第5章　施設設計と非構造物対策

5.1　河道改修と河川構造物

5.1.1.　河道改修と河川構造物の概要

本事業でのメジェルダ川の改修区間は、河口より 4.6km 地点にあるカラート・ランダウス橋からラルシアダムまでの約 60.4km となる。またエル・マブトゥ遊水地の整備、メジェルダ川からの背水の影響を受けるシャフル川の改修、およびメジェルダ川改修にともなう既設樋門の改築を行う。河道改修と河川構造物の整備計画の概要を以下に示す。

河道改修と河川構造物の概要

項目	内容
メジェルダ川河道改修	ラルシアダム～遊水地分流堰（Q=800m^3/s）：32.6km 遊水地への分流堰～カラート・ランダウス橋(Q=600m3/s）：27.8km
メジェルダ川樋管改修	メジェルダ川河岸沿い 9 箇所
シャフル川河道改修	メジェルダ川合流点から背水の影響を受けるとなる上流区間　約 2km
エル・マブトウ遊水地整備	遊水地への分流堰 1 基、放水路 23.0km、放水路越流堰 1 基、放水路流量調整ゲート 1 基、側水路ゲート 1 基、排水路 7.5km、排水水門 1 基

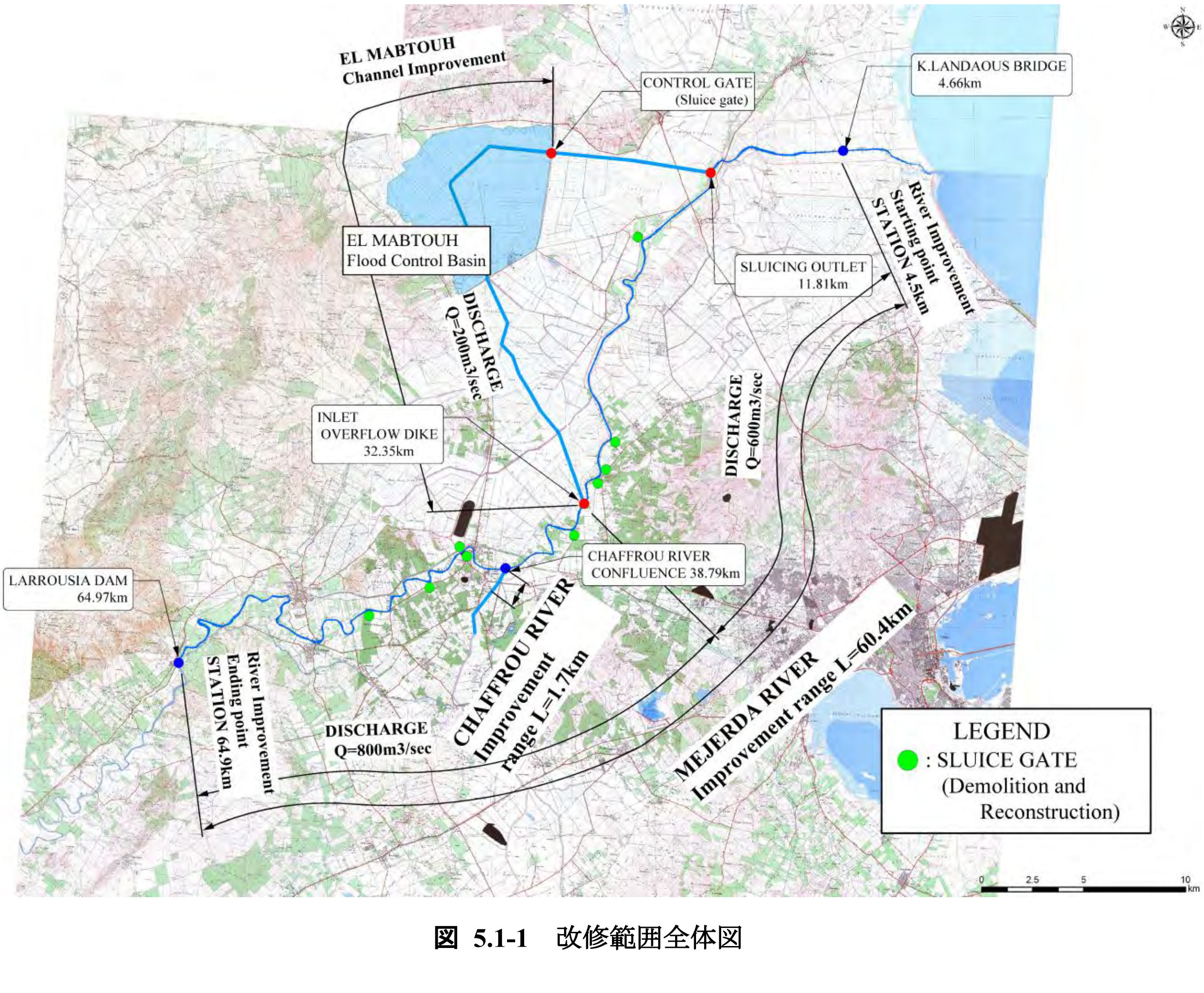


図 5.1-1　改修範囲全体図

チュニジアでは、河道改修と河川構造物の設計にあたっては、国家基準・産業局は、設計基準として国内の基準や ISO、フランスの基準等の適用を定めている。しかし、河川改修に関する技術ガイドラインは制定されておらず、設計基準類はプロジェクトごとに作成されるのが通例であるとされている。このため本調査ではチュニジア側実施機関である農業省と協議の上、日本の技術基準を適用することとした。日本にはメジェルダ川の河川状況と類似する河川が多く存在し、その適用については問題ないと判断された。準拠する日本の基準として、国土交通省「河川砂防技術基準」および「河川管理施設等構造令」（以後構造令）を用いた。

5.1.2. 河道横断形状の諸元

メジェルダ川およにシャフル川における河道の計画横断面形状の諸元は以下の通りとなる。シャフル川については、メジェルダ川の背水を受ける区間であるため、本川と同等の内容とした。

1) 天端幅 ：4.0 m
2) 余裕高 ：1.0 m
3) 法面勾配 ：2 割（1（垂直）: 2（水平））
4) 小段：法高が 5m を超える場合には 3m幅の小段を設ける。

以上諸元に基づいて設計した河道のメジェル川標準断面を図 5.1-2 および表 5.1-1 に示した。またシャフル川標準断面を図 5.1-4 に示した。

(1) 天端幅

本計画では掘り込み河道を基本とするが、堤防を設置する区間もある。構造令によれば、計画高水流量に応じて堤防天端幅は以下の表のように定められている。本計画では、メジェルダ川の計画高水流量が 600~800m^3/s であるので、天端幅は 4mとなる。天端には幅 3mの管理用通路ける。掘り込み河道となって堤防が設置されない区間においては、両岸の法肩に用地幅 4mを取り、同様の管理用通路を設ける。シャフル川の計画高水流量は 50m^3/s であるが、背水区間については本川と同等の河道断面とする。

表 5.1-1 Free board and Crest width

Design Discharge Q(m^3/s)	Free Board (m)	Crest width of levee (m)
Q＜200	0.6	3
200≦Q＜500	0.8	
500≦Q＜2,000	1.0	4
2,000 ≦Q＜5,000	1.2	5
5,000≦Q＜10,000	1.5	6
10,000≦Q	2.0	7

出典：河川管理施設等構造令

(2)　余裕高

構造令によれば計画高水流量に応じて余裕高はは上表のように定めれれている。水文解析結果から決定した計画高水流量は、D2 河道区間で 600 ～800 m^3/s である。したがって、余裕高は 1.0m となる。シャフル川については上述と同様の理由で 1.0m とする。

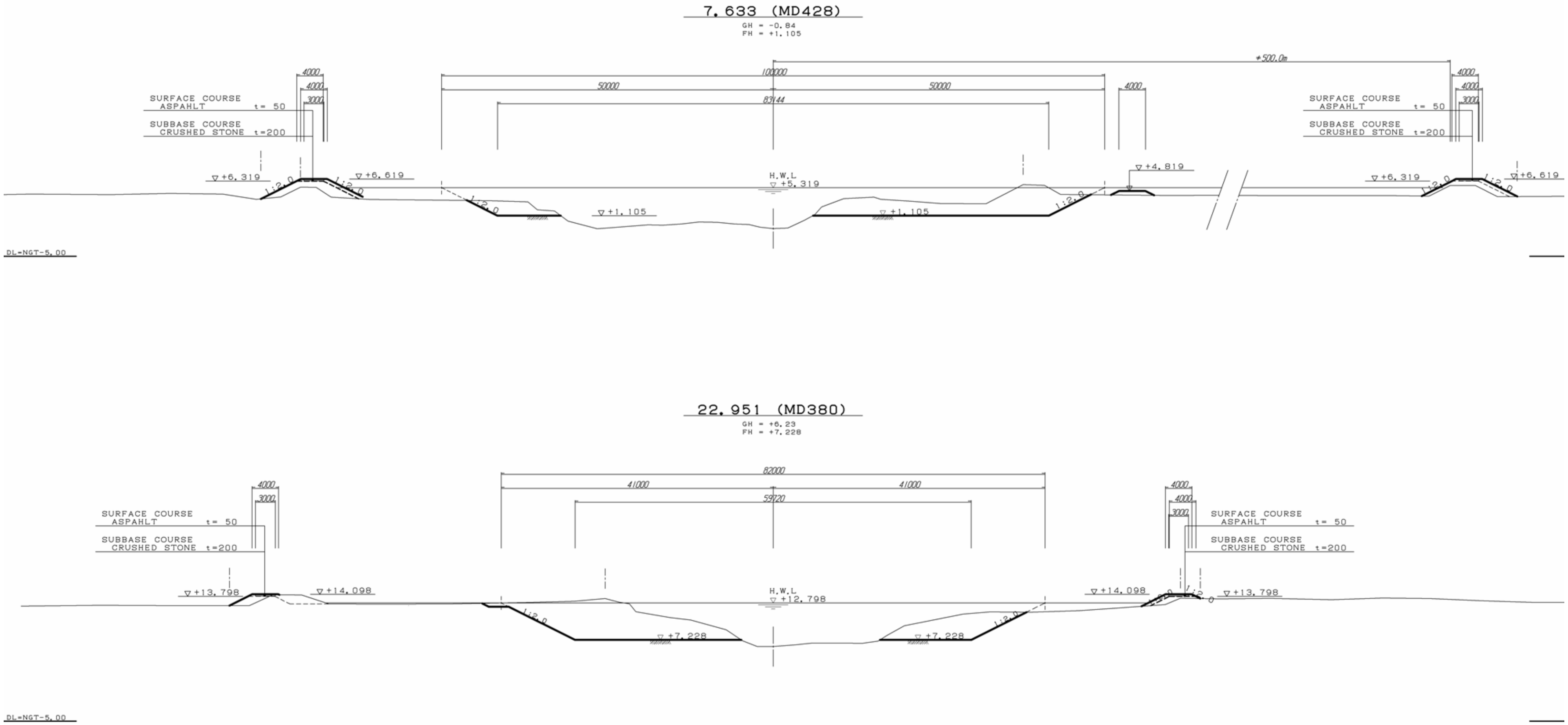


図 5.1-2　標準断面[1/2]（0～32.35km Q=600m³/s）

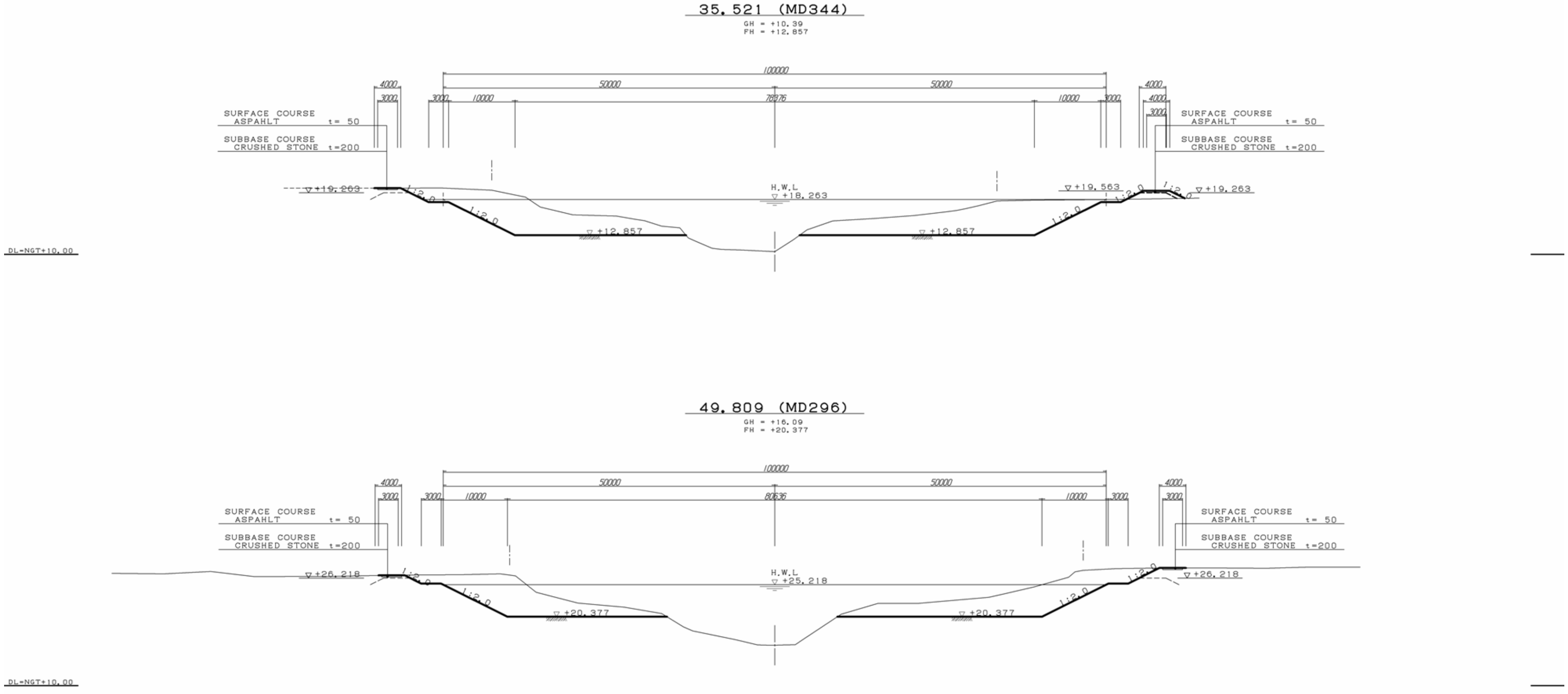


図 **5.1-3** 標準断面[2/2]（32.35～64.97m Q=800 m^3/s）

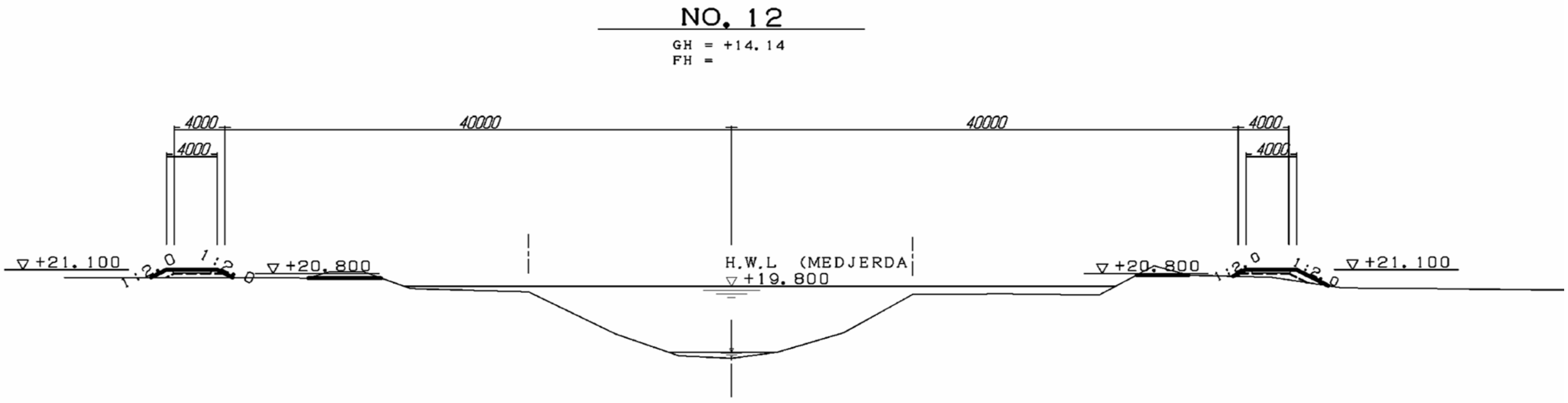


図 5.1-4 標準断面（シャフル川）

(3) 法面安定勾配

「2.1.2　地質」で整理した土質性状に基づき、河道掘削および築堤盛土に対する法面の安定について検討を行う。

1) 軟弱層の分布

軟弱層の分布のまとめを表 5.1-2 に示す。軟弱層は N 値 0～4 の粘土質土層としているが、標準貫入試験を行なっていない箇所においても、軟弱層の延長部にあって孔内載荷試験における低強度箇所（資料編 2.24.（3）1）iii)2 章（3）(a) iii)に示したクリープ圧力 5bar 以下、限界圧力 10bar 以下、変形係数 100bar 以下）を軟弱層として扱っている。各ボーリング箇所の位置、柱状図、N 値は資料編 2.4（D2 ゾーンでの地盤条件）を参照。

表 5.1-2　軟弱層の分布

箇所	ボーリング箇所		深度(m)		層厚 (m)	備考
	SPT	PMT (推定)	上面	下面		
高速道路橋	BHI22,23,24	－	8-12	24-27	13-19	
GP8 道路橋	BHI14、15、16	－	7-9	22-24	13-15	
トビアス橋	BHI26	－	6	14	8	
トビアス橋下流	－	BHI17、18	1	4-6	3-5	表層土直下に位置する。
K.アンダルース橋	BHI21	BHI19、20	1-7	25-34	24-30	BHI19、20 では、表層土直下に位置すると推定される。
エル･マブトゥ遊水池	BHII06	－	10	20	5 及び 3 （2 層）	砂層（層厚 2m）を挟み 2 層になる。

注）SPT :標準貫入試験、PMT :孔内載荷試験
（出典：　準備調査土質調査報告書データを基に作成）

多くの箇所では、軟弱層は 5～12m の被覆土層の下部に位置する。トビアス堰下流 BHI17 及び BHI18 よりカラート･ランダウス橋 BHI19 及び BHI20 の間では表層土層（層厚 1～2m）直下に位置し、表土を取ると軟弱層が地表に出現する。

2) 河川拡幅における掘削法面勾配

河川拡幅における掘削勾配は 1 : 2 勾配（高さ 1 : 水平距離 2)、高さ 5m を超える場合には幅 3m の小段を設ける形状により、法高 8m の掘削法面での円弧すべり最小安全率を計算すると下表、下図に示すようになる。

軟弱層を掘削する場合は最少安全率が 0.480～0.808 となり、崩壊する。本事業では軟弱層が存在する場所は高速道路橋付近から下流域である。トビアス堰までは地表から 6~12m 以下に軟弱層が存在するので、法勾配は 2 割で安全率 1 以上を確保できると考えられる。しかしトビアス堰～カラート･アンダウス橋の区間では表土下に軟弱層が存在するので､詳細設計時には再調査を行い､必要に応じて法勾配を緩くする必要がある。

更に法高 5mで勾配を変えた検討結果については、表 5.1-4 に示した。法高 5mの場合、地盤が軟弱層であっても法面勾配が 2 割以上であれば最小安全率は 1.0 以上となる。

表 5.1-3　計画掘削勾配の安全率（常時のみ検討）

土層	粘着力 C（kN/m2）	内部摩擦角 φ(°)	最小安全率	備考
軟弱層（単層）	10	3	0.480	
軟弱層（砂層挟在）	（砂層 0）	（砂層　30）	0.808	下部砂質粘土
シルト質粘土（単層）	47	10	1.934	軟弱層を除く最小強度
シルト質粘土（砂層挟在）	（砂層 0）	（砂層　30）	1.821	同上
砂質粘土（単層）	31	13	1.588	軟弱層を除く最小強度
砂質粘土（砂層挟在）	（砂層 0）	（砂層　30）	1.544	同上

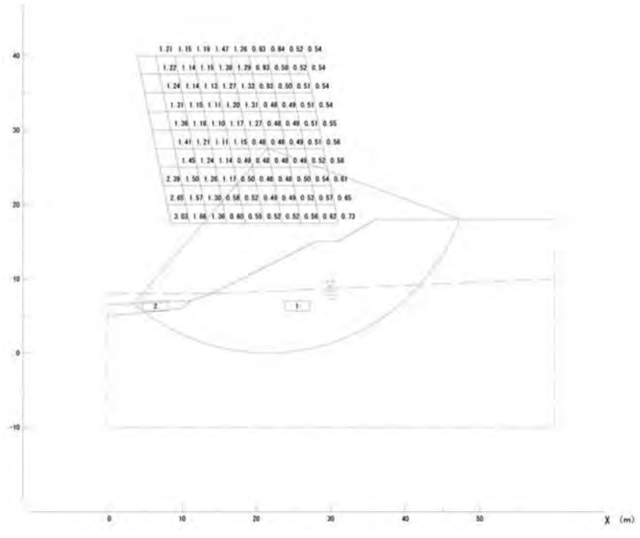
（出典：　本調査で作成）

表 5.1-4　法高 5m で勾配を変えた場合の安全率（常時のみ検討）

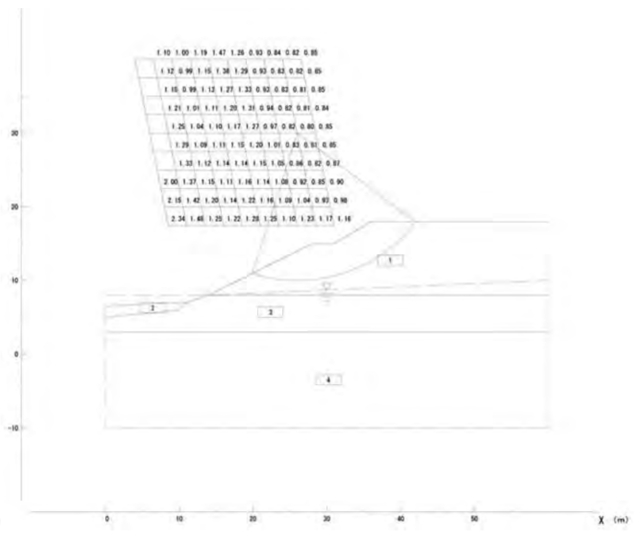
勾配	安全率				備考
	軟弱層	シルト質粘土	砂質粘土	砂	
1 : 0.25	0.578	2.625	1.945	0.460	
1 : 0.50	0.662	－	－	0.608	中 2 項目は安全率が高く計算省略
1 : 0.75	0.737	－	－	0.727	
1 : 1.0	0.809	－	－	0.776	
1 : 1.5	0.945	－	－	0.944	
1 : 2.0	1.066	－	－	1.166	
1 : 2.5	1.203	－	－	1.386	

（出典：　本調査で作成）

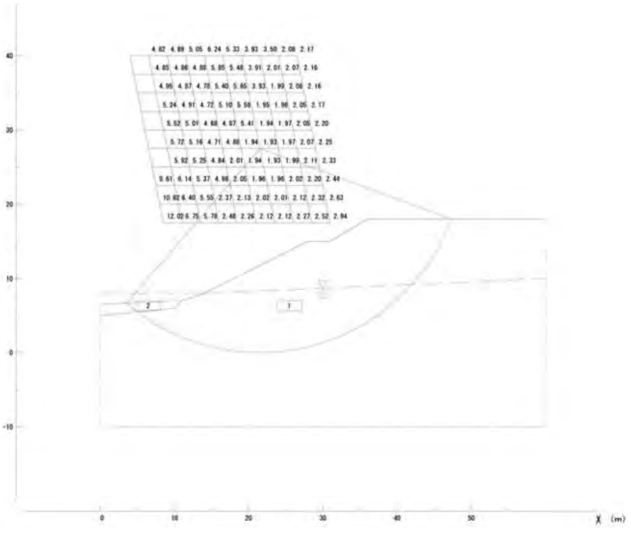
（A）軟弱層（単層）



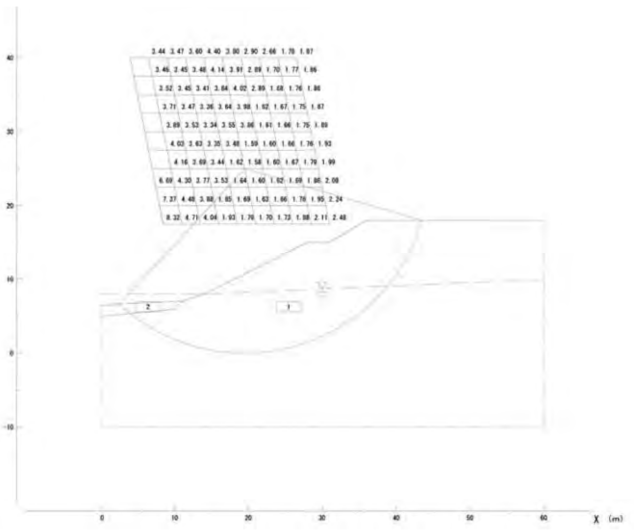
（B）軟弱層（砂層挟在）



（C）シルト質粘土（単層）



（D）砂質粘土（単層）



（出典： 本調査で作成）

図 5.1-5 河岸掘削（法高 8m、勾配 1:2、小段幅 3m）の最小安全率計算

3) 築堤盛土の圧密沈下に関する安定性

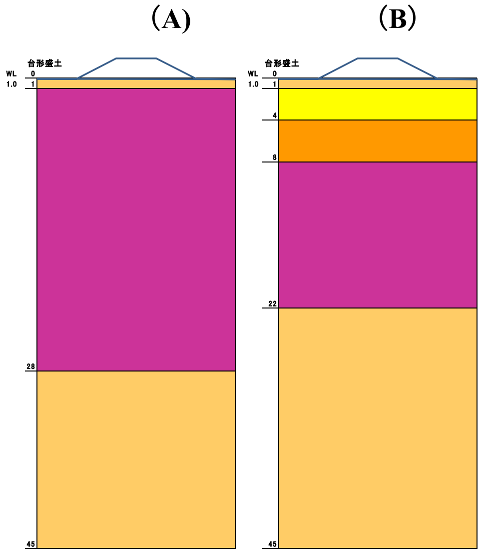
軟弱層が厚い箇所で築堤盛土を行った場合の沈下量及び沈下時間を概略検討する。

盛土高 5m、上面幅 10m、下面幅 30m の台形盛土、交通荷重を 1tf/m^2（9.8kN/m^2）とし、台形中央直下（オスターベルグ影響係数適用）の沈下量及び時間を正規圧密、両面排水条件で計算する。（図 5.1-6 参照）その結果は以下の通りである。

1) カラート･ランダルウス橋箇所 : 沈下量 88.4cm、沈下時間 309 ヶ月（圧密度 90%）
2) GP8 道路橋箇所 : 沈下量 45.3cm、沈下時間 246 ヶ月（圧密度 90%）

（ただし、ii）の場合、沈下時間は、最下部層及び軟弱層の沈下量が小さいことを考慮すると、更に短くなる。）

盛土高（築堤高）が大きくなると沈下量が大きくなり、軟弱層が厚くなると沈下に時間が掛るため、高盛土を行う場合には工事期間の制約や近隣影響防止等のため必要に応じてプレロード、サンドドレーン等の対策工の検討が必要となる。



(A) K.アンダルース橋箇所
(B) GP8 道路橋箇所
(出典:準備調査土質調査報告書データより模式化)

図 5.1-6 築堤盛土の沈下検討模式図

表 5.1-5 築堤盛土の沈下概略検討（カラート･ランダウース橋箇所）

土層	湿潤重量	水中重量	初期間隙比	圧密指数	圧縮係数	層厚	初期上載圧	接地圧	影響係数	増加圧力	沈下量	沈下時間	
	γt	γ'	e_0	Cc	Cv	H	P_0	q	I	Δ P=σz	S	圧密度80%	圧密度90%
	(t/m3)	(t/m3)			(cm2/s)	(cm)	(tf/m2)	(tf/m2)		(tf/m2)	(cm)	(month)	(month)
表層土	1.93	0.93	0.75	0.21	8.74E-04	100	0.965	9	0.99	8.91	12.1	1	1
軟弱層	1.78	0.78	0.91	0.31	1.92E-03	2700	12.37	9	0.64	5.76	72.8	208	309
砂質粘土	1.93	0.93	0.73	0.19	1.75E-03	1700	32.52	9	0.14	1.44	3.5	90	134
計											88.4	208	309

（出典: 準備調査の土質調査報告書データを基に本調査で作成）

表 5.1-6 築堤盛土の沈下概略検討（ＧＰ８道路橋箇所）

土層	湿潤重量	水中重量	初期間隙比	圧密指数	圧縮係数	層厚	初期上載圧	接地圧	影響係数	増加圧力	沈下量	沈下時間	
	γt	γ'	e_0	Cc	Cv	H	P_0	q	I	Δ P=σz	S	圧密度80%	圧密度90%
	(t/m3)	(t/m3)			(cm2/s)	(cm)	(tf/m2)	(tf/m2)		(tf/m2)	(cm)	(month)	(month)
表層土	1.92	0.93	0.75	0.21	8.74E-04	100	0.96	9	0.99	8.91	12.1	1	1
砂	1.80	0.80	0.60	－	－	300	5.52	9	0.49	4.41	－	－	－
シルト質粘土	1.93	0.93	0.74	0.21	1.87E-03	400	9.18	9	0.45	8.91	12.1	5	7
軟弱層	1.78	0.78	0.91	0.31	1.92E-03	1400	16.9	9	0.33	2.97	15.8	56	83
砂質粘土	1.93	0.93	0.73	0.19	1.75E-03	2300	16.5	9	0.18	1.62	5.3	165	246
計											45.3	165	246

（出典: 準備調査の土質調査報告書データを基に本調査で作成）

5.1.3. 護岸・床固め工

(1) 護岸工

メジェルダ川では、高水堤防および低水河岸に対する護岸工はほとんど設置されていない。このため、河道の屈曲箇所での河岸侵食が生じている箇所が存在する。本事業により河道改修を実施した後の流速について図 5.1-7 に整理した。表 5.1-7 には護岸法勾配が 1：1.5 よりも緩い場合の工法を示した。流速は概ね 1～2m/sec 以下の範囲であり、同表に示す通り施工後の植生回復により耐侵食性を確保できるものと考えられる。また、本事業によって整備される河道は計画高水位が堤内地盤高相当の掘込み河道を基本とすること、および新たな断面で高水敷きの幅が 20～30 m程度は確保できるから、基本的には護岸は設置しないこととした。但し、以下に示す区間に対しては護岸を整備することとする。

1) 河道屈曲部の外側で浸食による被害を蒙る危険性のある住宅密集地
2) 国道、鉄道、その他基幹横断工作物（橋梁など）の上下流
3) 支川合流点、大型排水、分流構造物の上下流

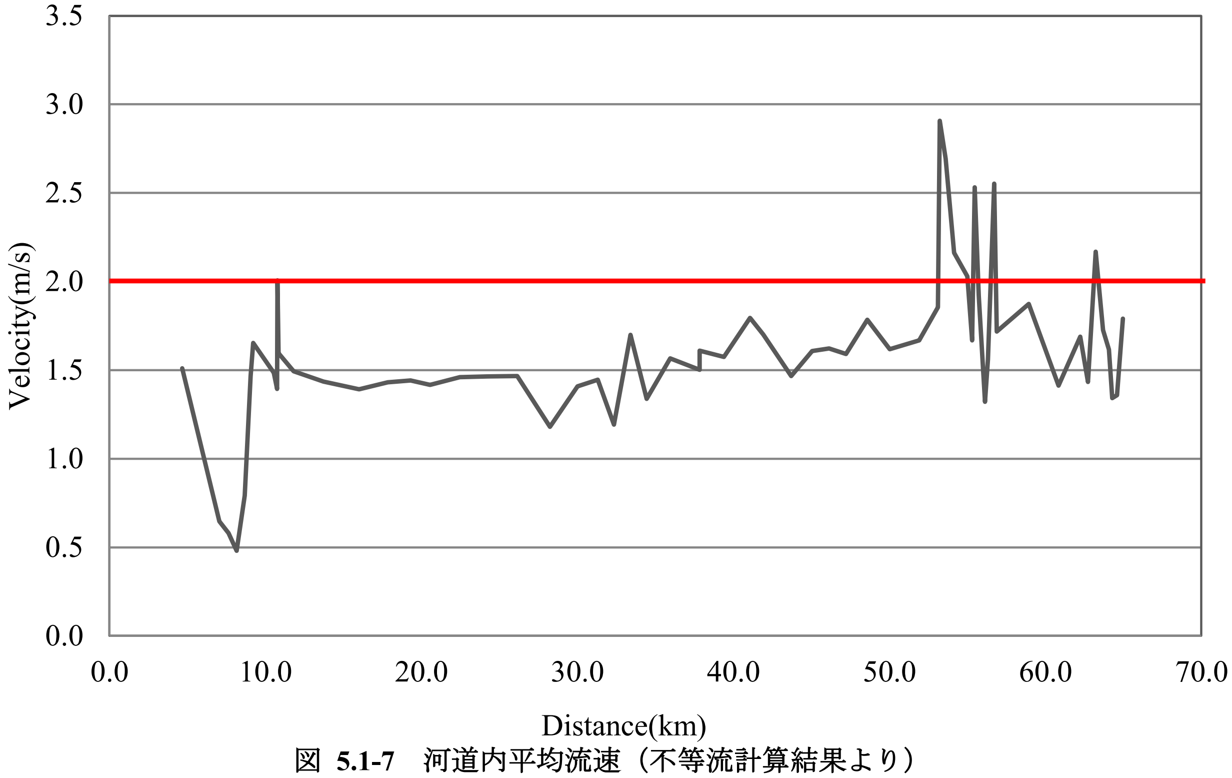


図 5.1-7　河道内平均流速（不等流計算結果より）

表 **5.1-7　護岸工選定表**

護岸の法勾配が１：１．５より緩い場合に適用する工法例
（他工法等の施工実績を踏まえ、今後見直していくものとする。）

復旧工法例		設計流速（m/s） 2　3　4　5　6　7	適用条件等
植生系	張　芝		・平水位では浸水せず、確実に活着するまで流水にさらされない部分に適用。 ・平水位以下では寄せ石、木柵、かご系根固め工と組合せて使用。 ・背後に住宅や重要施設がない場合に適用。
シート系	ジオテキスタイル		・転石が少ない河川や水衝部以外の場所に適用。 ・背後に住宅や重要施設がない場合に適用。
	ブロックマット		・転石が少ない河川や水衝部以外の場所に適用。 ・背後に住宅や重要施設がない場合に適用。
木　系	丸太格子		・掘込河道に適用。 ・転石の少ない河川に適用。 ・高水敷の広い低水河岸に適用。 ・背後に住宅や重要施設がない場合に適用。
	粗朶法枠		・掘込河道に適用。 ・転石の少ない河川に適用。 ・高水敷の広い低水河岸に適用。 ・背後に住宅や重要施設がない場合に適用。
	杭　柵		・掘込河道に適用。 ・転石の少ない河川に適用。 ・高水敷の広い低水河岸に適用。 ・背後に住宅や重要施設がない場合に適用。
石　系			・現地周辺で材料の入手が容易な場合に適用（石系共通）
	自然石（空張）		・掘込河道に適用。
	自然石（練張）		・胴込めコンクリートは表面に出ないよう深目地とする。
かご系	植生蛇籠		・掘込河道に適用。 ・転石の少ない河川に適用。 ・背後に住宅や重要施設がない場合に適用。
	かごマット（平張）		・掘込河道に適用。 ・転石の少ない河川に適用。 ・強い酸性又は塩分濃度の高い場所では適用しない。（鉄線が腐食対策されている場合は除く。）
コンクリート系	ポーラスコンクリート		・現場打ちタイプは、設計流速5m/s程度以下で適用。 ・設計流速５m/s程度以上では、強度重視型のブロックタイプを適用。
	連節ブロック		・連結材に鋼線を使用する場合、強い酸性又は、塩分濃度の高い場所では適用しない。（鉄線が腐食対策されている場合は除く。）
	環境保全型ブロック		・様々なタイプのものがあるため、現地の環境にふさわしいものを選定。 ・設計流速５m/s未満の箇所については、適用可能な他の工法についても充分比較検討すること。
	コンクリートブロック張		・原則として使用しないこととし、他の護岸工法が使用できない場合のみ適用。

＊凡例　━━　適用可能な範囲
　　　　■■■■　基本的には使用しない範囲（他の護岸工法で施工できない場合のみ使用）

＊注　・上表の適用範囲は、施工実績等から求めた目安である。したがって、施設の被災状況等によっては、その被災原因の対策を講じることで、上表の範囲外でも既設工法が適用できる場合がある。
・上表にかかわらず、設計流速に適用できる合理的な工法は積極的に採用してよい。
・各都道府県が策定した「美しい山河を守る災害復旧事業実施方針」を踏まえて、上表の拡充・追加を図ること。

出典：美しい山河を守る災害復旧基本方針　全国防災協会

本調査では、当該地域での材料調達の観点から、以下に示す 2 型式の護岸型式を提案する。

1) コンクリート枠 / 練石積み工

この型式は堅固な構造であり橋台周り等重要度が高い箇所に設置する。具体的には、重要度高い橋梁の上下流 10m の範囲に、また、屈曲部の外側で沿川がジュデイダ市などの住宅密集地域に設置する。

2) 蛇かご / 捨石工

この工法は地盤に追随する可撓性のある構造で、コンクリートと土堤との境界部の局所的な洗掘を防ぐため、構造物周りやコンクリート系護岸の端部に設置する。メジェルダ川では橋台周りに適用されており、現地で維持管理可能な工法と思われる。

(2) 床固工

本調査で提案している河川改修では、現況の河床勾配を改修前後で大きく改変しないよう計画している。このため、床固工による河床の安定化については基本的には設置しないこととする。但し、支川や大型水路の合流点、エル・マブトゥ遊水地の放水路流入地点、排水地点ならびに橋台、橋脚周りに関しては、水流の乱れにより洗掘の可能性が大きいため床固め工として、鉄線かご工を設置することとする。

5.1.4. 樋管

河道拡幅により既存樋管の撤去が必要となるため、これら構造物の再設置が必要となる。また、築堤区間については、開水路での堤防横断が出来なくなることから、新たに樋管を設置する必要が生じる。

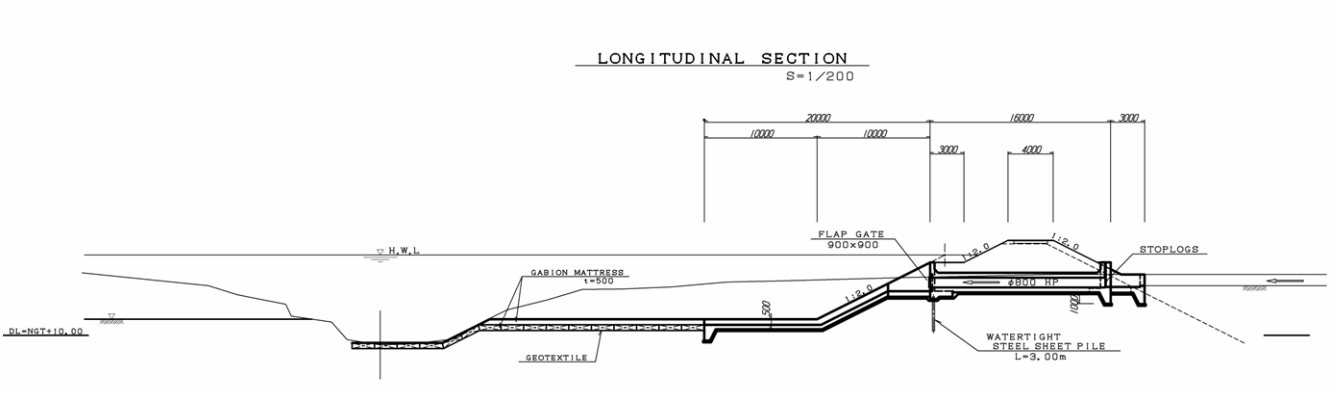
現場調査により改築する樋管の箇所及び規模は、表 5.1-8 に示す 9 箇所とした。断面寸法は現況断面を復元することを基本とするが、維持管理の観点から最小径をφ800 とする。

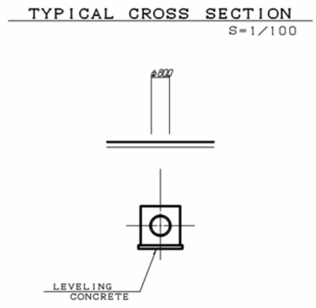
樋管敷高は接続水路の敷高に準拠して決定するものとするが、洪水時に本川からの逆流を防止するために川表側には逆流防止ゲートを設置する。ゲート形式は 1m 程度までの比較的小断面では水位差による自動的開閉が可能なフラップゲートを採用、それ以上の断面についてはスライド（ローラー）ゲートを採用する。これらの樋管を改築あるいは新設することにより、既存樋管が集水する内水域をすべてカバーすることができる。図 5.1-8、図 5.1-9 に改築・新設する樋管の諸元と一般図を示す。

表 5.1-8 改築（新設）樋門の断面

調査時 No.	Name	Accumulative distance(km)	設計時 No.	改築断面	内水域面積 (km^2)	既設断面
3-1	P110 Left-2	L 41.7	6	φ800		φ500
4	P84 Right	R 48.8	9	φ800	3.47	φ800 程度想定
5	P105 Right	R 44.4	8	φ800	2.58	-
7	P116 Right	R 41.7	7	φ800	0.20	φ800 程度想定
10	P146 Right	R 33.7	5	2Box-2.0mB×2.0mH	6.72	2Box-3.2mB×1.2mH
11	P160 Right	R 30.8	4	φ800	18.42	U-1.04m×0.8mH（Drainage)
11-a	P160 Right	R 30.2	3	φ800		U-1.0m×1.0mH（Drainage 想定)
12	P169 Right	R 28.4	2	2Box-2.0mB×2.0mH	7.01	2Box-2.2mB×1.2mH
14	PA4Mejam Left	L 16.7	1	φ800	0.70	φ800 程度想定

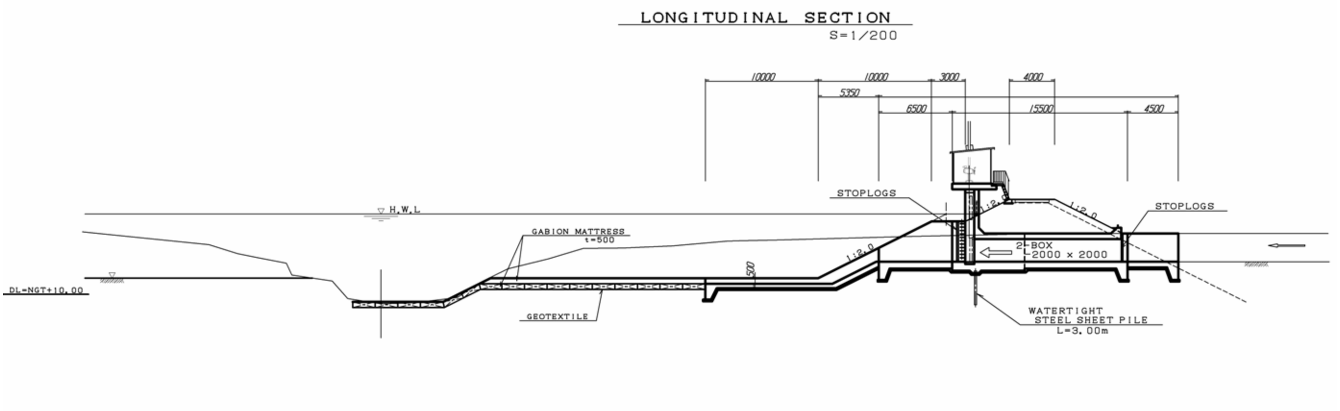
※表-2.2.3 から改築を必要とする樋門について抜粋して改築断面を記載。

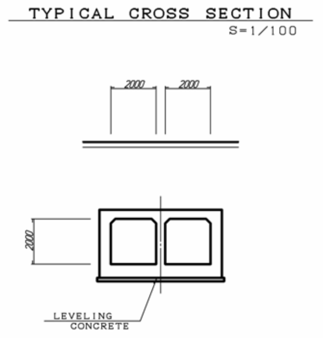




No.	LOCATION	
1	MD399 16.73km	LEFT BANK
3	MD360+ 30.20km	RIGHT BANK
4	MD357+ 30.80km	RIGHT BANK
6	MD326 41.71km	LEFT BANK
7	MD326 41.71km	RIGHT BANK
8	MD317 44.39km	RIGHT BANK
9	MD299 48.76km	RIGHT BANK

図 **5.1-8**　改築する樋管一般構造図（φ800 断面）





No.	LOCATION	
2	MD365 28.40km	RIGHT BANK
5	MD349 33.78km	RIGHT BANK

図 5.1-9　改築する樋管一般構造図

5.2 遊水地

5.2.1. 遊水地計画の概要

エル・マブトゥ湿地を遊水地として使用する。この遊水地には河道より200m^3/secを分流して一時的に貯留する。計画地域の慣行を考慮して遊水地内での貯留順序は、ゾーン3、ゾーン2の順序とする。水理解析の結果、ゾーン3、2で貯留容量が確保できることからゾーン1への貯留は行わない。以下に施設の計画諸元を示した。図 5.2-1には施設の配置図を、図 5.2-2にはその模式図を示した。

＜施設の計画諸元＞

1) 分流位置　　：本川32.35km（測点MD353）　　・・・地点①

2) 本川合流位置：本川11.81km（測点MD411）　　・・・地点⑩

3) 分流方式：横越流固定堰
　計画流量　200m^3/s
　越流幅　160ｍ（最大越流水深1ｍ　有効越流幅5%程度余裕含む）

4) 放水路　：総延長　23.0km
　計画流量　200m^3/s
　区間①～②　水路幅　100ｍ（新設）
　区間②～⑦　水路幅　100ｍ（既存水路改築）

5) 排水路　：総延長　7.5km
　計画流量　35m^3/s　（現況程度）
　区間⑦～⑩　水路幅　35ｍ程度（現況）

6) 水路付帯構造物
　地点⑦　横越流堰（流量調節ゲート上流の既存施設付近）
　　　　　放水路流量調整ゲート　（既設ゲート撤去、新設)、側水路ゲート
　地点⑩　排水門（本川逆流防止、既設ゲート撤去、新設）

7) 貯留容量：流入越流堤防により放水路へ流入してゾーン3、2の順序で貯留する
　最大水深2～3m程度　WL（Max）＝NGT＋9.5m(ゾーン3)、＋9.0m(ゾーン2)
　（排水順序　ゾーン2→ゾーン3）
　　ゾーン3　：　23,700,000m^2
　　ゾーン2　：　21,000,000m^2
　　（ゾーン1　：　15,000,000m^2）

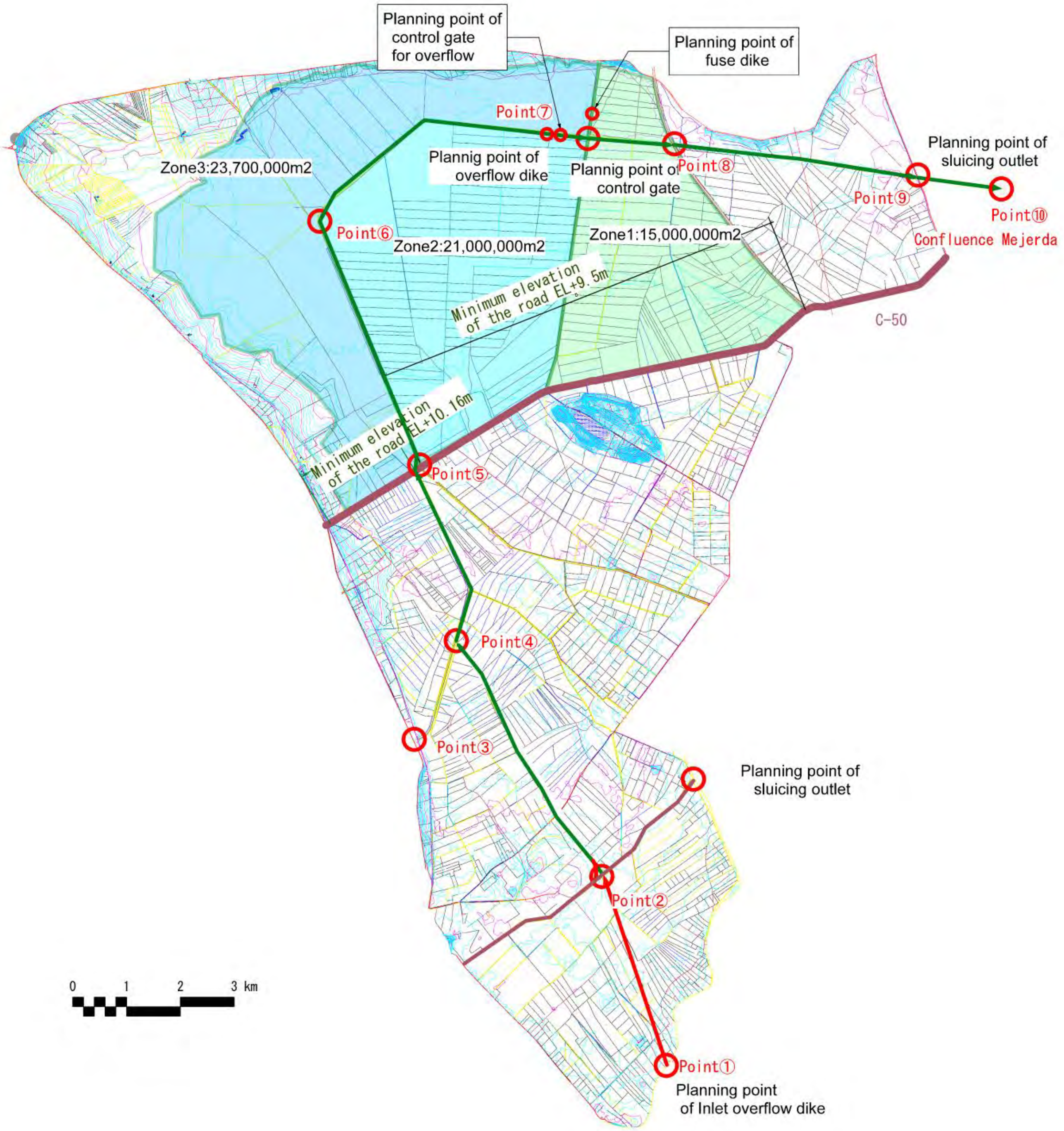


図 5.2-1　エル・マブトゥ遊水地計画図

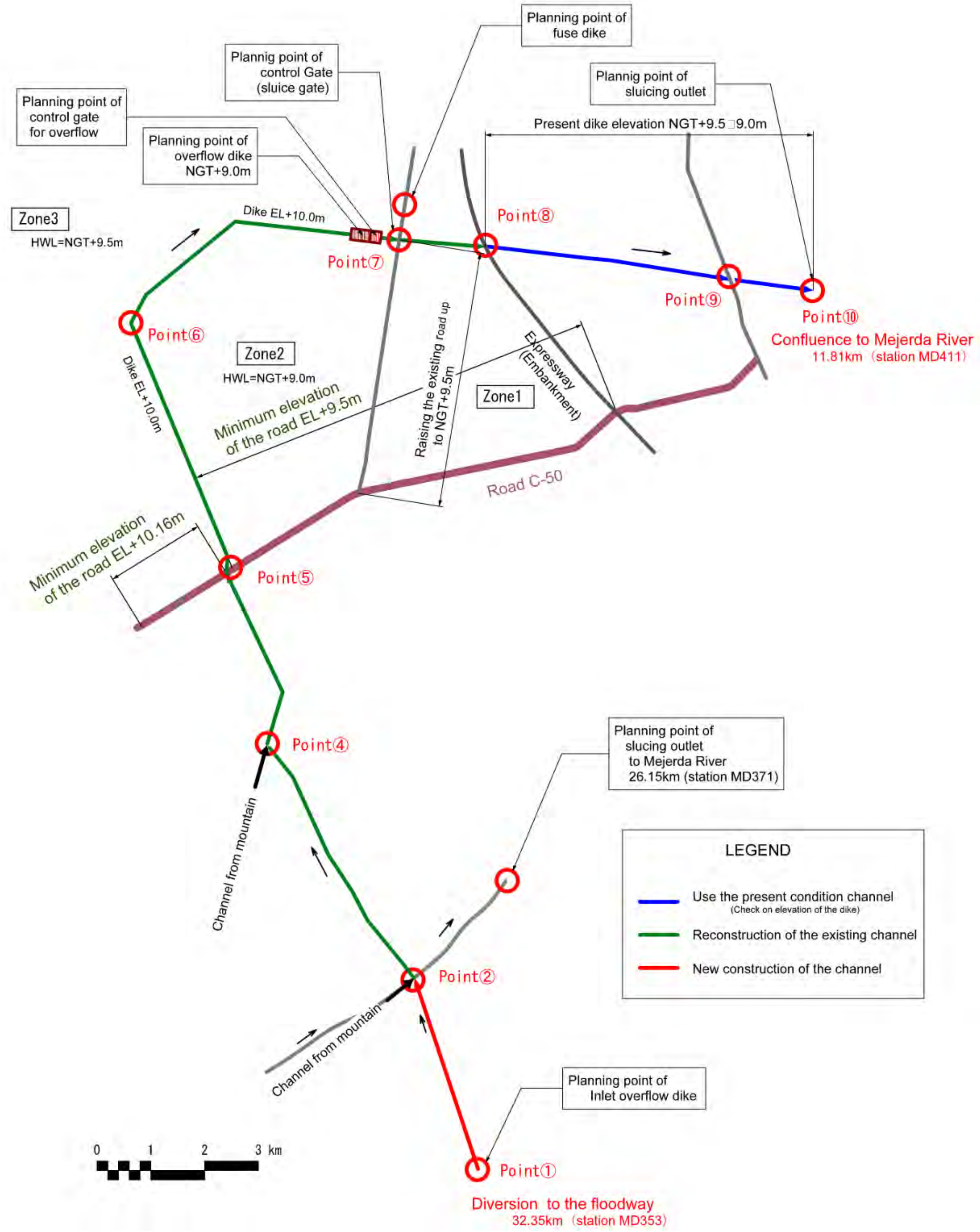


図 5.2-2 エル・マブトゥ遊水地計画模式図

5.2.2. 遊水地への分流堰

メジェルダ川からの分流のための遊水池への分流施設は横越流固定堰であり、前章で検討したように流量は200m^3/s、越流水深1mで越流天端幅は160mとする。これに基づいて設計した一般図、正面図と断面図をそれぞれ図 5.2-3、図 5.2-4、図 5.2-5に示した。

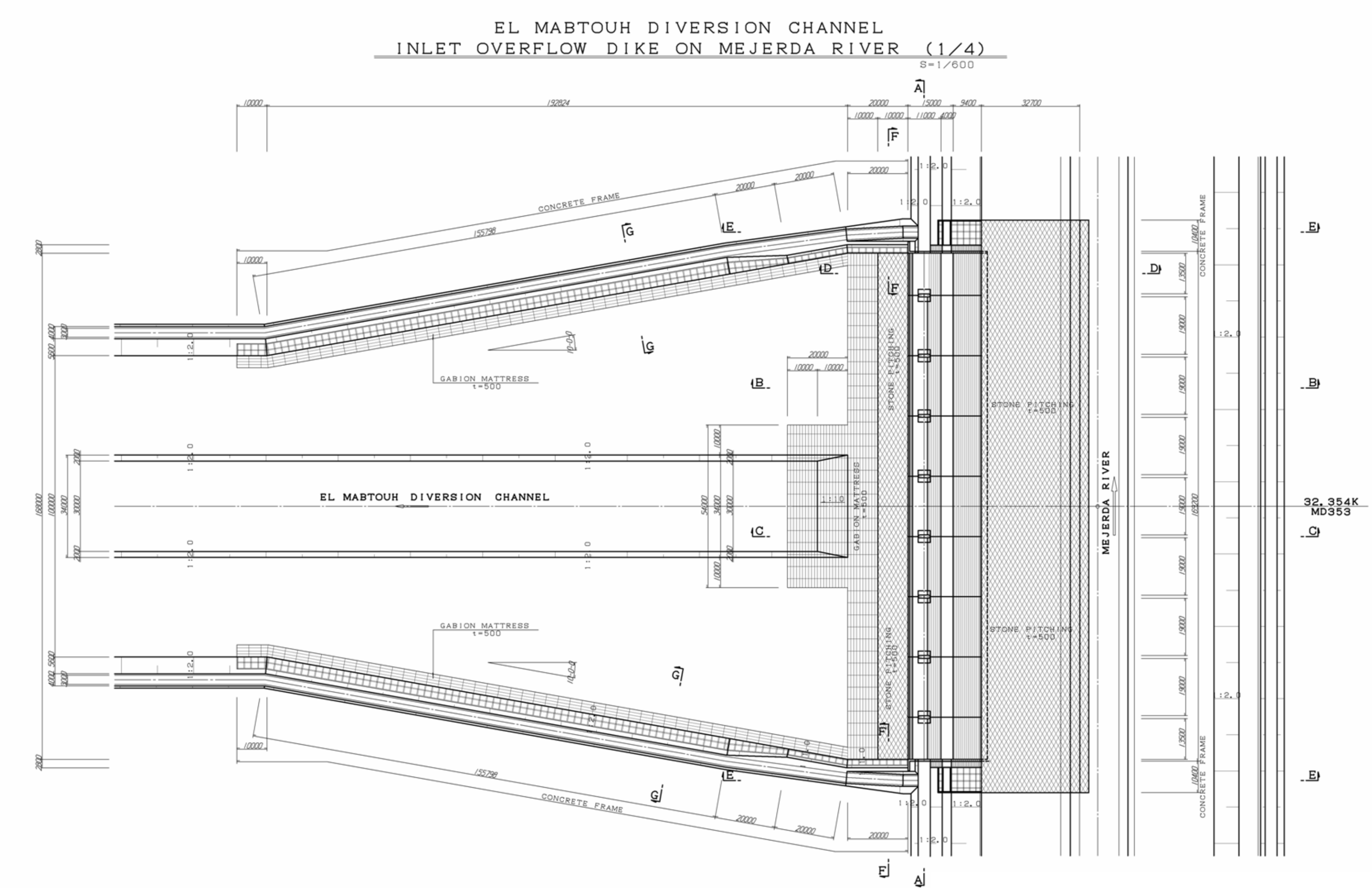


図 5.2-3 遊水地への分流堰一般平面図

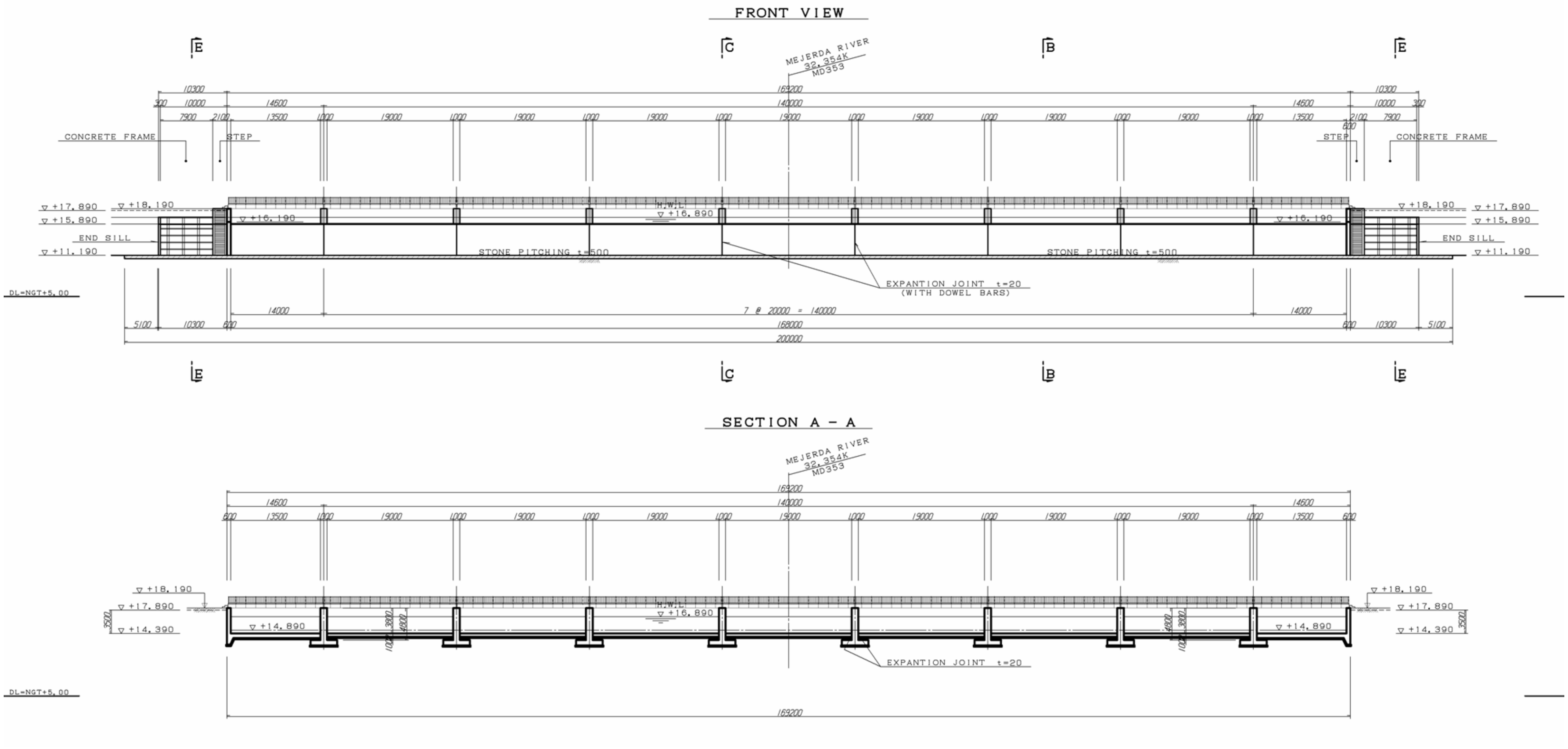


図 5.2-4　遊水地への分流堰正面図及び A-A 断面図

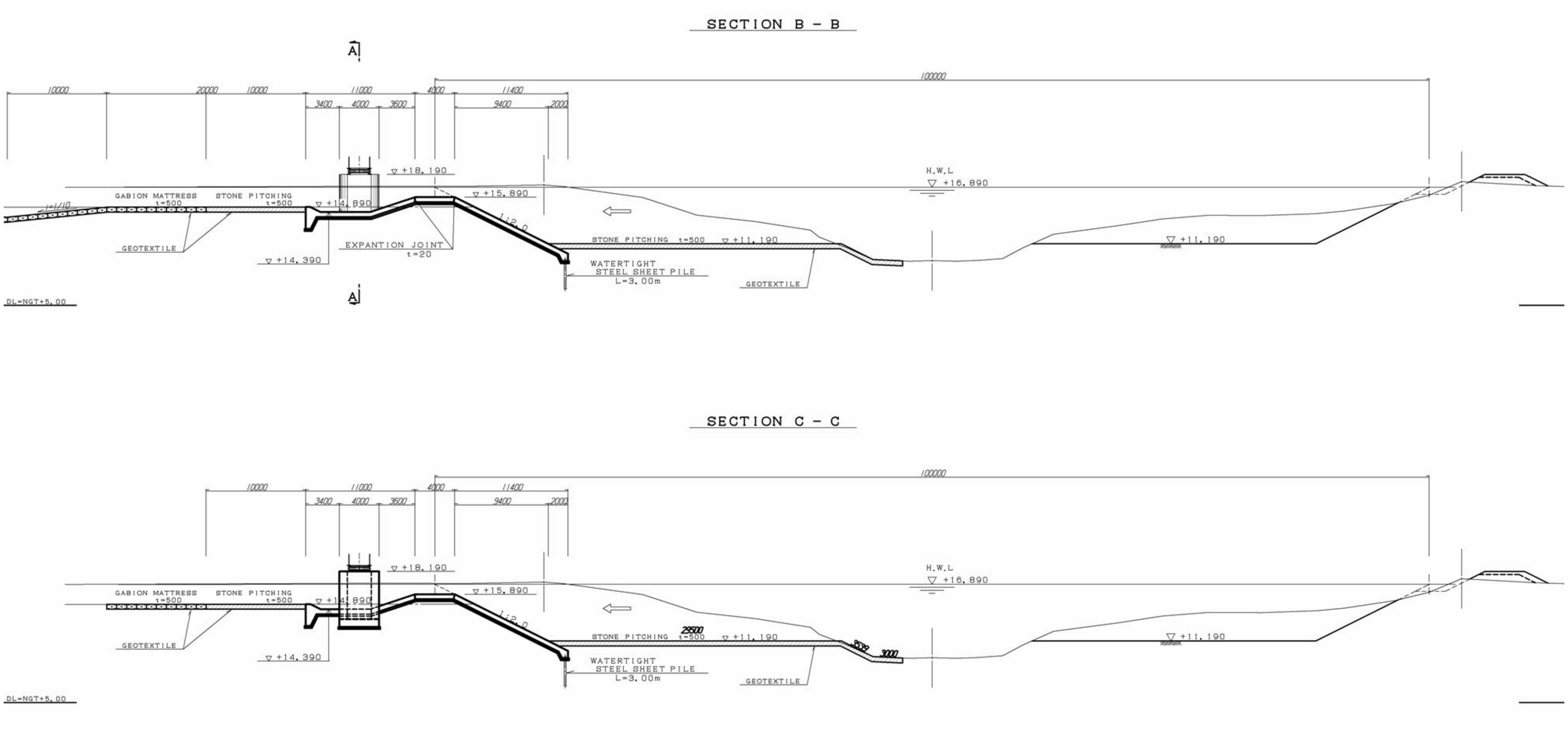


図 5.2-5　遊水地への分流堰 B-B 断面及び C-C 断面図

5.2.3. 放水路・排水路

(1) 縦断計画

放水路及び排水路の縦断計画を表 5.2-1 および図 5.2-6 に整理した。

表 5.2-1 放水路及び排水路縦断計画

Survey Cross-section No.	Point No.	Distance (km)	Supplementary distance (km)	Grand elevation (m)	Plan Batter	Bed EL of Intake Outlet channel (m)	Note
-	Point①			17.0	1/2000	14.89	Mejerda 32.354km(MD353)
		3.73					
1	Point②		3.73	13.5			
-	(Point③)			11.6			
		5.32					
22	Point④		9.05	10.4			
		3.53					
36	Point⑤		12.58	8.4			
		4.53					
54	Point⑥		17.11	7.6		6.34	
		6.08			≒1/7000		Diverion Channel
78	Point⑦		23.19	7.1			↕
		1.77					Drainage Channel
85	Point⑧		24.96	7.2		5.21	Expressway cross point
		3.99			≒1/4000		
101	Point⑨		28.95	7.1			
		1.58					
-	Point⑩		30.53	-		3.82	Mejerda 11.810km(MD411)

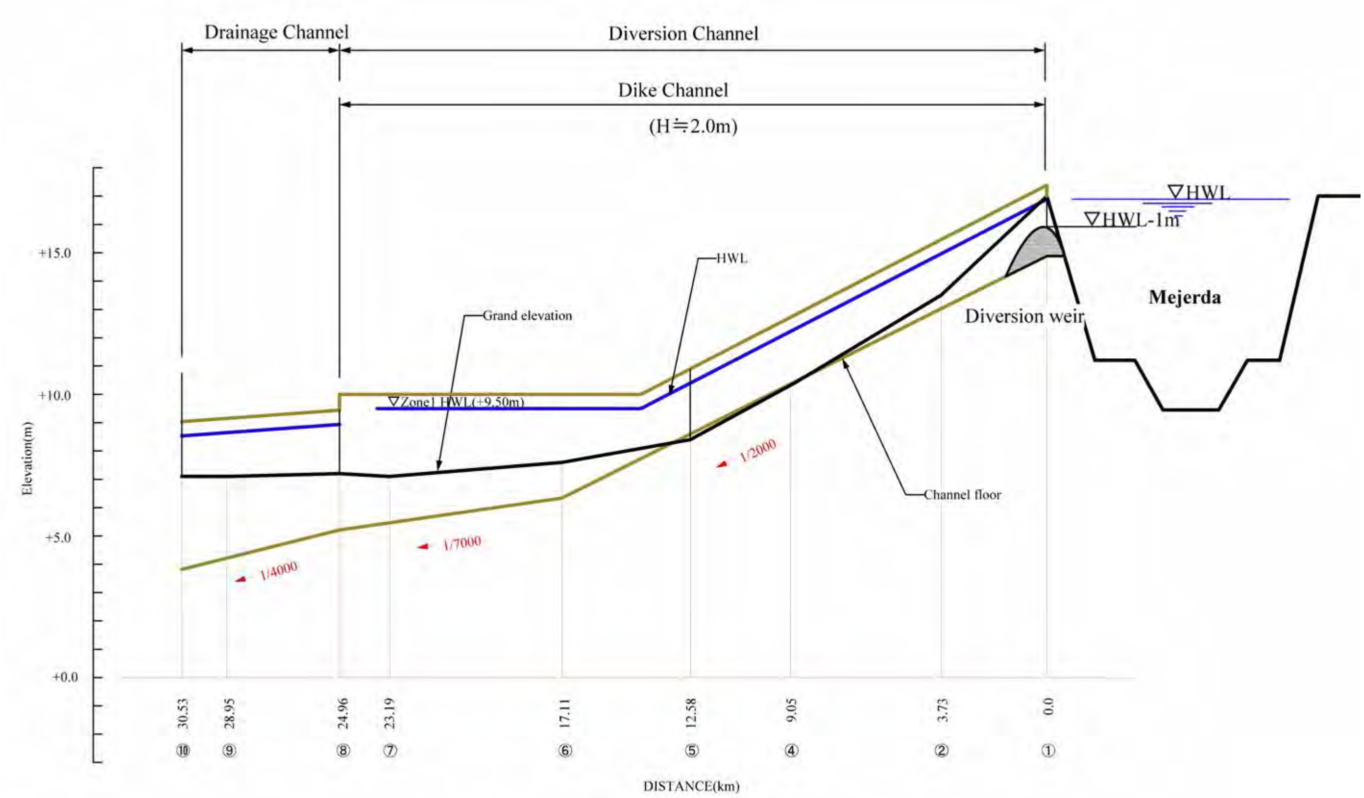


図 5.2-6 放水路及び排水路縦断図

(2) 基本設計

1) Point①→⑥区間

1) メジェルダ川から分水堰により 200m^3/sec を流下させる水路とする。現況の地形勾配と水路縦断勾配に合わせて 1/2000 の水路勾配とし、水深は 2mで、幅 100mとする。
2) Point①から②の区間については、既設水路が無いことから新たに設置する区間となる。この区間の放水路標準断面を図 5.2-8 に示した。
3) Point②から⑥区間については既設水路を拡幅する。
4) この標準断面図に基づいて計画した新設区間（①→②区間）と既存水路の拡幅区間（②→⑥区間）標準断面を図 5.2-9 に示した。

2) Point⑥→⑦区間

1) Point⑥から下流では導水した水をゾーン 3 に開放して貯水するためゾーン 2 との間の片側に堤防を設置する。水路の標準断面を図 5.2-10 に示す。
2) Point⑦の上流（現在の既設越流堤位置）に越流堤（堤高標高 NGT+9.0m）を新設してゾーン 3 の水位が計画貯水位（NGT+9.5m）を越えないよう、ゾーン 2 へ貯留水を越流させる。
3) その下流隣のゲート付越流堤を新設して本来機能を復旧する。洪水ピークが数波により来襲することが予想される場合に、このゲート付き越流堤によりゾーン 3 からゾーン 2 に予備放流を行う。
4) 既存で壊れているヒューズ堤を新設して本来機能を復旧する。非常時にゾーン 3 からゾーン 1 への排水を緊急的に行なう。人為的に壊せる土堰堤とする。
5) ゾーン 2 側には越流水を下流へ導水するための内側水路を設置する。
6) Point⑦付近には放水路と内側水路にそれぞれ既存流量調節ゲートが存在するが、壊れていて機能していないため、新たに流量調節ゲートを設置する。流量調節は遊水地を有効に運用することを目的に、放流量の調節ができるスルースゲートタイプ（ローラーゲート）とする。

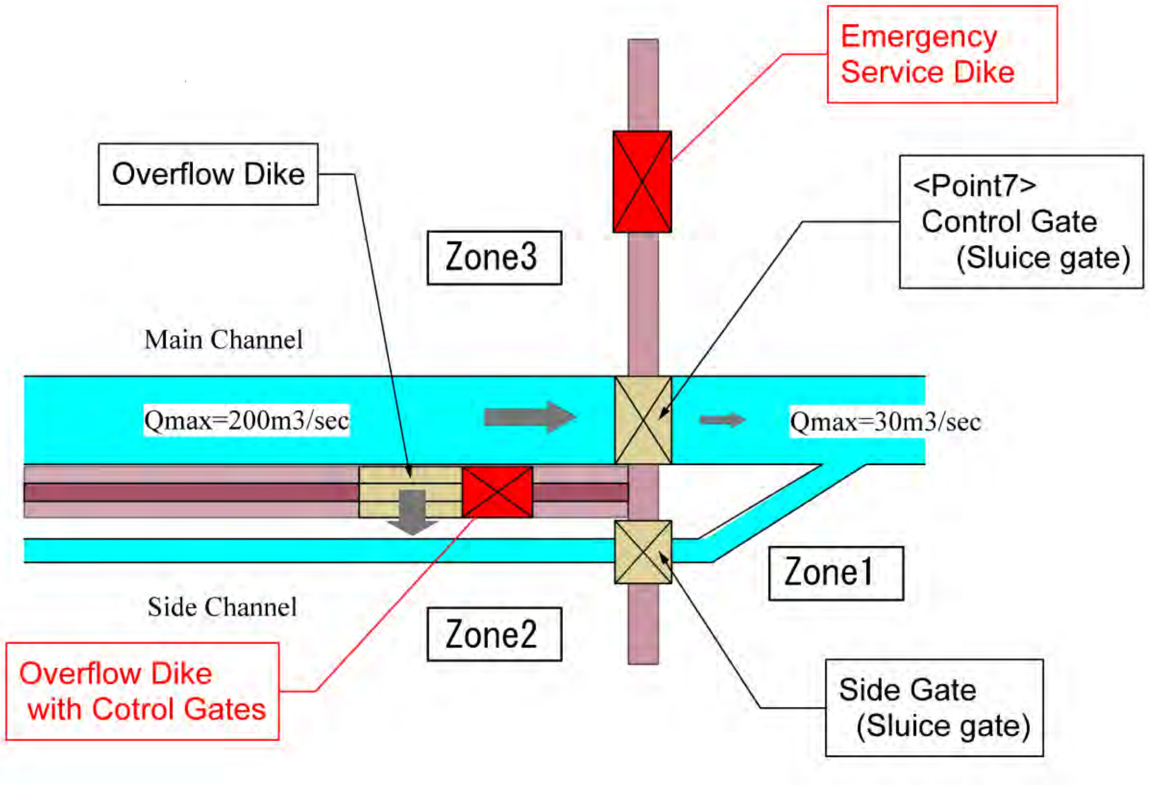


図 5.2-7　Point⑦付近施設配置説明図

7) 放水路流量調節ゲートは、ゾーン 3 からゾーン 1 への排水を行い、排水路への流量を調節する。

8) ゾーン 2 の内側水路は Point⑦下流でゾーン 2 からの排水を排水路に合流させるので、そのための内側水路流量調節水路ゲートを設ける。

3) Point⑦→⑩区間

1) 遊水地からの排水は現況水路の流下能力相当として、基本的に高速道路から下流、メジェルダ本川への合流点までの水路改修は行わないものとする。ただし必要に応じて堤防の成形を行うものとうする。

2) 測量資料から当該区間の流下能力は約 30m^3/sec と推定される。

3) ⑦～⑩区間の現況水路断面を図 5.2-11 に示した。

4) 現在本川合流点には水門（ゲートタイプ）が設置されている。ここでゲートを開いた状態で洪水時に背水となった場合を想定して現況堤防の高さ確認した。この結果、現堤防高は本川合流点の計画高水位（HWL）より高く、計画高水位には安全であると判断される。しかしながら、堤防高さは確保されているものの、堤防定規の不足等による破堤や本川での超過洪水時の逆流による越水など、万一の事態に備えておく必要がある。この

ため、既存治水システムを変えず、現在壊れている水門は更新する。

水路堤防高の確認結果

合流点（11.81km　MD411）での計画 HWL　+7.089m			
水路地点 No.	左岸堤防	右岸堤防	HWL との比較
No.102 合流点手前	+8.57m	+8.53m	ok
No.85 高速道路クロス	+8.57m	+8.53m	ok
No.78 遊水地調節ゲート地点	+9.71m	+8.82m	ok

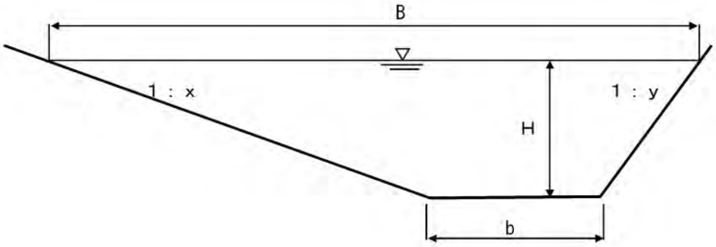
(3) 標準断面の水理計算

1) Point①～Point⑦区間

水理計算結果を以下に示す。標準断面は図 5.2-8～図 5.2-10 に示した。

ここに　$Q=A\times 1/n\times R^{2/3}\times I^{1/2}$

Bed slope	Coefficient of roughness	Slope gadient		Bed width	Water-surface width	Discharge area	Wetted rimeter	Hydraulic radius	Velocity	Hydraulic depth	Froude number		Depth	Rate of discharge
		Left bank	right bank											
1 : I	n	x	y	b	B	A	P	R=A/P	v	D=A/B	Fr		H	Q'
－	－	－	－	m	m	㎡	m	m	m/s	m		Or、Jet	m	m³/s
2000	0.035	2.00	2.00	100.00	108.00	208.00	108.944	1.91	0.983	1.93	0.23	Ordinary	2.00	**204.512**



2) Point⑦～point⑩区間

現況水路の流下能力を行った結果を下表に示した。標準断面は図 5.2-11 に示した。流下能力は前述のように約 30m³/s と推定される。

Bed slope	Coefficient of roughness	Slope gadient		Bed width	Water-surface width	Discharge area	Wetted rimeter	Hydraulic radius	Velocity	Hydraulic depth	Froude number		Depth	Rate of discharge
		Left bank	right bank											
1 : I	n	x	y	b	B	A	P	R=A/P	v	D=A/B	Fr		H	Q'
－	－	－	－	m	m	㎡	m	m	m/s	m		Or、Jet	m	m³/s
8000	0.035	2.00	2.00	15.000	27.00	63.00	28.416	2.22	0.543	2.33	0.11	Ordinary	3.00	**34.217**

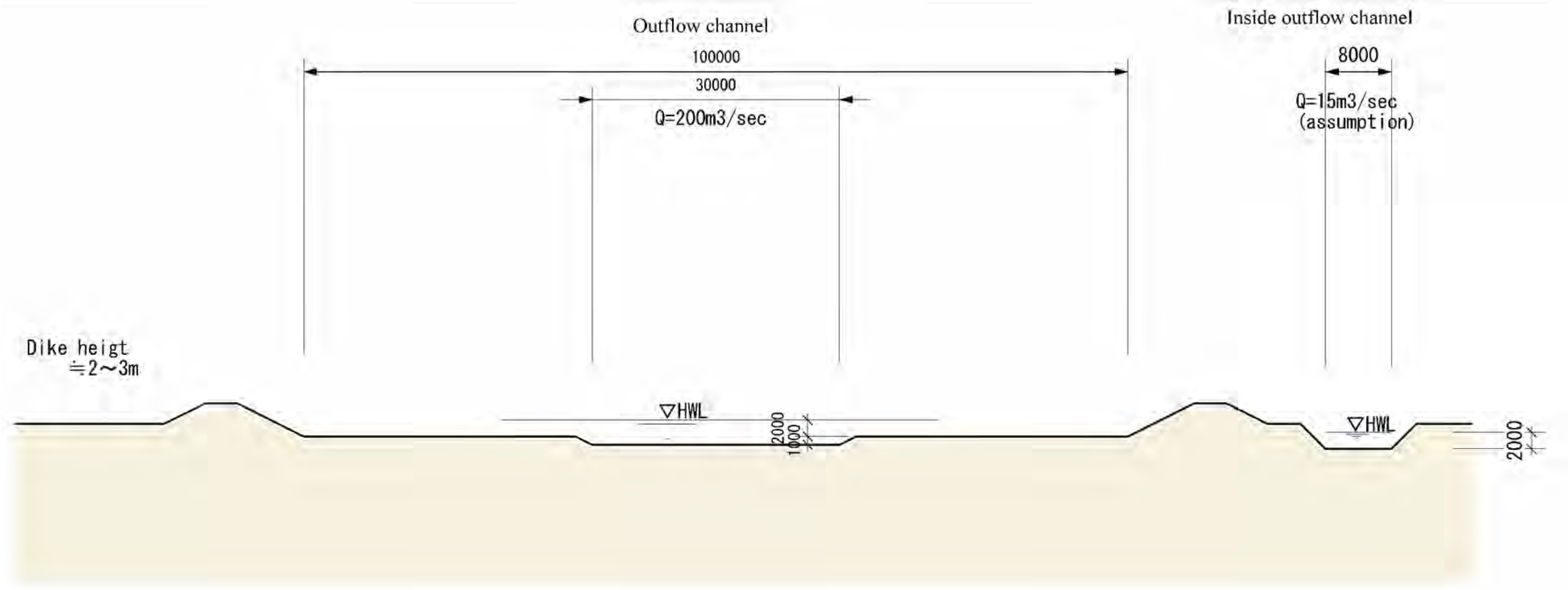
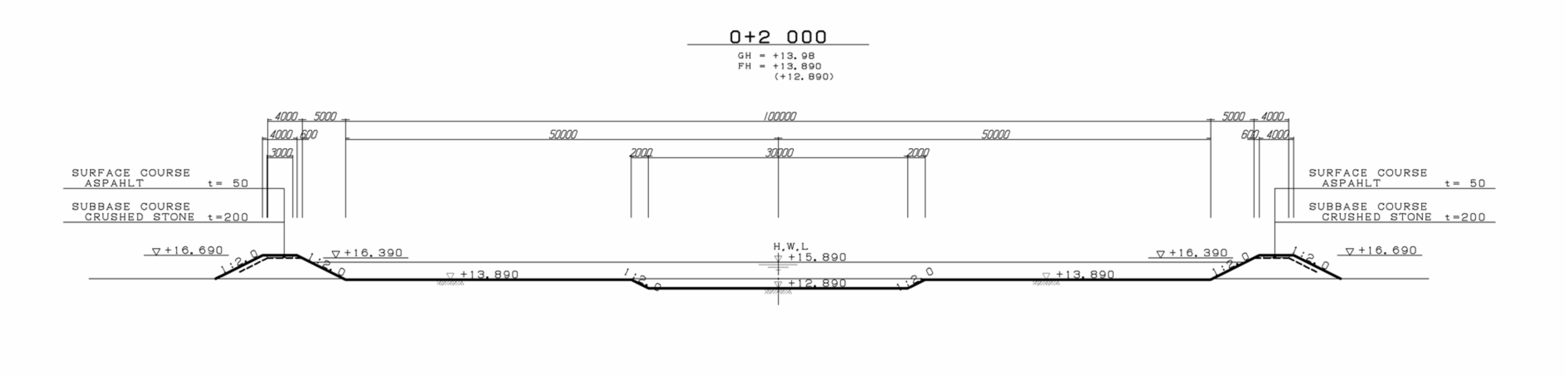


図 5.2-8　放水路標準横断図

＜①→②区間　標準断面＞



＜②→⑥区間　標準断面＞

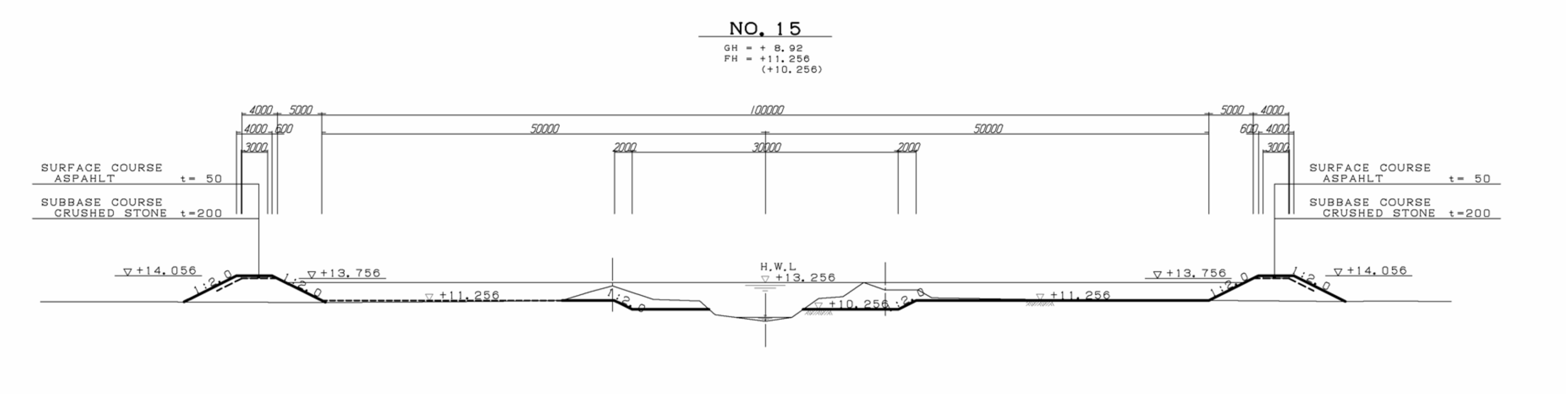
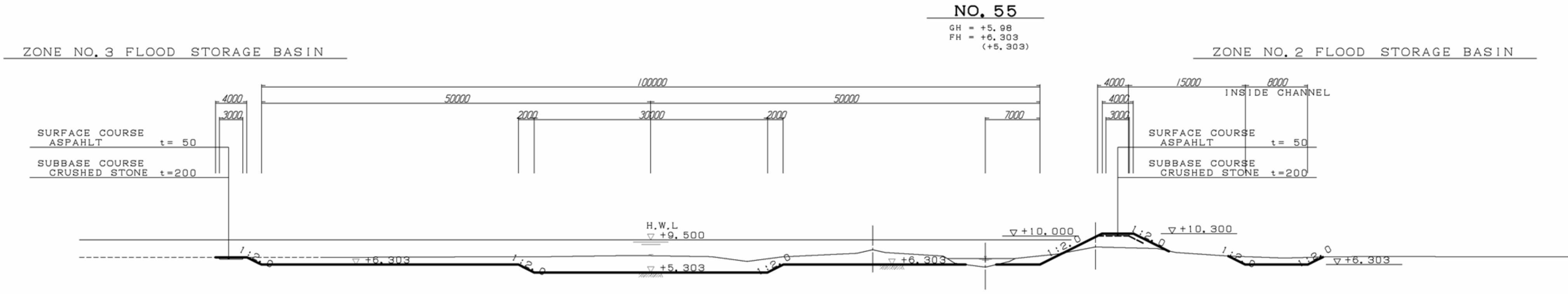


図 5.2-9　①～⑥区間の放水路標準断面

＜⑥→⑦（1/2）　標準断面＞



＜⑥→⑦（2/2）　標準断面＞

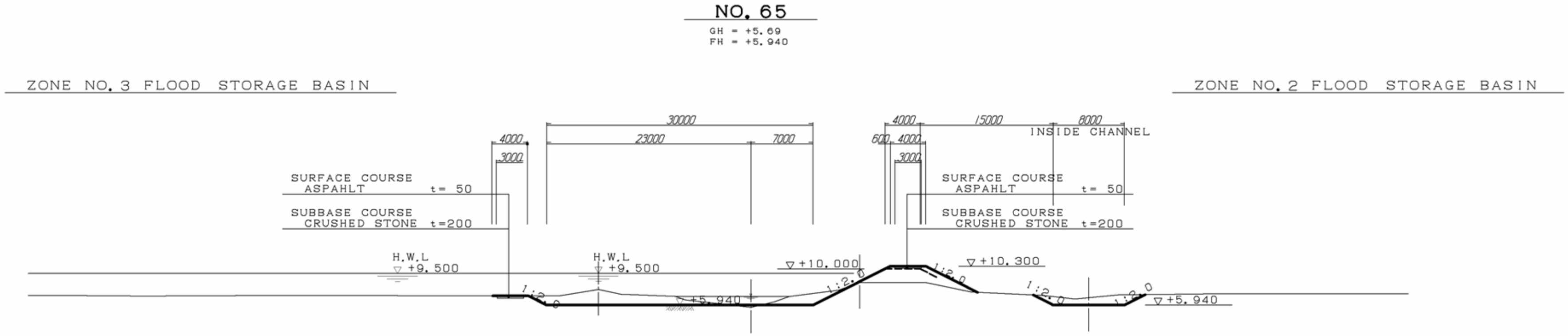


図 5.2-10　⑥～⑦区間の放水路路標準断面図

＜⑦→⑩区間　標準断面＞

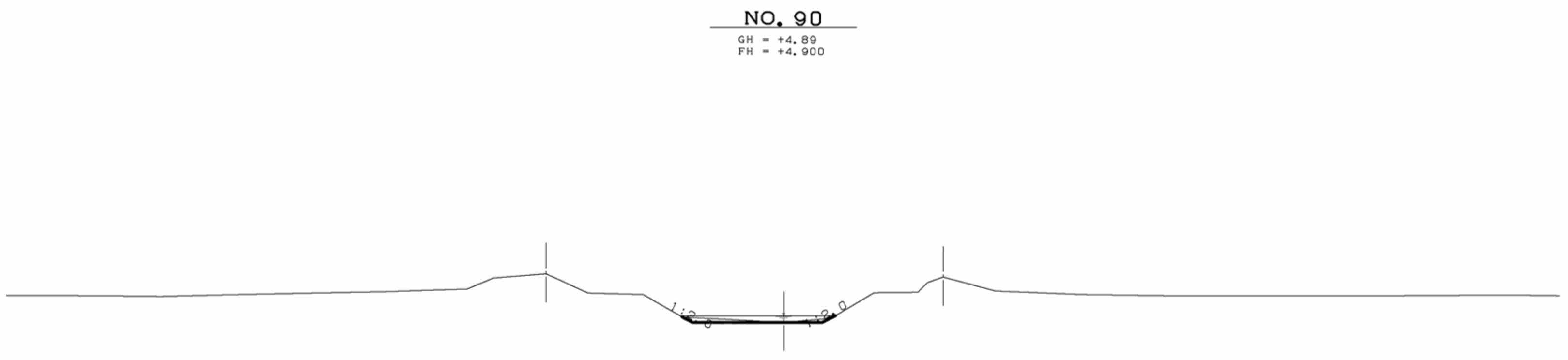


図 5.2-11　⑦～⑩区間現況水路断面

5.2.4. 水路付帯構造物

(1) 放水路越流堰

1) 流量調節施設 Point⑦の直上流付近に越流堰を設置する。
2) 越流堰高 NGT+9.5ｍ、越流量は 30m^3/s とする。
3) 越流堰の一般構造図を図 5.2-12、図 5.2-13 に示した。

(2) ゲート付越流堤

図 5.2-15 に一般構造図を示した。

(3) ヒューズ堤

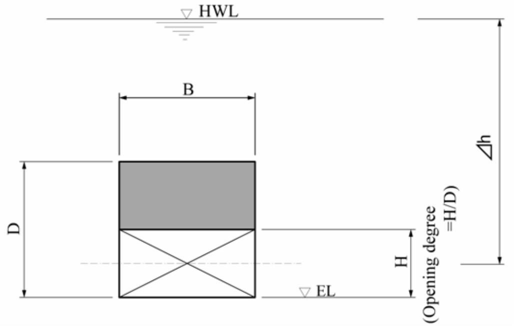
図 5.2-15 に一般構造図を示した。

(4) 流量調節ゲート

1) Point⑦においてゾーン 3 側に流量調節ゲートを、ゾーン 2 の内側水路に側水路ゲートを設置する。
2) 流量調節は遊水地を有効に運用することを目的に、放流量の調節ができるスルースゲートタイプとする。
3) ゾーン 3 側に設ける放水路流量調整ゲートについては、2mB × 2mH の 2 連樋管によりゲート開度での放流量の調節を行う。ゲート開度を算定すると下表に示す通り開度約 80%で下流水路の流下能力から決定される許容放流量 30m^3/sec 程度に設定可能となる。構造一般図を図-5.2-15、図-5.2-16 に示した。
4) ゾーン2側に設ける内側水路流量調節ゲートは単連樋管とし､その構造一般図を図-5.2-15、図-5.2-17 に示した。
5) 表 5.2-2 に開度計算結果を示す。

表 5.2-2 流量調節ゲートの開度計算

HWL (m)	EL (m)	Open dgree	B (m)	H (m)	⊿h (m)	A (m^2)	k	v=√2gh	Q k･A･v(m^3/s)	2Q (m^3/s)	Downstream channel capacity of (m^3/s)
9.5	5.52	100%	2.0	2.0	2.98	4.0	0.6	7.64	18.34	36.68	34
9.5	**5.52**	**90%**	**2.0**	**1.8**	**3.08**	**3.6**	**0.6**	**7.77**	**16.78**	**33.57**	
9.5	**5.52**	**80%**	**2.0**	**1.6**	**3.18**	**3.2**	**0.6**	**7.89**	**15.16**	**30.32**	
9.5	5.52	70%	2.0	1.4	3.28	2.8	0.6	8.02	13.47	26.94	
9.5	5.52	60%	2.0	1.2	3.38	2.4	0.6	8.14	11.72	23.44	
9.5	5.52	50%	2.0	1.0	3.48	2.0	0.6	8.26	9.91	19.82	
9.5	5.52	40%	2.0	0.8	3.58	1.6	0.6	8.38	8.04	16.08	
9.5	5.52	30%	2.0	0.6	3.68	1.2	0.6	8.49	6.11	12.23	
9.5	5.52	20%	2.0	0.4	3.78	0.8	0.6	8.61	4.13	8.26	
9.5	5.52	10%	2.0	0.2	3.88	0.4	0.6	8.72	2.09	4.19	



(5)　排水門

新設水門は既存水路の断面幅、流下能力に見合う断面とし、3mB × 3mH の 2 連構造とする。新設排水門の一般図を**エラー! 参照元が見つかりません。**に示した。

(6)　排水樋管

ゾーン 1 およびゾーン 2 内の圃場には排水網が整備されており、堤防下を通して放水路又は排水路に排水するための樋管（直径約 80 ㎝程度）が存在する（2 章、3 章および資料参照)。樋管出口にはフラッップゲートが取り付けられている。断面が大きな場合にはカルバート構造とされている。洪水による圃場での経済的損害を最小限に抑えるためには、ゾーン 1 、ゾーン 2 の貯留水をできるだけ速やかに排水することが必要であることから、これら既存の樋管 28 ヶ所を更新する。現状でカルバート構造の樋管はスルースゲートを取り付ける。それらの位置を図 5.2-19 に示した。

5.2.5.　その他付帯施設

遊水池への分流堰から 2.77km 地点で放水路は東西に走る排水路と交差する。この東西水路について、以下の施設を整備する。施設の位置を図 5.2-19 に示した。

(1)　堤防の嵩上げ

放水路に洪水が流入した場合には東西水路に背水の影響を及ぼすので、東西水路の堤防を嵩上げする。これにより、ゾーン 2 内の圃場への東西水路からの洪水被害を軽減し、経済的損害を減少させることが可能となる。

(2)　排水門

東西水路の流末のメジェルダ川合流点に既存する排水門を更新する。

5.2.6.　遊水地管理施設

放水路流量調整ゲート設置地点に遊水池管理棟を設ける。また水位標を同ゲート上下流および側水路上流側に設置する。洪水発生時にはここに係員が詰める。係員は水位標を目視で確認して

ゾーン 3 とゾーン 2 における水位を把握し、これらの数値に応じて両ゲートの開度を調整する。維持管理上のトラブルを避けるため、ゲートの遠隔操作は行わない。ゲート操作は目視による水位標の値に基づくことを基本として、そのためのマニュアルを整備する。現在ここには既存ゲート操作のために管理棟が存在するが、荒廃しているので撤去して新設する。同既存管理棟は前出図 2-15 の写真を参照。

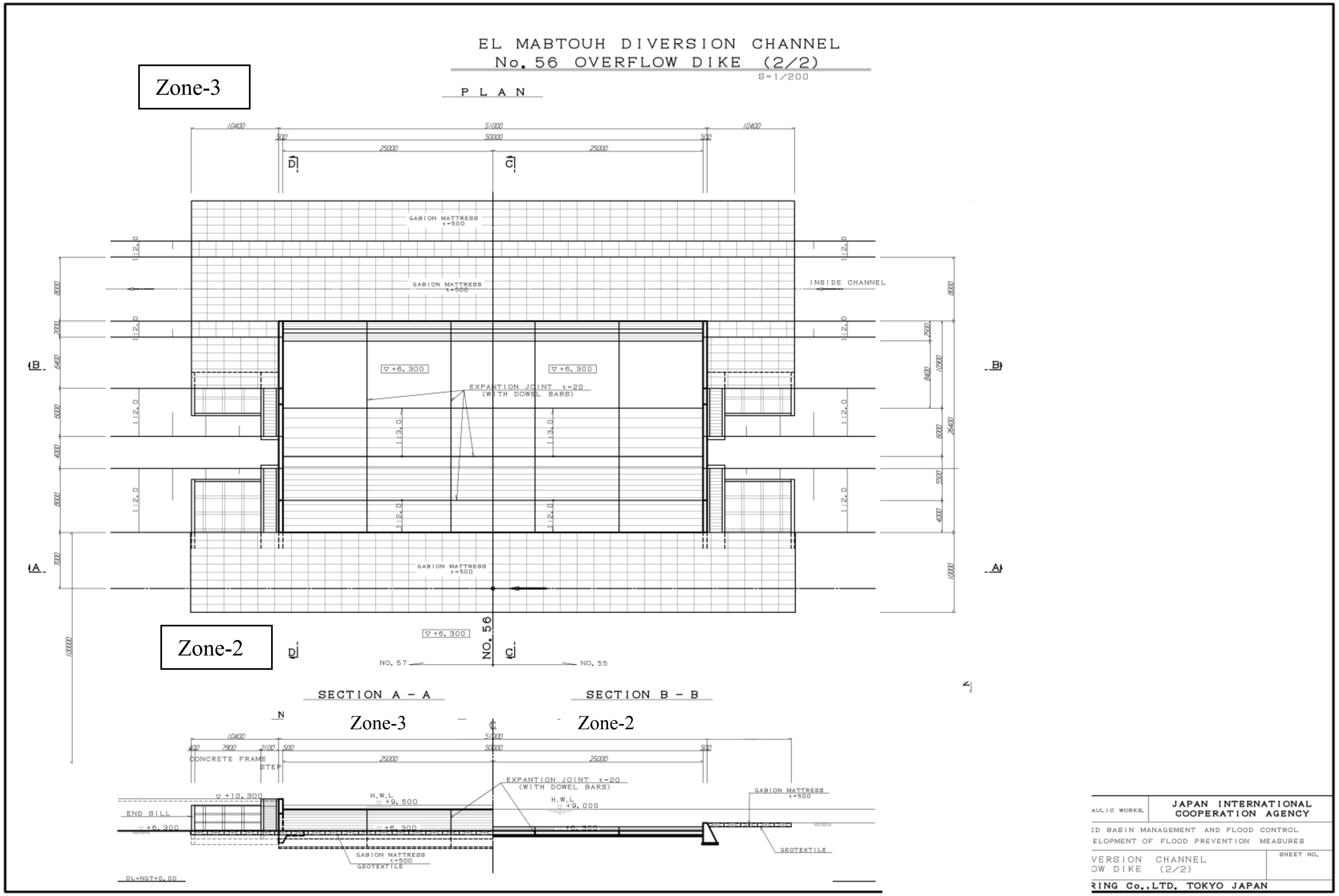


図 5.2-12　放水路越流堤一般図

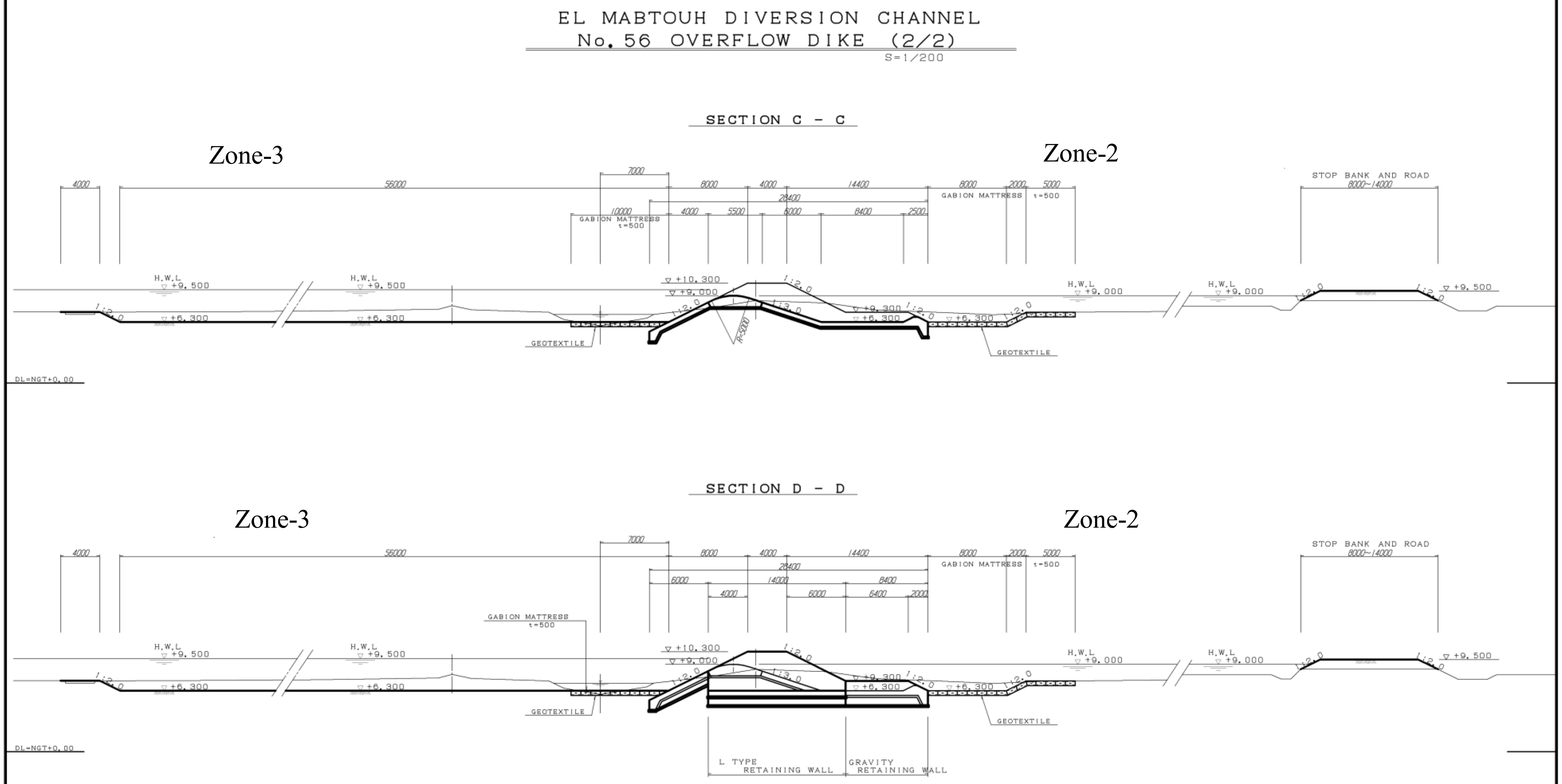


図 5.2-13　放水路越流堤一般図

REPUBRIC OF TUNISIA GENERAL DIRECTORATE OF DAMS AND LARGE HYDRAULIC WORKS, MINISTORY OF AGRICULTURE	JAPAN INTERNATIONAL COOPERATION AGENCY
PREPARATORY SURVEY ON INTEGRATED BASIN MANAGEMENT AND FLOOD CONTROL PROJECT FOR MEJERDA RIVER : DEVELOPMENT OF FLOOD PREVENTION MEASURES	
DRAWING TITLE: EL MABTOUH DIVERSION CHANNEL No. 56 OVERFLOW DIKE (2/2)	SHEET NO.
YACHIYO ENGINEERING Co.,LTD. TOKYO JAPAN	

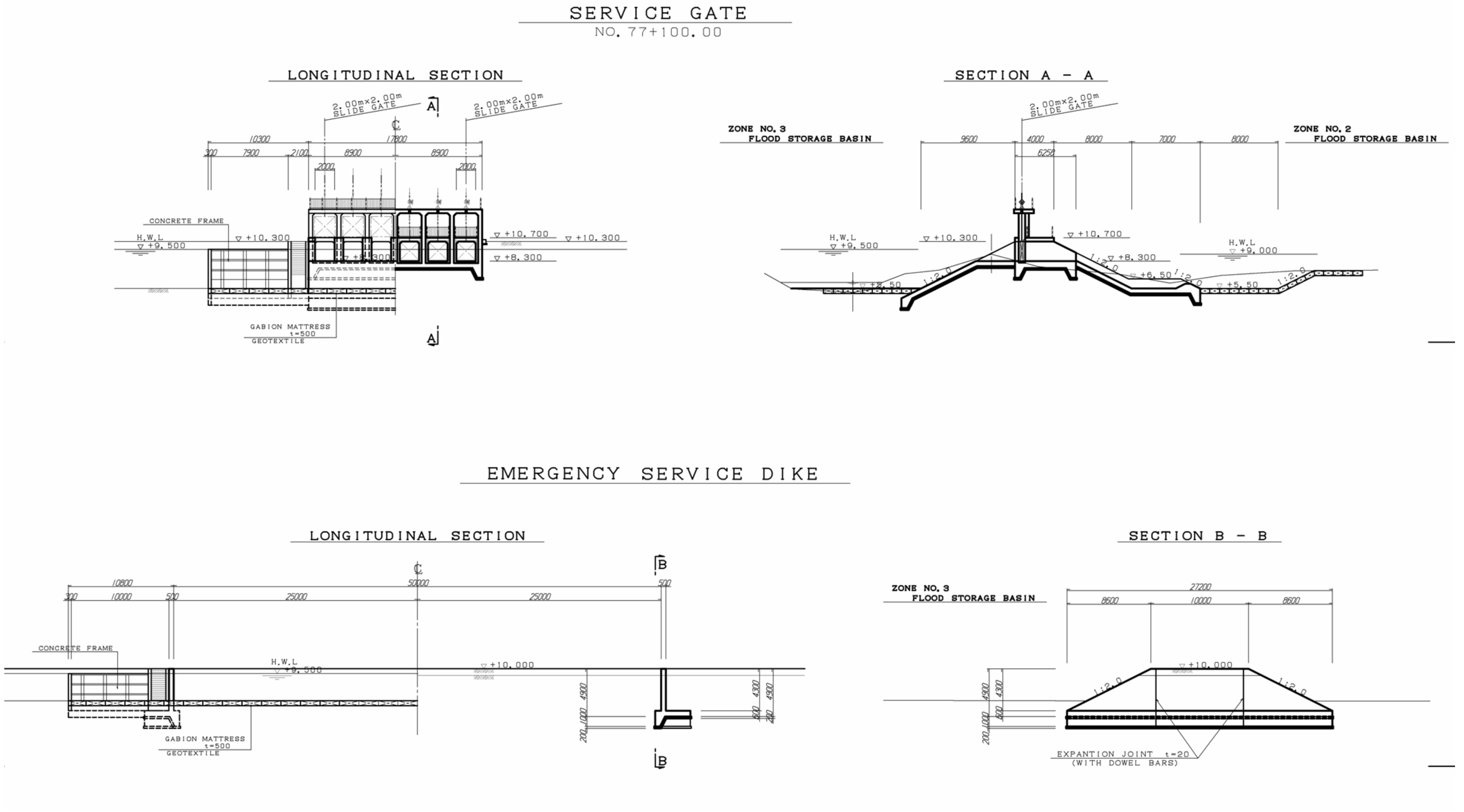


図 5.2-14　ゲート付越流堰及びヒューズ堤

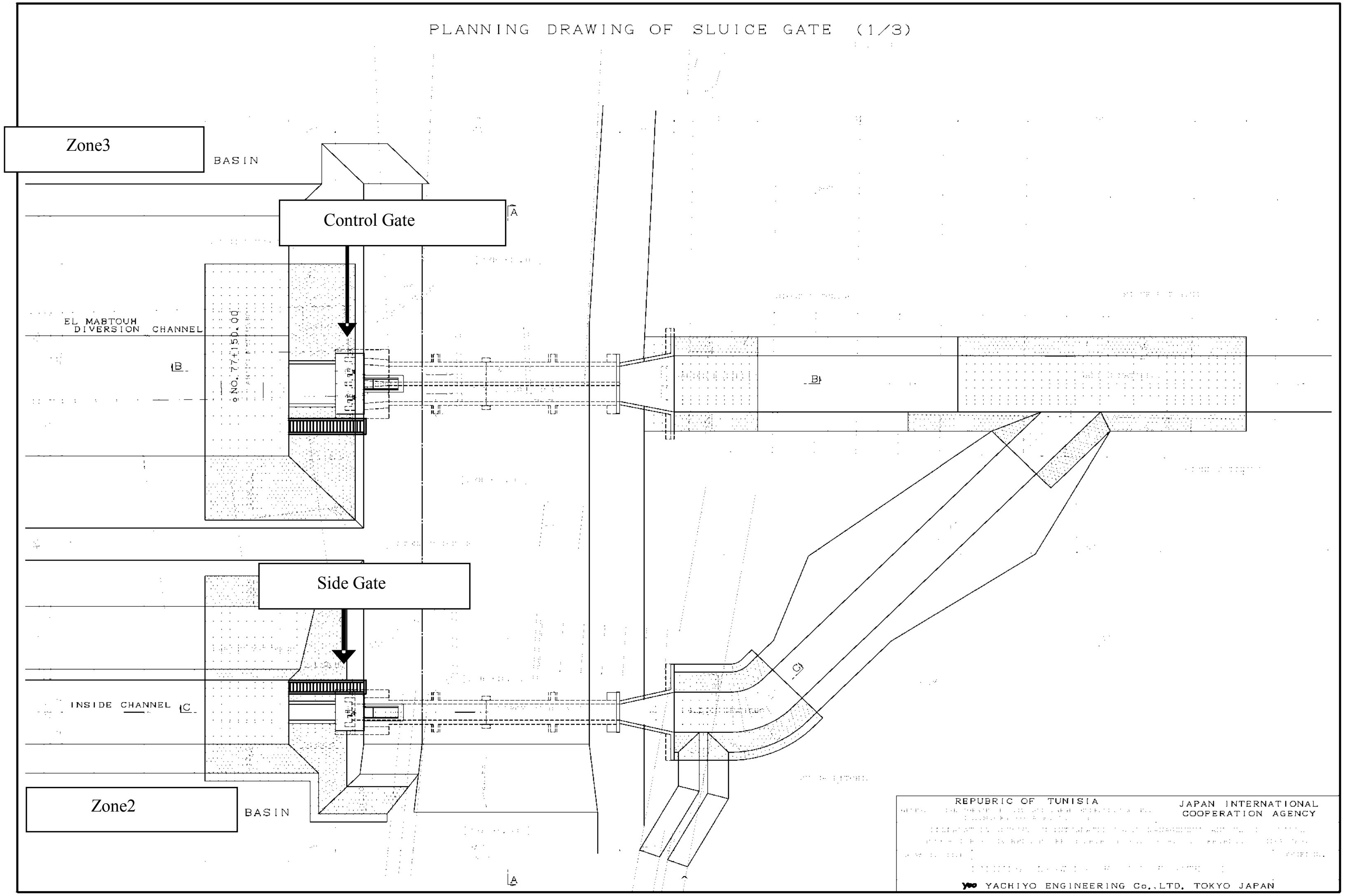


図 5.2-15 流量調節施設一般図(1) 平面図

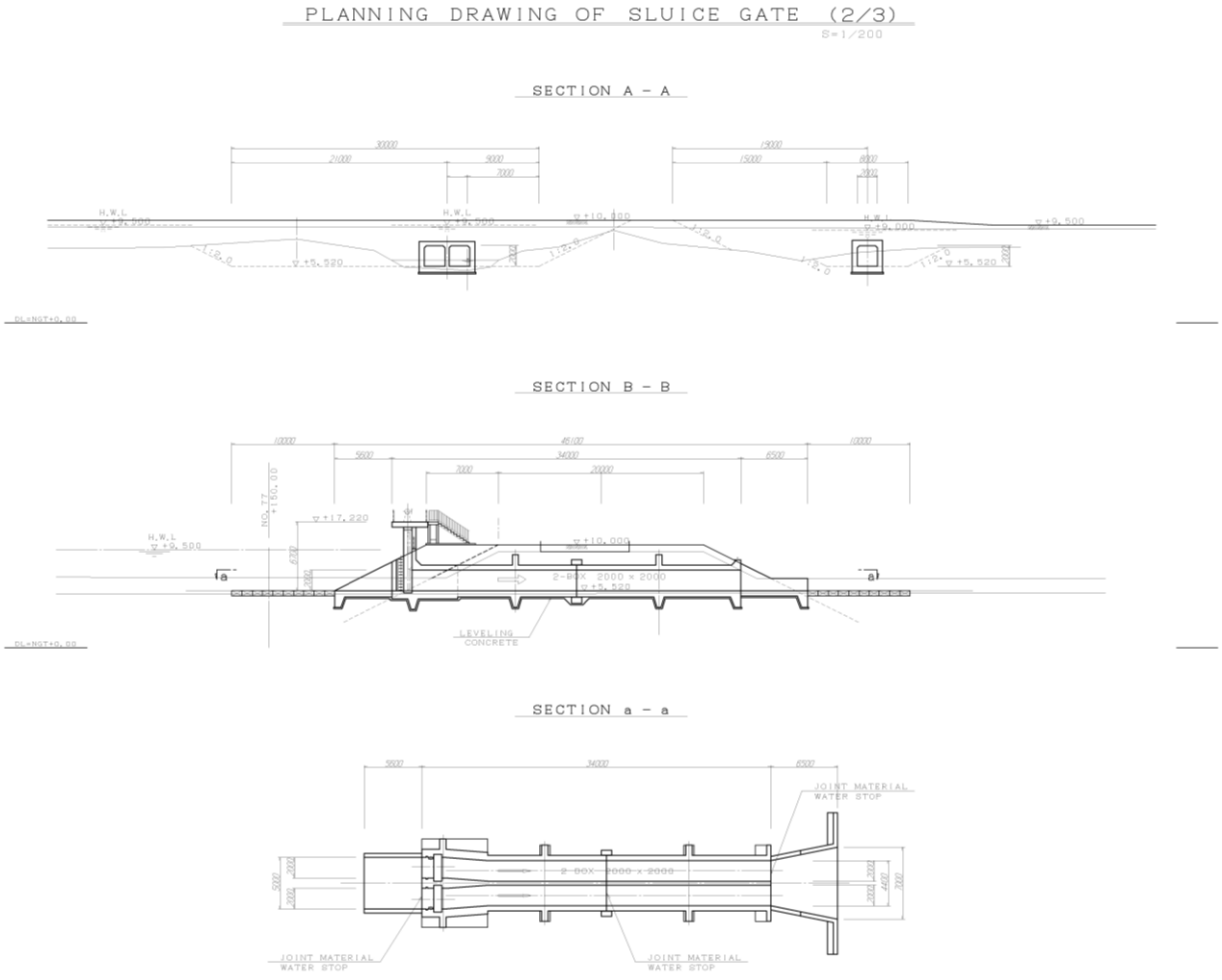


図 5.2-16　流量調節施設一般図(2)　放水路ゲート

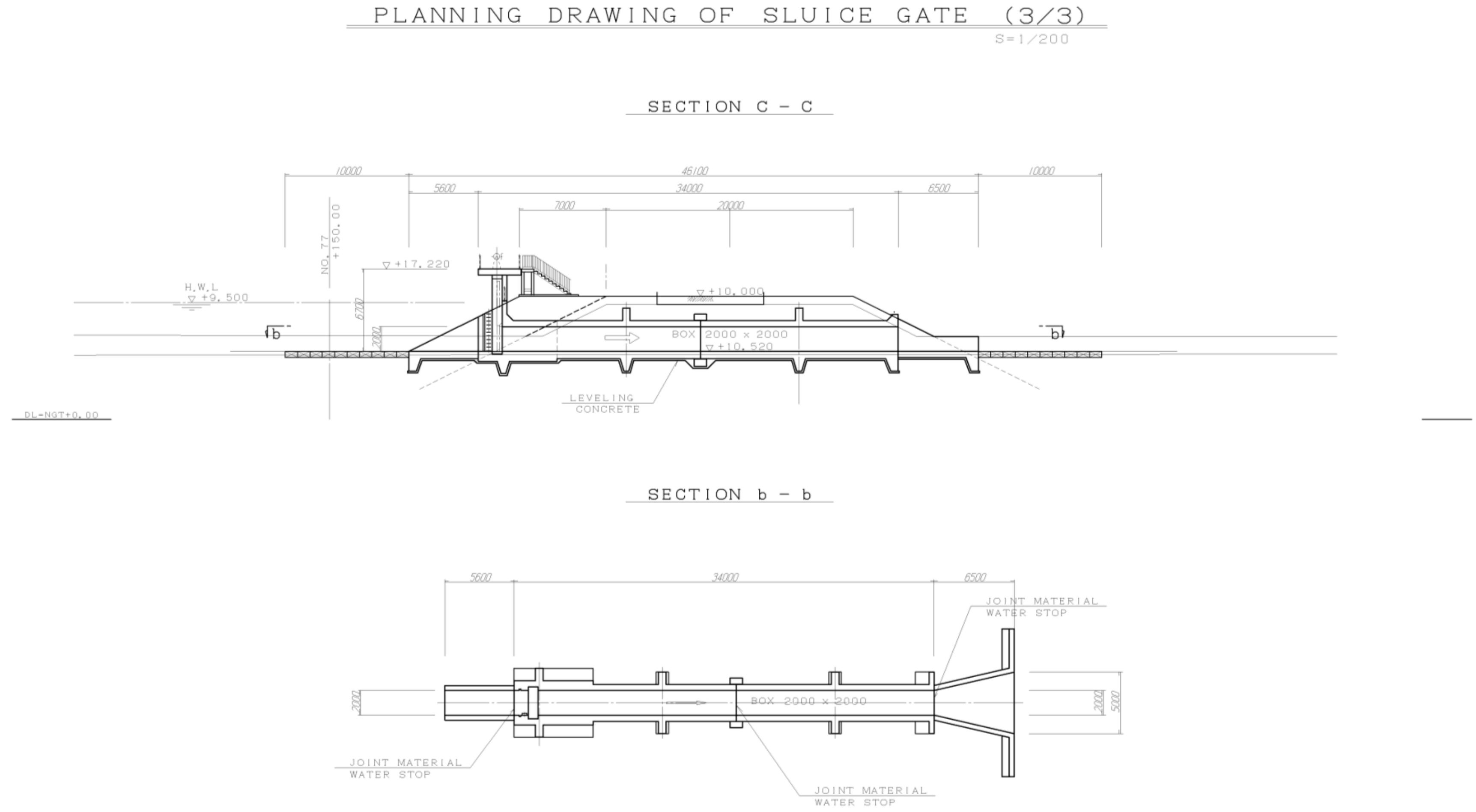


図 5.2-17　流量調節施設一般図(2)　内側水路ゲート

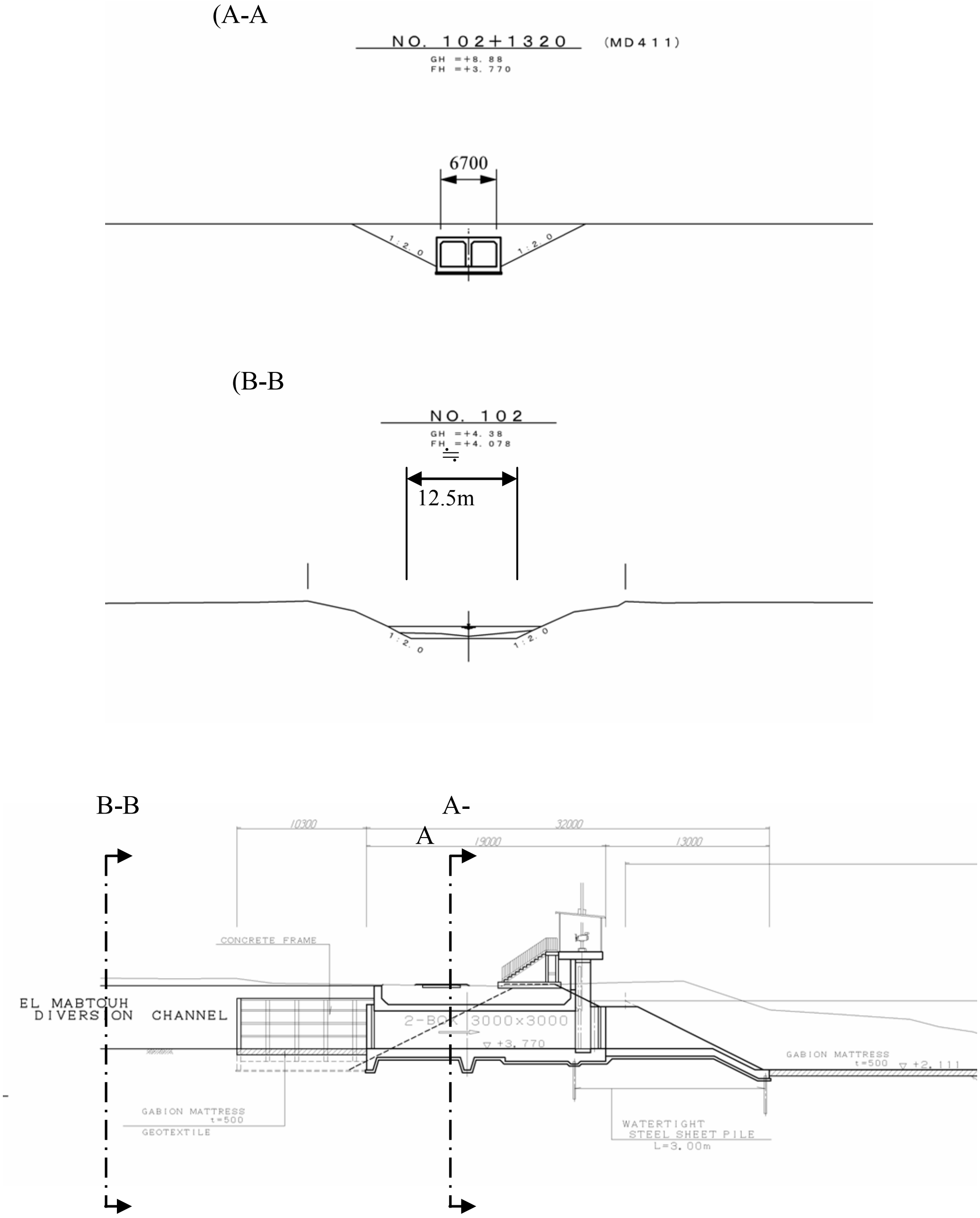


図 **5.2-18**　合流点付近の水路と新設排水門断面と構造一般図

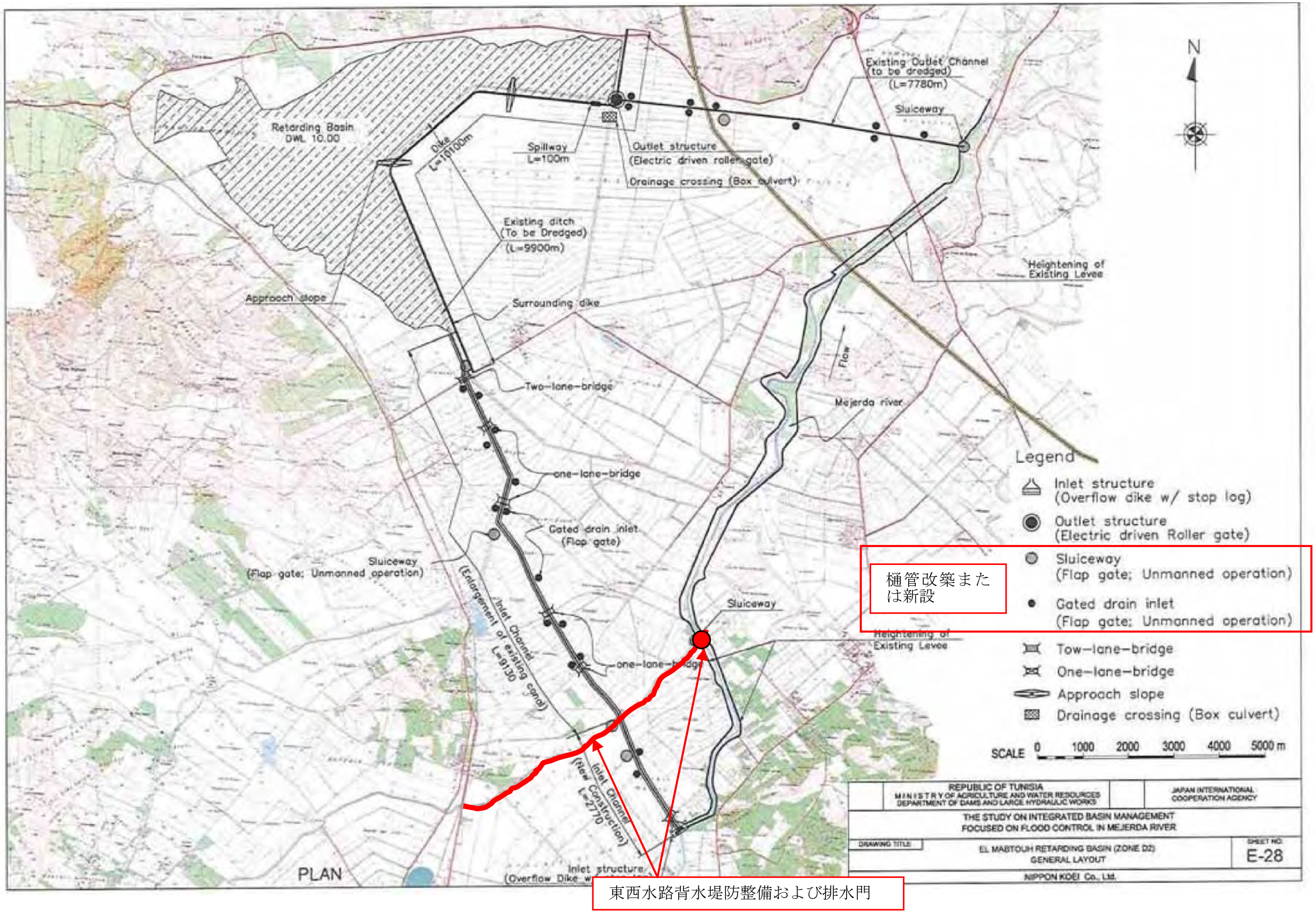


図 5.2-19　その他付帯施設位置図

5.2.7. 基礎構造の概略検討

エル・マブトゥ遊水地内へのメジェルダ川からの分流のための横越流固定堰、及び遊水地内の水路付帯構造物として流量調節施設（放水路越流堤・ゲート付越流堤、放水路流量調節ゲート、内側水路ゲート)、ヒューズ堤、並びに排水門を計画している。いずれも治水施設として重要な施設であり予期せぬ沈下や変形などが生じた場合には治水機能に支障をきたすことになる。一方、土質調査結果によれば、遊水地および本川沿川は沖積土層から構成されており強固な地盤は確認されていない。このため、ここでは土質調査結果にもとづき概略の基礎構造を検討する

(1) 土質条件と基礎形式

1) 土質条件と基礎形式

図 5.2-20 に施設と土質調査位置の関係を示す。各施設で最も近い土質柱状図および推定土層断面図を使って検討を行うものとする。使用した土層断面図を図 5.2-21 から図 5.2-23 に示す。

2) 基礎形式および準拠規準

基礎構造に関して計画位置の土層分布を確認した結果、地表付近（10m 以浅）には直接基礎としての支持層が存在しない。このため、本施設では杭基礎として設計するものとする。また、杭種・工法は当地で一般的な φ500PHC 杭（コンクリート杭)、打撃工法とする。

杭基礎の支持力算定は、以下に示す「道路橋示方書Ⅳ　日本道路協会　2002 年 3 月」に準じて行う。

（杭の極限支持力）

$$R_u = q_d A + U \sum l_i f_i$$

ここに、 q_d：杭先端における単位面積当りの極限支持力度（kN/m²）

A：杭先端面積（m²）

U：杭の周長（m）

l_i：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

許容支持力　Ra＝Ru／3　　　　　（常時、支持杭）

（杭集面に働く最大周面摩擦力度 f (kN/m^2)

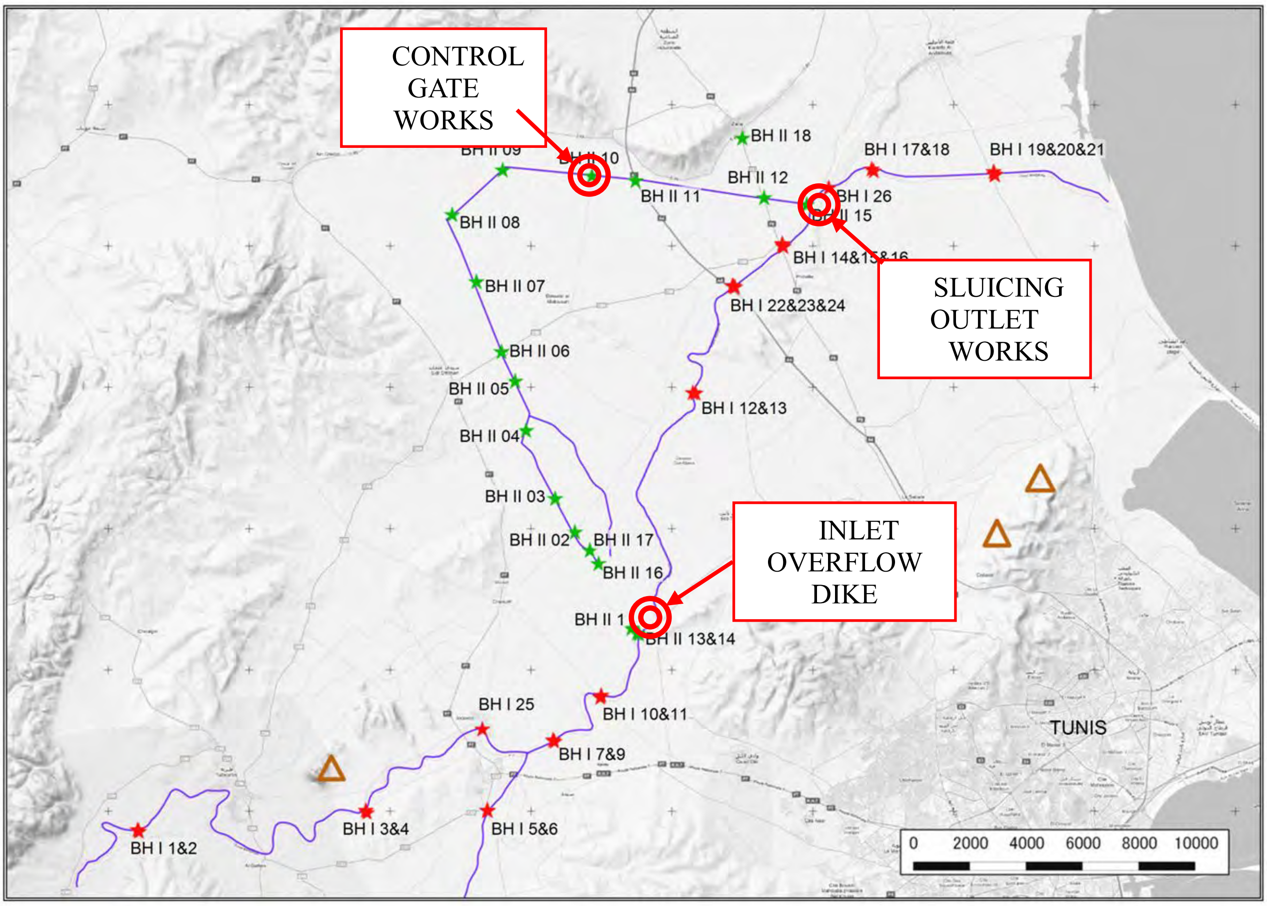
施工方法 ＼ 地盤の種類	砂 質 土	粘 性 土
打込み杭工法 (打撃工法,バイブロハンマ工法)	2N（≦100）	c または10N（≦150）
中掘り杭工法	2N（≦100）	0.8c または8N（≦100）
プレボーリング杭工法	5N（≦150）	c または10N（≦100）
鋼管ソイルセメント杭工法	10N（≦200）	c または10N（≦200）
場所打ち杭工法	5N（≦200）	c または10N（≦150）

ただし，cは地盤の粘着力（kN/m^2）,Nは標準貫入試験のN値

（杭先端の極限支持力度 qd(kN/m^2)

施 工 法	地盤種類	杭先端の極限支持力度(kN/m^2)	備 考
打込み杭工法 (打撃工法，バイブロハンマ工法)	砂れき，砂層および粘性土層	300　(L/D≧5の場合) 60•(L/D)•N (L/D＜5の場合) L：支持層への換算根入れ深さ D：杭径 N：杭先端地盤の設計用N値	•開端鋼管杭の場合 •L,Nの算定方法については，道示Ⅳ図-解12.4.2を参照。
中掘り杭工法	砂 層	150N (≦ 7,500)	•先端処理方法がセメントミルク噴出攪拌方式の場合。
	砂れき層	200N (≦10,000)	
プレボーリング杭工法	砂 層	150N (≦ 7,500)	
	砂れき層	200N (≦10,000)	
鋼管ソイルセメント杭工法	砂 層	150N (≦ 7,500)	
	砂れき層	200N (≦10,000)	
場所打ち杭工法	砂れき層および砂層（N≧30）	3,000	
	良質な砂れき層（N≧50）	5,000	
	硬質粘性土層	3q_u q_u：一軸圧縮強度(kN/m^2)	

ただし，Nは標準貫入試験のN値



注）赤星印: 本川及びシャフル川ボーリング箇所、緑星印: 遊水池ボーリング箇所、茶三角: 採石場骨材試験箇所（詳細は資料編参照）

図 5.2-20　計画施設と土質調査位置

(2) 各施設の基礎構造

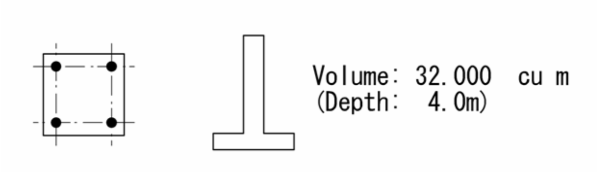
1) 分流横越流固定堰

下図に土層図を示す。この図からはが支持層に関する情報は取得できないが、周辺調査から深度 10m、N 値 20 程度を支持層と想定して、許容支持力 410 kN/本となる。総荷重より（中間）堰柱の必要杭本数は

1540÷410 ＝ 3.8 → 4 本 配置する。

なお、本施設に関しては計画位置地点での N 値試験を含む柱状図が無いことから、詳細設計では支持層までのボーリング調査を実施する必要がある。計算結果は以下の通りである。

Foundation Analysis on Weir Pillars of Inlet Overflow Dike



Calculate bearing capacity of the pile

Pile diameter	D=		0.5	(m)
Pile length	L=		10	(m)
		(m)		
Area of the tip	Ap=	=3.14×0.5^2/4=	0.196	(m^2)
		(m)		
Circumferential length	U=	= π ×0.5=	1.571	(m^2)
Bearing capacity of the pile tip	qd	=200・N・Ap	(Assumption N=20)	
		(kN/m^2) (m^2)		
		=200×20×0.196=	784	(kN)
Skin friction	fi=30 (kN/m^2)	Soil nature:S-CL	Method of pilong : Driving	
		(m) (m) (kN/m^2)		
	U･ΣLi･fi	=1.571×10×30=	471	(kN)
Ultimate bearing capacity(TOTAL)	Ru=		1,255	(kN)
Allowable bearing capacity of the pile	Ra=	Ru/3=	410	(kN/Pile)

LOAD		(m^3) (kN/m^3)		
Dead weight Body	DL	=32×25=	800	(kN)
Soil weight and liveload		(kN/m^2)(m)		
	BL	=37×20.0=	740	(kN)
		(kN/m2)(m)(kN/m2)(m)		
	(bl	=(3.5+5.0)×2.0＋10.0×2.0=	37	(kN/m))
(TOTAL)			1,540	(kN)

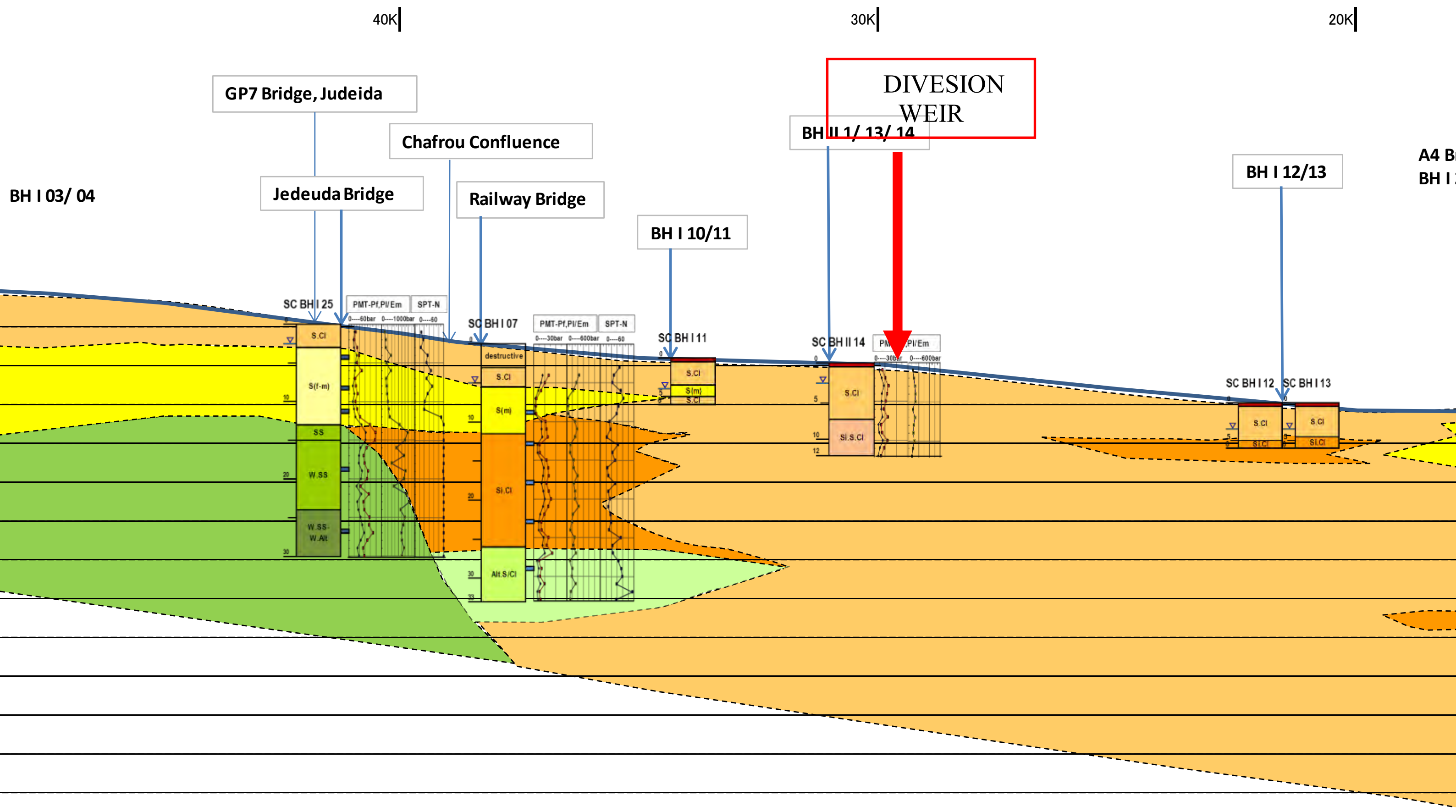


図 5.2-21 推定土層図（分水越流堰位置）

2) 流量調節ゲート

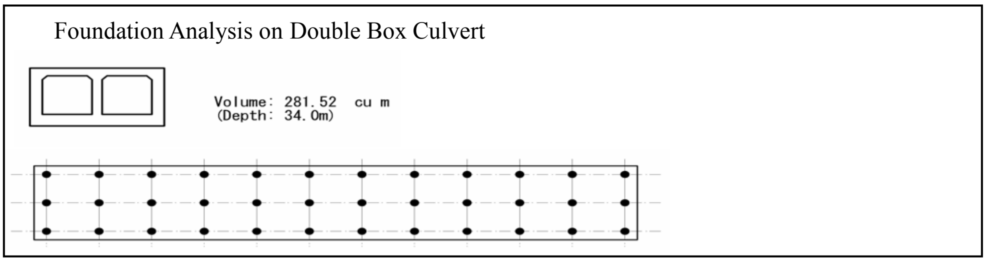
下図に土層図を示す。この図からは支持層に関する情報は取得できないが、周辺調査から深度10m、N 値 20 程度を支持層と想定して許容支持力 470 kN/本となる。

a) 放水路ゲート（2 連ボックスカルバート）

総荷重より必要杭本数は

16,205÷470 ＝ 34.5 → 36 本 配置する。

なお、本施設についても詳細設計において支持層までのボーリング調査（N 値試験）を実施する必要がある。計算結果は以下の通りである。

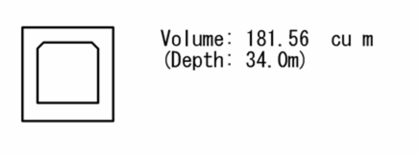


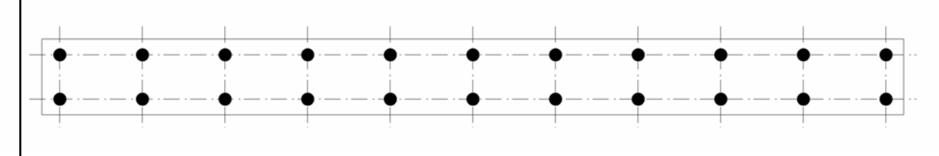
b) 側水路ゲート（１連ボックスカルバート）

総荷重より必要杭本数は

9,650÷470 ＝ 20.5 → 22 本　　配置する。

Foundation Analysis on Single Box Culvert





Calculate bearing capacity of the pile

Pile diameter	D=		0.5	(m)
Pile length	L=		10	(m)
		(m)		
Area of the tip	Ap=	=3.14×0.5^2/4=	0.196	(m^2)
		(m)		
Circumferential length	U=	= π ×0.5=	1.571	(m^2)
Bearing capacity of the pile tip	qd	=200・N・Ap	(Assumption N=20)	
		(kN/m^2) (m^2)		
		=200×20×0.196=	784	(kN)
Skin friction	fi=40 (kN/m^2)	Soil nature:Si-CL	Method of pilong : Driving	
		(m) (m) (kN/m^2)		
	U･ΣLi･fi	=1.571×10×40=	628	(kN)
Ultimate bearing capacity(TOTAL)	Ru=		1,412	(kN)
Allowable bearing capacity of the pile	Ra	=Ru/3=	470	(kN/Pile)

LOAD(2-Box type)			(m^3) (kN/m^3)	
Dead weight	Body	DL1	=281×25=	7,025 (kN)
			(m)(kN/m^2)(kN/m^2)(m)(m)	
	Soil weight and liveload	DL2	=(2.0×20＋10)×5.4×34=	9,180 (kN)
	(TOTAL)			16,205 (kN)
LOAD(1-Box type)			(m^3) (kN/m^3)	
Dead weight	Body	DL1	=182×25=	4,550 (kN)
			(m)(kN/m^2)(kN/m^2)(m)(m)	
	Soil weight and liveload	DL2	=(2.0×20＋10)×3.0×34=	5,100 (kN)
	(TOTAL)			9,650 (kN)

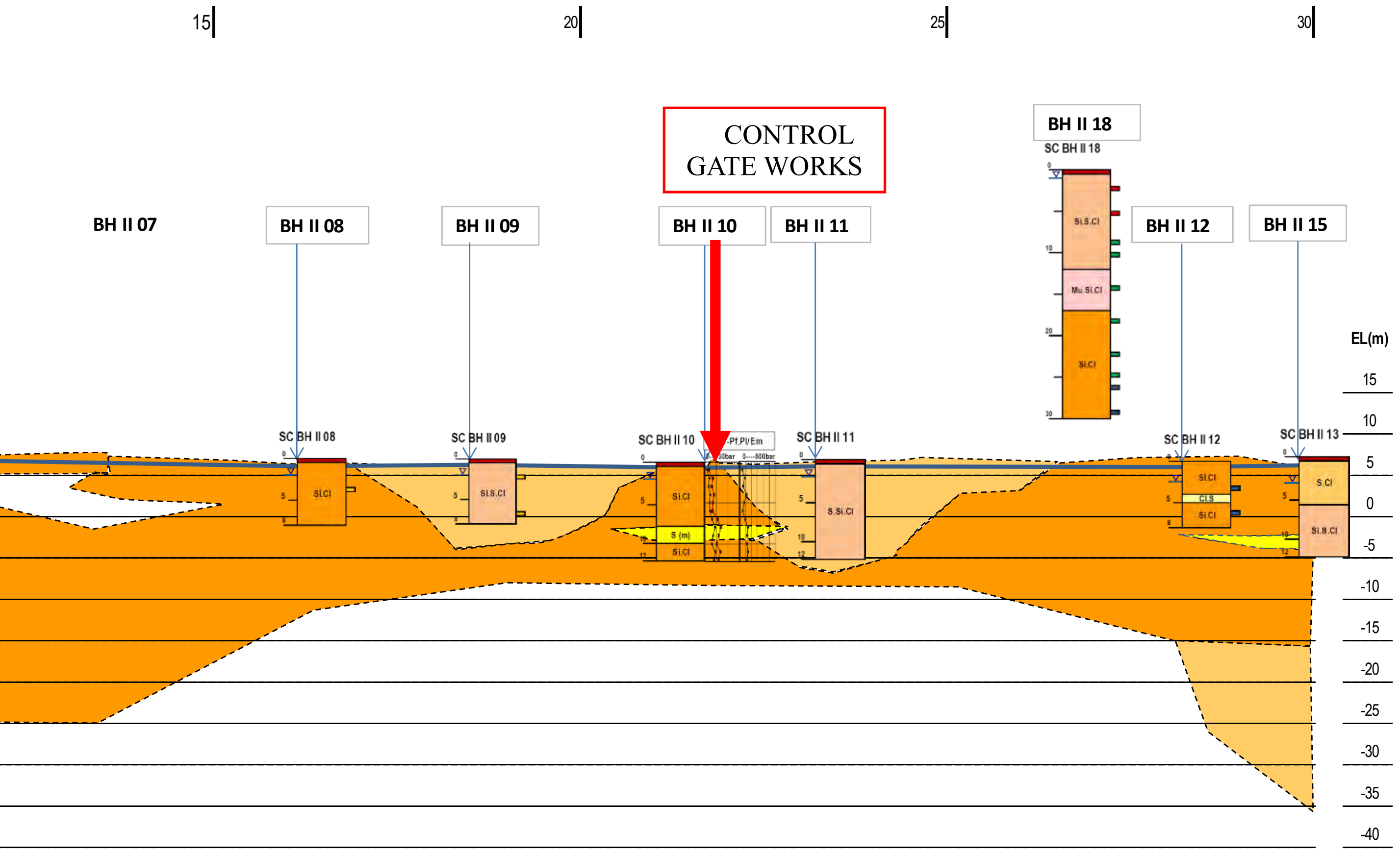


図 5.2-22　推定土層図（流量調節施設位置）

3)　排水門

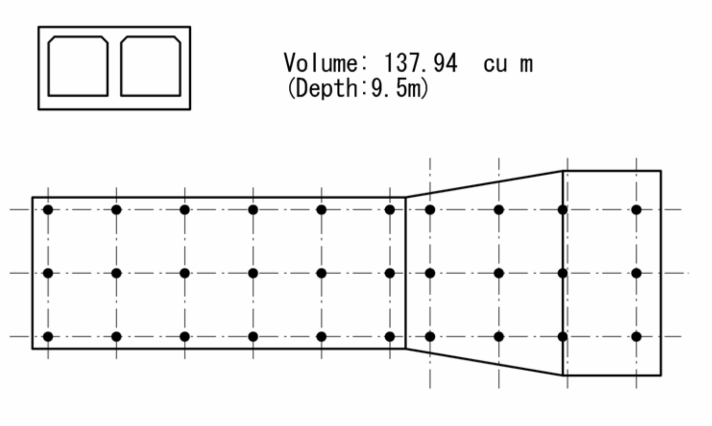
下図に土層図を示す。近傍の調査からかなり軟弱の地盤が想定され、支持層の深度を 25m、N 値 20 程度と想定して許容支持力 780 kN/本となる。総荷重より必要杭本数は

9,595÷780　＝　12.3　→　18 本　　配置する。

（杭の配置上、3m 程度を目安に配置／下図　左側部分）

なお、本施設についても同様、詳細設計において施設が計画された位置で支持層までのボーリング調査（N 値試験）を実施する必要がある。計算結果は以下の通りである。

Foundation Analysis on Single Box Culvert



Calculate bearing capacity of the pile

Pile diameter	D=		0.5	(m)
Pile length	L=		25	(m)
		(m)		
Area of the tip	Ap=	=3.14×0.5^2/4=	0.196	(m^2)
		(m)		
Circumferential length	U=	= π ×0.5=	1.571	(m^2)
Bearing capacity of the pile tip	qd	=200・N・Ap	(Assumption N=20)	
		(kN/m^2) (m^2)		
		=200×20×0.196=	784	(kN)
Skin friction	fi=40 (kN/m^2)	Soil nature:Si-CL	Method of pilong : Driving	
		(m) (m) (kN/m^2)		
	U・ΣLi・fi	=1.571×25×40=	1,571	(kN)
Ultimate bearing capacity(TOTAL)	Ru=		2,355	(kN)
Allowable bearing capacity of the pile	Ra	=Ru/3=	780	(kN/Pile)

LOAD(2-Box type)			(m^3) (kN/m^3)	
Dead weight	Body	DL1	=138×25=	3,450 (kN)
			(m)(kN/m^2)(kN/m^2)(m)(m)	
	Soil weight and liveload	DL2	=(1.6×20＋10)×19×7.7=	6,145 (kN)
	(TOTAL)			9,595 (kN)

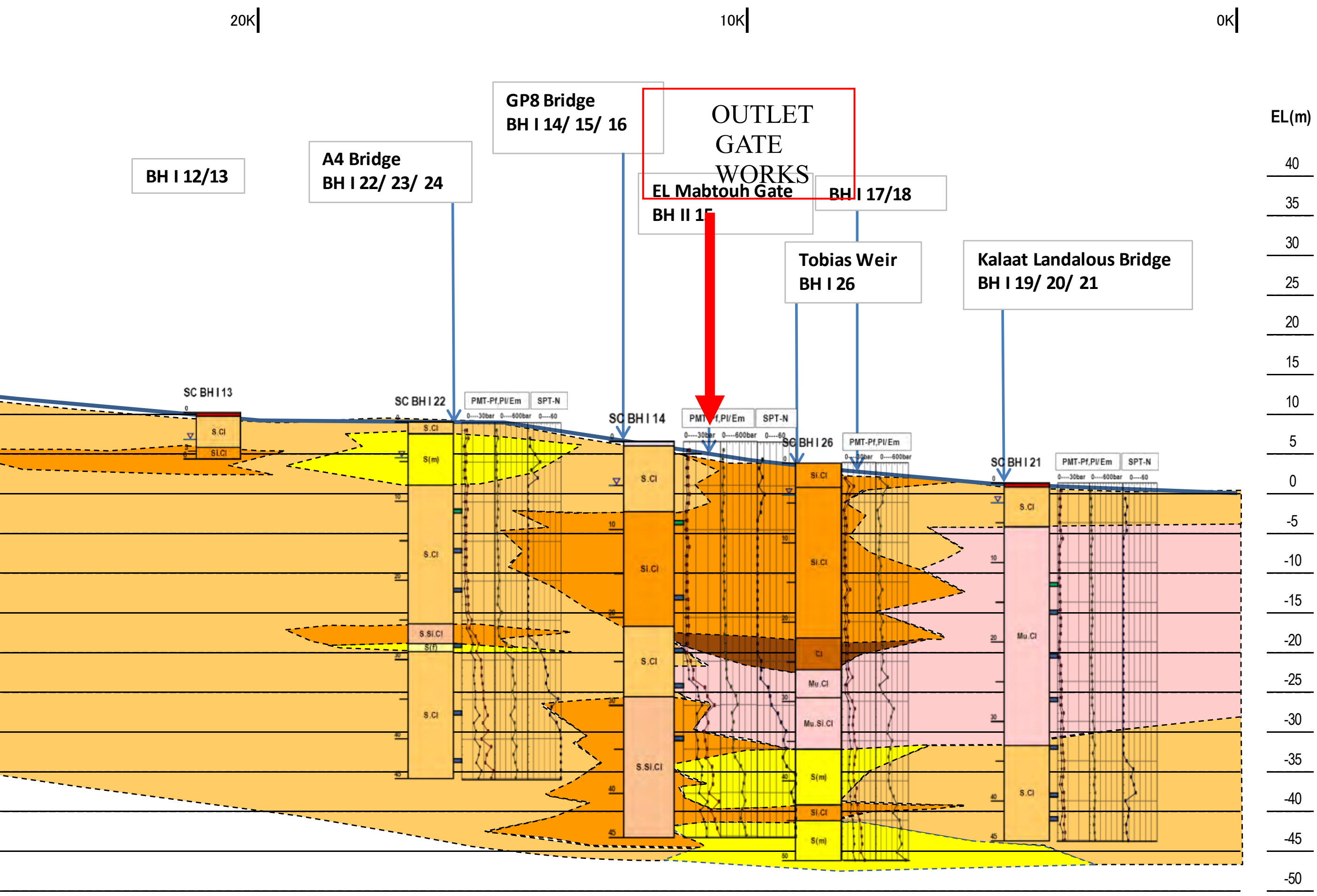


図 5.2-23　推定土層図（放流施設位置）

5.3 非構造物対策

5.3.1 非構造物対策の必要性

非構造物対策は、構造物対策と比較して、投資コストが小さく、また短期間での対応が可能であることから、計画洪水(Design Flood)を上回る洪水への対応策として有効である。本事業においては、計画規模は1/10であり、超過洪水への配慮が重要であると考えられることから、非構造物対策を実施することとする。

メジェルダ川D2ゾーンでは、テブルバ、エル・バタン、ジェデイダ等の市街地が河川沿いに位置しており、過去の洪水において洪水被害が生じている。シディサレムダムの建設後は、これらの市街地における被害は減少したものの、河川の流下能力が小さいことから2006年、2009年、2012年には沿川において被害が発生している。メジェルダ川の洪水は、急激な水位上昇を伴う洪水であり、非構造物対策の第一の目的として人的被害の軽減を目指す。

メジェルダ川流域における最大のダムであるシディサレムダムは、洪水調節容量2.8億 m^3を有する多目的ダムであるが、2003年1月並びに2009年4月洪水では、貯水池の制限水位を超えたために下流河道の流下能力を上回る600m^3/sから700m^3/sを放流せざるを得ず、下流での被害が生じた。

このような事象において人的な被害を防止するためには、河川における河川水位の上昇、河川氾濫の可能性を解析する洪水予警報システム、あるいはダムの放流に伴う河川水位の上昇量を解析するダム放流警報システム等が有効である。またD2ゾーンには、大きな支川であるシャフル川が合流しており、この流域での流出量を把握して、ダム操作を行うことが必要である。

これらのシステムの構築、導入に加えて、住民側における水防活動も重要であり、洪水時における避難警報の発令、発令した警報の伝達等に関する警報システムと伝達システムの構築、住民と行政が一体となった水防意識の向上等が必要である。

さらに、中央政府の河川管理に関しては、都市部を流れる河川が設備省の管掌、その他の地域を流れる河川が農業省の管掌、水文観測に関しては、河川に関する雨量、流量の収集は水資源総局、ダムに関する雨量、流量は、ダム・大規模水理事業総局となっており、一元的なシステムによる管理が必要である。また、河川管理施設、ダム構造物等の操作、運営に関するガイドライン、マニュアルも未整備な状況にある。

5.3.2 実施されるべき非構造物対策

JICA 実施の開発調査(Master Plan Study)、準備調査(Preparatory Study)の検討結果における非構造物対策を整理すると以下の通りとなる。

表 5.3-1 JICA 既往調査における非構造物対策

区 分 (Classification)	コンポーネント名(Name of Component)
The Study on Intgrated Basin Mangement focused on Flood Control (2009.1)	1) Strengthen Flood Control Function of Reservoir in Mejerda River Basin (貯水池機能強化)
	2) Strengthen Functrion of Flood Forecasting ans Warnig System in Mejerda River Basin (洪水予警報システム)
	3) Strengthen Evacuation and Flood Fighting System in Mejerda River Basin 3) (避難、水防計画)
	4) Organized Capacity Developement for Mejerda River Basin (流域組織機能強化)
	5) Strenghten Flood Plain Regulation /Management (氾濫原管理強化)
Preparatory Study on Integrated Basin Management and Flood Control Project (2012.1)	1) Strenghnen Reservoir Flood Control Function (貯水池洪水管理機能強化)

	2) Upgrade Present System for Flood Prediction and Warning (洪水予警報システム)
	3) Upgrade System for Evacuation and for Flood Fighting (避難、水防計画)

Source : Master Plan Study Report (2009) & Preparatory Study Report (2012)

上記の既往調査の検討結果及び今回の調査における洪水関連機関からの聞き取りを含む現地調査の成果を基に、メジェルダ川で今後、必要となる非構造物対策をとりまとめると以下のようになる。

1)洪水予警報システム
2)ダム管理システム
3)避難、水防計画
4)組織強化、能力開発

上述の非構造物対策の導入の内容を項目毎に以下のとおり整理した。

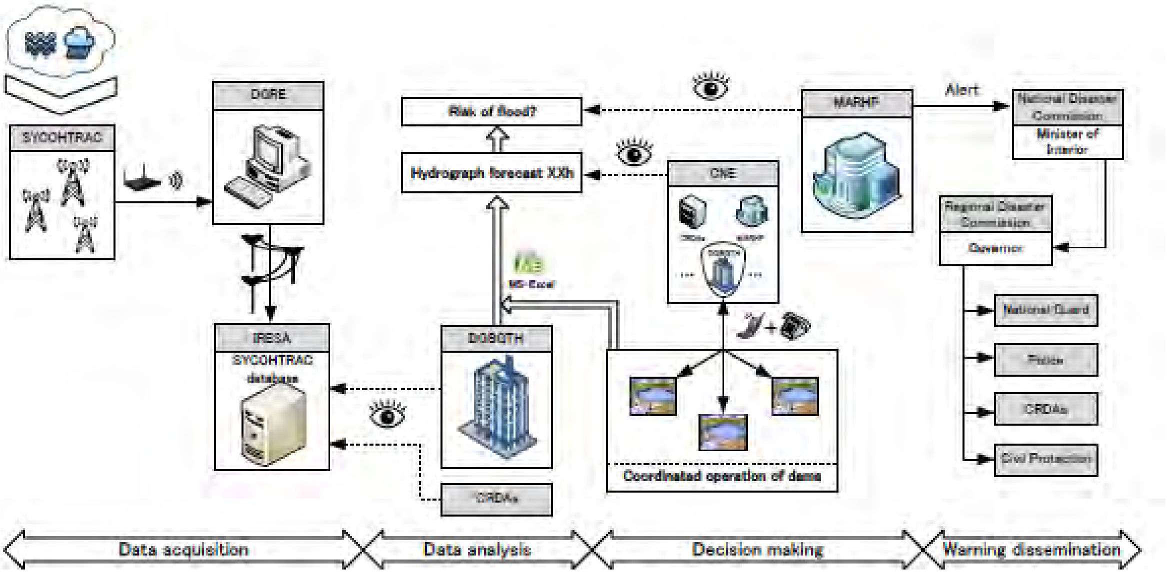
1) 洪水予警報システムは、現在の SYCOHTRAC を基本としたシステムであり、改修区間(River Improvement Section)である D2 ゾーンを対象とした計画高水位を基準とした水位の予警報(Forecasting and Warning)を行う。メジェルダ川 D2 ゾーンでの改修規模(Design Flood Scale for Mejerda)は、1/10 年規模であり、これ以下の規模の洪水時には安全な流下が想定されるが、支川シャフル川(Chafrou)流域およびその他の残流域あるいは、上流のシディサレムダムからの計画規模(Design Flood Scale)を超える放流も想定されるため、このシステムを導入する。
2) ダム洪水管理システムは、洪水時における水文情報(Hydrological Data)の収集を行うともに、これらの情報のうち、観測所雨量(Rainfall)及びシディサレムダムの上流ダム群放流量(Outflow Discharge)を基にダム諸量（貯水位 Reservoir Water Level と放流量）を予測し、下流に洪水の影響が及ばないようダムゲート操作(Flood Gate Operation)を行う。また、下流において、急激な水位上昇が予想される場合は、放流警報を実施する。
3) 避難・水防計画は、洪水予警報システムと連動し、同システムから算出される予測水位を基に、メジェルダ川 D2 ゾーンの流域に居住する住民にテレビ、ラジオ、インターネット等の連絡手段を通じて、避難情報を提供する。洪水時以外の通常時においては、洪水管理計画（Blue Plan）の改訂や住民の洪水防御意識の向上のための水防演習、ハザードマップの作成等を実施する。
4) 中央及び地方政府機関では、河川管理に関する権限、および水文情報の収集システムが複数機関に分散している。洪水予警報、ダム管理、河川管理、水文情報管理等、洪水管理に関する諸作業を一元化した組織を構築する。また、文書化されたダム管理・河川管理のガイドラインがないため、これらのガイドラインを策定する。

以上の非構造物対策に関し、次項以降において各項目毎に現状を分析して改善案を提案し、円借款事業としての必要性、妥当性を検討し、実施すべきスコープを明確にした。

5.3.3 洪水予測警報システム(SYCOHTRAC)の改善案

(1) SYCOHTRAC による洪水予警報システム

DGRE が整備を計画している SYCOHTRAC のシステム概念図は、以下に示すとおりである。



Source: Preparatory Study Report (II-68)

図 5.3-1 SYCOHTRAC の全体概念図（現状）

上記のシステム概要は、以下のとおりである。

1) データ取得(Data Acquisition)

SYCOHTRAC により雨量、水位情報を DGRE に送信する。このデータは IRESA(国立農業高等教育局)の専用サーバーに送られる。CRDA と DGBGTH は、IRESA のサーバーにアクセスしてデータを取得する。

2) データ分析(Data Analysis)

DGBGTH は、取得したデータを基に、24 時間の予測ハイドログラフの作成を行う。同時に洪水リスクの判断を行う。

3) 決定(Decision Making)

予測結果に基づき、国家水委員会(National Water Commission, CNE)は、ダムの貯水量、放流量を決定して、各ダムにその旨を携帯電話、固定電話等で通達する。

4) 警報の発令(Warning Dissemination)

洪水リスクがある場合は、農業省(MA)の局長が、内務大臣が議長を務める国家災害委員会(National Disaster Management Commission)に警報を発する。

(2) SYCOHTRAC による洪水予警報の改善案

JICA 既往調査では、SYCOHTRAC の現状と改善策を踏まえ、技術的な側面から洪水予警報システムの改善案について検討した。 SYCOHTRAC の改善案を示すと以下の通りとなる。

1) SYCOHTRAC の水位計については、チュニジア国内の測量水準システムに組み込み、標高で表示することが必要である。
2) SYCOHTRAC の雨量観測所については、14 観測所、水位観測所については、15 観測所(雨量、水位観測所兼用 8 箇所含む)の増設が必要である。

3) シディサレムダムを始めとする流域内のダムに関しては、SYCOHTRAC のデータとの統合が必要である。通信システムの GPRS の導入に伴い、ダム管理システムと統合する必要がある。
上記に要する費用は、以下の通りとなる。

表 5.3-2 SYCOHTRAC 追加水文機器の費用

Classification	Kinds of Gauge	Quantities	Unit Price (TND)	Total (TND)
1)Rainfall	Raingauge	14	1,600	22,400
2)Rainfall & Waterlevel	Waterlevelgauge & Raingauges	8	2,200	17,600
3)Waterlevel	Waterlevelgauge	7	2,000	14,000
Total		29	-	54,000

Source: Preparatory Study Report (V-205) (January, 2012)

表 5.3-3 ダム管理システムの改良費用

Classification	Quantities	Unit Price (TND)	Total (TND)
1) Discharge Monitoring Device	17 Dams	2,000	34,000
2) Gate Control System	17 Dams	320	5,440
3)Internet Access System	17 Dams	40	680
4)Data Transmission System	17Dams	250	4,250
Total	-	-	44,370

Source: Preparatory Study Report (V-208,209) (January, 2012)

システム設計は、上述のシステム概念図に基づき実施する。主要なシステム設計内容は以下の通りとなる。現段階の SYCOHTRAC のシステム設計を基本に検討、これに前出の改善策を組み込むこととする。設計項目を整理すると、以下の通りとなる。

表 5.3-4 SYCOHTRAC の改善案のための設計プログラム

区　分	主要な設計事項
a.データ取得	1)雨量、水位、ダム貯水位、ダム流入、放流量のデータ 2)気象庁等の他機関の雨量等の予測データ
b.データ活用	1)実績データ（雨量、河川水位、ダム流量）を含む予測ハイドログラフ 2)ハイドログラフから水位への換算
c.決定	1)警報発令基準 2)警報発令システム 3)ダム操作システム（貯水位、放流量） 4)警報伝達・通信システム(中央政府 DGBGTH-MA-NDMC)
d.警報の発令	1)警報発令､連絡システム(中央と地方 NDMC-RDMC-Police,CRDAs,ORTC) 2)地域住民への警報伝達・通信システム

Source: JICA Survey Team

(3) 円借款による協力の内容

水資源総局表流水局の年間予算は、70 万 TND であり、機材調達に関しては、フランス OTT 社と 15 年来の機材購入契約を結んでおり、2012 年 9 月時点では、3 年契約で 30 万 TND の機材購入計画がある。

SYCOHTRAC の改良、予警報システム導入の予算に関しては、上表に示したように、機器とシステム設計の合計で 10 万 TND であり、水資源総局表流水局での予算措置で対応が可能である。

システムについてもすでにシステムの概念図ができていることから、システム設計はチュニジア側により実施可能と判断する。

以上から、本システムに関する円借款による協力は実施しない。

5.3.4 ダム洪水管理システム

(1) メジェルダ川流域でのダム洪水管理システムの現状

ダム・大規模水理事業総局が主管するダムの水文情報(Hydrological Information)は、水資源総局が運営・管理している SYCOHTRAC とは連携していない。このため洪水管理においては、SYCOHTRAC の情報は、ダム管理には反映されていない。SYCOHTRAC とダム管理システムの統合は、通信システム(GPRS)の更新時に予定されている。

ダムの操作規則が作成されているのは、シディ・サレムダムのみであり、他のダムについては、経験的な操作・運用となっている。洪水時の貯水池運用(Reservoir Operation)については、多くのダムでは、洪水時において洪水調節容量(Flood Control Capacity)が十分には活用されていない。ダム操作記録によれば、シリアナ(Silliana)ダムでは、洪水調節容量の13%(2003年12月洪水時)、ブヘルトゥマダムでは、18%(2003年1月洪水時)、シディ・サレムダムでは、55%(同)のみの活用にとどまっている。一方、メレゲダムでは96%の容量が洪水調節に活用されている。

洪水調節容量はチュニジアの主要8ダムの合計で 5.20億 m^3であり、このうちシディサレムダムとメレゲダムで3.88億 m^3となり、全体容量の75%を占めている。特にシディサレムダムは、流域の最下流に位置しており、また、洪水調節容量も2.85億 m^3と大きな容量を有していることから、洪水管理上、最も重要なダムである。

(2) シディサレムダム洪水管理システムの現状

現在のシディサレムダムでは、ダム上流域の水文観測データを電話・ファックス等で収集し、これらの情報をもとに、ダム操作を決定し、放流している。新たに検討するダム洪水管理システムでは、a.水理、水文観測データ収集システム、b.観測データ処理システム、c.降雨、流量(予測)計算システム、d.洪水ゲート操作システムから構成される。

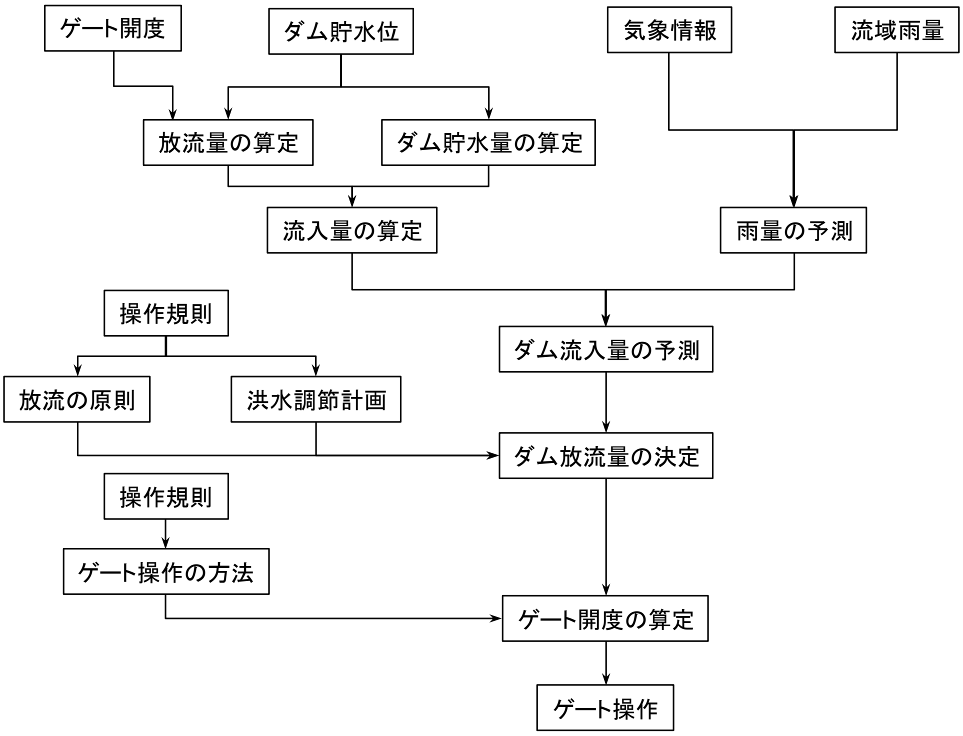
メジェルダ川においては、2003 年 1 月洪水においては、ピークが 4 回連続して発生したことにより、シディサレムダムからの放流量を下流の無害流量以下に抑えることができなかった可能性があると考えられる。観測情報が十分に得られない状況に陥っても、得られる情報を最大限に活用してゲート操作等に対応できるような体制を整えることが必要である。

(3) シディサレムダム洪水管理システムの改善案

ダム管理は、時代的背景や地域的特性を考慮して実施する必要があるもののその基本は、以下のとおりである。

1) ダム運用諸設備(Operation Equipments)がどのような条件下にあっても、設置目的通りに機能すること。
2) 洪水時においてダムからの過放流(Excess Discharge)を行わないこと。

洪水管理システムは、メジェルダ川の多様な洪水に対して最適、効率的な調節をシディサレムダムで行うことにより、ダム下流域の洪水被害を最小限にとどめることを目的とする。日本においては、ダムにおける洪水調節手順は以下のような手順で実施される。



資料:ダム管理の実務(財団法人 ダム水源地環境整備センター)

図 5.3-2　ダムの洪水調節の手順

ダム洪水管理システムの検討では、上記の手順を基本として、既往の主要洪水を対象に、ダム操作規則に則り、下流の河道流下能力 800m^3/s を上回らないよう洪水調節計算を行う。既往の洪水では、シディサレムダムの洪水調節容量が十分に活用されていない課題があり、最大洪水容量 2.85 億 m^3 を最大限に活用するダム洪水調節方式（ゲート開度と洪水調節容量）が最終的なアウトプットとなる。従って、ダム操作規則の改訂を前提とした洪水調節計算を実施する。検討事項を列挙すると、以下の通りとなる。

表 5.3-5　シディサレムダムの洪水管理システム

区　分	主要な検討プログラム
a. Data Gatering and Arrangement データの収集	1)雨量、水位、ダム貯水位、ダム流入、放流量のデータ 2)検討対象洪水の選定(最大洪水を含む 3 洪水程度)
b. Review on Present Flood Contro System 管理操作規則レビュー	1)洪水調節方式の把握 2)ゲート開度と放流量の把握
c. Analysis and Proposal for Flood Control Method 洪水調節方式の検討	1)現行操作規則による洪水調節計算 2)操作規則改定(案)による洪水調節計算 3)洪水調節容量、ゲート開度の検討 4)計画規模を超える場合の操作対応
d. Recommendation for Flood Control Operation 操作規則の改訂の提言	1)洪水調節計算結果の整理 2)操作規則の改訂への提言

Source: JICA Survey Team

(4) 円借款による協力内容

以上を述べたシディ・サレムダムの洪水管理システムの構築・導入には、チュニジア側のダム管理の現状を考慮すると、日本による協力が必要である。円借款では、上記の表に示したシディ・サレムダムのダム操作規則の改訂を前提とした洪水管理マニュアルを作成する。本件に関する機材の調達は生じない。なお、後述 7.4 で本邦技術の活用で述べる「洪水管理関るシステム」ソフトウエア導入の適否については、水資源総局が予定している SYCOHTRAC との連動性などを考慮して検討する必要がある。

5.3.5 洪水避難、水防活動

(1) 洪水避難、水防活動の現状

水防活動(Flood Fighting Activities)は、地方災害管理委員会(Regional Disaster Management Commission)からの指示により地方の住民保護局(ORPC,Regional Civil Protection Office)が実施している。メジェルダ川 D2ゾーンにおいては、マヌーバ地区住民保護局が最も重要な公的機関である。

国家住民保護局(ONPC, National Civil Protection Office)での聞き取り調査によると、洪水発生時には地方災害管理委員会から地方住民保護局に避難警報が発令されることとされているが、農業省から洪水に関する情報が住民保護局に必ずしも迅速・正確には提供されていないという現状があるため、避難活動が効率良くできないという課題がある。

また、メジェルダ川の下流に位置するアリアナ地区では、逃げ遅れの住民が出た事象、住民保護局からの避難警報の無視、家禽の世話のための浸水区域への居残り等、洪水情報の伝達手段に関する課題や、地域住民の間には洪水に対する防災意識が欠如している傾向がみられる。

以上から、洪水避難における課題は以下のように整理される。

1) 農業省から地方住民保護局への洪水情報の欠如、地方保護局から地域住民への洪水情報の欠如
2) 洪水情報不足による住民保護局における水防活動の事前準備の不足
3) 水防に関する地域住民の意識の低下

(2) 洪水情報共有・伝達手段の改善

上記で整理した警報伝達における課題は、農業省から住民保護局への洪水情報の伝達、住民保護局から地域住民への伝達に2点に集約される。前者については、SYCOHTRAC の改良や通信システム(GPRS)の改善によって将来的に解決されると判断される。前述した SYCOHTRAC のシステム概念図においても農業省からの情報連絡先として、国家災害委員会の他に、国家警護(National Guard)、警察、地方農業開発事務所(CRDAs)、住民保護局(Civil Protection)が入っている。

ここでは後者について、住民保護局から地域のコミュニティへの伝達を改善するための以下の伝達方法を検討する。

1) テレビ、ラジオ、インターネット、SMS を利用した伝達

メジェルダ流域においては、ほとんどの家庭でテレビを保有しており、また、車両には、ラジオが装備されている。洪水時においては、在宅者にはテレビ、車両の運転者、同乗者に対してはラジオによる警報伝達が有効と考えられる。

また、水資源総局での聞き取りから、将来的に GPRS システムに通信システムを更新した場合は、インターネット上に水文、洪水情報を公開される。これらを関係機関、住民が利用する

ことも想定される。SMS については、携帯電話が普及した現在においては、有効な連絡手段と位置づけられる。洪水時には、住民保護局と住民代表との間で SMS を発信、受信することにより、連絡を取合うことが有効である。

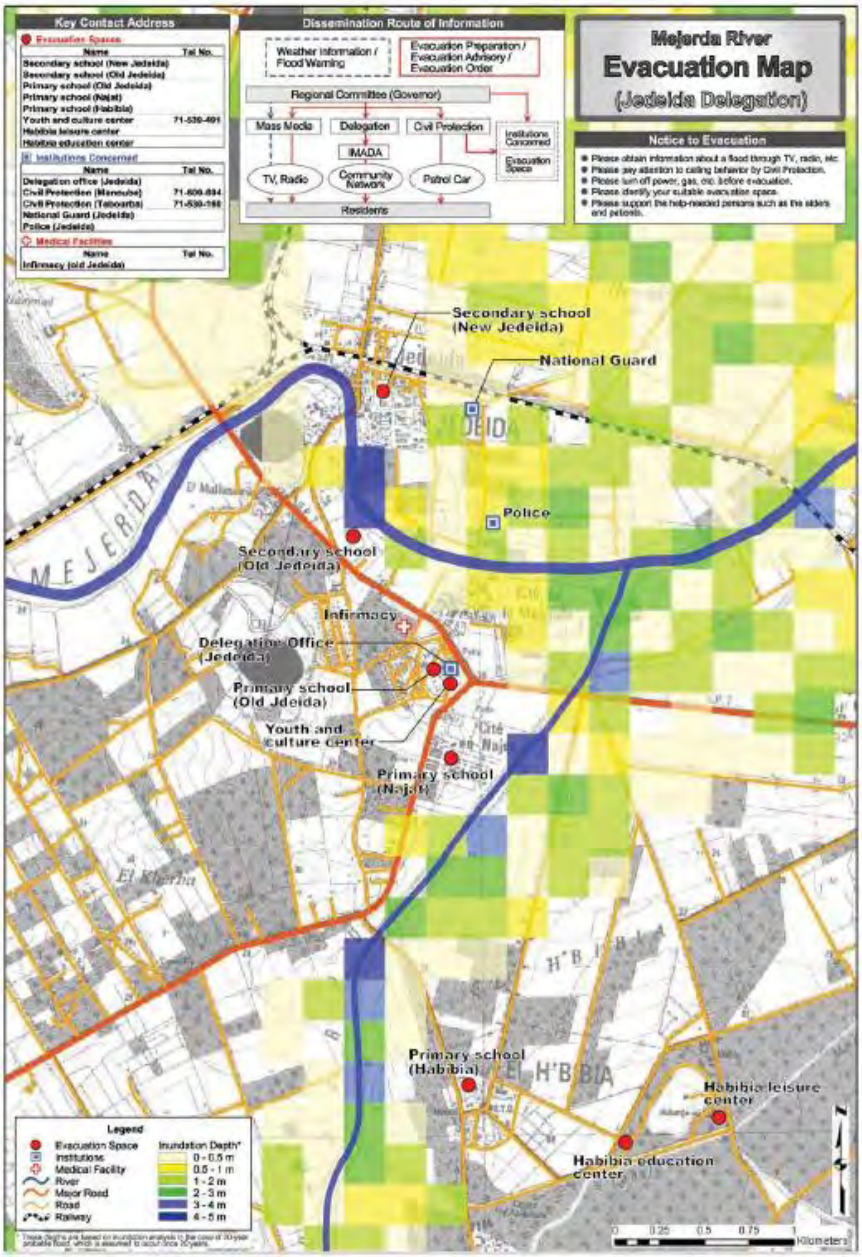
2） 巡回による警報、Imada 通信網を利用した伝達

本手段は、現在取られている伝達システムを基本としたものであり、住民保護局の巡回による警報連絡、地方コミュニティであるイマダ(Imada)の連絡網による通知を行うものである。これらの伝達システムは、ラジオ、インターネット、SMS 等の情報通信システムとの併用により大きな効果が期待できる。

(3) コミュニティの水防意識の向上

マヌーバ県では、洪水に関する水防計画(Blue Plan)が策定されており、地域における浸水箇所や洪水時に通行ができない道路、洪水時における活動計画（避難場所、水防機材、災害情報連絡網）がこの中に示されている。

本プロジェクトでは、水防意識の向上策として、マスタープラン調査時に行ったような地域の防災機関（マヌーバ地方住民保護局）と地域住民が一体となって、浸水頻度の高い区域や避難路の確認、連絡、伝達方法の確認を行い、これらを防災計画に反映させる活動を行う。避難マップの作成には、JICA チームによる氾濫シミュレーションも利用するものとする。既往の JICA マスタープラン調査における JICA とマヌーバ住民保護局との協力によるモデル地区(ジュデイダ)における避難マップの作成例を以下に示す。



Source: Master Plan Study (2009)

図 5.3-3　避難マップ（ジュデイダ）

D2ゾーンにおいて想定される洪水被害区域は、上流より、テブルバ(Tebourba)、エル・バタン(El Battan)、ジュダイダ(Jedeida)、エル・ヘナ（El Henna エルマブトゥ遊水地分流検討地点付近）等があげられる。浸水が予想されるこれらの地区(Delegation)からモデル地区を選び、コミュニティにおける防災意識の向上策を検討する。避難活動については、実地訓練が望ましいが、難しい場合は、机上訓練とする。検討プログラムは、以下の通りとなる。

表 5.3-6 警報システムの改善、水防意識向上のためのプログラム

プログラム	目的	想定される方法/対策
a.Improvement of Communication System for Warning 警報通信体制の改善	Improve Waning System among local Governments and Local Communities 地方自治体や地域社会の警報システムの改善	1) テレビ、ラジオ、ウェブサイトによる洪水情報の十分な伝達 2) 警報と情報交換のため、SMS を活用 3) 既存の伝送システムのアップグレード (パトロールや Imada のネットワークによる警報)
b. Strengthening Awareness and Capacity for Flood Risk Mitigation in Local Communities 地域社会における洪水の軽減に関する能力と意識向上	Enhance Awareness on Flood Mitigation in Local Communities 地域社会における洪水の軽減に関する能力と意識を高める	1) 既存の水防計画(Blue Plan)のレビュー a)浸水可能区域の公開 b)避難所、浸水区域の確認、検討 c)ブループランでの避難経路 d)洪水活動計画と設備のチェック・検討 2)水防活動の机上訓練 3)浸水マップの作成 4)新たな水防計画(Blue Plan)の提案

(4) 円借款による協力内容

円借款業務における洪水避難、水防計画に関しては、上述「警報システムの改善、水防意識向上のためのプログラム」を実施する。なお、本件に関する機材の調達は生じない。

5.3.6 組織、制度の強化並びに能力開発

(1) 組織・制度、能力開発に関する現状

前述したように、中央及び地方政府機関では、河川管理に関する権限や雨量、水位の水文情報の入手システムが複数機関に分散している。洪水予警報、ダム管理、河川管理、水文情報管理等の洪水管理に関する諸作業を一元化したシステムを構築する必要がある。また、文書化されたダム管理・河川管理のガイドラインが不足しているため、これらのガイドラインを作成する必要がある。

(2) 改善策のためのプログラム

農業省における組織の改編、河川構造物、ダム管理や洪水管理システムに関する能力開発の方向性は、以下のとおりとする。

a) 中央及び地方政府機関では、洪水管理に関する権限が複数機関に分散している。洪水予警報、ダム管理、河川管理、水文情報管理等、洪水管理に関する諸作業を一元化したシステムを構築する。

b) 文書化されたダム管理、洪水防御計画・河川計画のガイドライン、河川構造物の設計基準がない。システムの一元化とともに、これらのガイドラインを策定する。

上記の方向性に基づく検討プログラムを以下に示す。

表 5.3-7 組織・制度の改編、能力開発のためのプログラム

検討プログラム	対象とする組織または施設	主要な検討事項
a.Strengthening of Organization & Institution for Flood Management 洪水管理組織、制度の強化	DGRE, DGBGTH 農業省水資源総局、ダム大規模水理施設総局、	1)組織の再編案の提言 2)洪水管理、河川管理を主とした組織の強化 3)設備省(ME)との河川管理、管掌区分 4)灌漑部局との調整、管理、管掌区分

b.Preparation of Management Standards & Guidelines for River Facilities 河川管理施設の管理基準、ガイドラインの作成	Mejerda River, Dams located in the Mejerda Basin, El Mabtouh Retarding Basin メジェルダ川、ダム群、エルマブトゥ遊水地	1)洪水防御計画と水（灌漑、上水）利用との調整 2)河川管理とダム管理 3)河川構造物（堰、遊水地、ゲート）の操作・管理ガイドライン

(3) 円借款による協力内容

円借款業務における組織強化、能力開発に関しては、以下のプログラムを実施する。なお、本件に関する機材の調達は生じない。

表 5.3-8 組織・制度の改編、能力開発のためのプログラム

区 分	主要な検討プログラム
a.Organization Strengthening 組織強化	1)洪水管理システムの一元化、 2)農業省、設備省の河川管理区分
b.Capacity Development 能力開発	1)河川管理とダム管理（ワークショップ、ガイドライン、研修） 2)ガイドラインの整備（河川・遊水地施設運用・管理）

Source: JICA Survey Team

5.3.7 メジェルダ川洪水制御事業における非構造物対策

以上述べた円借款による非構造物対策に関する協力の内容について、実施時の関連機関、対象地域を整理すると以下の通りとなる。

表 5.3-9 メジェルダ川洪水制御事業で実施される非構造物対策

No.	Envisioned Non-structural Measures	Relative Agencies/Bodies	Project Area
1	Dam Flood Management System (ダム洪水管理システム)	DGBGTH	Sidi Salem Dam
2	Warning Infomation Sytem and Flood Fighting Activities Plan (警報伝達、避難・水防活動)	MA ONPC, CRDA	Mejerda River(D2 Zone)
3	Sterengthening of　Organization and Capacity Develpement for Flood Management System (組織強化、能力開発)	MA (DGRE,DGBGTH) MEq	Mejerda River

Source: JICA Survey Team