

4 章 河川構造令第 18 条第 1 項に関する検討

4.1 侵食作用に対する安全性照査

4.1.1 安全性照査のための基本的考え方

耐侵食性能の照査は、河道の平面及び縦横断形状を考慮した洪水時の作用による流速又は侵食量等を算出し、許容値等を満足するかを確認することを基本とする。許容値には、過去の被災実績、護岸の設置状況及び堤防前面の高水敷幅等を踏まえた堤防のり面の侵食限界流速又は高水敷の侵食量等を設定する。

照査は、河砂技術基準設計編、河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）（平成 24 年 2 月 財団法人 国土技術研究センター）（以下、手引きという）及び護岸の力学設計法（改訂版）（令和 5 年 10 月 一般財団法人 国土技術研究センター）（以下、護岸の力学設計法という）に準じて行う。

照査項目と照査手法の設定方法を以下に示す。

- ①堤防表のり面およびのり尻の直接侵食について
堤防表面の侵食耐力 > 堤防前面の流速
 - ②主流路（低水路等）からの側方侵食について
現況の高水敷幅 > 一洪水で侵食される高水敷幅
 - ③洗掘について
根固め工敷設幅 > 最大洗掘深を考慮して求められる必要な敷設幅
 - ④雨水による堤体の侵食について
雨水の滞留がないことを確認

（出典：河砂技術基準設計編 技術資料, 第 1 章第 2 節- 17）

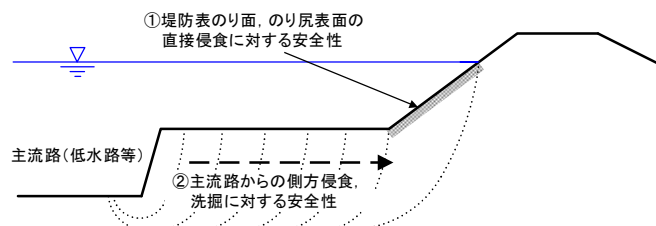


図 4.1.1-1 護岸がない場合の堤防崩壊メカニズム

（出典：手引き, p. 89）

延伸部区間周辺の河道状況を図 4.1.1-2 に示す。対象区間の 9.2k 付近より下流は、湾曲外岸側及び外岸側下流部にあたる。また、8.6k～8.8k は、表 4.1.1-1 に示すように、高水敷幅が手引きの中で求められる幅を満たさない（ $b_{fp}/H_{fp} \leq 3.0$ のため堤防護岸とみなされる）状況にあることを踏まえて、高水護岸・低水護岸が一体となって侵食等に対して抵抗すると考える必要がある。そのため、当該区間の河岸形状特性も踏まえ、安全性の評価を行う。

堤防護岸部の横断図を図 4.1.1-3 に、検討区間の現況河道横断図を図 4.1.1-4 に示す。

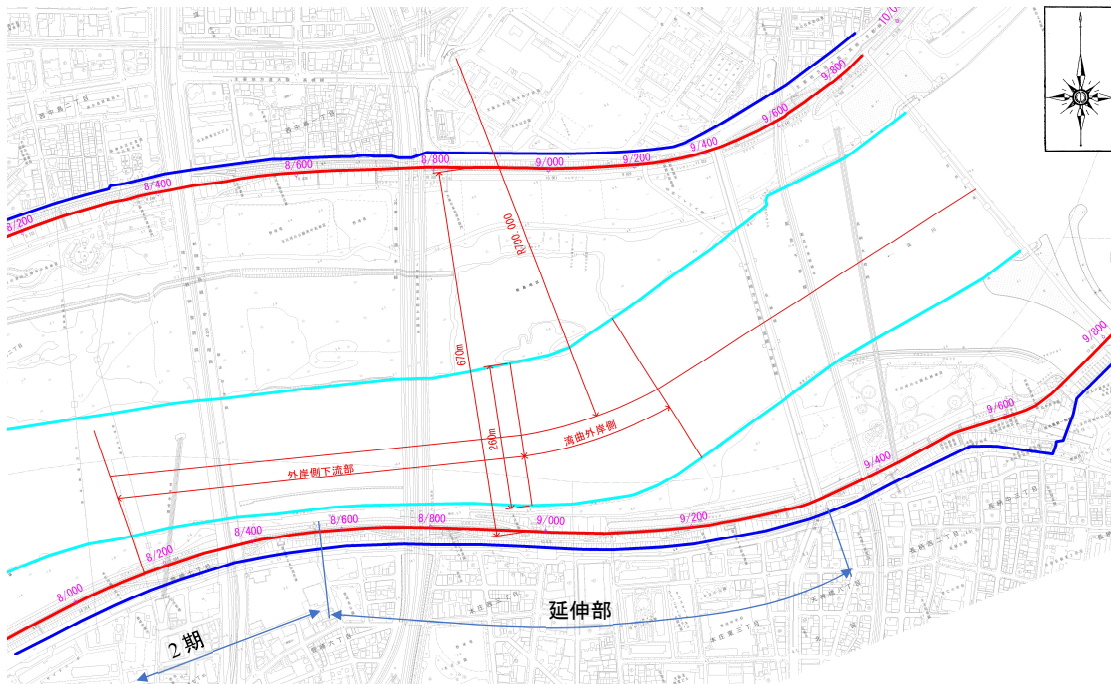


図 4.1.1-2 河道の状況 (8.0k~9.6k)

表 4.1.1-1 現況河道諸元

距離標	HWL (O. P. +m)	計画高水敷高 (O. P. +m)	平均河床高 (O. P. -m)	低水路水深 Hmc (m)	低水路肩高 Hb (m)	高水敷水深 Hfp (m)	高水敷幅 bfp (m)	bfp/Hfp	高水護岸 or 堤防護岸	区間	bfp/Hb	必要高水敷幅 判定
8.2k	6.64	3.70	-5.16	11.8	6.2	5.6	52.5	9.4	高水護岸	外岸側下流部	8.5	○
8.4k	6.74	3.75	-4.32	11.1	6.2	4.9	0.0	0.0	堤防護岸	外岸側下流部	0.0	×
8.6k	6.85	3.80	-4.35	11.2	6.9	4.3	0.0	0.0	堤防護岸	外岸側下流部	0.0	×
8.8k	6.96	3.85	-3.23	10.2	5.4	4.7	0.0	0.0	堤防護岸	外岸側下流部	0.0	×
9.0k	7.06	3.90	-2.86	9.9	4.9	5.0	17.2	3.4	高水護岸	湾曲外岸側	3.5	○
9.2k	7.17	3.95	-2.23	9.4	5.3	4.1	74.3	18.1	高水護岸	湾曲外岸側	14.0	○
9.4k	7.28	4.00	-2.83	10.1	6.7	3.4	185.5	54.6	高水護岸	直線部	27.7	○
9.6k	7.38	4.05	-3.38	10.8	7.4	3.5	131.5	37.6	高水護岸	直線部	17.8	○
9.8k	7.47	4.09	-4.29	11.8	8.3	3.5	202.4	57.8	高水護岸	直線部	24.4	○

bfp/Hfp<3→堤防護岸

bfp/Hb>2~3

延伸部

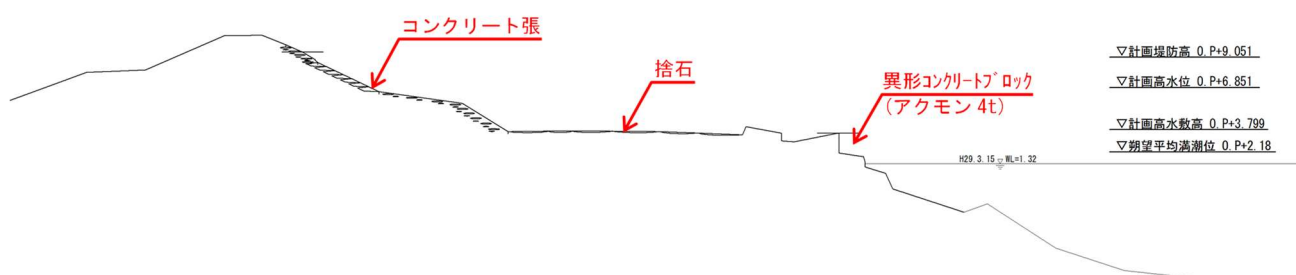


図 4.1.1-3 8.6K 横断面図

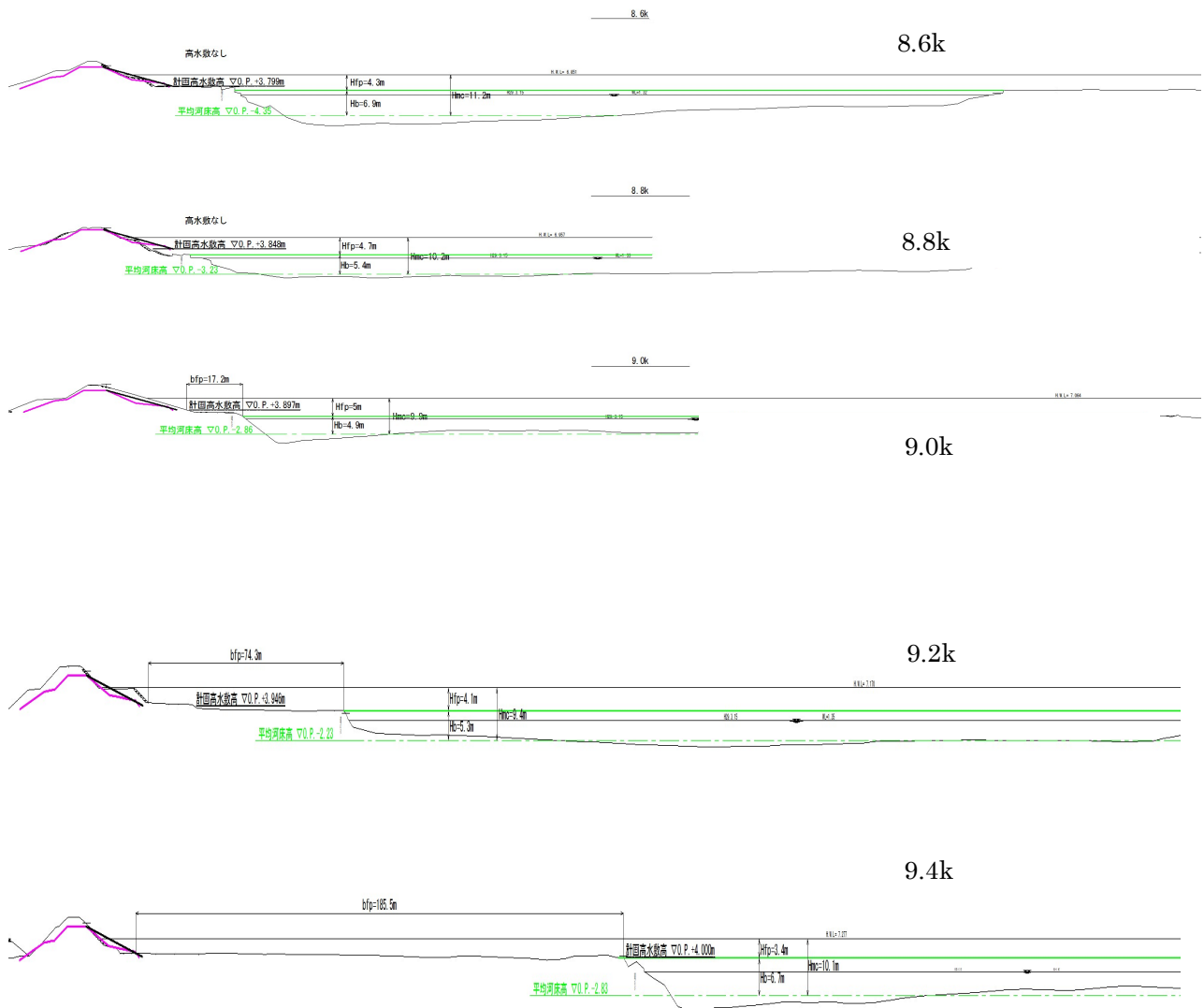


図 4. 1. 1-4 現況河道横断面図

4.1.2 堤防・護岸（含む根固め工）の直接侵食（流速）に対する安全性

4.1.2.1 直接侵食に対する安全性

(1) 照査基準

照査については、河砂技術基準設計編をもとに、直接侵食に関する外力に対する抗力が照査許容値以下であることを確認するべく式（4.1.2-1）～式（4.1.2-4）により照査を行う。なお、対象とする構造物は、高水護岸被覆ブロック照査は、高水敷、矢板、捨石（矢板の川表側）、根固めブロック（捨石被覆）とする。また、照査に際しては、河砂技術基準設計編の中に示す関連通知である護岸の力学設計法も参照することとする。

高水護岸被覆ブロックの移動限界流速 $>$ 高水護岸前面の流速 …… 式（4.1.2-1）

高水敷の侵食限界流速 $>$ 高水敷前面の流速 …… 式（4.1.2-2）

矢板の移動限界流速 $>$ 矢板前面の流速 …… 式（4.1.2-3）

根固めブロック（捨石被覆）の移動限界流速 $>$ …… 式（4.1.2-4）
根固めブロック（捨石被覆）前面の流速

(2) 照査手法

表 4.1.1-1 に示すように、8.6k～8.8k の高水敷幅は狭いことから、堤防護岸として評価する。9.0k～9.4k は、高水護岸の直接侵食に対する安全性を照査する。堤防護岸、高水護岸及び根固め工の標準断面図をそれぞれ図 4.1.2-1、図 4.1.2-2、図 4.1.2-3 に示す。

式（4.1.2-1）～式（4.1.2-4）に示す照査を実施するにあたり、各検討対象の前面における流速を求める必要がある。流速は、護岸の力学設計法に基づき、不等流計算によるエネルギー勾配から計画高水位時の断面平均流速を算定し、湾曲等による割増係数を考慮して算出する。しかし、本検討では、安全側の評価を行うため、護岸の力学設計法に基づく代表流速と平面流況解析により評価した流速とを比較し、大きい方の値を代表流速として設定する。

なお、護岸の力学設計法に基づく流速評価では、前項で述べたように本検討対象は高水敷幅が狭く、堤防護岸として位置づけられるため、護岸の力学設計法に基づき代表流速は低水護岸（低水部）の流速を用いるものとする。本検討では参考として高水護岸（高水部）における流速についても算出し、その結果を低水部の流速と併せて示す。

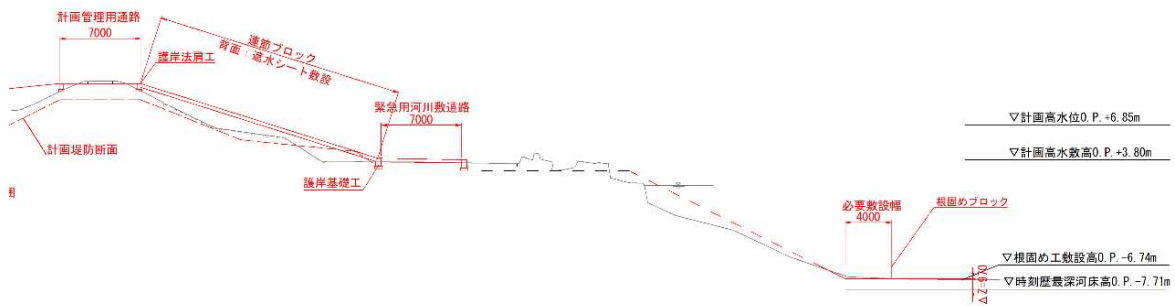


図 4.1.2-1 堤防護岸の標準断面図(河川距離標 : 8.4k+197 道路測点 No. 6)

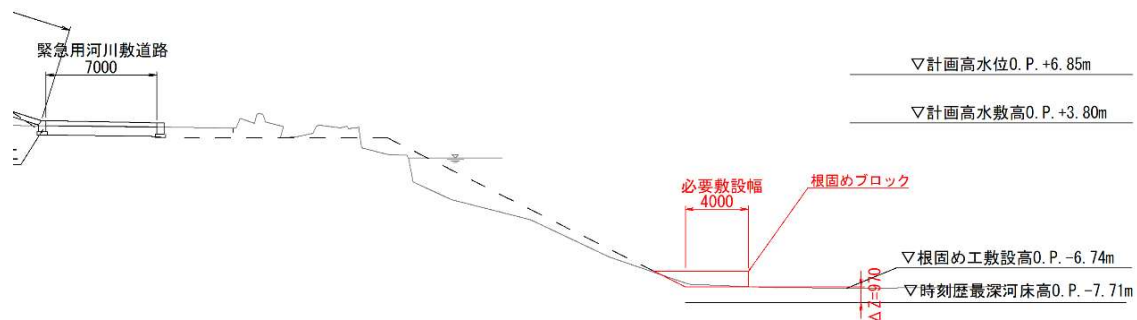


図 4.1.2-2 高水護岸の標準断面図(河川距離標 : 9.0k+4 道路測点 No. 24)

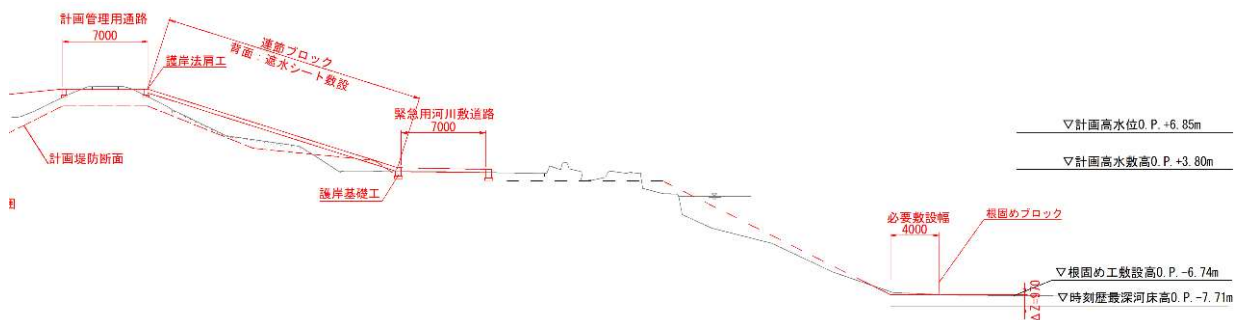


図 4.1.2-3 根固め工の標準断面図(堤防護岸部 : 河川距離標 : 8.4k+197 道路測点 No. 6)

(3) 照査外力

1) 侵食外力の評価手法①（護岸の力学設計法）

・代表流速の算出

代表流速の算出は、式（4.1.2-5）により算定する。

$$V_0 = \alpha \cdot V_m \quad \cdots \quad \text{式（4.1.2-5）}$$

ここに、 V_0 ：代表流速（m/s）、 α ：補正係数、 V_m ：平均流速（m/s）とする。

平均流速の算出式は護岸の力学設計法に示す式（4.1.2-6）を用いるものとする。

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \quad \cdots \quad \text{式（4.1.2-6）}$$

ここに、 V_m ：平均流速（m/s）、 n ：マンニングの粗度係数、 H_d ：設計水深（m）、 I_e ：エネルギー勾配とする。

高水部は、対象区間での高水敷幅が狭いため、湾曲による式（4.1.2-7）及び低水路流れの干渉による式（4.1.2-8）による補正を行い高水部の代表流速を算出する。

$$\text{湾曲による補正係数} \quad \alpha = 1 + \frac{B}{2r} \quad \cdots \quad \text{式（4.1.2-7）}$$

ここに、 B ：川幅（m）、 r ：曲率半径（m）

$$\text{低水路流れの干渉による補正係数} \quad \alpha = 1 + \frac{(u_b - u_{w0})}{u_{w0}} \exp \left[-\sqrt{\frac{F_w \cdot u_{w0}}{H_{fp} \cdot \varepsilon}} \cdot y \right] \quad \cdots \quad \text{式（4.1.2-8）}$$

ここに、 u_b ：境界部の流速（m/s）

u_{w0} ：高水敷部と低水路部それぞれの緩衝効果の影響範囲外での流速（m/s）

（それぞれの水深，粗度，エネルギー勾配を用いて，マンニング式で求めることができる）

F_w ：高水敷部での摩擦損失係数， H_{fp} ：高水敷部水深（m）

ε ：横断方向の干渉効果の大きさを表す水平渦動粘性係数（m²/s）

y ： b_{fp} （高水敷幅）（m）とする。

低水部では、河道湾曲部の外岸側下流部として式（4.1.2-9）により補正を行うことで代表流速を算出する。

$$\text{河道湾曲部の外岸側下流部としての補正係数} \quad \alpha = 1 + \frac{\Delta z}{2H_d} + \frac{B}{2r} \quad \cdots \quad \text{式（4.1.2-9）}$$

ここに、 Δz ：洗堀深（m）、 H_d ：設計水深（m）、 B ：川幅（m）、 r ：曲率半径（m）とする。

・準 2 次元不等流計算

平均流速 V_m を求めるために必要なエネルギー勾配 I_e は、準 2 次元不等流計算から求まるエネルギー勾配を用いる。計算結果は、淀川河川事務所より提供を受けた。計算条件と計算結果を以下に示す。

計算条件

- ・対象流量：10,800 m³/s（整備計画流量：令和 3 年変更）
- ・出発水位：O.P.+2.29m（0.0k 地点）
- ・断面：H13 測量断面（整備計画検討時の現況断面）
- ・低水路粗度係数：整備計画検討時と同様

区間	低水路粗度係数
0.0k～9.8k	0.015
9.8k～22.8k	0.022
22.8k～35.0k	0.025

- ・高水敷粗度係数：堤防のり面を含めた粗度係数（整備計画検討時と同様）

高水敷(左岸)		高水敷(右岸)	
0.0k～7.0k	0.020	0.0k～7.6k	0.020
7.2k～8.4k	0.055	7.8k～9.4k	0.055
8.6k～9.8k	0.020	9.6k～9.8k	0.020

表 4.1.2-1 不等流計算結果と河道諸元

測点	不等流計算結果			河道諸元等							
	計算水位 (O.P.m)	エネルギー 勾配	エネルギー 勾配 (区間平均)	HWL (O.P.m)	高水敷幅 b(m)	堤防法尻 高さ (O.P.m)	平均河床高 (O.P.m)	低水路部 水深 H _{mc} (m)	高水敷部 水深 H _d =H _{fp} (m)	低水路 粗度係数 n _{fp}	高水敷 粗度係数 n _{mc}
	Q=10,800m ³ /s（整備計画流量）										
8.6k	6.41	0.00026	0.00024	6.85	0.00	3.80	-4.35	11.20	3.05	0.015	0.020
8.8k	6.94	0.00021	0.00017	6.96	0.00	3.85	-3.23	10.19	3.11	0.015	0.020
9.0k	7.06	0.00018	0.00017	7.06	17.20	3.90	-2.86	9.92	3.16	0.015	0.020
9.2k	7.14	0.00014	0.00017	7.17	74.30	3.95	-2.23	9.40	3.22	0.015	0.020
9.4k	7.20	0.00014	0.00017	7.28	185.50	4.00	-2.83	10.11	3.28	0.015	0.020

参考）エネルギー勾配の設定方法

代表流速算定に用いるエネルギー勾配は、河床変動解析の傾向を参考に本検討で設定した区間の平均値を用いる。

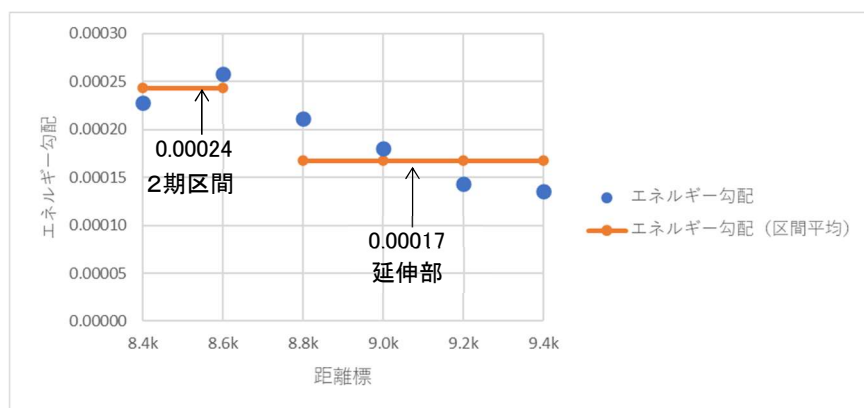


図 4.1.2-4 エネルギー勾配の設定

- ・代表流速の算出結果

表 4.1.2-2 護岸の力学設計法による代表流速（高水部）

測点	代表流速の算定											
	平均流速 Vm(m/s)	湾曲による補正			低水路流れの干渉による補正						護岸近傍 の代表流速 V0(m/s)	
		川幅 B(m)	曲率半径 r(m)	補正係数 α	高水敷部 摩擦損失 係数Fw	低水路部 摩擦損失 係数Fm	低水路 流速 u_w0(m/s)	高水敷 流速 u_m0(m/s)	境界部の 流速 u_b(m/s)	水平渦動 粘性係数 ε(m ² /s)		補正係数 α
9.0k	1.39	670	700	1.48	0.0030	0.0012	3.98	1.39	3.29	39.15	1.40	2.89
9.2k	1.41	670	700	1.48	0.0030	0.0013	3.84	1.41	3.15	33.01	1.21	2.53
9.4k	1.43	-	-	1.00	0.0030	0.0012	4.03	1.43	3.32	40.06	1.08	1.54

表 4.1.2-3 護岸の力学設計法による代表流速（低水部）

測点	代表流速の算定						
	平均流速 $V(m/s)$	洗掘深 $\Delta Z(m)$	設計水深 $H_d(m)$	川幅 $B(m)$	曲率半径 $r(m)$	補正係数 α	護岸近傍の 代表流速 $V_0(m/s)$
8.6k	5.20	3.39	11.20	260	700	1.337	6.96
8.8k	4.05	5.48	10.19	260	700	1.45	5.90
9.0k	3.98	5.48	9.92	260	700	1.46	5.82

2) 侵食外力の評価手法②（数値解析）

平面 2 次元流況解析結果は、淀川河川事務所において検討された結果を用いて照査を行った。図

4.1.2-5 に 2 次元流況解析結果を示す。

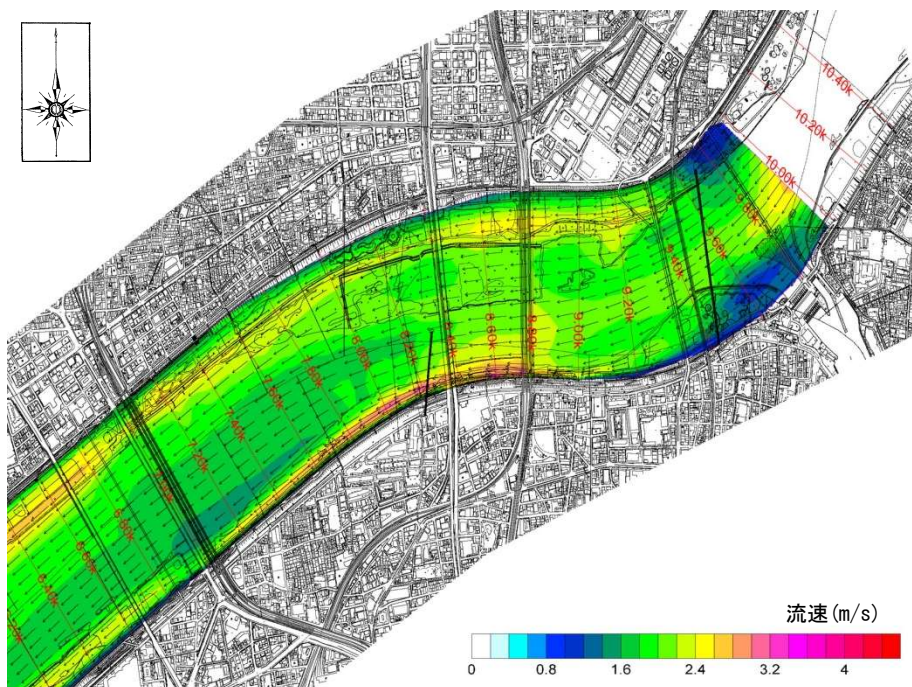


図 4.1.2-5 2 次元流況解析結果（流速ベクトル分布図）

3) 代表流速

表 4. 1. 2-4 に護岸の力学設計法に基づく評価手法①と平面流況解析による評価手法②で求めた流速の比較を示す。代表流速の選定については、安全側の評価という観点から、評価手法①と評価手法②で求めた値の中で、対象区間の最大値を選定した。

高水敷幅が狭く堤防護岸として評価される 8.6k～8.8k（道路測点 No.4～22）の区間については、直接侵食に対して低水部の評価手法①で求めた 6.96m/s を代表流速として照査を行う。高水敷幅が広い 9.0k～9.4k（道路測点 No.23～46）の区間は、直接侵食に対する評価として高水部の評価手法①で求めた 2.89m/s を代表流速として照査を行う。

表 4. 1. 2-4 検討対象区間における代表流速（評価手法① vs. 評価手法②）

堤防護岸として照査をする区間（以下、「堤防護岸部」という）

距離標			8.60k								8.80k							
道路測点			No.4～13								No.14～22							
低水部	評価手法① 護岸の力学設計法	(m/s)	6.96								5.90							
	評価手法② 平面二次元流況解析	(m/s)	2.99	3.01	2.95	2.89	2.89	2.92	2.99	3.04	2.68	2.43	2.46	2.46	2.42	2.38	2.33	2.26

高水護岸として照査する区間（以下、「高水護岸部」という）

距離標			9.00k								9.20k								9.40k
道路測点			No.23～36								No.37～49								参考
高水部	評価手法① 護岸の力学設計法	(m/s)	2.89								2.53								1.54
	評価手法② 平面二次元流況解析	(m/s)	2.54	2.44	2.39	2.38	2.34	2.28	2.21	2.17	2.13	2.04	2.01	2.04	2.04	2.00	1.96	1.95	1.97

(4) 照査許容値

1) 法覆工

照査許容値は、延伸部区間で設置することを想定している法覆工の移動限界流速 V_c とする。法覆工として用いるものは、小口止めで端部処理をしたブロック張とする。照査許容値は、護岸の力学設計法の 5 章 (5-3-2, 5-3-3) に示す「滑動・群体モデル」の基本式となる式 (4.1.2-10) を用いて算出する。

$$\mu(W_w \cdot \cos \theta - L) \geq ((W_w \cdot \sin \theta)^2 + D^2)^{1/2} \quad \cdots \text{式 (4.1.2-10)}$$

$$L = \rho_w / 2 \cdot C_L \cdot A_b \cdot V_d^2$$

$$D = \rho_w / 2 \cdot C_D \cdot A_d \cdot V_d^2$$

ここに、 μ ：摩擦係数 ($\mu = 0.65$ 土と吸出し防止材の間の摩擦係数)

W_w ：法覆工の部材の水中質量 (kg)

θ ：のり面の傾き、 ρ_b ：法覆工の密度 (kg/m^3)、 ρ_w ：水の密度 (kg/m^3)

A_b ：法覆工を上方から見た場合の投影面積 (m^2)、

A_d ：法覆工の抗力に関する投影面積 (m^2)

C_L ：法覆工の揚力係数、 C_D ：法覆工の抗力係数

なお、群体モデルなので、設計流速 V_d は式 (4.1.2-11) を用いて算出する。

$$V_d = 8.5 \cdot V_0 / (6.0 + 5.75 \log(H_d/k_s)) \quad \cdots \text{式 (4.1.2-11)}$$

ここに、 V_d ：設計流速 (m/s)、 V_0 ：代表流速 (m/s)、 H_d ：設計水深 (m)、 k_s ：相当粗度とする。

2) 根固めブロック

照査許容値は、延伸部区間で設置することを想定している根固め工の移動限界流速 V_c とする。根固め工として用いるものは、現況と同じ「滑動、及び転動一層積みモデル」とする。基本式を式 (4.1.2-12) に示す。

$$W > a \left(\frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \cdot \frac{\rho_b}{g^2} \cdot \left(\frac{V_d}{\beta} \right)^6 \quad \cdots \text{式 (4.1.2-12)}$$

ここに、 W ：ブロックの必要重量 (t)

V_d ：設計流速 (m/s)

ρ_w ：水の密度 (kg/m^3)

ρ_b ：ブロックの密度 (kg/m^3)

(5) 検討対象

検討対象は、堤防護岸部（河川距離標：8.6k～8.8k，道路測点 No.4～22）と高水護岸部（河川距離標：9.0k～9.4k，道路測点 No.23～46）とする。

図 4.1.2-6 に堤防護岸部，図 4.1.2-7 に高水護岸部の各代表断面を示す。

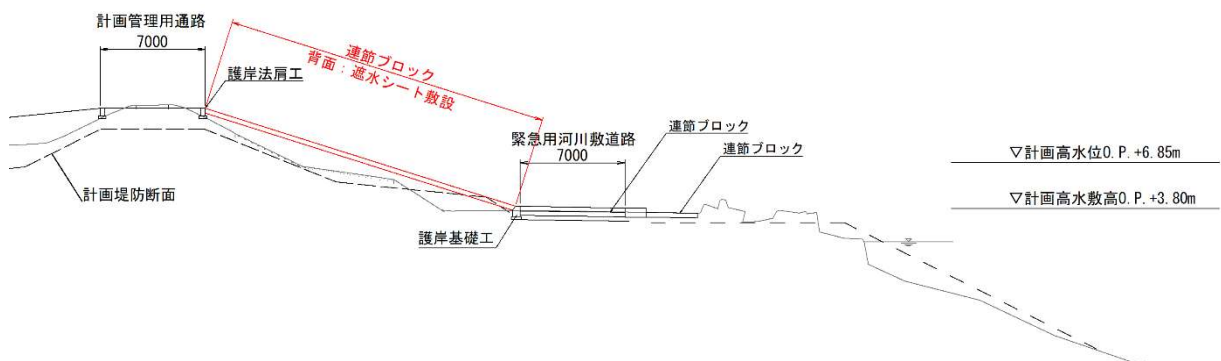


図 4.1.2-6 護岸の標準断面図(堤防護岸部：河川距離標：8.4k+197 道路測点 No.6)

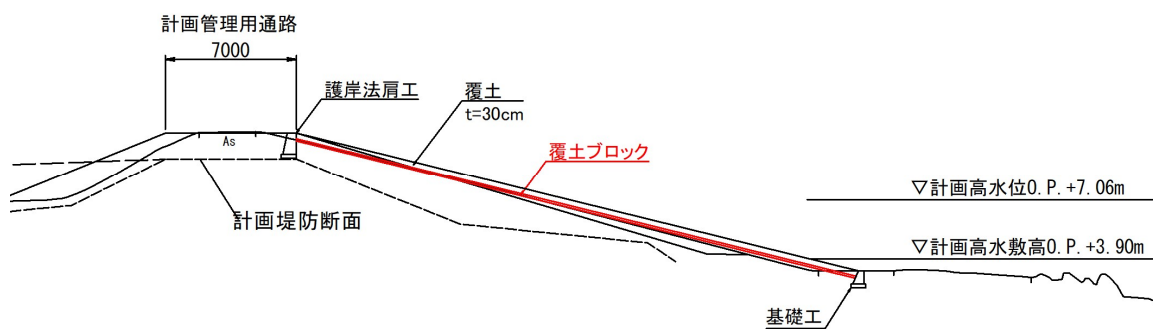


図 4.1.2-7 護岸の標準断面図(河川距離標：9.0k+4 道路測点 No.24)

(6) 照査結果

1) 法覆工

・堤防護岸部

堤防護岸部の護岸被覆ブロックは、図 4.1.2-8 に示す大型連節ブロックを用いることを想定した。なお、ブロックの仕様は侵食検討の結果を満足する条件で、詳細設計時に再検討する。

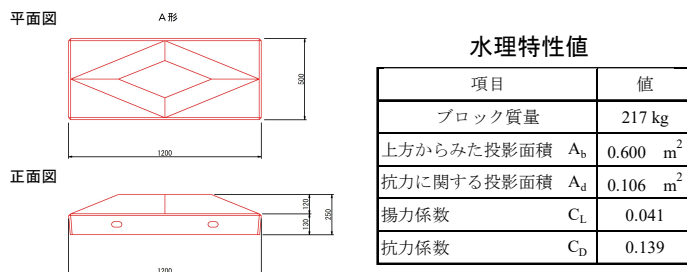
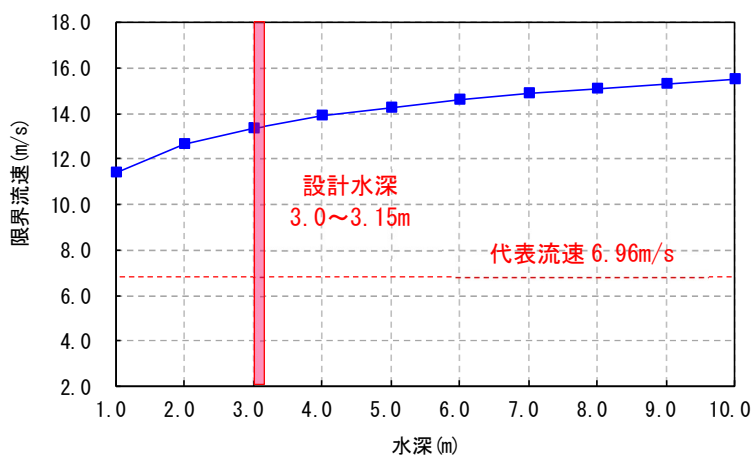


図 4.1.2-8 堤防護岸部の護岸被覆ブロック

設計水深は、計画高水位 H.W.L と計画高水敷高の差として設定した。堤防護岸部の設計水深は 3.0～3.15m となる。

図 4.1.2-9 に示す水深と限界流速の関係より、仮定した大型連節ブロックの移動限界流速は代表流速より大きくなっており、安定性を確保できる。なお、ブロックタイプは詳細設計により精査する必要がある。



※代表流速は堤防護岸部の最大流速

図 4.1.2-9 水深と限界流速の関係（堤防護岸における大型連節ブロック）

限界流速 V_{0cg} は、以下の式より算定する。

$$v_{0cg} = \frac{6.0 + 5.75 \log(H_d/k_s)}{8.5} \cdot v_d \quad \cdots \text{式 (4.1.2-13)}$$

ここに、 V_{0cg} ：限界流速（m/s）、 H_d ：設計水深（m）、 k_s ：相当粗度、 V_d ：設計流速（m/s）とする。

・高水護岸部

高水護岸部の護岸被覆ブロックは、図 4.1.2-10 に示す覆土ブロックを用いることを想定した。堤防護岸部と同様に仕様については耐侵食性能を満足する条件で、詳細設計時に再検討する。

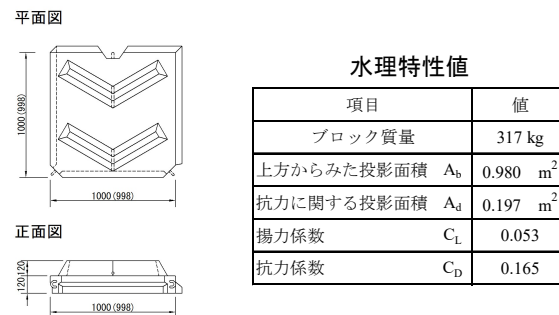
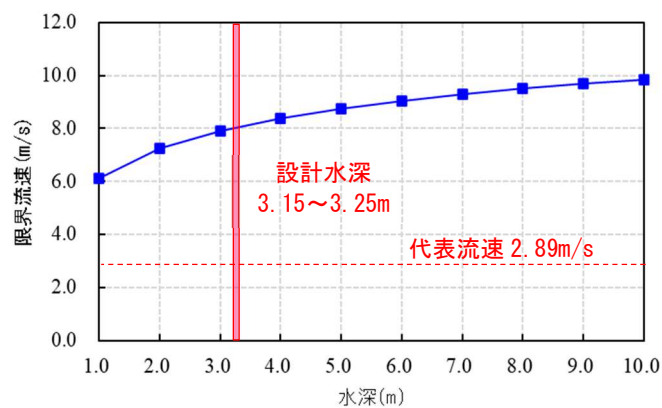


図 4.1.2-10 高水護岸部の護岸被覆ブロック

設計水深は、計画高水位 H.W.L と計画高水敷高の差として設定した。高水護岸部の設計水深は 3.15～3.25m となる。

図 4.1.2-11 に示す水深と限界流速の関係より、仮定した覆土ブロックの移動限界流速は代表流速より大きくなっており、安定性を確保できる。なお、ブロックタイプは詳細設計により精査する必要がある。



※代表流速は降水護岸部の最大流速

図 4.1.2-11 水深と限界流速の関係（高水護岸における覆土ブロック）

2) 高水敷

ここに示す高水敷とは、堤防護岸部における図 4.1.2-12 に示す緊急用河川敷道路舗装から根固めブロックの手前（堤防側）までの範囲を表す。

緊急用河川敷道路の舗装はアスファルト舗装を行うが、アスファルト舗装は直接侵食に対する抵抗性能が不明であることを踏まえ、アスファルト舗装がめくれても護岸を侵食から保護できるように、前項で述べた堤防護岸被覆ブロックをアスファルト舗装の下面に敷設する。また、前面の根固めブロックの堤防側には捨石があるが、この表面に侵食から保護できるように堤防護岸被覆ブロックを設置する。

これにより、高水敷は堤防護岸被覆ブロックとして扱うことができ、前項と同様に直接侵食に対する安全性照査を行うことができる。高水敷の移動限界流速は前項で述べたように、高水敷前面の流速である 6.96m/s より大きいと考えられ、直接侵食に対する安全性は確保している。

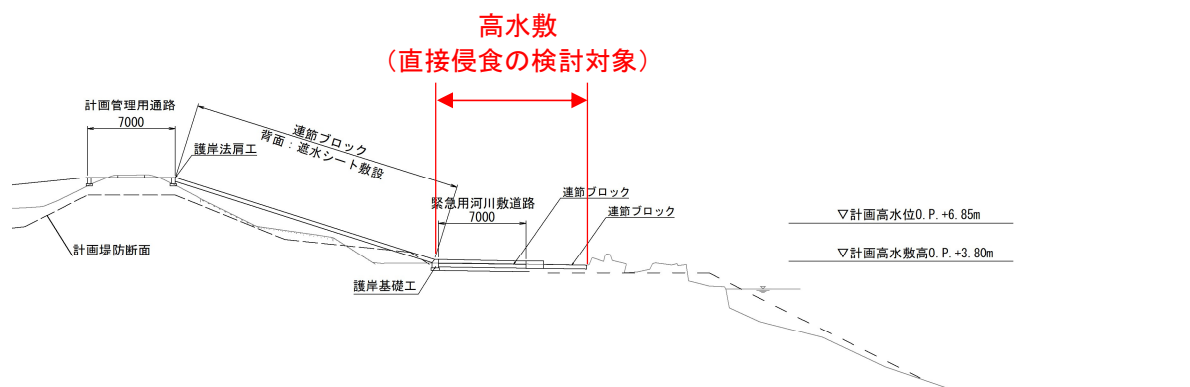


図 4.1.2-12 護岸の標準断面図(堤防護岸部：河川距離標：8.4k+197 道路測点 No. 6)

3) 矢板

矢板は後述の洗堀対策の一例として設置を想定している。前述の高水敷部に堤防護岸被覆ブロックが設置されることにより、直接侵食に対する安全性を確保されることになる。これらの構造が直接侵食により流出しない限り安全であるといえる。前述の堤防護岸被覆ブロック、高水敷、後述の根固めブロックでこれらの直接侵食に対する安全性が確保できることを確認されたことから、当該構造も直接侵食に対する安全性は確保している。

4) 根固めブロック（捨石被覆）の移動限界流速

堤防護岸部（河川距離標：8.6k～8.8k，道路測点 No.4～22）において、根固めブロック（捨石被覆）の移動限界流速について、護岸の力学設計法に示す照査手法の「滑動，転動－層積み」モデル式（2.2-11）を用いて算出された図 4.1.2-13 に示す限界流速と重量の関係より照査を行った。

照査許容値である根固めブロック（捨石被覆）前面での流速 6.96m/s は，図中に示すように，長方形型，三点支持型もしくは平面型の 2t 以上で安全性が確保される。

現況の河岸部には図 4.1.2-14 より根固めブロック 4t 型の長方形型が設置されていると推定できることから，現況の根固め工は直接侵食に対する安全性の確保が確認できたものと判断する。

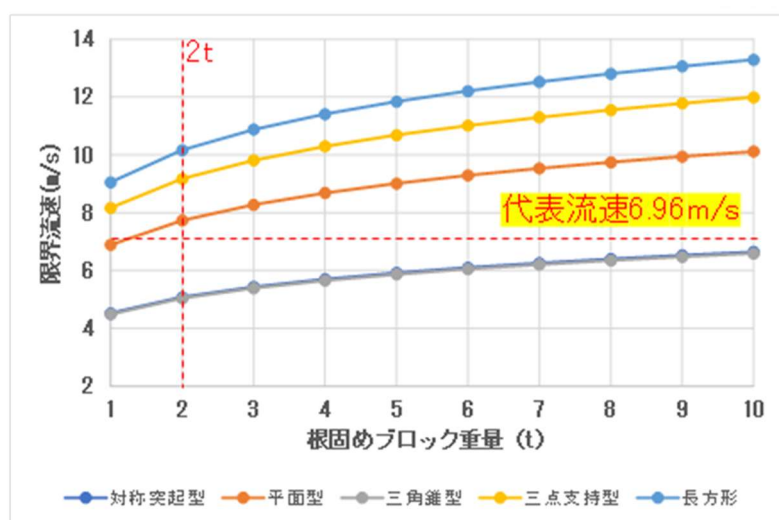


図 4.1.2-13 限界流速と根固めブロック重量の関係

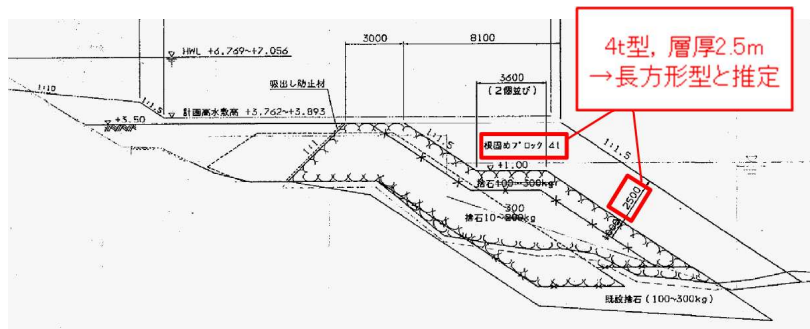


図 4.1.2-14 現況河岸部の状況
(出典：平成11・12年度 本庄地区堤防補強工事)

◆総括

上述のように，延伸部区間での川表側の河川構造特性を踏まえた上での直接侵食時に作用する流体力に対して照査した結果，堤防護岸及び高水護岸を構成する各構造は直接侵食に対する安全性を確保している。

また，堤防護岸被覆ブロックが，洗掘などによる河床に変動が生じた場合に，変状が生じると考えられるため，適切な維持管理が必要と考える。

4.1.3 堤防の側方侵食に対する安全性

4.1.3.1 側方侵食に対する安全性

(1) 照査基準

側方侵食に対する照査にあたっては、手引きに準拠する。図 4.1.3-1 に示すように、1 回の洪水に対する高水敷幅を踏まえた堤防の側方侵食に対する安全性を考慮する。したがって、図 4.1.3-2 に示すフローを踏まえ高水敷幅、高水敷水深に応じた照査を行うこととする。

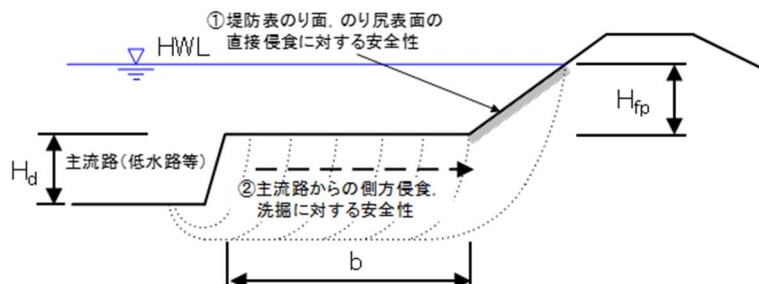


図 4.1.3-1 護岸がない場合の堤防崩壊メカニズム
(出典：手引き, p. 89 に加筆)

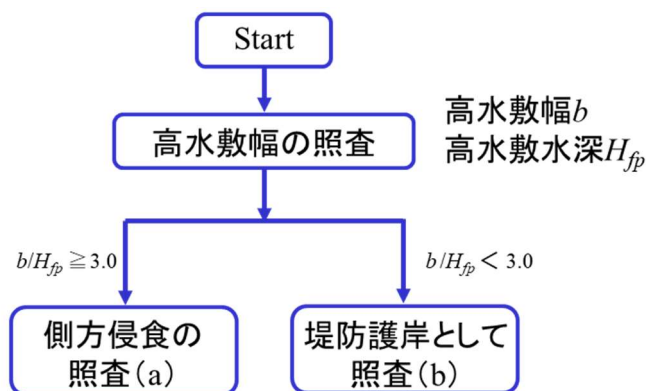


図 4.1.3-2 高水敷幅の照査

高水敷幅が十分にあると評価される場合（図 4.1.3-2 に示す(a)）は、に示すように、高水敷幅 b / 低水河岸高 H_d が判定基準となる $b/H_d > 2 \sim 3$ を満足しているかの照査を行う。

表 4.1.3-1 表のり尻部の洗掘に対する安全性の照査基準

河道のセグメント分類	照査基準（一洪水で侵食される高水敷幅の目安）
1	40m 程度
2-1	高水敷幅 $b >$ 低水路河岸高 H の 5 倍
2-2 及び 3	高水敷幅 $b >$ 低水路河岸高 H の 2～3 倍

(出典：手引き, p. 92 に加筆)

高水敷幅が十分になく堤防護岸として評価される区間（図 4.1.3-2 に示す(b)）については、低水護岸を矢板や根固めブロック等で保護する必要がある。また、保護を行った護岸に対し、矢板護岸、根固めブロックが直接侵食に対する安全性を有していること、後述する堤防の洗掘に対する安全性を有していることを確認することで、側方侵食に対する安全性を満足することができる。

(2) 照査結果

照査の結果を表 4.1.3-2 に示す。

高水敷幅が十分にあると評価される 9.0k～9.4k（道路測点 No.23～46）は、側方侵食の安全性を有している。

表 4.1.3-2 側方侵食に対する照査結果

距離標	道路測点	セグメント	高水敷幅 b (m)	高水敷水深 H_{fp} (m)	低水河岸高 H_d (m)	b/H_{fp}	照査方法	b/H_d	側方侵食の判定 ($b/H_d > 2 \sim 3$)
9.0K	No.23~36	3	17.2	5.0	4.9	3.4	(a)	3.5	○
9.2K	No.37~46	3	74.3	4.1	5.3	18.1	(a)	14.0	○
9.4K	参考	3	185.5	3.4	6.7	54.6	(a)	27.7	○

高水敷幅、低水河岸高は表 4.1.1-1 より引用

※低水路河岸高 (H_d) は、表 4.1.1-1、図 4.1.1-4 において、低水路肩高 (H_b) としている。

4.1.4 低水護岸（含む根固め工）の洗掘に対する安全性

4.1.4.1 洗掘に対する安全性

(1) 照査基準

低水護岸は洪水時に洗掘される可能性が高いため、洗掘に対する安全性照査を行う必要がある。洗掘に対する安全性照査としては、低水護岸前面が洗掘された場合でも、鋼矢板、高水敷、根固めブロックが安全であることを検証する。なお、鋼矢板については具体的な構造は詳細設計時に決定するが、現時点では矢板を想定した照査を実施する。

(2) 照査手法

洗掘に対する安全性照査としては、洗掘による河床変動量を算出し、その変動に伴う変形に対して低水護岸を構成する矢板、高水敷、根固めブロックが安全であることを検証する。対象毎の照査手法について以下に示す。

1) 矢板

災害復旧工事の設計要領に従い、常時（土圧及び水圧）及び地震時外力を作用させた状態で成立する矢板の設計を行う。

図 4.1.4-1 に示す照査手順に従い、鋼矢板壁背面に働く主働土圧強度と残留水圧強度との和が受働土圧強度と等しくなる位置に仮想地盤面を設定し、土圧等の横荷重を根入地盤の横支持力と、鋼矢板の曲げ剛性により支えられる根入れ長と曲げ応力度の照査を行う。

なお、根固め工により洗掘の安全性が確保されていることを考慮し、設計地盤面は現況の最深河床高と根固め工の高さの 1/2 とする。

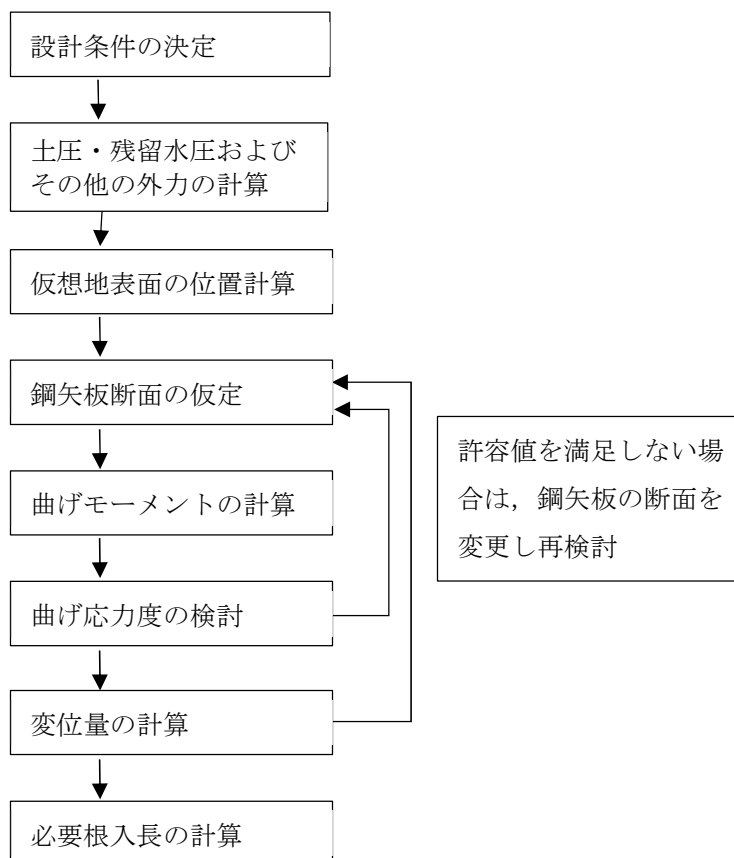


図 4.1.4-1 矢板の照査手順

（出典：令和 5 年版 災害復旧工事の設計要領に加筆）

最大曲げモーメント及び矢板の応力計算

・最大曲げモーメント

$$M_{max} = \frac{\bar{P}}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta \cdot h_0)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta \cdot h_0}\right)$$

$$\text{ここに, } \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot B}{4E}}$$

M_{max} : 矢板の最大曲げモーメント (kN・m)

β : 特性値 (m⁻¹)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B : 矢板壁単位幅 (m)

E : 矢板材のヤング率 (kN/m²)

I : 矢板壁単位幅の断面二次モーメント (=I'×Z'×e) (m⁴)

z' : 腐食率

e : 継手効率

・鋼矢板の応力

$$\sigma = \frac{M_{max}}{z} \leq \sigma_a$$

σ : 矢板に生ずる最大曲げ応力 (N/mm²)

z : 矢板壁単位幅当たりの断面係数 (=z'×e) (m³)

・根入れ長の計算

$$D = \frac{3.0}{\beta'}$$

$$\text{ここに, } \beta' = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot B}{4E}}$$

I' : 矢板壁単位幅の断面 2 次モーメント (腐食前) (m⁴)

D : 矢板の仮想地盤からの必要根入れ長 (m)

・矢板頭部の変位量の計算

杭頭の水平変位量は，常時 50 mm，地震時 75 mm程度以下を標準とする。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに， δ ：矢板頭部の変位量（m）

δ_1 ：仮想地盤面での変位量（m）

δ_2 ：（仮想地盤面におけるたわみ角）×（仮想地盤から天端までの距離）（m）

δ_3 ：仮想地盤面より上の矢板の片持梁としてのたわみ（m）

断面二次モーメントについては，腐食代，及び継手効率を考慮する。

$$\delta_1 = \frac{(1+\beta h o)P}{2EI\beta^3} \quad \delta_2 = \frac{(1+2\beta h o)P \cdot H}{2EI\beta^2}$$

$$\delta_3 = \frac{H^3}{EI} \sum Q_i$$

ここに， $\sum Q_i = \sum \frac{P_i}{6} \{ (3 - \alpha_i) \alpha_i^2 \}$

Q ＝変形係数（N）

$\alpha_i = \frac{\ell_1}{H} \sim \frac{\ell_n}{H}$ ：荷重作用高さと壁高との比

$P_i = P_1$ から P_n 集中荷重（N/m）

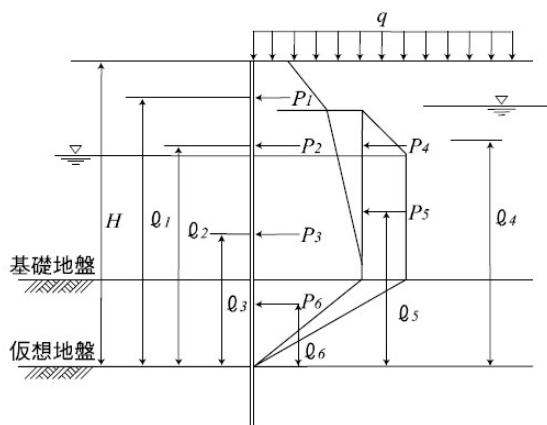


図 4.1.4-2 荷重作用高さ

（出典：河川構造物設計要領，第 4 編 参考資料，p4-1-9（国土交通省 中部地方整備局））

2) 高水敷

矢板の前面に位置する高水敷（矢板と根固めブロック間）は、矢板及び根固めブロックが洗掘により変形を受けなければ変形が生じないため、1)の照査及び後述する 3)の照査により安全であることを確認することで高水敷の安全性を確保したと評価する。

3) 根固めブロック

一般的に根固めブロックが平坦に設置された形式の場合、護岸の力学設計法に示す式（4.1.4-1）に基づいて敷設幅が算定される。現況の根固めブロックの先端に式（4.1.4-1）で求まる必要な敷設幅 B_c の根固めブロックを敷設することで洗掘に対する安全性を確保することとする。なお、敷設幅 B_c は式（4.1.4-1）に示すように、根固め工敷設高と最深河床高の標高の高低差 ΔZ を用いることで幾何学的に求められる。

$$B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta \quad \cdots \quad \text{式 (4.1.4-1)}$$

ここに、 B_c ：根固め工の必要敷設幅（m）

L_n ：護岸前面の平坦幅（ブロック1列もしくは2m程度以上）（m）

θ ：河川洗掘時の斜面勾配

（斜面勾配 θ は、河床材料の水中安息角程度となるが、安全を考えると一般に 30° とする。）

ΔZ ：根固め工敷設高から最深河床高（標高）までの高低差（m）

(3) 照査外力

図 4.1.4-3 に最深河床高縦断面図を示す。延伸部区間上流の 9.6k において局所洗掘が発生している。しかし、洗掘箇所は固定されており、下流に移動していないことが確認できる。

また、河床高の経年変化や、大規模洪水を対象とした平面 2 次元河床変動計算、長期の 1 次元河床変動計算結果から、9.6k 付近の局所洗掘箇所が下流に移動する可能性は低いとされている。

一方、8.0k～9.4k 付近は河床変動解析の結果が洗掘傾向にある。そのため、最深河床高の評価高は、延伸部区間の中で最も低い 8.625k を採用する。図 4.1.4-4 に示す洪水時の河床変動解析から得られる時刻歴の河床高も考慮し、最も低い値となる O.P.-7.71m を採用する。

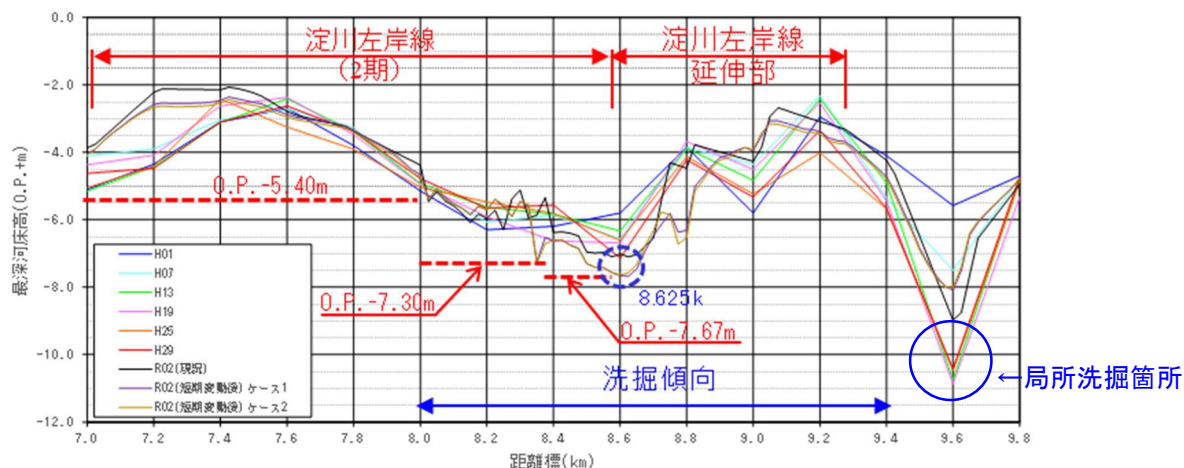


図 4.1.4-3 最深河床高縦断面図

(出典：淀川河川事務所提供資料)

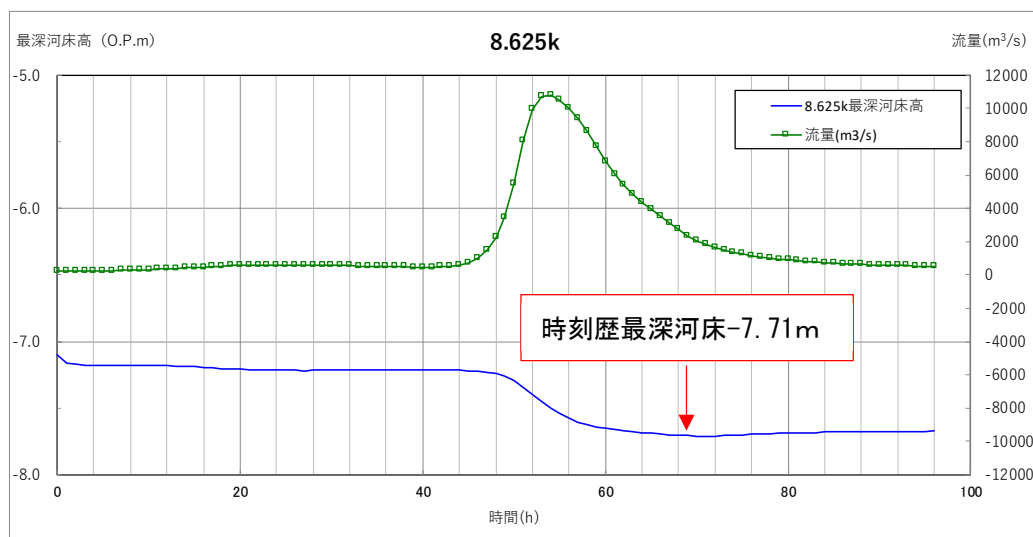


図 4.1.4-4 最深河床高縦断面図

(出典：淀川河川事務所提供資料)

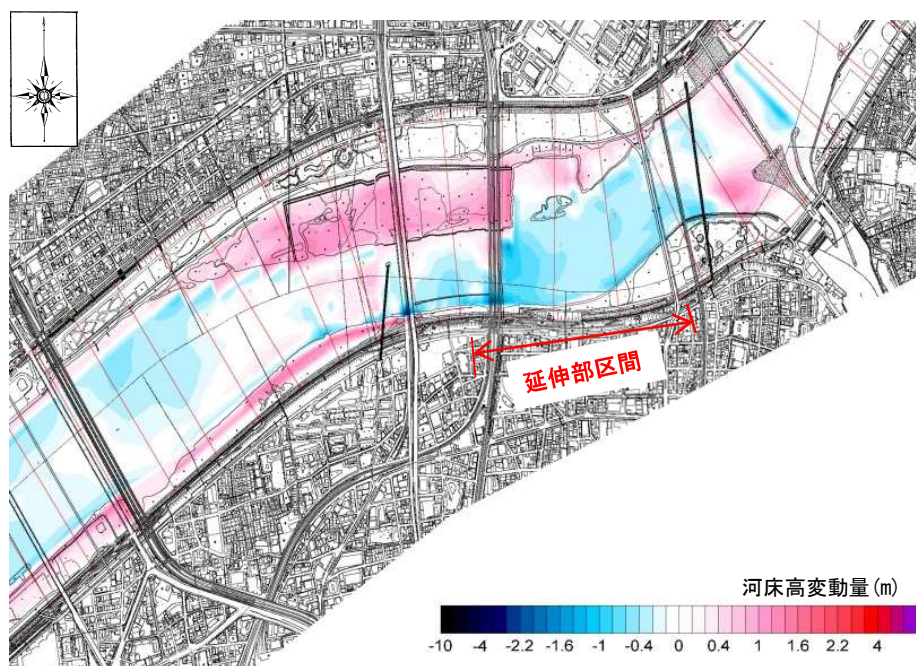


図 4. 1. 4-5 河川整備計画流量による河床変動量コンター図

表 4. 1. 4-1 参考) 河床変動解析の解析条件

項 目	内 容	
解析対象区間	下流端:-5.0k(水深 10m 付近) 上流端:10.0k(淀川大橋)	
河道条件	河道:H25 河道(低水路部は R2 年), 海域:H20 海図	
対象外力	河川整備計画目標流量(最大 10,800m ³ /s)	
下流端水位	河道計画での出発水位(O.P.2.290m)一定	
解析メッシュ分割	縦断方向:25m 間隔 横断方向:高水敷は左右岸とも 5 分割(約 25m間隔) 低水路は 10 分割(約 50m 間隔)	
高水敷粗度係数	計画粗度(左岸) 0.0k~7.0k(裸地):0.020 7.2k~8.4k(ヨシ群落):0.055 8.6k~10.0k(裸地):0.020	計画粗度(右岸) 0.0k~7.6k(裸地):0.020 7.8k~9.4k(ヨシ群落):0.055 9.6k~10.0k(裸地):0.020
低水路粗度係数	計画粗度:0.015(解析区間一定値)	
樹木群の諸元・分布	なし(解析区間何に樹木なし)	
河床材料	H28 調査結果	
掃流砂	芦田・道上式(上流端供給土砂は掃流力見合いで設定)	
浮遊砂	Lane-Kalinske 式(上流端供給土砂は掃流力見合いで設定)	

(4) 検討条件

護岸の照査については、堤防護岸部（河川距離標 8.6k～8.8k，道路測点 No.4～22）を検討対象とし、堤防前面である川表側に設置する矢板（以下、矢板という）の照査を行う。検討断面は、河床高が概ね区間内で最も低い断面である No.6（8.4k+197）とした。図 4.1.4-6 に矢板構造図を示す。

図中に示すように、矢板は高水敷の直上に設置する緊急用河川敷道路の川表側端部に設置するものとし、矢板の上端は高水敷高さにあたる緊急用河川敷道路の表面高さと設定する。No.6 においては水衝部であることから河床には根固めブロックが既に設置されている。このような既に対策が実施されている護岸に矢板を設置する場合の土圧抵抗算定の際の設計地盤面の考え方は、令和 5 年度版災害復旧工事の設計要領に記されている。その中では、鋼矢板の前面に根固め工を併用する場合、根固め工の高さの 1/2 程度を受働土圧として有効と考え設計河床と仮定することが記されているため、この考え方にに基づき設計地盤面の設定を行った。この設定を行う際の河床高は前面に根固め工が設置されていることを考慮して現況の最深河床高とし、根固め工の高さは検討断面の根固め高さとした。現況の最深河床高は、図 4.1.4-7 に示すように対象区間で最も低い O.P.-7.10m を採用した。

同じく矢板の構造設計を行う際に必要となる地層条件は、浸透，耐震，圧密の検討モデルと同様に設定した（表 4.1.4-2）。

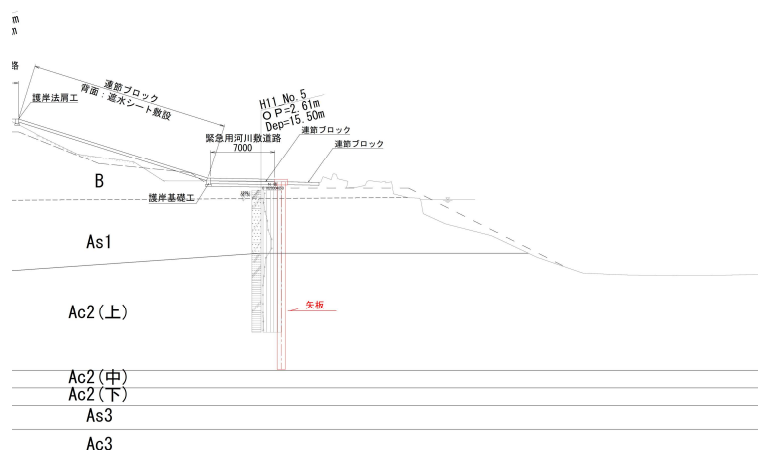


図 4.1.4-6 矢板の構造図（河川距離標：8.4k+197 道路測点 No. 6）

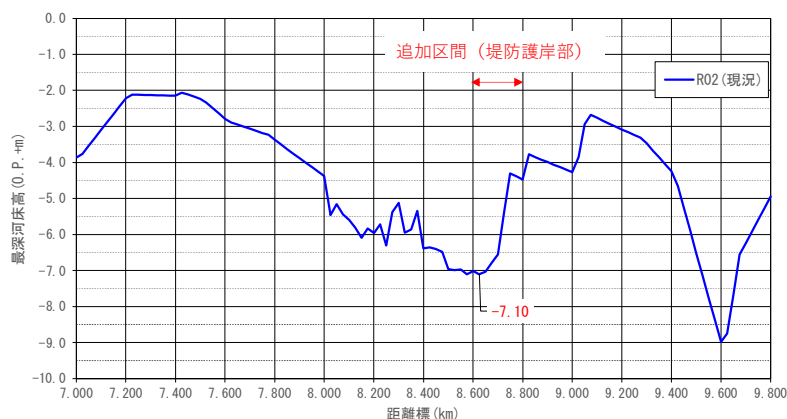


図 4.1.4-7 現況の最深河床高縦断図

（出典：淀川河川事務所受領データより作成）

表 4.1.4-2 地層条件一覧

土層	N 値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	変形係数 E (kN/m ²)	α	αE (kN/m ²)
B	6	18.2	33.0	—	16800	1	16800
	No6 の標準貫入試験結果の平均値	延伸部区間の湿潤密度試験結果の平均値	No6_三軸 CD 試験結果の平均値		E=2800N		
As1	15	19.2	39.9	—	15403	4	60172
	No6 の標準貫入試験結果の平均値	延伸部区間の湿潤密度試験結果の平均値	No6_三軸 CD 試験結果の平均値		No6 の LLT 試験結果		
Ac2 (上)	3	16.8	—	50.7	8400	1	8400
	No6 の標準貫入試験結果の平均値	延伸部区間の湿潤密度試験結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果の平均値	E=2800N		
Ac2 (中)	4	17.1	—	62.5	8320	4	33280
	No6 の標準貫入試験結果の平均値	延伸部区間の湿潤密度試験結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果の平均値	No6 の LLT 試験結果		
Ac2 (下)	7	18.2	—	78.5	19600	1	19600
	No6 の標準貫入試験結果の平均値	延伸部区間の湿潤密度試験結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果の平均値	E=2800N		
Ac3	10	18.1	—	143.3	7578	4	30312
	No6 の標準貫入試験結果の平均値	延伸部区間の湿潤密度試験結果の平均値		No6_三軸 UU 試験結果の平均値	No6 の LLT 試験結果		
As3	29	19.5	32.1	—	16365	4	65460
	No6 の標準貫入試験結果の平均値	延伸部区間の湿潤密度試験結果の平均値	N 値から推定した値		No6 の LLT 試験結果		

(5) 照査結果

1) 矢板

災害復旧工事の設計要領に従い、常時（土圧及び水圧）及び地震時外力を作用させた状態で成立する矢板の設計を行った。設計計算の結果を表 4.1.4-3 に示す。構造諸元を「矢板φ900，t=16mm，L=20.5m」とすることで、照査基準を満足することとなる。

表 4.1.4-3 構造設計計算結果

矢板の構造諸元：矢板φ900，t=16mm，L=20.5m

			常時	地震時
断面二次モーメント	I (cm ⁴)	402000		
断面係数	Z (cm ³)	8930		
最大曲げモーメント	M _{max} (kN・m/m)		499.98	566.47
応力度	σ (N/mm ²)		60 (140)	68 (210)
水平変位	δ (mm)		46.99 (50.0)	51.69 (75.0)
根入れ長	D (m)		14.64	14.31
矢板全長	L (m)	20.50		

2) 高水敷

高水敷は、矢板の堤防側に位置する。矢板は、常時（土圧及び水圧）及び地震時外力を作用させた状態で成立する矢板が設置され、かつ、矢板の川表側には洗掘を考慮した敷設幅を有する根固め工が設置されるため、洗掘に対して、高水敷の安全性は、非常に高い。洗掘に対して、洪水時期の安全性は非常に高い。

ただし、高水敷そのものや矢板の川表側に位置する捨石や既設根固めブロックの変形状況を目視等により点検し、必要に応じて補修を行うなどの適切な維持管理を行う必要がある。

3) 根固めブロック

護岸の力学設計法に示す根固めブロックの敷設幅の照査結果を示す。

堤防護岸部における根固めブロックの照査は、時刻歴最深河床高を用いて照査を行う。河床が時刻歴最深河床高まで下がった状態で必要平坦幅 2.0m を確保できる根固めブロックの必要敷設幅 B_c は、図 4.1.4-8 に示すように 4.0m となる。現況の根固めブロックでは必要敷設長が確保できていないため、根固めブロックを新たに設置することが必要となる。

$$B_c = L_n + \Delta Z / \sin \theta = 2 + 0.97 / \sin 30^\circ = 3.86 \div 4.0 \text{ m}$$

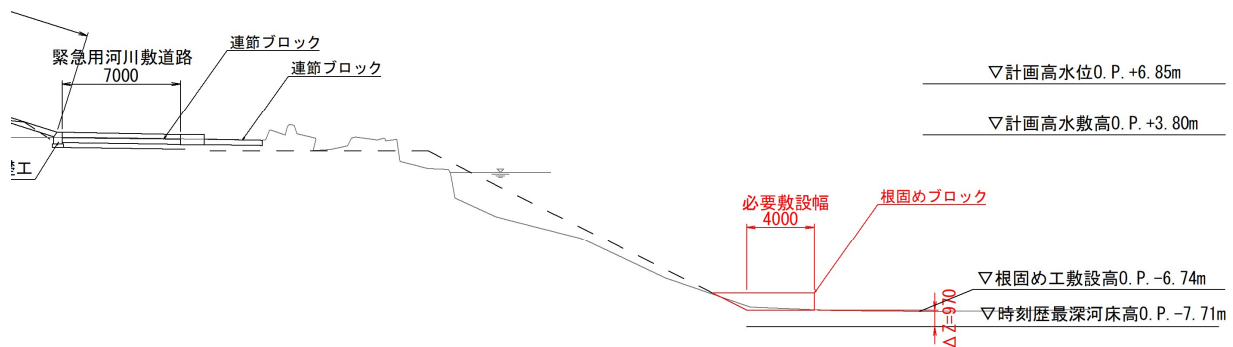


図 4.1.4-8 根固め工敷設幅の検証（河川距離標：8.4k+197 道路測点 No. 6）

◆総括

上述のように、低水護岸を構成する高水敷については、安全性を確保できることがわかった。一方、根固めブロックについては現況構造では不十分であるため、必要敷設長を確保した新たな根固めブロックの設置が必要となる。なお、洗掘防止の対策案の一例として根固めブロック等の対策案を提示しているが、今後、詳細設計を実施し、対策案を検討する必要がある。

4.1.5 雨水による堤体の侵食に対する安全性

4.1.5.1 天端からの雨水排水による堤防侵食に対する安全性

延伸部区間についても 2 期と同様に、流入する雨水については適切な排水計画を実施することとし、雨水が堤防に流出しない構造を採用する。また、図 4.1.5-1 に示すように、道路ボックス上面には堤内側へ片勾配を設け、堤防と道路ボックス間に雨水が溜まらないような対策を実施する。盛土部においては、図 4.1.5-2 の A 部に示すように、盛土擁壁の付け根部で雨水排水が溜まらないように同図に示す排水溝を 2 期で検討している排水溝に接続するように設置し、下流側となる橋台方向に縦断的に排水を回し、最終的に川裏側に排水するようにし、適切な排水計画を実施する。

■総括

横断方向及び縦断方向での雨水が溜まる可能性がある懸念される箇所に対しては、適切な排水施設を敷設することで、雨水の流出による堤防侵食に対する安全性を確保できると評価する。

4.1.5.2 堤防ののり勾配等の構造的条件

川表側について、堤防護岸区間はのり勾配 1:4.0，高水護岸区間はのり勾配 1:5.0 の緩傾斜の一枚のり化を行うが、緩傾斜の途中で現況堤防に当たる場合は、現況堤防から天端までを緩傾斜とする。

さらに、堤防川表部については護岸を設置するとともに、堤防天端はアスファルト舗装、川裏側の土が露出する部分は張芝を実施する。

■総括

のり勾配など適切な構造計画が考慮されており、護岸天端における適切な構造対応がなされることから、雨水の流出による堤防侵食に対する安全性を確保できると評価する。

頂版の保護コンクリート
等による片勾配

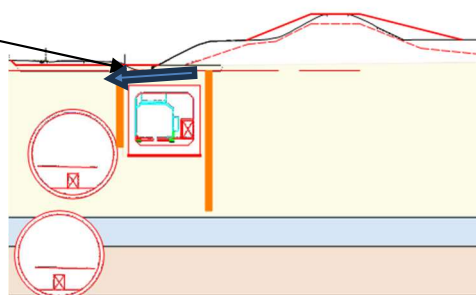


図 4.1.5-1 延伸部区間における雨水排水計画

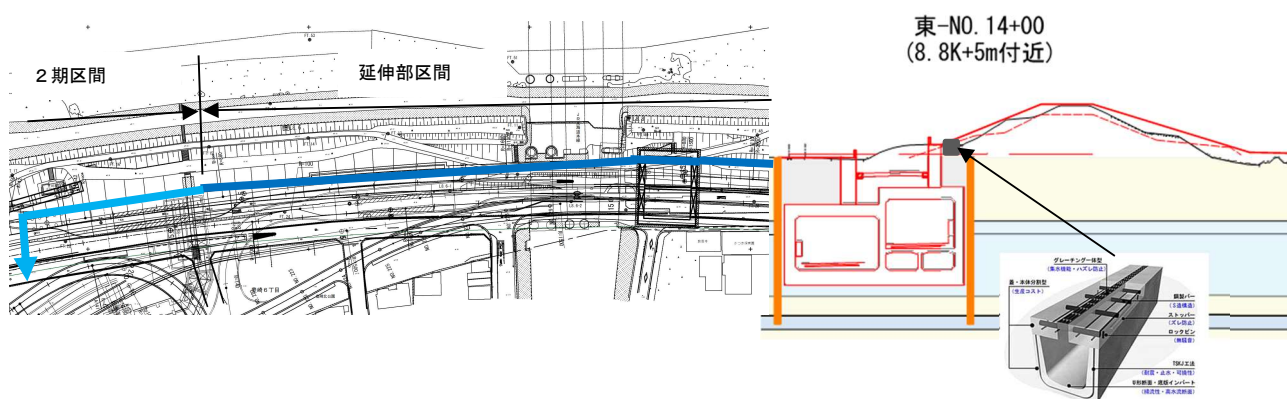


図 4.1.5-2 雨水排水計画の平面図

4.2 浸透作用に対する安全性の照査

4.2.1 安全性照査のための基本的考え方

(1) 評価項目の設定

第2章の中で述べた被害シナリオにあるように、延伸部区間においても2期と同様に、完成時（道路構造物完成時（以下、完成時という））では豪雨・洪水により堤体内の水位が上昇し、堤体での水みちの発生や、パイピング破壊、すべり破壊や、道路構造物における変形・移動、継手部の損傷・段差・離れの発生、継手損傷部からの漏水・土砂流入などによる被害が想定される。また、地下水変動時に地下水流動阻害による水みちの発生、構造物に沿った縦断方向の水みちの発生といった堤体での被害だけでなく、水位変動に伴う道路構造物の浮き上がりといった道路構造物における被害が想定される。これらの被害は浸透作用に起因する被害といえる。

これらの被害想定を踏まえ、技術検討書では浸透作用に対する安全性を照査するべく、下記に示す項目について、基準類に示す照査基準や照査手法に従い、安全性の照査を行うものとする。

項目① 浸透作用に対する道路構造物の安全性

項目② 浸透作用に対する基礎地盤の安全性

各項目の安全性に対する安全性を評価するために、第2章の表2.6-1、表2.6-2で示したように評価項目毎に複数の細目について検討を実施する。

(2) 検討における基本条件

第3章でも述べたように、2期委員会での技術的な検討の中で、数値解析により川裏のり面からの降雨浸透を考慮した場合、堤体内水位が現況より上昇することが明らかとなっている。堤体内水位の上昇は堤体のすべり安全性の低下につながることから、2期では図4.2.1-1に示すように川裏のり面に降雨浸透対策を実施することとしている。延伸部区間においても、2期のこの考え方を踏襲し、川裏のり面に降雨浸透対策を実施する。4.2.2以降での評価検討の中では、川裏のり面に降雨浸透対策を実施することを前提とし、数値解析を行う場合はその効果を考慮するモデル化を行う。

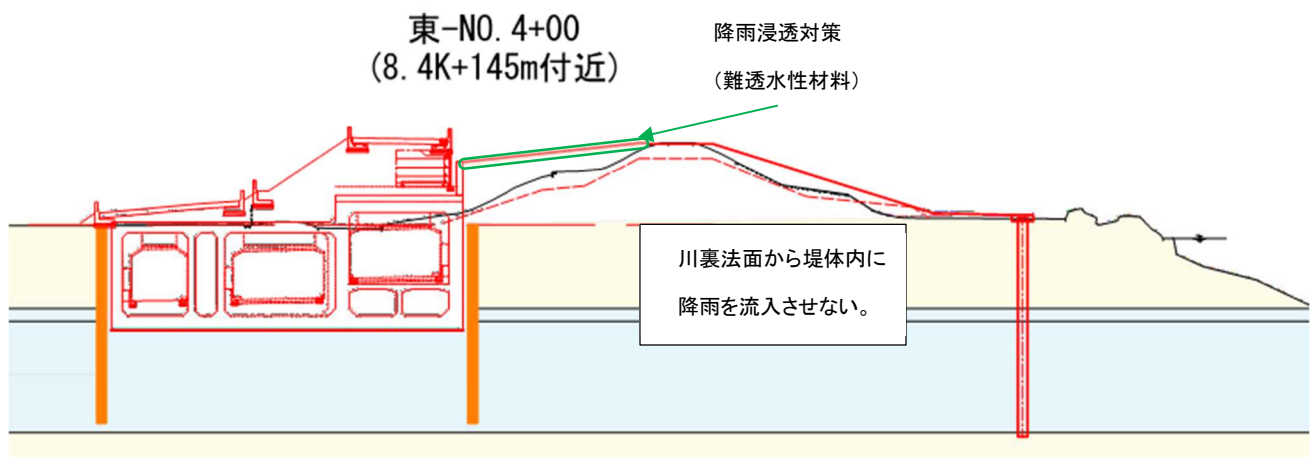


図 4.2.1-1 降雨浸透対策の実施

(3) 検討断面の考え方

延伸部区間においては、本線の道路構造が変化する。道路構造物から立坑、シールドトンネルに変わり、ランプが合流する。また、土留め壁についても、鋼矢板や地中連続壁などの複数の種類があり、撤去または残置など条件も異なる。以上に加え、地層の変化も考慮した上で、区間を細分した。

2 期では、①堤防形式、②道路形式、③堤防と道路の近接度、④基礎地盤の透水層厚、の 4 項目に着目し、グルーピングを行うことで解析断面を選定している。延伸部区間についても、これらの指標に加え、⑤土留め壁や地盤改良との近接度にも着目して解析検討断面を決定する。

解析による検証は、堤防の安全に対して最も厳しい状況で行うことが必要である。道路構造物等の非排水境界面が堤防に近いほど堤体内に流入した水は逸散しにくく堤防内の浸潤面が上昇しやすい状態になり、堤防の安全性を低下させる。堤防と道路・土留め壁・地盤改良との近接度については、最も大きい、つまり堤防と道路構造物等の距離が最も小さい断面を選定する。また、透水層厚が小さいほど堤体内に流入した水は逸散しにくく堤防内での浸潤面が上昇しやすくなり、堤防の安全性を低下させることになるため、基礎地盤の透水層厚は最も小さい断面を選定する。同様に、構造物や土留め壁により、局所的に透水層（通水幅）が狭くなる断面については、透水層（通水幅）が狭くなる断面の方が、浸潤面が上昇しやすくなる。最も狭い断面を選定する。

さらに、No.24～No.28 は 1.5 に示すように、粘性土層から砂質土層に変わる遷移層で、ボーリング調査が実施されていないため、砂質土層または粘性土層と想定した場合の検討を実施する。さらに、No.4～No.22 で検討されている矢板についても、堤防の安定性に影響する条件であるため、矢板がある場合とない場合の両方の条件を想定した検討を実施する。

また、延伸部区間については、沈下対策や液状化対策として地盤改良（固結工法）が検討されている。そのため、浸透の検討では堤体に流入した水が排水されにくくなることから最も厳しい条件の設定として、想定しうる最大の改良範囲を考慮した検討を行う。

上記の条件を考慮し、ケース A として遷移区間を粘性土層と想定した場合の選定結果を図 4.2.1-2、ケース B として遷移区間を砂質土層と想定した場合の選定結果を図 4.2.1-3、ケース C として地盤改良を考慮した場合の選定結果を図 4.2.1-4 に示す。

検討は、これらのケースを包括した断面で行うこととする。

測点No.		4		10		15		20		25		30		35		40		45		46											
構造形式	本線	開削ボックス				立坑		シールドトンネル																							
	ランプ					擁壁・掘削				開削ボックス (地上突出)				開削ボックス (地下埋設)		本線シールド切掛け															
土留め	構造	地中連続壁				鋼矢板 (完成時撤去)				鋼矢板				地中連続壁																	
	長さ	20m		>20m		20m		58m		H=7m		H=17m		H=20m		H=25m		H=35m													
地盤		粘性土層が厚く分布				遷移区間 (粘性土層が厚く分布)				砂質土層が厚く分布 (深部に薄い粘性土層が存在)		砂質土層が厚く分布																			
川表の状況 (矢板)		矢板あり				矢板なし																									
Step1 カテゴリー		1-①		1-②		1-③		1-④		1-⑤		1-⑥		1-⑦		1-⑧		1-⑨		1-⑩		1-⑪		1-⑫		1-⑬		1-⑭		1-⑮	
透水層の透水性		完全遮断状態				構造物間での透水層が狭い				構造物間または土留め下での透水層が狭い※完全遮断				完全遮断状態																	
Step2 カテゴリー	施工時	2-①		2-②		2-③		2-④		2-⑤		2-⑥		2-⑦		2-⑧		2-⑨		2-⑩		2-⑪		2-⑫		2-⑬		2-⑭		2-⑮	
	完成時	2-①		2-②		2-③		2-④		2-⑤		2-⑥		2-⑦		2-⑧		2-⑨		2-⑩		2-⑪		2-⑫		2-⑬		2-⑭		2-⑮	
	完成時 (高規格堤防考慮)	2-①		2-②		2-③		2-④		2-⑤		2-⑥		2-⑦		2-⑧		2-⑨		2-⑩		2-⑪		2-⑫		2-⑬		2-⑭		2-⑮	
Step3 カテゴリー	施工時			No. 15 ★		★ No. 16				★ No. 24		★ No. 28		No. 34 ★		★ No. 36															
	完成時			No. 15 ★		★ No. 16				No. 26 ★		★ No. 28		No. 34 ★		★ No. 36															
	完成時 (高規格堤防考慮)			No. 15 ★		★ No. 16				No. 26 ★		★ No. 28		No. 34 ★		★ No. 36															

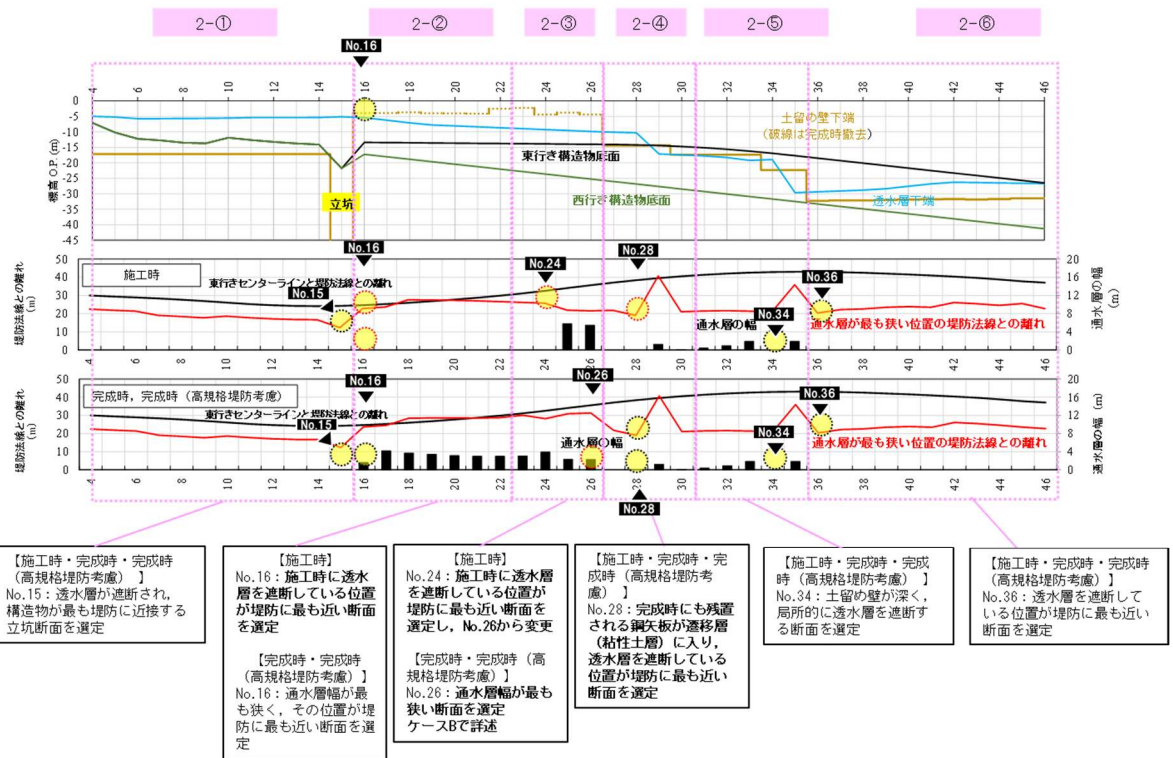
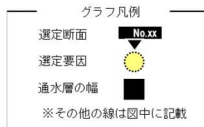
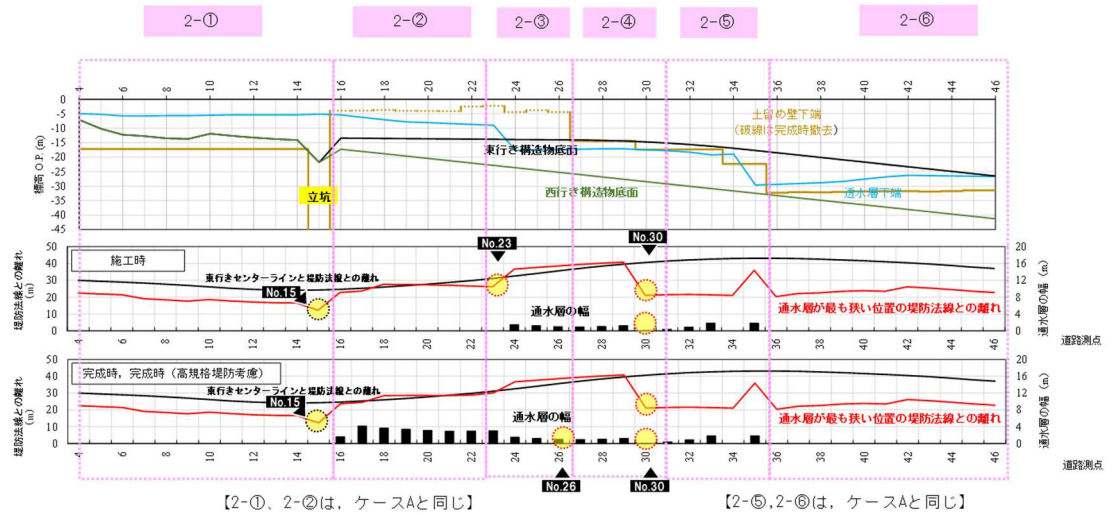


図 4.2.1-2 検討断面選定結果 (ケース A)

測点No.		4	10		15	20		25	30		35	40		45	46																
構造形式	本線	開削ボックス				立坑	シールドトンネル																								
	ランプ	擁壁・掘削										開削ボックス (地上突出)		開削ボックス (地下建設)		本線シールド切掛け															
土留め	構造	地中連続壁				鋼矢板 (完成時撤去)			鋼矢板		地中連続壁																				
	長さ	20m		>20m	20m	50m	H=7m			H=17m		H=20m		H=25m		H=35m															
地盤		粘性土層が厚く分布														【遷移区間】 砂質土層が厚く分布 (深部には弱い粘性土層が存在)		砂質土層が厚く分布		砂質土層が厚く分布											
川表の状況 (矢板)		矢板あり														矢板なし															
Step1カテゴリ		1-①		1-②		1-③		1-④		1-⑤		1-⑥		1-⑦		1-⑧		1-⑨		1-⑩		1-⑪		1-⑫		1-⑬		1-⑭		1-⑮	
透水層の透水性		完全遮断状態				完全遮断状態				構造物間での透水層が狭い				透水層が狭い				完全遮断状態													
Step2 カテゴリ	施工時	2-①		2-②		2-③		2-④		2-⑤		2-⑥		2-⑦		2-⑧		2-⑨		2-⑩		2-⑪		2-⑫		2-⑬		2-⑭		2-⑮	
	完成時	2-①		2-②		2-③		2-④		2-⑤		2-⑥		2-⑦		2-⑧		2-⑨		2-⑩		2-⑪		2-⑫		2-⑬		2-⑭		2-⑮	
	完成時 (高規格堤防考慮)	2-①		2-②		2-③		2-④		2-⑤		2-⑥		2-⑦		2-⑧		2-⑨		2-⑩		2-⑪		2-⑫		2-⑬		2-⑭		2-⑮	
Step3 カテゴリ	施工時	No. 15		★		No. 23		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30	
	完成時	No. 15		★		No. 26		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30	
	完成時 (高規格堤防考慮)	No. 15		★		No. 26		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30		★		No. 30	



【施工時】
No. 23: 施工時に透水層が遮断され、その位置が堤防に最も近い断面を選定

【完成時・完成時(高規格堤防考慮)】
No. 26: 透水層幅が最も狭い断面を選定
次ページに詳述

【施工時・完成時・完成時(高規格堤防考慮)】
No. 30: 完成時にも残置される鋼矢板が粘性土層に入るため、透水層は遮断され、その位置が堤防に最も近い断面を選定

図 4.2.1-3 検討断面選定結果(ケースB)

測点No.	4	10	15	20	25	30	35	40	45	46
構造形式	開削ボックス 立坑 シールドトンネル									
土留め壁	地中連続壁 鋼矢板 (完成時撤去) 鋼矢板 開削ボックス (地上突出) 開削ボックス (地下埋設) 本線シールド切掘げ									
長さ	20m	>20m	20m	58m	H=7m	H=17m	H=20m	H=25m	H=35m	
地盤	粘性土層が厚く分布 遷移区画 (粘性土・砂質土層) 砂質土層が厚く分布 (深部に薄い粘性土層が存在) 砂質土層が厚く分布 (透水層が厚い)									
川表の状況 (矢板)	矢板あり 矢板なし									
Step1カテゴリ	1-①	1-②	1-③	1-④	1-⑤	1-⑥	1-⑦	1-⑧	1-⑨	1-⑩
地盤改良による透水状況	完全遮断状態									
Step2カテゴリ	施工時 完成時 完成時 (高規格堤防考慮)									
Step3カテゴリ	施工時 完成時 完成時 (高規格堤防考慮)									
	2-①-1 2-①-2 2-②									
	No. 15 ★ ★ No. 23 ★ No. 36									
	No. 15 ★ ★ No. 23 ★ No. 36									
	No. 15 ★ ★ No. 23 ★ No. 36									

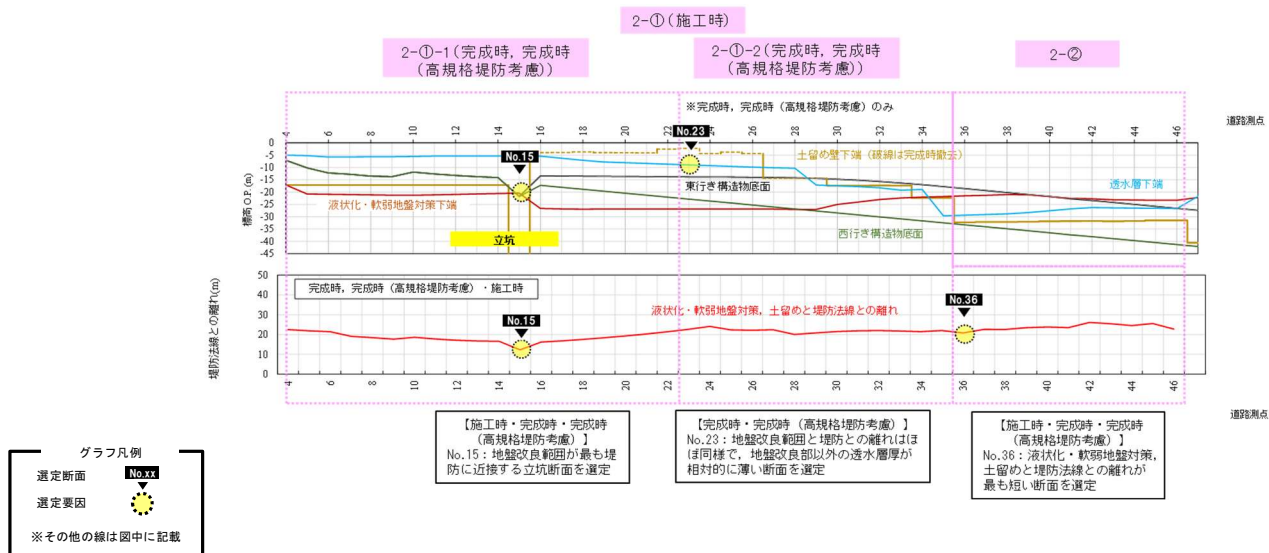


図 4.2.1-4 検討断面選定結果 (ケース C)

4.2.2 浸透作用に対する道路構造物の安全性

4.2.2.1 堤体内浸潤面の上昇に伴うすべり破壊に対する安全性

(1) 照査基準

手引きに示されるすべり破壊に対する照査基準に基づき評価を行う。すべり破壊に対する安全性は式(4.2.2-1)を用いて照査を行うものとする。

$$\text{川表側及び川裏側のすべり破壊に対する安全率} \geq \text{Max (1.44, 現況堤防安全率)} \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.2-1)}$$

2期では、経年的に複雑な築堤履歴を重ねていること、要注意地形はみられないことから、 $\alpha_1=1.2$ 、 $\alpha_2=1.0$ を用い、川裏側すべり破壊に対する安全率 $F_s=1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2 = 1.2 \times 1.2 \times 1.0 = 1.44$ としている。延伸部区間は2期と構造条件や建設条件もほぼ同じことから、この考え方を踏襲し川裏側のすべり破壊に対する安全率は1.44としている。なお、一般堤防における川表側のすべり破壊に対する安全率は、本来は1.0である。しかし、この基準が土堤を対象としたもので、一体構造物への適用性には課題があること、大都市を背後に控えるきわめて重要な区間であること、川表側のすべり破壊が一体構造物の不安定化を誘起する可能性があること、という2期の整理を踏襲し、照査基準は川裏と同じ $F_s=1.44$ とする。

(2) 照査手法

土は一般に土粒子（固体）、間隙水（液体）、間隙空気（気体）からなる三相系である。ここでは、河川堤防、基礎地盤、道路構造物は変形しない状態を仮定し、洪水・豪雨を外力条件とした場合の堤体内浸透挙動を検討する。本検討に用いる解析手法は、飽和—不飽和状態の地盤中を浸透する水の運動を解析することとし、この浸透水の連続式は質量保存則より導かれた支配方程式を用いる。地盤中の浸透水の流速については層流状態であることから、流速項に Darcy 則を適用した式(4.2.2-2)を用いる。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(K_r(\theta) \left(K_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial x_j} + K_{i3}^s \right) \right) - q = (\alpha S_s + \beta c(\psi)) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.2-2)}$$

ここに、 K_r ：相対透水係数比、 θ ：体積含水率、 K^s ：飽和透水係数、 ψ ：圧力水頭、 q ：単位時間あたりの流入出流量（排水時、 $q>0$ ）、 α ：飽和領域=1 不飽和領域=0、 S_s ：比貯留係数、 β ：飽和領域=0 不飽和領域=1、 $c(\psi)$ ：比水分容量である。

a) 飽和—不飽和浸透流解析に用いるパラメータとその設定方針

■飽和透水係数： K^s

地盤の透水係数は現場透水試験を用いて次に示す方針で設定する。

- ・ 検討対象区間（淀川本川左岸 8.4k 付近～9.4k 付近）における基礎地盤の堆積層序は上方から沖積砂質土 As、沖積粘性土 Ac、洪積礫質土 Dsg、洪積粘性土層 Oc、洪積砂質土層 Os である。
- ・ 盛土層は、昭和 49 年に編集された「淀川百年史」により、新淀川放水路設置を目的とした淀川改良工事（明治 31 年～43 年）、この工事における不用土砂を河口に運搬投棄するために中津川の一部を利用して開削し、後に埋戻した長柄運河、大正 6 年 10 月 1 日の大洪水により実施された淀川改修増補工事における新淀川方面工事（大正 14 年～昭和 3 年）、昭和 13 年 6 月～7 月の出水により実施された

淀川修補工事（昭和 14 年～43 年）における新淀川の工事，昭和 46 年以降の淀川水系工事实施基本計画により整備された高水敷に区分される。

- ・ 上記の築堤履歴を踏まえて，既設堤防川裏付近で実施されたボーリング調査結果より淀川改良工事，既設堤防天端付近で実施されたボーリング調査結果より淀川改修増補工事及び淀川修補工事の土質定数を設定する。
- ・ 各層における現場透水試験結果や粒度試験結果等より，粒度特性から一般値と大きく異なる結果を除外したうえで標準偏差を算出し，平均値 $+\sigma$ の値を設定値とする。ただし，B（運河埋立）は堤内側であることから，透水性が低い方が堤体中央部の浸潤域が広くなり，設計上安全側の設定であると判断し，平均値 $-\sigma$ を採用する。

本検討における設定値を表 4.2.2-1 に示す。

表 4.2.2-1 解析における設定値

設定土質	平均(m/s)	− σ (m/s)	+ σ (m/s)	標準偏差	設定値(m/s)
B (改良)	---	---	---	---	9.70×10 ⁻⁵
B (改修・修補)	3.36×10 ⁻⁶	1.16×10 ⁻⁷	9.70×10 ⁻⁵	1.46	9.70×10 ⁻⁵
B (運河埋立)	1.26×10 ⁻⁵	1.17×10 ⁻⁶	1.36×10 ⁻⁴	1.03	1.17×10 ⁻⁶
As1：沖積砂質土	3.47×10 ⁻⁵	1.59×10 ⁻⁵	7.55×10 ⁻⁵	0.34	7.55×10 ⁻⁵
As2：沖積砂質土	3.54×10 ⁻⁵	1.45×10 ⁻⁵	8.59×10 ⁻⁵	0.39	8.59×10 ⁻⁵
As3：沖積砂質土	3.07×10 ⁻⁵	2.88×10 ⁻⁶	3.27×10 ⁻⁴	1.03	3.27×10 ⁻⁴
Ac1～3：沖積粘性土	Fc=90%以上，難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Dsg：洪積礫質土	7.54×10 ⁻⁵	8.87×10 ⁻⁶	6.42×10 ⁻⁴	0.93	6.42×10 ⁻⁴
Oc22 大阪層群・粘土層	粘土層で難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os22 大阪層群・砂層	1.44×10 ⁻⁵	試験結果は二つのため，大きい方を採用			1.44×10 ⁻⁵
Oc23 大阪層群・粘土層	粘土層で難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os25 大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc27 大阪層群・粘土層	粘土層で難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os29 大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	試験結果は二つのため，大きい方を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc30 大阪層群・粘土層	粘土層で難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os30 大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc31 大阪層群・粘土層	粘土層で難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os31 大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc32 大阪層群・粘土層	粘土層で難透水層と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸

次に，部材は手引き，2 期の検討と同様に，現地状況を考慮して設定する。

- ・ コンクリートブロック モデル化しない 降雨浸透無
- ・ アスファルト舗装 モデル化しない 降雨浸透無
- ・ 市街地 モデル化しない 降雨浸透無
- ・ 遮水シート モデル厚さ 0.01m に対し 1.0×10^{-9} m/sec
- ・ 土留め鋼矢板 モデル厚さ 0.01m に対し 1.0×10^{-9} m/sec

- 不飽和特性（水分保持曲線のマトリックポテンシャル（サクシオン圧） ψ ～体積含水率 θ ，不飽和部における透水係数を得るための相対透水係数比 K_r ～体積含水率 θ の関係モデル）

- ・ 飽和－不飽和浸透流解析に必要な不飽和浸透特性は，マトリックポテンシャル（サクシオン圧） ψ ～体積含水率 θ ，及び比透水係数 k_r ～体積含水率 θ の関係モデルである。ここで，比透水係数 k_r とは不飽和透水係数 k_θ の飽和透水係数 k_s に対する比（ $k_r = k_\theta / k_s$ ）である。土質区分と飽和透水係数 k_s を設定し，下記の不飽和浸透特性により浸透流解析に必要な前述の式（4.2.2-2）

に示す透水係数 k の設定が可能となる。

- ・ この地盤特性値は、表 4.2.2-1 に示されている設定値を適用する。手引きには、比透水係数比 k_r ～体積含水率 θ の関係モデルは礫質土[G], [G-F], [GF], 砂質土[S], [S-F], [SF]と粘性土[M], [C]に区分されている。サクシオン圧 ψ ～体積含水率 θ の関係モデルは礫質土[G], [G-F], [GF], 砂質土[S], [S-F], 砂質土[SF], 粘性土[M], [C]に区分されている。これらモデルにおける間隙率 n は礫質土・砂質土：0.20, 粘性土：0.10 に設定されている。

■ 比貯留係数： S_s

- ・ 比貯留係数は、単位の圧力水頭の変化によって単位体積の土中に貯留される水量と定義される。手引きでは、砂質土： $1.0 \times 10^{-4} (1/m)$, 粘性土： $1.0 \times 10^{-3} (1/m)$ 程度を設定すればよいとされている。比貯留係数は体積圧縮係数と見なさせることから、式 (4.2.2-3) を用いて設定する。

$$S_s = w \times m_v = \frac{3(1 - 2\nu)}{E} \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.2-3)}$$

ここに、 w ：水の単位体積重量 (10.0 kN/m^3), m_v ：体積圧縮係数 (m^2/kN), ν ：ポアソン比 (0.3), E ：弾性係数 (N 値を適用する場合, $E=2800N (\text{kN/m}^2)$) である。

例えば、 N 値 15 の土層では式 (4.2.2-4) に示す設定値となる。

$$S_s = w \times m_v = 10.0 \times \frac{3(1 - 2 \times 0.3)}{2,800 \times 15} = 2.86 \times 10^{-4} \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.2-4)}$$

本検討における設定値を表 4.2.2-2 に示す。

すべり破壊に対する照査は、手引きに示す円弧すべり法による安定計算により行う。浸透流解析により得られた浸潤面を入力した状態で、式 (4.2.2-5) により照査を行う。

$$F_s = \sum \{cl + (W - u_b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi\} / (W \cdot \sin \alpha) \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.2-5)}$$

ここに、 F_s ：安全率, u ：すべり面の間隙水圧, W ：分割片の重量, c ：すべり面に沿う土の粘着力, l ：円弧の長さ, φ ：すべり面に沿う土の内部摩擦角, u ：分割片の幅, とする。

表 4.2.2-2 本検討における設定値

設定土質	平均 N 値	変形係数 E (kN/ m ²)	比貯留係数 S_s (1/m)
B (改良)	15	42,000	2.86×10^{-4}
B (改修・修補)	5	14,000	8.57×10^{-4}
B (運河埋立)	8	22,400	5.36×10^{-4}
As1 沖積砂質土	18	50,400	2.38×10^{-4}
As2 沖積砂質土	26	72,800	1.65×10^{-4}
As3 沖積砂質土	20	56,000	2.14×10^{-4}
Ac1 沖積粘性土	7	19,600	6.12×10^{-4}
Ac2 (上) 沖積粘性土	2	5,600	2.14×10^{-3}
Ac2 (中) 沖積粘性土	3	8,400	1.43×10^{-3}
Ac2 (下) 沖積粘性土	4	11,200	1.07×10^{-3}
Ac3 沖積粘性土	12	33,600	3.57×10^{-4}
Dsg 洪積礫質土	144	403,200	2.98×10^{-5}
Oc22 大阪層群・粘土層	18	50,400	2.38×10^{-4}
Os22 大阪層群・砂層	46	128,800	9.32×10^{-5}
Oc23 大阪層群・粘土層	26	72,800	1.65×10^{-4}
Os25 大阪層群・砂層	126	352,800	3.40×10^{-5}
Oc27 大阪層群・粘土層	15	42,000	2.86×10^{-4}
Os29 大阪層群・砂層	53	148,400	8.09×10^{-5}
Oc30 大阪層群・粘土層	17	47,600	2.52×10^{-4}
Os30 大阪層群・砂層	78	218,400	5.49×10^{-5}
Oc31 大阪層群・粘土層	17	47,600	2.52×10^{-4}
Os31 大阪層群・砂層	86	240,800	4.98×10^{-5}
Oc32 大阪層群・粘土層	34	95,200	1.26×10^{-4}

(3) 照査外力

検討対象とする外力条件は、降雨と河川水位とし、その設定にあたっては、手引きに準拠する。堤防への降雨の浸透は、河川水位と同様に堤体内の浸潤面上昇させる要因となることから対象外力とされている。降雨量は、次の手順で設定している。

- ① 原則として当該河川の計画降雨量を用いる
- ② 降雨強度は 10mm/hr を目安とする
- ③ ①で設定した総降雨量と②で設定した降雨強度をもとに長方形の降雨波形を設定する

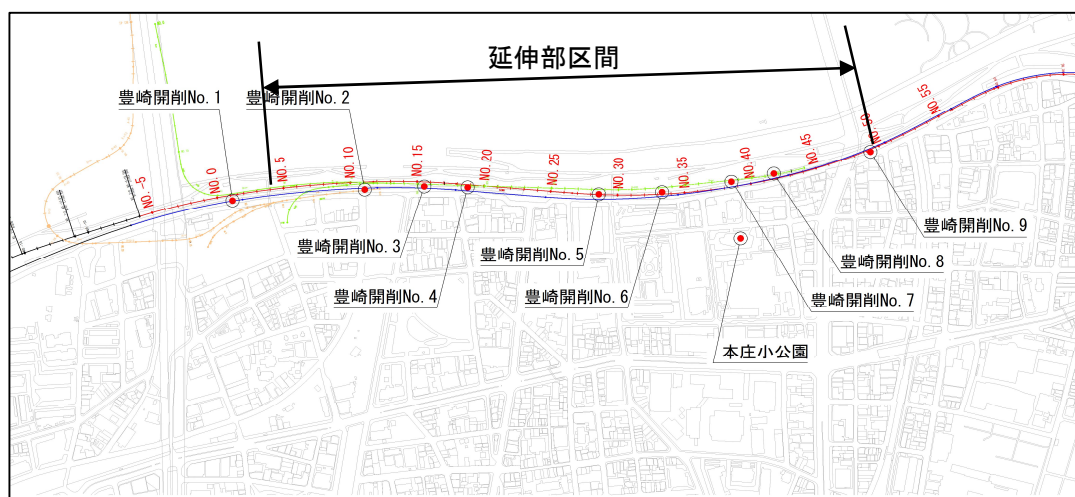


図 4. 2. 2-1 延伸部区間の地下水位観測位置

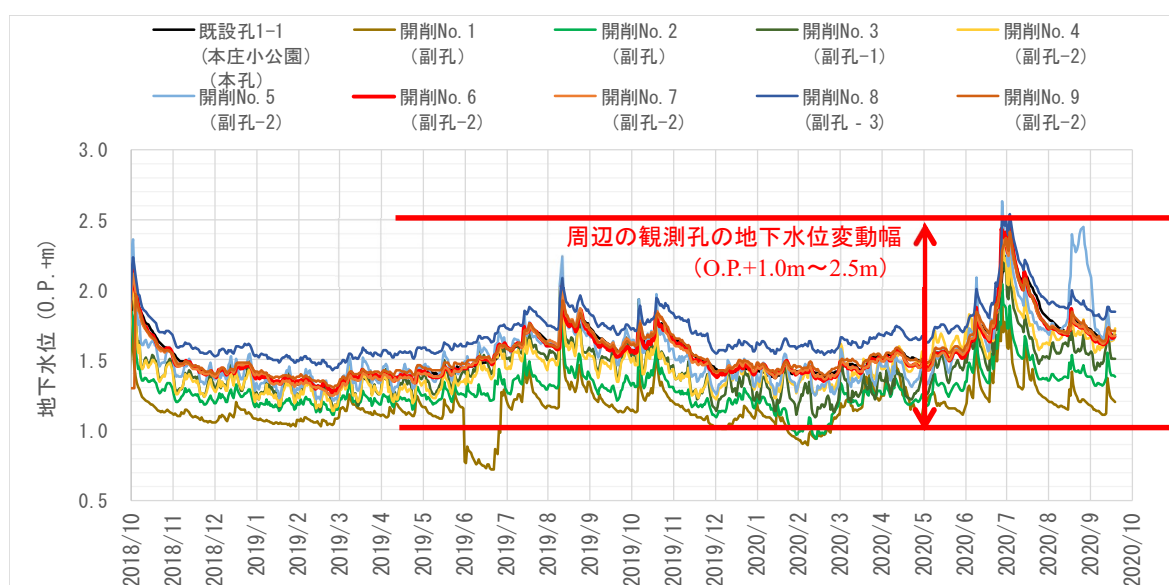


図 4. 2. 2-2 延伸部区間の地質調査における地下水位観測結果

淀川本川では、枚方地点（26.0k）が基準点となっており、この地点の計画降雨量は 302mm であるため、降雨強度 10mm/hr を 30.2 時間作用させる。なお、この設定条件は、淀川本川における河川堤防の浸透に対する安全性照査で用いられており、計画降雨量は河川整備基本方針で定められたものである。

河川水位の設定は、手引きに従い、波形面積（基準となる波形で囲まれる面積）、高水位の継続時間、洪水末期の水位低下速度（波形の勾配）により設定する。この河川水位波形は、河川の流域特性などにより異なり、また同一河川においても上下流で差異がある。このことから、計画降雨にもとづいて基準地点ごとに算定した複数の水位波形（ダムなどの治水施設が配置されることを条件とした計画高水波形など）、または当面の整備目標として設定する洪水時の降雨に基づいて基準地点ごとに算定した複数の水位波形をもとに、安全性の照査に用いる河川水位波形（以下、基本水位波形という）を設定する。基本水位波形の水位低下勾配は、淀川本川では、昭和 35 年 8 月 30 日台風 16 号における水位低下速度が最大となる 0.63m/hr を設定する。

地下水位は、観測結果より得られた図 4.2.2-1 と図 4.2.2-2 をもとに整理する。延伸部の近傍にある観測点の地下水位は、図 4.2.2-2 に示すとおり O.P.+1.0m～2.5m 程度の範囲で変化している。

延伸部の堤内地盤高は概ね O.P.+2.5m 程度であり、手引きの方法に準拠する（堤内地盤高－0.5m）と、初期地下水位は O.P.+2.0m 程度であり、概ね延伸部の地下水位の上限値付近に相当する手引きの方法に準拠して堤内地盤高－0.5m とする。図 4.2.2-3 に降雨波形と水位波形の設定例を示す。

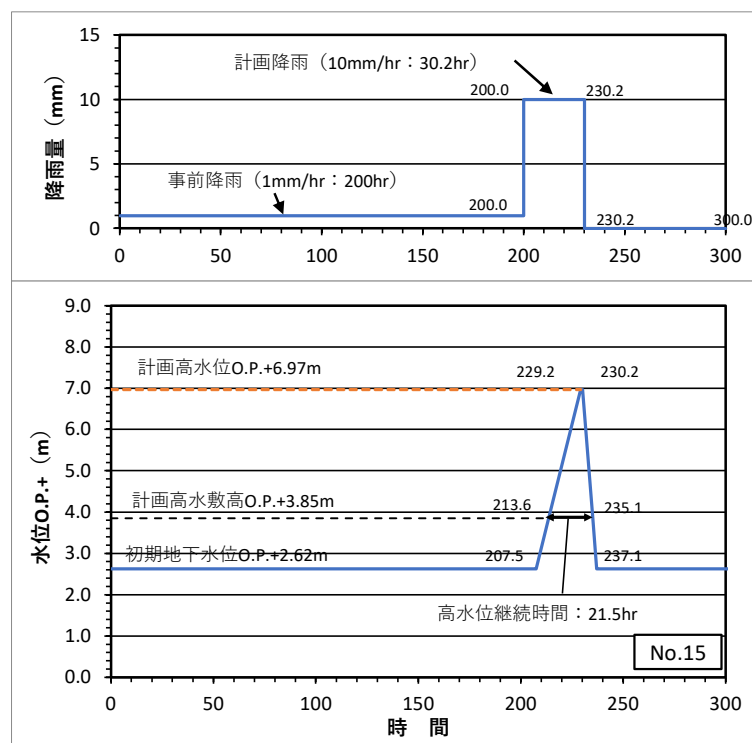


図 4.2.2-3 外力条件の設定例 (No. 15)

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり、堤防の安全に対し最も厳しいと選定される断面は、No.15, No.15 (矢板), No.16, No.16 (矢板), No.23, No.26 (砂質土), No.26 (粘性土), No.28 (砂質土), No.28 (粘性土), No.30, No.34, No.36 であるため、それらの完成時断面として照査を行う。解析断面のうち、No.16 (矢板) の解析モデルを図 4.2.2-4 に示す。図中に示すように、川裏側のデルタ部については降雨浸透対策を実施した状況でのモデル化となる。なお、固結工法を採用する場合は、固結工法の上層 1.5m に碎石層を設置し透水層を設けることになるが、堤体にとって厳しい条件下での検討を行うため、最初の解析ではこの碎石層のモデル化は実施しない。

(5) 照査結果

a) 川表側

No.16 (矢板) の川表側のすべり破壊に対する照査結果を表 4.2.2-3 に、すべり破壊モードを図 4.2.2-5 に示す。各解析断面とも安全率 1.44 以上でありかつ現況堤防の安全率より大きな安全率を確保していることがわかる。

図 4.2.2-6 には、安全率の経時変化の結果を示す。同図(a)には時刻歴の水位変化を、同図(b)には最小安全率を示した 235hr 付近での安全率の変化を示す。

b) 川裏側

川裏側のすべり破壊に対する照査結果を表 4.2.2-4 に示す。すべり破壊に対する結果図の例を図 4.2.2-7 に示す。各解析断面とも安全率 1.44 以上であるとともに、現況堤防の安全率より大きな安全率を確保していることがわかる。

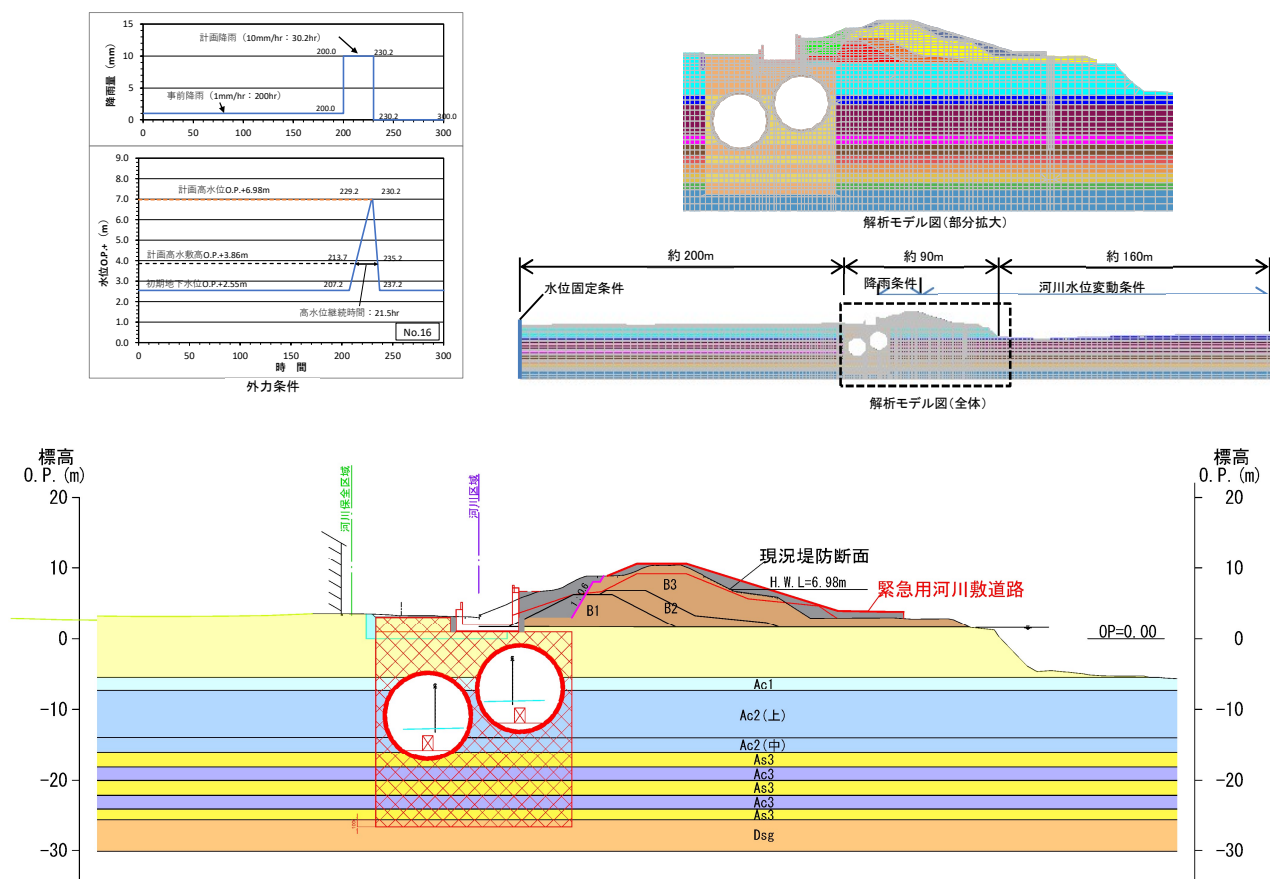


図 4.2.2-4 No. 16 解析モデル図

表 4. 2. 2-3 川表すべり破壊に対する安全性の検討結果一覧

検討断面		川表		
		照査対象	【照査基準】	
			完成時 最小安全率	現況 最小安全率 手引き
No. 15	No. 15	1. 883	1. 647	1. 44
	No. 15 (矢板)	1. 884	1. 647	
No. 16	No. 16	1. 844	1. 658	
	No. 16 (矢板)	1. 843	1. 658	
No. 23		1. 936	1. 801	
No. 26	No. 26 (砂質土)	2. 400	2. 160	
	No. 26 (粘性土)	2. 437	2. 139	
No. 28	No. 28 (砂質土)	2. 356	2. 337	
	No. 28 (粘性土)	2. 406	2. 221	
No. 30		2. 754	2. 707	
No. 34		2. 729	2. 718	
No. 36		2. 514	2. 462	

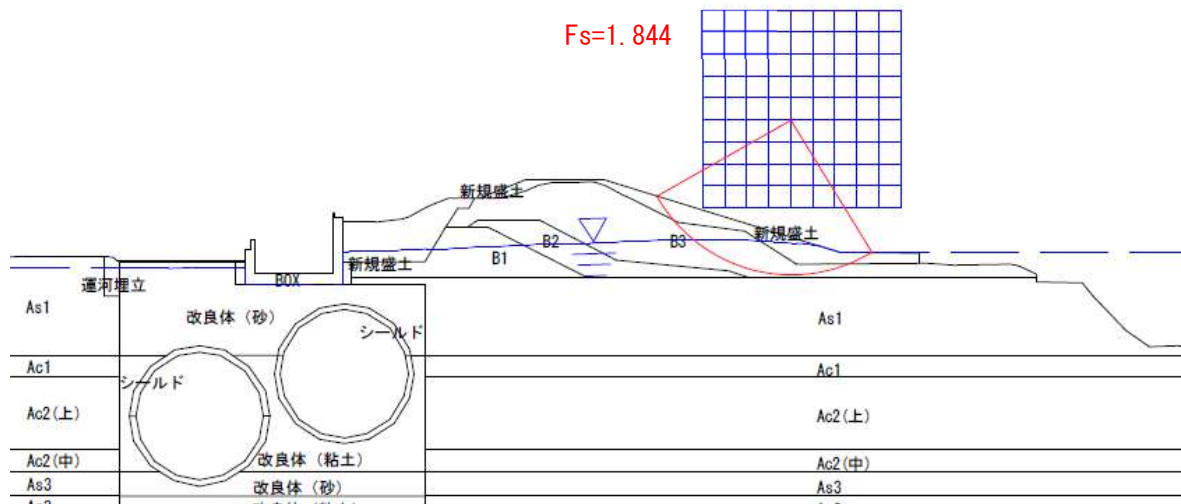
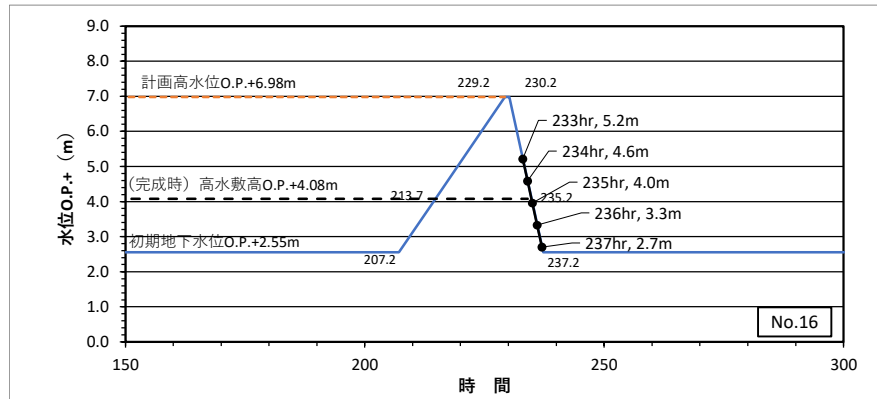
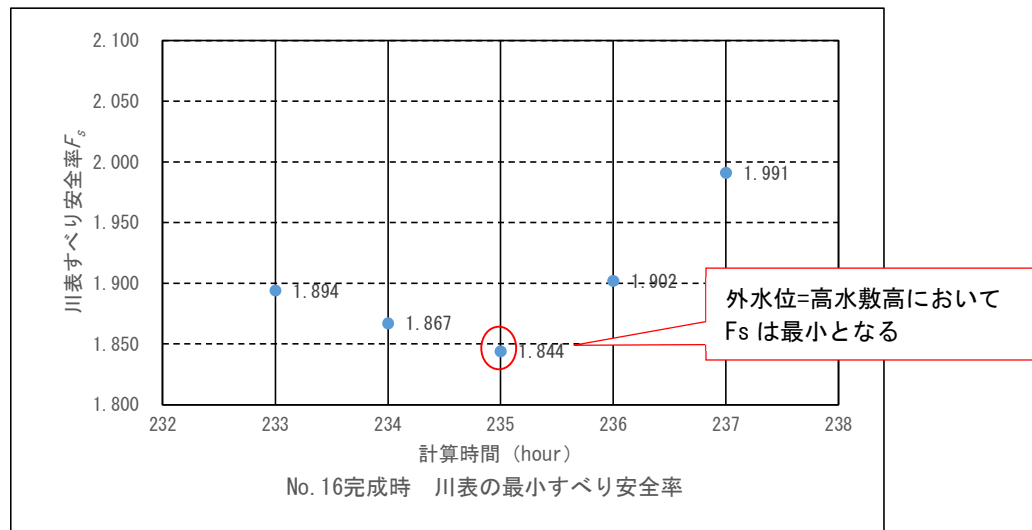


図 4. 2. 2-5 川表すべり破壊に対する安定性検討の結果 (No. 16)



(a) 水位の経時変化



(b) 安全率の経時変化

図 4.2.2-6 浸潤面の経時変化に伴う安全率の変化 (No. 16)

表 4. 2. 2-4 川裏すべり破壊に対する安全性の検討結果一覧

検討断面		川裏		
		照査対象	【照査基準】	
		完成時 最小安全率	現況 最小安全率	手引き
No. 15	No. 15	2. 434	2. 325	1. 44
	No. 15 (矢板)	2. 460	2. 325	
No. 16	No. 16	3. 124	1. 804	
	No. 16 (矢板)	3. 124	1. 804	
No. 23		2. 971	2. 452	
No. 26	No. 26 (砂質土)	2. 517	2. 396	
	No. 26 (粘性土)	2. 517	2. 396	
No. 28	No. 28 (砂質土)	3. 210	2. 431	
	No. 28 (粘性土)	3. 210	2. 294	
No. 30		1. 785	1. 704	
No. 34		2. 314	2. 220	
No. 36		2. 273	2. 198	

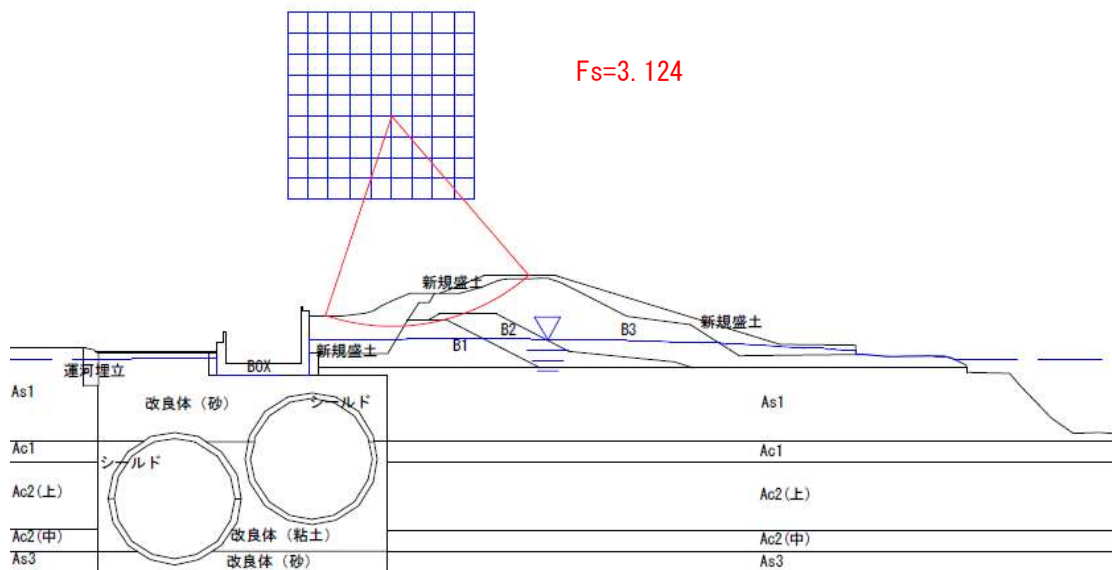


図 4. 2. 2-7 川裏すべり破壊に対する安定性検討の結果 (No. 16)

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については、5.4 で示すが、ここでは完成時の照査項目で照査結果を示す。

表 4.2.2-5 完成時（高規格堤防考慮）のすべり破壊に対する安全性照査結果一覧

検討断面	川裏			川表		
	完成時（高規格堤防考慮） 最小安全率	完成時 最小安全率		完成時（高規格堤防考慮） 最小安全率	完成時 最小安全率	
No. 15	10.770	2.434	OK	2.044	1.883	OK

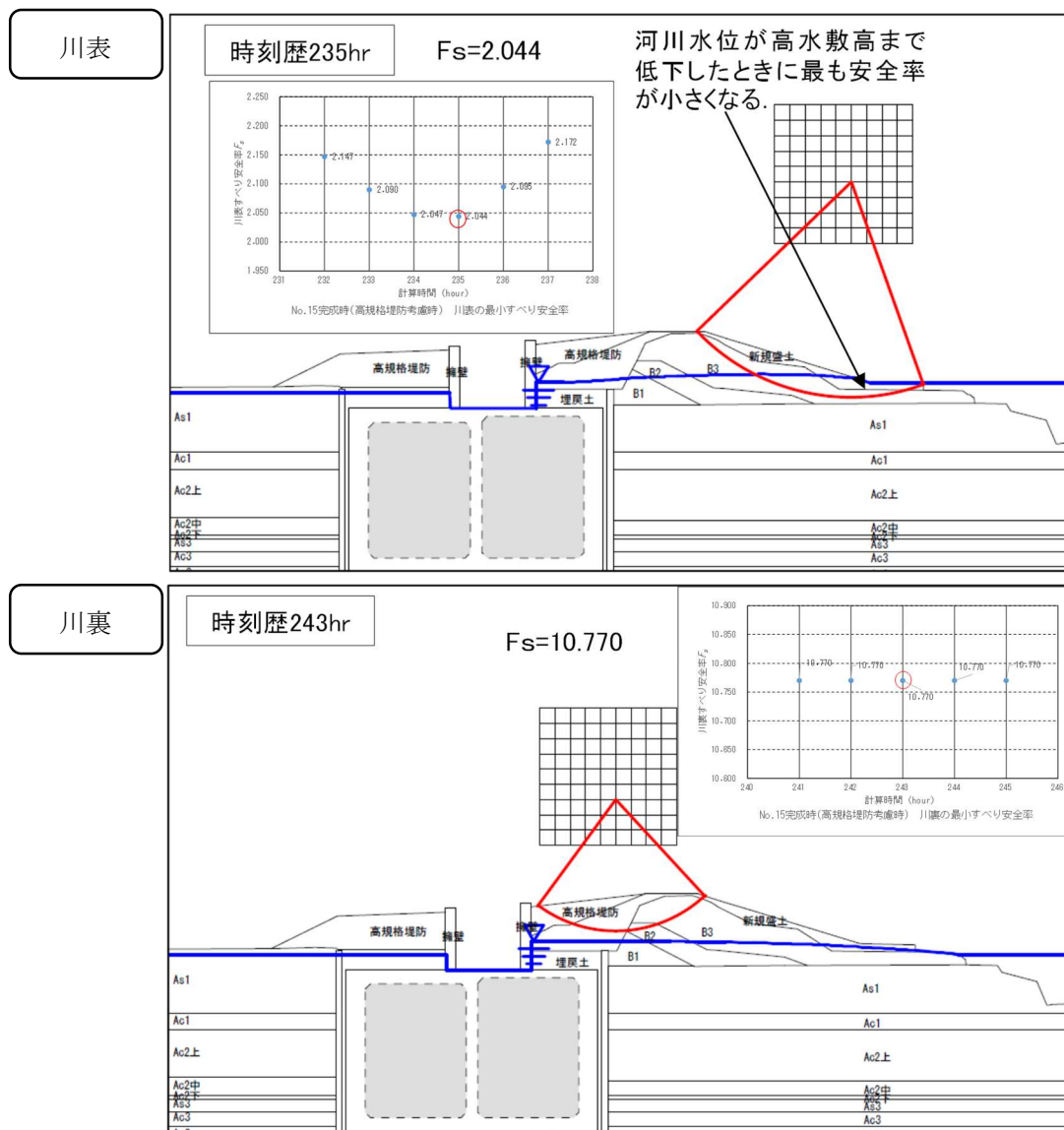


図 4.2.2-8 高規格堤防考慮時のすべり破壊照査の結果（No. 15）

◆総括

上述のように、川表及び川裏の円弧すべりによる最小すべり安全率は1.44以上かつ現況堤防の安全率以上の値であることから、すべり破壊に対する安全性は満足すると評価する。

4.2.2.2 水位上昇による道路構造物の浮き上がりに対する安全性

(1) 照査基準

開削トンネル指針（改訂版）（平成20年10月阪神高速道路株式会社）（以下、開削トンネル指針という）に示す浮き上がり安全率の照査基準に基づき評価を行う。

浮き上がりに対する安全率は式（4.2.2-6）を用いて照査を行うものとする。

$$F_S = (W_S + W_B)/U > 1.1 \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.2-6)}$$

ここに、 F_S ：安全率、 W_S ：上載土の重量、 W_B ：トンネル躯体の重量、路床材の重量、 U ：トンネル躯体底面に作用する揚圧力とする。

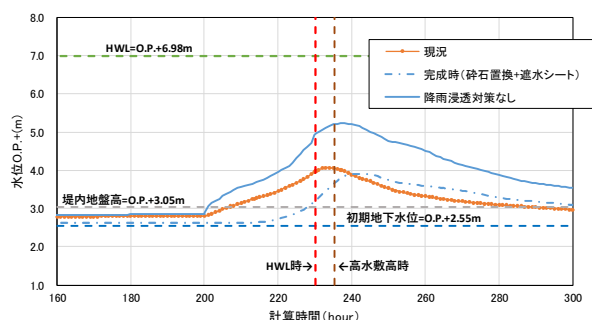
(2) 照査手法

常時及び洪水に伴う堤体内浸潤面の上昇に伴う道路構造物の浮き上がりに関する照査を実施する。道路構造物の浮き上がりに関する照査は、開削トンネル指針に基づき照査することとし、浮き上がりに対する安全率は1.1を採用する。

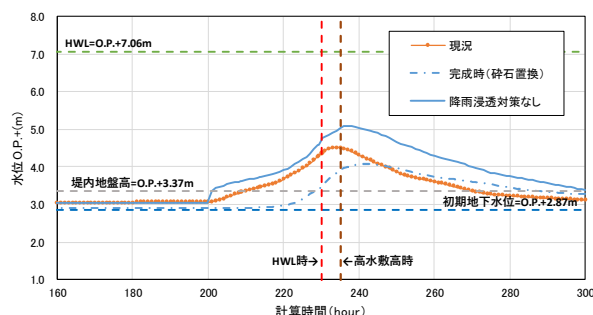
(3) 照査外力

1) 検討水位 1

浮き上がり照査に用いる地下水位の設定では、4.2.2に示す飽和—不飽和浸透流解析を実施するのとともに、この解析で与える照査外力についても4.2.2に示すものと同じものを用いることとする。浮き上がり照査に用いる設計水位は、図4.2.2-9に示す。4.2.2で示す飽和—不飽和浸透流解析により求まる道路構造物前面における時刻歴最高水位を地下水位として与えるものとする。解析の結果、降雨浸透対策未実施の場合、道路構造物前面での水位はNo.16ではO.P.+5.24m、No.23ではO.P.+4.36mとなった。この結果をもとに安全側の検討を行うことを目的に、0.5m刻みとしてそれぞれO.P.+5.50m、O.P.+4.50mを検討水位として設定するものとする。



No.16 完成時 道路構造物前面の水位



No.23 完成時 道路構造物前面の水位

図 4.2.2-9 浸透流解析から求まる水位

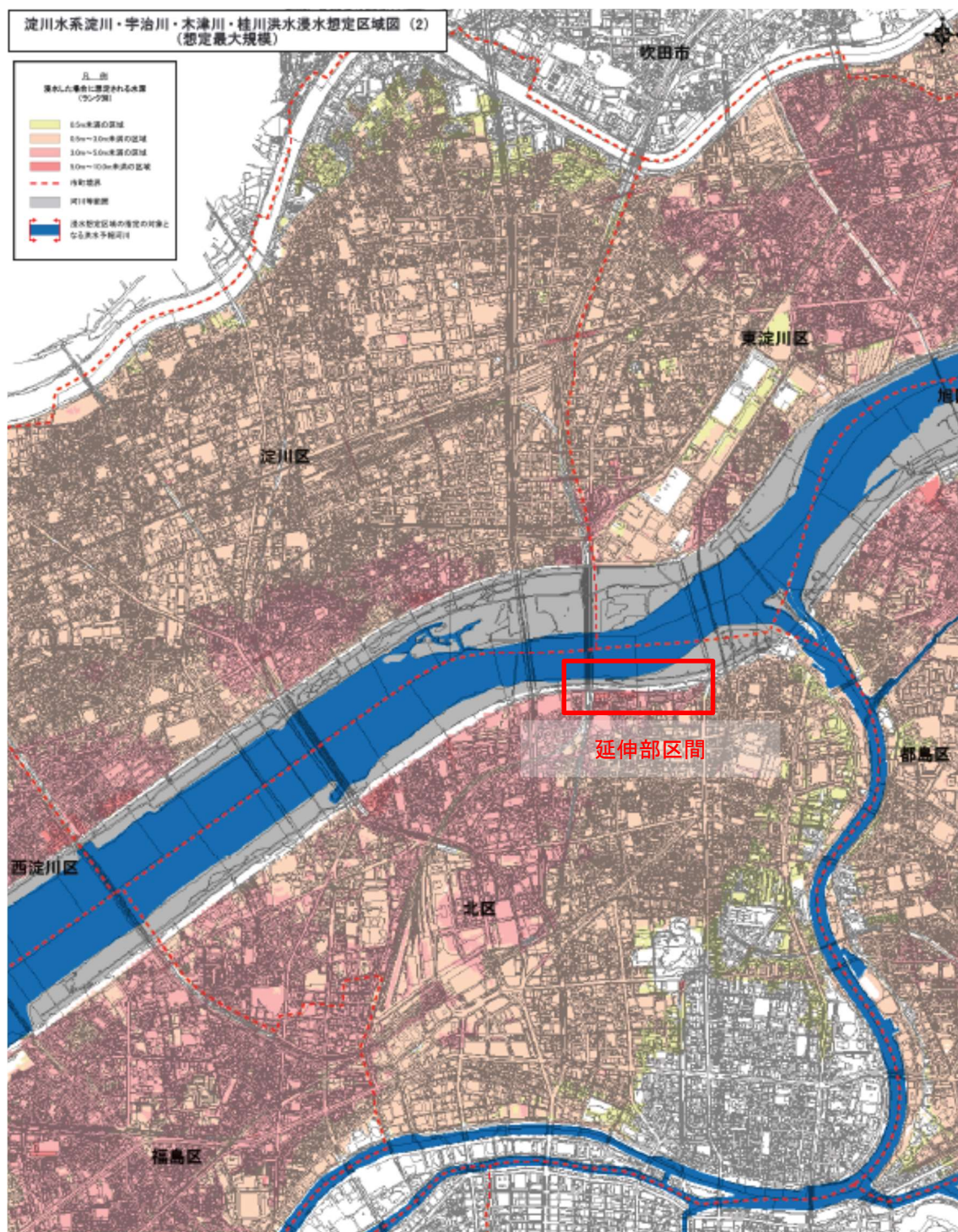


図 4.2.2-10 淀川が氾濫した場合の浸水被害想定図と最大浸水深さ

2) 検討水位 2

豪雨・洪水時として図 4.2.2-10 に示すような想定浸水位が O.P.+8.76m 程度（約 9.0m）と非常に水位の高い状況の検討についても行う。

(4) 対象断面の設定

浮き上がり照査において、その結果に大きな影響を及ぼすのは上載荷重と揚圧力の大きさになる。上載荷重が小さいほど、揚圧力が大きいほど浮き上がりに対する安全率が小さくなることになる。延伸部区間では4.2.1 (3) で選定した検討断面に対して、浮き上がりの照査を実施した。

(5) 照査結果

検討水位 1 の結果を以下に示す。表 4. 2. 2-6 に示すように、浮き上がりに対する安全性は満足している。

表 4. 2. 2-6 浮き上がり照査結果
水位 1)道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

検討断面		完成時（水位1）								照査基準	判定
		上載土荷重 (kN)	躯体荷重 (kN)	舗装荷重※1 (kN)	本線内の埋戻し土荷重※2 (kN)	合計荷重 (kN)	道路構造物前面 標高水位 (0.5m丸め) O. P. +(m)	揚圧力※3 (kN)	安全率		
No. 15	No. 15	1054	6758	147	3972	11930	5.0	8862	1.346	1.1	OK
	No. 15（矢板）	1054	6758	147	3972	11930	5.0	8862	1.346		OK
No. 16	No. 16	—	379	121	—	500	5.5	395	1.267		OK
	No. 16（矢板）	—	379	121	—	500	5.5	395	1.267		OK
No. 23		249	204	93	—	546	5.5	228	2.389		OK
No. 26	No. 26（砂質土）	—	556	94	—	650	5.0	395	1.644		OK
	No. 26（粘性土）	—	556	94	—	650	5.0	395	1.644		OK
No. 28	No. 28（砂質土）	—	1161	171	—	1332	5.5	1006	1.324		OK
	No. 28（粘性土）	—	1161	171	—	1332	5.0	946	1.409		OK
No. 30		198	992	143	—	1333	4.5	1172	1.137		OK
No. 34		1165	1320	143	—	2628	4.5	1899	1.384		OK
No. 36		2080	2938	104	—	5122	5.0	2877	1.780		OK

※1：舗装厚さ0.25mと路盤碎石の厚さ0.55mを見込む

※2：本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3：降雨浸透対策を見込まない場合（道路構造物前面の水位）の揚圧力

検討水位 2 の結果を以下に示す。表 4. 2. 2-7 に示すように、浮き上がりに対する安全性は満足している。想定浸水位が O.P.+9.0m 程度となり、延伸部区間は 2 期と同様に浸水することがわかる。2 期では特別な対策を行うことなく、道路構造物内に浸水させることを想定している。延伸部区間では、シールド区間に浸水させないように止水施設を設置する。図 4. 2. 2-11 に示すとおり、止水施設より西側の区間では、浸水する状態となる。想定浸水位で検討した場合、道路ボックスが満水状態となるが、満水状態になった場合は水の比重（ $\rho_w=1.0$ ）に対してコンクリートの比重（ $\rho_c=2.45$ ）が明らかに大きいことから浮き上がりが発生することはない。

表 4.2.2-7 浮き上がり照査結果
水位 2) 道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

検討断面		完成時（水位2）									照査基準	判定
		上載土荷重 (kN)	躯体荷重 (kN)	舗装荷重※1 (kN)	本線内の埋戻し土荷重※2 (kN)	頂版上または擁壁天端上の水の荷重※3 (kN)	合計荷重 (kN)	道路構造物前面標高水位 (0.5m丸め) O. P. +(m)	揚圧力※4 (kN)	安全率		
No. 15	No. 15	1054	6758	147	3972	315	12245	9.0	10186	1.202	1.0	OK
	No. 15（矢板）	1054	6758	147	3972	315	12245	9.0	10186	1.202		OK
No. 16	No. 16	—	379	121	—	294	793	9.0	706	1.123		OK
	No. 16（矢板）	—	379	121	—	294	793	9.0	706	1.123		OK
No. 23		249	204	93	—	164	710	9.0	461	1.539		OK
No. 26	No. 26（砂質土）	—	556	94	—	317	967	9.0	730	1.326		OK
	No. 26（粘性土）	—	556	94	—	317	967	9.0	730	1.326		OK
No. 28	No. 28（砂質土）	—	1161	171	—	864	2195	9.0	1430	1.536		OK
	No. 28（粘性土）	—	1161	171	—	864	2195	9.0	1430	1.536		OK
No. 30		198	992	143	—	395	1727	9.0	1633	1.058		OK
No. 34		1165	1320	143	—	613	3240	9.0	2396	1.352		OK
No. 36		2080	2938	104	—	713	5835	9.0	3393	1.720		OK

※1：舗装厚さ0.25mと路盤碎石の厚さ0.55mを見込む

※2：本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3：構造物の頂版上または擁壁天端上の水の荷重（No.28は構造物内の水の荷重も考慮）

※4：想定最大規模の浸水深が発生した場合の揚圧力

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については、5.4で示すが、ここでは完成時の照査項目で照査結果を示す。

表 4.2.2-8 高規格堤防考慮時の浮き上がり照査結果
水位 1) 道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

検討断面		水位1							安全率
		上載土荷重 (kN)	躯体荷重 (kN)	舗装荷重※1 (kN)	本線内の埋戻し土荷重※2 (kN)	合計荷重 (kN)	道路構造物前面標高水位 (0.5m丸め) O. P. +(m)	揚圧力※3 (kN)	
No. 15	完成時	1054	6758	147	3972	11930	5.0	8862	1.346
	完成時〔高規格堤防考慮〕	3156	7065	147	3972	14339	6.5	9359	1.532

※1：舗装厚さ0.25mと路盤碎石の厚さ0.55mを見込む

※2：本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3：降雨浸透対策を見込まない場合（道路構造物前面の水位）の揚圧力

表 4.2.2-9 高規格堤防考慮時の浮き上がり照査結果
水位 2) 道路構造物に対する浮き上がりの照査結果

検討断面		(水位2)								
		上載土荷重 (kN)	躯体荷重 (kN)	舗装荷重※1 (kN)	本線内の埋戻し土荷重※2 (kN)	頂版上または擁壁天端上の水の荷重※3 (kN)	合計荷重 (kN)	道路構造物前面標高水位 (0.5m丸め) O. P. +(m)	揚圧力※4 (kN)	安全率
No. 15	完成時	1054	6758	147	3972	315	12245	9.0	10186	1.202
	完成時〔高規格堤防考慮〕	3156	7065	147	3972	0	14339	9.0	10186	1.408

※1：舗装厚さ0.25mと路盤碎石の厚さ0.55mを見込む

※2：本線躯体内の埋戻し土は新規盛土の単位体積重量18.2kN/m³を想定

※3：構造物の頂版上または擁壁天端上の水の荷重（No.28は構造物内の水の荷重も考慮）

※4：想定最大規模の浸水深が発生した場合の揚圧力

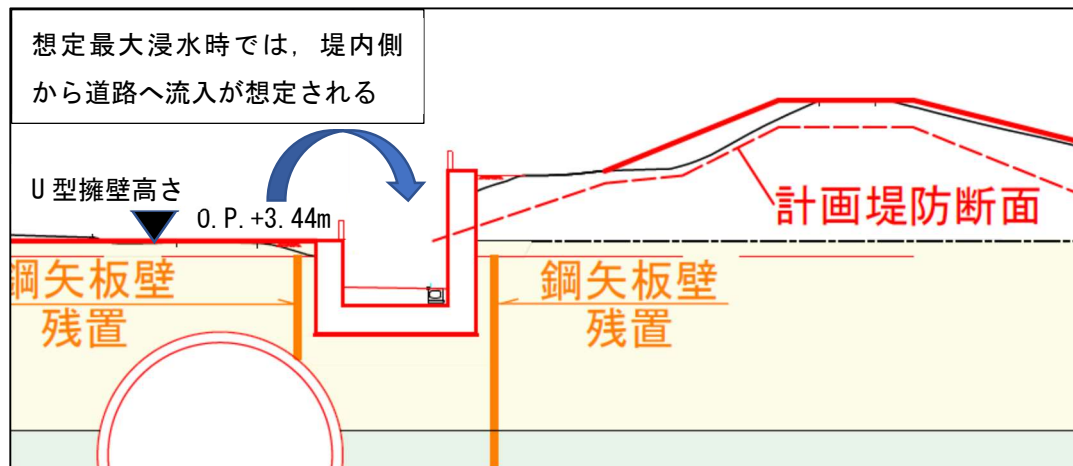
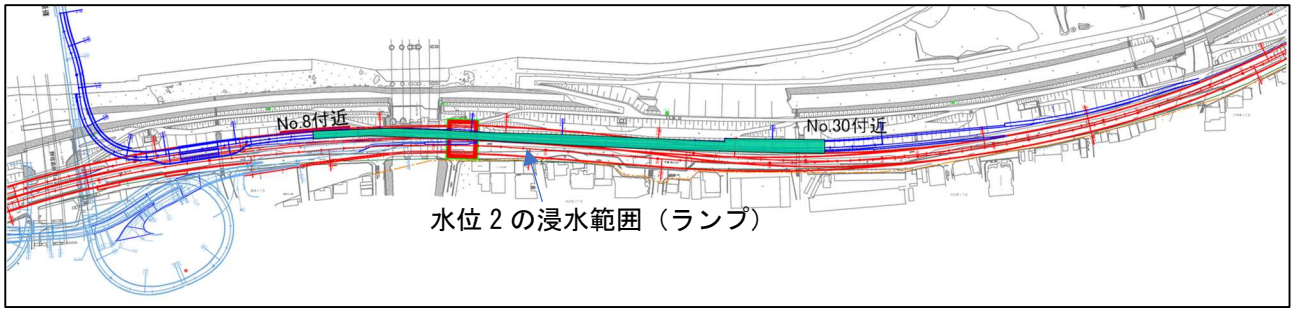


図 4.2.2-11 水位2の浸水範囲模式図

◆総括

上述のように、浮き上がりに関する安全性は水位1と水位2の照査基準を満足することから、浮き上がりに対する安全性は満足していると評価する。

4.2.2.3 水位上昇による道路構造物の滑動・転倒・地盤支持力の安全性

(1) 照査基準

道路構造物の安定性として、滑動、転倒及び地盤の支持力については道路土工 擁壁工指針（公益社団法人日本道路協会、平成 24 年）（以降、擁壁工指針という）、道路土工 カルバート工指針（公益社団法人日本道路協会、平成 22 年）（以降、カルバート工指針という）に基づき照査を実施する。各項目に関する照査基準を以下に示す。

■安定性（滑動）

滑動に対する安全率は式（4.2.2-7）を用いて照査を行うものとする。

$$F_s = (\text{滑動に対する抵抗力}) / (\text{滑動力}) = (V_0 \cdot \mu + c_B \cdot B') / H_0 > 1.5 \quad \cdots \text{式 (4.2.2-7)}$$

ここに、 F_s ：安全率、 V_0 ：道路構造物に作用する各荷重の鉛直成分の合計値、 H_0 ：道路構造物に作用する各荷重の水平成分の合計値、 μ ：道路構造物底面と地盤との間の摩擦係数で、 $\mu = \tan \phi_B$ 、 ϕ_B ：道路構造物底面と地盤との間の摩擦角、 c_B ：道路構造物底面と地盤との間の付着力、 B' ：荷重の偏心を考慮した道路構造物底面の有効載荷幅とする。

■安定性（転倒）

転倒に対する安全率は式（4.2.2-8）を用いて照査を行うものとする。

$$\begin{aligned} |e| &\leq B/6 \quad \cdots \text{式 (4.2.2-8)} \\ e &= B/2 - d \\ d &= (M_r - M_0) / V_0 = (\sum V_i \cdot a_i - \sum H_i \cdot b_i) / \sum V_i \end{aligned}$$

ここに、 e ：道路構造物底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離、 B ：道路構造物底面の幅、 d ：道路構造物底面のつま先（堤内側隅角部）から荷重の合力の作用位置までの距離、 M_r ：道路構造物底面のつま先（堤内側隅角部）回りの抵抗モーメントで各荷重の鉛直成分によるモーメント $V_i \cdot a_i$ の合計値、 V_0 ：道路構造物底面における全鉛直荷重で各荷重成分 V_i の合計値、 V_i ：道路構造物に作用する各荷重の鉛直成分、 a_i ：道路構造物底面のつま先（堤内側隅角部）から各荷重の鉛直成分 V_i の作用位置までの水平距離、 H_i ：道路構造物に作用する各荷重の水平成分、 b_i ：道路構造物底面のつま先（堤内側隅角部）から各荷重の水平成分 H_i の作用位置までの鉛直距離とする。

■安定性（地盤の支持力）

地盤の支持力照査に対する安全率は式（4.2.2-9）を用いて照査を行うものとする。

$$\begin{aligned} Q_u \text{ (地盤の極限支持力) } / 3 &> Q_c \text{ (地盤反力) } \quad \cdots \text{式 (4.2.2-9)} \\ Q_u &= A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \} > 3 \end{aligned}$$

ここに、 Q_u ：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力， c ：地盤の粘着力， q ：上載荷重で、 $q = \gamma_2 D_f$ ， A_e ：有効載荷面積， γ_1 ， γ_2 ：基礎底版地盤の単位密度，ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。 B_e ：荷重の返信を考慮した基礎の有効載荷幅， $B_e = B - 2e_B$ ， B ：基礎幅， e_B ：荷重の偏心量， D_f ：基礎の有効根入れ深さ， α ， β ：基礎の形状係数， κ ：根入れ効果に対する割増係数， N_c ， N_q ， N_γ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数， S_c ， S_q ， S_γ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数とする。

(2) 照査手法

道路構造物の安定性として，滑動，転倒及び地盤の支持力に対する照査は，擁壁工指針，ボックス区間の滑動照査についてはカルバート工指針の安定照査を準用する。

(3) 照査外力

照査外力としての検討水位は基本的には表 4.2.2-17 に示す構造物前面の水位を検討水位(No.27 は No.28 の 4.125m を準用)とするが，今回は安全側の設定として O.P.+4.60m を用いて計算を実施した。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の滑動・転倒・地盤支持力の安全性を照査する断面は，ボックス区間やシールド区間と比較して，不安定となる U 型擁壁区間を対象とし，U 型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなる No.27 断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。

(5) 照査結果

安定性検討として滑動，転倒，地盤の支持力に関する照査結果を表 4.2.2-10 に示す。表に示すとおり，すべての検討において安定性を満足することがわかる。

表 4.2.2-10 滑動，転倒，地盤支持力照査結果

	地下水上昇時		
	照査基準	結果	判定
滑動	1.5以上	10.29	OK
転倒(m)	4.03以下	0.064	OK
地盤支持力(kN)	1508以下	241.73	OK

◆総括

上述のように，滑動，転倒，地盤の支持力に関する安全性は照査基準値を満足していることから，各項目に関する安全性は満足していると評価する。

4.2.2.4 水位上昇による道路構造物の部材の安全性

(1) 照査基準

開削トンネルは開削トンネル指針，シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュアル（平成 29 年 4 月，阪神高速道路株式会社）に基づき，照査を実施する。部材の強度照査として，部材に作用する曲げ応力度に対する安全率は式（4.2.2-10），式（4.2.2-11）を用いて照査を行うものとする。

$$\text{コンクリート圧縮応力 } \sigma_c < \text{コンクリートの許容圧縮応力 } \sigma_{ca} \quad \cdots \quad \text{式（4.2.2-10）}$$

$$\text{鉄筋引張応力 } \sigma_s < \text{鉄筋許容引張応力 } \sigma_{sa} \quad \cdots \quad \text{式（4.2.2-11）}$$

また，部材に作用するせん断力に対するせん断応力度に対する安全率は式（4.2.2-12）を用いて照査を行う。

$$\begin{aligned} &\text{部材に作用するせん断応力 } S_h \\ &< \text{コンクリートのせん断耐力 } S_c + \text{スターラップのせん断耐力 } S_s \quad \cdots \quad \text{式（4.2.2-12）} \end{aligned}$$

(2) 照査手法

開削トンネルは開削トンネル指針に，シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュアルに基づき構造解析を行うこととし，構造物の性状及びトンネル周辺の地盤状態を考慮した弾性理論によって断面力を算定する。構造解析については，骨組みモデルを用いてトンネルに作用する荷重を考慮した弾性地盤により支持された構造として解析を行う。

(3) 照査外力

照査外力についても開削トンネルは開削トンネル指針，シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュアルに従うものとし，死荷重，活荷重，土圧，水圧等を外力として与える。水圧の大きさの根拠となる設定水位は 4.2.2.8 に示す検討水位 1 を基本とするが，より安全側の検討を行うことを目的に開削トンネルでは O.P.+4.60m とし，シールドトンネル及び切り上げ区間では検討水位を O.P.+7.40m とする。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の部材の安全性を照査する断面は，U 型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなる No.27 断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。シールドトンネル区間では No.46 が対象区間で最も深くなるため，対象断面とする。

(5) 照査結果

部材の安全性検討の照査結果を図 4.2.2-12，表 4.2.2-11 に示す。図に示すとおり，曲げ応力，せん断応力に対して満足する構造諸元を確保していることがわかる。

◆総括

上述のように，部材の強度に関する安全性は照査基準値を満足していることから，道路構造物の部材安全性は満足していると評価する。

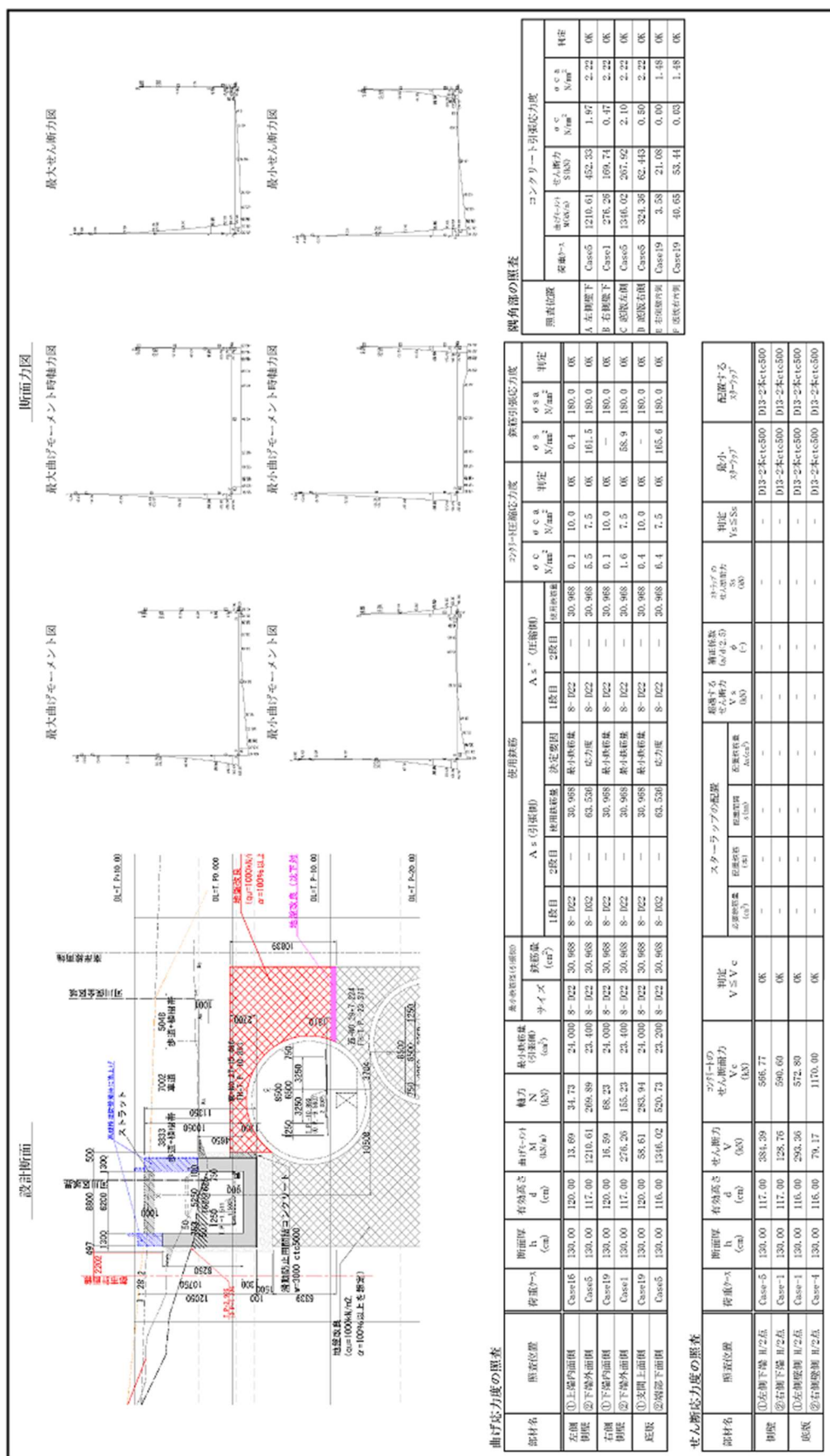


図 4.2.2-12 部材の照査結果 (No. 27 完成時)

表 4.2.2-11 部材の照査結果 (No.46)

設計位置				No.46					
設計条件				対象トンネル		東行			
				高規格堤防／現況地盤		現況地盤			
				併設荷重		併設の影響有り			
				地下水位		高水位 (HWL)		低水位 (LWL)	
				土圧		全土圧		全土圧	
				セグメント厚さ (mm)		550		550	
				σ_{ck} (N/mm ²)		48		48	
				正曲げ／負曲げ		正曲げ		負曲げ	
本体部	断面諸元	幅	B	(mm)	1800	1800	1800	1800	
		桁高	h	(mm)	490	490	490	490	
		有効高	d'	(mm)	50	25	50	25	
			d	(mm)	465	440	465	440	
		鋼材量	As		D22×10	D22×10	D22×10	D22×10	
				(mm ²)	3871.0	3871.0	3871.0	3871.0	
	鉄筋比	p	(%)	0.46	0.49	0.46	0.49		
	断面力	最大曲げモーメント	Mmax	(kN・m)	391.75	-427.16	517.45	-517.17	
			N	(kN)	4034.36	4713.42	3907.58	4751.46	
		最大せん断力	Smax	(kN)	244.06		281.05		
			M	(kN・m)	-201.52		-290.82		
			N	(kN)	4149.87		4044.16		
	応力度	コンクリート	σ_c	(N/mm ²)	8.4	9.2	9.9	10.3	
		鉄筋	σ_s	(N/mm ²)	-3.0	-16.2	26.2	-3.6	
			$\sigma_{s'}$	(N/mm ²)	-112.4	-131.6	-129.3	-145.8	
			せん断	τ_m	(N/mm ²)	0.31		0.35	
		許容値	σ_{ca}	(N/mm ²)	18.0		18.0		
			σ_{sa}	(N/mm ²)	200.0		200.0		
			τ_a	(N/mm ²)	0.98		0.98		
	判定				OK		OK		

4.2.2.5 道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性照査

(1) 照査基準

道路構造物周りの水みち発生に対する安全性照査として、「河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について」の中で示される高規格堤防のパイピング破壊に対する安全性照査手法を用いる。図 4.1.2-12 に示す当該手法はレーンの加重クリープ比による照査であり式 (4.2.2-13) を用いて照査を行うものとなる。加重クリープ比 C は河砂技術基準にある中砂の許容値 6.0 以上となることを照査する。中砂の値を用いることについては、道路ボックスの底版の外面にある地質はほぼ砂質層であることに由来する（表 4.2.2-12 参照）。

$$C = (L_e + \sum l) / \Delta H = (L_1 + L_2 / 3 + \sum l) / \Delta H > 6.0 \quad \cdots \text{式 (4.2.2-13)}$$

ここに、 C ：レーンの加重クリープ比、 L_e ：水平方向の有効浸透路長、 L_1 ：水平方向の堤防と堤防の地盤の接触長さ、 L_2 ：水平方向の堤防の地盤と地下構造物の接触長さ、 $\sum l$ ：鉛直方向の地盤と構造物の接触長さ（通常 0 とする）、 ΔH ：水位差とする。

表 4.2.2-12 レーンの加重クリープ比の許容値設定

地盤の土質区分	C	地盤の土質区分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	粗 砂 利	4.0
細 砂	7.0	中 砂 利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗 砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

出典：「河砂技術基準」第 1 章 河川構造物の設計 第 3 節 高規格堤防

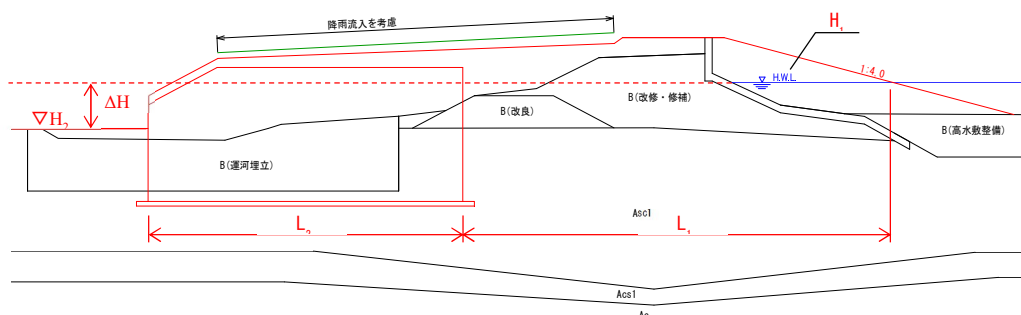


図 4.2.2-13 レーンの加重クリープ比算出の考え方

（出典：2 期技術検討書，p4-23）

(2) 照査手法

(1) に示す式 (4.2.2-13) に従い、レーンの加重クリープ比を算出する。

(3) 照査外力

4.2.2.1 に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり、対象断面は完成時の検討断面と同様で、No.15, No.15（矢板）、No.16, No.16（矢板）、No.23, No.26, No.28, No.30, No.34, No.36 に対して照査を行う。

(5) 照査結果

加重クリープ比の評価結果を表 4.2.2-13 に示す。表に示すように、全ての断面で照査基準値である 6.0 を上回っていることがわかる。

表 4.2.2-13 レーンの加重クリープ比の評価結果

検討断面		浸透路長		水位差			レーンの加重 クリープ比 C	【照査基準】
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	H ₁ (O. P. +m)	H ₂ (O. P. +m)	ΔH (O. P. +m)		
No. 15	No. 15	23.65	21.35	6.97	3.28	3.69	8.34	6.0
	No. 15（矢板）	23.65	21.35	6.97	3.28	3.69	8.34	
No. 16	No. 16	27.97	16.44	6.98	3.29	3.69	9.06	
	No. 16（矢板）	27.97	16.44	6.98	3.29	3.69	9.06	
No. 23		35.21	8.07	7.06	3.37	3.69	10.26	
No. 26		36.16	9.16	7.08	3.39	3.69	10.63	
No. 28		33.35	13.15	7.10	3.41	3.69	10.23	
No. 30		35.04	11.90	7.12	3.43	3.69	10.57	
No. 34		43.10	0.00	7.15	3.46	3.69	11.68	
No. 36		43.30	0.00	7.16	3.47	3.69	11.73	

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については、5.4 で示すが、ここでは高規格堤防整備時に（1）～（3）で示した基準・手法で検討した結果を表 4.2.2-14 に示す。その結果、照査基準を満足することを確認した。

表 4.2.2-14 レーンの加重クリープ比の評価結果

検討断面		浸透路長		水位差			レーンの加重 クリープ比C	【照査基準】
		L ₁ (m)	L ₂ (m)	H ₁ (OP+m)	H ₂ (OP+m)	ΔH(OP+m)		
No. 15	No. 15	23.65	21.35	6.97	3.28	3.69	8.34	6.0
	No. 15（高規格堤防考慮時）	32.03	35.80	6.97	3.44	3.53	12.45	

◆総括

上述のように、高規格堤防のパイピング破壊に対する安全性を満足していることから、道路ボックス周りの水みち発生に対する安全性を有していると評価する。

4.2.2.6 継手部から漏水・土砂が流入することに対する安全性照査

(1) 照査基準

構造継手の対応可能な目開き量が、継手部で生じる相対変位量を上回っていることを確認する。開削トンネルの継手部の構造は開削トンネル指針に基づき定められるものであり、継ぎ手の変形性能も同指針に基づくものとなる。開削トンネル継手部の許容目開き量は一般的に入手可能な可とう継手の伸縮量から 150mm

と設定し、シールドトンネルについてはシールドトンネル設計マニュアルと一般的に入手可能なシール材の許容値から許目開き量は3mmと設定した。

(2) 照査結果

4.3.2.3 (5) に後述するように、最大目開き量は開削トンネル区間では122mm、シールドトンネル区間では2.8mmである。延伸部区間の道路ボックスの構造継手は開削トンネル指針に基づき図 4.2.2-14 に示す標準構造を採用する。当該構造継手は、変形性能に対するスリッパバーと防水性能に対する止水板より構成されている。スリッパバーはせん断、曲げに対して抵抗し、止水板はブチルゴムを用いたセンターバルブ型で埋設深度に応じた使用により耐水圧性能を確保しており、耐水圧性能は、 $0.1\sim0.2\text{N/mm}^2$ の性能を確保出来る。相対変位が大きい区間については可とう継手を採用する。可とう継手は150mmの相対変位に対しても変形性能が高い仕様の継手が存在するため詳細設計時に今回の検討より大きな変形が生じた場合にも対応が可能である。シールドトンネル区間はシール材等による止水工を施すこと、3次元縦断耐震の結果から生じる目開き量が許容値に収まっていることより、継手部からの漏水・土砂が流入する危険性はないと言える。漏水・土砂の流入に対する安全性が確保できるものとする。

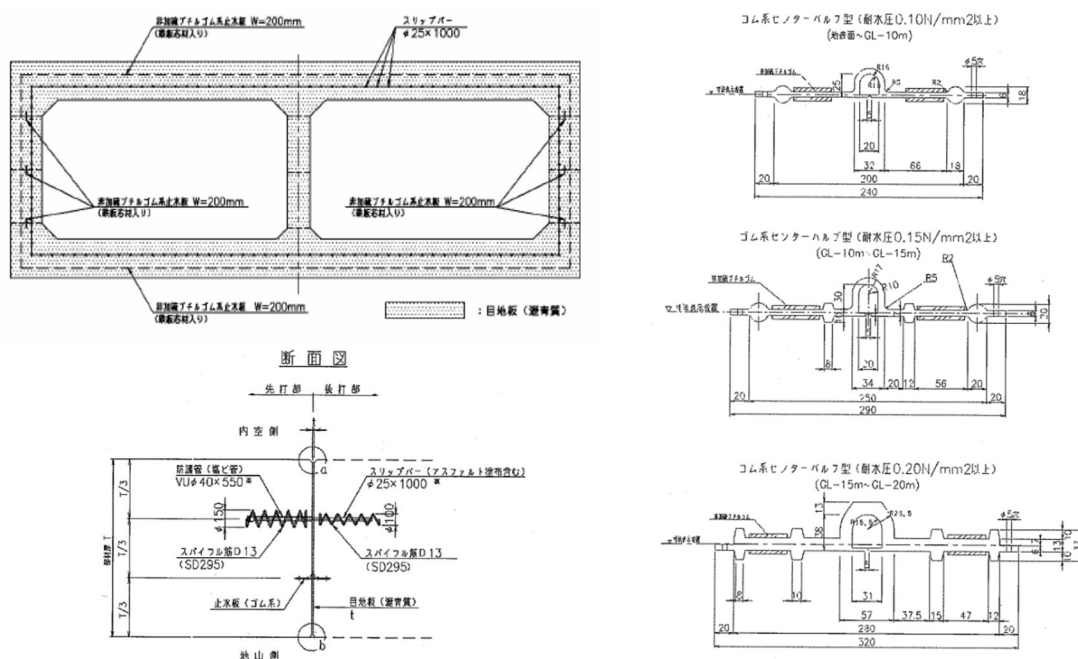


図 4.2.2-14 継手部の構造詳細

4.2.2.7 平均動水勾配が現況より低減することの確認

(1) 照査基準

2期委員会での考え方に準拠し、完成時において平均動水勾配が現況堤防の平均動水勾配より上回ることがないことを確認する。

(2) 照査手法

照査手法は4.2.2.1に示す鉛直二次元の飽和－不飽和浸透流解析を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2.1に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり，対象断面は完成時の検討断面と同様で，No.15，No.15（矢板），No.16，No.16（矢板），No.23，No.26，No.28，No.30，No.34，No.36 に対して照査を行う。

(5) 照査結果

平均動水勾配の評価結果を表 4.2.2-15 に示す。No.16 断面における平均動水勾配の変化を図 4.2.2-15 に示す。図 4.2.2-15 に示すように完成形における平均動水勾配は現況の平均動水勾配より緩やかになっていることから，平均動水勾配の値が低減できている。

表 4.2.2-15 平均動水勾配の評価結果

検討断面		完成時			現況		
		H (m)	D (m)	平均動水勾配 H/D	H (m)	D (m)	【照査基準】 平均動水勾配 H/D
No. 15	No. 15	3.69	45.00	0.08	3.85	35.98	0.11
	No. 15（矢板）	3.69	45.00	0.08	3.85	35.98	0.11
No. 16	No. 16	3.69	44.41	0.08	3.93	35.68	0.11
	No. 16（矢板）	3.69	44.41	0.08	3.93	35.68	0.11
No. 23		3.69	43.28	0.09	3.83	35.18	0.11
No. 26		3.69	45.32	0.08	4.47	42.27	0.11
No. 28		3.69	46.50	0.08	4.51	42.97	0.11
No. 30		3.69	46.94	0.08	4.50	35.34	0.13
No. 34		3.69	43.10	0.09	4.48	35.79	0.13
No. 36		3.69	43.30	0.09	4.43	35.94	0.12

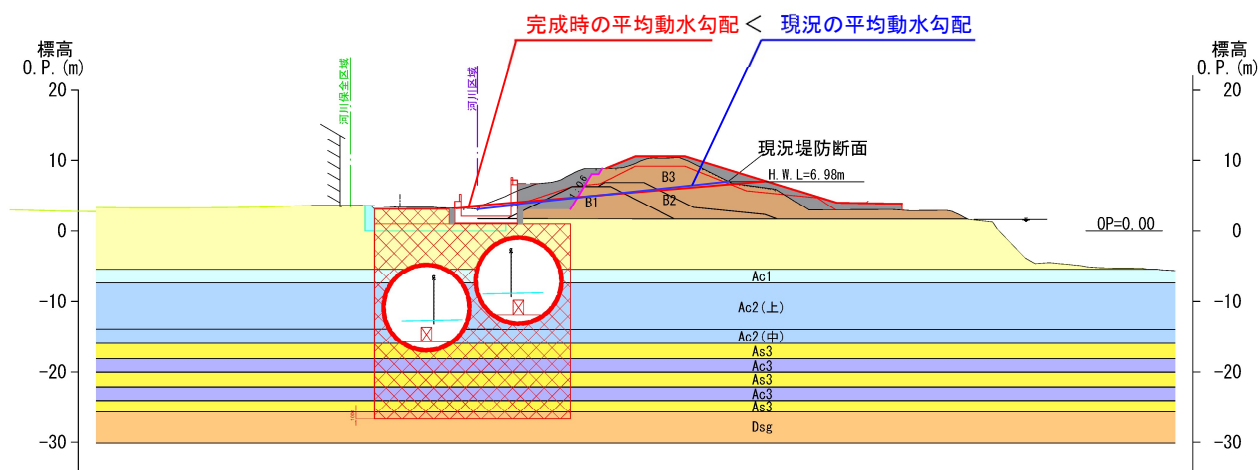


図 4.2.2-15 No. 16 の平均動水勾配の変化

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の検討については，5.4 で示すが，ここでは高規格堤防整備時に（1）～（3）で示した基準・手法で検討した結果を表 4.2.2-16 に示す。その結果，照査基準を満足することを確認した。

表 4.2.2-16 高規格堤防考慮時の平均動水勾配の評価結果

検討断面		完成時			現況		
		H (m)	D (m)	平均動水勾配 H/D	H (m)	D (m)	【照査基準】 平均動水勾配H/D
No. 15	No. 15	3.69	45.00	0.08	3.85	35.98	0.11
	No. 15 (高規格堤防考慮時)	3.53	67.83	0.05	3.85	35.98	0.11

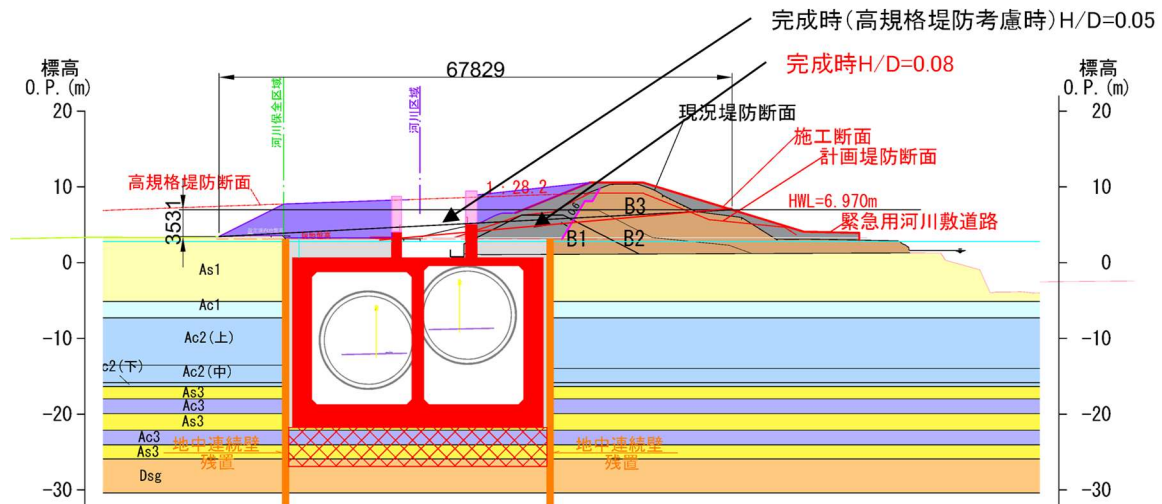


図 4.2.2-16 高規格堤防考慮時の No. 15 の平均動水勾配の変化

◆総括

上述のように、完成時における平均動水勾配は現況の平均動水勾配より緩やかになっていることから、平均動水勾配の値が低減できている。

4.2.2.8 地下水流動阻害による堤体内浸潤面の変化

(1) 照査基準

2 期委員会での考え方に準拠し、完成時において道路構造物前面（河川側）及び天端中心位置における堤体内水位が、現況堤防の水位より上回ることがないことを確認する。

(2) 照査手法

照査手法は 4.2.2.1 に示す鉛直二次元の飽和－不飽和浸透流解析を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2.1 に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり、No.15, No.15（矢板）、No.16, No.16（矢板）、No.23, No.26（砂質土）、No.26（粘性土）、No.28（砂質土）、No.28（粘性土）、No.30, No.34, No.36 に対して照査を行う。

(5) 照査結果

各断面における検討結果を表 4.2.2-17 に示す。断面 No.15 を除く全ての断面において照査基準に満足しない結果となった。ここで、図 4.2.2-18 に示す浸透対策工の検討フローに則り、浸透対策工の検討を行った。浸透対策工の検討により、照査基準に満足する対策工法の組み合わせ及び対策工の規模を前出の表 4.2.2-17 に示す。砕石置換、道路横断排水工、表のり面遮水シート、止水矢板、のり尻ドレーン工法のうち、単独または複数工法の組み合わせにより照査基準を満足することが確認できた。

検討対象のうち、断面 No.16 における現況と完成時の堤体内水位の経時変化比較を図 4.2.2-17 に示す。「対策工（砕石置換＋遮水シート）」、または「対策工（道路横断排水工＋遮水シート）」の施工で現況の堤体内水位以下に抑制することが可能となる。なお、ここでの浸透対策工の検討結果は、2 期と同様に川裏側では降雨浸透対策を実施することを基本としている検討結果である。

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の照査基準に基づく検討については、5.4 で示すが、高規格堤防整備時に（1）～（3）で示した基準・手法で検討した結果を表 4.2.2-18 に示す。

その結果、浸透対策を行うことで現況より下回ることを確認した。

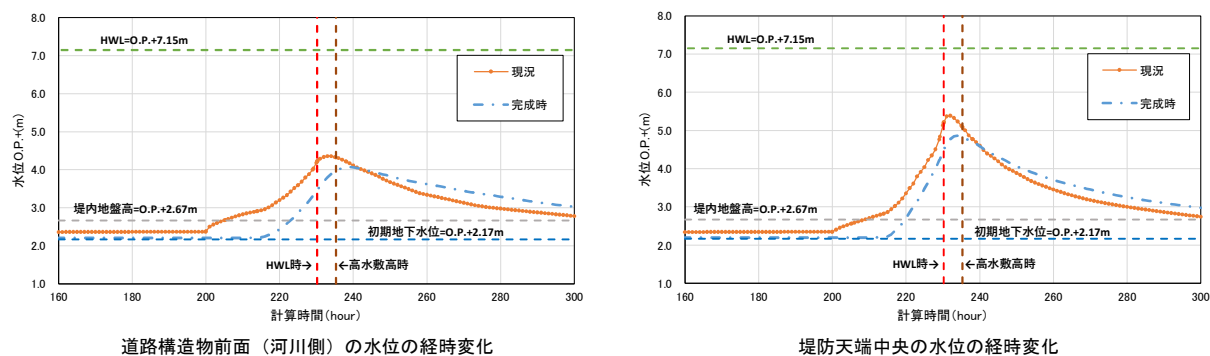


図 4.2.2-17 No. 34 完成時における洪水時の堤体内水位

表 4.2.2-17 堤体内浸潤面の評価結果

検討断面	浸潤面対策		道路構造物前面（河川側）		判定	堤防天端中央		判定
	川裏	川表	完成時における堤体内 水位の標高値（m）	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値（m）		完成時における堤体内 水位の標高値（m）	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値（m）	
No. 15	—※	—	4.444	4.521	OK	4.923	5.558	OK
No. 15（矢板）	—※	—	4.619	4.521	NG	4.902	5.558	OK
	—※	表のり面遮水シート	4.228	4.521	OK	4.371	5.558	OK
No. 16	—※	—	4.462	4.072	NG	4.816	5.645	OK
	碎石置換	—	4.159	4.072	NG	4.769	5.645	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート	3.911	4.072	OK	4.328	5.645	OK
No. 16（矢板）	—※	—	4.616	4.072	NG	4.809	5.645	OK
	碎石置換	—	4.287	4.072	NG	4.78	5.645	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート	3.972	4.072	OK	4.317	5.645	OK
No. 23	—※	—	4.695	4.514	NG	5.017	5.637	OK
	碎石置換	—	4.083	4.514	OK	4.936	5.637	OK
No. 26（砂質土）	—※	—	4.731	4.099	NG	4.946	5.142	OK
	碎石置換	—	4.514	4.099	NG	4.868	5.142	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート	4.128	4.099	NG	4.400	5.142	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート ＋止水矢板L=1m	4.080	4.099	OK	4.343	5.142	OK
No. 26（粘性土）	—※	—	4.400	4.008	NG	4.573	5.075	OK
	碎石置換	—	4.175	4.008	NG	4.506	5.075	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート	3.738	4.008	OK	3.971	5.075	OK
No. 28（砂質土）	—※	—	4.907	4.167	NG	5.093	5.057	NG
	碎石置換	—	4.719	4.167	NG	5.040	5.057	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート	4.269	4.167	NG	4.527	5.057	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート ＋止水矢板L=3m	4.125	4.167	OK	4.340	5.057	OK
No. 28（粘性土）	—※	—	3.955	4.048	OK	4.063	4.953	OK
No. 30	—※	—	4.352	3.970	NG	4.930	4.984	OK
	碎石置換	—	4.299	3.970	NG	4.903	4.984	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート	4.090	3.970	NG	4.504	4.984	OK
	碎石置換	表のり面遮水シート ＋止水矢板L=4m	3.934	3.970	OK	4.245	4.984	OK
No. 34	—※	—	4.073	4.356	OK	4.862	5.388	OK
No. 36	—※	—	4.420	4.594	OK	5.376	5.415	OK

※：川裏の降雨浸透対策

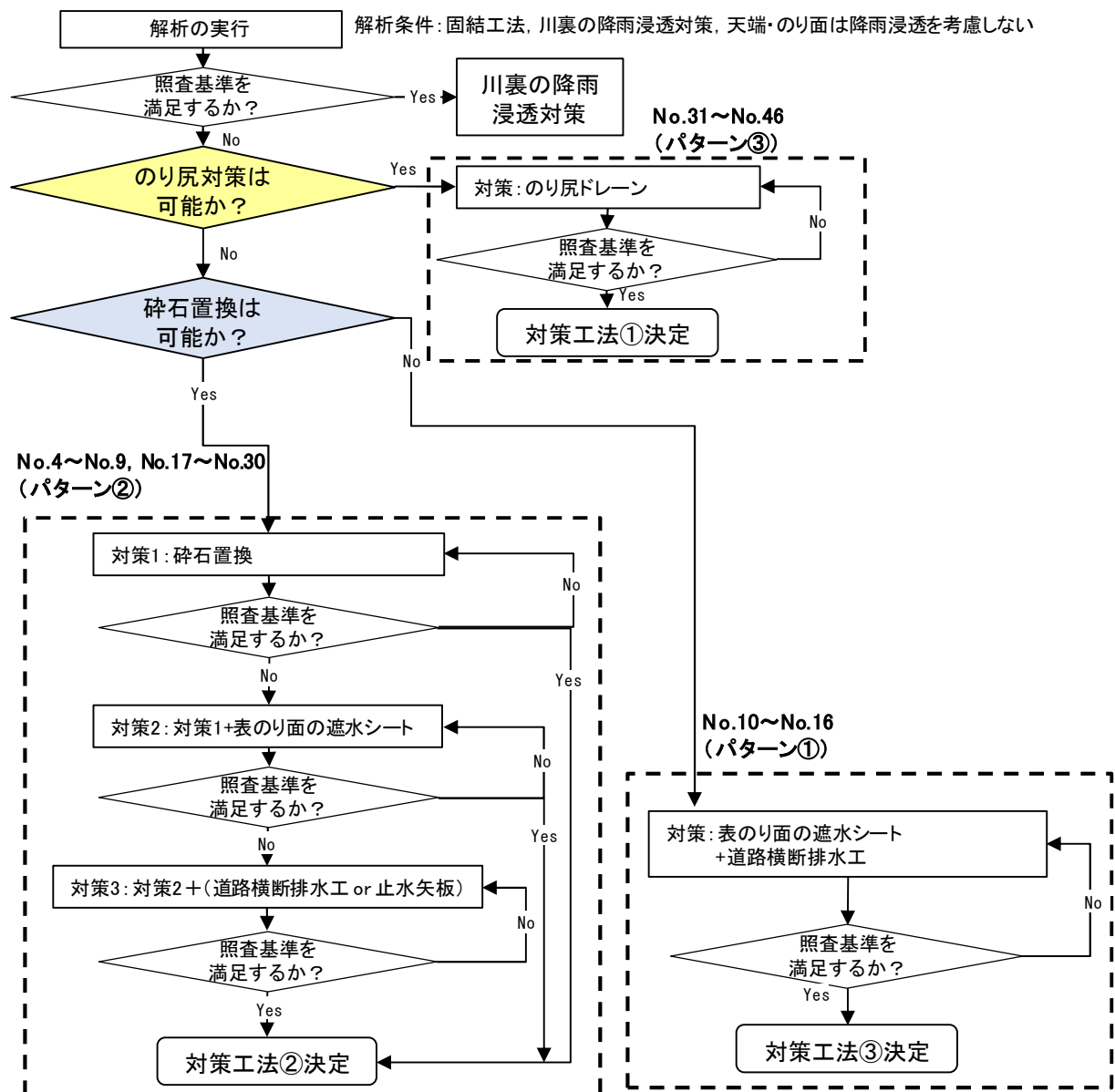


図 4.2.2-18 浸透対策工（浸潤面对策）の検討フロー

表 4.2.2-18 高規格堤防考慮時の堤体内浸潤面の評価結果

検討断面		道路構造物前面（河川側）	堤防天端中央
		完成時における堤体内 水位の最高値（m）	完成時における堤体内 水位の最高値（m）
No. 15	完成時	4.444	4.923
	完成時（高規格堤防考慮）	4.407	4.883

◆総括

上述のように、川裏側法面の難透水性材料による降雨浸透対策に加えて、遮水シート、道路横断排水工、碎石置換及びのり尻ドレーンの浸透対策工を実施すると堤体内水位は現況堤防より低下することから、地下水流動阻害による堤防への影響はないと評価する。

4.2.3 浸透作用に対する基礎地盤の安全性

4.2.3.1 基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性照査

(1) 照査基準

手引きに示す局所動水勾配が許容値以内であることを照査する。局所動水勾配については水平方向を式(4.2.3-1)、鉛直方向を式(4.2.3-2)を用いて照査を行うものとする。水平方向 i_h については、既往研究成果(赤井の式、久保田の式)により許容値 0.3、鉛直方向 i_v は手引きに示す許容値 0.5 を用いて照査を行う。

$$\text{水平方向の局所動水勾配 } i_h < 0.3 \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.3-1)}$$

$$\text{鉛直方向の局所動水勾配 } i_v < 0.5 \quad \cdots \quad \text{式 (4.2.3-2)}$$

また、完成形の局所動水勾配は鉛直、水平方向でともに現況堤防より大きくならないことを確認する。

(2) 照査手法

照査手法は 4.2.2.1 に示す鉛直二次元の飽和－不飽和浸透流解析を用いる。

(3) 照査外力

4.2.2.1 に示す照査外力により照査を実施する。

(4) 対象断面の設定

4.2.1(3)の中で述べたとおり、No.15, No.15(矢板), No.16, No.16(矢板), No.23, No.26(砂質土), No.26(粘性土), No.28(砂質土), No.28(粘性土), No.30, No.34, No.36 に対して照査を行う。

(5) 照査結果

各断面における検討結果を表 4.2.3-1 に示す。この結果、断面 No.30, No.34, No.36 を除く全ての断面では照査基準を満足する結果となった。ここで、断面 No.30 については、前述の浸潤面对策工を考慮した場合において照査基準を満足する。また、断面 No.34 と No.36 では、現況ののり尻ドレーンの復旧を行うことで照査基準を満足する。

照査断面のうち、断面 No.16 完成時における構造物周辺の水平方向・鉛直方向の局所動水勾配のコンター図を図 4.2.3-1 に示す。図中に示すように、浸潤面が堤体のり面と交わらないため評価は行わない結果となる。なお、構造物周辺の水平及び鉛直方向での動水勾配は $i_h=0.015$ と $i_v=0.021$ と小さい値であることがわかる。

(6) 高規格堤防考慮時の照査結果

高規格堤防整備時の照査基準に基づく検討については、5.4 で示すが、ここでは高規格堤防整備時に(1)～(3)で示した基準・手法で検討した結果を表 4.2.3-2 に示す。その結果、道路構造物完成時と同様の結果となることがわかった。

◆総括

上述のように、局所動水勾配は許容値を満足するのとともに、現況堤防の局所動水勾配より小さくなることから、基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性は確保されていると評価する。

表 4.2.3-1 局所動水勾配の評価結果

検討断面	浸潤面対策		評価位置	局所動水勾配（最大値）水平 i_h			局所動水勾配（最大値）鉛直 i_v			判定
				完成時	【照査基準】		完成時	【照査基準】		
	川裏	川表			現況	赤井の式ほか		現況	赤井の式ほか	
No. 15完成時	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.004	—	0.3	0.009	—	0.5	OK
No. 15（矢板）完成時	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.007	—	0.3	0.006	—	0.5	OK
No. 16完成時	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.015	—	0.3	0.021	—	0.5	OK
No. 16（矢板）完成時	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.015	—	0.3	0.021	—	0.5	OK
No. 23完成時	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.013	—	0.3	0.020	—	0.5	OK
No. 26（砂質土）	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.004	—	0.3	0.006	—	0.5	OK
No. 26（粘性土）	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.022	—	0.3	0.005	—	0.5	OK
No. 28（砂質土）	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.013	—	0.3	0.004	—	0.5	OK
No. 28（粘性土）	—※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.016	—	0.3	0.007	—	0.5	OK
No. 30完成時	—※	—	堤防	0.392	評価なし	0.3	0.024	評価なし	0.5	NG
			構造物周辺	0.085	—	0.3	0.108	—	0.5	OK
	砕石置換	表のり面遮水シート ＋止水矢板4m	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.055	—	0.3	0.061	—	0.5	OK
No. 34完成時	—※	—	堤防	0.091	評価なし	0.3	0.085	評価なし	0.5	NG
	ドレーン復旧	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
No. 36完成時	—※	—	堤防	0.206	評価なし	0.3	0.111	評価なし	0.5	NG
	ドレーン復旧	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK

※：川裏の降雨浸透対策

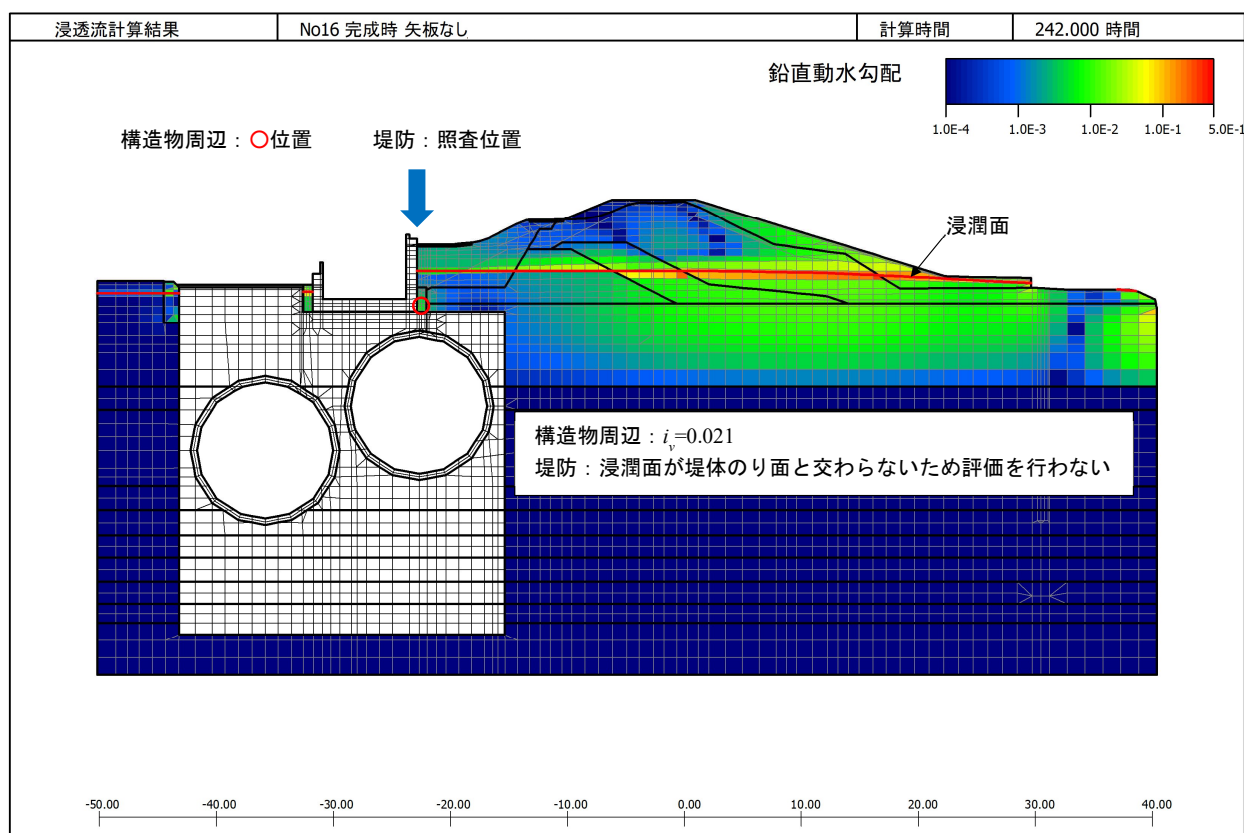
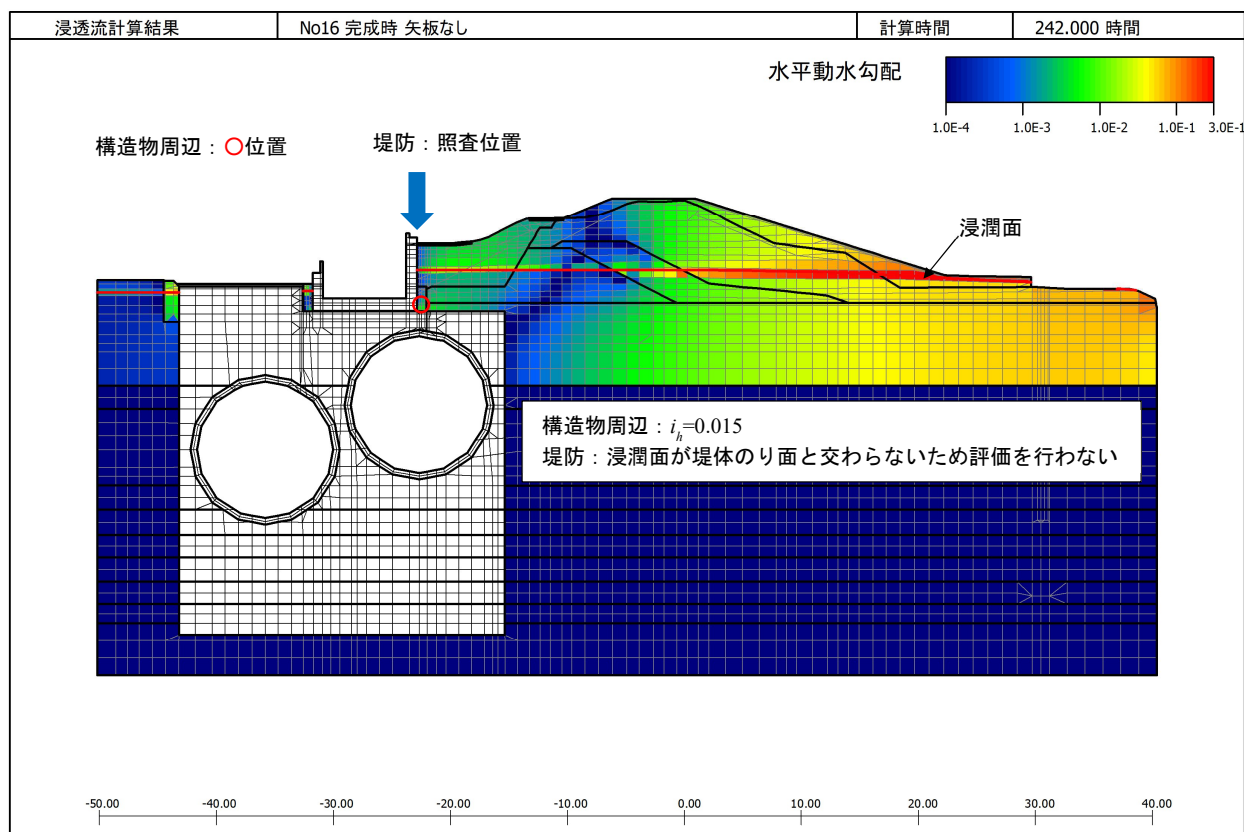


図 4.2.3-1 堤体内水位ピーク時の局所動水勾配コンター (No. 16)

表 4. 2. 3-2 高規格堤防考慮時の局所動水勾配の評価結果

検討断面		評価位置	局所動水勾配（最大値）水平 i_h	局所動水勾配（最大値）鉛直 i_v
No. 15	完成時	堤防	評価なし	評価なし
		構造物周辺	0.004	0.009
	完成時（高規格堤防考慮）	堤防	評価なし	評価なし
		構造物周辺	0.0001	0.0006

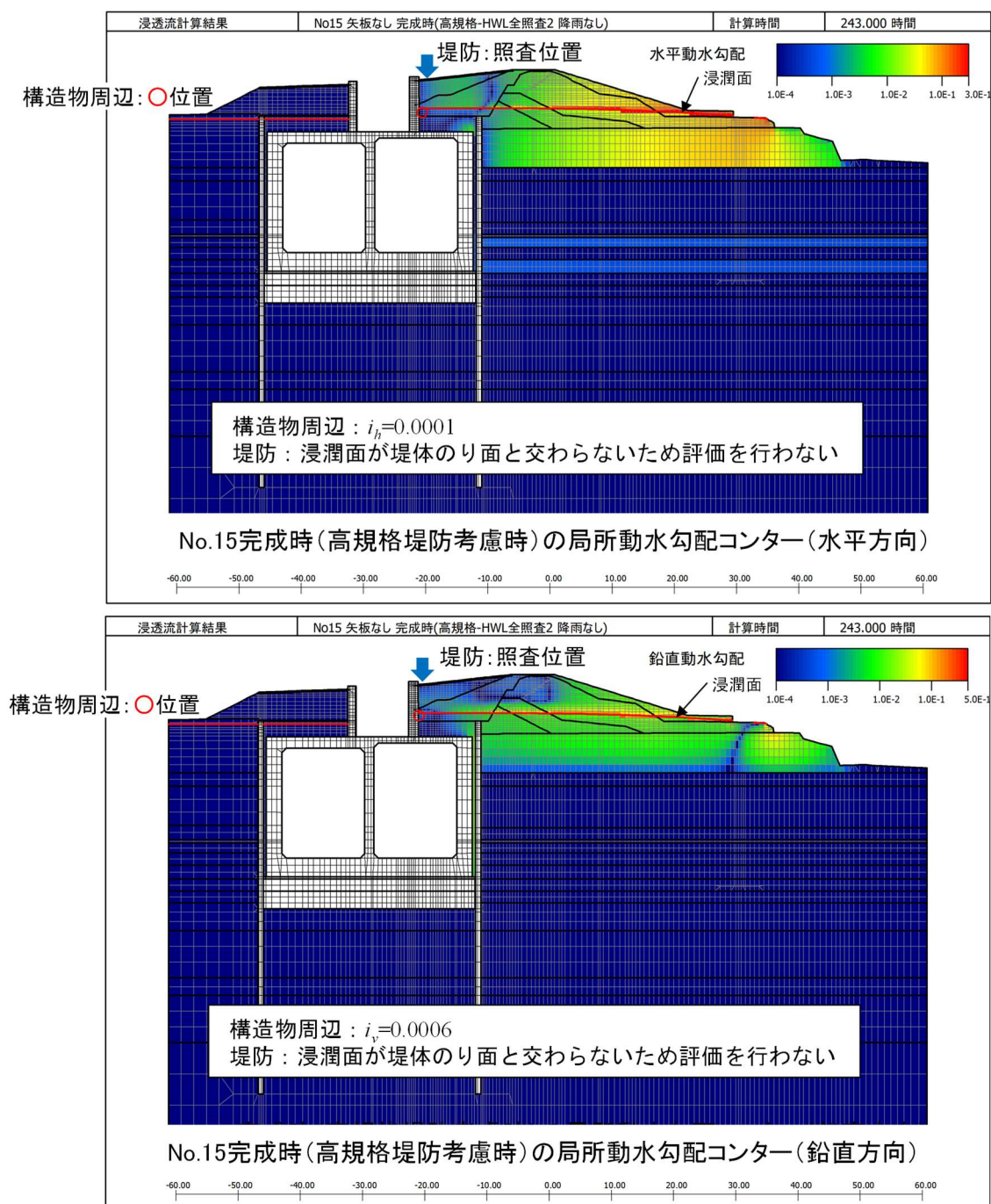


図 4. 2. 3-2 高規格堤防考慮時の堤体内水位ピーク時の局所動水勾配コンター (No. 15)

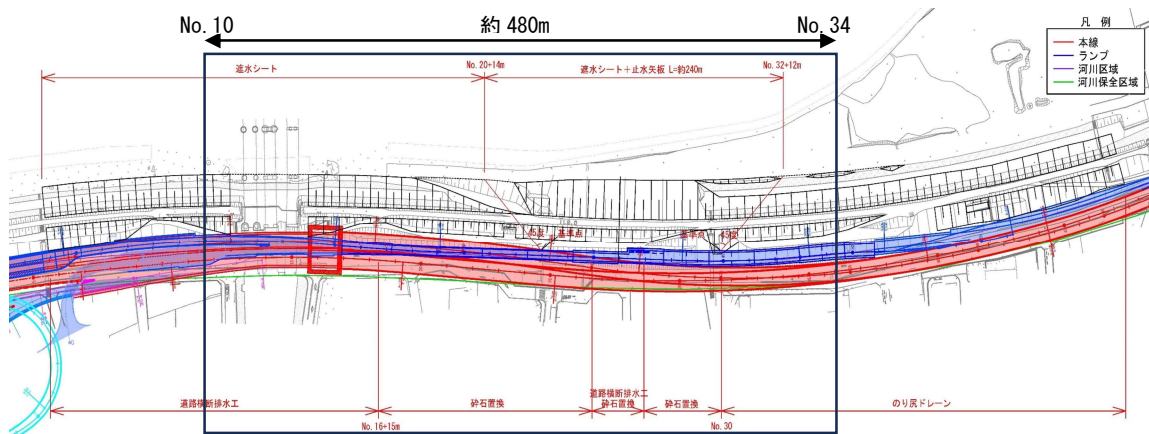
4.2.3.2 立坑周辺部、地質遷移部及び土留の引抜・残置の変化部における安全性照査

横断方向の地下水流動阻害については前述のように 2 次元解析によりその安全性を検証してきた。2 次元解析が適用できるのは、道路縦断方向に対して道路構造物や周辺構造物、及び地質構造の変化が小さい状態であることが前提である。

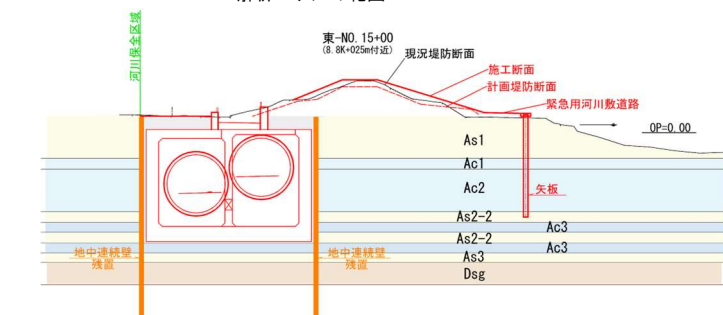
2 期では阪急交差部の堤体の中に、橋台という流動を阻害する大きな構造物が存在したため、道路ボックスの影響だけでなくこの橋台が堤体に与える影響を把握するため 3 次元浸透流解析が実施された。また、一部区間に地盤改良の工法として固結工法を採用しており、その前後区間には杭基礎構造が存在した。

本検討では、2 次元解析での堤防の安全性照査が難しい道路縦断方向に道路構造物や周辺構造物及び地質構造が変化する箇所を対象として、地下水の分布や流動状況の変化について、3 次元浸透流解析を用いて堤防の安全性を照査する。検討対象の区間は、No.12～No.33 の 420m の区間であるが、解析モデルは No.10～No.34 の区間とした。モデル化を行った 3 次元浸透流解析の解析範囲を図 4.2.3-3 に示し、解析モデルを図 4.2.3-4 に示す。このうち、主に検討を行ったのは、①立坑周辺部（No.14～No.16）、②地質的な遷移層の端部（No.23～No.24）、③土留の引抜・残置の変化点（No.26～No.28）である。

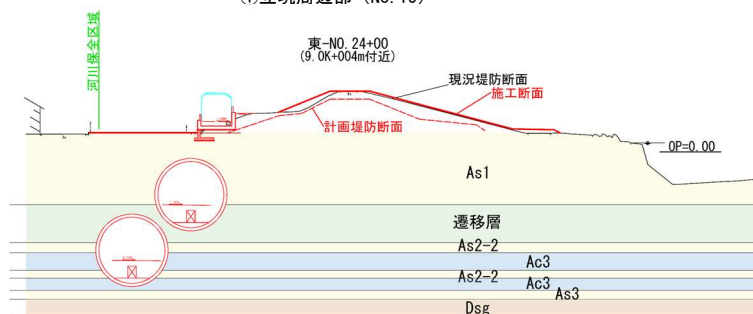
3 次元浸透流解析の横断方向の範囲は、川表側は計画高水位発生時の河道中心位置まで（約 350m）とし、川裏側は川表側と同程度（約 350m）とする。なお、前述した 2 期の 3 次元浸透流解析と同じ考え方である。手引きでは、裏のり尻から堤防の高さの 10 倍程度の範囲をモデル化すれば良いとしており、本検討における川裏側のモデル化範囲は、全てこれを満足する距離である。



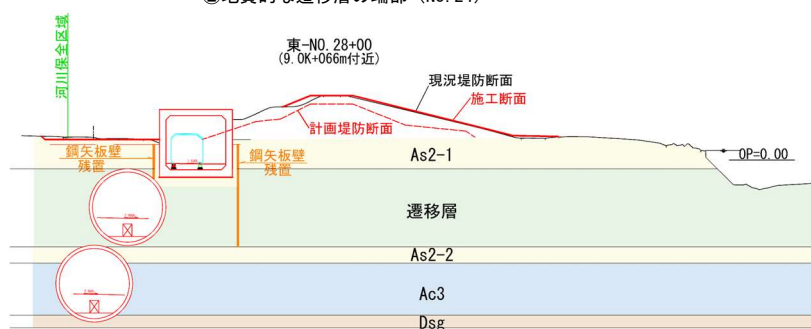
解析モデルの範囲



①立坑周辺部 (No. 15)



②地質的な遷移層の端部 (No. 24)



③土留の引抜・残置の変化点 (No. 28)

図 4.2.3-3 3次元浸透流解析の範囲

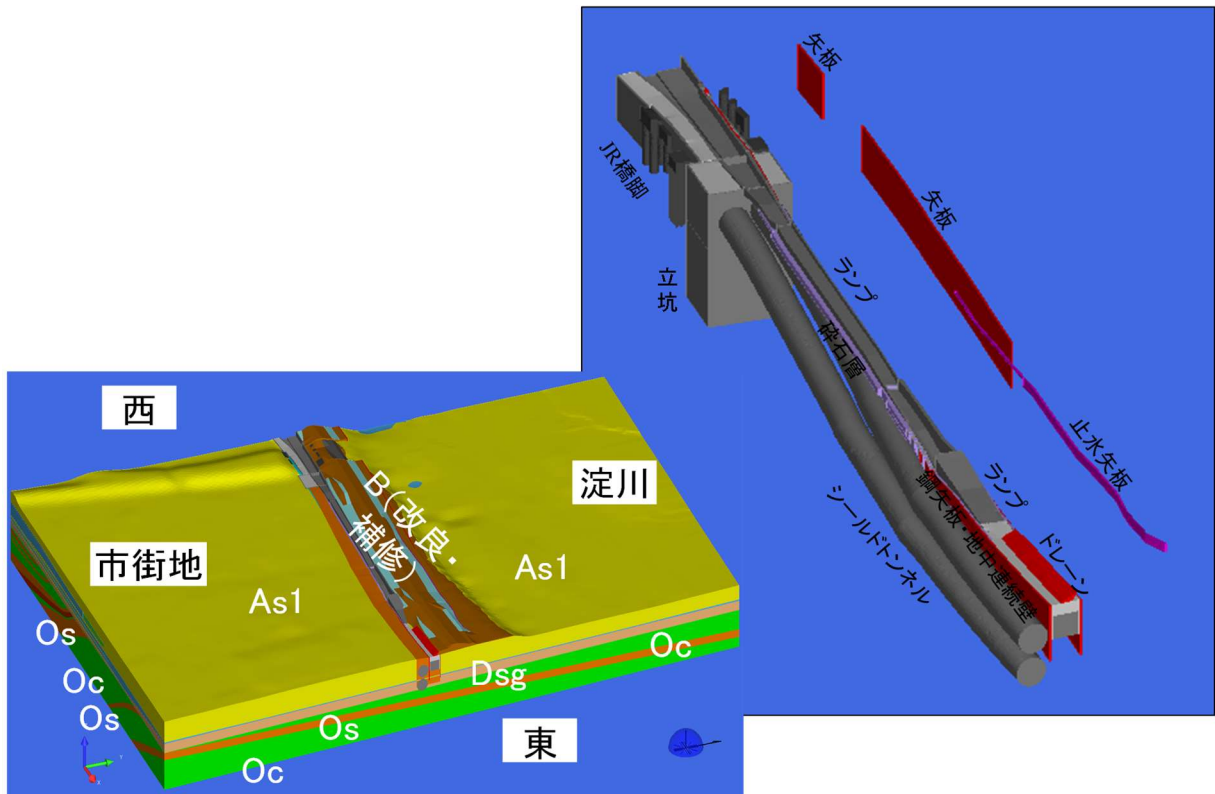


図 4.2.3-4 3次元浸透流解析の解析モデル(完成時)

(1) 解析手法

照査項目は、構造物前面(川表側)と堤防天端中央の水位，流束ベクトル，局所動水勾配，平均動水勾配，レーンの加重クリープ比である。それぞれの照査基準を以下に示す。

- ・ 構造物前面(川表側)と堤防天端中央の水位

2 期委員会での考え方に準拠し，完成時において道路構造物前面（川表側）及び天端中心位置における堤体内水位が，現況堤防の水位より上回ることがないことを確認する。

- ・ 流速ベクトル

構造物周辺の流速ベクトルが 2 期技術検討書の P.4-22 の中で記載される一般的な砂質土の限界流速の範囲 $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{m/s}$ に比べ小さい値となることを確認する。

- ・ 局所動水勾配

手引きに示す局所動水勾配が許容値以内にあることを照査する。水平方向の局所動水勾配については 0.3 未満（既往研究成果の赤井の式，久保田の式），鉛直方向については 0.5 未満（手引き）を用いて照査を行うものとする。また，完成形の局所動水勾配は鉛直，水平方向でともに現況堤防より大きくなることを確認する。

- ・平均動水勾配

2 期委員会での考え方に準拠し、完成時において平均動水勾配が現況堤防の平均動水勾配より上回ることがないことを確認する。

- ・レーンの加重クリープ比

道路構造物周りの水みち発生に対する安全性照査として、「河川管理施設等構造令及び同令施行規則の運用について」の中で示される、高規格堤防のパイピング破壊に対する安全性照査手法を用いる。加重クリープ比 C は河砂技術基準にある中砂の許容値 6.0 以上となることを照査する。

(2) 解析手法

数値解析として、3次元モデルによる飽和－不飽和浸透流解析を実施する。

(3) 照査外力

4.2.2で述べた降雨波形を外力として入力する。また、河川水位は4.2.2で述べた方法に基づいて設定を行うが、解析モデルを4領域に区分してそれぞれの領域を代表する河川水位を設定した。表 4.2.3-3に領域の区分と代表する河川位置を示す。

(4) 解析対象断面

地下水の評価地点は、①立坑周辺部（No.14～No.16）、②地質的な遷移層の端部（No.23～No.24）、③土留の引抜・残置の変化点（No.26～No.28）とした。

表 4.2.3-3 河川水位の設定

設定範囲	設定に用いる河川水位
No.10～No.12	No.10
No.12～No.22	No.17
No.22～No.32	No.27
No.32～No.34	No.34

(5) 解析条件と解析ケース

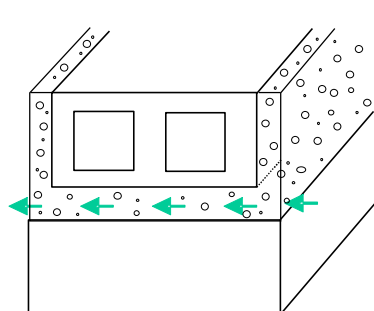
3次元解析は、現況と完成時を対象に実施した。表 4.2.3-4 に検討ケースを示す。道路構造物等が新たに建設されることによる影響を把握することを目的に、施工前と施工後の解析モデルをそれぞれ作成し、解析結果を比較する。なお、表中に示す砕石層とは図 4.2.3-5 に示すようなランプ構造物と埋め戻し土、固結工法の間に設ける砕石層のことである。ランプ構造物の側部で 0.8m、底部で 1.5m 砕石層を設け、通水機能を確保しているため、解析モデルでは考慮する。また、鋼矢板が No.27～No.29 の区間では堤内側、堤外側ともに残置されることを想定し、地中連続壁が No.30～No.34 の区間では堤内側、堤外側ともに残置されることを想定する。堤防天端については、現況では降雨が浸透することを考慮するが、完成時では舗装を行うため、降雨の浸透はないことを想定する。また、川表側については、現況と完成時ともに降雨浸透はないものの、完成時は遮水シートを考慮して河川水の浸透の阻害を想定する。また、川裏側については、現況は小段等の緩勾配の箇所からの降雨浸透があるものの、完成時は降雨浸透対策の設置によって降雨浸透がないことを想定する。また、道路横断排水工については、「完成時 1」の検討では No.10～No.16 の区間のみに設定していたが、構造物前面での現況と施工後の完成時の水位を比較した結果、No.25～No.27 において完成時の方が現況より水位が高くなった。そこで、この No.25～No.27 に部分的に道路横断排水工を追加した場合を「完成時 2」とした。

解析に用いる物性値を表 4.2.3-5 及び表 4.2.3-6 に物性値の一覧を示す。物性値は基本的に表 4.2.2-1、表 4.2.2-2 に示した値と同じ値を用いるが、固結改良、矢板の値を新たに追加設定している。

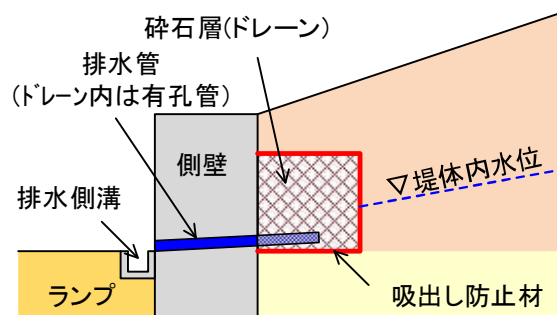
表 4.2.3-4 解析ケース

検討 ケース	新規 盛土	本線・ ランプ 構造物	土留鋼 矢板・ 地中 連続壁	止水 矢板	矢板	砕石層	川表側 遮水 シート	川裏側 降雨浸 透対策	緊急用 河川敷 道路	固結 改良	道路 横断 排水工	ドレ ーン
現況	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	あり
完成時 1	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり No.10～16	あり
完成時 2	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり No.10～16 No.25～27	あり

※各構造物・対策工がない区間では、設定しない



(1) 固結系地盤改良部の砕石層の設置



(2) 道路横断排水工

図 4.2.3-5 解析で考慮した条件

表 4.2.3-5 解析における設定値

設定土質	平均(m/s)	- σ (m/s)	+ σ (m/s)	変動係数	設定値(m/s)
B (改良)	---	---	---	---	9.70×10 ⁻⁵
B (改修・修補)	3.36×10 ⁻⁶	1.16×10 ⁻⁷	9.70×10 ⁻⁵	1.46	9.70×10 ⁻⁵
B (運河埋立)	1.26×10 ⁻⁵	1.17×10 ⁻⁶	1.36×10 ⁻⁴	1.03	1.17×10 ⁻⁶
As1：沖積砂質土	3.47×10 ⁻⁵	1.59×10 ⁻⁵	7.55×10 ⁻⁵	0.34	7.55×10 ⁻⁵
As2：沖積砂質土	3.54×10 ⁻⁵	1.45×10 ⁻⁵	8.59×10 ⁻⁵	0.39	8.59×10 ⁻⁵
As3：沖積砂質土	3.07×10 ⁻⁵	2.88×10 ⁻⁶	3.27×10 ⁻⁴	1.03	3.27×10 ⁻⁴
Ac1～3：沖積粘性土	Fc=90%以上、難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Dsg：洪積礫質土	7.54×10 ⁻⁵	8.87×10 ⁻⁶	6.42×10 ⁻⁴	0.93	6.42×10 ⁻⁴
Oc21：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os21：大阪層群・砂層	1.26×10 ⁻⁵	4.77×10 ⁻⁶	3.31×10 ⁻⁵	0.42	3.31×10 ⁻⁵
Oc22：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os22：大阪層群・砂層	1.44×10 ⁻⁵	試験結果は二つのため、大きい方を採用			1.44×10 ⁻⁵
Oc23：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os25：大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Og25：大阪層群・砂礫層	6.42×10 ⁻⁴	洪積礫質土 Dsg の値を採用			6.42×10 ⁻⁴
Oc26：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os26：大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc27：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os27：大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc28：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os28：大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc29：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os29：大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	試験結果は二つのため、大きい方を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc30：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os30：大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc31：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸
Os31：大阪層群・砂層	7.74×10 ⁻⁵	大阪層群 Os29 の値を採用			7.74×10 ⁻⁵
Oc32：大阪層群・粘土層	粘土層で難透水路と判断し手引きによる粘土の一般値を設定				1.00×10 ⁻⁸

- ・ 固結改良(砂質土) $2.0 \times 10^{-6} \text{m/sec}$
- ・ 固結改良(粘性土) $1.0 \times 10^{-9} \text{m/sec}$
- ・ 碎石層 $1.0 \times 10^{-4} \text{m/sec}$
- ・ 遮水シート モデル厚さ 1cm に対し $1.0 \times 10^{-9} \text{m/sec}$
- ・ 土留め鋼矢板・矢板 モデル厚さ 1cm に対し $1.0 \times 10^{-9} \text{m/sec}$
- ・ 土留め地中連続壁 モデル厚さ 1cm に対し $1.0 \times 10^{-9} \text{m/sec}$
- ・ ドレーン $1.0 \times 10^{-4} \text{m/sec}$

表 4.2.3-6 本検討における設定値

設定土質	比貯留係数 S_s (1/m)
B (改良)	2.86×10^{-4}
B (改修・修補)	8.57×10^{-4}
B (運河埋立)	5.36×10^{-4}
As1 沖積砂質土	2.38×10^{-4}
As2 沖積砂質土	1.65×10^{-4}
As3 沖積砂質土	2.14×10^{-4}
Ac1 沖積粘性土	6.12×10^{-4}
Ac2 (上) 沖積粘性土	2.14×10^{-3}
Ac2 (中) 沖積粘性土	1.43×10^{-3}
Ac2 (下) 沖積粘性土	1.07×10^{-3}
Ac3 沖積粘性土	3.57×10^{-4}
Dsg 洪積礫質土	2.98×10^{-5}
Oc21: 大阪層群・粘土層	1.16×10^{-4}
Os21: 大阪層群・砂層	7.94×10^{-5}
Oc22 大阪層群・粘土層	2.38×10^{-4}
Os22 大阪層群・砂層	9.32×10^{-5}
Oc23 大阪層群・粘土層	1.65×10^{-4}
Os25 大阪層群・砂層	3.40×10^{-5}
Og25: 大阪層群・砂礫層	2.35×10^{-5}
Oc26: 大阪層群・粘土層	7.79×10^{-5}
Os26: 大阪層群・砂層	3.40×10^{-5}
Oc27 大阪層群・粘土層	2.86×10^{-4}
Os27: 大阪層群・砂層	3.51×10^{-5}
Oc28: 大阪層群・粘土層	2.38×10^{-4}
Os28: 大阪層群・砂層	1.53×10^{-4}
Oc29: 大阪層群・粘土層	7.79×10^{-5}
Os29 大阪層群・砂層	8.09×10^{-5}
Oc30 大阪層群・粘土層	2.52×10^{-4}
Os30 大阪層群・砂層	5.49×10^{-5}
Oc31 大阪層群・粘土層	2.52×10^{-4}
Os31 大阪層群・砂層	4.98×10^{-5}
Oc32 大阪層群・粘土層	1.26×10^{-4}

(6) 解析結果

1) 路線全体の水位の評価(完成時 1)

図 4.2.3-6 に水位評価点(図中の赤枠範囲における赤色●印)の位置を示し、図 4.2.3-7 に時刻歴の水位変化のうち道路構造物前面の現況と完成時の最高水位を示す。No. 25～No. 27 では完成時の方が現況より水位が高くなる。

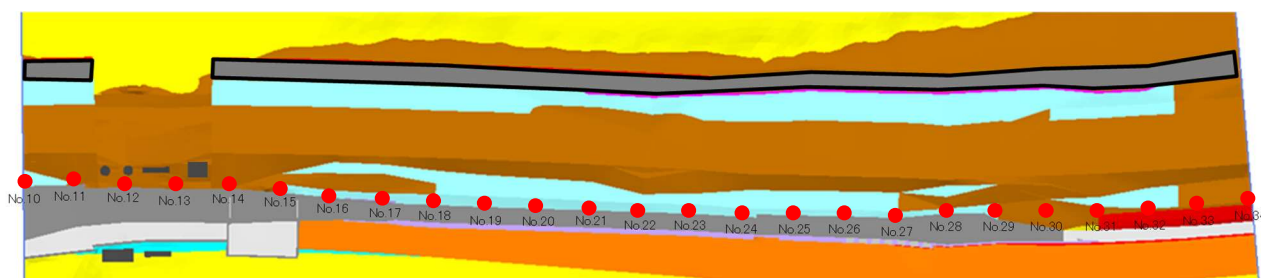


図 4.2.3-6 水位評価点

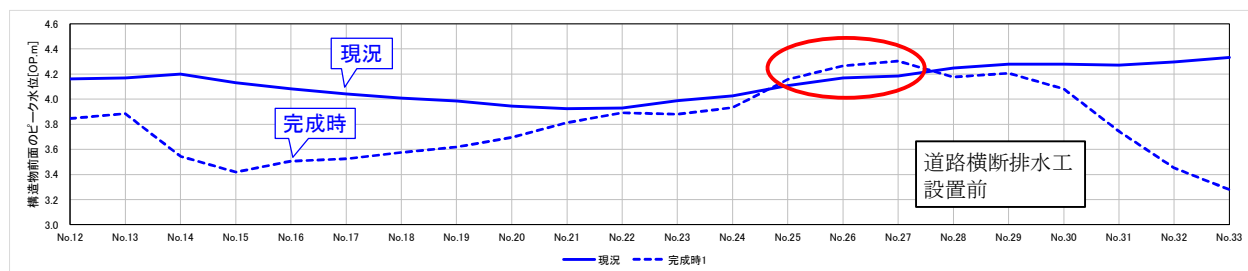


図 4.2.3-7 道路構造物前面における現況と完成時の最高水位（完成時 1）

2) 路線全体の水位の評価(完成時 2)

追加対策として No. 25～No. 27 において道路横断排水工を考慮した。図 4.2.3-8 に時刻歴の水位変化のうち構造物前面の現況と完成時の最高水位を示す。No. 25～No. 27 においても、現況の方が完成時より水位が高くなり、水位に関して照査基準を満足することが確認できた。

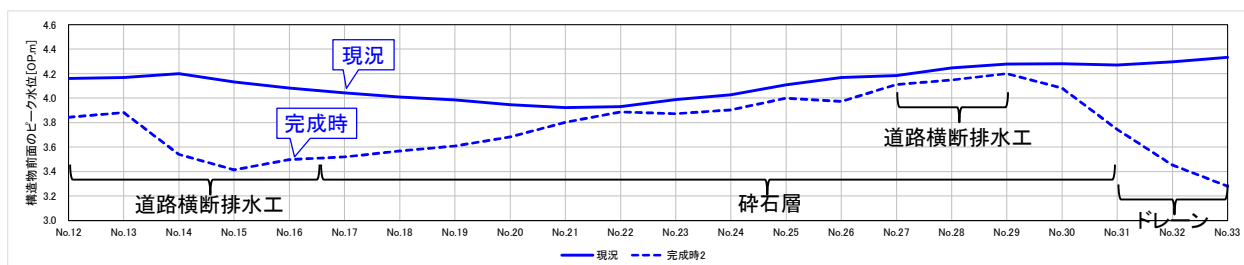


図 4.2.3-8 構造物前面における現況と完成時の最高水位（完成時 2）

3) 立坑周辺部（No. 14～16）の影響評価(完成時 2)

図 4.2.3-9 に水位評価点（図中の●印）の位置を示し、図 4.2.3-10 に水位の変化を示し、表 4.2.3-7 に水位の照査結果を示す。施工前の現況と施工後の完成時の水位を比較した結果、現況の方が完成時より水位が高くなり、照査基準を満足する。

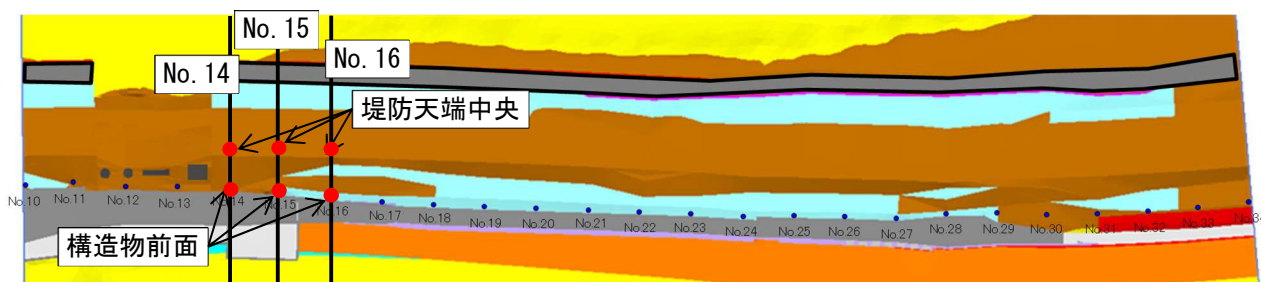


図 4.2.3-9 水位評価点(立坑周辺部)

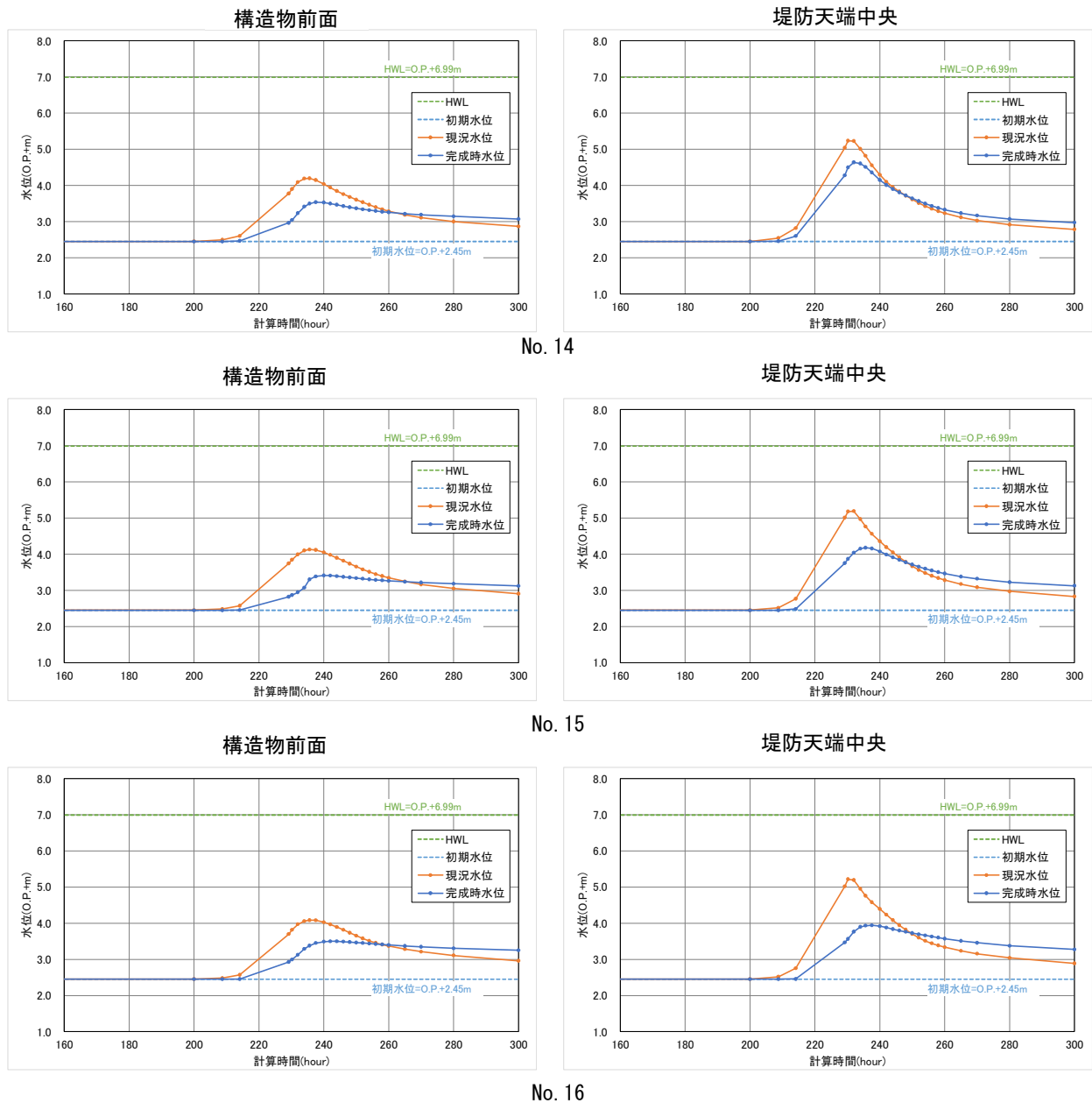


図 4.2.3-10 水位の変化 (No. 14~No. 16)

表 4.2.3-7 水位の結果 (No. 14~No. 16)

検討断面	道路構造物前面(河川側)		判定	堤防天端中央		判定
	完成時における堤体内 水位の標高値 (m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)		完成時における堤体内 水位の標高値 (m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)	
No. 14	3.54	4.20	OK	4.64	5.24	OK
No. 15	3.41	4.13	OK	4.18	5.19	OK
No. 16	3.50	4.08	OK	3.94	5.22	OK

図 4.2.3-11 完成時における As 層内の流速ベクトルの平面分布を示す。立坑周辺においても地下水が川表側から川裏側に一様に流れており、地下水の流れに偏りは見られていない。これは、道路横断排水工によって、川裏側の地下水位が下げられる効果が大いと考えられる。また、As 層内の最大流速は $8.68 \times 10^{-6} \text{m/s}$ であり、2 期技術検討書の P.4-22 の中で記載される一般的な砂質土の限界流速の範囲 $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{m/s}$ に比べ小さい値となる。

次に、図 4.2.3-12 に No.15 断面における完成時の流速ベクトルの断面分布を示す。As 層内を川裏側に向かって流れる地下水は、立坑の地中連続壁付近で上昇する流れに変化し、地中連続壁の上端に達した後は再び川裏側のドレーン（道路横断排水工）に向かう流れとなる。

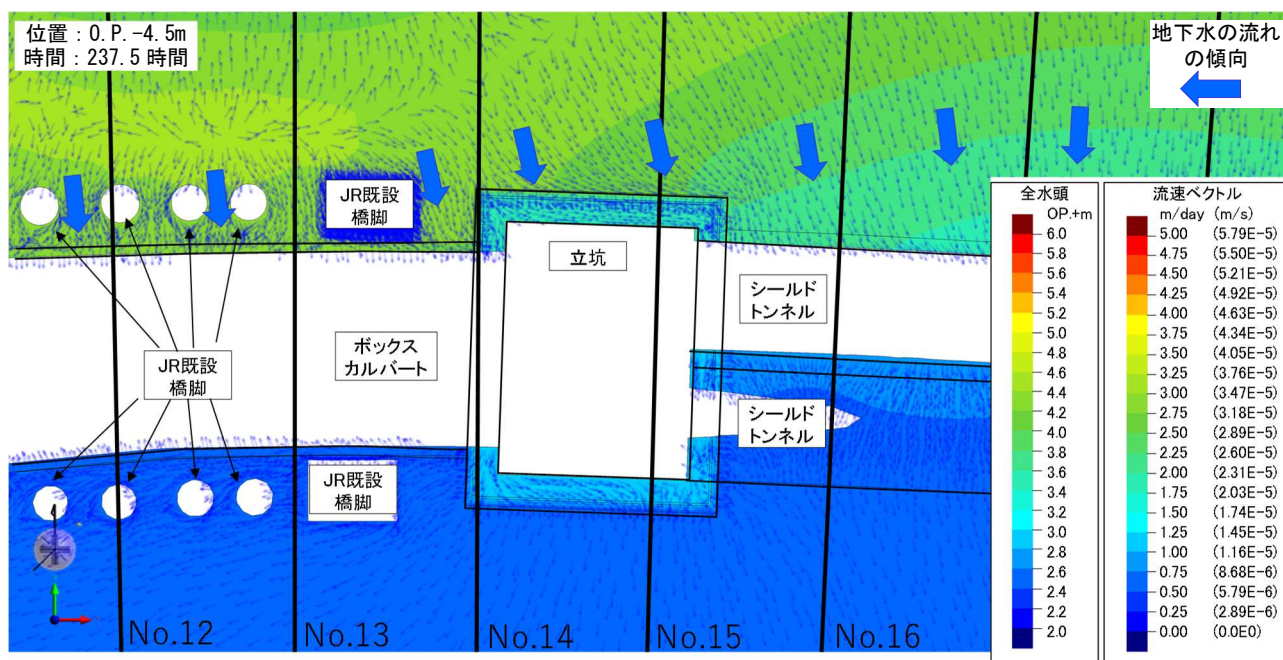


図 4.2.3-11 立坑周辺部の流速ベクトル平面分布（完成時）

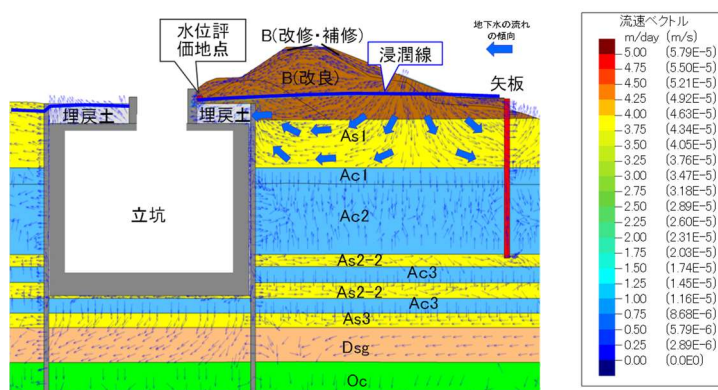


図 4.2.3-12 No.15 断面の流速ベクトル断面分布（完成時）

つぎに、パイピングに対する安全性を照査するために、動水勾配の評価を実施する。図 4.2.3-13 に No.15 断面における局所動水勾配の断面分布を示し、表 4.2.3-8 に局所動水勾配の評価結果を示す。完成時においては評価地点が不飽和状態であるため評価地点が無く、パイピングは発生しない。また、表 4.2.3-9 に平均動水勾配を示し、表 4.2.3-10 にレーンの加重クリープ比を示す。いずれも照査基準を満足するためパイピング破壊が生じることはない。

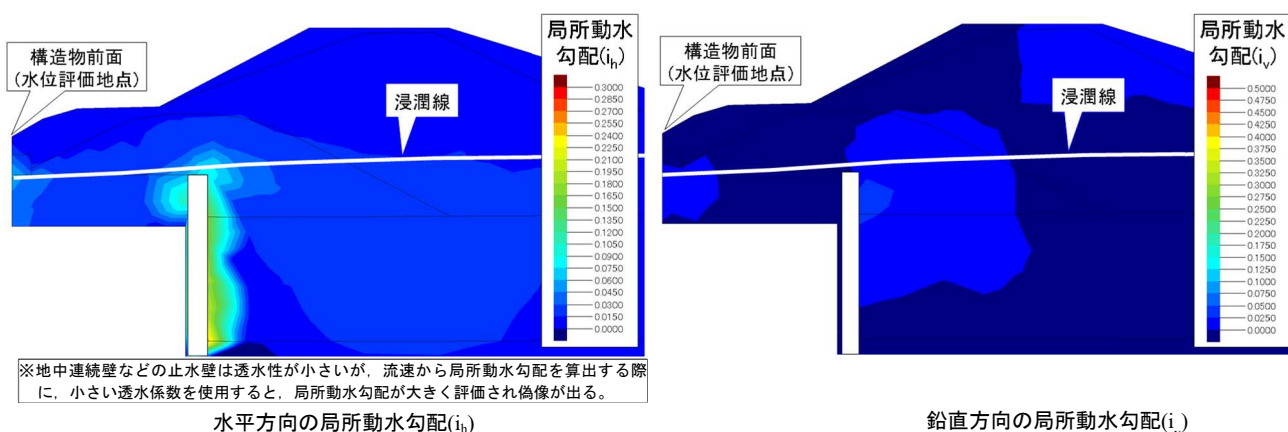


図 4.2.3-13 No. 15 断面の局所動水勾配断面分布 (完成時)

表 4.2.3-8 局所動水勾配の結果 (No. 14~No. 16)

検討断面	浸潤面対策		評価位置	局所動水勾配（最大値）水平 i_h			局所動水勾配（最大値）鉛直 i_v			判定
	川裏	川表		【照査基準】			【照査基準】			
				完成時	現況	赤井の式ほか	完成時	現況	赤井の式ほか	
No. 14	一※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.30	—	0.3	0.03	—	0.5	OK
No. 15	一※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.24	—	0.3	0.10	—	0.5	OK
No. 16	一※	—	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.00	—	0.3	0.15	—	0.5	OK

※川裏の降雨浸透対策

表 4.2.3-9 平均動水勾配の結果 (No. 14~No. 16)

検討断面	完成時			現況			判定
	H (m)	D (m)	平均動水勾配 H/D	H (m)	D (m)	【照査基準】 平均動水勾配 H/D	
No. 14	3.69	46.06	0.08	3.95	37.82	0.10	OK
No. 15	3.69	45.00	0.08	3.85	35.98	0.11	OK
No. 16	3.69	44.41	0.08	3.93	35.68	0.11	OK

表 4.2.3-10 レーンの加重クリープ比の結果 (No. 14~No. 16)

検討断面	浸透路長		水位差			レーンの加重 クリープ比C	【照査基準】	判定
	L_1 (m)	L_2 (m)	H_1 (OP+m)	H_2 (OP+m)	ΔH (OP+m)			
No. 14	27.92	18.14	6.96	3.27	3.69	9.20	6.0	OK
No. 15	23.65	21.35	6.97	3.28	3.69	8.34	6.0	OK
No. 16	27.97	16.44	6.98	3.29	3.69	9.06	6.0	OK

4) 地質的な遷移層の端部 (No. 23~No. 24) の影響評価 (完成時 2)

図 4.2.3-14 に水位評価点 (図中の赤枠範囲における赤色●印) の位置を示し、図 4.2.3-15 に水位の変化を示し、表 4.2.3-11 に水位の照査結果を示す。施工前の現況と施工後の完成時の水位を比較した結果、現況の方が完成時より水位が高くなり、照査基準を満足する。

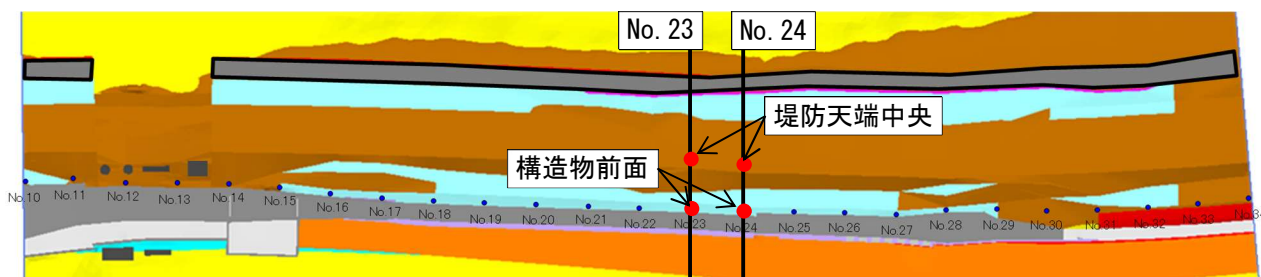
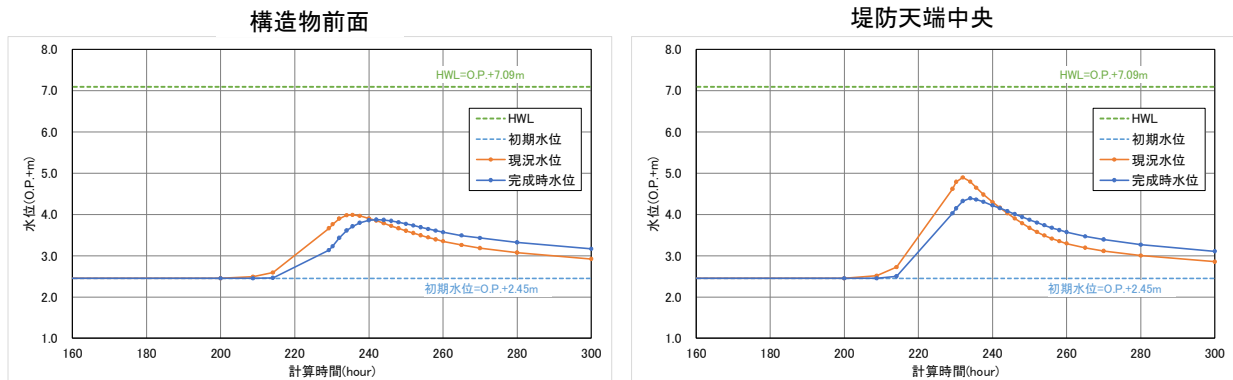
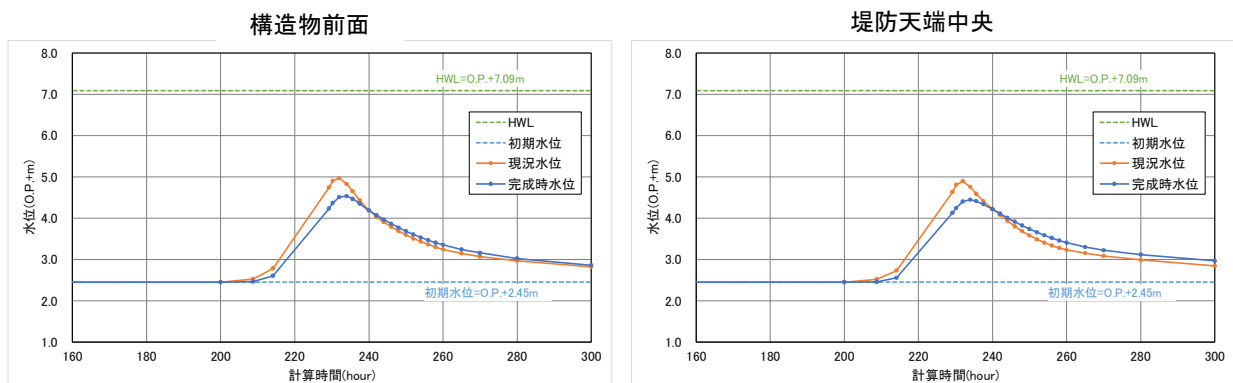


図 4.2.3-14 水位評価点 (地質的な遷移層の端部)



No. 23



No. 24

図 4.2.3-15 水位の変化 (No. 23～No. 24)

表 4.2.3-11 水位の結果 (No. 23～No. 24)

検討断面	道路構造物前面 (河川側)		判定	堤防天端中央		判定
	完成時における堤体内水位の標高値 (m)	【照査基準】 現況における堤体内水位の標高値 (m)		完成時における堤体内水位の標高値 (m)	【照査基準】 現況における堤体内水位の標高値 (m)	
No. 23	3.87	3.99	OK	4.39	4.90	OK
No. 24	3.90	4.03	OK	4.45	4.90	OK

図 4.2.3-16 に完成時における As 層内の流速ベクトルの平面分布を示す。遷移層による砂質土層と粘性土層のギャップがみられる箇所においては、上位の砂質土層内の地下水位は連続的に変化しており、局所的な変化は見られない。また、As 層内の最大流速は $8.68 \times 10^{-6} \text{m/s}$ であり、2 期技術検討書の P.4-22 の中で記載される一般的な砂質土の限界流速の範囲 $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{m/s}$ に比べ小さい値となる。

次に、図 4.2.3-17 に No.23 断面における完成時の流速ベクトルの断面分布を示す。As 層内を川裏側に向かって流れる地下水は、固結改良部付近で上昇する流れに変化し、固結改良部の上端に達した後は再び川裏側の砕石置換に向かう流れとなる。

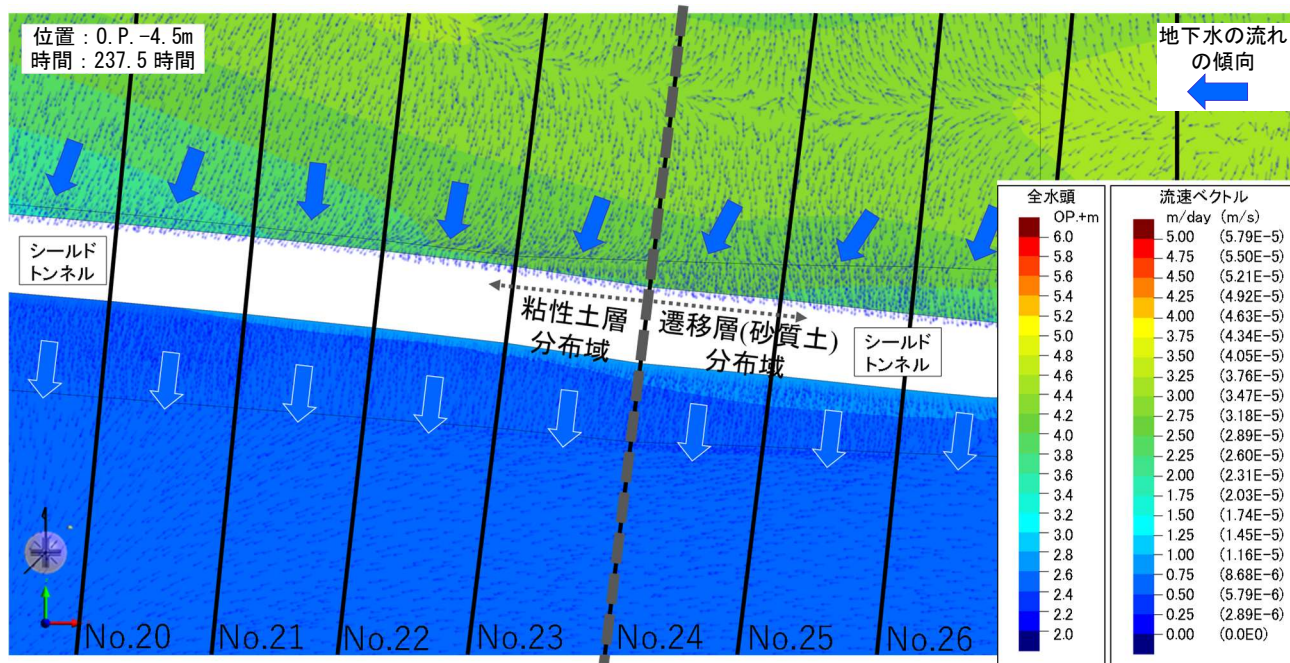


図 4.2.3-16 地質的な遷移層の端部の流速ベクトル平面分布（完成時）

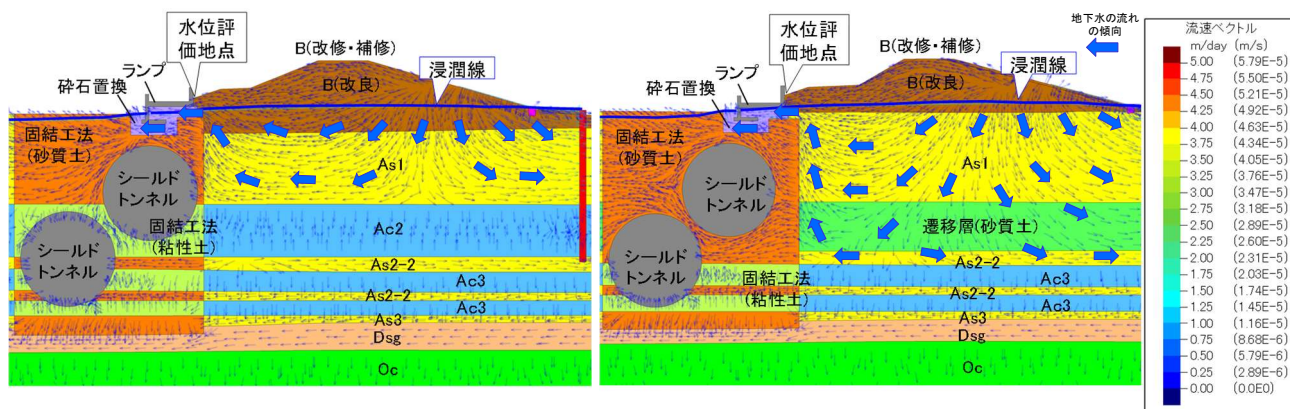


図 4.2.3-17 No. 23~No.24 断面の流速ベクトル断面分布（完成時）

つぎに、パイピングに対する安全性を照査するために、動水勾配の評価を実施する。図 4.2.3-18 に No.23 断面における局所動水勾配の断面分布を示し、表 4.2.3-12 に局所動水勾配の評価結果を示す。完成時には評価地点が不飽和状態であるため評価地点が無く、パイピングは発生しない。また、表 4.2.3-13 に平均動水勾配を示し、表 4.2.3-14 にレーンの加重クリープ比を示す。いずれも照査基準を満足するためパイピング破壊が生じることはない。

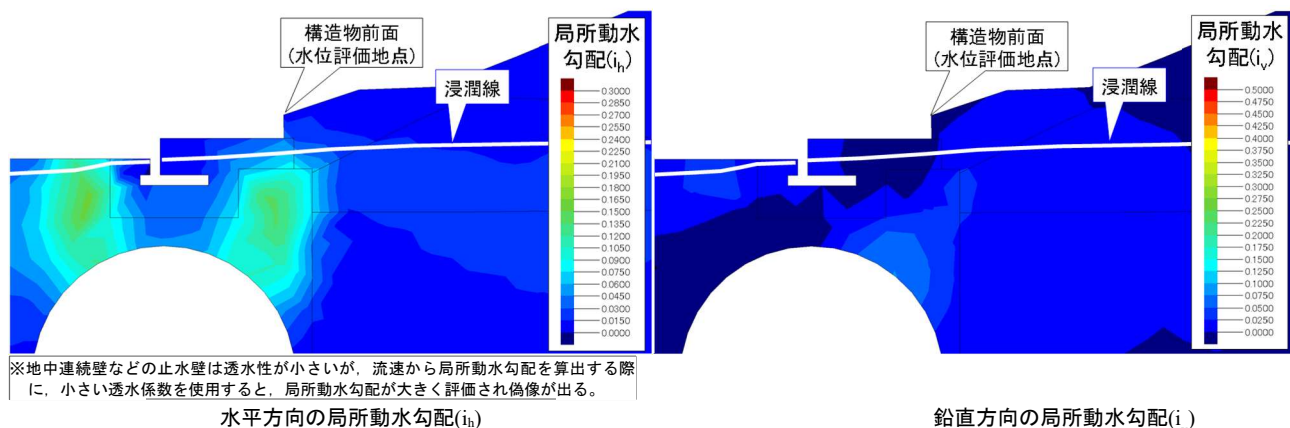


図 4.2.3-18 No. 23 断面の局所動水勾配断面分布（完成時）

表 4.2.3-12 局所動水勾配の結果 (No. 23～No. 24)

検討断面	浸潤面対策		評価位置	局所動水勾配（最大値）水平 i_h			局所動水勾配（最大値）鉛直 i_v			判定
	川裏	川表		完成時	【照査基準】		完成時	【照査基準】		
					現況	赤井の式ほか		現況	赤井の式ほか	
No. 23	一※	－	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.21	－	0.3	0.15	－	0.5	OK
No. 24	一※	－	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.17	－	0.3	0.10	－	0.5	OK

※川裏の降雨浸透対策

表 4.2.3-13 平均動水勾配の結果 (No. 23～No. 24)

検討断面	完成時			現況			判定
	H (m)	D (m)	平均動水勾配 H/D	H (m)	D (m)	【照査基準】 平均動水勾配 H/D	
No. 23	3.69	43.28	0.09	3.83	35.18	0.11	OK
No. 24	3.69	44.00	0.08	3.75	42.50	0.09	OK

表 4.2.3-14 レーンの加重クリープ比 (No. 23～No. 24)

検討断面	浸透路長		水位差			レーンの加重 クリープ比C	【照査基準】	判定
	L_1 (m)	L_2 (m)	H_1 (OP+m)	H_2 (OP+m)	ΔH (OP+m)			
No. 23	35.21	8.07	7.06	3.37	3.69	10.26	6.0	OK
No. 24	36.87	7.15	7.07	3.38	3.69	10.64	6.0	OK

5) 土留の引抜・残置の変化点 (No. 26～No. 28) の影響評価 (完成時 2)

図 4.2.3-19 に水位評価点（図中の赤枠範囲における赤色●印）の位置を示し、図 4.2.3-20 に水位の変化を示し、表 4.2.3-15

表 4.2.3-15 に水位の照査結果を示す。施工前の現況と施工後の完成時の水位を比較した結果、現況の方が完成時より水位が高くなり、照査基準を満足する。

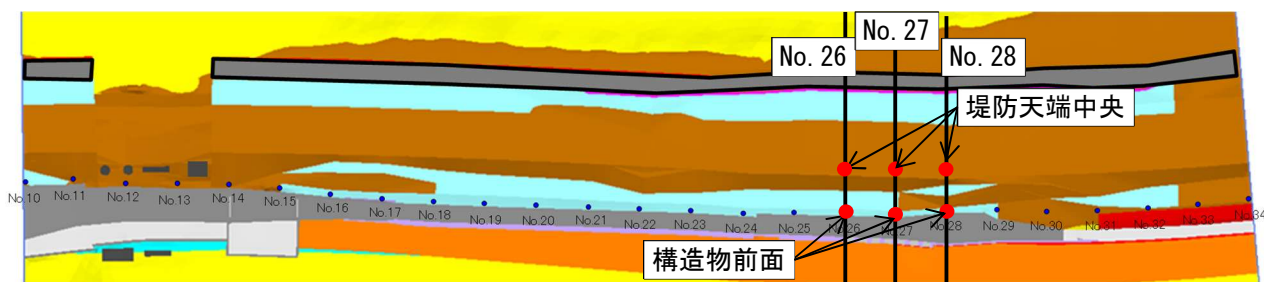


図 4.2.3-19 水位評価点(土留の引抜・残置の変化点)

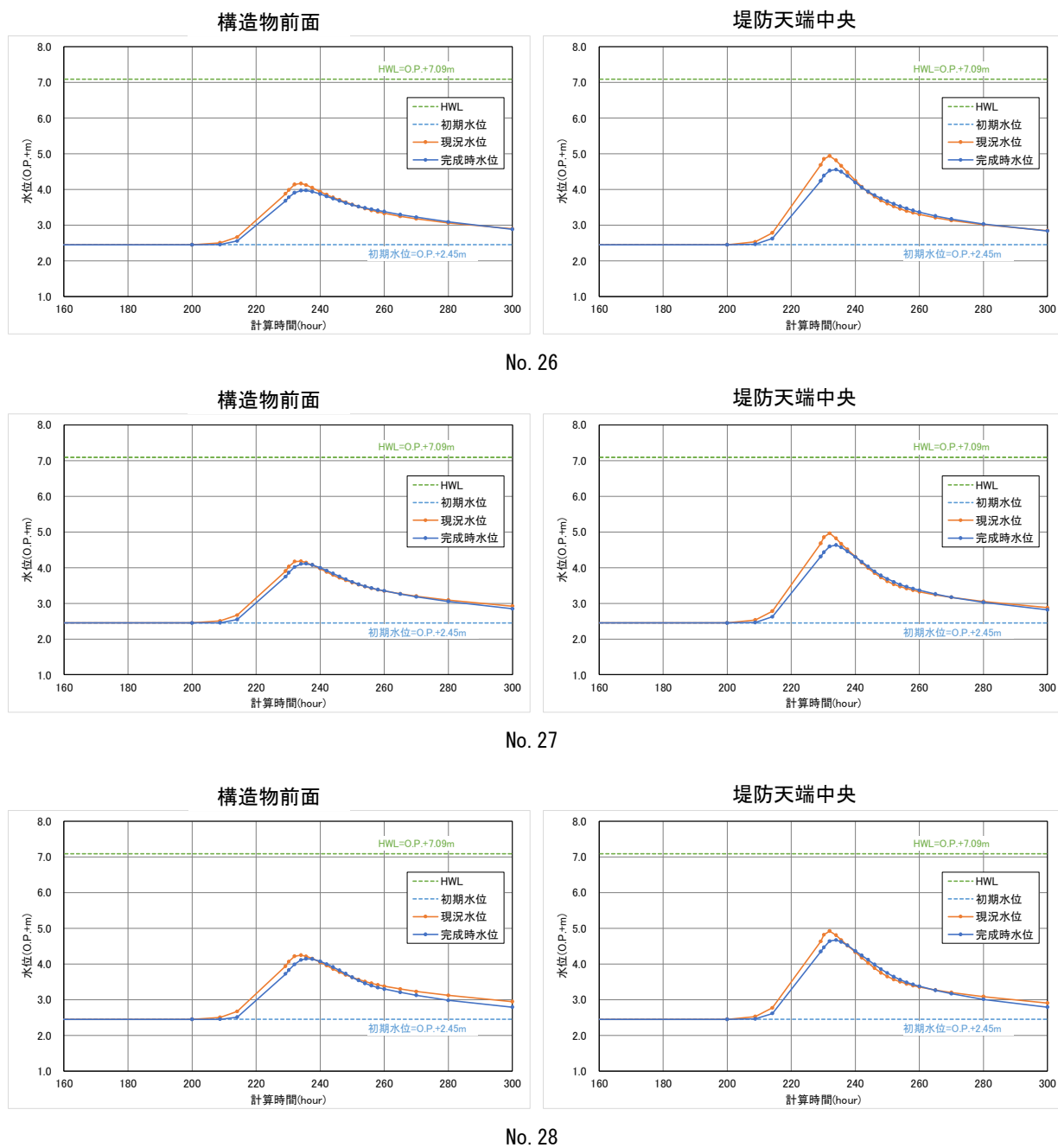


図 4.2.3-20 水位の変化 (No. 26～No. 28)

表 4.2.3-15 水位の結果 (No. 26～No. 28)

検討断面	道路構造物前面(河川側)		判定	堤防天端中央		判定
	完成時における堤体内 水位の標高値 (m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)		完成時における堤体内 水位の標高値 (m)	【照査基準】 現況における堤体内 水位の標高値 (m)	
No. 26	3.97	4.17	OK	4.56	4.94	OK
No. 27	4.11	4.18	OK	4.63	4.97	OK
No. 28	4.15	4.25	OK	4.67	4.92	OK

図 4.2.3-21 に完成時における流速ベクトルの平面分布を示す。土留めの引抜・残置の変化点付近においても、地下水が川表側から川裏側に一様に流れており、地下水の流れに偏りは見られていない。これは、碎石層と道路横断排水工によって、水が川裏側へ排出されているためと考えられる。また、As 層内の最大流速は $8.68 \times 10^{-6} \text{m/s}$ であり、2 期技術検討書の P.4-22 の中で記載される一般的な砂質土の限界流速の範囲 $10^{-3} \sim 10^{-5} \text{m/s}$ に比べ小さい値となる。

次に、図 4.2.3-22 に No.28 断面における完成時の流速ベクトルの断面分布を示す。As 層内を川裏側に向かって流れる地下水は、鋼矢板付近で上昇する流れと鋼矢板の下方向に下降する流れに分かれる。鋼矢板の上端に達した水は碎石置換内を流下する。また、鋼矢板の下端に達した水は固結工法(砂質土)内を通過する流れとなる。ただし、固結工法(砂質土)の透水係数は碎石置換の 1/50 であるため、通過する流速は小さい。

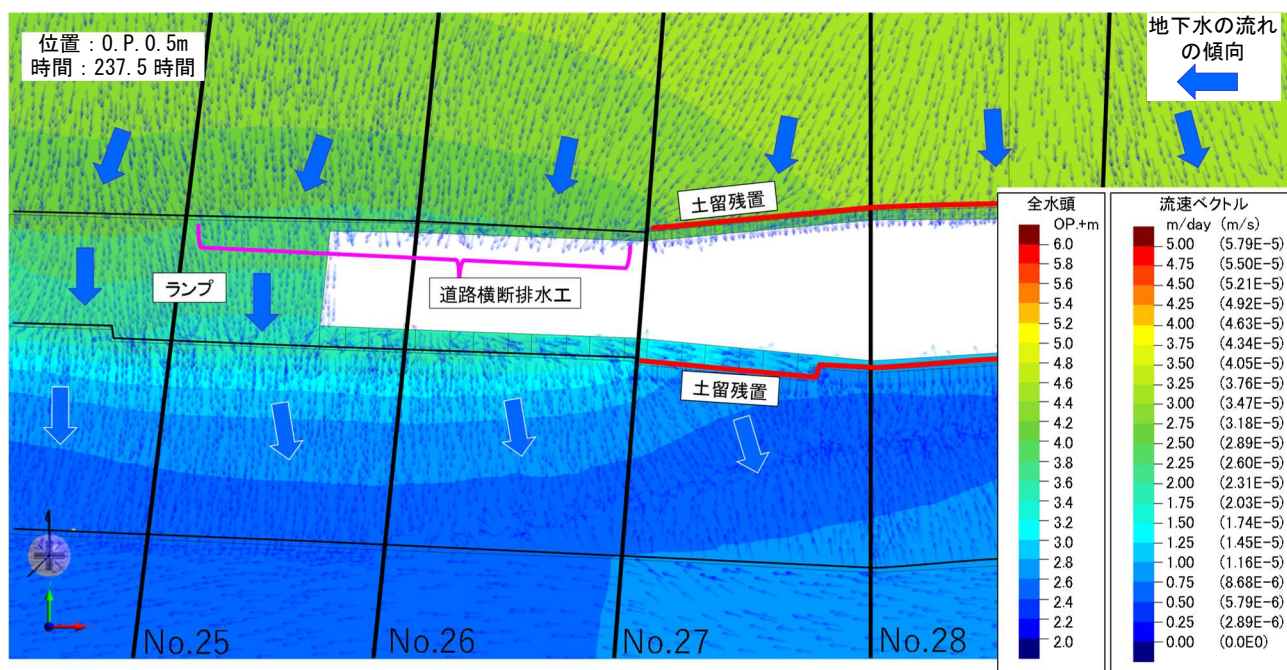


図 4.2.3-21 土留の引抜・残置の変化点流速ベクトル平面分布（完成時）

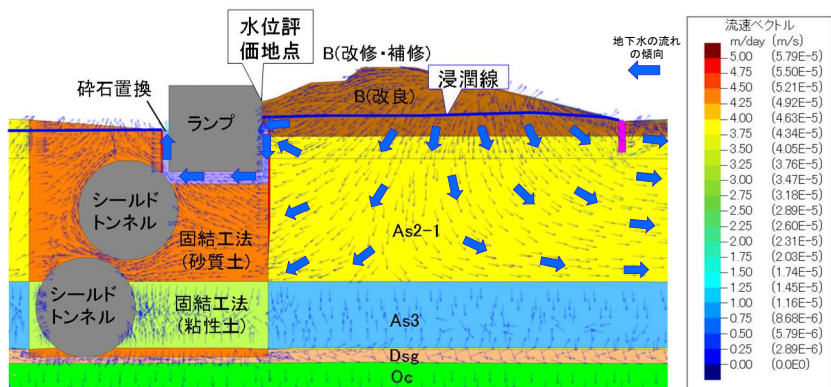


図 4.2.3-22 No. 28 断面の流速ベクトル断面分布（完成時）

つぎに、パイピングに対する安全性を照査するために、動水勾配の評価を実施する。図 4.2.3-23 に No.28 断面における局所動水勾配の断面分布を示し、表 4.2.3-16 に局所動水勾配の評価結果を示す。完成時においては評価地点が不飽和状態であるため評価地点が無く、パイピングは発生しない。また、表 4.2.3-17 に平均動水勾配を示し、表 4.2.3-18 にレーンの加重クリープ比を示す。いずれも照査基準を満足するためパイピング破壊が生じることはない。

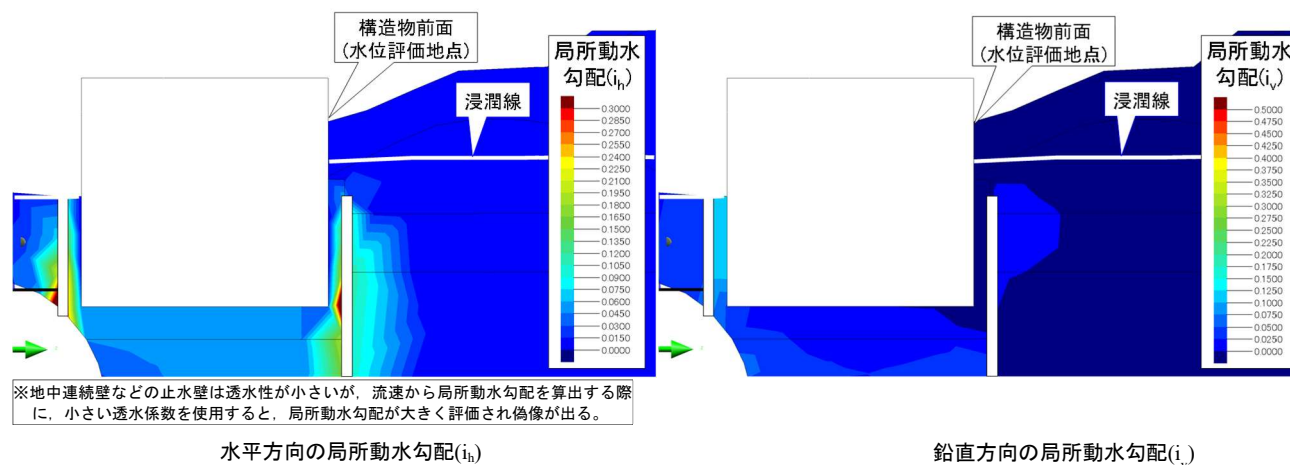


図 4.2.3-23 No. 28 断面の局所動水勾配断面分布 (完成時)

表 4.2.3-16 局所動水勾配の結果 (No. 26～No. 28)

検討断面	浸潤面対策		評価位置	局所動水勾配（最大値）水平 i_h			局所動水勾配（最大値）鉛直 i_v			判定
	川裏	川表		完成時	【照査基準】		完成時	【照査基準】		
					現況	赤井の式ほか		現況	赤井の式ほか	
No. 26	－※	－	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.00	－	0.3	0.10	－	0.5	OK
No. 27	－※	－	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.02	－	0.3	0.25	－	0.5	OK
No. 28	－※	－	堤防	評価なし	評価なし	0.3	評価なし	評価なし	0.5	OK
			構造物周辺	0.24	－	0.3	0.15	－	0.5	OK

※川裏の降雨浸透対策

表 4.2.3-17 平均動水勾配の結果 (No. 26～No. 28)

検討断面	完成時			現況			判定
	H (m)	D (m)	平均動水勾配 H/D	H (m)	D (m)	【照査基準】 平均動水勾配H/D	
No. 26	3.69	45.32	0.08	4.47	42.27	0.11	OK
No. 27	3.69	45.54	0.08	4.48	42.47	0.11	OK
No. 28	3.69	46.50	0.08	4.51	42.97	0.11	OK

表 4.2.3-18 レーンの加重クリープ比の結果 (No. 26～No. 28)

検討断面	浸透路長		水位差			レーンの加重 クリープ比C	【照査基準】	判定
	L_1 (m)	L_2 (m)	H_1 (OP+m)	H_2 (OP+m)	ΔH (OP+m)			
No. 26	36.16	9.16	7.08	3.39	3.69	10.63	6.0	OK
No. 27	36.13	9.41	7.09	3.40	3.69	10.64	6.0	OK
No. 28	33.35	13.15	7.10	3.41	3.69	10.23	6.0	OK

(7) まとめ

①立坑周辺部 (No.14～No.16), ②地質的な遷移層の端部 (No.23～No.24), ③土留の引抜・残置の変化点 (No.26～No.28) にて, 水位, 流速ベクトル, 局所動水勾配, 平均動水勾配, レーンの加重クリープ比について安全性の照査を行った。

いずれの項目についても, 基準値を満足し, 完成時の安全性が現況を上回ることから, 安全性は確保されている。

4.3 地震作用に対する安全性の照査

4.3.1 安全性照査のための基本的考え方

第2章の中で述べた被害シナリオにあるように, 延伸部区間においても2期と同様に, 完成時において大地震を含めた地震時に被害が生じることが想定される。これらの被害は地震作用に起因する被害と言える。

これらの被害想定を踏まえ, 技術検討書では地震作用に対する安全性を照査するべく, 下記に示す項目について, 河川耐震指針, 開削トンネル設計指針 (平成20年10月一部改訂 阪神高速道路株式会社), 設計基準 第3部 構造物設計 (土構造物編) 第8編 シールドトンネル (平成29年4月 阪神高速道路株式会社) に示す照査基準や照査手法に従い, 安全性の照査を行う。

項目① 地震後の道路構造物及び堤体に対する安全性

項目② 地震後の道路構造物及び堤体に関する修復性

各項目の安全性に対する安全性を評価するために, 最低1つ以上の検討を行うものとする。4.3.2 以降に各項目に対する安全性の評価の結果を示す。

4.3.2 地震後の道路構造物及び堤体の変形に対する安全性

4.3.2.1 地震後の堤防の変形（沈下）に対する安全性

(1) 照査基準

河川耐震指針に基づき、地震により堤防に変形、沈下等が生じた場合においても、その変形量が耐震性能照査上の堤防としての機能を保持できる範囲内に収まるかを照査する。

耐震性能照査上の堤防としての機能とは、「河川の流水の河川外への越流を防止する機能」であり、地震後の残留堤防高が耐震性能の照査において考慮する外水位（照査外水位）よりも高く、越流を生じないことが要求される。なお、耐震性能の照査において考慮する外水位は、原則として、平常時の最高水位とするものとする。河口部付近では、平常時の最高水位として朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮するものとし、また、地震の発生に伴い津波の遡上が予想される場合には、施設計画上の津波高についても考慮するものとする。

河川耐震指針では、プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル 2-1 地震動（L2-1）と、内陸直下型となるレベル 2-2 地震動（L2-2）の 2 つの地震動を想定する。地震の発生に伴い津波の遡上が予想されるレベル 2-1 地震動に対する照査外水位は、津波の影響を考慮し、大阪府想定の中南海トラフ地震（M8.4：施設計画上の津波）の検討結果に基づき設定する。レベル 2-2 地震動に対する照査外水位は、淀川の朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮した 14 日間 1/10 水位とする。

以上を踏まえ、地震後の堤防の変形（沈下）に対する安全性の照査基準を想定する地震動は海溝型となるレベル 2-1 地震動、内陸直下型となるレベル 2-2 地震動とし、それぞれの地震動に対して式（4.3.2-1）、式（4.3.2-2）による照査を行う。

プレート境界型の大規模な地震を想定したレベル 2-1 地震動に対する残留堤防高
＞中南海トラフ地震時の津波を想定した水位 …… 式（4.3.2-1）

内陸直下型地震を想定したレベル 2-2 地震動に対する残留堤防高
＞淀川の朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮した 14 日間 1/10 水位 …… 式（4.3.2-2）

延伸部区間に該当する道路測点 No.に対応した照査外水位を表 4.3.2-1 に示す。代表断面における耐震性能照査では、表 4.3.2-1 に示す代表断面に該当する道路測点 No.での照査外水位を用いて照査を実施するものとする。照査外水位はレベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動ともに道路測点 No.によらずほぼ同程度である。

この照査外水位は、表 4.3.2-1 に示す河川距離標ごとの照査外水位から道路測点 No.の照査外水位を把握したうえで、道路測点 No.の上下流の河川距離標における照査外水位の高い水位を設定したものである。

表 4.3.2-1 延伸部区間に該当する道路測点 No. に対応した照査外水位

道路測点No.		No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18
照査外水位 (O.P.m)	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
	L2-2	2.27	2.27	2.27	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29

道路測点No.		No.19	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28	No.29	No.30	No.31	No.32	No.33
照査外水位 (O.P.m)	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
	L2-2	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30

道路測点No.		No.34	No.35	No.36	No.37	No.38	No.39	No.40	No.41	No.42	No.43	No.44	No.45	No.46
照査外水位 (O.P.m)	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59
	L2-2	2.30	2.30	2.30	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31

道路測点No.		No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18
照査外水位 (O.P.m)	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
	L2-2	2.27	2.27	2.27	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.28	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29

道路測点No.		No.19	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28	No.29	No.30	No.31	No.32	No.33
照査外水位 (O.P.m)	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58	4.58
	L2-2	2.29	2.29	2.29	2.29	2.29	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30

道路測点No.		No.34	No.35	No.36	No.37	No.38	No.39	No.40	No.41	No.42	No.43	No.44	No.45	No.46
照査外水位 (O.P.m)	L2-1	4.58	4.58	4.58	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59	4.59
	L2-2	2.30	2.30	2.30	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31	2.31

(2) 照査手法

2 期と同様に一体構造物としての動的相互作用等を把握する必要があることから、これらの挙動が把握できる手法として動的変形解析 LIQCA を採用する。

LIQCA では Biot の 2 相混合体理論に基づき、固相の変位 u と間隙水 p を未知数として扱った u - p formulation によって場の方程式を定式化しており、有限要素法と差分法を用いてこれを空間離散化している。つりあい式の空間離散化には有限要素法、連続式の間隙水圧項の離散化には差分法を適用し、要素積分には重心位置での次数低減積分を適用する。これにより自由度数の低減と Shear locking の防止を図っている。時間離散化には Newmark の β 法を用いている。砂の構成則としては、液状化地盤に対しては非線形移動硬化則を用いた砂の繰返し弾塑性モデルを用いている。

LIQCA の解析的特徴を以下に示す。

- ・応力パラメータとして相対応力比を用いており主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
- ・硬化則として非線形移動硬化則を用いており、繰返し載荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため、地震時のようなランダムな載荷条件に対して適用性が高い。
- ・境界曲面として過圧密境界面を導入し、これにより変相応力比を決定することで、過圧密に伴うダイレイタンスー量の減少などを表現できる。
- ・一般化した流動則を用いることにより、種々の砂が有するストレスーダイレイタンスー関係を再現することができる。
- ・塑性ひずみ量に依存したせん断係数を用いることにより、せん断ひずみ 10%程度までの砂の挙動を再現することができる。

時刻歴有効応力地震応答解析に用いる地盤パラメータのうち、密度、透水係数、せん断波速度、粘着力、内部摩擦角、圧縮指数、膨潤指数は、延伸部区間における既往地質調査結果より設定する。

B 層（改修・修補、改良、運河埋立）、新規盛土層、As3 層及び Ac3 層の非線形特性は R-O モデルを適用する。この R-O モデルに適用するパラメータ（ α , r ）は、動的変形試験結果へのフィッティング等により設定する。

沖積粘性土層である Ac1 層、Ac2 層は繰返し弾塑性モデルを適用し、この弾塑性モデルに用いるパラメータは、「スーパー堤防の変形防止技術に関する研究、平成 22 年度国土交通省近畿地方整備局新技術研究開発成果報告書」に示されている西島粘土層 Ac2 層の材料パラメータを適用する。

液状化対象層である沖積砂質土層の As1 層及び As2 層の繰返し弾塑性パラメータは、当該地盤で実施された非排水三軸繰返し試験（液状化試験）結果へのフィッティングにより決定されたパラメータを用いる。沖積層下位の洪積層については弾性域内での挙動となることを想定して線形弾性体を用いる。解析パラメータの一例を表 4.3.2-2 に示す。

表 4.3.2-2 解析パラメータの一例 (No.4 完成時)

土質区分	初期 間隙比	湿潤 密度	S波速度	初期 せん断 弾性係数	ポアソン 比	初期 せん断 係数比	Lame定数		透水係数		圧密に関する パラメータ		擬似過 圧密比	せん断に関する パラメータ				
	e_0	$\rho_s(\text{t/m}^3)$	$V_s(\text{m/s})$	$G_0(\text{kPa})$	ν	G_0/σ'_m	λ	$\mu(=G_0)$	$k(\text{m/s})$	k/γ_w	λ	κ	OCR^*	c	ϕ_m	ϕ_f	M^*_m	M^*_f
B (改修・修補)	0.87	1.86	238	105358	0.333	---	---	---	---	---	---	---	---	0.0	---	33.0	---	---
B (改修・修補・液状化)	0.87	1.86	238	105358	---	4330.4	---	---	9.70E-05	9.90E-06	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	33.0	0.909	1.087
B (改良)	0.82	2.04	238	115554	0.333	---	---	---	---	---	---	---	---	0.0	---	30.2	---	---
B (改良・液状化)	0.82	2.04	238	115554	---	4749.4	---	---	9.70E-05	9.90E-06	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	30.2	0.909	0.987
B (運河埋立)	0.82	2.04	238	115554	0.333	---	---	---	---	---	---	---	---	0.0	---	32.0	---	---
B (運河埋立・液状化)	0.82	2.04	238	115554	---	4749.4	---	---	1.17E-06	1.19E-07	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	32.0	0.909	1.051
As1	0.73	1.96	160	50176	0.333	---	---	---	---	---	---	---	---	0.0	---	39.9	---	---
As1 (液状化)	0.73	1.96	160	50176	---	996.3	---	---	7.55E-05	7.70E-06	0.002	0.0003	1.0	0.0	28.0	39.9	0.909	1.332
Ac2 (上)	1.27	1.71	160	43776	---	512.7	---	---	1.00E-08	1.02E-09	0.334	0.0330	1.0	0.0	21.6	21.6	0.685	0.685
Ac2 (中)	1.17	1.74	160	44544	---	396.6	---	---	1.00E-08	1.02E-09	0.265	0.0260	1.0	0.0	20.4	20.4	0.642	0.642
Ac2 (下)	0.94	1.86	160	47616	---	375.5	---	---	1.00E-08	1.02E-09	0.265	0.0260	1.0	0.0	22.4	22.4	0.714	0.714
Ac3	0.92	1.85	237	103913	0.333	---	---	---	4.54E-10	4.64E-11	---	---	---	143.3	---	0.0	---	---
As3	0.64	1.99	237	111776	0.333	---	---	---	3.27E-04	3.34E-05	---	---	---	0.0	---	32.1	---	---
Dsg	0.64	2.04	341	237300	0.333	---	473200	237300	6.42E-04	6.55E-05	---	---	---	---	---	---	---	---

土質区分	液状化に関する パラメータ							R-Oモデルに関するパラメータ				適用モデル
								初期せん断剛性に 関するパラメータ		R-Oパラメータ		
	B^*_0	B^*_1	C_f	γ^{p*}_{ref}	γ^{E*}_{ref}	D^*_0	n	a	b	α	r	
B (改修・修補)	---	---	---	---	---	---	---	21360	0.50	0.633	1.984	R-Oモデル
B (改修・修補・液状化)	17000	170	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0	---	---	---	---	繰返し弾塑性モデル
B (改良)	---	---	---	---	---	---	---	23427	0.50	0.535	1.984	R-Oモデル
B (改良・液状化)	17000	170	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0	---	---	---	---	繰返し弾塑性モデル
B (運河埋立)	---	---	---	---	---	---	---	23427	0.50	0.563	1.984	R-Oモデル
B (運河埋立・液状化)	17000	170	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0	---	---	---	---	繰返し弾塑性モデル
As1	---	---	---	---	---	---	---	7071	0.50	3.161	1.984	R-Oモデル
As1 (液状化)	15000	150	0.0	0.002	0.01	1.0	6.0	---	---	---	---	繰返し弾塑性モデル
Ac2 (上)	1800	3	0.0	0.000	0.00	0.0	0.0	---	---	---	---	繰返し弾塑性モデル
Ac2 (中)	1850	40	10.0	0.000	0.00	0.0	0.0	---	---	---	---	繰返し弾塑性モデル
Ac2 (下)	1850	40	10.0	0.000	0.00	0.0	0.0	---	---	---	---	繰返し弾塑性モデル
Ac3	---	---	---	---	---	---	---	7960	0.50	2.920	2.056	R-Oモデル
As3	---	---	---	---	---	---	---	8217	0.50	4.298	1.984	R-Oモデル
Dsg	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	線形弾性体

(3) 照査外力

河川耐震指針では、地震動のタイプ別（レベル 2-1 地震動，レベル 2-2 地震動），地盤種別（Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種）に対して合計 6 種類の標準加速度応答スペクトルが示されている。このため，堤防に対する検討には，河川耐震指針で規定されているレベル 2-1 地震動，レベル 2-2 地震動を用いる。ただし，河川耐震指針には時刻歴の入力地震動の波形が示されていない。このため，入力地震動は，「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 29 年 11 月」（以下，道路橋示方書耐震編という）に示される時刻歴波形を用いる。

道路橋示方書耐震編のレベル 2 地震動の時刻歴波形は，地震動のタイプ別（レベル 2-1 地震動，レベル 2-2 地震動），地盤種別（Ⅰ種，Ⅱ種，Ⅲ種）に対して，位相の異なる 3 波形の合計 18 波形が規定されている。これら波形は，地表面での波形として定義されていることから，本検討では良好な洪積地盤及び岩盤上の入力地震動に対応するⅠ種地盤の波形を用いる。地震後の堤防変形量に与える影響を考慮して，レベル 2-1 地震動に対する解析に用いる地震動は，Ⅰ種地盤波形の 3 波の中で，主要動の継続時間が最も長い波形を選定し，レベル 2-2 地震動に対する解析に用いる地震動は最大加速度が最も大きい波形を選定する。図 4.3.2-1 及び図 4.3.2-2 に示すように以下の 2 波形を選定する。

＜レベル 2-1 地震動に対する解析に用いる地震動＞

- ・Ⅰ種地盤波形の 3 波の中で，主要動の継続時間が最も長い波形として呼び名「Ⅰ-I-3」を選定

＜レベル 2-2 地震動に対する解析に用いる地震動＞

- ・最大加速度が最も大きい波形として呼び名「Ⅱ-I-1」を選定

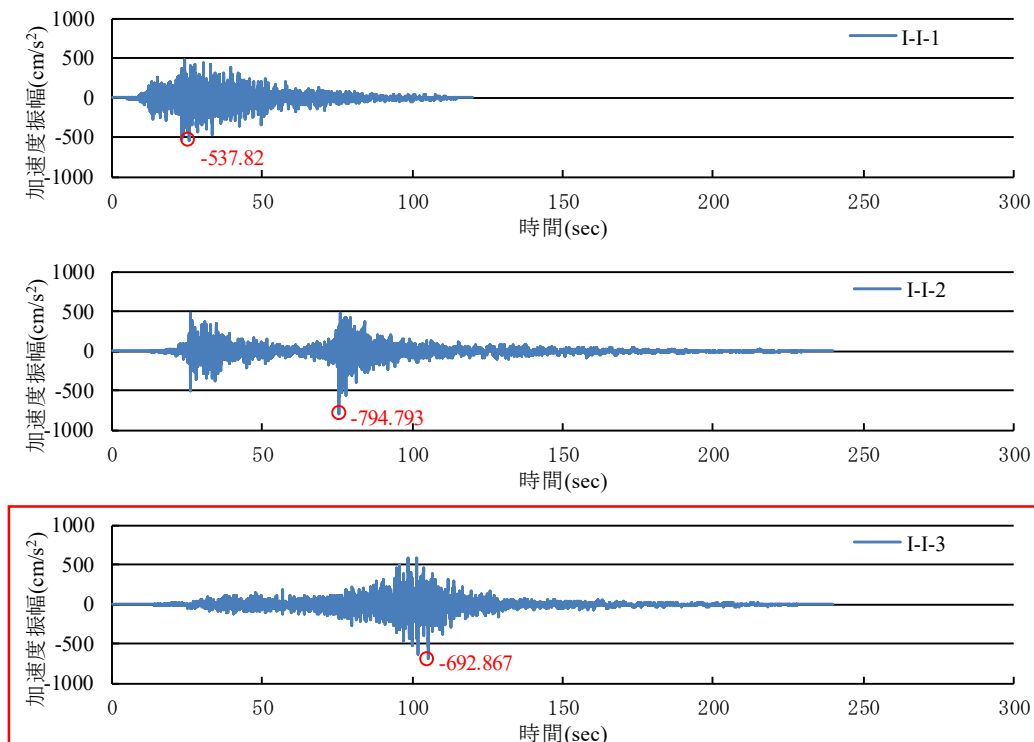


図 4.3.2-1 レベル 2-1 地震動 I 種地盤の入力地震波形
(出典：道路橋示方書耐震編, p. 77 (平成 29 年 11 月))

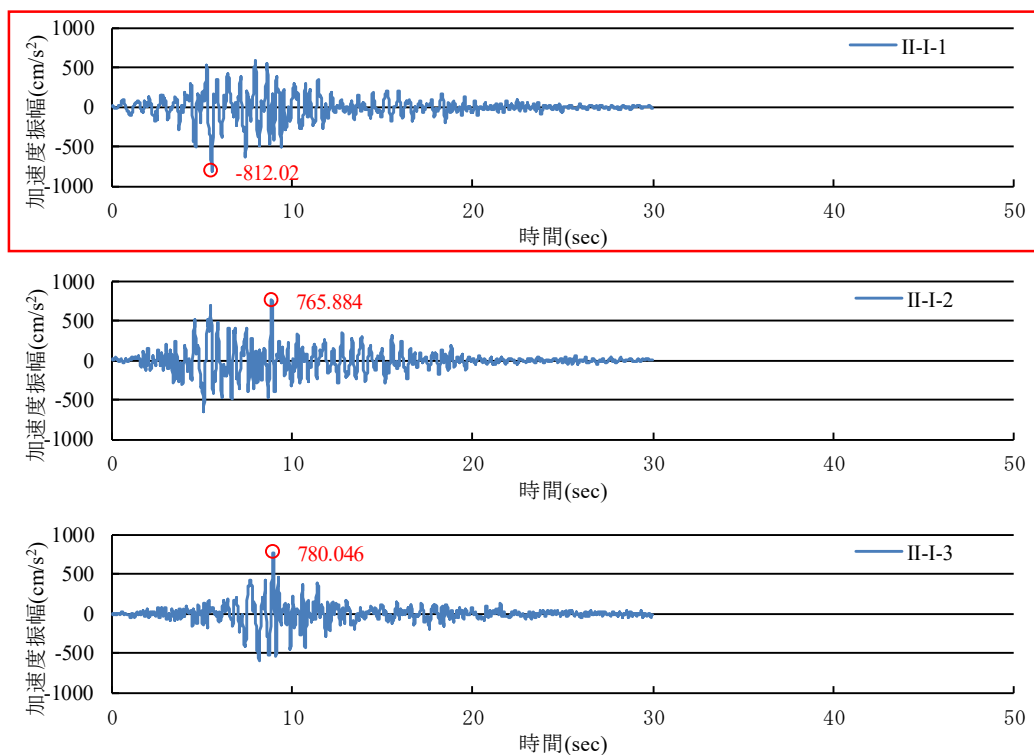


図 4.3.2-2 レベル 2-2 地震動 I 種地盤の入力地震波形
(出典：道路橋示方書耐震編, p. 78 (平成 29 年 11 月))

(4) 対象断面の設定

延伸部区間においては、本線の道路構造が道路構造物から立坑、シールドトンネルに変わり、ランプが合流する。また、土留め壁についても、鋼矢板や地中連続壁など複数の種類があり、撤去または残置など条件が異なる。以上の条件に加え、地層の変化も考慮した上で、区間を細分した。

解析の検討断面については、2期における解析断面の選定方法と同じ考え方のもと、①増加荷重、②液状化層厚の2つの指標から解析検討断面を決定する。

地震時応答解析では、液状化層が液状化した際の堤防の挙動を求めることを目的としている。沈下量の大きさは対象となる液状化層の厚みに比例するため、液状化層厚が大きいほど堤防の安全性を低下させるにしたがって、液状化層厚が最も大きい断面を選定することとする。つぎに、増加荷重については、地震時挙動では慣性力が地震外力として作用することから、慣性力の大きいものが堤防に悪影響を及ぼすと考えられる。慣性力とは質量に応答加速度を乗じることで求められる外力であることから、増加荷重が大きくなるほど堤防の安定性を低下させることになる。以上より、増加荷重が最も大きい断面で解析検証を行う必要があり、現況からの増加荷重に着目して整理することとする。

さらに、No.24～No.28は1.5に示すように、粘性土層から砂質土層に変わる遷移層で、ボーリング調査が実施されていないため、砂質土層または粘性土層と想定した場合の検討を実施する。さらに、No.4～No.22で想定されている矢板についても、堤防の安定性に大きく左右される条件であるため、矢板の有無の両方の条件を想定した検討を実施する。

また、延伸部区間については、沈下対策や液状化対策として固結工法が検討されている。液状化対策は安定性の向上に大きく寄与するため、当初は液状化対策なしで検討を実施する。その結果、所定の基準を満たさない場合には、道路構造物で最低限必要な範囲及び最低限の液状化範囲を検討し、基準を満たす対策になるように順次、対策範囲を拡大させる等の検討を進めることとする。

さらに、施工時には掘削範囲が深い方が、堤防の安定性を低くなることから、掘削深さも考慮することとする。

上記の条件を考慮した選定結果を図 4.3.2-3 に示す。また、解析モデル図の一例を図 4.3.2-4 に示す。

モデルの下端は、シナリオ地震動作成時に設定された耐震設計上の基盤面までとする。なお、耐震設計上の基盤面は、Zone1（道路測点 No.4～No.14）では Dsg 層上面に、Zone2（No.15～No.46）では $V_s > 500\text{m/s}$ の層の上面に設定されている。さらに Zone2 は、 $V_s > 500\text{m/s}$ の層の出現深度が O.P.-238.7m の区間と O.P.-138.7m の区間に分かれており、道路測点 No.15～No.34 が O.P.-238.7m 区間、No.35～No.46 が O.P.-138.7m 区間となる。以上を整理して、測点ごとのモデル下端位置を表 4.3.2-3 に示す。

表 4.3.2-3 モデル下端位置

パターン	道路測点 No.	モデル下端位置
Zone1	No.4～No.14	Dsg 層上面
Zone2	No.15～No.34	O.P.-238.7m
	No.35～No.46	O.P.-138.7m

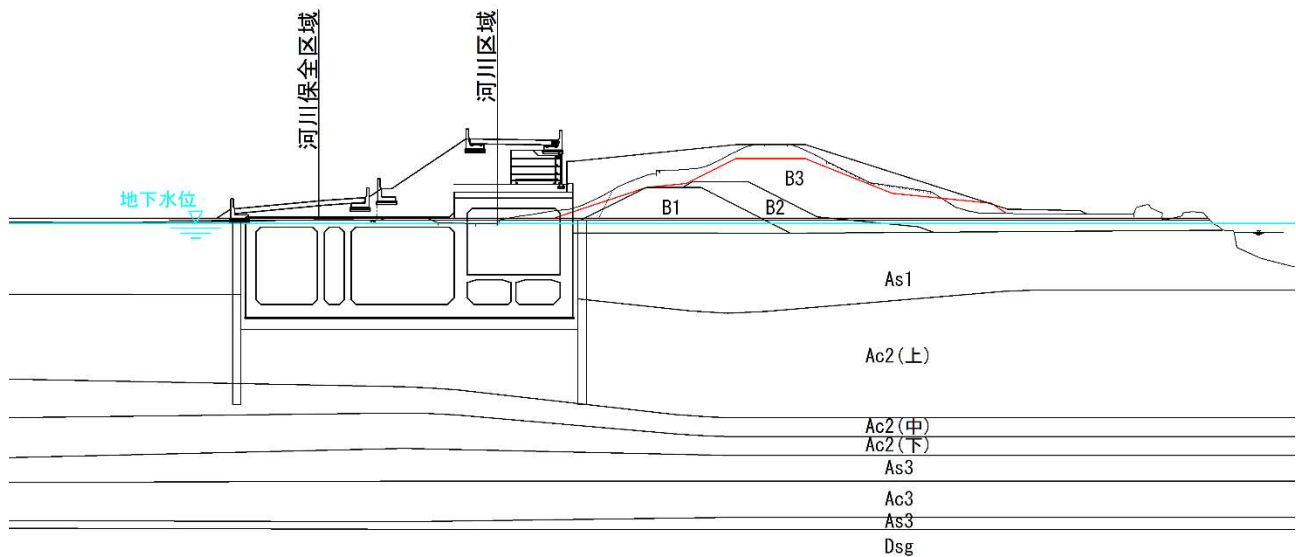


図 4.3.2-4 解析モデル図の一例（No.4 完成時）

(5) 照査結果

各断面における地震後の堤防の変形（沈下）に対する安全性の照査結果一覧を表 4.3.2-4 に示す。いずれの断面においても、レベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動に対して沈下後残留堤防高は照査外水位よりも高くなり、河川堤防は完成時において耐震性能を満足することが確認できた。

表 4.3.2-4 地震後の堤防の変形（沈下）に対する安全性の照査結果一覧（完成時）

解析断面	完成堤防高 (O.P.m)	レベル2-1地震動							レベル2-2地震動						
		堤防天端沈下量 (m)				堤防残留高 (O.P.m)	照査外水位 (O.P.m)	判定	堤防天端沈下量 (m)				堤防残留高 (O.P.m)	照査外水位 (O.P.m)	判定
		川裏	中央	川表	平均値				川裏	中央	川表	平均値			
No.4	10.421	1.727	1.518	1.358	1.534	8.887	4.58	OK	0.352	0.302	0.281	0.312	10.109	2.27	OK
No.4 (矢板考慮)	10.421	1.633	1.416	1.250	1.433	8.988	4.58	OK	0.315	0.290	0.269	0.291	10.130	2.27	OK
No.14	10.560	1.626	1.548	1.480	1.551	9.009	4.58	OK	0.342	0.342	0.336	0.340	10.220	2.29	OK
No.15	10.570	0.600	0.718	0.795	0.704	9.866	4.58	OK	0.172	0.213	0.235	0.207	10.363	2.29	OK
No.22	10.646	1.200	1.224	1.231	1.218	9.428	4.58	OK	0.288	0.302	0.305	0.298	10.348	2.29	OK
No.26 (砂質土地盤)	10.683	1.918	1.845	1.788	1.850	8.833	4.58	OK	0.268	0.276	0.280	0.275	10.408	2.30	OK
No.26 (粘性土地盤)	10.683	1.270	1.208	1.153	1.210	9.473	4.58	OK	0.224	0.231	0.232	0.229	10.454	2.30	OK
No.27 (砂質土地盤)	10.691	1.639	1.597	1.580	1.605	9.086	4.58	OK	0.242	0.251	0.255	0.249	10.442	2.30	OK
No.27 (粘性土地盤)	10.691	1.036	1.024	1.010	1.023	9.668	4.58	OK	0.190	0.200	0.205	0.198	10.493	2.30	OK
No.30	10.715	1.578	1.624	1.654	1.619	9.096	4.58	OK	0.229	0.243	0.259	0.244	10.471	2.30	OK
No.35	10.755	2.084	2.139	2.172	2.132	8.623	4.58	OK	0.427	0.455	0.475	0.452	10.303	2.30	OK
No.36	10.764	2.105	2.169	2.199	2.158	8.606	4.59	OK	0.417	0.442	0.456	0.438	10.326	2.30	OK

◆総括

本照査では、道路橋示方書耐震編に記載されている L2-1 地震動，L2-2 地震動に対して照査を実施した。その結果、いずれの地震動においても、残留堤防高が照査外水位を上回る結果となったため、越流防止機能を確保していると考えられる。

4.3.2.2 レベル2地震の横断方向の作用に対する道路構造物の構造部材の安全性

(1) 照査基準

レベル2地震後に道路構造物の損傷状態が修復できる程度の限定的なものに収まっているかを、開削トンネルは開削トンネル指針、シールドトンネルはシールドトンネル設計マニュアルに基づき照査を行う。照査内容は部材の応答塑性率、せん断耐力は、式(4.3.2-3)、式(4.3.2-4)により照査を行う。開削トンネルは層間回転角として式(4.3.2-5)により照査を行う。

地震時の部材の最大曲率応答塑性率 $\mu_{\phi R}$	$<$ 許容曲率塑性率 $\mu_{\phi a}$	…	式(4.3.2-3)
地震時に発生するせん断力		…	式(4.3.2-4)
地震時における層間回転角		…	式(4.3.2-5)

なお、開削トンネル中壁の損傷モードは曲げ破壊先行型になること、隅角部には補強鉄筋を配筋するものとする。

(2) 照査手法

開削トンネルでは道路ボックスの地震応答解析手法として、開削トンネル指針に示す応答震度法により算出する。シールドトンネルではシールドトンネル設計マニュアルに示す応答変位法により算出する。

(3) 照査外力

レベル2地震動に加えて地域特性等を考慮して作成されたシナリオ地震動に対して1次元地盤応答解析を実施した結果、構造物の応答に与える影響が最も大きいと考えられるシナリオ地震動を対象とする。シナリオ地震動は開削トンネル指針に示す、プレート境界型地震動である南海・東南海地震の断層モデルにより作成された基盤面での加速度波形(図4.3.3-3)と、上町断層の破壊シナリオを反映して作成されたシナリオ地震動(図4.3.3-4)とする。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の部材の安全性を照査する断面は、U型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなるNo.27断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。シールドトンネル区間ではNo.46が縦断的に最も深くなるため、対象断面とする。

(5) 照査結果

解析の結果、最も大きな応答が発生したシナリオ地震動を入力した結果について、U型擁壁区間を図4.3.2-5、図4.3.2-6に、シールドトンネル区間を表4.3.2-5に示すとともに、解析結果の概要について以下にまとめる。

- ①部材の最大曲率応答塑性率 $\mu_{\phi R}$ は許容曲率塑性率 $\mu_{\phi a}$ を満足することから、曲げ損傷に対する安全性が確保できていることを確認した。
- ②発生せん断力がせん断耐力を超過することがないことから、せん断破壊に対する安全性が確保できていることを確認した。
- ③隅角部において、必要な補強鉄筋を配筋することにより隅角部に生じる引張応力に対する安全性を確保できていることを確認した。

表 4.3.2-5 シールドトンネルにおけるシナリオ地震動の照査結果

本体 正 曲 げ	発生曲げモーメント	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	1693.8
	発生曲率	$\phi(1/\text{m})$	0.0289
	降伏曲率	$\phi_y(1/\text{m})$	0.00617
	終局曲率	$\phi_u(1/\text{m})$	0.03625
	安全率	α	1.0
	曲率塑性率	$\mu_{\phi R} = \phi / \phi_y$	4.687
	許容曲率塑性率	$\mu_{\phi a} = 1 + (\phi_u - \phi_y) / (\alpha \cdot \phi_y)$	5.88
	塑性率の照査	$\mu_{\phi R} \leq \mu_{\phi a}$	$4.687 \leq 5.88$ O.K.
本体 負 曲 げ	発生曲げモーメント	$M(\text{kN}\cdot\text{m})$	-1651.6
	発生曲率	$\phi(1/\text{m})$	-0.0226
	降伏曲率	$\phi_y(1/\text{m})$	-0.00658
	終局曲率	$\phi_u(1/\text{m})$	-0.03652
	安全率	α	1.0
	曲率塑性率	$\mu_{\phi R} = \phi / \phi_y$	3.434
	許容曲率塑性率	$\mu_{\phi a} = 1 + (\phi_u - \phi_y) / (\alpha \cdot \phi_y)$	5.55
	塑性率の照査	$\mu_{\phi R} \leq \mu_{\phi a}$	$3.434 \leq 5.55$ O.K.
本体 せん 断	材料係数(コンクリート)	γ_c	1.3
	材料係数(鉄筋)	γ_s	1.0
	部材係数(コンクリート)	γ_{b1}	1.3
	部材係数(鉄筋)	γ_{b2}	1.1
	設計せん断力	$S_R(\text{kN})$	1005.0
	純曲げ耐力	$M_u(\text{kNm})$	681.8
	設計軸方向圧縮力	$N'd(\text{kN})$	6977.3
	部材腹部の幅	$bw(\text{m})$	1.800
	部材の高さ	$H(\text{m})$	0.550
	有効高さ	$d(\text{m})$	0.465
	$z=d/1.15$	$z(\text{m})$	0.404
	引張側鉄筋断面積	$A_s(\text{cm}^2)$	38.71
	せん断補強鉄筋の配置区間	$S_s(\text{m})$	0.220
	区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積	$A_w(\text{cm}^2)$	5.068
	せん断補強鋼材を用いない耐力	$V_{cd}(\text{kN})$	802.8
	せん断補強鋼材により受け持たれる耐力	$V_{sd}(\text{kN})$	292.1
	設計せん断耐力 $V_{cd}+V_{sd}$	$V_{yd}(\text{kN})$	1094.9
	安全性照査 $V_d/V_{yd} \leq 1.0$		0.918 O.K.

これらの結果、対象とする道路構造物は設計した部材寸法、配筋に対して必要な耐力を有していることがわかる。

次に、当該断面における耐震設計の結果と常時設計の結果との比較について述べる。つまり、耐震設計が常時設計により定まった構造諸元に与える影響について述べるものである。図 4.3.2-5～図 4.3.2-6 の中に示すように、部材厚についてはいずれの部材でも厚さが変わることはない。また、主鉄筋についても部材厚と同様に、いずれの部材においても主鉄筋のランクアップ対応は行う必要がない。一方で、スターラップについては、スターラップの配置間隔を増やすなど鉄筋量を増やす対策が必要となる。このことから、L2 地震のような大地震に対する耐震設計を実施しても、部材厚が変わるような大幅な構造諸元の変更や、スターラップの配筋量は若干増えたものの主鉄筋のランクアップといった大きな構造諸元の変更は生じない。

延伸部区間では詳細設計時に本検討と同様の耐震設計を実施する。前述のように延伸部区間での地震応答が 2 期に比べてとりわけ大きな応答を生じることがないことから、詳細設計時における耐震設計により、大きな構造諸元の変更を伴わずとも安全を確保できる道路構造物構造を成立させることができると考える。

◆総括

上述のようにレベル 2 地震動に加えて地域の特性等を考慮して作成されたシナリオ地震動に対して 1 次元地盤応答解析を実施した結果、構造物の応答に与える影響が最も大きいと考えられるシナリオ地震動を対象とする。シナリオ地震動はなお、詳細設計時には開削トンネル指針、シールドトンネル設計マニュアルに基づく横断方向の地震時応答解析を構造断面毎に行うものであり、その安全性の照査はより緻密に行うものとなる。

4.3.2.3 レベル 2 地震の縦断方向の作用に対する道路構造物の構造部材の安全性

(1) 照査基準

レベル 2 地震後に道路構造物の損傷状態が修復できる程度の限定的なものに収まっているかを照査する。照査は躯体を構成する部材の断面力照査とし、開削トンネル指針やシールドトンネル設計マニュアル、コンクリート標準示方書(土木学会、令和 4 年)に示す許容応力度法に基づく照査として、式(4.3.2-6)、式(4.3.2-7)により照査を行う。また、構造継手部からの土砂流入等を防止できるかどうかという観点での構造継手部照査として、構造継手の目開き量、せん断力照査を式(4.3.2-8)、式(4.3.2-9)により行う。

構造部材の縦断方向の軸圧縮力

＜部材の設計基準強度から算出される圧縮強度／材料係数 … 式(4.3.2-6)

構造部材の縦断方向の軸引張力

＜部材の設計基準強度から算出される引張強度／材料係数 … 式(4.3.2-7)

構造継手の対応可能な目開き量＞地震時の地盤変状による目開き量 … 式(4.3.2-8)

構造継手部のせん耐力＞地震時の発生せん断力 … 式(4.3.2-9)

(2) 照査手法

道路構造物の地震時応答は、3 次元地震時応答解析と梁ばねモデルによる応答変位法を用いて求める。図 4.2.3-7 に示す 3 次元的地盤応答を動的応答解析により求めた後、地盤ばねを介して地震時応答を図 4.2.3-8 に示す道路構造物を梁要素でモデル化した梁ばねモデルに与えることで道路構造物に生じる地震時発生応力を求める。

(3) 照査外力

レベル 2 地震動に加えて地域の特性等を考慮して作成されたシナリオ地震動に対して 1 次元地盤応答解析を実施した結果、構造物の応答に与える影響が最も大きいと考えられるシナリオ地震動を対象とする。開削トンネル指針、シールドトンネル設計マニュアルに示す、プレート境界型地震動である南海・東南海地震の断層モデルにより作成された基盤面での加速度波形と、上町断層の破壊シナリオを反映して作成されたシナリオ地震動とする。なお、シールドトンネル区間の継手部の照査については、シールドトンネル設計マニュアルに基づき、同マニュアルに示す兵庫県南部地震における強震記録をもとに規定した内陸直下型のレベル 2 地震動を用いる。

(4) 対象区間の設定

2 期と同様に縦断方向の地震時応答が最も大きくなると想定される区間として、一次元動的応答解析により応答が大きくなる区間を把握したうえで、最も地震応答(変位)が大きくなる No.26 付近を含んだ区間とする。また、粘性土層が広く分布する区間から砂質土層が広く分布する区間に地盤条件が変化する No.24～No.28 や液状化層厚が比較的大きい No.26 以東も含んだ区間とする。なお、液状化層厚が比較的大きい区間

については、層厚の縦断的な変化が少ないため、一部区間のみを解析区間を含むこととする。さらに相対変位が大きく生じる可能性のある立坑(No.15)とランプ坑口(No.28)を含むことを考慮して、最終的な3次元地震時応答解析の範囲は8.8k～9.2k付近(No.12～No.36)の約480m区間とする。

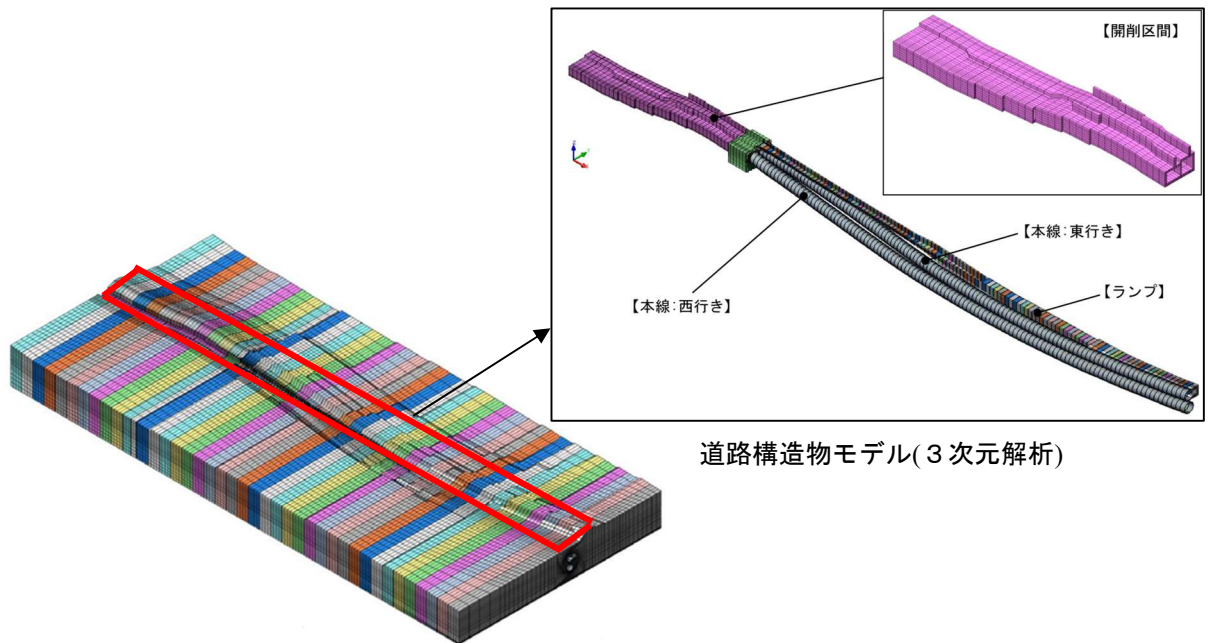


図 4.3.2-7 縦断耐震設計の解析モデル

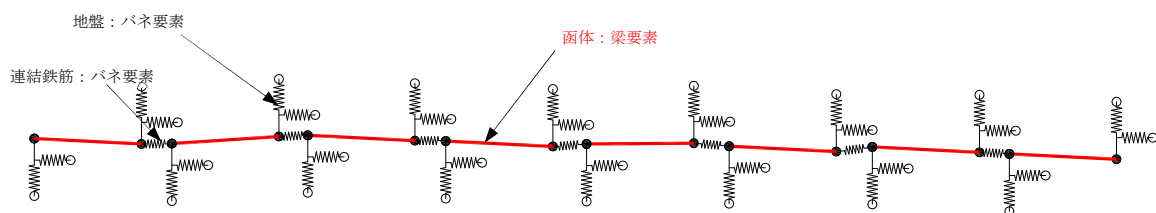
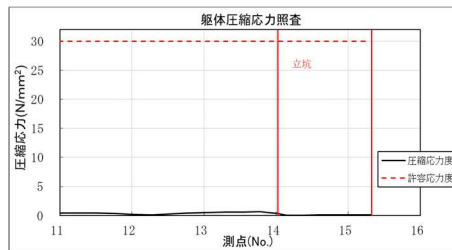


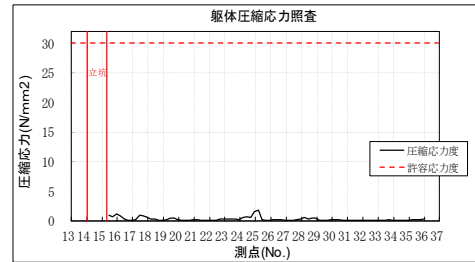
図 4.3.2-8 躯体部の解析モデル (3次元梁ばねモデル)

(5) 照査結果

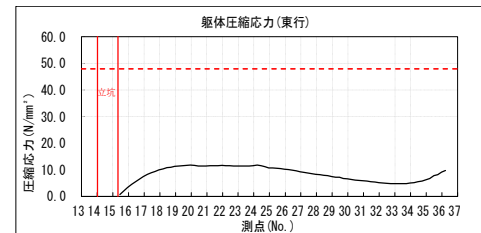
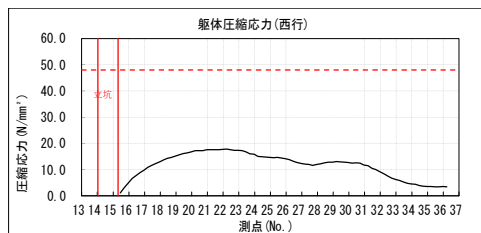
液状化対策や沈下対策等で必要となる地盤改良を考慮した解析の結果を図 4.2.3-9～図 4.2.3-12 に示す。図 4.2.3-9, 図 4.2.3-10 に示すように、道路構造物の躯体に生じる発生断面力については許容値内に収まり、十分な安全性が確保されていることを確認した。構造継手部についても、図 4.2.3-11～図 4.2.3-12 に示すようにトンネル軸方向の応答にあたる目開き量は最大で 122mm と大きな値は生じているが、変形性能が高い構造継手により対応可能な範囲内に収まっている。トンネル軸直行方向の応答にあたる発生せん断力は許容値内に収まる結果となった。



(a) 開削トンネル部

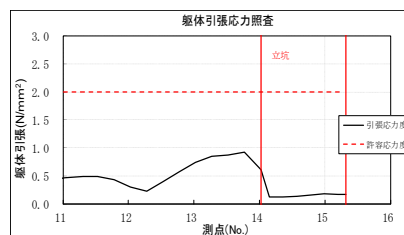


(b) ランプ部

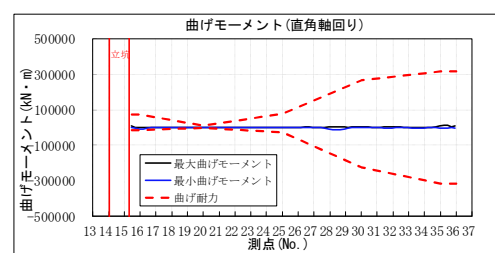
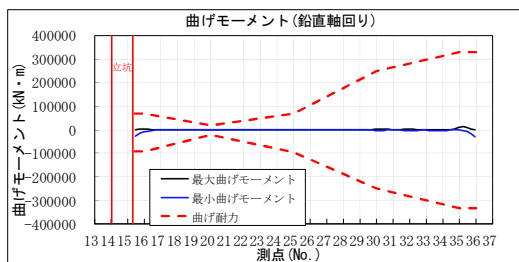


(c) シールド部

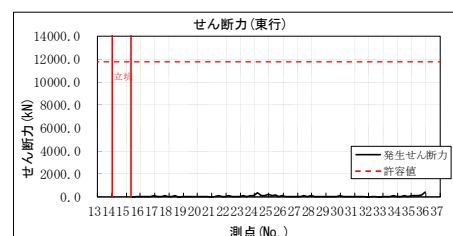
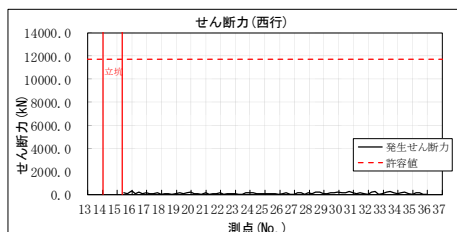
図 4.3.2-9 道路構造物に生じる圧縮応力(軸方向加振時)



(a) 開削トンネル本線部の引張応力

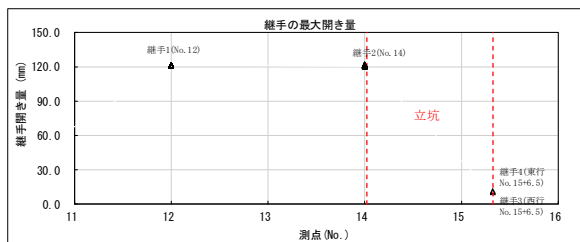


(b) ランプ部の曲げモーメント

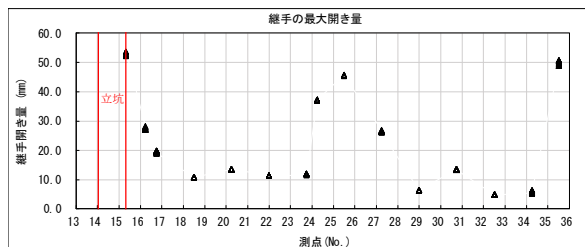


(c) シールドトンネル躯体のせん断力

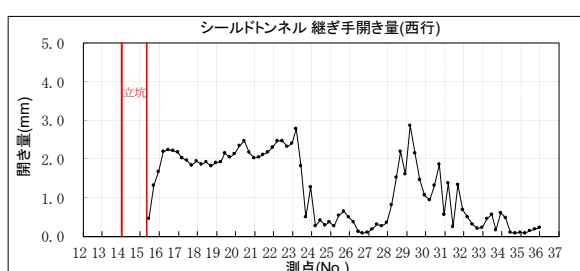
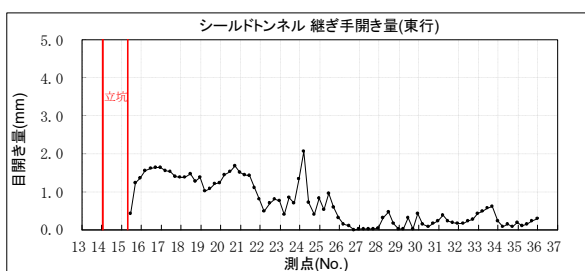
図 4.3.2-10 道路構造物に生じる引張応力, 曲げモーメント, せん断力(軸方向加振時)



(a) 開削トンネル部

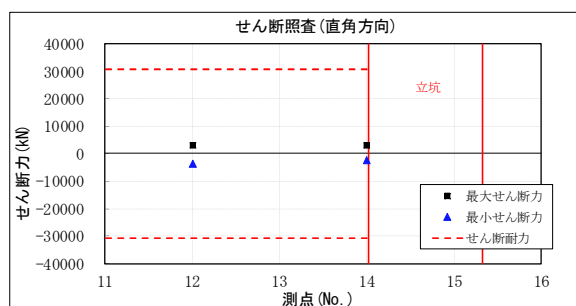


(b) ランプ部

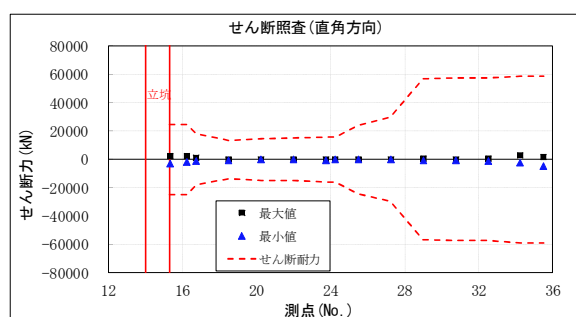


(c) シールド部

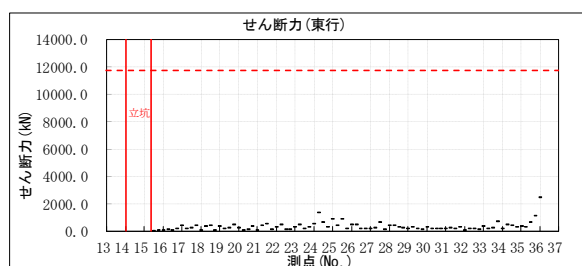
図 4.3.2-11 構造継手部の目開き量(軸方向加振時)



(a) 開削トンネル部



(b) ランプ部



(c) シールド部

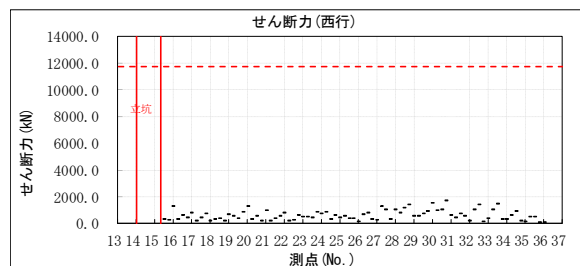


図 4.3.2-12 構造継手部のせん断力(軸方向加振時)

(6) 今後の対応方針

詳細設計の検討では、実際に構築される構造物条件を反映させた検討を実施する。この検討時において、当初見込んでいたものより大きな応答が生じた場合でも、以下に示す対応を行うことで事業計画に影響を与えない手戻りのない設計及び施工対応が可能となる。

① アンカーバーの鉄筋径のアップ【抵抗能の向上】

トンネル軸直行方向（せん断方向）の地震応答が想定より大きくなる場合は、構造目地のせん断方向の抵抗能を向上させてその変形に抵抗する対策を行う。構造目地部でのせん断力に対してはアンカーバーが受け持つため、アンカーバーの鉄筋径を大きくし、せん断力に対する抵抗能を上げることを行う。

② 構造目地間隔の見直し【発生断面力の低減】

構造目地間隔を短くすると、縦断方向の地盤変形に追従しやすくなり、地盤に構造物が抵抗しなくなり発生断面力が低減される。ただし、構造継手という躯体に比べると弱い部位が増えることから、維持管理上のリスクは増えるというデメリットを有する対策となる。

◆総括

上述の 3 次元地震時応答解析の結果からレベル 2 地震動に対する縦断方向の道路構造物の応答を確認し、道路構造物や継手部の損傷に対する安全性は確保できているものと評価する。

4.3.2.4 レベル 2 地震における水みち発生に対する安全性

(1) 照査基準

2 期において、地震時における水みち発生に対する安全性の検証が必要と判断され、数値解析による照査が実施されている。道路構造物と堤体の一体構造の地震時挙動を精緻に求めることのできる評価手法を用い、道路構造物と周辺地盤の接触面での剥離状態により水みちが生じるか否かの評価を行っている。

水みち発生の照査基準としては、道路構造物を一周するような構造物全周での剥離状態の有無により、道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性を照査する。道路構造物（ボックス、U 型擁壁及びシールド）と堤体の一体構造の地震時挙動を精緻に求めることのできる評価手法を用い、道路構造物と周辺地盤の接触面での剥離状態により水みちが生じるかを評価する。

(2) 照査手法

照査手法は、4.3.2.1 と同じ、LIQCA による動的変形解析を用いる。

(3) 照査外力

照査外力は、4.3.2.1 と同じとする。

(4) 対象断面の設定

解析対象断面は、4.3.2.1 と同じとする。

(5) 照査結果

各断面における道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性の照査結果一覧を表 4.3.2-6 に示す。

表 4.3.2-6 に示すとおり、いずれの断面も道路構造物全周にわたる剥離は発生しない結果となった。

表 4.3.2-6 道路構造物周りの水みちの発生に対する安全性の照査結果一覧（完成時）

断面		レベル2-1地震動						レベル2-2地震動					
		剥離状況					判定	剥離状況					判定
		U型擁壁およびボックス				シールド		U型擁壁およびボックス				シールド	
		左側壁横	右側壁横	頂版上	底版下			左側壁横	右側壁横	頂版上	底版下		
No.4	ボックス	一部発生	発生	一部発生	発生無し	—	OK	一部発生	一部発生	発生無し	発生無し	—	OK
No.4 (矢板考慮)	ボックス	一部発生	発生	一部発生	一部発生	—	OK	一部発生	一部発生	発生無し	発生無し	—	OK
No.14	ボックス	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	—	OK	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	—	OK
No.15	ボックス	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	—	OK	発生無し	一部発生	発生無し	発生無し	—	OK
No.22	U型擁壁	発生	一部発生	—	一部発生	—	OK	一部発生	一部発生	—	一部発生	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
No.26 (砂質土地盤)	U型擁壁	一部発生	一部発生	—	発生	—	OK	一部発生	一部発生	—	発生無し	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
No.26 (粘性土地盤)	U型擁壁	一部発生	一部発生	—	一部発生	—	OK	一部発生	一部発生	—	発生無し	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
No.27 (砂質土地盤)	U型擁壁	発生	一部発生	—	発生	—	OK	一部発生	発生	—	一部発生	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
No.27 (粘性土地盤)	U型擁壁	発生	一部発生	—	一部発生	—	OK	発生無し	発生	—	発生無し	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
No.30	ボックス	発生	発生	一部発生	発生無し	—	OK	一部発生	一部発生	一部発生	発生無し	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
No.35 (L2-1は地盤改良考慮)	ボックス	一部発生	一部発生	発生無し	一部発生	—	OK	発生無し	発生無し	発生無し	発生無し	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
No.36	ボックス	発生無し	発生無し	発生無し	発生	—	OK	発生無し	発生無し	発生無し	発生	—	OK
	シールド上	—	—	—	—	一部発生	OK	—	—	—	—	一部発生	OK
	シールド下	—	—	—	—	発生無し	OK	—	—	—	—	発生無し	OK

◆総括

本照査では、「道路橋示方書耐震編」に記載されている L2-1 地震動，L2-2 地震動に対し，地震時に道路構造物全周における水みちの発生について，照査を実施した。その結果，いずれの地震動においても，構造物の全周にわたる剥離が発生する断面は確認されなかった。このため，地震直後に水みちが形成される可能性は低いと考えられる。

4.3.3 地震後の道路構造物及び堤体に対する修復性

4.3.3.1 地震時の道路構造物の回転に対する安定性

(1) 照査基準

2 期において、偏土圧下での地盤変形（液状化）に対する道路構造物の安全性、供用性の確保の評価や、道路構造物及び堤体の修復が大規模なものとならないかどうかの評価の必要性が議論され、道路構造物の回転角（剛体回転角）による照査が行われている。

剛体回転角とは、道路構造物底版での回転角であり、この回転角が道路構造物の舗装面に設定される排水勾配 2%以内であれば早期に復旧ができると判断し、勾配 2%以内が照査基準として定められている。道路構造物の底面回転角（剛体回転角）は、式（4.3.3-1）のとおりに道路構造物の底版外面の両端部における鉛直方向の相対変位を外寸で除して求める。なお、式（4.3.3-1）中で用いた底面回転角の算定に用いる節点座標の概念図を図 4.3.3-1 に示す。

$$\begin{aligned} \text{（底面回転角）} &= |\Delta Y_A - \Delta Y_B| / L & \cdots \quad \text{式（4.3.3-1）} \\ \text{ここで、} \Delta Y_A &: \text{節点 A の鉛直変位（} = Y_{A'} - Y_A \text{）} \\ \Delta Y_B &: \text{節点 B の鉛直変位（} = Y_{B'} - Y_B \text{）} \\ L &: \text{底版の外寸長さ（} = \sqrt{(X_B - X_A)^2 + (Y_B - Y_A)^2} \text{）} \end{aligned}$$

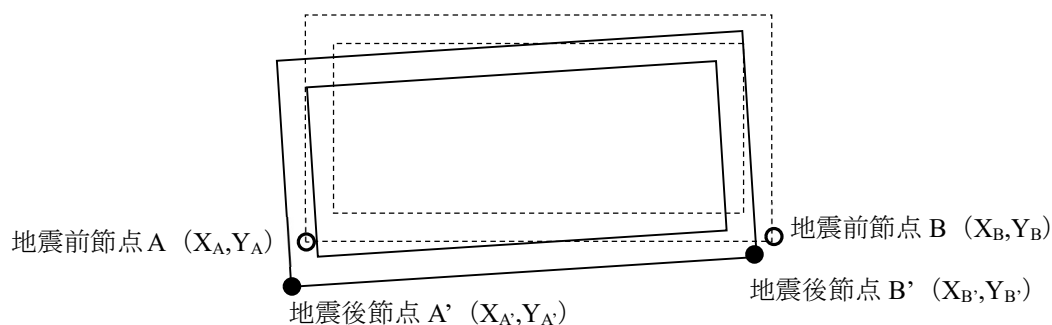


図 4.3.3-1 底面回転角の算定に用いる道路構造物の節点座標の概念図

以上より、地震後の道路構造物の回転に対する安定性の照査基準を以下に示す。

道路構造物内路面に設けられた排水勾配（2%）＞地震時の道路構造物の底面回転角

(2) 照査手法

照査手法は、4.3.2.1と同じ、LIQCAによる動的変形解析を用いる。

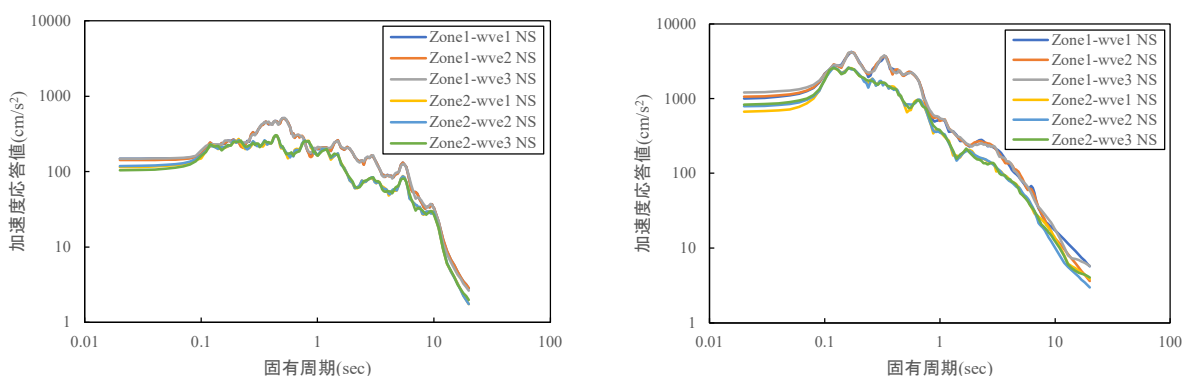
(3) 照査外力

照査外力には、堤防に対する検討で用いた河川耐震指針で規定されているレベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動に加えて、道路構造物に対する検討のために作成したシナリオ地震動の加速度時刻歴波形を入力地震動として用いる。なお、レベル 2 地震動タイプ I としては南海・東南海地震を、タイプ II としては上町断層帯の地震を想定している。

耐震設計上の基盤面は、Zone1（道路測点 No.4～No.14）では Dsg 層上面に、Zone2（No.15～No.46）では $V_s > 500\text{m/s}$ の層の上面に設定されている。耐震設計上の基盤面におけるシナリオ地震動の加速度時刻歴波形（E+F 波）は、タイプ I 及びタイプ II とともに、それぞれの Zone で 3 波×2 成分の 6 波形が作成されている。ここで、延伸部区間の一体構造物はほぼ東西方向になるため、一体構造物の直交方向に設定する解析断面は南北方向となる。このため、入力地震動には NS 成分を用いる。また、3 波の NS 成分の加速度応答スペクトルは、図 4.3.3-2 に示すとおり、Zone ごとの 3 波でほぼ同じである。このため、波形の選定においては、位相特性である主要動の継続時間もしくは最大加速度値に着目する。タイプ I のような地震動は、継続時間（主要動の継続時間）が液状化現象に影響を及ぼす要因となる。例えば、河川耐震指針堤防編では、地震動継続時間に類似する液状化に伴う流動的な変形の継続時間として、式（4.3.3-2）に示す「最大加速度発生時刻以降、地震動の加速度が 50Gal 以上を維持する時間 T_{ul} 」が用いられている。このため、同じ加速度応答スペクトルであり同程度の最大加速度であれば T_{ul} の長い地震動のほうが、液状化に伴う流動現象への影響が大きいと考えられる。

$$T_{ul} = -1144 + 602.0M - 104.5M^2 + 6.035M^3 \quad \dots \quad \text{式 (4.3.3-2)}$$

以上より、図 4.3.3-3 及び図 4.3.3-4 に示す NS 成分の波形うち、タイプ I では T_{ul} が最も長い地震動を、タイプ II では最大加速度が最も大きい波形を採用する。採用する波形を道路測線 No.ごとに整理して表 4.3.3-1 に示す。



a) レベル 2 地震動タイプ I 南海・東南海地震

b) レベル 2 地震動タイプ II 上町断層帯

図 4.3.3-2 シナリオ地震動の加速度応答スペクトル (h=5%)

表 4.3.3-1 シナリオ地震動の検討に用いる波形

道路測線 No.	Zone 区分	地震動タイプ	採用波形
No.4～No.14	Zone1	タイプⅠ（南海・東南海地震想定）	Wave3 NS 成分
		タイプⅡ（上町断層帯想定）	Wave3 NS 成分
No.15～No.46	Zone2	タイプⅠ（南海・東南海地震想定）	Wave3 NS 成分
		タイプⅡ（上町断層帯想定）	Wave3 NS 成分

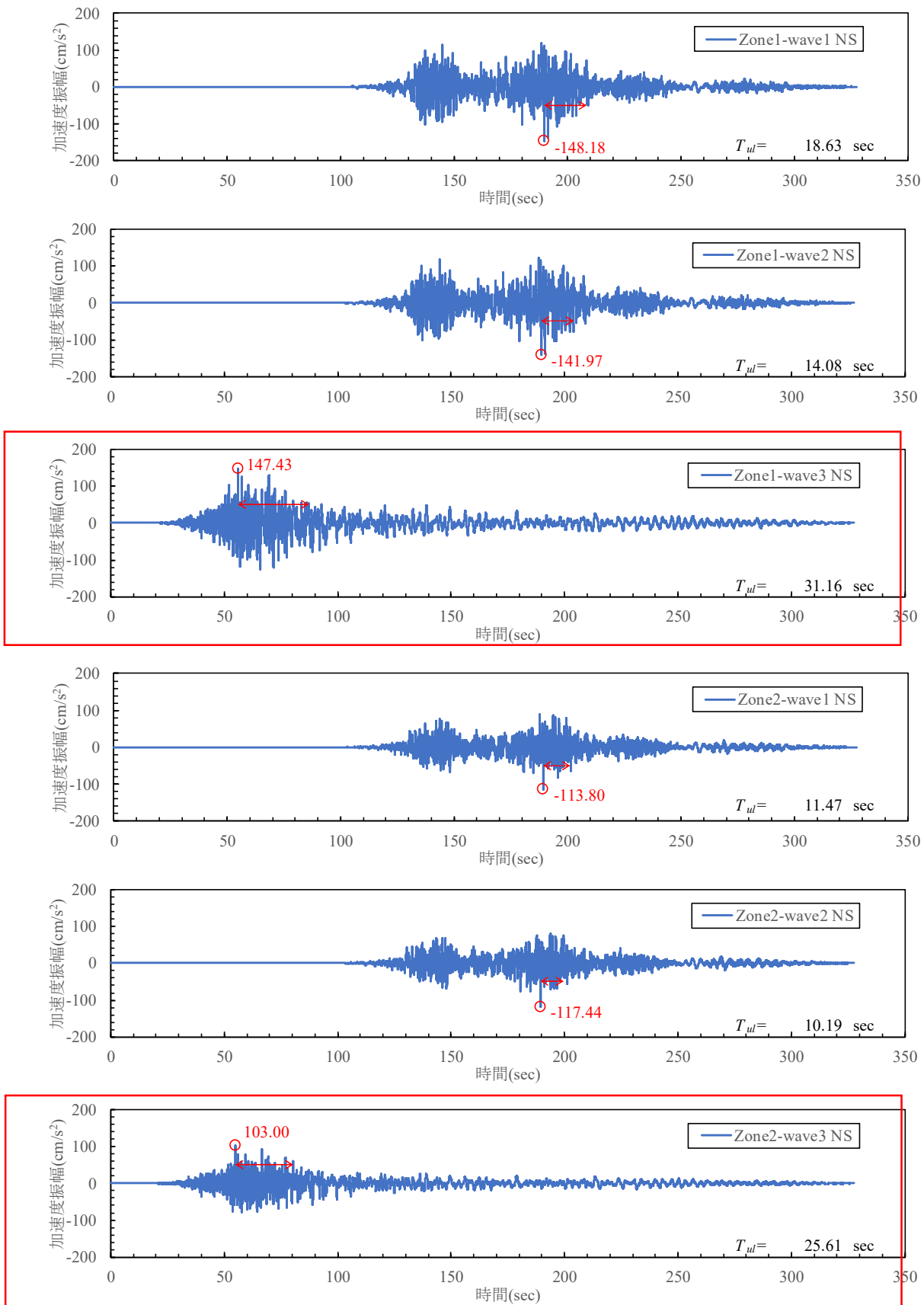


図 4.3.3-3 シナリオ地震動の加速度時刻歴波形（レベル2地震動タイプI 南海・東南海地震E+F波）

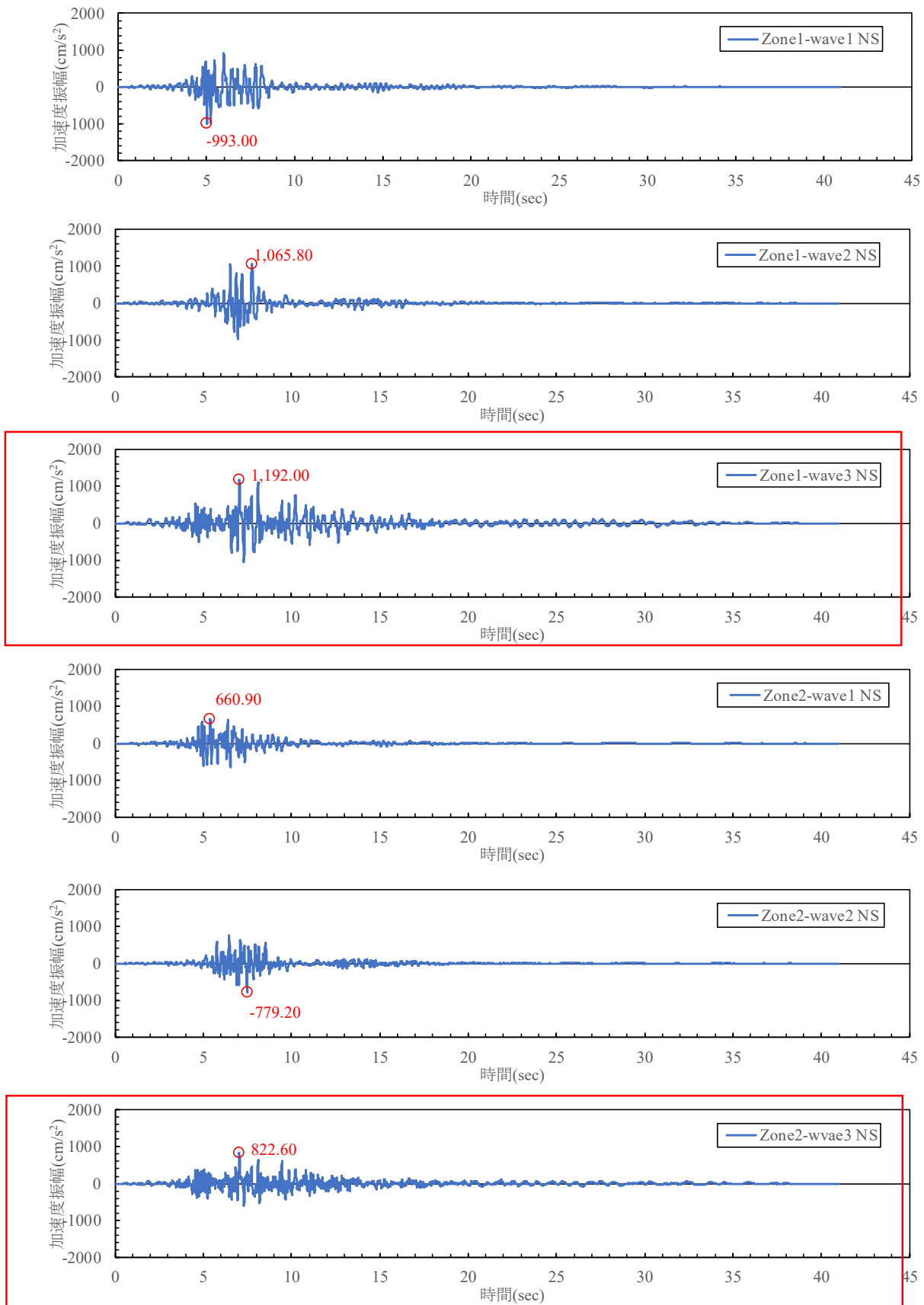


図 4.3.3-4 シナリオ地震動の加速度時刻歴波形（レベル2地震動タイプⅡ上町断層帯の地震E+F波）

(4) 対象断面の設定

解析対象断面は、4.3.2.1 と同じとする。

(5) 照査結果

各断面における地震後の道路構造物の回転角に対する安全性の照査結果一覧を表 4.3.3-2 に示す。No.26 断面、No.27 断面、No.30 断面、No.35 断面及び No.36 断面では道路構造物の回転角が許容値である 2%を上回る結果となったため、これらの断面に対しては(6)のとおり地盤改良を考慮した場合の照査を行った。

表 4.3.3-2 (1) 地震後の道路構造物の回転角に対する安全性の照査結果一覧（完成時）

a) レベル 2-1 地震動及びレベル 2-2 地震動

断面		シナリオ地震動（南海・東南海地震動）						シナリオ地震動（上町断層帯）					
		鉛直変位(m) +:隆起 -:沈下		距離 (m)	回転角 (%)	許容値 (%)	判定	鉛直変位(m) +:隆起 -:沈下		距離 (m)	回転角 (%)	許容値 (%)	判定
		A点	B点					A点	B点				
No.4	ボックス	0.12	-0.29	32.94	1.25	2.00	OK	0.07	-0.19	32.94	0.79	2.00	OK
No.4 (矢板考慮)	ボックス	0.12	-0.29	32.94	1.25	2.00	OK	0.07	-0.20	32.94	0.82	2.00	OK
No.14	ボックス	-0.01	0.00	24.45	0.05	2.00	OK	-0.01	0.00	24.45	0.05	2.00	OK
No.15	ボックス	0.00	0.00	33.10	0.00	2.00	OK	0.00	-0.01	33.10	0.04	2.00	OK
No.22	U型擁壁	-0.29	-0.35	6.650	0.91	2.00	OK	-0.09	-0.07	6.650	0.31	2.00	OK
	シールド上	0.03	0.01	6.375	0.32	2.00	OK	0.02	0.01	6.375	0.16	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.26 (砂質土地盤)	U型擁壁	0.08	-0.67	8.360	8.98	2.00	NG	0.10	-0.16	8.360	3.12	2.00	NG
	シールド上	0.14	0.16	6.375	0.32	2.00	OK	0.05	0.04	6.375	0.16	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.26 (粘性土地盤)	U型擁壁	0.38	-0.27	8.360	7.78	2.00	NG	0.14	-0.09	8.360	2.76	2.00	NG
	シールド上	0.05	0.06	6.375	0.16	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.27 (砂質土地盤)	U型擁壁	0.17	-0.72	8.360	10.65	2.00	NG	0.08	-0.18	8.360	3.12	2.00	NG
	シールド上	0.15	0.11	6.375	0.63	2.00	OK	0.04	0.02	6.375	0.32	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.27 (粘性土地盤)	U型擁壁	0.38	-0.31	8.360	8.26	2.00	NG	0.12	-0.10	8.360	2.64	2.00	NG
	シールド上	0.05	0.04	6.375	0.16	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.30	ボックス	0.39	-0.46	10.25	8.30	2.00	NG	0.11	-0.12	10.25	2.25	2.00	NG
	シールド上	0.28	0.19	6.375	1.42	2.00	OK	0.07	0.06	6.375	0.16	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.35	ボックス	-0.07	-0.07	11.05	0.00	2.00	OK	-0.02	-0.04	11.05	0.19	2.00	OK
	シールド上	0.15	0.10	6.375	0.79	2.00	OK	0.05	0.04	6.375	0.16	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.36	ボックス	0.00	-0.17	12.90	1.32	2.00	OK	0.00	-0.05	12.90	0.39	2.00	OK
	シールド上	0.12	0.02	6.375	1.57	2.00	OK	0.03	0.00	6.375	0.48	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK

表 4.3.3-2 (2) 地震後の道路構造物の回転角に対する安全性の照査結果一覧（完成時）

b) シナリオ地震動

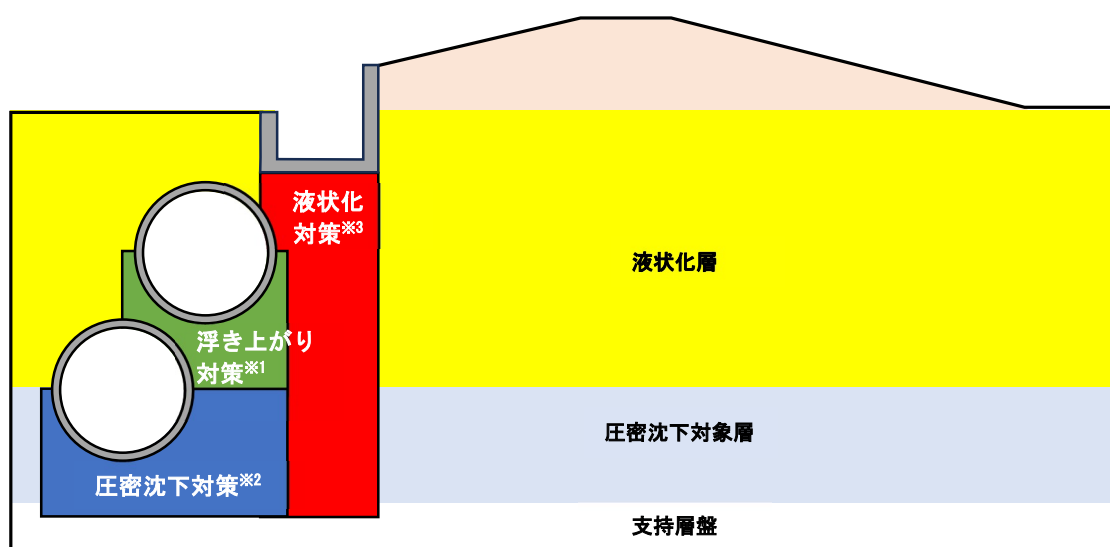
断面		レベル2-1地震動						レベル2-2地震動					
		鉛直変位(m) +:隆起 -:沈下		距離 (m)	回転角 (%)	許容値 (%)	判定	鉛直変位(m) +:隆起 -:沈下		距離 (m)	回転角 (%)	許容値 (%)	判定
		A点	B点					A点	B点				
No.4	ボックス	0.21	-0.32	32.94	1.61	2.00	OK	0.06	-0.13	32.94	0.58	2.00	OK
No.4 (矢板考慮)	ボックス	0.21	-0.29	32.94	1.52	2.00	OK	0.06	-0.13	32.94	0.58	2.00	OK
No.14	ボックス	0.00	0.08	24.45	0.33	2.00	OK	0.00	0.03	24.45	0.13	2.00	OK
No.15	ボックス	0.00	-0.01	33.10	0.04	2.00	OK	0.00	0.00	33.10	0.00	2.00	OK
No.22	U型擁壁	-0.31	-0.27	6.650	0.61	2.00	OK	-0.13	-0.09	6.650	0.61	2.00	OK
	シールド上	0.08	0.03	6.375	0.79	2.00	OK	0.03	0.01	6.375	0.32	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.26 (砂質土地盤)	U型擁壁	0.61	-1.31	8.360	22.97	2.00	NG	0.15	-0.13	8.360	3.35	2.00	NG
	シールド上	0.53	0.34	6.375	2.99	2.00	NG	0.05	0.05	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.26 (粘性土地盤)	U型擁壁	1.17	-0.36	8.360	18.31	2.00	NG	0.15	-0.09	8.360	2.88	2.00	NG
	シールド上	0.07	0.11	6.375	0.63	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.27 (砂質土地盤)	U型擁壁	0.58	-1.41	8.360	23.81	2.00	NG	0.15	-0.14	8.360	3.47	2.00	NG
	シールド上	0.50	0.26	6.375	3.77	2.00	NG	0.05	0.05	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	-0.01	0.01	6.375	0.32	2.00	OK
No.27 (粘性土地盤)	U型擁壁	1.13	-0.66	8.360	21.42	2.00	NG	0.12	-0.09	8.360	2.52	2.00	NG
	シールド上	0.07	0.09	6.375	0.32	2.00	OK	0.03	0.03	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	-0.01	0.01	6.375	0.32	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.30	ボックス	1.06	-1.01	10.25	20.20	2.00	NG	0.11	-0.11	10.25	2.15	2.00	NG
	シールド上	0.70	0.40	6.375	4.71	2.00	NG	0.07	0.06	6.375	0.16	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.35	ボックス	0.16	-0.30	11.05	4.17	2.00	NG	-0.01	-0.05	11.05	0.37	2.00	OK
	シールド上	0.53	0.36	6.375	2.67	2.00	NG	0.07	0.05	6.375	0.32	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.36	ボックス	0.10	-0.59	12.90	5.35	2.00	NG	0.00	-0.08	12.90	0.63	2.00	OK
	シールド上	0.54	0.19	6.375	5.50	2.00	NG	0.04	0.01	6.375	0.48	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK

(6) 地盤改良を考慮した照査結果

地盤改良を考慮した照査として、シールドトンネルの浮き上がり対策と圧密沈下対策のための地盤改良を見込んだ照査を行う。これらの地盤改良を見込んでも回転角の許容値を満足しない場合には、ランプ構造物直下の液状化対策を目的とした地盤改良を考慮する。対策目的に応じた地盤改良の配置イメージを図

4.3.3-5 に示す。なお、地盤改良の解析条件は表 4.3.3-3 に示すとおりであり、設計強度を 1500kN/m^2 と想定する一方で解析パラメータの設定においては安全側に 1000kN/m^2 としてせん断剛性等を算出した。

地盤改良を考慮した照査結果については、表 4.3.3-2 より回転角が大きい結果となったレベル 2-1 地震動及びシナリオ地震動（南海・東南海地震動）の結果を表 4.3.3-4 に示す。



※1：浮き上がり対策の深度方向は、対象構造物の下半分から液状化層下端までの範囲とする。幅は道路構造物の両側 1m までとする。

※2：圧密沈下対策の深度方向は圧密沈下対象層上端から支持層への根入れ 1m までの範囲とする。幅は道路構造物の両側 1m までとする。

※3：液状化対策の深度方向は道路構造物直下から支持層への根入れ 1m までの範囲とする。幅は道路構造物幅とする。

図 4.3.3-5 対策目的に応じた地盤改良の配置イメージ

表 4.3.3-3 地盤改良の解析条件

項目		設計 $q_u=1500\text{kN/m}^2$
解析条件	ポアソン比 ν	0.3
	q_u (kN/m^2)	1000
	初期変形係数 E_{50} (kN/m^2)	200,000 $E_{50}=200 \times q_u$
	初期変形係数 E_0 (kN/m^2)	1,000,000 $E_0=5 \times E_{50}$
	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m^2)	384,615
	透水係数(m/s)	砂質土 2.0×10^{-6}
		粘性土 1.0×10^{-9}

表 4.3.3-4 地盤改良を考慮した照査結果

断面		L2-1地震動						シナリオ地震動（南海・東南海地震動）					
		鉛直変位(m) +: 隆起 -: 沈下		距離 (m)	回転角 (%)	許容値 (%)	判定	鉛直変位(m) +: 隆起 -: 沈下		距離 (m)	回転角 (%)	許容値 (%)	判定
		A点	B点					A点	B点				
No.26 (砂質土地盤) 地盤改良考慮	U型擁壁	0.00	0.01	8.360	0.12	2.00	OK	0.00	0.00	8.360	0.00	2.00	OK
	シールド上	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.26 (粘性土地盤) 地盤改良考慮	U型擁壁	0.17	0.03	8.360	1.68	2.00	OK	0.01	0.01	8.360	0.00	2.00	OK
	シールド上	0.01	0.01	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.27 (砂質土地盤) 地盤改良考慮	U型擁壁	0.00	0.01	8.360	0.12	2.00	OK	0.00	0.01	8.360	0.12	2.00	OK
	シールド上	0.00	-0.01	6.375	0.16	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.27 (粘性土地盤) 地盤改良考慮	U型擁壁	0.03	0.03	8.360	0.00	2.00	OK	0.02	0.01	8.360	0.12	2.00	OK
	シールド上	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	OK	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.30 地盤改良考慮	ボックス	0.00	-0.01	10.25	0.10	2.00	OK	0.00	-0.01	10.25	0.10	2.00	OK
	シールド上	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.35 道路構造物 地盤改良考慮	ボックス	-0.01	0.00	11.05	0.10	2.00	OK	-0.07	-0.07	11.05	0.00	2.00	OK
	シールド上	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	OK	0.15	0.10	6.375	0.79	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK
No.36 道路構造物 地盤改良考慮	ボックス	0.00	-0.01	12.90	0.08	2.00	OK	0.00	-0.17	12.90	1.32	2.00	OK
	シールド上	0.01	0.00	6.375	0.16	2.00	OK	0.12	0.02	6.375	1.57	2.00	OK
	シールド下	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK	0.00	0.00	6.375	0.00	2.00	OK

◆総括

本照査では、道路橋示方書耐震編に記載されている L2-1 地震動，L2-2 地震動ならびに道路構造物に対する検討のために作成されたシナリオ地震に対して照査を実施した。その結果，無対策の状態では道路構造物の回転角が許容値を上回る断面が一部確認された。浮き上がり対策や圧密沈下対策を目的とした地盤改良を考慮した場合，もしくはこれらの対策に加えて液状化対策を目的とした地盤改良を考慮することでいずれの断面においても底面回転角は許容値を満足する結果となった。このため，地震後において道路構造物に排水勾配（2%）を上回る底面回転が生じる可能性は極めて低いと考えられる。

4.3.3.2 レベル2 地震動の作用に対する道路構造物の安定性

(1) 照査基準

4.2.2.2 と同様に道路構造物の安定性として，滑動，転倒及び地盤の支持力については擁壁工指針，ボックス区間の滑動照査についてはカルバート工指針に基づき照査を実施する。

■安定性（滑動）

滑動に対する安全率は式（4.3.3-3）を用いて照査を行うものとする。

$$F_s = (\text{滑動に対する抵抗力}) / (\text{滑動力}) = (V_0 \cdot \mu + c_B \cdot B') / H_0 > 1.2 \quad \cdots \text{式 (4.3.3-3)}$$

■安定性（転倒）

転倒に対する安全率は式（4.3.3-4）を用いて照査を行うものとする。

$$|e| \leq B/3 \quad \cdots \text{式 (4.3.3-4)}$$

■安定性（地盤の支持力）

地盤の支持力照査に対する安全率は式（4.3.3-5）を用いて照査を行うものとする。

$$Q_u (\text{地盤の極限支持力}) / 3 > Q_c (\text{地盤反力}) \quad \cdots \text{式 (4.3.3-5)}$$

$$Q_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \} > 3$$

ここに、 Q_u ：荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力， c ：地盤の粘着力， q ：上載荷重で、 $q = \gamma_2 D_f$ ， A_e ：有効載荷面積， γ_1 ， γ_2 ：基礎底版地盤の単位密度，ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。 B_e ：荷重の返信を考慮した基礎の有効載荷幅， $B_e = B - 2e_B$ ， B ：基礎幅， e_B ：荷重の偏心量， D_f ：基礎の有効根入れ深さ， α ， β ：基礎の形状係数， κ ：根入れ効果に対する割増係数， N_c ， N_q ， N_γ ：荷重の傾斜を考慮した支持力係数， S_c ， S_q ， S_γ ：支持力係数の寸法効果に関する補正係数とする。

(2) 照査手法

道路構造物の安定性として，滑動，転倒及び地盤の支持力に対する照査は擁壁工指針，ボックス区間の滑動照査についてはカルバート工指針の安定照査を準用するものとし，レベル 2 地震動を作用させた場合での照査を行う。

(3) 照査外力

照査外力として，設計震度法を用いることとし，その設計震度は擁壁工指針に示されるⅢ種地盤のレベル 2 地震動を用いる。

(4) 対象断面の設定

道路構造物の滑動・転倒・地盤支持力の安全性を照査する断面は，ボックス区間やシールド区間と比較して，不安定となる U 型擁壁区間を対象とし，U 型擁壁区間では対象区間の中で縦断的に最も深くなる No.27 断面が土圧及び水圧が最も大きい断面となるため対象断面とする。

(5) 照査結果

安全性検討として地盤の支持力については，擁壁の自重と内部荷重がその排土重量より軽く，施工前の先行荷重よりも少なくなっているため，安全性を確保出来ているものと判断する。

滑動，転倒，地盤支持力に関する照査結果を表 4.3.3-5 に示す。表に示すように，安全性を満足していることがわかる。

表 4.3.3-5 滑動・転倒・地盤の支持力の安定性照査結果

	地震時		
	結果	照査基準	判定
滑動	8.3	1.2以上	OK
転倒(m)	1.7	4.4以下	OK
地盤支持力(kN)	371.1	4,976.0以下	OK

◆総括

上述のように，レベル 2 地震動においても滑動，転倒，地盤の支持力に対して照査基準を満足していることから，滑動，転倒，地盤の支持力に対する安定性は確保できているものと評価する。

4.3.3.3 レベル1地震動の横断方向作用に対する道路構造物の構造部材の安全性

延伸部区間では切上げ区間や地盤条件の遷移区間など2期と比べて特異な区間を有する。一方でレベル2地震動に対して4.3.2.2に示すとおり道路構造物の部材の損傷に対する安全性を確認しており、レベル2-1地震動では降伏耐力以下の応答に収まっている。また、図4.3.3-6に示すとおり延伸部区間ではレベル2-1地震動と比較してレベル1地震動の応答スペクトルが小さいことからレベル1地震動時に照査基準である降伏しないことを満足すると判断する。なお、道路構造物の詳細設計時には開削トンネル指針に基づく同じ横断方向の地震時応答解析を構造断面毎に行うものであり、その安全性の照査はより緻密に行う。

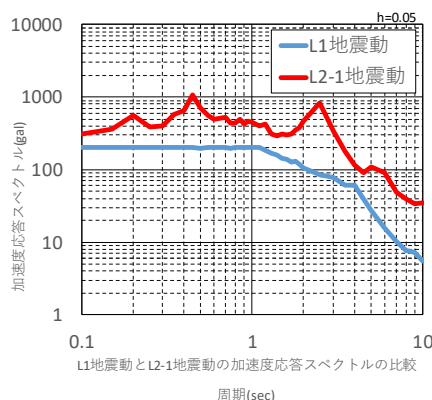


図 4.3.3-6 レベル1地震動とレベル2-1地震動の加速度応答スペクトルの比較

4.3.4 交通振動が堤防の安全性に及ぼす影響に関する検討

(1) 照査基準

2期では地震時の懸念事項である水みちの発生は交通振動に起因して生じると考え、数値解析による検証を実施している。検証については、地震時の検討と同様に、道路構造物と周辺地盤の剥離状態の判定を行い、道路構造物を一周するような構造系全体での剥離が生じないかの評価を行っている。この2期での考え方に従い、延伸部区間でも同じ照査基準により評価を行う。

(2) 照査手法

2次元FEM動的応答解析を用いることとし、地盤部についてはR-Oモデルによる非線形要素を、道路構造物と周辺地盤との境界部には、剥離状態を模擬することのできるジョイント要素を設定するものとする。

(3) 照査外力

交通振動は荷重外力として与えるものとし、その荷重外力については時刻歴荷重として与えることとする。時刻的荷重は、別途実施した路面凸凹モデル上に20t相当の大型車両を走行させる動的応答解析から求めた。この動的解析の中では、車両接地荷重（タイヤの反力）を算出し、これを車両走行速度60km/hの車両走行荷重として与えた。なお、車両走行荷重の道路縦断方向の影響範囲は、一般的に安全な車間距離（60-15=45m）を想定し、道路ボックスの1スパン分（L=40m）としている。図4.3.4-1に算定した交通振動荷重を示す。

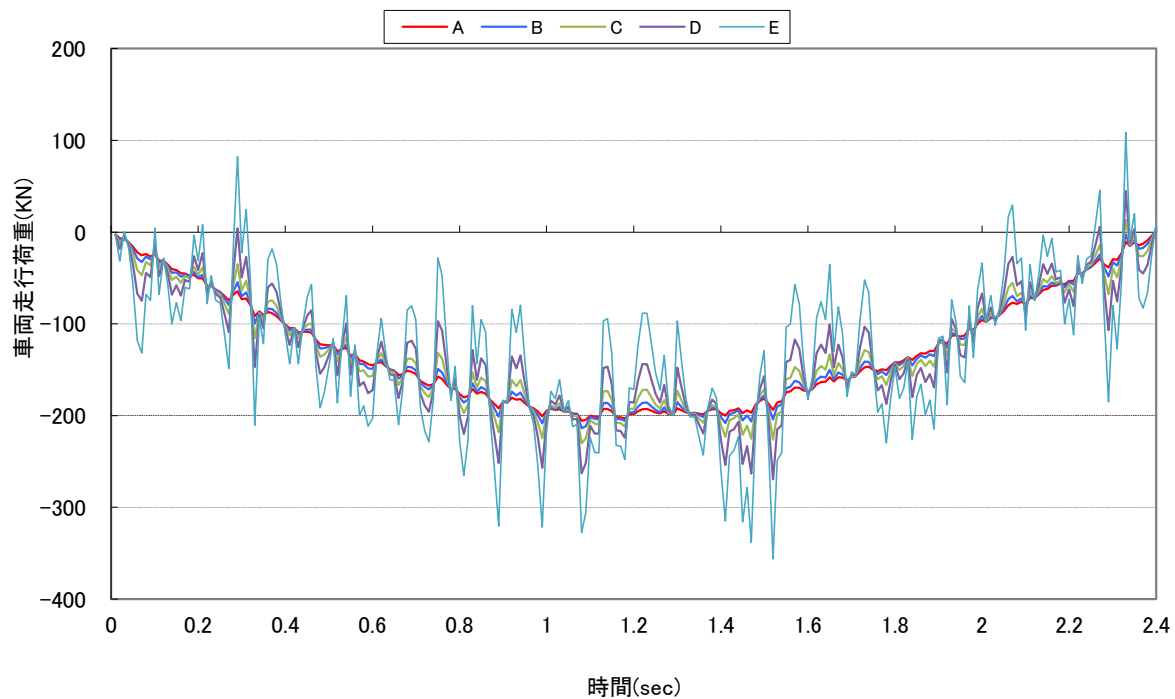


図 4.3.4-1 ISO で提案されている路面凸凹のパワースペクトル

1) 大型車（20t トラック）のモデル

図 4.3.4-2 に示すような 2 自由度系振動モデルでモデル化した。

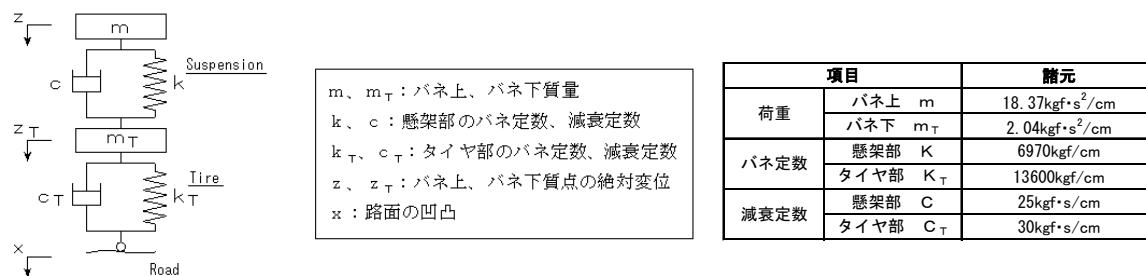
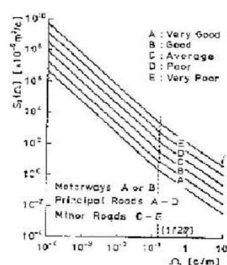


図 4.3.4-2 車両モデル（出典：橋梁振動の計測と解析（1993, 橋梁振動研究会編））

2) 路面の凹凸モデル

路面凹凸は ISO で提案されている路面凹凸のパワースペクトル密度 (図 4.3.4-3 参照) にフィッティングするような凹凸波形とした。名神高速道路の測定例によれば、施工直後の非常に滑らかな路面凹凸は A (極良) となる。



$$S_k(\Omega) = S_0(\Omega_0) (\Omega / \Omega_0)^{-2.0} \quad \Omega \leq \Omega_0$$

$$S_k(\Omega) = S_0(\Omega_0) (\Omega / \Omega_0)^{-1.5} \quad \Omega \geq \Omega_0$$

ここで、
 Ω : 路面周波数 (c/m)
 Ω_0 : 基準の路面周波数 (1/2π c/m)
 $S_0(\Omega), S_0(\Omega_0)$: 路面凹凸のパワースペクトル密度 (m³/c)

表 2-3-2 路面凹凸の程度によるパワースペクトル密度 ($S_0(\Omega_0)$)

路面凹凸の程度	$S_0(\Omega_0)$
A (極良)	$2 \sim 8 \times 10^{-6}$
B (良)	$8 \sim 32 \times 10^{-6}$
C (普通)	$32 \sim 128 \times 10^{-6}$
D (悪)	$128 \sim 512 \times 10^{-6}$
E (極悪)	$512 \sim 2048 \times 10^{-6}$

図 2-3-2 路面凹凸のパワースペクトル密度 ($S_0(\Omega)$)

図 4.3.4-3 車両の動的接地荷重

3) 交通荷重の加振方法

繰返し荷重として与えることで交通荷重の繰返し効果を考慮し、地盤と道路構造物間に発生する剥離の累積状態を確認し、将来交通量に対する予測を行っている。検討では、交通荷重を 100 回、西行き、東行きの加振点に作用させ、大型車が 100 台通過することを想定している。

(4) 対象断面の設定

既往の検討結果である 2 期委員会の結果より、交通荷重による変位は加振点からほぼ同心円状に広がる傾向が確認できる。このため、道路構造物が上下に配置される断面では、下位の道路構造物が上位の構造物からの影響を受けるため、交通荷重の影響も受けやすいと考えられる。また、延伸部区間では本線の道路構造物がボックス区間とシールドトンネル区間に分かれる。シールドトンネル区間では、中空のたわみ構造であるシールドの上位に U 型擁壁等の道路構造物が配置される場合は、さらに厳しい条件になると考えられる。

以上より、U 型擁壁とシールドの位置関係が上下に並んでいるシールド区間 (No.16~No.29) に該当する。その中でも U 型擁壁のほぼ真下かつ浅部にシールドが位置する No.16 を代表断面に選定する。なお、交通荷重の影響が大きくなる安全側の検討として、地盤改良を見込まない断面にて検討を行う。

解析モデル図を図 4.3.4-4 に示す。

(5) 照査結果

図 4.3.4-5 に解析結果を示す。図中に示すように、底版中央部と両側壁の一部において剥離が発生しているが、道路構造物を一周するような剥離は発生していない。このことから、水みちが生じる可能性は低いと判断され、交通振動に起因する水みち発生はほぼ無いと評価される。また、堤防の変形は概ね弾性域内であることも確認している。

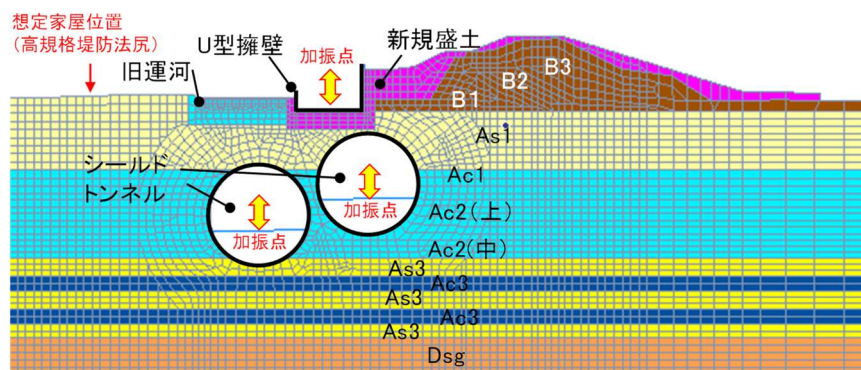


図 4.3.4-4 交通振動解析の解析モデル (No. 16)

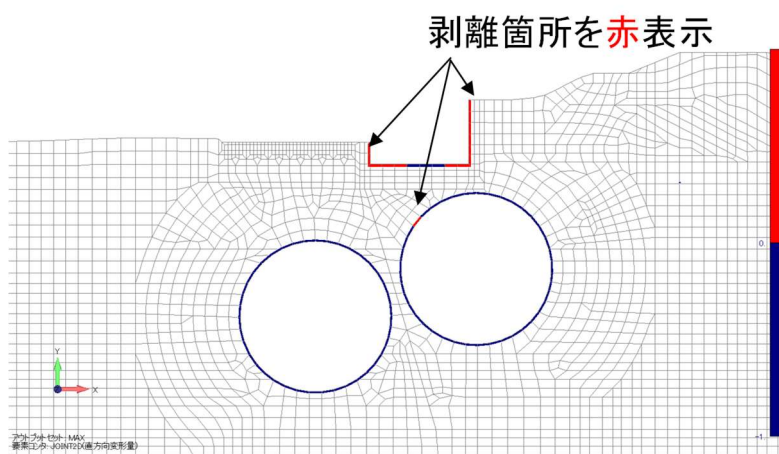


図 4.3.4-5 剥離分布図 (構造物周辺)

◆総括

上述のように、交通振動に対して道路構造物を一周するような剥離が生じていないことを確認した。このことから交通振動に起因する水みち発生に対しては安全性を確保できていると判断する。

4.4 常時の健全性照査

4.4.1 安全性照査のための基本的考え方

(1) 評価項目の設定

河砂技術基準では、常時、洪水時、地震時、高潮時及び風浪時のうち常時、洪水時、地震時については、全ての堤防において検討を行う必要性が示されている。新堤の築造又は既設堤防の嵩上げ若しくは腹付けを軟弱地盤上に行う場合の被害シナリオとは、基礎地盤の強度不足によるすべり破壊又は基礎地盤の圧縮性が大きいことによる過大な沈下が生じ、洪水等の外力による作用を受けずとも堤防の自重により堤防の健全性が損なわれることを想定している。

これらの被害想定を踏まえ、技術検討書では常時の健全性を照査するべく、下記に示す項目について、基準類に示す照査基準や照査手法に従い、安全性の照査を行うものとする。

項目① 常時のすべり破壊に対する安全性

項目② 沈下に対する安全性

各項目の安全性に対する安全性を評価するために、最低 1 つ以上の検討を行うものとする。4.4.2 以降に各項目に対する安全性の評価の結果を示す。

4.4.2 常時のすべり破壊に対する安全性

(1) 照査基準

河砂技術基準に基づき、基礎地盤及び堤体の土質等を考慮し、自重によるすべり破壊に対する安全率等を照査する。すべり破壊に対しては、河川土工マニュアル（平成21年4月 財団法人国土技術センター）（以下、河川土工マニュアルという）に示す照査基準に従い、式（4.4.2-1）を用いて照査を行う。

$$\text{川表側及び川裏側のすべり破壊に対する安全率} \geq \text{Max (1.2, 現況堤防安全率)} \quad \cdots \quad \text{式 (4.4.2-1)}$$

(2) 照査手法

すべり破壊に対する照査は 4.2.2 の中でのすべり破壊検討と同様に、円弧すべり計算による照査を行う。

(3) 照査外力

照査外力としての設定水位は、4.2.2 の中の照査外力から堤内地盤高-0.5m としている。

(4) 対象断面の設定

4.2.2 の中でのすべり破壊検討と同様に、完成時において堤防に最も悪影響が生じると考える断面である No.15, No.15（矢板）、No.16, No.16（矢板）、No.23, No.26（砂質土）、No.26（粘性土）、No.28（砂質土）、No.28（粘性土）、No.30, No.34, No.36 断面を解析断面とする。

(5) 照査結果

図 4.4.2-1 には No.30 における川表及び川裏の円弧すべり計算の結果を示す。また、表 4.4.2-1 には各照査断面の照査結果一覧表を示す。いずれの断面においてもすべり破壊に対する安全率は照査基準を満足する結果となっている。

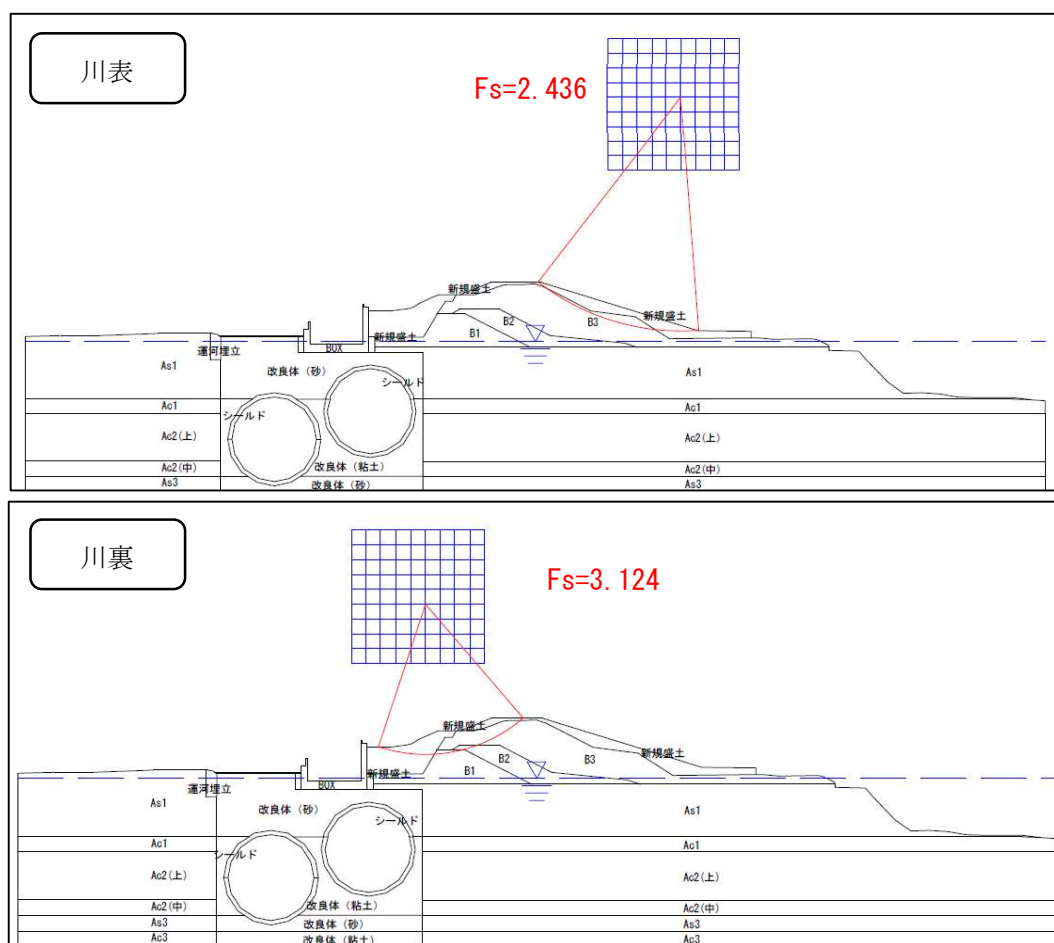


図 4.4.2-1 常時におけるすべり破壊照査の結果 (No. 16)

表 4.4.2-1 常時のすべり破壊照査の結果

検討断面		川裏			川表		
		照査対象	【照査基準】		照査対象	【照査基準】	
		完成時 (常時) 最小安全率	現況 最小安全率	河川土工	完成時 (常時) 最小安全率	現況 最小安全率	河川土工
No. 15	No. 15	2.434	2.325	1.2	2.449	1.647	1.2
	No. 15 (矢板)	2.434	2.325		2.449	1.647	
No. 16	No. 16	3.124	1.804		2.436	1.658	
	No. 16 (矢板)	3.124	1.804		2.436	1.658	
No. 23		2.700	2.452		2.572	1.801	
No. 26	No. 26 (砂質土)	2.517	2.396		2.968	2.160	
	No. 26 (粘性土)	2.517	2.396		2.968	2.139	
No. 28	No. 28 (砂質土)	2.562	2.431		2.953	2.337	
	No. 28 (粘性土)	2.562	2.294		2.953	2.221	
No. 30		1.890	1.704		3.269	2.707	
No. 34		2.479	2.220		3.082	2.718	
No. 36		2.338	2.198		3.441	2.590	

◆総括

上述のように、常時の川表及び川裏の円弧すべりによる最小すべり安全率は 1.2 以上の値であることから、すべり破壊に対する安全性は満足すると評価する。

4.4.3 沈下に対する安全性

河砂技術基準に示す、盛土により堤防の沈下影響に関する安全性を検証する。この検討では堤防の沈下量はもとより、基礎地盤の沈下に伴う周辺の引き込み沈下の影響についても評価を行う。堤防の沈下に対しては、余盛り高等を考慮して、沈下に対する許容値を設定し、これを超えないことを照査することとなる。また、引き込み沈下に対しては、周辺への影響を考慮して堤内地地盤変形の許容値を設定し、これを超えないことを照査する。これらの検討については、後述する 5.2 の不同沈下に対する修復の容易性に関する検討の中で詳細を述べる。

4.5 波浪等の作用に対する安全性

4.5.1 安全性照査のための基本的考え方

河砂技術基準の中では、津波区間における地震時の被害シナリオとして、地震動により堤防が沈下した状況下で津波が遡上して流水が河川外に越流して被害が生じることが考えられている。

この被害想定を踏まえ、技術検討書では津波外力に対する安全性を照査するべく、下記に示す項目について、基準類に示す照査基準や照査手法に従い、安全性の照査を行うものとする。

項目①津波外力に対する安全性

上記項目に対する安全性を評価するために、最低 1 つ以上の検討を行うものとする。4.5.2 以降に各項目に対する安全性の評価の結果を示す。

4.5.2 津波外力に対する安全性

4.5.2.1 津波による直接侵食に対する安全性

(1) 照査基準

津波による直接侵食に対する安全性の照査については、下記に示すように、4.1.2 で検討した洪水時における代表流速より、津波遡上時における流速が小さいことを確認することで照査を行う。

洪水時流速 > 津波遡上時流速

(2) 照査外力

津波遡上解析に関する解析条件を表 4.5.2-1 に示す。

表 4.5.2-1 津波遡上解析の解析条件

項目	解析条件
解析対象範囲	波源域から大阪沿岸域まで
計算格子間隔	810m→270m→90m→30m→10m メッシュ
地形条件	内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」のデータベースを基本として地形モデルを作成。淀川については、領域分割を 2 分割にして横断測量成果や LP データを用い、詳細領域データ(10m 格子)を作成。
モデル方程式	非線形長波理論式
対象津波	淀川河道内において津波高が高くなる想定 昭和南海地震(M8.4)を選定
検討ケース	淀川大堰（調節ゲート、制水ゲート）・毛馬水門：全閉
計算対象時間	6 時間（最小間隔 0.2 秒）
粗度係数	水域 0.025(マニング粗度係数)
潮位	朔望平均満潮位 T.P.+0.9m=O.P.+2.2m
沖側境界条件	無反射性透過境界

(3) 照査結果

図 4.5.2-1 に津波遡上解析による最大流速分布を、表 4.5.2-3 に洪水時と津波時の流速の比較結果を示す。表に示すとおり、延伸部区間の 8.6k～8.8k 付近（堤防護岸部）の代表流速 6.96m/s に対して同区間での津波の最大流速は 2.00m/s、9.0k～9.2k 付近（高水護岸部）での洪水時代表流速 2.89m/s に対して同区間での津波の最大流速は 1.64m/s と、いずれの区間においても洪水時代表流速より津波流速が小さくなっている。このため、津波時の侵食に対しては洪水時の侵食に対して安全性を確保すれば問題ないと考えられる。

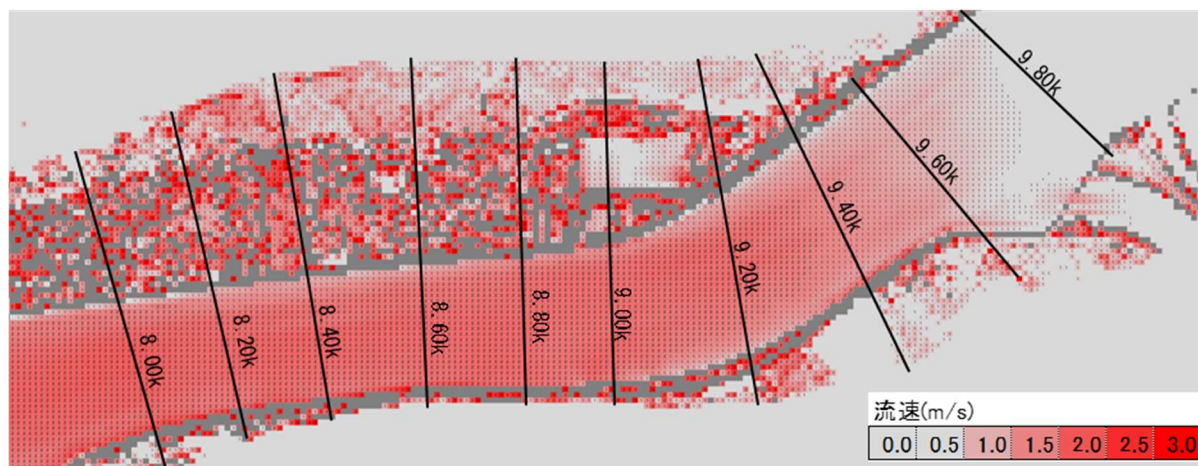


図 4.5.2-1 津波遡上解析による最大流速分布

表 4.5.2-2 洪水時と津波時の流速の比較

距離標		8.60k								8.80k							
道路測点		No.4～13								No.14～22							
低水部 洪水時の流速	(m/s)	6.96								5.90							
津波流速	(m/s)	1.87	1.92	1.96	2.00	1.93	1.86	1.76	1.73	1.70	1.71	1.68	1.65	1.58	1.58	1.71	1.58

距離標		9.00k								9.20k							
道路測点		No.23～36								No.37～49							
高水部 洪水時の流速	(m/s)	2.89								2.53							
津波流速	(m/s)	1.54	1.32	0.93	1.16	0.74	0.89	0.94	0.78	0.95	0.99	0.86	0.98	1.17	1.37	1.64	1.62

◆総括

上述のように、津波による堤防の直接侵食に対する安全性は確保されと考えられる。

4.5.2.2 津波による越波に対する安全性

4.3.2.1 の中で L2-1 地震動における残留堤防高さが、照査外水位を満足することを確認している。この照査の中での照査外水位とは、昭和南海地震(M8.4)を想定した際の津波遡上解析により求めた津波高さによるものとなる。4.3.2.1 の中でも既に述べたが、地震後においても堤防は遡上する津波の津波高さを超える高さの堤防高を確保していることから、津波による越波の可能性はないと評価できる。

◆総括

上述のように、津波時における堤防の越波に対する安全性は満足していると評価する。

4.6 高潮時及び風浪時の作用に対する安全性照査

2 期では、高潮区間の被害シナリオとして、高潮時の風浪や高潮時の越波により堤防が直接侵食を受けることや堤内地への越波による被害が生じることを想定した安全性の照査が実施された。

延伸部区間の検討区間である 8.4k~9.2k 付近は、図 4.6-1 に示すように、高潮区間ではないことから高潮時の安全性照査は対象外とする。

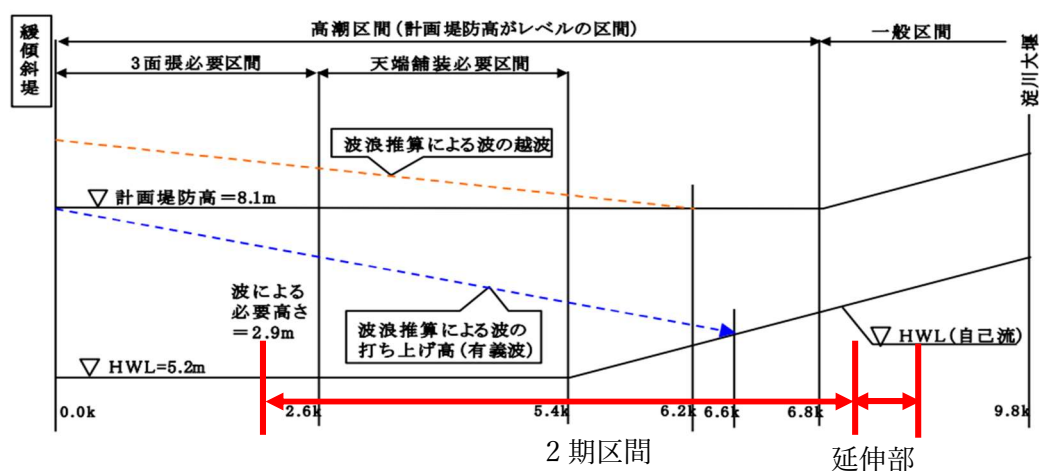


図 4.6-1 高潮区間の潮位縦断イメージ

4.7 安全な構造の維持の容易性・確実性の検討

4.7.1 安全な構造の維持の容易性・確実性の検証のための基本的考え方

道路構造物及び堤体で構成される一体構造物が、4.1～4.3の中で述べた侵食作用、浸透作用、地震作用に対する安全性及び4.4の中で述べた常時の健全性（沈下）を永続的に維持できるかという観点での照査を行うものとする。照査に際しての評価項目は、下記に示すものとなる。

項目① 堤防の安全性に係る性能の維持

項目①に関する照査は、複数の検討により照査を行うものとなり、その検討内容については4.4.2以降で示す。

4.7.2 堤防の安全性に係る性能の維持

4.7.2.1 道路構造物内部からの点検

平成26年3月に公布、同年7月に施行された国土交通省の省令（道路法施行規則、昭和二十七年建設省令第二十五号）の規定により、道路構造物は5年に1回、近接目視による点検が義務付けられている（以下、定期点検という）。この定期点検は定期点検要領に従い、構造物の特性に応じた詳細点検を行うことになっている。また、重要度の高い都市内高速道路を維持管理している阪神高速道路では、日々の巡回点検、週に1度以上の日常点検、定期点検を実施しており、その他の道路構造物より高いレベルでの維持管理を行っている。そのため、劣化損傷といった構造物として望ましくない状態を早期に把握し、その状況を診断し、必要とする補修対策などを適切な頻度で行うことが可能となる。

具体的な内部からの点検手法として、図4.7.2-1に示すように、車線規制を行いながら高所作業車を用いた近接目視やたたき点検といった打音検査による躯体部の劣化状況の把握を行う。阪神高速の既供用路線のうちトンネル構造を有する神戸山手線、淀川左岸線（1期）及び大和川線では、日々の維持管理体系の中に上記点検を取り込んでおり、劣化状態の把握や損傷の早期発見などで着実な実績を残してきている。



図 4.7.2-1 頂版におけるたたき点検のイメージ

4.7.2.2 堤防欠損等の復旧作業を早期に行うための作業ルートの検討

堤防及び道路は、災害から人命を守ることや人命救助・維持のためのライフラインとして、極めて重要な役割を担っている。延伸部区間は、このような重要な役割を持つ堤防と道路構造物が一体構造となっている特殊区間であるが、自然災害を受けた場合にはすみやかな復旧が必要である。そのため、災害（リスク）対応を予め検討し、非常時における対応と復旧方法を示す。対象とする災害は地震と地震による津波、ならびに洪水とする。

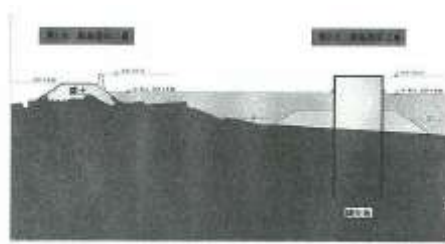


図5.3.1 緊急復旧工事断面図



写真5.3.1 第一次緊急復旧工事

図 4.7.2-2 緊急復旧事例（平成7年1月 兵庫県南部地震 西島堤防）

地震による被災に対する緊急復旧期間は、14日間で行えることを目標とする。この期間で緊急復旧を行うため、堤内側から河川への復旧ルート及び、堤防縦断方向の復旧用作業ルートを確保し、堤防高不足分の盛土及び、堤防欠損等の復旧作業に関して検討を行う。

洪水時（内水はん濫）の避難経路として堤内側から河川への避難ルートの検討を行う。

洪水時、津波発生時の連絡体制として、緊急時の連絡体制、洪水予報の伝達方法、非常時交通規制、津波警報発令時の二次被害防止のための施設操作の検討を行う。

■ 復旧シナリオ

図 4.7.2-2 に示す兵庫県南部地震で被災した淀川堤防（西島地区）の実績を踏まえて、復旧シナリオを想定する。図 4.7.2-3 に今回の検討で想定した復旧シナリオを示す。図中に示すように、第1次緊急復旧として、14日以内を目標に盛土による緊急復旧を行う。

■ 復旧用作業ルートの確保

- ・大規模な損傷を受けた堤防の復旧を行えるよう、緊急復旧時の作業、土砂運搬等のルートを確保。（地震後の点検、堤防高不足分の盛土時も同様のルート）
- ・堤防復旧位置へのアクセスルート
 - ① 緊急用河川敷道路 （W=7.0m）
 - ② 河川管理用通路 （W=7.0m）
 - ③ 淀川南岸線の1車線を利用し、仮設坂路を設置（W=4.0m）

検討した各区間での復旧ルートについては、図 4.7.2-4 に示す。

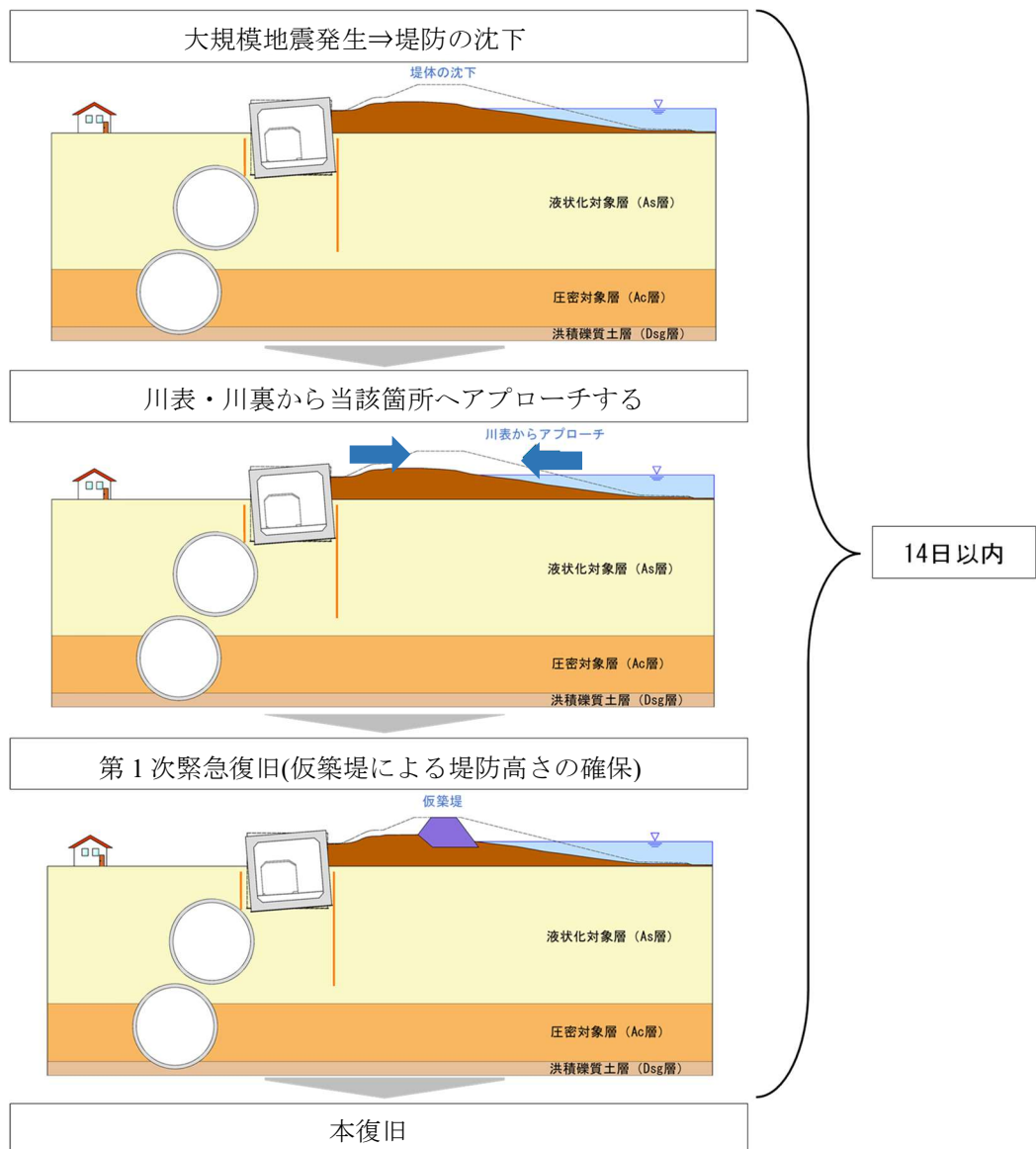


図 4.7.2-3 第1次緊急復旧



図 4.7.2-4 復旧ルート図

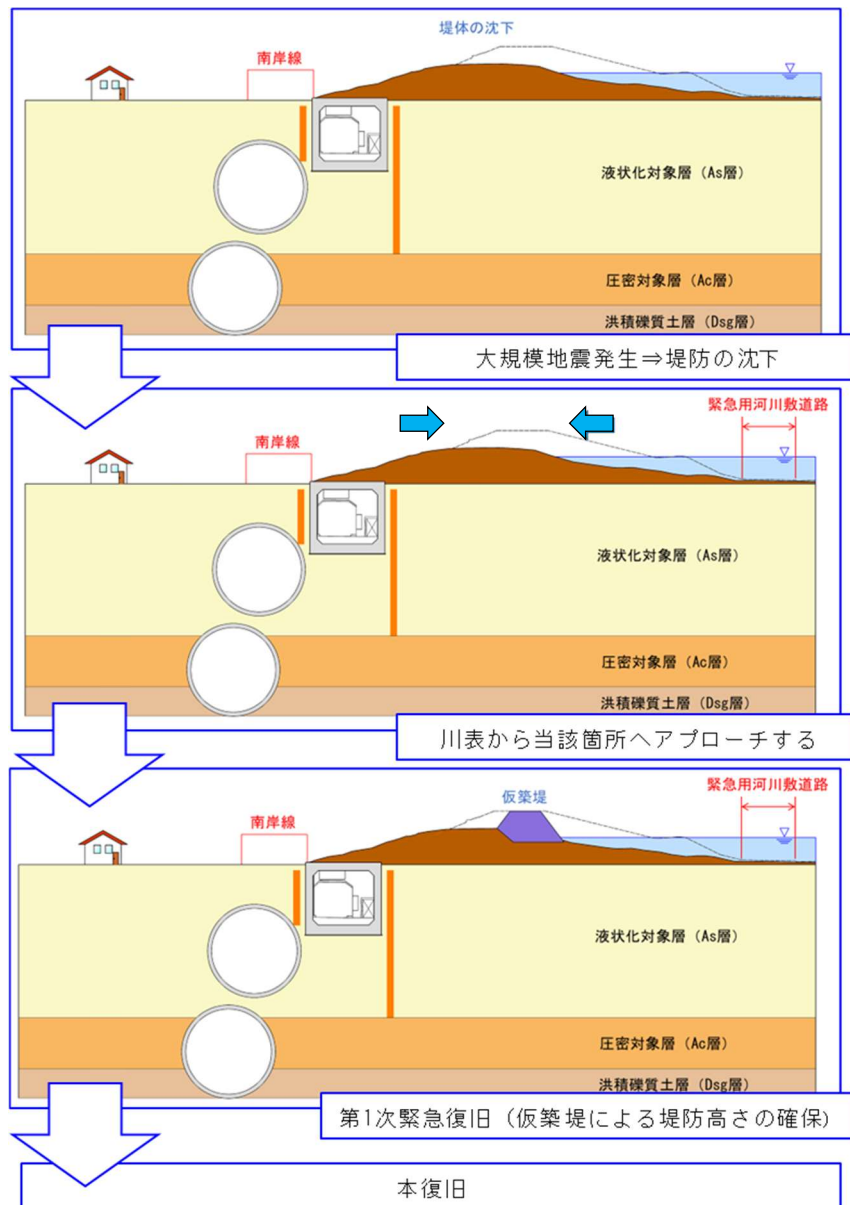


図 4.7.2-5 復旧時の道路計画

なお、河川管理用通路が通行できない場合は、図 4.7.2-5 に示す対応を行うことで復旧作業が滞りなく実施できるようにする。

4.7.2.3 河川管理用通路の確保の検討

当該区間の現況の河川管理用通路は、基本的に堤防天端に設置されているが、JR 京都線橋梁部は堤内側への坂路を設け、一連区間として巡視、管理が実施されている。また、緊急用河川敷道路は、8.6k 付近より下流区間については未整備となっている。

(1) 河川管理用道路

延伸部区間整備後は、堤防天端に必要幅員を確保することを基本とする。淀川渡河橋梁部等は、道路構造物があるため、河川管理施設等構造令施行規則（以下、河川構造令規則という）第 15 条の「管理用通路に代わるべき適当な通路」として、適当な間隔で堤防への進入路を設置する方針とする。

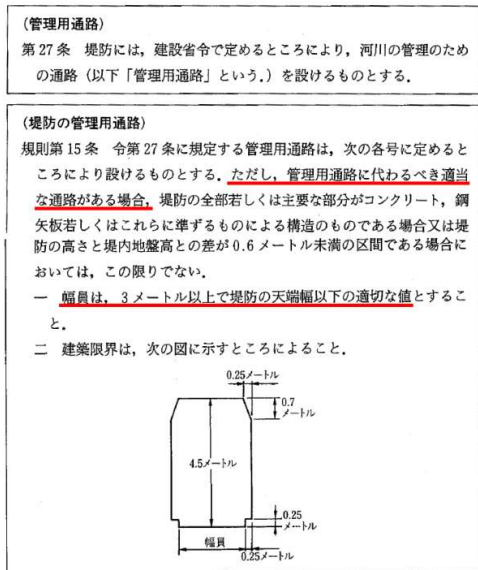


図 4.7.2-6 管理用通路 特例（河川構造令解説より抜粋）

■ 幅員

河川管理用通路の幅員については、以下に示す河川構造令に準拠する。基本的な幅員は 3m 以上で堤防の天端幅以下の適切な値と示されているが、都市部の河川として望ましいとされている 4m 以上確保することとした。

1. 一般原則
- 管理用通路は、日常の河川巡視、洪水時の河川巡視又は水防活動、地震発生後の河川工作物点検等のために必要であり、一般には堤防天端に設けられる。
- 令第21条（天端幅）の解説でも示したように、管理用通路は、散策路や高水敷のアクセス路として、日常的に住民の利用に供している河川空間であるが、これらの機能の増進、高齢者等の利用の円滑化、消火用水取水時の消防車両の活動の円滑化、都市内における貴重な緑の空間としての活用、河川に正面を向けた建築の促進、出水時の排水ポンプ車の円滑な活動の確保を図ることが必要であることから、都市部の河川を中心に管理用通路を原則として 4m 以上 とすることが望ましい（平成11年課長通達3を参照）。

図 4.7.2-7 管理用通路 一般原則（河川構造令解説より抜粋）

■ 縦断勾配

河川管理用通路の縦断勾配は、「設計便覧（案）河川編/近畿地方整備局」に基づき 6～10%程度とする。

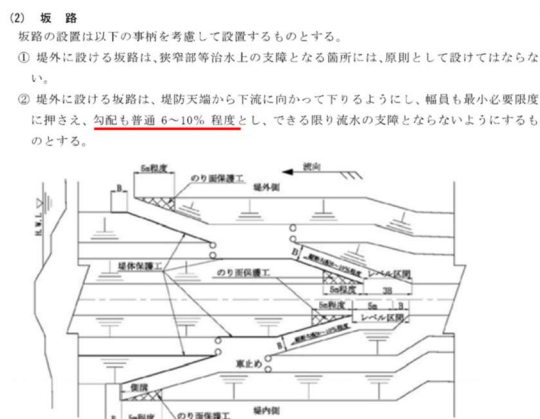


図 4.7.2-8 管理用通路 坂路（設計便覧(案)河川編より抜粋）

■ 建築限界

河川管用通路の建築限界は、以下の河川構造令に準拠し 4.5m とする。

二 建築限界は、次の図に示すところによること。

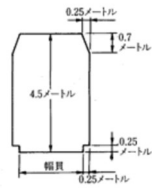


図 4.7.2-9 管理用通路 堤防の管理用通路（河川構造令解説より抜粋）

現況と延伸部区間完成後の状況を表 4.7.2-1 に、現況の管理用通路と左岸線完成後の管理用通路の復旧計画概要（案）を図 4.7.2-10 に示す。図中に示すように、南岸線または緊急河川敷道路からの進入路を確保するものとする。

表 4.7.2-1 管理用通路に関する現況と左岸線完成後の状況

	現況	延伸部区間完成後 ※仮案：要協議
延伸部区間	- 河川堤防区間となっており、余盛の関係上、管理用通路は幅員 W=3m - 国道 423 号交差部，JR 京都線，長柄橋は堤内側でアンダーパス（W=3m）	- 現況堤防高相当で整備するが、管理用通路は幅員 W=7m で整備 - 国道 423 号上流は、緊急河川敷道路から天端管理用通路へ接続 - JR 京都線上流については、南岸線及び緊急河川敷道路から天端管理用通路へ接続



管理用通路諸元等一覧

	天端幅	迂回路幅	桁下高
国道 423 号	－	2.7	5.1
国道 423 号～JR 京都線	3.0	－	－
JR 京都線	－	3.0	4.2
JR 京都線～長柄橋	3.0	－	－
長柄橋	－	6.0	3.3

【河川管理用通路】

■堤防天端道路を基本としているが、橋梁交差部（国道 423 号，JR 京都線，長柄橋）のうち、クリアランスが確保されていない 2 箇所（JR 京都線，長柄橋）のアンダーパス部は、川裏坂路による迂回ルートで連続性を確保している。

■橋梁交差部は、左岸線（延伸部）整備により通行不可となるため、南岸線または緊急河川敷道路から堤防天端にアクセスする坂路を設置する。

図 4.7.2-10 河川管理用道路計画

4.7.2.4 堤体及び道路構造物の変状を把握できる点検体系の構築の検討

延伸部区間では、2期の検討方針に準拠し、堤体における水みち発生につながると考えられる17項目に対して点検する内容を図 4.7.2-11 に示すように整理した。各項目に対して適切な点検とその評価を実施することが望ましい。なお、一体構造物のうち、堤防に係るものは河川管理者、道路構造物に係るものは道路管理者が点検を行うことを基本とする。

17項目は以下に示すとおり。

- ①張芝・護岸の状態
- ②降雨浸透対策工の状態
- ③漏水・噴砂跡の有無
- ④道路構造物周辺の亀裂・陥没
- ⑤堤体内水位
- ⑥道路構造物周辺の空洞化
- ⑦道路構造物の変位
- ⑧堤防の亀裂
- ⑨道路構造物の抜け上がり
- ⑩函内の漏水・土砂流出の有無
- ⑪道路構造物の構造継目の異常
- ⑫道路構造物の構造継目の相対変位
- ⑬道路構造物上の地表面の横断亀裂，陥没
- ⑭地盤変位
- ⑮地震応答加速度等
- ⑯道路構造物部材の損傷
- ⑰堤防の沈下

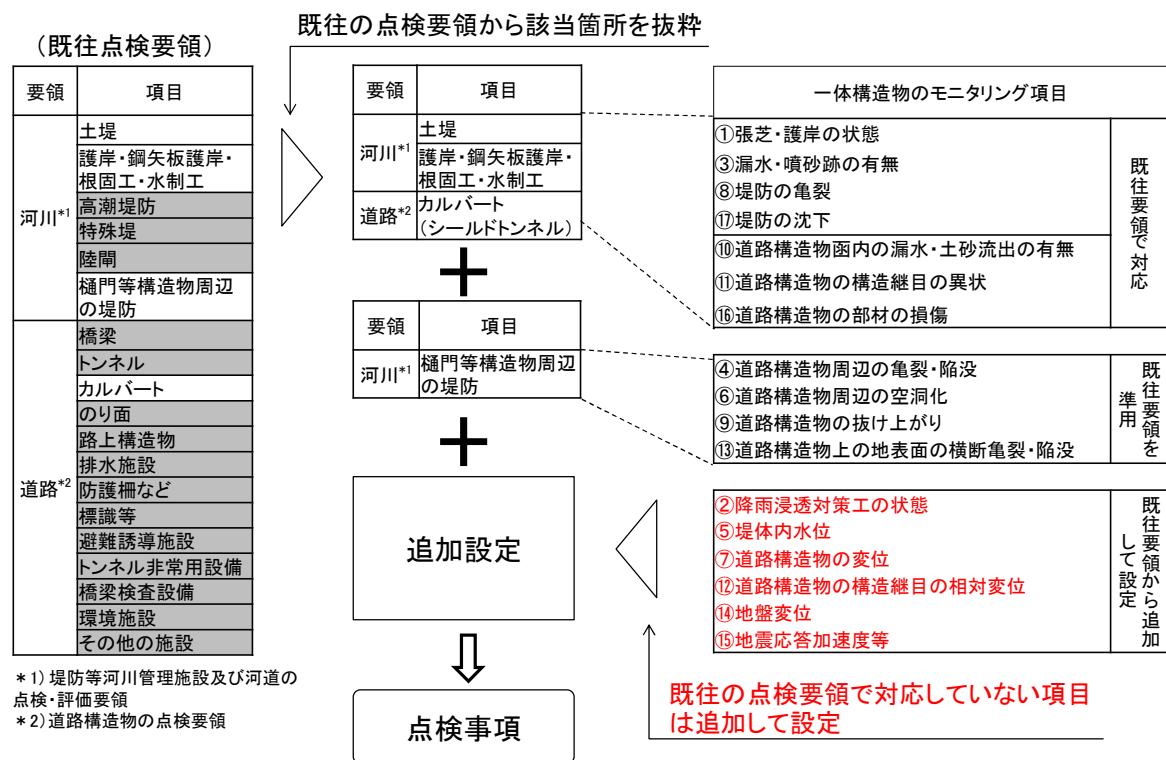


図 4.7.2-11 技術委員会で整理された点検事項

表 4.7.2-2～表 4.7.2-4 には、点検事項の総覧として整理した表を示す。

表 4.7.2-2 一体構造物の点検事項の総覧 常時（出水期前，台風期）

項目		箇所	モニタリング事項	常時		
				出水期前	台風期	
堤防	土堤	法面・小段	法面・小段の亀裂，陥没，はらみだし，法崩れ，寺勾配化，侵食等はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○	
			張芝のはがれ等，堤防植生，表土の状態に異状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○	
			雨水排水上の問題となっているような，小段の逆勾配箇所や局所的に低い箇所がないか	○	○	
			法面・小段に不陸はないか	○	○	
			モグラ等の小動物の穴が集中することによって，堤体内に空洞を生じていないか	○	○	
			樹木の侵入，拡大は生じていないか	○	○	
			坂路・階段取り付け部の路面排水の集中に伴う洗掘，侵食がないか	○	○	
		天端	堤防天端及び法肩に亀裂，陥没，不陸，沈下等の変状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○	
			天端肩部が侵食されているところはないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○	
			堤脚付近の排水不良に伴う浸潤状態はないか	○	○	
			堤脚付近の堤体土が軟弱化し，流動化の恐れはないか	○	○	
		裏法尻部	しぼり水でいつも浸潤状態のところはないか	○	○	
			法尻付近の漏水，噴砂はないか	○	○	
			堤脚保護工の変形はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○	
			局部的に湿性を好む植生種が群生していないか	○	○	
			ドレーン工の目詰まり，あるいは濁水の排水が生じていないか	○	○	
			堤脚水路	堤脚水路の継目からの漏水・噴砂がないか	○	○
			堤脚水路の閉塞がないか	○	○	
		護岸	堤防護岸 高水護岸 低水護岸	堤防護岸・高水護岸に目地の開き，亀裂，破損等の変状はないか	○	
				堤防護岸・高水護岸に浸透対策として表法面に被覆工が施されている箇所において，遮水シートの露出や破断がないか	○	
				護岸及びその端部に洗掘，侵食がないか	○	
	コンクリート構造，鋼構造に劣化や腐食が生じていないか			○		
	コンクリートブロックや捨て石等の積み構造が，沈下，崩れ等の変形を生じていないか			○		
	コンクリートブロック等の積み構造が，はらみ出しを生じていないか			○		
	低水護岸に沈下，崩れ，陥没等変状発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか			○		
	鋼矢板護岸		鋼矢板	コンクリート構造，鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	○	
				コンクリート構造，鋼構造に不同沈下，傾き，土構造との接合部に隙間や吸出し等が見られないか	○	
			背後地盤	背後地盤に沈下・陥没はないか	○	
	笠コンクリート			コンクリート構造，鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	○	
				笠コンクリートの目地部，打ち継ぎ部に高低差，ずれ，開きはないか	○	
	根固工 水制工		根固工 水制工	根固工の変状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	
				水制工の変状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	
				根固工，水制工に沈下，崩れ，陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか	○	
				木製部材に施設機能を損なうような変状，損傷，腐食を生じていないか	○	
	道路構造物 周辺の堤防		道路構造物上 の地表面	道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか，幅，段差が拡大していないか	○	○
		道路構造物上の地表面の堤体法尻部，小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡はないか		○	○	
		道路構造物上の地表面，堤脚水路に陥没はないか		○	○	
		堤防間盛土 （デルタ部）	降雨浸透対策工の露出や損傷がないか	○	○	
道路構造物	道路構造物 躯体	道路構造物の撓み，折れ曲がりや継手の開き，函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか，拡大していないか	○	○		
	構造物同士の 接合部	構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか，幅，段差が拡大していないか，開削ボックス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか	○	○		
		構造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか	○	○		

表 4.7.2-3 一体構造物の点検事項の総覧 常時（出水後、地震後）

項目		箇所	モニタリング事項	非常時	
				出水後	地震後
堤防	土堤	法面・小段	法面・小段の亀裂、陥没、はらみだし、法崩れ、寺勾配化、侵食等はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○
			張芝のはがれ等、堤防植生、表土の状態に異状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	
			法面及び小段が泥濘化しているような箇所はないか	○	
			モグラ等の小動物の穴が集中していた箇所に陥没等を生じていないか	○	○
		天端	堤防天端及び法肩に亀裂、陥没、不陸、沈下等の変状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○
			天端肩部が侵食されているところはないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	
		裏法尻部	堤脚付近の堤体土が軟弱化し、流動化の恐れはないか	○	
			法尻付近の漏水、噴砂はないか	○	
			堤脚保護工の変形はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○
			ドレーン工の目詰まり、あるいは濁水の排水が生じていないか	○	
		堤脚水路	堤脚水路の継目からの漏水・噴砂がないか	○	
			堤脚水路の閉塞がないか	○	
	護岸	堤防護岸 高水護岸 低水護岸	堤防護岸・高水護岸に目地の開き、亀裂、破損等の変状はないか	○	○
			堤防護岸・高水護岸に浸透対策として表法面に被覆工が施されている箇所において、遮水シートの露出や破断がないか	○	○
			護岸及びその端部に洗堀、侵食がないか	○	
			コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	○	
			コンクリートブロックや捨て石等の積み構造が、沈下、崩れ等の変形を生じていないか	○	○
			コンクリートブロック等の積み構造が、はらみ出しを生じていないか	○	○
			低水護岸に沈下、崩れ、陥没等変状発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか	○	
			コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	○	
		鋼矢板護岸	コンクリート構造、鋼構造に不同沈下、傾き、土構造との接合部に隙間や吸出し等が見られないか	○	○
			背後地盤に沈下・陥没はないか	○	○
		笠コンクリート	コンクリート構造、鋼構造に劣化や腐食が生じていないか	○	
			笠コンクリートの目地部、打ち継ぎ部に高低差、ずれ、開きはないか	○	○
	道路構造物 周辺の堤防	根固工 水制工	根固工の変状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○
			水制工の変状はないか（あるいは出水期前よりも進行していないか）	○	○
			根固工、水制工に沈下、崩れ、陥没等変状の発生が懸念される河床低下や局所洗掘が生じていないか	○	
			木製部材に施設機能を損なうような変状、損傷、腐食が生じていないか	○	
		道路構造物上の 地表面	道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか。幅、段差が拡大していないか。	○	○
			道路構造物上の地表面の堤体法尻部、小段部や堤脚水路より漏水・噴砂等の吸出しの痕跡はないか	○	
			道路構造物上の地表面、堤脚水路に陥没はないか	○	○
		堤防間盛土 (デルタ部)	降雨浸透対策工の露出や損傷がないか	○	○
	道路構造物	構造物躯体	道路構造物の撓み、折れ曲がりや継手の開き、函体やセグメントのクラックの状態に変化はないか。拡大していないか。	○	○
		構造物同士との 接合部	構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか。幅、段差が拡大していないか。開削ボックス部とシールドトンネル部の接続箇所に変状や漏水が生じていないか。	○	○
			構造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか	○	○

表 4.7.2-4 一体構造物の計測機器等によるモニタリング事項

項目		箇所	モニタリング事項	計測時期	
				出水期前	連続計測
堤防	土堤	天端	地表面沈下 圧密沈下の傾向を把握	○	
	道路構造物 周辺の堤防	堤防間盛土	堤体内地下水位 堤防内の水位に大きな変動はないか	○	○
道路構造物		ボックス シールドトンネル	地震加速度 ボックスおよびシールドトンネルに発生する地震応答加速度を把握		○

■ 管理モニタリング項目の内容と実施方法例

堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領 参考資料（平成31年4月，国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課）」に掲載のものをもとに今後，更に管理方法を詳細に検討しモニタリング施設の管理を目的としたモニタリング項目の案を表4.7.2-5(1)～(3)に整理する。

表 4.7.2-5(1) 管理モニタリング項目の内容及び実施方法

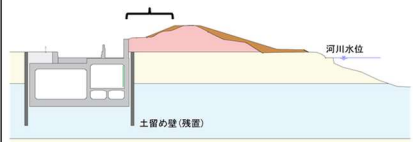
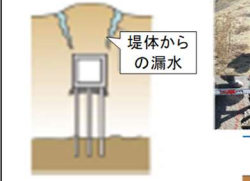
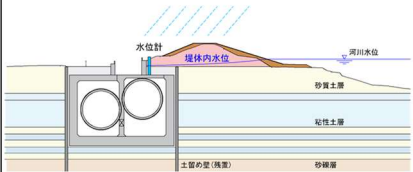
点検項目	点検の時期	点検事項	点検方法	摘 要
① 張芝、護岸の状態	常時（出水期前，台風期） 非常時（出水後，地震後） 上記に加え豪雨発生後にも点検	【河川点検要領】 （土堤）法面・小段（護岸）堤防護岸・高水護岸・低水護岸	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 （変状種別）堤防 11）侵食（ガリ），13）護岸・被覆工の破損等 （確認事項） ・法面・小段の亀裂，陥没，はらみだし，法崩れ，遮水シートの露出や破断，コンクリートブロックや捨て石等の沈下や崩れ等の変形	 
② 降雨浸透対策の状態	常時（出水期前，台風期） 非常時（出水後，地震後） 上記に加え豪雨発生後にも点検	【追加設定】 降雨浸透対策工の露出や損傷がないか	【外観目視】 （変状種別）道路構造物周辺堤防 1）降雨浸透対策の状態 （確認事項） ・クラック，段差，堤内側の排水，シートの露出欠損 ・クラックが生じている場合は幅，深さ，長さを記録 ・段差が生じている場合は，高低差・方向（堤外側or堤内側，上流側or下流側）を記録	降雨浸透対策設置範囲 
③ 漏水・噴砂跡の有無	常時（出水期前，台風期） 非常時（出水後）	【河川点検要領】 （土堤）裏法尻部	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 （変状種別）堤防 12）漏水・噴砂 （確認事項） ・漏水が発生している場合は，動画による撮影や，漏水量を計測し，漏水の位置や規模の判定ができるように記録	 
④ 道路構造物周辺の亀裂，陥没	常時（出水期前，台風期） 非常時（出水後，地震後）	【河川点検要領の樋門等構造物周辺堤防を準用】 道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか 幅や段差が拡大していないか	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 （変状種別）堤防 1）亀裂，2）陥没や不陸 道路構造物周辺堤防 2）道路構造物周辺の亀裂・陥没 （確認事項） ・亀裂，陥没が発生している場合には，長さや深さ，ずれの方向についても記録 ・道路構造物周辺の陥没は，構造物周辺に水みちが発生している可能性があることから，修復が必要なレベルの亀裂，陥没の場合には，追加調査等を検討	  
⑤ 堤体内水位	常時（出水期前，台風期） 非常時（出水後） 上記に加え豪雨発生後にも計測データを確認	【追加設定】 堤体内の水位に大きな変動はないか ※縦断的な水位勾配についても留意	【機器等による計測】 水位計による計測（連続計測） （変状種別）堤防（計測） 1）堤体内水位 堤防 9）排水不良，12）漏水・噴砂 （確認事項） ・道路構造物川表側近傍の観測井 ・縦断方向 数箇所程度	

表 4.7.2-5(2) 管理モニタリング項目の内容及び実施方法

点検項目	点検の時期	点検事項	点検方法	摘 要
⑥ 道路構造物周辺の空洞化	個別調査時 (道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態により空洞化が疑われる場合)	【河川点検要領の樋門等構造物周辺堤防を準用】 道路構造物周辺に空洞化が発生していないか	【個別調査】 (変状種別) 道路構造物周辺堤防 2) 道路構造物周辺の亀裂・陥没等 (確認事項) ・具体的な方法については、変状が生じた際に、調査方法を選定 ・物理探査等による空洞化の観測は、現時点では確実な方法は確立されていない ・将来、調査を行う際に活用するため、施工直後の初期値を調査	
⑦ 道路構造物の変位	個別調査時 (外観目視等により変位が懸念される場合、詳細な変位量を把握する必要がある場合)	【追加設定】 道路構造物の変位量の把握	【機器等による計測】 測量により計測 (変状種別) 道路構造物 4) 沈下, 6) 道路構造物の構造継目の異状等 (確認事項) ・道路構造物の両端や内空の変位を計測 ・道路構造物の検査路に測量鉗を設置 ・将来的には車両搭載型レーザー計測装置等の新技術の導入による効率化を検討	
⑧ 堤防の亀裂	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【河川点検要領】(土堤)天端, 法面・小段	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 堤防 1) 亀裂 (確認事項) ・亀裂, 陥没が発生している場合には、長さや深さ, ずれの方向についても記録	
⑨ 道路構造物の抜け上がり	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【河川点検要領の樋門等構造物周辺堤防を準用】 道路構造物上の地表面の抜け上がりや亀裂の状態に変化はないか 幅や段差が拡大していないか	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 道路構造物周辺堤防 3) 道路構造物の抜け上がり (確認事項) ・抜け上がりが発生している場合は、その量を記録	
⑩ 函内の漏水・土砂流出の有無	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後) 上記に加え豪雨発生後にも点検	【道路点検要領】 【河川点検要領の樋門等構造物周辺堤防を準用】 構造物各部の接合部から吸出しの痕跡が生じていないか	【外観目視】 道路点検要領を基本に実施 (変状種別) 道路構造物 5) 漏水 (確認事項) ・構造物の継目やシールドトンネル注入孔等からの漏水, 土砂流出が発生している場合には、動画による撮影や漏水量を計測し、漏水の位置や規模が判定できるように記録	
⑪ 道路構造物の構造継目の異状	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【道路点検要領】 【河川点検要領の樋門等構造物周辺堤防を準用】 構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか 幅, 段差が拡大していないか	【外観目視】 道路点検要領を基本に実施 (変状種別) 道路構造物 3) 目地の異状, 6) 道路構造物の構造継目の異状 (確認事項) ・幅, 段差については、⑫道路構造物の構造継目の相対変位計測により管理する	

表 4.7.2-5(3) 管理モニタリング項目の内容及び実施方法

点検項目	点検の時期	点検事項	点検方法	摘 要
⑫ 道路構造物の構造継目の相対変位	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【追加設定】 構造物各部の接合部の開きの状態に変化はないか 幅, 段差が拡大していないか 道路構造物同士の相対変位が進行していないか	【機器等による計測】 簡易計測(スケール等) (変状種別) 道路構造物 7) 道路構造物の構造継目の相対変位 (確認事項) ・全ての構造継手を対象 ・構造継目を挟んで鉋を2箇所設置し, 距離を計測 ・(構造継目の相対変位計測の位置は設置までに検討)	
⑬ 道路構造物上の地表面の横断亀裂, 陥没	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【河川点検要領の樋門等構造物周辺堤防を準用】 道路構造物上部の堤防天端, 法面, 小段に横断方向の亀裂や陥没はないか	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 道路構造物周辺堤防 4) 道路構造物上の地表面の横断亀裂, 陥没 (確認事項) ・変位量, 止水ゴムの破断 ・亀裂, 陥没が発生している場合には, 長さや深さ, ずれの方向についても記録	
⑭ 地盤変位	常時(出水期前) 非常時(地震後) 圧密沈下の収束が確認できるまで計測 収束後は通常の堤防管理(目視点検, 河川定期縦横断測量)に切り替える	【追加設定】 圧密沈下の沈下傾向を把握	【機器等による計測】 地表面の沈下量(測量により計測) (変状種別) 堤防(計測) 2) 地表面の沈下量, 堤防 4) 沈下, 道路構造物周辺堤防 3) 道路構造物の抜け上がり等 (確認事項) ・堤防天端～構造物周辺に測量鉋等を設置し, 地表面沈下量を計測 ・将来的には車両搭載型レーザー計測装置等の新技術の導入による効率化を検討	
⑮ 地震応答加速度等	連続計測	【追加設定】 堤防天端や堤内地, 道路構造物に発生する地震応答加速度の把握	【機器等による計測】 地震計による計測(連続計測) (確認事項) ・道路構造物内に地震計を設置 ・地震発生直後の初動体制を決定するために計測	
⑯ 道路構造物部材の損傷	常時(出水期前, 台風期) 非常時(出水後, 地震後)	【道路点検要領】 道路構造物内部のひび割れやはく離, 鉄筋露出の有無, 状態に変化はないか, 拡大していないか	【外観目視】 道路点検要領を基本に実施 (変状種別) 道路構造物 1) ひび割れ, 2) はく離, 欠落, 鉄筋の露出, 豆板, 4) 沈下 (確認事項) ・道路構造物内部の変状状況	
⑰ 堤防の沈下	非常時(地震後)	地震後に堤防が沈下していないか	【外観目視】 河川点検要領を基本に実施 (変状種別) 堤防 4) 沈下 (確認事項) ・地震後の堤防の沈下や陥没, 亀裂等の変状	

※) 河川点検要領：堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領

(令和5年3月, 国土交通省水管理・国土保全局 河川管理課)

※) 道路点検要領：道路構造物の点検要領

(平成30年10月, 阪神高速道路株式会社・阪神高速技術株式会社)

図 4.7.2-12 に 計器を設置する場合の計測箇所イメージを示す。

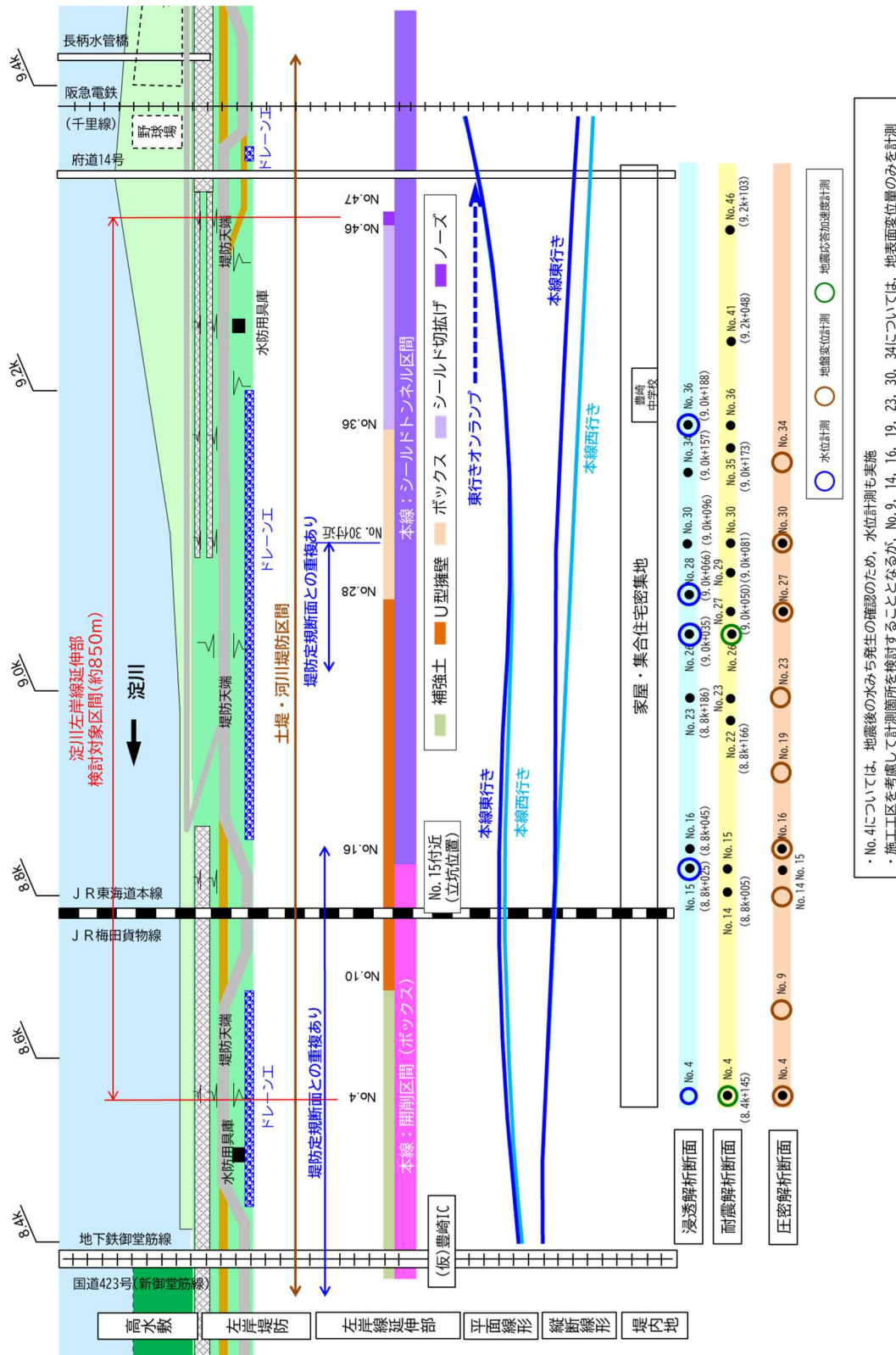


図 4.7.2-12 堤体内水位，地盤変位，地震応答加速度等の計測箇所イメージ

4.7.2.5 継続監視・点検強化のための体制整備

延伸部区間の堤防と道路構造物の一体構造は、2期と同様に、堤防と道路の兼用工作物となることから、常時（出水期前・台風期）の点検の実施時期は、河川管理者と道路管理者で時期の調整が必要となる。これらの他に、非常時（出水・地震等）に緊急的に点検を実施する場合の連絡・出動体制も必要となることから図 4.7.2-13 に示すような監視，点検のための体系化された管理体制を構築することが必要となる。

状態	体制	通行止の措置
出水・高潮時	■水防活動 ・陸閘操作等の水防活動時には通行規制を実施 ■排水計画 ・越水 15cm を想定しており，道路構造物内が浸水した場合は速やかに排水活動を実施 ・道路構造物内の排水ポンプを用いて，大阪市の下水道で処理 ■排水後の点検 ・排水後には道路管理者が道路構造物内の点検，報告を実施 ■出水後点検 ・枚方水位観測所が氾濫注意水位を超えた場合（高潮区間では顕著な高潮発生時）に出水後点検を実施	・枚方水位観測所が氾濫危険水位を突破した場合，堤内側の内水等により道路構造物内が浸水した場合 ・河川管理に支障が想定される場合，河川管理者からの要請により道路管理者において通行止措置を行う
地震時	■地震後点検 ・一体構造物の地震時の挙動が不明確であることから，当面は震度 4 以上で点検を実施	・震度 5 強の地震が発生した場合
交通事故時	■緊急巡視 ・交通事故が発生した際には，堤防に影響があるとされた場合に道路管理者から河川管理者に緊急巡視を要請 ・堤防に影響がないとした場合には道路管理者から堤防管理者に通知のみ実施	・一体構造物に影響するような損傷が生じた場合

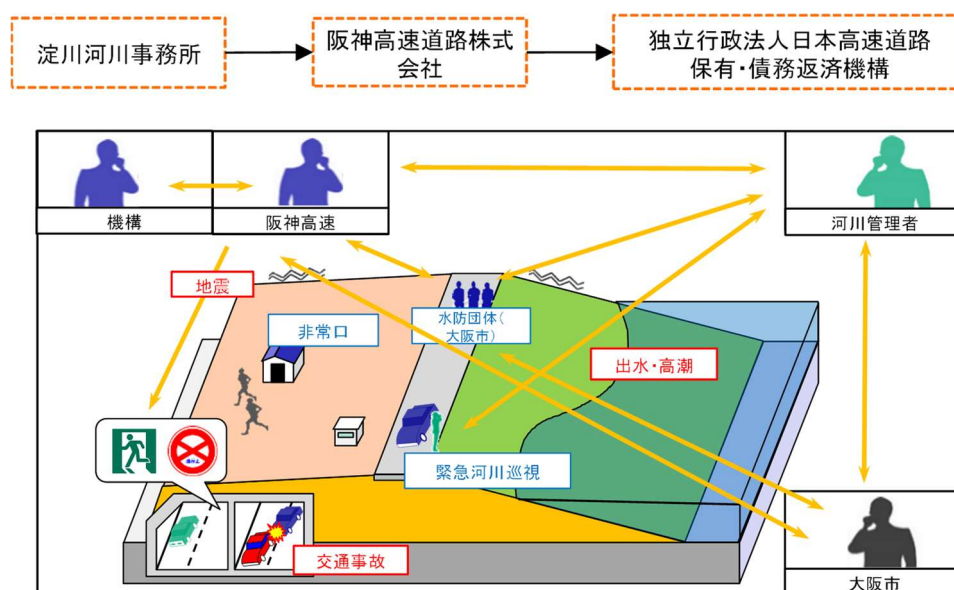


図 4.7.2-13 管理体制のイメージ

4.7.2.6 道路構造物内部からの補修

■ 道路ボックス

劣化損傷や地震時に道路ボックスに損傷が生じた場合は、ひび割れ損傷等の軽微な損傷に対しては図 4.7.2-14 に示すようなひび割れ注入工による補修を実施する。ひび割れ注入は内部空間から実施できる工法であることから、車線規制等の通行規制さえ行えば比較的簡易に実施できる補修対策となる。また、ひび割れ損傷が進展し、かぶりコンクリートの剥落や鉄筋の腐食など損傷の程度が進んだ場合には、図 4.7.2-15 に示すような断面補修工を実施することで力学的な性能を補修することを行う。



図 4.7.2-14 ひび割れ注入工のイメージ



図 4.7.2-15 断面補修工のイメージ

■ シールドトンネル

シールドトンネルの補修対策にあたっては、点検及び調査の結果に基づいて変状の状況を十分に把握し、その損傷状況より発生原因を推定し、損傷に対する対策工を検討する。

シールドトンネルの補修対策工事例を表 4.7.2-6 に示す。セグメントのクラックや剥離などの損傷に対しては、道路ボックスと同様、ひび割れ注入工や断面補修工による補修対策を行う。また、セグメント継手部やセグメントのクラックから漏水が認められる場合は、目地注入工やセグメント背面注入工を実施することで止水性能を確保する補修対策を行う。

表 4.7.2-6 シールドトンネルの補修対策工事例

損傷状況	損傷の原因	補修対策工
RCセグメントのクラック、剥離	乾燥収縮や温度変化等による材質劣化	ひび割れ注入工，断面補修工
RCセグメント継手部の漏水	シール材の劣化，セグメント継手部の目開きによるシール材の損傷	セグメント目地注入工
RCセグメントのクラックからの漏水	セグメントに発生したクラックがセグメント背面まで達して漏水	セグメント背面注入工
RCセグメント継手部のコンクリート欠損，欠損部での露出鉄筋の腐食	セグメントに段差があるため、軸力によるせん断力によってコンクリート欠損	鉄筋の防錆処理と断面補修工
RCセグメントの損傷，継手部からの漏水，漏水に伴うコンクリートの劣化（セグメント，道路床版）	不十分な裏込注入，鉄筋腐食，地震等の外力によるセグメントの段差や継手部の目開きによるシール材の損傷	二次覆工（場所打ちコンクリート）
シールドトンネル坑口部のセグメントと躯体コンクリートが接する部分で剥離	地震等による外力	断面補修工
シールドトンネル坑口部のセグメントと躯体コンクリート間から漏水	シールドトンネル坑口部のセグメントと躯体コンクリート間の間詰めコンクリートの損傷	止水注入，坑口部にゴムジョイントを設置

※）「中央環状線山手トンネル点検要領(案)土木編（2010 年 首都高速道路株式会社）」を基に加筆修正

4.8 まとめ

第2章で述べたように、河川構造令第18条第1項の規定にある「計画高水位以下の水位の流水の通常的作用に対して安全な構造であること」という規定を満足するかについて技術的に検討を行った。

図4.8-1に示すように、河川構造令第18条第1項の規定に対する検討項目を6項目設定し、各項目に対しての様々な検討を実施した。検討の結果、上記規定にある安全な構造であるものと評価する。

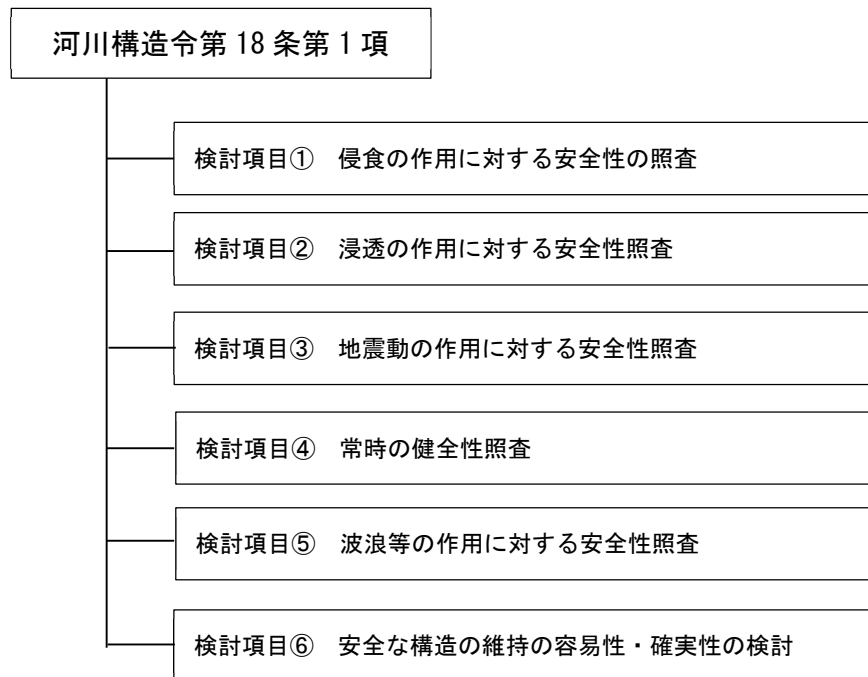


図 4.8-1 河川構造令第18条第1項に関する検討項目