

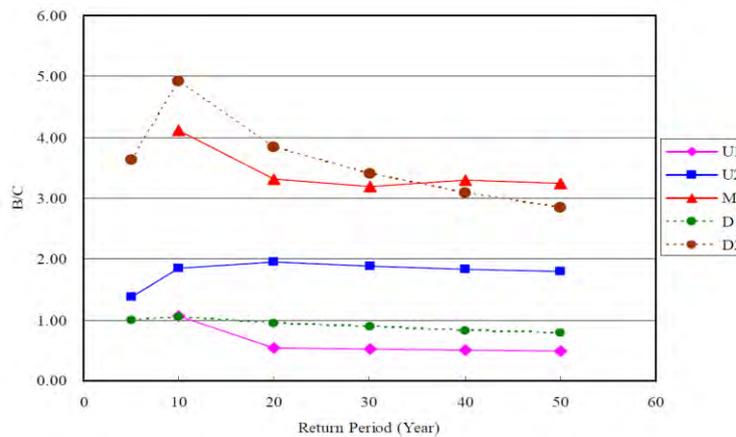
## 第4章 河川改修計画

### 4.1 河道改修計画の基本条件

#### 4.1.1 治水安全度

D2 区間において目標とする治水安全度については、マスタープランを踏襲するものとする。マスタープランでは区間毎に治水安全度別の B/C を算定し、B/C が最大となる安全度を採用している。

以下に、区間毎の B/C と治水安全度の関係を示す。以下の検討結果より D2 区間の目標治水安全度は 1/10 年となる。なお、D2 区間においては、1/50 年の整備であっても費用に見合う効果が得られることに留意すべきである。

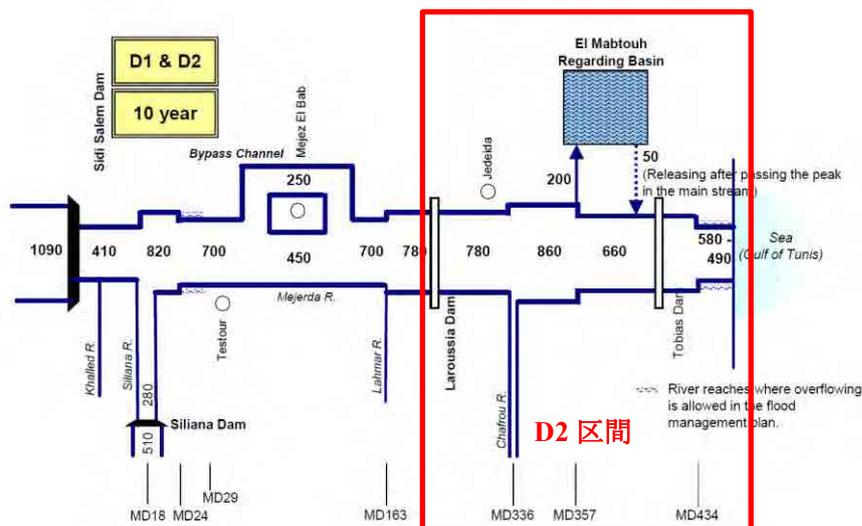


Source: Master Plan Study

図 4- 主要地点ハイドログラフ

#### 4.1.2 構造物対策

マスタープランにおける 1/10 年確率の計画高水流量配分は以下のとおりとなっており、D2 区間では河道改修と遊水地の組み合わせによる構造物対策となっている。本調査においても構造物対策は河道改修と遊水地の組み合わせによるものとする。



Source: Master Plan Study

図 4- マスタープランにおける計画高水流量配分

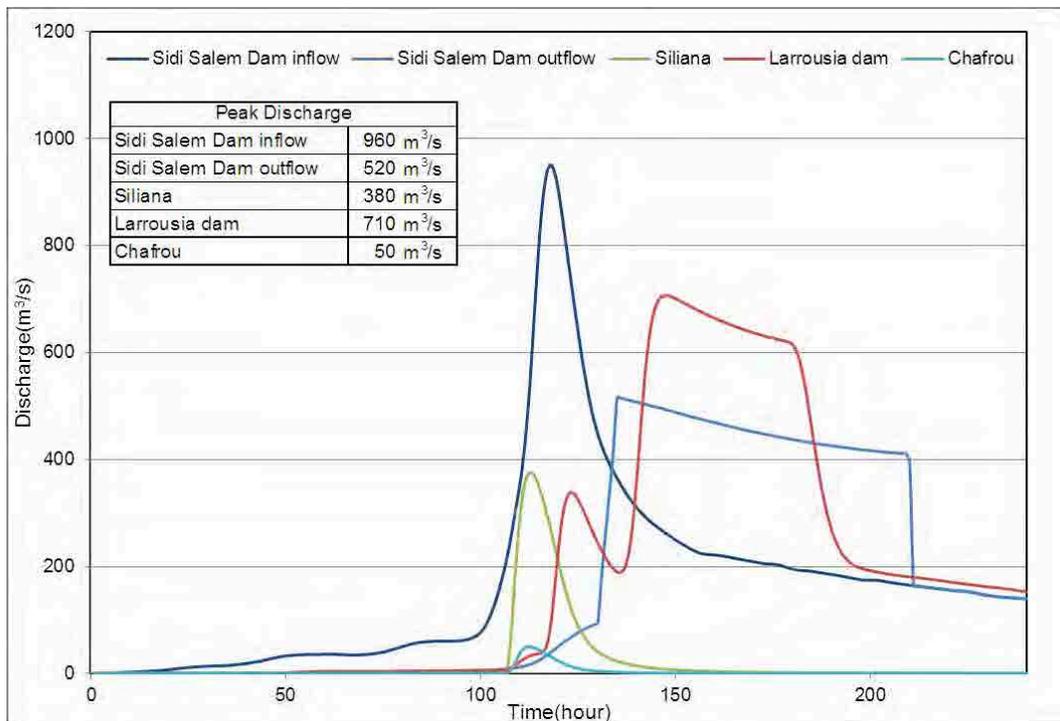
## 4.2 基本高水流量

流出計算については別途、「チュニジア国メジェルダ川流域気候変動評価」(メジェルダ川気候変動評価とする)で検討されている。本調査では、メジェルダ川気候変動評価で検討された流出計算結果を「基本高水流量および計画高水流量」の決定のために用いるものとする。

以下に、同評価によって得られた主要地点のハイドログラフ及び基本高水流量配分を示す。ラルーシアダム地点のピーク流量は  $710\text{m}^3/\text{s}$  であるが、本調査対象区間である 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  $800\text{m}^3/\text{s}$  と設定している。

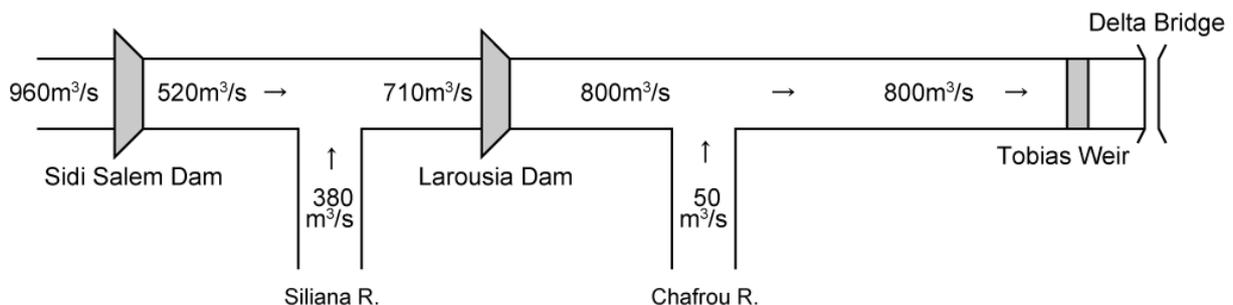
なお、シディサレムダムにおける放流量は以下の操作を想定して算出している。

- ・洪水調節開始水位：116.0m
- ・ゲートは  $0.9\text{m}/\text{h}$  で開き、6 時間で全開とする。
- ・水位低下時は、常時満水位 115.0m までゲートは全開とする。



Source: JICA Survey Team

図 4- 主要地点ハイドログラフ



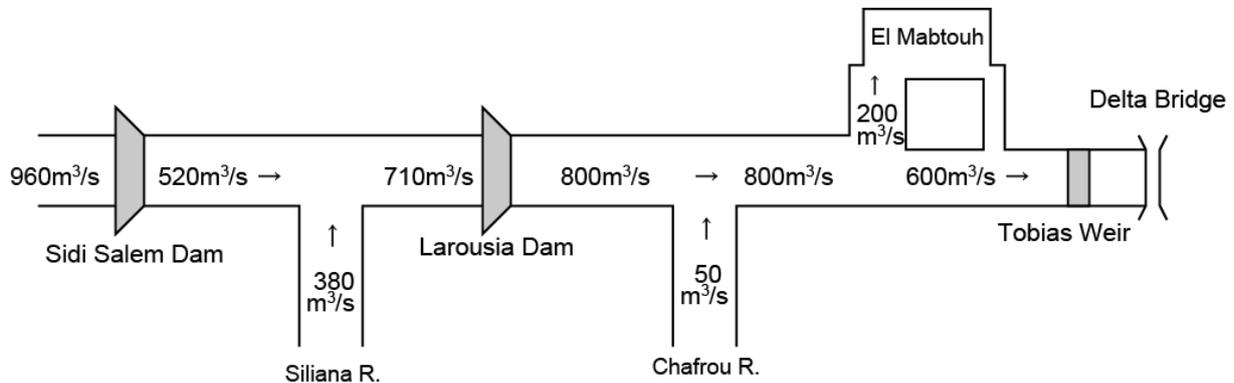
Source: JICA Survey Team

図 4- 基本高水流量配分図

### 4.3 計画高水流量

計画高水は、マスタープランに基づき河川改修とエル・マブトゥ遊水地の組み合わせとする。

エル・マブトゥ遊水地への分配量は、エル・マブトゥ湿地の容量を考慮して、マスタープランを踏襲し 200m<sup>3</sup>/s とした。以下に、計画高水流量配分図を示す。



Source: JICA Survey Team

図 4- 計画高水流量配分図

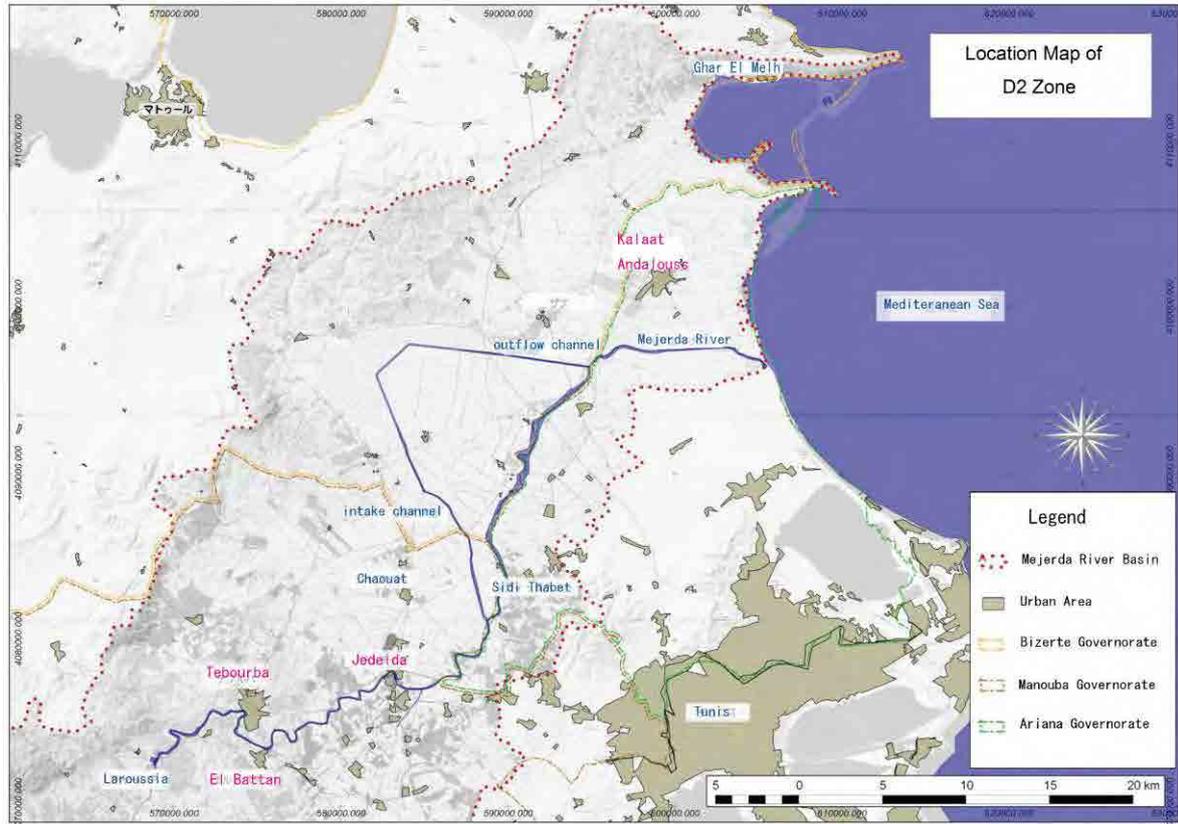
### 4.4 河道特性

#### 4.4.1 河道横断及び縦断図

本調査は D2 ゾーン（ラルーシアダム～メジェルダ川下流端）を対象とする。本調査において河道特性の把握に使用した測量データは下表のとおりである。2011 年の測量横断データでは、測線位置が河道法線に対して垂直ではない箇所が散見されるため、本調査では 2007 年測量資料を用いることとする。

表 4- 河道測量データ

	区間	測量年	出所	延長	断面数
1	メジェルダ川本川 (ラルーシアダム～メジェルダ川下流端)	2007	マスター プラン	64.974km	199



Source: JICA Survey Team

図 4- 本検討対象区間 (D2 区間)

#### 4.4.2 現況流下能力の把握

対象とする区間の現況流下能力を把握する。流下能力算定に使用した水理計算条件は下表のとおりである。

表 4- 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 (メジェルダ川下流端～ラルーシアダム、64.974km)
3	対象河道	現況河道 (2007 年)
4	対象流量	W=1/10 年(800m <sup>3</sup> /s)の 20%～120%の 6 ケース
5	粗度係数	0.04
6	出発水位	0.77m
7	構造物	橋梁 11 脚

##### (1) 検討対象区間

流下能力検討対象区間は、メジェルダ川下流端～ラルーシアダム (0.0～64.974km) とする。

##### (2) 対象河道

現況河道を対象とし、マスタープラン作成時の 2007 年時点の河道断面を用いる。

##### (3) 対象流量

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

#### (4) 粗度係数

図 4-に示す代表断面について、河床部とタマリスクが繁茂している部分とに分割し、合成粗度により設定を行った。各代表断面の粗度はそれぞれ以下のとおりとなる。なお、河床部には  $n=0.030$ 、タマリスクが繁茂している部分については  $n=0.060$  を設定した。

- ・ 49.809km 地点：  $n=0.040$     ・ 35.521km 地点：  $n=0.040$
- ・ 22.521km 地点：  $n=0.039$     ・ 7.633km 地点：  $n=0.037$

区間全体においてタマリスクが繁茂している状況が見られ、各代表断面における合成粗度についても大きな違いが無いことから、全区間で  $n=0.040$  を用いる。

後述する 2003 年洪水による氾濫状況の再現計算についても、氾濫地点がよく再現できており上記の粗度の設定は妥当であると言える。

#### (5) 出発水位

出発水位はマスタープランにて設定されているメジェルダ川下流端の計画高水位 0.77m とする。

図 4-にマスタープランにおける計画縦断を示した。

#### (6) 構造物

流下能力算定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。下表に考慮した構造物の諸元を示す。

表 4- 構造物諸元

No	構造物名		河口からの距離	ピア幅	ピア本数
1	エル・バタンダム橋	El Battane Weir bridge	53.111	2.24	17
2	ジェデイダ GP7 号線の橋	GP7 road Jedieda	41.926	1.2	4
3	ジェデイダ市中心部古橋	Jedeida old bridge	41.091	6	3
4	ジェデイダ市中心部橋	Jedeida new bridge	41.071	1	2
5	高速道路 A4 橋	A4 Highway	16.017	2	5
6	GP8 号線の橋	GP8 road	13.728	0.6	10
7	ヘンシル・トビアス古橋	Tobias dam old bridge	10.836	0.5	4
8	ヘンシル・トビアス橋	Tobias dam new bridge	10.828	0.8	2
9	カラート・ランダルース冠水橋	Delta bridge	4.664	0.37	3
10	ジェデイダ鉄道古橋	Jedeida old railway bridge	37.848	2.278	1
11	ジェデイダ鉄道橋	Jedeida new railway bridge	37.834	1.013	2

Source: JICA Survey Team

#### (7) デルタ橋から河口までの河道断面の設定

デルタ橋から河口までは特に河道断面が小さいため、氾濫を考慮した河道断面を設定した。氾濫区域として設定した範囲は、現地地形を考慮して河岸より左右岸に 300m の範囲とした。

現況流下能力の算定結果は図 4-に示すとおりであり、エルバタン堰上流については 1/10 年規模の流量の流下が可能であるが、エルバタン堰下流については、計画高水流量に対して流下能力が不足している区間がほとんどである。流下能力の不足している区間では、流下能力が  $100\text{m}^3/\text{s}$  程度の区間も散見される。メジェルダ川の現況流下能力から判断される、現況治水安全度は 1/2 年程度である。

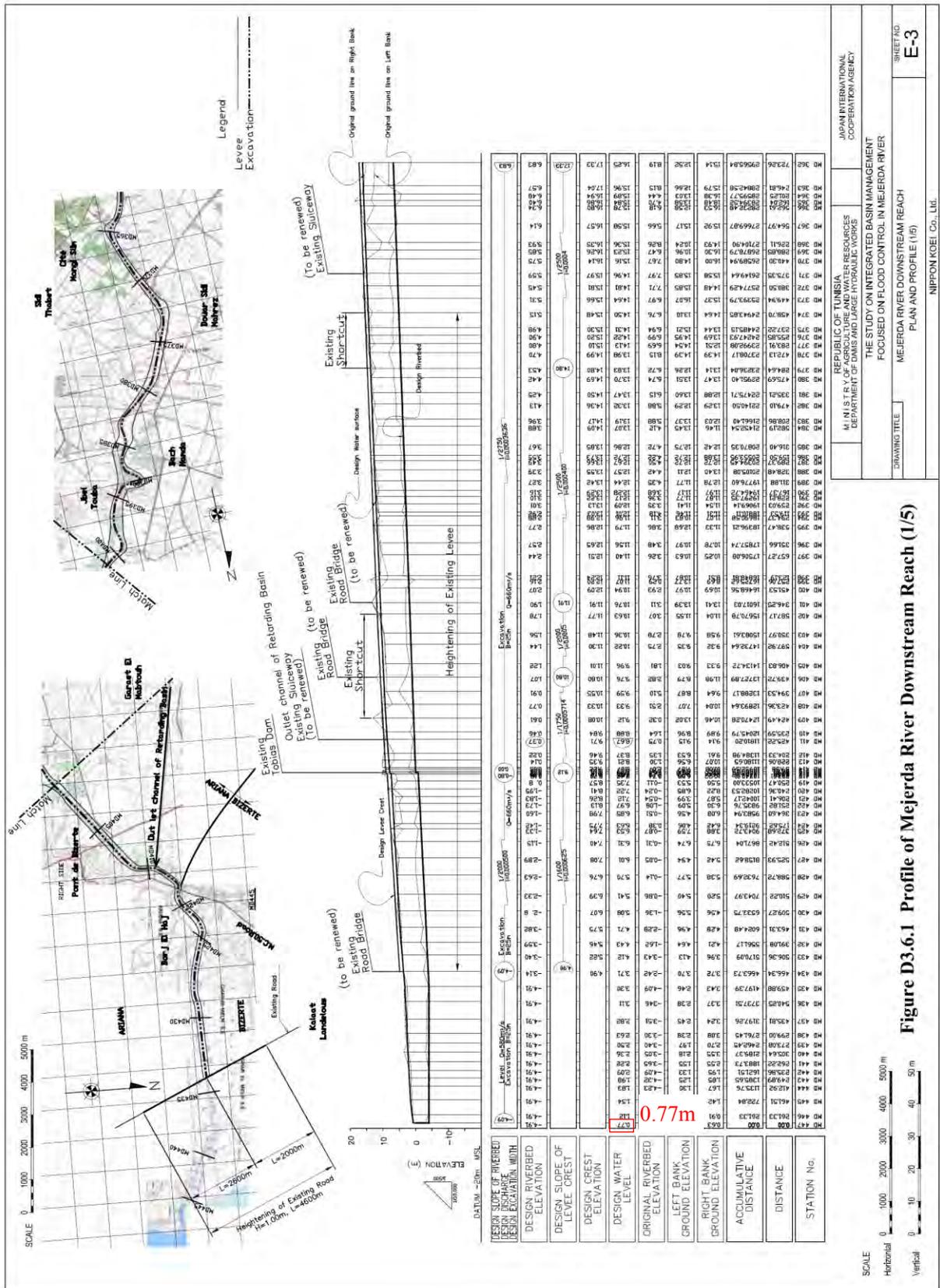
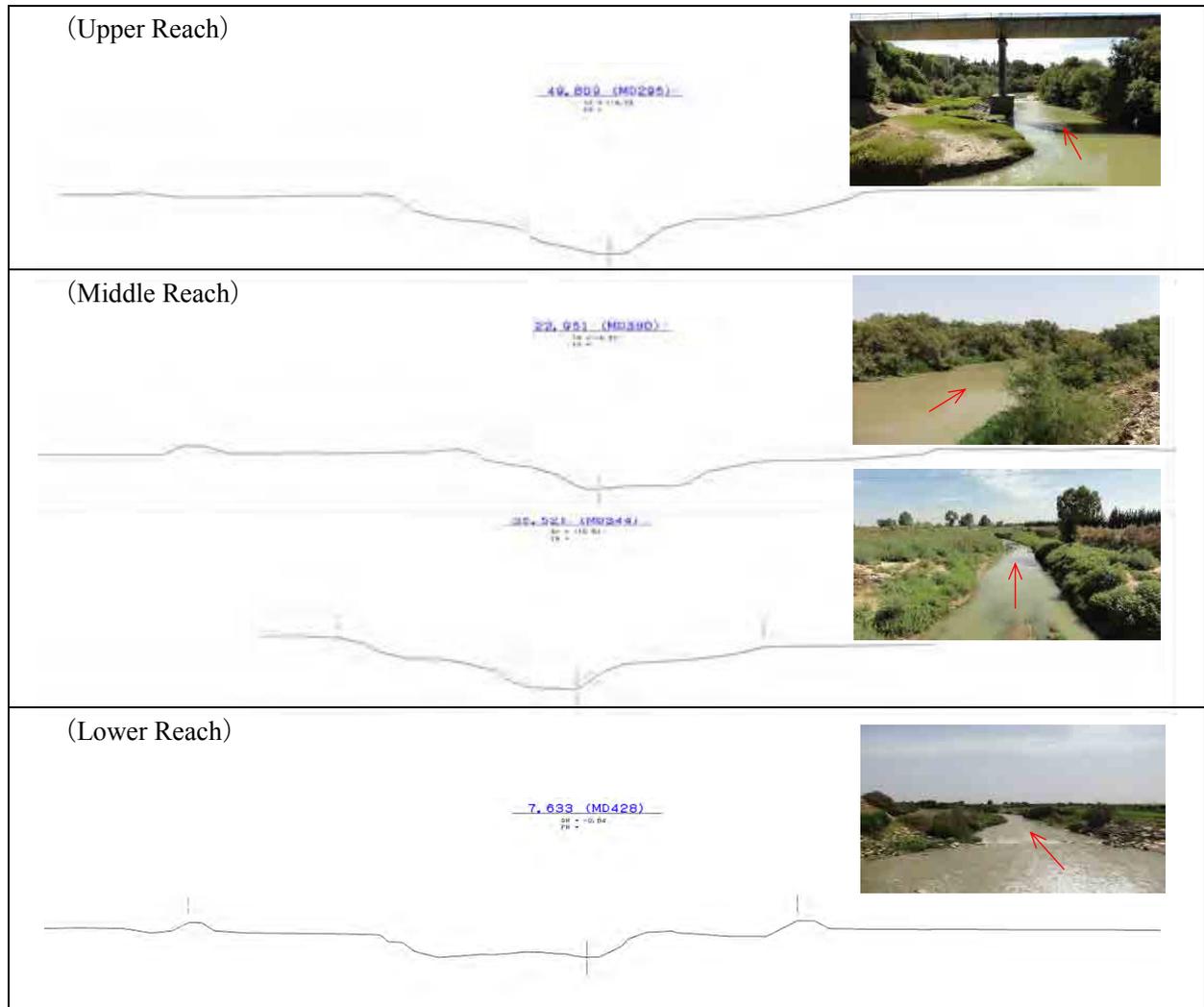


Figure D3.6.1 Profile of Mejerda River Downstream Reach (1/5)

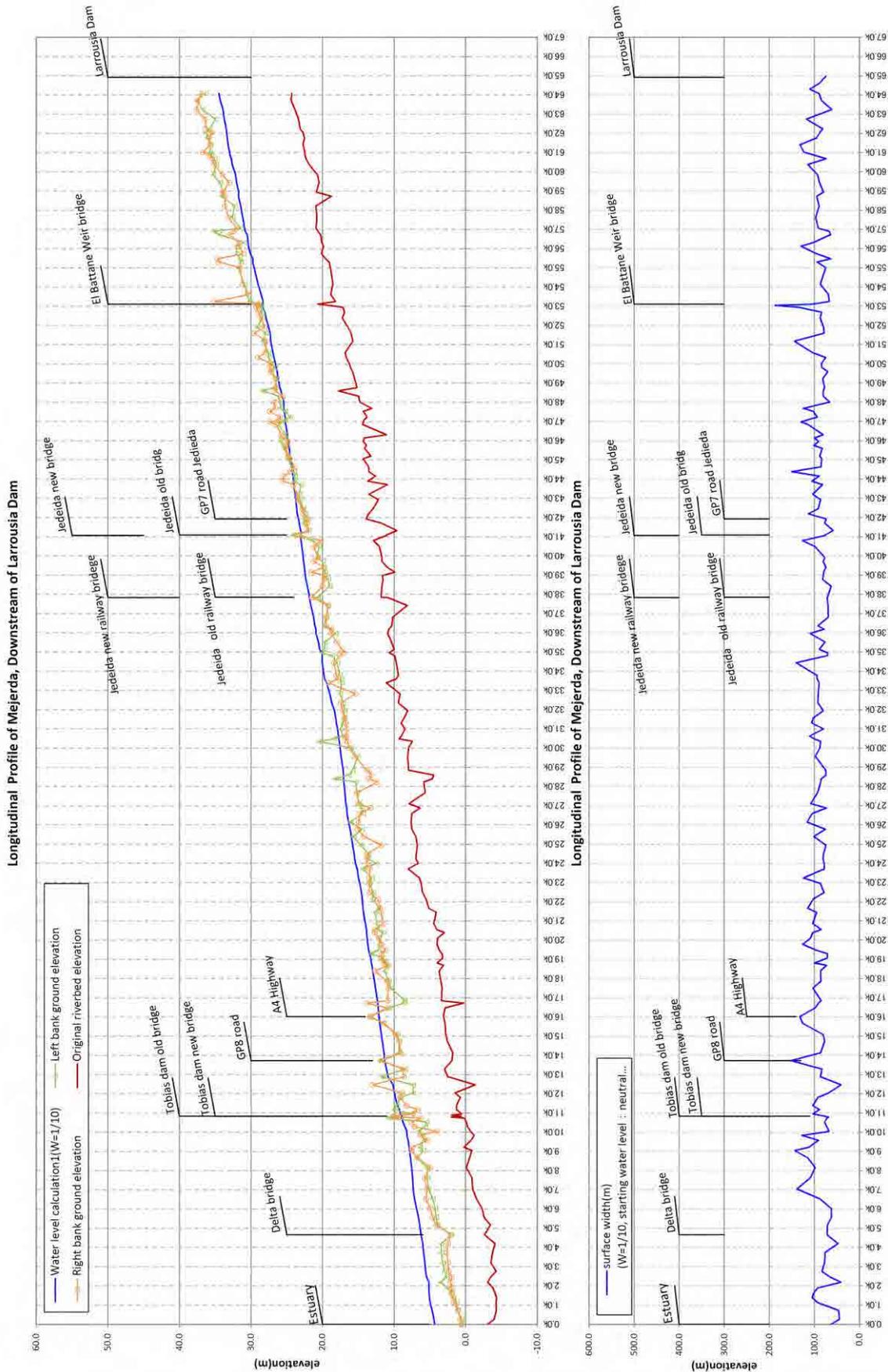
Source: Master Plan Study

図 4- マスタープランにおける計画縦断



Source: JICA Survey Team

図 4- 代表断面



Source: JICA Survey Team

図 4 現況縦断及び現況断面水位計算結果



## 4.5 河道計画

### 4.5.1 メジェルダ川河川改修

計画河道案として築堤案と掘削案を比較した。築堤案及び掘削案の基本的な考え方は以下のとおりである。

#### ・ケース 1：築堤案

現況断面＋築堤として余裕高 1.0m を考慮し、築堤の形状は法勾配 1：2、天端幅 4.0m として検討を行った。

#### ・ケース 2：掘削案

余裕高を含め可能な限り掘込河道とすることとし、余裕高は 1.0m、法勾配 1：2、河床勾配は現況最深河床を基に 1/2,600 とした。滞筋を残すものとして計画河床から 2.0～5.0m 上を掘削の下限として設定した。

掘削下限は、下流部に比べ上流部は河道が深く、流下能力も比較的あるため、下流部で計画河床から 2.0m 程度、上流部で計画河床から 5.0m 程度上に設定し、それらを直線で結んだものを掘削下限ラインとして設定している。この掘削下限ラインの勾配は概ね 1/2,000 である。

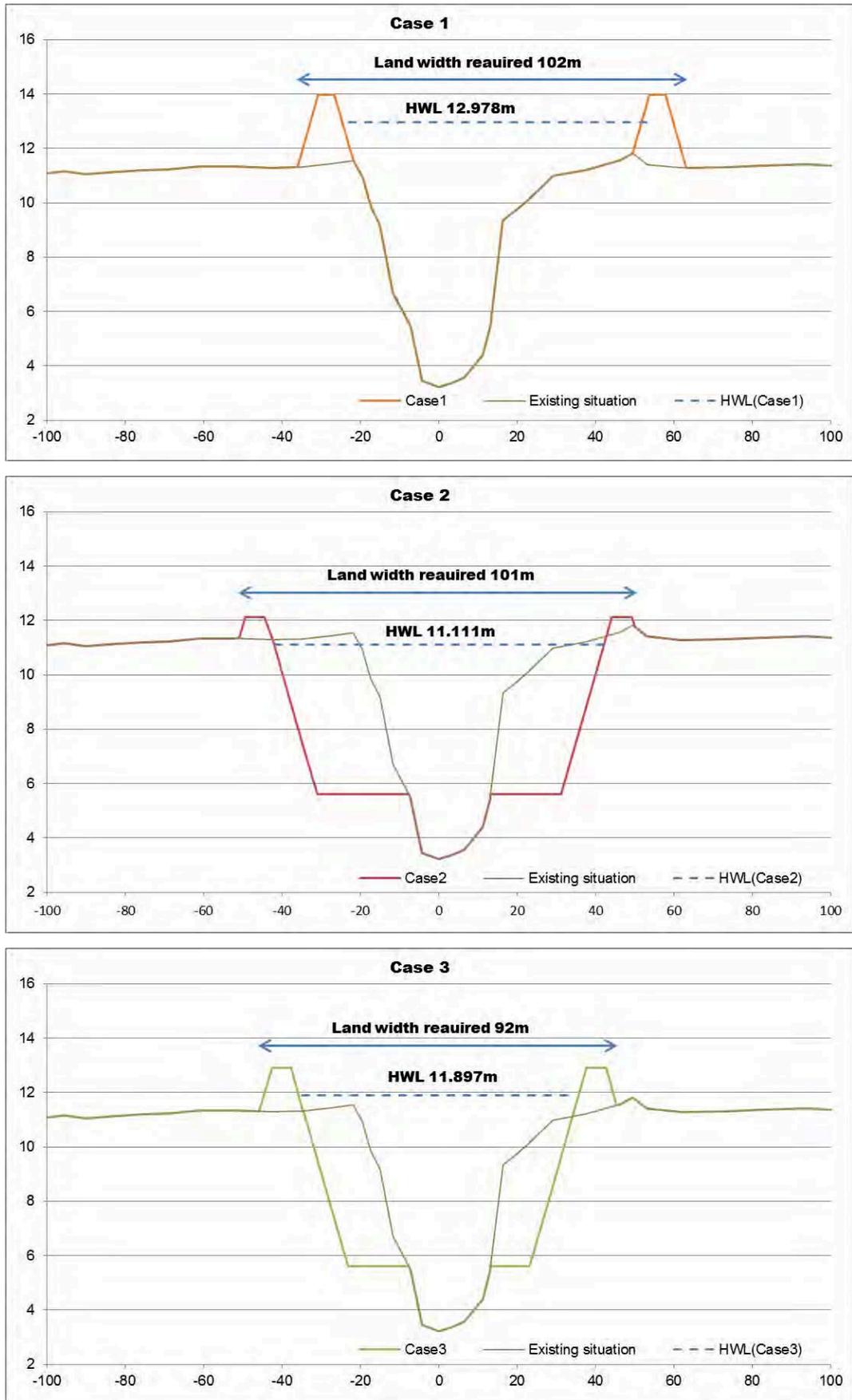
#### ・ケース 3：掘削＋築堤案

掘削案を基本とし、掘削量の削減を図るため余裕高分(1.0m)の築堤を行う案。

次頁以降に代表的な断面における計画河道断面と水位縦断を示す。ケース 1 ではケース 2 に対して水位が 1.5～3.3m(平均 2.4m)高い結果となる。必要な用地範囲についてはケース 3 が有利である。また、ケース 1 及びケース 3 では歴史的構造物であるジュデイダ旧橋の撤去もしくは移設が必要となる。

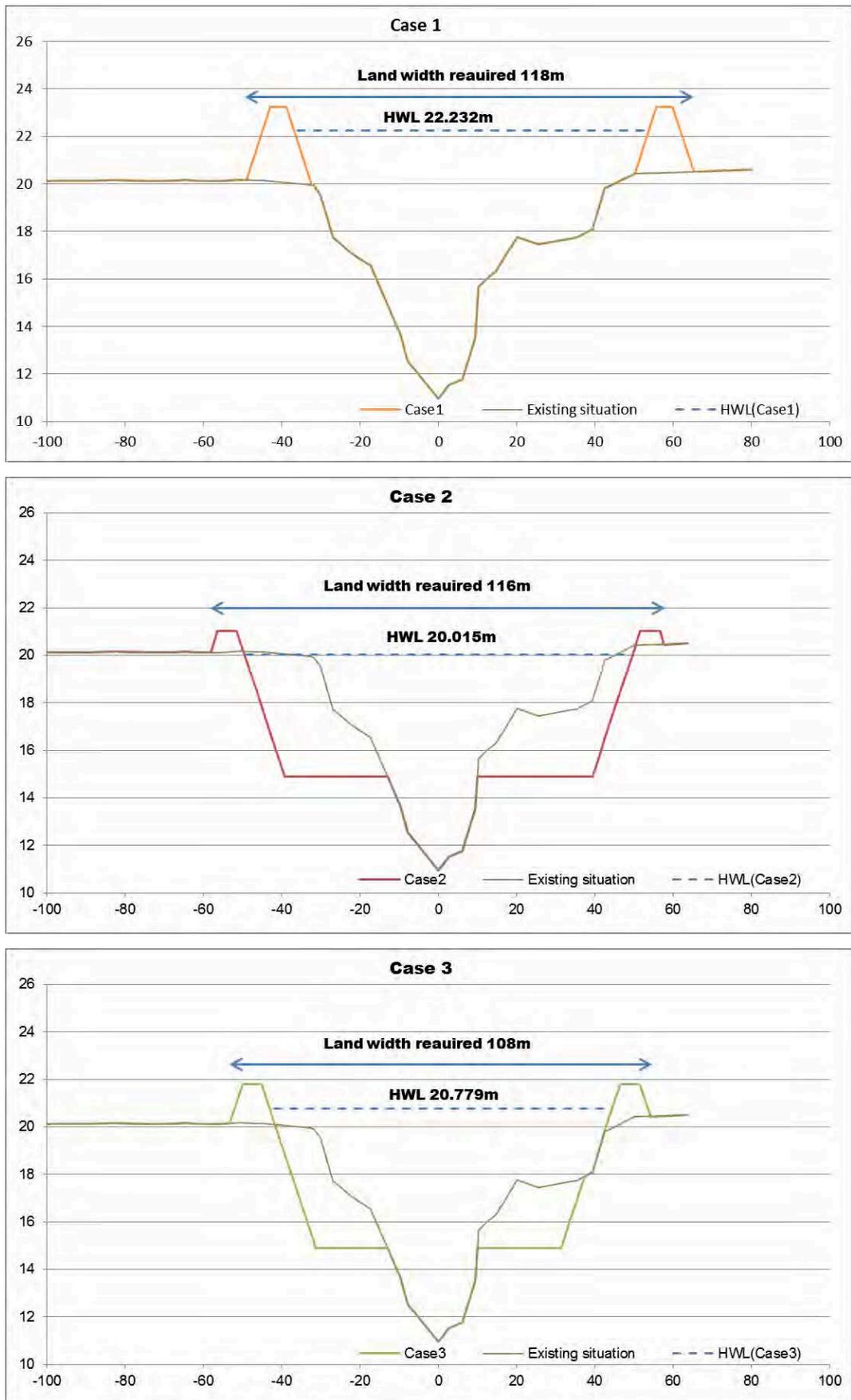
項目	ケース 1 築堤案	ケース 2 掘削案	ケース 3 掘削＋築堤案
用地範囲	大	大	小
歴史的構造物 に対する影響	ジュデイダ旧橋の撤去 もしくは移設が必要	影響なし	ジュデイダ旧橋の撤去 もしくは移設が必要
内水に対する影響	影響大	ほとんど影響無し	影響有り
気候変動による洪水規模の増大に対する適応度	低	高	中

上記の検討結果を基にチュニジア側と協議した結果、歴史的構造物に対する影響、内水に対する影響から、ケース 2 の掘削案を採用することが確認された。以下に、代表的な断面における各ケースの標準断面及び水位縦断図を示す。



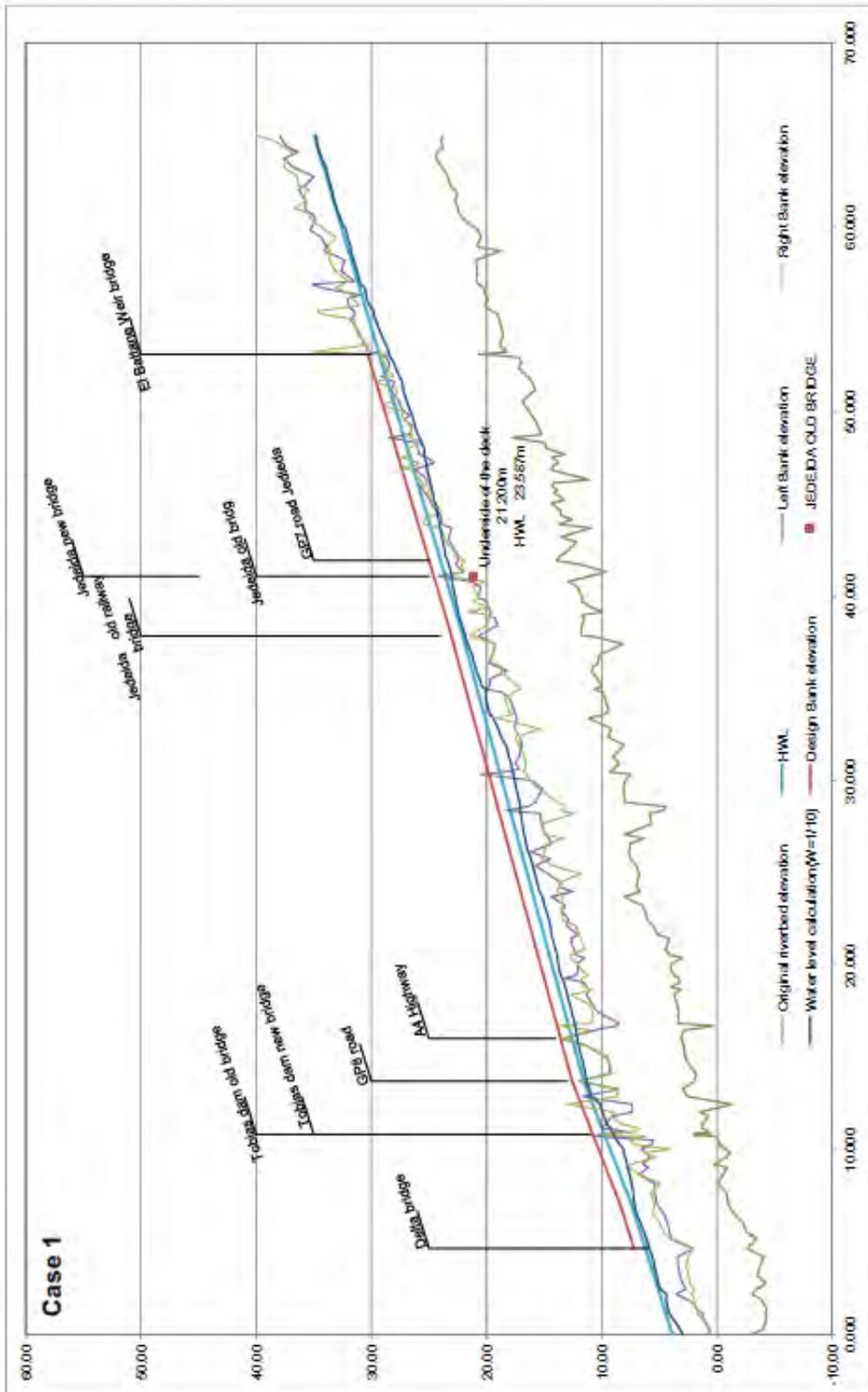
Source: JICA Survey Team

図 4- 20.105km 地点 計画断面比較



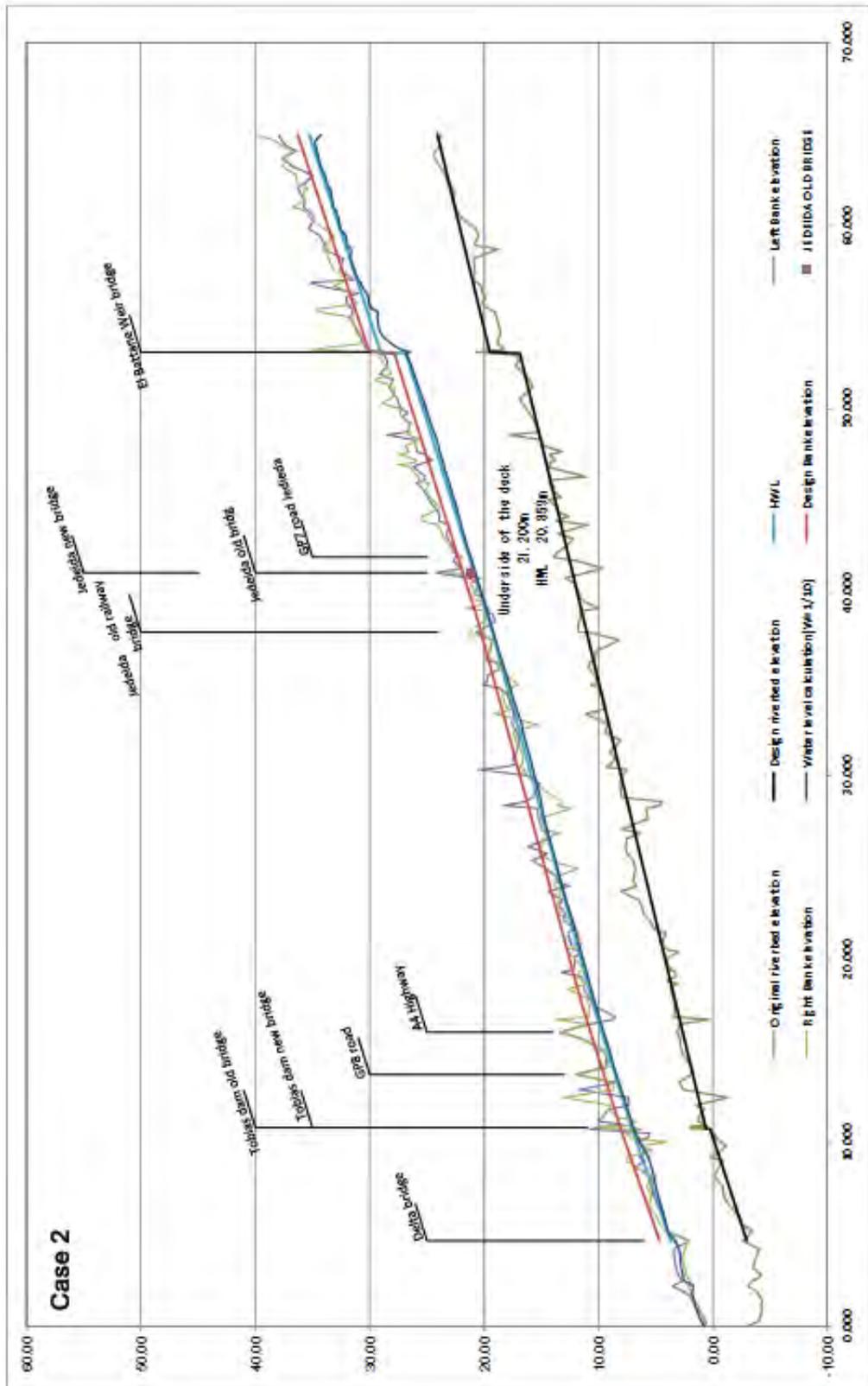
Source: JICA Survey Team

図 4- 39.404km 地点 計画断面比較



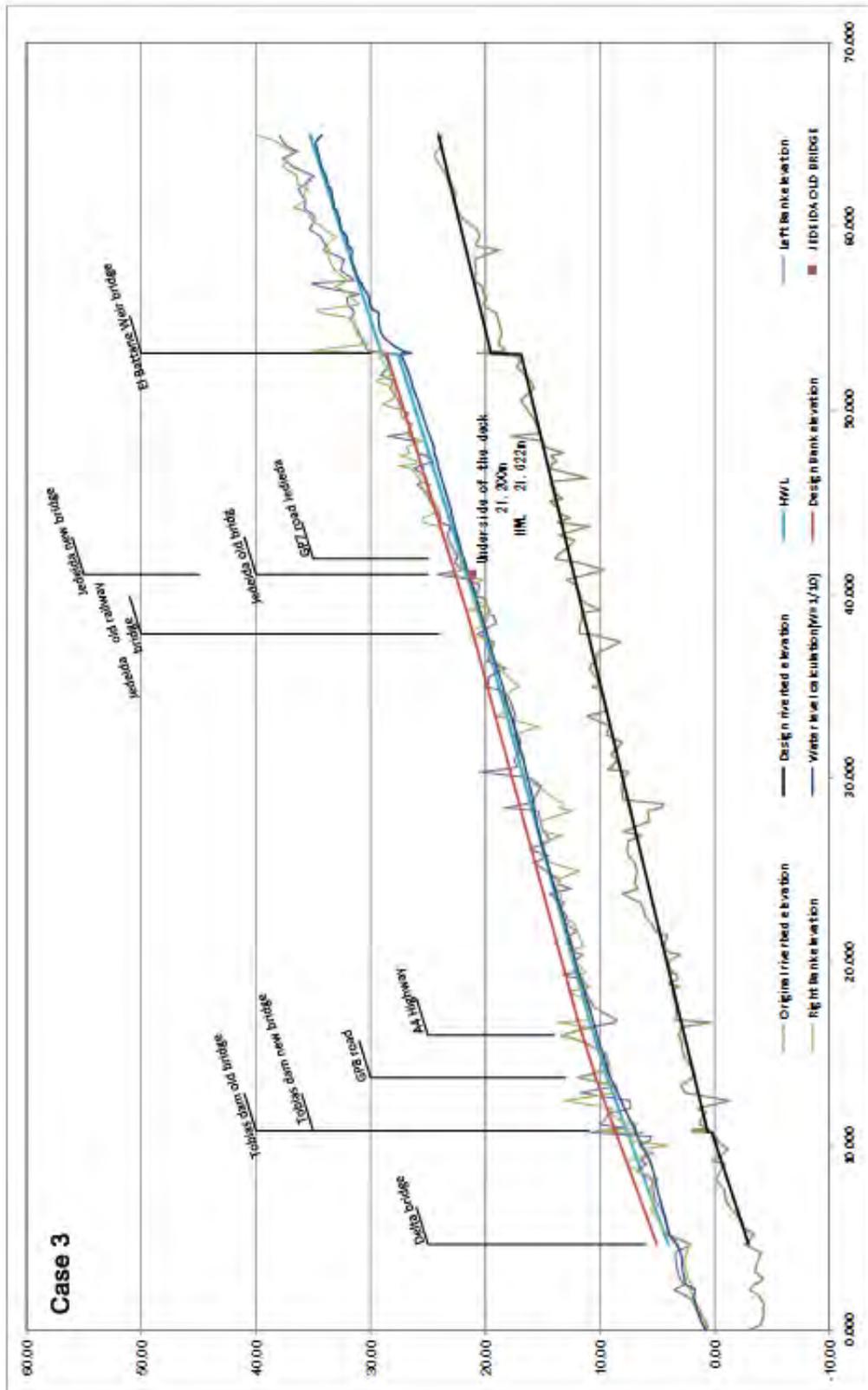
Source: JICA Survey Team

図 4- ケース 1 築堤案 縦断面図



Source: JICA Survey Team

図 4- ケース 2 掘削案 縦断面図



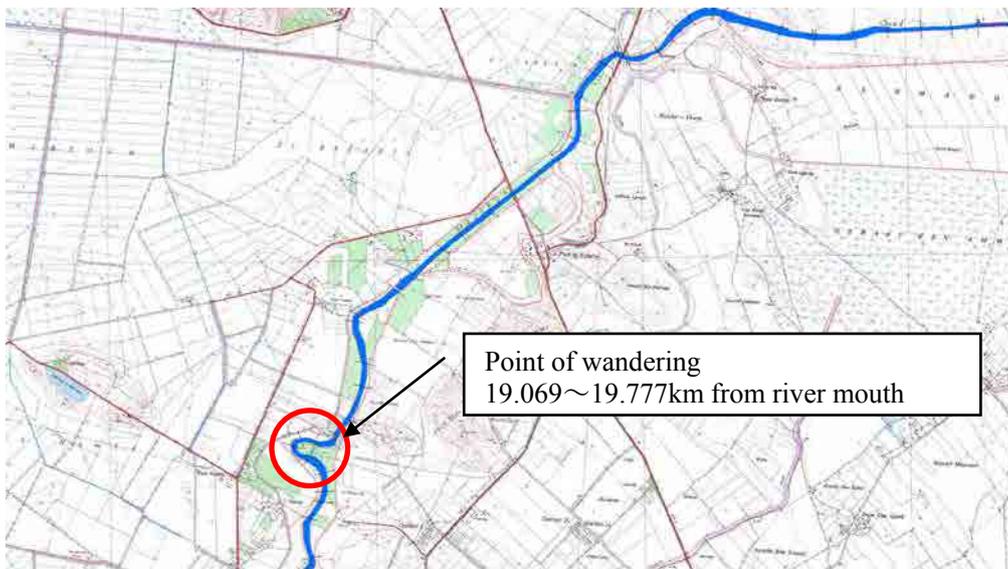
Source: JICA Survey Team

図 4- ケース 3 掘削+築堤案 縦断面図

#### 4.5.2 蛇行部のショートカット

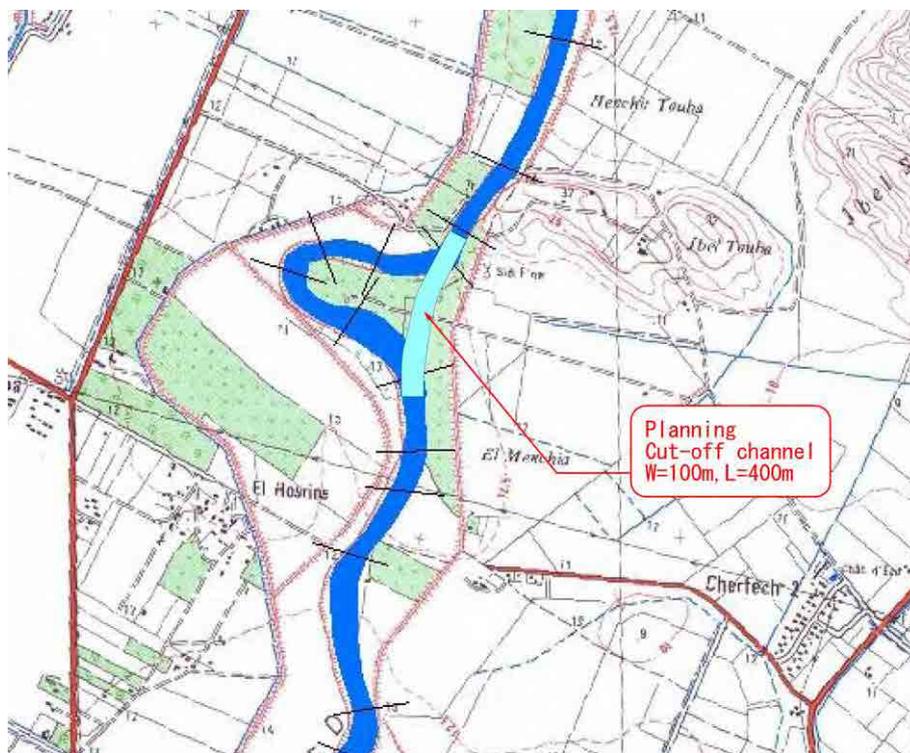
下図に示す蛇行部について河道の安定化及び上流河道の水位低下のための一般的な改修工法であるショートカット案をチュニジア側に提案した。

これに対してチュニジア側はショートカット建設による用地買収費の増加及び、予期しない河岸浸食への懸念、自然環境への懸念からショートカットを行わない河川改修を希望した。よって本調査では、当該蛇行部におけるショートカットは行わないものとする。



Source: JICA Survey Team

図 4- 湾曲部位置図



Source: JICA Survey Team

図 4- ショートカット案

### 4.5.3 支川シャフル川

支川については、マスタープランに基づき背水堤とする。

本調査では、本川と支川の流出解析手法が同一であることから、以下の2種類の境界条件で水理計算を行い、両方の水位を包括するHWLを設定する。

・境界条件 Case1

支川流量：計画高水流量  $50\text{m}^3/\text{s}$  本川水位：支川高水流量時の本川水位：16.9m

・境界条件 Case2

支川流量：本川計画高水流量時流量  $1\text{m}^3/\text{s}$  本川水位：本川計画高水位 19.8m

水理計算条件は下表のとおりである。

表 4- 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	シャフル川（メジェルダ合流点～4.944km 地点）
3	対象河道	現況河道（2011年）
4	対象流量	W=1/10年( $50\text{m}^3/\text{s}$ )及び $1\text{m}^3/\text{s}$
5	粗度係数	0.04
6	出発水位	Case2：メジェルダ川 HWL：19.8m Case1：シャフル川ピーク時メジェルダ川水位：16.9m

#### (1) 検討対象区間

流下能力検討対象区間は、メジェルダ川合流地点～4.944km とする。

#### (2) 対象河道

現況河道を対象とし、2011年時点の河道断面を用いる。

#### (3) 対象流量

計画規模である 1/10 年確率流量  $50\text{m}^3/\text{s}$  と本川計画高水流量時流量  $1\text{m}^3/\text{s}$  を用いた。

#### (4) 粗度係数

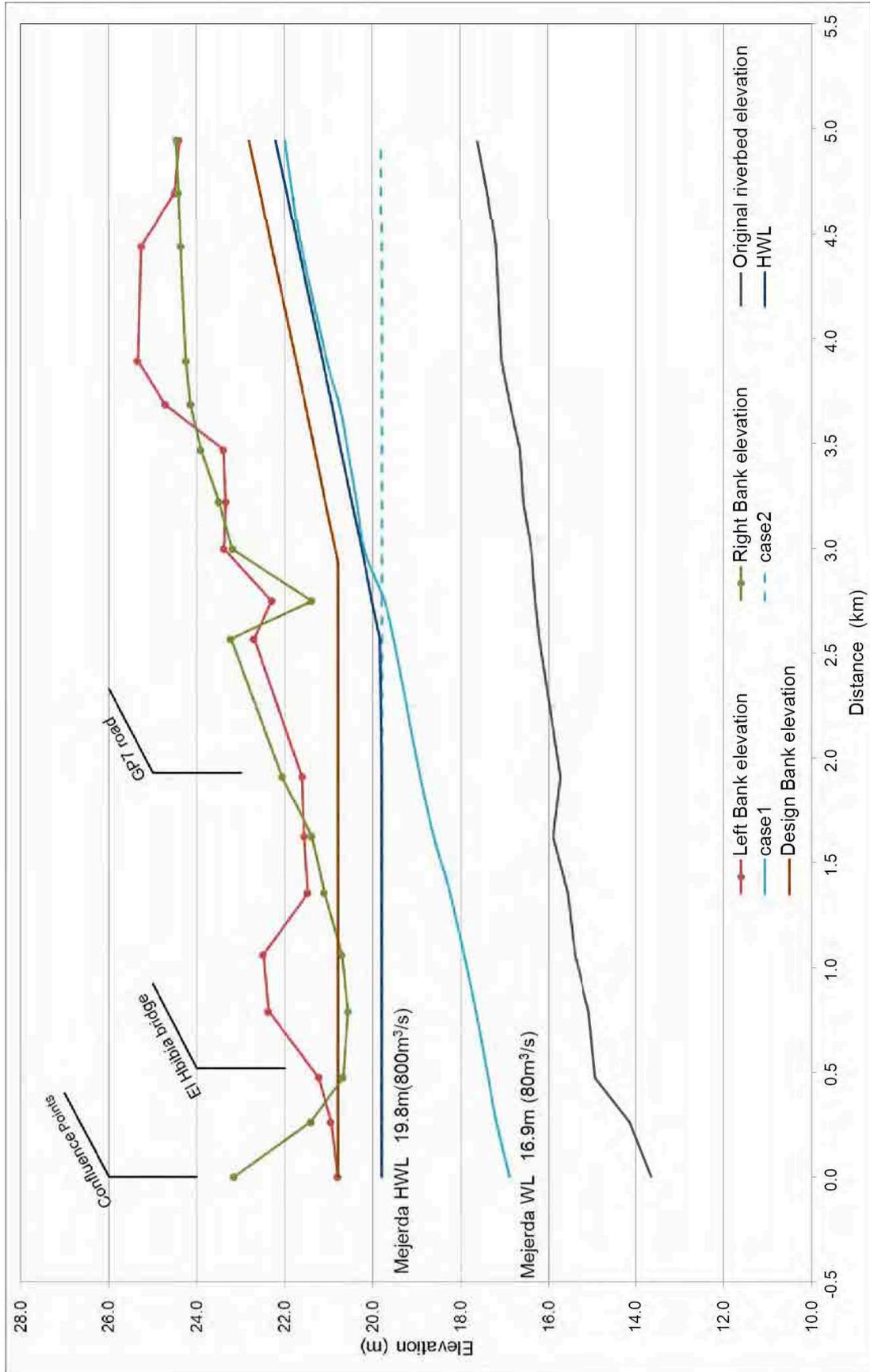
メジェルダ川本川と同値とした。

#### (5) 出発水位

支川高水流量時本川水位 16.6m と本川計画高水位 19.8m を用いた。

次頁に不等流計算結果及びバック堤の設定計画を示す。シャフル川右岸について若干の堤防の嵩上げが必要となる。

D2 区間の主要な支川はシャフル川のみであるが、樋門及び樋管が 9 カ所存在する。これらの樋門・樋管については改修を行うものである。



Source: JICA Survey Team

図 4- シャフル川不等流計算結果及びバック堤設定結果

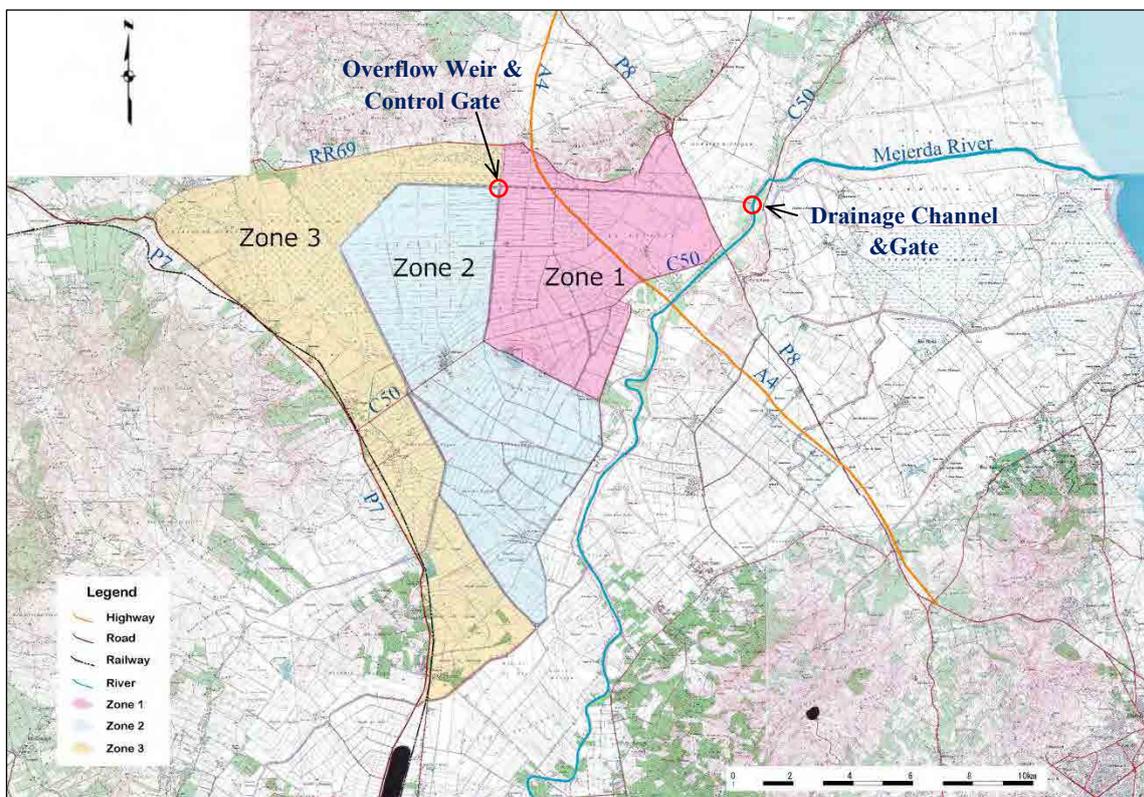
#### 4.6 エル・マブトゥ遊水地計画

マスタープランにおいて遊水地の敷設が提案されているエル・マブトゥ湿地は、周辺地盤に対して低く、北西から北にかけて丘陵地帯となっており、遊水地を敷設する上で地理的に利点を持っている。

エル・マブトゥ湿地の一部は、メジェルダ川から自然に越流した洪水の遊水地と利用されており、いくつかの水理制御構造物が存在する。しかし、これらの構造物は破損し、完全に遺棄されているものもある。

既存のエル・マブトゥ湿地は遊水地機能として以下に示す3ゾーンに区分されている。各ゾーンの運用ルールは以下のとおりとなる。

- ・ 湛水順序：Zone3→Zone2→Zone1
- ・ 排水順序：Zone1→Zone2→Zone3



Source: JICA Survey Team

図 4- エル・マブトゥ平野既存ゾーン区分

エル・マブトゥ湿地の遊水地ゾーン区分及び運用ルールについては、チュニジア側より長年の管理方法であるため、変更しないように求められた。また、現行のゾーンを分割するような築堤も認められないとの指摘があった。

エル・マブトゥ遊水地の計画にあたっては、チュニジア側の要望を考慮し、現行のゾーン区分、運用ルールを踏襲するものとする

メジェルダ川からの流入地点、メジェルダ川への放流地点は現況の水路ルートを有効に使用するものとし、32.35km 地点において分流し、11.81km 地点に放流するものとして計画する。

遊水地への分水量はマスタープランを踏襲し 200m<sup>3</sup>/s とする。分水地点でメジェルダ本川流量を 800m<sup>3</sup>/s から 600m<sup>3</sup>/s へ低減するものとし、分水施設の構造は横越流堰とする。

分水した後、遊水地までの水路については既存水路を改修するが、分水地点から同既存水路までについては、流入水路を新設するものとする。

流入横越流固定堰の計画流量における越流水深は、周辺地盤高、既存水路の河床高、計画高水位を勘案し 1.0m とした。

越流水深 1.0m で必要な越流幅は以下の式より、150m 以上となる。

$$Q/Q_0 = \cos(155 - 38 \times \log_{10}(1/I))$$

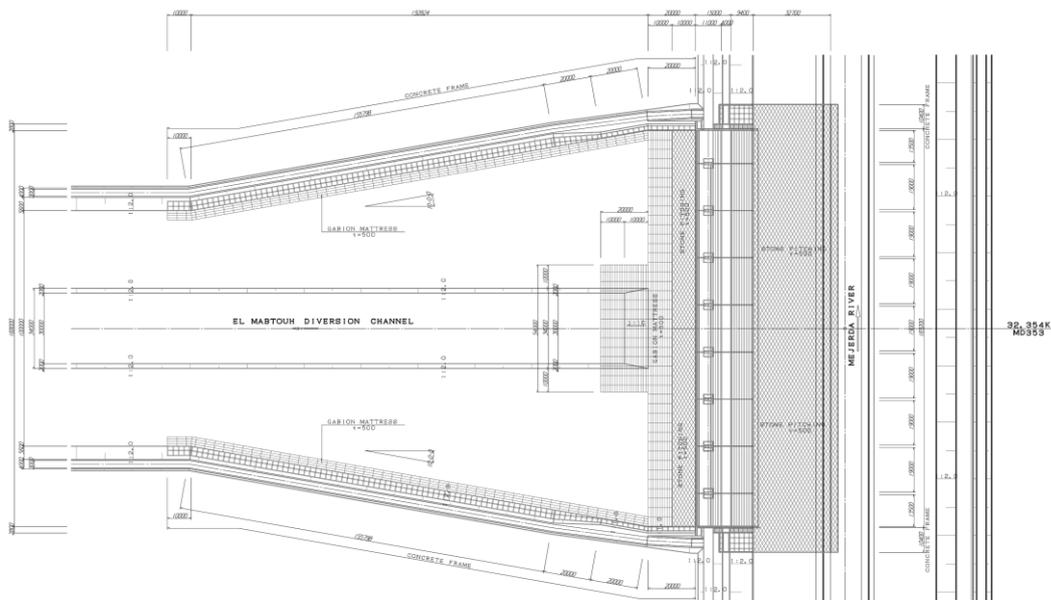
ここに、 $Q_0$  : 正面越流量 (m<sup>3</sup>/s)

$$Q_0 = 0.35 \times h_1 \sqrt{2gh_1} \times B$$

$h_1$  : 越流水深(m)  $B$  : 越流幅

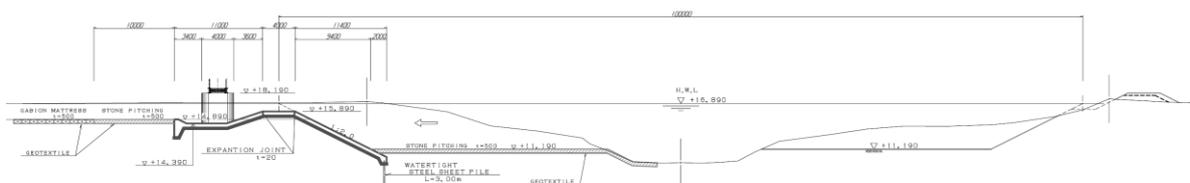
$Q$  : 横越流量 (m<sup>3</sup>/s)

$I$  : 河床勾配



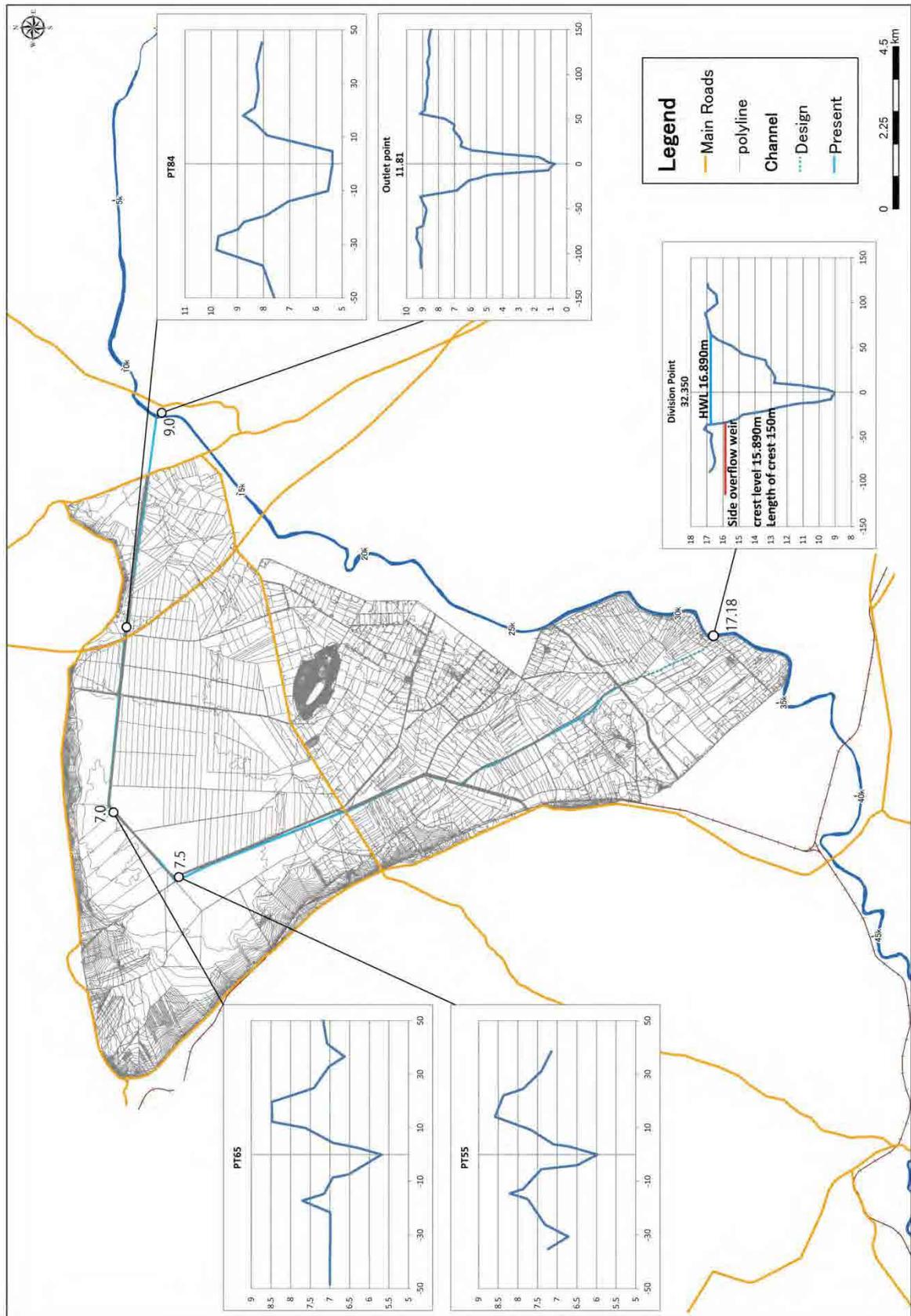
Source: JICA Survey Team

図 4- 越流堰平面図



Source: JICA Survey Team

図 4- 越流地点横断面図



Source: JICA Survey Team

図 4 エル・マプトウ遊水地全体図

## 4.7 氾濫解析

### 4.7.1 氾濫解析モデル

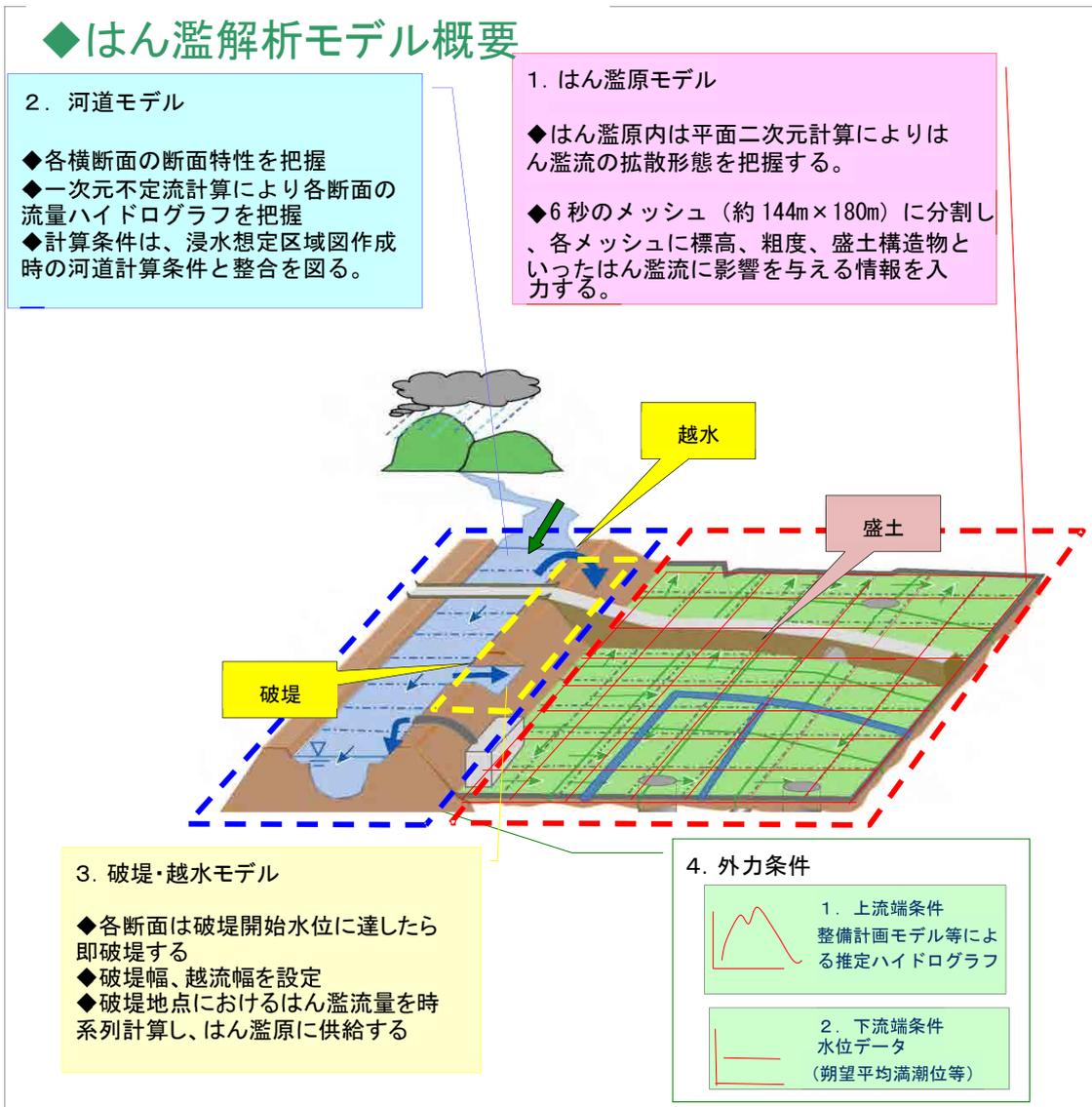
氾濫解析に使用される手法は、一般的には以下の3種類がある。

このうち、本調査では氾濫原の勾配が緩やかであること、及び内水を考慮する必要があることから、平面2次元不定流モデルを用いる。

表 4- 氾濫解析手法

氾濫解析手法名	1次元不等流モデル	池（ポンド）モデル	平面2次元不定流モデル
浸水区域の設定の概念	氾濫原も河道の一部として扱い、洪水のピーク流量に対する河道内水位を算出することで、浸水区域を設定する。	氾濫原と河道を分割し、氾濫原を閉鎖された一体の領域として取り扱う。この一体化した領域を“池（ポンド）”と呼び、その中の浸水位は全て同一である。河道から氾濫原へ流入した氾濫水量と、氾濫原の地形特性（水位－容量－面積）の関係から浸水区域を設定する。	氾濫原と河道を分割して取り扱い、河道から氾濫原への流入した氾濫水の挙動を2次元の流体運動をして解析することで、浸水区域を設定する。
イメージ			
手法の特徴	氾濫水が河川に沿って氾濫原を流下する氾濫形態、すなわち流下型氾濫に対して適用可能である。ただし手法の特性上、氾濫解析区域は、無堤防（無堤）として扱う。	氾濫水が山地、高地、盛土などで閉塞され拡散を妨げられる氾濫形態、すなわち非拡散型に対して適用可能である。閉鎖領域内の氾濫水は水面勾配や流速を持たず同一の水位となる。ただし氾濫原内に連続盛土などが存在する場合は、それらを反映して背後地の領域を区別し多池モデルとする必要場合もある。	基本的にどのような氾濫形態においても適用可能である。最大浸水区域や浸水深だけでなく氾濫水の流速、それらの時間変化も再現できる。また、計算精度も他の手法に対し一般的に高いとされており、そのため浸水想定区域図作成においても使用実績が多い。ただし、手法の特性上、氾濫解析精度は、解析モデルの格子サイズに限定される。

また、次頁に平面2次元不定流モデルの概要を示す。



Source: JICA Survey Team

図 4- 平面 2 次元不定流モデルの概要

#### 4.7.2 氾濫解析モデルの作成

##### (1) 地形データの作成

###### 1) 地形データの補正

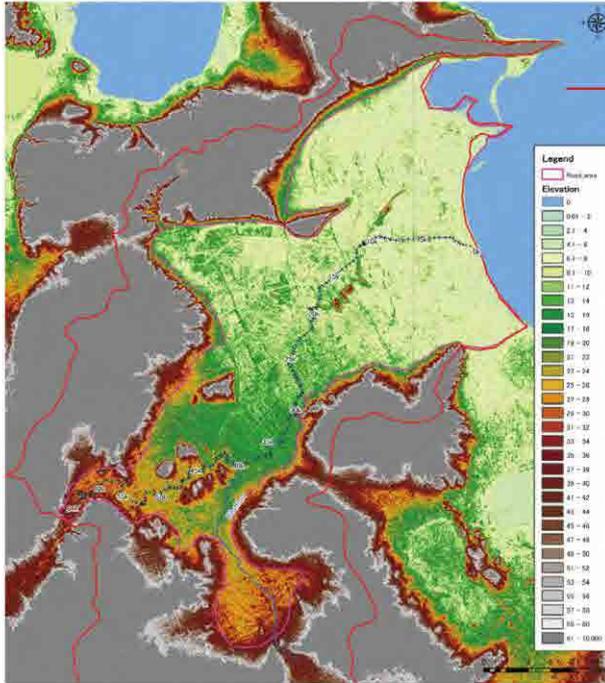
氾濫原の地形データは二次元モデルによりモデル化する。氾濫原モデル作成に使用した地形データは下表のとおりである。

地形データは、全球3次元地球データ（ASTER GDEM、約30mメッシュ）を基本に、25,000分の1の地形図より抽出した端点標高（点）及び、メジェルダ川の横断図より抽出した河岸沿いの端点より地盤高の差分値を算出し、補正を行った。以下に、地形データ補正のイメージ図を示す。

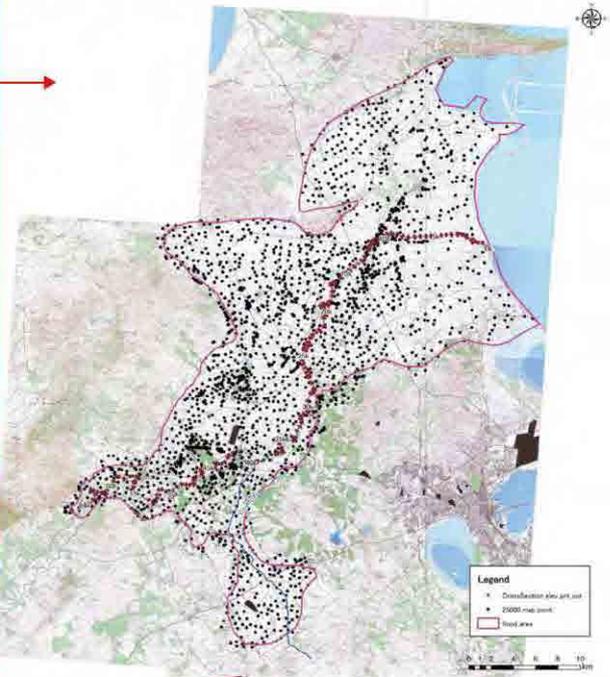
表 4- 地形データ

	データの種類	データ	ピクセル間隔	作成機関	用途
1	全球3次元地球データ (ASTER GDEM)	メッシュ	1秒 (約30m)	METI/NASA	地形モデル 作成
2	縮尺2,5000分の1の地形図	端点 約2,544点	図参照	MARHP(農業・水資源・漁業省)、2007年	地形モデル 補正
3	ラルーシアダム～メジェルダ川 下流端までの400m間隔のメジェルダ川の横断図	端点 約345点	図参照	M/P	地形モデル 補正

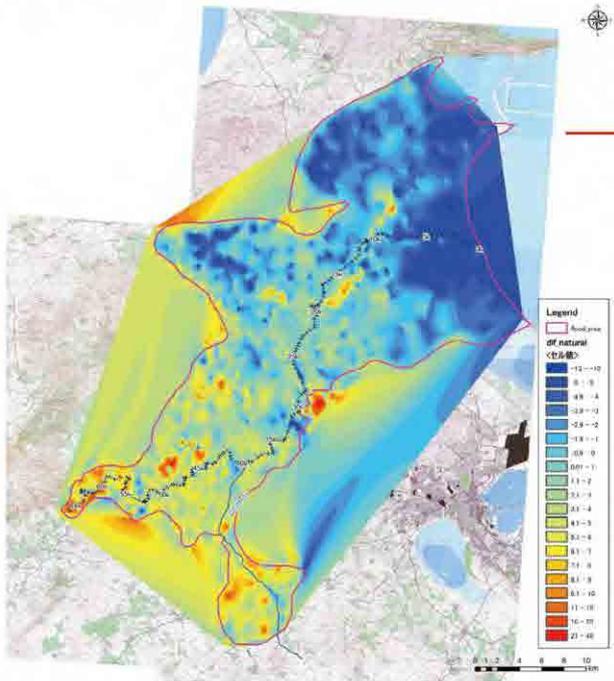
a. ASTER Ground level (Before adjustment)



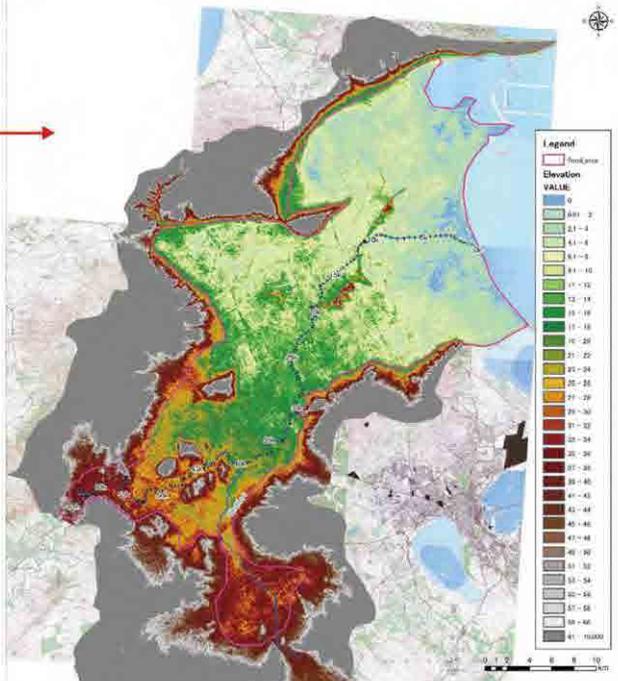
b. Topographical map elevation points (2544Points)



c. The adjustment contour of a ground level is executed from a. and b.



d. ASTER Ground level (After adjustment)

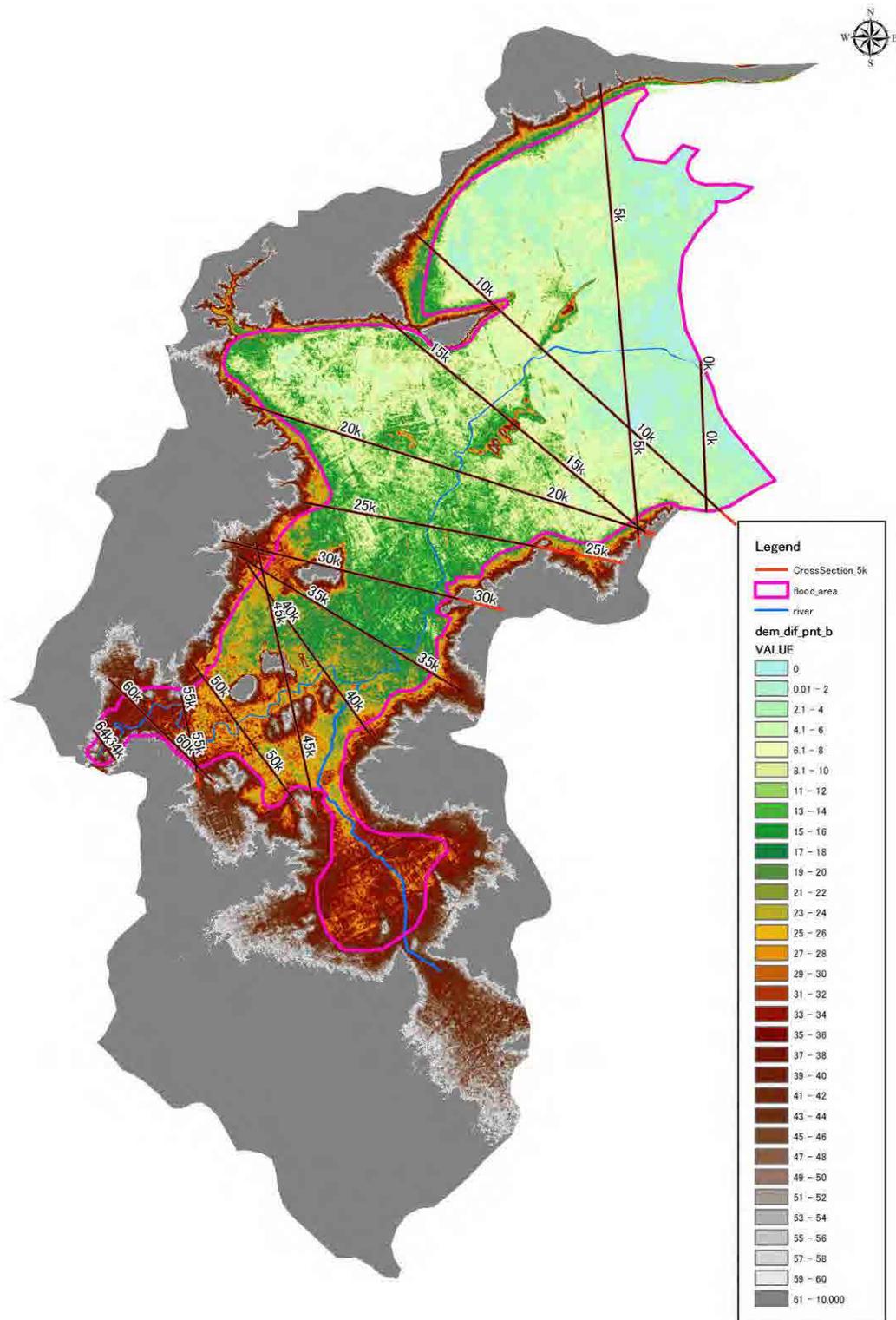


Source: JICA Survey Team

図 4-地形データ補正イメージ

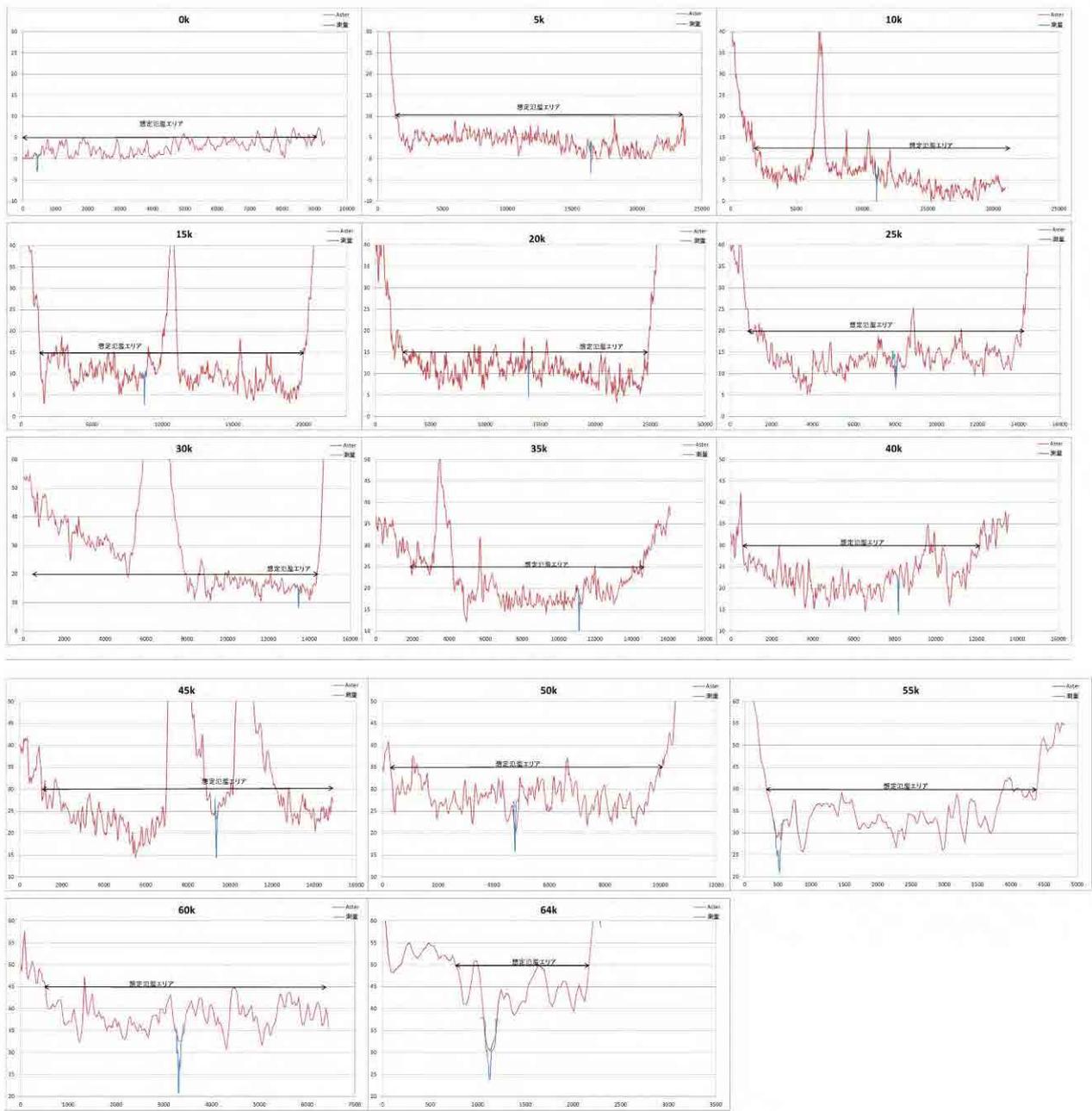
## 2) 想定氾濫エリアの設定

作成した地形データより想定氾濫エリアを設定した。下図に示すとおり、氾濫原内の横断面を作成し、現況堤防高より想定される氾濫エリアを設定した。



Source: JICA Survey Team

図 4- 氾濫原横断面図作成箇所



Source: JICA Survey Team

図 4- 氾濫原横断面図

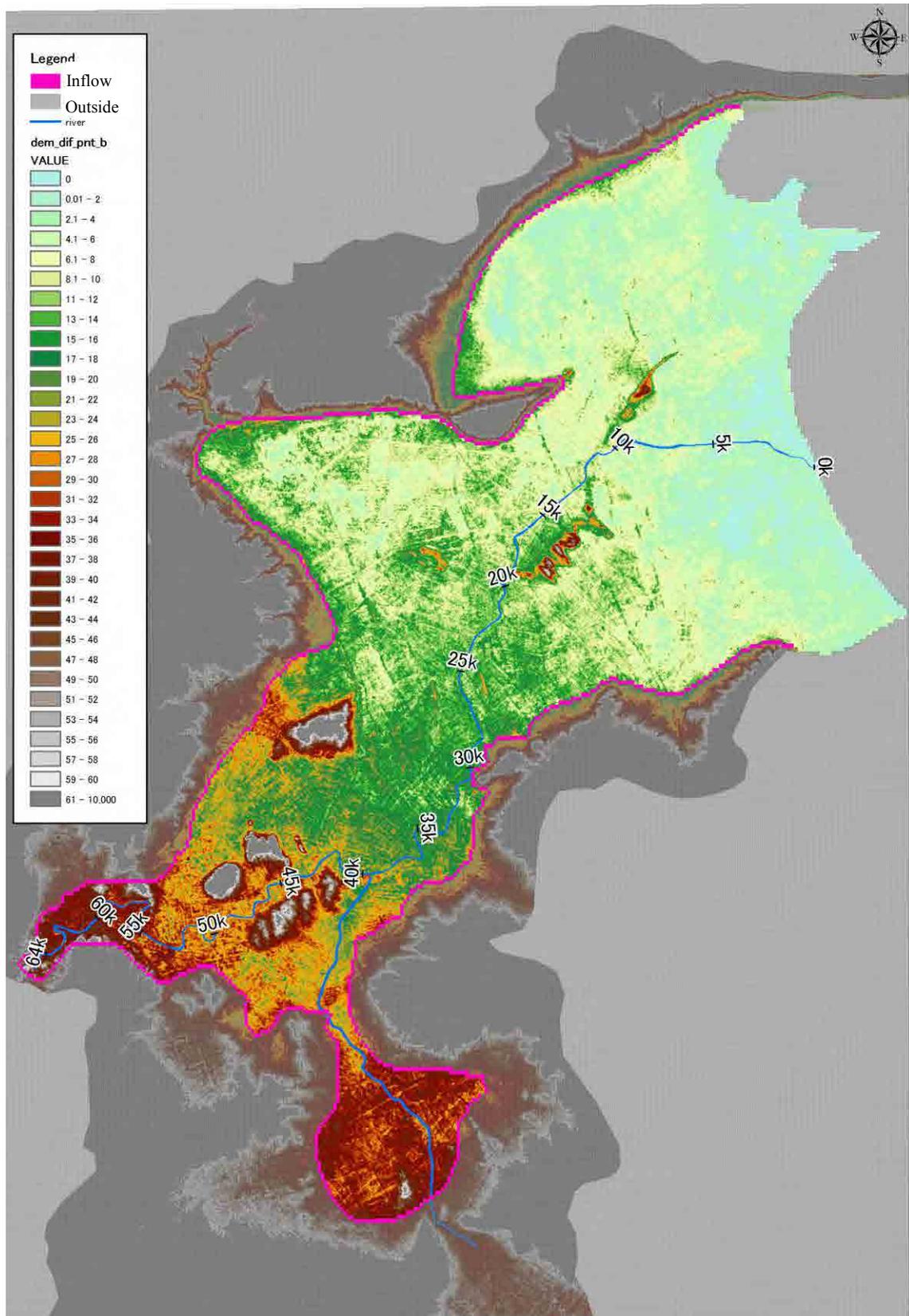
### 3) メッシュ地盤高の作成

使用する地盤高データ (ASTER GDEM) が1秒 (約 24×30m) で作成されているため、モデル化するメッシュを6秒 (約 144×180m) とした。

補正後の全球3次元地球データ (ASTER GDEM、約 30mメッシュ) を150mメッシュ内で平均化したメッシュ地盤高を以下に示す。

表 4- メッシュ作成諸元

	項目	内容	
1	オリジナル地形データ	全球3次元地球データ (ASTER GDEM)	サイズ: 1秒 (約 24×30m)
2	計算メッシュ	150mメッシュ	サイズ: 6秒 (約 144×80m)
3	メッシュ数	全体: $325 \times 425 = 138,125$ 氾濫原: 27,858	
4	座標系	測地システム: フランスの Clarke1880 (ClarkeIGN) 投影法: UTM Zone32	



Source: JICA Survey Team

図 4- メッシュ平均地盤高

## (2) 氾濫原粗度の設定

はん濫原の粗度係数は建物以外の底面粗度係数を土地利用別面積の加重平均により求め、さらに建物占有率をもとにした建物密度による以下の合成等価粗度係数を用いるものとする。

底面粗度係数

$$n_0^2 = \frac{n_1^2 \cdot A_1 + n_2^2 \cdot A_2 + n_3^2 \cdot A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

ここで、A1；農地（田、畑）面積、n1=0.060、A2；道路面積、n2=0.047

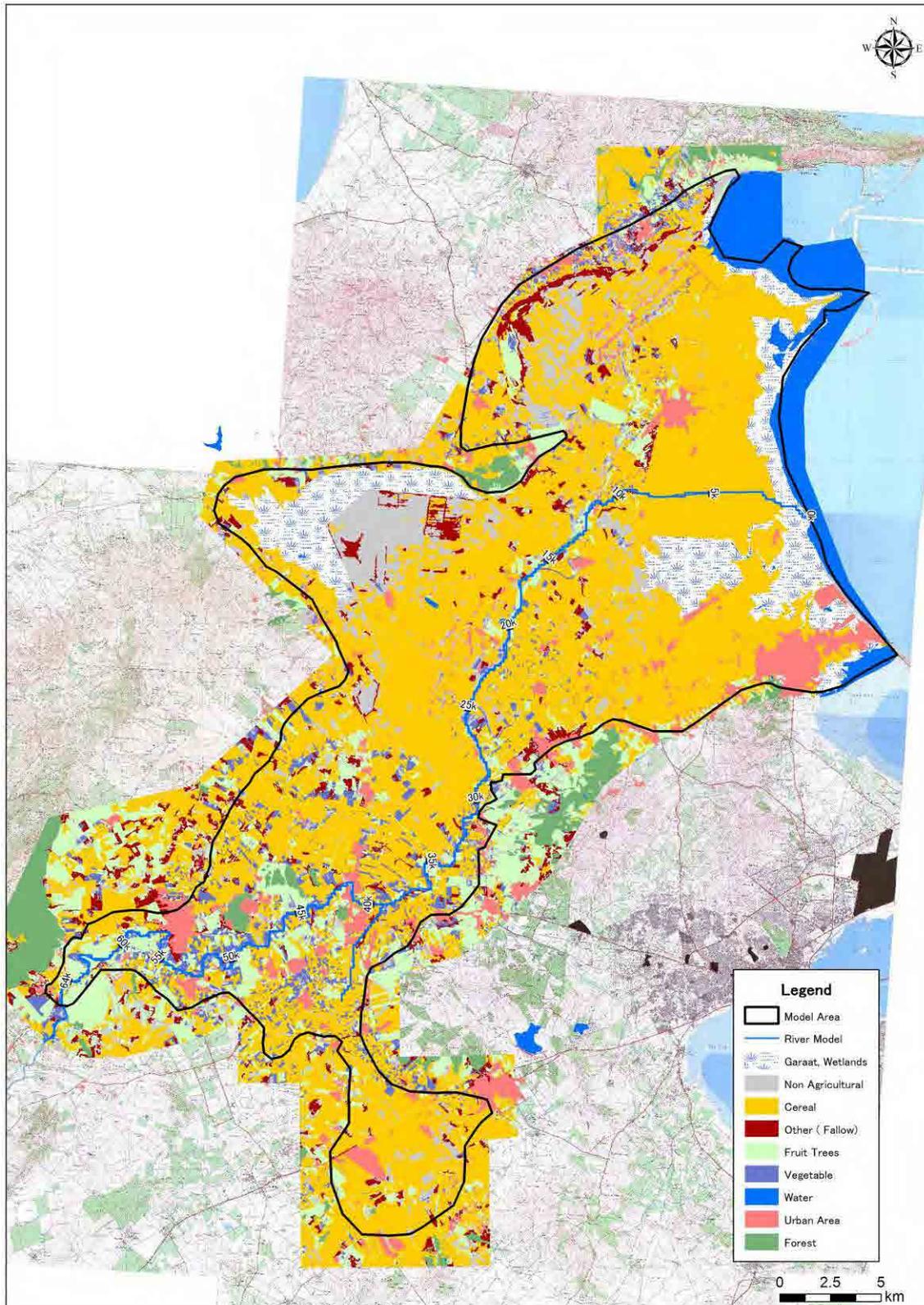
A3；その他面積、n3=0.050

建物密度を考慮した粗度係数

$$n^2 = n_0^2 + 0.020 \times \frac{\theta}{100 - \theta} \times h^{4/3}$$

ここで、 $\theta$ ；建物占有率、 $h$ ；メッシュの水深

粗度係数の設定にあたっては、以下に示す土地利用図を4区分に再分類した。建物占有率については、衛星写真を基にメッシュ内の占有率を目視で設定した。



Source: JICA Survey Team

図 4- 土地利用図

## 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 <sup>3</sup> /s) : 32.6km 遊水地への分流堰～カラート・ランダウス橋(Q=600m <sup>3</sup> /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・マブトゥ遊水地整備	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

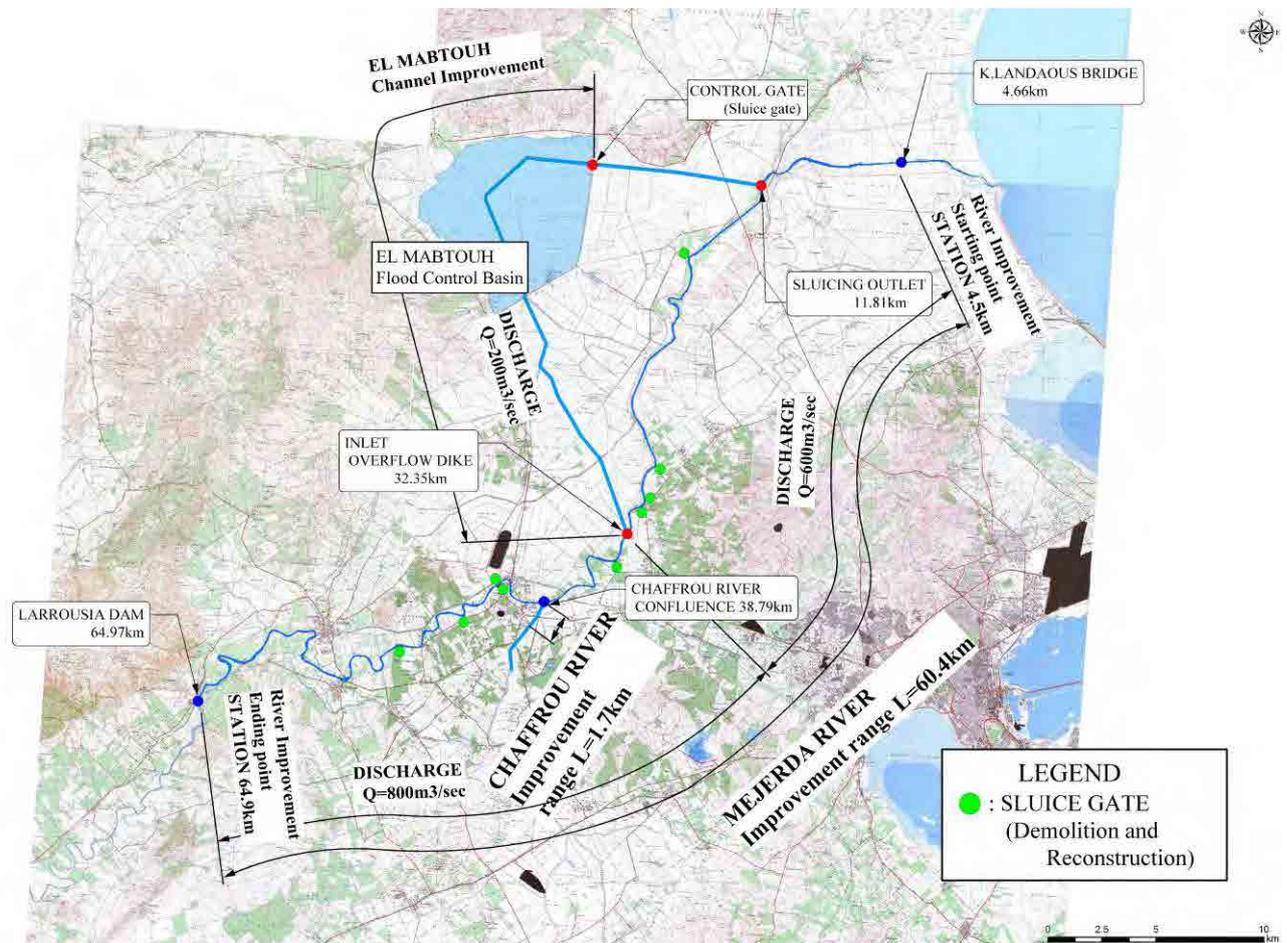


図 5.1-1 改修範囲全体図

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

メジェルダ川および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<sup>3</sup>/s であるので、天端幅は 4m となる。天端には幅 3m の管理用通路を設ける。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<sup>3</sup>/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 <sup>3</sup> /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上表のように定められている。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<sup>3</sup>/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。

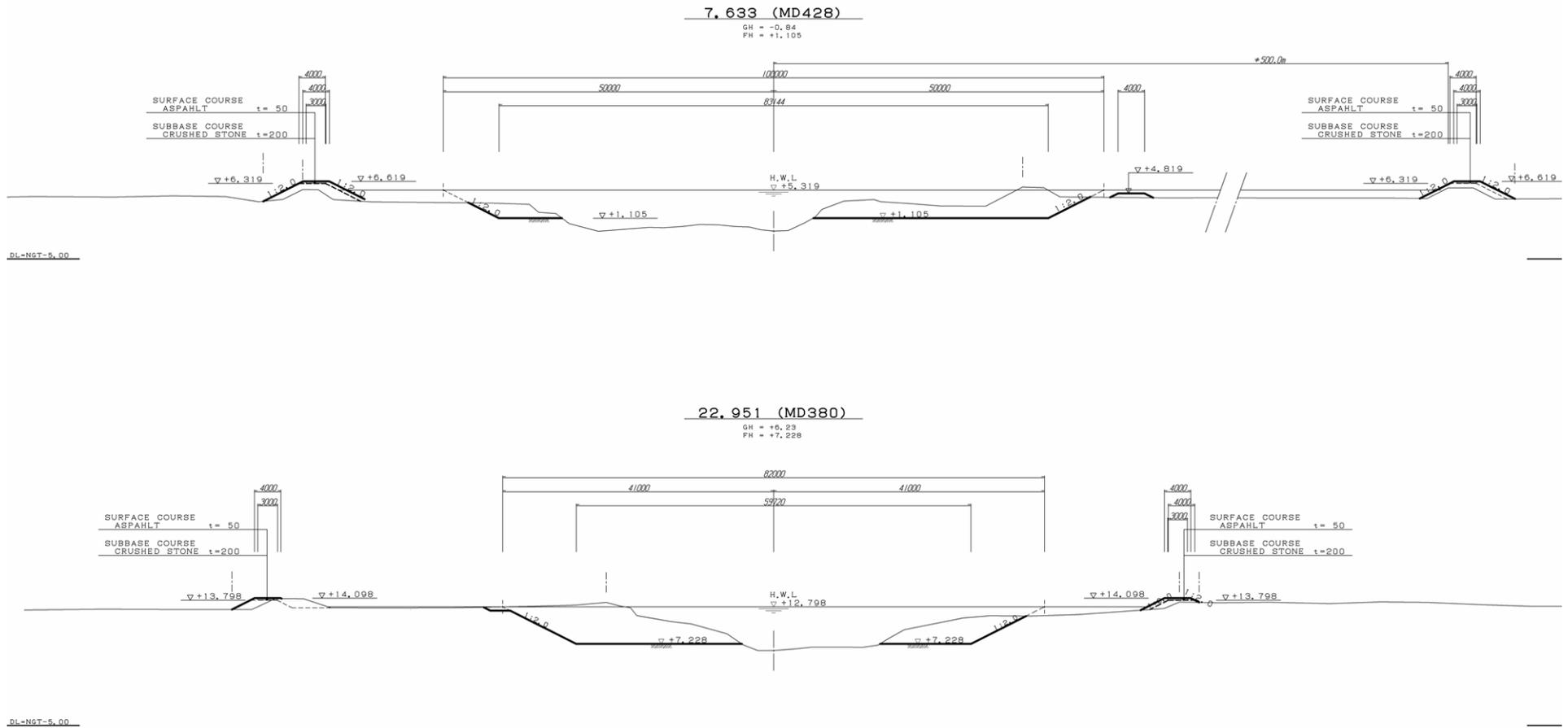


図 5.1-2 標準断面[1/2] (0~32.35km Q=600m<sup>3</sup>/s)

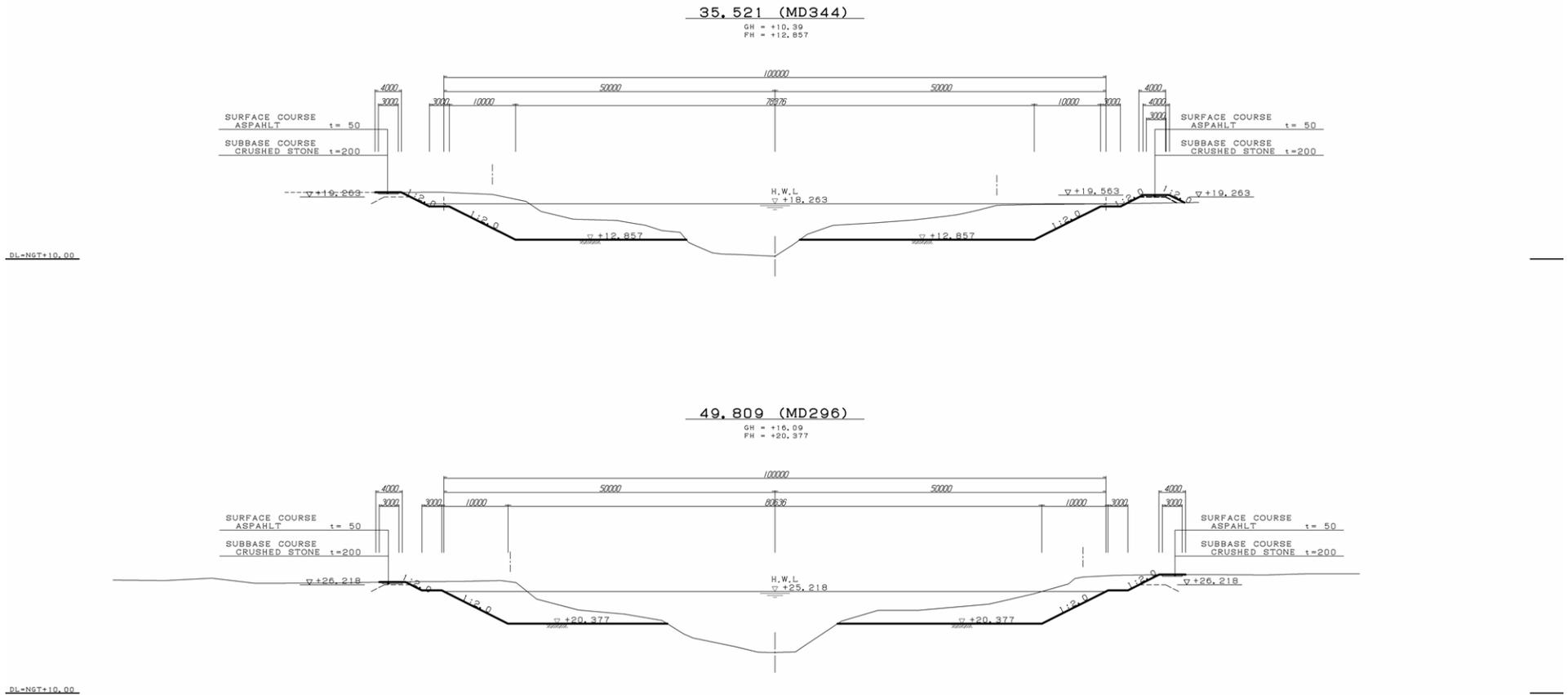


図 5.1-3 標準断面[2/2] (32.35~64.97m Q=800 m<sup>3</sup>/s)



### (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、標準貫入試験を行っていない箇所においても、軟弱層の延長部にあつ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・マプトゥ遊水池	BHI06	—	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/m <sup>2</sup> )	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

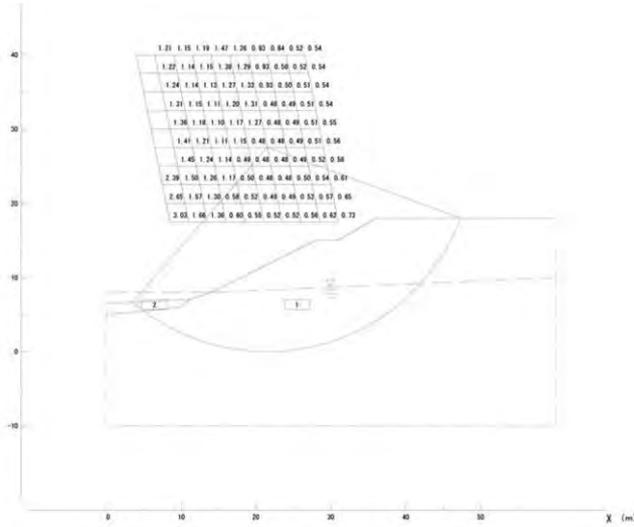
(出典：本調査で作成)

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）

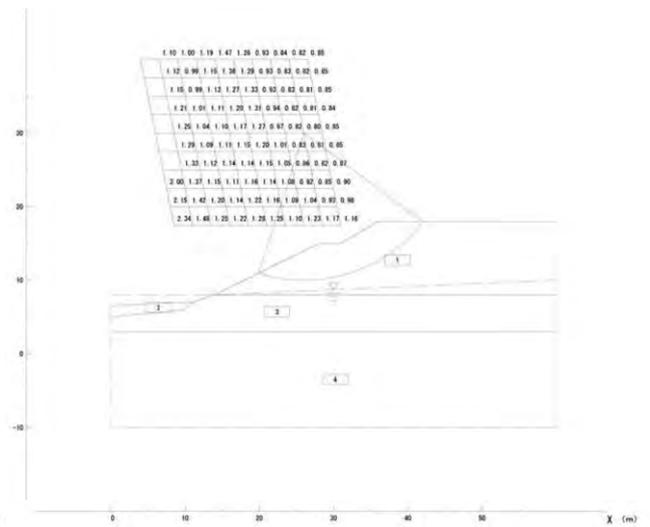
勾配	安全率				備考
	軟弱層	シルト質粘土	砂質粘土	砂	
1 : 0.25	0.578	2.625	1.945	0.460	
1 : 0.50	0.662	—	—	0.608	中 2 項目は安全率が高く計算省略
1 : 0.75	0.737	—	—	0.727	
1 : 1.0	0.809	—	—	0.776	
1 : 1.5	0.945	—	—	0.944	
1 : 2.0	1.066	—	—	1.166	
1 : 2.5	1.203	—	—	1.386	

(出典：本調査で作成)

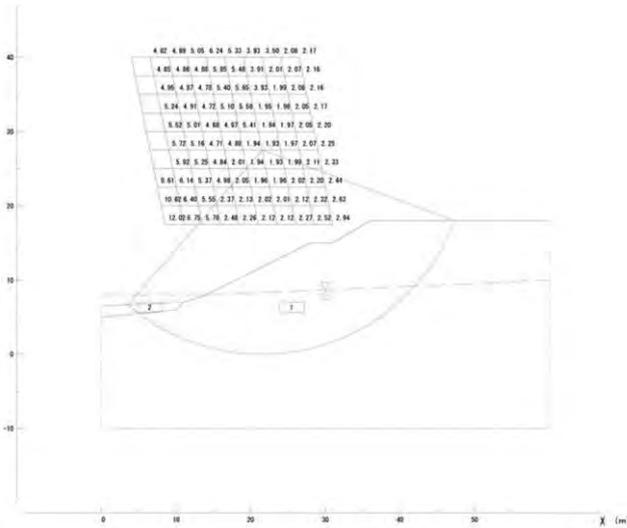
(A) 軟弱層 (単層)



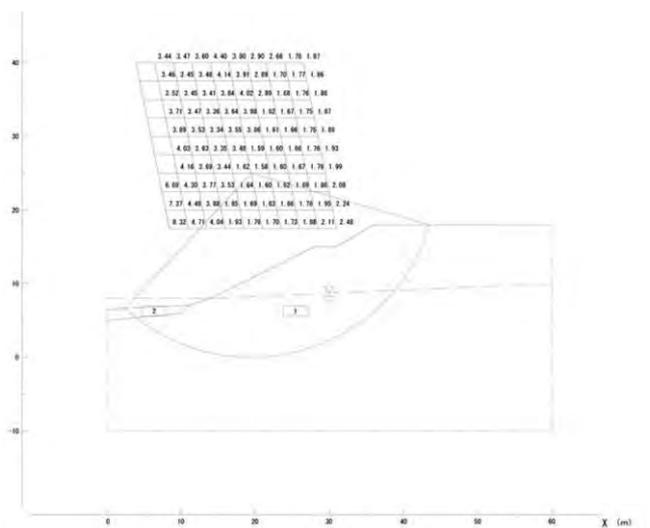
(B) 軟弱層 (砂層挟在)



(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

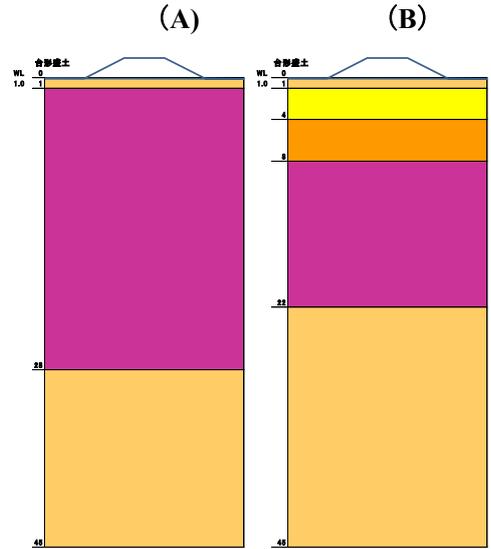
軟弱層が厚い箇所で築堤盛土を行った場合の沈下量及び沈下時間を概略検討する。

盛土高 5m、上面幅 10m、下面幅 30m の台形盛土、交通荷重を  $1\text{tf/m}^2$  ( $9.8\text{kN/m}^2$ ) 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・ランダール橋箇所：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.アンダール橋箇所  
(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・ランダール橋箇所）

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	
	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$C_c$	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	H (cm)	$P_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	$q$ (tf/m <sup>2</sup> )	I	$\Delta P=\sigma_z$ (tf/m <sup>2</sup> )	S (cm)	圧密度80% (month)	圧密度90% (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	
	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$C_c$	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	H (cm)	$P_0$ (tf/m <sup>2</sup> )	$q$ (tf/m <sup>2</sup> )	I	$\Delta P=\sigma_z$ (tf/m <sup>2</sup> )	S (cm)	圧密度80% (month)	圧密度90% (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

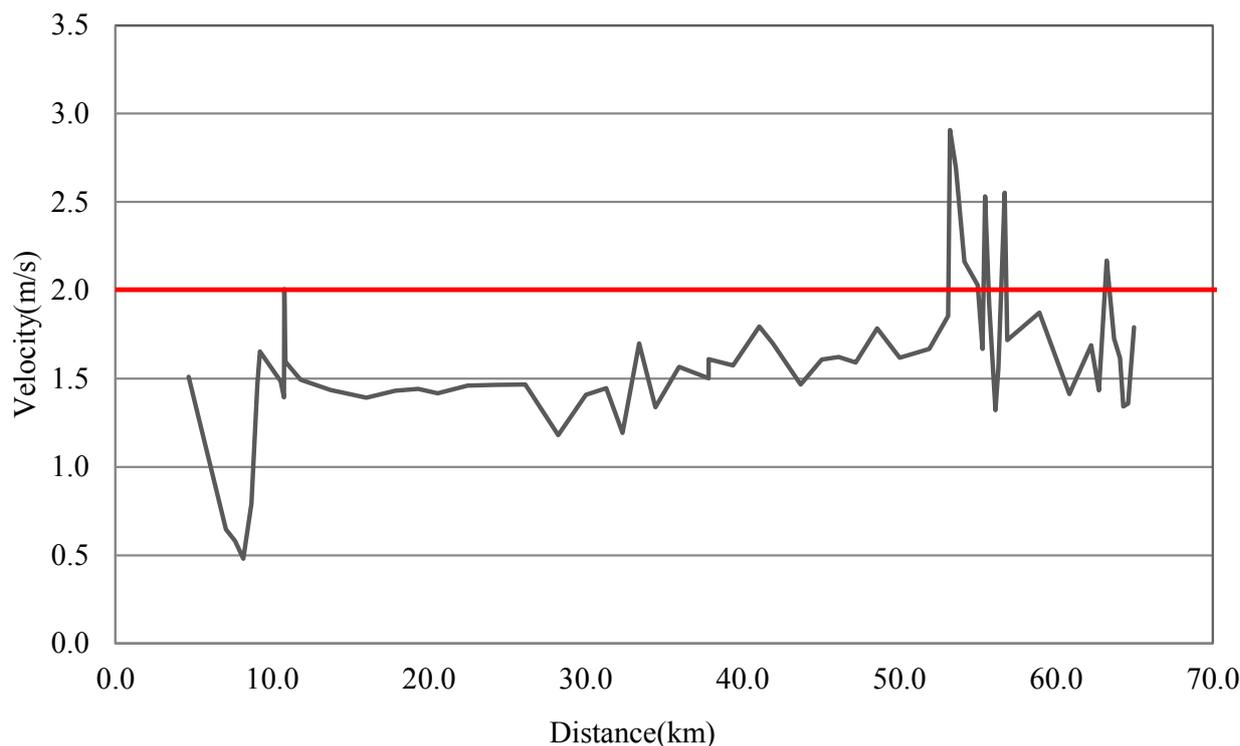


図 5.1-7 河道内平均流速（不等流計算結果より）

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)						適用条件等
		2	3	4	5	6	7	
植生系	張芝	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>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。</li> <li>背後に住宅や重要施設がない場合に適用。</li> </ul>
	シート系		■					<ul style="list-style-type: none"> <li>転石が少ない河川や水衝部以外の場所に適用。</li> <li>背後に住宅や重要施設がない場合に適用。</li> </ul>
	ブロックマット	■	■					<ul style="list-style-type: none"> <li>転石が少ない河川や水衝部以外の場所に適用。</li> <li>背後に住宅や重要施設がない場合に適用。</li> </ul>
木系	丸太格子	■	■					<ul style="list-style-type: none"> <li>掘込河道に適用。</li> <li>転石の少ない河川に適用。</li> <li>高水敷の広い低水河岸に適用。</li> <li>背後に住宅や重要施設がない場合に適用。</li> </ul>
	粗朶法枠	■	■					<ul style="list-style-type: none"> <li>掘込河道に適用。</li> <li>転石の少ない河川に適用。</li> <li>高水敷の広い低水河岸に適用。</li> <li>背後に住宅や重要施設がない場合に適用。</li> </ul>
	杭柵	■	■					<ul style="list-style-type: none"> <li>掘込河道に適用。</li> <li>転石の少ない河川に適用。</li> <li>高水敷の広い低水河岸に適用。</li> <li>背後に住宅や重要施設がない場合に適用。</li> </ul>
石系	自然石(空張)	■	■	■				<ul style="list-style-type: none"> <li>現地周辺で材料の入手が容易な場合に適用(石系共通)</li> <li>掘込河道に適用。</li> </ul>
	自然石(練張)	■	■	■	■			<ul style="list-style-type: none"> <li>胴詰めコンクリートは表面に出ないよう深目地とする。</li> </ul>
かご系	植生蛇籠	■	■	■				<ul style="list-style-type: none"> <li>掘込河道に適用。</li> <li>転石の少ない河川に適用。</li> <li>背後に住宅や重要施設がない場合に適用。</li> </ul>
	かごマット(平張)	■	■	■				<ul style="list-style-type: none"> <li>掘込河道に適用。</li> <li>転石の少ない河川に適用。</li> <li>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。)</li> </ul>
コンクリート系	ポーラスコンクリート	■	■	■	■			<ul style="list-style-type: none"> <li>現場打ちタイプは、設計流速5m/s程度以下で適用。</li> <li>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。</li> </ul>
	連節ブロック	■	■	■				<ul style="list-style-type: none"> <li>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。)</li> </ul>
	環境保全型ブロック	■	■	■	■			<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> <li>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。</li> </ul>
	コンクリートブロック張	■	■	■	■	■		<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>

\*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・マプ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  $\phi 800$  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 <sup>2</sup> )	既設断面
3-1	P110 Left-2	L 41.7	6	$\phi 800$		$\phi 500$
4	P84 Right	R 48.8	9	$\phi 800$	3.47	$\phi 800$ 程度想定
5	P105 Right	R 44.4	8	$\phi 800$	2.58	-
7	P116 Right	R 41.7	7	$\phi 800$	0.20	$\phi 800$ 程度想定
10	P146 Right	R 33.7	5	2Box-2.0 mB×2.0m H	6.72	2Box-3.2mB×1.2mH
11	P160 Right	R 30.8	4	$\phi 800$	18.42	U-1.04m×0.8mH (Drainage)
11-a	P160 Right	R 30.2	3	$\phi 800$		U-1.0m×1.0mH (Drainage 想定)
12	P169 Right	R 28.4	2	2Box-2.0 mB×2.0m H	7.01	2Box-2.2mB×1.2mH
14	PA4Mejam Left	L 16.7	1	$\phi 800$	0.70	$\phi 800$ 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。

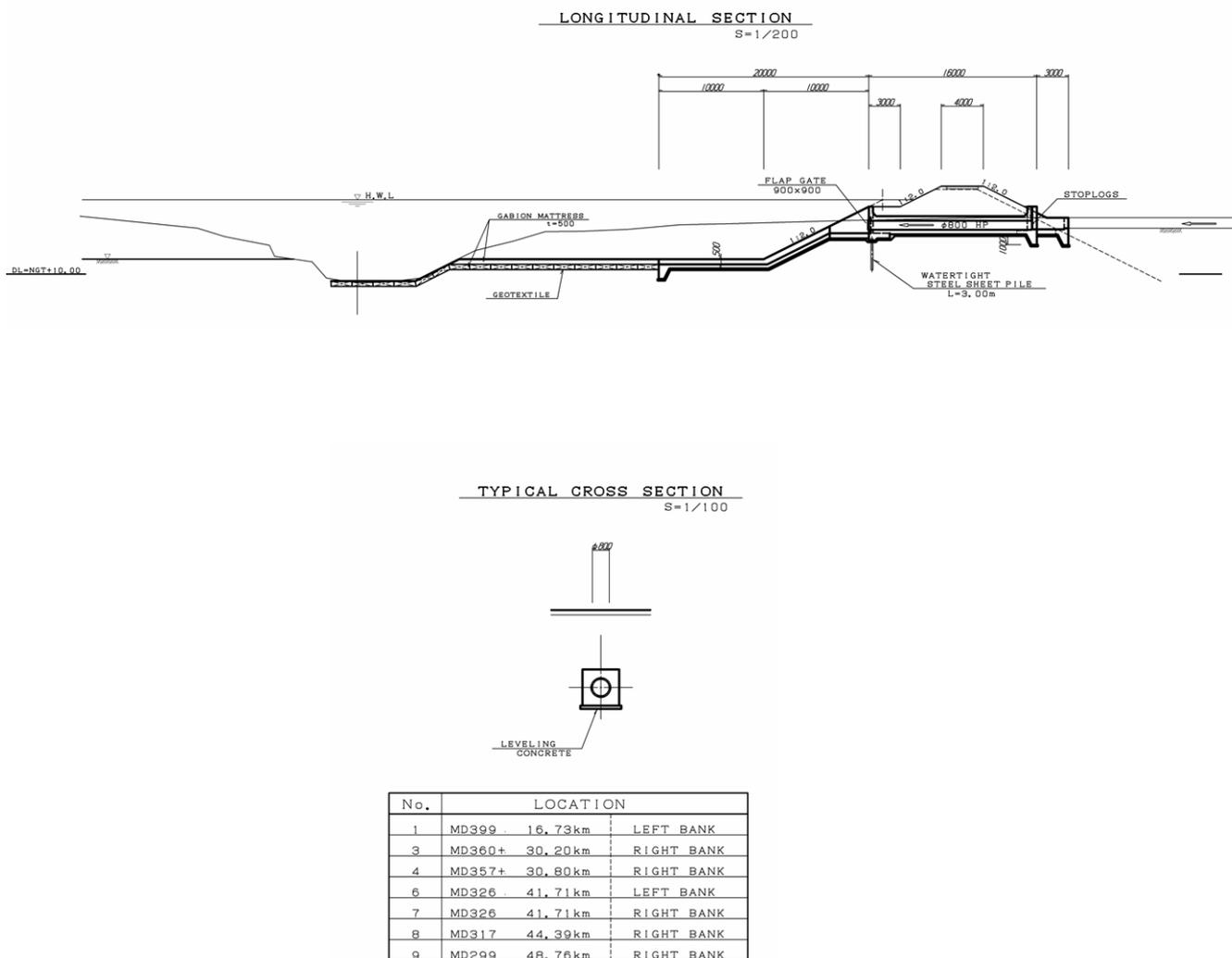


図 5.1-8 改築する樋管一般構造図 (φ 800 断面)

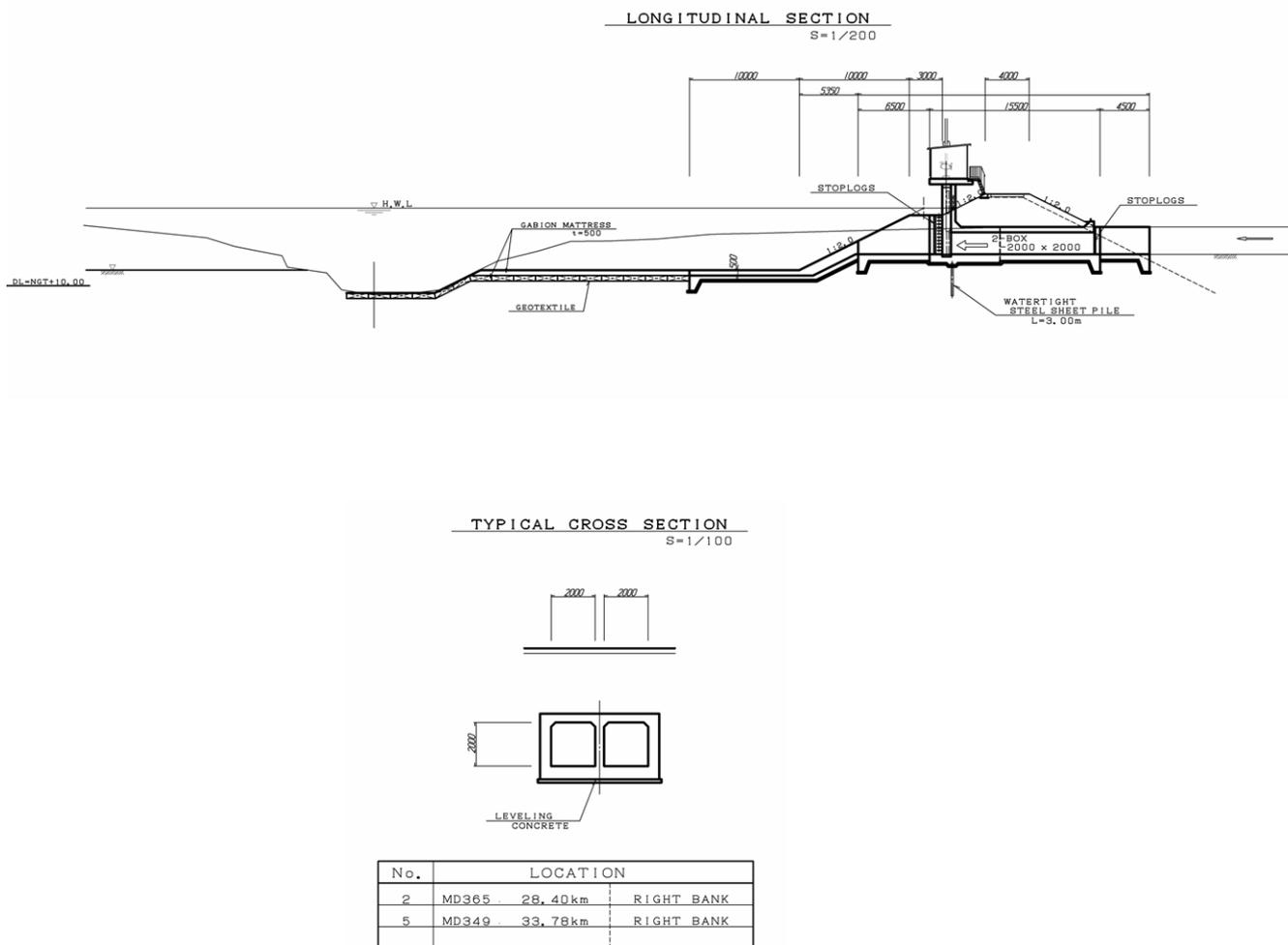


図 5.1-9 改築する樋管一般構造図