No 2

テュニジア共和国

カセブ揚水発電開発計画

地質調査報告書

1980年8月

国 際 協 力 事 業 団

鉱 計 資
80 — 71

テュニジア共和国

カセブ揚水発電開発計画

地質調査報告書

JICA LIBRARY
1063753[6]

1980年8月

国　際　協　力　事　業　団

国際協力事業団
受入月日 '84. 3. 9
登録No. 00056
417
64.3
MPN

はしがき

日本政府は，テュニジア共和国政府の要請に基づき，同国西北部カセブ揚水発電開発計画についての地質調査を行うこととし，その実施を国際協力事業団に委託した。

当事業団は，この電源開発の重要性を考慮し，小林哲郎氏（電源開発株式会社）を団長とする3名の調査団を3次（1次：1979年2月27日～3月27日，2次：1979年7月9日～7月27日，3次：1979年12月1日～12月28日）に亘り派遣し，テュニジア共和国政府関係機関の協力を得て現地調査を実施した。

本報告書は，現地調査結果及び収集資料に基づき，解析，検討した成果をとりまとめたものである。

本報告書がテュニジア共和国政府の電源開発に寄与するとともに，我が国との経済交流及び友好親善の一助となれば誠に喜ばしいことである。

終りに，今回の調査の任に当たられた団員各位に謝意を表わすとともに，調査実施にあたり，多大の御協力をいただいたテュニジア政府関係機関の方々を始め，在テュニジア日本大使館，外務省及び通産省の関係各位に対し，衷心より感謝の意を表わすものである。

1980年8月

国際協力事業団
総裁　有田圭輔

伝　達　状

国際協力事業団
総裁　有田圭輔殿

件名　テュニジア共和国カセブ揚水発電計画
地質調査報告書の提出について

拝啓

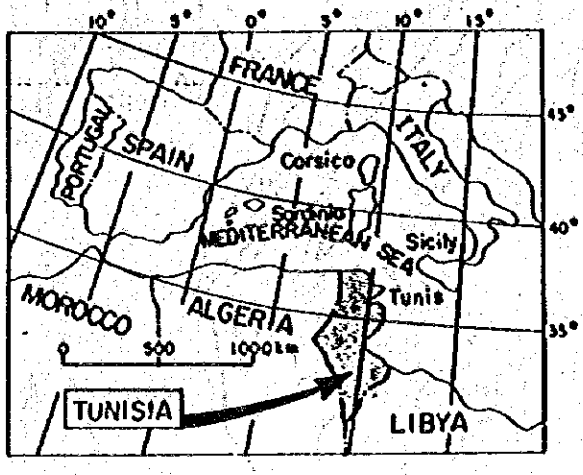
テュニジア共和国カセブ揚水発電計画に対する日本政府の第2次協力として実施された地質調査の最終報告書を茲に提出いたします。第1次協力の調査報告書は，"カセブ揚水発電開発計画調査報告書"と題して，1978年11月付を以て貴事業団に提出されております。

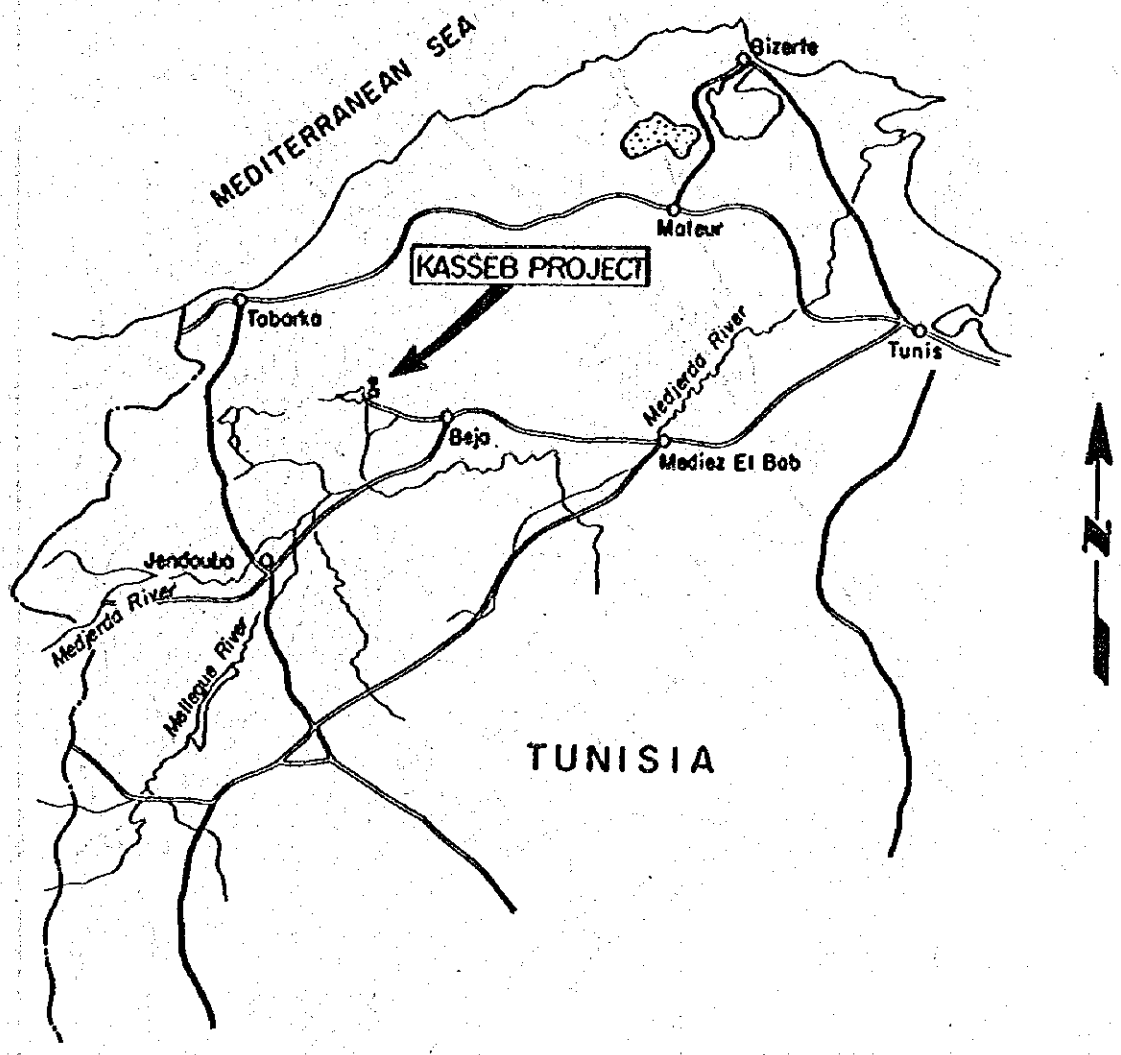
第1次，第2次に亘って実施された技術協力により，本揚水発電計画のフィージビリティは確認されましたが，今後の実施設計において更に検討を要する施工上の問題は残されております。なお，本計画の実施スケジュールは，"テュニジア電力・ガス公社"（STEG）が次期電源開発計画として策定する1987年以降の諸計画の中で検討されるものと思われます。

本報告書がカセブ計画の実施に当って基礎的文献として役立つよう我々は祈念いたしております。

以上

小林哲郎
カセブ計画地質調査団長





LEGEND

Boundary line of country

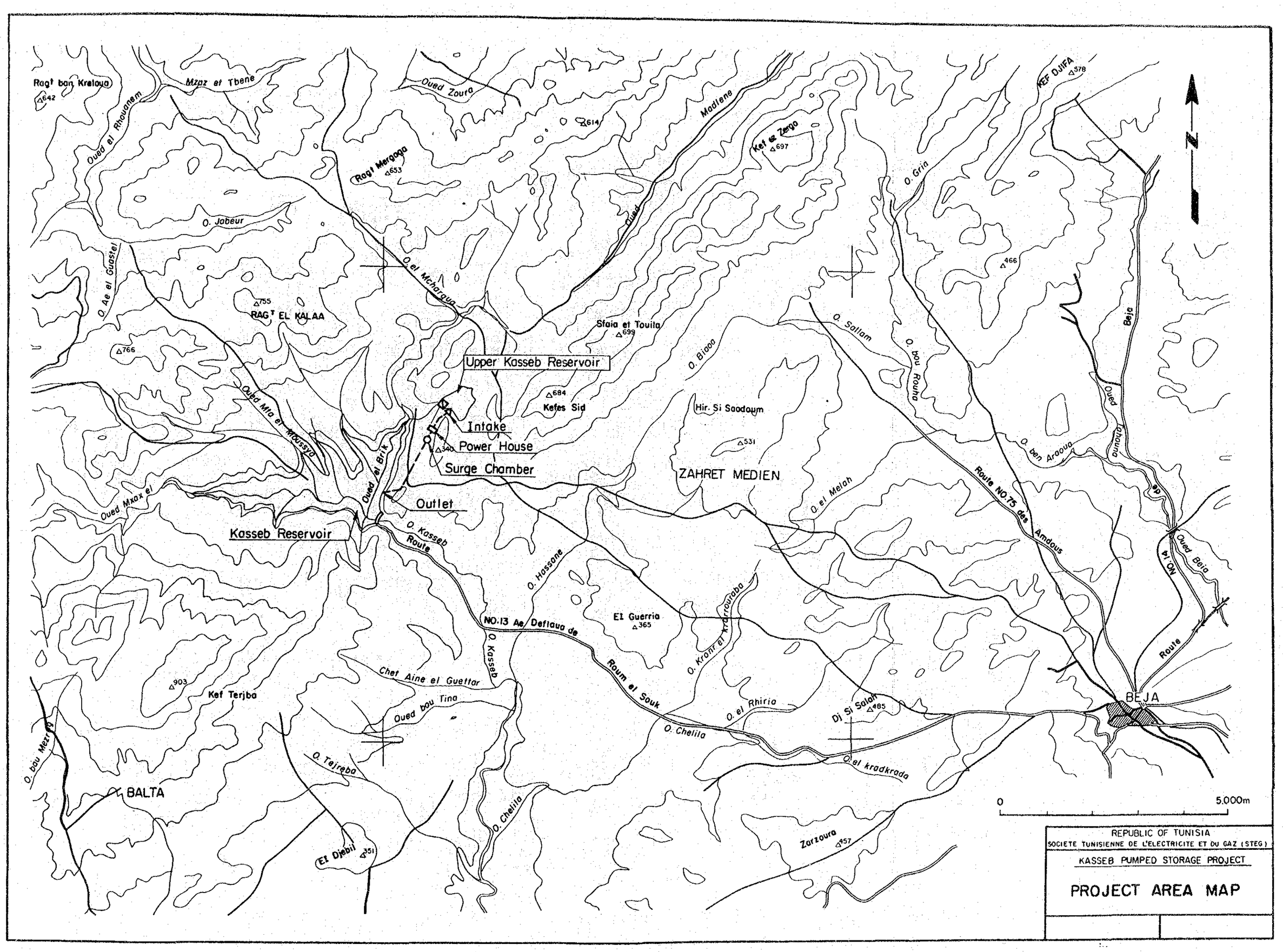
Main road

River

City

0 50km

KEY AND LOCATION MAP



REPUBLIC OF TUNISIA
SOCIETE TUNISIENNE DE L'ELECTRICITE ET DU GAZ (STEG)

KASSEB PUMPED STORAGE PROJECT

PROJECT AREA MAP

CARACTERISTIQUES GENERALES DU PROJET
(OUVRAGES DE GENIE CIVIL)

1. RESERVOIR SUPERIEUR

Superficie du bassin versant	1,3 km^2
Retenue normale	Cote 430
Niveau minimum de l'eau	Cote 412
Marnage utile	18 m
Capacité grosse du réservoir	6,36 millions de m^3
Capacité utile du réservoir	5,04 millions de m^3

2. BARRAGE SUPERIEUR

Type	Barrage en enrochements
Cote de crête	Cote 433
Hauteur	55 m
Longueur de crête	375 m
Volume	1.981.800 m^3

3. RESERVOIR INFERIEUR

Superficie du bassin versant	101,0 km^2
Retenue normale	Cote 288,60
Niveau minimum de l'eau	Cote 268,60
Marnage utilisé dans le projet	15 m

4. PRISE D'EAU AMONT

Type	Type tulipe

5. GALERIE D'AMENEE

5.1 Galerie No. 1

Longueur	619,5 m
Diamètre intérieur	6,0 m

5.2 Galerie No. 2

Longueur	627,5 m
Diamètre intérieur	6,7 m

6. CONDUITE FORCEE

6.1 Conduites No. 1 et No. 2

Longueur	100 m
Diamètre intérieur	6,0 - 3,9 m

6.2	Conduites No. 3 et No. 4	
	Longueur	100 m
	Diamètre intérieur	6,7 - 4,5 m

7. CHAMBRE D'EQUILIBRE

Longueur	57,13 m
Diamètre intérieur de puits	No. 1 : 7,0 m No. 2 : 8,3 m

8. GALERIE DE FUITE BLINDEE D'ACIER

8.1	Galeries No. 1 et No. 2	
	Longueur	100 m
	Diamètre intérieur	4,2 - 6,0 m
8.2	Galeries No. 3 et No. 4	
	Longueur	100 m
	Diamètre intérieur	4,8 - 6,7 m

9. GALERIE DE FUITE NON BLINDEE

9.1	Galeries No. 1 et No. 2	
	Longueur	1.228,88 m
	Diamètre intérieur	6,0 m
9.2	Galeries No. 3 et No. 4	
	Longueur	1.184,08 m
	Diamètre intérieur	6,7 m

10. PRISE D'EAU AVAL

Type	Type trompe d'entrée

11. PRODUCTION D'ENERGIE

Cote normale pondérée du réservoir supérieur	Cote 424,0
Cote normale pondérée du réservoir inférieur	Cote 281,0
Hauteur de chute brute de design à la puissance nominale des groupes	135,4 m
Débit maximum équipé	308,0 m^3/sec
Puissance totale installée	350 MW

目　　次

総　　論 …… 1

0.1　計画概要 …… 1

0.2　調査の経緯 …… 1

0.3　調査の目的 …… 3

0.4　結　　論 …… 4

0.5　勧　　告 …… 8

第1章　地質調査 …… 9

1.1　概　　要 …… 9

1.2　計画地域の地質 …… 10

1.3　土木構造物の基礎 …… 13

第2章　材料調査および試験 …… 45

2.1　概　　要 …… 45

2.2　土質遮水壁材料 …… 45

2.3　ロック材料およびコンクリート骨材 …… 46

第3章　Kasseb貯水池の堆砂解析 …… 53

3.1　概　　要 …… 53

3.2　堆砂測量 …… 53

3.3　解　　析 …… 54

3.4　将来堆砂量の推定 …… 55

3.5　将来堆砂形状の推定 …… 57

第4章　予備設計および施工計画 …… 67

4.1　土木構造物 …… 67

4.2　施工計画 …… 70

4.3　工事工程 …… 73

第5章　工事費見積 …… 79
5.1　前提条件 …… 79
5.2　1978年報告書における見積り条件 …… 79
5.3　工事費見直し結果 …… 80

FIGURES

Figure 1－1～1－11　地質図関係
Figure 3－1～3－3　堆砂関係
Figure 4－1～4－7　構造物関係

APPENDIX

1. Geologic log of drill hole　21枚
2. 孔内透水試験　17枚
3. Log of test pit　20枚

総　　論

0.1　計画概要

Kasseb揚水発電所の計画地点は，首都Tunis市の西方約100km，Beja市の西北方約20kmに位置している。この揚水式発電所は，既設Kassebダムの貯水池を下池として利用し，また，Bou Stattar山とEl Fahama山に挟まれた峡谷部にフィルダムを築造してつくられる貯水池を上池として利用せんとするものである。

上池は鞍部（標高435m）との関係で，満水位標高430m，最低水位は標高412mと計画され，有効貯水量は5.04百万m^3である。また下池は，満水位標高288.60m，年間流入量45.1百万m^3である。このダムの水は水道用水としてTunis地域に送水されており，ダム管理者である"テュニジア水道公社（SONEDE）"によって，年間1.40m^3/secのコンスタントなペースで給水が行なわれている。

揚水発電のための下池の利用水深は1978年11月のJICA報告書"Kasseb揚水発電計画調査報告書"において，15mと設定されている。

発電所は地下形式で，El Fahama山地下の堅硬な石灰岩層に設けられ，総設備出力は350MWである。開発は2期に分けて行なわれ，第1期は単機容量75MWを2基，第2期は単機容量100MWを2基，それぞれ電力系統の要請に従って実施される。但し，土木工事の殆ど（98%）は，3,4号機のタービン回りのコンクリート工事を残して第1期の開発期間に実施されることとなる。

発生電力は，Tunis市郊外のM'Nihla変電所まで225KV1回線110kmとTaje-rouine変電所まで225KV1回線120kmを建設して送電される。

因みに，Kasseb揚水発電計画の計画諸元および構造物の主要諸元は，冒頭の附表に示す通りである。

0.2　調査の経緯

1978年，テュニジア共和国政府の要請に基づいて日本政府より派遣されたJICA調査団によって，Kasseb地点の現地踏査が実施され，同年11月に，調査報告書がテュニジア政府およびSTEGに提出された。同報告書はその勧告において，当時基礎資料不足のため明確に出来なかった下記の技術的疑点について，早急に補足調査を実施し，これを解明すべきことを述べている。

－上池区域の地盤の不透水性と斜面の安定性の確認

－ダム基礎地盤の安定性の確認および処理方法の検討

－下池堆砂量との関連における放水口位置の確定

このためには，上池，ダム地点その他にコア・ボーリング，テスト・ピットおよびこれらに伴う原位置試験を実施すると共に，採取試料の室内試験が必要となる。また，下池の堆砂測量も行なわなければならない。

上記の勧告に基づいて１９７９年１月，チュニジア政府は，所要の調査工事，測量等はチュニジア側で実施するので，そのための調査計画の立案，調査工事および試験のための仕様書の作成，並びに調査・試験結果の解析等の実施を，日本政府に要請した。

日本政府の海外協力実施機関であるＪＩＣＡは，上記の要請に応えて，電源開発株式会社（ＥＰＤＣ）の専門家から成る調査団を３次に亘って現地に派遣し，必要な補足調査を実施した。これら調査団の編成，現地作業期間，作業内容等は以下の通りである。

1）第１次調査団

・編　成：　団　長　小　林　哲　郎
　　地質技師　藤　田　武　俊
　　土木技師　緒　方　　忍

・期　間：　１９７９年２月２７日～３月２７日（２９日間）

・作業内容：

－ボーリング，テスト・ピット，原位置試験等の位置，数量の指示。

－地表地質調査，コア・ボーリングおよび透水試験，並びに試料採取と室内試験の仕様書作成。

－１／５００および１／１０００地形測量，図化の範囲，実施要領の指示。

－堆砂測量範囲の指示。

－全体作業工程の策定。

以上の指示に基づき，地形測量，地形図作成はＳＴＥＧ自身が実施し，コアボーリング，テストピット，下池堆砂測量はＳＴＥＧの依頼によりチュニジア国農業省の大規模水利工事計画局（ＥＧＴＨ）が，また，室内試験は農業省のBen Arous 土木試験所が実施することとなった。これらの作業のうち，調査工事は１９７９年の４月末より開始された。

2）第２次調査団

・編　成：　地質技師　藤　田　武　俊
　　土木技師　緒　方　　忍

・期　間：　１９７９年７月９日～７月２７日（１９日間）

・作業内容：

－実施中の調査工事，室内試験についての指導と助言

－現状を考慮した作業計画，作業工程のねり直し。

－ＥＧＴＨが実施した下池堆砂測量結果に，堆砂横断図との不整合個所があるので，その原因を明らかにするためのcheck測量の方法を指示。

3）第３次調査団

・編　成：　団　長　小　林　哲　郎

地質技師　末　富　宏

土木技師　緒　方　忍

・期　間：　1979年12月1日～12月28日（28日間）

・作業内容：

－計画区域の地表地質踏査。

－実施済みのボーリングおよびテストピットについて柱状図の作成と透水試験結果の解析。

－室内試験の未終了部分についての実施要領と作業スケジュールの指示。

－放水口地点のボーリング（ＳＵ－１１）の位置選定。

－実施済み調査結果の解析，評価。

－最終報告書作成のため技術的打合せ。

第２次現地調査の終了以降，ＳＴＥＧ建設部より１５日毎に現地調査工事の進捗状況が規則的にＥＰＤＣに連絡され，このため，ＥＰＤＣ本店における作業は円滑に進めることが出来た。

0.3　調査の目的

この調査の目的は，地表地質調査およびＳＴＥＧ，ＥＧＴＨ，Ben Arnous 土木試験所等によって行なわれた調査工事，原位置試験，室内試験，下池堆砂測量等の結果に基づいて，下記の諸点を明らかにすることである。

1）上池地盤の耐水性の検討。

2）ダム基礎地盤の地耐力およびせん断抵抗力の確認とこれに伴う基礎処理方法の確定。

3）ダム盛立材料，ロック材料，コンクリート用骨材料の採取場所の確定。

4）将来堆砂の推定に基づく放水口位置の決定。

5）放水口位置の変更に伴う水路構造物（取水口－放水口まで）の設計見直し。

6）構造物設計変更に伴う工事費の見直し。

0.4 結　　論

0.4.1 土木地質上の所見

計画区域の地表地質調査，主要構造物に対して重点的に施工されたコアボーリング，テストピット，およびダム基礎並びに材料の室内試験等の結果から，ダム，上池区域，発電所，水路構造物等の土木地質学的フィージビリティは確立し得たものと判断される。

各構造物の基盤の概要は次の通りである。

(1) ダム区域

左岸側は堅硬な石灰岩および石灰質泥灰岩から構成された広く岩盤が露出する急な斜面である。右岸は泥灰岩で構成された緩斜面を，表層堆積物や石灰質充塡角礫岩が被っている。角礫岩は耐荷性および耐水性についてダム基礎として信頼がおけないだけでなく，その下位の岩盤との間に空隙や古い表土，残留土等の存在する可能性もあり，境界部が広い透水面となることも予想される。従って，ダムのコア部の基礎は角礫岩崩壊層を避け，上流部の泥灰岩を基礎とした1978年のStudyの案は合理的と判断される。

しかし，石灰質充塡角礫岩は，ダムによる荷重で著しく変形しない限り，ロックフィル部分の基礎としては利用出来る。

ダムのコア部の基礎掘削は，テストピット，コアボーリング，透水試験等の結果から，1978年Studyのそれ（2～8m）よりも深く，2～20mの範囲の掘削が必要となろう。

コアボーリングの結果から，ダム地点の河道附近には断層が存在する可能性がある。その方向は，ダム地点では岩盤の露頭の分布から判断して，右岸の河床部の近くをよぎり，傾斜は急であると予想される。

(2) 上池および取水口区域

ダム地点の右岸および取水口地点で行なったボーリング・コアの状態は，断層の擾乱帯のため良好でなかったが，透水試験の結果では，岩盤および断層部とも透水性は概して低い。

(3) 上池鞍部

コアボーリング，テストピットおよび地表地質調査の結果によると，上池鞍部は耐水性地層から構成されている。また，上池の斜面は貯水の影響により大規模な地滑りが発生するとは思えない。

(4) 発電所区域

SU-7の石灰岩コアで測定したRQDは約63%で，これは地下発電所の洞穴の地盤としては上位に位すると推定される。このことと，既設Kassebダム附近の石灰岩の掘削面から判断して，この地層に地下発電所を配置することは十分に可能と判断される。

(5) 放水口区域

放水口構造物附近は薄い層状の泥灰岩から構成されており，かなりの深さまで風化作用のため軟弱となっている。またＳＵ－４の孔口から少量の湧水があるので，放水路の掘削に際しては湧水や滲水に起因する岩質の劣化や排水に対する対策が必要である。

(6) そ の 他

Qued El BrikがKasseb貯水池に注ぐ附近の山体には小規模ではあるが 地滑りが多発しており，この地滑り物質が貯水池の堆砂にかなりの役割りを果していると思われるので，地滑りに対する抑止工が必要である。

0.4.2 土質工学上の所見

(1) ダム基礎地盤

ダム基礎の泥灰岩については，Ben Arous 土木試験所で圧密試験，三軸圧縮試験および単純圧縮試験が実施されたが，万全のためＥＰＤＣの土木試験所においても，これらの試験を実施した。この結果，計画された規模のロックフイルダムに対する基礎地盤の地耐力，せん断抵抗力には問題ないことが確認された。

(2) ダム遮水壁材料

土取場採取材料について，自然含水比，粒度分析，アツターベルク限界，比重，吸水率，突固め，透水，三軸圧縮等が行なわれたが，これらの試験結果を総合すると，良質のダム遮水壁材料が下記の２地区に存在する。

・ＢＤ－１，ＢＤ－２およびＢＤ－４を含む山体の東南側の山麓沿い２００×４００ mの区域。

・ＢＡ－１を含む山体の西側の山麓沿い５０×３００mの区域。

これらは，中位ないし高位の塑性を持つＣＬまたはＣＨに分類される褐色の粘土の層およびこの種の土と岩片の混合物でＧＣに分類される粘土まじりのレキの層から成り，何れも，自然含水比は最適含水比の乾燥側である。従って，施工性の良い含水比に容易に調整出来る。

(3) ロック材料およびコンクリート骨材

上池東方の山塊から試料を採取し，単純圧縮，密度試験および吸水率試験を行なった結果，ロック材料およびコンクリート骨材として十分なものであることが確認された。

0.4.3 Kasseb下池の堆砂解析と放水口位置の決定，および構造物の設計

テュニジア農業省ＥＧＴＨによって行なわれた下池の堆砂測量結果と，１９３０－１９６１年の３１年間のKassebダム地点流入量をベースとして解析した結果，次の結論を得た。

(1) 将来堆砂量の推定

統計的アプローチによる比堆砂量は3,140～3,214㎥／k㎡／年であり，確率的アプローチによる比堆砂量は2,757～2,926㎥／k㎡／年であるので，この中の最大値に更に余裕を見込み3,400㎥／k㎡／年と想定した。これをベースにダム湛水後70年間（揚水発電所の運開を1989年と想定）のDued El Brik流域からの総堆砂量を推定すると約6,600,000㎥となる。

(2) 将来堆砂形状と放水口位置の決定

測量結果による現在の堆砂形状を見ると，既設Kassebダムから堆砂横断面17－17'まで明らかにDensity current bedの形成が見られるが，その他の部分は均等に堆砂しており，将来に亘って，この傾向で堆砂が進むものと考えられる。

この現在の堆砂形状と，米国USBRの"Empirical Area Reduction Method"による将来堆砂形状を総合勘案して，放水口位置を堆砂横断面9－9″と14－9″のほぼ中間，すなわち，1978年Studyの下流案より上流約250mの地点に決定した。

(3) 放水口構造物の設計

放水口は1978年Studyの上流案のそれと同じく側方流出入型とし，呑口の敷標高は266.00m，前庭部の敷標高は265mとした。現在，この放水口地点前面の平均堆砂は標高260mであり，ダム湛水後30年間で堆砂面は前庭部と同じ265mまで上昇し，70年後（揚水発電所運開後50年）には270m附近まで上昇すると推定される。

しかしながら，発電所運転に支障を及ぼすような堆砂の形成が明らかになったならば，堆砂の排除或は堆砂土流入防止のための捨石堤を前庭部附近に設ける等の対策を講ずれば良いのであって，何れにしても，放水口位置を16－D1断面ないし17－17'断面まで下げるのは，経済的に見ても，施工面から見ても得策ではない。

0.4.4 土木構造物の設計変更および工事費見直し

今回の補足地質調査の結果，1978年のStudyにおける土木構造物の一部に設計変更を加える必要を生じた。これら変更部分は次の通りである。

・ダム断面の変更（工事量増加）と基礎部のグラウティング・ギャラリーの新設

・ダム基礎の掘削増加

・ダム基礎地盤改良工事（グラウティング）の増加

・放水口位置の変更（放水路延長の減少）

・放水口構造物の変更

上記の変更に伴う工事費の見直しを行なった結果，次の結論が得られた。

(1) 土木工事費は，放水路延長は短くなったが，ダム工事費が増加し，1978年Study

の見積りよりも約837,000DT増加する。

(2) 水力機器の費用は1978年のStudyの見積りよりも約859,000DT安くなる。

(3) 1978年Studyのそれと同一基準の予備費を見込むと，直接費合計は前回下流案の84,345,000DTに対して今回の見直しの結果は84,313,000DTとなり，僅かに32,000DT低目となる。

(4) 間接費のうち，STEGの管理費については，1978年のStudyでは直接工事費の5%を見込んでいたが，その後の調査で，この比率は過大であり，2.5%程度のものであることが明らかとなったので，当該費用にも修正を施す。

(5) 電気機器，関連送電線も含めた総工事費（建中利子は含まず）では，1978年Studyの下流案92,745,000DTに対し，今回の見直しの結果は90,613,000DTと約2,132,000DT低目となる。

なお，前回のStudyの上流案は下池の堆砂測量の結果，計画として成立し難いことが明らかなので，比較の対象から外すこととする。

因みに，前回Studyの下流案と，今回のStudyとの工事費を比較すると次の通りである。

（単位：千DT）

項目	1978年のStudy			今回の見直し		
	内貨	外貨	合計	内貨	外貨	合計
直接工事費						
1. 発電所						
土木工事	15,118	22,678	37,796	15,453	23,180	38,633
水力機器	1,082	9,742	10,824	997	8,969	9,965
電気機器	1,997	19,710	21,707	1,997	19,710	21,707
小計	18,198	52,129	70,327	18,447	51,858	70,305
2. 送変電設備	1,395	5,582	6,977	1,395	5,582	6,977
3. 予備費	1,991	5,049	7,040	2,015	5,015	7,030
直接費合計	21,584	62,760	84,345	22,357	62,455	84,312
間接費						
エンジニアリング	—	4,200	4,200	—	4,200	4,200
STEG管理費	4,200	—	4,200	2,100	—	2,100
合計	4,200	4,200	8,400	2,100	4,200	6,300
総工事費	25,784	66,960	92,745	23,958	66,655	90,613

0.5 勧　　告

0.5.1 Kasseb計画実施時期の決定

Kasseb揚水発電計画は実施設計の開始より1号機の運転開始まで約8年を必要とする。一方，ピーク用発電所として稼動中のガスタービンは1986－89年までに約110MW廃止され，更に約170MWが1992～93年頃までに廃止されるものと予想される。従って，Kasseb揚水発電所とガスタービンの比較検討を最新の経済・技術的見通しの下に立って早急に実施し，Kasseb計画の実施時期を確定することが必要である。

0.5.2 実施設計に先立って行なうべき調査工事および試験

Kasseb計画の実施方針が確定したならば，実施設計に先立って，ＪＩＣＡ調査団の1979年3月の中間報告書に勧告された下記の調査工事および試験を実施する必要がある。

- 地下発電所地点の斜めコアボーリング　250m
- 取水口地点よりEl Fahama山塊の泥灰岩と石灰岩層の接触面までの調査横坑　70～80m
- ダム右岸側河床部下流のトレンチカット
- ダム右岸部に存在する泥灰岩について，その地質と強度および沈下特性の詳細なStudy
- 土取場の土質材料についてその埋蔵量の調査

第 1 章　地 質 調 査

第 1 章　地 質 調 査

1.1 概　　要

フィジビリティ報告書[1/]の勧告に基づいて，ＳＴＥＧ が現在の段階で実施した主な調査項目は次の通りである。

1）計画区域の詳細な地形および地質平面図の作成。

2）テストピットおよびコアボーリングによるダム基礎地盤の調査および試験。

3）コアボーリングによる取水口および放水口地点ならびに上池貯水区域周縁の鞍部の調査。

これらの項目に適用した調査・試験の方法を次に記す。

1.1.1 詳細地形図および地質図の作成

(1) 詳細地形図

調査・設計の精度を向上するために計画区域の縮尺 1/500の実測地形図が作成された。このシリーズの地形図は２２葉から構成されており，作図範囲と図面番号をＦｉｇｕｒｅ　１－１に，主要な測点の座標をＴａｂｌｅ　１－１に掲げた。

(2) 詳細地質図

既存の地質図はチュニジア国政府機関から公刊された地質図幅と説明書[2/]ならびにフィジビリティ報告書[1/]に添付した地質図がある。フィジビリティ報告の地質図[1/]は１９７８年地表踏査と空中写真　の判読により作成され，その縮尺は 1/5,000 である。

この度，作成した地質平面図は縮尺 1/500 の実測地形図を利用して地質踏査を行ない，そのデータを実測地形図から作成した縮尺 1/1,000 の地形図に集成した。地質踏査の方法は計画区域とその周辺の露頭を観察すると共に，露頭の位置を歩測によるルート・マッピングで定め実測地形図に記入した。詳細な地質の分布が必要な範囲については，コンパスとメーター・テープにより測量した。露頭の観察に当っては肉眼による他，携行した稀塩酸を岩石に作用させて，その発泡状態により石灰岩と泥灰岩との区分の参考とした。

構造物の設計に必要なダム，取水口および放水口地点の地質断面図は現段階の地質調査工事の結果のみならず，１９７４－１９７５年の予備設計の際に行なったコアボーリングのデータをも参考にして作成した。

また，放水口地点の周辺のように，地質資料が必要な箇所については，実測地形図の作成範囲の不足を地質ルート・マップで補った。

1.1.2 コアボーリングおよび孔内透水試験

現在までに行なわれたコアボーリングは表1－2の通りである。予備調査（1974－1975年）の際に実施されたボーリングのコアはSTEGの変電所倉庫に収納されており，その地質柱状図はフィージビリティ調査報告書[2/]に収録されている。

現段階の調査で行なったコアボーリングと孔内透水試験はSTEGとJICAチームとで作成した仕様書に基づいて実施しており，作業成果の概要と地質柱状図ならびに透水試験の結果は付録1および2に収めた。また，この作業の技術的問題点や解決すべき事項は第3次地質調査の中間報告書[4/]に記した。

なお，ボーリング孔を利用して地下水位の定期測定を長期にわたり継続する計画である。

1.1.3 テストピットおよび試験

土木構造物の基礎の調査をするために，現在まで行なわれたテストピットは表1－3の通りである。予備調査に際して実施したテストピットの地質はフィージビリティ報告書の表5－2に掲げており，現在の調査のために掘削したテストピットの柱状図は材料調査のそれと共に付録3に収めた。テストピットは地質の観察のみならず，これを利用して現地透水試験を行なった他，採取した試料を用いて力学試験をチュニジア国農業省 およびEPDC の試験所で実施した。その結果は1.3.2ダム地点を参照されたい。

1.2 計画区域の地質

1.2.1 地　　形

計画地域はアトラス山脈の東端にあたり，首都Tunisの西方100 kmに位置し，Tunisから自動車で約2時間の行程である。揚水発電所は既設Kassebアーチダム（ダム高54m）の貯水池（H. W. L. 288.6 m）を下池とし，Kasseb 川の支流の上流部の Bou Stattar山体とEl Fahma山体との峡谷の最上流に高さ55mのフィルダムを設け，満水位標高430mの上池として，設備出力350MW，地下方式で計画されている。

上池の貯水区域は周縁を標高450mないし550mの山体がめぐる標高400mないし450mの平坦な皿状の地形である。

貯水区域には，北と南に鞍部があり，北鞍部の頂の標高は約450m，南鞍部のそれは約435mである。いずれの鞍部も頂は緩かであり，鞍部の両側の谷は浅くて広い。貯水区域から流下する流れは，西を区切る山体を横谷として深く侵食し，ほぼ北北東－南西に走るEl

Fahama 山体の北端は非常にけわしい谷壁が延長約350mにわたり連なっている。この谷壁は岩石が広く連続的に露出しているので，谷に沿って踏査すると計画区域の地質やその構造を推定するのに役立つ。谷の右岸はBou Stattar山体の南麓に沿っており，左岸に比べるとはるかに緩かな斜面で，一部を除き表層堆積物におおわれている。

この峡谷部の下流にはKasseb貯水池上流域の左岸に拡がる緩斜面がひらけ，谷はこの斜面を約400mよぎって，貯水池にそゝぐ。この緩斜面はKasseb貯水池の背水端付近から下流へ約1.4km連続しており農耕地となっている。

この計画の水路は，ダム地点の左岸の取水口からEl Fahama山体の深部に設ける地下発電所を経て，山体の中核部をよぎった後，Kasseb貯水池の左岸に拡がる緩傾斜地の下流端付近に設けられる放水口に結ばれる。

特殊な地形としては，上池地域より流下する谷の下流部の緩傾斜地の一部に地すべりや表層すべりがみられる。

1.2.2 地　　質

(1) 概　　要

Figure 1－2に掲げたように，計画区域は古第三系の石灰岩および泥灰岩とこれを被う第四系から構成されている。石灰岩は石灰質成分の純度の高い岩質から泥灰岩との互層や泥灰質石灰岩まで含まれ，泥灰岩は程度の差はあるが石灰質である。

石灰岩は露頭では白灰色に見えるが，ハンマーで割るとその断面は暗灰色であり，泥灰岩は，暗灰色ないし黒色である。泥灰岩層には細粒ないし中粒の灰色の砂質な部分があり，稀に中粒ないし粗粒の海緑石砂岩が存在する。この他，石灰岩層には幅は狭いが剝離しやすい頁岩層を挾んでいる。

石灰岩は上池区域と下池のKasseb貯水池とを区切るBou StattarやEl Fahama山体をはじめ，上池区域の東縁の山体に露出しているが，泥灰岩は上池区域や山体をとりまく緩傾斜地やKasseb湖岸に分布する。

これらの古第三系の岩石は多くの場合，走向N10°E，傾斜40°～60°NWの規則正しい成層を示すが，上池区域東部の山地やKasseb湖畔の露頭は擾乱作用のために走向および傾斜が乱れている。

第四系は計画区域の緩斜面や山裾を広くおおう表土および斜面堆積物の他，ダム地点右岸下流部に分布する石灰質角礫がある。表土や斜面堆積物はシルト質ないしは礫混り粘性土が主体であるが，石灰質角礫の一部は膠結している。

(2) 地層と岩種

計画区域に分布する地層と岩種およびこれらの岩質をTable 1－4に掲げる。

(3) 地質構造

地層はほゞ南北の走向で西へ45°ないし60°傾斜して，上池区域から塊状泥灰岩，板状石灰質泥灰岩，層状泥灰質石灰岩，塊状石灰岩にいたり，El Fahama山地の中核部を過ぎると層状泥灰質石灰岩，板状石灰質泥灰岩を経てKasseb湖畔の塊状石灰岩と配列している。すなわち，地層は単斜構造であるが，塊状石灰岩を中心として岩種の配列順序は対称的である。

この区域には地層の走向に直交または斜交する幾つかの断層が空中写真の判読や地表踏査により見出されている他，ダム地点ではコアボーリングにより谷にほゞ平行な3条の断層が推定された。

ダム地点の断層A，BおよびCは，いずれも規模はかなり大きく，ダムは避け得ぬ方向であるが，ボーリングコアの観察や透水試験の結果，計画ダムの規模や型式に対しては技術的処理は可能との見通しを得た。また，放水口地点はEl Fahama山地の南部の峠をよぎってKasseb湖に向う断層を避けて選定されている。

見出したその他の断層は破砕帯の幅が狭いものや破砕物質が十分に固結したもののみであった。

(4) 特殊な地質現象

a) 石灰岩の溶食

広範な地表踏査やコアボーリングの結果，大規模なカルストは見出されていないが，El Fahamaの頂の一部にFigure 1－4に示したような，小形で浅い長円形に溶食された窪みがかなりの範囲にわたり散在しているのが観察された。これらは，地層の走向方向にある間隔で配列している。この溶食による窪みは多分深部まで達していないと思われるが，詳細な分布や状態を確認する必要がある。

b) 地　滑　り

ダムが位置する谷がEl Fahamaを横断して山裾の広い緩傾斜地に入る付近(Figure 1－5参照)には小規模な地滑りが多発している。これらの地滑りの多くは底面は浅く，表土の滑りのようであるが，一部に区域を構成している軟質な泥灰岩層に滑り面をもつものも見られる。現在のところ規模は小さいが，拡大する可能性もあるので適時かつ適切な処理が必要となろう。

この地滑りの他に，ダムが計画されている谷とEl Brikの合流点のKasseb湖の右岸には，河成段丘がかなり広い範囲にわたり侵食されているのが見られる。

c) 湧　　水

上池区域の東縁の山腹部にかなりの量の湧水があり，部落の給水源として利用されている。この湧水はTable 1－5に掲げたようにカルスト水とみなされる。また，上池区域

の周辺やコアボーリングSU4の孔口から少量の湧水が発生している。しかし，いずれも構造物の設置に支障を与えるようには思えない。

1.3 土木構造物の基礎

1.3.1 上池区域および取水口地点

(1) 上池区域

この区域は，東と西は標高530mないし550mの山体で境され，北と南はゆるやかに傾斜する鞍部で区切られており，北鞍部の頂の標高は約450m，南のそれは約435mである。貯水区域の底部の標高は約400mであり，計画満水位での貯水面の幅は東西約550m，南北約700mで，その形状は貨幣袋に似ている。この貨幣袋はダム地点で両岸からせまる山体（Bou Starttar および El Fahama）のために狭まっており，満水位での鞍部の幅は北鞍部では約500m，南鞍部でのそれは約300mである。貯水区域の大部分は農耕地に利用されており，薄い耕土と泥灰岩の風化残留土である粘性の高い粘土およびシルトの混合土におおわれている。

鞍部からの貯水の漏水の可能性につき，区域を構成している地盤の構成を予備調査（1974－75）の際，北鞍部ではC1からC5の5坑，南鞍部ではD1からD6の6坑のテストピットにより調べた。その結果，[1/] 両鞍部とも厚さ0.8ないし2m内外の表土の下位には泥灰岩層を見出している。

この度，北鞍部にはCore boring SB14，南鞍部にはSB13を実施し，孔を利用して透水試験を行なった。この結果についてはFigure 1－11，付録の地質柱状図と透水試験表およびGraph 1－2－3～6に掲げた。

Core boring SB14は厚さ2.2mの表土を経て泥灰岩を削孔している。泥灰岩は深さ約15mまで風化して軟質であるが，以深は新鮮となり深さ20m以深は硬さも増し，棒状のコアが採取されている区間も多い。しかし，深度30.8m－31.85mの間の岩石は擾乱されコア採取率も低く，33.3m－35.0mの間のコアは45°の面で剥離しやすい岩石で，その上，風解されてコアは粒状になっている。孔を利用して行なった透水試験の結果は，深度25m－35mの間は特に透水性は低いが，15m－20mの間は圧力5㎏以高，20m－25mの間では圧力7㎏以高となると透水性が増加し，それぞれ最高26.1および13.8 Lugeonを示している。

一方，Core boring SB13は孔口から孔底までほとんど破砕されたり剥離しやすい泥灰岩を削孔しており，深度24mまでは孔内崩壊のためパッカーが装着できず透水試験は不可能であった。しかし，深度24m－29mの間は最高1.35 Lugeon，29m－33mの間は最高0.68 Lugeonを示し，実用上は，ほゞ不透水層とみなしうる数値を得た。

上池区域の踏査ではテストピットＣ３からＡ5/2の間に風化岩盤の露頭が断続しているが，岩盤の内部は十分に締め固まっていると推定されるし，貯水の昇降のため大規模な斜面の滑りの発生が予想されるような箇所は見当らなかった。

上池区域の東斜面に発生している湧水は化学分析（Table 1－5参照）によると明らかにカルスト性の地下水であるが，湧水位置は計画満水位よりも高い。テストピットおよびコアボーリングによる地下水位の測定値は，水位は低くなく，貯水区域をおおう表層堆積物も透水性は小さいようである。

従って，計画水位では貯水の漏水も許容しうる程度と思われる。

(2) 取水口地点 （Figure 1－2および11参照）

取水口はダム地点へせまるEl Fahama山体の北端の山裾を利用して設けられる。取水口地点付近には予備調査（1974－75）の際にCore boring SB7（鉛直，孔長30m）が削孔された。SB 7の地質は概ね次の通りである。

0m (Top of hole) to 3.5m ; Topsoil. Yellow plastic clay.
3.5m to 30.0m (Bottom of hole) ; Banded calcareous MARLSTONE. Generally soft.
3.5m to 8.6m ; Weathered clayey plastic MARLSTONE.
8.6m to 22.5m ; Partially hard.
22.5m to 24.5m ; Relatively hard.
24.5m to 30.0m ; Partially hard.
Permeability test ; 6.0m - 12.0m = 2.2×10^{-6} cm/sec.
24.0m - 30.0m = 8.9×10^{-6} cm/sec.
Sections from 0m to 6.0m and 12.0m to 24.0m were untested.

追加調査としてCore boring SI 2（鉛直，孔長150m）を実施した。この孔に用いた機械は旧式であり性能がよくない。

採取したSI 2のコアの観察は概ね次の通りである。

0m (Top of hole) to 1.0m ; Topsoil.
1.0m to 5.0m ; Residual soil altered from MARLSTONE. Cohesive clay.
5.0m to 150.0m (Bottom of hole) ; MARLSTONE. Generally soft.
5.0m to 17.5m ; Calcareous MARLSTONE.
5.0m to 7.9m ; Highly weathered.
7.9m to 17.5m ; Closely cracked or shattered.
17.5m to 44.9m ; Alternation of sandy (light grey) and shaly (dark grey) facies.

Sandy facies (17.5m - 22.0m, 26.0m - 31.1m, 33.75m - 44.9m) are generally compact.
Shaly facies are sometimes foliated or sheared.
Slickensides --- 35.7m (dip 70°), 37.15m (dip 65°)

44.9m to 150.0m ;	Shaly MARLSTONE. Mostly disturbed zone.
44.9m to 80.0m ;	Foliated. With slickensides. Air-slaked.
52.95m to 54.9m ;	Sandy. Air-slaked.
CALCITE veinlet ---	52.3m (1 cm wide), 52.4m (0.5cm wide)
65.3m to 66.5m ;	Clayey.
66.5m to 70.0m ;	Vertically foliated. With many slickensides. Soft.
76.1m to 76.6m ;	Clayey.
79.0m to 85.0m ;	Clayey. 79.0m --- Slickensides.
80.0m to 150.0m ;	Core recovery is very poor. Most of core is cutting. or small chips. May be disturbed or foliated rock. 96.0m --- Slickensides.
133.5m to 135.0m ;	Sandy cutting.
135.0m to 150.0m ;	Foliation dips 70° to 80°.
Permeability test;	10.0m - 20.0m = min 1.87 Lugeon, max 26.48 Lugeon. 20.0m - 35.0m = min 0 Lugeon, max 16.0 Lugeon. 35.0m - 65.0m = min 0 Lugeon, max 2.76 Lugeon. Section from 0m to 10m, and 65.0m to 150.0m were untested.

この孔の地下水位は深度65mより地下10mとなり，深度90mでは20mに，深度105mから115mまでは部分的に地下50mに低下するが，深度115m以深は30mに回復している。

この孔のコアから推定すると，計画取水口付近は西へ75°内外で傾く擾乱帯あるいは剥離性の強い頁岩質岩石が分布しているようである。この地質不良部をFigure 1－11には予想断層Dとして表現したが，導水路は進行に応じて良好な岩盤に移行するに相違ない。

1.3.2 ダム地点

(1) 概　　要

1978年JICAチームは計画区域の縮尺1：5,000の地質平面を作成すると共にダム地点を踏査し，地点を構成する岩石と表層堆積物の分布とそれらの性質をほゞ明らかにした。同時に既存のコアボーリングおよびテストピットの資料を解析してダム地点の地質断面を作成し，これらの研究に基づいてダムに対する地質技術的検討を行なった。JICAチームの

調査以前に行なわれたダム地点の調査工事の数量はTable 1－2に示したが，コアボーリング6孔，孔長210m，テストピット9坑，坑長38.25m以上であり，ボーリング孔を利用して地盤の透水試験が実施されている。これらの結果はＪＩＣＡ報告書 に集録してある。

現段階の補足調査では，ＪＩＣＡ報告書 に示された調査項目に基づき，詳細地表踏査，コアボーリングおよびテストピットを実施すると共に，ダム基礎地盤の力学試験も行なった。

コアボーリングはＪＩＣＡとＳＴＥＧで共同して作成した仕様書に基づきＳＴＥＧの監督のもとで作業が進められ，地盤の力学試験はボーリングコアやテストピットから採取した不かく乱試料を用い，テュニジア国農林省Ben Arous試験所および電源開発(株)〔ＥＰＤＣ〕の試験所で実施し，その物性値を対比した。

力学試験によってダム基礎地盤の強さを評価すると共に，ボーリング孔を利用して透水試験を行ない地盤の耐水性を調べて，ダム，取水口および放水口構造物の設計や基礎処理の資料とした。

(2) 地　　質

(a) 岩石および表層堆積物

(a). 1 岩　　石

ダム地点に分布する岩石はFigure 1－3に示すように，下位より塊状泥灰岩，板状石灰質泥灰岩，剥離性頁岩質泥灰岩であるが，上池区域に分布する塊状泥灰岩は表層堆積物におおわれているので露頭は見られない。

a) 塊状泥灰岩

この岩石は暗灰色で層理は明瞭でなく，X線分析によるとモンモリロナイトをかなり含有している。そのため，水の作用により容易に泥化するし，大気にさらすと小さな岩片に崩壊することがある。

b) 板状石灰質泥灰岩 （Layer A）

暗灰色ないし灰色の岩石で石灰岩の薄い層を挾む部分がある。層理は明瞭で，その間隔は10cm以下であるがよく密着している。左岸に分布するこの岩石は堅硬であり河岸部から山体にかけて広く露出している。右岸は表層堆積物におおわれているため露頭はほとんど見られないが，コアボーリングやテストピットの結果ではかなりの深さまで風化しており，左岸に分布する岩石に比べると非常に軟かい。

c) 剥離性頁岩質泥灰岩 （Layer B）

この泥灰岩はダム地点の左岸に薄い層として3層数えられる。新鮮な露頭では層理も密着してよく締まり，十分な強さを持っている。しかし，風化作用に対する抵抗力はあまり強くない。

d) 層状泥灰質石灰岩 (Layer C)

Layer Aと類似した岩質であるが層理の間隔は15ないし20 cmに達する。その露頭はLayer Aに挟まれた薄い層(幅15m内外)として左岸の谷壁から山体にかけて見られるのみである。この岩石は層理は密着し堅硬であるが，右岸の表層堆積物の下位では，ある深さまで風化し岩質は劣化しているであろう。

e) 塊状石灰岩 (Layer D)

この石灰岩はダム地点の下流部に河道から左岸の山体の頂にかけて広く分布し，非常に堅硬で，その層理の間隔は30 cm以上に達する。ダム地点のみならず山体を広く踏査したが，カルスト現象はまず見られない。たゞ，El Fahama山体の一部に長円形に浅く溶食した窪みがかなりの範囲に分布しているが〔Figure 1－4および1.2.2(4)(a)参照〕，この溶食は岩盤の表層部に限られているようで，分布する位置もダム地点から遠く，高さも高い。

この岩石は右岸では河岸に近い斜面に断続して露出するに過ぎない。

(a).2 表層堆積物

表層堆積物は表土，斜面および崖錐堆積物ならびに石灰質充塡角礫岩に分類される。ダム軸下流の左岸谷壁から山体は岩石が広く露出し，崖錐堆積物が一部に存在するに過ぎない。

a) 表　　土

表土は非常に粘性が強く上流区域から右岸にかけて広く分布するが厚さは薄い。その下位は厚さ1ないし2mの風化残留土を経て風化岩に移る。

b) 斜面および崖錐堆積物

ダム地点の下流，右岸の山体に広く分布する。粘性土にダム地点に分布する石灰質岩石の岩屑を混じえており厚さは精々10m程度と思われる。

c) 石灰質充塡角礫岩

この角礫岩は右岸の低い尾根から河道の一部にかけて分布する他，山腹部にも狭い露頭が見られる。露頭の形状は侵食作用のため非常に不規則である。この堆積物は石灰岩質岩屑を石灰質物質が膠結して生成したものであり，十分に固結した部分は少く未固結な部分や空隙が多い。この堆積物は一体化された岩体とは見なし難く，しかもその下位には古い表土や崖錐堆積物が分布していたり，古い地盤との間には空隙が存在していることもあるように思われる。この堆積物の厚さはボーリングSB 4では15mにも達していた。

(3) 地質構造

左岸の連続した露頭を観察すると，岩石は走向N 0° − 20° E（ダム軸にほゞ平行），傾斜40° − 55°NW（下流へ傾斜）で整然と配列している。しかし，右岸はほとんど表層堆積物におおわれているので，ダム地点の下流の河岸付近以外は地質構造は不詳である。

ダム地点には地表で観察しうる断層は見当らない。しかし，1) Figure 1 − 2に示したように両岸の山体のズレ，2) ボーリングSB 2，SB 11，SB 12 bis，およびSB 3のコアの観察から，Figure 1 − 3，1 − 9および1 − 10に示すA，BおよびCの断層を想定した。断層AおよびBの方向や厚さは擾乱されていない岩石の分布，すべての既存ボーリングのコアの状態およびダム軸付近に存在する方解石脈の方向から予想した。断層CはボーリングSB 12 bis およびSB 3のコアの観察と上述の根拠から想定した。

これらの断層はいずれも規模が大きく，河道にほゞ平行する走向であるので，ダムは避けることができない。断層物質は地表付近では風化作用のため劣化しているが，深部は透水試験の結果，注水圧5 kg/cm²以下であれば透水度（Lugeon値）は小さく，よく締まっているようである。しかし，ボーリングSB 11の断層AとBの中間の岩盤は30 Lugeonに近い値を示した箇所もある。この断層部分に削孔したボーリング孔の水位はいずれも地表からの深さは10m以内に保持されている。

(4) 地質調査工事

(a) コアボーリング

コアボーリングの位置はFigure 1−2および1− 3に掲げ，地質柱状図はAppendix 1に集録した。また，地質断面図（Figure 1 − 10）には各孔の地質柱状図と透水試験結果の概要ならびに孔内水位を示した。各孔の地質の概要は次の通りであった。

a) SB 10 ; Inclined hole (direction - N, 45°), 50m long

0m (Top of hole) to 3.4m ; Overburden.

0m to 1.5m ; Topsoil. Brown and silty.

1.5m to 3.4m ; Debris or severely cracked rock. Pale brown.

3.4m to 50.0m ; MARLSTONE. Dark grey.

3.4m to 20.0m ; Calcareous.

3.4m to 6.0m ; Somewhat weathered. Rock surface? Bedding dips at 45°.

4.5m to 4.7m and 5.9m to 6.0m ; Dark brown soil.

6.0m to 15.0m ; Fresh and hard. Cores in short bars and pieces in most part.

8.0m to 8.5m, 8.8m to 9.4m and 11.5m to 13.5m ; Fragmental core.

15.0m to 20.0m ; Somewhat weathered. Moderately hard to hard. Core in short bars.

15.65m to 16.5m and 17.6m to 18.0m ; Fragmental core.

19.8m ; Crack with CALCITE film.

20.0m to 50.0m ; Fresh and sandy.

20.0m to 22.5m ; Moderately hard. Core in short bars to pieces.

20.85m ; Horizontally sheeted, 3cm wide.

21.0m to 21.46m; Fragmental cores due to air-slaking.

22.5m to 50.0m ; Cores are mostly in stick or bar. Hard and compact.

26.0m to 27.5m ; Core in short bars.

28.5m --- CALCITE vein, 1cm wide, dips at 20°.

40.7m to 40.9m ; Fragmental core.

42.3m to 42.7m ; Grain core. Sandy and clayey.

46.7m --- Crushed. 1cm wide, dip 70°.

46.98m to 47.05m; Crossing two joints with clay film.

b) SB 11 ; Inclined hole (direction - S, 45°), 55m long.

0m (Top of hole) to 11m ; Clay. Cohesive and dump.

0m to 3.0m ; Brown to dark brown.

3.0m to 11m ; Brown.

3.0m to 3.3m ; With LIMESTONE fragments.

3.2m to 9.2m ; Probably LIMESTONE breccia.

11.0m to 55.0m ; MARLSTONE . Calcareous.

11.0m to 31.0m ; Grey. Disturbed rock. Breccia cemented with clayey material.

27.3m --- CALCITE veneer, 3mm wide.

31.0m to 45.0m ; Hard. Core in short bars or pieces but cracked zones exist in some places.

Fragmental core --- 31.0m - 32.4m, 33.7m - 33.9m and 36.3m - 36.7m.

Fragmental core. Dark grey. Somewhat weathered --- 40.0m - 41.5m and 43.0m - 45.0m.

43.0m to 45.0m ; Core recovery is very poor.

42.2m --- Joint coated with CALCITE film, dip 75°.

42.8m --- Irregular crack steepy inclined.

45.0m to 55.0m ; MARLSTONE . Foliated (Fault zone). Mostly clayey materials with rock fragments and grains. CALCITE small patches in some fragmental cores were pitted.

51.0m to 52.0m ; Sheared and foliated at dip of 60°.

c) SB 12 ; Vertical hole, 30.6m long.

0m (Top of hole) to 3.1m ; Overburden.

0m to 1.5m ; Topsoil. Dark brown.

1.5m to 3.1m ; Residual soil derived from MARLSTONE. Brown.

3.1m to 30.6m ; Dark grey MARLSTONE. Disturbed and clayey in most part.

3.35m --- Slip dips at 70°.

5.8m ---- Vertically foliated.

10.5m to 12.4m ; Cracky rock. Not calcareous.

10.5m --- Steepy inclined crack.

12.0m --- Clay, 5cm wide.

12.4m to 23.2m ; Rock fragments are lifted in some places.

23.2m to 27.9m ; Cracky rock. Core in short bars to fragments.

23.2m to 23.4m ; Air-slaked.

24.75m to 24.9m; Clayey.

25.0m to 27.9m ; Fresh.

25.2m --- Slickensides.

27.5m --- Joint dips at 80°. Fresh.

27.9m to 30.6m ; Shaly facies, fresh. Air-slaked along foliation. Foliation occurs at 0.5 to 2mm apart and dips at 80°.

30.4m to 30.6m ; Clay.

d) SB 12 bis ; Vertical hole, 30m long.

0m (Top of hole) to 2.9m ; Overburden.

0m to 1.7m ; Topsoil. Dark brown. Clayey and cohesive.

1.7m to 2.9m ; Residual soil derived from MARLSTONE.

2.9m to 30.0m ; MARLSTONE. Calcareous.

2.9m to 20.0m ; Interbedded with shaly and sandy facies. Dark grey.

2.9m to 4.3m ; Severely cracked. Soft. Clayey in part.

4.0m --- Clay, 10cm wide.

4.3m to 13.1m ; Clayey in many places. Disturbed zone.

12.5m to 12.8m ; Air-slaking.

13.1m to 17.3m ; Core broken into pieces to fragments. Sandy.

17.3m to 26.4m ; Disturbed. Steepy angled. Dark grey.

26.85m --- Shear plane dips at 80°.

26.4m to 30.0m ; Dark grey to black. Air-slaked with steepy angled partings into small shaly fragments and grains. Soft.

(b) 透水試験

この試験の結果はAppendix 2に集録したが，各孔の注入水圧と注水量の関係をGraph 1－1～1－3に，地質柱状図とLugeon値および地下水位との関係をFigure 1－10に収めた。孔内崩壊のためにパッカーが装着できず試験が不可能な区間があったが，試験の結果を要約すると次の通りである。

1) 試験を実施した区間では圧力10㎏まで注水圧を上昇できた。

2) 多くの孔で注水圧5ないし7㎏以高で透水量が急に増加した。これは圧力の上昇による岩盤のゆるみに起因するようである。

3) ボーリングSB 10の長さ10－20m区間の透水度が高い（最高21.6 Lugeon）のは，この部分は地表からのかぶりが浅く岩盤が僅かにゆるんでいるためであろう。この孔の20m以深は急激に透水度が減少する。

4) ボーリングSB 11の長さ35－45m区間の透水度が高い（最高33 Lugeon）のは，この部分の岩石は砂質で堅硬であるが，傾斜がほゞ孔に平行する割れ目が所々に存在しているためであろう。

5) 今回の試験ではほとんど不透水とみなしうる値から14 Lugeon以下の区間が多かった。

6) 予備調査　の際の透水試験では，透水係数が10^{-3} cm/secのオーダーから10^{-6} cm/secの範囲にあるが，多くの場合10^{-4} cm/secのオーダーであった。10^{-3} cm/secに近似したオーダーの部分は，いずれも地盤の表層部（15m以浅）であり，10^{-6} cm/secのオーダーの地層は泥灰岩であった。

透水試験の結果を総合すると，ダム地点の地盤は表層部では透水度が高く，深部では不透水性とみなされる箇所が多い。しかしボーリングSB 11のように擾乱帯の周縁の割れ目が多い岩盤は，他に比べると高い値（最高33 Lugeon）に達し，泥灰岩質岩石や一部の板状岩石では注入圧が5㎏以上になると値が急増する傾向がみられた。このような現象は基礎処理や止水グラウチングの設計・施工に特別な配慮が必要であることを示している。

(c) テストピット

Figure 1－3に示すように，5坑のテストピットを掘削したが，このうちP 10が左岸にある他はP 11～14はすべて右岸にある。テストピットの地質柱状図はAppendix 3に集録した。

これらのピットのうち，右岸の中位部のP 11は土の厚さが4mにも達するが他のピットでの土の厚さは1m内外である。

岩盤表層部の風化が激しい層の厚さはP 11は2m以上，P 13は1.7mであるが，他は

1m以下である。この層の下位は軟かではあるがよく締まった風化岩石へ続く。掘削には火薬は使用していない。坑内の水位はP10およびP14以外は地表下4.85mないし3.0mであったが，P10およびP14は浅いため地下水位に達していないようである。

(5) 室内試験

ボーリングコアおよび立坑から採取した不かく乱試料を用いて室内試験が行なわれた。この結果は立坑試料のものがTable 1－6に，ボーリングコアのものがTable 1－7に示されている。

ダムの基礎となるMarlのせん断強度についてはP－10 1.5～1.7m，P－11 5.5～5.8m，P－13 3.6～3.8m，SB－11 19.05～19.35mおよびSB－12 bis 10.23～10.65mの5試料について3軸せん断試験が行なわれた。この内P－13 3.6～3.8mの試験はEPDC Engineering Laboratoryにおいて実施された。

P－10 1.5～1.7mの試料は堅硬なMarlであり，内部摩擦角も40°内外の値を示しており，ダム基礎として十分な強度を有していることが判る。

右岸側に存在するMarlは左岸のそれに比し，強度がかなり小さく，Fig 1－10に示される岩盤状態の分類ではcracky rock，weathered (or soft) rockとsheared rockの3種類に分類される。せん断試験を行なった右岸側の4試料は，SB－12 bis 10.23～10.65mがcracky rockに，P－11 5.5～5.8mおよびP－13 3.6～3.8mがweathered rockに，SB－11 19.05～19.35mがsheared rockに当る。CUI TestおよびCUP Test（記号の意味についてはTable 1－6参照）のϕ'は，cracky rockにあたるSB－12 bis 10.23～10.65mで25°，weatered rockならびにsheared rockに当るその他の3試料が12°～20°の値を示している。設計値としてのせん断強度（ϕ'）は，crack rockについては試験値が1試料のもののみであることから余裕を見込んで20°程度，weathered rockおよびsheared rockについてはCUIおよびCUp Testの結果から判断し13°程度とした。

(6) 土木地質学的所見

調査結果からダム地点の土木地質学的所見を次のようにまとめた。

1) ダム地点の左岸はダム軸上流部を除けば堅硬な石灰質岩石が広く分布し岩盤のゆるみも浅く，計画するダムの基礎として十分利用しうる。

2) 河道部はダム軸の下流には堅硬な塊状石灰岩が分布しているが，ダム軸に近ずくにつれて岩石は風化して軟質となる。

3) 右岸に断層A，BおよびCの存在を想定した。断層作用のためか，岩盤の劣化や風化作用が全域に及んでおり，かなりの深さまで岩盤は軟質である。

しかし，ボーリング孔の水位は地表下10m内外に保持されており，深部の岩盤は軟

質である。

しかし，ボーリング孔の水位は地表下10m内外に保持されており，深部の岩盤は軟質であるが締まっているように思われる。

4）透水試験の結果は堅硬な岩盤では深度と共に透水度が減少する。すなわち，ボーリングSB 10では10ないし20mの区間は最大21 Lugeon内外であったが，以深は高い注水圧の場合でも14 Lugeon以下であった。しかし，右岸のボーリングSB 11では推定断層AとBとに挟まれた岩盤では，孔に平行する方向の割れ目が存在するために最大32 Lugeonに達した箇所があった。また，断層部や風化岩盤の透水度は堅硬な岩盤に比べるとかえって低い箇所が多い。

5）透水試験では岩質の劣化が著しい地表に近い部分では，パッカーの装着が不可能で試験を実施できぬ箇所があったが，多くの試験区間では注水圧を10㎏に上昇できた。しかし，この地点の岩盤の特徴として，注水圧が低い場合にはほゞ不透水性とみなしうる値を得たが，注水圧が5ないし7㎏となると透水度が増す傾向がみられる。この現象は高い注水圧によって岩盤の一部が破壊されたものと予想される。

6）右岸の推定断層は幅が広い。その走向は流路と平行しているならばダムはこれを避けることができない。この断層とその周辺部の地表に近い地盤は劣化が進み，ボーリングSB 11およびSB 12 bisのように孔内崩壊のために透水試験が不可能であった。この部分の厚さは約10mである。

7）計画ダムのコア部の岩盤掘削の深さは，左岸の取付部では5m内外，左岸山裾から右岸にかけてはFigure 1－10に示した深さ10m程度の岩盤の風化部と断層のゆるみの部分は除去しなくてはならない。

8）コアの位置は石灰質充塡角礫岩の分布範囲は避けなくてはならない。この角礫岩はコアの基礎となり得ない岩質である上，その下位は古い表土や空隙の存在が予想されるからである。ロックフィル部分でも角礫岩の異常な沈下に対する配慮が必要で，詳細設計の場合には十分調査しなくてはならない。

9）基礎処理グラウチングは左岸に分布する堅硬な岩盤は通常の手法が適用されるであろうが，河床部および右岸，特に断層部についてはその方法について格別な配慮が必要である。

10）地表地質調査やコアボーリングの結果，石灰岩質岩石にはカルストは存在しない。右岸の山裾の湧水は水量・水圧ともに小さい。

11）この地点は適正な基礎処理を行えばダムの建設は可能である。

1.3.3 放水口地点

放水口地点はFigure 1－2および1－8に掲げたようにEl Fahamaの峠を横切る断層を避けて選定されている。この地点の周辺の岩盤の露頭はKasseb湖岸の放水口吐口付近に風化した砂岩質および頁岩質の泥灰岩が散在するのみである。取水口構造物の基礎を調査したコアボーリングSU 11の結果はSTEGからの通報によると次の通りであった。

SU 11 ; Vertical hole, 70m long (planning)

0m (Top of hole) to 3.0m ; Overburden.
0m to 0.4m ;
0.4m to 3.0m ; Clay. Brown and iron-oxidized. High platisity.
3.0m to 44.0m ; Grey MARLSTONE. NX-casing was inserted up to 36.5m deep.
3.0m to 5.0m ; Clayey cutting.
5.0m to 13.0m ; Core in pieces.
13.0m to 21.0m ; Core in pieces and grains in alternation.
13.0m to 14.0m ; 15.0m to 17.0m, and 18.0m to 21.0m ; Grain core.
21.0m to 23.0m ; Core in short bars. Hard.
23.0m to 29.0m ; Core in fragments. Moderately hard.
29.0m to 33.8m ; Core in pieces. Moderately hard.
33.8m to 34.5m ; Core in sticks. Hard.
34.5m to 37.0m ; Core in fragments. Clayey.
37.0m to 38.2m ; Core in pieces. Schistosed rock. Dip 45°.
38.2m to 41.0m ; Core in sticks. Hard.
41.0m to 41.8m ; Core in fragments. CALCITE veined.
41.8m to 44.0m ; Core in short bars. Moderately hard. Calcite veined. Schistosity dips at 45°.
44.0m to 70.0m(Bottom of hole) ; MARLSTONE. Very hard. But core recovery is poor.
44.0m to 48.0m ; Core in grains to fragments. Clayey.
48.0m to 51.0m ; Core in short sticks. Hard. Jointing dips at 60°.
51.0m to 54.0m ; Core in pieces.
52.0m to 54.0m ; Soft.
53.5m --- Clayey.
36.5m to 69.0m ; BX casing was inserted.
65.0m to 70.0m ; Water pressure test was not performed due to collapse of hole.

この孔はAppendix 1の地質柱状図やFigure 1－8に示したようにコア採取率は低く，コアは硬，軟が交互し，ケーシングを深さ69mまで挿入しており，深さ36.5m以深は孔径をNXからBXに変更している。

この孔の透水試験は地表から深さ30mまでと深さ45mから50mならびに65mから70mの区間は孔内崩壊のため実施不可能であり，ほゞKasseb湖の満水位に近い深さ30m－35mの区間では最高21.4 Lugeonであった。しかし，以深45mまでは16 Lugeon から5 Lugeonないし0.1 Lugeon以下に減少している。この孔の水位は深さ7.85mであった。

放水口構造物は軟質部を挟む岩盤を基礎としている上，Kasseb湖からの湧水についても設計・施工に際して配慮が必要となる。放水路トンネル部は調圧水槽から約60mで泥灰岩からEl Fahamaを構成する堅硬な泥灰岩質石灰岩に遭遇するであろう。

現在までの調査では，他の比較地点の地質も，ほゞ同様な状態と推定される。

（注）

1/ Japan International Cooperation Agency (1978) Report on Kasseb Pumped-storage project, Republic of TUNISIA.

2/ Ch. GOTTIS et P. SAINFELD (1956) Carte géologique de la TUNISIE, Feuille No. 17, Echelle 1:50,000, "Zaouiet Madien", Royaume de Tunis - Ministère des Travaux Publics Service des Mines, de l'Industrie et de l'Energie.

3/ 74 TU359/250 UAG 412, 2933 thru 2933 and 2942 thru 2945.

4/ Electric Power Development Co., Ltd (EPDC) and Japan International Cooperation Agency (JICA) (1979) Rapport intérimaire de la 3 ème étape sur les études géologique complémentaires.

Tableau 1-1 LISTE DES POINTS DE REPERE D'UNE SERIE DE PLANS TOPOS A L'ECHELLE 1/500 (LIST OF SURVEYED POINTS IN A SERIES OF TOPOGRAPHIC MAPS AT SCALE 1/500)

Points de repère	Coordonnées			Observation
	X+	Y+	Z	
J 1	85.319,19	79.921,23	295,23	
J 2	85.450,94	79.842,08	303,25	
J 3	85.580,35	79.798,30	293,75	
J 4	85,535,69	79.638,22	335,15	
J 5	85.621,51	79.709,62	314,14	
J 6	85.699,20	79.622,99	323,06	
J 7	85.692,18	79.737,33	301,71	
J 8	85.819,10	79.787,19	287,08	
J 9	85.873,15	79.636,47	311,20	
J10	85.803,44	79.569,98	331,90	
J11	85.682,30	79.484,01	352,58	
J12	85.838,58	79.476,96	341,99	
J13	86.020,10	79.462,78	334,55	
J14	86.120,05	79.545,27	316,04	
J15	86.055,60	79.606,14	305,65	
J16	86.043,31	79.674,78	291,62	
J17	86.247,73	79.557,26	301,77	
J18	86.398,38	79.538,76	300,34	
J19	86.511,52	79.514,42	297,70	
J20	86.669,89	79.556,16	286,15	
J21	86.669,27	79.477,76	296,57	
J22	86.648,12	79.362,95	316,77	
J23	86.714,15	79.441,35	296,24	
J24	86.771,98	79.271,83	303,97	
J25	86.772,24	79.176,01	318,48	
J26	86.610,74	79.236,49	339,17	
J27	86.580,33	79.140,82	369,15	
J28	86.620,21	79.114,10	369,47	
J29	86.721,40	79.060,44	358,31	
J30	86.895,39	79.045,96	334,31	
J31	86.551,52	78.744,20	519,69	
J32	86.666,72	78.709,02	509,31	
J33	86.566,01	78.683,07	507,51	
J34	86.445,14	78.851,14	508,16	
J35	86.625,75	78.774,00	521,61	
J36	86.688,99	78.818,68	493,31	
J37	86.685,42	78.930,29	439,41	
J38	86.499,78	79.003,93	436,95	
J39	86.568,64	78.662,54	498,36	
J40	86.667,01	78.675,76	500,01	
J41	86.651,55	78.507,30	442,56	

Tableau 1-2 LISTE DES SONDAGES EN CAROTTAGE (LIST OF CORE BORINGS)

Sondage	Localisation	Coordonnées			Direction	Profondeur (m)
		X+	Y+	Z		
SB 1	Barrage, rive gauche	87.028,91	78.642,17	420,77	90°	35,0
SB 2	Barrage, lit	87.108,06	78.642,00	393,00	90°	35,0
SB 3	Barrage, rive droite	87.268,78	78.643,46	422,82	90°	35,0
SB 4	Barrage, rive droite	87.184,80	78.759,93	419,61	90°	35,0
SB 5	Barrage, lit	87.103,80	78.736,94	393,99	90°	35,0
SB 7	Barrage, rive gauche	87.015,88	78.543,96	407,54	90°	30,0
SB 8	Prise d'eau amont	87.184,70	78.642,94	404,94	90°	35,0
SU 1	Prise d'eau aval (variante)	86.022,03	79.644,05	298,57	90°	70,0
SU 2	dito	85.985,16	79.429,74	339,79	90°	38,5
SU 4	dito	86.242,47	79.516,81	310,22	90°	100,0
SU 5	Galerie d'amenée	86.319,87	79.400,52	330,00	90°	100,0
SU 6	Galerie d'amenée	86.413,12	79.260,43	350,14	90°	125,0
SU 7	Centrale	86.502,77	79.125,87	380,24	90°	75,0
SB10	Barrage, rive gauche	87.047,44	78.644,03		N 45°	50,0
SB11	Barrage, rive droite	87.157,47	78.638,77		S 45°	55,0
SB12	Barrage, rive droite				90°	30,6
SB12 bis	Barrage, rive droite	87.246,77	78.641,06		90°	30,0
SB13	Col du sud de la zone de réservoir supérieur	86.613,08	78.480,04		90°	35,0
SB14	Col du nord de la zone de réservoir supérieur	87.692,10	77.872,81		90°	35,0
SI 2	Prise d'eau amont	86.947,01	78.490,58		90°	150,0
SU11	Prise d'eau aval proposée	85.500,00	79.470,00		90°	70,0

Total : 21 trous et 1.444,1 mètres

Note :

1. Les sondages de SB1 à SB8 ainsi que de SU1 à SU7 ont été exécutés au cours de la campagne de 1974-75.
2. Les sondages de SG10 à SB14 ainsi que le sondage SU11 ont été exécutés au cours de la présente campagne (1979-80).
3. La plupart des trous sont de carottage NX.
4. Coordonnées Z indiquent la cote NGT en mètres.

Tableau 1-3 LISTE DES PUITS DE RECONNAISSANCE (LIST OF TEST PITS)

Puits	Localisation	Cote (m)	Profondeur (m)	Puits	Localisation	Cote (m)	Profondeur (m)
P 2	Barrage, rive droite	421,47	5,20	H 1	Prise d'eau amont		5,00
P 3	dito	433,11	4,30	H 2	dito		5,00
P 4	dito	426,25	5,60	H 3	dito		5,70
P 5	dito	420,10	6,00	H 4	dito		5,90
P 6	dito	412,50	5,50	H 5	dito		6,30
P 7	dito			H 6	dito		6,80
P 8	dito	426,25	5,60	H 7	dito		4,80
				H 8	dito		4,00
A 1/2	Réservoir supérieur	468,95	3,65	H 9	dito		3,80
A 3/2	dito	449,81	3,50	H10	dito		2,00
A 5/2	dito	431,50	2,00	H11	dito		2,80
A 1/4	dito	459,93	4,30	H12	dito		3,50
A 3/4	dito	444,94	4,00	H13	dito		2,80
				H14	dito		3,00
B 1	Barrage, rive droite	426,74	3,80	H15	dito		4,00
B 2	dito	426,71	2,25				
B 3	Réservoir supérieur	432,57	2,00	K 1	Barrage, rive droite		0,70
B 4	dito	454,16	2,00	K 2	dito	420,20	2,70
				K 3	dito	420,18	1,50
C 1	Col du nord	459,68	2,00	K 4	dito	428,63	0,60
C 2	dito	437,48	2,30	K 5	dito	429,08	1,90
C 3	dito	442,11	1,70	K 6	dito	429,81	2,30
C 4	dito	444,81	2,70				
C 5	dito	450,60	1,40	L 1	Prise d'eau aval (variante)		4,90
D 1	Col du nord	442,42	2,00	L 2	dito		5,00
D 2	dito	436,74	1,60	L 3	dito		2,00
D 3	dito	431,57	2,00				
D 4	dito	436,36	3,20	P10	Barrage, rive gauche		3,50
D 5	dito	435,38	2,50	P11	Barrage, rive droite		6,00
D 6	dito	433,72	1,45	P12	dito		4,00
				P13	dito		5,70
				P14	dito		3,50

Note : Les puits 10 à 14 ont été exécutés au cours de la campagne de 1979 et le reste lors de la campagne de 1974-75.

Tableau 1-4 TYPES ET CARACTÉRISTIQUES DES ROCHES REPARTIES AU SITE (ROCK TYPE AND ITS CARACTER DISTRIBUTED IN KASSEB SITE)

Age	Type de roche	Caractéristiques		Lieux de répartition
Quaternaire	Sol superficiel	Limon et argile. Très cohérent et quelquefois on y trouve des racines.		Terrain plat et le champs cultivé. Fond du réservoir supérieur. Versants et pieds de massifs.
	Eboulis de pente et éclats de roches	Sol cohérent avec déblais. Epaisseur de quelques mètres.		
	Brèche-calcaire cimentée	Graviers et déblais cimentés avec matières calcaires. Roche généralement vacuolaire consolidée faiblement ou demi-consolidée partiellement. Le gravier est principalement le calcaire et localement la marne. Epaisseur de quelques mètres.		Rive droite du réservoir supérieur. Terrain en aval de l'axe du barrage.
Paléogène	Calcaire	Calcaire massif	Roche grisâtre ou gris sombre. Les intervalles d'assises sont quelquefois supérieures à 1 mètre. Roche dure et de bonne qualité.	Noyau du Djebel El Fahama.
		Calcaire-marneux assisé	Roches grisâtres ou gris sombre bien stratifiées, entre lesquelles sont intercalées les assises de marne. Les intervalles des assises sont de 15 à 30 cm. Roche dure et d'assez bonne qualité.	Versants des massifs de Bou Sattar et d'El Fahama, ainsi que les massifs situés à l'est du réservoir supérieur.
	Marne	Marne-calcaire rubanée	Roche grisâtre et bien rubanée. On y trouve partiellement les intercalations de calcaire. Intervalles d'assises de 5 à 15 cm.	
		Marne-calcaire massive	Roche gris sombre, altérée et amollie jusqu'à profondeur considérable. Faciès sableux dans quelques endroits.	Majeure partie des réservoirs supérieur et inférieur, ainsi que leurs proximités. Localement les versants du Djebel El Fahama
	Argile schisteuse	Intercalée comme assise mince dans les calcaires ou les marnes. Feuilletage est trouvé dans beaucoup de cas. Friable et pas dure. Noirâtre.		
	Grès glauconieux	Intercalé comme assise dans les calcaires ou les marnes. Brisé en grains moyens ou grossiers. Roche assez dure ou l'être modérément, mais les affleurements sont faiblement altérés dans beaucoup d'endroits.		Petite crête située au sud du col de sud de la zone du réservoir supérieur. Zone du réservoir inférieur.

Tableau 1-5 ANALYSE CHIMIQUE DE L'EAU JAILLIE DU RESERVOIR SUPERIEUR (CHEMICAL ANALYSIS OF SPRING WATER OF UPPER RESERVOIR)

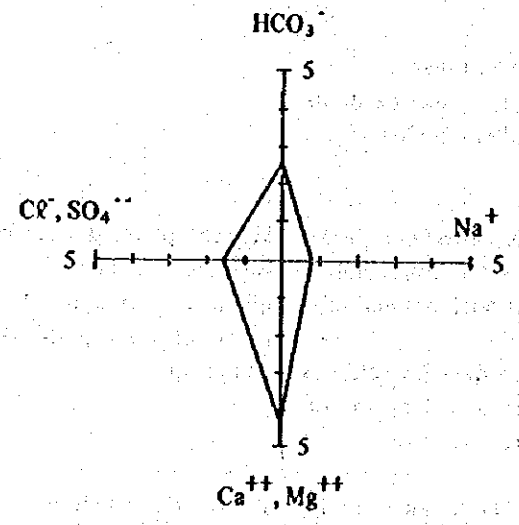
RESULTAT D'ANALYSE D'EAU

REPUBLIQUE TUNISIENNE	Analyse No. 458
MINISTERE DE L'AGRICULTURE	Demandeur: STEG (M. HELARI)
DIRECTION E.G.T.H.	Remise au Labo. le 12/12/1979
Laboratoire de Ben Arous	Analyse effectuée par M. CARBOUJ

OBSERVATIONS :	K mg/ℓ	P.H.	Conductivité mmhos/cm 25 C	20 C	R.S. mg/ℓ d'après la cond.	R.S. mg/ℓ	D.H.
	4	7,46	0,41	0,37	280	382	21

RESULTAT DE L'ANALYSE CHIMIQUE EN : me/ℓ et mg/ℓ

Ca^{++}	Mg^{++}	Na^{+}	SO_4^{--}	Cl^{-}	HCO_3^{-}
3,60	0,80	0.78	0,51	1,0	2,60
72	9	19	25	35	158

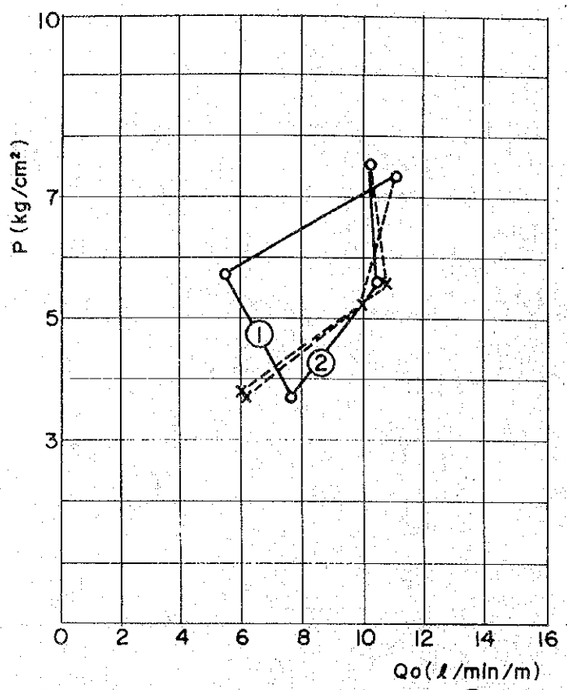


Echelle pour le tétradiagramme

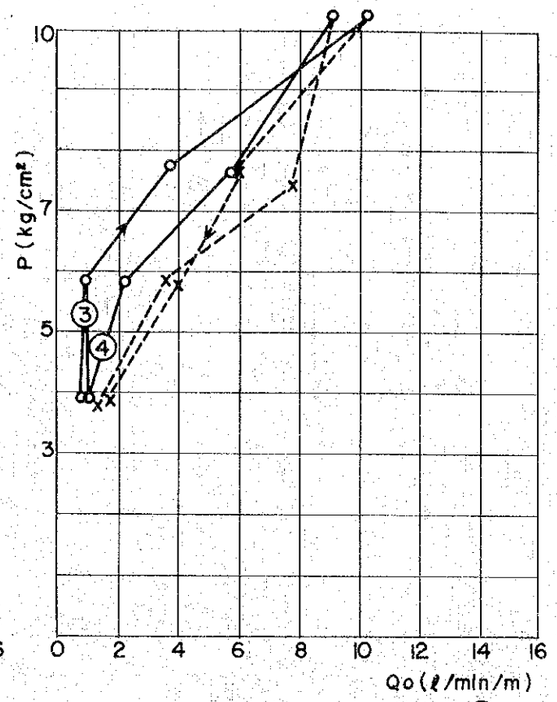
0 ⊢—⊣—⊣—⊣—⊣ 5 me/ℓ (epm)

me/ℓ: équivalent par million

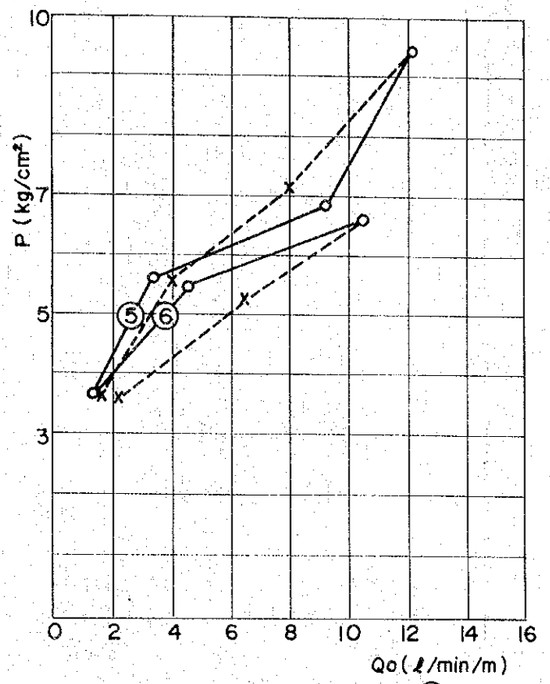
Graphique 1-1 RELATION ENTRE LA PRESSION ET LE VOLUME D'EAU INJECTEE (Série 1/3)



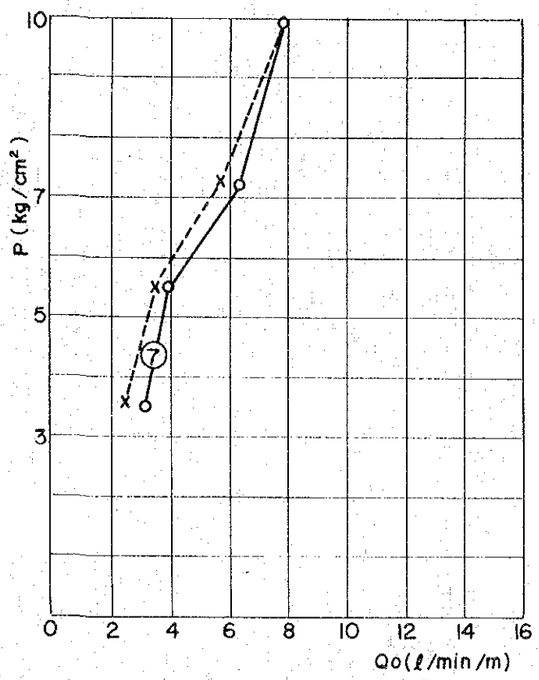
Graphique 1-1-1 SB-10 : 10 - 15 m ①
15 - 20m ②



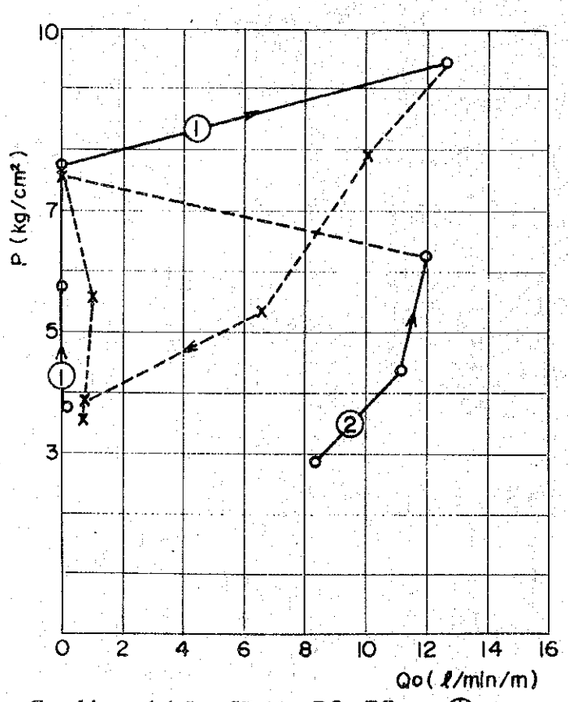
Graphique 1-1-2 SB-10 : 20 - 25 m ③
25 - 30m ④



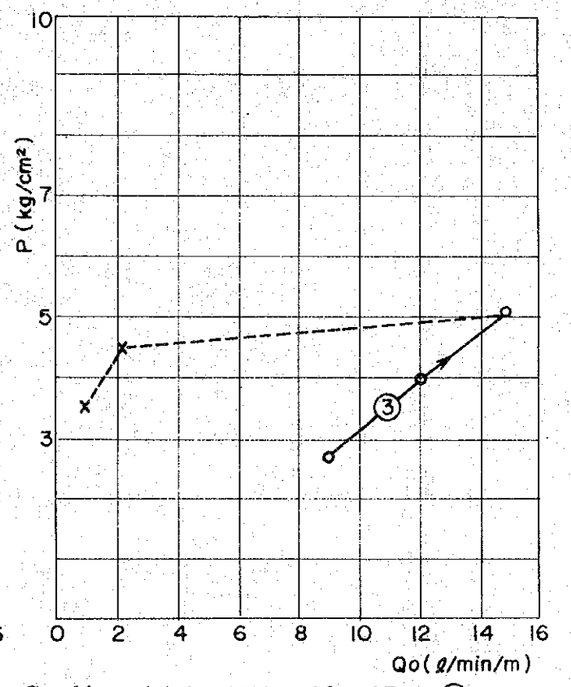
Graphique 1-1-3 SB-10 : 30 - 35m ⑤
35 - 40m ⑥



Graphique 1-1-4 SB-10 : 40 - 45m ⑦
45 - 50m ○

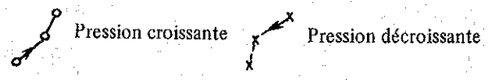


Graphique 1-1-5 SB-11 : 30 - 35 m ①
35 - 40m ②



Graphique 1-1-6 SB-11 : 40 - 45 m ③

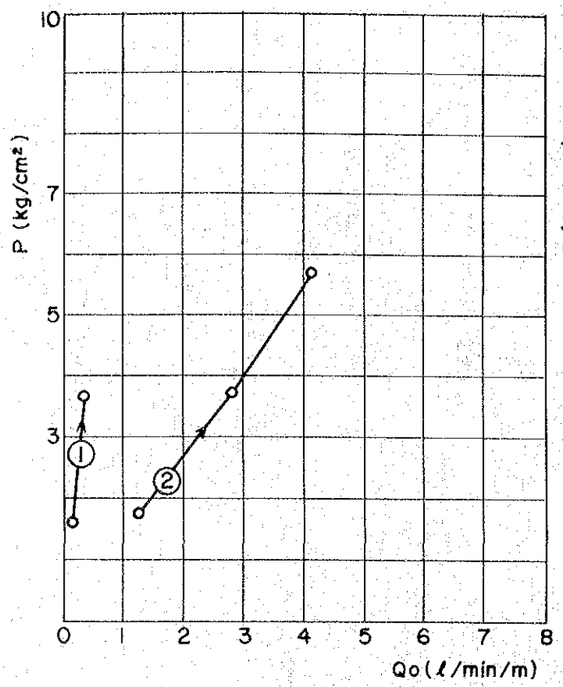
EXPLICATION



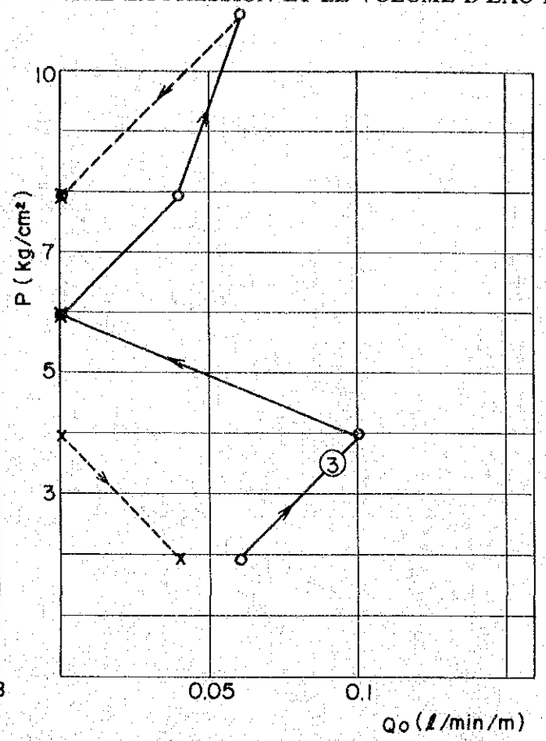
Tronçons non soumis à l'essai :

SB-10 : De 0 à 10 m de profondeur
SB-11 : De 0 à 30 m de profondeur et de 45 à 50 m de profondeur

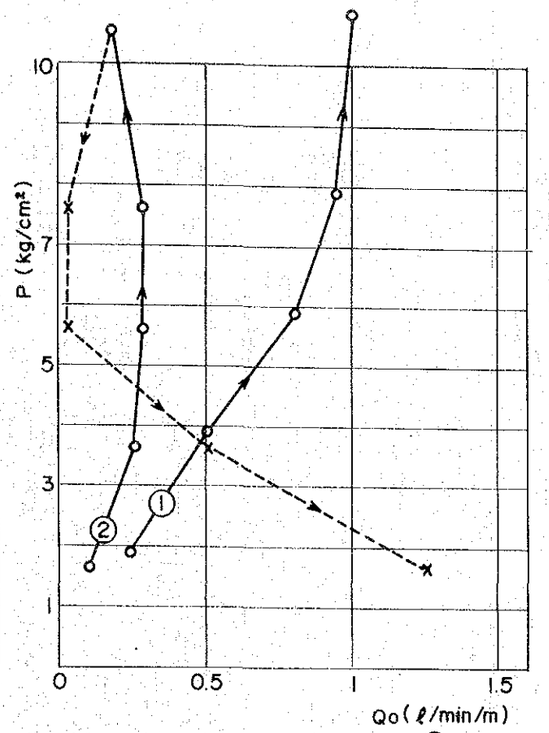
Graphique 1-2 RELATION ENTRE LA PRESSION ET LE VOLUME D'EAU INJECTEE (Série 2/3)



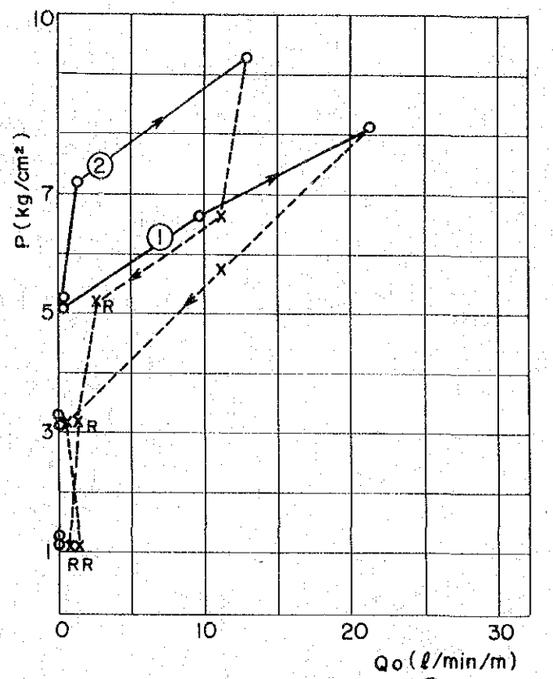
Graphique 1-2-1 SB-12 bis : 10-15m ①
20-25m ②



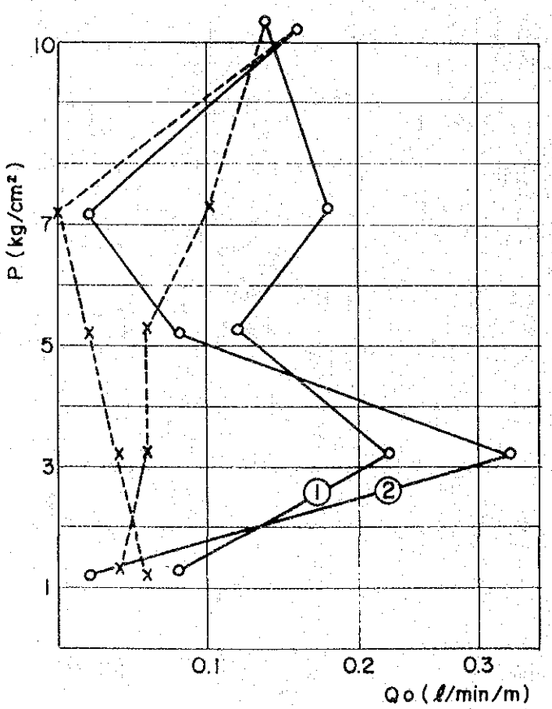
Graphique 1-2-2 SB-12 bis : 25-30m ③



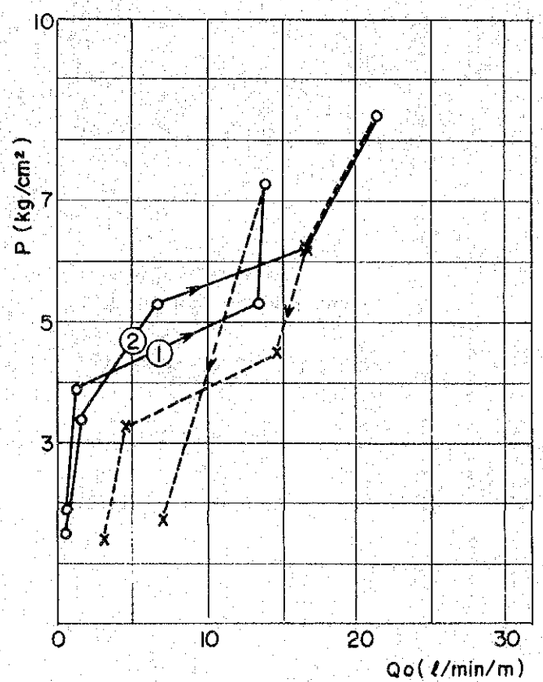
Graphique 1-2-3 SB-13 : 24-29m ①
29-33m ②



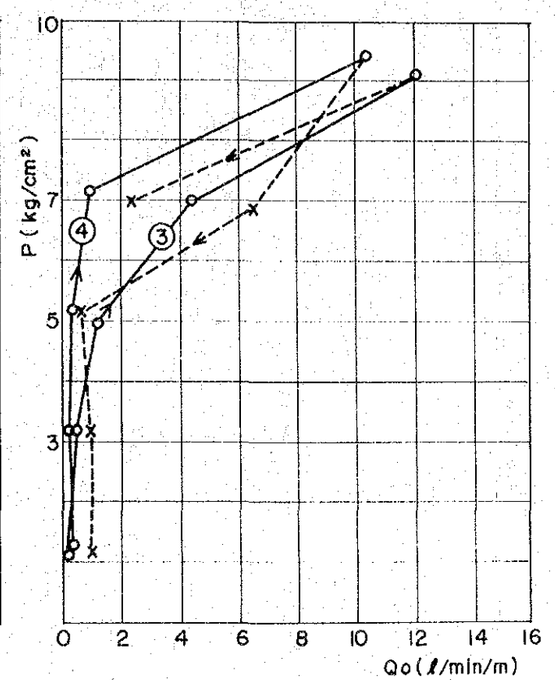
Graphique 1-2-4 SB-14 : 15-20m ①
20-25m ②



Graphique 1-2-5 SB-14 : 25-30m ①
30-35m ②



Graphique 1-2-6 IB-2 : 10-15m ①
15-20m ②



Graphique 1-2-7 IB-2 : 20-25m ③
25-30m ④

EXPLICATION

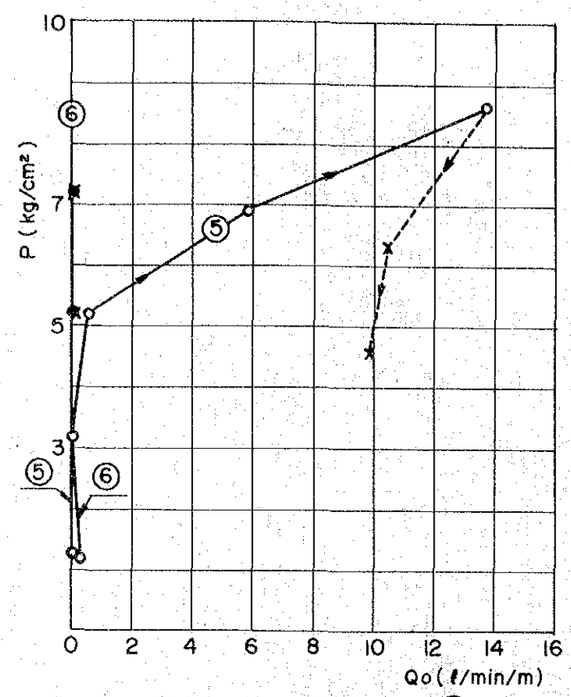
Pression croissante

Pression décroissante

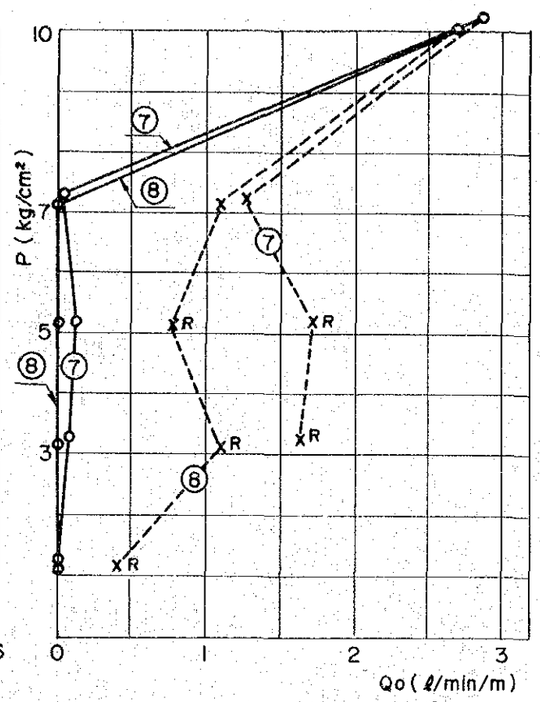
Tronçons non soumis à l'essai :

SB-12 bis : De 0 à 10 m et de 15 à 20 m de profondeur
SB-13 : De 13 à 24 m et de 33 à 35 m de profondeur
SB-14 : De 14 à 15 m de profondeur
IB-2 : De 0 à 10 m et de 65 à 150 m de profondeur

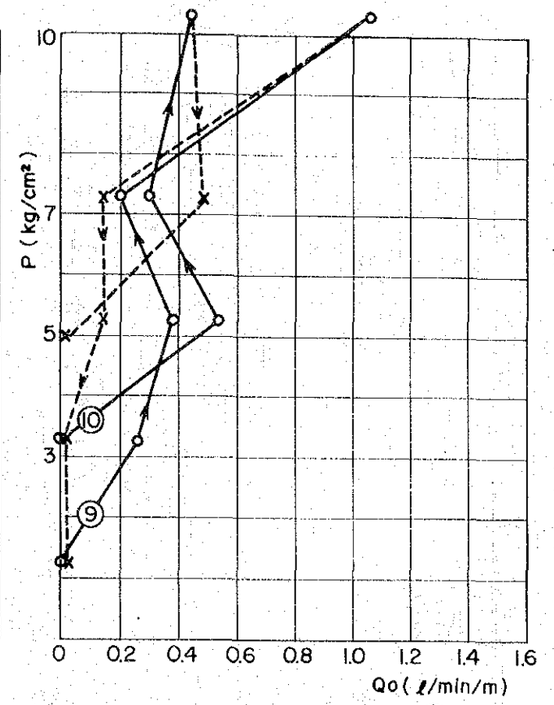
Graphique 1-3 RELATION ENTRE LA PRESSION ET LE VOLUME D'EAU INJECTEE (Série 3/3)



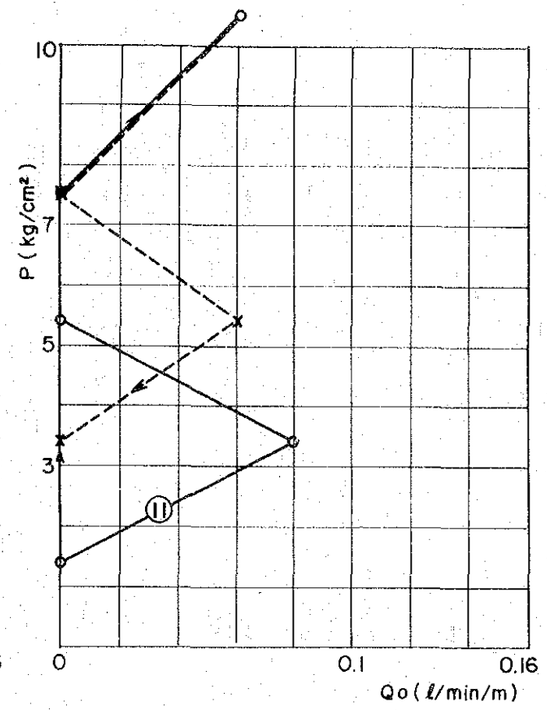
Graphique 1-3-1 IB-2 : 30 - 35m ⑤
35 - 40m ⑥



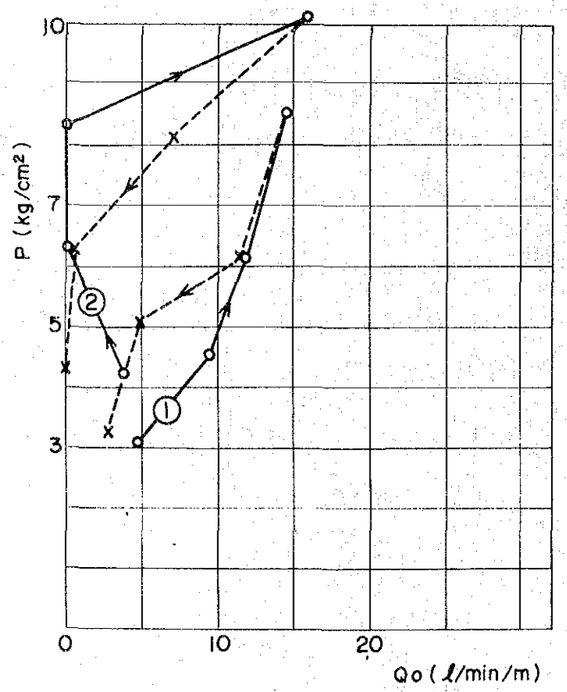
Graphique 1-3-2 IB-2 : 40 - 45m ⑦
45 - 50m ⑧



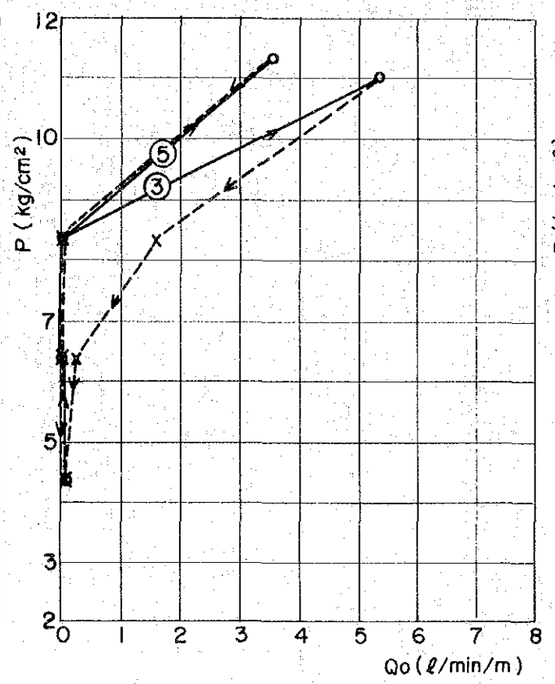
Graphique 1-3-3 IB-2 : 50 - 55m ⑨
55 - 60m ⑩



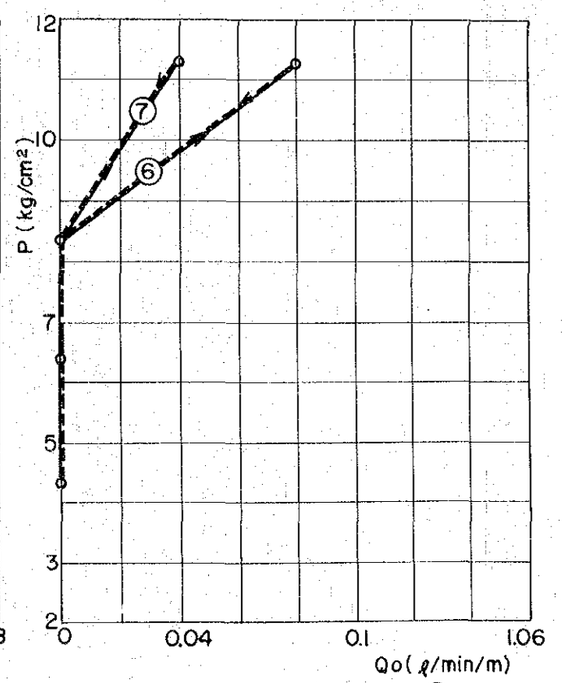
Graphique 1-3-4 IB-2 : 60 - 65m ⑪



Graphique 1-3-5 SU-11 : 30 - 35m ①
36.5 - 40m ②



Graphique 1-3-6 SU-11 : 40 - 45m ③
50 - 55m ⑤



Graphique 1-3-7 SU-11 : 55 - 60m ⑥
60 - 65m ⑦

EXPLICATION

Pression croissante — Pression décroissante

Tronçons non soumis à l'essai :

IB-2 : De 0 à 10 m et de 65 à 150 m de profondeur
La nappe d'eau n'a pas été mesurée en dessous du niveau 125 mètres de profondeur

SU-11 : De 0 à 30 m, de 35 à 50 m et de 65 à 70 m de profondeur

Tableau 1-6-1 SOMMAIRE DES ESSAIS EN PLACE ET EN LABORATOIRE POUR LA FONDATION DU BARRAGE
– PUITS DE RECONNAISSACE –

Puits	Profondeur (m)	Désignation	Echantillon remanié: Classification du sol	ωn (%)	Poids spécifique	Lts.Atterberg: LL	PI	Granulométrie: +5mm (%)	5mm–0,08mm (%)	–0,08mm (%)	Proctor: ωopt (%)	γdmax (t/m³)	Echantillon intact – Consolidation: Initiale ω (%)	Initiale γd (t/m³)	Po (kg/cm²)	Cc	Compression triaxiale: Mode d'essai	Initiale ω (%)	Initiale γd (t/m³)	c' (c) (kg/cm²)	φ' (φ) (deg)	En place – Densité: ω (%)	γd (t/m³)
P-10	1,0	Argile brunâtre				(1,5)											(1,5)					14,9	1,69
	2,0	Marne brun sombre, fortement altérée	CL	10,5	2,65	35,0	10,9	1,5	24,0	74,5	–	–					UU CUp	10,6 10,6	1,88 1,93	(5,4) (1,9)	(37,5) (41,5)		
	3,0	Marne gris brunâtre, massive et compacte				(1,7)											(1,7)						
	3,5																						
P-11	1,0	Argile gris jaunâtre				(0)																17,6	1,41
	2,0		CH	27,4	2,71	74,7	42,4	9,0	2,0	89,0	31,5	1,38										33,3 29,9	1,42 1,39
	3,0												25,8	1,49	1,4	2,4	(2,0) UU CUI CUp	25,8 25,8 25,8	1,54 1,48 1,46	(0,8) 0,08 0,53	(2,0) 19,5 13,5	28,2 25,0	1,46 1,46
	4,0	Argile januâtre avec concrétion de calcite et de déblais de marne	CH	23,6	2,70	(3,1) 62,8	36,4	3,0	4,0	93,0	22,6	1,55	24,2	1,52	1,8	2,7	(2,3) (3,0) CUI CUp (3,5)	24,2 24,2	1,56 1,55	0,16 0,16	19,0 22,5	25,0 25,0	1,46 1,57
	5,0	Marne gris jaunatre, très altérée Marne grisâtre, très fissurée				(4,0) (5,5)											(5,5)						
	6,0		CL	–	2,68	44,5 (5,8)	20,5	0	3,0	97,0	–	–	19,2	1,75	1,5	1,2	UU CUI CUp (5,8)	19,2 19,2 19,2	1,73 1,76 1,77	(0,43) 0 0,52	(7,5) 20,0 12,0		

Note:
- ωn : Teneur en eau nature
- ωopt : Teneur en eau optimum
- γd : Densité à sec
- Po : Contrainte de préconsolidation
- Co : Indice de compression
- UU : Consolidation non drainée → Compression non drainée
- CUI : Consolidation non drainée → Consolidation imparfaite → Compression non drainée
- CUp : Consolidation non drainée → Consolidation parfaite → Compression non drainée
- c' φ' : Cohésion et angle de frottement interne sous forme de contrainte effective
- (c) (φ) : Cohéison et angle de frottement interne sous forme de contrainte totale
- (2,0)/(2,3) : Profondeur d'échantillonnage

Tableau 1-6-2 SOMMAIRE DES ESSAIS EN PLACE ET EN LABORATOIRE POUR LA FONDATION DU BARRAGE (Suite)
– PUITS DE RECONNAISSACE –

Puits	Profondeur (ω)	Désignation	Echantillon remanié: Classification du sol	ωn (%)	Poids spécifique	Lts.Atterberg LL	Lts.Atterberg PI	Granulométrie +5mm (%)	Granulométrie 5mm–0,08mm (%)	Granulométrie –0,08mm (%)	Proctor ωopt (%)	Proctor γdmax (t/m³)	Echantillon intact: Consolidation Initiale ω (%)	Consolidation Initiale γd (t/m³)	Consolidation Po (kg/cm³)	Consolidation Cc	Compression triaxiale Mode d'essai	Compression triaxiale Initiale ω (%)	Compression triaxiale Initiale γd (t/m³)	Compression triaxiale c' (c) (kg/cm²)	Compression triaxiale φ' (φ) (deg)	En place Densité ω (%)	En place Densité γd (t/m³)
P-12	(0)	Argile jaune grisâtre	CH	16,7	2,70	56,0	30,6	3,5	2,5	94,0	24,0	1,57	(1,0)				(1,0)					17,6	1,49
	1,0												19,0	1,66	1,7	2,4	UU CUI CUP	19,0 19,0 19,0	1,70 1,65 1,69	(0,78) 0,31 0,52	(16,0) 16,0 18,0	20,5	1,55
	(1,5)																						
	2,0	Marne gris verdâtre, altérée avec petites écailles de calcite											(1,3)				(1,3)						
	3,0																						
	4,0	de 3,8 m, très compacte																					
P-13		Sol superficiel																					
	1,0	Marne brun sombre, complètement altérée et étroitement fissurée																					
	2,0																						
	3,0	Marne gris sombre, saine mais friable et tendre																					
	4,0																(3,6) CUP (3,8)	19,5	1,76	0,45	13,0		
	5,0																						
	5,7																						

Note: ωn : Teneur en eau nature
Note: ωopt : Teneur en eau optimum
γd : Densité à sec
Po : Contrainte de préconsolidation
Co : Indice de compression

UU : Consolidation non drainée —► Compression non drainée
CUI : Consolidation non drainée —► Consolidation imparfaite —► Compression non drainée
CUP : Consolidation non drainée —► Consolidation parfaite —► Compression non drainée
c' φ' : Cohésion et angle de frottement interne sous forme de contrainte effective
(c) (φ) : Cohésion et angle de frottement interne sous forme de contrainte totale
(2,0) / (2,3) : Profondeur d'échantillonnage

Tableau 1-7 SOMMAIRE DES ESSAIS AU LABORATOIRE POUR LA FONDATION DU BARRAGE – CAROTTES DE SONDAGE –

Sondage	Profondeur (m)	Couleur	Observation			Nom de roche	ωn (%)	γdn (t/m³)	Absorption (%)	Compression simple		Compression triaxiale					Teneur en $CaCo_3$ (%)
			Altération	Dureté	Taille					Naturelle (kg/cm²)	Saturée (kg/cm²)	ωo (%)	γd (t/m³)	C' (kg/cm²)	φ (deg)	tanφ	
SB-10	6,93– 7,50	Gris sombre	2	2	2–3	Marne	3,5	2,35	2,8		60,6						
	10,15–10,68	"	2	2	2–3	"	3,2	2,41									61,2
	14,50–15,00	"	2	2	2	"	2,7	2,34									46,3
	16,50–16,90	"	3	2	2	"	7,2	2,34	5,7		7,6						
	20,10–20,42	"	1	2	2	"	5,4	2,28									34,7
	23,28–23,68	Grisâtre	1	2	2	"	2,4	2,51	1,8		75,7						
	26,00–26,65	"	1	2	2	"	3,1	2,48									55,7
	29,55–30,00	"	1	2	2	"	4,2	2,39									61,7
SB-11	11,00–11,35	Brunâtre	–	–	–	Argile	22,5	1,63				22,5	1,58	0,05	19	0,34	
	12,07–12,37	Grisâtre	5	5	5	Marne	17,3	1,83									
	15,06–15,30	"	5	5	5	"	11,4	1,82									
	19,05–19,35	"	5	5	5	"	14,0	1,89				14,0	1,94	0,01	20	0,36	
	26,00–26,30	"	5	5	5	"	12,4	1,93									
	33,00–35,50	Gris sombre	2	2	3	"	2,5		2,1		102,6						
	35,60–36,00	"	2	2	2	"	2,2	2,47	1,6		35,4						
	39,10–39,50	"	2	2	2	"	2,9	2,44									62,5
SB-12bis	1,70– 1,92	Brunâtre	–	–	–	Sol résiduel	26,0	1,93		1,10							
	6,50– 6,80	Gris sombre	2	5	5	Marne	21,7	1,65		1,25							
	8,17– 8,30	"	2	5	5	"	20,5	1,70		0,70							
	9,75– 9,90	"	2	5	5	"	18,5	1,79									
	10,23–10,65	"	2	5	5	"	13,2	1,94				13,2	1,92	0,03	25	0,47	
	13,42–13,60	"	2	2	3	"	10,5	2,14		6,00							
	15,65–15,85	"	2	2	3	"	10,5	2,14		13,15							
	17,40–17,62	"	2	5	5	"	11,3	2,01		3,00							
	20,60–20,72	Grisâtre	2	5	5	"	10,9	2,12									
	21,45–21,62	"	2	5	5	"	14,9	1,91									
	23,86–24,00	"	2	5	5	"	13,9	1,96									
	25,80–26,20	"	2	5	5	"	8,3	2,27									6,4
	29,25–29,58	Gris sombre	2	4	5	"	9,5	2,16									7,7

Note: 1. Altération 1(fraîche) . . . 5(broyée)
Dureté 1(dure) . . . 5(tendre)
Taile 1(cohérente) 2(un peu cohérente) 3(pièces) 4(fragments) 5(grains)

2. Le procédé de l'essai triaxiale est comme suit:
Consolidation non drainée→Consolidation parfaite→Compression non drainée
C', φ' : Cohésion et angle, respectivement, de frottement interne sous forme de contrainte effective

第２章　材料調査および試験

第 2 章　材料調査および試験

2.1 概　　要

前回報告書の勧告に基き，ダムの不透水性材料の調査および試験がＳＴＥＧの委託を受けた農業省土木試験所によって行なわれた。ダムのシェル材料およびフィルター材料，コンクリート用骨材は前回報告書に記載されているように，貯水池近傍南東側の石灰岩の山塊群から良質の材料の所要量を採取可能と判断された。

従ってこれらの材料についての試験は，基本的な性質を知るための小規模な試験に留めた。

土質材料の調査は，貯水池南側にある平地部の 1.2 ｋｍ四方内の４候補地点について　立坑掘削によって行なった。試験はタテ坑から採取した試料について行なった。　立坑の観察および試験の結果から，質および量ともに満足する材料が主にダムサイトの南方 1.5 ｋｍでDJE-BEL EL FAHAMA の山麓に存在することが判明した。

2.2 土質遮水壁材料

調査のため立坑が選定された４地区に，各地区３～４坑，計１５坑（５4.0５ｍ）掘削された。　立坑位置をFigure １－２に，柱状図をAppendix３ Page ６ ～ Page ３０に，諸元をTable ２－１に示す。

これらの立坑から採取された試験試料についてＪＩＣＡの勧告に基く諸種の試験が行なわれた。この結果の内代表的な試料についての試験結果をTable ２－２に示す。

立坑の観察結果と土質試験結果から得られた所見は次のとおりである。

土質遮水壁材料として必要な遮水性，安定性，強度および良好な施工性をもつ良質の材料が，ＢＡ－１（0.9～6.0ｍ），ＢＤ－１（0.8～6.75ｍ），ＢＤ－２（1.0～7.0ｍ），ＢＤ－４（1.5～4.1ｍ）に存在する。これらは中位ないし高い塑性をもつ，ＣＬまたはＣＨに分類される褐色の粘土層，またはこの種の土と岩片の混合物でＧＣに分類されるレキの層とからなり，各坑いずれも全層を通してみると，粘土まじりレキの材料となる良好なものである。自然含水比はいずれの層も最適含水比の乾燥側にある。従って施工性の良い含水比に容易に調整することができる。

その他の立坑に見られるのは灰色または黒色の塑性の高い粘土，または容易に粘土化する風化岩であり，良質な材料にはならない。

従って良質の土質遮水壁材料は次に示す２地区に，十分な量が存在するものと判断される。

１）ＢＤ－１，ＢＤ－２，ＢＤ－４を含むDJEBEL EL FAHAMA の山麓南東側の山麓沿い，巾約２００ｍ,長さ約４００ｍの範囲。

２）ＢＡ－１を含む山麓西側の山麓沿い，巾約５０ｍ，長さ約３００ｍ。

今後詳細設計に先立って，上記２地区の材料について埋蔵量およびその性質の調査および

試験を行なう必要がある。　この試験に際しては今回行なった試験の他に次に示すような試験を行なう必要がある。

－直径約30 cm のモールドを用い，盛立に使用する材料と同程度の粒度の試料で締固め性および遮水性を確認する試験－

2.3　ロック材料およびコンクリート骨材

ロック材料およびコンクリート骨材は上池周辺の石灰岩および泥灰質石灰岩の山塊から得ることができる。これらの岩石の概略の性質を把握するため，上池地点東方の山塊から試料を採取して試験を行なった。その結果をTable 2－3に示す。

Tableau 2-1 LISTE DES PUITS DE RECONNAISSANCE POUR LES MATERIAUX IMPERMEABLES

Zone	Localisation	N° de puits	Coordonnées X, Y (m)	Cote de tête	Profondeur (m)	N° des échantillons
	0,8 à 1,1 km au sud-est de l'emplacement du barrage	BA-1	X 86.179,16 Y 77.956,77		6,40	
A		BA-2	X 86.605,41 Y 77.981,48		3,70	
		BA-3	X 86.376,22 Y 77.946,18		2,50	
	1,0 à 1,5 km au sud-est de l'emplacement du barrage	BB-1	X 86.732,57 Y 77.671,70		2,20	
B		BB-2	X 86.578,59 Y 77.632,92		1,70	
		BB-3	X 86.245,89 Y 77.725,52		2,50	
		BB-4	X 86.114,61 Y 77.727,00		1,40	
	0,5 à 1,3 km au sud de l'emplacement du barrage	BC-1	X 86.599,77 Y 78.554,17		1,70	
C		BC-2	X 86.320.00 Y 78.548,31		2,30	
		BC-3	X 86.107,43 Y 78.479,13		2,20	
		BC-4	X 85.863,91 Y 78.439,61		2,40	
	1,6 km au sud de l'emplacement du barrage	BD-1	X 85.554,15 Y 78.722,91		6,75	
D		BD-2	X 85.678,06 Y 78.902,10		7,00	
		BD-3	X 85.473,50 Y 78.847,22		6,20	
		BD-4	X 85.596,36 Y 79.016,67		5,10	
				Total:	54,05 mètres	

Tableau 2-2 SOMMAIRE DES ESSAIS AU LABORATOIRE DES MATERIAUX FILTRANTS (ECHANTILLONS REPRESENTATIFS)

Puits	Profondeur (m)	Couleur du sol	Classification unifiée du sol	Teneur en eau nature W^n (%)	Poids spécifique (–5mm)	Absorpt. (+19mm) (%)	Limites d'Atterberg LL	Limites d'Atterberg PI	Granulométrie Dmax (mm)	Granulométrie –20mm (%)	Granulométrie –5mm (%)	Granulométrie –0,08mm (%)	Proctor (–19mm) Wopt (%)	Proctor (–19mm) γdmax (t/m³)	Perméabilité (–19mm) Wo (%)	Perméabilité (–19mm) K (cm/sec)	Compression triaxiale Wo (%)	Compression triaxiale d (t/m³)	Compression triaxiale C' (kg/cm²)	Compression triaxiale φ' (dey)	Wn - Wopt
BD-2	4,5 – 5,2	Jaune	CC (CL)	13,4	2,69	2,4	40,0	20,8	100	53,0	43,0	33,5	14,6	1,84							– 1,2
BD-4	1,5 – 2,0	Jaune grisâtre	GC (CH)	5,7	2,68	4,7	52,4	30,0	80	65,0	30,5	12,0	16,8	1,75							–11,1
BA-1	0,9 – 6,0	Brun	GC (CH)	11,0	2,70	3,0	63,2	35,3	100	55,0	23,5	13,0	17,4	1,69							– 6,4
BD-2	1,0 – 4,0	Brun	GC (CH)	14,3	2,69	3,0	56,2	31,9	100	45,0	37,0	33,5	20,0	1,70	17,0 20,0 23,0	$6,5 \times 10^{-8}$					– 5,7
BD-2	2,7 – 3,6	Brun	CL	16,3	2,70	3,3	47,0	23,5	60	76,0	69,0	63,5	21,4	1,64							– 5,1
BD-1	0,8 – 1,7	Jaune	CL	21,4	2,69	7,9	47,9	27,3	60	85,0	82,6	78,0	25,5	1,52							– 4,1
BB-3	1,2 – 2,0	Gris jaunâtre	CH	10,7	2,70	–	66,6	38,8	5		100,0	97,0	18,8	1,66	15,8 18,8 21,8	$7,7 \times 10^{-8}$ $1,0 \times 10^{-8}$ $1,2 \times 10^{-8}$					– 8,1
BD-2	0,0 – 2,7	Noir	CH	11,0	2,69	2,8	59,4	32,0	80	73,0	64,0	60,0	18,9	1,63							– 7,9
BC-4	2,1 – 2,4	Noir	CH	4,9	2,70	–	64,8	36,8	30	96,5	92,5	86,0	20,3	1,63							–15,4
BC-4	1,0 – 2,1	Noir	CH	37,6	2,69	6,1	73,4	39,8	60	83,0	79,0	74,5	37,5	1,25							+ 0,4
BD-1	1,7 – 3,6	Brun	CH	17,5	2,69	4,5	58,0	28,3	60	76,0	69,5	66,0	22,5	1,58							– 5,0
BD-1	0,8 – 4,0	Brun	CH	20,5	2,68	4,0	56,0	31,0	50	63,0	61,0	57,5	24,5	1,59	21,5 24,5 27,5	– $1,7 \times 10^{-8}$ $9,5 \times 10^{-8}$					– 4,0
BD-4	2,4 – 4,1	Jaune brunâtre	CH	18,8	2,69	3,1	69,2	40,1	60	77,0	71,5	69,0	27,0	1,45							–8,2
BD-4	4,1 – 5,1	Gris verdâtre	CH	18,3	2,71	–	77,8	30,2	5	100,0	99,5	97,5	24,5	1,48							– 6,2

Note:

1. Absorption:
   Les valeurs sont pour les échantillons passés au tamis supérieur à 19mm.

2. Proctor:
   Wo - Teneur en eau optimum
   γdmax - Densité sèche maximum

3. Perméabilité:
   Les valeurs sont pour les essais effectués à l'oedomètre.
   Wo - Teneur en eau initiale
   K - Valeur de la pression normale à 1 kg/cm²

4. Compression triaxiale:
   Wo, γd - Teneur en eau et densité sèche initiales
   C', φ' - Cohésion et angle de la friction interne en terme de la contrainte efficace

5. Wn - Wopt:
   Différence entre la teneur en eau nature et la teneur en eau optimum

Tableau 2-3 RESULTATS DES ESSAIS SUR LES MATERIAUX D'ENROCHEMENTS ET SUR LES MATERIAUX D'AGREGATS POUR LE BETON

No. des échantillons		Poids unitaire (Sec) (t/m^3)	Absorption (%)	Compression simple (kg/cm^2)	
				Naturelle	Saturée
	a	2,57	0,68		765
	b	2,60	0,61		776
1	c	2,66	0,72		820
	d	2,73		485	
	e	2,53		581	
	a	2,59	0,79		344
	b	2,60	1,18		394
2	c	2,71		500	
	d	2,59		412	
	e	2,77		576	
	a	2,79	0,50		466
	b	2,72	0,76		343
3	c	2.72	0,52		644
	d	2,67		344	
	e	2,68		1,236	

Note: 15 échantillons ont été prélevés dans de différents endroits sur la carrière proposée. Les éprouvettes sont approximativement de 20 cm x 10 cm.

第 3 章　　Kasseb貯水池の堆砂解析

第３章　Kasseb貯水池の堆砂解析

３１　概　　要

本堆砂測量はカセブ揚水発電開発調査報告書（１９７８年１１月　国際協力事業団）の勧告に基づき，ＳＴＥＧが農業省ＥＧＴＨにその実施を委託し，１９７５年５月および８月の２回に亘って行なわれた。この測量結果の解析はＪＩＣＡにより行なわれた。

堆砂測量はカセブ貯水池全域を包含する３６横断測線を設定して行なわれた。しかし原地形横断を求めるために入手できた資料はOued el Brikの５０００分の１地形図（１９６２年航空測量，１９７３～７５年作図）のみであった。従って解析はOued el Brik のみについて行なった。なおOued el Brik 流域内の３横断測線（Ａ１－Ａ１′，Ａ２－Ａ２′，Ａ３－Ａ３′）の設定された枝川の地形が含まれていなかったので，全域を包含する５０００分の１地形図（１９４７年作図，チュニジア国の基準点網が確立される以前のもの）を参考にして作図した。これにより求めた枝川の堆砂量はOued el Brik の全堆砂量に比し少量であり，問題はないものと判断した。Oued el Brik の横断測線の位置をFig－３－１に示す。

３２　堆砂測量

堆砂測量の方法は概略次のとおりである。

１）横断測線はＳＴＥＧが現地で測量を行なって決定した。

２）深浅測量はEcho Sounder（Norway製，商品名ＳＩＭＲＡＤ）を用いて行なわれた。

３）Echo Sounder を装備した船の走行は，測線の見通しを確保しながらほぼ一定の速度で行なわれた。

ただし走行速度の記録を残す手段は講じられなかった。

１９７９年５月に行なわれた堆砂測量と５千分の１地形図から求めた原地形とを単純に重ね合わせた堆砂横断図によると理解できない侵蝕または堆砂があったことになる。従ってこれのチエックのための再調査を１９７９年８月に行なった。その結果は次の通りである。

① Oued el Brik 流域内の６横断測線（２－２′，４－４′，６－６′，８－８′，９－９′，１５－１５′）について再度深浅測量を行なった。

この結果，５月に実施した結果とほぼ同一の結果を得た。

② ５千分の１地形図のチエックのため，前項①と同一の横断測線上における水面長を実測した。

この結果，実測長と地形図との誤差は－６３％～＋８３％で，２－２′断面以外は地形図による水面長の方が大きい。従って５千分の１地形図から求めた原地形横断を基準にした堆砂量は安全側の量となる。

③ カセブ貯水池の水位計表示（EL282.82m）と水準測量による水位（EL281.09m）との間には，約1.7mの差がある。従って5月堆砂測量の水位は水位計表示（EL285.00m）から1.7m差引きEL283.30mとする。

3.3 解　　析

3.3.1 堆砂横断図の作製

3.2項に述べたように，5千分の1地形図から求めた原地形と深浅測量結果とを単純に重ね合わせた堆砂横断図によると理解できない侵蝕また堆砂があったことを示している。従って以下に述べる方針に基づき修正を施しFig 3－2－3－3に示すような堆砂横断図を作成した。

(1) Oued el Brik 側の池の上部端を除く部分は，ほぼ直線的であり，偏流は起きないと考える。従って両岸の非常にゆるい勾配の部分には大規模な侵蝕は起き得ないと判断した。

(2) 上下流方向に単調で変化なく連続している地形の部分で，対岸の沢からの流送土砂のないと思われる部分の，堆砂横断図上に堆砂と侵蝕が交互に現われ，連続性のない場合は，すべて原地形の誤差と考え，堆砂また侵蝕等の変化は起きていないものと判断した。

但し，Oued el Brik に注ぐ沢の周辺には局部的に堆砂は起きるものと判断した。

3.3.2 現状堆砂量の計算

堆砂量はOued el Brik 流域内のみのものを求めることとした。従って断面 17－17′，17－17S およびダム軸3断面については，流域内のみについて計算した。

17－17S断面からカセブダムまでは17－17S′と同一標高で堆砂しているものと仮定し，1－1′断面から上流は，満水位EL288.60m の終端において堆砂断面積が零であると仮定した。

隣り合う堆砂測線が平行でない場合，区間長は各堆砂断面の図心の平面投影点間の距離とし，計算に用いる各堆砂断面積は，2点間を結ぶ直線に直角に投影した面積とした。

上記により計算した結果はTable 3－1 に示すとおり914.200 m^3 堆砂量となり，比堆砂差にすると約3290 m^3／Km^2／年（流域面積278 Km^2，1969 Feb～1979May の10年間）となる。

因みにチュニジア国SONEDにより実測されたカセブ貯水池の堆砂量は次の通りであり，比堆砂量にするとこの解析結果と類似した結果であることが判る。

年平均堆砂量	400×10^3 m³／年
流域面積	110 K m²
比堆砂差	3,600 m³／K m²／年

またGraph 3－1に示すようにチュニジア国内の堆砂資料と比較してもほぼ妥当な数値であると判断できる。

3.4 将来堆砂量の推定

本揚水発電所は，現計画の全運開年である1989年1月から耐用年数である50年の後の2039年1月までの堆砂量に対し十分な機能を発揮すればよいと考えられる。従って推定期間はカセブ貯水池湛水開始の1969年2月から2039年1月までの70年間とする。

堆砂量は貯水池への流入水量との相関が大きい。従って将来堆砂量として現状10年間の堆砂量をそのまま年数の比例で求めることは，現状10年間の流入水量が平均に比し多い場合は過大となり，逆に少ない場合は過少となる。

従って過去の流入水量のデーターに基づき確率統計的に考察を行なう。堆砂量は流入水量以外の多くの因子に左右されるものであり，その推定については現在確固たる理論はない。本解析においては以下に述べる2つの方法に基づき，各々の堆砂量を求め，これ等について考察を行なう。

(1) 流入水量と流砂量の関係

流砂量は一般に次の式で表わされる。

$$Q_T = Q_S + Q_B$$

ただし Q_T ＝ 全流砂量（m³）

Q_S ＝ Wash Load を含む浮遊流砂量（m³）

Q_B ＝ 掃流砂量（m³）

この内 Q_S については

$$Q_S = \alpha Q^m$$

ただし Q ＝ 流量（m³／S）

α, m ＝ 係数

と簡単な関係式とし，α および m を実測から求めた例（米国，日本）によると $m = 1.9 \sim 2.1$ となっている。

Q_B については実測が困難であるが

$$Q_B = \beta Q^n$$

とした場合，$n \fallingdotseq 1$ としている例がある。

従って今回の解析においては

$$QS = \alpha Q^2$$

$$QB = \beta Q$$

とし，Qを年平均流入量（m^3／S），QSを年間堆砂量（m^3）に置換え，実測した堆砂量がすべて浮遊砂または掃流砂であるとしてαおよびβを求める。

この結果はTable 3－2に示す通りである。

$$\alpha = 914.200/60\times60\times24\times365\times\Sigma Q^2\ (=26.500) = 1.914\times10^{-3}$$

$$\beta = 914.200/60\times60\times24\times365\times\Sigma Q\ (=15.410) = 1.112\times10^{-3}$$

(2) 将来堆砂量の推定 － 方法1

USSRカセブダムフイジビリティー報告書Table－3，4，8に示された1930～1961年の31年間の年平均流入水量のデータを用い(1)に示す関係式から求めた31年間の平均比堆砂量はTable 3－3に示す通りでありすべて浮遊砂とした場合3.140 m^3／Km^2／年，すべて掃流砂とした場合3.214 m^3／Km^2／年となった。

(3) 将来堆砂量の推定 － その2

前記(2)に示す報告書Table 5に示す年平均流入量の確率頻度と(1)に示す関係式から求めた70年確率比堆砂量はTable 3－4に示す通りであり，すべて浮遊砂とした場合2.757 m^3／Km^2／年，すべて掃流砂とした場合2.926 m^3／Km^2／年となる。

本節で得た比堆砂量を列記すると次のようになる。

	すべて浮遊砂とした場合	すべて掃流砂とした場合
10年間の実績	3.280 m^3／Km^2／Year	
過去の流入量基準（方法1）	3.140 m^3／Km^2／Year	3.214 m^3／Km^2／Year
確率的手法（方法2）	2.757 〃	2.926 〃

今回の解析における安全側の要素は次の通りである。

1）堆砂横断図上の水面間距離は，実際の長さより1.4～8.3％程度長くなっている。

2）堆砂横断図作成に際しては，侵蝕は無視している。実際には，水面変動区間における視察によると，湖岸は或る程度侵蝕されている。

3）堆砂は湛水開始後の数年間においては建設工事による表面攪乱その他の理由により堆砂速度が大となり，この後徐々に安定するといわれている。

今回はこの影響を考慮していない。また，流域内において将来大規模な崩壊を起し，異例の土砂量を供給する要因はなく，安定的な土砂供給が行なわれているものと考えられる。

以上に示す様に，堆砂量に余裕をもたせる安全側の要素はかなり多くあるが，原地形を5千分の1地形図から求めたため本解析の精度はかなり低いことは否定できない。

従ってOued el Brikの比堆砂量は，2方法による値の最大値3214 m³／Km²／Yearに対し余裕をもたせ3400 m³／Km²／Yearとする。

3.5 将来堆砂形状の推定

将来堆砂形状はEmpirical Area Reduction Method, USBR, Design of Small Dam，1974により求めた。この結果はFig 3－1に示す通りである。

この方法の正否を判定するため次のようなチェックを行なった結果，この方法はほぼ妥当なものであると判断した。

即ち現状の堆砂縦断に見られるように断面17－17′からダムまでの間には明らかにDensity current bedの形成が見られ，その堆砂量はTable 3－1より 2986 × 10^3 m³ である。将来に亘っても同一の比率でDensity current bed を形成する土量が流入するものとすると70年後の土量は

$$3400 \times 278 \times 70 \times \frac{176700}{914200} = 6616400 \times 0.193 = 1.277 \times 10^3\ m^3$$

となり，これがダム附近に水平に堆砂すると，その表面の標高はGraph 3－2から260mとなる。

一方，Fore－set bedの明らかな形成は見られず，従ってDensity current bed以外は，将来に亘って均等に上昇して行くものと考えられる。仮に0－0′から8－8′断面までの堆砂量がTop－set bedおよびFore－set bed形成しているとして前記と同様の計算を行なうと

$$6616400 \times \frac{176700}{914200} = 6616400 \times 0.193 = 1.277 \times 10^3\ m^3$$

となりFore－set bedの位置はFig 3－3からほぼ6－6′断面の位置となる。

Bottom－set bedは

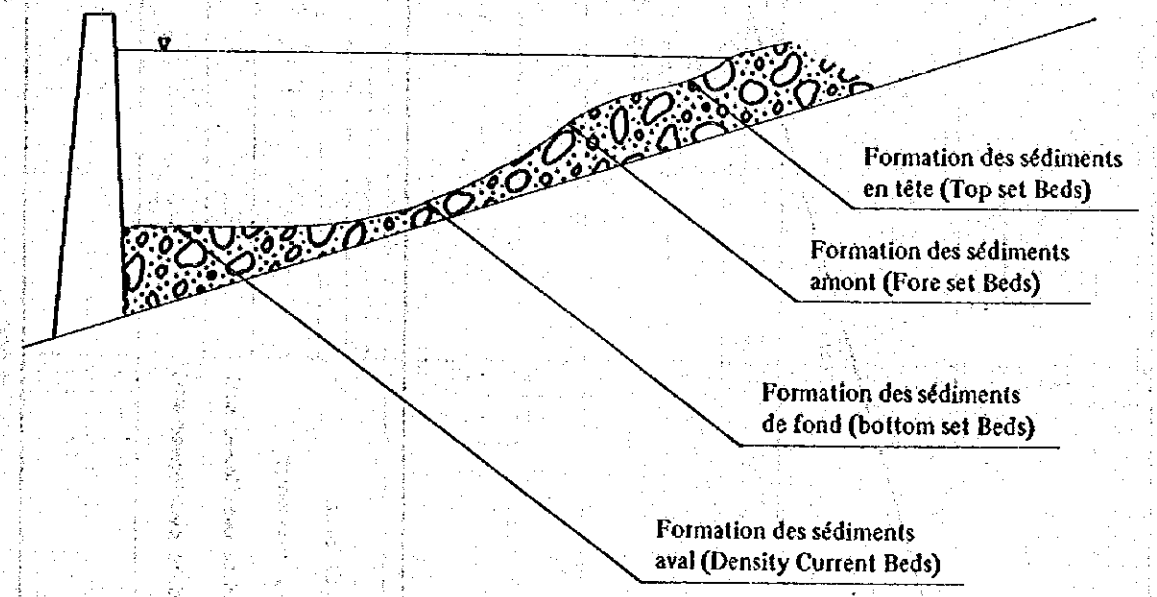
$$66164 \times 10^3 - 2.164 \times 10^3 - 1.277 \times 10^3 = 3175.4 \times 10^3\ m^3$$

これについて模式的に表示するとFig 3－1のようになり，Empirical Area Reduction Methodはほぼ妥当であると判断したものである。

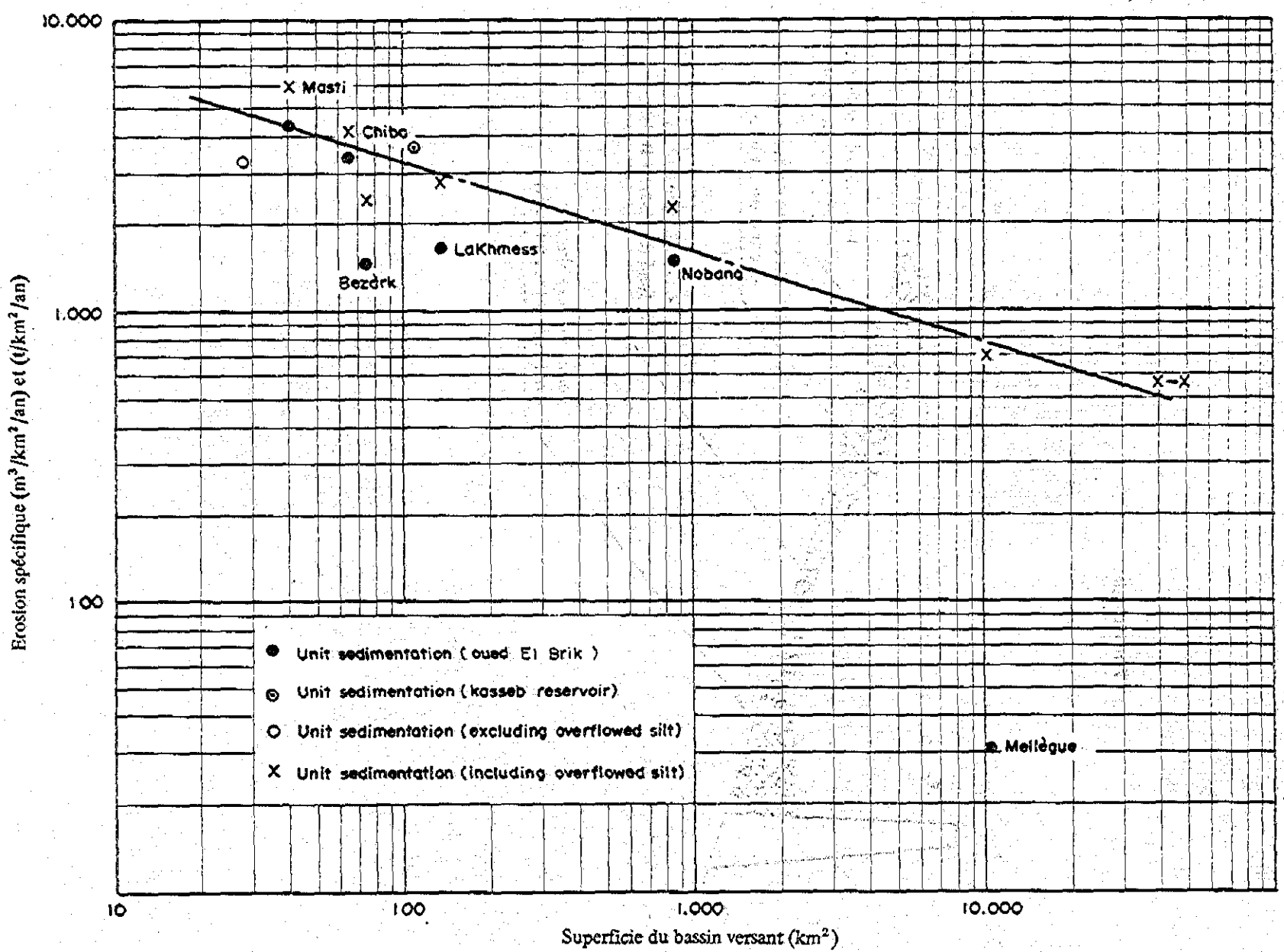
なお，堆砂は経年的に連続するので，Density current bedの標高は260mより高くなり，その最大値はGraph 3－2から270mとなる。

これらのことを総合勘案すれば，放水口位置は9－9″から14－9″の間に置くのがよいと考えられる。

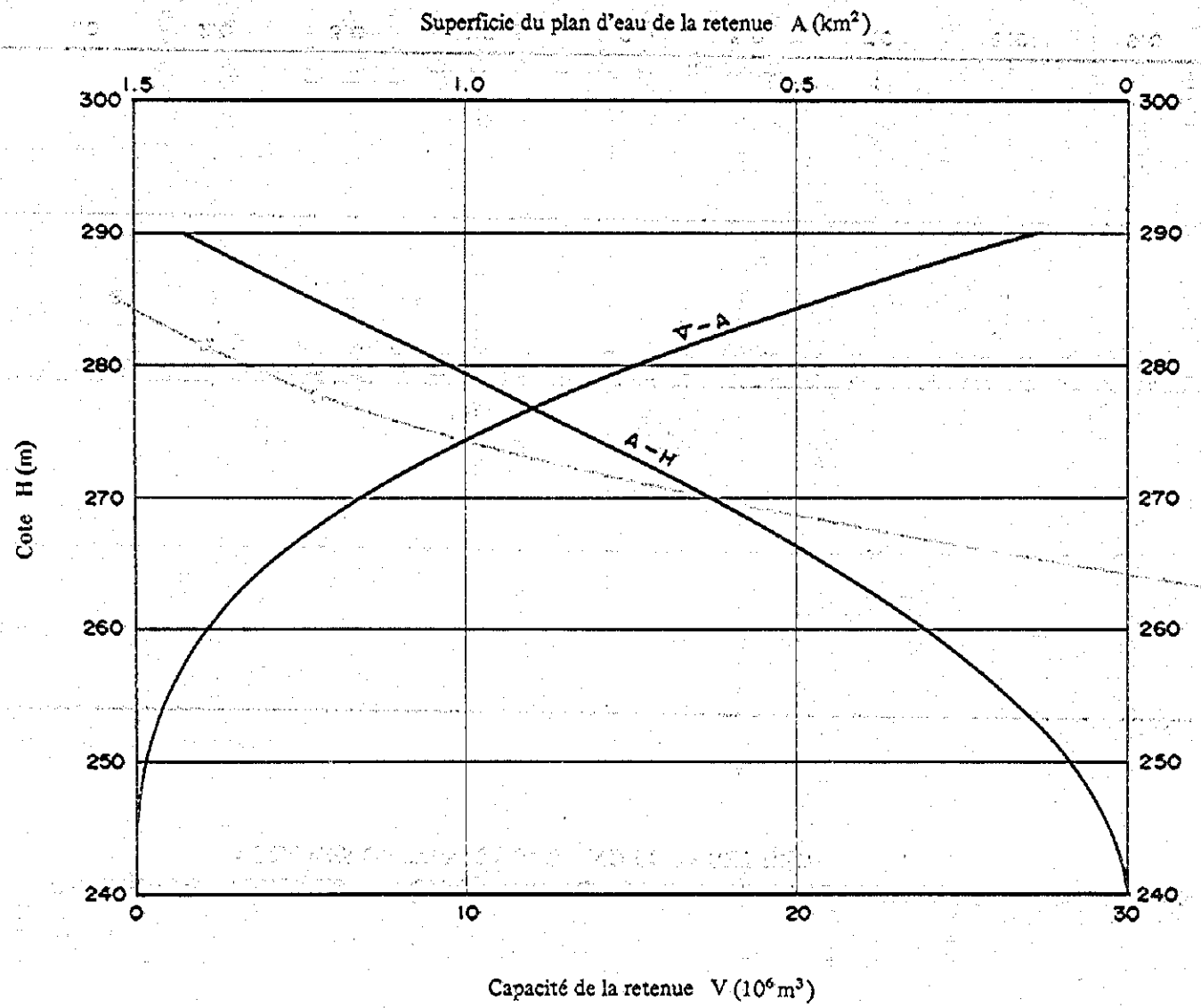
Terminologie



Graphique 3-1 MESURES D'ENVASEMENT DANS QUELQUES RESERVOIRS EN TUNISIE
(SEDIMENTATION MESUREMENTS IN SOME RESERVOIRS IN TUNISIA)



Graphique 3-2 SUPERFICE DU PLAN D'EAU ET LE VOLUME DE LA RETENUE (OUED EL BRIK)
(RESERVOIR SURFACE AREA AND PONDAGE STORAGE CAPACITY (OUED EL BRIK))



Graphique 3-3 VOLUMES DE FORMATION DES SEDIMENTS EN TETE ET DES SEDIMENTS AMONT
(VOLUMES OF TOP-SET BED AND FORE-SET BED)

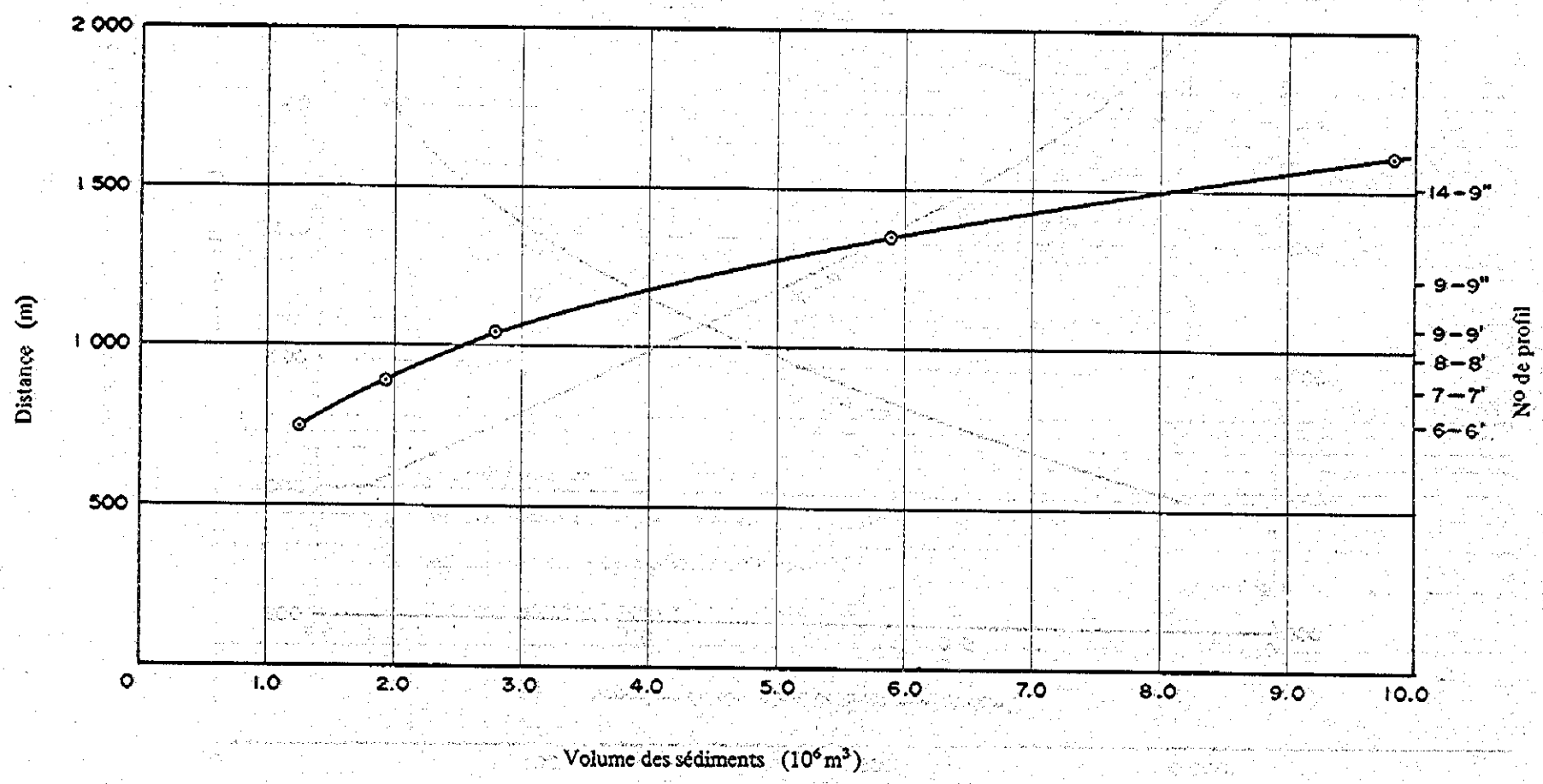


Tableau 3-1 CALCUL DES SEDIMENTS (ZONE DE L'OUED EL BRIK)
(COMPUTATION OF SEDIMENT - AREA OF OUED EL BRIK)

N° de profil	Superficie de zone d'envasement (m^2)	Distance entre les profils (m)	Volume des sédiments (m^3)
Extrémité du réservoir	0		
1-1'	113	280	10.500
2-2'	291	100	20.200
3-3'	173	100	23.200
4-4'	334	100	25.400
5-5'	221	100	27.800
6-6'	300	100	26.100
7-7'	222	100	26.100
8-8'	126	100	17.400
9-9'	260	90	17.400
9-9' . cos (1)	198		
9-9'' . cos (2)	360	288	80.400
9-9'' . cos (3)	726		
14-9'' . cos (4)	254	230	112.700
14-9'' . cos (5)	198		
15-15' . cos (6)	729	220	102.000
15-15' . cos (7)	448		
16-D1 . cos (8)	200	118	60.900
16-D1 . cos (9)	381		
17-17' . cos (10)	227	381	105.600
17-17' . cos (11)	307		
17-17S . cos (12)	731	73	37.900
17-17S	732		
Emplacement du barrage	154	350	155.100
		Total:	848.700
Extrémité du réservoir	0		
A3-A3'	116	580	22.400
A2-A2'	200	100	15.800
A1-A1'	346	100	27.300
		Total:	65.600
		Grand Total:	914.200

– Bassin versant de l'oued El Brik: 27,8 km^2
– Période: 10 ans du février 1969 au mai 1979
– Erosion spécifique: q_u = 914.200/27,8 x 10 =3.288 $m^3/km^2/an$

Tableau 3-2 CALCUL DES COEFFICIENTS α ET β (COMPUTATION OF COEFFICIENT α AND β)

Période	Apports annuels (m^3)	Débit des apports annuels Q (m^3/s/an)	Q^2
Février 1969 à Août 1969	9.804.000	0,311	0,097
Septembre 1969 à Août 1970	65.746.676	2,085	4,347
Septembre 1970 à Août 1971	*(166.915.774) * 90.192.960	* (5,293) * 2,860	8,180
Septembre 1971 à Août 1972	34.713.280	1,098	1,206
Septembre 1972 à Août 1973	67.367.042	2,136	4,562
Septembre 1973 à Août 1974	21.062.832	0,668	0,446
Septembre 1974 à Août 1975	41.335.144	1,311	1,719
Septembre 1975 à Août 1976	35.012.000	1,107	1,225
Septembre 1976 à Août 1977	32.801.000	1,040	1,082
Septembre 1977 à Août 1978	42.805.000	1,375	1,841
Septembre 1978 à Août 1979	37.006.000	1,170	1,376
Total	–	15,146	26,081
Moyenne (Septembre 1969 à août 1979)	–	1,484	

Note (*) : Pour l'année 1970/71, un débit de probabilité d'excès de 1/100 est adopté dans le calcul au lieu du débit effectivement enregistré, parce que celui-ci est d'une grandeur comparable à celle du débit de probabilité d'excès de 1/100.000 qui n'aura lieu qu'avec très rare fréquence.

$$Q_B = 365 \times 24 \times 60 \times 60 \times \alpha Q$$

$$\alpha = 914.200/365 \times 24 \times 60^2 \times 15,146 = 1,914 \times 10^{-3}$$

$$Q_S = 365 \times 24 \times 60 \times 60 \times \beta Q^2$$

$$\beta = 914.200/365 \times 24 \times 60^2 \times 26,081 = 1,112 \times 10^{-3}$$

Tableau 3-3 VOLUME DE SEDIMENTS ESTIME SUR LA BASE DES APPORTS ANNUELS RETROSPECTIFS - APPROCHE N° 1
(SEDIMENT FORECASTING BY PAST ANNUAL INFLOW - METHOD N° 1)

$q_B = 2.171,2\ Q$ ($m^3/km^2/an$)
$q_S = 1.261,4\ Q^2$ ($m^3/km^2/an$)

Période	Apports annuels (m^3/sec/an)	q_B	q_S
Septembre 1930 à Août 1931	1,82	3.952	4.178
" 1931 " 1932	0,96	2.084	1.163
" 1932 " 1933	1,08	2.345	1.471
" 1933 " 1934	1,17	2.540	1.727
" 1934 " 1935	2,12	4.603	5.669
" 1935 " 1936	0,86	1.867	933
" 1936 " 1937	1,17	2.540	1.727
" 1937 " 1938	0,75	1.628	710
" 1938 " 1939	1,64	3.561	3.393
" 1939 " 1940	1,30	2.823	2.132
" 1940 " 1941	1,10	2.388	1.526
" 1941 " 1942	1,47	3.192	2.726
" 1942 " 1943	0,53	1.151	354
" 1943 " 1944	1,41	3.061	2.508
" 1944 " 1945	1,68	3.648	3.560
" 1945 " 1946	1,06	2.301	1.417
" 1946 " 1947	2,47	5.363	7.696
" 1947 " 1948	0,82	1.780	848
" 1948 " 1949	1,94	4.212	4.748
" 1949 " 1950	2,08	4.516	5.457
" 1950 " 1951	0,99	2.150	1.236
" 1951 " 1952	1,85	4.017	4.317
" 1952 " 1953	1,99	4.321	4.995
" 1953 " 1954	2,45	5.319	7.572
" 1954 " 1955	1,20	2.605	1.816
" 1955 " 1956	2,50	5.428	7.884
" 1956 " 1957	1,52	3.300	2.914
" 1957 " 1958	1,94	4.212	4.748
" 1958 " 1959	1,98	4.299	4.945
" 1959 " 1960	1,38	2.996	2.402
" 1960 " 1961	0,67	1.455	566
Total	45,90	99.657	97.338
Moyenne	1,481	3.214	3.140

Tableau 3-4 VOLUME DE SEDIMENTS ESTIME PAR UNE METHODE PROBABILISTE - APPROCHE N° 2
(SEDIMENT FORECASTING BY PROBABLE METHOD - METHOD N° 2)

Ligne supérieure : q_B ($m^3/km^2/an$)
Ligne supérieure : q_S ($m^3/km^2/an$)

Période (ans)	Apports annuels correspondants à la période de calcul ($m^3/sec/an$)	Sédiments correspondants aux apports annuels ($m^3/km^2/an$)	1/(1)	$(4)_{n-1} - (4)_n$	$(3)_{n-1} + (3)_n/2$	(5) x (6)	Sédiments correspondants à la période de calcul ($m^3/km^2/an$)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
							1
1	0,50	1.086	1,00000				Σ (7)
		315					
2	1,37	2.915	0,50000	0,50000	2.031	1.016	1.061
		2.368			1.342	671	671
5	1,84	3.995	0,20000	0,30000	3.485	1.046	2.062
		5.563			3.320	996	1.667
10	2,10	4.560	0,10000	0,10000	4.278	428	2.490
		5.563			4.917	492	2.157
20	2,34	5.081	0,50000	0,50000	4.821	241	2.731
		6.907			6.235	312	2.471
30	2,48	5.385	0,03333	0,01667	5.233	87	2.818
		7.758			7.333	122	2.593
40	2,60	5.645	0,02500	0,00833	5.515	46	2.864
		8.527			8.143	68	2.661
50	2,65	5.754	0,02000	0,00500	5.700	29	2.893
		8.858			8.693	43	2.704
60	2,73	5.927	0,01667	0,00333	5.841	19	2.912
		9.401			9.130	30	2.734
70	2,78	6.036	0,01427	0,00240	5.982	14	2.926
		9.749			9.575	23	2.757

第 4 章　予備設計および施工計画

第 4 章　予備設計および施工計画

4.1 土木構造物

4.1.1 一般概要

今回は地質調査結果に基く上池ダム，下池Kassebダム堆砂測量結果に基く放水口の見直しを行なうとともに，この見直しに伴なう放水路と調圧水槽の変更を行なったものである。但し下池Kassebダムの利用水深は１５ｍとした。

各構造物毎の一般概要は次の通りである。

上池ダムの型式はダム地点の地形，地質および盛立材料より判断し，コア巾／水圧の比を約２とするコア巾の厚い中央遮水壁型ロックフィルダムとし，上下流にウェイティングゾーンを置くものとした。

取水口は朝顔型とし，揚水発電の特性に順応し得るタイプで設計し，１号と２号の間隔は４１ｍとした。１号は７５ＭＷ×２台用に，２号は１００ＭＷ×２台用に設置した。（前回案と同じ）

水圧管路は取水口呑口部の構造および附近の地質状況，さらに地下発電所との設計，施工上の取合いからＬ型とした。条数は２条とし，１号は７５ＭＷ×２台用，２号は１００ＭＷ×２台用とし，発電所上流１００ｍに分岐管を設け，それぞれ２条に分岐のうえ，各水車に接続する。水圧管路は全線鉄管内張とし，地質状態を考慮し岩盤負担率５０％として設計した。（前回下流案と同じ）

地下発電所は石灰岩中の最良の場所に位置させると共に，水圧管路延長を短くするよう配置した。地下発電所には変圧器室を併設し，母線ルートは搬入路とは別ルートにて引出し，地上に設置した屋外開閉所に導く配置とした。機器の配置は，組立室の反対側に先行工事である７５ＭＷ機を置き，２期工事に支障を及ぼさぬ様にした。（前回下流案と同じ）

放水路は発電所から１００ｍで合流させ，１号および２号放水路とし，途中に調圧水槽を設ける設計とした。（前回案と同一断面で延長変更）

放水口は，今回実施した堆砂測量の解析結果から，その位置を前回下流案から約３００ｍ上流とし，その形式を上流案と同じ側方流入型とした。

水路のゲートはドラフト末端および放水口に設置する設計とした。

予備設計はFigure４－１～４－７に示すとおりである。但しFigure４－５～４－７の発電所に関するものは前回下流案と同一である。

4.1.2 ダ　ム

上池ダム地点の地形は左岸側が露頭した堅硬な石灰岩およびマールの互層が傾斜約50°を呈しており，右岸側が表土に覆われた緩やかな斜面である。河床から右岸にかけて，河流にほぼ平行な巾広い3本の断層が想定されており，左岸のアバットメントを除きダムの基礎となるマールの地盤の地耐力およびせん断強度はかなり小さい。

ダム型式は次の理由により，水圧に対するコア巾の大きい中央遮水壁ロックフィルダムとする。

(1) 地形および地質的条件による。地形はダム高に比して提頂長が長くなるものである。また基礎地盤は地耐力およびせん断強度がかなり小さい。

(2) 盛立材料が近傍から求めることができる。

(3) 気象条件として降雨日数が少ない。

(4) 揚水発電所特有の短時間での水位変動 － 4時間で満水位から低水位までの18m の水位変動 － がある。

ダム軸はMECASOLの報告書でも推せんしている上流ダム軸附近が最適である。

堤体の断面は上流側1(V)：3(H) 下流側1(V)：2.5(H) の勾配を基本とし，右岸側の基礎のマールの強度が小で，しかも圧縮性が大きいことを考慮して，コア巾の水圧に対する比を2程度に大きくし，上下流に押さえ盛土を配置した。

押さえ盛土を含む堤体断面の決定にあたっては，円弧滑りおよび直線滑りの計算を行なった。

基礎地盤は右岸側のマールの部分に大きい沈下が予想され，また右岸の堅岩との間でも大きな不等沈下が予想される。この不等沈下をできるだけ避けるため，施工にあたっては右岸側の盛立を先行して行ない，沈下が或る程度収まった後左岸側の盛立を行なう等，施工に工夫をこらす必要がある。

右岸上下流の押さえ盛土は各種構造物の掘削土でよいが，適当な間隔でドレーン層をサンドイッチ状に入れるものとする。

基礎地盤改良はグラウティングにより行なう。グラウトはカーテングラウトおよび遮水壁基礎部全面に亘って行なうコンソリデージョングラウティングである。

また追加グラウトを行なえるよう，カーテングラウト線上に通廊を配置する設計とした。

実施設計にあたってはダムサイト全域に亘ってさらに詳細な地質調査を行なうとともに，右岸側のマールについて強度および圧縮性の試験を行なう必要がある。

4.1.3 取　水　口

取水口はダムの左岸側，貯水池内でダム軸より約200m附近に設置した。

取水口附近の地質は，概ね粘性表土に覆われ，基盤はマールである。

トンネル方向の山腹にはマールの比較的破砕された弱線があり，これと石灰岩との接触面はかなり破砕されているし，また透水ホールも考えられるので取水塔部を山腹から離し，掘削による影響を避けた。

取水口の型式は八角形の平面形状をした朝顔型とした。これは水圧管路との取合いおよび揚水発電の特性から，発電時の取水口，揚水時の放水口の条件を満足させるためである。

取水口周囲の切取部については，法面および敷共にコンクリートにて被覆する。敷は土砂の堆積を考慮して呑口敷から1.5m下げた。

呑口の構造の詳細は，実施設計時に水理模型実験によって決定されるべきである。

4.1.4 水圧管路

水圧管路は取水口の位置，構造との取合いおよび地質を考慮し，ダム側の始点部は立坑にて深部の基盤に達したうえで水平坑（勾配2%）とし，マール層と石灰岩の接触面の破砕されていると思われる箇所を安全に通過させて地下発電所に至る設計とした。

水圧管路は条数を2条とし，その内径を前回報告書通り1号を6.0m，2号を6.7mとし，分岐管で各々2条の計4条に分岐の後漸縮し，バルブを経て発電機に接続される。その構造は，全長に亘ってコンクリート表面に，岩盤負担率50%とする溶接鋼管を内張りし，岩盤負担を確実にするため周辺地山をグラウト工により補強する。設計水頭は静水頭に水撃圧を加えた内圧とした。

なお岩盤負担率は，今後水路経過地の地質調査および強度等の性状試験を実施して施工法を考慮のうえ決定する必要がある。

4.1.5 地下発電所

地下発電所の位置は堅硬な石灰岩の中で，しかも全体計画上有利な地点とした。

ボーリングSU－7孔の石灰岩のコアーで測定したRQD（ボーリング長に対する10cm以上のコアの採取率。地下発電所建設の可能性の目安になる）は約63%であり，この数値は日本国内における地下発電所地点では上級に入る値である。また既設カセブダム付近の石灰岩の掘削状況から判断し，地下発電所の建設は十分可能であると判断される。

地下発電所は75MW×2台および100MW×2台の主機と，これに附属する機器を収容可能な鉄筋コンクリート構造とし，加えて変圧器を本体に併設させて収容するようにした。母線はアーチ部掘削に利用したトンネルを流用して母線トンネルとし地上に設ける屋外開閉所に導くこととした。

主機の配置は工事中および完成後も主ルートとなる搬入路トンネルの反対側に75MW機2台とこれに対応する変圧器室とし，2期工事に支障を及ぼさぬようにした。

4.1.6 放 水 路

放水路トンネルは吸出水管（ドラフト）に接続して設け，発電所中心から約１００ｍの位置で合流させて直径6.0ｍの１号放水路および直径6.7ｍの２号放水路とし，途中調圧水室を設けるものとした。放水路トンネルはドラフト部に引き続いて合流部を含み調圧水室まで内張管を設け補強するが，それより下流部は鉄筋コンクリート構造としグラウトにより補強することとした。

4.1.7 放 水 口

放水口の位置は３．５に示す理由により堆砂測量横断面９－９″と１４－９″のほぼ中間においた。放水口の型式は側方流入型とし，呑口は純高を２号トンネルの内径と同一の6.7ｍ敷標高を２６６.０ｍ，前庭部敷標高を２６５.０ｍとした。この放水口位置における平均堆砂面標高は現在２６０ｍ，であり前庭部敷標高に対し約５ｍの余裕がある。３．５およびFigure３－１に示すように，堆砂は３０年後に前庭部敷標高の２６５ｍまで，７０年後に２７０ｍまで達すると推定される。本堆砂測量は３．４で述べたように精度が十分なものとはいえずこの結果を以って１６－Ｄ１ないし１７－１７′断面附近まで放水口位置を下げるのは得策ではない。即ちこの位置では放水路延長が下流案に比し４００ｍ程度長くなり，且つすぐ背後に急峻な山地があるので放水口は構造上も施工上も割高なものとなり工事費は増嵩する。従って本発電所完成後も堆砂状況を監視し，悪影響を与えるような堆砂が形成されたと判断される場合には，堆砂排除または堆砂土砂流入防止の捨石堤を前庭部に築く等の対策を講ずるのがよいと判断される。堆砂排除の技術は将来ますます発展するであろう。また堆砂土砂流入防止の捨石堤を前庭部に築造しても水頭損失は無視できる程度である。本放水口の前庭部は十分なスペースがあるからこのような対策工を実施することができる。

放水口の形状は発電時の放水口，揚水時の取水口として機能を満足させているが，実施設計時には，呑口純高をさらに小さくし前庭部敷標高を高くする検討を含み，水理模型実験により詳細を決定する必要がある。

4.2 施工計画

4.2.1 地域條件

(1) 輸 送 路

Kasseb計画地点は，首都Tunisの西方約１００ｋｍ，Beja市の西北約２０ｋｍの地点に位置し，建設工事上からも立地条件に豊まれている。

首都Tunisはまたテュニジア最大の港であり，またBeja市はTunis市より２車

線の舗装された幹線道路によって，連絡されており，Kasseb 工事の輸入資材，機材機器等の荷上げ，また輸送に十分整備されている。Beja市より建設現場までの道路は現状に少々手を入れる程度で支障はない。

(2) 工事用電力

工事期間中，土木工事機械，工事場所周辺照明器具 トンネル内換気装置，給排水装置および労務者宿舎設備等への 電力供給は最寄の３０ＫＶ送電線とディーゼル発電装置によって行なわれる。ディーゼル発電装置は工事完成後，予備電源装置として使用される。

(3) 給水設備

工事用水および飲料水の水源としては，一部上池の湧水も利用できるが主としてKasseb貯水池の水を使用する。

4.2.2 工事用材料の調達

工事に用いられる主要材料は，セメント，鉄筋，鋼材，軽油，ガソリン，重油等であり，これらの大部分はテュニジア国内で調達される。

フィルダムのコア材，ロック材は工事個所近傍から容易に採集可能である。フィルター材は近傍に見当らないため，骨材プラントを設置し，コンクリート骨材の粗骨材，細骨材と共に上池附近の石灰質山を切崩して精製する事にする。

なお，ダム掘削土砂の盛立利用，地下構造物掘削ズリの盛立および骨材利用を計るものとする。

4.2.3 施工中のKasseb貯水池の水位

本計画の放水口工事は，Dry であるか水中とした工事であるかによって設計，施工および工事費に大きく影響する問題である。

本報告では，前回報告書８．４．２(3)のとおり工事中はKassebダムを満水位の１０m以下で運用する。

4.2.4 主要構造物の施工

(1) 河流処理

上池ダム地点の洪水量は，推定の既往最大量 5.7 m^3／秒と小さい。上池ダムの河流処理は，ダム地点の基礎地盤に上流より下流にパイプを埋設して処理する。この設備は将来，土砂吐を兼ねた放流管設備として利用する。

(2) ダム：上池

掘削は左岸側は全般に露頭しているので，風化のはげしい岩の表層程度を除去するだけだが，右岸側は堆積物の風化または軟弱化部分を深さ２～２０mに亘って除去する。

ダム地点では河流に沿って断層の存在が予想され，これはダム軸とほゞ直交するが今後の調査において処置を考慮する。

基礎地盤の透水防止および支持力向上等の地盤改良に対して処理グラウトを実施する。

ダムの盛立てに必要な量は次のとおりである。

フィルダム

不透水性材料

フィルター材料

シェル材料

盛立てに使用される主な重機は，ホィールローダー，ダンプトラック，ブルトーザー，シープスフートローラーなどである。工事材料採取地よりダム迄の運搬道路は，トラックが十分な速度で往復できるように巾員，こう配および曲線の道路とする。

盛立てのリフト高，および締固めの方法は，試験盛立てを行なって決めるべきである。

(3) 取水口および水圧管路

取水口は掘削に際して地山の侵蝕保護の面より必要以上に荒されないよう心がけなければならない。

水圧管路は，先ず発電所から上流１００mの鉄管路分岐部の直上流に搬入路から分岐した作業用トンネルを設け，これより上・下流方向にトンネル掘削を行ない，掘削完了後は，鉄管を据付けて，地山と鉄管との空間にコンクリートを填充する。作業用トンネルは換気，ズリ出しおよび資材，機材の搬入に利用する。

(4) 発電所および開閉所

発電所の施工は，先ずケーブルトンネルを作業用に利用して発電所アーチ部に取り付け，アーチ部の掘削を行ない，アーチ部のコンクリート巻立てによって発電所の天井を固定して，放流路からの作業用トンネルと搬入路を利用して発電所本体および基礎部の掘削を行なう。

コンクリート打設は地山の強度によっては安全のために掘削と平行して一部補強的に行なう。クレーンおよび電気機器はコンクリート打設後に組立て据付けを行なう。

開閉所はケーブルトンネルを発電所の施工上，優先的に行ない，敷地造成は所要敷地を掘削と盛土によって平らに造成する。

(5) 調圧水室および放水路

調圧水槽は，上部の空気孔および下部の作業用トンネルを先行させて掘削を行なう。

放水路は調圧水室より上下流に掘削をすゝめ，また放水口上流約５００ｍに作業用トンネルを取付け上下流に掘削する。調圧水室より上流部は掘削後内張管を据付けてコンクリートを填充する。調圧室およびその下流部は掘削後コンクリートを巻立てる。

(6) 放　水　口

工事中はKasseb貯水池水位を１０ｍ下げて運用する。

施工は，貯水池側の地山を遮水物として残し，透水がある場合にはグラウトまたは矢板等によって遮水した後放水口構造物附近を掘り下げ，構造物を築造するものとする。その後，貯水池側の地山は，用水路部として切拡げるが一部水中の工事になる。

4.3　工事工程

第一期工事は７５ＭＷ２基の運転開始を目的とするもので，これは準備工事開始後５年間で完了するものとする。

２期工事は１，２号機を運転休止させずに作業を行わなければならないために土木工事の大部分（９８％）は，２期工事の３，４号機，水車まわりのコンクリート工事と建築工事の一部を残し本計画の最大の難工事は，水深２０ｍ余におよぶ放水口の水中施工である。

もし，Kasseb貯水池をDryにできるならば，工程の短縮，工事費の大巾な節減および危険な作業を廻避する事ができるものであるが，これはKasseb 貯水池が都市用水として使用されているので現実的ではないため，水位を１０ｍ低下して施工する計画とした。水力機器・電気機器の発注は本工事開始１年後とし，送電線資材の発注は本工事開始の２年後とする。水車発電機の据付および送電線工事（各回線につき）は何れも１８ヶ月を見込み，また水車発電機は据付け後，運転開始までそれぞれ４ヶ月の試験期間を置くものとする。

以上によりKasseb 揚水発電計画の全工事工程を表示する表４－１に示す通りとなる。但し，この工程表は，参考として掲げたに止まり，実際には，ＳＴＥＧが今度策定する１９８７年以降の電源開発計画の中で最終的なKasseb計画の工事工程が決定されなければならない。

Tableau 4-1 PROGRAMME DES TRAVAUX (GENIE CIVIL)

Désignation	Quantité	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1922
1. TRAVAUX PREPARATIFS											
1.1 Installations du chantier											
1.2 Routes d'accès											
2. TRAVAUX DE GENIE CIVIL											
2.1 Dérivation provisoire											
2.2 Barrage supérieur											
Excavation	918.700 m³										
Bétonnage	8.030 m³										
Remblai	1.981.800 m³										
Injection	46.800 m³										
2.3 Prise d'eau amont											
Excavation	100.200 m³										
Bétonnage	13.800 m³										
2.4 Galerie d'amenée et conduite forcée											
Excavation	93.300 m³										
Bétonnage	42.910 m³										
2.5 Centrale souterraine											
Excavation	127.100 m³										
Bétonnage	43.280 m³										
2.6 Tunnel d'accès											
Excavation	24.000 m³										
Bétonnage	7.500 m³										
2.7 Chambre d'équilibre											
Excavation	32.700 m³										
Bétonnage	14.530 m³										
2.8 Galerie de fuite											
Excavation	137.500 m³										
Bétonnage	52.270 m³										
2.9 Prise d'eau aval											
Excavation	1.367.900 m³										
Bétonnage	24.260 m³										
Remblai	46.200 m³										
2.10 Poste de sectionnement											
Excavation	283.700 m³										
Remblai	45.000 m³										
2.11 Bâtiment de commande											
3. EQUIPEMENT HYDRAULIQUE											
3.1 Conduite et vanne											
3.2 Grille et blindage d'acier											
3.3 Vanne d'arrêt											
3.4 Blindage pour la galerie de fuite											
3.5 Vanne et grille pour la prise d'eau aval											

Tableau 4-2 PROGRAMME DES TRAVAUX (ENSEMBLE DES AMENAGEMENTS)

Désignation	1è année 1981	2è année 1982	3è année 1983	4è année 1984	5è année 1985	6è année 1986	7è année 1987	8è année 1988	9è année 1989	10è année 1990	11è année 1991	12è année 1992	Remarque
1. INGENIERIE													
1.1 Etudes détaillées													
1.2 Evaluation des offres													
1.3 Supervisions													
2. ROLE DE LA STEG													
2.1 Travaux pour l'étude													
2.2 Appels d'offres													
2.3 Passation des marchés													
3. TRAVAUX PREPARATIFS													
4. GENIE CIVIL ET ARCHITECTURES													
4.1 Dérivation provisoire													
4.2 Barrage supérieur													
4.3 Prise d'eau amont													
4.4 Galerie d'amenée													
4.5 Centrale souterraine													
4.6 Tunnel d'accès													
4.7 Chambre d'équilibre													
4.8 Galerie de fuite													
4.9 Prise d'eau aval													
4.10 Poste de sectionnement													
4.11 Bâtiment de commande													
5. APPAREILLAGE ELECTRIQUE ET MECANIQUE													
5.1 Pont roulant													
5.2 Pomp-turbine et Alternateur-moteur													
- Groupe N° 1													
- Groupe N° 2													
- Groupe N° 3													
- Groupe N° 4													
5.3 Poste de sectionnement													
5.4 Télécommunication													
6. LIGNE ET POSTES													
6.1 Ligne Kasseb-M'Nihla													
6.2 Ligne Kasseb-Tajerouine													

Travaux ou montage

Fabrication

Essai et mise en service

第 5 章　工 事 費 見 積

第 5 章　工 事 費 見 積

5.1　前提条件

本スタディは，補足地質調査およびKasseb 下池の堆砂測量の結果に基づく前回１９７８年スタディの見直しと云う形で行なわれたものであるので，工事費の見積りは，前回の報告書におけるそれと同一の工事単価を適用して行なうものとする。

5.2　１９７８年報告書における見積り条件

5.2.1　土木工事費

テュニジア国内の土木工事費単価については，１９７５年TECSULT社が作成したKas－seb 揚水発電計画予備設備調査報告書に記載の工事費単価と，１９７６年入札の行なわれたSidi Salemダム発電所計画の入札単価を基に，建設省が積算した１９７７年３月時点の工事費単価がある。これらの単価をベースとし，前回１９７８年の報告書では次の要領で，１９７８年３月時点の単価を設定している。

(a)　建設省単価について，過去１年間の労務賃銀の値上りを １７５%，その他資材費の値上りを７%と想定して，１９７８年単価を設定する。

(b)　TECSULT報告書の単価を，１９７５－７７年の２ケ年間の想定単価上昇率２１%（ 1.10×1.10＝1.21 ）を乗じ，前項の１９７７年時点の建設省単価をチェックする。

(c)　(a)項による１９７８年単価と(b)項によるrevision並びに１９７８年現在の日本国内の単価を総合勘案して，適用単価を設定する。

5.2.2　水力機器・電気・送変電機器代

これらは１９７８年３月における日本および欧米諸国の価格を参考として機器価を見積っている。

5.2.3　予　備　費

予備費は，土木工事およびゲート・ペンストック等の水力機器については１０%，発電所電気機器，送電線，変電所機器，通信機器については７５%を見込んでいる。

5.2.4　Engineering および管理費

実施設計，施工監理等のEngineeringの費用および工事期間中のSTEG の管理費はそれぞれ，直接工事費の５%および2.5%とする。

5.2.5 内貨，外貨 Portion

工事費は，現地通貨部分と外国通貨部分とに分けられるが，このうち，現地通貨所要部分には，国内労務者の賃銀，STEG管理要員の人件費，セメント，鉄筋，木材，燃料，油脂等の工事用資材，内陸輸送費が含まれる。これ以外の水力機器，電気機器，送変電機材，建設用機械，仮設備，並びに外国人工事監督，据付指導，コンサルタント等の費用は外貨部分として計上される。

以上の内・外貨それぞれについて，水力機器，電気機器，送変電資材については費目別に積上げ，土木工事については，日本における実際に徴してglobaleな比率を適用している。その結果は次の通りである。

		内貨部分	外貨部分
土木工事		40%	60%
水力機器	（据付含む）	10%	90%
電気機器	（ 〃 ）	9%	91%
送変電設備	（ 〃 ）	22%	78%

5.3 工事費見直し結果

今回の補足地質調査および下池の堆砂測量の結果，1978年のStudyにおける土木構造物の一部に設計変更を加える必要を生じた。これら変更部分は次の通りである。

- ダム断面の変更（工事量増加）と基礎部のグラウティング，ギャラリーの新設
- ダム基礎の掘削増加
- ダム基礎地盤改良工事（グラウティング）の増加
- 放水口位置の変更（放水路延長の減少）
- 放水口構造物の変更

また，前回のStudyの上流案は，下池の堆砂測量の結果，技術的に採用出来ないことが明らかとなった。上記の設計変更に伴う工事費の見直しを行なった結果，1978年Siudyの下流案との比較において次の結論が得られた。

(1) 土木工事費は，放水路延長は短くなったが，ダム工事費が増加し，1978年のStudyの見積りよりも約837000DT増加する。

(2) 水力機器の費用は1978年のStudyの見積りよりも約859000DT安くなる。

(3) 1978年Studyのそれと同一基準の予備費を見込むと，直接費合計は前回下流案の84345000DTに対して今回の見直しの結果は84313000DTとなり，僅かに32000DT低目となる。

(4) 間接費のうち，STEQの管理費については，1978年のStudyでは直接工事費の5%を見込んでいたが，その後の調査で，この比率は過大であり，2.5%程度のものであることが明らかとなったので，当該費用にも修正を施す。

(5) 管理費およびエンジニアリング費用等の間接費も含めた総工事費（建中利子は含まず）では，1978年Studyの下流案92,745,000 DTに対し，今回の見直しの結果は，90,613,000 DTと約2,132,000 DT低目となる。

因みに，1978年のStudyの下流案と，今回のStudyとの工事費を比較するとTable 5－1に示す通りである。

表5－1　総工事費比較表

(1,000 DT)

項目	1978年11月の報告書下流案			本報告書における見直し		
	内貨	外貨	計	内貨	外貨	計
直接費						
1. 発電所						
土木工事	15,118	22,678	37,796	15,453	23,180	38,633
水力機器	1,082	9,742	10,824	997	8,969	9,965
電気機器	1,997	19,710	21,707	1,997	19,710	21,707
小計	18,198	52,129	70,327	18,447	51,858	70,305
2. 送変電設備						
送電線	1,301	5,203	6,503	1,301	5,203	6,503
変電所	95	379	474	95	379	474
小計	1,396	5,582	6,977	1,396	5,582	6,977
3. 予備費						
土木工事	1,512	2,268	3,780	1,545	2,318	3,863
水力機器	109	981	1,090	100	897	997
電気機器	150	1,480	1,630	150	1,480	1,630
送変電設備	220	320	540	220	320	540
小計	1,911	5,049	7,040	2,015	5,015	7,030
直接費合計	21,584	62,760	84,345	21,858	62,455	84,312
間接費						
コンサルタント・フィー	—	4,200	4,200	—	4,200	4,200
管理費	4,200	—	4,200	2,100	—	2,100
小計	4,200	4,200	8,400	2,100	4,200	6,300
総工事費	25,784	66,960	92,745	23,958	66,655	90,613