
Chapitre I

Etude Topographique, Géologique, et géotechnique

Introduction:

Le but principal de cette étude est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux selon le type barrage et ses ouvrages annexes.

Le site du barrage est situé dans la wilaya de M'Sila. Le bassin versant est réparti sur les wilayas de M'Sila et de Setif.

La wilaya de M'Sila est située au nord-est de l'Algérie, elle s'étend sur une superficie de 18 175 km², avec une population avoisinant les 960 000 habitants. Elle est limitée par Bouira et Bordj-Bou-Argeridj au Nord, Batna et Sétif à l'Est, Médéa et Djelfa à l'Ouest et Biskra au Sud,

l'agriculture représente 20% de la surface totale (céréaliculture, arboriculture et maraîchage).

La wilaya de Sétif a une superficie de 6 504 km², avec une population avoisinant les 1 440 000 habitants. Elle se situe entre Alger à l'Ouest (300 km), Constantine à l'Est (120 km), le littoral au Nord et M'sila au Sud.

I.1. Situation géographique :

Le site du barrage de Soubella est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Magra (Wilaya de M'Sila), à environ 60 km à l'est de la ville de M'Sila et à 4 km au nord de la ville de Magra. Il est approximativement à la même distance au Sud de la ville de Sétif.

Le site du barrage est caractérisé par un verrou topographique très étroit à l'amont d'une zone habitée. Les rives calcaires sont particulièrement abruptes voire sub verticales au droit du défilé. Cette gorge étroite s'ouvre sur une vaste plaine que l'oued Soubella traverse avant de se jeter dans le chott El Hodna.

La route nationale RN28 qui relie Magra à Setif permet d'accéder facilement au site. Le site est situé à l'amont immédiat du pont permettant à la RN28 de franchir l'oued Soubella, 3 à 4 km au nord de la ville de Magra.

Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées Universel Transverse Mercator (UTM):

$$X = 694\ 499\ m$$

$$Y = 3\ 952\ 558\ m$$

$$Z = 725\ m\ (\text{fond de vallée})$$

L'extrait de carte ci-dessous (**Figure I.1**) illustre la situation du site du barrage à l'échelle régionale.



Figure I.1: Situation géographique du projet de Soubella

I.2. GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE :

La zone d'étude appartient au bassin du Hodna. Au Nord elle empiète sur le piémont méridional des Monts du Hodna et dans la partie centrale sur le piémont occidental du Massif du Bou Taleb. Au Sud, la zone d'étude empiète sur la partie septentrionale de la dépression du Chott el Hodna.

I.2.1 Lithologie et Stratigraphie

Le bassin est constitué de roches du crétacé, quaternaire et jurassique (Figure I.2). Une grande partie du bassin versant est recouverte de calcaires, calcaires marneux et marnes, conglomérats, grès et argiles rouges.

Le Jurassique inférieur :

Il est d'origine marine, à la base il est représenté par des calcaires dolomitiques saccharoïdes et par des calcaires oolithiques sublithographiques surmontés par une série mince de marnes grises et rougeâtres.

Le Jurassique moyen :

Il débute par des bancs puissants de calcaires à silice, Il se termine par des calcaires pseudo-bréchiques.

Le Jurassique supérieur:

Il débute avec des calcaires et des calcaires marneux noduleux
Renfermant des ammonites, il se termine par des calcaires lités,

Le Crétacé inférieur:

La base du Crétacé inférieur comporte une alternance de marnes grises et de calcaires.

Le Crétacé moyen:

Il débute par des calcaires, surmontés par une alternance de marnes grises ou verdâtres et de calcaires détritiques.

Le Crétacé supérieur :

Il débute par une formation discordante détritique rougeâtre, composée de conglomérats, de grès et d'argiles, surmontée par des sédiments marins marneux, puis calcaires.

Le Tertiaire:

Des sédiments éocènes lagunaires ou marins et oligocènes continentaux constituent les couches basales du bassin formé dans le Tertiaire au sud des Monts du Hodna.

Le Quaternaire:

Est représenté par des terrasses anciennes, des alluvions récentes, des cônes de déjection et des sédiments déposés dans les milieux lagunaires, marécageux et de sabkhas.

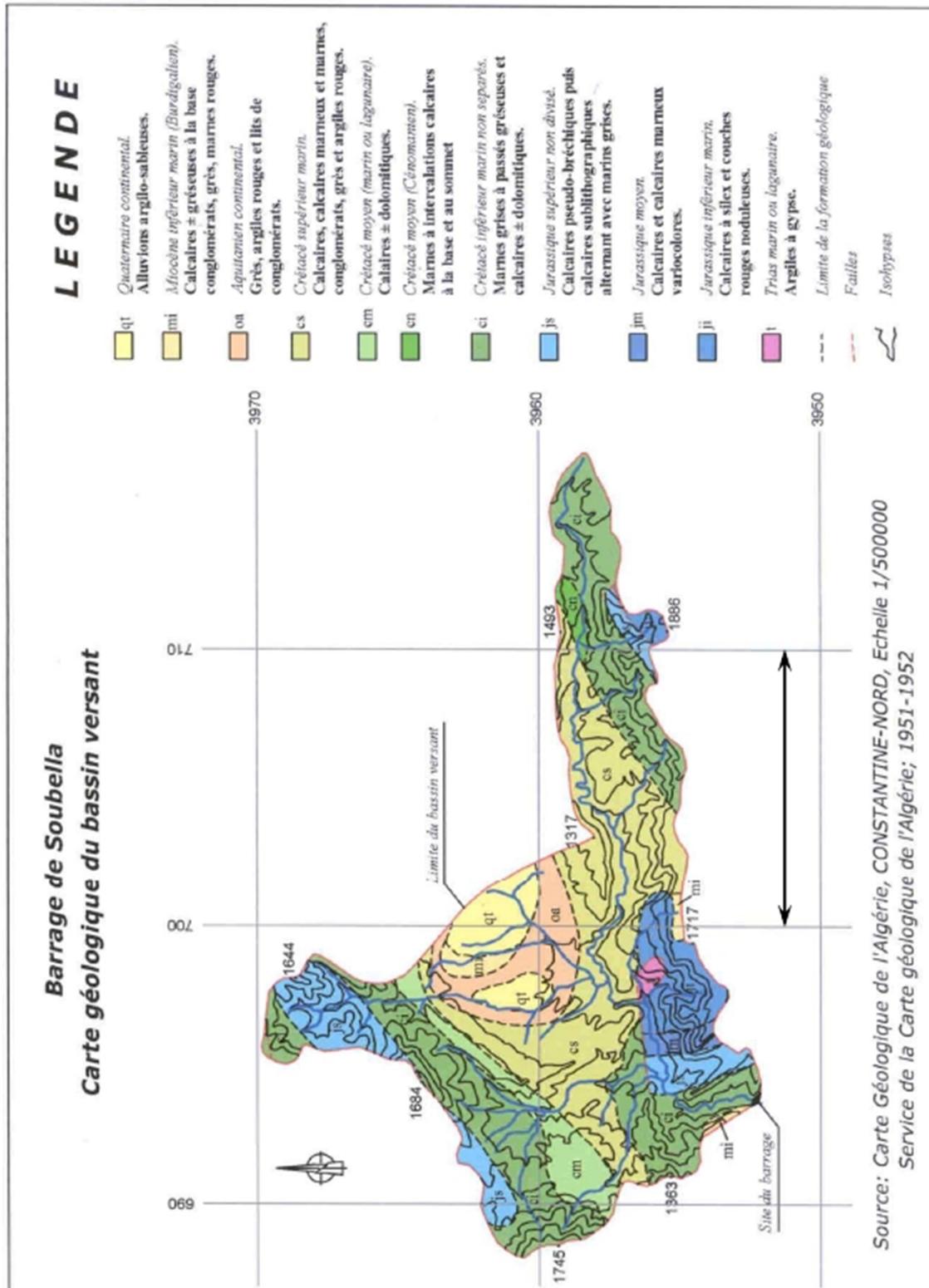




Figure I.2:Bassin versant – Carte géologique

I.2.2 Tectonique régionale :

Les éléments structuraux majeurs sont mis en évidence sur un extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500 000. Ils sont rappelés brièvement ci-dessous:

- La structure anticlinale du Djebel Guedil (1) (Kef el Assa), séparée par de nombreuses cassures de l'anticlinal des Ouled Tebbene, dont elle constitue peut-être le périclinal méridional

- Le synclinal de l'Oued el Ousra–Ras Isly(2) en contact à l'est avec la structure extrusive du Djebel Soubella.
- L'extrusion diapirique des formations Liasiques du massif du Bou Taleb(3) constitue une manifestation typique de la tectonique salifère qui gouverne la morphogenèse des Monts du Hodna.
- Le vaste synclinal de M'Sila - Souk Ouled Nadja(4) se raccorde à l'est au synclinorium de Barike.

Il y a une très nette dysharmonie entre la structure mio-pliocène et son substratum, qui prend l'allure d'un horst.

Comme indiqué sur la (annexe I.FigureI.1), le barrage de Soubella se situe à l'extrémité occidentale de l'anticlinal du Bou Taleb. Cette structure est segmentée par des failles de décrochement dextre, orientées NNO-SSE, en trois compartiments, de sorte que leur enchaînement décrit un fléchissement de E-O à SO-NE. Le Lias et le Trias forment le cœur de cet anticlinal. Les roches plus résistantes du Jurassique constituent les sommets caractéristiques de la région, tandis que les dépressions se forment au contact avec les séries marneuses moins résistantes du Crétacé inférieur.

Les failles de direction NO-SE bordant à l'Ouest le fossé de Tocqueville se prolongent en direction de l'Oued Ouled Tebbene où plusieurs cassures les reliaient vers le sud-est. La faille d'El Hama, en particulier, limite un vaste diapir triasique injecté dans la série des marnes cénomaniennes sur le flanc oriental du Djebel Guedil. Les failles qui limitent à l'Ouest l'extrusion du Djebel Soubella appartiennent à la même famille.

I.2.3 Travaux de reconnaissance effectués :

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de construire les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique du massif.

❖ Topographie :

Un levé topographique au 1/2000 de la zone de l'axe du barrage a été réalisé par le bureau d'études CETB Alger. Il porte sur une surface d'environ 440 ha.

Un levé topographique au 1/5000 de la cuvette a été également effectué par le même bureau. Il porte sur environ 2900 ha. Il a également été complété et amélioré à plusieurs reprises.

❖ Sondages :

Les sondages S101 à S108 ont été réalisés en fond de vallée. Les sondages S201 à S204 sont situés en rive sur l'axe du barrage.

Le sondage S401 est situé au droit du puits en rive droite.

Des essais physiques et mécaniques ont été réalisés au laboratoire sur les échantillons intacts prélevés dans les sondages.

Tableau I.1: Sondages réalisés.

N°	Dénomination	Inclinaison	Emplacement	Longueur	Essais Lugeons	Piézo-mètre	Pressio-mètre
1	S101	vertical	Entrée Tunnel	40,5 ml	oui	oui	-
2	S102	vertical	Barrage Pied amont	60 ml	oui	oui	oui
3	S103	vertical	Barrage Pied amont	60 ml	oui	oui	oui
4	S104	vertical	Barrage emprise	60 ml	oui	oui	oui
5	S105	vertical	Barrage Axe	60 ml	oui	oui	oui
6	S106	vertical	Barrage Axe	60 ml	oui	oui	oui
7	S107	vertical	Barrage Pied aval	60 ml	oui	oui	oui
8	S108	vertical	Sortie Tunnel	40,5ml	oui	oui	-
9	S201	vertical	Axe, RD au large	80ml	oui	oui	-
1	S202	vertical	Axe, RD	80ml	oui	oui	-
1	S203	vertical	Axe, RG	80ml	oui	oui	-
1	S204	vertical	Axe, RG au large	80ml	oui	oui	-
1	S301	vertical	Aval	50ml	non	non	-
1	S302	vertical	Aval	40ml	non	non	-
1 5	S401	vertical	Puits de la tour de prise	60ml	oui	non non	-

❖ **Puits dans les zones d'emprunt :**

Les tableaux (I. 2, 3, 4) récapitulent les résultats des essais géotechniques des puits.

Tableau I.2 : Récapitulatif des résultats des essais granulométriques

puits	profondeur	Granulométrie [%]							
		Cailloux	Graviers	Sable g	Sable f	Limons	Argiles	Totale	Totale
N°	[m]	200-	20-2	2-0.2	0.2-	0,02-	2μ-	0,2μ-	<80μ
P03	1.5-2.00	16	7	4	-	73	-	100	-
P05	1.5-2.00	0	7	13	-	80	-	100	58
P06	2.00-2.50	0	2	6	25	62	5	100	78
P08	1.50-2.00	0	7	4	-	89	-	100	85
P09	1.00-1.50	7	3	3	-	87	-	100	85
P09	2.00-2.50	0	0	5	21	16	58	100	87
P10	1.40-1.90	0	2	3	-	95	-	100	94
P13	1.50-2.00	0	1	3	12	50	34	100	94
P14	1.50-2.00	0	1	3	29	66	1	100	93
P15	2.00-2.50	0	1	3	-	96	-	100	94
P18	1.50-2.00	-	-	-	-	-	-	100	93
P23	2.00-2.50	0	3	10	20	32	35	100	-
P24	2.00-2.50	-	-	-	-	-	-	100	86
MOYENNE		2	3	5	8	90	10	100	86

Tableau I.3 : Récapitulatif des résultats des essais Proctor normal

puits	profondeur	W	Limites d'Atterberg				Proctor Normal		
			WL	WP	Ip	IC	$\gamma_{d,max}$	W _{opt}	Classificatio
N°	[m]	[%]	[%]	[%]	-	-	[t/m ³]	[%]	-
P03	1.5-2.00	10.	32.	15.	16.	1.3	1.8	12.	CL
P05	1.5-2.00	22.	85	42.	42.	1.4	1.5	20.	MH
P06	2.00-	19.	84	41.	42.	1.5	1.5	20.	MH
P08	1.50-	17.	67	32.	34.	1.4	1.5	22.	CH
P09	1.00-	18.	74	36.	37.	1.4	-	-	MH
P09	2.00-	25.	81	41.	39.	1.3	1.3	23.	MH
P10	1.40-	18.	72	35.	36.	1.4	1.5	20.	CH
P13	1.50-	23.	88	40.	47.	1.3	1.5	22.	MH
P14	1.50-	27.	82	39.	43.	1.2	-	-	MH
P15	2.00-	33.	79	37.	41.	1.1	1.5	21.	MH
P18	1.50-	-	80	39.	40.	-	-	-	MH
P23	2.00-	22.	76	37.	38.	1.3	1.5	21.	MH
P24	2.00-	22.	77	37.	39.	1.3	-	-	MH
MOYENNE		21.	75.	36.	38.	1.3	1	20.	-

Avec :

CH : Argile très plastique.

CL : Argile peu plastique.

MH : limon très plastique.

ML : limon peu plastique.

WL : Limite de liquidité.

Ip : Indice de plasticité

Tableau I.4: Récapitulatif des résultats des essais de cisaillement et de l'odomètre.

pui	profondeur	Triaxial CU+U		Cisaillement rect CD		Triaxial CU+U				Triaxial		Oedomètre		
		Cu	Φ_{uu}	Ccd	Φ_{cd}	Cc	Φ	C'	Φ'	C	Φ_c	Pc	C	Cg
N°	[m]	bar	degr	bars	degr	bars	deg	ba	deg	ba	deg	ba	%	%
P0	1.5-2.00	-	-	-	-	0.1	4	0.	5	0.	17.	1.	0	0.03
P0	2.00-2.50	0.6	5	-	-	0.1	5.0	0.	6	0.	4.0	-	-	-
P1	1.40-1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.	0	0.07
P1	1.50-2.00	-	-	0.2	17	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P1	2.00-2.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.	0	0.07
P1	1.50-2.00	-	-	0.1	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P2	2.00-2.50	0.6	10	-	-	0.1	4.0	0.	5	0.	7.0	2.	0	0.06
MOYENNE		-	-	0.2	20.5	0.1	4.3	0.	5.3	0.	9.3	1.	0	0.06

I.2.4 Géologie de la cuvette et du site de barrage :

a –Géologie de la cuvette :

➤ *Terrains de couverture :*

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont bien développés. Ils sont représentés par des éboulis et des sols argileux sur les versants, par des alluvions grossières actuelles dans le lit de l'oued et par une basse terrasse.

➤ *Substratum rocheux :*

Le substratum est parfois visible localement dans les thalwegs ou sur les versants. Les sédiments marins du Crétacé inférieur sont prédominants. Ils sont représentés par des couches minces de marnes grises et rougeâtres avec des passées fréquentes de grès.

➤ *Stratification :*

Par rapport à l'axe du barrage, les directions des couches sédimentaires jurassiques et crétacées sont obliques, alors que les plans de stratification des calcaires miocènes sont sensiblement parallèles.

b – Géologie de l'axe du barrage :

➤ *Terrains de couverture :*

Les terrains de couverture, d'âge Quaternaire, sont représentés par des éboulis de pente, des alluvions du lit et des terrasses basses. Accessoirement des éboulements et des cônes d'injection de faible étendue recouvrent localement le substratum.

➤ *Substratum rocheux :*

Sur le site du barrage, le substratum rocheux est constitué par des sédiments marins du Crétacé inférieur dans le fond de la vallée et au pied des versants,

I. 3. Synthèse des essais géotechniques :

Les résultats des essais de laboratoire et des analyses sur échantillons de substratum rocheux prélevés des carottes des sondages sont résumés dans les tableaux (Annexe I)

Sur les zones d'emprunts potentielles des matériaux nécessaires à la construction du barrage et de ses ouvrages annexes, 66 puits ont été réalisés. Ils se répartissent comme suit :

- 26 puits dans la zone d'argile aval (Zone A),
- 3 puits dans la zone alluviale aval (Zone B),
- 24 puits dans les zones argileuses des terrasses alluviales (Zone C),
- 13 puits dans les alluvions de fond de vallée (Zone D).

Par ailleurs, des échantillons ont été prélevés dans les sondages S301 et S302 pour l'étude de la carrière.

I.4. Matériaux d'emprunt :

La recherche des matériaux de construction a été conduite avec le souci de réaliser un barrage souple. Des zones de matériaux fins et grossiers ont été recherchées ainsi que des matériaux pour enrochements et agrégats à béton. La recherche a été effectuée aussi bien à l'aval qu'à l'amont de l'axe du barrage.

Les différentes zones ont été dénommées :

- Zone A : Zone argileuse à l'aval de l'axe en rive gauche de l'oued Soubella, distance approximative de l'ordre de 500 m
- Zone B : Zone d'alluvions grossières à l'aval de l'axe en rive gauche de l'oued Soubella, distance approximative de l'ordre de 500 – 1000 m

- Zone C Basses terrasses de l'oued à l'amont de l'axe du barrage sur les deux rives de l'oued, distance comprise entre 0,5 et 2,5 km

- Zone D'alluvions grossières actuelles de l'oued à l'amont de l'axe du barrage, distance comprise entre 0,5 et 2,5 km.

✓ **Zone A :**

Les puits réalisés sur cette zone rencontrent des limons sablo argileux et des argiles marneuses sur des épaisseurs variant entre 2 et 3.5 m. La surface reconnue est de l'ordre de 6.7 ha.

✓ **Zone C :**

Les puits réalisés sur cette zone rencontrent des sables limono-argileux. Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques.

Les résultats (annexe I) donnent les valeurs extrêmes et moyennes

Les matériaux de la zone A ont des WL et des IP très élevés ce qui les classent en catégorie CH ou MH, tandis que ceux de la zone C sont de catégorie CL.

La mise en œuvre des premiers nécessitera une mise en place plus délicate, liée aux problèmes de maniabilité et de compactage.

Par ailleurs les valeurs de densité maximales obtenues au Proctor sont nettement plus élevées pour la zone C que pour la zone A. Les caractéristiques mécaniques sont également meilleures pour la zone C.

Il est préconisé d'utiliser en priorité les matériaux de la zone C qui offre des caractéristiques physiques et mécaniques nettement plus intéressantes que celle de la zone A (aval de l'axe). Il est par ailleurs préférable d'utiliser les matériaux de la zone C qui sont situés dans l'emprise du futur réservoir du barrage. Les matériaux de la zone A pourront servir de réserve en cas de besoin.

I.5. Sismicité de la zone d'étude :

L'étude sismique a permis d'obtenir des paramètres qui seront considérés lors de la construction du barrage

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques) Le site de notre barrage est situé dans la zone

« II a » (zone caractérisée par moyenne à forte intensité sismique selon les R.P.A correspondant à une intensité de VII selon l'échelle de MERCALI) Dans notre cas l'ouvrage à une grande importance ce qui lui permet d'être classé dans le groupe IIA selon le règlement R.P.A

Voire (Annexe I Figure I.2)

La sismicité de la région de Soubella a été évaluée dans un rayon de 150 km autour du site.

L'examen des cartes des épïcêtres montre que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique,

Tableau I.5. Coefficients d'accélération du séisme. [RPA 99].

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

Notre ouvrage est classé de zone II-a groupe d'usage 2 selon le règlement parasismique algérien RPA99

Donc : La valeur d'accélération au sol de 0,20g pour le séisme de projet.

I.6. Caractéristiques hydrogéologiques :

I.6.1. Analyse des niveaux piézométriques :

Notons d'abord que le niveau de l'oued au droit de l'axe est proche de la cote 726. Dans l'emprise de la retenue, le gradient du lit de l'oued est d'environ 2%. Le complexe rocheux du site du barrage peut être considéré globalement comme un aquifère faible. Les circulations souterraines seront le long des fractures où les traces d'écoulement sont visibles et de karstification.

Les mesures du niveau d'eau effectuées sont illustrées sur la Figure I.3.

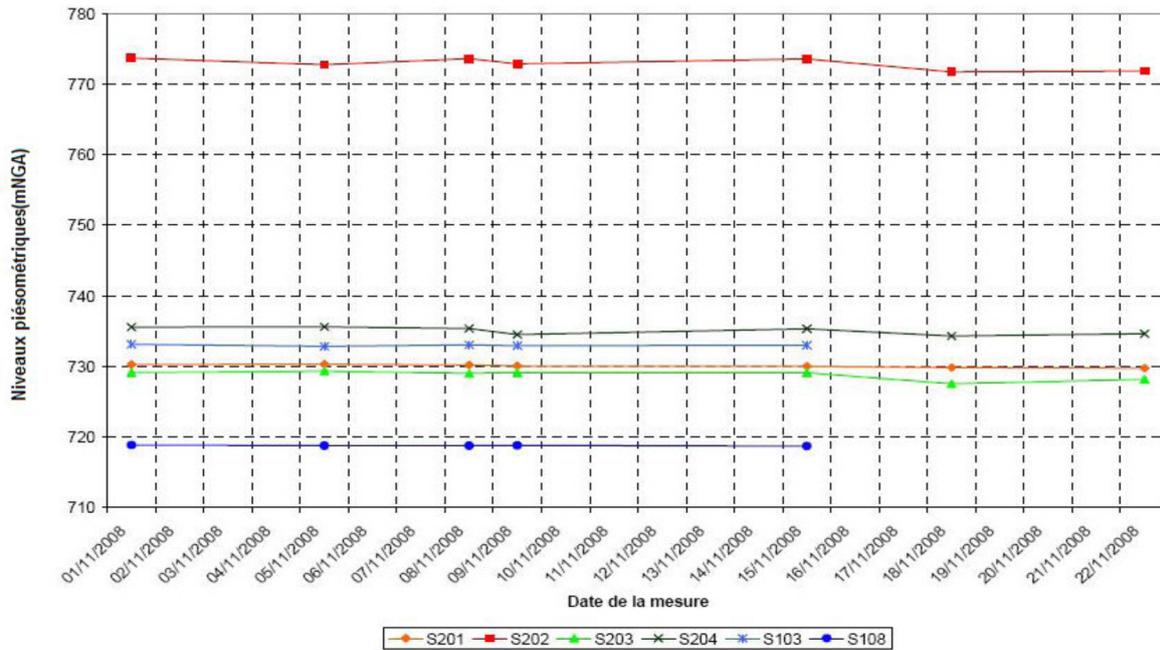


Figure I.3 : Evolution du niveau piézométrique.

On constate que les fluctuations du niveau d'eau sont relativement faibles sur une quinzaine de jours de mesures.

I.6.2. Analyse des résultats des essais d'eau :

Lors des trois campagnes de reconnaissance, 365 essais d'eau du type Lugeon ont été réalisés par passes de 3 à 5 mètres. Ils ont dans beaucoup de cas été poussés jusqu'à 10 bars de pression entête de forage.

La Figure I.4 montre l'ensemble des valeurs, réparties en zone rive droite, rive gauche et fond de l'oued.

L'examen des courbes des essais lugeons montre une ouverture élastique des fissures avec un écoulement laminaire et parfois léger colmatage qui se traduit par un débit injecté légèrement plus faible en phase descendante.

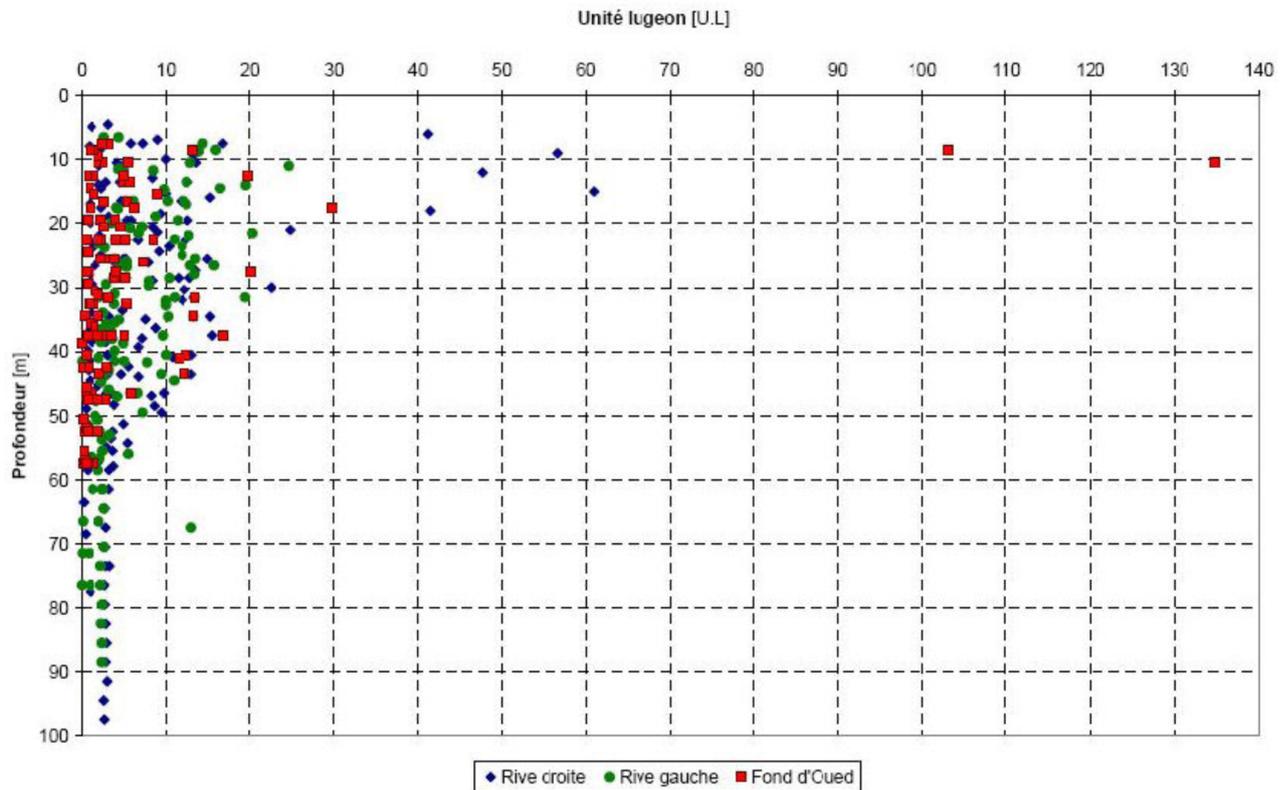


Figure I.4 : Ensemble des valeurs de perméabilité mesurées.

I.7. Aspects géotechniques :

Les unités géotechniques suivantes peuvent être distinguées dans la fondation du barrage: Des terrains de couverture quaternaires en grande partie meubles représentés par des alluvions en fond de vallée et des colluvions sur les pentes.

Des roches détritiques relativement tendres représentées par une série de marnes, avec des intercalations de grès et de calcaires durs. Ces formations sont sous-jacentes aux précédentes et forment la majeure partie des appuis du barrage, ainsi que la fondation de la prise d'eau et de la galerie de dérivation et de vidange de fond.

Des roches carbonatées dures représentées par les calcaires miocènes, qui forment principalement les parties hautes des appuis du barrage et la fondation de l'évacuateur de crues.

Les résultats des essais de laboratoire et des analyses sur échantillons de substratum rocheux prélevés des carottes des sondages sont récapitulés dans (Annexe I)

Les deux faciès du substratum rocheux ont des caractéristiques globalement adéquates pour la construction d'un barrage souple. Localement, des zones de faiblesse de la fondation nécessiteront un traitement spécifique pour obtenir une fondation homogène.

I.8. Géologie des ouvrages annexes :

Il convient de noter que le choix de l'emplacement des ouvrages n'est pas dicté par les conditions géologiques, sensiblement similaires dans les deux rives.

I.8.1 Evacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crue est prévu en Rive Gauche. Il sera entièrement fondé dans les calcaires miocènes.

Plusieurs sondages carottés ont été forés le long du tracé ou à proximité: S6, S9, S203, S301 et S302. Il n'y a pratiquement pas de terrain de couverture,

La structure géologique est en général simple, monoclinale, à pendage aval d'environ 20°.

Elle est seulement perturbée par la faille inverse ENE-OSO, qui sera franchie sans difficulté dans la partie aval.

I.8.2 Galerie de dérivation provisoire et vidange de fond :

Cette galerie sera excavée en Rive Droite. Après un premier tronçon amont incurvé pour rentrer dans le massif, Plusieurs sondages carottés ont reconnu le tracé du tunnel: S101, S401, S202, S5, S7 et S108. La galerie rencontrera essentiellement des marnes du Crétacé, sauf pour la partie aval, où l'on peut anticiper environ 50 mètres de calcaires.

Le Tableau I.6 résume l'estimation des paramètres permettant de classer le massif rocheux le long du tunnel de dérivation, suivant l'approche de Bieniawski

Tableau I.6: Classification du massif rocheux sur le tracé de la galerie de dérivation [ANBT]

Paramètre	Marnes		Calcaires	
	Plage de valeurs	Notation	Plage de valeurs	Notation
Résistance	5 - 25 MPa	2	25 - 50 MPa	4
RQD	25-50%	8	50-75%	13
Espacement des discontinuités	200-600	10	0,6-2 m	15
Condition des discontinuités	Remplissage <5 mm	10	Surface rugueuse	25
Eau	Humide	10	Débitant	0
RMR		40		57
Orientation des discontinuités	Moyen à défavorable	de -5 à -10	Moyen	-5

Il en résulte que le massif marneux se situe dans la partie supérieure de la classe de rocher médiocre, tandis que le massif calcaire se range dans la partie supérieure de la classe de rocher moyen.

I.8.3 Prise d'eau :

Cet ouvrage est situé en Rive Droite. Il sera entièrement fondé dans le massif marneux.

Le sondage S401 a été foré dans la zone de l'emplacement prévu. Il a rencontré sur les 20 premiers mètres des terrains de qualité médiocre, représentés par des argiles et des marnes complètement altérées. La qualité du massif rocheux s'améliore nettement en profondeur. Il est composé majoritairement de marnes grises à noirâtres, très indurées.

Notons que la partie superficielle, ayant de faibles caractéristiques mécaniques, sera de toutes les façons excavée, l'encastrement de l'ouvrage se faisant dans le bon rocher.

Conclusion :

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant-projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les résultats des études préliminaires faites pendant l'avant-projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique

Donc ce chapitre comporte principalement l'ensemble des données de base conditionnant le projet et la réalisation des travaux. Ces données concernent :

- ✓ La géologie de la cuvette et du site.
- ✓ Les caractéristiques géotechniques de la fondation.
- ✓ Les caractéristiques géotechniques des zones d'emprunt.

Du point de vue de la géologie, le site du barrage de Soubella ne présente pas de difficultés insurmontables. L'analyse des caractéristiques géologiques et géotechniques a montré que les terrains sont stables et favorables à la réalisation d'un barrage.

Chapitre II: Etude Hydrologique

II. Introduction:

L'étude hydrologique de projet a pour but l'estimation et la précision de tous les paramètres hydrologiques de conception nécessaires pour la dimension définitive des ouvrages: apports moyens et fréquents, distribution inter-annuelle des apports, débits maximaux instantanés, volume et hydrogramme de la crue, apports solides, ainsi que les calculs relatifs à la

régularisation de l'écoulement. Dans cette étape, on recourra, dans la mesure du possible à des données de stations d'observations hydroclimatologiques.

II.1. Caractéristiques du bassin versant:

Le bassin versant de l'oued Soubella se situe à environ 100 km au Sud de la Méditerranée, à la limite de la zone semi-aride du sud de l'Algérie. Il draine une partie méridionale des Monts du Hodna, s'écoule vers le Sud et se dissipe dans la plaine de Magra et la dépression lacustre du Chott El Hodna.

Les principaux affluents de l'oued :

Soubella sont l'oued Farerh (partie Est), l'oued Ras Isly (partie centrale) et l'oued ElHammam (partie Ouest). Le bassin versant est caractérisé par un plateau assez vaste à une altitude moyenne de 1 000 m. Le relief du bassin versant est assez marqué. Les massifs les plus importants sont le Djebel Kennder (1 644 m) et le Ras Tanndar (1 684 m) au Nord, le Kef El Assa (1 745 m) à l'Ouest, les Djebels Soubella (1 717 m) au Sud, et les Djebels Es Sera (1 886 m) et Bourhou à l'Est.

II.1.1. Paramètres géométriques :

a. Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant :

$$S=178 \text{ Km}^2$$

b. Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est de : $P = 89 \text{ Km}$

c. Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long dans le bassin versant tel que : $L_p = 33,5 \text{ Km}$

II.1.2. Paramètres de forme:

a) Indice de compacité (GRAVELIUS 1914):

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II-1})$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

Donc : $K_c=1,87$

Selon la valeur de K_c on pourra dire que notre bassin est allongé. ($K_c > 1$)

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2 / S \quad (\text{II-2})$$

L : la longueur du talweg principal $L = 33,5 \text{ Km}$

S : la superficie du bassin versant. $S = 178 \text{ Km}^2$

$$C_a=6,30$$

c) Rectangle équivalent:

La longueur est donnée par la formule :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \quad (\text{II-3})$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{P}{2} - L \quad (\text{II-4})$$

$$L=40,05 \text{ Km}$$

$$l=4,45 \text{ Km}$$

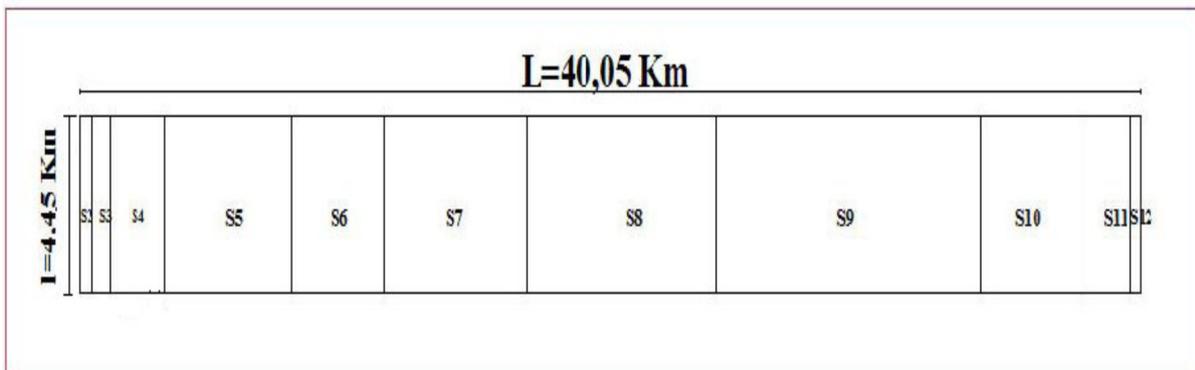


Figure.II.1: Rectangle équivalent

II.1.3) Hypsométrie du bassin versant:

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

La courbe hypsométrique est représentée sur la Figure. II-2

Les Coordonnées du courbe hypsométrique don l'annexe II

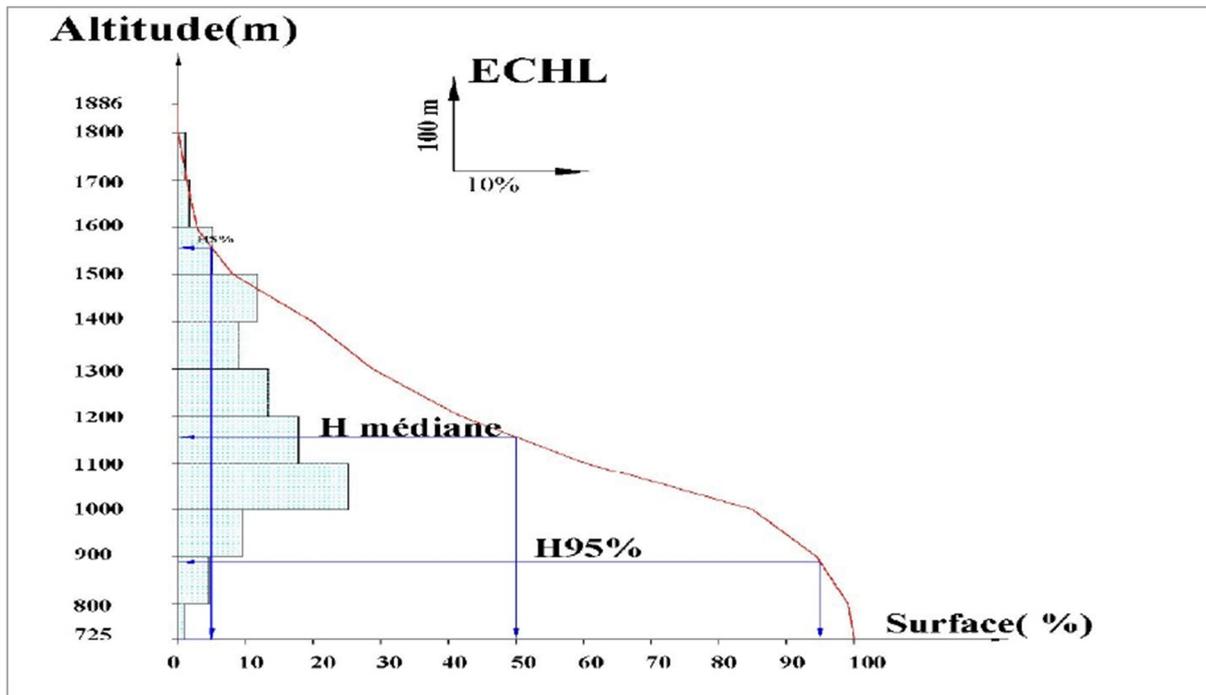


Figure. II. 2. Courbe hypsométrique du bassin versant d'oued SOUBELLA

II.1.4. Paramètres du relief:

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface

a. Altitude médiane:

Il correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. $H_{50\%} = 1146,2 \text{ m NGA}$

b. Altitude moyenne:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (\text{II-5})$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{moy} = 1191,54 \text{ m NGA}$$

c. Indice de pente globale: [P.Dubreuil 1974]

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent;

$H_{50\%} = 1555,4 \text{ m}$, $I_g = 0,01663 \cdot 100\% = 1,66\%$

L=40,04 km.

D = 392,1 m.

d. *Indice de pente roche :*

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \quad (\text{II-7})$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

$$\underline{\text{AN}}: I_p = 1,51\%$$

e. *Dénivelée spécifique :*

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{II-8})$$

$$\underline{\text{AN}} : D_s = 22,15 \text{ m} < 50.$$

D'après l'annexe II on a : Le bassin versant est à faible relief.

f. *Pente moyenne du bassin versant :*

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H(0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \quad (\text{II-9})$$

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (II.2) annexe II

$$I_m = 0,0497 \cdot 100\% = 4,97\%$$

II.2. Caractéristiques hydrographiques:

II.2.1. le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin.

La carte hypsométrique du Bassin versant son représenté (ANNEXE II Figure II -1)

II.2.2. Pente moyenne de cours d'eau principal I_c :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (\text{II-10})$$

$$\text{A.N} : I_c = 2,32\%$$

II.2.3. Densité de drainage:

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (\text{II-11})$$

$$\underline{\text{AN}} : D_d = 0,37 \text{ Km/Km}$$

II.2.4. Densité hydrographique :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \quad (\text{II-12})$$

$N_i = 22 \text{ AN} : F = 0,12 \text{ thalweg/km}^2$

II.2.5. Coefficient de torrentialité :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad (\text{II-13})$$

$$\underline{\text{AN}} : C_t = 0,044$$

II.2.6. Longueur moyenne des versants:

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \quad (II-14)$$

$$\underline{AN}: L_i = 40,10 \text{ km}$$

II.2.7. Temps de concentration:

Est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe

Tableau II.1. Calculs du temps de concentration. [JATON J-F. LAUSANE 1980]

Formules		Temps de concentration [h]
Formule de GIANDOTTI (1934)	$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$	6,00
Formule de CALIFORNIA	$T_c = \left(\frac{0.87 \cdot L_p^3}{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}} \right)^{0,386}$	3,68
Formule de Viparelli (1963)	$T_c = 0,6615 \cdot L_p^{0,77} \cdot ig^{0,385}$	4.2
Formule de VENTURA	$T_c = L/60 V$	0,68
Formule de Kirpich (1940)	$T_c = f(L,I)$	5.3
Formule de L'A.N.R.H	$t_c = 3 \left(\frac{S l_{c.e}}{(10.i)^{3/2}} \right)^{1/4}$	4,41

Commentaire:

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur $T_c=6$ heures, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin

II.2.8. Vitesse moyenne de ruissellement :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \quad (II-15)$$

$$\underline{AN}: V_R = 5,83 \text{ km/h.}$$

Tableau II.2 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant de Soubella

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km ²	178
Périmètre		P	km	89
Longueur du thalweg principal		L	km	33,5
Pente du thalweg principal		I _c	%	2,32
Indice de compacité		K _C	-	1,87
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	40,05
	largeur	l _r	Km	4,45
Altitudes	maximale	H _{max}	mNGA	1886
	moyenne	H _{moy}	mNGA	1191,54
	médiane	H _{med}	mNGA	1146,2
	minimale	H _{min}	mNGA	725
Pente moyenne de B.V		I _m	%	4,97
Indice de penteglobale		I _g	%	1,66
Indice de pente de Roche		I _p	%	1,51
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	0,37
Densitéhydrographique		F	Km ⁻²	0,12
Temps de concentration		t _c	h	6
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	5,83

II.3.Caractéristiques climatiques du bassin versant:

L'Est Algérien est la région la plus variée du pays sur le plan climatique. Les bilans hydrologiques de cette région sont influencés par les nuances de climat.

La carte des zones bioclimatiques de l'Est algérien (ANNEXE II Figure II -2)

II.3.1.Température:

Les répartitions mensuelles des températures enregistrées au site du barrage se présentent comme suit :

Tableau II.3 : Répartition mensuelle de la température. [O.N.M]

Moi	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T(°c)	22	16	10	7	5	7	9	12	18	22	26	26

La température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de **15 c°**.

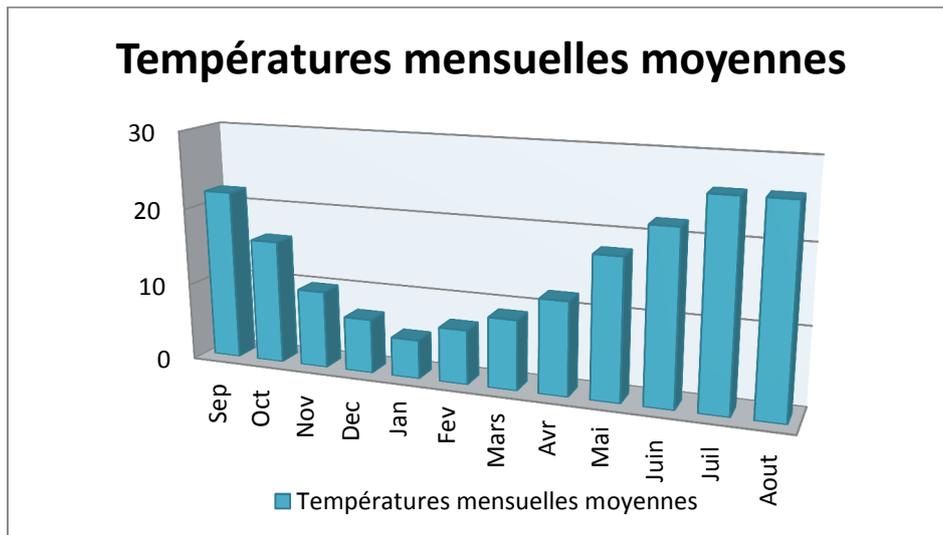


Figure II.3 : Températures mensuelles moyennes

II.3.2.Vent :

Les données concernant les directions et les vitesses moyennes des vents ont été tirées des mesures effectuées à la station météorologique de Bou Saada (1991-2000).

Table II -4 : Vents – Directions et vitesses à Bou Saada. [O.N.M]

Direction du vent	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Pourcentage [%]	13,0	5,3	4,1	3,5	4,9	3,8	10,3	13,3
Vitesse moyenne [m/s]	5,1	3,8	3,4	4,1	4,6	4,6	5,1	5,4

Les directions des vents dominants sont nord et nord-ouest. La vitesse moyenne maximum est de 5.4 m/s.

II.3.3.Humidité de l'air:

À la wilaya de M'Silala tension de vapeur dans l'air varie de 6 à 8 millibars de décembre à avril jusqu'à 13 ou 14 millibars en été. L'hygrométrie peut descendre au-dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les rares jours de brouillard.

II.3.4.Evaporation:

L'évaporation moyenne annuelle au site de Soubella est estimée à 1 650 mm, sur la base de la carte de l'évapotranspiration potentielle de l'ANRH.

Le Tableau I.5 présente la répartition des valeurs mensuelles moyennes d'évaporation sur le plan d'eau du réservoir de Soubella.

Tableau II.5 : Evaporation sur plan d'eau – Répartition mensuelle : [O.N.M]

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Evaporation moyenne(mm)	176	101	50	25	25	38	76	126	202	252	302	277

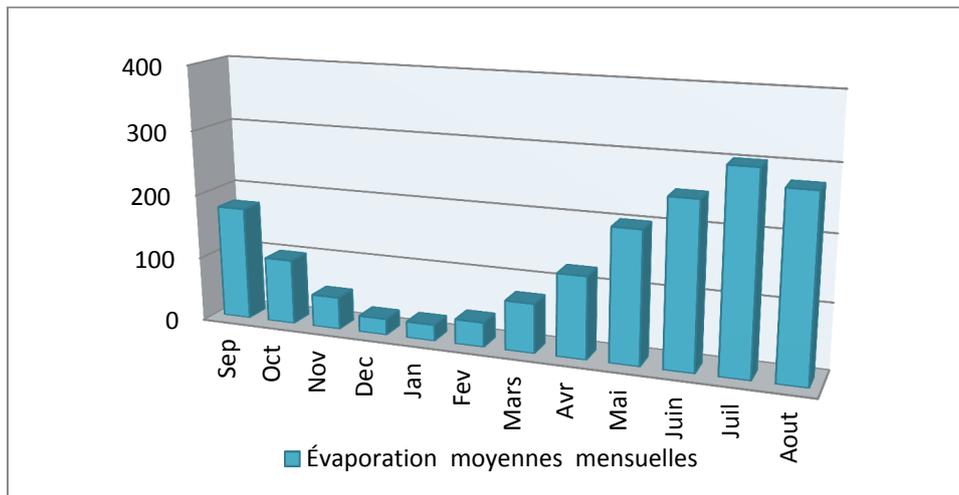


Figure II.4 : Evaporations moyennes mensuelles

II.3.5.Pluviométrie:

Les précipitations moyennes interannuelles P_a représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

Les données sur la pluviométrie moyenne sont tirées des valeurs observées à la station de Sidi Ouadah, située à l'aval immédiat du futur barrage de Soubella, sur la période 1973-2010.

La répartition mensuelle des précipitations est caractéristique d'un régime bimodal, avec de fortes pluies en automne hiver et au printemps. Les mois de juillet et août sont les mois les plus secs. La variabilité des précipitations au pas de temps annuel et mensuel est très élevée.

Tableau II.6: Station pluviométrique utilisée dans l'étude. [A.N.R.H]

Station	Code	Source	Coordonnées			Période d'observation	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z(m)		
SidiOuadah	05.11.11	ANRH	721.5	268.75	720	1973-2010	38

La répartition mensuelle est présentée dans le Tableau II. 7

Tableau II.7. Précipitations mensuelles de la station de Sidi Ouadah. [A.N.R.H]

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
P(mm)	35,59	29,09	29,96	33,41	30,57	28,76	28,19	29,54	35,00	11,67	2,76	7,97	302,53
P(%)	11,76	9,62	9,90	11,04	10,10	9,51	9,32	9,77	11,57	3,86	0,91	2,64	100,00

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure II.5

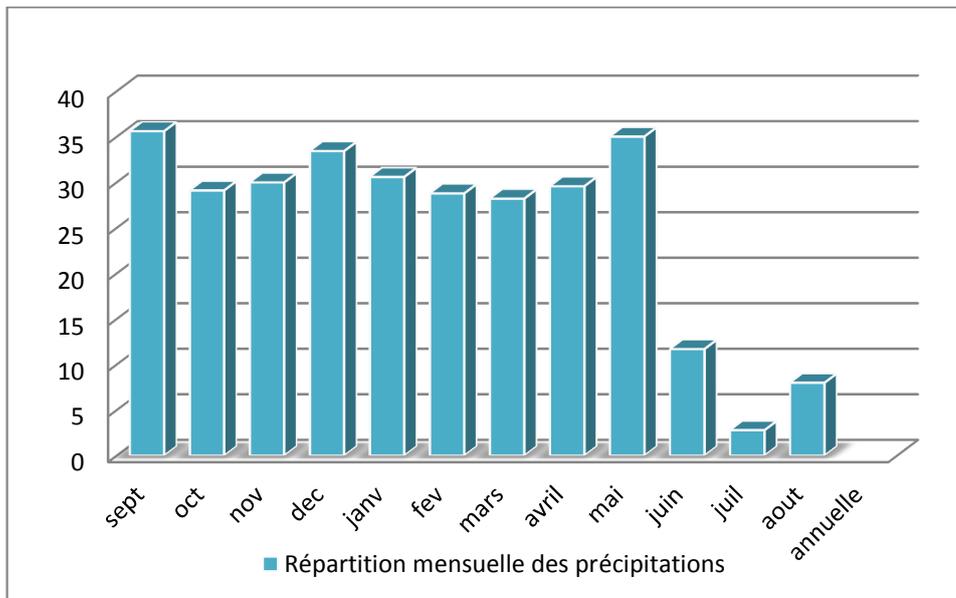


Figure II.5 : Répartition mensuelle des précipitations

II.3.5.1. Pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières (P_{maxj}) de fréquences (ou période de retour) rares sont génératrices de crues exceptionnelles contre les quelles il faut prémunir les ouvrages. Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau (I.8).

Tableau II.8: Caractéristiques de la série pluviométrique (37ans)

Caractéristiques	valeurs
La somme des $P_{max j}$ en (mm)	1279,9mm
La moyenne des $P_{max j}$ en (mm)	34,59mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour $n > 30$ ans	12,82
Coefficient de variation « C_v »	0,37
L'exposant climatique	b=0,31

L'exposant climatique pour notre région ($b=0.31$) est donné par l'ARNH d'Alger.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de logiciels "Hyfran".

Ajustement avec "Hyfran" :

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), Gauss (normale) et Pearson III

A l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les ajustements.

✚ **Tableau II.9:** Valeurs d'ajustement par la loi de Gumbel

Période de retour(ans) T	Probabilité Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	125	13.3	99.2	152
1000	0.9990	101	10.2	81.2	121
100	0.9900	76.9	7.09	63.0	90.8
50	0.9800	69.6	6.17	57.5	81.7
20	0.9500	59.8	4.95	50.1	69.5
10	0.9000	52.2	4.03	44.3	60.1

✚ **Tableau II.10:** Valeurs d'ajustement par la loi de Galton (log normale)

Période de retour(ans) T	Probabilité q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	130	22.8	85.5	175
1000	0.9990	103	15.4	72.7	133
100	0.9900	77.3	9.26	59.2	95.5
50	0.9800	69.8	7.65	54.8	84.8
20	0.9500	59.9	5.70	48.7	71.1
10	0.9000	52.3	4.37	43.7	60.9

✚ **Tableau II.11:** Valeurs d'ajustement par la loi de Gauss (normale)

Période de retour(ans) T	Probabilité q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	82.3	6.00	70.5	94.0
1000	0.9990	74.2	5.12	64.2	84.2
100	0.9900	64.4	4.10	56.4	72.4
50	0.9800	60.9	3.75	53.6	68.3
20	0.9500	55.7	3.26	49.3	62.1
10	0.9000	51.0	2.86	45.4	56.6

✚ **Tableau II.12:** Valeurs d'ajustement par la loi de Pearson III

Période de retour(ans)T	Probabilité q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	127	19.9	87.6	166
1000	0.9990	103	14.7	74.5	132
100	0.9900	79.0	9.56	60.3	97.8
50	0.9800	71.5	8.06	55.7	87.3
20	0.9500	61.2	6.12	49.2	73.2
10	0.9000	53.1	4.73	43.8	62.3

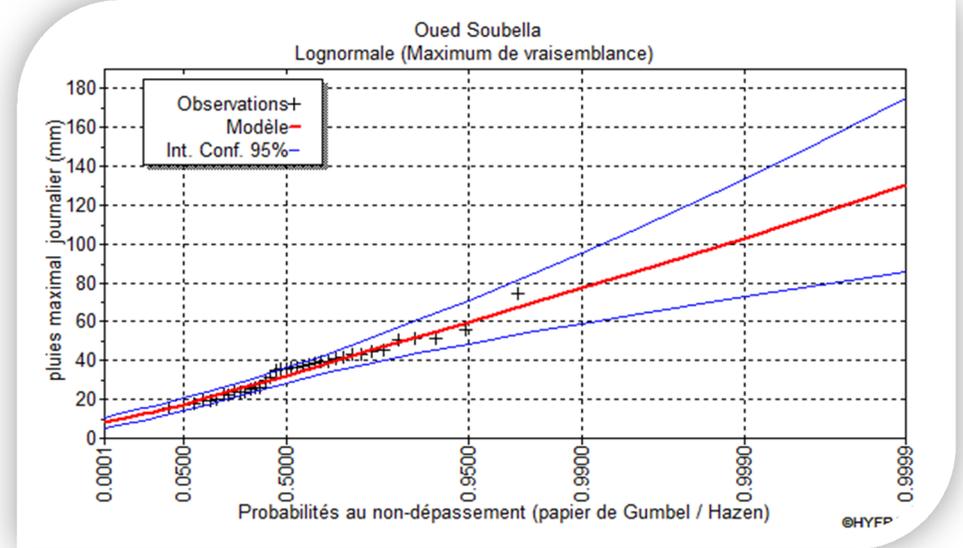
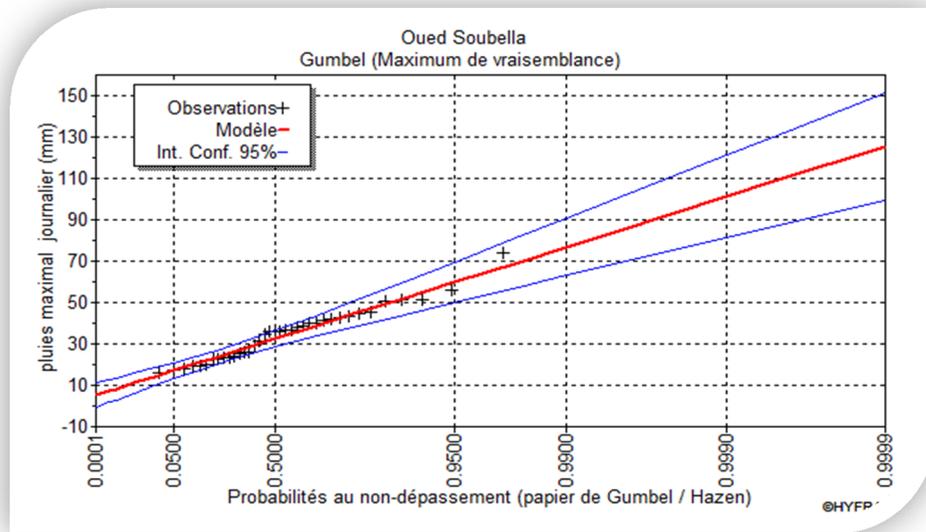
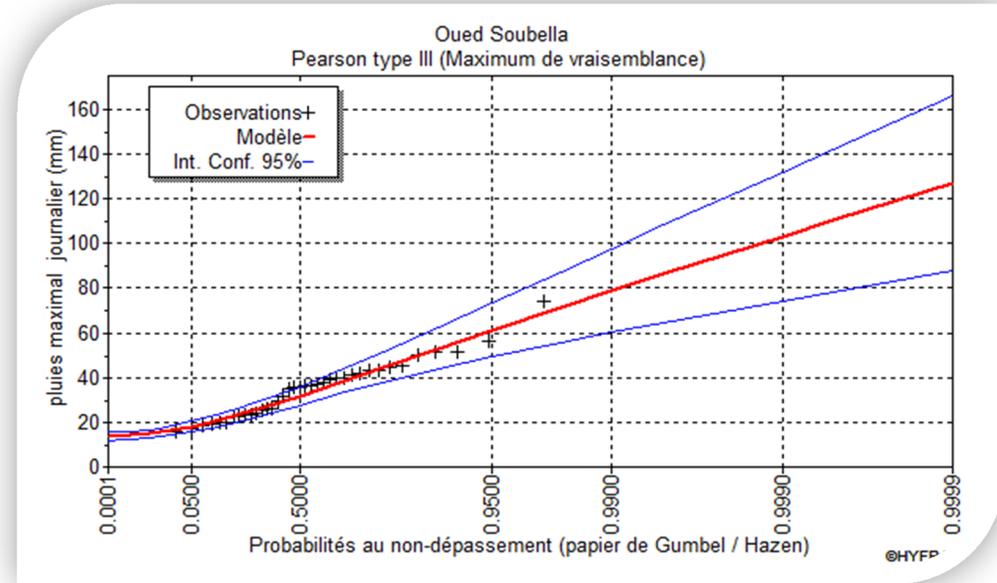
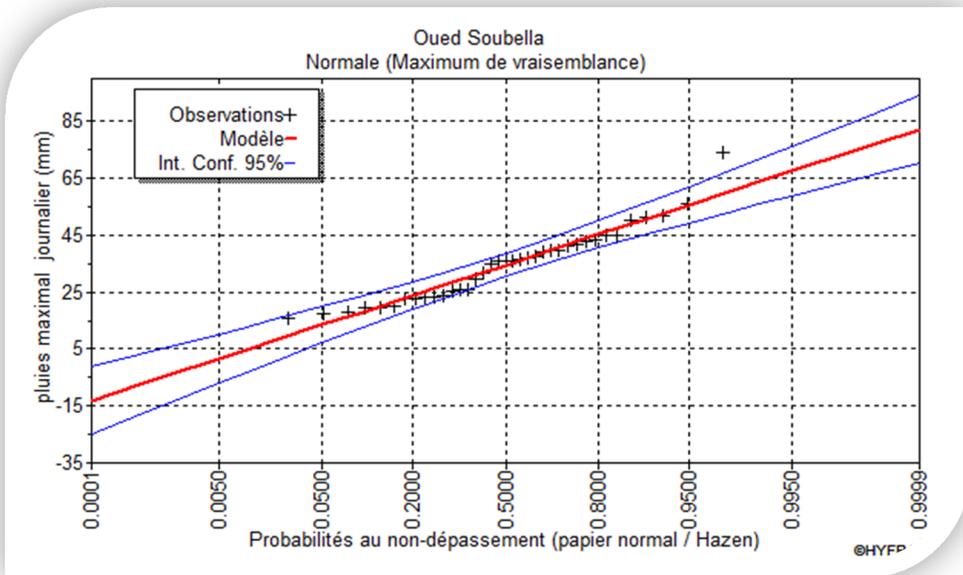


Figure II.6: Représentations les lois d ajustement



Conclusion :

Après avoir effectué l'ajustement avec les quatre lois et comparer graphiquement les représentations d'ajustement, on a remarqué que la série s'ajuste mieux à la loi de Pearson III donc c'est la loi la plus adéquate elle s'applique pour les pluies maximales journalières.

Tableau N°II.13: Les précipitations des différentes fréquences.

Période de Retour (an)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence	0.9999	0.9990	0.9900	0.9800	0.9500	0.9000
$P_{\max j}$ (mm)	127	103	79.0	71.5	61.2	53.1

II.3.5.2. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami.

$$P_{\max, t, p\%} = P_{\max, j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (I.16)$$

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante : $I = P/t$

Les résultats de calcul de $P_{\max, t, p\%}$ et I_0 sont donnés dans les Tableau N°II.14 et Tableau N°II.15

Tableau II.14: Précipitations des différents fréquences.(mm)

Fréquence	Période de Retour (an)	temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9500	20	9,385	14,126	21,264	27,011	32,007	36,511	40,658	44,529	48,179	51,646	54,958	58,137	61,200
0.9800	50	10,964	16,504	24,843	31,557	37,394	42,656	47,501	52,023	56,288	60,338	64,208	67,922	71,500
0.9900	100	12,114	18,235	27,448	34,867	41,317	47,131	52,483	57,480	62,192	66,667	70,943	75,047	79,000
0.9990	1000	15,795	23,775	35,787	45,459	53,869	61,449	68,427	74,942	81,086	86,921	92,495	97,846	103,000
0.9999	10000	19,475	29,315	44,126	56,052	66,421	75,767	84,372	92,405	99,979	107,174	114,048	120,645	127,000

Tableau II.15: Intensités des pluies It (mm/h)

Fréquence	Période de Retour (an)	temps (h)												
		1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0.9500	20	9,385	7,063	5,316	4,502	4,001	3,651	3,388	3,181	3,011	2,869	2,748	2,643	2,550
0.9800	50	10,964	8,252	6,211	5,259	4,674	4,266	3,958	3,716	3,518	3,352	3,210	3,087	2,979
0.9900	100	12,114	9,118	6,862	5,811	5,165	4,713	4,374	4,106	3,887	3,704	3,547	3,411	3,292
0.9990	1000	15,795	11,887	8,947	7,577	6,734	6,145	5,702	5,353	5,068	4,829	4,625	4,448	4,292
0.9999	10000	19,475	14,657	11,031	9,342	8,303	7,577	7,031	6,600	6,249	5,954	5,702	5,484	5,292

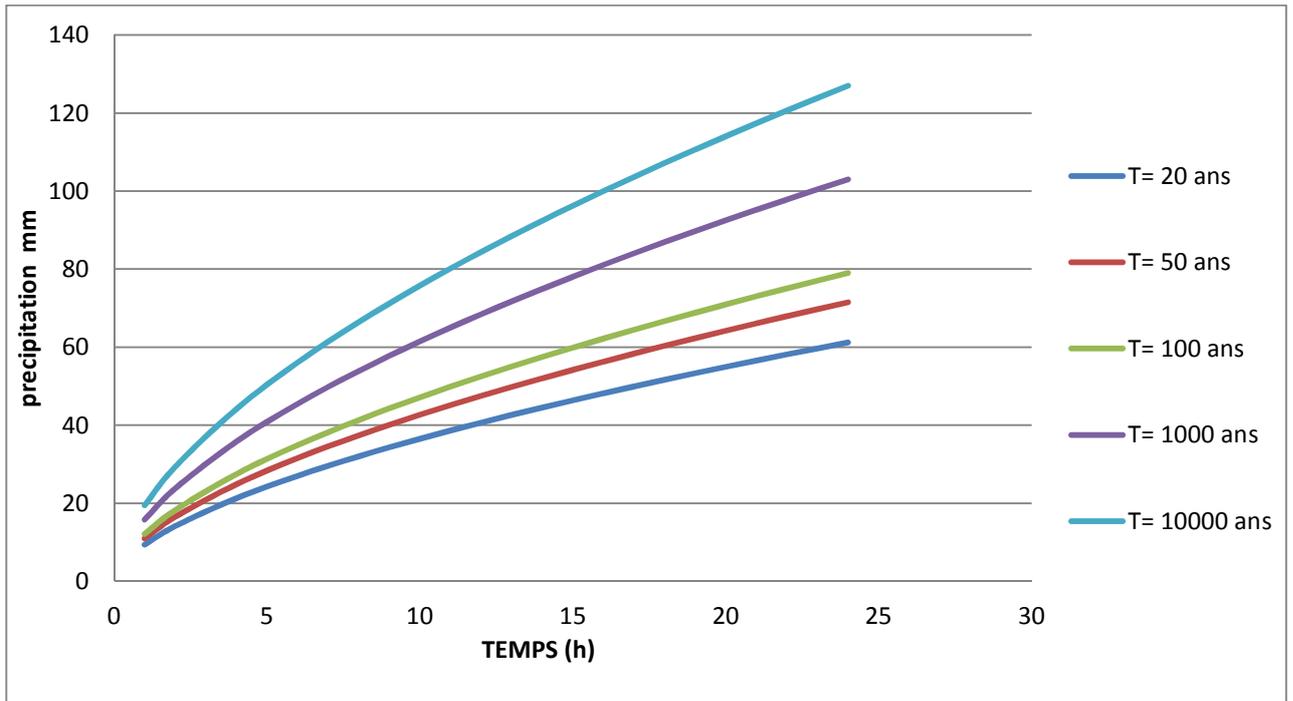


Figure II.7:Pluies de courte durée

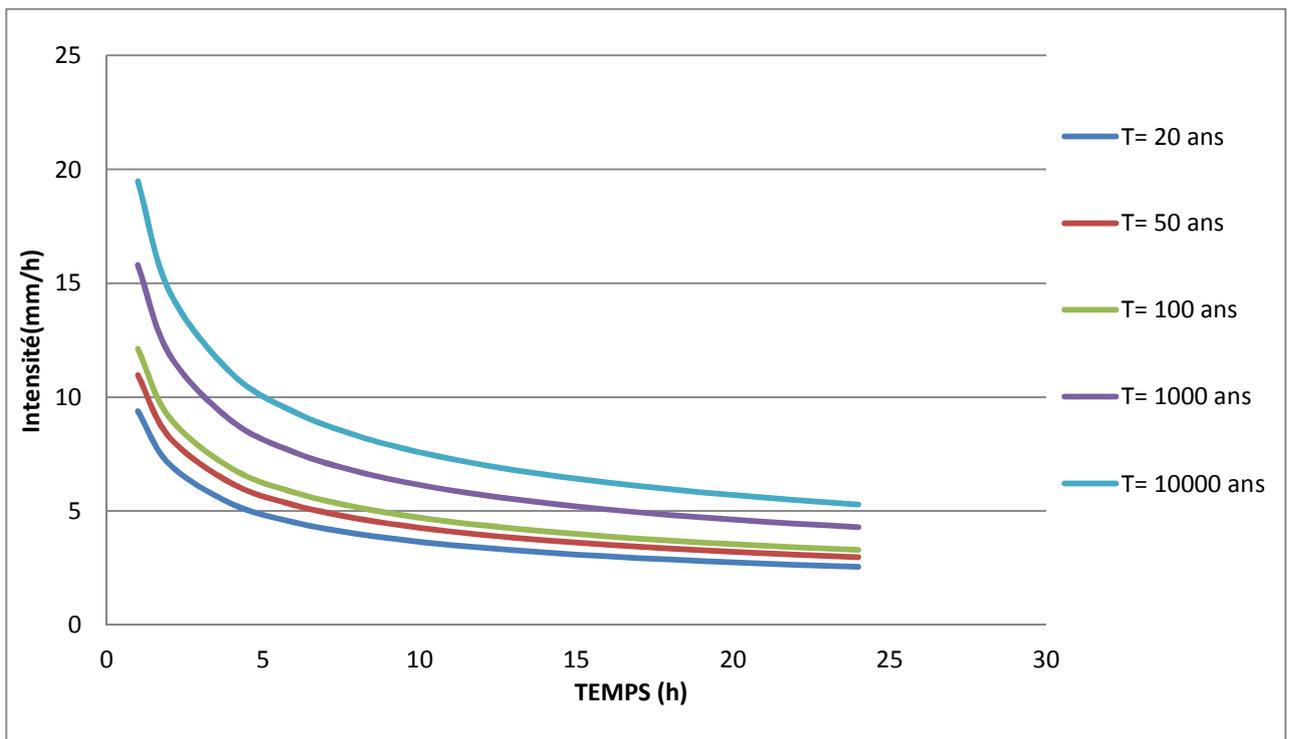


Figure II.8: Intensité durée fréquence

II.4. Etudes des apports :

II.4.1. Apports liquides :

Les apports ont été estimés en exploitant les données de la station hydrométrique de Sidi Ouadah, située à l’aval immédiat du futur barrage de Soubella, sur la période 1943-2004.

✚ Station Hydrométrique :

La station de Sidi Ouadah est située immédiatement à l’aval du barrage de Soubella.

La série des apports liquides est représentée dans l’Annexe I.

L’apport moyenne annuelle de la station est de : 24. 84Mm³.

Tableau II.16: La Station Hydrométrique de sidi Ouadah. [A.N.R.H]

Station	code	Source	Période d’observation	N(ans)	Localization
Sidi Ouadah	05.11.01	ANRH	1955-1996	41	Bassin versant SOUBELLA

Tableau II.17: Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station. [A.N.R.H]

MOIS	S	OC	N	D	JA	F	MA	AV	M	JUI	JUI	AO	TOT
A (Mm3)	4,42	3,75	3,21	2,95	2,2	2,0	2,38	1,27	1,19	0,67	0,36	0,38	24,84
Apport(%)	17,8	15,0	12,9	11,8	9,1	8,0	9,57	5,12	4,77	2,68	1,46	1,54	100
Apport	3,91	3,31	2,84	2,60	2,0	1,7	2,10	1,12	1,05	0,59	0,32	0,34	19.87

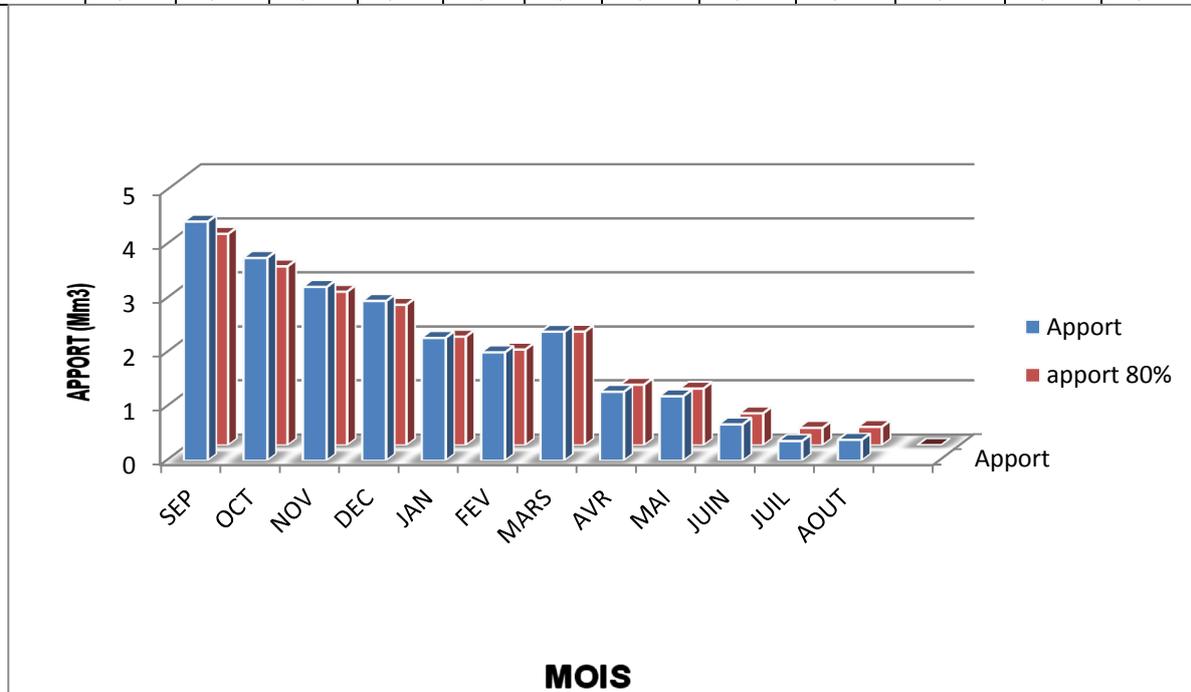


Figure II.9: Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

II.4.2. Caractéristiques de l'écoulement :

Tableau II.18 : Caractéristiques de l'écoulement du bassin versant

	Formule		résultats
Module de l'écoulement (Me)	$M_e = \frac{A_0}{T}$		787,67 l/s
Module de l'écoulement relatif ou spécifique (Mer)	$M_{er} = \frac{M_0}{S}$		$M_{er} = 4.421 \text{ l/s/km}^2$
Lame d'eauécoulée	$L_e = \frac{A_0}{S}$		$L_e = 0,139 \text{ m} = 139 \text{ mm}$
Coefficient de l'écoulement	$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$		$C_e = 0,36$
Coefficient de variation	Formule Algérienne de N.N PADOUM	$C_v = 0,93 K / M_0^{0,23}$	Cv = 0.55
	Formule de SOKOLOVSKY	$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S+1)$	Cv = 0.59
	Formule de KRISTEKLY MENKEL	$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$	Cv = 0.52

II.4.3. Transport solide :

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du B.V, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

II.4.4. Détermination du volume mort :

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments

C'est la formule de TIXERONT est recommandé pour la région de l'Est algérien pour l'évaluation du taux d'abrasion.

Cette formule a été établie a partir de 32 B.V algériens et 9 B.V tunisien répartition du B.V en fonction de perméabilité.

✚ **Formule de TIXERONT:**[le P.N.U.D. /O.P.E. mai 1987]

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \quad (II-17)$$

Soit : $T_s = 2000 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}$.

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \quad (II-18)$$

Avec : Q_s : Le débit solide (t/an) $Q_s = T_s \cdot S$ (II-19)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.4 \text{ t/m}^3$).

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 8000 \text{ t/an}$ on a T : Délai de service ; $T = 50$ ans.

D'où : $V_m = 4 \text{ Mm}^3$

L'envasement de la retenue du barrage de Soubella après 50 années d'exploitation a été évalué à 4 hm^3 , pour une densité des sédiments de 1.4

II.5. Etude des crues :

L'objectif de l'étude des crues est la caractérisation des crues de l'oued Soubella. Ces crues, sont nécessaires au dimensionnement de l'évacuateur de crues (en phase d'exploitation) et des ouvrages de dérivation provisoire (en phase de réalisation).

Le volume des crues a été déterminé en exploitant les séries des débits journaliers enregistrés à la station de Sidi Ouadah.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I.

II.5.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques :

✚ Formule de MALLET-GAUTHIER : [1951]

$$Q_{\max, p\%} = 2 \cdot K \cdot \log(1 + 20P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S} \quad (II-20)$$

Tableau II.19 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%} \text{ [m}^3\text{/s]}$	189	226	268	295	373	437

✚ Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot S \cdot H_{\text{tcp}\%} \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}{4 \sqrt{S} + 1,5 L} \quad (II-21)$$

Tableau II.20 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m^3/s]	182	207	238	263	340	417

Formule de POSSENTI :

$$Q_{p\%} = \frac{\mu P_{\max j\%} S}{L_p} \quad (\text{II-22})$$

Tableau II.21 Débits maximums des crues de différentes périodes de retour :

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{\max P\%}$ [m^3/s]	185	210	242	267	345	425

Commentaires

Le Tableau II.22 compare les débits de pointe obtenus par l'application des différentes formules empiriques.

Tableau II.22 : Q_p vs Période de retour T

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	189	226	268	295	373	437
Formule de GIANDOTTI	182	207	238	263	340	417
Formule de POSSENTI	175	200	252	247	345	428

Les trois formules empiriques donnent des résultats comparables et homogènes

❖ **Ajustement avec "Hyfran"**

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel.

Le tableau II.18 donne les débits probables calculés par logiciel Hyfran .

Tableau II.23 : Débits fréquentielles calculés

Période de retour(ans)T	Probabilité q	XT
10000	0.9999	428
1000	0.999	367
100	0.9900	267
50	0.9800	242
20	0.9500	210
10	0.9000	185

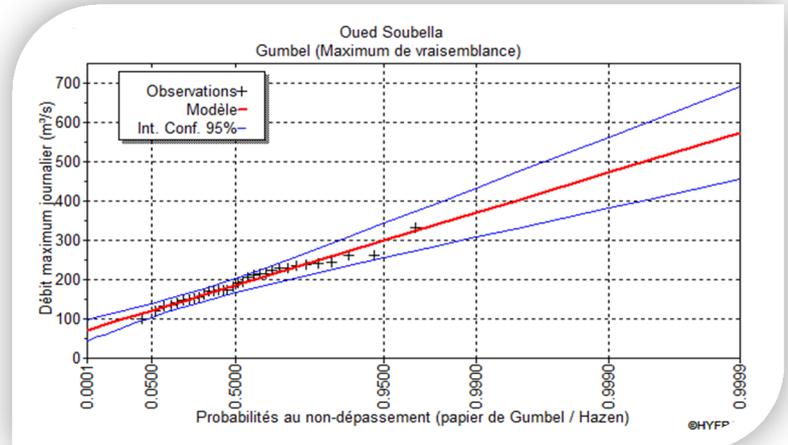


Figure II.10:Ajustement par la loi de Gumbel

II.5.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de

Sokolovsky :

La Méthode de Sokolovski assimile l’hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue.

Pour la montée de la crue
$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \tag{II-23}$$

Pour la décrue de la crue
$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y \tag{II-24}$$

Tableau II.24 : Coefficient de forme de l’hydrogramme de crue δ

Description du cours d’eau	Valeur de δ
Petits cours d’eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d’eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d’eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d’eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont données par le Tableau N°II.25 et la Figure II.11.

Tableau II.25 : Valeurs de débits de crues en fonction de temps

Temps (h)	Période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
0,5	1,28	1,46	1,68	1,85	2,40	2,95
1	5,14	5,83	6,72	7,42	9,58	11,81
1,5	11,56	13,13	15,13	16,69	21,56	26,56
2	20,56	23,33	26,89	29,67	38,33	47,22
2,5	32,12	36,46	42,01	46,35	59,90	73,78
3	46,25	52,50	60,50	66,75	86,25	106,25
3,5	62,95	71,46	82,35	90,85	117,40	144,62
5,5	155,45	176,46	203,35	224,35	289,90	357,12
6	185,00	210,00	242,00	267,00	345,00	428,00
7	162,83	184,83	212,99	235,00	303,65	374,06
8	142,50	161,75	186,40	205,66	265,74	327,36
9	123,94	140,68	162,12	178,87	231,12	284,72
10	107,06	121,53	140,05	154,51	199,65	245,95
11	91,79	104,19	120,07	132,48	171,18	210,87
12	78,05	88,59	102,09	112,64	145,55	179,30
13	65,75	74,63	86,01	94,89	122,61	151,04
14	54,81	62,22	71,70	79,11	102,22	125,93
15	45,17	51,27	59,08	65,19	84,23	103,76
16	36,72	41,68	48,04	53,00	68,48	84,36
17	29,40	33,37	38,46	42,43	54,83	67,54
18	23,13	26,25	30,25	33,38	43,13	53,13
19	17,81	20,22	23,30	25,71	33,22	40,92
20	13,38	15,19	17,51	19,31	24,96	30,74
21	9,76	11,07	12,76	14,08	18,19	22,41
22	6,85	7,78	8,96	9,89	12,78	15,74
23	4,59	5,21	6,00	6,62	8,56	10,55
24	2,89	3,28	3,78	4,17	5,39	6,64
25	1,67	1,90	2,19	2,41	3,12	3,84
26	0,86	0,97	1,12	1,24	1,60	1,97
27	0,36	0,41	0,47	0,52	0,67	0,83
28	0,11	0,12	0,14	0,15	0,20	0,25
29	0,01	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

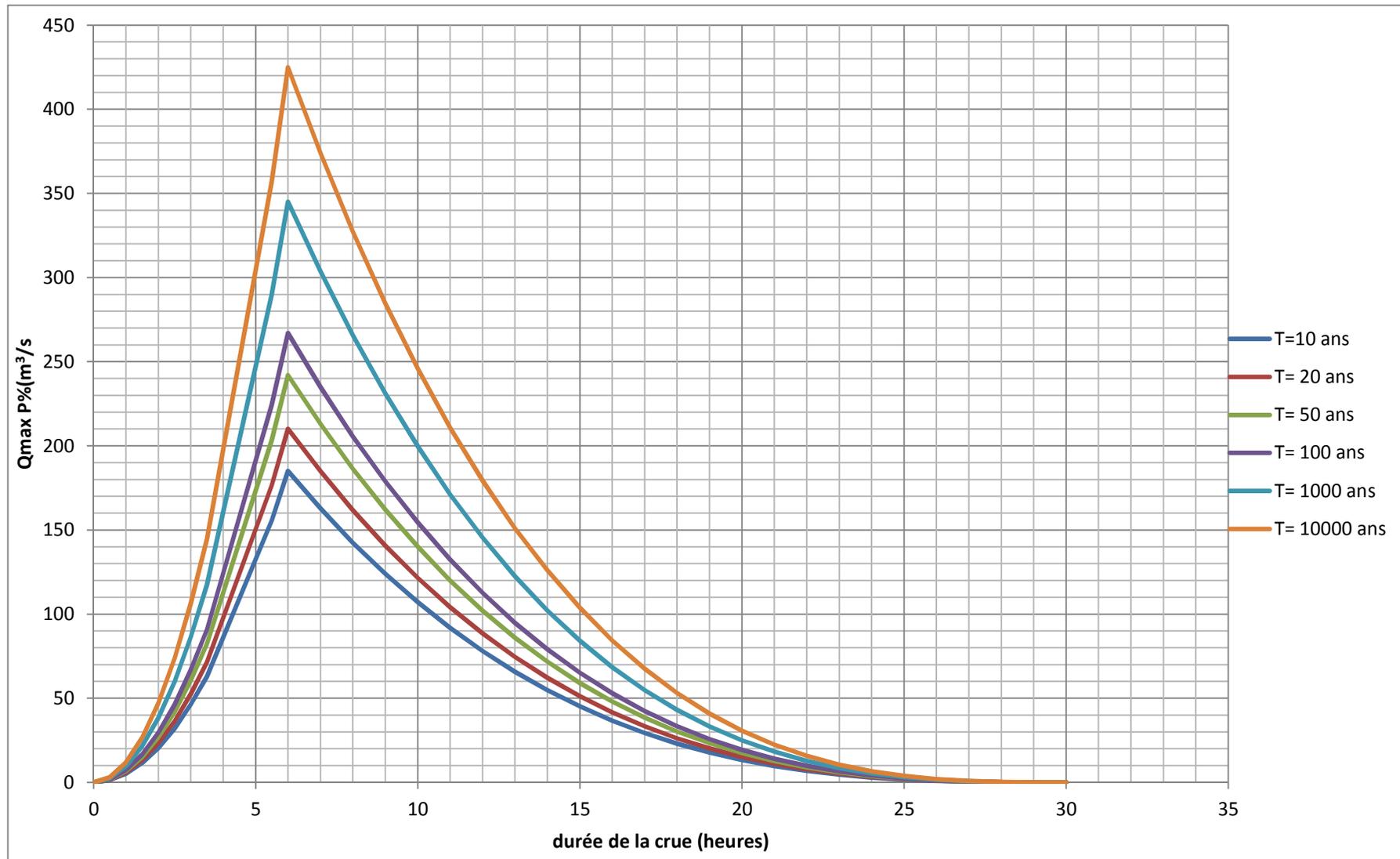


Figure II.11 : Hydrogrammes des crues

II.5.3. Crues de chantier et crues de projet :

II.5.3.1. Choix de fréquence de la crue du projet :

L'objectif de l'étude des crues est la caractérisation des crues de l'oued Soubella. Ces crues, sont nécessaires au dimensionnement de l'évacuateur de crues (en phase d'exploitation) et des ouvrages de dérivation provisoire (en phase de réalisation).

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Tableau II.26 : Catégories des dommages résultant des crues. [Bulletin 82 CIGB]

Dommmages élevés	Dommmages importants	Dommmages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toute fois . Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommmages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommmage au barrage lui même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommmages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau II.27 : Crues de projet recommandé. [Bulletin 82 CIGB]

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 10000 ans.

Donc pour un débit qui vaut $Q_{0.01\%} = 425 \text{ (m}^3/\text{s)}$.

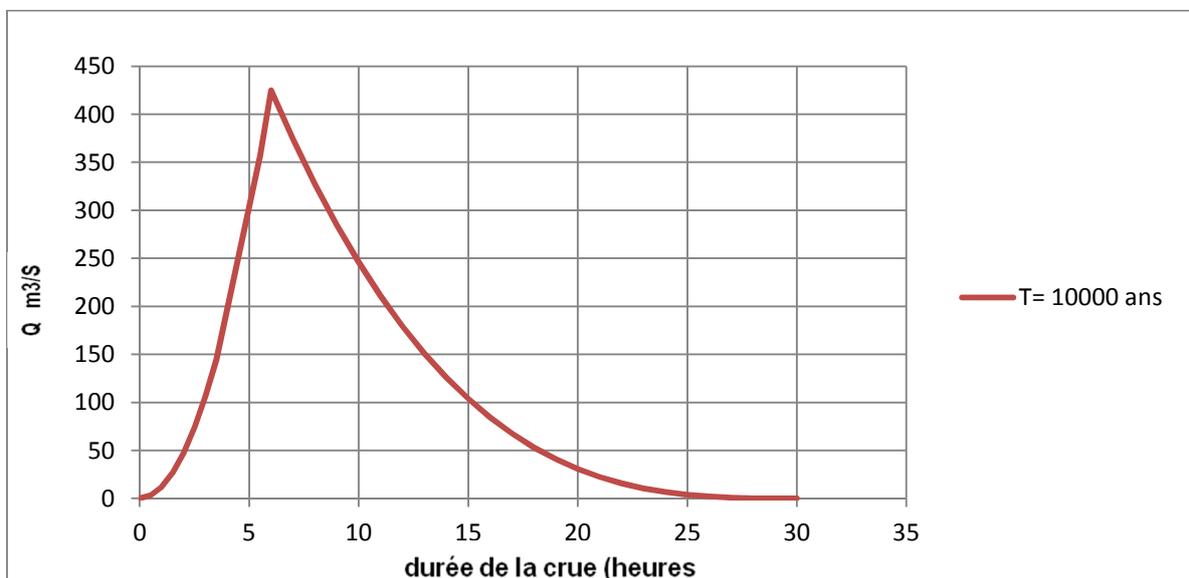


Figure II.12: L'Hydrogramme de la crue de projet

II.5.3.2. Choix de la crue de chantier :

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue eau cours de réalisation ; sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Donc vu toutes ces exigences je vais choisir la crue (20 ans) pour la conception des ouvrages

$$Q_{2\%} = 210 \text{ m}^3/\text{s}$$

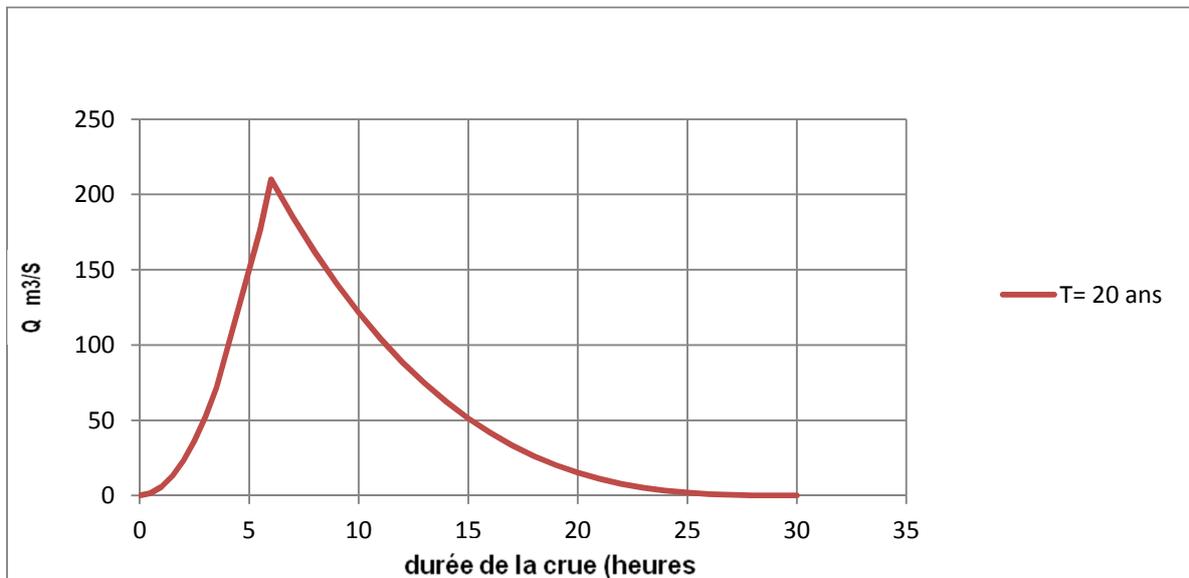


Figure II.13 : Hydrogramme de la crue de chantier

II.6. Régularisation de l'écoulement :

La régularisation de l'écoulement fluvial est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued de Soubella a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

II.6.1. Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau. II.28: La répartition mensuelle de l'apport 80% est donnée dans le tableau suivant.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	TOTAL
Apport 80% [Mm³]	3,91	3,31	2,84	2,60	2,01	1,77	2,10	1,12	1,05	0,59	0,32	0,34	19.87

II.6.2. Courbes caractéristiques de la retenue :

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{II-25})$$

Le tableau II.24 donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau II.29: Coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

cote (m)	S (Km ²)	Smoy (Km ²)	Δ H (m)	V (Mm ³)	V cum(Mm ³)
725	0				0
		0,003	5	0,013	
730	0,01				0,013
		0,020	5	0,100	
735	0,03				0,113
		0,050	5	0,250	
740	0,07				0,36
		0,100	5	0,500	
745	0,13				0,863
		0,165	5	0,825	
750	0,2				1,688
		0,240	5	1,200	
755	0,29				2,888
		0,340	5	1,700	
760	0,4				4,588
		0,450	5	2,250	
765	0,51				6,838
		0,57	5	2,850	
770	0,63				9,688
		0,7	5	3,500	
775	0,77				13,188
		0,84	5	4,200	
780	0,91				17,388
		0,99	5	4,950	
785	1,06				22,338
		1,15	5	5,750	
790	1,23				28,088

La courbe capacité hauteurs est représentée dans l'annexe I

II.6.3. Détermination des besoins :

Tableau II.30 : Les besoins mensuels pour l'irrigation. [DHW M'Sila]

Mois	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Année
U Mm3	0.36	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0,42	0,24	3,45	3,65	3,65	1,02	13,5

II.6.4. Calcul du volume utile :

II.6.4.1. Régularisation saisonnière :

II.6.4.1.1. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes: (Tableau N°II.25)

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_s = 19.96 \text{ Mm}^3, V_d = 9.50 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc: $V_u = V_d = 9.50 \text{ Mm}^3$.

Le volume au niveau normal de la retenue est:

$$V_{\text{NNR}} = V_M + V_U = 13.50 \text{ Mm}^3.$$

Tableau II.31 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
					4			4	
Octobre	3,31	0,36	2,95	6,95	6,95		1,11	4	2,89
Novembre	2,84	0,14	2,7	9,84	9,84		1,05	4	2,95
Décembre	2,6	0,14	2,46	12,53	12,53		1,38	4,08	2,62
Janvier	2,01	0,14	1,87	13,5	14,99	1,49	4,58	4,58	
Février	1,77	0,14	1,63	13,5	15,37	1,87	6,45	6,45	
Mars	2,1	0,14	1,96	13,53	15,13	1,63	8,08	8,08	
Avril	1,12	0,42	0,7	13,5	15,46	1,96	10,04	10,04	
Mai	1,05	0,24	0,81	13,5	14,2	0,7	11,99	11,99	
Juin	0,59	3,45	-2,86	13,5	14,31	0,81	12,7	12,7	
Juillet	0,32	3,65	-3,33	10,64	10,64		13,50	13,50	
Août	0,34	3,65	-3,31	7,31	7,31		10,64	10,64	
Septembre	3,91	1,02	2,89	4	4		7,31	7,31	
Total	19.87	13,49				8,45	4	4	8,45

II.6.4.1.2. Calcul du volume utile en tenant compte des pertes: (Tableau N°III.27)

Les pertes par évaporation dans la retenue sont très élevées par rapport aux Pertes par infiltration donc on va négliger ces dernières.

❖ Pertes par évaporation :

$$\text{On a: } V_{\text{ep}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \quad (\text{II-26})$$

V_{ep} : volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.32 : Les volumes des pertes dans la retenue :

MOIS	V _{moy}	S _{moy}	E _s	V _{ev}
sept	7,445	0,372	0,176	0,066
Oct	8,365	0,418	0,101	0,042
Nov	11,185	0,559	0,05	0,028
Dec	13,015	0,651	0,025	0,016
Janv	13,500	0,675	0,025	0,017
Fev	13,500	0,675	0,038	0,026
Mars	13,500	0,675	0,076	0,051
Avril	13,500	0,675	0,126	0,085
Mai	13,500	0,675	0,202	0,136
Juin	12,070	0,604	0,252	0,152
Juil	8,975	0,449	0,302	0,136
Août	5,655	0,283	0,277	0,078

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière avec des pertes sont donnés dans le Tableau (II.31) ci-dessous :

Tableau II.33: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	Π (Mm ³)	W-U-Π (Mm ³)	1ere consigne			2eme consigne		
					V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (m ³)	V _{rf} (Mm ³)	V _{ri} (Mm ³)	S (Mm ³)
						4			4	
Octobre	3,31	0,36	0,066	2,884	6,884	6,884		1,116	4,000	2,884
Novembre	2,84	0,14	0,042	2,658	9,542	9,542		1,090	4,000	2,910
Décembre	2,6	0,14	0,028	2,432	12,390	12,390		2,338	4,000	1,890
Janvier	2,01	0,14	0,016	1,854	13,870	14,840	0,970	4,770	4,770	
Février	1,77	0,14	0,017	1,613	13,870	15,720	1,850	7,457	7,457	
Mars	2,1	0,14	0,026	1,934	13,870	15,470	1,600	9,070	9,070	
Avril	1,12	0,42	0,051	0,649	13,870	15,780	1,910	10,670	10,670	
Mai	1,05	0,24	0,085	0,725	13,870	14,490	0,620	12,580	12,580	
Juin	0,59	3,45	0,136	-2,996	13,870	14,540	0,670	13,200	13,200	
Juillet	0,32	3,65	0,152	-3,482	11,058	11,058	0,000	13,870	13,870	
Août	0,34	3,65	0,136	-3,446	7,612	7,612	0,000	10,836	10,836	
Septembre	3,91	1,02	0,078	2,812	4,000	4,000	0,000	7,390	7,390	
Total	19,87	13,49	0,833				7,620	4,000	4,000	7,620

On a :

$$V_s = 17.50 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 9.88 \text{ Mm}^3.$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ d'ou: } V_u = V_d \text{ Alors :}$$

$$V_u = 9.88 \text{ Mm}^3.$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$V_{NNR} = 13.88 \text{ Mm}^3$$

Donc le volume utile saisonnier est de **9,88 Mm³**.

II.6.4.1. Régularisation interannuel :

On fait une régularisation interannuelle quand la consommation dépasse l'apport, on accumule les eaux durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches, le cycle de remplissage et de la restitution peut durer plusieurs années

Méthode de KRISTEKLY M pour le calcul du volume utile:

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{int}) \times W_0 \quad (II-27)$$

Avec : β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{pa} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel.

On a : $\beta_s \cdot W_0 = \text{volume utile saisonnière} = 8.678 \text{ Mm}^3$

$$\beta_{int} = (\alpha - K_p^n) n = \max [\alpha - (F_p C_v + 1)] n$$

Avec : K_p^n : coefficient de débit pour n années de régularisation.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau N°II.28

D'après le tableau II.27 :

$$\beta_{plur}=0.2$$

Tableau II.34 : Régularisation interannuel

n	n ^{0.5}	C _v	c _s	F80%	KP=CV.FP+1	z _p =(α-kp)n	
						0,8	0,9
1	1	0,33	0,66	-0,85	0,7195	0,0805	0,1805
2	1,41421356	0,23334524	0,46669048	-0,85	0,80165655	-0,0033131	0,1966869
3	1,73205081	0,19052559	0,38105118	-0,85	0,83805325	0,11415975	0,18584025
4	2	0,165	0,33	-0,85	0,85975	-0,239	0,161
5	2,23606798	0,14758049	0,29516097	-0,85	0,87455659	0,37278293	0,12721707
6	2,44948974	0,13472194	0,26944387	-0,85	0,88548635	0,51291813	0,08708187
7	2,64575131	0,12472828	0,24945655	-0,85	0,89398097	0,65786676	0,04213324
8	2,82842712	0,11667262	0,23334524	-0,85	0,90082827	0,80662619	0,00662619
9	3	0,11	0,22	-0,85	0,9065	-0,9585	-0,0585
10	3,16227766	0,10435516	0,20871033	-0,85	0,91129811	1,11298112	0,11298112

$$V_{plur} = \beta_{plur} \cdot W_0 = 0,20 \cdot 17,69 = 3.54 \text{ Mm}^3$$

Donc : $V_{\text{uint}} = V_s + V_{\text{plur}} = 9.88 + 3.54 = 13.42 \text{ Mm}^3$

$$V_{\text{uint}} = 13.42 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_{\text{mort}} + V_{\text{uint}}$ implique que :

$$V_{\text{NNR}} = 4 + 13.42 = 17.42 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 17,42 \text{ Mm}^3.$$

A partir de la courbe capacité – hauteur on tire le niveau normal du barrage :

$$\text{NIVEAU NNR} = 780 \text{ m.NGA.}$$

II.7.Laminage des crues :

Pour dimensionner un évacuateur, on doit procéder à deux opérations : déterminer la crue dont on veut protéger l'ouvrage et évaluer l'effet de laminage provoqué par la réserve de cette crue, en effet, calculer un ouvrage évacuateur de telle manière qu'il puisse laisser passer le débit de pointe de la crue correspond à un surdimensionnement, notable la plupart du temps.

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour la méthode de Kotcherine

II.7.1. Méthode de KOTCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants :

- ✓ l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze, les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

II.7.2. Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{\text{lam}}}{Q_{\%}} \right) \quad (\text{II-28})$$

V_F : le volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q_{\%}$ en m^3 .

$Q_{\%}$: le débit de la crue en m^3/s

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{\text{lam}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \quad (\text{II-29})$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

II.7.3. Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (\text{II-30})$$

Avec : m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,49;

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne (V_{moy}) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \quad (\text{II-31})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversant par la même formule qui a dessus et L compris entre 10 et 40 mètres.

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \quad (\text{II-32})$$

Avec : H_0 : la charge globale.

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$: Charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{lam} . Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après:

Tableau II.35 : Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

Donnees		Largeur	Hauteur	Débit	Surface	vitesse	W _d
g	9,81	20	5	485,32267	1200	0,4044356	10660000
a	1	25	4,5	517,96971	1487,5	0,3482149	10086000
2*g	19,62	30	4	520,90296	1770	0,2942955	9512000
2.g0,5	4,4294469	35	3,5	497,41135	2047,5	0,242936	8938000
Q	428	40	3	451,11519	2320	0,1944462	8364000
W1%	23 112 000	45	2,5	386,07182	2587,5	0,1492065	7790000
m=	0,49	50	2	306,94501	2850	0,1077	7216000
		55	1,5	219,3033	3107,5	0,0705723	6642000
		60	1	130,22574	3360	0,0387577	6068000
		65	0,5	49,878564	3607,5	0,0138264	5494000

Tableau II.36: Détermination de H0 et Q en fonction de b

Hauteur m	vitesse m/s	Hauteur total m	Débit m ³ /s									
			20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
5	0,40	5,00834	486,5	608,2	729,8	851,4	973,1	1094,7	1216,3	1338,0	1459,6	1581,3
4,5	0,35	4,50618	415,2	519,0	622,8	726,7	830,5	934,3	1038,1	1141,9	1245,7	1349,5
4	0,29	4,00441	347,8	434,8	521,8	608,7	695,7	782,7	869,6	956,6	1043,5	1130,5
3,5	0,24	3,50301	284,6	355,8	426,9	498,1	569,2	640,4	711,5	782,7	853,8	925,0
3	0,19	3,00193	225,8	282,2	338,7	395,1	451,6	508,0	564,4	620,9	677,3	733,8
2,5	0,15	2,50113	171,7	214,6	257,6	300,5	343,4	386,3	429,3	472,2	515,1	558,0
2	0,11	2,00059	122,8	153,5	184,2	215,0	245,7	276,4	307,1	337,8	368,5	399,2
1,5	0,07	1,50025	79,8	99,7	119,7	139,6	159,5	179,5	199,4	219,4	239,3	259,2
1	0,04	1,00008	43,4	54,3	65,1	76,0	86,8	97,7	108,5	119,4	130,2	141,1
0,5	0,01	0,50001	15,3	19,2	23,0	26,9	30,7	34,5	38,4	42,2	46,0	49,9

Tableau II.37: Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue :

h	Vch	q	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
5	10660000	230,6	486,5	608,2	729,8	851,4	973,1	1094,7	1216,3	1338,0	1459,6	1581,3
4,5	10086000	241,2	415,2	519,0	622,8	726,7	830,5	934,3	1038,1	1141,9	1245,7	1349,5
4	9512000	251,9	347,8	434,8	521,8	608,7	695,7	782,7	869,6	956,6	1043,5	1130,5
3,5	8938000	262,5	284,6	355,8	426,9	498,1	569,2	640,4	711,5	782,7	853,8	925,0
3	8364000	273,1	225,8	282,2	338,7	395,1	451,6	508,0	564,4	620,9	677,3	733,8
2,5	7790000	283,7	171,7	214,6	257,6	300,5	343,4	386,3	429,3	472,2	515,1	558,0
2	7216000	294,4	122,8	153,5	184,2	215,0	245,7	276,4	307,1	337,8	368,5	399,2
1,5	6642000	305,0	79,8	99,7	119,7	139,6	159,5	179,5	199,4	219,4	239,3	259,2
1	6068000	315,6	43,4	54,3	65,1	76,0	86,8	97,7	108,5	119,4	130,2	141,1
0,5	5494000	326,3	15,3	19,2	23,0	26,9	30,7	34,5	38,4	42,2	46,0	49,9

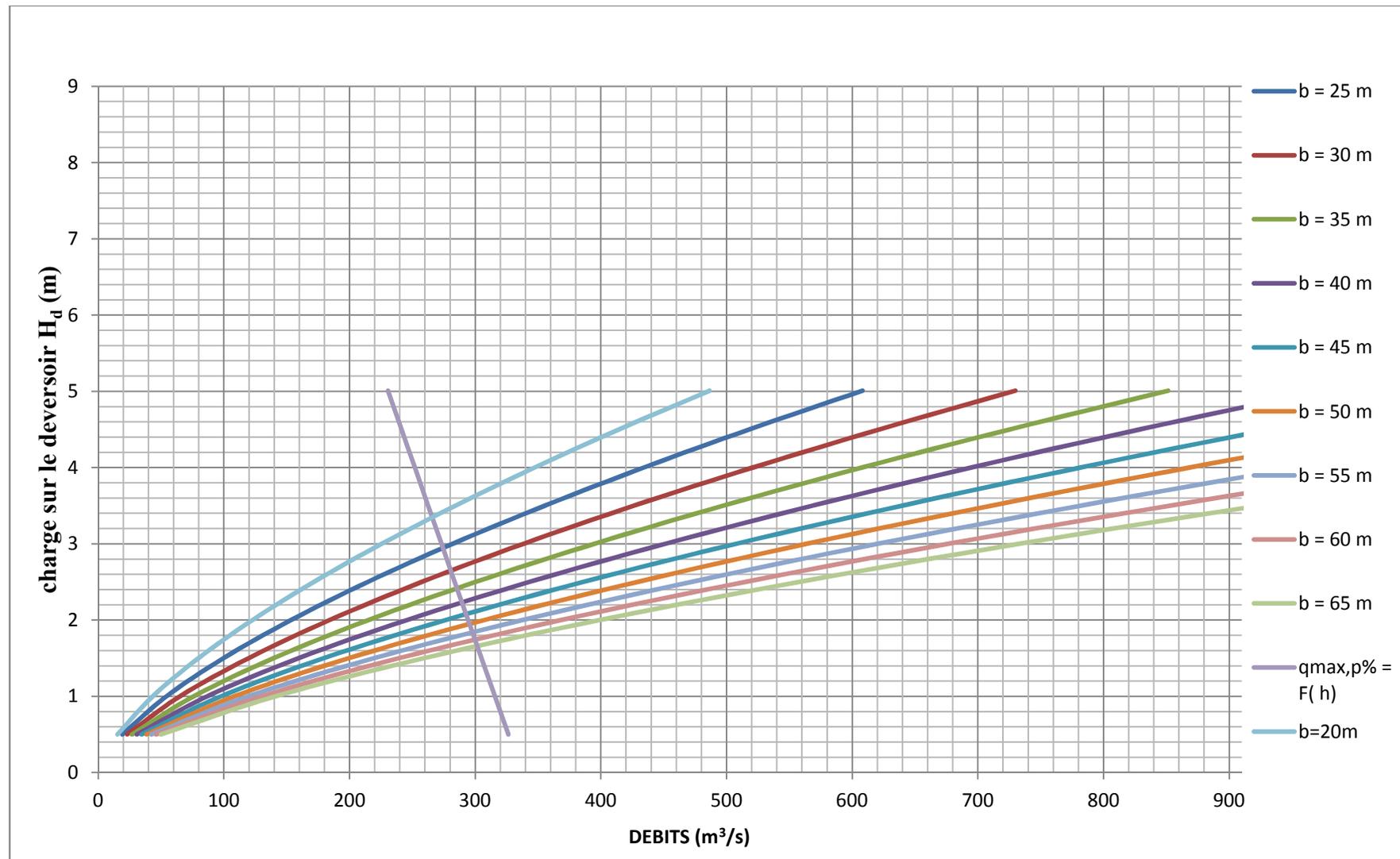


Figure II.14: Laminage des crues pour différentes largeurs du déversoir

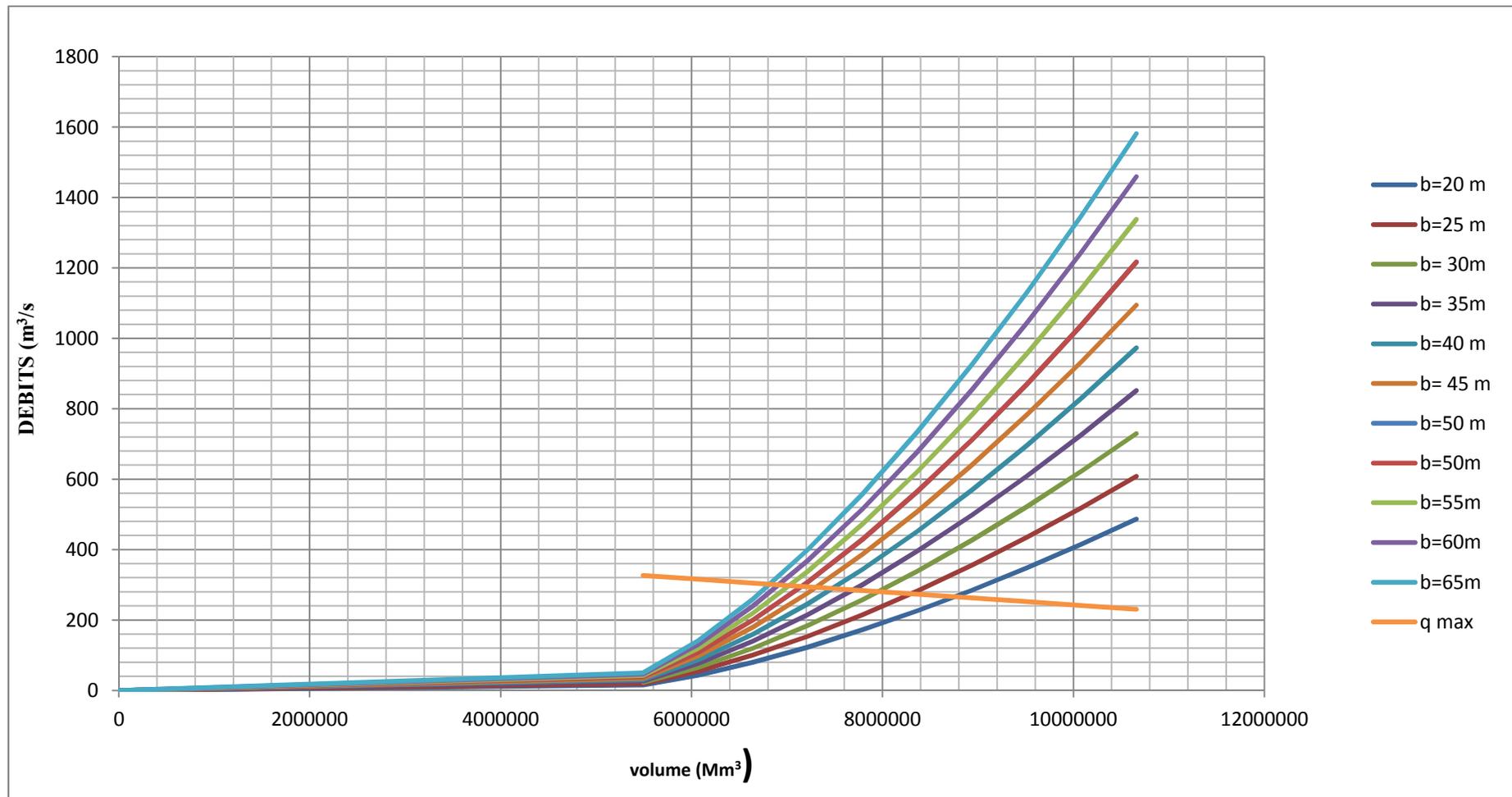


Figure II.15: $Q = f(v)$

II.8. Etude d'optimisation:

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.8.1. La revanche :

La revanche minimale est donnée par la relation de Mallet-paquant :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{II-33})$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

Tableau II.38: Calcule de la hauteur des vagues et la revanche.

Formule		H (m)	V (m/s)	R (m)
Stevenson	$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$ $F = 4,3 \text{ Km}$	1,08	1,16	1,76
Molitor	$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$ $U = 5.4 \text{ Km/h.}$	0,37	2,24	0,62
Mallet-paquant	$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$	1,18	3,86	1,93

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H \quad (\text{II-34})$$

R= 2 m est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage.

II.8.2. Le tassement :

On calcule le tassement d' après les formules:

$$T = 0.015 H_b \quad (\text{II-35})$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \quad (\text{II-36})$$

Les tassements sont estimés à 0.5 m.

II.8.3. La largeur en crête :

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

$$\text{Formule T.KNAPPEN} \quad b = 1.65 H_b^{0.5} \quad (\text{II-37})$$

$$\text{Formule E.F.PREECE} \quad b = 1.1 H^{0.5} + 1 \quad (\text{II-38})$$

$$\text{Formule SIMPLIFIEE} \quad b = 3.6 \cdot H^{1/3} - 3 \quad (\text{II-39})$$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci après:

Tableau II.39: Variation de la hauteur du barrage

NNR	B(m)	H(m)	NPHE	q m ³ /s.ml	Vforcé	R	Côte de la crête	H _b
780	20	3,31	783,31	65,71	20 653 660	2	787,91	69,91
780	25	2,93	782,93	80,43	20 278 980	2	787,13	68,73
780	30	2,63	782,63	100,62	19 983 180	2	786,63	68,03
780	35	2,41	782,41	125,67	19 766 260	2	785,71	67,41
780	40	2,22	782,22	140,25	19 578 920	2	785,12	67,01
780	45	2,07	782,07	185,03	19 431 020	2	784,07	66,37
780	50	1,94	781,94	200,47	19 302 840	2	783,94	65,94
780	55	1,83	781,83	228,62	19 194 380	2	783,83	64,83
780	60	1,73	781,73	250,49	19 095 780	2	783,73	63,73
780	65	1,68	781,68	303,01	19 046 480	2	783,68	62,68

II.8.4.Laminage pour un déversoir de largeur b=40m :

- 1) Diviser l'hydrogramme de crues en pas de temps Δt .
- 2) Fixer le niveau d'emmagasinement au-dessus duquel le barrage est considéré plein (NNR).
- 3) Déterminer les volumes entrant dans le réservoir pendant les intervalles de temps Δt .

$$\text{On a: } \Delta V_i = \Delta t \cdot Q_{\text{moy}} = 0.5 \cdot (Q_n + Q_{n+1}) \cdot \Delta t$$

Q_n : débit initial

Q_{n+1} : débit entrant après Δt .

- 4) Déterminer les charges d'eau (lames d'eau) à partir de la courbe (Hauteur – capacité).
- 5) Déterminer q pendant l'intervalle de temps Δt à l'aide de la formule :

$$q = \mu b \sqrt{2g} H^{3/2} \text{ m}^3/\text{s}.$$

μ : Coefficient de débit ($\mu = 0.49$)

b : Largeur déversante en (m).

H : Lamme d'eau déversante en (m).

q : Débit déversant (m³/s).

Le calcul se fait par itération à l'aide de la formule :

$$(V_{n+1}) + (0.5q_{n+1}) \Delta t = Q_{\text{moy}} \Delta t + (V_n + 0.5 q_n \Delta t) - q_n \Delta t.$$

Les résultats de calcul du laminage sont donnés dans l'annexe II.

Conclusion :

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de l'Oued Soubella pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc

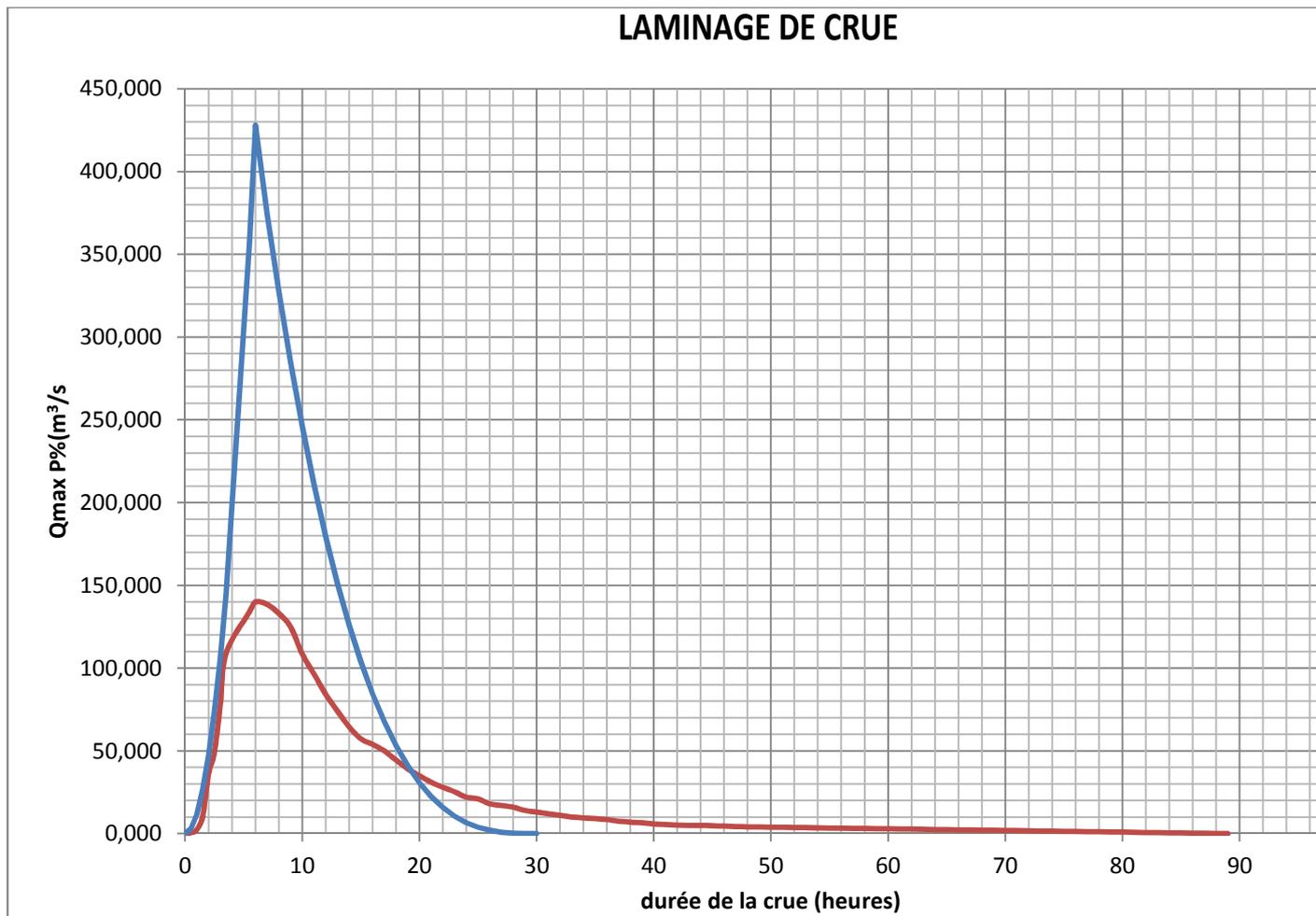


Figure II.16: Laminage de crue

Introduction :

Le dimensionnement d'un barrage implique la fixation de très nombreux paramètres en fonction du site, des caractéristiques du cours d'eau et du service à assurer.

Le choix des variantes à étudier a été défini sur la base des critères suivants :

- ✚ Une topographie adaptée
- ✚ Des conditions géologiques et géotechniques adéquates
- ✚ La disponibilité locale de la majeure partie des matériaux requis pour la construction
- ✚ Un concept parasismique sécuritaire
- ✚ Un coût économique de la réalisation

III.1.Corp du barrage (DIGUE) : [A.N.B.T]

La conception de la digue en remblais résulte directement des conditions naturelles entourant le Projet. L'étude comparative des variantes a conduit à la solution d'une digue en remblai zoné.

L'implantation du barrage est pratiquement imposée par la topographie du site, qui présente un verrou très marqué, suivi d'un élargissement aval prononcé. Le pendage naturel du banc de grès calcaire situé à la sortie aval du verrou constitue une limite topographique pour les remblais de la digue

III. 2. Choix du tracé de l'axe de l'évacuateur de crues :

Le choix du tracé dépend des critères suivants :

- ✓ Le plus court possible.
- ✓ Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.

III.3. Etude d'optimisation :

On partant du coût des différentes variantes de l'évacuateur de crues pour différentes capacités et le coût de la digue pour différentes hauteurs, on peut obtenir le cout total de l'ensemble évacuateur.

III.3.1. Optimisation de l'évacuateur de crues à déversoir labyrinthe :

L'évacuateur de crues est choisi son type est un évacuateur de crues à surface libre, il est constitué des éléments suivantes (déversoir labyrinthe, coursier, bassin dissipation, ouvrage de restitution)

Données de départ :

- ✓ $W : W = 20 \text{ m}$
- ✓ $Q_L : \text{Débit évacué détermine par laminage} : Q_L = 140 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $P : \text{hauteur de la pelle} : P = 3 \text{ m}$

Les résultats sont représentés dans le tableau III.1

Tableau III.1: Calcul le coût de béton de déversoir

b (m)	Charge h (m)	Si (m²)	V (m³)	Coût de béton (DA)
30	2,72	6,201	155,025	2325375
35	2,52	7,358	220,740	3311100
40	2,22	8,163	285,705	4285575
45	2,21	8,914	356,560	5348400
50	2,08	9,856	443,520	6652800
55	2,00	10,754	537,700	8065500

Tableau III.2: Calcul le volume de béton pour le coursier en fonction de la charge déversant

b(m)	Charge h (m)	S (m²)	V (m³)	Coût de béton (DA)
30	2,72	30,230	6197,150	92,957
35	2,52	33,894	6948,270	104,224
40	2,22	37,591	7706,155	115,592
45	2,21	41,353	8477,365	127,160
50	2,08	45,165	9258,825	138,882
55	2,00	48,978	10040,490	150,607

Tableau III.3:Coût total de l'évacuateur de crue en fonction de la largeur

b (m)	Débit laminé (m³/s)	Coût de l'évacuateur de crues(DA)
30	97	95282625
35	106	107535150
40	124	119877900
45	150	132508875
50	179	145535175
55	205	158672850

Tableau III.4:Coût total (l'évacuateur + la digue)

b (m)	Débit laminé (m³/s)	Coût de l'évacuateur de crues (DA)	Coût du la digue (DA)	Coût total (M de DA)
30	97	95282625	145819903,62	241,103
35	106	107535150	141620182,53	249,155
40	124	119877900	127770785,04	247,649
45	150	132508875	137636491,50	270,145
50	179	145535175	135779593,52	281,315
55	205	158672850	133978467,41	292,651

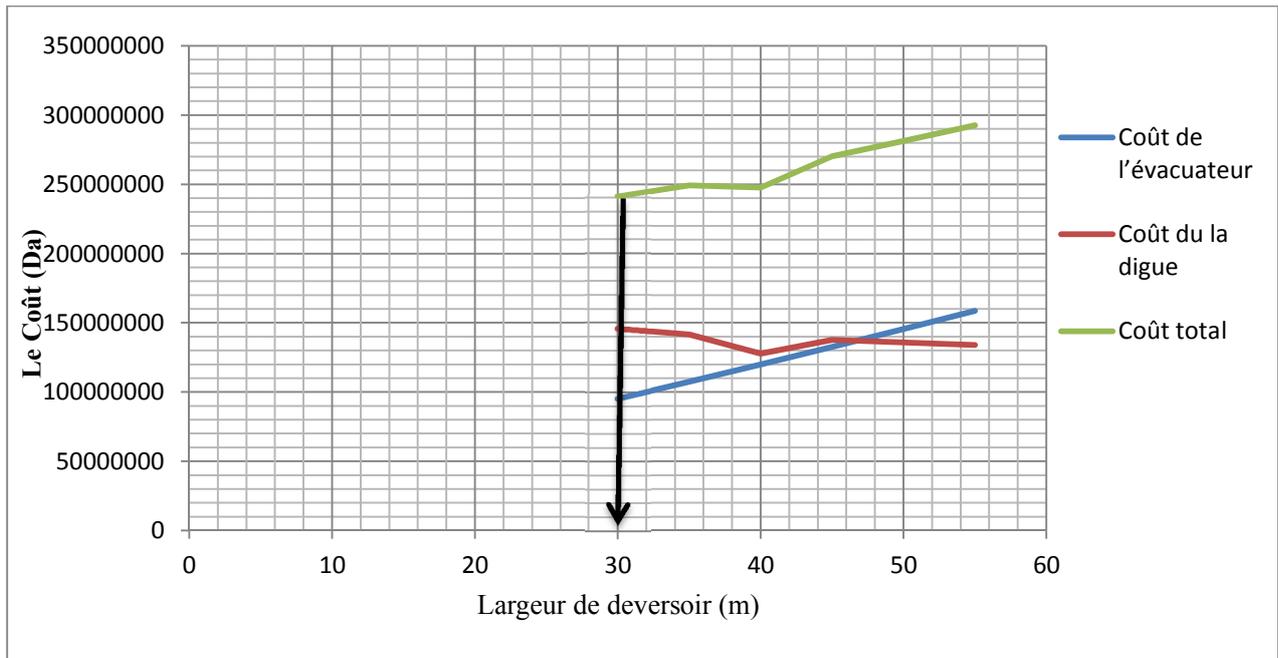


Figure III.2: Courbe D'optimisation de l'évacuateur de crues à déversoir labyrinthe

III.3.2. Optimisation de l'évacuateur de crues latérale :

L'évacuateur de crues est choisi selon les conditions topographiques et géologiques, son type est un évacuateur de crues à surface libre, il est constitué des éléments suivantes (déversoir latéral type USCE [United States Army, Corps of Engineers]), canal a adduction latéral, coursier, bassin dissipation, ouvrage de restitution)

a) Coût du déversoir

Pour le calcul du coût de déversoir, on a estimé que le prix d'un mètre cube du béton armé est de 15000 DA [A.N.B.T].

Les résultats de calcul des coûts de béton du déversoir pour différentes largeurs déversant sont récapitulés dans le tableau III.5

b) Coût du coursier

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

✓ La longueur du coursier est $L = 300$ m

✓ La hauteur du mur $H = h_{cr} + R$ avec $h_{cr} = \sqrt{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}$,

- ✓ on prend pour toute sécurité $R = 0,8$ m
- ✓ La largeur du coursier est : $b = Q^{0,4}$
- ✓ L'épaisseur du mur est prise égale à 0,5m et celle du radier 0,8m

➤ **Coût du déversoir :**

Tableau III.5: Calcul le coût de béton de déversoir

b (m)	Charge h (m)	Si (m²)	V (m³)	Coût de béton (M DA)
30	2,72	5,723	143,075	2,146
35	2,52	5,723	171,690	2,575
40	2,22	5,723	200,305	3,005
45	2,21	5,723	228,920	3,434
50	2,08	5,723	257,535	3,863
55	2,00	5,723	286,150	4,292

➤ **Coût du coursier**

Tableau III.6: Calcul le volume de béton pour le coursier en fonction de la charge déversant

b(m)	Charge h (m)	S (m²)	V (m³)	Coût de béton (M DA)
30	2,99	30,230	5139,100	77,087
35	2,72	33,894	5761,980	86,430
40	2,52	37,591	6390,470	95,857
45	2,35	41,353	7030,010	105,450
50	2,21	45,165	7678,050	115,171
55	2,08	48,978	8326,260	124,894

Donc on présente le coût total de l'évacuateur dans le tableau III.7:

Tableau III.7: Coût total de l'évacuateur de crue en fonction de la largeur

b (m)	Débit laminé (m³/s)	Coût de l'évacuateur de crues(M DA)
30	97	79,233
35	106	89,005
40	124	98,862
45	150	108,884
50	179	119,034
55	205	129,186

Tableau III.8: Coût total (l'évacuateur + la digue)

b (m)	Débit	Coût de	Coût du la digue	Coût total (M de DA)
--------------	--------------	----------------	-------------------------	-----------------------------

	laminé (m ³ /s)	l'évacuateur de crues (M DA)	(DA)	
30	97	79,233	145819903,62	225.052904
35	106	89,005	141620182,53	230.625183
40	124	98,862	127770785,04	226.632785
45	150	108,884	137636491,50	246.520492
50	179	119,034	135779593,52	254.813594
55	205	129,186	133978467,41	263.164467

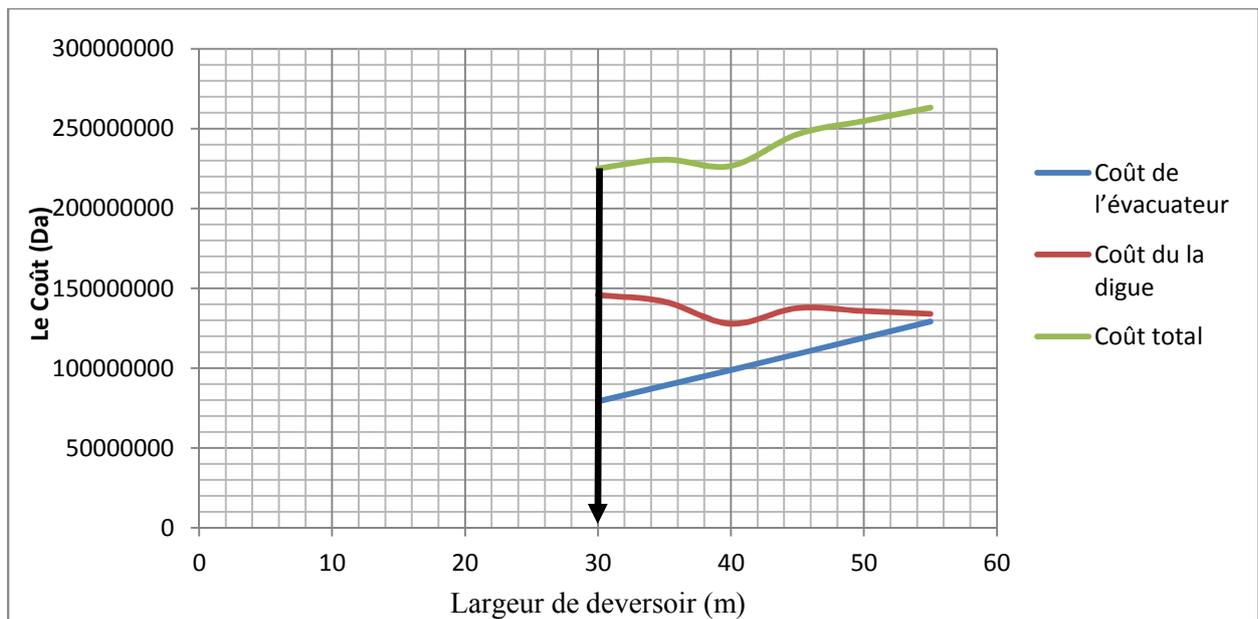


Figure III.3: Courbe d'optimisation de l'évacuateur de crues latérale

III.4. Dérivation provisoire :

La fonction de dérivation provisoire est assurée par une galerie en fer à cheval, réalisée en rive droite.

L'implantation de la galerie sur le versant droit de la vallée résulte de la topographie favorable de la rive qui permet de court-circuiter le méandre de l'oued au droit du site. Elle assure également de meilleures conditions hydrauliques pour la restitution aval.

En phase de dérivation, le tronçon du lit naturel de l'oued situé à l'aval de la digue devra être reprofilé de manière à garantir un écoulement hydraulique correct, et éviter toute surélévation du niveau d'eau qui pourrait entraîner la submersion du chantier par déversement au dessus le batardeau aval. En particulier les deux ouvrages de franchissement de l'oued situés à environ 50 et 200 m à l'aval de la sortie du tunnel de dérivation devront être supprimés. Les travaux de déviation de la route nationale devront prendre en compte les nouvelles caractéristiques des écoulements hydrauliques imposées par les ouvrages de l'aménagement de Soubella.

Le batardeau amont est constitué par un corps principal en remblais tout venant posé directement sur le terrain naturel

Le batardeau aval est constitué par un massif en enrochements, posé directement sur le terrain naturel décapé sur 50 cm.

III.5. Vidange de fond :

La vidange de fond répond au besoin de pouvoir vider la retenue en cas de risque d'exploitation, lié par exemple à l'endommagement du barrage suite à un séisme, ou pour effectuer une inspection complète du barrage et de ses ouvrages.

III.6. Ouvrage de prise d'eau :

L'ouvrage de prise d'eau est situé en rive droite et est constitué de l'amont vers l'aval :

- de 3 prises étagées
- de tronçons horizontaux de galeries de section réduite pour chaque prise,
- d'un puits d'accès et de manœuvre située au droit du bouchon réalisé dans la galerie de dérivation,
- de conduites métalliques individuelles connectées aux galeries amont de prise, d'une conduite verticale unique implantée en partie centrale du puits vertical et se retournant en partie basse dans le tronçon aval de la galerie de dérivation, équipée en vidange de fond en phase d'exploitation

Conclusion :

Les conditions géologiques et géotechniques de la fondation ne permettent pas d'envisager la construction d'un barrage rigide en béton de dimensions avantageuses. Elles sont adéquates pour un ouvrage souple, en terre ou en enrochements à noyau étanche.

Les caractérisations des matériaux de construction ont donné des résultats favorables, en termes de quantité, qualité et distance par rapport au site.

Les ouvrages annexes pourront être envisagés hors de l'emprise de la digue. Il faut noter que les conditions géologiques, sensiblement les mêmes dans les deux rives, ne sont pas déterminantes pour le choix de l'implantation. La rive droite semble se prêter tant du point de vue morphologique que géologique à la réalisation du tunnel de dérivation qui sera ensuite transformé en ouvrage de prise et de vidange de fond. L'évacuateur de crue à seuil libre pourra être implanté sur le haut de la rive gauche.

Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantages à savoir :

- ✓ Entretien facil.
- ✓ Pas de risque de saturation.
- ✓ Ouvrage très sûr.
- ✓ Un bon rendement.

IV. Introduction :

Pendant l'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

IV.1. Evacuateur des crues :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer convenablement l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine, et leur restitution adéquate dans le thalweg en aval sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

IV.1.1. Critères de choix de l'évacuateur :

Le choix du type de l'évacuateur de crues doit essentiellement prendre en considération plusieurs critères tel que : les difficultés de réalisation, les exigences topographiques du site, les exigences géologiques de la fondation, la facilité d'entretien, la facilité de modification, et le coût de l'ouvrage.

La variante de l'évacuateur latérale sur un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- Un dispositif sûr et efficace,
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue,
- Moins couteux qu'un barrage déversoir en béton
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement,

IV.1.2. Emplacement de l'évacuateur de crue :

Outre les considérations économiques qu'on développera ultérieurement, l'emplacement de l'évacuateur de crue, dépend essentiellement des conditions topographiques et géologiques du site. Contrairement, l'incorporation de l'ouvrage dans la digue est déconseillée vu les inconvénients multiples qu'elle présente à savoir, le risque de tassement et de déstabilisation du talus aval ; le débit d'évacuation limité ; et les précautions rigoureuses à prendre au niveau du coursier et du bassin de dissipation d'énergie.

Il se trouve que la rive gauche est mieux favorable que la rive droite (considération topographique).

IV.1.3. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues latérale à entonnement latéral :

Souvent lorsque les conditions géologiques et topographiques ne permettent pas de dimensionnée un évacuateur de crues latérale a entonnement frontale, on prévoie une variante d'évacuateur a entonnement latérale

L'évacuateur de crue comprend pour l'essentiel :

- un seuil libre
- un coursier de pente variable,
- une cuillère de restitution,
- une fosse de dissipation,
- un chenal de restitution.

Données de départ :

- ✓ Longueur déversant : $L = 30 \text{ m}$
- ✓ Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 140,25 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Charge hydraulique : $H = 2,22 \text{ m}$

IV.1.3.1. Calcul de déversoir :

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

➤ **Calcul de la géométrie du déversoir :**

La proposition du USCE (United States Army, Corps of Engineers) pour le parement amont vertical une courbe de trois arcs circulaire au quadrant amont ($x < 0$)

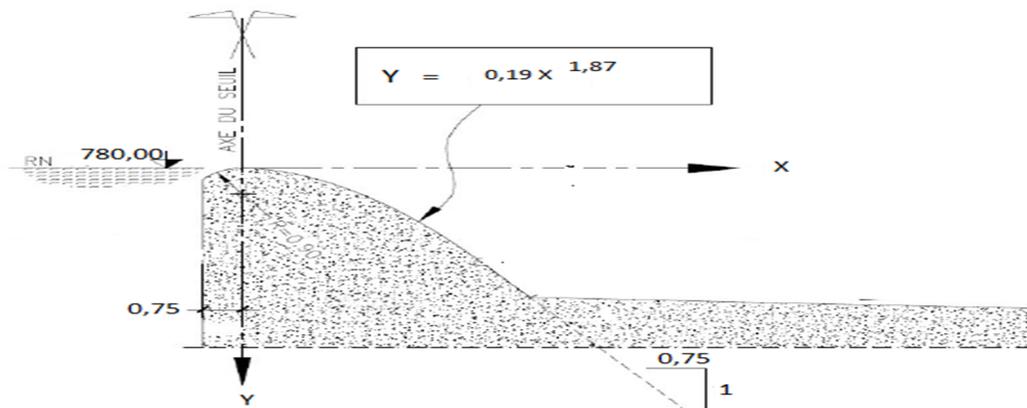


Figure IV -1 : Profil du seuil de l'évacuateur [United States Army, Corps of Engineers]

L'équation de la partie aval du seuil est donnée par la formule :

$$\frac{Y}{H_d} = -M \left(\frac{X}{H_d} \right)^n \quad (\text{IV -2})$$

Les coefficients K et n sont des paramètres dépendants des caractéristiques géométriques et hydrauliques de l'ouvrage : inclinaison du parement amont, importance de la pelle, vitesse d'approche, hauteur de la charge amont

Selon l'USCE, l'effet de $N/H_d > 0$ sur l'écoulement n'est pas significatif sauf pour de très petites valeurs de M/H_d . il est recommandé de choisir le rapport M/N plus grand que $\frac{1}{2}$ et $M/H_d > 0,6$ pour encore pouvoir utiliser la géométrie de la crête

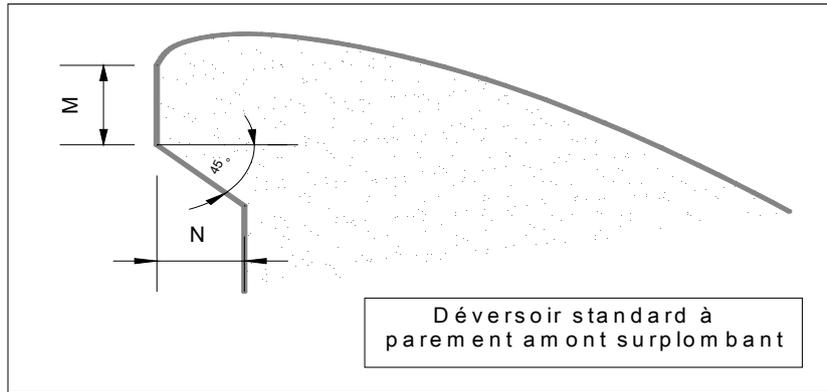


Figure IV -2: Déversoir standard à parement surplombant [USCE]

On a

$$\left. \begin{array}{l} N/H_0 > 0 \\ M/N > 1/2 \\ M/H_0 > 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow M=0,5\text{m}, n=1,87\text{m}$$

Selon les conditions géométriques et hydrauliques du barrage de Soubella, l'équation obtenue est :

$$y = -0.19(x)^{1,87} \tag{IV -3}$$

➤ Calcul du quadrant aval :

Les résultats dans le tableau VI.1 sont obtenus en appliquant la formule VI .3

Tableau VI.1 : Les coordonnées de profil de quadrant aval

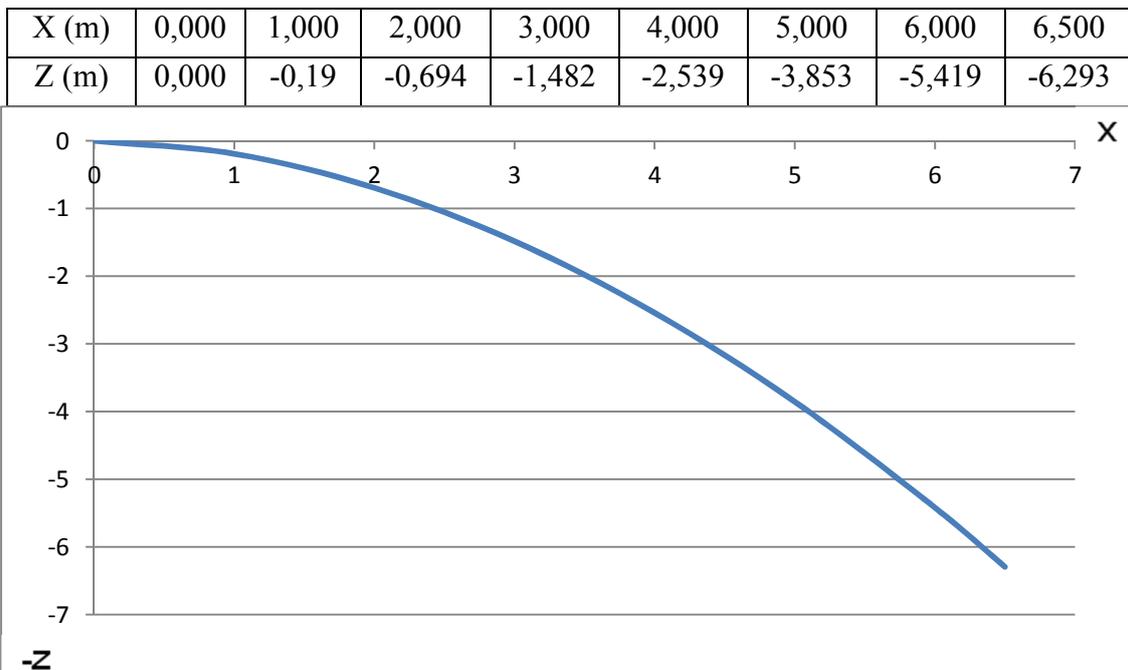


Figure IV -3: Profil de quadrant aval

➤ **Calcul l'auge de réception :**

Le calcul hydraulique de déversoir ce fait par plusieurs étape :

a/ On divise la largeur déversant en 7 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site x_i .

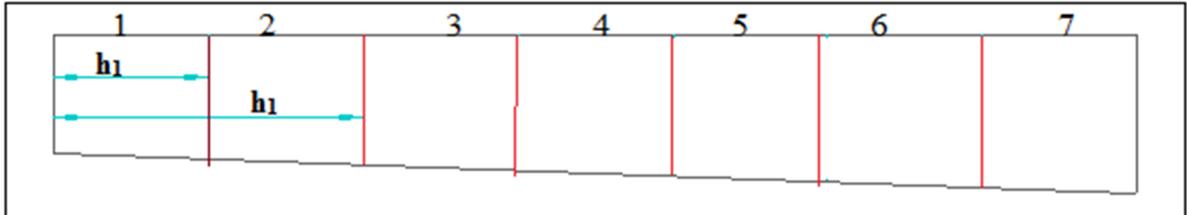


Figure IV -4: Représentation des tranchées par différent section

Le débit spécifique est donnée par :

$$q = Q/L \quad (IV -4)$$

Donc : $q = 3,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Ayant le débit spécifique, on détermine le débit aux sites :

On a : $Q_i = q \cdot x_i \quad (IV -5)$

b/ En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranchée ($l = 5\text{m}$) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$$V_i = V_{in} + a (x_i - 1) \quad (IV -6)$$

Ou

$$a = (V_f - V_{in}) / (L - 1) \quad (IV -7)$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

$$V_{in} = (3 \div 5) \text{ m/s}$$

$$V_f = (8 \div 10) \text{ m/s}$$

Nous prenons: $V_{in} = 4 \text{ m/s}$; $V_f = 9 \text{ m/s}$

D'ou : $a = 0,147$

c/ Calcul des sections mouillées aux sites :

$$W_i = Q_i / V_i \quad (\text{m}^2) \quad (IV -8)$$

d/ calcul de la largeur aux sites :

$$b_i = L_1 + \frac{x_i(L_0 - L_1)}{L} \quad (IV -9)$$

On calcul les différent largeur :

$$L_c = Q_{d e v}^{0.4}$$

$$AN : L_c = 07m.$$

On a : selon la topographe on prendre les rapports suivant : $\frac{L_0}{L_c} = 1$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$

$$Donc : L_0 = 07m \text{ et } L_1 = 5,25m$$

e/ calcul de la profondeur d'eau aux sites :

$$h_i = (-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4mW_i}) / 2m \quad (IV -10)$$

Avec : m : pente du profile du versoir assimilé à un plan : m = 1/3

f/ calcul de la pente de fond pour chaque sites :

$$I_i = V_i^2 / C_i^2 \cdot R_i \quad (IV -11)$$

Avec : V_i : vitesse moyenne aux sites (m/s).

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge seront donnée par :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta x_i \quad (m)$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$$

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge dans cheqe tronçon, on détermine les cotes de la surface liber et les cotes du fond de la tronchée.

Tous les résultats sont récapitulés dans les tableaux VI.2 et VI.3

Tableau VI.2:Hauteurs d'eau et pertes de charge :

N	Xi (m)	Qi (m3/s)	Vi (m2)	Wi (m)	bi (m)	hi (m)	Ri	Ci	li	Δh
1	5	17,531	4,588	3,821	5,469	0,671	0,283	34,733	0,005	0,025
2	10	35,063	5,324	6,586	5,688	1,089	0,417	37,718	0,008	0,042
3	15	52,594	6,059	8,681	5,906	1,365	0,495	39,030	0,012	0,060
4	20	70,125	6,794	10,321	6,125	1,554	0,546	39,783	0,016	0,080
5	25	87,656	7,529	11,642	6,344	1,686	0,582	40,280	0,020	0,102
6	30	105,188	8,265	12,727	6,563	1,779	0,610	40,635	0,025	0,126
7	35	122,719	9,000	13,635	6,781	1,844	0,631	40,902	0,031	0,153
8	40	140,250	9,735	14,406	7,000	1,888	0,648	41,109	0,036	0,182

Tableau VI.3:Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée

N	Δh	Hi (m)	cote P.E	cote Fond
0	0	0	783	773,75
1	0,025	0,671	782,975	773,079
2	0,042	1,089	782,958	772,661
3	0,060	1,365	782,940	772,385
4	0,080	1,554	782,920	772,196
5	0,102	1,686	782,898	772,064
6	0,126	1,779	782,874	771,971
7	0,153	1,844	782,847	771,906
8	0,182	1,888	782,818	771,862

IV.1.3.3.calcul hydraulique du coursier :

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont résumés dans le tableau VI.4

La représentation graphique du calcul des paramètres hydrauliques est donnée dans la figure IV.6, ainsi que la ligne d'eau est donnée dans la figure IV.7.

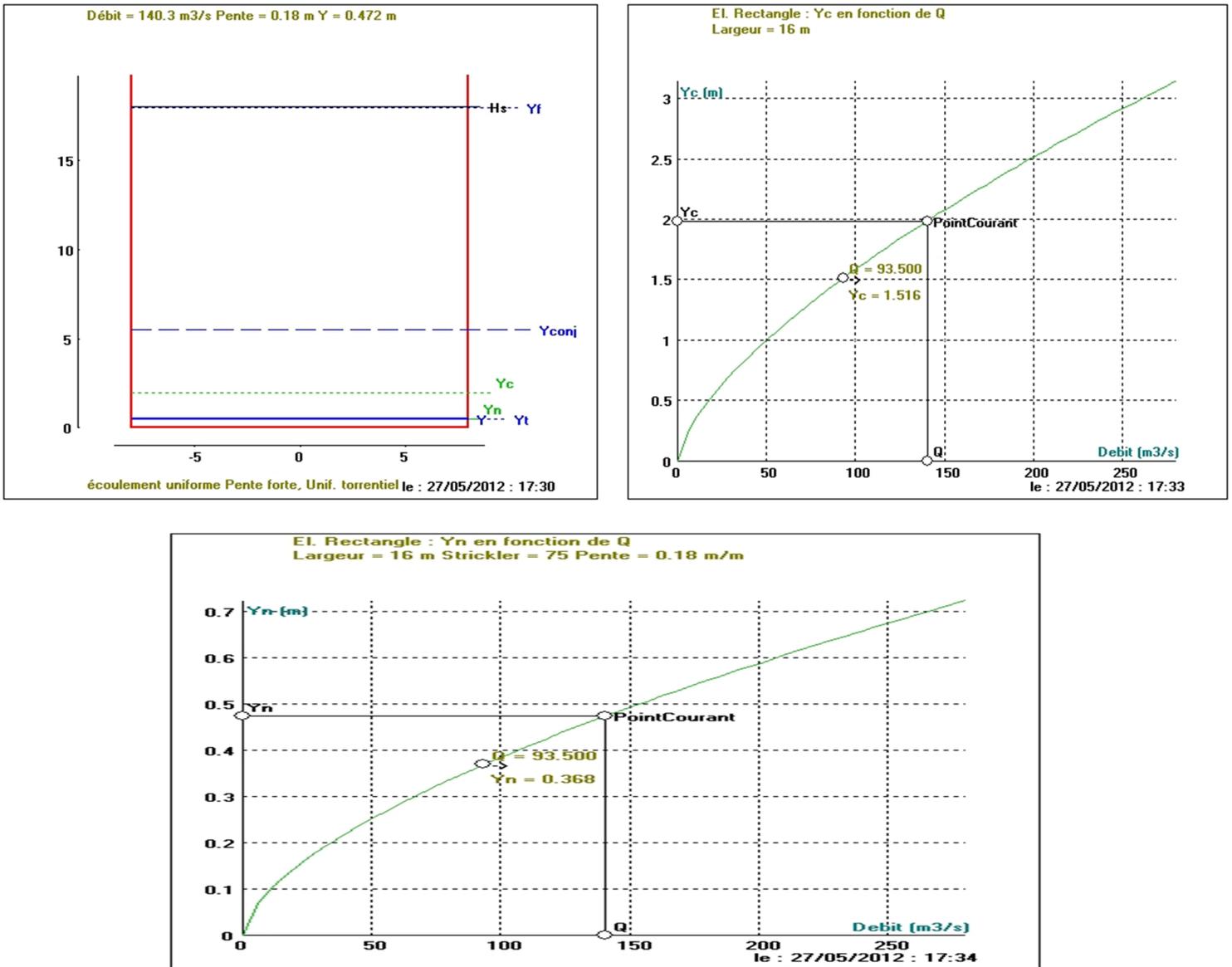


Figure IV.5 : Représentation graphique du calcul hydraulique

Tableau VI.4 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

no	x	Zf	Y	V	J	H	Hs	F	reg.	I	Yc	HsC
	m	m	m	m/s	m/m	m	m			m/m	m	m
1	0.00	775	1.000	8.766	0.0106	779.916	4.916	2.061	tor	0.18	1.986	2.979
2	30	769.6	0.676	12.966	0.0561	778.845	9.245	2.928	tor	0.18	1.986	6.825
3	60	764.2	0.576	15.214	0.0942	776.573	12.373	3.577	tor	0.18	1.986	6.825
4	90	758.8	0.530	16.545	0.1237	773.282	14.482	4.099	tor	0.18	1.986	6.825
5	120	753.4	0.505	17.347	0.1442	769.243	15.843	4.528	tor	0.18	1.986	6.825
6	150	748	0.492	17.832	0.1578	764.698	16.698	4.611	tor	0.18	1.986	6.825
7	180	742.600	0.484	18.124	0.1664	759.826	17.226	4.824	tor	0.18	1.986	6.825
8	210	737.200	0.479	18.301	0.1717	754.749	17.549	4.883	tor	0.18	1.986	6.825
9	240	731.800	0.476	18.407	0.1750	749.546	17.746	4.93	tor	0.18	1.986	6.825
10	270	726.400	0.475	18.471	0.1770	744.264	17.864	5.03	tor	0.18	1.986	6.825
11	300	721.000	0.474	18.510	0.1782	738.936	17.936	5.4	tor	0.18	1.986	6.825

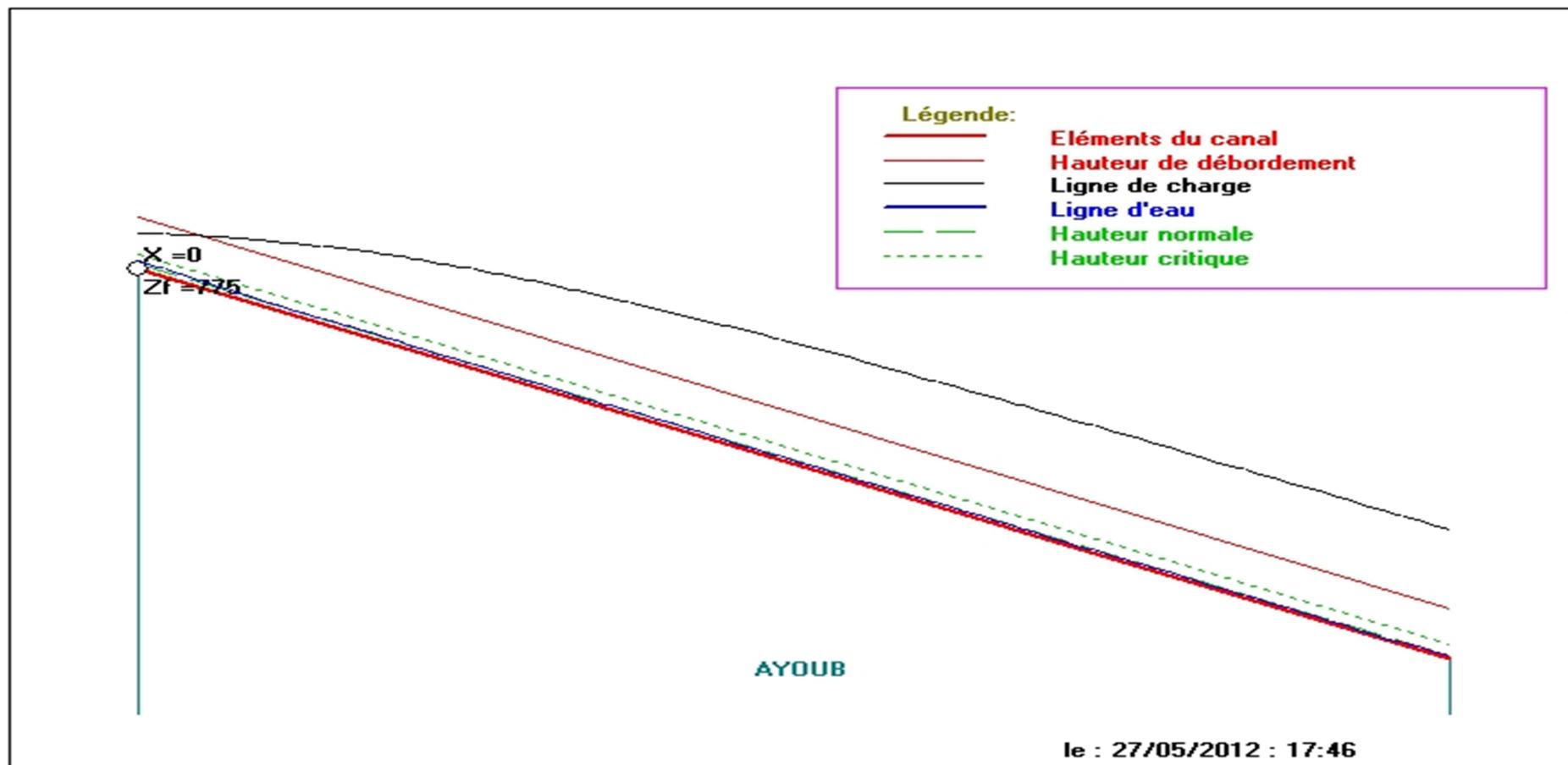


Figure IV –6: Graphique de la ligne d'eau

IV.1.3.4. Dissipateur d'énergie :

a. Choix de l'ouvrage de restitution :

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour notre cas, un saut de ski s'avère intéressant vue la structure géologique de la rive droite et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement.

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2.K(Y + \frac{V^2}{2.g})\text{Sin}2\theta \tag{IV -12}$$

Avec : K : coefficient d'aération K=0,9 .

Y : tirant d'eau Y=1,581m.

V : vitesse au départ du saut de ski V=20 m/s.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=30^\circ$.

On aura : **X= 34,24m**

b. Dimensionnement du dissipateur :

Le dimensionnement du dissipateur doit répondre aux questions suivantes :

- ✓ Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- ✓ Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire).

Le R_{min} dépend de la charge H_1 et de nombre de Froude. Figure IV .6

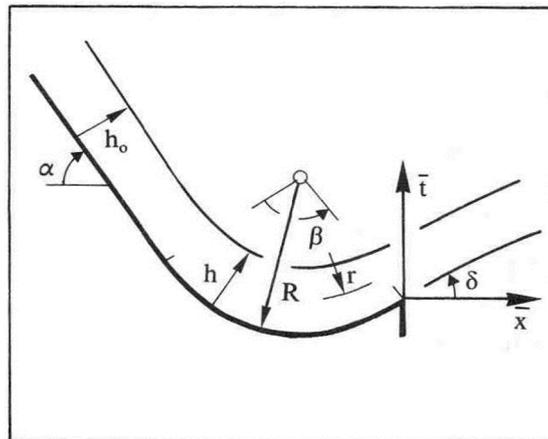


Figure IV .7: Notation pour l'écoulement sur l'auge d'un saut de ski

Les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

le débit unitaire : **$q_1 = 3,5 \text{ m}^3/\text{s}$** .

la hauteur d'eau à l'amont : **$h_1 = 1,581\text{m}$** .

Le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0,5}} \dots\dots\dots F_1=4,88$;

La charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2} \dots\dots\dots H_1 = 10,93m$.

c. Caractéristique de l'écoulement :

R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude $F_r = 4.88$, d'après le graphe suivant:

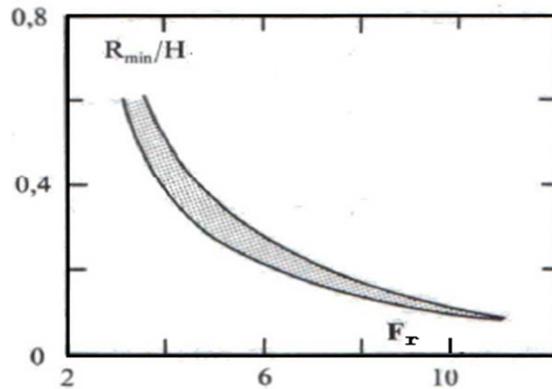


Figure IV .8: Rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1 [Willie H.HAGER et Anton J.SCHLEISS .2011].

On a: $\frac{R_{min}}{H_1} = 0,3$

D'où : $R = 0,3 \cdot 20,43 = 6,13 m$, on opte pour la valeur : **R = 6 m**.

D'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R}$; $\Delta p_f = 9\ 73\ 2\ K/m^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents Figure IV .8, cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

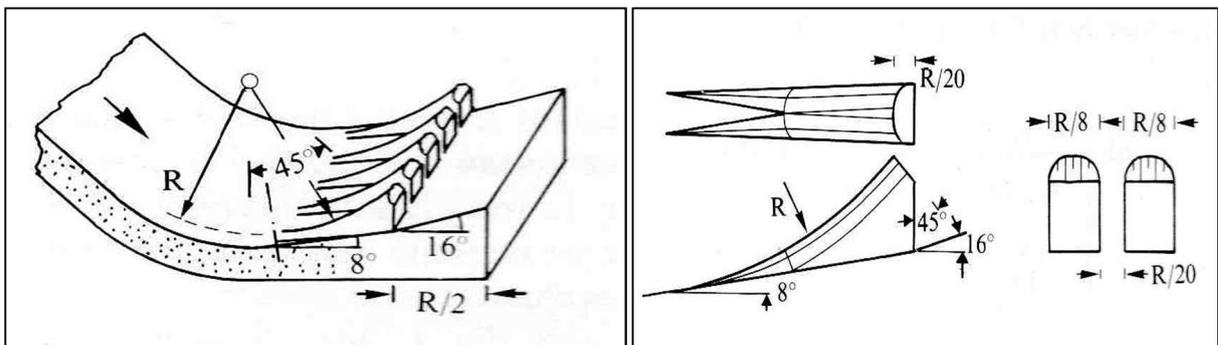


Figure IV .9: Dents du dissipateur à auge [Willie H.HAGER et Anton J.SCHLEISS .2011].

La largeur d'une dent est : $R / 8 = 0,75 \text{ m}$

L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 0,3 \text{ m}$

d. Détermination des longueurs de trajectoire de jet :

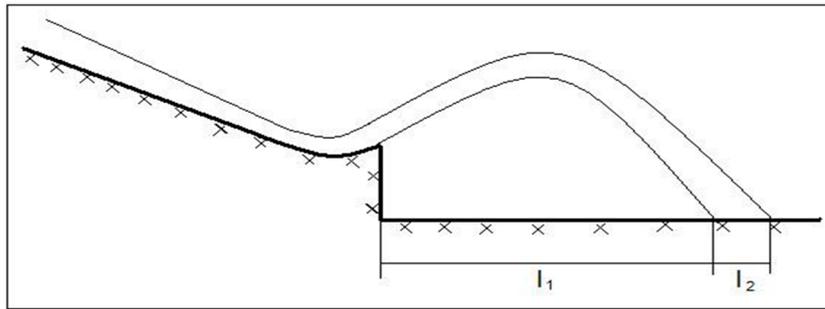


Figure IV .10: Schéma explicatif des longueurs de trajectoire [Willie H.HAGER et Anton J.SCHLEISS .2011].

$$\text{On a: } l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos^2 \alpha \left(\sin^2 \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin^2 \alpha} \right) \quad (\text{IV -13})$$

On prend : $p = 1 \text{ m}$;

$$\alpha = 30^\circ$$

$$l_2 = L \cos \Theta$$

$$\text{Avec : } L = 1,4 \text{ d'où } \frac{v_1}{\cos \alpha} \quad (\text{IV -14})$$

$$\text{et : } \tan \Theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{v_1^2 \cos^2 \alpha}} \quad (\text{IV -15})$$

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad (\text{IV -16})$$

$$\text{Avec : } V_x = V \cdot \Psi \quad (\text{IV -17})$$

Où : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$

$$V = 19,23 \text{ m/s}$$

Ce qui donne : $V_x = 18,27 \text{ m/s}$

$$\text{Et: } V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = 5,67 \text{ m/s}$$

D'où: $V_1 = 19,13 \text{ m/s}$

$$\tan \Theta = 0,425 \quad ; \quad \Theta = 23,03^\circ$$

Donc :

$$L = 6,27 \text{ m}$$

$$l_1 = 16,02 \text{ m}$$

$$l_2 = 5,77 \text{ m}$$

D'où : $l = 21,79 \text{ m}$

e. Dimensionnement de bassin de type plongé :

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR.

f. Détermination de la hauteur d'affouillement :

Pour la détermination de la hauteur d'affouillement, nous utilisons Les formules suivantes :

$$H = 0,9 \sin^2 \theta \cdot H_t + a \quad (\text{IV -18})$$

$$H_{\text{aff}} = 1,9 \cdot H^{0,225} \cdot q^{0,54} \quad (\text{IV -19})$$

On a : $H_t = NPHE - C_{f,\text{coursier}} - Y_{f,\text{coursier}}$

D'où : $H_t = 41,44\text{m}$

Et : $a = 1\text{m}$.

On aura : $H = 4,23\text{ m}$, $H_{\text{aff}} = 5,16\text{m}$

On prend : $H_{\text{aff}} = 6\text{ m}$

g. Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ Hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \sigma_{cr}^2 \right) \cdot K$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}}$ et $\sigma_{cr} = K \cdot \frac{m}{b}$

Où :

m : fruit du canal de fuite $m=1$.

b : largeur du canal de fuite $b=70\text{m}$.

$$\text{AN: } K=1.55 ; \sigma=0.022 ; h_{cr}=3.53\text{m}.$$

➤ Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}}$$

Avec :

$$S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot 2 \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{c r} = \frac{S_{c r}}{P_{c r}}$$

$$C_{c r} = \frac{1}{n} \cdot R_{c r}^{1/6}$$

AN: $S_{c r} = 259.56 \text{ m}^2$; $p_{c r} = 79.98 \text{ m}$; $R_{c r} = 3.24 \text{ m}$; $C_{c r} = 60.82$; $I_{c r} = 0.000236 \text{ m/m}$

g. La profondeur normale :

La profondeur normale est calculée à l'aide du logiciel CANAL 21 et on trouve : $h_n = 0.97 \text{ m}$.

IV.1.4.5. Hauteurs des murs bajoyers :

a/ Canal a addiction latérale :

Sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{c r} = 785 \text{ m}$.

b/ le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

Le 1er tronçon à l'amont.

Le 2eme tronçon à l'aval

➤ **Hauteur de 1er tronçon :**

Les murs bajoyers du 1er tronçon vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{c r} = 785 \text{ m}$.

➤ **Hauteur de 2eme tronçon :**

$$H_m = h_e + r$$

$h_e = 1,581 \text{ m}$ on aura $V = 19,229 \text{ m/s}$, $r = 0,95 \text{ m}$, $H_m = 3,58 \text{ m}$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante :

$$H_m = 4 \text{ m}$$

c/ le bassine de dissipation :

$$H_m = 0,2 \cdot H = 2,2 \text{ m}$$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante :

$$H_m = 2,5 \text{ m}$$

IV.2. Dérivation provisoire :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions

IV.2.1. Types d'ouvrages de dérivation :

a) Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

b) Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

c) Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges où les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie de dérivation non revêtu et deux batardeaux.

IV.2.2. L'emplacement de l'ouvrage de dérivation :

L'ouvrage doit être placé dans l'endroit le plus bas du site où la fondation est résistante, le tracé présente un trajet court qui nous permet la collecte et l'évacuation des eaux en toute sécurité.

IV.2.3. Choix de la crue de dimensionnement :

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

Pour le dimensionnement de la dérivation on a opté pour la crue de période de retour 20 ans dont le débit maximum probable est $Q_{2\%} = 210 \text{ m}^3/\text{s}$.

IV.2.4. Succession des travaux :**1^{ère} étape :**

Mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie.

2^{ème} étape :

Construction d'une galerie sous la rive droite.

3^{ème} étape :

- Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers la galerie et amortir à la fois la crue.

- Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4^{ème} étape :

Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

IV.2.5. Dimensionnement de la dérivation provisoire :**IV.2.5.1. Calcul du canal :**

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions.

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m_1=m_2=2,4$

A la surface économique « Se » du profil en travers du canal correspond une vitesse moyenne d'écoulement : $V_a = Q/Se$

On prend $V=7\text{m/s} < 10\text{ m/s}$ la vitesse admissible

IV.2.5.2 La section économique et la hauteur du canal

On a : $Q=210\text{ m}^3/\text{s}$. $V=7\text{m/s}$ d'où $Se=Q/V= 30\text{ m}^2$.

Nous prenons ensuite une série de valeurs de largeur (b_i) et nous calculons les hauteurs (h_i) et les sections mouillées, par la suite nous choisissons une section de telle sorte qu'elle soit inférieure à la section Se déjà calculée.

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Les résultats sont donnés au Tableau VI.5

Tableau VI.5: Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs :

$bi(m)$	$hi(m)$	$Sm (m^2)$	$Vap (m/s)$
2	2,5	20	12,27
4	2,25	21,15	11,60
6	2	21,6	11,36
8	1,92	24,21	10,14
10	1,8	25,78	9,52
12	1,75	28,35	8,66
13	1.72	29,46	8,33

Nous optons donc pour $S=29.46m^2$ qui est inférieure à la section économique $Se=30m^2$.

Donc : $b=13m$ la hauteur normale $hn=1.72m$

$$h_{can} = h_i + R. \quad (IV-20)$$

R : revanche ($R = 0.3 \div 0.5 m$), d'où : $h_{can} = 2.22m$

• **Calcul de la hauteur critique :**

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.105 \sigma_{cr}^2 \right) \text{ avec}$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } \sigma_{cr} = \frac{Km}{b}$$

$$K = 3,31m \sigma_{cr} = 0,25$$

Donc $h_{cr} = 3,05m$

• **Pente critique :**

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr} C^2}, \text{ avec } R = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$S_{cr} = (b + mh_{cr})h_{cr} = 61.97 m^2$$

$$P_{cr} = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 28.86m$$

$$R_{cr} = 2,14m \quad I_{cr} = 0.0171.$$

IV.2.5.3. La galerie de dérivation :

Le dimensionnement de la galerie doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

La galerie travaille en deux phases:

Dans la première, le niveau d'eau est inférieur au diamètre de la galerie, dans ce cas, l'écoulement est à surface libre et régi par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{n} SR^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \tag{IV-21}$$

Avec :

I : Pente de la galerie, I=0,0177.

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \tag{IV-22}$$

Et $\theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$. (IV-23)

Dans la deuxième phase le niveau d'eau devient supérieur au toit de la galerie, l'écoulement est en charge et il est régi par la formule suivante:

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ}$$

Avec :

Z : la dénivelée $Z = H + (L I - D/2)$

μ : coefficient de débit avec : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$

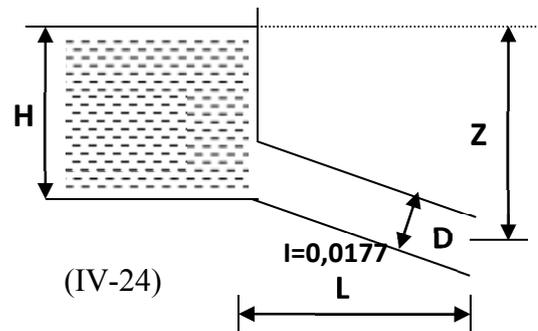


Figure IV .11: Schéma de calcul

$$\sum \xi_i = \xi_{lin} + \xi_{sin} \quad \xi_{sin} = \xi_{entrée} + \xi_{sortie} = 1.5.$$

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda L}{D} \dots \dots \dots \tag{IV-25} \quad \text{et}$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \tag{IV-26}$$

λ : Coefficient de résistance linéaire

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

L=464 m;

$n=0,014$

Les résultats de calcul sont représentés dans le Tableau VI.6:

Tableau VI.6: Coefficient de débit pour différents diamètres

$D_g(m)$	$\xi_e + \xi_s$	λ	$\lambda.L/D$	$\sqrt{1 + \sum \xi_i}$	μ
3	1,5	0,0170	1,393	1,973	0,507
3.5	1,5	0,0161	1,134	1,906	0,525
4	1,5	0,0154	0,949	1,857	0,538
4.5	1,5	0,0148	0,811	1,820	0,550
5	1,5	0,0143	0,705	1,790	0,559

Tableau VI.7: Calcul des débits pour les écoulements en charges.

$D (m)$	M	$S (m^2)$	$\mu S \sqrt{2g}$	$Z (m)$	$Q (m^3/s)$
3	0,507	7,07	15,861	H+2,85	$15,861 \sqrt{Z}$
3.5	0,525	9,62	22,344	H+2,60	$22,344 \sqrt{Z}$
4	0,538	12,56	29,956	H+2,35	$29,956 \sqrt{Z}$
4.5	0,550	15,90	38,694	H+2,10	$38,694 \sqrt{Z}$
5	0,559	19,63	48,557	H+1,85	$48,557 \sqrt{Z}$

IV.2.5.4. Laminage de crues de chantier :

A partir de l'hydro gramme de la crue de fréquence 2% on calcul le volume de la crue correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée ($t = 6h$)

Les résultats de calculs sont donnés dans le Tableau VI.8

Tableau VI.8: Calcul de la charge déversant

temps (h)	Q_c (m ³ /s)	Q_{mov} (m ³ /s)	V (Mm ³)	h (m)
0	0	3,02	0,01	0,1
1	6,03			
2	24,14	15,09	0,05	0,6
3	49,31	39,23	0,21	1,7
4	85,55	75,43	0,54	4,4
5	145,86	115,71	1,11	7,2
6	210	177,73	1,99	9,0

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau suivant

Tableau VI.9: Résultats de laminage

D (m)	3	3.5	4	4.5	5
Z (m)	16.35	16.10	15.85	15.6	15.35
Q (m ³ /s)	64.13	89.65	119.26	152.83	190.24

IV.2.6. Batardeau :

- **Calcul de la revanche du batardeau :**

Tableau VI.10: Calcul de la hauteur des vagues et la revanche.

Formule		H (m)	V (m/s)	R (m)
<i>Stevenson</i>	$R = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$ $F = 1.26km$	0.856	3,21	1.17
<i>Formule simplifiée</i>	$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$	0.856	3,21	1,34
<i>Mallet-paquant</i>	$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$	0.874	1,08	1,43

Commentaire :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur R=1,5m comme revanche.

- **Calcul de la largeur en crête du batardeau :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

Tableau VI.11: récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg [m]	H _{bat} [m]	Largeur en crête b en [m]			
		F.Knappen	F.Preece	F.Simplifiée	Valeur adaptée
3	25.56	10,97	8,65	9,41	11,04
3.5	24.72	9,92	9,01	10,36	11,30
4	24.1	10.87	10,58	8,32	9,26
4.5	23.39	9,82	11,55	10,27	9,22
5	22.85	10,77	10,52	10,23	10,17

Commentaire :

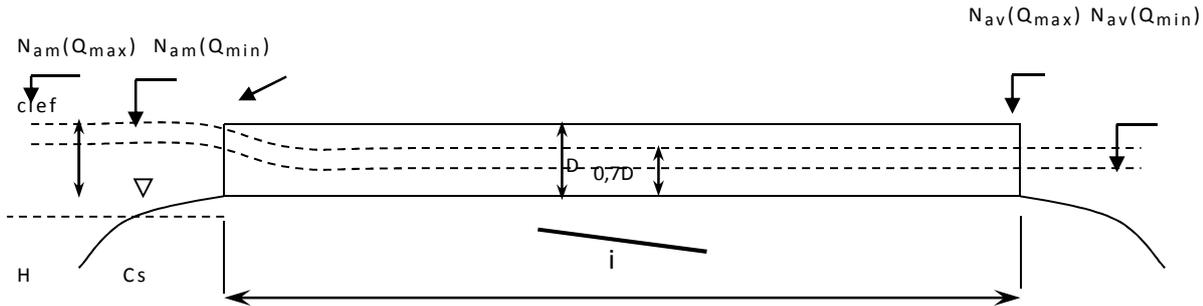
On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proches
Donc on prend la valeur de: $b = 10\text{m}$.

IV.2.7.Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois le diamètre de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



D	Diamètre
$h_o = 0,7D$	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
i	Pente
L	Longueur de la galerie
N_{am}	Niveau amont (pour Q_{max} et Q_{min})
N_{av}	Niveau aval (pour Q_{max} et Q_{min})
$clef$	Clef de voûte
C_s	Cote du seuil

Figure IV .12: Schéma de calcul d'optimisation de la dérivation

Tableau VI.12: Tableau Paramètres de calcul d'optimisation

N°	Désignation	VALEURS CALCULES				
		A-CALCUL HYDRAULIQUE				
1	Diamètre en m	2	3	4	5	6
2	Section du tunnel $A=\pi D^2/4$ (m ²)	7.0695	9.622375	12.568	15.9064	19.6375
3	Profondeur d'eau $h_0 = 0,7D$ (m)	2,1	2,45	2,8	3,15	3,5
4	Section mouillée $A_1 = 0,74.A$ (m ²)	5.23143	7.1205575	9.30032	11.7707	14.53175
5	Rayon hydraulique $R_h = 0,3D$ (m)	0.9	1.05	1.2	1.35	1.5
6	Coefficient de chezy $C = 1/n$	65.50621	67.21099	68.7236	70.086	71.32755
7	Vitesse moyenne $V = Q_{\max}/A_1$ (m/s)	13.54027	9.947957	7.6164	6.0179	4.874499
8	Pente $i = V^2/C^2R$	0,047473	0,020864	0,01024	0,00546	0,003114
9	Perte de charge linéaire $h_l = i.l$ (m)	11,67836	5,132544	2,51904	1,34316	0,766044
10	P.d.C à l'entrée $Z_{entr} = V^2/2g\phi^2$ (m)	11,53642	6,2270704	3,65019	2,2788	1,49512
11	P.d.C total $Z_0 = Z_{entr} + h_l$ (m)	23,2148	11,3596	6,1692	3,6220	2,2612
12	N Amont $N = N_{av} + Z_0$ (m NGA)	48,21	36,36	31,17	28,62	27,26
13	N à entrée $N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)	36,68	30,13	27,52	26,34	25,77
14	Cote du Seuil $C_s = N_I - h_0$ (m NGA)	34,58	27,68	24,72	23,19	22,27
		B-VOLUMES DES TRAVEAUX				
15	$H_{bat} = N_{am} + R - C_s$	25.56	24.72	24.2	23.39	22.85
16	$S_{bat} F_{bat} = (1\phi + 3H_{bat}).H_{bat}$ (m ²)	1134,37	1105,28	1076,57	1048,23	1020,27
17	Longueur du bat L_{batmoy} (m) plan T	56	52	46	43	40
18	Volume du bat $V_{bat} = L * F$ (m ³)	27389,17	19460,8	11086,8	8095,88	6711
19	Conversion en V_b $V'_{bat} = 0,1 V_{bat}$	2738,917	1946,08	1108,68	809,588	671,1
20	Volume d'excavation du T $V_{tun} = L * A$	1739,10	2367,10	3091,73	3912,97	4830,83
21	Conversion en V_b $V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$	2608,646	3550,6564	4637,592	5869,4616	7246,2375
22	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$	5347,563	5514,7364	5746,272	6679,0496	7917,337

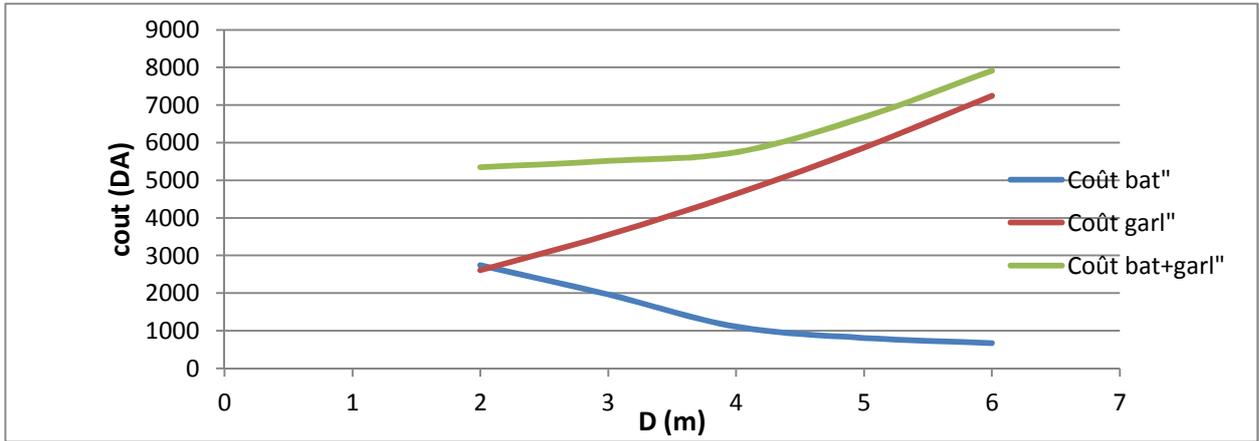


Figure IV .13: Courbes d'optimisation

Conclusion :

D'après la courbe d'optimisation Figure VI.1 on remarque que le diamètre optimum est égal à 2m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 25 m.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage. Le batardeau de 24m de hauteur sera incorporé dans la digue pour des raisons économiques et sera constitué de mêmes matériaux que la digue.

IV.2.9.Vérification du régime torrentiel pour de petits débits :

Le régime torrentiel doit être assuré dans la galerie de dérivation c'est pour cela qu'on doit faire des simulations pour de petits débits pour vérifier le régime d'écoulement torrentiel dans la galerie en calculant le nombre de Froude pour chaque débit. Les résultats sont représentés dans le Tableau VI.13

Tableau VI.13:Vérification du régime torrentiel dans la galerie de dérivation

H (m)	S (m^2)	P (m)	R (m)	C ($m^{1/2}/s$)	Q (m^3/s)	V (m/s)	Fr
0.2	10.231	4.898	2.088	80.758	168.88	16.50	11.78
0.3	3.789	4,65	0.815	69.041	33.41	8.81	5.139
0.4	5.942	4.433	1.340	75.002	72.97	12.28	6.19
0.5	9.077	4.242	2.139	81.081	152.25	16.77	7.57
0.6	2.819	4.069	0.692	67.191	22.30	7.90	3.26
0.7	8.933	3.908	2.285	81.980	156.59	17.52	6.68
0.8	3.484	3.757	0.927	70.536	33.47	9.60	3.42
0.9	5.854	3.613	1.619	77.408	81.56	13.93	4.68
1	7.084	3.476	2.037	80.425	115.02	16.23	5.18
1.5	8.455	2.858	2.958	85.581	176.02	20.81	5.42

IV.2.9. Dissipateur d'énergie :

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

Tableau VI.14: Classement du ressaut. [A.LENCASTRE.2002]

Fr	Nature de ressaut
$1 \leq FR \leq 1.7$	Ressaut ondulé.
$1.7 \leq FR \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface.
$2.5 \leq FR \leq 4.5$	Ressaut oscillant.
$4.5 \leq FR \leq 9$	Ressaut stable (Stationnaire).
$FR \geq 9$	Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

➤ **Calcul de nombre de Froude**

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est $V = \frac{Q}{S}$

Q : le débit laminé ; Q = 119.26 m³/s

Nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$.

h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; h = 2.8m

S=9.622375m²/s. D'où: V =12.4m/s.

Donc F = 2.56 >2

Donc il est nécessaire d'établir un dissipateur d'énergie

➤ **Dimensionnement du bassin :**

On a : $\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$ **Donc :** $\frac{Y_2}{Y_1} = 2,87$

$Y_1 = 2,8m$ **D'où :** $Y_2 = 8,05 m$

➤ **Longueur du bassin :**

$$\text{On a : } \frac{L}{Y_2} = 4,43 \text{ Donc : } L_{\text{bas}} = 4,43 \times 8,05 = 35,66 \text{ m.}$$

$$\text{On prend } \quad L_{\text{Bassin}} = 36\text{m}$$

IV.2.10. Canal de restitution

Le canal de restitution (canal de fuite) est la partie revêtue ou protégée du canal de sortie après Le bassin d'amortissement qui est prévue pour la dissipation finale de l'énergie cinétique non considérée dans le bassin conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

Le canal de restitution est de section trapézoïdale avec un fruit de talus $m=1.5$ et une pente $I=0,01$

➤ **Hauteur critique**

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{\sigma_{\text{cr}}}{3} + 0.105 \cdot \sigma_{\text{cr}}^2 \right) \cdot K.$$

$$\text{Avec: } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 0,58].$$

$$\text{Donc : } K = \sqrt[3]{\frac{119,26^2}{g \cdot 13^2}} = 2,05 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{2,05 \cdot 0,58}{13} = 0,205$$

$$\text{D'où : } h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{0,205}{3} + 0.105 \cdot 0,205^2 \right) \cdot 2,05 = 2 \text{ m}$$

➤ **Pente critique**

$$I_{\text{cr}} = \frac{Q^2}{S_{\text{cr}}^2 \cdot C_{\text{cr}}^2 \cdot R_{\text{cr}}}$$

$$S_{\text{cr}} = m \cdot h_{\text{cr}}^2 + b \cdot h_{\text{cr}} \quad \text{Soit :} \quad S_{\text{cr}} = 28,32\text{m}^2$$

$$P_{\text{cr}} = b + 2 \cdot h_{\text{cr}} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit :} \quad P_{\text{cr}} = 17,62 \text{ m}$$

$$R_{\text{cr}} = S_{\text{cr}} / P_{\text{cr}} \quad \text{Soit:} \quad R_{\text{cr}} = 1,6\text{m}$$

$$C_{\text{cr}} = \frac{1}{n} \cdot R_{\text{cr}}^{1/6} \quad \text{Soit :} \quad C_{\text{cr}} = 27,03$$

$$I_{\text{cr}} = \frac{119,26^2}{28,32^2 \cdot 27,03^2 \cdot 1,6} \cdot 100\% = 1,5\%$$

La pente critique est nettement supérieur à la pente de radier du canal, donc l'écoulement est fluvial.

➤ Profondeur normale

Selon la formule de l'écoulement uniforme nous avons : $Q = SC\sqrt{RI}$

Pour la hauteur normale on a :

$$S_n = mh_n^2 + bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n\sqrt{1+m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$$C_n = \frac{1}{n} R_n^{1/6}$$

Nous substituons les termes ci-dessus dans (1) nous aurons:

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left[\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}} \right]^{1/6} \left[\frac{I(mh_n^2 + bh_n)}{b + 2h_n\sqrt{1+m^2}} \right]$$

Le calcul par logiciel canal 21 donne $h_n = 1.74$ m

➤ La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C\sqrt{RI}$$

$$\text{AN : } V = 119.26/27.34 = 4.36 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{\text{adm}}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement

IV. 3. Etude de la vidange de fond:

La vidange de fond répond au besoin de pouvoir vider la retenue en cas de risque d'exploitation, lié par exemple à l'endommagement du barrage suite à un séisme, ou pour effectuer une inspection complète du barrage et de ses ouvrages.

IV. 3.1. Type d'ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a. Conduite de vidange en charge :

La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer

b. Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\text{Ø} > 500\text{mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

c. Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un puits dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

IV.3.2.Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

IV.3.3.Dimensionnement de l'ouvrage de vidange :

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

a. Calcul du débit de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

$$\text{Le débit évacué par la vidange de fond sera : } Q_{VF} = \frac{V_U}{T} + Q_r \quad (\text{IV-22})$$

V_u : volume utile en (m^3).

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours, on prend $T=15$ jours.

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

$$\text{AN : } Q_{VF} = 22 \text{ m}^3/\text{s}$$

b. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Nous avons: $Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$

$$\text{D'ou: } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (\text{IV-22})$$

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

$$H=51\text{m}$$

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0.8 - 0.85]$.

$$S = \frac{22}{0,85 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 51}} = 0,654 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,654}{\pi}} = 0,914 \text{ m} \text{ On prend: } D_{vf} = 900 \text{ mm}$$

c. Correction du coefficient de débit μ :

$$\text{On a : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{IV-23})$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

d. Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (\text{IV-24})$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \quad (\text{IV-25})$$

λ : Coefficient de résistance linéaire.

n : Coefficient de rugosité de béton [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite.

L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 256 \text{ m}$.

A.N:

$$\lambda = 0.02 \sum \xi_1 = 5,12$$

e. Coefficient des pertes de charge singulières:

➤ **Pertes de charges dans les grilles (hg) :**

Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Alor le Coefficient de perte de charge singulière peuvent être obtenue selon l'expression suivante:

$$\xi_g = \beta (e/b)^{(3/4)} \cdot \sin \alpha \quad (\text{IV -26})$$

$$v_g = v_r / (1 + (e/b)) \quad (\text{IV -27})$$

V_g : Vitesse du flux en face de la grille (m/s)

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale ($\alpha = 80^\circ$)

e : Épaisseur des barres (0.04m) ; b : Distance entre les barres.

V_r : Vitesse du flux à travers la grille (on recommande 1 m/s)

Tableau IV.15: Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

Caractéristiques de quelques sections de barres	β
Rectangulaires avec des bords vifs	4.42
Rectangulaires avec extrémités en amont	1.83
Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
Configuration hydrodynamique	0.76

Manuel de l'utilisateur pour EPANET 2.0 -01/09/2003

➤ **Pertes de charge dans les vannes :**

Les pertes de charge dans les vannes de contrôle sont considérées par rapport aux résistances locales qu'offrent les obstacles (diaphragme) où le flux perd une partie de son énergie.

ξ_v : Coefficient de pertes de charge dans la vanne voir le tableau

V : Vitesse de l'eau dans la section, $V = Q / S$

Tableau IV.16 : Coefficient de perte de charge singulière pour une sélection de vannes et raccords

ACCESOIRE	COEFF. PERTE SINGULIERE
Vanne à boule, entièrement ouverte	10,0
Vanne à angle, entièrement ouverte	5,0
Clapet anti-retour à battant, entièrement ouvert	2,5
Vanne, entièrement ouverte	0,2
Coude de petit rayon	0,9
Coude de rayon moyen	0,8
Coude de grand rayon	0,6
Coude de 45 degrés	0,4
Coude de 180 degrés	2,2
Té Standard – flux droit	0,6
Té Standard – flux dévié	1,8
Entrée brusque	0,5
Sortie brusque	1,0

Manuel de l'utilisateur pour EPANET 2.0 -01/09/2003

On a :

$\xi_{\text{vanne de garde}} = 0,25 = \xi_{\text{vanne de service}}$ (vanne complètement ouverte).

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,2 + 0,2) = 0,4$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0,26$$

$$\text{Donc : } \sum \xi_s = 2,06$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (5,12 + 2,06)}} = 0,34 \text{ Et : } S = \frac{22}{0,85 \sqrt{2g \cdot 51,9}} = 0,81 \text{m}^2$$

$$\text{D'ou : } D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,81}{\pi}} = 1,016 \text{m}$$

On prend un diamètre normalisé : **$D_{vf} = 1000 \text{mm}$**

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en béton arme de diamètre 1000mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \text{ (m/s). AN: } V_s = 9,19 \text{m/s}$$

IV.4. Etude de la prise d'eau:

Est un ouvrage dimensionné pour assurer la demande en eau maximale à l'aval, et permet aussi le prélèvement d'eau à une cote bien définie c.-à-d. même qualité d'eau et même caractéristiques physique et chimique de l'eau.

Il faut souligner que le type et la disposition de la prise d'eau à une relation directe avec la destination de l'ouvrage lui-même.

IV.4.1.Critères de choix d'une prise d'eau

Pour choisir une telle variante de prise d'eau il faut faire face aux différents critères et contraintes suivantes :

- ✘ le risque d'apport solide
- ✘ la qualité d'eau à prélevé
- ✘ l'intensité du débit à prélevé
- ✘ la recherche d'un dispositif le plus économique que possible
- ✘ la recherche d'un dispositif qui représente le maximum de garanti de fonctionnement

IV.4.2.Différentes type de prise d'eau :

a. Prise d'eau flottante :

Elle permet un prélèvement d'eau à une profondeur constante et permet aussi la réparation des fonctions de prise et de vidange mais c'est un système qui comporte des inconvénients puisqu'il nécessite des mécanismes relativement sophistiqués qui demandent un entretien périodique à leurs pièces hydromécaniques.

b. Conduite de vidange et de prise en charge :

Cette variante est économique étant données que les deux ouvrages sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à $3\text{m}^3/\text{s}$ et pas de risque de l'apport solide.

c. Prise d'eau fixe à une tour de prise :

Du point de vue économique, elle est plus coûteuse, mais du point de vue technique elle présente des avantages certains puisqu'elle nous permet la séparation de des fonctions de prise et de vidange de fond. Elle présente la disposition la plus fiable puisqu'elle permet le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux, elle répond à la demande en eau en quantité et en qualité.

IV.4.3.Choix de la variante :

En conclusion on doit retenir la variante qui présente le maximum de garantie du point de vue fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux suivant sa destination à l'aval. Et l'ouvrage qui répond à ces exigences est bien une prise d'eau fixée à une tour.

IV.4.4. calcul du diamètre de la conduite de prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fixé selon la demande maximale à l'aval, et aussi la charge minimale dans la retenue.

D'après le tableau II.28 des besoins en eau, on remarque que la demande maximale correspond au mois de Juillet et le mois d'Aout avec un volume de 3.65Mm^3

D'où $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec T : temps de prise (T = 31 jours à raison de 20h/jours) alors :

$$Q_{\max} = 1.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

μ : coefficient de débit : $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus charge H= 35 m.

Donc $S = 0.18 \text{m}^2$ ce qui donne un diamètre $D = 478 \text{mm}$

a. Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

b. Perte de charge singulière:

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \xi_i = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D}$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{125n^2}{D^{\frac{1}{3}}} = 0,035$$

n : Coefficient de rugosité de l'acier [$n = 0.015 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

$$\text{AN: } \sum \xi = 22,15 \text{ m.}$$

$$\mu = 0.21$$

Donc : $S=0.25m^2$. Et on trouve : $d=0.561m$.

On prend ; $d=560mm$

c. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$ $V=2,4m/s$.

V. Introduction :

Les distances entre les armatures et les parois d'une part et entre les armatures elles mêmes d'autre part, doivent être suffisantes pour assurer une bonne adhérence entre l'acier et le béton, ainsi qu'une protection efficace contre l'oxydation et pour permettre une mise en place conventionnel du béton.

V.1. Etude de stabilité :

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au renversement, au glissement et à la résistance aux contraintes se développant à l'intérieur de la structure

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : $I_s = 1 m$

V.1.1. Stabilité du déversoir :

L'étude de stabilité consiste a déterminer les forces qui surgissent autour du déversoir.

V.1.1.1 étude d'infiltration :

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aides a dimensionner le contour souterrain et de déterminé les sous pressions qui agissent sous le radier

Méthode de BLIGH : Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire.

Dimensionnement : ($H = 4 m$)

avant radier : longueur = $(0 \div 2) H$; $L = 5 m$

épaisseur : $t_{ar1} = 0,5 m$

$$t_{ar2} = 0,5 + 0,05.H = 0,75 m$$

radier : longueur = $(1,25 \div 2,5) H = 7 m$

épaisseur : $t_{r1} = (0.25 \div 0,3) H = 1 m$

$$t_{r2} = (0,13 \div 0,15) H = 0,5 m$$

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l' inégalité de BLIGH doit être : $L_R > L_{CD}$

Avec : L_R : longueur réel du radier = 14m

L_{CD} : Longueur du contour déployer = $C . H$

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : $L_R = 13,5 \text{ m} > L_{CD} = 10,5 \text{ m}$

la sous pression $h_x = H \cdot (l_x / L_R) = 3,5 \cdot (l_x / 13,5)$ (V -1)

V.1.1.2 Détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

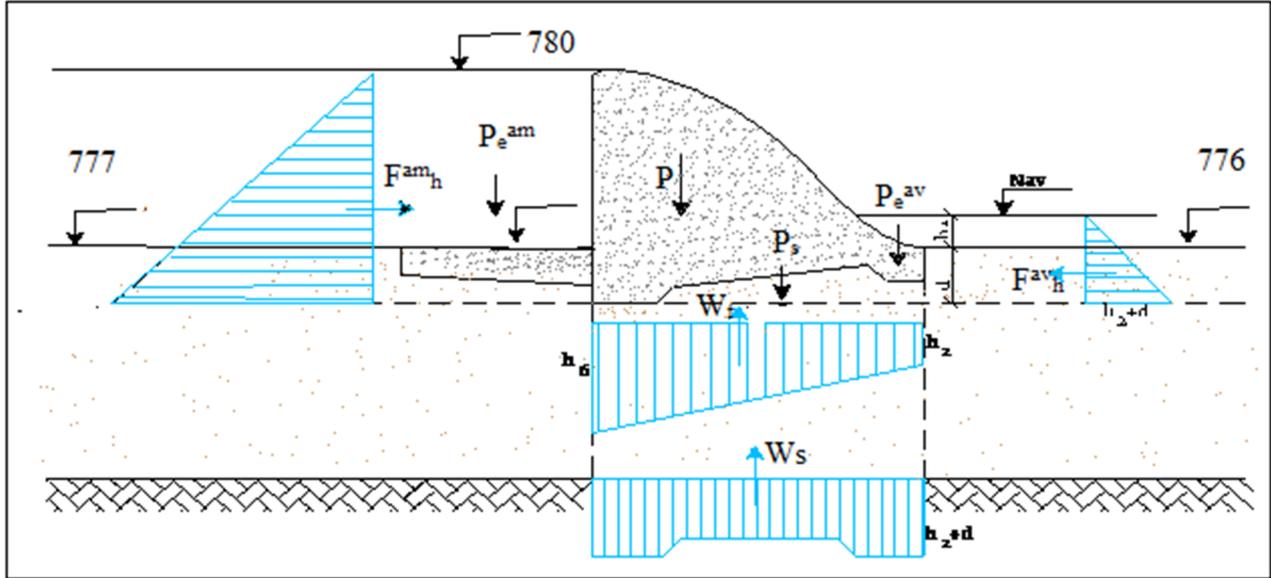


Figure. V.1 : Présentation des forces qui agissent sur le déversoir

Tableau. V.1 : Les forces agissent sur le déversoir

Force	Formule	Valeur
Poids du rideau	$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot I_s$	$P_r = 28,13 \text{ Tf}$
Poids la semelle	$P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot I_s$	$P_s = 9,024 \text{ Tf}$
poids de l'eau aval	$P_e^{av} = \gamma_w \cdot S_e^{av} \cdot I_s$	$P_e^{av} = 13,68 \text{ Tf}$
Force hydrostatique amont	$F_h^{am} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{am}^2 \cdot I_s$	$F_h^{am} = 18,12 \text{ Tf}$
Force hydrostatique aval	$F_h^{av} = 1/2 \gamma_w \cdot h_{av}^2 \cdot I_s$	$F_h^{av} = 3,92 \text{ Tf}$

➤ **Force des sous pressions :**

$$W_T = W_s + W_F \quad (V -2)$$

Avec : $W_s =$ Sous pression statique (tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot I_s \quad (V -3)$$

Avec : $S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} - 0,5 \cdot 6$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 1 \text{ m}$.

h_{av} : Hauteur d'eau a l'aval du déversoir , $h_{av} = 2,8 \text{ m}$.

L_{rad} : Longueur du radier ; $I_{\text{rad}} = 7 \text{ m}$.

AN : $W_s = 20,6 \text{ tf}$.

W_F = Sous pression dynamique (d'infiltration) tf

$$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot I_s \quad (\text{V -4})$$

Avec : $S_F = I_{\text{rad}} \cdot (h_2 + h_6) / 2$

$$h_2 = 3,5 \cdot (l_2 / 13,5) = 3,5 \cdot (2,8 / 13,5) = 0,72 \text{ m}$$

$$h_6 = 3,5 \cdot (l_6 / 13,5) = 3,5 \cdot (8,5 / 13,5) = 2,2 \text{ m}$$

AN : $W_F = 10,29 \text{ tf}$.

La force des sous pression est donc : $W_T = 30,89 \text{ tf}$

V.1.1.3. Stabilité au renversement

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\sum M_S / \sum M_r \geq 1,5 \quad (\text{V -5})$$

NB/ On calcule la stabilité au renversement autour de l'arrête avale du radier.

Avec : $M_s = P_r \cdot A + P_s \cdot B + P^{av}_e \cdot C + F^{av}_h \cdot D$

On aura : $M_s = 245,39 \text{ Tf.m}$

$$M_r = F^{am}_h \cdot E + W_s \cdot F + W_F \cdot G$$

On aura: $M_r = 144,5 \text{ tf.m}$

$\sum M_S / \sum M_r = 1,7 \geq 1,5$ La stabilité au renversement est alors vérifiée.

V.1.1.4. Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg}\varphi + c \cdot s}{\sum F_H} > 1 \quad (\text{V-6})$$

avec :

C : cohésion. Habituellement on néglige la cohésion considérant qu'il s'agit d'une caractéristique variable et aléatoire dont la pérennité en milieu saturé n'est pas assurée.

Donc $C \cdot S = 0$.

φ : l'angle de frottement interne. on prend $\text{tg}\varphi = 0,6$.

Avec : $F_h = F^{am}_h - F^{av}_h = 18,12 - 3,92 = 14,2 \text{ tf}$

On aura : $F_h = 14,2 \text{ tf}$

$$F_v = P_r + P_s + P^{av}_e - W_t = 28,13 + 9,02 + 13,68 - 30,89 = 19,94 \text{ tf}$$

On aura : $F_v = 19,94 \text{ tf}$

$$\frac{\sum F_v \cdot \text{tg} \varphi}{\sum F_H} = 1.12 > 1 \text{ donc La stabilité du déversoir au glissement est alors assurée.}$$

V.1.2. Stabilité des murs bajoyers :

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposant à la poussée des terres et la pression interstitielle.

a) Les forces verticales

Le tableau suivant résume toutes les forces verticales

Tableau.V.2 : les forces verticales agissent sur le mure bajoyer.

Force	Formule	Remarque
Poids du rideau	$P_r = \gamma_b \cdot V_r$	V_r : Volume du rideau pour 1 m
Poids la semelle	$P_s = \gamma_b \cdot V_s$	V_s : volume de la semelle pour 1 m
Poids des surcharges	$P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r \cdot l_s$	S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$
Poids des terres sur la semelle	$P_t = \gamma_s \cdot V_t$	V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m

b) Les forces horizontales

Le tableau suivant résume toutes les forces verticales

Tableau.V.3 : les forces horizontales agissent sur le mure bajoyer.

Force	Formule	Remarque
Poussée des terres	$F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$	$A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 40^\circ$
Poussée des surcharges	$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$	$S_r = 1 \text{ t/m}^2$

V.1.2.1 Stabilité au renversement :

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. C'est à dire canal vide.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$M_s/M_r > 2$$

(V -7)

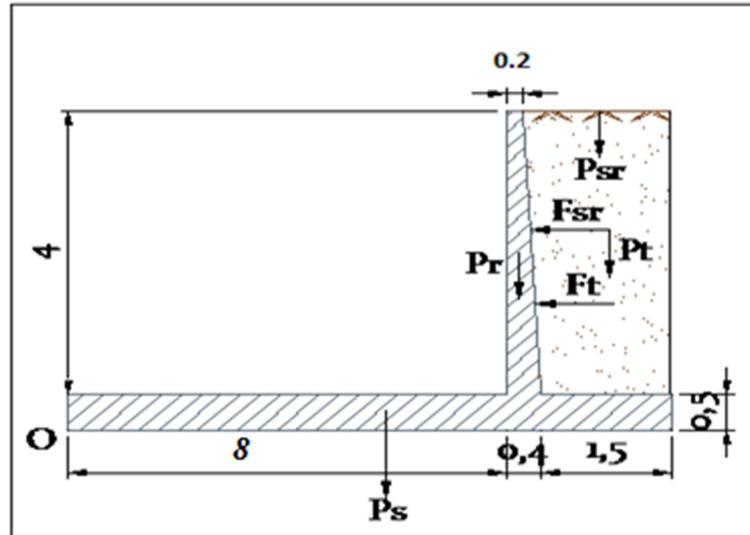


Figure. V.2 : Schéma de calcul du mure bajoyer

NB/ On calcule la stabilité au renversement par rapport au point O.

Donc : $P_r = 2,88 \text{ t}$; $P_s = 8,28 \text{ t}$; $P_{sr} = 1,25 \text{ t}$; $P_t = 8 \text{ t}$; $F_t = 2,2 \text{ t}$; $F_{sr} = 0,88 \text{ t}$

$M_s = P_r \cdot 5,15 + P_s \cdot 3,45 + P_{sr} \cdot 0,8 + P_t \cdot 0,8$

On aura : $M_s = 50,8 \text{ t.m}$

$M_r = F_t \cdot D + F_{sr} \cdot E = F_t \cdot 1,83 + F_{sr} \cdot 2,5$

On aura : $M_r = 8,15 \text{ t.m}$

$M_s / M_r = 6,23 > 2$ donc le mur est stable au renversement.

V.1.2.2 Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$F_H / F_V < f = 0,8 \quad (V - 8)$$

Avec : $F_H = F_t + F_{sr} = 2,2 + 0,88 = 3,08 \text{ t}$

On aura $F_H = 3,08 \text{ t}$

$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 2,88 + 8,28 + 1,25 + 8$

On aura $F_V = 20,41 \text{ t}$

$F_H / F_V = 0,15 < f = 0,8$ donc le mur est stable au glissement

V.2. Etude du ferrailage :

Nous connaissons que le béton résiste bien au compression mais les armateurs résiste au traction donc l'assemblage de ces deux élément donne une résistance a ces deux sollicitation.

V.2.1 Ferrailage du rideau :

Le mur est calculé comme une dalle simplement appuyée sur les appuis(contrefort) et soumise a la résultante due aux pressions des terres et de la surcharge (en utilisant les coefficients de sécurité)

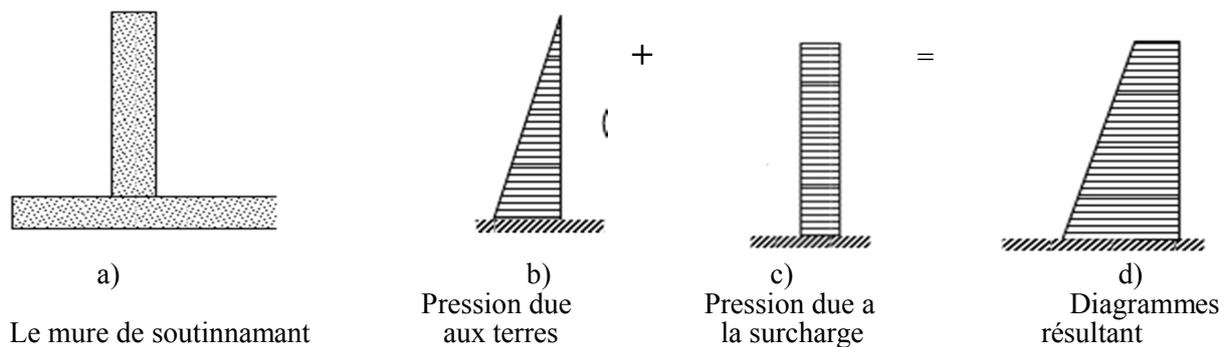


Figure. V.3 : Représentation des forces qui agissants sur le mur du canal d’amené

V.2.1.1 Le moment d’encastrement à la base du rideau :

$$M_{eh} = 1,35 M_{eh}^{Ft} + 1,5 M_{eh}^{Fst} \quad (V -9)$$

Avec : M_e^{Ft} : Moment par rapport au point du renversement de la force des poussées des terres.

$$M_{eh}^{Ft} = F_{th} \cdot 1,83 = 4,03 \text{ t.m}$$

M_{eh}^{Fst} : Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_{eh}^{Fst} = F_{srh} \cdot 2,5 = 2,2 \text{ t.m}$$

On aura : $M_{eh} = 10,67 \text{ t.m}$

V.2.1.2 Le moment d’encastrement à h/2 du rideau :

$$M_{eh/2} = 1,35 M_{eh/2}^{Ft} + 1,5 M_{eh/2}^{Fst}$$

$$M_{eh/2}^{Ft} = F_{th/2} \cdot 0,66 = 0,55 \cdot 0,66 = 0,36 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2}^{Fst} = F_{srh/2} \cdot 1,125 = 0,44 \cdot 1,125 = 0,495 \text{ t.m}$$

On aura : $M_{eh/2} = 1,15 \text{ t.m}$

V.2.1.3 calcul des aciers :

à l’encastrement

$$\text{On a: } \mu = Me / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2) \quad (V -10)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche ; b=100 cm

d : Largeur du mur diminue de l’enrobage ; d= 37 cm

c : l’enrobage = 3 cm

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s$$

Avec : F_{cj} : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance a la compression en 28 jours.

γ_s : coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_s = 1,15$ (cas permanent)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/Cm^3 ou a $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc : $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

AN; $\mu = 10.67 \cdot 10^5 / (142 \cdot 100 \cdot 37^2)$

On aura : $\mu = 0,055$

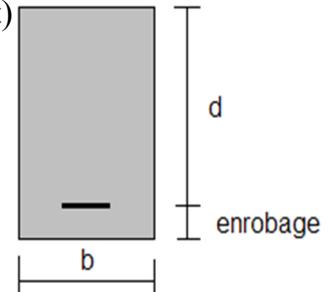


Figure V.4 : schéma explicatif

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \tag{V -11}$$

$\alpha = 0,071 < 0,259$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha \tag{V -12}$$

$\beta = 0,972$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{su} = f_e / \gamma_s$

avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar

$\sigma_s = 4000 / 1,15$; $\sigma_s = 3478,26 \text{ bars}$

La section d'acier : $A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d)$; $A = 8,53 \text{ cm}^2$

🌿 à mi-hauteur : de même façon on trouve les résultats suivants :

$\mu = 0.028$; $\alpha = 0.035$; $\beta = 0.985$; $A_{h/2} = 1.97 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant résume le choix des aciers

Tableau.V.4 : Le choix des aciers de mure

A ₀ cm ²	φ	à l'encastrement		à mi-hauteur	
		n	esp	n	esp
0.5	8	18	5.5	4	25
0.79	10	11	9	3	33.33
1.13	12	8	12.5		
1.54	14	6	16.66		
2.01	16	5	20		
3.14	20	3	33.33		

On prendra : 5 barres de diamètre 16 mm : **5T16_{e=20cm}**

4 barres de diamètre 8 mm : **4T8_{e=25cm}**

Pour la réalisation on aura **5T8_{e=20cm}**

- Calcule le recouvrement L_r :

$$L_r = 50 * \varnothing_{\max} = 80 \text{ cm}$$

V.2.2 Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise à :

- La réaction de sol qui représente une répartition trapézoïdale σ_1 et σ_2
- A son poids propre réparti uniformément sur AB
- Aux poids du mur et de terres réparti uniformément de B en C

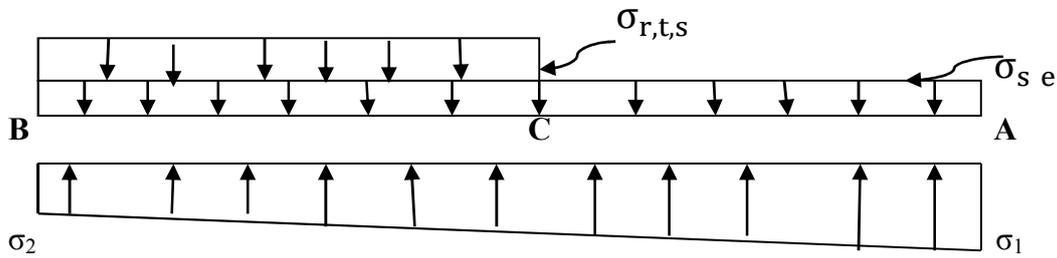


Figure V.5: Epure des contraintes

V.2.2.1. Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)

$$\Sigma_{r,t,s} = \frac{1,35(P_{\text{mur}} + P_{\text{terres}}) + 1,5(P_s)r}{10\varnothing} \tag{V-13}$$

$$\Sigma_{r,t,s} = \frac{1,35(8+2,8\varnothing) + 1,5(1,25)1\varnothing^2}{10 \times 0,90}$$

On aura : $\sigma_{r,t,s} = 0,8717 \text{ bars}$

V.2.2.2. Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_{s,e} = \frac{1,35(P_s)r}{10\varnothing} = \frac{1,35(8,25)1\varnothing^2}{10 \times 0,90} \tag{V-14}$$

On aura : $\sigma_{s,e} = 0,162 \text{ bars}$

V.2.2.3. Contraintes de réaction du sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35(P_{\text{mur}} + P_{\text{terres}}) + 1,5(P_s)r}{10\varnothing} \pm \frac{6M'_G}{10\varnothing^2} \tag{V-15}$$

Donc : $M'_G = 1,35 (8,2,7 + 2,88.1,79 - 2,2.1,25 - 0,88.2) + 1,5 (1,25.2,7)$

On aura : $M'_G = 35,09 \text{ t.m}$

$$AN : \sigma_{1,2} = \frac{1,35(8+2,8\varnothing+8,2\varnothing+1,5(1,25))}{10 \times 0,90} \pm \frac{6 \times 35,09}{10 \times 0,90^2}$$

Ce qui donne : $\sigma_{1,2} = 0,402 \pm 0,442$

$\sigma_1 = 0,844 \text{ bars}$ et $\sigma_2 = - 0,04 \text{ bars}$

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la figure suivante.

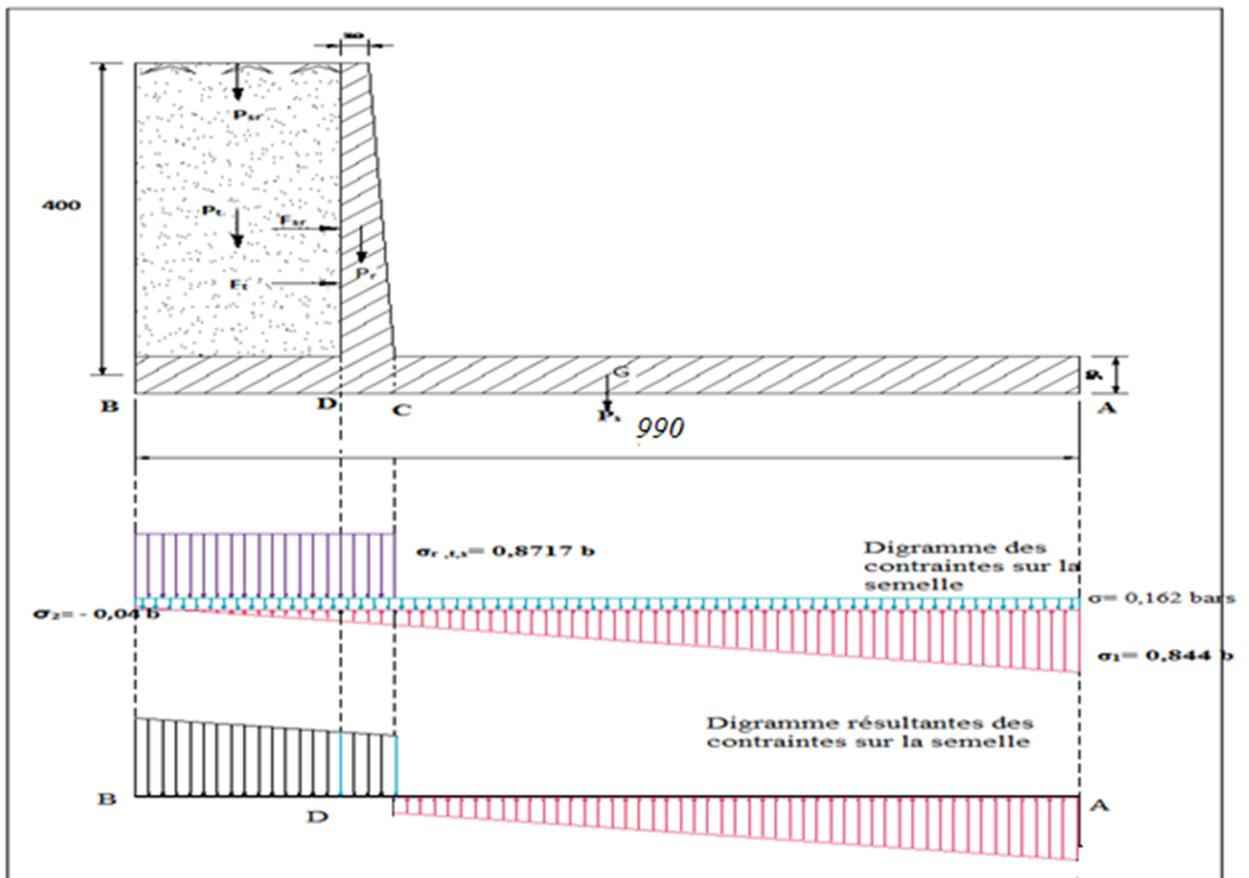


Figure.V.6 : Diagramme des contraintes sur la semelle

V.2.2.4. Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d :

En utilisant les triangles semblables pour déterminer les réactions du sol σ_c et σ_d :

On aura $\sigma_c = 0,2034 b$ et $\sigma_d = 0,1522 b$

V.2.2.5. Etude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_b \cdot (800 - b/3) - F_a \cdot a/3 \quad (V-16)$$

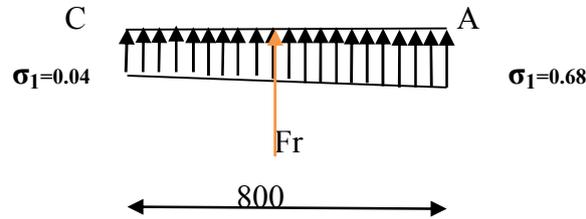


Figure V.7 : diagramme de contrainte de la partie CA

Donc Le moment d'encastrement égale a :

$$M_c = F_b \cdot (800 - b/3) - F_a \cdot a/3 = 2239654,1 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

On aura : **$M_c = 22,397 \text{ t.m}$**

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

➤ **Calcul des aciers dans la partie CA :**

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

$$\text{AN: } \mu = 10.67 \cdot 10^5 / (142 \cdot 100 \cdot 47^2)$$

On aura : **$\mu = 0.0340$**

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad ; \quad \alpha = 0,0433 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha \quad ; \quad \beta = 0,98$$

La section d'acier : $A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 \quad (V-17)$$

$$A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) \quad (V-18)$$

$$A_{\text{cal}} = 6,66 \text{ cm}^2$$

On aura : **$A = 23,5 \text{ cm}^2$**

V.2.2.6.étude de la partie BD :

Cette partie est considérée comme une console encastrée au point D. Le moment d'encastrement :

$$M_D = F_R \cdot g \quad (V-19)$$

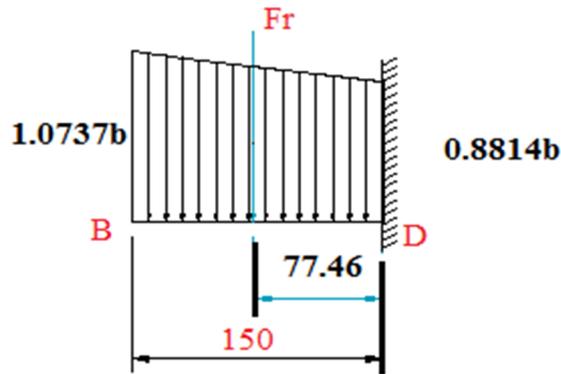


Figure.V.8 : Diagramme de contrainte de la partie BD

Avec : Fr : aire du diagramme des pressions = 14663,25 kg

Donc : $M_D = 11,358 \text{ t.m}$

➤ **calcul des aciers des la partie BD** :

De meme façon on trouve :

$$\mu = 0.0340 < 0.186 \quad ; \quad \alpha = 0,0433 < 0.259 \quad ; \quad \beta = 0,98$$

La section d'acier : $A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$

$$A_{\min} = 0,5 . b . d / 100 \quad ; \quad A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = Me / (\sigma_s . \beta . d) \quad ; \quad A_{\text{cal}} = 6,66 \text{ cm}^2$$

On aura : $A = 23,5 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant résume le choix des aciers

Tableau. V.5 : Le choix des aciers de la semelle

$A_0 \text{ cm}^2$	ϕ	AC et BD	
		n	esp
0.5	8	47	2.5
0.79	10	30	3.33
1.13	12	21	4.75
1.54	14	16	6.25
2.01	16	12	8.33
3.14	20	8	12.5

On prendra : 8 barres de diamètre 20 mm : **8T20_{e=12.5cm}**

On ajoute un joint de rupture pour éviter le glissement de l'ensemble de la mure

Ce qui donne : $\mu = 0,00095 < 0,186$

$\alpha = 0,00119 < 0,259$

$\beta = 0,9995$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; \quad A = 1,54 \text{ cm}^2$$

On prendra 6 barres de diamètre 6 mm : **6T6_{e=16,5cm}**

V.3.2. Ferrailage de la semelle de déversoir :

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces)

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M_G}{L \cdot B^2}$$

Avec : $N = P_r + P_s + P_e^{am} - Wt = 28,13 + 9,02 + 13,68 + 0 - 30,89$

On aura : **$N = 19,94 \text{ t}$**

M_G : moment par rapport a la centre de gravité de la semelle

$$M_G = P_r \cdot A + P_e^{av} \cdot C + F_h^{am} \cdot E + W_s \cdot F + W_F \cdot B$$

On aura : **$M_G = 22,979 \text{ t.m}$**

Donc : **$\sigma_1 = 2,254 \text{ b}$** et **$\sigma_2 = 1,685 \text{ b}$**

Le radier est considéré comme étant encasté dans le massif supérieur. La charge due au poids de l

Contraintes dues aux forces verticales

$$\sigma = \frac{(P_a \cdot e^e + P_r + P_s)}{L \cdot B} \quad (V-21)$$

$$\sigma = 0,7262 \text{ b}$$

D'où le diagramme dans la fig VIII.6 suivant :

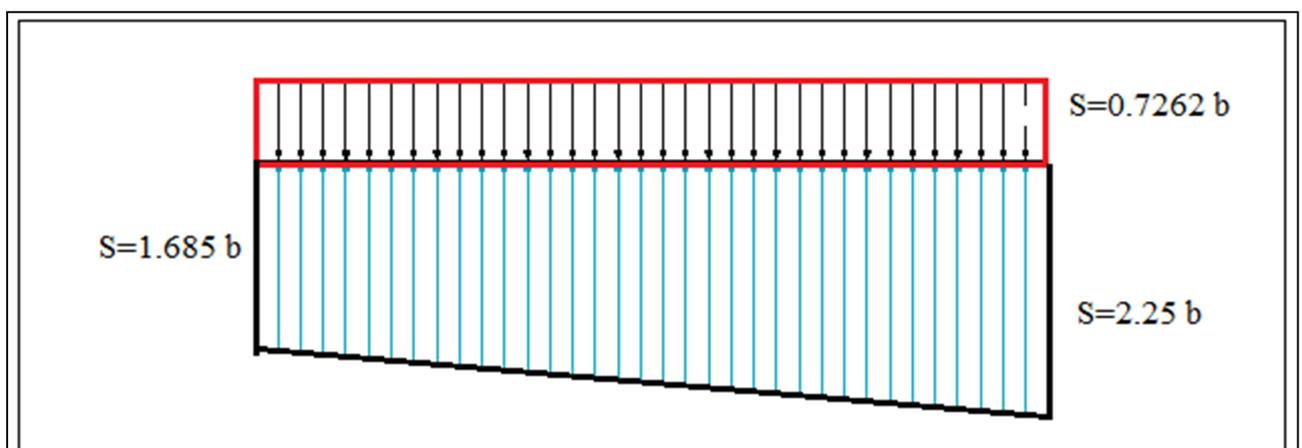


Figure .V.9 : Diagramme de contrainte

Le moment d'encastement est :

$$M = F \cdot AG \quad (V-22)$$

On aura : **M = 28,11 t.m**

V.3.4.1.calcul des aciers :

$$\mu = M_e / (\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2)$$

Ce qui donne : **$\mu = 0,0896 < 0,186$**

$$\alpha = 0,117 < 0,259$$

$$\beta = 0,952$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; \quad \mathbf{A = 18,04 \text{ cm}^2}$$

On prendra 9 barres de diamètre 16 mm : **9T16_{e=11cm}**

V.4.Dispositif de drainage du coursier :

Afin de drainer les fuites pouvant circuler sous le radier en cas de fonctionnement de l'évacuateur et éviter les sous-pressions qui pourraient souffler la structure en béton, un dispositif complet de drainage de la sous face du coursier a été mis en place.

Les drains sont constitués par des dalles préfabriquées mis en place au droit des surfaces d'arrêt de bétonnage du coursier et par des demi-buses disposées en arrêtes de poisson sur le béton de propreté. L'exutoire des débits collectés est situé sur la face aval de la cuillère.

Des barres d'ancrages HA25 réparties sur l'emprise du coursier complètent le dispositif et permettent de reprendre une partie des éventuelles sous pressions pouvant apparaître à la sous face du radier. La longueur de scellement des barres d'ancrage dans la fondation calcaire est de 4 m.

En partie courante du coursier, la dalle de 60 cm d'épaisseur est exécutée comme une structure monolithique : les surfaces d'arrêts sont traitées comme de simples reprises de bétonnage, sans joint waterstop mais avec repiquage des surfaces. L'armature du radier est constituée par une nappe de ferrailage généralisée sur le parement exposé aux écoulements hydrauliques. Les aciers traversent les surfaces de reprise. La partie amont de l'ouvrage constituée par le seuil déversant et l'entonnement n'est pas drainée ; elle est dimensionnée pour résister à son propre poids aux sous-pressions engendrées par la retenue amont.

Introduction :

Les équipements hydromécaniques constituent l'ensemble des dispositifs indispensables à l'exploitation des barrages, ils comprennent les vannes hydromécaniques, les grilles de protection et les mécanismes de levage et de transport. Les portiques, les dispositifs et système de manœuvre des vannes des grilles et dégrilleurs.

VI.1. Les vannes hydromécaniques :

Une vanne est un organe mobile, permettant de modifier localement la section d'écoulement, de la fermeture à l'ouverture complète. Un tel organe permet de régler la hauteur d'eau amont à un niveau désiré. Une vanne sépare donc deux tronçons bien distincts, c'est-à-dire les tronçons amont et aval. Les forces agissant sur la vanne sont transmises sur des piliers et les parois adjacentes à la vanne.

Les vannes hydromécaniques peuvent être classées selon

a) Selon le but de fonctionnement :

- Vannes principales de fonctionnement
- Vannes de réglage de débit ou de niveau
- Vannes batardeau (garde), vannes tout ou rien
- Vannes de vidange

b) Selon la disposition de l'entonnement du pertuis à commander :

- Vannes de surface
- Vannes de fond
- Vannes de demi-fond

c) Selon le type de construction :

- Vannes plates
- Vannes segment
- Vannes secteur
- Vannes cylindriques

d) Selon le matériau de construction :

- Vannes en acier
- Vannes en alliage d'aluminium
- Vannes en bois
- Vannes en géo membrane

e) Selon le mode de transmission de pression :

- Vannes à transmission au radier

- Vannes a transmission aux culées

f) Selon le mode de mouvement :

Le mouvement de la vanne est décrit selon la disposition et la géométrie pou cela on distingue

- Vannes roulantes
- Vannes glissantes
- Vannes tournantes

L'exigence principale pour toutes les vannes est l'étanchéité en position de fermeture complète .en outre, une vanne doit être capable de résister, dans chaque position, aux forces statiques et dynamiques dues à l'eau et de rester sans vibrer dans la position exigée. Il est plus commode de :

- Maintenir le niveau amont pour une gamme de débits prescrite
- Garantir la sécurité de fonctionnement par un service simple et sur
- Entraîner des frais d'entretien minimaux
- S'incorporer discrètement dans le paysage

VI.1.1.Equipements de manœuvre des vannes :

Il existe deux types de mécanisme de manœuvre de manœuvre des vannes

a. Mécanisme stationnaire :

Généralement utilisé en cas de nécessité de manœuvrer une vanne en un seul temps, il n'est pas justifié économiquement

b. Mécanisme mobile :

Ce mécanisme est utilisé pour un grand nombre de vannes de même type et le temps de manœuvre n'est pas nécessaire ou rapide, dans le cas des vannes de garde ou secteur pour poser sur un radier les vannes ne nécessitant des efforts de compression donc l'utilisation des élévateurs à tige rigide ou à câble souple (chaine) suffit.

VI.1.2.Choix de types des vannes :

VI.1.2.1.Vannes pour la vidange de fond :

a. Vanne batardeau :

La vanne batardeau amont est un organe qui joue un très grand rôle dans la bonne exploitation du barrage, les vannes du barrage travaillent dans des conditions difficiles. Les étanchéités des vannes, les systèmes de protection contre la corrosion, doivent être fréquemment entretenus, de même, les radiers du barrage sont soumis à une usure plus ou moins intense. Dans certaines limites la présence de batardeaux commandes à mettre en place permet d'utiliser des systèmes moins onéreux, qui impliquent en contre partie un entretien plus attentif. Le bilan n'est positif que si ces opérations sont faciles, et n'impliquent bien entendu pas d'arrêt d'exploitation. Pour cette raison et en particulier, le radier du

barrage est parfois encore renforcé à l'amont de la vanne batardeau car dans cette zone il ne peut évidemment être mis à sec pour entretien.

b. Vanne de garde :

La vanne de garde c'est une vanne papillon à vérin et contrepoids, cette vanne est toujours ouverte.

c. Vanne de service :

Les vannes service doivent être bien conçues et fabriquées. Des sables et limons arrivent toujours à se déposer sur les surfaces frottantes, ou bien celle-ci rouillent, tous aspects qui augmentent nettement l'effort de levage ou même risquent de bloquer les vannes. Par ailleurs, elles s'usent beaucoup en des endroits bien localisées, où on doit prévoir des pièces d'usure faciles à changer. Elles doivent aussi être relativement étanches, notamment dans le cas où elles contrôlent un orifice de purge, lequel doit être pratiquement toujours fermé lorsque l'eau est claire : l'eau de fuite représente alors une perte, éventuellement importante.

VI.1.2.2. Vannes pour la prise d'eau :

La prise d'eau se fait par piquage à partir de la conduite de vidange de fond, donc on met qu'une seule vanne qui est la vanne de service. Cette vanne servira à fermer ou à ouvrir la conduite de prise. Ce sera une vanne papillon à vérin et contrepoids.

Comparée à d'autres vannes la vanne papillon présente des avantages particuliers notamment :

Une construction simple et résistante

Un besoin d'espace minimale

Une disposition claire d'engrenage

Une perte de charge faible en position complètement ouverte.

VI.1.3. Etanchéité des vannes:

L'exigence principale pour toutes les vannes est l'étanchéité en position de fermeture complète. En outre, une vanne doit être capable de résister, dans chaque position, aux forces statiques et dynamiques dues à l'eau et de rester sans vibrer dans la position exigée.

En général, les dispositifs d'étanchéité ne soulèvent pas tellement de problèmes. Les fuites sont souvent très limitées dans la partie courante des vannes, et ce sont surtout, en fait les points singuliers, dont les angles, qui fuient.

De toute façon, les systèmes d'étanchéité s'usent, et ils sont à changer périodiquement. D'où l'importance, là surtout, d'une bonne accessibilité de ces pièces. On n'utilisera que des écrous et boulons en métal inoxydable pour fixer les ferrures correspondantes, sinon l'opération de démontage avec des boulons ordinaires toujours très rouille devient vite très longue et fastidieuse.

VI.1.4. Entretien et réparation des usures :

Les opérations d'entretien sont parfois fastidieuses, et elles ne seront exécutées avec la fréquence désirable que si toutes les précautions ont été prises pour les rendre commodes. Les endroits à graisser devront être facilement accessibles, à moins qu'on ne centralise les opérations, par exemple, dans une centrale de graissage

VI.1.5. Protection contre la corrosion :

La protection contre la corrosion mérite une attention particulière. On peut l'obtenir par application de peintures spéciales, mais on tend de plus en plus à utiliser la technique de la métallisation par projection d'une ou plusieurs couches de métal (zinc en général). Apparemment plus onéreux que la peinture, ce procédé s'avère souvent, plus efficace et moins cher dans le temps.

La première opération et la plus importante consiste à bien nettoyer la pièce. La brosse métallique n'est absolument pas suffisante, et seul le sablage présente les garanties convenables. Ensuite on peut passer :

- soit une couche de métallisation puis deux couches de peinture;
- soit une couche de peinture antioxydant, puis deux couches de peinture de protection.

La protection contre la corrosion est spécialement délicate dans le cas du matériel placé en souterrain, où règne une humidité permanente. La protection mise en atelier est souvent détériorée au cours du transport et du montage (spécialement, bien entendu, au voisinage de soudures réalisées sur place) et la condensation de l'eau empêche l'application dans de bonnes conditions d'un enduit complémentaire sur place.

VI.2. Les grilles de protection :

VI.2.1. Définition :

Les grilles sont des éléments essentiels pour protéger la vidange de fond et les prises d'eau contre les corps solides, leurs fonction consiste à :

- Essentiellement arrêter les corps flottants, ou les corps de densité voisine de celle de l'eau transportés, surtout les bois ou les feuilles.
- Accessoirement éviter l'entrée des cailloux dans les prises d'eau mais au risque de se boucher et d'empêcher également l'eau de passer.

Pour les dérivations qui n'alimentent pas directement des installations comprenant des turbines ou des siphons très sensibles à l'obstruction par les matériaux entraînés par l'eau, on prévoit la plupart du temps des grilles à large espacement : de l'ordre de 10 à 12 cm.

On va opter pour un espacement de $a = 1/4D = 50$ cm.

La grille, dans son ensemble est constituée par des panneaux rectangulaires, contenus dans une structure définie par des traverses et des longrines et appuyée sur le béton ou la maçonnerie de la prise. Les barreaux de la grille reposent sur les traverses de la grille et sur des appuis intermédiaires (voir figure (VI-2) afin d'éviter tous phénomènes de vibration.

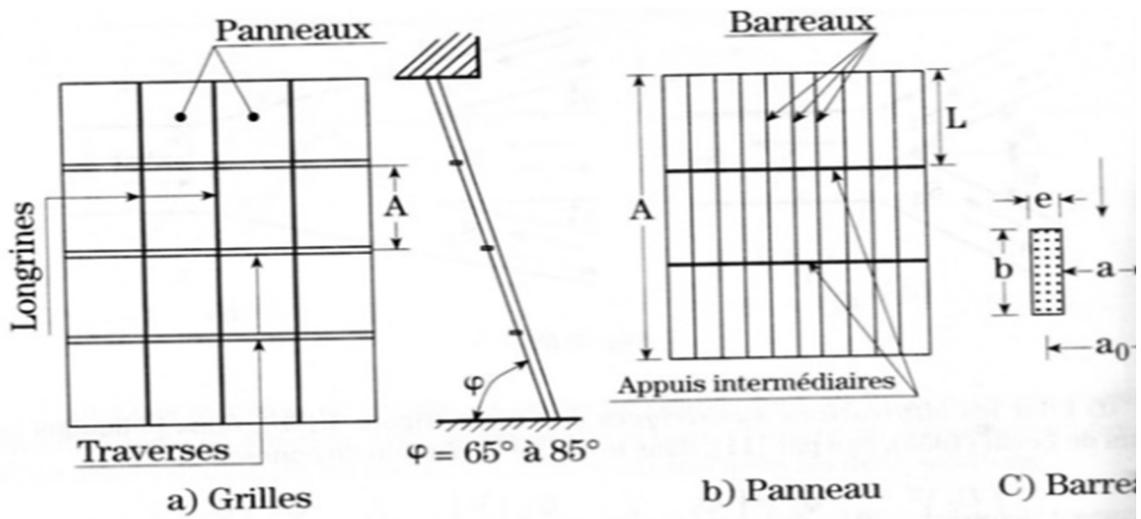


Figure .VI - 1: grille, panneau, barreaux [A.LENCASTRE.2002]

VI.2.2.Pertes de charge :

Du point de vue perte de charge, la grille est définie par l'écartement (a) entre les barreaux, par leur dimension (b,) dans le sens de l'écoulement, par leur épaisseur maximale(e) et par la forme de leur section transversale, la perte de charge dans les grilles est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H = K \cdot U^2 / 2g \quad (VI - 1)$$

U : vitesse dans la section de la grille sans grille = 3,71 m/s

K : est donné en fonction de K_d et K_f $K = K_d \cdot K_f \cdot p^{1,6} \cdot f\left(\frac{b}{a}\right) \cdot s i (\varphi)$ (VI - 2)

K_d : coefficient de dépôt sur la grille varie de 1.1 à 1.2 pour dégriller automatique,

1.5 Pour dégrillé ancien .On prend $K_d = 1,5$

K_f : coefficient de forme du barreau varie de 0.51 à 0.32 selon la section.

Pour une section rectangulaire allongée $K_f=0,51$

P : rapport des pleins sur la surface totale. Le rapport compris entre 6%,16%.

b : dimension de la section des barreaux dans la direction normale à l'écoulement (épaisseur). $b=25\text{cm}$

a : distance entre les barreaux. $a=50\text{cm}$

φ : L'angle de la grille avec l'horizontale $\varphi = 85^\circ$.

$e=5\text{cm}$

$$f\left(\frac{b}{a}\right) = 8 + 2.3\left(\frac{b}{a}\right) + 2.4\left(\frac{a}{b}\right) \quad (\text{VI-3})$$

$$\text{AN: } f\left(\frac{b}{a}\right) = 13,52 \quad K = 0.26$$

Donc $\Delta H = 0.18\text{m}$

VI.2.3. Calcul de Stabilité des barreaux :

Au moment passage de l'eau à travers la grille, l'écoulement provoque des tourbillons successifs, il faut donc savoir la fréquence, afin que la fréquence propre des barreaux f_b soit loin des fréquences des tourbillons f_t .

Pour garantir des conditions de stabilité, il faut que $f_b \gg f_t$

VI.2.4. Fréquences des tourbillons alternées :

$$\text{La fréquence des tourbillons est donnée par : } f_t = S_t(U/e) \quad (\text{VI-4})$$

U : la vitesse d'amenée, $U=3,71\text{m/s}$

e : épaisseur des barreaux, $e=12,5\text{cm}$

S_t : nombre de *Strouhal*, qui est fonction des barreaux et leur densité de répartition $(a+e)/e$, pour une section rectangulaire l'abaque (Annexes III) donne la valeur de nombre de Strouhal.

$S_t=0,240$ (voir Annexes III)

$(a+e)/e=5$, le facteur de majoration sera, d'après l'abaque $c=1,01$

On aura $S_t=1,01.0,240=0,2424$.

$$\text{La fréquence de tourbillons sera alors } f_t = S_t\left(\frac{U}{e}\right) = \frac{0,2424 \cdot 3,71}{0,125} = 14,4\text{Hz}$$

VI.2.5. Fréquence propre des barreaux :

La fréquence propre des barreaux plongés dans l'eau est donné par :

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi}} \quad (\text{VI-5})$$

M : facteur de fixation avec les valeurs suivants :

$$\text{Extrémités encastées : } M = k/2\pi \quad (\text{VI-6})$$

Avec $k=22,4$ pour l'harmonique fondamentale

Extrémités articulées $M = k'\pi/2$ avec $k=1$ pour l'harmonique fondamental.

Les barreaux étant soudés sur les appuis, ils seront considérés comme encastées :

$$\text{D'où } M = \frac{k}{2\pi} = \frac{22,4}{2\pi} = 3,6$$

K : rayon de giration de la section transversale du barreau par rapport à un axe parallèle à la vitesse du courant.

Pour une section rectangulaire $K^2 = e^2/12 = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ (Annexes III)

$K = 0,036 \text{ m}$

L : distance entre les appuis des barreaux. $L = 0,8 \text{ m}$

E_b et ϖ_b = module d'élasticité et poids spécifique du matériau des barreaux.

On propose que les barreaux sont en acier ($E_b = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$; $\varpi_b = 78000 \text{ N/m}^3$)

ϖ : Poids spécifique du fluide (eau), $\varpi = 10000 \text{ N/m}^3$

$$\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi = 78000 + \frac{0,5}{0,125} \cdot 10000 = 118000 \text{ N/m}^3$$

AN:

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\varpi_b + \frac{a}{e}\varpi}} = \frac{3,6 \cdot 0,036}{0,8^2} \cdot \sqrt{\frac{9,81 \cdot 2,1 \cdot 10^{11}}{118000}} = 846 \text{ Hz}$$

Avec ces conditions $f_b \gg f_{tc}$ ce qui garantit la stabilité des barreaux.

Conclusion :

La grille de protection sera une grille en acier constitué des barreaux avec un espacement de 50cm, l'épaisseur d'un barreau est de 12,5cm

VI.3.Exigences et dispositions constructives :

1. Evacuateur de crues

Type	seuil déversant profilé avec coursier et saut de ski
Emplacement	rive gauche
Longueur du seuil	40 m
Débit maximal évacué	124 m ³ /s

2. Vidange de fond

Type	galerie en rive droite
Vannes	1 vanne de garde 1,30m x 1,00m manœuvrée depuis la chambre supérieure du puits vertical 1 vanne de réglage 1,00mx1,00m manœuvrée depuis la chambre inférieure du puits vertical
Débit maximal	22 m ³ /s sous RN

3. Ouvrage de prise

Type	3 galeries en rive droite reliées à une conduite 560 mm
Emplacement	rive droite
Vannes	3 vannes papillon ø 560 m
Débit	1,2 m ³ /s

VI.4.joint water stop:

Les ouvrages conçus en béton et en béton armé sont des ouvrages rigides qui n'admettent pas les déplacements dû soit au tassement ou au gonflement de la fondation, car ces déplacements peuvent favoriser l'instabilité de l'ouvrage lui-même, et il faut souligner aussi que ces déplacements peuvent crée des macro fissures dans le béton , alors il est plus raisonnable de diviser l'ouvrage en plusieurs parties

égales (plots) de même dimensions, et si il va y'avoir des déplacement chaque partie va réagir seul sans influencer sur les autres partis voisines.

Comme aussi il faut faire attention a ce que ces déplacements ne sortent pas d'un certain intervalle admissible.

L'étanchéité entre les plots est assurée par un joint de type **WATER STOP**, ce joint doit être protégé contre toute dommage par une couche composée de (polyester ou de mastique)