

第7章 ダム貯水池堆砂対策計画の策定

7.1 ダム最適運用の検討

7.1.1 貯水池運用の現状

(1) 貯水池運用

シディサレムダムの 1982～2017 における貯水位の運用状況を示す。第 6 章でも述べたように 1997 年以降、常用洪水吐（タワー）を嵩上げし、常時満水位を EL.110 m から EL.115 m に変更している。貯水位運用実績より以下のことが分かる。なお、貯水位データの欠測が多く存在しており、それらの期間については、シディサレムダム上流の観測流量を用いてダム実績放流量との関係から貯水位を推定した。

- 基本的には毎年、1～5月頃に発生する洪水によって貯水し、夏季のかんがい補給に利用する運用となっている。
- 過去に数度、渇水が発生している。1986年、1995年、2002年のように洪水が発生せず、翌年になるまで貯水位が回復しないケース、1989年・1990年、1998年・1999年のように2年連続で渇水が発生するケースも発生している。
- 貯水位の回復は雨季の洪水によってなされる場合が多い。日平均流量400 m³/s程度以上の洪水が発生すると常時満水位付近まで回復している。

(2) 年間流入量・年間放流量

近年の年間総流入量、年間総放流量の実績値及び回転率を表 7-1 に示す。回転率は EL.115 m 以下の利水容量（772 million m³：供用開始時）によって算出した。なお、年間の総流入量と総放流量を比較するとほとんどの年において総放流量のほうが総流入量を上回っている。農業省から入手した実績値であり、この差異について明確な理由は不明であるが、流量は通常、放流量のほうが流入量よりも観測精度が高い。よって、以下の記述は年間放流量をベースとした。

- 年間総放流量でみると、流況が最もいい年は2003年であり、19.7億m³となっている。一方で流況が悪い年は年間総放流量が2億m³前後と非常に少ない。
- 利水容量を基準として貯水池回転率を見ると、1.0以上の年は19年間のうち5回しかない。一方で、回転率が0.2～0.3の年も19年間のうち4回あり、洪水の流入水も出来る限り貯留する必要がある。

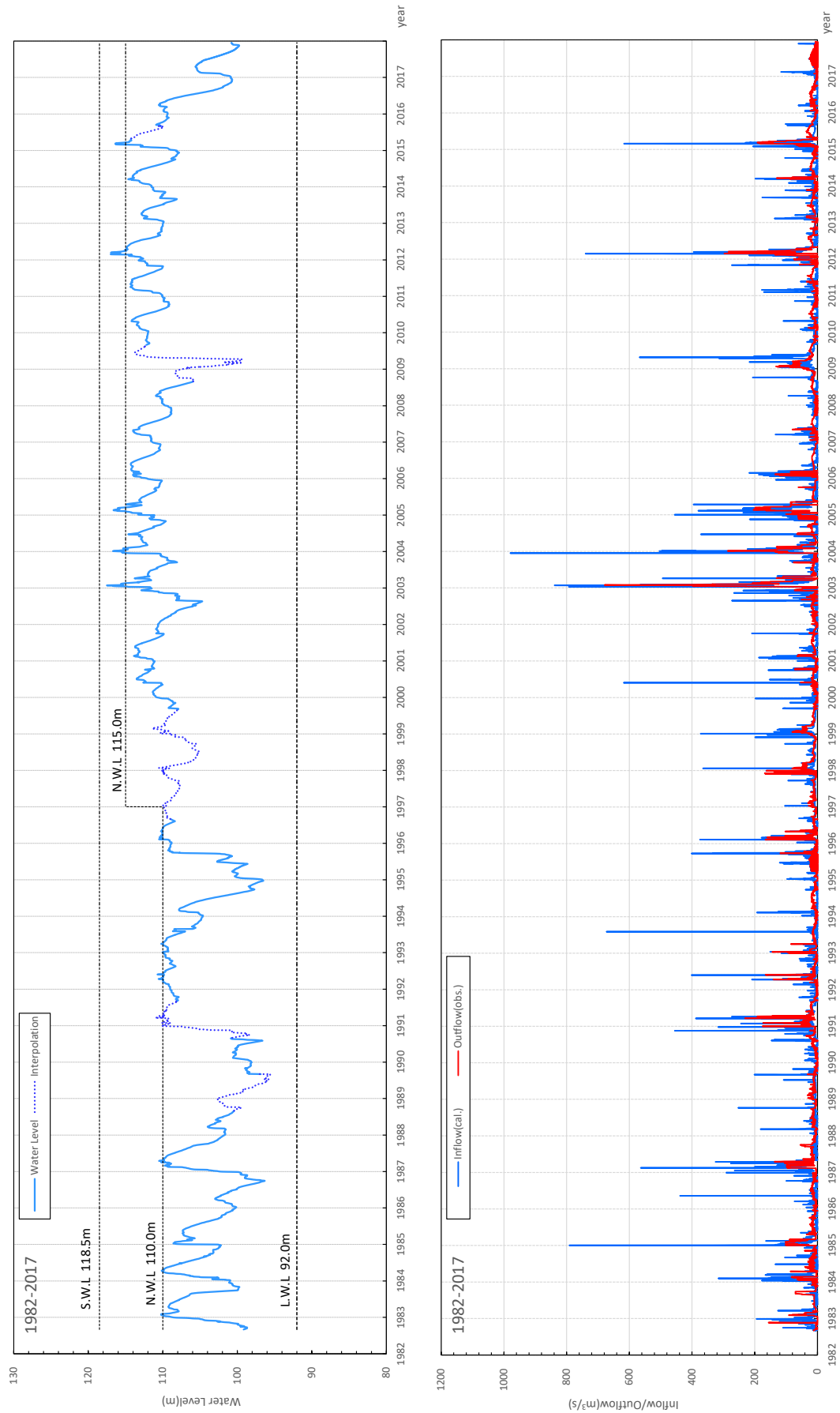


図 7-1 シディサレムダムの貯水池運用実績 (1982-2017)

表 7-1 シディサレムダムの年間流入量・放流量（実績値：2000-2018）

対象年	総流入量 (Mm3)	総放流量 (Mm3)	回転率※
2000	215	341	0.4
2001	289	252	0.3
2002	312	451	0.6
2003	1,388	1,977	2.6
2004	701	1,193	1.5
2005	1,053	1,399	1.8
2006	506	573	0.7
2007	221	312	0.4
2008	64	260	0.3
2009	621	683	0.9
2010	155	283	0.4
2011	409	339	0.4
2012	772	1,181	1.5
2013	268	381	0.5
2014	308	474	0.6
2015	634	884	1.1
2016	106	363	0.5
2017	168	172	0.2
2018	262	164	0.2
平均	445	615	0.8

※回転率＝総放流量÷利水容量（772 million m³）

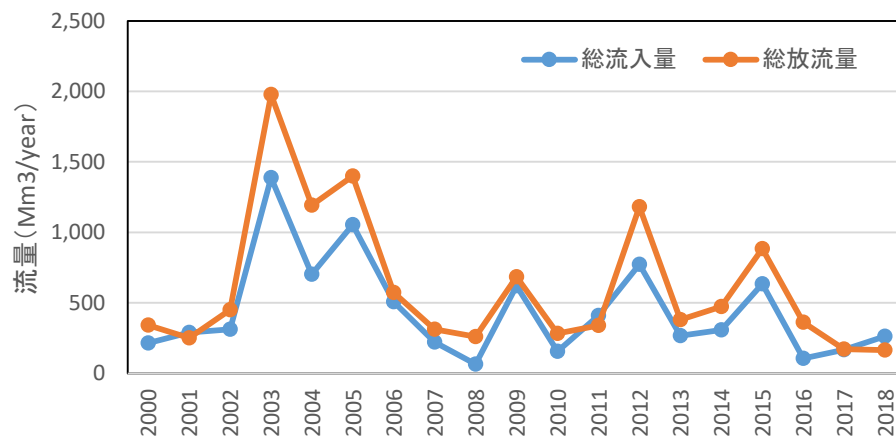


図 7-2 シディサレムダムの年間流入量・放流量（実績値：2000-2018）

7.1.2 利水補給の実態

過去のシディサレムダムにおける利水（灌がい、水道、発電）の補給実績を確認し、当該ダムの利水計画に対する補給実態を把握した。

(1) シディサレムダムの利水計画

シディサレムダムの利水計画は、以下に示す当該ダムの目的に明記されている。原文はフランス語のため、ここでは英語に翻訳した。これより、当該ダムの利水計画として以下のことが確認できる。

- 灌がい、水道補給を目的として年間450 million m³を確保（80%：灌がい、20%：水道）
- 36 MWのピーク発電（最低20 MWを確保）

OBJECTIVES:

3 major roles were assigned to this great work:

- 1) Provide 450 million m³ annually to meet agro-industrial and urban needs in several regions and agglomerations of the country to:
 - 80% for irrigation (70,000 ha).
 - 20% for drinking water (Grand Tunis, Nabeul, Sousse and Sfax).
- 2) Dampen flows and minimize damage caused by floods in downstream regions.
- 3) Produce electrical energy to meet peak daily needs at 36 MW, the guaranteed minimum of which is 20 MW.

出典：「BARRAGE DE SIDI SALEM SUR LA MEDJERDA」 REPUBLIQUE TUNISIENNE MINISTERE DE L'AGRICULTURE ET DES RESSOURCES EN EAUX D.G / B.G.T.H

利水計画に関する具体的な数量は、上記情報が最も信頼性が高いことから、以下の利水補給の分析にあたっては年間 450 million m³ を利水補給量の基準として用いる。

(2) 堆砂に伴う利水容量の変化

上記を踏まえ、次にシディサレムダムの利水容量の堆砂に伴う変遷を確認した。

- 1981年時点では利水容量は533 million m³（EL.110 m）であった。
- 1997年にNWLが110mから115mに変更され、利水容量は772 million m³に増加した。
- 2018年時点、堆砂の進行に伴い利水容量は592 million m³まで減少しているが、計画当初の利水容量（533 million m³）は確保されている。なお、当該ダムは堆砂容量内の水も利用可能であることから、堆砂容量内の空容量7 million m³も利水容量として加算した。

(3) ダムの利水施設からの放流状況

シディサレムダムにおける放流設備別の運用実績を整理した結果を図 7-3 に示す。運用実績グラフ中の利水放流施設は発電放流施設、灌がい放流施設の合計値を表す。

- ダム運用実績を見ると、基本的に利水放流施設からの放流が大半を占めている。2002年以降、大規模な洪水時には常用洪水吐や排砂施設からの放流も多く発生している。
- 利水放流設備別の放流実績を見ると、ダム建設から2018年までの37年間で利水計画値である年間450 million m³以上の利水放流を実施しているのは、データ欠測のない28年間のうち11年であった。利水放流が450 million m³を大きく超過している年は大規模な洪水が発生しており、洪水調節の一環として利水設備を利用していたと考えられる。
- 2017、2018の2ヶ年は運用開始以降において最小の総放流量となっており、利水放流量も150 million m³程度であった。

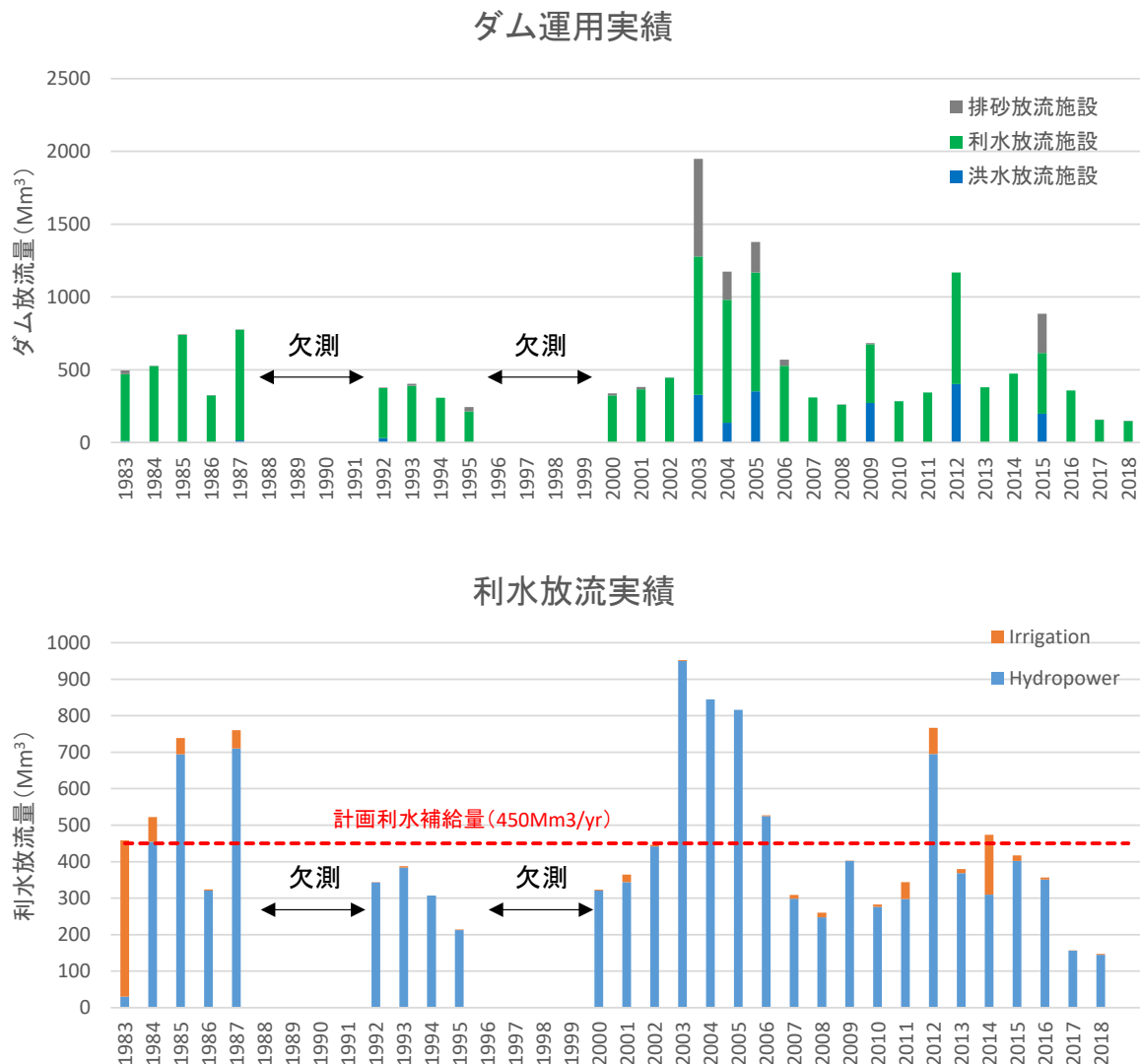


図 7-3 シディサレムダムの放流設備別の運用実績 (1983-2018)

(4) シディサレムダム下流における灌漑・上水の取水状況

シディサレムダム下流の MOA による灌漑取水及びラルーシアダムを管理する公営企業（SECADENORD 社）の灌漑及び上水の取水実績を整理した結果を示す。なお、MOA の取水量はシディサレムダム下流のポンプステーション 7 カ所（Bejaoua, Douar El Bey, Mornaguia, Battan, Chewigui, Borj Ettoumi, Sidi néji）の合計値を示している。

- 年間取水量は2008まで100 million m³前後であったが、2009～2016にかけて増加傾向を示しており、2016年に287 million m³に達している。
- 取水量の大半はSECADENORD社による取水が占めている。

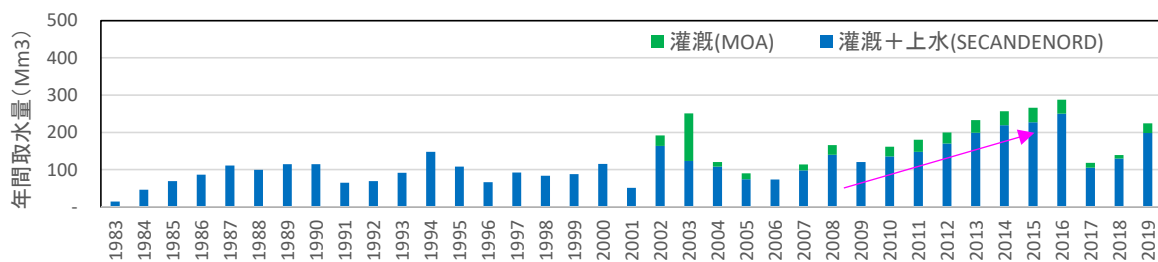


図 7-4 ラルーシアダムの取水量の経年変化

次に MOA と SECADENORD による上水及び灌漑の年間取水量とシディサレムダムの利水放流量の関係を図 7-5 に示す。その結果、データが存在する期間においてはシディサレムダムの利水施設からの放流量のほうが上水+灌漑の取水量を上回っている様子が確認された。特に、2017、2018 年は利水放流量≒取水量となっており、シディサレムダムの利水放流はラルーシアダムの上水及び灌漑の取水に対して行っている状況が認められる。

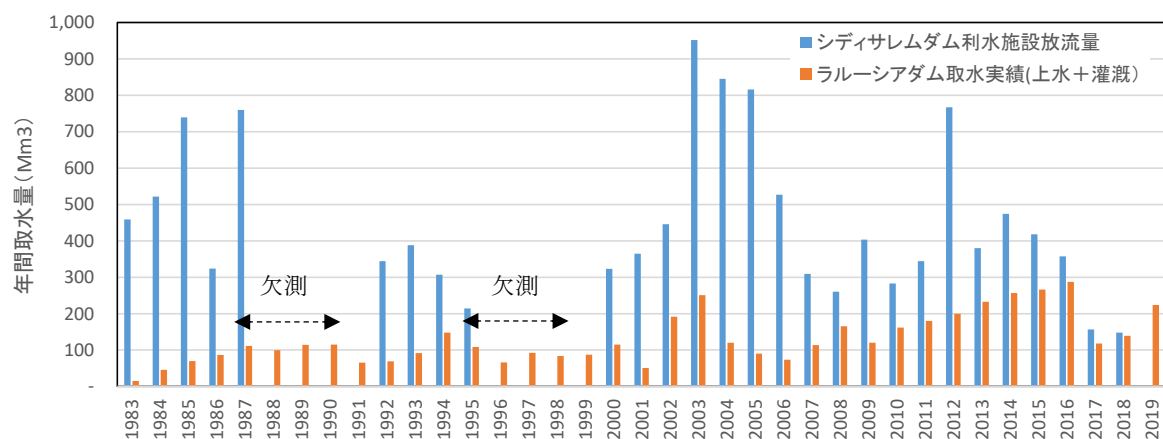


図 7-5 シディサレムダムの利水補給とラルーシアダムの取水量の比較

(5) 年間流入量と利水放流の現状を踏まえた確保すべき利水容量の考察

最後に、シディサレムダムの年間総放流量と利水容量の関係、年間利水放流量を比較し、シディサレムダムで確保すべき利水容量について図 7-6 考察した。

- シディサレムダムの総放流量が利水施設放流量を上回っている年は、洪水によって貯水位がEL.115 mを超えて常用洪水吐からの放流が発生したことを意味している。そのような流況のよい年は2000年以降の19年間で6回であり、3年に1回程度の頻度しかない。
- 残りの2/3では利水容量を使い切れておらず、20年間のうちの10年が400 million m³以下しか補給できていない。総放流量でみても、2000年以降、年間利水目標である450 million m³の補給を満たす年は洪水調節が生じた6ヶ年以外は2006年しかない。一方、ダム下流の取水施設では、図 7-5に示すように、取水量が年間300 million m³を超えた実績は認められない。
- 以上から、シディサレムダムでは年間400 million m³の補給量が現状においては最大規模と考えられ、現在の利水容量である590 million m³を維持すれば利水機能の低下は生じないと考えられる。

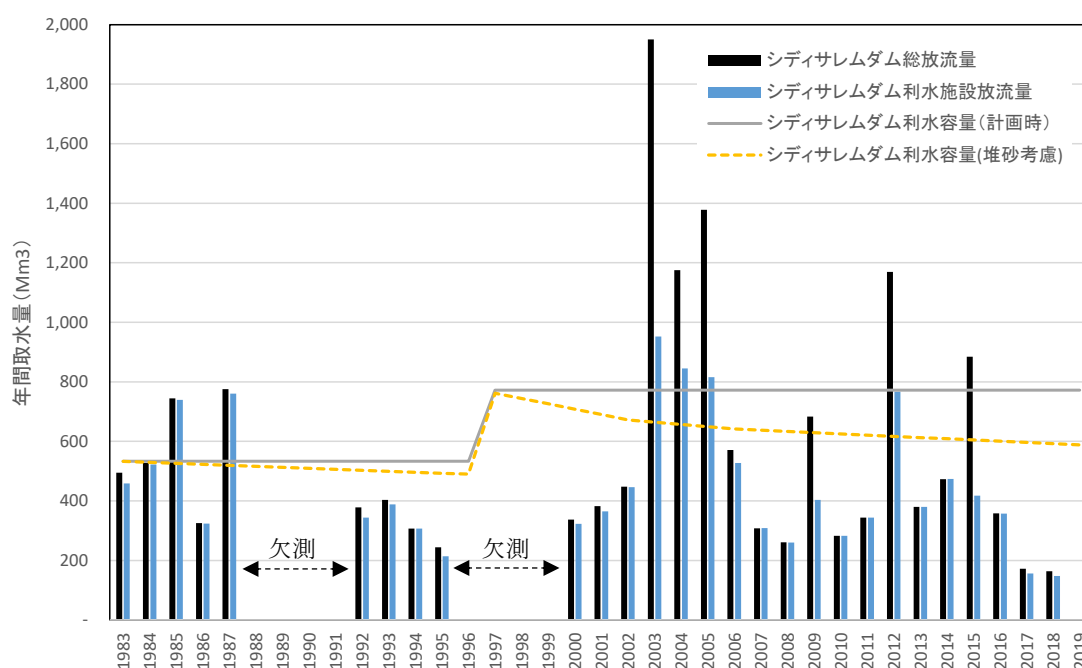


図 7-6 シディサレムダムの利水補給とラルーシアダムの取水量の比較

7.1.3 洪水調節操作の実態

(1) 現状の洪水調節操作に関するヒアリング

シディサレムダムの現状の洪水調節操作については第 3 章で詳述されている。ここでは主要部のみを抜粋する。

なお、現行のダム操作規則は、フランスのコンサルタント（Coyne et Bellier）が 1999 年に再検討し、現在のダム操作はこの規則に従っているとのこと。

【事前放流について】

- シディサレムダムはチュニジアで唯一の洪水流入量予測計算を行い、ダム操作をしている。
- 5 日前の事前放流を考慮している。2 時間毎の貯水池水位の上昇スピードで事前放流量を決めている。
- 1999 年の仏コンサルタントのレビューの結果、洪水吐操作は、El.118 m までは常用洪水吐（朝顔型自然越流）で行い、El.118 m からは非常用洪水吐 Spillway で操作することになったが、現在まで非常用洪水吐 Spillway は使用したことがない。
- 設計洪水ピーク流量は、1999 年仏コンサルタントのレビューで、1/10 年=1,680 m³/s、1/100 年=3,360 m³/s、1/10,000 年=7,720 m³/s に改定された。設計洪水の継続時間は 72 時間（3 日間）。

【現行の洪水時のダム操作について】

- 1999 年の仏コンサルタント Coyne et Bellier 社作成のシディサレムダムのコントロール・マニュアル及び貯水池運用支援 Excel マクロソフトウェアは、1999 年以降は現場（シディサレム管理事務所）では使用していない。
- ダムのオペレーターは MOA チュニス本部からの指示に従って各ゲート操作を行う。
- ダムの操作は MOA 本部の Flood Management Committee in Permanent Meeting という組織が決定し、現場（ダム管理事務所）に指示している。
- この組織は MOA 大臣（Chaired by the Minister）または Secretary of State with a Specialist Staff for all direction により組織されている。
- 洪水時は、現場（ダム管理事務所）からは毎時、水位と各ゲート開度を Committee に報告している。Committee は貯水池の上下流の状況や下流の氾濫状況などを考慮してダムからの放流量を指示している。
- Committee は洪水時の下流河道の流下能力 300 m³/s（1,300 m³/s ではなく現在は河道の堆砂により流下能力が減少している）になるように放流量を決めている。
- 1999 年以降は、貯水池水位は El.112 m 程度を目標水位として維持するように操作している。El.110 m では利水容量が少なく、El.115 m（NWL）では洪水調節容量が少なすぎて危険であることから洪水期の制限水位を El.112 m 程度としている。
- 2003 年 1 月洪水の際も、現場でのゲート操作は MOA 本部の Committee の指示により運用していた。2003 年洪水時も El.112 m 程度から洪水調節を開始し、洪水後も El.112 m に戻すようにしていた。
- 2003 年洪水以降、洪水期制限水位を El.112m としている。

(2) 過去の洪水調節操作の実施状況

過去の洪水調節実績データを基に前述のヒアリングした現行操作ルールとの整合を確認した。ここでは、2003 年 1 月洪水以降に発生した以下の洪水について放流設備の操作状況を確認した。

表 7-2 ・シディサレムダムの近年の洪水調節実績

No.	洪水発生年月日	ピーク流入量	ピーク放流量	最高貯水位
1	2005 年 1 月 1 日	381 m ³ /s	204 m ³ /s	EL.116.61 m
2	2012 年 2 月 24 日	739 m ³ /s	297 m ³ /s	EL.117.00 m
3	2015 年 2 月 28 日	557 m ³ /s	192 m ³ /s	EL.116.36 m

1) 2005 年 1 月洪水調節実績

- ✓ 洪水調節初期水位はEL.111.5 mであり、ヒアリング結果に近い運用となっていた。
- ✓ 最大放流量は200 m³/sであり、300 m³/s以下に放流量が調整されていた。洪水調節中、放流設備としては常用洪水吐（タワー）、排砂ゲート、発電取水が用いられていた。

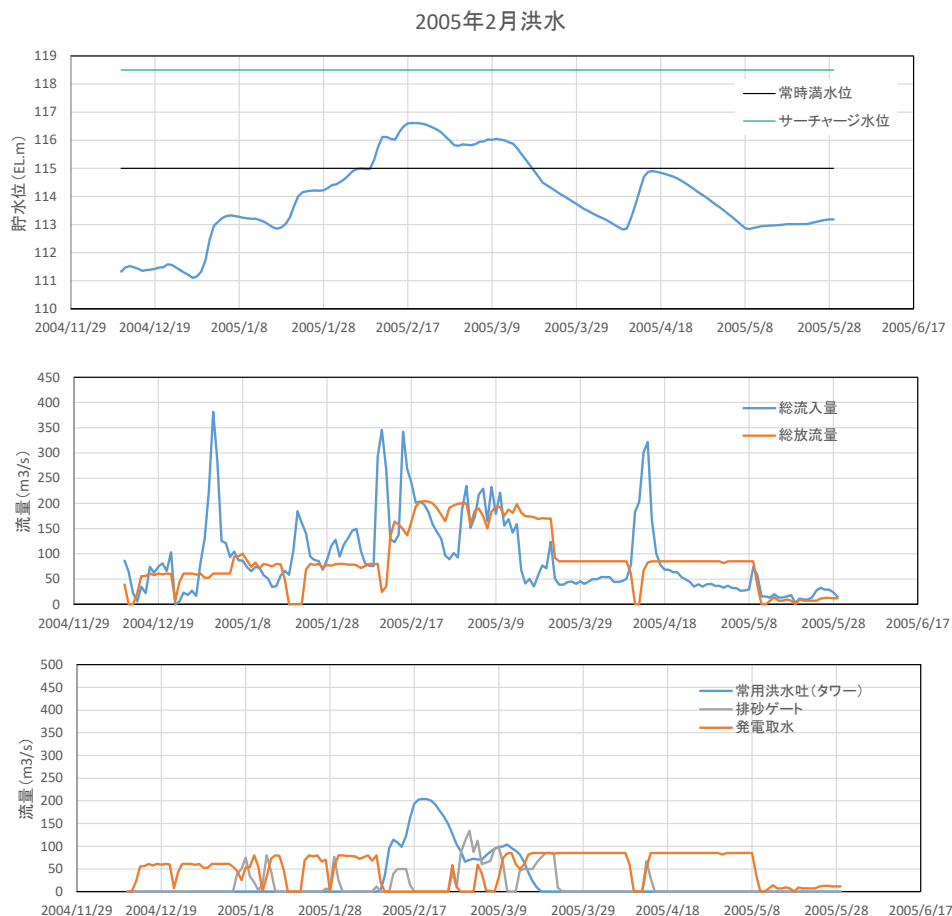


図 7-7 シディサレムダムの洪水調節実績（2005 年 1 月洪水）

2) 2012 年 2 月洪水調節実績

- ✓ 洪水調節初期水位はEL.112.8 mであり、ヒアリング結果に近い運用となっていた。
- ✓ 最大放流量は300 m³/sであり、下流の流下能力（300 m³/s）程度に調整されていた。ピーク放流時は常用洪水吐（タワー）のみで放流され、排砂ゲート、発電取水は放流をストップしていた。

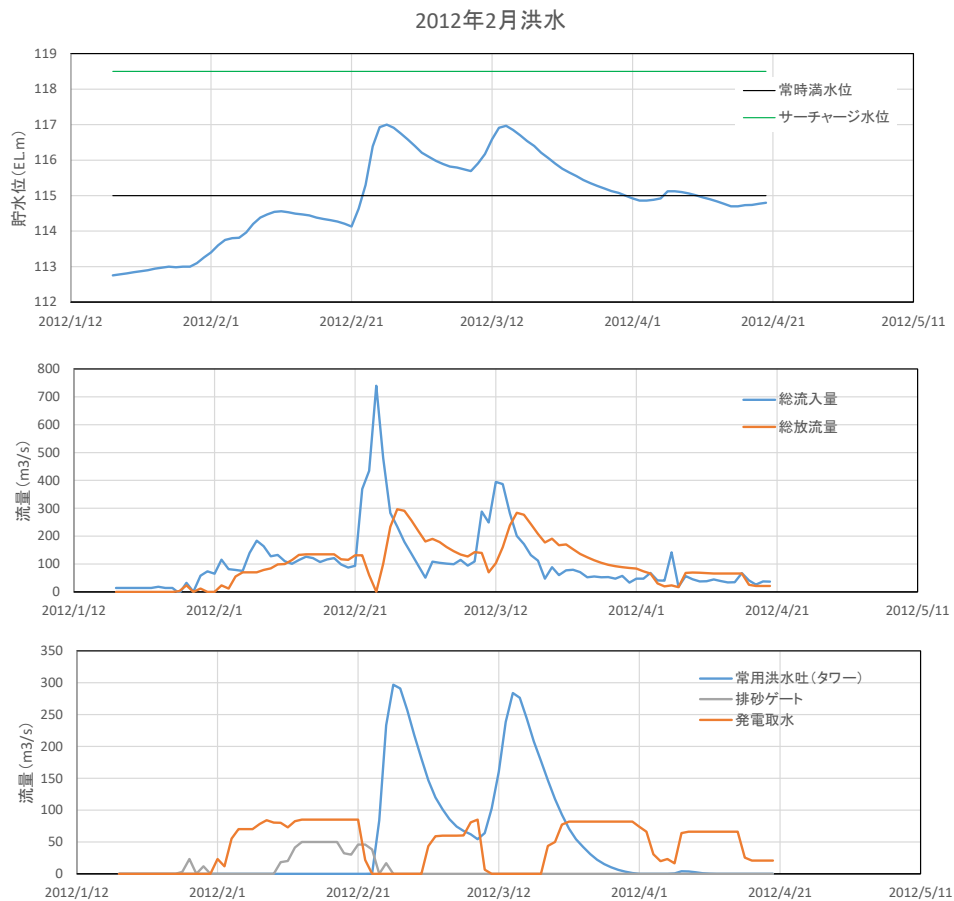


図 7-8 シディサレムダムの洪水調節実績（2012 年 2 月洪水）

3) 2015 年 2 月洪水調節実績

- ✓ 洪水調節初期水位はEL.112.7 mであり、ヒアリング結果に近い運用となっていた。
- ✓ 最大放流量は190 m³/sであり、下流河川の流下能力（300 m³/s）以下に調整されていた。ピーク放流時、貯水位はEL.115 mを超えており、常用洪水吐（タワー）から150m³/s程度の放流が発生していた。それに合わせ、排砂ゲートからも約50 m³/sの放流が行われており、合計約200 m³/sの放流が実施されていた。
- ✓ 貯水位がEL.115m以下になると、排砂ゲートの放流量を100 m³/sに増量しており、貯水位をEL.114 mまで低下させている。

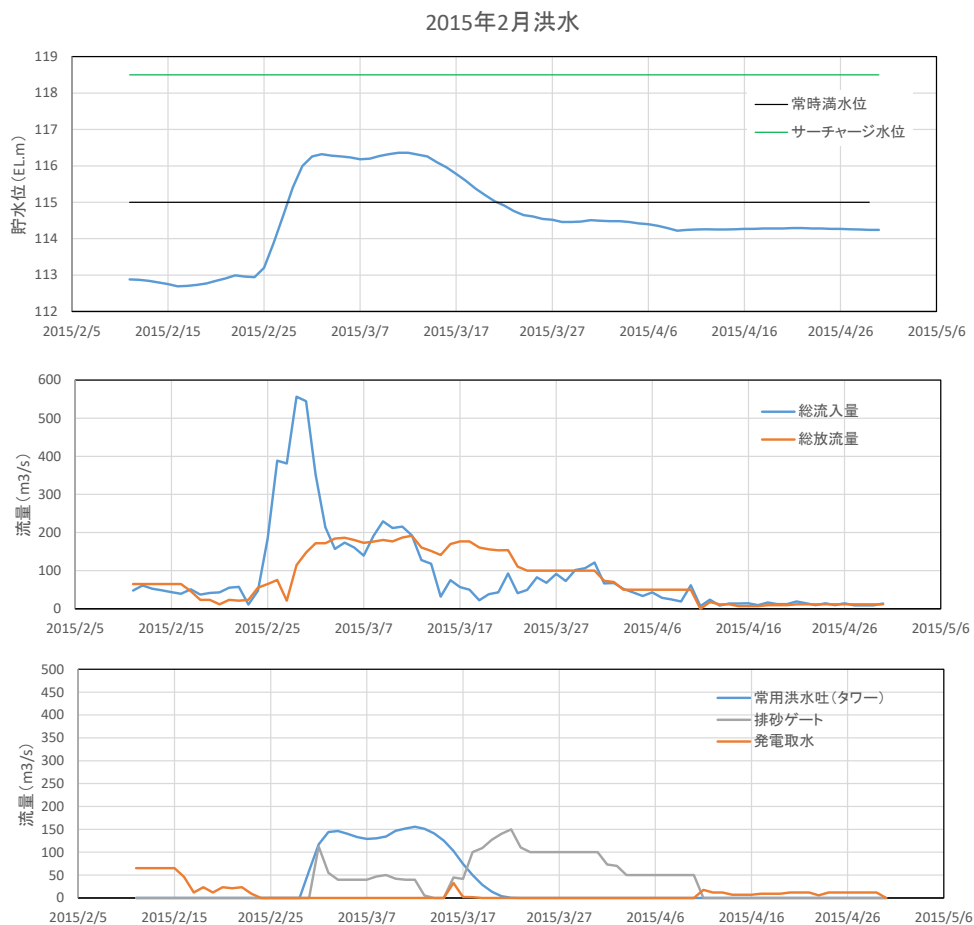


図 7-9 シディサレムダムの洪水調節実績（2015 年 2 月洪水）

7.1.4 今後望まれる洪水調節操作

(2)で最近の洪水調節操作の実績を検証したところ、MOA にヒアリングした内容とほぼ整合のとれる運用が実施されていることが確認できた。これより、洪水期は EL.112～113 m から洪水調整操作を開始しているため、計画上確保している治水容量よりも多くの容量を洪水調節に用いている。また、排砂ゲートを洪水調節時に利用している傾向が見られ、堆砂対策の観点からすると効率的な排砂が期待できる。

以上の観点を踏まえた最適な洪水調節操作を第3章で検討している。以下、本調査で提案する最適な洪水調節操作、及び当該操作による 2003 年 1 月洪水波形、設計洪水波形（2009 年 4 月洪水波形）による洪水調節計算結果を表 7-4、表 7-5 に示す。

表 7-3 堆砂対策及び D1 改修後の洪水調節操作（案）

設定項目	現行操作	将来の変更操作(案)
洪水調節開始水位	EL.112～113m（実態）	EL.112m（予備放流水位）
計画最大放流量	200～300 m ³ /s（実態）	400 m ³ /s
計画最大流入量	Qp=1680 m ³ /s（10 年確率） Qp=3360 m ³ /s（100 年確率）	1280 m ³ /s（2009 年 4 月型洪水） ※ 10 年確率洪水 1130 m ³ /s（2003 年 1 月型洪水） ※ 10 年確率洪水
放流設備操作	EL.112～115 m：発電施設と排砂ゲートを使用 EL.115 m 以上：常用洪水吐（タワー）を主として、排砂ゲートで調整	EL.112～115 m：発電施設 EL.113.5 m：発電＋排砂ゲート EL.115 m：常用洪水吐（タワー）＋排砂ゲート

表 7-4 将来変更操作(案)による洪水調節計画（設計洪水波形）

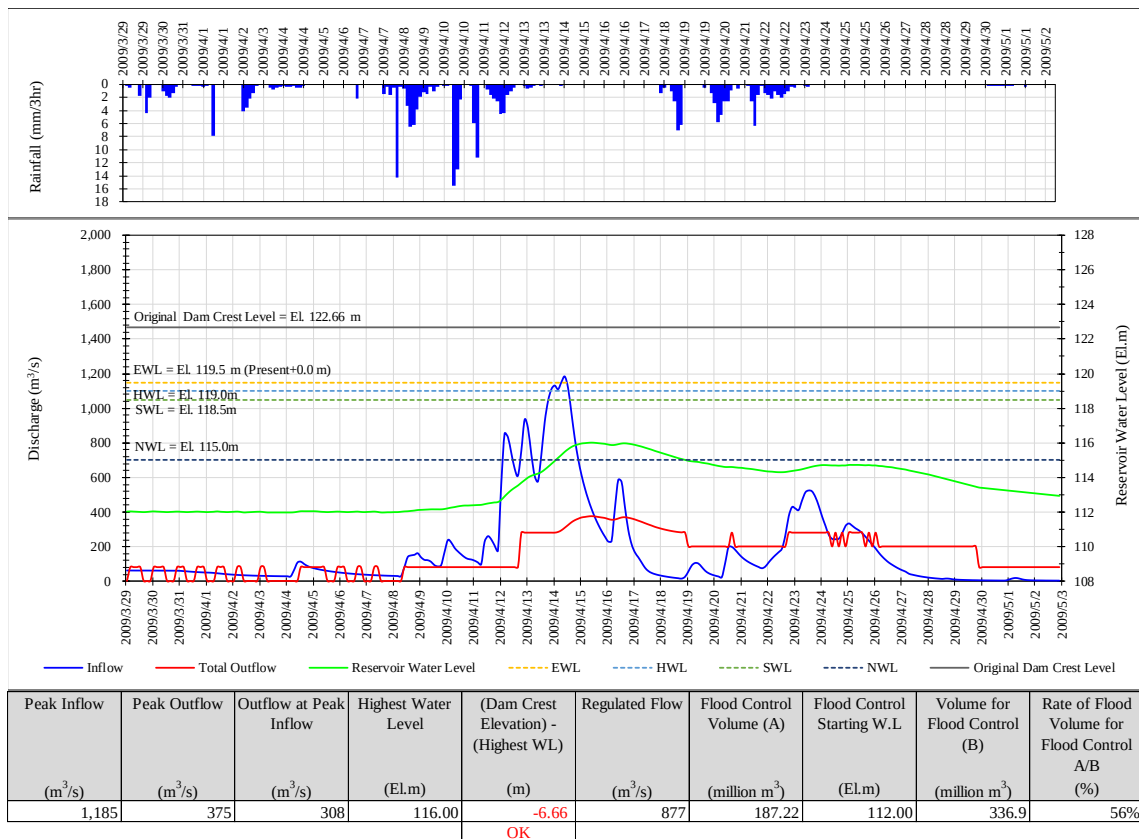
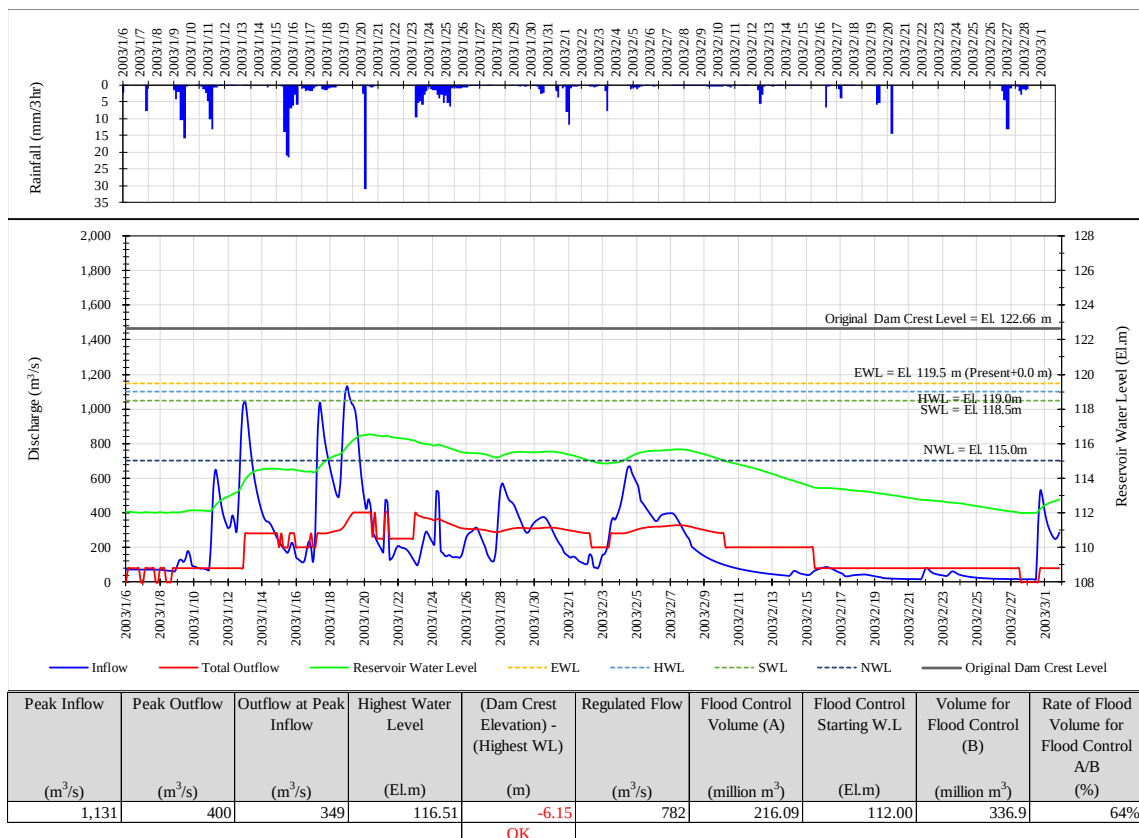


表 7-5 将来変更操作(案)による洪水調節計画（2003年1月洪水波形）



7.2 堆砂対策の策定

7.2.1 貯水池の現状の土砂収支バランス

堆砂対策の対象となる土砂量を把握するため、第 6 章で示したシディサレムダムの堆砂の再現計算結果を基に土砂収支を算出した。土砂収支図を図 7-10 に、ゾーン毎の堆砂量を表 7-6 に示す。なお、ここでは貯水位運用が変更されて貯水池の堆砂特性が変化した 1997 年以降を対象とした。その結果、シディサレムダムでは流入土砂量 10.6 million m³/年に対し、貯水池内に 6.4 million m³/年（約 60%）が堆積し、4.2 million m³/年（約 40%）が通過すると推定される。

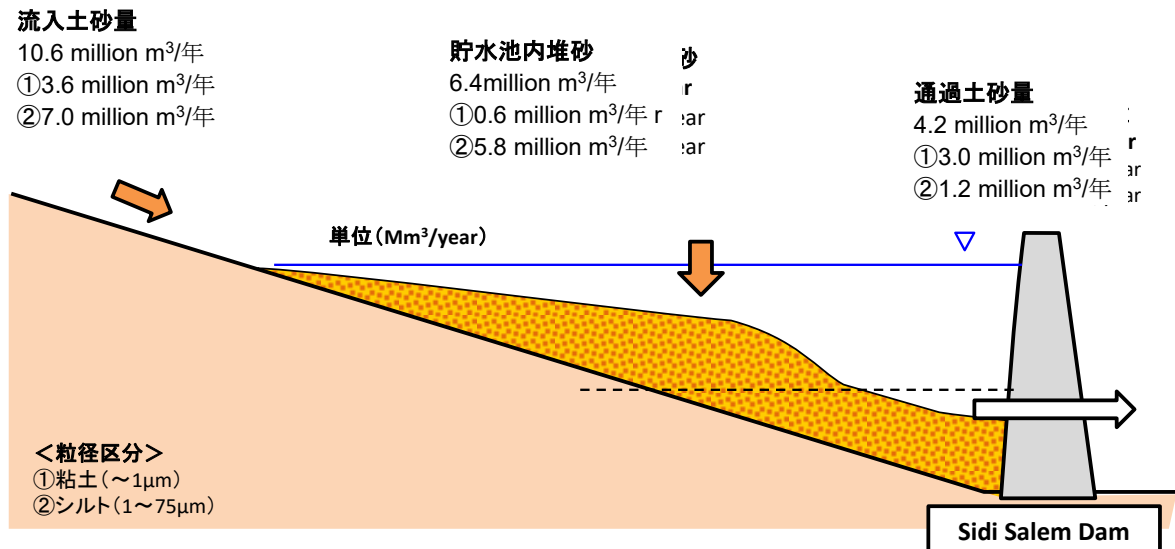


図 7-10 シディサレムダムの土砂収支図（再現計算 1997-2017）

表 7-6 ゾーン毎の堆砂量（1997～2017 年）

ゾーン	F	E	D	B+C	A	全体
①粘土	0.03	0.04	0.04	0.29	0.16	0.6
②シルト	0.87	0.77	1.11	2.46	0.63	5.8
Total	0.90	0.81	1.15	2.75	0.79	6.4

（単位：10⁶m³）

7.2.2 堆砂対策候補の抽出

シディサレムダムの地理的特性、堆砂の現状等を踏まえ、現地に適用できる可能性のある堆砂対策候補の抽出を行った。対策工法の考え方としては、一般に以下の3つが挙げられる。

- (A) 流入土砂対策：貯水池に流入する土砂を減少させる対策
- (B) 堆積土砂対策：貯水池内に堆積した土砂を減少させる対策
- (C) 排砂促進対策：堆砂量を直接減らす機能は有していないが、土砂の排出を促進する機能を有する対策

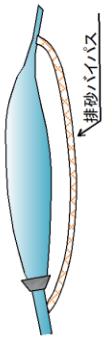
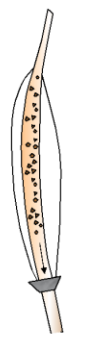
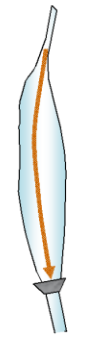
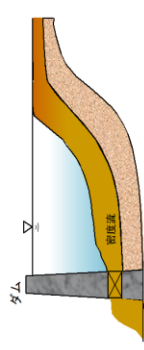
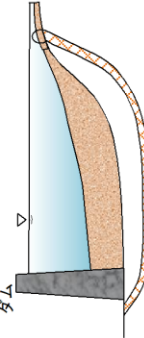
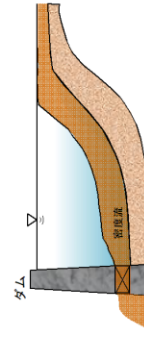
(A)～(C)の考え方にに基づき、堆砂対策のメニューを表 7-7～表 7-9 に整理し、シディサレムダムへの適用性を考察した。

その結果、以下の対策工法が候補として抽出された。

(A) 流入土砂対策	・ 沈砂池 ・ 土砂バイパストンネル ・ 密度流排砂
(B) 堆積土砂対策	・ 陸上掘削 ・ 機械浚渫
(C) 排砂促進対策	・ 湖内土砂バイパス ・ 流動制御フェンス

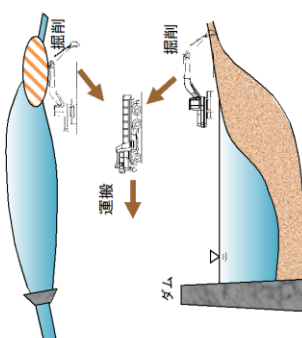
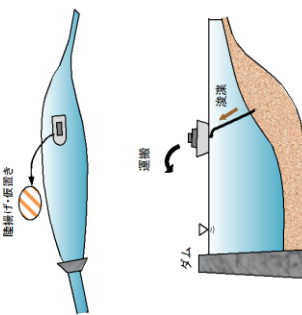
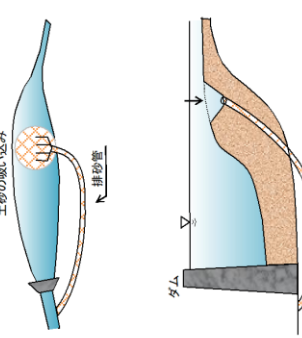
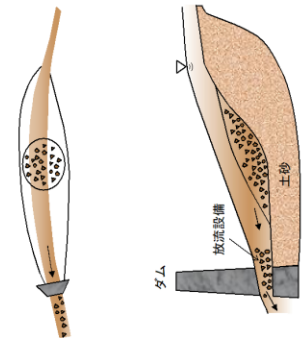
参考として、治水機能の増強策を表 7-10 に紹介する。

表 7-7 (A) 流入土砂対策

対策内容	沈砂池	土砂バイパス	スルーシング	密度流排砂(desilting)
概要図				
				
	- 貯水池及び上流等に沈砂池を設置し、流入土砂を軽減させる。 - 沈砂池内に堆積した土砂を定期的に除去する必要がある。	貯水池上流において、貯水池を迂回するバイパストンネルに洪水濁水を分派し、流入土砂の一部をダム下流に排出する。	洪水時に水位を低下させることにより、流水と共に流入土砂を貯水池内に堆積させることなく下流河川へ通過させる。	洪水時に高濁度密度流の放流を行えるような放流設備を利用し、ウオッシュロード成分をダムから放出する。
土砂対象※1	粘土・シルト	○	○	○
	砂	△	○	×
	礫	×	×	×
経済性※2	IC=中 RC=中	IC=大 RC=中	IC=中～大 RC=中	IC=小 RC=小
環境等への影響	対策による環境への影響は特に発生しない。	ダム下流の環境・利用に影響が生じる可能性がある。	ダム下流の環境・利用に影響が生じる可能性がある。	洪水時の濁水流下なので、対策による環境影響は特に発生しない。
課題点	シルト・粘土が対象なので沈降速度が小さく、捕捉効果を十分発揮できない可能性がある。	勾配が小さいと放流能力の確保のため、大口径のトンネルが必要となる。	貯水位低下を伴うため、利水への配慮が必要である。	貯水池底部に放流施設が必要
Sidi Salem Damへの適用性	○	△～○	×	○
	貯水池上流部に適地が複数存在するため、適用性はある。	中～大規模洪水に適用することで利水に影響を及ぼさずに大量の土砂を排出できる可能性がある。	Sidi Salem Dam は利水機能が特に重要なダムであるため、適用は困難である。	最近まで運用していた既設の排砂ゲートが存在するため適用性は高い。
総合評価	○	△～○	×	○

※1 粒径区分 粘土・シルト: <0.075mm, 砂: 0.075mm～2.0mm、礫: 2.0mm～、※2 IC: Initial Cost RC: Running Cost

表 7-8 (B) 堆積土砂対策

対策内容	陸上掘削	機械浚渫	水位差吸引排除	フラッシング
概要図				
概要	貯水池内の堆積土砂を陸上掘削し、貯水池外へ排除する。	貯水池内の堆積土砂をポンプ等によって浚渫し、貯水池外へ排除する。	貯水位と放流口の水圧差により堆積土砂を吸引し、排砂管により下流河川へ排出する。	水位を低下させ、洪水時の掃流力を利用して貯水池内の堆積土砂を排出する。
土対砂象※1	粘土・シルト	○	×	○
	砂	○	○	○
経済性※2	IC=小	IC=中	IC=大	IC=中
	RC=大	RC=大	RC=小	RC=小
環境等への影響	対策による環境への影響は特に発生しない。	対策による環境への影響は特に発生しない。	ダム下流の環境・利用に影響が生じる可能性がある。	ダム下流の環境・利用に影響が生じる可能性がある。
課題点	- 仮置き・搬出先の確保が必要。 - 対策箇所は陸上に限られる。	- 仮置き・搬出先の確保が必要。 - 機材によっては土砂運搬過程で中継が必要である。	粘性土の場合、吸引は局所的な範囲に留まり、効果が限定的となる。	- 貯水池底部に放流施設が必要 - 貯水位低下を伴うため、利水への配慮が必要となる。
Sidi Saleem Dam への適用性	○	○	×	×
総合評価	○	○	×	×

※1 粒径区分 粘土・シルト: ~0.075mm、砂: 0.075mm~2.0mm、礫: 2.0mm ~、※2 IC: Initial Cost RC: Running Cost

表 7-9 (C) 排砂促進対策

対策内容	湖内バイパス	流動制御	湖内運搬
概要図			
概要	分派堰を設置し、生じた水位差で貯水池上流の濁水をダム直上にバイパスすることで貯水池中流部への堆積を抑制する。	貯水池内にカーテンウォールを設置することで濁水の広がりを防止し、ダム堤体までの到達土砂量を増加させる。	掘削・浚渫後の土砂を貯水池内で運搬し、ダム直上に投入することで、既設ゲートからの排出を促進させる。
土対砂象※1	粘土・シルト ○ 砂 × 礫 ×	○ × ×	○
経済性※2	IC=大 RC=小	IC=中 RC=小	IC=中 RC=大
環境等への影響	- 対策による環境への影響は特に発生しない。 - 水位差の確保のため、分派堰の設置が必要となる。 - トンネル内での土砂の堆積が懸念される。	- 対策による環境への影響は特に発生しない。 - ダムの存在する Zone A に濁水を排出する施設が必要となる。 - 既設の土砂排出施設がダムの底部にあるため適用性は高い。	- 対策による環境への影響は特に発生しない。 - 粘土堆積物は粘着力が強いいため、運搬土砂を十分に排出できない可能性がある。 - Sidi Salem Dam は粘土・シルトが主の堆積物であり、粘着性が強く効果が得られない可能性がある。
課題点	トンネル呑口と吐口の水位差(水压差)が足りず、必要な排出土砂量を輸送できない可能性がある。	○	×
Sidi Salem Dam への適用性	△	○	×
総合評価	△～○	○	×

※1 粒径区分 粘土・シルト: ~0.075mm、砂: 0.075mm~2.0mm、礫: 2.0mm、※2 IC: Initial Cost RC: Running Cost

表 7-10 (その他) 治水容量の増強策【参考】

対策内容	貯水容量の再編	事前放流による治水容量の増強	ダムの高上げ
概要図			
概要	容量を再編し、治水容量を治水容量に振り替えることで治水機能の増強を図る。	洪水が到達する前にダムの貯留水を放流することで、治水容量の一部を治水容量として活用する。	ダムを高上げすることで、治水容量を増加させる。
経済性 ^{※2}	IC=Nothing RC=Nothing	IC=Nothing RC=Nothing	IC=大 RC=Nothing
環境等への影響	- 対策による環境への影響は特に発生しない。 - 治水容量に余力が存在する場合にのみ実施できる対策である。 - ダム建設時に複数の事業者が出資している場合、アロケーションの協議が必要となる。	- 洪水前に放流操作をする必要があり、下流の河川利用者への配慮が必要となる。 - 確実な治水容量の回復のために精度の高い流入予測が求められる。 - ダム管理者の負担が大い。	貯水池の湛水面積が増大することで環境・利用への影響が生じる可能性がある。
課題点			- イニシャルコストがかかいる。 - 既存施設の移設や改良が必要となる。 - 治水計画の見直しが必要となる。

※1 粒径区分 粘土・シルト: ~0.075mm、砂: 0.075mm ~ 2.0mm、礫: 2.0mm ~ 、※2 IC: Initial Cost RC: Running Cost

7.2.3 基本戦略

(1) 対策目標の設定

現在の堆砂状況を踏まえ、シディサレムダムの堆砂対策の目標を表 7-11 に整理した。

- 治水容量に関しては、現状において容量の6%が減少している。そのため、大規模洪水時の洪水調節機能に影響がある。しかしながら、現行操作では洪水期の貯水位をNWLより下げて運用しており、必要な洪水調節を実施するための治水容量（205 million m³）は確保されている。したがって、当面は現状維持を目標とする。
- 利水容量に関しては、既に約2割が堆砂で減少しているが、利水補給状況を踏まえると現在の利水容量（592 million m³）でも過去の年間補給量を十分補給可能である。したがって、当面は利水容量の現状維持のため流入土砂の堆積抑制を目標とし、将来目標として利水容量の回復を設定する。
- その他の課題として、排砂ゲートが約7m埋没しており、いつ閉塞してもおかしくない状況であるため、放流設備の機能回復を当面の目標とする。また、背砂による上流市街地の浸水リスクを低下させることも当面の目標とする。

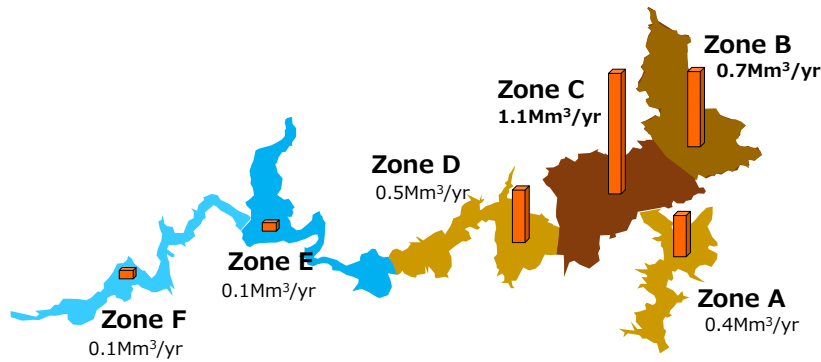
表 7-11 堆砂対策目標の設定

対象容量	現状容量	現状堆砂量	当面の目標	将来目標
治水容量	194 million m ³ (205 million m ³)	11 million m ³ (6%減)	・流入土砂の堆積抑制 ・放流設備の機能回復	・治水・利水容量の回復
利水容量	592 million m ³ (772 million m ³)	181 million m ³ (23%減)		
その他	—	—	・放流設備の機能回復 ・背砂による浸水リスクの低下	

以上から、シディサレムダムでは緊急性の高い「当面の目標」に主眼を置く。対象土砂量としては、貯水池運用を変更した 1997～2017 年の平均堆砂量 6.4 million m³/年を設定する。

(2) 将来の堆砂進行の見通し

対策の基本戦略を設定するため、将来予測結果を用いてゾーン別の堆積速度を比較した。これより、今後、シディサレムダムではゾーン B, C, D で堆積が顕著に進行する傾向が明確である。ゾーン E, F は既に堆砂が進行して水深が浅く、流入土砂の大半がゾーン E, F を通過して堆積が進行していないゾーン D に到達するためである。



※棒グラフは各ゾーンにおける今後の平均的な堆積速度を視覚的に表したものの

図 7-11 将来予測によるゾーン毎の堆砂速度（計算結果）

(3) 将来の堆砂進行を踏まえた対策の基本戦略

ゾーン別の堆積傾向を踏まえ、堆砂対策の基本戦略を設定した。

- ゾーン D で堆砂デルタの進行を抑制する
- ゾーン B, C への土砂の拡散を抑制する

【ゾーン D で堆砂デルタの進行を抑制する】

現在、ゾーン E まで堆砂デルタが進行しているため、流入土砂の多くが上流域を通過してゾーン D に流入している。今後、ゾーン D の堆砂が進み、ゾーン B, C へ流入土砂が堆積すると対策範囲が拡大して除去が困難になる。よって、地形が比較的狭くて土砂を制御しやすいゾーン D で堆砂の進行を食い止めることが重要である。

【ゾーン B, C における土砂の拡散を制御する】

ゾーン D で堆砂進行を食い止めることが第一であるが、流入土砂は膨大な量であり、そのほとんどが微細な粒子として浮遊しているため、ゾーン B, C への流入を完全に防ぐことは現実的に困難と考えられる。そこで、たとえゾーン B, C に土砂が流入しても拡散を極力抑える対策を講じることも重要である。

(4) 基本戦略を踏まえた対策のイメージ

前述で抽出したシディサレムダムに適用性があると考えられる対策候補を組み合わせて、堆砂対策のイメージを作成した。

- 現地に適用性のある様々な対策工法（土砂バイパス、密度流制御フェンス、沈砂池、既設バルブ活用、浚渫等）を、地形特性を踏まえて適切に配置する。
- 特に、土砂バイパスをゾーン D に設置することは、大規模洪水時の膨大な流入土砂をゾーン B, C に拡散させる前にダム下流へ排出できる可能性がある。
- 中小洪水に対してはゾーン C にカーテン等の流動制御施設を設置することで、流入土砂（濁水密度流）をゾーン A に誘導する。

- ゾーンAに誘導した土砂は既存の排砂バルブ等を適切に運用することでダム下流へ排出する必要があるが、現在、排砂バルブは土砂で埋没しているため、施設周辺を浚渫し、排砂機能を確実に回復させる必要がある。
- 再現計算を踏まえると大規模・中規模洪水時の流入土砂を制御することが最も重要と言える。

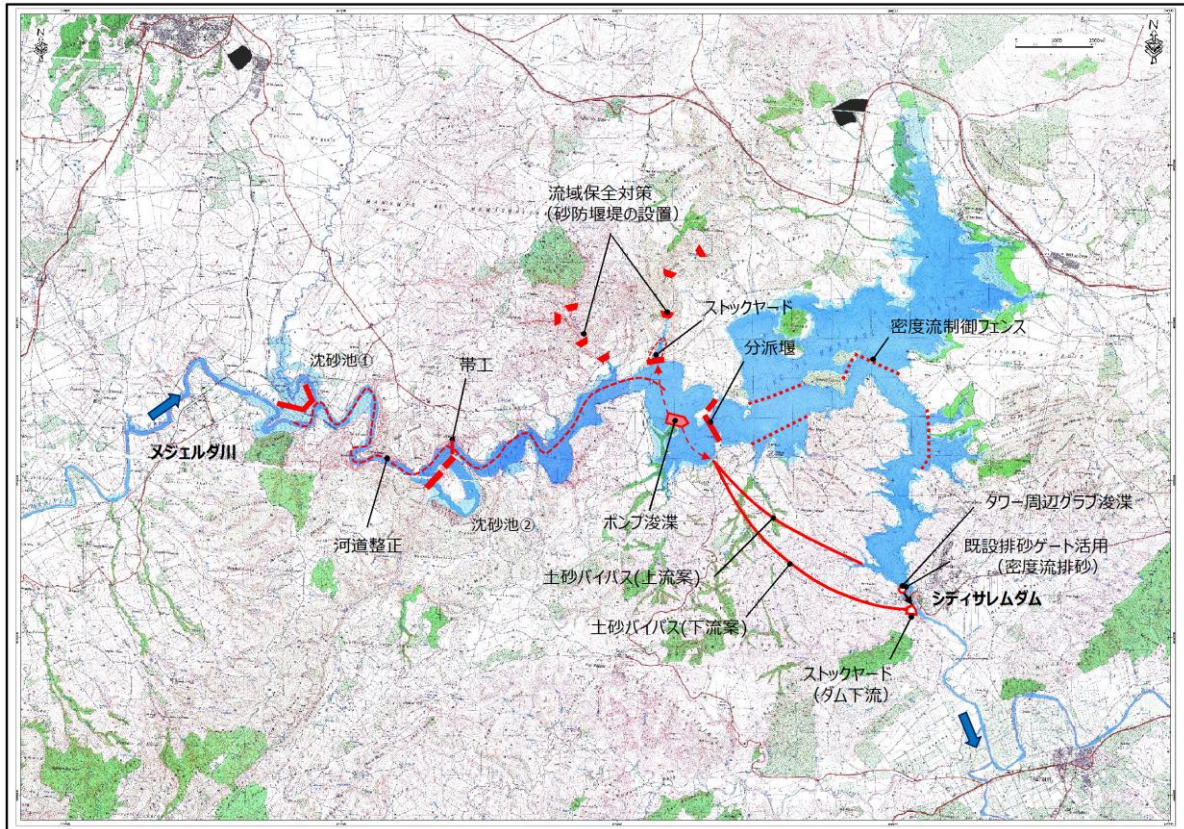


図 7-12 シディサレムダムにおける堆砂対策のイメージ

7.3 各対策の検討（フルメニュー）

流入土砂軽減として選定した各対策について施設機能、位置、基本形状、操作等、主な計画諸元について検討した。

7.3.1 分派堰の検討

(1) 基本コンセプト

基本戦略の1つである「ゾーンDで堆砂デルタの進行を抑制する」ための主要な対策施設として土砂バイパストンネルが挙げられるが、洪水時に土砂バイパスから安定的に土砂を排出するため、分派堰を設置して土砂バイパス呑口部の水位をコントロールする。

また、河道に対して横断的な堰を設置し、堰上流部に流入土砂を捕捉させる機能を有する分派堰を設置する。これによって堰上流部で貯水池に流入する土砂をコントロールすることができる。

(2) 設置箇所・高さ

設置箇所については、貯水池上流ゾーンと比べて堆砂が進んでいないゾーンDにおいて、できるだけ堰の計画軸の長さが短くできる線形とする。高さについては貯水池上流域の市街地等に対して背水による悪影響を及ぼさない高さとする必要がある。推奨される堰の天端高は、少なくとも現在の常時満水位（EL.115 m）以下とする。

(3) 背水の影響評価

分派堰を設置すると構造物による背水の影響が生じる可能性があるため、1次元不等流解析によって分派堰の背水計算によって検証した。なお、ここでは後述する最適な土砂バイパストンネルと分派堰の規模として決定された越流部の天端標高 EL.114 m のケースについての解析結果を示す。

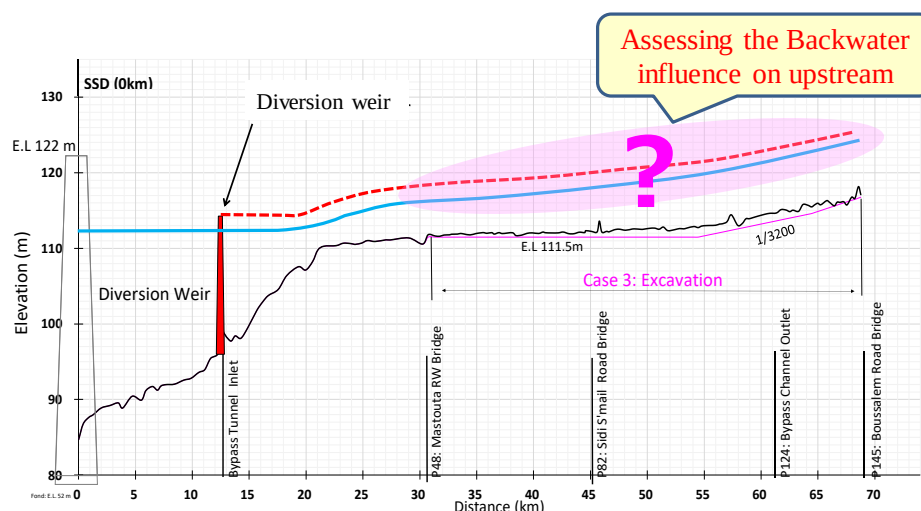


図 7-13 分派堰による背水影響の分析イメージ

(4) 計算条件

不等流計算の計算ケースを以下に示す。

表 7-12 背水計算の計算ケース

項目	ケース数	設定内容		
流量条件	2 ケース	1380 m ³ /s 1/10	1780 m ³ /s 1/20	—
地形条件	2 ケース	現況	掘削地形	—
施設条件	2 ケース	分派堰あり	分派堰なし	—
出発水位	3 ケース	EL.112 m (迎洪水位)	EL.115 m (N.W.L.)	EL.118.5 m (S.W.L.)
分派堰 越流敷高	1 ケース	EL.114 m	—	—

(5) 計算結果

不等流計算の計算結果として、主な結果を表 7-13、表 7-14 に示す。その結果、以下のことが分かる。

- ダム地点の出発水位が迎洪水位（EL.112 m）の場合、分派堰より上流域に堰上げの発生が認められる。しかし、その影響は分派堰からせいぜい10 km上流（ベジャ川合流地点）であり、貯水池の範囲内で収まった。
- 出発水位が貯水池における洪水時の最高水位（EL.118.5 m）の場合、分派堰は完全に水没し、20年確率規模の洪水時でも分派堰上流に堰による水位上昇は発生しない計算結果となった。

最後に、すべての組合せについて計算した結果及び水位上昇の影響を整理した一覧表を表 7-15 に示すが、すべてのケースで影響は発生しないことが明らかとなった。

表 7-13 主な背水計算結果その

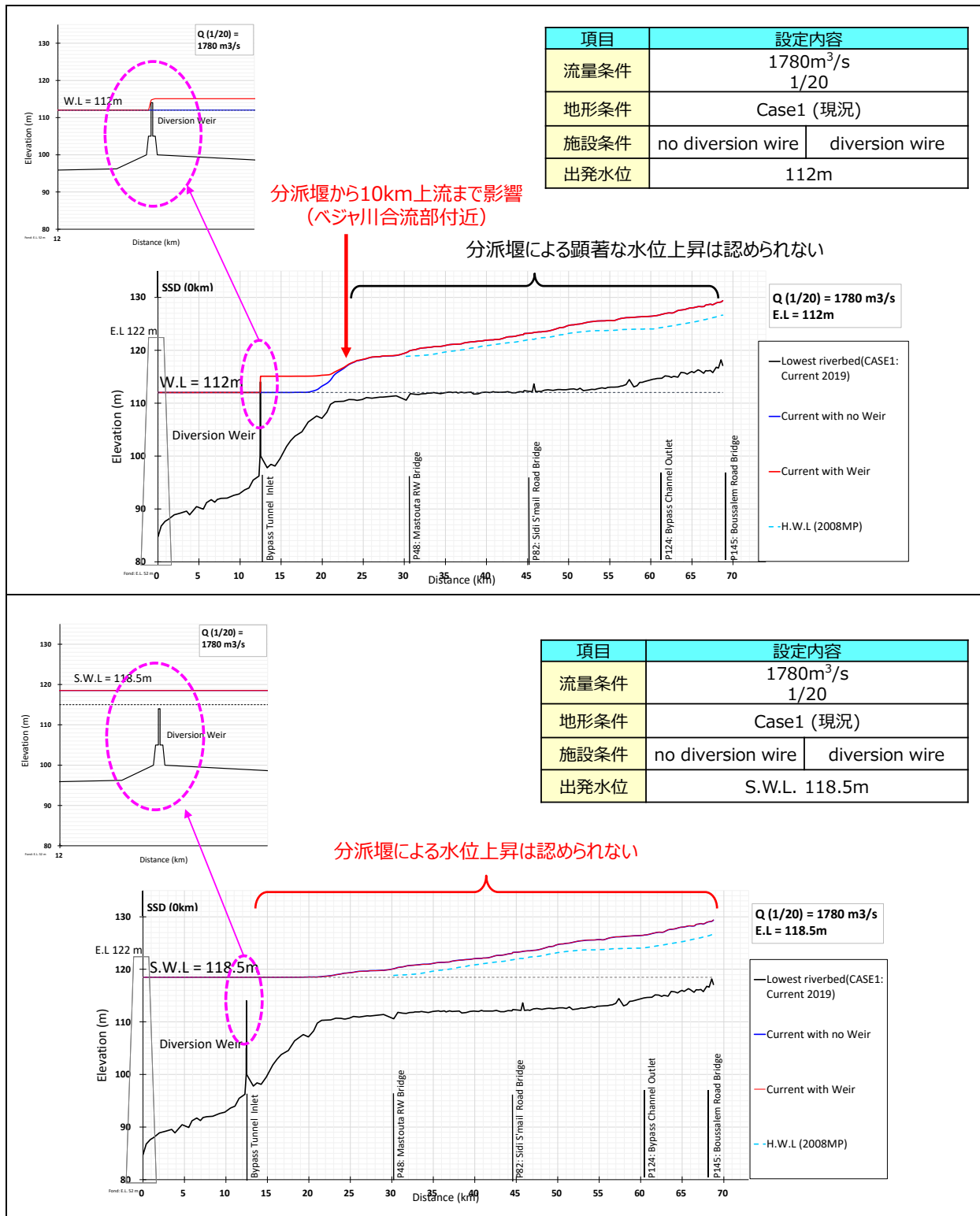


表 7-14 主な背水計算結果その 2

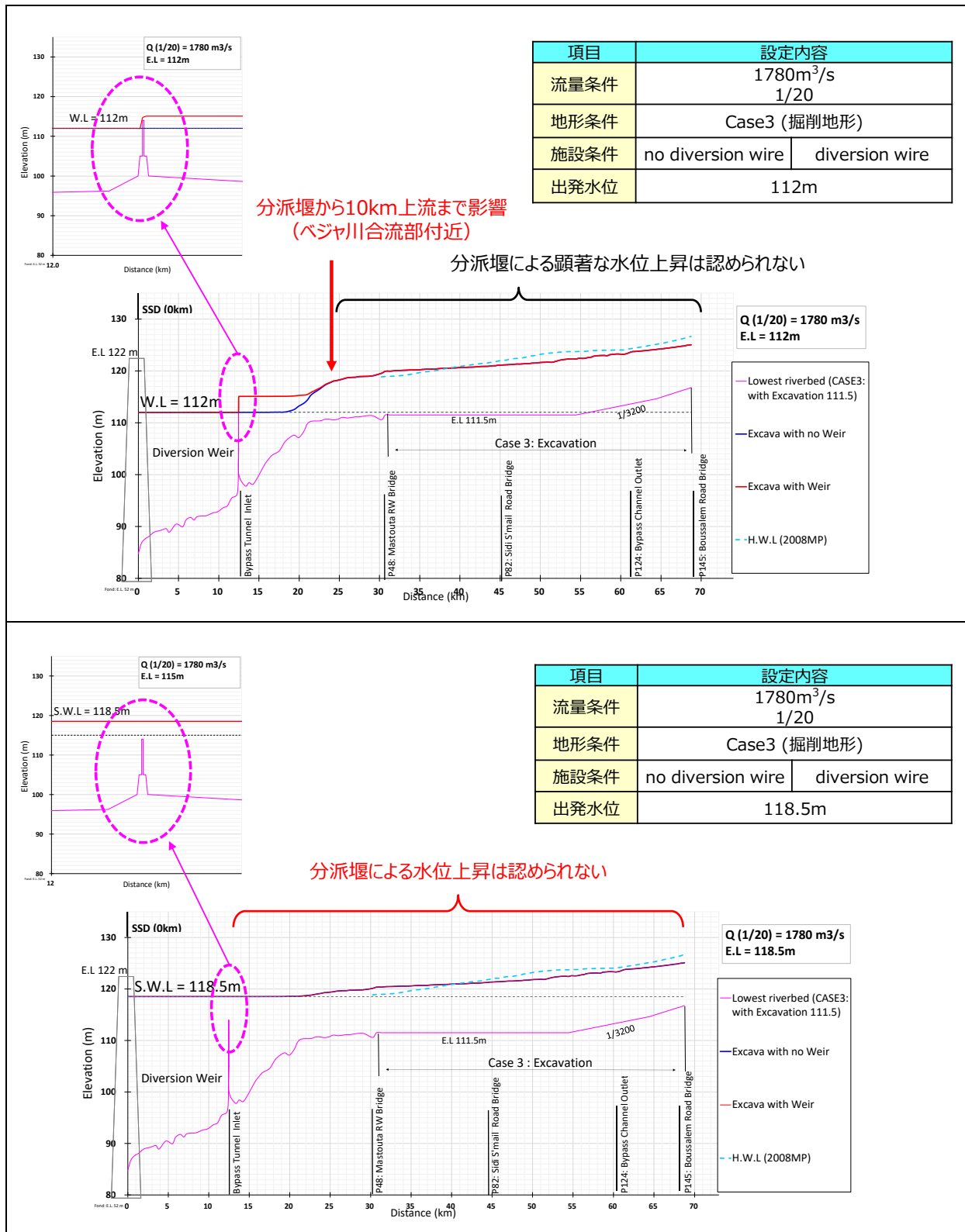


表 7-15 背水による影響評価結果（一覧）

計算条件				判定
流量規模	出発水位	河道地形	対策施設	
1/10 (1380 m ³ /s)	EL.112 m	現況	分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.115 m		分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.118.5 m		分派堰	上流域への影響なし
	EL.112 m	掘削地形	分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.115 m		分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.118.5 m		分派堰	上流域への影響なし
1/20 (1780 m ³ /s)	EL.112 m	現況	分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.115 m		分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.118.5 m		分派堰	上流域への影響なし
	EL.112 m	掘削地形	分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.115 m		分派堰	上流域への影響なし 分派堰から 10 km 上流まで水位上昇が見られる
	EL.118.5 m		分派堰	上流域への影響なし

7.3.2 分派堰の通水ゲートの検討

(1) 目的と必要性

分派堰は洪水時における「土砂バイパストンネル呑口部の水位調整」と「洪水時の流入土砂の捕捉」を目的とした施設である。平常時は堰の存在によって流入水が堰上流に一定量貯留されてしまうため、平常時のダム流入水を十分に利用できない可能性が考えられる。

この対策として、分派堰の一部に通水用のゲート施設を設けることにする。このゲート施設によって、平常時、分派堰上流の貯水容量を利水容量として利用可能とすることが可能となる。

(2) ゲート施設位置の検討

ゲート施設は平常時の流入量を分派堰下流へ放流するため、土砂バイパストンネルの放流開始流量 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以下を考慮して、対象流量は最大 $80\text{m}^3/\text{s}$ 程度とする。

- ゲート施設の設置位置に関しては、落差の小さい堰の右岸側または左岸側の地山部とする。右岸側に設置する理由は、以下のとおりである。
- ゲート施設を堰中央に設置すると、放流口と堰下流地盤の落差が最大10m程度となる可能性があり、落水によって分派堰直下の盛土工が侵食される危険性がある。
- 土砂バイパストンネルの排砂効果をより高める観点から、分派堰右岸側を設置位置とする（図 7-14参照）。バイパストンネルの呑み口は右岸側にあるため、同じ側にゲート部を設置することで平常時の流路がバイパストンネルの呑み口側に形成される。これにより、洪水時の流入濁水をバイパストンネルへ円滑に導流可能となる。

ゲート部の大きさについては現地で使用されている既設ダムゲートの大きさ、安全性、修理点検等の観点から 2 門（B10m×H3m×2）とする。

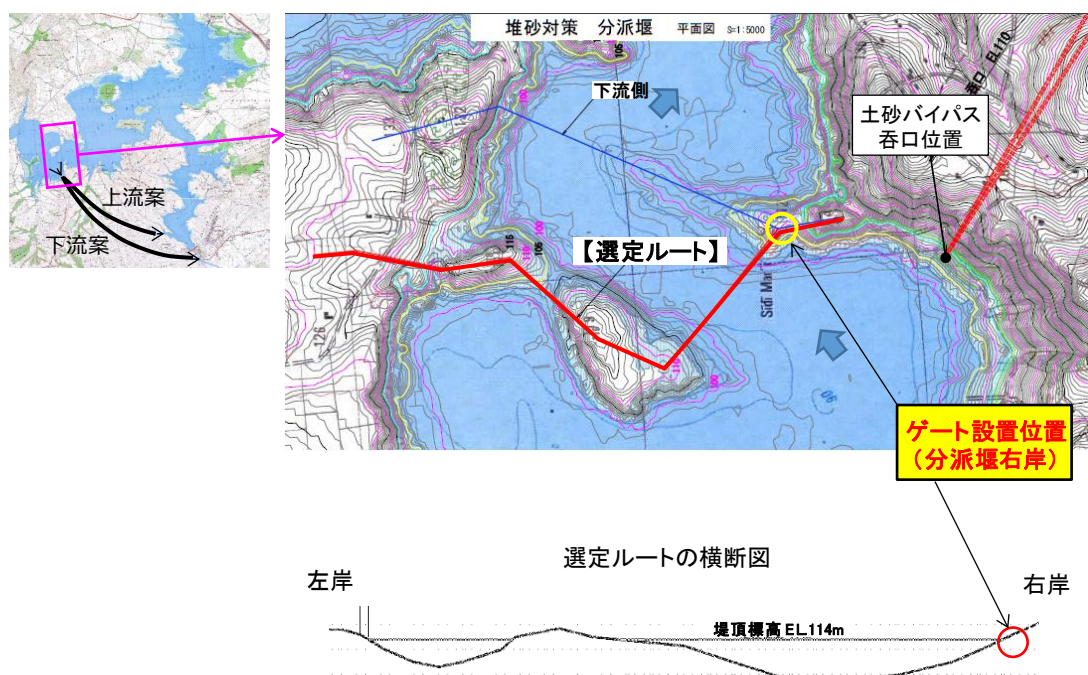


図 7-14 分派堰のゲート施設位置（案）

(3) ゲート形式の検討

ゲート形式を選定するにあたり、設置目的と求められる水力機能を確認した。

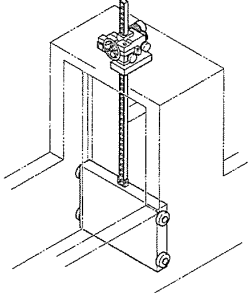
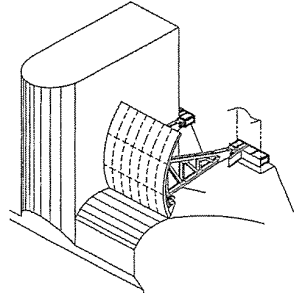
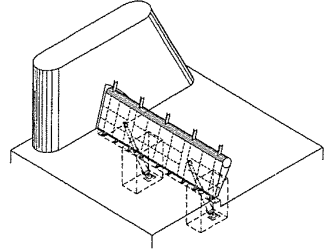
設置目的は前述のとおり、平常時の分派堰下流への利水放流である。貯水池内において、分派堰上流に既設の取水施設は存在しないため、当該ゲートで放流量を調節する機能は必要ない。通常時は基本的に全開状態とし、洪水時のみ全閉状態とすることが必要な機能である。

よって、当該ゲートでは止水機能が必要となり、最適なゲートタイプを選定するにあたり、日本国内で標準的に使用されているローラーゲート、ラジアルゲート、フラップゲートを比較した。これらのゲートタイプは、チュニジア国でもダムや灌漑取水施設口で設置されていることが確認されている。

ローラーゲート、ラジアルゲート、フラップゲートの3タイプのゲート形式の比較結果を表 7-16 にまとめた。この結果、維持管理面や水没条件下での使用、操作性の面で他のゲート形式よりも有利であるローラーゲートとなり、本計画で採用することにした。

なお、現地の詳細な地形・地質条件については本調査では十分に把握できていないため、ゲート形式については本業務後の詳細設計時に地質調査と周辺地形、維持管理体制も含めて再度検討することが望ましい。

表 7-16 ゲート形式の比較選定（検討条件：B10m×H3m×2 門）

	ローラーゲート	ラジアルゲート	フラップゲート
構造図			
特徴	扉体両側の端縦桁に主ローラ、ガイドローラを取り付けたもので、戸溝内のローラレールに乗り、全水圧作用状態で開閉動作を行うことが可能なゲートである。小型から大型まで幅広く使用されている。	ヒンジを中心にして回転し、上下開閉を行う。ラジアルゲートの特徴は、水圧荷重を1点で支持しているため、水圧荷重による開閉荷重が非常に小さくなる。	ヒンジの位置で下端ヒンジと上端ヒンジの2型式がある。扉体下流の基礎コンクリートに埋設した油圧シリンダにより支持する構造が一般的である。
現地での汎用性	○：灌漑取水施設などで採用事例あり	○：既存ダム施設で採用事例多数	○：灌漑取水施設などで採用事例あり
扉体寸法による適用性	○：扉体寸法は適用範囲内である。	×：扉高が低いため、適用範囲外である。	○：扉体寸法は適用範囲内である。
水没状況での使用例	○：河川水門等において、前面後面の両側が水没する条件での使用実績（日本国内）がある。	△：前面後面の両側が水没する環境での使用例（日本国内）は見当たらない。ゲートの回転中心となるヒンジは一般的には気中に配置される。	△：河川の越流堰等において、前面後面の両側が水没する条件での使用実績（日本国内）がある。
施工性	○：気中施工となる場合には他案に比べて大きな優位性の差は無い。ただし、門柱が高くなる場合には工期が長く係る可能性がある。	○：気中施工となる場合には他案に比べて大きな優位性の差は無い。	○：気中施工となる場合には他案に比べて大きな優位性の差は無い。
操作性	○：土砂パイパストネルと同型式であり、ゲート操作を統一できる。	－：特に優劣なし	－：特に優劣なし
維持管理	◎：扉体全体を水面上に引き上げることができるため、今回の配置条件においては維持管理が容易である。	△：扉体を引き上げることはできるが、下流側水位が高い場合には扉体の回転中心となるヒンジが水没してしまうため、維持管理においては予備ゲートが必要となる。また、下流側の水位が低い状態でなければ点検を行えない箇所がある。	×：扉体を引き上げることができないため、維持管理においては予備ゲートが必要となるとともに、下流側の水位が低い状態でなければ点検を行えない箇所がある。
経済性	○：フラップゲートに比べて経済性は同等である。	×：扉高が低いため、適用範囲外である。	○：ローラーゲートに比べて経済性は同等である。
総合評価	○：他のゲート形式と比較して水没条件下での使用、維持管理面、操作性で有利である。	×：現地で採用事例は多数あるものの、扉体のサイズが規格範囲外であること、ゲートが完全に水没する環境での使用例（日本国内）はなく、実現性は低い。	△：維持管理面で課題があるが、当該ダムは非洪水期に貯水位が低い場合が多い。この対処として予備ゲートを付けば点検可能となる。

7.3.3 土砂バイパストンネルのルート案の比較検討

土砂バイパストンネルについては水資源の確保の観点や操作性、既存施設等の観点から、ダム下流へ直接土砂を排出する下流バイパス、ダムの直上流へ排出する上流バイパスの2案が考えられる。そこで、これら2つのバイパス施設について比較検討した。

(1) 下流バイパスルート案

1) 基本コンセプト

ゾーン D に到達した土砂（高濃度の濁水）を大量かつ確実に直接ダム下流へ排出する。排砂のタイミングはゲートによって制御する。これによって、ゾーン B, C への堆積を抑制する。

下流土砂バイパスのデメリットは、洪水時の水を直接下流へ流すため、水資源的な観点では水量をロスすることとなる。また、流入土砂のほとんどは粘土・シルト成分であるため、水路トンネル内の摩耗はほとんど発生しないと推測される。

2) 基本諸元の概略検討

洪水波形を用いた概略のバイパス運用検討の結果、土砂バイパス下流の最適案は以下のようになった。これらの計画値を決めるために実施した検討内容について述べる。

最大放流量	200 m ³ /s
吞口敷高	EL.112 m
吐口敷高	EL.105 m
設計水位	EL.118.5 m
内空半径	3.4 m（直径 6.8 m）
水路勾配	1/148
分派堰天端高	EL.114 m

設定根拠を以下に列挙する。

- ・最大放流量は放流量が大きいほど効果的だが、治水計画上、ダム最大放流量は 400 m³/s であり、そのうち 100 m³/s（80 m³/s の丸め値）程度は発電分として確保する必要がある。また、洪水規模によっては分派堰を越流する濁水が少なからず存在するため、ダム地点での排砂操作を確保する必要があり、そのため既設排砂ゲートも 100 m³/s 程度を確保する。以上から、下流案の最大放流量は 200 m³/s 程度に設定する。
- ・分派堰の天端標高については、大規模洪水では差が見られないが、中小規模洪水で EL.114 m 以上で効果が最大化されるケースが見られた。また、上流の市街地（ブサレム等）へ背水の影響を回避するため NWL（EL.115 m）より 1 m 低い EL.114 m とする（1 m は越流の影響を考慮）。
- ・本バイパスは洪水調節中、全開操作とすることから、洪水調節にも影響するため、吞口敷高は計画最高水位（SWL）で最大放流量に達する高さ EL.112 m とする。

(2) 上流バイパスルート案

1) 基本コンセプト

ゾーン D に到達した土砂（高濃度の濁水）をゾーン B, C に拡散させずにダム施設直上流部へバイパスする。ダム直上へ輸送された土砂（濁水）は既設排砂ゲートによってダム下流へ排出される。なお、本施設は自然調節のため、操作をしなくても機能するのが特徴である。また、水量のロスも発生しない。一方、デメリットとしては、水路勾配が比較的緩やかなため、土砂輸送能力が比較的小さく、トンネル内への土砂堆積が懸念される。

2) 基本諸元の概略検討

洪水波形を用いた概略のバイパス運用検討の結果、土砂バイパス上流の最適案は以下のようになった。これらの計画値を決めるために実施した検討内容について述べる。

最大放流量	80 m ³ /s
吞口敷高	EL.109 m
吐口敷高	EL.105 m
設計水位	EL.118.5 m
内空半径	3.4 m（直径 6.8 m）
水路勾配	1/1,150
分派堰天端高	EL.114 m

設定根拠を以下に列挙する。

- ・最大分派流量については、効果の面ではダムの計画最大放流量である 400 m³/s が理想的だが、経済性の観点から、半径 3.5 m 規模で最も輸送可能な 80 m³/s（開水路時）とする。
- ・バイパス吞口敷高は、分派堰満水付近で最も分流可能な敷高を選定することを目標として、上池水位 EL.114～115 m で最大放流量となる敷高 EL.109 m を設定した（図 7-15）。
- ・バイパス吐口敷高は、分派流量を大きくするため、可能な限り低いことが望ましいが、低すぎると早期に完全に水没して管路流となり、流下能力が低下する。よって、吐き口となる支川の河床高より高く、洪水時に開水路の状態を確保可能な敷高 EL.105 m とする。
- ・分派堰天端は流入濁水を可能な限り越流させない状態で流入濁水を分派できることが望ましいが、上流の市街地(ブサレム等)へ背水の影響を回避するため常時満水位 EL.115 m より 1 m 低い EL.114 m とする（1 m は越流の影響を考慮）。

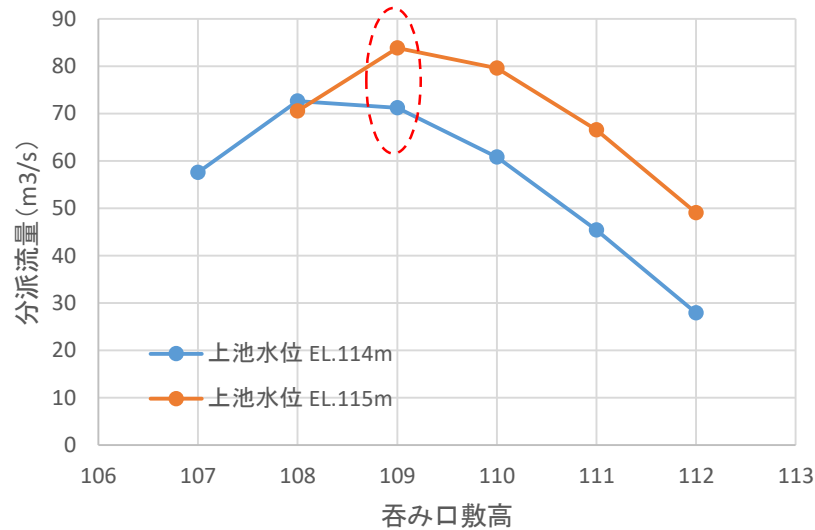


図 7-15 バイパス（上流案）の呑口敷高と分派流量の関係による運用評価

(3) 土砂バイパストンネル効果の比較検討

概略検討で設定した土砂バイパストンネルの上流案、下流案についてその効果を比較評価するための運用シミュレーションを実施した。図 7-16 に施設のイメージを示す。

施設運用の基本的な考え方は以下のようにした。

- ・分派堰によって流入土砂（高濃度濁水）を堰き止め、ゾーン B,C への拡散を抑制する。
- ・堰止めた濁水をバイパストンネルによって下流へ輸送・排出する。なお、下流案は濁水を直接下流へ排出、上流案は既存の排砂施設と連携して排出することになる。
- ・ダム下流へ流す案と湖内へバイパスする案の 2 案について比較検討する。

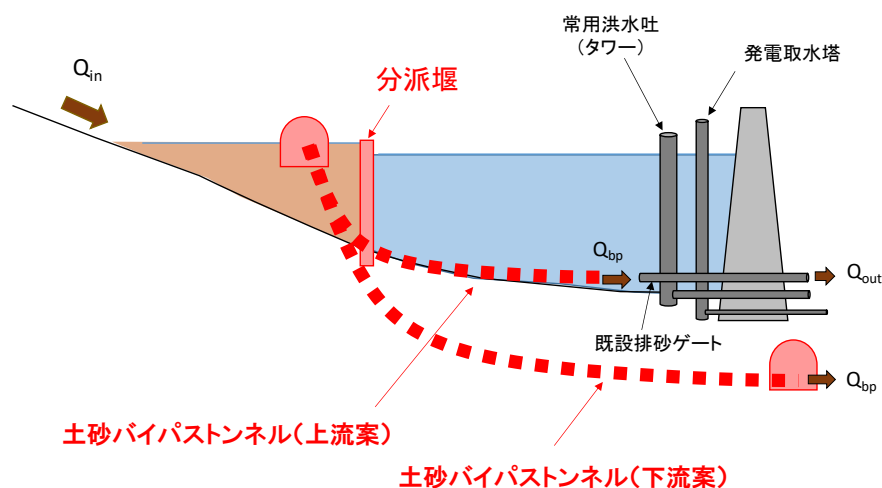


図 7-16 土砂バイパス施設の排砂操作イメージ

1) 計算条件の設定

- ・土砂バイパストンネルの規模を設定するため、土砂・水収支モデル（ボックスモデル）を用いた洪水時のバイパス運用計算を実施した。
- ・検討ケースとしては、現行、バイパス新設（ダム上流案、ダム下流案）の3ケースを対象として、最大放流量の変化による堆砂軽減効果などを比較した。
- ・分派堰に関しては高いほど多くの土砂を下流へ輸送可能である。しかし、一方で背砂による上流市街地の浸水リスクを高めるため、NWL-1m（EL.114 m）とした。

表 7-17 土砂バイパス効果の計算条件

ケース		【新設】 土砂バイパス		【新設】 分派堰	【既設】 常用 洪水吐 (朝顔型)	【既設】 排砂 ゲート
		最大 放流量	吐口位置	天端高		
ケース 1	現状	なし		なし	現行	現行
ケース 2	バイパス 新設	100～300	ダム下流	114 m	現行	運用変更
ケース 3	バイパス 新設	100～200	ダム上流 (湖内)	114 m	現行	現行

2) 基本的な運用ルールの設定

バイパストンネル下流案についてはゲートによって運用するタイミングを予め設定しておく必要がある。また、土砂バイパスは洪水期間中に実施することから、バイパストンネル（下流案）および発電取水ゲート、既設排砂ゲートの操作方法についても基本的な操作を設定した。

(a) バイパストンネル（下流案）の基本的な運用ルール（案）

バイパストンネル（下流案）の運用ルール（案）を以下に示す。

- 利水の重要性を考慮し、洪水初期の貯水位が予備放流水位（EL.112 m）以下の場合は利水容量の貯留を優先し、貯水位がEL.112 mに達したらバイパストンネルの運用を開始する。
- 利水の重要性を考慮し、バイパストンネルの操作は洪水時における流入量が100 m³/s以上になったら排砂操作を開始する。（※100 m³/s以下の流入水は利水において重要生が高い。）
- バイパストンネルを導入しても、現行操作による放流量以上の水は使用しない。
- シンプルな操作が望ましいため、ゲート全開（開始時）、ゲート全閉（終了時）の操作によって実施する。

(b) 既設放流設備の基本的な運用ルール（案）

既設放流設備の運用ルール（案）を以下に示す。

- 既設の放流設備（発電取水設備、排砂ゲート）を利用し、バイパストンネルからの放流量との合計がシディサレムダムの計画最大放流量（400 m³/s）以下となるように放流量（ゲート開度）を調整する。

3) 検討対象洪水の選定

本検討ではバイパス施設の効果を比較評価するための対象洪水波形を選定した。検討対象洪水については、過去の主要洪水のピーク流量、総流入量を踏まえて3洪水を選定した。選定した洪水波形を表 7-18 に示す。

選定した洪水波形は運用開始以降で最大規模の2003年1月洪水のほか、比較的最近発生した洪水で大規模、中規模の2洪水を合わせた合計3洪水とした。

表 7-18 過去の主要洪水と選定した洪水波形

No	ピーク発生年月日	最高貯水位 (EL.m)	ピーク流入量 (m ³ /s)	ピーク放流量 (m ³ /s)	総流入量 (Mm ³)	総放流量 (Mm ³)
1	1985/1/1	108.58	637	102	409	286
2	1987/2/15	109.76	483	98	314	241
3	1995/9/24	109.30	322	119	279	73
4	1996/2/10	110.51	338	165	127	87
5	2000/5/27	112.63	501	54	120	36
6	2003/1/26	117.51	839	679	1,369	1,354
7	2003/12/14	116.69	791	286	919	838
8	2005/1/1	116.61	381	204	254	188
9	2012/2/24	117.00	739	297	275	180
10	2015/2/28	116.36	557	192	467	367
11	2019/2/8	114.40	280	147	298	84

※黄色ハッチした洪水：選定洪水波形

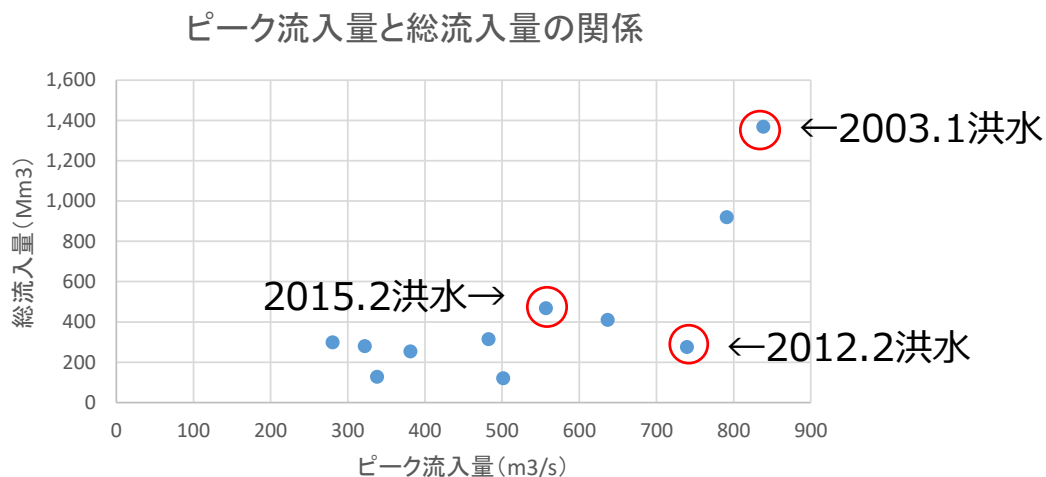
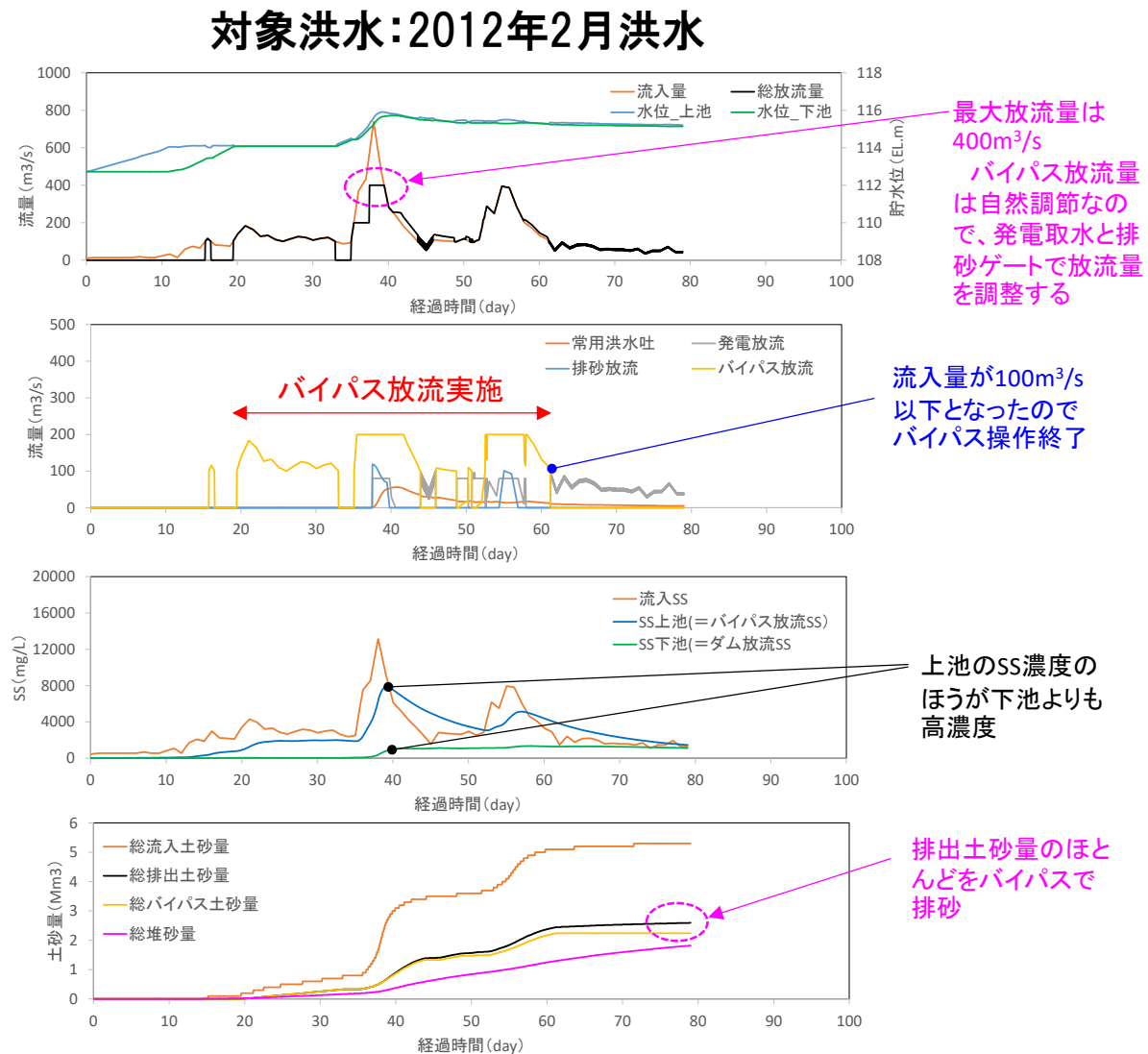


図 7-17 過去の主要洪水と比較した選定洪水の規模

4) 運用計算の結果

運用シミュレーションの計算結果の一例として、2012年2月洪水の土砂バイパス下流案、土砂バイパス上流案の結果を図 7-18、図 7-19 に示す。



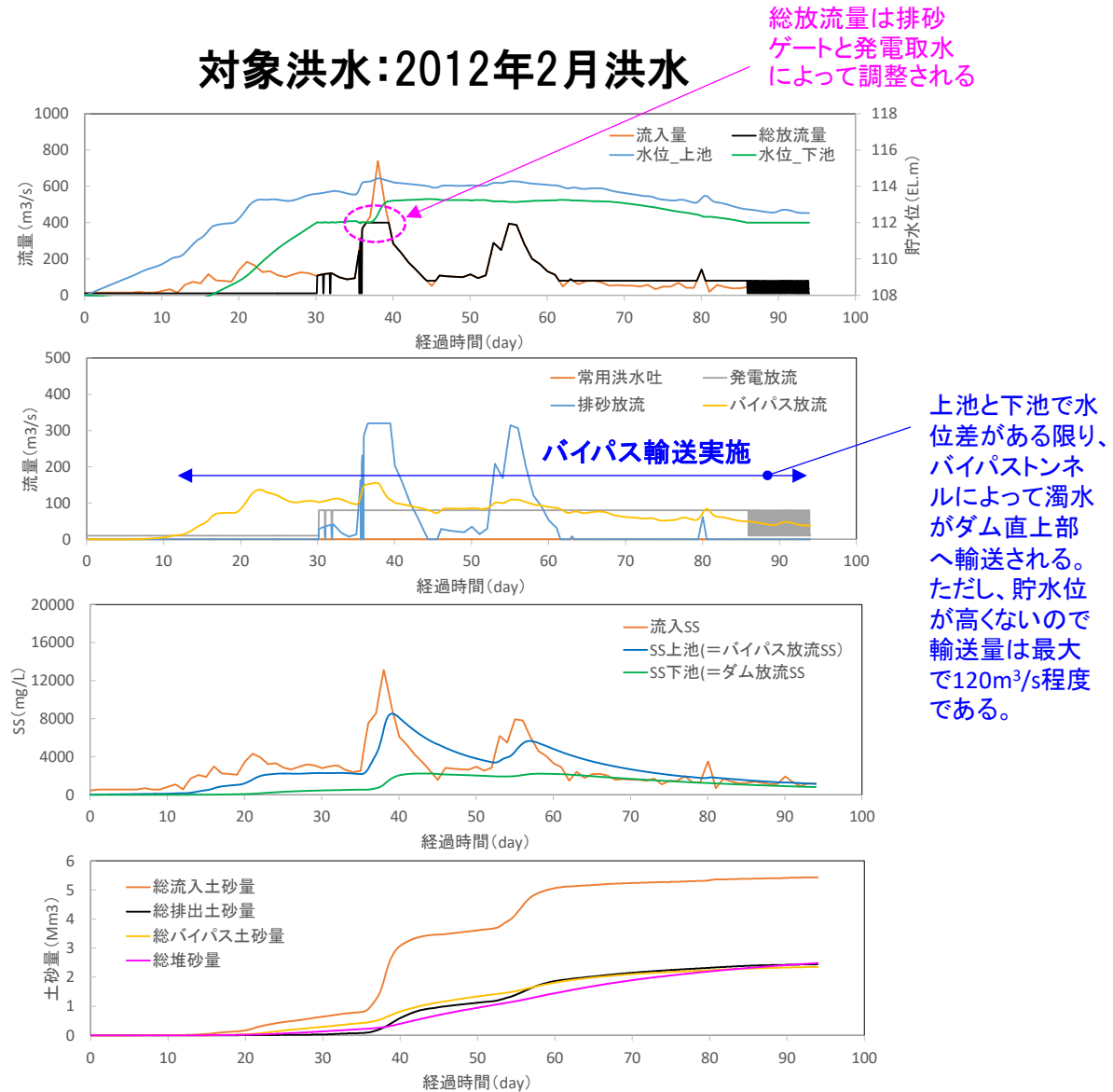


図 7-19 土砂バイパス運用シミュレーション結果
(バイパス上流案：最大放流量 200 m³/s、呑口ゲートなし)

- ※1 最大の効果を確認するため、上流案では初期貯水位を EL.108 m とした
- ※2 ダム直上にバイパスされた濁水はそのまま既設排砂ゲートまたは発電取水によってダム下流へ排砂されると仮定した

5) 施設効果の比較

2012年2月洪水での土砂バイパス運用計算結果による「ダム下流案」「ダム上流案」の対策効果について比較を行った。

- バイパストンネルによる土砂輸送量（表 7-19中の青枠の棒グラフ）については上流案、下流案で同程度となったが、ダム下流への放流SS濃度については下流案が上流案の約2倍と高濃度であり、効率的な結果となった。
- 対象とした3洪水について比較した結果を図 7-20に示す。これより、上流案でも下流案でも最大放流量が大きいほうがダム貯水池の堆砂量を軽減できることが示された。しかし、堆砂の軽減効率で見ると、上流案が最大の効果を想定した貯水位条件でも10～15%であるのに対し、下流案はいずれの洪水波形でも20～50%と軽減効率が全般的に高い結果となった。

以上の比較の結果、土砂バイパストンネルは上流案よりも下流案のほうが堆砂抑制効果が高いと考えられる。

表 7-19 運用シミュレーションによる効果の比較結果

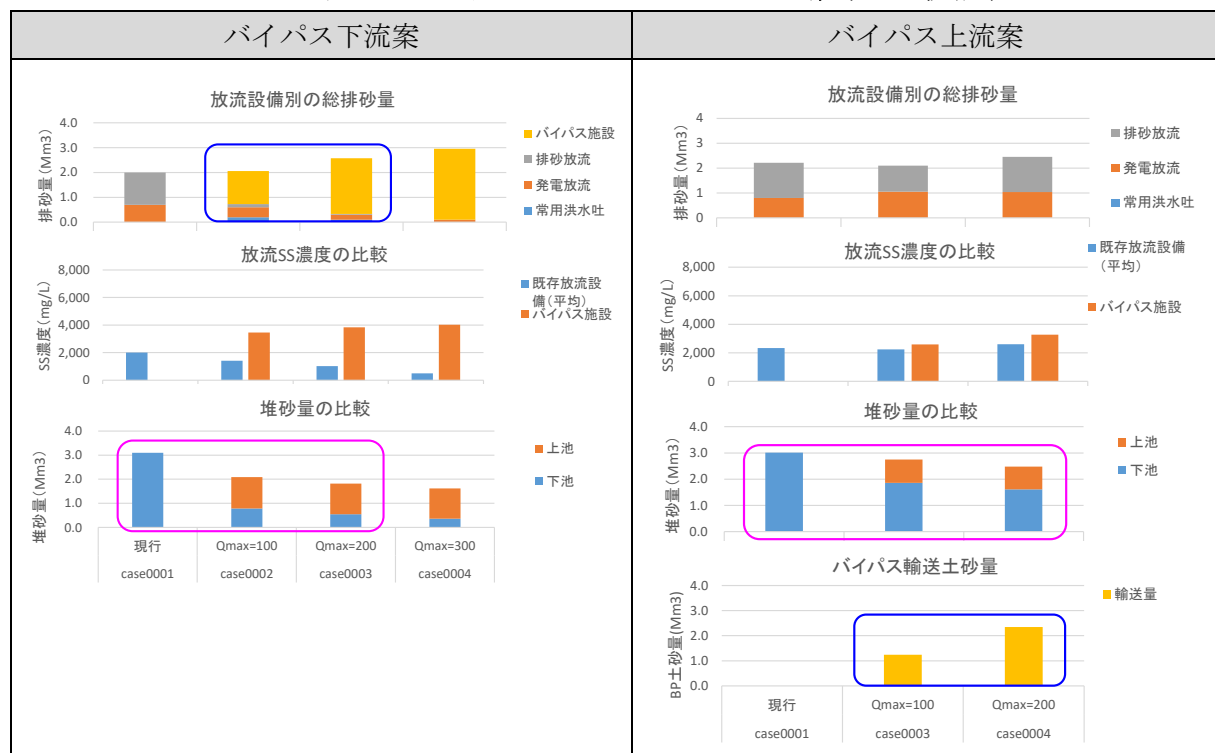


表 7-20 運用シミュレーションによる堆砂量の変化（1洪水当り）

対策ケース		2003.1 洪水	2012.2 洪水	2015.2 洪水
現状		7.0	3.1	2.1
Qmax=100	上流案	6.3	2.8	1.8
	下流案	5.5	2.1	1.9
Qmax=200	上流案	6.1	2.5	1.8
	下流案	5.2	1.8	1.5
Qmax=300	上流案	－	－	－
	下流案	4.2	1.6	1.3

（単位：Mm3）

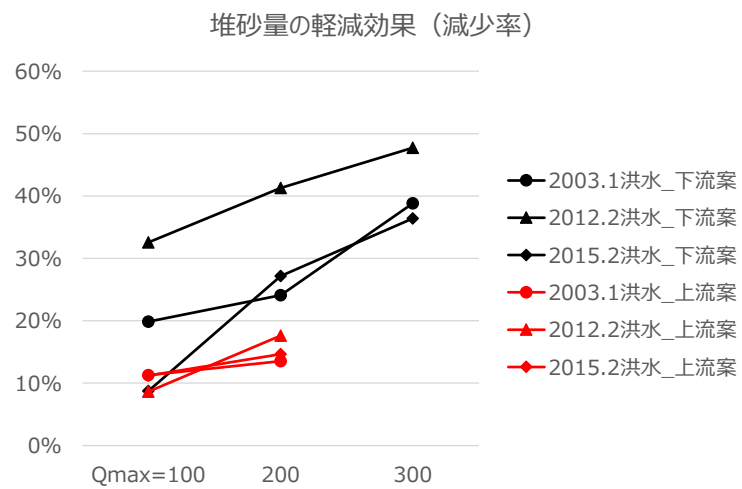


図 7-20 土砂バイパス運用シミュレーション結果（堆砂減少率）

7.3.4 既設排砂ゲート活用

(1) 基本コンセプト

既設排砂ゲートについては、近年、洪水調節の一環として利用されることはあるが、排砂施設としての利用はなされていない。また、使用頻度も少ない。しかし、シディサレムダムにおいて比較的規模の大きい流量を人工的に調整可能な施設であり、排砂ゲートも稼働することが確認できていることから、今後、排砂施設として有効活用することが望ましい。

また、従来と同様の利用方法では排砂効果は低いため、後述する流動制御フェンスによって高濃度の濁水を排砂ゲート付近まで誘導し、効率的な排砂を実現する。

(2) 施設周辺の堆砂状況の確認

既設排砂ゲートは動作確認のため毎年定期的に点検を実施している。既設排砂ゲートを利用するにあたり、本調査でダム堤体直上流部の堆砂による放流設備の埋没状況を確認した。その結果を以下に示す。(5.2.2 項、図 5-8 参照)

- 排砂ゲートは常用洪水吐（朝顔型）に隣接しており、水中に存在する。排砂ゲートの敷高はEL.72.6 mであるが、最深河床でEL.80 mまで埋没していた。
- 発電取水塔の取水口はEL89.0 m、EL97.5 mであるが、こちらは最深河床でEL.89 mまで堆積していた。

さらに断面図で確認したところ、排砂ゲートに関してはゲート呑口の上部まで堆積していることから、少ない流量であれば上部の間隙から排水可能であるが、多量の放流を実施しようとするると堆砂で詰まり、ゲートが開かなくなるような事態が急に発生する危険性がある。これについては迅速に堆砂を除去する必要がある、後述の浚渫の対策箇所で詳しく述べる。なお、発電取水口に関しては現状では埋没しておらず、継続的に取水運用している限り、堆砂による機能障害の問題は生じていないと判断される。

(3) 洪水調節操作と排砂操作の実現

既設排砂ゲートの活用は、濁水が大量に貯水池に流入する洪水期が最適である。過去の洪水時では、常用洪水吐（タワー）と発電取水施設からの放流に分担する場合が大半である。このタワーからの放流の目的は、貯水池表層の比較的きれいな水を取水することができる利点はあるが、取水口付近の貯水池底面での堆砂が促進されている欠点もある。

今後は土砂放流能力の高い既設排砂ゲートを操作して、タワーからの自然放流に代えて積極的に利用することが推奨される。

その対策として、まずタワー施設の飲み口を部分的に嵩上げてスリットを設けて自然放流する流量を減らし、洪水時の放流量を既設排砂ゲートで調節することにする。これによって、洪水調節をしながら、排砂効果を上げることができる。

また、土砂バイパストンネルから排砂する際は、トンネル放流量を見ながら、既設排砂ゲートの放流量（最大放流量（400m³/s）以内）を調節する。

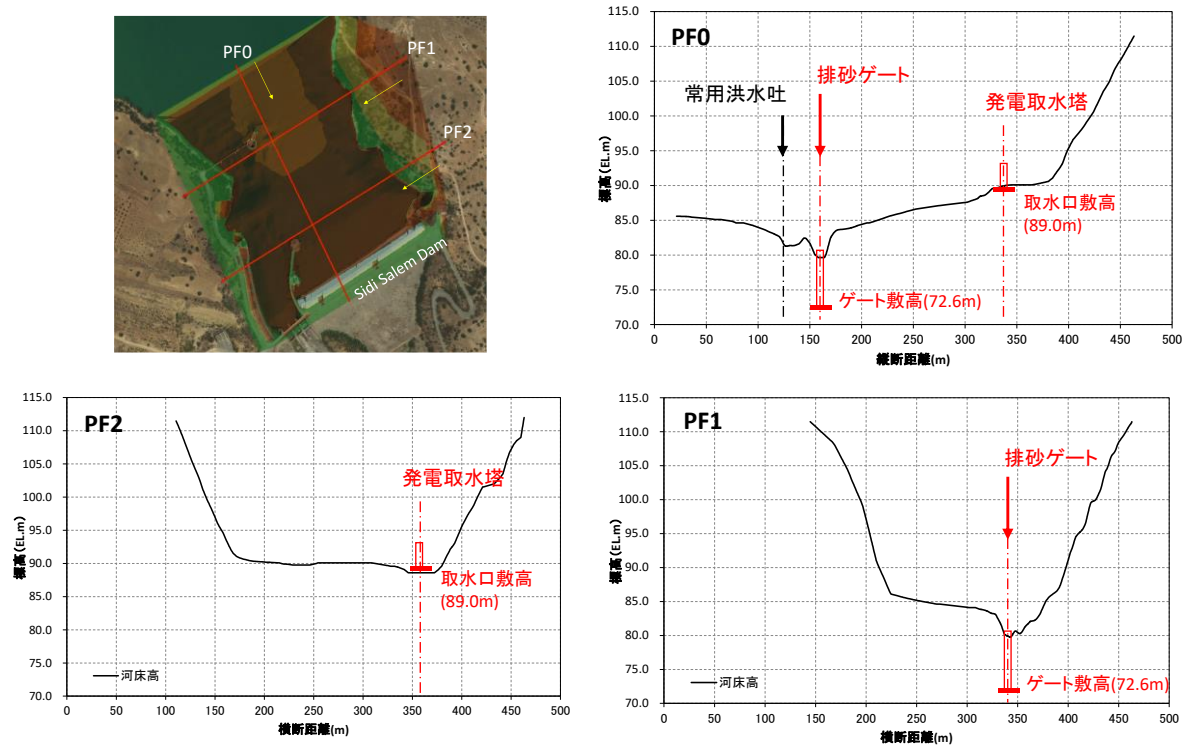


図 7-21 排砂ゲート、タワー取水口と堆砂標高の関係

(4) 施設効果検討

既設排砂ゲートに関しては後述する密度流制御フェンスと組み合わせて効果を発揮させる。ここでは過去の流入量・放流量データを用いて排砂ゲートを活用した場合の排砂量を試算した。試算は以下の4ケースを想定した。

表 7-21 既設排砂ゲートの活用ケース

ケース 1-1	常用洪水吐から放流する場合、排砂ゲートを優先（最大 100m ³ /s）して使用
ケース 1-2	ケース 1-1 に加えて発電放流も排砂として加算した場合
ケース 1-3	常用洪水吐から放流する場合、排砂ゲートを優先（最大 200m ³ /s）して使用
ケース 1-4	ケース 1-3 に加えて発電放流も排砂として加算した場合

試算結果を見ると、密度流制御フェンスによって濁水を誘導した場合、排砂ゲートを活用すると年間 1.0 M m³ 程度の排砂が期待される。また、毎日の発電放流も排砂として位置付けると年間 1.3～1.4 M m³ 排砂が期待される。

表 7-22 既設排砂ゲートの活用による排砂効果

運用ケース	対象年数	実施流入量 (m ³ /s)	最大輸送流量 (m ³ /s)	使用水量 総量(Mm ³)	排出土砂量(空隙込)			
	1997-2017				年操作日数	総量(Mm ³)	年平均(Mm ³)	体積濃度
1-1	20	0.0	100.0	6,834	318	26	1.3	0.4%
1-2	20	50.0	100.0	2,156	34	20	1.0	0.9%
1-3	20	0.0	200.0	6,971	318	27	1.4	0.4%
1-4	20	50.0	200.0	2,178	34	21	1.0	0.9%

7.3.5 密度流制御フェンス

(1) 基本コンセプト

基本戦略の 1 つである「ゾーン B, C への土砂の拡散を抑制する」ための施設である。流入土砂のほとんどは非常に高濃度の濁水であることから湖底に潜って貯水池全域に広がる。そのため、湖底からフェンスを立ち上げ、濁水がフェンスに沿って流下するための流路を設置する。貯水池内の下層を壁で仕切る施設のため、比較的シンプルな構造にすることが可能である。

(2) 基本諸元の概略検討

既設排砂ゲートの最大放流量 600 m³/s を対象として施設の配置や高さを検討した。配置計画を図 7-22 に示す。濁水密度流の流速は 3 次元濁水解析で試算した結果、0.1 m/s 程度であったことから、この流速で 600 m³/s を流下できる断面積を確保可能なフェンス配置と高さとする事とした。検討したフェンス配置及び高さを表 7-23 と図 7-23 に示す。

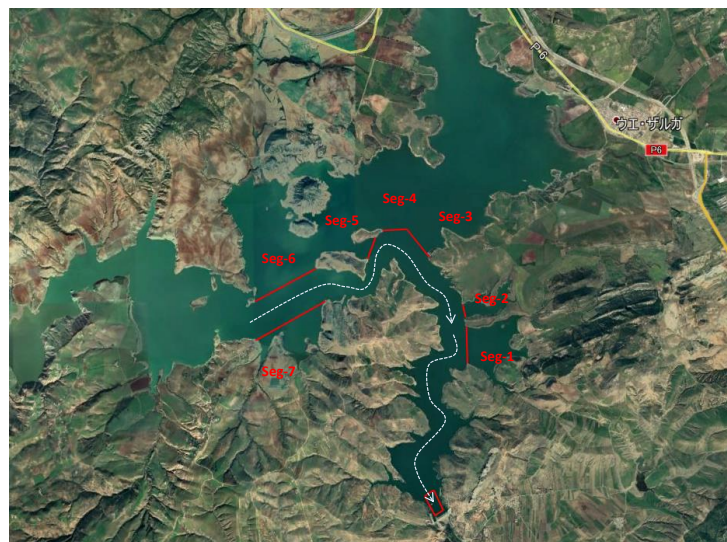


図 7-22 密度流制御フェンスの配置計画 (案)

表 7-23 密度流制御フェンスの基本諸元 (案)

Segment	区間距離(m)	高さ(m)	湖底(EL.m)	水深1(m)	水深2(m)
1	850	15	92	11.5	26.5
2	300	15	92	11.5	26.5
3	800	15	92	11.5	26.5
4	500	15	92	11.5	26.5
5	500	15	92	11.5	26.5
6	1,500	15	92	11.5	26.5
7	1,700	15	92	11.5	26.5
合計	6,150				

※1 サーチャージ水位:EL.118.5m

※2 水深1はフロートから最高水位までの水深

※3 水深2は湖底から最高水位までの水深

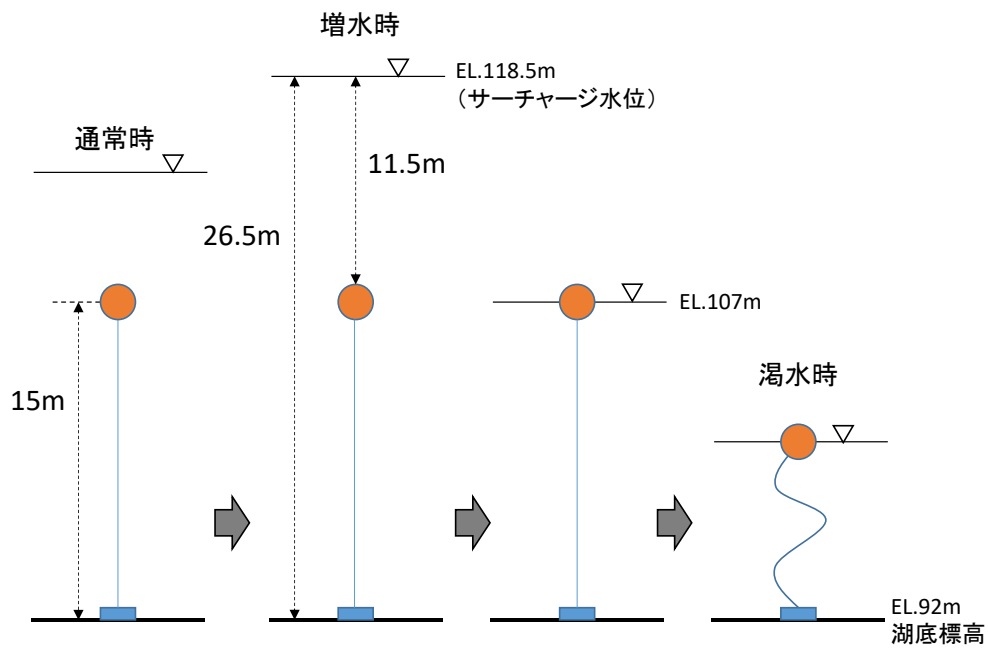


図 7-23 貯水位に伴う密度流制御フェンスの状態

(3) 施設効果の確認

密度流制御フェンスの効果を確認するため、3次元濁水解析を用いて洪水時の流入濁水の導水状況を計算した。計算条件を表 7-24、解析結果を表 7-25、表 7-26 に示す。

過去の中小洪水である 2003 年 1 月洪水、2015 年 2 月洪水時の流入濁水をフェンスでゾーン A まです導流できている様子がわかる。これより、土砂バイパスとフェンスの組み合わせで中小規模の洪水にほぼ対応できると考えられる。

なお、対策施設は密度流制御フェンスだけでなく、分派堰及び土砂バイパストンネルも同時に設定した。これは密度流制御フェンスの目的として土砂バイパスの排砂能力を超えて分派堰を越流した濁水を制御することを目的としているためである。また、本解析モデルは洪水時の濁度データによる検証ができていない中での計算であり、暫定的な結果である。今後、実測データによる検証後に再検証を行う必要がある。

表 7-24 密度流制御フェンス効果の解析条件

項目	内 容	備考
対象領域	シディサレムダム貯水池（ゾーン A～D）	
対象洪水	No.1：2003 年 1 月洪水 No.2：2015 年 2 月洪水	観測流入量を使用
時間刻み	dt=20sec	
流入条件	メジェルダ川(本川) (流入 SS)= $\alpha \times (\text{ダム流入量})^\beta$ $\alpha=2.51 \times 10^{-5}$ 、 $\beta=1.802$	1 次元堆砂シミュレーションによる再現計算の流入 SS 式を採用
地形条件	2018 年 1 月測量成果を基に作成 平面グリッド(dx,dy)：100～400 m メッシュ 鉛直グリッド(dz)：2 m メッシュ	最新成果である 2017 年測量成果を基に作成
放流操作	シディサレムダムの既存のダム操作ルール	第 3 章の水理・水文解析で整理された既存の操作ルールを適用
対策条件	分派堰、土砂バイパス（※）の設置 密度流制御フェンスの設置	※分派堰を越流した濁水を導水することを目的とするため設定した
初期条件	流速：初期流速は全域で 0 水温：2020 年 2 月 28 日の水温鉛直分布（※） 貯水位：EL.108 m	※本年度実施中の濁度調査結果を基に、洪水が発生する雨季の水温分布を設定
気象条件	気温・湿度・日射・風速・風向・大気圧の観測データ	

青文字：再現計算の設定内容と異なる条件

表 7-25 密度流制御フェンスの効果 (3次元濁水解析結果)

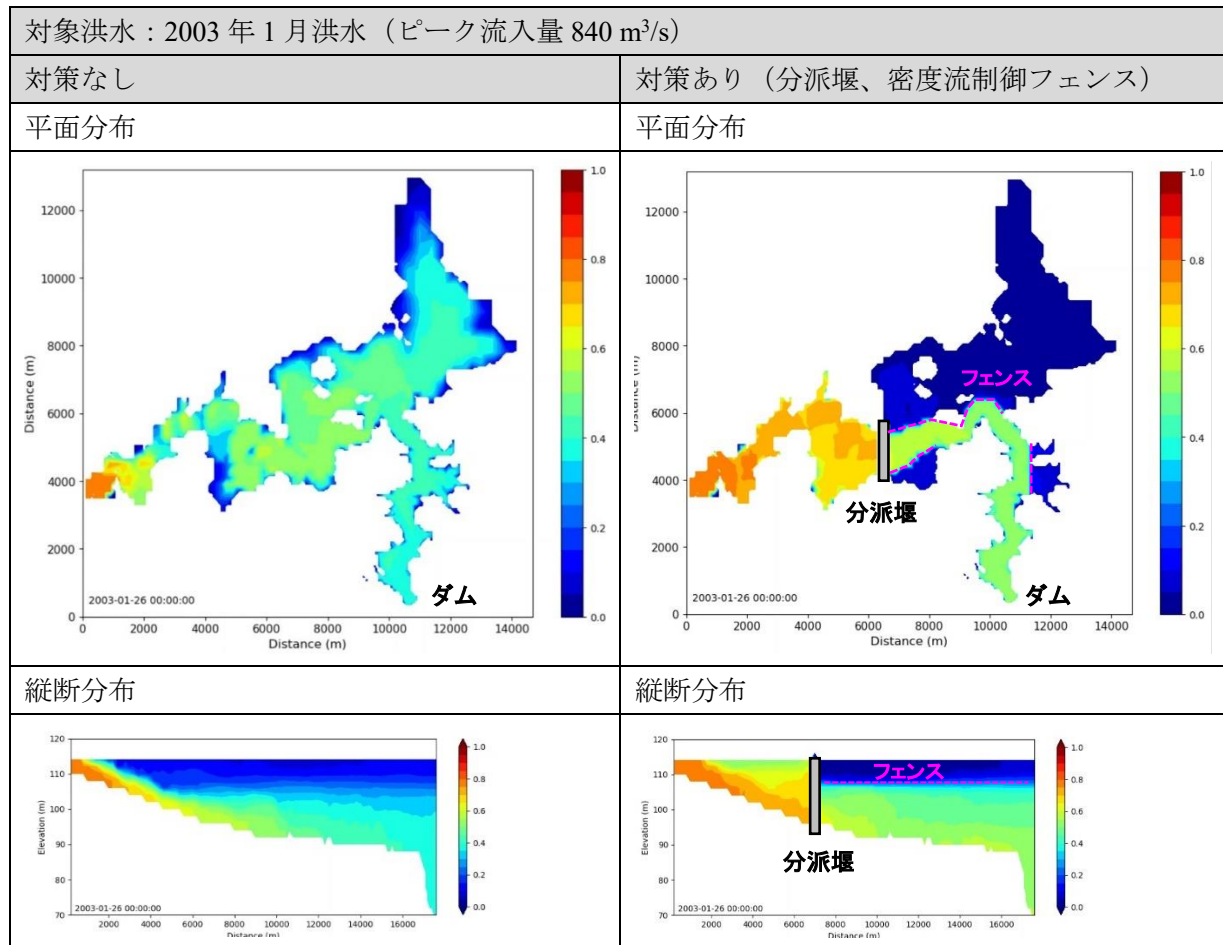
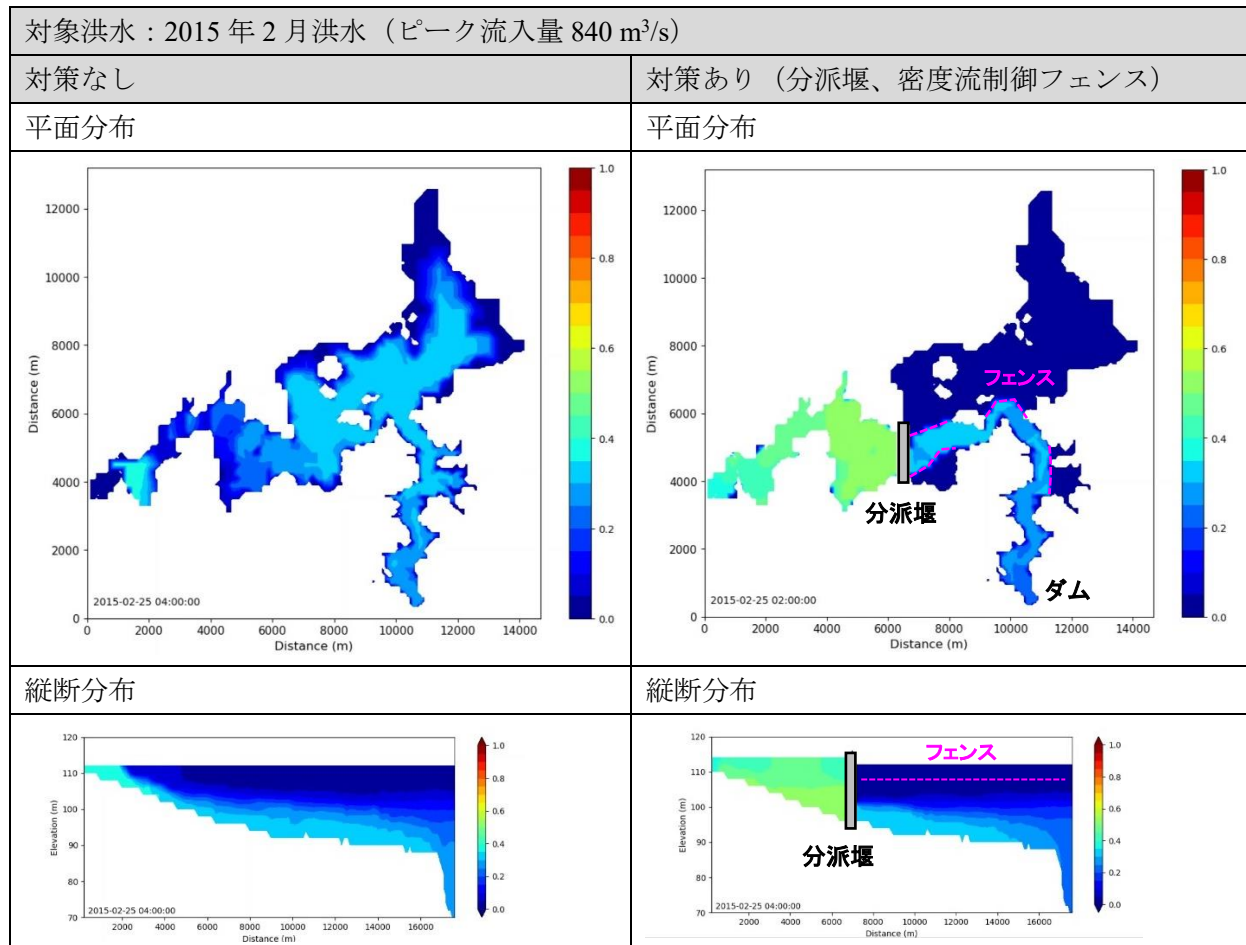


表 7-26 密度流制御フェンスの効果 (3次元濁水解析結果)



7.3.6 沈砂池

(1) 基本コンセプト

沈砂池は貯水池上流のゾーン E に存在する天然の遊水池的な河道地形を利用して実施する。流入土砂は水中に浮遊する粘土・シルト分であるため、滞留時間を必要とする。そのため、できるだけ高濃度の濁水を洪水期間中、大量に捕捉したうえで一定の時間滞留させて沈降・堆積させる必要がある。このような仕組みを実現できる箇所としてゾーン D, E に蛇行部 2 カ所と支川合流部 1 箇所が存在する。このうち、乾季は堆砂面が露出して陸上掘削が可能なゾーン E の 2 カ所を沈砂池として位置付ける。

これにより、ゾーン A, B, C への流入負荷を軽減させる。また、本施設によって洪水時における貯水池上流部への堆積を抑制し、濁水を短時間で土砂バイパス地点まで導く役割も果たす。

(2) 基本諸元の概略検討

沈砂池施設としては流入濁水及び土砂を捕捉するための堰（または土堤）を設置することになる。その際、洪水時の流入濁水の貯留開始のタイミングを検討した。

1) 流入量と流入土砂量の発生頻度

沈砂池に流入させる流量を設定するため、シディサレムダムにおける過去の日流入量データを用いて流入量の発生頻度及び、流入土砂量の発生頻度を整理した。流入土砂量は堆砂シミュレーションによって補正された係数を用いている。これより以下のことが分かる。

- 日流量で見ると、100 m³/s以下が全体の総流入量の60%を占めているが、流入土砂量で見ると全体の20%程度である。
- 一方、100～200 m³/sの範囲を見ると、流入量では全体の総流入量の20%であるが、流入土砂量で見ると全体の20%であり、100 m³/s以上になると土砂濃度がかなり高いことがわかる。

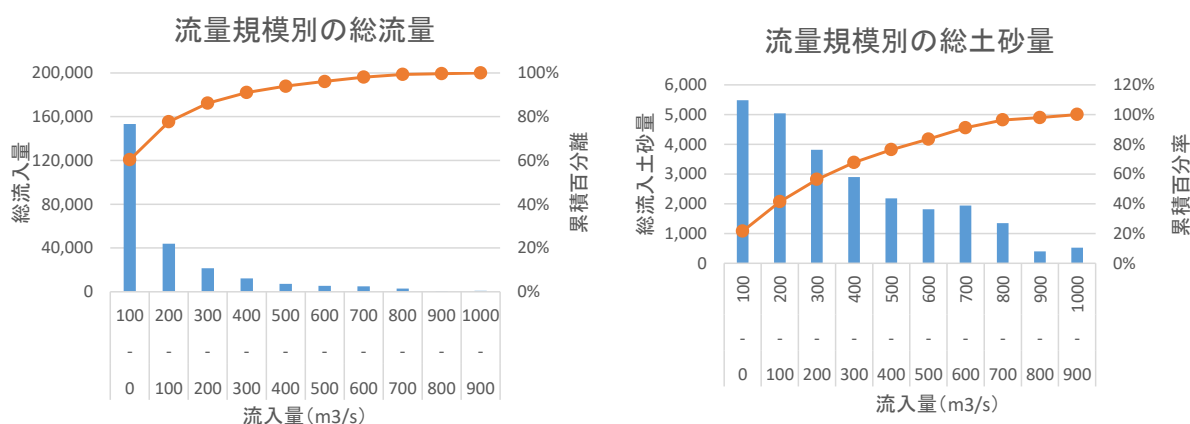


図 7-24 シディサレムダムにおける流入量と流入土砂量の関係

2) 沈砂池の貯留タイミング

前述の流入量と流入土砂量の発生状況を踏まえると 100 m³/s 以上の流量を沈砂池で捕捉するのが望ましいと思われる。一方、土砂バイパストンネルは 100～200 m³/s 程度の放流能力を有するため、流入量 200 m³/s 程度までは土砂バイパスで全量进行处理し、バイパストンネル単独で処理しきれない流量規模から沈砂池の能力を活用するのが効率的と考えられる。

以上から、沈砂池は流量 200 m³/s から濁水を貯留することとする。

3) 貯砂容量と滞留時間

流量 200 m³/s から貯留する構造とするため、各沈砂池について 200 m³/s 時の水位を基に堰堤の越流敷高を設定する。水位に関しては貯水池の一次元不等流モデルによって各横断の H-Q 式を作成し、Q=200 m³/s における水位を算出した。検討結果を表 7-27 に示す。

H-Q 式によって流量 200 m³/s 時の水位を算出した結果、いずれの地点でも水深 2 m 程度となった。そこで水深 2 m 以上で横越流する構造の越流部を設置する。一方、放流口については、濁水中の粘土・シルト分を沈降させるための滞留時間を確保する必要があることから、貯留水が徐々に排水されるスリット構造とした。滞留時間については 5 日間程度となる放流能力とした。

シディサレムダムの堆積土砂の 6 割以上が粒径 1 m 以上のシルト・砂である。粒径 1 m の土粒子の沈降速度は 8 cm/日程度だが、粒径 5 m の場合、沈降速度は 2 m/日であり、5 日程度で 50%程度の捕捉は十分可能と言える。

表 7-27 沈砂池の計画諸元

設定項目	沈砂池①（上流）	沈砂池②（下流）	備考
対象横断の H-Q 式※	29.020 km a=0.1303、b=113.9493	21.550 km a=0.1056、b=111.4316	不等流モデルによって算出
地盤高（目安）	EL.114.0 m	EL.112.0 m	
流量 200 m ³ /s 時の水位	EL.115.8 m	EL.113.8 m	H-Q 式より算出
越流敷高 （当該敷高での容量）	EL.116 m (V=3.0×10 ⁶ m ³)	EL.114 m (V=1.4×10 ⁶ m ³)	
越流幅	150 m	60 m	
放流敷高	3 m	1.5 m	
放流幅	EL.114 m	EL.112 m	

※H-Q 式：各横断における流量 Q と水位 H の関係式 ($H=a\times\sqrt{Q}+b$)

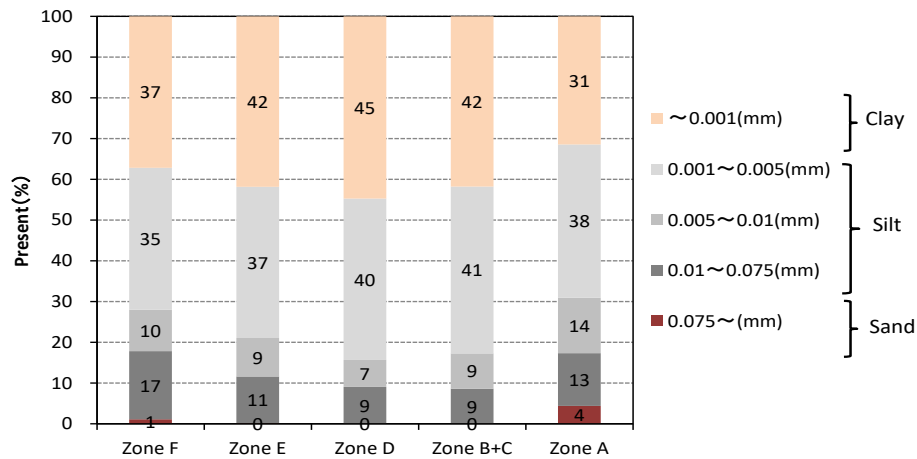


図 7-25 シディサレムダムの堆積土砂の粒度分布

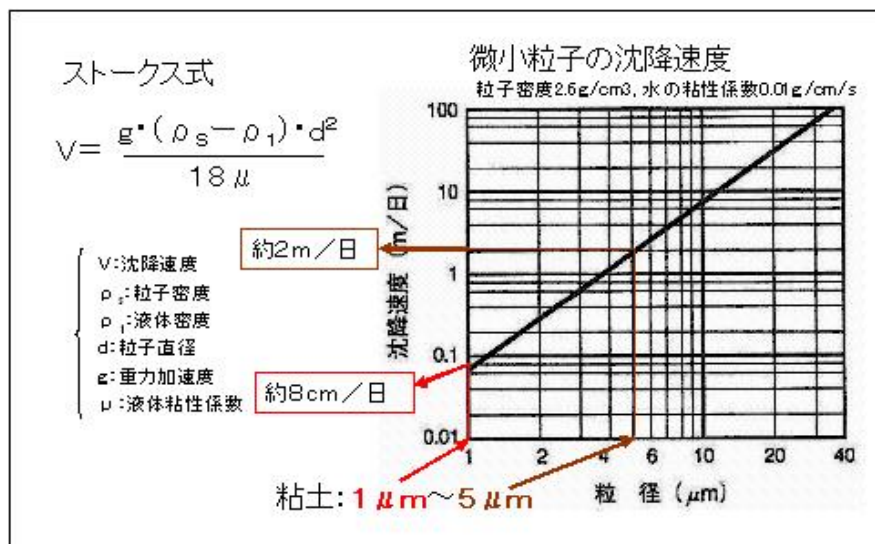


図 7-26 ストークス式による土粒子の沈降速度

4) 施設効果の確認

既往の当該箇所の堆砂量から沈砂池で捕捉可能な土砂量を推定すると約 0.5 million $\text{m}^3/\text{年}$ と考えられる。今後、洪水時の濁水調査結果が得られたら捕捉効果について再度検討を行う。

7.3.7 河道整正

河道整正は貯水池上流部（ゾーン E、F）において洪水時の流入濁水が氾濫して堆積することを抑制することを目的とする。土砂バイパストンネルを設置する場合、流入濁水を高濃度のままバイパス地点まで導いてダム下流へ排砂することが望ましい。その場合、特にゾーン E に複数存在する蛇行部や支川氾濫原へ氾濫させないことが重要となる。

本業務では堆砂対策の 1 つとして沈砂池を蛇行部や支川氾濫原へ設置する計画だが、沈砂池としての機能を付加するため、河道沿いに築堤を実施する。この築堤が蛇行部等への不要な氾濫を抑制する効果を有しており、沈砂池は河道整正の役割も担わせている。

また、上記に加え、ゾーン D～F の区間に流路を造成する。これは後述するバックサンド対策と堆砂対策を兼ねている。従来は洪水が生じると貯水池内の拡幅部に氾濫して堆砂が進んでしまうが、流路を設けることで濁水を上流で氾濫させずにバイパス呑口地点まで速やかに到達させることが可能となる。これは貯水池だけでなく、さらに上流の U2 ゾーンの水位低下にも効果があり、背砂対策と堆砂対策に効果のある方策となる。

流路の規模や構造はバックサンド対策で詳述する。

7.4 堆砂対策による長期的な堆砂軽減効果の予測

7.4.1 予測条件

堆砂対策の効果予測に関する主な計算条件を表 7-28 に、効果予測を行う堆砂対策施設の概要を図 7-27 に示す。

本計算では、①土砂バイパストンネル単独案、②密度流制御フェンス単独案、③土砂バイパス＋密度流制御フェンス複合案の 3 案について効果を予測した。なお、ここでは沈砂池や浚渫、陸上掘削の対策効果は考慮していない。

表 7-28 効果予測に関する計算条件

項目設定	内容	備考
計算期間	将来 100 年間	将来予測と同様 表 7-7 参照
計算領域	シディサレムダム貯水池	
初期地形	2018 年測量データより設定	
流量条件	ダム実績流入量を上流端に設定	
水位条件	ダム実績貯水位を下流端に設定	
流入土砂量	濁度観測データから作成した Q-Qs 式より設定 $Q_s = \alpha Q^\beta$ ($\alpha = 2.51 \times 10^{-5}$, $\beta = 1.80$)	
粒径区分	0.1 μm ～75 μm を 4 区分とし、代表粒径を設定	
粗度係数	0.020	※既設排砂ゲート操作も含む
対策施設	② 土砂バイパス単独案 ②密度流制御フェンス単独案※ ③土砂バイパス＋密度流制御フェンスの複合案	
その他	空隙率 0.7, 水の密度 10^3 kg/m^3 , 土砂の密度 $2,650 \text{ kg/m}^3$	

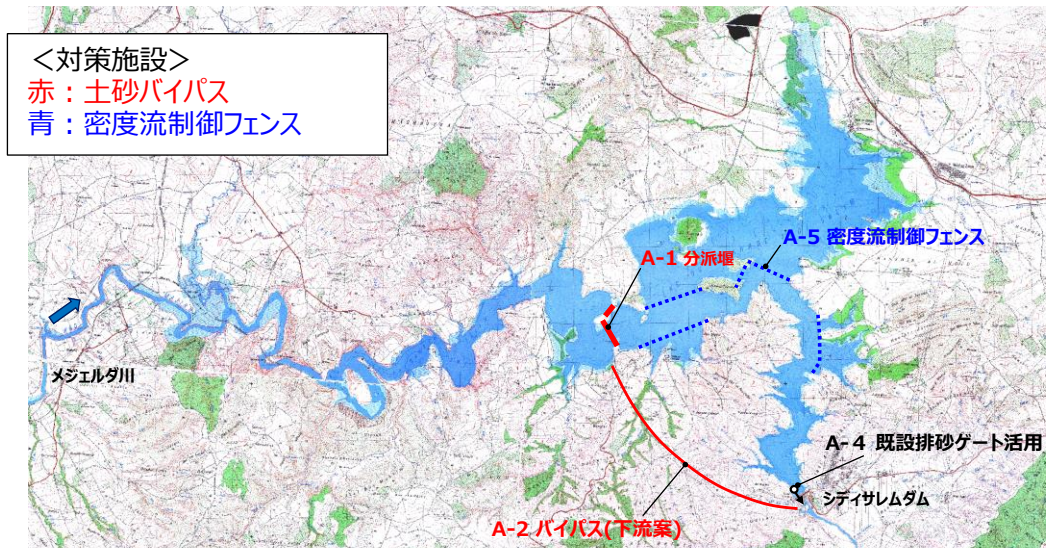


図 7-27 効果予測を行う堆砂対策の概要

(1) 土砂バイパストンネル単独案

土砂バイパスの計算条件を表 7-29 に、土砂バイパスと分派堰の位置図を図 7-28 に示す。本計算で考慮する対策施設は、土砂バイパストンネルと分派堰の 2 施設である。

土砂バイパストンネルは、排砂効果と洪水調節の制約条件から最適案として選定された最大放流量 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ のバイパストンネルを設定した。運用期間は洪水が頻繁に発生する雨季（12 月～5 月）に限定した。乾季は灌がい期となるため、排砂によって高濃度の濁水が放流されると灌がい用の取水に支障を来す可能性が高いためである。

表 7-29 土砂バイパスの計算条件

項目	内容	備考
考慮する施設	土砂バイパス（下流案）、分派堰	
土砂バイパス条件	バイパス開始流量： $30 \text{ m}^3/\text{sec}$ バイパス最大放流量： $200 \text{ m}^3/\text{sec}$ メイン貯水池（分派堰下流）貯水位：EL.112m 以上 運用期間：12 月～5 月（雨季）	
分派堰	越流頂標高：EL.114.0 m 越流幅：700 m(最寄りの断面の横断幅と同程度)	

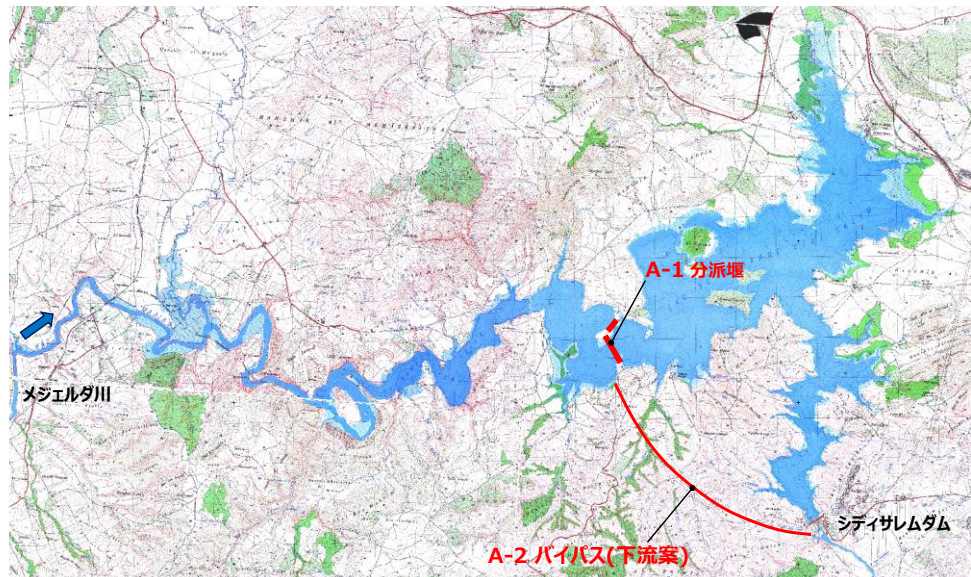


図 7-28 土砂バイパストンネルと分派堰の位置図

(2) 密度流制御フェンス単独案

密度流制御フェンスは流入した濁水を、貯水池全体に拡散させずにダム地点へ導き、高濃度の状態で下流へ排出するための施設である。

1 次元河床変動モデルでこの効果を反映するため、フェンスを設置した区間（図 7-29）については、フェンスの内側のみ土砂が流下することとして計算を実施した。

またダム地点では既設の排砂ゲート进行操作して密度流排砂を行うものとした。現行操作では排砂ゲートはほとんど利用されていないが、本事業では局所的な浚渫によって排砂ゲートの機能回復を図る。

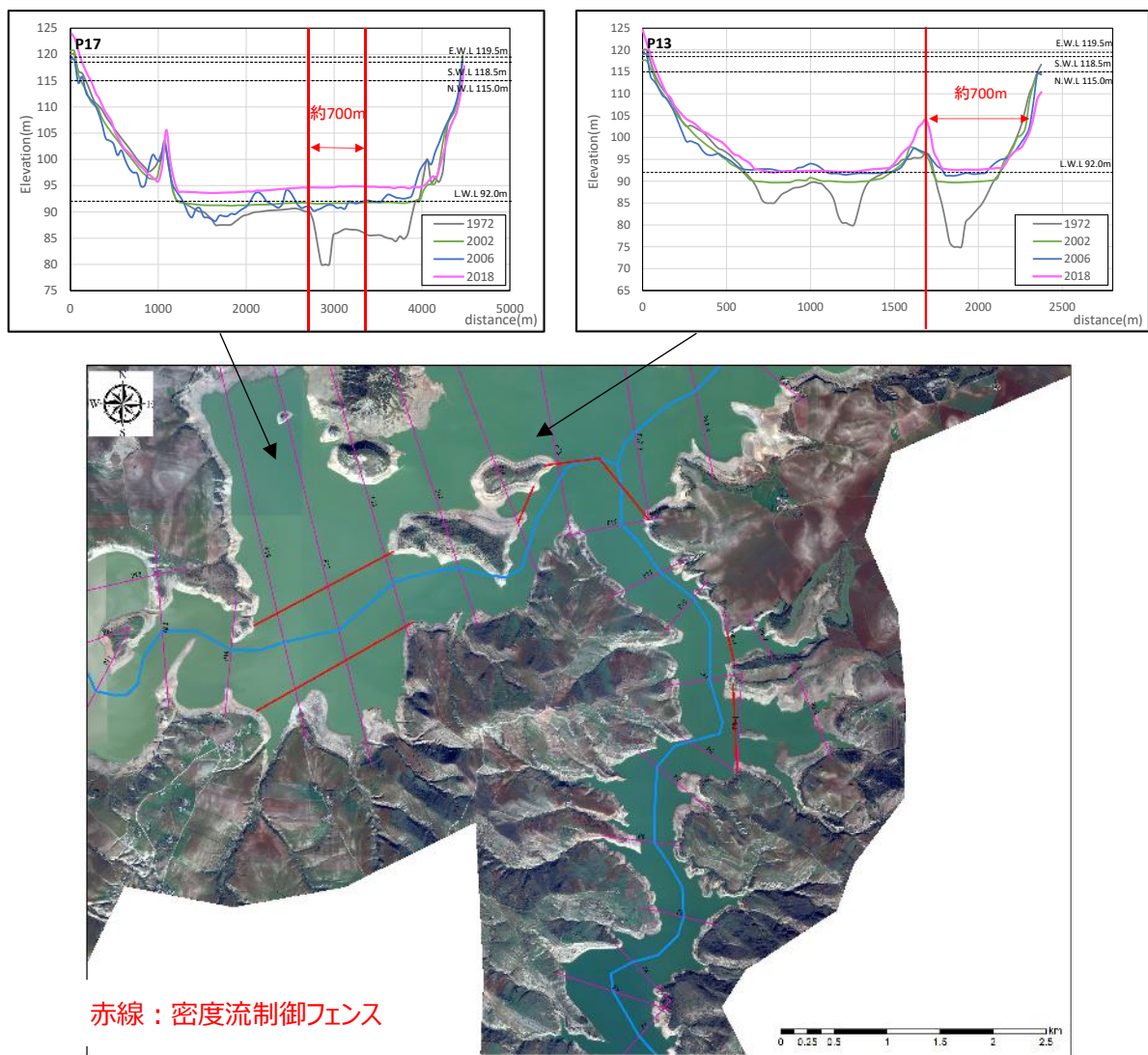


図 7-29 密度流制御フェンスの配置と横断面への反映方法

(3) 土砂バイパス+密度流制御フェンスの複合案

最後に、土砂バイパストンネルと密度流制御フェンス単独案を組み合わせた複合案の効果を予測した。なお、本案では既設排砂ゲートの活用も考慮した。

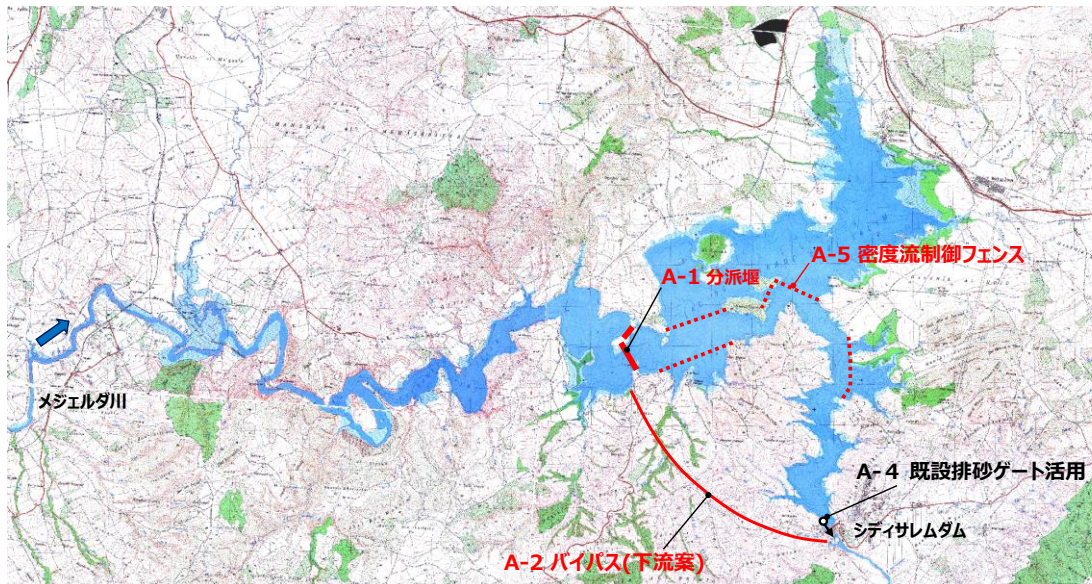


図 7-30 土砂バイパス+密度流制御フェンスの複合案の施設位置図

7.4.2 予測結果

(1) 堆砂形状の変化

堆砂対策の実施による堆砂縦断形状の変化を表 7-30 に示し、以下に各対策実施時の堆砂形状の変化についてまとめる。

① 土砂バイパストンネル単独案

- 土砂バイパスによって、分派堰下流の貯水池における河床位が対策なしや密度流制御単独案と比較して低下する傾向が見られた。
- 分派堰上流においても河床位が低下しており、土砂バイパスによる排砂効果が確認できる。
- なお、流入土砂が洪水時に高濃度濁水として分派堰を越流した場合、濁水は貯水池のゾーンB, Cの広範囲に堆積する。

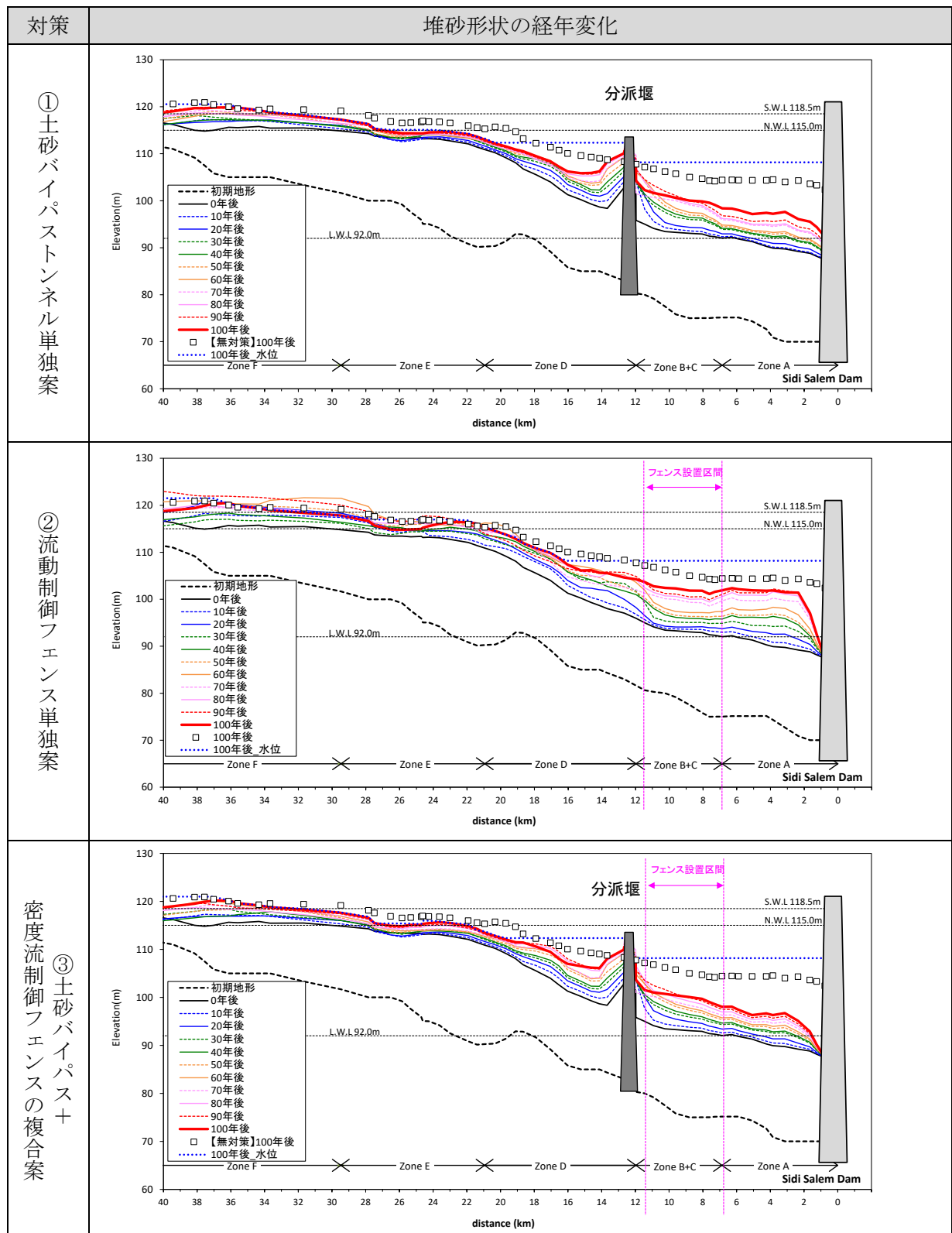
② 密度流制御フェンス単独案

- 対策なしの場合と比較して、密度流制御フェンスによってフェンスの設置区間及びその上流の河床位が低下する傾向が見られた。
- なお、流動制御フェンスの場合、流入土砂がダム地点へ大量に到達するため、ダム近傍の河床位が上昇しやすく、既設の排砂施設や発電施設の機能を維持するための定期的な浚渫が必要となる可能性が高い。また、フェンス内で堆積が進行するリスクもある。

③ 土砂バイパス＋密度流制御フェンス複合案

- 複合案は、①土砂バイパス単独案、②密度流制御フェンス単独案と比較して、分派堰下流の貯水池における河床位の上昇を抑制できた。
- 複合案の場合、流入土砂の排出先をバイパストンネルと既設排砂ゲートに分散できるため、ダム直上において河床上昇が進行し既設施設の取水口が埋没するリスクは低下する。
- また、分派堰を越流した高濃度の濁水は密度流制御フェンスによりダム地点へ誘導されるため、土砂がゾーンB, Cへ拡散するリスクも低下する。

表 7-30 堆砂対策の実施による堆砂縦断形状の変化



(2) 将来の堆砂量の変化

各対策実施時における現在からの堆砂量の経年変化を図 7-31 に示す。

- 土砂バイパス単独案、②密度流制御フェンス単独案を実施すると、無対策の場合と比較して今後の堆砂量の増加を概ね半減させられると考えられる。
- また、これらの複合案（③案）では、3割～4割程度まで堆砂の増加を軽減できるものと考えられる。

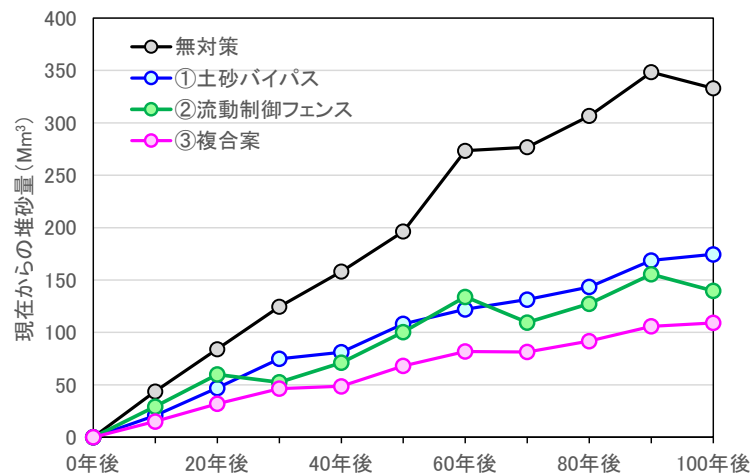


図 7-31 各対策実施時における現在からの堆砂量の経年変化
(将来 100 年間、貯水容量外も含む)

(3) 目的別容量の変化

各対策実施時の将来 100 年後の貯水容量の変化を図 7-32、図 7-33 に示す。

- 対策なしの場合、将来100年後に計画容量977 million m³の半分以下の約460 million m³まで容量が減少する結果となった。一方、①土砂バイパス単独案では約610 million m³、②密度流制御フェンス単独案では約650 million m³、③複合案では約680 million m³の容量を確保可能と予測された。
- ①、②の単独案と比較し、複合案が貯水容量の確保の観点で最も効果的な結果となった。なお、複合案は堆砂形状の予測結果でも示されたように、貯水容量として重要なゾーンB,Cやダム地点の河床上昇のリスクを低下できる。
- 対策による容量確保、上記リスクの低下の点を踏まえると、複合案が優位と言える。

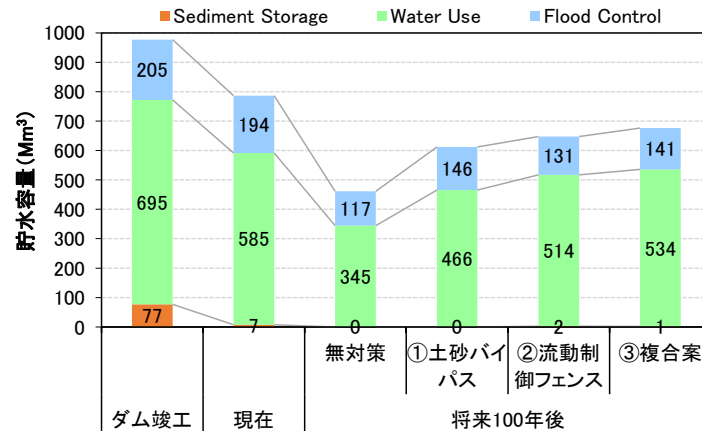


図 7-32 各対策実施時の将来 100 年後の目的別貯水容量の変化①

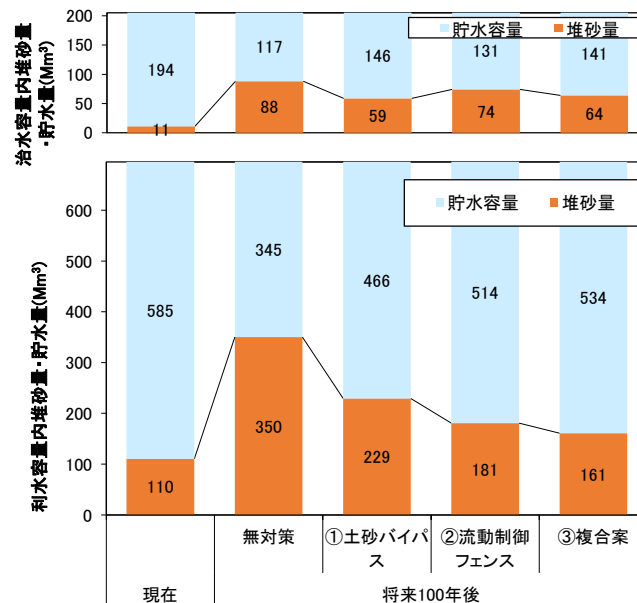
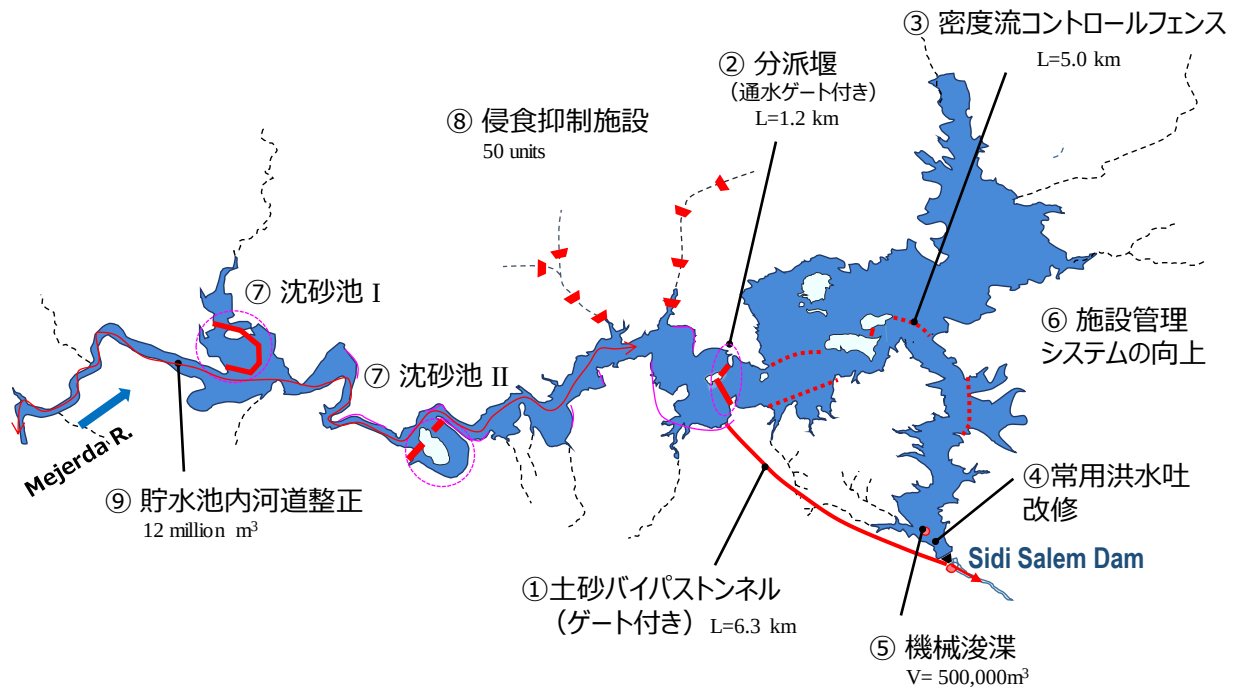


図 7-33 各対策実施時の将来 100 年後の貯水容量の変化②

7.5 貯水池対策メニューの検討

7.5.1 フルメニュー対策

7.2～7.4 の検討から、貯水池内対策の具体的な機能、配置、規模等の諸元が明確となった。長期に渡って最大限の効果をえるために対策工のフルメニュー対策を以下の図 7-34 と表 7-31 に示す。



出典：JICA 調査団

図 7-34 貯水池対策（フルメニュー対策）の全体図

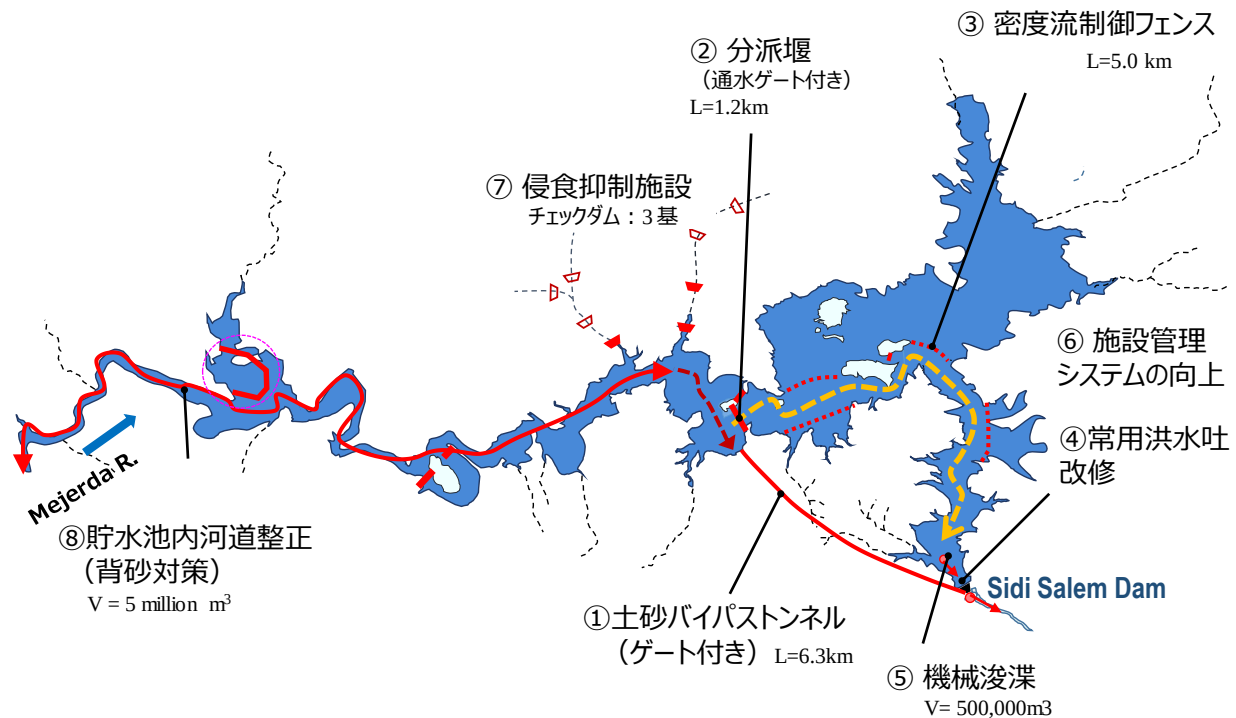
表 7-31 貯水池対策の概要（フルメニュー対策）

	整備内容	フルメニュー対策
貯水池堆砂対策	密度流コントロール	1.土砂バイパストンネル（ゲート付き）
		2.分派堰（通水ゲート付き）
		3.密度流制御フェンス
		4.常用洪水吐（タワー）
		5.浚渫工事
		6.施設管理システムの向上
	ダム上流のバックサンド対策	7.沈砂池
		8.侵食抑制施設（砂防堰堤 50 基）
		9.貯水池内河道整正（V = 12 million m ³ ）
	洪水管理システム	10.流域全体の非構造物対策

7.5.2 優先メニュー対策

各対策の効果と課題を踏まえ、事業を実施するうえで緊急性の高いもの、そして優先度の高い対策を抽出した。

検討結果を図 7-35 および表 7-32 にまとめた。優先メニューを抽出した理由を以下に述べる。



出典：JICA 調査団

図 7-35 貯水池対策（優先メニュー対策）の全体図

表 7-32 貯水池対策（優先メニュー対策の抽出）

整備内容	フルメニュー	優先メニュー
密度流コントロール	1.土砂バイパストンネル（ゲート付き）	1.土砂バイパストンネル（ゲート付き）
	2.分派堰	2.分派堰（通水ゲート付き）
	3.密度流制御フェンス	3.密度流制御フェンス
	4.常用洪水吐（タワー）	4.常用洪水吐（タワー）
	5.浚渫工事	5.浚渫工事
	6.施設管理システムの向上	6.施設管理システムの向上
ダム上流のバックサン ド対策	7.沈砂池	
	8.侵食抑制施設 （砂防堰堤 50 基）	7.侵食抑制施設 （砂防堰堤 3 基）
	9.貯水池内河道整正 （ $V = 12 \text{ million m}^3$ ）	8.貯水池内河道整正 （ $V = 5 \text{ million m}^3$ ）
洪水管理シ ステム	10.流域全体の非構造物対策	9.密度流コントロールに必要な非構 造物対策

(1) 沈砂池について

- 計画沈砂池 I、II はゾーン E、F にそれぞれ位置しており、自然の遊水池地形を利用している。上流側の沈砂池 I は、ベジャ川支川の合流点に広がる広大な氾濫区域であり、現状においても土砂が沈降・捕捉されている。下流側の沈砂池 II は、河道の蛇行部に位置し Houseshoe の形状を有しており、洪水が発生すると滞留して土砂が沈降・捕捉されている。いずれの地形も現状で洪水流が自然に滞留し、堆砂する形状となっている。
- フルメニューにおいては、これらの遊水池地形の捕捉効果をさらに大きくするため、盛土によって洪水流が計画沈砂池へ流入するタイミングや滞留時間を調整し、効率的に土砂を捕捉する施設を提案している。
- しかし、計画沈砂池の効果が発揮される頻度や効果量は、密度流コントロール対策に比して小さいことや、計画沈砂池に捕捉された土砂は土砂バイパストンネルによってダム下流へ排砂することが難しいこと、計画沈砂池での将来の維持掘削は多大なランニングコストが発生するため、対策効果の発現に不確定性が高い。よって、計画沈砂池 I、II については優先メニューから除外した。

(2) 侵食抑制施設について

- フルメニューでは、溪流の縦断形状に合わせて計 50 基のチェックダムを提案している。今回、選定した対象流域は、計画事業の中では、流域土砂管理の観点からパイロット事業として実施することが予定されている。このパイロット事業は、地域農民と協力して流域内の農地からの侵食を抑制することを目的としているため、かなりの期間を通じて実施されるため、短期に効果を検証することは難しい。
- 計画事業では、上流域からの土砂を早急に補足し、堆砂量効果が大きい最下流に計画している 10m 程度のチェックダムを建設することが望ましい。チェックダムの基数は乾季の期間に建設できる 3 基とする。
- パイロット事業では、溪流の上流域に小規模の谷止工を階段状に施工することが提案される。谷止工の構造については、人力施工が可能であり、現地でも調達可能なワイヤーメッシュ籠＋現地発生のもろれちを使用するなど、パイロット事業の中で決定する。

(3) 貯水内河道整正について

- フルメニューでは上流市街地へのバックサンド対策と洪水初期の高濃度の濁水をバイパス呑口部まで拡散させずに流下させることを目的として、流路幅を 100m とした。その場合、掘削量は約 12M m³ となり、河道近辺の土捨て場へのアクセス、土捨て場（農地還元を含む）の確保が難しいことが予想された。そこで、現地の植生や低水路の状況を踏まえ、流路幅を 50m に縮小することとした。
- 流路幅を 50m とした場合、バックサンド対策としての水位低下効果はフルメニューの場合よりも小さくなるが、上流市街地のブサレムにおける計画高水での水位は HWL 以下となるため計画目標は満足される。この結果、優先メニューにおける掘削量は約 5Mm³ となった。

(4) 非構造物対策について

- 非構造物対策ではメジェルダ川流域全体の降雨分布・河川水位、ダム運用をリアルタイムで把握し、流域内に存在するすべてのダムの貯水量や放流量を計画的にコントロールすることを目的として検討した。
- このうち、水文に関しては広域の雨量分布データを収集するため、Xバンド雨量データの新設する計画としている。現在、フランスの無償援助によって同流域の上流域に1基設置される予定であるが、Xバンドレーダーの諸元（観測範囲・測定精度等）、コスト面や設置時期については不透明である。
- そのため、本事業では、堆砂対策施設（密度流コントロール）の設置と同時に適切な操作を実現するために必要な貯水池の水位・濁度の監視モニタリングシステム及びダム管理システムのアップグレードを優先対策メニューとして選定した。。

(5) 優先メニューの対策効果

以上から、優先メニューとフルメニューによる対策効果（堆砂軽減効果）を比較した。優先メニューはフルメニューの対策効果の約8割を占めており、密度流コントロールによる対策効果が大きいことが分かる。

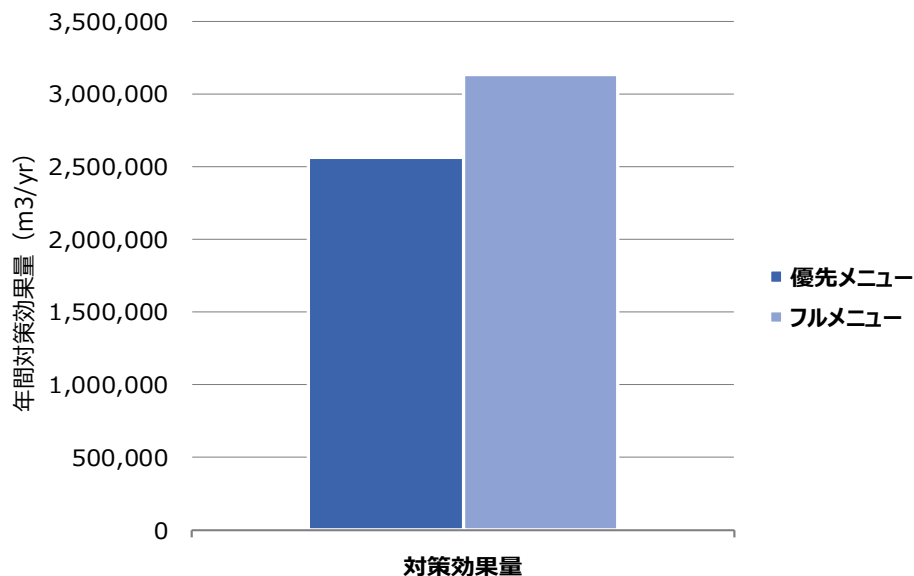


図 7-36 優先メニューとフルメニューによる対策効果の比較

7.6 掘削土砂の有効活用検討

貯水池内掘削土砂の有効活用について検討を実施する。シディサレムダムの堆砂は基本的に細かい土砂であり、有効活用は難しいが、活用可能な方法について検討を実施する。

7.6.1 一般的な有効活用のメニュー

ダム堆砂の有効活用の方法として、一般的には以下のようなものが考えられる。
このうち、シディサレムダムの堆砂のように土質区分が粘土シルト成分の場合、以下のものが候補として挙げられる。

- ・ 土壌改良材、客土、肥料
- ・ 陶土、レンガ材、セメント原料など

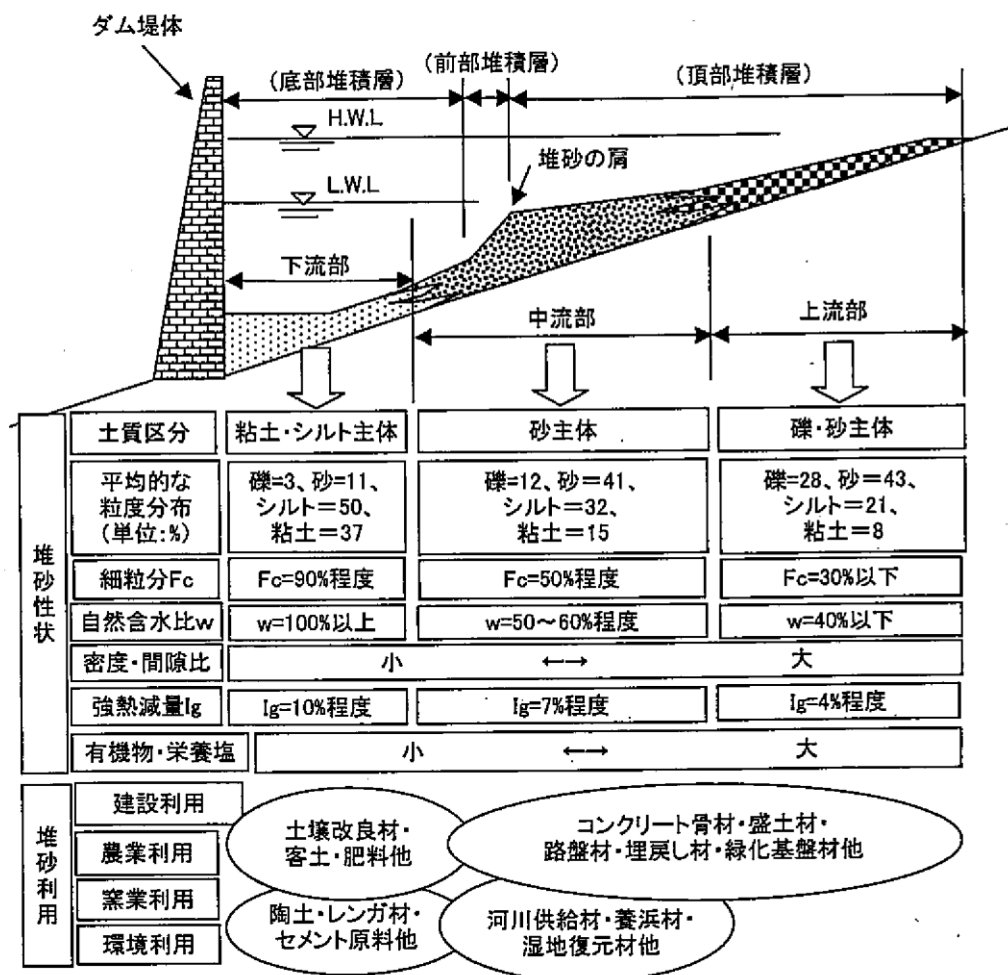


図 7-37 堆積土の有効活用

7.6.2 シディサレムダムの堆砂を用いた現地試験

(1) 調査対象の選定

本調査ではチュニジアの産業、建造物、特産品などに着目し、以下の活用の可能性について調査することとした。

表 7-33 有効活用調査

No	調査対象	調査内容
1	ソイルセメント	・材料試験 ・供試体の作成 ・配合試験（圧縮強度試験など）
2	ブリック（レンガ）	・試作（複数種類） ・品質評価（スタンダードとの比較）
3	タイル	・試作（複数種類） ・品質評価（スタンダードとの比較）
4	屋根瓦	・試作（複数種類） ・品質評価（スタンダードとの比較）
5	農地還元	・土壌化学試験（栄養塩類、有害物質など） ・堆砂とダム貯水池周辺の農地で比較

(2) 試料採取

各種試験を実施するため、現在、ダム貯水池で試料採取を実施している。貯水池ゾーン E で堆砂を採取したところ、河岸部において粘土・シルト分が 3 m 以上堆積している様子が確認された。掘削面から地下水が浸透する様子は認められず、また、掘削時、バケットに泥土が付着する事も少なく、陸上掘削における施工性は問題ないと考えられる。

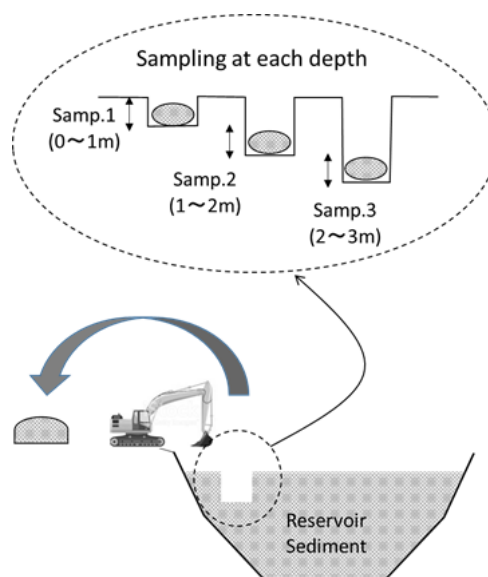


図 7-38 堆積土の採取イメージ

表 7-34 貯水池堆積土砂の現地採取風景

貯水池湖岸部の土砂採取サイト	掘削状況 1
	
掘削状況 2	掘削された堆積土砂
	
掘削後の状況	掘削断面
	

(3) 採取土砂の保管

掘削土砂は現地で天日干しした後、土嚢袋に詰めて保管庫まで運んだ。

表 7-35 現地で採取した土砂の保管状況



(4) ソイルセメント試験

ソイルセメントは、砂防ソイルセメント工法に用いる主要材料であり、土砂にセメントを混合しセメントの水和反応により硬化した材料のことを指す。一般に、砂防事業は山間部で実施されるため、従来の工法では掘削土処分費等の建設コストが増大するとともに、コンクリート等の建設材料運搬が制約され施工効率が低くなる傾向がある。一方、砂防事業を推進する河川・溪流の河床砂礫は建設材料として良質であることが多く、これらを活用する「砂防ソイルセメント工法」は、環境面だけでなくコスト縮減面からも有効かつ重要である。

本調査では、シディサレムダムに膨大に堆積する土砂のソイルセメントとしての活用可能性を調査するため、現地発生土砂にセメントと水を配合し、その強度について試験を実施する。

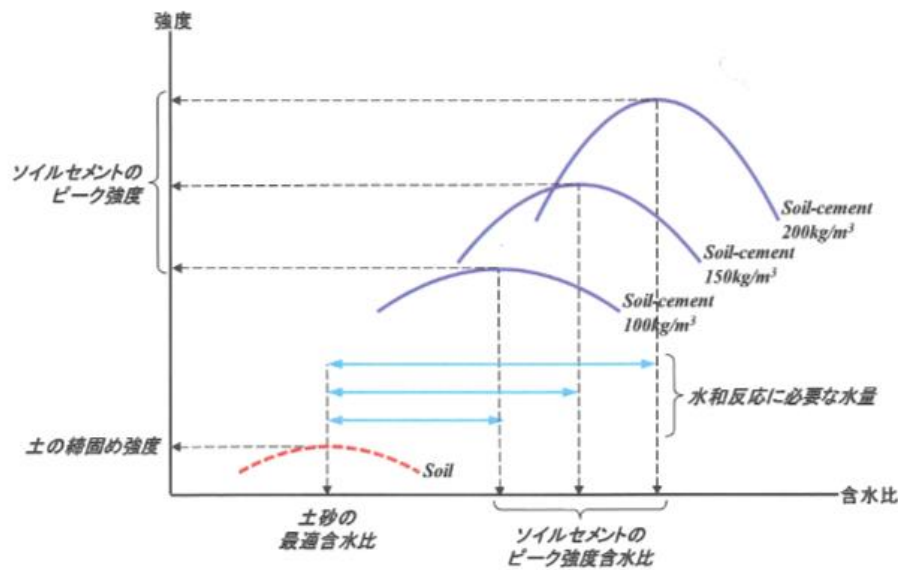


図 7-39 ソイルセメントの含水比と強度の関係

（出典：砂防ソイルセメント施工便覧_平成 28 年度版）

1) 供試体の作成と試験方法

ソイルセメントの強度を計測するため供試体を作製した。現地材料を用いた供試体の作製の状況を表 7-36、表 7-37 に示す。現地発生土砂を一定量採取し、粒度分布試験を実施する。そのうえで所定のセメントと水を配合し、ミキサーで練り混ぜて一軸圧縮強度試験用の供試体を作製した。

表 7-36 現地発生土によるソイルセメント試験 (その1)



Figure 11. Weighting the amount of water



Figure 11. Spraying sediment layers



Figure 13. Preservation of wet sediment in airtight bags

表 7-37 現地発生土砂によるソイルセメント試験（その2）

		
Figure 14. Proctor mould: preparation and introduction of layers into the mould		
		
Figure 15. Running the Proctor test (compacting and arasing of the test tubes)		
		
Figure 16. Weighting the amount of cement	Figure 17. Introducing cement into the tank at the time of kneading	Figure 18. Introducing lime into the tank when kneading

表 7-38 現地発生土砂によるソイルセメント試験（その 3）

	
Figure 20. Weighting a test specimen after demoulding	Figure 21. Texture of specimens after demoulding
	
Figure 22. Referencing of specimens	
	
Figure 23. Curing of specimens	

表 7-39 現地発生土砂によるソイルセメント試験（その4）

	
Figure 24. Compressive test, evolution of strength as function as strain	Figure 25. Break after compressive test

2) 供試体の試験結果

貯水池の3箇所で採取した土砂についてソイルセメントの供試体を作成し、強度試験を実施した。ソイルセメントは以下の5種類を作製した。

表 7-40 作製したソイルセメント供試体

供試体の種類	採取土砂の条件	添加物
1	深度 3 m 採取土砂	セメント 6% 添加
2	深度 2 m 採取土砂	セメント 8% 添加
3	深度 3 m 採取土砂	セメント 10% 添加
4	深度 3 m 採取土砂	セメント 6%+生石灰 2% 添加
5	深度 2 m 採取土砂	セメント 8%+生石灰 2% 添加

現地掘削土を使用したソイルセメント試験の結果を図 7-39 に示す。6～10%のセメント量を添加することで、約 700～1100 kPa (0.7～1.1N/mm²) の強度が得られることが明らかとなった。

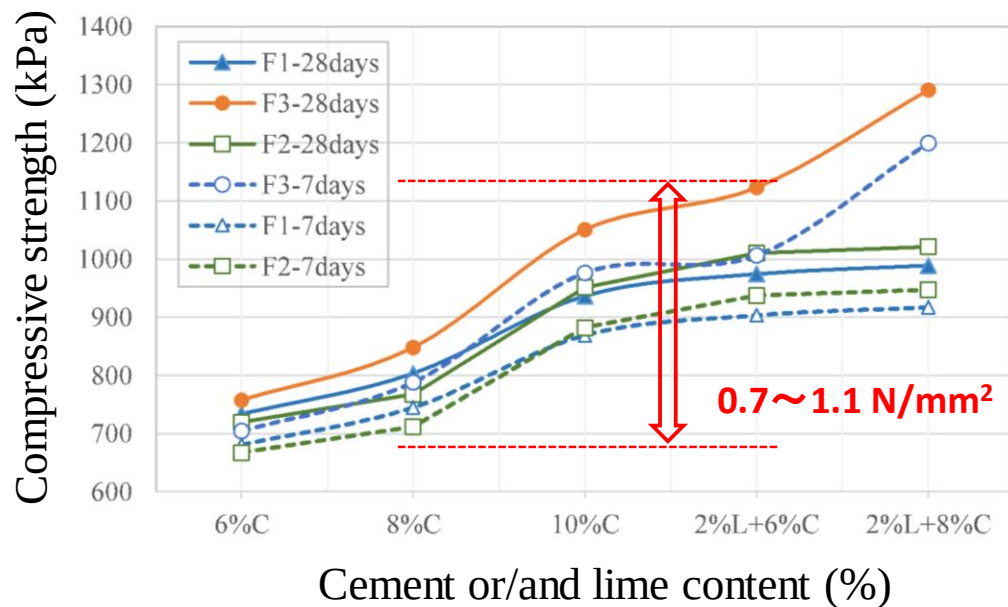


図 7-40 ソイルセメントの試験結果 (まとめ)

日本のソイルセメントの基準（表 7-41）によれば、目標強度レベル I に該当するが、土質改良的な強度特性は得られたと言える。これより掘削土砂をソイルセメントとして、地盤改良、路盤材、堤防護岸の材料としての有効活用が期待できる。

表 7-41 ソイルセメントの強度の基準（※）

目標強度レベル I (0.5～1.5 N/mm ²)	土質改良的な 強度特性 (～2.0 N/mm ²)
目標強度レベル II (1.5～3.0 N/mm ²)	
目標強度レベル III (3.0 N/mm ² ～)	コンクリート的な 強度特性 (2.0 N/mm ² ～)

※ 砂防ソイルセメント施工便覧（2016）

(5) レンガ及びタイルの製品の試作

ソイルセメント同様に貯水池の堆積土砂（粘土質堆積物）の利用可能性を検討する目的で（1）レンガ、（2）タイルの製作試験を行った。なお、屋根瓦（屋根用タイル）については、チュニジアでは屋根瓦と普通のタイルの仕様に区分がないことが明らかとなった。よって、本試験結果の程度の強度で満足できる品質で問題なければいずれのタイルとしても使用可能である。

以下では、レンガ及びタイルの試験結果の概要を記述する。

1) レンガ作製試験

(a) 概要

試験材料（粘土質堆積物）はソイルセメント試験と同じ地点から採取しているが、レンガの製作試験にあたっては、図 7-41 に示す貯水池近傍から砂試料を採取し、これらを混合してレンガを作成した。

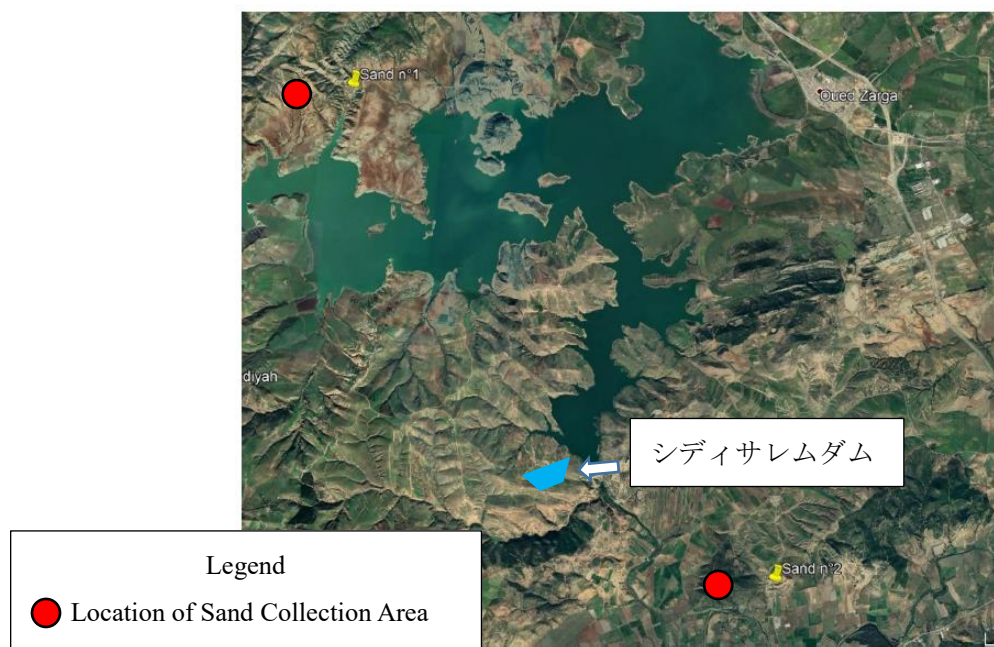


図 7-41 砂試料採取地点位置

また、採取した試験材料および砂についてソイルセメント同様に X 線分析およびケミカルテストを実施した。これらの分析の結果、対象試料である粘土質堆積物および砂ともにカルシウム分 (CaCO_3) およびケイ酸分 (SiO_2) が多く含まれていることが分かった。

(b) レンガ作製試験

レンガ作製試験は、粘土質堆積物に砂を混入した材料についてレンガの焼き上げ温度を下表の条件とし、各々の条件下で表に示す試験を実施し、その結果の比較を行った。

表 7-42 レンガ焼き上げ温度条件と比較試験項目

レンガの焼き上げ温度	試験項目
850℃、900℃、950℃の3条件	① 乾燥収縮 (Drying Shrinkage) (in %) ② 過熱収縮 (Firing Shrinkage) (in %) ③ 空隙率 (Porosity) (in %) ④ 一軸圧縮強度 (Compression strength (Mpa))

本調査で実施したレンガ製作試験の結果では、900℃の温度で焼き上げたレンガが最も大きな強度（一軸圧縮強度：平均 7.1 MPa）となった。この強度とレンガ原料の粘土質堆積物の化学的組成からチュニジア国で一般的に建設材料として使用されているレンガの基準を満足することができる。従って、貯水池から採取される粘土質堆積物は近隣から採取した砂と混合することによりレンガとして再利用できる可能性があることが分かった。

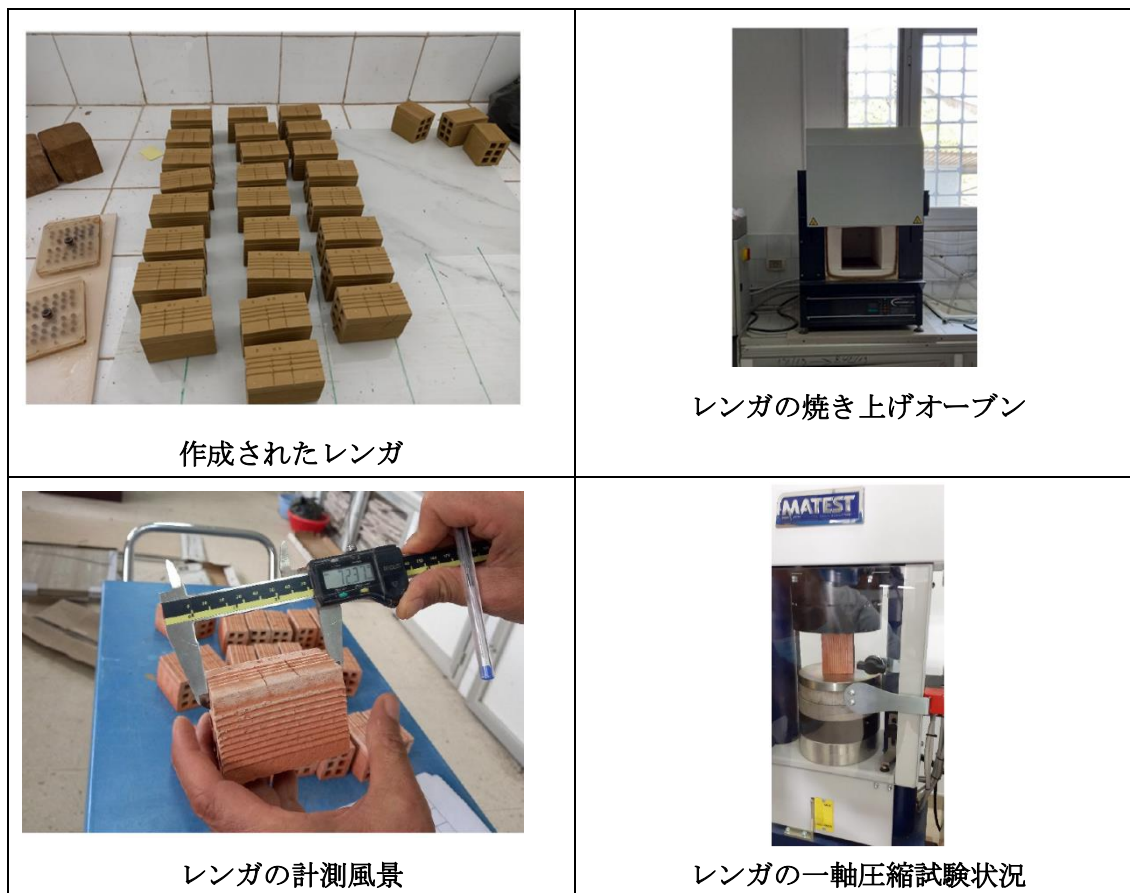


図 7-42 レンガ作製試験状況

2) タイル作製試験

(a) 概要

粘土質堆積物は、レンガ同様に（1）のソイルセメント試験と同じ地点で採取しており、また、レンガ同様に貯水池近傍から試料を採取した砂を混合してタイルを作成した。従って、X線分析およびケミカルテスト結果はタイルの材料分析結果と同じである。

(b) タイル作製試験

タイル作製試験は、粘土質堆積物に砂を混入した材料についてタイルの焼き上げ温度を下表の条件とし、各々の条件下で表に示す試験を実施し、その結果の比較を行った。

表 7-43 タイル焼き上げ温度条件と比較試験項目

タイルの焼き上げ温度	試験項目
1,000℃、1,050℃、1,110℃および 1,150℃ の 4 条件	① 乾燥収縮 (Drying Shrinkage) (in %) ② 過熱収縮 (Firing Shrinkage) (in %) ③ 空隙率 (Porosity) (in %) ④ たわみ試験 (Flexural test (Mpa))

表 7-43 のうち、④たわみ試験とは、以下のような試験装置・方法により作成されたタイルのたわみの限界強度を測定するものである。

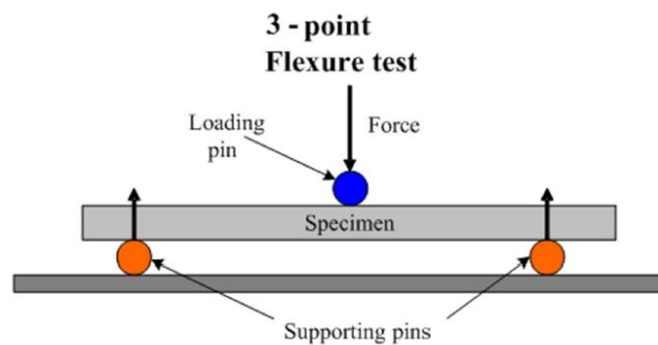


図 7-43 たわみ試験の概要

本調査で実施したタイル製作試験の結果では、1,050℃の温度で焼き上げたタイルが最も大きな強度（たわみ限界強度：平均 1.73 MPa）となった。現時点では、チュニジア国には明確なタイル製作についての基準はない。しかし、1,050℃で焼き上げたタイルであれば試験結果程度の強度がでることから、この試験結果程度の強度が許容される場合、貯水池から採取される粘土質堆積物は近隣から採取した砂と混合することにより、タイル材料として再利用できる可能性がある。



図 7-44 タイルの製作試験状況

第8章 堆砂浚渫・掘削対策の検討

8.1 チュニジア及び隣国における浚渫の現状

チュニジアにおけるダム湖の浚渫工事実績は今日に至るまで無い。従前チュニジア海軍がオランダ製の浚渫船を保有していたが、現在稼働していない。至近のチュニジアの湾岸における浚渫工事¹は、ベルギーの工事会社が実施していた。主な工事会社（橋や道路）には、SOROUBAT、CHABANE & CO、ETEP、SBF などがあり河道掘削等の河道改修工事の経験があるが、何れも浚渫機材を保有して無い。

チュニジア浚渫機械メーカ代理店との面談によると、公開情報は微弱であるがアルジェリア政府系（軍）の浚渫会社が数社（4～5）あるとのこと。但しチュニジアとは政治体制の相違や領土問題から対立しており、アルジェリア国の浚渫会社が浚渫工事を請け負うことは、情報収集を含めて困難であるため、モロッコ国やエジプト国等の浚渫会社に委託することが望まれるとの見解を得た²。アルジェリア国公共事業・運輸省によると、2017 年までに、護岸工事浚渫等の業実施が予定されていた³。民間投資では収益を上げる見込みが立たない浚渫工事や岸壁工事など、いわゆる「下もの」の整備においては、アルジェリア政府の自己資金あるいは対外借入などによって整備が行われることが前提となっている。

アルジェリア国浚渫会社のうちの 1 社 Hydrodragage Spa.では、オランダ製カッタ吸引浚渫船 3 台を保有しており、1988 年以降、貯水池でアルジェリアの内陸部にある貯水池を回復する維持浚渫を実施している⁴。貯水池の浚渫は、内陸輸送が困難（含燃料）な場合があるため、浚渫船のモジュール分解可能な仕様となっている。長い間アルジェリアの貯水池で働いており、エンジンの分解検査が頻繁に行われている。浚渫船の周辺機器として、カッタ吸引装置、遠隔制御の昇圧局（ブースターステーション）及び全長約 4 km 直径 650 mm の浮遊排砂管、陸上放出排砂管、宿泊所、航海灯、デッキクレーンなどが含まれる。貯水池は比較的深いため、45°で作動する-18 m の浚渫深度に対しより長いカッタ梯子が取り付けられている（図 8-1 参照）。



出典: Damen 社

図 8-1 CSD500 with X-mas tree commissioned and at work

¹ World Bank, Tunisia - Second Port Project

² <https://www.environmental-expert.com/companies/keyword-dredging-308/serving-tunisia> (最終閲覧：2020 年 7 月 15 日)

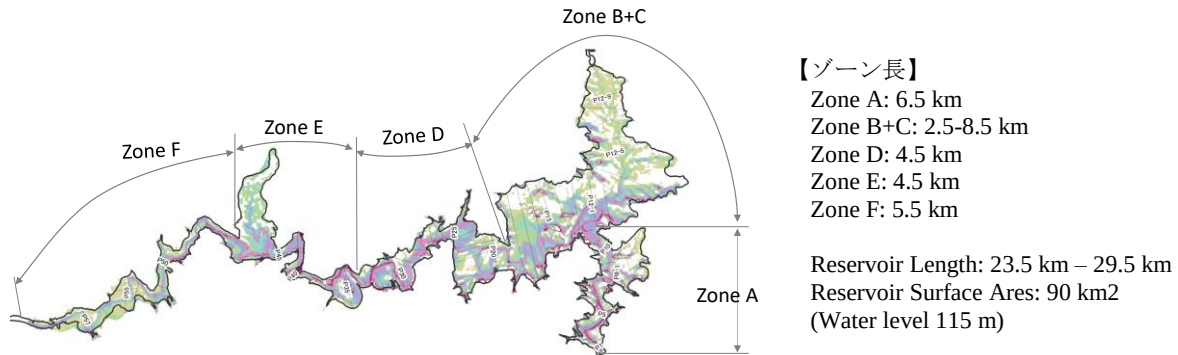
³ アルジェリア国 投資環境整備状況情報収集・確認調査 ファイナル・レポート平成 30 年 2 月（2018 年）独立行政法人国際協力機構（JICA）、新日本有限責任監査法人、株式会社国際開発センター

⁴ <https://www.dredgepoint.org/dredging-database/owners/hydrodragage-spa> (最終閲覧：2020 年 7 月 10 日)

8.2 基本条件

8.2.1 ゾーン区分の設定

シディサレム貯水池流入土砂の大半は、ダム貯水池の上流側で生産された土砂が流入する事によって引き起こされる堆砂である。シディサレムダム貯水池を図 8-2 の通り区分する。



出典: JICA 調査団

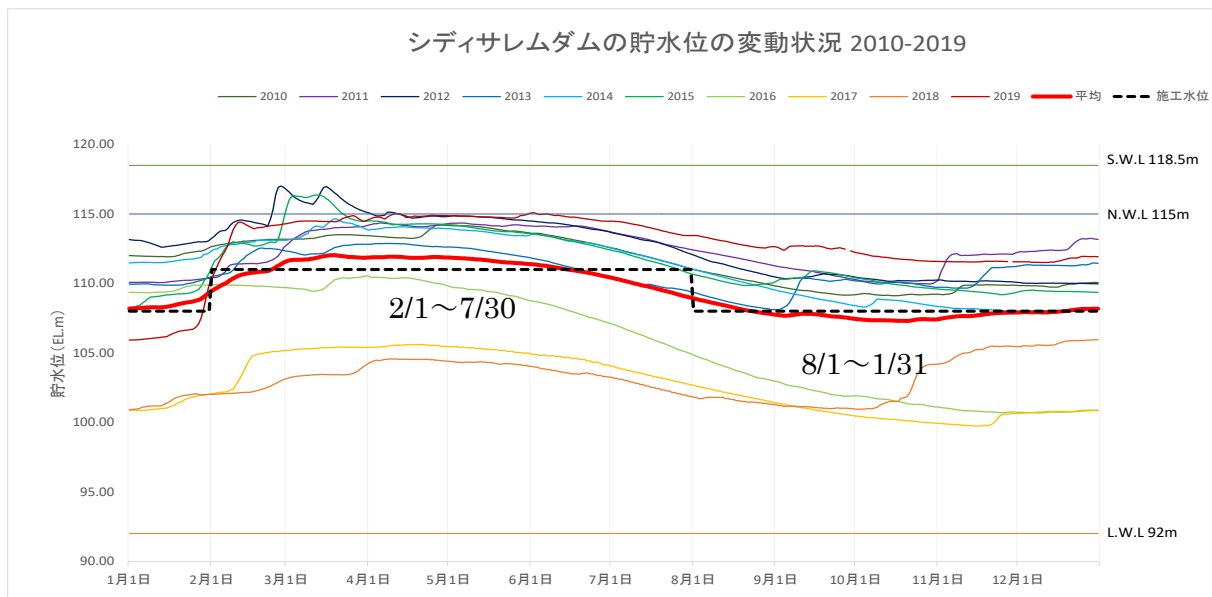
図 8-2 シディサレムダム貯水池のゾーン区分

8.2.2 浚渫・掘削の施工条件

シディサレム貯水池が有する機能を保持し、適切に貯水池土砂管理を推進していくためには、堆砂特性を把握した上で、今後の推定平均年堆砂量、平均年残堆砂容量、年対策必要量、維持掘削可能量等を検討し対策必要量を算定する。

(1) 貯水位条件

直近 10 年間の貯水位から算出した平均貯水位の変動状況を図 8-3 に示す。過去の乾季と雨季の貯水位を踏まえ、乾季と雨季の平均的な水位を施工条件として設定する。



出典: JICA 調査団

図 8-3 シディサレムダム 貯水位の変動状況

8.2.3 対象土砂量の整理

2018 年に調査した、1997～2017 年の土砂収支（貯水位運用変更開始以降）を確認すると、流入土砂量 10.6 million m³/年に対し、貯水池内に 6.4 million m³/年（約 60%）が堆積し、4.2 million m³/年（約 40%）が通過すると推定される。

ゾーン区分別の堆積土砂量を表 8-1 に示す。

表 8-1 ゾーン区分別の堆積土砂量（単位：m³/年）

ゾーン	F	E	D	B+C	A	A~F
①粘土	30,000	40,000	40,000	290,000	160,000	600,000
②シルト	870,000	770,000	1,110,000	2,460,000	630,000	5,800,000
Total	900,000	810,000	1,150,000	2,750,000	790,000	6,400,000

出典: JICA 調査団

8.2.4 各ゾーンにおける堆砂除去の必要性の整理

以上の基本条件を踏まえ、各ゾーンにおける堆砂除去工法および堆砂除去の必要性を整理した。これより、今後堆砂除去の必要性が高いゾーンは A, D, E とと言える。

表 8-2 各ゾーンにおける堆砂除去の必要性

ゾーン	施工時水深		堆砂量 (million m ³)	貯水容量 (million m ³)		主な除去工法	堆砂除去の必要性
	乾季	雨季		利水	治水		
A	36 m	39 m	32.9	106	24	浚渫	既設取水・放流施設の機能維持
B+C	15 m	18 m	19.6	377	102		全ゾーンのうち最大の利水容量が残存している。なお、土砂バイパストンネルと密度流制御フェンスの対策により当該ゾーンへの堆砂を抑制する計画である。
D	11 m	14 m	54.0	101	35		土砂バイパストンネルの呑口と分派堰が設置されることから、これら施設機能を維持する必要がある。
E	0 m	0 m	61.9	7	23	陸上掘削	沈砂池を設置するため、捕捉された土砂を除去する必要がある。
F	0 m	0 m	22.8	1	10		流路工を整備するため、流入土砂は堆積が抑制される計画である。

非公開情報

第9章 ダムの運用・操作と維持管理

9.1 土砂バイパストンネル等による密度流コントロールの運用と操作

9.1.1 前提条件の整理

(1) 対策施設と対象出水規模

土砂バイパストンネルとして優位性の高い結果となったバイパストンネル（下流案）について出水時の高濃度の流入濁水をコントロールするためのゲート操作（以下、密度流コントロール）の基本的な運用方法を検討した。操作検討にあたっては以下を前提条件とした。

- 排砂操作の対象は土砂バイパストンネル（下流案）、分派堰および既設の排砂ゲート、発電取水施設とする。
- 想定した対象出水はピーク流入量 $400 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下とし、本業務で設定したシディサレムダムの計画最大放流量以下とした。つまり、下流河道の流下能力以下の出水であり、比較的頻繁に発生する出水イベントを想定した。
- その他の堆砂対策施設として密度流制御フェンスを設置することとした。これにより、分派堰を越流した濁水は貯水池B、Cゾーンに拡散せずに速やかにダム地点へ到達する。チュニジアの出水は通常、10日以上継続するため、濁水のダム地点への到達が1日以上要しても出水中に既存排砂ゲートからの排砂が可能である。
- 分派堰についてはゲート付きのスリットを設置することを想定している。また、分派堰の一部に切り欠きを設け、EL.114 m以下の容量についても平常時は利水容量の一部として利用可能な構造とする。なお、利水施設の諸元は事業実施時の設計ステージに検討する必要がある。

土砂バイパストンネル等による密度流コントロール（排砂操作）にあたっては、メイン貯水池（ゾーンA, B, C）への高濃度の濁水流入を低減するゲート操作を検討した。

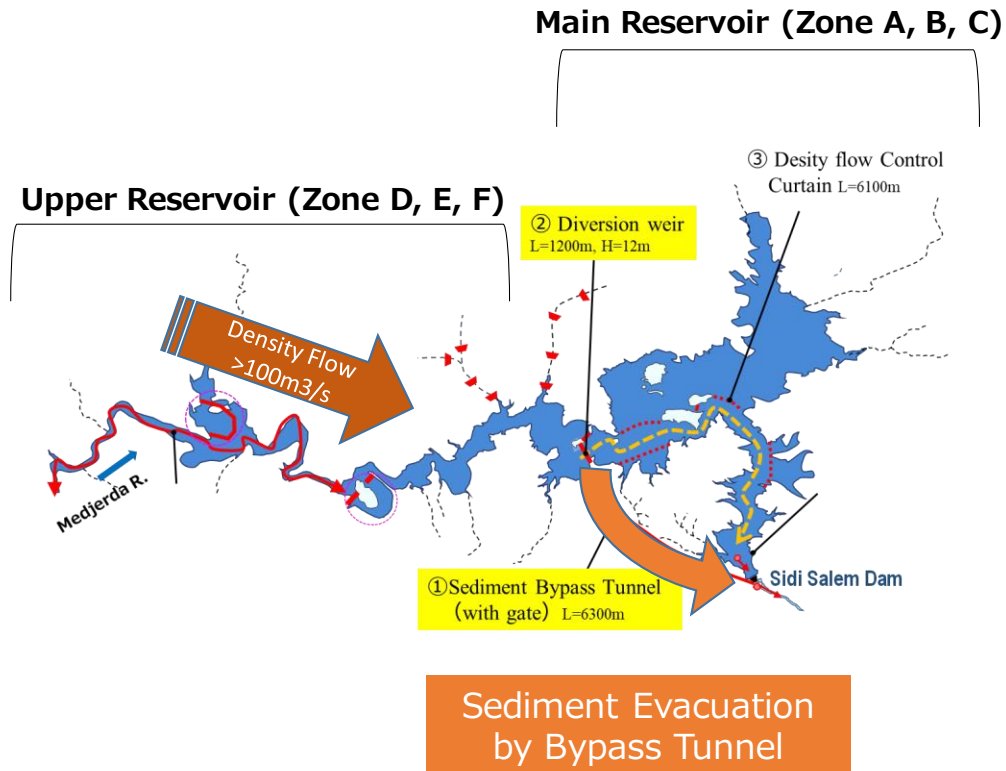


図 9-1 土砂バイパストンネル等による密度流コントロールのイメージ

(2) 土砂バイパストンネルのゲート操作開始流量

土砂バイパストンネルで高濃度の濁水を放流するタイミングは、流入水の SS 濃度が急激に上昇すると推定される 100m³/s とする。図 9-2 は本業務で観測された結果であるが、日平均流入量が 100m³/s を超えると SS 濃度が急に増加する様子が分かる。

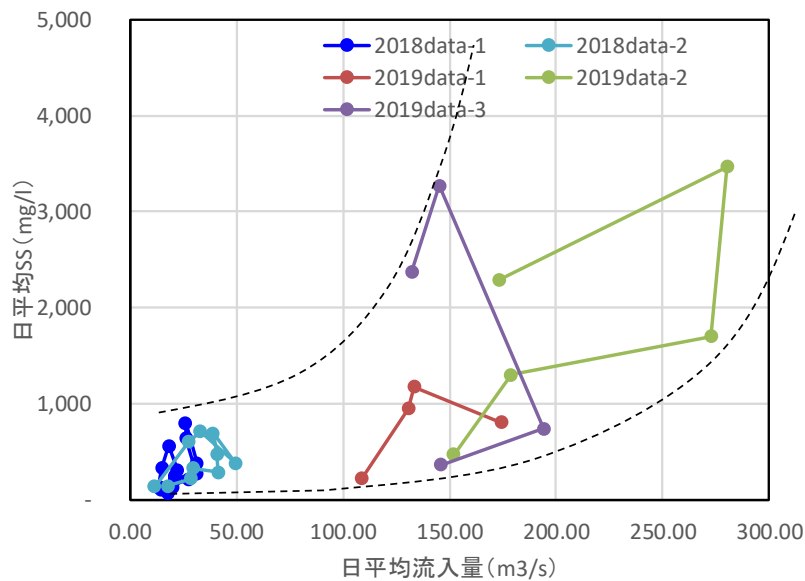


図 9-2 観測結果に基づく流入量と流入 SS 濃度の関係

9.1.2 密度流コントロールの検討結果

以上の前提条件を踏まえ、密度流コントロールを実現するための各施設の運用方法を検討した。具体的な操作方法を以下に示すと共に、各操作のイメージを表 9-1～表 9-4 に示す。

(1) ステップ①

- 流入量は $100\text{m}^3/\text{s}$ 以下の状況であり、濁りも少ない状況である。
- 土砂バイパストンネルの呑み口ゲートは全開である。
- メイン貯水池の貯水位がEL.112m以下の場合、分派堰の通水ゲートを全開とし、清澄な水を分派堰下流へ通過させて利水のための貯留を優先する。

(2) ステップ②

- 流入量は依然 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以下の状況であり、濁りも少ない状況である。
- 土砂バイパストンネルの呑み口ゲートは全開である。
- メイン貯水池の貯水位がEL.112mに達したら貯留操作を中止し、分派堰のゲートを全閉する。

(3) ステップ③

- 流入量は依然 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以下の状況であるが、上池は濁り始める。分派堰のゲートを全閉したことにより、上池の貯水位はEL.112m以上に上昇し始める。
- 土砂バイパストンネルの呑み口ゲートを全開にして、排砂操作に移行する。

(4) ステップ④

- 流入量は $100\text{m}^3/\text{s}$ を超え、上池は濁った状態となっている。
- 土砂バイパストンネルの呑み口ゲートを全開し、流入濁水を直接バイパストンネルから放流する。
- 上池の貯水位がEL.114mに達して分派堰下流へ濁水が流入するまではバイパストンネルによる排砂操作を優先する。

(5) ステップ⑤

- 流入量は $100\text{m}^3/\text{s}$ を超え、上池はさらに濁った状態となっている。
- 上池の貯水位がEL.114mを超えて、上池の濁水がメイン貯水池に流入する。
- 土砂バイパストンネルの呑み口ゲートは全開のまま、排砂操作を継続する。
- メイン貯水池にも濁水が流入していることから、発電取水を実施することでメイン貯水池の貯水位をEL.112mにキープする。これは、今後の流入量の増加に備えて、洪水調節容量をキープすることを目的として実施する。

(6) ステップ⑥

- 流入量はピークを過ぎて減少し始めるが、上池は濁った状態である。
- 上池の貯水位はEL.114mを超えて、上池の濁水がメイン貯水池に流入している。
- 土砂バイパストンネルの呑み口ゲートは全開のまま、排砂操作を継続する。
- 分派堰の越流量が増加し、発電の最大取水量を上回った段階で既設排砂ゲートからも放流操作を開始する。これによってダム地点に到達した高濃度の濁水を効率的に排出する。なお、メイン貯水池の貯水位は、流入量の増加に備え、出来る限りEL.112mを維持するように努める。

(7) ステップ⑦

- 流入量は100m³/s以上だがピークを過ぎており、上池の濁りは低下し始める。
- 上池の貯水位はEL.114mを超えており、上池の濁水がメイン貯水池に流入する。
- 土砂バイパストンネルの呑み口ゲートは全開のまま、排砂操作を継続する。
- 流入ピーク時の放流量を維持し、メイン貯水池の水位をEL.112mまで低下させる。

(8) ステップ⑧

- 流入量は100m³/s前後となり、上池の濁りが減少する。
- 土砂バイパス呑口地点、既設排砂ゲート地点の濁度をチェックし、濁度が低下した時点で各ゲートを全閉して排砂操作を終了する。なお、排砂操作の終了のタイミングは流入量よりも各地点の濁度を踏まえて判断する。濁度は洪水ピーク後、速やかに低下するため、メイン貯水池の貯留が不足する場合、トンネルからの放流を早い段階で中止できれば、貴重な清澄水を有効に利用できる。

以上の排砂操作は、流入量がダムの計画最大放流量（400m³/s）以下の場合の標準的な操作となる。流入量が400m³/sを超える場合、排砂バイパス、発電放流、既設排砂ゲートによる洪水調節操作へ移行し、ダムからの放流量を400m³/sにキープする操作へ移行する。主たる調節操作は既設排砂ゲートによって行う。これにより、洪水調節操作を実施しつつ、既設排砂ゲートによる排砂操作が同時に実施できると考えられる。

表 9-1 密度流コントロールの運用イメージ その1

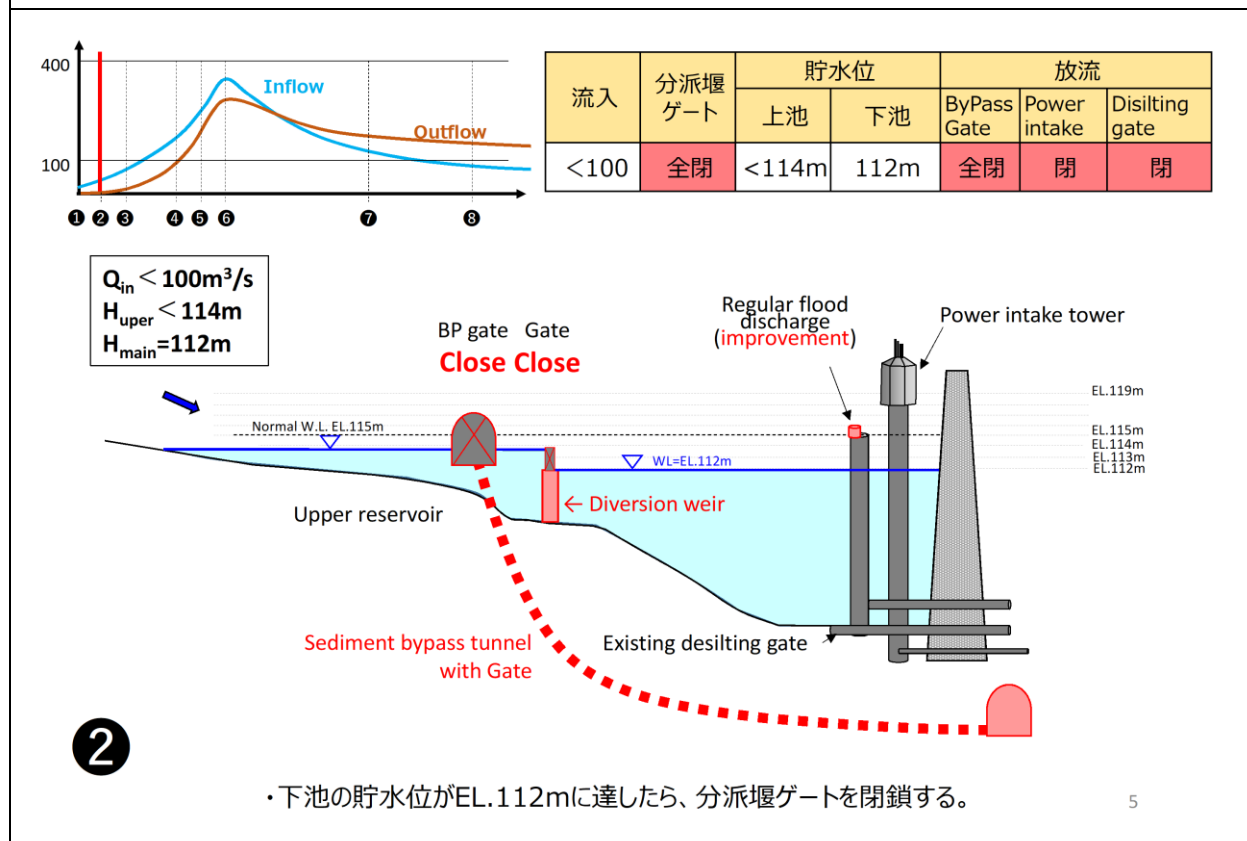
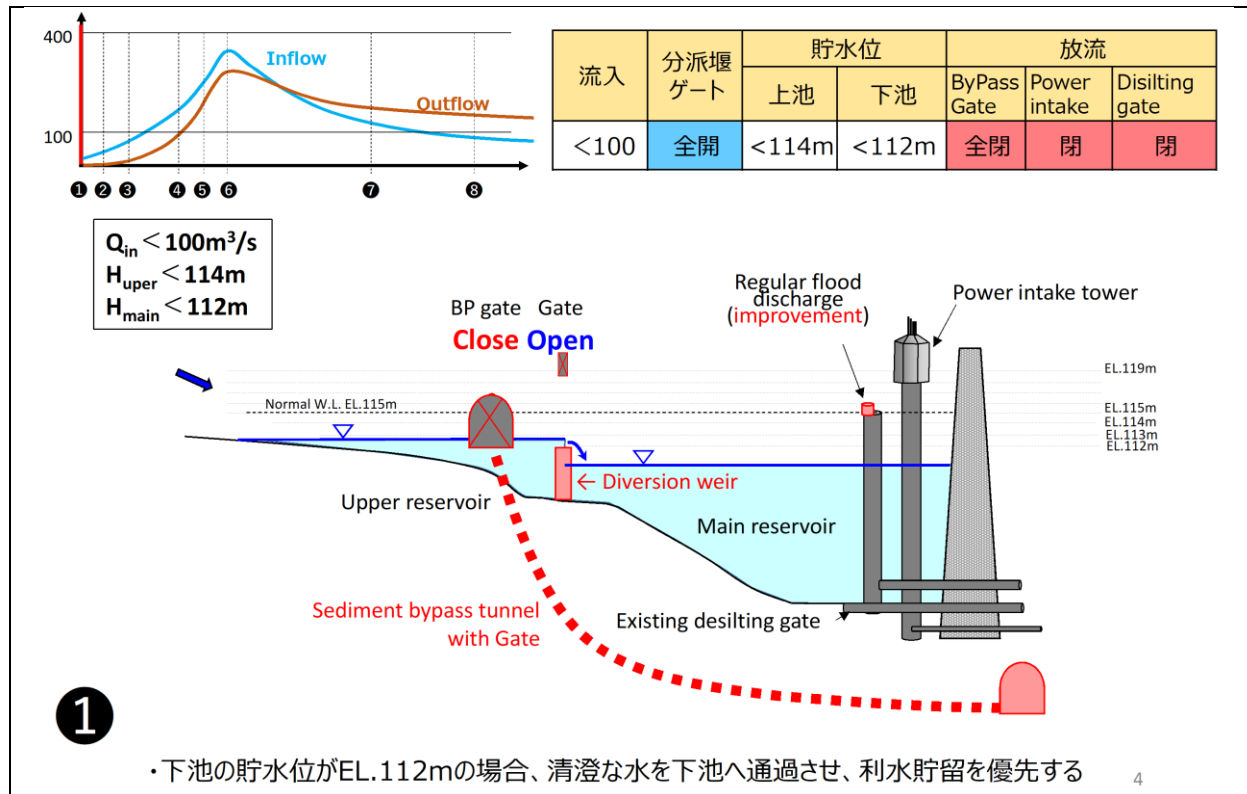


表 9-2 密度流コントロールの運用イメージ その2

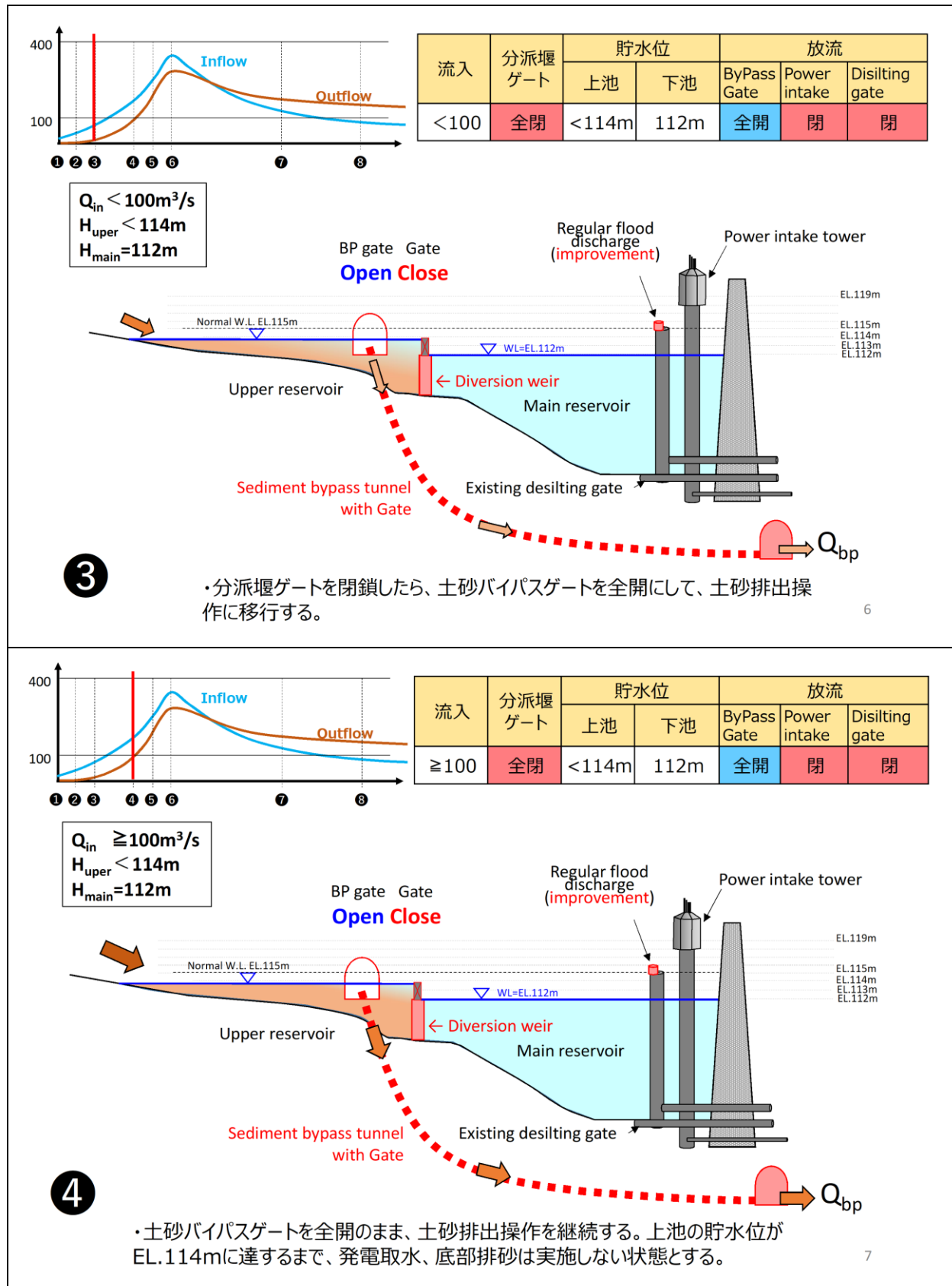


表 9-3 密度流コントロールの運用イメージ その3

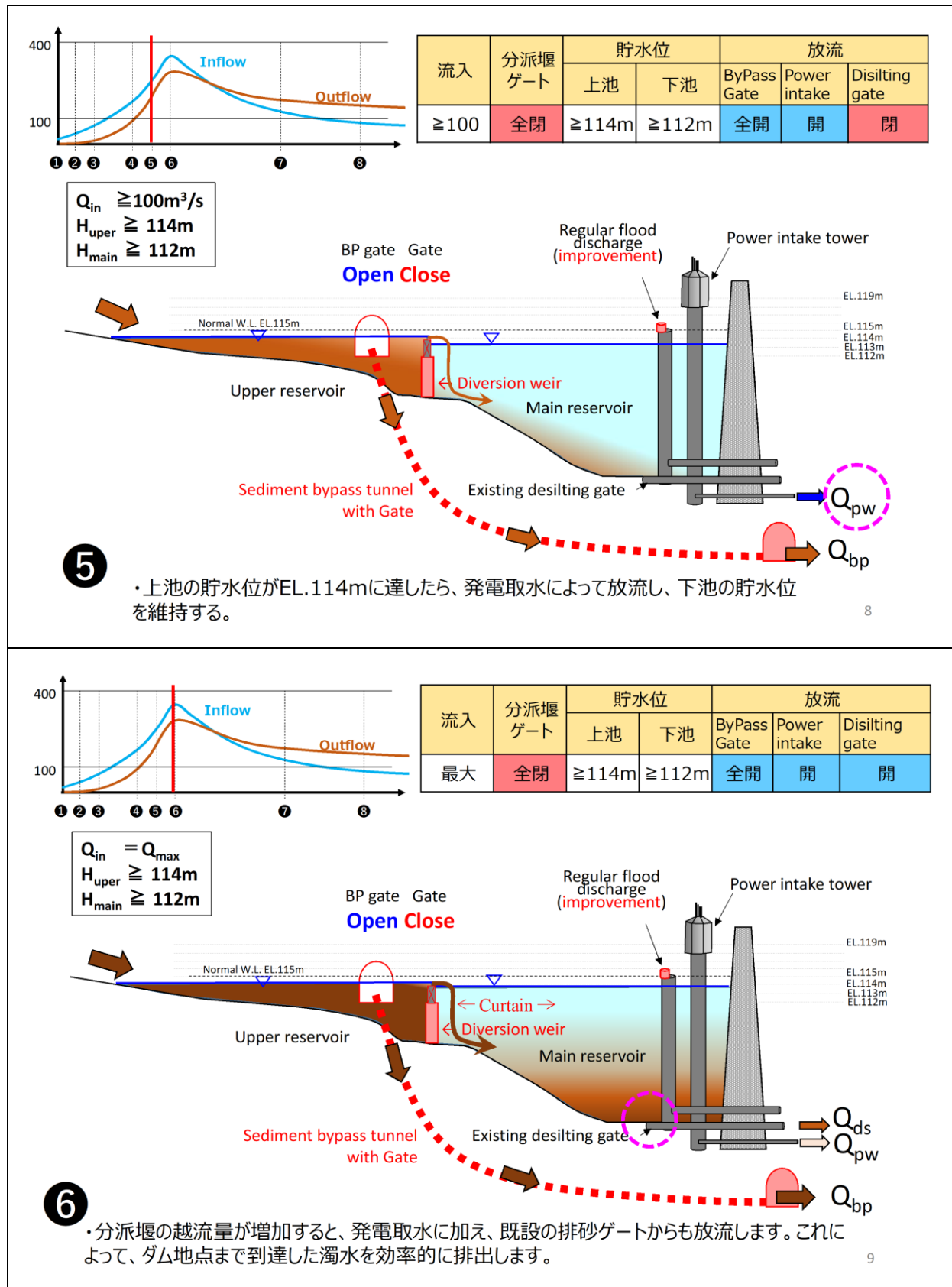
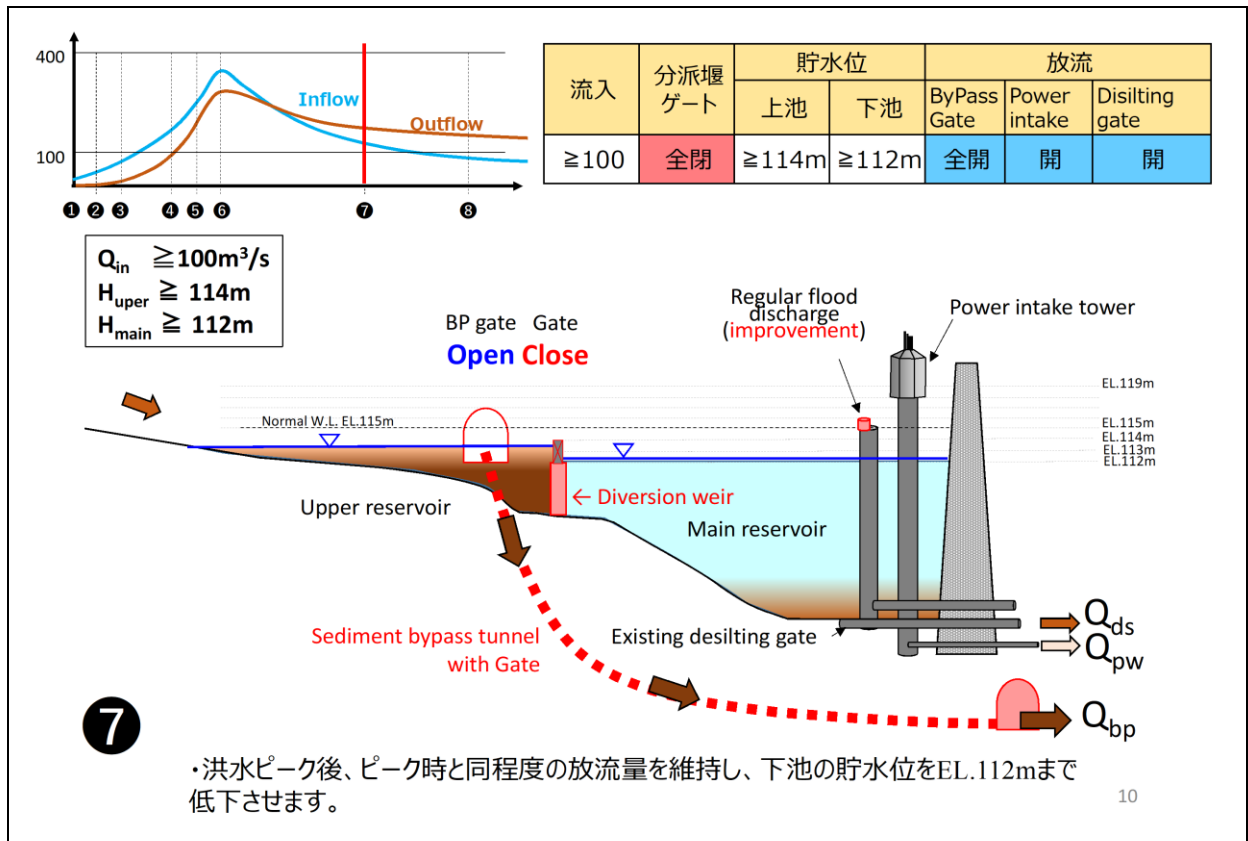
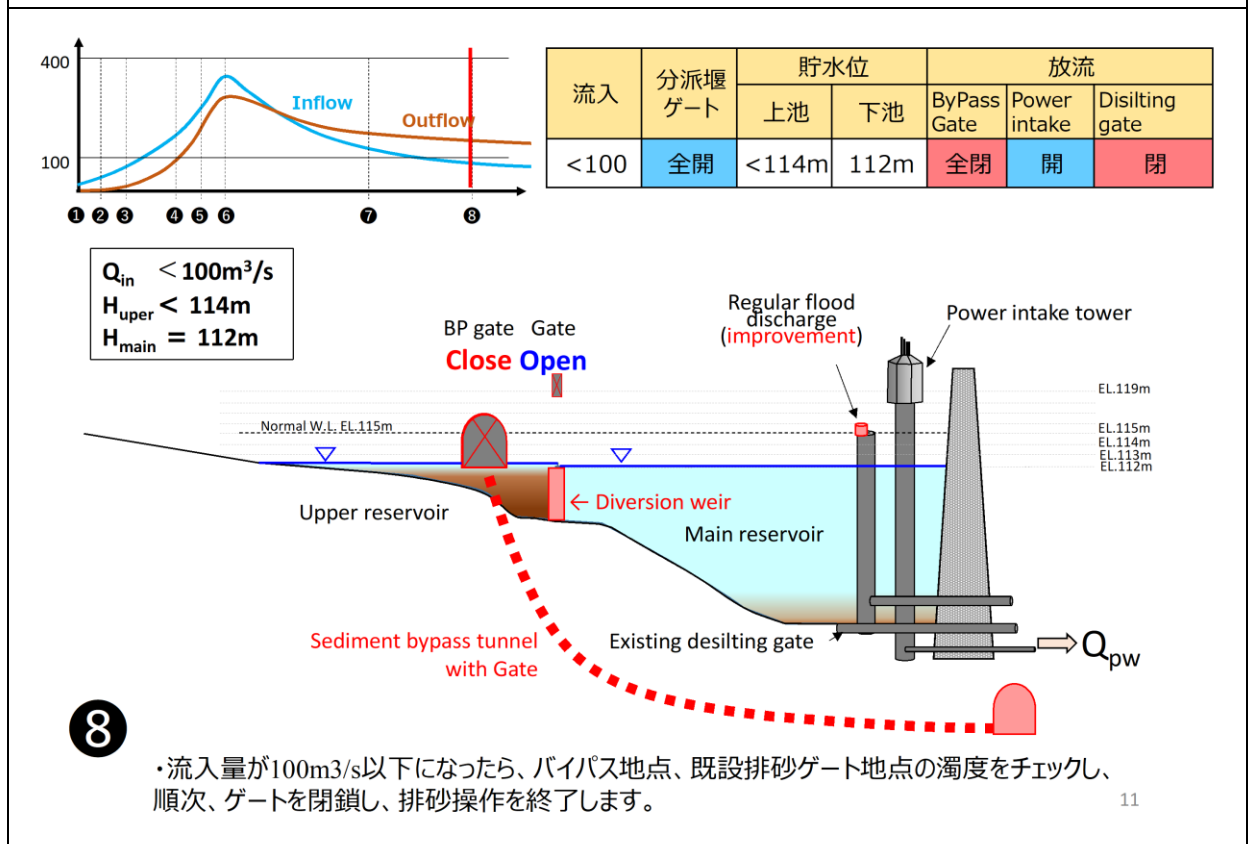


表 9-4 密度流コントロールの運用イメージ その 4



10



11

9.1.3 密度流コントロール施設の制御方法

密度流コントロール施設は前述のように、ダムの流入量、メイン貯水池の貯水位、高濃度濁水（密度流）の到達状況に応じて土砂バイパストンネルのゲートや既設排砂ゲート、発電取水ゲートの開閉をコントロールする必要がある。特に、土砂バイパストンネルの呑口付近は分派堰によって貯水位が変化するため、分派堰上流の貯水位や濁度をリアルタイムでモニタリングして、高濃度の濁水をバイパストンネルから効率的に排出する必要がある。また、ダム下流河川でも濁度をモニタリングして、排砂操作による効果や排砂操作終了を判断する必要がある。

ここでは、密度流コントロールを実現するために必要な管理システムの概要について述べる。

(1) 必要な管理システムの概要

密度流コントロールを実現するために必要な観測システム、ダム管理システムや情報伝達（公開）システムを以下に示す。これらを整備してダム管理所等の機能を向上させる必要がある。

しかしながら、システム全てを整備するには、多大な時間と費用を要するため、土砂バイパストンネル設置時点では、運用に最低限必要な、水位と濁度の観測システムおよびダムコントロールシステムを優先的に整備することとする（表 9-5 参照）。ダム管理システムの概念図を図 9-3 に示す。ダム管理システムでは、既存の排砂ゲート等システムを更新するとともに、新たに、土砂バイパストンネル運用に付随したシステムやダム運用に必要なディスプレイ等を整備する。

表 9-5 整備が必要なシステム一覧

	備考
(1) 水文及び濁度観測システム	
- Telemetry System of Water Level for Upper Stream	
- Telemetry System of Turbidity for Upper Stream	
- Telemetry System of Turbidity (for 3 Depth) for Upper Stream	
- Telemetry System of Water Level and Turbidity (for 3 Depth) for Upper Stream	優先度高
- Telemetry System of Turbidity for Down Stream	
- Telemetry System in Master Station	
- Telemetry System in Repeater Station	
- Microwave Radio Link	
- Telemetry VHF Radio Link	incl. Telemetry System
(2) ダム管理システム	
- Dam Control System	優先度高
(3) 情報伝達（公開）システム	
- Data Distribution (Web) System w/ Network Securities	

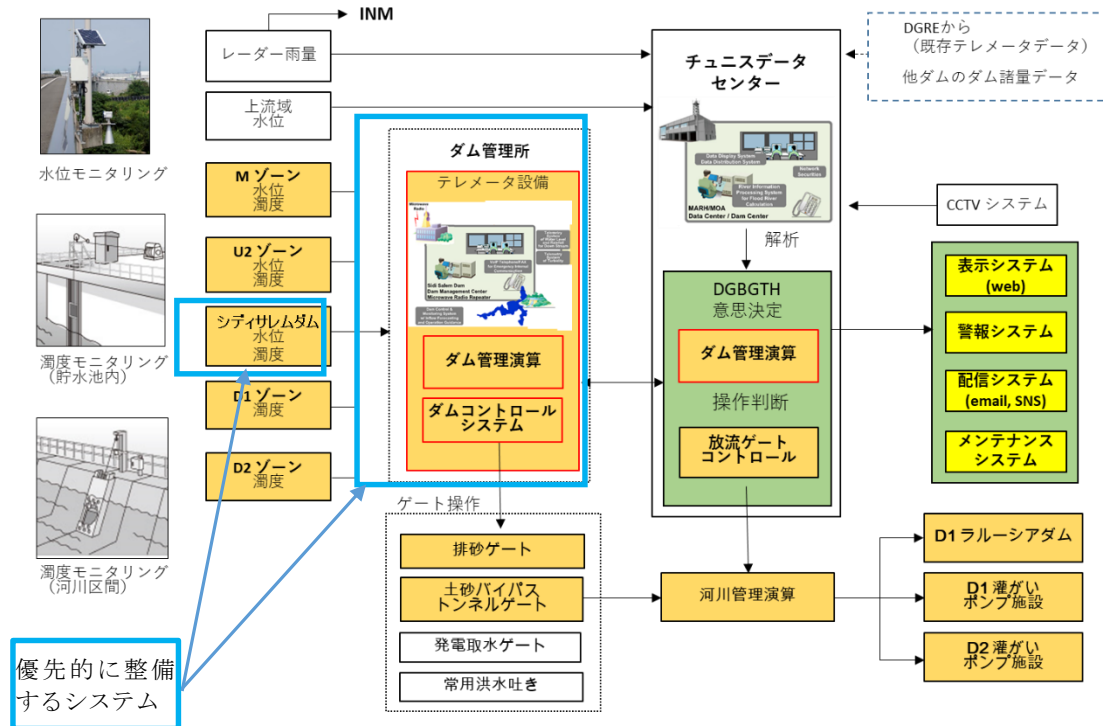


図 9-3 ダム管理システムの概念図

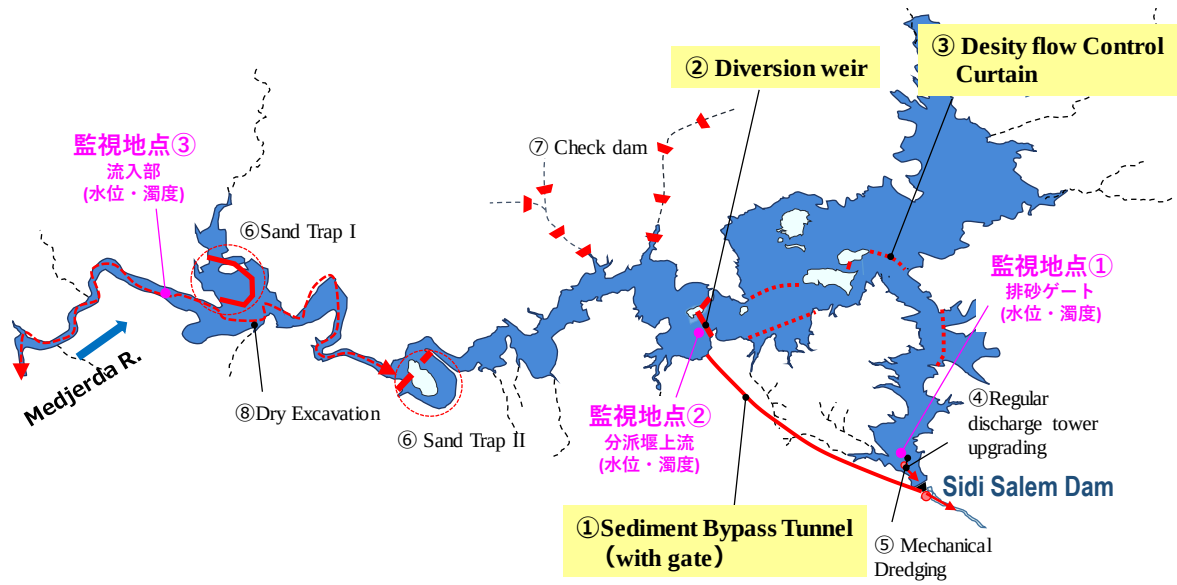
(2) モニタリング方法

密度流コントロール施設を適切に制御するために必要なモニタリングの項目と監視地点を図 9-4 に示す。

貯水池内においては、まずメイン貯水池の貯水位、ダム流入量、各放流設備の放流量のほか、既設排砂ゲート地点の濁度をリアルタイムで監視する必要がある。その他、分派堰上流の水位とバイパストンネルの呑み口地点の濁度の観測が必要となる。また、貯水池上流において流入水の濁度を計測する必要がある。

なお、流入量については貯水位が分派堰の上下流で異なる場合が発生するため、従来のようにダム地点の貯水位と放流量から計算する方法では正しく計算できない場合がある。貯水位に応じて、流入量の計算方法を切り替える必要がある。

平面位置図



縦断位置図

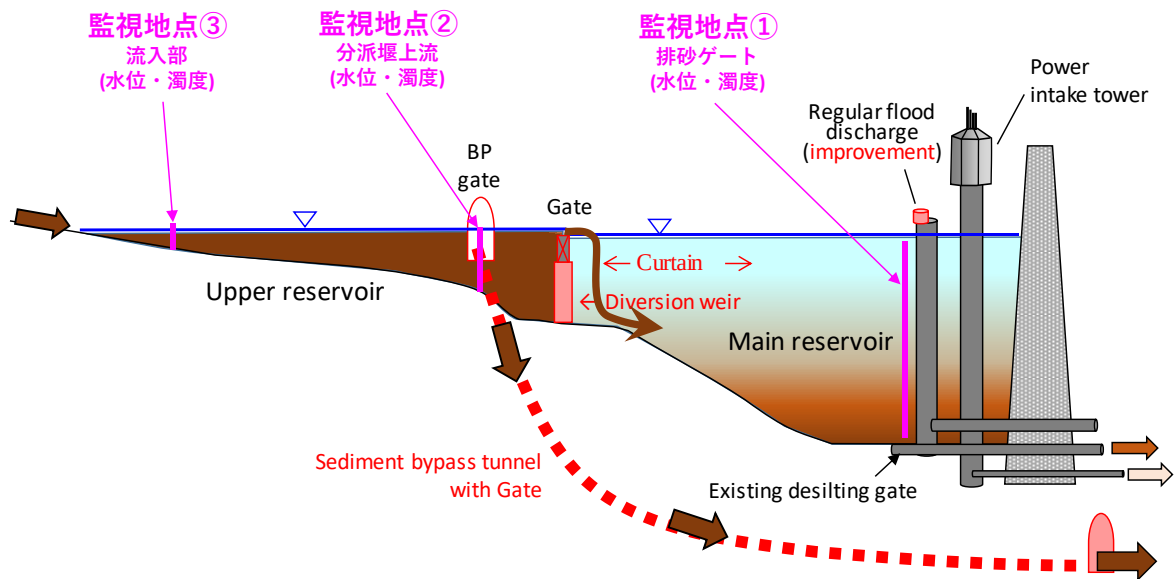


図 9-4 密度流コントロールに必要なモニタリング（貯水池内）

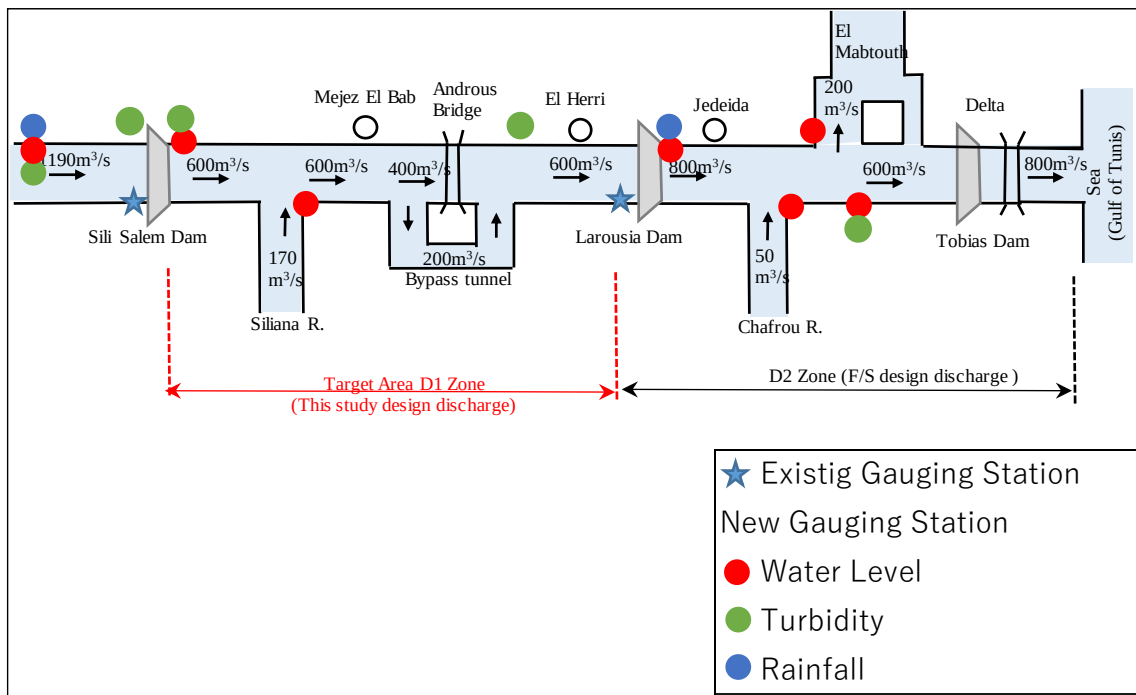


図 9-5 密度流コントロールに必要なモニタリング (SSD 下流河川)

9.2 洪水時における土砂バイパストンネルの排砂運用の検証

洪水時における土砂バイパストンネルの施設運用を確認するため、2003 年 1 月洪水波形を用いて施設運用シミュレーションを実施した。なお、計算にあたり、ダムの常用洪水吐き（タワー）の呑口標高は EL.115m から EL.118m に嵩上げした。

解析結果を図 9-6 に示す。これを見ると、現状の放流設備では貯水位が EL.115m を超過すると常用洪水吐から放流が発生し、放流量が最大 700m³/s 程度まで達している。このため、下流河道は改修後の流下能力を超えて氾濫する危険性がある。

一方、堆砂対策後は貯水位が EL.118m に達するまでタワーから放流が発生しない。そのため、ダム放流量を既設排砂ゲートのゲートで調整することができ、2003 年 1 月洪水でも最大 400m³/s 程度に放流量を調整することができる。よって、2003 年 1 月洪水が再度発生しても本事業の副次的効果によって土砂トンネル施設を最大規模で運用できると考えられる。

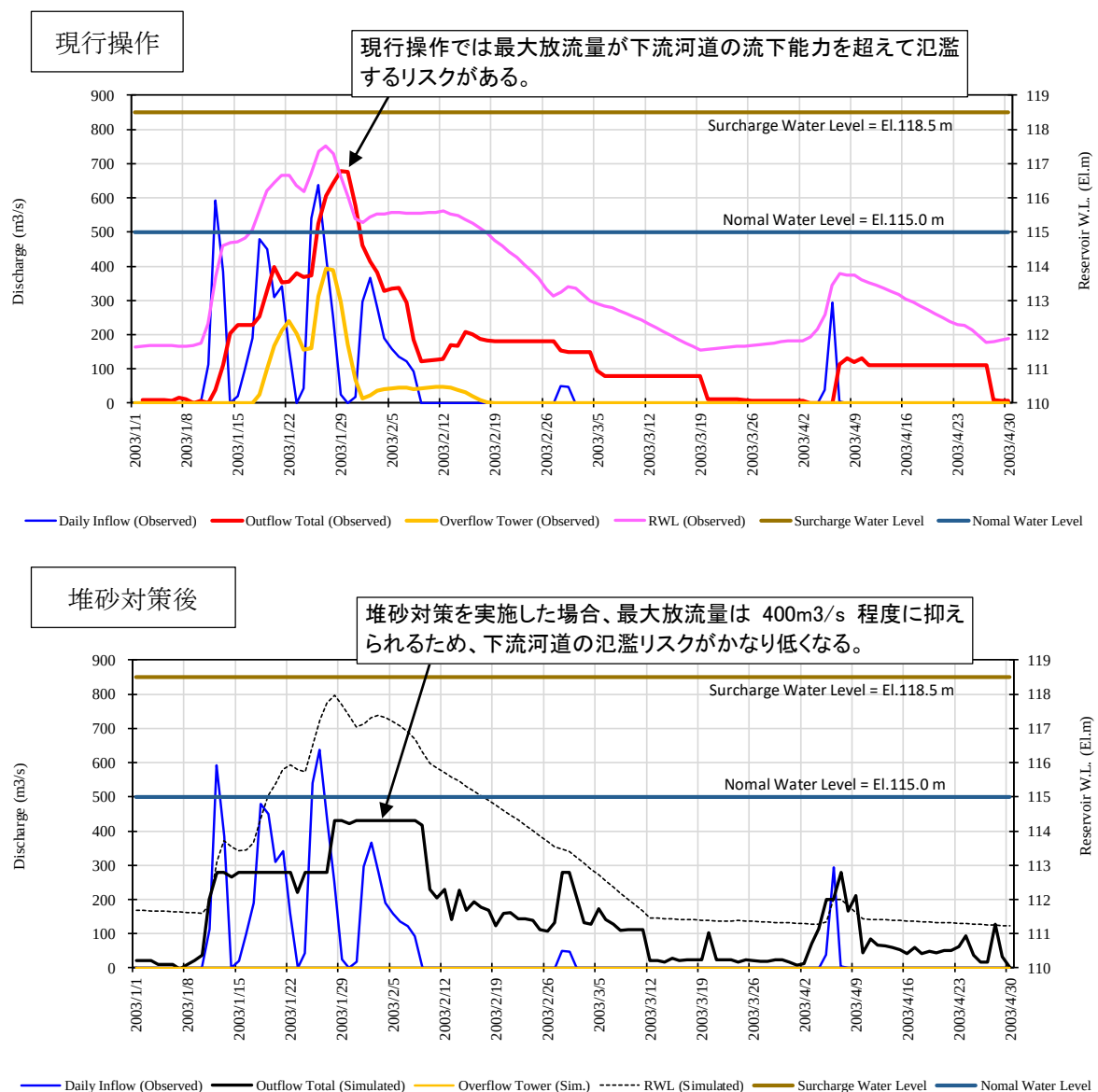


図 9-6 堆砂対策施設を考慮した洪水調節計算（対象洪水：2003 年 1 月洪水）

9.3 各施設の維持管理

(1) 既設排砂施設

既設排砂ゲートは現在、堆砂によってゲートがほぼ埋没しているため、本業務で検討した堆砂対策ではゲート周辺を浚渫し、施設機能を回復させる計画である。今後、洪水時に濁水がダムへ到達した場合、土砂バイパストンネルと既設排砂施設を併用して土砂を排出する計画であり、同施設の機能の維持管理は重要である。

既設排砂施設を運用するにあたっては、堆砂によるゲートの再度の埋没、排砂による放流管の摩耗が懸念される。

(a) 堆砂による排砂ゲートの埋没

既設排砂施設は、本堆砂対策においてゲート周辺を浚渫することで放流機能を回復させる予定であるが、濁水が長期間滞留すると固まって排砂されにくくなる。したがって、滞留した濁水が固まる前に定期的に排砂ゲートを開放して濁水をフラッシングする必要がある。なお、洪水時に当該施設を操作した場合、フラッシングを実施する必要はないが、濁水で長期間一度も操作しなかった場合、1年に1回程度、例えば発電取水を一時的に中止してフラッシングを実施することが考えられる。

(b) 排砂によるトンネル内部の摩耗

日本国内のダムで排砂を実施する場合、通常、土砂の通過による施設の摩耗が懸念される。しかし、当該ダムの場合、排出される土砂のほとんどは粒径 $10\mu\text{m}$ 以下の粘土・シルト分であるため、摩耗は生じないと判断される。実際、既設の排砂施設内部を視察した結果、同施設は過去に排砂操作を実施していたにも拘わらず、水路内コンクリート面の摩耗はほとんど認められなかった（図 9-7 参照）。



図 9-7 既設排砂施設の水路部の状況（2017 年時点）

(2) 分派堰

分派堰は堰地点で洪水時の濁水を受け止め、堰上流の水位を制御し、土砂バイパストンネルへ濁水を安定的に流入させる役割を有する。維持管理上の課題点としては、堰上流部への堆砂による土砂バイパストンネルの排砂機能の低下が懸念される。

図 9-8 は堆砂対策を実施した場合における分派堰上流エリア（ゾーン D）の堆砂予測結果であるが、今後、土砂バイパストンネルを適切に運用すれば堆砂の進行は緩やかとなり、満砂せず分派堰や土砂バイパス施設の運用に支障は生じないものと予測される。なお、局所的な堆積や植生の繁茂によって状況は変化するため、分派堰上流域についても定期的な深浅測量を実施し、貯水容量全体の把握を継続する必要がある。

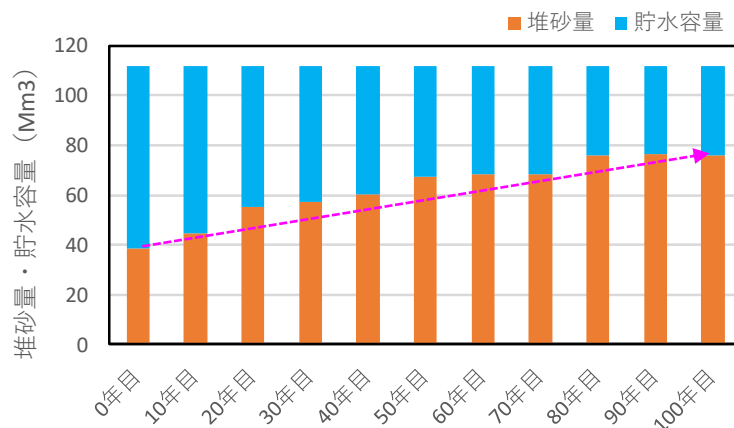


図 9-8 分派堰上流（ゾーン D）における将来の堆砂予測結果

(3) 土砂バイパストンネル

土砂バイパストンネルは、本堆砂対策事業において重要な新規施設であり、長期的に施設を維持管理していく必要がある。トンネル施設の維持管理を適切に行うため、定期点検を実施し、状況把握、健全性の診断を行う必要がある。

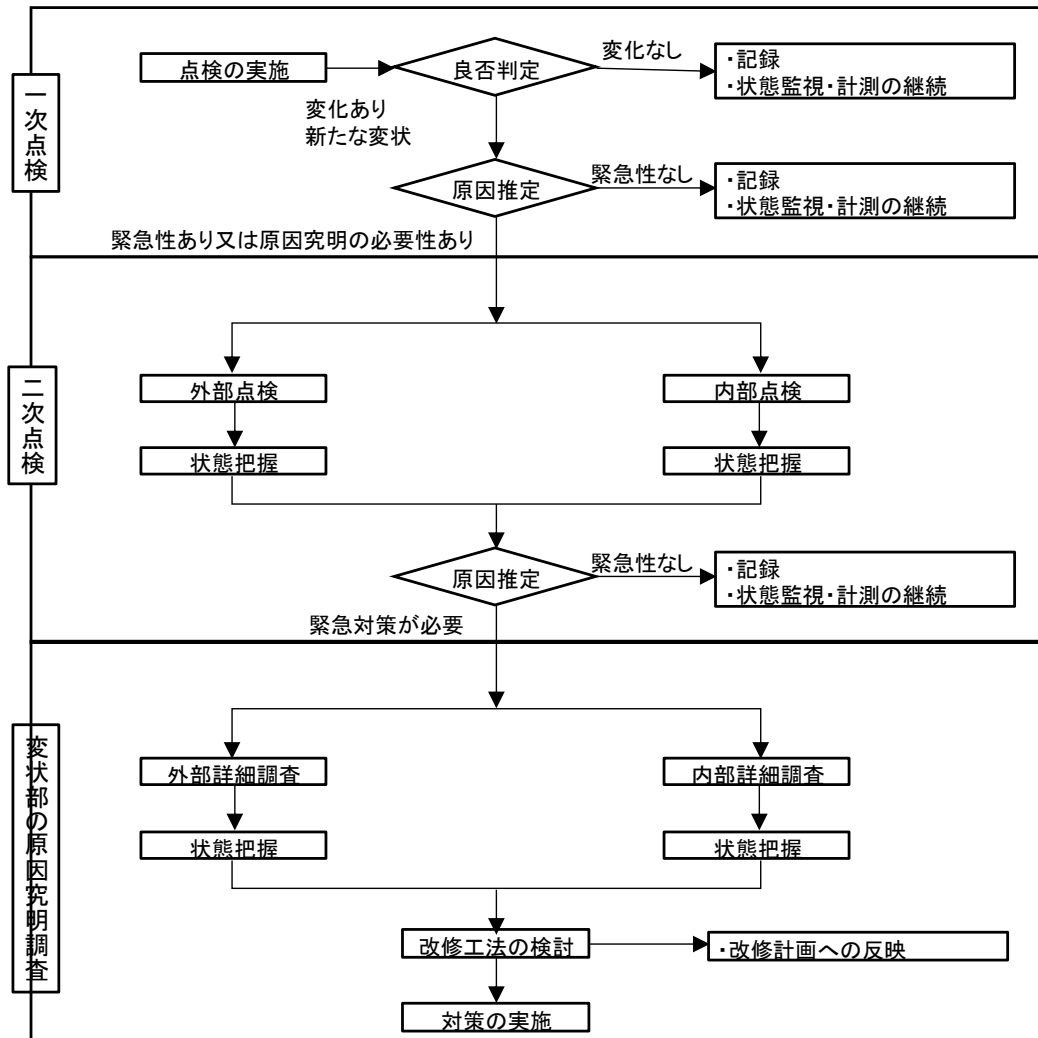
日本では、道路トンネルや水路トンネルで定期的な点検が実施されている。なお、チュニジアではこのような長大な水路トンネルの建設は初めてであることから、今後、水路トンネル施設に関する維持管理の基準、マニュアル等の整備、点検・修繕技術の導入が必要となる。

(a) 基本的な定期点検のフロー

定期点検はトンネルの現在の状況を把握するとともに、次回の定期点検までに措置の必要性の判断を行ううえで必要な技術的所見を得るために行う。日本の発電事業者が定めている水路トンネルの維持管理フロー、点検内容を図 9-9、表 9-6 に示す。

点検は一次点検と二次点検に分かれる。一次点検は水路トンネルの機能の維持、回復ならびに事故防止のため、トンネル履工の欠陥の有無、進行状況などを定期的に把握する。

二次点検では、一次点検結果に基づいて緊急性又は原因究明の必要性が生じた変状を対象として各種の調査・試験等によって原因を究明し、対策の要否の詳細判定及び改修工法の検討などの基礎情報収集を行う。



出典：水力発電土木施設のリニューアル技術【増補改訂版】：一般社団法人日本建設業連合会、2015年9月

図 9-9 日本における水路トンネルの維持管理フロー（例）

表 9-6 日本における水路トンネルの点検内容

	項 目	内 容
一次点検	名 称	点検
	目 的	発電用導水路としての機能維持、事故未然防止のための欠陥の有無、進行状況を把握
	頻 度	定期点検；1回／3年
	手 法	目視、打音、観察・測定
	適用基準	トンネル点検手引き他
	点検項目	ひび割れ、剥落、食い違い、打ち継ぎ目の目地切れ 遊離石灰、材料劣化、変形、漏水など
	判定基準	機能（健全度）面；3段階の定性的評価 設備重要度、第三者被害；緊急補修必要性評価
二次点検	名 称	調査
	目 的	確認された変状に対し、原因究明を実施し対策要否の詳細判定、改修工法の検討などの基礎情報収集
	頻 度	点検結果に基づき実施
	手 法	非破壊検査(局部)、ひび割れ計測、内空変位測定、調査ボーリング、強度試験(覆工／地山)、劣化試験等
	適用基準	－
	点検項目	変位速度、背面空洞の有無、巻厚、ひび割れ状況、覆工コンクリート強度、周辺地盤状況
	判定基準	調査に基づき、変状の進行性、周辺の地形・地質、覆の劣化状況から個別に詳細評価を実施し判定

出典：水力発電土木施設のリニューアル技術【増補改訂版】：一般社団法人日本建設業連合会、2015年9月

(4) 沈砂池

沈砂池は流入土砂の一部を捕捉することでバイパストンネル地点に流入する土砂量を軽減させる効果を有する。なお、当該施設は大規模な洪水が発生した際に機能を発揮する施設である。大規模洪水発生後、測量によって土砂の捕捉状況を把握し、重機によって陸上掘削することとする。搬出土砂としては農地還元、レンガ・タイル等の建設材料などの利用が考えられる。

第10章 ダム堆砂に伴う上流・下流への影響検討

10.1 バックサンド対策の検討

本検討では、U2 ゾーンで KfW（ドイツ復興金融公庫）が別途検討中の河道改修計画に対し、貯水池区間のバックサンド対策（堆砂掘削計画）を提案する。

10.1.1 シディサレムダムにおけるバックサンド現象の現状

図 10-1 にシディサレムダムと上流域の位置図を示す。シディサレムダムの直上流に Sidi Smail の市街地、約 30 km 上流に Bou Salem の市街地が存在する。

一方、シディサレムダムの貯水池上流部にあたるゾーン F の河床はダム建設前と比較して 5～10 m 上昇しており、これら市街地の浸水リスクが増加していると考えられる。

現在、上述のように KfW が U2 ゾーンの河道改修計画を検討しているが、貯水池内の堆砂が上流域の水位上昇へ及ぼす影響を考慮することが望ましいことから、本検討では U2 ゾーンへの水位低下効果を考慮した貯水池内の堆砂掘削形状を検討することとした。

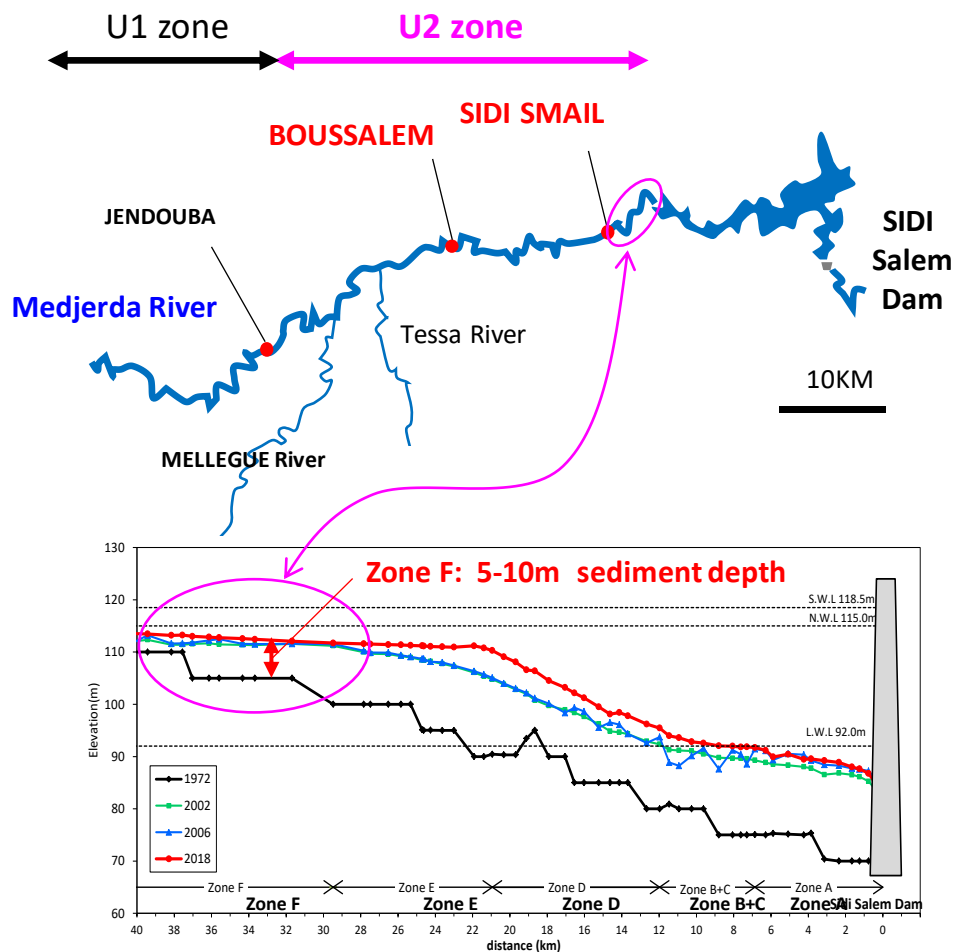
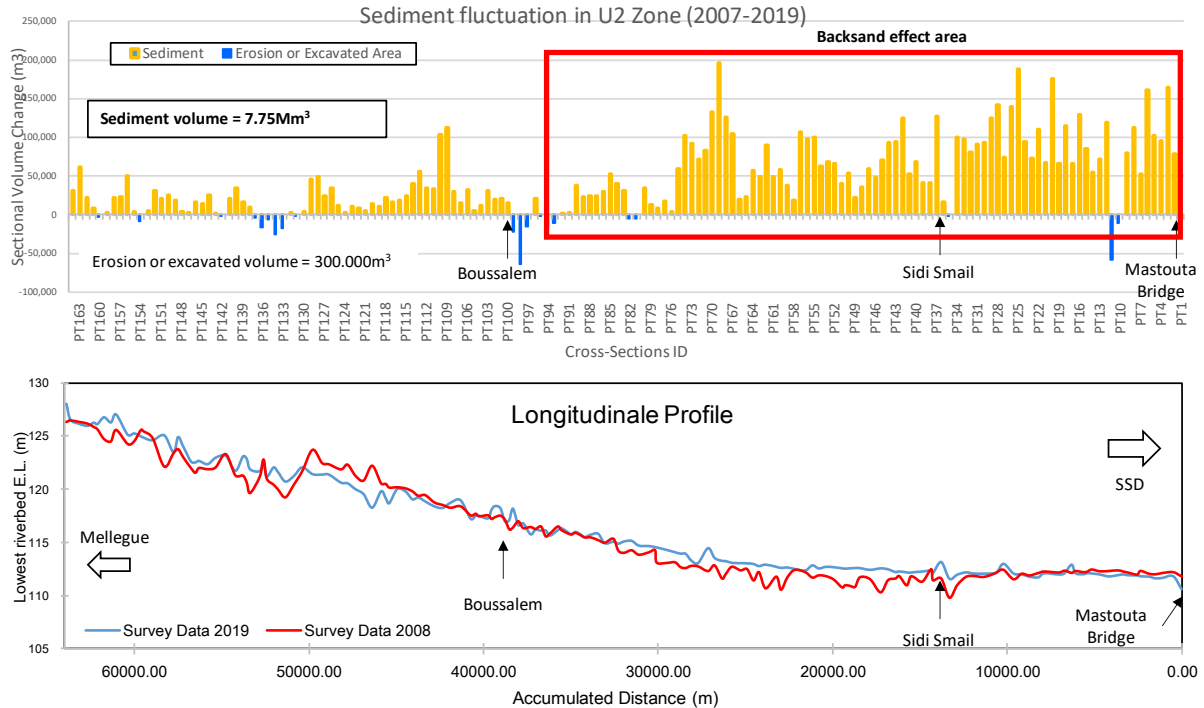


図 10-1 シディサレムダムの堆砂による上流市街地への影響



- Sediment Volume in U2 Zone (2007-2019)= approximately 8 Mm³.
- Backsand Effect Area can be seen from Mastouta Bridge to Boussalem in U2 Zone.

図 10-2 シディサレムダム上流域の土砂堆積状況

10.1.2 検討方法

(1) 検討フロー

検討フローを図 10-3 に示す。解析には 1 次元不等流解析を用い、上流市街地の HWL 以下になるような貯水池内の掘削形状および掘削土砂量を検討した。

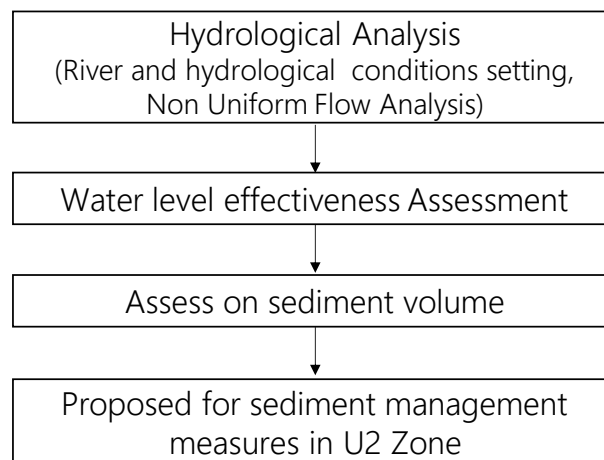
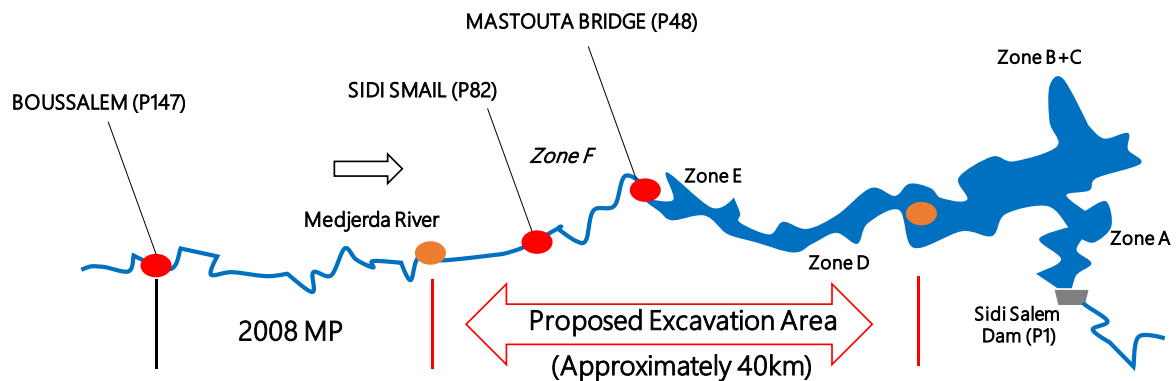


図 10-3 バックサンド対策の検討フロー

(2) 掘削形状のケース設定

最適な掘削形状を明らかにするため、5 ケースの設定条件を図 10-4 に示す。各ケースの縦断形状は基本的に現況の測量横断に基づいて設定した。ただし、上流区間については 2008 年度に計画されたマスタープランの計画断面を設定した。掘削範囲はゾーン D, E, F として掘削形状を設定した。

なお、掘削する際の横断形状は水路幅 100 m の水路形状とした。これによって、流入濁水を速やかにバイパストンネルの吞口部まで導くことが期待される。

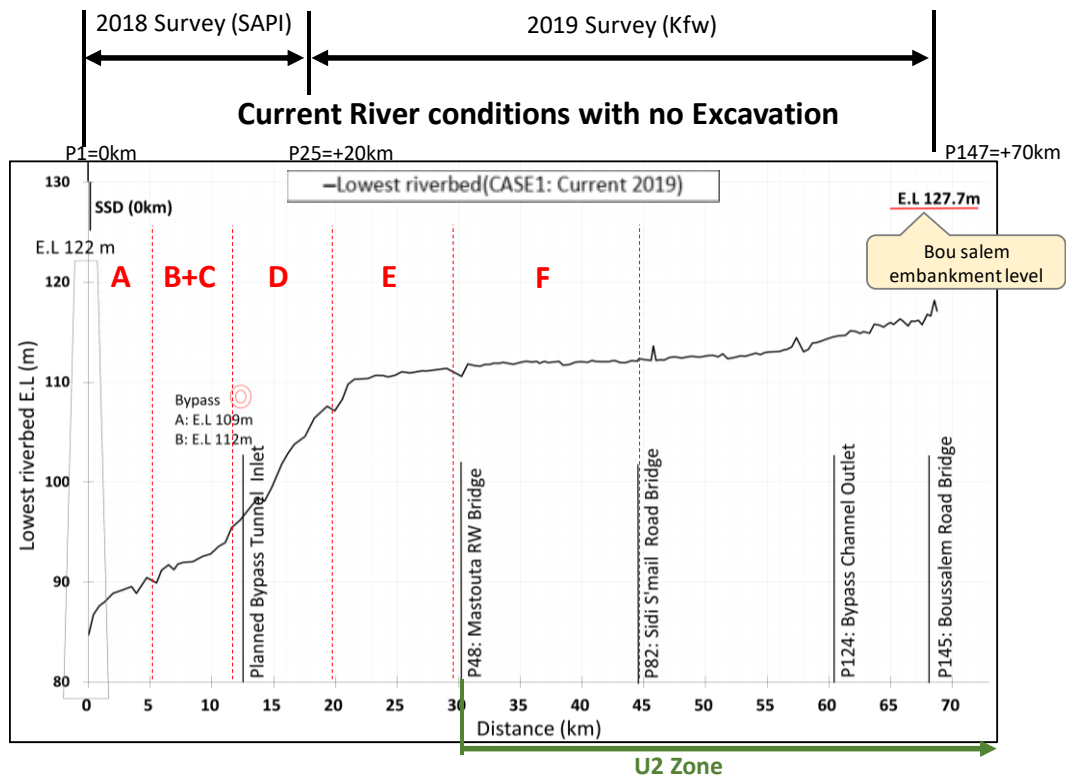


Cross Section ID	P147	P106 P100	P48	P33	P25	P1
Case 1	現況地形(掘削なし)					
Case 2	2008MP 計画断面	現況地形(掘削なし)				
Case 3	2008MP 計画断面	検討区間 Zone F	現況地形(掘削なし)			
Case 4	2008MP 計画断面	検討区間 Zone E,F			現況地形(掘削なし)	
Case 5	2008MP 計画断面	検討区間 Zone E,F,D				現況地形(掘削なし)

図 10-4 バックサンド対策の掘削ケース一覧

表 10-1 バックサンド掘削形状 (ケース 1・2)

Case 1 : 最新の測量断面 (現況河道)



Case 2 : 貯水池内は最新断面、上流域は 2008MP 計画断面

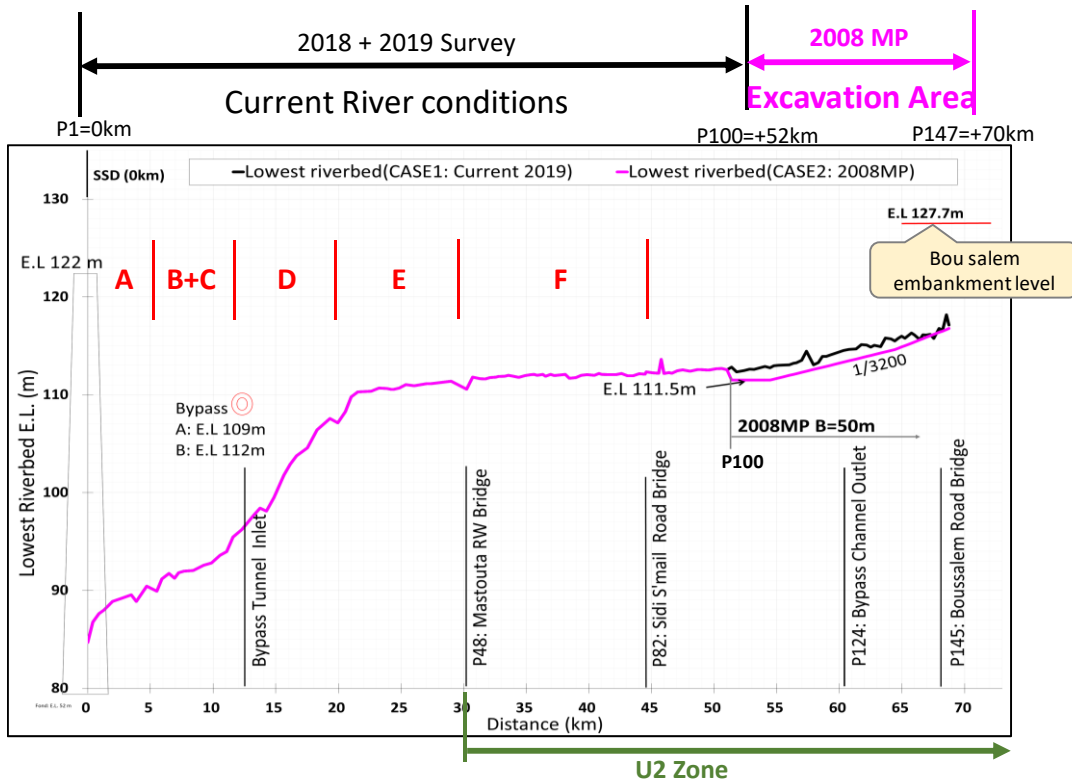
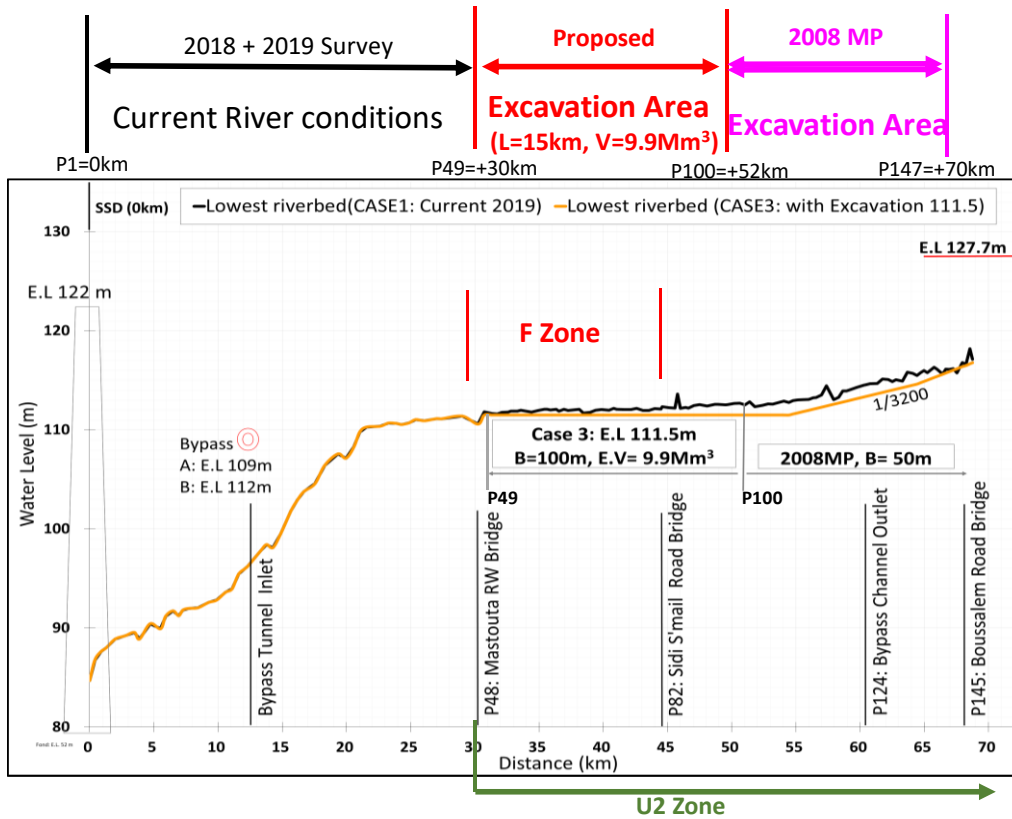


表 10-2 バックサンド掘削形状 (ケース 3・4)

Case 3 : 2008MP 計画河道をゾーン F まで延伸 (掘削標高 : EL.111.5m)



Case 4 : 土砂バイパスの呑口へ土砂が速やかに到達可能な標高 (EL.109m) まで掘削

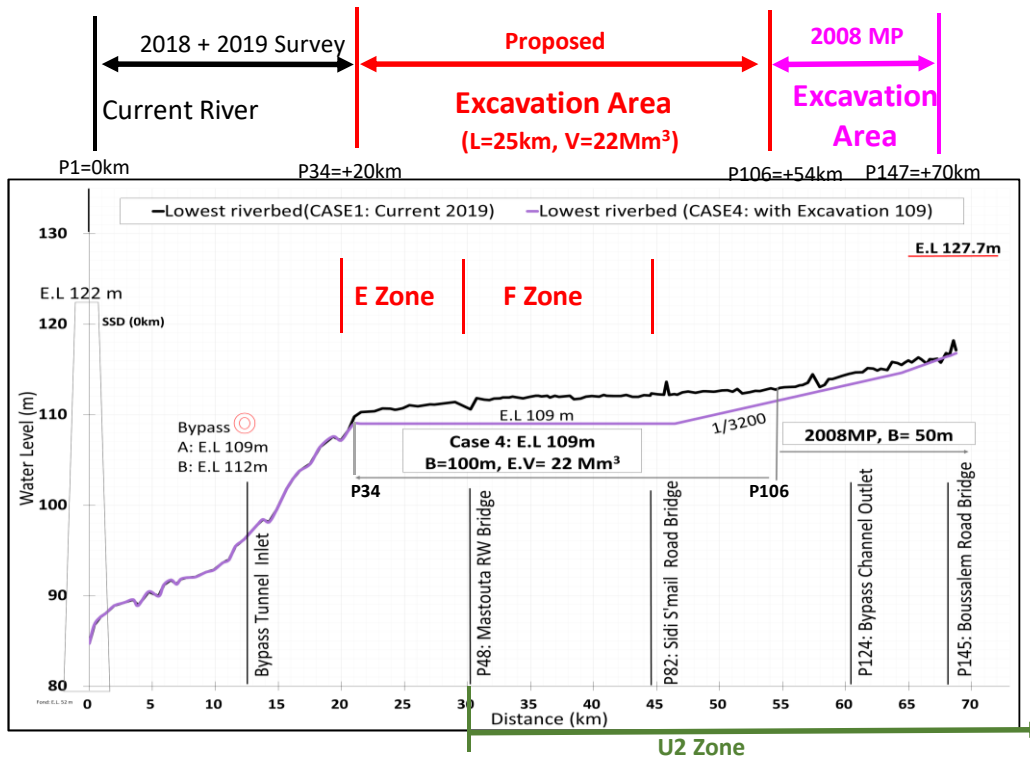
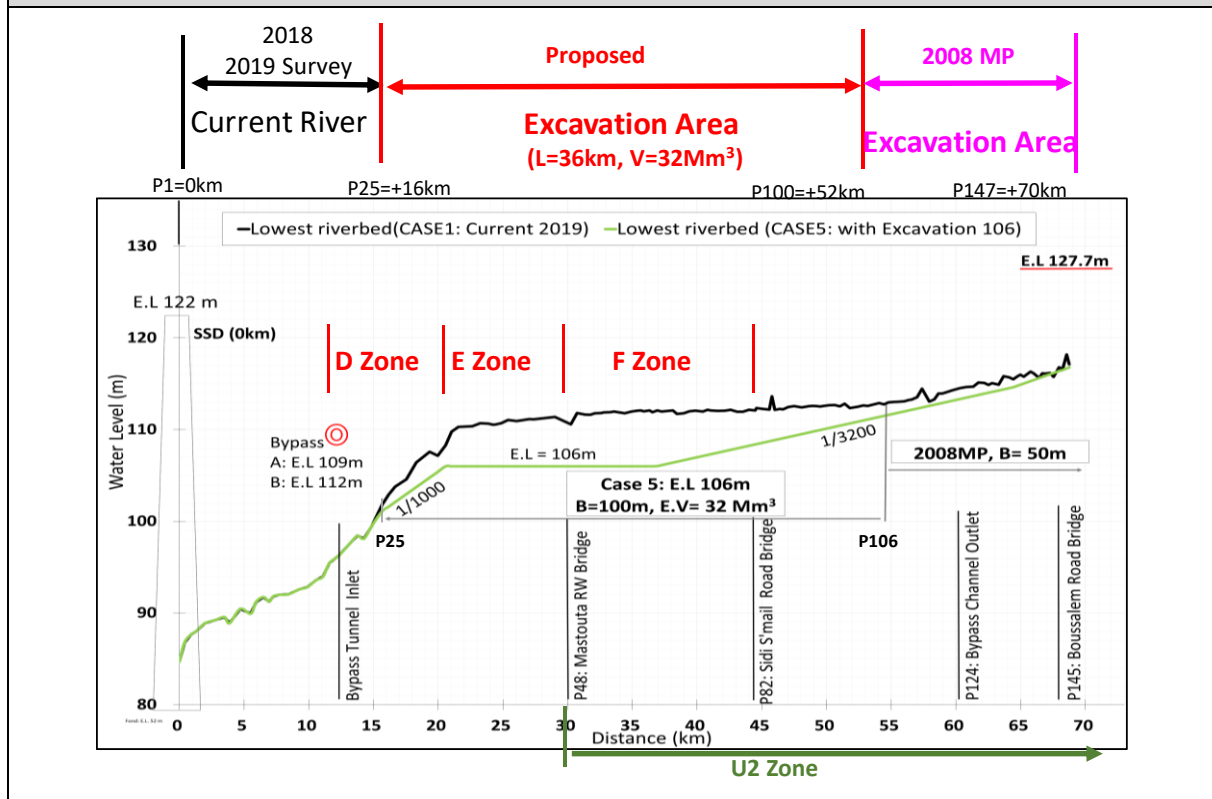


表 10-3 バックサンド掘削形状（ケース 5）

Case 5 : バックサンド対策に加え、貯水池上流の堆砂を軽減することも目的とした掘削（掘削標高 : E.L 106 m）



(3) 水位・流量条件の設定

水位と流量の設定条件を図 10-5 に示す。計算に際しては、標準的な貯水位として EL.115 m と EL.112m を設定し、外力は 20 年確率流量を設定した。

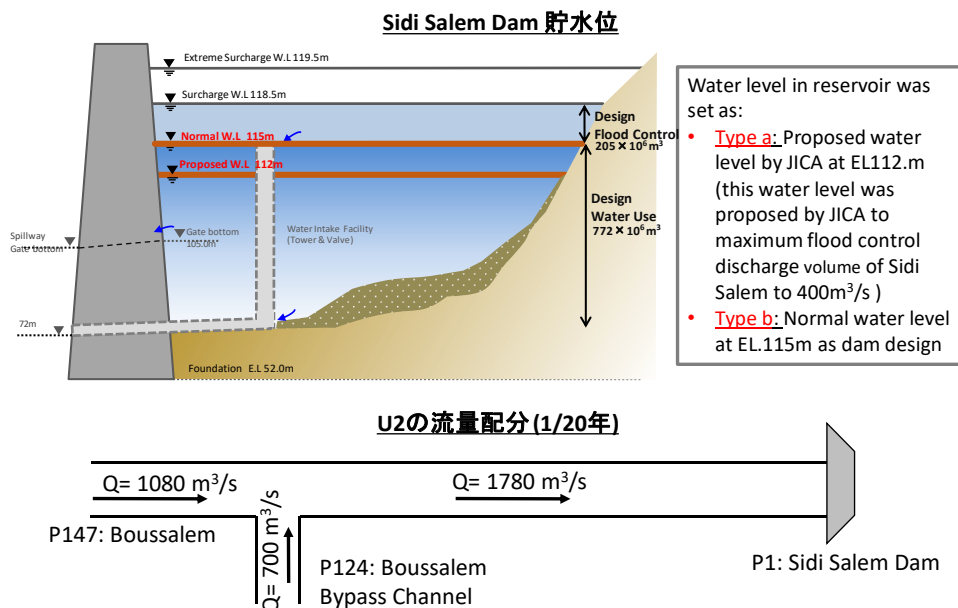


図 10-5 バックサンド対策の水位・流量条件

10.1.3 検討結果

(1) 水位低下効果量の算出

以上の条件設定によって不等流計算した結果を表 10-5~表 10-7 に示す。各計算結果についての概要を表 10-4 に示す。

表 10-4 堆砂掘削による水位低下効果の計算結果

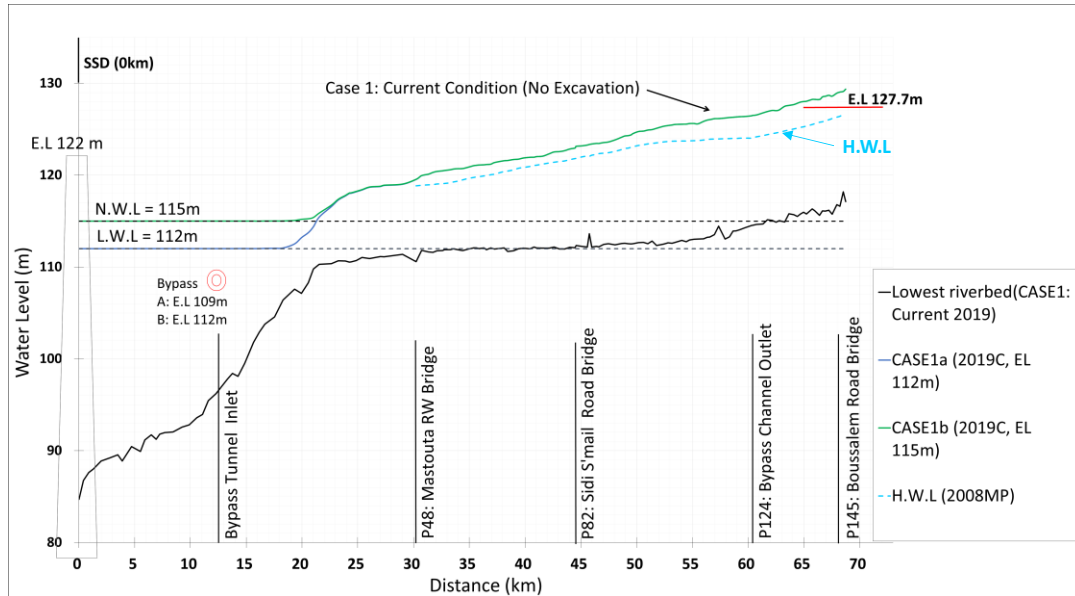
ケース	主な条件	主な計算結果
1	現況地形	・貯水位より上流域は全域の水位が H.W.L.を 1～3 m 程度上回る結果となった。
2	現況地形+2008MP	・上流河道区間を 2008 年の MP (計画河道) に差し替えると水位は低下し、Bou salem (市街地) 地点の水位は HWL、堤防天端以下まで低下した。ただし、もう 1 つの市街地である Sidi smail 地点は依然として高い水位状況である。
3	掘削 (EL.111.5 m)	・1 つ目の掘削案だが、これは 2008MP 断面の下流端断面と擦り付くように掘削形状を設定した。この結果、Bou salem、Sidi smail の 2 つの市街地の水位は HWL 以下まで低下した。
4	掘削 (EL.109.0 m)	・2 つ目の掘削案は、バイパス水路の呑口標高を踏まえ、さらに深く掘り下げたケースである。堆砂の肩の一部も掘削している。こちらも Bou salem、Sidi smail の 2 つの市街地の水位は HWL 以下まで低下するが、特に Sidi smail の水位低下効果が顕著に表れる。
5	掘削 (EL.106.0 m)	・3 つ目の掘削案は、さらに河床位を 3m 下げており、堆砂の肩付近の土砂を大幅に除去する形状である。これは今後 20～30 年後までにゾーン B, C へ堆積する土砂の分に相当する。対策事業が完了するまでの期間に流入土砂がゾーン B,C へ堆積するのを抑制する目的も兼ねている。この掘削の場合、当然ながら上流市街地に対する水位低下効果は現況河道よりも 5 m 以上の水位低下が期待できる。

表 10-5 バックサンド掘削形状 (ケース 1・2)

Case 1 : 最新の測量断面 (現況河道)

	Excavation Plan	
	Reservoir	U2 Zone
CASE 1a	No Excavation	
CASE 1b		

	Water Levels (m)		
	H.W.L (2008MP)	CASE 1a	CASE 1b
Bousalem	126.6	129.4	129.4
Sidi Smail	121.8	123.1	123.1



Case 2 : 貯水池内は最新断面、上流域は 2008MP 計画断面

	Excavation Plan	
	Reservoir	U2 Zone
CASE 2b	No Excavation	2008MP

	Water Levels (m)	
	CASE 2b	Decrease
Bousalem	126.3	3.1
Sidi Smail	123.1	0

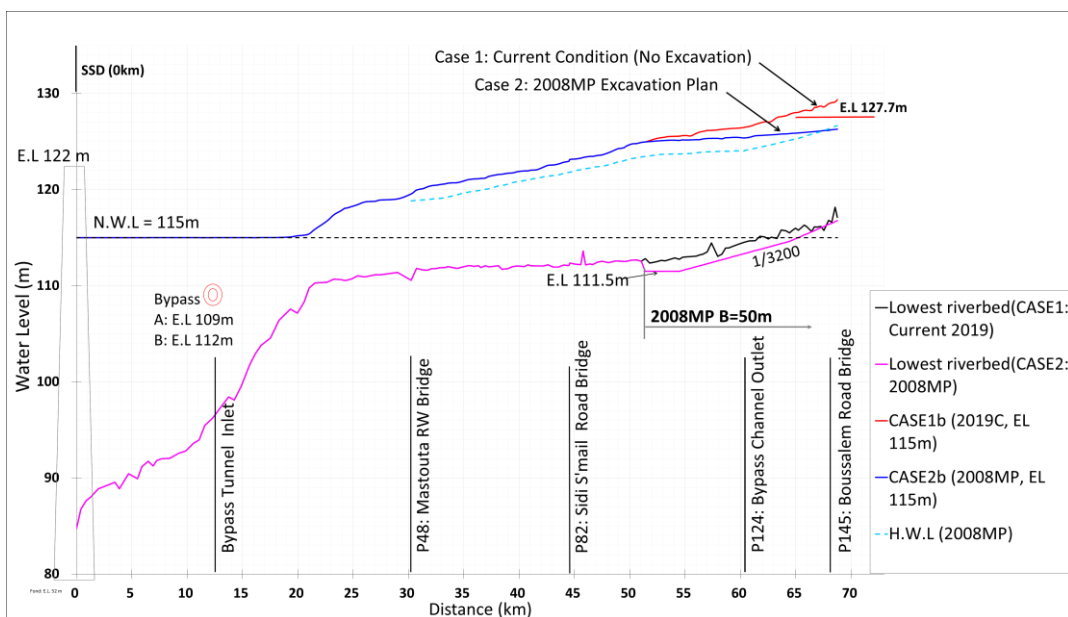
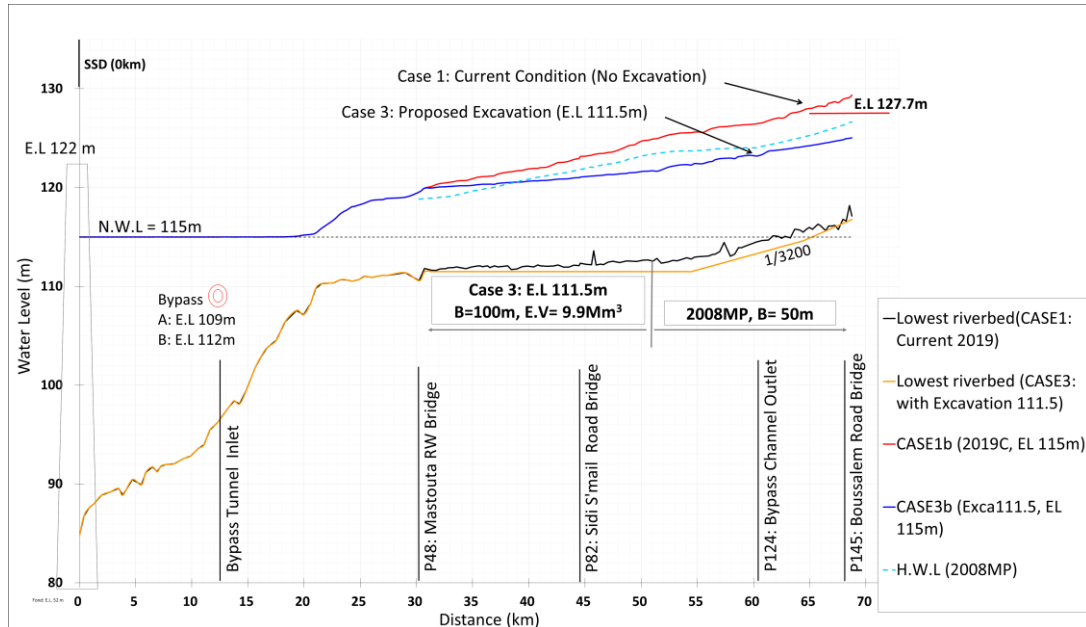


表 10-6 バックサンド掘削形状 (ケース 3・4)

Case 3 : 2008MP 計画河道をゾーン F まで延伸 (掘削標高 : EL.111.5 m)

	Excavation Plan	
	Reservoir (F Zone)	U2 Zone
CASE 3b	Target E.L 111.5m	2008MP

	Water Levels (m)	
	CASE 3b	Decrease
Bousalem	125.0	4.4
Sidi Smail	121.1	2.0



Case 4 : 土砂バイパスの呑口へ土砂が速やかに到達可能な標高 (EL.109 m) まで掘削

	Excavation Plan	
	Reservoir (E and F Zones)	U2 Zone
CASE 4b	Target E.L 109m	2008MP

	Water Levels (m)	
	CASE 4b	Decrease
Bousalem	124.7	4.7
Sidi Smail	119.1	4

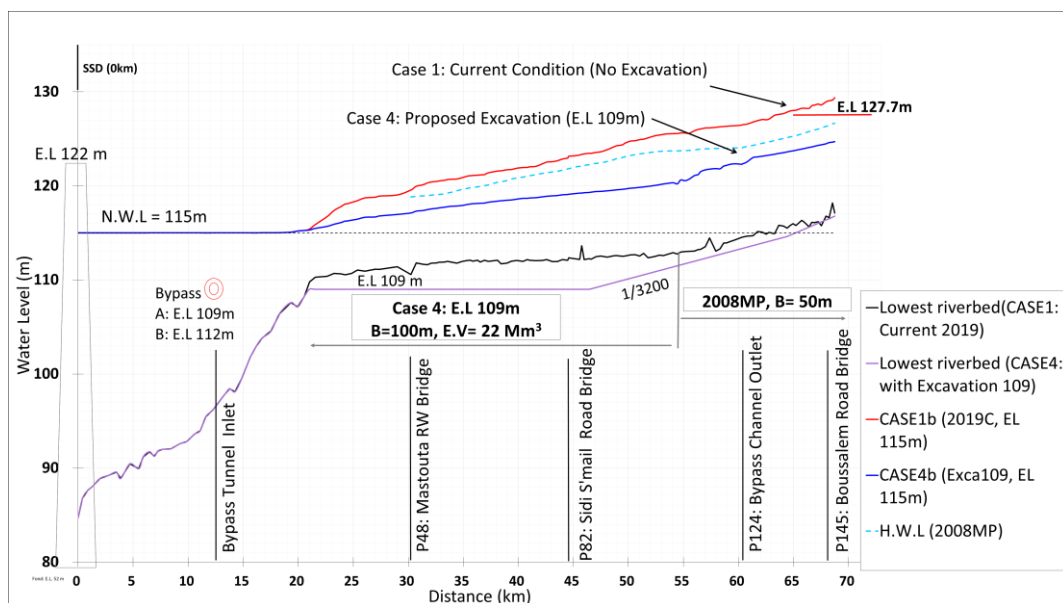
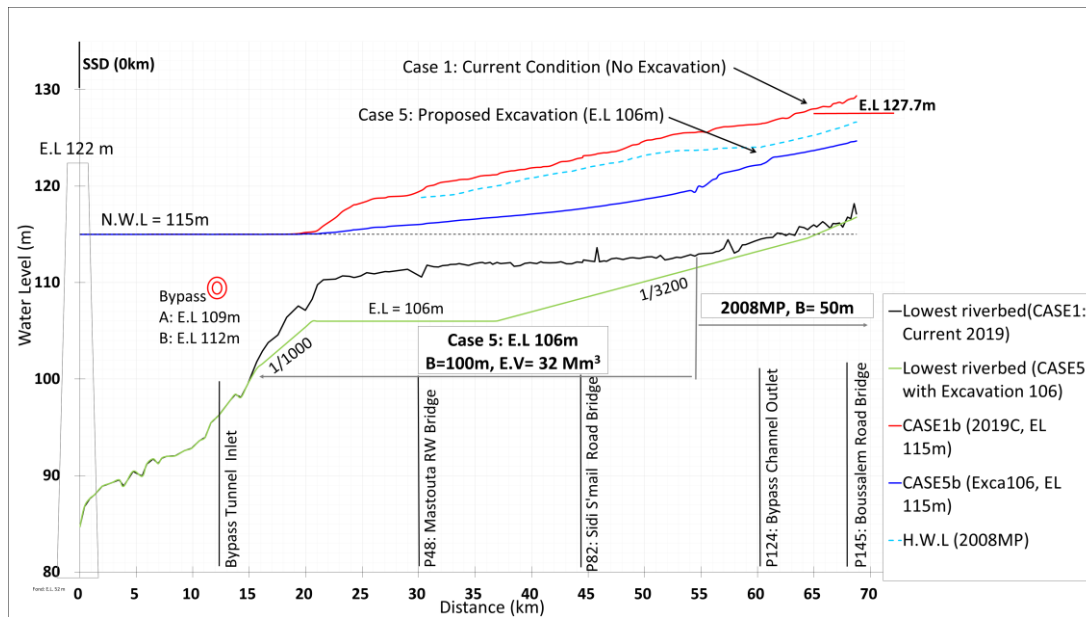


表 10-7 バックサンド掘削形状 (ケース 5)

Case 5 : バックサンド対策に加え、貯水池上流の堆砂を軽減することも目的とした掘削 (掘削標高 : EL. 106 m)

	Excavation Plan			Water Levels (m)	
	Reservoir (D, E, F Zones)	U2 Zone		CASE 5b	Decrease
CASE 5b	Target E.L 106m	2008MP	Bousalem	124.7	4.7
			Sidi Smail	117.7	5.7



(2) 掘削量の算出

次に各ケースの掘削量を算出した結果を表 10-8 に示す。なお、掘削形状についてはケース 3～5 について算出した。

表 10-8 バックサンド対策の掘削量

対象ケース	掘削標高	流路工の幅	掘削量
ケース 3	EL.111.5 m	B=100 m	V=9.9 Million m ³
ケース 4	EL.109.0 m		V=22 Million m ³
ケース 5	EL.106.0 m		V=32 Million m ³

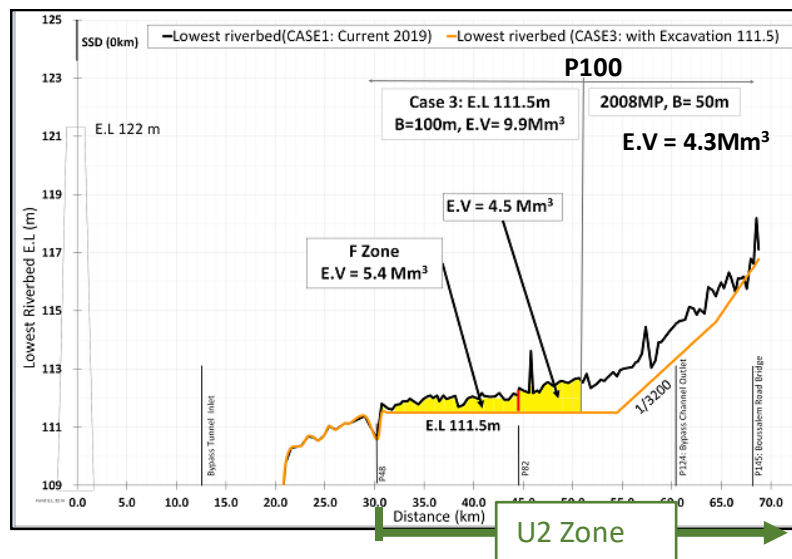


図 10-6 バックサンド対策の掘削土砂量の算出（ケース 3）

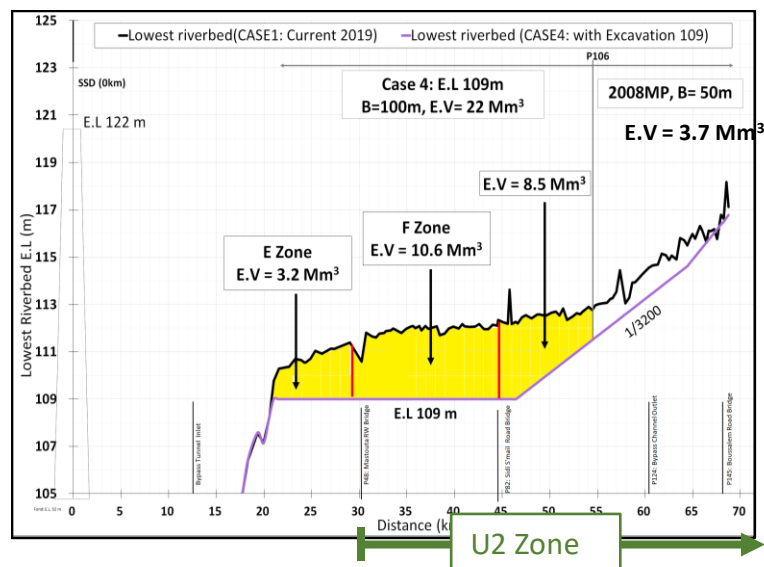


図 10-7 バックサンド対策の掘削土砂量の算出（ケース 4）

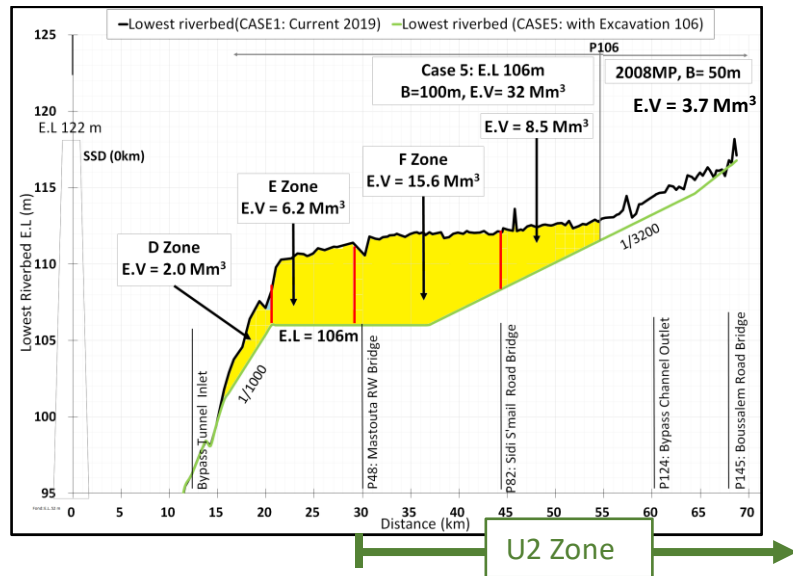


図 10-8 バックサンド対策の掘削土砂量の算出（ケース 5）

10.1.4 最適な掘削形状の検討

(1) 比較結果

バックサンド対策の掘削形状を比較評価した結果を表 10-9 に示す。

ケース 4 と 5 は上流市街地の水位上昇および貯水池の堆砂対策の両面に効果的であるが、初期掘削量が大量となり、コスト面で課題が残る。

掘削量が小さく、バックサンド効果の得られるケース 3 が最適案をして考えられる。

表 10-9 バックサンド対策における掘削形状の比較評価

ケース	判定				判定理由
	バック サンド 対策	ゾーン B+C 今後の堆砂へ の対応	掘削量 (million m ³)	全体	
1	×	×	0	×	上流市街地 (Bousalem, Sidi Smail) に影響が生じる (効果なし)
2	×	×	0	×	上流市街地 (Sidi Smail) に影響が生じる (効果なし)
3	○	○ (補助対策工 を追加する)	10	○	上流市街地に効果が得られる。堆砂対策に関してはゾーン D に濁水流下を促進する低水路を設けることで上流域への堆砂を抑制する
4	○	○	22	△	上流市街地及び堆砂対策の両面から効果が得られるものの、貯水内の初期掘削量が多大となる。
5	○	○	32	△	

(2) 最適な掘削幅と計画掘削量の検討

前述した解析では、低水路掘削は、幅 100m の形状でケース比較を行った。水路幅 100m の場合は、貯水池の D ゾーン付近では貯水池の幅が十分広いため施工可能であるが、E,F ゾーンでは、狭窄区間が多く、谷地形となり工事進入路と施工時のスペースが確保することが困難、そして掘削土の土捨て場スペースも限定的であることから、以下のように必要最小限の最適掘削幅を検討した。

そこで、狭窄部において両岸から重機でアクセス可能であり、100～200m³/sec の流量が円滑に流れる河道幅 50m として検討することにした。

解析結果より、水位低下効果は水路幅 100m のケースよりも小さくなるが、上流の市街地ブサレム町では HWL 以下となることが確認された。

また、掘削幅 50m の掘削量は、約 5.1Mm³ となり、水路幅 100m のケースの半分程度となり、土捨て場の確保も容易になる。なお、この掘削幅は、計算上、一律の幅としているが、事業実施の詳細検討の段階では、地形測量を実施し、水路幅を 50m 以上確保できるように設定することが望ましい。

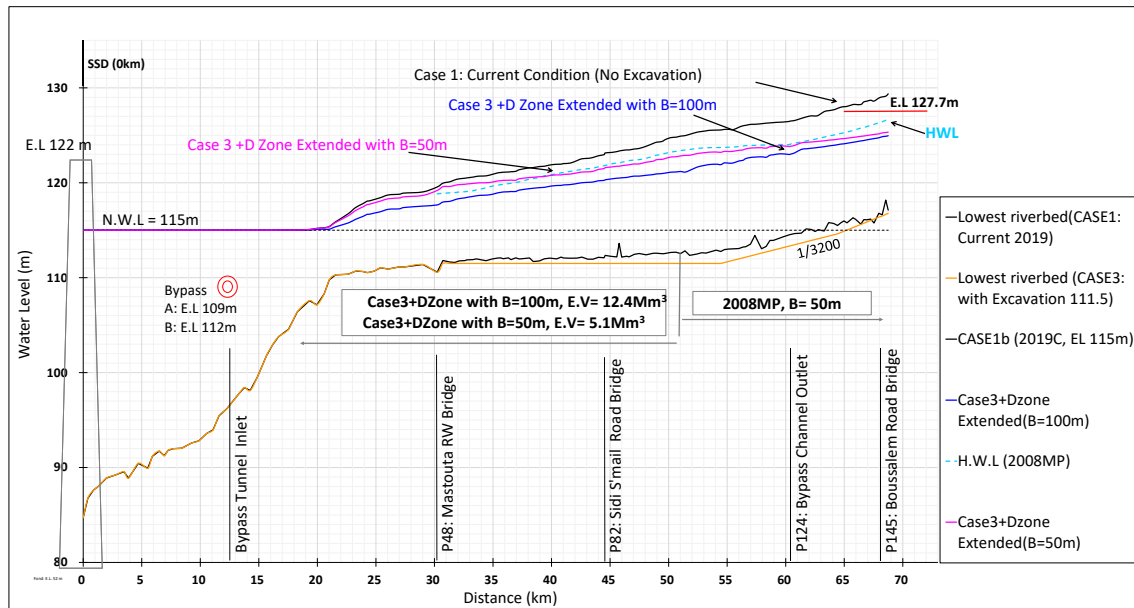


図 10-9 最適な掘削幅 (B=50m) ケース

10.2 下流河道への排砂計画

シディサレムダムの堆砂対策に伴って下流への放流土砂量が増加した場合、下流河道の流下能力や取水施設等に影響を及ぼす可能性がある。そこで、1次元河床変動解析によって排砂による下流河道への影響の可能性について検討した。なお、本検討の詳細は第13章で述べており、ここでは主な結果のみを述べる。

10.2.1 解析条件

シディサレムダムでの堆砂対策を想定した解析条件を表10-10に示す。将来予測計算で用いた現行の条件に対し、シディサレムダムでの堆砂対策により放流土砂量が+1.0 Million m³/年増加した場合の感度分析を実施した。

表 10-10 感度分析の計算条件

項 目	設 定 内 容	備 考
解析方法	水の流れ：不等流計算 土砂移動：1次元河床変動解析	
計算期間	2004年～2018年の繰り返し波形（100年間） （2003年波形を2年分挿入した）	
計算領域	メジェルダ川：河口～シディサレムダム直下	0.0k～148.54k
初期河床	D1ゾーン(148.54k～67.3k)：2008年測量 D2ゾーン(65.0k～0.0k)：計画断面	ラルーシアダム貯水池ゾーン：内挿断面を設定
粒度分布	D1ゾーン：D1-1～D1-3の平均粒度をゾーン全体に設定 D2ゾーン：D2-3～D2-6の平均粒度をゾーン全体に設定	
代表粒径数	10粒径：粘土(0.0005 mm)～礫(10 mm)	
流入条件	<流量> - 上流端はシディサレムダム放流量とし、支川流入としてシリアナ川およびD1, D2ゾーンの残流域を考慮。 - シリアナ川の流量は既設シリアナダムの放流量に加え、ダム下流の残留域からの流出量をシリアナダムの流入量から流域面積で按分して与えた。 - その他支川の流量はシリアナ川の流域按分とした。 <流入土砂量> - シディサレムダムからの放流土砂量は、1次元堆砂シミュレーション結果を放流量見合いで給砂させた※1。 - 各支川の流入土砂量は、先に整理した土砂収支を元に設定した。また粒度分布は河床材料調査結果を参考に設定した※2。	・日データを使用 ※1 6.0 Million m³/年 ※2 支川毎の流入土砂量 Siliana R. : 2.1 Million m³/年, Lahmar R : 0.5 Million m³/年, Chafrou R : 0.5 Million m³/年
対策条件	- シディサレムダムの堆砂対策後の放流土砂量の増加量(+1.0 Million m³/year)を河道の流入条件として設定。 - 放流土砂の成分は粘土・シルト分を設定。	青字：感度分析の内容
下流端水位	- ラルーシアダムの運用水位を設定※。 - 河口潮位を EL.0.0 m と設定。	※ゲート全開時は等流水深を設定
空隙率	0.4	
粗度係数	河道全体に 0.030 を設定。	
その他	固定床＝移動床とし、侵食を考慮しないこととした。	

10.2.2 下流河道への影響

(1) 河床変動量

将来 100 年間のメジェルダ川全体の河床堆積土砂量の経年変化の計算結果を以下にまとめる。

将来 100 年間のうち顕著に土砂が堆積する代表年(将来 91 年後)の河床変動高を図 10-11 に示す。

- 現状と現行+1.0 million m³/年の比較より、いずれも下流で河床上昇が生じるが、現行+1.0 million m³/年のほうがやや増加する可能性が確認された。ダム排砂の排砂対象となる土砂の粒径は、シルト粘土分でありその粒径成分は 0.075mm 以下である。このため、河道にはほとんど堆積せず、河口まで到達する結果となった。
- ダム下流で河床が上昇している傾向があるが、これはダム直下流で合流する右支川のシリアナ川からの土砂供給によるものと考えられる。シリアナ川と本川の合流付近では、比較的粒径の大きい土砂が堆積していることが確認されている。

(2) 河床材料の粒度分布

粒径別堆砂量の計算結果の比較を図 10-10 に示し、以下に結果をまとめる。

- シディサレムダムからの放流土砂量を増加すると、河床に 0.001～0.075 mm のシルト成分の堆積量がやや増加する可能性が示された。
- シディサレムダムからの放流土砂量の増加に伴う河床の粒度分布の割合に大きな変化は少ないと考えられる。

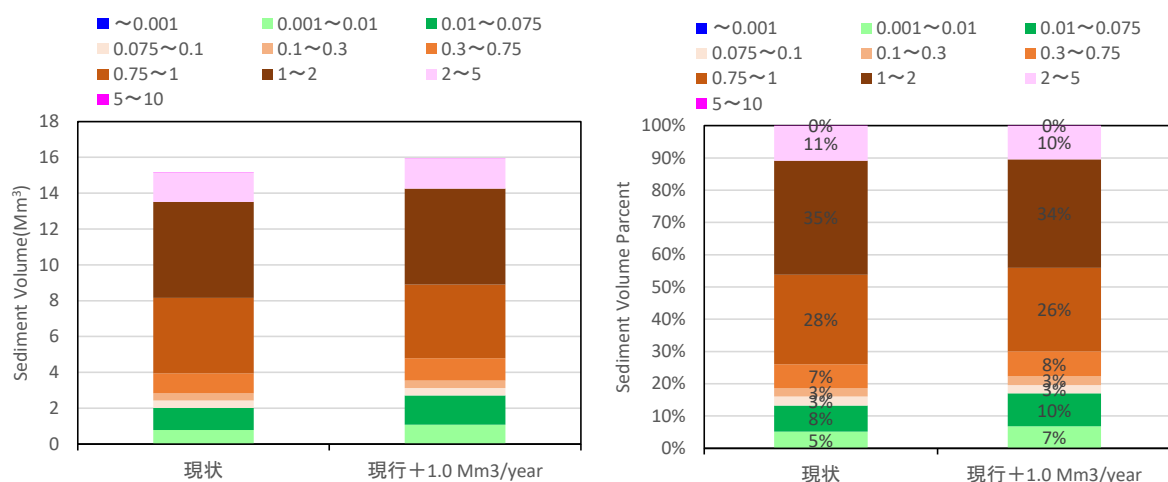


図 10-10 メジェルダ川全体の粒径別堆積土砂量の比較 (将来 91 年後)

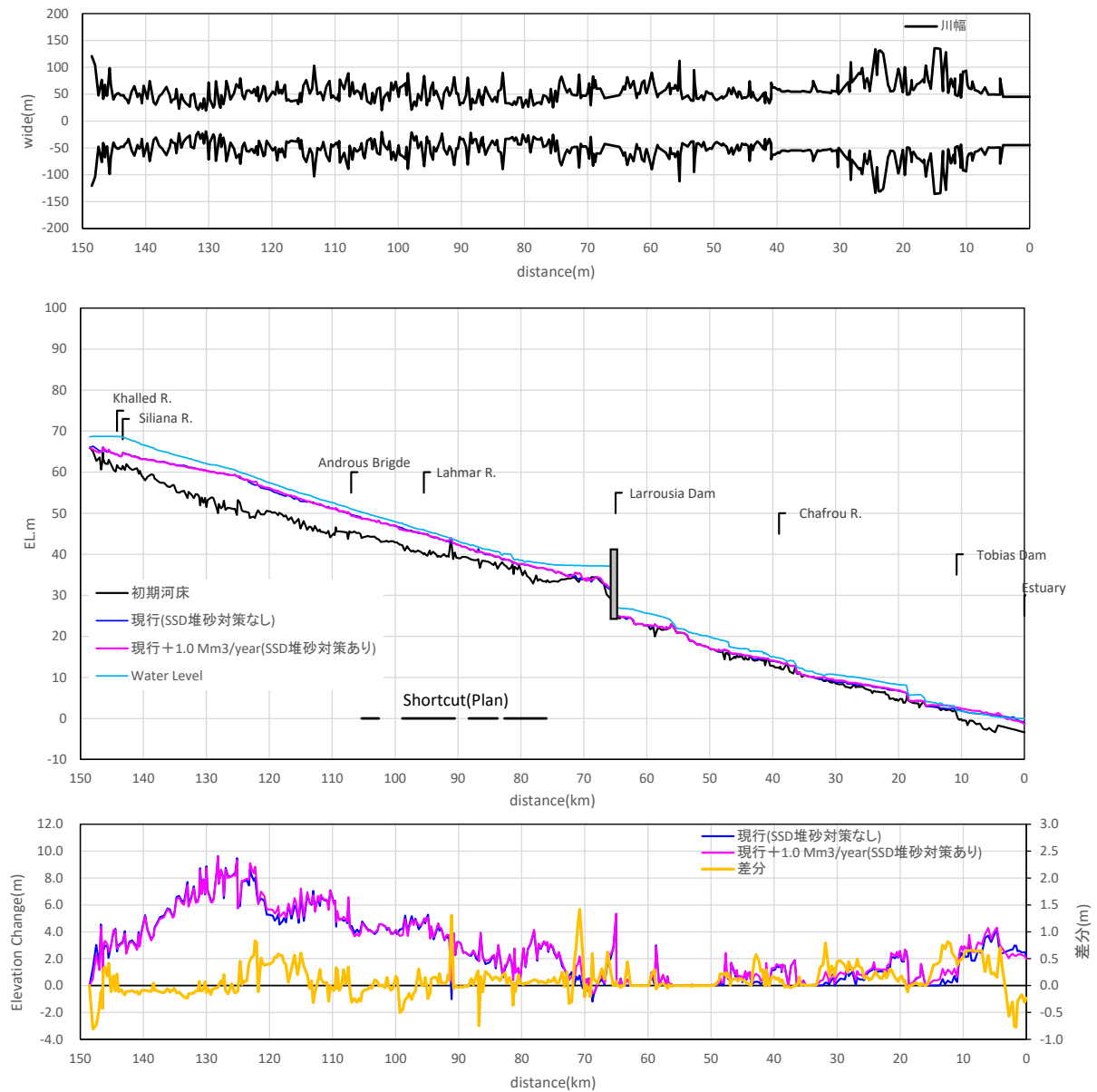


図 10-11 メジェルダ川の河床変動高の計算結果の比較（将来 91 年目）

(3) SS 濃度

現況と堆砂対策実施後におけるダム放流量と下流 SS 濃度の関係を整理した結果を示す。

シディサレムダムの堆砂対策によって、放流 SS 濃度は最大で現況の約 2 倍程度、SS 濃度が上昇すると予想される。

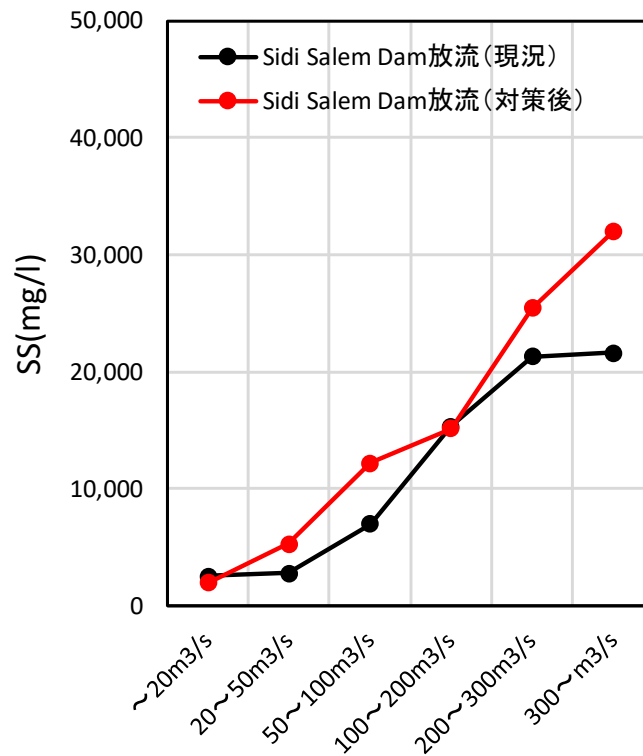


図 10-12 シディサレムダムの放流量と放流 SS 濃度の関係

10.2.3 河道改修及び堆砂対策による影響と対応策

以上の解析結果を踏まえ、将来予測結果から想定される D1、D2 ゾーンの河道改修及び堆砂対策に伴う影響とその対応策（土砂対策）について整理した。

表 10-11 D1・D2 ゾーンにおける将来の河床変動に伴う影響と対応策（案）

対象区間	河床変動	想定される影響	想定される土砂対策
D1	・河床上昇量の増加※ ¹	・河積の減少に伴う流下能力の低下	・河道掘削 ・河川改修（ネック箇所の解消による土砂流下の能力向上）
	・粘土・シルト分の流砂量（SS 濃度）・堆積量の増加※ ²	・樹林化の促進及び流下能力の低下	・定期的な樹木伐採 ・游砂地の設置
		・取水施設等の機能障害	・取水施設周辺の掘削 ・沈砂施設の増強
ラレーシアダム	・貯水池内堆砂量の増加※ ¹	・貯水池機能の低下 ・背砂による貯水池上流の流下能力の低下	・スルーシング（通砂）による貯水池内堆砂の抑制
D2	・河道部・河口部での堆砂量の増加※ ¹	・河積の減少に伴う流下能力の低下	・河道掘削
	・粘土・シルト分の流砂量（SS 濃度）・堆積量の増加※ ²	・樹林化の促進及び流下能力の低下	・定期的な樹木伐採 ・游砂地の設置
		・取水施設等の機能障害	・取水施設周辺の掘削

※¹ D1,D2 ゾーンの河床の堆積はシリアナ川からの土砂流入が主要因と考えられる。

※² シディサレムダムでの堆砂対策による放流土砂量の増加を想定。

10.2.4 500 m³/s 規模の洪水発生時における効果・影響に関するケーススタディ

(1) 対象洪水の設定

本プロジェクトによる効果を具体的に示すため、日平均ピーク流入量が 500 m³/s 程度の中規模洪水が発生した場合のシディサレムダム、ダム下流における土砂と水の変化を整理した。その結果、2015 年 2 月洪水を検討対象として選定した。

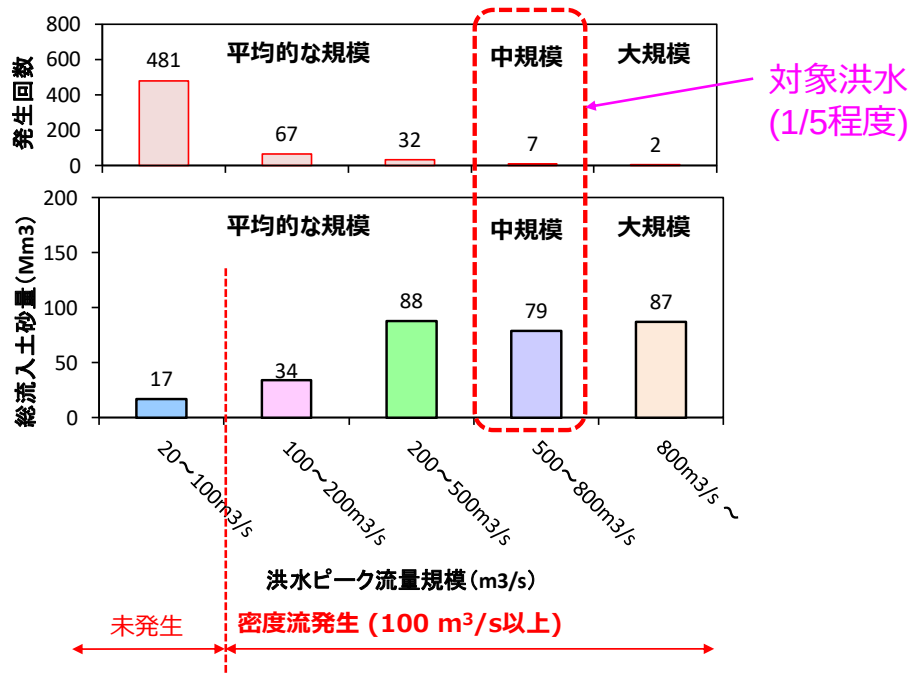


図 10-13 洪水規模別の総流入土砂量と流量発生回数 (1982-2017)

シディサレムダムの貯水位の変化 (1982-2017)

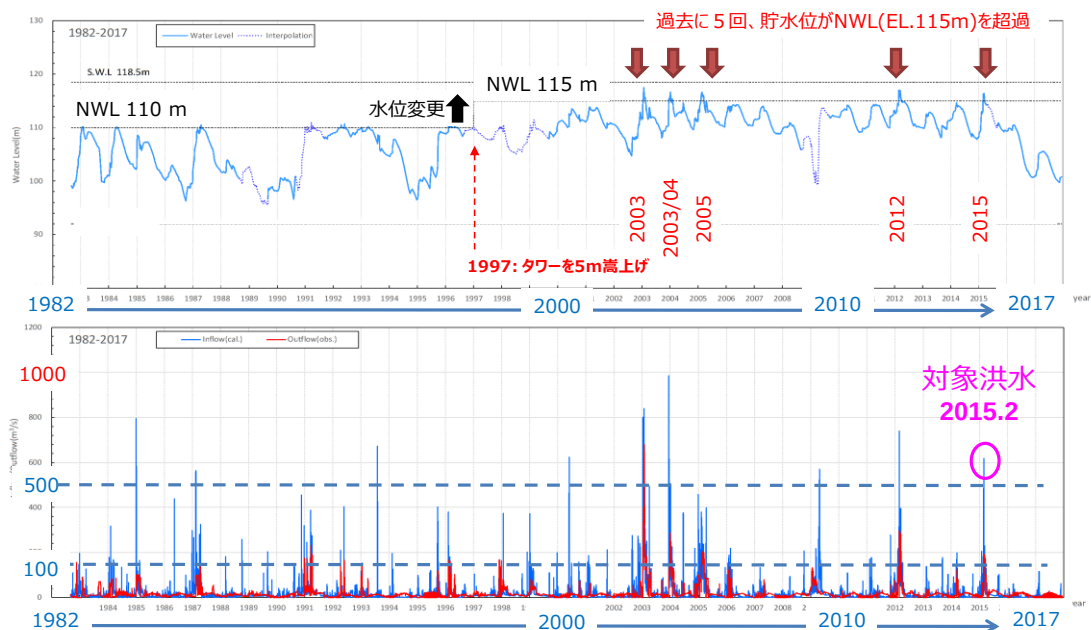


図 10-14 検討対象洪水の設定 (1982-2017)

(2) 洪水時のゲート操作

検討対象とした 2015 年 2 月洪水 ($Q_p=557 \text{ m}^3/\text{s}$: 日平均値) を対象として洪水調節計算を実施した。迎洪水位を EL.112 m として、土砂バイパスや排砂ゲートを活用することで貯水位の大きな上昇やタワーからの急激な放流を回避することができる。

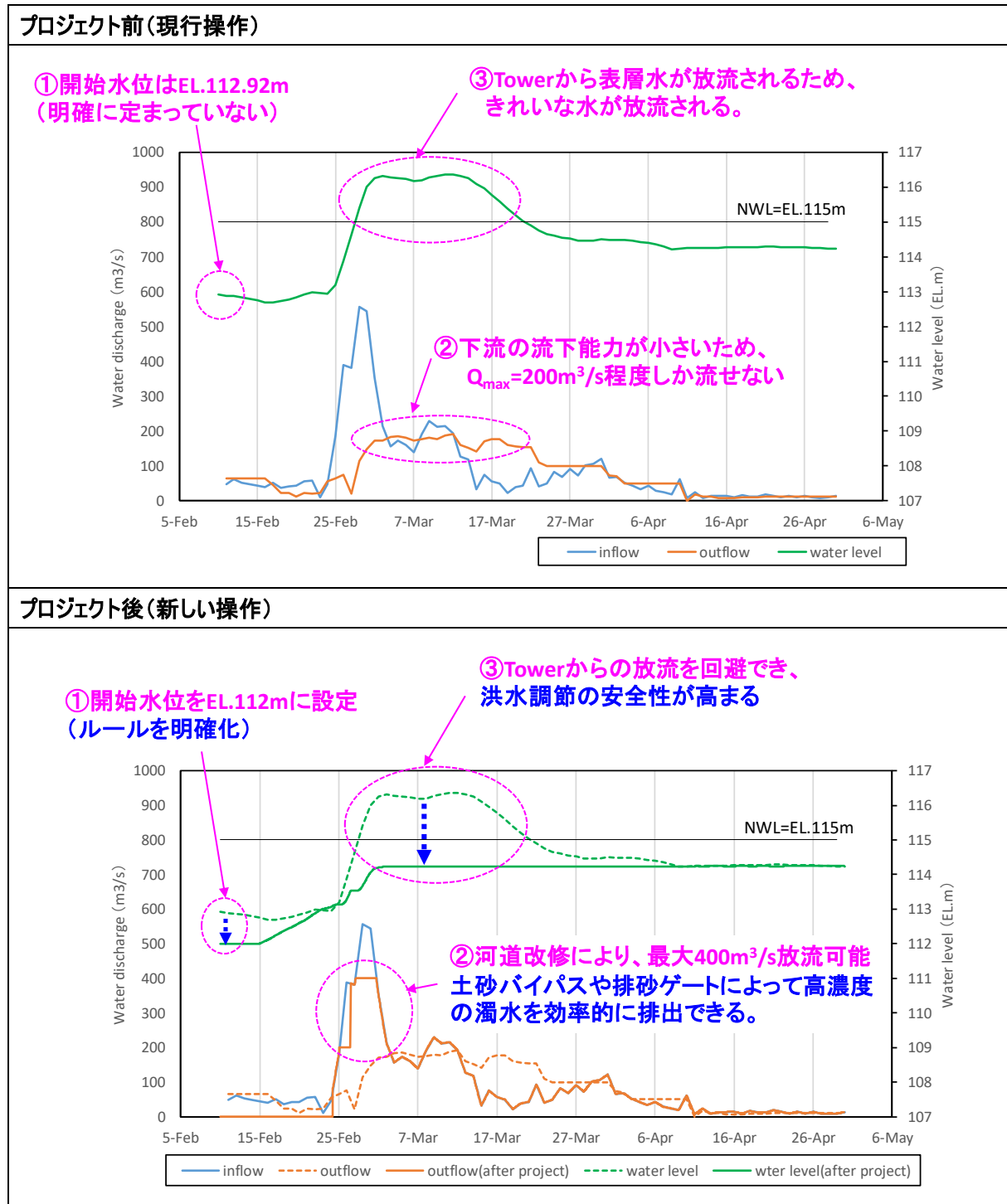
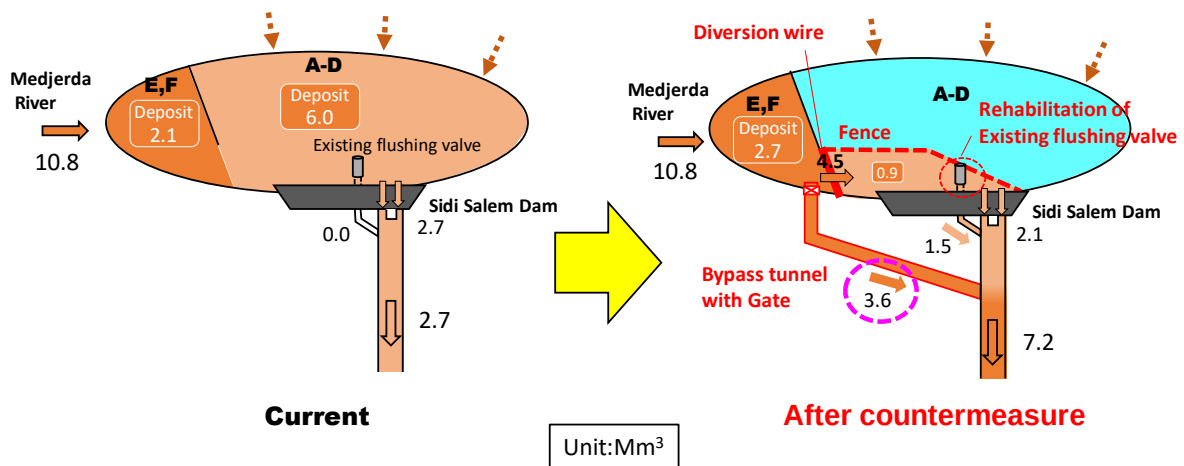


図 10-15 ゲート操作が洪水流量に与える影響

(3) シディサレムダムの土砂収支の変化

運用シミュレーション結果を基に土砂収支を算出した結果を図 10-16 に示す。

- 堆砂対策後、貯水池内へ流入した土砂は土砂バイパストンネルによって3.6 million m³がダム下流へ直接排出される。
- その結果、貯水池内への堆積は8.1 million m³から3.6 million m³に大きく減少する。



対象洪水 : 2015.2 洪水 ($Q_p = 557 \text{ m}^3 / \text{s}$)

図 10-16 プロジェクト後の土砂収支の変化

(4) 2015 年 2 月洪水による貯水池の水・土砂収支の変化

貯水池運用シミュレーション結果を基にプロジェクト前後における貯水池の水収支、土砂収支の計算結果を示す。この結果、プロジェクト後のほうが堆砂量を現行操作の半分以下に抑えられると予測された。

また、水収支に関してはプロジェクト前後でほぼ同じであることが示された。

表 10-12 2015 年 2 月洪水による水収支・土砂収支の変化

Operation	Water Balance			Sediment Balance		
	Inflow	Outflow	Storage	Inflow	Outflow	Storage
Current	587	525	62	10.8	2.7	8.1
After Project		490	97		7.2	3.6

Unit : Mm3

Current: 現行の操作

After Project: 現行操作＋土砂バイパストネル操作

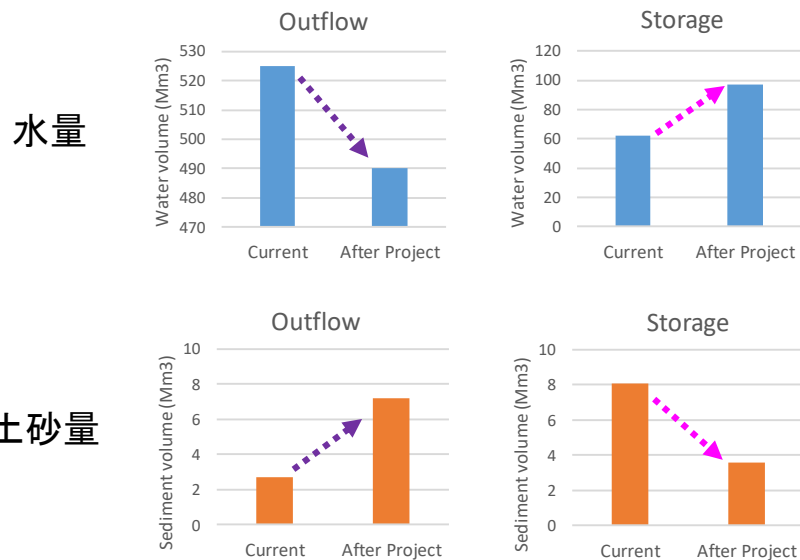


図 10-17 プロジェクト後の貯水池土砂収支の変化

(5) ダム下流における濁度の縦断的な変化

2015 年 2 月洪水によってシディサレムダム下流河川の濁度がどのようなになるのかを予測した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 洪水時の放流土砂の成分は主に粘土となる。そのため、河道に堆積せずに水中に浮遊した状態で河口部へ到達する。
- 洪水時の放流濁度は現行操作時と比較して最大で約2倍増加する。なお、D1、D2ゾーンで合流する支川は少なく、濁度は河口部までほとんど変化しない。
- 平常時は排砂操作が実施しないため、濁りの増加はほとんど発生しない。

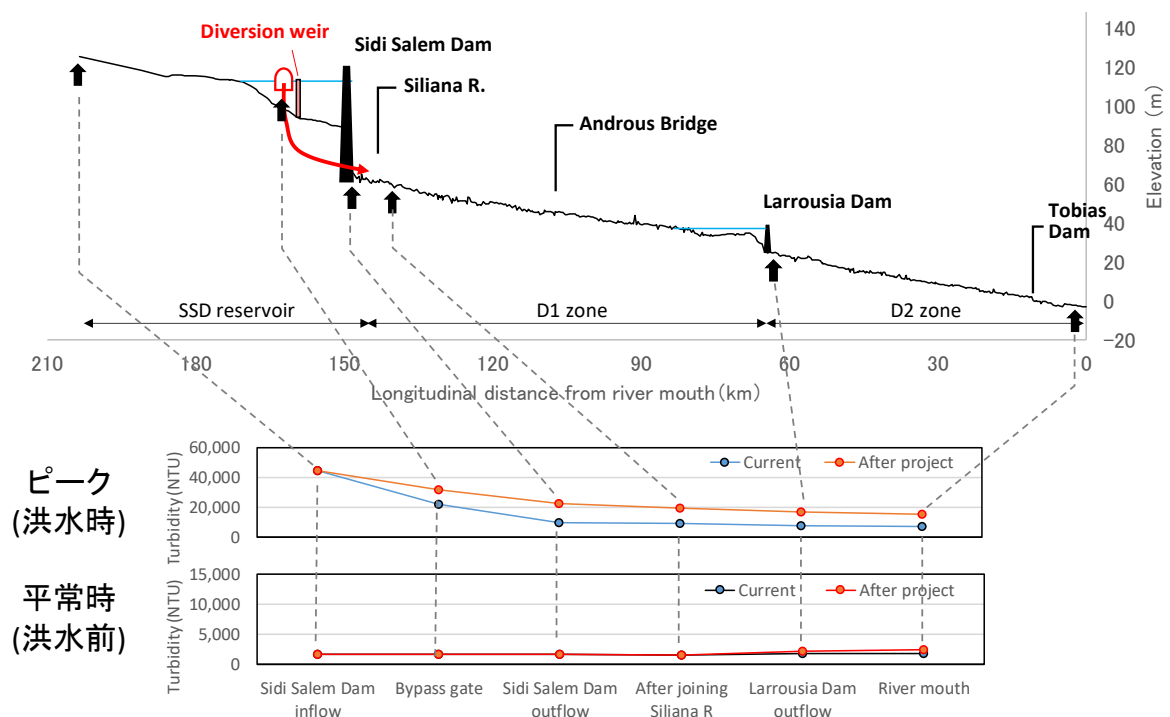


図 10-18 プロジェクト後の下流河川の濁りの変化

第11章 ダム下流 D1 ゾーンの河川改修計画

11.1 地形・地質の概要

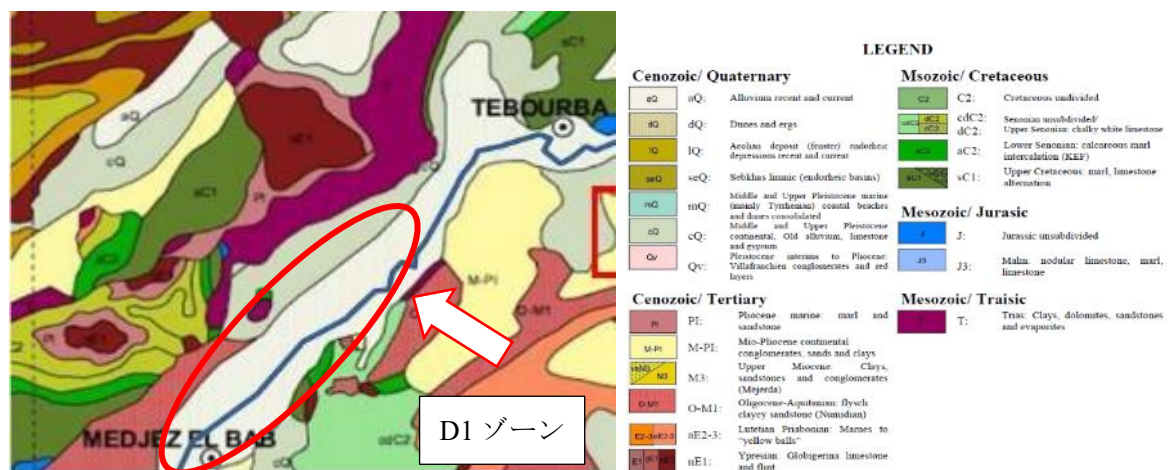
(1) 地形概要

メジェルダ川の源流部からシディサレムダムまでの地形は、山地部及びこれらの山地の間に形成された小規模な沖積平野からなる。Bousalem、Jendouba 等の中規模都市は、この沖積平野上に形成されている。シディサレムダムより下流 D1 ゾーンにおいては、丘陵状の地形を呈する。それより下流河口までの区間は、沖積平野からなる。

(2) 地質概要

図 11-1 には、D1 ゾーンの地質概要と調査範囲の地質概要を示している。

調査範囲の地質は、新生代第四紀の沖積層に形成された堆積物がメジェルダ川に沿ってそれより古い新生代第四紀更新世に形成された地層あるいは第三紀層(古第三紀、新第三紀および一部中生代)に形成された地層を浸食し、それらを覆って堆積している。



出典: 準備調査報告書、原典: チュニジア地質図 1/500,000 (Office National des Mines(ONM)) を編集

図 11-1 調査範囲の地質概要

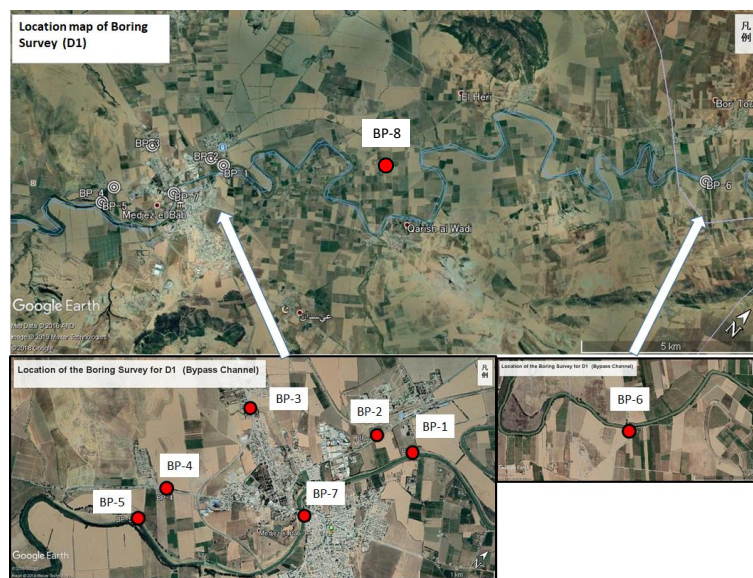
11.2 地質調査結果

11.2.1 調査の目的

地質調査は、D1 ゾーンのメジェルダ川の河川改修（河道整備、河道掘削等）および橋梁改築の検討に必要な土質工学的な基礎資料を得ることを目的として実施した。

11.2.2 ボーリング調査位置

図 11-2 および表 11-1 には、本調査により D1 ゾーンで実施したボーリング調査位置を示している。本調査のボーリング調査は、メジェルダ川下流 D1 ゾーンの放水路およびショートカット計画地点の地質/土質概要を把握することを目的として実施した。



出典：JICA 調査団

図 11-2 D1 ゾーンボーリング調査位置

表 11-1 ボーリング調査一覧

ボーリング 番号	掘進長 (m)	座標 (UTM 32S)		標高	備考
		X	Y	EL. m	
BP-1	22.0	554719.61	4057777.3	53.529	放水路沿い出口
BP-2	15.0	554199.01	4057545.2	52.473	同上(付け替え道路橋基礎)
BP-3	20.0	552745.72	4056577.3	57.756	同上
BP-4	15.0	552826.26	4055022.5	56.633	同上
BP-5	15.0	552826.11	4054484.8	51.985	放水路入り口
BP-6	20.0	564891.46	4066590.1	41.094	道路橋基礎
BP-7	15.0	554190.70	4055991.2	51.632	トンネル放水路案入り口
BP-8	10.0	558127.15	4060870.9	48.000	ショートカット区間
合計	132.0				

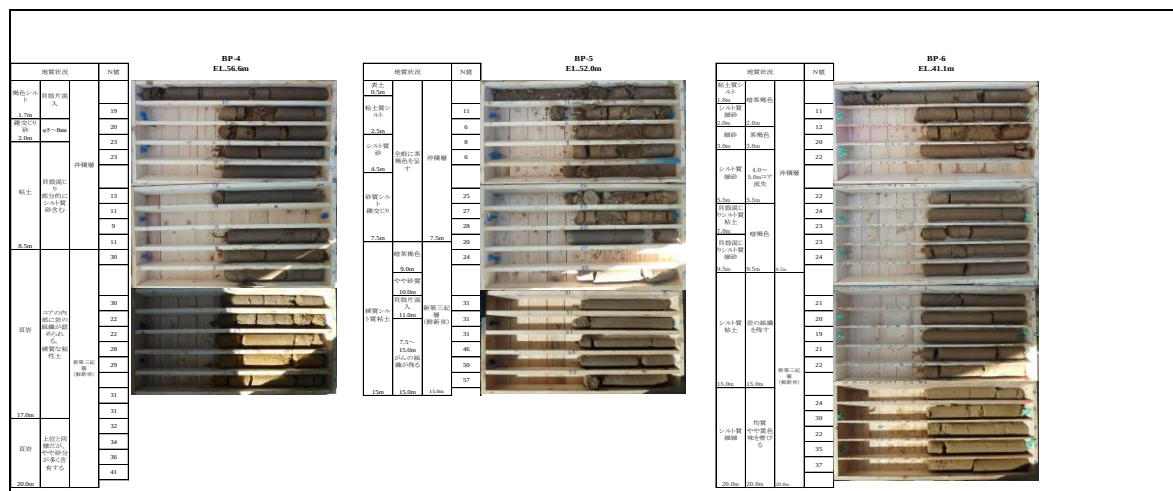
11.2.3 地質分布

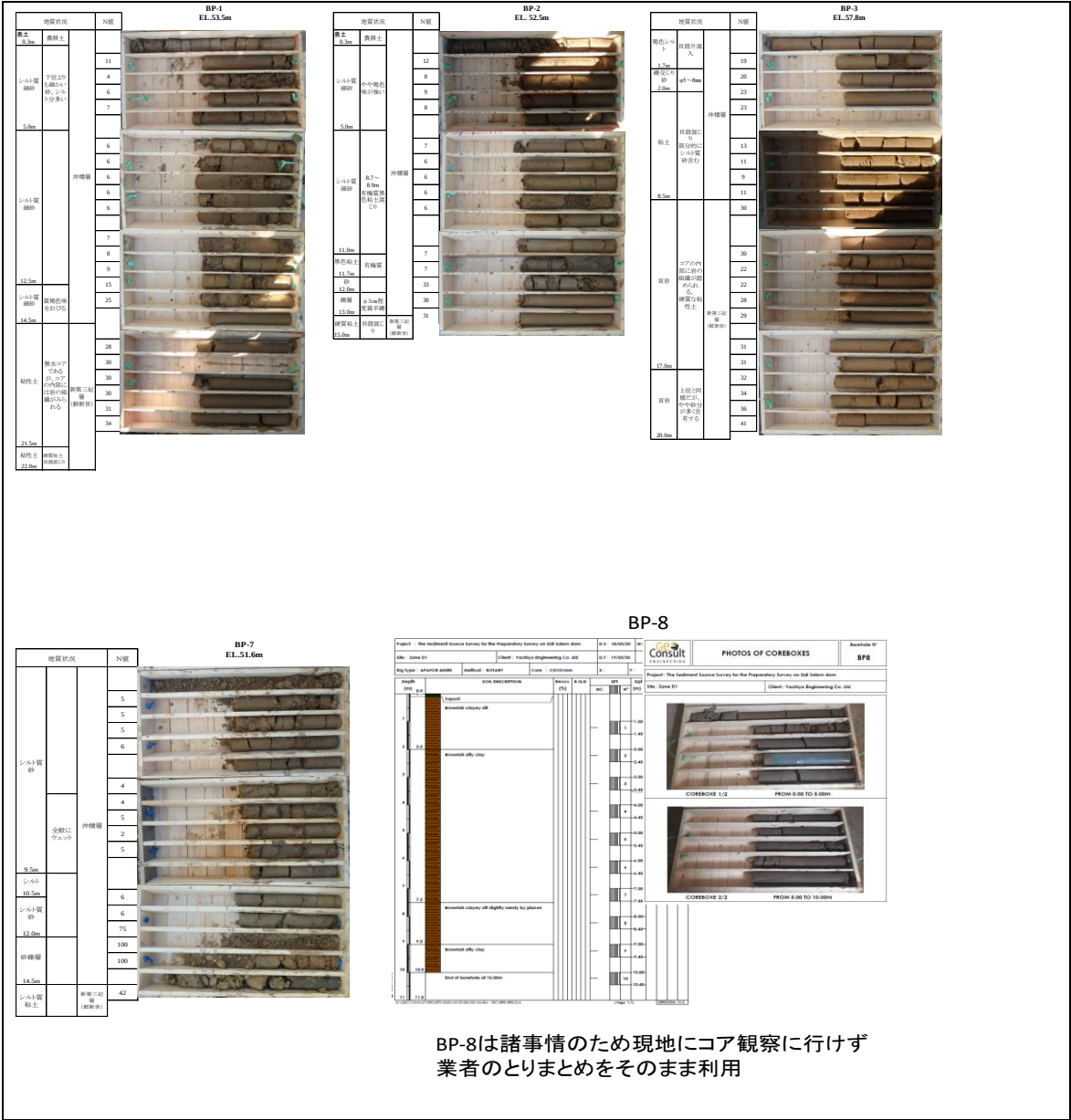
図 11-3 は、ボーリングコアとその観察結果による地質/土質状況を示しており、図 11-4 にはそれを元に作成した簡易ボーリング柱状図を示している。また、図 11-5 にはボーリング調査結果による想定地質断面図を示している。

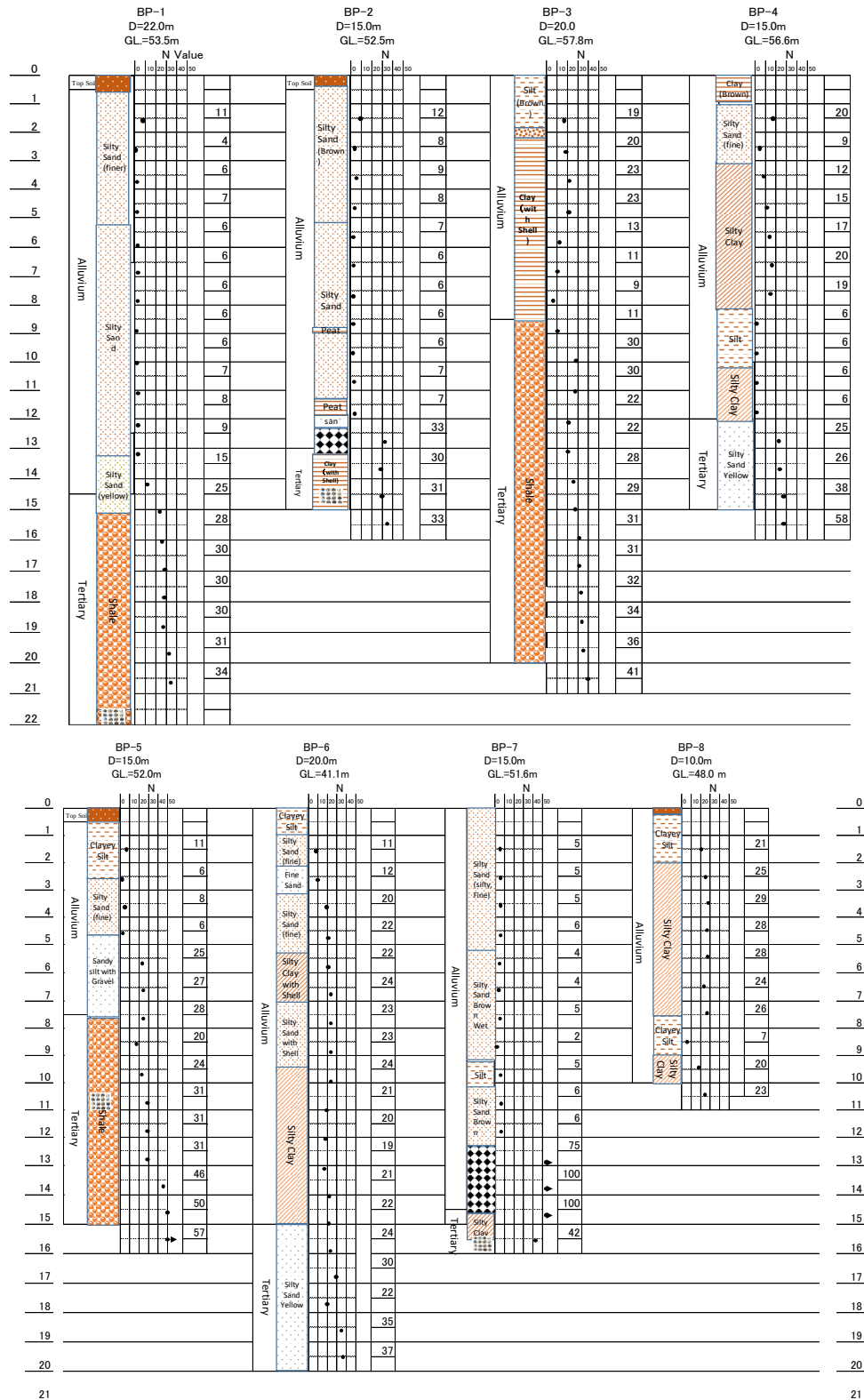
D1 ゾーンの本調査実施範囲の地質は、表層部に第四紀層が分布し、その下位に新第三紀に形成された地層が分布するものと想定される。

第四紀層は、シルト質砂およびシルトあるいは粘土からなる粘性土層を主体として構成され、上流側のボーリング BP-5、4、3 では粘性土層が主体であり、それよりも下流側で実施したボーリング BP-7、2、1、8、6 ではシルト質砂を主体とする。

その下位に分布する新第三紀層は、固結度の高いシルト質砂および泥質の頁岩を主体として構成される。

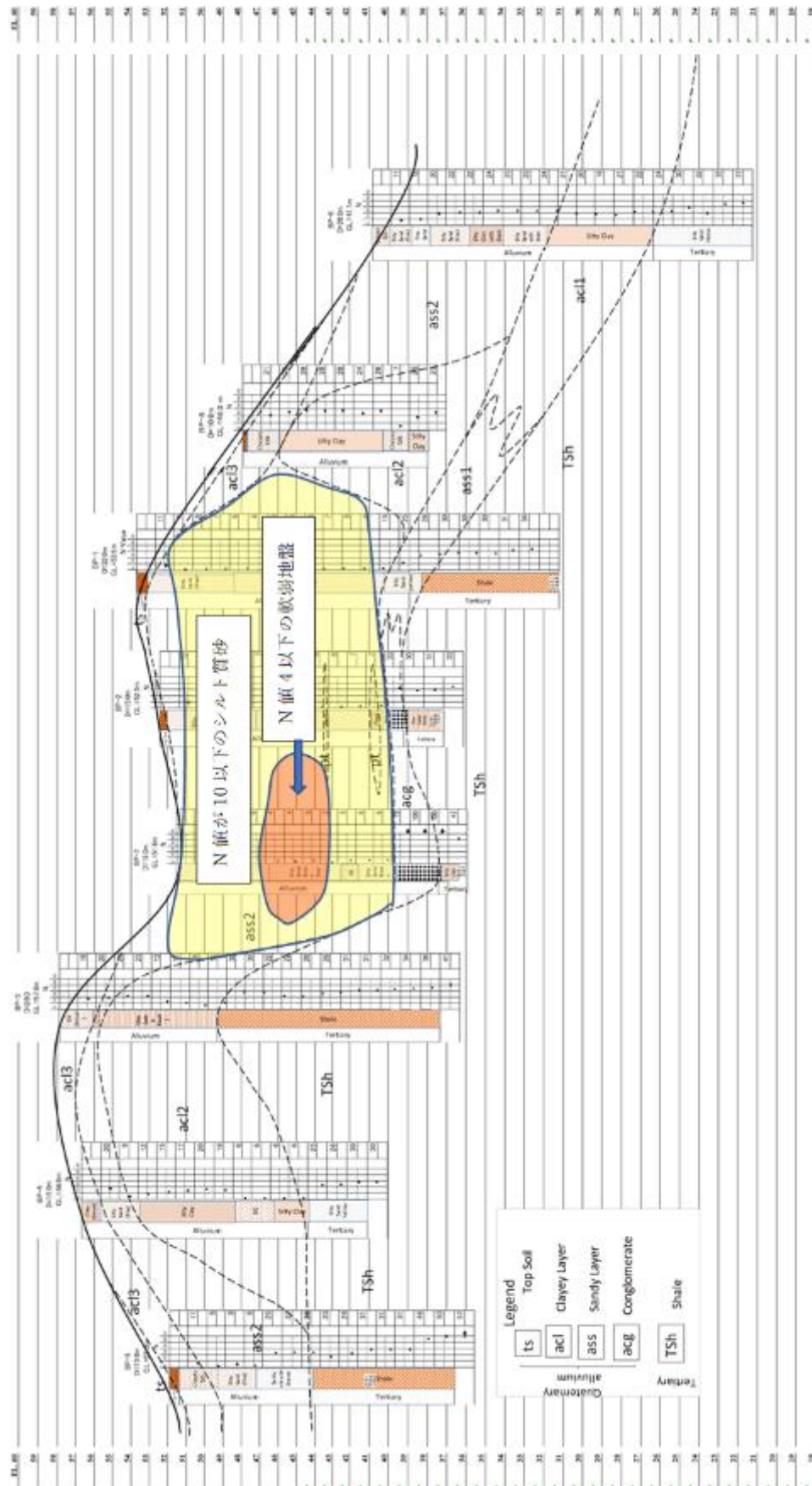






出典：JICA 調査団

図 11-4 簡易ボーリング柱状図



出典：JICA 調査団

図 11-5 想定概略地質断面図

11.2.4 標準貫入試験結果

標準貫入試験結果は、前述の簡易ボーリングログ、ボーリング柱状図および地質断面図にも併せて示している。

表 11-2 には、標準貫入試験結果一覧を示しており、図 11-6 は、標準貫入試験結果を基に、第四紀の堆積物の各土質と第三紀層（Tsh）の深度と N 値の関係を示している。

なお、表 11-2 中、BP-7 の 12～14m 間の 79 および 100 は、実際に測定された第四紀層の基底礫層の N 値である。

表 11-2 標準貫入試験結果一覧（D1 ゾーン）

No.	Depth	Boring No.							
	GL.-m	BP-1	BP-2	BP-3	BP-4	BP-5	BP-6	BP-7	BP-8
1	1.45	11	12	19	20	11	11	5	21
2	2.45	4	8	20	9	6	12	5	25
3	3.45	6	9	23	12	8	20	5	29
4	4.45	7	8	23	15	6	22	6	28
5	5.45	6	7	13	17	25	22	4	28
6	6.45	6	6	11	20	27	24	4	24
7	7.45	6	6	9	19	28	23	5	28
8	8.45	6	6	11	6	20	23	2	7
9	9.45	6	6	30	6	24	24	5	20
10	10.45	7	7	30	6	31	21	8	23
11	11.45	8	7	22	6	31	20	5	
12	12.45	9	33	22	25	31	19	79	
13	13.45	15	30	28	26	46	21	100	
14	14.45	25	31	29	38	50	22	100	
15	15.45	28	33	31	58	57	24	42	
16	16.45	30					30		
17	17.45	30					22		
18	18.45	30					35		
19	19.45	31					37		
20	20.45	34					39		

出典：JICA 調査団

全体の傾向は以下のようなものである。

- 第四紀層は、地表から 12m 程度まで分布しているが、N 値はいずれも 30 以下である。
- 第三紀層（Tsh）は、浅いところで地表から 7m 程度からそれ以深に分布しており、12m 程度以深では N 値 30 以上となっている。



注) 土質区分は表 11-9 地質層序を参照のこと

出典：JICA 調査団

図 11-6 深度、土質と N 値の関係

11.2.5 地下水位

本ボーリングの削孔作業は、1 孔当たり 15～20m 程度の深度であるため、各孔の削孔期間が短く、削孔時に安定した地下水位を確認することができなかった。

そのため、各ボーリング孔の地下水位はその周辺のメジェルダ川の河川水までの深さを参考として想定した。

各孔の想定地下水位は表 11-3 に示している。

表 11-3 近隣の河川水位から想定される各孔の地下水位

孔番	BP-1	BP-2	BP-3	BP-4	BP-5	BP-6	BP-7	BP-8
地下水位 (GL.-m)	2	2	3	2	2	1	2	3

11.2.6 室内試験結果

(1) 試験項目および数量

本調査で実施した室内試験の項目および仕様を表 11-4 に、項目および数量を表 11-5 に示している。

表 11-4 室内試験項目および仕様

試験項目	仕 様
比重試験	NF P94 054
粒度分布（篩）	NF P94-056
粒度試験（沈降試験）	NF P94-057
圧密試験	XP P90-01

表 11-5 室内試験項目および数量

項目	BP-1	BP-2	BP-3	BP-4	BP-5	BP-6	BP-7	BP-8	合計
比重試験	22	15	20	15	15	20	15	10	132
粒度分析	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上
圧密試験	1	0	1	1	1	1	0	1	6

(2) 粒度試験結果

本調査で実施した粒度試験の結果を表 11-7 に比重試験結果と併せて示している。

標準貫入試験結果は、前述の簡易ボーリングログ、ボーリング柱状図および地質断面図にも併せて示している。また、表 11-6 には統一土質分類法（USCS : The Unified Soil Classification System）を併せて示している。

粒度試験の結果による USCS による分類では、調査したボーリング地点の土質はシルト質砂およびシルトが大半を占める。

表 11-6 統一土質分類法（USCS : The Unified Soil Classification System）

Major divisions			Group symbol	Group name
Coarse grained soils more than 50% retained on or above No.200 (0.075 mm) sieve	gravel > 50% of coarse fraction retained on No.4 (4.75 mm) sieve	clean gravel <5% smaller than No.200 Sieve	GW	well-graded gravel, fine to coarse gravel
			GP	poorly graded gravel
		gravel with >12% fines clean sand	GM GC SW	silty gravel clayey gravel well-graded sand, fine to coarse sand
	sand ≥ 50% of coarse fraction passes No.4 (4.75 mm) sieve		SP	poorly graded sand
		sand with >12% fines	SM SC ML	silty sand clayey sand silt
			CL	clay of low plasticity, lean clay
Fine grained soils 50% or more passing the No.200 (0.075 mm) sieve	silt and clay liquid limit < 50	inorganic	OL	organic silt, organic clay
		organic	MH	silt of high plasticity , elastic silt
	silt and clay liquid limit ≥ 50	inorganic	CH	clay of high plasticity, fat clay
		organic	OH	organic clay, organic silt
		Highly organic soils		Pt

表 11-7 粒度試験および比重試験結果一覧

No. of Bor	Depth (GL.-m)			Soil Clacification (USCS)				N Value	Geoligy/Soil	Specific Gravity	
				Distribution			Wn				Classification
				% < 2mm	% <0.08mm	% :2-0.08mm					
BP-1	1.00	-	1.45	100	63	37	13.62	ML	11	ass2	2.43
	2.00	-	2.45	100	72	28	24.41	ML	4	ass2	2.42
	3.00	-	3.45	100	75	25	22.48	ML	6	ass2	2.63
	4.00	-	4.45	100	67	33	20.69	ML	7	ass2	2.66
	5.00	-	5.45	97	39	58	21.91	SM	6	ass2	2.59
	6.00	-	6.45	99	49	50	20.32	SM	6	ass2	2.68
	7.00	-	7.45	97	30	67	21.10	SM	6	ass2	2.88
	8.00	-	8.45	99	29	70	22.69	SM	6	ass2	2.65
	9.00	-	9.45	99	21	78	23.37	SM	6	ass2	2.56
	10.00	-	10.45	100	32	68	20.35	SM	7	ass2	2.47
	11.00	-	11.45	99	24	75	20.18	SM	8	ass2	2.44
	12.00	-	12.45	99	33	66	21.37	SM	9	ass2	2.51
	13.00	-	13.45	100	23	77	17.55	SM	15	ass2	2.16
	14.00	-	14.45	100	80	20	19.86	ML	25	ass1	2.36
	15.00	-	15.45	100	87	13	21.63	ML	28	ass1	2.63
	16.00	-	16.45	100	91	9	20.81	ML	30	Tsh	2.60
	17.00	-	17.45	100	91	9	23.49	ML	30	Tsh	2.79
	18.00	-	18.45	100	96	4	24.36	ML	30	Tsh	2.79
	19.00	-	19.45	100	89	11	20.98	ML	31	Tsh	2.59
	20.00	-	20.45	99	88	11	20.04	ML	34	Tsh	2.71
	21.00	-	21.45	100	92	8	20.98	ML	-	Tsh	2.60
	22.00	-	22.45	100	91	9	21.21	ML	-	Tsh	2.23
BP-2	1.00	-	1.45	99	93	6	16.05	ML	12	ass2	2.46
	2.00	-	2.45	100	91	9	17.42	ML	8	ass2	2.59
	3.00	-	3.45	100	87	13	16.58	ML	9	ass2	2.72
	4.00	-	4.45	100	82	18	18.75	ML	8	ass2	2.75
	5.00	-	5.45	100	75	25	17.39	ML	7	ass2	2.74
	6.00	-	6.45	99	58	41	26.33	ML	6	ass2	2.68
	7.00	-	7.45	99	62	37	26.81	ML	6	ass2	2.71
	8.00	-	8.45	100	65	35	27.34	ML	6	ass2	2.70
	9.00	-	9.45	100	62	38	28.06	ML	6	ass2	2.77
	10.00	-	10.45	100	55	45	29.52	ML	7	ass2	2.80
	11.00	-	11.45	100	58	42	23.58	ML	7	ass2	2.43
	12.00	-	12.45	94	32	62	24.66	SM	33	acg	2.61
	13.00	-	13.45	100	92	8	43.99	ML	30	Tsh	2.69
	14.00	-	14.45	100	93	7	20.93	ML	31	Tsh	2.71
	15.00	-	15.45	100	90	10	22.71	ML	33	Tsh	2.72
BP-3	1.00	-	1.45	93	53	40	13.20	ML	19	acl3	2.45
	2.00	-	2.45	95	61	34	10.96	ML	20	acl2	2.64
	3.00	-	3.45	97	67	30	11.91	ML	23	acl2	2.60
	4.00	-	4.45	99	70	29	12.98	ML	23	acl2	2.64
	5.00	-	5.45	99	67	32	13.22	ML	13	acl2	2.54
	6.00	-	6.45	98	70	28	14.50	ML	11	acl2	2.50
	7.00	-	7.45	98	60	38	12.96	ML	9	acl2	2.50
	8.00	-	8.45	98	58	40	14.43	ML	11	Tsh	2.51
	9.00	-	9.45	95	77	18	13.70	ML	30	Tsh	2.45
	10.00	-	10.45	95	75	20	14.58	ML	30	Tsh	2.66
	11.00	-	11.45	96	73	23	15.35	ML	22	Tsh	2.67
	12.00	-	12.45	98	72	26	16.71	ML	22	Tsh	2.76
	13.00	-	13.45	99	77	22	15.88	ML	28	Tsh	2.75
	14.00	-	14.45	97	73	24	12.72	ML	29	Tsh	2.65
	15.00	-	15.45	95	64	31	13.28	ML	31	Tsh	2.70
	16.00	-	16.45	93	54	39	12.72	ML		Tsh	2.60
	17.00	-	17.45	97	57	40	14.67	ML		Tsh	2.77
	18.00	-	18.45	94	59	35	17.94	ML		Tsh	2.62
	19.00	-	19.45	95	61	34	17.35	ML		Tsh	2.45
	20.00	-	20.45	98	65	33	18.57	ML		Tsh	2.66
BP-4	1.00	-	1.45	98	87	11	22.48	ML	20	ass2	2.08
	2.00	-	2.45	100	90	10	23.15	ML	9	ass2	2.36
	3.00	-	3.45	100	88	12	17.06	ML	12	acl2	2.77
	4.00	-	4.45	100	88	12	16.80	ML	15	acl2	2.70
	5.00	-	5.45	100	88	12	15.44	ML	17	acl2	2.73
	6.00	-	6.45	100	93	7	21.95	ML	20	acl2	2.62
	7.00	-	7.45	100	93	7	23.60	ML	19	acl2	2.45
	8.00	-	8.45	100	97	3	24.51	ML	6	acl2	2.61
	9.00	-	9.45	100	86	14	25.67	ML	6	acl2	2.60
	10.00	-	10.45	100	82	18	28.07	ML	6	acl2	2.50
	11.00	-	11.45	100	66	34	25.54	ML	6	acl2	2.61
	12.00	-	12.45	100	75	25	19.73	ML	25	Tsh	2.63
	13.00	-	13.45	98	63	35	17.62	ML	26	Tsh	2.67
	14.00	-	14.45	98	68	30	18.47	ML	38	Tsh	2.66
	15.00	-	15.45	96	66	30	16.38	ML	58	Tsh	2.59

No. of Bor	Depth (GL.-m)		Soil Clacification (USCS)				N Value	Geoligy/Soil	Specific Gravity		
			Distribution			Wn				Classification	
			% < 2mm	% <0.08mm	% :2-0.08mm	%				USCS	
BP-5	1.00	-	1.45	98	34	64		SM	11	acl3	2.41
	2.00	-	2.45	100	30	70		SM	6	acl3	2.79
	3.00	-	3.45	99	33	66	16.31	SM	8	ass2	2.23
	4.00	-	4.45	100	36	64	14.02	SM	6	ass2	2.67
	5.00	-	5.45	100	38	62	13.78	SM	25	ass2	2.69
	6.00	-	6.45	78	22	56	6.36	SM	27	ass2	2.65
	7.00	-	7.45	75	16	59	10.30	SM	28	Tsh	2.74
	8.00	-	8.45	99	38	61	17.66	SM	20	Tsh	2.68
	9.00	-	9.45	100	35	65	19.53	SM	24	Tsh	2.76
	10.00	-	10.45	100	32	68	18.29	SM	31	Tsh	2.72
	11.00	-	11.45	96	50	46	18.24	SM	31	Tsh	2.73
	12.00	-	12.45	95	40	55	16.73	SM	31	Tsh	2.61
	13.00	-	13.45	96	49	47	17.90	SM	46	Tsh	2.76
	14.00	-	14.45	95	37	58	17.22	SM	50	Tsh	2.72
	15.00	-	15.45	92	42	50	16.81	SM	57	Tsh	2.63
BP-6	1.00	-	1.45	100	49	51	10.81	SM	11	ass2	2.58
	2.00	-	2.45	99	57	42	13.46	ML	12	ass2	2.33
	3.00	-	3.45	96	89	7	16.06	ML	20	ass2	2.45
	4.00	-	4.45	98	81	17	11.80	ML	22	ass2	2.65
	5.00	-	5.45	95	76	19	14.73	ML	22	ass2	2.70
	6.00	-	6.45	99	86	13	15.17	ML	24	ass2	2.70
	7.00	-	7.45	97	88	9		ML	23	ass2	2.71
	8.00	-	8.45	99	85	14	16.32	ML	23	ass2	2.69
	9.00	-	9.45	100	88	12	18.55	ML	24	ass2	2.60
	10.00	-	10.45	100	91	9	17.73	ML	21	acl1	2.63
	11.00	-	11.45	100	92	8	18.56	ML	20	acl1	2.74
	12.00	-	12.45	97	86	11	16.81	ML	19	acl1	2.66
	13.00	-	13.45	99	84	15	14.75	ML	21	acl1	2.61
	14.00	-	14.45	100	91	9	15.12	ML	22	acl1	2.67
	15.00	-	15.45	98	94	4	16.21	ML	24	Tsh	2.65
	16.00	-	16.45	100	93	7	16.75	ML	30	Tsh	2.76
	17.00	-	17.45	100	95	5	18.39	ML	32	Tsh	2.56
	18.00	-	18.45	100	87	13	16.65	ML	35	Tsh	2.65
	19.00	-	19.45	100	92	8	17.35	ML	37	Tsh	2.63
	20.00	-	20.45	100	91	9	18.58	ML	39	Tsh	2.65
BP-7	1.00	-	1.45	100	59	41	10.20	ML	5	ass2	2.33
	2.00	-	2.45	100	63	37	8.09	ML	5	ass2	2.71
	3.00	-	3.45	100	66	34	9.72	ML	5	ass2	2.71
	4.00	-	4.45	100	67	33	9.68	ML	6	ass2	2.57
	5.00	-	5.45	100	73	27	10.46	ML	4	ass2	2.74
	6.00	-	6.45	100	67	33	16.44	ML	4	ass2	2.56
	7.00	-	7.45	100	60	40	18.65	ML	5	ass2	2.75
	8.00	-	8.45	100	73	27	22.51	ML	2	ass2	2.69
	9.00	-	9.45	100	75	25	20.49	ML	5	ass2	2.30
	10.00	-	10.45	100	75	25	21.77	ML	8	ass2	2.62
	11.00	-	11.45	100	76	24	25.31	ML	6	ass2	2.63
	12.00	-	12.45	100	70	30	24.80	ML	79	acg	2.70
	13.00	-	13.45	72	46	26	4.20	GM	100	acg	2.74
	14.00	-	14.45	93	43	50	13.22	SM	100	acg	2.70
	15.00	-	15.45	99	57	42	16.71	ML	42	Tsh	2.59
BP-8	1.00	-	1.45	100	90	10	23.05	ML	21	acl3	2.75
	2.00	-	2.45	100	94	6	22.83	ML	25	acl2	2.65
	3.00	-	3.45	100	96	4	23.67	ML	29	acl2	2.44
	4.00	-	4.45	100	98	2	23.19	ML	28	acl2	2.57
	5.00	-	5.45	100	96	4	22.64	ML	28	acl2	2.48
	6.00	-	6.45	100	91	9	20.86	ML	24	acl2	2.54
	7.00	-	7.45	100	90	10	19.26	ML	26	acl2	2.48
	8.00	-	8.45	100	59	41	20.24	ML	7	acl2	2.48
	9.00	-	9.45	100	98	2	23.61	ML	20	acl2	2.72
	10.00	-	10.45	100	98	2	23.96	ML	23	acl2	2.64

出典：JICA 調査団

(3) 圧密試験結果

本調査では、D1 ゾーンで実施したボーリング全 8 孔のうち、6 孔から乱さない試料を採取して圧密試験を実施した。圧密試験の結果は表 11-8 に示している。

表 11-8 圧密試験結果一覧

Bor. No.	Sampling Depth			Water Contents		Density		Result of Consolidation Test						
	GL.- m	-	GL.-m	Wi (%)	Wf (%)	γ_{di} (g/cm2)	γ_{df} (g/cm3)	e0	ei	Cc	Cs	Pc/ σ' g	σ' vo	σ_g
												(kpa)	(kpa)	(kpa)
BP-2	16.45	-	17.00	17.6	19.4	1.40	1.82	0.522	0.538	0.177	0.038	379.5	301.0	56.9
BP-3	4.50	-	5.00	19.2	20.6	1.75	1.88	0.388	0.398	0.108	0.017	164.6	85.5	14.2
BP-4	6.45	-	7.00	13.3	14.3	1.74	1.92	0.372	0.383	0.169	0.024	216.2	121.0	43.0
BP-5	8.45	-	9.00	26.8	28.2	1.57	1.64	0.637	0.643	0.154	0.030	347.9	157.0	84.3
BP-6	4.55	-	5.00	14.5	15.2	1.79	1.90	0.435	0.452	0.089	0.012	184.3	261.2	-
BP-7	3.45	-	5.00	23.7	24.3	1.60	1.71	0.660	0.658	0.192	0.028	331.7	76.0	50.6
Wi, Wf: Initial and final water contents γ_{di}, γ_{df} : Initial and final dry densities e0: In situ void index ei: Initial void index Cc: Compression index Cs: Swelling index - Expansion Pc/ σ' g: Preconsolidation Stress σ' vo: Effective vertical stress σ_g : Swelling pressure - Expansion														

出典：JICA 調査団

試料採取地点では、いずれの地点も圧密降伏応力が現在の土被り圧よりも高いことから、いずれの地点も過圧密領域であると判断される。

11.3 土質工学的考察

11.3.1 地層の分布

地層の分布は、地表から概ね 8～12m 程度以深に新第三紀層が堆積し、その上位に第四紀層が堆積する。第四紀層は洪積層と沖積層で構成され、洪積層は BP-7 よりも下流側で新第三紀層を覆って分布している傾向がある。それよりも上流側は沖積層が直接新第三紀層を覆って堆積している。

調査範囲の沖積層は、砂質の堆積物である ass2 と粘性土を主体とした堆積物である acl2、その上位に同じく粘性土を主体とした堆積物である acl3 からなる。主に ass2 層と acl2 層によって構成される。ass2 層の一部には N 値 4 以下の軟弱地盤が挟在する。

洪積層は砂質の堆積物を主体とする ass1、粘性土を主体とする堆積物である acl1 および礫層である acg1 からなる。acg1 層は、第四紀層の基底礫層であると考えられる。

沖積層の厚さは、平均的に 8～12m 程度である。

上記をまとめると、地層層序は以下の表 11-9 の通りである。

表 11-9 D1 ゾーン調査地域の想定地質層序

地質年代			シンボル	地層名	記 事	土質工学的特性
新生代	第四紀	沖積世	ts	表 土	農耕土や盛土などの人工的に改変された地層	
			acl3	粘性土層 3	調査範囲の上流域と下流域で表層部に分布する粘性土。貝殻片が混入する。	N 値は平均で 13 程度
			ass2	砂質層 2	調査範囲の上流域から下流域に分布するシルト質砂を主体とする砂層。厚さは 5～10m であるが、下位の acl2 が分布する区間では厚さが薄くなる。 中央部の Mejez el Bab 付近では、固結度がやや低く、一部に軟弱地盤を挟在する。	N 値は平均で 10 程度 ただし、場所によっては軟弱層 (N 値 4 程度) が分布する。
			acl2	粘性土層 2	調査範囲の上流域と下流域に部分的に分布する粘性土。貝殻片が混入する。	N 値は平均で 17 程度
	洪積世		acg1 ass1 acl1	礫層 1 砂質層 1 粘性土層 1	調査範囲の中流域から下流域で、下位の新第三紀層の頁岩・砂岩を覆って堆積する。中流域から下流域に向かって礫層、砂層、粘性土層と変化しており、同時異相の堆積であると推定する。	acg の N 値は平均で 77 程度 ass1 の N 値は平均で 27 程度 acl1 の N 値は平均で 21 程度 沖積層よりも全体に N 値は高めである。
			Tsh	頁岩 砂岩	固結度が良好な頁岩（泥岩）および砂岩。 ボーリングコアでは、岩の組織が残存している。	N 値は平均で 32 程度 ばらつきはあるが深度 12m 程度以深では概ね N 値 30 以上である。

出典：JICA 調査団

11.3.2 各土質の工学的特性

(1) 各土層の概要

表中の強度数値以外の特徴を整理する。

表 11-10 各土質と工学的特性

土質名	平均 N 値	工学的特性
acl3	13	粘性土であり、コンシステンシーは「硬い」に区分される。
ass2	10	砂質土であるが、相対密度は「緩い～中位の」に区分され、全般に締まりは良くない。また、場所によっては N 値 4 以下の非常に緩い区間も確認される。
acl2	17	粘性土であり、コンシステンシーは「非常に硬い」に区分される。
acg	77	洪積世の礫層であり、試験結果に礫の影響があるとしても、全般に締まり良好であると考えられる。ただし、これまでのところ分布場所と分布範囲が限定されている。
ass1	27	洪積世に形成された砂質土であると考えられ、相対密度は「中位の」に区分され、沖積世に形成された砂層 (ass2) よりも締まった状態である。分布は、Mejez el Bab より下流域である。
acl1	21	粘性土であり、コンシステンシーは acl2 同様に「非常に硬い」に区分される。
Tsh	32	新第三紀鮮新世に形成されたものと推定する。頁岩および砂岩からなる軟岩である。

出典：JICA 調査団

(2) N 値から推定される地盤定数

以下には、N 値から推定される地盤定数についてまとめる。

① C 及び ϕ

N 値と C 及び ϕ の関係については、経験的に表 11-11 に示すような関係であると考えられている。
表 A は砂質土、表 C は粘性土を各々示している。

表 11-11 N 値と C 及び ϕ の関係

N 値 (相対密度)	せん断抵抗角 ϕ (°)				
	Terzaghi Peck	Meyerhof	Dunham	大崎 ^{※1}	道路橋 ^{※2}
0~4 (非常にゆるい)	28.5>	30>	①粒子丸・粒 度一様 $\sqrt{12N}+15$	$\sqrt{12N}+15$	$\sqrt{15N}+15$ ($N \geq 5$)
4~10 (ゆるい)	28.5~30	30~35	②粒子丸・粒 度良 $\sqrt{12N}+20$		
10~30 (中位の)	30~36	35~40	③粒子角・粒 度一様 $\sqrt{12N}+25$		
30~50 (密な)	36~41	40~45			
>50 (非常に密な)	>41	>45			

※1：建築基礎構造設計指針に引用されている。
※2：道路橋示方書 1996 年版以前で採用されていた。

② 一軸圧縮強度

N 値と一軸圧縮強度の関係については、表 11-12 に示すような関係が示されている。粘性土を主体層とする acl の一軸圧縮強度は、表に基づき、また、各層の平均的な N 値からを推定すると以下の通りである。

acl1: N 値 ≈ 21 一軸圧縮強度: 250 kN/m² 程度

acl2: N 値 ≈ 17 一軸圧縮強度: 196.2~392.4kN/m² の最低値付近の 200 kN/m² 程度 acl3: N 値 ≈ 13 一軸圧縮強度: 18.1~196.2kN/m² の中間的な 140 kN/m² 程度

表 11-12 N 値と一軸圧縮強度の関係

表 A N 値と粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強度の関係 (Terzaghi and Peck)

N 値	q_u (kN/m ²)	コンシステンシー
0~2	0.0~ 24.5	非常に軟らかい
2~4	24.5~ 49.1	軟らかい
4~8	49.1~ 98.1	中位の
8~15	98.1~196.2	硬い
15~30	196.2~392.4	非常に硬い
30~	392.4~	固結した

③ 変形係数

日本において E50(Ep)相当の値として広く用いられている $E=700N$ の関係式により N 値から変形係数を推定した結果を表 11-13 に示す。

チュニジアでは、上記の日本の関係式も使用されているが、フランスで用いられている関係式が使用される場合がある。

表 11-13 N 値と変形係数の関係

土質名	特性	平均N値	変形係数
			Es (kN/m ²)
			日本の換算式 700*N
ac13	粘性土	13	9,100
ass2	砂質土	10	7,000
ac12	粘性土	17	11,900
acg	砂礫	77	53,900
ass1	砂質土	27	18,900
ac11	粘性土	21	14,700
Tsh	硬質粘土	32	22,400

(3) まとめ

上記 1) ~2) の結果を表 11-14 に取りまとめる。

表 11-14 各土層の力学特性

土質名	特性	平均N値	せん断強度		一軸圧縮強度	変形係数
			C	ϕ	粘性土のみ	Ep (kN/m ²)
			kN/m ²	°	kN/m ²	700*N
ac13	粘性土	13	70		140	9,100
ass2	砂質土	10		35		7,000
ac12	粘性土	17	100		200	11,900
acg	砂礫	77		42		53,900
ass1	砂質土	27		38	250	18,900
ac11	粘性土	21	150			14,700
Tsh	硬質粘土	32	290	30	10,000	22,400

(4) 各ボーリング地点での支持層までの深度

表 11-15 には、各ボーリング地点での支持層の深度および支持層までの間に挟在する粘性土層の分布深度および厚さを示している。

表 11-15 各ボーリングの支持層までの深度とその上位の粘土層の分布

各ボーリングの支持層までの深度とその上位に分布する粘土層							
No. of Bor	Depth of Bearing Layer	Cohesive Soil distributed above the bearing Layer				Consolidation Test Sampling	Note
		GL.-m			Thickness	GL.m	
		m	-	m	m	m	
BP-1	14.0	0.0	-	5.0	5.0	-	
BP-2	12.0	0.0	-	6.0	6.0	16.45-17.0	75% > 75 μ
BP-3	8.5	0.0	-	8.5	8.5	4.5-5.0	Bearing layer is shale
BP-4	12.0	0.0	-	1.0	1.0	6.45-7.0	Silt
		3.0	-	8.0	5.0		Basement Silty Clay
		10.0	-	11.9	1.9		Basement Clay
BP-5	10.0	0.5	-	2.5	2.0	8.45-9.0	Clayey silt
		7.5	-	10.0	2.5		Basement Silty Clay
BP-6	5.5	0.0	-	1.0	1.0	4.55-5.0	
BP-7	12.0	9.0	-	10.5	1.5	-	
BP-8	1.0	0.0	-	1.0	1.0	3.45-4.0	

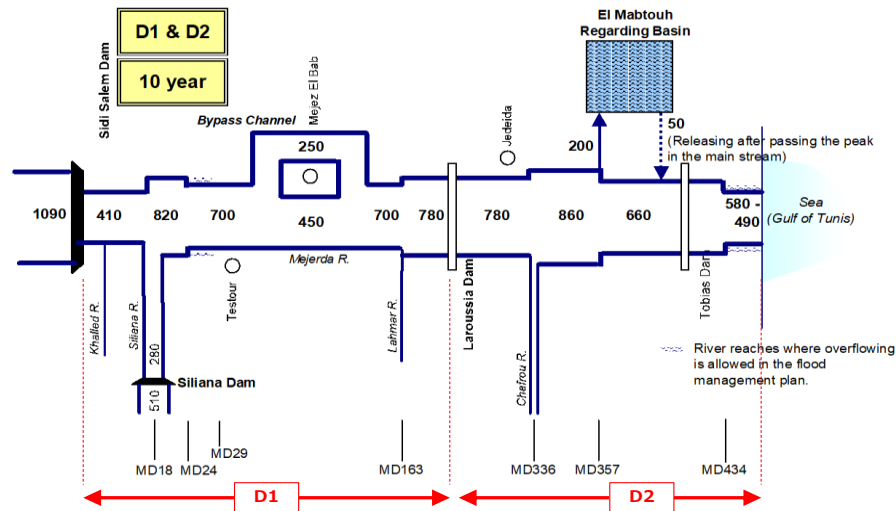
11.4 河川改修計画の策定

11.4.1 基本高水流量

(1) 既往の検討結果

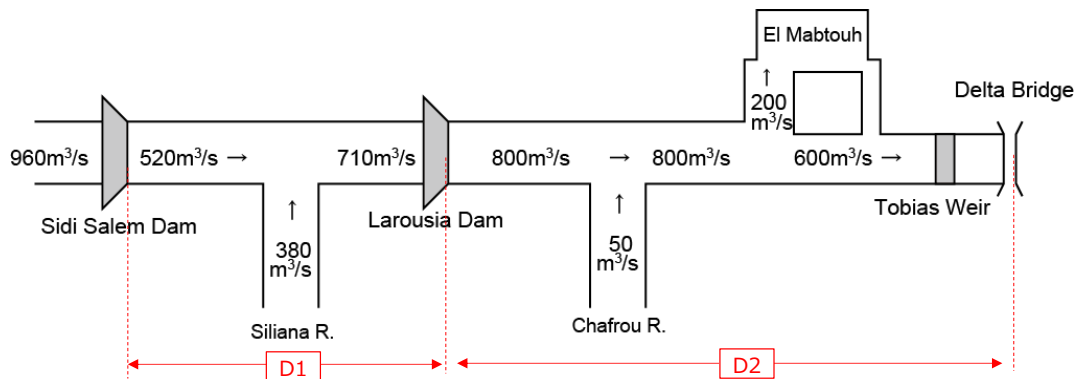
シディサレムダム下流域の計画高水流量は、2008 年の洪水対策マスタープランで策定された（図 11-7 参照）。その後、2010 年から 2012 年に実施された協力準備調査である「メジェルダ川にかかる気候変動影響を考慮した総合流域管理・洪水対策検討調査」（JICA）および「メジェルダ川流域気候変動影響評価」（JICA）（両業務をあわせて F/S）より、計画高水流量が再度検討された（図 11-8）。現在、最下流の D2 ゾーンの河川改修事業は、F/S で再検討された計画高水流量に基づいて検討が進められている。

D2 ゾーンの計画高水流量（図 11-8）では、ラルーシアダム地点のピーク流量が 710m³/s と設定され、D2 区間においては、ラルーシアダム下流の残流域流出分（シャフル川の流出分を含む）を考慮し 800m³/s と設定している。



出典：チュニジア国 メジェルダ川総合流域水管理計画調査(M/P), JICA(2008)

図 11-7 M/P の D1 及び D2 ゾーン計画流量配分図 (1/10 年確率規模)

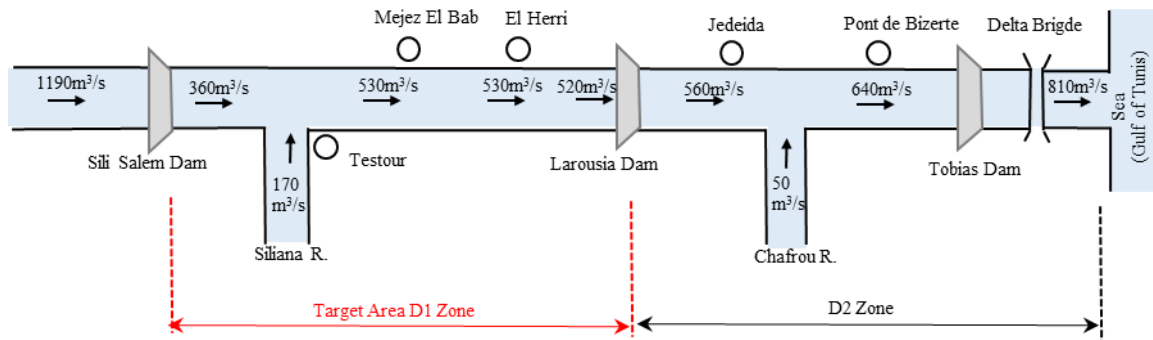


出典：メジェルダ川にかかる気候変動影響を考慮した総合流域管理・洪水対策検討調査(F/S), JICA(2012)

図 11-8 D2 ゾーンの F/S の計画高水流量配分図 (1/10 年確率規模)

(2) 本調査の再検討結果

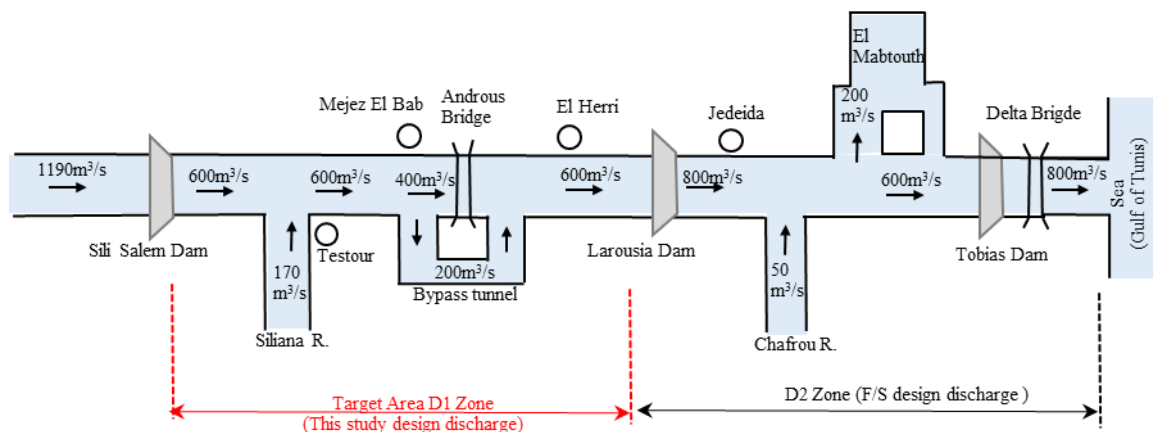
前出第 3 章にて述べたように、M/P、F/S および SAPI を踏まえ、データ更新及び全流域の流出モデル再構築によって 1/5～1/100 年確率規模の計画高水流量を見直した。図 11-9 は、見直した計画高水流量の計算結果の中から 1/10 年確率規模の計画高水流量を示す。この結果では、対象とする D1 において、1/10 年確率規模洪水時の高水流量がラルーシアダムでシリアナの残流域流出分を考慮して 520m³/s、アンダーレース歴史橋地点で 530m³/s となる。



出典：JICA 調査団

図 11-9 本調査で再検討した計算結果（1/10 年確率規模）

D1 ゾーンで目標とする治水安全度は、基本的にマスタープランを踏襲するものとし、1/10 年確率規模の計画高水流量とする。D1 ゾーンにおける 1/10 年確率規模の計画流量配分は、図 11-9 に示した計算結果をもとにその値を丸めた数値である $600\text{m}^3/\text{s}$ を設定する。D1 ゾーンの計画流量としては、ゾーン内での流量がほぼ同じであること、今回の計画規模が 1/10 確率規模とあまり大きくないことから、D1 ゾーンの流下能力も考慮して D1 ゾーン内で統一した値を用いる。その結果、D1 ゾーン 1/10 年確率規模の計画高水流量配分図は、図 11-10 に示すとおりである。なお、図 11-10 に示す D2 ゾーンは、F/S で設定された計画高水流量配分である。



注) Androus 橋付近においては、M/P で提案している左岸側のバイパス水路に対して、現況地形や土地利用等を考慮し、右岸側のバイパス水路を代替案として検討する。

出典：JICA 調査団

図 11-10 本調査で採用した D1 ゾーン計画流量配分図（1/10 年確率規模）

11.4.2 現況河道特性

(1) 河道横断及び縦断特性

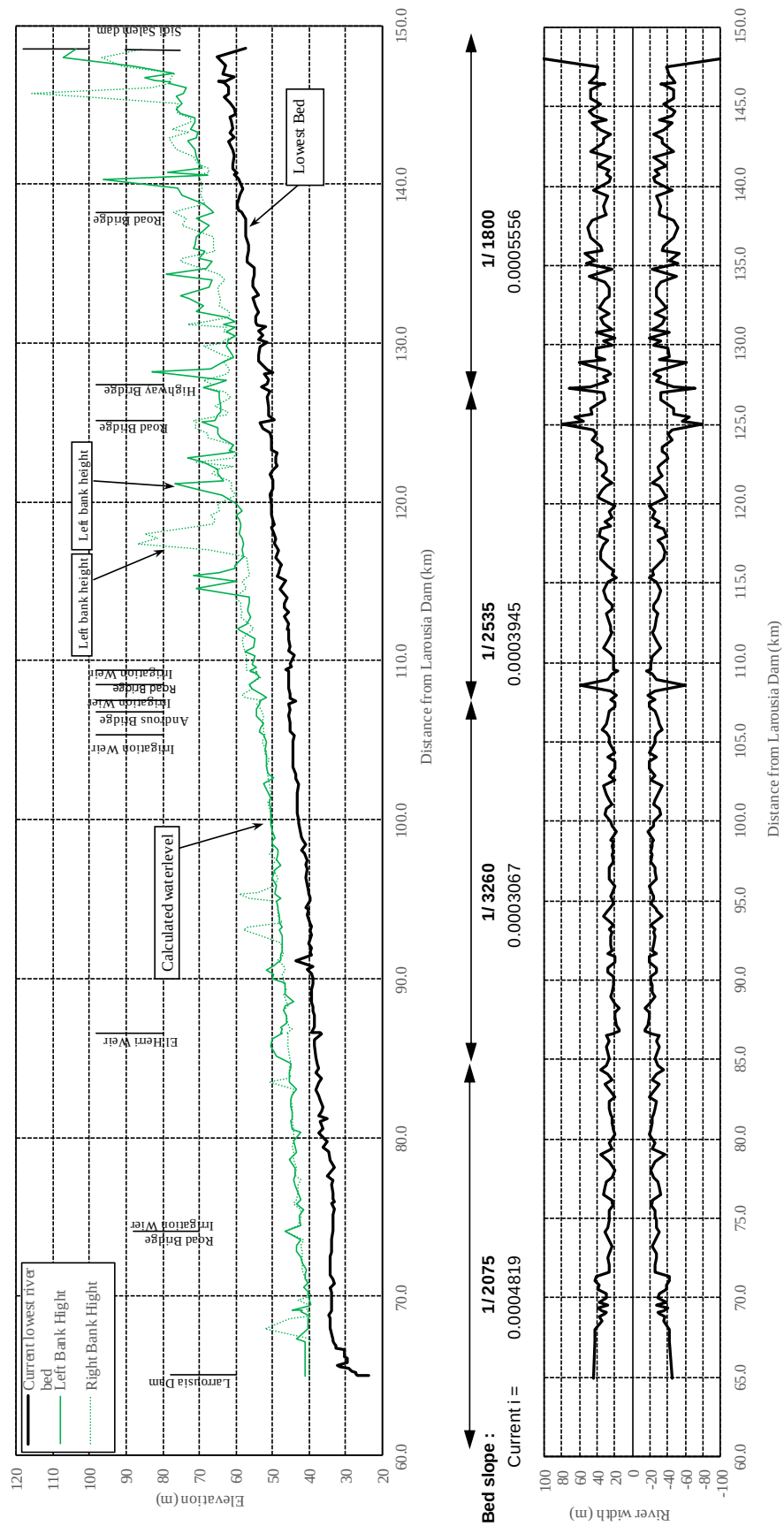
現況の河川縦横断は、2020 年河川横断測量を用いて整理した。D1 ゾーン河川縦断図は、図 11-12 に、代表的横断図を図 11-13 に示した。また、河川沿いの主要な横断構造物及び都市の位置を図 11-11 に示した。河川縦横断図の特徴は以下のとおりである。

- ・ 河川縦断河床勾配は、概ね $1/1,900 \sim 1/3,000$ と比較的緩い。ラルーシアダム地点においては、堰の影響で堆砂が発生しているため、河床高の変曲点が生じており、堰地点上流河道区間で河床が高くなっていることがわかる。
- ・ 河川横断に関しては、基本的に掘込河道であるが、部分的に河道内土砂が河岸に盛土されている。また、急な湾曲部が多数あり、激しい河岸浸食跡が確認される。
- ・ 河道の背後地は概ね農地であるが、右岸に Tastour, Sloughia 等の町があり、歴史橋は Mejez el Bab 市内に架かっており、両岸が市街地となっている。
- ・ D1 ゾーンにおける主要な河川横断構造物、D1 ゾーンの下流端に位置するラルーシアダム、中部に設置された Elheri 取水堰、Androus 歴史橋、Mejez el Bab 取水堰、上流部に Tastour 取水堰等が確認された。



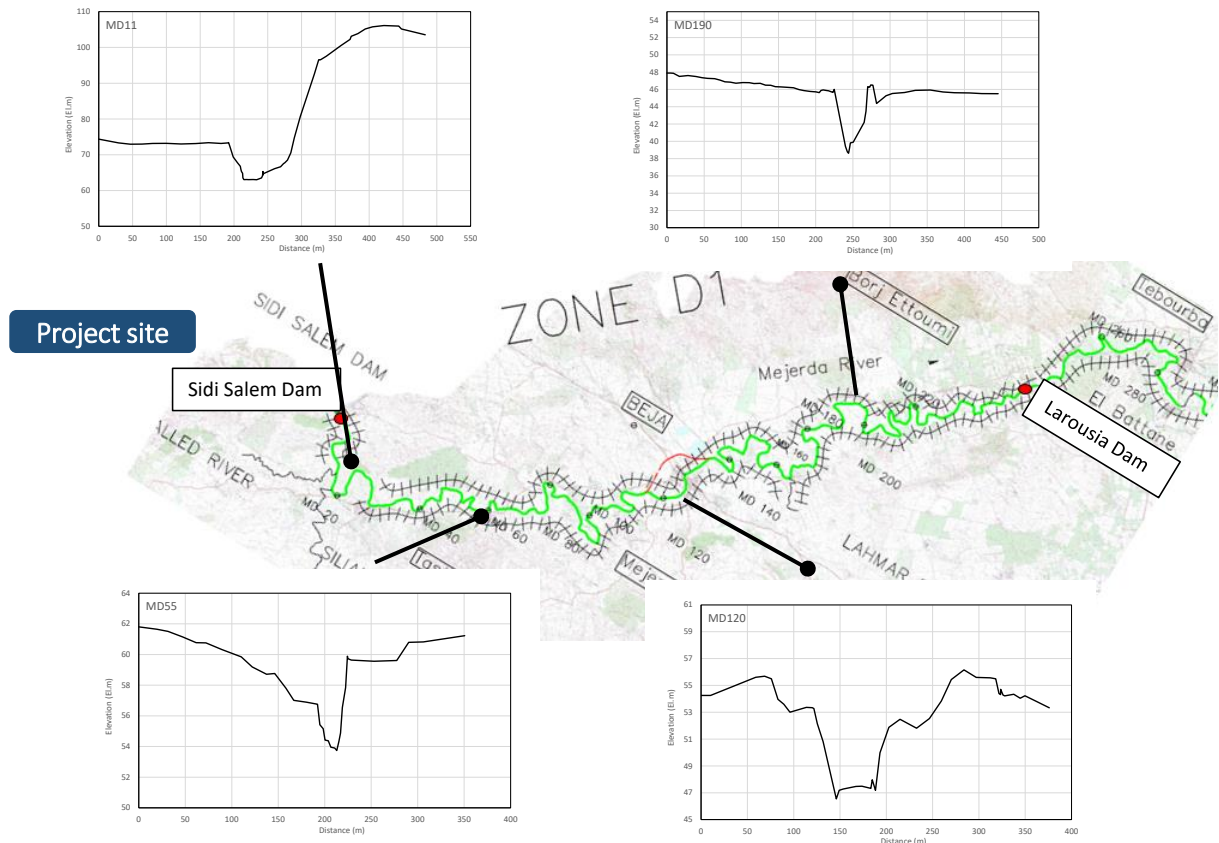
出典：JICA 調査団

図 11-11 対象 D1 ゾーンの主要河川横断構造物及び都市の位置図



出典：JICA 調査団

図 11-12 対象 D1 ゾーンの現状河床勾配及び川幅（2020 年測量データ）



出典：JICA 調査団

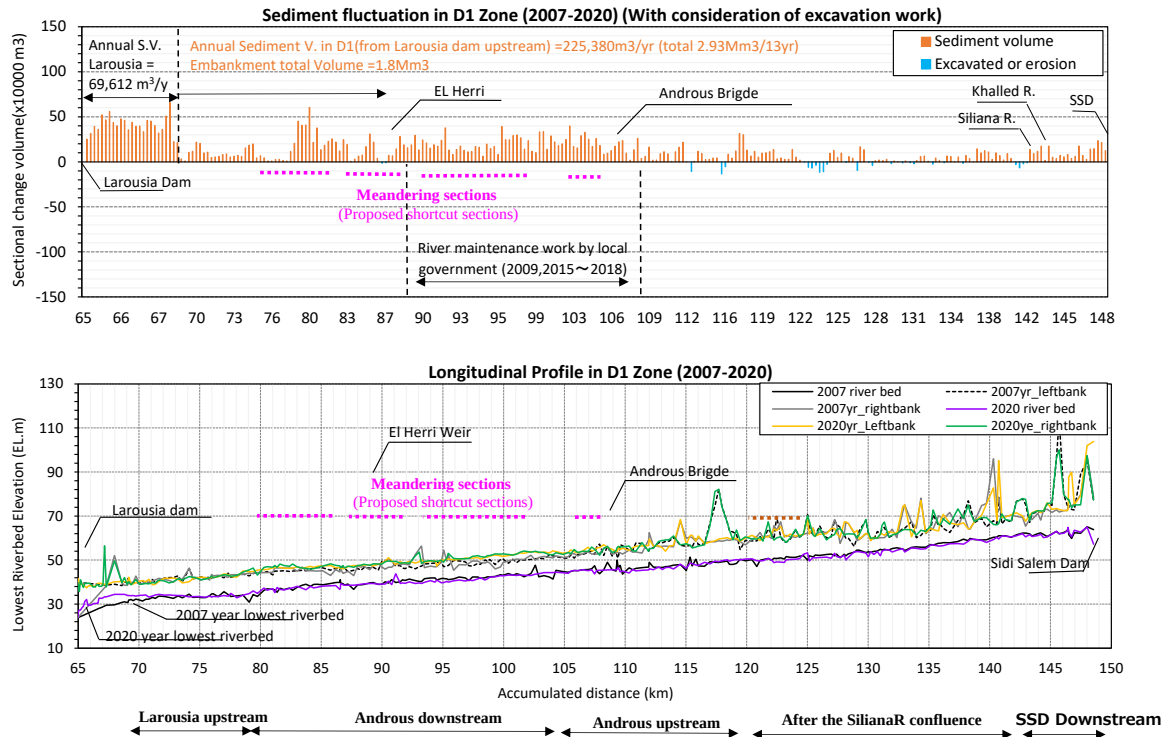
図 11-13 D1 ゾーンの代表断面

(2) D1 ゾーン河道の堆積状況

2007～2020 年の D1 ゾーンの河床変動量を図 11-14 に、D1 ゾーンの河川断面の比較（2007～2020 年測量）を図 11-16 に示す。なお、D1 ゾーンの河床変動量には当期間内の掘削量も考慮されており、ラルーシアダム貯水池区間では元河床を推定した上で、河床変動量を概算した。概算結果によると D1 ゾーンの河道全体では、2007～2020 年で 2.9Mm^3 の土砂の堆積が生じており、年平均で $0.2\text{Mm}^3/\text{年}$ の堆積が生じる可能性が示唆された。またラルーシアダム貯水池区間については、2007～2020 年で 0.9Mm^3 の土砂の堆積が生じており、年平均で $0.1\text{Mm}^3/\text{年}$ の堆積が生じる可能性が示唆された。

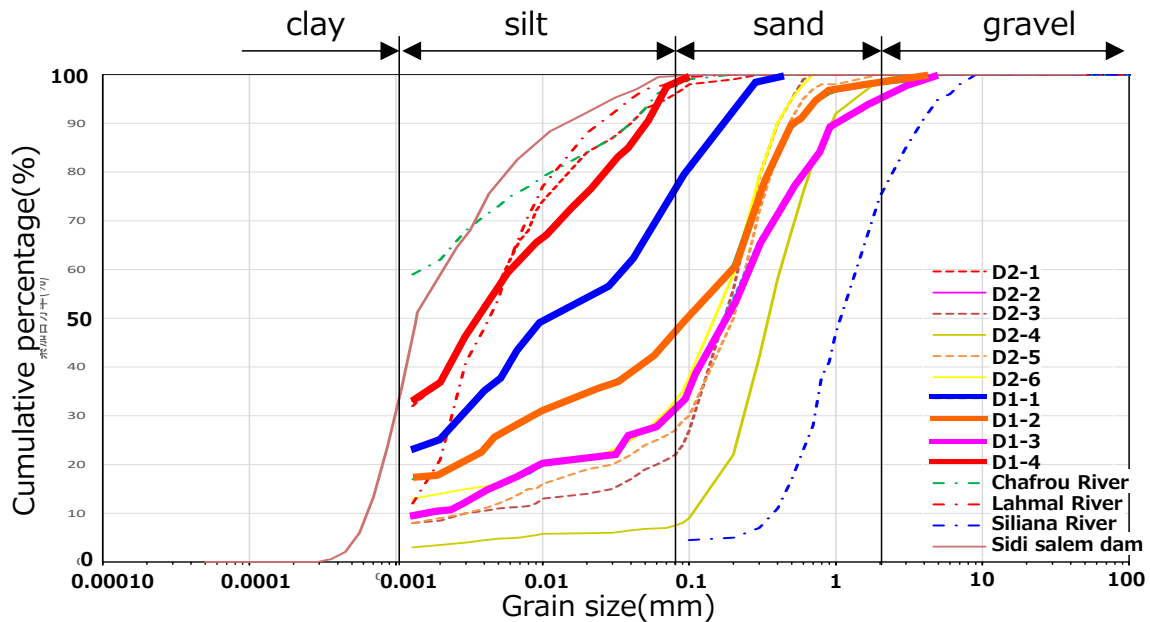
また、D1 ゾーンの河床材料調査を行った。D1 ゾーンの河床材料調査ポイントを図 11-16 に、調査結果を図 11-15 に示す。河床材料調査結果と河川横断の堆積状況を比較すると D1 ゾーンの堆積状況を確認した結果、以下のことが明らかとなった。

- 主要な土砂供給源であるシリアナ川合流直後の河道区間においては、顕著な堆積は認められず、安定的な河道が形成されていると推測される。
- 一方、アンダールス橋下流は蛇行が発達しており、河岸部よりも河床部での堆積が多く認められた。これらは河床材料調査結果から、主に砂分およびシルト分の堆積と推察される。
- ラルーシアダム直上流もダムの背水の影響を受け、河床部の堆積が顕著に見られた。



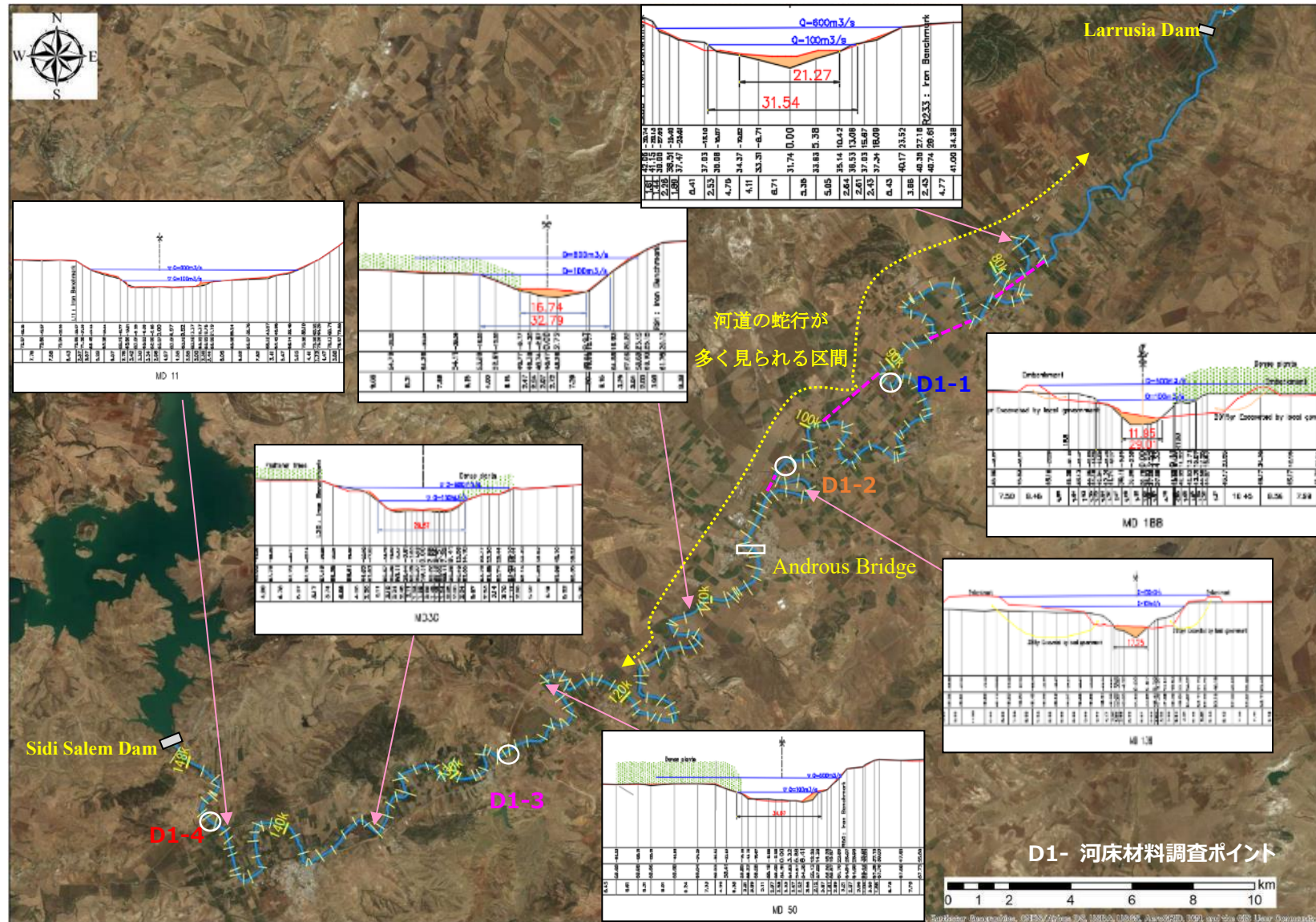
出典：JICA 調査団

図 11-14 D1 ゾーン河道の堆積状況（2007 年～2020 年）



出典：JICA 調査団

図 11-15 D1 ゾーン河床材料の粒度分布

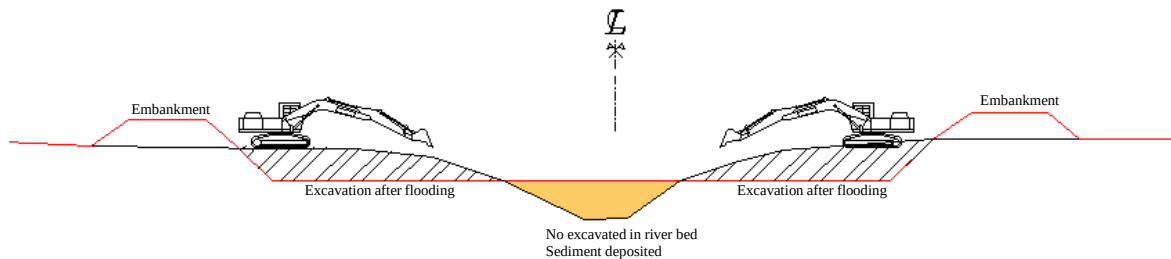


出典：JICA 調査団

図 11-16 D1 ゾーンの河川代表横断の堆積状況（2007 年～2020 年）

(3) 現地政府による維持掘削

地方政府による維持掘削の施工方法を図 11-17 に示す。現地政府の各機関へのヒアリング結果によると、地方農業農村開発局は、2015 年～2018 年の期間に Mejez el Bab 市街地の周辺及下流 20km 区間において維持掘削を実施した。この 4 年間の総計の掘削量と費用は、それぞれ約 570 万 m³、9.3 million TND（約 4 億円）である。地方政府による維持掘削は、河道測量や維持管理の計画に基づき、維持掘削が行われず、洪水が起きるたびに河道に堆積した土砂が掘削されている。また、低水路（河床部）での掘削ではなく、洪水河道内の段丘で掘削された土砂を兩岸の脇に移動し、盛土されていることが確認された。そのため、(2)D1 ゾーン河道の堆積状況にて述べたように Mejez el Bab 市街地の周辺及び下流区間においては、河床部での土砂堆積がまだ多く確認された。また、次項の 11.4.3 にて現況の流下能力の評価結果から、盛り土の堤防は、計画洪水に対する流下能力が不十分である。

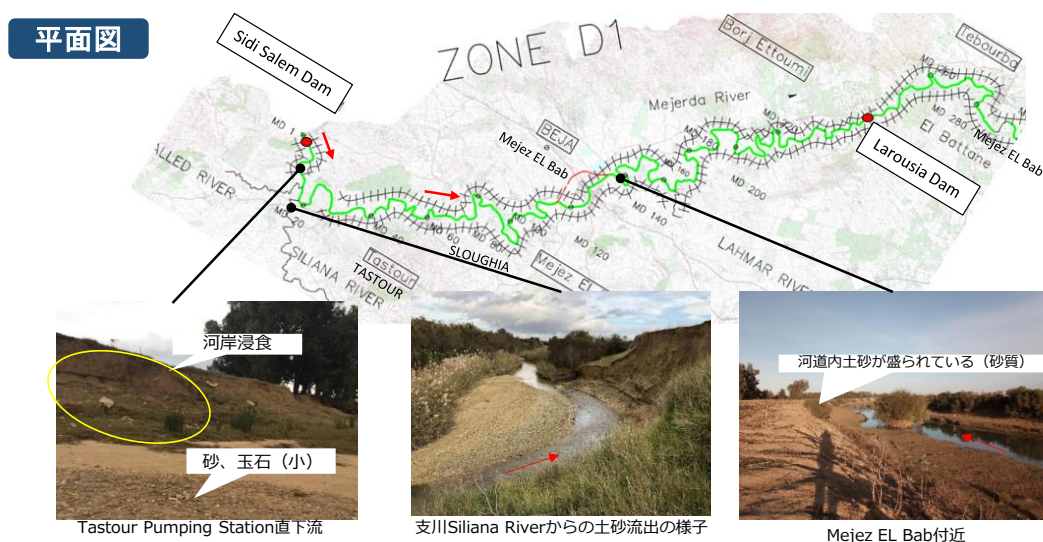


出典：JICA 調査団

図 11-17 D1 ゾーンの維持掘削の施工方法（掘削前後の比較）

(4) 粗度係数

図 11-18 に現地調査の写真を示す。河床は、概ね砂質、一部玉石（小）と確認されているため、対象区間全体においては、各代表断面の粗度係数を $n=0.04$ と設定する。



出典：JICA 調査団

図 11-18 対象 D1 ゾーンの河道の状況

11.4.3 現況流下能力の検討

(1) 流下能力算定方法及び算定条件

対象とする区間の現況河道の流下能力を把握するため、不等流計算によって流下能力を算定した。流下能力算定には、2020 年に実施された河川測量結果（平面、縦断、横断図）を使用して各横断面地点における満水流量を算出し、これら横断面の最小値を以って流下能力とした。

流下能力算定に使用した不等流計算条件は、下表に示す。

表 11-16 水理計算条件

No	項目	条件
1	計算手法	不等流計算
2	検討区間	メジェルダ川本川のD1ゾーン（83.563km）
3	対象河道	現況河道（2020年測量）
4	対象流量	W=1/10年（600m ³ /s）の20%～120%の6ケース
5	粗度係数	0.040
6	出発水位	対象区間の下流端であるラルーシアダムのMP時計画水位 33.01EL.m
7	構造物	橋梁 7 橋
8	河床勾配	現況河床勾配

出典：JICA 調査団

(a) 検討対象区間

流下能力検討対象区間は、ラルーシアダム～シディサレムダム（64.974～148.537km）とする。

(b) 対象河道

現況河道を対象とし、2020 年河川横断測量の河道断面を用いる。

(c) 対象流量

計画規模である 1/10 年確率規模を基本として、その流量の 20～120%を用いた。

(d) 出発水位

出発水位は、図 11-21 に示すよう、対象区間の下流端であるラルーシアダムの MP 時計画水位 33.01EL.m と設定した。

(e) 構造物

水位計算において河積を阻害する恐れのある構造物については、影響を考慮する。表 11-21 に考慮した構造物の諸元を示す。

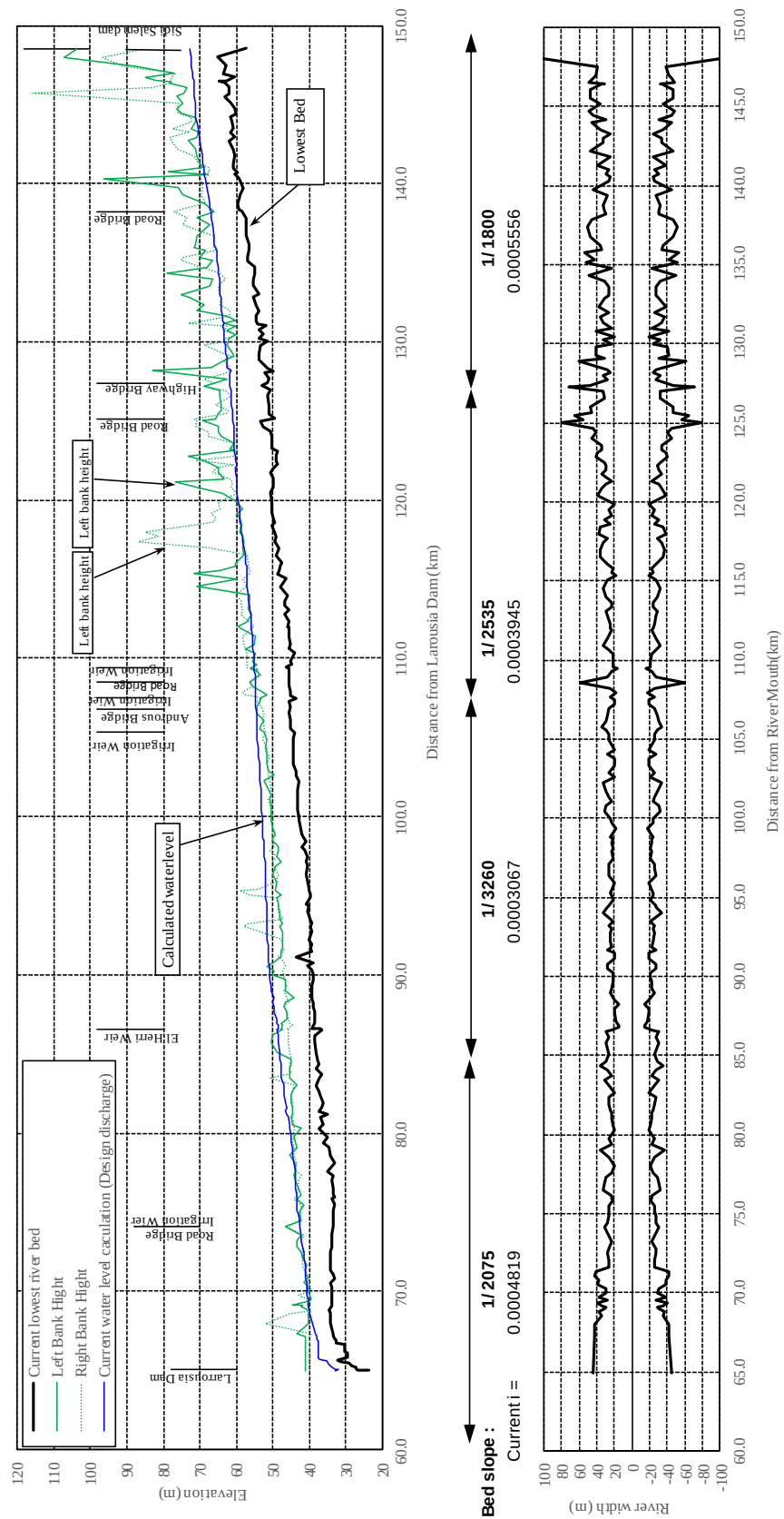
表 11-17 構造物諸元

No	構造物名	距離 (km)	ピア幅 (m)	ピア本数
1	Existing Road Bridge	74.131	2.75	6
2	Drinking water pipe	105.317	1	4
3	Androus Bridge	107.493	7.57	6
4	Existing Road Bridge	108.544	2.76	2
5	Existing Highway Bridge	125.155	0.94	3
6	Existing Road Bridge(GP5)	127.399	1.32	4
7	Existing Highway Bridge	138.232	2.15	2

(2) 検討結果

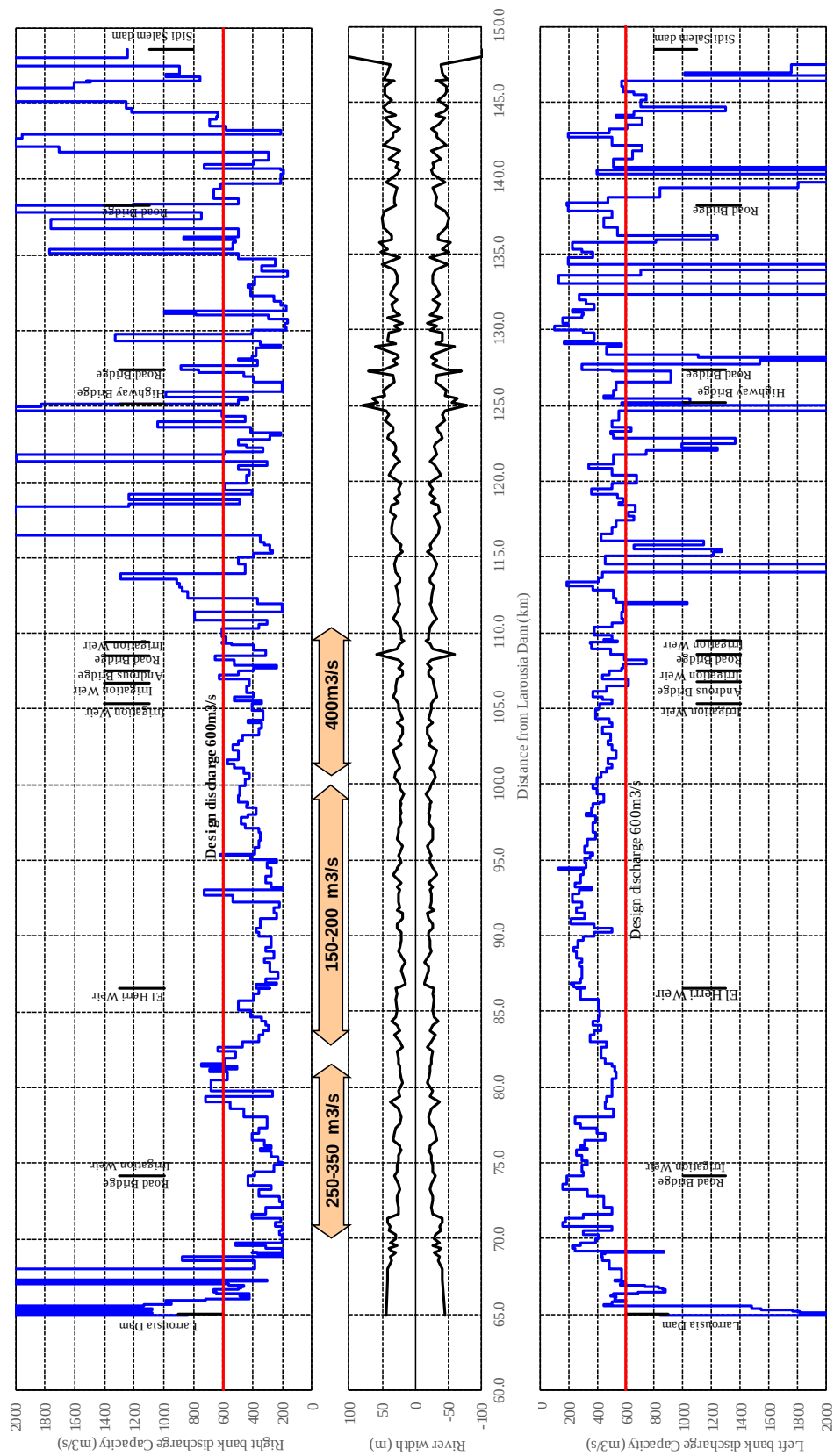
現況の流下能力の算定結果を図 11-20に示すとおりであり、Androus歴史橋上流河道区間については、計画流量に対して、流下能力があるが、Androus歴史橋下流区間においては、流下能力が概ね約150～400m³/s程度となり、計画流量に対して流下能力が不十分である。具体的には、以下のように示す。

- ラルーシア堰～EL.Herri堰(250-350m³/s)
- EL.Herri堰～歴史橋(メジェズエルバブ市を含む)(150-200m³/s)
- 歴史橋～歴史橋上流+10km(400m³/s)



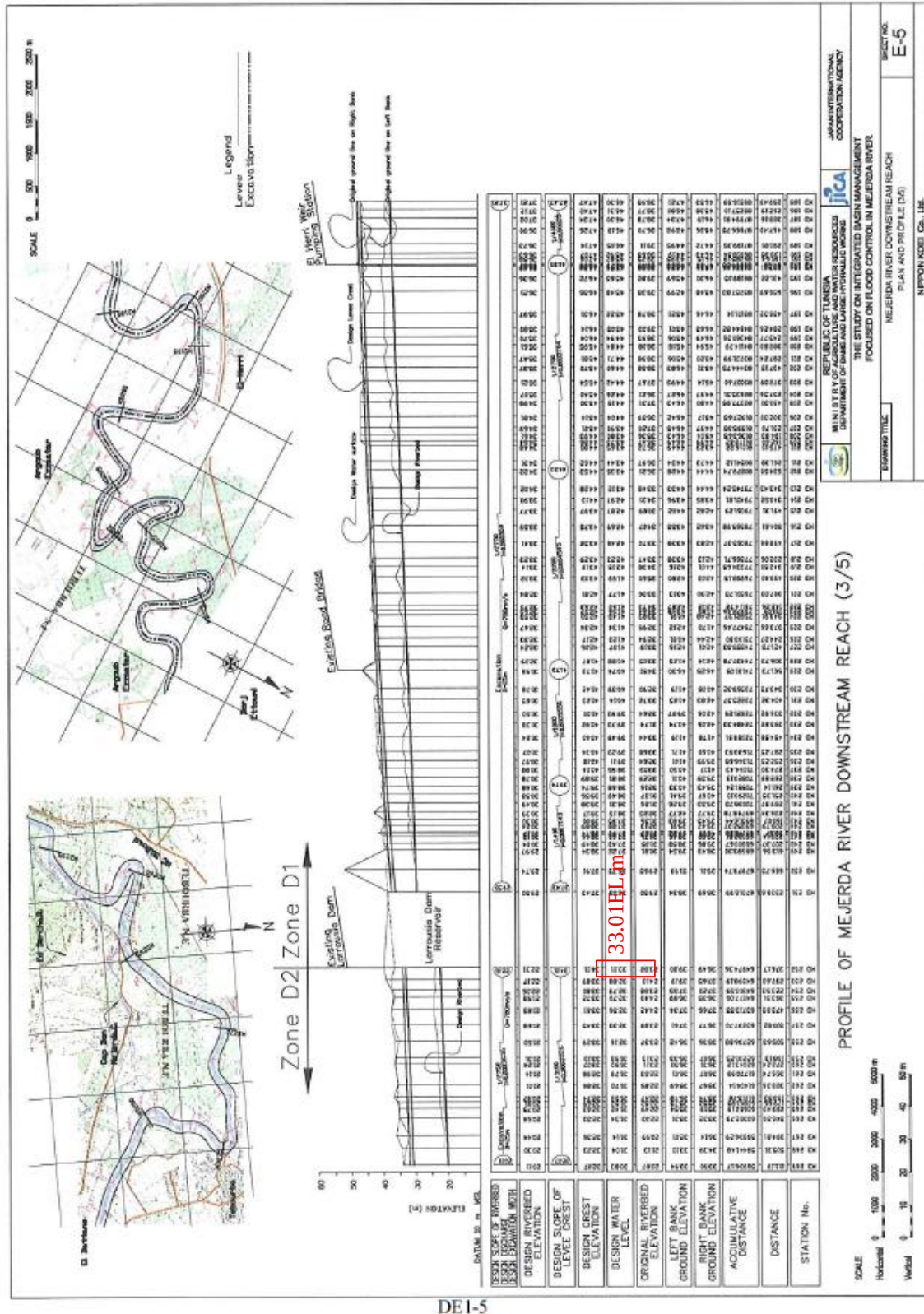
出典：JICA 調査団

図 11-19 D1 ゾーン現況縦断及び現況断面水位計算結果



出典：JICA 調査団

図 11-20 D1 ゾーン現況河道の流下能力 (2020 年)



出典：チュニジア国 メジェルダ川総合流域水管理計画調査(M/P), JICA(2008)

図 11-21 M/P の計画縦断面図

11.4.4 河川改修計画の基本方針

(1) D1 ゾーン治水対策の現状と課題

シディサレムダム下流の河道区間は、ラルーシアダム地点を境に、メジェルダ川 D1 ゾーンと D2 ゾーンに分けてそれぞれの区間での治水対策の事業が進んできた。D2 ゾーンは、1/10 年確率規模の計画洪水に対する河川改修の詳細設計を終えて、現在、施工業者選定中であり、未来には、D2 ゾーンの洪水に対する安全度が向上されると考える。一方、D1 ゾーンにおける治水対策は進んでいなく、依然として洪水リスクが高いこと、流域の治水対策の一環として行うことが必要性から、D1 洪水に対する安全度の早期向上が喫緊の課題である。なお、D1 ゾーンの治水対策の現状及び課題については、以下にまとめられる。

- D1 ゾーンの現況河道の流下能力については、Mejez el Bab 市の上流河道区間において、計画流量 $600\text{m}^3/\text{s}$ に対する流下能力がある。Mejez el Bab 市付近及び下流蛇行区間においては、流下能力が概ね約 $150\sim 400\text{m}^3/\text{s}$ 程度となり、計画流量 $600\text{m}^3/\text{s}$ に対して流下能力が不十分である。河川改修計画の策定にあたっては、Mejez el Bab 市街地の保護、同市の下流蛇行区間で計画高水流量を流下できる河川改修計画を行うのが課題である。
- D1 ゾーン河道内の土砂堆積は、前述のとおり、Mejez el Bab 市に位置する Androus 歴史橋直上流区間及び下流の蛇行区間において、河道内で堆積が多く見られた。これによって河川通水断面の著しい減少を招き、河道の通水能力が低下している。現地政府による維持掘削が行われているものの、依然として河道内で多く堆積している。そのため、河道の流下能力の向上及び維持管理コスト削減の観点から、河道内で土砂堆積が生じないように断面計画を検討する必要がある。
- Androus 歴史橋は、多数の橋脚による通水面積の減少等で洪水時にボトルネックとなり、頻繁に大きな洪水被害を引き起こすこととなる。しかし、これは歴史的遺産であるため、チュニジア側の要請により、改修せずに原位置及び原形を保存してほしいということから、歴史橋を保護しながら、この地点の洪水発生リスクを軽減する対策を検討する必要がある。M/P では、Mejez el Bab バイパス水路案を提案されているが、建設コスト、用地取得や環境的側面からの課題が多いため、代替案の検討が必要である。
- D1 ゾーン河川改修計画では、流域全体を見据えた治水計画の策定の観点から、D1 ゾーン河川計画による下流 D2 ゾーンへのネガティブインパクトが生じないように計画を策定する必要がある。また、計画高水流量を超える洪水が発生した場合には、できるだけ D2 ゾーンに影響が及ばないように検討する必要がある。

(2) 治水対策の基本方針

D1 ゾーンの洪水対策では、基本的にマスタープランで提案された治水目標及び治水対策を踏襲しているが、前述の治水対策の現状課題及び自然条件の変化を踏まえ、河川改修（河道拡幅、河道掘削、分流施設整備）と遊水地やショートカット等による構造物対策の代替案も検討する。検討にあたっては、以下の事項を基本方針とする。

- i) 現況の地形（河道形状）を活用する。
- ii) 現況の最深河床部は存置する。
- iii) 歴史橋は存置するが、流下能力が不足するためバイパス水路または代替案のバイパス水路

- (トンネル) 検討する。
- iv) 超過洪水に対しては資産の比較的少ない左岸側を活用する。
 - v) 土砂管理（下流への土砂流入の低減、土砂の有効利用）の観点から遊水池の可能性も検討する。
 - vi) 事業初期の 5 年で築堤、流路整備を行う。その後は維持管理に移行するが、造成した河道に流入土砂が堆積しないような断面形にする必要がある。対象区間では、高水敷に草木が繁茂することを回避するため、高水敷に土砂が堆積しないようにする必要がある。
 - vii) 対象区間における流下能力の低い蛇行区間で河道幅の拡幅とショートカット等の比較案を比較検討した上で、最適案を選定する。

D1 ゾーンにおける各種治水対策を組み合わせた河川改修計画案の一覧は、以下に示す。

表 11-18 河川改修計画案一覧表

方策		内容
M/P 案	M/P 計画	-河川改修は、河床掘削、築堤及び河道拡幅を基本とする。 -歴史橋付近においては、Mejez el Bab バイパス水路を提案している
計画案-1	一般河川改修+バイパス水路または代替案のバイパス水路（トンネル）	-河川改修は、河床掘削、築堤及び河道拡幅を基本とする。 -歴史橋付近においては、Mejez el Bab バイパス水路または代替案の Mejez el Bab バイパス水路（トンネル）を検討する。
計画案-2	計画案-1+落差工	-計画案-1に加えて、歴史橋の保護、Mejez el Bab バイパス水路の流下能力を確保するため、歴史橋の直下流に落差工を検討する。
計画案-3	計画案-2+ショートカット	-計画案-2に加えて、D1 ゾーン下流区間でのショートカットを検討する。 -ショートカット対象区間は、流下能力の低い蛇行区間である 4 区間とする。
計画案-4	計画案-3+遊水地	-D1 ゾーンの河道整備後、計画高水を超える流量が発生した場合に、下流河道（D2 ゾーン）に与える影響を軽減するため遊水地案を検討する。 -対象区間については、計画案-3 のショートカット案との整合性、合流点の対策を図りながら選定する。

出典：JICA 調査団

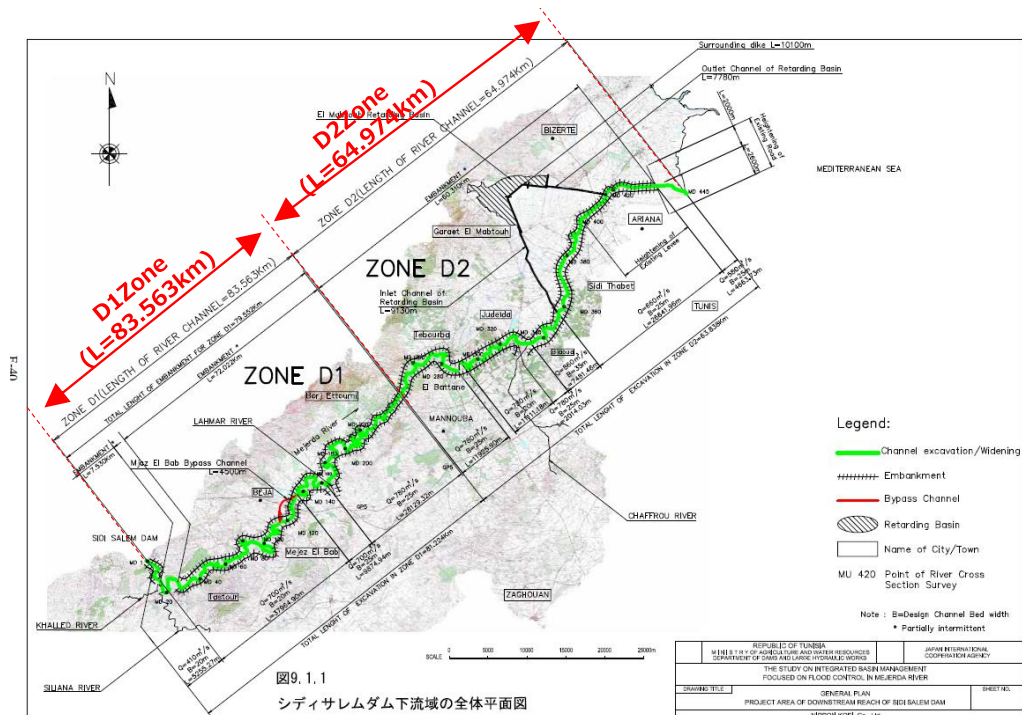
11.4.5 平面計画

河道の平面線形は、河道の水理特性や沿川の土地利用等を総合的に勘案して決定する必要がある。以下に、メジェルダ川の平面計画の各案についての概要を示す。

(1) M/P の平面計画

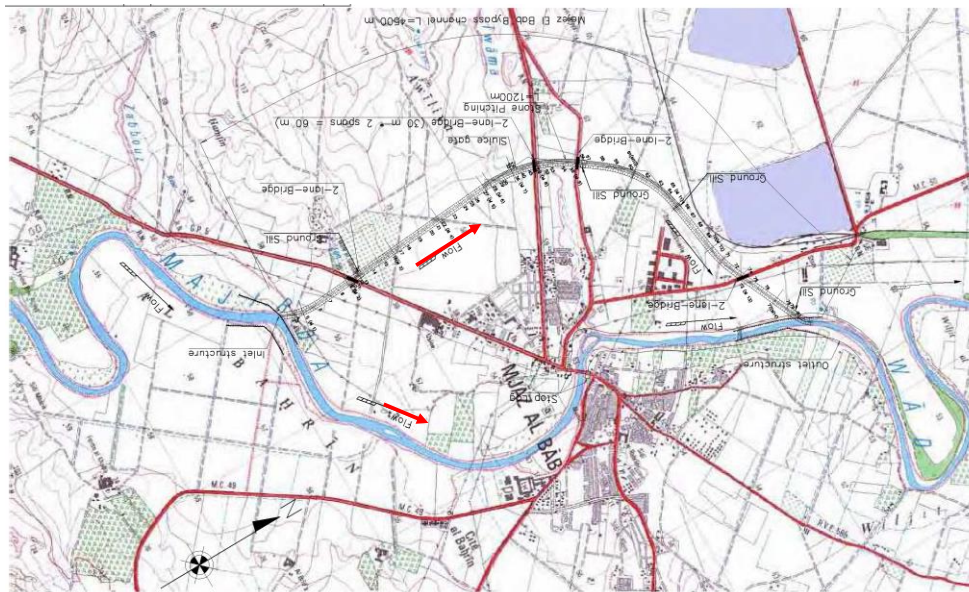
M/P の D1 ゾーン平面計画を図 11-22 に示す。M/P では、現況（2007 年河道測量）の河道線形を基本とし、歴史橋の付近においては、水路延長 50.0km、水路幅 80.0m の Mejez el Bab バイパス水路が提案されている。バイパス水路の平面図は、図 11-23 に示す。

本調査では、最新の河道測量結果を用いて現況河道の特性を把握した上で、平面計画を検討する必要がある。また、土地利用状況の変化や地形特性等の問題に関する懸念がある Mejez el Bab バイパス水路提案に対して、Mejez el Bab バイパス水路（トンネル）を代替案として検討し、より効果的かつ実現性のある案を選定する。



出典：チュニジア国 メジェルダ川総合流域水管理計画調査(M/P), JICA(2008)

図 11-22 M/P の平面計画案

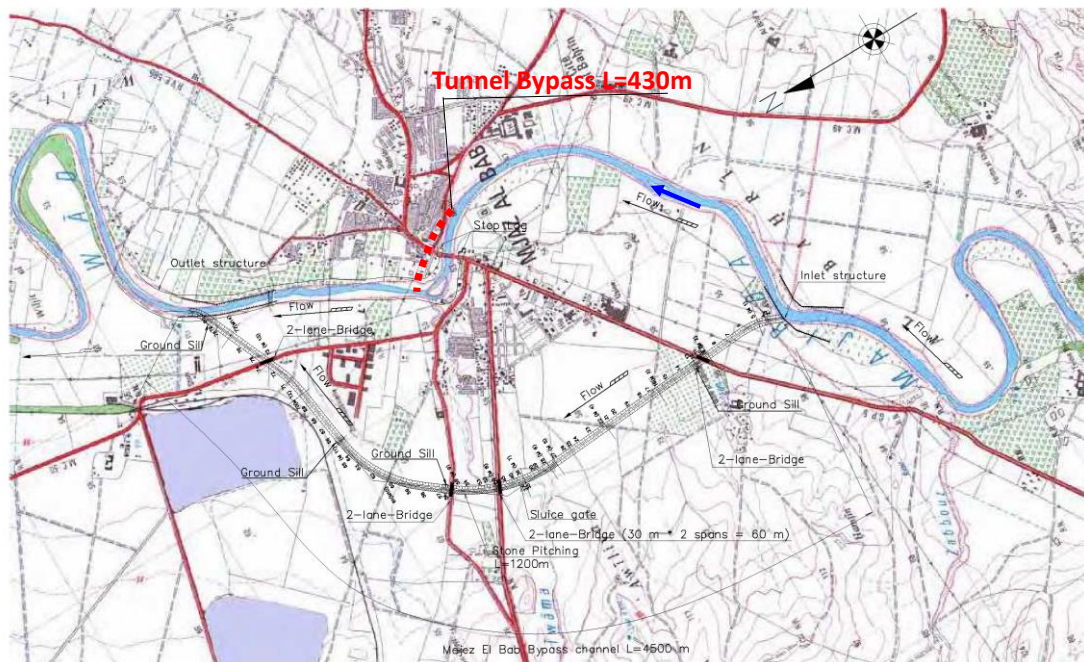


出典：チュニジア国 メジェルダ川総合流域水管理計画調査(M/P), JICA(2008)

図 11-23 M/P のバイパス水路平面図

(2) 計画案-1 の平面計画

平面計画案-1 を図 11-24 に示す。平面計画案-1 では、M/P と同様に現況の河道形状を基本とし、河床掘削、築堤及び河道拡幅等を検討する。また、アンダーラース歴史橋の保護を目的とした分流施設を検討する。なお、M/P で提案されている Mejez el Bab バイパス水路では、土地利用状況の変化や地形特性等の問題に関する懸念があるため、代替案として Mejez el Bab バイパス水路（トンネル）を検討する。

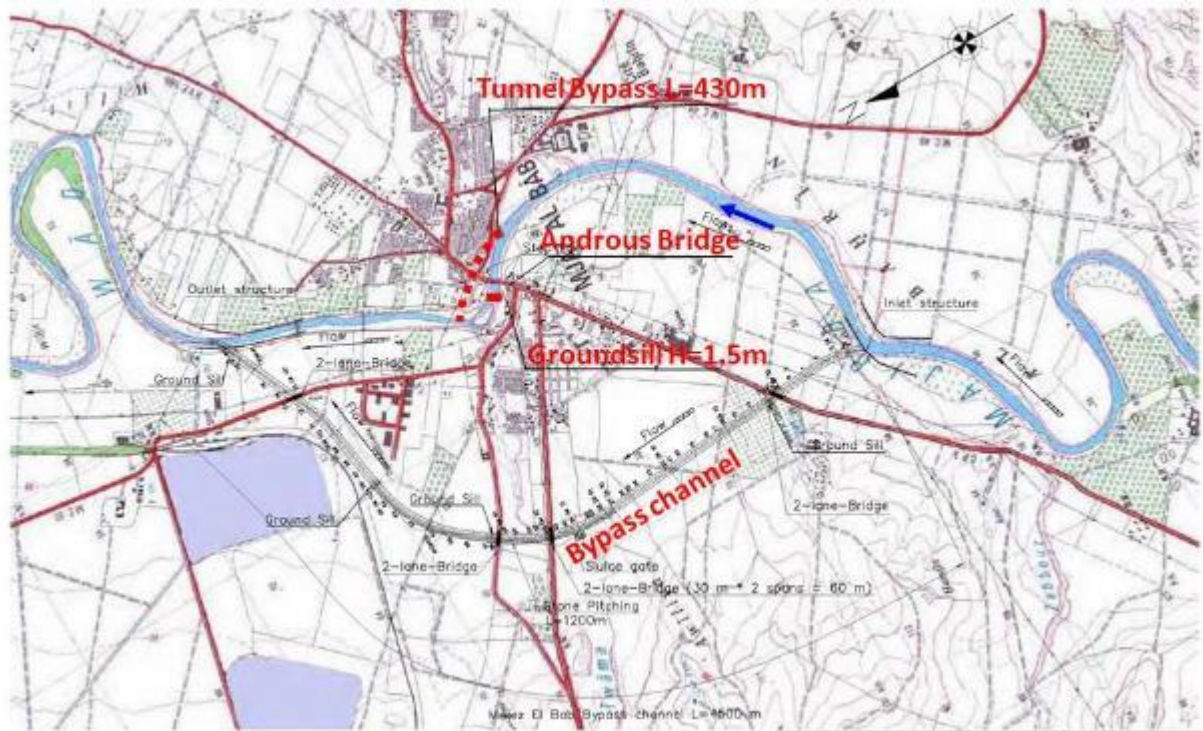


出典：JICA 調査団

図 11-24 M/P のバイパス水路の代替案として検討する Mejez el Bab バイパス水路

(3) 計画案-2 の平面計画

平面計画案-2 は、図 11-25 に示すように計画案-1 に加え、アンダールス歴史橋の保護、Mejez el Bab バイパス水路の流下能力を確保するため、歴史橋の直下流に落差工（H=1.5m 程度）を設置する案を検討した。



出典：JICA 調査団

図 11-25 計画案-2 の落差工の位置図

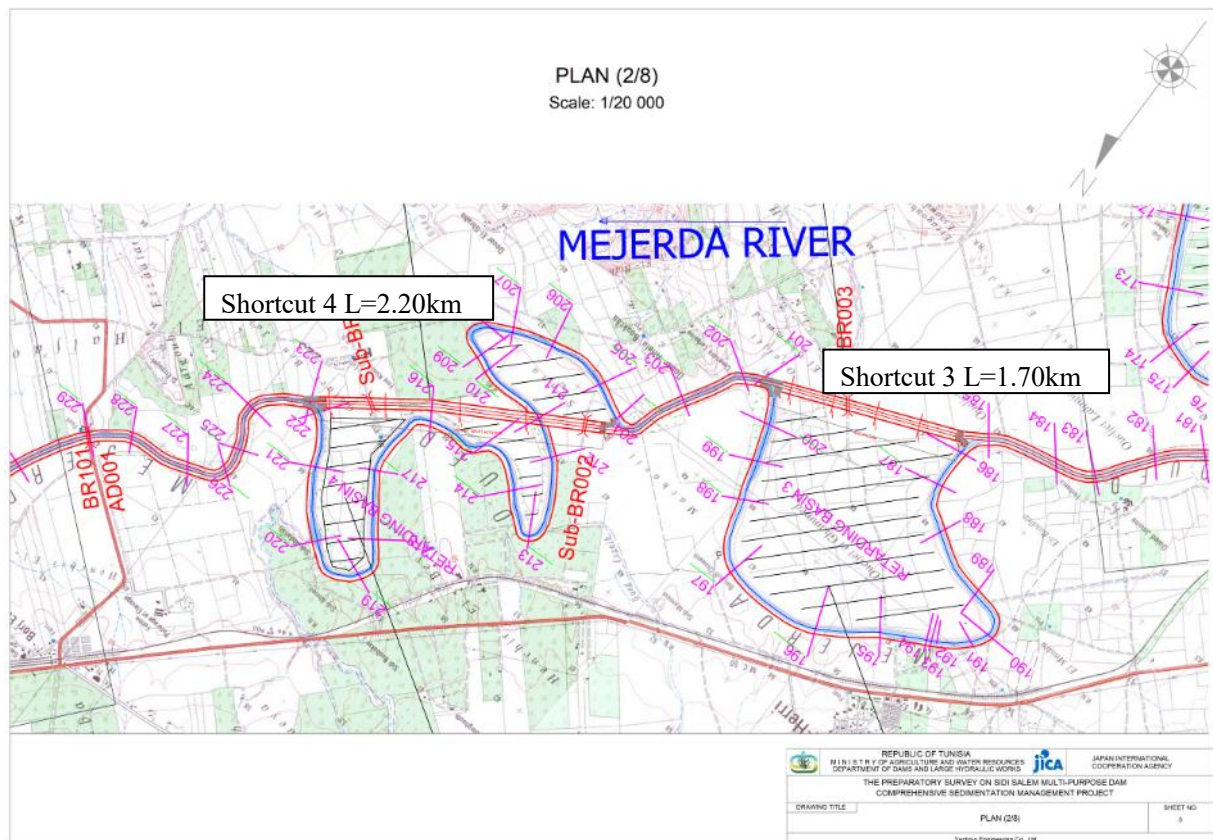
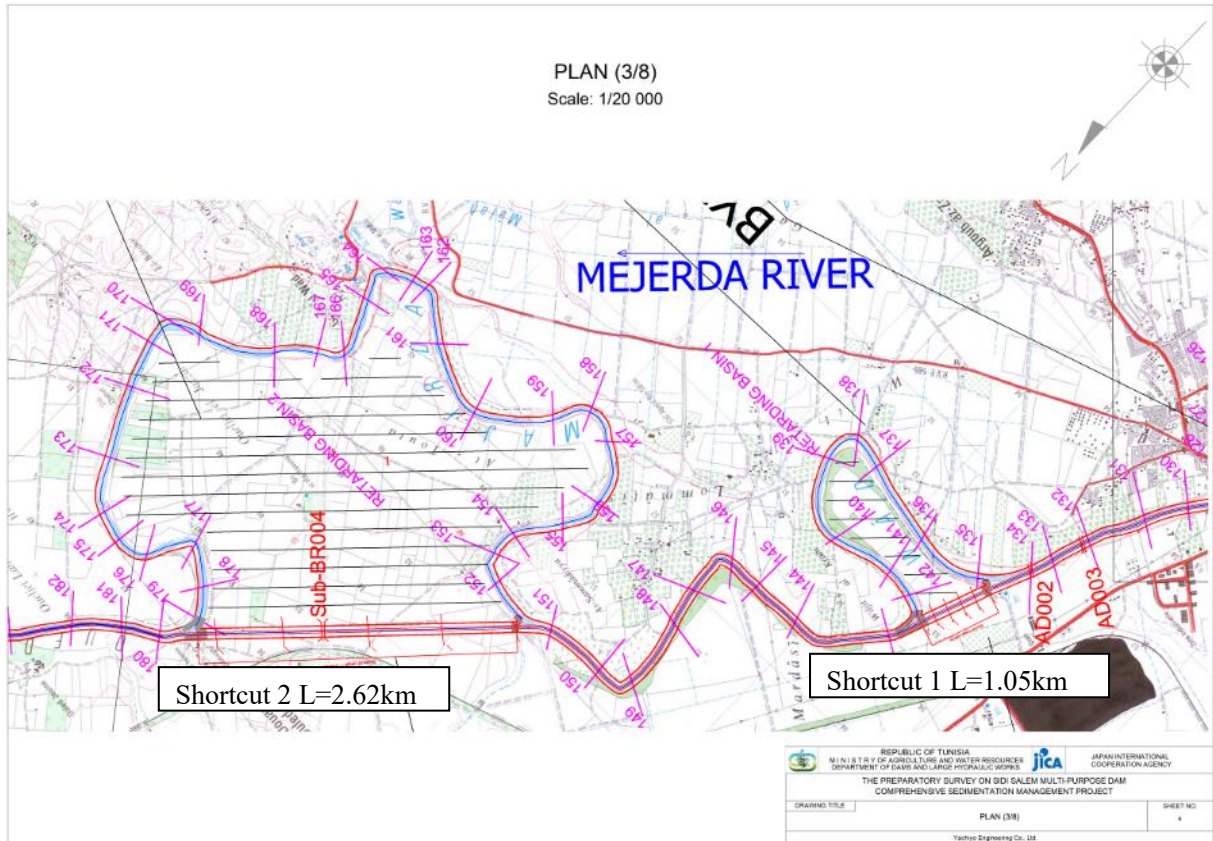
(4) 計画案-3 の平面計画

1) 蛇行部のショートカットの必要性

メジェルダ川の D1 ゾーンでは、湾曲部が多く存在している。これらの蛇行区間については、蛇行区間を直線化して、洪水流をスムーズに下流部に流下させる。また、600m³/s（計画高水流量）を流下させる断面を新たに掘削する場合と、現況河道を掘削して流下能力を確保する場合を比較した。現況断面の流下能力が小さいために（河道断面が小さい、特にアンダールス橋から下流）、掘削ボリュームが大きくなり、新規に河道を掘削する場合とあまり変わらないことが判明した。そのため、対象とする D1 ゾーンにおいては、その効果が明確となったためにショートカットの検討を実施することにした。蛇行部のショートカットの概要と位置は、以下に示す。

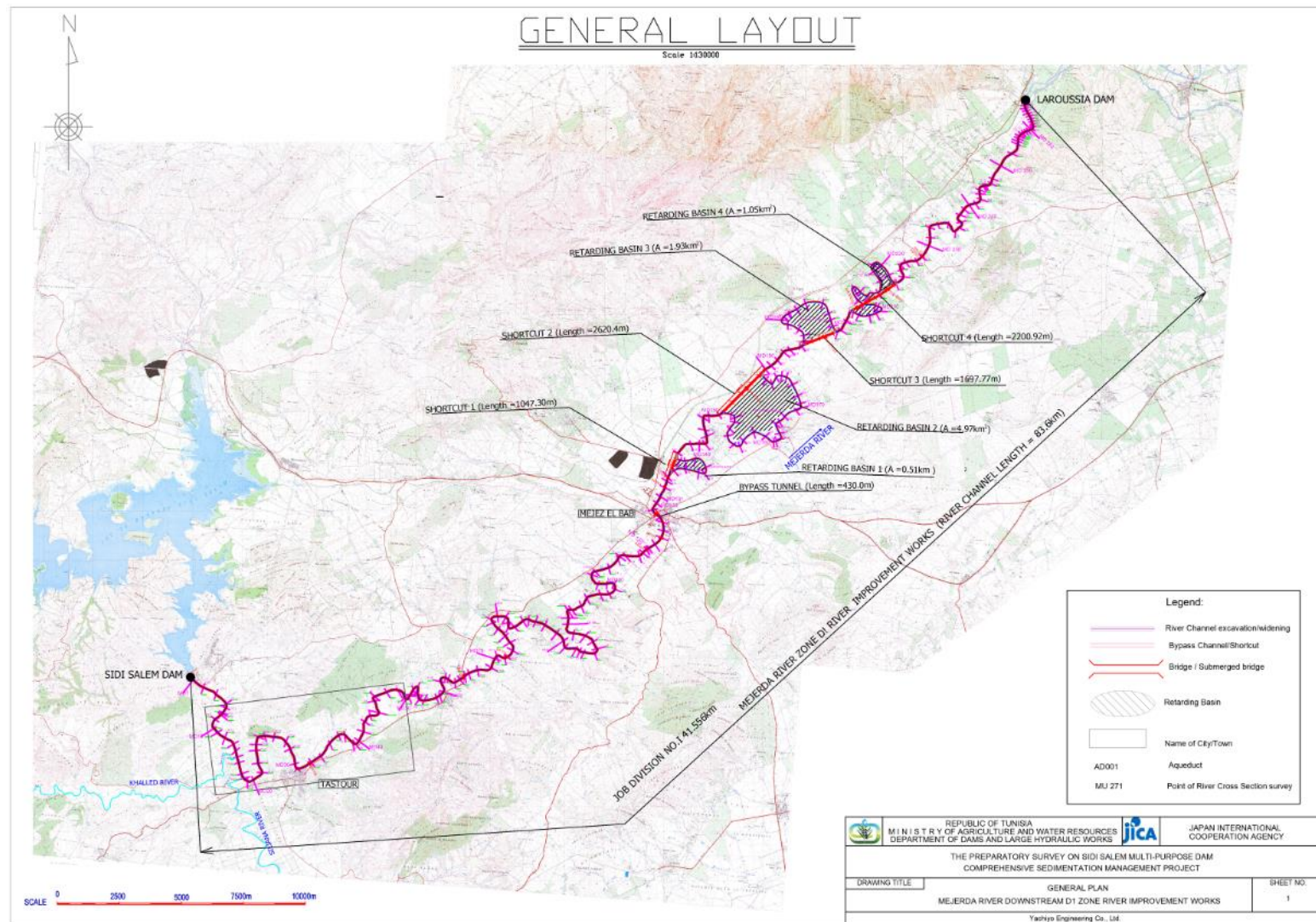
表 11-19 ショートカットの概要（案）

ショートカット	対象区間 (km)	延長 (km)
ショートカット 1	88.41km～89.46km	1.05
ショートカット 2	82.84km～85.46km	2.62
ショートカット 3	79.39km～81.09km	1.70
ショートカット 4	75.82km～78.95km	2.2



出典：JICA 調査団

図 11-26 蛇行部のショートカットの位置図

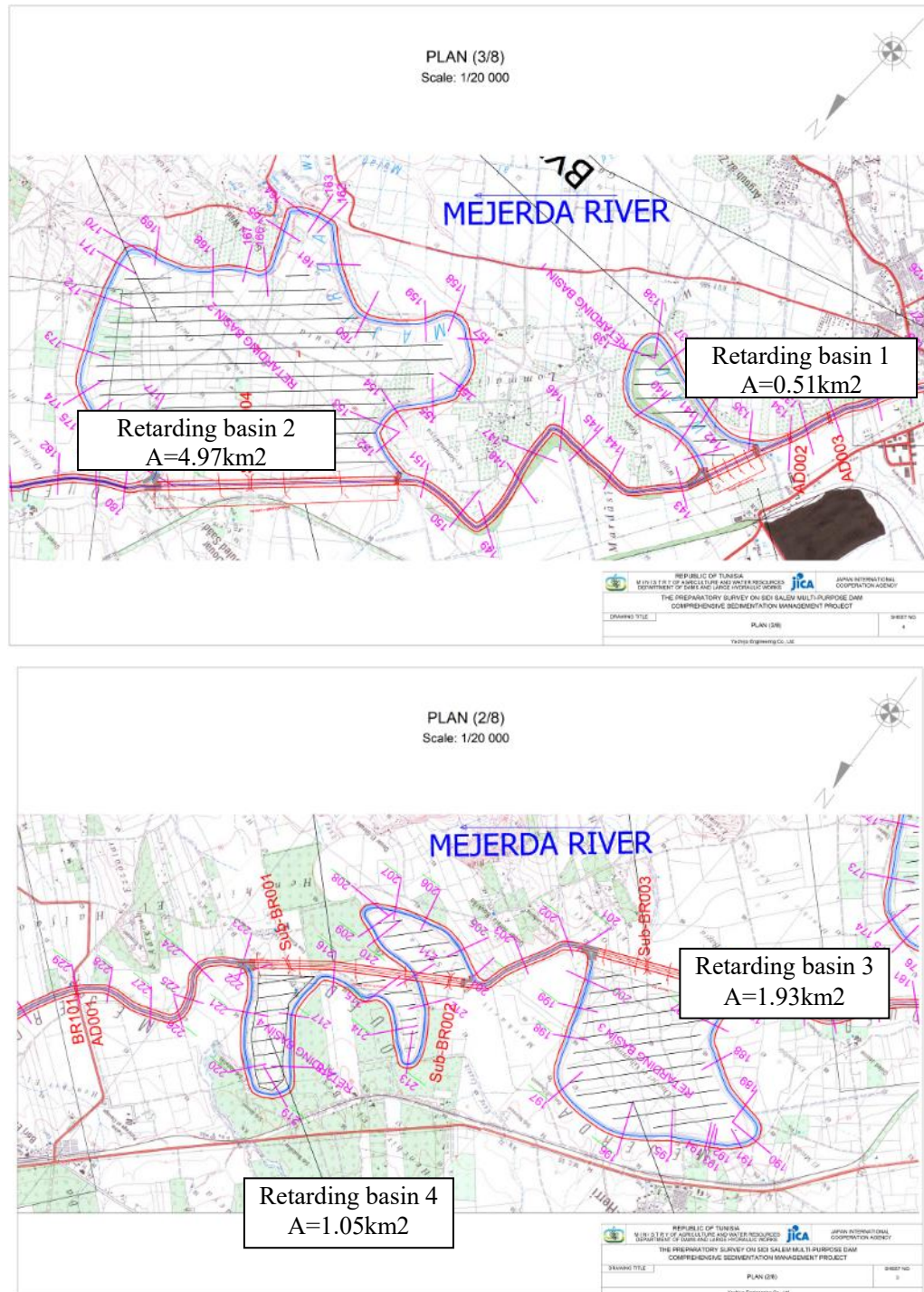


出典：JICA 調査団

図 11-27 計画案-3 の平面図

(5) 計画案4の平面計画

D1ゾーンの河道整備を実施した場合の下流河道（D2ゾーン）に与える影響を軽減する観点（ネガティブインパクトをなくす）から、D1ゾーンにおいては、計画高水を超える流量が発生した場合には、できるだけD2ゾーンに影響が及ばないようにするために、遊水地計画(1-4)を検討した。提案地区は、河道のショートカットを実施する区間と整合を図っている。遊水地計画の候補地の全体図は図11-27に、各候補地の位置は以下の図11-28に示す。



出典：JICA 調査団

図 11-28 ショートカット及び遊水地の候補地の位置図

11.4.6 縦断計画

縦断計画については、計画高水位が沿川の地盤高よりも低くなるように設定することが望ましい。ここでは、以下に示す基本的な考え方に基づき、計画高水位および計画河床高を設定する。

- 計画高水位については、沿川の地盤高よりも低くなるよう設定する。
- 計画河床高は、現況河床高を基本とする。
- 計画河床勾配は、河床の安定性の確保を考慮し、現況河床勾配程度としながら、ラルーシアダム、アンダールス橋、およびラルーシアダム直上流の土砂が堆積している湾曲部を起点として調整を行う。

なお、各計画案における縦断計画を検討する際には、2020 年に実施された河川測量結果をもとに作成した計画河道を使用した。以下に、縦断計画における水理計算の概要、および各計画案の縦断計画を示した。

(1) 水理計算

対象とする区間の各計画案の計画高水位を検討するため、不等流計算を実施した。計画高水位算定に使用した水理計算条件は、下表のとおりである。

表 11-20 水理計算条件

No	項目	条件
1	計算手法	不等流計算
2	検討区間	メジェルダ川本川のD1ゾーン（シディサレムダム～ラルーシアダム：83.563km）
3	対象河道	計画河道
4	対象流量	W=1／10年（600m ³ /s）
5	粗度係数	0.030
6	出発水位	対象区間の下流端であるラルーシアダムのMP時計画水位 33.01EL.m
7	構造物	橋梁7橋
8	河床勾配	各計画案の河床勾配

(a) 検討対象区間

流下能力検討対象区間は、ラルーシアダム～シディサレムダム（64.974～148.537km）とする。

(b) 対象河道

計画河道を対象とし、2020 年測量結果をもとに計画した計画断面（次項にて後述）を用いる。

(c) 対象流量

1/10 年確率規模の洪水流量 600m³/s とする

(d) 出発水位

出発水位は、対象区間の下流端であるラルーシアダムの MP 時計画水位 33.01EL.m と設定した。

(e) 構造物

水位計算において河積を阻害する恐れのある構造物については、影響を考慮する。表 11-21 に考慮した構造物の諸元を示す。

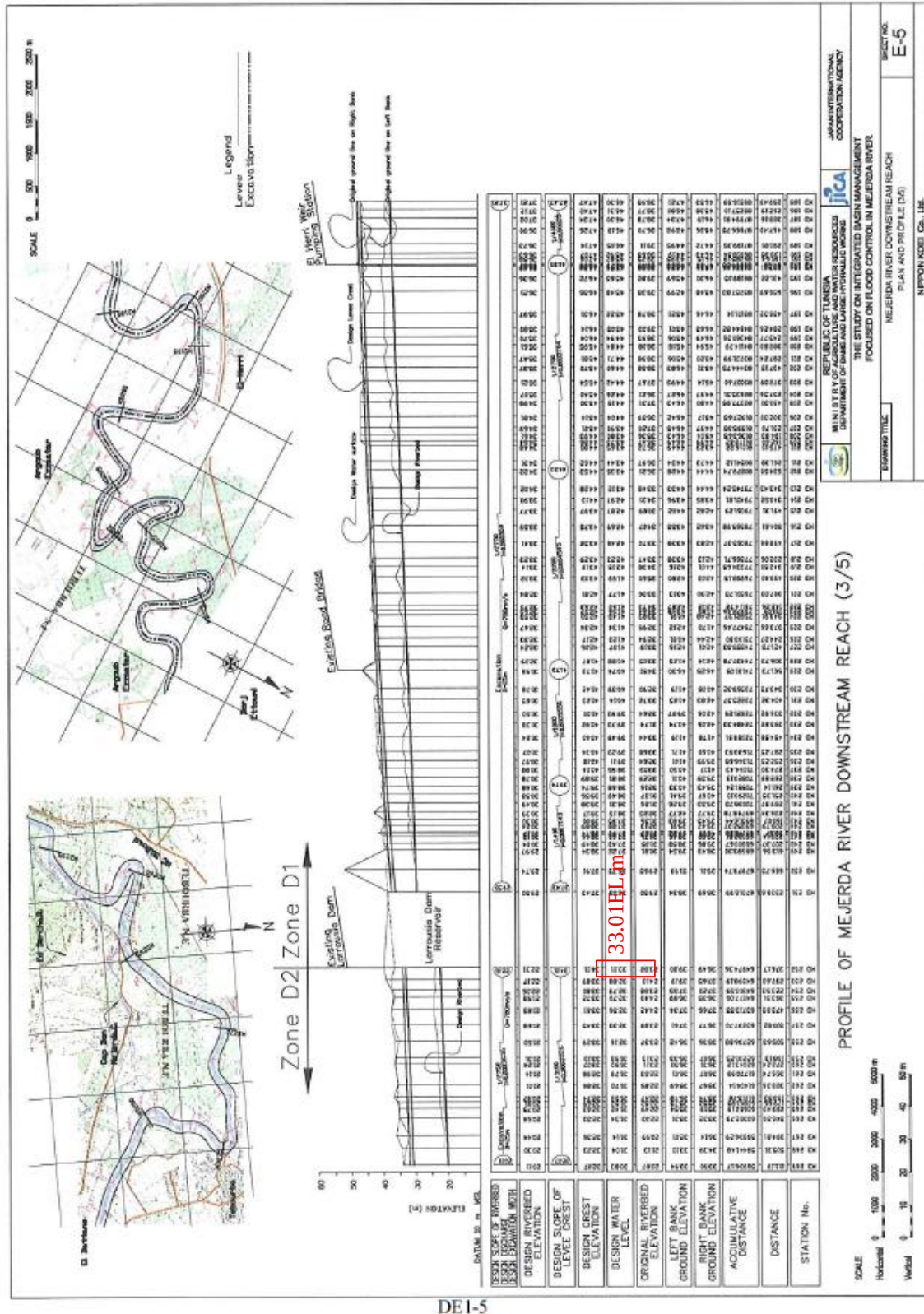
表 11-21 構造物諸元

No	構造物名	距離 (km)	ピア幅 (m)	ピア本数
1	Existing Road Bridge	74.131	2.75	6
2	Drinking water pipe	105.317	1	4
3	Androus Bridge	107.493	7.57	6
4	Existing Road Bridge	108.544	2.76	2
5	Existing Highway Bridge	125.155	0.94	3
6	Existing Road Bridge(GP5)	127.399	1.32	4
7	Existing Highway Bridge	138.232	2.15	2

(2) 各案の縦断計画

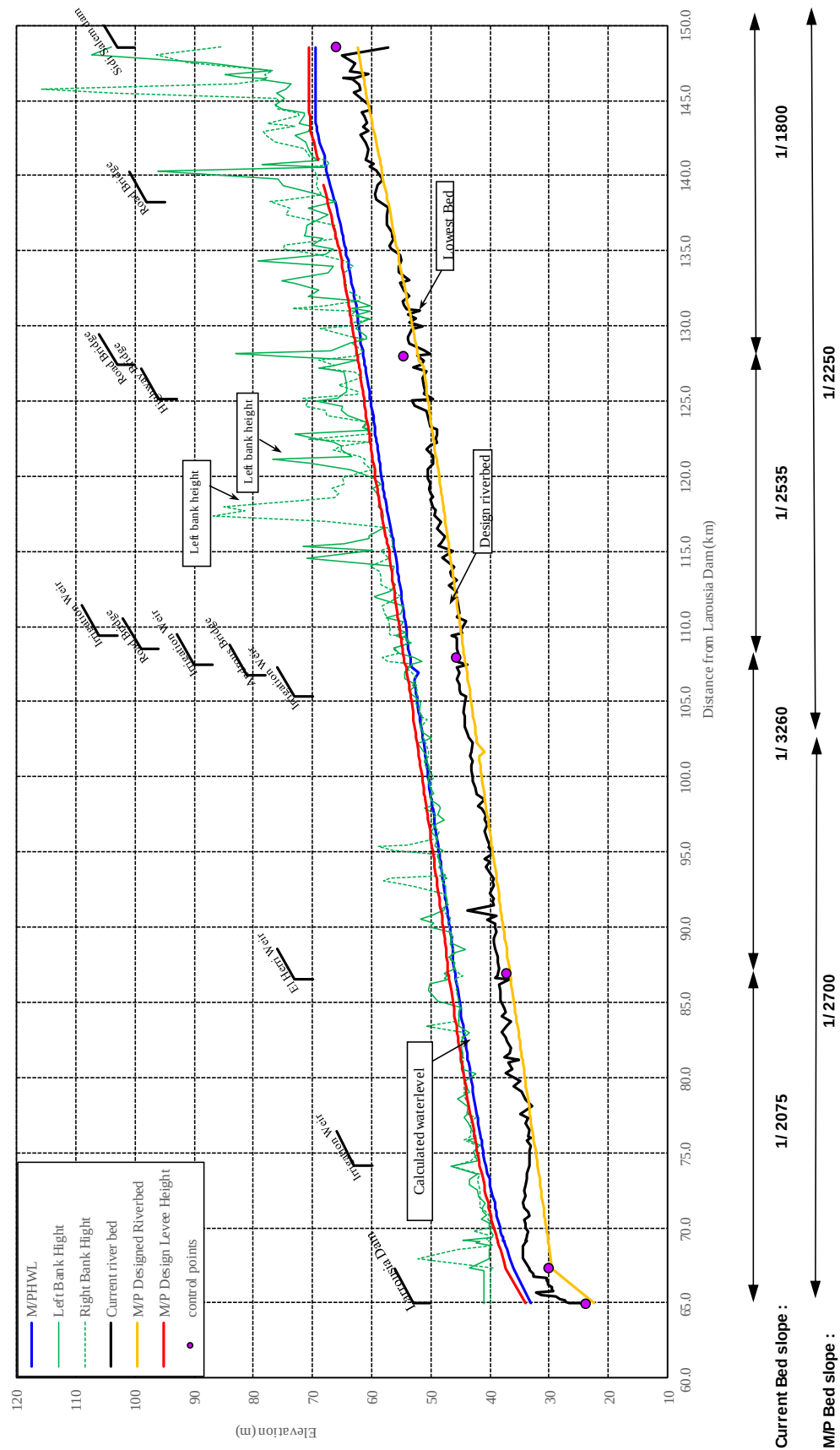
M/P 縦断計画と計画案-1、計画案-2、計画案-3、及び計画案-4 の縦断計画をそれぞれ図 11-30～図 11-34 に示した。各案の縦断形状の概要を以下にまとめた。

- M/P 縦断計画の縦断形状：計画河床勾配は、ラルーシアダム上流 5km 地点（湾曲部）～アンダールス歴史橋の区間で 1/2750、同歴史橋より上流区間で 1/2250 と計画されている。（図 11-30 参照）
- 計画案-1 の縦断形状：計画河床勾配は、ラルーシアダム上流 5km 地点（湾曲部）～歴史橋の区間で 1/2750 となり、歴史橋から上流 134km 地点（湾曲部）区間で 1/2300、134km 地点（湾曲部）～シディサレムダム区間で 1/1900 となる。計画高水位は、沿川の地盤高に比べて上回る地点が少ない。（図 11-31 参照）
- 計画案-2 の計画縦断形状：計画案-1 に加えて、歴史橋の保護を目的として、歴史橋直下流に天端高 1m 程度の落差工の設置を検討した。落差工がある場合では、代替案の Mejez el Bab バイパス水路の上下流水位差が 0.5m 程度と確認された。計画案-1 に比べて、ラルーシアダム上流 5km 地点（湾曲部）～アンダールス歴史橋の区間における計画河床勾配は、1/2750 から 1/2950 に緩くなる。
- 計画案-3 及び計画案-4 の計画縦断形状：計画案-2 に加えて、下流の蛇行部でのショートカット案を組み合わせた対策を検討した。蛇行部でのショートカットによって、ラルーシアダム上流 5km 地点（湾曲部）～アンダールス歴史橋の区間における計画河床勾配が計画案-2 より大きくなり、流下能力が向上した。落差工の上下流における水位差は 1m 程度となる。（図 11-32～図 11-34 参照）



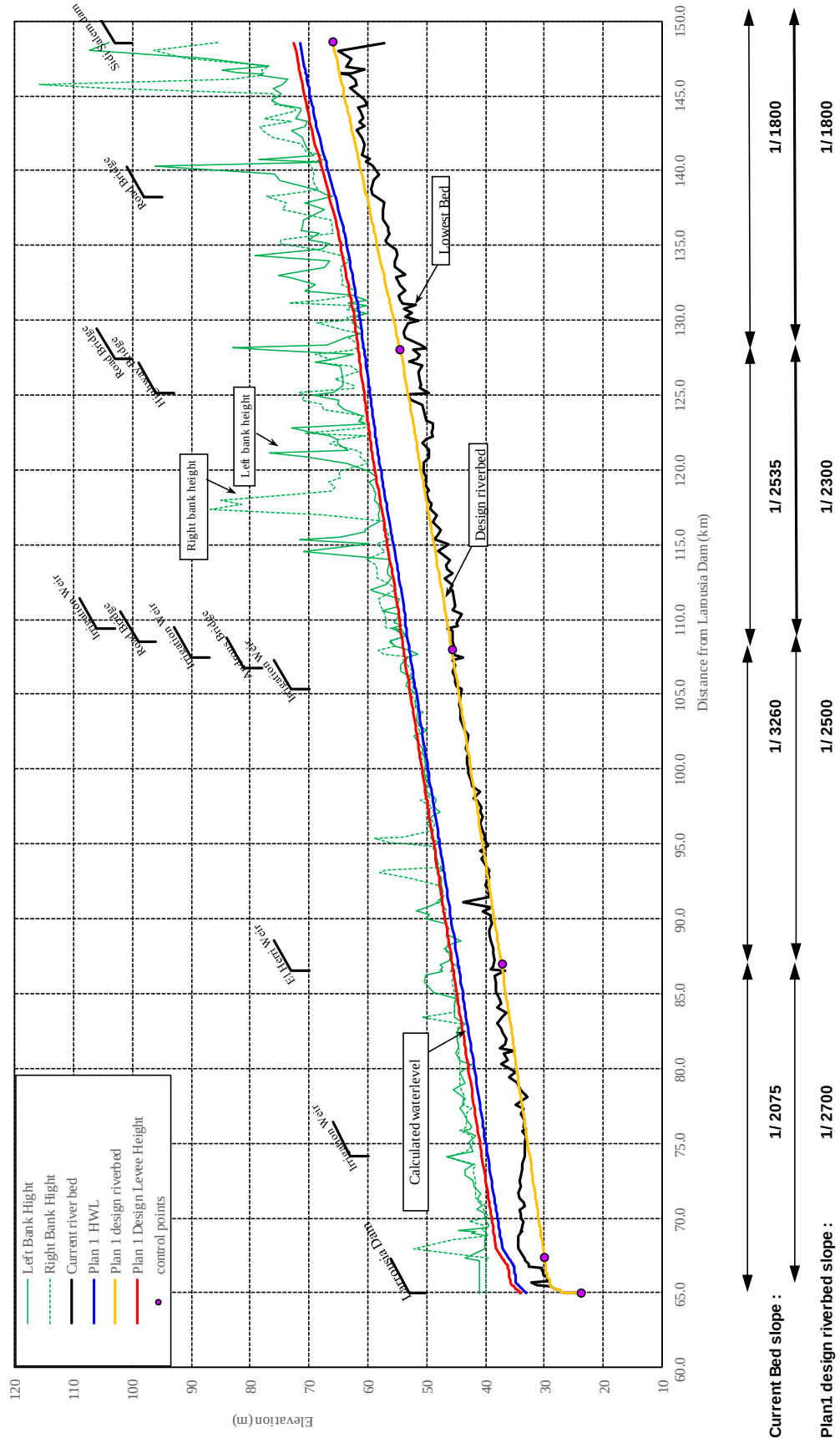
出典：チュニジア国 メジェルダ川総合流域水管理計画調査(M/P), JICA(2008)

図 11-29 M/P の計画縦断



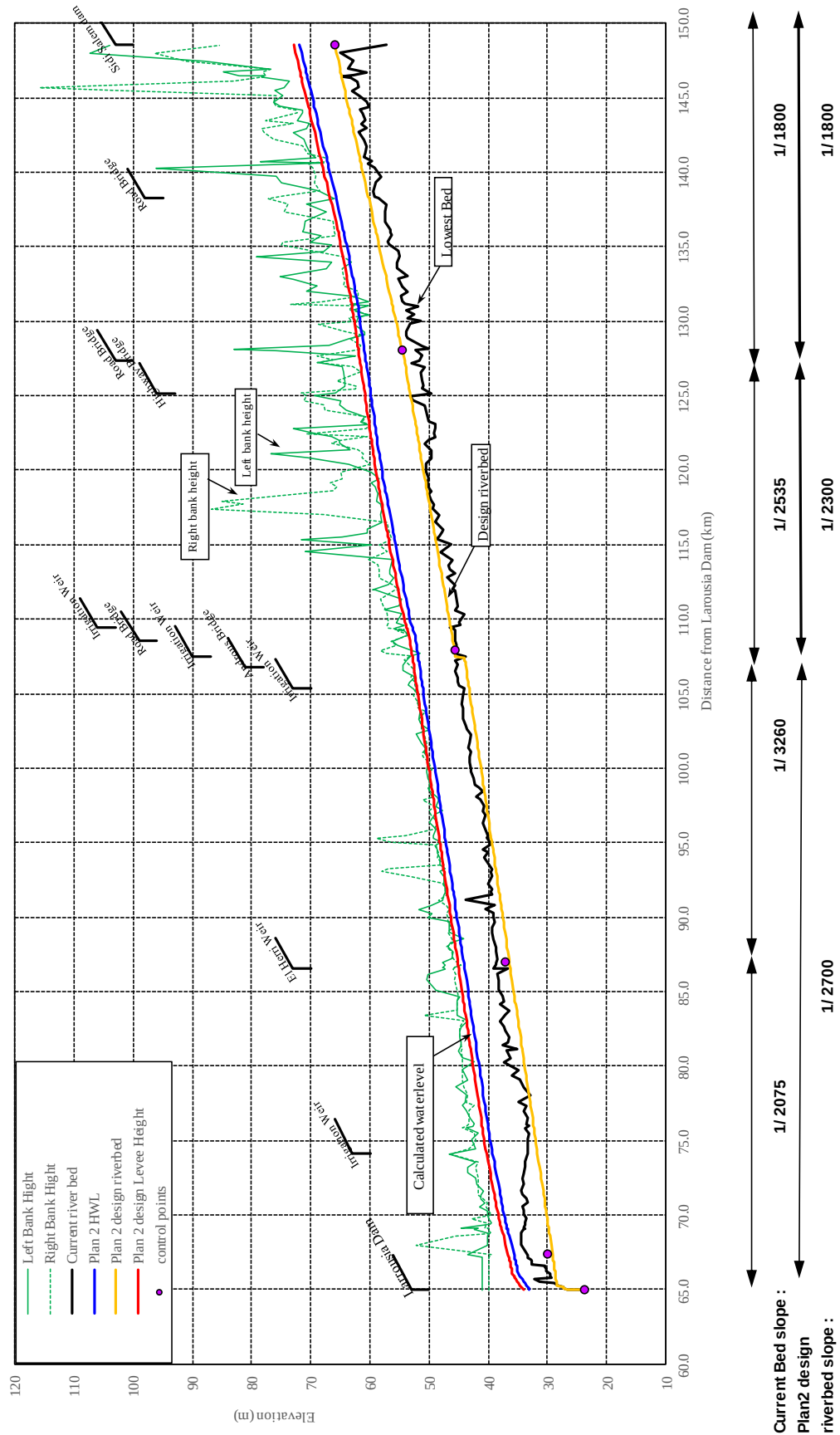
出典：チュニジア国 メジエルダ川総合流域水管理計画調査(M/P), JICA(2008)

図 11-30 MP の計画縦断形状 (D1 ゾーン)



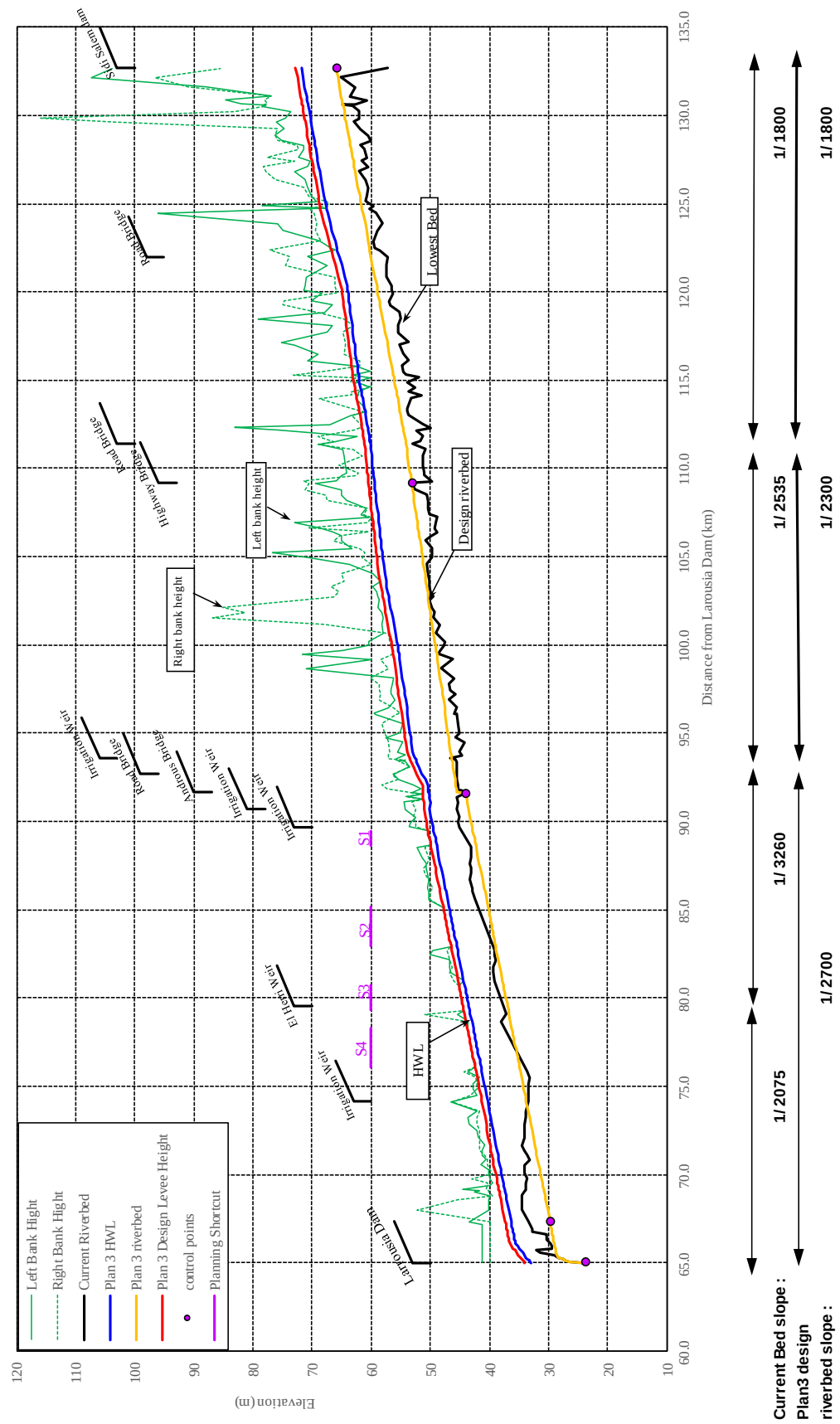
出典：JICA 調査団

図 11-31 計画案-1 の計画縦断形状



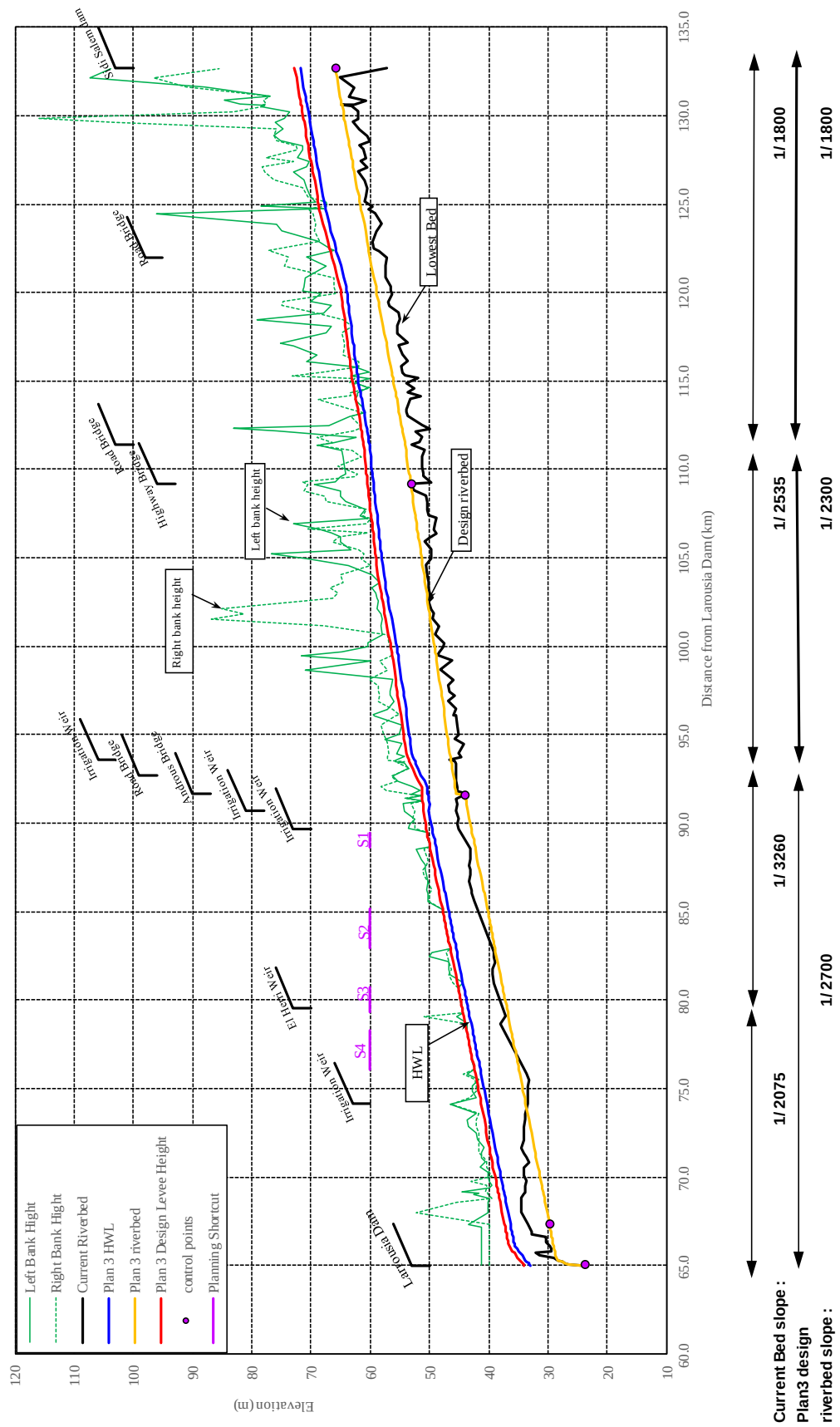
出典：JICA 調査団

図 11-32 計画案-2 の計画縦断形状 (計画案-1+落差工)



出典：JICA 調査団

図 11-33 計画案-3 の計画縦断形状（計画案-2+ショートカット）



出典：JICA 調査団

図 11-34 計画案4 の計画縦断形状 (計画案-3+遊水地)

11.4.7 横断計画

(1) 基本方針

横断計画については、計画高水流量を計画高水位以下で安全に流下させる河積を確保するとともに、沿川の土地利用や周辺の自然環境も勘案して適切な形状を設定する必要がある。

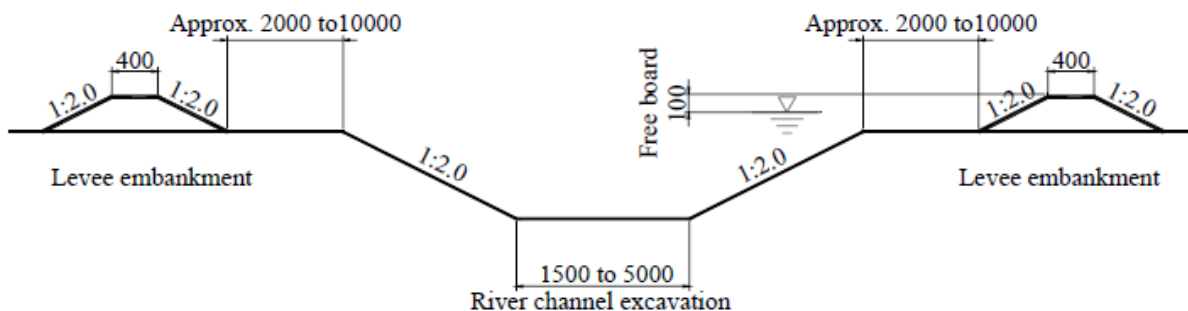
- i) 計画流量 $600\text{m}^3/\text{s}$ を流下することができる横断面とする。
- ii) 草木が繁茂しているため、河道に流入土砂が堆積しないような断面形状にする必要がある。
- iii) 法面勾配は 現況河道の法勾配が 2 割程度であることを考慮し、2 割勾配とする。
- iv) 水衝部や表腹付部等には必要に応じて護岸を設置する。
- v) 拡幅については、河川改修の線形および河川改修に伴う家屋 移転、土地利用への影響を考慮して河岸形状を決定する。
- vi) 計画粗度については、河川改修後の粗度係数 0.03 を確保する。

(2) M/P の計画横断形状

M/P 作成時の本川標準横断面を、図 11-35 に示す。標準横断面図の緒元は以下のとおりである。

- ・天端幅 : 4.0 m
- ・余裕高 : 1.0 m
- ・法面勾配 : 2 割 (1 (垂直) : 2.0 (水平))

ムジェズエルバブ水路の標準断面を図 11-36 に示す。ムジェズエルバブ水路は、流路延長 5km、水路幅約 80m、水路勾配 1/3000 の開水路である。



出典：チュニジア国 メジェルド川総合流域水管理計画調査(M/P), JICA(2008)

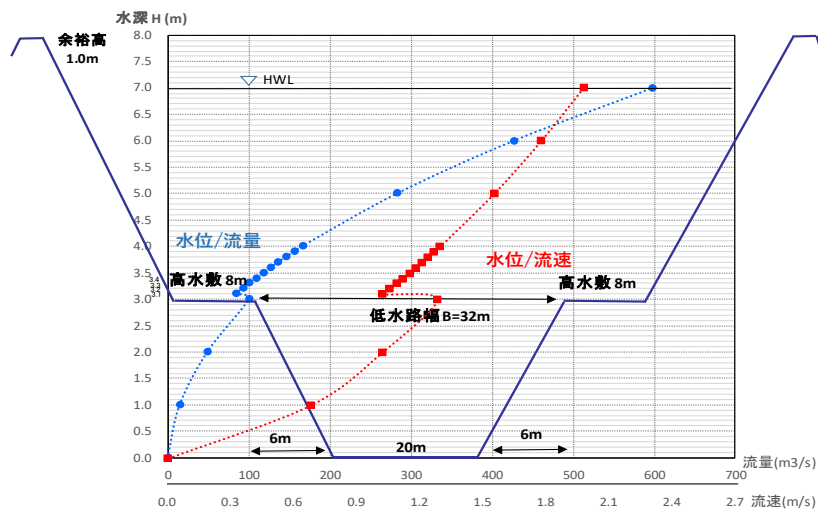
図 11-35 M/P の本川標準断面形状



2) 計画標準断面

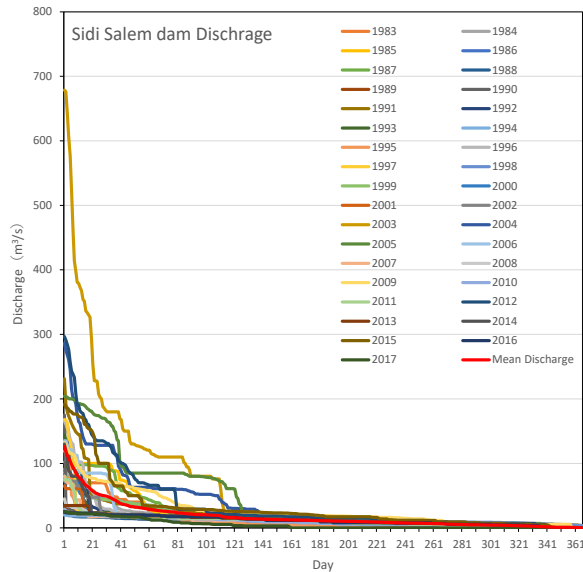
D1 ゾーンの計画断面については、前述の基本方針及び安定的な断面形状の特性を踏まえ、現況の河道形状を活かしつつ、適切な断面形状を検討する。計画断面の諸元は、以下のとおりである。

- 計画流量 $600\text{m}^3/\text{s}$ を流下することができる横断面とする。
- 低水路流下能力は $Q=100\text{m}^3/\text{s}$ 程度を設定した。これは、シディサレムダム年間放流量を確認した結果、 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以下の流量になるのは、平均的に 355 日／365 日程度であるため、河水が常時流下する低水路断面を計画した。(図 11-38 参照)。また、シディサレムダム流入部における濁度と河川流量の関係図を図 11-39 に示した。 $100\text{m}^3/\text{s}$ 以下の流量では濁りが少なくなる、すなわち（河道への堆積が始まり濁度が小さくなる）ので、高水敷には洪水時には $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上の流量（洪水時）を流して土砂が堆積しないようにし、それ以下の流量は低水路を流すことが適切と考えられるとよいと考える。
- 計画断面の低水路は川幅 32m、水深 3m で計画しており、前述のように、測量横断の中で安定的な断面形状（川幅 30m 程度、水深 3m 程度）とほぼ同程度となっている。
- なお、河道の維持管理等を考慮して、高水敷（8m 程度）を設定した。



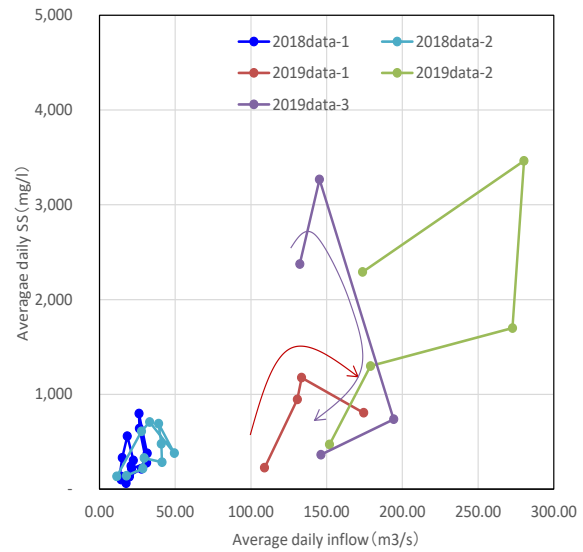
出典：JICA 調査団

図 11-37 本調査の計画断面形状



出典：JICA 調査団

図 11-38 シディサレムダムの年間放流量



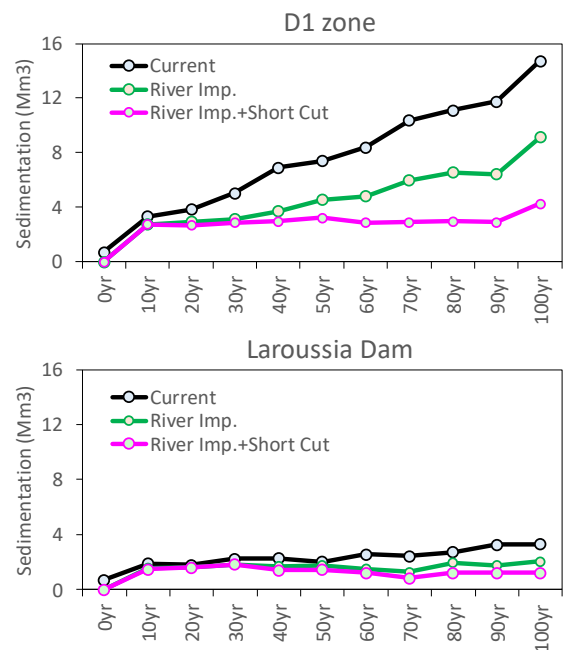
出典：JICA 調査団

図 11-39 シディサレムダム流入部における SS 濃度と流量の関係（実測）

(4) D1 ゾーンの計画断面の河床変動解析

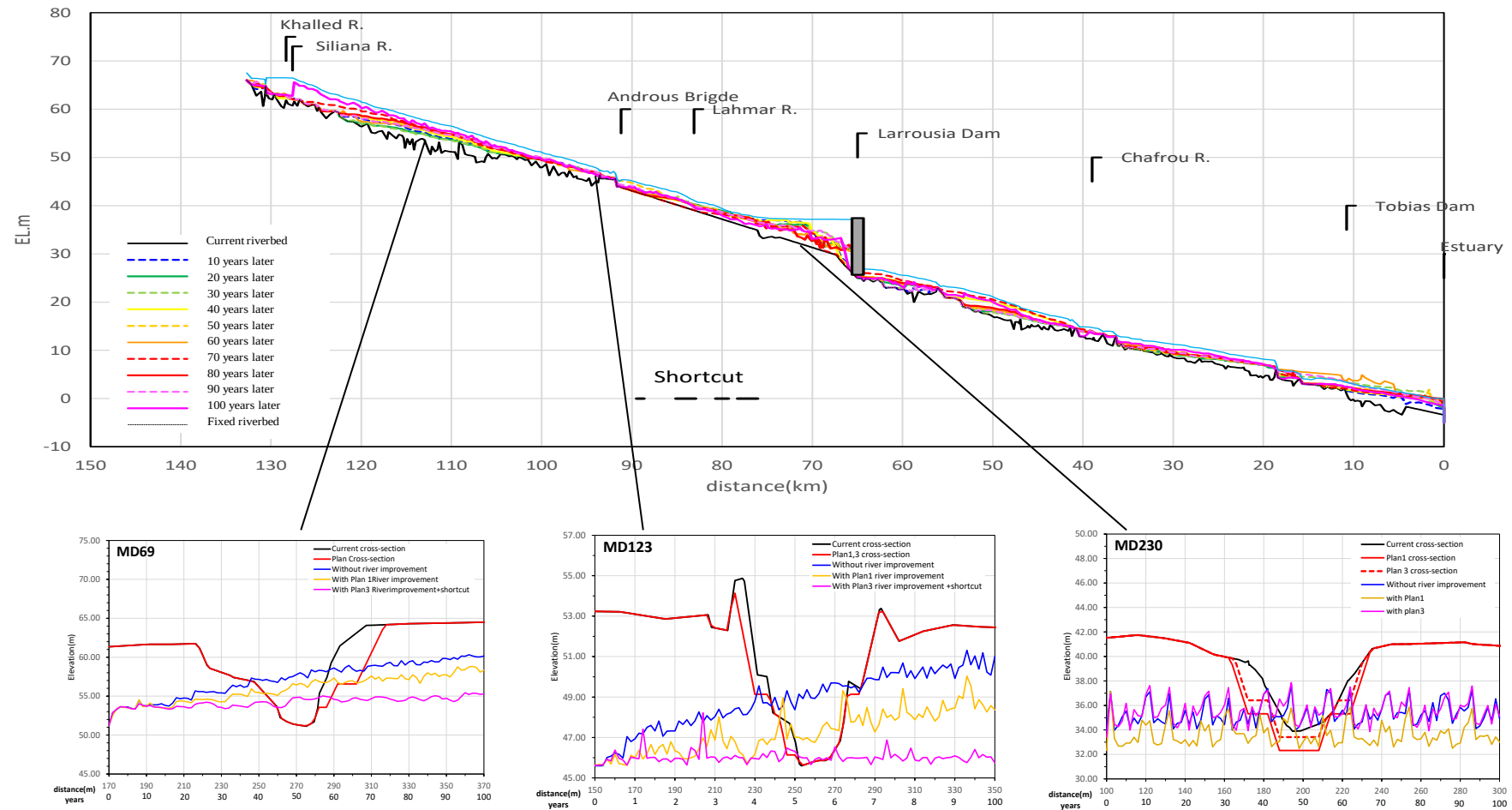
前述にて定められた計画断面の形状の妥当性を検討するため、氾濫解析及び河床変動解析を用いて河川改修による浸水被害の軽減及び河床上昇を抑制する効果を確認した。詳細については、次項にて説明する。

ここでは、後述の 100 年後の将来河床変動予測結果から、現況河道と計画河道での堆積状況を簡単に比較した。D1 ゾーンの将来予測の堆積土砂量を図 11-40 に、代表断面での 100 年後の将来予測比較結果を図 11-41 に示す。この結果から河川改修を実施することにより、河床上昇を抑制して、河道が安定することが確認された。ショートカットを実施した場合には、河道の掃流力が大きくなるため、更に河床上昇を抑制することができ、河道への堆積土砂が減少することが確認された。



出典：JICA 調査団

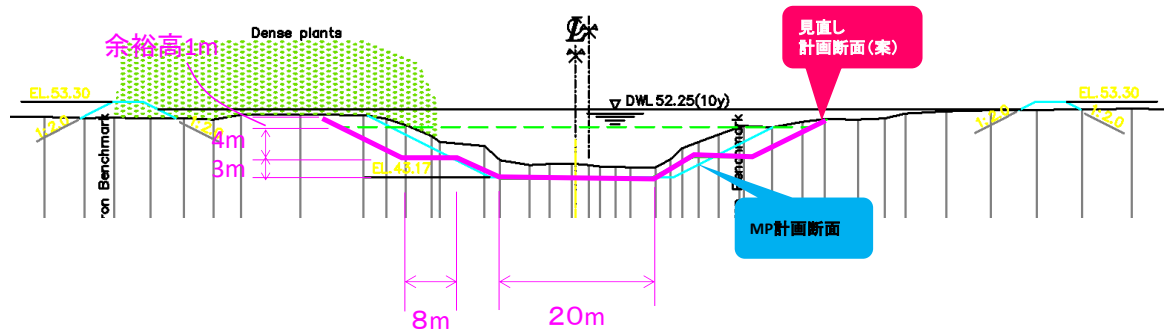
図 11-40 D1 ゾーンの将来予測の堆積土砂量



出典：JICA 調査団

図 11-41 現況河道と計画河道の 100 年後の将来予測比較結果

計画断面の法勾配は、M/P と同様に表法・裏法とも 2 割（1（垂直）：2（水平））とする。堤防天端幅は、河川管理施設等構造令第 21 条に準拠して 4.0m とする。計画堤防高は計画高水位+余裕高として設定する。計画高水位は後述する比較検討結果を踏まえて、計画案 3 を採用する。余裕高は同 20 条より計画高水流量 500m³/s 以上 2,000m³/s に対応して 1.0m とする。計画標準断面は図 11-42 の通りである。



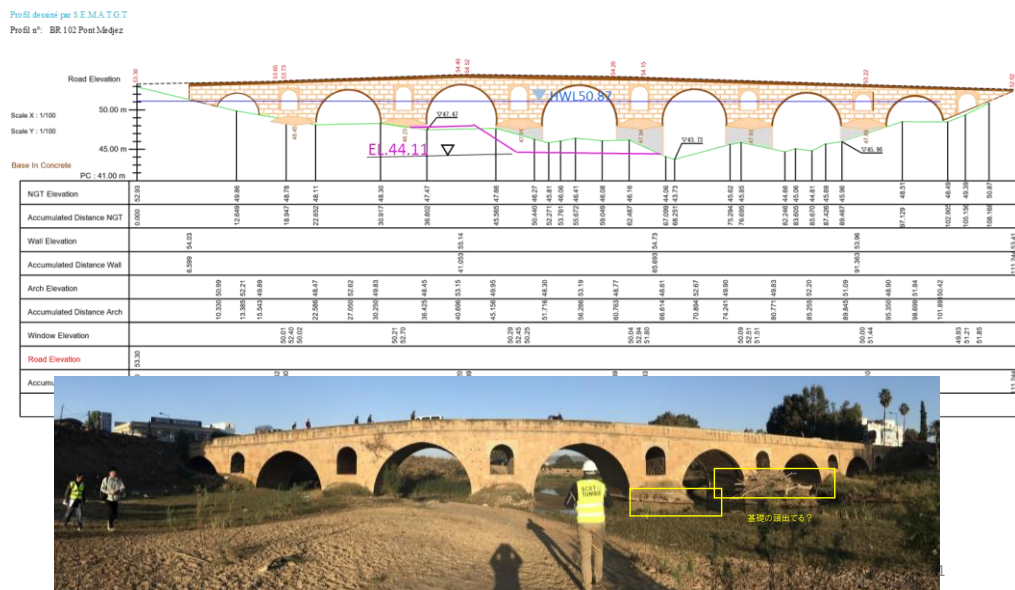
出典：JICA 調査団

図 11-42 計画標準断面

11.5 アンダルース歴史橋における分流施設検討

Mejez el Bab付近においては、歴史的遺産としてのアンダルース歴史橋地点が狭窄部となっている。しかし、チュニジア側の要請により、この歴史橋は移転せずに原位置に保存しなければならない

歴史橋付近の流下能力不足による洪水発生リスクを軽減するため、マスタープランでは、Mejez el Babバイパス水路案が計画されていた。しかし、この案では、建設コスト、用地取得や環境的側面からの課題が多いため、現況の土地利用状況、現地地形等を考慮して、Mejez el Babバイパス水路案の課題を明確にするとともに代替案を検討した。



出典：JICA 調査団

図 11-43 アンダルース（Androus）歴史橋の現状（上流より）

11.5.1 Mejez el Bab バイパス水路案の課題

M/P で提案された Mejez el Bab バイパス水路案での現況土地利用の変化や地形特性等の状況を以下に示す。

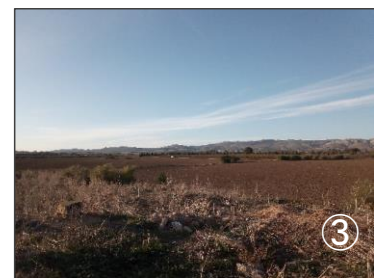
- M/P の作成時に比べて、住宅等の建物と土地利用形態が変化している。これによって、Mejez el Bab バイパス水路事業の用地取得費用などが多大になる。現況の土地利用状況は図 11-44 に示したとおりである。バイパス水路築造時に必要となる橋梁を図 11-46 に示した。
- 現況地形では、M/P で提案されている Mejez el Bab バイパス水路が山側を通っている部分が多いため、同バイパス水路対策では、多大な掘削量が必要になる。(図 11-45 参照)
- Mejez el Bab バイパス水路の呑口付近と出口の標高差が小さく、河床勾配が 1/3,000 となり、流下能力の確保するためには水路幅が大きくなり、約 70.0m が必要となる。



バイパス水路の呑口部様子



既設カルバートの様子

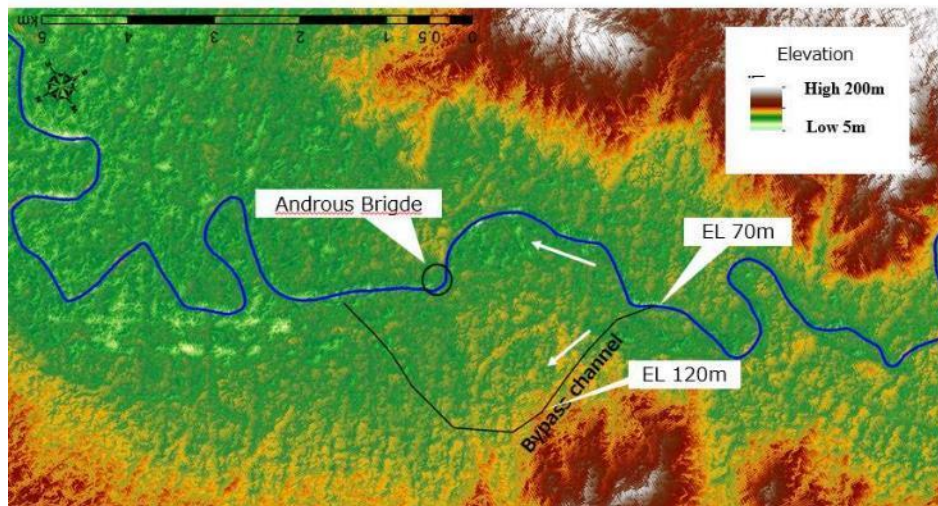


オリーブ畑の様子



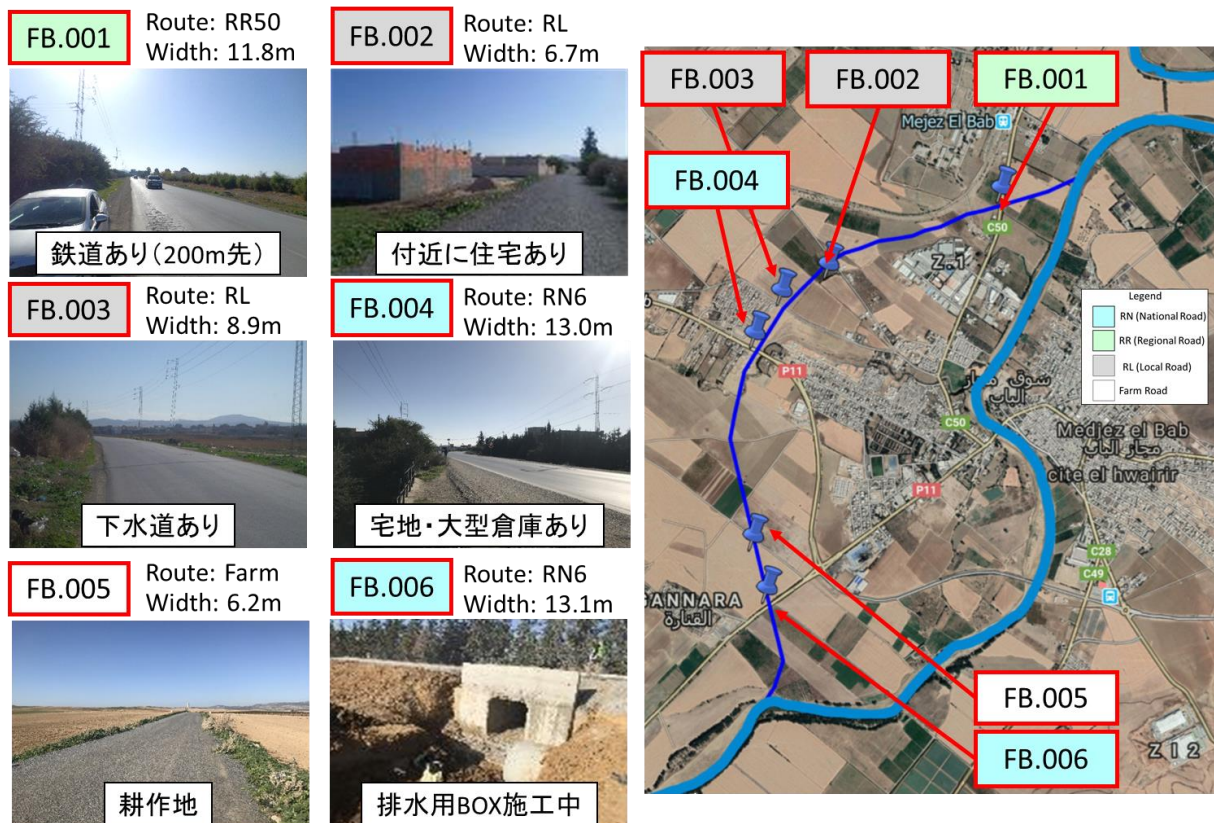
出典：JICA 調査団

図 11-44 現況土地利用の調査写真



出典：JICA 調査団

図 11-45 現況地形 (ASTER DEM)



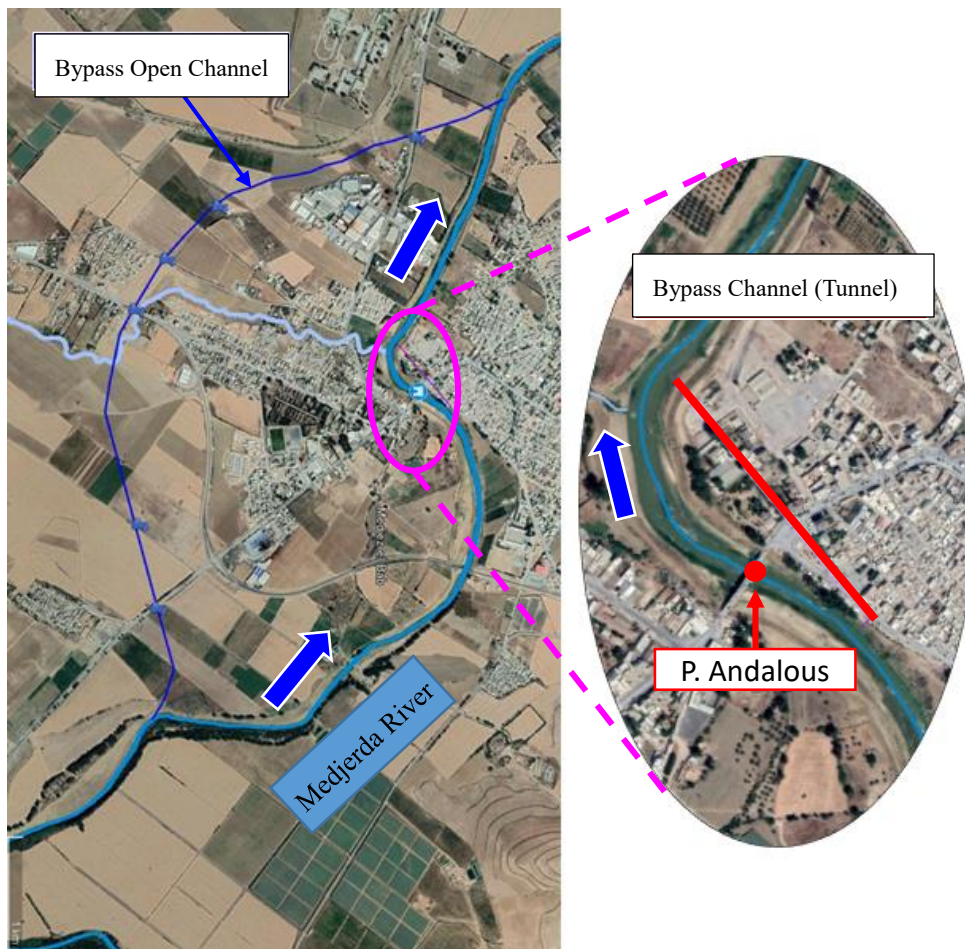
出典：JICA 調査団

図 11-46 M/P 案のバイパス水路築造時に必要となる橋梁

11.5.2 代替案 Mejez el Bab バイパス水路（トンネル）の検討

(1) 対策検討

既設橋による流下阻害に伴う流下能力不足解消と洪水発生リスクの軽減のため、過年度マスタープラン（以下、MP と称す）では、市街地を避けるバイパス開水路案が計画されていた（図 11-47 左図）。しかし、水路延長は約 5km と長く、原地形が平坦で河床を 1/3000 と緩勾配とせざるを得ないことから水路幅が 70m 程度必要であるとされている。そのため、建設コストのみならず、土地収用や環境の側面からも課題が多い。そこで、本調査では、代替案として右岸側既設道路直下に地下水路（図 11-47 右図、以下「バイパス水路」という。）を構築し不足流量を確保する案を比較検討する。



出典: JICA 調査団

図 11-47 バイパス開水路案とバイパス水路（トンネル）案の計画ルート

(2) バイパス開水路案

開水路のサイズは道路橋 No.102 付近の河川断面における流下能力不足分を補うように決定する。
橋梁諸元の詳細は別冊：資料集（橋梁）を参照すること。

- 計画高水流量： $Q=200\text{m}^3/\text{sec}$ (10 年確率流量)
- 幅：71m
- 橋梁数：6 橋 (図 11-48 参照)
- 水路勾配：1/3000



出典: JICA 調査団

図 11-48 バイパス開水路案における橋梁計画位置

(3) Mejez el Bab バイパス水路（トンネル）の検討

代替案の Mejez el Bab バイパス水路における水理条件では、1/10 年規模の洪水での分流計画に応じ、アンダールース歴史橋地点計画高水流量を $Q=400\text{m}^3/\text{s}$ 、同橋上流地点での分流量を $Q=200\text{m}^3/\text{s}$ とする。

代替案の Mejez el Bab バイパス水路で所定の分流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ 流下させるためには、バイパス水路上下流において 1.0m 程度の水位差を確保する必要がある。そのために本川の歴史橋下流に落差工を計画する。さらに本川で $400\text{m}^3/\text{s}$ を流下させるためには、歴史橋下流区間での断面の拡幅、または下流区間の計画河床勾配をより大きくするよう下流河道のショートカットが必要となる。本調査では、落差工の設置、および下流区間の計画河床勾配をより大きくするための下流河道のショートカットについて検討を行った。（詳細は 16.3.3 参照）

- Mejez el Bab バイパス水路は、歴史橋横断部の右岸の既設道路下に整備する。
- トンネルの流下能力： $Q=200\text{m}^3/\text{s}$ 、トンネル流路延長： $L=428.5\text{m}$ ；
- トンネルの幅： $B=10\text{m}$ ；トンネルの高さ： $H=7\text{m}$ ；トンネル水路勾配：1/480

(4) バイパス水路（トンネル）案

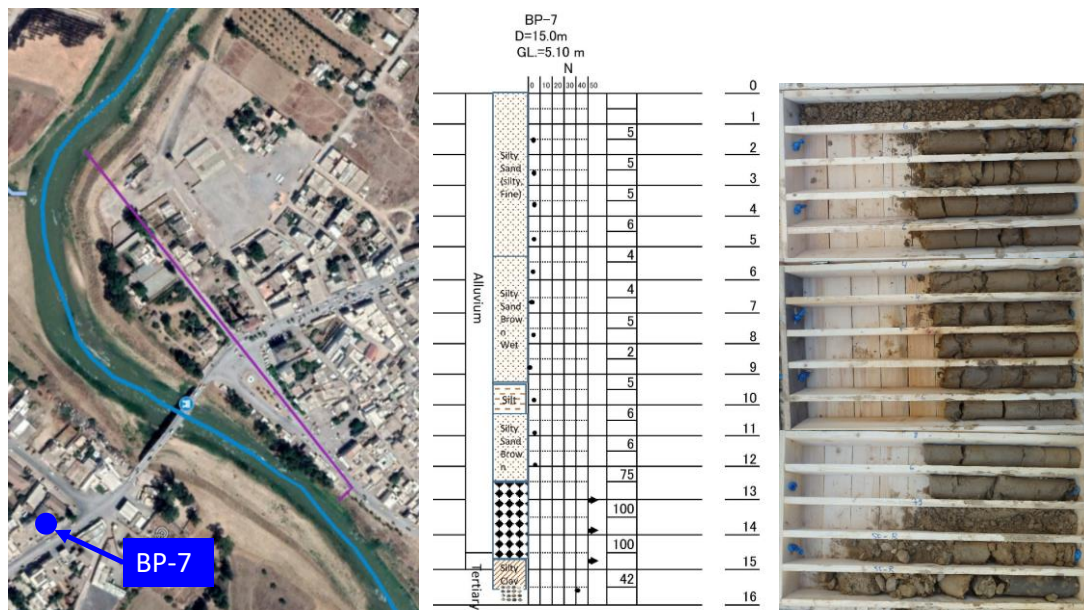
1) 断面諸元

バイパス水路は既設道路直下の地表から浅い位置に計画されるため、シールドトンネルのような円断面ではなく、箱断面とする。断面諸元は、バイパス開水路案と同じ流下能力を確保するものとし、構造幅は道路幅を考慮して設定した。なお、水路勾配については洪水時の上流水位の上昇を考慮して設定した。橋梁諸元の詳細は appendix16-4 を参照すること。

- 計画高水流量： $Q=200\text{m}^3/\text{sec}$ (10 years flood)
- 内空幅：10m
- 内空高：7m
- 水路勾配：1/480

2) 地盤条件

バイパス水路の計画位置から 100m 程度離れた地点で実施したボーリング柱状図を図 11-49 に示す。地質構成は、表層から 12m 程度にかけて N 値 10 以下の沖積層（砂～シルト）、12m 以深は N 値 40 以上の第三紀層である。

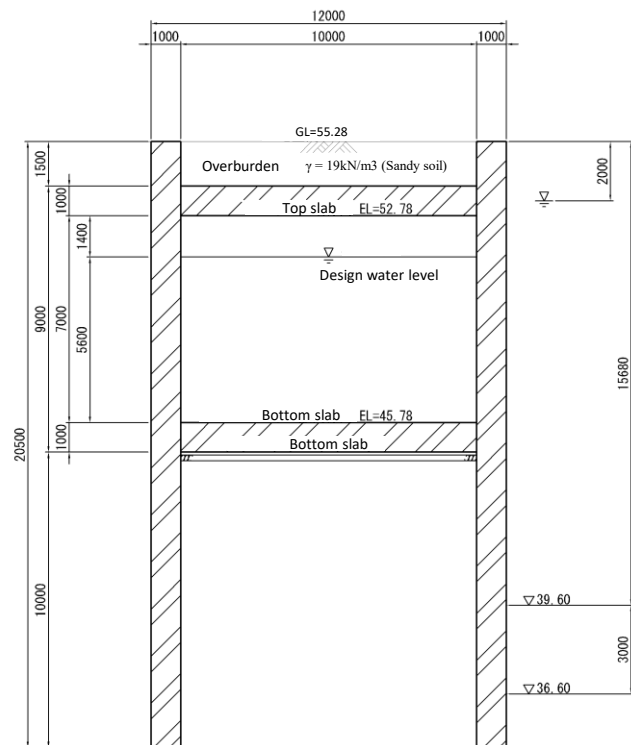


出典:JICA 調査団

図 11-49 バイパス水路設置計画地周辺の地層構成

3) 計画断面図

概略構造計算により決定したバイパス水路の標準断面を図 11-50 に示す。



出典: JICA 調査団

図 11-50 バイパス水路標準断面図

4) 工法選定方針

人家連坦地区に位置するバイパス水路の施工は、公共施設を含む沿道の既設建造物に影響を及ぼさない工法の適用が望ましい。施工工法の選定にあたり考慮すべき条件を以下に列挙する。

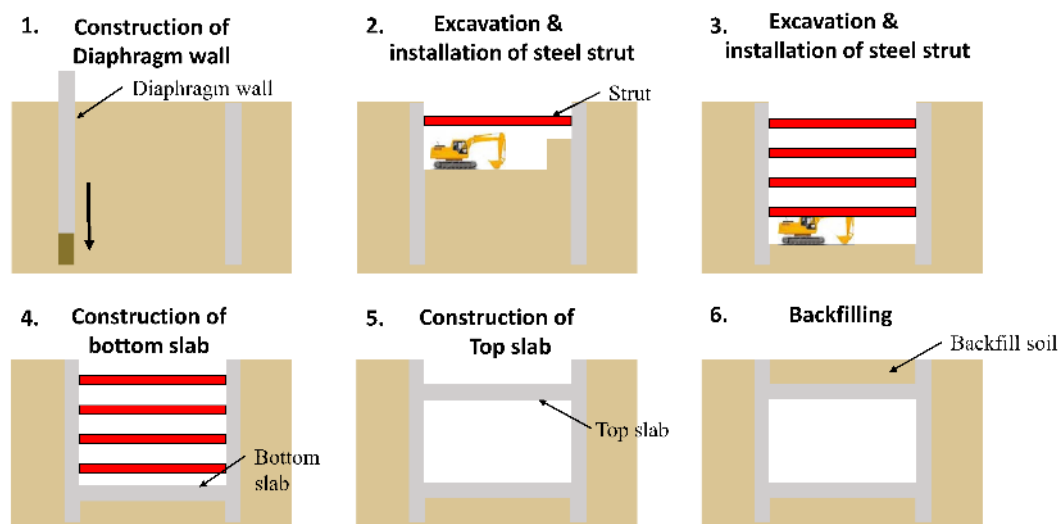
- 市街地の狭隘箇所を整備するため施工ヤードを現道上に確保する必要がある。
- 施工時における公共施設を含む沿道既設建造物への影響を考慮すると通常のオープン掘削による施工は困難であり土留工が必要である。
- 鋼矢板による土留めは下記理由により不適である。
- チュニジアにおける鋼矢板の打込みは打撃工法あるいはバイブロハンマー工法が一般的であり、打込み時・引抜き時に振動・騒音や既設建造物へ悪影響を及ぼす周辺地盤の変位の発生が懸念される。
- 鋼矢板は剛性が低く、掘削深 7-8m、掘削幅 10m では支保工や中間杭が必要であるため、函体築造時の作業性に劣る。
- 地下水位は地表-2~3m で河川水位と連動していると想定される。鋼矢板のみの止水性確保が困難であり、ディープウェル工法に代表される地下水位を下げるための補助工法が必要となる。
- 工法選定は、現地の在来工法のみならず、本邦技術採用も視野に入れ、経済性および施工性や品質等を考慮した総合評価に基づき選定する。

5) 工法比較

上記の選定方針に基づき、以下の工法を比較案として抽出する。

- 第1案：オープンシールド工法(本邦技術)
専用のオープンシールド機を用い、掘進、函体据付、函体上部の埋戻しまでの作業を繰り返しながら、函渠を地中に据え付ける工法。
- 第2案：H型PC杭工法(本邦技術)
オーガー掘削機によってH型PC杭を連続打設することにより土留め壁を構築する。土留め壁は函体の側壁として活用し、内側を掘削した後、頂版および底版を側壁と剛結させることによって箱断面を構築する。
- 第3案：ジャイロプレス工法(本邦技術)
専用圧入機を用いて、鋼管杭を連続的に回転圧入し土留め壁を構築する工法である。土留め壁は函体の側壁として活用し、内側を掘削した後、頂版および底版を側壁と剛結させることによって箱断面を構築する。
- 第4案：地中連壁工法(チュニジア国内在来工法)
専用掘削機によって溝形に掘削し、鉄筋をかご状に組み立てたものを挿入後、コンクリートを打設することで土留め壁を構築する。土留め壁は函体の側壁として活用し、内側を掘削した後、頂版および底版を側壁と剛結させることによって箱断面を構築する。

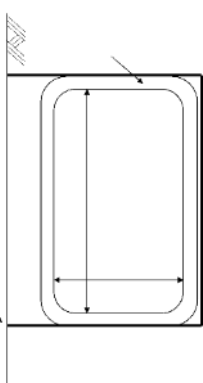
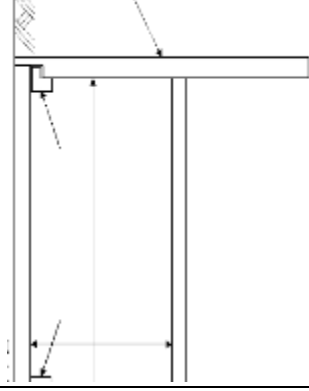
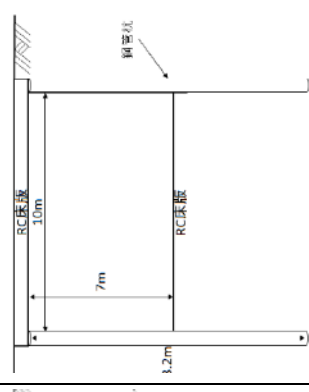
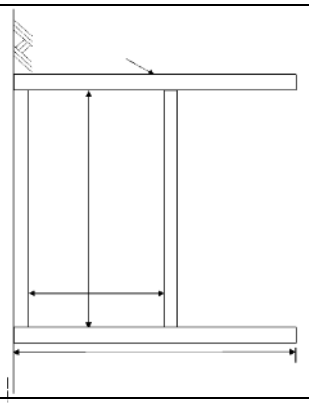
比較検討した結果を表 11-22 に示す。本調査では、経済性に優れ、現地で実績のある施工業者も複数あり品質確保も可能な「第4案：地中連壁工法(チュニジア国内在来工法)」を推奨し、農業省との協議の上、了承を得た。採用案の施工手順は図 11-51 に示す。



出典: JICA 調査団

図 11-51 バイパス水路施工手順(地中連壁工法)

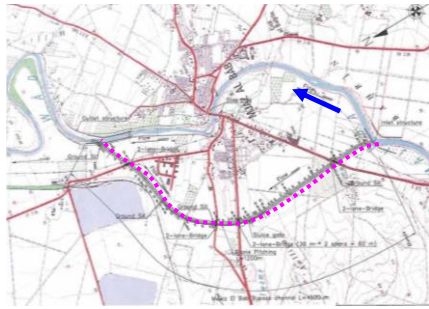
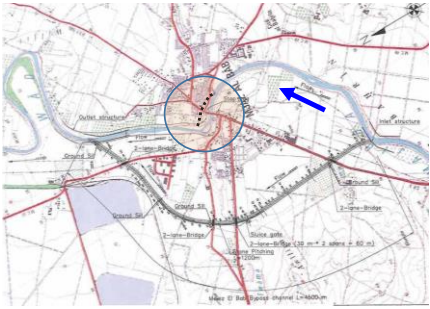
表 11-22 バイパス水路（トンネル）工法

比較案	本邦技術				チュニジア国在来技術
	第1案：オープンシールド工法	第2案：H型PC杭工法	第3案：ジャイロプレス工法	第4案：地中連壁工法	
概略図					
主要数量	ボックスカルバート：約 430m	H型PC杭工法：1000本 RC床版(上下)：約 10m×430m	鋼管杭：1500本 RC床版(上下)：約 10m×430m	RC連続壁(左右)：430m RC床版(上下)：430m	
品質	ボックスカルバートはプレキャスト製品のため、高品質が期待できる。	側壁はプレキャストのため高品質が期待できる。	側壁は鋼管のため高品質が期待できる。	全て現場打ちのため他案に比べ品質低下の懸念がある。	
施工性	- シールド機に底板・隔壁があるため周辺地盤への影響が小さい - 施工ヤードは延長が長い	- H型PC杭の剛性が高く周辺地盤への影響が小さい - 施工機械が大きい	- 土留壁兼用鋼管杭の剛性が高く周辺地盤への影響が小さい。 - コンパクトなヤードで施工可能。	- 側壁打設後強度発現まで周辺地盤への影響が懸念される - 施工機械はやや大型である。	
維持管理	躯体はプレキャスト製品のコンクリートのため、経年劣化の影響は最も小さい	場所打ちの上下床版は初期不良があると維持管理に費用を要する	側壁は鋼材が露出するためメンテナンス手間が他案に比べ大きい。	全て場所打ちのため初期不良があると維持管理に費用を要する	
経済性 (建設費率)	2.15	1.30	1.28	1.00	
評価	- 経済性に劣る - 付近に代替路があるため採用するメリットが小さい	- 経済性に劣る。 - 施工機械が大きく、狭小空間での工事となるため不適である。	- 経済性に劣る。 - 施工機械が小さく施工性に優れる。	- 経済性に優れる。 - チュニジア国在来工法で実績を有する施工業者も複数あり適切な施工監理により品質確保は可能。	<採用>

(5) バイパス開水路案とバイパス水路（トンネル）案の比較検討結果

経済比較の結果を表 11-23 に示す。検討の結果、用地取得が不要で経済性に優れる「バイパス水路（トンネル）案」を推奨し、農業省との協議の上、了承を得た。

表 11-23 バイパス開水路案とバイパス水路（トンネル）案の比較

対策案	バイパス開水路案	バイパス水路（トンネル）案
平面イメージ		
主要数量	開水路：5km 新設橋梁：6 橋	RC 連続壁(左右)：430m RC 床版(上下)：430m
利点	- 歴史橋上流部の取水堰付近の流下の流下能力不足にも対応できる - 開水路のため施工が比較的容易 - 維持管理が比較的容易	- 水路延長短縮 - トンネル上部利用が可能
要検討事項	- 私有地に係るため用地取得が必要 - 道路横断部にて新規橋梁・カルバートが必要	- 適切な施工方法を検討する必要がある - 暗渠の維持管理 - 上下流の水面勾配の確保が必要
概算建設費 (直接工事費)	4,300 million JPY (109 million TND)	1,800 million JPY (45 million TND)
評価	- 経済性に劣る - 土地収用や環境的側面で課題が大きい。	<採用> - 経済性に優れる - 土地収用が不要

*: 1 JPY = 0.025 TND

出典: JICA 調査団

(6) 水理検討

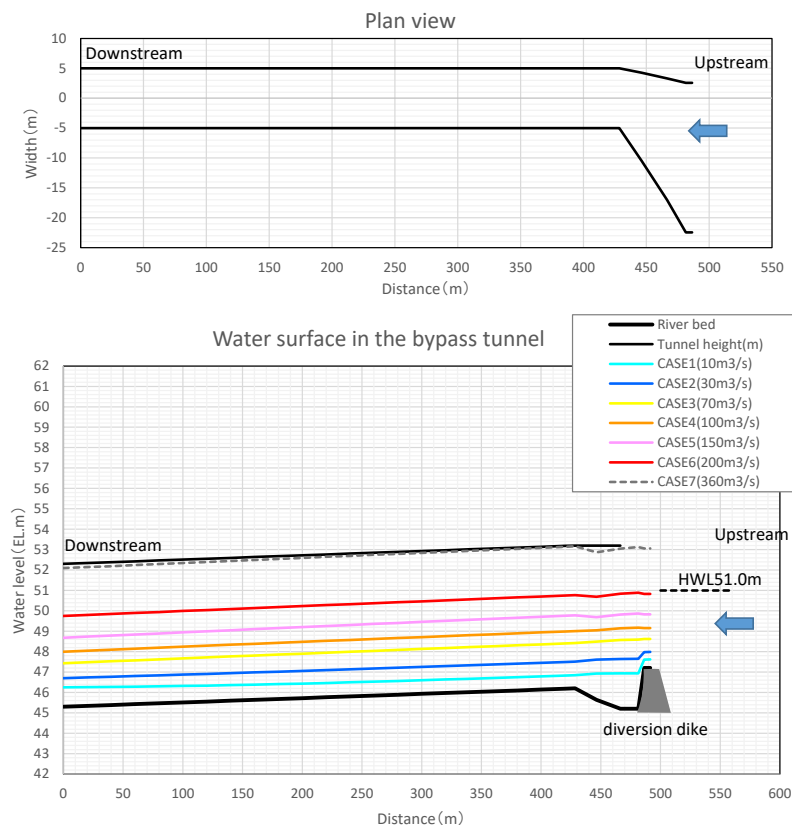
Mejez el Bab バイパス水路における簡易な水理計算を実施した。水理計算条件は、以下のとおりに示す。なお、計算水位条件は、バイパス水路上下流の水位差 1.0m 程度を確保することが確認できた計画案-3 の不等流計算結果を用いて設定する。また、Mejez el Bab バイパス水路の流況を確認するため、三次元流況解析を用いて、検討を行った。

表 11-24 バイパス水路における水理計算条件

No	項目	条件
1	計算手法	不等流計算
2	検討区間	Mejez el Bab バイパス水路の分流施設
3	対象河道	Mejez el Bab バイパス水路の分流施設の計画形状
4	対象流量	W=1/10 年 (200m ³ /s) (10,30,70,100,150,200,360)
5	粗度係数	0.020
6	出発水位	対象区間の下流端に該当する本川水位 (計画案-3 の不等流計算から求める)
8	河床勾配	バイパス水路：1/480

出典：JICA 調査団

Mejez el Bab バイパス水路における不等流計算結果を以下に示す。分流施設のバイパスの対象流量である 200m³/s の場合に流下することが確認された。



出典：JICA 調査団

図 11-52 Mejez el Bab バイパス水路の水理計算結果

歴史橋付近及び、バイパス水路（トンネル）の三次元流況解析の結果を図 11-53 に示す。計算結果より、バイパス水路と本川の分流が行われることが確認された。

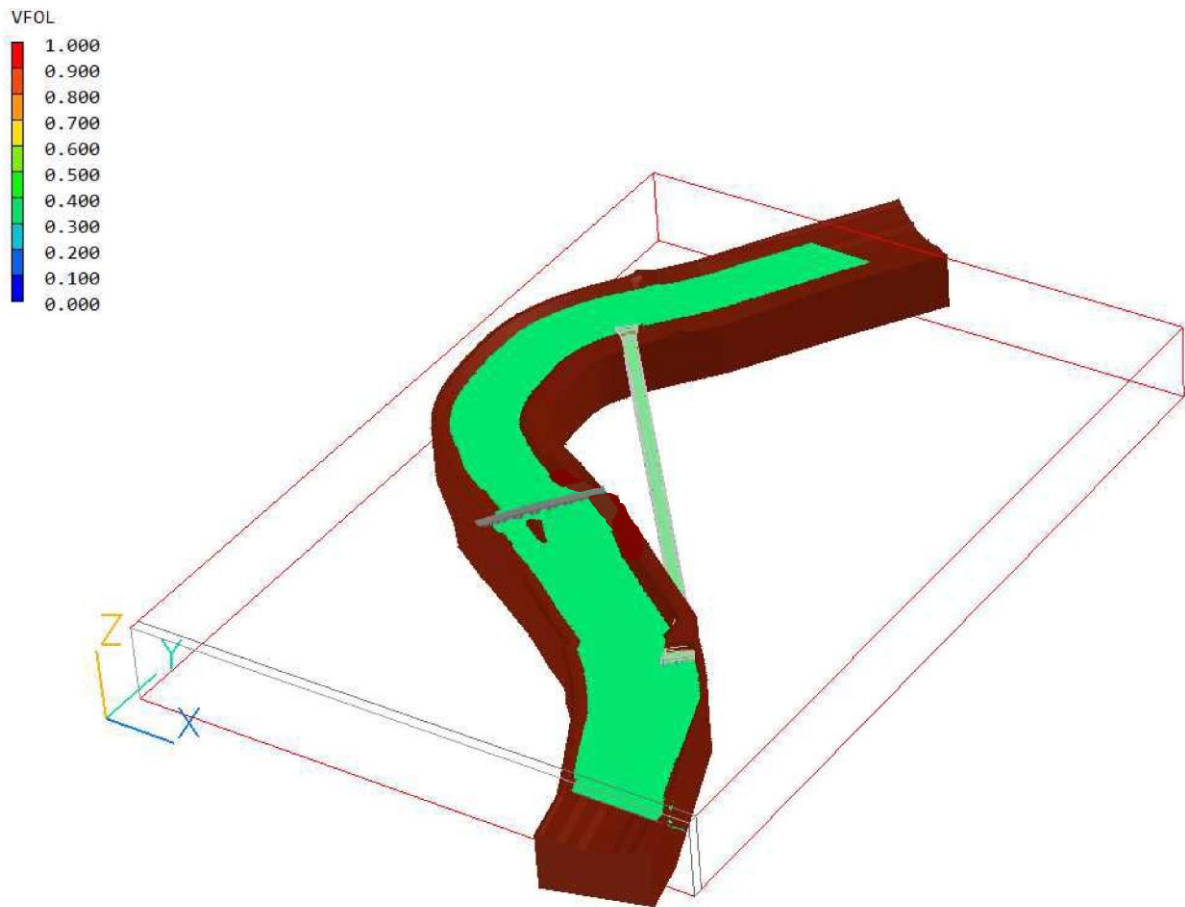
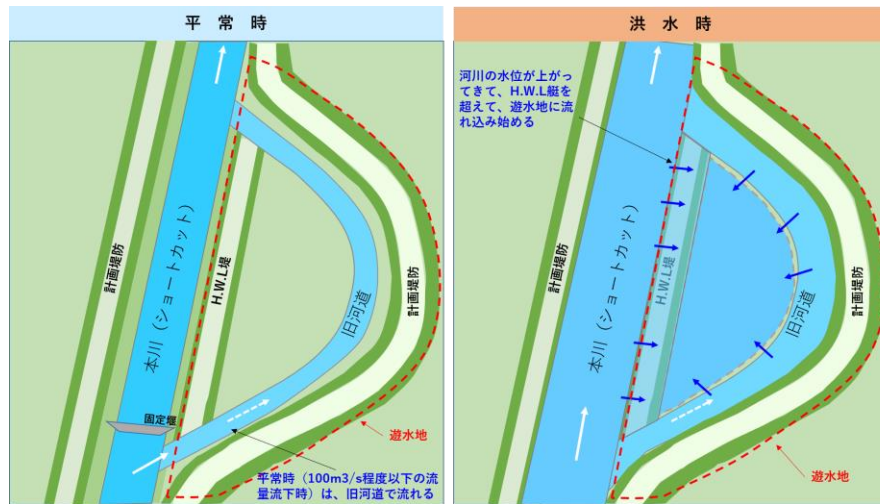


図 11-53 三次元流況解析結果

11.6 遊水地による超過洪水対策の考え方

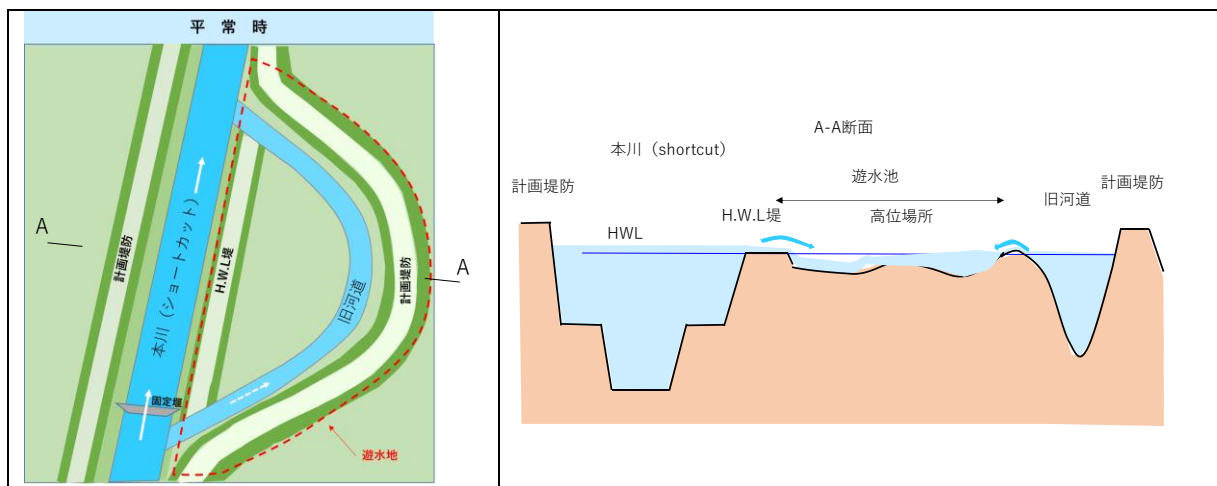
平面計画にて前述したように D1 ゾーンの河道整備を実施した場合の下流河道（D2 ゾーン）に与える影響を軽減する観点から、D1 ゾーンにおいては、超過洪水が発生した場合にできるだけ D2 ゾーンに影響が及ばないようにするため、遊水地 1～4 を計画する。提案地区は、河道のショートカットを実施する区間と整合を図る。遊水地による超過洪水対策の考え方は、図 11-54、図 11-55 に示すとおりである。

- 遊水地においては、ショートカット区間の河川堤防の遊水池側を計画高水水位（HWL）程度に低くして、超過洪水時に河道から遊水地にあふれさせて一時的に貯留することによって、ピーク流量の発生時間を遅れさせ、下流へのピーク流量を減らすことができる。
- 平常時（ $100\text{m}^3/\text{s}$ 以下の流量流下時）は、旧河道で流れるため、既存の取水施設には影響が及ばない。洪水時には、河川の水位が上昇して HWL を超えると、遊水地に流れ込み始める仕組みとなっている。



出典：JICA 調査団

図 11-54 遊水地による超過洪水対策の考え方



出典：JICA 調査団

図 11-55 遊水地断面のイメージ

11.7 各計画案の比較検討結果

上述では、各計画案の平面形状、縦断形状及び横断形状を検討した。また、次項にて後述する氾濫解析及び河床変動解析を用いて、各計画案における治水効果や将来の維持管理等を比較検討した。ここでは、各計画案について、既存公共インフラ施設への影響、治水効果、施工期間、維持管理、社会面への影響（用地取得面積、住民移転）、経済性の観点から比較検討を行った。比較検討結果を以下表 11-25 に整理した。地元政府との協議の結果、「計画案-3」を最終案とした。

表 11-25 D1 ゾーン河道における河川改修計画案の比較検討

内容	河川改修計画案			
	M/P	計画案-1	計画案-2	計画案-3
主要な対策	・河床掘削、築堤及び河道拡幅 ・Mejez el Bab バイパス水路 ・Mejez el Bab バイパス水路の水面勾配の確保が課題	・河床掘削、築堤及び河道拡幅 ・Mejez el Bab バイパス水路 ・Mejez el Bab バイパス水路の水面勾配の確保が課題	・計画案-1+歴史橋の直下流に落差工の整備 ・Mejez el Bab バイパス水路の水面勾配の確保が課題	・計画案-2+流下能力の低い蛇行区間でのショートカット（4 区間） ・Mejez el Bab バイパス水路の水面勾配を十分に確保できる
既存公共インフラ施設への影響	・私有地に係るため用地取得が必要 ・道路横断部にて新規橋梁・カルバートが必要	・No.102 橋梁、AD002、AD003 水管橋	・No.102 橋梁、AD002、AD003 水管橋	・橋梁や水管橋等の架け替えの必要がない
治水効果	・1/10 年計画洪水による浸水被害をゼロに軽減できる。	・1/10 年計画洪水による浸水被害をゼロに軽減できる。	・1/10 年計画洪水による浸水被害をゼロに軽減できる。	・1/10 年計画洪水による浸水被害をゼロに軽減できる ・超過洪水にも効果がある ・下流 D2 ゾーンへのネガティブ影響がない。
維持管理	・維持掘削が必要	・維持掘削が必要 ・将来予測の河床堆積量：計画案-3 より多い	・維持掘削が必要 ・将来予測の河床堆積量：計画案-3 より多い	・維持掘削が必要 ・将来予測の河床堆積量最も少ない
社会面への影響（用地取得面積、住民移転）（暫定）	・私有地に係るため用地取得が必要	・用地取得の面積：小さい	・用地取得の面積：小さい	・用地取得の面積：大きい
経済性（建設費率）	1.2	1.0	1.1	1.0
総合評価	▽	○	▽	◎

11.8 土地利用計画の検討

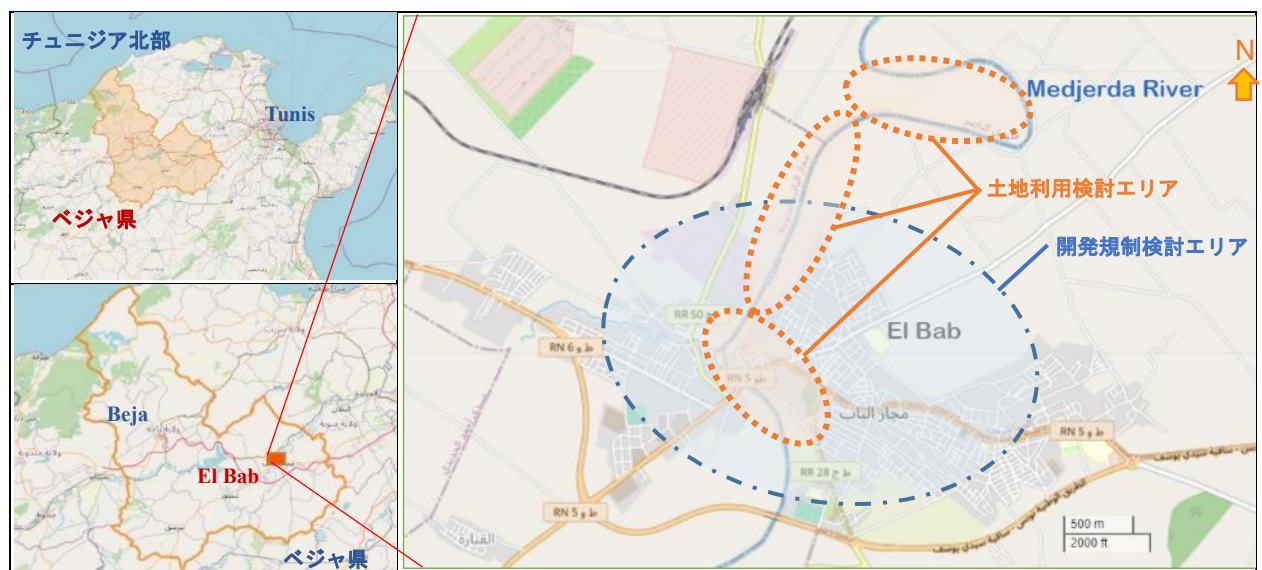
11.8.1 土地利用計画の目的

本章では、河川改修による水害対策と合わせ、地域活性化に資する土地利用計画の可能性を検証し、将来の地域開発計画への一助となる提案を示すことを目的とする。

本調査の主目的である河川改修事業の計画は、10年規模、50年規模、100年規模での水害予測も踏まえた河川改修計画から、その水害規模と影響の縮減を狙ったものである。その対策には河川の一部をショートカットなどの技術を用いて水流の安定化を図ることも検討されている。河川改修を行うことで、減災効果として、水没する地区の面積が縮小されることや、浸水深が浅くなり地域の人命へのリスクが軽減される。更に、50～100年規模の水害では影響が残る可能性のある場所でも、冠水の可能性が大幅に改善し、平時における対象地区での安全で継続的な土地利用を見込むことも可能となる。

河川改修による水害対策効果を踏まえた土地利用計画を立案することで、河川改修の意義や地域経済への開発効果を示すとともに、依然残る水害リスクを踏まえた開発制限を検討することが計画対象流域では必要となる。この認識から、対象地域内で水害の影響が緩和される地区を分析の上選定し、それら地区での土地利用提案を行うことで、河川改修事業の意義を地域開発の観点からも確認し、さらに今後に残りうる災害リスクを踏まえた土地利用規制や開発制限等についても検討を行った。

調査および計画提案対象とする地区は、メジェルダ川上流 D1 地区のうち、地方都市 Mejez el Bab とその近傍にある遊水地となる土地、さらにそれらを結ぶ河川流域を選定した（図 11-56 参照）。



出典：OpenStreetMap をもとに調査団作成

図 11-56 土地利用計画提案対象地域

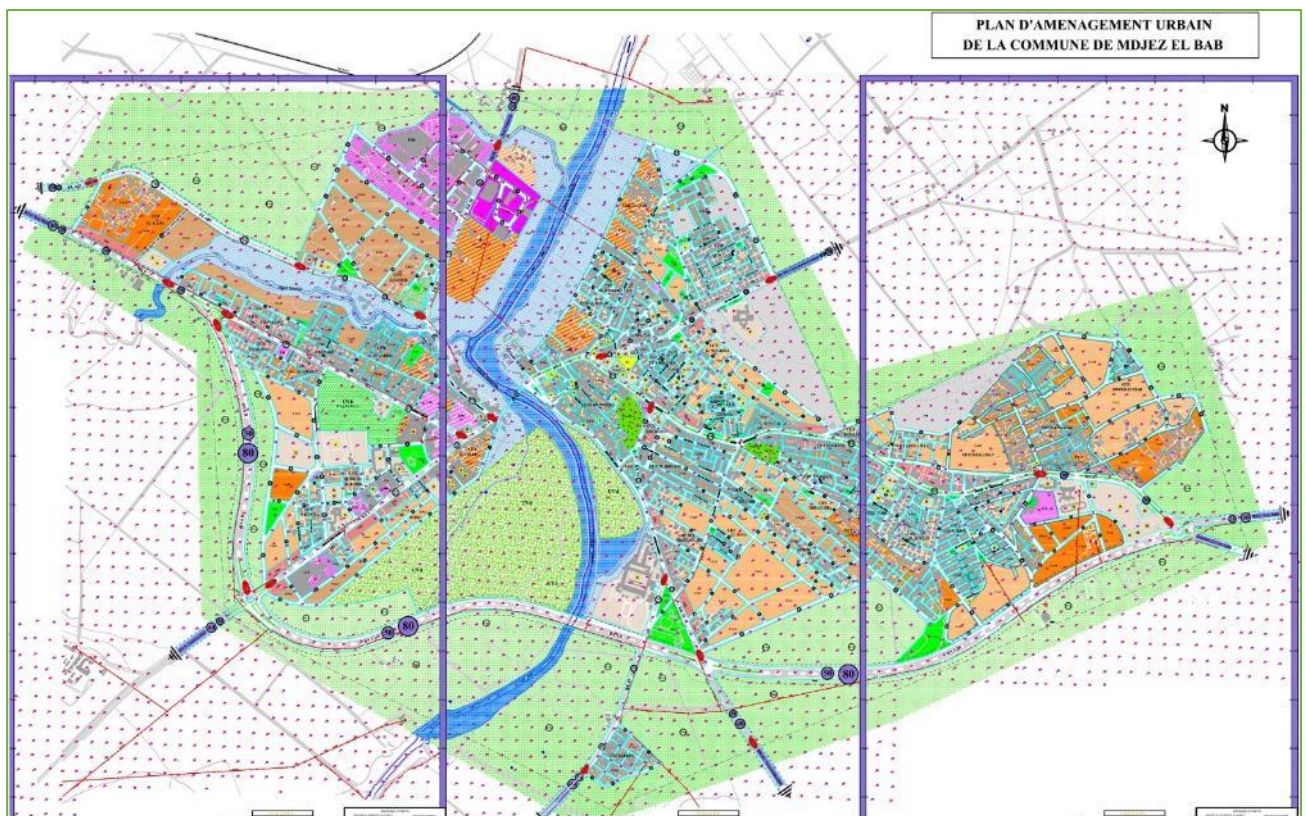
11.8.2 対象地区の土地利用の現状と課題

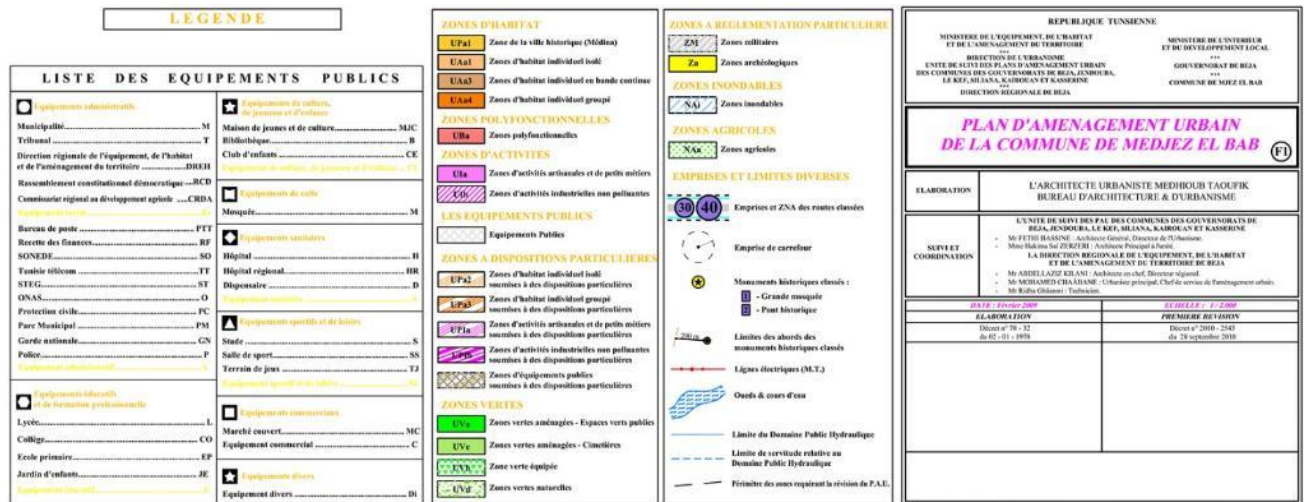
(1) 対象地区の土地利用計画

本調査における土地利用検討対象地区の既往土地利用計画及び現状は以下のとおりである。

メジェルダ川の河川改修事業対象 D1 地区の土地利用の現況は、おおむね農地利用が占めており、野菜、穀類、オリーブ、その他フルーツなどの栽培が主なものである。また牧草地も広がっており、大規模なプランテーションの様な土地利用形態は少ない。

Mejez el Bab の市街地は、以下に示す図 11-57 にあるように、小規模な市街地がメジェルダ川の東西に広がり、狭い街路が入り組む小規模住宅地の集合地区や、ある程度の復員道路で区画された地区などから成り立っている。市内には大規模な建物は少なく、一部には農地や広場も宅地に紛れるように配置されている。下図は名目上都市計画図と記載されているが、現況の土地利用を基礎として策定されていると考えられる。市街地周辺は、主に農地利用が占めている。





出典：設備住宅土地利用計画省

注：別添資料として本図の拡大版を作成（別冊：資料集参照）

図 11-57 Mejez el Bab 土地利用計画図

(2) 関連法一覧

1) 本章で提案する土地利用計画に関連する現行法

次表に土地利用計画に係る法規制としてチュニジアにおいては、制定されている法令の概要を記す。

表 11-26 本章で提案する土地利用計画に関する法令の主な内容

No	政府法令と規則	概要
1	The Water Code, 2017 (Code Des Eaux, 2017)	チュニジアにおける水部門の基本政策は、2017 年に発布された「Water Code」がある。チュニジア全土の水資源管理については、農業省が行っている。限りある水資源を有効に貯留し配分する為の施設を建設することを主な目的としている。加えて、水資源の利用と保護、管理及びその持続可能な供給を規定している。
2	The Forest Code, 2017 (Code Forestier, 2017)	チュニジアの森林分野の法令では、以下の規定を含む。 (1) チュニジア国民の利益となる森林の保全に関する規定 (2) 森林保全区の保護に関する規定 (3) 植林の推進に関する規定 (4) 林関連の違反行為と罰則に対する (5) 林業と林産物の流通販売に関する法令の統合
3	Land acquisition guide for local authorities	本法に基づき、用地取得にかかる基本的な手続きは、原則として以下の各段階に沿って進められる。 (1) 用地事前調査により区画、所有者及び占有者の特定 (2) 用地取得の影響の評価 (3) 補償措置の確立 (4) 地域住民等への意見聴取 (5) 所有者・占有者との協議 (6) 用地の取得
4	Law No. 2016-53 of 11 July 2016 Regulating Land Expropriation For Public Utility (Loi n° 2016-53 du 11 juillet 2016, portant expropriation pour cause d'utilité publique)	この法律は、公共建築物の整備プロジェクトを実施するための建物の収用に関連する原則、規則、住民移転、補償、および行政手続きを定めている。用地取得は協議による取得と裁判による収用の2つに分類されている。
5	Decree n 2017-967 of 31 July 2017 Regulating Civil Buildings Construction (D2017-967 Reglementation de la Construction des Batiments Civils)	本政令の公共建築物とは、国、地域社会、公的機関、および公営企業に代わって建設が行われる公共建築工事のことである。公共建築プロジェクトの設計と建設のための調査

		は、建築、機能、技術のレベルと想定される建設コストで評価する必要がある。
6	Code of Security and Prevention of Fire, Explosion and Panic Risks in Buildings (Code Securite Dans Les Batiments)	本法は、建物の安全性、火災および爆発のリスクの防止に関連する規則と対策を決定している。この法に基づく公共建築は、一般市民を収容する能力に応じて 5 つのカテゴリに分類されている（1,501 人以上、701 人～1,500 人、301 人～700 人、51 人～300 人、50 人未満）。安全規則は、建物の収容規模を計算するための規則を決定する。

出典：調査団作成

2) 国内の開発全般に関連する現行法

土地利用都市計画法 (Code de l'Aménagement du Territoire et de l'Urbanisme)

都市開発関連の基本法として「Land Use and Urban Planning Code」がある。同法では、国土計画とは、国もしくは地域レベルでの土地利用、大規模インフラ整備・公共施設建設・まちの建設プロジェクトでの土地利用の一貫性確保に関する、一連の選択、方針・手順の決定と定義されている。また都市開発と農業、その他の経済活動のバランスを示すものである。この法律は、国家・都市開発計画のための規則であり、空間の最適な分割・構成と用途指定、および都市の計画と開発に向けた基礎となるものであり、(1)土地利用計画、(2)都市開発計画、(3)都市開発プロセス、(4)制裁、(5)暫定規定、の 5 つの項目を掲げている。

この法律は、主に以下の項目で構成されている。

- (1) 周辺地域との関係を考慮した、現状、経済、インフラ、社会・文化の分析
- (2) 環境と利用可能なリソースの分析
- (3) 開発の基本的な方向性、都市の成長および開発の見通し
- (4) 都市の集積

地域の優先エリアの開発フェーズ

(3) 既往開発計画一覧

チュニジアは、経済発展と社会開発を効果的に進めるための指標を盛り込んだ国家開発計画を 5 年ごとに設定している。また、チュニジアの国家開発政策は、5 年ごとに策定される「国家開発計画」を基本としている。以下に開発計画の概要について整理する。

国家開発計画 2016-2020 年

(1) 開発ビジョン

競争力のある地域経済を構築するための適切な管理を通じて自然資源と人材を保護しつつ、国家開発を適正に評価する持続可能な開発モデルを確立する。地域、地方、国内、国際的な評価や意向を踏まえ、政府の求心力を高めつつ、地域格差を是正し、目標に向けた開発を進め、貧困率を削減し、さらに優れたガバナンスの枠組みを確保しながら国家が目指す社会の実現を目指す。

(2) 開発政策

本開発計画では、年率 4%の経済成長が目標として掲げられており、開発の重点目標の一つとして、「イノベーションとクリエイティビティの促進」と「デジタル経済の普及」が掲げられている。開発

目標を実現するための開発戦略の中で以下の 5 つの政策軸を掲げている。

1) 健全なガバナンスの構築、行政改革および政治腐敗の防止

対象としては行政組織だけではなく、国営企業も含まれる。情報公開や運営の透明性の確保等が示されている。

2) 経済構造の強化、インフラ、物流システム、および経済ハブの整備と確立

経済活動の多角化、輸出増加をはかり、雇用創出やインフラの更なる整備、新投資法の施行を通じて投資環境を改善することが目的であることが示されている。

3) 人間開発と社会的包摂

教育の質を高め、雇用の増加や、社会保障制度の充実などが示されている。

4) 良好な環境および天然資源の適正利用に向けた準備

水などの限られた資源の有効活用、農業の近代化、食料安全保障の実現、リサイクルなどを通じた環境保護が示されている。

5) 地域の開発に向けた要望の実現

地方分権の促進、地域経済の活性化、生活水準の向上を図ることが示されている。

(3) 地方開発計画(ベジャ県)

ベジャはチュニジア共和国北西部のベジャ県の県都で、首都チュニスから約 100km 離れている。ベジャ県は北端で地中海に面し、メジェルダ川は県の南部側を流れている。豊かな自然および地中海性気候の恩恵を受け、経済活動は主に農業部門を中心としている。この地域の農業は、Kassab、Sidi Salem、Al-Buraq の 3 つの主要なダムを活用した灌漑により水の供給を受けている。加えて、ベジャには、約 26 km に及ぶ海岸線、遺跡、自然の湧き水の泉などの潜在的な観光資源が存在する。自然環境面を見ると、天然資源の枯渇と災害対策が特徴的な課題として挙げられる。ベジャ県の 2016-2020 年の開発戦略は以下の 5 つの政策軸を掲げている。

1) 地方分権化、健全なガバナンスの構築

公的資金の適切な運用を保証する経済的および財政的ガバナンスのシステムを確立する。

2) 経済の多様性

経済の発展と多様化のために、競争力のある農業部門の近代化と強化に焦点を当てている。

3) 人材育成と社会的包摂性

医療制度の改善、教育、職業訓練、スポーツ施設の開発、文化活動の向上である。

4) 環境保護・エリアマネジメントの確保

環境保護に向け生態学的バランスの維持、天然資源の適正な利用が示されている。

5) 県の開発に向けた抱負

地域の魅力を高め、県内住民の生活の質を改善する。

チュニジアの持続的生産と消費にかかる国家行動計画 (2016 年)

チュニジアの持続可能な開発戦略に基づいて、環境サステナブル開発省 (Ministry of Environment

and Sustainable Development) は、チュニジアの持続可能な生産と消費に関する国家行動計画を策定した。この行動計画は、現在の人々の行動や活動と未来の世代の生活の質に対する影響に関して、チュニジアの様々な組織の間で議論を進めることに目的がある。本国家行動計画は、チュニジアのすべての利害関係者間での協議の必要性和、2016～2025 年に最優先事項と見なされている農業および観光セクターを中心とする点も示されている。

(1) 農業部門

2016～2025 年の農業分野のアクションプランは以下の活動を含む。

- 1) 天然資源の使用を合理化と資源活用による被害の最小化
- 2) 持続可能な農業慣行と地域の知識の促進
- 3) 持続可能な農業活動の確保

(2) 観光業部門

2016～2025 年の観光分野のアクションプランは以下の活動を含む。

- 1) 持続可能な資源管理の推進
- 2) 持続可能な廃棄物管理とリサイクルの開発
- 3) 環境の質の向上
- 4) 社会的なアプローチと統合促進
- 5) 地元のオーガニック製品の宣伝
- 6) 洪水と海岸侵食のリスクの評価

(4) 本調査で提案予定の土地利用に関する現行法制度の課題

上記に示したように、既にチュニジアでは、土地利用計画、水資源管理や森林管理に関わる既存の法制度が存在しているが、自然災害リスクや環境影響についての特性を踏まえた法令は存在しない。今後は、開発の影響を受けやすいエリア、大都市部では総合的な防災関連及び実施体制の策定が必要となる。

(5) 土地利用に関する既往計画の課題

開発計画の中ではチュニジアが直面する開発課題として、主に以下の点が記載されている。これらは、本章で提案する土地利用による地域活性化にも関連するものである。

(1) 産業競争力の強化

チュニジアが国際経済競争の中で生き残り、更なる飛躍を達成するためには、外国投資を拡大すると同時に、自国産業の国内外市場での競争力を一層強化させる必要がある。そのために、チュニジア政府は、「経済ハブ」戦略の中で、経済インフラの整備に向けて積極的な公共投資を行い、自国経済の強化・多様化を推進しつつ、雇用の拡大を行っていく必要がある。

(2) 農業・水産業開発

チュニジアの農林水産業は重要な産業であるが、農業生産は毎年の降雨量により左右される不安定なものとなっている。特にチュニジアの北部では依然として年間降雨量が経済活動全般に多大な影響を

与える状況にある。よって同国においては、安定的な穀物、換金作物(オリーブ等)などの安定した生産を確保するために、灌漑農業の普及、農業関連インフラの整備が重要な課題となっている。

(3) 観光振興

チュニジアの観光業は、同国経済の基幹産業の一つである。国内各地に存在する歴史的遺産や自然などの多様な観光資源を活用しつつ、より収益性が高い観光産業の振興とその多様化を実現していくことが大きな課題である。

(4) 環境問題

水や森林等の資源が限られる中で、環境保護は重要な課題である。

11.8.3 河川改修との土地利用の関連性

本調査での河川改修には大きく 2 つの改修方法が検討されている。

- 河道の浚渫による河川断面の拡大および堤防の設置による氾濫対策
- 蛇行する河川の線形改善のためのショートカット(暗渠または開渠)の設置

これらを導入することで、これまで広範囲で発生していた河川氾濫の低減や水害対策に効果が見込まれている。本調査において土地利用提案の対象としている Mejez el Bab 市及びその周辺でも、上記の 2 つの河川改修方が提案されている。それぞれがどのように地域の災害対策効果を発揮するか判断は難しいが、安全性の向上が見込めることは確認されている(詳細は次節にて記載)。次表 11-27 は当該検討対象地区におけるショートカットによる対策工計画案である。

表 11-27 土地利用検討対象地区における河川改修ショートカット提案

Mejez el Bab 市内	Mejez el Bab 市北東部遊水地付近
	
市内の Andarous 橋の南から市内道路下に暗渠として整備するショートカット対策工案	Mejez el Bab 市北東の最初の遊水地対象地の西側で河川を開渠でショートカットする対策工案

出典：OpenStreetMap をもとに調査団作成

両ショートカットによる対策工および浚渫・堤防による対策工の適用により、図に示された地区の短期的(10年周期)の水害発生を防止できる(50年・100年確立の災害では浸水が発生する)。この水害対策により、市街地周辺の河川沿いの土地および上表右の遊水地においては、長期の安定した土地利用が可能となる。一方、市街地では長期の水害リスク(50年・100年確立の水害)が残っていることから、浸水深が深く想定される地区の将来的な土地利用や開発については、さらに詳細な検討が必要である。

広域での河川改修と水害対策の観点では、図 11-58 に示すように、メジェルダ川州域の広範囲でショートカットの計画検討も行われている。これらショートカット設置対象地区も遊水地としての機能が想定されているが、人口密度の高い Mejez el Bab 市からの距離が離れていることもあり、新たな土地利用による新規社会機能の導入による社会経済開発効果は高く見込めないことから、本調査では Mejez el Bab 近傍の遊水地のみを対象として検討を行う。また、この遊水地の土地は土地登記上政府の所有となっていることが確認されているため住民移転を含めた社会影響が低く、再開発対象としてもその有効性が高いことから、提案対象とした。



図 11-58 D1 地区で計画されているショートカット配置図

11.8.4 土地利用に向けた安全性の確保

土地利用計画または提案を行う対象地では、その計画及び将来開発を進めるに際し、人命にかかる安全性の確保や整備する施設などの「資産としてのインフラ」を安全な社会機能として提供する必要がある。そのためには対象となる土地が十分な安全性を確保していることが重要となる。土地の安全性の確認には、対策工の整備前と整備後の比較や災害発生時の想定される被害を十分把握した上で安全性の評価を行い、土地利用に適しているかを判断する必要がある。

(1) 河川氾濫による地域への影響

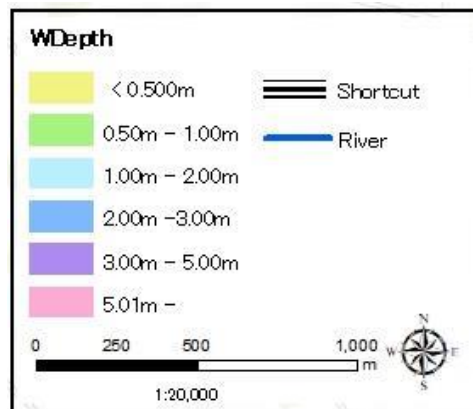
図 11-59 および図 11-60 に判例と、10 年確率規模、20 年確率規模、50 年確率規模および 100 年確率規模の対策工導入前及びショートカットを対策工として導入した後の浸水予測分析結果をそれぞれ示す。

同図左側の導入前を見ると、Mejez el Bab 市街地（オレンジ色は建物等）における 10 年確率規模の浸水は市街地での影響はほとんどない。20 年確率規模では河川の西側および市南部の一部で浸水が発生する。市北部でも一部浸水が市街地に侵食することが分かる。50 年確率規模ではさらに河川の西側および市の南側、で浸水範囲が拡大している。100 年確率規模ではさらに浸水範囲が広がっており市街地の過半が浸水してしまう。ただし、市街地でも 3m から 5m を超える浸水範囲（図の紫およびピンクの範囲）は限定的である。基本的に、Mejez el Bab の街は歴史的にも浸水範囲をよけて開発が進んだことが分かる。

他方、河川沿いおよび遊水地とその周辺は 10 年確率規模では浸水規模は大きくないが、20 年確率規模以上になると、広範囲で 5m を超える浸水深となる場所が発生する。

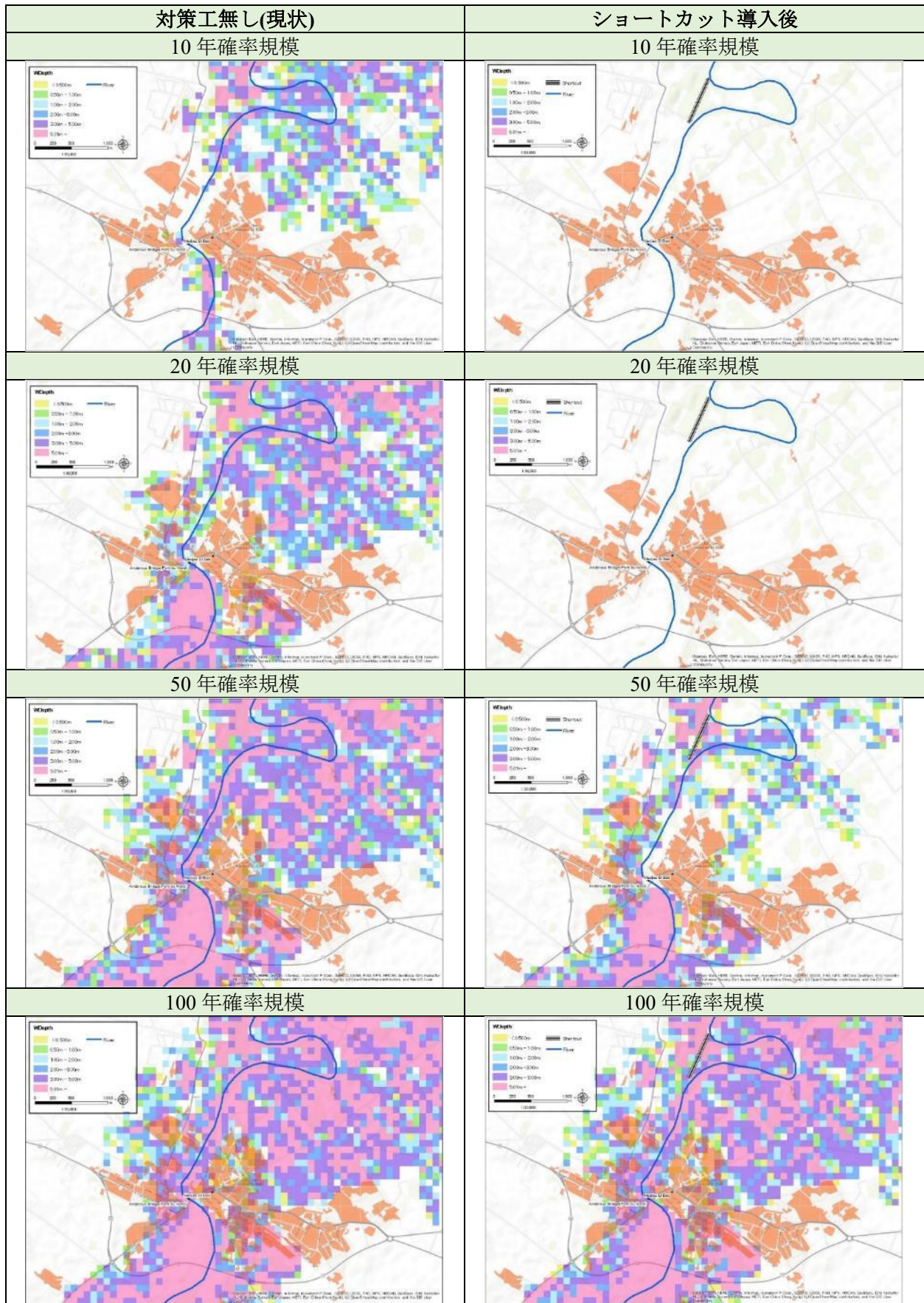
次にショートカットを対策工として導入した後の浸水予測を比較する。ショートカットによる洪

水対策工を導入することで、同図に示す通り広範囲での浸水制御が可能となる。特に、10年・20年確率規模の降雨量では対象地域では洪水が発生しないことが分かる。また、50年確率規模でも市街地の南部エリアおよび河川西側の地域で一部浸水は起こるものの、対策工無しの水害影響と比較しても大きく改善されている。100年確率規模では対策工無しの状態と比較しても大きな違いは見えない。市南部の河川沿いを除き、50年確率規模でも Mejez el Bab 市周辺の河川沿いの水害は限定的であると想定される。



出典：調査団作成

図 11-59 10・20・50・100年確率規模での対象地区の浸水予測の凡例



出典：調査団作成

図 11-60 10・20・50・100 年確率規模での対象地区の浸水予測

(2) 河川沿線地域への影響

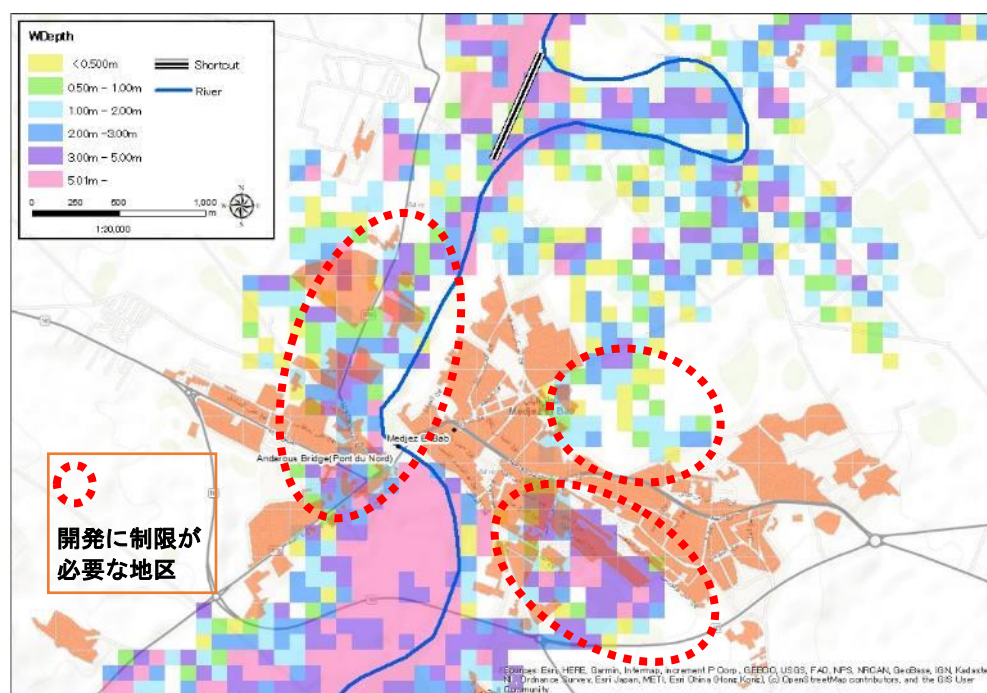
上記の分析結果の通り、50年確率規模程度までであれば、ショートカットを含む河川改修の対策工の導入で、河川沿いの土地は高い減災効果があるといえる。安全性確保は十分行ったうえでの土地利用ではあるが、常に水害で資産のダメージを受ける状況や人命の危機を招くような状況は回避できる。浸水深が5mを超える地区では排水にも時間がかかるものと想定されるため、その影響も考慮した土地利用と用途の提案が必要である。

一方で、河川沿いの土地利用では、50年・100年確率規模での水害を考慮した開発提案と土地利用規制を行う必要がある。基本的に公共の用に供する機能で恒久的な構造物の整備は限定することが肝要である。オープンエアの機能や仮説的な用途を主体とする提案により安全で資産保護の観点でも合理的な運用が可能となる。浸水深の深い場所では、排水に時間もかかることから、公園機能を主体とした空間利用を中心に提案することが求められる。

(3) 市街地での影響

ショートカットを含む河川氾濫対策工を導入することで、10年および20年確率規模での影響は市街地でもほぼ解消される。一方で50年確率規模以上になると河川氾濫から浸水するエリアが市街地でも残っていることが分かる。図11-61に示す赤の破線で示された地区では1~5m程度（河川の西側）や3~5mを超える浸水が予測される地区も存在している。これらの地区には既に多くの建物が存在するが、今後の新規開発および既存施設の建て替え等については、将来の安全性も鑑み規制が必要である。また、歴史的に浸水のあった地区は建築物等が無い場所も存在する。今後の人口増加を踏まえても特に浸水の被害が想定される地区での開発は都市計画上でも制限を加えておくことが肝要である。

既に存在する建物について、今後立ち退きを強制することはないとしても、建て替えを行う際の建築制限も設定する必要がある。また、建築以外の土地利用であっても規制対象とするべき機能も検討する必要がある。これらの地区での将来の開発は、基本的に公共の用に資する公園や農地利用などが推奨される。一方で、水害対策を十分に考慮した構造（地上6m程度までの建築用途や構造形式）を有する建築の計画と設置については、緩和規定の検討も可能である。



出典：調査団作成

図 11-61 50 年確率規模での対象地区の浸水予測と土地利用と開発制限地区

11.8.5 災害対策に係る建築規制

治水対策と共に新たな土地利用を進めるにあたり、空間利用に関する規制等と合わせ建築・施設等の整備に係る法制度についてもここで検証する。

(1) 建築等の開発規制の必要性

建築等の開発規制は、河川改修実施による災害対策で被害の低減が図られたあとでも、中長期的（50 年～100 年確率規模）な水害を想定し、建築等を含めた施設整備を制限する必要性がある。都市計画の観点では、今後の水害リスクの可能性のある地区での開発規制を引くが必要になる。チュニジアでは、災害対策を目的とした都市開発や土地利用に係る制限等を加える法制度が現状で整備されていない。第 5 節で示した通り、特に Mejez el Bab の市街地には「面的な開発制限」を要する地区があり、これへの都市計画規制を検討する必要がある。

一方で、幾世代にもわたってこの地域に生活が続けている市民も多いことが想定され、彼らは今後もその土地の権利（所有または利用権など）を保有し継続的に生活が続けると考えられる。これら市民の中には今後所有する建物の修繕や改築を行う可能性もある。この場合に、彼らの生命を自然災害から守ることと合わせて継続的な生活や建物の利用又は改築等を許容するための対策が重要となる。このためにも、対象となる災害リスクの高い地区での建築制限や規制が必要となる。

(2) 建築規制に係る法制度の課題

現在のチュニジアの法制度上の枠組みでは、災害の危険性を踏まえた建築物の構造やデザインや設計、さらに建設に係る基準や規制が整備されていない。これは、単に建築基準の水準の問題だけではなく、洪水などの自然災害に特化した構造基準や計画のルール、または施工に係る規制等の問題でもある。長期的な洪水被害の可能性が残る地域では、今後の市民生活の安全性確保の観点で、水害にかかる建築規制および制限の設定が必要である。

以下に災害対策に特化した建築基準で特に考慮すべき項目について記載する。

- 浸水深のレベルによる建築の構造形式に係る基準と制限の設定
- 浸水深のレベルによる建築物の 1 階と 2 階部分の建築用途の基準と制限の設定
- 外構（敷地内の塀やその他の工作物）、植栽等の制限や基準の設定
- 新築、改築、修繕等、計画規模毎の基準および制限の設定
- 地区による建築の可否の設定（都市計画の法制度とも連動）

11.8.6 土地利用に係る法制度面の課題

開発計画 2016～2020 年に記載されているプロジェクトは現状ではまだ実施されておらず、政府側の活動も調査段階にとどまっている。大規模な公共事業計画は、事業実施の可能性や各事業目標と資源利用の間で一貫性を欠くものも見受けられる。土地利用については、住民や開発効果に与える影響も大きいと、関係行政機関は、十分な事前調整を行い、計画的な事業実施が必要となる。したがって、土地利用に関する法制度に関しては、規制と誘導・促進の両面からのアプローチによる土地利用を実現できるような仕組みが必要である。

現行法制度面も踏まえ、自然災害への対策実施とその後に期待される土地利用に係る課題について、以下の通りまとめた。

(1) 災害リスクを踏まえた災害マップなどを基礎とした土地利用計画の見直し

11.8.4 の通り、河川氾濫対策として河川改修を施工した後でも、50 年～100 年確率規模では Mejez el Bab の市街地を含めたメジェルダ川沿いの広範な地域で河川氾濫と洪水が発生する可能性が残っている。この分析結果を踏まえ、特に人口の集中する市街地を中心に土地利用計画の見直しが必要である。本調査の中で分析を行っている浸水深予測などから市民生活、生命および経済活動へのリスクが高いと考えられる地区については、特に将来の土地利用計画の見直しを慎重に行うことが求められる。

見直しに当たっては、土地利用を公園や農地、その他建築施設を伴わない公共機能（スポーツ利用など）を許可対象としたものに限定するなどの提案に有効性が高い。特に市街地での土地利用変更については、現状の利用を許容しつつ将来の規制を適正化することが重要である。

(2) 土地の所有権・占有・使用权などを踏まえた土地利用基準の設定

慣習的な土地所有権の問題も含め土地制度には現行法だけでは対応が難しい場合が多い。また、単なる法制度の適用では住民およびコミュニティの反発を招く恐れもあり、開発事業全体への影響も出る可能性がある。このような土地に関わる社会的な問題の発生を最小にし、または未然に防ぐためにも、土地の権利の現状と法制度の枠組みを土地利用計画の見直しと合わせて再度検証する必要性が高い。

河川氾濫などの自然災害対策のための法制度の見直しであり、設定に当たっては災害規模や頻度、それらを踏まえた将来の土地利用などを多面的に検証し、現状の土地利用および所有権の状況も踏まえた土地利用基準を設定することが重要である。必要により、土地所有権や借地権、上部構造設置などに係る法制度も同時に見直しする必要がある。

(3) 土地利用と連動した建築基準及び規制の設定

11.8.5 の通り、チュニジアでは自然災害のリスクなどを踏まえた建築基準は存在せず、土地利用や都市計画上也十分な対策を踏まえたものとなっていない。この状況をふまえ、災害リスクのレベルによって、現行建築基準に上乘せして計画・構造・設計・施工の基準及び規制を設け、災害に強く人命確保が達成できる法制度の枠組みを見直す必要がある。特に将来的な建築物への変更や新築に対する建築条件を設けることで、市民の安全を守る効果が高くなるといえる。特に災害リスクの高い地区（新水深が大きい場所など）での将来の建築行為の許可に関しては、十分な検討と制度見直しが必要である。

(4) 上記各項目を踏まえた都市計画の見直し

都市計画は土地利用や建築規制を包括したものとなるため、上記課題解決を踏まえ、最終的な包括的計画案として修正案を策定することが肝要である。短期・中期・長期的なそれぞれの時間軸をもって、また単なる現行土地利用の焼き写しの計画内容とならないよう、災害リスクマップなども効果的に活用した計画立案が重要である。

11.8.7 土地利用に向けた提案と地域開発ビジョンの設定

本節では、河川改修の河川氾濫対策工のうち特にショートカットの整備によりその対策効果が見込まれる地域において、その地域での社会活動や産業振興にも貢献すると期待されるようなプログラムや機能を活用し地域の活性化を図る試みを行う。新たな土地利用にも関わる提案となるため、土地所有権などにも影響する可能性がある。よって、対象地区の自治体等政府関係者への提案内容の周知の目的も含む。今後このような土地利用事業が実施される場合には、環境社会配慮の観点からも、地域住民への十分な事業及び影響・効果の説明を行っていく必要があることから、関係者の十分な理解を促進するためのものである。

土地利用への提案では、対象となる地域のコミュニティ活動や経済活動への開発効果が見込まれることが重要となる。そのような事業提案を行うためには、関係する幅広いステークホルダーによる地域の将来像の設定と共有が求められる。ここでは、本調査から概略的に把握されている地域の社会状況や産業活動などを踏まえ、暫定的に地域開発のビジョンを設定する。そして、そのビジョンの実現に向けた地域の課題を把握し、土地利用による地域の課題解決を図るプロセスを示す。本調査の河川改修に係る土地利用に向けた地域の将来開発ビジョンを以下のように仮定する。

地域資源を活かし産業振興・観光振興をコミュニティ主体で達成

(1) 土地利用に向けたビジョン達成に向けた地域課題

上記のように仮に設定した土地利用による地域開発ビジョンを踏まえ、対象とする Mejez el Bab 市街地に存在する Andaruous 橋やオリーブ畑等の地域資源を活かし、地域社会への貢献や社会経済活動の促進を図ることを目標として土地利用提案を進める。

将来のビジョン実現に向けた土地利用提案を進めるにあたり、El Bab 市街地とその周辺の社会経済活動の現状や開発の可能性も踏まえ、以下に地域の課題を概説する。

● コミュニティ活動の強化に資する取組みと、活発な活動を誘発し継続される事業の導入

地域の現状として、地域内で自治会やスポーツチーム等のコミュニティ活動を行う組織が存在しない、または活動がほとんど行われていない。コミュニティが育つことで、市民自らのオーダーメイドな活動へと展開されることが考えられる。

● 地域資源を効果的に活用した新たなコミュニティ活動プログラムの導入

Mejez el Bab 市域には、Andaruous 橋やオリーブ畑等の地域資源が存在している。Andaruous 橋を観光資源とした取組を地域内外に発信していく取組みや、対象地周辺の主産業であるオリーブ栽培を取り入れた国際ブランド化を実現するプログラムの導入で、地域コミュニティも活躍できる地域資源の有効活用を目指す。チュニジアのオリーブは世界的にも高い品質を誇っている。しかし、世界市場で競争できるほどの強いブランド力を持ち合わせておらず、現在は地産地消の地域産業モデルに近い状況である。

(2) 土地利用提案

ベジャ県に含まれる Mejez el Bab は、2014 年人口住宅センサスによると、2014 年の段階で人口 4 万 1700 人、1 万 400 世帯の地域である。土地利用と産業に関しては、本提案の対象地では主に灌漑農地をふくめた農業利用が見られる。また、市街地は形成されているが大規模な産業立地地ではなく、都市の歴史性を基礎とした観光資源としての可能性がある。また、同センサスによると、Mejez el Bab 内では、農業従事者が 23.8%、教育従事者が 21.0%、製造業従事者が 22.7%の割合となっている。

農業分野以外でも地域には様々な職種が存在し、人口規模は小さいが活気のある市街地であることが分かる。この点を鑑み、市街地やその周辺において、1) 消費活動と雇用が創出されること、2) 地域住民個人の生活やコミュニティの改善と向上、そして 3) 地域住民の生活に教育的効果を提供できることを念頭に土地利用の可能性を検討する。具体的には、人の賑わいとコミュニティ活動の増進や強化を期待した提案を行うこととする。また、世界的にも高いオリーブの生産高を誇るチュニジアであるが、広大な土地と市街地を併せ持つ Mejez el Bab で、オリーブ生産を活かした研究開発等、今後の長期的な視点で持続可能な農業促進を狙った提案も行う。

本節では、地方都市 Mejez el Bab の「市街地地区」とその近傍にある「遊水地地区」、さらにそれらを結ぶ「河川流域地区」の 3 つの地区について、それぞれに土地利用の提案を行う（図 11-62 参照）。一方、下図の北東部に続くメジェルダ川沿いにも、河川が蛇行し遊水地となる地区がいくつか存在しているが、これらの地区は、人口密度が低く、市民利用に供する機能の活用頻度が低くなると想定される。よって、本提案では対象から外すこととした。



出典：OpenStreetMap をもとに調査団作成

図 11-62 土地利用計画提案対象エリア

1) 市街地地区

市街地周辺居住者と観光客を対象として提案を行う。主に「賑わいエリア」と「憩いエリア」に大きく二つに分ける。(図 11-63 参照)

「賑わいエリア」では、河川に沿った週末マーケットと、その周辺に砂浜とテントを設置し、屋外でのコミュニティ活動を誘発させる。マーケットは仮設構造物であり、地元の野菜、飲食、衣料品、手工芸品等の店が週末になると軒を連ねる。地域住民や市外からの訪問客が買い物に訪れ、地元の産品を購入できる。また、降雨量が少なく乾燥した地域でも育つ、Aleppo Pine (マツの一種)、Oak (ブナ科の落葉樹) 等の Tunisia に自生する樹木を川沿いに植えることで創出される日陰空間が憩いの場となり、地域住民がピクニックや読書等を楽しむことができ、地域に新たな週末ライフスタイルを取り入れることができる。マーケット周辺の砂浜では非日常空間を体験する場となる。例として、テントは地元のアーティストによるデザインを取り入れ、地域性のある素材を取り入れる。このように、地域の人々が自分達で作り上げていく活動により、「場」(対象地区)の価値とコミュニティへの愛着を生み出す。

「憩いエリア」では、親水公園を設け、緑道の中に現地のアーティストによるパブリックアートを点在させる。市街地の喧騒から離れ、水辺の静かな緑溢れる空間とし、これを市街地の北側に配置する。緑道沿いにはベンチを置き、散歩や読書など様々な利用を想定している。市街地につながる河川流域地区の緑道は公道との動線を隔て安全を確保の上、ゆったりとした時間を過ごせるよう空間設計する。また、車で訪れる人も想定し、駐車場や駐輪場の設置も行う。



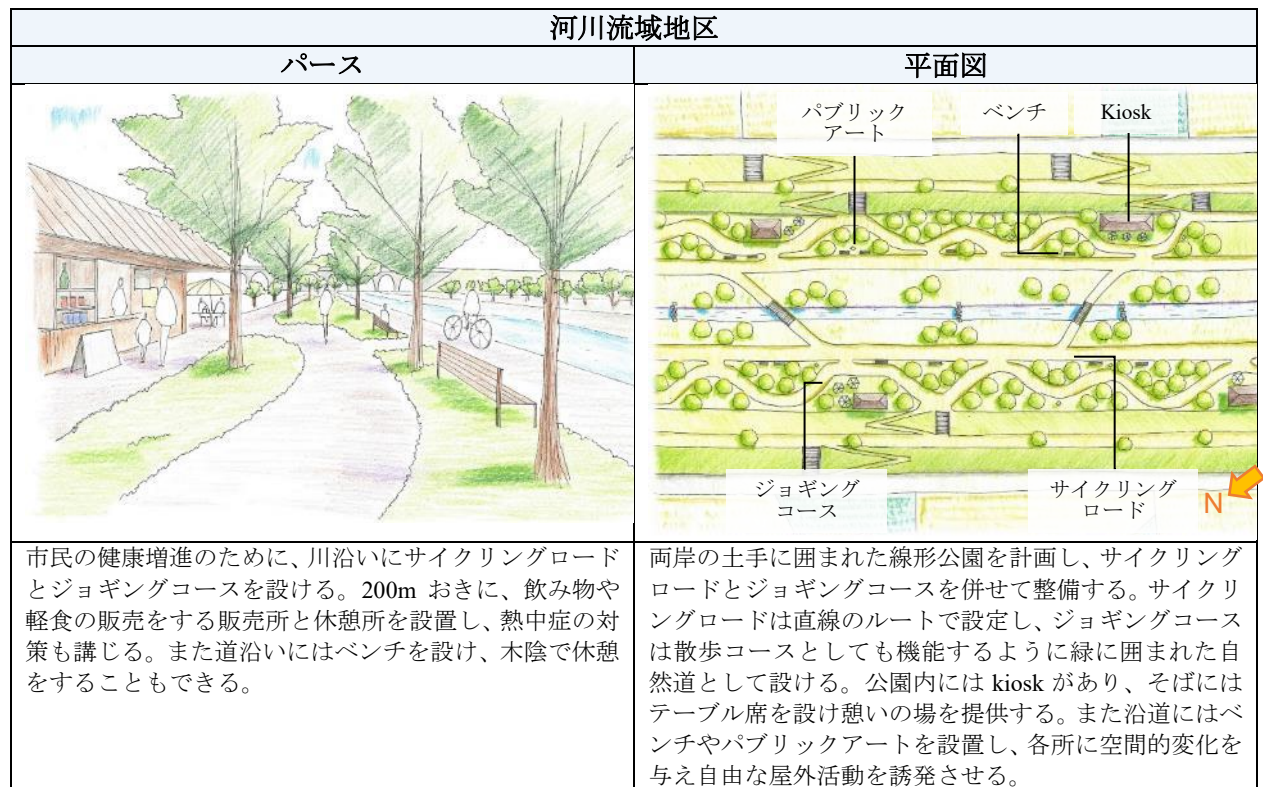
出典：調査団作成

図 11-63 提案イメージ図(市街地地区)

2) 河川流域地区

市街地地区と遊水地地区を結ぶ川沿い空間を市民の健康増進のための空間利用として想定し、線形公園機能として整備することを提案する。(図 11-64 参照) まず、3 キロほどある河川氾濫対策工として検討される堤防を活用し、サイクリングロード及びジョギングコースを併設した緑化公園を設ける。沿線上には休憩スペースやキオスクを 200m 程度おきに設置しベンチと植栽を設置する。飲み物や軽食の販売を行い、熱中症の対策も講じる。この販売所には地元コミュニティによる事業参加を期待している。

サイクリングロード及びジョギングコースは遊水地地区まで繋がっており、車道と動線が分離され、安全性が保たれている。サイクリングロード、ジョギングコースは、足腰に負担のないよう、耐候性、透水性のあるポリウレタンのゴムチップで舗装する。距離標識も設置する。また、長い河川公園での憩いの場形成とアイキャッチャーとして、一定距離ごとにパブリックアートも配置し、地域の歴史や文化を意識させる効果を狙う。



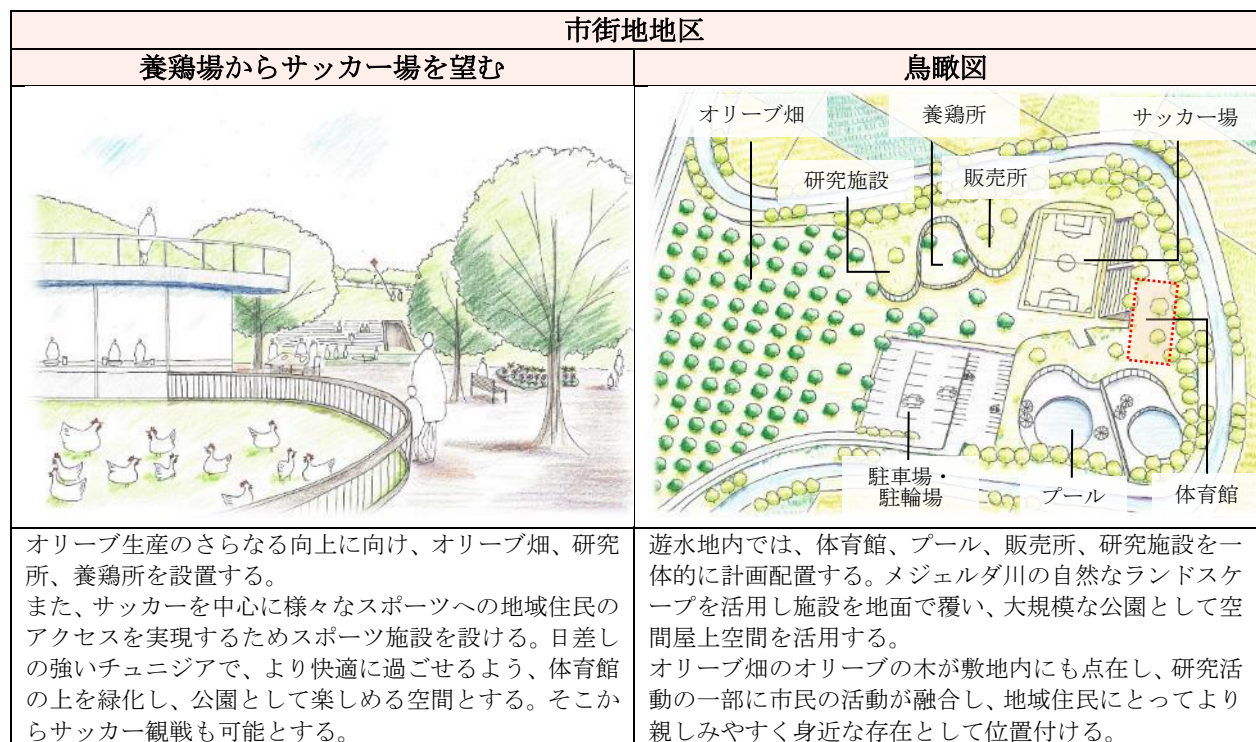
出典：調査団作成

図 11-64 提案イメージ図(河川流域地区)

3) 遊水地地区

チュニジアの良質なオリーブの生産高の高さに着目し、経済と産業の効果をさらに高める提案を行う。オリーブの搾油後に廃棄する果実部を飼料として養鶏を行う技術研究をする機関の設置を提案する。(図 11-65 参照) 利潤目的ではなく、新たな農業サイクルを作るという研究的意義を重視している。飼料は遊水地内で栽培されるオリーブだけでなく、周辺のオリーブ以外の資源を利用し、将来的にはブランド鶏の開発の可能性もある。河川沿いにこのサイクル産業(養鶏場やオリーブ畑)が軌道に乗った後は、周辺地域にまで土地利用が拡大されることも考えられる。また、販売所では、搾油したオリーブオイルやオリーブ飼料によって育てられた鶏肉等の販売を行う。マーケットと研究所や畑に従事する人々やスポーツ施設利用者向けの食堂も兼ねる。

遊水地の河川沿いのエリアを活用しスポーツ施設を整備する。チュニジアで広く親しまれているサッカーを中心に様々なスポーツへの地域住民のアクセスを実現する。施設ゾーンには、サッカー場、プール、体育館等を整備し、上記研究機関で働くものの親睦も含め、地元市民に広く開放する。隣接して食事スペースも設け、研究機関の職員の利用も想定している。研究者、スポーツ施設利用者の両者の利用を考慮し、研究施設とスポーツ施設の間地点に販売ゾーンを設ける。プールは屋外とし、地域の宗教性も考慮し性別で区切られた市民向けとする。プールの運営の利益を鑑みると、維持管理費用の負担が大きくなることも想定されるが、内陸部である対象地周辺住民からのニーズが高いことが確認されていることから、今後は収益性についても検討することが必要である。プールサイドにはテントや植栽を設置し、木陰空間を創出する。また、軽い飲食等を提供するマーケットの設置も検討する。



出典：調査団作成

図 11-65 提案イメージ図(遊水地地区)

各地区に導入する提案内容は表 11-28 の通りである。

表 11-28 各地区の提案内容一覧

No.	地区	提案	内容
1	市街地	マーケット	マーケットは仮設構造物であり、地元の野菜、飲食、衣料品、土産物等の店が週末になると軒を連ねる。地域住民や市外からの者が活動やコミュニティの集まりに訪れる。
2	市街地	砂浜	河川敷に砂を人工的に敷き詰め、砂浜を設ける。パラソルやテント等を設置しながら屋外空間を寛ぐ。同じく河川敷に設置されるマーケットで購入した飲食物等を食べながらピクニックをすることも想定する。
3	市街地	テント	砂浜に仮設テントを設ける。
4	市街地	公園	親水公園とし、緑道の中に地元のアーティストによって製作されたパブリックアートを点在させる。
5	河川流域	サイクリングロード	足腰に負担の少ないポリウレタンゴムで舗装する。距離標識も設置する。
6	河川流域	ジョギングコース	サイクリングロードと同じく、足腰に負担のないようポリウレタンゴムで舗装する。距離標識も設置する。
7	河川流域	Kiosk	サイクリングロード、ジョギングコースの途中 200mおき程の間隔で休憩スペースとして設ける。飲み物や軽食を提供する。
8	遊水地	オリーブ畑	10ha ほどの面積に 2500 本のオリーブを育てる。そこから 10,000 kg のオリーブオイルと、32,700kg ほどの搾りかすが得られる。(※1)
9	遊水地	養鶏場	7000 m ² ほどの面積とし、700 羽ほどの鶏を飼育する。(※2)
10	遊水地	研究施設	オリーブ畑で栽培されるオリーブの搾油後の果実を飼料として養鶏し、養鶏の堆肥をオリーブ栽培に活用する循環型農業の研究を行う。オリーブ栽培や養鶏の生産現場を地元の小学生たちも体験することも可能とする。
11	遊水地	サッカー場	公共利用と特別試合を目的にサッカー場を設ける。サッカー場は、地域住民が利用することを想定し、地元サッカーチームの発足や市内の高校生の利用を想定している。
12	遊水地	体育館	サッカー場とともに、地域住民が広く親しめるようバスケットボール、ハンドボール、バレーボールのコートを設ける。地域住民が利用することを想定しており、地元サッカーチームの発足や市内の高校生に利用を想定している。
13	遊水地	プール	市民向けのスイミングプールを設ける。維持管理費用の負担が大きくなることが見込まれるが、内陸部である対象地周辺住民からのニーズが高いことが予想される。
14	遊水地	販売所	遊水地のオリーブ畑でできたオリーブオイルや、養鶏場の鶏を販売する。食堂では、また、スポーツ施設を利用者、選手や観戦者が利用も想定し、軽食、菓子、飲み物が購入できる。地元コミュニティによって作られたグッズの販売も可能とする。食堂は研究機関の職員の利用も想定している。

出典：調査団作成

(※1) オリーブ 1 本当たり、15 kg の果実が実るとし、そのうちオリーブオイルとして生成されるのが 2 kg、搾油後の廃棄部分として残るのが 13kg と想定する。オリーブ栽培は、6m 間隔で植えるため、現状遊水地地区内のオリーブ畑を 92,000 m² と仮定すると、2500 本の栽培が可能である。そこから、鶏の餌となる搾りかすが 32,700 kg 発生する計算である。

(※2) 養鶏において、10 m²に 1 羽の想定で、計算を行っている

11.8.8 想定事業の概略的評価

前述の方針を踏まえ、提案内容の効果的な実現に向け、それぞれのプログラムの導入について、地域の社会経済活動への効果などを概略的に評価する。これは、プログラムを評価することで、事業として実施する際の優先度を検討するものであり、将来の事業化時点での予算措置などへの対策にもなる。また、評価指標を示しスコアリングすることで、政府関係者やさらには地域住民への説明の際も、その事業効果を理論的に解説でき、優先事業の合理的決定に役立つと考える。

(1) 土地利用事業の評価基準の設定

メジェルダ川流域の河川改修と災害対策を目的とした事業の中で、次なる災害を意識しつつ、平常時の地域経済活動、住民間の交流、教育的効果の向上を、本対象地の土地利用を通して期待するものとして評価を加える。評価を行うために、以下に示す4つの評価指標を設定する(表 11-29 参照)。

表 11-29 提案プログラムの評価指標 (案)

評価指標	評価の目的
地域経済波及効果	地域内外での消費や雇用が創出されているかを計る
地域社会活性化効果	地域住民個人の生活やコミュニティの改善・向上を計る
公益性	提案プログラムの利用が見込まれるものであり、それが広く地域市民の便益となるかを計る
社会教育効果	長期的な視点で地域の教育効果の向上への効果を図る

出典:調査団作成

(2) 評価方法

地域経済波及効果、地域社会活性化効果、公益性、および社会教育効果の評価指標をそれぞれ4段階（0・1・2・3）で評価する。評価の視点と評価（配点）基準は表 11-30 の通りである。

表 11-30 各評価指標の評価視点及び方法

評価指標		評価	評価の視点	評価（配点）基準
1	地域経済波及効果	0・1・2・3	地域の中で、消費活動が生まれ、地域の雇用に繋がっているのか、周辺地域への経済効果が見込まれるかを評価する。	以下の内容が当てはまる場合は加点式で評価を行う。 ・消費活動が生まれる(1点) ・雇用の創出に繋がる(1点) ・市外の生産者の収益向上に繋がる(1点)
2	地域社会活性化効果	0・1・2・3	地域住民個人の生活やコミュニティの強化、改善、向上が見込まれるかを評価する。	以下の内容が当てはまる場合は加点式で評価を行う。 ・暮らしのあり方が改善される(1点) ・健康増進に繋がる(1点) ・コミュニティでの活動が増える(1点)
3	公益性	0・1・2・3	地域住民や周辺の地域からの利用が見込まれるかを評価する。	各事業の利用者がどの範囲から訪れているのかを評価基準とし、以下の3点に分類し、評価を行う。 ・川沿い付近からの利用者のみの場合：1点 ・市内全域の利用者が集まる場合：2点 ・市外からも利用者が集まる場合：3点
4	社会教育効果	0・1・2・3	地域住民の生活に教育的効果を提供しうるかを評価する。	以下の内容が当てはまる場合は加点式で評価を行う。 ・多世代との交流ができる(1点) ・地域の産品や観光資源に親しむことができる(1点) ・商売や生産の現場を体験できる(1点)

出典：調査団作成

(3) 土地利用事業の評価

各土地利用事業の評価を表 11-31 の通りに行った。

表 11-31 各土地利用事業の評価

No.	地区	プロジェクト	地域経済波及効果	地域社会活性化効果	公益性	社会教育効果	合計点	効果	評価
1	市街地	マーケット	11	3	2	3	3	地元の食材や伝統的な衣料品、土産物を販売することで、地元の魅力を再発見するとともに日常的に親しむ機会となる。また地元の生産者の販路が生まれることで、地域振興、収益向上にも繋がる。さらに、毎週末にぎわうことで地域内のコミュニティの活動や交流がより誘発されることが期待される。	地域経済波及効果においては、地域内外から利用客が訪れ、消費活動、さらに雇用の創出、生産者の収益向上に繋がることから3点とした。地域社会活性化効果においては、地産地消の食生活、住民間の繋がりが期待されるがスポーツ振興との関りが低いことから2点とした。公益性においては、対象地周辺から市外まで利用者が集まることが予想されることから3点とした。そして、社会教育効果においては、多世代が集まることや、地元産品への愛着の増進も期待できる。また、市場活動の現場を体験できることから3点としている。
2	市街地	砂浜	5	0	2	2	1	屋外での滞在が誘発され、地域住民同士のコミュニティ、老若男女の交流の促進に寄与する。	地域経済波及効果においては、特に消費活動、雇用、収益に繋がらないため0点としている。地域社会活性化効果においては、屋外活動を誘発することから暮らしの幅が広がること、そこからコミュニティが強化されることから2点とした。公益性においては、市内からの利用者が考えられるため2点とした。社会教育効果においては、多世代交流に期待はあるが1点としている。
3	市街地	テント	5	0	2	2	1	砂浜と同じ効果が期待される。	砂浜と同じ評価とした。
4	市街地	公園	6	0	3	2	1	市街地の中で喧騒から離れ、落ち着いたくつろぎの空間が提供される。	地域経済波及効果においては、特に消費活動、雇用、収益に繋がらないため0点としている。地域社会活性化効果においては、屋外活動を誘発することから暮らしの幅が広がることと健康増進されること、そこからコミュニティが強化されることから3点とした。公益性においては、市内からの利用者が考えられるため2点とした。社会教育効果においては、多世代交流に期待はあるが1点とした。
5	河川流域	サイクリングロード	3	0	2	1	0	河川敷周辺に暮らす地域住民の老若男女のスポーツ振興に寄与する。コミュニティ強化も期待できる。	地域経済波及効果においては、特に消費活動、雇用創出、収益に繋がらないため0点としている。地域社会活性化効果においては、屋外活動を誘発することから暮らしの幅が広がることと健康増進されることから2点とした。公益性においては、主に対象地周辺に暮らす地域住民の利用を想定し1点とした。社会教育効果においては、多世代交流、地元資源のふれあい、生産現場等の体験もないため0点とした。
6	河川流域	ジョギングコース	3	0	2	1	0	サイクリングロードと同じ効果が期待される。	サイクリングロードと同じ評価とした。
7	河川流域	Kiosk	7	3	3	1	0	サイクリングロードとジョギングコースの途中に複数設置するため、熱中症対策を含めた安全安心なスポーツ環境を整備する。	地域経済波及効果においては、特に消費活動、雇用、市外の実業家の収益に繋がるため3点とした。地域社会活性化効果においては、屋外活動を誘発することから暮らしの幅が広がることと健康増進されること、そこからコミュニティが強化されることから3点とした。公益性においては、主に対象地周辺に暮らす地域住民の利用を想定し1点とした。社会教育効果においては、多世代交流、地元資源とのふれあい、生産現場等の体験もないため0点とした。

8	遊水地	オリーブ畑	9	1	2	3	3	様々な自然堆肥を用いたオリーブ生産を研究することで、今後のオリーブ生産の技術および品質向上が期待できる。また循環型農業を実現させることから、環境保全に直結した事業となる。	地域経済波及効果においては、雇用の創出に繋がることから1点とした。地域社会活性化効果においては、多様な自然堆肥を利用した新しいオリーブ生産の実験を行い、より高品質なオリーブオイルの生産に繋がることから食生活を通じた健康増進が予測される点、地域の子供たちを対象とした農業体験を通じたコミュニティの誘発の点から2点とした。公益性は、市外からも従業員が集まることから3点とした。社会教育効果は、多世代交流、地元産品とのふれあい、生産現場の体験を可能とすることから3点とした。
9	遊水地	養鶏場	9	1	2	3	3	オリーブを肥料とした畜産物はポリフェノールが豊富な食品になるとされており、地域住民の食生活の向上と健康増進に寄与することが考えられる。	地域経済波及効果においては、雇用の創出に繋がることから1点とした。地域社会活性化効果においては、地元のオリーブを肥料とした鶏肉の消費に繋がることから食生活を通じた健康増進が予測される点、地域の子供たちを対象とした体験等を通じたコミュニティの誘発の点から2点とした。公益性は、市外からも従業員が集まることが想定されることから3点とした。社会教育効果は、多世代交流、地元産品とのふれあい、生産現場の体験を可能とすることから3点とした。
10	遊水地	研究施設	9	1	2	3	3	様々な自然堆肥を用いたオリーブ生産を研究することで、今後のオリーブ生産の技術および品質向上が期待できる。また、オリーブを肥料とした養鶏を通じ地域住民の食生活の向上と健康増進に寄与することが考えられる。また循環型農業の実現から環境保全に直結した事業となる。	地域経済波及効果においては、雇用の創出に繋がることから1点とした。地域社会活性化効果においては、多様な自然堆肥を用いたより高品質なオリーブ生産とオリーブを肥料とした養鶏の研究を通じ、食生活を通じた健康増進が予測される点、健康増進に繋がる点から2点とした。公益性は、市外からも従業員が集まることが想定されることから3点とした。社会教育効果においては、市民コミュニティによる体験会や勉強会等の場になることを踏まえ、3点とした。
11	遊水地	サッカー場	7	1	3	2	1	地域の老若男女のスポーツ振興と、コミュニティの増進、健康増進が期待される。	地域経済波及効果においては、芝等のメンテナンスを行う雇用の創出されることから1点とした。地域経済波及効果においては、屋外での活動が誘発されることから暮らしの幅が広がること、スポーツ振興に繋がること、チーム内外の交流が発生することから3点とした。公益性は市内からの利用者が集まることから2点とした。社会教育効果においては、多世代交流が想定されることから1点とした。
12	遊水地	体育館	7	1	3	2	1	サッカー場と同じ効果が期待される。	地域経済波及効果においては、コートのメンテナンスを行う雇用の創出されることから1点とした。地域経済波及効果においては、屋外での活動が誘発されることから暮らしの幅が広がること、スポーツ振興に繋がること、チーム内外の交流が発生することから3点とした。公益性は市内からの利用者が集まることから2点とした。社会教育効果においては、多世代交流が想定されることから1点とした。
13	遊水地	プール	8	2	3	2	1	サッカー場と同じ効果が期待される。また、本対象地は内陸部のため、遊泳空間のニーズが高く整備効果が期待できる。	地域経済波及効果においては、利用者の施設利用による消費活動、水質管理や安全管理等のメンテナンスのための雇用の創出されることから2点とした。地域経済波及効果においては、屋外での活動が誘発されることから暮らしの幅が広がること、スポーツ振興に繋がること、市民間の交流が発生することから3点とした。公益性は市内からの利用者が集まることから2点とした。社会教育効果においては、多世代交流が想定されることから1点とした。
14	遊水地	販売所	9	2	3	3	1	地元の新鮮な生産物が地域に広く提供され、地域振興と人々の健康増進に繋がる。	地域経済波及効果においては、消費活動と雇用の創出から2点とした。地域経済波及効果においては、自然堆肥にこだわったオリーブ製品やオリーブを肥料とした鶏肉等を新鮮なうちに購入できることから食生活を通じた健康増進に繋がること、生産現場の体験を可能とコミュニティの増進に寄与することから3点とした。公益性は市内からの利用者と市外からの就業者の利用が想定されるため2点とした。社会教育効果においては、多世代交流が想定されることから1点とした。

出典：調査団作成

11.8.9 評価結果に基づく土地利用事業の優先順位

11.8.8 で各事業の評価を行った。この評価から各地区の優先度の高い事業が確認できる（表 11-32 参照）。地域課題の解決に向けた開発効果に期待できるものとして、表に示すような優先順位で土地利用事業を行うことが望ましい。

表 11-32 各地区の評価結果に基づく土地利用事業の優先順位

順位	市街地地区	河川流域地区	遊水地地区
1 位	・マーケット	・ kiosk	・ オリーブ畑 ・ 養鶏場 ・ 研究施設 ・ 販売所
2 位	・ 公園	・ サイクリングロード ・ ジョギングコース	・ プール
3 位 以下	・ 砂浜 ・ テント	—	・ サッカー場 ・ 体育館

出典：調査団作成

上記の土地利用の事業評価を基に、将来の川辺の開発について優先度の高い公園と週末マーケットを含めた空間利用事業例のイメージとして図 11-66 に示す。



出典：調査団作成

図 11-66 アンダーラース橋南側の川辺開発のイメージ例

11.8.10 事業実施の際に直面し得る課題

実際に上述の様な土地利用提案を実施することになった場合運営、主体、法制度、資金面での課題が想定される。また、事業実施に向けては調査、計画、設計、施工をはじめ、運営管理、メンテナンスも含め事業スケジュールの立案から、行政主導、民間活力導入、さらに、官民連携など様々な事業形態から最適なオプションを選択していく活動が必要となる。現段階では、まず地方政府を主体とした政府関係者間で事業化に向けた調整が必要である。その後、地域住民を含めたステークホルダーとの協議・調整など様々なステップを踏むことになる。これらの点も踏まえ、今後の土地利用の本格的な計画と実施に向けた課題として、以下の点が挙げられる。

- 政府内に事業実施に向けた事業化組織の設立

開発段階が進むと事業の運営主体も必要となる。当初は自治体中心とした政府主導で、その後管理・運営を民間が行う等の官民連携も視野に入れることも考えられる。

- 開発関連法制度の確認と調整

河川改修事業、自然災害対策や防災に係る新たな法制度の整備も含め、新たな地域開発や土地利用、さらには建築規制・制限などを含めた法制度の確認が必要である。

- 事業化に向けた政府予算の確保

事業実施に向けた調査・研究・計画をはじめ、事業運営組織の設立など、事業化に向けた予算の確保が必要である。事業ステージが運営・管理に移行した時点では維持管理も含めた費用確保も必要となる。施設の運営方式によっては、政府資金と民間投資など包括的な資金活用が求められる。

- 事業対象地の土地所有権問題の解決

事業実施では、環境社会配慮の観点から対象となる土地の所有権問題を適正に解決し、地権者の利益が確保されるよう手続きが必要である。対象地区の土地の多くは民有地または長期借地権が付いたものが存在すると考えられる。地域全体として開発を行うことを前提に、土地問題への対処には十分な時間を使って地権者との合意形成が求められる。

優先順位の高い市街地地区、河川流域地区のマーケット、kiosk 関連の事業と、遊水地地区のオリブ畑、養鶏場、研究施設、販売所の研究関連事業の実施に当たっては、以下の課題が想定される。

<マーケット・kiosk>

- 週末マーケット実施・運営等に係る法制度の確認と必要な制度見直し
- 複数のコミュニティ組織が連携するための団体間ネットワークの構築
- マーケット・イベント等から排出されるゴミの管理や川の汚染を防止するルール策定
- 管理・清掃等の事業の実施に係る各種付帯サービス実施に係る体制構築

<遊水地地区の研究施設>

- 新たな研究機関、研究組織の誘致

現状では対象地周辺に大学や研究機関等がなく研究所設立には実施主体の誘致が必要である。研究プログラムの選定では、国内他地域で実施の研究事業を鑑み、競合の無い分野選択のアプローチが必要である。

- オリーブ栽培の農業技術とそれを有する地元農家の確保、事業参入促進と協力体制の構築

オリーブ畑を運営するためには地元農業者の協力が不可欠である。地域内から、事業に賛同するオリーブ農家を募る必要がある。

第12章 氾濫解析

本調査で検討する D1 ゾーンの河道改修案が、氾濫原に与える影響を評価するため氾濫解析を実施した。当初解析モデルとして、既往調査で使用された河道断面（2008 年測量）を河道モデルに用いて各種モデルの設定を行い、データのある 2003 年の浸水実績と計算による氾濫区域が概ね一致するようモデル設定を行った。

前項で説明した河道状況（D1 ゾーン）をモデルに反映させて氾濫解析を行い、氾濫の有無や低減の程度を確認する。また、氾濫解析結果は治水経済分析に使用する。

氾濫解析は想定される溢水地点を設定し、地形条件に則したモデルを用いて数値計算を実施して浸水区域や浸水深を算出する。解析モデルは大きく分けて、①氾濫原モデル、②河道モデル、③破堤・溢水モデルの 3 つに分けられ、図 12-1 に示すフローに従って解析を行った。

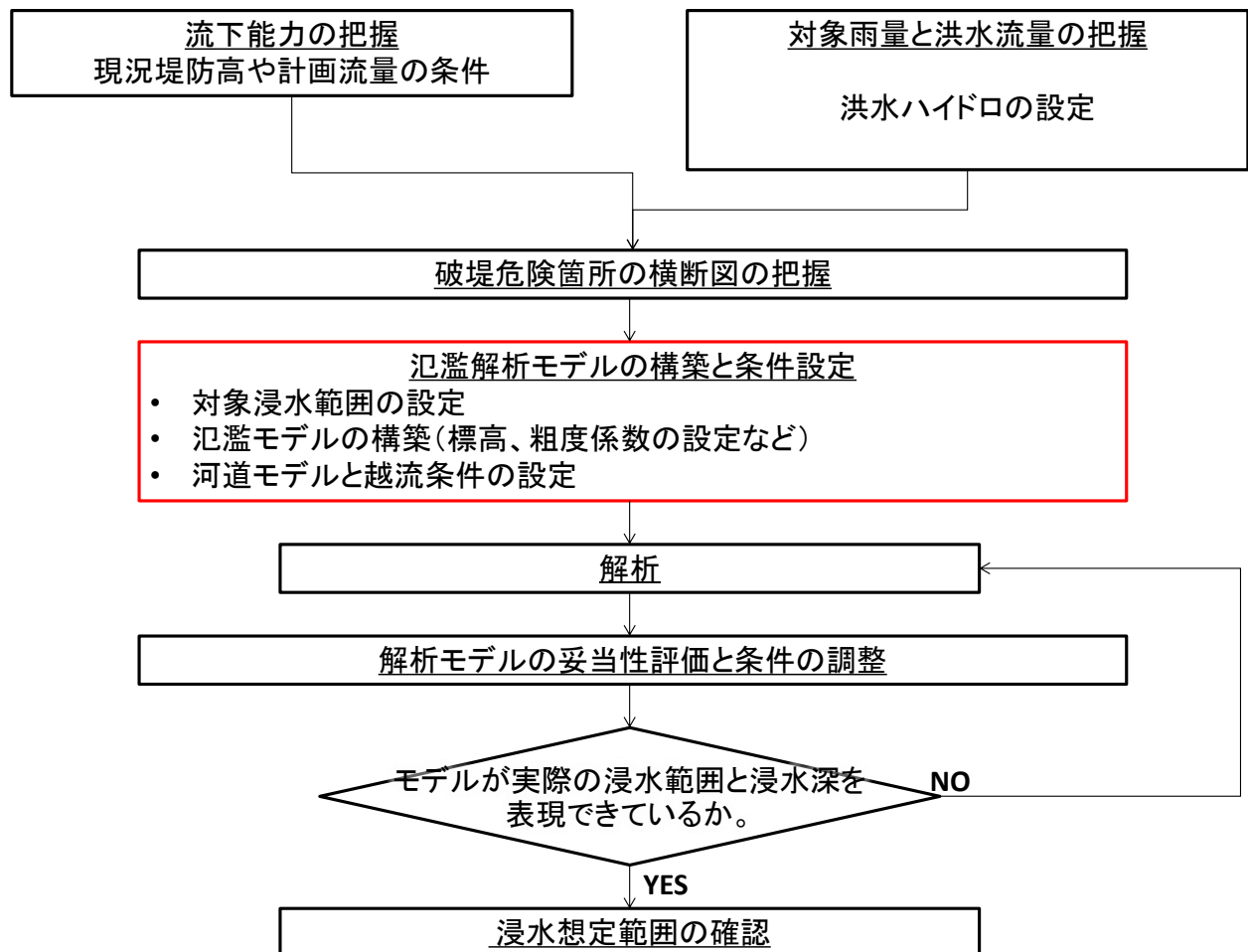


図 12-1 氾濫解析の検討フロー

12.1 氾濫解析モデル

氾濫モデルは、氾濫流追跡モデル、溢水越流モデルを反映させたものとした。氾濫解析の算定方法は、後述する氾濫シミュレーションモデル（河道不定流計算と氾濫シミュレーションが一体的に実行できるモデル）を基に、先に設定した対象洪水の流量ハイドログラフを河道不定流計算の上流端境界条件として与え、無堤部等での溢水氾濫を考慮しながら、河道内流量の時間的、縦断的な変化を解くものである。氾濫原モデルには、浸水の拡散に影響を及ぼす主要な水路や道路盛土等が反映される。氾濫モデルの概念図を、図 12-2 に示す。

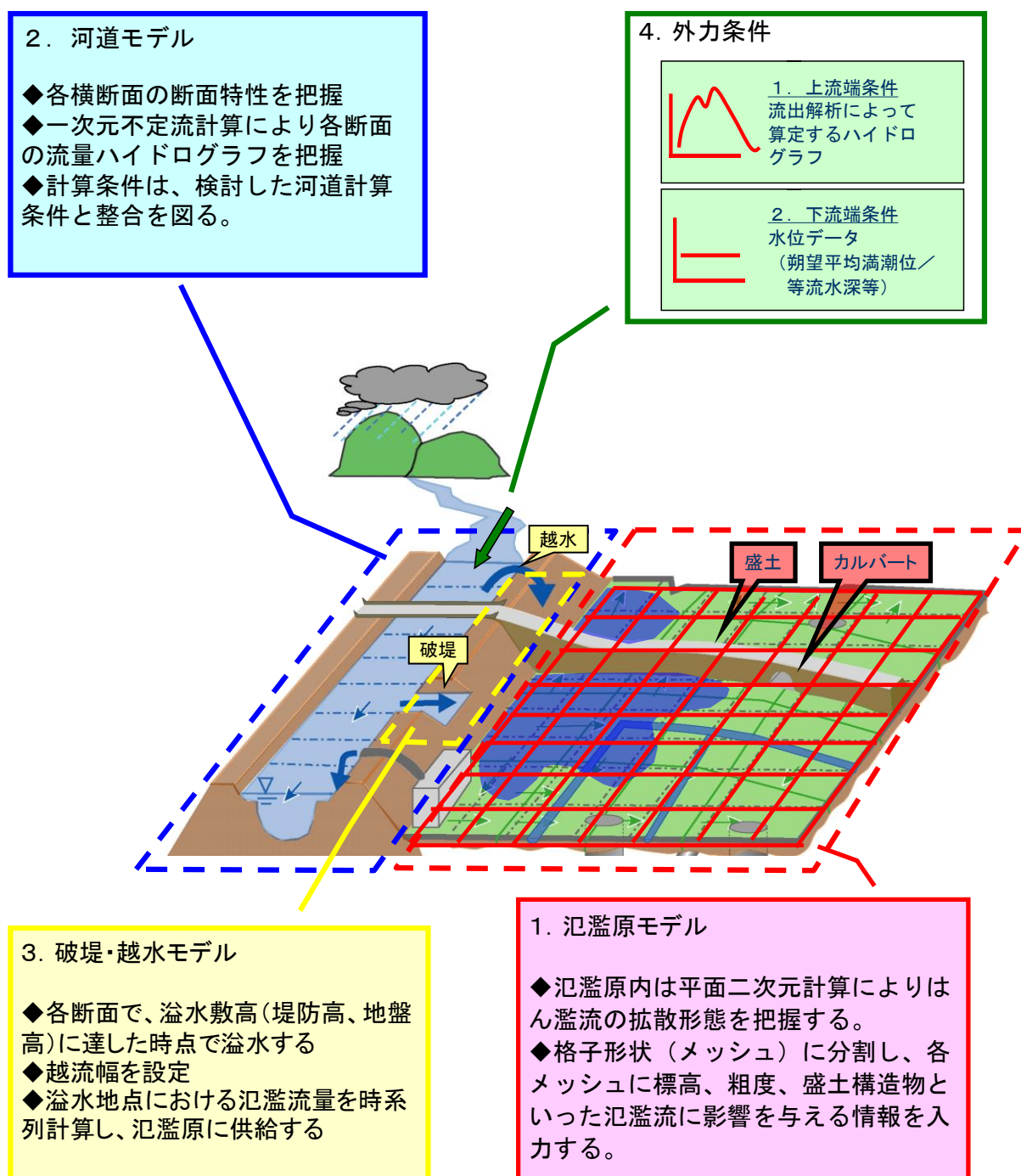


図 12-2 氾濫モデルの概念図

12.2 氾濫解析モデルの作成

(1) モデル地盤高の設定

モデル地盤高は、全球三次元地形データである Aster Global Digital Elevation Model (AsterGDEM、水平方向分解能：約 30m) を基本として、D1 の河川沿いは 0.5～2m ピクセルの衛星地形データ (EGM2008) を使用した。設定したモデル地盤高は、図 12-3 に示す通りである。

(2) 氾濫原の粗度係数

氾濫原の粗度係数は、以下の方法により設定した。

- 1) メッシュ毎に土地利用区分と建物占有率を設定
- 2) 氾濫原の底面粗度係数 n は、以下の計算式によって算出

$$n^2 = n_0^2 + 0.02 * (\theta / (100 - \theta)) * h^{4/3}$$

ここで、 θ ：建物占有率、 h ：水深

建物外の粗度係数は、次式の加重平均により設定する。

$$n_0^2 = (n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2 + n_3^2 A_3) / (A_1 + A_2 + A_3)$$

ここで、 A_1 、 n_1 ：農作地面積、粗度係数

A_2 、 n_2 ：道路面積、粗度係数

A_3 、 n_3 ：その他面積、粗度係数

表 12-1 氾濫原の土地利用分類と設定した粗度係数

土地利用	区分	粗度係数
農作地	Crops (農地)、Forest (森林)、Agroforestry (森林農地)、Green spaces (緑地)	0.060
道路	Road (道路)、Urban (市街地)	0.047
その他	Rangeland (放牧地)、Dunes (砂丘)、Forest formations (林道等)、Bare land (裸地)、Quarries and mines (鉱山等)、【Water / Water and wet (水域)】	0.050 【0.025】

対象地域の土地利用は、図 12-4 に示す通りである。また、対象地域の建物に関するデジタルデータ（建物形状のポリゴンデータ等）が無い場合、市街地の建物占有率については、GIS 等の衛星画像により目視で評価した。

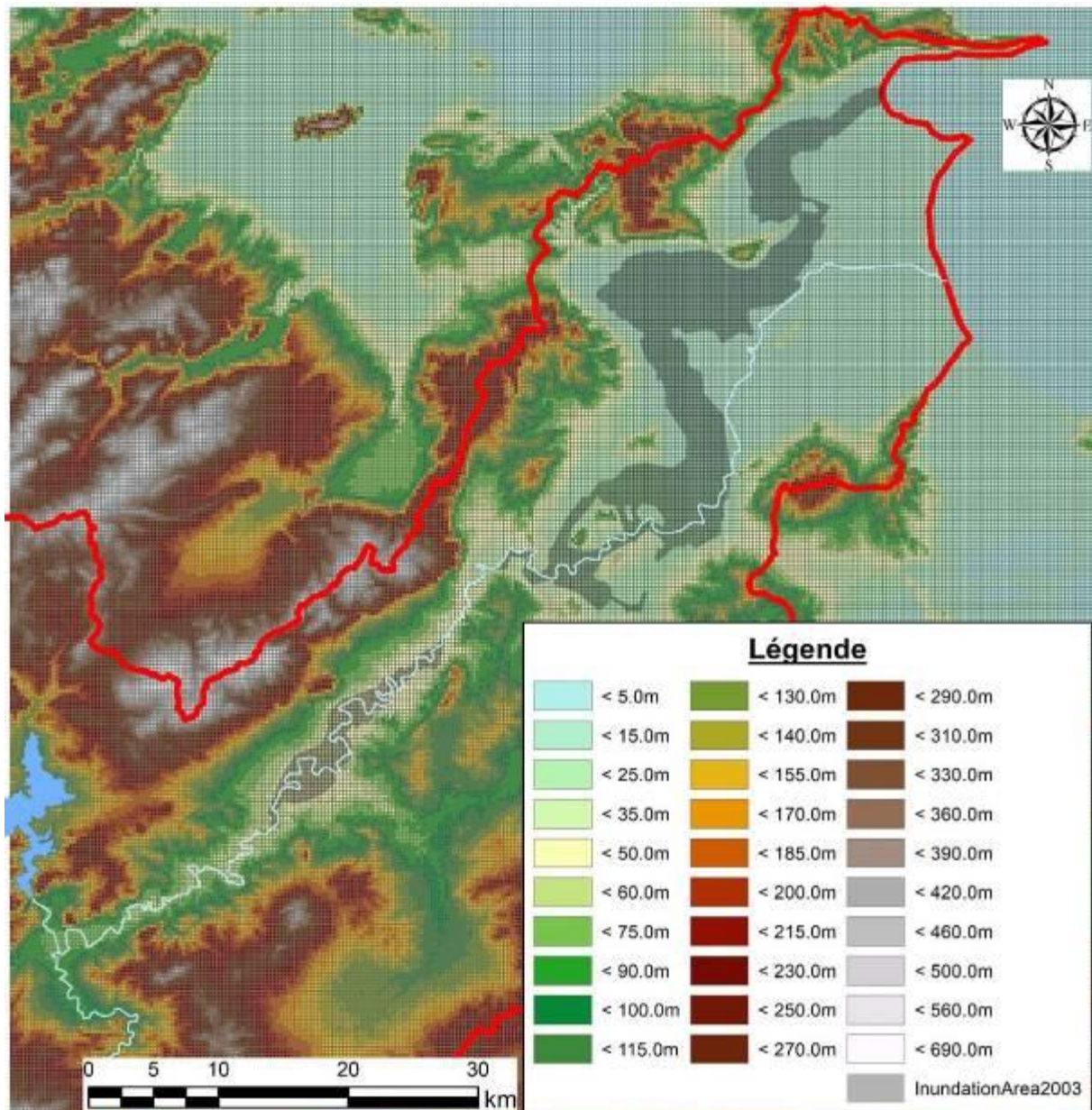


図 12-3 モデル地盤高 (270m メッシュ)

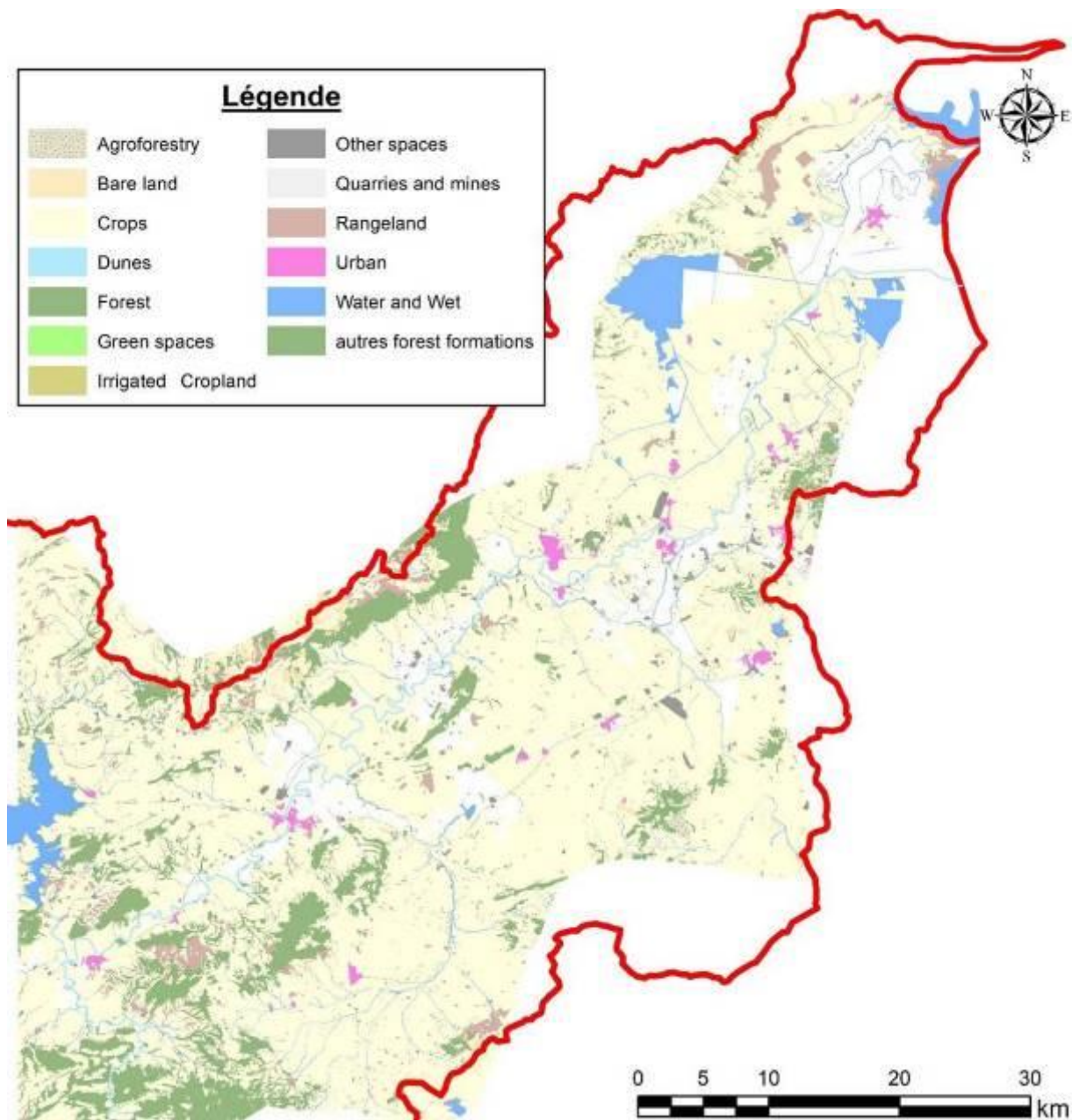


図 12-4 土地利用分類

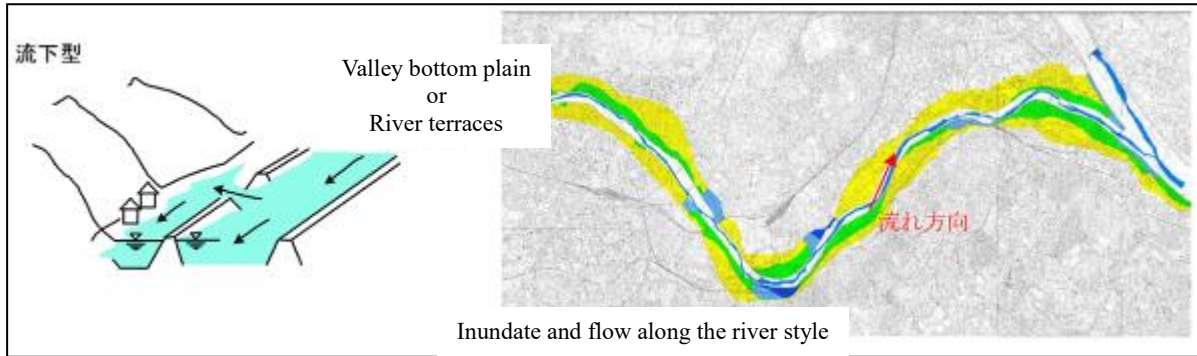
(3) 氾濫原モデル

氾濫形態は、氾濫原の地形特性によって以下の3パターンに大別される。

【流下型氾濫】

氾濫水が河川に沿って流下する氾濫。

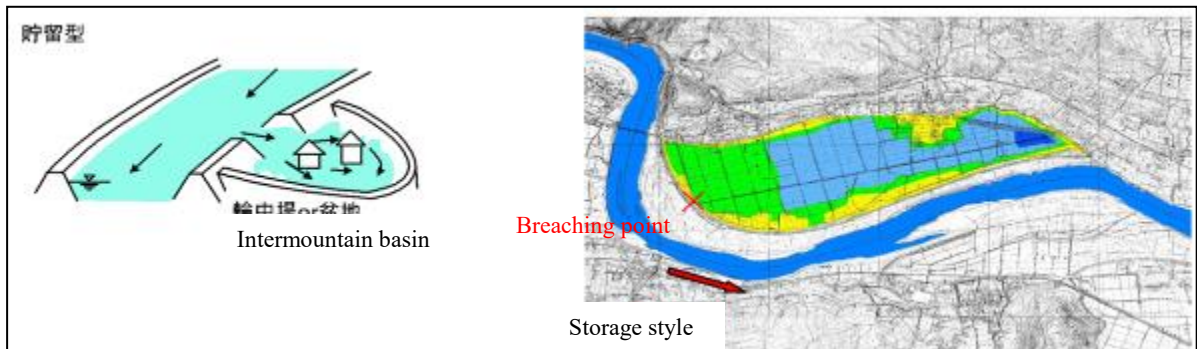
丘陵山地分の比較的河川の勾配が大きな区間にあり、一般的に氾濫原の幅は狭い。



【貯留型氾濫】

氾濫水が閉鎖型水域に貯留される氾濫。

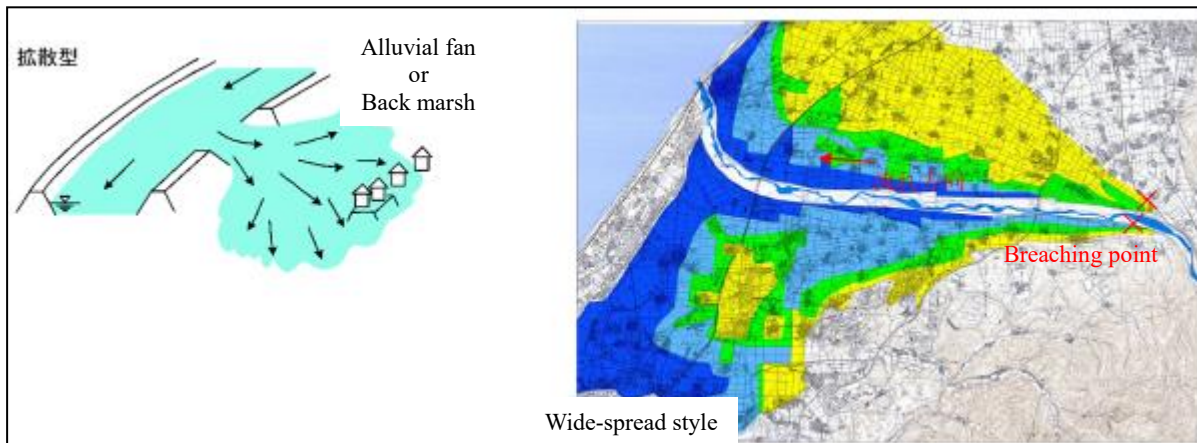
山間狭隘部の山付きで挟まれた区域や、低地の中小洪水で内水氾濫を生じる場合が該当する。



【拡散型氾濫】

氾濫水が地形に応じて拡散する氾濫。

扇状地や下流低地域が該当する。



本業務では、当該地域の流域特性を踏まえ、二次元不定流モデルにより氾濫解析を実施した。二次元不定流モデルは、以下の連続式、運動量式で構成される。

◇ 連続式

$$\frac{\partial H}{\partial y} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

◇ x 方向運動量式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uM) + \frac{\partial}{\partial y}(vM) = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{1}{\rho} \tau_{bx} \dots\dots\dots(2)$$

◇ y 方向運動量式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uN) + \frac{\partial}{\partial y}(vN) = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{1}{\rho} \tau_{by} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、h：水深 H：水位 g：重力加速度 ρ：水の密度

M = uh：x 方向流量フラックス N = vh：y 方向流量フラックス

u：x 方向流速 v：y 方向流速

τ_b：流水に働く底面摩擦力でマニング式を用いると

$$\tau_b = \rho g n^2 \sqrt{(u^2 + v^2)} \cdot u / h^{1/2} \dots\dots\dots(4)$$

実際の計算では、図 12-5 に示すように未知数である M、N、h 計算点を千鳥状の固定格子点に配し(staggered-scheme)、時間方向に陽形式で(5 - 6)、(5 - 7)式を差分近似して解いている。

連続式の差分形式

$$\frac{h_{I+1/2,j+1/2}^{n+3} - h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{I+1,j+1/2}^{n+2} - M_{I,j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{I+1/2,j+1}^{n+2} - N_{I+1/2,j}^{n+2}}{\Delta y} = 0 \dots\dots\dots(5)$$

ここに、h：水深、H：水位、u、v：x、y 方向の鉛直平均流速であり、

従って M = uh、N = vh である。さらに n はマニング粗度係数を示す。

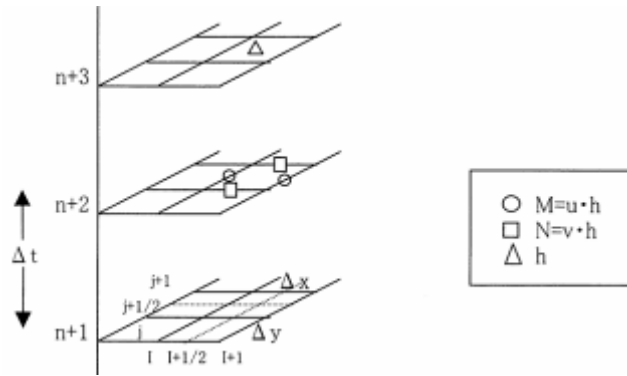


図 12-5 連続式の差分格子

x 方向の運動量式

$$\begin{aligned}
 & \frac{M_{I,j+1/2}^{n+2} - M_{I,j+1/2}^n}{2\Delta t} + \frac{1}{\Delta x} \left[\frac{1}{h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1}} \left(\frac{M_{I+1,j+1/2}^n + M_{I,j+1/2}^n}{2} \right)^2 \right. \\
 & \quad \left. - \frac{1}{h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1}} \left(\frac{M_{I,j+1/2}^n + M_{I-1,j+1/2}^n}{2} \right)^2 \right] \\
 & + \frac{1}{\Delta y} \left[\frac{(M_{I,j+1/2}^n + M_{I,j+3/2}^n)(N_{I+1/2,j+1}^n + N_{I-1/2,j}^n)}{h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j+3/2}^{n+1} + h_{I-1/2,j+3/2}^{n+1}} \right. \\
 & \quad \left. - \frac{(M_{I,j+1/2}^n + M_{I,j-1/2}^n)(N_{I+1/2,j}^n + N_{I-1/2,j}^n)}{h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1}} \right] \\
 & - g \frac{(h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1})(H_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} - H_{I-1/2,j+1/2}^{n+1})}{2\Delta x} \\
 & - g n_{I,j+1/2}^2 \frac{u_{I,j+1/2} \sqrt{[(u_{I,j+1/2})^2 + (v_{I,j+1/2})^2]}}{[(h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1})/2]^{1/3}} \dots\dots\dots(6)
 \end{aligned}$$

ただし、 $u_{I,j+1/2} = (M_{I,j+1/2}^{n+2} + M_{I,j+1/2}^n) / (h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1})$

$v_{I+1/2,j} = (N_{I+1/2,j}^{n+2} + N_{I+1/2,j}^n) / (h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j-1/2}^{n+1})$

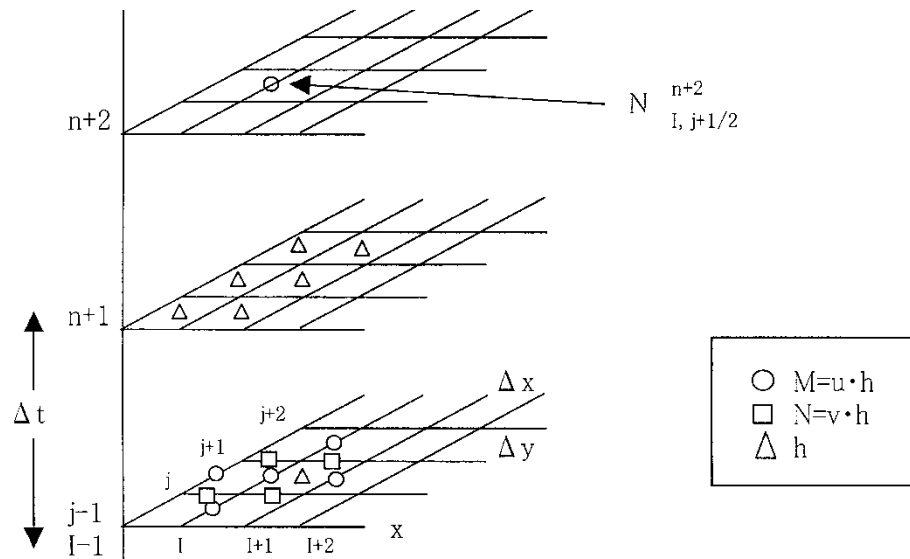


図 12-6 x 方向運動量式の差分格子

y 方向の運動量式

$$\begin{aligned}
 & \frac{N_{I,j+1/2}^{n+2} - N_{I,j+1/2}^n}{2\Delta t} + \frac{1}{\Delta x} \left[\frac{(M_{I+1,j+1/2}^n + M_{I+1/2,j-1/2}^n)(N_{I+1/2,j}^n + N_{I+3/2,j}^n)}{h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{I+3/2,j-1/2}^{n+1} + h_{I+3/2,j+1/2}^{n+1}} \right. \\
 & \quad \left. - \frac{(M_{I,j+1/2}^n + M_{I,j-1/2}^n)(N_{I-1/2,j}^n + N_{I+1/2,j}^n)}{h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I-1/2,j-1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j}^{n+1} + h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1}} \right] \\
 & + \frac{1}{\Delta y} \left[\frac{1}{h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1}} \left(\frac{N_{I,j+1/2}^n + N_{I+1/2,j+1/2}^n}{2} \right)^2 - \frac{1}{h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1}} \left(\frac{N_{I+1/2,j-1}^n + N_{I+1/2,j}^n}{2} \right)^2 \right] \\
 & - g \frac{(h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j-1/2}^{n+1})(H_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} - H_{I+1/2,j-1/2}^{n+1})}{2\Delta y} \\
 & - gn_{j+1/2,j}^2 \frac{v_{I+1/2,j} \sqrt{[(u_{I,j+1/2})^2 + (v_{I,j+1/2})^2]}}{[(h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j-1/2}^{n+1})/2]^{1/3}} \dots\dots\dots(7)
 \end{aligned}$$

ただし、 $u_{I,j+1/2} = (M_{I,j+1/2}^{n+2} + M_{I,j+1/2}^n) / (h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I-1/2,j+1/2}^{n+1})$

$v_{I+1/2,j} = (N_{I+1/2,j}^{n+2} + N_{I+1/2,j}^n) / (h_{I+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{I+1/2,j-1/2}^{n+1})$

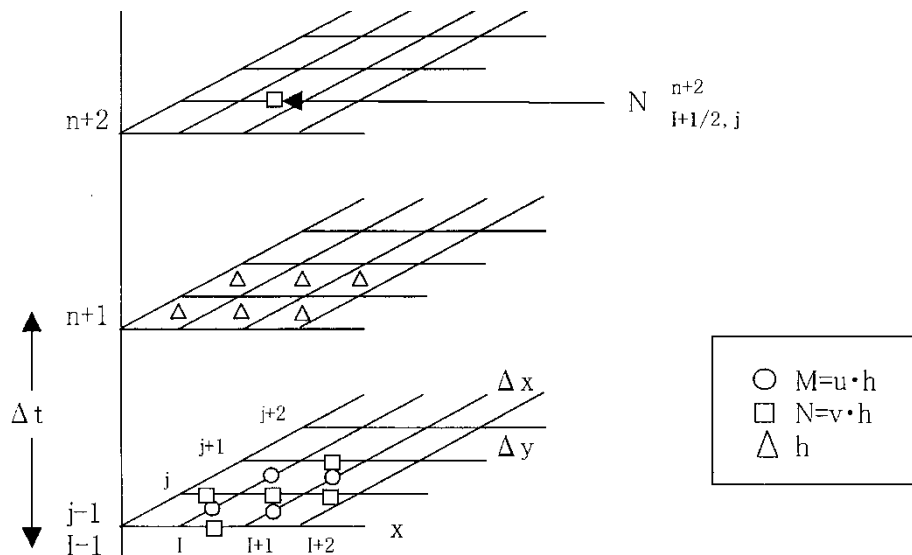


図 12-7 y 方向運動量式の差分格子

また、氾濫原での段差処理については、以下のような手法により対応している。

<段落ち>

メッシュ間の地盤高が著しく異なる場合、水深が浅いときに水面形が不連続となるため、流量フラックスを次式の段落ちの流れより求める。

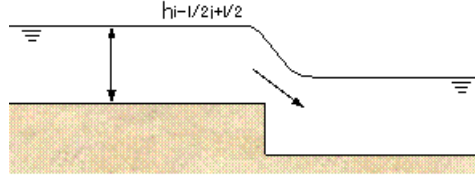


図 12-8 段落ち

$$\begin{aligned} |N_{i+1/2,j}| \quad \text{or} \quad |M_{i,j+1/2}| &= \alpha \cdot h_{i-1/2,j+1/2} \sqrt{g \cdot h_{i-1/2,j+1/2}} \\ &= \alpha \cdot g^{1/2} \cdot h_{i-1/2,j+1/2}^{3/2} \quad (\alpha: \text{Coefficient, generally } 0.35) \end{aligned}$$

※ 絶対値は水位や地盤の高低等の状態により流れの方向を定めるため、符号を考慮することを意味している。

<段上がり>

地盤高の低いメッシュの水が次第に湛水し、それよりも高い地盤にまで増水して溢水するような場合は段上がり条件となる。この場合には地盤の高い方から測った水深を用い、メッシュ間の水面勾配から流量フラックスを計算する。

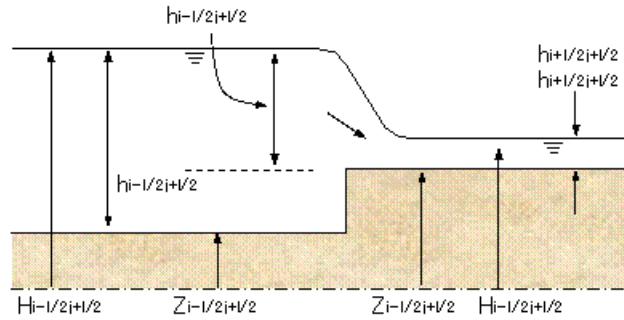


図 12-9 段上がり

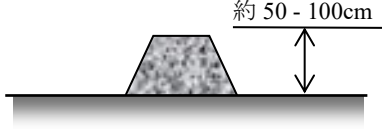
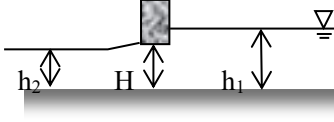
$$M_{i,j+1/2} = \frac{(h_{i-1/2,j+1/2} + h_{i+1/2,j+1/2})^{5/3} \cdot \sqrt{(H_{i-1/2,j+1/2} - H_{i+1/2,j+1/2}) / \Delta x}}{2^{5/3} \cdot n}$$

$$\text{Here, } h_{i-1/2,j+1/2} = H_{i+1/2,j+1/2} - |Z_{i-1/2,j+1/2} - Z_{i+1/2,j+1/2}|$$

(4) 各構造物のレイアウト

主要な道路盛土や水路等、氾濫原の氾濫、湛水状況に影響を与える各種構造物をモデル化した（表 12-2 参照）。モデル化した構造物は、図 12-11 に示す通りである。

表 12-2 氾濫モデル内の構造物

構造物	方法	モデル化した構造物
盛土	ある程度の高さ（約 50～100cm を目安として）がある主要な道路、堤防、鉄道等の盛土は、盛土としてモデル化する。  盛土は、線状構造物としてメッシュ周辺に沿って配置し計算を行う。盛土を挟むメッシュ間の流れについては、どちらかのメッシュの水位が盛土天端高よりも高いときに生じる。盛土構造物に、橋梁やボックス・カルバート等の開口部が設けられている場合、開口部を流下する。	高速道路（A4 Autoroute）、国道（RN8・routes nationales）等の幹線道路
水路 ※事項にて 詳述	氾濫水の拡散に影響を与える、または河川からの背水によって溢水、氾濫が想定される主要な水路をモデル化する。水路も盛土同様、線状構造物としてメッシュ周辺に沿って配置し計算を行う。	D2 ゾーンの遊水地放水路の他、幹線農業用排水路
樋門	 H：開口高さ、B：開口幅、 h₁：高い方の水位、h₂：低い方の水位 ➤ 潜り流出：h₂ ≥ H $Q = CBH \sqrt{2g(h_1 - h_2)}, C = 0.75$ ➤ 中間流出：h₂ < H and h₁ ≥ 3/2 H $Q = CBH \sqrt{2gh_1}, C = 0.51$ ➤ 自由流出：h₂ < H and h₁ < 3/2 H $Q = CBh_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}, C = 0.79$ In case of h₁/h₂ ≥ 3/2, h₂ = 2/3h₁ in Free flow	樋門は本モデルでは、考慮していない。
排水機場	排水機場の操作規則に従う。	排水機場は本モデルでは、考慮していない。

水路は、以下の手順に従ってモデル化した。

モデル化を考慮する水路

氾濫水の拡散に影響を与える、または河川からの背水によって溢水、氾濫が想定される主要な水路

水路の形状と配置

水路の幅、深さ等は、計画の条件もしくは現地状況に応じて設定する。

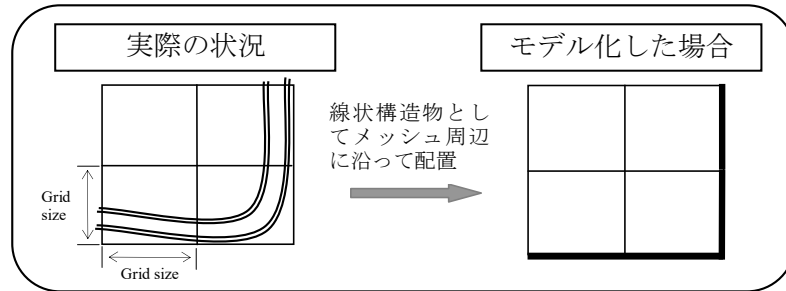


図 12-10 モデル化水路の概念図

水路内の流れは、下記の数式により不定流計算を行う。

水路計算時の基本式

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\Delta Vd}{2\Delta t} = -\frac{\Delta Hd}{\Delta I} - \frac{n_d^2 Vd |Vd|}{h_{dm}^{4/3}} \quad h_{dm} : \text{隣接メッシュ平均水路水深(m)}$$

x 方向の流速計算

$$\begin{aligned} h_{dmx}(I, j) &= (hs(I, j) + hs(I+1, j)) / 2 \quad hs : \text{水路水深 (m)} \quad I \cdot j \text{ (メッシュ番号)} \\ Vx(t)_{I,j} &= \left\{ Vx(t-1)_{I,j} / g 2\Delta t + (Hs(I, j) - Hs(I+1, j)) / dx \right\} \\ &\quad / \left\{ 1 / g 2\Delta t + nx_{I,j}^2 |Vx(t-1)_{I,j}| / h_{dmx}(I, j)^{4/3} \right\} \\ Fx(t)_{I,j} &= h_{dmx}(I, j) \cdot Vx(t)_{I,j} \end{aligned}$$

y 方向の流速計算

$$\begin{aligned} h_{dmy}(I, j) &= (hs(I, j) + hs(I, j+1)) / 2 \quad hs : \text{水路水深 (m)} \\ Vy(t)_{I,j} &= \left\{ Vy(t-1)_{I,j} / g 2\Delta t + (Hs(I, j) - Hs(I, j+1)) / dY \right\} \\ &\quad / \left\{ 1 / g 2\Delta t + ny_{I,j}^2 |Vy(t-1)_{I,j}| / h_{dmy}(I, j)^{4/3} \right\} \\ Fy(t)_{I,j} &= h_{dmy}(I, j) \cdot Vy(t)_{I,j} \end{aligned}$$

(5) モデルの条件

上述した氾濫解析モデルの条件について整理したものを、表 12-3 に示す。設定した条件は、上述した通り、氾濫原モデル、河道モデル、氾濫（破堤・溢水）モデルである。また、モデル化した構造物は、図 12-11 に示す通りである。

表 12-3 氾濫モデルの条件

◆はん濫解析の解析条件（The Medjerda River）			
	計算条件	備考	
河道モデル	計算手法	一次元不定流計算	
	対象河道	The Medjerda River: River mouth to The Sidi Salem Dam D2 section: 計画断面(Projected cross-section) D1 section: 2020年測量	
	粗度係数	D2 section: $n = 0.035 \sim 0.040$ D1 section: $n = 0.040$	
	出発水位	過年度調査の条件を踏襲：河口0.770m	
はん濫原モデル	計算手法	平面二次元不定流計算 計算時間：72時間、計算時間間隔：1秒	はん濫形態は、上流側が流下型、下流側が拡散型
	降雨波形	別途、流出解析にて設定	
	流量ハイドロ	流出解析結果を基にした、The Sidi Salem Dam及びThe Siliana Damからの放流量、2003年1月28日～1月31日までのハイドログラフ	
	計算メッシュ	270m×270m メッシュ 計算対象メッシュ：約46,000メッシュ	
	モデル地盤高	Aster GDEM（水平方向分解能：約30m）をベースとして、D1の河川沿いは0.5～2mピクセルの衛星地形データ（EGM2008）を活用	
	はん濫原粗度係数	はん濫原粗度係数 (n_0 ：底面粗度係数、 θ ：建物占有率、 h ：水深) $n^2 = n_0^2 + 0.020 \cdot \frac{\theta}{100 - \theta} \cdot h^{4/3}$	
		建物以外の底面粗度係数 (n_1 ：農地、 n_2 ：道路、 n_3 ：その他) $n_0^2 = \frac{n_1^2 A_1 + n_2^2 A_2 + n_3^2 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$	
	盛土構造物	・高速道路（A4 Autoroute、RN8）等の主要幹線道路	
	水路	・遊水地の放水路、主な農業用排水路等	
	越水幅	合流点付近か否かに分けて、川幅より次式により算定 ・合流点付近の場合：幅(m) = $2.0 \times (\log_{10} X)^{3.8+77}$ ・合流点付近以外の場合：幅(m) = $1.6 \times (\log_{10} X)^{3.8+62}$	合流点付近とは、主要支川合流部とし、影響区間は合流点から上下流に本川川幅X(m)の2倍程度の区間
	越流量	本間の公式により越流量を算定（ h ：越水数からの水深、 B ：越流幅） ・完全越流（ $h_2/h_1 < 2/3$ ）の時： $Q = 0.35 \times h_1 \sqrt{2g h_1} \times B$ ・潜り越流（ $h_2/h_1 \geq 2/3$ ）の時： $Q = 0.91 \times h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \times B$	河川水位が堤防天端高や無堤部地盤高を越える場合は、越水及び溢水を考慮
	越流量	本間の公式により越流量を算定（ h ：越水数からの水深、 B ：越流幅） ・完全越流（ $h_2/h_1 < 2/3$ ）の時： $Q = 0.35 \times h_1 \sqrt{2g h_1} \times B$ ・潜り越流（ $h_2/h_1 \geq 2/3$ ）の時： $Q = 0.91 \times h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \times B$	河川水位が堤防天端高や無堤部地盤高を越える場合は、越水及び溢水を考慮
	破堤地点	築堤箇所の流下能力不足地点で全地点破堤として設定。	流下能力不足地点で全地点破堤
	氾濫開始条件	「スライドダウン堤防高-余裕高」で破堤。	スライドダウン堤防高-余裕高
	破堤数高	河道横断面図より読み取り。	-
	破堤幅	越流幅の設定方法と同様。	中小河川浸水想定区域図作成の手引きに倣い設定
	氾濫流量算定方法	氾濫シミュレーションマニュアルに従って設定。	中小河川浸水想定区域図作成の手引きに倣い設定
	越流公式に用いる河床勾配	河床勾配で設定	-

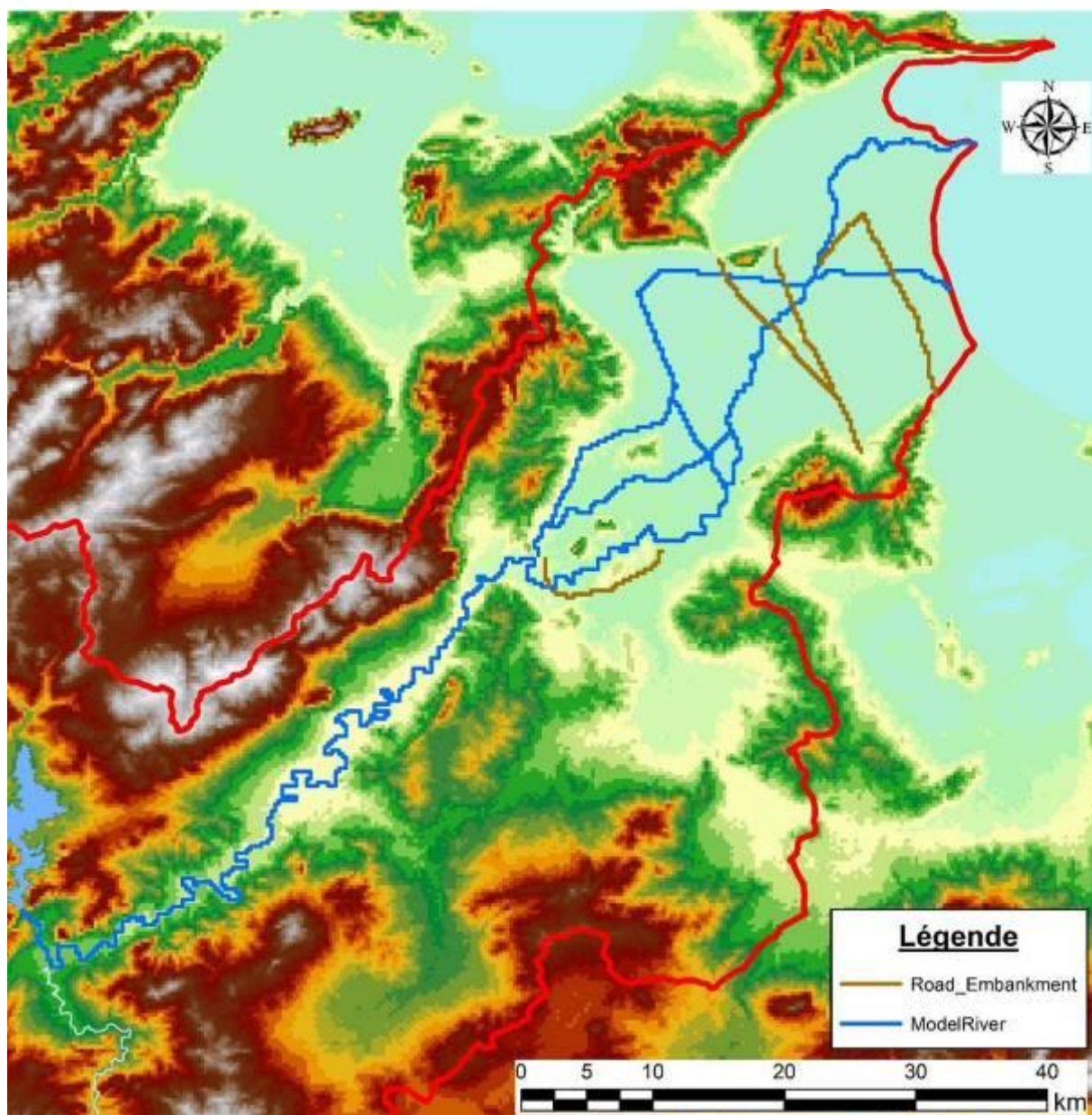


図 12-11 モデル化した構造物

12.3 2003 年洪水の再現

前項にて検討した 2003 年のハイドログラフにより、氾濫解析を行った結果は、図 12-12 に示す通りである。図中破線枠内において、灰色部分は 2003 年の洪水における浸水範囲を、色分けがされている氾濫計算結果をそれぞれ示しており、それらの重なりから概ね浸水実績の範囲を再現できていることが確認された。

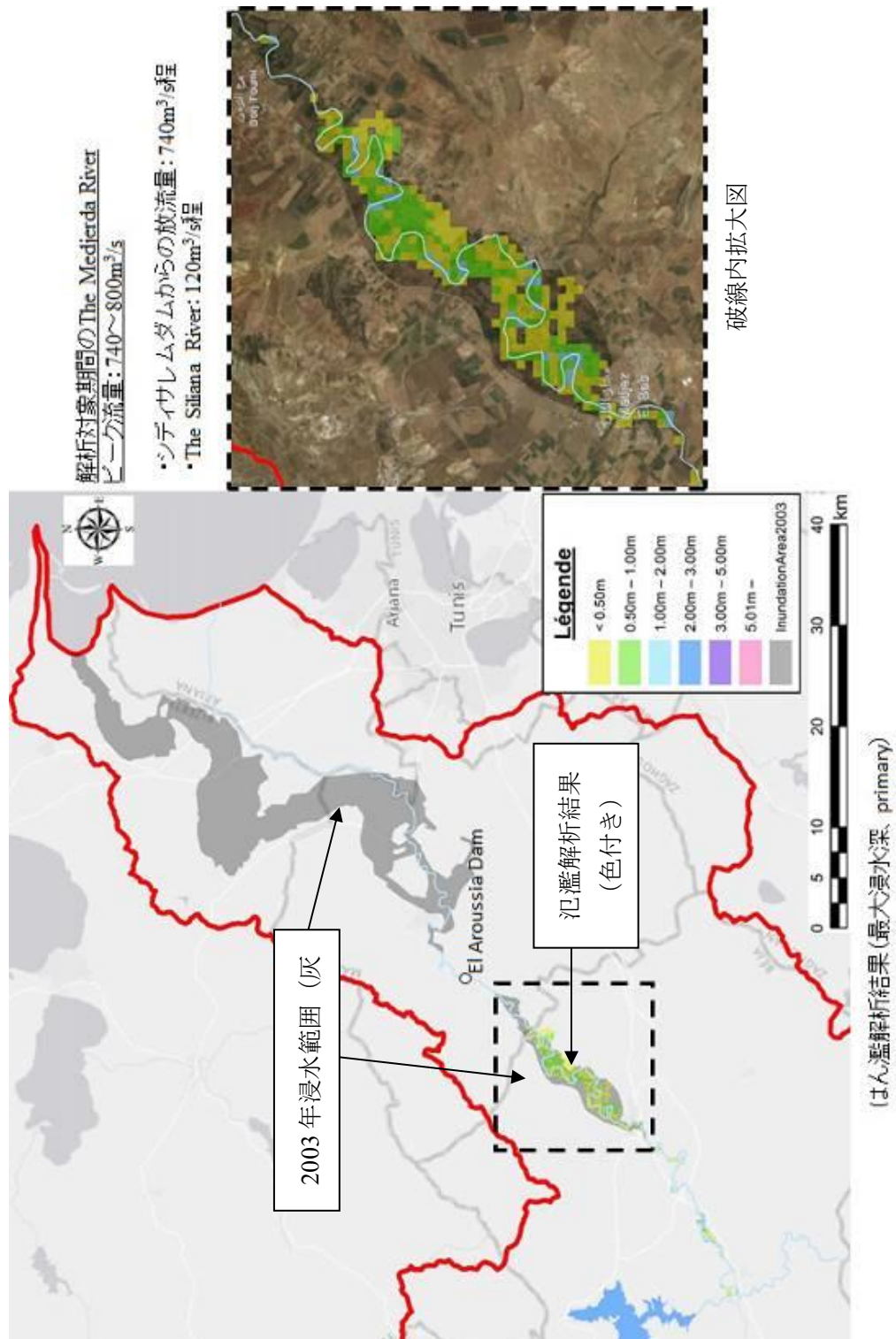


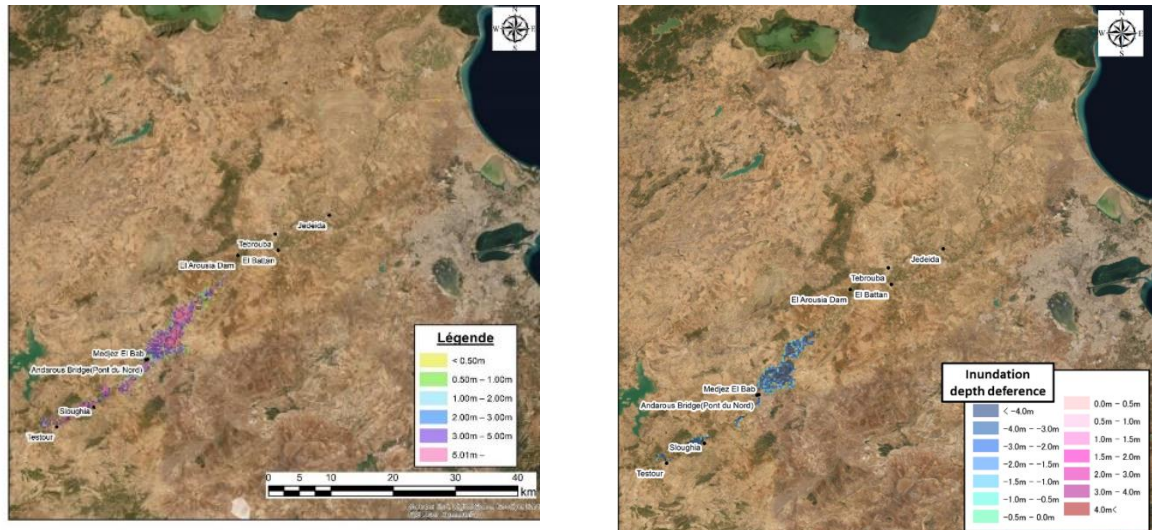
図 12-12 2003 年洪水の再現

12.4 確率規模別氾濫解析結果

12.4.1 270m メッシュモデルにおける確率規模別氾濫解析結果

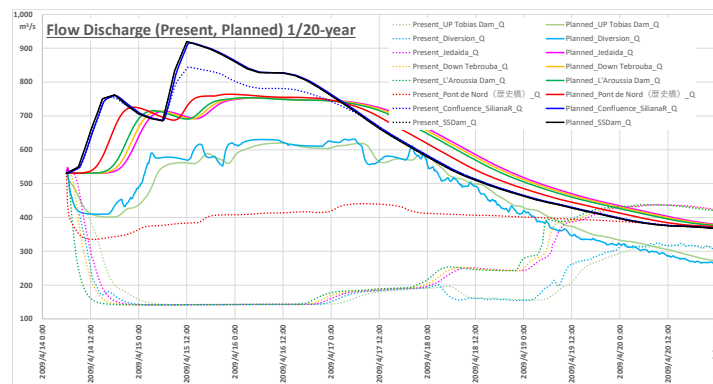
各確率規模（W=1/10, 1/20, 1/50, 1/100）での氾濫状況を整理した。また、各改修案と現況の浸水深の差分を算出し、改修後の浸水深の増加（Negative Impact）が発生しているかを確認した。出典：調査団

図 12-13 のように整理を行い、各解析結果の詳細については別冊：資料集（氾濫解析）に示す。

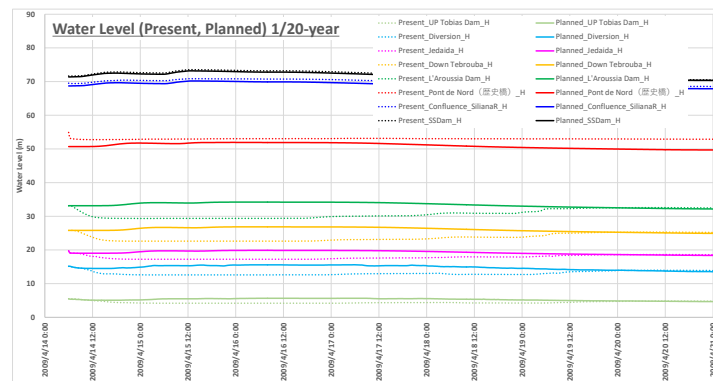


浸水深（現況）

浸水深の差分（河川改修一現況）



流量ハイドロ（一般的な河川改修：実線、現況：破線）



水位ハイドロ（一般的な河川改修：実線、現況：破線）

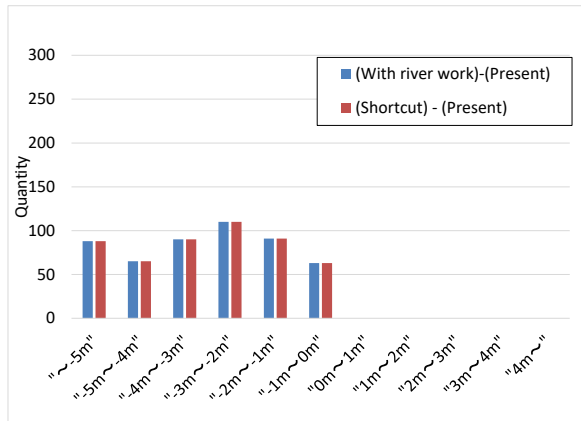
出典：調査団

図 12-13 各解析結果の整理方法の一例（W=1/20）

(1) W=1/10

各ケースの浸水の分布、水位・流量ハイドロ、浸水深の差分（Negative Impact）の図を別冊：資料集（氾濫解析）に示す。計画高水流量である 1/10 では河道改修を実施後、氾濫は発生しない。

次に、2 改修案と現況との浸水深の差分（Negative impact）の分布状況と浸水体積を以下に示す。W=1/10 では改修後に浸水は発生しないため、河川改修とショートカットの比較は行わない。



(河川改修、ショートカット) — 現況

氾濫が発生しないため、
評価しない

ショートカット—河川改修

出典：調査団

図 12-14 各浸水深の差の分布 (W=1/10)

表 12-4 D1 ゾーンおよび各地点での浸水体積 (W=1/10)

Volume of Inundation (million m ³)		1/10 year		
		Present	With river work	Before - After
Whole D1		118	0	118
	- Downstream of Andarous	96	0	96
	- Upstream of Andarous	22	0	22
	- Downstream of Sloughia	6	0	6
	- Testour to Sloughia	12	0	12
	- Around Testour	3	0	3

現況と河川改修

Volume of Inundation (million m ³)		1/10 year		
		Present	With shortcut	Before - After
Whole D1		118	0	118
	- Downstream of Andarous	96	0	96
	- Upstream of Andarous	22	0	22
	- Downstream of Sloughia	6	0	6
	- Testour to Sloughia	12	0	12
	- Around Testour	3	0	3

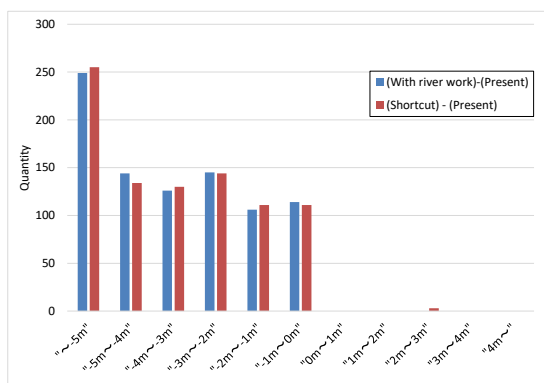
現況とショートカット

出典：調査団

(2) W=1/20

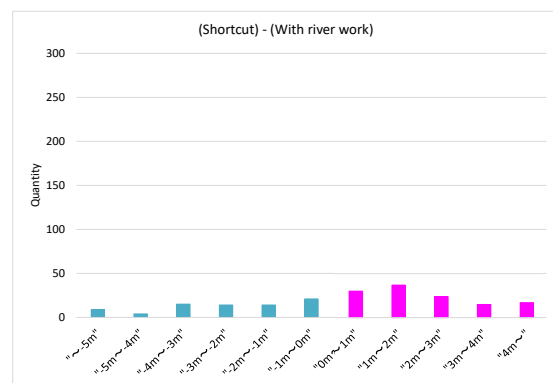
各ケースの浸水の分布、水位・流量ハイドロ、浸水深の差分（Negative Impact）の図を別冊：資料集（氾濫解析）に示す。超過洪水である 1/20 でも河道改修を行った後はほとんどの地点で改善された。

次に、2 改修案と現況との浸水深の差分（Negative impact）の分布状況と浸水体積を以下に示す。現況との比較において改修実施後に悪化する箇所は見られない。ショートカットではショートカット区間に遊水地を設定したため、河川改修に比べて、浸水がより大きくなっている区間が存在している。一方、D1 ゾーンのショートカットを設定している歴史橋を境界として整理を行った場合、都市部である Medjez El bab や Testour において浸水深が河川改修に比べて低下している。また、全体の浸水体積を比較すると、河川改修では 94%、ショートカットでは 88%の浸水体積が減少している。



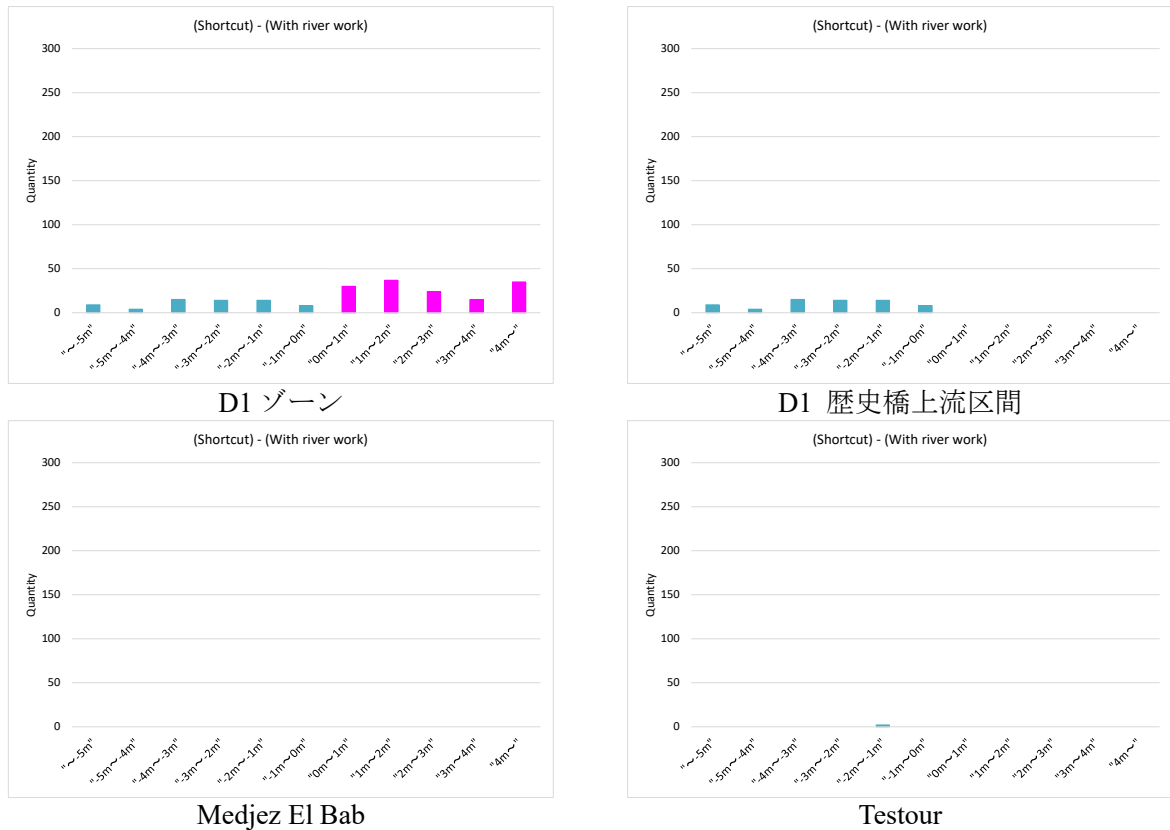
（河川改修、ショートカット）—現況

出典：調査団



ショートカット—河川改修

図 12-15 各浸水深の差の分布（W=1/20）



出典：調査団

図 12-16 各地域での浸水深の差（ショートカット—河川改修）の分布（W=1/20）

表 12-5 D1 ゾーンおよび各地点での浸水体積（W=1/20）

Volume of Inundation (million m ³)		1/20 year		
		Present	With river work	Before - After
Whole D1		256	16	240
	- Downstream of Andarous	169	2	167
	- Upstream of Andarous	87	14	73
	- Downstream of Sloughia	51	4	46
	- Testour to Sloughia	25	10	16
	- Around Testour	11	0	11

現況と河川改修

Volume of Inundation (million m ³)		1/20 year		
		Present	With shortcut	Before - After
Whole D1		256	30	226
	- Downstream of Andarous	169	29	140
	- Upstream of Andarous	87	1	86
	- Downstream of Sloughia	51	0	51
	- Testour to Sloughia	25	1	25
	- Around Testour	11	0	11

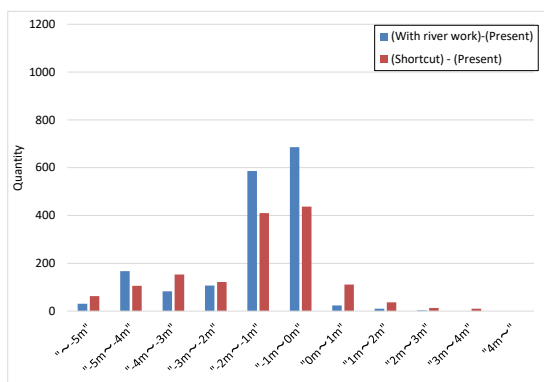
現況とショートカット

出典：調査団

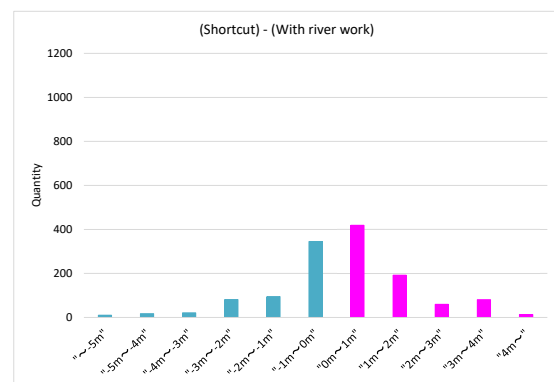
(3) W=1/50

各ケースの浸水の分布、水位・流量ハイドロ、浸水深の差分の図を別冊：資料集（氾濫解析）に示す。超過洪水である 1/50 では洪水規模も大きい、河道改修によりある程度の改善効果が見込めることが確認された。

次に、2 改修案と現況との浸水深の差分（Negative impact）の分布状況と浸水体積を以下に示す。現況との比較において、改修実施後に悪化する箇所はほとんど見られない。ショートカットではショートカット区間に遊水地を設定したため、河川改修に比べて、浸水がより大きくなっている区間が存在している。一方、D1 ゾーンのショートカットを設定している歴史橋を境界として整理を行った場合、都市部である Medjez El bab や Testour において浸水深が河川改修に比べて低下している。また、全体の浸水体積を比較すると、河川改修では 42%、ショートカットでは 43%の浸水体積が減少している。



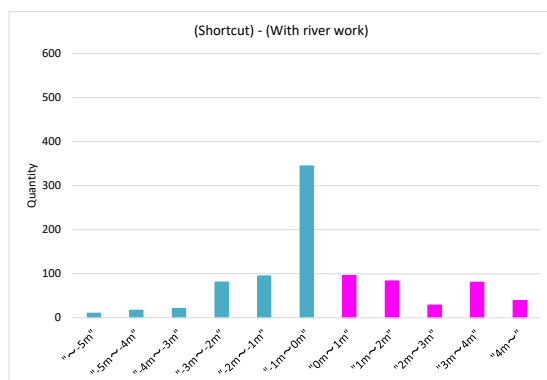
(河川改修、ショートカット) — 現況



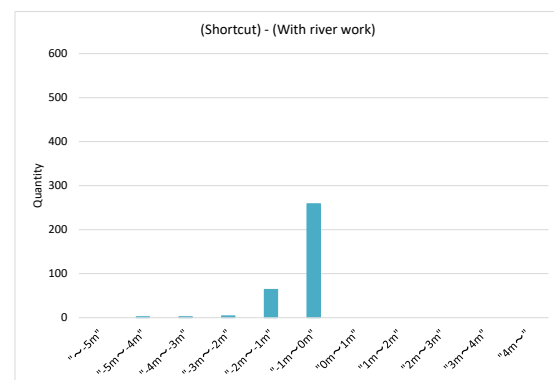
ショートカット—河川改修

出典：調査団

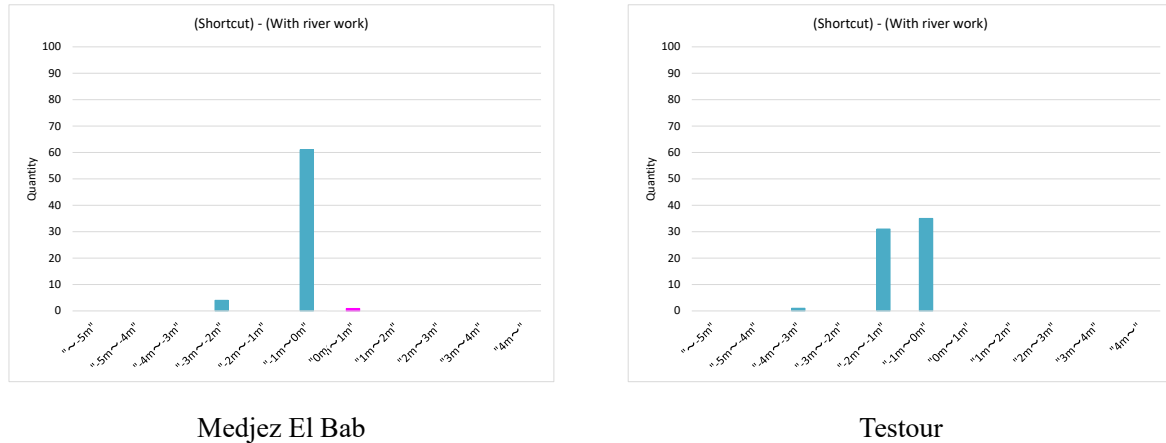
図 12-17 各浸水深の差の分布 (W=1/50)



D1 ゾーン



D1 歴史橋上流区間



出典：調査団

図 12-18 各地域での浸水深の差（ショートカットー河川改修）の分布（W=1/50）

表 12-6 D1 ゾーンおよび各地点での浸水体積（W=1/50）

Volume of Inundation (million m ³)		1/50 year		
		Present	With river work	Before - After
Whole D1		403	235	168
	- Downstream of Andarous	232	94	138
	- Upstream of Andarous	171	141	30
	- Downstream of Sloughia	87	69	18
	- Testour to Sloughia	50	45	5
	- Around Testour	33	26	7

現況と河川改修

Volume of Inundation (million m ³)		1/50 year		
		Present	With shortcut	Before - After
Whole D1		403	229	173
	- Downstream of Andarous	232	108	124
	- Upstream of Andarous	171	122	49
	- Downstream of Sloughia	87	60	27
	- Testour to Sloughia	50	40	11
	- Around Testour	33	21	12

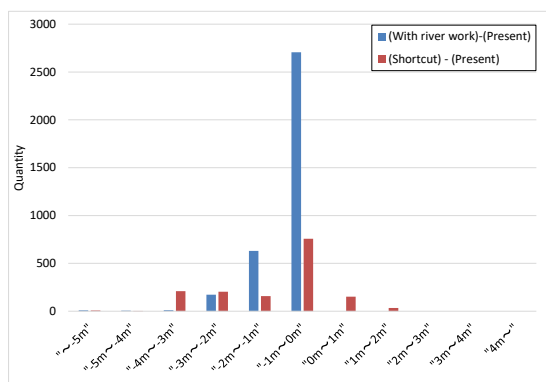
現況とショートカット

出典：調査団

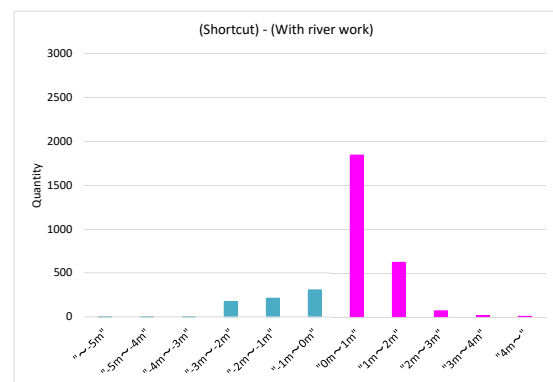
(4) W=1/100

各ケースの浸水の分布、水位・流量ハイドロ、浸水深の差分の図を別冊：資料集（氾濫解析）に示す。超過洪水である 1/100 では洪水規模も大きい、河道改修によりある程度の改善効果が見込めることが確認された。

次に、2 改修案と現況との浸水深の差分（Negative impact）の分布状況と浸水体積を以下に示す。現況との比較において、改修実施後に悪化する箇所はほとんど見られない。ショートカットではショートカット区間に遊水地を設定したため、河川改修に比べて、浸水がより大きくなっている区間が存在している。一方、D1 ゾーンのショートカットを設定している歴史橋を境界として整理を行った場合、都市部である Medjez El bab や Testour において浸水深が河川改修に比べて低下している。また、全体の浸水体積を比較すると、河川改修では 18%、ショートカットでは 25%の浸水体積が減少している。



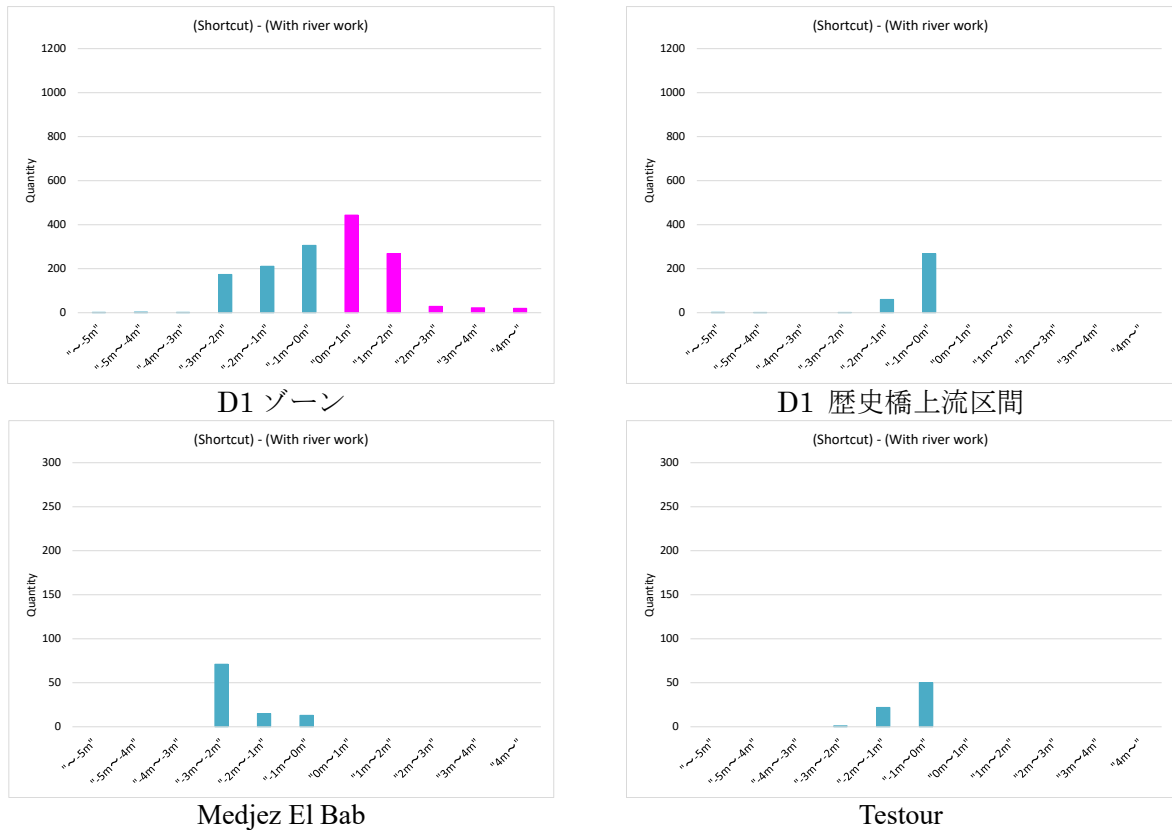
(河川改修、ショートカット) — 現況



ショートカット—河川改修

出典：調査団

図 12-19 各浸水深の差の分布 (W=1/100)



出典：調査団

図 12-20 各地域での浸水深の差（ショートカット—河川改修）の分布（W=1/100）

表 12-7 D1 ゾーンおよび各地点での浸水体積（W=1/100）

Volume of Inundation (million m ³)		1/100 year		
		Present	With river work	Before - After
Whole D1		530	433	97
	- Downstream of Andarous	308	235	73
	- Upstream of Andarous	222	199	24
	- Downstream of Sloughia	110	102	8
	- Testour to Sloughia	66	58	8
	- Around Testour	46	38	8

現況と河川改修

Volume of Inundation (million m ³)		1/100 year		
		Present	With shortcut	Before - After
Whole D1		530	396	134
	- Downstream of Andarous	308	217	91
	- Upstream of Andarous	222	179	43
	- Downstream of Sloughia	110	95	15
	- Testour to Sloughia	66	51	15
	- Around Testour	46	33	13

現況とショートカット

出典：調査団

最後にショートカット案で設定した各遊水池に貯留された浸水体積を以下に示す。遊水池 1 は容量が小さく、機能しない。遊水池 2 について、貯水容量は 4 つの遊水池の中で一番大きく、最も効果が期待できる。河川改修案の貯留量がショートカット案より大きい、これはショートカット案ではショートカットにより区間延長が短くなったことから、溢水量が減少したと考えられる。また、遊水池 2 での氾濫が小さくなったことで、その背水の効果が小さくなり、上流区間の浸水が抑えられたものと考えられる。遊水池 3 と 4 ではショートカットの貯留量が大きくなっており、遊水池としての効果が期待できる。

表 12-8 各遊水池の浸水体積（貯留量）（W=1/20, 1/50, 1/100）

Volume of Inundation (million m ³)	1/20 year	1/50 year	1/100 year
Whole D1	16	235	433
Basin1	0	1	1
Basin2	2	24	30
Basin3	0	4	13
Basin4	0	2	3

河川改修

Volume of Inundation (million m ³)	1/20 year	1/50 year	1/100 year
Whole D1	30	229	396
Basin1	0	0	1
Basin2	6	13	24
Basin3	7	10	15
Basin4	0	4	6

ショートカット

出典：調査団

12.4.2 90m メッシュモデルにおける確率規模別氾濫解析結果

各確率規模の 270m メッシュでの計算結果を 90m メッシュの地盤高データを用いて変換し、都市部の氾濫状況について整理を行った。また、各改修案と現況の浸水深の差分を算出し、改修後の浸水深の増加（Negative Impact）が発生しているかを確認した。なお、結果については被害の変化を確認しやすい W=1/50, 1/100 について整理を行った。別冊：資料集（氾濫解析）にその結果を示す。

(1) Medjez El Bab

Medjez El Bab 周辺の浸水深とその差分を W=1/50, 1/100 で別冊：資料集（氾濫解析）に示す。

(2) Testour

Testour 周辺の浸水深とその差分を W=1/50, 1/100 で別冊：資料集（氾濫解析）に示す。

(3) 計画遊水池（Andarous 橋下流）

計画遊水池周辺の浸水深とその差分を W=1/50, 1/100 で別冊：資料集（氾濫解析）に示す。

12.5 解析結果の整理

12.5.1 各ケースの比較

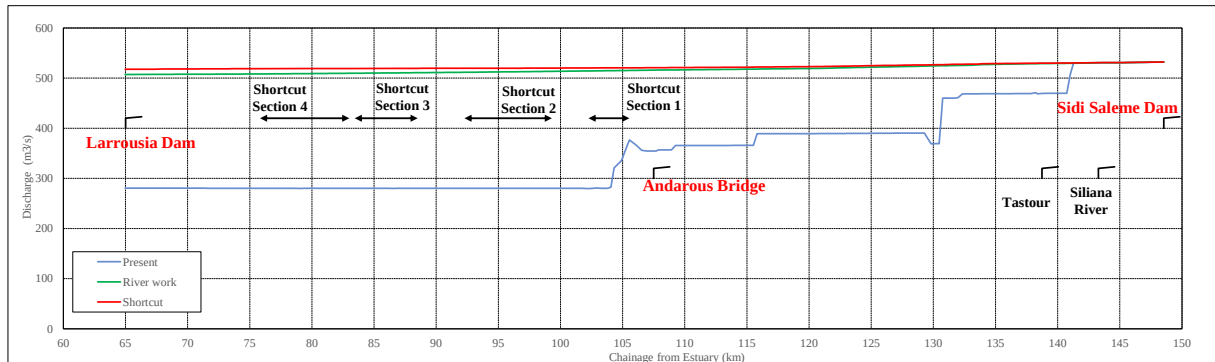
各確率年の氾濫解析の結果より、確認された事項について記載する。計画確率規模である 1/10 では河川改修、ショートカットを実施後に氾濫は発生しない。1/20 では氾濫は一部発生するものの、概ね氾濫を抑えることが可能である。1/50, 1/100 では各整備案で氾濫の差があるが、現況河道と比較して、ある程度の効果があることが確認された。河川改修とショートカット案、それぞれの氾濫の特徴のまとめを以下の表に示す。

表 12-9 各ケースの特徴

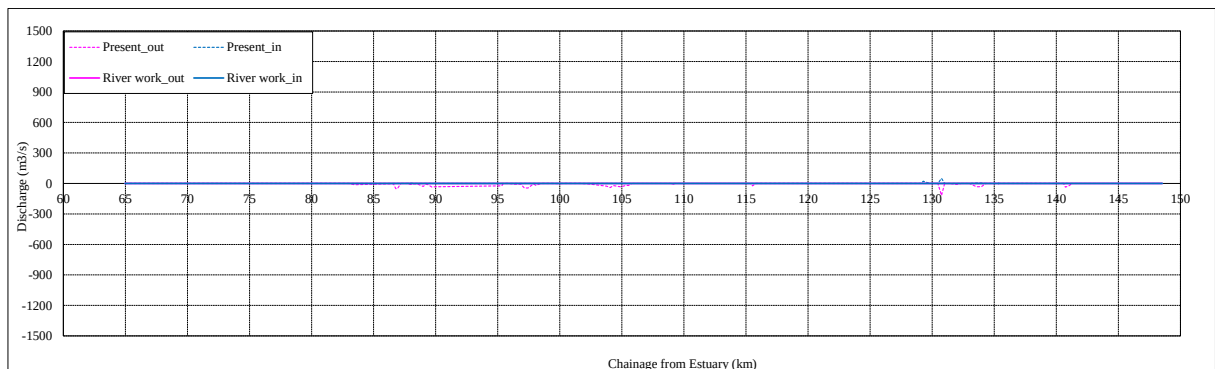
一般的な河川改修	ショートカット	河川改修とショートカットの比較
1/10 では氾濫は発生しない。 1/20 では氾濫は現況に対して全体的に改善が見られる。 1/50 では現況河道に対して、1~4.5m 程度の浸水深が低下する。 1/100 では現況河道に対して、1~4.5m 程度の浸水深が低下する。	1/10 では氾濫は発生しない。 1/20 では現況に対して全体的な改善が見られる。 1/50 では現況河道に対して、1~4.5m 程度の浸水深が低下する。 1/100 では現況河道に対して、1~4.5m 程度の浸水深が低下する。	- ショートカットでは、遊水池を活用して氾濫をコントロールしているため、河川改修に比べてその周辺では効果が小さい - 上流区間では河川改修に比べて効果が見られる。(0.5~4m 程度) - 特に Medjez El Bab と Testour の都市部では河川改修に比べて改善の効果がみられる。(0.5~4m 程度) - 遊水池の効果は R3, 4 で現況に比べてショートカットの浸水深が同等かそれ以上となっており、遊水池としての貯留効果が見込める。

12.5.2 ピーク流量と遊水池の効果

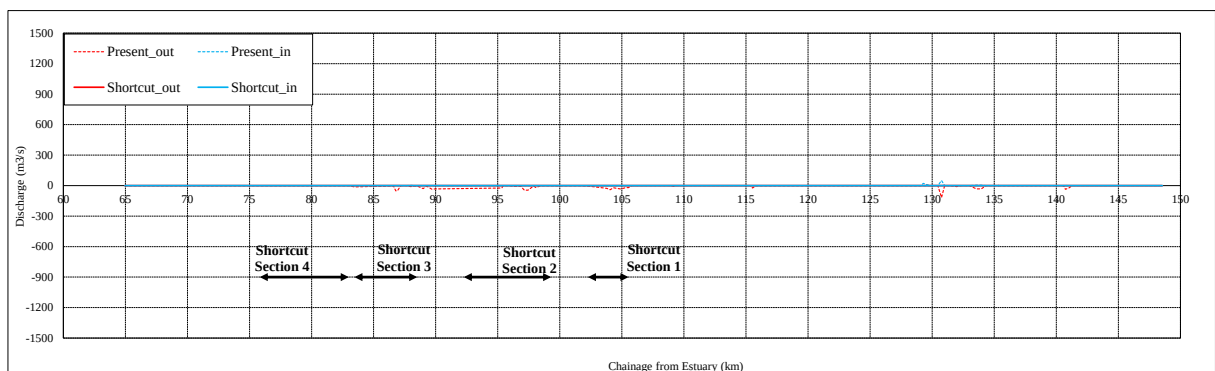
各確率規模における D1 ゾーンにおける解析結果の各地点におけるピーク流量（ピーク流量縦断面図）と河川への水の流入（河川への戻り）・流出量（氾濫原への溢水）について、下記の通り整理した。なお、河川への水の流入を正、流出を負として表現する。



ピーク流量縦断面図



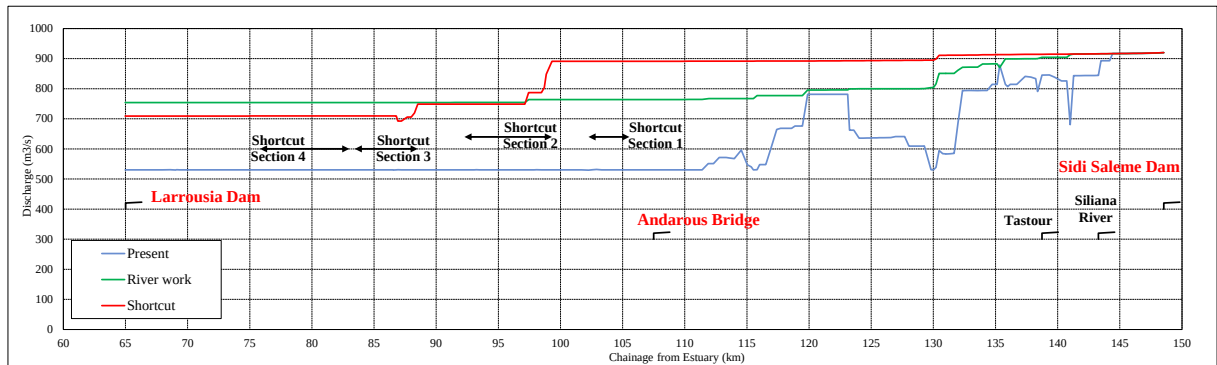
水の流入・流出量（現況と一般的な河川改修の比較）



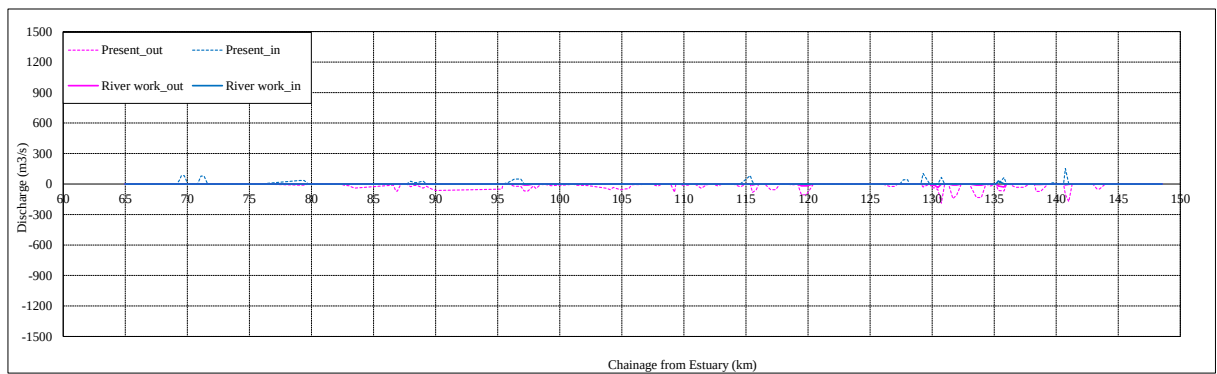
水の流入・流出量（現況とショートカットの比較）

出典：調査団

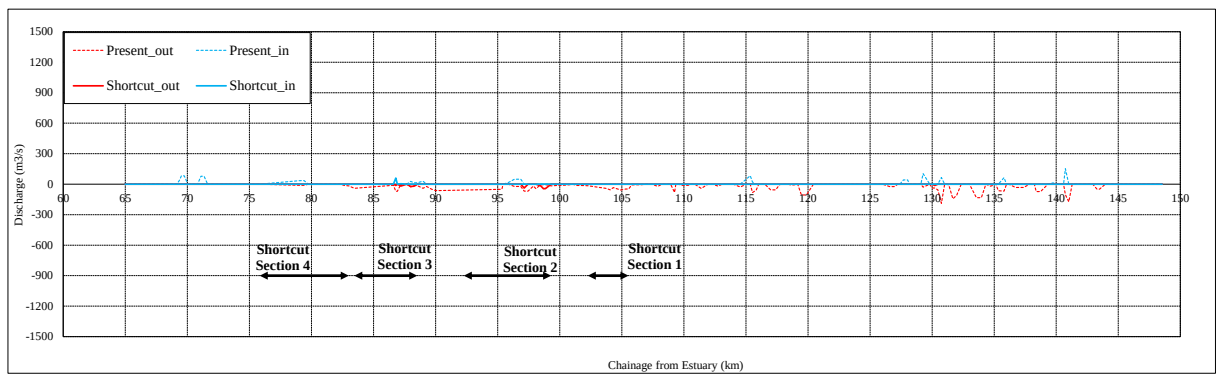
図 12-21 ピーク流量と氾濫水の流出・流入に関する縦断面図（W=1/10）



ピーク流量縦断面図



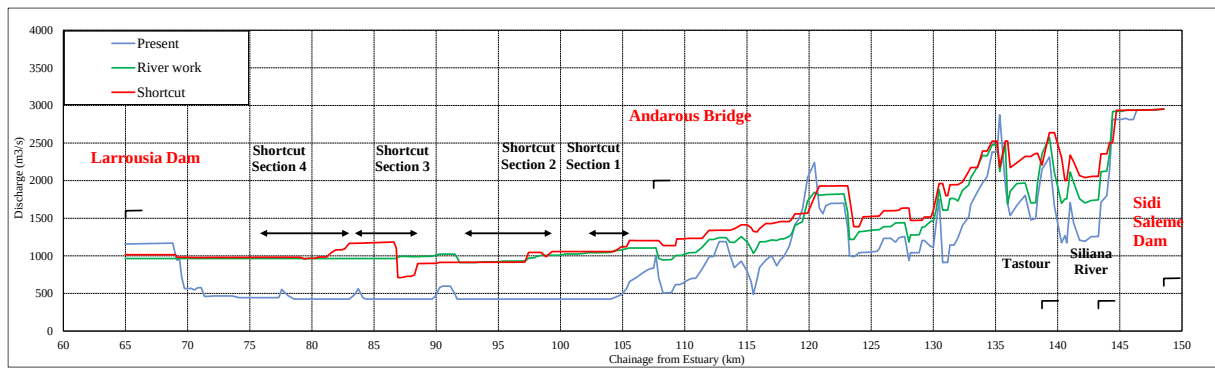
水の流入・流出量（現況と一般的な河川改修の比較）



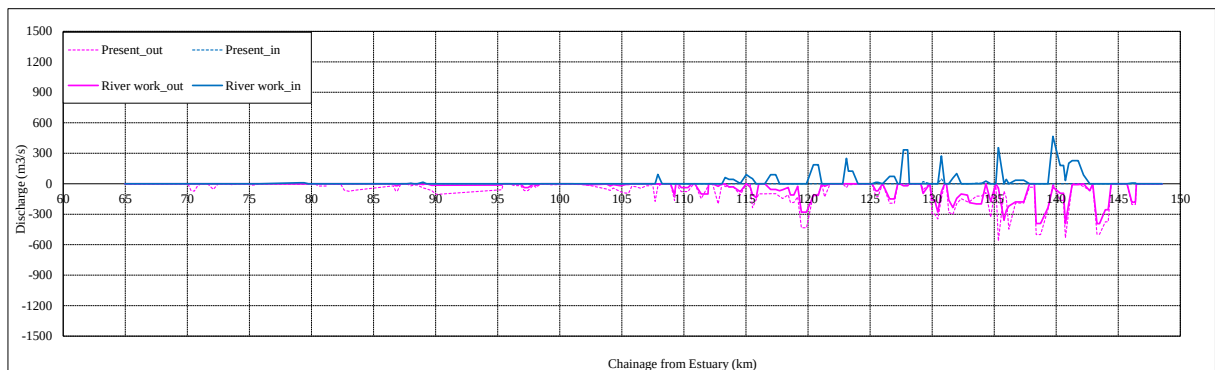
水の流入・流出量（現況とショートカットの比較）

出典：調査団

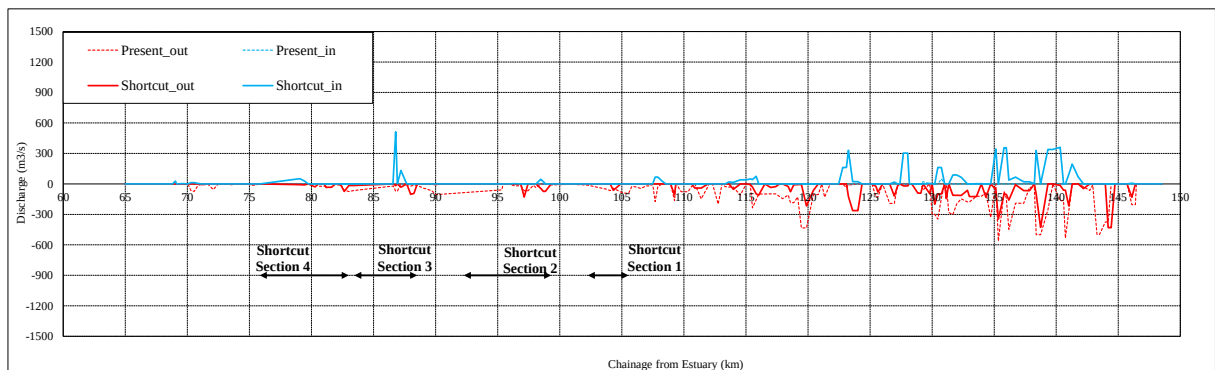
図 12-22 ピーク流量と氾濫水の流出・流入に関する縦断面図（W=1/20）



ピーク流量縦断面図



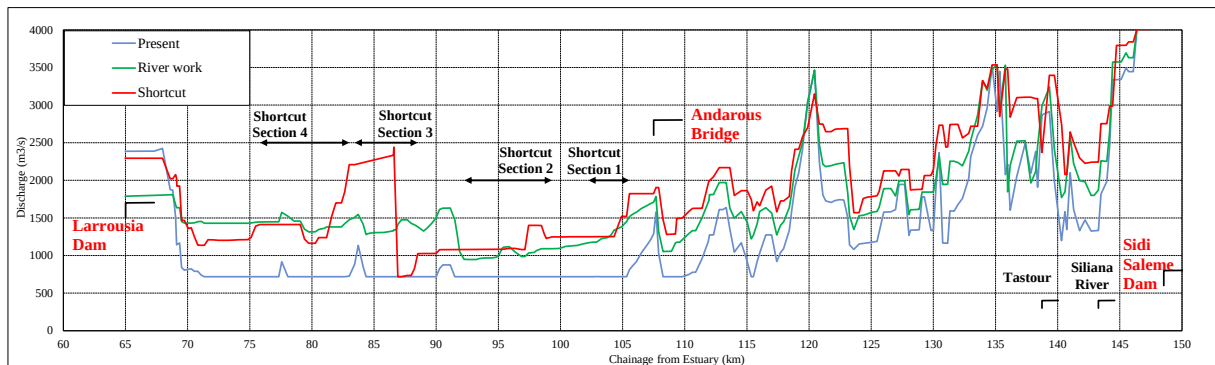
水の流入・流出量（現況と一般的な河川改修の比較）



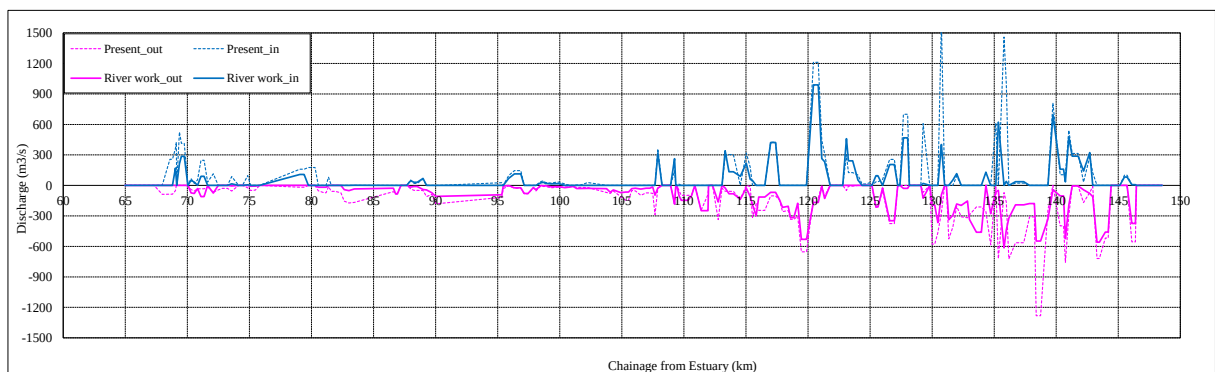
水の流入・流出量（現況とショートカットの比較）

出典：調査団

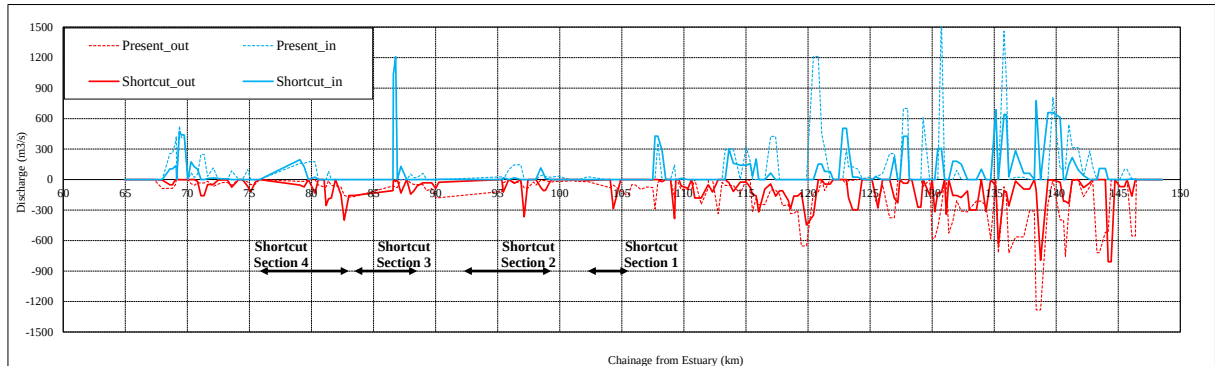
図 12-23 ピーク流量と氾濫水の流出・流入に関する縦断面図（W=1/50）



ピーク流量縦断面図



水の流入・流出量（現況と一般的な河川改修の比較）



水の流入・流出量（現況とショートカットの比較）

出典：調査団

図 12-24 ピーク流量と氾濫水の流出・流入に関する縦断面図（ $W=1/100$ ）

超過洪水である $W=1/50$, $1/100$ 規模においては遊水池 3 を除く各遊水池を流下するタイミングにおいて河川流量が低減していることが確認できる。一方、超過洪水（ $W=1/50$, $1/100$ ）において遊水池 3 を流下する際、氾濫原で溢れた水が再度河川へ戻っていることが確認された。これにより、ショートカットを実施した場合のラーシアダムからの放流量が河川改修のみを実施した場合に比べて小さくなっている。ラーシアダムからの放流量を抑制し、より効果的な遊水池活用を検討するために、遊水池 3 の対岸とその上流側の遊水池 2 を合わせて新たな遊水池として検討したショートカット+ α 案について、270m メッシュ計算における氾濫解析結果（ $W=1/100$ ）を次に示す。

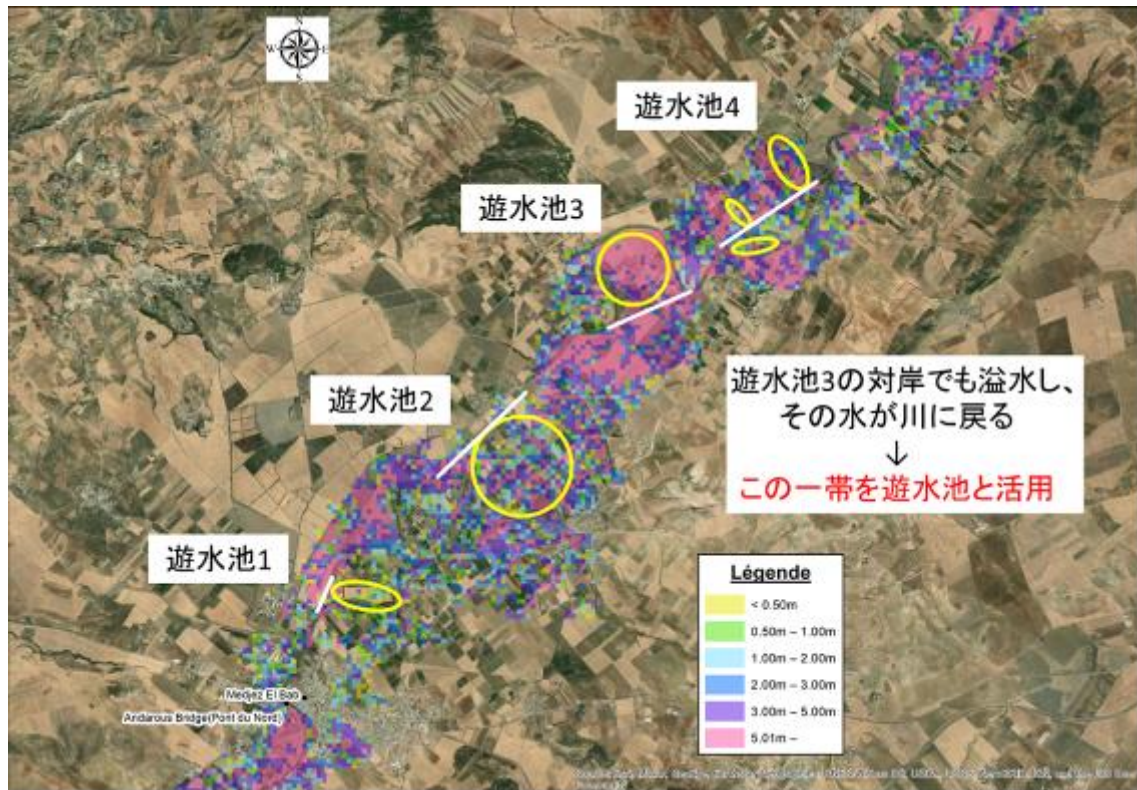
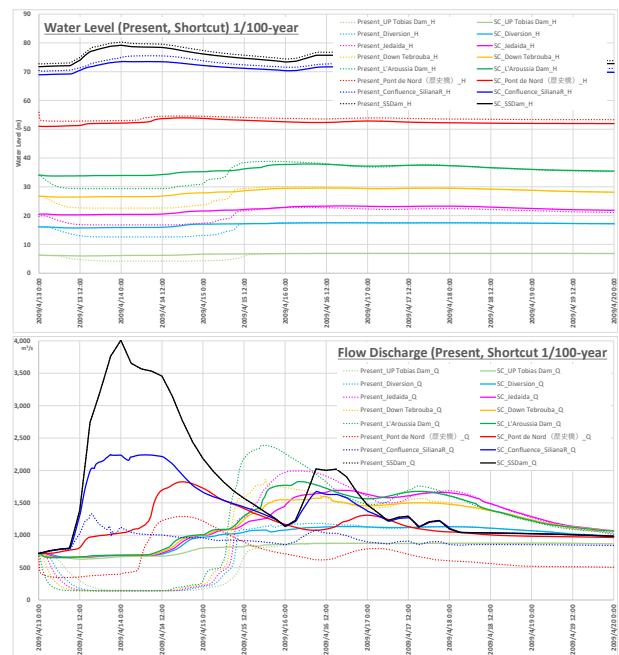
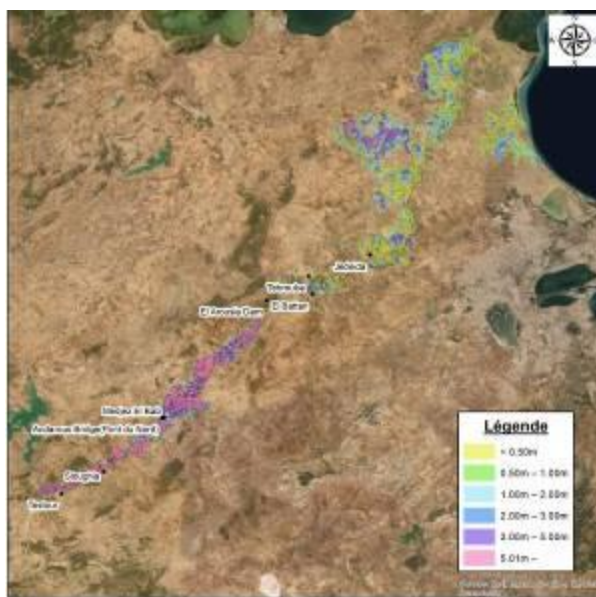


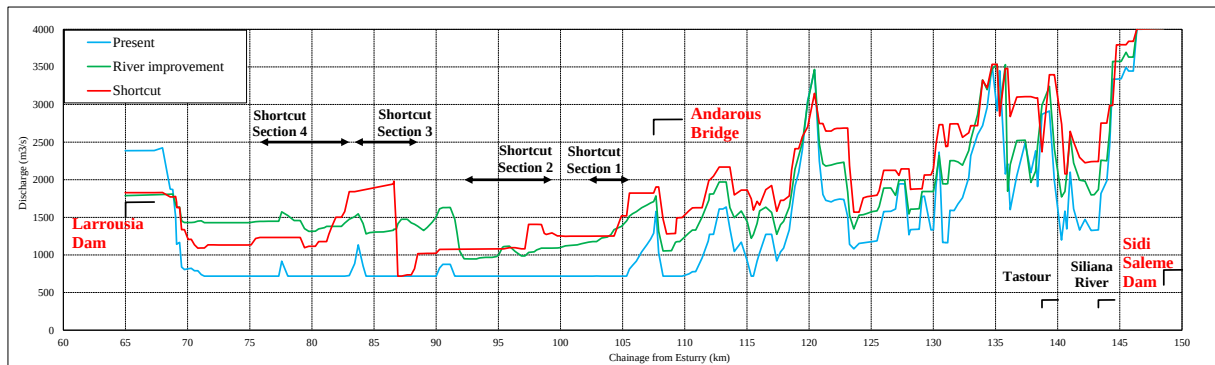
図 12-25 遊水池周辺の氾濫の様子 (ショートカット案, W=1/100)



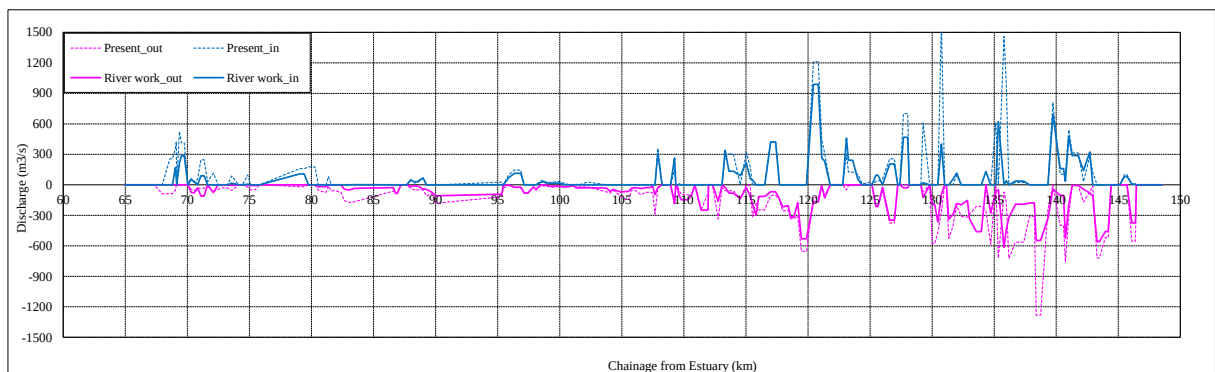
出典：調査団

図 12-26 最大浸水深 (左) と水位・流量ハイドロ (右上・右下) (ショートカット+ α 案, W=1/100)

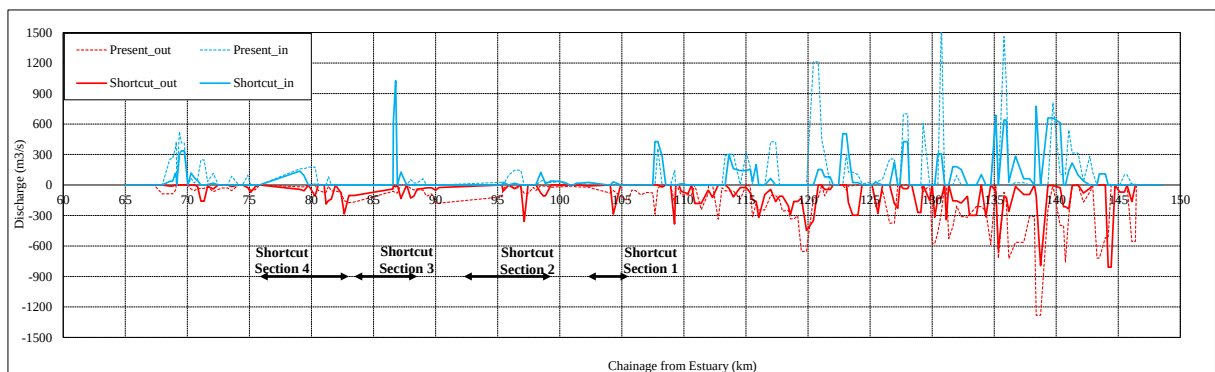
以下にピーク流量と河川への水の流入・流出の縦断図を示す。遊水地を拡大することにより、河川への戻りが低減し、貯留効果が増加したこと、それに伴いラルーシアダムからの放流量が低減したことが確認された。また、ネガティブ・インパクト（現況との浸水深の差分）を示す。現況との比較において、D1 ゾーンでの改修効果に加えて、D2 ゾーン（ラルーシアダム下流側）の浸水深の低下が確認された。また、ショートカット+ α 案と河川改修のみの結果と比較すると、D2 ゾーンでの改修効果が同程度にまでなることが確認された。



ピーク流量縦断図



水の流入・流出量（現況と一般的な河川改修の比較）



水の流入・流出量（現況とショートカット+ α の比較）

出典：調査団

図 12-27 ピーク流量と氾濫水の流出・流入に関する縦断図（W=1/100）



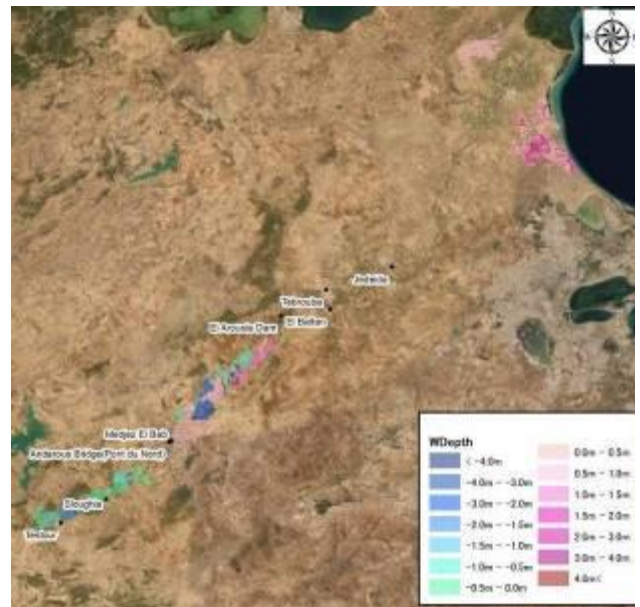
ショートカットと現況



ショートカット+ α と現況



ショートカットと一般的な河川改修



ショートカット+ α と一般的な河川改修

出典：調査団

図 12-28 各ケースの浸水深の差分 (W=1/100)

12.6 確率規模別氾濫解析結果 各ショートカットのみの場合

河川改修に加えて各ショートカットをそれぞれ実施した場合の各確率規模（ $W=1/10, 1/20, 1/50, 1/100$ ）での氾濫状況について 270m 計算結果を用いて別冊：資料集（氾濫解析）に整理した。

(1) $W=1/10$

$W=1/10$ での氾濫解析の解析結果を浸水深、水位・流量ハイドロとして別冊：資料集（氾濫解析）に整理した。 $W=1/10$ では氾濫は発生しないため、現況、河川改修案との差分は算出しない。

(2) $W=1/20$

各ケースの浸水の分布、水位・流量ハイドロ、浸水深の差分（Negative Impact）の図を別冊：資料集（氾濫解析）に示す。

1/20 の規模では、浸水はほとんど発生しない。また、S2, S3 においては遊水地に水が溜まっていることが確認された。一方、S1, S4 は遊水地の規模が小さく、ショートカットによる流下能力の向上により、溢水は発生しないため、遊水池としては機能していない。

各ケースの浸水深の差分の結果より、現況との差分において、ほとんどの地点で浸水深が低下しており、ショートカットを追加することで現況からの悪化はしないことが確認された。また、一般的な河川改修と比較では、上流において若干ではあるが、より効果があることが確認された。各ケースにおける差はあまり見られない。

(3) $W=1/50$

各ケースの浸水の分布、水位・流量ハイドロ、浸水深の差分の図を以下に示す。超過洪水である 1/50 では洪水規模も大きい、河道改修によりある程度の改善効果が見込めることが確認された。

各ケースの浸水深の差分の結果より、遊水池の効果では、S2, S3 において浸水が集中しており、効果を発揮しているといえる。

現況との浸水深の比較では、各ケース共に、浸水深の悪化は見られない。一般的な河川改修との比較では、各ケース共に上流での浸水深の低下が 0.5m 程度見られる。特に S2 において El bab も含めての改善が見られおり、ショートカットの中で一番効果が高い。

(4) $W=1/100$

各ケースの浸水の分布、水位・流量ハイドロ、浸水深の差分の図を以下に示す。超過洪水である 1/50 では洪水規模も大きい、河道改修によりある程度の改善効果が見込めることが確認された。

各ケースの浸水深の差分の結果より、現況との比較では、浸水深の悪化は各ケースとも見られず、0.5~3.0m 程度浸水深の低下が確認された。また、一般的な河川改修との比較では、上流において、0.5~1.0m 程度の改善が見られる。特に S2 においては、El bab も含めた改善が見られるため、ショートカットの中で一番効果が高い。

第13章 河床変動解析

D1 ゾーンの河道改修後の河床変動、シディサレムダムの堆砂対策による下流河道への影響及び土砂対策を検討するため、一次元河床変動解析を実施する。

13.1 基本条件

13.1.1 シディサレムダム下流のメジェルダ川流域の流量データ

流量データとして、シディサレムダム、シリアナダム、ラルーシアダムの運用データを図 13-1 に示す。シリアナダムはD1 ゾーンに流入する主要支川であるシリアナ川の上流に設置された多目的ダムである。各ダムのデータについては、シリアナダムは 1999 年以降、ラルーシアダムは主に 2003 年以降のデータが収集可能であった。

シディサレムダム、ラルーシアダムでは 2003 年 1 月に大きい出水があり、放流量の増加を観測しているが、シリアナダムでは 2003 年 1 月の出水規模は比較的小さく、2003 年 12 月の出水での放流量が大きい。

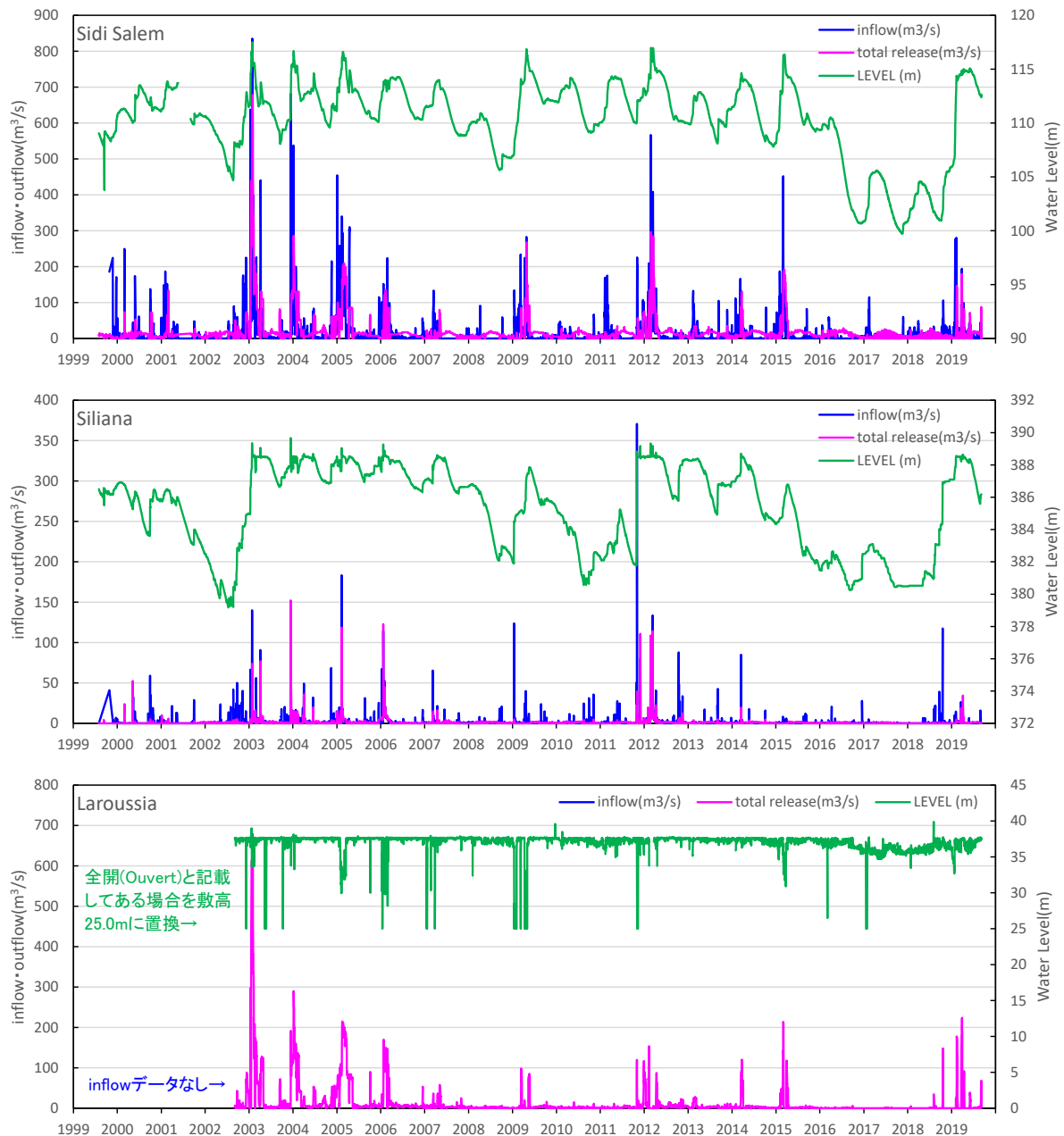


図 13-1 シディサレムダム、シリアナダム、ラルーシアダムの運用データ（日データ）

13.1.2 河川縦断・横断データ

メジェルダ川では 2008 年に D1、D2 ゾーンで測量が行われている。また、D2 ゾーンでは、河道掘削等の河川改修が予定されている。メジェルダ川の河川縦断形状を図 13-2 に、D1、D2 ゾーンの河川横断データを図 13-3、図 13-4 に示し、河道形状の特徴を以下にまとめる。

- D1、D2 ゾーンともに川幅は 100～200 m 程度、低水路幅は 20～40 m 程度となっている。
- 縦断勾配は D1 ゾーンで 1/2500、D2 ゾーンで 1/2000 程度となっている。
- 平面形状を見ると、河道が蛇行するゾーンが多々見られ、特に D1 ゾーンの 70～120 km の範囲で多く見られる。

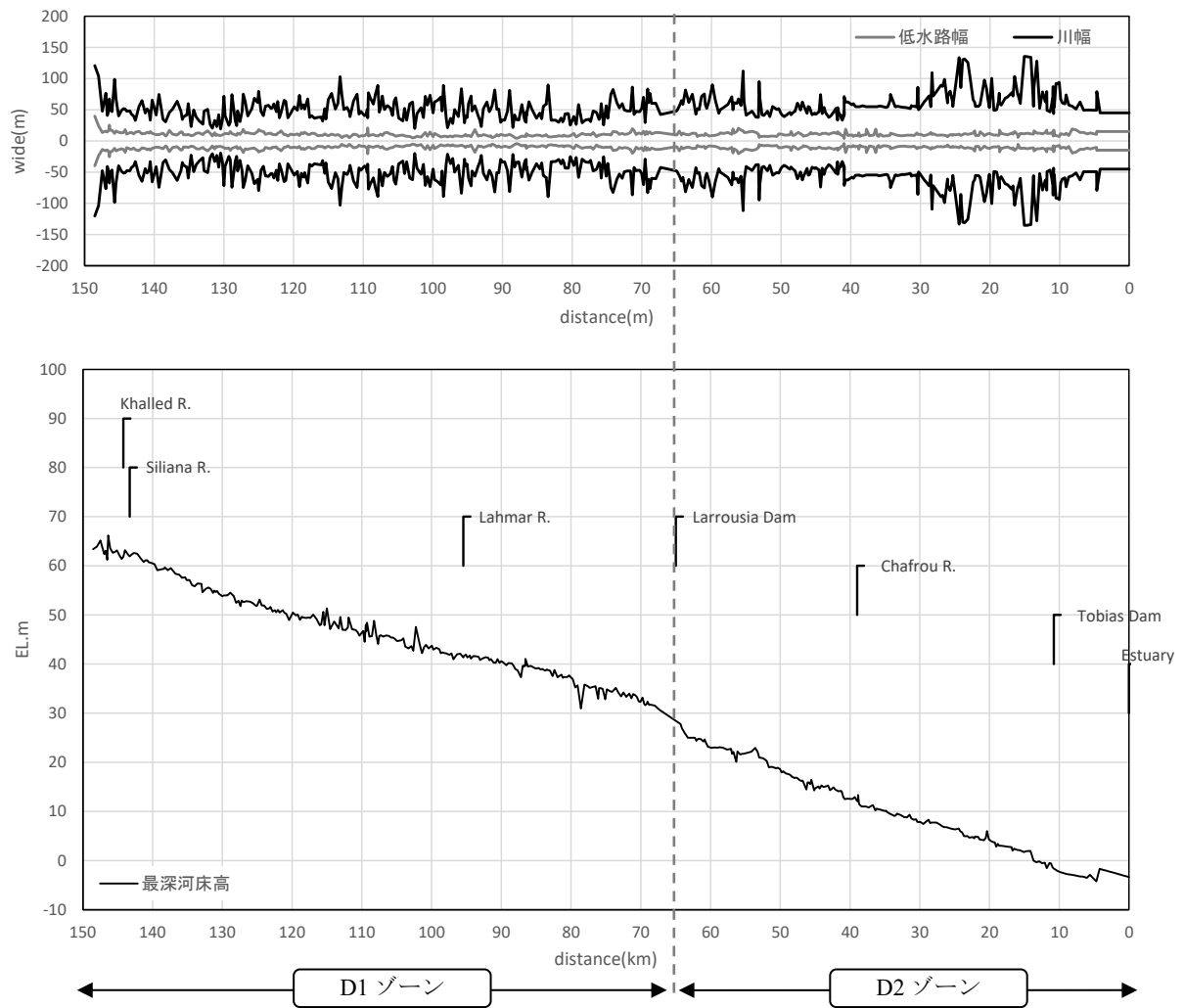


図 13-2 メジェルダ川の河川縦断データ (D1 ゾーン：2008 年測量、D2 ゾーン：計画河道)

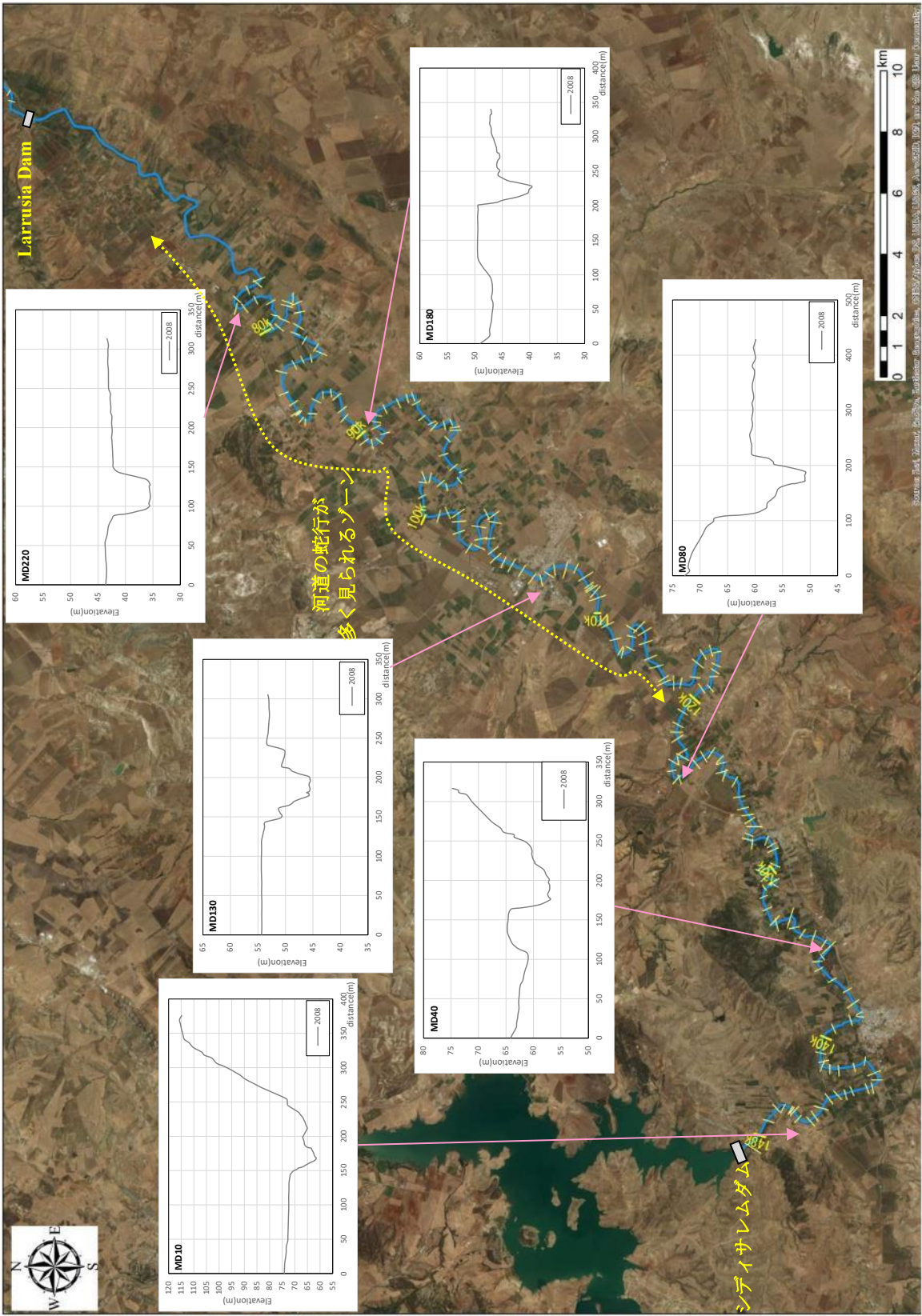


図 13-3 D1 ゾーンの河川断面 (2008 年測量断面)

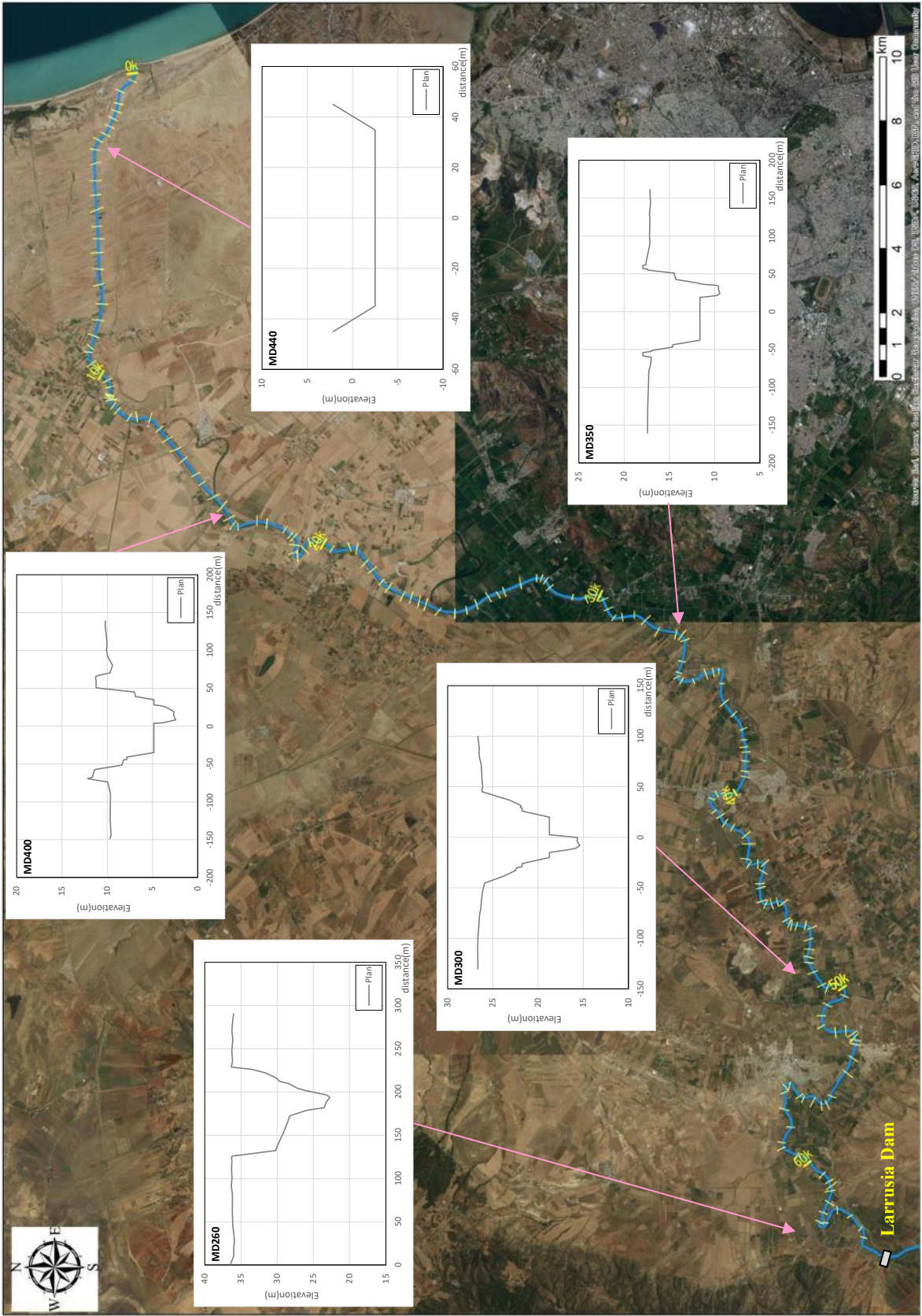


図 13-4 D2ゾーンの河川断面(計画断面)

13.1.3 河床変動量

2007～2020 年の D1 ゾーンの河床変動量を図 13-5 に、D1 ゾーンの河川断面の比較（2007～2020 年測量）を図 13-6 に示す。なお、D1 ゾーンの河床変動量には当期間内の掘削量も考慮されており、ラルーシアダム貯水池ゾーンでは元河床を推定した上で、河床変動量を概算した。

D1 ゾーンの河道全体では、2007～2020 年で 2.9 million m³ の土砂の堆積が生じており、年平均で 0.2 million m³/年の堆積が生じる可能性が示唆された。またラルーシアダム貯水池ゾーンについては、2007～2020 年で 0.9 million m³ の土砂の堆積が生じており、年平均で 0.1 million m³/年の堆積が生じる可能性が示唆された。

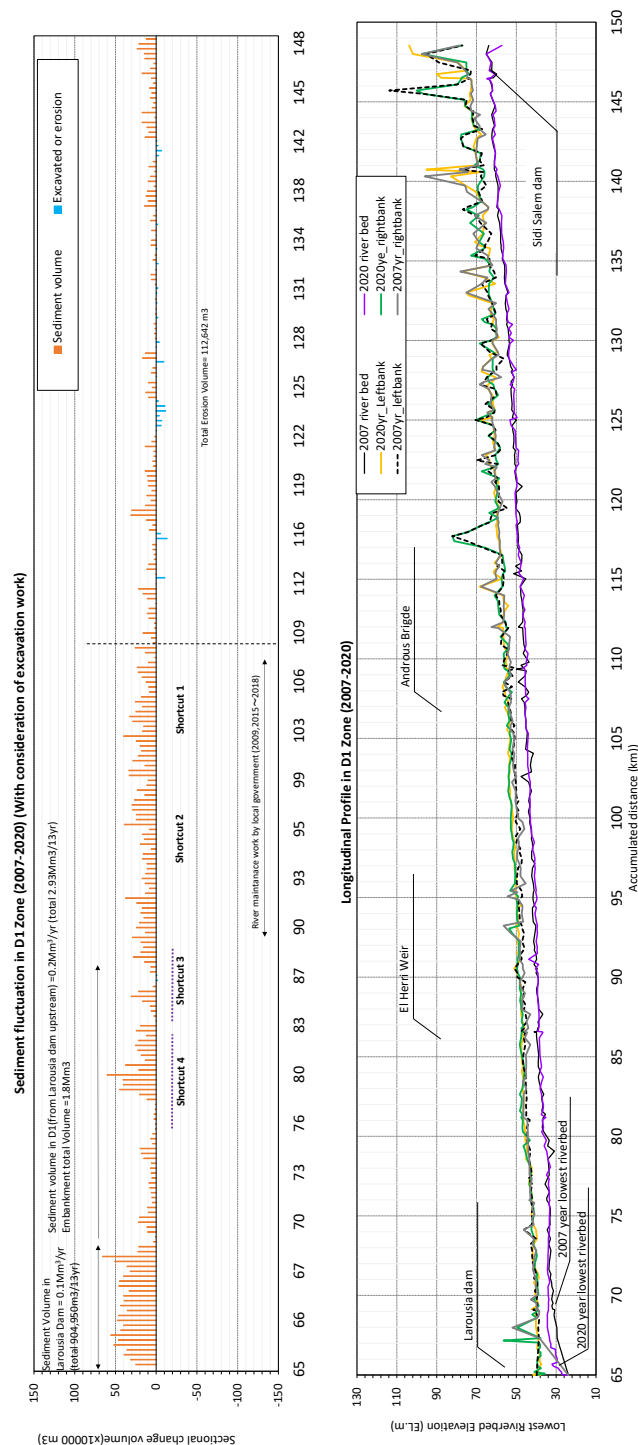


図 13-5 D1 ゾーンの河床変動量 (2007～2020 年)

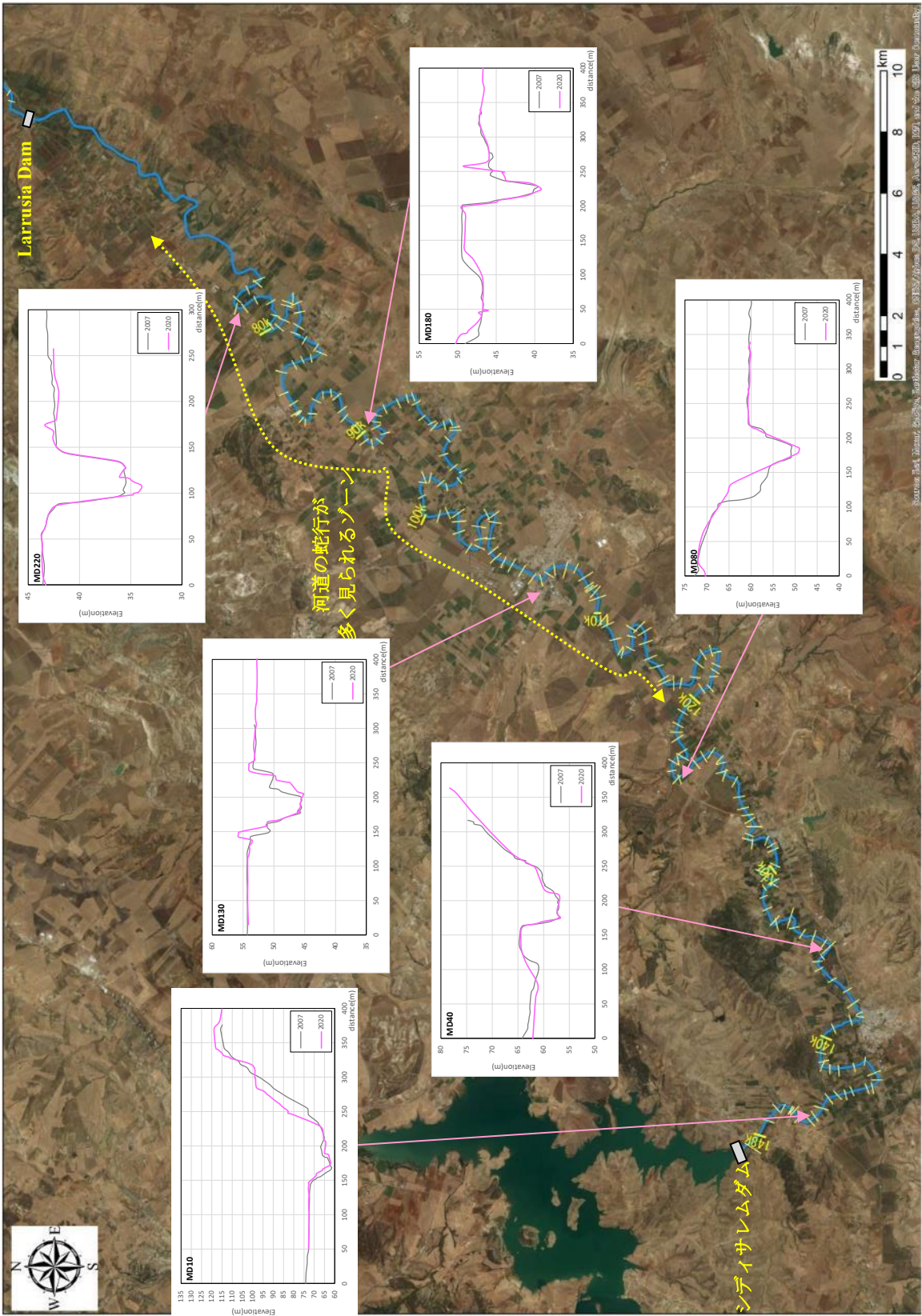


図 13-6 D1 ゾーンの河川断面の比較 (2007～2020 年測量)

13.1.4 粒度分布データ

メジェルダ川の河床変動状況及び土砂移動状況を推定するために、メジェルダ川及び支川における河床材料調査を2020年1月に実施した。メジェルダ川・支川及びシディサレムダム堆砂における粒度分布調査結果を図13-7と図13-8に、調査地点の位置図を図13-9に示し、以下に粒度分布の特徴をまとめる。

- D1ゾーンの粒度分布を見ると、最も上流側のD1-4地点では0.075 mm以下の粘土・シルトが支配的であるが、D1-3より下流において、0.075 mm以上の細砂の割合が増えている。
- またD1-3～D1-4間に流入するシリアナ川の粒度分布を見ると、0.075 mm以上の細砂で占められており、D1及びD2の河床材料の供給源であることが示唆される。
- D2ゾーンの粒度分布を見ると、0.075～0.5 mmの細砂が70%程度を占めており、0.075 mm以下の占有率が下がっている状況を確認できる。
- またD2ゾーンの支川であるChafrou川、Lahmar川の河床材料粒度分布は、0.075 mm以下の粘土・シルトが支配的であった。
- シディサレムダムの堆砂は0.075 mm以下の粘土・シルト分で構成されており、シルト分に関しては下流河道の河床変動に影響を及ぼす可能性が示唆される。

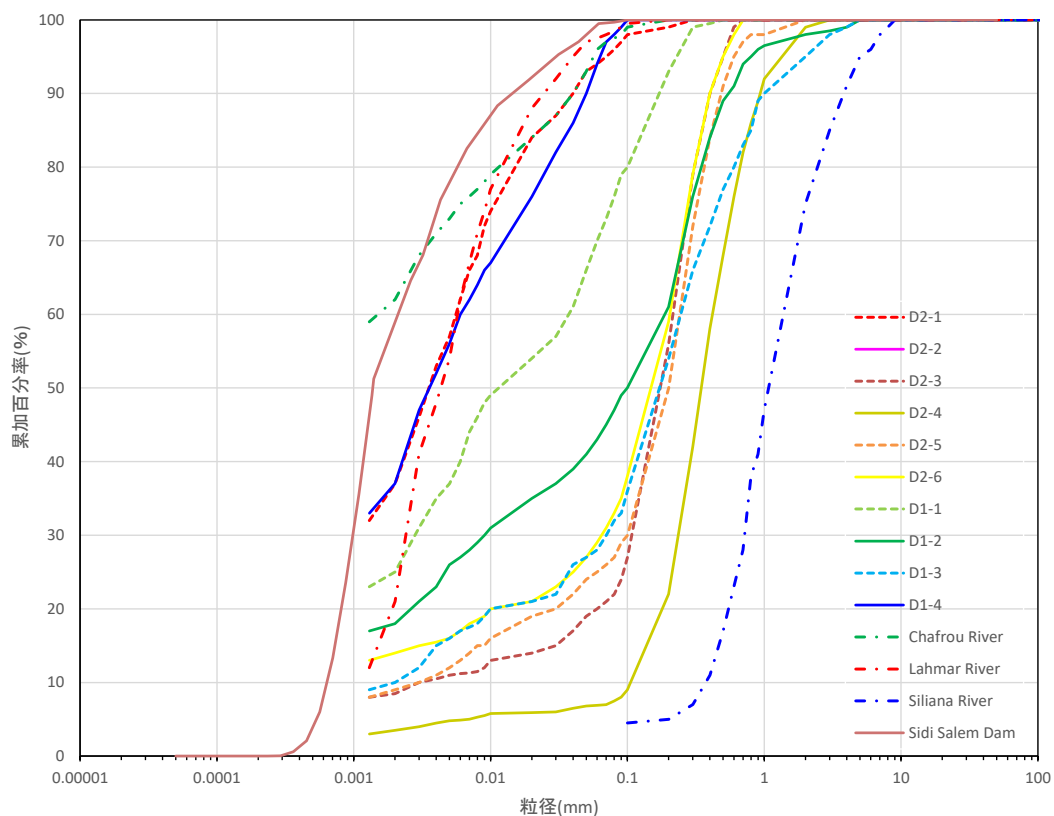


図 13-7 メジェルダ川・支川及びシディサレムダム堆砂における粒度分布調査結果（粒径加積曲線）

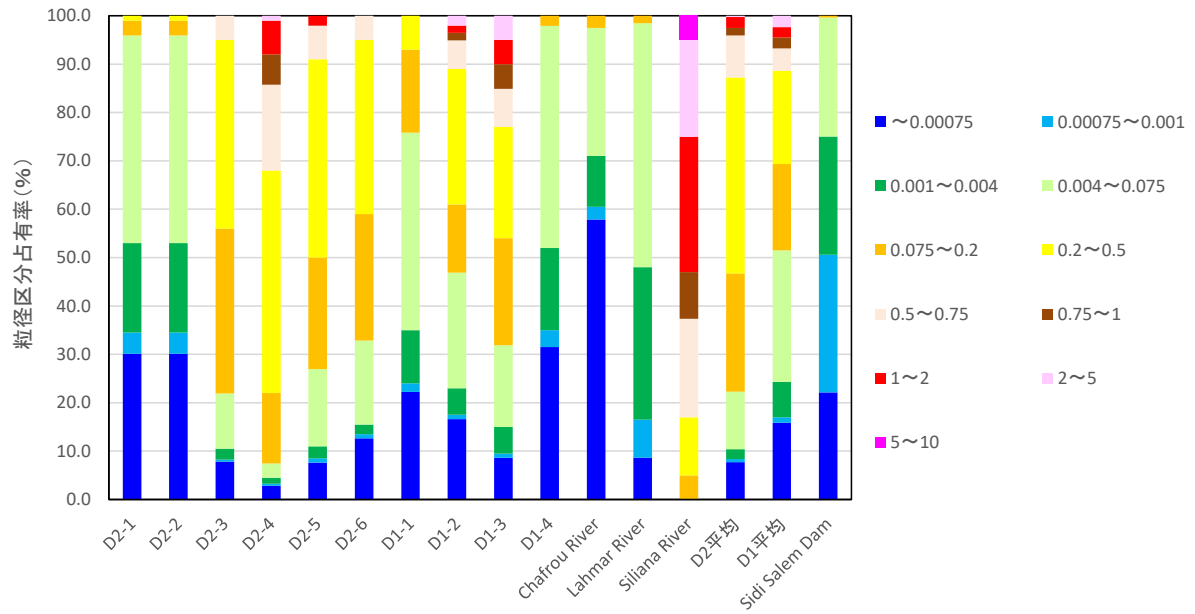


図 13-8 メジェルダ川及び支川における粒度分布調査結果（粒度区分占有率）

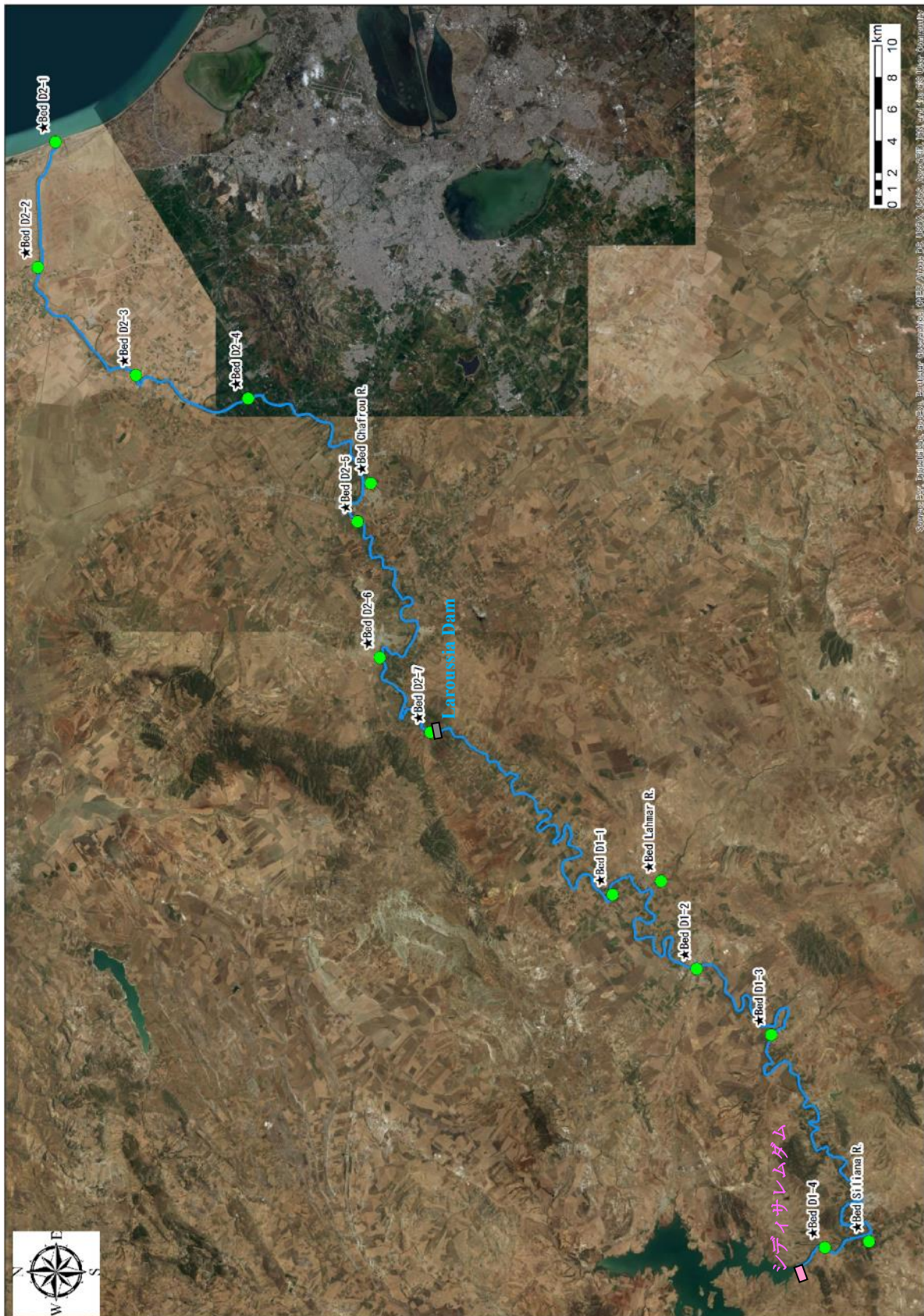


図 13-9 河床材料調査地点

13.2 一次元河床変動解析

メジェルダ川の河床変動状況や土砂移動状況を推定するため、一次元河床変動モデルを構築し、近年の土砂移動特性を確認した。なお、現時点では検証データとなる 2020 年の横断測量が完了していないため、使用する解析モデルや計算条件は暫定的なものとなっている。

13.2.1 解析モデル

一次元河床変動解析の計算実施フローを図 13-10 に、一次元河床変動モデルの主な基礎式を表 13-1 に示す。

本検討で使用するモデルは、掃流砂・浮遊砂・ウォッシュロードを対象とした混合粒径の河床変動モデルを採用している。掃流砂量式は芦田・道上式、浮遊砂の浮上量は非平衡性を考慮し基準面濃度の算出に芦田・道上式を採用した。また、ウォッシュロード分の浮上量の算出式は粘着性を考慮した浸食速度式を採用している。

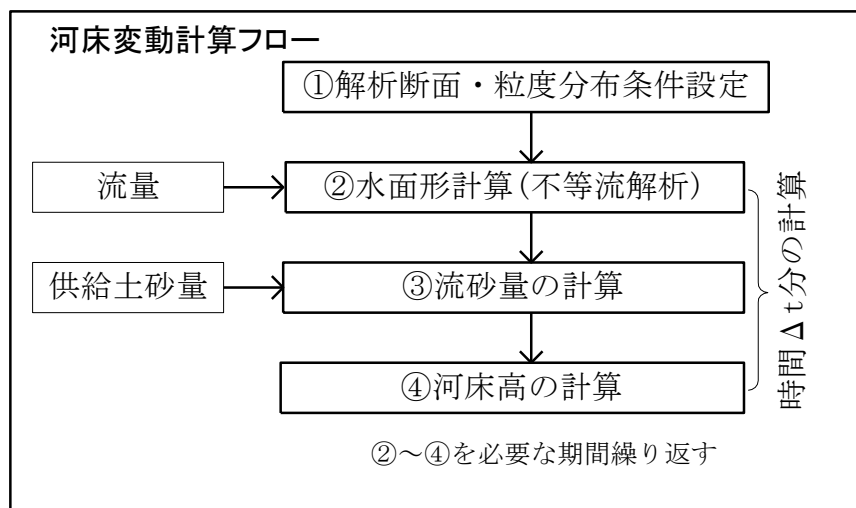


図 13-10 一次元河床変動解析の実施フロー

表 13-1 解析モデルの概要

項目	内容
流れの計算の基礎式	<不等流計算> $\frac{d}{dx} \left(\frac{1}{2g} \cdot \frac{Q^2}{A^2} \right) + \frac{dH}{dx} + i_e = 0$ Q : 流量、A : 流下断面積、g : 重力加速度、H : 水位、i_e : エネルギー勾配
河床土砂の連続式	$\frac{\partial A_z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left(\sum_i q_{Bi} \cdot B \right) + B \cdot \sum_i (q_{SUi} - \omega_i c_{bi}) \right\} = 0$ A_z : 堆積土砂断面積、λ : 空隙率、q_{Bi} : 掃流砂量、B : 河幅、q_{SUi} : 単位面積当たりの浮遊砂浮上量、ω_i : 沈降速度、c_{bi} : 底面濃度
掃流砂量式	<芦田・道上式> $\frac{q_{Bi}}{\sqrt{sgd^3}} = 17 \tau_{*ei}^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*i}} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \cdot f_i$ τ_{*c} : 無次元限界掃流力、u_{*c} : 限界摩擦速度、τ_{*i} : 無次元掃流力、u_* : 摩擦速度、τ_{*e} : 無次元有効掃流力、s : 土粒子の水中比重
浮遊砂の浮上量 (0.075 mm 以上)	$q_{SUi} = \omega_{0i} \cdot C_{Bei}$ $C_B = 0.025 \cdot [g(\xi_o) / \xi_o - G(\xi_o)]$ $\xi_o = \omega_o / (0.75 \cdot u_{*e})$ $g(\xi_o) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2} \xi_o^2\right)$ $G(\xi_o) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_{\xi_o}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2} \xi_o^2\right) \cdot d\xi_o$ q_{SUi} : 単位面積当たりの浮遊砂浮上量、ω_{0i} : 沈降速度 C_{Bei} : 底面濃度であり以下の芦田・道上の式で計算される。 u_{*e} : 有効摩擦速度
浮遊砂の浮上量 (0.075 mm 以下)	<粘着性を考慮した浸食速度式> $q_{SUi} = E / (1 - \lambda)$ $E = \alpha \cdot u_*^\beta \quad (u_* > u_{*c})$ E : 侵食速度、λ : 空隙率、α、β : 定数、u_{*c} : 侵食限界摩擦速度
浮遊砂の沈降量	$q_{SDi} = c_{bi} \cdot \omega_{0i}$ $c_{bi} = C_i \cdot \beta / \exp(-\beta \cdot \xi) \quad \beta = \omega_{0i} \cdot h / \varepsilon \quad \varepsilon = \kappa \cdot u_* \cdot h / 6$ q_{SDi} : 粒径 d_i の単位面積当たりの浮遊砂沈降量 C_i : 粒径 d_i の浮遊砂濃度 κ : カルマン定数(=0.4)

13.2.2 解析条件

一次元河床変動解析条件を表 13-2 に示す。計算期間は初期条件の横断測量実施年である 2008 年から 2018 年の 11 年間とした。粒径区分は河床材料及びシディサレムダムからの流出土砂成分を加味し、粘土（0.0005 mm）～礫（10 mm）を対象とし 9 区分とした。支川流入はシリアナ川とその他残留域からの流入を考慮し、支川流入土砂量はシリアナ川のみ考慮した。

表 13-2 一次元河床変動解析条件

項 目	設 定 内 容	備 考
解析方法	水の流れ：不等流計算 土砂移動：一次元河床変動解析	
計算期間	2008 年～2018 年（11 年間）	
計算領域	メジェルダ川：河口～シディサレムダム直下（0.0k～148.54k）	
初期河床	D1 ゾーン（148.5k～67.3k）：2020 年測量 D2 ゾーン（65.0k～0.0k）：計画断面	・ラルーシアダム貯水池ゾーンは測量が未実施のため、内挿断面を設定
粒度分布	D1 ゾーン：D1-1～D1-3 の平均粒度をゾーン全体に設定 D2 ゾーン：D2-3～D2-6 の平均粒度をゾーン全体に設定	
代表粒径数	10 粒径：粘土（0.0005 mm）～礫（10 mm）	
流入条件	< 流量 > ・上流端はシディサレムダム放流量とし、支川流入としてシリアナ川および D1, D2 ゾーンの残流域を考慮。 ・支川シリアナ川の流量はシリアナダムの放流量に加え、ダム下流の残留域からの流量をシリアナダムの流入量から流域面積で按分して与えた。 ・その他支川の流量はシリアナ川の流域按分とした。 < 流入土砂量 > ・シディサレムダムからの放流土砂量は、一次元堆砂シミュレーション結果を放流量見合いで給砂させた。（4.2 million m³/year） ・各支川の流入土砂量は、先に整理した土砂収支を元に設定した。また粒度分布は河床材料調査結果を参考に、設定した。（Siliana R. : 2.1 million m³/year, Lahmar R : 0.5 million m³/year, Chafrou R : 0.5 million m³/year）	・日データを使用。 ・図 13-11、図 13-12、図 13-13 参照
下流端水位	・ラルーシアダムの運用水位を設定。（ゲート全開時は等流水深を設定） ・河口潮位を EL.0.0 m と設定。	
空隙率	0.4	
粗度係数	河道全体に 0.030 を設定。	
その他	固定床＝移動床とし、侵食を考慮しないこととした。	

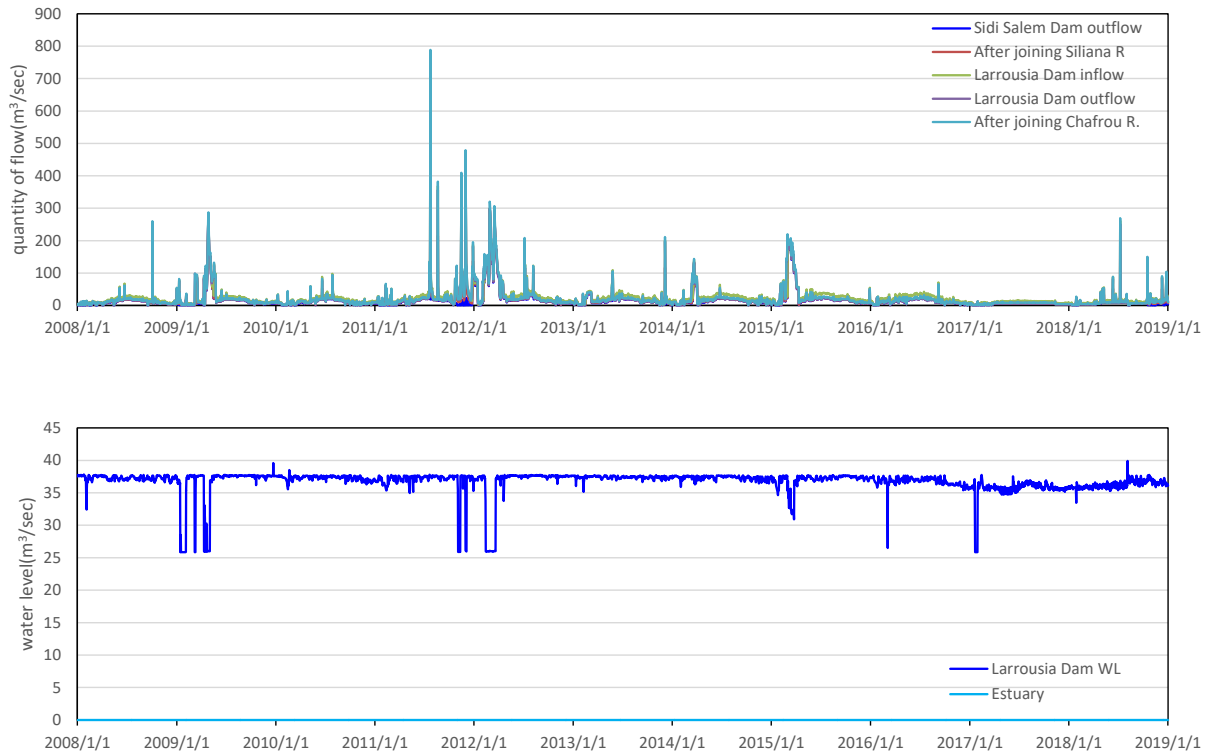


図 13-11 流入量・貯水位の時系列 (2008 年～2018 年)

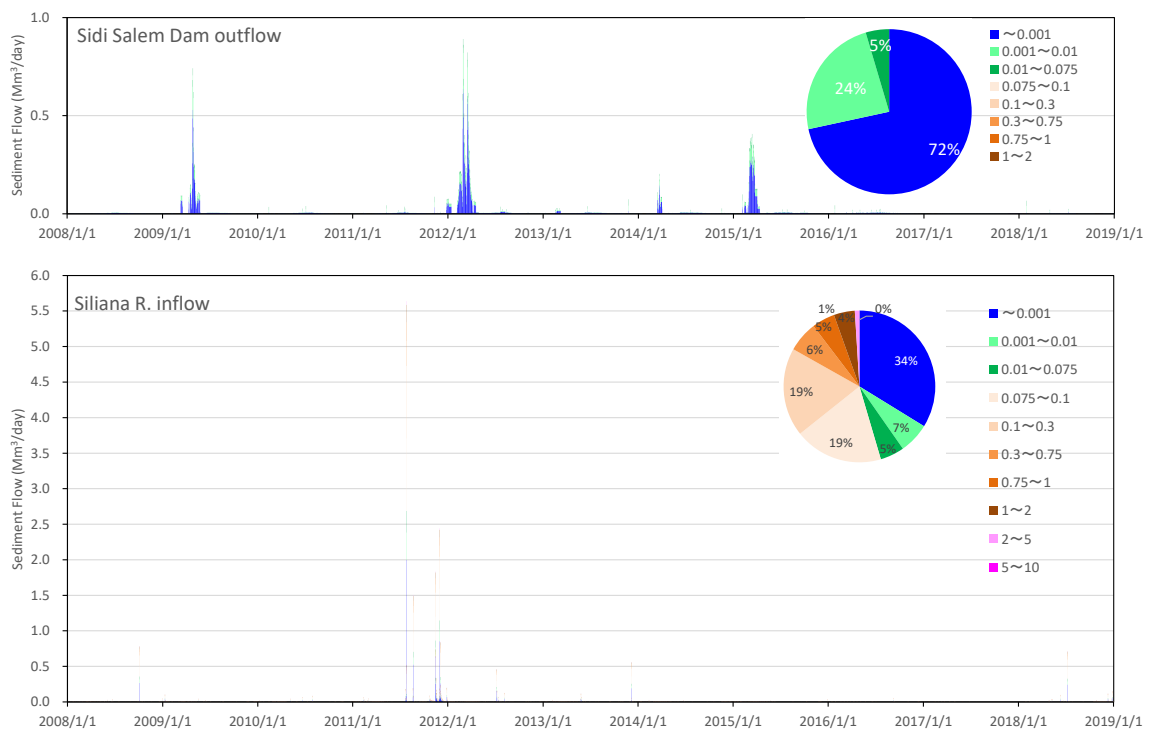


図 13-12 流入土砂量の時系列 (2008 年～2018 年)

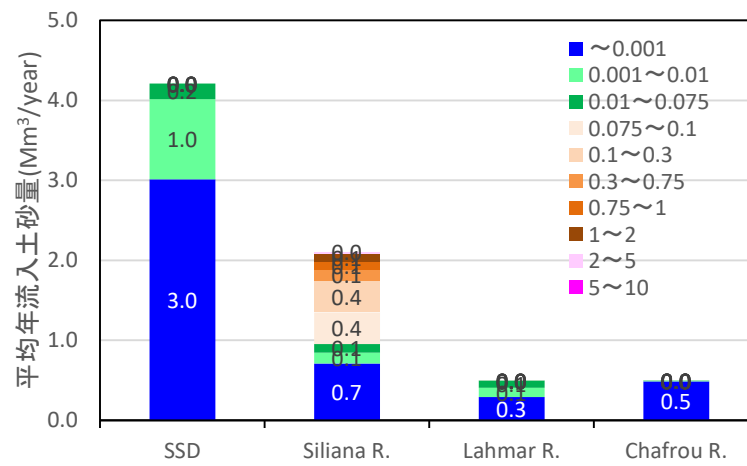


図 13-13 ダム放流土砂量・支川別流入土砂量の設定条件

13.2.3 計算結果

(1) 河床変動

2008 年～2018 年の 11 年間のメジェルダ川の河床変動計算結果を図 13-14、図 13-15 に示す。図 13-15 では、上から川幅及び低水路幅、河床縦断面図、河床変動高、単位縦断面距離あたりの粒径別堆積土砂量（計算終了時点）、表層河床材料の占有率の縦断面分布図を示している。

以下に計算結果から得られた河床変動状況を示す。

- 16 年間の河床変動計算により、D1 ゾーンのシリアナ川合流後の 90 km～140 km、ラルーシアダム貯水池ゾーン、D2 ゾーンの 20～40 km ゾーンと河口部で土砂の堆積が確認された。河床上昇量を確認すると、最大で 2.5 m の堆積が確認された。
- 堆積した粒径成分を見ると、D1 ゾーンには主に砂が主体として堆積し、0.001～0.075 mm のシルト成分については下流に行くにつれて占有率が多くなる傾向がみられた。
- また局所的な箇所についてみると、D1 ゾーンの 100 km～140 km において、礫の割合が多いゾーンが見られる。これは、シリアナ川から流入する礫が堆積していると考えられる。
- 特に堆積量が多いゾーンとしては、D1 ゾーンの 100 km～130 km であった。当該ゾーンは平面的に蛇行した流路を有しており、河床勾配が逆勾配となる箇所を有しているため、堆積量が多くなったものと考えられる。

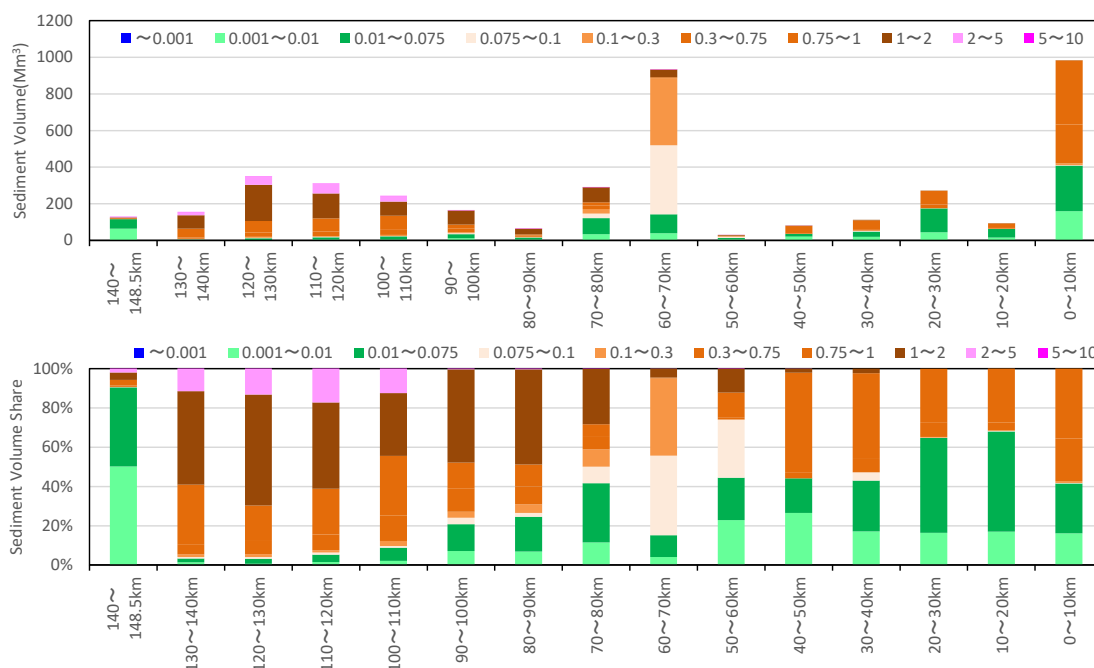


図 13-14 ゾーン毎の粒径別堆積土砂量計算結果（計算終了時点）

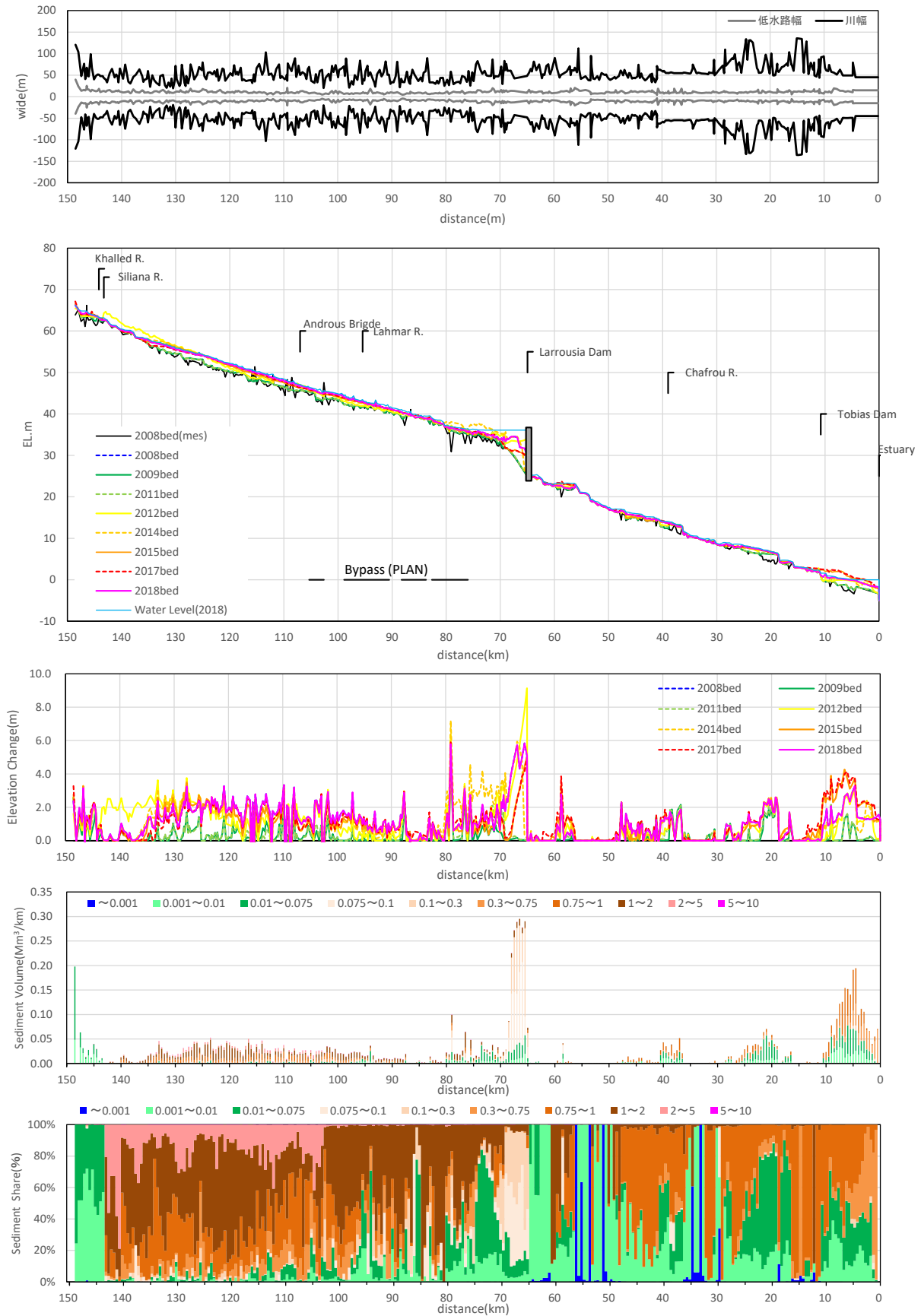


図 13-15 メジエルダ川の河床変動計算結果 (2008 年～2018 年)

(2) 土砂流下状況

メジェルダ川の流下土砂量の時系列を図 13-16 に示す。また、メジェルダ川の粒径区分別堆積土砂量・流砂量・流砂量の割合の縦断分布図を図 13-17 に示す。

以下に、土砂流下状況の特徴についてまとめる。

- 流下土砂量の時系列をみると、流入土砂量の大半が河口まで流下していることがわかる。流入土砂量の粒径成分は、粘土・シルトが 85%程度を占めており、シルトの一部が河道に堆積するものの河道をほとんど通過していると推定される。
- 粒径区分別堆積土砂量・流砂量・流砂量の割合の縦断分布図についてみると、2 mm 以上砂礫の大半が D1 ゾーンで捕捉される傾向が確認された。
- また 0.075 mm 以下の粘土シルトについては、ほとんどが D1 ゾーンを通過し、シルト分の一部がラルーシアダム貯水池や D2 河道に堆積しているものと考えられる。

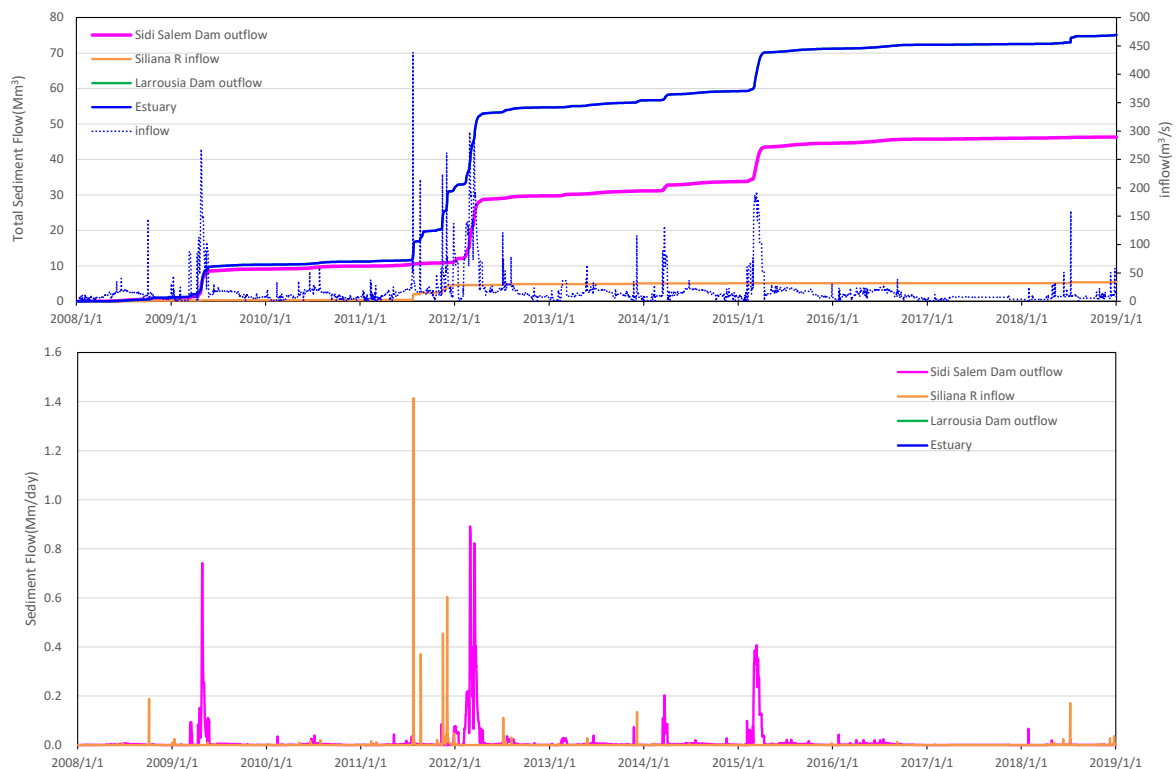


図 13-16 メジェルダ川の流下土砂量時系列の計算結果（2008 年～2018 年）

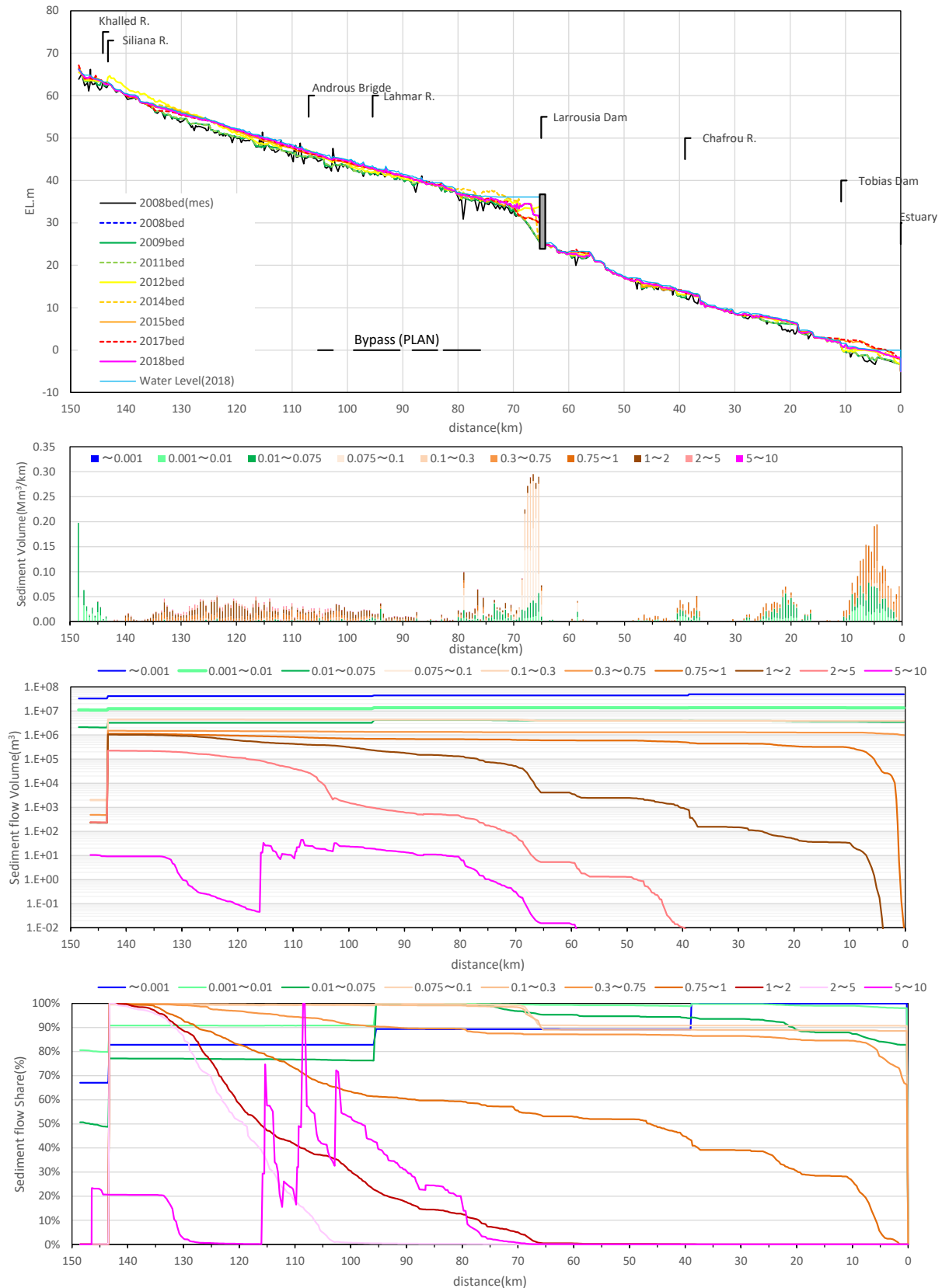


図 13-17 メジェルダ川の粒径区分別堆砂量・流砂量・流砂量割合の縦断分布図の計算結果（2018年時点）

(3) 土砂収支

再現計算から得られた土砂収支の算出結果を表 13-3、図 13-18 に示す。再現計算により、D1,ラルーシアダム貯水池ゾーンの年平均堆積土砂量を良好に再現している。流入土砂量全体に対する河道内の堆積率は7%となり、流入土砂の大半が河口に到達し流出しているものと推定された。

ここで、D1, D2 ゾーンの土砂収支の算出結果を図 13-19 に、流入土砂量条件と堆積土砂の縦断分布の関係を図 13-20 に示す。シディサレムダムからの放流土砂は粘土・シルトであり、シルトの一部は河道の堆積に寄与していると考えられるものの、大半は河道を通過しているものと考えられる。また河道の堆積土砂多くを占める砂であり、その供給源はシリアナ川と考えられる。

表 13-3 土砂収支計算結果①

項目	計算		実測/推定
	2008-2018 土砂量(Mm ³)	年平均 (Mm ³ /year)	土砂収支 (Mm ³ /year)
① 流入土砂量	80.4	7.3	7.3
② D1河道内堆砂量	2.2	0.2	0.2
③ LD堆砂量	1.3	0.1	0.1
④ D2河道内堆砂量	1.8	0.2	—
⑤ 河口通過土砂量	75.1	6.8	—
河道捕捉率(=(②~④)/①)	6.7%		—

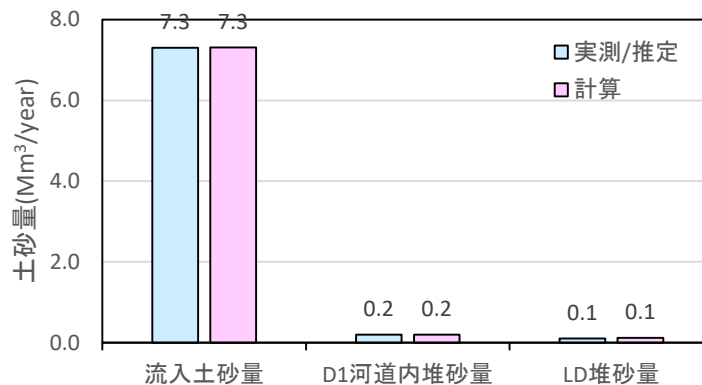


図 13-18 土砂収支計算結果②

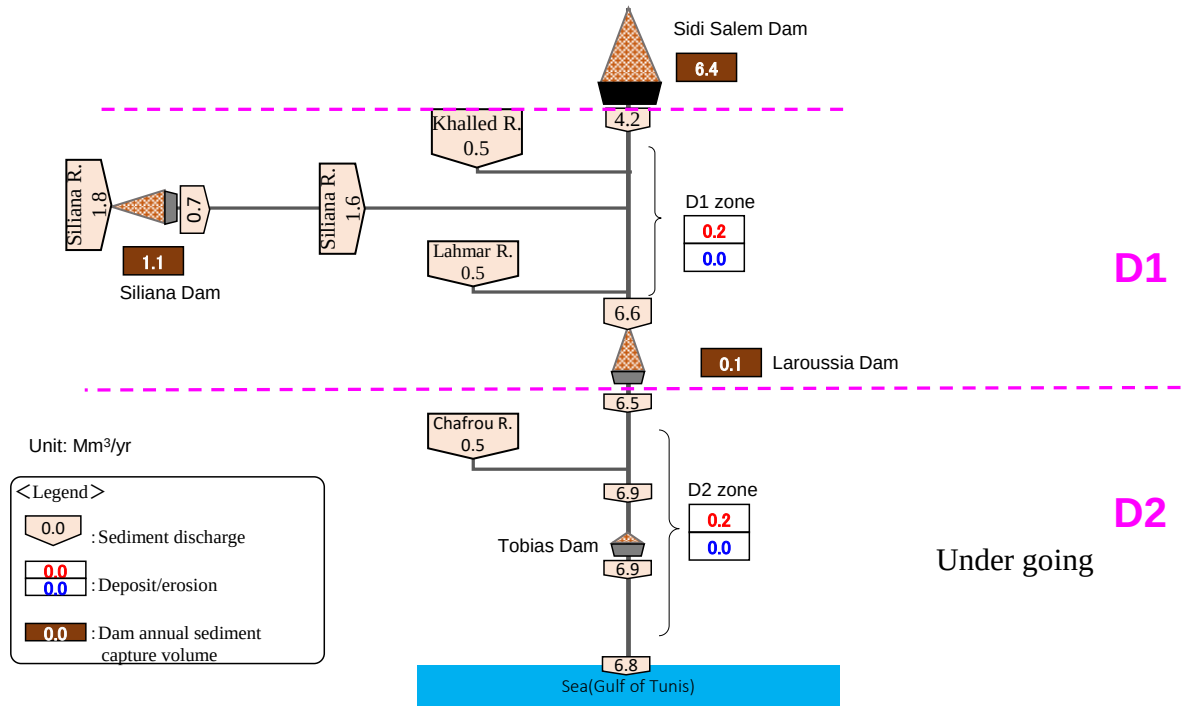
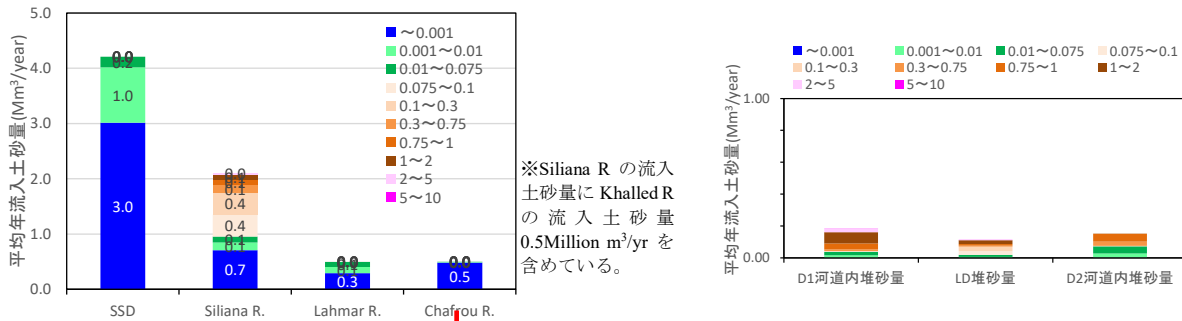


図 13-19 再現計算から推定された D1, D2 ゾーンの土砂収支図

■年平均流入土砂量の設定条件



■堆積土砂の縦断分布図

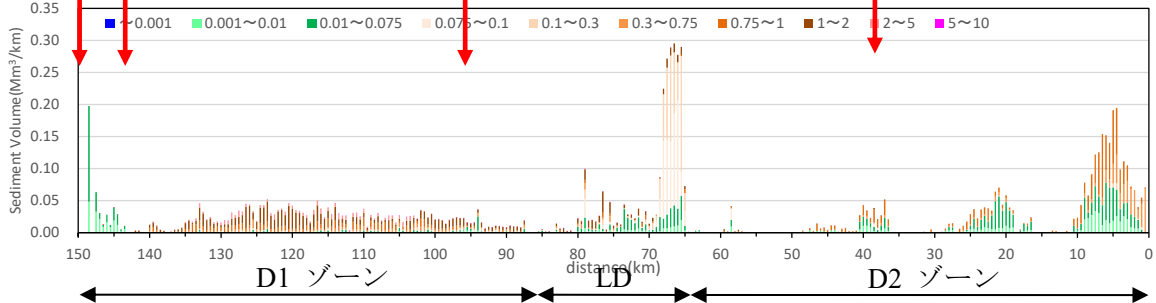


図 13-20 流入土砂量条件と堆積土砂の関係

(4) SS 濃度

SS 濃度の時系列の計算結果を図 13-21 に、流量規模別の平均 SS 濃度を図 13-22 示す。SS 濃度は 0.075 mm 以下の粒径成分の流砂量から算出しており、シディサレムダムからの放流土砂濃度や支川流量の推定精度や日流量から SS 濃度を算出している等の課題を有していることから、参考程度の扱いとする。以下に SS 濃度の傾向をまとめる。

- 出水時の SS 濃度についてみると、数万～数十万 mg/l のオーダーまで上昇している可能性が示された。
- 流量規模別の平均 SS 濃度を見ると、日平均流量で 25～100 m³/s で 1000～10000 mg/l 程度、1000 m³/s で 10000 mg/l 以上となる可能性が示された。

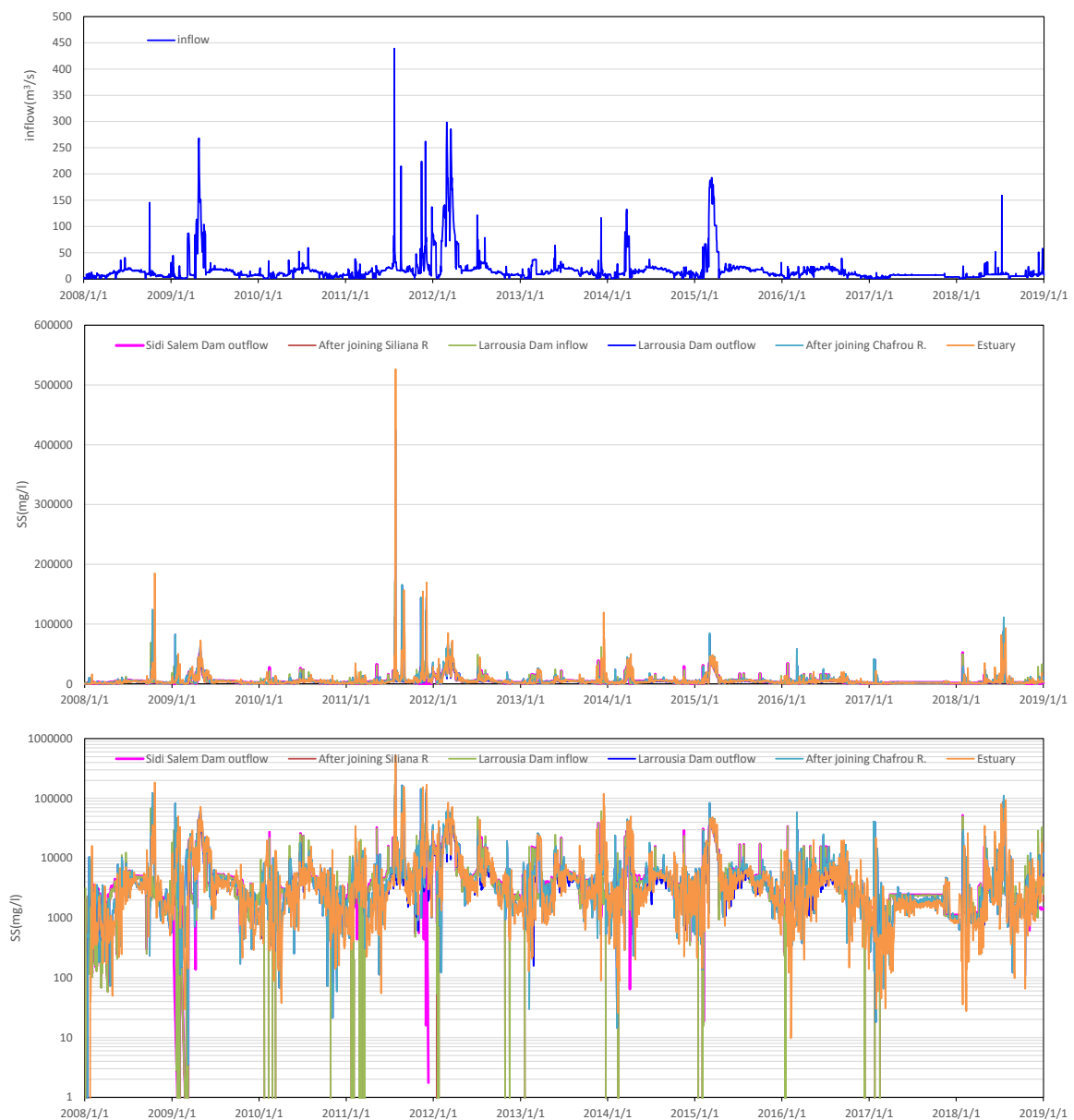


図 13-21 SS 濃度時系列の計算結果 (2008 年～2018 年)

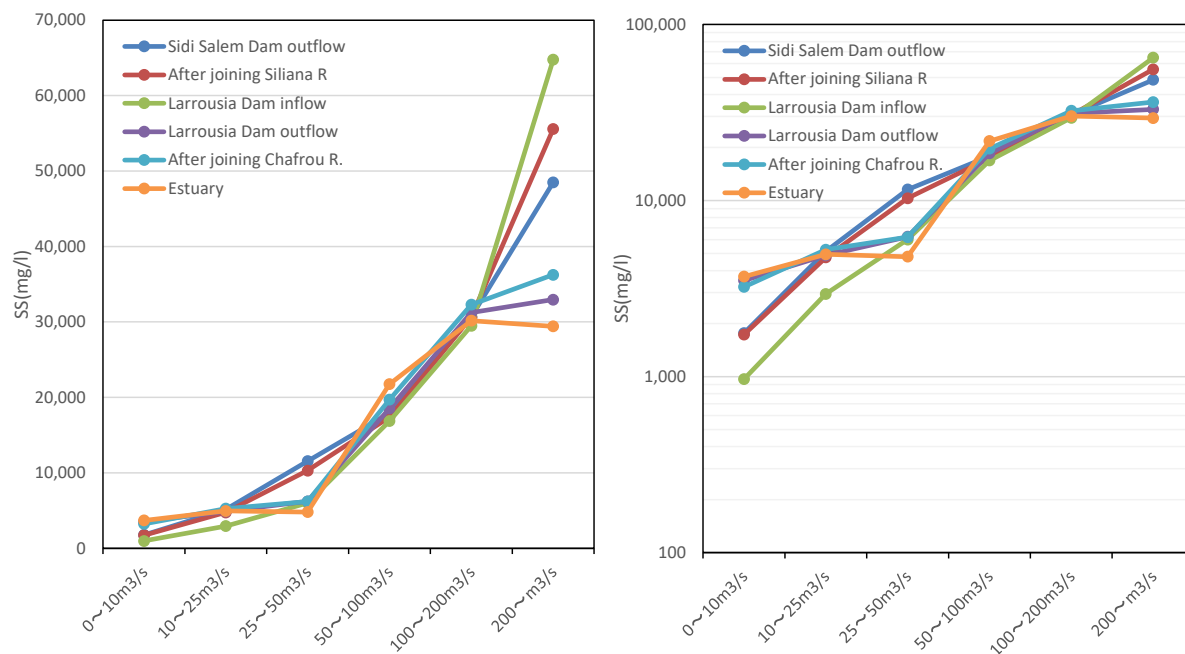


図 13-22 流量規模別の平均 SS 濃度 (左図：実数軸、右図：対数軸)

13.3 将来予測

13.3.1 将来予測条件

将来予測計算の条件を表 13-4 に示す。将来予測計算に用いる波形は、2004 年～2018 年の 15 年間の波形を 7 回繰り返し、2003 年波形を 46 年目と 92 年目の 2 回挿入して 100 年間の将来予測波形を作成した。

表 13-4 将来予測計算条件

項 目	設 定 内 容	備 考
解析方法	水の流れ：不等流計算 土砂移動：一次元河床変動解析	
計算期間	2004 年～2018 年の繰り返し波形（100 年間） （2003 年波形を 2 年分挿入した）	
計算領域	メジェルダ川：河口～シディサレムダム直下（0.0k～148.54k）	
初期河床	D1 ゾーン（148.54k～67.3k）：2020 年測量 D2 ゾーン（65.0k～0.0k）：計画断面	ラルーシアダム貯水池ゾーン：内挿断面を設定
粒度分布	D1 ゾーン：D1-1～D1-3 の平均粒度をゾーン全体に設定 D2 ゾーン：D2-3～D2-6 の平均粒度をゾーン全体に設定	
代表粒径数	10 粒径：粘土（0.0005 mm）～礫（10 mm）	
流入条件	< 流量 > - 上流端はシディサレムダム放流量とし、支川流入としてシリアナ川および D1, D2 ゾーンの残流域を考慮。 - 支川シリアナ川の流量はシリアナダムの放流量に加え、ダム下流の残留域からの流量をシリアナダムの流入量から流域面積で按分して与えた。 - その他支川の流量はシリアナ川の流域按分とした。 < 流入土砂量 > - シディサレムダムからの放流土砂量は、一次元堆砂シミュレーション結果を放流量見合いで給砂させた。（5.0 million m³/year） - 各支川の流入土砂量は、先に整理した土砂収支を元に設定した。また粒度分布は河床材料調査結果を参考に、設定した。（Siliana R. : 2.1 million m³/year, Lahmar R : 0.5 million m³/year, Chafrou R : 0.5 million m³/year）	- 日データを使用。 - 図 13-23 参照
下流端水位	- ラルーシアダムの運用水位を設定。（ゲート全開時は等流水深を設定） - 河口潮位を EL.0.0 m と設定。	
空隙率	0.4	
粗度係数	河道全体に 0.030 を設定。	
その他	固定床＝移動床とし、侵食を考慮しないこととした。	

青字：再現計算と異なる部分。

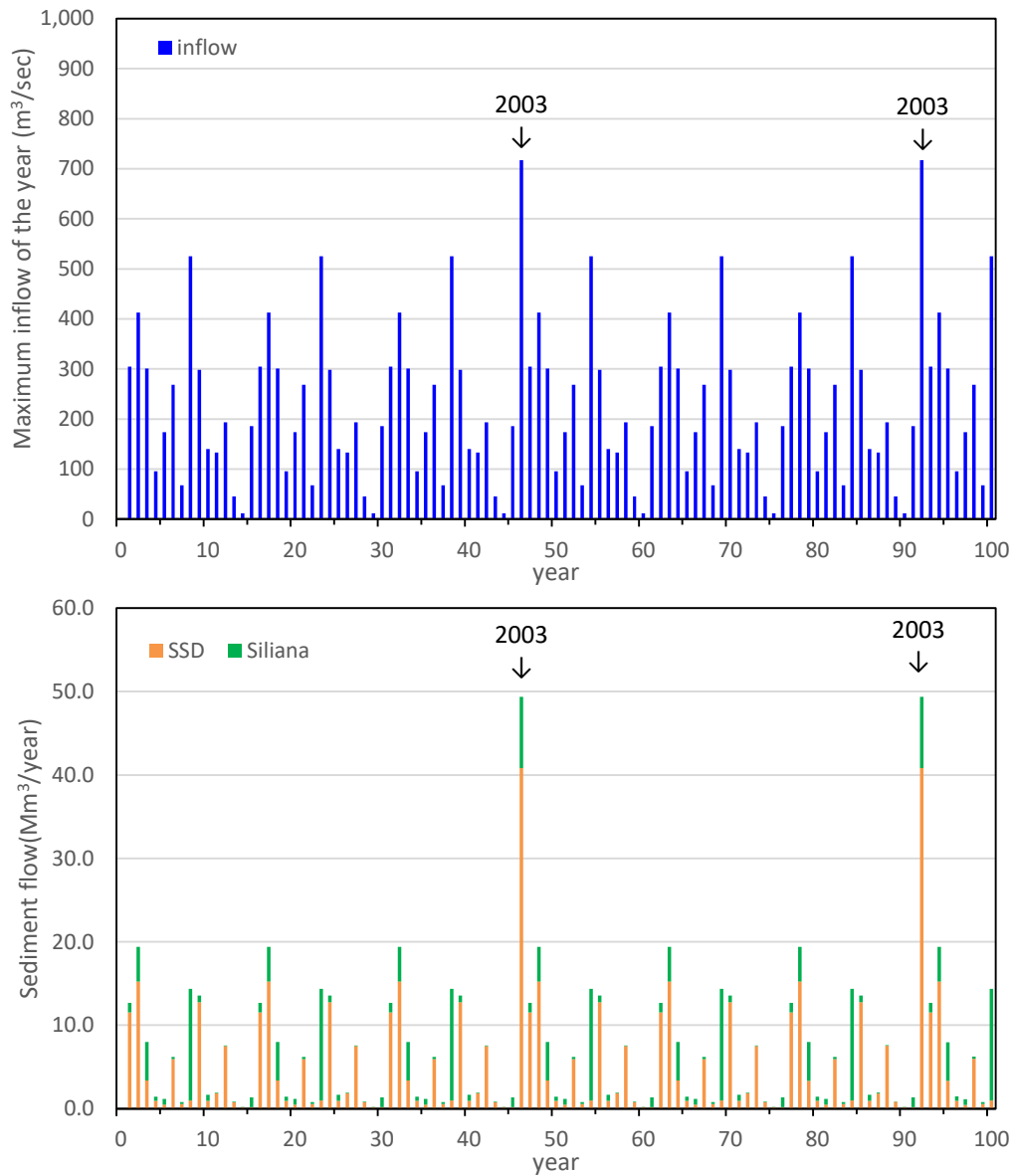


図 13-23 メジェルダ川の年最大流入量（シリアナ川合流後）とシディサレムダム及びシリアナ川からの年間流入土砂量（将来 100 年間）

13.3.2 将来予測結果

(1) 河床変動状況

将来 100 年間のメジェルダ川の河床変動計算結果を図 13-25、図 13-24 に示す。図 13-25 は、上から川幅及び低水路幅、河床縦断面図、河床変動高、単位縦断距離あたりの粒径別堆積土砂量（計算終了時点）、表層河床材料の占有率の縦断分布図を示している。

以下に計算結果から得られた河床変動状況を示す。

- 将来 100 年間の河床上昇状況を見ると、再現計算と同様に D1 ゾーンのシリアナ川合流前と 100 km～120 km、ラルーシアダム貯水池ゾーン、D2 ゾーンの 20～40 km ゾーンと河口部で土砂の堆積が確認された。河床上昇量を確認すると、D1 ゾーンで最大で 9～10 m の堆積が確認された。これらはシリアナ川から流入する砂礫の堆積である。
- 土砂堆積が顕著に見られる上記のゾーンの粒度分布をみると、0.001～0.075 mm のシルト成分と 0.075～2.0 mm の砂分が主に影響していることがわかる。
- 経年的な河床変動状況を見ると、D1 ゾーンでは河道の全体的に経年的に河床上昇が生じる傾向が見られ、特に Androus Bridge より上流で堆積量が多い傾向が見られた。また D2 ゾーンについてみると、河口付近や河床勾配が逆勾配となっている地点の上流で堆積する傾向が見られた。

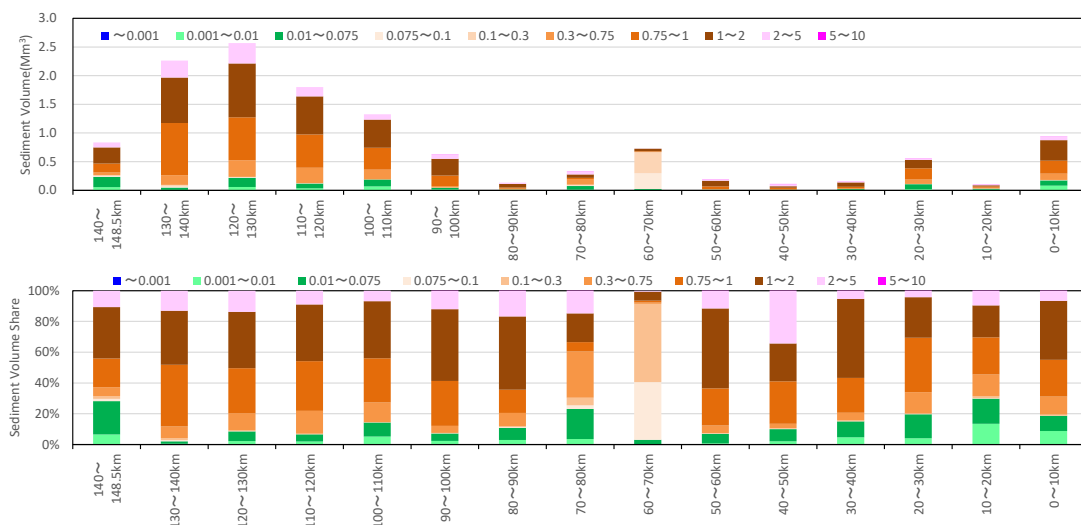


図 13-24 ゾーン毎の粒径別堆積土砂量計算結果（将来 100 年目）



図 13-25 メジェルダ川の河床変動計算結果 (将来 100 年間)

(2) 土砂流下状況

メジェルダ川の将来 100 年間の流下土砂量の時系列を図 13-26 に示す。図では上段に累積流下土砂量、中段に日流下土砂量、下段に SS 濃度の時系列を示す。また、メジェルダ川の粒径区分別堆積土砂量・流砂量・流砂量の割合の縦断分布図を図 13-27 に示す。

以下に、将来 100 年間のメジェルダ川における土砂流下状況の特徴についてまとめる。

- 流下土砂量の時系列をみると、再現計算と同様に、流入土砂量の大半が河口まで流下していることがわかる。流入土砂量の粒径成分は、粘土・シルトが 85%以上を占めており、流入土砂の大半が河道を通過していると推定される。
- 粒径区分別堆積土砂量・流砂量・流砂量の割合の縦断分布図についてみると、0.3 mm 以下の粒径については、ほとんど河道に堆積せず河口まで流下している様子が見られる。また 0.3 mm 以上の粒径成分は、河道での徐々に堆積し河口まで到達する様子が伺える。

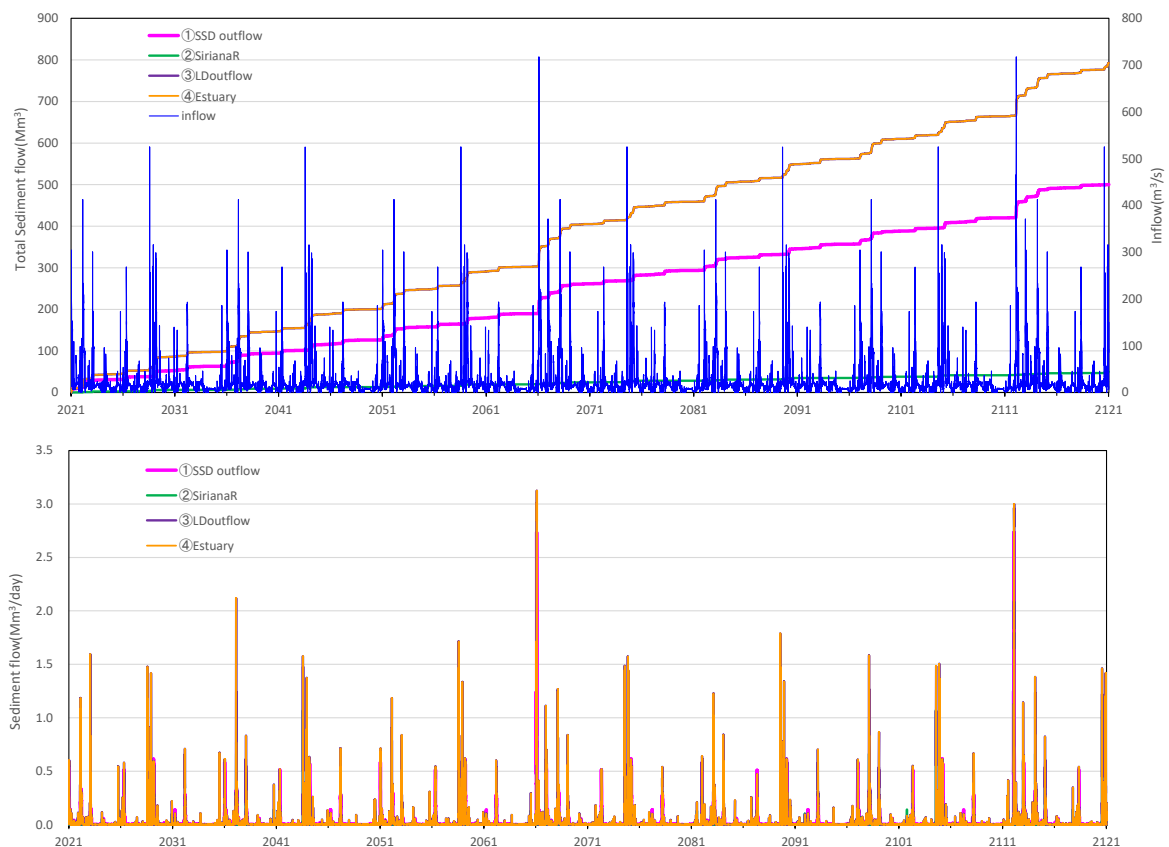


図 13-26 メジェルダ川の流下土砂量時系列の計算結果（将来 100 年間）

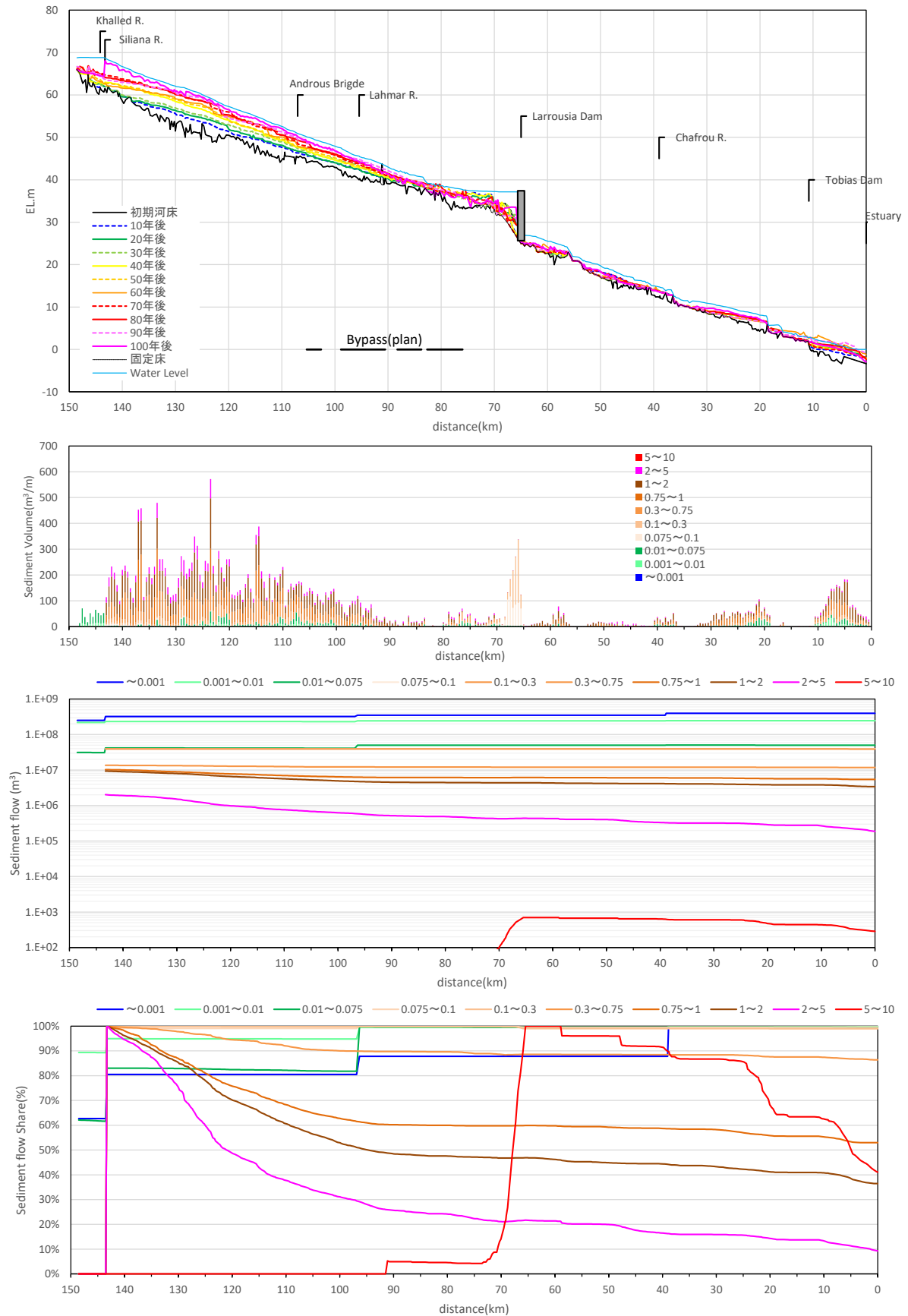


図 13-27 メジェルダ川の粒径区分別堆積土砂量・流砂量・流砂量割合の縦断分布図の計算結果 (将来 100 年後)

(3) SS 濃度

SS 濃度の時系列の計算結果を図 13-28 に、流量規模別の平均 SS 濃度を図 13-29 に示す。また現況の計算と同様に、シディサレムダムからの放流土砂濃度や支川流量の推定精度や日流量から SS 濃度を算出している等の課題を有していることから、ここでの SS 濃度については参考程度の扱いとする。以下に SS 濃度の傾向をまとめる。

- SS 濃度についてみると、出水時に数万～数十万オーダーまで上昇する可能性が示された。
- 流量規模別の平均 SS 濃度を見ると、現状の計算と同様に日平均流量で $25 \sim 100 \text{ m}^3/\text{s}$ で $1000 \sim 10000 \text{ mg/l}$ 程度、 $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ で 10000 mg/l 以上となる可能性が示された。

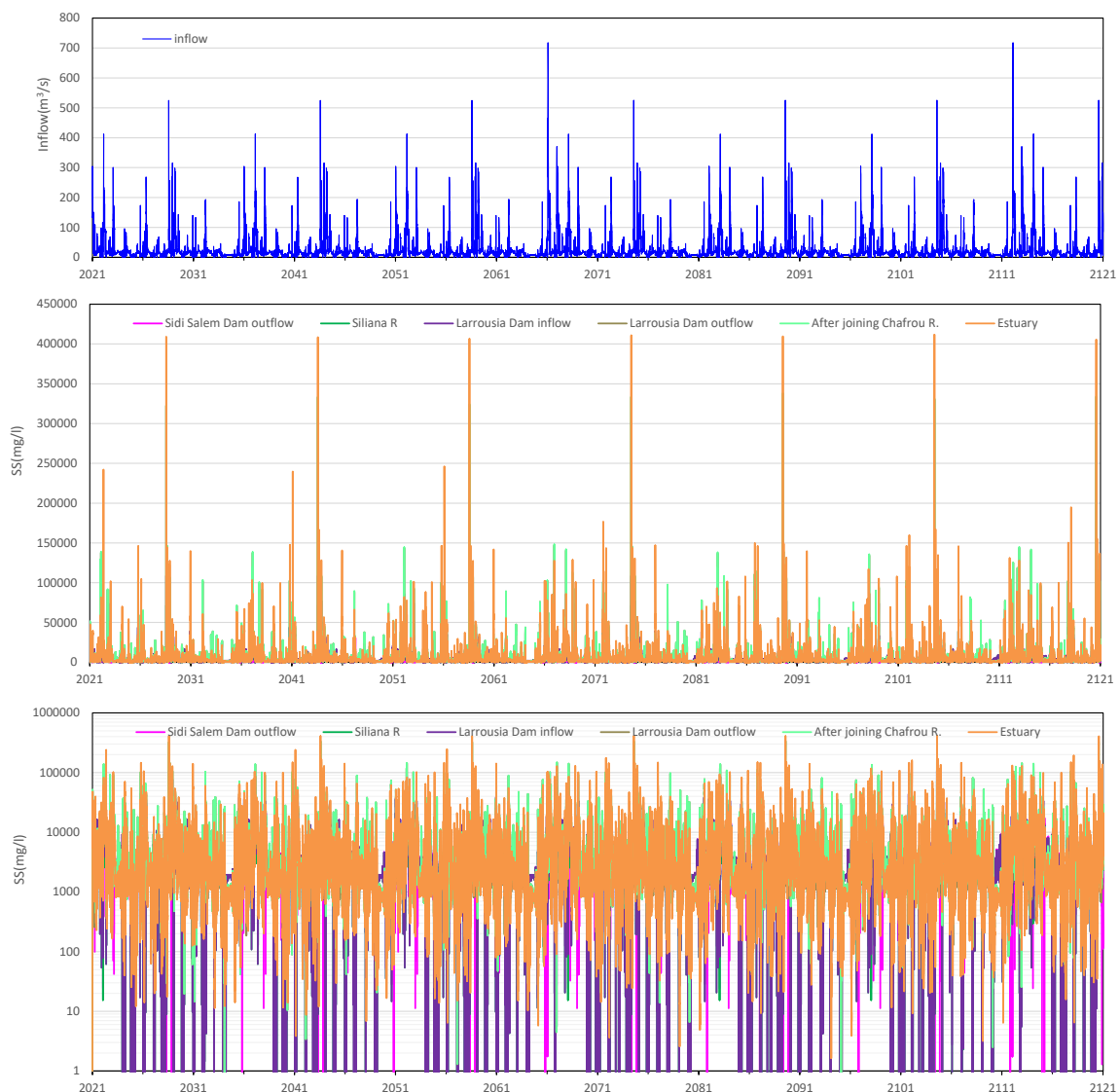


図 13-28 将来 100 年間の SS 濃度時系列の計算結果

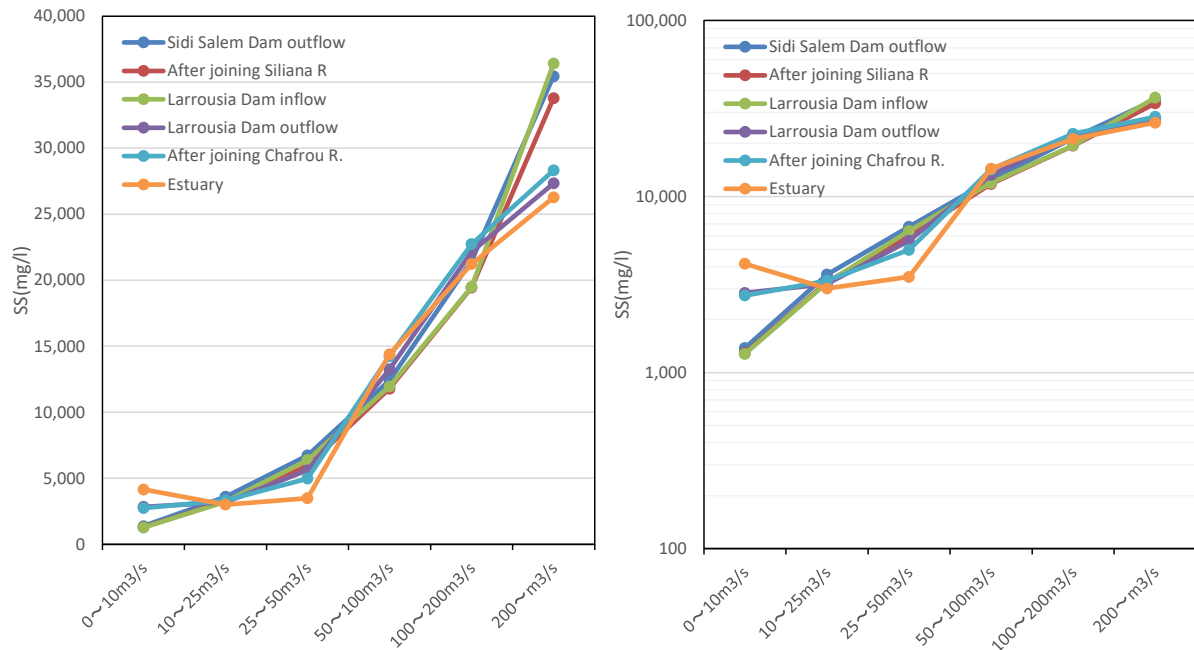


図 13-29 将来 100 年間の流量規模別の平均 SS 濃度（左図：実数軸、右図：対数軸）

13.4 土砂対策による影響分析

堆砂対策による下流への影響予測を行い、河道域における土砂対策・土砂管理の方向性を検討する。本インテリムレポートでは、堆砂対策による下流への影響を予測するため、シディサレムダムからの放流土砂量を増加した場合のシミュレーションを実施し、影響について考察した。

13.4.1 シディサレムダムでの堆砂対策による影響の分析

(1) 計算条件

シディサレムダムでの堆砂対策を実施した場合の流出土砂の増加を踏まえた流入土砂条件を表 13-5 に示す。将来予測計算で用いた現行の条件に対し、シディサレムダムからの放流土砂量が 1.0 million m³/year 増加した場合の影響分析を実施した（図 13-30）。

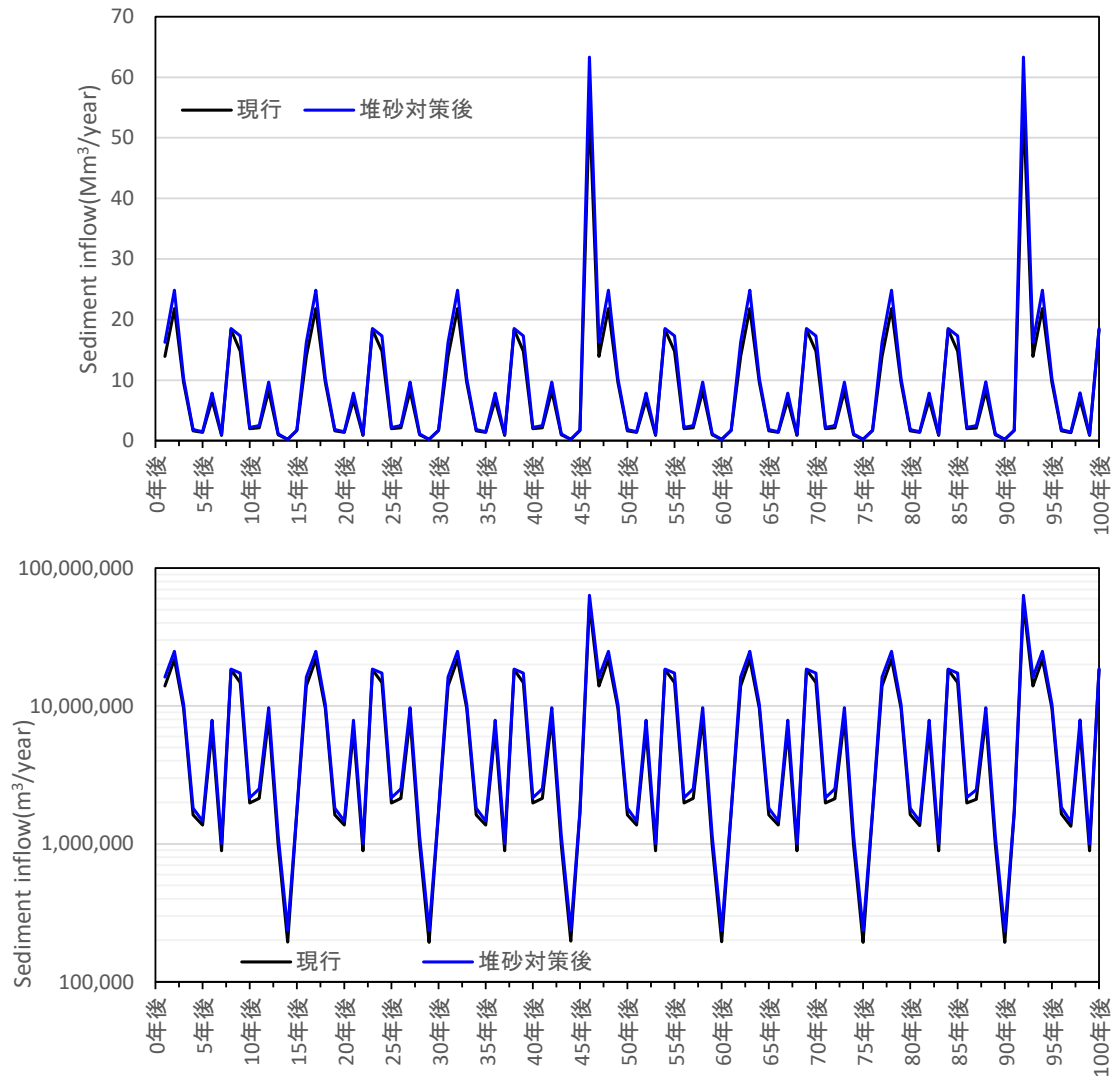


図 13-30 メジエルダ川の将来 100 年間の流入土砂量条件（上段：実数軸、下段：対数軸）

表 13-5 感度分析の計算条件

項 目	設 定 内 容	備 考
解析方法	水の流れ：不等流計算 土砂移動：一次元河床変動解析	
計算期間	2004 年～2018 年の繰り返し波形（100 年間） （2003 年波形を 2 年分挿入した）	
計算領域	メジェルダ川：河口～シディサレムダム直下（0.0k～148.54k）	
初期河床	D1 ゾーン（148.54k～67.3k）：2020 年測量 D2 ゾーン（65.0k～0.0k）：計画断面	ラルーシアダム貯水池ゾーン：内挿断面を設定
粒度分布	D1 ゾーン：D1-1～D1-3 の平均粒度をゾーン全体に設定 D2 ゾーン：D2-3～D2-6 の平均粒度をゾーン全体に設定	
代表粒径数	10 粒径：粘土（0.0005 mm）～礫（10 mm）	
流入条件	<流量> ・上流端はシディサレムダム放流量とし、支川流入としてシリアナ川および D1, D2 ゾーンの残流域を考慮。 ・支川シリアナ川の流量はシリアナダムの放流量に加え、ダム下流の残留域からの流量をシリアナダムの流入量から流域面積で按分して与えた。 ・その他支川の流量はシリアナ川の流域按分とした。 <流入土砂量> ・シディサレムダムからの放流土砂量は、一次元堆砂シミュレーション結果を放流量見合いで給砂させた。（6.0 million m³/year） ・各支川の流入土砂量は、先に整理した土砂収支を元に設定した。また粒度分布は河床材料調査結果を参考に、設定した。（Siliana R. : 2.1 million m³/year, Lahmar R : 0.5 million m³/year, Chafrou R : 0.5 million m³/year）	・日データを使用。 ・図 13-23 参照
対策条件	・シディサレムダムの堆砂対策後の放流土砂量の増加量 +1.0 million m³/year を河道の流入条件として設定。 ・放流土砂の成分は粘土・シルト分を設定。	青字：対策計算内容
下流端水位	・ラルーシアダムの運用水位を設定。（ゲート全開時は等流水深を設定） ・河口潮位を EL.0.0 m と設定。	
空隙率	0.4	
粗度係数	河道全体に 0.030 を設定。	
その他	固定床＝移動床とし、侵食を考慮しないこととした。	

(2) 計算結果

1) 河床変動量の経年変化

将来 100 年間のメジェルダ川全体の河床堆積土砂量の経年変化の計算結果の比較を図 13-31 に示し、以下に河床変動量の経年的な変化についてまとめる。

- シディサレムダムからの放流土砂量の増加に伴う、河床上昇量の変化はあまり見られなかった。
- なお、70 年後以降においては、河道全体の堆積量が増加する年次がやや多くなる傾向が見られた。

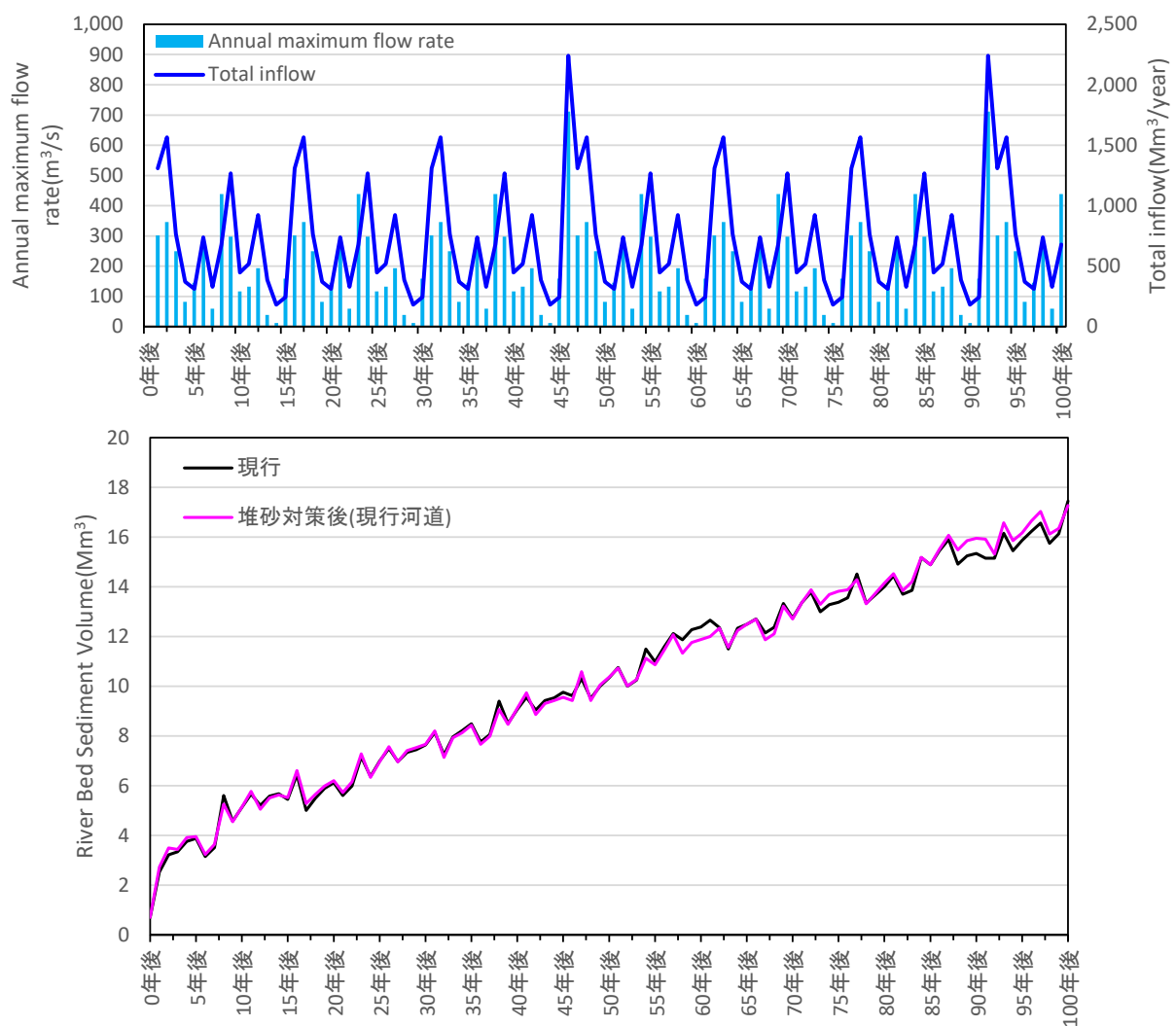
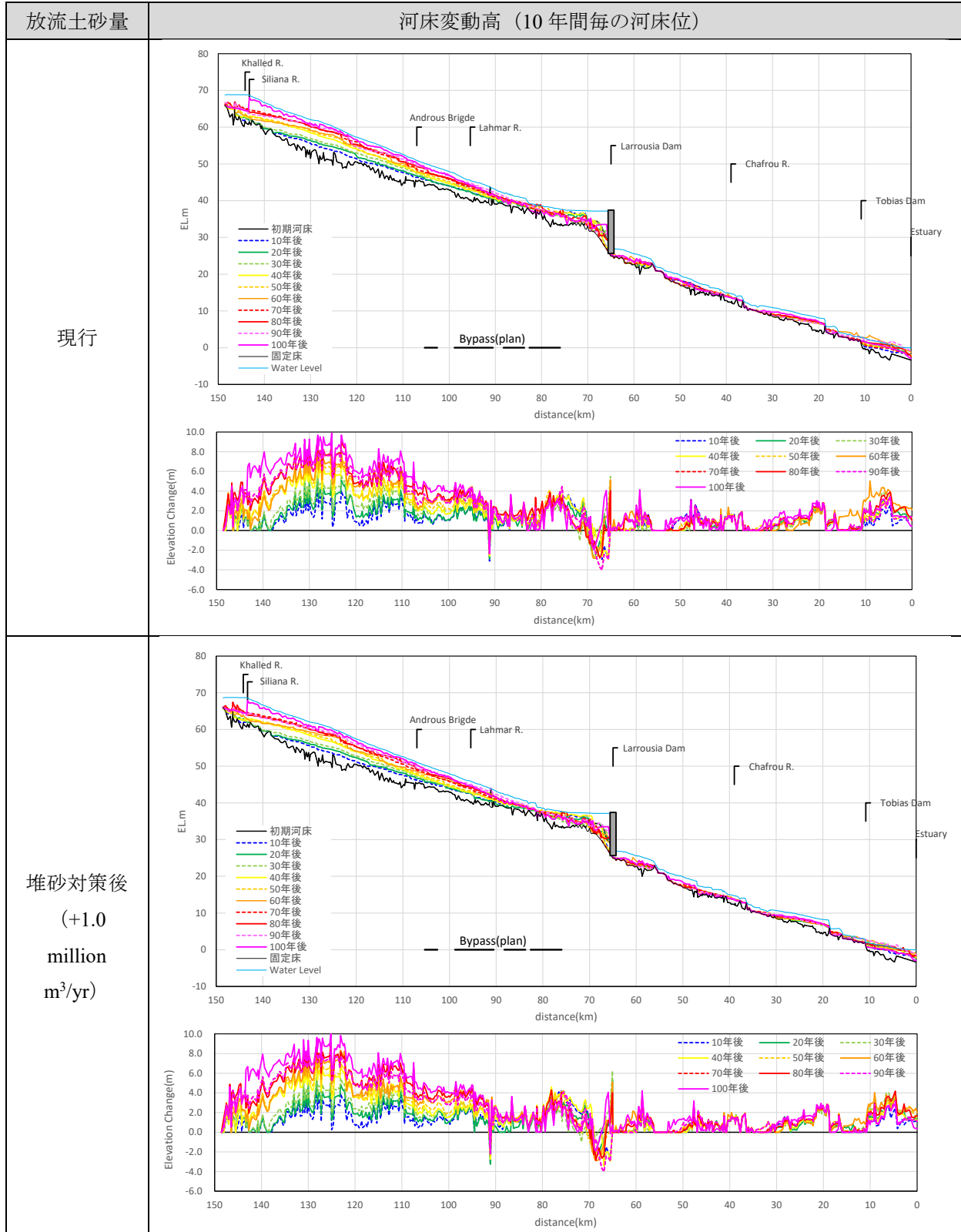


図 13-31 メジェルダ川全体の河床堆積土砂量の経年変化の計算結果の比較（将来 100 年間）

2) 河床高の経年変化

10年間毎の河床変動高の経年変化を表 13-6 に示す。SSD の堆砂対策による河床の大きな変化は見られない。

表 13-6 河床変動高の経年変化



3) 粒度分布

粒径別堆砂量及び河床材料粒度分布の計算結果の比較を図 13-32、表 13-7、表 13-8 に示す。シディサレムダムからの放流土砂量を増加に伴う河床材料の変化はほとんど見られなかった。

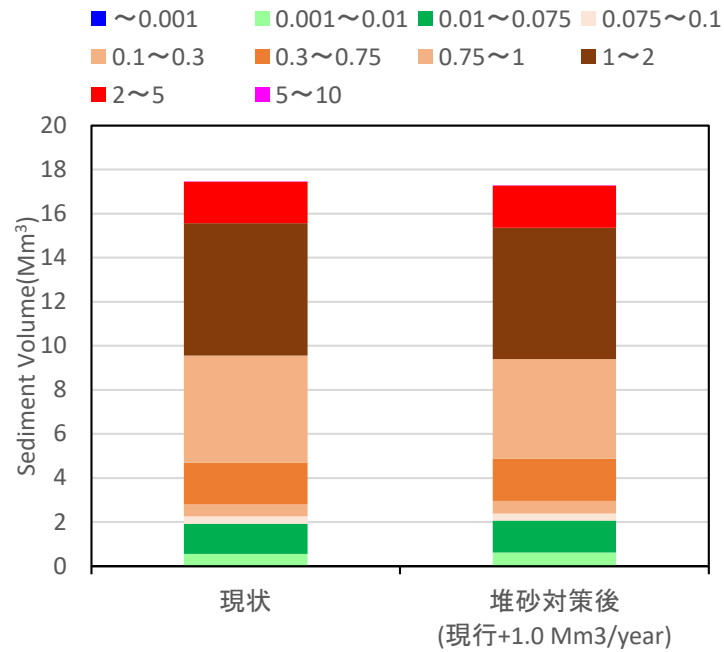


図 13-32 メジェルダ川全体 (D1, D2 ゾーン) の粒径別堆積土砂量の計算結果の比較 (100 年後)

表 13-7 粒径別堆砂量の感度分析結果

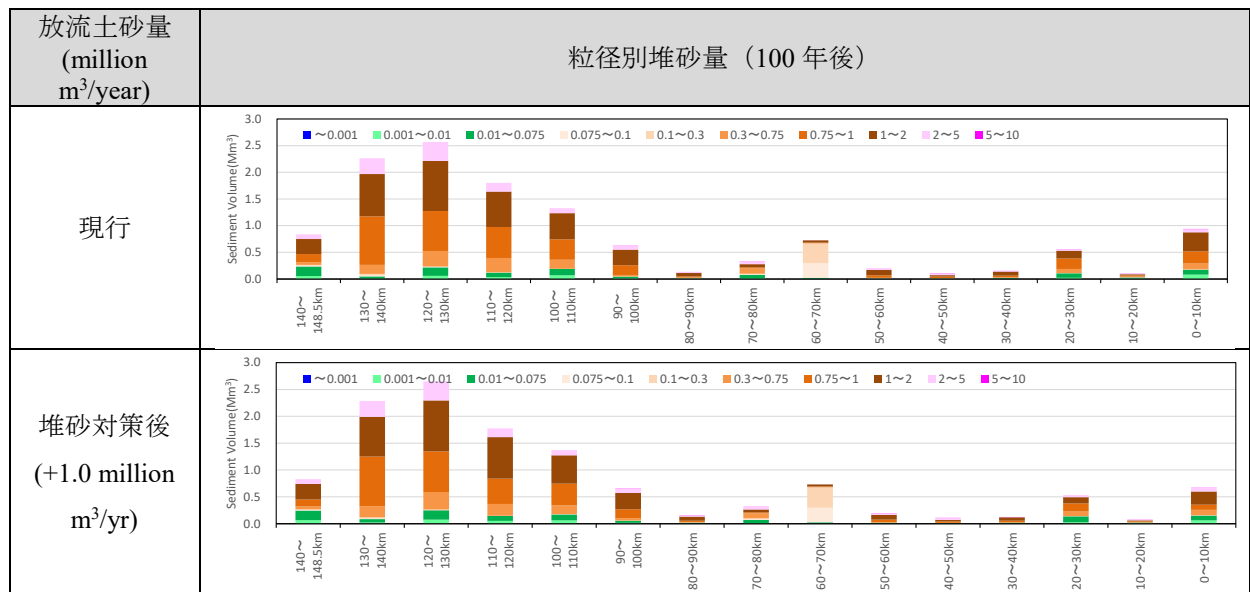
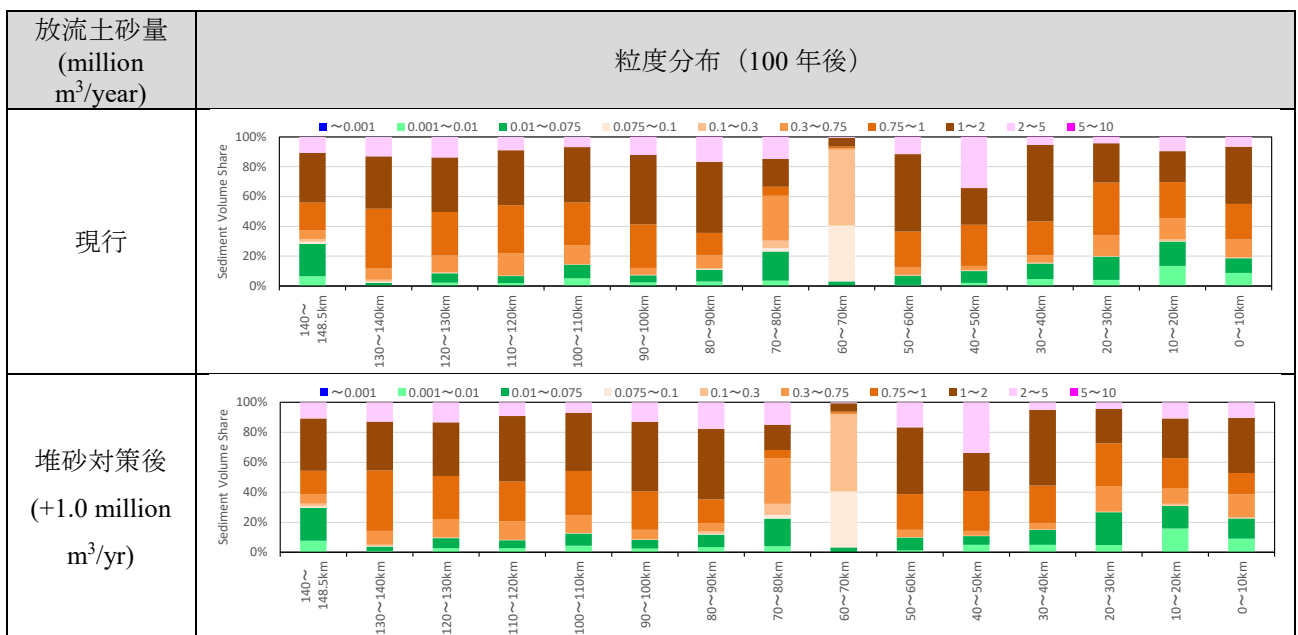


表 13-8 河床粒度分布の感度分析結果



13.4.2 河川改修に伴う影響の分析

(1) 計算条件

D1 ゾーンで計画されている河川改修の影響について把握するために、地形条件を変化させた河床変動計算を実施した。メジェルダ川の河川改修時の標準断面図を図 13-33 に示す。

本検討では、河川改修のみと、河川改修＋ショートカットの2 ケースについて計算を実施し、改修による効果や影響を試算することとした。

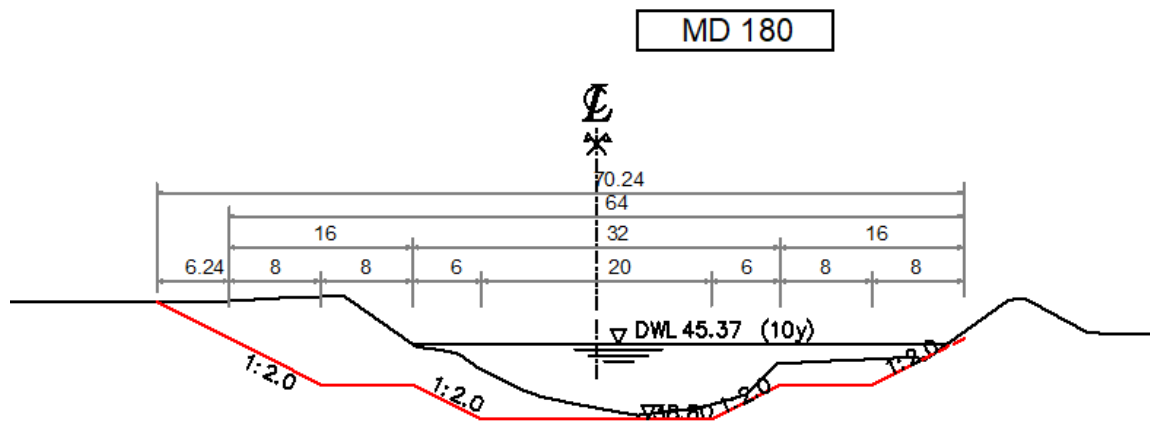


図 13-33 メジェルダ川の河川改修時の標準断面図

表 13-9 河川改修による影響分析の計算条件

項 目	設 定 内 容	備 考
解析方法	水の流れ：不等流計算 土砂移動：一次元河床変動解析	
計算期間	2004 年～2018 年の繰り返し波形（100 年間） （2003 年波形を 2 年分挿入した）	
計算領域	メジェルダ川：河口～シディサレムダム直下（0.0k～148.54k）	
初期河床	D1 ゾーン（148.54k～67.3k）：3 パターンの河道で比較 ・現況断面（2020 年測量、将来予測と同じ） ・河川改修 ・河川改修＋ショートカット D2 ゾーン（65.0k～0.0k）：計画断面	ラルーシアダム貯水池ゾーン：内挿断面を設定
粒度分布	D1 ゾーン：D1-1～D1-3 の平均粒度をゾーン全体に設定 D2 ゾーン：D2-3～D2-6 の平均粒度をゾーン全体に設定	
代表粒径数	10 粒径：粘土（0.0005 mm）～礫（10 mm）	
流入条件	<流量> ・上流端はシディサレムダム放流量とし、支川流入としてシリアナ川および D1, D2 ゾーンの残流域を考慮。 ・支川シリアナ川の流量はシリアナダムの放流量に加え、ダム下流の残留域からの流量をシリアナダムの流入量から流域面積で按分して与えた。 ・その他支川の流量はシリアナ川の流域按分とした。 <流入土砂量> ・シディサレムダムからの放流土砂量は、一次元堆砂シミュレーション結果を放流量見合いで給砂させた。（5.0 million m³/year） ・各支川の流入土砂量は、先に整理した土砂収支を元に設定した。また粒度分布は河床材料調査結果を参考に、設定した。（Siliana R. : 2.1 million m³/year, Lahmar R : 0.5 million m³/year, Chafrou R : 0.5 million m³/year）	・日データを使用。 ・図 13-23 参照
対策条件	・シディサレムダムの堆砂対策後の放流土砂量の増加量 +1.0 million m³/year を河道の流入条件として設定。 ・放流土砂の成分は粘土・シルト分を設定。	青字：対策計算内容
下流端水位	・ラルーシアダムの運用水位を設定。（ゲート全開時は等流水深を設定） ・河口潮位を EL.0.0 m と設定。	
空隙率	0.4	
粗度係数	河道全体に 0.030 を設定。	
その他	固定床＝移動床とし、侵食を考慮しないこととした。	

(2) 計算結果

1) 河床変動量

D1, D2 ゾーンの河床変動量の経年変化を図 13-34 に、各領域における 10 年ごとの堆積量の経年変化を図 13-35 に示す。ここで河道地形の変化による河道の堆積土砂量の変化について以下にまとめる。3 ケースの河道地形における河床高の 10 年ごとの変化をそれぞれ表 13-10 と表 13-11 に示す。

<河道全体の堆積傾向>

- 河道改修を行うケースにおいて、現行河道よりも河道内の堆積量が減少する傾向が見られた。
- またショートカットを行う場合では、50 年後以降概ね河道内の堆積土砂量が平衡状態となる傾向が見られる。

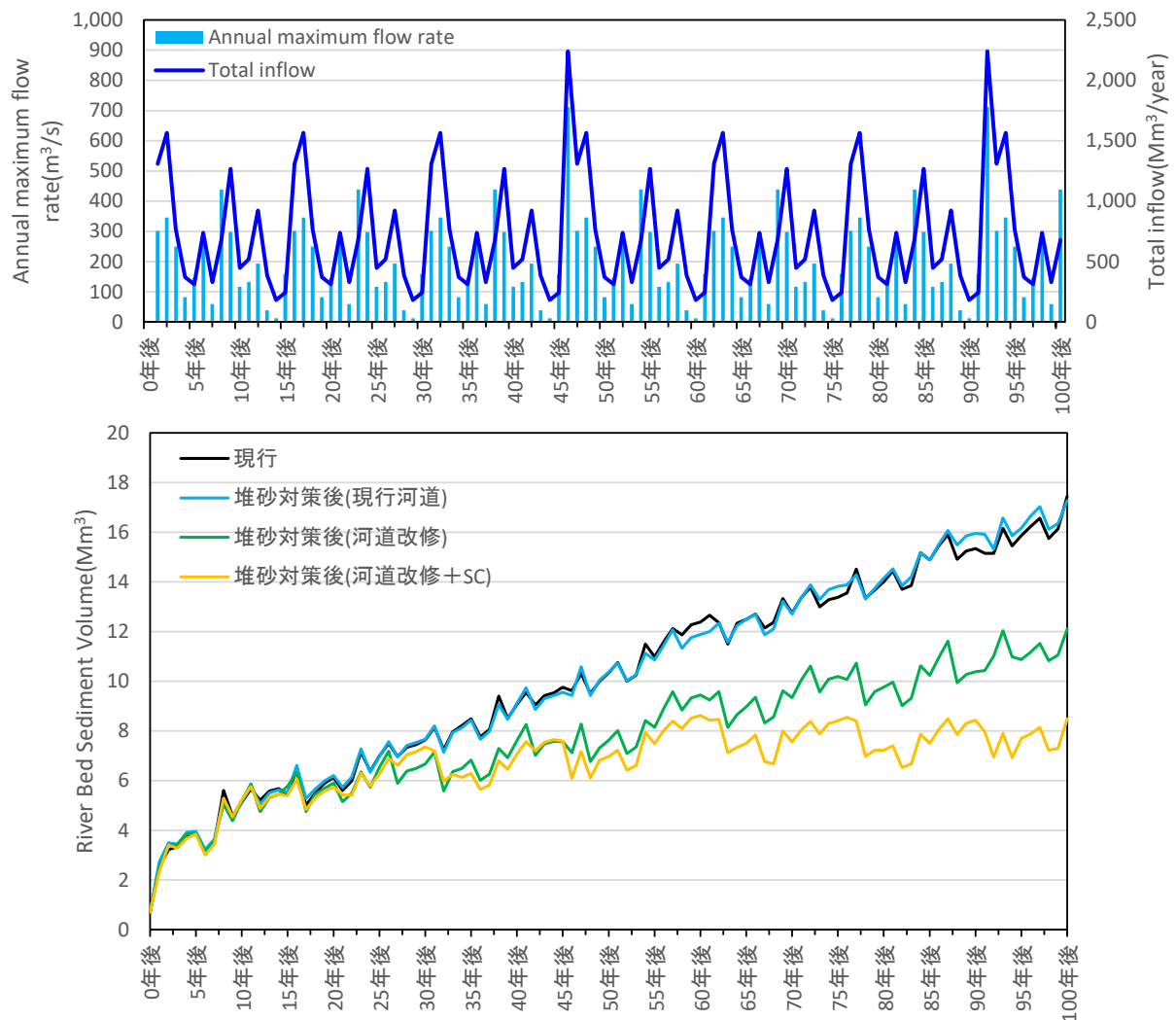


図 13-34 D1, D2 ゾーンの河道の堆積土砂量の経年変化

＜ゾーン毎の堆積傾向＞

- D1 ゾーンについては、経年的に増加する傾向がいずれの河道においても見られるが、河川改修また河川改修＋ショートカットを行うことで堆積量が減少する。
- D2 ゾーンについては、D1 ゾーンでの河川改修によって下流に到達する土砂量が多くなることから、堆積量が増加する傾向が見られた。

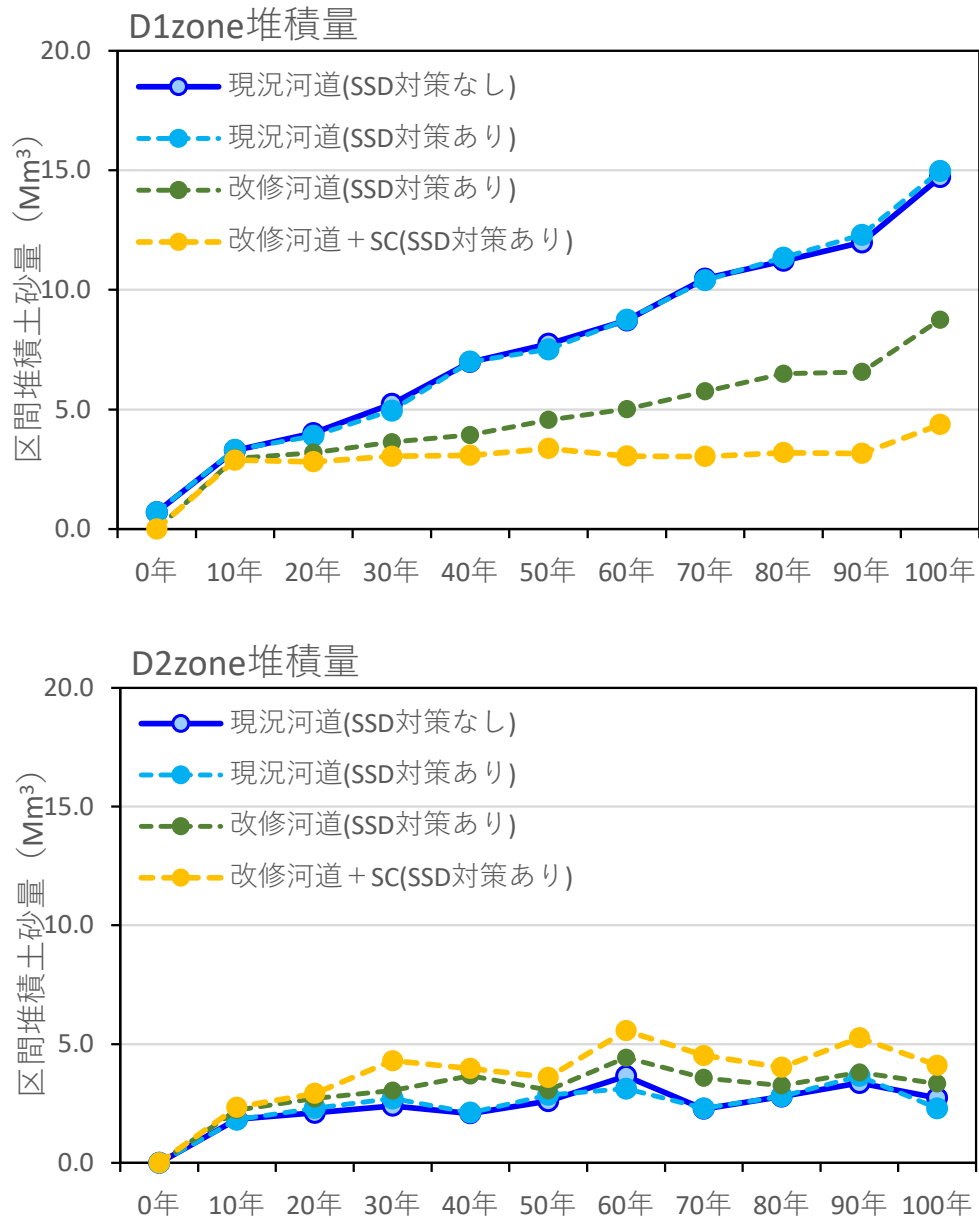


図 13-35 各領域における 10 年ごとの堆積量の経年変化

表 13-10 各河道地形における 10 年ごとの河床変動高の変化

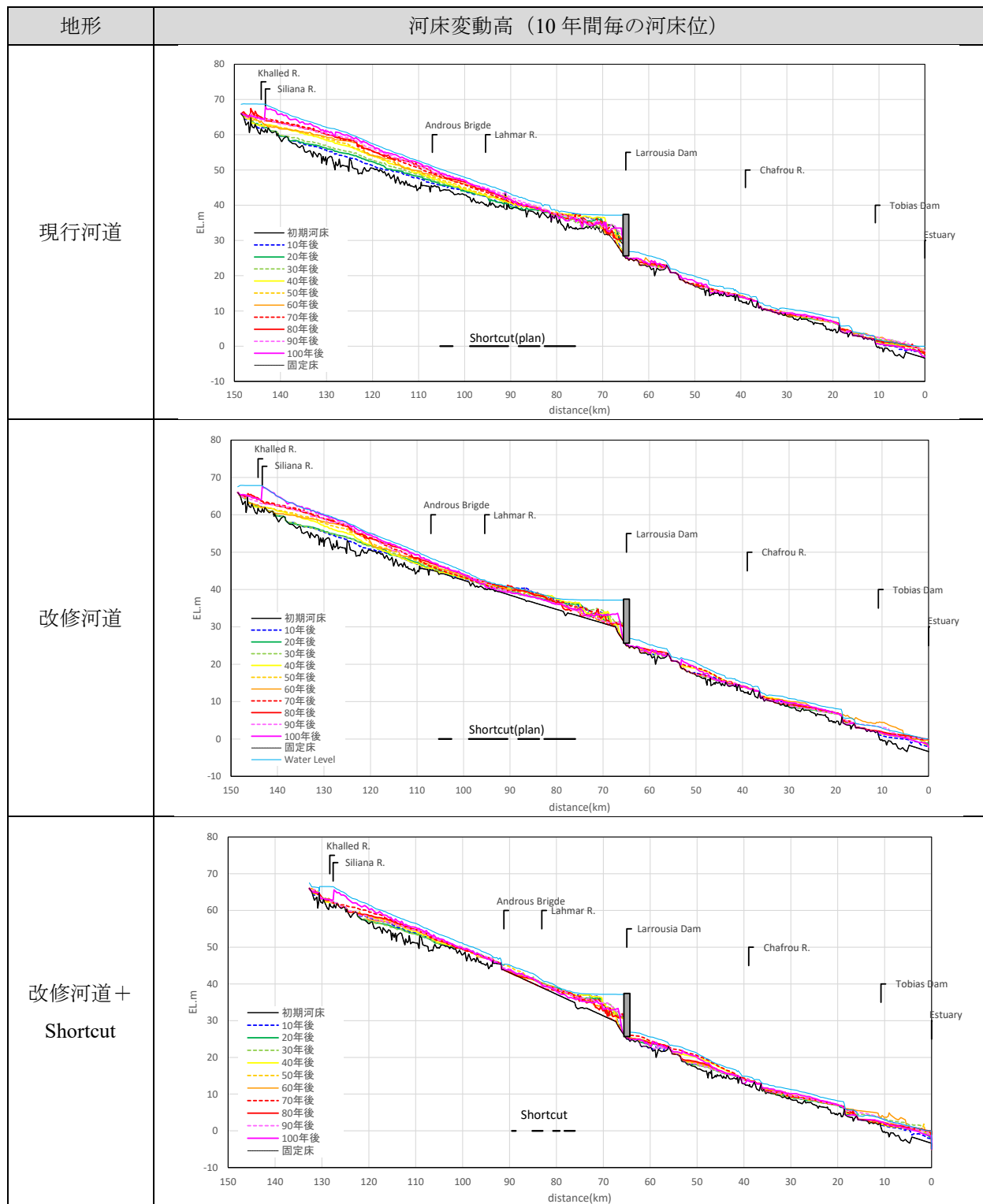
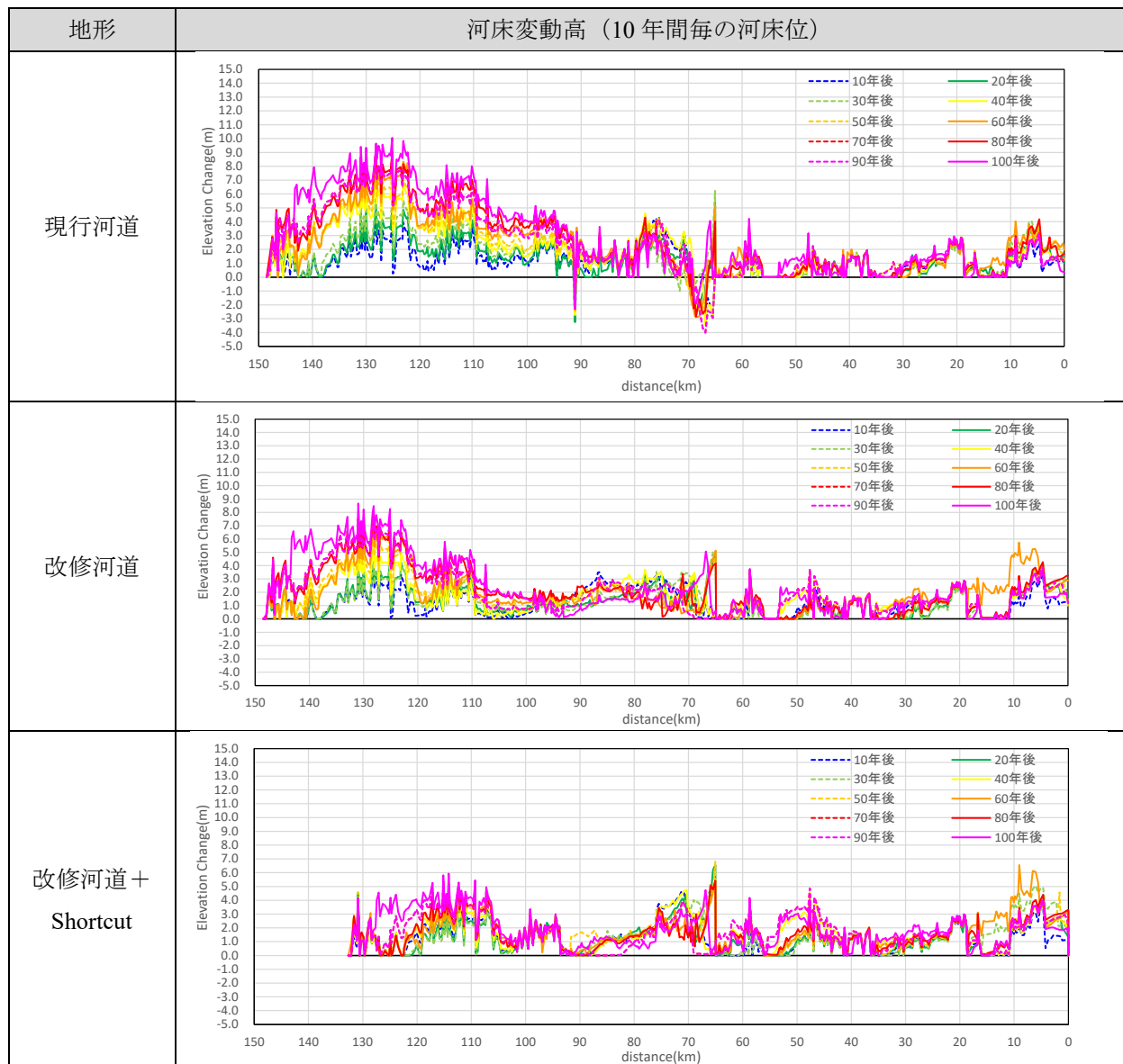


表 13-11 各河道地形における 10 年ごとの河床変動高の変化



2) 河床材料

将来予測結果から得られる各河道地形における河床材料の変化について、図 13-36 に示す。将来 100 年後の各河道地形における堆積土砂の粒度分布は概ね砂が主体であり、各河道地形で大きな変化は見られなかった。

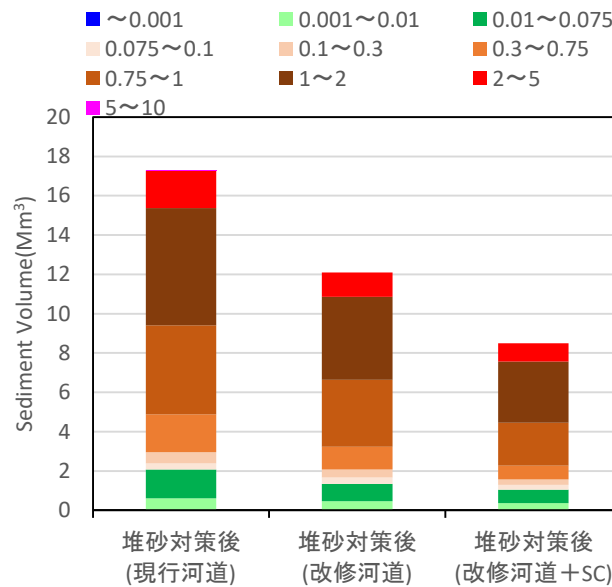


図 13-36 各河道地形における粒径別堆砂量の比較（将来 100 年後）

13.4.3 ラルーシアダムによるスルーシングの効果検討

シディサレムダムの堆砂対策によるダム下流の河床上昇の影響は小さいと予測されたが、シリアナ川の土砂流出により、ラルーシアダム貯水池と直上流では堆砂が進行する可能性がある。

そこで、ラルーシアダムの土砂対策としてスルーシング操作（貯水位低下操作）の有効性を検討した。具体的には、一定規模の出水時にスルーシング操作を実施する場合の感度分析を行い、河道の土砂堆積の変化を確認した。

(1) 計算条件の設定

図 13-37 にシディサレムダムの年最大放流量と発生頻度をみると、2004～2018 年の年平均最大放流量は約 $120 \text{ m}^3/\text{s}$ である。また、年最大放流量 $100 \text{ m}^3/\text{s}$ は約 2 年に 1 回程度発生することがわかる。そこで、シディサレムダムの放流量が $100 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の日にスルーシングを実施することとした。

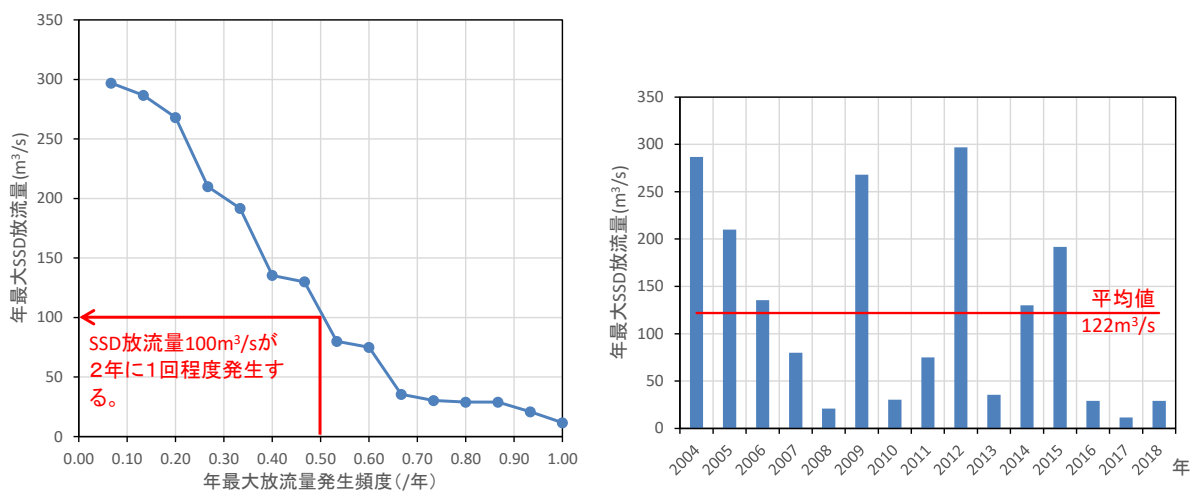


図 13-37 シディサレムダムの年最大放流量と発生頻度（2004～2018 年）

(2) 計算結果

1) 河床変動量

各領域におけるラルーシアダムのスルーシングの有無による堆積土砂量の経年変化を図 13-38 に示す。これより、以下のことが言える。

- スルーシングを行わない場合、D1 ゾーンで河床が上昇する傾向が見られる。これはいずれの河道条件でも同様の傾向が見られた。
- スルーシングを実施すると、D1 ゾーンで河床上昇の傾向が弱まり、改修河道、改修河道＋ショートカットのケースでは堆積土砂量が安定する傾向が見られた。
- D2 ゾーンでは、スルーシングを実施すると堆積土砂量が増加する傾向が見られた。

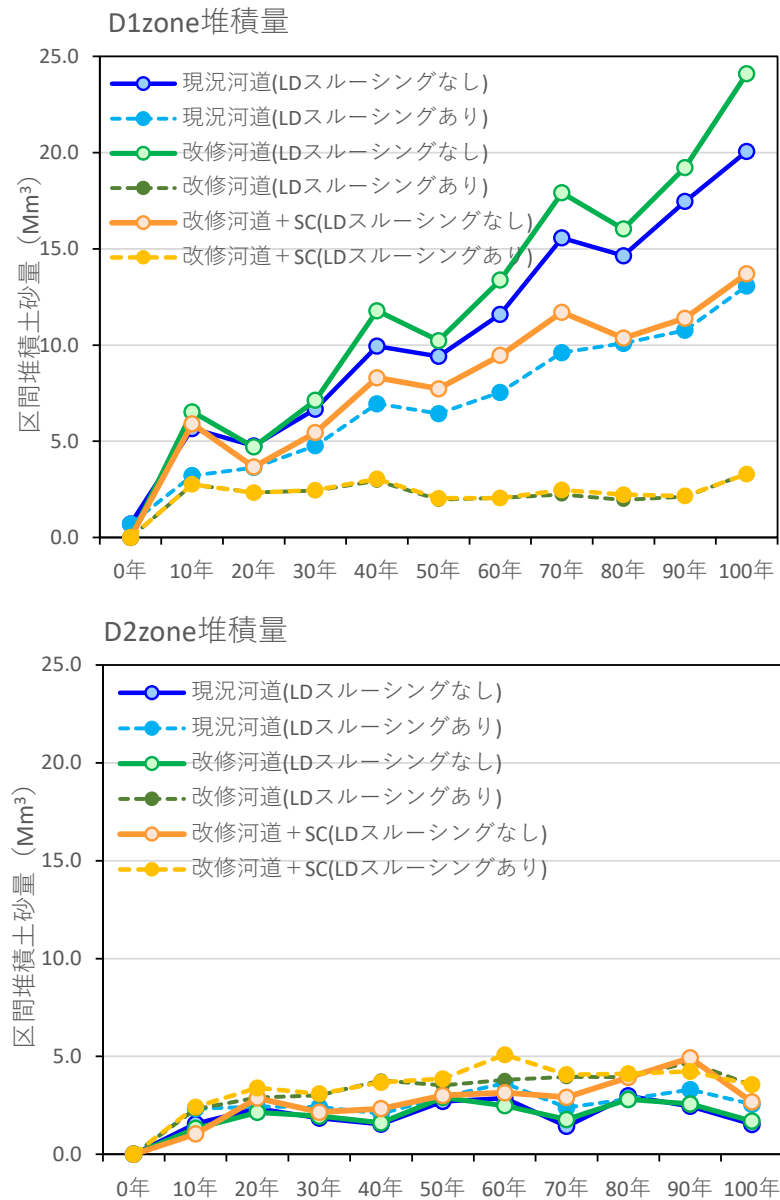


図 13-38 各領域におけるラルーシアダムスルーシング実施時の堆積量の経年変化

2) 河床高の経年変化

スルーシングの有無における河床高の変化を表 13-12～表 13-14 に示す。

<D1 ゾーン>

- 現況河道の場合、スルーシングにより D1 ゾーンの河床上昇が全体的に 1～2 m 程度低下するが、大きな変化は確認されなかった。
- 改修河道、改修河道＋ショートカットの場合、スルーシングにより D1 ゾーンの河床上昇が全体的に改善された。特に、ラルーシアダム貯水池上流、Androus Bridge 上流の河床上昇が解消された。

<D2 ゾーン>

- 現況河道の場合、スルーシングによって D2 ゾーンの河床上昇に大きな変化は見られなかった。
- 改修河道、改修河道＋ショートカットの場合、スルーシングにより、河道全体で河床高が少し上昇する傾向が見られた。特に河口付近で河床上昇する傾向が見られた。
- 河口付近の堆積が増加した理由は、改修やショートカット、スルーシングによって D1 ゾーンの洪水時の流速が増加したことで支川（シリアナ川等）からの流入土砂が河道を流下して河口部へ堆積したものと考えられる。なお、シディサレムダムの堆砂対策による河口部への影響は、表 13-6、表 13-7 に示すように、「対策なし」の予測結果と比較して特に認められない。支川からの流入土砂は砂分が多く、シディサレムダムからの排出土砂よりも粒径が粗いことも河口部へ堆積する理由の 1 つと言える。

表 13-12 スルーシングの有無における河床高変化（現況河道）

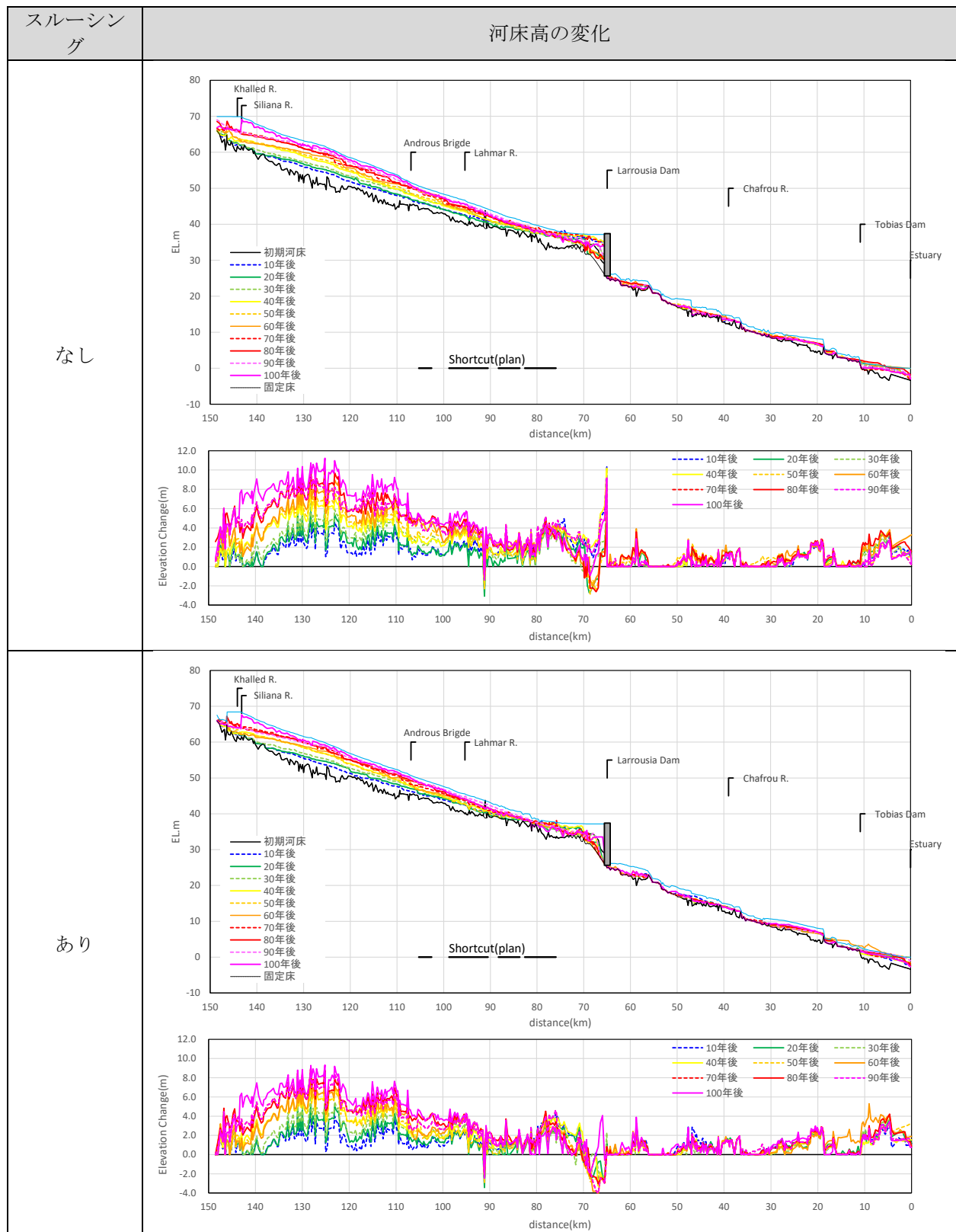


表 13-13 スルーシングの有無における河床高変化（改修河道）

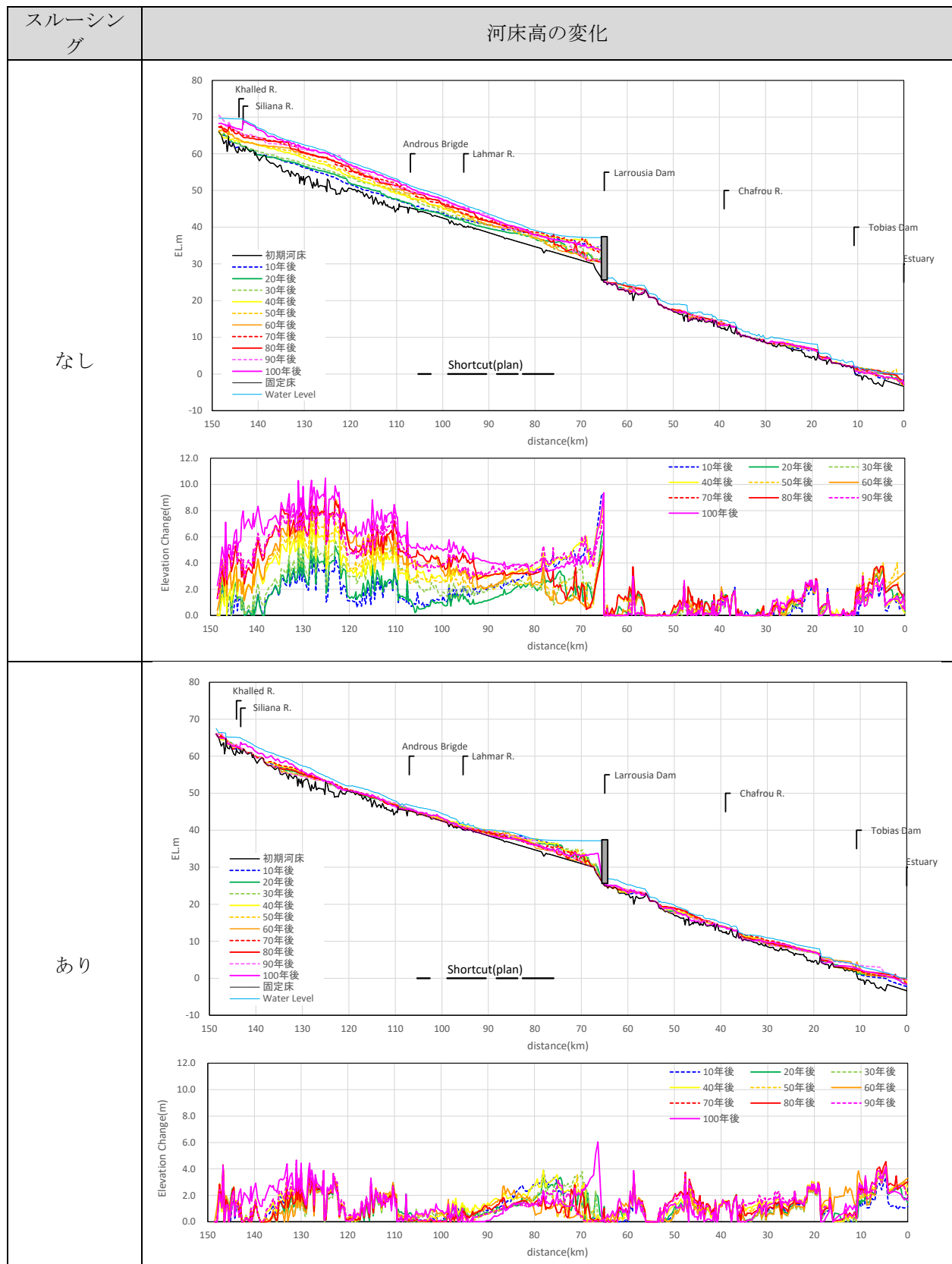
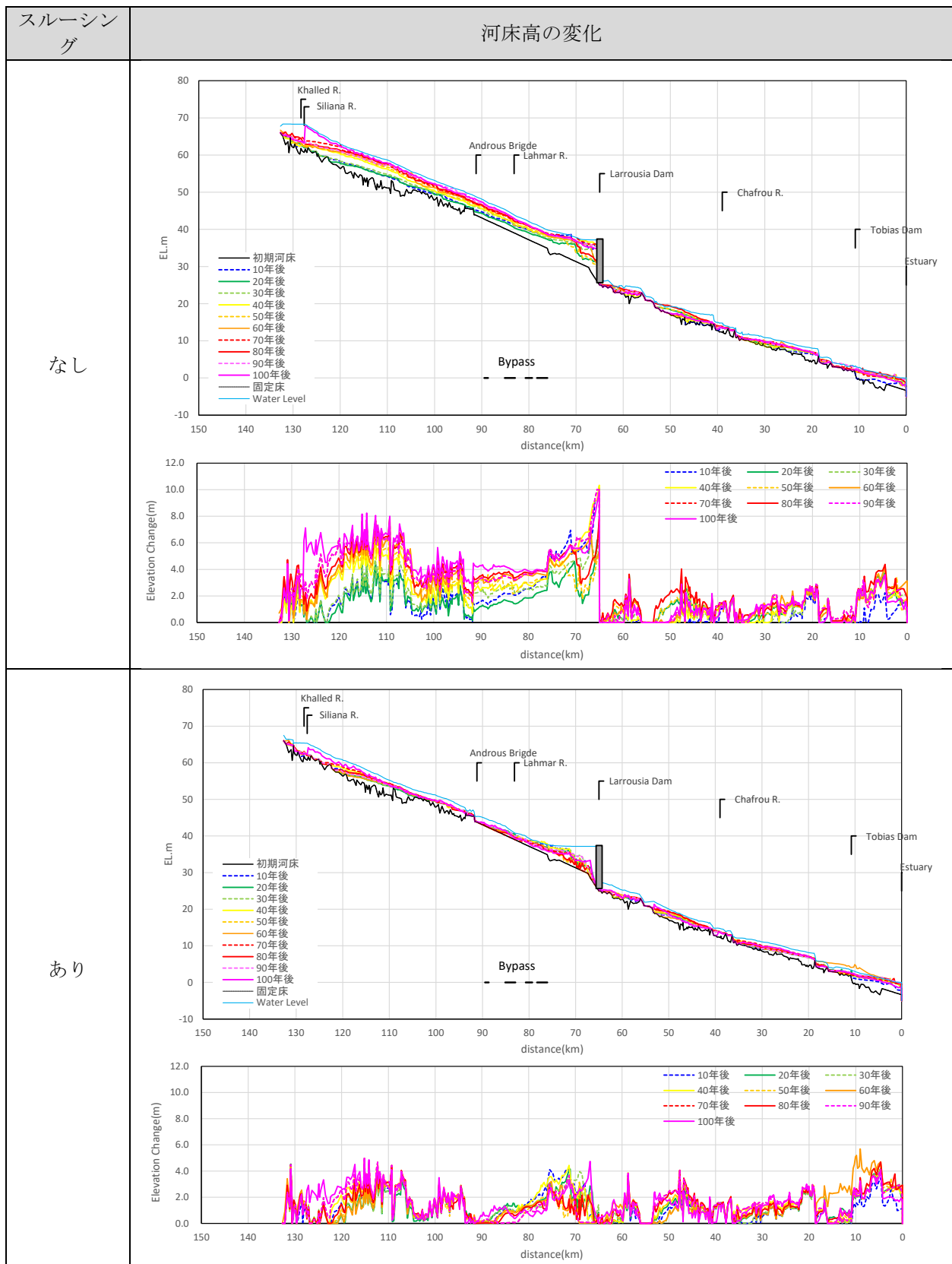


表 13-14 スルーシングの有無における河床高変化（改修河道+Shortcut）



13.4.4 河道改修及び堆砂対策による影響と対応策

以上の解析結果を踏まえ、将来予測結果から想定される D1、D2 ゾーンの河道改修及び堆砂対策に伴う影響とその対応策（土砂対策）について整理した。D1・D2 ゾーンにおける将来の河床変動に伴う影響と対応策（案）を表 13-15 に示す。

表 13-15 D1・D2 ゾーンにおける将来の河床変動に伴う影響と対応策（案）

対象ゾーン	河床変動	想定される影響	想定される土砂対策
D1	・河床上昇量の増加※1	・河積の減少に伴う流下能力の低下	・河道掘削 ・河川改修（ネック箇所の解消による土砂流下能力の向上）
	・粘土・シルト分の流砂量（SS 濃度）・堆積量の増加※2	・樹林化の促進及び流下能力の低下	・定期的な樹木伐採 ・游砂地の設置
		・取水施設等の機能障害	・取水施設周辺の掘削 ・沈砂施設の増強
ラルーシアダム	・貯水池内堆砂量の増加※1	・貯水池機能の低下 ・背砂による貯水池上流の流下能力の低下	・スルーシング（通砂）による貯水池内堆砂の抑制
D2	・河道部・河口部での堆砂量の増加※1	・河積の減少に伴う流下能力の低下	・河道掘削
	・粘土・シルト分の流砂量（SS 濃度）・堆積量の増加※2	・樹林化の促進及び流下能力の低下	・定期的な樹木伐採 ・游砂地の設置
		・取水施設等の機能障害	・取水施設周辺の掘削

※1 D1,D2 ゾーンの河床の堆積はシリアナ川からの土砂流入が主要因と考えられる。

※2 シディサレムダムでの堆砂対策による放流土砂量の増加を想定。

13.4.5 河床変動解析のまとめ

本検討で得られた河床変動解析のまとめを以下に示す。

- メジェルダ川の D1・D2 ゾーンでは、シディサレムダムや Lahmar 川や Chafrou から粘土、シルト成分の供給に加え、シリアナ川から砂分が供給されていると推察される。シルト分の一部とシリアナ川からの砂分の供給が河床上昇に寄与していると考えられる。
- シディサレムダムの堆砂対策によって放流土砂量が増加しても、河床上昇や河床材料の変化は比較的小さい。ダムの排出土砂の大半は粘土成分であり、その影響は主として SS 濃度の上昇として現れる。SS 濃度の上昇は下流の農業用ポンプによる取水への影響が考えられる。
- 現段階で想定される対策として、河道掘削、取水施設の機能強化、ラルーシアダムでのスルーシング運用等が挙げられる。