coïncide avec la crête du déversoir standard. Les origines des arcs circulaires et les rayons correspondants sont indiqués au **tableau 5-1**.

Tableau 5-1 : Origines O et rayon de courbures R

i	O_i/H_D	R_i/H_D	
1	(-0,2418/-0,1360)	0,04	$-0,2818 \leq X \leq -0,276$
2	(-0,1050/-0,2190)	0,20	$-0,276 \leq X \leq -0,175$
3	(0/-0,5000)	0,50	$-0,175 \leq X \leq 0$

❖ Effet des piliers

Un déversoir de largeur importante est souvent subdivisé par des piliers de différentes formes et tailles (**Fig. 5-14**). Ces piliers servent à :

- Imposer à l'écoulement une direction déterminée, pour que le débit soit distribué uniformément tout au long du déversoir,
- Supporter un pont d'accès traversant le déversoir,
- Loger ou supporter des vannes ou des clapets.

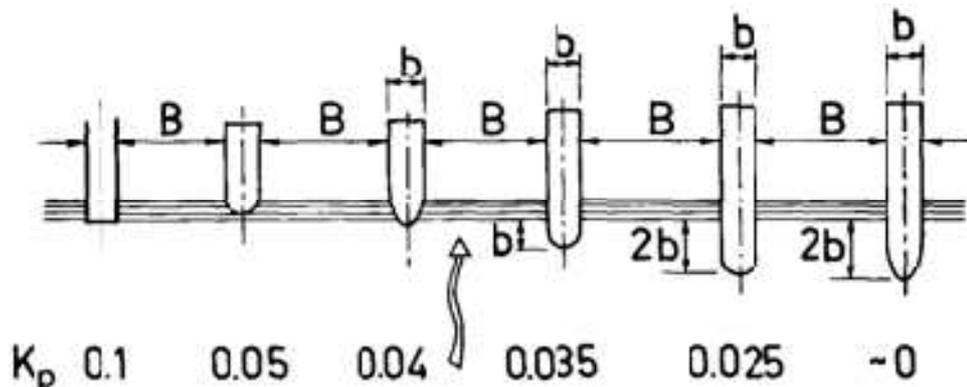


Fig. 5-14 : Types de piliers et coefficients de contraction latérale K_p

Si B est la largeur géométrique entre deux piliers, la largeur efficace B_e serait :

$$B_e = B - 2K_p \cdot H \quad (5.3)$$

K_p est le coefficient de pilier, donc $(2K_p)$ pour une passe.

b) Déversoirs à crête non rectiligne

Pour réduire l'emprise d'un ouvrage d'évacuation, un déversoir à crête courbe ou en ligne brisée peut s'avérer économique. On citera pour mémoire :

- **Déversoir à crête circulaire**

Les déversoirs à crête circulaire ont des dimensions minimales en plan, et peuvent être plus économiques que les déversoirs rectilignes suivis d'un coursier, surtout si une galerie horizontale existante (dérivation provisoire) peut être raccordée au puits (**Fig. 5-15**).

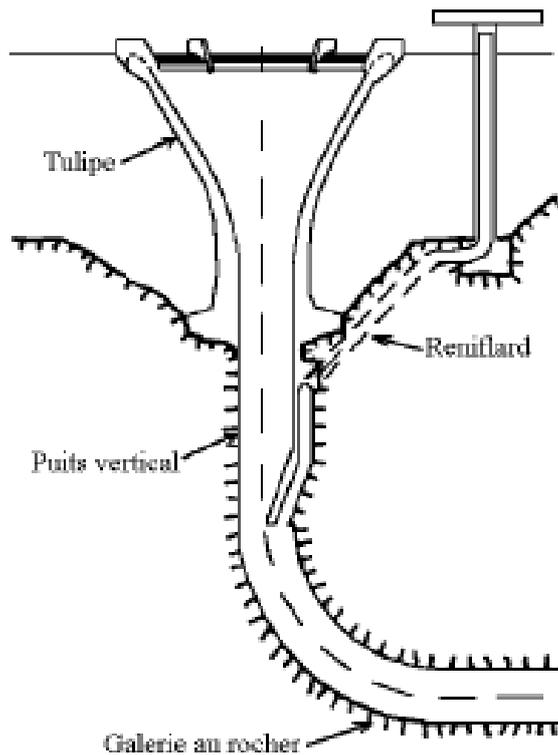


Fig.5-15 : Evacuateur de crue à crête circulaire

- **Déversoir labyrinthe**

Pour augmenter la longueur d'une crête déversante, normalement rectiligne, on peut lui donner une forme polygonale en plan. C'est la naissance des déversoirs labyrinthe. Le déversoir en labyrinthe permet un bon compromis entre le besoin d'une grande capacité de déversement et la largeur limitée de l'emplacement disponible sur le terrain.

Selon la géométrie de la forme en plan du déversoir en labyrinthe en distingue plusieurs formes. Trapézoïdales, triangulaires, rectangulaires, curvilignes etc. (Fig. 5-16).

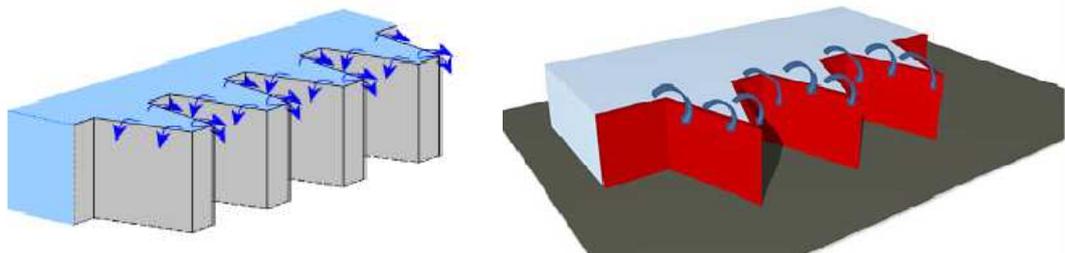


Fig. 5-16 : déversoir labyrinthe de forme : (a) trapézoïdale ; (b) triangulaire

- **Déversoir à touches de piano (PKweir)**

Le déversoir labyrinthe est caractérisé par une grande capacité d'évacuation de débit sous une charge relativement faible contrairement aux déversoirs rectilignes.

Bien que le déversoir labyrinthe ait une large application pour les barrages en terre, sa conception pour les barrages poids reste un inconvénient.

Une nouvelle forme de déversoir non rectiligne baptisée Piano Keys Weir (P.K.Weir) a été développée par Hydrocoop-France en collaboration avec le Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de Biskra (Algérie) (**Fig.5-17**).

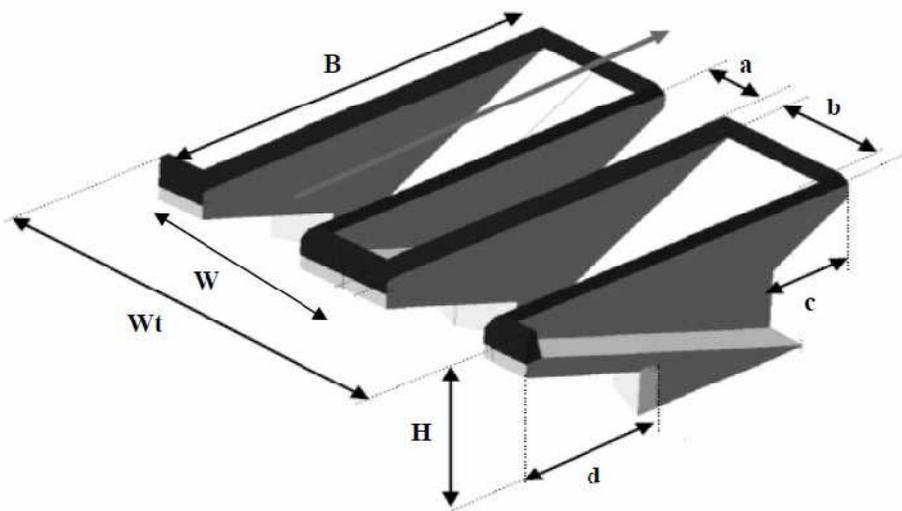


Fig. 5-17 : Schéma d'un élément du déversoir en touches de Piano (PK-Weir)

5.1.5 Coursier

Le coursier commence au pied du déversoir par un chenal et un convergeant.

a) Le chenal

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible pour que le régime y soit fluvial.

En général, le chenal est de section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus intéressante après un déversoir. Sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à passer le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier en aval.

Le chenal étant trop court, le régime n'y est pas uniforme en général. Immédiatement à l'aval du déversoir, il s'établit un ressaut qui amène l'écoulement fluvial.

Les conditions d'écoulement se vérifient en calculant la profondeur critique, la profondeur normale et la pente.

b) Le convergent

Il sert à la diminution de déversoir en la ramenant à une largeur économique du coursier. Il permet aussi à bien marquer le passage en écoulement torrentiel. La longueur minimum du convergent aboutit à la section de contrôle (section où la hauteur critique est atteinte), à partir de la quelle la pente du coursier augmente. Elle est donnée par :

$$L_c = 2.5(L_1 - L_2) \quad (5.4)$$

Où :

L_1 = largeur au plafond du bief amont

L_2 = largeur au plafond de la section de contrôle

c) Le coursier

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au thalweg. Il est plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire, ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

En première approximation, la largeur du coursier peut être donnée par la relation :

$$l = Q^{0.4} \quad (5.5)$$

Où :

l (m) = largeur du coursier

Q (m³/s) = débit

Le tirant d'eau est déterminé soit à l'aide d'abaque soit en résolvant l'équation différentielle d'un écoulement graduellement varié.

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2}}{1 - \frac{Q^2 B}{g A^3}} \quad (5.6)$$

dh - variation de la hauteur d'eau.

dl - distance entre sections, (m).

Où:

h - hauteur d'eau dans différentes sections, (m). Dans la première section h est égale à la hauteur de l'eau à la sortie de la transition (h_c); dans les sections restantes, on suppose des valeurs de h inférieures à h_c .

A - surface mouillée de la section analysée, (m^2).

χ - périmètre mouillé, (m).

R - rayon hydraulique, (m).

B – largeur du miroir (m)

$$\frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2} \quad \text{Pente pour un régime normal}$$

$$i - \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2} \quad \text{Différence entre la pente du fond du coursier et la pente de la surface d'eau pour un régime normal.}$$

5.2 Prise d'eau

Il existe les prises d'eau en rivière et les prises d'eau en réservoir. Par rapport aux prises en rivière les prises en réservoir sont :

- Située au-dessous de la surface de l'eau,
- Non soumises aux problèmes du transport solide et des corps flottants,
- Sujettes à la formation de vortex pour les prises à faible profondeur.

On distingue les prises d'eau à grande profondeur des prises d'eau à faible profondeur. Les prises à grande profondeur sont typiques des réservoirs de hauteur considérable qui servent de bassins d'accumulation. Les exigences hydrauliques sont alors les suivantes :

- Ecoulement sans apparition de cavitation
- Pertes de charge minimales

Les prises à faible profondeur doivent être les plus proches possible de la surface libre pour que la construction soit économique et que la formation de vortex soit limitée le plus possible.

Les exigences hydrauliques pour une prise d'eau sont les suivantes :

- Ecoulement sans formation de vortex
- Pas d'entraînement d'air dans le cas où un vortex ne peut être évité

5.2.1 Les prises d'eau dans les réservoirs

Selon leur emplacement les prises d'eau dans les réservoirs sont classées en (**Fig. 5-18**) :

- ✓ Prises d'eau situées aux rives
- ✓ Prises d'eau indépendantes, situées loin des rives (tours de prise)
- ✓ Prises d'eau combinées (avec barrages)

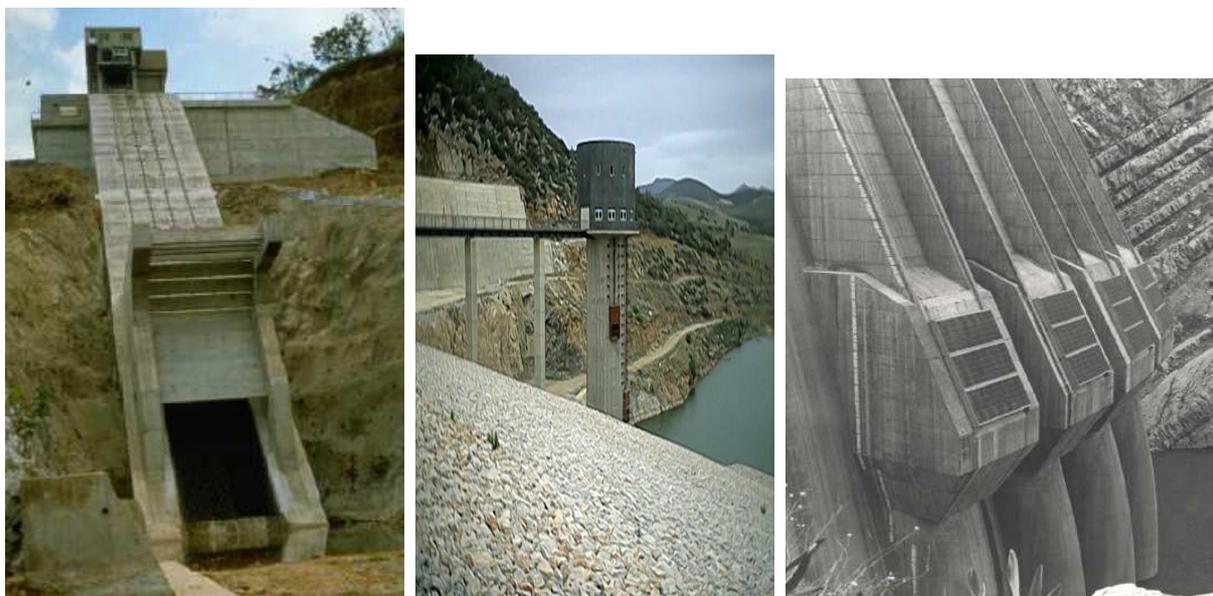


Fig. 5-18 : Types de prises d'eau

Selon la position de la commande des organes de fermeture

- à la surface
- souterrain

a) Prise située aux rives

Elles alimentent le plus souvent les conduites forcées alimentant les centrales hydro-électriques.

Les éléments d'une prise située aux rives sont (**Fig. 5-19**) :

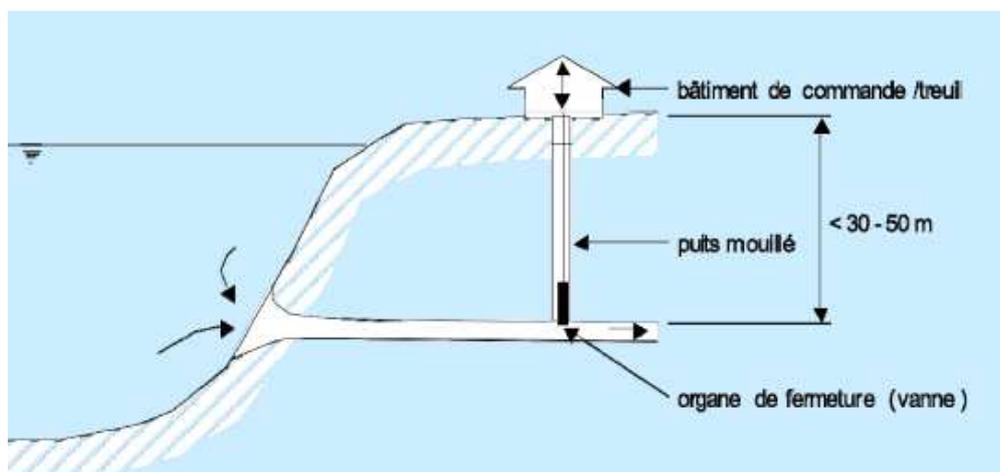
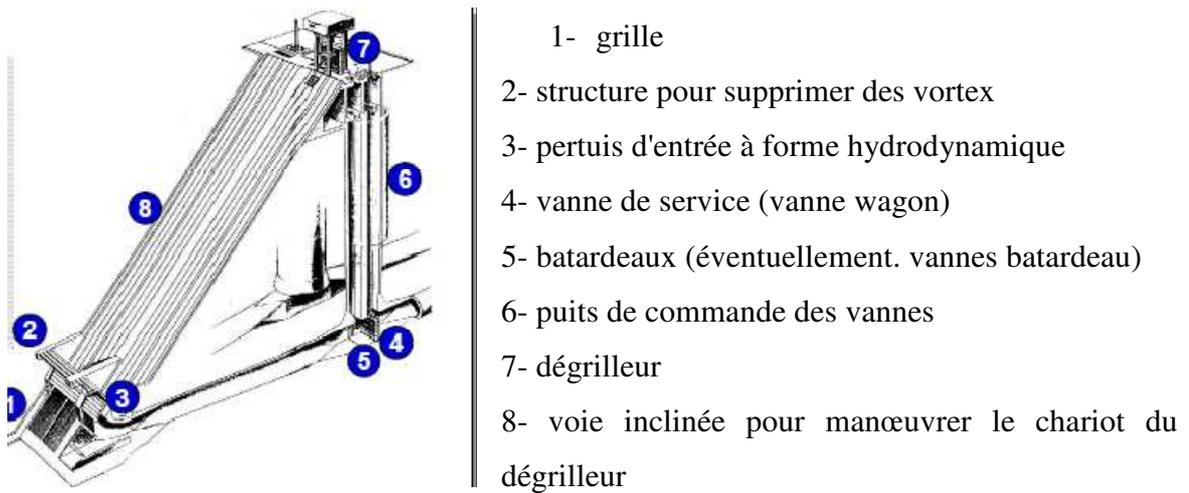


Fig. 5-19 : Prise d'eau située aux rives

b) Tour de prise

La tour de prise permet de puiser l'eau à différents horizons améliorant ainsi la qualité de l'eau alimentant la conduite. Elle est le plus souvent associée à la galerie de dérivation.



Fig. 5-20 : Tour de prise d'eau

c) Prises combinées

Pour les barrages en béton la prise est combinée avec le corps. Elle est munie d'une vanne de garde à l'amont et d'une vanne de réglage.

Prise d'eau: à la cote 79,50, conduisant à une canalisation de 1.25 m de diamètre fermée en amont par une vanne à glissière et en aval par une vanne papillon.

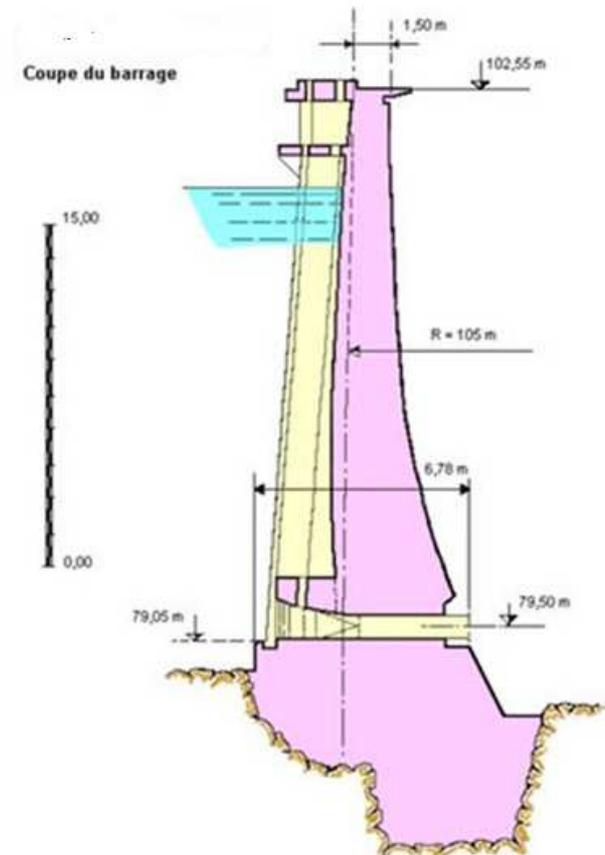


Fig. 5-21 : prise d'eau barrage Malpasset

Dimensionner une prise à grande profondeur c'est trouver la forme idéale de la géométrie pour que :

- Les pressions soient positives en tout point le long du pertuis d'entrée,
- Les pertes de charges soient faibles par une variation continue de la pression,
- L'écoulement reste potentiel (pas de turbulence),
- Il n'y ait pas de formation de zones de cavitation ou de sous-pressions,
- L'écoulement ne provoque pas de vibrations aux grilles et vannes.

5.2.2 Prises d'eau pour petits barrages

Les petits barrages, et particulièrement ceux destinés à une utilisation agricole, disposent en général d'un ouvrage de prise (parfois de plusieurs). Mais il arrive également qu'en vue d'exploiter la retenue à des fins d'adduction d'eau, on les dote d'organes de prise spécifiques à ces différents usages.

La prise à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval.

On utilise en général une conduite en acier que l'on pose en tranchée dans le terrain en place. On la pose sur des cales, puis on la noie dans une enveloppe de béton ordinaire de 0,20 m d'épaisseur au minimum coulé pleine fouille.

Le diamètre du tuyau sera bien entendu fonction du débit à fournir (demandée). Le calcul sera effectué en intégrant les pertes de charge linéaires et singulières (vannes, coudes, etc.).

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval.

Si le barrage est destiné à l'alimentation en eau (AEP) la tour est recommandée avec des prises étagées dans le but de prendre toujours l'eau à des niveaux supérieurs du barrage pour obtenir une meilleure qualité d'eau.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge, elle est cependant plus coûteuse que la position aval (**Fig. 5-22**).

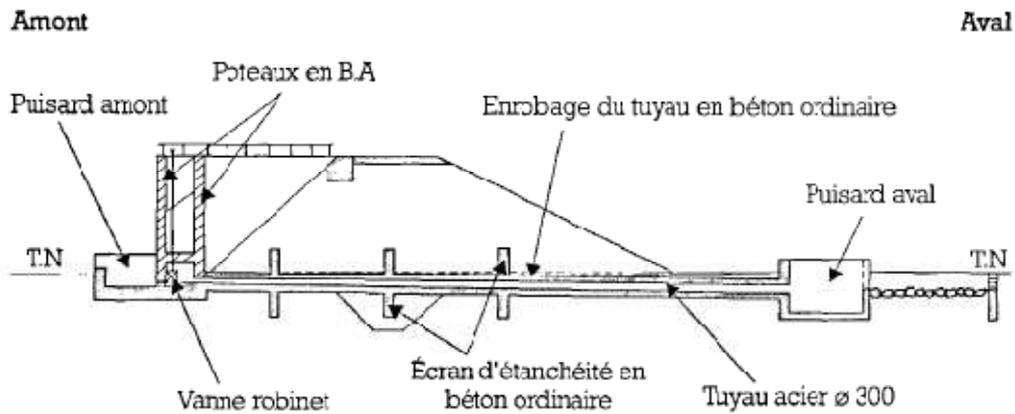


Fig. 5-22 : Ouvrage de prise avec tour

Une prise à vanne aval est souhaitable (**Fig. 5-23**), à condition d'être en mesure de bien surveiller l'enrobage de béton et l'exécution des soudures de la conduite.

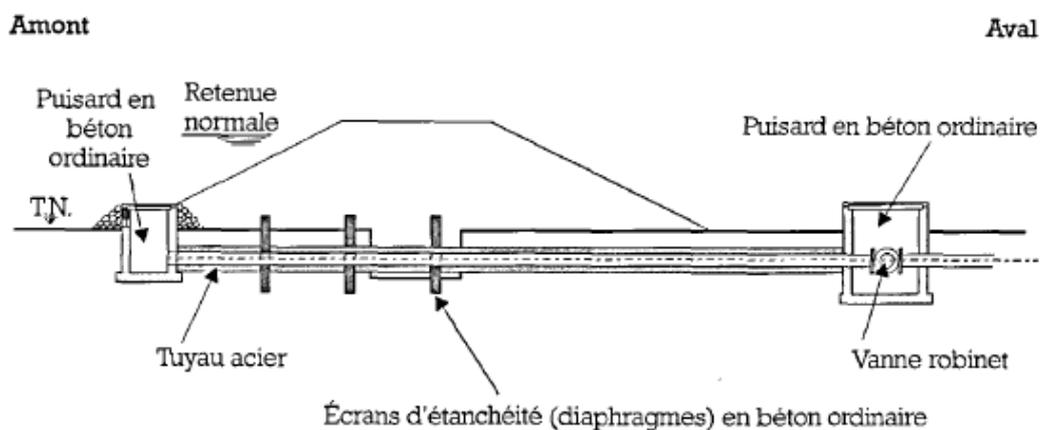


Fig. 5-23 : Ouvrage de prise à commande aval.

Pour une prise en charge on dimensionne la conduite de manière que la charge disponible puisse supporter toutes les pertes de charge et évacuer le débit demandé. Pour cela l'équation de Bernoulli est appliquée.

$$H_t = \frac{V_1^2}{2g} + \sum h_t \quad (5.7)$$

Avec :

H_t = Charge totale disponible

$V_1 = Q/A$ Vitesse de sortie à la sortie

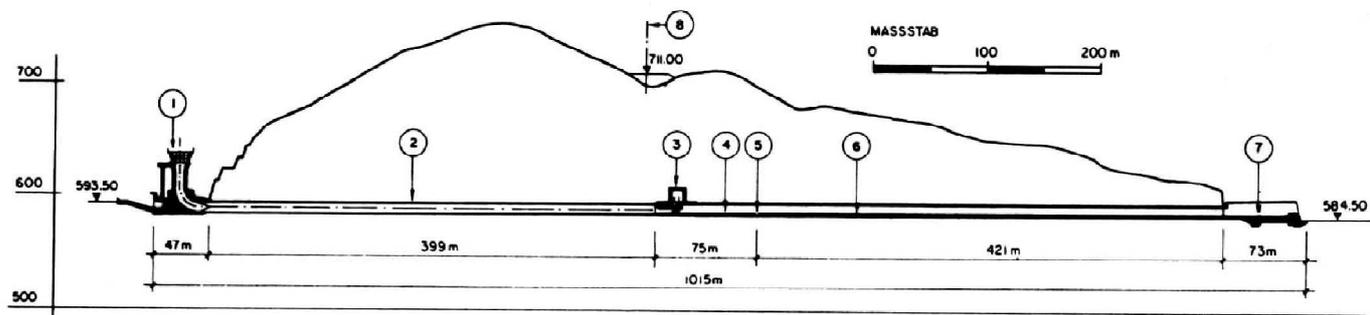
$\sum h_t$ = Somme des pertes de charge

A = Section de la conduite

5.3 Vidange de fond

La vidange de fond est un élément très important du barrage. Elle doit assurer :

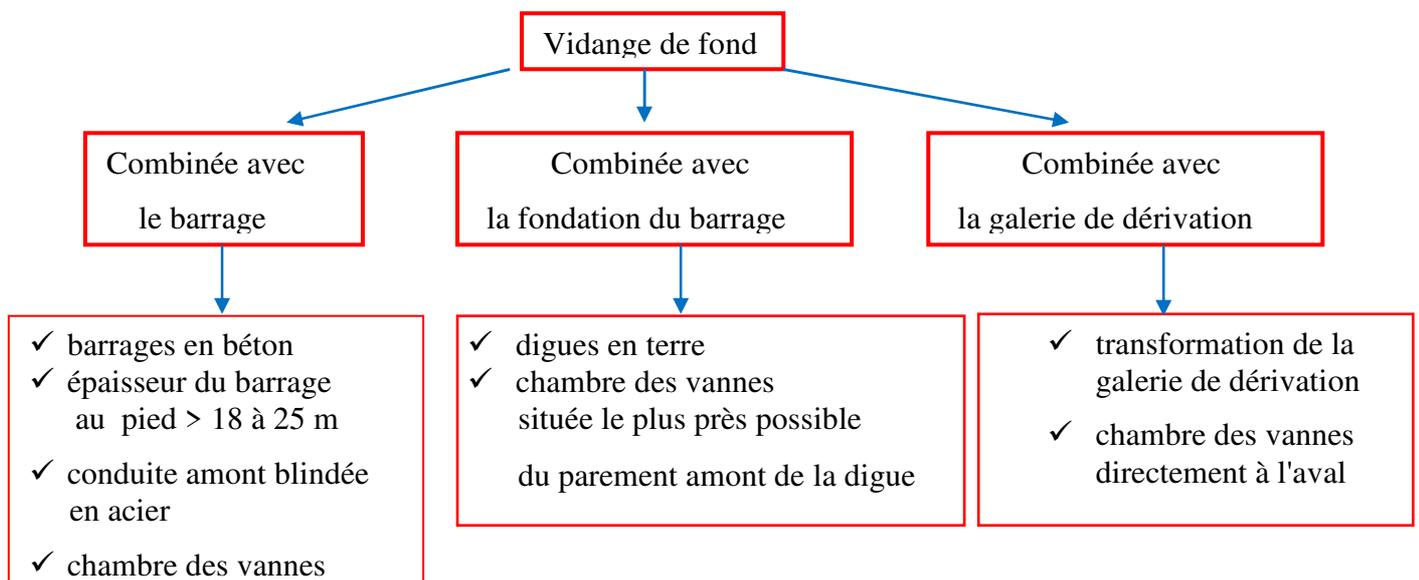
- la vidange complète du bassin (purges, révisions)
- la montée contrôlée du plan d'eau lors du premier remplissage (comportement du barrage et des rives inondées)
- le contrôle du plan d'eau en cas d'événements particuliers (instabilité des rives)
- un abaissement du plan d'eau en périodes de danger (dangers naturels ou conflits armés)
- l'alimentation du cours d'eau aval pour des cas exceptionnels
- l'évacuation (purge) des sédiments



- | | |
|---|--|
| (5) Aération du fond (rainure d'aération) | (1) Ouvrage d'entrée (avec grille grossière) |
| (6) Galerie de vidange aval bétonnée | (2) Galerie de vidange amont (Ø 9.0 m) |
| (7) Ouvrage de restitution (saut de ski) | (3) Chambre des vannes |
| (8) Axe de la digue | (4) Galerie de vidange aval blindée (75 m) |

Fig. 5-24 : Eléments d'une vidange de fond

5.3.1 Conception des vidanges de fond



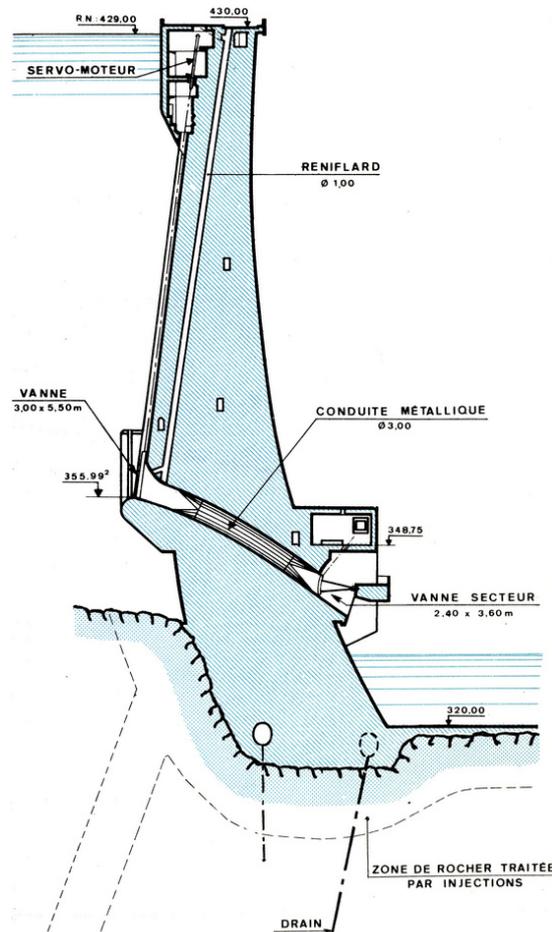


Fig. 5-25 : Vidange combinée avec le barrage

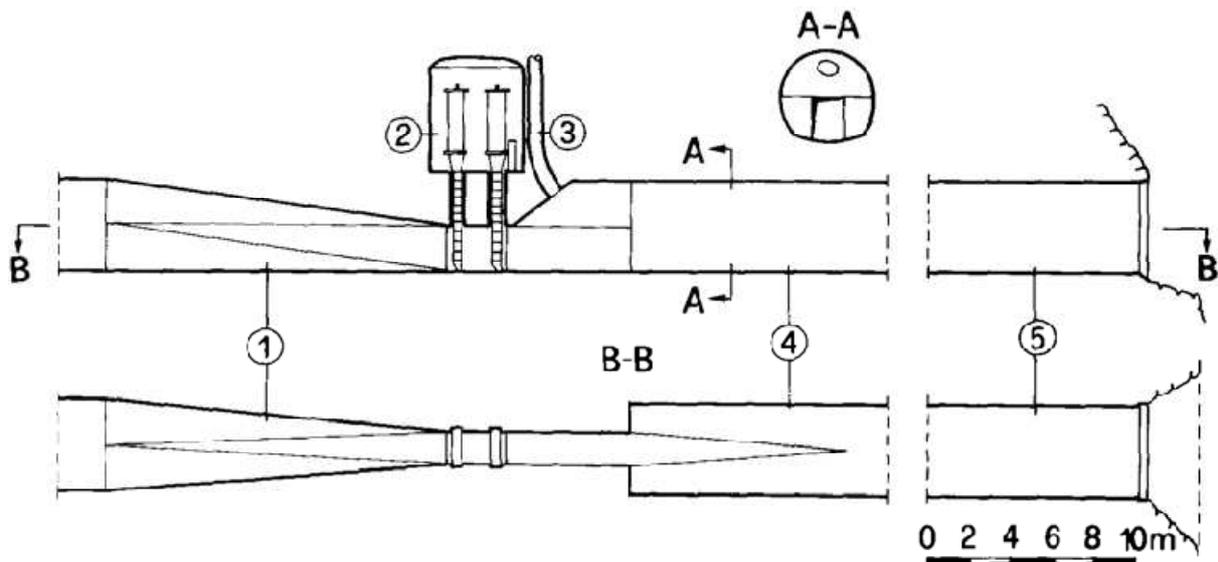


Fig. 5-26 : Vidange de fond schématisée, (1) transition du profil circulaire au profil rectangulaire ; (2) chambre de vannes ; (3) canal d'aération ; (4) galerie de vidange ; (5) sortie de la galerie

a) Galerie de vidange amont en charge et vannes de fond

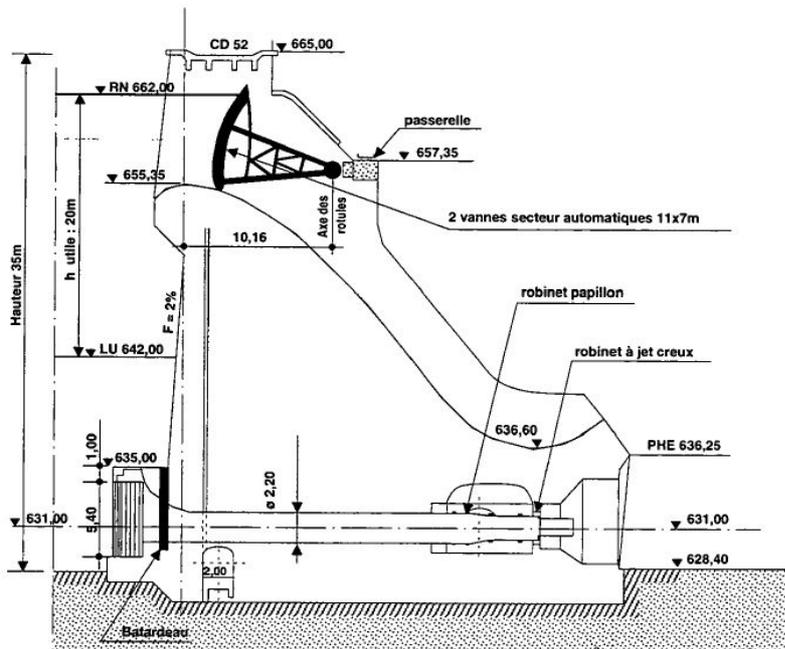
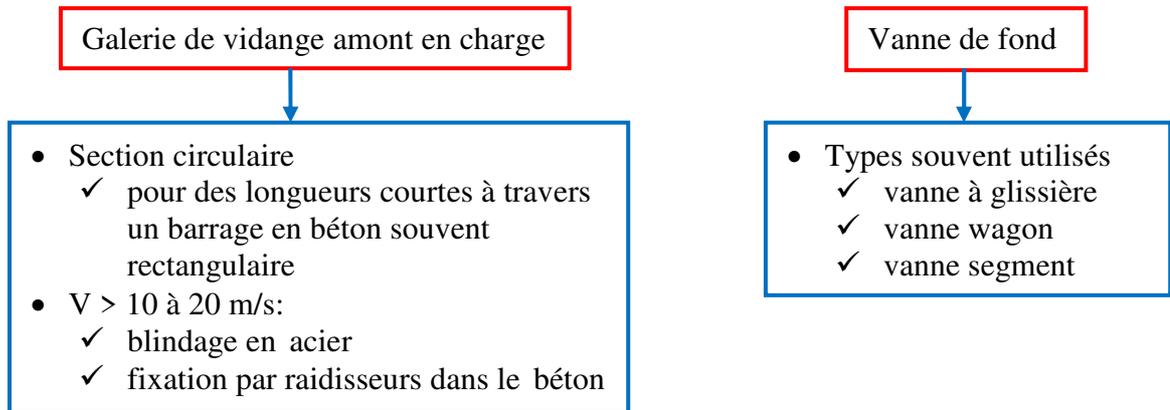
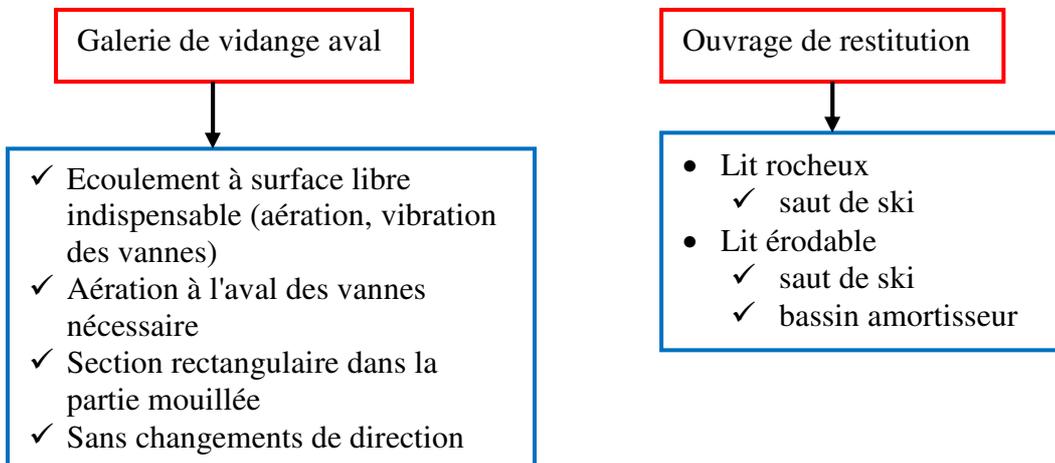


Fig. 5-14 : vidange amont en charge

b) Galerie de vidange aval et ouvrage de restitution



5.3.2 Dimensionnement hydraulique

Les critères pour le débit de dimensionnement sont :

- ✓ le niveau du plan d'eau dans la retenue doit être maintenu constant pendant une certaine période
- ✓ le niveau du plan d'eau dans la retenue doit être abaissé d'une certaine tranche pendant une période déterminée

La vitesse d'écoulement (vanne complètement ouverte) est donnée par :

$$V_V = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{1 + \sum \xi_i^*}} \quad (5.8)$$

$$\xi_i^* = \xi_i \left(\frac{A_V}{A_i}\right)^2 \quad (5.9)$$

Avec :

A_V : section de la vanne (section de contrôle)

ξ_i : coefficient de pertes de charge locales et réparties

A_i : section locale

La section de la vanne nécessaire est :

$$A_V = \frac{Q}{\sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H}{1 + \sum \xi_i^*}}} \quad (5.10)$$

5.3.3 Vidange pour petits barrages

On utilise en général une conduite en acier. Sa mise en place est identique à celle de la prise d'eau. Dans une conduite de vidange on pourra admettre des vitesses de **3 à 7 m/s**, et on veillera à ce qu'en fin de vidange on puisse garder une vitesse suffisante pour éviter le colmatage par les dépôts solides (**40 cm/s** semblent être un minimum).

La dissipation à la sortie de la conduite de vidange peut être assurée à l'aide, par exemple, d'une vanne à let creux (**Fig. 5-25**).



Fig. 5-27 : Vanne à jet creux

5.4 Dérivation provisoire

La construction du barrage implique de mettre à sec, le lit de la rivière soit par parties successives, soit en dérivant le débit par une galerie. Les travaux correspondants, qui constituent la dérivation provisoire, peuvent prendre des aspects très différents selon le régime hydrologique, la largeur du lit, l'importance et la nature du barrage. On prévoit donc toujours des batardeaux, barrages provisoires destinés à canaliser le cours d'eau, et des chenaux temporaires.

La solution la plus commode, sinon la plus économique, consiste à faire passer la rivière dans un ou plusieurs tunnels creusés à cette fin dans une rive ; le chantier est abrité de l'eau par un batardeau amont et un batardeau aval. Ces organes sont dimensionnés pour la **crue de chantier**, sensiblement plus fréquente que la crue de projet.

Pour les **barrages en remblai**, on préfère parfois construire en première phase une galerie en béton, dans laquelle on dirige la rivière, et sur laquelle on construit le remblai ; la galerie est généralement réaménagée en vidange de fond. Galerie de dérivation : ($Q_{\max} \approx 2500 \text{ m}^3/\text{s}$; $D_{\max} \approx 8 \text{ m}$; $V_{\max} \approx 10 \text{ m/s}$).

Les **barrages en béton**, surtout les voûtes peu épaisses, autorisent des phasages plus subtils selon lesquels l'eau est dérivée provisoirement dans des pertuis provisoires obturés à la fin, sous la protection de systèmes de batardeaux complexes mais très économiques ; le risque de noyer le chantier est alors important, mais acceptable car les dommages associés sont faibles.

5.4.1 Eléments de dérivation

Les éléments constituant une dérivation sont :

- Batardeaux
- Ouvrages de dérivation
 - ✓ galeries, conduites
 - ✓ canaux
 - ✓ orifices ou ouvertures dans l'ouvrage définitif
- Organes de fermeture

Ces éléments peuvent être provisoires ou permanents (intégrés dans l'ouvrage définitif).

La galerie de dérivation peut être transformée en une vidange de fond, recevoir une tour de prise ou servir de conduite de fond pour un déversoir tulipe.

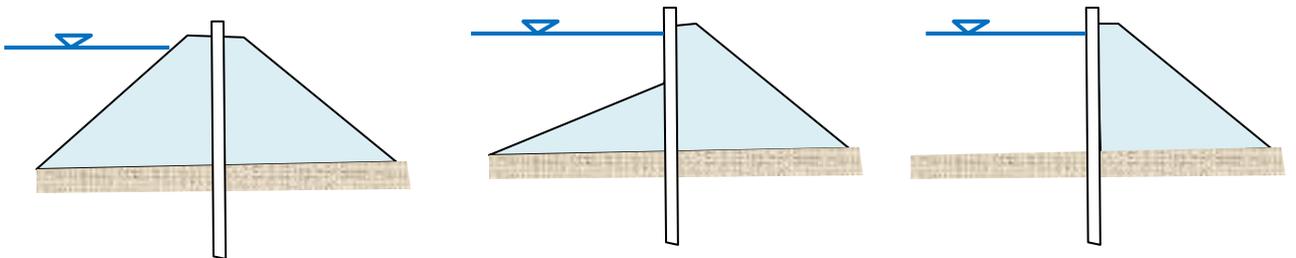
Le batardeau en remblai, si la topographie le permet, sera incorporé dans le corps du barrage.

La dérivation d'une rivière par des galeries ou canaux nécessite la coupure par des batardeaux.

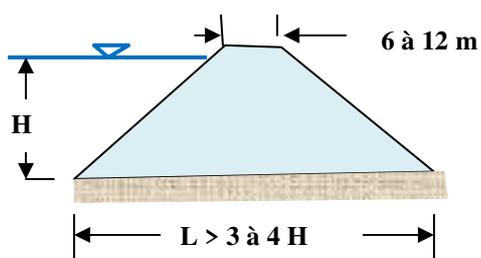
La rivière est forcée d'entrer dans l'ouvrage de dérivation par une surélévation du plan d'eau.

a) Batardeaux en remblais

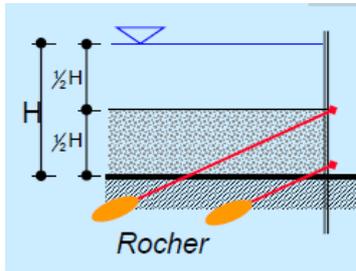
- ✓ Digue avec palplanches



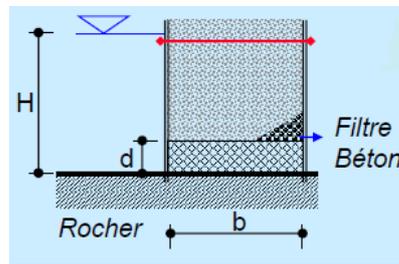
- ✓ Digue homogènes



b) Batardeaux avec palplanches



Batardeau simple



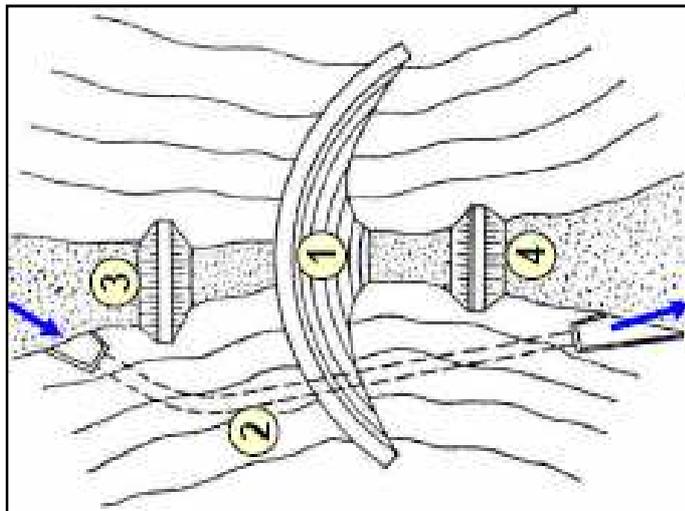
Batardeau double



Palplanche

5.4.2 Types de dérivation

a) Dérivation intégrale



- 1) Barrage en construction
- 2) Galerie de dérivation
- 3) Batardeau amont

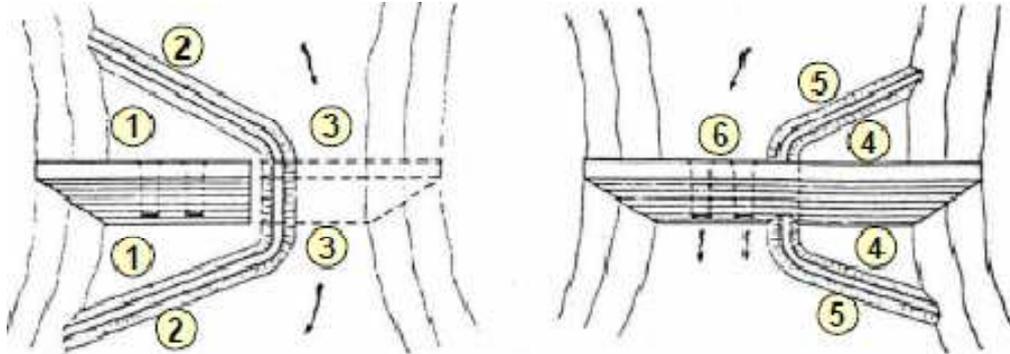
Fig. 5-28 : Dérivation intégrale

b) Balancement de la rivière

La construction du barrage se fait par passes successives.

Du point de vue hydraulique le balancement se comporte comme un rétrécissement local. Si le rétrécissement est important, l'écoulement à l'amont est contrôlé par le rétrécissement qui

devient une section critique. Le rétrécissement provoque une surélévation du plan d'eau amont, dont la charge est égale à la charge critique dans le rétrécissement.



1 Zone des travaux

2 Batardeau

3 Section de la

4 Zone des travaux

5 Batardeau

6 Ouvertures

Fig. 5-29 : Dérivation par passes successives

Partie B : Prises d'eau

La prise d'eau est un ouvrage qui permet de puiser l'eau d'une rivière, d'un lac ou d'un réservoir. A l'inverse des prises dans les réservoirs, les prises d'un cours d'eau sont soumises aux problèmes du transport solide et des corps flottants. Dans cette partie on s'intéressera aux prises d'eau dans les rivières.

La quantité d'eau prélevée dans un cours d'eau ne doit pas dépasser 20 % du débit d'étiage de récurrence 2 ans, afin de préserver la vie dans le cours d'eau ainsi que les autres usages de l'eau susceptibles d'être affectés par le prélèvement d'une quantité d'eau. Dans cette optique, on devra en particulier tenir compte des autres prises d'eau susceptibles d'exister, tant en amont qu'en aval.

1. Modes de prélèvement

Les caractéristiques d'un ouvrage de prise dépendent essentiellement des problèmes de transport solide. L'analyse des causes fondamentales des transports solides est très complexe : elle doit remonter jusqu'à la géologie, la stabilité géomorphologique, le relief du bassin versant, et jusqu'à la pluviométrie.

Le bon fonctionnement du captage doit être assuré quels que soient les débits de crue et la quantité de matériaux charriés. Le dessableur doit assurer la décantation et l'évacuation des matériaux solides quelque soient les conditions hydrauliques.

Les points suivants doivent être pris en considération pour minimiser les interventions d'entretien ou de dragage à long terme:

- éviter les zones de sédimentation;
- éviter les secteurs où il y a présence de plantes aquatiques;
- choisir un site où la profondeur est suffisante en tenant compte du niveau d'étiage, de l'épaisseur et du déplacement des glaces;
- choisir un site où le substrat est de nature grossière.

1.1 Aménagement des points de prises

Pour un choix optimum de la prise, il est indispensable de connaître les caractères de la rivière suivants :

- régime des débits et des crues (hydrologie).
- transport solide : débit et apport solide, granulométrie.

- Morphologie :
 - ✓ caractérisation des matériaux du lit
 - ✓ zones d'érosion et d'alluvionnement

Pour les ouvrages importants, des essais sur modèles réduits en laboratoire sont nécessaires.

1.2 Types de prises

Le type et disposition des prises est fonction de la pente du cours d'eau, de sa largeur et du transport solide.

Tableau 1.1 :

	Pente J de la rivière	Largeur B de la rivière	Situation / plan de la rivière	Transport solide de la rivière
Prise d'eau latérale (Utilisation de l'effet de coude)	$0.001\% < J < 10\%$	Pour toutes les largeurs	Courbé très favorable	Charriage fort Suspension faible ($Q_e < 50\% Q_{cr}$)
Prise d'eau frontale Passe à graviers à tunnel	$0.01\% < J < 10\%$	$B < 50\text{ m}$ ($B < 500\text{ m}$ si le barrage de la rivière est économique)	Rectiligne très favorable, courbé possible avec des mesures	Charriage très fort avec purge continue, suspension très forte
Prise d'eau par « en dessous »	$J > 10\%$ Très favorable, possible dès 2.5%	$B < 50\text{ m}$ ($B < 500\text{ m}$ raisonnable avec barrage partiel de la rivière)	Rectiligne	Charriage fort, (grains grossiers seulement)

1.2.1 Prise d'eau latérale

Pour une prise en cours d'eau, le meilleur emplacement du débouché de l'ouvrage de dérivation, est sur la rive extérieure d'une courbe de l'oued (**Fig.1-2**). Cette disposition permet, grâce au courant secondaire résultant de la force centrifuge, de limiter l'entrée des matériaux transportés par charriage dans la prise.

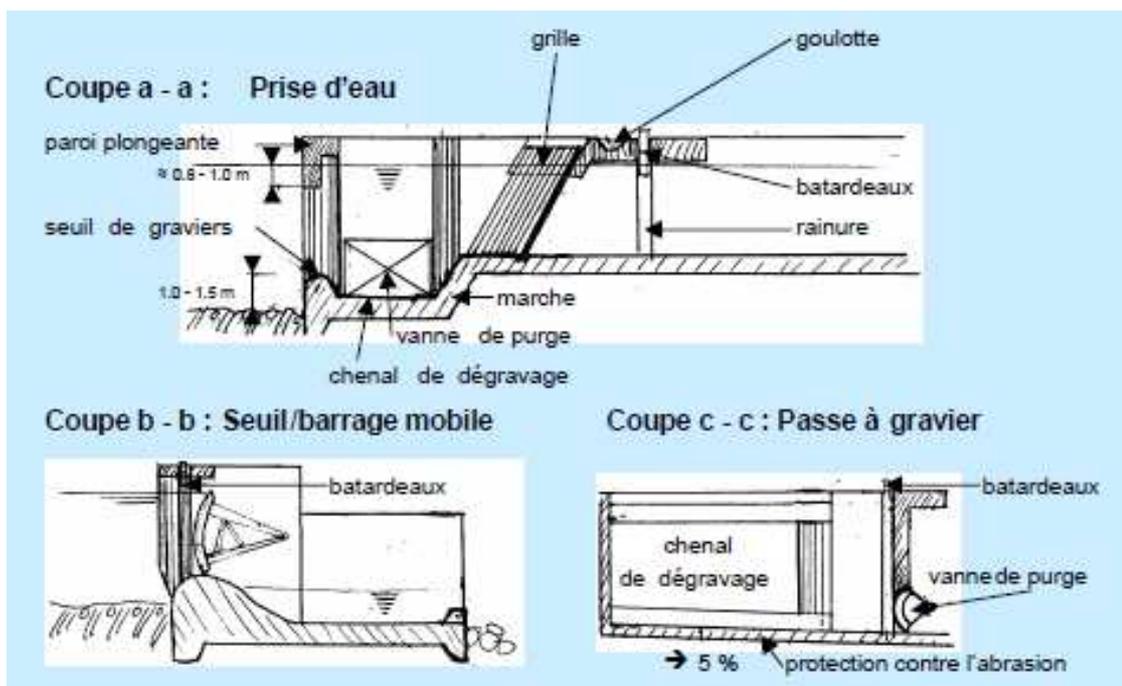
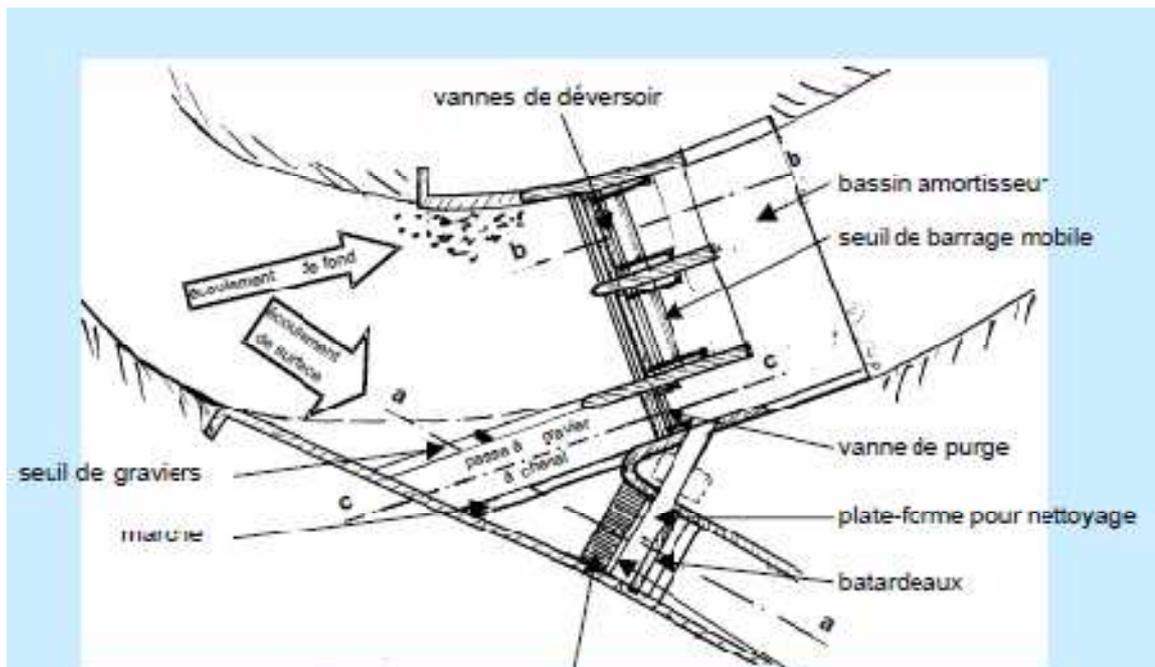


Fig. 1-2 : Prise d'eau latérale

Le courant secondaire dans une courbe d'une rivière est représenté dans la (Fig. 1-3).

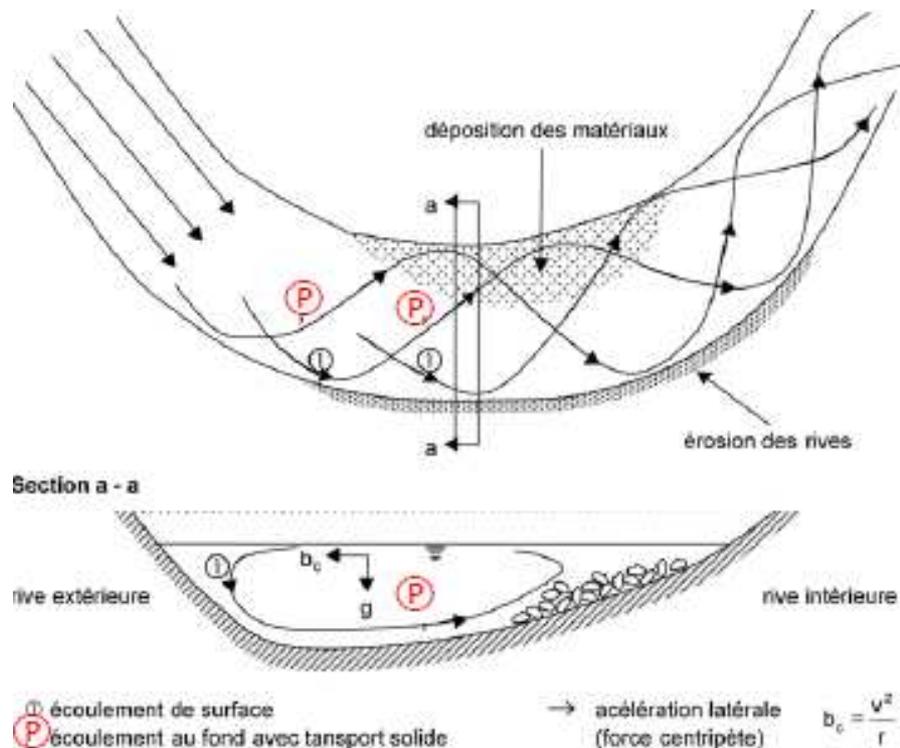


Fig. 1-3 : Courant secondaire dans une courbe

1.2.2 Prise d'eau frontale

La prise est placée dans une portion rectiligne de la rivière. C'est une prise d'eau à deux étages:

- ✓ étage supérieur: captage de l'eau propre
- ✓ étage inférieur: évacuation du charriage par une passe à gravier en tunnel

à son avantage, on citera une maîtrise des transports solides importants à savoir le charriage et les matériaux en suspension.

Les inconvénients sont :

- ✓ purge continue (perte d'eau)
- ✓ profondeur de l'eau importante (>5m) pour garantir une énergie de purge suffisante
- ✓ tunnel de chasse fortement exposé à l'abrasion

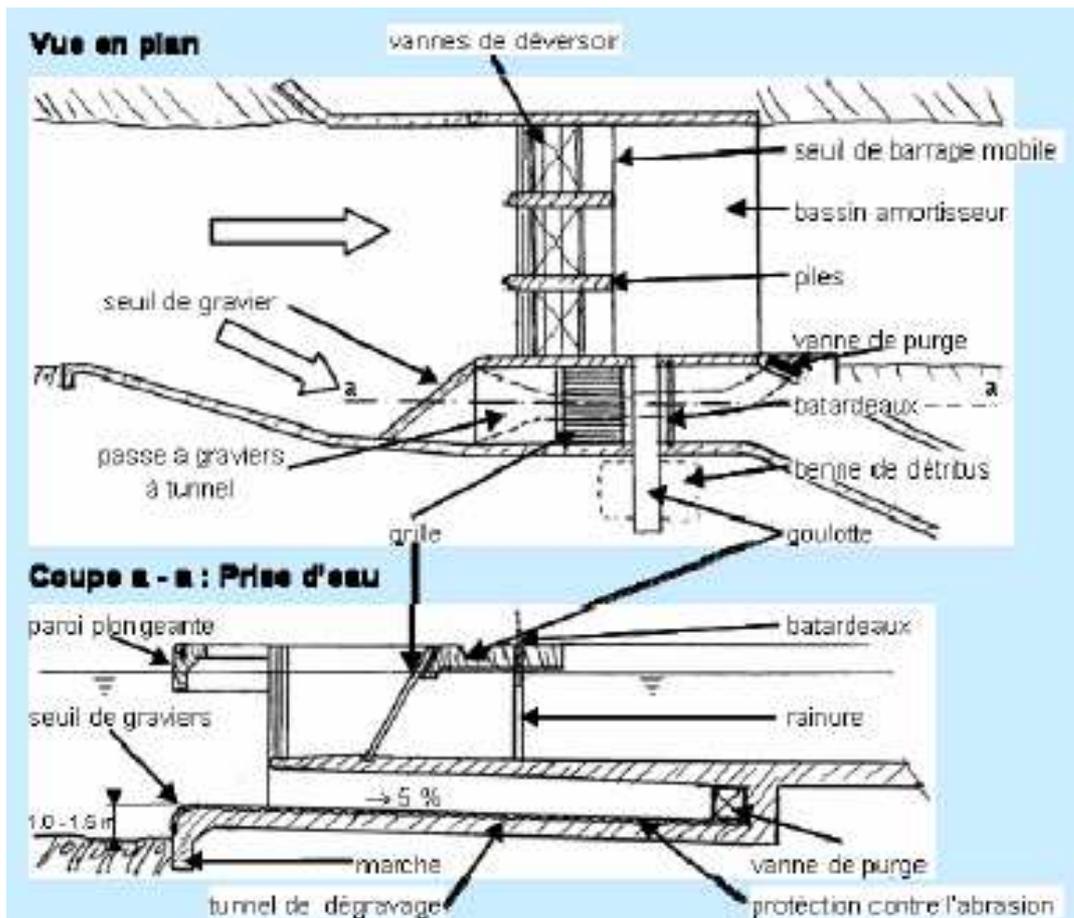


Fig. 1-4 : Prise d'eau frontale

Dans le cas d'une prise implantée sur un alignement droit d'un cours d'eau, un système d'épis amont, peut créer une courbe artificielle (**Fig.1-5**), qui aura le même effet sur les matériaux du fond.

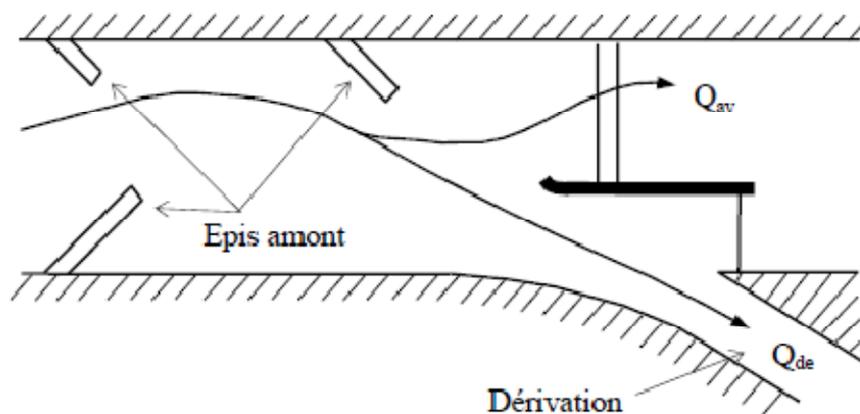


Fig. 1-5 : Epis créant une courbe artificielle

1.2.3 Prise d'eau par en dessous (Tyrolienne)

Ce type de prise est essentiellement constitué par un barrage de la hauteur strictement nécessaire, dont la crête déversante est suivie d'une grille inclinée vers l'aval sur laquelle roulent sans pouvoir s'arrêter les cailloux et galets de dimensions supérieures à l'écartement des barreaux. Ce seuil déversoir contribue par ailleurs à stabiliser le lit de la rivière et facilite le captage de l'eau. L'eau est captée au fond de la rivière par un pertuis de captage précédé d'une grille. Dans la mesure du possible l'emplacement se fera dans un tronçon d'érosion (Fig. 1-6).

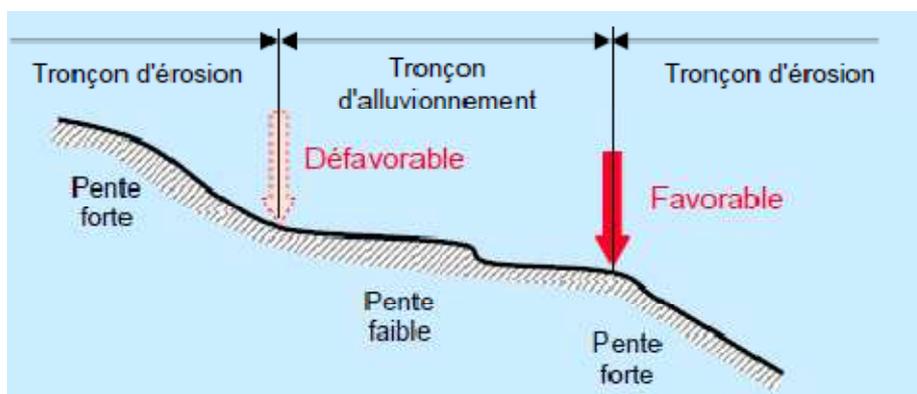


Fig. 1-6 : Meilleur emplacement pour prise tyrolienne

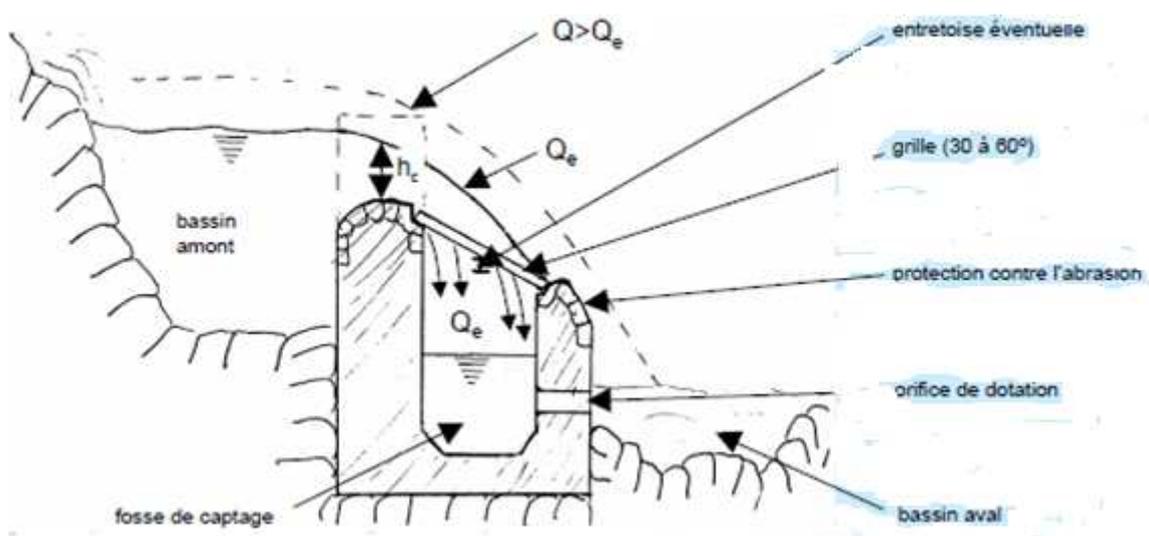
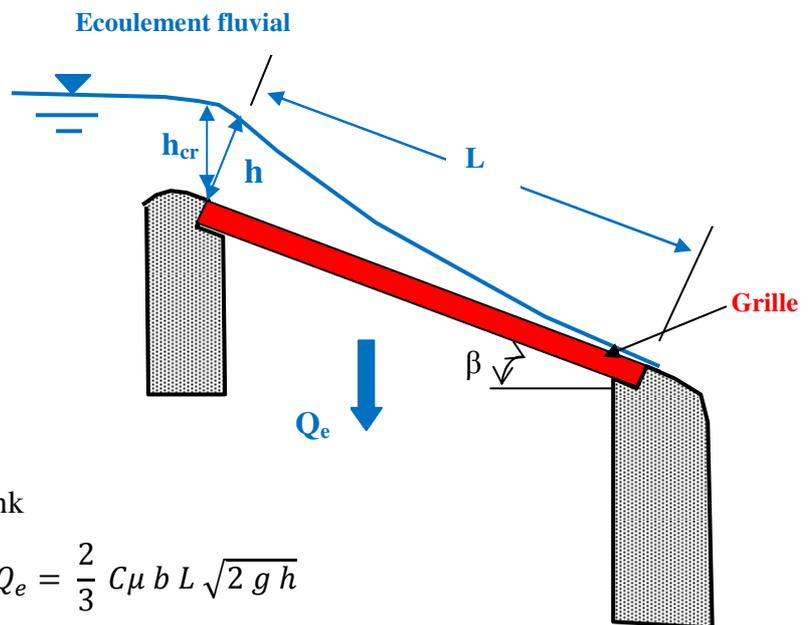


Fig. 1-7 : Prise d'eau par en dessous

a) Aspects constructifs

- Pente minimum de la grille: 30° (jusqu'à 60° pour les cas de fort charriage)
- Espacement entre les barreaux: 80 à 100 mm, ouverture entre les barreaux: 20 à 40 mm
- Dimensionnement de la grille pour une charge de 6 t/m²
- Profils de barreaux: robuste et "renflés" à l'amont

b) Dimensionnement d'une prise tyrolienne



Solution approximative selon Frank

$$Q_e = \frac{2}{3} C \mu b L \sqrt{2 g h}$$

$$C = 0.6 (\bar{a}/\bar{b}) (\cos \beta)^{3/2}$$

En pratique \bar{a}/\bar{b} est entre 1/2 et 1/3

Avec :

h: hauteur d'eau au début de la grille $h = \kappa h_{cr}$

h_{cr}: hauteur critique.

C: facteur de la grille.

μ: facteur de débit selon la forme des barreaux.

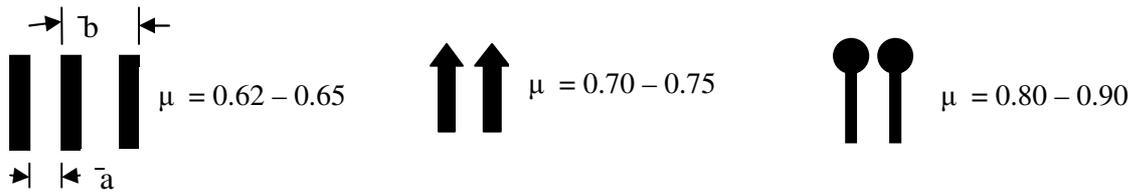
b: largeur de la grille.

L: longueur de la grille.

β: pente de la grille: 30° < β < 60° (en cas de fort charriage).

κ: facteur de correction.

Le facteur μ dépend de la forme des barreaux :



Le facteur de correction κ dépend de l'angle β .

β	0°	4°	8°	12°	16°	20°	24°	28	> 30°
κ	1	0.961	0.927	0.894	0.865	0.837	0.812	0.788	$\sim \cos \beta$

2. Ouvrages de dérivation

Les ouvrages de prise comportent, en général, trois parties principales (**Fig. 2-1**) :

- un ouvrage d'entrée muni d'un seuil (S1)
- des dispositifs de réglage du débit dérivé (B), constitués essentiellement par le barrage mobile ou seuil qui permet de modifier le niveau du plan d'eau en agissant sur les bouchures mobiles et, par un déversoir latéral aménagé à l'entrée du canal de dérivation.
- des ouvrages de dégrèvement, de dessablage (D) et d'élimination des corps flottants (G1 et G2) .

Un seuil/barrage en rivière est construit afin d'augmenter le niveau d'eau minimum et constant à l'amont de la prise d'eau.

- Prise d'eau latérale: une surélévation du niveau d'eau est nécessaire si :
 - ✓ Plus de 25% du débit apporté de la rivière est dérivé ($Q_e > 0.25 Q$)
 - ✓ La pente de la rivière est inférieure à 1‰ pour permettre de faire des purges.
- Prise d'eau frontale: Ce type doit être combiné presque toujours avec un seuil du barrage pour faciliter les purges continues.
- Prise par-dessous: En général, une surélévation du niveau d'eau n'est pas nécessaire.

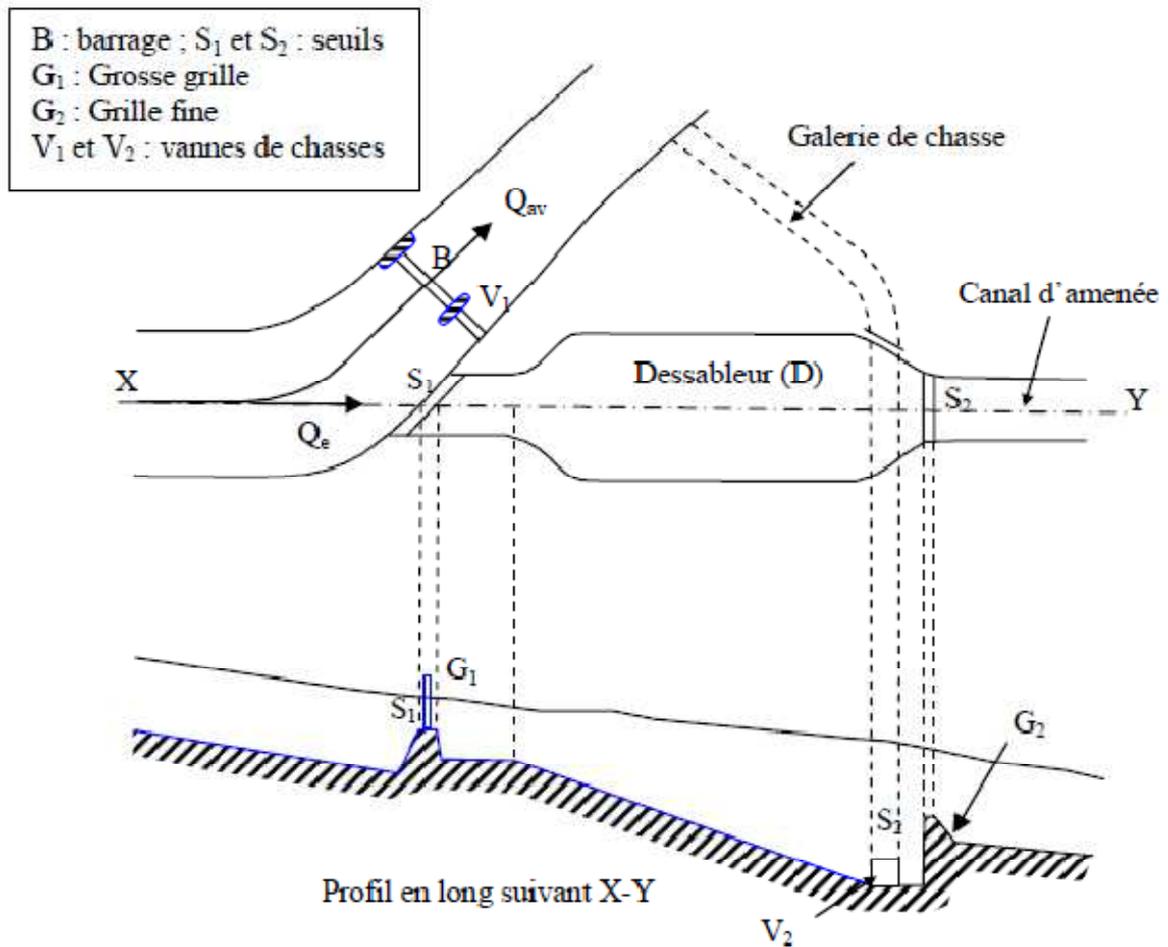


Fig.2-1 : prise d'eau en rivière

2.1 Les grilles

Les grilles ont pour objectifs :

- ✓ Arrêter les corps flottants.
- ✓ Empêcher les poissons d'entrer dans la prise d'eau.
- ✓ Eviter le passage des cailloux par la prise d'eau.

Selon l'écartement entre les barreaux on distingue :

- ✓ Grilles fines : 5 à 50 mm
- ✓ Grilles grossières : 100 à 300 mm.

Quand les prises alimentent des centrales hydro-électriques l'écartement maximum dépend du type de turbines.

- ✓ Turbines Pelton : 20 - 30 mm.
- ✓ Turbines Francis : 40 - 50 mm.
- ✓ Turbines Kaplan, à bulbe : 80 - 100 mm.

Une grille est composée de barreaux principaux disposés verticalement et portant dans la direction de l'écoulement. Les barreaux principaux sont soutenus latéralement par des supports horizontaux (entretoises) (Fig. 2-2).

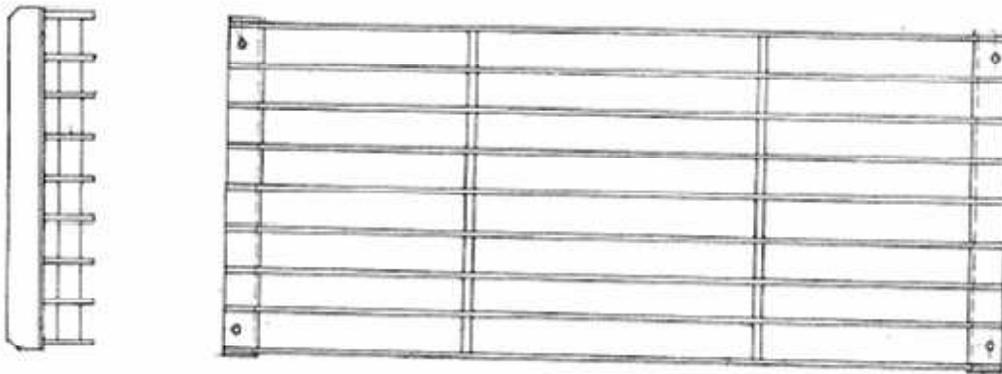


Fig. 2-2 : une grille

2.1.1 Les types d'écoulement

Le mécanisme d'écoulement à travers d'une grille dépend du type de barreaux.

a) Barreaux courts

- La veine détachée à partir de l'arête vive ne recolle pas aux barreaux
- La perte de charge est de type Borda-Carnot

$$\Delta H = K_1 \frac{(V_0 - V)^2}{2g}$$

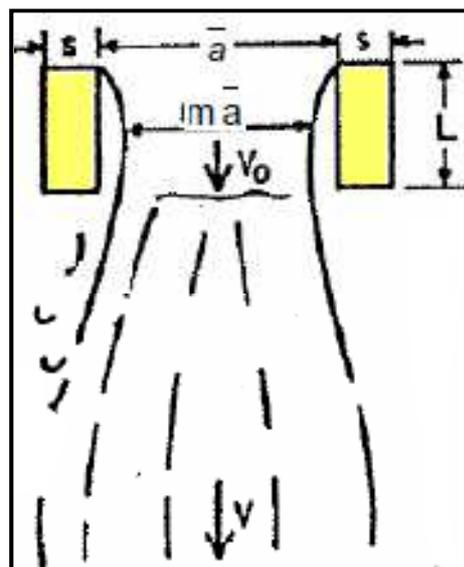
Avec :

L: largeur des barreaux

s: épaisseur des barreaux

\bar{a} : écartement des barreaux

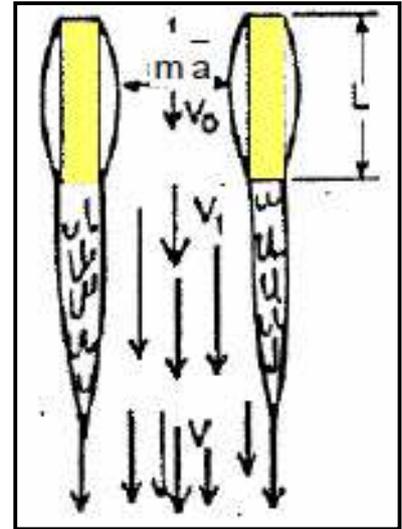
m: coefficient de contraction = $f(s/\bar{a})$



b) Barreaux de longueur optimale

- La veine détachée à partir de l'arête vive recolle aux barreaux à l'aval
- La perte de charge est de type Borda-Carnot

$$\Delta H = K_1 \frac{(V_0 - V_1)^2}{2g} + K_2 \frac{(V_1 - V)^2}{2g}$$



2.1.2 Nettoyage des grilles

Une grille obstruée engendre des pertes de charge importantes. Son nettoyage est une opération rentable qui permet de réduire les pertes de charge et augmenter la production d'énergie.

Le nettoyage des grilles est soit manuel (non praticable en cas de crue), soit mécanique à l'aide de dégrilleurs. On distingue :

- dégrilleurs à râteau simple
- dégrilleurs à chariot à râteau (pour ouvrages importants)



Fig. 2-3 : Dégrilleur

2.2 Les dessableurs

C'est un caisson à ciel ouvert dont les dimensions sont fonction de la vitesse de décantation et du volume à décanter. Son rôle est de se débarrasser des sables et des charriages fatalement entraînés à la prise par la vitesse de l'eau. Il permet d'éviter l'alluvionnement ou l'ensablement des ouvrages d'adduction, comme les canaux ou les galeries et de limiter l'usure des équipements hydromécaniques, comme les turbines ou les pompes par les abrasions.

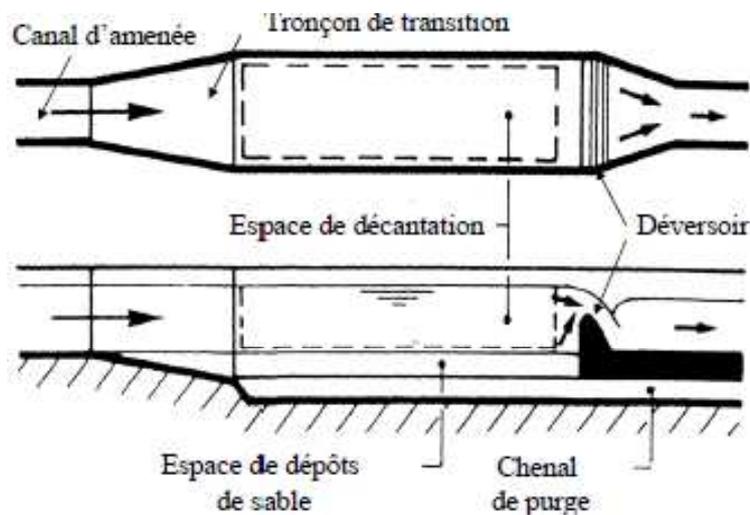


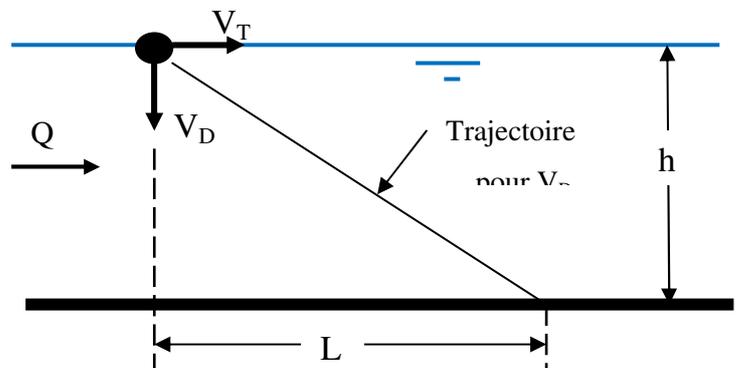
Fig. 2-4 : Schéma d'un dessableur

2.2.1 Dimensionnement hydraulique

- Calcul de la longueur du dessableur.

$$\frac{h}{V_D} = \frac{L}{V_T} = \frac{L \cdot B \cdot h}{Q}$$

$$L \geq \frac{Q}{V_D \cdot B}$$



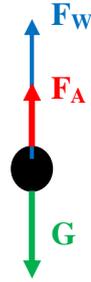
- **Vitesse de chute des grains de sable**

- ✓ **Conditions idéales : (en eau calme)**

G : poids

F_A : force d'Archimède

F_w : force de traînée



$$G - F_A - F_w = 0$$

Formule théorique (selon Newton/Prantl)

$$V_{D0} = \left[\frac{4}{3 \cdot C_w} g \cdot d \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \right]^{1/2} \quad \text{et} \quad Re = \frac{V_{D0} \cdot d}{\nu}$$

Avec :

V_{D0} : vitesse de chute (en eau calme)

d : diamètre du grain sphérique

ρ_s : masse spécifique des grains

C_w : coefficient de traînée fonction du nombre de Reynolds

(ν : viscosité cinématique de l'eau)

- ✓ **Conditions réelles : (en eau agitée)**

Formule empirique de Zanke

$$V_{D0} = \frac{100}{9 \cdot d} \left(\sqrt{1 + 1,57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1 \right)$$

Formule valable pour $T = 20^\circ \text{C}$ et $\frac{\rho_s}{\rho} = 2,65$

V_{D0} : vitesse de chute en eau calme (mm/s)

d : diamètre des grains (mm)

La vitesse de chute réduite en eau agitée serait :

$$V_D = V_{D0} - \alpha \cdot V_T \geq 0$$
$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}}$$

h : hauteur d'eau (m)

V_T : vitesse de translation (m/s) ; V_D ; V_{D0} (m/s)

- Vitesse critique de translation dans le dessableur

La vitesse critique de translation est obtenue par la théorie du charriage en utilisant la condition pour le début de mouvement :

$$\tau_R = \tau_{cr}$$

Avec: τ_R : contrainte de cisaillement

τ_{cr} : contrainte de cisaillement critique.

$$\tau_R = \rho \cdot g \cdot R \cdot J$$
$$\tau_{cr} = \theta_{cr}(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d$$

Avec:

$$\theta_{cr} = 0.03 \text{ (aucun mouvement)}$$

$$J = V^2/k^2 R^{4/3} \text{ (Écoulement uniforme selon)}$$

On aura :

$$V_{cr} = k \cdot R^{1/6} \left[0.03 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) d \right]^{1/2}$$

2.2.2 Aspects constructifs

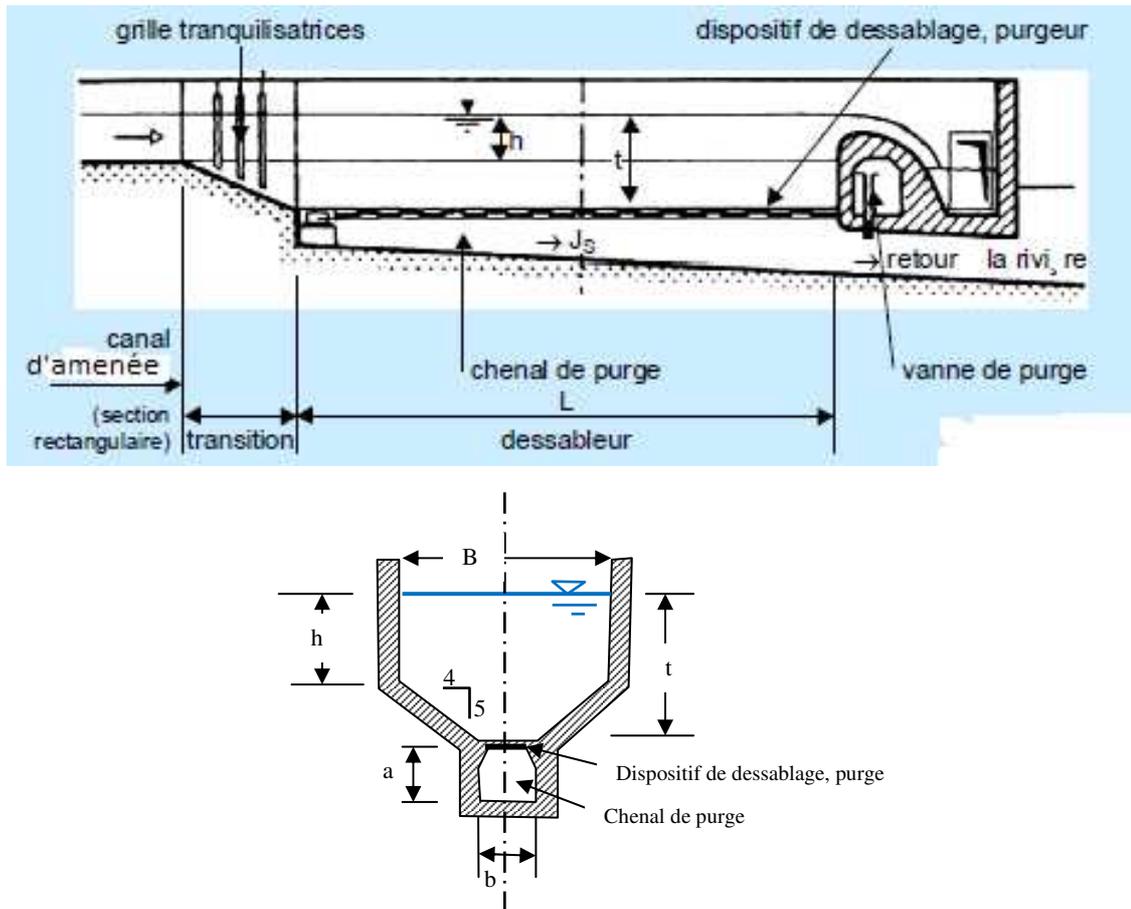


Fig. 2-5 : Schéma de fonctionnement du dessableur

- Profondeur h : déterminée par les conditions topographiques et du dessableur la chute nécessaire pour les purges
- Largeur B : $B \leq 1/8 L$; $B \leq 2h$
- Inclinaison des parois inférieures: 4: 5
- Pente du drain : $J_{\min} = 1.5\%$ (en combinaison avec des purgeurs de purge 2 à 3 %)
- Tronçon de transition: angle d'élargissement inférieur à 15° longueur minimum de transition : 2B

2.2.3 Types de dessableurs

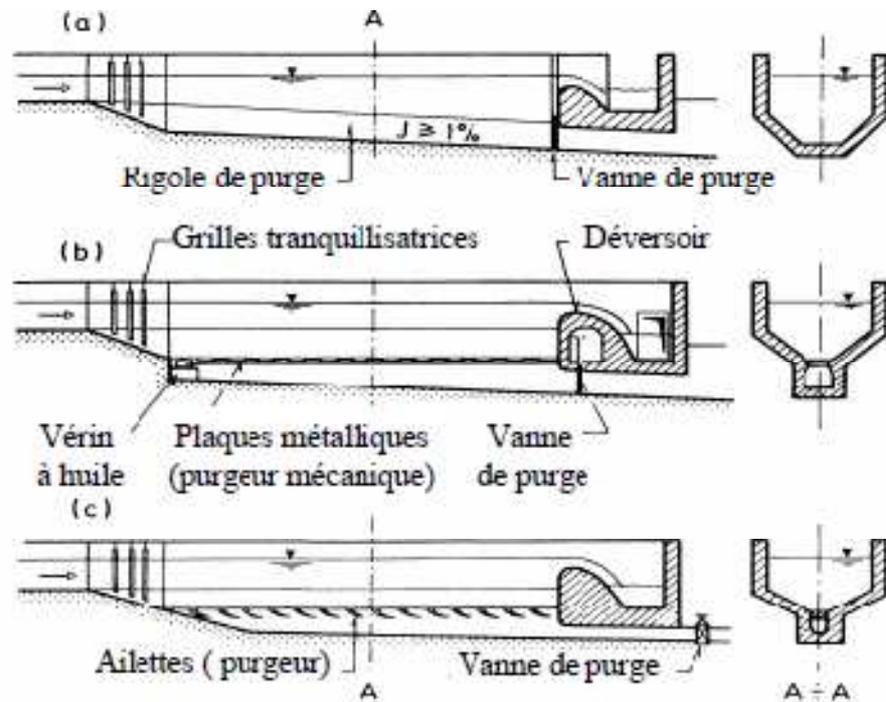


Fig. 2-6 : Dessableurs (a) Büchi ; (b) Bieri ; (c) Dufour

2.2.4 Démarche pour le dimensionnement hydraulique

Le dimensionnement du dessableur se fait selon les étapes suivantes :

- Choix de l'efficacité du dessablage (diamètre du grain de dimensionnement)
- Choix de la section du dessableur (largeur B, hauteur h)
- Calcul de la vitesse de translation et comparaison avec la vitesse critique. Si $V_T > V_{cr}$: agrandir les dimensions de la section
- Détermination de la longueur nécessaire du dessableur