

資料 7-4
第 7 回
淀川左岸線（2期）事業 に関する技術検討委員会

淀川左岸線（2期）事業に関する技術検討報告書（案）

平成 28 年 3 月

淀川左岸線（2期）事業に関する技術検討委員会

目次

第1章 技術検討報告書の位置付け

1.1 技術検討報告書の位置付け.....	1 - 1
1.2 技術検討報告書の構成.....	1 - 1

第2章 淀川左岸線（2期）事業計画概要

2.1 事業計画概要.....	2 - 1
2.2 路線概要.....	2 - 4
2.3 河川概要.....	2 - 12
2.4 一体構造物の基本方針.....	2 - 27

第3章 事業計画の課題

3.1 河川管理施設等構造令抵触における課題.....	3 - 1
3.2 一体構造物としての課題.....	3 - 4

第4章 一体構造物としての安全性に関する検討

4.1 課題および検討方針.....	4 - 1
4.2 被害シナリオごとの検討結果.....	4 - 6
4.2.1 洪水・豪雨・地下水変動による影響検討.....	4 - 6
4.2.2 地震による影響検討.....	4 - 53
4.2.3 盛土・構造物設置に伴う地盤変状による影響検討.....	4 - 105
4.2.4 交通振動による影響検討.....	4 - 152
4.2.5 定量的評価の妥当性検証.....	4 - 157
4.3 まとめ.....	4 - 158

第5章 一体構造物としての施工方法に関する検討

5.1	課題および検討方針	5 - 1
5.2	施工概要および仮締切堤	5 - 3
5.3	土堤締切の安全性に関する検討	5 - 28
5.4	施工時におけるモニタリングに関する検討	5 - 56
5.5	まとめ	5 - 58

第6章 一体構造物としての維持管理手法に関する検討

6.1	課題に対する検討方針	6 - 1
6.2	定量的評価の妥当性検証モニタリング	6 - 7
6.3	一体構造物の維持管理手法に関する検討	6 - 13
6.4	まとめ	6 - 49

第7章 その他

7.1	その他の配慮すべき事項に関する検討および方針	7 - 1
7.2	実施設計および施工段階における配慮事項	7 - 8

第8章 まとめ

第1章 技術検討報告書の位置付け

1.1 技術検討報告書の位置付け

「淀川左岸線（2期）事業に関する技術検討委員会」（以下、本委員会）は、淀川左岸線（2期）事業の建設にあたり、道路構造物と堤防を一体とした前例のない構造物の安全性、施工方法及び維持管理手法等について技術的な審議を行うことを目的に、道路構造物と堤防を一体構造とした場合の河川堤防としての安全性の照査方法等、施工方法に関すること、道路構造物の建設及び完成後の維持管理手法並びにモニタリングに関すること等を検討事項として、平成23年度より審議を行ってきた。

本技術検討報告書は、本委員会の検討事項についてとりまとめたものであり、淀川左岸線（2期）事業の建設に向けた今後の詳細設計、施工計画および河川協議等の基となる技術的検討結果として活用するものである。

1.2 技術検討報告書の構成

本検討報告書では、本委員会の技術的検討結果に対し、以下の構成で取りまとめる。

第1章 技術検討報告書の位置付け

1.1 技術検討報告書の位置付け

1.2 技術検討報告書の構成

第2章 淀川左岸線（2期）事業計画概要

2.1 事業計画概要

2.2 路線概要

2.3 河川概要

2.4 一体構造物の基本方針

第3章 事業計画の課題

- 3.1 河川管理施設等構造令抵触における課題
- 3.2 一体構造物としての課題

第4章 一体構造物としての安全性に関する検討

- 4.1 課題に対する検討方針
- 4.2 被害シナリオごとの検討結果
 - 4.2.1 洪水・豪雨・地下水変動による影響検討
 - 4.2.2 地震による影響検討
 - 4.2.3 盛土・構造物設置に伴う地盤変状による影響検討
 - 4.2.4 交通振動による影響検討
 - 4.2.5 定量的評価の妥当性検証
- 4.3 まとめ

第5章 一体構造物としての施工方法に関する検討

- 5.1 課題に対する検討方針
- 5.2 施工概要および仮締切堤
- 5.3 土堤仮締切の安全性に関する検討
- 5.4 施工時におけるモニタリングに関する検討
- 5.5 まとめ

第6章 一体構造物としての維持管理手法に関する検討

- 6.1 課題に対する検討方針
- 6.2 定量的評価の妥当性検証モニタリング
- 6.3 一体構造物の維持管理手法に関する検討
- 6.4 まとめ

第7章 その他

- 7.1 その他の配慮すべき事項に関する検討および方針
- 7.2 実施設計および施工段階における配慮事項

第8章 まとめ

第2章では、淀川左岸線（2期）の計画において必要となる道路構造条件、河川条件、一体構造物としての基本方針を整理する。

第3章は、事業計画の課題である、河川管理施設等構造令抵触と、一体構造物としての課題について整理する。

第4章は、本委員会の目的である一体構造物としての被害シナリオとそれぞれに対する確保機能について整理し、必要な検討事項について述べ、淀川左岸線（2期）完成時において、洪水・豪雨・地下水変動による影響検討、地震による影響検討、盛土・構造物設置に伴う地盤変状による影響検討、交通振動による影響検討について整理する。

第5章では、一体構造物の施工方法に関する検討として、施工方法に関する課題に対する検討方針、施工概要と仮締切堤、土堤仮締切の安定性や、施工時におけるモニタリングについて整理する。

第6章では、一体構造物としての維持管理手法に関して、課題に対する検討方針、定量的評価の妥当性検証のためのモニタリングや、一体構造物の維持管理手法に関する検討について整理する。

第7章では、その他配慮すべき事項に関する検討および方針と、実施設計および施工段階における配慮事項を整理する。

第8章では、本検討報告書のまとめを述べる。

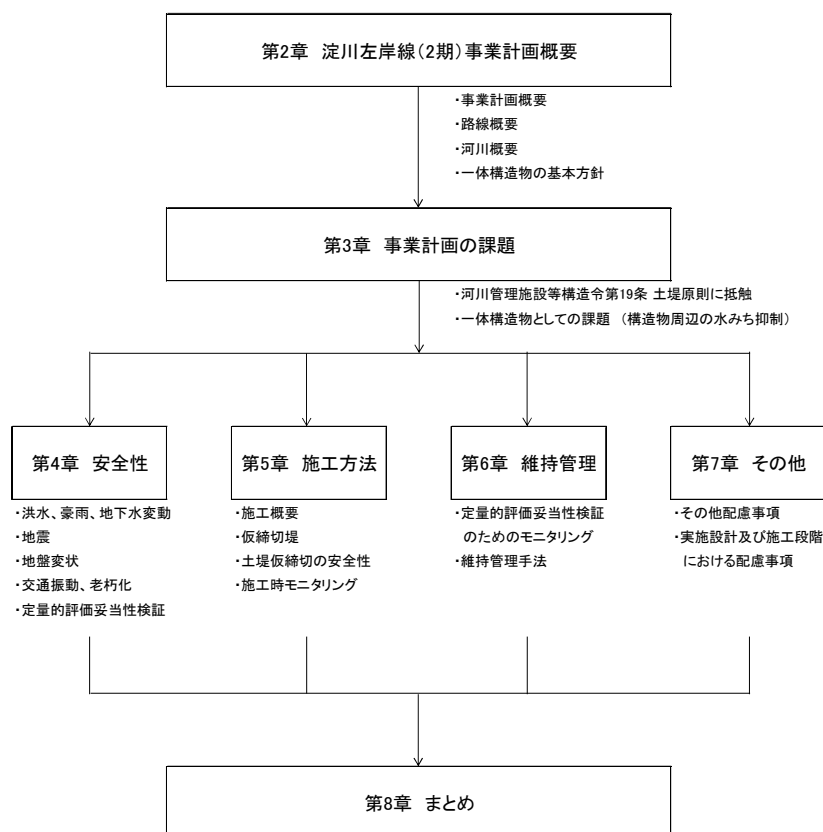


図 1.1 技術検討報告書の構成

第2章 淀川左岸線（2期）事業計画概要

2.1 事業計画概要

淀川左岸線（2期）および淀川南岸線は、平成8年3月に都市計画決定されているが、淀川左岸における道路計画は、昭和21年度の戦災復興計画による『淀川南岸線』の都市計画決定に始まる。昭和42年には『淀川南岸線』の上部空間に『大阪高槻線』（高架構造）が都市高速道路網構想の一路線として公表されたが、環境悪化を理由とした地元住民の反対運動もあり、昭和57年度に『大阪高槻線』に変わる新たな都市高速道路として『淀川左岸線』が公表された。



図 2.1.1 淀川左岸線（2期） 事業経緯

都市計画決定後、平成12年度から阪神高速道路公団が事業を実施していたが平成15年度の道路公団民営化の議論に伴い、事業の見直しが実施された。その結果、平成18年度より大阪市の街路事業と阪神高速道路株式会社の有料道路事業の合併施行方式により事業を継続して実施している。あわせて、地域のサービス道路となる都市計画道路淀川南岸線（以下、「淀川南岸線」という）も整備する。

このような過去の道路計画の経過を踏まえ、『淀川左岸線』のルートについては、以下の考え方で設定されている。

- ① 大阪湾臨海部と都心北部地域を連絡し、市中心部に流入する交通を分散させ慢性的な交通混雑を緩和する第二環状線としてのルート
- ② 市中心部の業務・商業地域や隣接する居住・商業複合地域へ道路サービスを最大限に提供できるルート

- ③ 淀川南岸線の都市計画道路区域や淀川の河川空間、海老江下水処理場、水道大淀配水場など、既存公共施設空間を可能な限り活用し、民地買収を可能な限り少なくして道路の採算性や経済性が確保できるルート
- ④ 新たな地域分断を回避でき、既存幹線道路とも円滑に交差・接続できるルート

一方、昭和 60 年度に淀川スーパー堤防の構想が出され、淀川左岸線の道路構造についても、学識者や河川管理者からなる委員会を開催し、スーパー堤防と一体となった「半地下構造案」が提案されている。

昭和 62 年度にはスーパー堤防整備推進の答申が出され、スーパー堤防事業としても積極的に推進する方向性が打ち出され、河川管理者との協議を重ね、平成 6 年度の都市計画の事前協議を経て、平成 7 年度に河川区域内にルートをとる淀川左岸線（2 期）の都市計画決定がされている。



図 2.1.2 路線概要

現在、部分的な構造変更を実施するために都市計画変更の手続き中である。

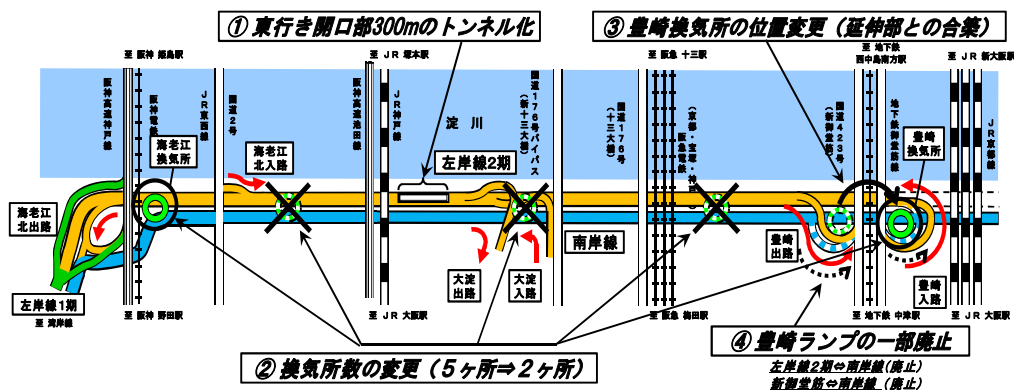
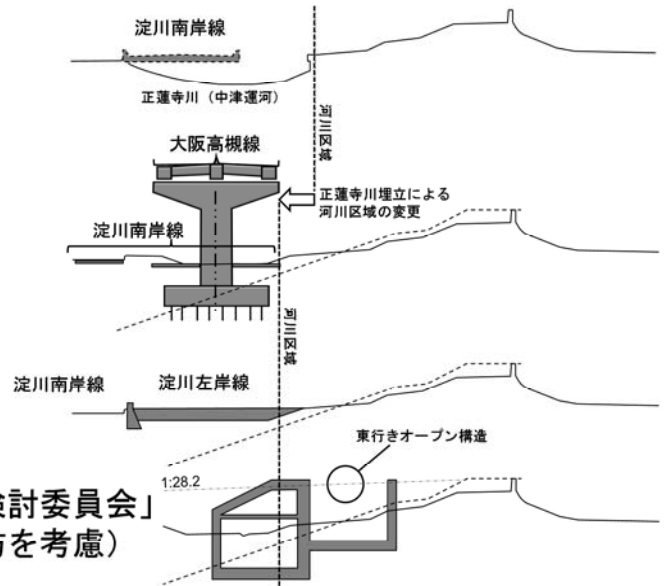


図 2.1.3 都市計画変更概要（予定）

以下に、淀川左岸線（2期）の構造の変遷を示す。

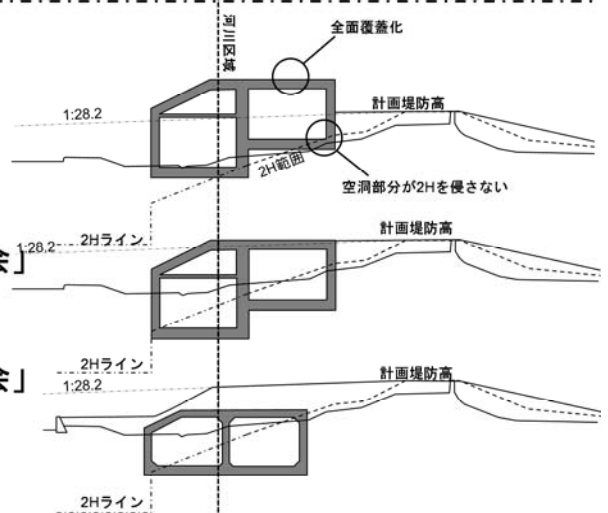
【都市計画決定以前】

- 昭和 21年
「淀川南岸線」都市計画決定
- 昭和 45年
「大阪高槻線」公表（高架構造）
- 昭和 57年
「淀川左岸線」公表（平面構造）
- 昭和60～62年
「淀川左岸線と淀川の河川構造物に関する検討委員会」
半地下構造案（*スーパー堤防を考慮）



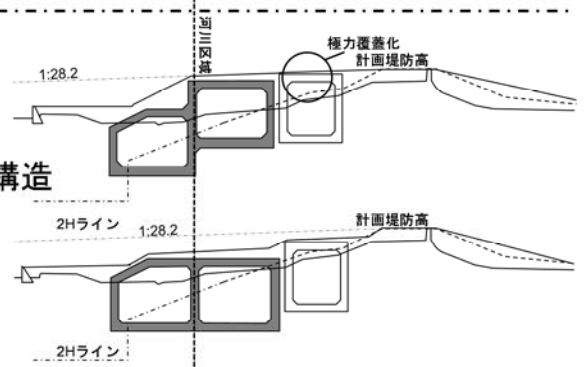
【都市計画決定以降】

- 平成8年
都市計画決定（全面覆蓋化）
 - ・ 函体内空洞部が2Hを侵さない
 - ・ 一部区間で計画堤防高よりも函体突出
- 平成12年
「淀川左岸線（2期）の建設に関する検討委員会」
 - ・ 計画堤防高突出回避（2Hに入ることになる）
- 平成14年
「淀川左岸線（2期）の建設に関する検討委員会」
（換気ダクト廃止）
 - ・ 断面縮小により堤防との離隔を確保するよう
線形見直し



【現技術検討委員会での変更】

- 平成23年
道路構造見直し（ランプ部のみ階段2連BOX）
 - ・ ランプ部等定規に大きく抵触する区間のみ階段構造
 - ・ ランプ部極力覆蓋化
- 平成23年11月
「本技術検討委員会（第3回）」（形状決定）
 - ・ ランプ部も平面2連BOXを基本形



（2H:「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について（平成6年5月31日 建設省河治発第40号 建設省河川局治水課長通達）」に記載される、堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等に係る判断基準等に関する線）

図 2.1.4 トンネル構造の変遷

2.2 路線概要

道路計画・設計にあたり、道路法第29条の道路の構造の原則に即して、第30条第1項および第2項により、道路を新設し、または改築する場合における道路の最小限保持すべき一般的基準として道路構造令が規定されていることから、淀川左岸線（2期）においても、定量的な規定となる線形や幅員、定性的な規定となる性能規定や設置要件に関し、道路構造令を基本とし、設計や計画については阪神高速道路株式会社による設計基準によるものとする。

2.2.1 路線概要

ここでは、淀川左岸線（1期）終点から国道423号（新御堂筋）・地下鉄御堂筋線交差部までのうち、淀川左岸堤防と交差する阪神高速3号神戸線交差部～国道423号（新御堂筋）・地下鉄御堂筋線交差部間の道路構造設計条件となる幾何構造等を淀川左岸線（2期）本線とその出入路を対象として整理する。

(1) 淀川左岸線（2期）本線

事業区間：大阪市此花区高見1丁目～大阪市北区豊崎6丁目、延長約4.3km

道路区分：第2種第2級（自動車専用道路/都市部，市町村道/平地部/計画交通量20,000以上）

設計速度：60km/hour（第2種第2級）

車線数：往復4車線（第2種の道路で対向車線を設けないものの車線数は4以上とする。）

車道幅員：3.25m（第2種第2級，普通道路）

中央帯：2.6m（第2種第2級:1.75m以上，右側路肩幅員×2+内装板設置余裕×2+中壁厚1m）

路肩幅員：左側路肩幅員1.25m以上，右側路肩幅員0.75m以上（第2種，普通道路）

監視員通路：0.75m（「設計基準 第1部 計画基準 平成21年6月」阪神高速道路株式会社）

建築限界：4.5m（普通道路・「大和川線等における幾何構造の変更について（通知）阪高計画353号平成17年12月9日」）

標準横断勾配：2.0%（片側2車線以上の場合）

曲線部片勾配：トンネル部3%（R=700m）・あかり部9%（R=150m）

曲線半径：R=700m（トンネル部）・R=150m（あかり部）

緩和区間長：50m（設計速度60km/hour）

縦断曲線半径：凸型曲線1,400m・凹型曲線1,000m（設計速度60km/hour）

縦断勾配：3%（トンネル区間）・5%（移行区間）

視距：75m（設計速度60km/hour）

舗装厚：標準厚 $t=40\text{cm}$ （標準コンクリート版 $t=25\text{cm}$ +路盤 $t=15\text{cm}$ ）

非常駐車帯：設置間隔300mを標準・やむを得ない場合750m
非常駐車帯部幅員3.0m（特例値）

非常口：設置間隔300mを標準

避難通路：幅2.0m×高さ2.5m

（「設計基準 第1部 計画基準 平成21年6月」（阪神高速道路株式会社）・最小値幅1.5m×高さ2.0m）

幅員構成：往復4車線標準部 約22m

(内装板設置余裕50+監視員通路750+左路肩1250+車線3250×2+右路肩750+内装板設置余裕50) ×2

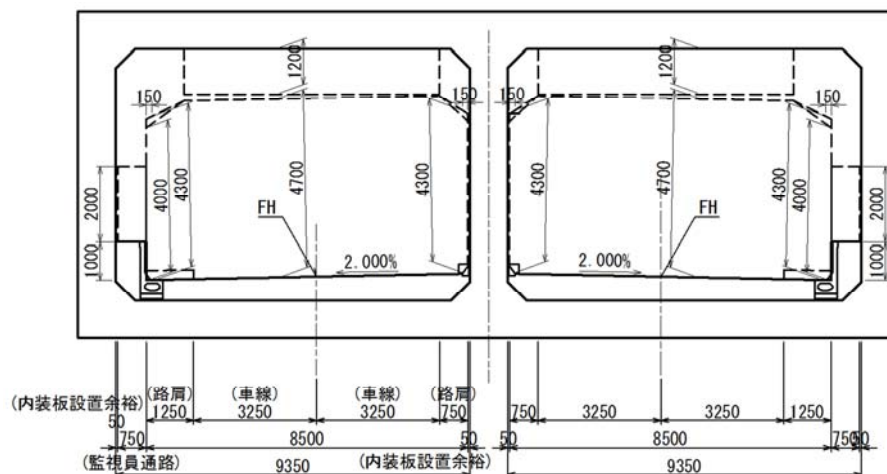


図 2.2.1 淀川左岸線 (2 期) 本線 標準断面図

(2) 淀川左岸線 (2 期) 出入路

ランプ規格：A 規格・C 規格

A 規格ランプ … 海老江ジャンクション B ランプ・C ランプ

C 規格ランプ … 海老江北出入路・大淀出入路・豊崎出入路

設計速度：40km/hour

車線数：1 方向 1 車線

車道幅員：3.25m (「設計基準 第 1 部 計画基準 平成 21 年 6 月」(阪神高速道路株式会社)・A 規格, C 規格)

路肩幅員：左側路肩幅員 2.50m (A 規格)・1.25m (C 規格)

右側路肩幅員 0.75m (A 規格, C 規格)

監視員通路幅：0.75m (「設計基準 第 1 部 計画基準 平成 21 年 6 月」阪神高速道路株式会社)

建築限界：4.5m (「大和川線等における幾何構造の変更について (通知) 阪高計画第 353 号 平成 17 年 12 月 9 日」)

標準横断勾配：1.5% (「設計基準 第 1 部 計画基準 平成 21 年 6 月」阪神高速道路株式会社)

曲線部片勾配：A 規格 … トンネル部 2% (R=600m)・あかり部 8% (R=75m)

C 規格 … トンネル部 1.5% (R=800m)・あかり部 10% (R=45m)

曲線半径：A 規格 … R=600m (トンネル部)・R=75m (あかり部)

C 規格 … R=800m (トンネル部)・R=45m (あかり部)

緩和区間長：35m (設計速度 40km/hour)

縦断曲線半径：凸型曲線 450m・凹型曲線 450m（設計速度 40km/hour）

縦断勾配：A規格 … 2.7%（トンネル部）・8.7%（あかり部）

C規格 … 8%（トンネル部）・9.8%（あかり部）

視距：40m（設計速度 40km/hour）

幅員構成：1方向1車線 A規格 標準部 7.35m

（内装板設置余裕 50+監視員通路 750+左路肩 2500+車線 3250+右路肩 750+内装板設置余裕 50）

1方向1車線 C規格 標準部 6.10m

（内装板設置余裕 50+監視員通路 750+左路肩 1250+車線 3250+右路肩 750+内装板設置余裕 50）

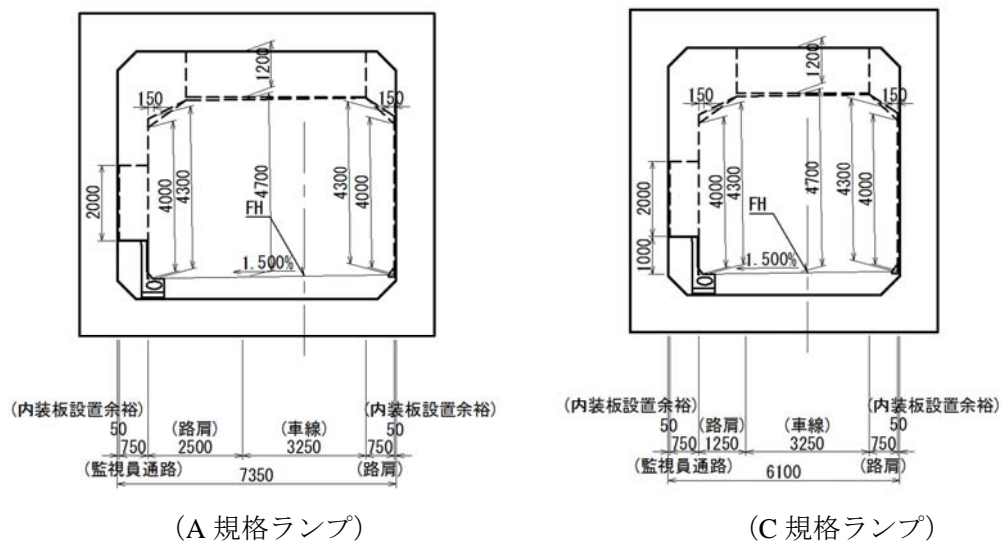


図 2.2.2 淀川左岸線（2期） 本線 標準断面図

ここで、淀川左岸線（2期）出入路は淀川を渡河する主要道路（阪神高速 3号 神戸線・国道 2号・国道 176号バイパス・国道 423号）、新たに整備される淀川南岸線、西野田中津線、中津西本町線に接続する計画である。下表に淀川左岸線（2期）に計画される各ランプと接続道路との車両通行経路を示す。

表 2.2.1 出入路接続状況の整理

ランプ名称	車 両 通 行 経 路	
	起 点	終 点
B ランプ (海老江ジャンクション)	淀川左岸線（2期） 西行き	阪神高速 3号神戸線 北行き（神戸行き）
C ランプ (海老江ジャンクション)	阪神高速 3号神戸線 南行き（大阪行き）	淀川左岸線（2期） 東行き
海老江北出路 (海老江ジャンクション)	淀川左岸線（2期） 西行き	都市計画道路淀川南岸線 (新設 海老江交差点)
海老江北入路	都市計画道路淀川南岸線 東行き	淀川左岸線（2期） 東行き
大淀出路	淀川左岸線（2期） 東行き	西野田中津線 (新設 大淀出路交差点)
大淀入路	国道 176号バイパス 北行き	淀川左岸線（2期） 西行き
	中津西本町線 北行き	
豊崎出路	淀川左岸線（2期） 東行き	国道 423号 北行き
豊崎入路	国道 423号 南行き	淀川左岸線（2期） 西行き

2.2.2 コントロールポイントと道路線形方針

淀川左岸線（2期）、淀川南岸線における平面線形・縦断線形計画にあたり、コントロールとなるポイントと道路線形方針を示す。

大阪から京都・神戸方面へ向かう道路・鉄道は大阪市の北を流れる淀川を渡河しなければならない。淀川左岸線（2期）のうち淀川に並行して計画されている区間では、これら淀川を渡河する道路・鉄道との立体交差が生じる。交差部は淀川を渡河するために大規模な高架橋やシールドトンネルとなっているため、橋梁上部・下部・基礎やシールドがコントロールとなる。表 2.2.2 に淀川を渡河する交差物と平面・縦断コントロールポイントを示す。

表 2.2.2 交差部の整理

河川距離標	道路測点	交差施設名	平面コントロール	縦断コントロール	淀川左岸線（2期）構造形式
4.2k+74.7m	No.36+11.5	阪神高速 3 号 神戸線	橋脚基礎	橋脚基礎・桁下	U 型擁壁 (あかり区間)
4.2k+108.8m	No.38+5.5	阪神電鉄本線	橋脚基礎	橋脚基礎・桁下	U 型擁壁 (あかり区間)
4.6k+164.3m	No.62+10	国道 2 号	-	水管橋桁下	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)
		JR 東西線シールド	-	-	
5.6k+4.6m	No.105+0	阪神高速 11 号 池田線	橋脚基礎	桁下	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)
5.6k+15.4m	No.105+10.8	JR 神戸線	橋脚フーチング・基礎	桁下	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)
6.6k+6m	No.158+6.8	国道 176 号バイパス (十三バイパス)	-	-	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)
6.8k+47m	No.167+9.7	NTT 淀川連絡橋	-	-	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)
6.8k+187.6m	No.174+0	国道 176 号	-	-	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)
7.0k+6.8m	No.176+0	阪急神戸線 阪急宝塚線 阪急京都線	-	軌道高	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)
8.2k+107.1m	No.236+0	国道 423 号 (新御堂筋)	橋脚フーチング	橋脚フーチング・桁下	1 層 2 連ボックス (トンネル区間)

淀川左岸線（２期）は前述のコントロールポイントへの抵触を避け、竣工済みの淀川左岸線（１期）から高架構造・掘割構造で北上し、阪神電鉄本線東側から国道４２３号（新御堂筋）間の淀川左岸堤防南側を地下構造で計画する。次に、淀川左岸線（２期）、淀川南岸線の計画方針を示す。

■ 起点～阪神高速３号神戸線・阪神電鉄本線交差点

淀川左岸線（２期）起点部では、淀川左岸線（１期）において一部下部工が施工されており、淀川左岸線（１期）高架部から阪神高速３号神戸線の接続は供用されている。淀川左岸線（２期）では、阪神高速３号神戸線と阪神電鉄本線との交差点のあかり区間（擁壁区間～土工区間）を経てボックスカルバート部へと接続するように計画する。

淀川南岸線は、北港通吉野西５交差点～都市計画道路高見１号線間について淀川左岸線（１期）施工時に整備が行われている。淀川左岸線（２期）では、都市計画道路高見１号線との交差点改良、海老江交差点設置、土工による阪神高速３号神戸線と阪神電鉄本線との交差点を整備し、本線ボックスカルバート上部に計画する。

■ 阪神電鉄本線交差点～国道２号交差点

阪神電鉄本線交差点から国道２号交差点間は、淀川左岸線（２期）計画位置より南側に先行して設置されている高規格盛土と淀川左岸堤防との間に１層２連ボックスカルバートで淀川左岸（２期）を計画する。国道２号と淀川南岸線との交差点には国道２号交差点を新設し、現況淀川大橋南詰交差点は廃止とする。また、現況淀川小橋は取壊撤去し、淀川左岸線（２期）ボックスカルバート上に盛土にて復旧、淀川小橋下の地先道路も別のボックスカルバートで機能確保する。

■ 国道２号交差点～阪神高速１１号池田線交差点

国道２号交差点の東側で、淀川南岸線を淀川左岸線（２期）ボックスカルバート上部から南側に移動させ淀川左岸線（２期）と並行させる。また、当該区間では地先道路の機能を確保する。淀川南岸線は沿道のアクセスを考慮し土工にて計画するが、淀川左岸線（２期）は１層２連ボックスカルバートとし景観への配慮から頂版の一部に斜材を採用する。

■ 阪神高速１１号池田線・JR神戸線

阪神高速１１号池田線・JR神戸線との交差点では高架橋既設構造物（橋脚・フーチング）に影響しないように淀川左岸線（２期）・淀川南岸線を計画する。道路構造形式は、淀川左岸線（２期）は１層２連ボックスカルバート構造を採用し、淀川南岸線は阪神高速１１号池田線・JR神戸線との交差点は土工を採用する。

■ 国道１７６号・阪急電鉄交差点

国道１７６号・浜中津橋・阪急電鉄との交差点は、既設構造物を取壊撤去し、ボックスカルバート構造を採用し、上面に盛土復旧する。

■ JR 神戸線交差部～阪急電鉄交差部～国道 423 号（新御堂筋）交差部

国道 2 号交差部～阪神高速 11 号池田線交差部と同様に淀川左岸線（2 期）は 1 層 2 連ボックスカルバートとし、景観への配慮から頂版の一部に斜材を採用する。また、淀川南岸線は淀川左岸線（2 期）の南側に並行し土工で計画する。

■ 国道 423 号（新御堂筋）・地下鉄御堂筋線交差部

当該交差部では、淀川左岸線（2 期）本線構造物と国道 423 号（新御堂筋）・地下鉄御堂筋線高架橋フーチングとが近接するが、淀川左岸線（2 期）ボックスカルバートの底版高や構造物による対応で抵触しないように計画する。構造形式は、淀川左岸線（2 期）はボックスカルバート構造、淀川南岸線は U 型擁壁構造・土工で計画する。

■ 平面線形上のコントロール

- ・ 淀川南岸線を左岸線(2期)ボックスカルバートの南側に並行配置
- ・ 淀川左岸線（2 期）は道路構造令に準拠し、概ね 300m 毎に非常駐車帯、非常用出口を設置。また大淀入路ボックスが併設される。
- ・ 既設交差構造物（阪高神戸線、阪神電鉄本線、阪高池田線、JR 神戸線、国道 423 号）の橋脚間等

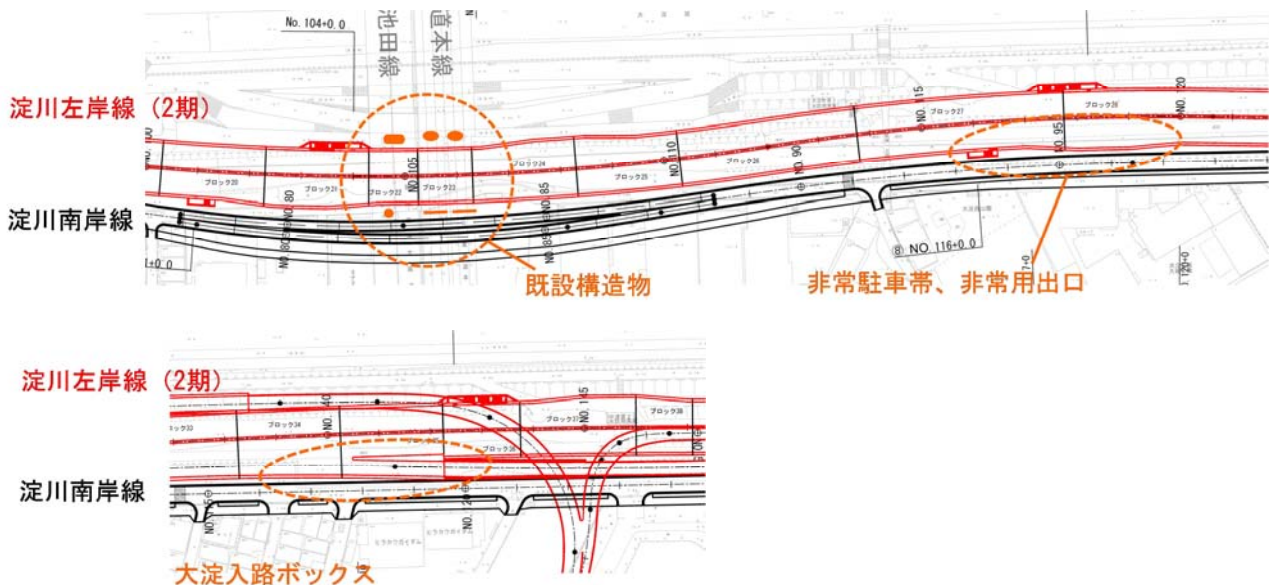


図 2.2.3 平面線形上のコントロール

■ 縦断線形上のコントロール

- ・ 起点部は淀川南岸線を左岸線（2 期）ボックスカルバートに上載し、国道 2 号と平面交差
- ・ 既設交差構造物（阪高神戸線、阪神電鉄本線、阪高池田線、JR 神戸線、阪急電鉄、国道 423 号）の桁下高や軌道高

2.2.3 ランプ部構造形式

淀川左岸線（2期）の構造形式は、阪神高速3号 神戸線と阪神電鉄本線の交差点付近ではU型擁壁となるが、それ以外の区間は1層2連ボックスカルバート・1層1連ボックスカルバートで計画されている。したがって、分合流する出入路ノーズ部はU型擁壁区間・ボックスカルバート区間となり、ランプ単路部では道路計画高さと同完成時堤防高さに応じてボックスカルバート、U型擁壁、土工と変化する。各ランプ部の形式を以下に示す。

表 2.2.3 ランプ形式一覧表

ランプ名称	ランプ形式	分合流形状	ランプ位置
B ランプ	サイドランプ	西行き車線から分流	本線南側に設置
C ランプ		東行き車線に合流	本線北側（堤防間）に設置
海老江北出路		B ランプから分流	本線南側に橋梁で設置
海老江北入路		東行き車線に合流	本線北側（堤防間）に設置
大淀出路		東行き車線から分流	本線北側（堤防間）に設置
大淀入路		西行き車線に合流	本線南側に設置
豊崎出路	センターランプ	東行き車線から分流	本線西行きボックスと東行きボックスの間に設置
豊崎入路	サイドランプ	西行き車線に合流	本線南側に設置

ランプの構造形式は、越波や地震などに対して極力不安定な構造物を回避する目的から、計画堤防高を超えない範囲においてボックスカルバートを採用することとし、ボックスカルバート以外の区間においても非対称となるL型擁壁の設置は避け、安定構造を目的としたU型擁壁を基本とする。したがって、淀川計画堤防高さ+0.3mまでをボックス構造とし、代表として下図に大淀出路でのボックスとU型擁壁の境界部横断図を示す。

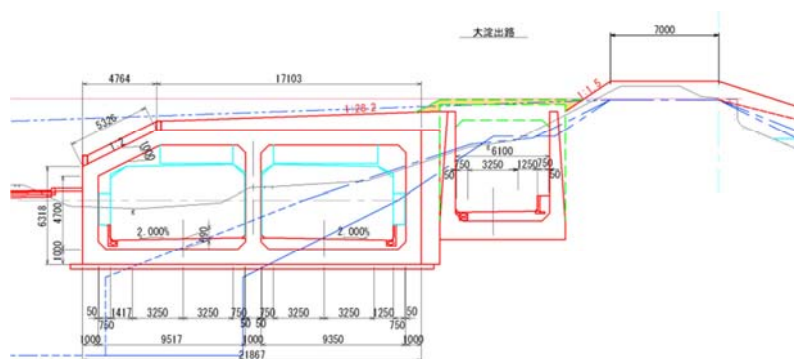


図 2.2.4 ボックスとU型擁壁境界部横断図（大淀出路）

2.3 河川概要

本節では「淀川水系河川整備計画 平成 21 年 3 月 31 日 近畿地方整備局」(以下「整備計画」と記す)を基本とし、淀川左岸線(2期)における河川堤防の基本条件を示す。あわせて、検討に用いる重要な地盤特性の概要を、実施された地質調査、既往文献を用いて整理・分析する。

なお、整備計画は概ね 30 年間の具体的な河川整備に関して記述されたものであり、平成 21 年に策定された。

2.3.1 河川概要

淀川左岸線(2期)に関わる整備メニューとして、洪水の流下を阻害している阪神電鉄なんば線橋梁の改築事業の完成が挙げられる。河川環境への配慮として、治水施設や水資源開発施設の整備にあたって、環境への影響が極力小さくなる、あるいは環境の改善につながる手法を選択することを基本としている。淀川左岸線(2期)に関わる水位検討においては、淀川の整備計画流量 $10,700\text{m}^3/\text{s}$ を対象として行う。

淀川における高規格堤防の整備区間は、「高規格堤防の整備区間について」(国水治第 71 号 平成 24 年 9 月 3 日 国土交通省 水管理国土保全局 治水課長)において通知されている。左岸は大阪市此花区西島地先(大阪市此花区)から下島公園付近(守口市)となっており、淀川左岸線(2期)の全区間が高規格堤防の整備区間となっている。

淀川の縦断諸元は「直轄河川淀川水系淀川改修計画書平成元年」を踏襲し、高潮計画は「大阪湾高潮報告書昭和 40 年 7 月」を踏襲するものとする。淀川左岸堤防の横断形状は「直轄河川淀川水系淀川改修計画書」における定規断面を確保することとし、堤防表のり面は本検討委員会の成果より緩傾斜 1:4.0 で施工する。護岸は高潮堤区間と土堤区間でそれぞれの機能を確保する構造とする。

淀川左岸の高水敷区間(4.6k~7.0k)には緊急用河川敷道路が設置されており、ヨシ原区間(7.0k~8.2k)では現状で設置されていないが、緊急用河川敷道路を設置する計画となっている。高水敷区間において緩傾斜堤防のり尻が緊急用河川敷道路に影響を及ぼす場合は河川中心側に移設し、ヨシ原区間は幅員 4m の暫定的な緊急用河川敷道路を設置する。

(1) 河川計画縦断

淀川縦断計画諸元を以下に示す。縦断諸元は「直轄河川淀川水系淀川改修計画書，平成元年」「大阪湾高潮報告書，昭和40年7月」を踏襲し，朔望平均満潮位，朔望平均干潮位，設定堤内地盤高は本検討において以下のように設定する。

■ 計画高水流量

基本高水流量：17,500m³/s

計画高水流量：12,000m³/s

整備計画流量：10,700m³/s

■ 高潮計画（大阪湾高潮報告書，昭和40年7月）

計画高潮位：O.P.+5.20m

計画高潮堤防高：O.P.+8.10m

■ 河川縦断計画（直轄河川淀川水系淀川改修計画書，平成元年）

計画高水位：5.4kより下流の高潮区間 O.P.+5.20m

5.4kより上流の自己流区間 図2.3.1参照

計画堤防高：5.4kより下流の高潮区間 O.P.+8.10m

6.8kより上流の自己流区間 計画高水位+2.2m（余裕高）

5.4kから6.8kはすり付け区間

計画高水敷高：5.4kより下流の高潮区間 O.P.+3.00m

5.4kより上流の自己流区間 図2.3.1参照

■ その他

朔望平均満潮位：大阪検潮所，2008～2012年平均値 O.P.+2.18m

朔望平均干潮位：大阪検潮所，2008～2012年平均値 O.P.+0.58m

設定堤内地盤高：現況堤内地盤高の平均的な高さ 図2.3.1参照

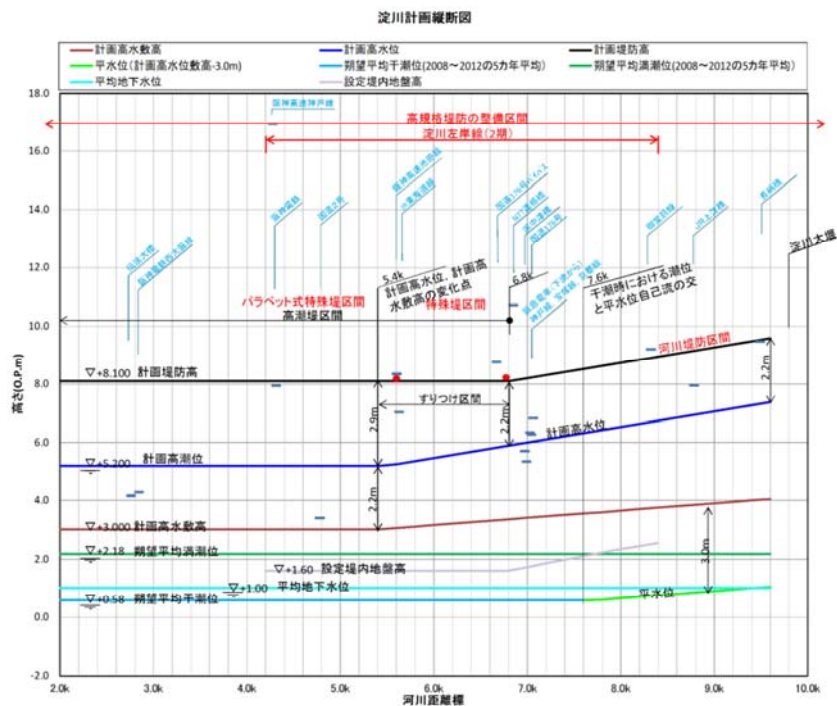


図 2.3.1 淀川計画縦断図

(2) 河川計画横断

■ 堤防定規断面

堤防定規断面は図 2.3.2 に示すとおりであり、高潮堤区間（7.0k より下流）ではパラペット形式特殊堤および特殊堤となっており、これより上流は土堤となっている。現状において、淀川では下記形状をもとに堤防が施工されており、概ね完成している。淀川左岸線（2期）においても当堤防定規断面で計画する。

■ 緩傾斜堤防

堤防のり面は、平成 9 年河川法改正に伴い発行された「河川管理施設等構造令」（平成二十五年七月五日最終改正 政令第二百十四号）（以下「河川構造令」と記す）では、堤防のり面を 1 枚のり化することを原則としており、淀川堤防においても定規断面を包絡した 1 枚のり形状とする。

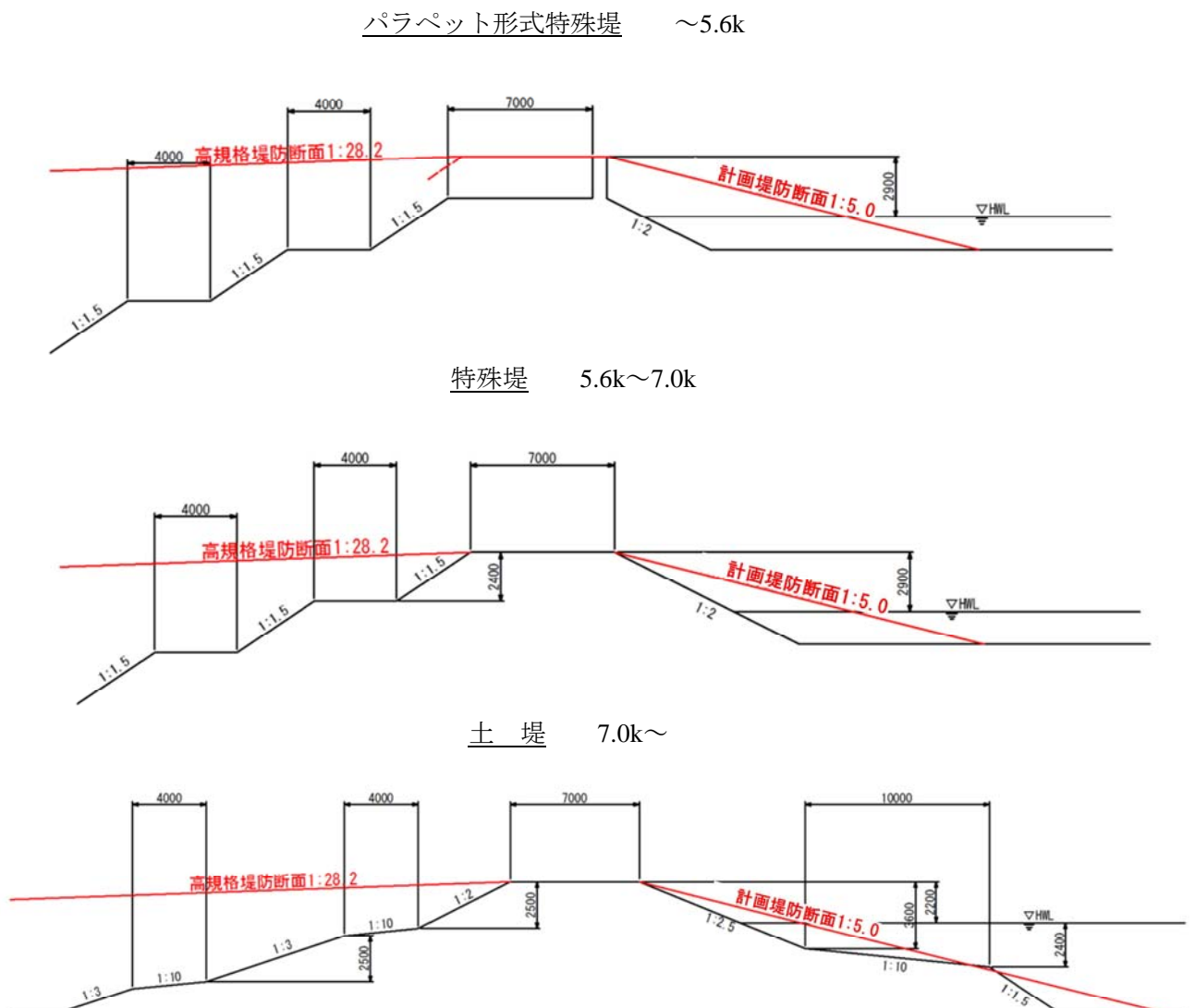


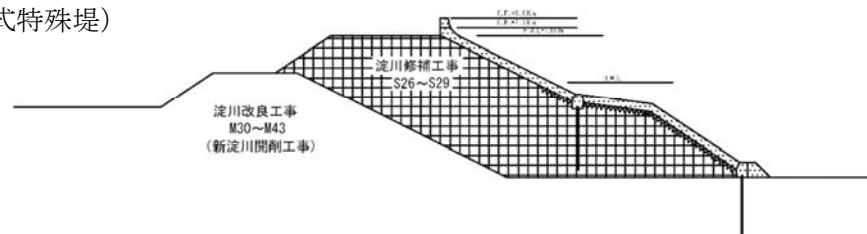
図 2.3.2 堤防定規断面（出典：「直轄河川淀川水系淀川改修計画書，平成元年 11 月」）

(3) 築堤履歴

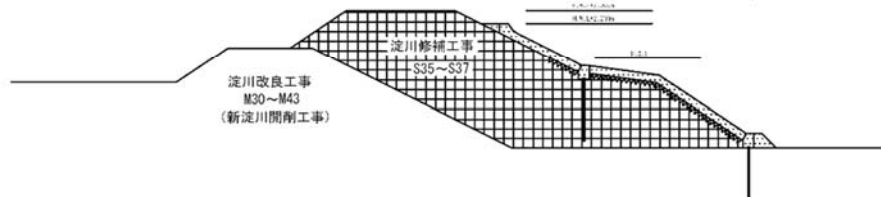
盛土層は、新淀川放水路設置を目的とした淀川改良工事（明治 31 年～43 年）、この工事における不用土砂を河口に運搬投棄するために中津川の一部を利用して開削し後に埋戻した長柄運河、大正 6 年 10 月 1 日の大洪水により実施された淀川改修増補工事における新淀川方面工事（大正 14 年～昭和 3 年）、昭和 13 年 6 月～7 月の出水により実施された淀川修補工事（昭和 14 年～43 年）における新淀川の工事、昭和 46 年以降の淀川水系工事实施基本計画により整備された高水敷に区分される。

なお、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良工事、淀川改修増補工事、淀川修補工事は明確に区分できないが、淀川改良工事は基礎地盤掘削土を用いたことが明記されていることから、浸透流解析、地盤変状解析においては堤外側地盤調査における低水路相当地盤の地盤特性と用いてこの工事盛土層をモデル化する。

～5.6k（パラペット形式特殊堤）



5.6～7.0k（特殊堤）



7.0k～（土堤）

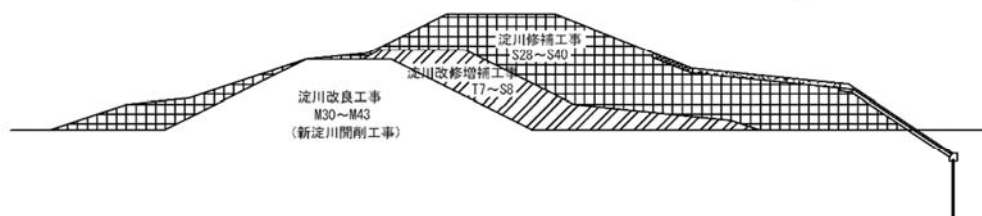


図 2.3.3 淀川定規断面の変遷（出典：「淀川河川台帳」）

(4) 護岸形式

護岸形式としては大別して高潮堤区間と河川堤防区間に分ける。両者における護岸形式の基本形状を以下に示す。

1) 高潮堤区間 (7.0k より下流)

高潮堤区間は計画高潮位 O.P.+5.200m から打ち上げ高 2.9m を加算した計画高潮堤防高 O.P.+8.100m まで護岸を設置する。高潮時の越波を考慮し堤防天端はアスファルト舗装, 堤防裏のり面は張コンリートを設置する。表のり面に設置するブロックは淀川の施工実績に準じて 2t ブロックとし, 景観・環境に配慮して覆土を行うものとする。

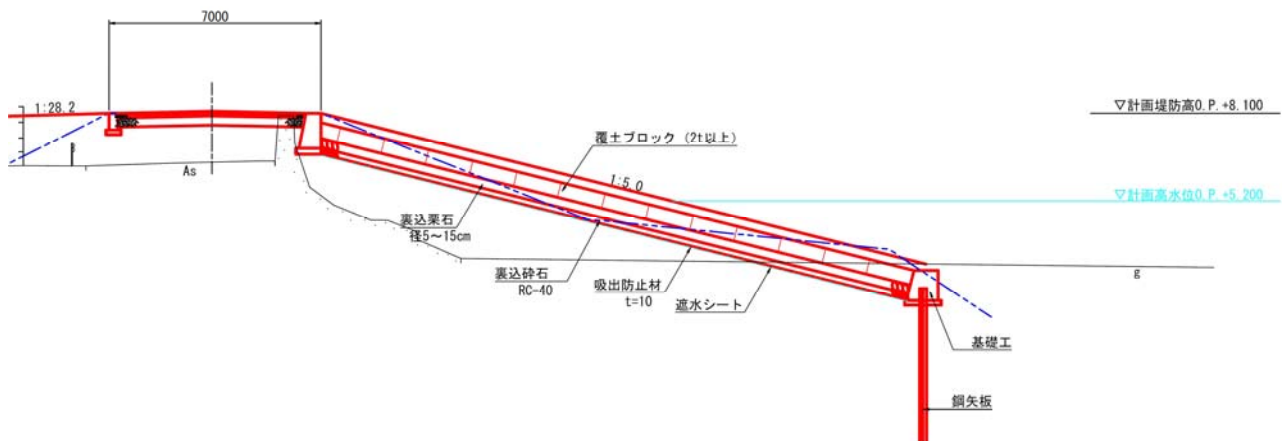


図 2.3.4 高潮堤区間護岸形状

2) 河川堤防区間 (7.0k より上流)

河川堤防区間においては、「直轄河川淀川水系淀川改修計画書平成元年」に従い, 護岸設置を行う。護岸は計画高水位まで設置し, 堤防天端はアスファルト舗装を施すものとする。護岸は複断面とし, 暫定的な緊急用河川敷道路として利用するものとする。なお, 低水護岸部は, 今後, 詳細検討が必要である。

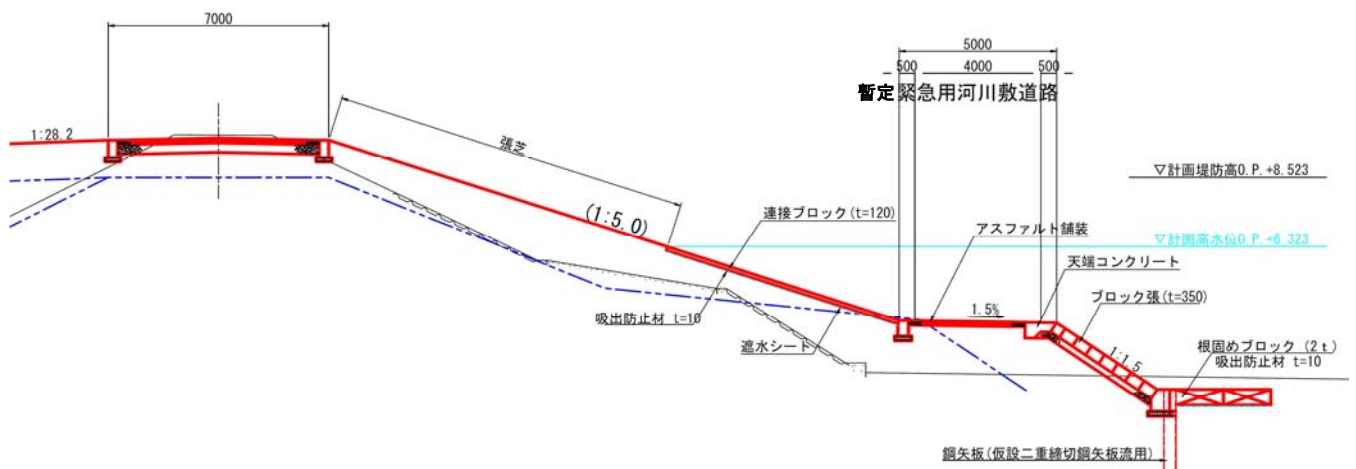


図 2.3.5 河川堤防区間護岸形状

2.3.2 地盤特性

淀川本川では、平成 7 年に発生した兵庫県南部地震以降、概ね河川距離標毎に地質調査を行っている。淀川左岸線（2 期）区間では、この地質調査においてボーリング調査が約 120 本の調査が実施されている。これら地質調査と既往文献を用いて、検討を行うに際して重要となる地盤特性を整理する。

(1) 地形特性

大阪湾に面する大阪盆地は、北を北摂～六甲山地、東を生駒～金剛山地、西を淡路島、南を和泉山地に囲まれ、その内部に丘陵、台地、平野が発達している。淀川左岸線（2 期）は、淀川河口部に位置する。淀川本川下流部は大阪平野の西側に位置し、大阪湾沿岸部に広く卓越する沖積層の分布地域である。淀川左岸線（2 期）における沖積層の分布状況として、「新関西地盤」（KGNET 関西圏地盤研究会平成 19 年）によれば、下図の赤囲みで示すように 28m 程度の沖積層が堆積していることが示されている。さらに、「新関西地盤」において、沖積砂質土層について大阪平野の沖積層は梅田層と呼ばれ、完新統として定義されている。「大阪地盤図」では、洪積層との境界は、暫定的に N 値が急増する付近とされている。

この沖積層に関しては C 年代が測定された結果、1 万年～2 万年を示すものが多く得られている。したがって、大阪平野の沖積層や難波類層と呼ばれ、地質学的沖積層と更新統の境界である約 1 万年より古い、約 2 万年前以降の地層と定義されている。

沖積層中には厚い海成粘土である $Ma13$ 層が挟まれる。この地層は完新世の海進によって大阪平野から東大阪地域まで海域が及んだ時期に堆積した、内陸性の粘性土である。

以下に地質学的検討（花粉・珪藻・有孔虫などの微化石分析）から得られた大阪平野の標準層序を示す。海成粘土層は $Ma-1$ ～ $Ma13$ に分類される。以上より、沖積層の範囲として、 N 値が急増する天満層より上部を沖積層とされていることから、淀川左岸線（2 期）では $G.L.-30m$ 付近に見られる砂礫層（天満層）より上位にある層を沖積層として判断する。

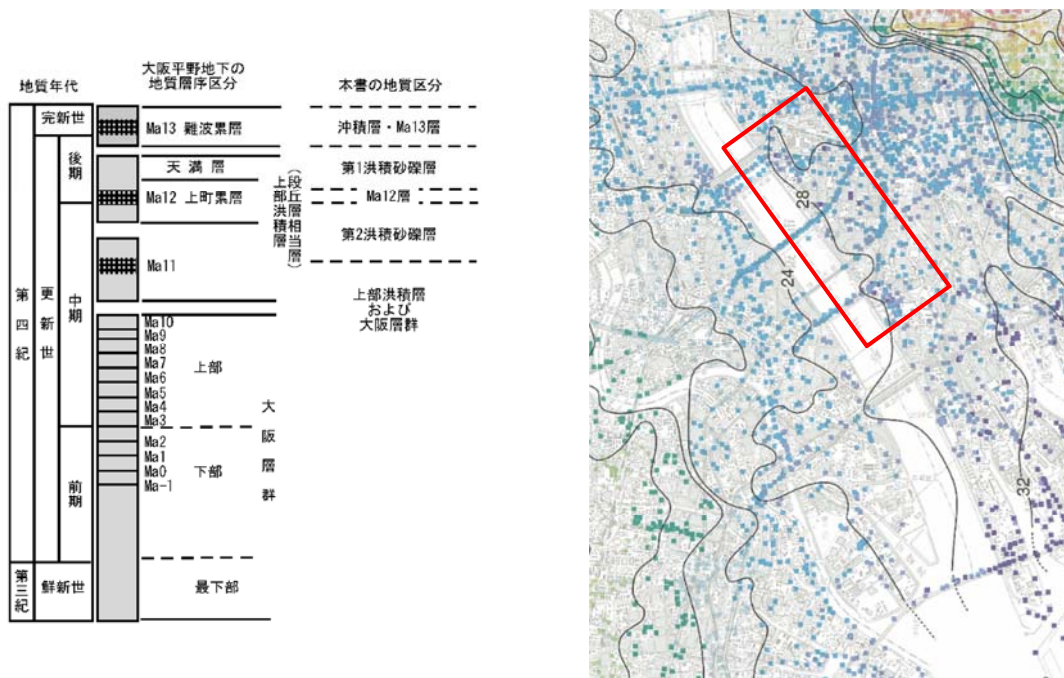


図 2.3.6 大阪平野地下の層序の概要（左）、沖積層分布図（右）（出典：「新関西地盤」）

淀川水害地形分類図（国土交通省淀川河川事務所）を下図に示す。本資料は、淀川流域の沖積平野を対象に超過洪水時の浸水範囲等の水害予測を行う基礎資料として作成され、平野部の微地形の分類がなされている。さらに治水地形分類図（国土地理院）もあわせて示す。淀川左岸線（2期）を赤囲みで示すが、概ね氾濫平野に分類されている。堤防の浸透に対する安全性照査において照査基準に影響を及ぼす旧河道、落堀跡などの要注意地形は概ねみられないことがわかる。河道線形は国道 423 号（新御堂筋）付近では内岸となっているが、淀川左岸線（2期）にわたり概ね直線河道となっている。

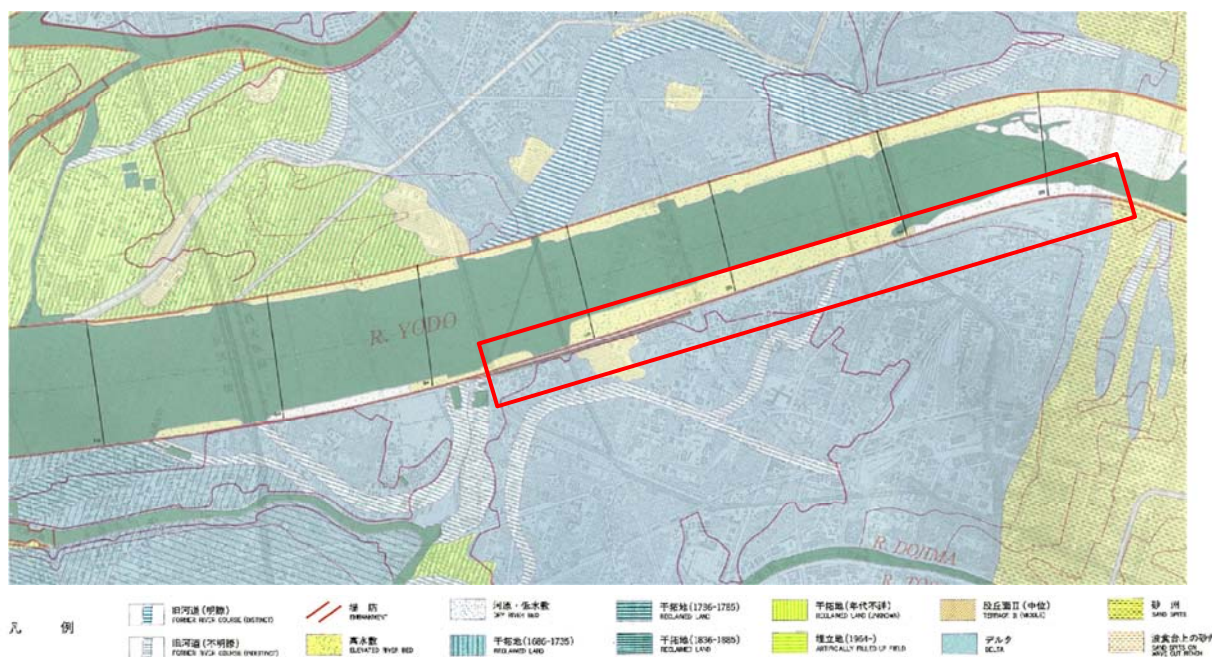


図 2.3.7 水害地形分類図(1993 年)

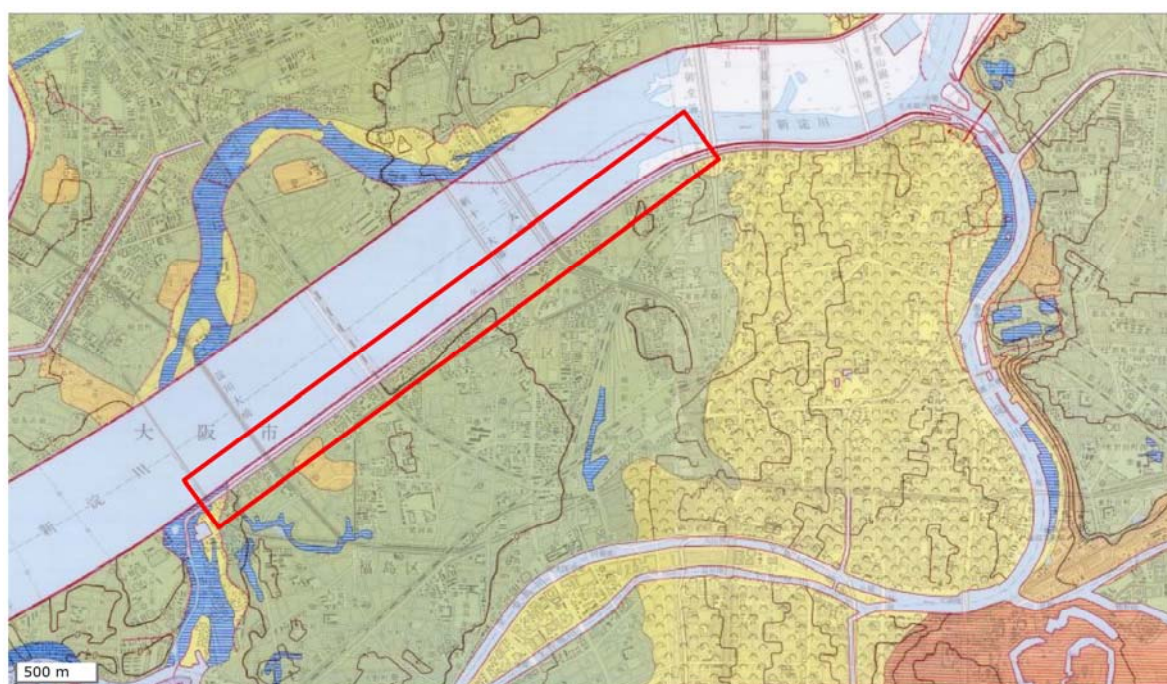


図 2.3.8 治水地形分類図(2013 年)

旧長柄運河（旧中津川）は、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）における不要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運河であり、淀川左岸線（2期）のボックスカルバート設置予定位置付近に位置し、昭和42年正蓮寺川の利水事業に伴い埋め立てられている。旧長柄運河は埋立地のため、周辺基礎地盤と土層区分を区別して考える。

運河の形状は、以下に示す通り旧長柄運河として護岸を設置されており、護岸天端高はおおむねO.P.+3.0m程度と想定する。現状では堤内側の窪地部の幅は20m程度であることから、この窪地部分を旧長柄運河埋立区間と想定する。なお、長柄運河は旧運河であるが、自然河川ではなく人工運河として管理された運河であることから要注意地形には含まれない。

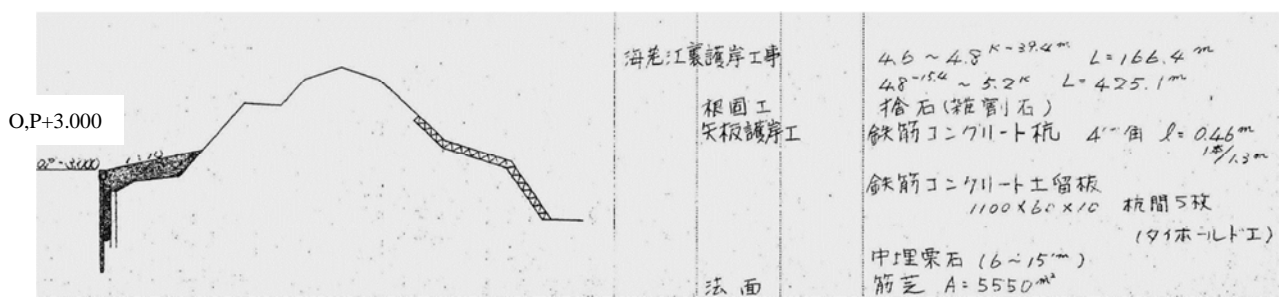
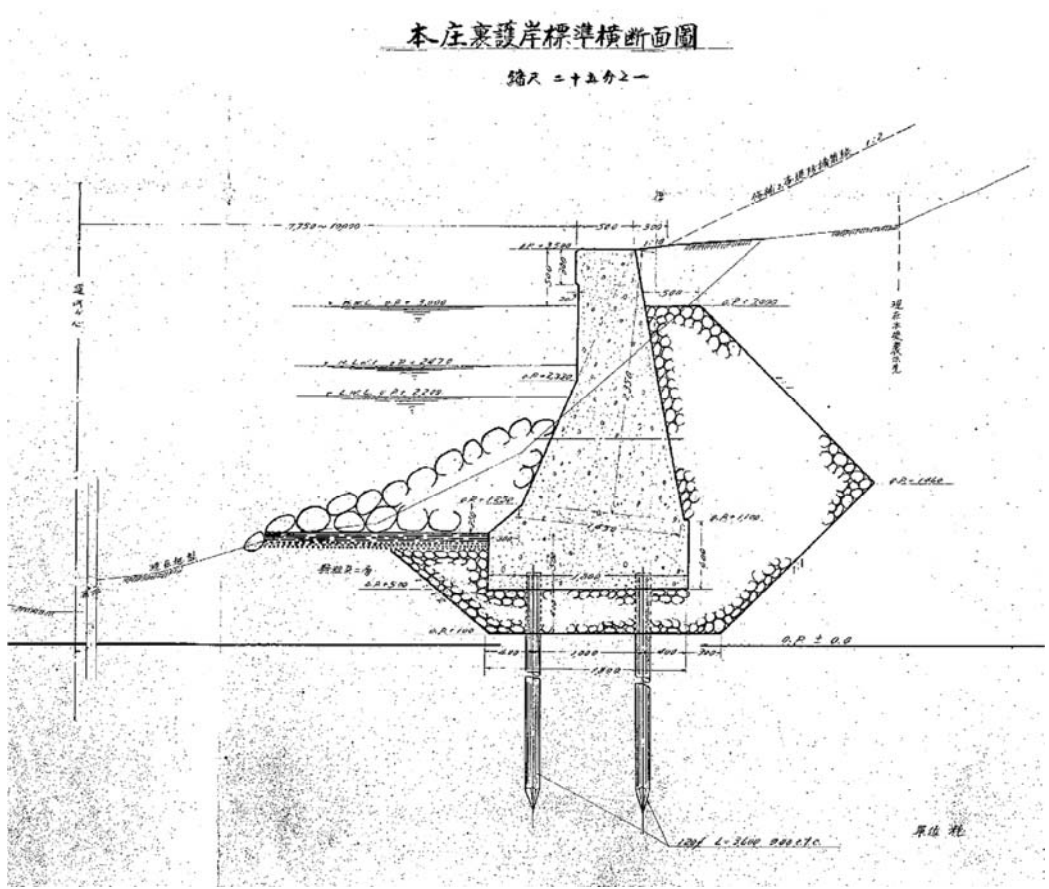


図 2.3.9 旧長柄運河横断面図（出典：上図（本庄裏護岸工事図面），下図（国土交通省淀川河川台帳））

(2) 対象とする地質調査

検討に必要な当該区間の地層構成，土質特性の設定にあたり，基礎資料となる地質調査結果を整理し，各距離標において透水試験を実施しているものの，堤体，高水敷，旧長柄運河の透水試験は少ない。

堤防の浸透に対する安全性照査を行うには，これらの浸透特性を把握する必要があることから，平成26年7月～10月において現場透水試験（締め固めた地盤の透水試験（JGS1316-2003））を実施し，浸透特性を把握する。調査箇所一覧を下表に示す。表中の「○」は現場透水試験を実施し，透水係数を反映した箇所，「－」は適用外（未実施含む）を示す。

表 2.3.1 調査位置・調査項目一覧

堤防形式		断面No	距離標	締め固めた地盤の透水試験(MS)			
				堤内	堤体		堤外
				運河埋立	改良	改修・修補	高水敷整備
パラベット部	ランプ部	79	L5.0k+95m	○	－	－	－
	一般部	94	L5.2k+188m	○	－	－	－
特殊堤	一般部	117	5.8k+38m	○	○	○	○
	ランプ部	130	6.0k+100m	○	○	○	○
		142	L6.2k+139m	○	○	○	○
	一般部	152	L6.4k+139m	－	○	○	○
土堤	一般部	190	L7.2k+97m	○	○	○	－
	ランプ部	221+15	L7.8k+162m	○	○	○	－
		233	L8.2k+46m	○	○	○	－

(3) 地層構成

盛土層の地層構成は、2.3.1 項に示す築堤履歴より新淀川開削時の築堤（淀川改良工事）と、それ以降の堤防拡幅工事（淀川改修工事，淀川修補工事）に分けられる。ボーリング調査結果から明確な区分はできないが，盛土層の土質特性は砂を主体とするものの，下部の方はシルト分を多く含む傾向がみられることから，新淀川開削時の築堤材料の方がやや粘性が高いと推察される。堤内側の盛土は，前述のとおり窪地部分を旧長柄運河埋立区間と想定する。さらに，国道 176 号より下流部では，高水敷造成が実施されていることから，経年的な河川堤防の断面変遷を確認のうえ高水敷造成範囲を設定する。

■築堤履歴

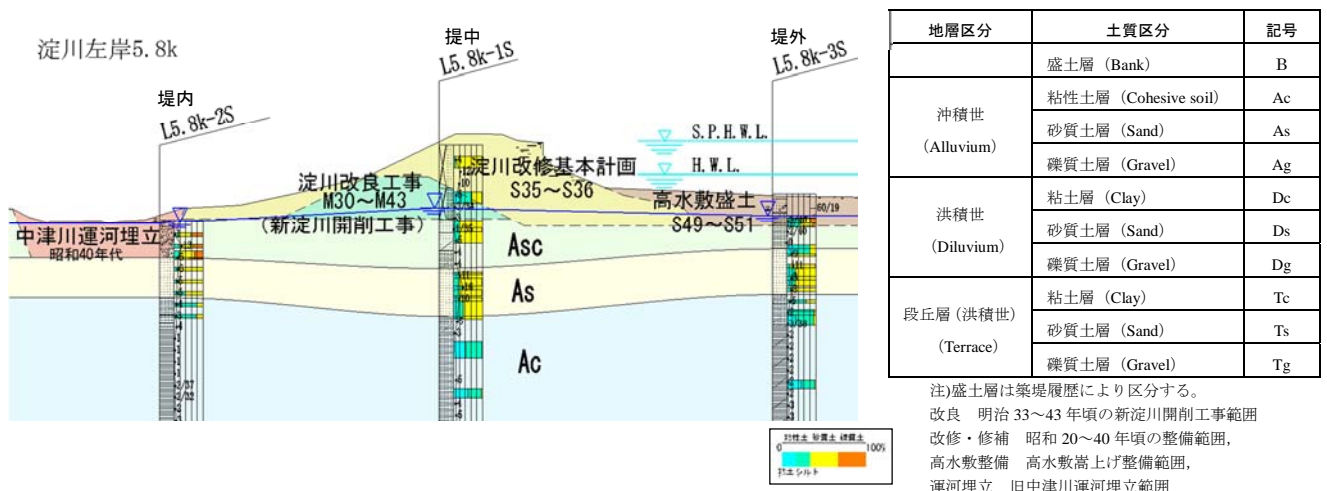


図 2.3.10 河川堤防の経年変化(淀川左岸 5.8k)

基礎地盤の地層構成を把握するため，既往地質調査結果を整理し粒度・ N 値等を考慮した上で，縦断的な地層の連続性，先述した地盤特性を勘案し，淀川左岸線（2 期）における想定地層縦断図および測量横断測点毎の横断図を作成する。想定地層縦断図は，堤内側・堤体部・堤外側で実施された地質調査結果を縦断的に並べて作成する。堤内側における想定地層縦断図を次頁に例示する。図には，地層構成を設定するうえで参考にした標準貫入試験結果（ N 値）および粒度試験結果を図示する。なお，堤体部・堤外側における想定地層縦断図は堤内側とあわせて別途資料編に整理する。

当該区間における基礎地盤の地層構成は縦断的に連続しており，天満層である洪積礫層（Dg）の上位には，沖積のシルト質砂層（Asc2），砂質粘土層（Acs2），粘土層（Ac），砂質シルト層（Acs1），シルト質砂層（Asc1）の順に堆積している。粘性土層（Acs1・Ac・Acs2）の層厚は概ね 14m 程度であり，最も軟弱な Ac 層が 10m 程度と最も厚い。各層の特徴として Asc1 層は盛土直下であり，層厚は 5m 程度となる。この層は砂分を主体とするものの，細粒分含有率は 15~30% 程度であり，細粒分含有率が 15% 以上となる試験が当該地層の粒度試験の過半となる。これよりシルト質砂層として判断する。Acs1 層は Asc1 層の下に位置し，層厚は 1~2m 程度であるが，上流部（土堤区間より上流部）では層厚は 3~4m と大きくなる。シルトを主体とするものの，砂分含有率が 5~15% のものが全体の約 34%，15~50% のものが約 38% であることから，砂質シルトと判断する。Ac 層は Acs1 層の下に位置し， N 値が 2~3 程度の軟弱な粘性土層となる。粘土を主体とし，ほぼ砂分等の混入はみられない。層厚は 10m 程度あり，圧密による地盤変状が懸念される。Acs2 層は Ac 層の下に位置し，Ac 層の下部となるものの，層厚 2~3m の区間で， N 値は 4~5 程度と Ac 層より若干大きい傾向を示し，砂分の混入もみられることから Acs2 層と区分した。

Asc2層は沖積層と洪積層の境界部にある。本検討では前述の広域な地盤特性の検討資料をもとに沖積層として判断する。層厚は5~8m程度あり、粘性土層と砂層が互層状態となっている。N値は粘性土層部で5~10程度、砂層部では30程度あり上層と比較して強度は大きい。

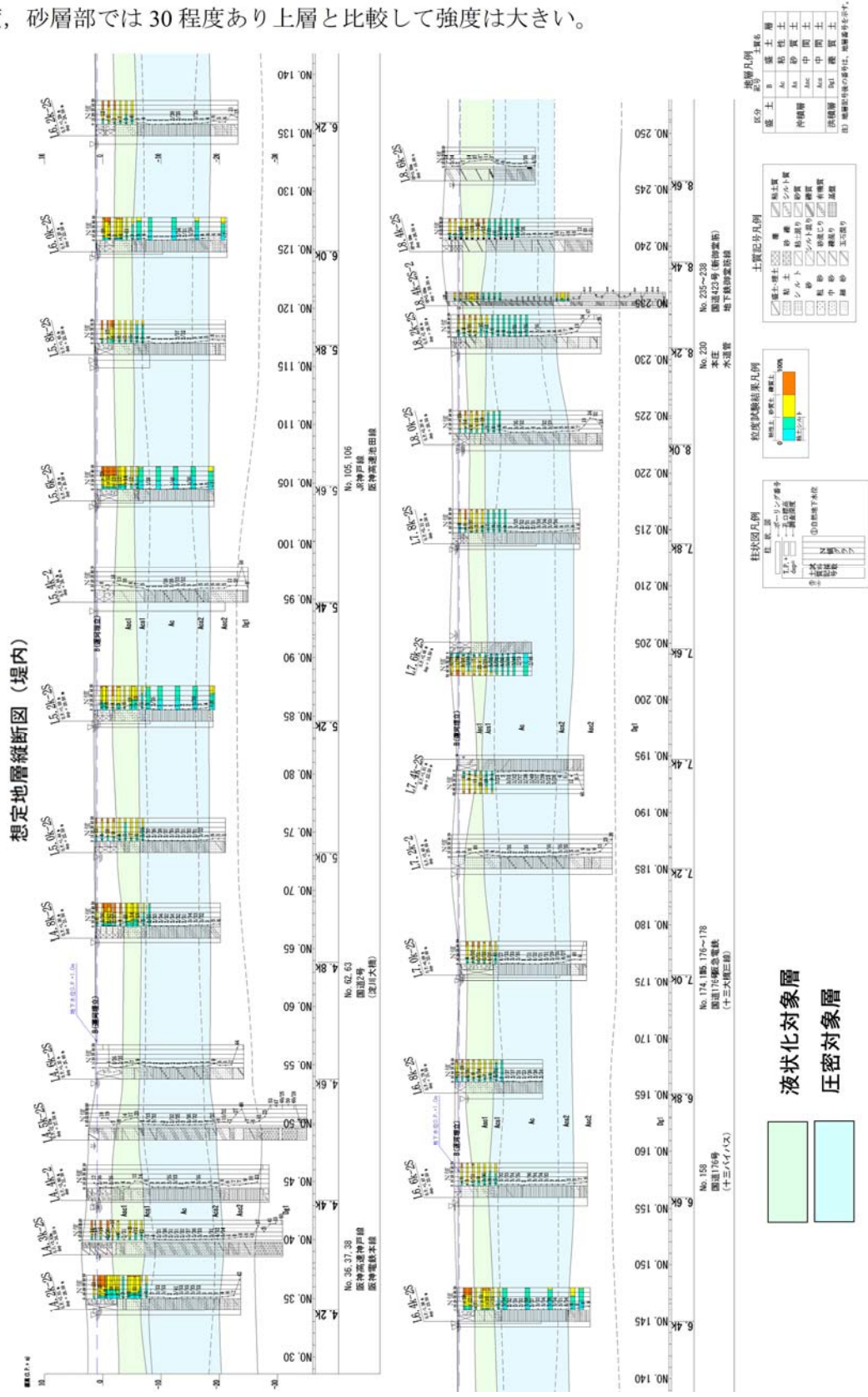


図 2.3.11 想定地層縦断面図 (堤内)

(4) 土質特性

土質特性として、各層における粒度特性、 N 値、単位体積重量、変形特性（変形係数 E ）、透水特性（透水係数 k ）、強度特性（粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ ）、圧密特性について整理する。各層において、試験値の分布状況および各検討の定数設定に反映することを目的として、平均値、標準偏差、変動係数を整理する。整理した資料は別途資料編としてとりまとめる。

粒度特性として、細粒分含有率 F_c と砂分含有率 S_c の関係を整理する。結果の一例として、下図に Asc1 層における粒度分布の整理結果を示す。これより、砂質土と分類されているものの、細粒分含有率が 15% 以上となる試験値が過半となることがわかる。縦断的な影響をみるため、試験値は区間内を 1km 程度に区間分けして色別で整理する。下図では、全体的に粒度特性のバラツキがみられ、河川縦断方向による違いはみられないと考える。

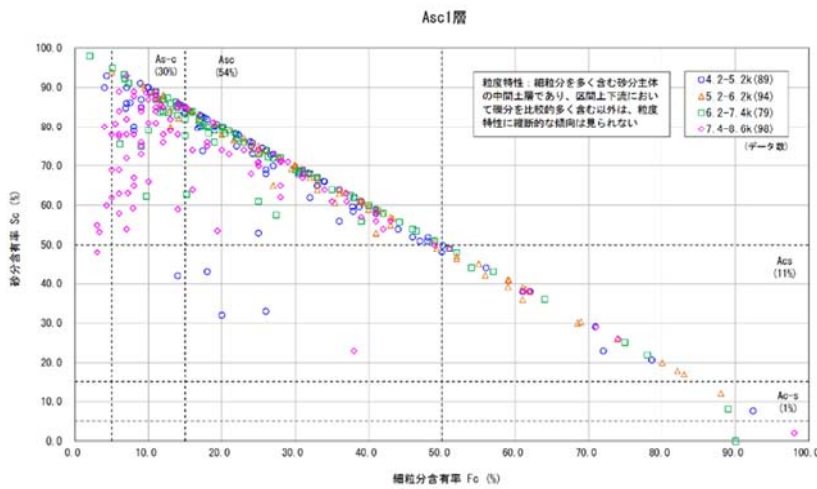


図 2.3.12 Asc1 層における粒度特性

各層における N 値の分布について整理する。ここで、沖積粘性土層の Ac 層とその直下の Acs2 層における整理例を下図に示す。これより N 値がそれぞれ 2、4 となり、Acs2 層の方が大きくなることがわかる。

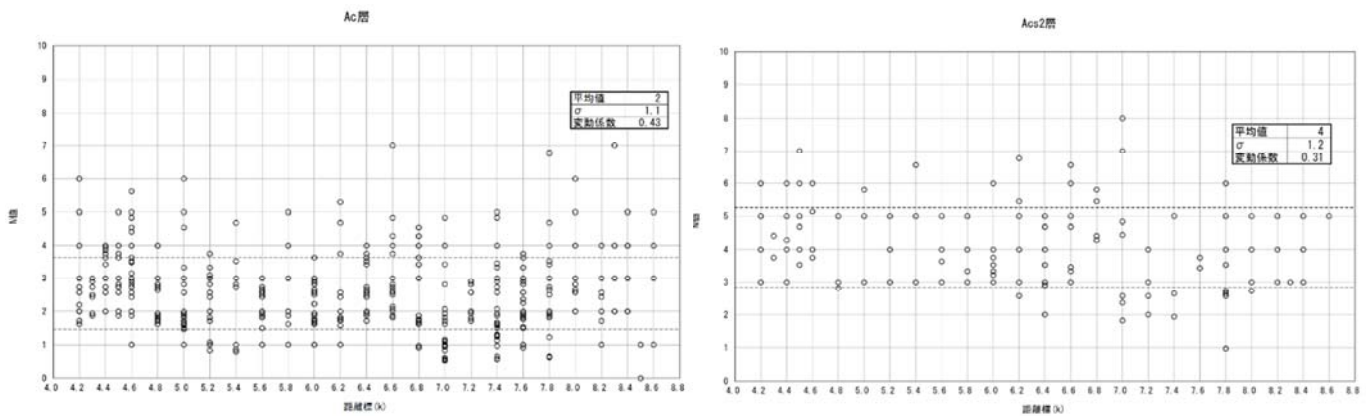


図 2.3.13 N 値分布（左 Ac 層，右 Acs2 層）

変形特性として変形係数 E を整理する。試験値は孔内水平載荷試験によるものを基本とし、 N 値による想定値を参考値として示す。

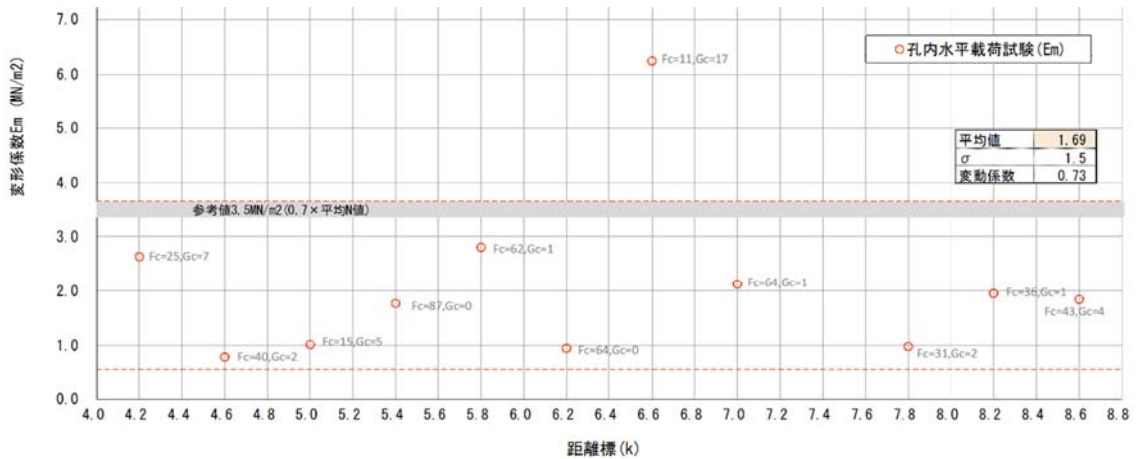


図 2.3.14 B (淀川改良工事) における変形特性

透水特性として透水係数 k を整理する。試験条件により区分して示す。なお、参考値として粒度からの推定値 (Creager の想定値) をあわせて示す。

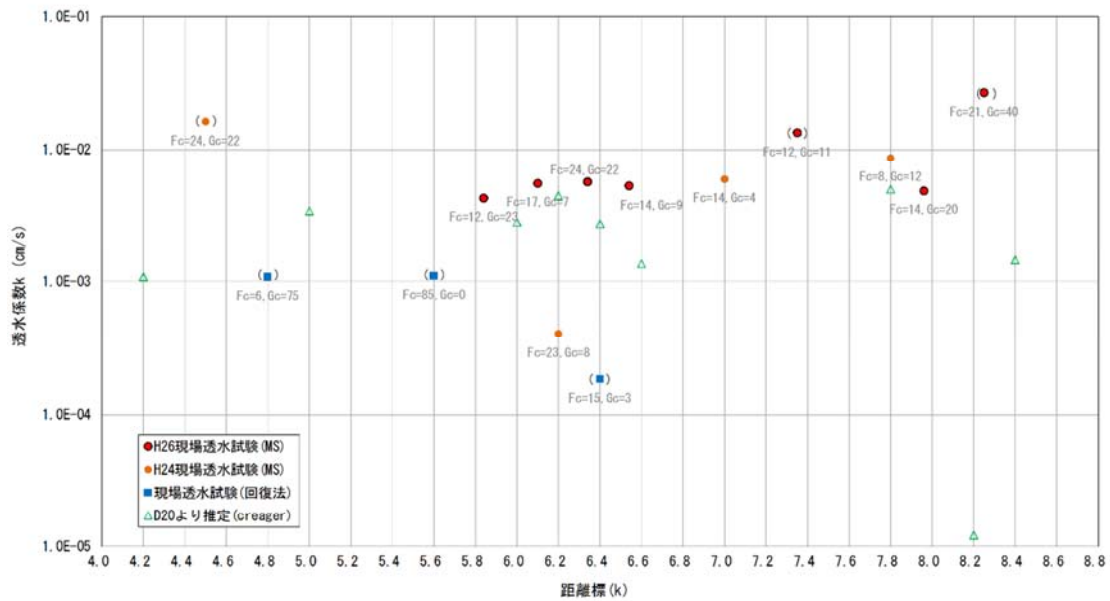


図 2.3.15 B (淀川改良工事) における透水特性

地盤変状の検討にあたり重要となる粘性土層の透水特性を以下に示す。Acs1 層は現場透水試験結果より粒度特性を考慮して $-\sigma$ の値を設定する。Ac 層・Acs2 層は平成 26 年度に実施した室内透水試験結果を基にし、標準偏差を考慮した平均値、 $\pm\sigma$ の値を設定し、圧密度曲線への影響を確認する。

表 2.3.2 透水係数 k の設定 (cm/sec)

設定土層	平均	$-\sigma$	$+\sigma$	変動係数	設定値
Acs1	1.28×10^{-4}	7.84×10^{-5}	8.10×10^{-4}	0.14	7.84×10^{-5}
Ac	1.06×10^{-7}	4.29×10^{-8}	2.96×10^{-7}	0.06	平均値, $-\sigma$, $+\sigma$
Acs2	1.82×10^{-7}	1.05×10^{-7}	3.14×10^{-7}	—	1.05×10^{-7}

強度特性として、砂質土については内部摩擦角の分布を整理する。粘性土については、上載荷重による強度変化を考慮するため、上載荷重との関係として整理する。各粘性土層における上載荷重と粘性土の関係を図 2.3.18 に示す。

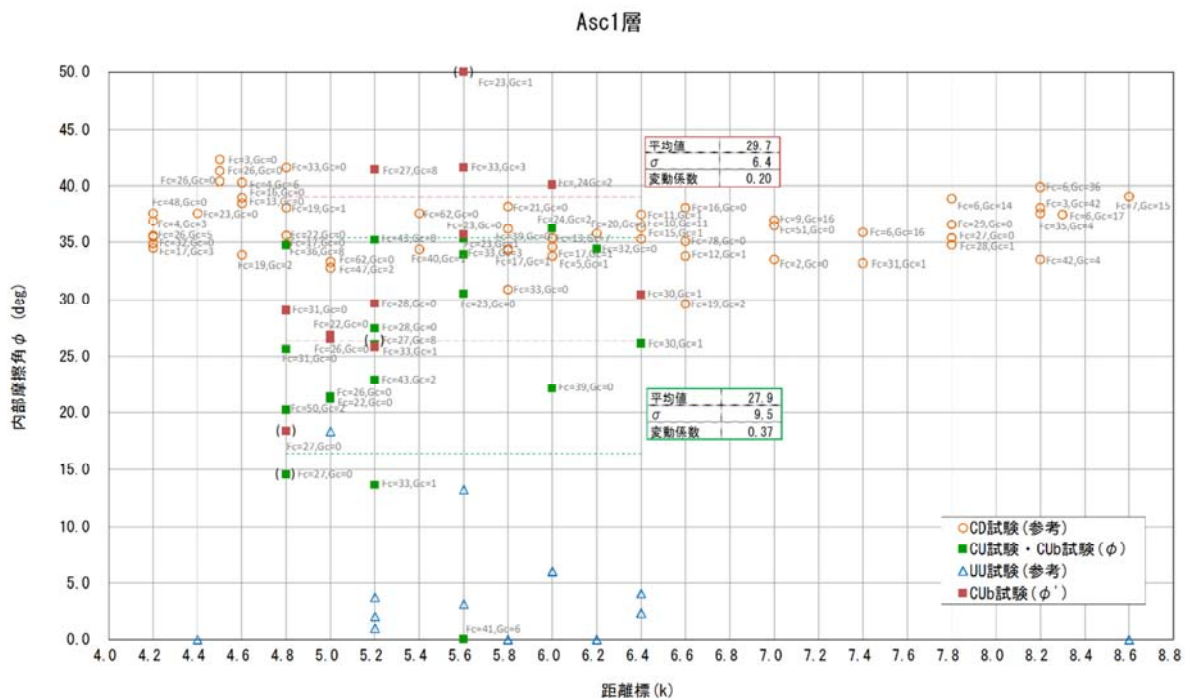


図 2.3.16 Asc1 層における内部摩擦角

■粘性土層の非排水せん断強度増加率

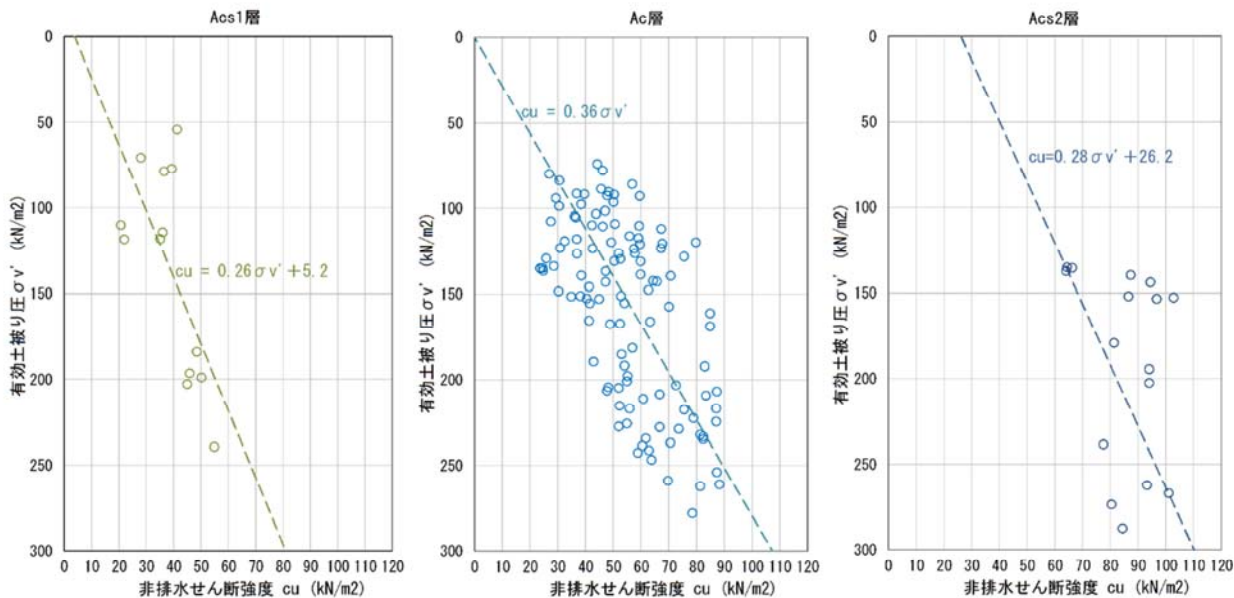


図 2.3.17 粘性土における強度特性

淀川左岸線（2期）では、粘性土層（Acs1・Ac・Acs2）に対して縦断的に圧密試験が実施されている。盛土・構造物設置に伴う地盤変状による影響検討のため、圧密試験結果を整理・分析し、圧密指数、過圧密比を設定した上で、圧密度と時間の関係についても整理する。

圧縮指数は、堤防盛土により圧密促進されていない堤内側・堤外側の圧密試験を対象に、各地層の $e\text{-log}P$ 曲線を重ね合わせる。このとき、圧密圧縮現象の異方性を考慮し、横軸は平均応力 σ_m （圧密圧力 $\times 2/3$ 倍：ポアソン比 0.33）とする。重ね合わせた $e\text{-log}P$ 曲線のうち特異な結果を除外し、抽出した試験結果の中で、圧縮指数の標準偏差を勘案した平均値を設定値とする。各層における圧縮指数の設定値を以下に示す。

表 2.3.3 圧縮指数の設定表

設定土層	平均	$-\sigma$	$+\sigma$	変動係数	設定値
Acs1	0.43	0.40	0.46	0.07	0.43
Ac	0.77	0.58	0.96	0.26	0.77
Acs2	0.61	0.45	0.77	0.24	0.61

また、設定した圧縮指数の特性を有し、重ね合わせた $e\text{-log}P$ 曲線を包絡する $e\text{-log}P$ 曲線を設定する。これを、各粘性土層の代表的な C_c ラインとする。例として、Ac層における $e\text{-log}P$ 曲線の重ね合わせ図を以下に示す。

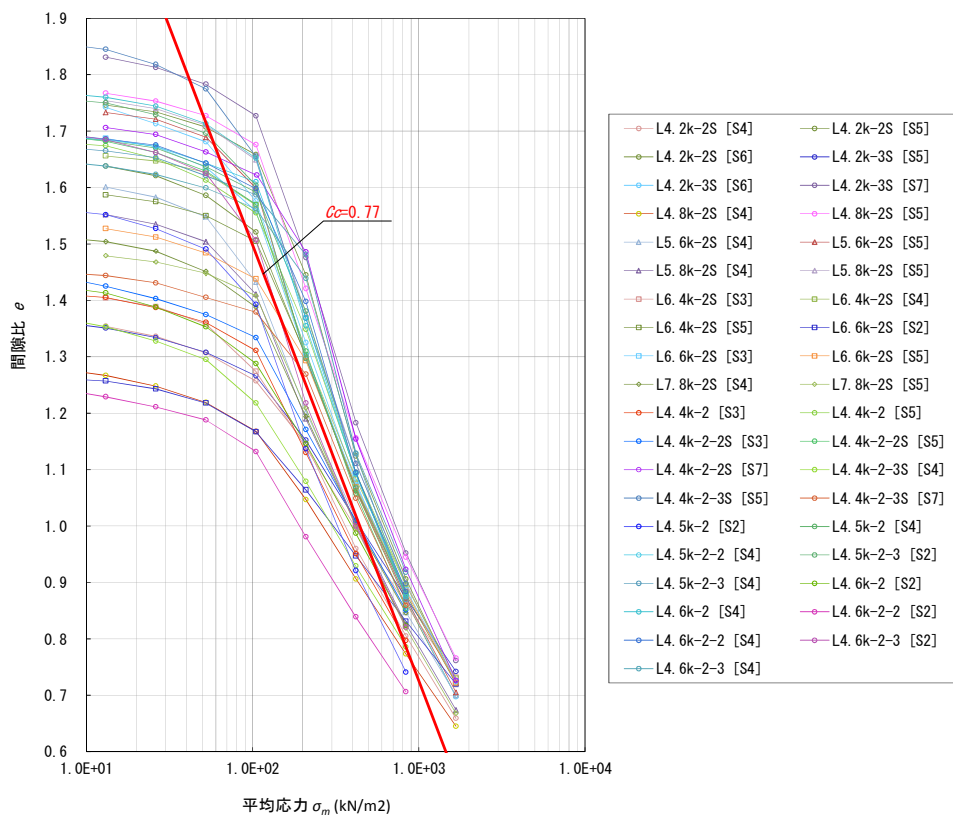


図 2.3.18 Ac層における $e\text{-log}P$ 曲線の重ね合わせ図

2.4 一体構造物の基本方針

淀川左岸線（2期）は河川堤防に近接しており、定規断面内に RC 構造物となるボックスカルバートが設置されることとなり、河川管理施設等構造令（以下、河川構造令）に示される第 19 条（通称「土堤原則」）に抵触し、工作物設置許可基準に関する「堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位置等について」（平成六年五月三十一日 建設省河地発第四〇号 建設省河川局治水課長通達、通称「2H ルール」）を満足しないこととなるが、ボックスカルバートは完成後、道路管理施設として道路管理者が適切な維持管理を行うことを前提に、堤防の一部がボックスカルバートとなる特殊な堤防構造の一体構造物が土堤と同等以上の効力を有するのか、本委員会における検討を踏まえ河川堤防としての確保機能を満足することを確認する。

河川堤防としての確保機能は、完成時、施工時において耐浸透、耐侵食、耐震機能を有し、かつ各機能の持続可能な施設とするための維持管理手法を検討する。各確保機能に対して、解析を用いた定量的評価、定性的な評価となる場合はモニタリングによる維持管理等とする。

堤防として要求される機能（耐浸透、耐侵食、耐震）確保については後述する各章において示すが、川表側整備は 2.3.1 河川概要に示す整備を行うため、ここでは、排水処理、高規格堤防整備の対応、河川管理用通路に着目した一体構造物の堤内側整備形状の方針について整理する。

2.4.1 設計条件

堤内側の堤防とボックスカルバートの間は縦断方向の排水や水たまりの発生を避けることを目的に、道路ボックスと堤防天端の間の盛土（以下、「堤防間盛土」という）を行うことを基本とする。堤防間盛土の高さはボックスカルバート上面の最小土被り 30cm 以上、計画堤防高までとする。

河川堤防では堤防横断方向への自然排水を基本とすることから、擁壁等の構造物により排水が分断され河川縦断方向に排水する構造を極力避ける必要がある。淀川左岸線（2期）では、上記に示す堤防間盛土を設置し、かつ上面に 1:28.2 の排水勾配を設けることにより河川横断方向の円滑な排水を確保する。流末は淀川南岸線とボックスカルバートの境界に水路を設置し、局所的に堤内側に横引することにより、下水管渠へ排水する。ランプ部周辺については構造上堤内側への横引きが困難であるため、ランプからボックスカルバート内に流入させ本線ポンプ施設により排水する。なお、盛土上面は後述の検討結果により、堤体内への雨水浸透の防止を目的に降雨浸透対策を行う。雨水排水で課題となる交差部は、基本的には縦断排水で処理するが縦断線形上窪地となる場合には、交差部上下流端に、堤防横断方向に小規模な鍬止め工等を設置し雨水の流入を最小限に留める。また、万一の越波、溢水による洗掘防止を目的としてボックスカルバートと南岸線の間水叩き工を設置する。

淀川現況堤防は、特殊堤区間（5.6k 付近）から上流において計画堤防高に余盛が設置されている。淀川左岸線（2期）においても現況堤防高の復旧を基本とした堤防施工高を設定しているが、堤防施工高とボックスカルバート上面土被りから決まる堤防間盛土高に高低差が生じる。この高低差はのり面によりすりつけるが、高潮堤区間は三面張りを基本とすることから、特殊堤定規断面の裏のり勾配 1:1.5 とする。

淀川では高規格堤防整備断面（1:28.2、越流を考慮した超過外力であることからパラペット形式特殊堤を有しない堤防断面）が計画されているが、淀川左岸線（2期）区間において高規格堤防が整備されている区間は海老江地区（4.4k 付近～4.8k 付近）であり、その他の区間においては、まちづくりと一体的に

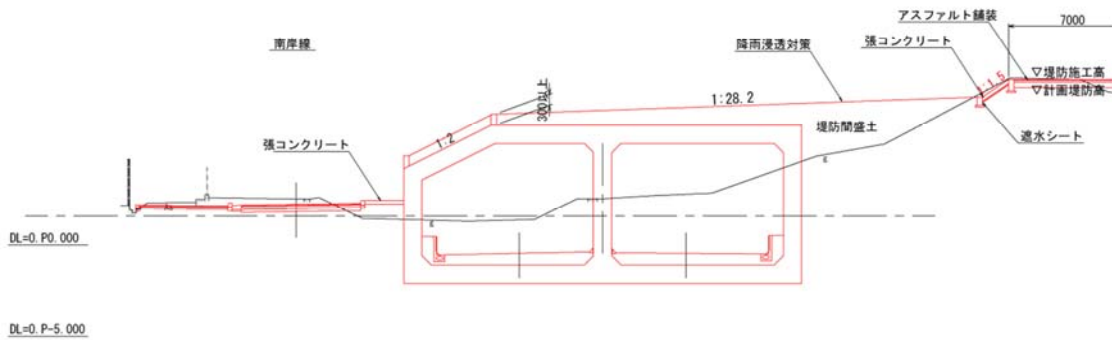
整備を行うこととしている。淀川左岸線（2期）では、海老江地区において将来の手戻りを回避するため、高規格堤防整備に必要な断面の確保、基礎地盤の対策を施し、高規格堤防としての要件を満足する。

一方、海老江地区以外では、淀川左岸線（2期）の事業スケジュールと併せた高規格堤防整備事業ができないが、ボックスカルバート本体構造や基礎地盤が将来の高規格堤防盛土において手戻りとならないよう、高規格堤防盛土荷重による必要な構造、対策を実施する。

現在、淀川の河川管理用通路は堤防天端を基本とし、堤防天端が分断する各交差点については、堤内側の小段、あるいはのり尻付近に通路を切り回して利用している。淀川左岸線（2期）では堤防間盛土を行うため、現在の管理用通路は利用出来ないことから、堤防天端と淀川南岸線を坂路により接続し、淀川南岸線に迂回する計画とする。

以下に堤内側の整備断面図を示す。

堤内地整備形状（海老江地区以外）



高規格堤防整備形状（海老江地区 4.4k 付近～4.8k 付近）

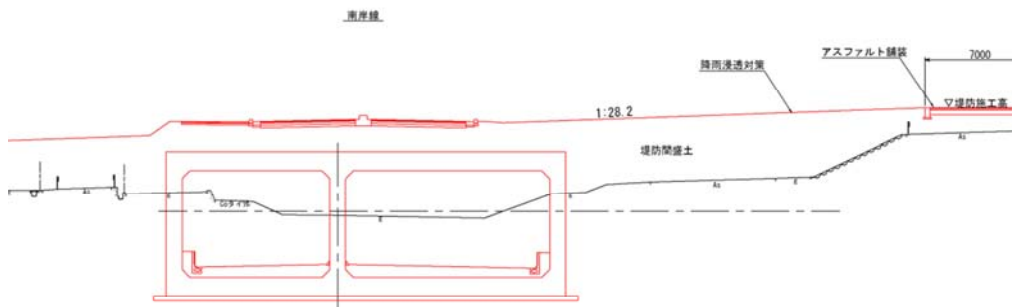


図 2.4.1 整備断面図

2.4.2 代表断面

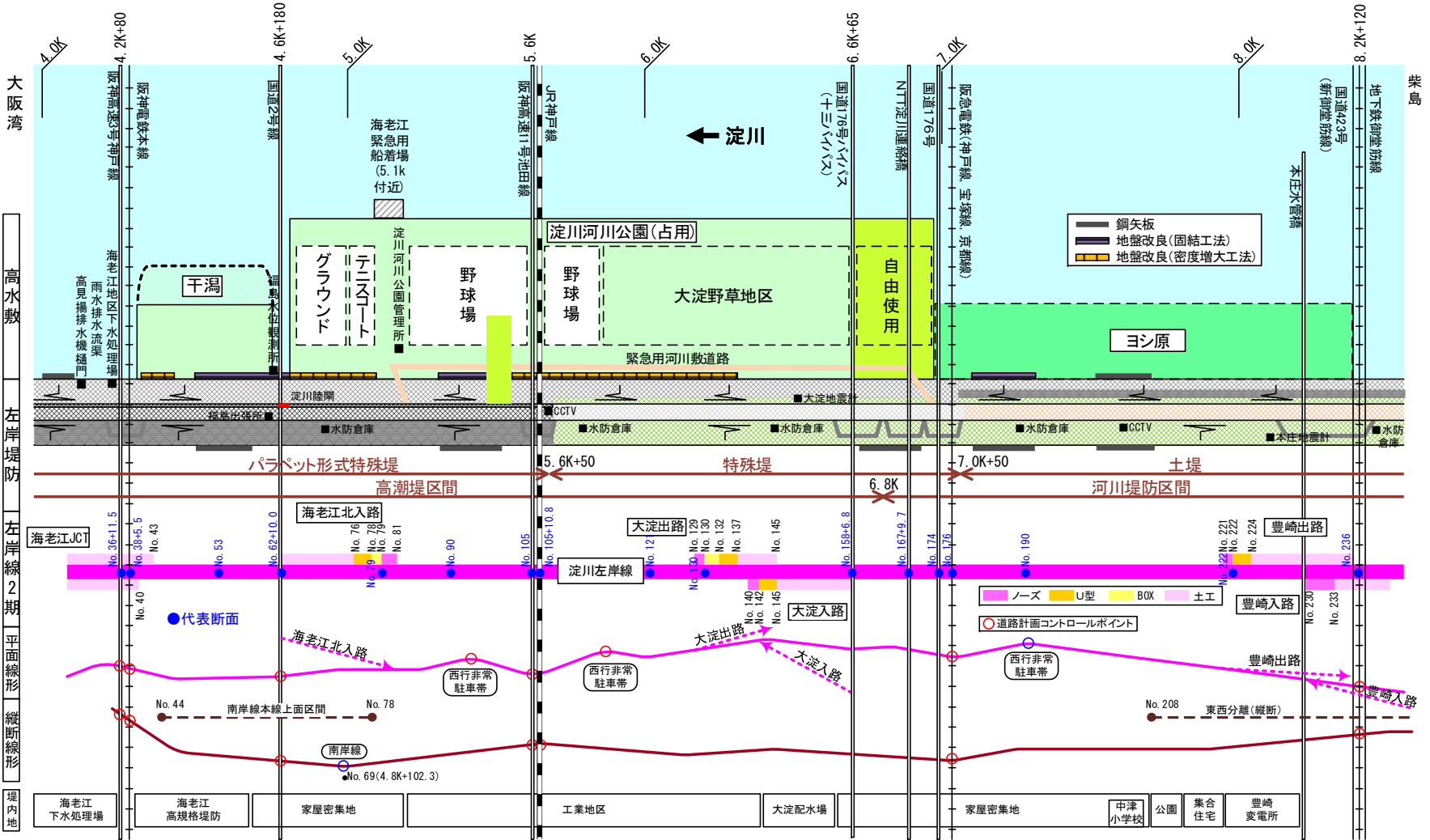
本章で示した平面・縦断線形コントロール，ランプ形状，河川特性，堤防形式，地盤特性，交差部特性に加え，高水敷利用状況，堤防改良状況，堤内地利用状況を平面概要図に整理し図 2.4.2 に示す。

代表断面として，堤防形式，左岸線形状，交差部に着目し抽出した横断図を次頁以降に示す。ここで示す横断図は，実施工ではなく，委員会検討時の断面である。川表の勾配は，耐浸透機能を満足できる 4 割の勾配としている。

表 2.4.1 代表断面

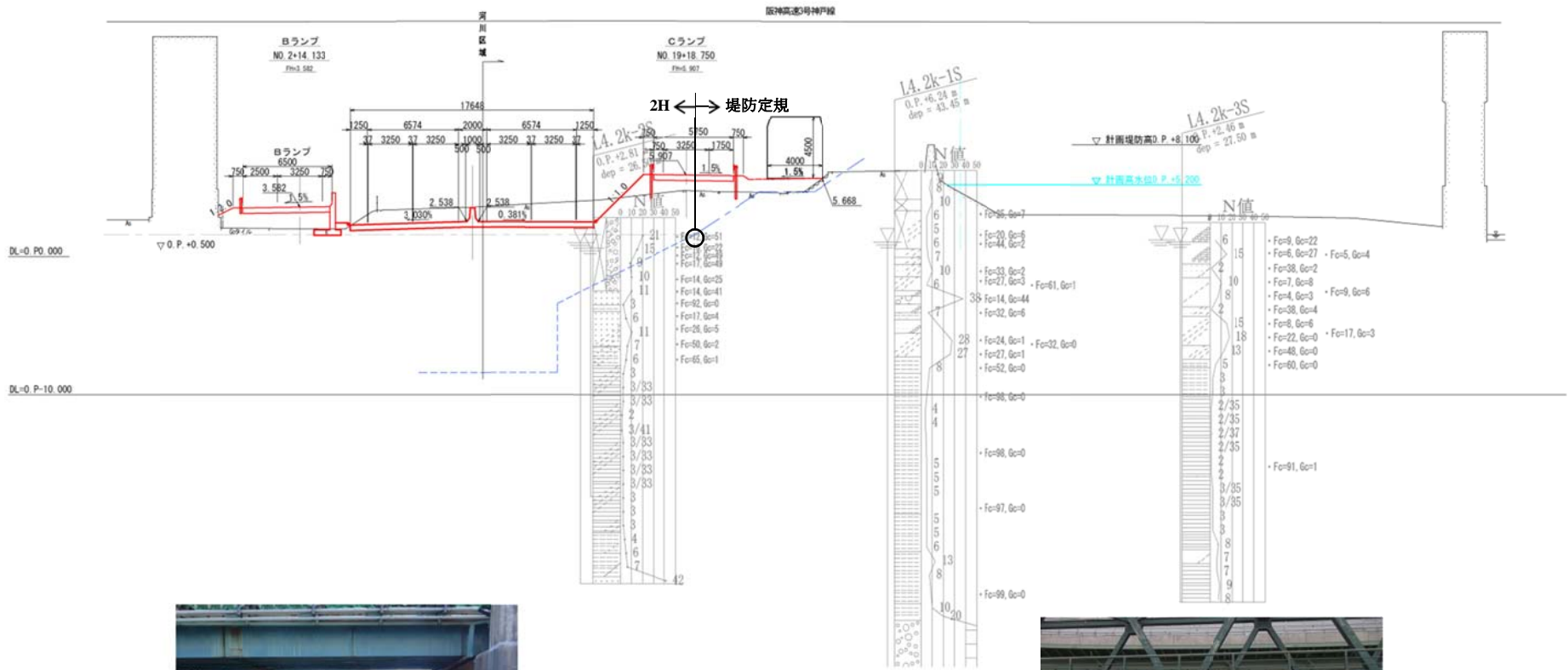
道路測点	河川距離標	堤防形状	左岸線形状	交差部
No.36+11.5	4.2k+74.7	パラペット形式 特殊堤	交差部	阪神高速 3 号神戸線交差部
No.38+5.5	4.2k+108.8		交差部	阪神電鉄本線交差部
No.53	4.4k+191.5		一般部	-
No.62+10.0	4.6k+164.3		交差部	国道 2 号交差部
No.79	5.0k+95.3		ランプ部	-
No.90	5.2k+106.8		一般部	-
No.105	5.6k+4.6		交差部	阪神高速 11 号池田線交差部
No.105+10.8	5.6k+15.4		交差部	JR 神戸線交差部
No.121	5.8k+120.2	特殊堤	一般部	-
No.130	6.0k+100		ランプ部	-
No.133	6.0k+159.4		ランプ部	-
No.158+6.8	6.6k+6		交差部	国道 176 号バイパス交差部
No.167+9.7	6.8k+47		交差部	NTT 淀川連絡橋交差部
No.174	6.8k+187.6		交差部	国道 176 号交差部
No.176	7.0k+6.8		交差部	阪急電車（代表神戸線）交差部
No.190	7.2k+97.4	土堤	一般部	-
No.222	7.8k+167		ランプ部	-
No.236	8.2k+107.1		交差部	地下鉄御堂筋線交差部

図 2.4.2 平面概要図

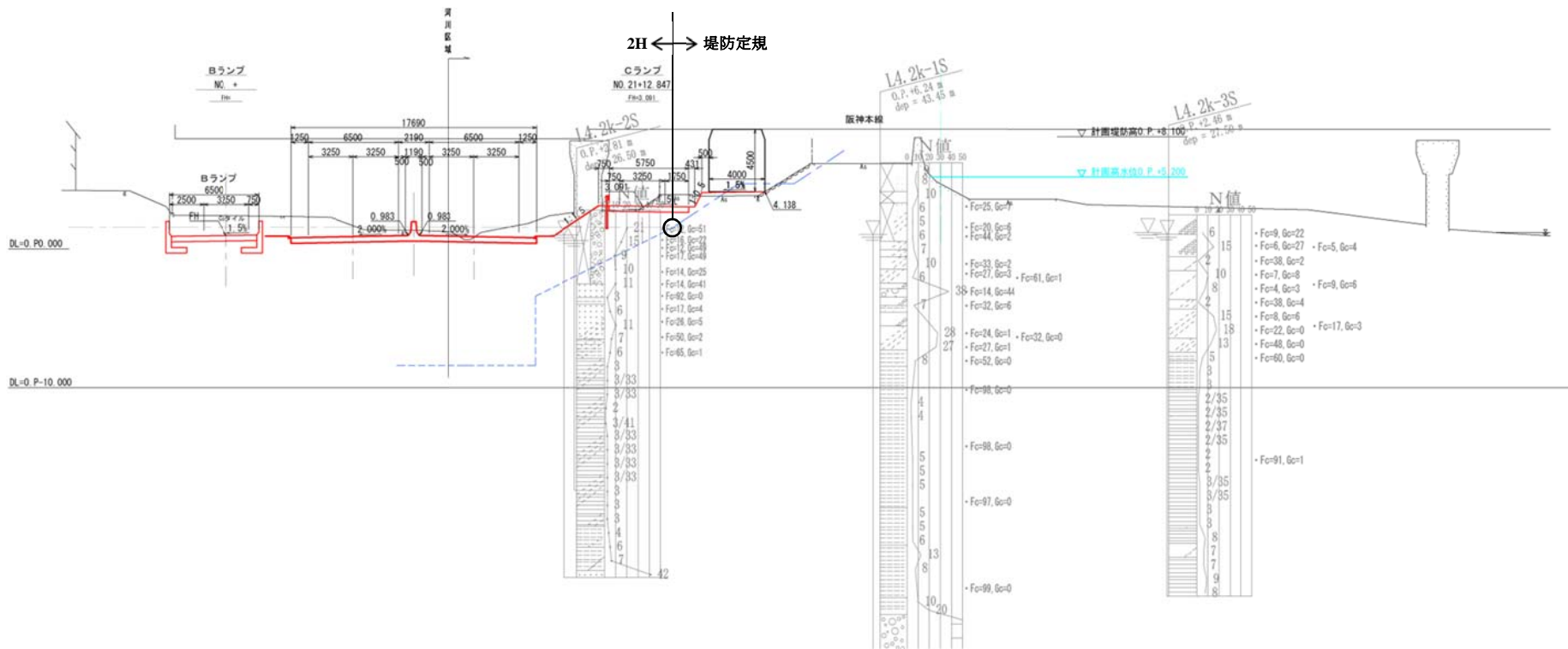


大阪湾
高水敷
左岸堤防
左岸線2期
平面線形
縦断線形
堤内地

- 道路測点 : No.36+11.500
- 河川距離標 : 4.2k+74.7m
- 堤防形式 : パラペット形式特殊堤
- 交差部 : 阪神高速3号神戸線



- 道路測点 : No.38+5.500
- 河川距離標 : 4.2k+108.8m
- 堤防形式 : パラペット形式特殊堤
- 交差部 : 阪神電鉄本線



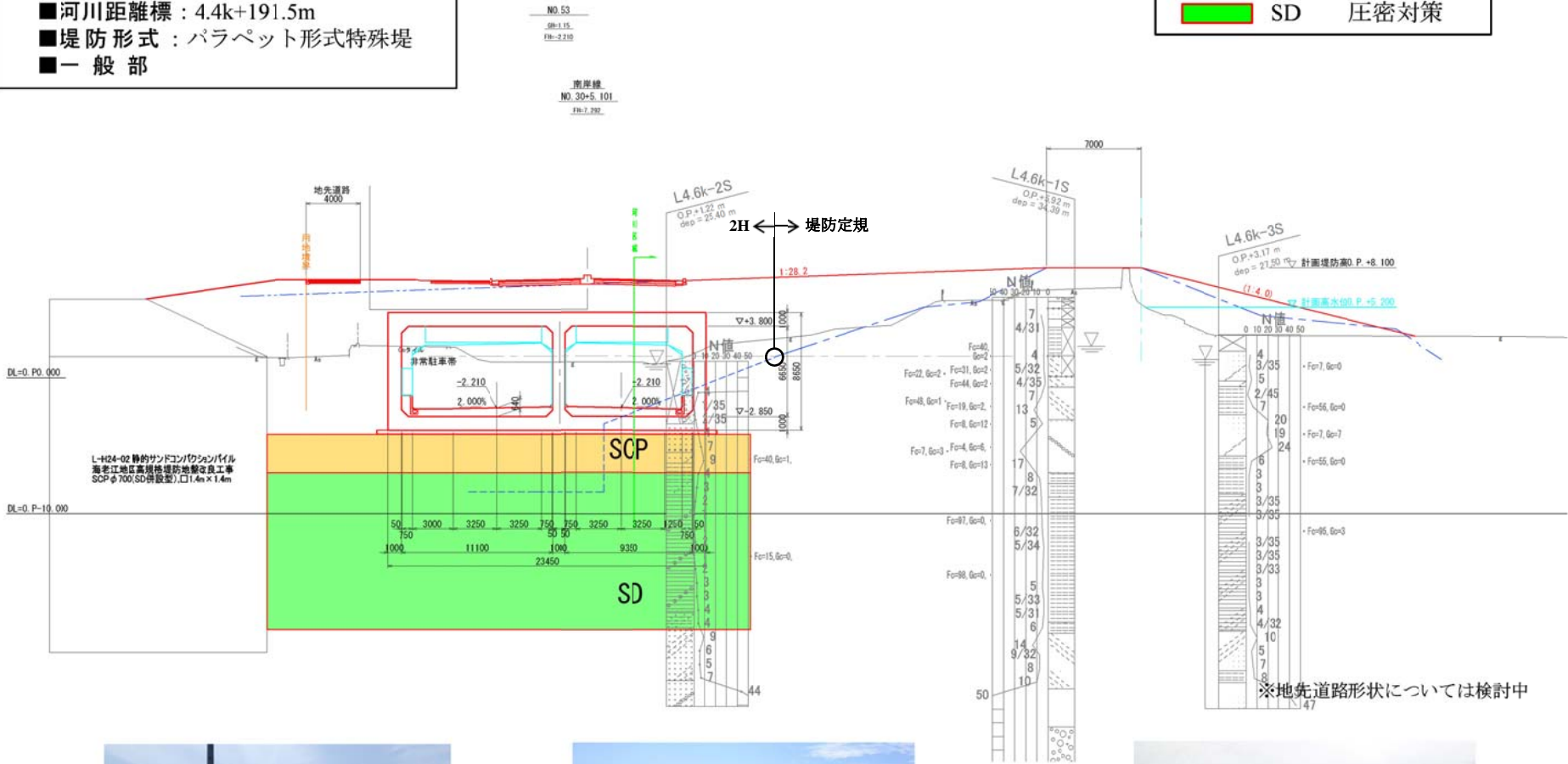
2 - 32



- 道路測点 : No.53
- 河川距離標 : 4.4k+191.5m
- 堤防形式 : パラペット形式特殊堤
- 一般部

凡例

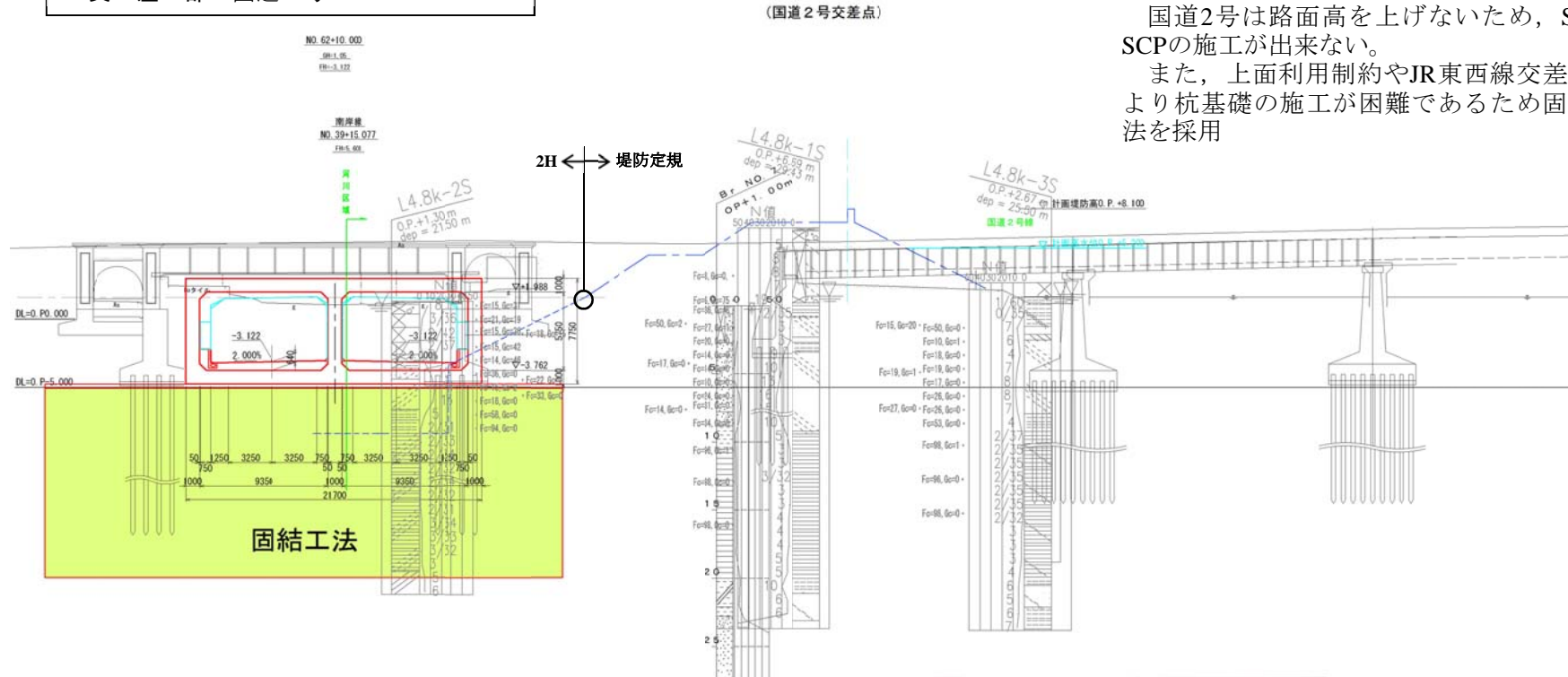
- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策



- 道路測点：No.62+10.000
- 河川距離標：4.6k+164.3m
- 堤防形式：パラペット形式特殊堤
- 交差部：国道2号

凡例

固結工法 液状化、圧密対策



国道2号は路面高を上げないため、SD、SCPの施工が出来ない。
 また、上面利用制約やJR東西線交差状況より杭基礎の施工が困難であるため固結工法を採用



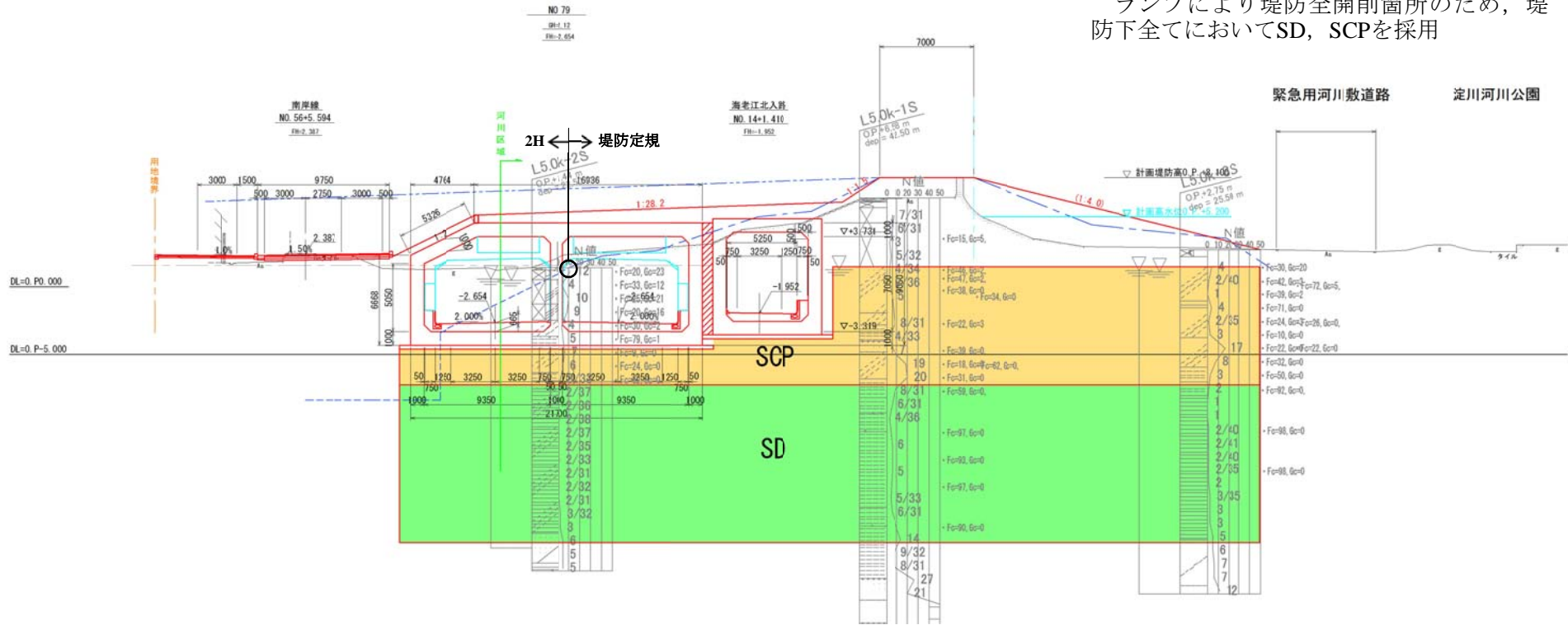
※上面復旧計画、施工計画については検討中

- 道路測点：No.79
- 河川距離標：5.0k+95.3m
- 堤防形式：パラペット形式特殊堤
- ランプ部

凡例

- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策

ランプにより堤防全開削箇所のため、堤防下全てにおいてSD，SCPを採用



2 - 35

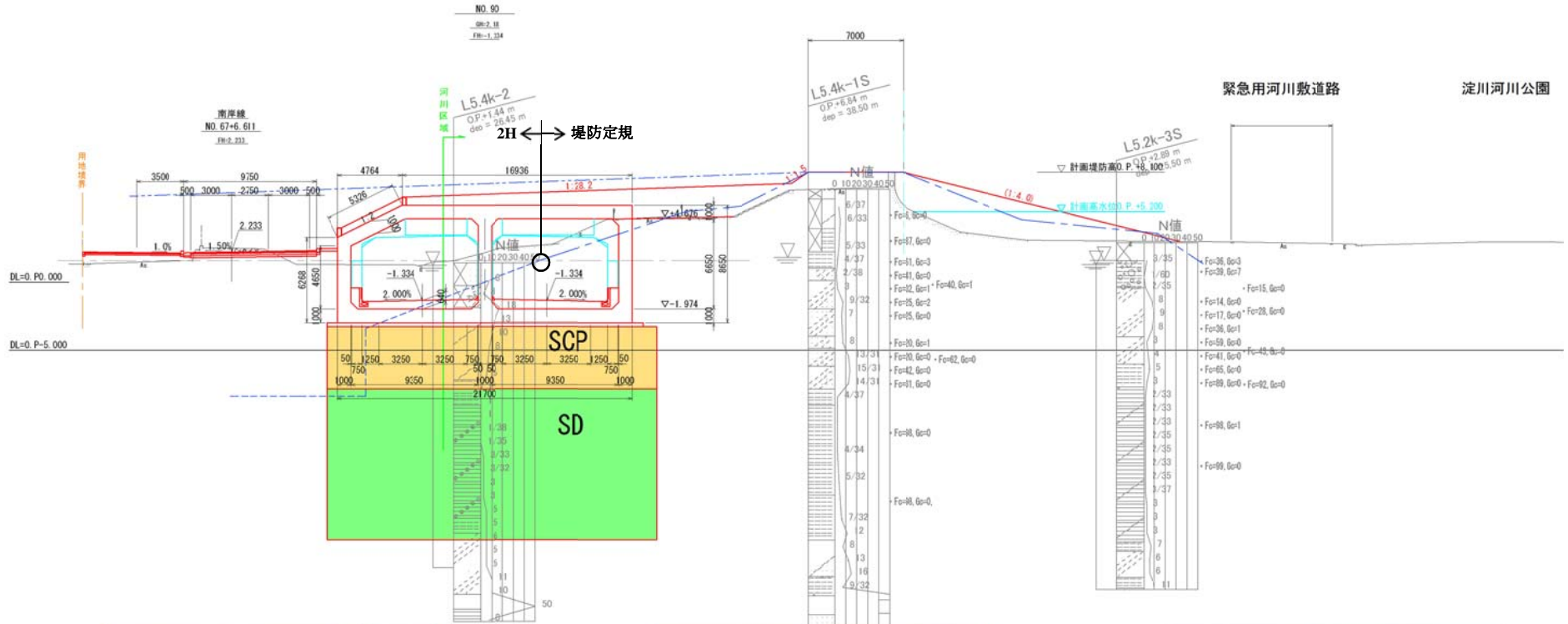
※BOX間は固化処理材により間詰め処理



- 道路測点 : No.90
- 河川距離標 : 5.2k+106.8m
- 堤防形式 : パラペット形式特殊堤
- 一般部

凡例

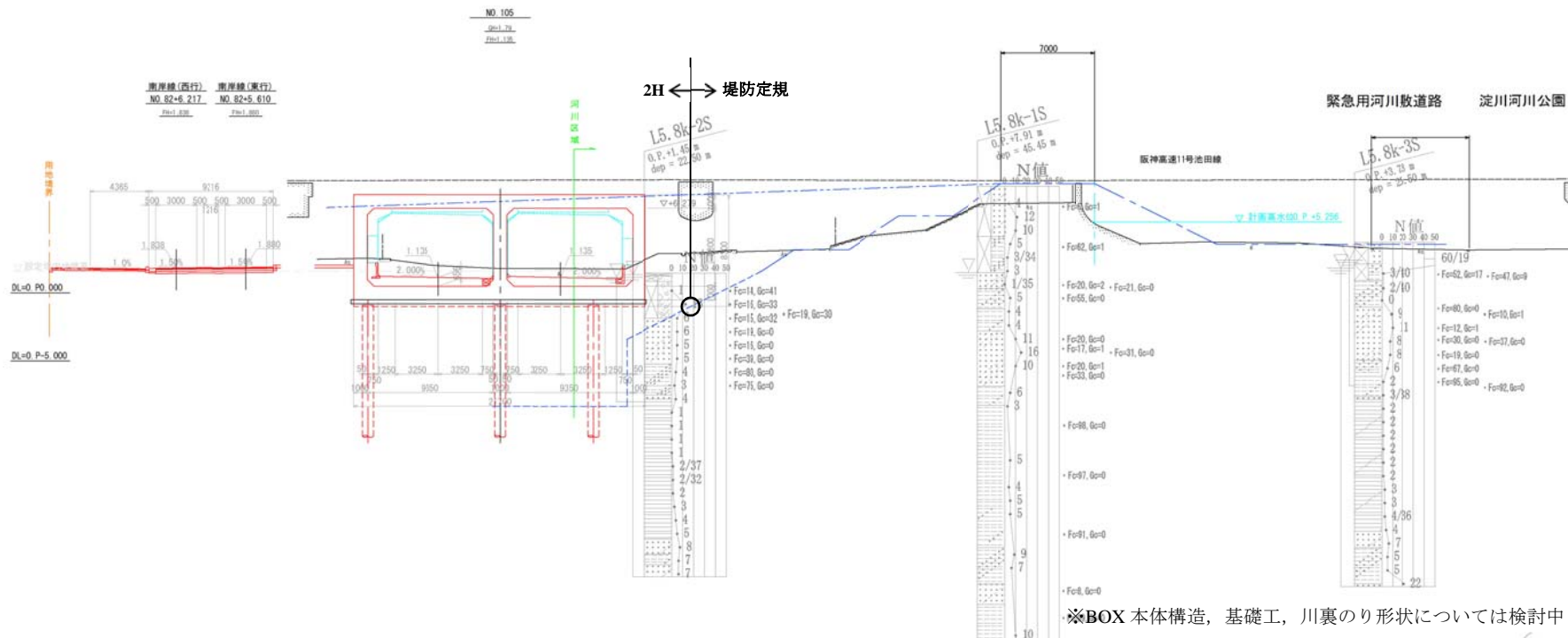
- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策



- 道路測点 : No.105
- 河川距離標 : 5.6k+4.6m
- 堤防形式 : パラペット形式特殊堤
- 交差部 : 阪神高速11号池田線

隣接するJR神戸線既設下部工のフーチングと近接しており，鉄道への変位抑制の観点から，杭基礎を採用

5.6k+4.646



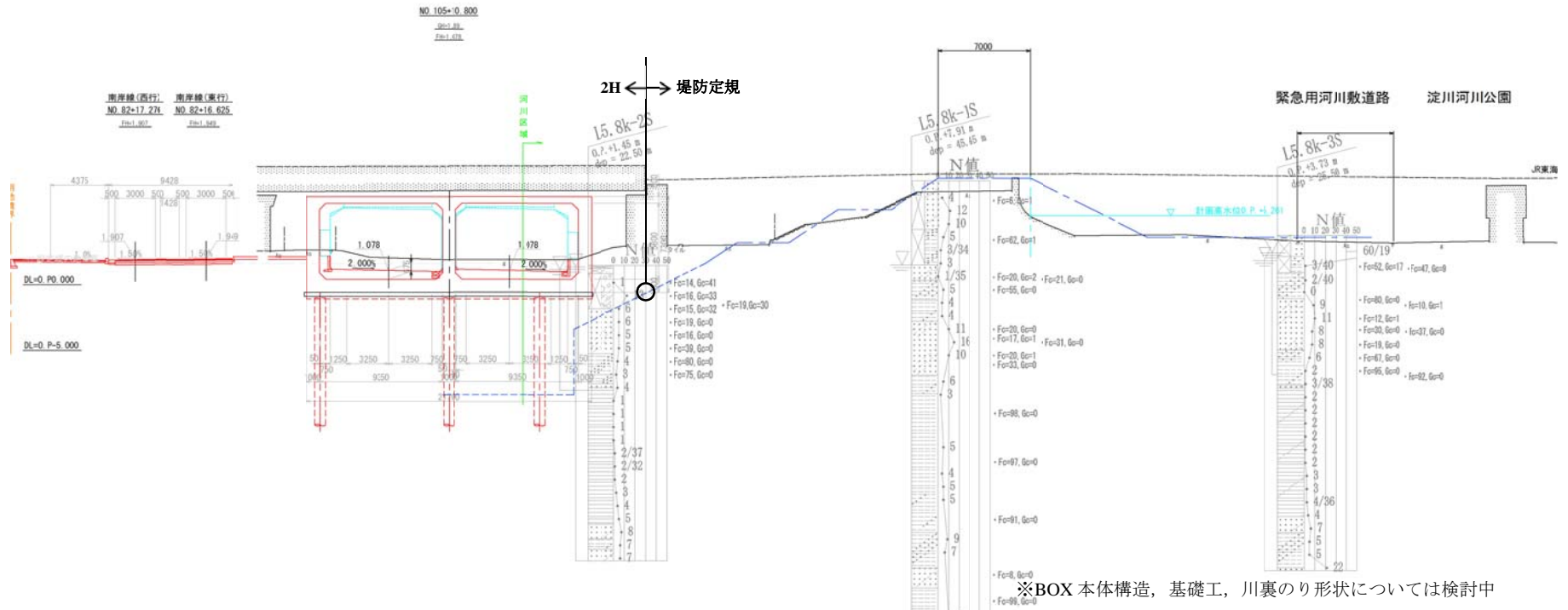
※BOX 本体構造，基礎工，川裏のり形状については検討中



- 道路測点 : No.105+10.800
- 河川距離標 : 5.6k+15.4m
- 堤防形式 : パラペット形式特殊堤
- 交差部 : JR 神戸線

JR神戸線既設下部工のフーチングと近接しており，鉄道への変位抑制の観点から，杭基礎を採用

5.6k+14.969



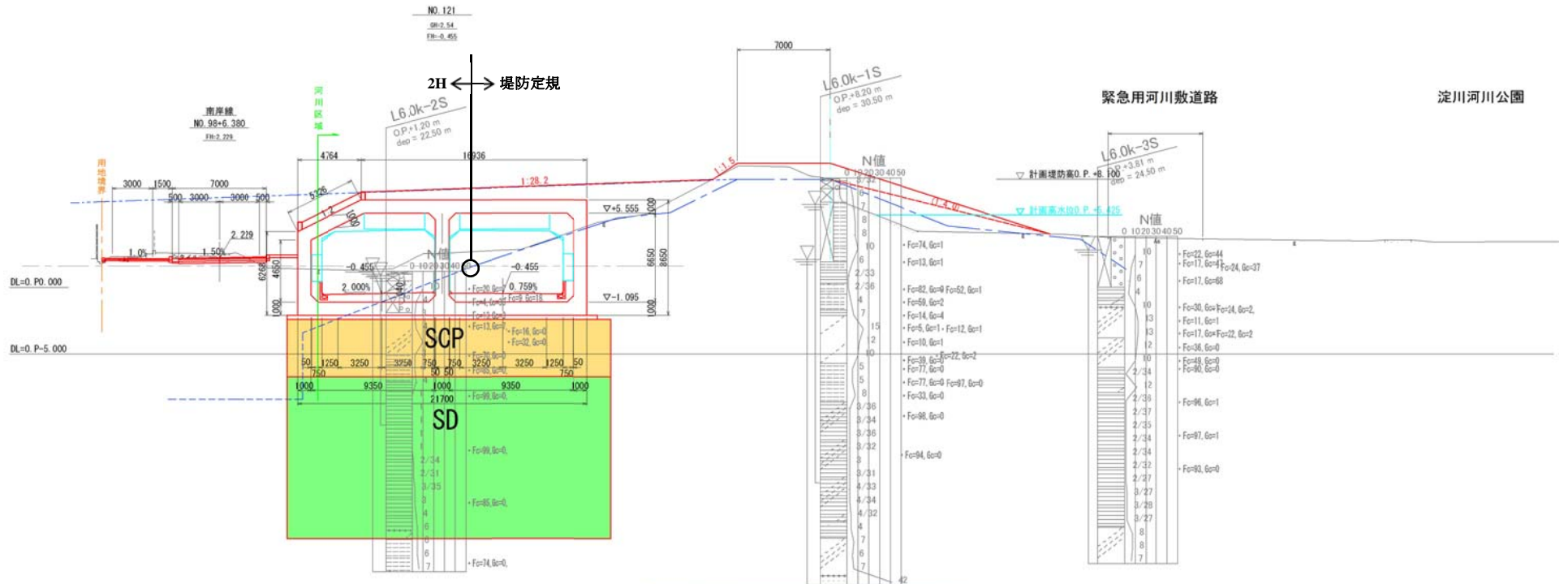
※BOX 本体構造，基礎工，川裏のり形状については検討中



- 道路測点 : No.121
- 河川距離標 : 5.8k+120.2m
- 堤防形式 : 特殊堤
- 一般部

凡例

- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策



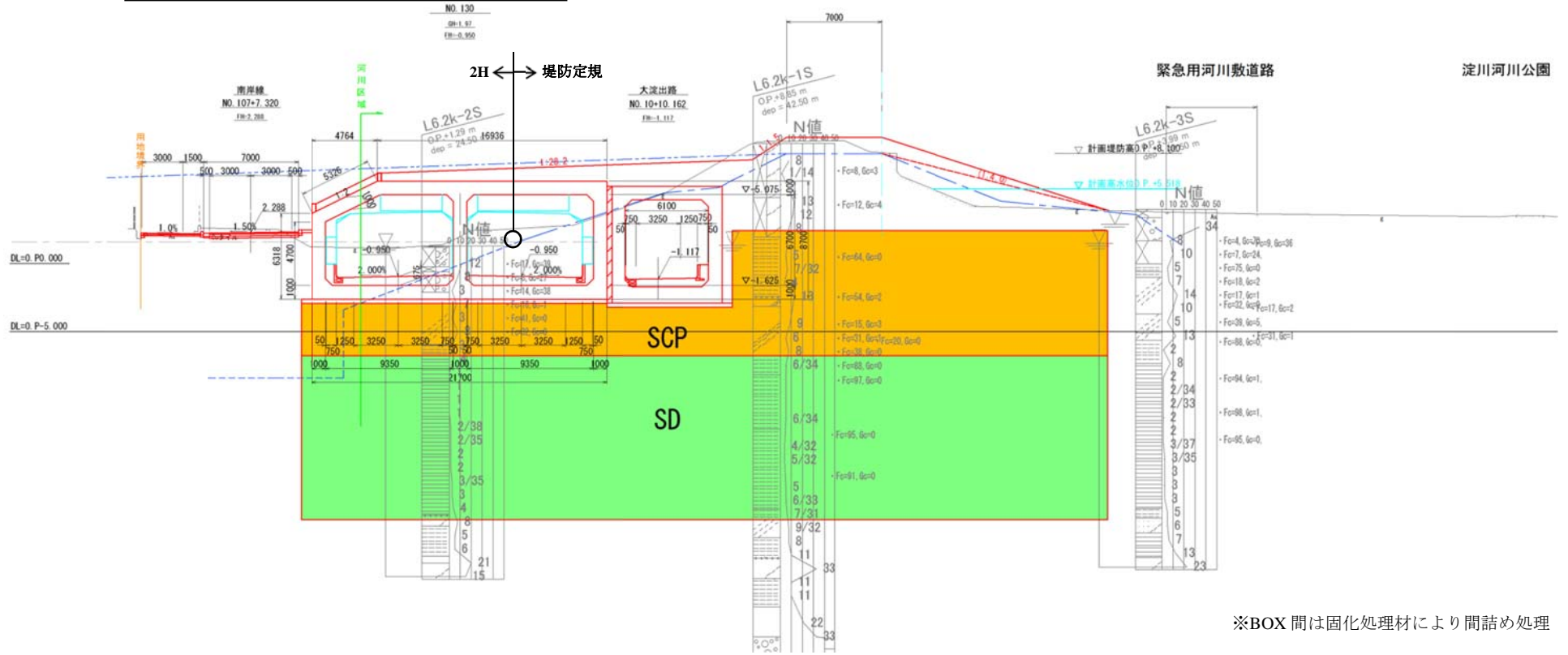
2 - 39



- 道路測点 : No.130
- 河川距離標 : 6.0k+100m
- 堤防形式 : 特殊堤
- ランプ部

凡例

- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策



※BOX 間は固化処理材により間詰め処理



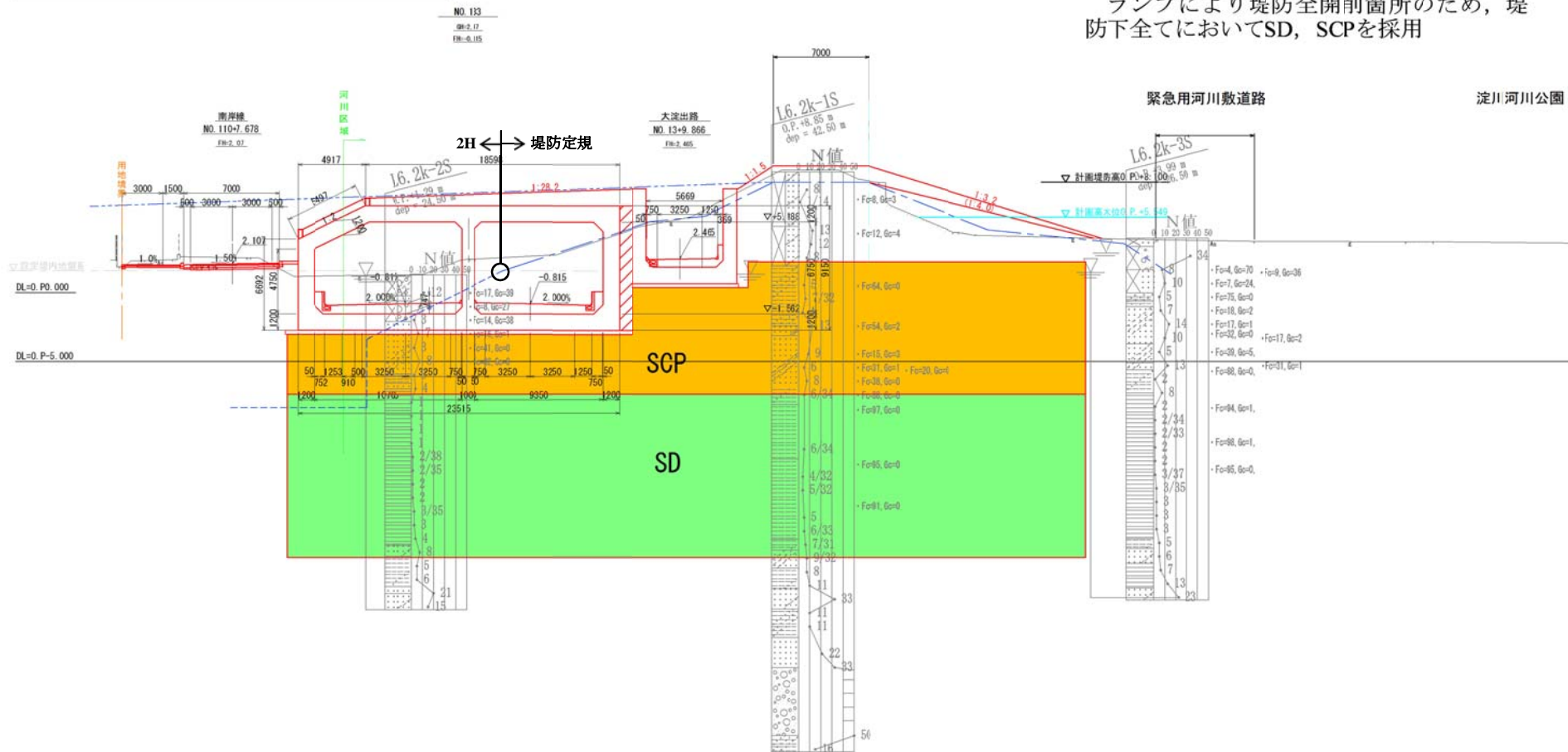
- 道路測点 : No.133
- 河川距離標 : 6.0k+159.387m
- 堤防形式 : 特殊堤
- ランプ部

凡例

- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策

ランプにより堤防全開削箇所のため、堤防下全てにおいてSD, SCPを採用

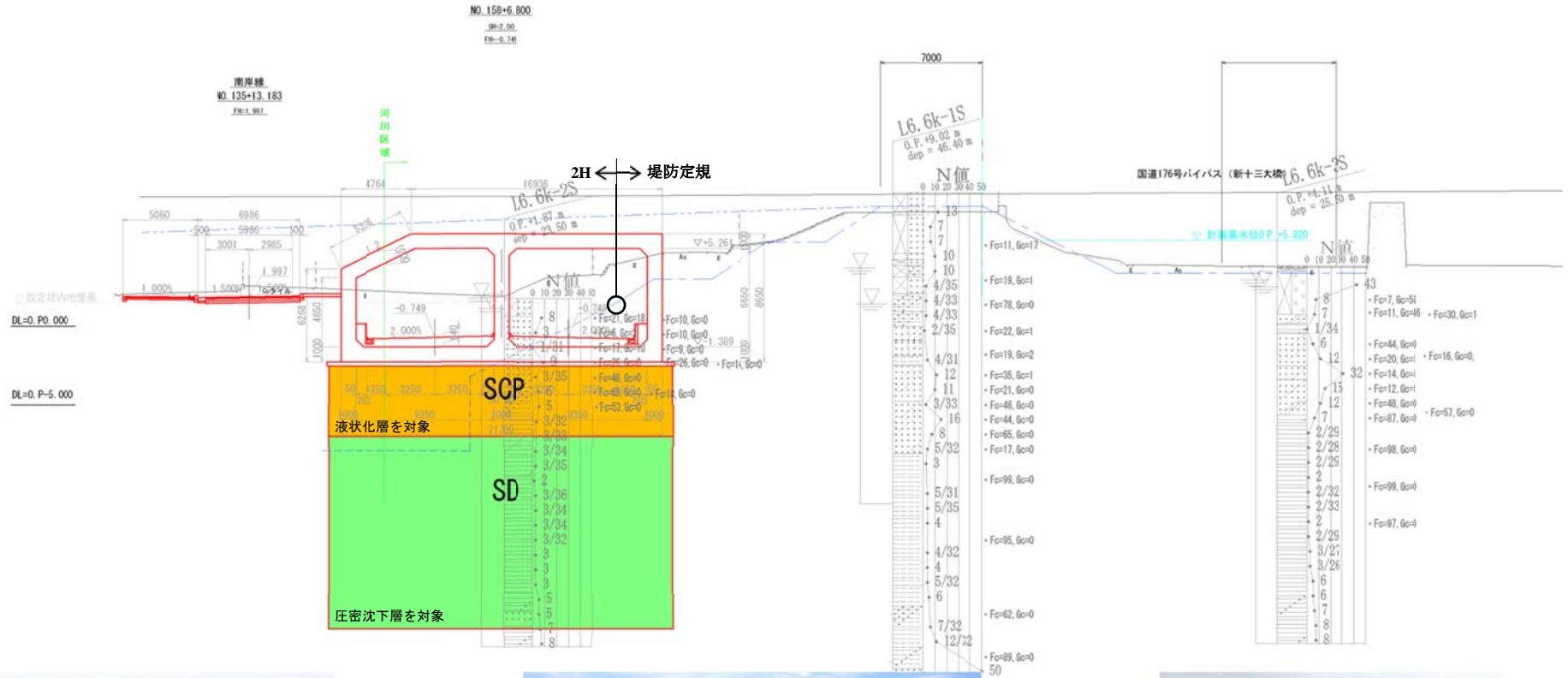
6.0k+159.387



- 道路測点 : No.158+6.800
- 河川距離標 : 6.6k+6m
- 堤防形式 : 特殊堤
- 交差部 : 国道176号バイパス

凡例

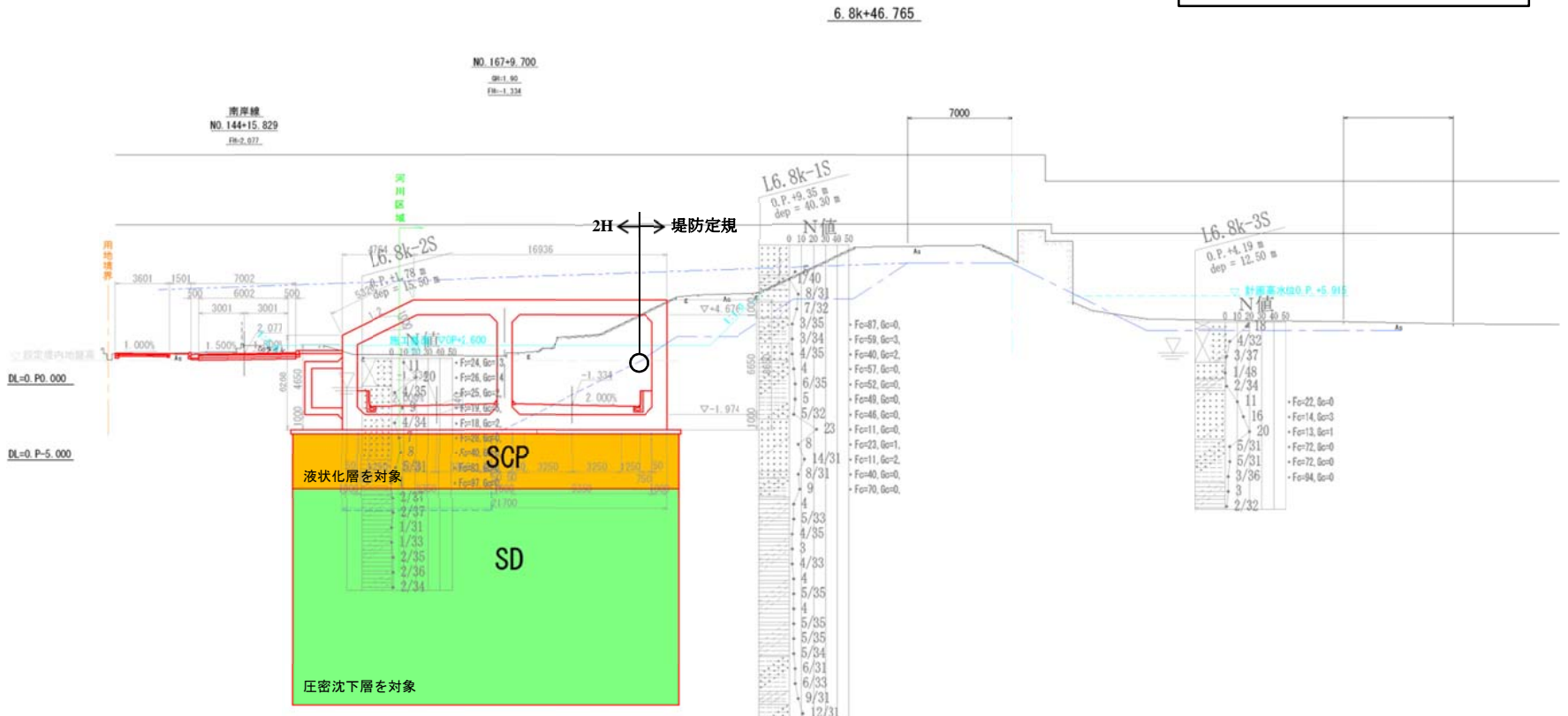
- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策



- 道路測点 : No.167+9.700
- 河川距離標 : 6.8k+47m
- 堤防形式 : 特殊堤
- 交差部 : NTT 淀川連絡橋

凡例

- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策

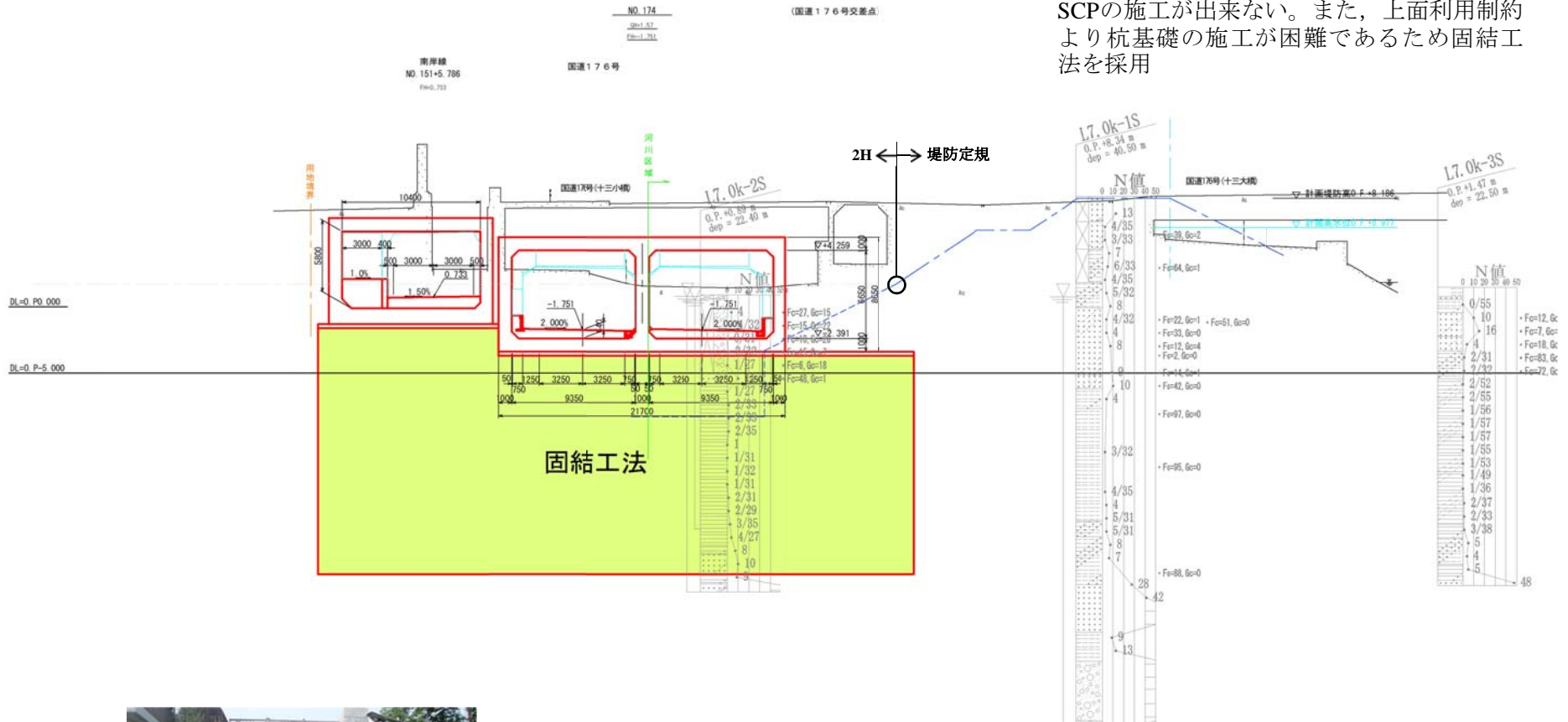


- 道路測点：No.174
- 河川距離標：6.8k+187.6m
- 堤防形式：特殊堤
- 交差部：国道176号

凡例

固結工法 液状化、圧密対策

国道176号は路面高を上げないため、SD、SCPの施工が出来ない。また、上面利用制約より杭基礎の施工が困難であるため固結工法を採用



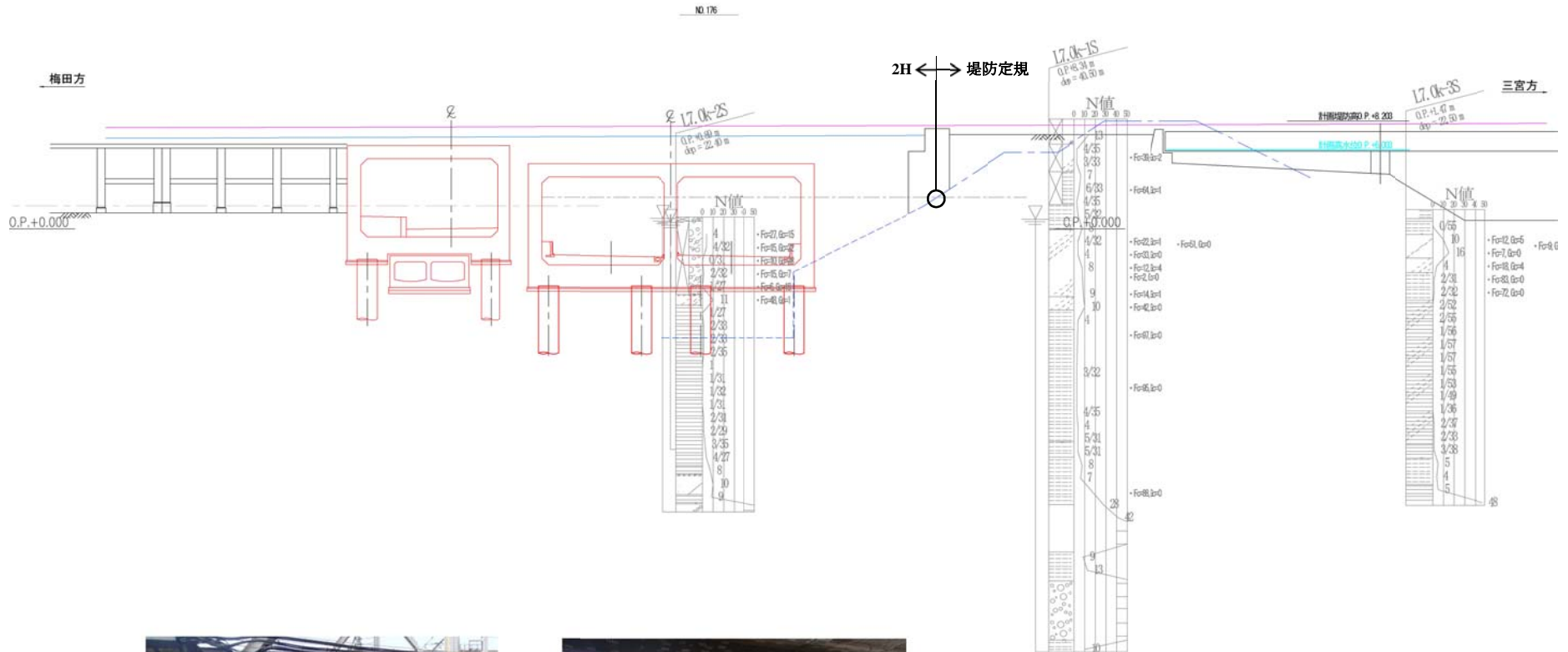
2-44



※上面復旧計画、施工計画については検討中

- 道路測点：No.176 付近
- 河川距離標：7.0k+6.8m 付近
- 堤防形式：特殊堤
- 交差部：阪急電車（神戸線，宝塚線，京都線）

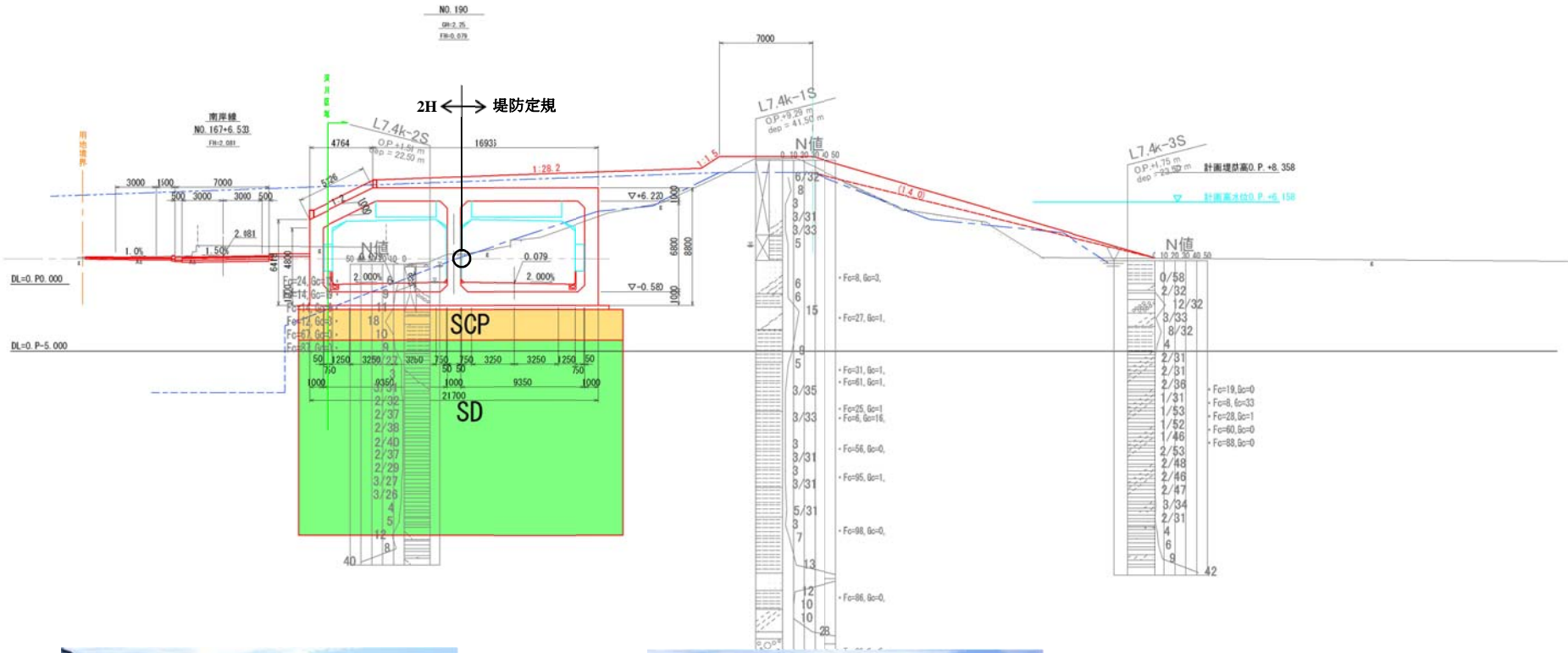
阪急電鉄既設橋梁（堤内地）を撤去し，淀川左岸線（2期）及び淀川南岸線ボックスで軌道を受けることになるため，鉄道への変位抑制の観点から杭基礎を採用



- 道路測点 : No.190
- 河川距離標 : 7.2k+97.454m
- 堤防形式 : 土堤
- 一般部

凡例

- SCP 液状化対策
- SD 圧密対策

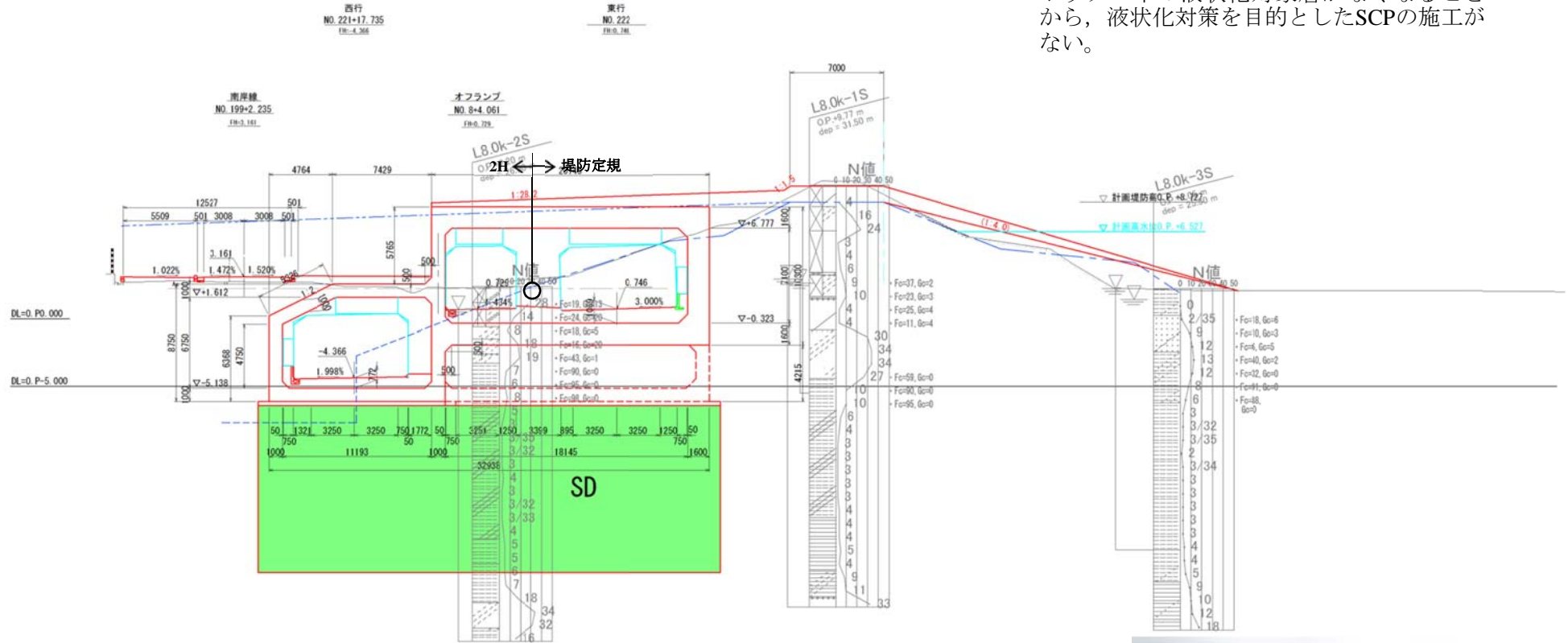


- 道路測点：No.222
- 河川距離標：7.8k+167m
- 堤防形式：土堤
- ランプ部

凡例

SD 圧密対策

淀川左岸線（2期）ボックスを構築するとボックス下の液状化対象層がなくなることから、液状化対策を目的としたSCPの施工がない。

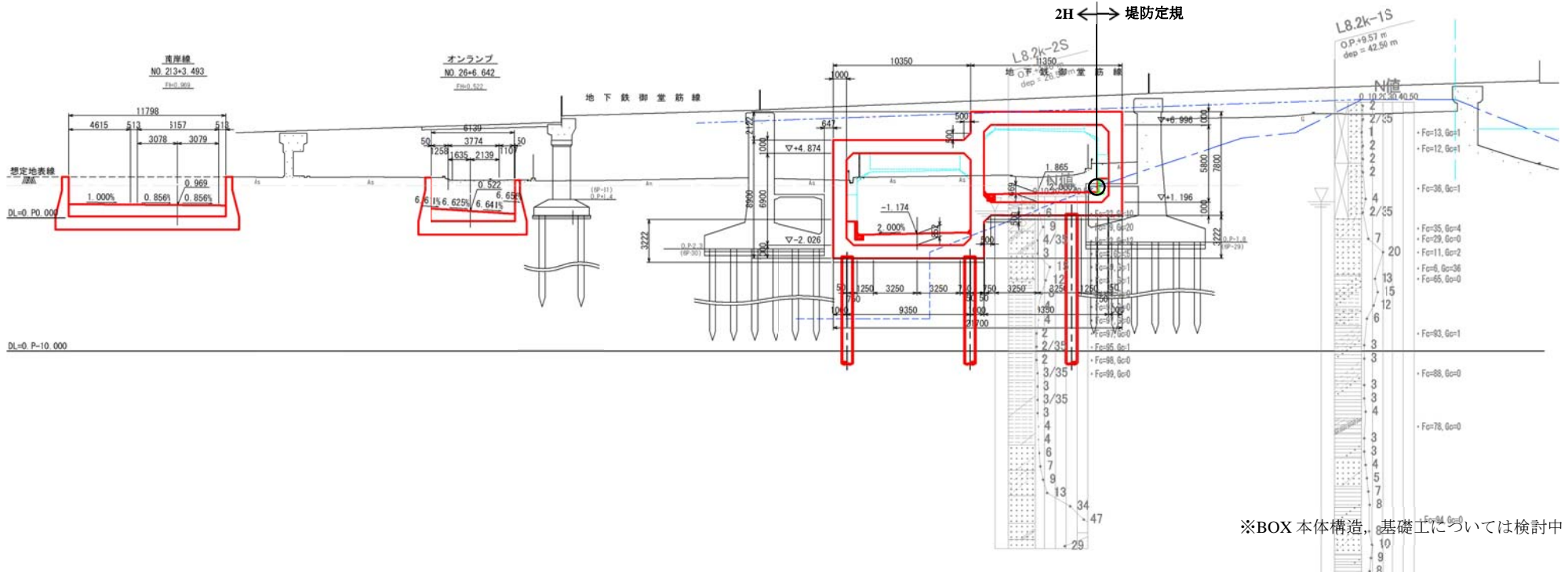


2-47



- 道路測点：No.236
- 河川距離標：8.2k+107.1m
- 堤防形式：土堤
- 交差部：国道423号（御堂筋線）

国道423号及び地下鉄御堂筋線の既設橋脚フーチングに近接しており、鉄道等の変位抑制の観点から、杭基礎を採用



2 - 48



第3章 事業計画の課題

河川堤防は、河川管理施設等構造令（以下、河川構造令）第19条において、「堤防は、盛土により築造するものとする」とするいわゆる土堤原則を規定している。淀川左岸線（2期）計画は、淀川左岸の河川計画堤防断面内に道路構造物であるボックスカルバートが設置され、道路構造物と河川堤防とが一体となった長大な構造であり、河川堤防としての機能、道路構造物としての機能を確保しなければならない。

本委員会では、これらの機能を確保するために要求される性能を想定される被害シナリオから抽出し、一体構造物の確保機能を設定する。

3.1 河川管理施設等構造令抵触における課題

(1) 堤防定規との位置関係

淀川左岸線（2期）では、用地等の制約の関係から淀川の堤防定規断面に抵触する。図3.1.1、図3.1.2に示すように横断方向の抵触幅は標準部で7m、最大抵触部で15mとなっている。縦断方向の抵触範囲は、図3.1.3に示すように全延長4.3kmに対して約2.9kmが抵触する。

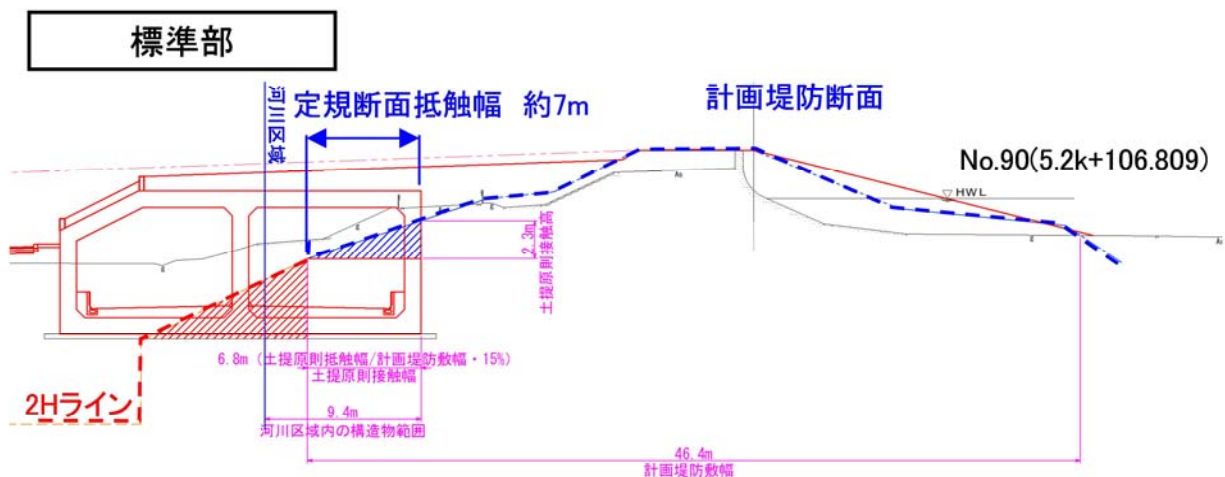


図 3.1.1 横断方向の定規断面への抵触状況（標準部）

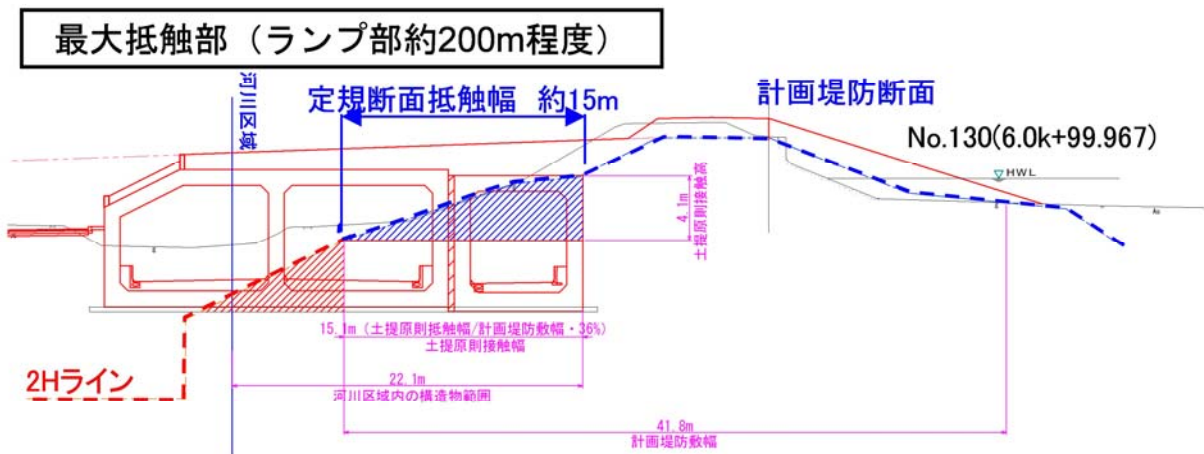


図 3.1.2 横断方向の定規断面への抵触状況 (最大抵触部)

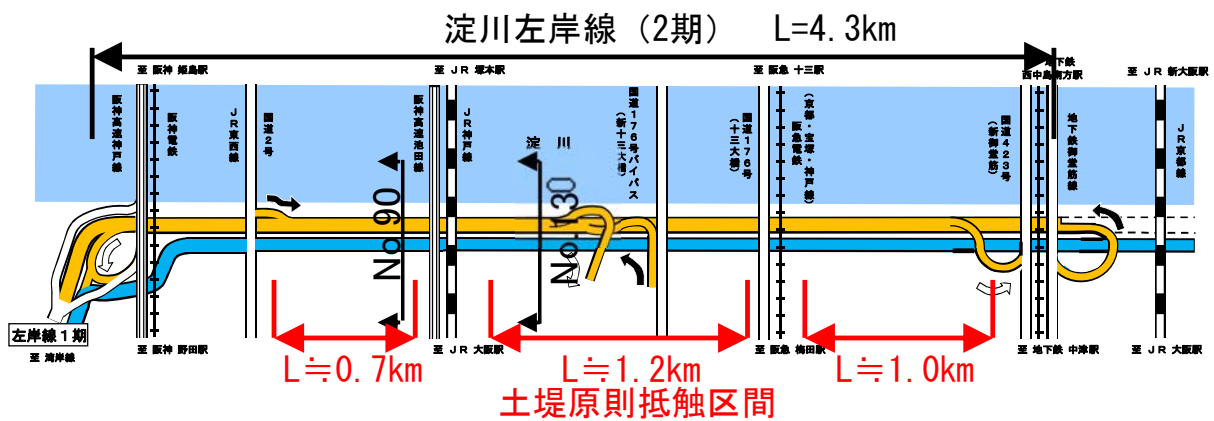


図 3.1.3 縦断方向の定規断面への抵触状況

(2) 河川構造令第 19 条に対する整理

河川構造令第 19 条では、堤防の材質及び構造について以下のように規定している。

堤防は、盛土により築造するものとする。ただし、高規格堤防以外の堤防にあっては、土地利用の状況その他の特別の事情によりやむを得ないと認められる場合においては、その全部若しくは主要な部分がコンクリート、鋼矢板若しくはこれらに準ずるものによる構造のものとし、又はコンクリート構造若しくはこれに準ずる構造の胸壁を有するものとするすることができる。

淀川左岸線 (2 期) の道路構造物は大部分の区間で堤防定規断面内に抵触しており、抵触幅は最大約 15m (高さ 4m) となっており、「盛土により築造 (土堤原則)」に抵触している。

ただし書き「その全部若しくは主要な部分がコンクリート、鋼矢板若しくはこれに準ずるものによる構造のもの」とは、盛土の部分がなくても自立する構造 (自立式構造) のものである。

淀川左岸線（2期）の構造は殆どがボックスカルバートであり、盛土なしで堤防機能が確保されるような自立式構造とはなっていない。

また、ただし書き「コンクリート構造若しくはこれに準ずる構造の胸壁を有するもの」とは、パラペット構造の特殊堤であり、左岸線（2期）の構造はこれにも該当しない。

なお、淀川左岸線（2期）の構造物は連続的に堤防内にボックスカルバートが設置されるものであり、部分的に設置される横断構造物や、裏法尻付近の堤防表面部分に小規模な擁壁等を設置する場合は堤防機能へ及ぼす影響度合いが大きく異なる。

以上より、道路管理者がボックスカルバートを適切に維持管理することを前提に、堤防の一部がボックスカルバートとなる特殊な堤防構造の一体構造物が土堤と同等以上の効力を有するかが課題となる。

道路構造物と堤防との一体構造物には、河川構造令において通常の堤防に規定されている第18条の構造の原則（耐浸透機能、耐侵食機能、耐震機能）、第19条の材質及び構造（維持管理等が容易、災害復旧が容易等）と同等以上の効力を有しているかを本委員会では検討する。

河川構造令第18条に関しては、前例のない特殊な構造の堤防となるため、新たに照査手法を立案し、以下の課題に対し検討する必要がある。

耐浸透機能については、すべり破壊に対する安全性、基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性が課題となる。

耐侵食機能については、堤防表のり面、のり尻の直接侵食に対する安全性、主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘に対する安全性が課題となる。

耐震機能については、地震後においても、河川水の流水の河川外への越流を防止できるかが課題となる。

河川構造令第19条に関しては、通常の土堤は、その維持管理や災害復旧の容易さが利点として挙げられるため、一体構造物として、堤防内に設置される構造物やその周辺についても、適切に維持管理、災害復旧が実施される構造や体制の確保が課題となる。

適切な点検、モニタリングの実施と必要に応じた対策工等の強化を施した箇所について、堤体本体の安定性、構造物周辺が堤防に比べて弱点とならないかが課題となる。また、堤防被災時に早急な復旧ができるかについても課題となる。

さらに、後述する被害シナリオから想定した被害想定によると、水みちが発生し内部浸食による堤防破壊の危険性が高まり堤防の安全性の低下が懸念される。

3.2 一体構造物としての課題

3.2.1 一体構造物としての安全性における課題

一体構造物としての安全性に対する課題を整理するにあたり、被害を及ぼす要因を設定する。想定される被害シナリオとして、洪水（高潮）・豪雨，地下水変動，地震，地盤変形，交通振動，老朽化が挙げられる。以下に，各被害シナリオによる想定される被害を示す。一体構造物特有の被害を赤字で示す。

■洪水（高潮）・豪雨による被害想定

【堤防の被害】

- ・ **水みち発生**（パイピングの誘発）
- ・ 裏のり堤内地の盤ぶくれ
- ・ 直接侵食，側方侵食
- ・ 天端からの雨水排水による堤防のり面の侵食

【道路の被害】

- ・ 構造物の変形・移動
- ・ 継手部の損傷・段差・離れの発生
- ・ 越水による上載土の流出・浮上り・道路冠水・土砂流入
- ・ 内水氾濫による道路冠水
- ・ 継手損傷部からの漏水・土砂流入

【周辺環境への被害】

- ・ 堤防および道路被害に伴う浸水被害

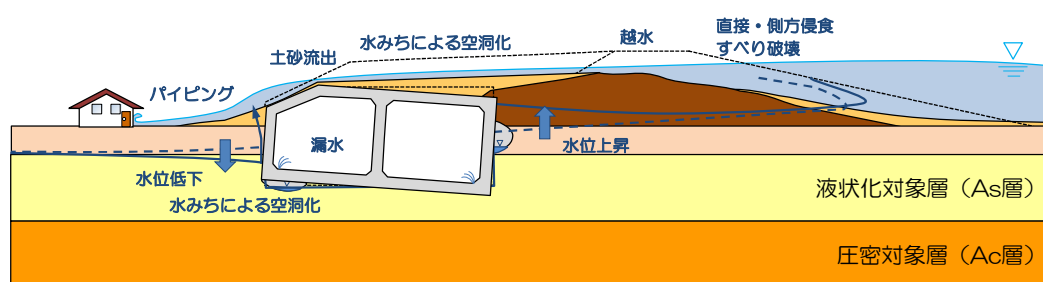


図 3.2.1 洪水（高潮）・豪雨による被害想定

■地下水変動による被害想定

【堤防の被害】

- ・地下水流動阻害による**水みちの発生**（パイピングの誘発）
- ・構造物に沿った縦断方向の**水みちの発達**（パイピングの誘発）

【道路の被害】

- ・水位上昇による道路構造物の浮上りに伴う段差発生
- ・継手部からの漏水・土砂流入

【周辺環境への被害】

- ・堤内地の地下水位低下

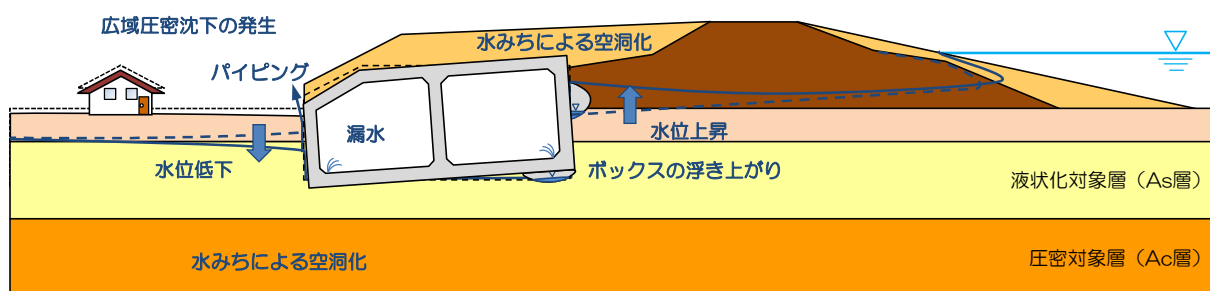


図 3.2.2 地下水変動による被害想定

■地震による被害想定

【堤防の被害】

- ・変形（すべり，液状化）
- ・**ひび割れ，水みち**（パイピングの誘発）
- ・構造物損傷による堤防天端面での陥没
- ・構造物損傷による堤体材流出での陥没

【道路の被害】

- ・構造物の変形（倒壊，損傷）
- ・液状化による構造物の移動（浮き上り，沈下，回転）
- ・構造物の損傷等に伴う道路内への漏水，土砂流入
- ・構造物の損傷，段差・離れの発生
- ・津波の流入

【周辺環境への被害】

- ・堤防および道路被害に伴う浸水被害

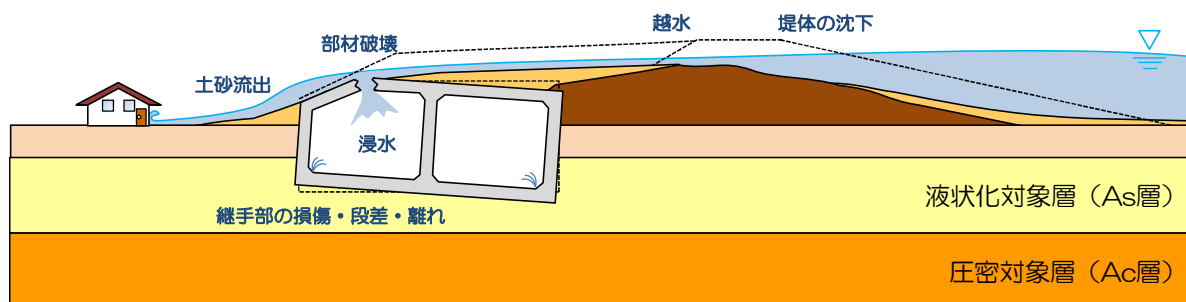


図 3.2.3 地震による被害想定

■地盤変形による被害想定

【堤防の被害】

- ・圧密沈下による堤防高不足（沈下・変形）
- ・道路底版と基盤底面の間隔による**水みちの発生**
- ・構造物～地盤の圧密沈下差による地表面の段差，**ひび割れ**，ゆるみの発生

【道路の被害】

- ・圧密沈下による構造物の沈下，側方移動，回転
- ・圧密沈下差による継手部の損傷，段差・離れの発生
- ・継手損傷部からの漏水・土砂流入

【周辺環境への被害】

- ・盛土部・道路構造物の圧密沈下による周辺地盤の引込沈下

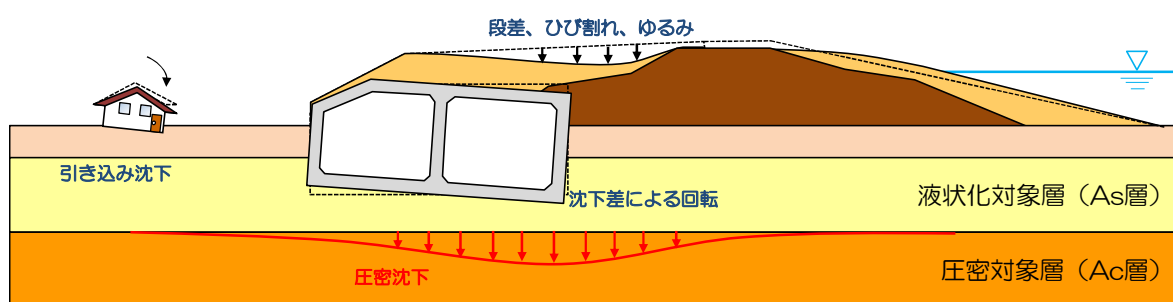


図 3.2.4 地形変形による被害想定

■交通振動による被害想定

【堤防の被害】

- ・交通振動による堤防の**ひび割れ**，**水みち**（パイピングの誘発）

【道路の被害】

—

【周辺環境への被害】

- ・交通振動による家屋振動

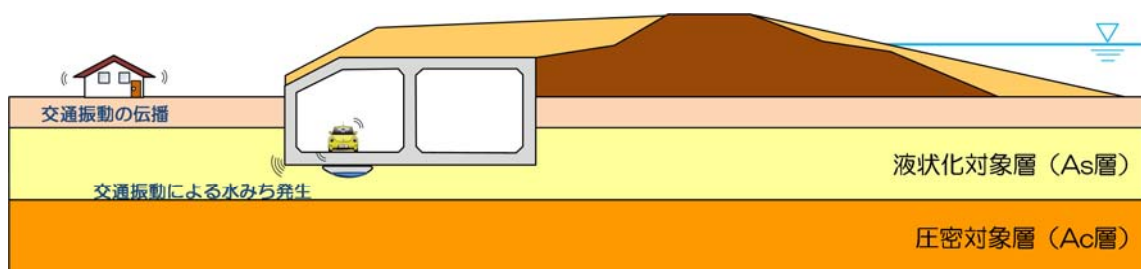


図 3.2.5 交通振動による被害想定

■老朽化による被害想定

【堤防の被害】

- ・堤防の変形，陥没
- ・構造物損傷による堤防天端面の陥没
- ・構造物損傷による堤体材流出での陥没

【道路の被害】

- ・構造物の耐荷力低下による破壊
- ・継手部損傷による漏水，土砂流入

【周辺環境への被害】

—

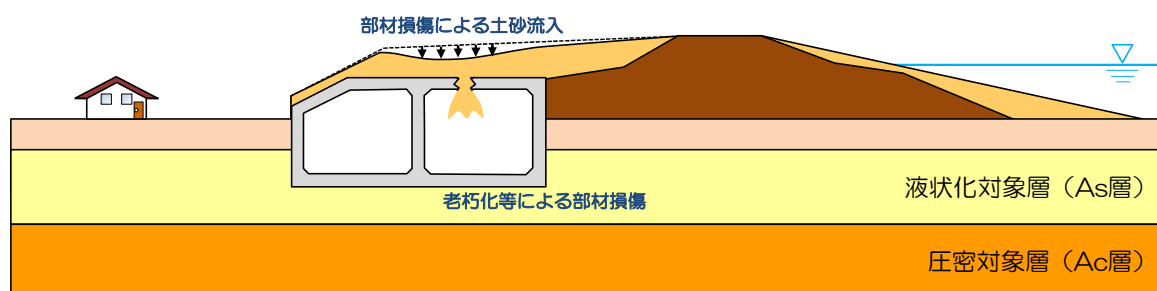


図 3.2.6 老朽化による被害想定

上に挙げた被害により，ボックスカルバート周辺に水みちが発生し、内部浸食により堤防破壊の危険性が高まり、堤防の安全性の低下が懸念される。通常堤防機能としては、これまでにならぬ構造となることから、既往基準類等による照査手法の適用の可否について慎重な検討が必要となる。道路構造物は、通常機能に加え、堤防へ悪影響を及ぼさない構造とする必要がある。

各被害想定の中で、一体構造物特有の課題として、水みちが考えられる。水みちの発生要因としては、堤体内水位の上昇と、構造物周辺の空洞化や地盤との剥離であり、圧密による道路構造物と堤防の沈下差や堤体内水位の上昇の抑制に着目した検討を実施する。なお、道路構造物の設置にあたり、現堤防を 50%程度以上開削する区間については、堤防の全開削を実施した上で、基礎地盤の改良を実施することも検討する。

通常堤防や道路構造物に対する照査を実施するにあたっては、既往基準類の適用性や、新たな照査基準の適用を検討する。

3.2.2 一体構造物としての施工時における課題

淀川左岸線（2期）の施工では、長区間にわたり河川堤防を部分開削，あるいは前述のとおり全開削を行うため、「仮締切堤設置基準（案）の一部改訂（通知）」（平成二十六年十二月十一日 国河治第九十二号 国土交通省水管理・国土保全局治水課長，以下「仮締切堤基準」という。）に準拠し，仮締切堤を設置するが，その治水安全性の確保が課題として考えられる。

また，長期にわたる仮締切堤での通年施工となることから，通常の工事より巨大地震発生などにより仮締切堤の機能が喪失するリスクが高い。

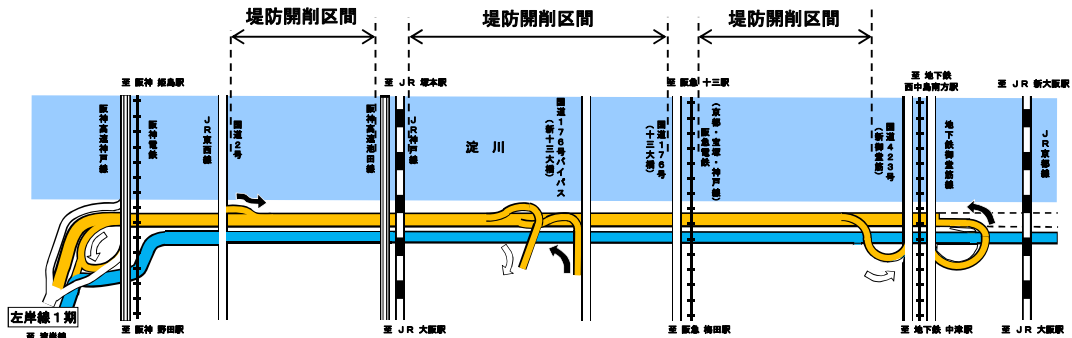


図 3.2.7 堤防開削区間

3.2.3 一体構造物としての維持管理における課題

淀川左岸線（2期）では堤防と道路構造物の一体構造物となるため，一般の堤防，道路構造物に生じる変状に加えて，構造物周辺の水みちの発生が懸念される。

したがって，一般の堤防や道路構造物に必要とされる維持管理に加えて，水みちの発生に繋がる予兆現象を捉え，適切に対処することが重要となる。

供用中の維持管理において，必要となるモニタリング項目の抽出，モニタリング手法，モニタリングの頻度・時期，モニタリング結果の評価手法，モニタリングマニュアル，河川管理者，道路管理者双方の維持管理体制が課題となる。

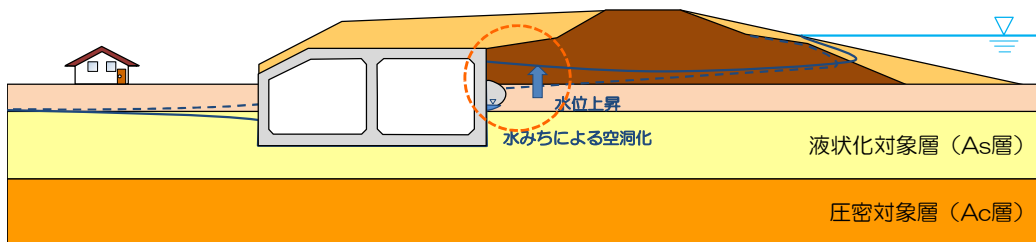


図 3.2.8 構造物周辺の水みち発生イメージ図

第4章 一体構造物としての安全性に関する検討

4.1 課題および検討方針

4.1.1 課題

(1) 一体構造物特有の課題

一体構造物の課題としては、3.2で整理したように、水みちの発生が共通して懸念される。水みちの発生は、構造物まわりに空洞化が発生した状態で、洪水が作用した場合に生じることが想定される。

空洞化の発生要因としては種々想定されるが、淀川左岸線(2期)では築堤盛土を伴うことから、道路構造物と堤防の不同沈下、地盤変形による堤体内浸潤面上昇要因が最も懸念される。

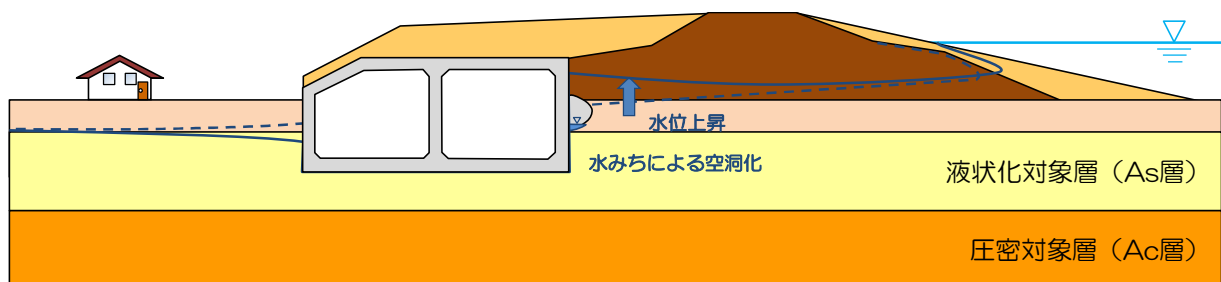


図 4.1.1 水位上昇による水みちの発生

(2) 課題に対する対応方針

構造物周辺に水みちは、道路構造物と堤防の不同沈下、堤体内浸潤面上昇が大きく起因すると考えられる。不同沈下については、道路構造物と堤防を一体でモデル化した上で、施工ステップによる荷重変動を考慮した圧密沈下解析より、道路部と堤体部の沈下差を評価する。

堤体内浸潤面上昇については、道路構造物と堤防を一体でモデル化した上で浸透流解析を実施し、道路構造物による阻害が浸潤面に与える影響を評価する。

なお、完成後のモニタリングによる解析手法の妥当性検証法についても検討する。

(3) 既往基準類の適用

一体構造物の性能を照査するにあたり照査基準が必要となるが、既往の指針の多くは土堤を対象としたものであるため、一体構造物への適用には課題がある。そのため、通常の盛土による堤防での照査項目と同様の項目（耐浸透機能、耐侵食機能、耐震機能等）については、その照査手法や照査基準値について既往基準類の準用も含め検討を実施し、特別な照査手法等を立案する。検討した照査手法を用いて、通常の盛土による堤防が有する治水機能と同等以上となっているかを以下の通り評価する。

①耐浸透機能

すべり安全率・・・現況の堤防が有する安全率以上

パイピング・・・局所動水勾配（鉛直 0.5 以下、水平 0.3 以下）

②耐侵食機能

直接・側方侵食・・・既往基準のとおり

③耐震機能

残留堤防高・・・照査外水位以上（L2-1：施設設計上津波高 L2-2：14 日間 1/10 水位）

(4) 最大抵触部（ランプ部）の取り扱い

海老江北入路および大淀出路のランプ BOX は、堤防天端に極めて近接し部分開削をした場合、残る既設堤防の断面約 50%程度と小さい。そのため、これらの区間は一体構造物完成後の土堤部分の断面が特に小さくなることから、耐浸透機能や耐震機能を確実に確保できるよう、全開削し新規築堤を行う方針とする。堤体直下には、液状化対策工及び軟弱地盤対策工を実施の上、新規築堤を行う。

【最大抵触部 施工ステップ】

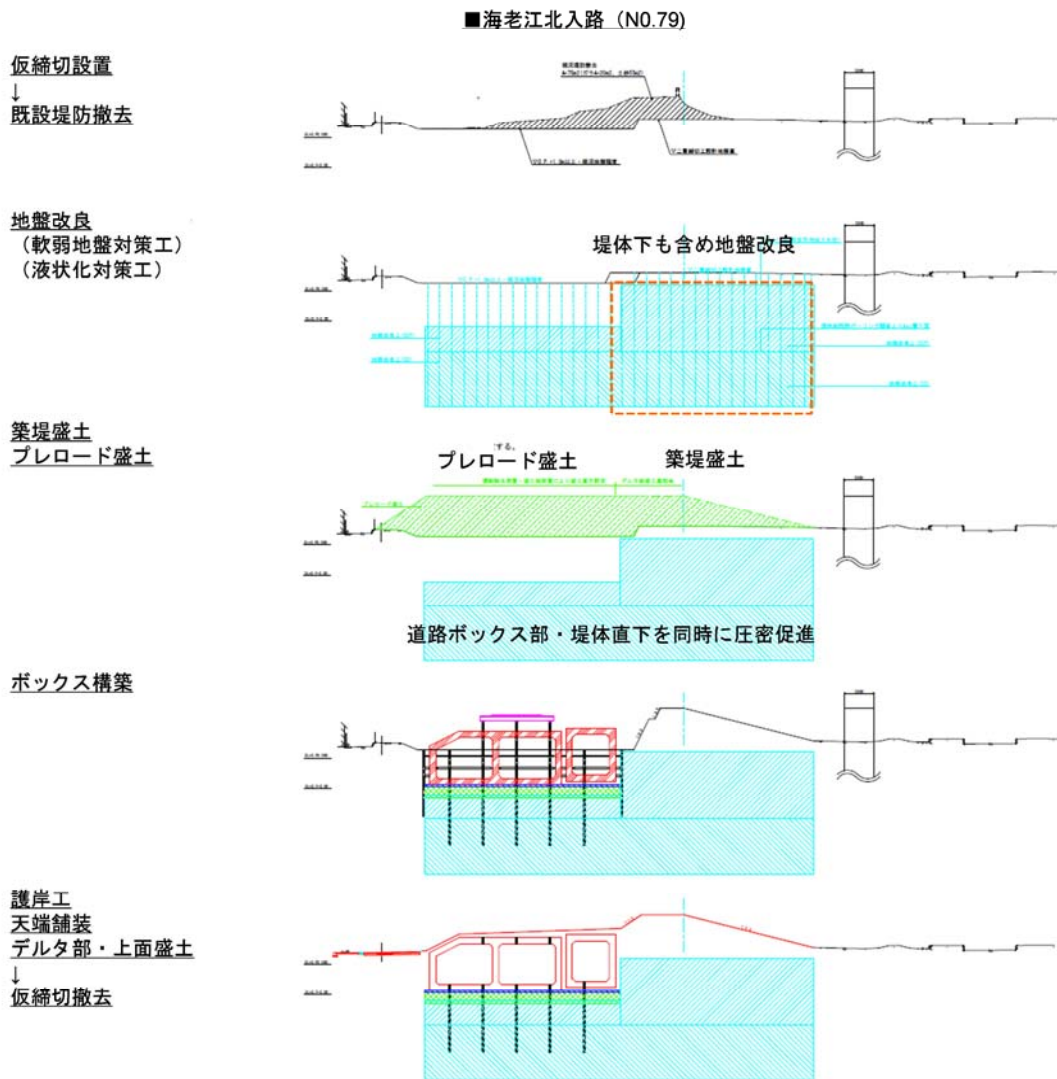


図 4.1.2 施工ステップ（海老江北入路）

4.1.2 検討方針

(1) 洪水（高潮）・豪雨，地下水変動による被害シナリオに対する確保機能

浸透水，地下水に関連して，洪水（高潮）・豪雨，地下水変動に対する堤防および道路の確保すべき機能，配慮すべき事項として，以下の5項目が挙げられる。

1) 耐浸透機能

外力（洪水・豪雨）に対し，基礎地盤のパイピング破壊やすべり破壊に対して，所要の安全率等を有している必要がある。

また，一体構造物整備に伴う地下水流動阻害により堤体内浸潤面が上昇することによって構造物に沿った縦断方向あるいは横断方向の水みちに対し，堤防の弱体化に繋がらない機能を検討する。

2) 耐侵食機能

洪水時において，直接侵食あるいは低水路等からの側方侵食，洗掘に対して安全性を有している必要がある。

また，堤防天端付近に整備される道路（淀川南岸線等）の排水によって洗掘や堤防侵食が生じないよう構造検討を行う。

3) 構造的安定性

堤体内浸透水により道路構造物が浮上り，継手部に段差が生じることによる交通安全性，供用性を損なわない構造検討が必要である。

また，越水により上載土が流出し，道路構造物が浮き上がり，堤防機能を損なうことがないよう浮上りの照査を実施する。

4) 構造物の止水性

一体構造物として堤体内に道路構造物が設置されることから，道路構造物内への漏水，土砂流入が堤防の弱体化に大きく起因することから，構造物，特に継手部の止水性を確保する必要がある。

5) 周辺影響の抑制・低減

一体構造物整備により，地下水流動阻害による周辺地盤の地下水低下による地盤沈下が発生する可能性があるため，その影響が生じないよう地下水の透水性を確保する必要がある。

(2)地震による被害シナリオに対する確保機能

地震に対する堤防および道路の確保すべき機能，配慮すべき事項としては，以下のとおりである。

地震発生後，河川水の河川外への越流を防止する必要がある。地震経験後においても構造物周辺の剥離や変形により堤防の陥没や水みちが発生し，堤防の弱体化が生じないよう検討する。

道路機能として人命を失うような構造物の損傷，変形，移動が生じないよう部材設計，液状化に対する浮上り，継手部の検討を行う。

(3)地盤変形による被害シナリオに対する確保機能

地盤変形に対する堤防および道路の確保すべき機能，配慮すべき事項としては，以下のとおりである。

圧密沈下による堤防の沈下や変形を抑止することや、ボックス底版と基礎地盤の間に隙間の発生を抑止することが求められる。道路機能として、沈下に対する安全性、供用性を確保すると共に、継手部の段差や離れの抑制、止水機能が求められる。

圧密沈下による周辺家屋への影響に配慮する必要がある。

(4)経年変化による被害シナリオに対する確保機能

経年変化に対する堤防および道路の確保すべき機能、配慮すべき事項としては、以下のとおりである。

河川堤防と道路構造物に共通して、老朽化による構造物の損傷の拡大を防ぐ必要がある。河川堤防に対して、交通振動による道路構造物周辺の剥離を抑制し、水みちの発生を防ぐ必要がある。

表 4.1.1 想定される被害シナリオから導いた確保機能（完成時）

被害シナリオ		
シナリオ		
①洪水・降雨	LC-3	●基礎地盤のパイピング破壊に対する安全性を確保すること
	LC-4	●すべり破壊に対する安全性を確保すること
	LC-5	●土と構造物間が洪水・降雨時の浸透や変形により、堤体の弱体化や水みち発生を起こさないこと
	LC-6	●直接侵食に対する安全性を確保すること
	LC-7	●主流路(低水路等)からの側方侵食、洗掘に対する安全性を確保すること
	LC-8	●道路からの雨水排水による堤防侵食を起こさないこと
	BC-6	●道路躯体の浮き上がりに対する安全性、供用性を確保すること
	BC-7	●洪水、大雨などによるボックスの安全性、供用性を確保すること
	BC-12	●道路躯体の本体・継手部の止水性を確保すること
	②地下水変動	LC-1
LC-2		●地下水流動阻害により、構造物に沿った縦断方向の水みち発生を起こさないこと
BC-6		●道路躯体の浮き上がりに対する安全性、供用性を確保すること
BC-12		●道路躯体の本体・継手部の止水性を確保すること
BC-10		●堤内地の地下水変動を抑制すること
③地震	LC-9	●地震後の河川外への越流を防止すること
	LC-10	●土と構造物間が地震時の変形や剥離により、堤防沈下や水みち発生を起こさないこと
	BC-1	●地震に対するボックスの安全性、供用性を確保すること
	BC-2	●偏土圧下での地盤変形(液状化)に対する道路ボックスの安全性、供用性を確保すること
	BC-3	●補助工法(液状化対策)を実施すること
	BC-5	●道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保すること
	BC-15	●非常時に交通規制を行う
	④地盤変形	LC-11
LC-12		●圧密変形による堤体の沈下・変形を抑制すること
LC-13		●道路底版と基礎底面のすき間による水みち発生を起こさないこと
LC-16		●圧密沈下による周辺影響を防止すること(BC-8と共通)
BC-4		●道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確認すること
BC-5		●道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保すること
BC-12		●道路躯体の本体・継手部の止水性を確保すること
BC-8		●圧密沈下による周辺影響を防止すること(LC-16と共通)
経年変化		⑤交通振動
	⑥老朽化	LC-24 ●構造物周辺については、連通試験、開削調査等の個別調査を行い、異常のレベルに応じて補修・補強を行うこと
		BC-16 ●老朽化による構造物の損傷の拡大を防ぐこと
		BC-14 ●損傷や段差が生じた場合に構造物・舗装の補修ができること

4.2 被害シナリオごとの検討結果

4.2.1 洪水・豪雨・地下水変動による影響検討

河川堤防の浸透による被害は、降雨および河川水の浸透により堤体内浸潤面が上昇することによるすべり破壊および基礎地盤の浸透圧の上昇によるパイピング破壊が主なものとされている。完成時における洪水・豪雨による影響検討は、「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」平成 24 年 2 月 財団法人国土技術センター（以降、「構造検討の手引き」とする）、「改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説」2008 年 7 月 建設省河川局監修 社団法人日本河川協会編（以降、「河川砂防技術基準」とする）、を基本として、浸透によるパイピング破壊およびすべり破壊に対する安全性検討を行う。

本検討では、淀川左岸線（2 期）完成時における、次に示す洪水・豪雨により想定される被害シナリオから導いた一体構造物の確保機能を照査することを目的として、堤防形式、道路形式、堤防と道路との近接度に着目し検討対象断面の抽出を行い、構造検討の手引きで示されている外力条件を適用し、飽和－不飽和浸透流解析を用いて堤体内の浸潤挙動をシミュレートする。降雨および河川水の浸透に伴う基礎地盤の浸透圧上昇におけるパイピング破壊に対する安全性の照査、堤体内浸潤面が上昇することによるすべり破壊に対する安全性の照査を行う。

4.2.1.1 検討概要

パイピング破壊に対する安全性の検討として、地下水流動阻害（堤体内浸潤面の上昇）により構造物横断方向に水みちを発生させないこと、洪水・豪雨時における土と構造物間の浸透や変形により堤体の弱体化や水みちを発生させないこと、基礎地盤のパイピング破壊を起こさないことを照査するため、鉛直二次元の飽和－不飽和浸透流解析により洪水中の構造物周辺の局所動水勾配、レーンの加重クリープ比、堤体中央付近における浸潤域を評価する。

局所動水勾配は鉛直方向 i_v が構造検討の手引きによる許容値 0.5 を下回ること、水平方向 i_h が既往研究成果（赤井の式、久保田の式）による許容値 0.3 を下回ること、加重クリープ比 C は河川砂防技術基準による許容値 6.0 以上となること、堤体中央付近における浸潤域は現況堤防と比較して顕著に増加していないことを照査する。

解析結果より、構造物周辺の局所動水勾配はともに 0.1 程度以下、加重クリープ比は 10 以上、堤体中央付近における浸潤域は現況堤防と比較して顕著に増加しないことから、構造物周辺の水みち、堤体の弱体化は可能性は低いと推定する。基礎地盤のパイピング破壊は、基礎地盤から地表面における浸出点を評価するものであるが、淀川左岸線（2 期）では、本線ボックス、淀川南岸線、両施設間を保護する水叩きを横断方向に連続的に設置しており地表面への浸出点は無いと考えられるため、基礎地盤のパイピング破壊は発生しないと考える。

すべり破壊に対する安全性の検討として、洪水中の川表の最小すべり安全率が照査基準を上回ることを照査する。照査基準は、形状規程で築造されてきた現況堤防が有する安全率以上かつ、一体構造物であることによる構造安定性に対する不確実性を鑑み、 $1.44 (=1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2 = 1.2 \times 1.2 \times 1.0)$ を設定する。

検討箇所	一体整備特性	現況堤防	完成時 ($F_s > 1.44$)
□ No.53 (4.4k+191m)	バラハット形式特殊堤、高規格堤防	$F_s=2.057$	$F_s=2.570$
□ No.79 (5.0k+95m)	バラハット形式特殊堤、ランプ部	$F_s=2.266$	$F_s=3.092$

□ No.94 (5.2k+188m) ハラット形式特殊堤, 一般部	$F_s=1.990$	$F_s=3.297$
□ No.117 (5.8k+38m) 特殊堤, 一般部	$F_s=2.346$	$F_s=3.342$
□ No.130 (6.0k+100m) 特殊堤, ランプ部	$F_s=2.456$	$F_s=3.231$
□ No.142 (6.2k+139m) 特殊堤, ランプ部	$F_s=2.410$	$F_s=3.160$
□ No.152 (6.4k+139m) 特殊堤, 一般部	$F_s=2.098$	$F_s=2.907$
□ No.190 (7.2k+97m) 土堤, 一般部	$F_s=1.380$	$F_s=1.482$
□ No.221+16 (7.8k+162m) 土堤, ランプ部	$F_s=1.378$	$F_s=1.577$
□ No.233 (8.2k+46m) 土堤, ランプ部	$F_s=1.492$	$F_s=1.578$

上記に示す川表側最小すべり安全率, 堤体中央付近における水位の経時変化の結果より, 完成時における浸透に対する安全率は確保されていると考える。

地下水流動阻害により構造物縦断方向に水みち発生させないことを評価するため, 三次元モデルによる飽和-不飽和浸透流解析を実施し, 交差点における橋脚周りの三次元的な浸潤挙動, 縦断的な浸透挙動を把握する。照査は堰上げが考えられる既設橋台周辺の動水勾配, 既設橋台背面のり尻の動水勾配, 堤外側の水位変化に着目するが, いずれも動水勾配は 0.1~0.2 以下であり, 縦断方向より水頭差の大きい横断方向の方が卓越する結果を得たこと, 完成後の顕著な水位上昇は見られないことから, 既設橋台等による縦断的な局所流況や水位上昇による堤体の安全性に影響は小さいと推定する。

淀川本川における整備計画流量に対して準二次元不等流解析を行い, この解析結果より求められるエネルギー勾配を用いて護岸近傍の代表流速を算出し, 護岸設置箇所であれば 5.0m/s 以下であることを評価し, 直接侵食による安全性の照査を行う。また, 主流路(低水路等)からの側方侵食に対しては高水敷幅 b /低水河岸高 H が 2~3 を満足出来ていることを評価し, 安全性を照査する。護岸近傍の代表流速は, 高水敷が無い一部の橋台前面を除き 2.0m/s 以下である結果を得たことから, 直接侵食に対する安全性は確保されていると考えられる。側方侵食に対しては, 本整備区間内では高水敷幅/低水河岸高が判定基準を満足出来ていることから, 耐侵食に対する安全性は確保されていると考える。

道路躯体に対しては, 浮き上がりに対する安全性, 供用性の確保に対する検討として, 鉛直二次元断面モデルによる飽和-不飽和浸透流解析結果よりボックス前面の最高水位を用いて, 道路構造物の浮き上がりに対する検討を行う。浮き上がりの照査には「開削トンネル設計指針(案)」平成 17 年 9 月(平成 20 年 10 月一部改訂)阪神高速道路株式会社の判定に準拠し, $F_s=1.1$ を満足することを照査する。

■ 浮き上がりの検討

検討箇所	一体整備特性	浮き上がり ($F_s > 1.1$)
□ No.53 (4.4k+191m) ハラット形式特殊堤, 高規格堤防		$F_s=1.607$
□ No.79 (5.0k+95m) ハラット形式特殊堤, ランプ部		$F_s=1.183$
□ No.94 (5.2k+188m) ハラット形式特殊堤, 一般部		$F_s=1.441$
□ No.117 (5.8k+38m) 特殊堤, 一般部		$F_s=1.678$
□ No.130 (6.0k+100m) 特殊堤, ランプ部		$F_s=1.434$
□ No.142 (6.2k+139m) 特殊堤, ランプ部		$F_s=1.760$
□ No.152 (6.4k+139m) 特殊堤, 一般部		$F_s=1.799$

- | | |
|-----------------------------------|-------------|
| □ No.190 (7.2k+97m) 土 堤, 一般部 | $F_s=1.803$ |
| □ No.221+16 (7.8k+162m) 土 堤, ランプ部 | $F_s=1.582$ |
| □ No.233 (8.2k+46m) 土 堤, ランプ部 | $F_s=1.753$ |

また、洪水・豪雨などによるボックスの安全性に対しては、淀川が氾濫した場合を想定し検討を行う。氾濫水位は、浸水想定区域図による水位を評価し O.P.+7.5m 程度であり、この水位の場合ランプ出入口よりボックス内に浸水することから、ボックス内に浸水した場合は浮き上がりが発生しないと判断した。以上より、浮き上がりに対して安全性を確保出来ていると考える。

4.2.1.2 耐浸透機能に対する検討

淀川左岸線（2期）完成時における洪水・豪雨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、すべり破壊による被害が想定されている。

本節では、鉛直二次元断面モデルによる飽和－不飽和浸透流解析を用いて堤体内の浸潤挙動をシミュレートし、基礎地盤の浸透圧上昇におけるパイピング破壊に対する安全性の照査、堤体内浸潤面が上昇することによるすべり破壊に対する安全性の照査を行う。さらに、道路構造物が、地下水や堤体内の浸透水の流動を阻害することによる水みちの発生に対する検討を行う。なお、構造物に沿った縦断方向の水みちの発生への照査にあたっては、鉛直三次元断面モデルによる飽和－不飽和浸透流解析を用いる。

(1) 洪水・豪雨による一体構造物に対する浸透挙動予測に用いる解析手法

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解析することを目的とすることから、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、地盤中の浸透水の流速は層流状態であることから流速項に Darcy 則を適用した次式による。この解析手法は構造検討の手引きにも示されている。

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

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。

1) 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 4.3k 付近～8.6k 付近）における基礎地盤の堆積層序は上方から沖積シルト質砂 Asc、沖積砂質シルト Acs、沖積粘土質シルト Ac と成っており、これら基礎地盤モデルは粒度特性より区分する。
- ・ 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実施基本計画により整備された高水敷に区分する。

なお、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良工事、淀川改修増補工事、淀川修補工事は明確に区分できないが、淀川改良工事は基礎地盤掘削土を用いたことが明記されていることから、堤外側地盤調査における低水路相当地盤の地盤特性を用いてこの工事盛土層を

モデル化する。

- 各層における現場透水試験結果より、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、 $+\sigma$ の値を設定値とする。ただし、B（改良）、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、照査上安全側の設定であると判断し、 $-\sigma$ を採用する。さらに、Acsは砂質シルトであるため、 $\pm\sigma$ のうち粒度特性から判断できる一般的な値として $-\sigma$ を設定値とする。

次に本検討における設定値を示す。

表 4.2.1 本検討における設定値

設定土層	平均(cm/sec)	$-\sigma$ (cm/sec)	$+\sigma$ (cm/sec)	変動係数	設定値(cm/sec)
B（改良）	5.64×10^{-3}	1.56×10^{-3}	1.05×10^{-2}	0.17	1.56×10^{-3}
B（改修・修補）	1.31×10^{-2}	3.89×10^{-3}	3.12×10^{-2}	0.23	3.12×10^{-2}
B（高水敷整備）	1.66×10^{-4}	1.81×10^{-5}	4.42×10^{-4}	0.17	4.42×10^{-4}
B（運河埋立）	5.08×10^{-4}	2.53×10^{-5}	6.23×10^{-2}	0.58	2.53×10^{-5}
Asc1 沖積シルト質砂	1.33×10^{-3}	3.56×10^{-4}	4.36×10^{-3}	0.18	4.36×10^{-3}
Acs 沖積砂質シルト	1.28×10^{-4}	7.84×10^{-5}	8.10×10^{-4}	0.14	7.84×10^{-5}
Ac 沖積粘土質シルト	※下面不透水層と同等判断し設定				1.00×10^{-6}

次に示す部材は構造検討の手引き、現地状況を考慮して設定する。

- 特殊堤コンクリート護岸 1.0×10^{-6} cm/sec 降雨浸透無
- 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 1cm に対し 1.0×10^{-7} cm/sec
- 土留鋼矢板 モデル厚さ 1cm に対し 1.0×10^{-7} cm/sec
- 礫置換(液状化対策) 1.0×10^{-2} cm/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）

この地盤特性値は、構造検討の手引きに示されている設定値を適用する。構造検討の手引きには、相対透水係数比 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：Ss

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。構造検討の手引きでは、砂質土： 1.0×10^{-4} (1/m)，粘性土： 1.0×10^{-3} (1/m)程度を設定すればよいとされている。ここでは、既往文献¹⁾より、この比貯留係数は体積圧縮係数と見なさせることから、次式を用いて設定す

る。

$$S_s = w \times m_v = \frac{3(1-2\nu)}{E}$$

ここに、 w ：水の単位体積重量 (10.0kN/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、 $E=2800N$ (kN/m^2)) である。

例えば、 N 値 10 の土層では次に示す設定値となる。

$$S_s = w \times m_v = 10.0 \times \frac{3(1-2 \times 0.3)}{2,800 \times 10} = 4.29 \times 10^{-4}$$

本検討における設定値を次に示す。

表 4.2.2 本検討における設定値

設定土層	平均 N 値	E (kN/m^2)	設定値($1/\text{m}$)
B (改良)	5	14,000	8.57×10^{-4}
B (改修・修補)	7	19,600	6.12×10^{-4}
B (高水敷整備)	5	14,000	8.57×10^{-4}
B (運河埋立)	7	19,600	6.12×10^{-4}
Asc1 沖積シルト質砂	4	11,200	1.07×10^{-3}
Acs1 沖積砂質シルト	5	14,000	8.57×10^{-4}
Ac 沖積粘土質シルト	2	5,600	2.14×10^{-3}

(2) 鉛直二次元断面モデルによる検討対象断面の抽出と検討条件の設定

1) 検討対象断面の抽出

本委員会における検討対象断面は 2.4.2 に示す一体構造物の基本断面を標準とする。川裏は道路ボックスが位置することから、道路ボックスに対して必要土被りを考慮した形状として整備する。川表は河川構造令で記載する堤防のり面の一枚のり化に準じ、淀川の改修計画断面を包絡する一枚のり (1:4.0) において検証を行う。4.1.2 に示す河川堤防としての機能を満足出来ない場合は、さらに川表のり勾配を緩傾斜化し、所定の機能を確保する。

検討対象断面の抽出にあたっては、堤防形式 (パラペット形式特殊堤, 特殊堤, 土堤), 道路形式 (一般部, ランプ部), 堤防と道路との近接度 (道路計画平面線形), 基礎地盤の透水層厚に着目する。

基礎地盤の透水層厚および堤防と道路の近接度の縦断分布を次頁に示す。この図を参考に抽出した検討対象断面の整理表を以下に示す。

表 4.2.3 検討対象断面の抽出一覧

堤防形式	一般部	ON ランプ部	OFF ランプ部	高規格堤防
パラペット形式特殊堤	No.94	No.79	—	No.53
特殊堤	No.117, No.152	No.142	No.130	—
土堤	No.190	No.233	No.221+15	—

各断面の選定理由は以下のとおりである。

- No.53 は、パラペット形式特殊堤の海老江高規格堤防区間（一般部）において、透水層厚が比較的薄いことから検討対象断面とする。
- No.94 は、パラペット形式特殊堤区間（一般部）において、西行非常駐車帯が道路平面線形上のコントロールとなり堤防に近接することから検討対象断面とする。
- No.117 は、特殊堤（一般部）の下流区間において、西行非常駐車帯が道路平面線形上のコントロールとなり堤防に近接することから検討対象断面とする。
- No.152 は、透水層厚が同程度である特殊堤区間（一般部）の上流区間において、堤防と道路が近接していることから検討対象断面とする。
- No.190 は土堤区間（一般部）において、道路平面線形において西行非常駐車帯がコントロールとなり堤防に近接していることにくわえ、区間内において透水層が比較的薄いことから検討対象断面とする。
- No.79 は、パラペット形式特殊堤区間の中でも海老江北入路となるランプ区間であり、ランプ構造が単独ボックスと本線ボックス一体との境界付近となり、道路平面線形において堤防と道路が近接することから検討対象断面とする。
- No.130 は、特殊堤区間の中でも大淀出路となるランプ区間であり、No.79 同様の事由より検討対象断面とする。
- No.142 は、特殊堤区間の中でも大淀入路となるランプ区間であり、堤防と道路がもっとも近接することから検討対象断面とする。
- No.221+15 は、土堤区間の中でも豊崎出路となるランプ区間であり、No.79 同様の事由より検討対象断面とする。この当断面は道路縦断線形が東西分離となっている。
- No.233 は、土堤区間の中でも豊崎入路となるランプ区間であり、西行きボックスが基礎地盤の浸透流を大きく阻害することから検討対象断面とする。No.221+15 と同様、道路縦断線形は東西で分離している。

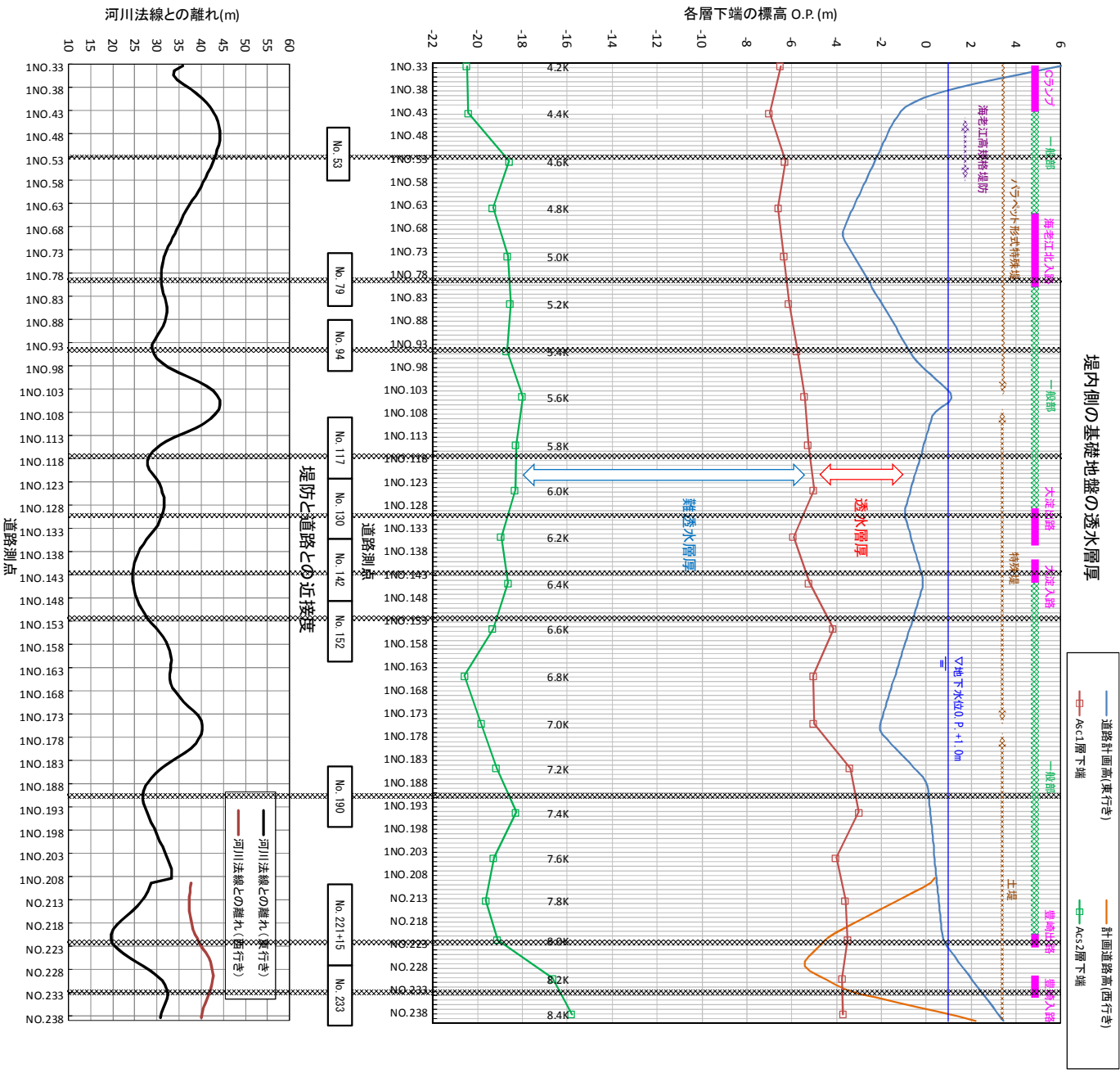


図 4.2.1 堤防と道路の近接度および基礎地盤の透水層厚を縦断分布

検討対象断面の平面位置の模式図を次頁に示す。

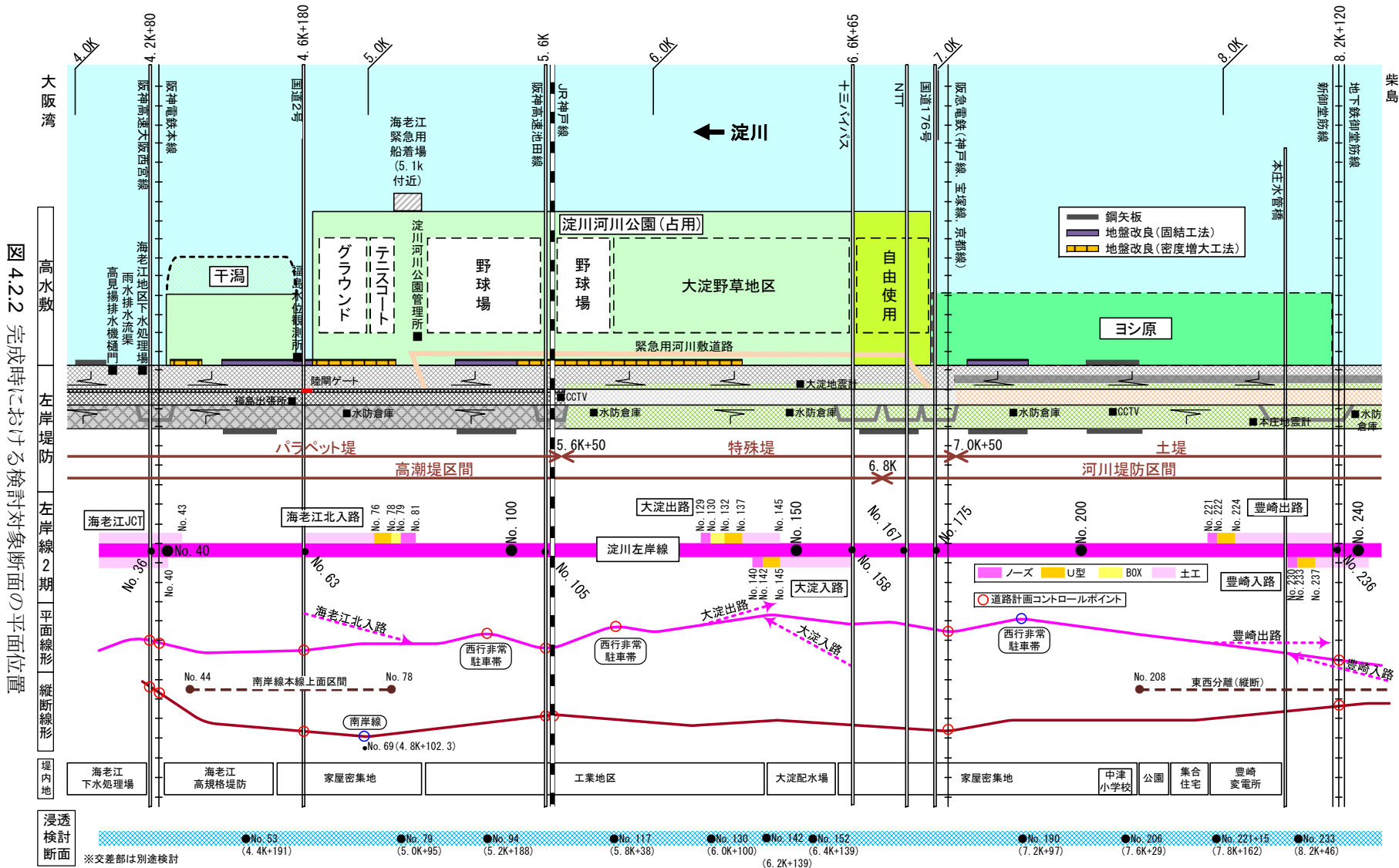


図 4.2.2 完成時における検討対象断面の平面位置

2) 解析モデルの作成

二次元飽和－不飽和浸透流解析に用いる検討対象断面の解析モデル図を作成する。解析モデルの作成にあたり、淀川左岸線（2期）を堤防形式の異なる3区間に分け、洪水・豪雨の境界条件を設定する。

■ パラペット形式特殊堤区間（河川距離標 5.6k+50 より下流）

高潮堤区間であり、川表には張コンクリート式護岸が計画堤防高まで設置されており、川裏のり面にはコンクリートブロックが設置されている。堤防天端はアスファルトで舗装され、堤内地側は家屋、工場が建ち並ぶ市街地が広がっている。

現況においては、川表の特殊堤コンクリート護岸は遮水性が高いと考え、河川水、降雨の堤体内への浸透は考慮しない。川裏のり面にはコンクリートブロック、堤防天端にはアスファルト舗装が設置されているため、堤体内への降雨浸透は考慮しない。堤内地側の市街地には広範囲でアスファルト舗装が敷設されていることから降雨浸透を考慮しない。

完成時は、高規格堤防の護岸復旧の考えに基づき川表に遮水シートを設置するため、河川水、降雨は浸透しない。堤防天端、堤内地側については現況堤防と同様、降雨浸透を考慮しない。

■ 特殊堤区間（河川距離標 5.6k+50～7.0k+50）

下流のパラペット形式特殊堤区間と同様に高潮堤区間である。川表は計画堤防高までは張コンクリート式護岸が設置されており、計画堤防高から堤防天端高までは土羽である。川裏のり面は土羽、堤防天端は地盤が露出し、堤内地側は家屋、工場が建ち並ぶ市街地である。

現況においては、下流のパラペット形式特殊堤区間と同様に、川表の護岸から堤体内への河川水、降雨の浸透は考慮しない。川表・川裏の土羽部については、のり面が緩勾配（小段の勾配程度）であれば降雨浸透を考慮するが、それ以上の勾配では降雨が堤体内に浸透する前にのり面表層を流出すると考え、降雨浸透を考慮しないものとする。地盤が露出している堤防天端には降雨浸透を考慮し、アスファルト舗装されている堤内地側には降雨浸透を考慮しない。

完成時における境界条件は、パラペット形式特殊堤区間と同様である。

■ 土堤区間（河川距離標 7.0k+50 より上流）

下流2区間とは異なり河川堤防区間である。川表のり面の計画高水位以深は張ブロック式護岸が設置されており、計画高水位以浅は土羽である。川裏のり面は土羽、堤防天端は地盤が露出している。堤内地側は家屋、工場が建ち並ぶ市街地である。

張コンクリート式護岸に比べ張ブロック式護岸の方が遮水性は低いと考え、当該区間において現況では河川水の浸透は考慮する。ただし、降雨については堤体内に浸透する前にのり面表層を流出すると考え、降雨は浸透しないものとする。川表・川裏の土羽部、堤防天端および堤内側については、特殊堤区間と同様の降雨浸透条件とする。

完成時においては、川表の護岸形式が現況と同様であるため、河川水は浸透するが、降雨は浸透しないものとする。川裏については、緩勾配のり面に降雨浸透を考慮した場合においても洪水時の堤体内水位は現況よりも低くなるため、降雨浸透対策工を設置しない場合においても、現況堤防以上の機能が確保される。しかし、堤体内水位が上昇すると構造物に沿った水みち発生の可能性が増大するため、

豪雨時における堤体内水位の上昇を抑制することを目的として当該区間においても降雨浸透対策工を設置する方針とする。

なお、最上流部の No.233 は橋梁に近づくことから、法先部はやや緩いのり面勾配となる。このため、区間内の一般的な形状となるようのり尻を補正してモデル化した。

以上より、設定した境界条件を以下に整理する。

表 4.2.4 降雨，河川水の堤体内への浸透の有無

堤防形式		降雨					河川水
		堤内地	川裏		天端	川表	川表
			緩勾配(小段の勾配以下)	左記以外			
パラペット 形式特殊堤	現況	×	×	×	×	×	×
	完成	×	×	×	×	×	×
特殊堤	現況	×	○	×	○	×	×
	完成	×	×	×	×	×	×
土堤	現況	×	○	×	○	×	○
	完成	×	○	×	×	×	○

※表中の「○」は堤体内への浸透を考慮すること、「×」は考慮しないことを示す

次に、検討対象断面の解析モデル図を作成する。解析上の境界条件，現況・施工時・完成時の断面形状，当該断面の外力条件を整理し，解析モデル図とする。

例として，No.94 の解析モデル図を次頁に示す。解析モデル図下端は，Ac 層厚が解析結果に影響を及ぼさないことから，Ac 層下端より上部を設定する。モデル化する範囲は，川表側は計画高水位発生時の河道中心位置までとし，川裏側は川表側と同程度とした。構造検討の手引きでは，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よいとしており，本検討における堤内側のモデル化する範囲は，全検討対象断面においてこれを満足する距離である。

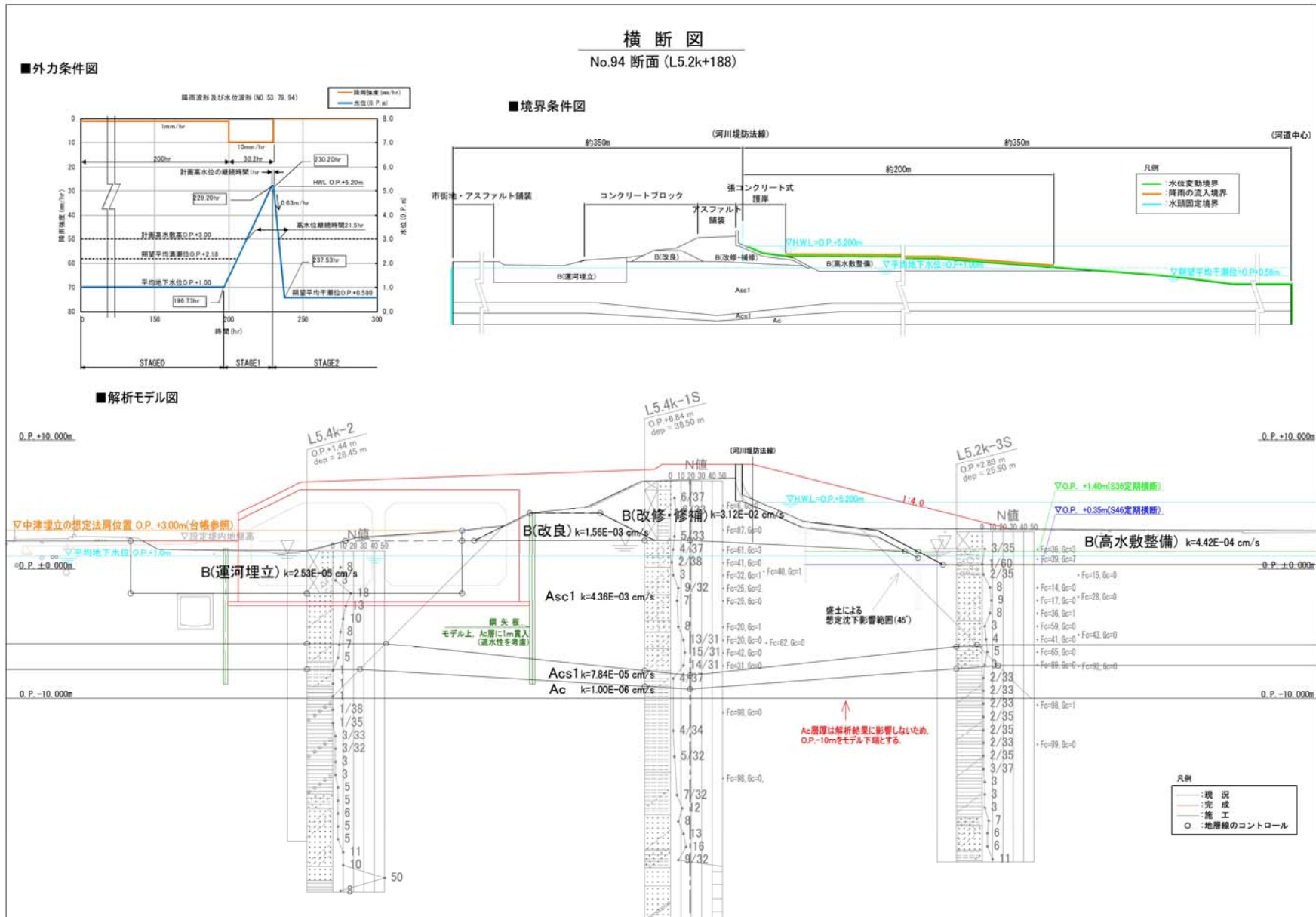


図 4.2.3 No.94 における解析モデル

3) 外力条件の設定

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、構造検討の手引きに準拠する。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を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

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、河川堤防の浸透に対する安全性の照査において重要な・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。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もと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（これを基本水位波形と呼ぶ）を設定する。河川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 (6016) における水位低下速度が最大となり、0.63m/hr である。

地下水位は、「平成 15 年度地下水情報に関する報告書、地下水地盤環境に関する研究協議会,H16.6」をもとに整理する。淀川左岸線（2 期）の最も近傍にある観測点として、高見小学校観測井、対象区間の上流には大東小学校観測井がある（対象区間下流の西島小学校観測井は欠測）。これら観測結果より堤内側の初期地下水位については、以下の理由により O.P.+1.0m とする。

- ・ 近傍の高見小学校観測井の地下水位は O.P.+0.0m～1.0m 程度の範囲で変化している。
- ・ 区間上流に位置している大東小学校観測井の地下水位は O.P.+1.0m～1.5m 程度の範囲で変化している。
- ・ 淀川左岸線（2 期）区間の地下水位は高見小学校観測井よりも高く、大東小学校観測井よりも低いと考えられる。設定値としては高見小学校観測井の最大値程度が妥当と考えられる。

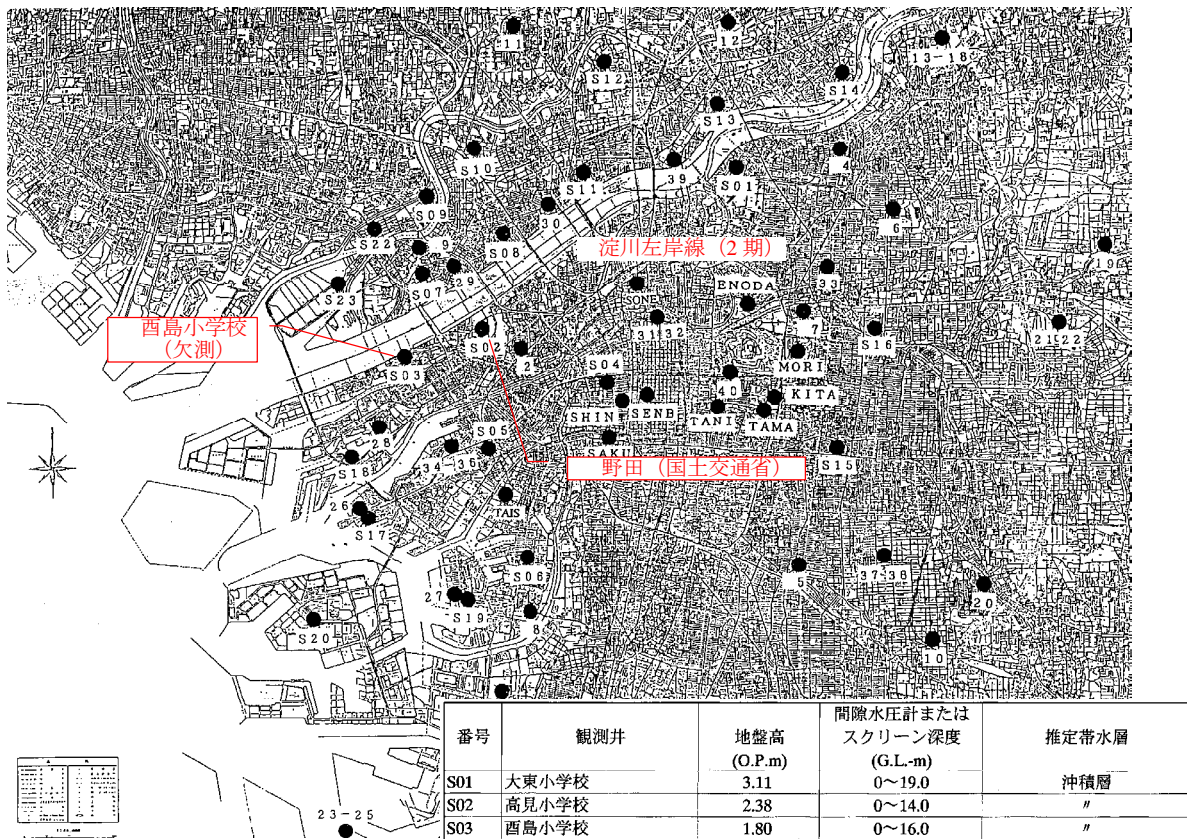


図 4.2.4 地下水位観測井位置図(出典:「平成 15 年度 地下水情報に関する報告書」)

これより設定した外力条件として、降雨波形と水位波形の設定例を以下に示す。

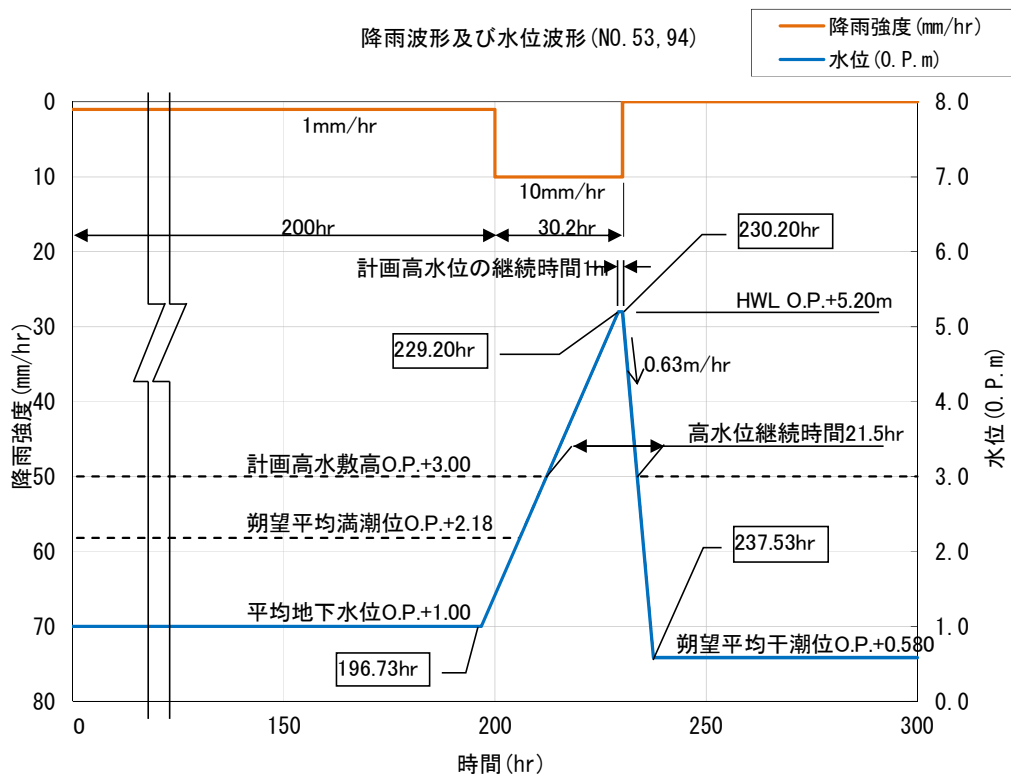


図 4.2.5 外力条件の設定例

4) 照査基準

照査基準値は、構造検討の手引きおよび河川砂防技術基準を参考に設定する。基礎地盤のパイピング破壊を起こさないことを照査するため、鉛直二次元の飽和－不飽和浸透流解析により洪水時の構造物周辺の局所動水勾配、レーンの加重クリーブ比を評価する。局所動水勾配は鉛直方向 i_v が構造検討の手引きにより許容値 0.5 を下回ること、水平方向 i_h が局所的な破壊を照査するために、既往研究成果（赤井の式、久保田の式）により許容値 0.3 を下回ること、加重クリーブ比 C は河川砂防技術基準により許容値 6.0 以上となることを照査する。

- ・局所動水勾配の照査基準
 $i_v < 0.5$ (鉛直方向), $i_h < 0.3$ (水平方向)
- ・レーンの加重クリーブ比の照査基準
 $C > 6.0$

表 4.2.5 レーンの加重クリーブ比の許容値設定

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	4.0
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：「河川砂防技術基準」第1章 河川構造物の設計 第3節 高規格堤防

一般堤防における川表のすべり破壊に対する安全率は、本来は 1.0 であるが、この基準は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、淀川左岸線（2期）は大都市を背後に控えるきわめて重要な区間であるとともに、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を鑑み、形状規定で増築してきた現況堤防の安全率以上であることを照査する。淀川左岸線（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、 $Fs=1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2=1.2 \times 1.2 \times 1.0=1.44$ とする。現況安全率が、1.44 を下回る場合は、1.44 を照査基準とする。

すべり破壊に対する安全率の照査基準

$$Fs \geq 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$$

Fs : すべり破壊に対する安全率

α_1 : 築堤履歴の複雑さに対する割増係数

築堤履歴が複雑な場合 $\alpha_1=1.2$

築堤履歴が単純な場合 $\alpha_1=1.1$

新設堤防の場合 $\alpha_1=1.0$

α_2 : 基礎地盤の複雑さに対する割増係数

被災履歴あるいは要注意地形がある場合 $\alpha_2=1.1$

被災履歴あるいは要注意地形がない場合 $\alpha_2=1.0$

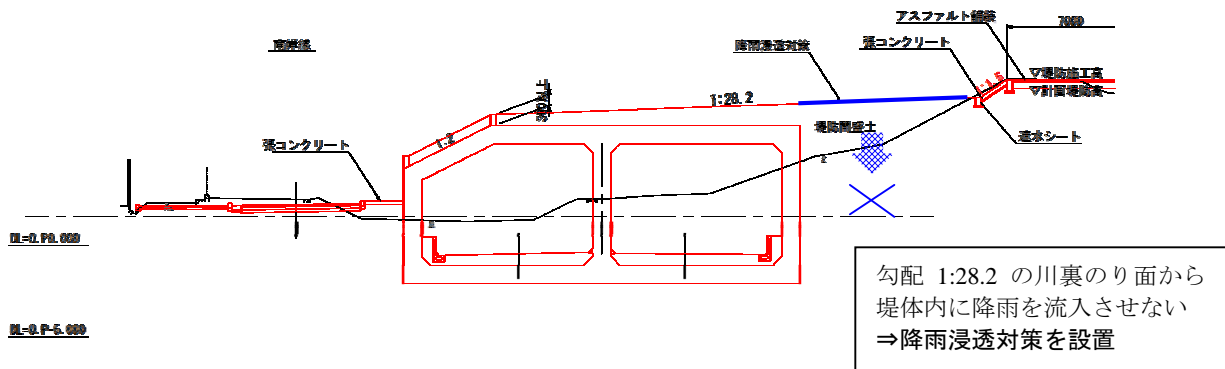
さらに、堤体内水位が上昇すると水みちの発生が懸念されるため、堤体中央付近における浸潤域が現況堤防と比較して増加していないことも照査基準とする方針とする。

(3) 横断方向の水みち、パイピングおよびすべり破壊に対する照査

水みち、パイピングおよびすべり破壊の検討に対して、設定した検討対象断面に対して評価を行う。検討に際し、降雨の堤体内の流入について整理を行う。

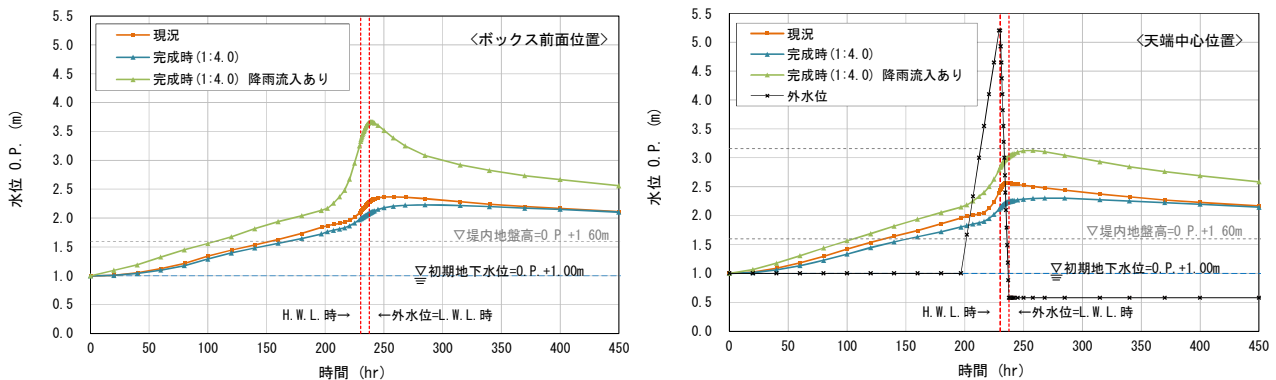
1) 鉛直二次元断面モデルによる飽和-不飽和浸透流解析結果

完成時の川裏のり面は緩勾配であるため、降雨浸透を考慮することを初期の条件とする。しかし、二次元飽和-不飽和浸透流解析の結果、完成時の堤体内水位が現況を顕著に上回る結果となった。堤体内水位が上昇すると水みち発生の可能性が増大するため、洪水時における堤体内水位の上昇を抑制することを目的に、完成時の川裏のり面に降雨浸透対策工を設置することを条件とし、解析上川裏のり面には降雨が浸透しないものとする。なお、降雨浸透対策工は、耐久性や施工性、経済性等を勘案し設定する必要がある。



代表的な解析結果として、検討対象断面 No.94 における現況と完成時の堤体内水位の経時変化比較図を以下に示す。完成時については、川裏のり面に降雨浸透を考慮する場合（図中の凡例「降雨流入あり」）と考慮しない場合の 2 ケースを検討した。堤体内水位の評価位置として、ボックス前面位置、天端中心位置に着目する。完成時の川裏のり面に降雨浸透を考慮する場合（図中の緑線）は、堤体内水位が現況（図中の橙線）に対してボックス前面位置では最大 1.5m 程度、天端中心位置では 0.6m 程度と顕著に上昇する結果を得た。一方、堤体内への降雨浸透を考慮しない場合（図中の青線）は、両位置ともに現況の堤体内水位を下回る結果となった。

以下の検討では、降雨浸透対策を実施したモデルでの結果を示す。



2) 横断方向の水みち、パイピング破壊に対する安全性の検討結果

水みち、パイピング破壊に対する安全性を照査するため、ここでは完成時における構造物周辺の鉛直方向・水平方向の局所動水勾配の最大値が照査基準以下 ($i_v < 0.5$, $i_h < 0.3$) であることを評価する。

検討対象断面のうち、断面 No.94 の結果に着目し考察する。No.94 の構造物周辺における堤体内水位ピーク時の流水ベクトル図を以下に示す。図より、透水性の比較的高い Asc1 層において、本線ボックス部を回り込む顕著な流水ベクトルが発生していることが分かる (図中の赤点線)。そこで、当該箇所を局所動水勾配を照査するため、同時刻における構造物周辺の局所動水勾配のコンター図を作成する。

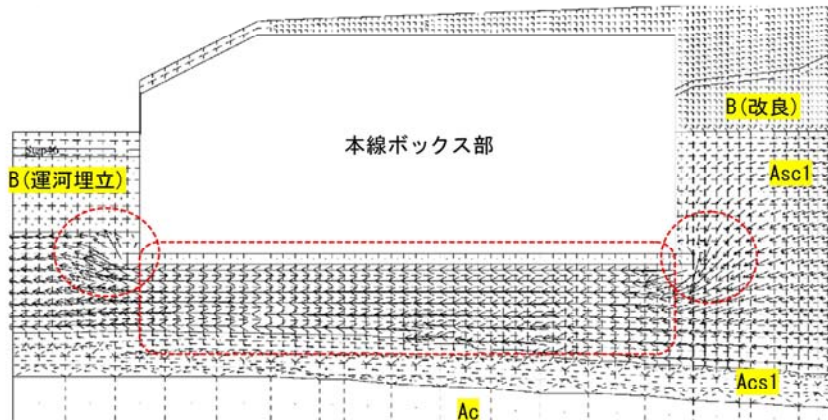


図 4.2.8 堤体内水位ピーク時における流水ベクトル図 (No.94)

当該断面における水平方向および鉛直方向の局所動水勾配のコンター図を以下に示す。コンター図は、局所動水勾配が照査基準を上回った箇所は赤色を示す。図より、鉛直・水平ともに構造物周辺の局所動水勾配は最大で 0.02 程度以下と極小さく、照査基準を満足することが分かる。

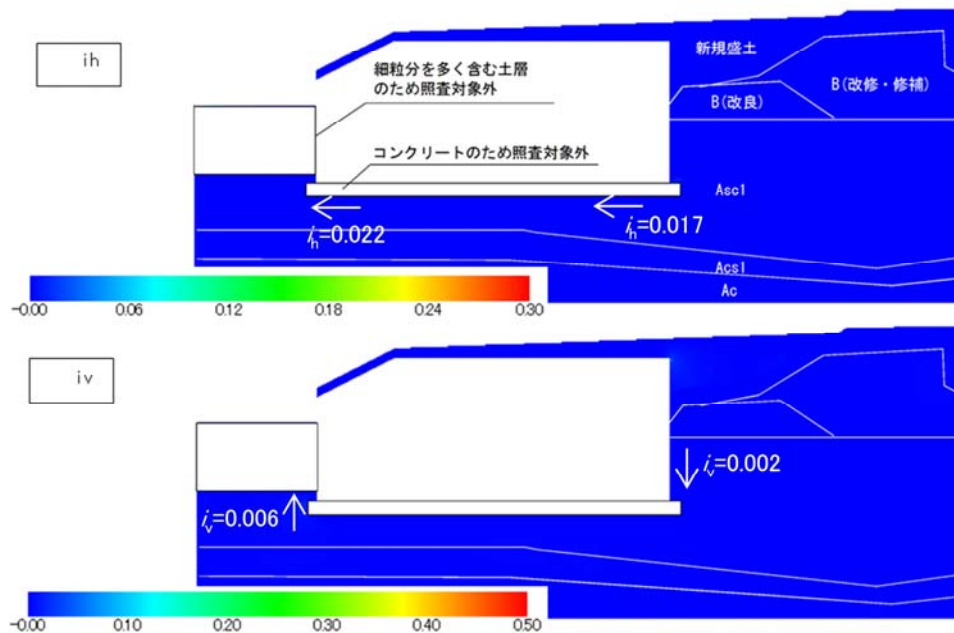


図 4.2.9 堤体内ピーク水位時の局所動水勾配コンター図 (No.94)

次に、パイピング破壊に対する安全性を照査するため、レーンの加重クリープ比が許容値を上回ることを評価する。レーンの加重クリープ比は、下式で評価するものとする。

$$C = (Le + \sum l) / \Delta H = (L_1 + L_2 / 3 + \sum l) / \Delta H$$

ここに、

Le：水平方向の有効浸透路長

L1：水平方向の堤防と堤防の地盤の接触長さ(m)

L2：水平方向の堤防の地盤と地下構造物の接触長さ(m)

∑l：鉛直方向の地盤と構造物の接触長さ（通常0とする）(m)

△H：水位差(m)

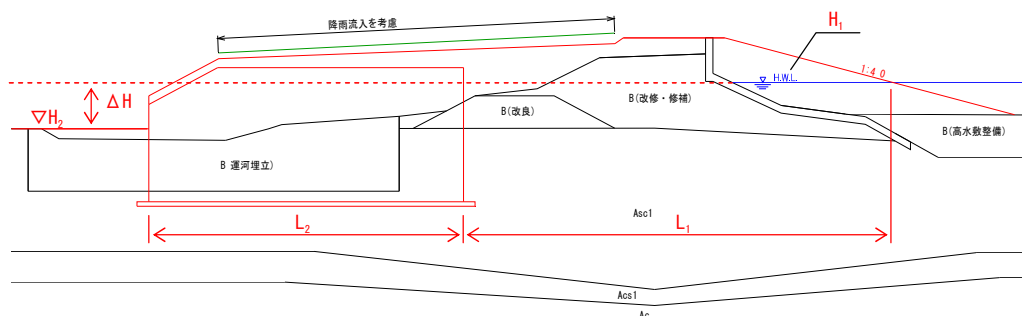


図 4.2.10 加重クリープ比算出の考え方

加重クリープ比の評価結果一覧を下表に示す。下表より、全ての断面で許容値を上回っていることから、完成断面のパイピング破壊に対する安全性は確保できると判断する。

表 4.2.6 レーンの加重クリープ比の評価結果一覧

		断面No	距離標	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)	△H (m)		
パラペット形式 特殊堤	高規格堤防	53	4 4k+191	高規格堤防区間のため、十分安全性を有すると考える						60
	ランプ部	79	L5 0k+95m	22.8	30.5	5.2	1.6	3.6	14.8	
	一般部	94	L5 2k+188m	29.6	21.7	5.2	1.6	3.6	14.3	
特殊堤	一般部	117	5 8k+38m	29.0	21.7	5.5	1.6	3.9	13.0	
	ランプ部	130	6 0k+100m	22.9	30.2	5.6	1.6	4.0	13.3	
		142	L6 2k+139m	24.6	29.9	5.7	1.6	4.1	13.3	
	一般部	152	L6 4k+139m	28.2	21.5	5.8	1.6	4.2	11.8	
土堤	一般部	190	L7 2k+97m	27.0	21.7	6.3	1.9	4.4	11.1	
		206	L7 6+29m	33.7	21.7	6.5	2.1	4.4	12.6	
	ランプ部	221	L7 8k+162m	24.8	32.5	6.6	2.8	3.8	15.1	
		233	L8 2k+46m	37.5	21.9	6.8	2.9	3.9	15.2	

3) すべり破壊に対する安全性の検討結果

すべり破壊に対する安全性の照査では、飽和－不飽和浸透流解析より得られた堤体内浸潤線を円弧すべり計算に用い、最小すべり安全率を求め、川表側のすべり破壊に対する照査を実施する。検討結果一覧を下表に示す。全ての断面で所要安全率（現況以上かつ $F_s=1.44$ ）を確保する結果となる。これより、淀川左岸線（2期）の完成断面において、堤体のすべりに対する安定性は確保できると判断する。

表 4.2.7 すべり破壊に対する安全性の検討結果一覧

		断面No	距離標	川表		
				現況 (基準値)	完成 (法勾配1.40)	既往基準による 照査基準
パラペット形式 特殊堤	高規格堤防	53	4 4k+191	2 057	2 570	1.44
	ランプ部	79	L5 0k+95m	2 266	3 092	
	一般部	94	L5 2k+188m	1 990	3 297	
特殊堤	一般部	117	5 8k+38m	2 346	3 342	
	ランプ部	130	6 0k+100m	2 456	3 231	
		142	L6 2k+139m	2 410	3 160	
	一般部	152	L6 4k+139m	2 098	2 907	
土堤	一般部	190	L7 2k+97m	1 380	1 482	
	ランプ部	221	L7 8k+162m	1 378	1 577	
		233	L8 2k+46m	1 492	1 578	

- なお、すべり破壊に対する安全性検討にあたっては、下図に示すとおり様々な破壊モードのうち最小となる安全率で評価した。

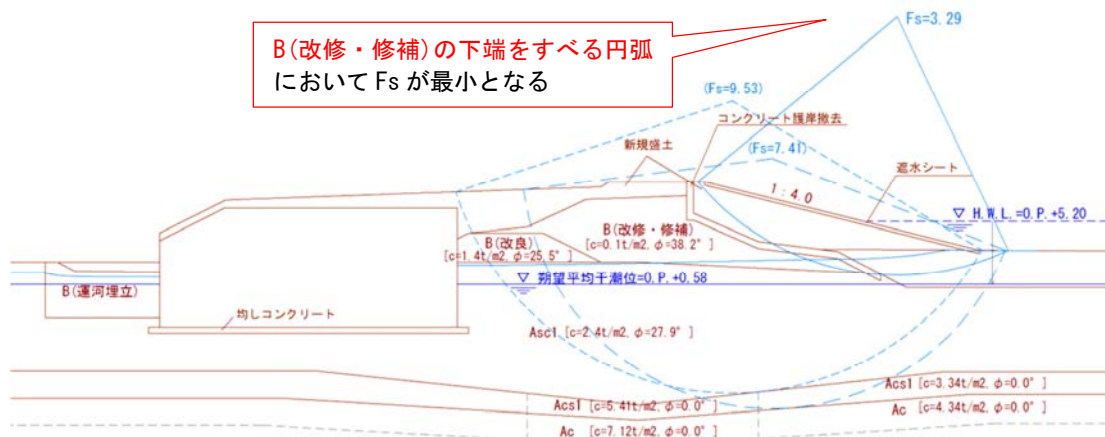


図 4.2.11 すべり破壊に対する安定性検討結果 (No.94)

- 川表側のすべり破壊に対する安定計算においては、堤体内浸潤面と外水位とのバランスにより安全率が変化することから、下図に示すとおり水位低下時に各ステップにおいて安定計算を実施し、最小安全率を算出した。

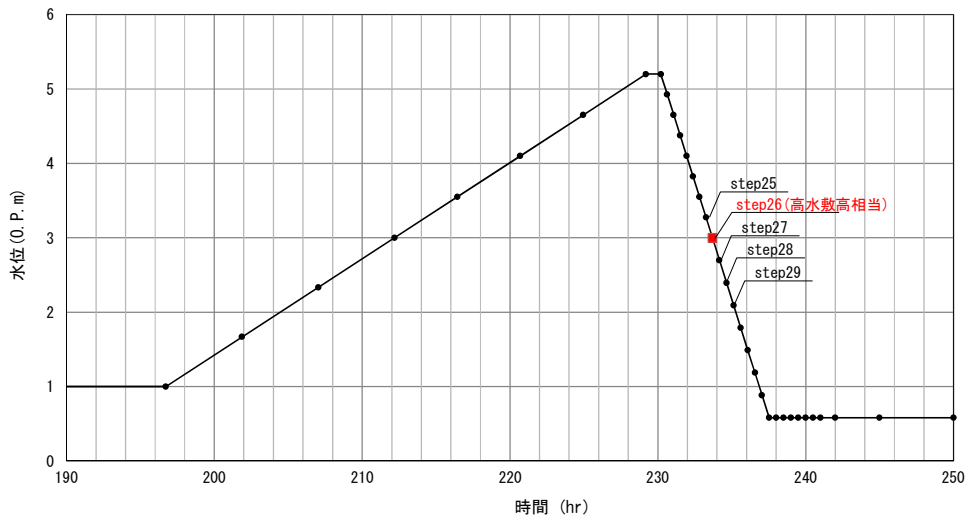


図 4.2.12 外水位条件 (No.94)

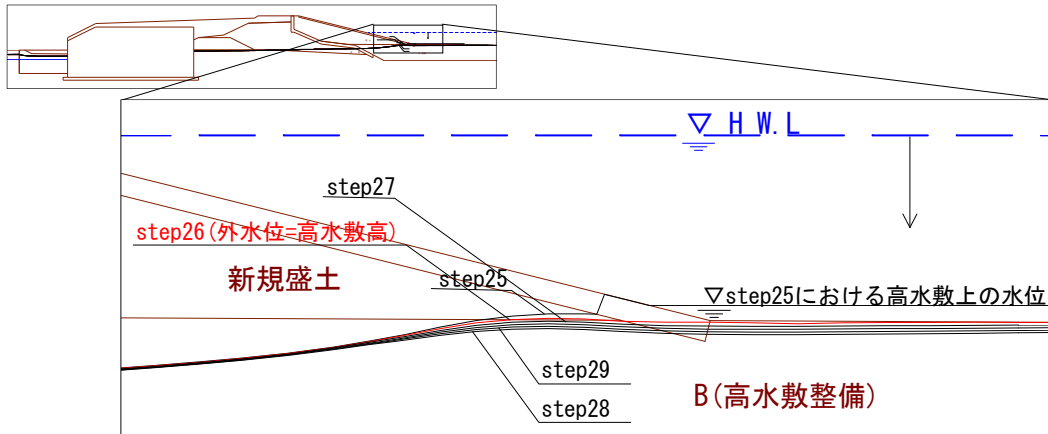


図 4.2.13 川表法尻付近における浸潤面の経時変化 (No.94)

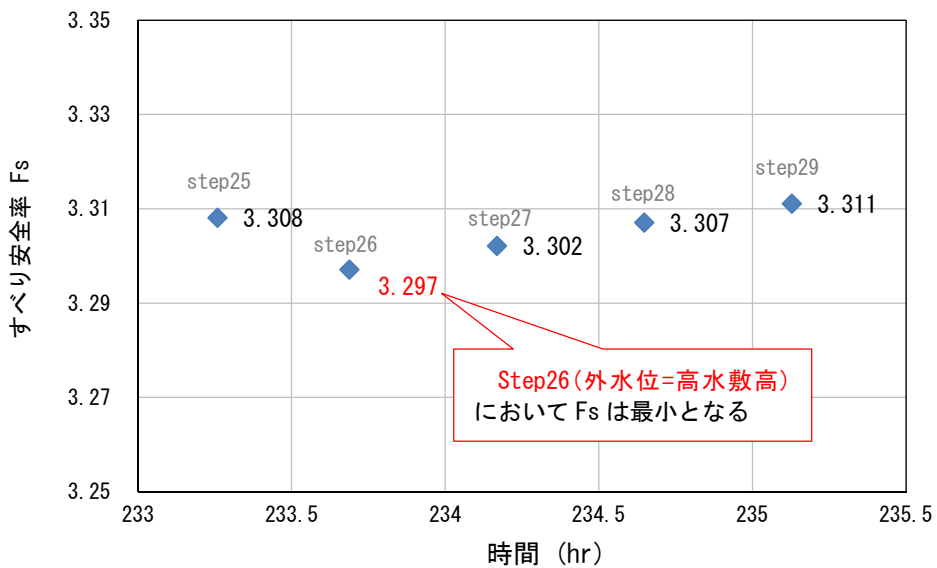


図 4.2.14 浸潤面の経時変化に伴う安全率の変化 (No.94)

(4) 縦断方向の水みちに対する照査

耐浸透機能に対する構造要件として、地下水流動阻害により構造物縦断方向に水みち発生を起こさないことが挙げられている。三次元モデルによる飽和一不飽和浸透流解析を行い、洪水時の縦断的な水位挙動に着目した照査を実施する。

1) 検討断面

検討に用いる範囲は、縦断的な浸透阻害の要因となる構造物として堤体に位置する橋台を含む橋梁交差部を対象とする。

検討箇所は、水位変動が大きくなる堤体部に橋台があり、本工事後においても存置が計画されている、「阪急電鉄交差部(阪急神戸線, 阪急宝塚線, 阪急京都線)」を対象とする。



図 4.2.15 阪急電鉄交差部

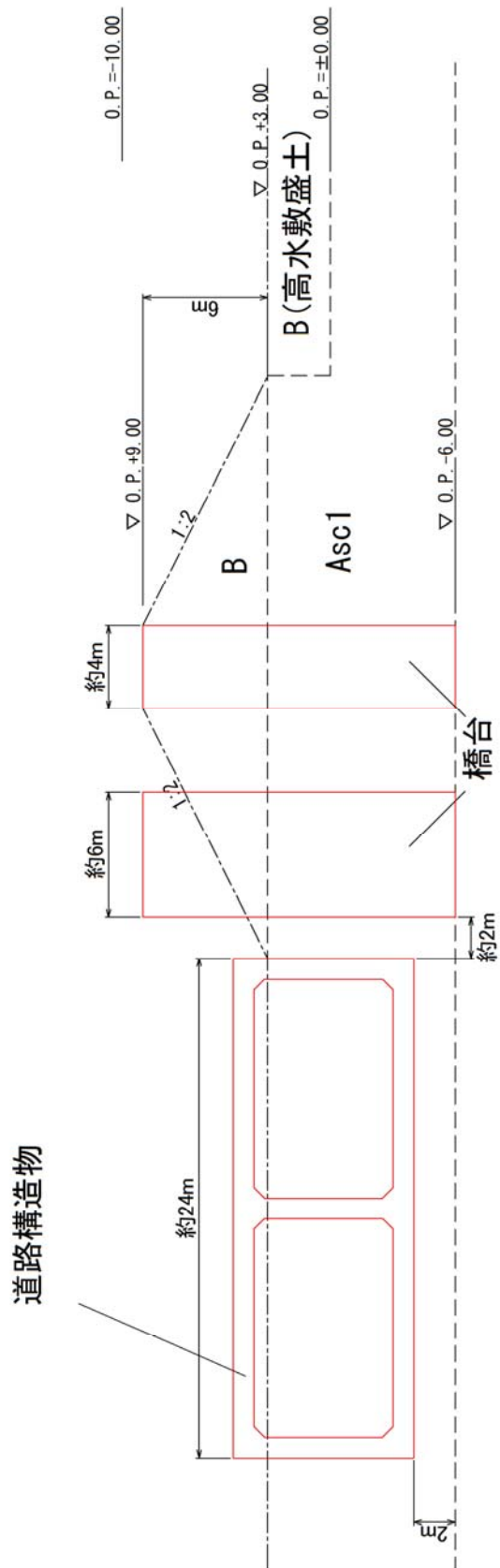


図 4.2.16 解析モデル図(横断面)

2) 検討モデルおよび検討条件

解析条件を以下に整理する。解析範囲は透水層である沖積砂質土層(Asc1層)より上部とする。

検討に用いる土質定数は横断方向における二次元飽和一不飽和浸透流解析と同様とする。検討に用いた土質定数を以下に整理する。なお、本検討は構造物の有無による河川縦断方向、横断方向の堤体内水位の変化に着目することを目的とし、堤防断面および地層構成は二次元解析よりも簡略化したモデル化とした。

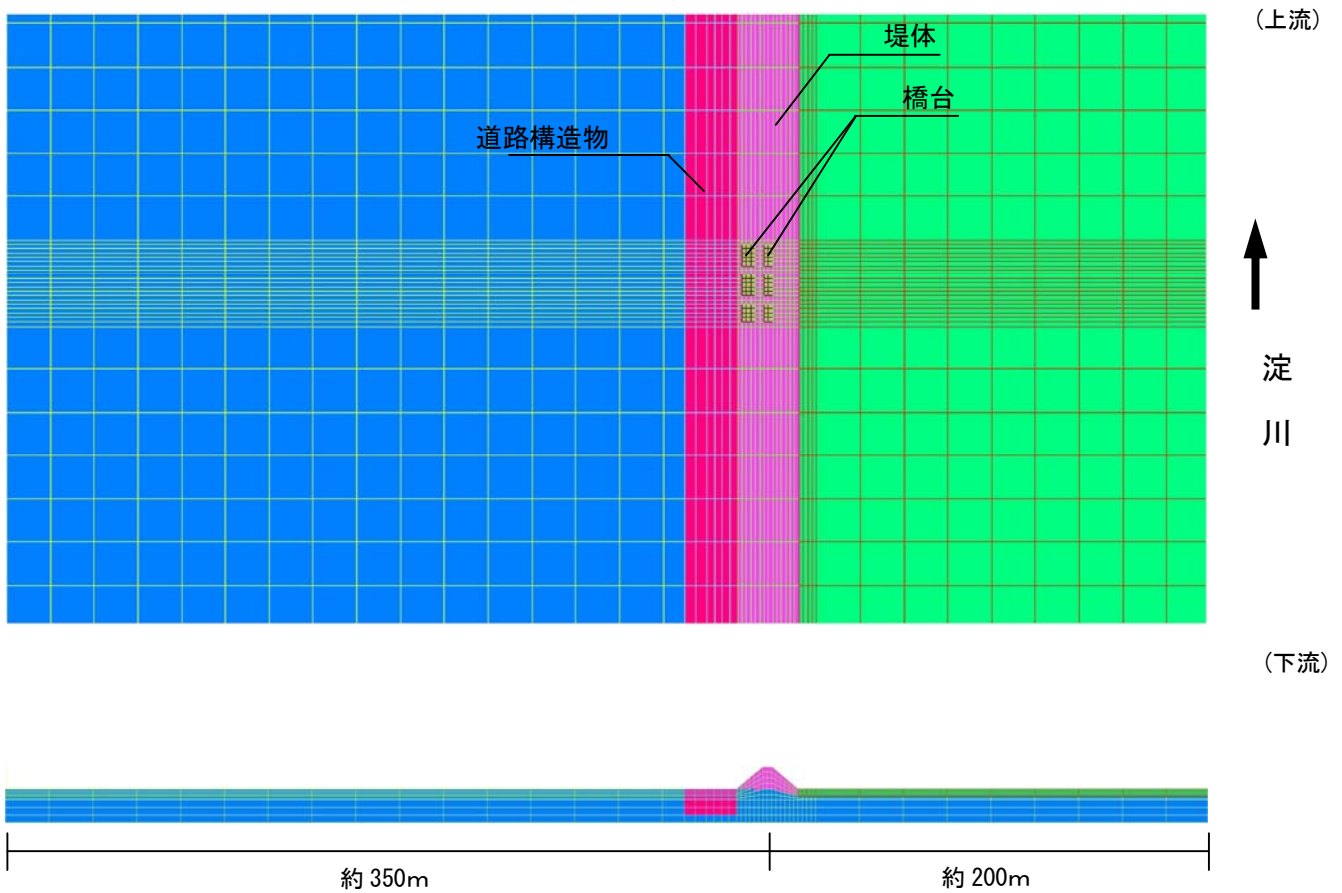


図 4.2.17 解析メッシュ

表 4.2.8 土質定数

土層	透水係数 (cm/sec)	備考
盛土層(堤体)	6.98×10^{-3}	堤体盛土の平均値
Asc1層	4.36×10^{-3}	
盛土層(高水敷)	4.42×10^{-4}	

外力条件として、河川水位は河川縦断方向の水位勾配を考慮した水位ハイドロを設定する。堤内側が二次元浸透流解析と同様、O.P.+1.0mとし、上下流部はそれぞれの堤内外水位を考慮した二次元浸透流解析による水位を境界条件とする。

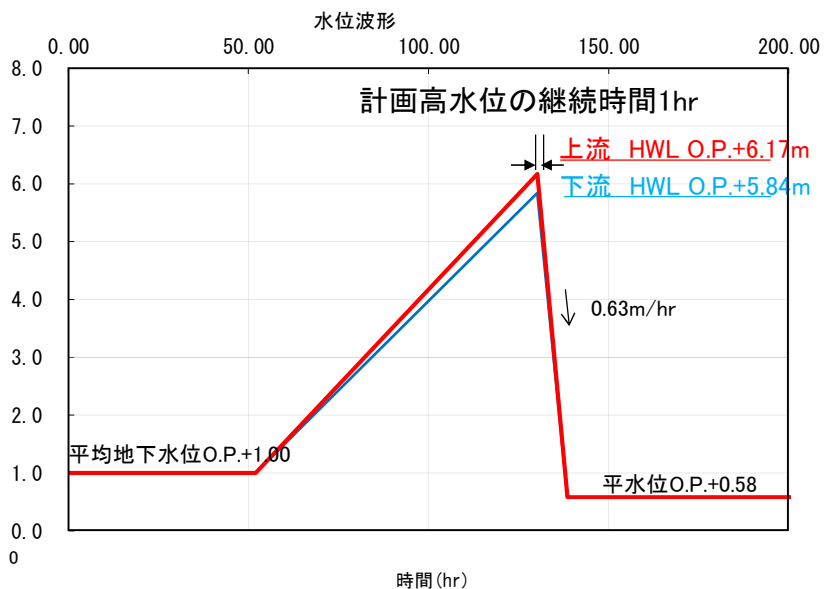


図 4.2.18 上下流の水位勾配を考慮した水位ハイドロ

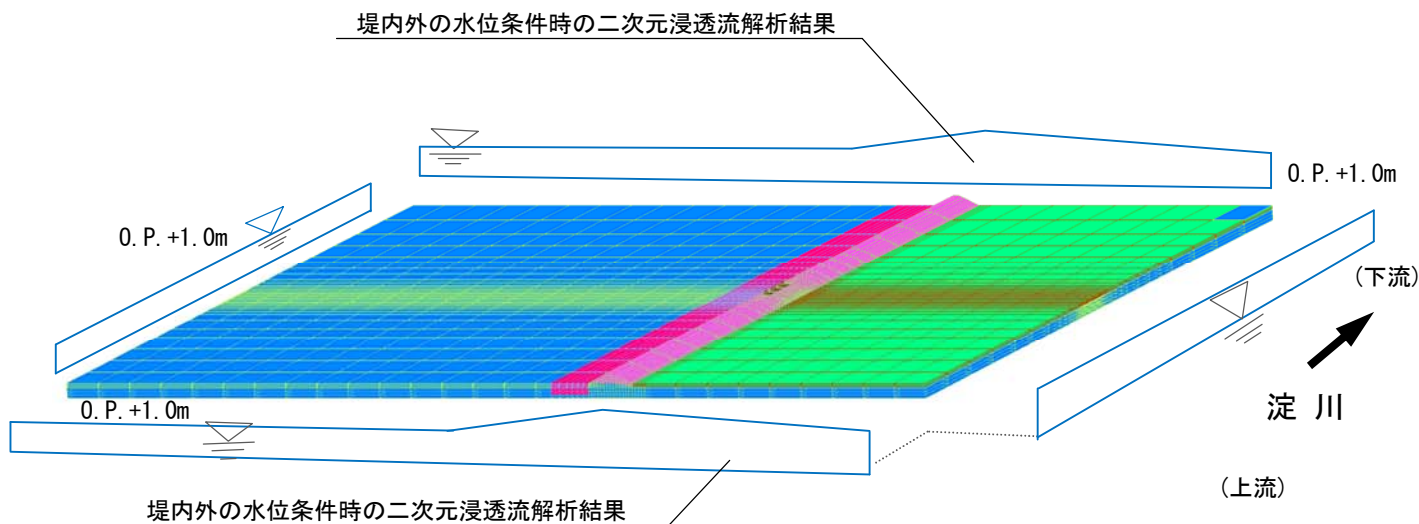


図 4.2.19 外力条件のイメージ図

検討ケースを以下に整理する。道路構造物完成時および現況時について実施する。さらに、橋台の有無による違いを照査するため、それぞれのケースについて橋台を考慮しないケースをあわせて実施する。

表 4.2.9 解析ケース

	道路構造物	橋台
CASE1(完成時)	有	有
CASE2(現況時)	無	有
CASE 参考-1	有	無
CASE 参考-2	無	無

検討結果の整理にあたり以下の事項に着目し、検討結果を取りまとめる。評価にあたっては、主として道路構造物の有無による水位や動水勾配の変化に留意し、それぞれ堤体の安定性に与える影響について考察する。

- ① 橋台周りの動水勾配 縦断方向の堰上げが懸念される橋台上流側の橋台周りの局所動水勾配(横断方向, 縦断方向)を評価する。照査は道路構造物直近(照査 POINT①-1)および橋台中間部(照査 POINT①-2)について実施する。
- ② 堤内側の動水勾配 パイピング破壊の可能性がある堤内側の動水勾配を評価する。照査は現況堤防における法尻位置(照査 POINT②-1)と完成形における法尻位置となる道路構造物川裏側(照査 POINT②-2)について行う。
- ③ 堤外側の水位変化 橋台による堰上げの程度を把握するため橋台近傍(照査 POINT③-1), 縦断的に離れた個所(照査 POINT③-2)における水位変化を評価する。

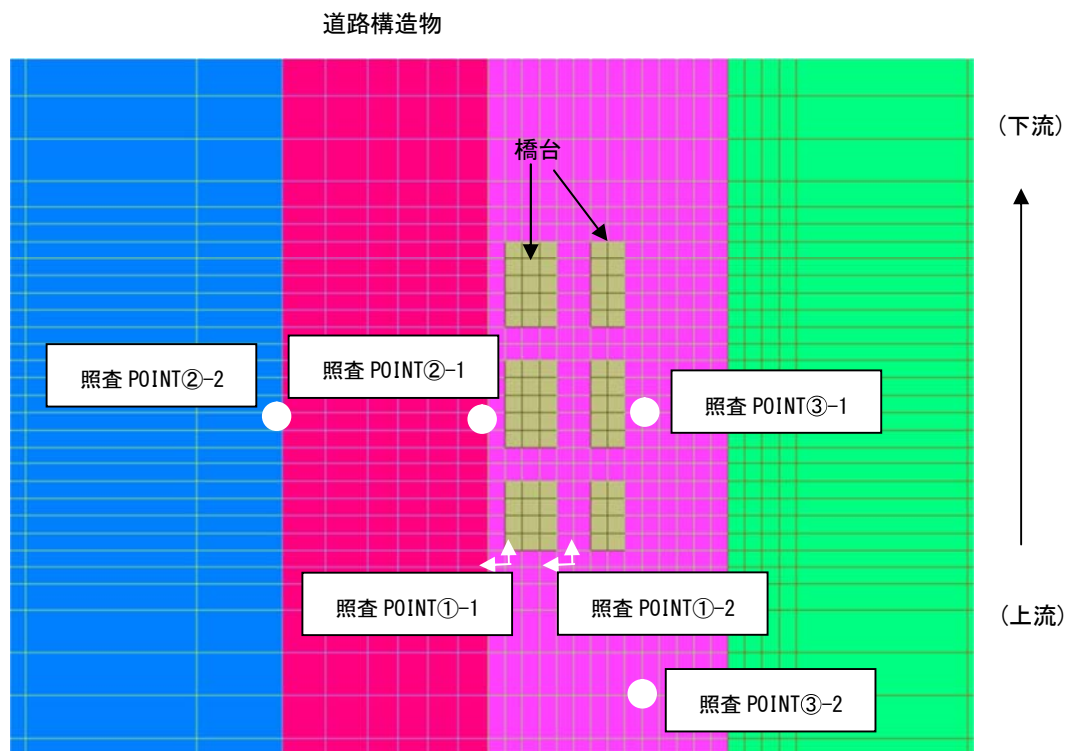


図 4.2.20 照査ポイントの整理

3) 照査結果

橋台周りの動水勾配として各照査位置における動水勾配の最大値の一覧を示す。完成時(CASE1)と現況(CASE2)を比較することにより、道路構造物により橋台周りへの動水勾配の影響を考察する。

照査 POINT①-2 で完成時に、現況より縦断方向の動水勾配は大きくなる。これは道路構造物により縦断方向の流れが大きくなるためと考える。しかしながら、完成後の縦断方向の動水勾配は 0.1 以下であり、横断方向とくらべて小さい値を示す。水位ベクトル図をみると、縦断方向の顕著な流れはみられない。これは、外力である水頭差が横断方向に卓越しているためと考えられる。これより、縦断的な水位勾配によりパイピング破壊や水みちが発生する可能性は低いと判断する。なお、構造物周りの鉛直方向の動水勾配は、構造物を考慮するため鉛直方向の水の動きが最も大きい CASE1 において照査 POINT①-1 で 0.069、照査 POINT①-2 で 0.036 となり、いずれも横断方向の値と比べると小さい値を示す。

表 4.2.10 局所動水勾配の最大値

	照査POINT①-1		照査POINT①-2	
	横断方向	縦断方向	横断方向	縦断方向
CASE1 (完成時)	-	0.067	0.123	0.056
CASE2 (現況時)	0.110	0.077	0.152	0.050
CASE 参考-1	-	0.003	0.112	0.003
CASE 参考-2	0.100	0.004	0.142	0.002

次に、川裏側のパイピング破壊の可能性に着目し、法尻付近における地中内の動水勾配の変化を示す。以下に完成時(CASE1)と現況(CASE2)の法尻付近における動水勾配を整理する。

これより完成形(CASE1)の方が現況(CASE2)より動水勾配は顕著に小さくなる。これは道路構造物設置に伴い、法尻位置が川から離れたこと、道路構造物による遮水による効果と考えられ、道路構造物によりパイピング破壊に対する安全度は高くなると判断する。

表 4.2.11 川裏における動水勾配

	CASE1(完成時)		CASE2(現況時)	
	動水勾配	照査位置	動水勾配	照査位置
法尻における動水勾配	0.003	②-2	0.020	②-1

橋台部における浸透に対する堤体の安定性について考察するため、橋台周りの水位変化に着目する。橋台部における道路構造物による水位上昇量は、約 3cm と極めて小さい。橋台の有無による水位変動に着目すると、縦断的に離れた個所や橋台のないケースと比較して、約 50cm 程度の水位上昇がみられる。橋台前面の水位上昇による影響として川表側のすべりが想定されるが、橋台部は堤体が杭基礎で支持された橋台部に挟まれた構造であり堤体全体のすべり破壊に対する危険性は小さいと考える。

表 4.2.12 橋台周りのピーク水位 (O. P. +m)

	照査POINT③-1(橋台部)	照査POINT③-2
CASE1 (完成時)	5.10	4.62
CASE2 (現況時)	5.07	4.51
CASE 参考-1	4.59	4.61
CASE 参考-2	4.45	4.47

これより、縦断方向より水頭差の大きい横断方向の方が卓越する結果を得たこと、完成後の顕著な水位上昇は見られないことから、橋台等による縦断的な局所流況や水位上昇による堤体の安全性は問題ないと判断する。

検討結果として、水位ピーク時の水位分布図、流速ベクトル図、および縦断方向の堰上げが懸念される橋台上流側の橋台周りの動水勾配(横断、縦断)を次頁以降に整理する。

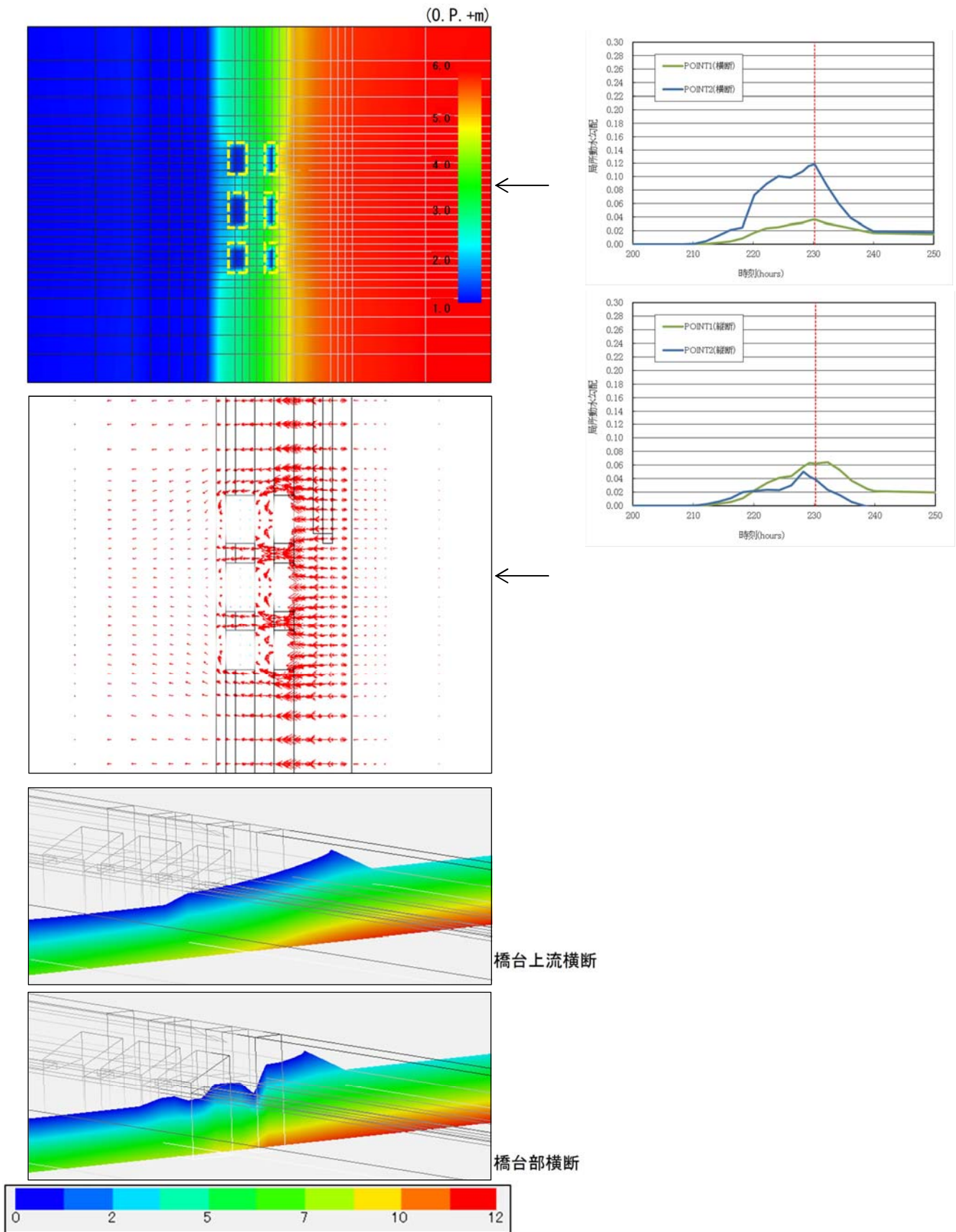


図 4.2.21 解析結果図 (CASE1 完成(道路構造物有, 橋台有)) 水位ピーク時
 (左上段: 水位コンター図, 中斷: 流水ベクトル図, 下段: 横斷方向压力水頭分布図
 (右上段: 横斷方向動水勾配経時変化, 下段: 縦斷方向動水勾配経時変化))

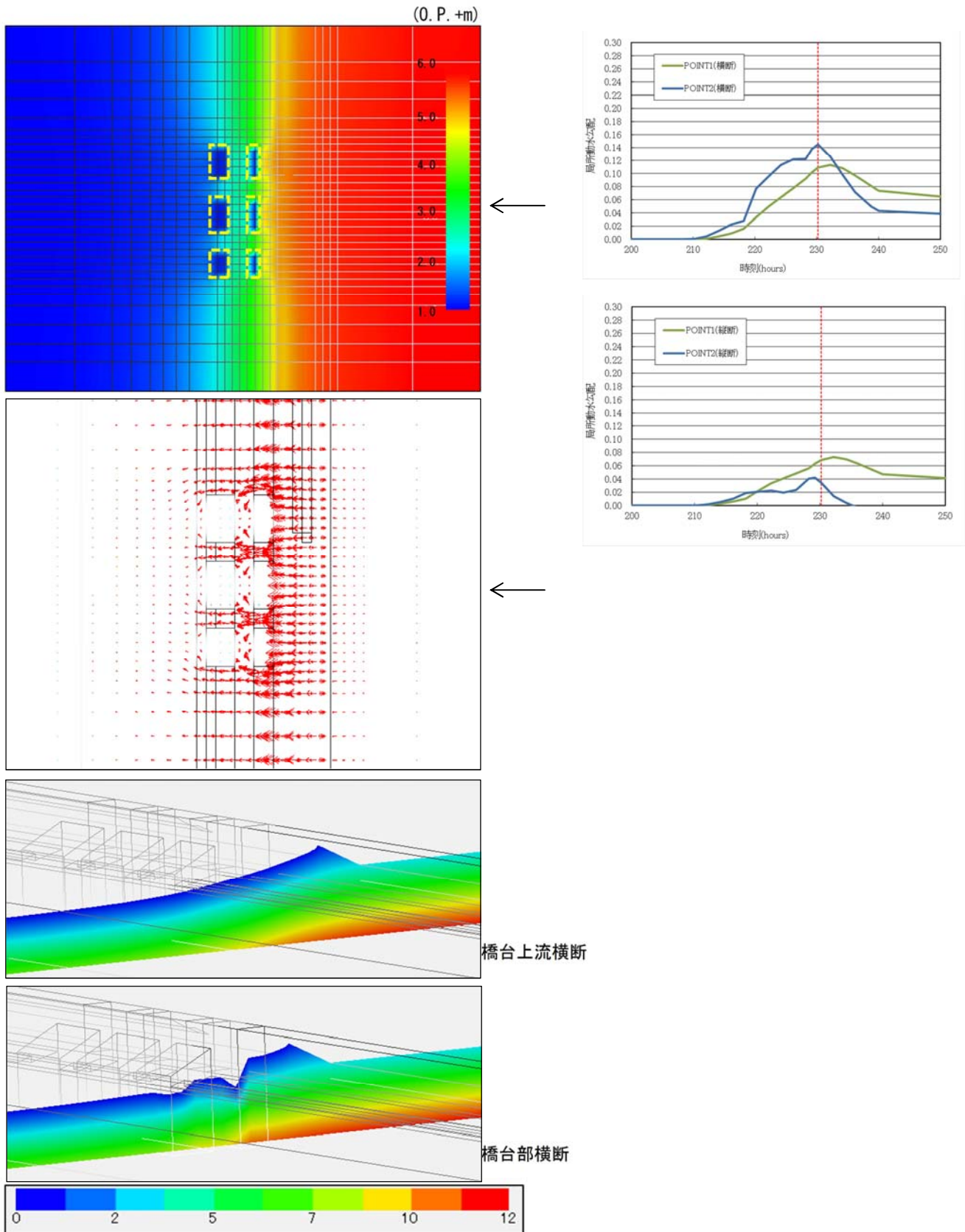


図 4.2.22 解析結果図 (CASE2 現況(道路構造物無, 橋台有)) 水位ピーク時
 (左上段: 水位コンター図, 中断: 流水ベクトル図, 下段: 横断方向圧力水頭分布図
 (右上段: 横断方向動水勾配経時変化, 下段: 縦断方向動水勾配経時変化)

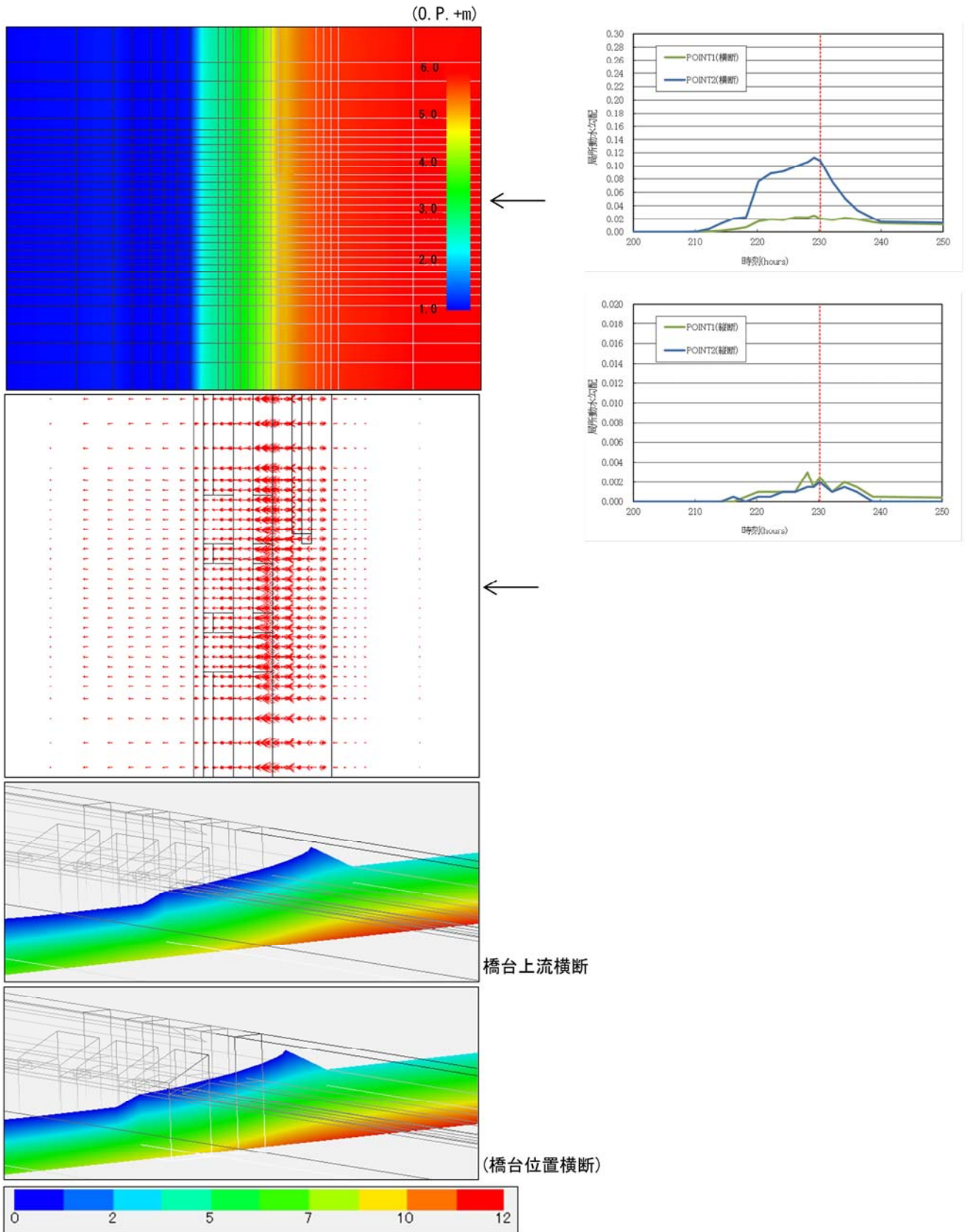


図 4.2.23 解析結果図 (CASE 参考 1 (道路構造物有, 橋台無)) 水位ピーク時
 (左上段: 水位コンター図, 中斷: 流水ベクトル図, 下段: 横斷方向圧力水頭分布図
 (右上段: 横斷方向動水勾配経時変化, 下段: 縦斷方向動水勾配経時変化)

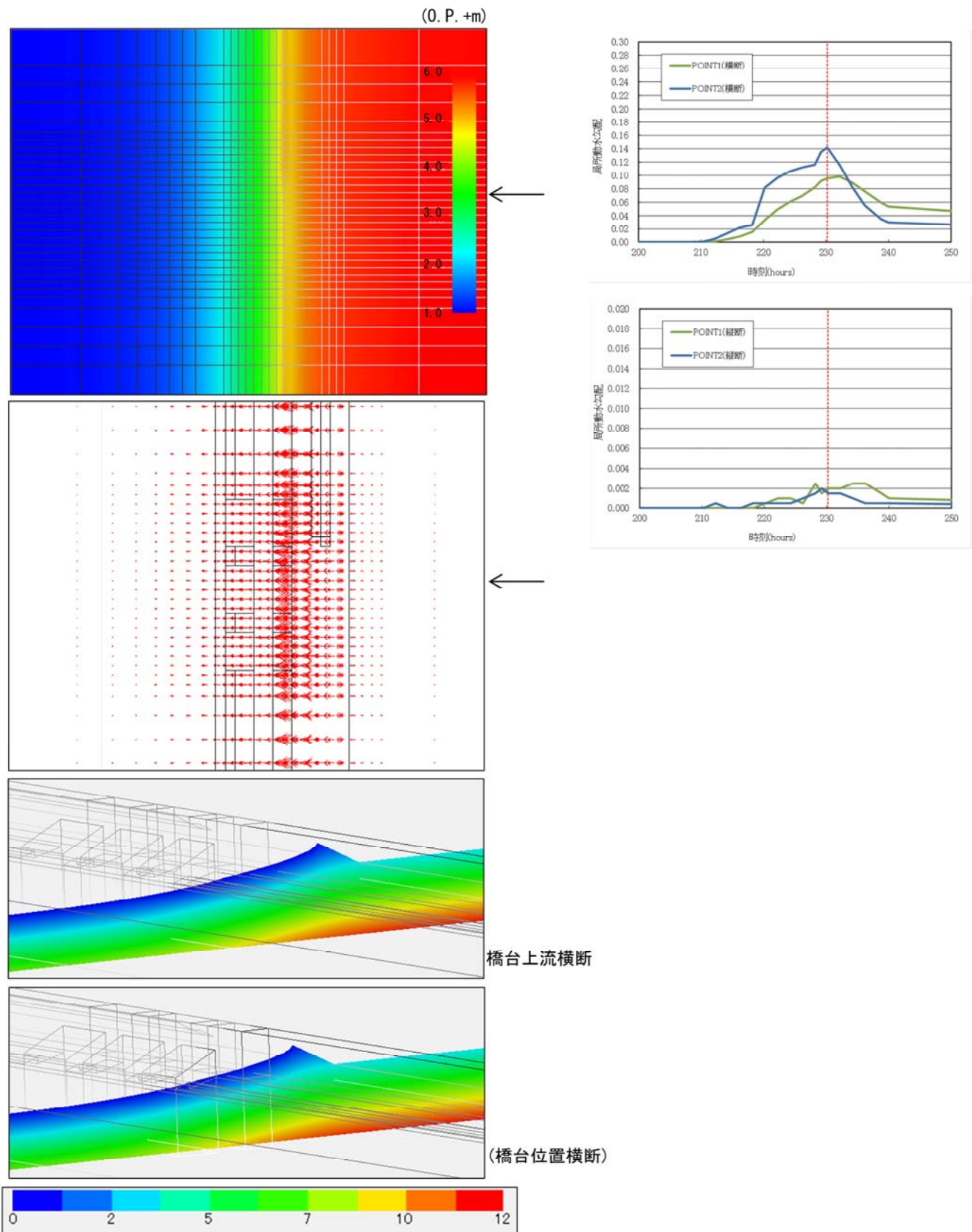


図 4.2.24 解析結果図 (CASE 参考 2 (道路構造物無, 橋台無)) 水位ピーク時
 (左上段: 水位コンター図, 中斷: 流水ベクトル図, 下段: 横断方向圧力水頭分布図
 (右上段: 横断方向動水勾配経時変化, 下段: 縦断方向動水勾配経時変化)

(5) 道路ボックス構造継手の止水性に関する検討

道路ボックスの構造継手における止水性に関して検討を行う。道路ボックスの構造継手は、「開削トンネル設計指針」（平成17年9月(平成20年10月一部改訂) 阪神高速道路株式会社 以下「開削トンネル指針」という)に示す標準構造を基本とする。構造継手は、変形性能に対するスリップバーと防水性能に対する止水板より構成されている。スリップバーはせん断、曲げに対して抵抗し、実験結果等からL2地震時の継手の目開き量が概ね100mm以上の性能を確保しており、それ以上に対しても埋め込み長の増加により許容する変形性能を引き上げることが可能である。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、 $0.1\sim 0.2\text{N/mm}^2$ の性能を確保出来る。

また、道路ボックスには、止水を目的とした防水工を設置し、継手部にも後防水工法により設置することから、止水性を確保することが可能である。構造継手に関しては、河川堤防近接付近で阪神高速大和川線等で実績があり、止水性は確保出来ていると考えられる。

標準継手構造を以下に示す。

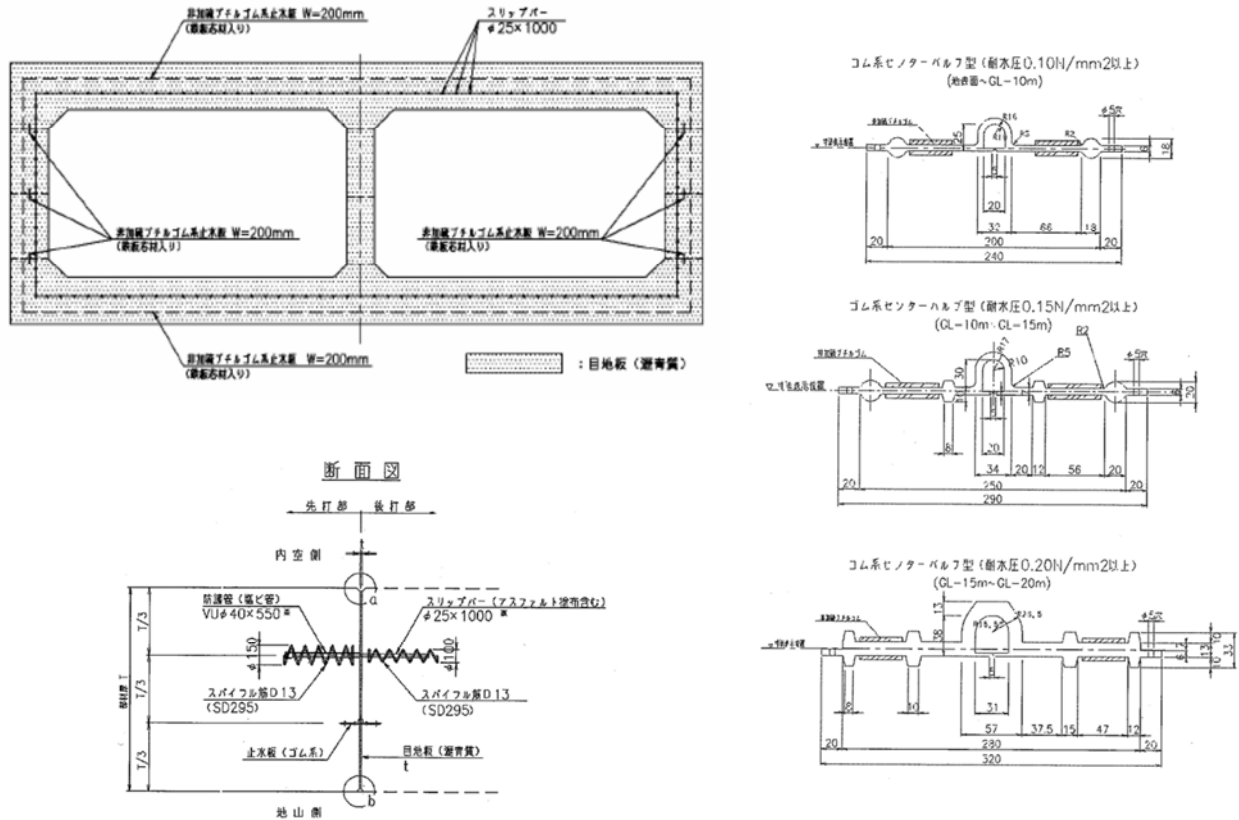


図 4.2.25 継手構造

4.2.1.3 耐侵食機能に対する検討

本節では、洪水時の流水による侵食に対する照査を実施する。照査は、堤防表のり面およびのり尻表面の直接侵食に対する安全性（直接侵食）と主流路（低水路等）からの側方侵食を対象に実施する。

(1) 侵食に対する照査手法

本設時の侵食に対する検討は、構造検討の手引きに準じて行うものとする。

侵食による堤防の破壊のメカニズムは、護岸がない場合には下図に示す、堤防表のり面やのり尻付近に流水が直接作用して表面を被覆する植生が削剥し、堤体を構成する土砂が流失して破壊に至るものと、低水路等の主流路からの側方侵食、洗掘により破壊にいたるものとに大別できる。このことから、侵食に対する堤体の安全性照査の項目を次のように規定している。

- ① 堤防表のり面、のり尻の直接侵食に対する安全性
- ② 主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘に対する安全性

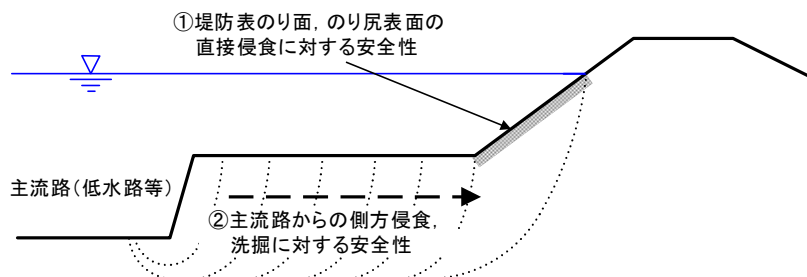


図 4.2.26 護岸がない場合の堤防崩壊メカニズム

出典) 河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成 24 年 2 月

侵食に対する照査基準は表 4.2.13 のとおりである。

同表における①直接侵食の照査に関しては代表流速が 5.0m/s 以下であれば、耐侵食性は確保されているものと考えられる（「美しい山河を守る災害復旧基本方針 平成 26 年 3 月（以下「災害復旧基本方針」という）」における接続ブロックの適用流速）。また、②側方侵食の照査は表 4.2.14 に示す様に高水敷幅により照査する。ここで、淀川 0.0km～9.8km 区間はセグメント 3 である。

表 4.2.13 侵食に対する堤防の安全性の照査基準

①堤防表のり面およびのり尻表面の直接侵食に対する安全性	表面侵食耐力 > 代表流速 V_0 から評価される侵食外力
②主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘に対する安全性	高水敷幅 > 照査対象時間で侵食される高水敷の幅

出典) 河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成 24 年 2 月

表 4.2.14 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（1 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 および 3	高水敷幅 $b >$ 低水路河岸高 H の 2 ~ 3 倍

出典) 河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成 24 年 2 月

(2) 代表流速の算出

準二次元不等流解析より得られるエネルギー勾配を用いて護岸近傍の流速を算出し、直接侵食の照査に用いる代表流速を算定する。

1) 計算条件

不等流計算条件は整備計画検討時と同様の値を用いる。

- 対象流量：10,700 m³/s（整備計画流量）
- 出発水位：O.P.+2.29m
- 断面：H13 測量断面（整備計画は H13 断面で検討が行われている。）
：検討断面として、淀川左岸線（2期）完成時堤防（表のり勾配 1:4.0）を対象とする。

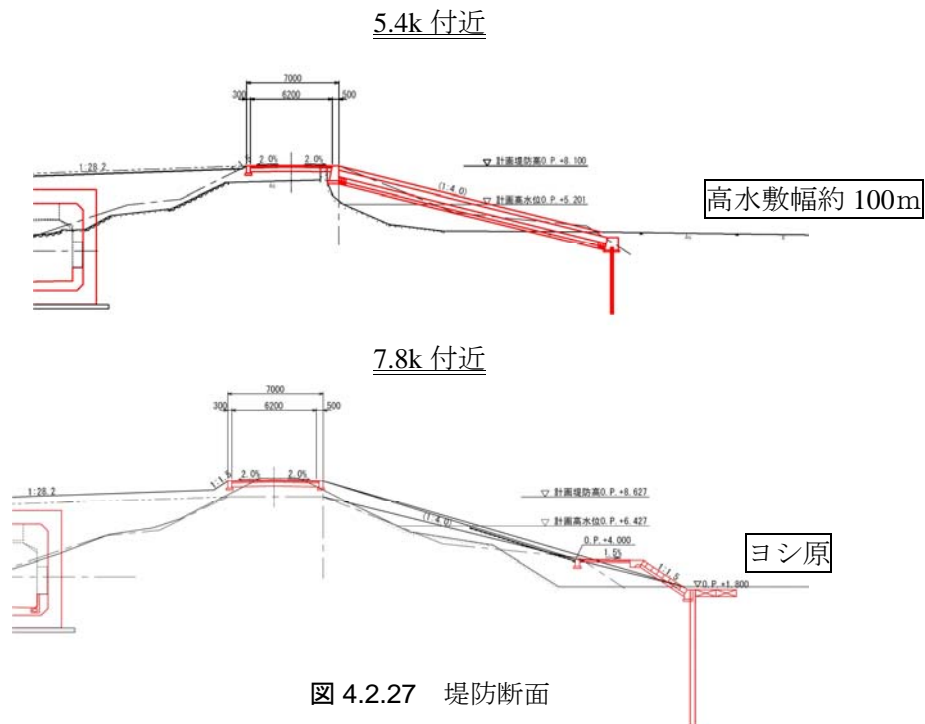


図 4.2.27 堤防断面

- 低水路粗度係数（整備計画検討時と同様）

区間	粗度係数
0.0km~9.8km	0.015
9.8km~22.8km	0.022
22.8km~35.0km	0.025

- 高水敷粗度係数

計画流量時の水深として HWL 水深を用いた h/hv から推定（整備計画検討時と同様）

区間	左岸高水敷粗度係数	区間	右岸高水敷粗度係数
0.0km~7.0km	0.020	0.0km~7.6km	0.020
7.2km~8.4km	0.055	7.8km~9.4km	0.055

- 不等流計算断面は河川距離標（約 200m ピッチ）と橋梁位置とする。

- 橋梁位置は下図のように死水域を設定する。

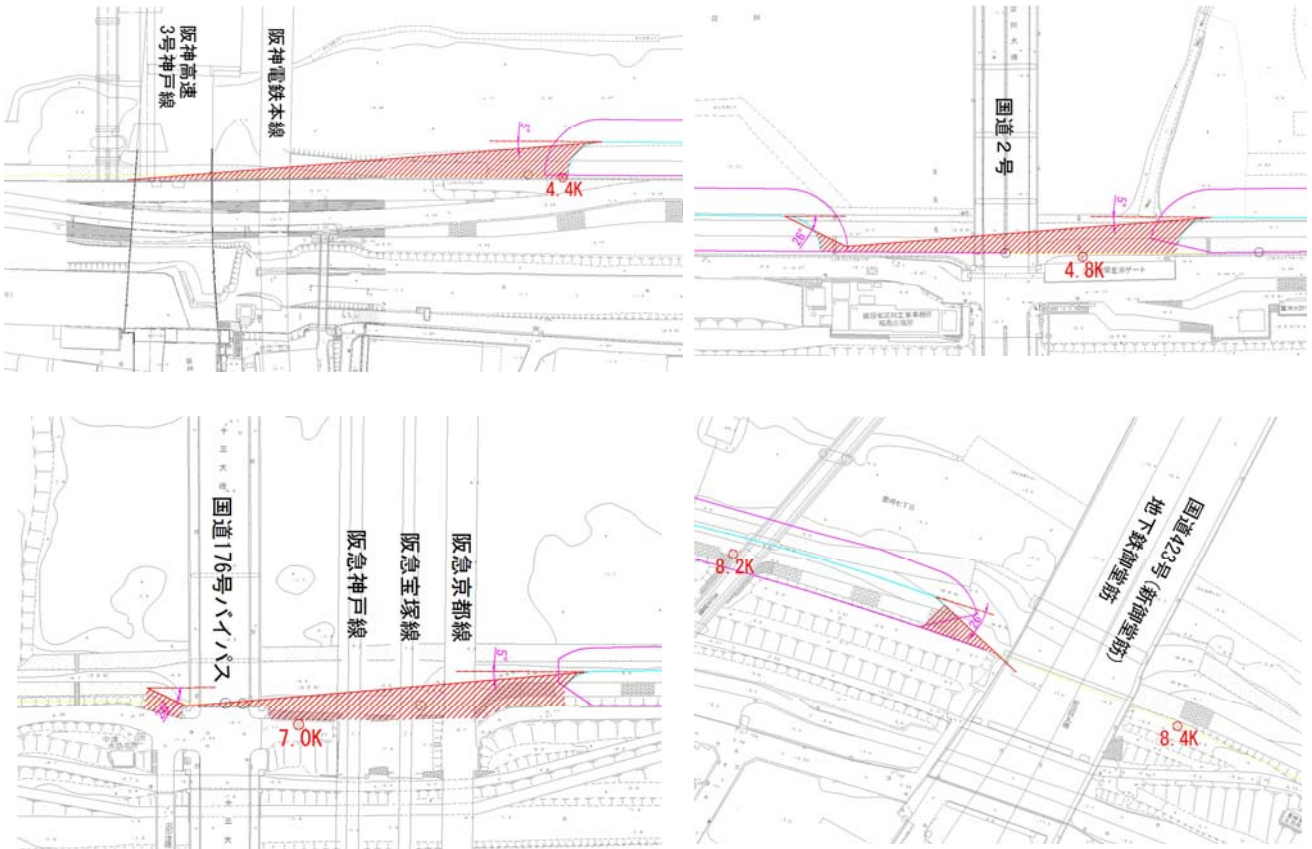


図 4.2.28 死水域

注) 新十三大橋 (国道 176 号バイパス), NTT 連絡橋位置は緩傾斜堤防とする。

2) 橋脚堰上げ量の算出方法

橋脚の堰上げはドビソン公式により算定する。緩傾斜堤防により水面幅が狭くなる箇所は、水面幅の減少を考慮するものとする。

計算に使用している橋梁データを以下に示す。

表 4.2.15 橋梁データ

測点	現況			左岸線完成時			名称
	川幅(m)	ピア幅を控除した川幅(m)	ピア幅(m)	川幅(m)	ピア幅を控除した川幅(m)	ピア幅(m)	
2.8+40 P	768.626	697.426	71.200	768.626	730.195	38.431	阪神電鉄(なんば線)
4.2+70 P	733.379	699.379	34.000	732.791	698.791	34.000	阪神高速道路(神戸線)
4.2+100P	730.837	708.837	22.000	728.108	706.108	22.000	阪神電鉄本線橋梁
4.8-27 P	723.831	657.431	66.400	716.681	650.281	66.400	淀川大橋(国道2号線)
5.6K P	702.310	675.910	26.400	694.981	668.581	26.400	阪神高速道路(池田線)
5.6+25 P	701.696	668.696	33.000	692.980	659.980	33.000	JR東海道本線
6.6+80 P	684.875	662.075	22.800	679.552	656.752	22.800	新十三大橋(十三バイパス)
6.8+56 P	684.018	666.018	18.000	677.901	659.901	18.000	NTT十三専用橋
7.0K P	697.180	648.380	48.800	695.842	647.042	48.800	十三大橋(国道176号線)
7.0+15 P	695.706	636.206	59.500	693.296	633.796	59.500	阪急神戸線
7.0+35 P	693.741	639.741	54.000	691.333	637.333	54.000	阪急宝塚線
7.0+55 P	691.775	636.575	55.200	689.370	634.170	55.200	阪急京都線

※阪神電鉄なんば線の河積阻害率5%として設定している。

3) 代表流速の算出

■平均流速 V_m

平均流速 V_m は下式により求める。(護岸の力学設計法 H19.11 p.36 より)

$$V_m = 1/n \cdot Hd^{2/3} \cdot I_e^{1/2}$$

n : マニングの粗度係数

Hd : 設計水深 (m)

I_e : エネルギー勾配

■エネルギー勾配 I_e

エネルギー勾配 i_e は、不等流計算から求まるエネルギー勾配を用いる。 i_e を求める際には、隣接する断面間のエネルギー勾配を求めるのではなく、 i_e がほぼ同様の一定とみなせる一連区間を設定し、その区間内では同一の i_e 値を用いる。(護岸の力学設計法 H19.11 p.41 より)

図 4.2.29 にエネルギー勾配縦断面図を示す。同図より、淀川左岸線(2期)区間は大きなエネルギー勾配の変化はなく、4.4k~8.2kの平均値を採用する($i_e=0.000201$)。

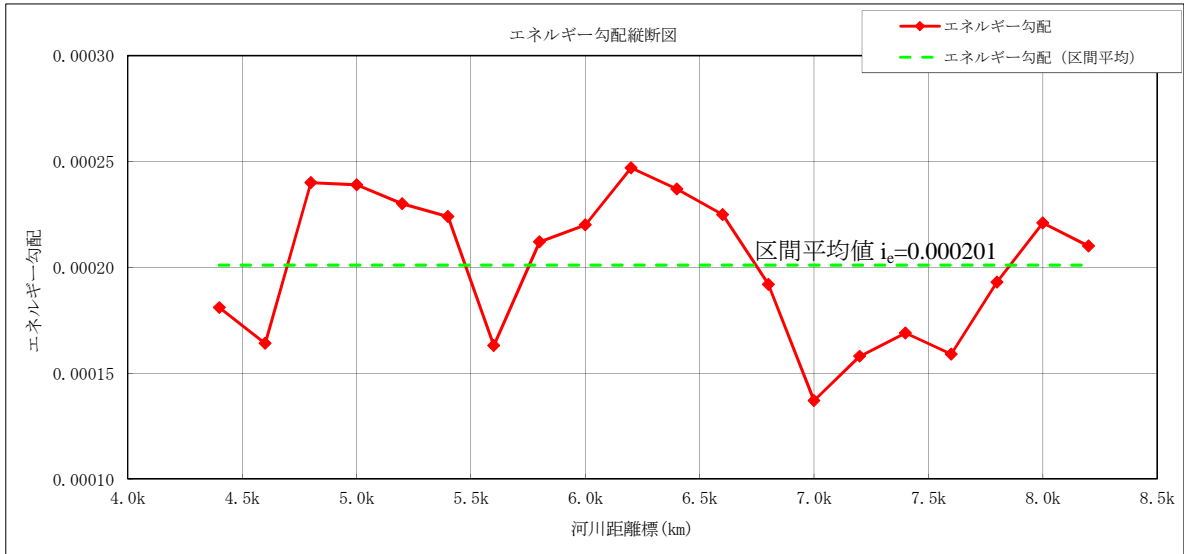
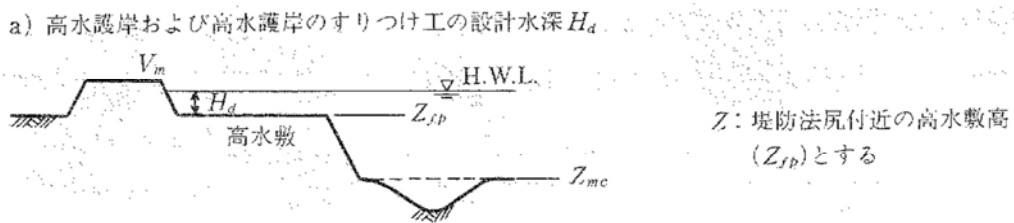


図 4.2.29 エネルギー勾配縦断図

■設計水深 H_d

設計水深 H_d は HWL と高水敷高の差とする。(下図参照)



(出典: 護岸の力学設計法 H19.11 p.37)

図 4.2.30 設計水深 H_d

■補正係数 α

淀川左岸線 (2 期) 区間では高水敷と低水路の流れの干渉による補正係数を乗じるものとする (護岸の力学設計法 H19.11 p.45)。高水敷幅が狭い場合、低水路の流れの影響を受けるため高水敷の流速が大きくなるための補正である。また、当区間は直線区間とみなされ、湾曲による補正は行わない。

■代表流速 V_0

代表流速 V_0 の算定結果を表 4.2.16 に示す。

表 4.2.16 代表流速 V_0 の算定

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 ギ一勾配	エネルギー ギ一勾配 (区間平均)	HWL (O.P.m)	高水敷幅 b_{fp} (m)	堤防法尻 高さ (O.P.m)	低水路部 高さ (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=10700m ³ /s (整備計画流量)										
4.4k	4.417	0.000181	0.000201	5.200	21.6	2.89	-3.56	8.76	2.310	0.015	0.020
4.6k	4.472	0.000164	0.000201	5.200	23.2	3.09	-3.53	8.73	2.110	0.015	0.020
4.8k	4.606	0.000240	0.000201	5.200	80.6	2.30	-3.52	8.72	2.900	0.015	0.020
5.0k	4.640	0.000239	0.000201	5.200	100.8	2.73	-3.50	8.70	2.470	0.015	0.020
5.2k	4.712	0.000230	0.000201	5.200	97.0	2.75	-3.48	8.68	2.450	0.015	0.020
5.4k	4.762	0.000224	0.000201	5.200	98.2	3.08	-3.46	8.66	2.120	0.015	0.020
5.6k	4.978	0.000163	0.000201	5.250	80.7	3.18	-3.44	8.69	2.070	0.015	0.020
5.8k	5.025	0.000212	0.000201	5.360	90.6	3.40	-3.42	8.78	1.960	0.015	0.020
6.0k	5.060	0.000220	0.000201	5.470	88.1	3.69	-3.40	8.87	1.780	0.015	0.020
6.2k	5.074	0.000247	0.000201	5.570	87.5	3.85	-3.38	8.95	1.720	0.015	0.020
6.4k	5.135	0.000237	0.000201	5.680	84.9	3.90	-3.36	9.04	1.780	0.015	0.020
6.6k	5.189	0.000225	0.000201	5.790	87.5	4.17	-3.34	9.13	1.620	0.015	0.020
6.8k	5.317	0.000192	0.000201	5.890	85.7	4.07	-3.32	9.21	1.820	0.015	0.020
7.0k	5.635	0.000137	0.000201	6.000	94.0	1.47	-3.30	9.30	4.530	0.015	0.020
7.2k	5.924	0.000158	0.000201	6.110	18.0	1.82	-3.28	9.39	4.290	0.015	0.055
7.4k	5.958	0.000169	0.000201	6.210	49.1	1.70	-3.26	9.47	4.510	0.015	0.055
7.6k	6.010	0.000159	0.000201	6.320	47.9	1.78	-3.24	9.56	4.540	0.015	0.055
7.8k	6.035	0.000193	0.000201	6.430	57.5	1.90	-3.22	9.65	4.530	0.015	0.055
8.0k	6.097	0.000221	0.000201	6.530	56.4	1.99	-4.05	10.58	4.540	0.015	0.055
8.2k	6.195	0.000210	0.000201	6.640	46.4	2.21	-5.16	11.80	4.430	0.015	0.055

測点	代表流速の算定								
	平均流速 V_m (m/s)	高水敷部 摩擦損失 係数 F_w	低水路部 摩擦損失 係数 F_m	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	補正係数 α	護岸近傍の 代表流速 V_0 (m/s)
4.4k	1.239	0.003	0.001	4.017	1.239	3.368	39.055	1.407	1.744
4.6k	1.166	0.003	0.001	4.008	1.166	3.388	41.550	1.415	1.650
4.8k	1.442	0.003	0.001	4.004	1.442	3.293	31.957	1.182	1.704
5.0k	1.295	0.003	0.001	3.998	1.295	3.331	36.304	1.151	1.491
5.2k	1.288	0.003	0.001	3.992	1.288	3.328	36.309	1.158	1.492
5.4k	1.170	0.003	0.001	3.986	1.170	3.366	40.481	1.159	1.357
5.6k	1.152	0.003	0.001	3.996	1.152	3.382	41.637	1.201	1.383
5.8k	1.110	0.004	0.001	4.023	1.110	3.426	44.668	1.182	1.312
6.0k	1.041	0.004	0.001	4.051	1.041	3.484	49.439	1.193	1.242
6.2k	1.018	0.004	0.001	4.075	1.018	3.519	51.978	1.198	1.219
6.4k	1.041	0.004	0.001	4.102	1.041	3.535	52.089	1.207	1.257
6.6k	0.978	0.004	0.001	4.129	0.978	3.593	57.415	1.205	1.178
6.8k	1.057	0.004	0.001	4.153	1.057	3.578	53.921	1.210	1.279
7.0k	1.941	0.003	0.002	4.180	1.941	3.374	25.158	1.135	2.204
7.2k	0.681	0.003	0.013	4.207	0.681	2.562	34.336	1.382	0.940
7.4k	0.704	0.003	0.013	4.231	0.704	2.549	34.953	1.288	0.906
7.6k	0.707	0.003	0.013	4.258	0.707	2.567	35.619	1.292	0.914
7.8k	0.706	0.003	0.013	4.286	0.706	2.591	36.299	1.272	0.898
8.0k	0.707	0.003	0.012	4.556	0.707	2.820	43.591	1.298	0.918
8.2k	0.695	0.003	0.010	4.899	0.695	3.141	54.441	1.354	0.942

ヨシ原区間は粗度係数が大きく、流速が小さくなる。

(3) 侵食に対する照査結果

1) 直接侵食に対する照査結果

淀川左岸線（2期）の川表護岸構造は、下流部～7k までは高潮区間で大型接続ブロックを設置し、7k～上流は接続ブロックを敷設する計画となっている。災害復旧基本方針では、護岸構造の種別に対して設計流速が設定されており、この流速と先に算出した護岸近傍の洪水時の流速（代表流速）の比較で照査を行う。ここで、淀川左岸線（2期）の川表護岸構造は大型接続ブロック、接続ブロックであることから設計流速を5m/sとする。

表 4.2.18 に直接侵食に対する照査結果を示す。設計流速が代表流速を上回っていることから、表面侵食耐力が代表流速 V_0 以上であると評価し、直接侵食に対す安全性を確保していると判断する。

表 4.2.17 護岸形式と設計流速

護岸工法設計流速関係表（C表）

護岸の法勾配が1:1.5より緩い場合に適用する工法例
（他工法等の施工実績を踏まえ、今後見直していくものとする。）

セグメント			復旧工法例			設計流速									
山間地河川	谷底平野 扇状地河川	自然堤防等 三角州	素材	構造	工法	(m/s)									
						2	3	4	5	6	7	8	～		
			石系	自然石(練)	1 巨石張(練)	4~8									
					2 野面石張(練)	4~8									
					3 間知石張(練)	4~8									
				自然石(空)	4 巨石張(空)	5									
					5 野面石張(空)	5									
					6 間知石張(空)	5									
					7 連結自然石(空張)	4~8									
			コンクリート系	コンクリート ブロック張	8 コンクリートブロック張	4~8									
					9 ポーラス コンクリートブロック張	4~8									
					10 法枠工	4~8									
				連結ブロック	11 連節ブロック	5									
					12 大型連節ブロック	5									
					13 ポーラス連節ブロック	5									
			かご系	蛇籠	14 植生蛇籠	5									
				かご(平張)	15 鉄線籠型平張り工	5									
				袋体	16 連結袋体張(磯)	5									
			木系	丸太格子	17 丸太格子 (片法枠工舎)	4									
					粗架法枠	18 粗架法枠	4								
						19 粗架構工	4								
				杭柵	20 木製格子工	4									
					21 杭柵	4									
			シート系	ジオテキスタイル	22 板柵	4									
					23 ジオテキスタイル	3									
				ブロックマット	24 植生マット	3									
					25 ブロックマット	4									
			植生系	張芝	26 植石ネット	4									
					27 張芝	2									

※上表の適用範囲は目安であるため、設計流速に適用できる合理的な工法は積極的に採用して良い。

※復旧工法の留意事項を十分考慮し、工法を選定する。

※法枠工：中張材によって、設計流速が変わる工法である。

(例 中張材がコンクリートの場合は8m/s、自然石(空)の場合は5m/s等。)

表 4.2.18 直接侵食に対する照査結果

距離標	検討条件;緩傾斜堤防1:4.0, 整備計画流量Q=10700m ³ /s流下時			備考
	高水敷代表流速 V_0 (m/s)	護岸設計流速(m/s)	判定	
4.4	1.744	5	○	既設低水護岸(矢板)あり
4.6	1.650	5	○	既設低水護岸(消波ブロック)あり
4.8	1.704	5	○	淀川大橋(R2)付近の緩傾斜堤防としない区間であり, 既設特殊堤設置済み区間
5.0	1.491	5	○	
5.2	1.492	5	○	
5.4	1.357	5	○	
5.6	1.383	5	○	阪神高速池田線, JR東海道線の橋梁付近の緩傾斜堤防としない区間であり, 既設特殊堤設置済み区間
5.8	1.312	5	○	高潮堤防区間
6.0	1.242	5	○	
6.2	1.219	5	○	
6.4	1.257	5	○	
6.6	1.178	5	○	
6.8	1.279	5	○	
7.0	2.204	5	○	▲阪急電鉄の橋梁付近の緩傾斜堤防としない区間であり, 既設特殊堤設置済み区間
7.2	0.940	5	○	
7.4	0.906	5	○	一般堤防区間
7.6	0.914	5	○	
7.8	0.898	5	○	
8.0	0.918	5	○	
8.2	0.942	5	○	

2) 側方侵食に対する照査結果

側方侵食に対する照査は、1回の洪水に対して高水敷が侵食される幅が高水敷幅以下であれば、堤防が側方侵食に対して安全性を満足していると判断する。高水敷を有している4.4k~6.8k(4.8kを除く)を対象に高水敷幅(b)/低水河岸高(H)が判定基準となる $b/H > 2 \sim 3$ を満足しているかの照査を行なった。ここで、ヨシ原区間(7.0~8.2k)は高水敷が無く、側方侵食の照査は行わないが、前述の直接侵食の照査で安全性を照査している。照査の結果を表4.2.19に示す。全ての断面で $b/H > 2 \sim 3$ を満足していることから、側方侵食に対する安全性を満足していると判断する。

表 4.2.19 側方侵食に対する照査結果

距離標	堤防の諸条件			検討条件;緩傾斜堤防1:4.0, 整備計画流量 $Q=10700\text{m}^3/\text{s}$ 流下時		備考
	セグメント	高水敷幅 $b(\text{m})$	低水河岸高 $Hd(\text{m})$	高水敷幅 b /低水河岸高 H	判定($b/H > 2 \sim 3$)	
4.4	3	21.6	8.76	2.47	○	
4.6	3	23.2	8.73	2.65	○	
4.8	3	-	-	高水敷なし	-	
5.0	3	102.5	8.70	11.78	○	
5.2	3	108.5	8.68	12.50	○	
5.4	3	99.9	8.66	11.54	○	
5.6	3	92.9	8.69	10.69	○	高潮堤防区間
5.8	3	94.9	8.78	10.81	○	
6.0	3	92.5	8.87	10.43	○	
6.2	3	92.4	8.95	10.33	○	
6.4	3	88.5	9.04	9.79	○	
6.6	3	90.8	9.13	9.95	○	
6.8	3	89.0	9.21	9.66	○	
7.0	3	-	-	高水敷なし	-	一般堤防区間
7.2	3	-	-		-	
7.4	3	-	-		-	
7.6	3	-	-		-	
7.8	3	-	-		-	
8.0	3	-	-		-	
8.2	3	-	-		-	

3) 道路からの雨水排水による堤防侵食

道路(淀川左岸線(2期),南岸線)に流入する雨水については、排水計画を実施し堤防に流出しない排水施設を設置する。

また、道路構造物上面の排水は、堤内側へ片勾配を設けるなど、堤防と道路構造物間に雨水が溜まらないよう工夫する。

4.2.1.4 道路構造物の浮き上がりに対する検討

淀川左岸線（2期）は地下水位以下に建設される開削トンネルであるため水圧による影響を考慮し、浮力に対する構造物の安定性を検討する。ここで、浮力の検討に用いる水位は、考えられる最高水位を対象に検討を行うこととし、飽和-不飽和浸透流解析結果の淀川左岸線（2期）ボックス前面における時刻歴最高水位、および淀川が氾濫した場合の想定水位（H18、浸水想定区域図より）について把握する。

(1) 適用基準

浮上りの検討には「開削トンネル指針」に準拠し次式を用いる。なお、次式に示す通り上載土の重量を見込んでいるが、降雨時にも上載土が流出しないように、ボックス端部に土砂流出防止壁を設置する。

$$F_S = (W_S + W_B) / U$$

ここに、

F_S : 安全率 ≥ 1.1

W_S : 上載土の重量 (kN)

W_B : トンネル躯体の重量, 路床材の重量 (kN)

U : トンネル躯体底面に作用する揚圧力 (kN)

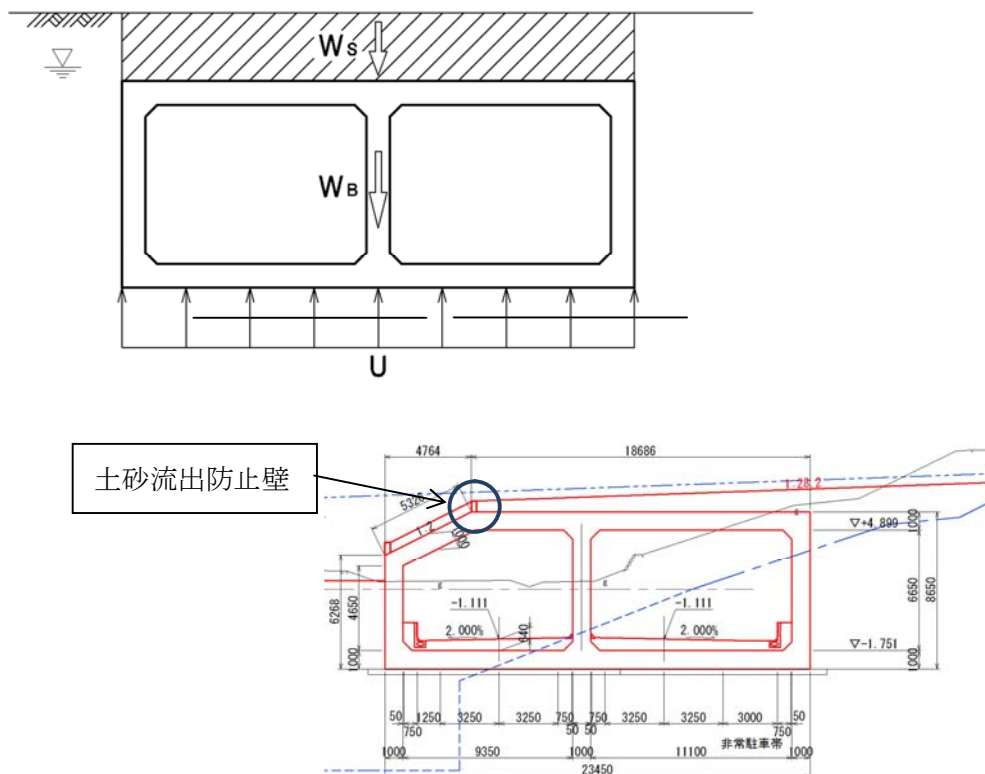
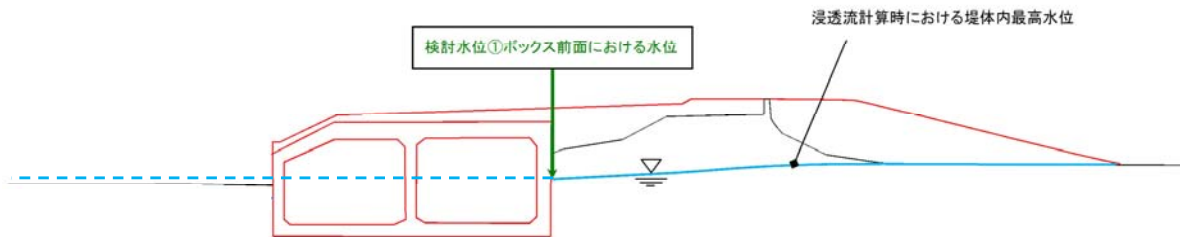


図 4.2.31 土砂流出防止壁

(2) 検討水位の設定

検討水位は、完成時浸透流解析結果の淀川左岸線（2期）ボックス河川側前面位置(以下、ボックス前面位置)における時刻歴最高水位を検討水位 1、大阪市防災マップ(H18, 浸水想定区域図より)より把握する淀川氾濫時の想定浸水位 O.P.+7.5m を検討水位 2 と設定する。

検討水位 1：浸透流解析結果のボックス前面における最高水位
(各断面位置での解析結果による、また堤内外同水位で検討する)



検討水位 2：淀川氾濫時に想定される最大水位
(O.P.+7.5m 程度)



図 4.2.32 検討水位

(3) 検討結果

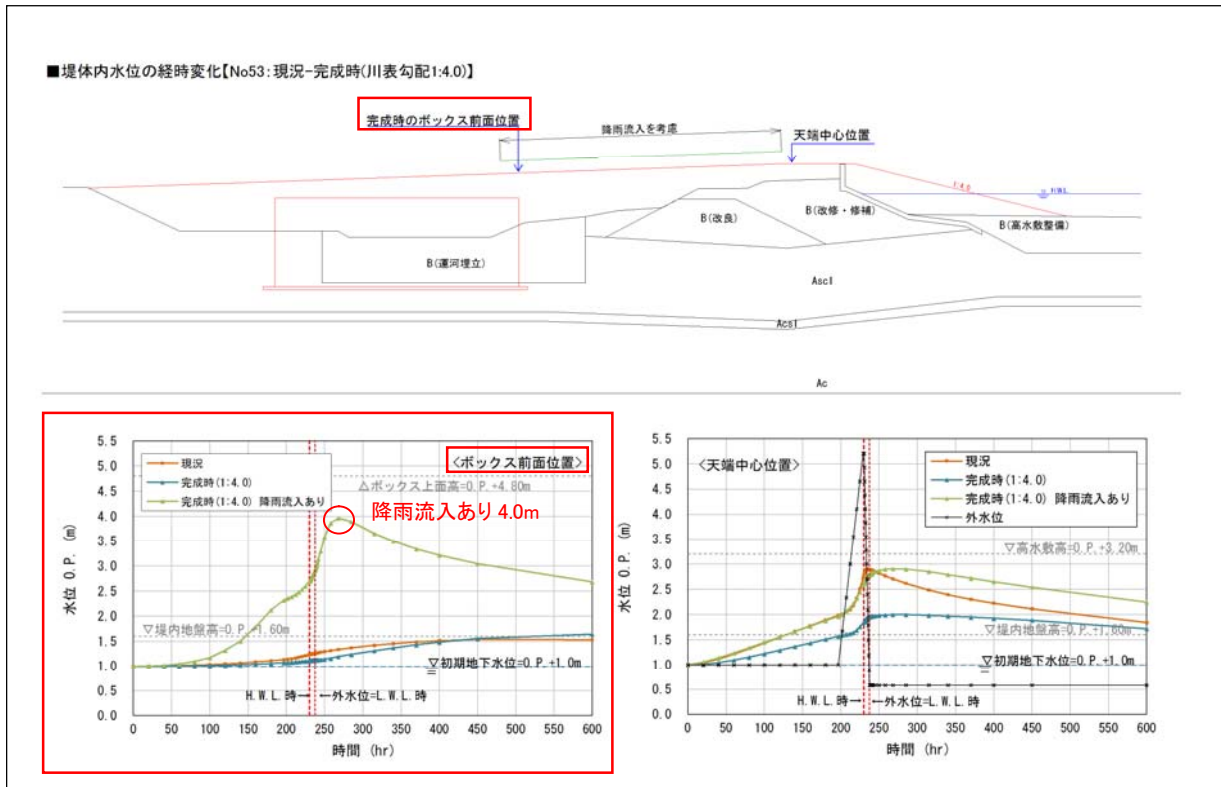
設定した水位における検討結果を以下に示す。

1) 検討水位 1

■ 検討条件

完成時浸透流解析結果では、堤体上面からの降雨流入の有無について検討しており、本施設は降雨浸透対策を行い堤体内に直接降雨が流入しない構造とするが、浮き上がりの検討においては安全側を考慮し降雨が流入した場合のボックス前面水位を対象とする。なお、水位は0.5mラウンドで切り上げた値を用いる。

検討断面は、浸透流解析で検討した本線ボックスの代表10断面(1層2連ボックス)とし、以下にNo.53の検討位置の解析結果を代表として示す。その他測点の図は巻末資料編を参照。表4.2.20に検討水位1の設定結果と各代表断面の適用範囲を示す。



対象範囲 : No.38~No.68

図 4.2.33 No53 の検討位置の解析結果

表 4.2.20 検討水位 1 の設定結果と適用範囲

検討断面	検討水位 1 (O.P.+m)	適用範囲
No.53	4.0	No.38(始点)~No.68
No.79	3.0	No.69~No.86
No.94	4.0	No.87~No.105
No.117	4.0	No.106~No.123
No.130	4.0	No.124~No.136
No.142	3.5	No.137~No.147
No.152	4.0	No.148~No.171
No.190	4.0	No.172~No.205
No.221	4.0	No.206~No.222
No.223	4.5	No.223~No.238(終点)

■ 検討結果

検討水位 1 における検討結果を表 4.2.21 に示す。全ての検討断面において浮き上がりに対する安全率を満足する。ただし、上載土の流出による浮上りの可能性があることから、道路構造物上面の堤内側に土砂留め擁壁を設置することとする。

表 4.2.21 検討水位 1 における検討結果

検討断面	検討水位 1 O.P.+m	上載土荷重 (kN)	躯体重量 (kN)	揚圧力 (kN)	安全率 $F_s \geq 1.1$
No.53	4.0	916.1	1788.7	1683.6	1.607
No.79	3.0	329.8	1760.4	1767.2	1.183
No.94	4.0	329.8	1734.6	1433.1	1.441
No.117	4.0	329.8	1731.0	1228.2	1.678
No.130	4.0	329.8	1734.6	1439.4	1.434
No.142	3.5	430.6	2494.9	1662.5	1.760
No.152	4.0	536.0	1775.0	1284.4	1.799
No.190	4.0	329.8	1738.7	1147.1	1.803
No.221	4.0	474.0	3699.7	2637.5	1.582
No.223	4.5	110.2	1014.0	641.4	1.753

2) 検討水位 2

■ 検討条件

H18.3 浸水想定区域図より確認した氾濫時の想定浸水位を検討水位 2 とする。想定浸水位は O.P.+7.5m となる。浸水想定区域図に用いた降雨は、昭和 28 年 9 月洪水(台風 13 号)の 2 倍の降雨(総雨量 500mm)とし、この降雨は平成 12 年 9 月に発生した東海地方で観測された過去 100 年間で最大級の豪雨級の降雨である。

この降雨を対象に淀川が氾濫した場合の浸水想定区域図を図 4.2.34 に示す。

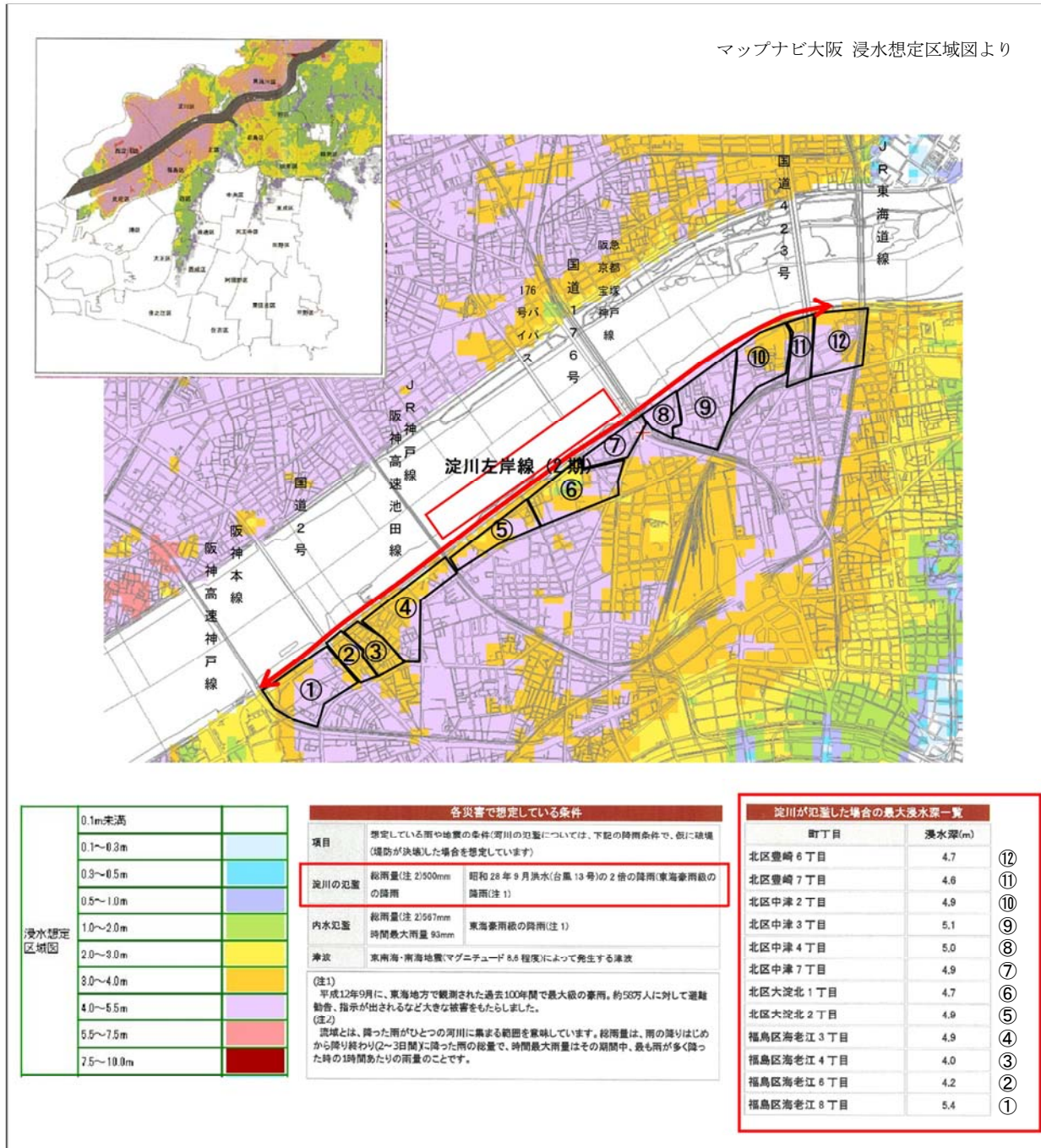


図 4.2.34 淀川が氾濫した場合の浸水被害想定図と最大浸水深一覧

■ 検討結果

淀川左岸線（２期）は対象区間に複数のランプを設置する計画である。検討水位２は、検討水位１と異なり堤内側が浸水した場合を想定しているが、想定浸水位が O.P.+7.5m 程度であり高い水位を確認している。（淀川の高潮区間までの計画高水位 O.P.+5.2m）この水位を対象にした場合、ランプ出入口からのボックス内浸水が想定されることから、各ランプの出入口の U 型擁壁の天端高を以下に整理する。B・C ランプは O.P.+2.0m、豊崎入路は O.P.+3.0m でボックス内に流入することとなり、検討水位１よりも低い水位で流入し、流入した場合はボックス全線に亘り浸水する状態となる。想定浸水位で検討した場合、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（ $\rho_c=2.3$ ）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。

大津波警報発令時など、ボックス内へ浸水する恐れがある場合は、非常用出口等を利用し、利用者が速やかにボックス外へ避難できるよう情報提供するとともに、交通規制をかけ、車両の進入を禁止するなどの運用計画が必要である。

表 4.2.22 各ランプ天端高

測点	ランプ名称	ランプ天端高 O.P.+(m)
No.40	B ランプ・C ランプ	2.0
No.77	海老江北入路	5.5
No.132	大淀出路	7.5
No.143	大淀入路	3.0
No.223	豊崎出路	3.5
No.232	豊崎入路	3.0

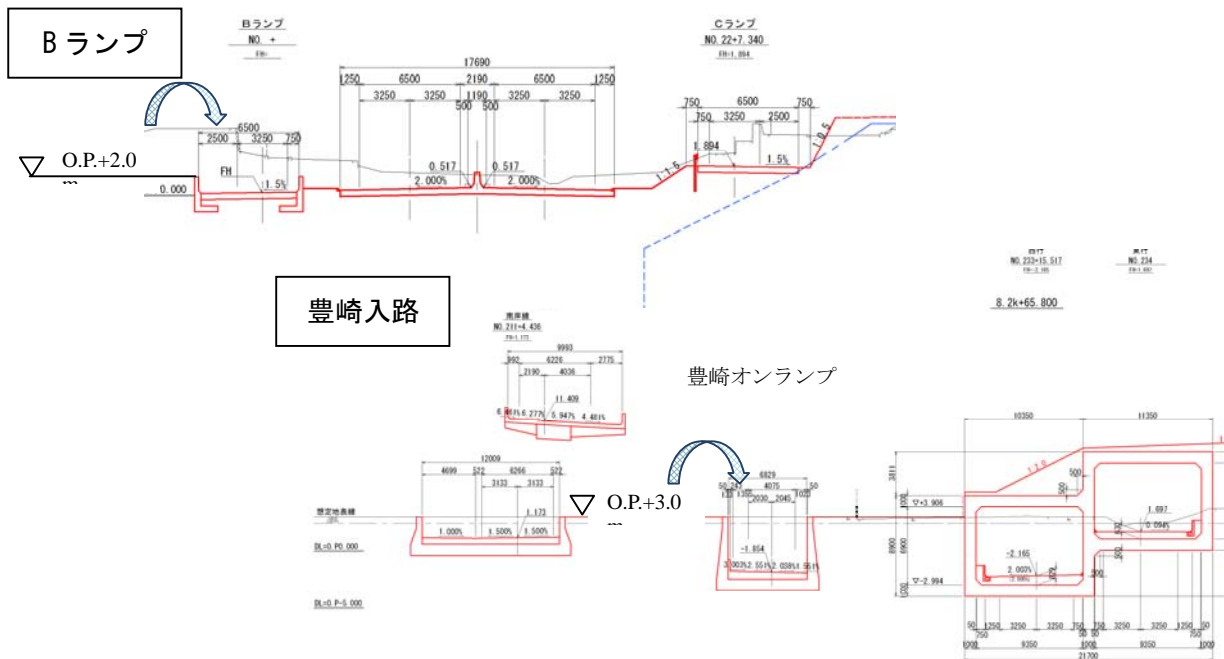


図 4.2.35 出入路の浸水箇所

4.2.2 地震による影響検討

淀川左岸線（2期）の地震による被害は、河川堤防の機能に対する評価と道路構造物の機能に対する評価に分けて評価する必要があり、各既往指針に準じて検討を行う。河川堤防に対しては「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」平成24年2月（以下河川耐震指針）に示されている標準加速度応答スペクトルに適合したレベル2-1地震動、レベル2-2地震動、（南海トラフによる地震動）に対して河川堤防の応答性状を時刻歴有効応力地震応答解析により、照査外水位と応答解析における残留堤防高とを比較し残留堤防高が照査外水位を上回っていることを照査する。なお参考として南海トラフによる地震動に対してレベル2-1の照査外水位以上であるかを検討した。

また、一体構造物としての特性を踏まえ、土（河川堤防）と構造物（左岸線ボックス）間が地震時の変形や剥離により堤防沈下や水みち発生を起こさないことを照査することを目的に、時刻歴有効応力地震応答解析により剥離箇所を評価する。

道路構造物に対しては、「開削トンネル耐震設計指針－横断方向の耐震設計－平成20年10月 阪神高速道路株式会社」（以下、道路耐震指針）に示されている入力地震動のうち、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最大級シナリオ地震動を用い、地震に対する道路構造物の安全性、供用性、偏土圧下での地盤変形に対する道路構造物の安全性、供用性、道路構造物の沈下に対する安全性、供用性を確保すること、道路構造物の継手部の段差、離れに対する安全性、供用性を確保することを照査する。

なお、参考として南海トラフによる地震動に対する、道路構造物の安全性供用性について検討を行った。

4.2.2.1 検討概要

河川堤防は地震後の河川外への越流防止を目的として、照査外水位と応答解析における残留堤防高とを比較し残留堤防高が照査外水位を上回っていることを照査する。照査外水位は河川耐震指針に従い、平常時の最高水位とする。L2-1地震に対する照査外水位は、地震の発生に伴う津波の遡上を考慮し、大阪府想定昭和南海トラフ地震（M8.4：施設計画上の津波）の検討結果に基づき設定している。L2-2地震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水位としている。

■ 残留堤防高 L2-1

検討箇所	一体整備特性	照査外水位	残留堤防高	沈下量
□ No.45 (4.4k+33m)	高規格堤防, ランプ部	O.P.+4.55m	O.P.+7.60m	0.50m
□ No.53 (4.4k+191m)	高規格堤防, 一般部	O.P.+4.55m	O.P.+7.61m	0.49m
□ No.80 (5.0k+115m)	パラペット形状特殊堤, ランプ部	O.P.+4.55m	O.P.+7.50m	0.60m
□ No.90 (5.2k+107m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	O.P.+4.55m	O.P.+7.42m	0.68m
□ No.103 (5.4k+166m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	O.P.+4.55m	O.P.+7.53m	0.57m
□ No.121 (5.8k+120m)	特殊堤, 一般部	O.P.+4.55m	O.P.+8.66m	0.64m
□ No.129 (6.0k+80m)	特殊堤, ランプ部	O.P.+4.56m	O.P.+8.77m	0.53m
□ No.142 (6.2k+139m)	特殊堤, ランプ部	O.P.+4.56m	O.P.+8.75m	0.55m
□ No.208 (7.6k+69m)	土堤, 一般部	O.P.+4.57m	O.P.+9.25m	0.51m

<input type="checkbox"/>	No.228 (8.0k+148m)	土 堤, ランプ部	O.P.+4.58m	O.P.+9.46m	0.58m
■ 残留堤防高 L2-2					
	検討箇所	一体整備特性	照査外水位	残留堤防高	沈下量
<input type="checkbox"/>	No.45 (4.4k+ 33m)	高規格堤防, ランプ部	O.P.+2.16m	O.P.+7.63m	0.47m
<input type="checkbox"/>	No.53 (4.4k+191m)	高規格堤防, 一般部	O.P.+2.16m	O.P.+7.68m	0.42m
<input type="checkbox"/>	No.80 (5.0k+115m)	パラペット形状特殊堤, ランプ部	O.P.+2.17m	O.P.+7.43m	0.66m
<input type="checkbox"/>	No.90 (5.2k+107m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	O.P.+2.17m	O.P.+7.43m	0.67m
<input type="checkbox"/>	No.103 (5.4k+166m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	O.P.+2.19m	O.P.+7.62m	0.48m
<input type="checkbox"/>	No.121 (5.8k+120m)	特 殊 堤, 一般部	O.P.+2.19m	O.P.+8.71m	0.59m
<input type="checkbox"/>	No.129 (6.0k+ 80m)	特 殊 堤, ランプ部	O.P.+2.19m	O.P.+8.71m	0.51m
<input type="checkbox"/>	No.142 (6.2k+139m)	特 殊 堤, ランプ部	O.P.+2.20m	O.P.+8.79m	0.54m
<input type="checkbox"/>	No.208 (7.6k+ 69m)	土 堤, 一般部	O.P.+2.25m	O.P.+9.26m	0.50m
<input type="checkbox"/>	No.228 (8.0k+148m)	土 堤, ランプ部	O.P.+2.26m	O.P.+9.54m	0.50m

■ 残留堤防高 南海トラフ地震

	検討箇所	一体整備特性	照査外水位	残留堤防高	沈下量
<input type="checkbox"/>	No.90 (5.2k+107m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	O.P.+4.55m	O.P.+6.92m	1.18m

上記に示す解析結果より、残留堤防高は照査外水位を上回っていることから、完成時におけるレベル2地震動に対する治水安全性は確保することができる。

地震により道路構造物と地盤の残留剥離は水みちの形成につながる懸念されることから、剥離箇所の評価を実施する。剥離箇所は時刻歴有効応力地震応答解析より特定する。

■ 剥離の状況 L2-1

	検討箇所	一体整備特性	発生箇所		
<input type="checkbox"/>	No.45 (4.4k+ 33m)	高規格堤防, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.53 (4.4k+191m)	高規格堤防, 一般部	左側壁	右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.80 (5.0k+115m)	パラペット形状特殊堤, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.90 (5.2k+107m)	パラペット形状特殊堤, 一般部		右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.103 (5.4k+166m)	パラペット形状特殊堤, 一般部		右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.121 (5.8k+120m)	特 殊 堤, 一般部	左側壁	右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.129 (6.0k+ 80m)	特 殊 堤, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.142 (6.2k+139m)	特 殊 堤, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.208 (7.6k+ 69m)	土 堤, 一般部	左側壁	右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.228 (8.0k+148m)	西行き 土 堤, ランプ部		右側壁	底版
<input type="checkbox"/>	No.228 (8.0k+148m)	東行き 土 堤, ランプ部	左側壁		底版

■ 剥離の状況 L2-2

検討箇所	一体整備特性	発生箇所		
□ No.45 (4.4k+ 33m)	高規格堤防, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
□ No.53 (4.4k+191m)	高規格堤防, 一般部	左側壁	右側壁	底版
□ No.80 (5.0k+115m)	パラペット形状特殊堤, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
□ No.90 (5.2k+107m)	パラペット形状特殊堤, 一般部		右側壁	底版
□ No.103 (5.4k+166m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	左側壁	右側壁	底版
□ No.121 (5.8k+120m)	特殊堤, 一般部	左側壁	右側壁	底版
□ No.129 (6.0k+ 80m)	特殊堤, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
□ No.142 (6.2k+139m)	特殊堤, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
□ No.208 (7.6k+ 69m)	土堤, 一般部	左側壁	右側壁	底版
□ No.228 (8.0k+148m)	西行き土堤, ランプ部	左側壁	右側壁	底版
□ No.228 (8.0k+148m)	東行き土堤, ランプ部	左側壁		底版

■ 剥離の状況 南海トラフ地震

検討箇所	一体整備特性	発生箇所	
□ No.90 (5.2k+107m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	右側壁	底版

解析の結果、地震による大きな剥離が発生することが懸念される。ただし、剥離箇所が道路ボックスの全周に発生する状況にはなく、連続しないことから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。地震発生後には、道路ボックス周辺の亀裂・陥没の発生に留意した点検を速やかに実施し、亀裂や陥没の発生により、剥離や水みちの発生が懸念される場合には詳細調査等を実施して、必要な対策を実施することにより剥離に対応する。

道路構造物の安全性、供用性の評価については、解析による地震後の道路構造物の底面回転角の評価と、レベル2地震時の構造部材照査を行う。底面回転角は、横断排水を目的に設けている2%の勾配以下であることを照査する。構造部材の照査は、曲げ、せん断、層間変形角に対して許容値内であることを照査する。

■ 底面回転角

検討箇所	一体整備特性	底面回転角 (1/θ 許容値: θ > 50)	
		L2-1	L2-2
□ No.45 (4.4k+ 33m)	高規格堤防, ランプ部	140	2936
□ No.53 (4.4k+191m)	高規格堤防, 一般部	90	- (回転なし)
□ No.80 (5.0k+115m)	パラペット形状特殊堤, ランプ部	92	173
□ No.90 (5.2k+107m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	64	121
□ No.103 (5.4k+166m)	パラペット形状特殊堤, 一般部	78	2345

□ No.121 (5.8k+120m) 特殊堤, 一般部	59	181
□ No.129 (6.0k+ 80m) 特殊堤, ランプ部	94	182
□ No.142 (6.2k+139m) 特殊堤, ランプ部	188	501
□ No.208 (7.6k+ 69m) 土堤, 一般部	94	181
□ No.228 (8.0k+148m) 土堤, ランプ部 西行き	107	123
□ No.228 (8.0k+148m) 土堤, ランプ部 東行き	88	228

■ 構造部材の照査 最大級シナリオ地震動

検討箇所 一体整備特性

曲げ照査 せん断照査

(許容値 : <1.0)

□ No.90 (5.2k+107m) パラペット形状特殊堤,一般部	O.K.	O.K.
------------------------------------	------	------

上記に示す解析結果より、底面回転角は許容回転角以内、構造部材は許容値内であることから、道路構造物の安定性、供用性は確保することができる。

道路構造物の継手部の段差、離れに対する評価は三次元応答解析により行う。継手部の照査は「開削トンネル設計指針」平成 17 年 9 月 阪神高速株式会社 を参考に目開き量 100mm 以下であることを照査する。検討結果より、交差部前後の継手部において最大で約 300mm の目開きが発生することから、対策が必要となり、交差部前後に地盤改良を実施するなどして、ボックスの変位を抑制させることとする。

4.2.2.2 液状化による一体構造物に対する地震時挙動予測に用いる解析手法

(1) 検討手法の概要

一般的な堤防における耐震性能照査は、液状化に起因すると考えられる被災事例が主体となっていることから、液状化による地盤のせん断剛性の低下を考慮した自重変形解析（静的解析）が主に用いられている。

開削トンネル（道路ボックス）に対する一般的な耐震性能照査法は、応答震度法（静的解析）が用いられている。応答震度法は、成層地盤に道路ボックスが設置された状態を想定し、一次元重複反射解析による応答加速度より地盤の応答震度を算定し、この振動に対応する物体力を函体に作用させて部材の評価を実施している。

淀川左岸線（2期）では、河川堤防の定規断面内に道路ボックスを設置する特殊な構造となっている。そのため、河川堤防に対しては残留堤防高に加えて、構造物周辺の剥離による水みち発生の照査が必要となる。道路ボックスは、通常の完全に地中内に設置される構造と異なり、部材の評価に加えて安定性に対する評価が必要となる。

河川堤防の従来手法は土堤に対して適応できるものであり、定規断面内の剛性が大きくことなる道路ボックスの影響を適切に評価できない可能性があるとともに、道路ボックス周辺の剥離の把握も困難である。道路ボックスの従来手法は一次元地盤内での加速度応答を外力とするが、淀川左岸線（2期）の道路ボックスは河川堤防の内に設置される半地下構造物であるため、二次元挙動となることから応答震度の評価が困難となる。さらに、堤防と道路ボックスが隣接しているため、それぞれの挙動が相互に影響を及ぼすため、構造物と地盤の動的相互作用を考慮した解析手法を選択する必要がある。

解析手法の選定において、既存の解析手法を対象に兵庫県南部地震の被災事例と東北地方太平洋沖地震の被災事例の再現解析を行ない、より精度が高い手法を採用することとした。

兵庫県南部地震の被災事例は淀川左岸 1.4k の西島地区と淀川左岸 3.5k の高見地区を対象とし、ALID、FLIP、LIQCA の3手法について比較検討を行なった。比較検討の結果、3手法とも概ね被災事例の再現可能であった。

継続時間が長い大規模地震動の適応性を確認するため、東北地方太平洋沖地震の被災事例の再現解析を実施した。被災事例は利根川左岸 18.5k+325m で、地震動の継続時間は200秒以上である。解析の結果、LIQCA が精度よく堤防の沈下量を再現できる結果となった。

以上を踏まえ、液状化の影響を考慮できる地盤－構造物の連成動的解析(LIQCA)を実施し、残留堤防高、剥離、道路ボックスの安定性評価、部材照査を実施する。

なお、ALID は地震動の継続時間を考慮できないため、不採用とした。

表 4.2.23 過去の地震の被災事例の再現（兵庫県南部地震）（次頁へ続く）

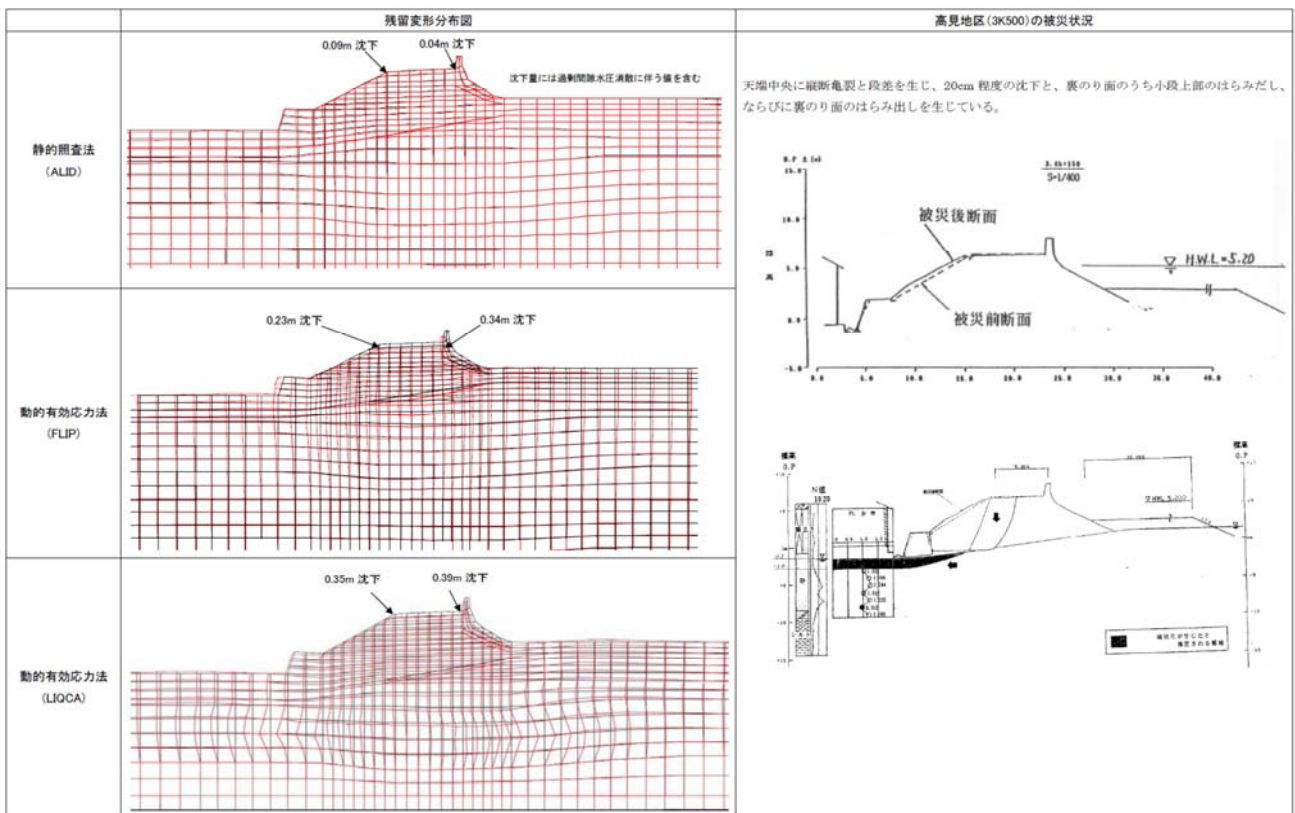
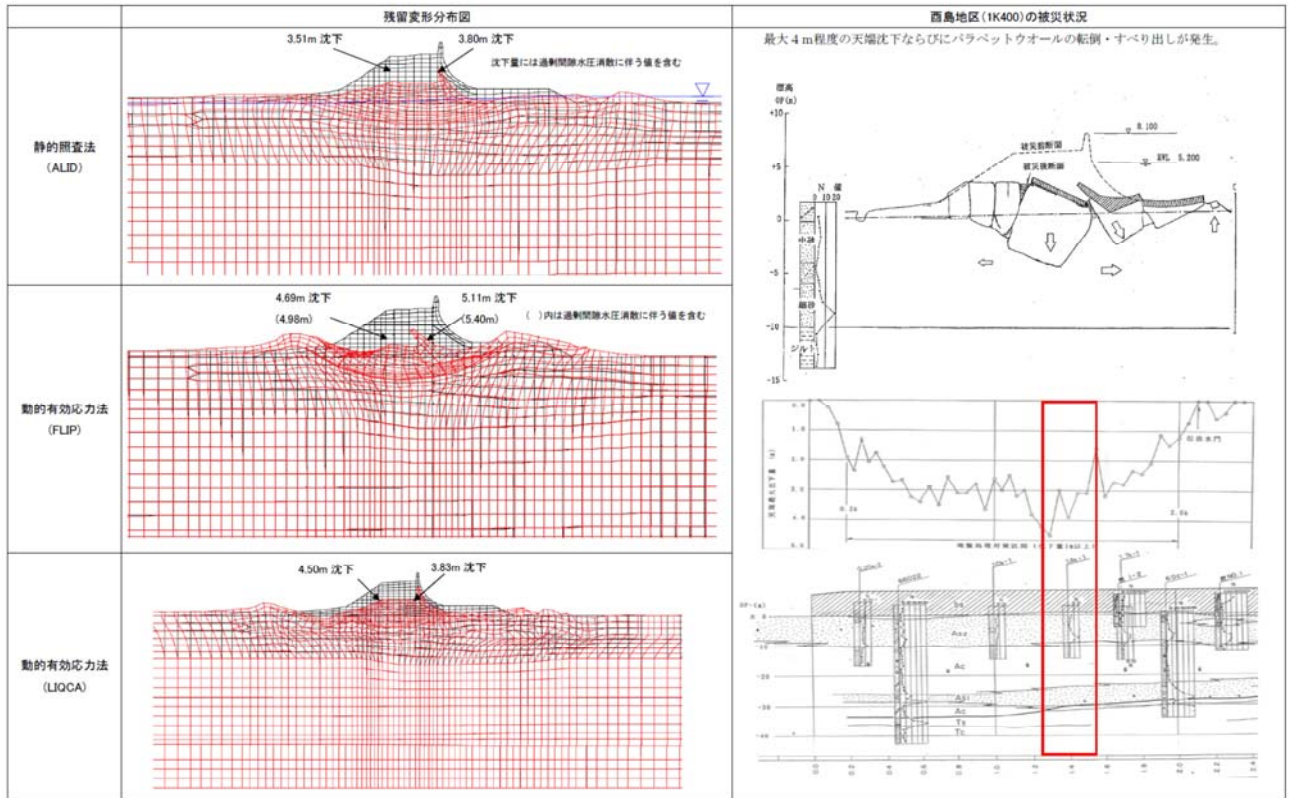
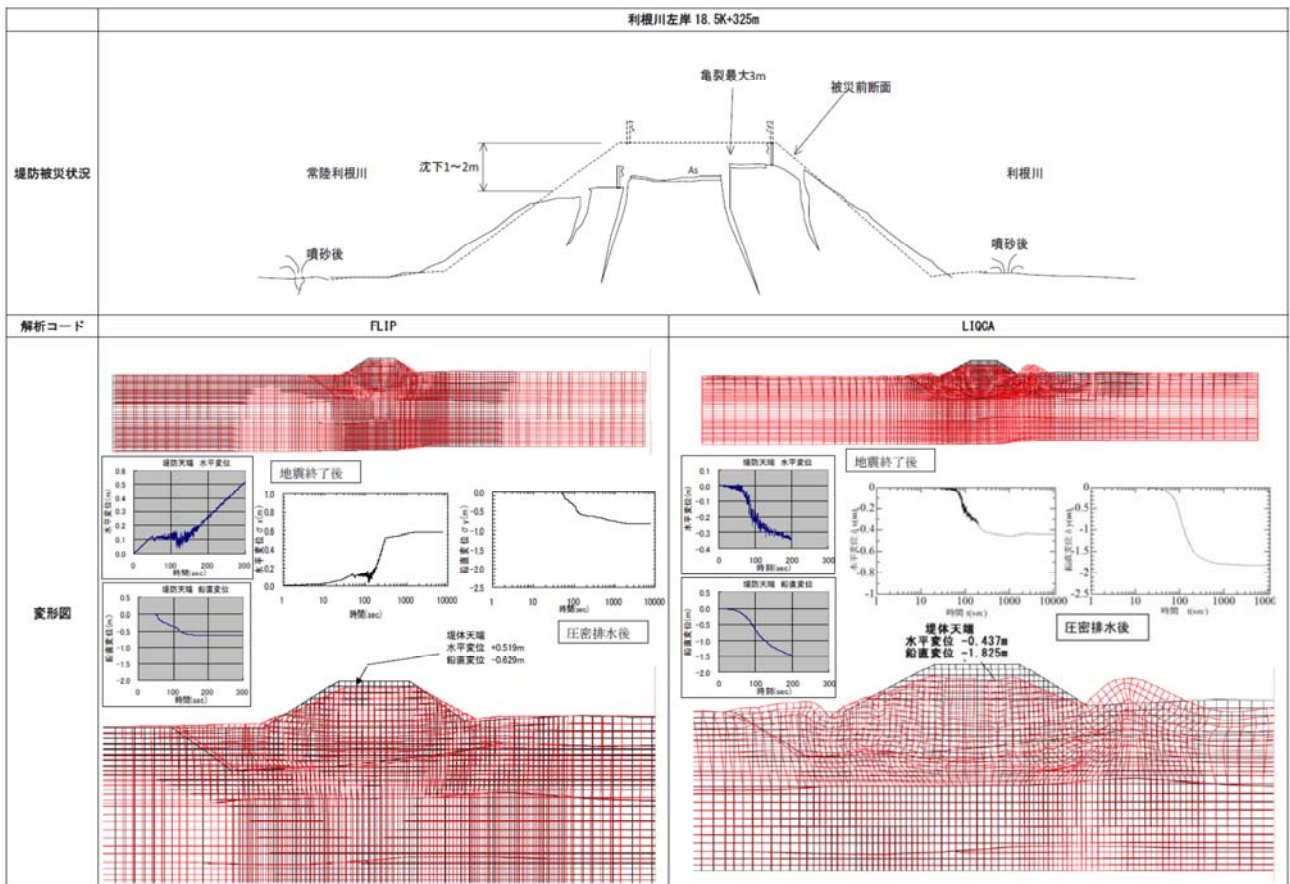


表 4.2.23 過去の地震の被災事例の再現（東北地方太平洋沖地震）



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と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。

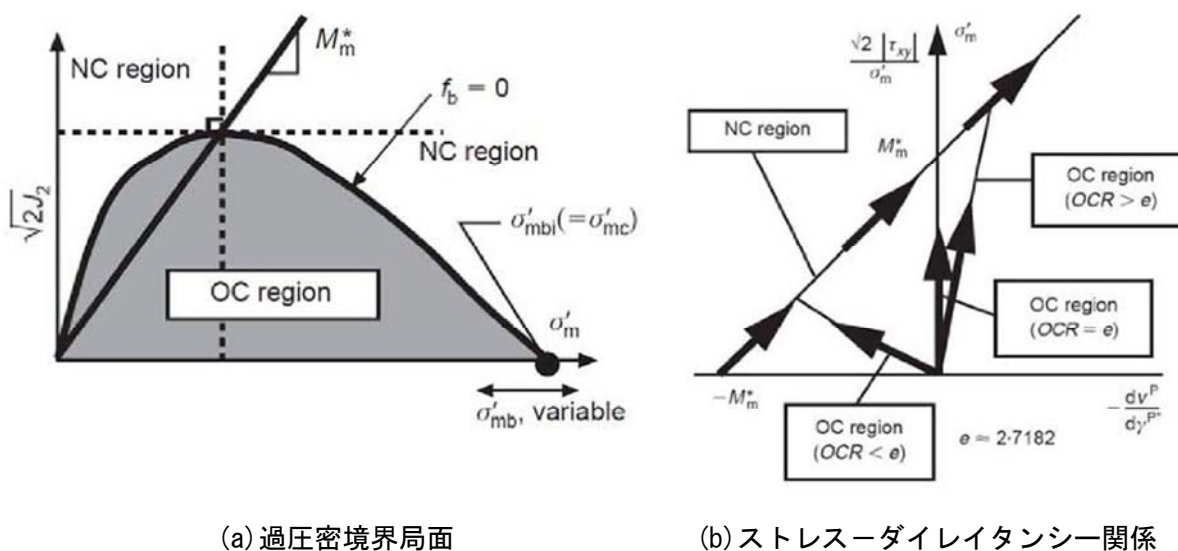


図 4.2.36 繰返し弾塑性モデル

LIQCA は以下の特徴を有している。

- 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、繰返し载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载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-ダイレイタンス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。

(2) 地盤の液状化特性

淀川左岸線（2期）では、ボックスカルバート下部の地層において液状化が生じる可能性があることから、土質試験結果を基に液状化判定を行う。本施設は道路構造物となることから、設計基準は「道路土工—カルバート工指針（平成21年度版）」（平成22年4月 公益社団法人日本道路協会）を基本とするが、具体的な液状化判定についてはカルバート工指針に示す通り「道路土工—軟弱地盤対策工指針（平成24年度版）」（平成22年4月 公益社団法人日本道路協会）に準じて行う。

液状化の判定は、淀川左岸線（2期）のボックスカルバート設置位置に該当する堤内側の地質調査結果を対象として行う。

各地層を対象とした液状化判定結果より、液状化対象層はAsc1層のみとなる。Asc1層の液状化判定結果を下図に示す。試験結果によっては $F_L > 1.0$ となる箇所が僅かに見られるものの、全体的には $F_L < 1.0$ となり液状化が発生することから、Asc1層を対象に液状化対策工が必要となる。

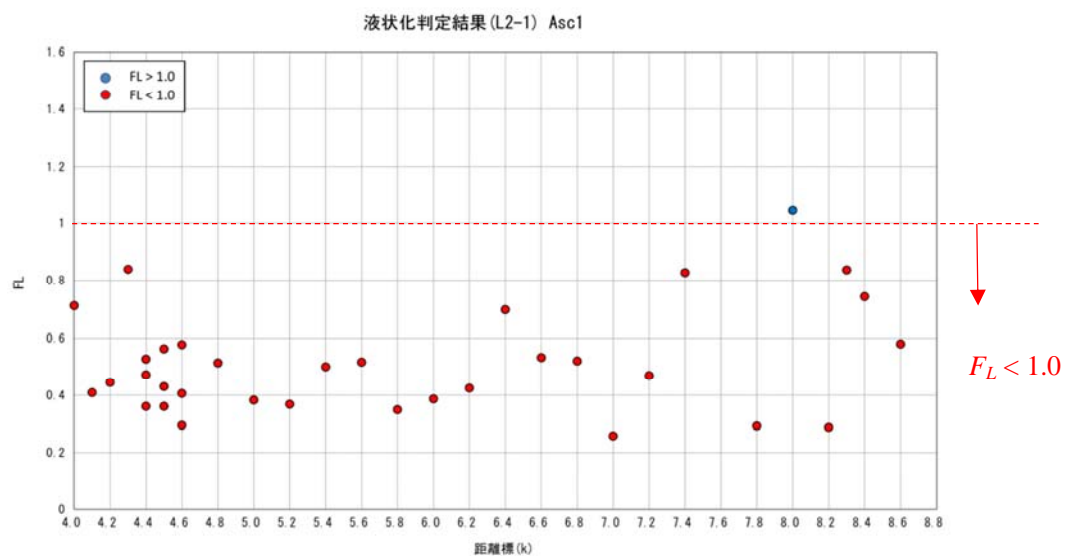


図 4.2.37 液状化判定結果 レベル2地震動（タイプ I）

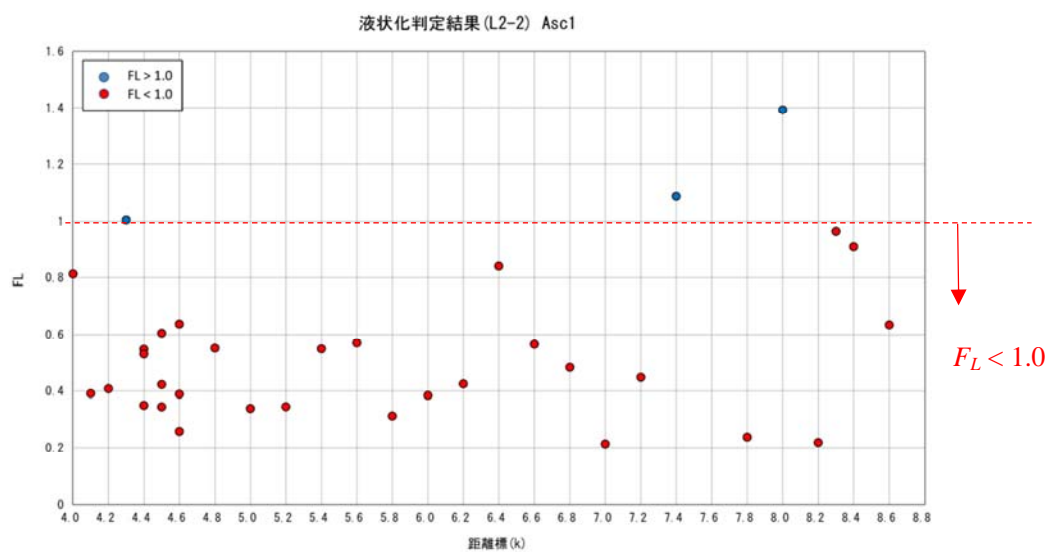


図 4.2.38 液状化判定結果 レベル2地震動（タイプ II）

(3) 動的解析に用いるパラメータの整理

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、本委員会を対象とした既往地質調査結果より設定する。

B層（改修・修補，改良，高水敷整備），新規盛土層，Asc2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、堤体の主体となるB層（改修・修補）で行われた動的変形試験結果へのフィッティングにより設定する。

沖積粘性土層であるAcs1層，Ac層，Acs2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Asc1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。

なお，旧中津川埋立部のB層は，透水試験結果より透水性が比較的lowく，粒度特性はAcs1層に近いことから，Acs1層と同様の繰返し弾塑性モデルパラメータを適用する。

表4.2.24に解析パラメータ表を示す。なお，断面毎に初期平均有効応力が異なるため，No.90を代表として示す。

表 4.2.24 解析パラメータ表 (No.90 の例)

	新規盛土	B (改修・修補)	B (改良工事)	B (高水敷整備)	B (中津埋立)	Asc1	Asc1 (改良部)	Acs1	Ac	Acs2	Asc2
初期間隙比	e_0	0.831				0.801		1.250	1.650	1.250	0.800
透水係数(m/sec)	k	-	1.56E-05	3.12E-04	4.42E-06	2.53E-07	4.36E-05	7.84E-07	1.06E-09	1.82E-09	1.00E-06
重力加速度(m/sec ²)	g	9.8									
密度(t/m ³)	ρ	1.73				1.89		1.72	1.65	1.74	1.84
せん断波速度(m/sec)	V_s	168.0				151.0		147.8	155.4	209.7	212.2
初期せん断弾性係数(kN/m ²)	G_0	48,744				43,043		37,674	39,944	76,747	82,723
水の体積圧縮係数	K_r	0									
繰返し弾塑性モデル											
圧縮指数	λ					0.187	0.025	0.187	0.334	0.265	
膨潤指数	κ					0.019	0.003	0.019	0.033	0.026	
無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_{m0}					543	872	543	402	501	
変相応力比	M^*_{m}					1.24	0.909	1.24	1.18	1.24	
破壊応力比	M^*_{f}					1.24	1.201	1.24	1.18	1.24	
硬化関数中のパラメータ	B^*_0					1,850	2,500	1,850	1,800	1,850	
硬化関数中のパラメータ	B^*_1					40	50	40	3	40	
硬化関数中のパラメータ	C_f					10	0	10	0	10	
異方消失のパラメータ	C_d					2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	
擬似過圧密比	OCR					1	1	1	1	1	
ダイレイタンス係数	D^*_0					-	1	-	-	-	
ダイレイタンス係数	n					-	9	-	-	-	
規準ひずみ（塑性剛性）	γ^{p*}_r					-	0.015	-	-	-	
規準ひずみ（弾性剛性）	γ^{e*}_r					-	0.1	-	-	-	
R-Oモデル											
ポアソン比	ν	0.333									0.333
粘着力(kN/m ²)	c	1.0									66.1
内部摩擦角(°)	ϕ	30									11
せん断弾性係数のパラメータ	a	11,693									7,445
せん断弾性係数のパラメータ	b	0.5									0.5
R-0パラメータ	α	3.02									3.02
R-0パラメータ	r	2.29									2.29

4.2.2.3 検討対象箇所の抽出と外力条件

(1) 検討対象断面の抽出

地震による一体構造物の応答性状は、液状化層を含む軟弱地盤層厚などの基礎地盤特性、堤防盛土形状、道路構造物形状・深さにより異なると考えられる。

本検討では、堤内側盛土形状、液状化対象層厚に着目して検討対象断面を抽出する。なお、川表護岸は、概ね1:4の1枚のりで計画されることから着目項目としない。

堤内側盛土形状の区分として堤内側盛土荷重を用いる。堤内側盛土荷重は、ランプ部を含む既設堤防と道路ボックス間の盛土（堤防間盛土）、道路ボックス縦断線形、高規格堤防盛土により異なる。この荷重の違いによる区分を行うにあたり、堤内側の掘削、道路ボックス、盛土の単位奥行き当たりの総荷重を増加荷重とし、断面変化位置で算出する。あわせて、河川法線と道路計画中心線の離れ、縦断線形を考慮する。

- ・ 荷重区分① ～No.62 付近（4.8k 付近） 海老江地区高規格堤防
- ・ 荷重区分② No.62 付近～No.98 付近（5.4k+100m 付近） 国道2号～阪神高速11号池田線下流
- ・ 荷重区分③ No.98 付近～No.110 付近（5.8k 付近） ～JR神戸線上流
- ・ 荷重区分④ No.110 付近～No.222 付近（8.0k 付近） ～豊崎出入路、国道423号新御堂筋下流
- ・ 荷重区分⑤ No.222 付近～

なお、上記は道路計画中心線で区分していることから、海老江北入路（No.80 付近,5.0k+115m）、大淀出路（No.129 付近,6.0k+80m）、大淀入路（No.142 付近,6.2k+139m）は考慮していない。

液状化対象層厚は、河川距離標毎に堤内側で実施されたボーリング調査結果より、本検討で設定した地下水位 O.P.+1.0m と沖積粘性土層上面間の沖積砂質土層厚により次の3区分とする。

- ・ 地層区分① 7.0m 程度 ～5.6k（No.105 付近）
- ・ 地層区分② 6.0m 程度 5.6k～7.0k（No.175 付近）
- ・ 地層区分③ 4.0m 程度 7.0k～

これら特性を表 4.2.25、図 4.2.39 に示す。完成形に対する耐震性能照査断面は10断面とする。

表 4.2.25 完成時における検討対象断面

荷重区分	地層区分	道路構造	検討対象断面	
① 海老江高規格堤防	液状化層厚 7m	ランプ部（海老江 JCT）	No.45（4.4k+31m）	
		一般部	No.53（4.4k+191m）	
ランプ部（海老江北入路）		No.80（5.0k+115m）		
一般部		No.90（5.2k+107m）		
②		一般部（堤防掘削無）	No.103（5.4k+166m）	
③		② 6m	一般部	No.121（5.8k+120m）
			ランプ部（大淀出路）	No.129（6.0k+80m）
			ランプ部（大淀入路）	No.142（6.2k+139m）
④		③ 4m	一般部	No.208（7.6k+69m）
			⑤	ランプ部（豊崎出路）

時刻歴有効応力地震応答解析に用いる No.90 の解析モデル図を代表として次々頁に示す。

耐震性能照査上の基盤面は、Dg1 層上端を設定する。モデル化する範囲は、側方境界が盛土・構造物

の変形に影響を及ぼさない十分な距離として、モデル高さの 5 倍程度に設定する。解析モデルの底面境界は、弾性基盤（底面粘性境界）を適用し、側方境界は疑似自由地盤境界を用いる。

完成時の盛土、道路ボックスの形状を赤線で示す。道路ボックス下部の液状化層には、液状化対策を実施するため、非液状化層として取り扱う。既設対策工は、完成時に断面が変わり、液状化に対する効果を見込めなくなることから、液状化層として取り扱う。

解析にあたっては、はじめに自重解析を実施し、地盤の初期応力状態を把握したうえで、Asc1 層を液状化対象層とした時刻歴有効応力地震応答解析を実施する。

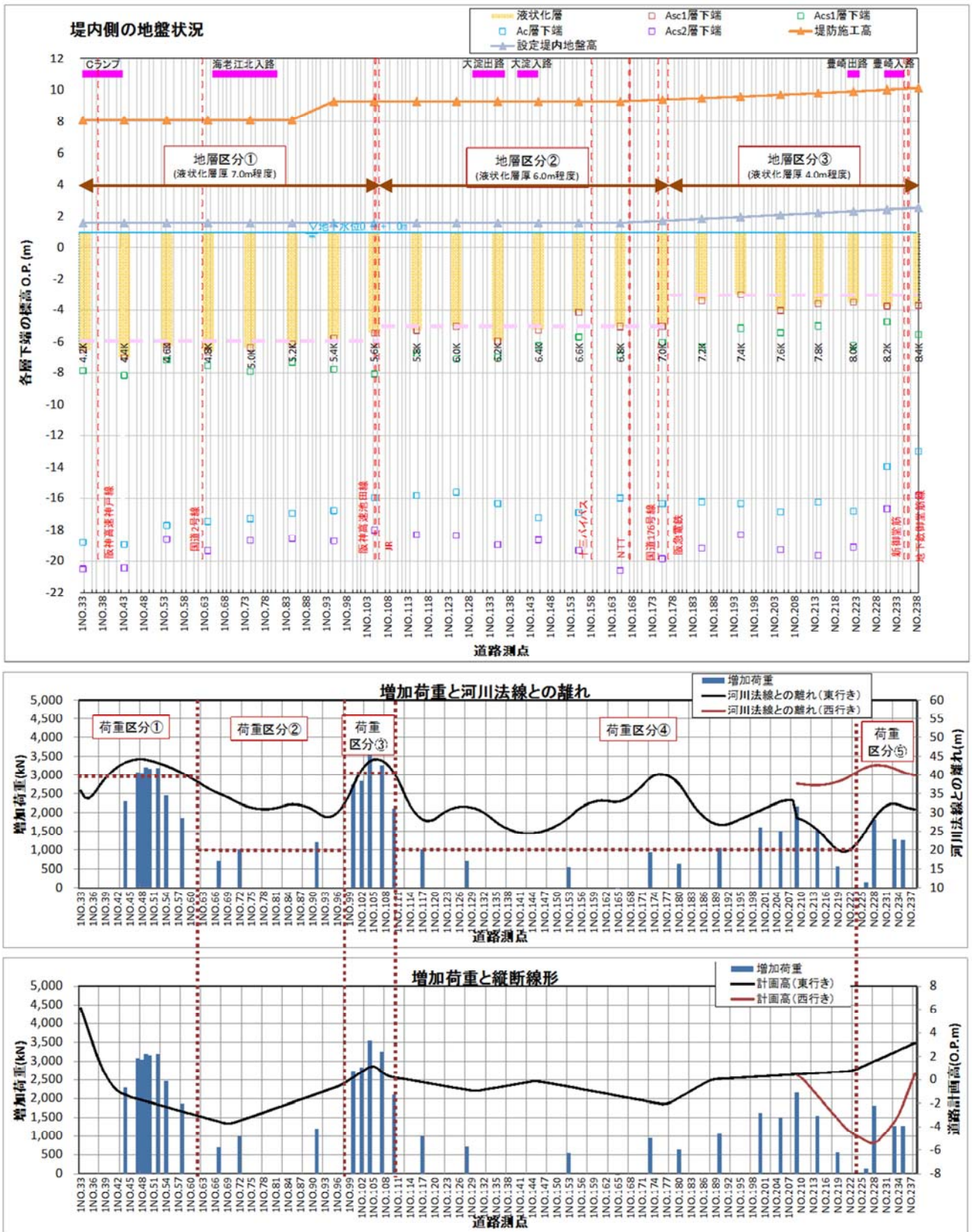


図 4.2.39 地盤条件と荷重特性

(1) 外力条件

検討に用いる外力条件は、河川堤防としての機能評価に用いるものと、道路構造物の機能評価に用いるものについて、それぞれ、既往の指針に記載されている地震外力を基本とし、河川堤防については南海トラフによる想定地震も参考として外力条件に設定する。

1) 河川堤防としての機能評価に用いる外力

①河川耐震指針による地震外力

河川耐震指針に示された標準加速度応答スペクトルに適合した時刻歴応答波形を用いる。河川耐震指針には時刻歴応答波形の記載がないため、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月（以下、道示）に掲載されている動的解析に用いる地震動を用いる。

道示に掲載のレベル 2 地震動の時刻歴波形は、地震動のタイプ別 (L2-1, L2-2)、地盤種別 (I, II, III) に対して位相の異なる 3 波形の合計 18 波形である。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、L2-1 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、継続時間が最も長いものを選定し、L2-2 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。

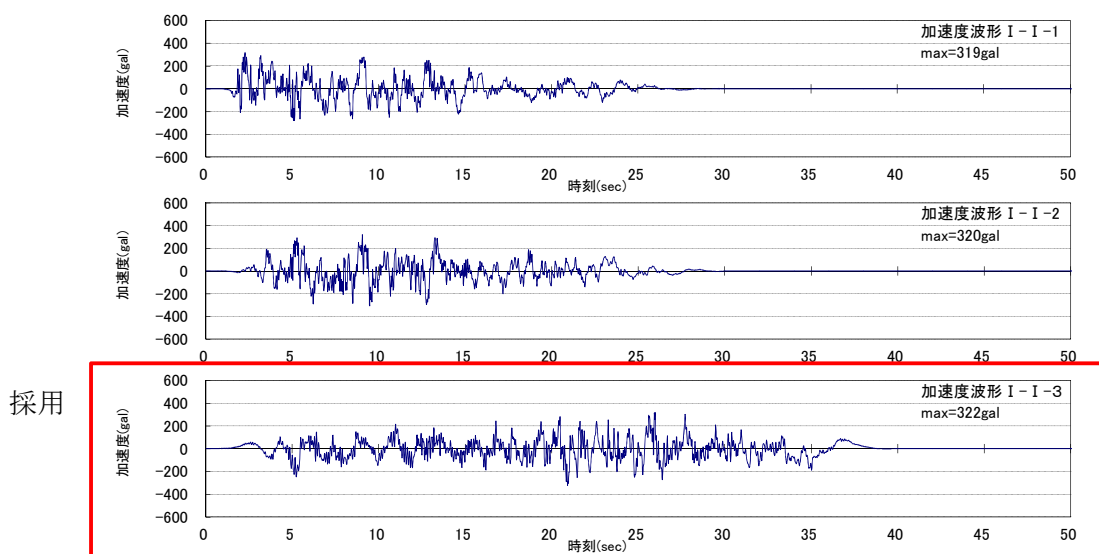


図 4.2.41 L2-1 I 種地盤の入力地震波形（「道示」）

採用

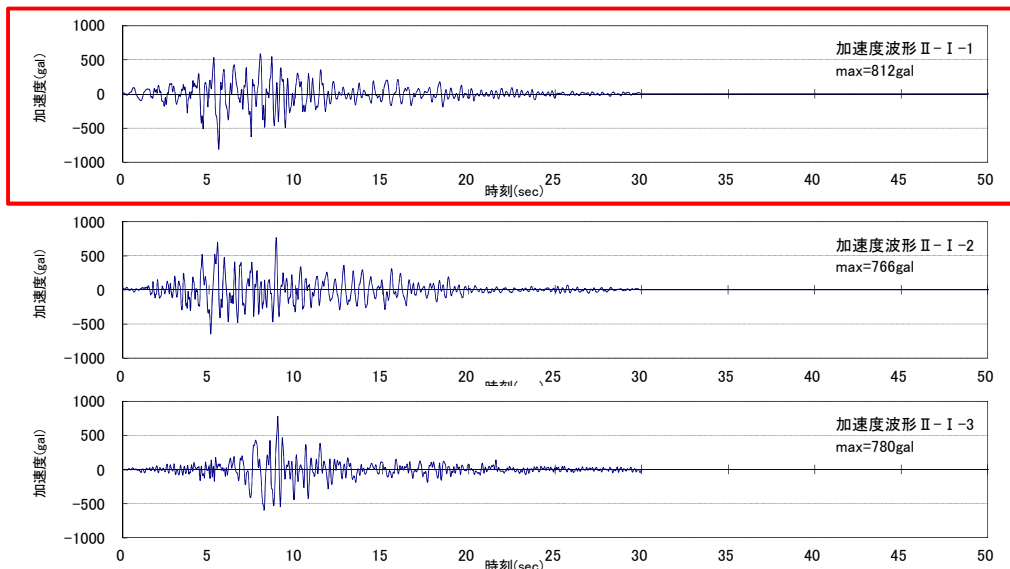


図 4.2.42 L2-2 I 種地盤の入力地震波形（「道示」）

②南海トラフによる地震外力

南海トラフでは約 100～200 年の間隔で大地震が発生しており、前回発生した昭和南海地震（1946 年）から約 70 年が経過している。地震調査研究推進本部では、今後 30 年で 70%以上の確率で M8～9 クラスの南海トラフ地震が発生すると予測されていることから、その地震が河川堤防に与える影響を評価する。

評価に用いる地震動は、平成 24 年に内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」より公表された淀川左岸線（2 期）位置（地域メッシュコード：52350327）での工学的基盤波形（東南海+南海 同時発生）を用いる。図 4.2.43 に入力地震波形を示す。

このような継続時間が長い地震の場合に、堤防が大きく変形する可能性があるため、動的解析を行い評価する。

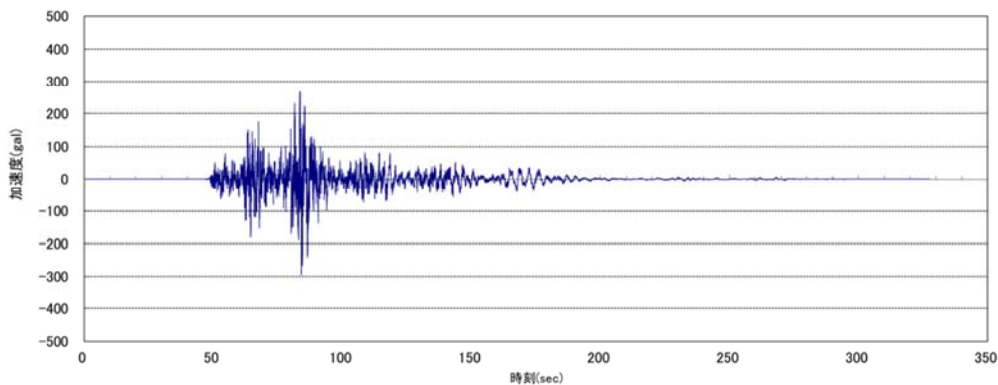


図 4.2.43 南海トラフ巨大地震による入力地震波形

2) 道路構造物の機能評価に用いる外力

道路構造物の機能評価に用いる外力は、道路耐震指針に示されている入力地震動のうち、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最大級シナリオ地震動を用いる。

① 南海・東南海地震の断層モデルによる地震外力

淀川左岸線（2期）区間では、3つの地点で地震外力がNS成分とEW成分で作成されている。各断面で用いる地震動は、最も近い地点でのNS成分、ES成分を比較して、最大加速度が大きい方を選定した。表4.2.26に断面と地震動を選定した地点名称を示す。

表 4.2.26 地点名称と断面

地点名称	断面
神戸線取付部	No.45 No.53 No.80 No.90
大淀ランプ出口部	No.103 No.121 No.129 No.142
新御堂取付部	No.208 No.228

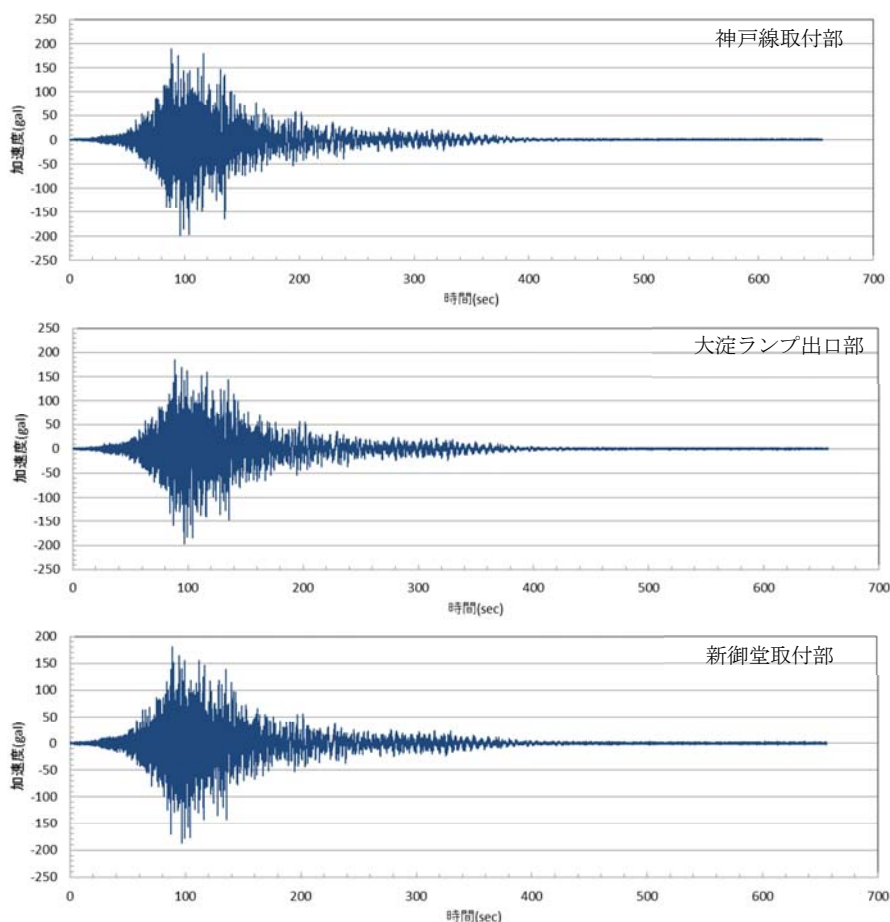


図 4.2.44 南海・東南海地震の断層モデルによる入力地震波形

② 最大級シナリオによる地震外力

最大級シナリオ地震動は、複数のアスペリティモデルにより上町断層が破壊した場合を想定し、3つの地震波形が作成されている。3つの地震動を加速度応答スペクトルで比較したとき、どの周期でも応答加速度の大きい地震波形を入力地震動として選定した。

採用

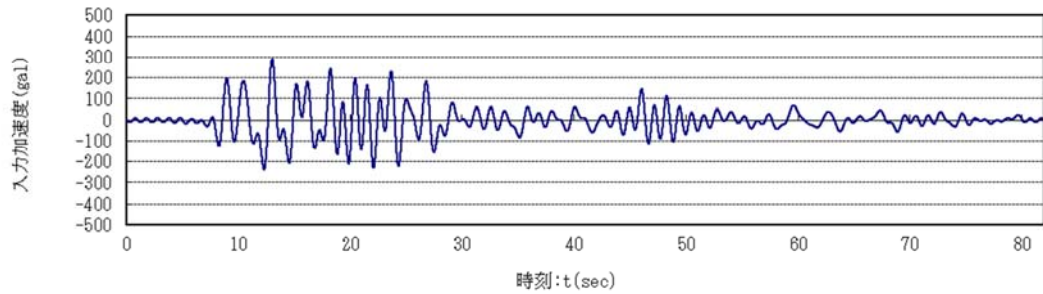
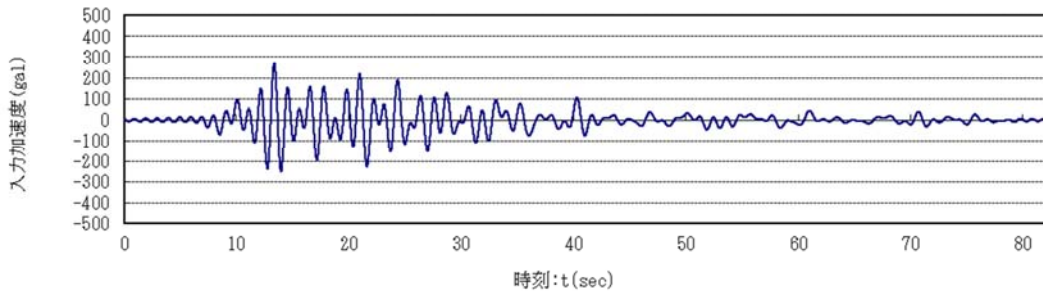
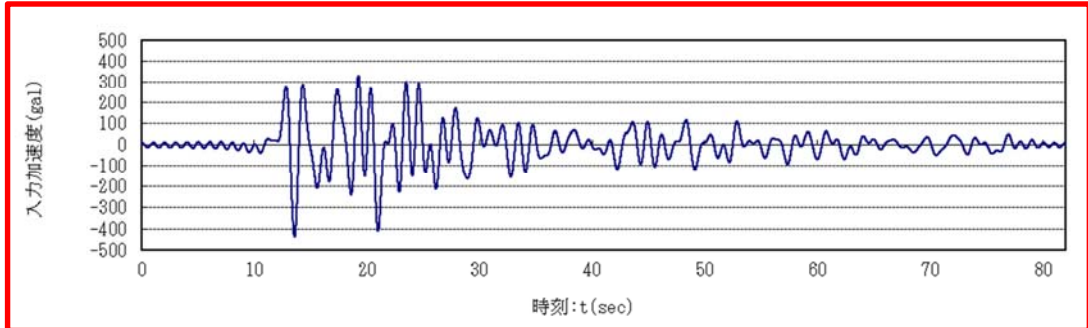


図 4.2.45 最大級シナリオによる入力地震波形

4.2.2.4 河川堤防の機能に対する評価

地震時に求める河川堤防の機能として、河川の流水の河川外への越流を防止する機能と、土と構造物間が地震時の変形や剥離により水みち発生を起こさないこととする。

越流を防止する機能の評価にあたっては、解析による地震後の残留堤防高と照査外水位の比較により行う。水みち発生の評価にあたっては、解析による構造物周辺の剥離状況より行う。

(1) 越流防止機能に対する評価

1) 照査外水位

照査外水位は河川耐震指針に従って設定する。河川耐震指針で規定されている照査外水位は、平常時の最高水位とし、河口部では朔望平均満潮位およ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している。

L2-1 地震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している。L2-2 地震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水位としている。一体構造物整備後の応急復旧が14日間以内で行えるようルートを確認した施設計画を行なえる。表4.2.27に検討断面に対する照査外水位を示す。この照査外水位は、表4.2.28に示す淀川河口部の河川距離標での照査外水位より設定している。

表 4.2.27 検討対象断面における照査外水位

道路測点	河川距離標	参照距離標	照査外水位 (O. P. +m)	
			L2-1	L2-2
No. 45	L 4. 4+33	L4. 4	4.55	2.16
No. 53	L 4. 4+191	L4. 6	4.55	2.16
No. 80	L 5. 0+115	L5. 2	4.55	2.17
No. 90	L 5. 2+107	L5. 4	4.55	2.17
No. 103	L5. 4k+166	L5. 6	4.55	2.19
No. 121	L5. 8k+120	L6. 0	4.55	2.19
No. 129	L6. 0k+80	L6. 2	4.56	2.19
No. 142	L6. 2k+139	L6. 4	4.56	2.20
No. 208	L7. 6k+69	L7. 6	4.57	2.25
No. 228	L8. 0k+116	L8. 2	4.58	2.26

表 4.2.28 淀川における耐震性能照査上の照査外水位 (0.0k~9.8k) : 赤枠は淀川左岸線 (2期) 区間

河川距離標		0 0	0 2	0 4	0 6	0 8	1 0	1 2	1 4	1 6	1 8	2 0	2 2	2 4
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 50	4 50	4 50	4 50	4 51	4 51	4 51	4 51	4 51	4 52	4 52	4 52	4 52
	L2-2	3 63	3 63	3 63	3 63	2 56	2 56	2 56	2 56	2 56	2 56	2 56	2 11	2 11
河川距離標		2 6	2 8	3 0	3 2	3 4	3 6	3 8	4 0	4 2	4 4	4 6	4 8	5 0
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 52	4 52	4 53	4 53	4 53	4 53	4 53	4 54	4 54	4 54	4 54	4 54	4 55
	L2-2	2 11	2 13	2 13	2 13	2 14	2 14	2 14	2 15	2 15	2 16	2 16	2 16	2 16
河川距離標		5 2	5 4	5 6	5 8	6 0	6 2	6 4	6 6	6 8	7 0	7 2	7 4	7 6
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 55	4 55	4 55	4 55	4 55	4 56	4 56	4 56	4 56	4 56	4 57	4 57	4 57
	L2-2	2 17	2 17	2 19	2 19	2 19	2 19	2 20	2 20	2 21	2 23	2 24	2 24	2 25
河川距離標		7 8	8 0	8 2	8 4	8 6	8 8	9 0	9 2	9 4	9 6	9 8		
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 57	4 57	4 58	4 58	4 58	4 58	4 58	4 58	4 59	4 58	4 58		
	L2-2	2 25	2 26	2 26	2 27	2 27	2 28	2 29	2 30	2 31	2 34	3 00		

2)時刻歴応答解析による残留堤防高と照査結果

時刻歴応答解析による堤防沈下量より算定した残留堤防高と照査外水位を比較した結果、解析を実施した全ての断面において、地震後の越流防止機能を満足する結果となった。表 4.2.29 に L2-1 地震動に対する照査結果を示す。表 4.2.30 に L2-2 地震動に対する照査結果を示す。

荷重区分、地層を考慮して選定した代表 10 断面の結果、堤防の沈下量は最大で 1m 程度で、照査外水位に対して 2.5m 程度の余裕があることから、淀川左岸線（2 期）区間の堤防は、河川耐震指針の地震外力に対して、越流防止機能を確保していると推定する。

表 4.2.29 越流防止に対する照査結果（L2-1 地震動）

L2-1地震動（プレート境界型）

解析断面	完成堤防高 (O. P. +m)	堤防天端沈下量(m)				残留堤防高 (O. P. +m) ①	照査外水位 (O. P. +m) ②	判定 ①>②
		川裏	中央	川表	平均沈下量			
No. 45	8 10	0 47	0 51	0 52	0 50	7 60	4 55	OK
No. 53	8 10	0 51	0 50	0 47	0 49	7 61	4 55	OK
No. 80	8 10	0 50	0 59	0 73	0 60	7 50	4 55	OK
No. 90	8 10	0 65	0 69	0 71	0 68	7 42	4 55	OK
No. 103	8 10	0 60	0 58	0 54	0 57	7 53	4 55	OK
No. 121	9 30	0 63	0 66	0 65	0 64	8 66	4 55	OK
No. 129	9 30	0 43	0 51	0 66	0 53	8 77	4 56	OK
No. 142	9 30	0 49	0 56	0 60	0 55	8 75	4 56	OK
No. 208	9 76	0 50	0 52	0 52	0 51	9 25	4 57	OK
No. 228	10 04	0 55	0 58	0 62	0 58	9 46	4 58	OK

表 4.2.30 越流防止に対する照査結果（L2-2 地震動）

L2-2地震動（直下型）

解析断面	完成堤防高 (O. P. +m)	堤防天端沈下量(m)				残留堤防高 (O. P. +m) ①	照査外水位 (O. P. +m) ②	判定 ①>②
		川裏	中央	川表	平均沈下量			
No. 45	8 10	0 46	0 47	0 48	0 47	7 63	2 16	OK
No. 53	8 10	0 42	0 43	0 42	0 42	7 68	2 16	OK
No. 80	8 10	0 54	0 70	0 76	0 67	7 43	2 17	OK
No. 90	8 10	0 65	0 67	0 70	0 67	7 43	2 17	OK
No. 103	8 10	0 51	0 49	0 45	0 48	7 62	2 19	OK
No. 121	9 30	0 59	0 61	0 58	0 59	8 71	2 19	OK
No. 129	9 30	0 42	0 50	0 61	0 51	8 79	2 19	OK
No. 142	9 30	0 50	0 55	0 57	0 54	8 76	2 20	OK
No. 208	9 76	0 50	0 51	0 50	0 50	9 26	2 25	OK
No. 228	10 04	0 47	0 48	0 56	0 50	9 54	2 26	OK

3)南海トラフ巨大地震

南海トラフ巨大地震の地震外力に対する越流防止機能を確保しているかを参考として算出するために、液状化層が最も厚く堆積している No.90 断面に対して時刻歴応答解析を行った。

堤防沈下量より算定した残留堤防高と L2-1 の照査外水位を比較した結果、地震後の越流防止機能を満足する結果となった。表 4.2.31 に照査結果を示す。

堤防の沈下量は 1.5m 程度で、L2-1 の照査外水位に対して 2.0m 程度の余裕があると推定される。

表 4.2.31 越流防止に対する照査結果（南海トラフ地震動）

南海トラフ地震動（プレート境界型）

解析断面	現況堤防高 (O. P. +m)	堤防天端沈下量(m)				残留堤防高 (O. P. +m) ①	照査外水位 (O. P. +m) ②	判定 ①>②
		川裏	中央	川表	平均沈下量			
No 90	8 10	1 10	1 19	1 24	1 18	6 92	4 55	OK

(2) 剥離に伴う水みちの発生に対する評価

地震により道路構造物と地盤に残留剥離が発生した場合、水みちの形成につながる懸念されることから、剥離箇所の評価を実施した。

剥離の発生する箇所は主として、道路構造物の川表側の側壁と地盤の境界となっている。これは、堤防部のモードが液状化による沈下と川表側への流動化を示していること、地盤と構造物の衝突（圧縮）が繰返し起こり、局所的な地盤の大きな塑性化による残留剥離が発生すると考えられる。図 4.2.46 に地震後の道路構造物と剥離の一例を示す。各断面の剥離箇所は、表 4.2.32、表 4.2.33 に整理した。南海トラフ巨大地震による地震外力に対する剥離箇所を表 4.2.34 に整理した。

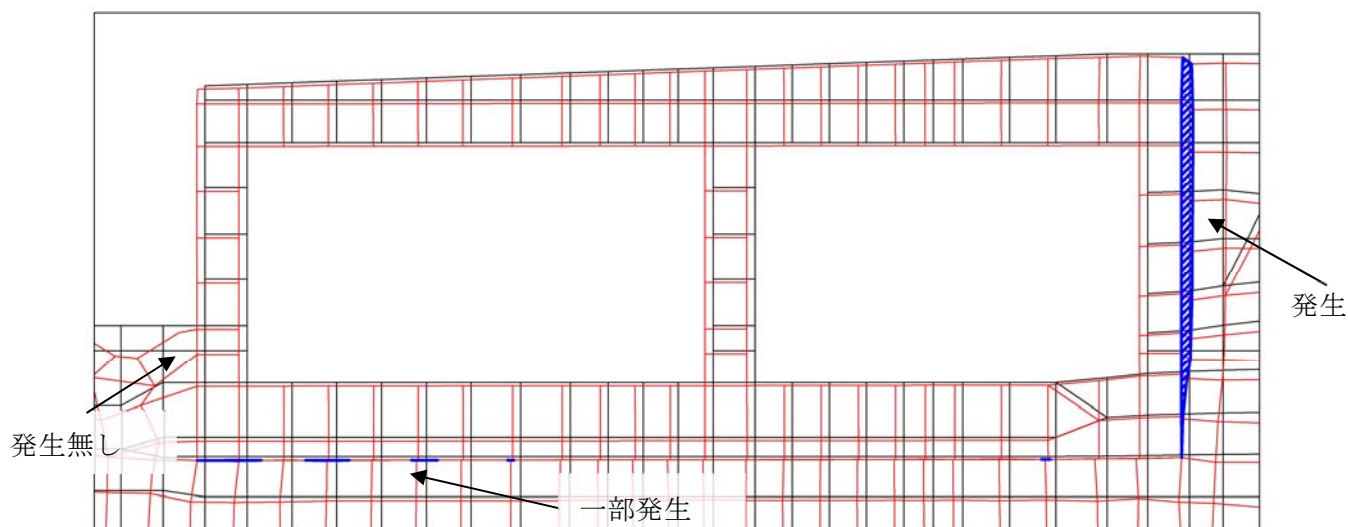


図 4.2.46 地震後の剥離の一例

剥離の状況を、左右側壁横、底版下に分けて表に示す。状況は「発生無し」「一部発生」「発生」の 3 つに分類した。「一部発生」は、剥離が発生しているが、側壁横・底版下の一部にとどまる場合、「発生」は、側壁横・底版下の全体に剥離が生じた場合とした。

表 4.2.32 剥離状況 (L2-1 地震動)

L2-1地震動 (プレート境界型)

解析断面	左側壁横	右側壁横	底版下
	剥離の状況		
No 45	一部発生	一部発生	一部発生
No 53	一部発生	一部発生	一部発生
No 80	一部発生	一部発生	一部発生
No 90	発生無し	一部発生	一部発生
No 103	発生無し	発生	一部発生
No 121	一部発生	一部発生	一部発生
No 129	一部発生	一部発生	一部発生
No 142	一部発生	一部発生	一部発生
No 208	一部発生	一部発生	一部発生
No 228(西行き)	一部発生	発生無し	一部発生
No 228(東行き)	発生無し	一部発生	一部発生

表 4.2.33 剥離状況 (L2-2 地震動)

L2-2地震動 (直下型)

解析断面	左側壁横	右側壁横	底版下
	剥離の状況		
No 45	一部発生	一部発生	一部発生
No 53	一部発生	一部発生	一部発生
No 80	一部発生	一部発生	一部発生
No 90	発生無し	一部発生	一部発生
No 103	一部発生	一部発生	一部発生
No 121	一部発生	一部発生	一部発生
No 129	一部発生	一部発生	一部発生
No 142	一部発生	一部発生	一部発生
No 208	一部発生	一部発生	一部発生
No 228(西行き)	一部発生	発生無し	一部発生
No 228(東行き)	発生無し	一部発生	一部発生

表 4.2.34 剥離状況 (南海トラフ地震動)

南海トラフ地震動 (プレート境界型)

解析断面	左側壁横	右側壁横	底版下
	剥離の状況		
No 90	剥離無	一部発生	一部発生

解析の結果、地震による大きな剥離が発生することが懸念される。ただし、剥離は隅角部では発生していないため、道路ボックスの全周に発生する状況にはなく、連続しないことから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。

地震発生後には、道路ボックス周辺の亀裂・陥没の発生に留意した点検を速やかに実施し、亀裂や陥没の発生により、剥離や水みちの発生が懸念される場合には詳細調査等を実施して、必要な対策を実施することにより剥離に対応する。

4.2.2.5 道路構造物の機能に対する評価

地震時に求める道路構造物の機能として、地震に対する道路構造物の安全性、供用性、偏土圧下での地盤変形に対する道路構造物の安全性、供用性、道路構造物の沈下に対する安全性、供用性を確保すること、道路構造物の継手部の段差、離れに対する安全性、供用性を確保することとする。

道路構造物の安全性、供用性の評価については、解析による地震後の道路構造物の底面回転角の評価と、レベル 2 地震時の構造部材照査を行う。道路構造物の継手部の段差、離れに対する評価は三次元応答解析により行う。道路構造物の浮き上がりについては、道路構造物下基礎地盤の液状化層に対策を実施することで、安全性、供用性を確保する。

(1) 道路構造物の安全性、供用性に対する評価

1) 底面回転角による評価

道路構造物の安全性、供用性の評価は、解析による地震後の底面回転角の評価により行う。道路の路面は、排水のため横断方向に 2% の勾配がついている。地震後の道路構造物の底面回転角と、排水勾配を比較した結果を表 4.2.35、表 4.2.36 に示す。その結果、全ての断面で 2% を下回っており、安全性、供用性を確保していると評価する。

南海トラフ巨大地震による地震外力に対する評価結果を表 4.2.37 に示す。底面回転角は 2% を下回っており、安全性、供用性を確保していると評価する。

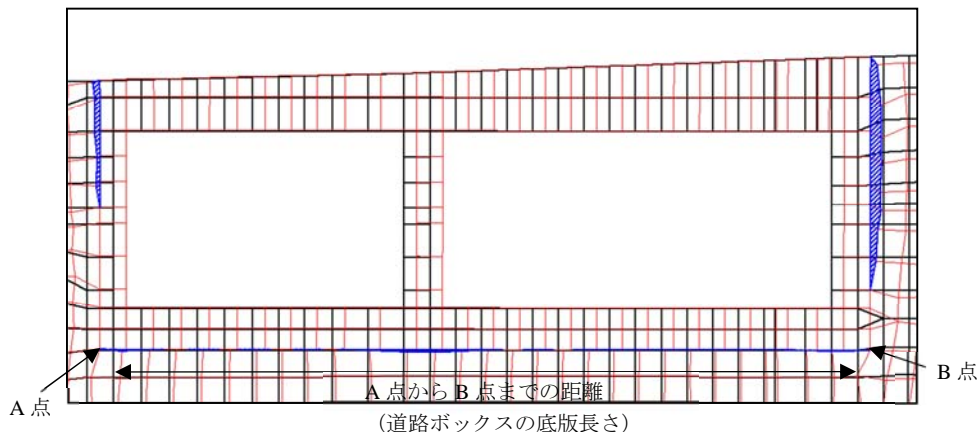


図 4.2.47 底面回転角の評価方法

表 4.2.35 底面回転角の評価 (L2 地震動-プレート境界型)

L2地震動 (プレート境界型)

解析断面		A点での鉛直変位 (m)	B点での鉛直変位 (m)	距離 (m)	底面回転角 ($1/\theta$) ①	許容値 ②	判定 ①>②
No 45		0.11	-0.10	29.36	140	50	OK
No 53		0.15	-0.11	23.45	90	50	OK
No 80		-0.06	0.26	29.40	92	50	OK
No 90		0.00	0.34	21.70	64	50	OK
No 103		0.32	0.02	23.45	78	50	OK
No 121		-0.06	0.31	21.70	59	50	OK
No 129		-0.06	0.25	29.10	94	50	OK
No 142		0.04	0.20	30.06	188	50	OK
No 208		0.04	0.27	21.70	94	50	OK
No 228	西行き	-0.08	0.07	15.99	107	50	OK
	東行き	0.07	0.20	11.41	88	50	OK

表 4.2.36 底面回転角の評価 (最大級シナリオ地震動)

最大級シナリオ地震動

解析断面		A点での鉛直変位 (m)	B点での鉛直変位 (m)	距離 (m)	底面回転角 ($1/\theta$) ①	許容値 ②	判定 ①>②
No 45		-0.01	0.00	29.36	2936	50	OK
No 53		0.01	0.01	23.45	-	50	OK
No 80		-0.03	0.14	29.40	173	50	OK
No 90		-0.01	0.17	21.70	121	50	OK
No 103		0.11	0.10	23.45	2345	50	OK
No 121		0.00	0.12	21.70	181	50	OK
No 129		-0.02	0.14	29.10	182	50	OK
No 142		0.03	0.09	30.06	501	50	OK
No 208		0.02	0.14	21.70	181	50	OK
No 228	西行き	-0.07	0.06	15.99	123	50	OK
	東行き	0.07	0.12	11.41	228	50	OK

表 4.2.37 底面回転角の評価 (南海トラフ地震動)

南海トラフ地震動 (プレート境界型)

解析断面		A点での鉛直変位 (m)	B点での鉛直変位 (m)	距離 (m)	底面回転角 ($1/\theta$) ①	許容値 ②	判定 ①>②
No 90		0.04	0.20	21.70	136	50	OK

(2) レベル2地震時の構造部材照査による評価

函体工照査結果 L2地震時(最大級シナリオ地震動) Case1(震度方向→)

設計断面

曲げ耐力照査位置とせん断スパン

塑性化状況図

配筋略図

せん断耐力照査位置

変位図

スターラップ配置図

曲げ耐力の照査

部材名	照査位置	断面厚 h (m)	ひび割れ時		降伏時		終局時		発生時			耐力照査			常時解析での鉄筋				地震時解析での鉄筋量ランクアップ					
			Mc (kN・m)	φc (1/m)	My (kN・m)	φy (1/m)	Mu (kN・m)	φu (1/m)	Md (kN・m)	φd (1/m)	降伏判定	応答塑性率 μd	許容塑性率 μa	塑性域判定	As(引張側)		As'(圧縮側)		As(引張側)		As'(圧縮側)			
頂版	1	1.000	461.1	1.701e-04	1835.8	2.670e-03	2142.9	2.712e-02	940.8	1.043e-03	Mc ≦ Md < My	3.900e-01	1.016e+01	μd ≦ μa:OK	8-D32	—	63.536	8-D32	—	63.536	—	—	—	—
	2	1.000	475.6	1.696e-04	2934.4	3.086e-03	3375.2	2.869e-02	1564.7	1.462e-03	Mc ≦ Md < My	4.740e-01	9.295e+00	μd ≦ μa:OK	8-D32	8-D32	127.072	8-D32	—	63.536	—	—	—	—
	3	1.000	445.2	1.706e-04	1513.6	2.614e-03	1796.4	2.940e-02	503.5	3.039e-04	Mc ≦ Md < My	1.160e-01	1.125e+01	μd ≦ μa:OK	8-D29	—	51.392	8-D32	—	63.536	—	—	—	—
	4	1.000	445.2	1.706e-04	1190.0	2.577e-03	1629.4	1.067e-01	769.8	1.219e-03	Mc ≦ Md < My	4.730e-01	4.141e+01	μd ≦ μa:OK	8-D25	—	40.536	8-D29	—	51.392	—	—	—	—
底版	5	1.000	500.2	1.852e-04	1856.7	2.824e-03	2292.3	7.279e-02	1204.6	1.556e-03	Mc ≦ Md < My	5.510e-01	2.577e+01	μd ≦ μa:OK	8-D32	—	63.536	8-D32	—	63.536	—	—	—	—
	6	1.000	499.8	1.850e-04	1915.4	2.721e-03	2214.4	2.518e-02	640.8	4.376e-04	Mc ≦ Md < My	1.610e-01	9.252e+00	μd ≦ μa:OK	8-D32	—	63.536	8-D32	—	63.536	—	—	—	—
	7	1.000	505.5	1.842e-04	2424.6	3.002e-03	2817.3	4.042e-02	1580.9	1.763e-03	Mc ≦ Md < My	5.870e-01	1.346e+01	μd ≦ μa:OK	8-D32	4-D32	95.304	8-D29	—	51.392	—	—	—	—
	8	1.000	487.4	1.852e-04	1593.1	2.652e-03	1869.8	2.699e-02	905.4	1.118e-03	Mc ≦ Md < My	4.210e-01	1.018e+01	μd ≦ μa:OK	8-D29	—	51.392	8-D29	—	51.392	—	—	—	—
側壁	9	1.000	491.9	1.906e-04	853.5	2.441e-03	1057.4	3.208e-02	212.6	8.238e-05	Md < Mc	3.400e-02	1.314e+01	μd ≦ μa:OK	8-D19	—	22.920	8-D32	—	63.536	—	—	—	—
	10	1.000	520.1	2.016e-04	1957.5	2.891e-03	2003.1	2.605e-02	1290.7	1.643e-03	Mc ≦ Md < My	5.680e-01	9.009e+00	μd ≦ μa:OK	8-D32	—	63.536	8-D19	—	22.920	—	—	—	—
	11	1.000	483.8	1.922e-04	1311.3	2.686e-03	1415.9	4.248e-02	991.9	1.723e-03	Mc ≦ Md < My	6.420e-01	1.582e+01	μd ≦ μa:OK	8-D25	—	40.536	8-D19	—	22.920	—	—	—	—
中壁	12	1.000	508.9	1.998e-04	906.2	2.480e-03	1106.0	3.223e-02	78.5	3.080e-05	Md < Mc	1.200e-02	1.300e+01	μd ≦ μa:OK	8-D19	—	22.92	8-D29	—	51.392	—	—	—	—
	13	1.000	622.4	2.510e-04	1197.8	2.633e-03	1224.4	3.905e-02	1168.9	2.513e-03	Mc ≦ Md < My	9.550e-01	1.483e+01	μd ≦ μa:OK	8-D19	—	22.920	8-D19	—	22.920	—	—	—	—
14	1.000	648.2	2.614e-04	1254.5	2.664e-03	1267.6	3.585e-02	1204.3	2.466e-03	Mc ≦ Md < My	9.250e-01	1.346e+01	μd ≦ μa:OK	8-D19	—	22.920	8-D19	—	22.920	—	—	—	—	—

せん断耐力の照査

部材名	照査位置	せん断スパン a(m)	補正係数 C _{dc}	断面厚 h(m)	有効高さ d(m)	応答値 せん断力 S(kN)	コンクリートのせん断耐力		判定	超過するせん断力 So(kN)	スターラップのせん断耐力		判定	常時のスターラップ配置			地震時でランクアップするスターラップ		
							S _{co} (kN)	S _c (kN)			鉄筋径 (cm ²)	配置間隔 (mm)		配置鉄筋量 (cm ²)	鉄筋径 (cm ²)	配置間隔 (mm)	配置鉄筋量 (cm ²)		
							判定	判定			判定	判定		判定					
頂版	①	3.730	—	1.000	0.900	385.7	455.626	455.626	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	②	3.828	—	1.000	0.900	471.6	455.626	455.626	OUT	15.974	273.672	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534	
	③	2.809	—	1.000	0.820	696.7	556.513	556.513	OUT	140.187	249.346	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	④	1.290	2.965	1.000	0.820	370.5	556.513	1105.392	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	⑤	2.924	—	1.000	0.900	312.8	424.522	424.522	OK	0.000	—	—	D13-2本	500	2.534	—	—	—	
	⑥	2.965	—	1.000	0.900	307.8	424.522	424.522	OK	0.000	—	—	D13-2本	500	2.534	—	—	—	
	⑦	2.171	1.426	1.000	0.870	448.6	387.830	370.437	OUT	78.163	264.550	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534	
底版	①	2.654	—	1.000	0.860	611.3	448.773	448.773	OUT	162.527	261.509	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	②	2.796	—	1.000	0.900	369.5	455.626	455.626	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	③	2.909	—	1.000	0.900	367.4	455.626	455.626	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	④	0.991	4.230	1.000	0.827	381.7	507.061	1436.934	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	5.068	—	—	—	
	⑤	2.670	—	1.000	0.827	747.3	507.061	507.061	OUT	240.239	251.474	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	⑥	3.957	—	1.000	0.900	503.7	424.522	424.522	OUT	79.178	273.672	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
	⑦	3.223	—	1.000	0.900	303.6	424.522	424.522	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
左側壁	①	1.052	4.352	1.000	0.900	245.7	324.345	945.805	OK	0.000	—	—	D13-2本	500	2.534	—	—	—	
	②	3.909	—	1.000	0.870	464.7	450.506	450.506	OUT	14.194	264.550	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534	
右側壁	①	4.241	—	1.000	0.870	321.4	387.830	387.830	OK	0.000	—	—	D13-2本	500	2.534	—	—	—	
	②	1.585	2.512	1.000	0.900	134.6	324.345	545.779	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	—	
中壁	①	3.907	—	1.000	0.900	387.7	324.345	324.345	OUT	63.355	273.672	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534	
	②	3.743	—	1.000	0.900	412.8	324.345	324.345	OUT	88.455	273.672	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534	

破壊型の判定

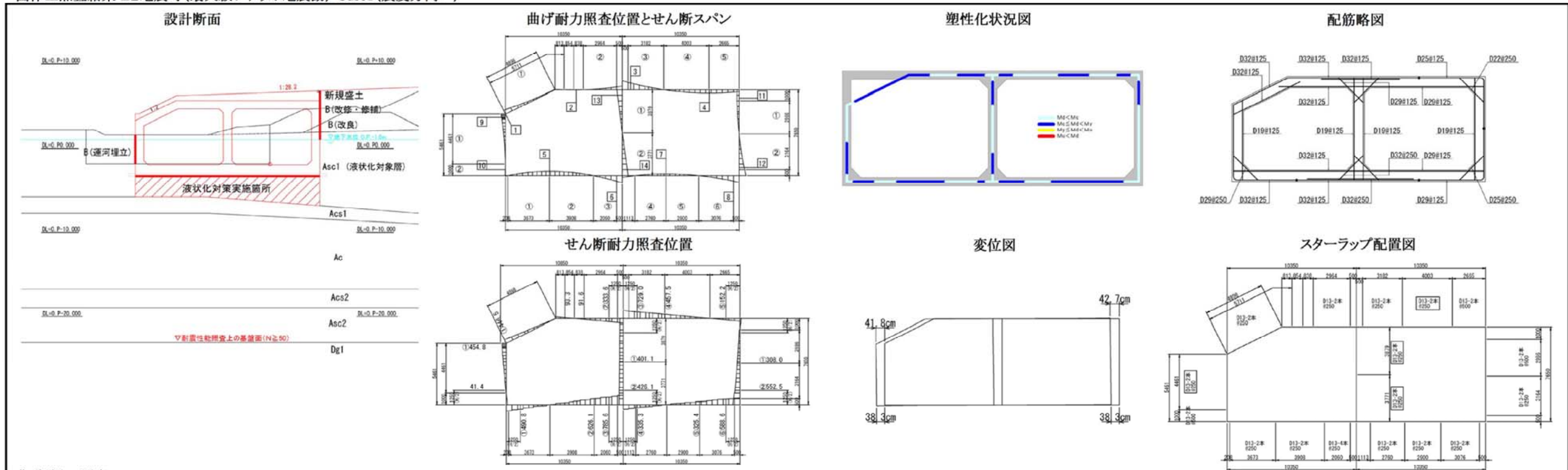
部材名	照査位置	曲げモーメント			せん断力			判定
		応答値 M _R (kN)	終局耐力 M _L (kN)	M _R /M _L	応答値 S _R (kN)	耐力 P _S (kN)	S _R /P _S	
中壁	①	1168.9	1224.4	0.955	353.8	598.0	0.592	M _R /M _L > S _R /P _S 曲げ破壊型
	②	1204.3	1267.6	0.950	418.0	598.0	0.699	M _R /M _L > S _R /P _S 曲げ破壊型

隅角部の照査

照査位置	作用方向	曲げモーメント M (kN・m)	SorN (kN)	コンクリート引張応力度		必要鉄筋量 As req (cm ²)	補強鉄筋	
				σt (N/mm ²)	σta (N/mm ²)		判定	本径 @250
a	閉じる	772.1	503.1	1.44	2.22	OK	—	—
b	閉じる	992.8	314.0	1.71	2.22	OK	—	—
c	閉じる	1205.9	623.0	2.18	2.22	OK	—	—
d	閉じる	1293.1	502.2	2.27	2.22	OK	—	—
e	開く	384.5	117.0	0.91	2.22	OK	—	—
f	開く	96.4	639.7	-0.01	2.22	OK	—	—

※1. 閉じる方向はせん断力を表し、開く方向は軸力を示す。
 ※2. 応力度超過分は主鉄筋で対応可能なため補強筋は配置しない。

函体工照査結果 L2地震時(最大級シナリオ地震動) Case1(震度方向←)



曲げ耐力の照査

部材名	照査位置	断面厚 h (m)	ひび割れ時		降伏時		終局時		発生時		耐力照査			常時解析での鉄筋						地震時解析での鉄筋量ランクアップ																	
			Mc (kN・m)	ϕc (1/m)	My (kN・m)	ϕy (1/m)	Mu (kN・m)	ϕu (1/m)	Md (kN・m)	ϕd (1/m)	降伏判定	応答塑性率 μd	許容塑性率 μa	塑性域判定	As(引張側)		As'(圧縮側)		As(引張側)		As'(圧縮側)																
			1段目	2段目	使用鉄筋量	1段目	2段目	使用鉄筋量	1段目	2段目	使用鉄筋量	1段目	2段目	使用鉄筋量	1段目	2段目	使用鉄筋量	1段目	2段目	使用鉄筋量																	
頂版	1	1.000	461.1	1.701e-04	1787.8	2.757e-03	2100.2	3.181e-02	802.6	8.360e-04	Mc ≤ Md < My	3.030e-01	1.154e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D32	—	63.536	8-D32	—	63.536	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
	2	1.000	461.1	1.701e-04	1835.8	2.670e-03	2142.9	2.712e-02	66.5	2.454e-05	Md < Mc	9.000e-03	1.016e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D32	—	63.536	8-D32	—	63.536	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
	3	1.000	476.3	1.699e-04	2935.8	3.087e-03	3376.1	2.865e-02	1823.4	1.768e-03	Mc ≤ Md < My	5.730e-01	9.281e+00	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D32	8-D32	127.072	8-D29	—	51.392	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	4	1.000	445.2	1.706e-04	1513.6	2.614e-03	1796.4	2.940e-02	912.0	1.238e-03	Mc ≤ Md < My	4.740e-01	1.125e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D29	—	51.392	8-D25	—	40.536	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	5	1.000	499.9	1.851e-04	1915.6	2.721e-03	2214.6	2.517e-02	1186.0	1.414e-03	Mc ≤ Md < My	5.200e-01	9.251e+00	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D32	—	63.536	8-D32	—	63.536	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
底版	6	1.000	506.2	1.844e-04	2415.2	3.044e-03	2955.3	5.713e-02	1354.4	1.455e-03	Mc ≤ Md < My	4.780e-01	1.877e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D32	4-D32	95.304	8-D32	—	63.536	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	7	1.000	498.9	1.844e-04	1590.8	2.636e-03	1962.8	2.315e-02	558.7	3.186e-04	Mc ≤ Md < My	1.210e-01	8.782e+00	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D29	—	51.392	8-D32	—	63.536	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	8	1.000	487.6	1.853e-04	1542.8	2.756e-03	1912.9	7.790e-02	1376.6	2.351e-03	Mc ≤ Md < My	8.530e-01	2.827e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D29	—	51.392	8-D29	—	51.392	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
側壁	9	1.000	491.9	1.906e-04	1889.3	2.902e-03	2187.0	2.779e-02	1170.3	1.507e-03	Mc ≤ Md < My	5.190e-01	9.578e+00	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D32	—	63.536	8-D19	—	22.920	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	10	1.000	520.1	2.016e-04	1957.5	2.891e-03	2003.1	2.605e-02	521.2	2.035e-04	Mc ≤ Md < My	7.000e-02	9.009e+00	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D32	—	63.536	8-D19	—	22.920	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	11	1.000	489.5	1.944e-04	874.7	2.470e-03	1075.8	3.354e-02	442.8	1.759e-04	Md < Mc	7.100e-02	1.358e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D19	—	22.920	8-D25	—	40.536	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	12	1.000	515.0	2.021e-04	1645.0	2.822e-03	1767.7	4.132e-02	1326.9	2.085e-03	Mc ≤ Md < My	7.390e-01	1.464e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D29	—	51.392	8-D19	—	22.920	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
中壁	13	1.000	622.4	2.510e-04	1197.8	2.633e-03	1224.4	3.905e-02	1199.3	4.777e-03	My ≤ Md < Mu	1.814e+00	1.483e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D19	—	22.920	8-D19	—	22.920	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	14	1.000	648.2	2.614e-04	1254.5	2.664e-03	1267.6	3.585e-02	1255.8	5.927e-03	My ≤ Md < Mu	2.225e+00	1.346e+01	$\mu d \leq \mu a$:OK	8-D19	—	22.920	8-D19	—	22.920	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

せん断耐力の照査

部材名	照査位置	せん断スパン a(m)	補正係数 C _{dc}	断面厚 h(m)	有効高さ d(m)	応答値 せん断力 S(kN)	コンクリートのせん断耐力		判定	超過する せん断力 So(kN)	スターラップの せん断耐力 Ss(kN)	判定	常時のスターラップ配置		地震時でランクアップするスターラップ			
							S _{co} (kN)	S _c (kN)					鉄筋径 (cm)	配置間隔 (mm)	配置鉄筋量 (cm ²)	鉄筋径 (cm)	配置間隔 (mm)	配置鉄筋量 (cm ²)
頂版	①	5.711	—	1.000	0.870	446.5	450.506	450.506	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	
	②	2.964	—	1.000	0.820	333.6	556.513	556.513	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	
	③	3.182	—	1.000	0.820	729.0	556.513	556.513	OUT	172.487	249.346	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	
	④	4.003	—	1.000	0.900	457.5	424.522	424.522	OUT	32.978	273.672	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534
	⑤	2.665	—	1.000	0.900	152.2	424.522	424.522	OK	0.000	—	—	D13-2本	500	2.534	—	—	
底版	①	3.673	—	1.000	0.900	490.8	455.626	455.626	OUT	35.174	273.672	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	
	②	3.908	—	1.000	0.900	626.1	455.626	455.626	OUT	170.474	273.672	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	
	③	2.060	1.430	1.000	0.827	785.6	507.061	485.661	OUT	299.939	502.948	OK	D13-4本	250	5.068	—	—	
	④	2.760	—	1.000	0.900	335.3	424.522	424.522	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	
	⑤	2.900	—	1.000	0.900	325.4	424.522	424.522	OK	0.000	—	—	D13-2本	250	2.534	—	—	
	⑥	3.076	—	1.000	0.860	588.6	418.137	418.137	OUT	170.463	261.509	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	
左側壁	①	4.461	—	1.000	0.870	550.1	450.506	450.506	OUT	99.594	264.550	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534
右側壁	①	2.986	—	1.000	0.900	308.0	324.345	324.345	OK	0.000	—	—	D13-2本	500	2.534	—	—	
	②	3.164	—	1.000	0.870	552.5	419.752	419.752	OUT	132.748	264.550	OK	D13-2本	250	2.534	—	—	
中壁	①	3.879	—	1.000	0.900	401.1	324.345	324.345	OUT	76.755	273.672	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534
	②	3.771	—	1.000	0.900	426.1	324.345	324.345	OUT	101.755	273.672	OK	D13-2本	500	2.534	D13-2本	250	2.534

破壊型の判定

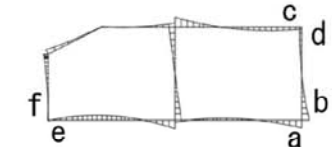
部材名	照査位置	曲げモーメント			せん断力			判定
		応答値 M _R (kN)	終局耐力 M _l (kN)	M _R /M _l	応答値 S _R (kN)	耐力 P _s (kN)	S _R /P _s	
中壁	①	1199.3	1224.4	0.980	367.1	598.0	0.614	M _R /M _l > S _R /P _s 曲げ破壊型
	②	1255.8	1267.6	0.991	431.3	598.0	0.721	M _R /M _l > S _R /P _s 曲げ破壊型

隅角部の照査

照査位置	作用方向	曲げモーメント		※1		コンクリート引張応力度		必要鉄筋量 As req (cm ²)	補強鉄筋	
		M (kN・m)	SorN (kN)	σ _t (N/mm ²)	σ _{ta} (N/mm ²)	判定	本径 @250		As (cm ²)	
a	閉じる	1377.8	621.7	2.45	2.22	OUT	※2	—	—	
	開く	1329.3	673.1	2.40	2.22	OUT	※2	—	—	
c	開く	712.4	249.0	1.66	2.22	OK	—	—	—	
	閉じる	582.9	374.7	1.13	2.22	OK	—	—	—	
e	開く	322.4	231.2	0.66	2.22	OK	—	—	—	
	閉じる	※3	—	—	—	—	—	—	—	

※1. 閉じる方向はせん断力を表し、開く方向は軸力を示す。
 ※2. 応力度超過分は主鉄筋で対応可能なため補強筋は配置しない。
 ※3. 曲げは外側引張のため照査対象とならない。

隅角部照査位置



(3) 道路構造物の継手部の段差、離れに対する評価

1) 解析手法（三次元動的応答解析・応答変位法）

駐車場設計・施工指針同解説，銅製土留め壁を用いた半地下道路構造の設計マニュアル，大和川線開削トンネルにおける縦断耐震検討事例などを参考とし，応答変位法による構造部材の照査を実施する。そのため，地盤のみを三次元でモデル化した等価線形法による三次元動的応答解析による応答変位分布を求め，得られた応答変位を用いて，躯体と地盤をはり・バネモデル，継手部をバネモデルで表現した応答変位法を適用する。

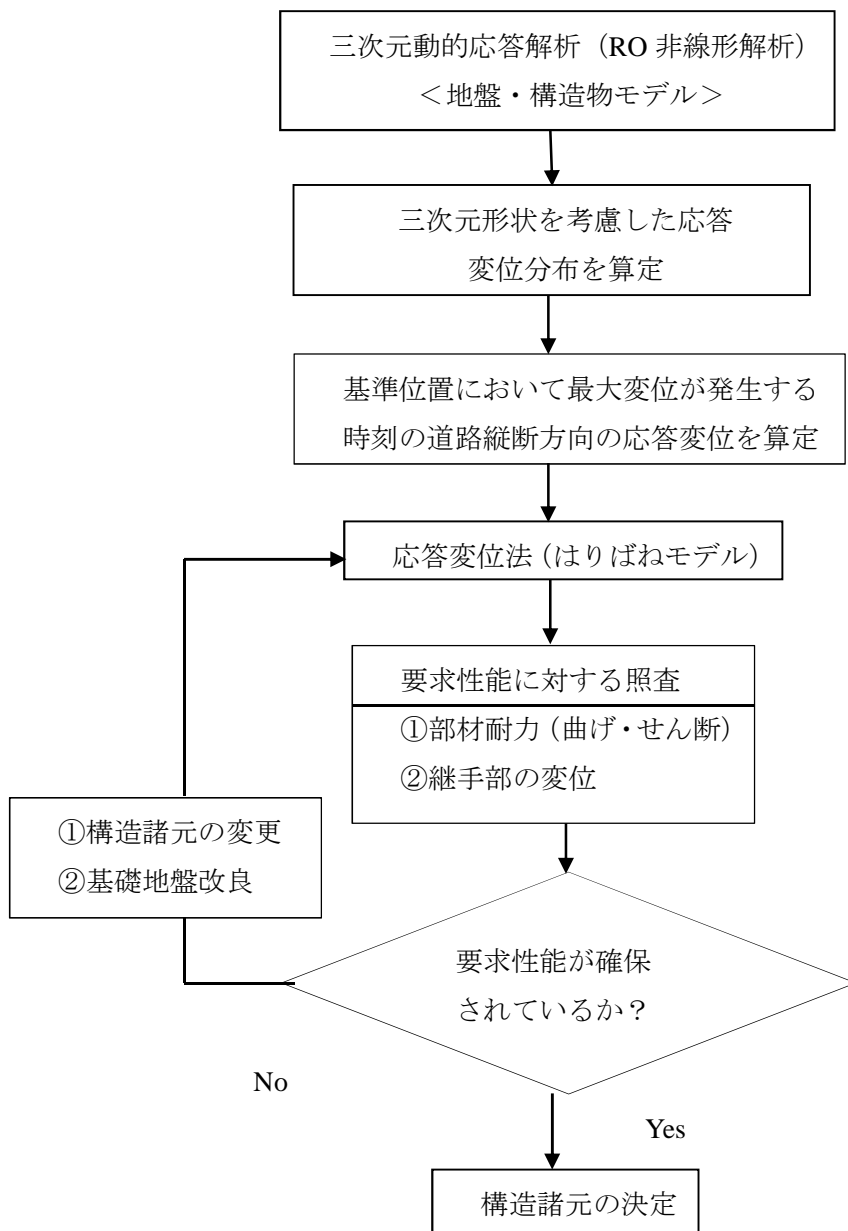


図 4.2.48 縦断耐震設計フロー

2) 範囲選定

縦断方向の液状化特性より以下のことが整理できる。

①液状化の危険度は縦断全線にわたり同じである。

②詳細点検における地震後の残留沈下量から算定した、堤防の余裕高は4.6～5.4kの区間で極めて低い。

③一次元的動的応答解析（非液状化とした時の応答値）から得られる地震時応答変位は5.0～5.4kの区間が他区間に比べると10～15cm程度大きい。また応答加速度も5.4～5.8kの区間が他区間に比べて大きくなる。

以上の特性を踏まえ縦断方向の区間選定は、既存堤防詳細耐震点検結果から堤防の余裕度が低い区間、地震時の応答値が卓越する区間、道路構造特性（交差部、ランプ部、一般部が連続する区間で道路縦断に構造物変化が多いこと）に着目し、4.8～5.8k区間（交差部+ランプ部+一般部が連続する）を選定する。

3) 検討条件（縦断方向・三次元解析）

■三次元的動的解析（地盤・構造物のモデル化）

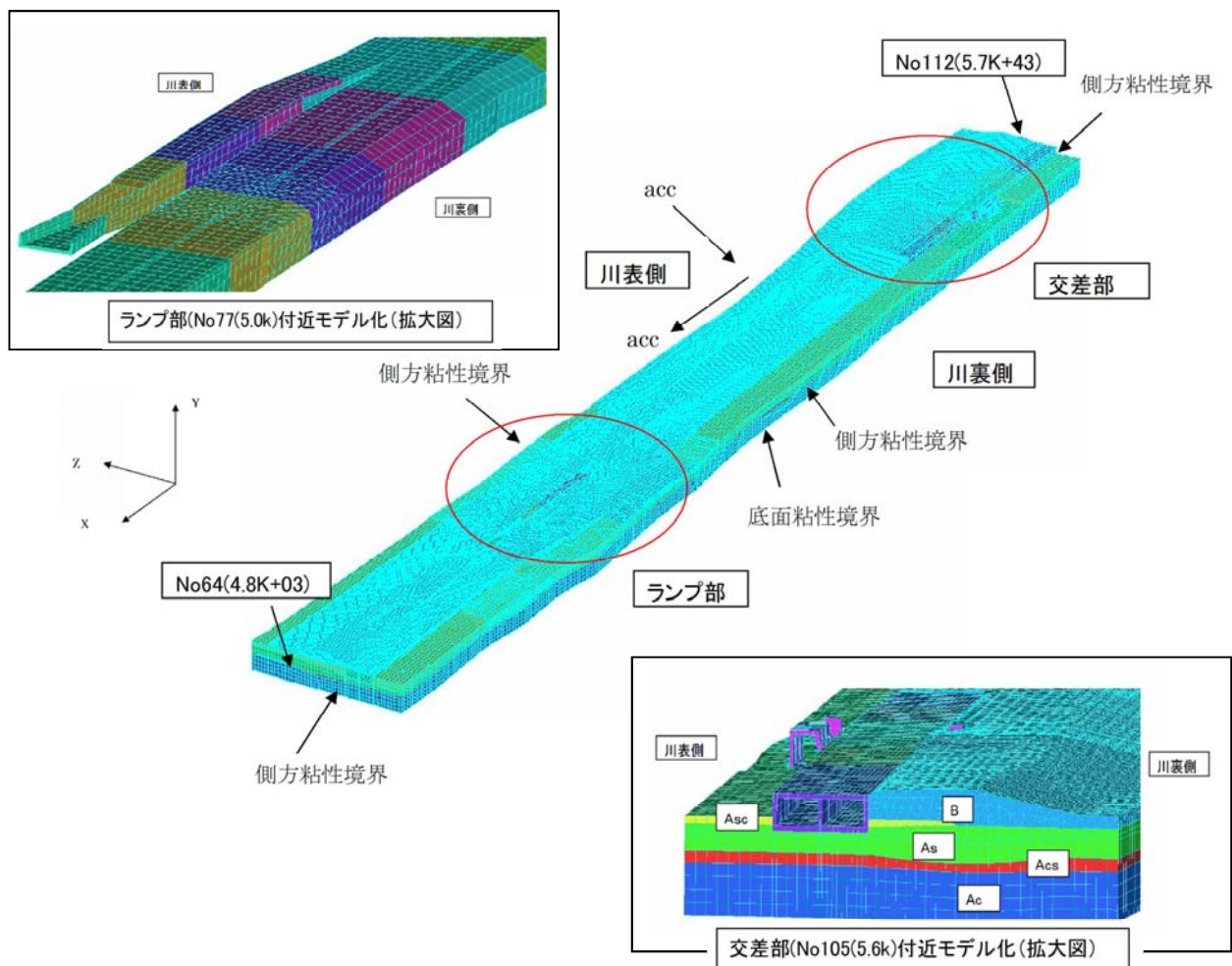
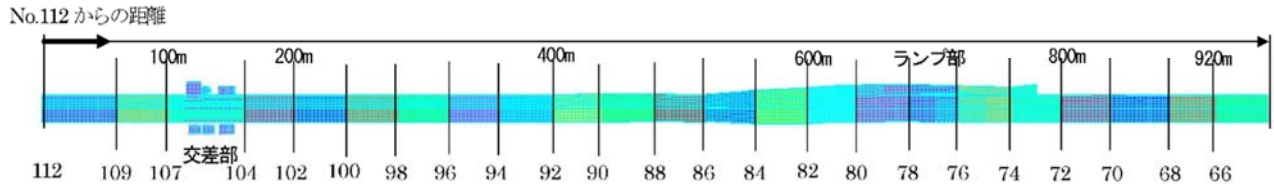


図 4.2.49 地盤・構造物のモデル化

■縦断解析（梁ばねモデル）のモデル化

i)モデル化の範囲

本線および交差部、ランプ部からなる三次元梁～バネモデルとする。4.8k～5.8k 区間を対象とする。また継手間隔 40m を基本として下図に示す位置に構造継手を配置する。



ii)梁ばねモデル化

本解析では、ボックス本体を直線の梁にモデル化し、ボックス間の継手部および地盤にバネを設置することで梁ばねモデルを作成した。継手については、ボックス軸方向、軸直角方向（せん断方向）、回転方向(水平方向の回転)、地盤については、ボックス軸方向、軸直角方向にばねを設定した。

図 4.2.50 に梁ばねモデル化の概念図を示す。

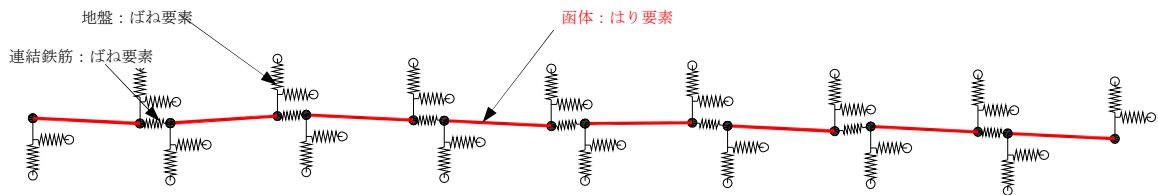


図 4.2.50 梁ばねモデルの概念図

① ボックス函体のモデル化

ボックス躯体にはひび割れを発生させないこととし、全断面有効の軸剛性（EA0）、曲げ剛性（鉛直軸回り EIy_0 ）を有する線形の梁モデルとする。ここで、曲げ剛性は、トンネル幅の中央部を図心軸とする値とし、考慮する部材は頂版、底版、側壁のみとする。ボックス函体は三次元はり要素で、弾性体としてモデル化した。コンクリートの設計基準強度 $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ より解析に用いる弾性係数は $E_c=2.8 \times 10^4\text{N/mm}^2$ とした。またランプ分岐部は、本線とランプ部を剛な梁で一体にしたモデルとした。

②継手部のモデル化

a)軸方向ばね

継手軸方向バネの非線形特性は、以下に従い設定する。

- ・スリップバーを配置するため、軸方向への変位はフリーとする。
- ・遊間閉合後のばね剛性は剛とする。
解析上は、解析が可能な範囲でできる限り大きな勾配とする。
- ・遊間 20mm（φ19 型のスリップバーの許容変位から設定）

b) せん断ばね

継手せん断の非線形ばねは、荷重～変位関係の初期勾配および縦軸を当該断面の連結鉄筋量で換算して設定する。なお、非線形ばね特性については、連結鉄筋を用いた実験値（連結鉄筋量 $A_s=2746.828\text{cm}^2$ ）を参考値とした。（東京外環自動車道事例）

c) 回転ばね

鉛直軸回り回転バネは、図 4.2.51 に示すように、軸方向非線形特性を有した連結鉄筋のみを配置したモデルについて、剛梁を介して回転モーメントを与え、その回転角との関係を $M\sim\theta$ 曲線として設定した。 $M\sim\theta$ 曲線は基本的に曲線となるが、バイリニアで近似できる形状のため、バイリニアモデルで設定した。

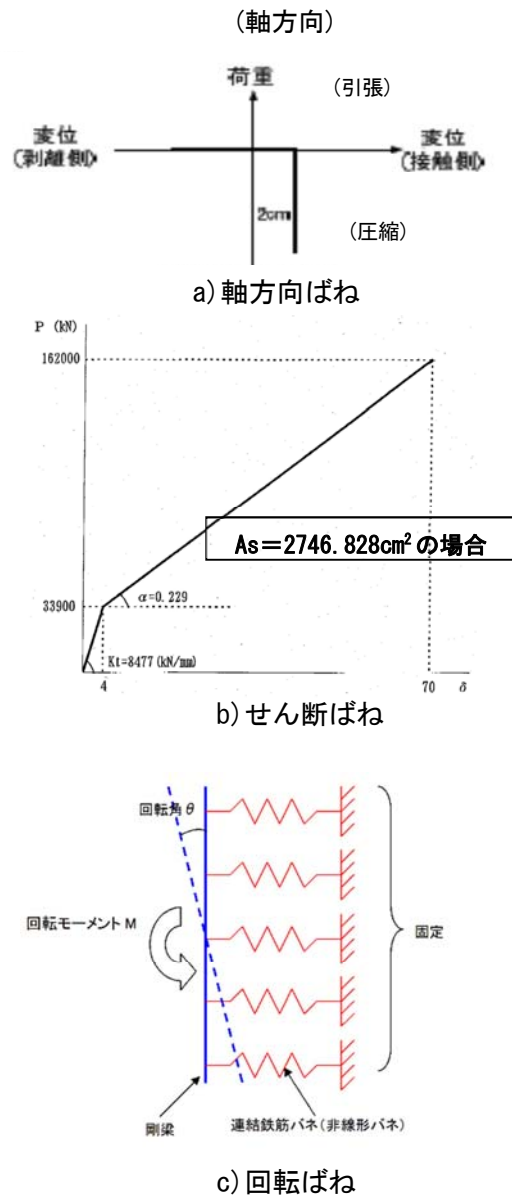


図 4.2.51 継手部モデル化概念図

4) 完成時の道路（構造物）の安全性、通行機能の評価（縦断方向）

■ 動的応答性状

i) 最大応答変位

最大応答変位分布図(全体モデル)

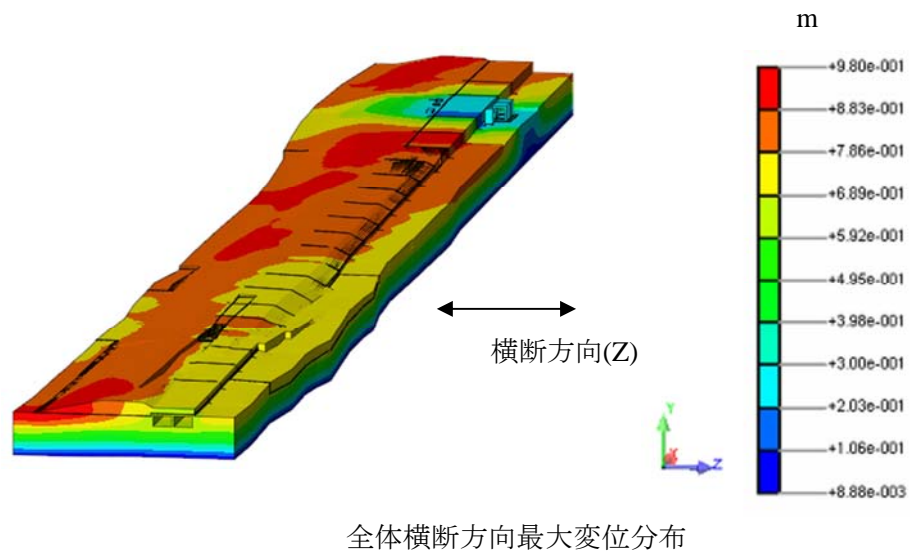
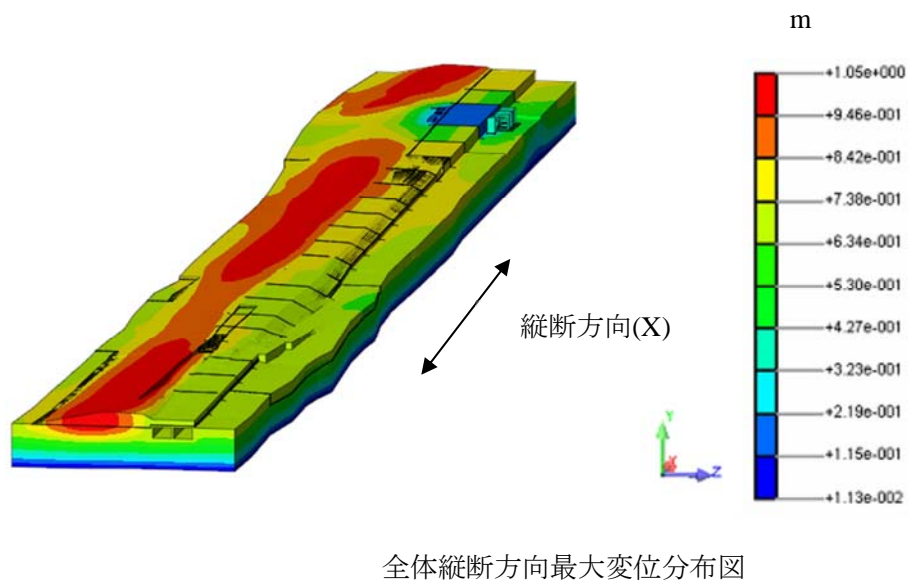
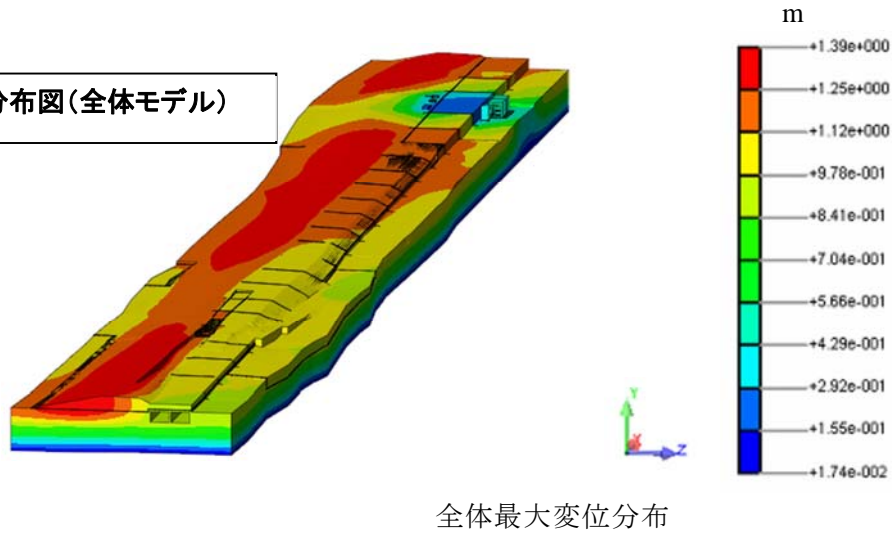
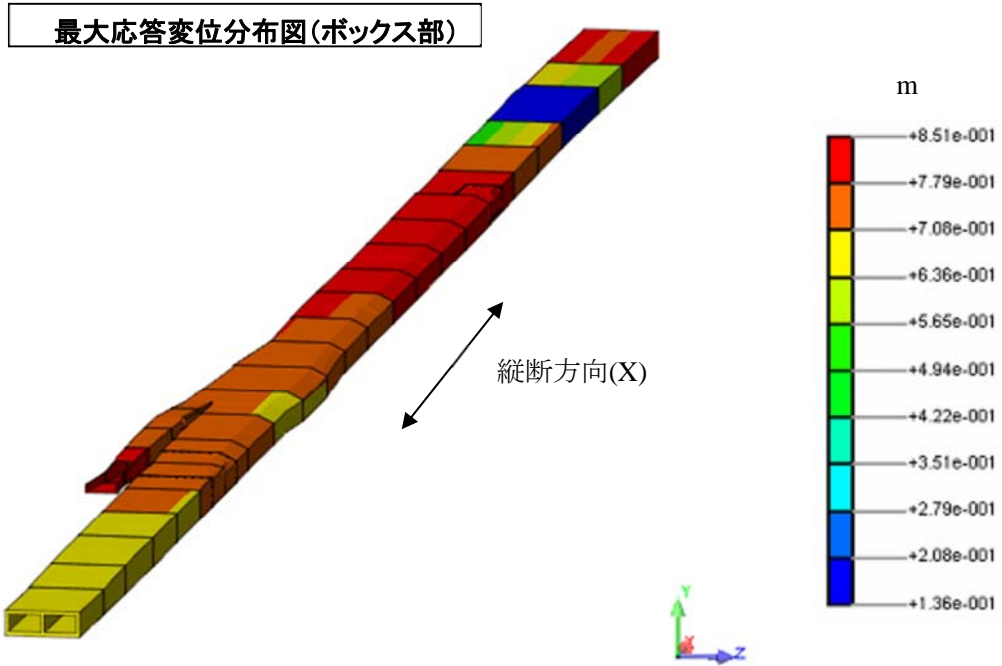
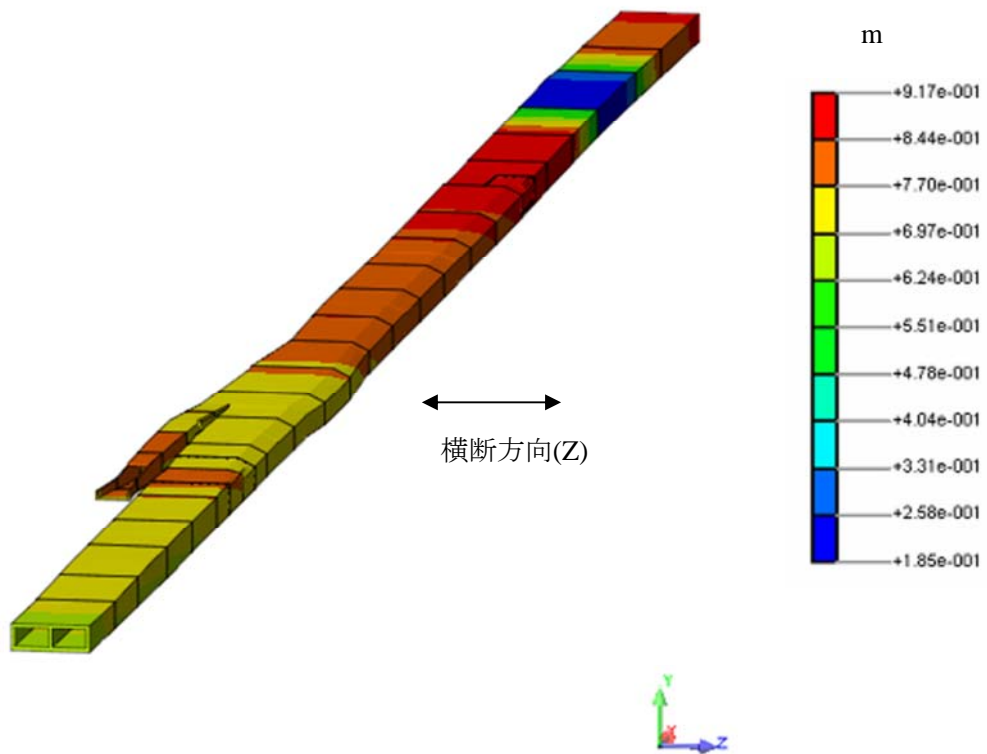


図 4.2.52 最大応答変位分布図（全体モデル）



構造物縦断方向変位分布図

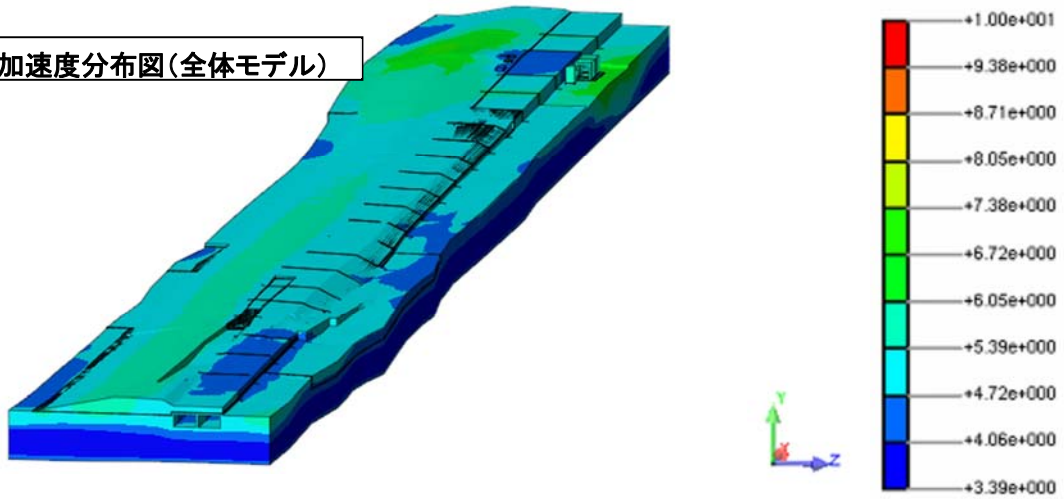


構造物横断方向変位分布図

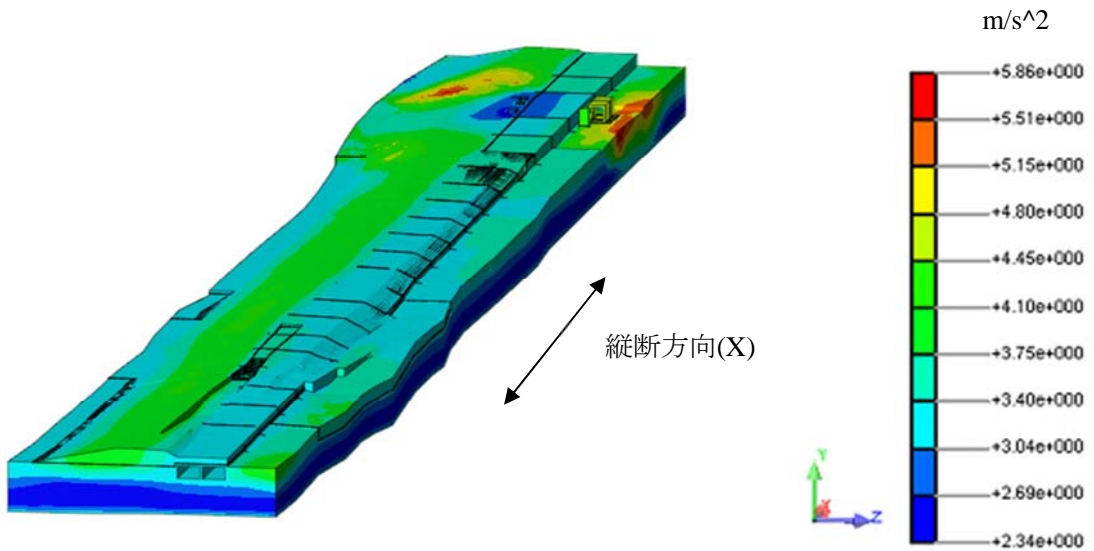
図 4.2.53 最大応答変位分布図 (ボックス部)

ii) 最大応答加速度

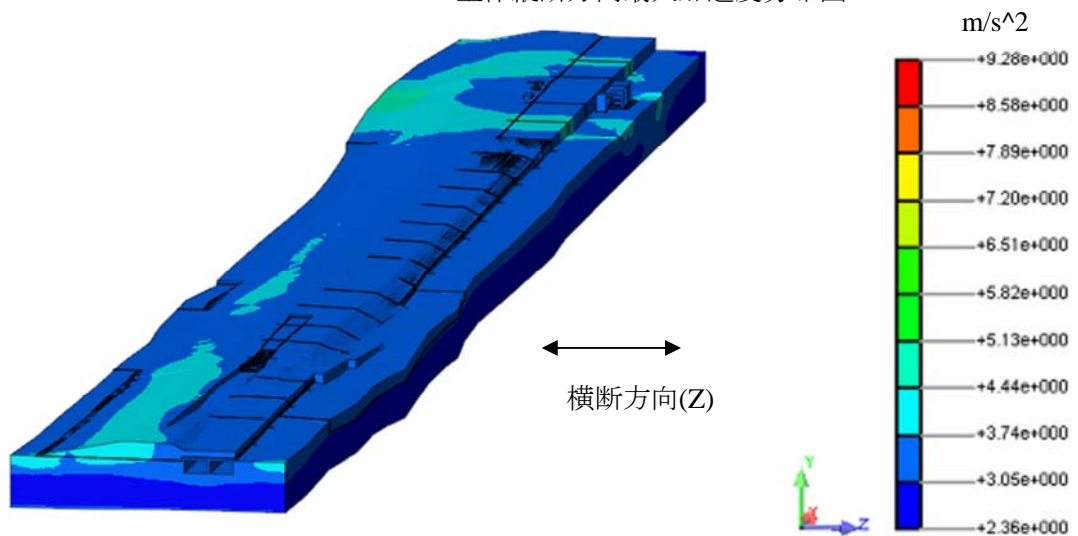
最大応答加速度分布図(全体モデル)



全体最大加速度分布図



全体縦断方向最大加速度分布図



全体横断方向最大加速度分布図

図 4.2.54 最大応答加速度分布図 (全体モデル)

iii) 横断方向の応答値分布

道路ボックスに着目した横断方向の代表的な位置における最大応答変位・加速度分布図及び構造物中壁位置での応答変位、応答加速度の時刻歴波形を以下に示す。なお横断方向の応答に着目したため、河川上流側からの視点でモデルを描いている。下図に着目した断面位置を示す。

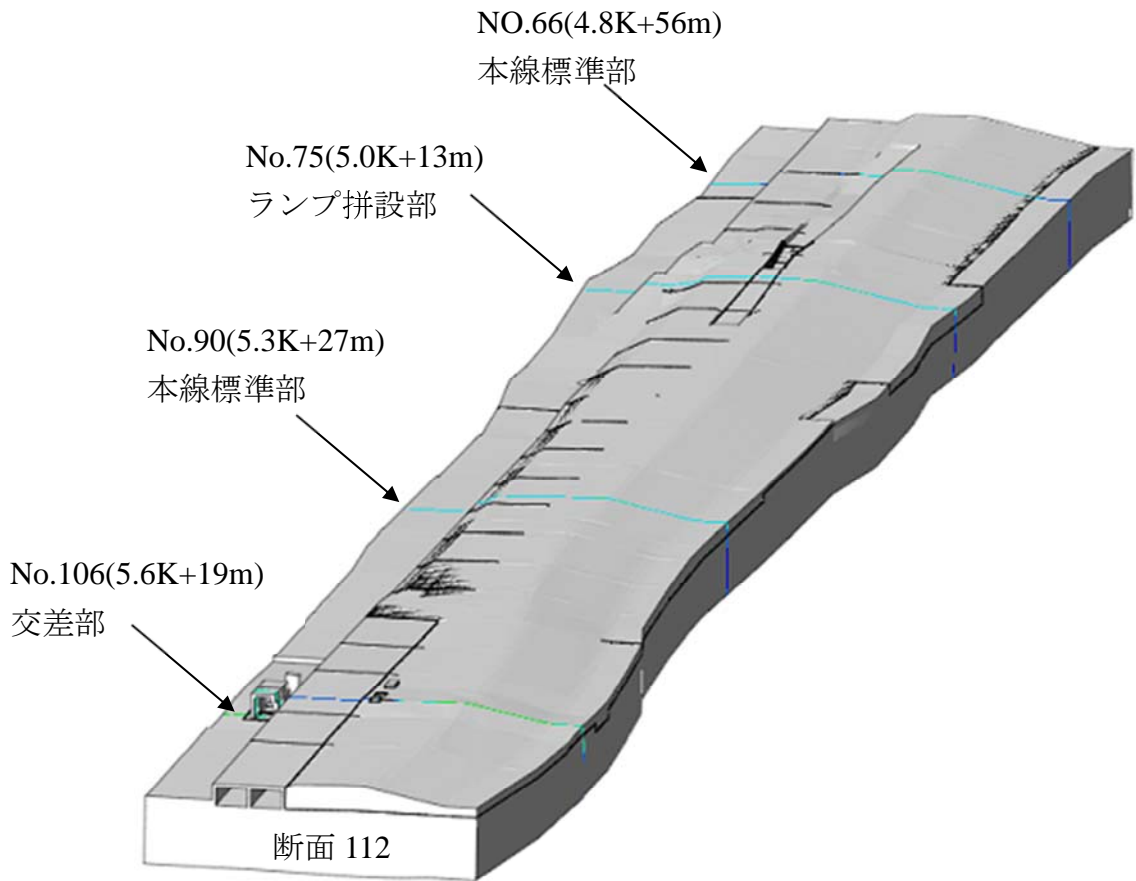
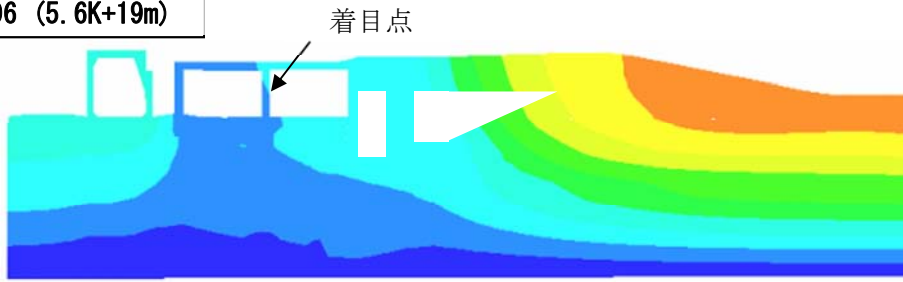
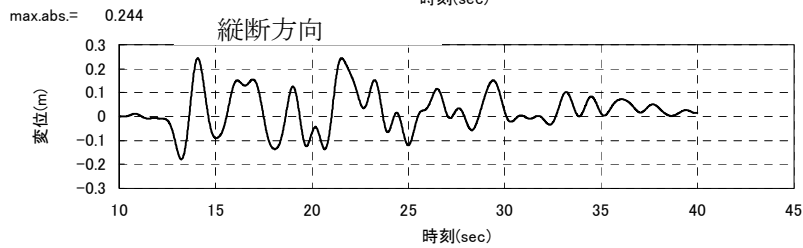
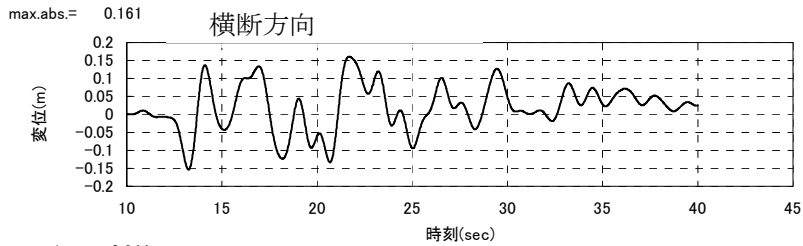


図 4.2.55 横断方向応答値分布モデル図

No. 106 (5.6K+19m)

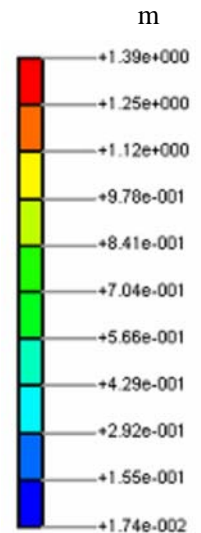


最大変位分布図

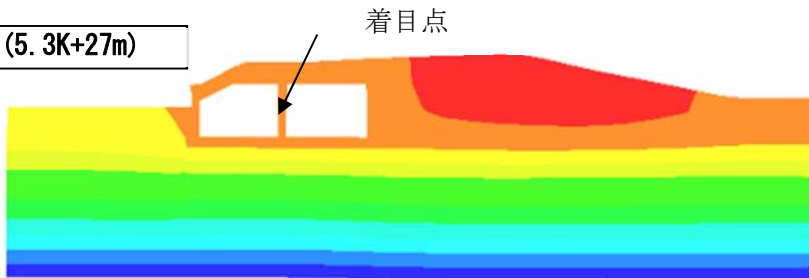


ボックス中壁位置の応答変位時刻歴

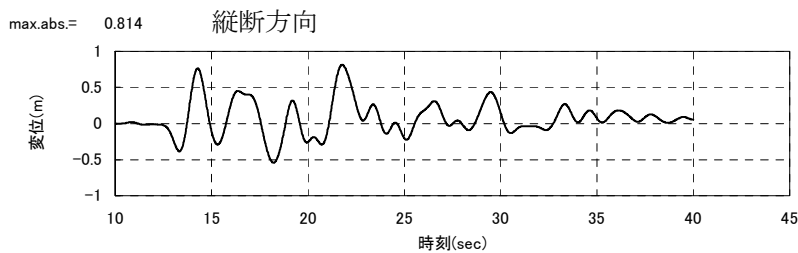
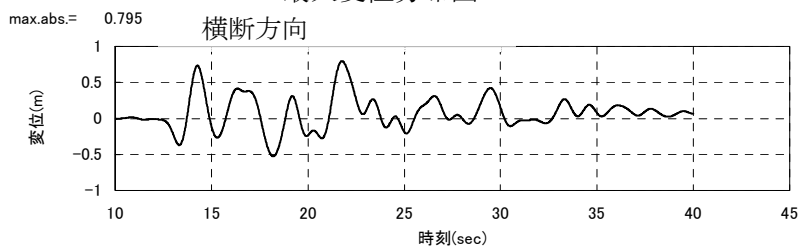
図 4.2.56 No.106(5.6k+19m)最大変位・応答変位時刻歴



No. 90 (5.3K+27m)



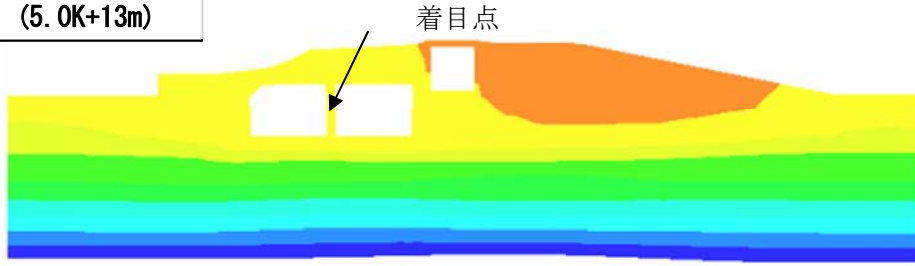
最大変位分布図



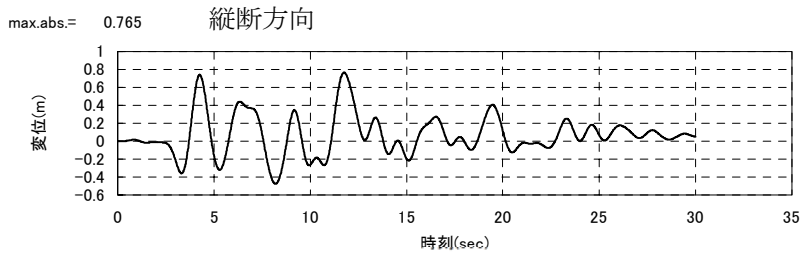
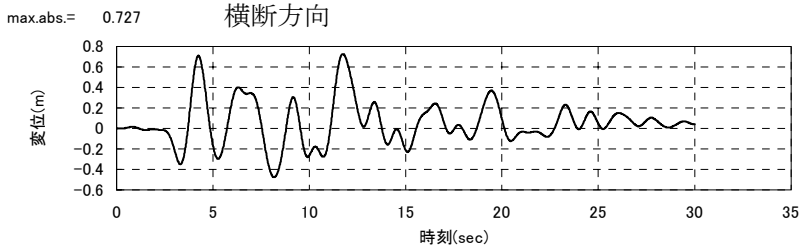
ボックス中壁位置の応答変位時刻歴

図 4.2.57 No.90 (5.3k+27m)最大変位・応答変位時刻歴

No. 75 (5.0k+13m)

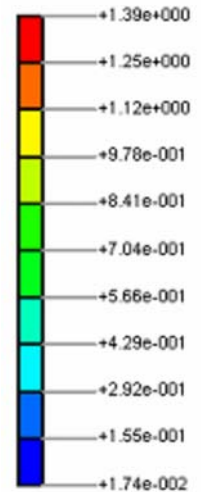


最大変位分布図

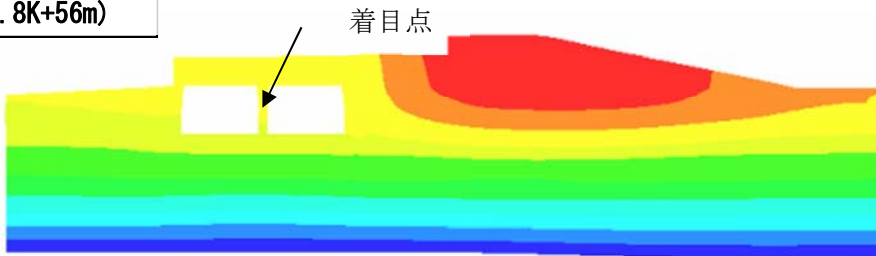


ボックス中壁位置の応答変位時刻歴

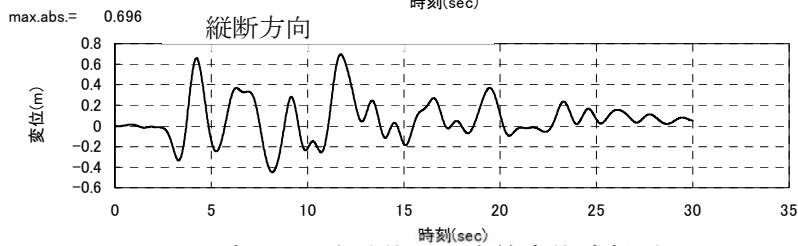
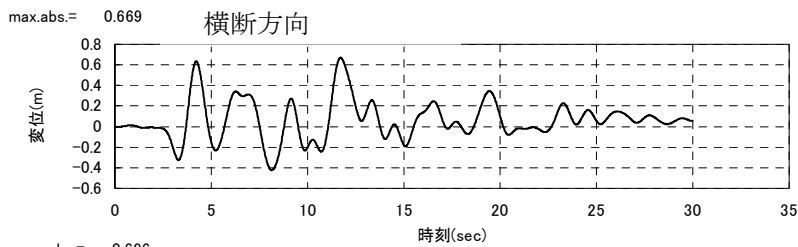
図 4.2.58 No.75 (5.0k+13m)最大変位・応答変位時刻歴



No. 66 (4.8k+56m)



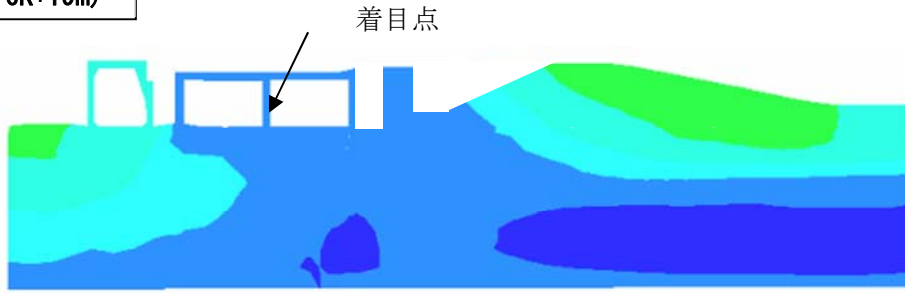
最大変位分布図



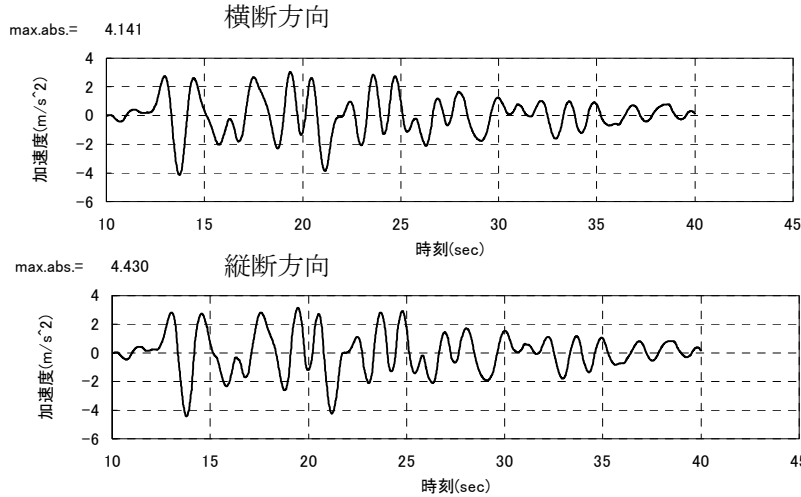
ボックス中壁位置の応答変位時刻歴

図 4.2.59 No.66 (4.8k+56m)最大変位・応答変位時刻歴

No. 106 (5.6K+19m)



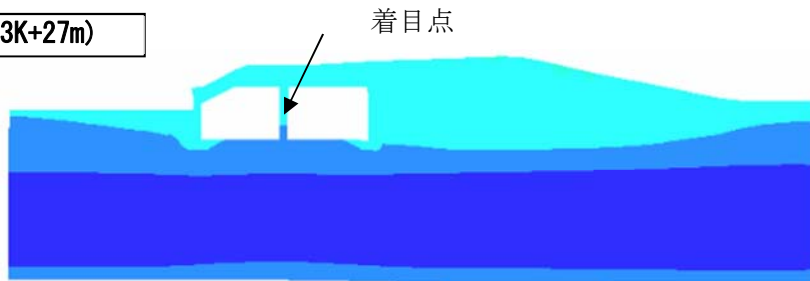
最大加速度分布図



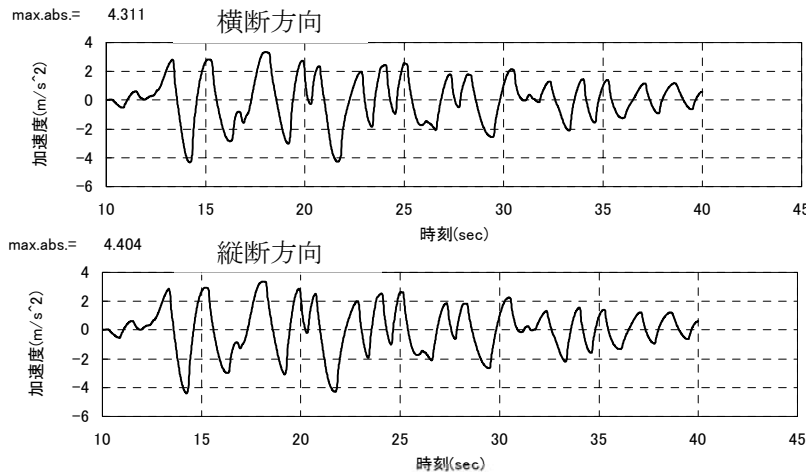
ボックス中壁位置の応答加速度時刻歴

図 4.2.60 No.106(5.6k+19m)最大加速度・応答加速度時刻歴

No. 90 (5.3K+27m)



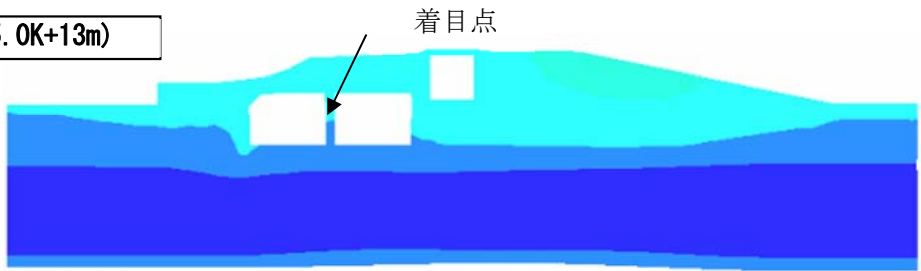
最大加速度分布図



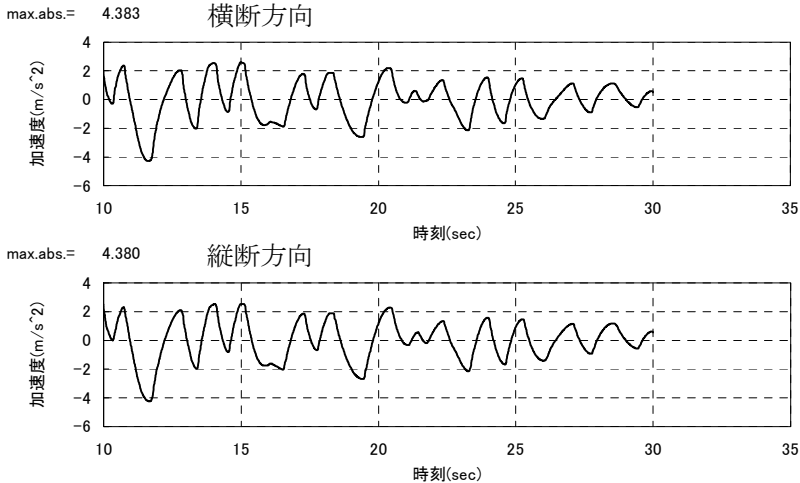
ボックス中壁位置の応答加速度時刻歴

図 4.2.61 No.90(5.3k+27m)最大加速度・応答加速度時刻歴

No. 75 (5.0K+13m)



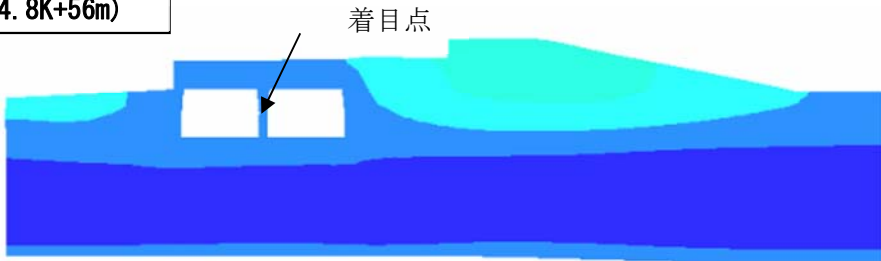
最大加速度分布図



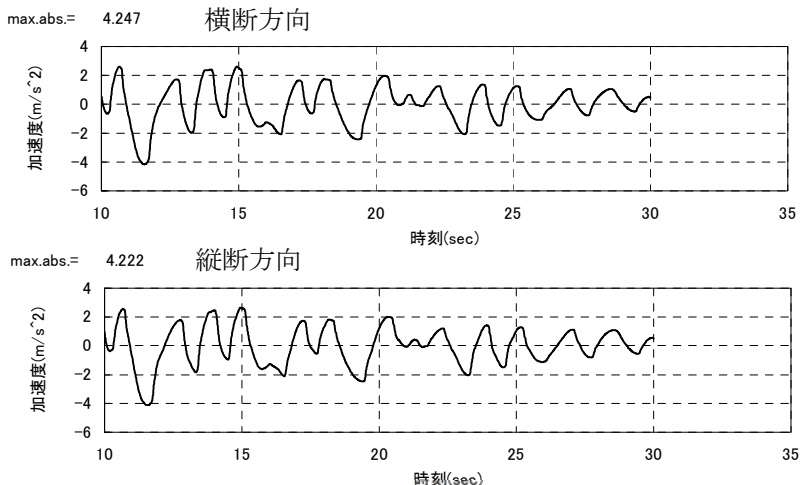
ボックス中壁位置の応答加速度時刻歴

図 4.2.62 No.75(5.0k+13m)最大加速度・応答加速度時刻歴

No. 66 (4.8K+56m)

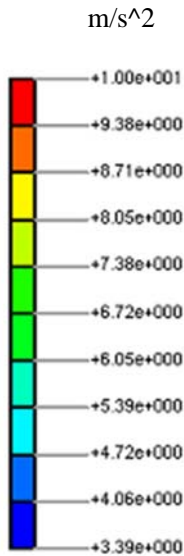


最大加速度分布図



ボックス中壁位置の応答加速度時刻歴

図 4.2.63 No.66(4.8k+56m)最大加速度・応答加速度時刻歴



■ 躯体部材耐力照査結果

道路設計で決定した構造諸元において、縦断方向のレベル2地震時の構造部材照査（軸圧縮、引張）は許容値を満足し、ボックスの安全性、供用性は確保されている。

なお、部材許容値はL2地震時であるため部材耐力として軸圧縮については開削トンネル指針に準拠し30Mpa、引張強度は圧縮応力からコンクリート標準示方書より2.2Mpaとした。

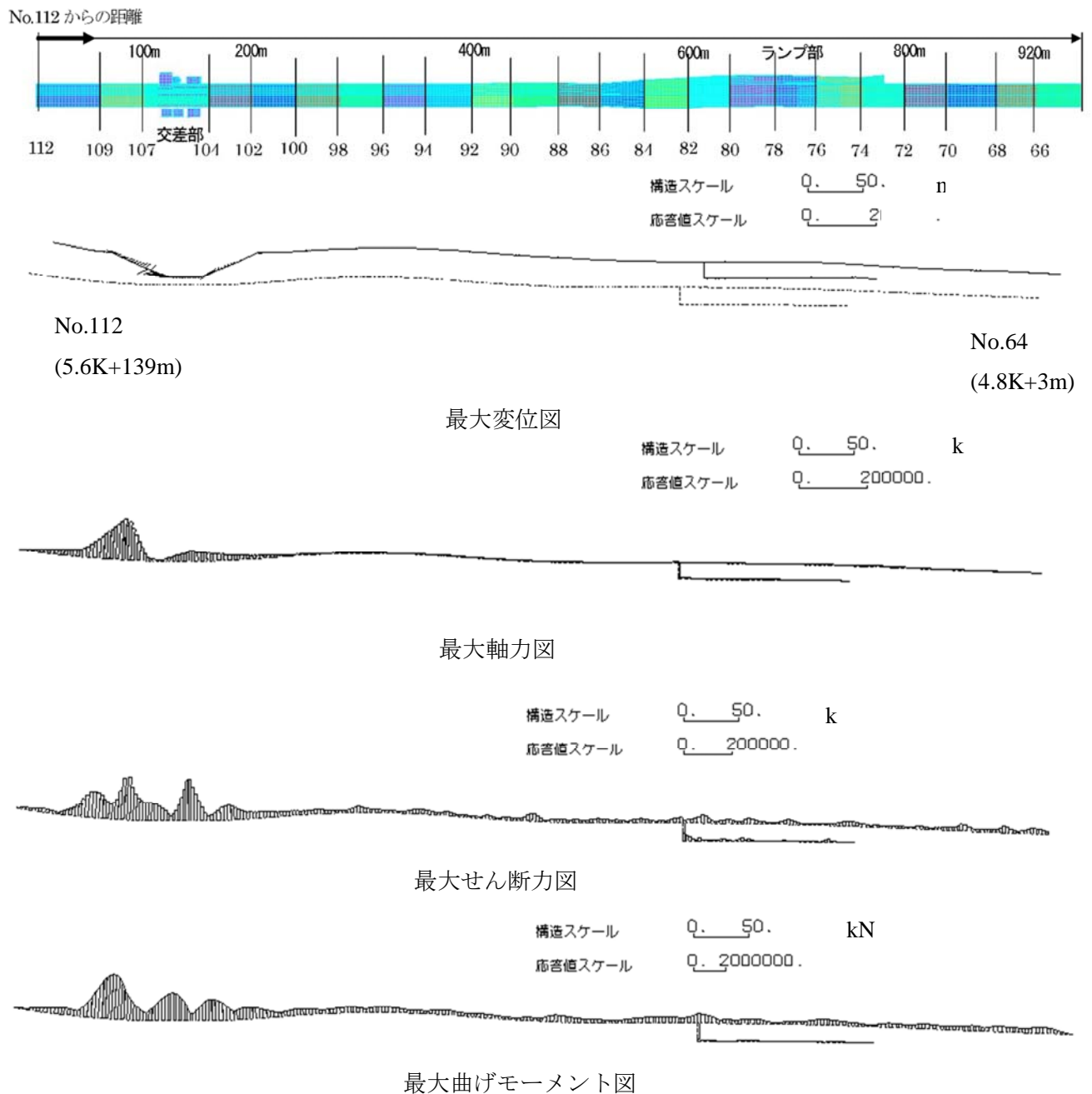
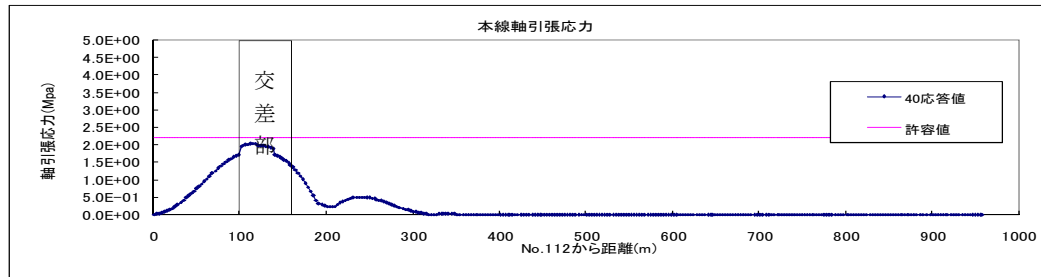
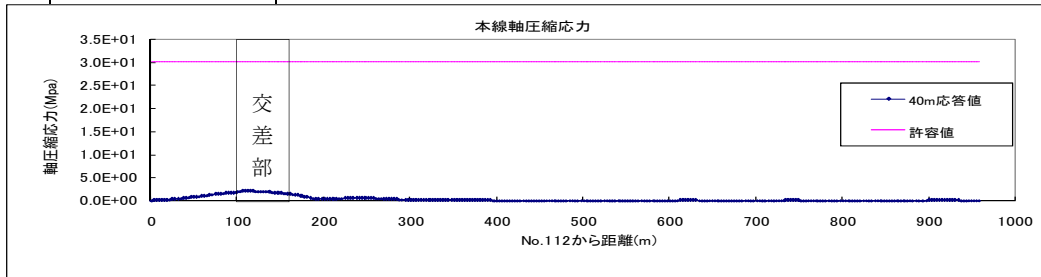


図 4.2.64 躯体部材耐力照査結果（発生断面力）

本線本体照査結果



ランプ部照査結果

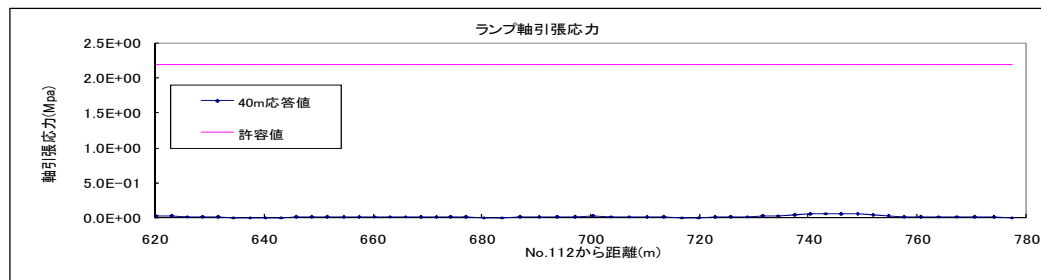
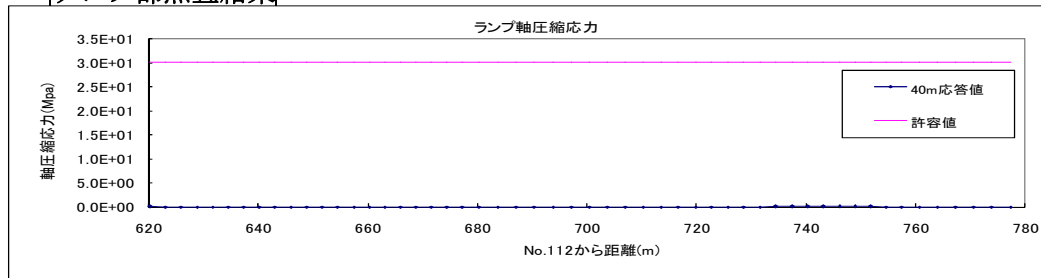


図 4.2.65 躯体部材耐力照査結果

■ 継手部の変位照査

①地震に対するボックスの安全性、供用性を確保

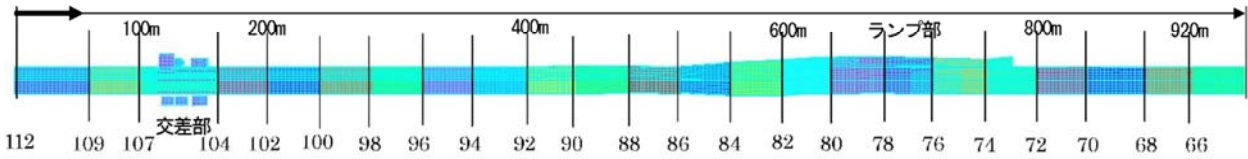
- 継手部のせん断力も交差部前後の継手において最大値を示すが、連結鉄筋の降伏応力から算定したせん断耐力以下である。
- 道路設計で決定した構造諸元において、縦断方向のレベル2地震時の構造部材照査（継手部）は本線部において許容値を満足せず、ボックスの安全性、供用性は確保出来ていない。なお継手部のせん断に対する許容値は、連結鉄筋の降伏応力からせん断耐力を各継手毎に算定している。

②道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、使用性を確保

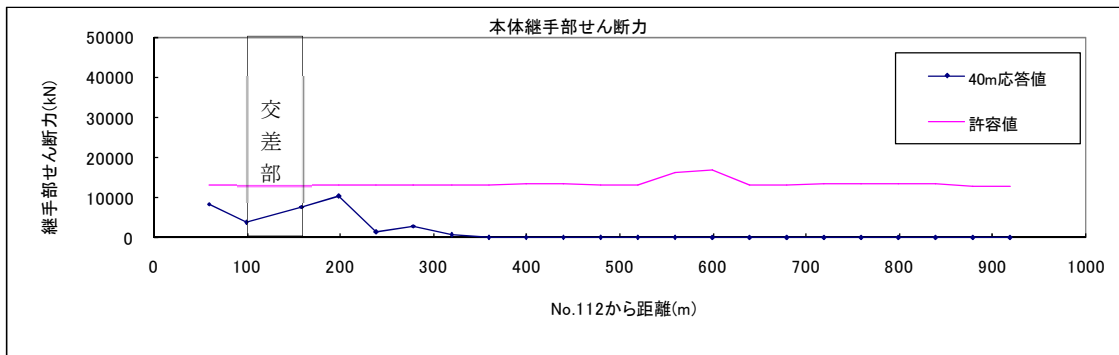
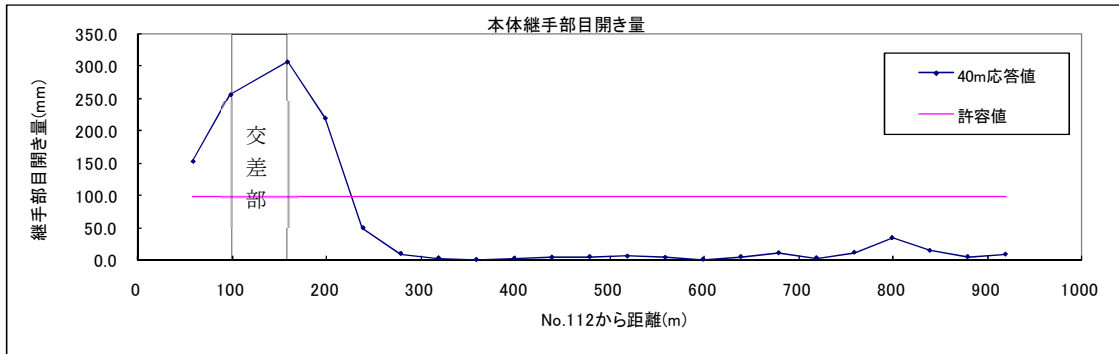
- 軸方向継手部の目開きは、交差部前後の継手において最も大きくなり、最大で 300mm の目開きが発生する。

- 本線交差部ボックスと隣接ボックスの継手部において、継手の開きが許容値を満足せず、継手構造の安全性、使用性を確保出来ていない。なお継手の目開き量は、標準的な構造継手のレベル2地震時の目安値である 100mm とした。(開削トンネル指針) 交差部と一般部の地震時応答変形に対して、交差部隣接ボックス下面の地盤改良による変形性能の向上が必要である。

No.112からの距離



本線本体照査結果



ランプ部照査結果

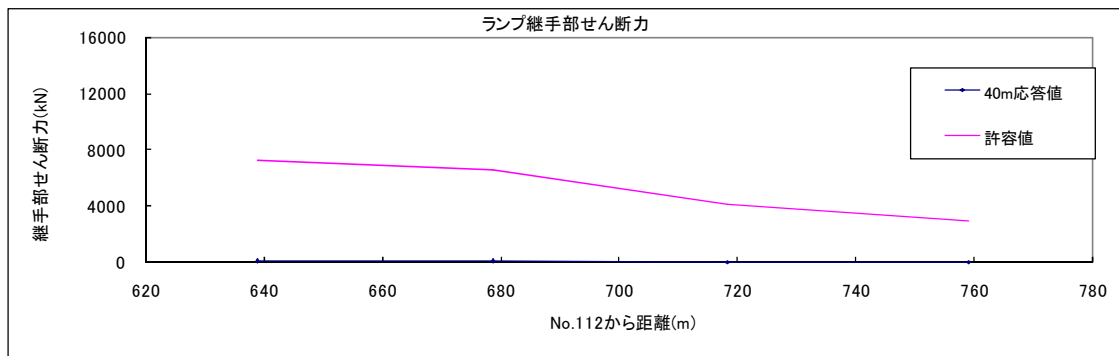
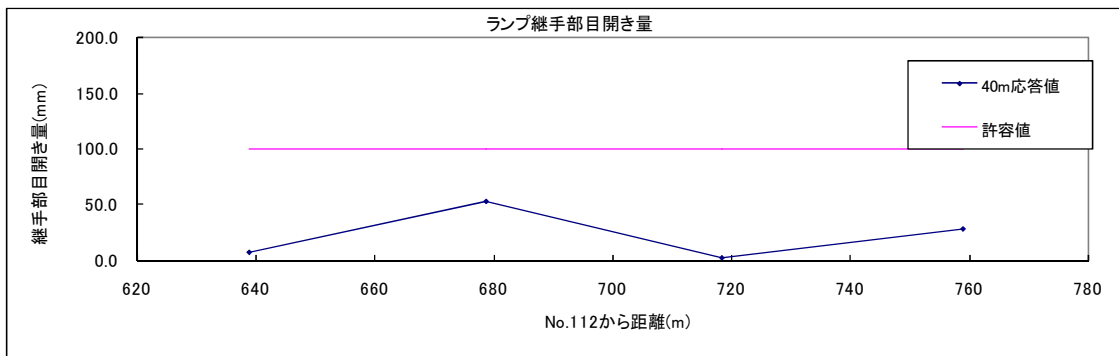


図 4.2.66 継手部の変位照査結果

5) 道路構造物継手部の対策検討

交差部では、既設構造物への影響を軽減することを目的として、現設計ではボックスカルバートを杭基礎で支持する計画となっている。そのため交差部と交差部前後においてボックスの挙動が異なる。

この挙動の違いは、圧密沈下による沈下差や、地震時に発生する相対変位により生じることが全線評価の結果から判明している。また、前述した三次元 FEM 動的応答解析による地盤変形を用いた三次元梁ばねモデルによる解析により、相対変形が許容値を上回ることが判明しており、対策工が必要である結果となっている。

ここで、圧密促進工法による対策を用いた場合、杭にネガティブフリクションが作用し、交差構造物の基礎に悪影響を及ぼす危険性がある。また、地盤変形を伴い堤体に影響を及ぼす可能性のある工法や振動・騒音により周辺家屋への影響が懸念される工法も採用はできない。

よって、道路構造物継手部の対策としては、発生する沈下量を抑制することができ、堤体への影響が少なく、振動、騒音が小さい、圧密抑制工法を選定する。

圧密抑制工法の上面は、凹凸が出来ること、ボックス下面に荷重を均等に伝達すること等を考慮し、液状化対策として使用されている砕石を敷設することとする。砕石厚さについては、現在使用を検討している土留め工の規模が変わらない最大の厚さで、かつ、ある程度の透水性を確保できる厚さとして 1.5m とする。

i) 交差部の縦断耐震対策の検討

前述した縦断耐震結果より、道路ボックス縦断方向では交差部（杭基礎）と一般部との境界で継手部において 300mm に及ぶ目開きが発生することが確認された。継手構造は、L2 地震時の継手の目開き量が概ね 100mm を目安としているため、構造上での対応が難しいと判断し、基礎地盤における地震時変位を抑制する方法を検討した。

検討の結果、基礎構造の違いによる応答特性の相違を緩和することを目的に、すりつけ区間として交差部（杭基礎）ブロックの前後の 60m 区間の基礎地盤を、セメント系深層混合処理工法により地盤改良を行う方法が有効であるとの結果を得た。詳細設計時には、この案を含む複数案の比較により、交差部の継手の変位を許容値以下とすることとする。

図 4.2.68 に、基礎地盤における対策範囲及び対策断面の概念図を示す。

<すりつけ区間の考え方>

道路土工カルバート指針による不同沈下が生じる縦断方向の緩和区間 (1:4) の考え方に基づき、当該箇所軟弱地盤層厚 H に対して 1:4 の勾配範囲を最大すりつけ区間長とした。ここでは軟弱層厚 $H=17\text{m}$ であるため $17 \times 4=68\text{m}$ を最大すりつけ区間長とした。計算結果として当該区間では 60m のすりつけ区間を採用した。

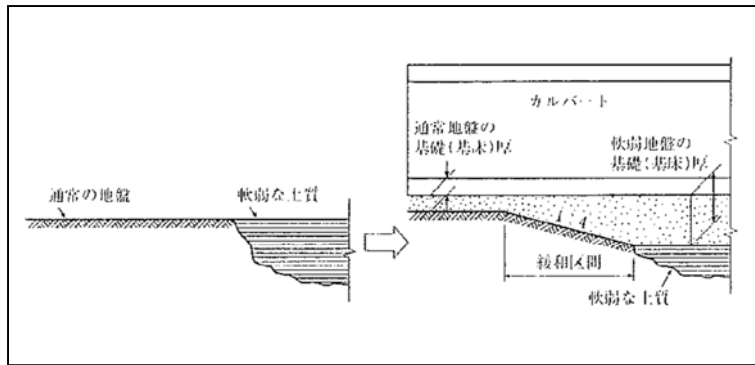
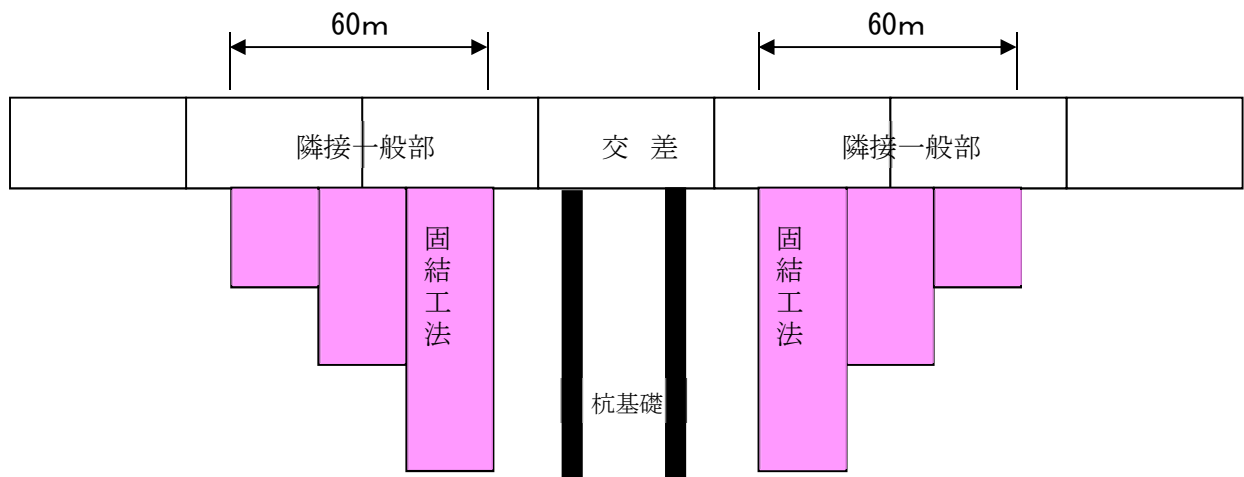


図 4.2.67 すりつけ区間の考え方



a) 対策範囲 (三次元 FEMモデル)



b) 対策断面の概念図

図 4.2.68 道路構造物継手部の対策範囲及び対策断面概念図

ii) 対策効果の確認及び対策範囲の設定

図 4.2.69 は交差部前後の基礎地盤対策断面図を示したものである。この対策諸元に基づいて対策前と同様に三次元梁ばねモデルによる解析を実施し、対策効果を評価した。

図 4.2.70 に地盤改良前後のボックス軸方向の応答変位を示し、図 4.2.71 に基礎地盤対策後の照査結果を示す。図より、地盤改良の効果により交差部（断面 112 からの距離 180m）以降のボックス間の相対変位が大きく低減されていることが分かる。また、対策前の継手部目開き量は許容値を超えていたものが、許容値に収まっている。

以上より縦断方向のレベル 2 地震時の構造部材照査（軸圧縮、引張）、継手部のせん断力、目開き量は許容値を満足し、ボックスの安全性、供用性は確保されることが確認された。

なお、ここでは、交差部前後の変位が最も厳しくなる条件として、交差部を固定とした対象モデルの結果を示している。

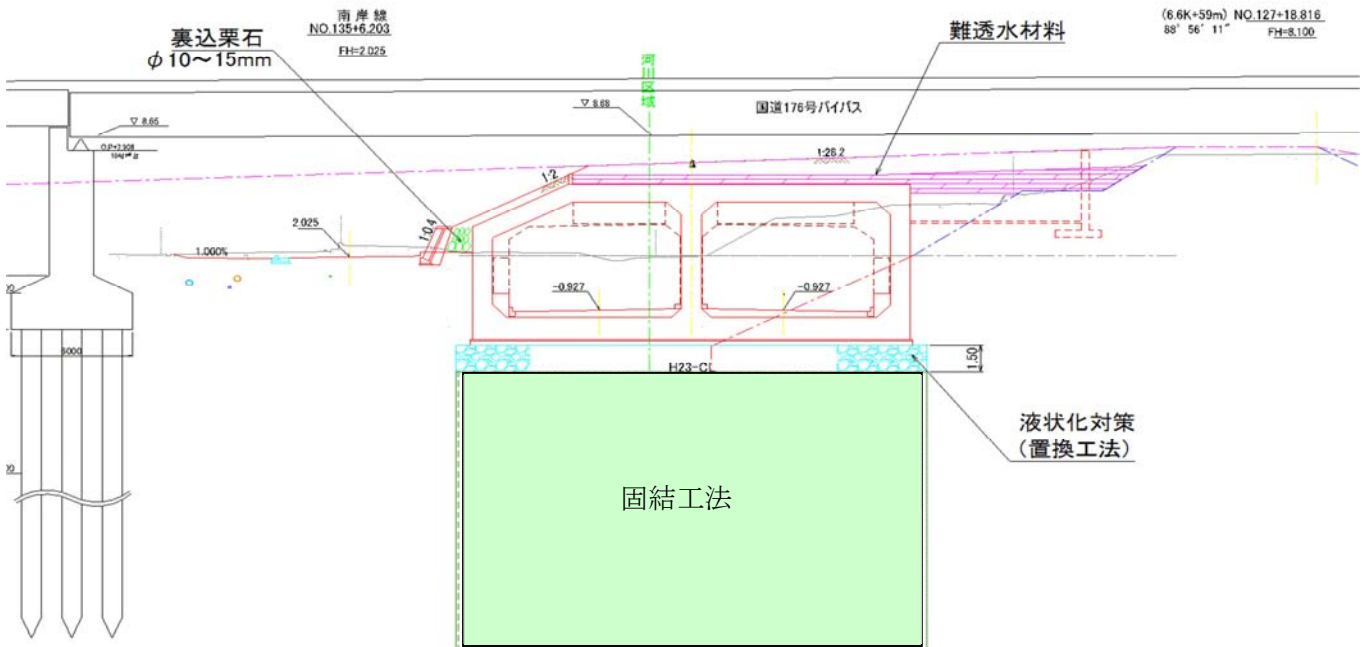


図 4.2.69 基礎地盤対策工図

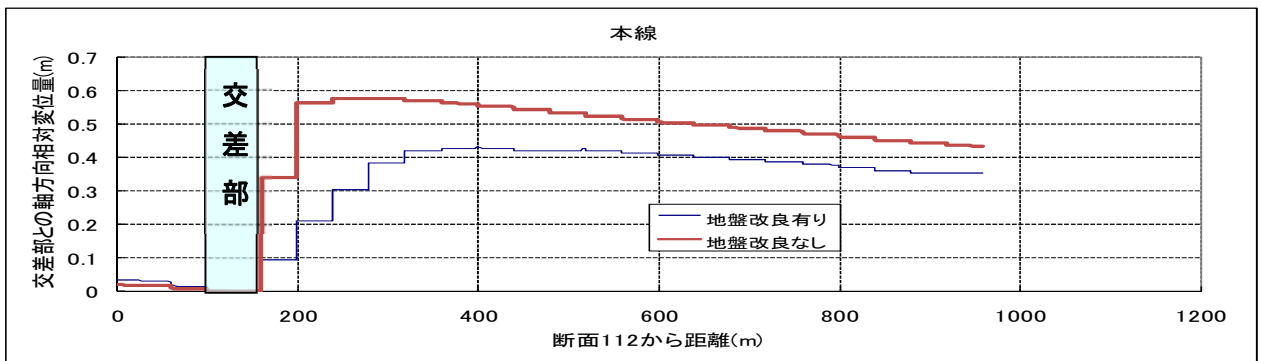


図 4.2.70 地盤改良前後のボックス軸方向の応答変位（ボックス軸方向変位に着目した対策効果）

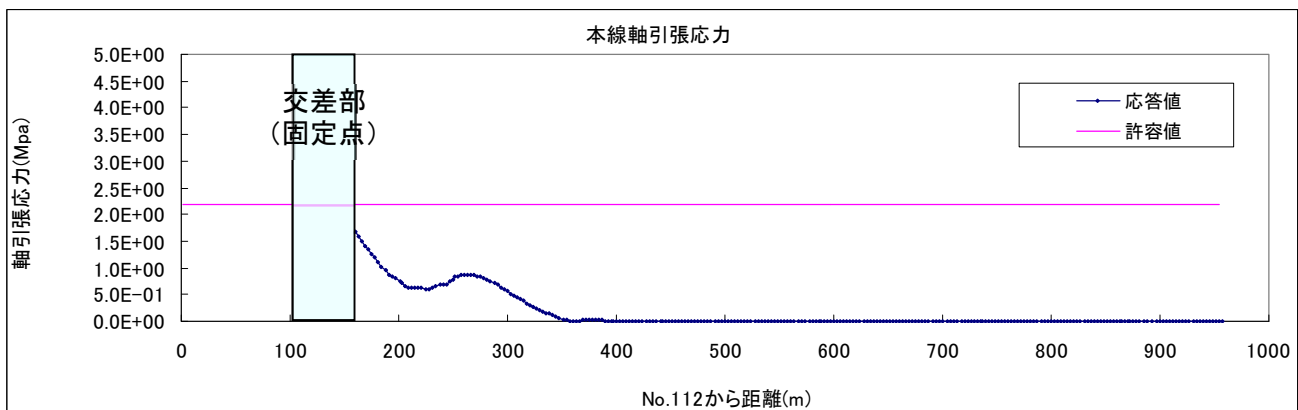
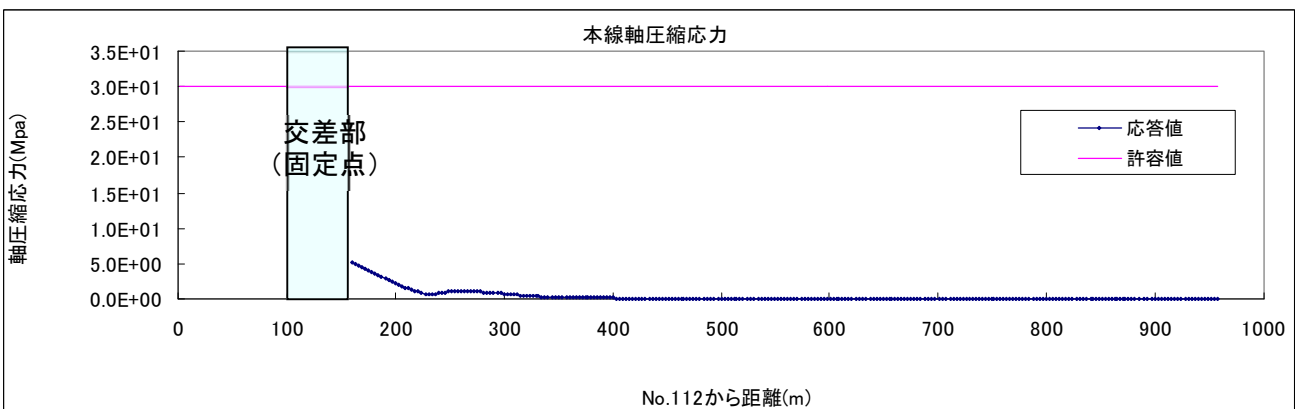
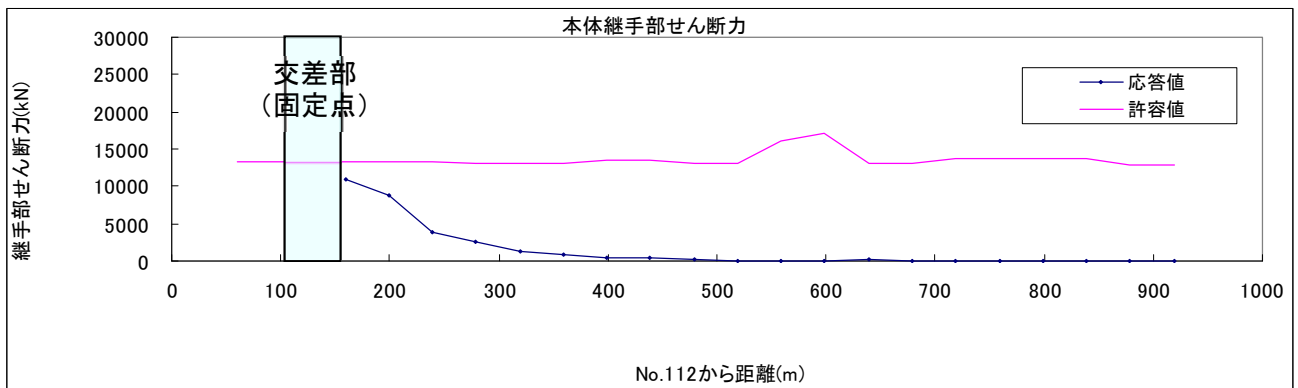
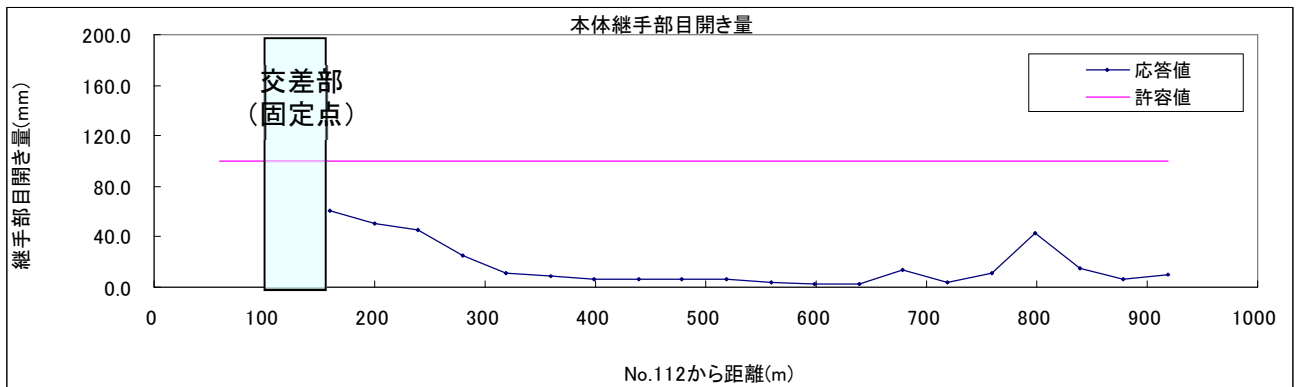


図 4.2.71 基礎地盤対策後の照査結果

4.2.2.6 災害復旧（リスク対応）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。淀川左岸線（2期）は、このような重要な役割を持つ堤防と道路ボックス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検討する。

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。

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認し、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。

(1) 一体構造の災害リスクへの対応方針

一体構造の災害リスクへの対応方針として、下記に着目した検討を行う。

【対象とする自然災害】

堤防・道路一体構造に影響を及ぼすと考えられる、地震と地震による津波、ならびに洪水とする。なおここでは地震に対する緊急復旧の検討を示し、洪水・津波については第7章で記述する。

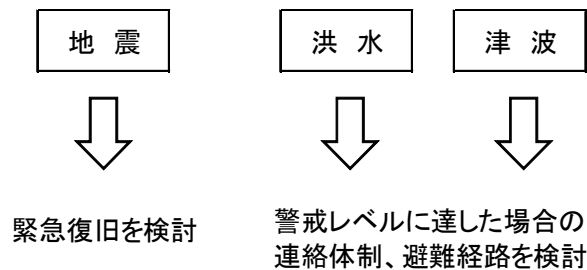


図 4.2.72 対象とする自然災害

(2) 大規模地震時の緊急復旧対応（案）

【復旧シナリオ】

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。
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。

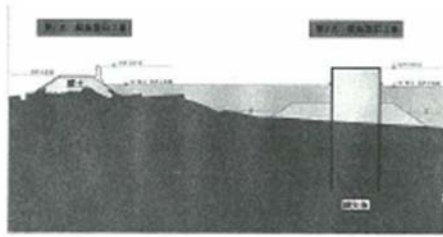


図5.3.1 緊急復旧工事断面図



写真5.3.1 第一次緊急復旧工事

図 4.2.73 緊急復旧事例（平成7年1月 兵庫県南部地震 西島堤防）

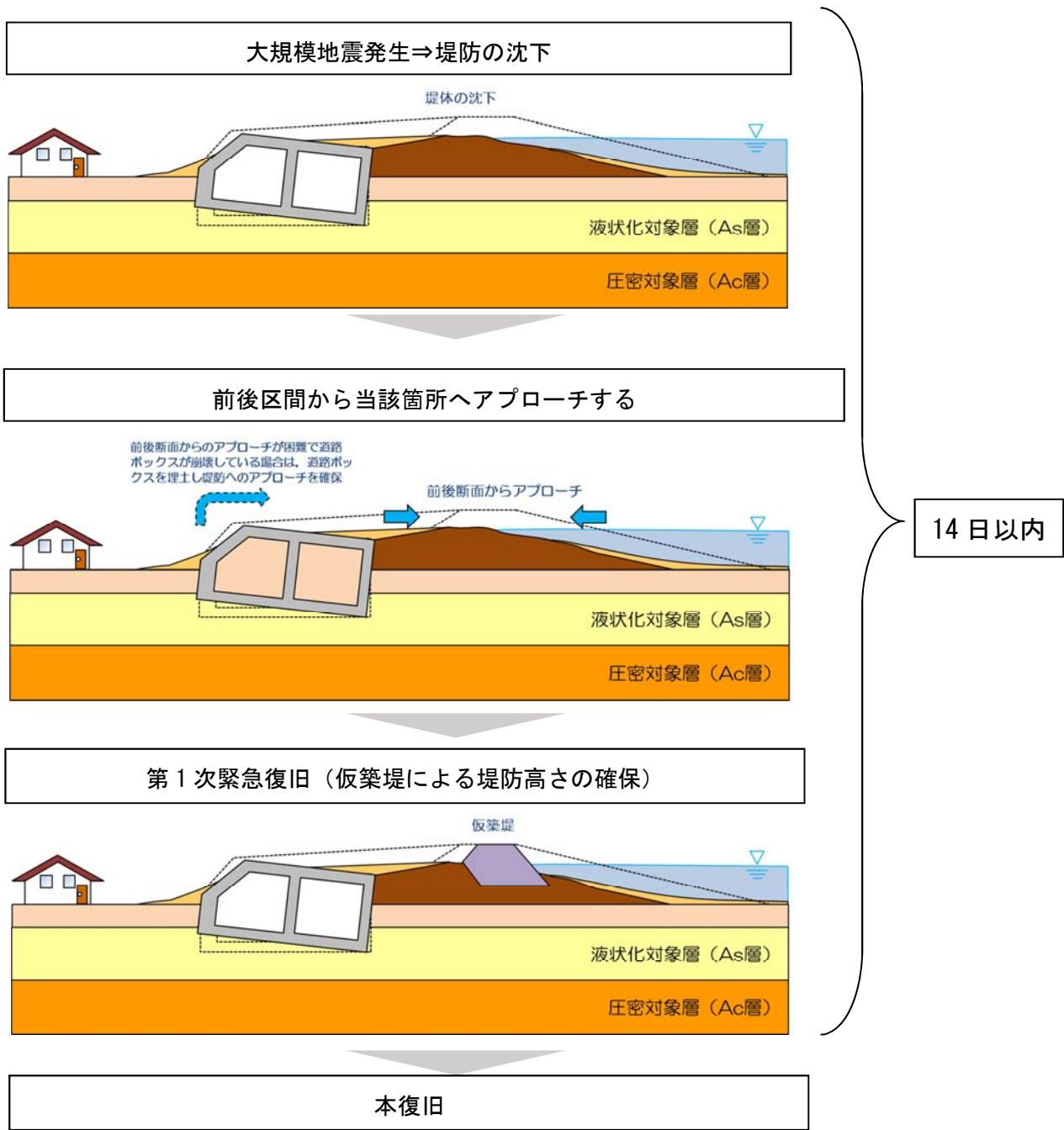


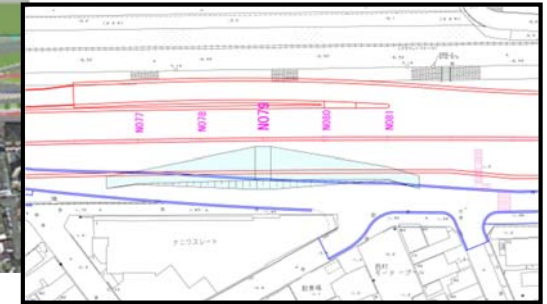
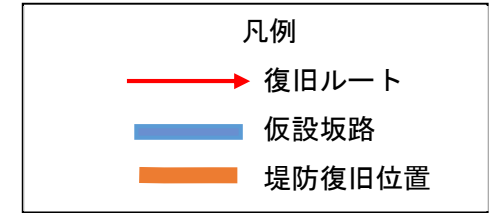
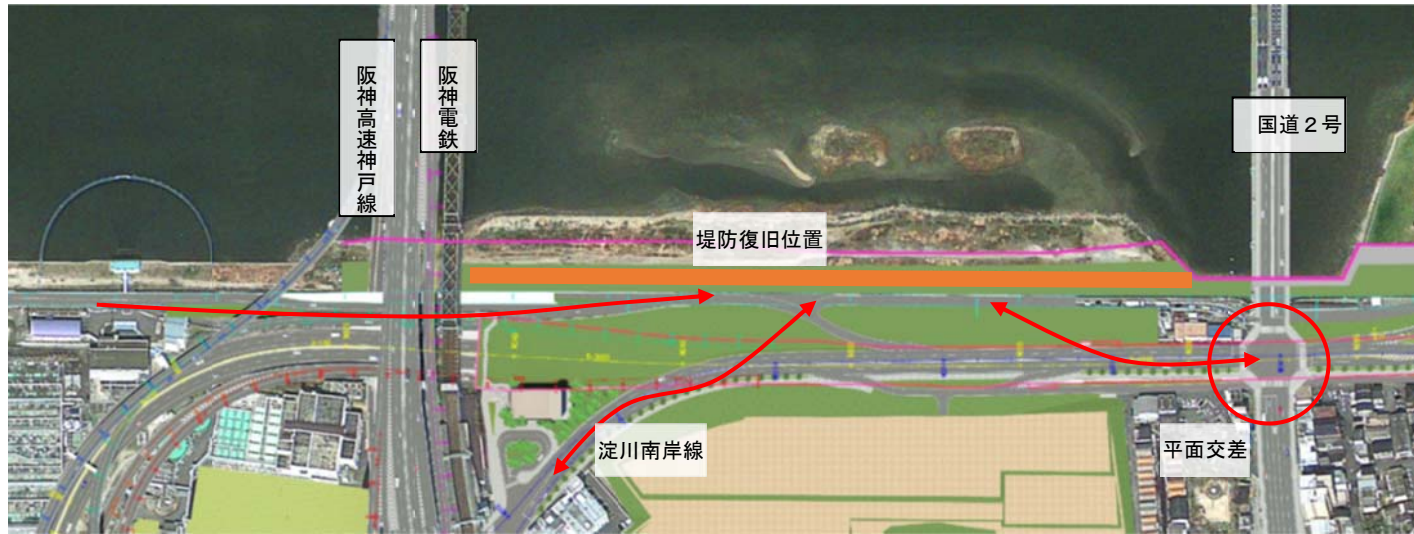
図 4.2.74 第一次緊急復旧

(3) 復旧用作業ルートの確保

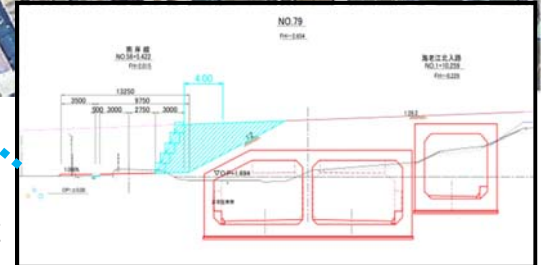
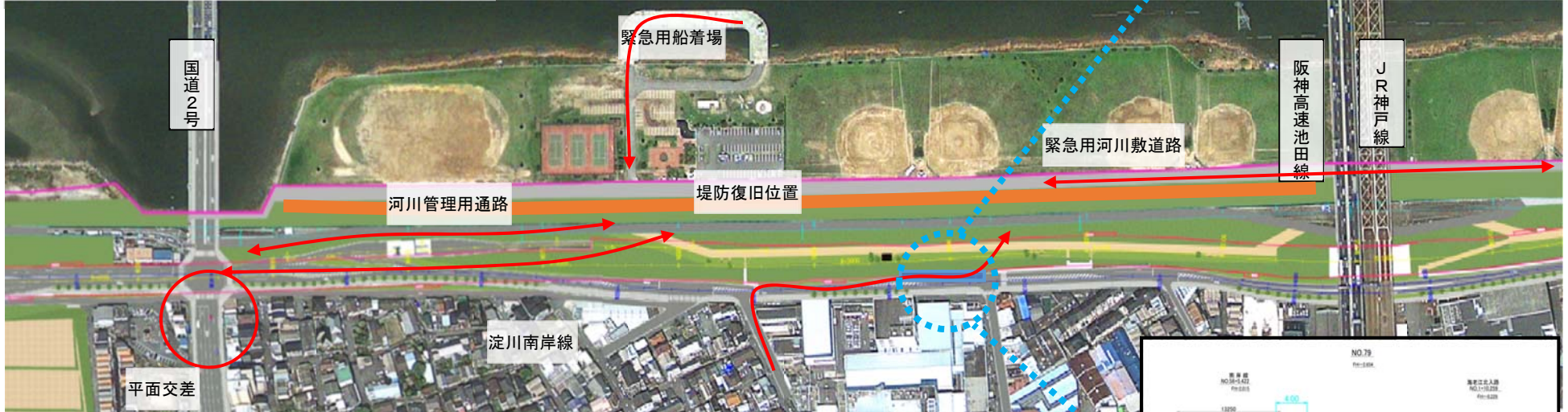
- ・ 大規模な損傷を受けた堤防の復旧を行えるよう、緊急復旧時の作業、土砂運搬等のルートを確認。
(地震後の点検、堤防高不足分の盛土時も同様のルート)
- ・ 堤防復旧位置へのアクセスルート
 - ① 緊急用河川敷道路 (W=7.0m)
 - ② 河川管理用通路 (W=7.0m)
 - ③ 淀川南岸線の1車線を利用し、仮設坂路を設置 (W=4.0m)
 - ④ 左岸線ボックス上は通行可能 (崩壊している場合は安全確保のうえ必要に応じて埋土により確保)

検討した各区间での復旧ルートについては、次頁以降に示す。

【阪神高速神戸線・阪神電鉄～国道2号】



【国道2号～阪神高速池田線・JR神戸線】



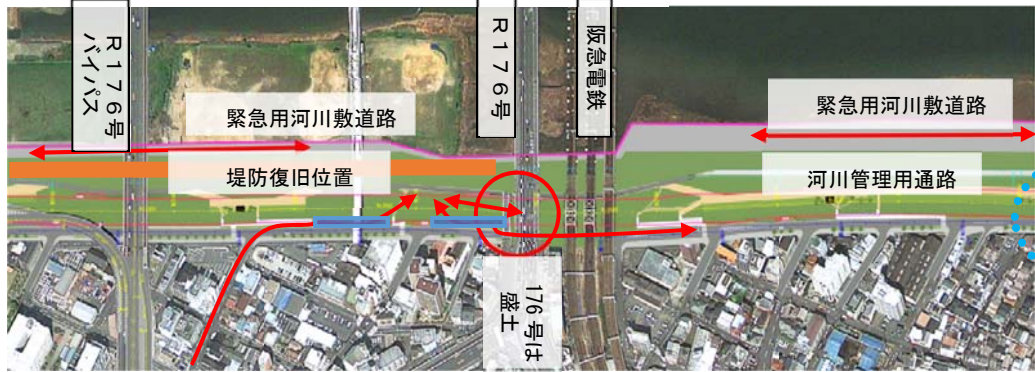
南岸線1車線のスペースに仮設坂路を設置

【阪神高速池田線～国道176号バイパス】

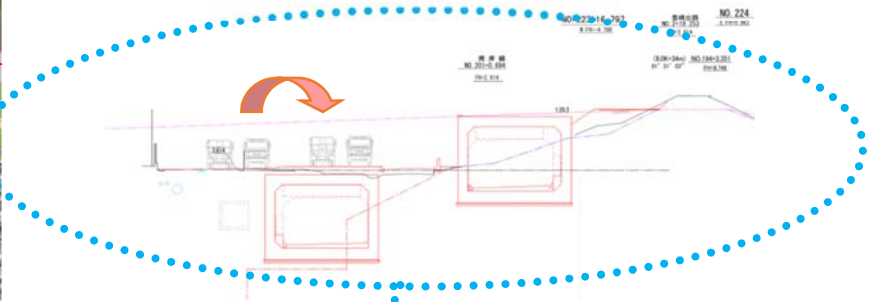


- 凡例
- 復旧ルート
 - 仮設坂路
 - 堤防復旧位置

【国道176号バイパス～国道176号・阪急電鉄】



南岸線が左岸線西行きボックス上にある箇所



【国道176号・阪急電鉄～国道423号】



4.2.3 盛土・構造物設置に伴う地盤変状による影響検討

盛土・構造物設置に伴う地盤変状に対し、河川堤防、道路構造物、周辺環境の影響検討を行う。道路構造物、河川堤防が供用中に必要な機能を確保すること、周辺家屋に影響を及ぼさないことを照査するため、施工開始直後から圧密沈下が収束するまでの地盤変状挙動を予測する。

本検討では、地盤変状により想定される被害シナリオから導いた一体構造物の確保機能の照査を目的として、鉛直二次元モデルを用いた非線形弾性解析および土-水連成弾塑性解析により地盤変状予測を行う。

まず、圧密沈下対策の要否判定を行うことを目的に非線形弾性解析を行い、道路躯体の残留沈下量と許容残留沈下量を比較することにより照査する。躯体の残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）が許容残留沈下量を上回った場合は、圧密沈下対策工を設置する。

次に、対策工を考慮した完成断面に対し、河川堤防、道路構造物の確保機能の照査および周辺環境への影響検討を行うことを目的に、施工ステップを解析に反映した土-水連成弾塑性解析により地盤変状挙動の経時変化を評価する。河川堤防の確保機能については、圧密沈下による堤防高の不足を起こさないことを目的として、堤防天端位置の最終沈下量に応じたオーバーレイ計画（余盛高）の検討を行う。道路構造物の確保機能については、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確保すること、道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保することを照査するため、オーバーレイ計画を考慮した地盤変状予測により躯体構築後の躯体沈下量、横断的な傾斜勾配、縦断的な相対変位を評価し、許容値と比較する。周辺環境への影響を防止することを目的として、施工開始直後からの近接家屋の傾斜角を評価し、許容値と比較する。上記の検討フローを以下に図示する。

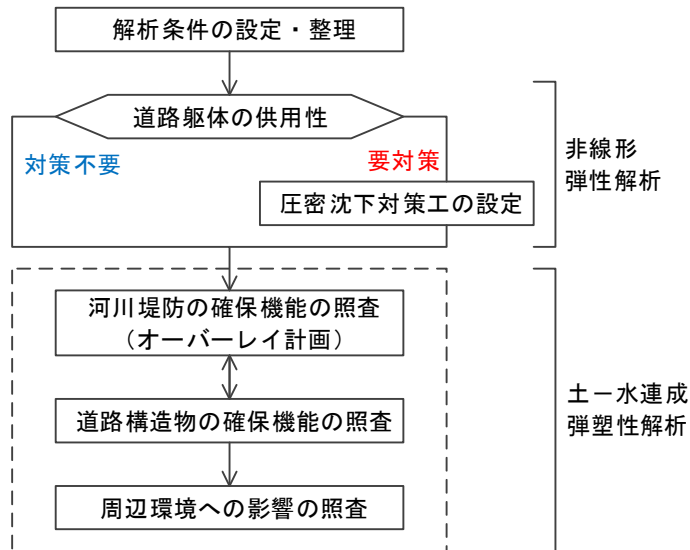


図 4.2.75 検討フロー図

4.2.3.1 検討概要

無対策時における完成堤防に対し、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を照査することを目的として、非線形弾性解析により評価した躯体の残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）が許容残留沈下量を超えないことを照査する。許容残留沈下量は、道路供用の観点から 10cm とする。

■ 無対策時の道路躯体の沈下に対する安全性、供用性の照査

検討箇所	一体整備特性	道路躯体の残留沈下量
□ No.45 (4.4k+31m)	高規格堤防, ランプ部	87.9cm
□ No.53 (4.4k+191m)	高規格堤防, 一般部	84.3cm
□ No.80 (5.0k+115m)	パラペット形式特殊堤, ランプ部	49.4cm
□ No.90 (5.2k+107m)	パラペット形式特殊堤, 一般部	54.6cm
□ No.103 (5.4k+166m)	パラペット形式特殊堤, 一般部	77.9cm
□ No.121 (5.8k+120m)	特殊堤, 一般部	48.3cm
□ No.129 (6.0k+80m)	特殊堤, ランプ部	55.5cm
□ No.142 (6.2k+139m)	特殊堤, ランプ部	51.4cm
□ No.208 (7.6k+69m)	土 堤, 一般部	77.9cm
□ No.228 (8.0k+116m)	土 堤, ランプ部 西行き	67.4cm
□ No.228 (8.0k+116m)	土 堤, ランプ部 東行き	68.9cm

解析結果より、淀川左岸線（2期）の全域において、無対策時には道路躯体の残留沈下量が 50cm 程度以上となり許容残留沈下量 10cm を大きく上回ることから、圧密沈下対策工が必要である。対策工法は、道路躯体位置の残留沈下量の軽減を目的に、プレロード工法を採用する。また、本事業工程の制約より、プレロード放置期間を短くする必要があることから、圧密時間を短縮し促進効果を期待できる圧密促進工法（サンドドレーン工法）を併用する。サンドドレーン工法は、砂杭で構成されるため地盤変状に追従しやすい利点があり、固結工法と比較して経済的となる。

上記より、本区間では圧密対策が必要であることから、以降の検討ではプレロード工法、サンドドレーン工法を前提としたモデルにより各種確保機能に対して照査を行う。照査は、施工段階を反映し経時的に地盤挙動が想定できる土-水連成弾塑性解析により行う。

圧密沈下による堤防高の不足を起こさないことを照査するため、地盤変状による堤防天端位置の最終沈下量（即時沈下も含めた総沈下量）を評価する。堤防高の不足は、余盛を考慮したオーバーレイ計画により対応するものとする。余盛分の増荷重に対して堤防天端位置の最終沈下量を再評価したうえで、沈下量が設定した余盛高を上回らないことを照査する。

解析により、圧密沈下による堤防高の不足を起こさない余盛高は、現況堤防の全開削区間では 80cm 程度、それ以外の区間で 50cm 程度であると評価する。余盛分の増荷重を考慮した最終沈下量は、現況堤防の全開削区間で 70cm 程度、それ以外の区間では 40cm 程度であり、残留沈下量が必要余盛高を上回らない結果を得た。なお、一体構造物の確保機能に対する照査にあたっては、オーバーレイ計画を考慮した土-水連成弾塑性解析を行った。

圧密沈下対策後の道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を照査することを目的に、施工完了後の沈下量（ボックス下部の残留沈下量）が許容残留沈下量 10cm を超えないこと、躯体の傾斜勾配が許容値を超えないことを照査する。躯体の傾斜勾配の許容値は、排水機能を確保する観点から 2% とする。

■ 対策後の道路躯体の沈下に対する安全性、供用性の照査

検討箇所	一体整備特性	残留沈下量(相対)	傾斜勾配
□ No.45 (4.4k+31m)	高規格堤防, ランプ部	3.9cm(2.8cm)	0.1%
□ No.80 (5.0k+115m)	パラペット形式特殊堤, ランプ部	1.1cm(0.0cm)	0.1%
□ No.90 (5.2k+107m)	パラペット形式特殊堤, 一般部	1.1cm(1.2cm)	0.1%
□ No.103 (5.4k+166m)	パラペット形式特殊堤, 一般部	2.3cm(1.6cm)	0.1%
□ No.121 (5.8k+120m)	特殊堤, 一般部	0.7cm(0.6cm)	0.1%
□ No.129 (6.0k+80m)	特殊堤, ランプ部	1.3cm(0.3cm)	0.1%
□ No.208 (7.6k+69m)	土 堤, 一般部	1.6cm(0.3cm)	0.1%
□ No.228 (8.0k+116m)	土 堤, ランプ部 西行き	4.4cm(2.8cm)	0.1%
□ No.228 (8.0k+116m)	土 堤, ランプ部 東行き	3.9cm(2.3cm)	0.1%

上記に示す解析結果より、ボックス下部の残留沈下量および傾斜勾配が許容値を下回ることから、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確保することができると判断する。

道路躯体および継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を照査することを目的として、施工完了後の道路躯体の縦断的な相対変位が許容値を超えないことを照査する。相対変位の許容値は、道路躯体の継手耐力を考慮し 5cm とする。

上記に示すボックス下部の残留沈下量より、各検討箇所間の相対変位は許容値を下回るため、道路躯体および継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保することができると判断する。

地盤変状による周辺環境への影響に焦点を当て、施工開始直後から発生する近接家屋の傾斜角を照査する。照査方法は、家屋の傾斜角が許容値である 3/1000 を下回ることを照査する。着目する時間は、最大傾斜角発生時および圧密沈下終了時とする。各検討箇所の一連区間において、家屋が道路躯体に最も近接する断面を選定し、盛土・構造物設置に伴う地盤変状による家屋の傾斜角を評価する。

■ 近接家屋に対する影響検討

検討箇所	一体整備特性	家屋の傾斜角 (X/1000 許容値 : X<3)	
		最大傾斜角	圧密沈下終了時
□ No.45 (4.4k+31m)	高規格堤防, ランプ部	— (近接家屋なし)	
□ No.80 (5.0k+115m)	ハラハット形式特殊堤, ランプ部	3.5	1.3
□ No.90 (5.2k+107m)	ハラハット形式特殊堤, 一般部	2.1	2.0
□ No.103 (5.4k+166m)	ハラハット形式特殊堤, 一般部	2.1	2.0
□ No.121 (5.8k+120m)	特殊堤, 一般部	2.1	1.9
□ No.129 (6.0k+80m)	特殊堤, ランプ部	2.2	1.0
□ No.208 (7.6k+69m)	土 堤, 一般部	2.1	2.0
□ No.228 (8.0k+116m)	土 堤, ランプ部	— (近接 家屋なし)	

上記に示す結果より, No.80 (国道 2 号線上流部) において傾斜角が許容値を上回ることから, 当該の一連区間において周辺影響に対する対策工が必要となる。それ以外の区間については, 家屋の傾斜角は満足する。なお, プレロード盛土に家屋が近接し, プレロード盛土施工に伴い家屋位置の隆起が発生すると考えられる区間については, 周辺影響に留意する必要がある。対策工としては, 盛土部端部に鋼矢板や地盤改良を講ずることにより, 盛土による地盤変状の影響を遮断するなどの案が考えられる。

4.2.3.2 道路躯体の沈下に対する安全性、供用性の照査

(1) 検討概要

道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を照査することを目的に圧密解析を実施し、道路躯体に発生する躯体の残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）を算定する。算定した残留沈下量が許容値を上回る場合は、対策工の検討を実施する。ここでの検討は、完成形全荷重が作用した際の道路躯体の沈下量を評価することから、沈下量の経時変化を考慮した解析（土－水連成弾塑性解析）は不要とし、鉛直二次元の非線形弾性解析を用いる。

(2) 検討に用いる解析手法

非線形弾性解析では、各土層において、完成時の応力増分に伴う最終的な地盤変位量を評価する。本解析は、同一地盤で様な圧密特性（圧縮指数 C_c 、膨潤指数 C_s 、過圧密比 OCR 、基準応力における間隙比 e_{im} ）を設定し、初期応力状態より各要素で設定される e - $\log\sigma_m$ 関係（非線形特性）を用いて圧密変形量を算出する弾性応力解析である（図 4.2.76 参照）。ここで、応力増分に伴う圧密現象は平均有効応力 σ_m の変化により発生するため、設定圧密特性の横軸は $\log\sigma_m$ とする。本解析における支配方程式を以下に示す。

$$\dot{\sigma}_{ij}' = \bar{\lambda} \dot{\epsilon}_v \delta_{ij} + 2\bar{\mu} \dot{\epsilon}_{ij}$$

ここに、

$\dot{\sigma}_{ij}'$: 有効応力速度

$\dot{\epsilon}_v$: 体積ひずみ速度

δ_{ij} : クロネッカーのデルタ ($i=j \rightarrow 1, i \neq j \rightarrow 0$)

$\dot{\epsilon}_{ij}$: 圧縮、せん断ひずみ速度

$\bar{\lambda}, \bar{\mu}$: ラメの定数

・ 正規圧密状態

$$\begin{cases} \bar{\lambda} = \frac{3\nu}{1+\nu} \frac{\sigma_m}{\lambda} (1+e_0) \\ \bar{\mu} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{\sigma_m}{\lambda} (1+e_0) \end{cases}$$

・ 過圧密状態

$$\begin{cases} \bar{\lambda} = \frac{3\nu}{1+\nu} \frac{\sigma_m'}{\lambda} (1+e_0) \\ \bar{\mu} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{\sigma_m'}{\kappa} (1+e_0) \end{cases}$$

ここに,

$$\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) : \text{平均有効応力}$$

e_o : 初期間隙比 (初期応力での間隙比)

λ : 圧縮指数 ($=0.434C_c$)

κ : 膨潤指数 ($=0.434C_s$)

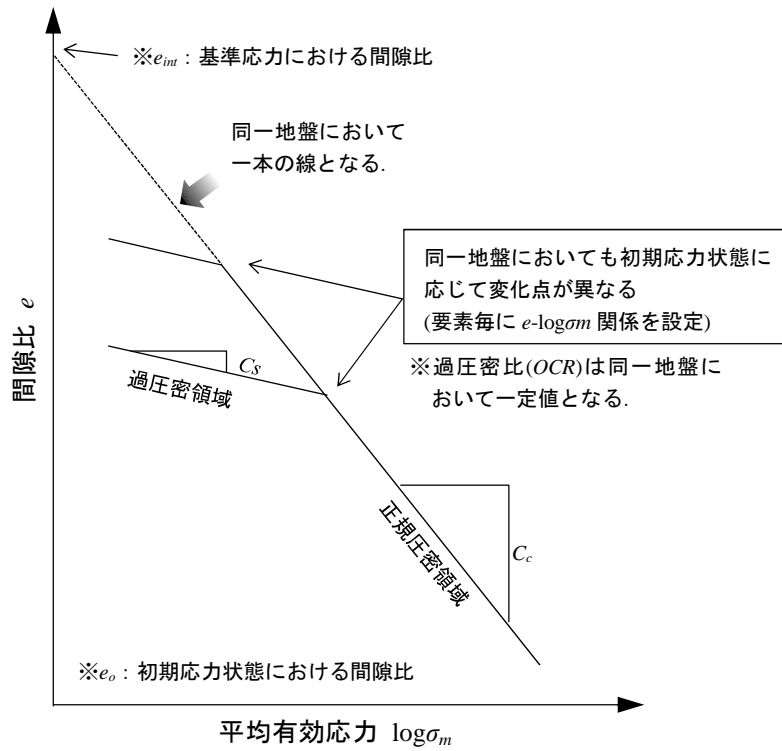


図 4.2.76 非線形弾性解析における設定圧密特性の概念図

(3) 検討断面の抽出

淀川左岸線（2期）における沖積粘性土層の圧密特性（ C_c , OCR ）はほぼ同様であることから、圧密沈下に伴う基礎地盤の地盤変状は、上載荷重、沖積粘性土層厚が変形量に大きく起因する。そこで、検討対象断面の抽出にあたっては、堤内側盛土荷重、軟弱粘性土層厚に着目して選定する。

川表側護岸は、1:4の一枚のりで計画されていることから、川表側盛土荷重は、既設の護岸形式が、パラペット形式特殊堤、特殊堤、土堤と高水敷の有無により盛土荷重は異なる。

- ・ パラペット形式特殊堤 ～5.6k+50m(No.106 付近)
- ・ 特殊堤 5.6k+50m～7.0k+50m(No.178 付近)
- ・ 土堤 7.0k+50m～

堤内側盛土荷重は、堤防間盛土、道路躯体縦断線形、高規格堤防盛土により異なる。この荷重の違いによる区分を行うにあたり、堤内側の掘削、道路躯体、盛土の単位奥行き当たりの総荷重を増加荷重とし、断面変化位置で算出する。あわせて、河川法線と道路計画中心線の離れ、縦断線形を考慮する。

- ・ 荷重区分① ～No.62 付近(4.8k 付近) 海老江地区高規格堤防
- ・ 荷重区分② No.62 付近～No.98 付近(5.4k+100m 付近)国道2号～阪神高速池田線下流
- ・ 荷重区分③ No.98 付近～No.110 付近(5.8k 付近) ～JR 東海道線上流
- ・ 荷重区分④ No.110 付近～No.222 付近(8.0k 付近)～豊崎ランプ、新御堂筋下流
- ・ 荷重区分⑤ No.222 付近～

なお、上記は道路計画中心線で区分していることから、海老江北入路(No.80 付近,5.0k+115m)、大淀出路(No.129 付近,6.0k+80m)、大淀入路(No.142 付近,6.2k+139m)は考慮していない。

軟弱粘性土層厚は、河川距離標毎に堤内側で実施されたボーリング調査結果より、次の4区分とする。

- ・ 地層区分① 12.5m 程度 ～5.8k(No.115 付近)
- ・ 地層区分② 13.0m 程度 5.8k～6.4k(No.145 付近)
- ・ 地層区分③ 15.5m 程度 6.4k～8.0k(No.222 付近)
- ・ 地層区分④ 13.0m 程度 8.0k～

以上により整理した堤防形式、荷重区分、地層区分にくわえ、完成時の道路構造を勘案し、非線形弾性解析の検討対象断面を抽出する。抽出結果を次頁の表に示す。

表 4.2.38 非線形弾性解析の検討対象断面の抽出

堤防形式	荷重区分	地層区分	道路構造	検討対象断面
パラペット形式特殊堤	①	①	ランプ部(海老江 JCT)	No.45(4.4k+31m)
			一般部	No.53(4.4k+191m)
	②		ランプ部(海老江北入路)	No.80(5.0k+115m)
			一般部	No.90(5.2k+107m)
	③		一般部(堤防掘削無)	No.103(5.4k+166m)
	特殊堤		④	②
ランプ部(大淀出路)		No.129(6.0k+80m)		
ランプ部(大淀入路)		No.142(6.2k+139m)		
土堤	③	④	一般部	No.208(7.6k+69m)
	⑤		ランプ部(豊崎出路)	No.228(8.0k+116m)

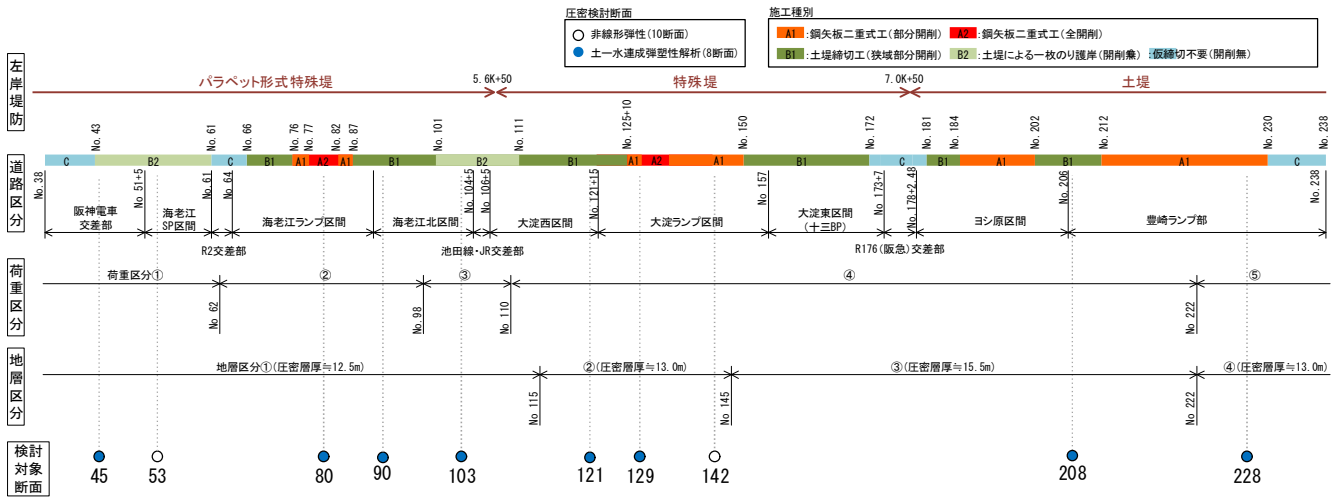


図 4.2.77 各種区分による検討対象断面の抽出結果の平面模式図

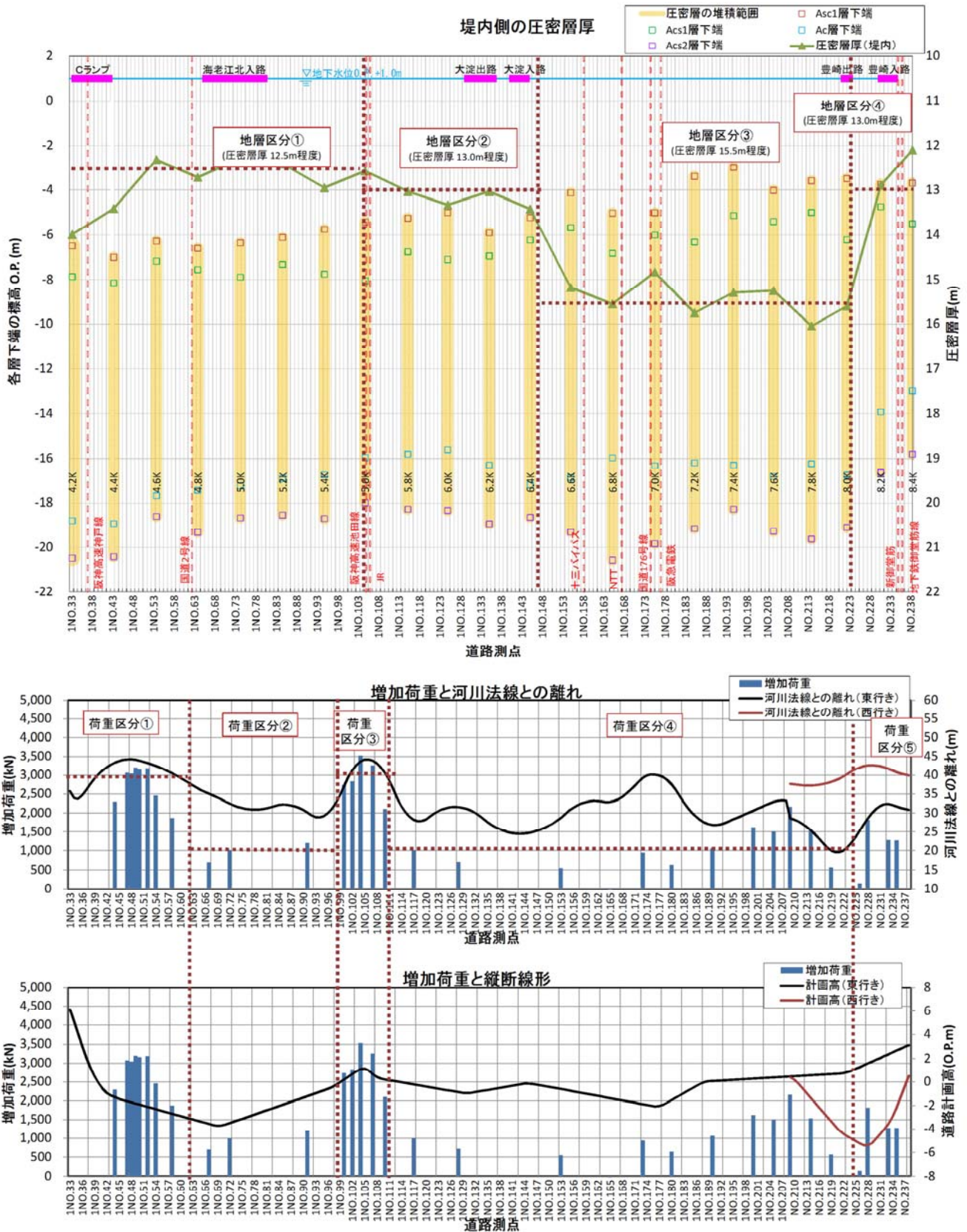


図 4.2.78 淀川左岸線（2期）における軟弱粘性土層の地層区分および荷重区分

(4) 解析モデルの作成

二次元FEM解析に用いる解析モデルの考え方について示す。解析モデル下端はDg1層上端を設定する。モデル化する範囲は、盛土・構造物設置により地盤変状に影響を及ぼさない十分な距離として、モデル高さの5倍程度に設定する。解析モデルの底面境界は固定し、側方境界には鉛直ローラーを設ける。一例として、No.90の解析モデル図を次頁に示す。すべての検討対象断面において、解析上、次頁に示すように将来的なスーパー堤防整備を見込んだ荷重を考慮する。

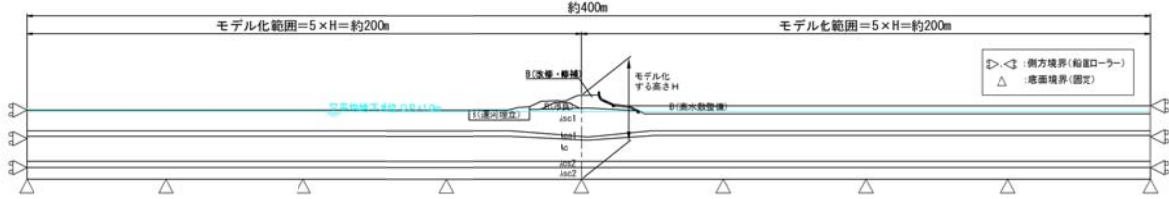
非線形弾性解析における地盤変状挙動の評価位置は、堤内側から計画端部、淀川南岸線中央部、淀川左岸線（2期）の西行き端部、中壁位置、東行き端部、土留壁設置位置（施工矢板部）、堤防間盛土（川表のり面中央部）、堤防天端両肩、川表側最大沈下部、川表側盛土端部の10箇所程度とする。解析にあたっては、はじめに現況堤防形状の自重解析（全土層に接線剛性 E_0 を設定）を実施し地盤の初期応力状態を把握したうえで、粘性土層（Acs1, Ac, Acs2層）を非線形弾性体、その他の土層（B, Asc1, Asc2層）を弾性体として解析を実施する。非線形弾性体には次項に示す圧密特性を、弾性体には変形係数として割線剛性 E_m を設定する。

土-水連成弾塑性解析にあたり、排水条件としてモデル下端および左右端の水頭を固定する。地盤変状挙動の評価位置は、淀川左岸線（2期）の西行き端部、中壁位置、東行き端部、堤防間盛土、堤防天端両肩、川表側盛土端部、家屋端部、プレロード盛土端部とする。同位置の粘性土層（Acs1層, Ac層, Acs2層）中心において過剰間隙水圧の経時変化を評価し、解析中に圧密現象が収束していることを把握する。地盤と構造物間の剥離を評価するため、道路躯体面、矢板位置にジョイントを設ける。非線形弾性解析と同様、はじめに現況堤防形状の自重解析（全土層に接線剛性 E_0 を設定）を実施し、地盤の初期応力状態を把握する。この応力状態を引き継ぎ、粘性土層を弾塑性体（修正カム・クレイモデル）、その他の土層を弾性体として弾塑性解析を実施する。弾塑性解析では、作成した解析ステップに沿って順次、応力状態を更新しながら地盤変状の経時変化を評価する。自重解析以降は、弾性体の土層の剛性に割線剛性 E_m を設定する。

横断図

No.90 断面 (L5.2k+107m)

■境界条件図



将来的なスーパー堤防整備を見込み、
解析上はこの部分の荷重を考慮する

■評価位置・項目

- ①非線形弾性解析
 - 堤防全体の変状挙動を把握：解析モデル図中の①～③の沈下量
- ②土-水連成弾塑性解析
 - 道路躯体の変状挙動を評価：ボックス下部のAsc1層上端の沈下量
 - 堤体の沈下量を評価：堤防天端中心位置のAsc1層上端の沈下量

■解析モデル図

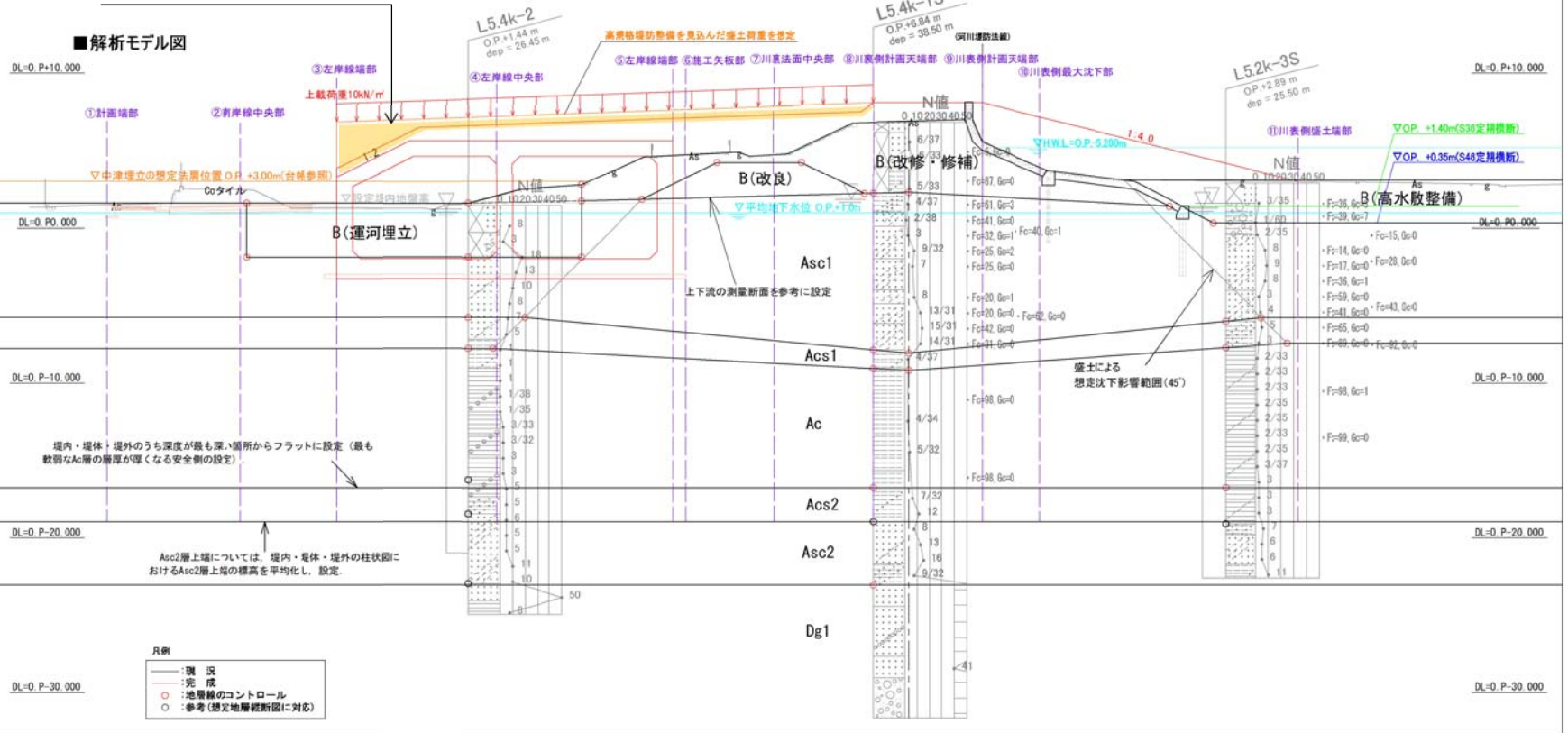


図 4.2.79 No.90 解析モデル図

(5) 地盤特性の整理

各土層の土質定数については 2 章で整理した下表の設定値を用いる。なお、透水係数は、非線形弾性解析には使用しない。

表 4.2.39 解析に用いる各土層の土質定数一覧

土層	単位体積重量 (kN/m ³)		変形係数 (kN/m ²)		透水係数 <i>k</i> (cm/s)	圧密特性			
	γ_t	γ_{sat}	E_0	E_m		圧縮 指数 C_c	膨潤 指数 C_s	基準 間隙比 e_{int}	過圧密比 OCR
新規盛土	19.0	—	—	6,150	1.00×10^{-3}	— (弾性体)			
B(改修・修補)	17.0	—	24,600	6,150	3.12×10^{-2}				
B(改良)	17.7	18.6	6,760	1,690	1.56×10^{-3}				
B(高水敷整備)	18.4	19.7	7,920	1,980	4.42×10^{-4}				
B(運河埋立)	19.7	20.5	12,560	3,140	2.53×10^{-5}				
Asc1	18.1	18.5	14,240	3,560	4.36×10^{-3}				
Acs1	—	16.9	12,360	—	7.84×10^{-5}	0.43	0.043	1.68	1.0
Ac		16.2	15,800		1.06×10^{-7}	0.77	0.077	2.27	1.0
Acs2		17.1	11,200		1.05×10^{-7}	0.61	0.061	1.90	1.0
Asc2		18.0	22,400		5,600	4.71×10^{-5}	— (弾性体)		

圧密特性の設定方法を以下に示す。

淀川左岸線（2 期）では、粘性土層（Acs1・Ac・Acs2）に対して縦断的に圧密試験が実施されている。盛土・構造物設置に伴う地盤変状による影響検討のため、圧密試験結果を整理・分析し、圧密指数、過圧密比を設定する。

圧縮指数は、堤防盛土により圧密促進されていない堤内側・堤外側の圧密試験を対象に、各地層の $e\text{-log}P$ 曲線を重ね合わせる。このとき、圧密圧縮現象の異方性を考慮し、横軸は平均応力 σ_m （圧密圧力 $\times 2/3$ 倍：ポアソン比 0.33）とする。重ね合わせた $e\text{-log}P$ 曲線のうち特異な結果を除外し、抽出した試験結果の中で、圧縮指数の標準偏差を勘案した平均値を設定値とする。各層における圧縮指数の設定値を以下に示す。設定した圧縮指数の特性を有し、重ね合わせた $e\text{-log}P$ 曲線を包絡する $e\text{-log}P$ 曲線を設定する。これを、各粘性土層の代表的な C_c ラインとする。Ac 層における $e\text{-log}P$ 曲線の重ね合わせ図を次頁に示す。

表 4.2.40 圧縮指数の設定表

設定土層	平均	$-\sigma$	$+\sigma$	変動係数	設定値
Acs1	0.43	0.40	0.46	0.07	0.43
Ac	0.77	0.58	0.96	0.26	0.77
Acs2	0.61	0.45	0.77	0.24	0.61

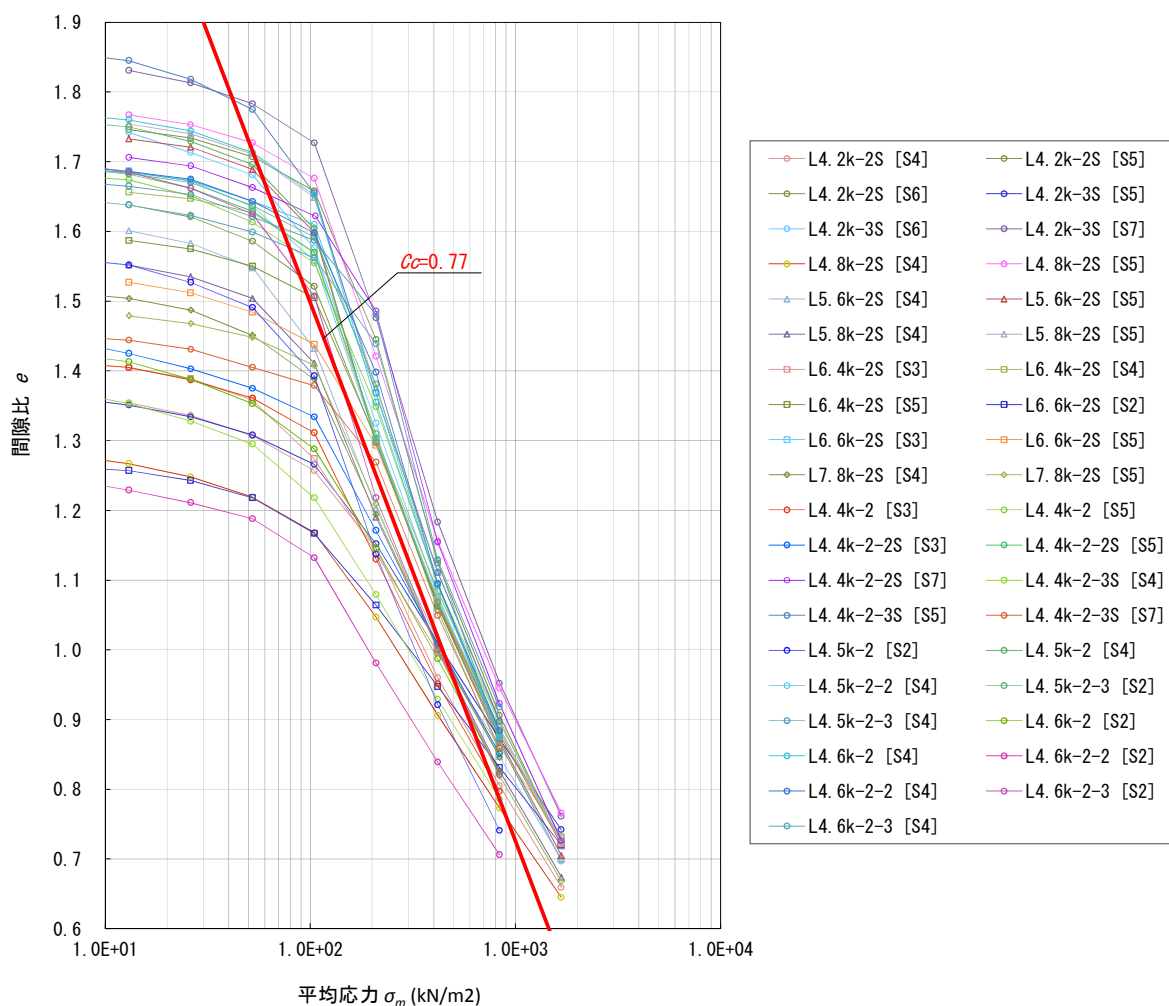


図 4.2.80 Ac 層における e -log P 曲線の重ね合わせ図

横断面図には、作成した想定地層縦断面図および現況堤防形状をもとに、堤防盛土による沈下を想定した地層線を図示する。横断面図の作成手順を以下に示し、作成した横断面図の一例を図 4.2.81 に示す。

- ① 距離標近傍の測量横断測点の横断面図を選定する。
- ② 整理した基礎資料より、既往地質調査位置を確認し、堤内・堤体・堤外の 3 箇所における柱状図を横断面図の中に入れる。3 箇所の柱状図が揃わない場合は、不足する箇所における上下流の柱状図より平均的な地層標高を設定し、横断面図に加える。
- ③ 想定地層縦断面図を参考に、柱状図の中に地層区分を図示する（下図の○印）。
- ④ 堤防盛土による圧密沈下の影響を受けると考えられる Acs1 層・Ac 層については以下⑤～⑦に、Acs2 層・Asc2 層については⑧～⑨に従い地層線を設定する。Acs2 層の深度は堤内地盤高から 20m 程度と深く、堤防盛土による荷重は十分に分散されているものとする。
- ⑤ 堤防盛土による圧密沈下の想定影響範囲として、のり尻から 45°の線を引く（以下より、影響線と呼ぶ）。また、圧密沈下量が最大になると想定される天端中心位置相当の位置に中心線を引く。
- ⑥ 同一の地層区分の○印を結び影響線および中心線まで延長する。
- ⑦ 影響線より外側は⑥の延長線との交点をフラットに延長し地層線を想定する（下図の L5.2k-1S と

L5.2k-3S)。柱状図が影響線の外側にある場合は、外側にある柱状図の○印の高さから影響線までフラットに延長し、その交点と内側の柱状図の○印を結ぶ（下図のL5.2k-1SとL5.2k-2S）。

- ⑧ Acs2 層上端の地層線については、地盤変状検討における安全側の設定として、3 箇所の柱状図のうち最深部の標高でフラットに設定する。
- ⑨ Acs2 層上端の地層線は、3 箇所の柱状図における標高の平均値でフラットに設定する。

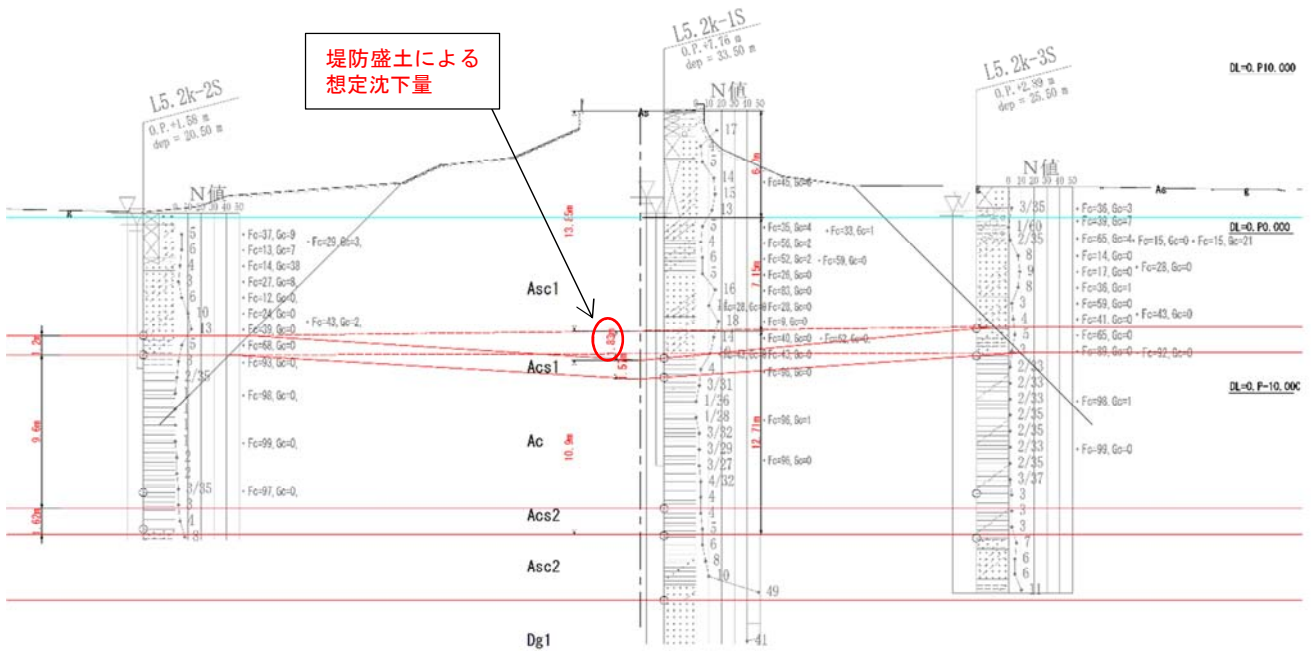


図 4.2.81 横断図の作成手順

次に、現地盤における粘性土層の圧密状態について考察する。堤防盛土による粘性土層の荷重増分に対し、「横断面図により判定した想定沈下量 S_0 (下図参照)」と「一次元圧密計算により算出する沈下量 S_1 」の比 S_0/S_1 を縦断的に整理する。一次元圧密計算にあたっては、粘性土層は正規圧密状態を想定し ($OCR=1.0$)、先述の圧縮指数および整理した各層の単位体積重量を用いる。Acs2 層については、大きな沈下は発生していないことから整理しない。Acs1 層・Ac 層における距離標断面毎の S_0/S_1 の結果図を次頁に示す。

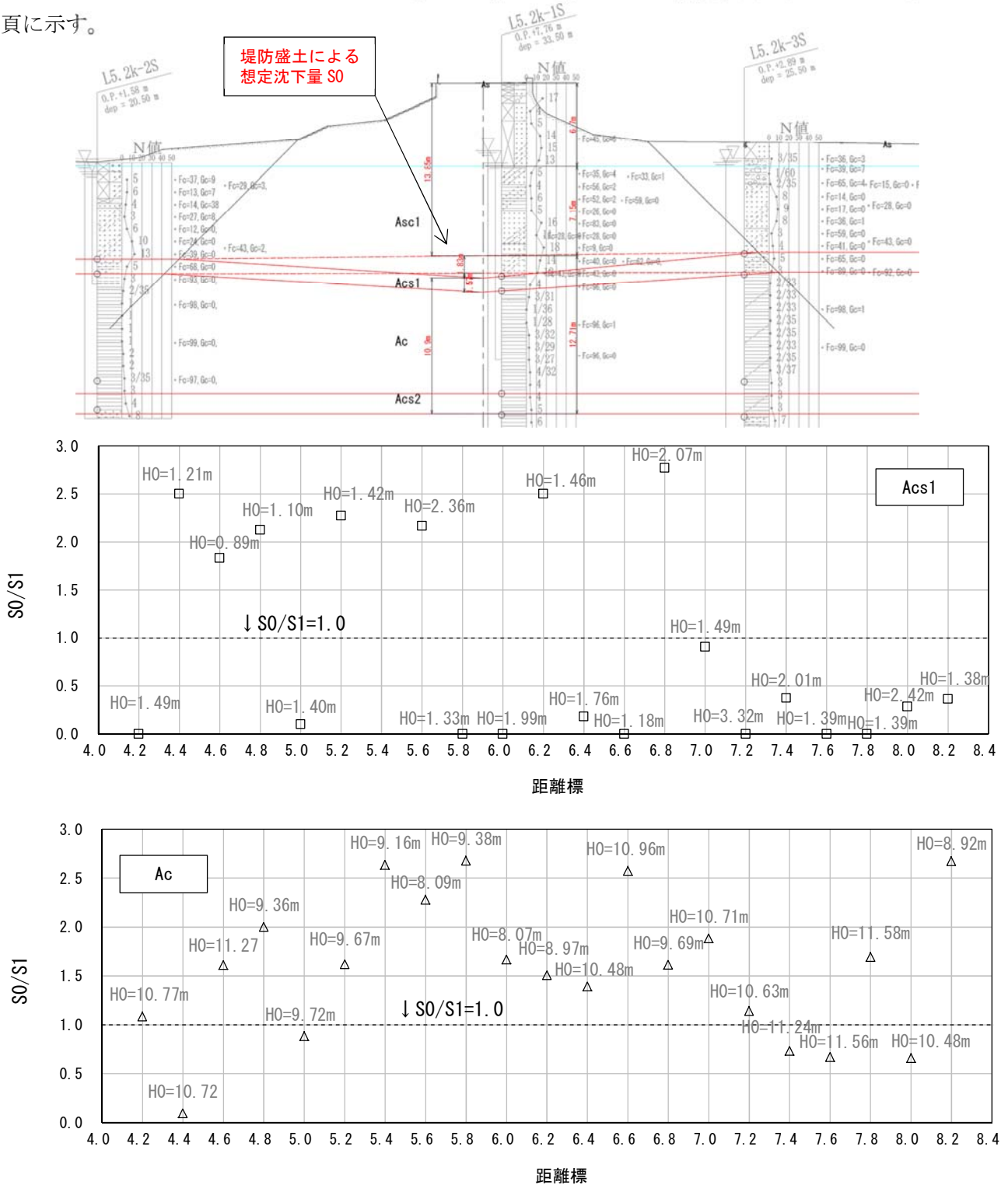


図 4.2.82 横断面中の想定沈下量 S_0 と一次元圧密計算により算出した沈下量 S_1 の関係

上図より、Acs1層・Ac層ともに、堤防盛土による想定沈下量S0が一次元圧密計算により算出した沈下量S1よりも大きくなる断面が複数あることがわかる。Ac層ではほとんどの地点でS0/S1が1.0を超える。ここで、当該地区の沖積粘性土は、Ac層が支配的となる。このことは、各層の層厚（Acs1層:2m程度、Ac層:10m程度）や圧縮指数（Acs1層:0.43、Ac層:0.77）からも判断できる。このため、現況地盤における沖積粘性土層は正規圧密状態と考え、OCRを1.0として設定する。また、地盤変状の影響検討上の安全側を考え、Acs2層についても同様の設定とする。

これらを踏まえ、圧密度と時間の関係を整理する。圧密沈下に要する時間 t は、粘性土層の排水距離 H （両側排水:圧密層厚/2、片側排水:圧密層厚）の2乗、圧密度に対応する時間係数 T_v に比例し、圧密係数 C_v に反比例する。

$$t = \frac{(H)^2}{C_v} T_v$$

ここで、淀川左岸線（2期）においては粘性土層をAcs1層・Ac層・Acs2層の3つに区分しており、それぞれ C_v 、 H が異なる。このため、本検討では換算層厚法により、代表の C_v を有する単一層に換算した層厚 H_0 を次式により算出し、両面排水条件により t を算出する。このとき、代表の C_v としては粘性土層の中で支配的であるAc層の値を、各層の層厚については区間内の平均的な値を設定する（Acs1層:1.6m、Ac層:10.0m、Acs2層:2.4m）。

$$H_{0v} = H_1 \sqrt{C_v / C_{v1}} + H_2 \sqrt{C_v / C_{v2}} + H_3 \sqrt{C_v / C_{v3}} + \dots$$

ここに、 H_1 ：粘性土層1の層厚、 C_{v1} ：粘性土層1の圧密係数である。

圧密係数 C_v については次のように定義されている。このため、各層において透水係数 k と体積圧縮係数 m_v を設定し、 C_v を算出する。

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

ここに、 γ_w ：水の単位体積重量である。

① 体積圧縮係数 m_v の設定

現況地盤において、粘性土層のOCRは1.0と設定するため、体積圧縮係数 m_v と平均圧密圧力の関係より、圧密降伏応力 P_c に相当する m_v に着目する。 P_c に相当する m_v を縦断的に整理し、特異な結果を除外した上で標準偏差を勘案した平均値を設定する。各層における m_v の設定値を以下に示す。

表 4.2.41 体積圧縮係数 m_v の設定表

設定土層	平均	$-\sigma$	$+\sigma$	変動係数	設定値
Acs1	3.35×10^{-4}	2.54×10^{-4}	4.41×10^{-4}	0.03	3.35×10^{-4}
Ac	3.50×10^{-4}	2.24×10^{-4}	5.12×10^{-4}	0.05	3.50×10^{-4}
Acs2	2.00×10^{-4}	1.27×10^{-4}	2.85×10^{-4}	0.05	2.00×10^{-4}

(単位 : m^2/kN)

② 圧密係数 C_v

C_v の算出値を以下に示す。

表 4.2.42 圧密係数 C_v の設定表

設定土層	ケース 1	ケース 2	ケース 3
	Ac 層の k : 平均値	Ac 層の k : $-\sigma$	Ac 層の k : $+\sigma$
Acs1	206381	206371	206371
Ac	267	108	745
Acs2	462	462	462

(単位 : cm^2/d)

以上より、各ケースにおける圧密度と時間の関係を以下に示す。

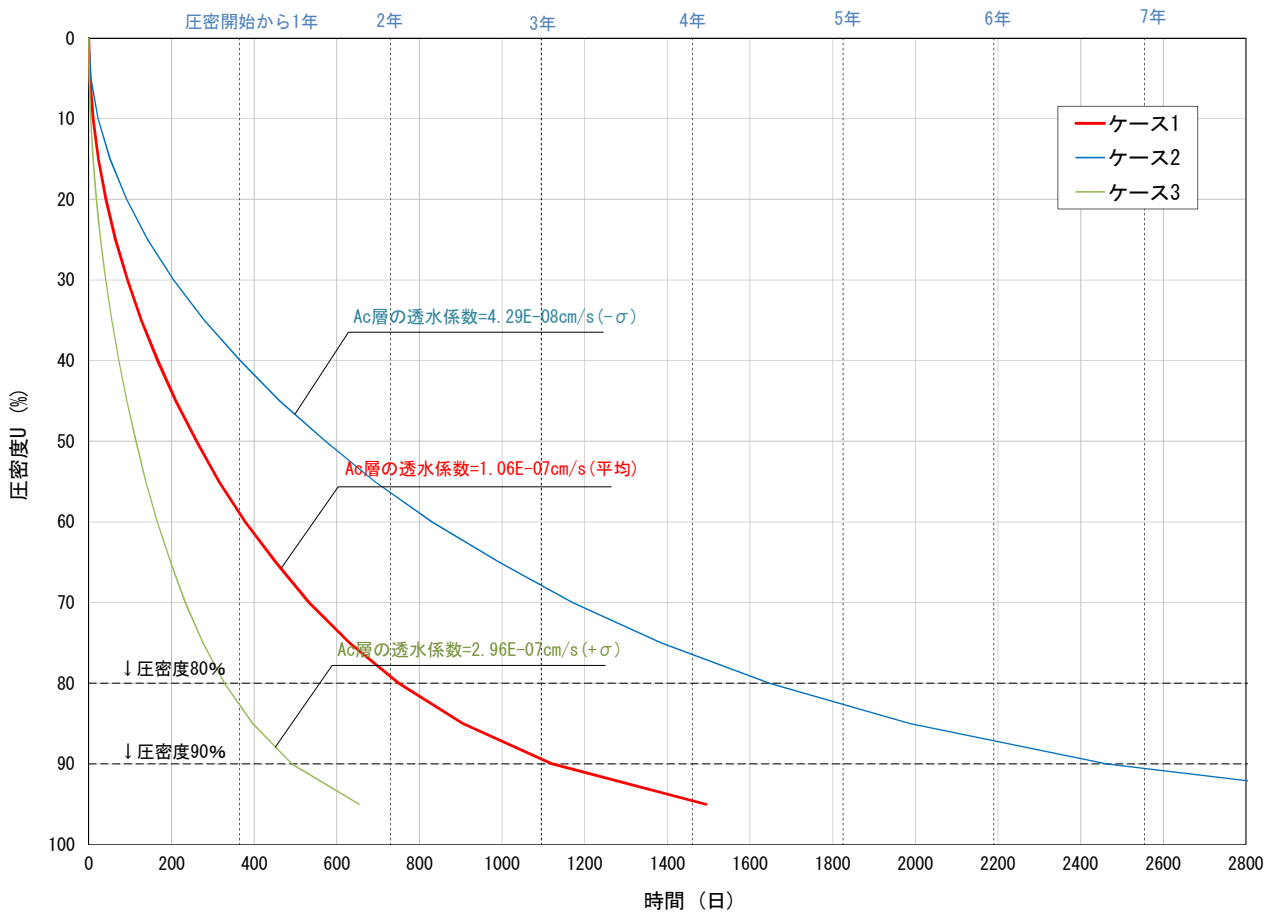


図 4.2.83 圧密度と時間の関係

(6) 照査結果と対策工の要否判定

無対策の検討対象断面において計画盛土・構造物を同時に載荷した場合の非線形弾性解析を実施し、躯体の残留沈下量（粘性土層の圧密沈下量）が許容残留沈下量を上回らないことを照査する。解析の結果、道路躯体の残留沈下量が許容残留沈下量を上回る場合は、圧密沈下に対する対策工が必要であると判断する。

許容残留沈下量は以下の通り設定する。

- ・道路躯体の許容残留沈下量：10cm 道路の供用性を考慮し設定

「道路土工 軟弱地盤対策工指針（平成24年度版）」によると、沈下に対する道路機能として、下記のように10～30cmとされている。設計上安全側の設定として、許容残留沈下量は10cmとする。

「設計で目標とする残留沈下量の許容値としては、構造物取付部において、盛土中央部で舗装完了後あるいは供用開始後3年間で10cm～30cmとしてきた事例が多い。」

非線形弾性解析の結果総括表を以下に示す。表には、検討対象断面における道路躯体の残留沈下量と対策工の要否判定結果を示し、備考として断面における最大圧密沈下量とその発生位置についても併記する。表より、道路躯体の残留沈下量が許容残留沈下量を超過することから、淀川左岸線（2期）全域において圧密沈下対策工が必要であると判断する。

表 4.2.43 解析結果総括表

検討対象断面	道路躯体の 残留沈下量 (cm)	許容値 (cm)	対策工 の要否	参考	
				最大圧密 沈下量(cm)	発生位置
No.45	87.9	10	必要	89.4	ボックス左の盛土部
No.53	84.3		必要	85.1	ボックス端部(左側)
No.80	49.4		必要	49.4	ボックス端部(左側)
No.90	54.6		必要	54.9	ボックス端部(右側)
No.103	77.9		必要	78.6	ボックス端部(右側)
No.121	48.3		必要	49.4	ボックス端部(左側)
No.129	55.5		必要	55.5	ボックス端部(左側)
No.142	51.4		必要	52.5	ボックス端部(左側)
No.208	77.9		必要	78.4	ボックス右の盛土部
No.228	67.4, 68.9 [※]		必要	70.2	東行ボックス左の盛土部

※) 順に、西行き、東行きの残留沈下量

例として、No.208（堤防形式：土堤，道路構造：一般部）における解析結果図を次頁以降に示す。結果図は、最終変形モード図，地表面沈下分布図，層別沈下量分布図，粘性土層中心位置における応力増分の分布図で構成する。

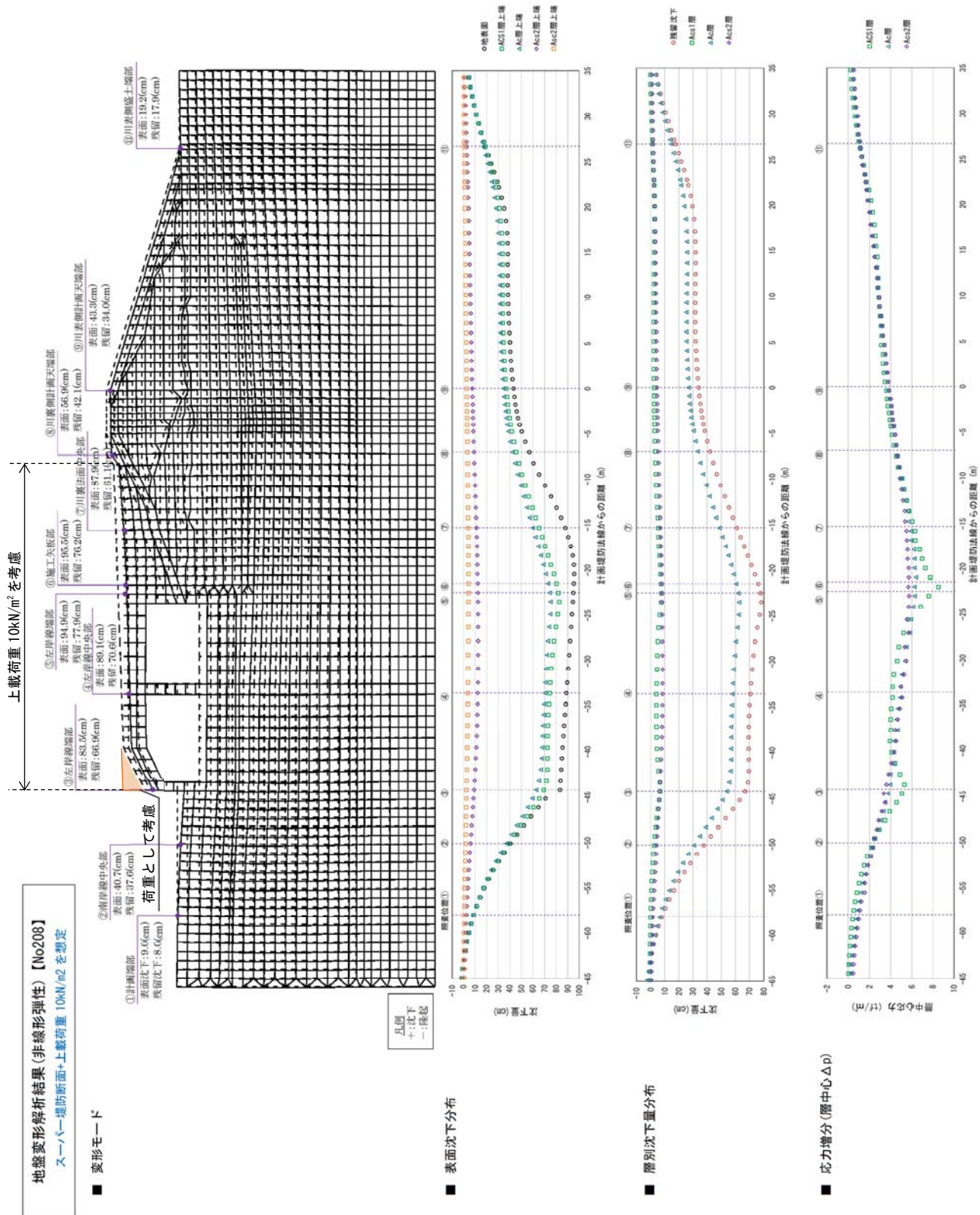


図 4.2.84 No.208 (堤防形式: 土堤, 道路構造: 一般部) における解析結果図

4.2.3.3 圧密対策工の検討

圧密沈下に対する対策としては、施工期間中の圧密沈下促進により供用中に発生する残留沈下量の低減を図る工法や、地盤改良により対象地盤を固め、沈下量の低減を目的とする工法がある。

本検討では、河川堤防の基礎地盤が対策工の対象となるが、その範囲は基本的に、道路構造物を設置するために堤防を開削した部分となるため、地盤改良で部分的に固めると、周辺で相対変位が発生し、堤体に亀裂が入ると共に、水みちの要因となる可能性がある。そのため、ここではプレロード工法の採用基本とする。また、本事業工程の制約から、プレロード放置期間を短くする必要があることから、圧密時間を短縮し促進効果を期待できる圧密促進工法（サンドドレーン工法）を併用する。サンドドレーン工法は、砂杭で構成されるため地盤変状に追従しやすい利点もある。

圧密対策工の検討にあたっては、以下の項目に着目した照査を行う。

- ・道路構造物の沈下
- ・道路構造物の継手に発生する変位
- ・堤防と道路ボックスの沈下差
- ・施工時および完成後の堤防高に関する検討
- ・周辺地盤への影響

(1) 検討に用いる解析手法

道路躯体の安全性、供用性に対する安全性の照査の結果、淀川左岸線（2期）では全域にわたって圧密沈下対策が必要であることから、プレロード工法、サンドドレーン工法を考慮したモデルにより解析を行ない、確保機能に対する照査を行う。

解析にあたっては、施工時から完成時の時間変化を考慮した堤防高を把握する必要があることから、施工ステップに応じた荷重増減と変位の時系列を考慮できる土-水連成弾塑性解析を用いる。

(2) 圧密沈下対策工の設定

<モデル化する圧密沈下対策工>

- ・プレロード工法：プレロード盛土は、完成堤防を概ね包含するように次の設定でモデル化する。プレロードの盛土規模は、非線形弾性による検討の結果、高さは5m程度まで削減できる可能性があるが、ここでは、プレロードの効果がより得られ、かつ盛土時の施工性も勘案して堤防天端高とする。プレロード盛土の堤内側端部は、プレロード盛土の施工性の観点から、地先道路端部から50cm程度離隔を確保した位置に設定する。盛土形状は、そこからのり勾配1:2.0で必要堤防高まで立ち上げる形状とする。なお、プレロード盛土による圧密放置期間は半年とする。
- ・サンドドレーン工法：対策深度は粘性土層下端、範囲は道路躯体下部（土留矢板の内側）とし、対象範囲に対しては前述した透水係数を設定する。
- ・道路躯体と堤防間盛土間の矢板：堤防間盛土部はサンドドレーンを設置しないことから、道路躯体部に比べ圧密沈下現象が遅れ、これに伴い道路躯体において引き込み沈下が発生することが懸念される。道路躯体部の引き込み沈下現象を抑制するため、道路躯体と堤防盛土の間の矢板を設置する。矢板は、堤防間盛土の圧密沈下が収束した後引抜くことを想定し、フリクションカット材を塗布するものとする。

基本的な断面

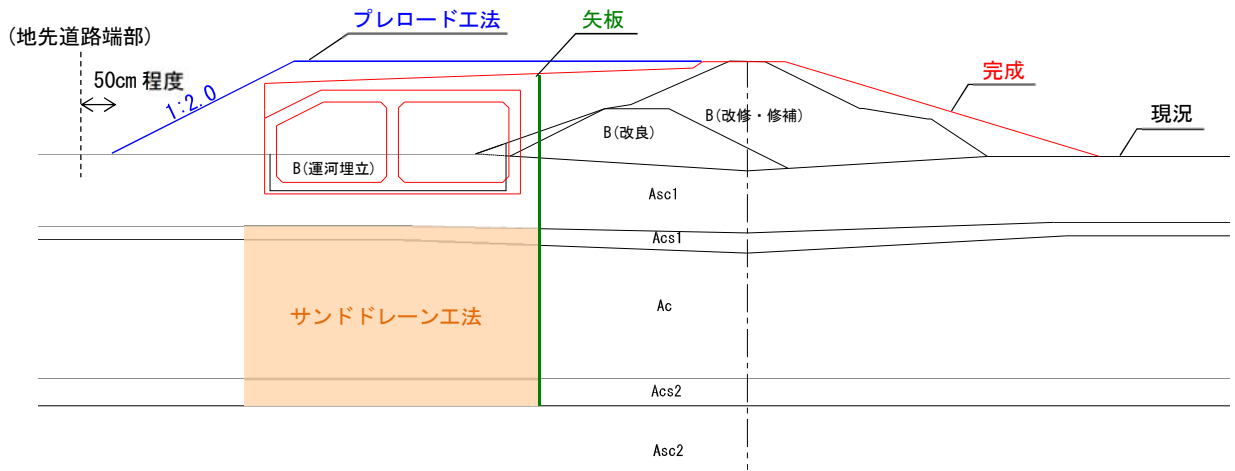


図 4.2.85 プレロードおよびサンドドレーンの設定範囲

4.2.3.4 残留沈下に関する照査

(1) 検討概要

地盤変状に対して道路構造物に求める機能は、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性を確保すること、道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性を確保すること、道路躯体（ボックス部）から堤防間（デルタ部）の水みち発生を起こさないこととする。各種機能に対する照査項目および照査基準は以下の通り設定する。なお、後述する堤防天端および堤防間盛土のオーバーレイ計画を考慮した土-水連成弾塑性解析を用いる。

① 道路躯体の沈下に対する安全性、供用性の照査

- ・ 道路躯体の許容残留沈下量 : 10cm 道路の供用性を考慮し設定（4.2.3.2 で設定）
- ・ 道路躯体の傾斜勾配の許容値 : 2% 道路横断方向の排水勾配確保を考慮し設定

② 道路躯体の継手部の段差・離れに対する安全性、供用性の照査

- ・ 道路躯体の縦断的な相対変位の許容値 : 5cm 道路の継手耐力を考慮し設定

躯体、継手、地盤を弾性床上の梁モデルとした解析から求めた結果、継手のせん断力が許容値を満足する地盤沈下量（相対変位量）は10cm程度となる。地震時の地盤変位が別途発生することから、圧密沈下に伴う道路の機能確保のために継手部の許容相対変位量は5cmと設定する。

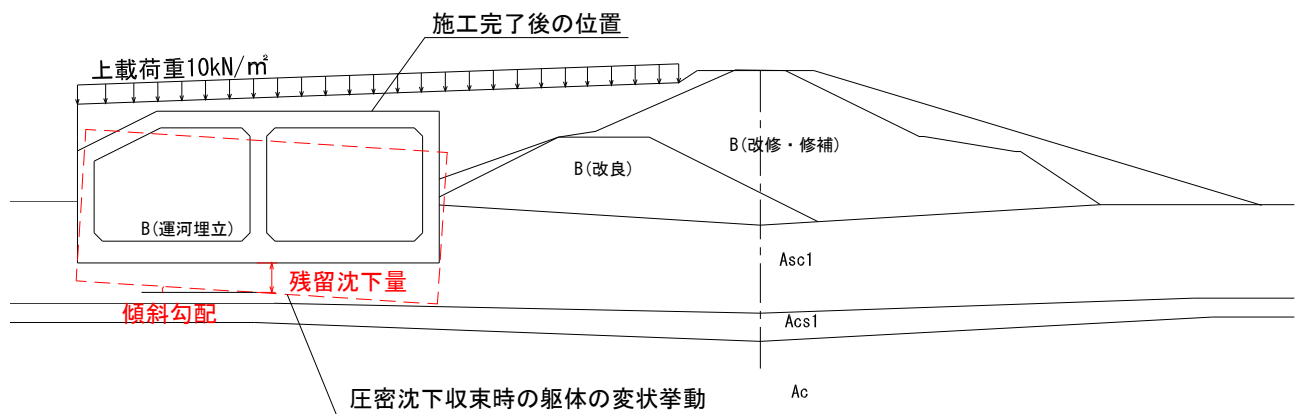


図 4.2.86 道路躯体の沈下量，傾斜勾配の評価方法

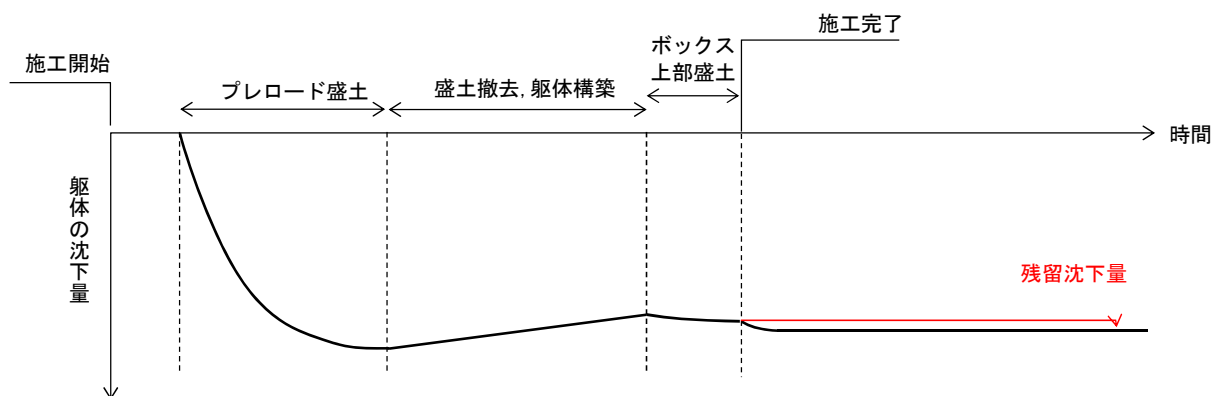


図 4.2.87 残量沈下量の考え方

③ 道路躯体（ボックス部）から堤防間（デルタ部）の水みち発生に対する検討

道路躯体（ボックス部）から堤防間（デルタ部）の水みち発生に対する検討を行うため、ボックス部とデルタ部において施工完了から沈下収束までの残留沈下量を評価し二点間の残留沈下差を算出し考察する。

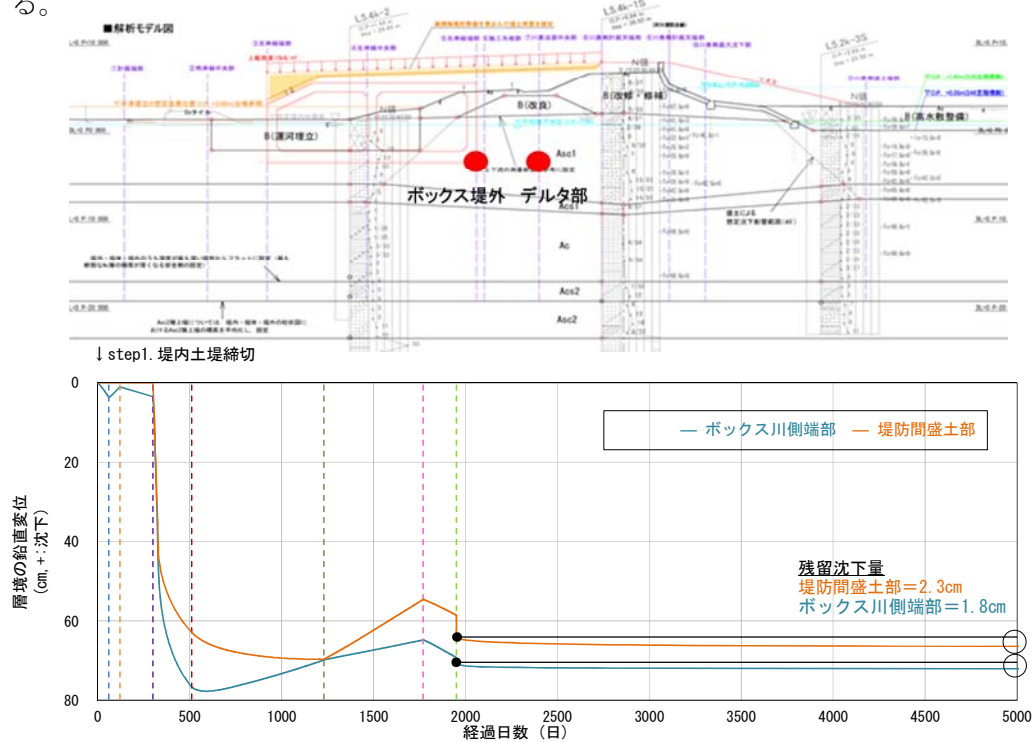


図 4.2.88 検討概要

(2) 検討断面の抽出、解析モデル及び地盤特性

土-水連成弾塑性解析における検討対象断面は、非線形弾性解析を実施した 10 断面の中から、堤防形式および道路構造が異なる 8 断面を選定する。選定結果を下表に示す。堤防形式、道路構造が重複する断面のうち、断面形状が類似する高規格堤防区間(No45, 53)については、非線形弾性解析による沈下量が大きい No45 を検討断面とする。さらに、特殊堤のランプ部として類似する No.129・142 についても非線形弾性解析による沈下量が大きい No.129 を選定する。

解析モデルおよび地盤特性については、非線形弾性と同一とする。

表 4.2.44 土-水連成弾塑性解析の対象断面

堤防形式	道路構造	検討対象断面	選定
パラペット形式特殊堤	ランプ部(海老江 JCT)	No.45	○
	一般部	No.53	—
	ランプ部(海老江北入路)	No.80	○
	一般部	No.90	○
特殊堤	一般部(堤防掘削無)	No.103	○
	一般部	No.121	○
	ランプ部(大淀出路)	No.129	○
土堤	ランプ部(大淀入路)	No.142	—
	一般部	No.208	○
	ランプ部(豊崎出路)	No.228	○

(3) 解析で想定する施工ステップ

土-水連成弾塑性解析にあたっては、地中内の応力履歴が重要となることから、施工計画にあわせた解析ステップの設定が必要である。このため、解析を実施する 8 断面において、施工計画の考えをそれぞれの断面形状、地盤条件に反映した解析ステップ図を作成する。

施工計画上、工区毎の施工日数を同程度とする方針であるため、検討対象断面の違いによる施工日数に大きな差異はない。解析にあたっては、各解析ステップの施工日数を、1 か月、3 か月、6 か月の単位で、全断面一律で設定する。設定一覧を下表に整理する。

例として、No.208 における解析ステップ図を示す。道路構造物と堤防間盛土の境界の矢板は、引き込み沈下を防止するために考慮している。なお、後述する堤防天端および堤防間盛土のオーバーレイ計画を考慮している。本検討においては、プレロード盛土は、完成堤防の形状を概ね包含する形状とした。今後は、プレロード盛土施工による周辺家屋への影響縮減を考慮し、計画盛土断面を決定するものとする。

表 4.2.45 各解析ステップの日数【鋼矢板二重式仮締切工（全開削）、一括施工】

	内容	日数
1	鋼矢板二重式仮締切設置	3 か月
2	現況堤防撤去，基面整正	3 か月
3	軟弱地盤対策工（SD）設置	6 か月
4	プレロード盛土設置	1 か月
5	プレロード盛土放置	6 か月
6	躯体断面部にかかるプレロード盛土撤去，土留め壁設置，地盤掘削，函体構築	3 年 6 か月
7	土留め壁一部撤去，躯体上部の盛土，鋼矢板二重式仮締切撤去	6 か月
8	上載荷重の載荷	1 日
計		5 年 7 か月

表 4.2.46 各解析ステップの日数【土堤締切，分割施工】

	内容	期間
1	堤内側土堤仮締切，護岸撤去	2 か月
2	堤外側盛土，堤内側盛土撤去	2 か月
3	軟弱地盤対策工（SD）設置	6 か月
4	プレロード盛土設置	1 か月
5	プレロード盛土放置	6 か月
6	西行き躯体断面部にかかるプレロード盛土撤去，土留め壁設置，地盤掘削，函体構築，埋戻し	2 年
7	東行き躯体断面部にかかるプレロード盛土撤去，土留め壁撤去・設置，地盤掘削，函体構築，埋戻し	1 年 6 か月
8	土留め壁一部撤去，躯体上部の盛土	6 か月
9	上載荷重の載荷	1 日
計		5 年 1 か月

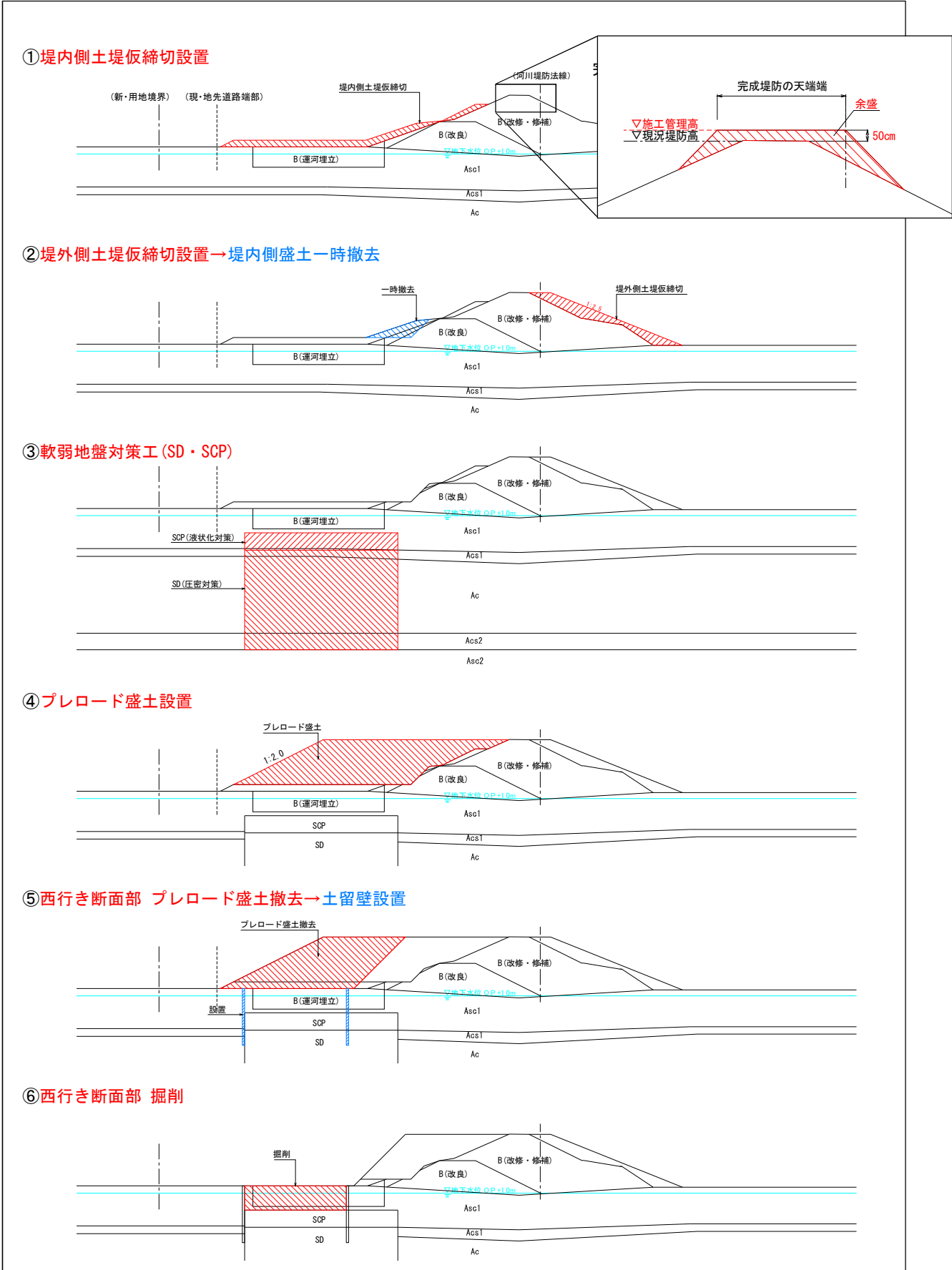
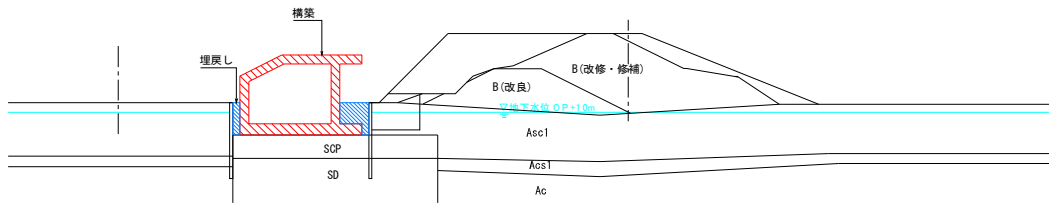
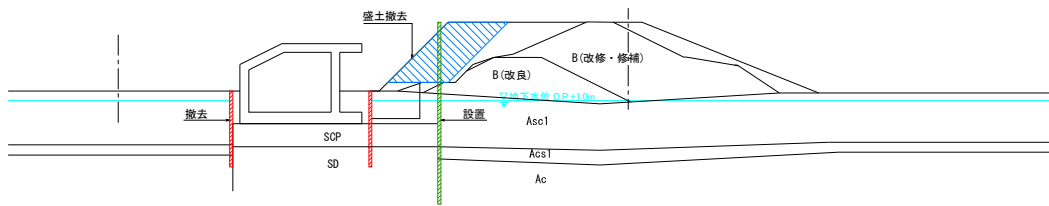


図 4.2.89 No.208 における施工ステップ その1

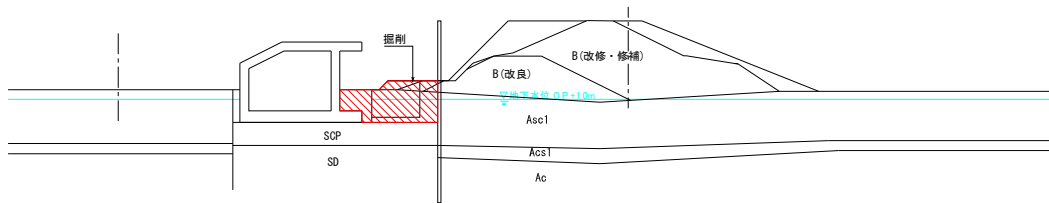
⑦西行き断面部 函体構築→埋戻し



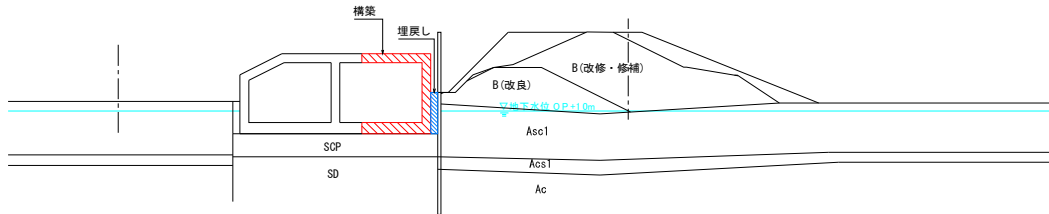
⑧西行き断面部土留壁撤去→東行き断面部盛土撤去→土留壁設置



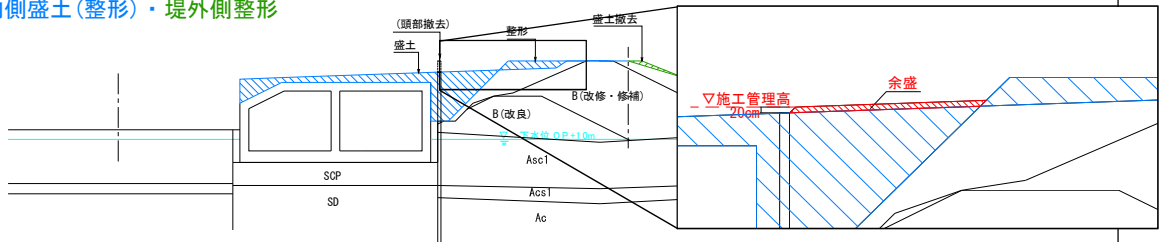
⑨東行き断面部 掘削



⑩東行き断面部 函体構築→埋戻し



⑪堤内側盛土(整形)・堤外側整形



⑫上載荷重載荷(10kN/m²)

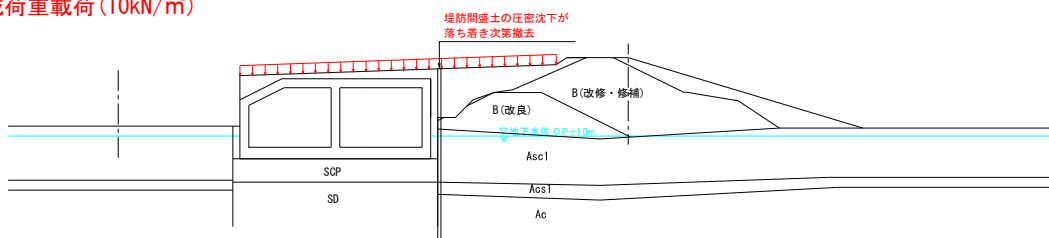


図 4.2.89 No.208 における施工ステップ その2

(4) 照査結果と追加対策工の要否判定

施工中に生じる地盤変状に対しては、通常、施工段階で対処が可能であるため、施工中に発生する沈下量は照査に含めないものとし、施工完了後からの地盤変状挙動に対して照査を行う。

施工完了後の道路躯体の残留沈下量、傾斜勾配、縦断的な相対変位を以下に示す。表より、プレロード、サンドドレーン、堤防間盛土にフリクションカット材を塗布した土留矢板を考慮した場合、すべての検討対象断面で道路躯体の残留沈下量、傾斜勾配は許容値を下回っており、道路躯体の沈下に対する安全性、供用性は確保していると評価する。

表 4.2.43 道路躯体の地盤変状結果一覧

検討対象断面	道路躯体の安全性, 供用性				継手部の安全性, 供用性	
	残留沈下量 (cm)	許容値 (cm)	傾斜勾配 (%)	許容値 (%)	躯体沈下量の 相対変位 (cm)	許容値 (cm)
No.45	3.9	10	0.1	2	2.8	5
No.80	1.1		0.1		0.0	
No.90	1.1		0.1		1.3	
No.103	2.3		0.1		1.6	
No.121	0.7		0.1		0.6	
No.129	1.3		0.1		0.3	
No.208	1.6		0.1		2.8, 2.3 ^{※3}	
No.228	4.4, 3.9 ^{※1}		0.1, 0.1 ^{※2}			

※1) 道路躯体の残留沈下量：西行き，東行き

※2) 西行き躯体の傾斜勾配：西行き，東行き

※3) 躯体沈下量の相対変位：西行き，東行き

次に、継手部の安全性、供用性について照査する。検討対象断面間の道路躯体の相対変位は全域において照査基準を満足する結果を得た。ここで、実際には杭基礎構造の区間が存在することから、検討断面前後における杭基礎区間、固結工法採用区間を考慮した場合における相対変位の整理結果を以下に示す。下表より杭基礎区間の沈下量を 0cm と考えた場合においても、検討箇所間の相対変位は全域において照査基準を満足することから、継手部の段差・離れに対する安全性、供用性についても確保していると評価する。

表 4.2.44 杭基礎区間、固結工法採用区間を考慮した相対変位

検討箇所	継手部の安全性、供用性			
	沈下量 (cm)	相対変位 (cm)	許容値 (cm)	備考
No 45	39		5.0	
No 80	11	2.80		
No 90	11	0.00		
No 103	23	1.20		
		2.30		
No 104~No 107 (杭基礎)	00	0.70		阪神高速, JR
No 121	07	0.60		
No 129	13	0.30		
(No 208準用)	16	1.60		
No156~No 157 (杭基礎)	00	1.60		ランプ部
(No 208準用)	16	1.60		
No174~No 178 (杭基礎)	0	1.60		176号, 阪急
No 208準用	16	2.80		
No 228	44	4.40		固結 (No215~No. 235)
No 235 (杭基礎)	00			新御堂

各検討対象断面における二点間の残留沈下差を以下に示す。下表より、残留沈下差は全域において概ね 1cm 程度、比較的大きい断面でも 4cm 程度と微小であるため、道路躯体と堤防間の水みち発生は起こさないものと評価する。

表 4.2.45 ボックス堤外端部とデルタ部の残留沈下差

断面	残留沈下量 (cm)				残留沈下差 (cm)
	ボックス堤内	ボックス中央	ボックス堤外	デルタ部	
45	3.3	3.9	4.3	7.2	2.9
80	1.1	1.1	0.9	0.6	0.3
90	1.1	1.1	1.0	1.7	0.7
103	2.3	2.3	2.3	6.6	4.3
121	0.8	0.7	0.5	0.8	0.3
129	1.2	1.3	1.3	0.5	0.8
208	1.3	1.6	1.8	2.3	0.5
228	4.7	3.9	3.5	7.3	3.8

■ 参考

本検討においては、検討箇所間の相対変位がすべて照査基準を満足する結果となった。なお詳細設計において杭基礎前後の相対変位が許容値（5cm）を上回る結果となる場合については、下図に示すような擦り付け区間を設ける等の対策が必要となる。

また、縦断方向の耐震検討において、継手の軸方向変位を抑制するため、杭基礎前後には地盤改良を段階的に設置することになっていることから、圧密沈下および地震の双方を対象とした改良を検討する必要がある。

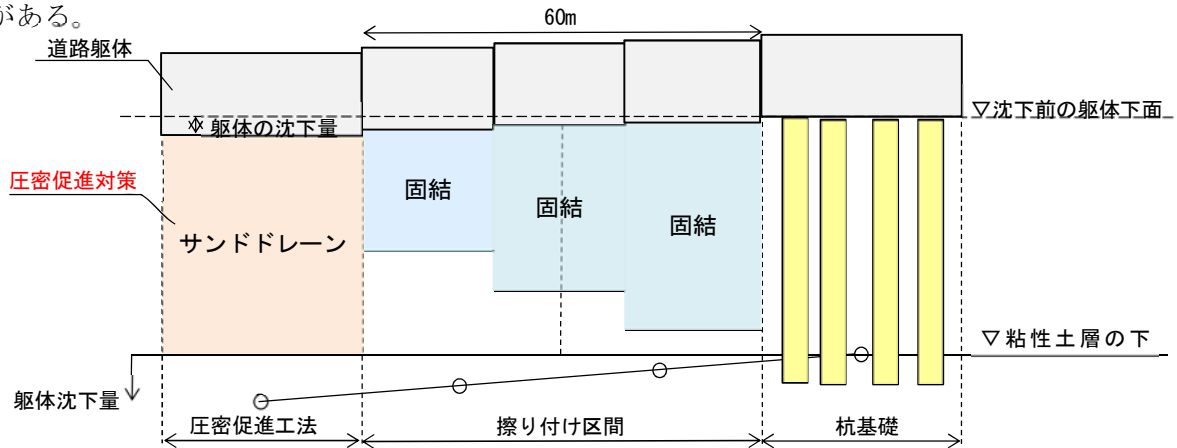
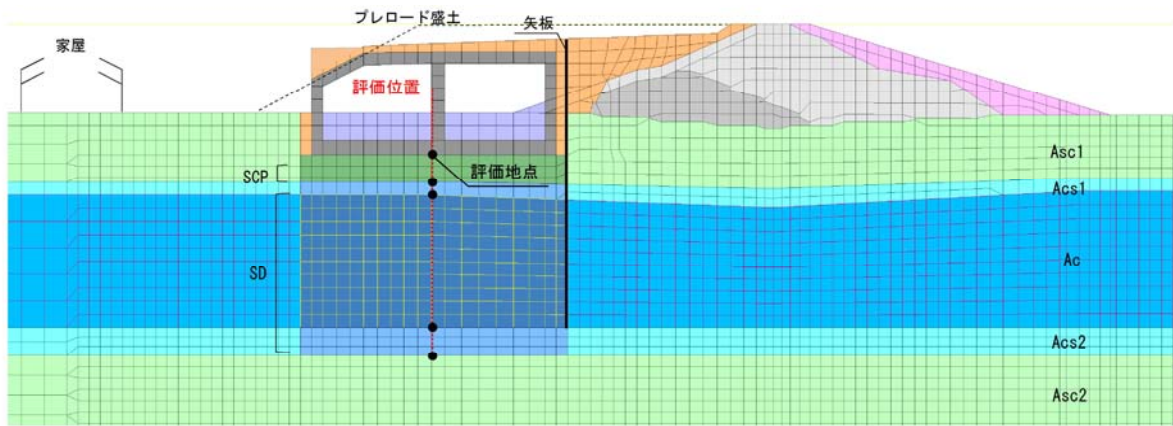


図 4.2.90 縦断的に大きな相対変位が発生した場合の対応

解析結果の一例として、No.208の左岸線ボックス中央部における地盤変状挙動の経時変化図を示す。



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

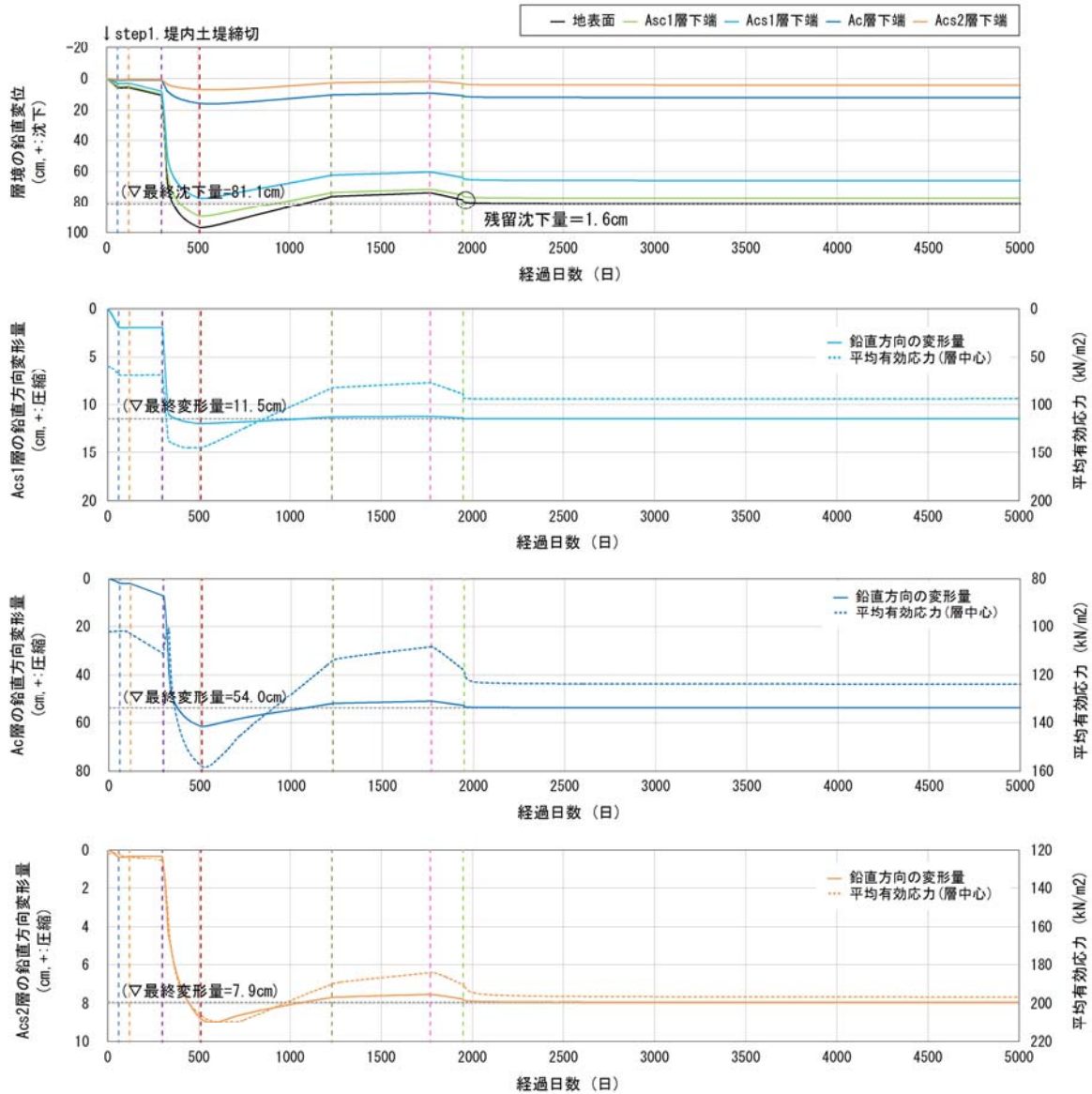


図 4.2.91 No.208の左岸線ボックス中央部における地盤変状挙動，応力状態の経時変化

次に、No.208 のボックス中央部の Ac 層中心位置において、施工前（現況）から施工終了時（圧密沈下収束時）までの応力の変遷を、前述した e-logP 曲線の重ね合せ図にプロットする。

下図より、評価位置の圧密状態に着目すると、施工開始からプレロード盛土までは正規圧密領域にあるが、プレロード盛土撤去に伴う応力除荷により過圧密領域へと移行し、それ以降は変状量の小さい過圧密状態での挙動となる結果を得た。

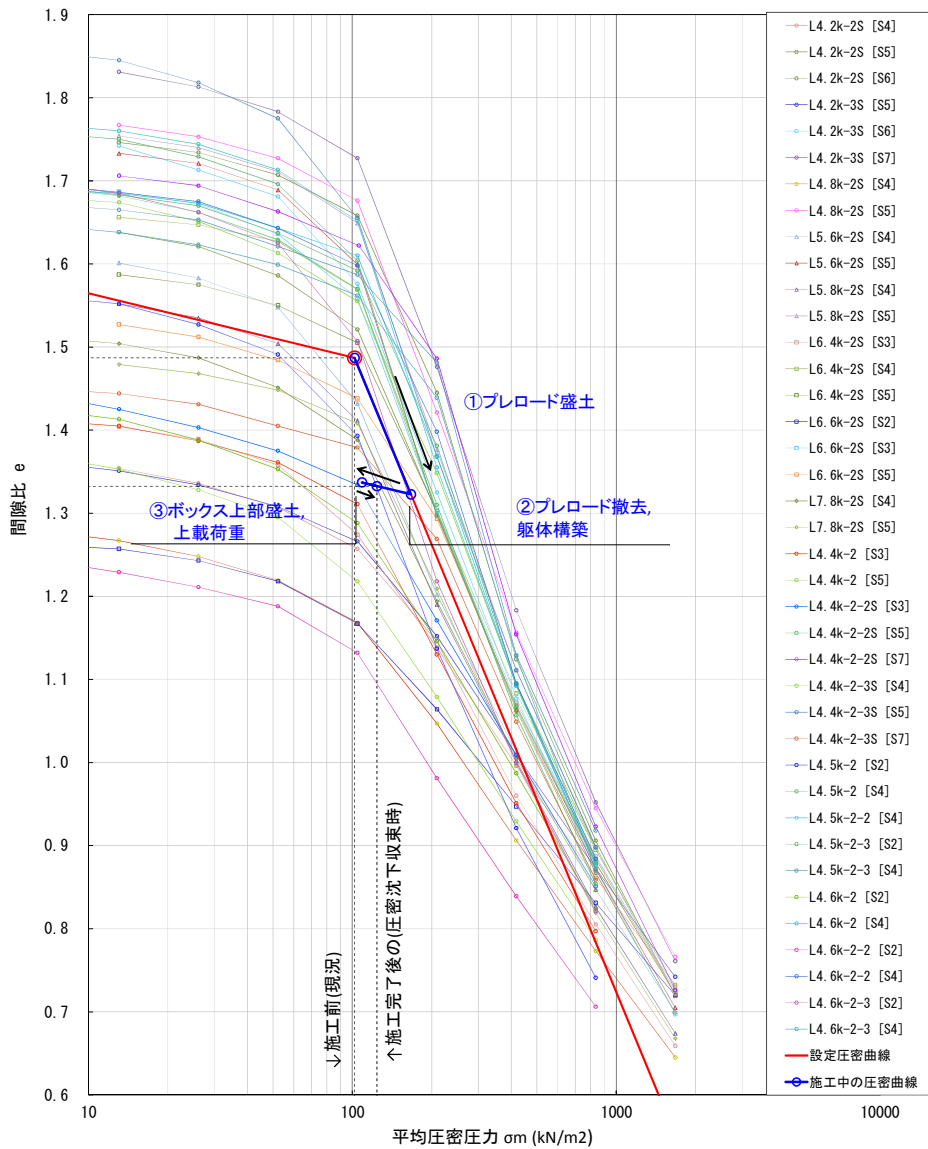
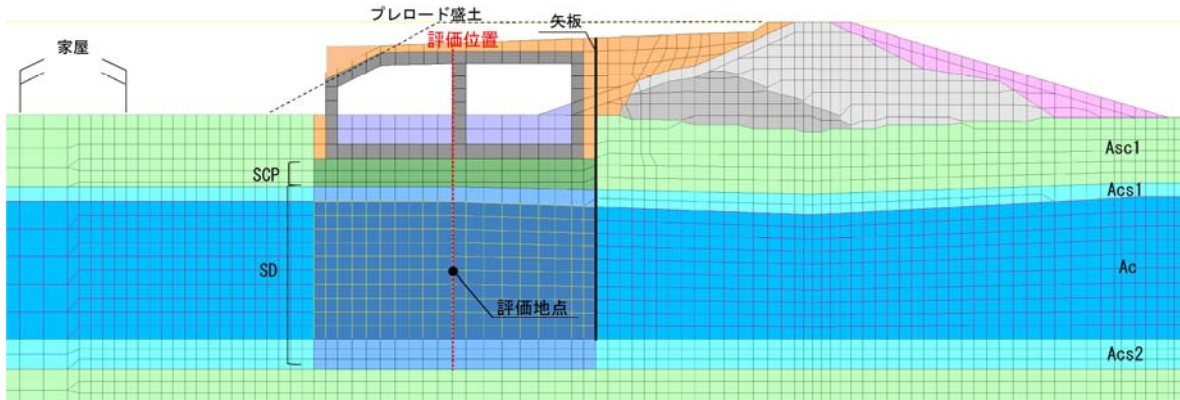


図 4.2.92 No.208 の左岸線ボックス中央部の Ac 層における応力状態の変遷

4.2.3.5 施工時および完成後の堤防高に関する検討（オーバーレイ計画）

(1) 検討概要

河川堤防の確保機能は、圧密沈下による堤防高の不足を起こさないこととする。堤防高の不足とは、施工中の堤防高が現況堤防高相当を下回る現象と考える。本検討では、堤防高の不足が生じないように、地盤変状予測により堤防天端位置の余盛高を設定し（以下、設定余盛高）、設定余盛高を考慮した地盤変状予測における堤防天端位置の最終沈下量（即時沈下も含めた総沈下量）が設定余盛高を上回らないことを照査する。なお、解析は土-水連成弾塑性解析を用いる。

なお、検討条件は、道路構造物の確保機能に対する照査と同様とし、対策工を考慮している。

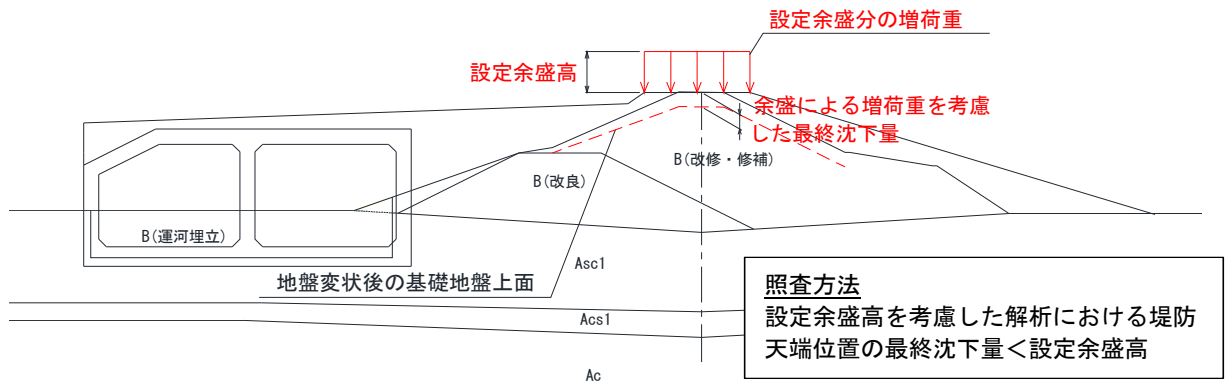


図 4.2.93 河川堤防の確保機能の照査方法

(2) 必要余盛高の設定

設定余盛高と最終沈下量の関係を下表に示す。表より、圧密沈下による堤防高の不足を起こさない余盛高は、現況堤防の全開削区間（No.80・129）では 80cm 程度，それ以外の区間で 50cm 程度であると評価する。設定余盛高分の増荷重を考慮した最終沈下量は，現況堤防の全開削区間で 70cm 程度，それ以外の区間では 40cm 程度であり，最終沈下量が設定余盛高を上回らない結果を得た。

表 4.2.46 堤防天端位置の設定余盛高と最終沈下量の関係

検討対象断面	設定余盛高 (cm)	堤防天端の最終沈下量 (cm)
No.45	50	42.4
No.80	80	74.2
No.90	50	45.2
No.103	50	41.7
No.121	50	38.7
No.129	80	64.1
No.208	50	47.3
No.228	50	49.7

現況堤防の全開削区間であり，築堤による基礎地盤の応力増分が他区間よりも大きい
ため，他の断面に比べ堤防天端の最終沈下量が大きい

次に、圧密沈下現象が顕著となる堤防間盛土部に着目し、オーバーレイ計画の検討を行う。堤防間盛土部においては、地盤変状による圧密沈下終了時の堤防断面が完成断面を満足するように、地盤変状予測により余盛高を設定する。本検討では、堤防間盛土の施工時に余盛を実施するものと考え、完成断面からの余盛高を設定する。このとき、堤防間盛土の施工時にはそれまでの沈下量が含まれているため、堤防間盛土を施工した場合の最終沈下量（即時沈下も含めた総沈下量）に施工前の沈下量を差し引いた値が完成断面からの余盛高となる。解析結果を次頁に整理する。

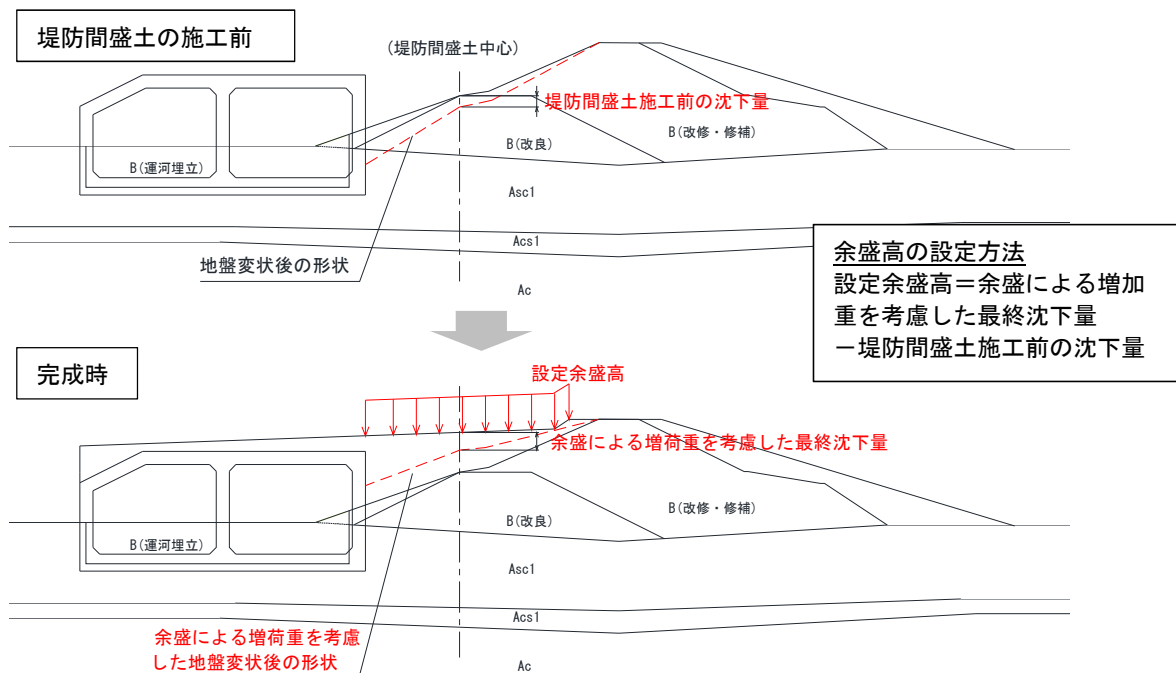


図 4.2.94 堤防間盛土の余盛高の設定方法

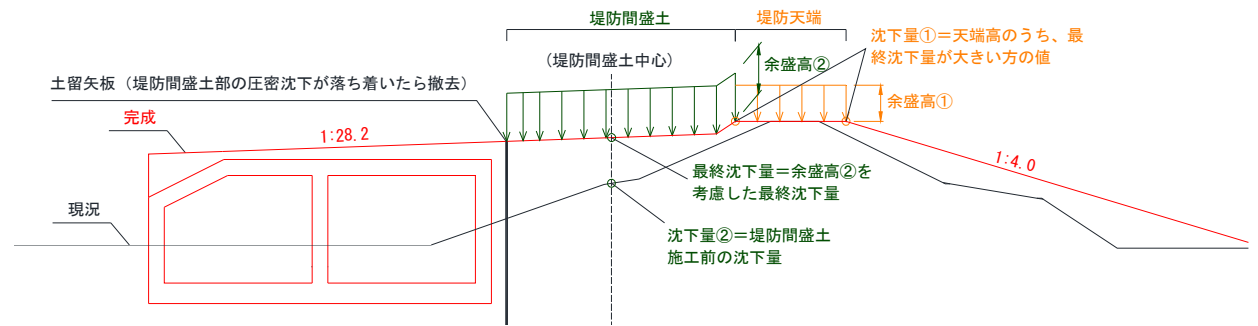
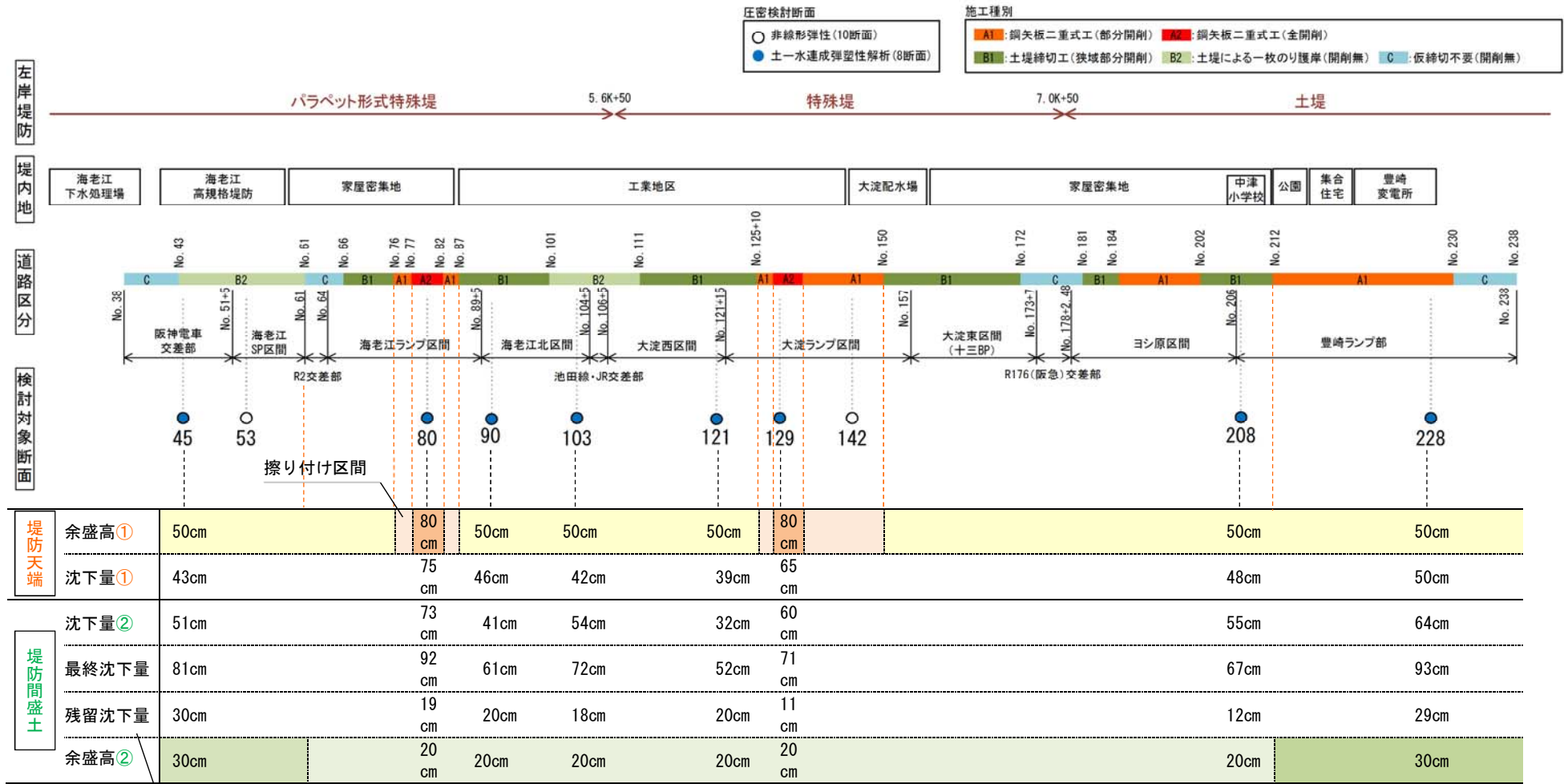
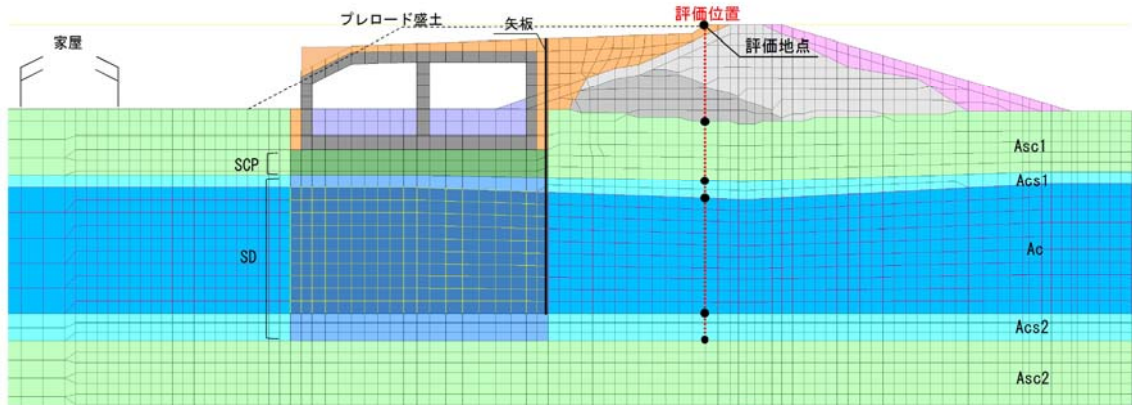


図 4.2.95 堤防天端，堤防間盛土のオーバーレイ計画

解析結果の一例として、No.208の堤防天端、川表盛土端部における地盤変状挙動、応力状態の経時変化を以降に示す。地盤変状挙動としては、層境の鉛直変位、各粘性土層の鉛直方向の変形量を整理する。



- - - step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- - - step4. プレロード盛土設置
- - - step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- - - step12. 上載荷重載荷 (10kN/m²)
- - - step3. 軟弱地盤対策工 (サンドドレーン設置)
- - - step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- - - step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形

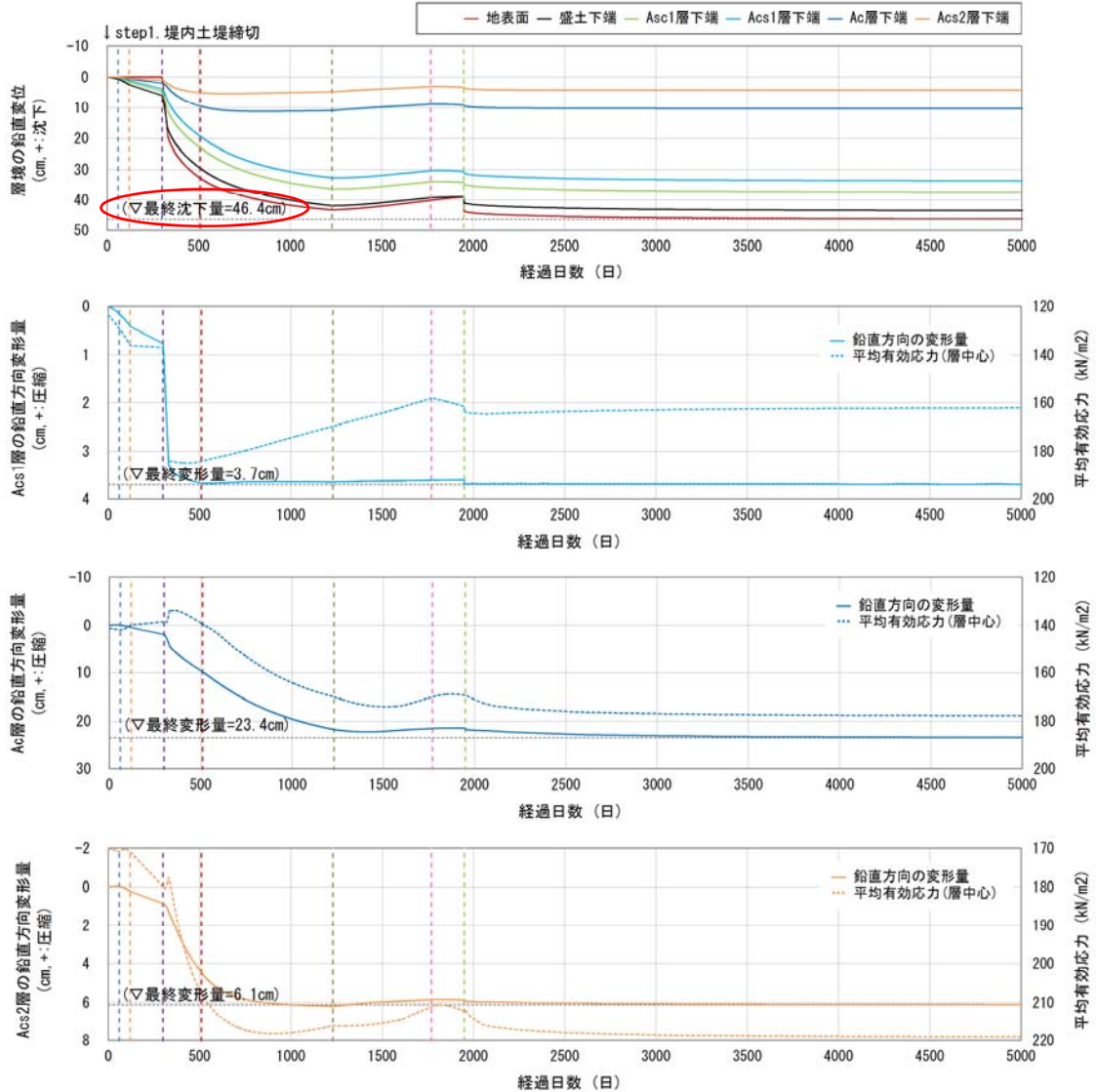
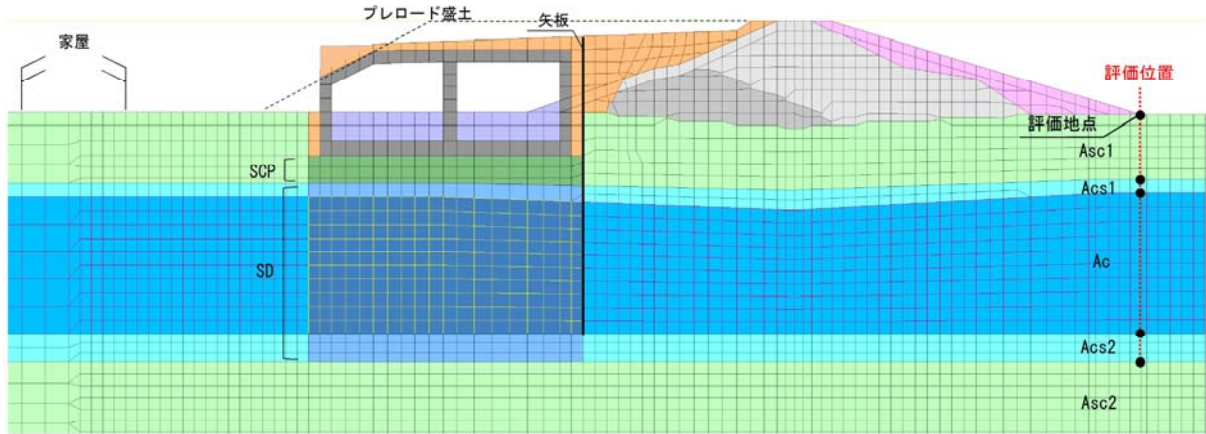


図 4.2.96 No.208 の堤防天端位置における地盤変状挙動、応力状態の経時変化



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

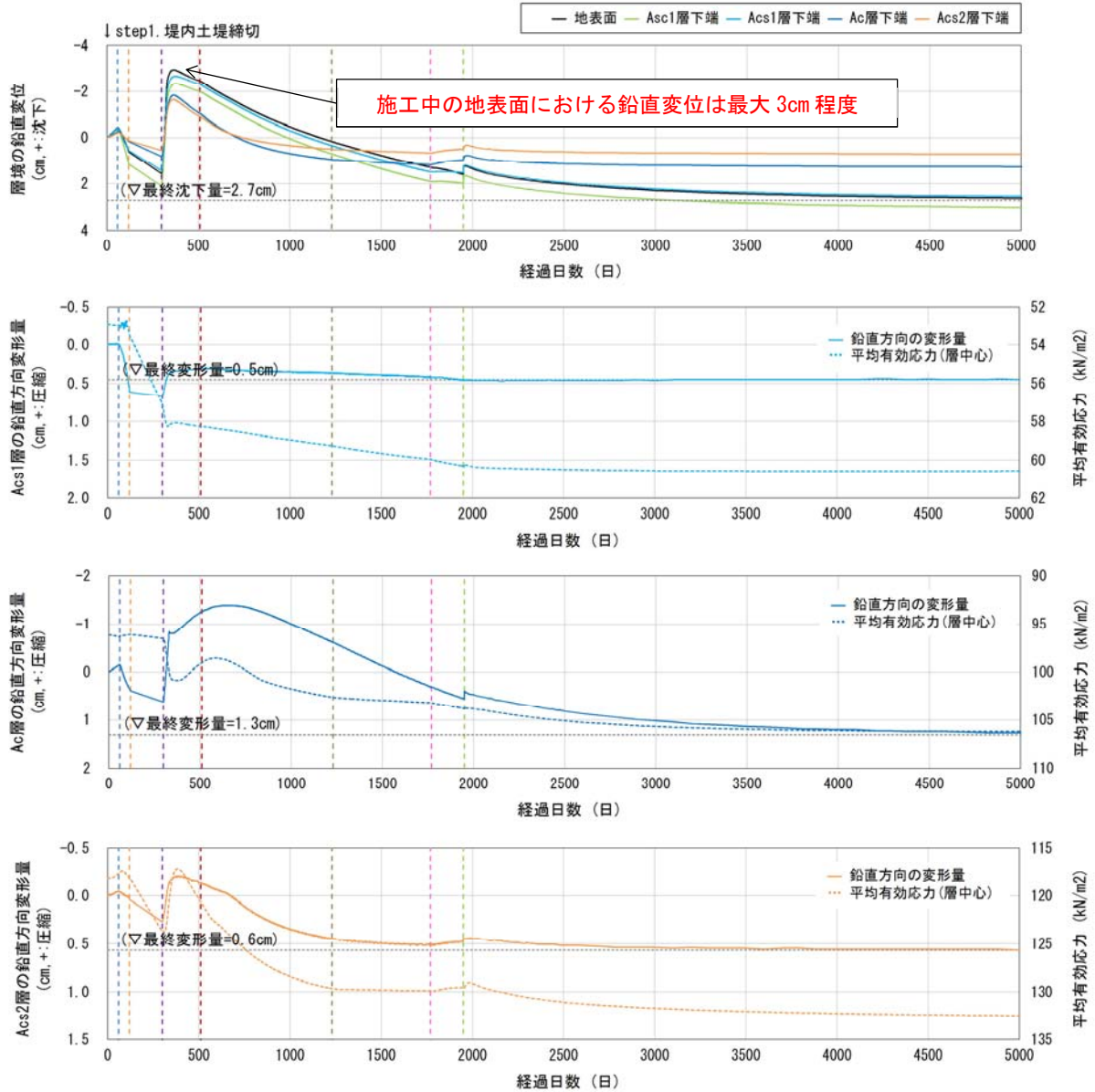


図 4.2.97 No.208 の堤防天端位置における地盤変状挙動, 応力状態の経時変化

(3) 余盛りの施工について

堤防天端の設定余盛高を考慮したオーバーレイ計画のイメージ図を以下に示す。必要余盛高は解析により算定しているが、実際の挙動は解析と異なる可能性があることから、初期の余盛量は30cm程度とし、圧密沈下により堤防高さが、計画堤防高+10cmか現況堤防高の高い方となった時点で、新たに余盛りを実施する。

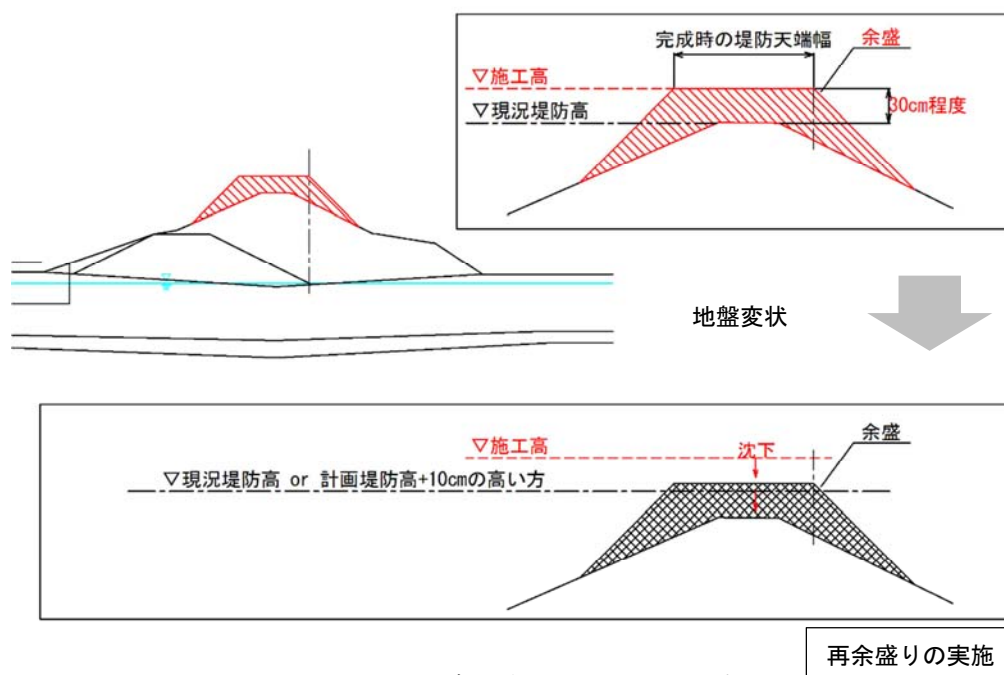


図 4.2.98 堤防天端のオーバーレイ計画

4.2.3.6 周辺地盤への影響の照査

地盤変状による周辺環境への影響に焦点を当て、施工開始直後から発生する近接家屋位置の傾斜角を評価し、許容値 3/1000 を下回ることを照査する。着目する時間は、最大傾斜角発生時および圧密沈下終了時とする。各検討箇所の一連区間において、道路躯体端部から家屋端部までの平均的な距離を設定し、盛土・構造物設置に伴う地盤変状による家屋の傾斜角を評価する。堤内側の状況により区分した一連区間を次頁に示す。

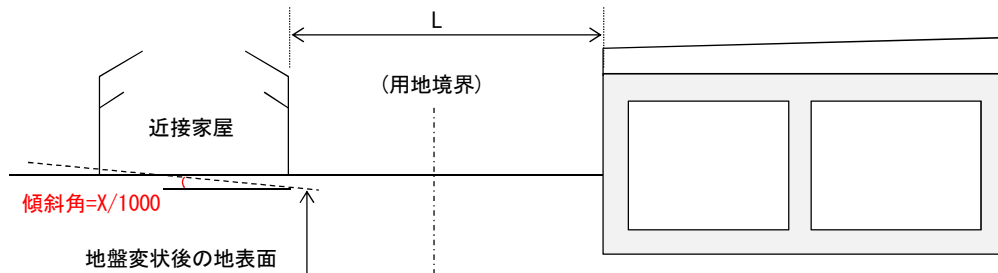


図 4.2.99 家屋の傾斜角の評価方法

近接家屋の影響検討結果を以下に示す。No.80（国道 2 号線上流部）において傾斜角が許容値を上回る結果となった。家屋の傾斜角は満足するものの、プレロード盛土により家屋位置の隆起が発生すると考えられる区間についても、同様に周辺影響に対する対策工が必要となる可能性がある。

表 4.2.47 近接家屋への影響検討結果一覧

検討対象 断面	躯体から家屋端部 までの距離 L(m)	家屋の傾斜角 X/1000		許容値 X _d /1000
		最大傾斜角	完成後の圧密終了時	
No.45	道路躯体に近接する家屋なし			
No.80	7	3.5	1.3	3
No.90	16	2.1	2.0	
No.103	16	2.1	2.0	
No.121	13	2.1	1.9	
No.129	15	2.2	1.0	
No.208	14	2.1	2.0	
No.228	道路躯体に近接する家屋なし			

ここで、地盤変状予測の精度向上、近接家屋への影響対策工の精査を目的として、試験盛土施工と地盤変状モニタリングの実施が望ましい。

- ・ 実施区間：堤内側に近接家屋がなく、試験盛土による周辺環境への影響が少ない区間から選定
- ・ モニタリング内容：地表面および地層境界における鉛直変位、地中内水平変位

左岸堤防

堤内地

道路区分

検討対象断面

圧密検討断面

- 非線形弾性(10断面)
- 土-水連成弾塑性解析(8断面)

施工種別

- A1: 鋼矢板二重式工(部分開削)
- A2: 鋼矢板二重式工(全開削)
- B1: 土堤締切工(狭域部分開削)
- B2: 土堤による一枚のり護岸(開削無)
- C: 仮締切不要(開削無)

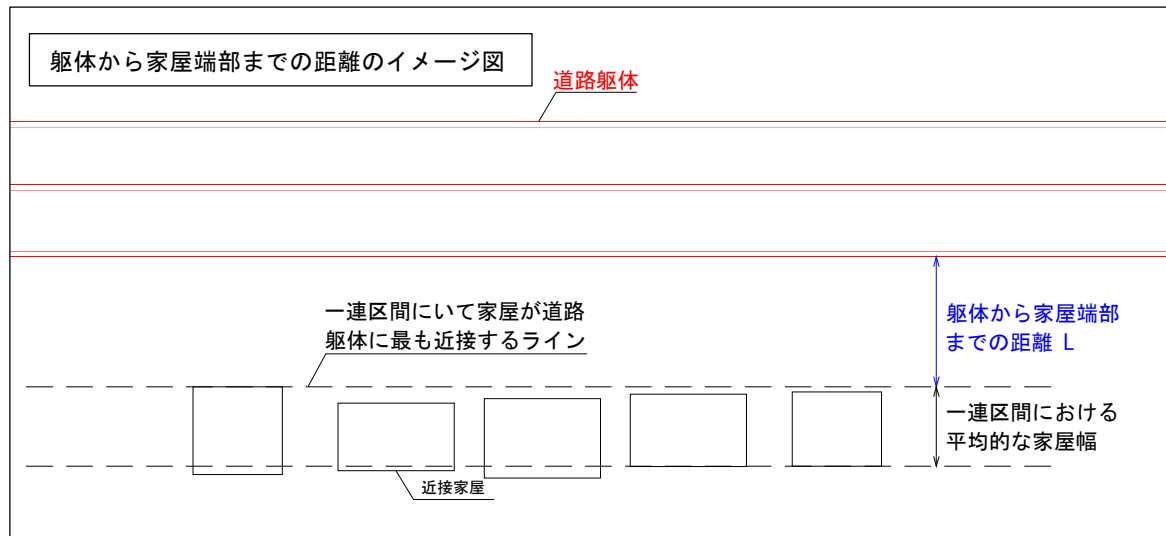
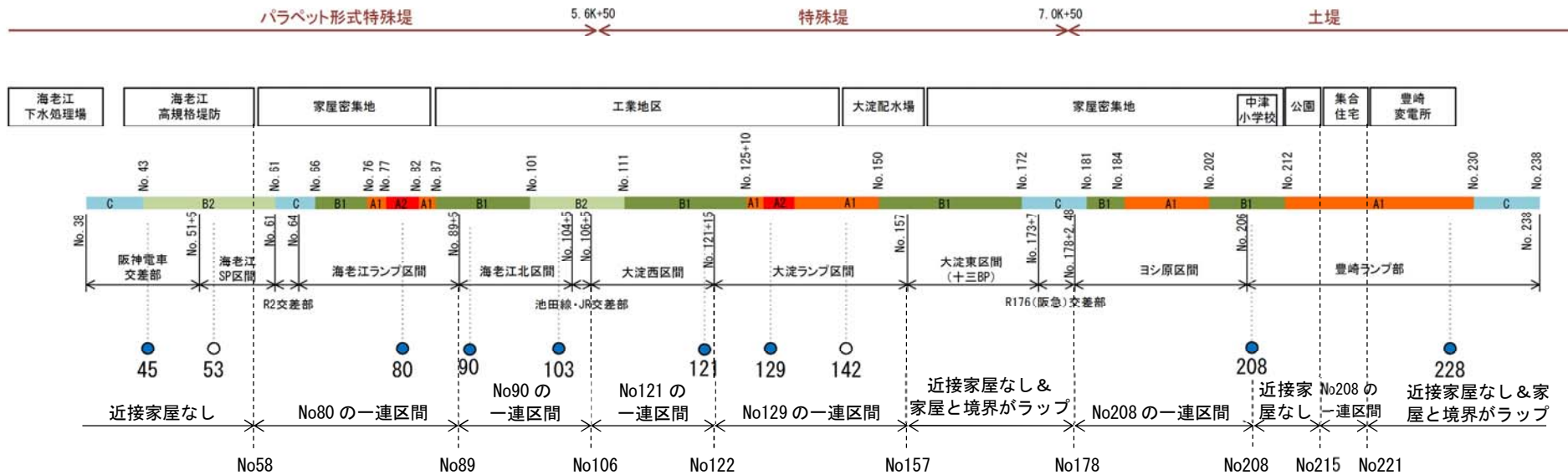


図 4.2.100 近接家屋への影響検討における一連区間

実施設計の段階では、対策工の検討に先立ち、プレロードの範囲を精査する必要がある。ここまでの検討は、プレロードの高さが堤防天端（盛土高 8m 程度）で、水平方向の範囲は完成堤防を概ね包含する形状としている。

非線形弾性による検討では、盛土高が 5m 程度で必要となる先行圧密が得られる結果となっていることから、プレロードの高さと範囲を、道路躯体の残留沈下量を 10cm に抑えた中で、縮減できる可能性がある。ただし、プレロードの適切な範囲設定においても近接に影響が出る場合は、縁切り矢板や地盤改良工法の採用を検討する必要がある。

対策工の要否判定においては考慮した荷重は、高規格堤防の完成形を前提したものとなっている。実際の整備においては、当初から高規格堤防の荷重が作用するわけではなく、高規格堤防荷重が作用する場合、現在想定している近接家屋は影響照査の対象とならない可能性が高い。詳細設計にあたっては、高規格堤防の完成を見据えた荷重条件を基本とするが、段階的な整備を想定した対策工検討の実施も実施する必要がある。

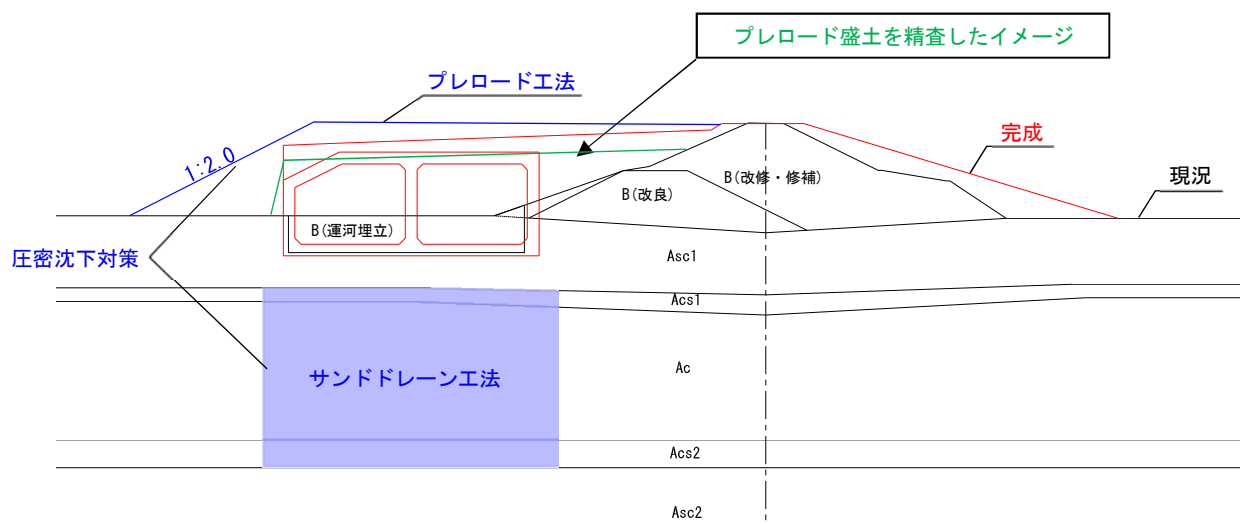


図 4.2.101 プレロード盛土の縮小ケース（イメージ図）

左岸堤防

堤内地

道路区分

検討対象断面

圧密検討断面

- 非線形弾性(10断面)
- 土-水連成弾塑性解析(8断面)

施工種別

- A1: 鋼矢板二重式工(部分開削)
- A2: 鋼矢板二重式工(全開削)
- B1: 土堤締切工(狭域部分開削)
- B2: 土堤による一枚のり護岸(開削無)
- C: 仮締切不要(開削無)

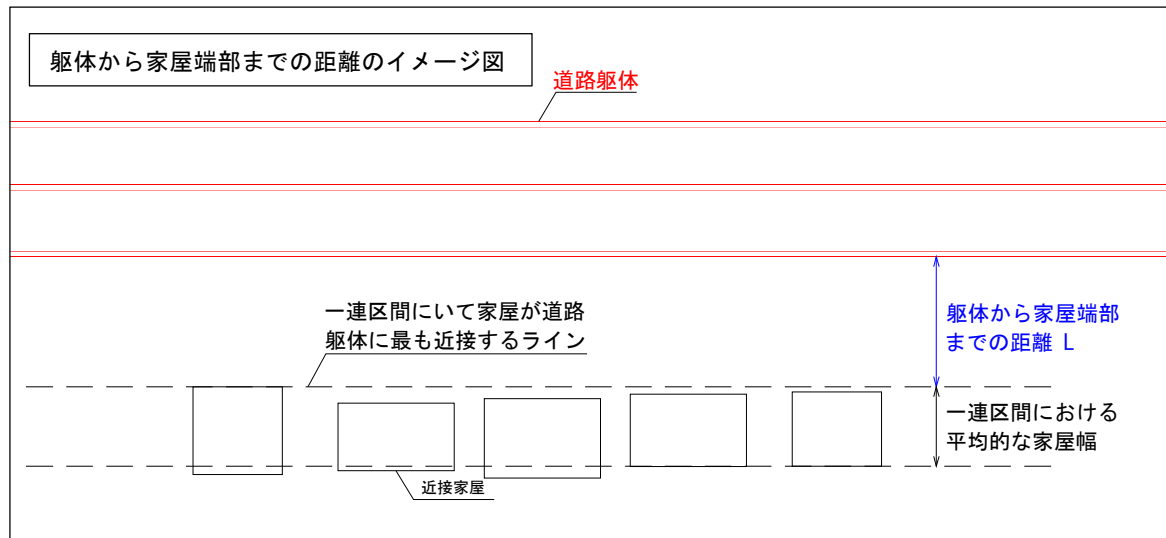
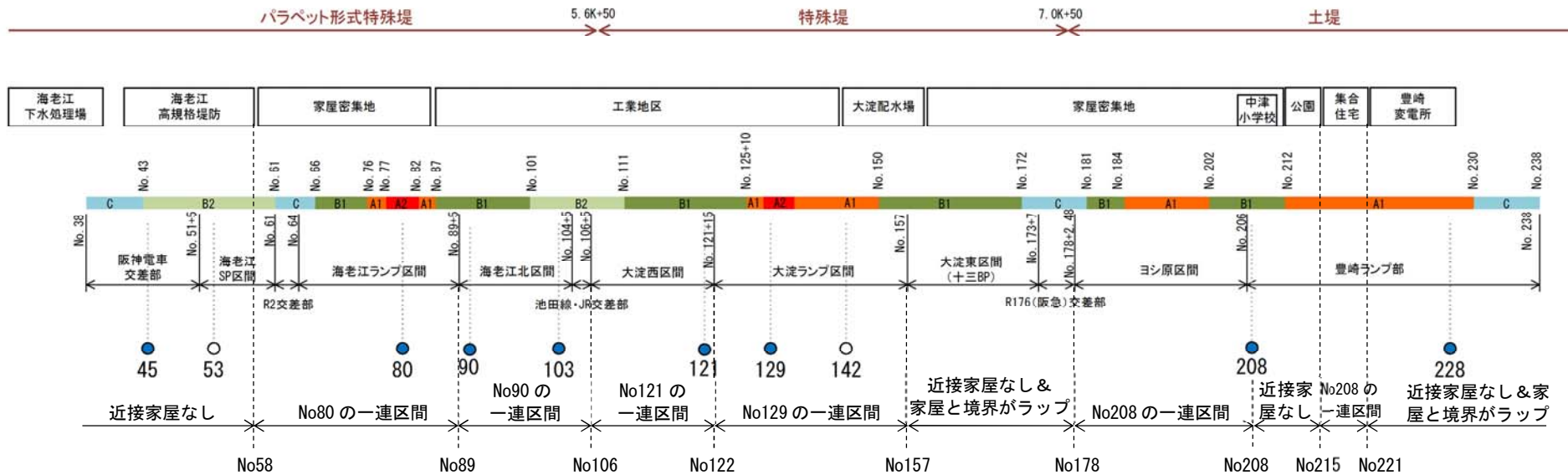
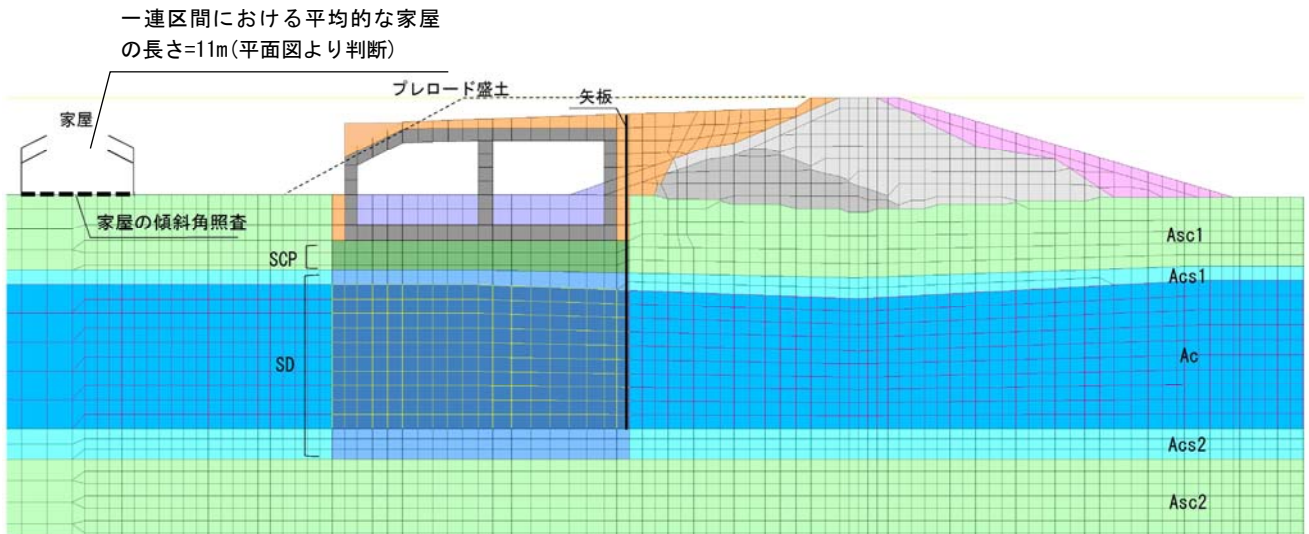
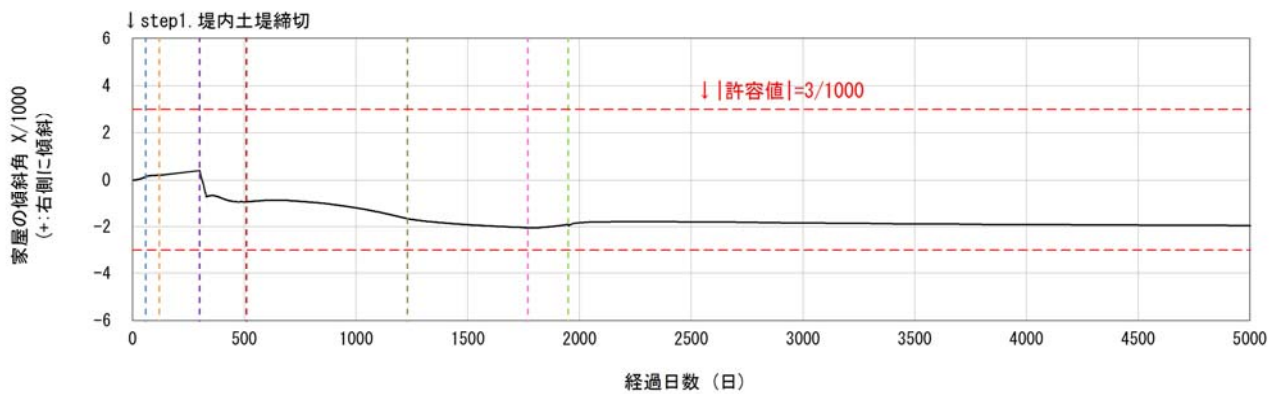


図 4.2.102 近接家屋への影響検討における一連区間

解析結果の一例として、No.208の近接家屋位置における傾斜角の経時変化を以下に示す。次頁以降には、家屋端部における地盤変状挙動、粘性土層中心の応力状態、過剰間隙水圧の経時変化を示す。



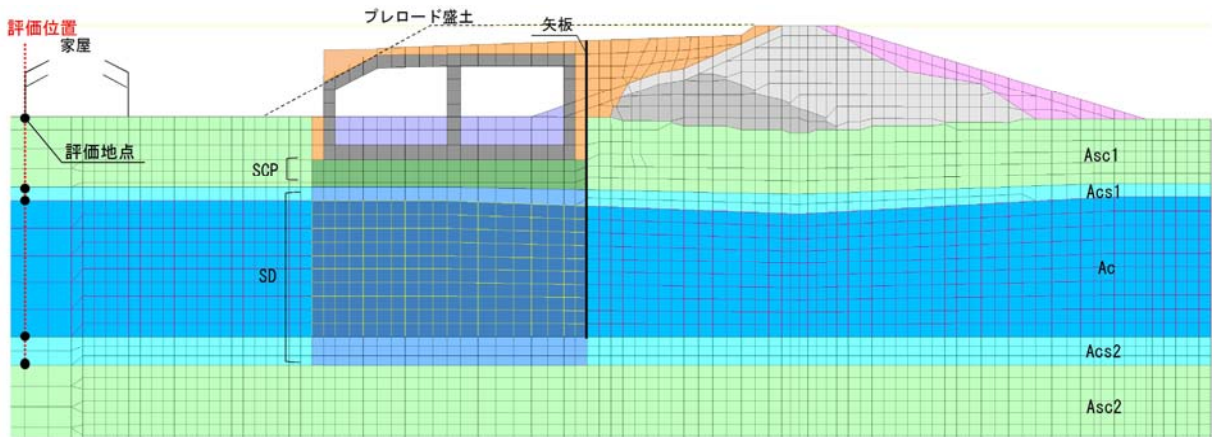
- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重載荷(10kN/m²)



<図中の符号について>



図 4.2.103 No.208 の近接家屋位置における傾斜角の経時変化



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

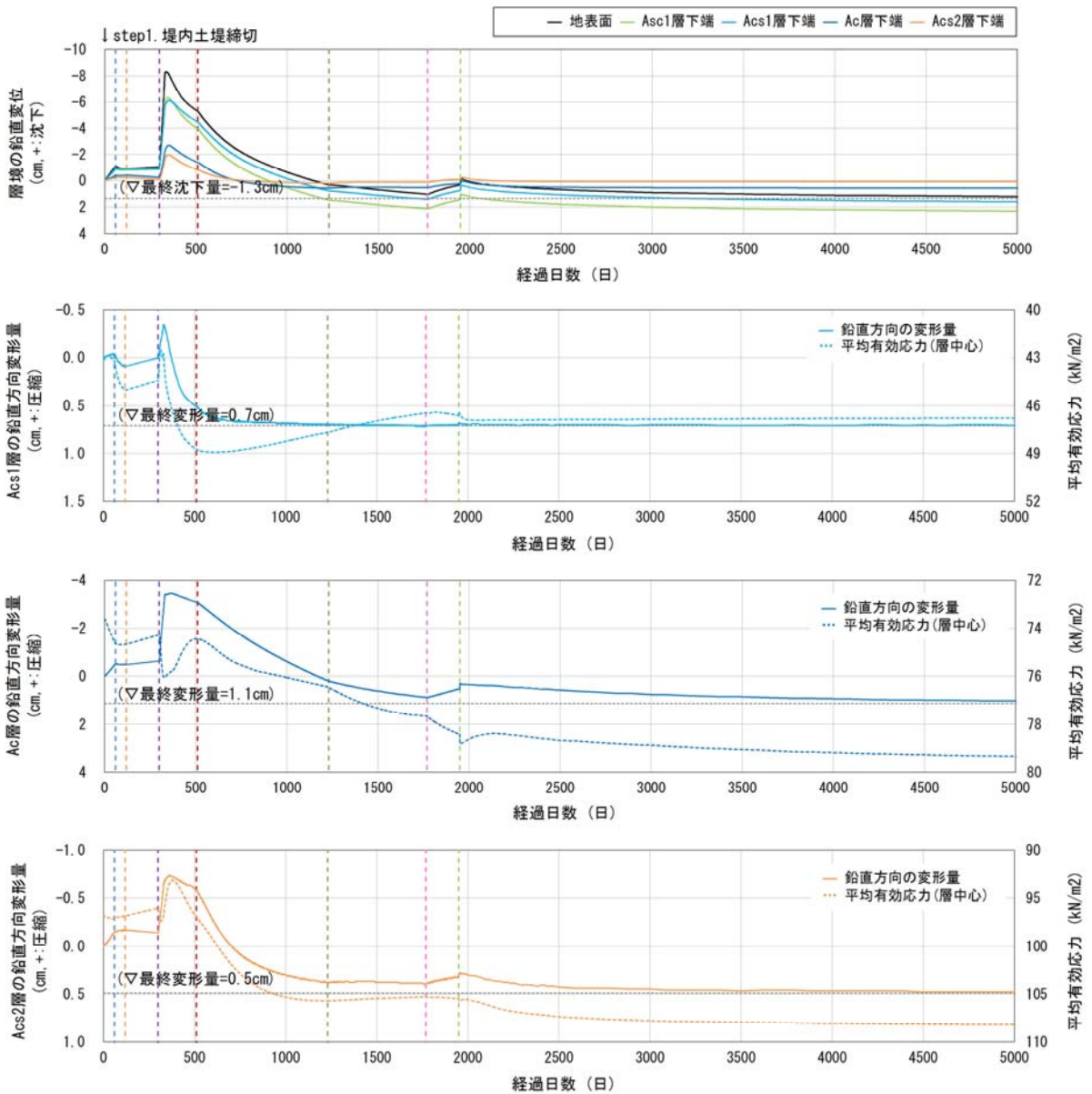
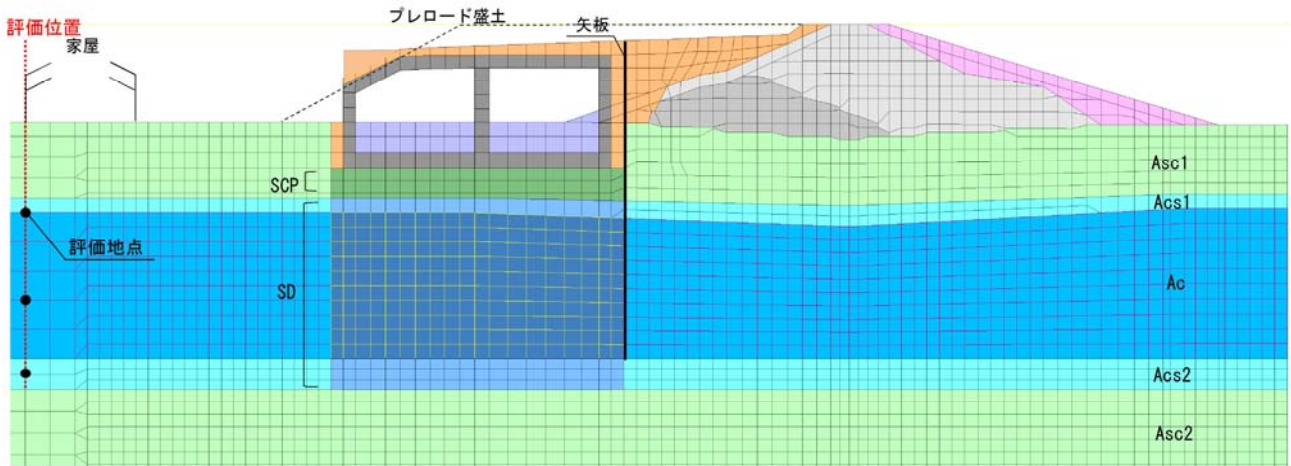


図 4.2.104 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤内側), 評価項目: 地盤変状, 応力)



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 软弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

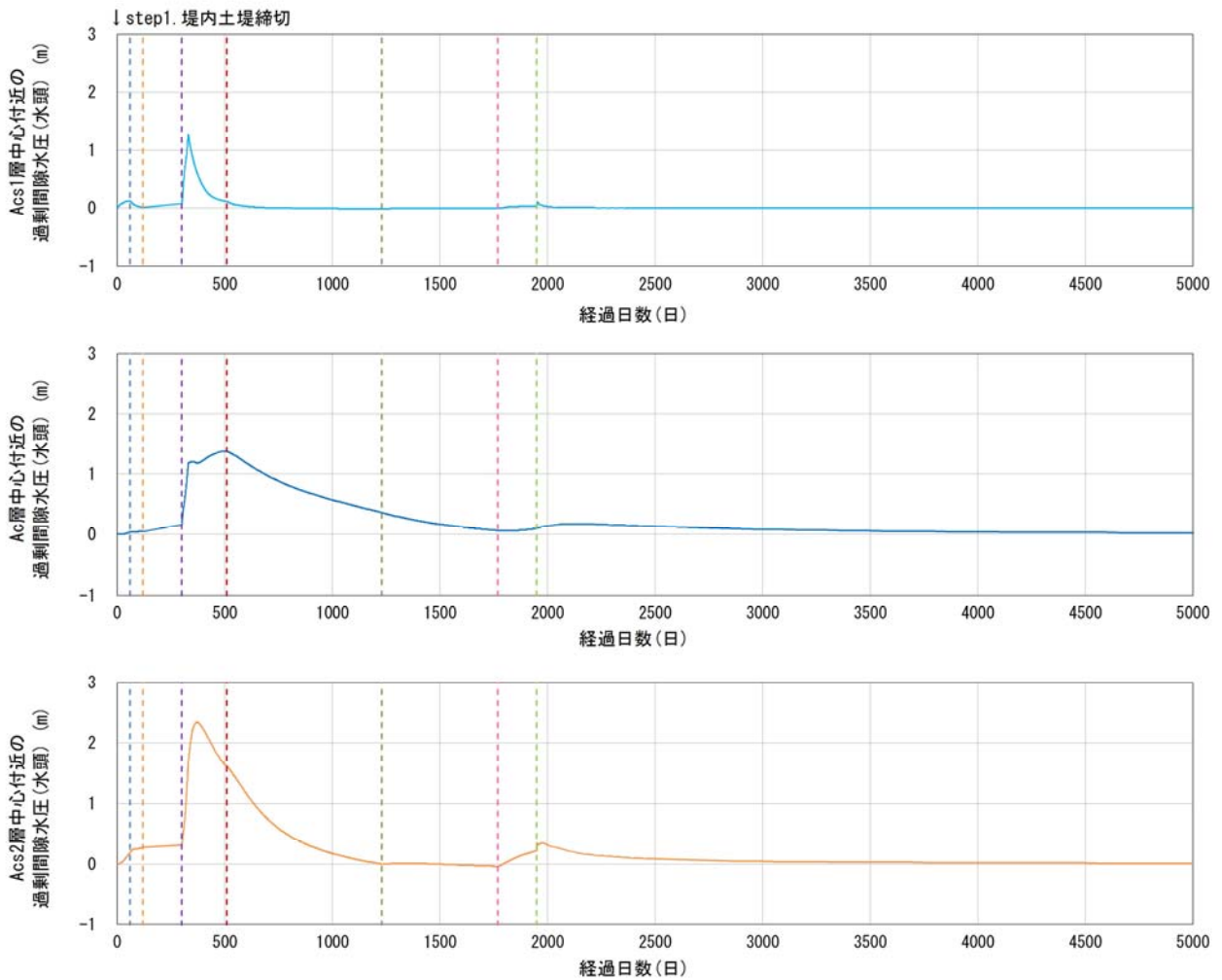
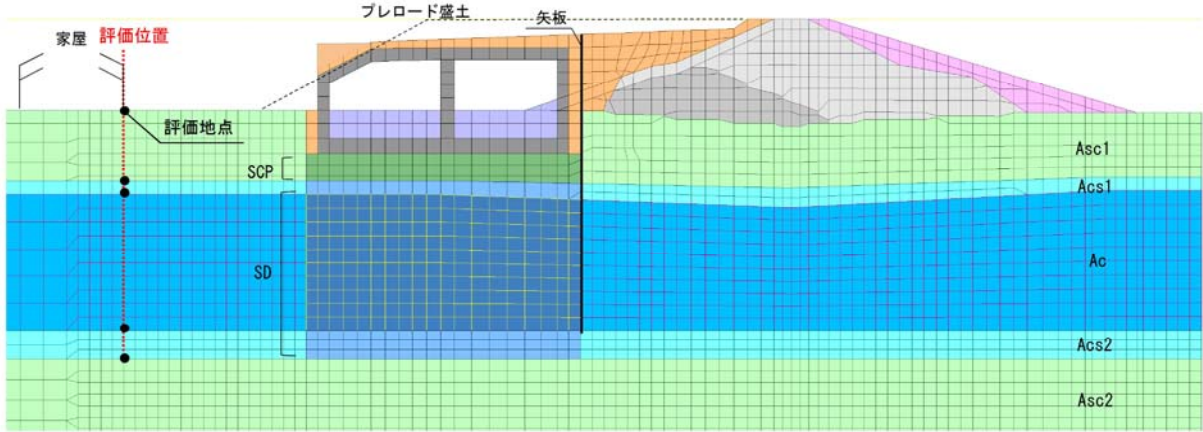


図 4.2.105 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤内側), 評価項目: 過剰間隙水圧)



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

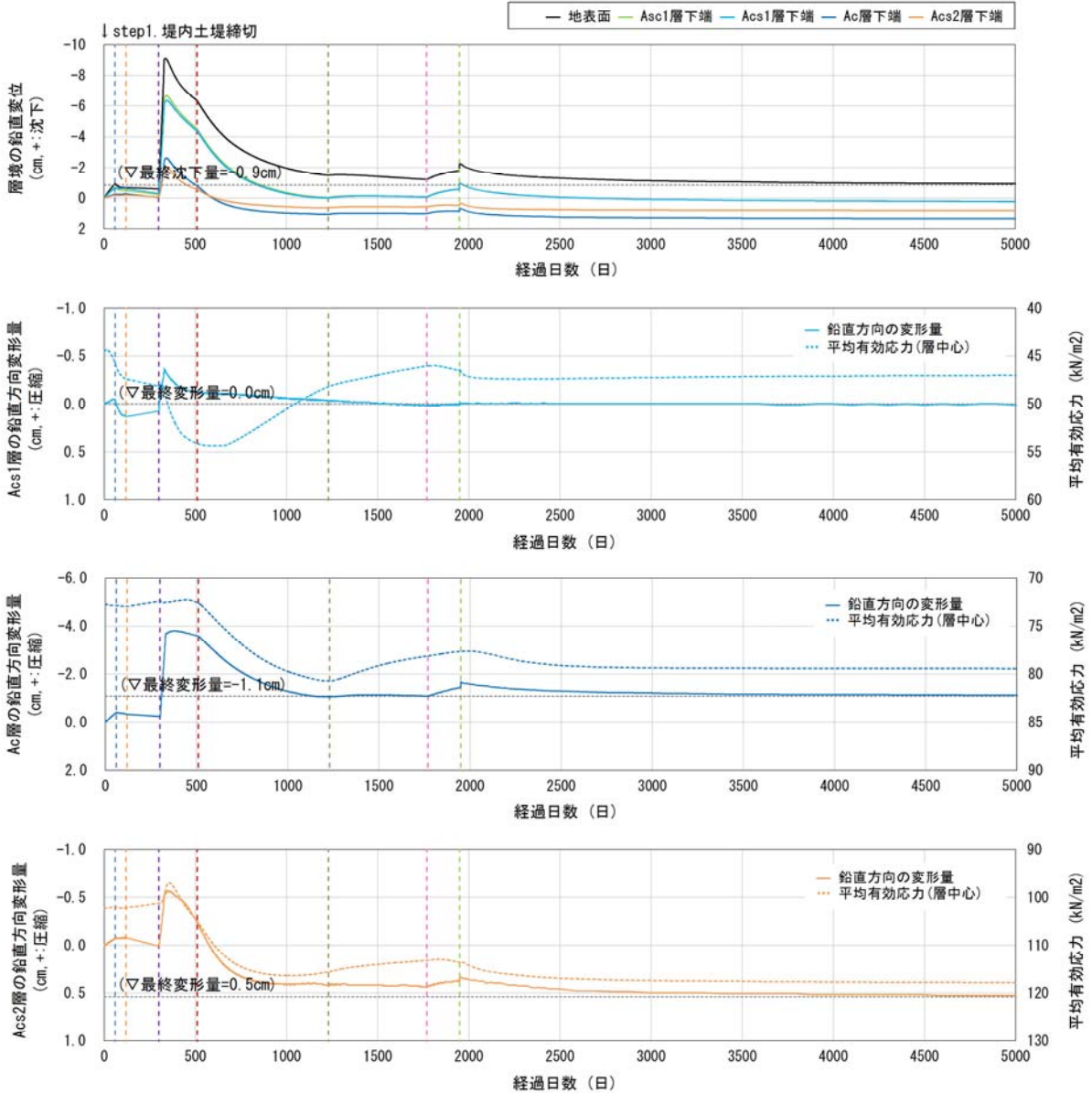
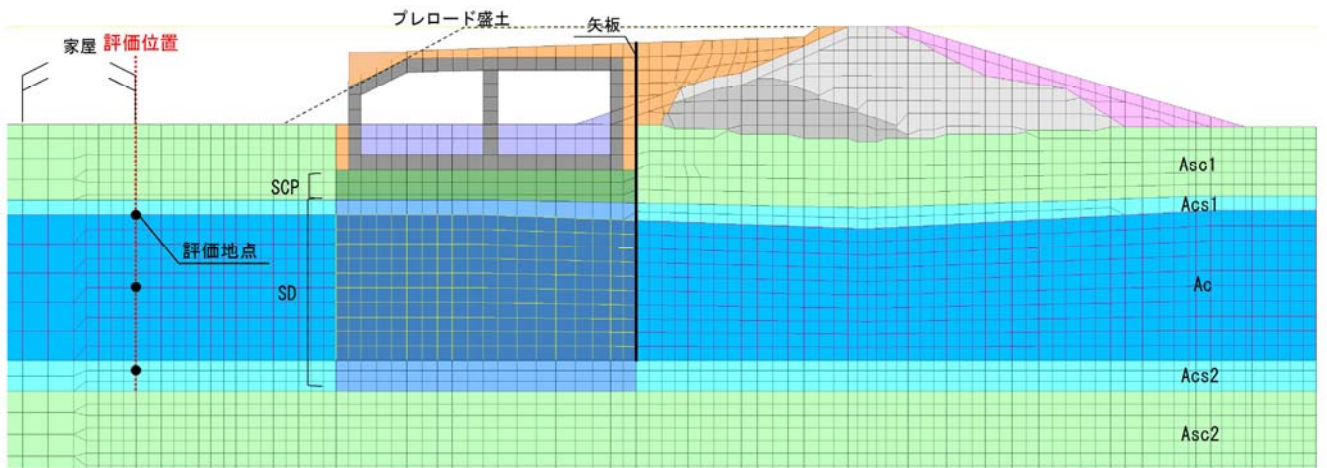


図 4.2.106 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤外側), 評価項目: 地盤変状, 応力)



- step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- step4. プレロード盛土設置
- step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削, ボックス設置
- step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- step12. 上載荷重(10kN/m²)

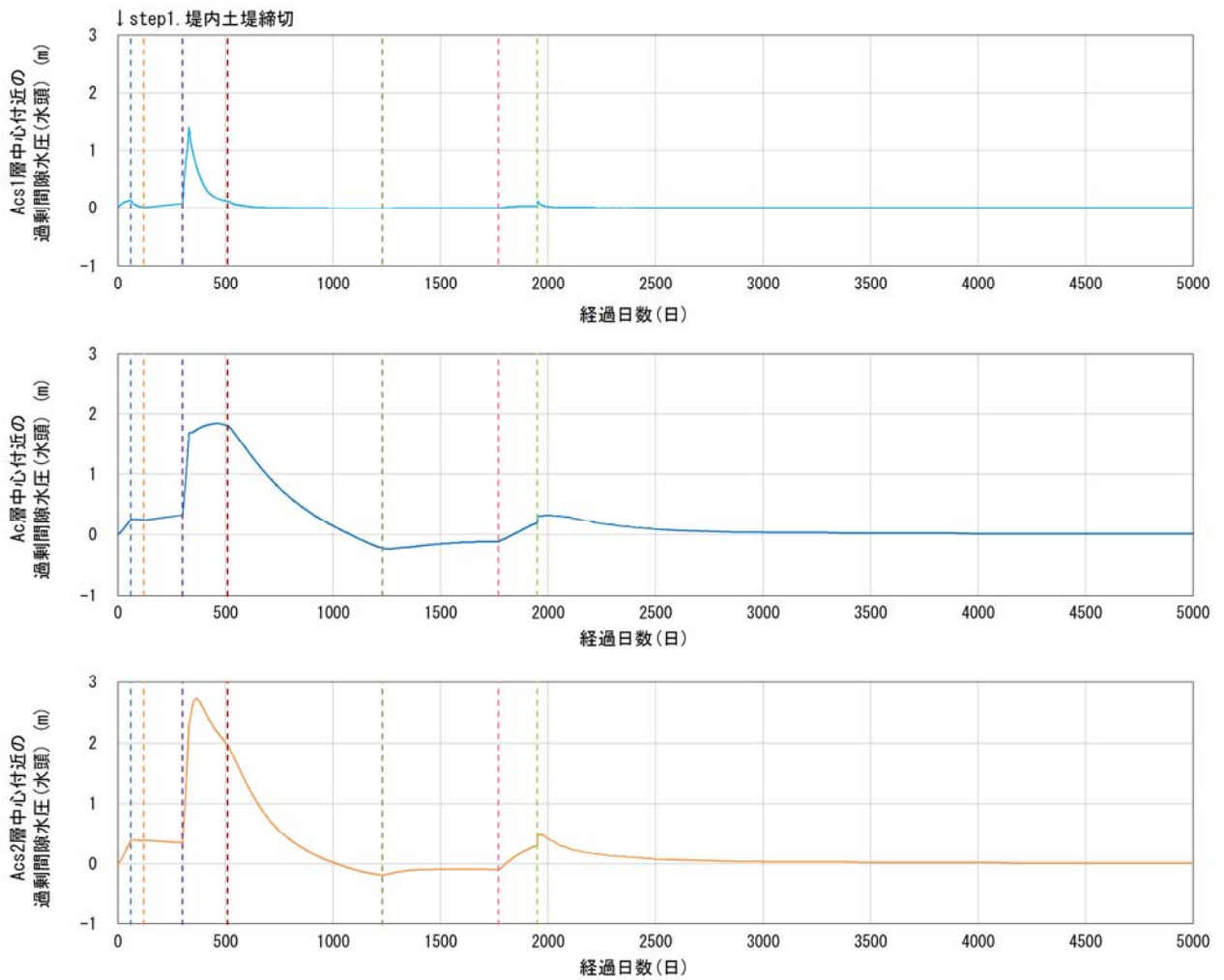
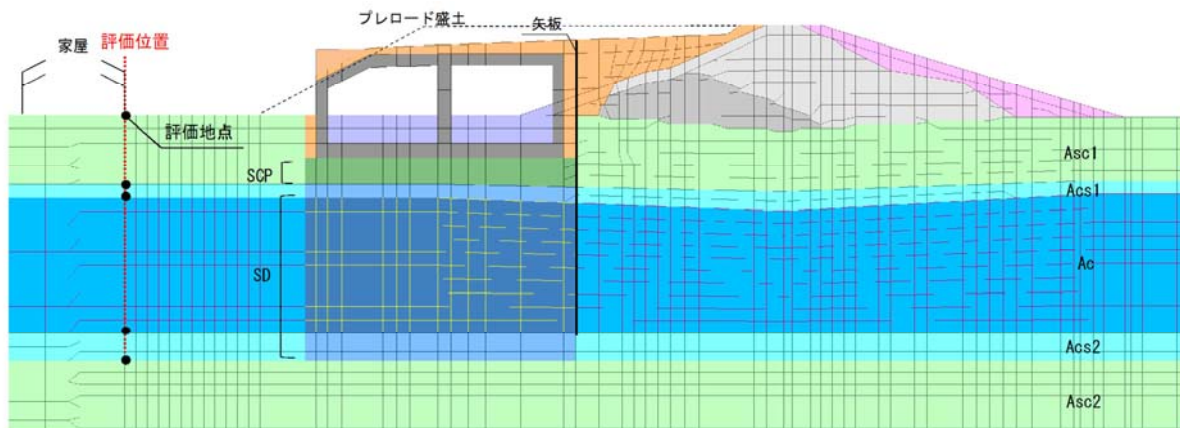


図 4.2.107 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤外側), 評価項目: 過剰間隙水圧)

また、No.208 の近接家屋位置における水平変位の経時変化を以下に示す。



- - - step2. 堤外側土堤締切&堤内盛土一時撤去
- - - step3. 軟弱地盤対策工(サンドドレーン設置)
- - - step4. プレロード盛土設置
- - - step5-7. 西行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- - - step8-10. 東行き断面部プレロード撤去・掘削、ボックス設置
- - - step11. ボックス上部の盛土&川表のり面整形
- - - step12. 上載荷重(10kN/m²)

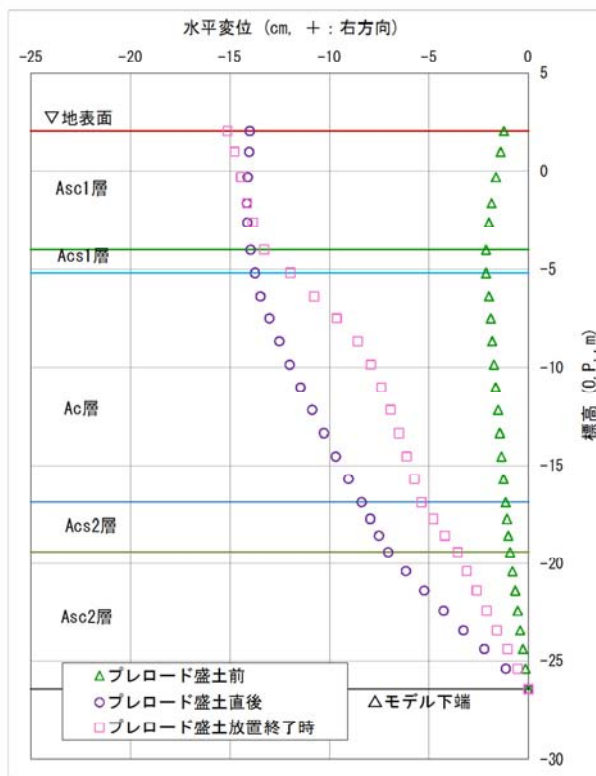
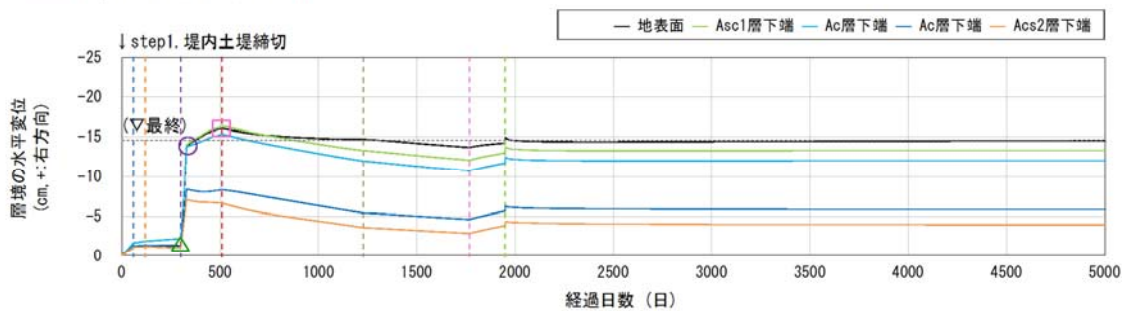


図 4.2.108 No.208 における解析結果図 (評価位置: 近接家屋端部(堤外側), 評価項目: 水平変位)

4.2.4 交通振動による影響検討

交通振動に対する構造要件として、交通振動による水みち発生を起こさないことが挙げられている。動的応答解析を行い、地盤とボックス間に発生する剥離を確認する。

4.2.4.1 検討方法

交通振動荷重を与えた動的応答解析手法を用いて、ボックス周辺の剥離、最大応答変位を確認し水みち発生の有無を検討する。

①解析手法：二次元 FEM 動的応答解析

②解析モデル：一般標準断面の No.204

地盤：R-O モデル

ボックスカルバートと地盤の間：ジョイント要素

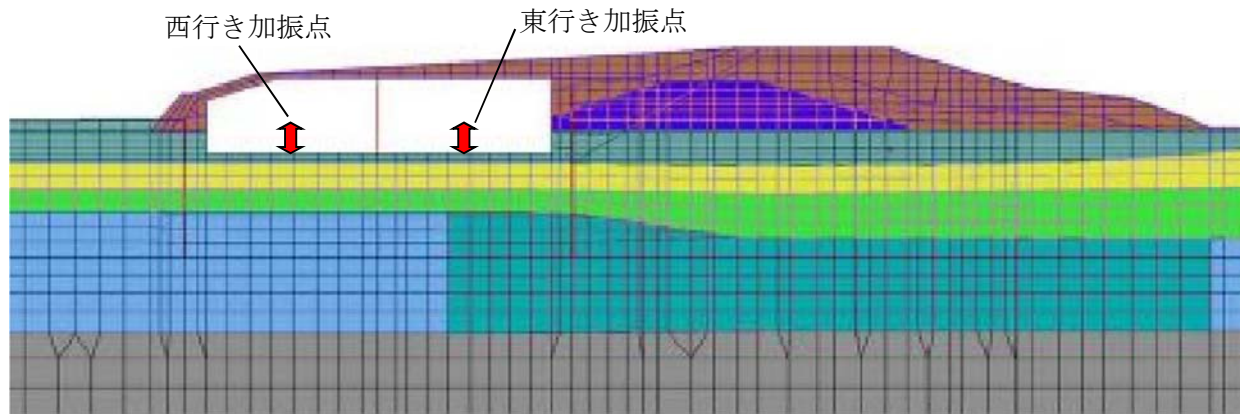


図 4.2.109 解析モデル 交通荷重の加振点位置(一般標準断面 No.204)

③交通振動荷重

路面凹凸モデル上に 20t 相当の大型車両を走行させた動的応答解析を実施し、車両接地荷重(タイヤの反力)を算出し、これを車両走行荷重とした。ここで、車両走行速度は 60km/h とし、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、ボックスカルバートの 1 スパン分 (L=40m) とした。

に算定した交通振動荷重を示す。

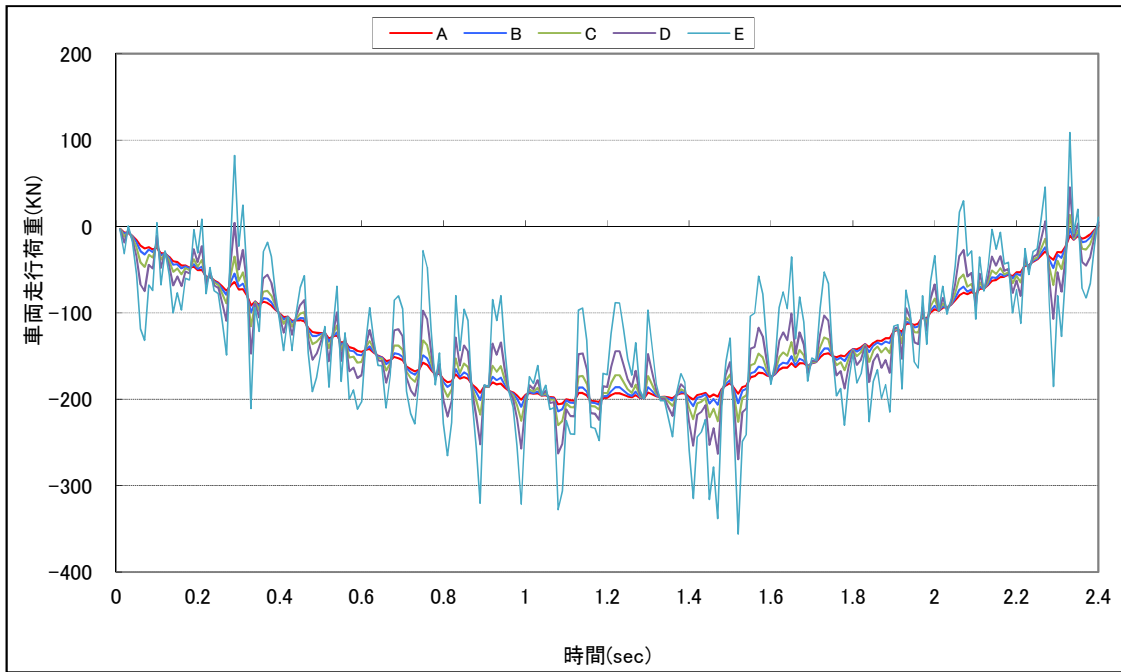
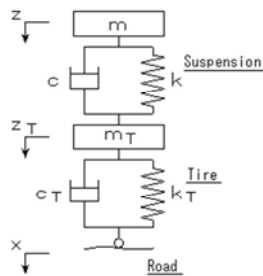


図 4.2.110 ISO で提案されている路面凹凸のパワースペクトル密度

なお、大型車および路面凹凸のモデルを以下に示す。

i) 大型車 (20 tトラック) のモデル

図 4.2.110 に示すような 2 自由度系振動モデルでモデル化した。



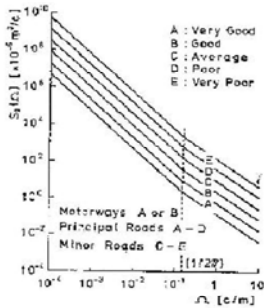
m, m_T : バネ上、バネ下質量
 k, c : 懸架部のバネ定数、減衰定数
 k_T, c_T : タイヤ部のバネ定数、減衰定数
 z, z_T : バネ上、バネ下質点の絶対変位
 x : 路面の凹凸

項目		値
荷重	バネ上 m	18.37kgf・s ² /cm
	バネ下 m_T	2.04kgf・s ² /cm
バネ定数	懸架部 K	6970kgf/cm
	タイヤ部 K_T	13600kgf/cm
減衰定数	懸架部 C	25kgf・s/cm
	タイヤ部 C_T	30kgf・s/cm

図 4.2.111 車両モデル (出典 ; 橋梁振動の計測と解析 橋梁振動研究会編、1993 年)

ii) 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 4.2.112 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。



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

$$S_R(\Omega) = S_0(\Omega_0) (\Omega / \Omega_0)^{-1.5} \quad \Omega > \Omega_0$$

ここで、
 Ω : 路面周波数 (c/m)
 Ω_0 : 基準の路面周波数 (1/2 π c/m)
 $S_0(\Omega), S_0(\Omega_0)$: 路面凹凸のパワースペクトル密度 (m²/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)	2~8×10 ⁻⁶
B (良)	8~32×10 ⁻⁶
C (普通)	32~128×10 ⁻⁶
D (悪)	128~512×10 ⁻⁶
E (極悪)	512~2048×10 ⁻⁶

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

図 4.2.112 車両の動的接地荷重

iii) 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、地盤とボックス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た。

検討では、交通荷重を 1, 10, 100 回、西行き、東行きの加振点に作用させ、大型車が 1, 10, 100 台通過したことを表現した。

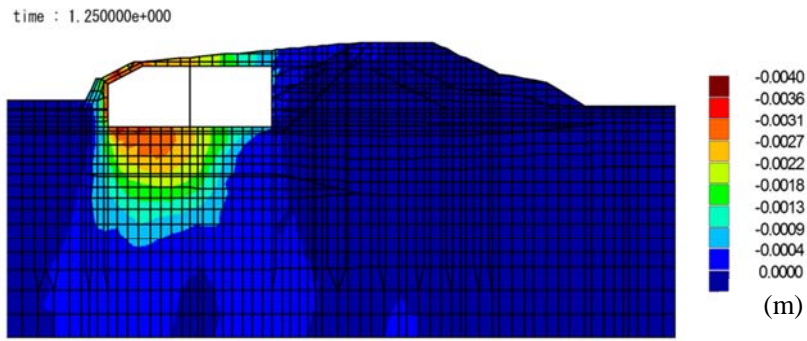
将来交通量に対する予測は、淀川左岸線 (2 期) の計画交通量 54,800 台/日に対して大型車混入率を 30% に仮定 (16,400 台/日) し、供用以降の経過年数を算定することとした。

4.2.4.2 検討結果

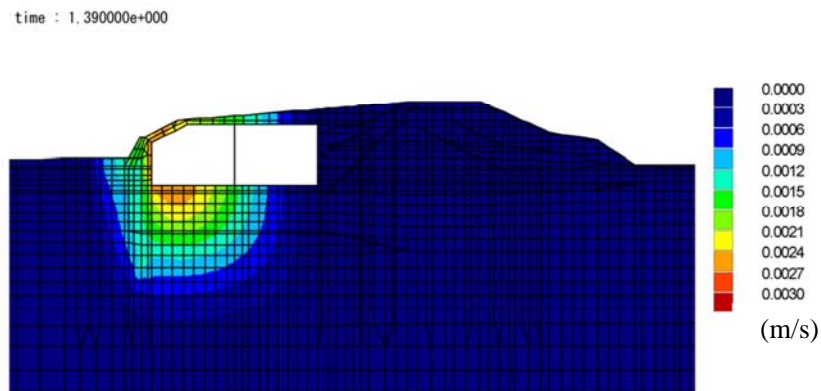
動的応答解析結果を図 4.2.113, 図 4.2.114 に示す。

解析結果の評価としては以下の通りであり、交通振動による水みち発生を起こさないと判断される。

- ① 大型車通過時の躯体には、最大応答変位で 2~3mm、最大速度で 0.2cm/sec の応答が発生する。
- ② 大型車通過時に躯体周辺の地盤に発生するせん断ひずみは、10⁻⁵ オーダーの微小ひずみレベルであり、堤体に影響を与える量でない。
- ③ 大型車通過台数 100 台時には、躯体底面及び側面に地盤と構造物間の剥離が発生する。剥離量は 10⁻³mm オーダーの微小である。

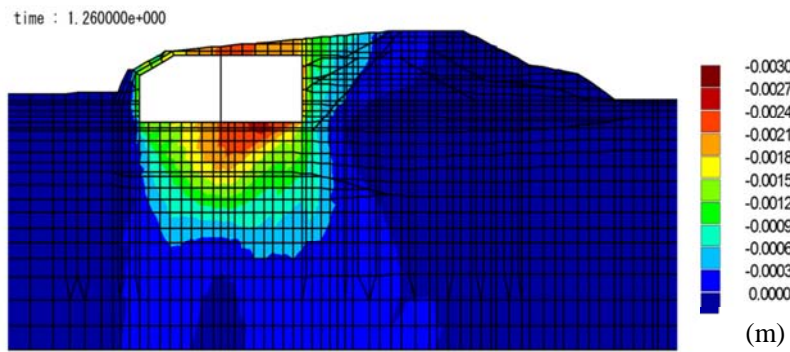


(応答変位分布図)

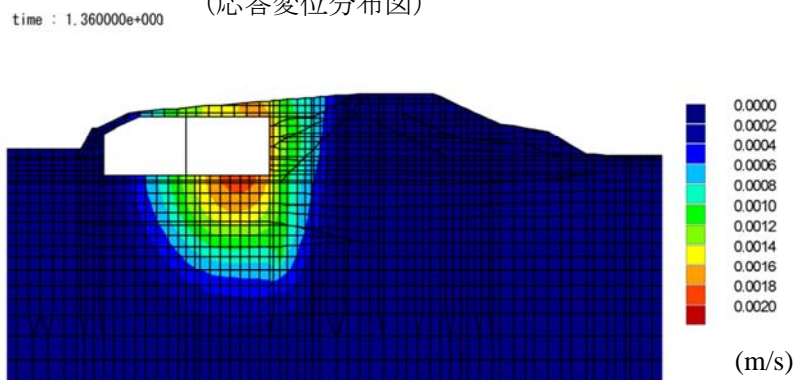


(応答速度分布図)

図 4.2.113 解析結果 (西行き線通過時)



(応答変位分布図)



(応答速度分布図)

図 4.2.114 解析結果 (東行き線通過時)

No.204 大型車通過台数 100 台作用時

地盤と構造物剥離量
 $1 \times 10^{-3} \text{mm} \times 5 \times 10^{-3} \text{mm}$



図 4.2.115 大型車通過台数 100 台時の剥離分布図

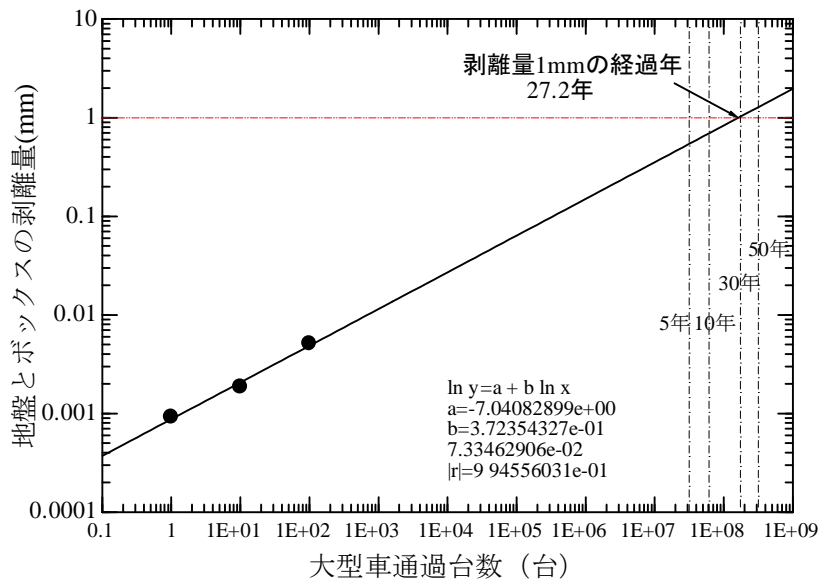


図 4.2.116 大型車通過台数と剥離量

4.2.5 定量的評価の妥当性検証

これまででない構造物となることから、解析手法等を検討し、その手法等を用いた結果では、堤防としての安全性を有していると推察された。ただし、種々の解析手法には不確定要素を含むため、その妥当性を検証する目的で現地計測を実施する。

■浸透流解析（地下水位）

目的：浸透流解析で推定した洪水時の地下水位の状況把握

検証方法：堤体内水位のモニタリングを行い、解析結果と比較

■圧密沈下解析（地盤変位）

目的：圧密沈下の進行の状況把握

検証方法：地盤変位のモニタリングを行い、解析結果と比較

■地震応答解析（地震応答加速度等）

目的：地震時の一体構造物の挙動の把握

検証方法：大地震時の一体構造物の応答と、解析による応答値の比較

4.3 まとめ

4.3.1 水みちに対する安全性

- ・堤防と道路構造物の残留沈下差を抑制する観点から、圧密促進工法を採用し、残留沈下差を 10cm 未満に抑えることにより、構造物周辺の空隙の発生が抑制され、水みちが発生する可能性は低いと推定。
また、道路構造物の残留沈下を 10cm 未満にすることにより、構造物の回転等による水みち発生の可能性も低いと推定。
- ・堤防天端と道路構造物間に降雨浸透対策を実施することにより、堤体内水位を現況堤防以下に抑制することが可能と推定。
- ・数値解析による結果には不確実な要素も含まれることから、その妥当性を目的として、地盤変位計測（地表面沈下量，層別沈下量，地中内水平変位量），堤体内地下水位計測（水位計）を実施することとする。

4.3.2 既往基準類の適用

- ・基準値を設定しなおした耐浸透機能については、選定したすべての断面で現況堤防が有するすべり安全率以上を確保する結果となり、堤体に対するすべり安全性は確保できると推定。
また、堤体内の地下水の流れは横断方向が支配的であるが、その局所動水勾配の値は許容値 0.3 に比べ十分小さい値となっており、水みち形成の可能性は低いと推定。
- ・動的解析手法を用い、河川基準地震動（L2-1 及び L2-2）を作用させた結果、地震後の残留堤防高が選定した全断面において照査外水位以上であり、地震に対する安全性は確保できると推定。

4.3.3 最大抵触部の扱い

- 道路構造物直下と同様の基礎地盤の改良を行い、施工時にプレロードを行うことで、堤防と道路構造物との残留沈下差を抑制し、堤体中央付近の水みち発生を抑制。
- ランプボックスが併設される延長は、計 200m 程度（ランプ部 2 か所、各々 100m）。

第5章 一体構造物としての施工方法に関する検討

5.1 課題および検討方針

5.1.1 課題

淀川左岸線（2期）の施工では、長区間にわたり河川堤防を部分開削、あるいは前述のとおり全開削を行うため、「仮締切堤設置基準（案）の一部改訂（通知）」（平成二十六年十二月十一日 国河治第九十二号 国土交通省水管理・国土保全局治水課長，以下「仮締切堤基準」という。）に準拠し、仮締切堤を設置するが、その治水安全性の確保が課題として考えられる。

また、長期にわたる仮締切堤での通年施工となることから、通常の工事より巨大地震発生などによる仮締切堤の機能が喪失するリスクが高い。

5.1.2 検討方針

堤防の開削に伴う仮締切堤は、「仮締切堤基準」に準拠し、原則、鋼矢板二重式仮締切とするが、内閣府で想定されている南海トラフ地震は、地震規模 M8～M9 クラスで地震発生確率が 30 年以内に 70%程度とされていることから、巨大地震等により止水機能が損なわれた場合を想定し、現場内での土砂確保を念頭に、復旧用土砂も兼ねた土堤による仮締切堤を併設することとし、緊急復旧計画を検討することとする。

また、土堤による仮締切堤の構造、安全性については、長期にわたり設置されることから、本設と同等の治水機能（耐浸透機能、耐侵食機能、耐震機能）を設定することとする。

5.1.3 施工時における要因別の被害シナリオに対する確保機能

(1) 洪水（高潮）・豪雨，地下水変動

洪水（高潮）・豪雨，地下水変動に対して、仮締切堤等の仮設構造物が確保すべき機能、配慮すべき事項は以下のとおりである。

- ・洪水時の浸透水による仮締切堤の機能低下や土留めの崩壊を防ぐ必要がある。
- ・仮締切堤に対する侵食被害を防ぐ必要がある。

(2) 地震

地震に対して、仮締切堤等の仮設構造物が確保すべき機能、配慮すべき事項は以下のとおりである。

- ・地震時の仮締切堤の沈下や変形による堤防機能の低下を防止する必要がある。
- ・地震の影響による土留め変形が仮締切堤の機能低下に繋がらないようにする必要がある。

(3) 地盤変形

地盤変形に対して、仮締切堤等の仮設構造物が確保すべき機能，配慮すべき事項は以下のとおりである。

- ・地盤の掘削や盛土により，土留め矢板の変形を抑制する必要がある。
- ・土留めの地盤変形や地下水の汲み上げによる周辺地盤への影響についても配慮する必要がある。

表 5.1.1 想定される被害シナリオから導いた確保機能（施工時）

被害シナリオ		
シナリオ		
①洪水・豪雨	LP-2	●洪水時の浸透水により現況堤防及び所要の堤防の機能低下を防ぐこと
	LP-3	●水圧を低減すること
	LP-4	●堤体内の水位上昇量を計測すること
	LP-5	●直接侵食に対する安全性を確保すること
	LP-6	●主流路(低水路等)からの側方侵食, 洗掘に対する安全性を確保すること
	LP-14	●土留に変状が生じた場合, 補修・補強ができること
	LP-15	●洪水の浸透水により土留, 切梁, 支保工の倒壊を防ぐこと
	LP-16	●二重締切りが外水位に対して安定であること
	BP-2	●土留時に鋼矢板の変形を抑制すること
②地下水変動	LP-1	●地下水変動による土留変形を抑制すること
	LP-14	●土留に変状が生じた場合, 補修・補強ができること
	BP-5	●周辺地下水, 土留変形量の計測
③地震	LP-7	●地震後の土堤による仮締切や土留の変形による現況堤防機能の低下を防ぐこと
	LP-8	●地震後の堤防, 土留鋼矢板等の変形量を計測すること (LP-7で考慮するため)
	BP-1	●地震後に変状が生じた場合に補修, 補強ができること
④地盤変形	LP-14	●土留に変状が生じた場合, 補修・補強ができること
	BP-3	●地下水汲み上げにより周辺地盤に影響が生じないこと
	BP-4	●土留変形により周辺地盤に影響が生じないこと
維持管理	LP-9	●継続監視, 点検強化ができること
	LP-10	●堤防及び土留材の変位計測
	LP-13	●堤防及び土留材の変位計測
	LP-12	●土留時に鋼矢板の変形を抑制すること
	LP-14	●土留に変状が生じた場合, 補修・補強ができること
災害復旧	LP-17	●大規模な地震(南海トラフ等)に対して仮締切の機能を確保すること
	LP-11	●工事をストップする
	BP-6	●工事をストップする

5.2 施工概要および仮締切堤

5.2.1 施工概要

淀川左岸線（2期）の施工を行うには、堤防開削に伴う締切工が必要となる。前述の様に、本事業においては河川堤防を部分開削あるいは全開削する区間があることから、施工時においても長期間にわたり治水機能を仮締切堤防で確保する必要がある。

仮締切堤は、堤防定規断面を部分開削する場合は、「仮締切堤基準」に準拠し、「鋼矢板二重式仮締切」を基本とし、以下の基本的な施工ステップで計画する。

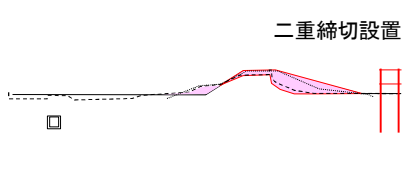
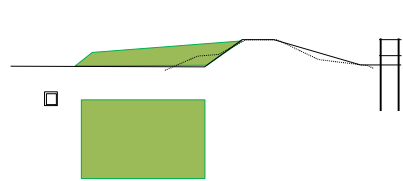
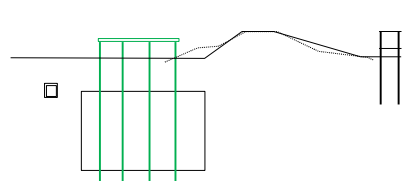
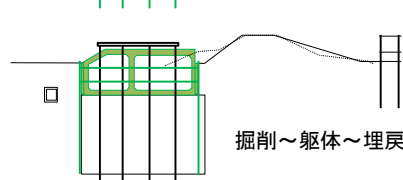
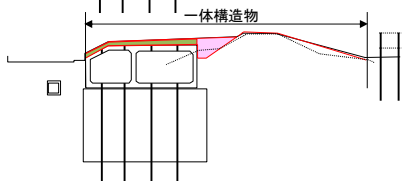
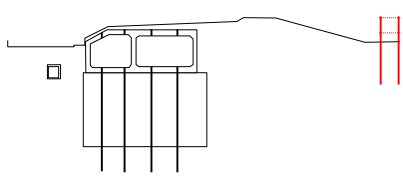
川表拡築	川表護岸撤去・堤防拡築 (一部全開削→堤防新築)	通年施工	 <p>二重締切設置</p>
地盤改良	液状化対策工、軟弱地盤対策工 プレロード盛土～放置～撤去 (全開削部分は、川表側も施工)	通年施工	
仮棧橋	中間杭、棧橋杭、覆工	通年施工	
土留工 掘削支保工 函体工	土留鋼矢板 掘削・支保工・躯体構築・埋戻し (一括施工)	通年施工	 <p>掘削～躯体～埋戻</p>
盛土 堤防仕上	デルタ部盛土 ボックス上面盛土 河川管理用通路 堤防仕上げ	通年施工	 <p>一体構造物</p>
仮締切工	鋼矢板2重式仮締切撤去	非出水期	

図 5.2.1 基本的な施工ステップ

5.2.2 仮締切堤

施工時の仮締切堤は、本設と同等の安全度を有する構造を基本とするが、設計外力を超過するような巨大地震が生じた場合に止水機能を損なう恐れがあることから、万が一仮締切堤の止水機能が喪失した場合の緊急復旧シナリオを検討するとともに、緊急復旧に必要な対策工等を検討した施工計画における条件を整理するものとする。

まず、南海トラフ地震規模の巨大地震時における緊急復旧として大規模地震に対するリスク対応が必要と考えられる。

鋼矢板二重式仮締切のこれら地震時の振動挙動は、横断方向のみならず縦断方向においても不明確なモードが考えられ、解析的検討において各鋼材、鋼材と地盤とのジョイントなどモデル化が困難と判断する。

そこで、大規模地震時における仮締切堤の緊急復旧を考えると、資材、機材の調達の上易さから土堤による仮締切堤を緊急復旧のリスク対応として計画する。

阪急交差部から下流では、土堤仮締切に用いる盛土量で緊急復旧堤防に必要な盛土量が確保することができる。この上流にあたるヨシ原区間では、余盛を有する土堤となっており、現況堤防天端幅は約3mとなっているため、施工時には天端を拡幅し施工ヤードとして利用する腹付け盛土を施す計画とし、この腹付け盛土で緊急復旧堤防に必要な盛土量が確保することができる。

これら仮締切堤の適用にあたっては、改修計画断面へのボックスカルバート、ランプ部擁壁工（以下、本体構造物）の河川堤防への抵触度合い、堤防形式（パラペット形式特殊堤、特殊堤、土堤）の特性に着目し、仮締切堤の形状、範囲を設定する。仮締切堤のタイプは二重仮締切堤（施工タイプA）、土堤仮締切（施工タイプB）、仮締切不要（施工タイプC）に分類する。

鋼矢板二重式仮締切の形状は「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」（平成13年5月 財団法人国土技術研究センター、以下「マニュアル」という）に準じて設定し、設計対象流量（計画高水位）、設計地震動（レベル1地震動）に対して機能を確保する構造とする。

土堤仮締切は改修計画断面に対する抵触幅を改修計画断面を踏まえた一枚のり形状で前出し、その形状に対して完成時と同様に耐浸透、耐侵食、耐震に対して機能を確保する。

仮締切堤設置基準では通年施工で堤防開削を行う場合、締切高は既設堤防高以上とされているが、本施工区間のうち特殊堤区間（5.6k）から土堤区間（8.2k）において、現況堤防高は計画堤防高に対して余盛を設置している。淀川左岸線（2期）では、締切高は治水安全性の確保が可能な計画堤防高とする。

また、本計画上流区間（淀川左岸7.0k付近～8.2k付近）はヨシ原区間となることから、河川環境に配慮して鋼矢板二重式仮締切とする。しかしながら、この鋼矢板二重式仮締切を連続して設置する範囲において土堤仮締切の適用が可能な区間では土堤仮締切とする。

土堤仮締切区間は、堤防開削期間を少しでも短くする目的から西行き（堤内側）を先行施工する。

海老江北入路、大淀出路は、特殊堤防で堤防開削部分が約50%以上となることから、堤防を全面開削とし堤体中央基礎地盤に軟弱地盤対策を施すものとする。

なお、海老江地区高規格堤防区間では、淀川左岸線（2期）計画において堤防定規断面の開削は必要ないが、上下流における川表護岸の一体構造物としての1枚化に対する連続性に配慮する。

5.2.3 巨大地震時における緊急復旧シナリオ

施工時の仮締切堤は、既設堤防と同等の安全度を有する構造を基本とするが、設計外力を超過するような巨大地震が生じた場合に止水機能を損なうおそれがあることから、万が一仮締切堤の止水機能が失われた場合の緊急復旧シナリオを検討するとともに、緊急復旧に必要な対策工を検討し施工計画における条件を整理するものとする。ここで設計外力は、鋼矢板二重式仮締切はレベル 1 地震動、土堤仮締切はレベル 2 地震動を対象としており、これ以上の地震が発生した場合を想定し検討する。

緊急復旧シナリオは、地震後に想定される仮締切堤の状況、緊急復旧方針、緊急復旧構および必要復旧土量を検討する。

(1) 巨大地震後に想定される仮締切の状況

■ 鋼矢板二重式仮締切

鋼矢板二重式仮締切は、マニュアル準じて設計している。

耐震設計では供用期間中に発生する確率が高い中規模地震動に対して行う場合と、供用期間中に発生する確率が低い大規模地震動に対して行う場合がある。鋼矢板二重式仮締切の供用期間は長くても 5 年程度であるため、マニュアルでは中規模地震動（レベル 1 地震動）に対する耐震設計を行うこととしており、淀川左岸線（2 期）の仮締切施工においてもレベル 1 地震動を対象に設定する。

鋼矢板二重式仮締切の巨大地震後の状況を下図に示す。

表 5.2.1 鋼矢板二重式締切に想定される状況

地震外力	地震後の状況（イメージ）	備考
レベル 1 地震動		鋼矢板二重式仮締切設計マニュアルにおいてレベル 1 地震動を考慮しているため、止水機能を確保出来る。
レベル 2 地震動 （河川基準）		設計で想定している以上の外力のため、地震による慣性力、液状化による地盤変状により、止水機能を損なう可能性がある。
大規模地震 （南海トラフ等）		同上

■ 土堤仮締切

土堤仮締切は、レベル1、レベル2地震動に対する定量的評価より止水機能を確保しているが、大規模地震（南海トラフ等）に対しては慣性力、液状化による変形より、照査外水位を下回り止水機能を確保出来ない可能性がある。

表 5.2.2 土堤仮締切に想定される状況

地震外力	地震後の状況（イメージ）	備 考
レベル1地震動		レベル1地震動に対する定量的評価は実施していないが、レベル2地震動に対する定量的評価結果より、止水機能を確保していると判断する。
レベル2地震動 （河川基準）		レベル2地震動に対する定量的評価より、止水機能を確保していると判断する。
大規模地震 （南海トラフ等）		設計で想定している以上の外力のため、地震による慣性力、液状化により、止水機能を損なう可能性がある。

(2) 仮締切堤の緊急復旧方針

巨大地震後に仮締切堤が変状し止水機能を確保出来ない場合、緊急的に止水機能を確保する必要がある。緊急時は周辺道路が閉塞され鋼矢板等の資材やクレーン等の復旧に必要な機材を現地へ運搬出来ない可能性が考えられる。そのため、仮締切変状後の止水機能の確保は現地で確保、施工出来る材料として土堤により復旧するものとする。緊急復旧時の土堤に使用する土は、現況堤防、土堤仮締切、プレロード盛土、工事用道路の土量が確保できると考えられるが、本検討では安全側を考慮し、土堤仮締切の土量のみで復旧を行う方針とする。なお、現況堤防は地震前堤防高の 25%の高さ（残留堤防高）の場合を想定する。

■ 残留堤防高の取り扱いについて

「レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル」（平成 24 年 2 月，国土交通省水管理・国土保全局治水課）では、既往の地震において堤防天端に堤防高さの 75%以上の沈下が生じた事例はなく、地震前の堤防高さの 25%は最低でも残存していたことが明らかにされている。本検討においてもこの考え方を参考に、残留堤防高は地震前堤防高の 25%残留するものとして考える。なお、実際には土堤が液状化して沈下した場合でも側方流動等により堤防側面に土が残る。

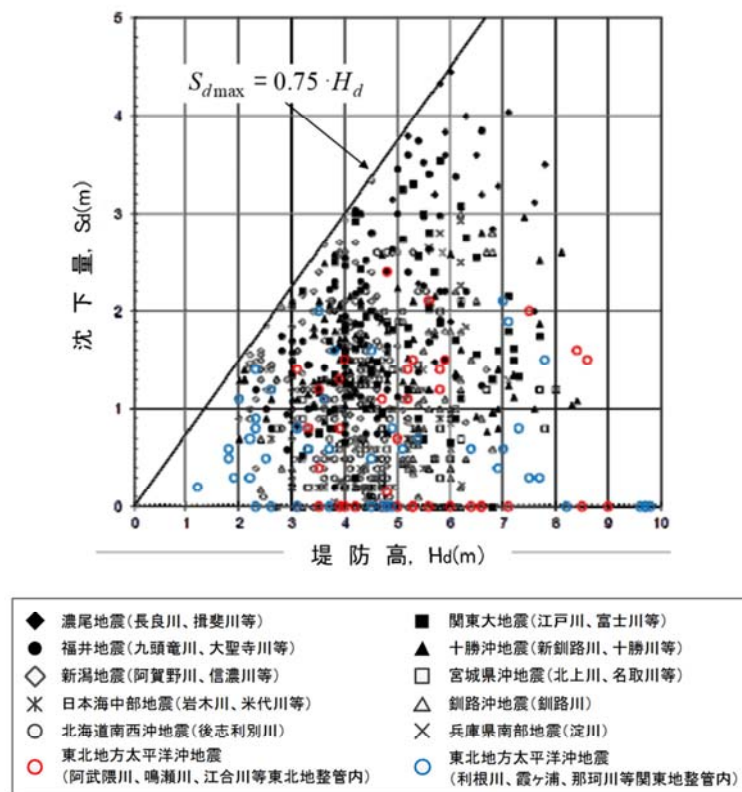


図-3.2 既往の地震における堤防高さと沈下量の関係

引用：「レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル」（平成 24 年 2 月，国土交通省水管理・国土保全局治水課），p.7

■ 緊急復旧堤防の構造

緊急復旧堤防の構造は止水機能を満足出来る最小限の構造とし、「河川管理施設等構造令」（平成二十五年七月五日最終改正 政令第二百十四号 以下、「河川構造令」）を参考に設定する。

縮切高は仮縮切堤と同様に計画堤防高とする。天端幅は緊急復旧であるため構造令の最小値として3.0mとする。のり勾配は土堤の最小のり勾配1:2.0とする。本工事では全区間で同時期に仮縮切堤を設置しないため、現況堤防の箇所と仮縮切堤を設置している箇所が発生する。そのため、緊急復旧堤防は連続性を考慮し現況堤防位置での復旧を基本とする。

- ・ 縮切高：計画堤防高
- ・ 天端幅：3.0m（河川管理施設等構造令，最小天端幅）
- ・ のり勾配：1:2.0（河川管理施設等構造令，土堤の最小のり勾配）
- ・ 設置位置：現堤位置での復旧を基本とする

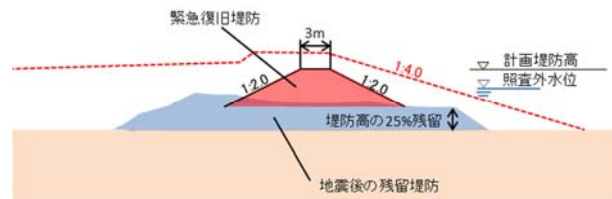


図 5.2.2 緊急復旧堤防の構造

■ 復旧範囲

淀川左岸線（2期）計画区間では、国道2号，国道176号・阪急電車（神戸線，宝塚線，神戸線）交差部において堤防と平面交差している。

これらの交差箇所は，緊急時を含む主要交通路となっていることから，巨大地震時には人や物資の移動等に使用されるものと想定され，緊急復旧堤防の工事用道路としては使用が困難であると考えられる。そのため，交差箇所で分断されることを想定し，国道2号交差部下流区間，国道2号～阪急電車交差部区間，阪急電車交差部上流区間に区間分けをして復旧を行うものとする。なお，施工時は各区間において資機材運搬に必要な工事用道路を堤内側に設けるものとする。

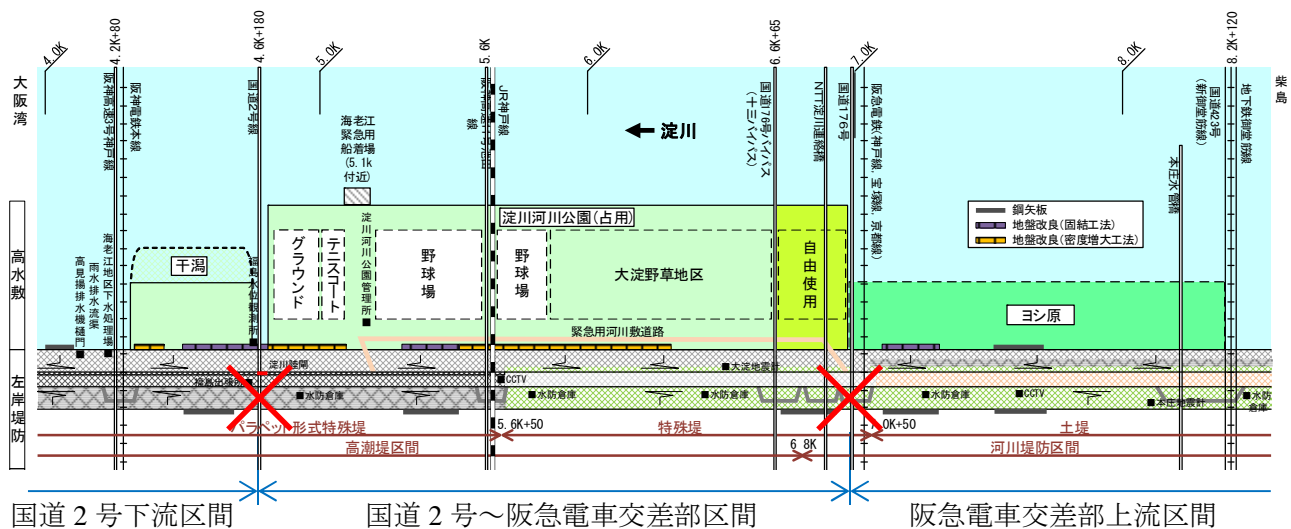


図 5.2.3 復旧範囲の区分

(3) 緊急復旧のシナリオ

■ 仮締切堤の区分

(施工タイプ C)

改修計画断面に本体構造物が抵触しない場合、現況と同様に施工時において堤防機能を確保できると判断し仮締切堤を設置せず仮締切不要区間とし施工タイプ C と分類する。本区間に該当する箇所は、阪神電鉄本線・国道 2 号・国道 176 号・阪急電鉄（神戸線，宝塚線，京都線）・国道 423 号の交差点とする。

(施工タイプ A)

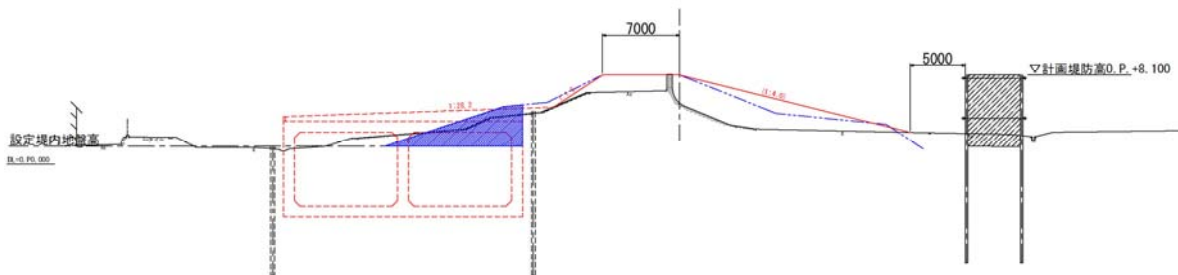
堤防定規断面に本体構造物が抵触し、現況小段以上を切り込む程の堤防開削が必要な場合、鋼矢板二重式仮締切による仮締切堤を採用し、施工タイプ A と分類する。

施工タイプ A のうち、ランプ並行区間で本体構造物の抵触範囲が堤防定規断面の 50% 程度以上と大きくなる場合は、施工時に堤防断面を全開削し、堤体中央基礎地盤に軟弱地盤対策を施すものとして、施工タイプ A2 と分類した。

本区間に該当する箇所は海老江北入路，大淀出路とする。施工タイプ A2 以外については施工タイプ A1 と分類する。

施工タイプ A の仮締切堤設置位置は、施工スペースを考慮して堤防定規断面のり尻位置から 5m を基本とするが、阪急電鉄交差点より上流（ヨシ原区間）についてはヨシ原の喪失，および 1:4.0 の完成堤防形状に配慮し現況堤防川表のり尻位置から 10m 程度の範囲までを施工範囲とし、仮締切堤位置を設定した。また、ヨシ原区間は二重矢板、護岸を堤防天端から施工する必要があるが現況天端幅が約 3.0m 程度であることから、施工ヤードを確保するために川表側に腹付け盛土を行い、天端幅を拡幅する。この施工ヤードの盛土は緊急復旧時の復旧土砂への利用が可能である。

■ 施工タイプ A1（阪急交差点下流）



■ 施工タイプ A1（阪急交差点上流 ヨシ原区間）

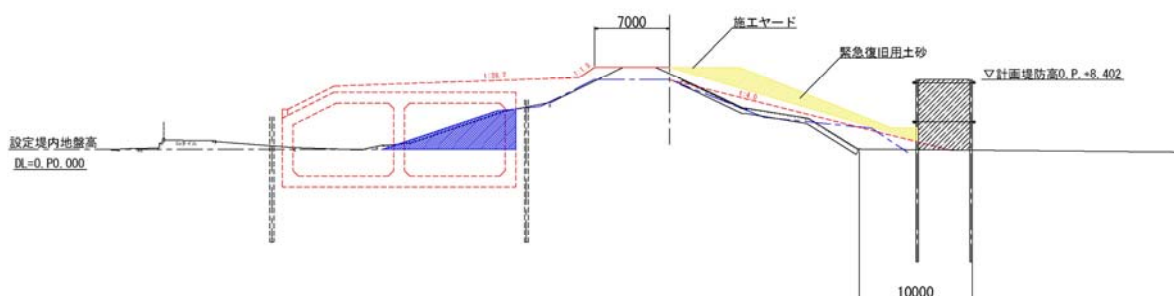


図 5.2.4 標準断面図（施工タイプ A）（次項へ続く）

■ 施工タイプ A2

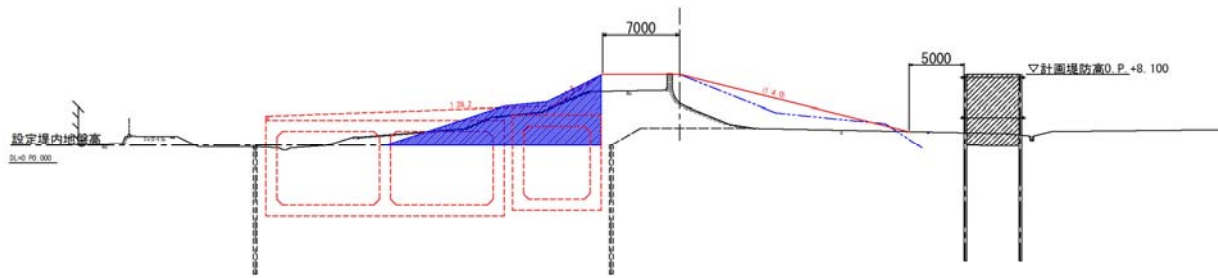


図 5.2.4 標準断面図（施工タイプ A）

（施工タイプ B）

堤防定規断面に本体構造物が抵触するが、現況小段程度までの堤防開削となる場合、川表のり勾配 1:4.0 の 1 枚のり化の断面に腹付けするような形状となることから、土堤仮締切として施工タイプ B1 に分類する。一方、本体構造物の抵触、堤防開削は無いが、連続性を考慮して設置される川表護岸 1 枚のり化の施工に伴い、パラペット形式特殊堤・特殊堤を撤去・設置する区間を施工タイプ B2 と分類する。本区間に該当する箇所は海老江高規格堤防付近と特殊堤の阪神高速 11 号 池田線・JR 神戸線交差部付近とする。

土堤仮締切は堤防定規断面抵触範囲（RC 構造物+土留め鋼矢板離隔分 800mm）を堤防法線より前出した位置に土堤定規断面を確保することとし、最大 10m 程度の前出しとなる。なお、阪急電鉄交差部より上流区間は、鋼矢板二重式工法による締切と同様に、現況堤防川表のり尻から 10m 程度の範囲までの施工とする。土堤仮締切の断面形状は、必要前出し位置において堤防定規断面を確保するものとし施工時の安定を確認する。また、施工時においても川表前面には侵食防止のための法覆工を設置するが、高潮堤区間は完成時と同様に三面張構造を基本とし、河川堤防区間は計画高水位以下の被覆を施すものとする。

土堤仮締切の法覆構造は、5.3.2 に示す侵食に対する検討結果より護岸付近の平均流速は概ね 2.0m/sec 以下となっていることから、三面張構造ではブロック、河川堤防区間は張芝やシート等の法覆工により対応可能である。

■ 施工タイプ B1（阪急交差部下流）

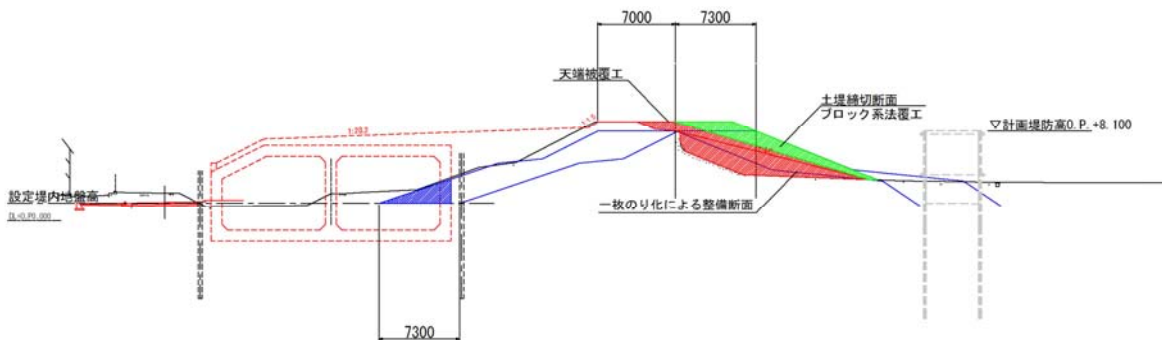
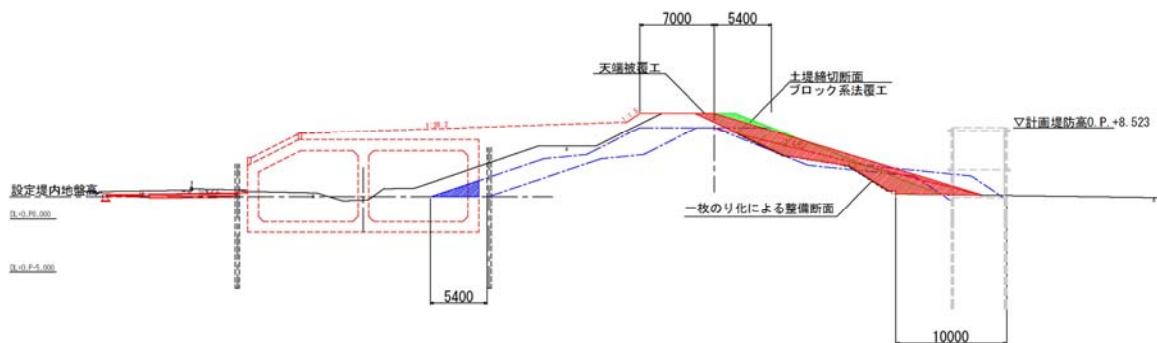


図 5.2.5 標準断面図（施工タイプ B）（次項へ続く）

■ 施工タイプ B1 (阪急交差部上流 ヨシ原区間)



■ 施工タイプ B2

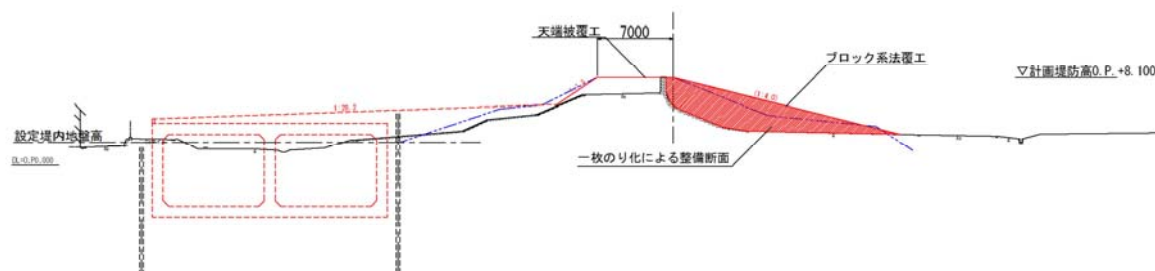


図 5.2.5 標準断面図 (施工タイプ B)

- ・ A1 : 部分開削 鋼矢板二重式仮締切
- ・ A2 : 全開削 鋼矢板二重式仮締切 海老江北入路 (100m 程度), 大淀出路 (100m 程度)
- ・ B1 : 狭域部分開削 土堤仮締切
- ・ B2 : 開削無 土堤による 1 枚のり護岸 海老江高規格堤防付近, 阪高池田線・JR 神戸線
- ・ C : 開削無 仮締切不要 阪神電鉄, 国道 2 号, 国道 176 号, 阪急電鉄

高潮堤区間の法覆工は三面張構造のためブロック, 河川堤防区間 (ヨシ原) は流速 2.0m/sec であることを勘案し, 張芝, シート等により対応する。

緊急復旧堤防の構造は前項に示したが, 本区間の仮締切堤形状は土堤仮締切, 鋼矢板二重式仮締切を用いていることから, 仮締切堤形状によって土量の確保が異なる。ここでは各仮締切堤形状における緊急復旧シナリオを整理する。なお, シナリオは施工概要に示す仮締切堤形状を基本とし, 土堤仮締切 (施工タイプ B1, B2), 鋼矢板二重式仮締切 (施工タイプ A1, A2) とするが, 阪急電鉄交差部上流 (ヨシ原区間) の鋼矢板二重式仮締切においては土量確保が困難であることから, あわせて整理する。

仮締切の機能が失われた場合, 14 日以内に 1 次緊急復旧として緊急復旧堤防を築堤し, 計画堤防高ま

での止水機能を確保する。

■ 土堤仮締切

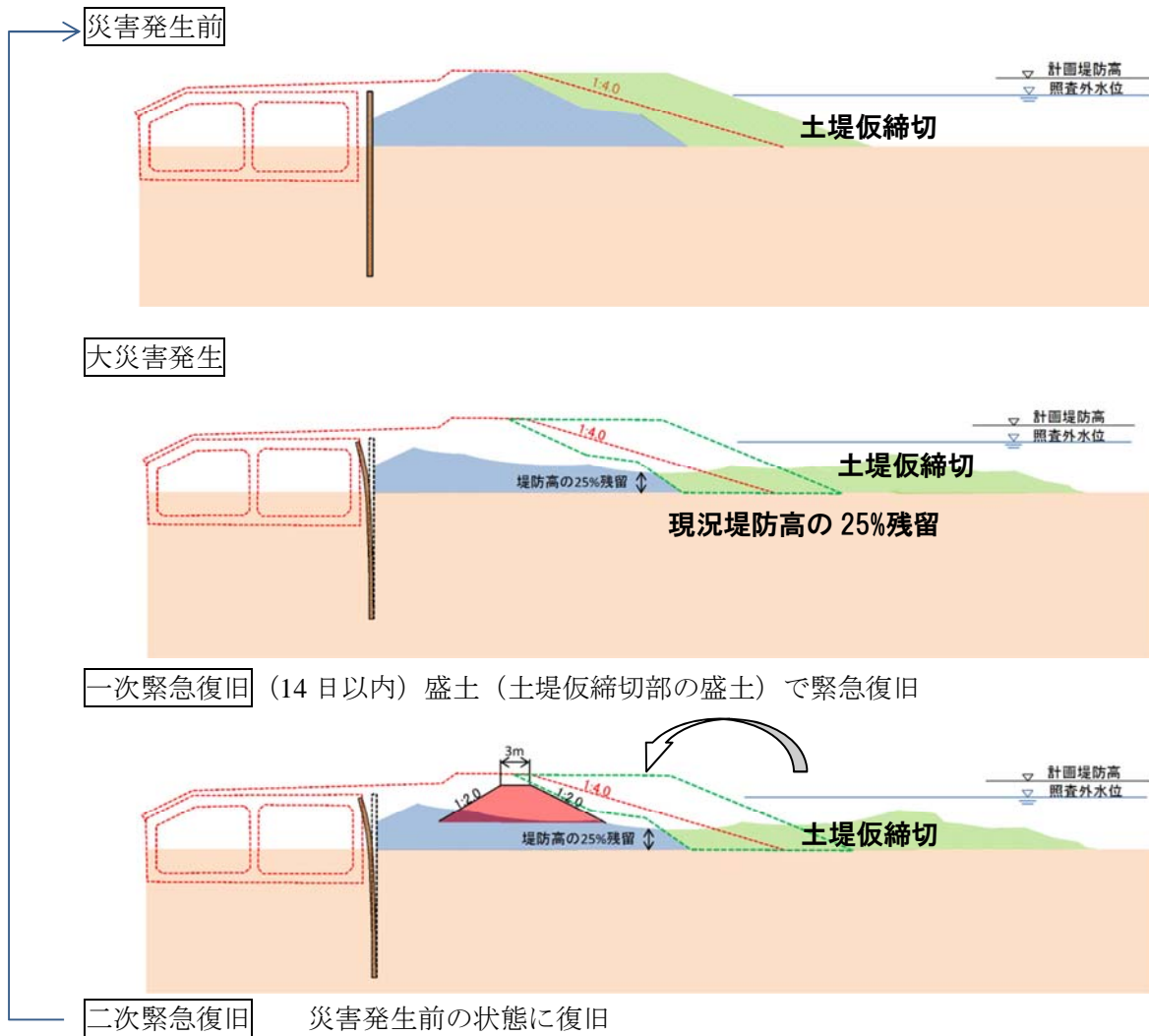


図 5.2.6 緊急復旧シナリオ (土堤仮締切)

■ 鋼矢板二重式仮締切

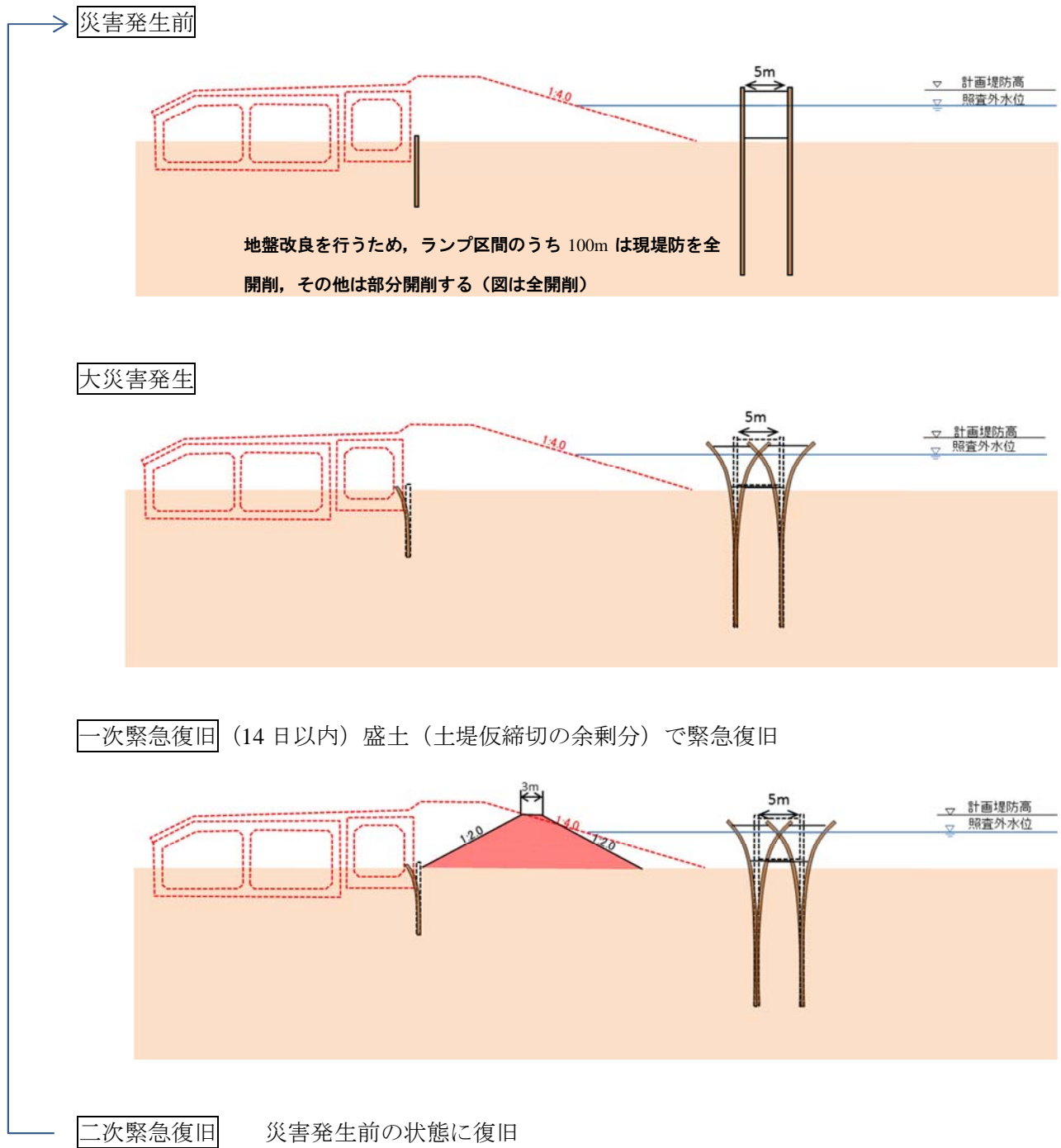


図 5.2.7 緊急復旧シナリオ（鋼矢板二重式仮締切）

■ 鋼矢板二重式仮締切（ヨシ原）

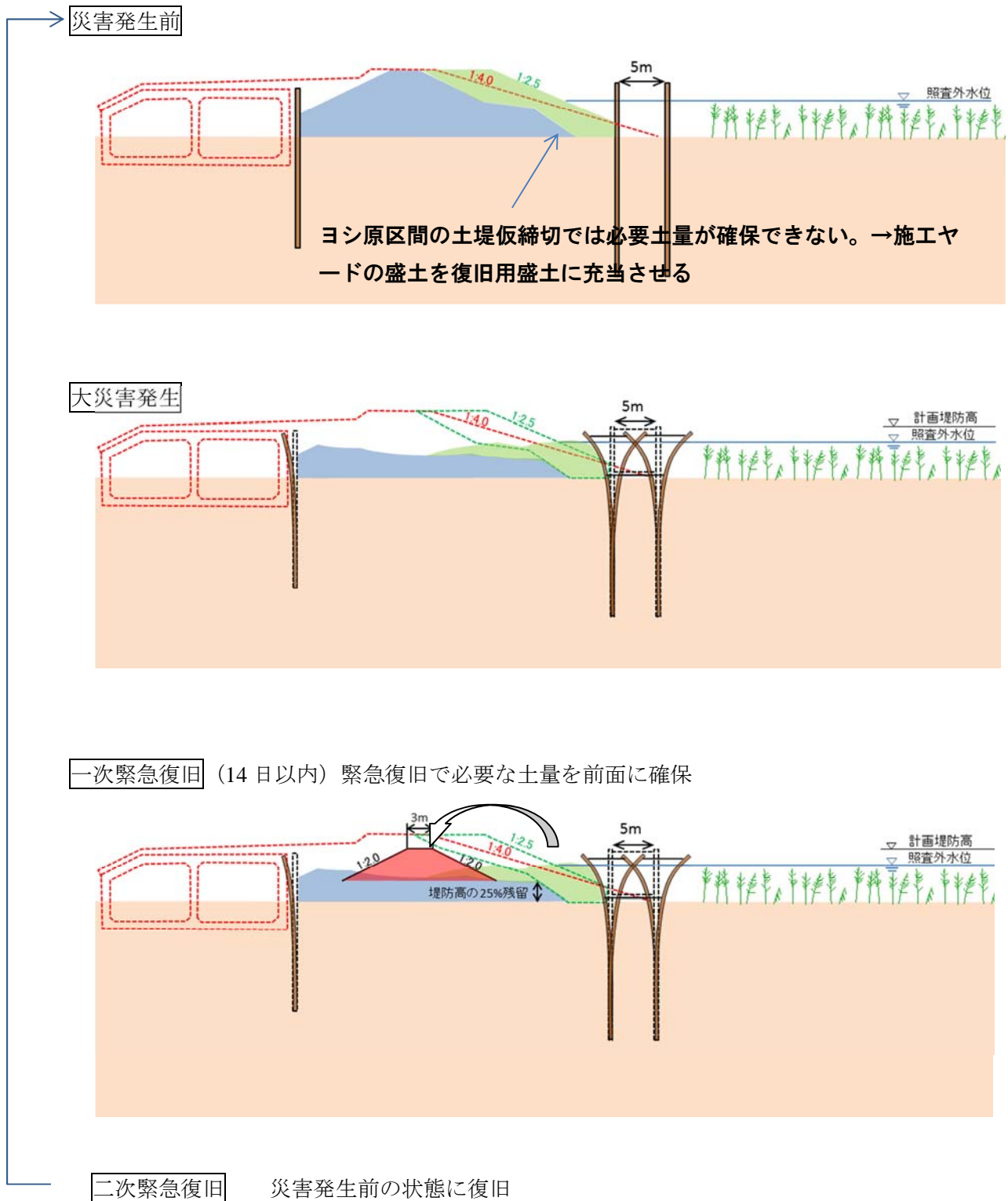


図 5.2.8 緊急復旧シナリオ（鋼矢板二重式仮締切 ヨシ原区間）

(4) 復旧土量の確保

復旧方針で示した断面による復旧に必要な土量ならびに確保出来る土量を試算する。

土量は「5.2 施工概要」で示す施工タイプ毎に代表断面に締切延長を乗じたものとして算出する。国道2号下流区間は施工タイプ B2 となり復旧必要土量を土堤仮締切拡幅部で充当できる。国道2号から阪急電鉄間は鋼矢板二重式仮締切を採用するが、隣接施工区の土堤仮締切拡幅部の土を転用し緊急復旧土堤を形成する。阪急電鉄交差部上流区間の土堤仮締切は拡幅量が小さいため、鋼矢板二重式仮締切区間の土量確保は出来ないことから、施工ヤードに必要な拡幅部により土量を確保する。

土量収支の整理より、国道2号～阪急電鉄間のランプ部の鋼矢板二重式仮締切を設置する際の必要土量（土堤仮締切延長）は以下の通りとなる。その他の区間は区間内で必要土量が確保でき、不足土量が発生しないことから、設定した締切断面により施工する。詳細設計時の施工計画では、土堤仮締切と鋼矢板二重式仮締切の同時設置延長は、下記の点に留意することとする。また、緊急時にさらに土量が必要となる場合は、舟運により5.1k付近に位置する海老江緊急用船着場を利用して必要土を搬入する。

海老江北入路 L=220m : B1 土堤仮締切 L=285m 以上 必要

$$\left(\begin{array}{l} \text{必要土量：(全開削) } 5,700\text{m}^3 + \text{(部分開削) } 3,720\text{m}^3 = 9,420\text{m}^3 \\ \text{土堤仮締切必要延長：} 9,420\text{m}^3 \div \text{B1 土堤仮締切部の残土 (} 33\text{m}^3/\text{m) = } 285\text{m} \end{array} \right)$$

大淀出路 L=490m : B1 土堤仮締切 L=540m 以上 必要

$$\left(\begin{array}{l} \text{必要土量：(全開削) } 5,700\text{m}^3 + \text{(部分開削) } 12,090\text{m}^3 = 17,790\text{m}^3 \\ \text{土堤仮締切必要延長：} 17,790\text{m}^3 \div \text{B1 土堤仮締切部の残土 (} 33\text{m}^3/\text{m) = } 540\text{m} \end{array} \right)$$

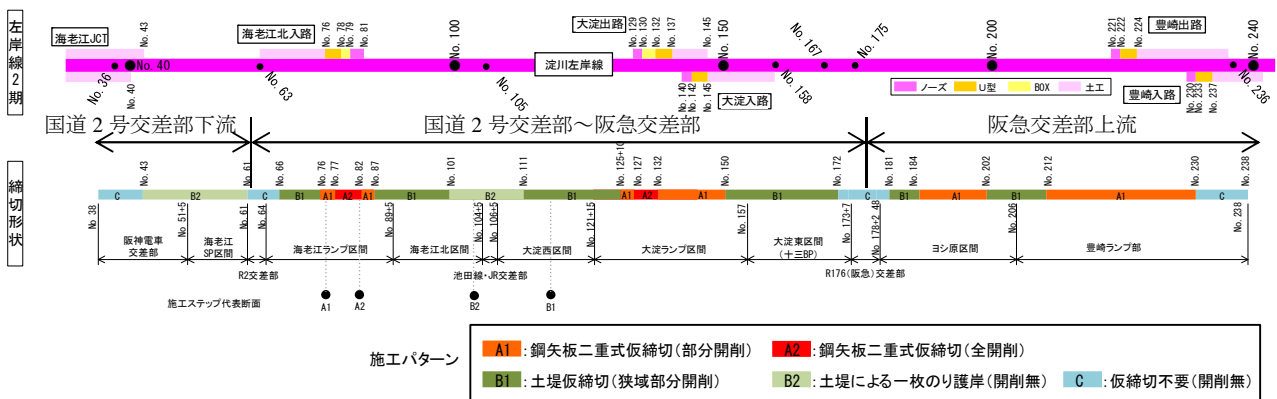
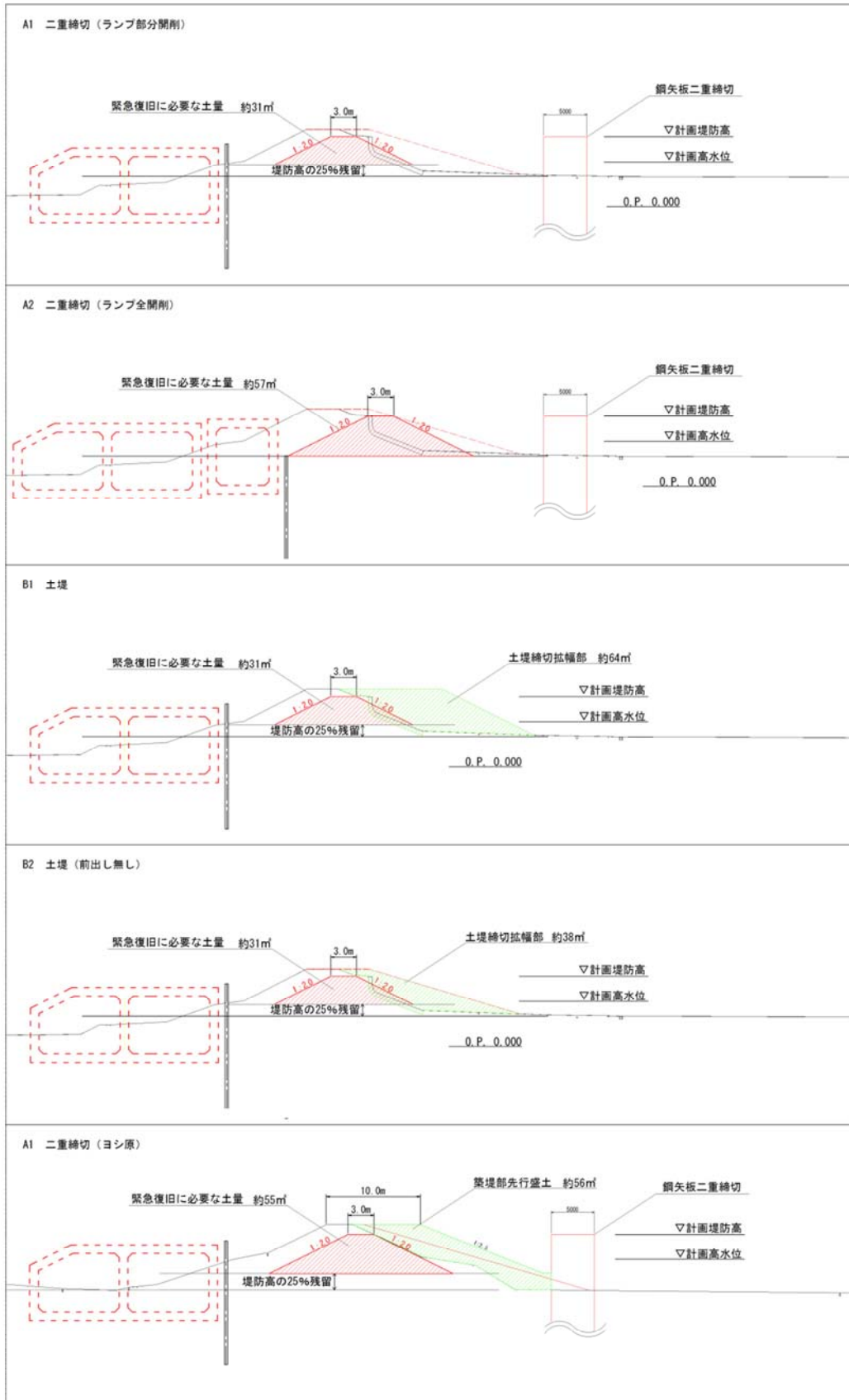


図 5.2.9 仮締切堤形状平面図



赤：必要土量 緑：使用できる土量（拡幅部）

図 5.2.10 仮締切形状断面図

(5) 復旧土の運搬計画

復旧範囲で整理した各区分において、それぞれ復旧し、各区分の復旧方針を以下に示す。

- 国道 2 号交差部下流区分は堤内側工事用道路を用いて区分内を復旧する。
- 国道 2 号～阪急電車交差部区分は堤内側工事用道路，河川時期を利用して復旧する。なお，鋼矢板二重仮締切設置時は上記に示す通り必要な土堤仮締切を同時に設置し，復旧土を確保する。
- 阪急電車交差部上流区分は堤内側工事用道路を用いて区分内を復旧する。

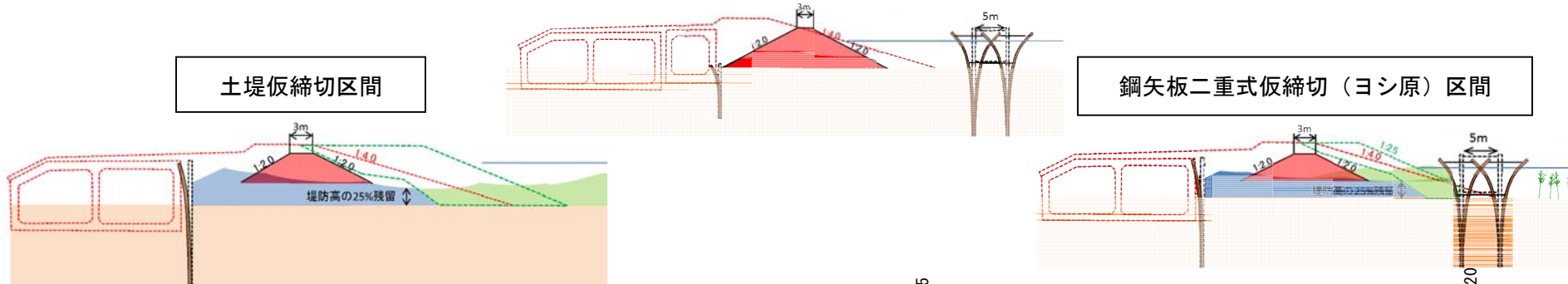
復旧用土砂の運搬計画

- ・ランプ部の鋼矢板二重式仮締切で施工する箇所は下記の延長の土堤仮締切を設置
- ・ヨシ原部の鋼矢板二重式仮締切には川表側に復旧用土砂を確保

鋼矢板二重式仮締切（ランプ部）区間

土堤仮締切区間

鋼矢板二重式仮締切（ヨシ原）区間



5 - 18

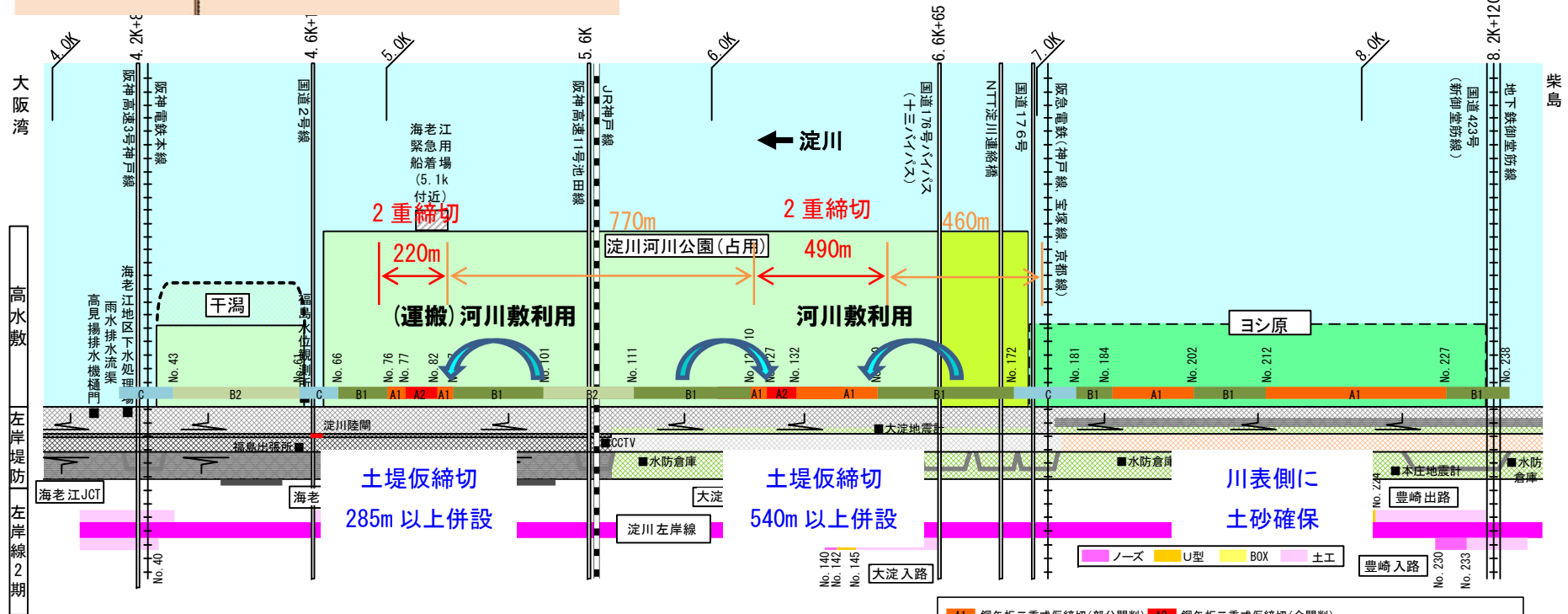


図 5.2.11 運搬計画

A1	鋼矢板二重式仮締切(部分開削)	A2	鋼矢板二重式仮締切(全開削)
B1	土堤仮締切(狭域部分開削)	B2	土堤による一枚のり護岸(開削無)
C	仮締切無		

表 5.2.3 施工タイプ

施工タイプ	締切工法	堤防開削	延長	備考
A1	鋼矢板二重式仮締切	部分開削	L=1,150m	海老江北入路部前後 大淀出路部前後
A2	鋼矢板二重式仮締切	全開削	L=200m	海老江北入路部 大淀出路部
B1	土堤仮締切	狭域部分開削 (裏のり小段まで)	L=1,530m	
B2	土堤による川表護岸 1枚のり化	開削なし	L=560m	海老江高規格堤防付近 阪高池田線, JR 京都線
C	仮締切不要	開削なし	—	阪神電鉄本線・国道 2 号 国道 176 号・阪急電鉄・国道 423 号

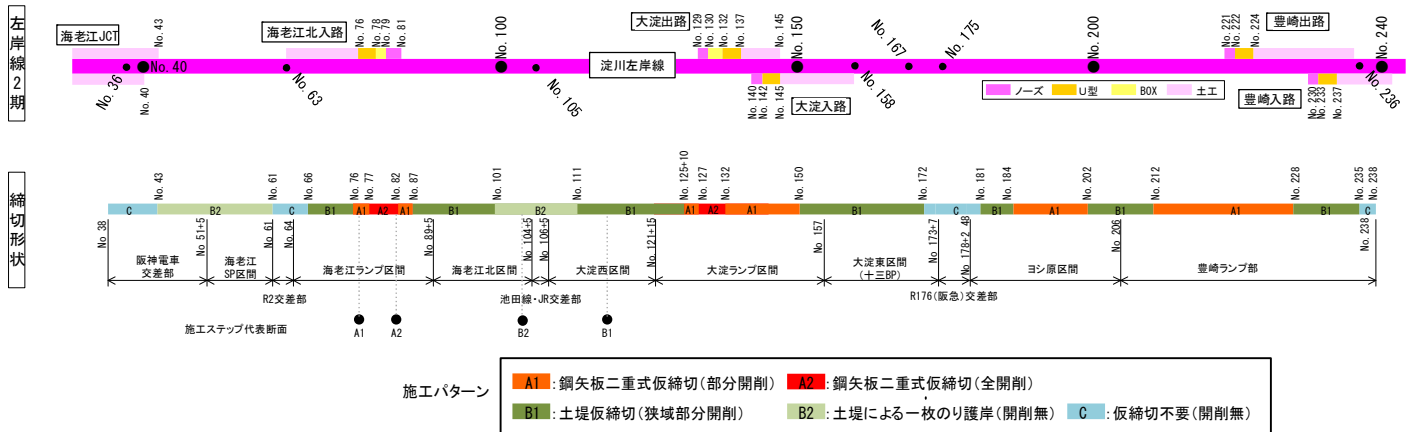
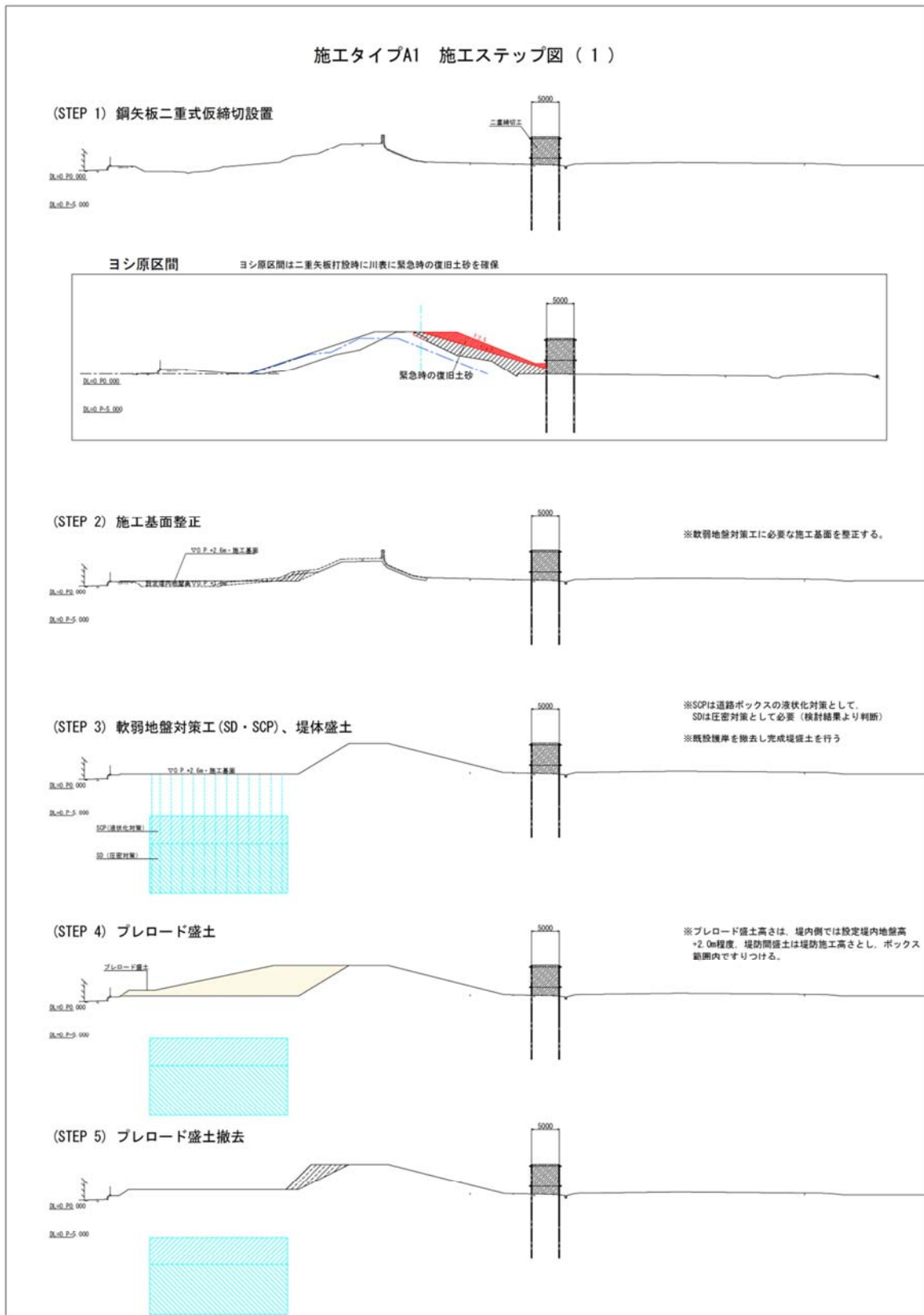


図 5.2.12 施工タイプ区分

以下に各施工タイプの標準断面図を示す。施工タイプ A は鋼矢板二重式仮締切であり、ヨシ原区間のみ施工ヤードの確保として締切内に堤防天端を拡幅し土砂を確保する。施工タイプ B は抵触分を改修計画断面により前出するが、小段高と高水敷高の高低差が低いため小段までの勾配 1:2.5 の 1 枚のりにより前出するものとする。

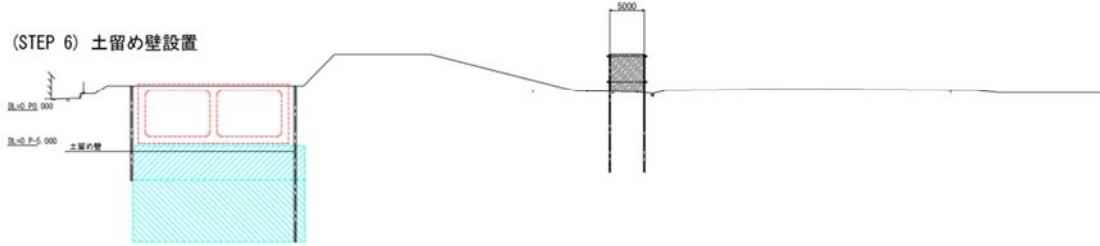
5.2.4 施工手順

(1) 施工タイプ A1

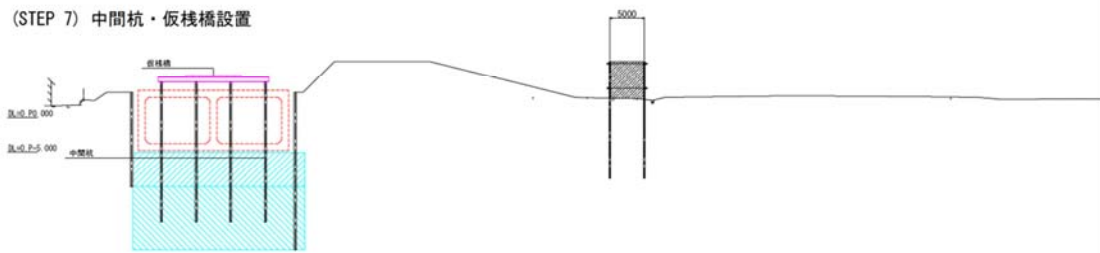


施工タイプA1 施工ステップ図 (2)

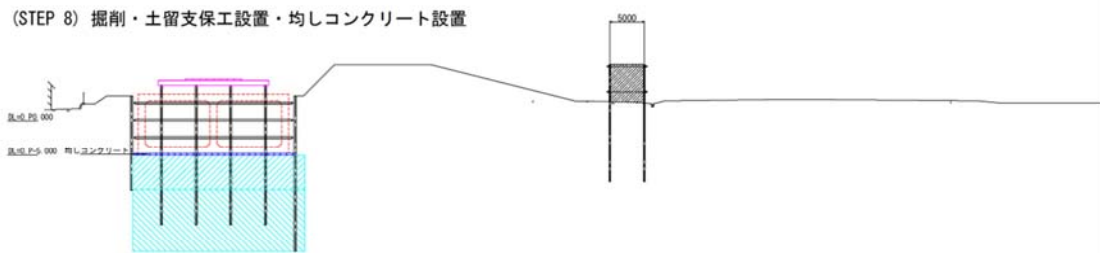
(STEP 6) 土留め壁設置



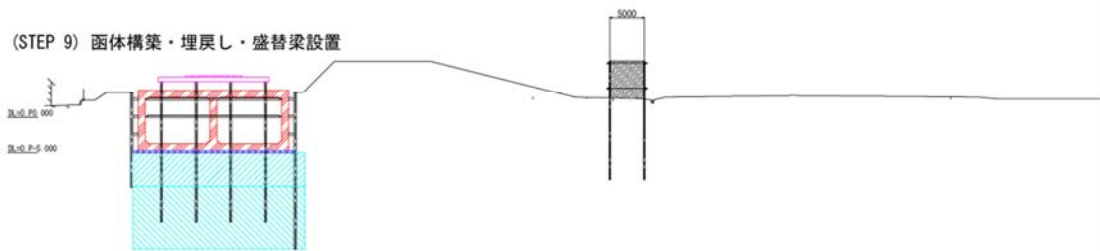
(STEP 7) 中間杭・仮棧橋設置



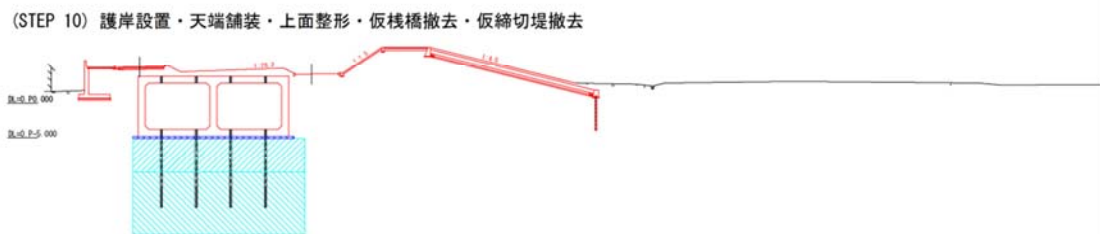
(STEP 8) 掘削・土留支保工設置・均しコンクリート設置



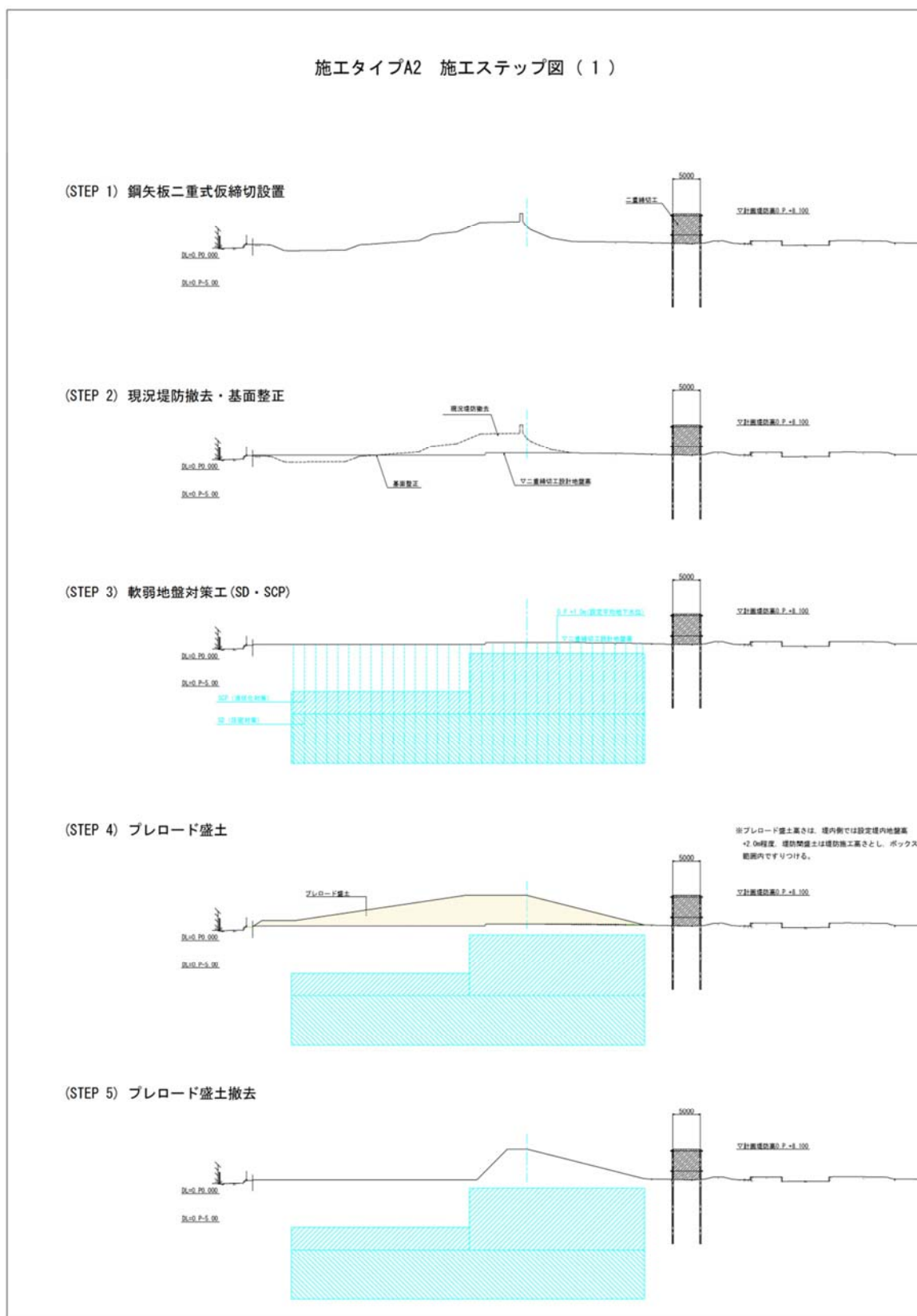
(STEP 9) 函体構築・埋戻し・盛替梁設置



(STEP 10) 護岸設置・天端舗装・上面整形・仮棧橋撤去・仮締切堤撤去

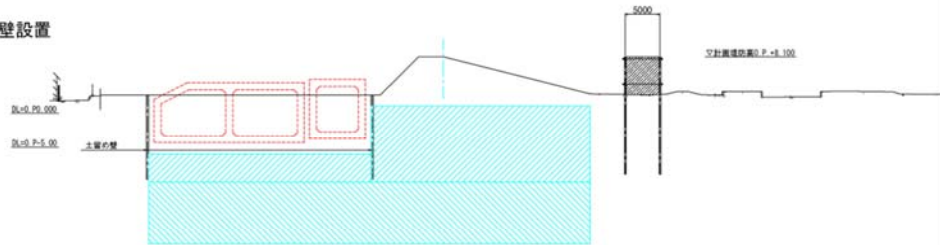


(2) 施工タイプ A2

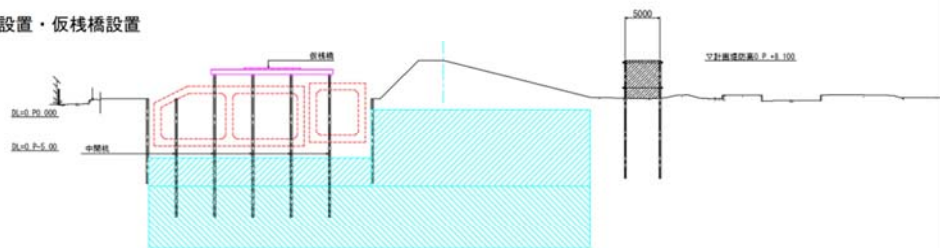


施エタイプA2 施エステップ図 (2)

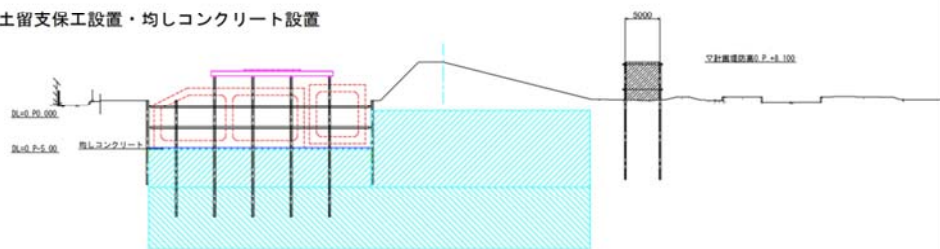
(STEP 6) 土留め壁設置



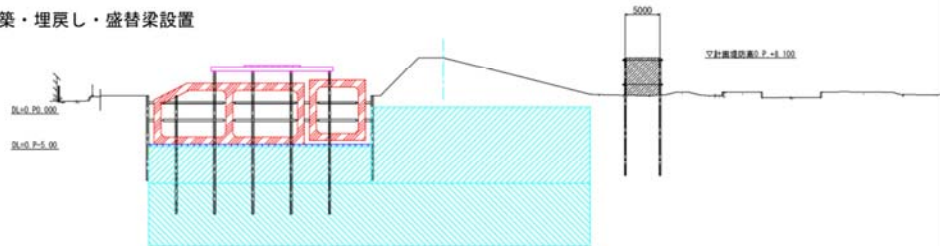
(STEP 7) 中間杭設置・仮栈橋設置



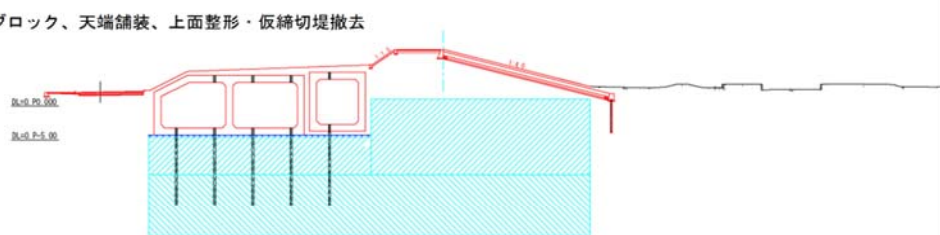
(STEP 8) 掘削・土留支保工設置・均しコンクリート設置



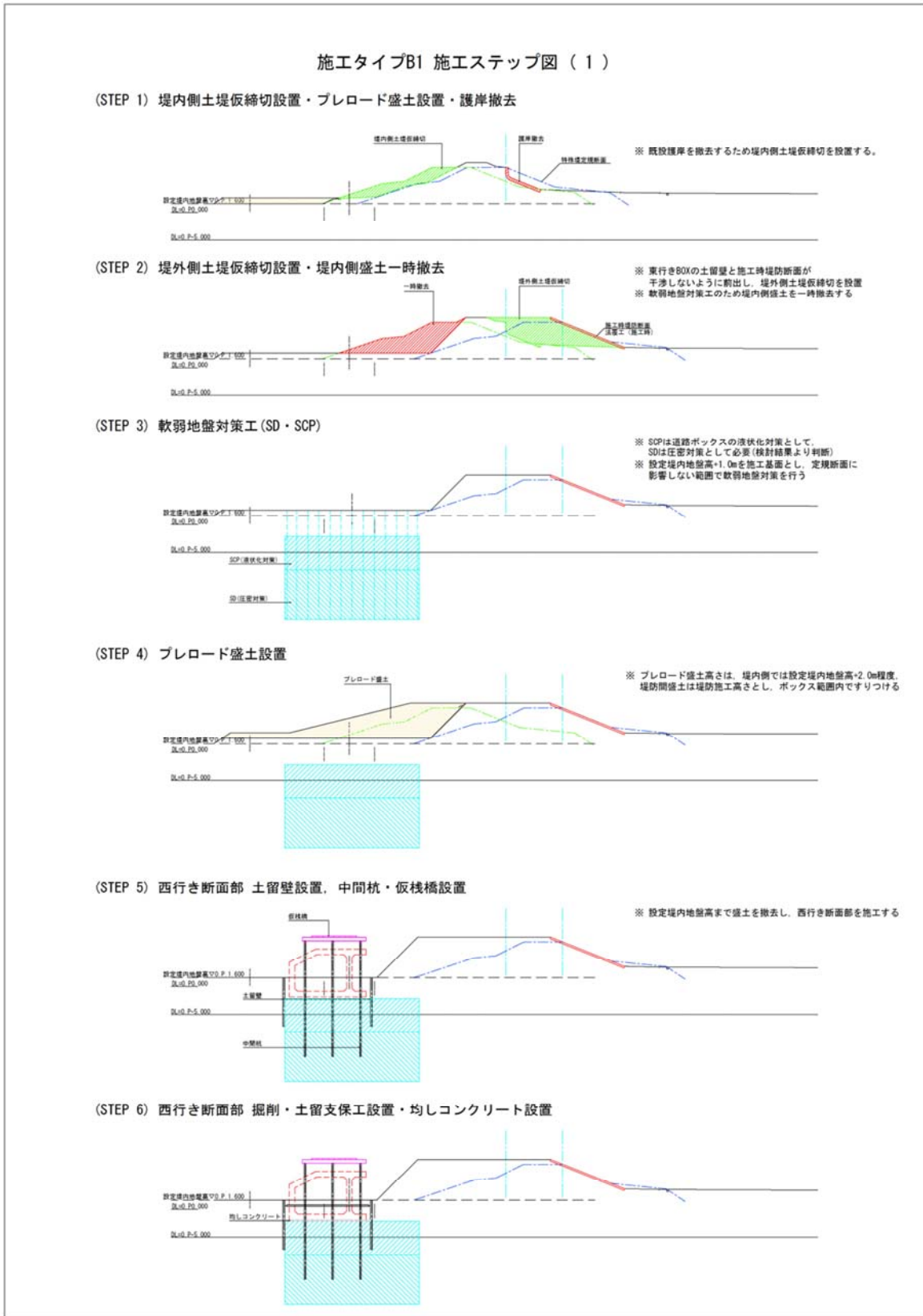
(STEP 9) 函体構築・埋戻し・盛替梁設置



(STEP 10) 護岸ブロック、天端舗装、上面整形・仮締切堤撤去

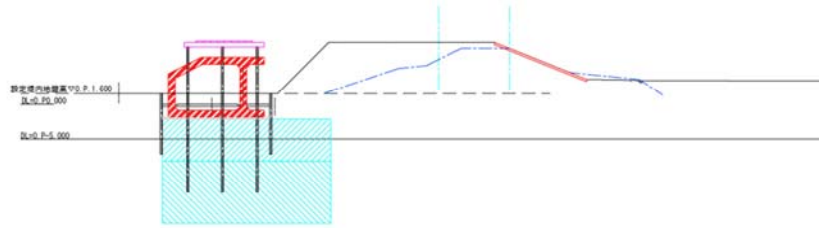


(3) 施工タイプ B1

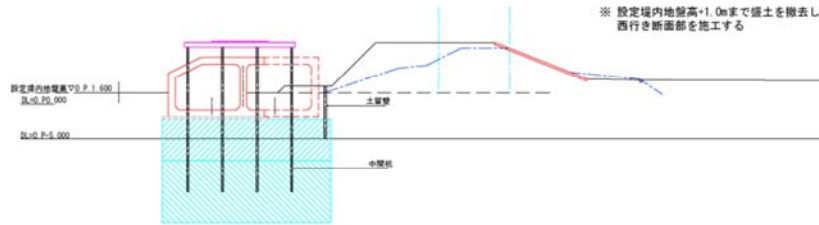


施エタイプB1区間 施エステップ図 (2)

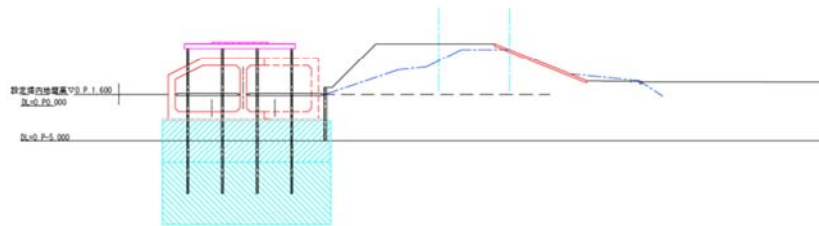
(STEP 7) 西行き断面部 函体構築・埋戻し・盛替梁設置



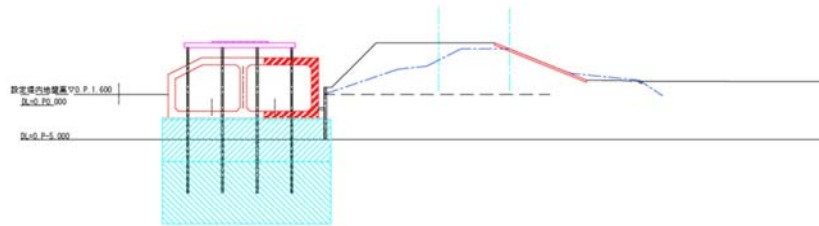
(STEP 8) 西行き断面部土留壁撤去、東行き断面部土留め壁設置・中間杭設置



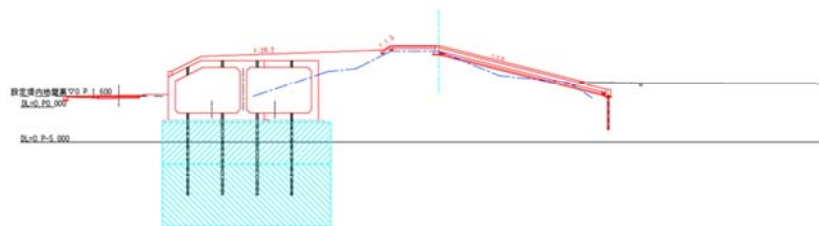
(STEP 9) 東行き断面部 掘削・土留支保工設置・均しコンクリート設置



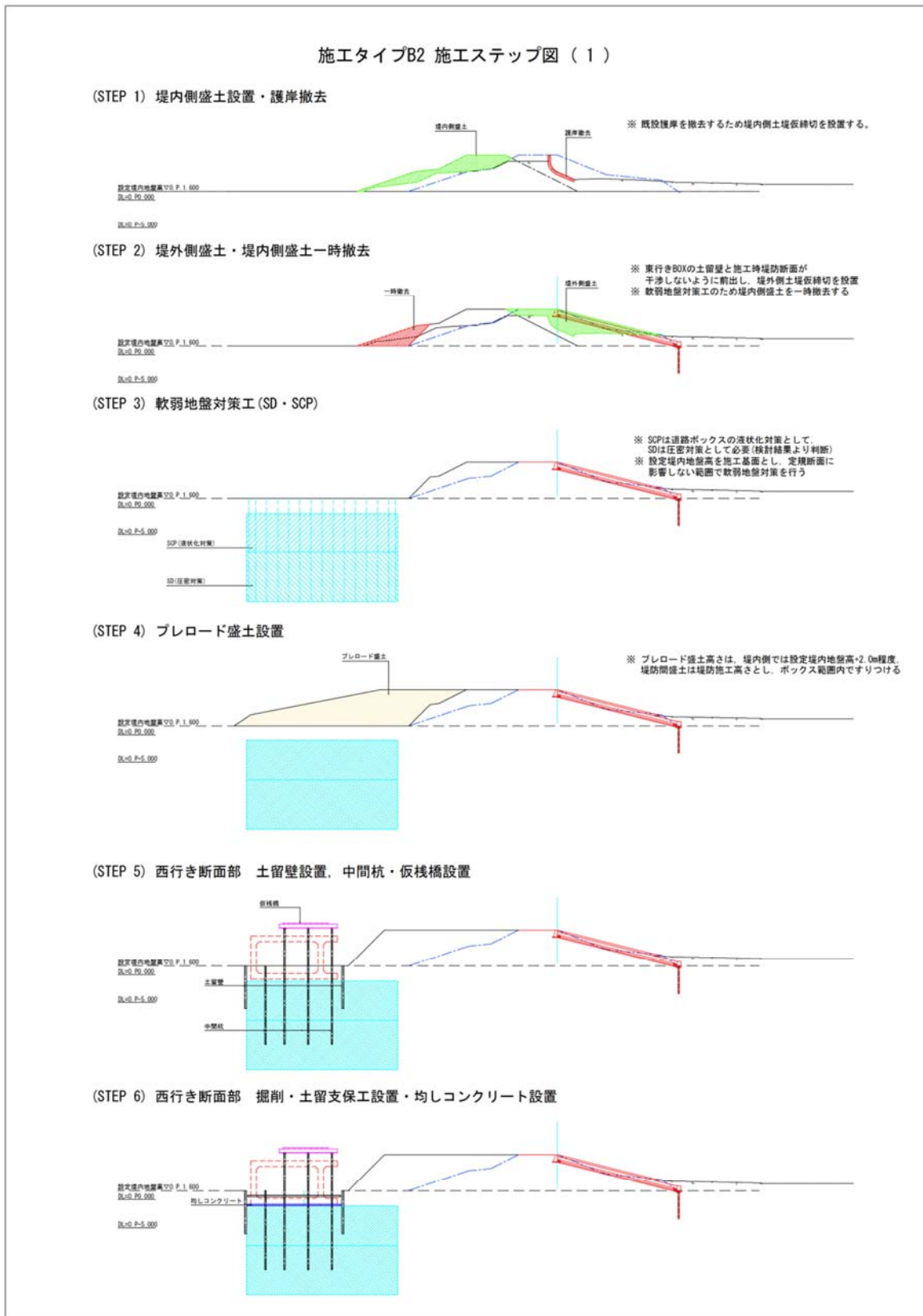
(STEP 10) 東行き断面部 函体構築・埋戻し・盛替梁設置



(STEP 11) 護岸設置・上面整形・仮橋撤去

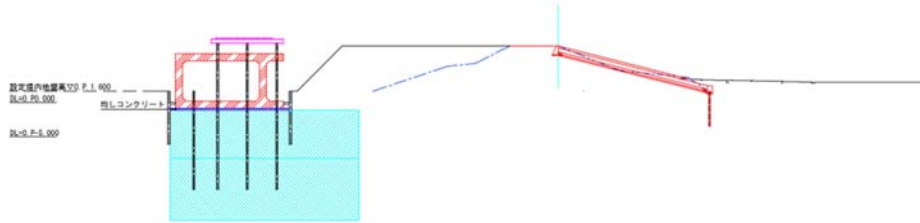


(4) 施工タイプ B2

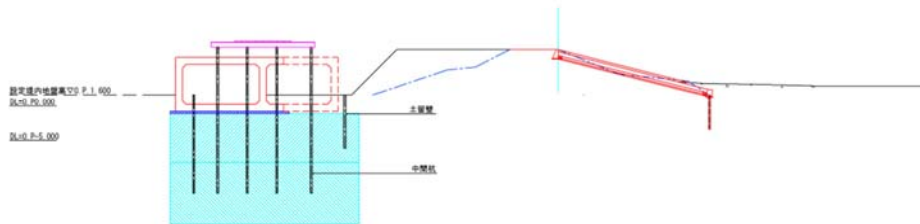


施工タイプB2 施工ステップ図 (2)

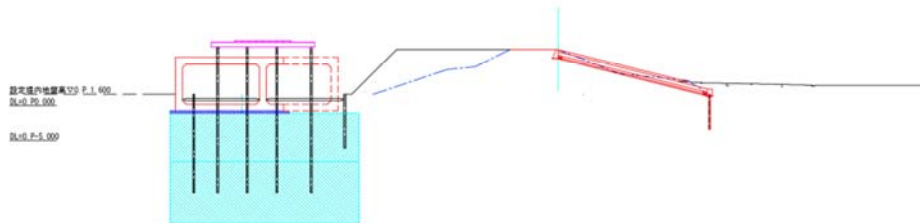
(STEP 7) 西行き断面部 管体構築・埋戻し・盛替梁設置



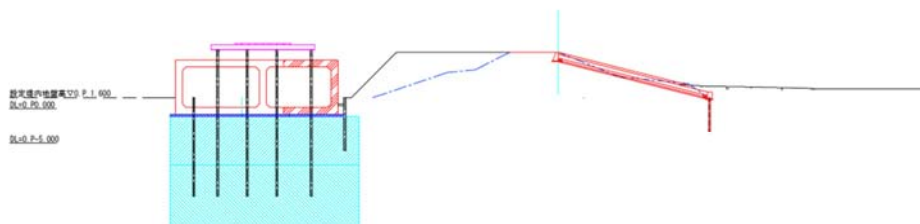
(STEP 8) 西行き断面部 土留壁撤去, 東行き断面部 土留壁設置・中間杭設置



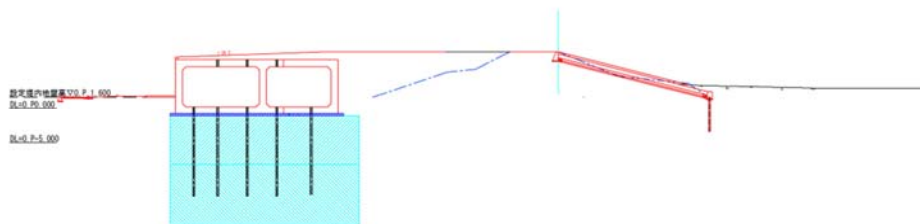
(STEP 9) 東行き断面部 掘削・土留支保工設置・均しコンクリート設置



(STEP 10) 東行き断面 函体構築・埋戻し・盛替梁設置



(STEP 11) 上面整形・仮棧橋撤去



5.3 土堤締切の安全性に関する検討

5.3.1 土堤仮締切における耐浸透機能に対する検討

淀川左岸線（2期）施工時における浸透に対する安定性検討は、「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センター（以降、「構造検討の手引き」とする。）を基本として、洪水・降雨に対する影響検討を行う。

このため、飽和－不飽和浸透流解析を用いて、構造検討の手引きで示されている外力条件を適用し、仮締切工構造形式に着目し検討対象断面の抽出を行い、鉛直二次元断面モデルにより堤体内の浸潤挙動をシミュレートする。洪水時の浸透水による確保機能の照査として、施工時に河川堤防の浸透に対する安全性の照査基準値を満足していることを確認する。堤体残留水による照査は、堤体中央付近における浸潤域が現況堤防と比較して顕著に増加していないかを確認する。

(1) 検討対象箇所を選定

耐浸透検討断面は、完成形に対する耐浸透性照査対象断面のうち、施工時に土堤仮締切を実施する断面とする。以下、完成形に対する照査対象断面の抽出を示す。

検討対象断面の抽出にあたっては、堤防形式（パラペット形式特殊堤、特殊堤、土堤）、道路形式（一般部、ランプ部）、堤防と道路との近接度（道路計画平面線形）、基礎地盤の透水層厚に着目する。

表 5.3.1 完成時における検討対象断面

堤防形式	一般部	ON ランプ部	OFF ランプ部	高規格堤防
パラペット形式特殊堤	No.94	No.79	—	No.53
特殊堤	No.117, No.152	No.142	No.130	—
土堤	No.190	No.233	No.221+15	—

- No.53 は海老江高規格堤防区間で透水層となる Asc 層下面は O.P.-6m 程度となる。
- No.94 はパラペット形式特殊堤区間において、道路平面線形において西行非常駐車帯がコントロールとなり堤防に近接しており、透水層となる Asc 層下面は O.P.-5.7m 程度でもっとも透水層が小さいことから検討断面とする。
- No.117 は特殊堤区間において、道路平面線形において西行非常駐車帯がコントロールとなり堤防に近接していることから検討断面とする。
- No.152 は特殊堤区間において No.117 と同程度の堤防と近接しており、透水層となる Asc 層下面は O.P.-4m 程度でもっとも透水層が小さいことから検討断面とする。
- No.190 は土堤区間において、道路平面線形において西行非常駐車帯がコントロールとなり堤防に近接しており、透水層となる Asc 層下面は O.P.-3.0m 程度でもっとも透水層が小さいことから検討断面とする。
- No.79 は海老江北入路となるランプ区間でランプ構造が単独ボックスと本線ボックス一体との境界付近となり、道路平面線形において堤防に近接し透水層の障害が大きいことから検討断面とする。

る。

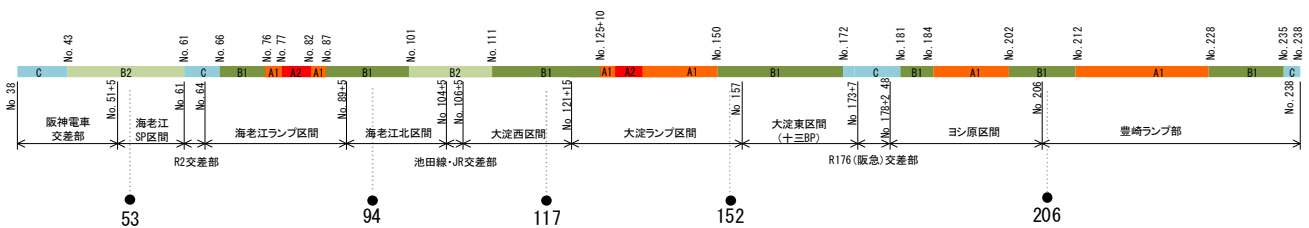
- No.130 は大淀出路となるランプ区間で、No.79 同様の理由より検討断面とする。
- No.142 は大淀入路となるランプ区間で、堤防との近接は一般部と変わらないが、堤内地の透水層が一般部と比較して障害が大きいことから検討断面とする。
- No.221+15 は豊崎出路となるランプ区間で、No.79 同様の理由より検討断面とする。なお、この区間は道路縦断線形が東西分離となっている。
- No.233 は豊崎入路となるランプ区間で、西行きボックスが透水層を大きく障害することから検討断面とする。

なお、現況堤防が土堤である区間は、土堤仮締切区間に完成時検討断面が該当しないため No.206 断面を追加する。No.206 の選定理由を以下に示す。

- No.206 は現況堤防が土堤構造である土堤仮締切区間となる。この区間は、側帯部等を除きほぼ同様の堤防形状となることから、標準的な断面形状であり、区間中央付近である No.206 を検討断面とする。

以上より、土堤仮締切の耐浸透検討断面は、No.53, No.94, No.117, No.152, No.206 の 5 断面とする。

- B1：狭域部分開削 土堤仮締切
- B2：開削無 土堤による 1 枚のり護岸 海老江スーパー堤付近、阪高池田線・JR 東海道本線



(検討断面)

施工パターン	A1 : 鋼矢板二重式仮締切 (部分開削)	A2 : 鋼矢板二重式仮締切 (全開削)
	B1 : 土堤仮締切 (狭域部分開削)	B2 : 土堤による一枚のり護岸 (開削無)

図 5.3.1 施工時における検討対象箇所

(2) 検討断面

施工手順としては、堤内側における道路構造物設置に先立ち、堤外側の土堤仮締切を実施する。その後、土留矢板打設、掘削を行い、道路構造物を施工する。さらに、道路構造物設置後、土留矢板を撤去する。施工時における一体構造物の確保機能に対する影響を確認することを目的とするため、土留矢板による堤体内水位の堰上げ効果により堤体中央付近における浸潤域が大きくなり、これに伴い堤体残留水が高くなる施工段階に着目する。このため、土留矢板が川表側に最も近接する下図のような施工段階を、浸透検討時の断面形状とする。検討ケースとして、降雨浸透対策の必要性を照査するため、降雨浸透対策の有無による照査もあわせて実施する。降雨浸透を考慮する範囲については図 5.3.2 に示す。

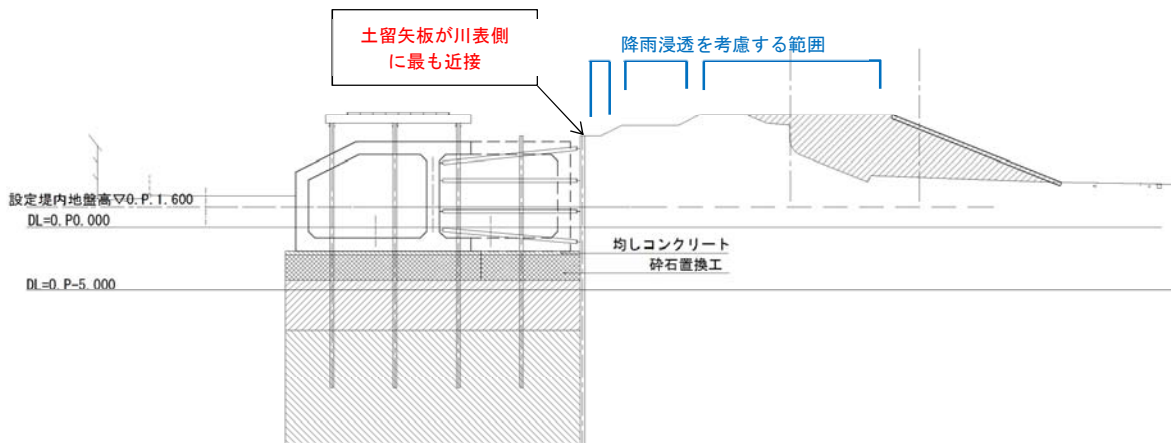


図 5.3.2 施工時における浸透検討時の断面形状のイメージ

(3) 外力条件

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、構造検討の手引きに準拠する。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を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

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。そこで、この降雨条件の設定は、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、河川堤防の浸透に対する安全性の照査において重要な・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。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もと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(これを基本水位波形と呼ぶ)を設定する。河川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(6016)における水位低下速度が最大となり, 0.63m/hr である。

地下水位は, 「平成 15 年度地下水情報に関する報告書, 地下水地盤環境に関する研究協議会, H16.6」をもとに整理する。淀川左岸線(2期)区間の最も近傍にある観測点として, 高見小学校観測井, 対象区間の上流には大東小学校観測井がある(対象区間下流の西島小学校観測井は欠測)。これら観測結果より堤内側の初期地下水位については, 以下の理由により O.P.+1.0m とする。

- ・ 近傍の高見小学校観測井の地下水位は O.P.+0.0m~1.0m 程度の範囲で変化している。
- ・ 区間上流に位置している大東小学校観測井の地下水位は O.P.+1.0m~1.5m 程度の範囲で変化している。
- ・ 淀川左岸線(2期)区間の地下水位は高見小学校観測井よりも高く, 大東小学校観測井よりも低いと考えられる。設定値としては高見小学校観測井の最大値程度が妥当と考えられる。

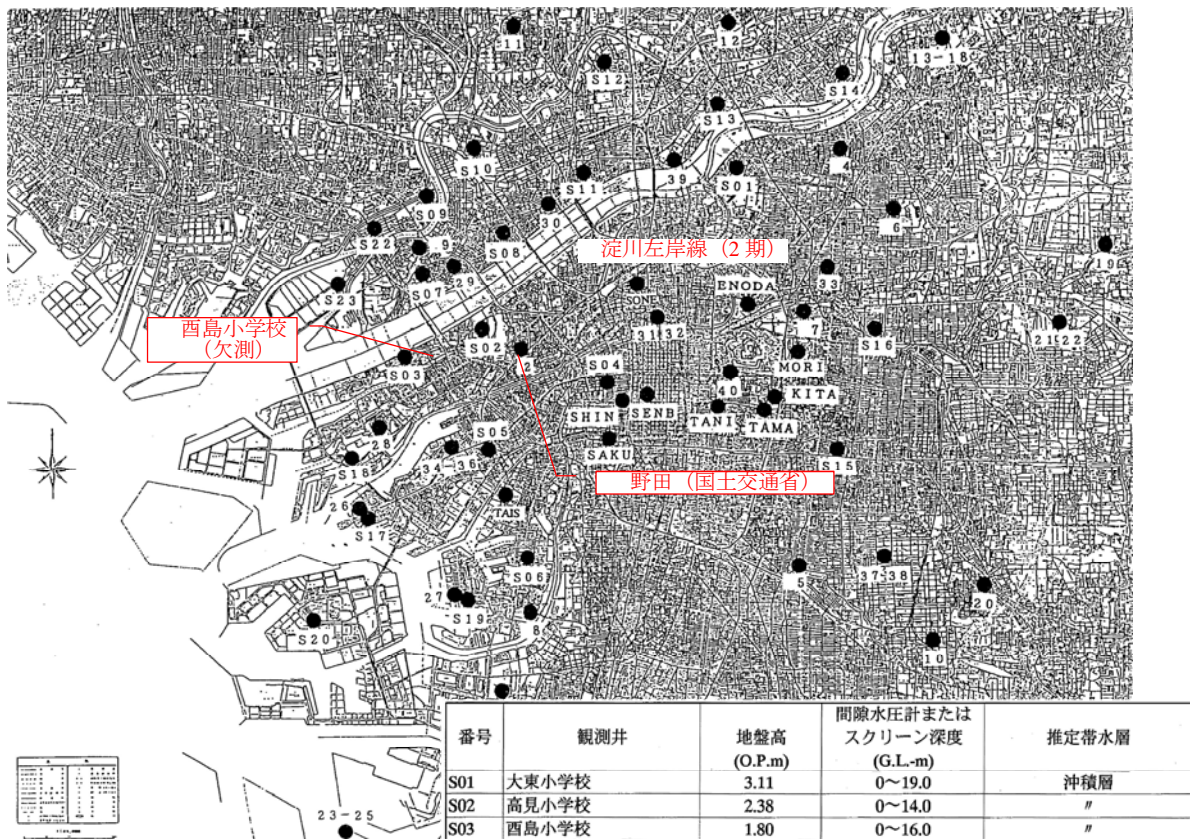


図 5.3.3 地下水位観測井位置図(出典:「平成 15 年度 地下水情報に関する報告書」)

これより設定した外力条件として, 降雨波形と水位波形の設定例を以下に示す。

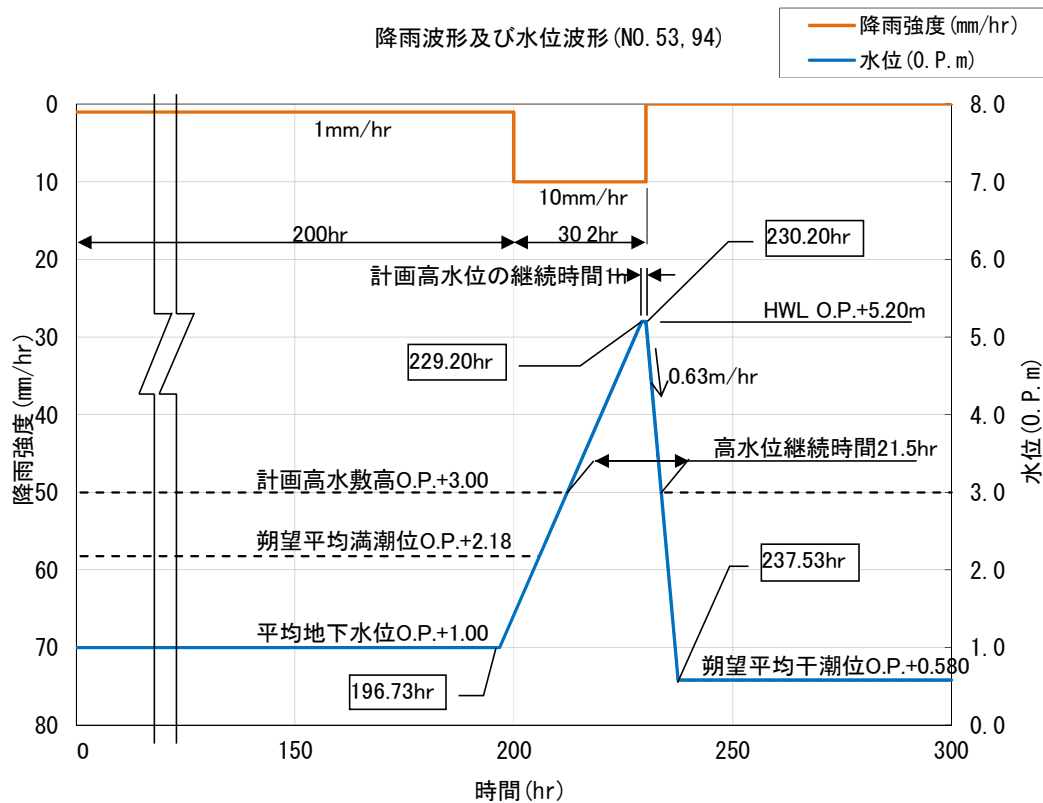


図 5.3.4 外力条件の設定例

(4) 照査基準

照査基準値は、河川堤防の照査基準である構造検討の手引きを参考に設定する。淀川左岸線（2期）区間では、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、堤内、堤外とも安全側の基準となる $\alpha_1=1.2$ 、 $\alpha_2=1.0$ を用い、照査基準は、 $F_s=1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2=1.2 \times 1.2 \times 1.0=1.44$ とする。

$$F_s \geq 1.2 \times \alpha_1 \times \alpha_2$$

F_s : すべり破壊に対する安全率

α_1 : 築堤履歴の複雑さに対する割増係数

築堤履歴が複雑な場合 $\alpha_1=1.2$

築堤履歴が単純な場合 $\alpha_1=1.1$

新設堤防の場合 $\alpha_1=1.0$

α_2 : 基礎地盤の複雑さに対する割増係数

被災履歴あるいは要注意地形がある場合 $\alpha_2=1.1$

被災履歴あるいは要注意地形がない場合 $\alpha_2=1.0$

(5) 飽和一不飽和浸透流解析結果

堤体内浸潤面は、堤内側土留矢板前面位置と堤防天端中心位置に着目する。堤体部の浸潤挙動として次頁に No.94 の浸潤面の経時変化を示す。上段に STAGE0(降雨のみ)、中絶に STAGE1(水位上昇), 下段に STAGE2(水位低下)における浸潤面を示す。さらに着目地点における水位変化を下図に示す。矢板前面位置では鋼矢板による堰上げにより若干水位が上昇するケースが確認出来るが、堤体の安定性に重要となる天端中心位置では、被覆を行い堤体への降雨流入を抑制すれば、全検討断面において現況に対し施工時の方がピーク水位は低下する結果となる。降雨浸透対策工の有無による堤体内浸潤面の影響に着目すると、降雨を考慮した場合、現況を大きく超える浸潤域が発生することが確認できた。

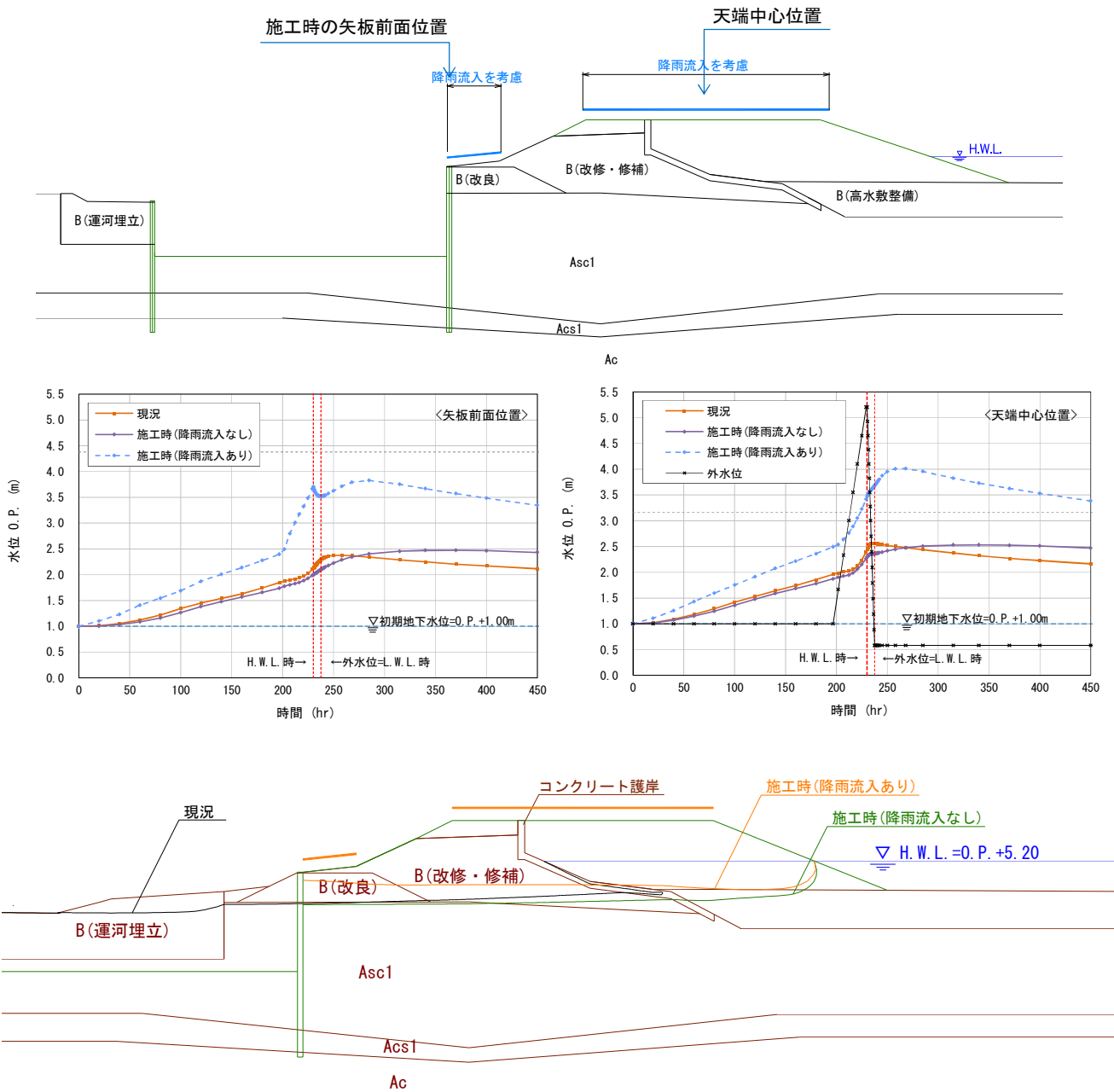
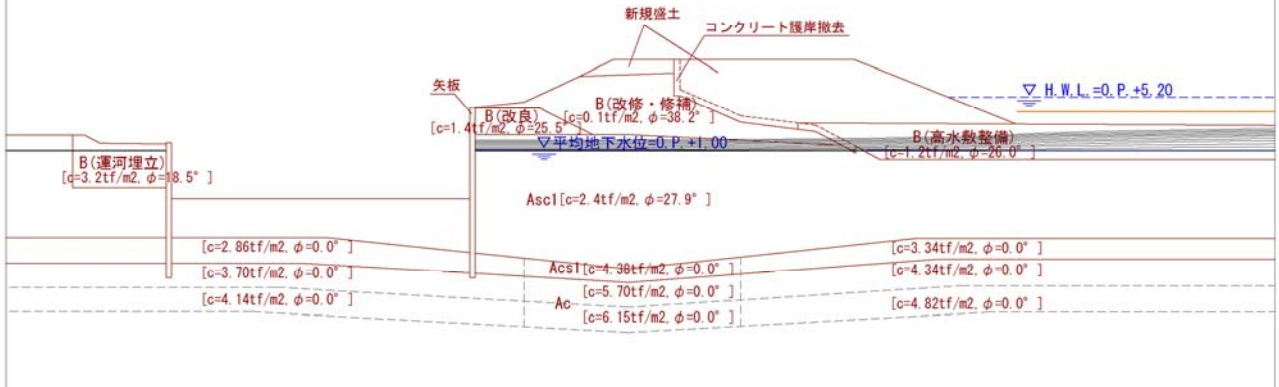


図 5.3.5 No.94 における現況堤防と施工時の堤体内水位比較

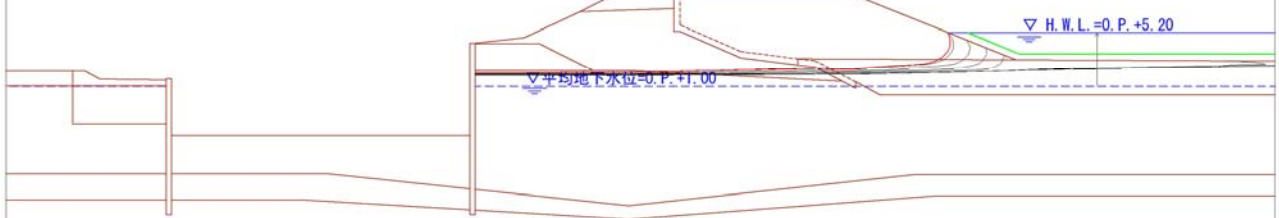
検討位置：淀川左岸線 (No94) 施工時-盛土部に降雨流入させない

— 降雨流入境界
— 水位変動境界

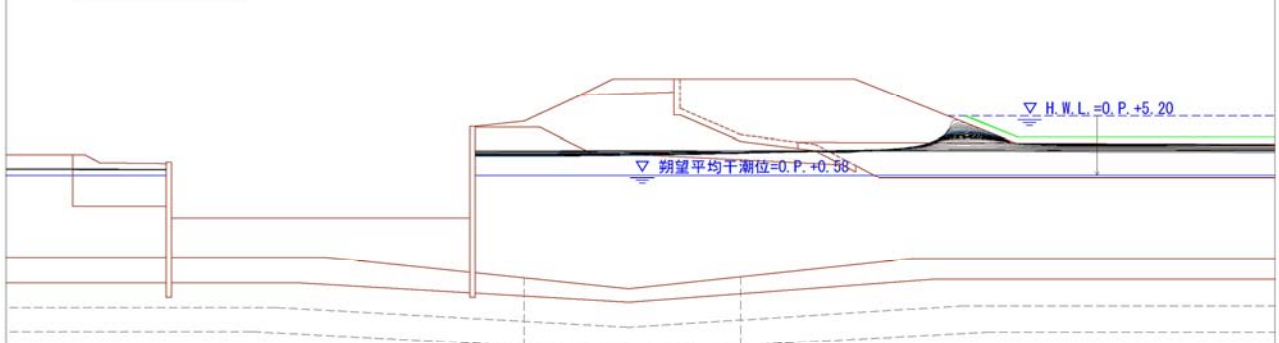
STAGE0 (降雨のみ：初期定常時～水位上昇開始)



STAGE1 (水位上昇時)



STAGE2 (水位低下時)



各土層の透水系数

B(改修・修補)	: 3.12E-02 cm/sec
B(改良)	: 1.56E-03 cm/sec
B(高水敷整備)	: 4.42E-04 cm/sec
B(運河埋立)	: 2.53E-05 cm/sec
Ascl	: 4.36E-03 cm/sec
Acs1	: 7.84E-05 cm/sec
Ac	: 1.00E-06 cm/sec

降雨波形及び水位波形 (NO. 53, 79, 94)

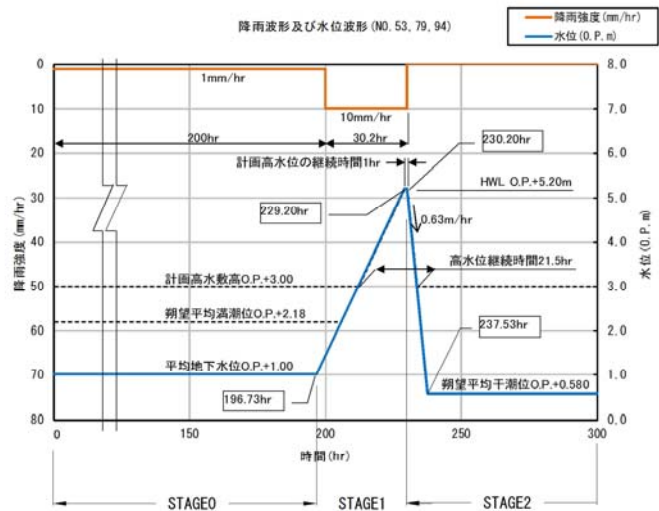


図 5.3.6 浸潤面の経時変化図(No.94)

(6) 浸透に対する洪水時のすべり破震に対する安全性

円弧すべり計算結果を以下に示す。最小安全率は水位低下時において安全率が最小となるステップにおける値とする。これより、全検討断面において、最小すべり安全率は照査基準値を満足する結果となる。これは、現況堤防と比較すると施工断面において、堤脚幅が広がるため堤防の安定性が向上すると考える。なお、各検討断面の浸透流解析結果については別途資料編に整理する。

表 5.3.2 施工時における最小すべり安全率の結果一覧

		断面No	距離標	施工	照査基準
パラペット形式 特殊堤	一般部	53	4.4k+191	2.564	1.440
	一般部	94	L5.2k+188m	2.033	
特殊堤	一般部	117	5.8k+38m	2.456	
	一般部	152	L6.4k+139m	2.356	
土堤	一般部	206	L7.6+29m	1.479	

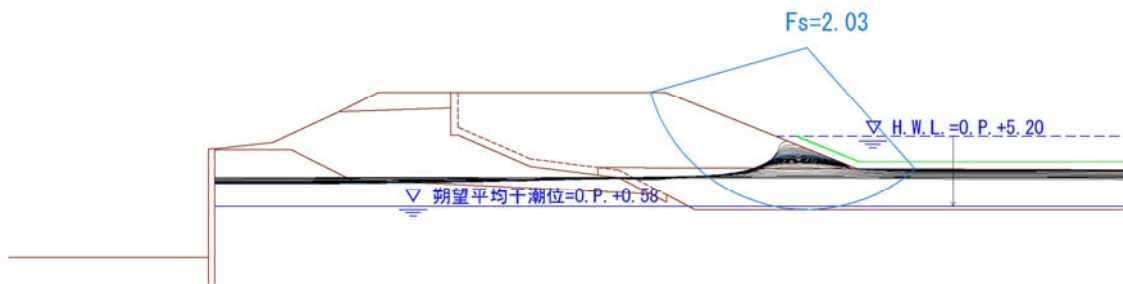
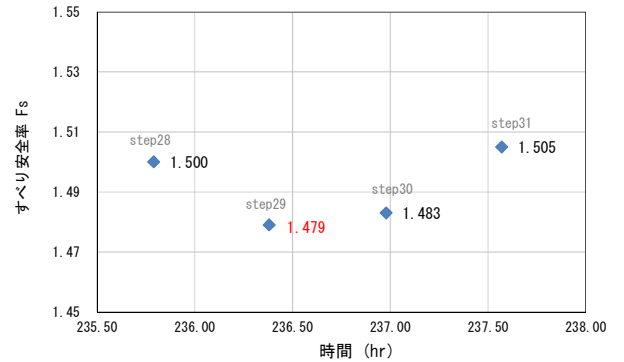


図 5.3.7 No.94 におけるすべり安全率計算結果

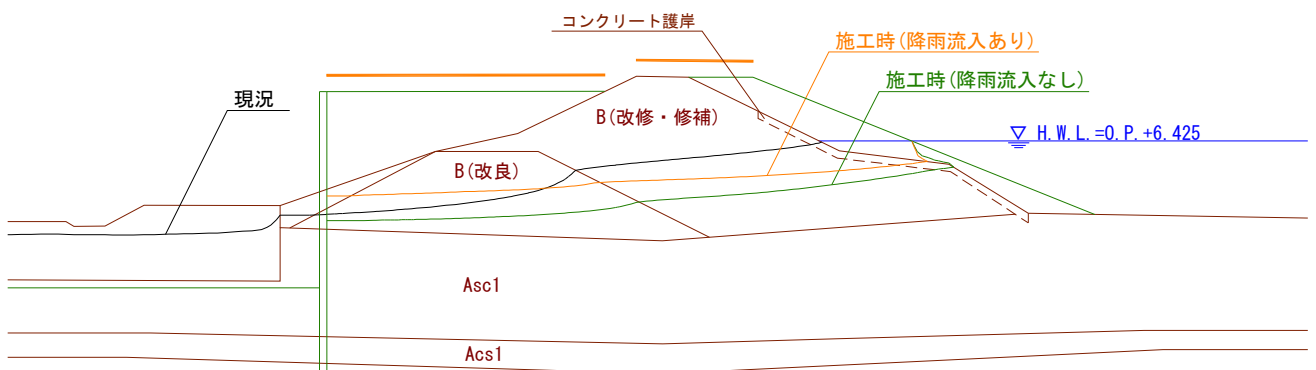


図 5.3.8 No.206 における現況堤防と施工時の堤体内水位比較

5.3.2 洪水時の河道内水位と耐侵食機能に対する検討

仮締切堤の設置は現況河道断面を阻害することとなり、この河積阻害が河川水位を上昇させると考えられる。そこで、仮締切堤形式を考慮した施工時河道断面による、整備計画流量（10,700m³/sec）での不等流計算を実施し、現況河道に対する施工時河道の水位上昇量を把握する。仮締切堤は土堤仮締切の区間もあることから、整備計画流量時の直接侵食に対する安全性、側方侵食に対する安全性を検討する。

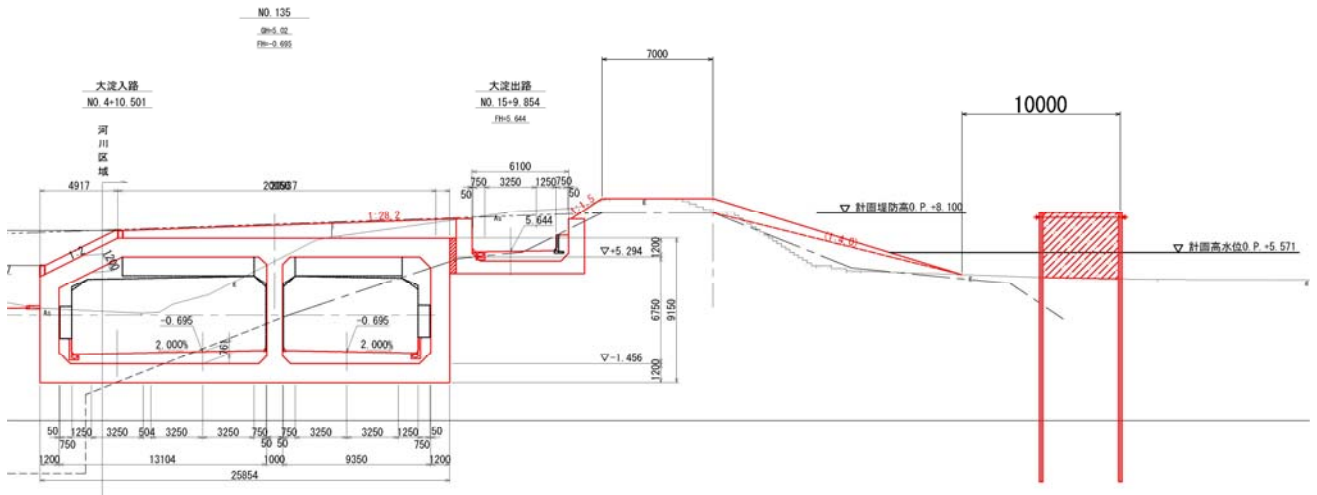
(1) 設定断面

現況河道は、平成25年度淀川本川定期横断測量断面を用いる。淀川左岸線（2期）に関しては「5.2 施工概要」で示した締切形式より、各測点で表5.3.3に示す仮締切堤形式を反映した断面を設定する。仮締切堤は、大別して以下のタイプに分類している。

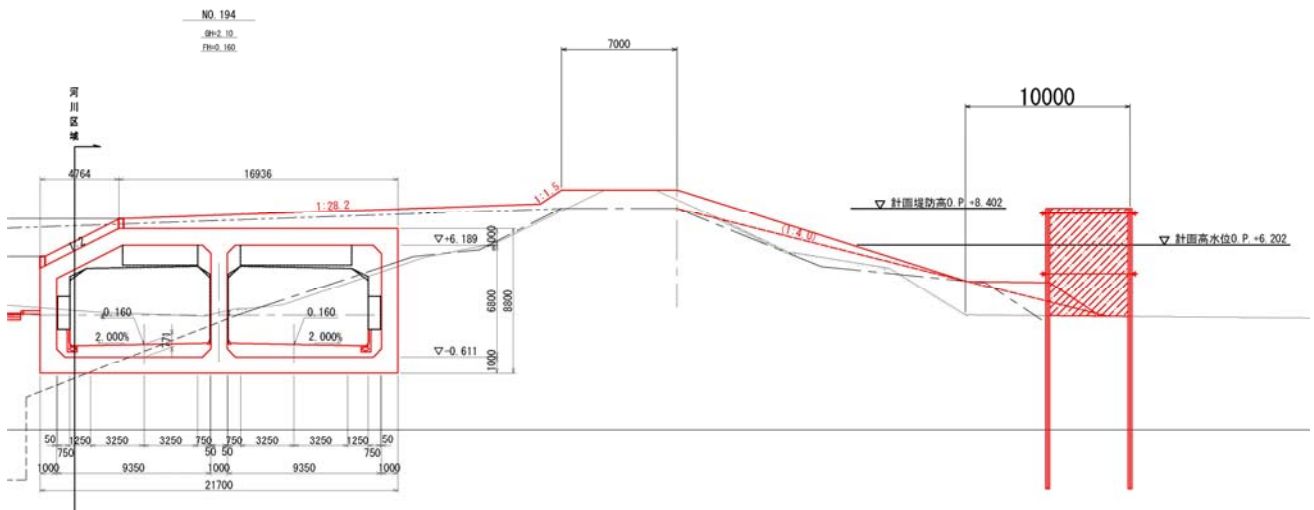
- ・ 鋼矢板二重式仮締切（仮締切前面の位置が完成堤のり尻から10m）：一般区間（施工タイプ A1）
- ・ 鋼矢板二重式仮締切（仮締切前面の位置が現堤防のり尻から10m）：ヨシ原区間（施工タイプ A2）
- ・ 土堤仮締切（前出し有り）：完成堤防形状よりも仮締切堤を前出しする区間（施工タイプ B1）
- ・ 土堤仮締切（前出し無し）：仮締切堤を完成堤防形状で施工する区間（施工タイプ B2）
- ・ 仮締切堤不要：仮締切堤が必要のない区間（堤防定規断面に抵触せず）（施工タイプ C）

表 5.3.3 各測点の仮締切堤形式

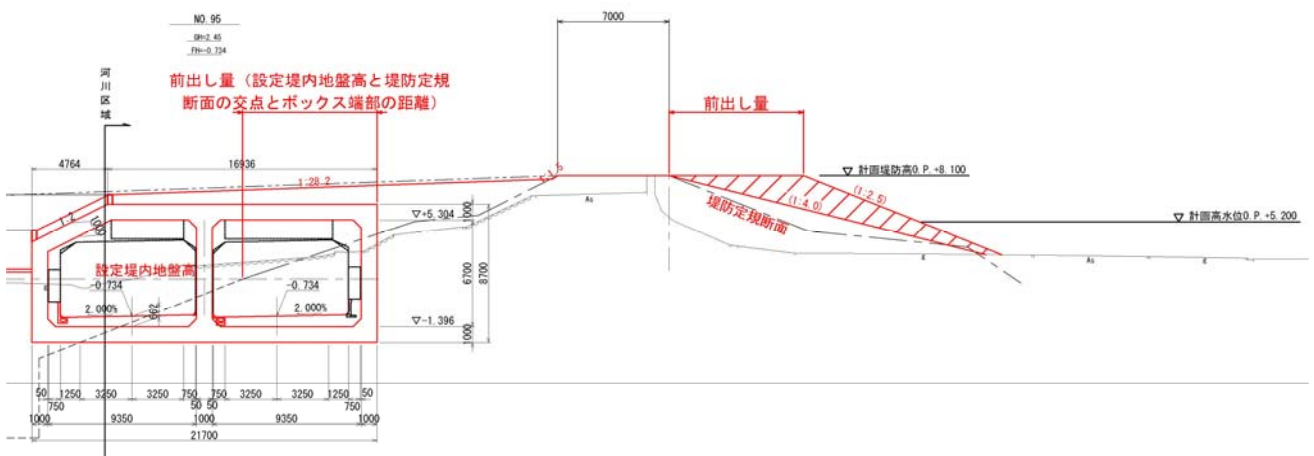
河川測点	道路測点	橋梁	締切形式		土堤仮締切前出し量(m)	鋼矢板二重式仮締切の位置
4.2+70	No. 36+11.5	阪神高速 3号 神戸線	仮締切堤不要	交差部	-	-
4.2+100	No. 38+5.5	阪神電鉄本線			-	-
4.4k	No. 43		土堤仮締切（前出し無し）		-	-
4.6k	No. 53				-	-
4.8-27	No. 63	国道2号	仮締切堤不要	交差部	-	-
4.8k	No. 64				-	-
5.0k	No. 74		土堤仮締切（前出し有り）		6.01	-
5.2k	No. 85		鋼矢板二重式仮締切		-	完成堤のり尻から10m
5.4k	No. 95		土堤仮締切（前出し有り）		8.45	-
5.6k	No. 104+16	阪神高速 11号 池田線	仮締切堤不要	交差部	-	-
5.6+25	No. 105+10.8	J R 神戸線			-	-
5.8k	No. 115		土堤仮締切（前出し有り）		7.40	-
6.0k	No. 125				9.44	-
6.2k	No. 135		鋼矢板二重式仮締切		-	完成堤のり尻から10m
6.4k	No. 145				-	
6.6k	No. 155		土堤仮締切（前出し有り）		7.00	-
6.6+80	No. 158+6.8	国道176号バイパス(十三バイパス)			5.03	-
6.8k	No. 165				4.75	-
6.8+56	No. 167+9.7	N T T 十三専用橋			3.75	-
7.0k	No. 174+10	国道176号	仮締切堤不要	交差部	-	-
7.0+15	No. 176	阪急神戸線			-	-
7.0+35	No. 177	阪急宝塚線			-	-
7.0+55	No. 178	阪急京都線			-	-
7.2k	No. 185		鋼矢板二重式仮締切		-	現堤防のり尻から10m
7.4k	No. 195				-	
7.6k	No. 205		土堤仮締切（前出し有り）		4.56	-
7.8k	No. 214		鋼矢板二重式仮締切		-	現堤防のり尻から10m
8.0k	No. 222				-	
8.2k	No. 231		土堤仮締切（前出し有り）		1.11	-



鋼矢板二重式仮締切（完成堤のり尻から10m）__一般区間



鋼矢板二重式仮締切（現堤防のり尻から10m）__ヨシ原区間



土堤仮締切（前出し有り）

※ “土堤（前出し無し）” は完成堤防形状
 “仮締切不要” は現況堤防断面

図 5.3.9 設定断面の概要

(2) 不等流計算条件

不等流計算に用いる諸定数は、淀川水系河川整備計画で設定された値を用いる。

検討ケースとして、現況河道および、現況河道からの水位上昇量を把握するため、仮締切堤が設置された場合の検討を行う。

■ 計算条件

不等流計算条件を以下に示す。

- 対象流量：10,700 m³/s（整備計画流量）
- 出発水位：O.P.+2.29m（0.0k 地点）
- 断面：H25 測量断面（最新横断データを用いる）
- 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
0.0km～9.8km	0.015
9.8km～22.8km	0.022
22.8km～35.0km	0.025

- 高水敷粗度係数：堤防のり面を含めた粗度係数
計画流量時の水深として HWL 水深を用いた h/h_v から推定（整備計画検討時と同様）

区間	左岸高水敷粗度係数	区間	右岸高水敷粗度係数
0.0km～7.0km	0.020	0.0km～7.6km	0.020
7.2km～8.4km	0.055	7.8km～9.4km	0.055

- 鋼矢板二重式仮締切区間の高水敷粗度係数：整備計画検討時の粗度係数と同値を用いる。

鋼矢板の粗度係数は、現況の高水敷粗度係数と鋼矢板の粗度係数の合成粗度より設定する。鋼矢板の粗度係数に関しては、基準等には記述はないが、「狭小水路における鋼矢板護岸の粗度係数について 神戸大学都市安全研究センター研究報告第10号 平成18年3月」を参考とし、ここでは最も大きいと考えられる $n=0.025$ を採用する。

（図 5.3.10 参照）

例として、6.2k 地点の左岸高水敷における合成粗度を算定する。

HWL 時の合成粗度

$$(83.48 \times 0.020 + 1.72 \times 0.025) / (83.48 + 1.72)$$

$$= 0.0201$$

$$\approx 0.020$$

したがって、鋼矢板を考慮した場合でも、現況高水敷粗度係数と変化はない。

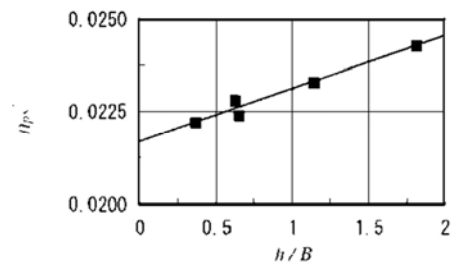


図 5.3.10 鋼矢板の粗度係数

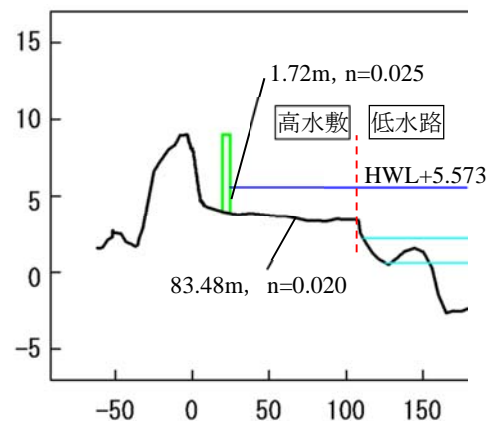


図 5.3.11 6.2k 地点の合成粗度

- 不等流計算断面は整備計画検討時と同様に、河川距離標（約 200m ピッチ）と橋梁位置とする。

- 橋梁位置は仮締切堤の設置により，図 5.3.12 のように死水域が発生する（急拡 5°，急縮 26°）。この死水域の発生により流下に寄与する河道幅が減少するため，橋脚堰上げ量の算出における水面幅も死水域分を減少させる。

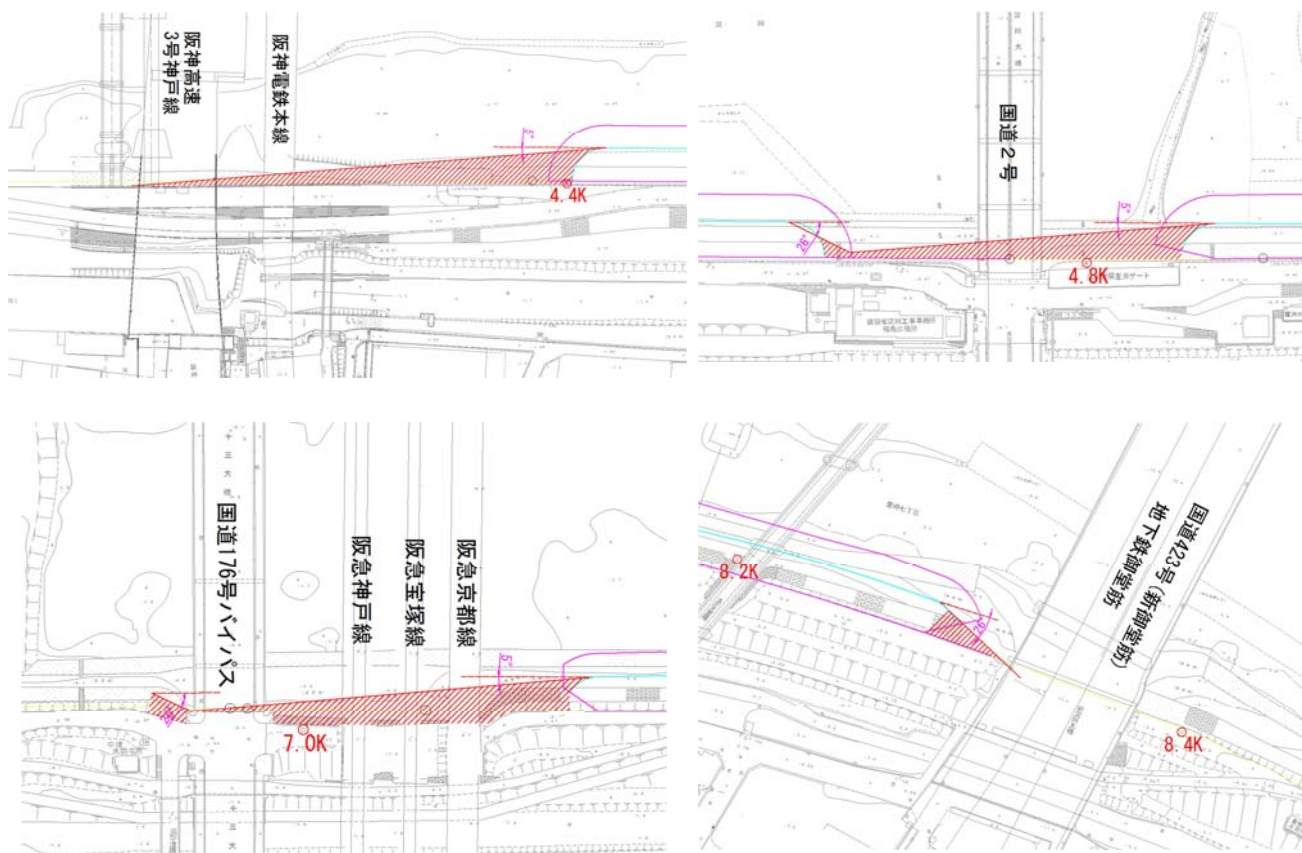


図 5.3.12 死水域の設定

注) 阪神高速 11 号池田線，JR 神戸線，国道 176 号バイパス（十三バイパス），NTT 十三専用橋位置は完成時に緩傾斜堤防とする箇所であり，仮締切堤設置時に施工を行う。このため，死水域は設定しない。

■ 橋脚堰上げ量

橋脚の堰上げ量はドビッソン公式により算定する。仮締切堤防により水面幅が狭くなる箇所は、水面幅の減少を考慮するものとする。計算に使用している橋梁データを表 5.3.4 に示す。

表 5.3.4 橋梁データ

測点	現況			仮締切堤設置			名称
	川幅 (m)	ピア幅を控除した川幅 (m)	ピア幅 (m)	川幅 (m)	ピア幅を控除した川幅 (m)	ピア幅 (m)	
4.2+70	733.379	699.379	34.000	732.791	698.791	34.000	阪神高速3号神戸線
4.2+100	730.837	708.837	22.000	728.108	706.108	22.000	阪神電鉄本線
4.8-27	723.831	657.431	66.400	714.600	648.200	66.400	国道2号
5.6K	702.310	675.910	26.400	694.981	668.581	26.400	阪神高速11号池田線
5.6+25	701.696	668.696	33.000	692.980	659.980	33.000	J R 神戸線
6.6+80	684.875	662.075	22.800	674.603	651.803	22.800	国道176号バイパス(十三バイパス)
6.8+56	684.018	666.018	18.000	674.201	656.201	18.000	N T T 十三専用橋
7.0K	697.180	648.380	48.800	695.842	647.042	48.800	国道176号線
7.0+15	695.706	636.206	59.500	693.296	633.796	59.500	阪急神戸線
7.0+35	693.741	639.741	54.000	691.333	637.333	54.000	阪急宝塚線
7.0+55	691.775	636.575	55.200	689.370	634.170	55.200	阪急京都線

(3) 不等流計算結果

不等流計算結果を示した水位縦断図を図 5.3.13 に示す。仮締切堤を設置した場合、計算水位が HWL と比較して最も厳しくなる阪急京都線地点 (7.0k+55) において、0.013m の水位上昇が発生する。水位上昇は上流 35.0km 付近まで及び 12.0km 付近までは 0.005m 程度の上昇となる。

(4) 水位低下対策

上述したように、仮締切堤を設置した場合、阪急宝塚線地点において 0.013m の水位上昇が発生する。これは仮締切堤設置後の流下能力が現況流下能力と比較して不足していることを意味している。淀川左岸線 (2 期) は通年施工であるため、出水期の対策として「仮締切堤設置基準 (案)」に示されている通り、河道掘削等の対策を実施するものとする。

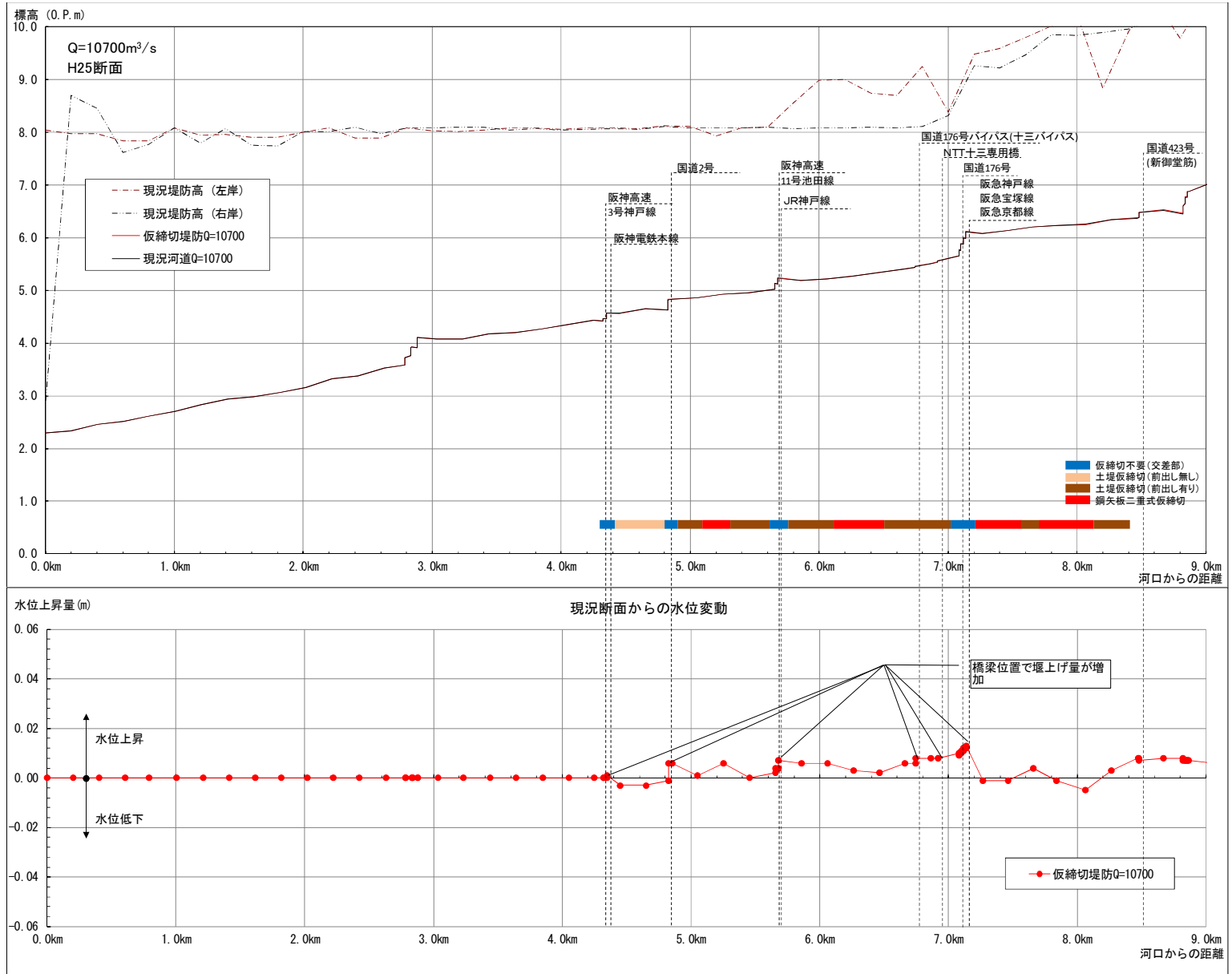


図 5.3.13 水位縦断面図 (仮締切堤設置)

(5) 侵食に対する検討

ここでは、直接侵食に対する安全性、高水敷に対する側方侵食に対する安全性を検証する。

■ 検討課題と照査方法

仮設時の侵食に対する検討は、「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成 24 年 2 月」に準じて行う。ここでの検討は淀川左岸線（2 期）完成時の堤防侵食に対する安全性であるため、整備計画流量での検討を行う。

侵食による堤防の破壊のメカニズムは、護岸がない場合には図 5.3.14 に示すとおりで、堤防表のり面やのり尻付近に流水が直接作用して表面を被覆する植生が剝離し、堤体を構成する土砂が流失して破壊に至るものと、低水路等の主流路からの側方侵食、洗掘により破壊にいたるものとに大別できる。このことから、侵食に対する堤体の安全性照査の項目を次のように規定している。

- ① 堤防表のり面、のり尻の直接侵食に対する安全性
- ② 主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘に対する安全性

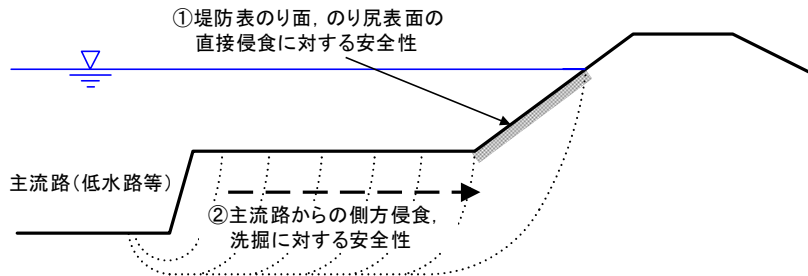


図 5.3.14 侵食による堤防崩壊メカニズム

出典：「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成 24 年 2 月」

侵食に対する照査基準は表 5.3.5 のとおりである。同表における①直接侵食の照査に関しては代表流速が 2.0m/s 以下であれば、耐侵食性は確保されているものと考えられる(手引き p.92)。また、②側方侵食の照査は表 5.3.6 に示す様に高水敷幅により照査する。ここで、淀川 0.0km~9.8km 区間はセグメント 3 である。

表 5.3.5 侵食に対する堤防の安全性の照査基準

①堤防表のり面およびのり尻表面の直接侵食に対する安全性	表面侵食耐力>代表流速 V_0 から評価される侵食耐力
②主流路（低水路等）からの側方侵食、洗掘に対する安全性	高水敷幅>照査対象時間で侵食される高水敷の幅

出典：「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成 24 年 2 月」

表 5.3.6 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（1 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 および 3	高水敷幅 $b >$ 低水路河岸高 H の 2~3 倍

出典：「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成 24 年 2 月」

■ 代表流速

堤防の侵食に対する安全性照査の外力として代表流速 V_0 を設定する。代表流速 V_0 は計画高水位以下の水位時において、最も速い平均流速 V_m に高水敷と低水路の流れの干渉による補正係数を乗じて算出する。

- 平均流速 V_m : 下式により求める。(護岸の力学設計法 平成 19 年 11 月 p.36)

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot H_d^{2/3} \cdot I_e^{1/2} \quad (5.1)$$

ここに、 n : マニングの粗度係数, H_d : 設計水深(m), I_e : エネルギー勾配である。

- エネルギー勾配 I_e : 4.4k~8.2k の平均値を採用する。($I_e=0.000186$)

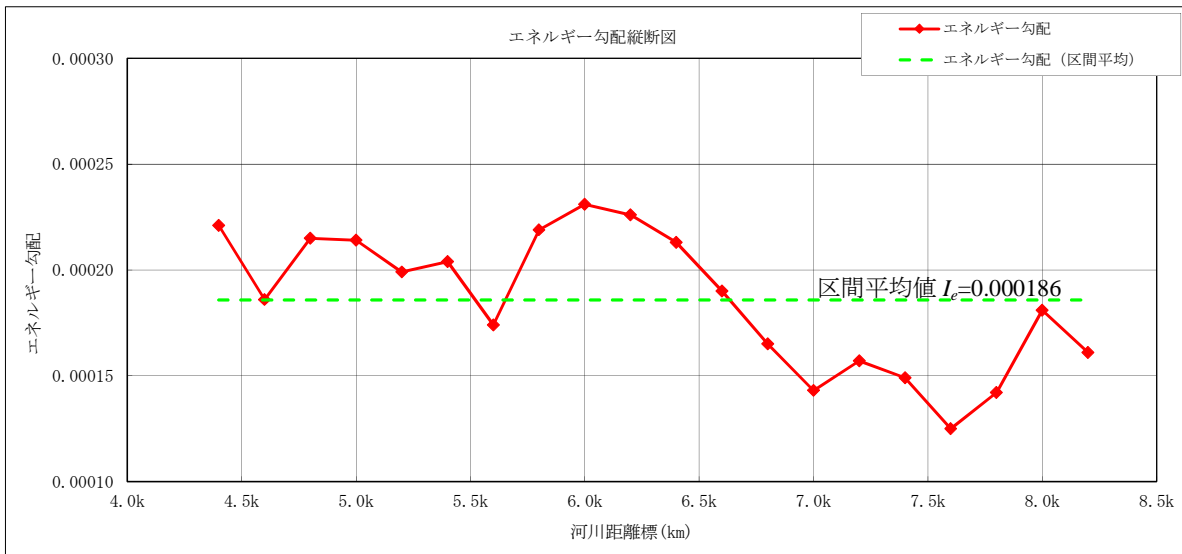


図 5.3.15 エネルギー勾配縦断図

- 設計水深 H_d : HWL と高水敷高の差とする。
- 補正係数 α : 淀川左岸線 (2 期) では高水敷と低水路の流れの干渉による補正係数を乗じるものとする。高水敷幅が狭い場合、低水路の流れの影響を受けるため高水敷の流速が大きくなるための補正である。なお、当区間は直線区間とみなされ、湾曲による補正は行わない。

- 代表流速 V_0 : 算定結果を表 5.3.7 に示す。

表 5.3.7 代表流速 V_0 の算定

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_{fp} (m)	堤防法尻 高さ (O. P. m)	低水路部 高さ (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=10700m ³ /s (整備計画流量)										
4.4k	4.536	0.000221	0.000186	5.200	21.6	2.89	-3.56	8.76	2.310	0.015	0.020
4.6k	4.622	0.000186	0.000186	5.200	23.2	3.09	-3.53	8.73	2.110	0.015	0.020
4.8k	4.809	0.000215	0.000186	5.200	80.6	2.30	-3.52	8.72	2.900	0.015	0.020
5.0k	4.835	0.000214	0.000186	5.200	100.8	2.73	-3.50	8.70	2.470	0.015	0.020
5.2k	4.906	0.000199	0.000186	5.200	97.0	2.75	-3.48	8.68	2.450	0.015	0.020
5.4k	4.937	0.000204	0.000186	5.200	98.2	3.08	-3.46	8.66	2.120	0.015	0.020
5.6k	5.118	0.000174	0.000186	5.250	80.7	3.18	-3.44	8.69	2.070	0.015	0.020
5.8k	5.174	0.000219	0.000186	5.360	90.6	3.40	-3.42	8.78	1.960	0.015	0.020
6.0k	5.202	0.000231	0.000186	5.470	88.1	3.69	-3.40	8.87	1.780	0.015	0.020
6.2k	5.260	0.000226	0.000186	5.570	87.5	3.85	-3.38	8.95	1.720	0.015	0.020
6.4k	5.323	0.000213	0.000186	5.680	84.9	3.90	-3.36	9.04	1.780	0.015	0.020
6.6k	5.391	0.000190	0.000186	5.790	87.5	4.17	-3.34	9.13	1.620	0.015	0.020
6.8k	5.495	0.000165	0.000186	5.890	85.7	4.07	-3.32	9.21	1.820	0.015	0.020
7.0k	5.762	0.000143	0.000186	6.000	94.0	1.47	-3.30	9.30	4.530	0.015	0.020
7.2k	6.071	0.000157	0.000186	6.110	18.0	1.82	-3.28	9.39	4.290	0.015	0.055
7.4k	6.127	0.000149	0.000186	6.210	49.1	1.70	-3.26	9.47	4.510	0.015	0.055
7.6k	6.196	0.000125	0.000186	6.320	47.9	1.78	-3.24	9.56	4.540	0.015	0.055
7.8k	6.218	0.000142	0.000186	6.430	57.5	1.90	-3.22	9.65	4.530	0.015	0.055
8.0k	6.241	0.000181	0.000186	6.530	56.4	1.99	-4.05	10.58	4.540	0.015	0.055
8.2k	6.334	0.000161	0.000186	6.640	46.4	2.21	-5.16	11.80	4.430	0.015	0.055

測点	代表流速の算定								
	平均流速 V_m (m/s)	高水敷部 摩擦損失 係数 F_w	低水路部 摩擦損失 係数 F_m	低水路流 速 u_{a0} (m/s)	高水敷流 速 u_{a0} (m/s)	境界部の 流速 u_b (m/s)	水平渦動 粘性係数 ϵ	補正係数 α	護岸近傍の 代表流速 V_0 (m/s)
4.4k	1.191	0.003	0.001	3.861	1.191	3.238	37.540	1.407	1.676
4.6k	1.121	0.003	0.001	3.852	1.121	3.256	39.937	1.415	1.586
4.8k	1.386	0.003	0.001	3.849	1.386	3.166	30.717	1.182	1.638
5.0k	1.245	0.003	0.001	3.843	1.245	3.202	34.896	1.151	1.433
5.2k	1.238	0.003	0.001	3.837	1.238	3.198	34.900	1.158	1.434
5.4k	1.125	0.003	0.001	3.832	1.125	3.235	38.910	1.159	1.304
5.6k	1.107	0.003	0.001	3.840	1.107	3.251	40.022	1.201	1.329
5.8k	1.067	0.004	0.001	3.867	1.067	3.293	42.935	1.182	1.261
6.0k	1.001	0.004	0.001	3.893	1.001	3.349	47.520	1.193	1.194
6.2k	0.978	0.004	0.001	3.916	0.978	3.383	49.961	1.198	1.172
6.4k	1.001	0.004	0.001	3.943	1.001	3.398	50.068	1.207	1.208
6.6k	0.940	0.004	0.001	3.969	0.940	3.454	55.187	1.205	1.132
6.8k	1.016	0.004	0.001	3.992	1.016	3.439	51.829	1.210	1.229
7.0k	1.866	0.003	0.002	4.018	1.866	3.243	24.182	1.135	2.118
7.2k	0.654	0.003	0.013	4.044	0.654	2.462	33.004	1.382	0.904
7.4k	0.676	0.003	0.013	4.067	0.676	2.450	33.597	1.288	0.871
7.6k	0.679	0.003	0.013	4.093	0.679	2.467	34.236	1.292	0.878
7.8k	0.678	0.003	0.013	4.119	0.678	2.491	34.891	1.272	0.863
8.0k	0.679	0.003	0.012	4.379	0.679	2.710	41.899	1.298	0.882
8.2k	0.668	0.003	0.010	4.709	0.668	3.019	52.328	1.354	0.905

ヨシ原区間は粗度係数が大きく、流速が小さくなる。

■ 検討結果

耐侵食機能の検討結果を表 5.3.8 に示す。結果の概要を以下に示す。

- 直接侵食に対しては、仮締切堤不要個所以外の高水護岸近傍の代表流速が 2.0m/s を下回る流速となっている。鋼矢板二重式仮締切区間は耐侵食性に対して問題がなく、土堤区間においても張芝を施すことにより直接侵食に対する安全性を満足できると判断できる。ただし、高潮堤区間は波浪に対する耐侵食性が必要であること、一般河川区間では現況で護岸が設置されていることに考慮して護岸工設置の必要性を判断するものとする。
- 側方侵食に対しては、低水護岸の設置されていない箇所は、高水敷幅 b /低水河岸高 H が判定基準となる $b/H > 2 \sim 3$ を満足していることから、安全性が確保されていると判断できる。4.4k 地点は $b/H < 2$ となっているが、低水護岸（鋼矢板）が設置されているため、側方侵食に対して安全である。

表 5.3.8 耐侵食機能検討結果

距離標	堤防の諸条件			侵食における照査項目(検討条件:仮締切堤設置, 整備計画流量 $Q=10700\text{m}^3/\text{s}$ 流下時)				備考
	セグメント	高水敷幅 $b(\text{m})$	低水河岸高 $Hd(\text{m})$	②側方侵食の照査		①直接侵食の照査		
				高水敷幅 b /低水河岸高 H	判定($b/H > 2 \sim 3$)	高水敷代表流速 $V_0(\text{m/s})$	判定($V_0 < 2.0$)	
4.4	3	21.6	8.76	-	-	1.676	○	既設低水護岸(矢板)あり
4.6	3	23.2	8.73	-	-	1.586	○	既設低水護岸(消波ブロック)あり
4.8	3	-	-	-	-	1.638	-	国道2号交差部の仮締切堤不要区間
5.0	3	103.1	8.70	11.85	○	1.433	○	
5.2	3	95.7	8.68	11.03	○	1.434	○	
5.4	3	100.5	8.66	11.61	○	1.304	○	
5.6	3	79.5	8.69	9.15	○	1.329	-	阪神高速11号池田線, JR神戸線の仮締切堤不要区間
5.8	3	88.8	8.78	10.12	○	1.261	○	
6.0	3	87.5	8.87	9.86	○	1.194	○	
6.2	3	83.5	8.95	9.33	○	1.172	○	
6.4	3	80.1	9.04	8.86	○	1.208	○	
6.6	3	88.9	9.13	9.74	○	1.132	○	
6.8	3	89.2	9.21	9.69	○	1.229	○	
7.0	3	-	-	高水敷なし(低水護岸有)	-	2.118	-	国道176号交差部の仮締切堤不要区間
7.2	3	-	-		-	0.904	○	ヨシ原区間
7.4	3	-	-		-	0.871	○	ヨシ原区間
7.6	3	-	-		-	0.878	○	ヨシ原区間
7.8	3	-	-		-	0.863	○	ヨシ原区間
8.0	3	-	-		-	0.882	○	ヨシ原区間
8.2	3	-	-		-	0.905	○	ヨシ原区間

5.3.3 土堤仮締切における地震に対する安定性検討

施工時における現況堤防の耐震性能照査として、既往の淀川本川河川堤防耐震性能照査における外力条件、照査基準により、時刻歴有効応力地震応答解析を用いて解析的検討を行う。

この外力条件は、河川構造物の耐震性能照査指針（以降、耐震性能照査指針とする。）に示されている標準加速度応答スペクトルに適合したレベル 2-1 地震動、レベル 2-2 地震動として道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月（以下「道示」という）を用いる。

この照査基準は、淀川本川で設定されている照査外水位を適用し、地震応答解析における残留堤防高により行う。

■ 検討条件

(1) 検討対象断面の抽出

土堤仮締切の耐震検討断面は、完成形に対する耐震性照査対象断面のうち、施工時に土堤仮締切を実施する断面とする。以下、完成形に対する照査対象断面の抽出を示す。

地震による一体構造物の応答性状は、液状化層を含む軟弱地盤層厚などの基礎地盤特性、堤防盛土形状、道路構造物形状・深さにより異なると考えられる。

本検討では、堤内側盛土形状、液状化対象層厚に着目して検討対象断面を抽出する。なお、川表護岸は、概ね 1:2.5 の 1 枚のりで計画されることから着目項目としない。

堤内側盛土形状の区分として堤内側盛土荷重を用いる。堤内側盛土荷重は、ランプ部を含む既設堤防と道路ボックス間の盛土（堤防間盛土）、道路ボックス縦断線形、高規格堤防盛土により異なる。この荷重の違いによる区分を行うにあたり、堤内側の掘削、道路ボックス、盛土の単位奥行き当たりの総荷重を増加荷重とし、断面変化位置で算出する。あわせて、河川法線と道路計画中心線の離れ、縦断線形を考慮する。

- ・ 荷重区分① ～No.62 付近（4.8k 付近） 海老江地区高規格堤防
- ・ 荷重区分② No.62 付近～No.98 付近（5.4k+100m 付近） 国道 2 号～阪神高速 11 号池田線下流
- ・ 荷重区分③ No.98 付近～No.110 付近（5.8k 付近） ～JR 神戸線上流
- ・ 荷重区分④ No.110 付近～No.222 付近（8.0k 付近） ～豊崎出入路、国道 423 号新御堂筋下流
- ・ 荷重区分⑤ No.222 付近～

なお、上記は道路計画中心線で区分していることから、海老江北入路（No.80 付近,5.0k+115m）、大淀出路（No.129 付近,6.0k+80m）、大淀入路（No.142 付近,6.2k+139m）は考慮していない。

液状化対象層厚は、河川距離標毎に堤内側で実施されたボーリング調査結果より、本検討で設定した地下水位 O.P.+1.0m と沖積粘性土層上面間の沖積砂質土層厚により次の 3 区分とする。

- ・ 地層区分① 7.0m 程度 ～5.6k（No.105 付近）
- ・ 地層区分② 6.0m 程度 5.6k～7.0k（No.175 付近）
- ・ 地層区分③ 4.0m 程度 7.0k～

これら特性を図 5.3.16, 表 5.3.9 に示す。完成形に対する耐震性能照査断面は 10 断面とする。

表 5.3.9 完成時における検討対象断面

荷重区分	地層区分	道路構造	検討対象断面
① 海老江高規格堤防	① 液状化層厚 7m	ランプ部 (海老江 JCT)	No.45 (4.4k+31m)
		一般部	No.53 (4.4k+191m)
②	7m	ランプ部 (海老江北入路)	No.80 (5.0k+115m)
		一般部	No.90 (5.2k+107m)
③		一般部 (堤防掘削無)	No.103 (5.4k+166m)
④	② 6m	一般部	No.121 (5.8k+120m)
		ランプ部 (大淀出路)	No.129 (6.0k+80m)
	③ 4m	ランプ部 (大淀入路)	No.142 (6.2k+139m)
⑤	4m	一般部	No.208 (7.6k+69m)
		ランプ部 (豊崎出路)	No.228 (8.0k+116m)

淀川左岸線 (2 期) 区間における仮締切形状を以下に整理する。検討対象とする区間は、土堤により施工時の堤体の安定を確保することが必要な区間 (B1) とする。鋼矢板二重式仮締切区間の定量的評価はマニュアルに準拠しレベル 1 地震動による設計を実施している。鋼矢板二重式仮締切のレベル 2 地震動に対する照査・設計法は確立されていないことから、鋼矢板二重式仮締切区間については緊急復旧シナリオを考慮するとし、ここでは検討区間から除外する。以上より、土堤仮締切の耐震検討断面は、No.90, No.121, No.208 の 3 断面とする。

・ B1 : 狭域部分開削 土堤仮締切

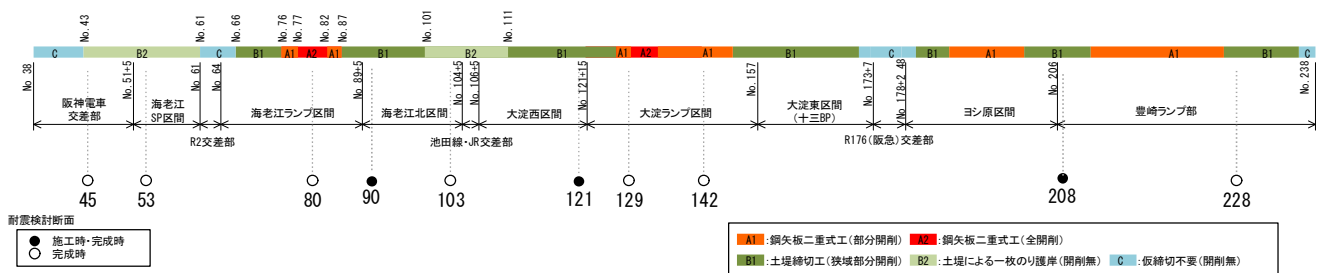


図 5.3.16 施工時における検討対象断面

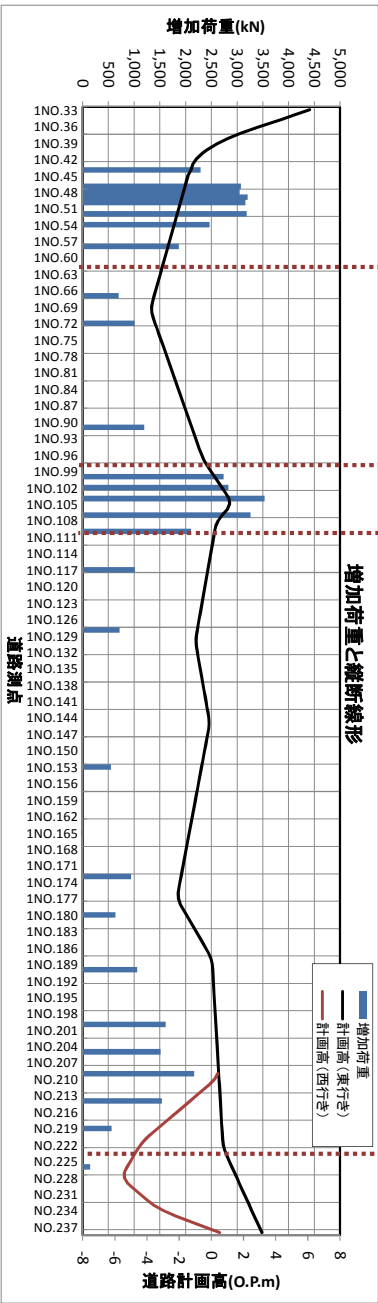
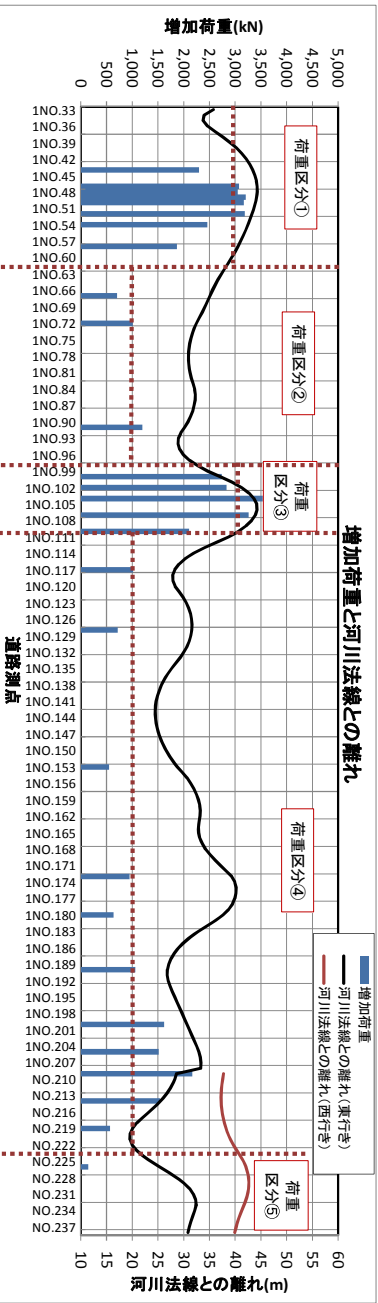
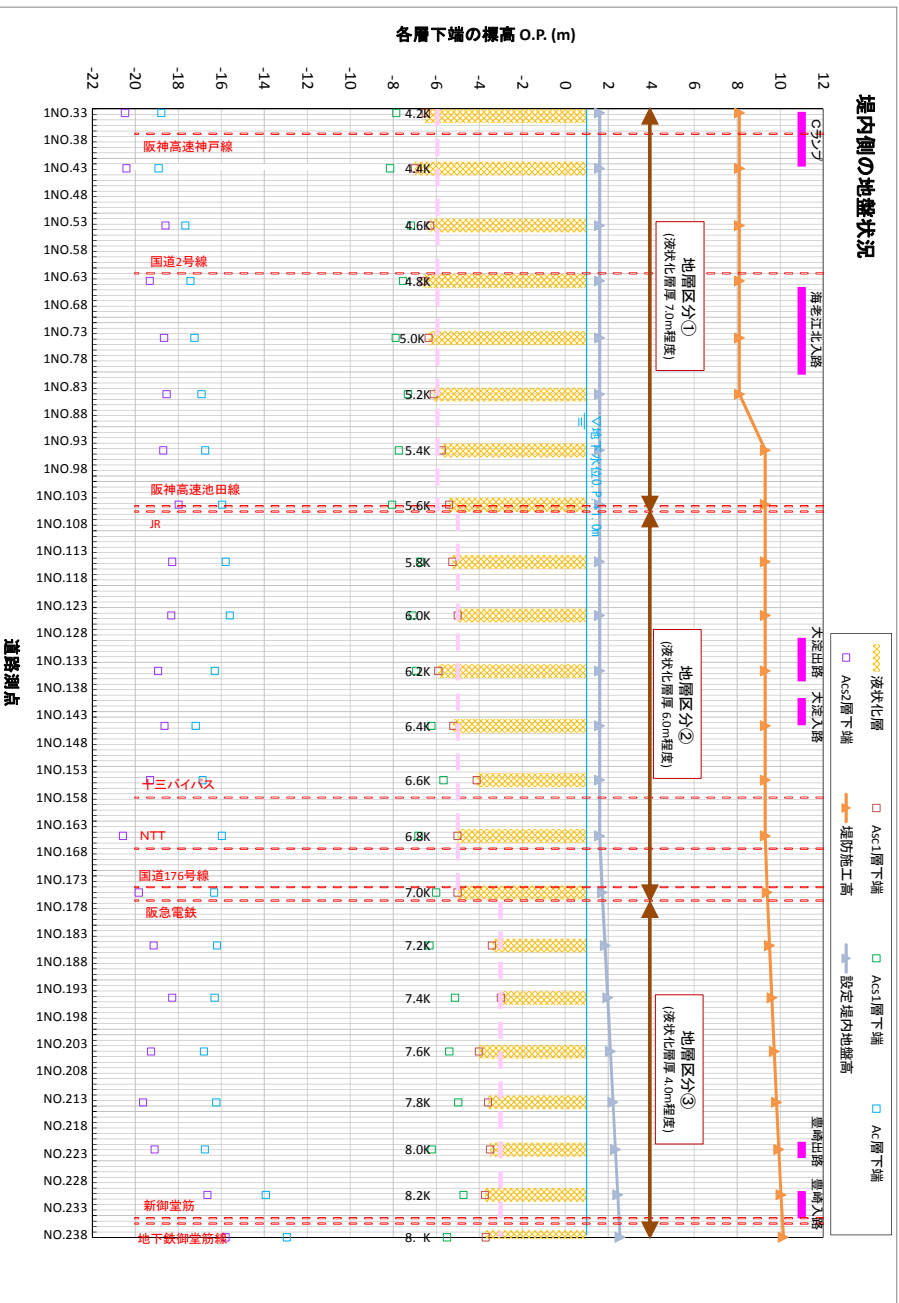
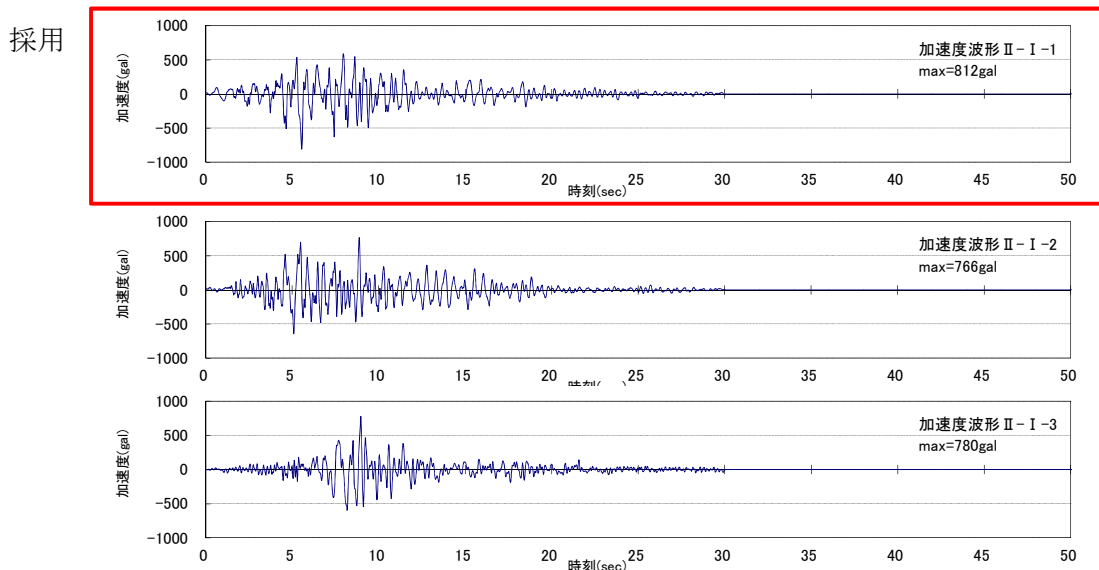
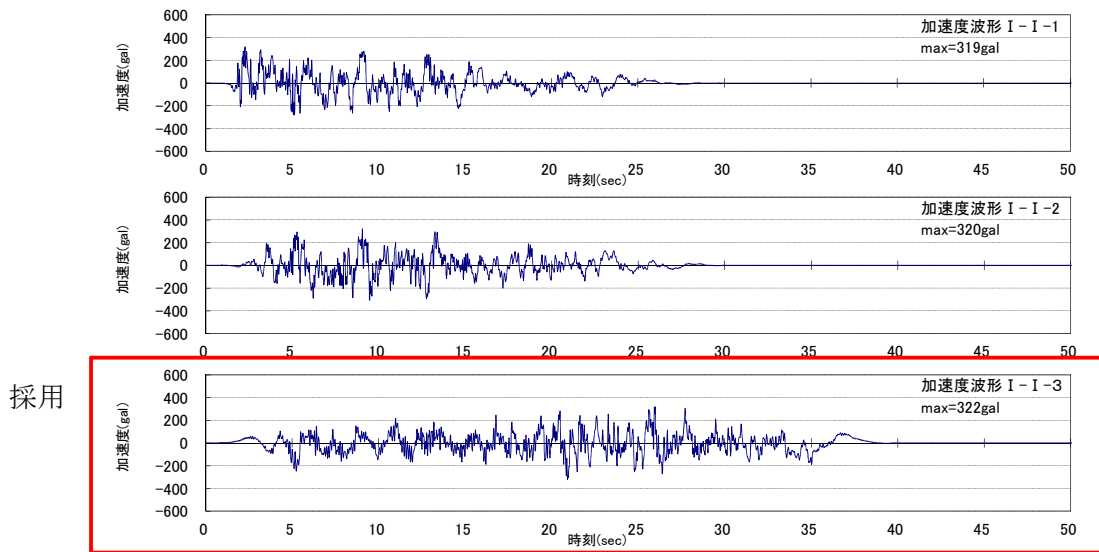


図 5.3.17 地盤条件と荷重特性

■ 地震外力

解析に用いる地震外力は、耐震性能照査指針に示された標準加速度応答スペクトルに適合した時刻歴応答波形を用いる。耐震性能照査指針には時刻歴応答波形の記載がないため、道示に掲載されている動的解析に用いる地震動を用いる。

道示に掲載のレベル2地震動の時刻歴波形は、地震動のタイプ別(L2-1,L2-2)、地盤種別(I, II, III)に対して位相の異なる3波形の合計18波形である。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、L2-1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、継続時間が最も長いものを選定し、L2-2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。



■ 検討ケース

土堤仮締切区間は、堤内側における道路構造物設置に先立ち、堤外側の土堤仮締切を実施する。その後、土留矢板打設後に掘削を行い、道路構造物を施工する。さらに、道路構造物設置後、土留矢板を撤去する。このため、施工時における断面が現況断面と比較して、土留矢板が最も近接し、掘削量が最も大きくなる施工段階を検討ケースとする。

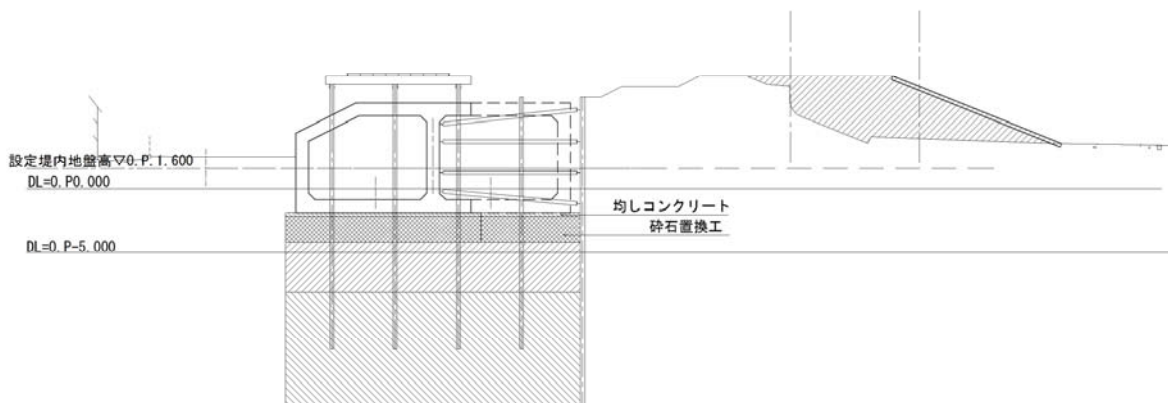


図 5.3.20 施工時における耐震検討ケースのイメージ

土留矢板、切梁のモデル化は弾性梁部材とし、土留が崩壊しない状態での土留と土堤での動的相互作用が堤防変形に及ぼす影響を解析的に検証する。土留矢板、切梁の設計はレベル 1 地震動に対応した耐震設計であるため、大規模地震時には、緊急復旧シナリオにて対応することとする。

■ 解析パラメータの設定

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、本委員会を対象とした既往地質調査結果より設定する。

B層（改修・修補，改良，高水敷整備），新規盛土層，Asc2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、堤体の主体となるB層（改修・修補）で行われた動的変形試験結果へのフィッティングにより設定する。

沖積粘性土層であるAcs1層，Ac層，Acs2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Asc1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。

なお，旧中津川埋立部のB層は，透水試験結果より透水性が比較的lowく，粒度特性はAcs1層に近いことから，Acs1層と同様の繰返し弾塑性モデルパラメータを適用する。

表5.3.10に解析パラメータ表を示す。なお，断面毎に初期平均有効応力が異なるため，No90を代表としたものを示す。

表 5.3.10 解析パラメータ表

		新規盛土	B (改修・修補)	B (改良工事)	B (高水敷整備)	B (中津埋立)	Asc1	Asc1 (改良部)	Acs1	Ac	Acs2	Asc2
初期間隙比	e_0	0.831					0.801		1.250	1.650	1.250	0.800
透水係数(m/sec)	k	-	1.56E-05	3.12E-04	4.42E-06	2.53E-07	4.36E-05	7.84E-07	1.06E-09	1.82E-09	1.00E-06	
重力加速度(m/sec ²)	g	9.8										
密度(t/m ³)	ρ	1.73					1.89	1.72	1.65	1.74	1.84	
せん断波速度(m/sec)	V_s	168.0					151.0	147.8	155.4	209.7	212.2	
初期せん断弾性係数(kN/m ²)	G_0	48,744					43,043	37,674	39,944	76,747	82,723	
水の体積圧縮係数	K_f	0										
繰返し弾塑性モデル												
圧縮指数	λ					0.187	0.025	0.187	0.334	0.265		
膨潤指数	κ					0.019	0.003	0.019	0.033	0.026		
無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_{m0}					543	872	543	402	501		
変相応力比	M^*_m					1.24	0.909	1.24	1.18	1.24		
破壊応力比	M^*_r					1.24	1.201	1.24	1.18	1.24		
硬化関数中のパラメータ	B^*_0					1,850	2,500	1,850	1,800	1,850		
硬化関数中のパラメータ	B^*_1					40	50	40	3	40		
硬化関数中のパラメータ	C_f					10	0	10	0	10		
異方消失のパラメータ	C_a					2,000	2,000	2,000	2,000	2,000		
擬似過圧密比	OCR					1	1	1	1	1		
ダイレイタンス係数	D^*_0					-	1	-	-	-		
ダイレイタンス係数	n					-	9	-	-	-		
規準ひずみ（塑性剛性）	γ^p_r					-	0.015	-	-	-		
規準ひずみ（弾性剛性）	γ^E_r					-	0.1	-	-	-		
R-Oモデル												
ポアソン比	ν	0.333										0.333
粘着力(kN/m ²)	c	1.0										66.1
内部摩擦角(°)	ϕ	30										11
せん断弾性係数のパラメータ	a	11,693										7,445
せん断弾性係数のパラメータ	b	0.5										0.5
R-Oパラメータ	α	3.02										3.02
R-Oパラメータ	r	2.29										2.29

■ 照査基準

地震時の土堤仮締切の照査は、耐震性能照査指針より、地震による堤防の残留高が、照査外水位を下回らないことを確認する。照査外水位は、平常時の最高水位とし、朔望平均満潮位及び波浪、施設画上の津波高、広域地盤沈降を考慮したものとする。表 5.3.11 に検討断面の照査外水位を示す。表 5.3.12 淀川下流部における照査外水位を示す。

L2-1 地震に対する照査外水位は、大阪府想定 of 昭和南海トラフ地震 (M8.4 : 施設画上の津波) の検討結果に基づき設定している。なお、最大クラスの津波としては、平成 25 年 8 月大阪府公表の「津波浸水想定について」に記されている南海トラフの巨大地震 (M9.1) を対象として算出している淀川河口の津波水位 (T.P.+3.9m) より、約 O.P.+5.2m と算定されている。L2-2 地震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 水位としている。

表 5.3.11 検討対象断面における照査外水位

検討断面	河川距離標	参照距離標	照査外水位 (O. P. +m)	
			L2-1	L2-2
No. 90	L 5. 2+107	L5. 4	4.55	2.17
No. 121	L5. 8k+120	L6. 0	4.55	2.19
No. 208	L7. 6k+69	L7. 8	4.57	2.25

表 5.3.12 淀川における耐震性能照査上の照査外水位 (0.0k~9.8k) : 赤枠は淀川左岸線 (2 期) 区間

河川距離標		0 0	0 2	0 4	0 6	0 8	1 0	1 2	1 4	1 6	1 8	2 0	2 2	2 4
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 50	4 50	4 50	4 50	4 51	4 51	4 51	4 51	4 51	4 52	4 52	4 52	4 52
	L2-2	3 63	3 63	3 63	3 63	2 56	2 56	2 56	2 56	2 56	2 56	2 56	2 11	2 11
河川距離標		2 6	2 8	3 0	3 2	3 4	3 6	3 8	4 0	4 2	4 4	4 6	4 8	5 0
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 52	4 52	4 53	4 53	4 53	4 53	4 53	4 54	4 54	4 54	4 54	4 54	4 55
	L2-2	2 11	2 13	2 13	2 13	2 14	2 14	2 14	2 15	2 15	2 16	2 16	2 16	2 16
河川距離標		5 2	5 4	5 6	5 8	6 0	6 2	6 4	6 6	6 8	7 0	7 2	7 4	7 6
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 55	4 55	4 55	4 55	4 55	4 56	4 56	4 56	4 56	4 56	4 57	4 57	4 57
	L2-2	2 17	2 17	2 19	2 19	2 19	2 19	2 20	2 20	2 21	2 23	2 24	2 24	2 25
河川距離標		7 8	8 0	8 2	8 4	8 6	8 8	9 0	9 2	9 4	9 6	9 8		
照査外水位 (O. P. +)	L2-1	4 57	4 57	4 58	4 58	4 58	4 58	4 58	4 58	4 59	4 58	4 58		
	L2-2	2 25	2 26	2 26	2 27	2 27	2 28	2 29	2 30	2 31	2 34	3 00		

■ 時刻歴応答解析の結果と照査

時刻歴応答解析による堤防沈下量より算定した残留堤防高と照査外水位を比較した結果、解析を実施した全ての断面において耐震性能を満足する結果となった。表 5.3.13 に土堤仮締切の耐震性能照査結果を示す。荷重区分、地層を考慮して選定した代表 3 断面の結果、堤防の沈下量は最大で 1m 程度で、照査外水位に対して 2.5m 程度の余裕があることから、淀川左岸線 (2 期) 区間の土堤仮締切は、河川指針の地震外力に対して、安全性を確保していると判断する。

表 5.3.13 施工時の土堤仮締切の耐震性能照査結果

レベル2__タイプ I 地震動 (海溝型)

解析断面	堤防高 (O. P. +m)	堤防沈下量 (m)	残留堤防高 (O. P. +m) ①	照査外水位 (O. P. +m) ②	判定 ①>②	参考： 現況堤防沈下量 (m)
No. 90	8.10	0.93	7.17	4.55	OK	0.73
No. 121	9.03	0.83	8.20	4.55	OK	0.56
No. 208	9.93	0.67	9.26	4.57	OK	0.60

レベル2__タイプ II 地震動 (直下型)

解析断面	現況堤防高 (O. P. +m)	堤防沈下量 (m)	残留堤防高 (O. P. +m) ①	照査外水位 (O. P. +m) ②	判定 ①>②	参考： 現況堤防沈下量 (m)
No. 90	8.10	0.88	7.22	2.17	OK	0.72
No. 121	9.03	0.75	8.28	2.19	OK	0.62
No. 208	9.93	0.73	9.20	2.25	OK	0.67

次項に、堤防沈下量が最大となる No.90 に対する L2-1 地震動の結果図を示す。

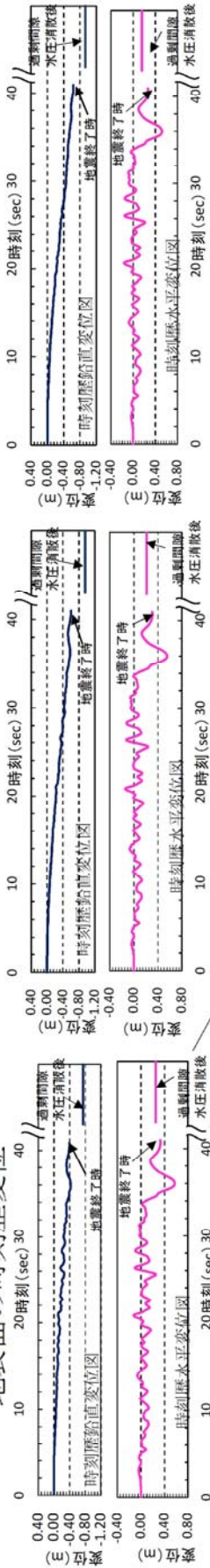
加振直後から液状化層の過剰間隙水圧比が上昇し、ピークに達する地震開始 10 秒後付近から天端の鉛直変位の増加が顕著となっている。加振中の川表側天端の最大沈下量は 64cm 程度であり、過剰間隙水圧の消散過程で 29cm の沈下が発生し、最終沈下量は 93cm となっている。液状化層厚が 7m であるため、約 4% の体積圧縮率となっている。変形モードは、堤外側への水平変位（最終で 16cm）を伴って沈下しており、これは堤内側への変形が土留により拘束されていることと、仮締切堤の盛土が腹付けされている影響と考えられる。

現況に対する結果では、最終沈下量は 73cm、水平変位は堤外側へ 2cm となっている。

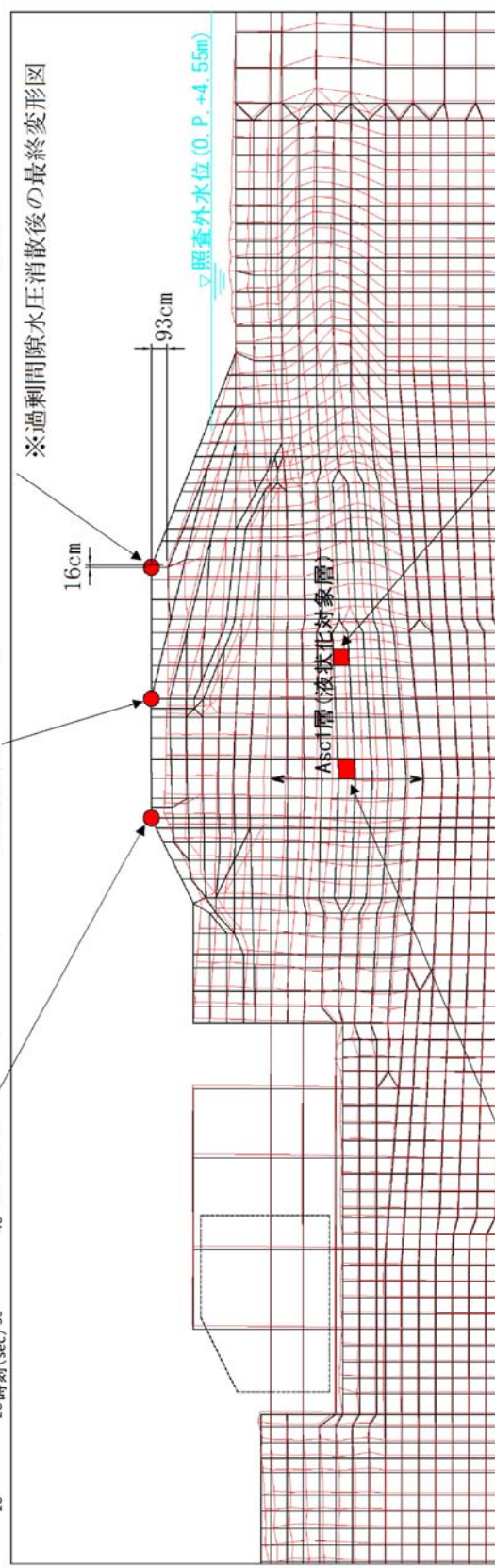
施工時断面では、堤防形状の違いと土留の設置の影響により、現況堤防と比べて地震時の応答がやや変化し、鉛直変位、水平変位とも増加傾向を示す結果となっているが、その量は 20cm 程度とわずかである。このことより、想定地震に対して施工時断面は、現況堤防とほぼ同等の耐震性を有していると推察する。

耐震検討結果【No90】施工時タイプI地震動

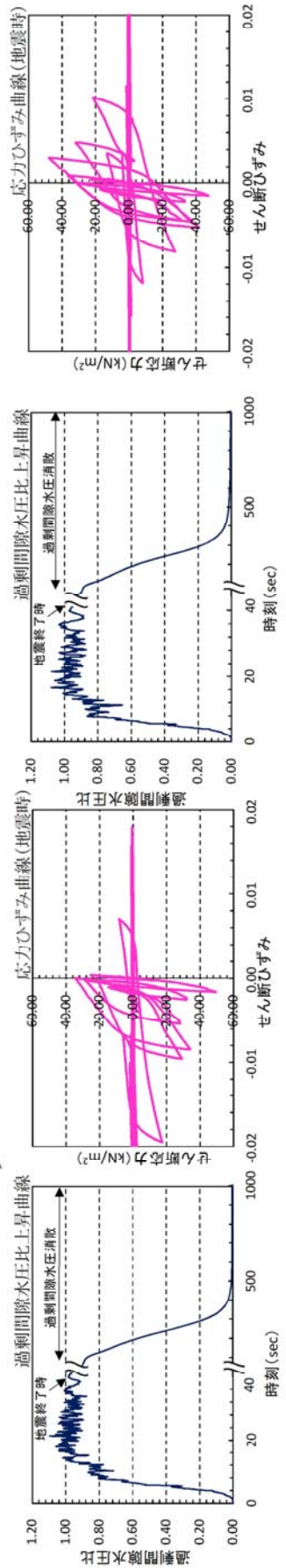
地表面の時刻歴変位



※過剰間隙水圧消散後の最終変形図

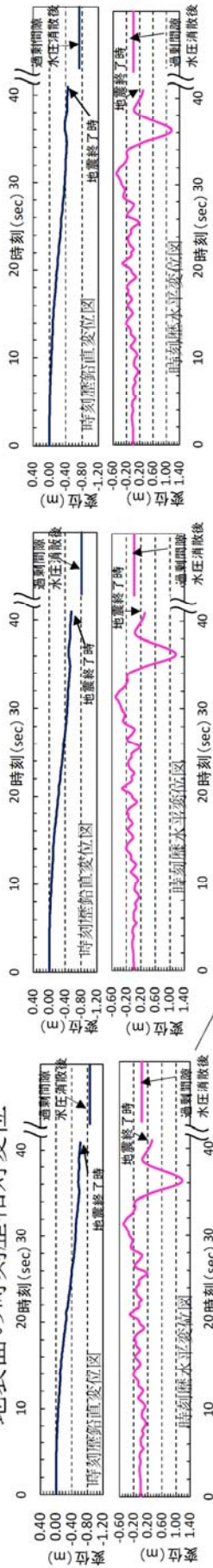


液状化層の応力ひずみ曲線、過剰間隙水圧上昇曲線

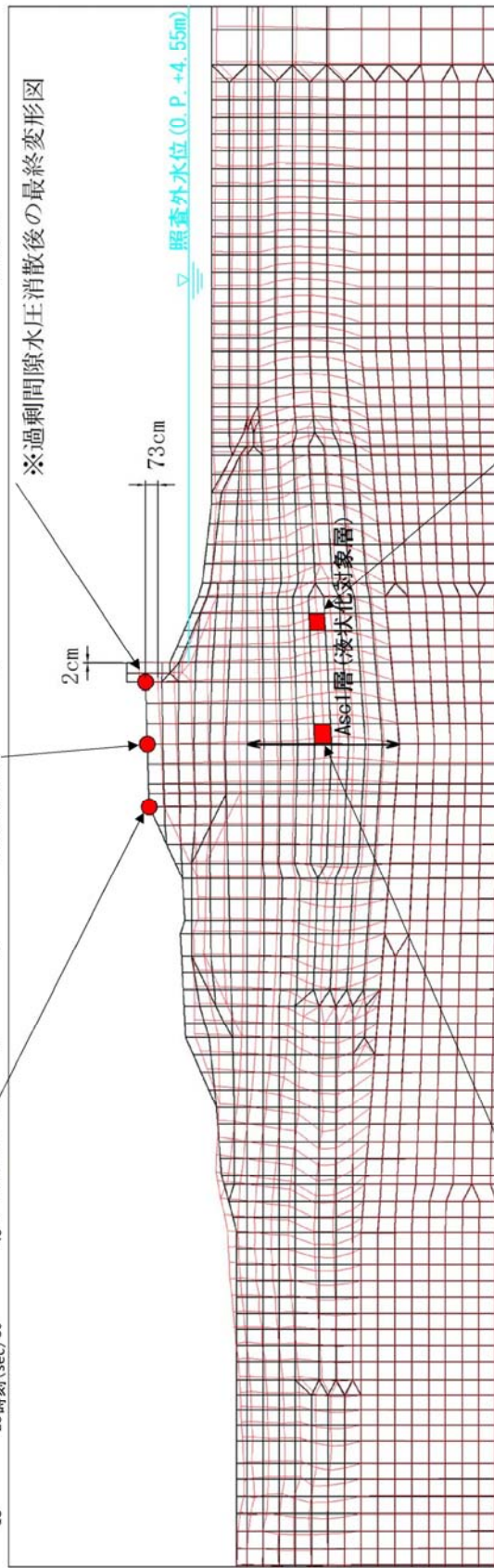


耐震検討結果【No90】現況タイプI地震動

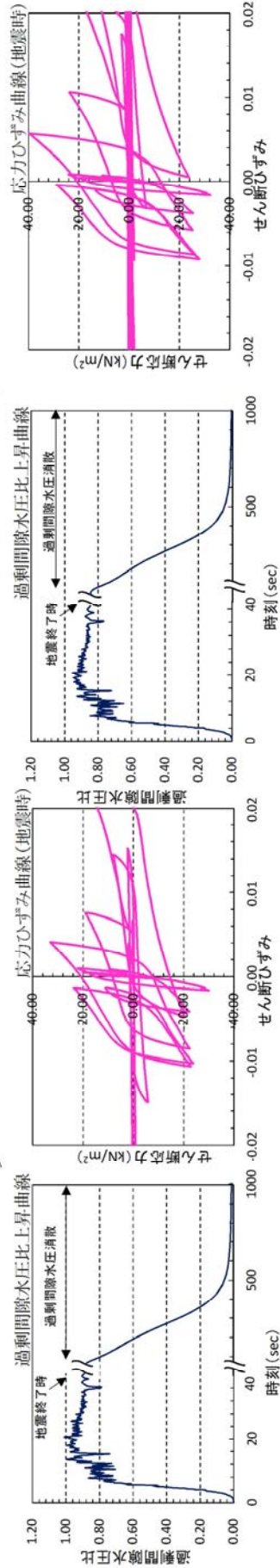
地表面の時刻歴相対変位



※過剰間隙水圧消散後の最終変形図



液状化層の応力ひずみ曲線，過剰間隙水圧上昇曲線



5.4 施工時におけるモニタリングに関する検討

一体構造物の施工時の確保機能として、土留支保工の機能確保、周辺影響（地下水変動や土留の変形、圧密沈下）、仮締切堤防の機能確保に対する確保機能が設定され、設計手法の確認や定量的評価、復旧シナリオの設定により、これらの確保機能に対する検討を実施している。また、完成時の確保機能に圧密沈下の抑制、堤防高の確保が設定されており、施工時段階の荷重の増減を考慮した圧密解析に基づく定量的評価により、完成後の沈下や堤防高に対する確保機能を検証している。

施工時のモニタリングは、施工時に係る検討の不確実性を担保し、施工時の確保機能の維持を目的に実施する。モニタリング項目として、土留支保工の安全性に関する計測、圧密沈下に対する計測、地下水位変動・洪水・降雨に対する地下水位の計測を行う。モニタリングは、各施工区で実施するとし、計測箇所の決定の際は、定量的実施箇所を考慮して設定する。

モニタリング結果は常に最新のデータを取得し、適切に設定した管理値に対する比較を常に実施することにより、施工時の安全性確保に努める。管理値として、土留については詳細設計における計算結果、部材の許容値などが考えられる。圧密沈下については、解析結果による沈下予測との整合性や必要天端高などが考えられる。地下水変動については、土留設計時の設計水位や、現況の堤内水位などが考えられる。

5.4.1 土留壁に対するモニタリング

土留壁のモニタリングは、施工時の土留矢板や切梁の応力状態、周辺地盤の状況や地下水位を計測しながら施工することにより、施工時の安全性を確保し、周辺地盤や既設構造物への影響を極力抑えることを目的として実施する。図 5.4.1 には阪神高速大和川線で実施された計測例を示す。淀川左岸線（2期）においても土留に対して同程度の計測を実施する。

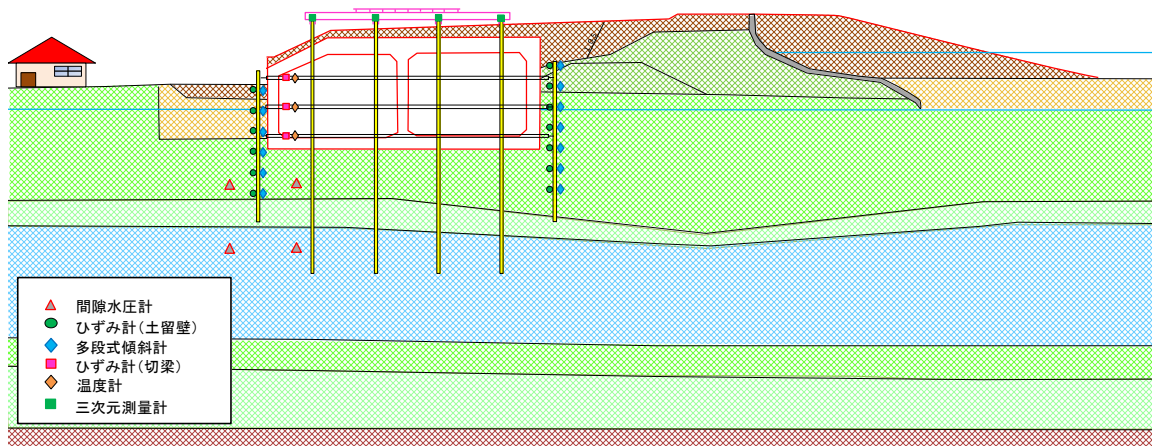


図 5.4.1 土留壁に対する計測の例（参考：阪神高速大和川線・松原ジャンクションテクニカルガイド）

5.4.2 圧密沈下に対するモニタリング

(1) 目的と実施概要

施工時の圧密沈下を対象に、調査・設計時に予測した現象が実際に生じているか、対策工の効果が予測通りであるかを照合し、予期しない挙動が生じたときの原因の追究、その対処のために実施する。

盛土荷重による地盤変位を対象に、地表面変位（堤防天端、堤内地盤）、層別沈下、地中内水平変位、ボックス変位を観測する。

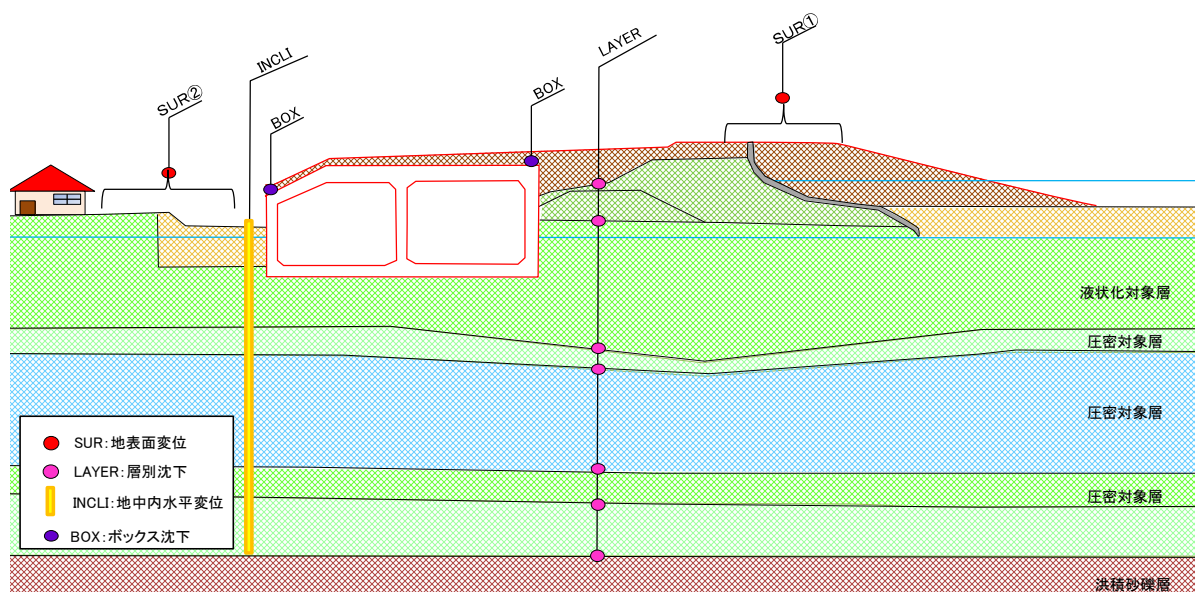


図 5.4.2 圧密沈下に対する計測

表 5.4.1 計測内容

項目	使用機器	測定内容	目的	横断計測位置
地表面変位①	地表面変位杭	仮堤防盛土の沈下量, 水平変位	仮堤防の必要高さ確保, 安定性確保	仮堤防天端
地表面変位②	地表面変位杭	堤内側の沈下量, 水平変位	周辺地盤の変状の有無, 周辺影響の把握	堤内ボックス側から, 官民境界
層別沈下量	層別沈下計	土層別の沈下量	各層の沈下量の検証に用いる	盛土荷重が大きく, 沈下量が多い箇所(デルタ部)
地中内水平変位	挿入式傾斜計	地中内水平変位	周辺地盤の変状の有無, 周辺影響の把握	堤内ボックス付近
ボックス沈下	沈下ボール	ボックスの沈下	ボックスの変位, 傾きを把握	ボックス天端の左右

5.4.3 地下水変動に対するモニタリング

施工時の土留矢板設置に伴う地下水流況阻害の有無を確認するため、堤内地盤に水位観測孔を設置するとともに、洪水・降雨による堤体内水位状況を把握するため、堤防側土留壁近傍にも水位観測孔を設置し、定期的に水位計測を実施する。

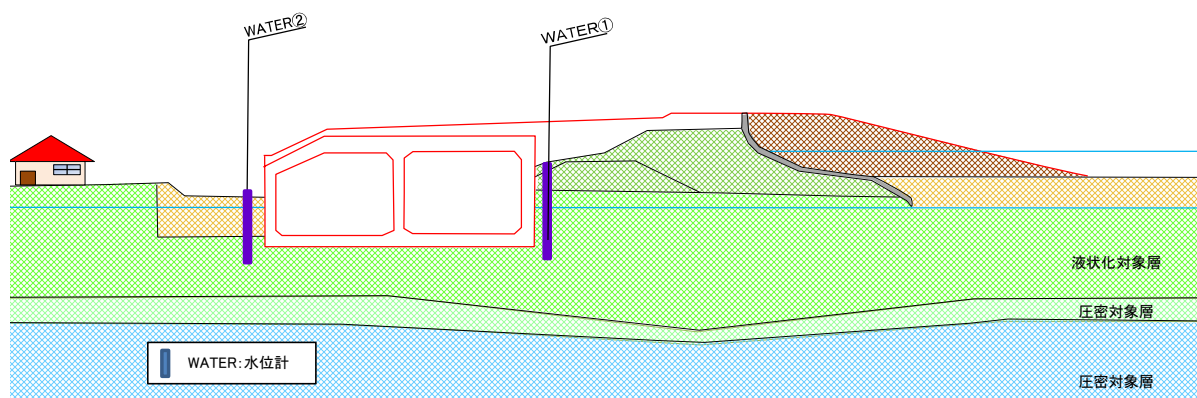


図 5.4.3 施工時の水位計測

5.5 まとめ

施工時には、鋼矢板二重式による仮締切堤が、巨大地震等により被災した場合の緊急復旧を考慮し、現場内で必要土砂量を確保できる延長の土堤による仮締切堤を鋼矢板二重式による仮締切堤に併設することとし、現況小段以上を切り込む程度の開削が必要となる場合は鋼矢板二重式による仮締切堤、それ未満の区間については、土堤による仮締切堤とする。

土堤による仮締切堤は、本設と同等の機能を有することとし、土堤仮締切設置時の堤体内浸潤面は、降雨の流入を抑制した場合、現況以下になると推定され、降雨浸透対策を実施した断面では、最少すべり安全率は既往基準の照査基準値を満足する。また、仮設時の耐震機能については、一体構造物完成後の検討と同様の手法（動的解析手法）を用いて照査を行った結果、河川基準の地震動（レベル2）を作用させた後の残留堤防高は、照査外水位以上となっており、地震に対する安全性を有していると推定された。

上記に加え、施工時の地下水位や地盤変形等のモニタリングを実施することで、一体構造物の施工時に関する安全性は、確保されると推定される。

第6章 一体構造物としての維持管理手法に関する検討

6.1 課題に対する検討方針

6.1.1 一体構造物特有の課題

淀川左岸線（2期）では堤防と道路構造物の一体構造物となるため、一般の堤防、道路構造物に生じる変状に加えて、構造物周辺の水みちの発生が懸念される。

したがって、一般の堤防や道路構造物に必要とされる維持管理に加えて、水みちの発生に繋がる予兆現象を捉え、適切に対処することが重要となる。

供用中の維持管理において、必要となるモニタリング項目の抽出、モニタリング手法、モニタリングの頻度・時期、モニタリング結果の評価手法、モニタリングマニュアル、河川管理者、道路管理者双方の維持管理体制が課題となる。

表 6.1.1 想定される被害シナリオから導いた確保機能（モニタリング）

・被害シナリオ		
	シナリオ	
モニタリング	LC-15	●定期的な測量成果により堤防沈下量の把握
	LC-17	●堤内地の地下水低下を抑制すること
	LC-18	●定期的な構造物点検(目視点検, 各種計測)により構造物の変形やクラックなどの把握
	LC-19	●出水期前, 台風期, 出水後において, 目視点検を実施
	LC-20	●継続監視, 点検強化ができること
	LC-21	●地震後において, 構造物点検が実施できること
	BC-9	●周辺地盤沈下計測
	BC-11	●補修, 補強ができること
	BC-12	●道路躯体の本体・継手部の止水性を確保すること
	BC-13	●継続監視, 点検強化ができること
	BC-16	●老朽化による構造物の損傷の拡大を防ぐこと

6.1.2 課題に対する対応方針

淀川左岸線（2期）におけるモニタリングは、完成後の安全性確保のため実施してきた解析等による「定量的評価の妥当性を検証するため」のモニタリングと、変状が生じた場合に、補修等を行う等の「施設の管理を目的」としたモニタリングの2種類に分けて整理を行う。

「定量的評価の妥当性検証モニタリング」は、定量的評価で実施した「洪水時の地下水位の状況」、
「圧密沈下の進行の状況」、 「地震時の一体構造物の挙動」について、解析による推定値と、実際に事
象が生じた場合の現象を比較し、解析により実施した定量的評価の妥当性の検証を行うためのモニタリ
ング手法について検討する。

「施設の管理を目的としたモニタリング」は、以下の手順で検討する。

維持管理に必要となるモニタリング項目は、本委員会で設定した被害シナリオから、一体構造物に発
生する可能性のある変状を抽出し、モニタリング項目として抽出する。

抽出したモニタリング項目について、既存のマニュアル等を基に、点検及び点検結果の評価の実施時
期、モニタリング事項について整理し、一体構造物として特別に必要となるモニタリングについて、手
法（案）を示す。

また、点検結果の評価について、既存のマニュアル等を基本に、一体構造物として特別に必要となる
モニタリング結果について、評価方法（案）を検討する。

一体構造物は、河川堤防と道路構造物の兼用工作物となり、双方の機能を維持していく必要があるた
め、維持管理については、管理者間の情報伝達や体制の整備が必要となるため、維持管理段階における
留意すべき内容について述べる。

6.1.3 モニタリングの位置付け（目的）

モニタリングは、本委員会で実施した解析による「定量的評価の妥当性検証」を目的として行うもの
と、「施設の管理」を目的として行うものとして整理した。

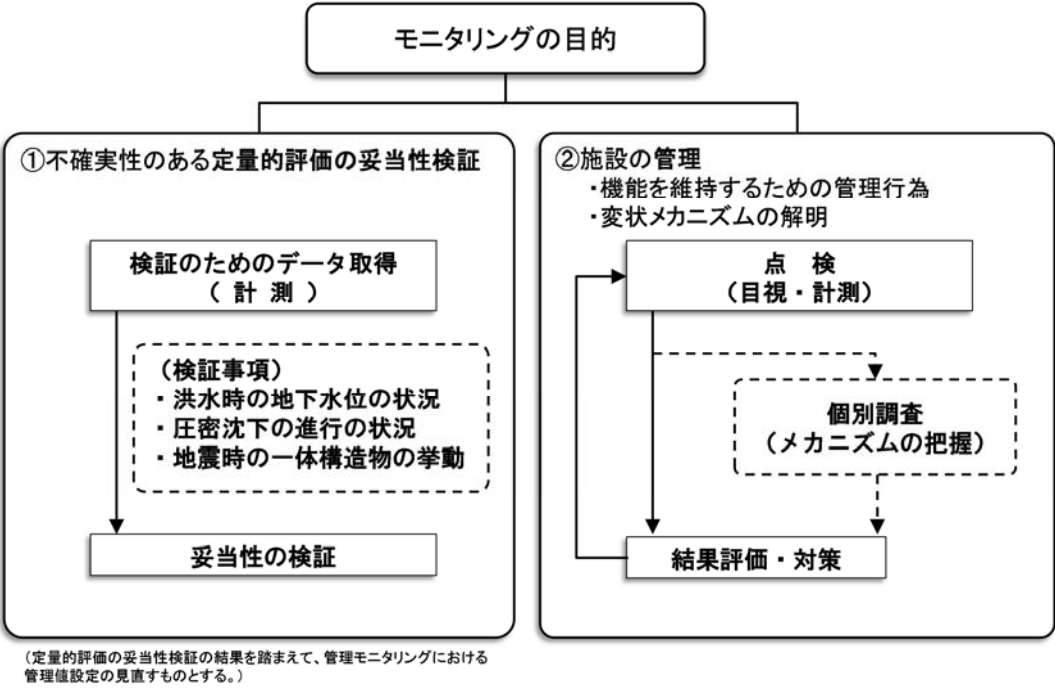


図 6.1.1 モニタリングの目的

6.1.4 モニタリング項目の抽出

本委員会で想定した被害シナリオにおける外力と被害リスクの要因，着目した事項を整理し，モニタリング項目として整理する。

委員会で考慮した被害シナリオにおける外力は，「①地下水変動 ②洪水・降雨（高潮，津波） ③盛土荷重 ④地震 ⑤経年変化」であるが，①地下水変動と②洪水・豪雨は，それぞれ作用する外力が浸透水で類似していることから，同一グループとしてとりまとめる。次に，各被害シナリオに対する定量的評価の概要を記す。

洪水・降雨，（高潮，津波），地下水変動による被害シナリオに関して一体構造物に関連して発生する現象として，堤体の侵食，堤体のすべり破壊，水みちの発生・パイピング現象，ボックスの浮き上がり，堤内地盤地下水水位の変動が委員会での確保機能として考慮している。

堤体の侵食は，川表の張芝や護岸ブロックの表面侵食耐力により侵食による被害を防げるとした。堤体のすべり破壊，水みちの発生・パイピング現象，ボックスの浮き上がり現象の主要因を堤体内水位の上昇として捉え，対策工として堤体内水位上昇抑制対策（降雨浸透対策）を実施することにより現況堤防に対する洪水時の堤体内水位以下となり，確保機能を満足すると評価した。堤内地盤地下水水位の変動は，定量的評価の結果，道路ボックス設置後も大きな変動は発生しないと評価している。

盛土荷重による被害シナリオに関して一体構造物に関連する現象として，道路ボックスの変位，道路ボックス継手の目開き・損傷，堤防の沈下，堤内側民地などの周辺地盤への影響，道路ボックスと地盤の間隙発生による水みちの誘発が想定されている。これらの要因は，基礎地盤の粘性土が受ける増加荷重に伴う圧密沈下として捉え，対策工として圧密促進工法，固結工法を実施することにより確保機能を満足すると評価されている。

地震による被害シナリオに関して一体構造物に関連する現象として，道路ボックスの変位・損傷，道路ボックス継手の目開き・損傷，堤防の沈下，繰り返し荷重に伴う剥離による水みちの誘発が想定されている。これらの現象の要因は，地震による慣性力，液状化現象としてとらえ，対策工として液状化対策，杭基礎部と一般部の継手変形に対して，杭基礎部隣接ボックス下に地盤改良による変形抑制対策を実施することにより確保機能を満足すると評価されている。

上記の被害要因から想定される被害に対して確保機能として事項と，その機能を確保するためのモニタリング項目として抽出したものを図 6.1.2 に示す。それらの項目を表に整理したものを表 6.1.2，表 6.1.3，図 6.1.3 に示す。

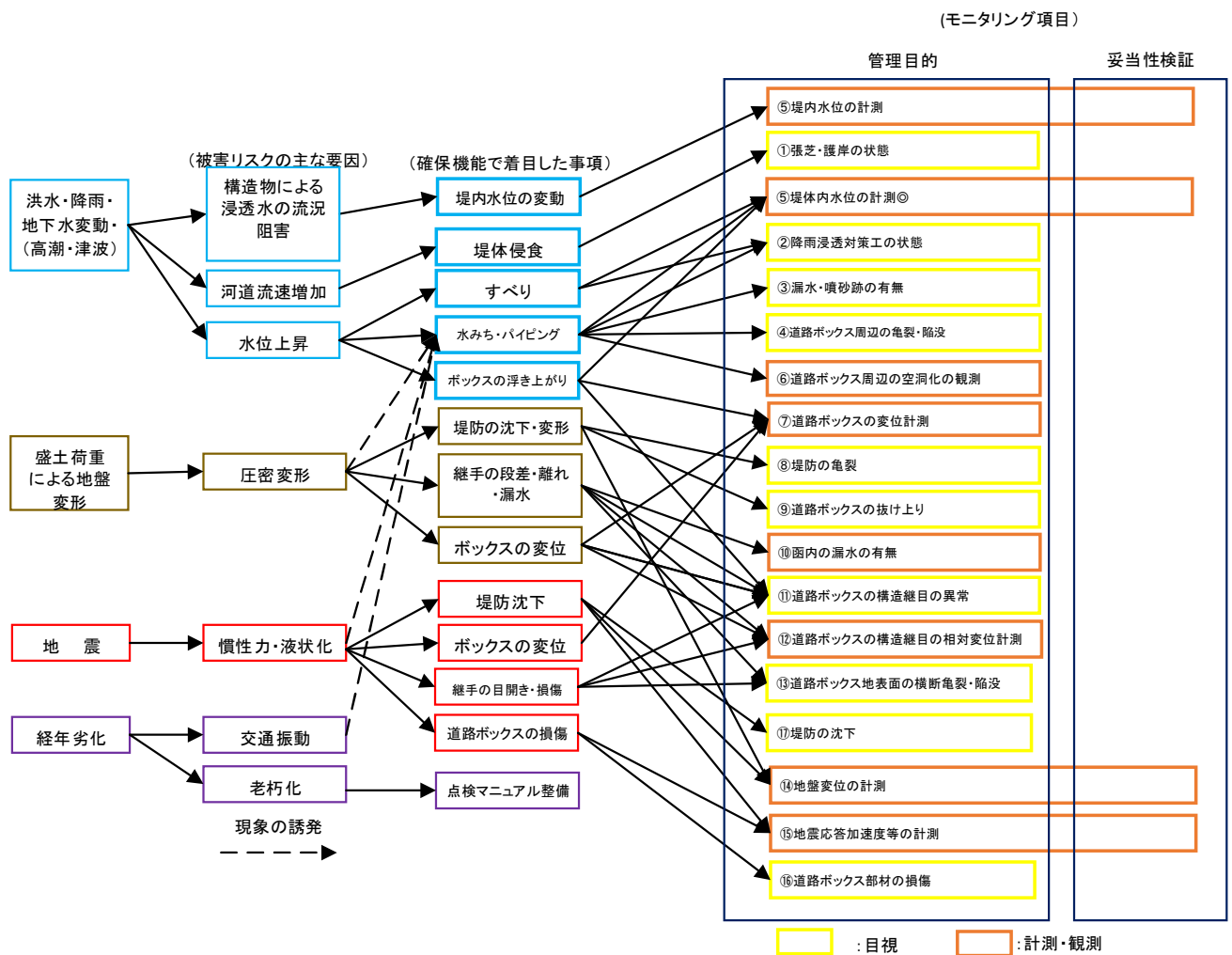


図 6.1.2 モニタリング項目の整理

表 6.1.2 定量的評価の妥当性検証目的のモニタリング項目

番号	モニタリング項目	方法
(1)	堤体内水位・堤内水位	計測
(2)	地盤変位	計測
(3)	地震応答加速度等	計測

表 6.1.3 管理目的のモニタリング項目

番号	モニタリング項目	方法
①	張芝・護岸の状態	目視
②	降雨浸透対策工の状態	目視
③	漏水・噴砂跡の有無	目視
④	道路ボックス周辺の亀裂・陥没	目視
⑤	堤体内水位	計測
⑥	道路ボックス周辺の空洞化	計測
⑦	道路ボックスの変位	計測
⑧	堤防の亀裂	目視
⑨	道路ボックスの抜け上がり	目視
⑩	函内の漏水の有無	目視
⑪	道路ボックスの構造継目の異常	目視
⑫	道路ボックスの構造継目の相対変位	計測
⑬	道路ボックス上の地表面の横断亀裂, 陥没	目視
⑭	地盤変位	計測
⑮	地震応答加速度等	計測
⑯	道路ボックス部材の損傷	目視
⑰	堤防の沈下	目視

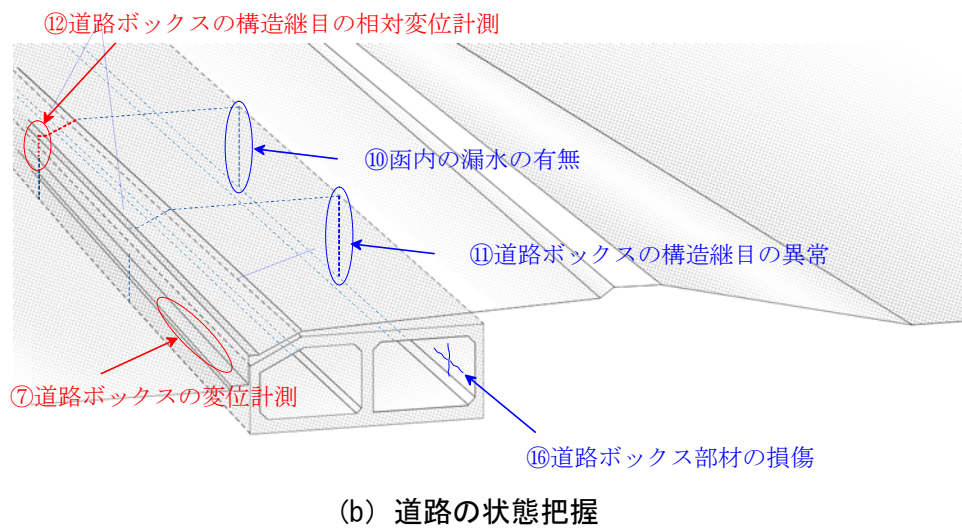
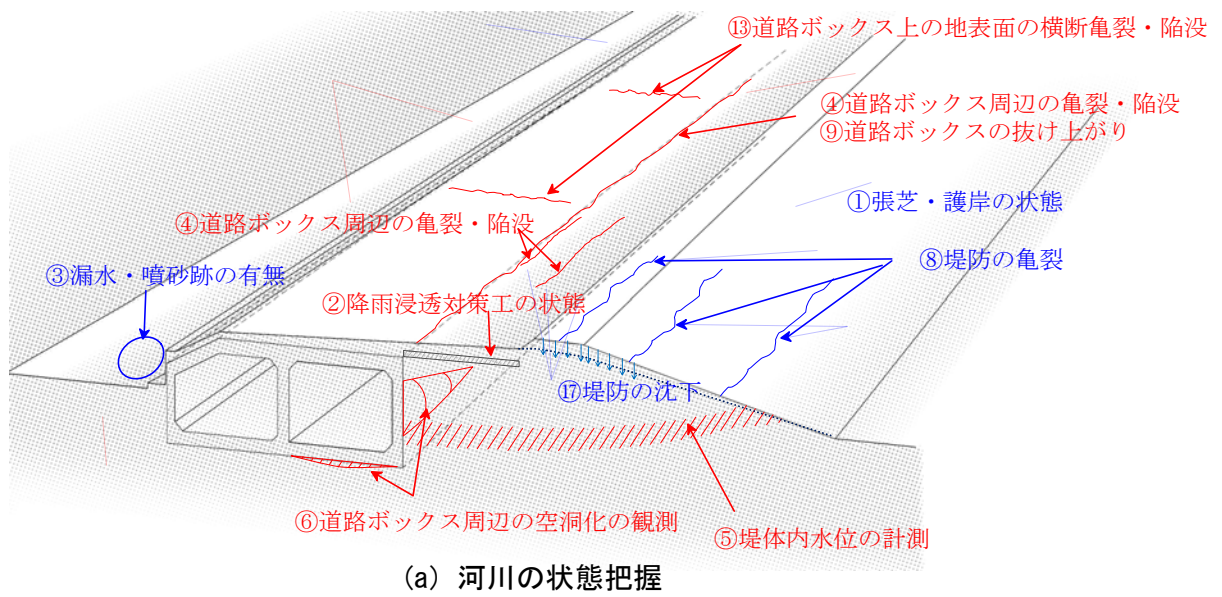


図 6.1.3 管理目的のモニタリング項目

6.2 定量的評価の妥当性検証モニタリング

定量的評価の妥当性検証を目的としたモニタリング項目の内容と実施方法を整理する。

(1) 堤体内水位および堤内水位

【目的】

浸透流解析による定量的評価の結果、降雨浸透対策工の効果で堤体内水位が低く抑えられ、その水位条件ですべり破壊、パイピング破壊に対する安全性を確保できると判断した。

また、堤防内の道路ボックスの影響で堤内側の地下水位が変動する可能性が懸念されたが、定量的評価結果では、堤内水位に大きな変動はないと推測した。

したがって、洪水時の地下水位の状況把握を行うために、堤体内水位および堤内水位の計測を行う。

【検証方法】

堤体内水位・堤内水位のモニタリングを行い、解析結果と比較を行う。

【計測方法】

水位計により計測

【モニタリング期間】

大規模な出水等により解析結果の妥当性が検証できるまで（連続計測）

※整備前の状況を把握するため、現況、工事中の水位を測定する。

【計測箇所】

・横断方向計測箇所

堤体内水位の計測箇所として、①川表側（河川水位の影響を受けやすく水位変動が顕著と推定）、②道路ボックスと堤防法線の間中点付近（堤防を代表する位置）、③道路ボックス近傍（降雨浸透対策の効果の把握）、堤内の水位計測箇所として、④堤内側の道路ボックス近傍の計4か所とする。

また、検証にあたっては、降水量、河川水位データも近傍の観測所からデータを入手する。

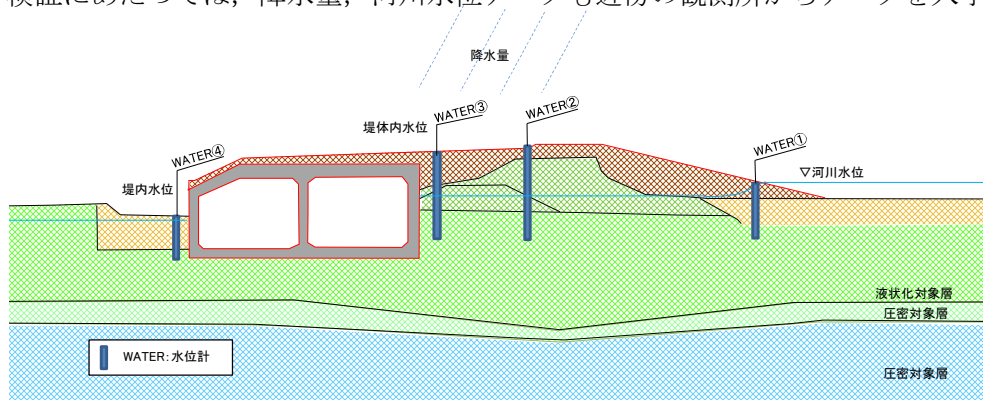


図 6.2.1 解析の妥当性検証に用いる水位計測箇所（横断方向）

・縦断方向計測箇所 4 箇所（No.8.9, No.190, No.221+15, No.140 付近）

計測箇所は、解析による定量的評価結果との比較検討を行うことから解析断面箇所から抽出する。

定量的評価は現況との比較に着目するため、堤防形式と完成後の構造形式から以下の 10 箇所で行われている。検討対象断面の抽出にあたっては、堤防形式（パラペット堤、特殊堤、土堤）、道路形式（一般部、ランプ部）、堤防と道路との近接度（道路計画平面線形）、基礎地盤の透水層厚に着目して

いる。

表 6.2.1 完成断面に対する浸透流解析実施箇所

堤防形式	一般部	ON ランプ部	OFF ランプ部	高規格堤防
パラペット堤	No.94	No.8,9	—	No.53
特殊堤	No.118.,No.15 2	No.142	No.130	—
土堤	No.190	No.233	No.221+15	—

完成後には現況のパラペット堤や特殊堤は全て撤去することから、浸透特性に現況の構造形式の影響は小さいと考え、完成時の解析実施断面を、完成後の道路形式（一般部、ランプ部）、ボックス下の透水層厚に着目して次の3つにグルーピングを行なう。（高規格堤防の No.53 断面は現況堤防内に道路ボックスが抵触しないため、計測対象から除外）

- ・グループ A（一般部※）※解析実施断面のうち、一般部は全て透水層あり
- ・グループ B（ランプ部：透水層あり）
- ・グループ C（ランプ部：透水層なし）

図 6.2.2 に完成形を対象とした浸透流解析の堤体内の最高水位分布を示す。各グループ内において、概ね同様の堤体内水位を示す。

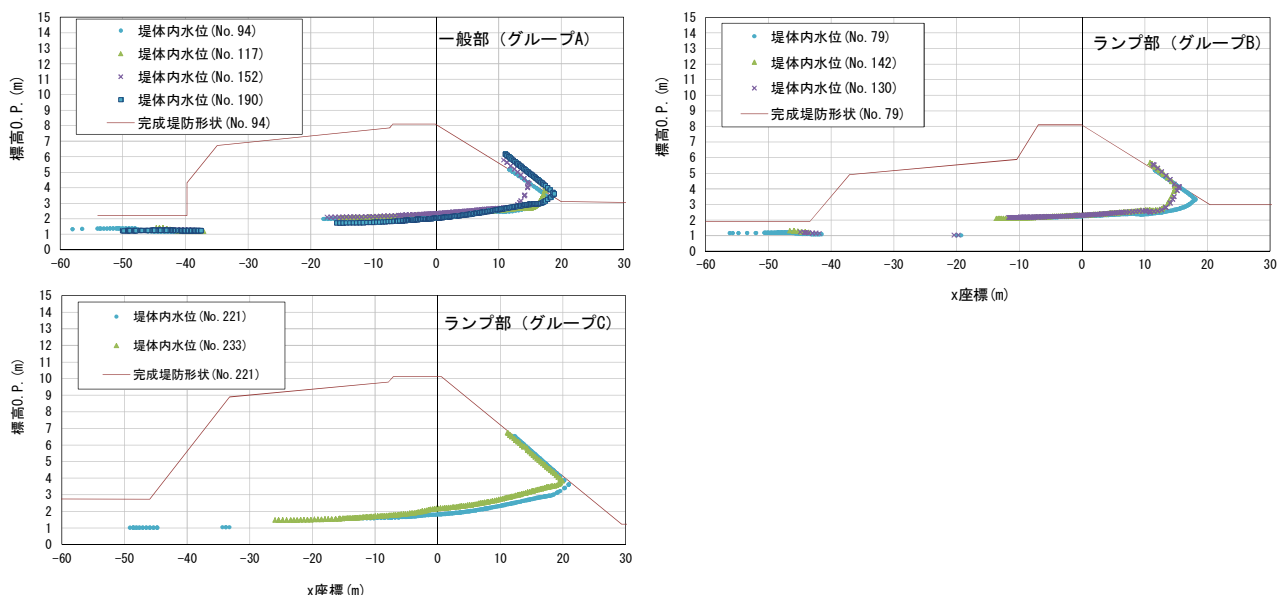


図 6.2.2 浸透流解析による堤体内の最高水位

浸透流解析結果では堤体内水位の大きな相違はみられないことから、各グループで堤防の浸透問題の上で不利と考えられる、ボックス下の透水層厚（薄い方が不利）、ボックスと堤防天端の近接距離（近い方が不利）、透水層に抵触しているボックスの幅（障害幅）（大きい方が不利）の観点から選定して、計測対象断面とする。

表 6.2.2 に各グループの浸透に関する指標、計測箇所を示す。

表 6.2.2 解析断面のグルーピング

断面	構造	グループ	浸透層厚(m)	近接距離(m)	阻害幅(m)	計測箇所
No.94	一般部	A	3.1	9.4	22.0	
No.117	一般部	A	3.4	10.1	22.0	
No.152	一般部	A	2.0	11.4	22.0	
No.190	一般部	A	1.4	11.6	22.0	○
No.79	ランプ部	B	2.1	2.9	31.0	○
No.142	ランプ部	B	3.1	7.7	30.4	
No.130	ランプ部	B	3.4	2.1	30.6	
No.221+15	ランプ部	C	0.0	7.9	33.1	○
No.233	ランプ部	C	0.0	19.9	22.1	

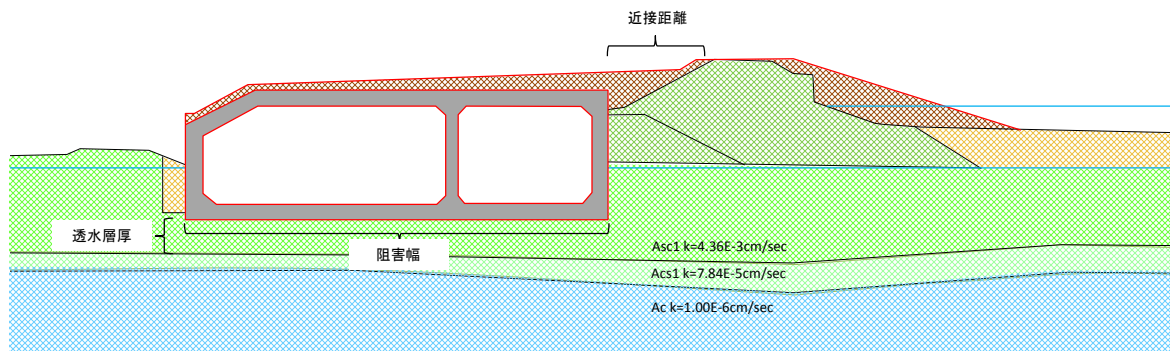


図 6.2.3 解析の妥当性検証に用いる地盤変位の計測箇所

グループAでは、近接距離、阻害距離に大きな差はないが、透水層が1.4mと最も薄いNo.190を計測断面とする。

グループBは阻害幅に差はないが、No.8.9の透水層が最も薄く、堤防との近接距離もNo.130と比べて大きな差がないことから、計測断面とする。

グループCでは、No.221+15の断面の阻害幅が大きく、近接距離も近いことから計測断面とする。また、地震計設置位置付近（N0.140付近）に水位計を設置する。

(2) 地盤変位

【目的】

圧密解析により推定した圧密沈下の進行の状況を把握するために、地盤変位（地表面変位量、層別沈下量、地中内水平変位量）の計測を行う。

また、大規模地震が発生した際に、地震応答解析で推定した挙動の妥当性検証に活用する。

【検証方法】

地盤変位のモニタリングを行い、解析結果と比較を行う。

【計測方法】

- ① 地表面変位量：地表面沈下計測は測量鉞を設置し、測量により3方向(x,y,z)計測
- ② 層別沈下量：層別沈下計により計測（ボーリングにより層境界に沈下素子を設置し、孔内に磁気探索子を挿入して素子を感知した箇所をの深度を計測）
- ③ 地中内水平変位：挿入式傾斜計により計測

【モニタリング期間】

工事完了後（圧密度90%程度）から、年1回程度とし、圧密沈下が概ね収束したと判断できるまで。（引き渡し後の長期圧密沈下の把握を対象としているため、最低年1回程度を想定するが、施工時の状況に応じて設定。）

（工事中は、施工段階に応じて随時計測を実施）

【計測箇所】

- ・横断方向計測箇所

盛土による沈下の影響が大きいデルタ部（堤防天端とボックスの間）（施工時の計測器を引続き使用）（必要に応じて、工事中に設置する堤内側の傾斜計を完成後も存置し、堤内側の地中内変位を計測）

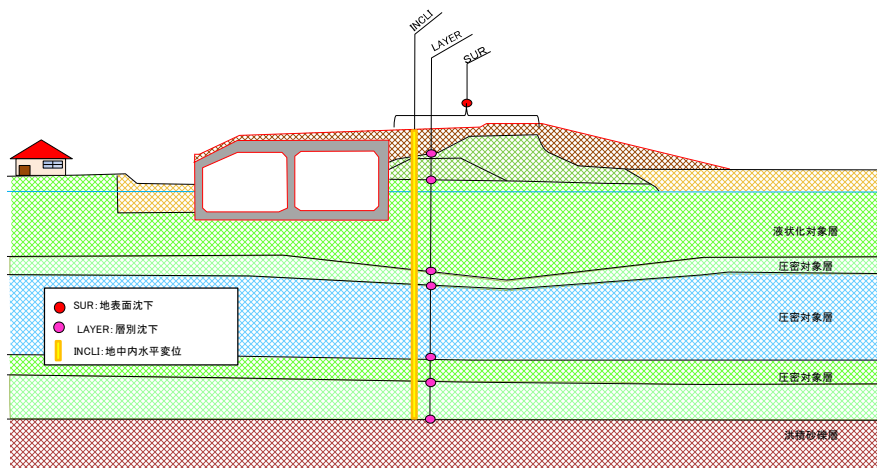


図 6.2.4 解析の妥当性検証に用いる地盤変位の計測箇所

- ・縦断方向計測箇所

- ① 地表面変位量：10か所程度（施工工区による）
- ② 層別沈下量，③地中内水平変位量：2か所程度

最も早い段階で盛土を行なって計測を開始した箇所と、最も遅い段階で盛土を行なって計測を開始した箇所や施工段階で問題となった箇所について、工事完了後も計測を維持する。

また、地震計設置位置付近（No.140 付近）に層別沈下計、挿入式傾斜計を設置する。

(3) 地震応答加速度等の計測

【目的】

地震時の一体構造物の挙動の把握を目的として、地震応答加速度、間隙水圧を計測する。

【検証方法】

大規模地震時の一体構造物の応答と、解析による応答値の比較を行う。

【計測方法】

- ・地震応答加速度：地震計により計測
- ・間隙水圧：間隙水圧計により計測

【モニタリング期間】

巨大地震発生（ex 南海トラフ巨大地震）などによる一体構造物の応答と解析の妥当性検証ができるまで（連続計測）

【計測箇所】

- ・横断方向計測箇所

地震計：ボックス内、堤内側地表面、堤防地表面、堤防部地中

間隙水圧計：堤防部地中

（ボックス内以外は、既設を活用）

大淀地震計の天端箇所に設置されている堤防天端地震計，2箇所の孔内地震計，間隙水圧計で堤体部地盤の挙動を把握する。

堤体部と堤内側の違いを把握するため，堤内地盤地表面に地震計を設置する。

左岸 6.5k 付近は堤内地への設置が困難と思われるため，近傍で設置可能な箇所とする。なお，地震計近傍の地盤変位の観測孔（沈下，水平変位）も活用して，地盤変形も把握する。

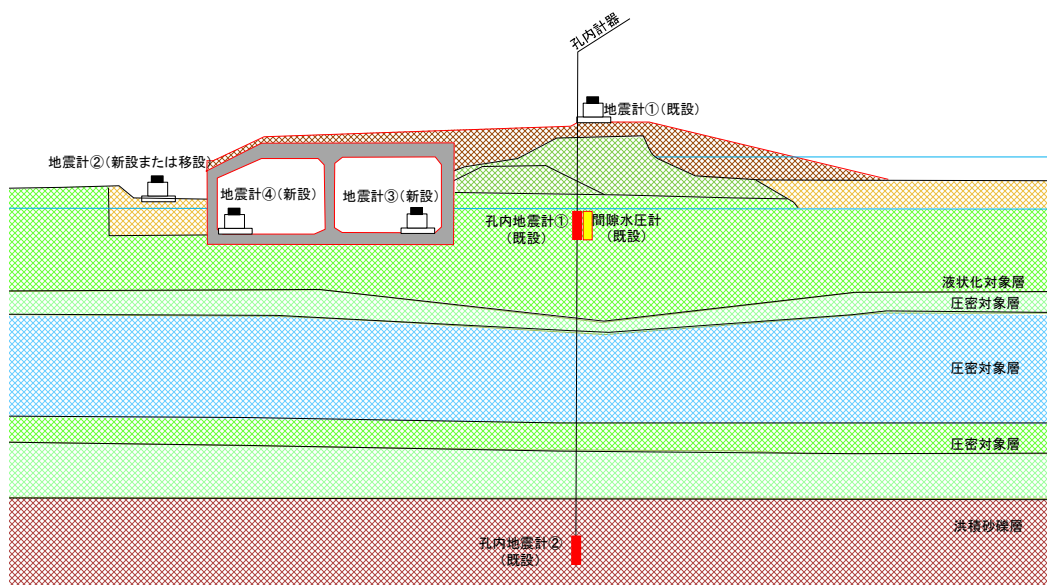


図 6.2.5 地震計の設置例（左岸 6.5k 付近）

・縦断方向計測箇所（案）

左岸線 2 期区間中央付近に 1 箇所設置（既設大淀地震計付近※）

※大淀地震計の局舎は堤防天端に位置し，主な地震計等も堤防天端から設置されており，淀川左岸線（2 期）建設後も既存の地震計を活用できると考えられることから，地震計の設置箇所は，左岸 6.5km（大淀地震計）付近とする。

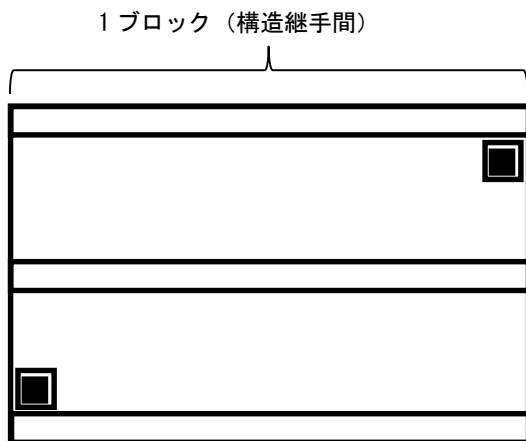


図 6.2.6 ボックス内地震計の設置例（平面図）

6.3 一体構造物の維持管理手法に関する検討

6.3.1 管理モニタリング

(1) 管理モニタリングの流れ

管理モニタリングは、目視を主体とした点検を行い、点検結果の評価を行い必要に応じて対策を行う。

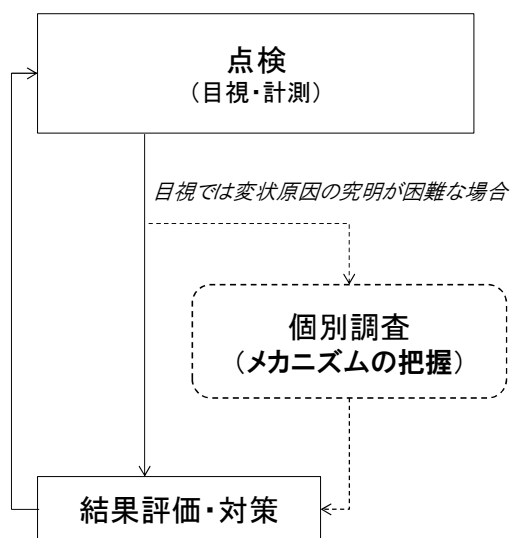


図 6.3.1 管理モニタリングの流れ

(2) 管理モニタリング項目一覧

一体構造物としては、道路ボックス周辺に水みちが発生し、内部浸食により堤防破壊の危険性が高まることが懸念される。

通常の堤防・道路構造物のモニタリング項目に加えて、構造物周辺に現れる変状や、堤体内水位の上昇を抑制するために敷設する降雨浸透対策工の状態など、変状の進行が水みち発生につながると考えられる項目を新たにモニタリング項目として設定した。

表 6.3.1 管理目的のモニタリング項目（再掲）

番号	モニタリング項目	方法
①	張芝・護岸の状態	目視
②	降雨浸透対策工の状態	目視
③	漏水・噴砂跡の有無	目視
④	道路ボックス周辺の亀裂・陥没	目視
⑤	堤体内水位	計測
⑥	道路ボックス周辺の空洞化	計測
⑦	道路ボックスの変位	計測
⑧	堤防の亀裂	目視
⑨	道路ボックスの抜け上がり	目視
⑩	函内の漏水の有無	目視
⑪	道路ボックスの構造継目の異常	目視
⑫	道路ボックスの構造継目の相対変位	計測
⑬	道路ボックス上の地表面の横断亀裂，陥没	目視
⑭	地盤変位	計測
⑮	地震応答加速度等	計測
⑯	道路ボックス部材の損傷	目視
⑰	堤防の沈下	目視

(3) 管理モニタリングの基本方針

淀川左岸線(2期)の河川堤防と道路ボックスの一体構造物のモニタリング(点検・点検結果の評価)は、既往の河川施設、道路施設の点検体系・点検要領・評価要領を基本として実施する。

ただし、要領に記載のない項目については、新たに点検項目、点検結果の評価基準を設定する。

【既往の点検要領】

「堤防等河川管理施設及び河道の点検要領 平成24年5月 国土交通省水管理・国土保全局 河川環境課」

「堤防及び護岸点検結果評価要領(案)平成28年3月」

「樋門・樋管点検結果評価要領(案)平成28年3月」

「道路構造物の点検要領 土木構造物編 平成23年12月 阪神高速道路(株)」

(4) 点検および点検結果の評価の実施時期

点検の実施時期は、河川点検要領に従うことを基本とし、常時(出水期前、台風期)、非常時(出水後、地震後)とする。

道路点検要領における日常点検(徒歩点検)は、年3回と定められていることから、その実施時期を河川点検要領の実施時期に合わせるものとする。

評価の実施は1年に1回以上、実施することとする。

表 6.3.2 点検を行う時期の一覧

		常時		非常時		備 考
		出水期前	台風期	出水後	地震後	
堤防	土堤	○	○※1	○※2	○※3	・年1回以上の定点の計測を必要に応じて実施 ・詳細点検は10年に1回以上実施
	道路ボックス 周辺堤防	○	○※1	○※2	○※3	
道路ボックス		○	○※1	○※2	○※3	

※1 出水後の点検と時期が重なる場合には両者を併せて実施できる。

※2 出水後の点検の実施は出水規模等により判断する。

※3 震度4以上(地震後のモニタリングの実施について、道路点検要領では震度4以上で災害時点検を実施することとなっている。河川地震要領では震度5以上を対象としている。ここでは、一体構造物の地震時挙動が不明確であることから、当面は、道路点検要領で規定されている震度4以上の地震が発生した際に、地震時の点検を実施する。)

なお、上記のほか、通常の河川施設、道路施設で実施する点検等は通常どおり実施する。

【参考】既存要領の頻度に関する規定

表 6.3.3 既存要領での頻度に関する規定

要領の種類	頻度に関する規定		
河川点検要領	出水期前:5月頃	台風期:8月頃	出水時
河川地震要領	地震時に実施(震度5以上)		
道路点検要領(日常点検)	3回/年		
道路点検要領(災害時点検)	地震(震度4以上), 大雨, 台風などの自然災害発生時に実施		

(5) 点検事項の整理

一体構造物の点検項目は、既往の点検要領から、淀川左岸線（2期）の一体構造物に該当する項目を抜粋し、既往の点検要領で対応していない項目を新たに設定する。

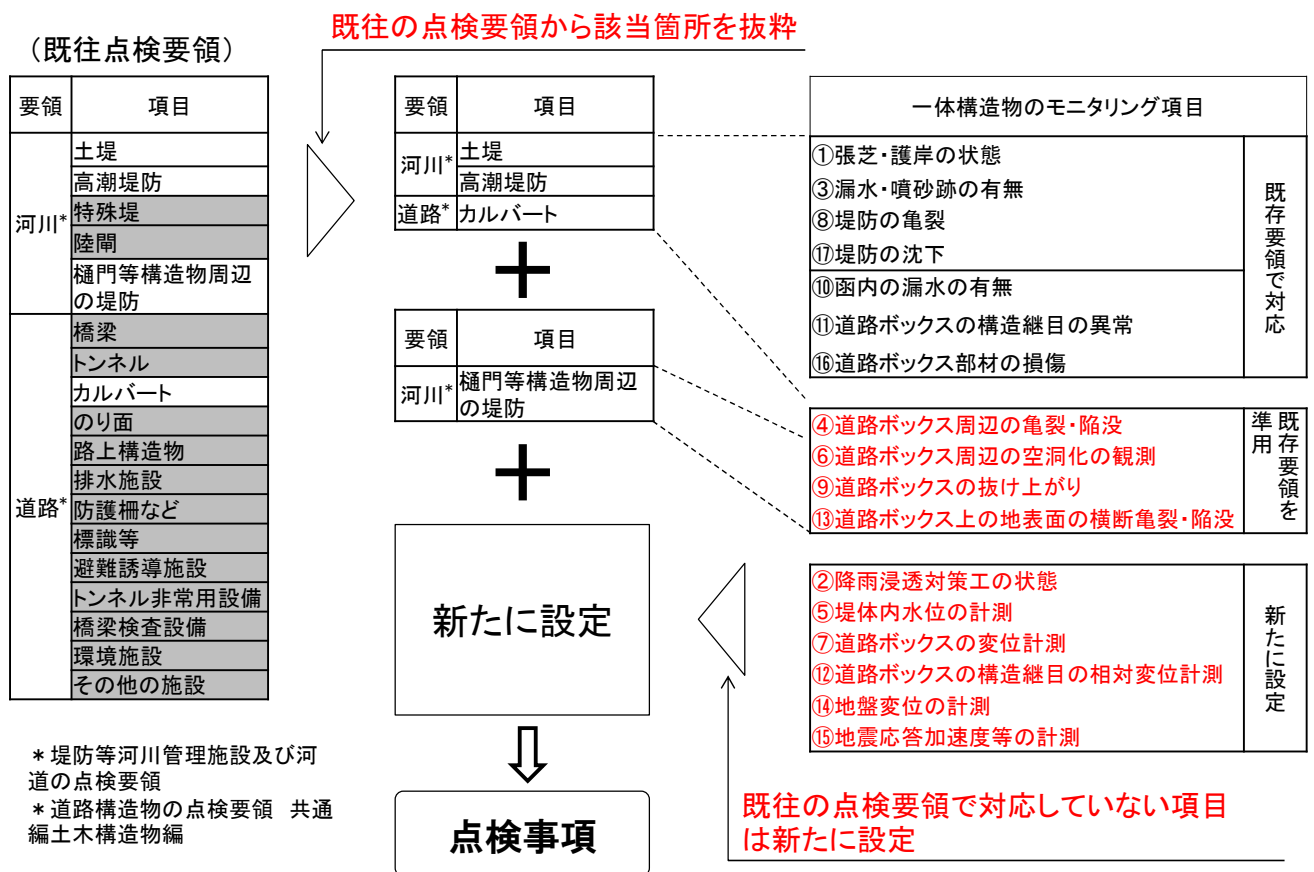
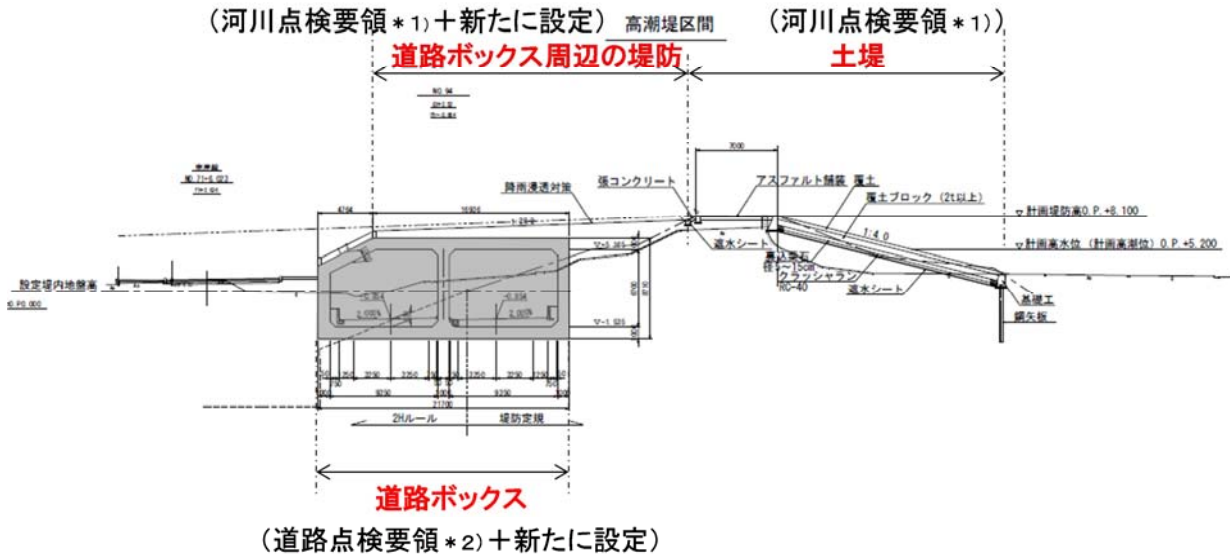


図 6.3.2 点検事項の整理手順イメージ

(6) 点検事項の総覧

整理の結果を次頁以降に示す。



- * 1) 堤防等河川管理施設及び河道の点検要領
- * 2) 道路構造物の点検要領 共通編 土木構造物編

図 6.3.3 一体構造物横断図

表 6.3.4 淀川左岸線（2期）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	(1)法面・堤防護岸・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	○	○	
		張芝のはがれ等，堤防植生，表土の状態に異常はないか	○	○	
		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・階段取付け部の路面排水の集中に伴う洗掘，侵食がないか	○	○	
		堤防護岸に目地の開き，亀裂，破損等の変状はないか	○	○	
		根固工の変状はないか	○	○	
		水制工の変状はないか	○	○	
		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	○	○	
		(2)表・裏法被覆工	ひび割れはないか	○	
	沈下・陥没はないか		○		
	隣接スパンの目地部，打ち継ぎ部に高低差，ずれ，開きはないか		○		
	漏水・噴砂の痕跡はないか		○		
	植生の繁茂等はないか		○		
	剥離・剥落・欠損はないか		○		
	錆汁，鉄筋露出等はないか		○		
	(3)天端		堤防天端及び法肩に亀裂，陥没，不陸等の変状はないか	○	○
			天端肩部が侵食されているようなところはないか	○	○
			(4)天端被覆工	沈下・陥没はないか	○
	植生の繁茂等はないか	○			
	ひび割れはないか	○			
	(5)裏法尻部	隣接スパンの目地部，打ち継ぎ部に高低差，ずれ，開きはないか	○		
		剥離・剥落・欠損はないか	○		
		堤脚付近の排水不良に伴う浸潤状態はないか	○	○	
		しほ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	○	○	
(6)堤脚水路	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	○	○		
道路ボックス周辺の堤防	(1)道路ボックス上の地表面	堤脚水路の継目からの漏水・噴砂がないか	○	○	
	(2)堤防間盛土(デルタ部)	堤脚水路の閉塞がないか	○	○	
		道路ボックス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	○	○	
道路ボックス	(1)ボックス躯体	道路ボックス上の地表面の堤体法尻部，堤脚水路より漏水・噴砂等の吸い出しの痕跡はないか	○	○	
		道路ボックス上の地表面，堤脚水路に陥没はないか	○	○	
道路ボックス	(2)構造物同士の接合部	降雨浸透対策工の露出や損傷がないか	○	○	
		道路ボックスの撓み，折れ曲がりや継手の開き，函体のクラックの状態に変化はないか。拡大していないか	○	○	
道路ボックス	(2)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。道路ボックス同士の相対変位が進行していないか。	○	○	
		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 6.3.5 淀川左岸線(2期)一体構造物の点検事項の総覧 非常時(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	(1)法面・堤防護岸・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, 表土の状態に異常はないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	○	
			法面及び小段の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	○	○
			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)	○	
			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	○	
		(2)表・裏法被覆工	ひび割れはないか		○
			沈下・陥没はないか		○
			隣接スパンの目地部, 打ち継ぎ部に高低差, ずれ, 開きはないか		○
			漏水・噴砂の痕跡はないか	○	
			剝離・剥落・欠損はないか		○
			(3)天端	堤防天端及び法肩に亀裂, 陥没, 不陸等の変状はないか(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ようなところはないか(あるいは出水期前よりも進行していないか)	○			
	(4)天端被覆工	沈下・陥没はないか		○	
		ひび割れはないか		○	
		隣接スパンの目地部, 打ち継ぎ部に高低差, ずれ, 開きはないか		○	
		剝離・剥落・欠損はないか		○	
	(5)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		○			
(6)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	○			
道路ボックス 周辺の堤防	(1)道路ボックス上の地表面	道路ボックス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	○	○	
		道路ボックス上の地表面の堤体法尻部, 堤脚水路より漏水・噴砂等の吸い出しの痕跡はないか	○		
道路ボックス	(1)ボックス躯体	道路ボックス上の地表面, 堤脚水路に陥没はないか	○	○	
		道路ボックスの撓み, 折れ曲がりや継手の開き, 函体のクラックの状態に変化はないか。拡大していないか	○	○	
	(2)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。道路ボックス同士の相対変位が進行していないか。	○	○	
		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 6.3.6 淀川左岸線(2期)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	圧密沈下の沈下傾向を把握	○	
	道路ボックス 周辺の堤防	堤防間盛土	堤体内地下水水位	堤体内の水位に大きな変動がないか	○	○
道路ボックス	ボックス		地震加速度	道路ボックスに発生する地震応答加速度の把握		○

(7) 管理モニタリング項目の内容と実施方法

施設の管理を目的としたモニタリング項目の内容を整理する。

なお、文中に示す損傷状況の写真は、「河川維持管理に関する技術研修テキスト 平成26年3月 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 河川保全企画室」に掲載のものを用いた。

① 張芝・護岸の状態

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後）【点検事項】

<点検事項>

【河川要領】（土堤）（1）法面，堤防護岸，小段

<点検方法>

【外観目視】

河川の点検要領を基本に実施。

（変状種別）

堤防⑩侵食（ガリ），護岸⑭法覆工の流出

② 降雨浸透対策工の状態

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後，地震後）

<点検事項>

【新たに設定】 降雨浸透対策工の露出や損傷がないか。

【河川要領】（土堤）（1）法面，堤防護岸，小段

<点検方法>

【外観目視】

（変状種別）

18) 降雨浸透対策工の状態

（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（変状種別）
- 堤防⑩侵食（ガリ），護岸⑭法覆工の流出

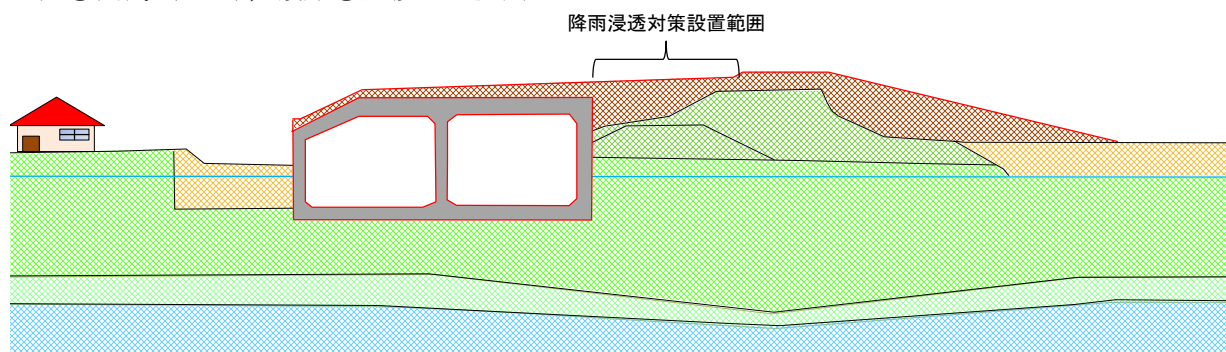


図 6.3.4 降雨浸透対策の敷設範囲

③ 漏水・噴砂跡の有無

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後）

<点検事項>

【河川要領】（土堤）(5)裏法尻部

<点検方法>

【外観目視】

河川の点検要領を基本に実施。

（変状種別）堤防①漏水・噴砂

- ・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する

④ 道路ボックス周辺の亀裂，陥没

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後，地震後）

<点検事項>

【樋門等構造物周辺準用】道路ボックス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。

<点検方法>

【外観目視】河川の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

- ・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。
- ・道路ボックス周辺の陥没は構造物周辺に水道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，陥没の場合は，追加調査等を検討する。

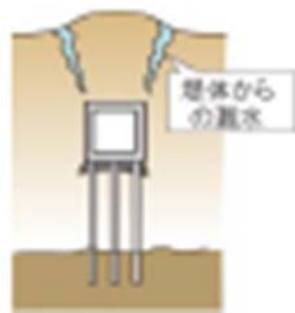


図 6.3.5 構造物周辺の亀裂イメージ

⑤ 堤体内水位

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後）

<点検事項>

【新たに設定】

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

<点検方法>

【機器等による計測】

水位計（連続計測）

川表側の道路ボックス近傍の観測井

縦断方向計測箇所（約 10 箇所程度とするが，工事中，完成後の状況を踏まえて再度設定する）

（確認事項）

堤体内水位

・横断計測位置

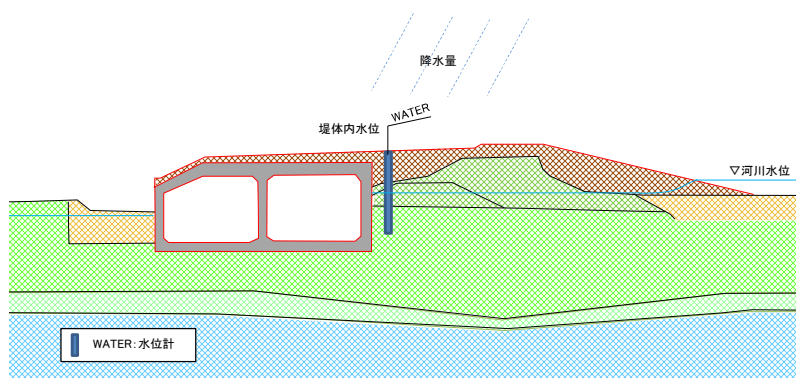


図 6.3.6 管理モニタリング水位観測井横断配置(案)

⑥ 道路ボックス周辺の空洞化

<点検の時期>

個別調査時

（道路ボックス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）

<点検事項>

【個別に検討】

道路ボックス周辺に空洞化が発生していないか

<点検方法>

【機器等による計測】

具体的な方法については，変状が生じた際に，調査方法を選定する。

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しておく。

【参考】

・観測の方法

以下の物理探査等による空洞化確認を検討する。メーカーヒアリングの結果、現在の技術では、規模の大きな鉄筋コンクリート構造（道路ボックス）が障害となり、一種類の物理探査手法だけでは水みちや空洞発生判断が難しいが、下記のような手法を複数組み合わせ、多角的に評価することで精度を高められる可能性がある。今後の新技術の動向を踏まえて、観測方法の効果的な実施法を検討する必要がある。

- 表面波探査：人工的に発生させたレイリー波の位相を観測し、地中のレイリー波速度構造を求め、S波速度構造を推定する方法である。探査深度は一般的には20～30mであり、手軽に測定が可能である。
- 電極型電気探査：地盤に直流電流を通じた際に地表に生じる電位応答から地下の比抵抗分布を求める手法である。探査深度は一般的には100m程度である。
- 電磁探査：主にコイルを使って、地質や地下構造に起因する電気伝導率の違いを、電磁誘導と呼ばれる物理現象を利用して調査する手法である。探査深度は一般的には100m程度である。
- S波反射法探査：人工的にS波を発生させ、地下の音響インピーダンス（地層の速度×密度）が異なる境界面で生成される反射波を地表に並べた受振器で観測し、地下の反射構造を求める手法である。
- 比抵抗二次元探査：電気探査の中でも、探査測線に沿った連続的な地下構造の把握が目的で、探査断面に直行方向に地下構造が大きく変化しない二次元構造が期待される場合に用いられる手法である。探査深度は一般的には100m程度である。

空洞化の発生状態を定量的に評価することは困難であることから、施工直後の初期値から、空洞化の発生の有無、進展を評価する。目視点検等で空洞化が懸念される場合の他、5年に1回程度、定期的を実施するのが望ましい。

⑦ 道路ボックスの変位

<点検の時期>

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)

※初期値として、全ての鈎の座標値を計測し、5年に1回程度、初期値の更新を実施するのが望ましい。

<点検事項>

【新たに設定】

道路ボックスの変位量の把握。

<点検方法>

【機器等による計測】

測量により計測

(道路ボックスの両端部の変位を計測、道路ボックスの監査廊に測量鈎を設置し、測量により3方向(x, y, z)の計測を測量により実施。)

※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

(確認事項)

道路ボックスの変位量

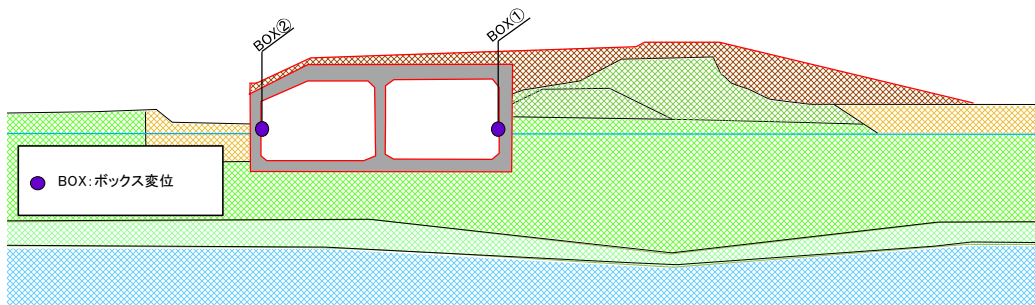


図 6.3.7 道路ボックスの変位計測箇所

⑧ 堤防の亀裂

<点検の時期>

常時(出水期前, 台風期), 非常時(出水後, 地震後)

<点検事項>

【河川要領】(土堤)(3)天端

<点検方法>

【外観目視】河川の点検要領を基本に実施

(変状種別) 堤防①亀裂

・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する

⑨ 道路ボックスの抜け上がり

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後，地震後）

<点検事項>

【樋門等構造物周辺準用】

道路ボックス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。

<点検方法>

【外観目視】

河川の点検要領を基本に実施

（変状種別）

樋門②函体底版下の空洞化

- ・抜け上がりが発生している場合は，その量を記録する



図 6.3.8 構造物周辺の抜け上がり計測イメージ

⑩ 函内の漏水の有無

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後）

<点検事項>

【樋門等構造物周辺準用】

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。

<点検方法>

【外観目視】

道路構造物の点検要領を基本に実施

（点検項目） ⑤漏水

漏水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する。



図 6.3.9 函内の漏水イメージ

⑪ 道路ボックスの構造継目の異常

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後，地震後）

<点検事項>

【樋門等構造物周辺準用】

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。

<点検方法>

【外観目視】

道路構造物の点検要領を基本に実施

（点検項目） ③目地の異常



図 6.3.10 道路ボックスの構造継ぎ目の点検イメージ

⑫ 道路ボックスの構造継目の相対変位

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後，地震後）

<点検事項>

【新たに設定】

（樋門等構造物周辺参考）

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。

道路ボックス同士の相対変位が進行していないか。

<点検方法>

【機器等による計測】

簡易計測（スケール等）

全ての構造継手を対象

構造継手を挟んで鉈を2か所設置し，距離を計測する。

（構造継目の相対変位計測の位置は設置までに検討）

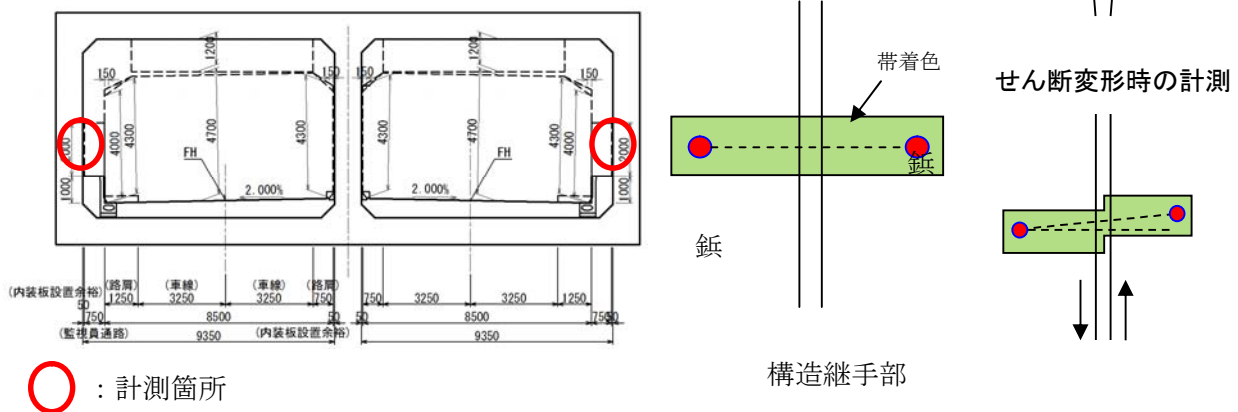


図 6.3.11 構造継目の相対変位計測箇所

⑬ 道路ボックス上の地表面の横断亀裂、陥没

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後，地震後）

<点検事項>

【樋門等構造物周辺準用】

道路ボックス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。

<点検方法>

【外観目視】

河川の点検要領を基本に実施

（変状種別）

樋門①堤防のクラック，ゆるみ，取付護岸のクラック

（確認事項）

変化量・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する。

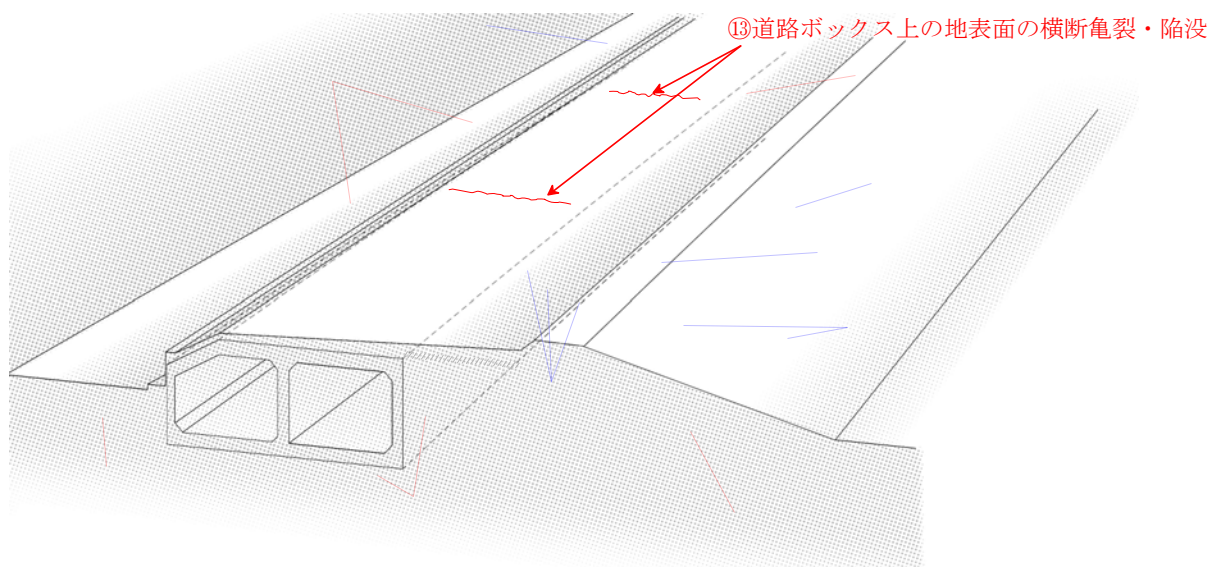


図 6.3.12 道路ボックス上の地表面の横断亀裂イメージ

⑭ 地盤変位

<点検の時期>

常時（出水期前）

（圧密沈下の収束が確認できるまで計測。（年1回程度））

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。）

<点検事項>

【新たに設定】

圧密沈下の沈下傾向を把握

<点検方法>

【機器等による計測】

測量により計測（堤防天端の地表面沈下量計測，測量鉞を設置）

※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

（確認事項）

地表面の沈下量

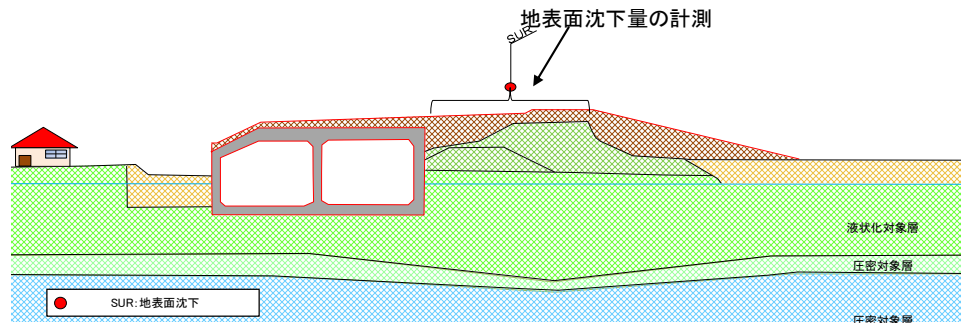


図 6.3.13 地盤変位の計測箇所

⑮ 地震応答加速度等の計測

<点検の時期>

連続計測

<点検事項>

【新たに設定】

道路ボックスに発生する地震応答加速度の把握

地震発生直後の初動体制を決定するために計測

<点検方法>

【機器等による計測】

地震計により計測

道路ボックス内に地震計を設置

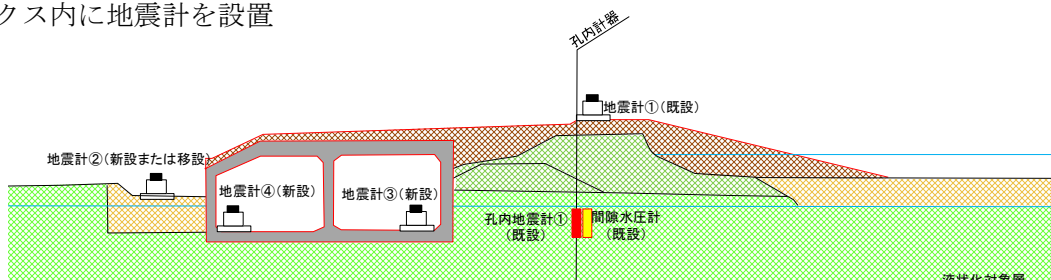


図 6.3.14 地震計の設置箇所(案)（左岸 6.5k 付近）

⑩ 道路ボックス部材の損傷

<点検の時期>

常時（出水期前，台風期），非常時（出水後，地震後）

<点検事項>

【準用】（樋門等構造物周辺参考）

道路ボックスの撓み，折れ曲がりや継手の開き，函体のクラックの状態に変化はないか。拡大していないか。

<点検方法>

【外観目視】

道路構造物の点検要領を基本に実施。

（点検項目）①ひび割れ，②はく離，欠落，鉄筋の露出，豆板，④沈下，洗屈）



図 6.3.15 躯体の損傷事例

⑪ 堤防の沈下

<点検の時期>

非常時（地震後）

<点検事項>

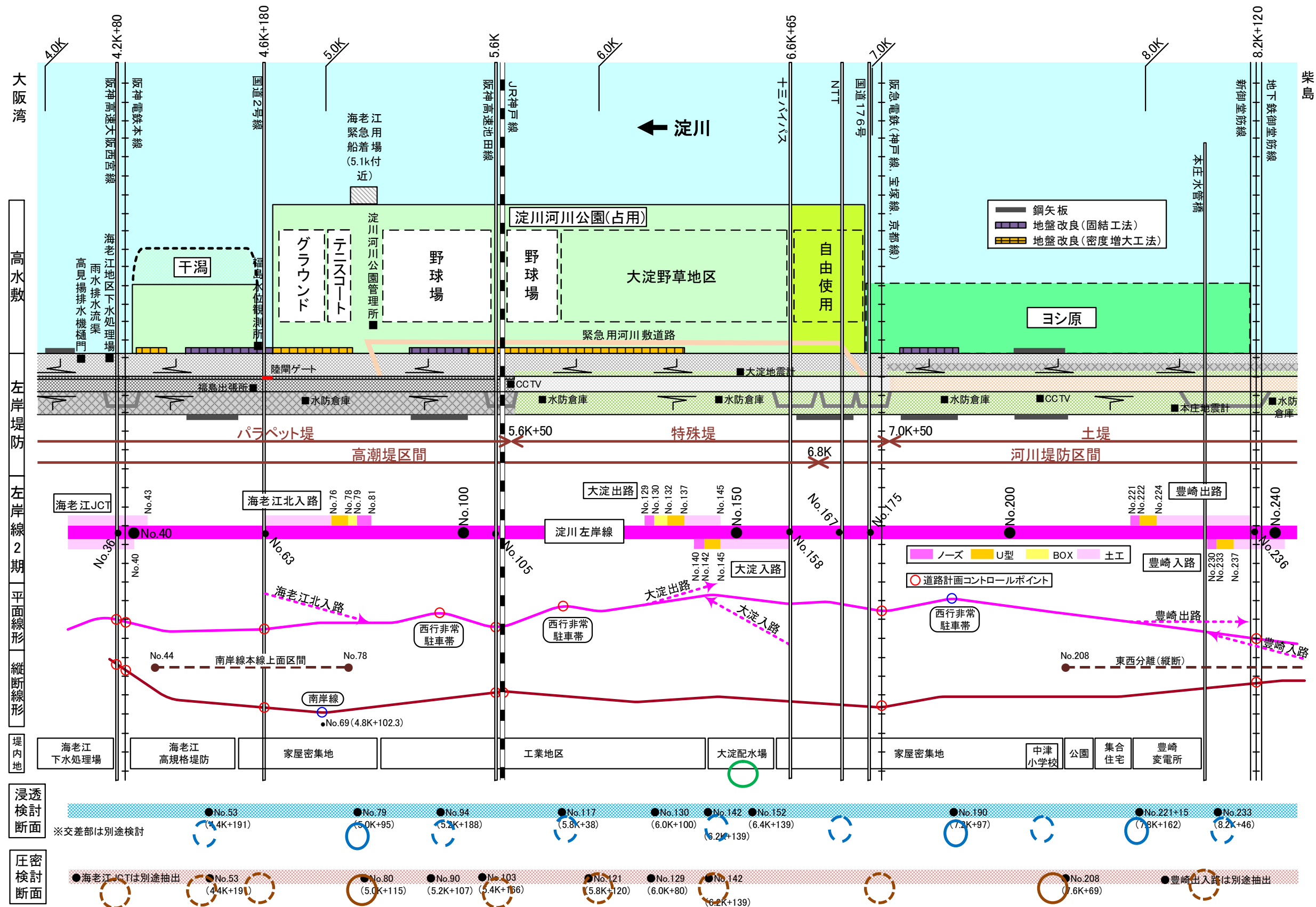
地震後に堤防が沈下していないか。

<点検方法>

【外観目視】河川の点検要領を基本に実施

（変状種別）

堤防④沈下



○ : 地震計 ○ : 水位計 (解析の妥当性) ○ : 水位計 (管理) ○ : 地盤変位 (解析の妥当性) ○ : 地盤変位 (管理・メカニズム)

図 6.3.16 地震計, 水位計, 地盤変位の計測箇所のイメージ

6.3.2 一体構造物のモニタリングの要注意箇所

淀川左岸線（2期）は、土堤と道路ボックスの一体構造となっていることから、その境界部においては長期的な圧密挙動や、地震時の応答特性の違いにより損傷が顕著に現れる可能性がある。道路ボックスと土堤の境界は本体ボックスだけではなく、ランプ構造（ボックス、U型擁壁）にも留意が必要である。

圧密、液状化対策のため地盤改良の実施を基本としている。地盤改良の横断方向の範囲は、施工時の現況堤防の掘削程度を考慮して、一部、ボックス下に加えて堤体下も改良を実施する。このため、この境界付近は沈下差が顕著となる可能性がある。堤体下の改良を実施する範囲は No.77～No.82, No.127～No.132 であり、その境界付近には留意が必要である。

鉄道交差部においては、軌道の沈下抑制に対する配慮からボックス基礎を杭基礎としている。このため、この境界付近は沈下差が顕著となる可能性がある。杭基礎構造となる範囲は No.104+16～No.106+1.3, No.177～No.178, No.235～No.236 であり、その境界付近には留意が必要である。

その他、大淀入路の構造をボックスで受ける区間等においては、道路ボックスが杭基礎構造となる。

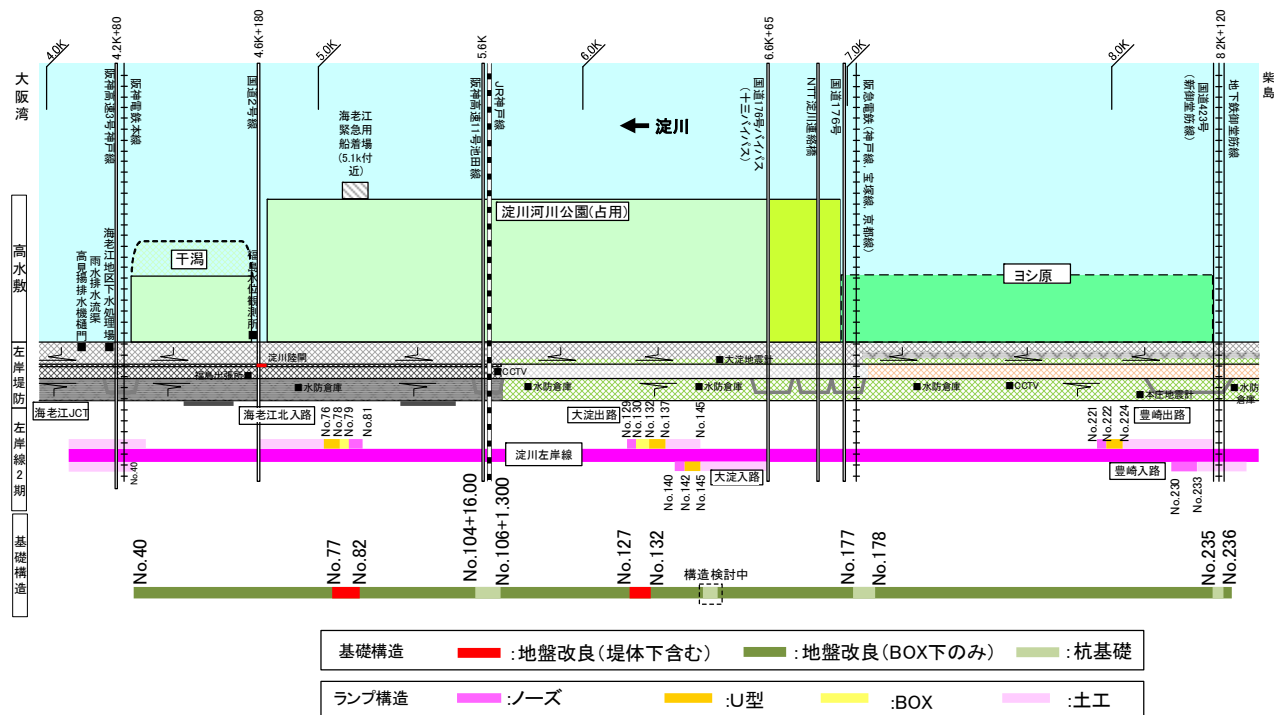


図 6.3.17 基礎地盤，ランプ構造の変化点

6.3.3 モニタリング結果の評価

管理モニタリング結果をもとに施設の状態を把握し、その施設に講じるべき措置を評価するために、施設の機能の状態を評価する必要がある。淀川左岸線（2期）の構造物は、堤防、道路ボックス基礎地盤等と一体で機能を発揮する構造物であるため、目視や計測による結果で機能維持状態を把握するのは容易ではない。そこで、管理（常時・非常時）モニタリング結果より判定が困難な場合には、複合的な評価や個別調査を実施して二次診断を行い、判定を行う。

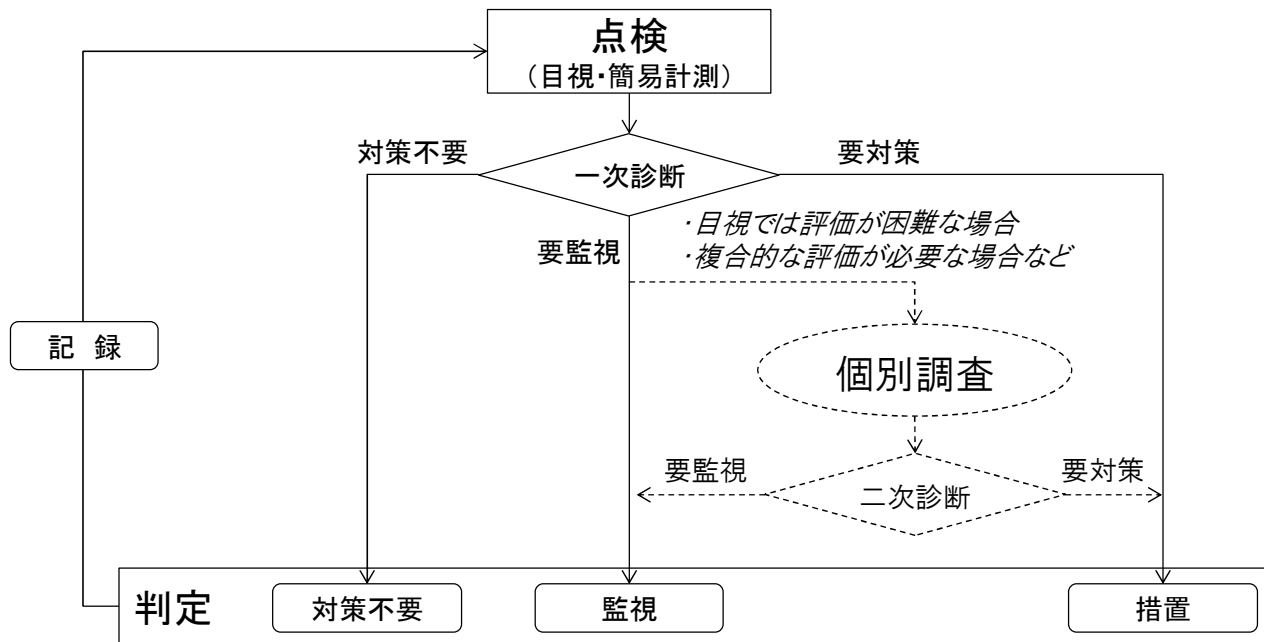


図 6.3.18 点検結果の評価の流れ

6.3.4 一次診断

(1) 診断の基本方針

一次診断は、一体構造物（堤防及び道路ボックス）の目視主体の点検結果を評価し、施設の状態に応じた対応について判断することを目的とする。評価の頻度は年1回以上を原則とする。

(2) 点検結果の評価方法

点検結果の評価は、点検結果に基づいて次に示す変状毎の評価を実施する。

堤防（土堤、道路ボックス周辺の堤防含む）の変状毎の点検結果の評価は、次表に示す変状種別毎に行うものとする。

表 6.3.7 堤防及び護岸の変状種別

工種	機能	機能低下の状態	変状	
堤防	越流防止機能 耐浸透機能 耐侵食機能	沈下，すべり， パイピング，侵食	0)形状の変化	1) 亀裂
				2) 陥没や不陸
				3) 法崩れ
				4) 沈下
				5) 堤脚保護工の変形
				6) はらみ出し
				7) 寺勾配
				8) モグラ等小動物の穴
				9) 樹木の侵入
				10) 侵食(ガリ)
				11) 漏水・噴砂
				12) 植生の異常
				13) 排水不良
護岸	耐侵食機能	護岸の崩壊		14) 法覆工の流出
				15) 背面土砂の吸出し
				16) 基礎部の洗掘
				17) 端部の侵食
道路ボックス周辺の堤防	耐浸透機能	沈下，パイピング 内部侵食		18) 降雨浸透対策の状態
				19) 道路ボックス周辺の亀裂・陥没
				20) 道路ボックスの抜け上がり
				21) 道路ボックス上の地表面の横断亀裂，陥没

道路ボックスの点検結果の評価は、次表に示す変状種別毎に行うものとする。

表 6.3.8 道路ボックスの変状種別

工種	対象構造物	変状
道路ボックス	鉄筋コンクリート カルバート	1) ひび割れ
		2) はく離, 欠落, 鉄筋の露出, 豆板
		3) 目地の異常
		4) 沈下, 洗堀
		5) 漏水
		6) 道路ボックス構造継目の異常
		7) 道路ボックス構造継目の相対変位

計測機器等によるモニタリング結果の評価は、次表に示す計測項目毎に行うものとする。

表 6.3.9 計測機器等による計測項目

工種	機能	機能低下の状態	計測項目
堤防	越流防止機能	沈下, すべり, パイピング	1) 堤体内水位
	耐浸透機能		2) 地表面の沈下量

(3) 点検結果の評価

堤防（土堤、道路ボックス周辺の堤防含む）及び護岸の変状毎の点検結果の評価は、次表に示す点検結果評価区分の区分により行うことを基本とする。

表 6.3.10 堤防及び護岸の変状毎の点検結果評価区分

（堤防及び護岸点検結果評価要領（案）平成 27. 年 3 月を準用）

区分		状態	変状確認	機能支障	措置
a	異常なし	・目視できる変状がない，または目視できる軽微な変状が確認されるが，構造物の機能に支障が生じていない状態	△		
b	要監視段階	・目視できる変状（軽微な補修を必要とする変状を含む）が確認されるが，構造物の機能に支障は生じていない状態 ・進行する可能性のある変状が確認され，経過を監視する必要がある状態 ・目視点検では評価が困難であり，詳細調査を必要とする状態※ ¹	○ (進行性)		
c	予防保全段階	・構造物の機能に支障は生じていないが，予防保全※ ² の観点から措置を行うことが望ましい状態	○		○※ ⁴
d	措置段階	・構造物の機能に支障が生じている状態 ・措置※ ³ （補修又は更新）が必要な状態	○	○	○※ ⁵

※¹：不可視部分や変状原因の究明が必要な場合など，目視点検では措置の必要性判断を含めた点検結果の評価が困難であり，詳細調査を必要とする状態

※²：施設の機能に支障が生じる前に補修等の措置を行い，長期的な機能維持を経済的に行うこと

※³：河川管理施設の適切な維持管理が図られるよう，必要な対策を講ずること（軽微な補修は含まず）

※⁴：施設の変状の進行状況，損傷規模，代替性，経済性等を総合的に判断し，適切な処置を計画的に実施する

※⁵：出水等において構造物の機能に支障が生じた場合は，直ちに応急対策を実施するとともに，速やかに補修等の措置を講じる

【補足】

河川管理施設の状態に影響を及ぼす出水等の外力は，発生頻度は低いものの規模が大きな外力であるため，施設の機能に支障が生じていない状態であっても，進行する可能性のある変状については，継続的に「監視」しておく必要がある。

また「今後の社会資本の維持管理・更新のあり方について（平成 25 年 1 2 月 社会資本整備審議会・交通施策審議会）による戦略的な維持管理・更新に関する基本的な考え方として，施設の長寿命化や維

持管理コストの縮減を図るために「予防保全」の推進が位置付けられている。

上記を踏まえ、変状毎の点検結果評価区分は、目視できる変状がない、または目視できる軽微な変状が確認されるが構造物の機能に支障が生じていない「異常なし」、構造物の機能に支障が生じており措置が必要な「措置段階」に、「要監視段階」及び「予防保全段階」を加えた4段階とし、点検結果を評価するものとする。

道路ボックスの点検結果の評価は、次表に示す点検結果評価区分の区分により行うことを基本とする。

表 6.3.11 道路ボックスの点検結果評価区分

(道路構造物の点検要領 平成 24 年 5 月 阪神高速道路株式会社を準用)

判定区分		損傷状況	適用
S	S1	機能低下が著しく、道路構造物の安全性から緊急に対策の必要がある場合	緊急に対策を実施すべきである。それが出来ない場合は、少なくとも応急的な措置を行い当面の安全策を講ずる必要がある
	S2	第三者への影響があると考えられ、緊急に対策の必要がある場合	
A		機能低下があり、対策の必要がある場合	実務的に可能な限り早急に対策を講ずる必要がある
B		損傷の状態を観察する必要がある場合	原則として次回点検までに対策を実施する必要はないが、他の補修計画を考慮したうえで計画的に補修するのが良い
OK		上記以外の場合	

計測機器等によるモニタリング結果に対しては、計測された数値に応じて、個別に評価するものとする。

【参考】

「堤防及び護岸の変状毎の点検結果評価区分」と「道路ボックスの点検結果評価区分」の対応は概ね次表のとおりである。

表 6.3.12 河川マニュアルと道路マニュアルの評価区分の対応表

堤防及び護岸			道路ボックス		
a	異常なし		OK	対策 不要	
b	要監視 段階	<u>目視できる変状が確認されるが、構造物の機能に支障は生じていない</u>	B	経過 観察	損傷の状態を観察する必要がある <u>原則として次回点検までに対策を実施する必要はないが、他の補修計画を考慮したうえで計画的に補修するのが良い</u>
c	予防保全 段階	<u>構造物の機能に支障は生じていないが、予防保全の観点から措置を行うことが望ましい状態</u>			
d	措置 段階	<u>構造物の機能に支障が生じている措置（補修又は更新）が必要な状態</u>	A	対策 必要	<u>機能低下があり対策の必要がある</u>
			S	緊急 対策	緊急対策

(4) 新たに設定するモニタリング項目の判断基準

【道路構造物周辺の堤防】

18) 降雨浸透対策の状態



判断基準は、河川評価の護岸を参考に、外観上に大きな変化がない状態を「a：異常なし」、軽微な損傷がある状態を「b：経過観察段階」、部分的に機能問題がある状態を「c：予防保全段階」、機能に問題がある状態を「d：措置段階」として、降雨浸透対策の状態を設定した。

表 6.3.13 降雨浸透対策の判断基準

判定区分		難透水性材料	遮水シート系
a	異常なし	・ 地表面の植生状態が概ね良好な状態であり、轍やクラック等がない状態	・ 地表面の植生状態が概ね良好な状態であり、轍やクラック等がない状態
b	要監視段階	・ 地表面の植生に一部裸地が確認でき、軽微な轍やクラックが確認できる状態	・ 地表面の植生に一部裸地が確認でき、軽微な轍やクラックが確認できる状態
c	予防保全段階	・ 地表面にクラックが確認でき、降雨後の堤内側の排水が少ない状態	・ 地表面の覆土がすべり、シートが露出している状態
d	措置段階	・ 地表面にクラックが生じ、段差が生じている状態	・ シートが露出し、欠損している状態

【参考：護岸の判定基準（河川評価）】

表-6 変状毎の点検結果評価区分の判定基準（案）(6/9)

工種		護岸		
変状種別		⑭法覆工の流出		
護岸工法		張り護岸		積み護岸
		ブロック張り護岸 練り石張り護岸	空石張り護岸	ブロック積み護岸 練り石張り積み護岸
a	異常なし	・ ブロック、石材の軽微な欠損 	・ 石材の軽微な欠損、段差 	・ ブロック、石材の軽微な欠損 
b	要監視段階	・ ブロック、石材の一部欠損 ・ 軽微なはらみ出し 	・ 石材の一部欠損 ・ 石材の段差(石厚の概ね 1/2 以上) ・ 軽微なはらみ出し 	・ 軽微なはらみ出し 
c	予防保全段階	・ 背面土が露出する程度のブロック、石材の欠損 ・ はらみ出しによる法覆工の変状 	・ 石材の段差(石厚以上) ・ 背面土が露出する程度の石材の欠損 ・ はらみ出しによる法覆工の変状 ・ 樹木の侵入 	・ 背面土が露出する程度のブロック、石材の欠損 ・ はらみ出しによる法覆工の変状 
d	措置段階	・ 一連のブロック、石材の流出 ・ はらみ出しによる法覆工の損壊 	・ 一連の石材の流出 ・ はらみ出しによる法覆工の損壊 	・ 一連のブロック、石材の流出 ・ はらみ出しによる法覆工の損壊 ・ 護岸の倒壊 

【道路構造物周辺の堤防】

19) 道路ボックス周辺の亀裂・陥没

設定に際しては、「樋門・樋管点検結果評価要領（案）平成27年3月」の判定基準（案）①「堤防のクラック、ゆるみ 取付護岸のクラック」を参考にした。

漏水が発生した場合には措置段階とし、亀裂や陥没が確認された時点で予防保全段階とした。

表 6.3.14 道路ボックス周辺の判断基準

判定区分		
a	異常なし	・亀裂（クラック），陥没なし
b	要監視段階	・不陸が発生している
c	予防保全段階	・目視で確認できる亀裂（クラック）が発生している
d	措置段階	・堤体からの漏水 ・陥没が発生している

【参考：樋門評価】

表-1 変状毎の点検結果評価区分の判定基準（案）(1/2)

変状種別	①堤防のクラック、ゆるみ 取付護岸のクラック	②函体底板下等の空洞化	③函体等の破損	④継手の破断
a 異常なし	・堤防天端舗装のクラック 	・堤防天端舗装のクラック 	・軽微なクラック、浮き、剥離等 	・継手（止水板）、可撓継手の軽微な開き 
b 要監視段階	・函体の抜け上がり（10cm未満） ・取付護岸のクラック 	・函体の抜け上がり（10cm未満） ・堤体法尻付近の湿潤化 	・多数のクラック、浮き、剥離等 ・さび汁 	・継手（止水板）の開き（7cm未満） ・可撓継手等の開き（許容値未満） 
c 予防保全段階	・函体の抜け上がり（10cm以上） ・堤体のクラック、ゆるみ 	・函体の抜け上がり（10cm以上30cm未満） 	・耐久性に影響を与える恐れのあるクラック ・断面の欠損 ・鉄筋の腐食 	・継手（止水板）の開き（7cm以上） ・可撓継手等の開き（許容値以上） 
d 措置段階	・堤体からの漏水 	・函体の抜け上がり（30cm以上） ・堤体からの漏水、パイピングの発生 	・構造耐力に影響する断面欠損 	・継手の水密ゴム、止水板の破断 

【道路構造物周辺の堤防】

20) 道路ボックスの抜け上がり

設定に際しては、「樋門・樋管点検結果評価要領（案）平成27年3月」の判定基準（案）②「堤体床版下等の空洞化」を参考にした。

漏水やパイピングが発生し場合には措置段階とし、抜け上がり量が10cm以上30cm未満の場合、予防保全段階とした。

表 6.3.15 道路ボックスの抜け上がりの判断基準

判定区分		
a	異常なし	・亀裂（クラック）、陥没なし
b	要監視段階	・抜け上がり 10cm 未満
c	予防保全段階	・抜け上がり 10cm 以上 30cm 未満
d	措置段階	・抜け上がり量 30cm 以上 ・堤体からの漏水、パイピングの発生

【参考：樋門評価】

表-1 変状毎の点検結果評価区分の判定基準（案）(1/2)

変状種別	①堤防のクラック、ゆるみ 取付護岸のクラック	②函体底版下等の空洞化	③函体等の破損	④継手の破断
a 異常なし	・堤防天端舗装のクラック 	・堤防天端舗装のクラック 	・軽微なクラック、浮き、剥離等 	・継手（止水板）、可換継手の軽微な開き 
b 要監視段階	・函体の抜け上がり（10cm 未満） ・取付護岸のクラック 	・函体の抜け上がり（10cm 未満） ・堤体法尻付近の湿潤化 	・多数のクラック、浮き、剥離等 ・さび汁 	・継手（止水板）の開き（7cm 未満） ・可換継手等の開き（許容値未満） 
c 予防保全段階	・函体の抜け上がり（10cm 以上） ・堤体のクラック、ゆるみ 	・函体の抜け上がり（10cm 以上 30cm 未満） 	・耐久性に影響を与える恐れのあるクラック ・断面の欠損 ・鉄筋の腐食 	・継手（止水板）の開き（7cm 以上） ・可換継手等の開き（許容値以上） 
d 措置段階	・堤体からの漏水 	・函体の抜け上がり（30cm 以上） ・堤体からの漏水、パイピングの発生 	・構造耐力に影響する断面欠損 	・継手の水密ゴム、止水板の破断 

【道路構造物周辺の堤防】

2 1) 道路ボックス上の地表面の横断亀裂, 陥没

設定に際しては、「樋門・樋管点検結果評価要領（案）平成 27 年 3 月」の判定基準（案）①「堤防のクラック, ゆるみ 取付護岸のクラック」を参考にした。

地表面に横断亀裂や陥没が発生している箇所やその近傍の構造継目から漏水が発生している場合には、土砂の流出を伴っている可能性が高いため、措置段階とした。

表 6.3.16 道路ボックス上の地表面の判断基準

判定区分		
a	異常なし	・亀裂（クラック），陥没なし
b	要監視段階	・不陸が発生している
c	予防保全段階	・目視で確認できる亀裂（クラック），不陸が発生しているがボックス内に変状・漏水がない
d	措置段階	・目視で確認できる亀裂，陥没が発生しており，ボックス内に変状・漏水が発生している

【参考：樋門評価】

表-1 変状毎の点検結果評価区分の判定基準（案）(1/2)

変状種別		①堤防のクラック、ゆるみ 取付護岸のクラック	②函体底板下等の空洞化	③函体等の破損	④継手の破断
a	異常なし	・堤防天端舗装のクラック 	・堤防天端舗装のクラック 	・軽微なクラック、浮き、剥離等 	・継手（止水板）、可撓継手の軽微な開き 
b	要監視段階	・函体の抜け上がり（10cm 未満） ・取付護岸のクラック 	・函体の抜け上がり（10cm 未満） ・堤体法尻付近の湿潤化 	・多数のクラック、浮き、剥離等 ・さび汁 	・継手（止水板）の開き（7cm 未満） ・可撓継手等の開き（許容値未満） 
c	予防保全段階	・函体の抜け上がり（10cm 以上） ・堤体のクラック、ゆるみ 	・函体の抜け上がり（10cm 以上 30cm 未満） 	・耐久性に影響を与える恐れのあるクラック ・断面の欠損 ・鉄筋の腐食 	・継手（止水板）の開き（7cm 以上） ・可撓継手等の開き（許容値以上） 
d	措置段階	・堤体からの漏水 	・函体の抜け上がり（30cm 以上） ・堤体からの漏水、パイピングの発生 	・構造耐力に影響する断面欠損 	・継手の水密ゴム、止水板の破断 

【道路ボックス】

6) 道路ボックスの構造継目の異常

「道路構造物の点検要領 共通編 土木構造物編 平成 23 年 12 月 阪神高速道路 (株)」では、目地の異常と漏水に対して点検を行うことになっているが、段差、漏水の有無とその度合いでの評価になっている。

河川堤防との一体構造では、漏水に加えて土砂の流入の有無が重要と捉え、漏水、段差、土砂の流入の有無を判断基準に加えている。

土砂流出を伴わない漏水であっても、洪水時の水位上昇により、土砂流入に発展する可能性があるため、対策が必要とした。

表 6.3.17 道路ボックスの構造継目の判断基準

判定区分			(堤防)
OK		・目地のずれ、開き、段差がなく、漏水もない	(a)
B	経過観察	・目地のずれ、開き、段差などがあるが、漏水を伴わない	(b)
A	対策必要	・著しい目地ずれ、開き、段差などがある ・土砂を含まない漏水が発生している	(c)
S	緊急対策	・土砂流出を伴う漏水が発生している ・目地に異常があり、止水板などの落下の恐れがある。 ・つららが落下し、走行車両に影響がある。	(d)

【参考：カルバートの判定基準（道路点検マニュアル）】

工種	対象構造物	判定区分			
		点検項目	Sランク	Aランク	Bランク
カルバート	鉄筋コンクリートカルバート	ひび割れ	①コンクリート片の落下の恐れがあり、走行車両への影響がある。 ②目地に異常があり、止水板などの落下の恐れがある。 ③つららが落下し、走行車両に影響がある。	外部作用により発生したひび割れで幅0.3mm以上を含む連続したひび割れが最小間隔50cm未満である、またひび割れに段差が生じている。	①ひび割れ幅が0.3mm以上を含む連続したひび割れが最小間隔50cm以上で数本ある。 ②ひび割れ幅0.2mm程度を含む連続したひび割れが最小間隔50cm未満である。
		はく離 欠落 鉄筋の露出 豆板		①合計1㎡以上の範囲で鉄筋が露出している。 ②鉄筋が腐食している。	①合計1㎡未満の範囲で鉄筋が露出している。 ②はく離、欠落、豆板が0.1㎡以上の範囲である。
		目地の異常		著しい目地のずれ、開き、または段差がある。	目地のずれ、開き、または段差がある。
		沈下 洗掘		①著しい沈下、洗掘があり、機能が損なわれている。 ②ウイング周辺などが著しく洗掘され、上部のり面に悪影響をおよぼしている。	沈下、洗掘がある。
		漏水		著しい漏水がある。	漏水がある。

【道路ボックス】

7) 道路ボックスの構造継目の相対変位

構造継目には止水版が設置されており、止水版が損傷すると漏水の発生に繋がることから、止水版の性能に応じて管理値を設定する。

設定に際しては、「樋門・樋管点検結果評価要領（案）平成 27 年 3 月」の判定基準（案）④「継手の破断」を参考にした。

設定に際しては河川評価の継手の破断を参考に、止水ゴムの性能を考慮した。

具体的にはA（対策必要）の管理値を止水版の許容値とした。

また、一体構造では、水密性が重要であるため、継手の水密ゴム、止水板の破断が生じた場合は、S（緊急対策）とした。

表 6.3.18 構造継目の相対変位の判断基準

判定区分			(堤防)
OK		・継手（止水板）の軽微な開き	(a)
B	経過観察	・変位が止水ゴムの設計値以上許容値未満	(b)
A	対策必要	・変位が止水ゴムの許容値以上	(C)
S	緊急対策	・継手の水密ゴム、止水板の破断	(d)

【参考：樋門評価】

表-1 変状毎の点検結果評価区分の判定基準（案）(1/2)

変状種別	①堤防のクラック、ゆるみ 取付護岸のクラック	②函体底板下等の空洞化	③函体等の破損	④継手の破断
a 異常なし	・堤防天端舗装のクラック 	・堤防天端舗装のクラック 	・軽微なクラック、浮き、剥離等 	・継手（止水板）、可換継手の軽微な開き 
b 要監視段階	・函体の抜け上がり(10cm未満) ・取付護岸のクラック 	・函体の抜け上がり(10cm未満) ・堤体法尻付近の湿潤化 	・多数のクラック、浮き、剥離等 ・さび汁 	・継手（止水板）の開き(7cm未満) ・可換継手等の開き(許容値未満) 
c 予防保全段階	・函体の抜け上がり(10cm以上) ・堤体のクラック、ゆるみ 	・函体の抜け上がり(10cm以上 30cm未満) 	・耐久性に影響を与える恐れのあるクラック ・断面の欠損 ・鉄筋の腐食 	・継手（止水板）の開き(7cm以上) ・可換継手等の開き(許容値以上) 
d 措置段階	・堤体からの漏水 	・函体の抜け上がり(30cm以上) ・堤体からの漏水、パイピングの発生 	・構造耐力に影響する断面欠損 	・継手の水密ゴム、止水板の破断 

【計測機器等】

1) 堤体内水位

【管理値の設定】

委員会検討時点での現況堤防と同等の安全率を満足する水位を管理値とした。
 浸透流解析により推定した堤体内水位以下であるかを確認。

・ 堤体内水位の計測

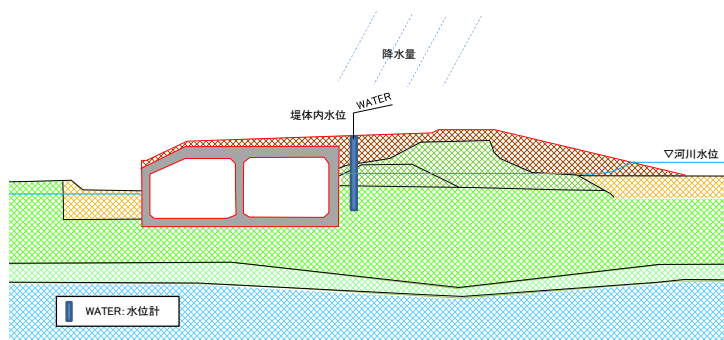


図 6.3.19 堤体内水位の計測

表 6.3.19 堤体内水位の計測箇所

計測箇所 (道路測点)	解析値 (O.P.+)	安全率	管理値* (O.P.+)	計測方法
No.79	2.35	3.092	2.10	連続計測
No.94	2.23	3.297	2.00	連続計測
No.117	2.50	3.342	2.20	連続計測
No.130	2.75	3.231	2.40	連続計測
No.142	2.74	3.160	2.40	連続計測
No.152	2.78	2.907	2.50	連続計測
No.190	2.27	1.482	2.00	連続計測
No.221	2.26	1.577	2.00	連続計測
No.233	2.31	1.578	2.00	連続計測

※管理値は、現況堤防の安全率を確保する水位の値であり、すべり破壊や道路ボックスの浮き上がりを生じる限界の水位ではない。(実施段階を考慮し、解析値の90%とした)

※堤体内の水位が解析で推定した範囲内に収まっているかを把握する目的であり、管理値を上回っても直ちに危険な状態ではない。ただし管理値を超過した場合は、弱点部の可能性があることから、個別調査により要因究明を行うものとする。

※なお、管理値については、工事中、供用後のデータの蓄積・定量的評価の検証とともに見直していく必要がある。

2) 地表面の沈下量

【管理値の設定】

- ・ 横断方向の計測位置は、堤防天端とする。
- ・ 縦断方向の計測箇所は、約 10 箇所程度とする。(施工工区毎に設定)
- ・ 地表面の沈下量計測の評価における管理値は、計画堤防高に余盛を加えた高さ (堤防施工高) の間で設定する。(引き渡し時に適切に設定)

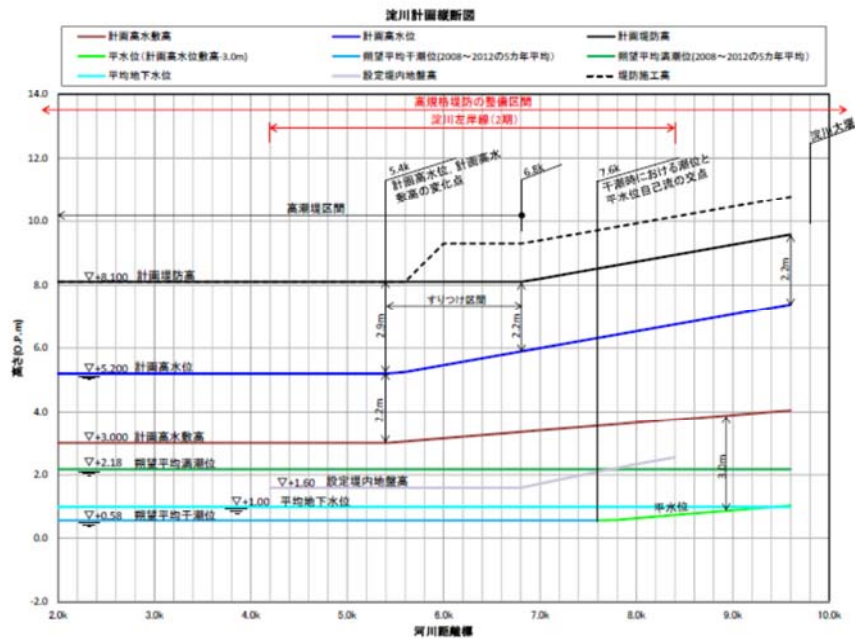


図 6.3.20 管理値の設定

6.3.5 二次診断

(1) 二次診断の位置づけ

目視・簡易計測では措置の必要性判断を含めた評価が困難であり，詳細調査等を必要とする場合は，個別調査を行い対策の要否を判定する。

Ex. 道路ボックス周辺の空洞化の観測，道路ボックスの変位計測，土質調査 e t c
 (具体的な方法は，変状が生じた時点で個別に検討)

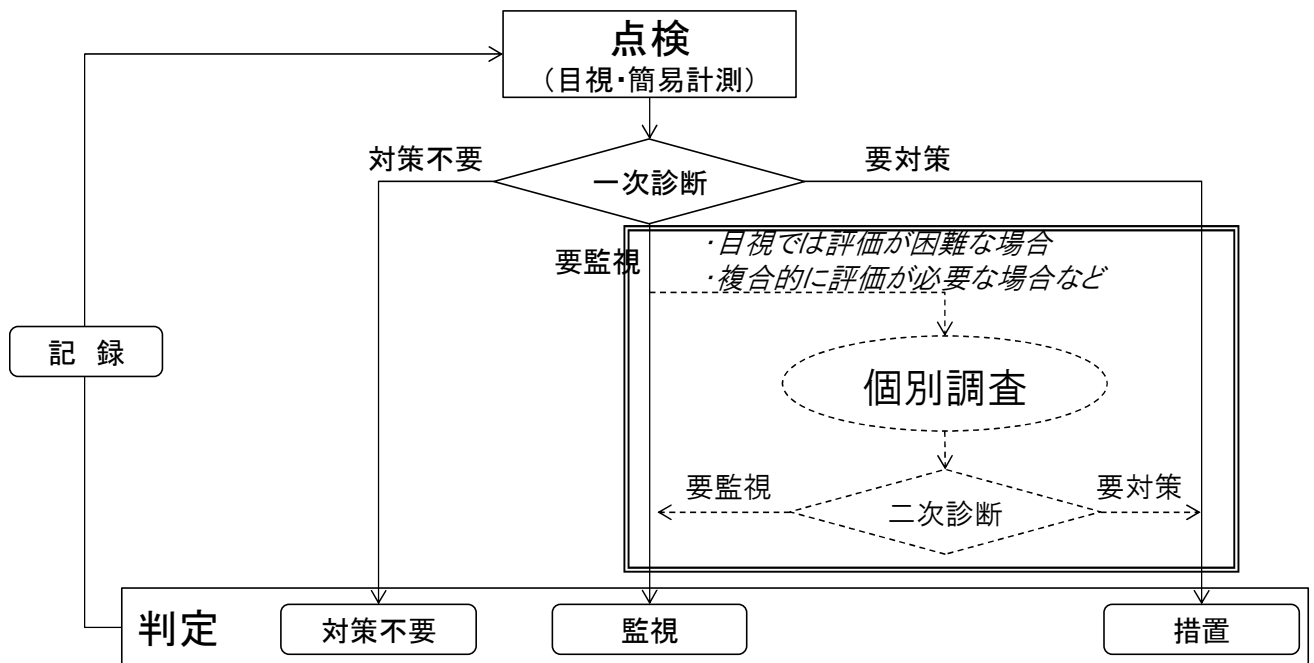


図 6.3.21 点検結果の評価の流れ

(2) 複合的に評価が必要な場合の対応

一次診断において，一つのモニタリング項目について変状が見られない場合でも，関連性が大きい他の項目に変状が見られた場合，二次診断として，変状の周辺について再度調査を行う方針とする。

【関連するモニタリング項目】

① 浸透・パイピングに関する関連項目

目視によるモニタリング項目に異常があった場合あるいは、堤体内水位や構造継目の相対変位が異常値を示している場合、函体内部と地表面との双方を確認し、場合によっては個別調査（開削調査等）を実施する。

②	降雨浸透対策工の状態
⑤	堤体内水位の計測
⑩	函体の漏水の有無
⑪	道路ボックスの構造継目の異常
⑫	道路ボックスの構造継目の相対変位計測
⑬	道路ボックス上の地表面の横断亀裂、陥没

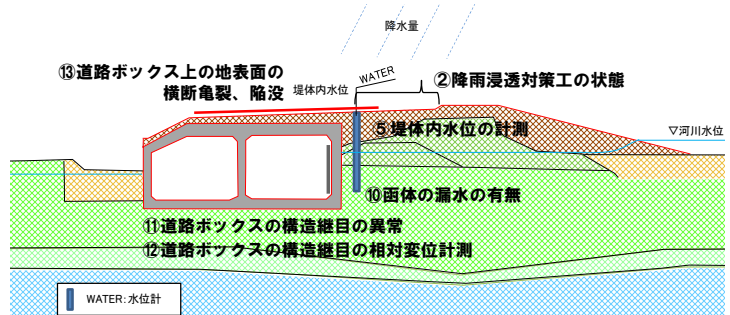


図 6.3.22 浸透・パイピングに関するモニタリング項目

② 堤防と道路ボックスの境界に関する関連項目

目視によるモニタリング項目に異常があった場合、道路ボックスの変位計測を実施し、異常の有無を確認し、空洞化の有無を個別調査（物理探査、サーモグラフィー等）で確認、対策の要否を判定する。

④	道路ボックス周辺の亀裂・陥没
⑥	道路ボックス周辺の空洞化の観測
⑦	道路ボックスの変位計測
⑨	道路ボックスの抜け上り

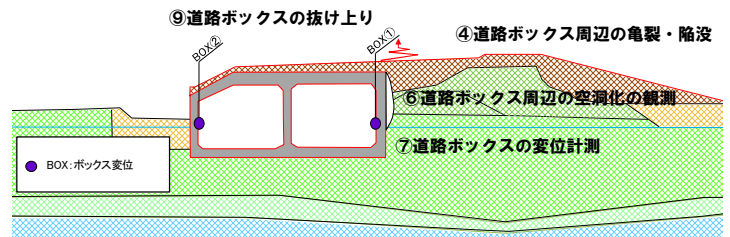


図 6.3.23 堤防と道路ボックスの境界に関するモニタリング項目

③ 道路ボックス上部の横断方向の段差に関する関連項目

道路ボックスの構造継目の相対変位計測値が進行している場合、地表面の横断亀裂、陥没についても確認することとする。

⑫	道路ボックスの構造継目の相対変位計測
⑥	道路ボックス上の地表面の横断亀裂、陥没

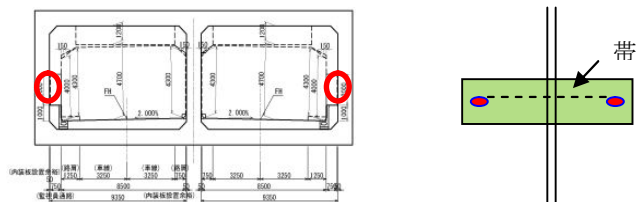


図 6.3.24 道路ボックス上の横断方向の段差に関するモニタリング項目

6.3.6 管理者間の体制等について

■点検実施時期の連絡体制

淀川左岸線（2期）の一体構造物は、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。

上記のほか、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・出動体制が必要。

■点検・計測結果の共有

淀川左岸線（2期）の一体構造物は、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。

上記のほか、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・出動体制が必要。

■点検・計測結果の利用方法

計測したデータの使用方法（妥当性検証目的・管理目的）を管理者間で十分に共有することが必要。

将来的には、計測データを異常時の通行規制や広域避難勧告等に活用するなど有効な利用方法についても検討することが望ましい。

データ公開の方法論についても今後検討を深めることとする。

6.4 まとめ

構造物完成後一定期間、定量的評価結果の妥当性検証のためのモニタリングを実施し、構造物の安全性の検証を行うものとする。

管理モニタリングについては、本報告書記載の内容を踏まえて、河川・道路の点検要領および評価要領に、必要な項目を追加する方針とする。

堤防と道路構造物の兼用工作物となることから、管理者間の連絡体制や点検・計測結果の共有・利用方法等について十分に留意したうえで、河川管理者と道路管理者が連携し確実に管理できる体制を構築するものとする。

本報告書は、現時点での情報により考えられる方針を示したものであるため、実際の供用段階では、詳細構造の決定や工事の出来高、将来の点検要領等の改訂や技術開発等を踏まえて、維持管理を進めるものとする。

第7章 その他

7.1 その他の配慮すべき事項に関する検討および方針

本検討書では、第4章～第6章において、一体構造物としての安全性、施工時、維持管理の確保機能について述べたが、ここではその他に配慮すべき事項や景観性・自然環境に対する配慮事項等について整理した。

7.1.1 土留め鋼矢板の取り扱い

(1) 堤外側（河川堤防側）の鋼矢板の取り扱い

道路ボックス構築時に、堤外側に打設される土留め鋼矢板は、完成形において、大部分が河川堤防定規内にあり、仮設物であるため撤去することが原則となる。

しかし、延長約4kmにわたる長いものとなるため、引抜時に堤体へ悪影響を及ぼすことが懸念されることから、土留め鋼矢板の取り扱いについて検討した。

【課題】

- ① 2Hルールに基づく河川管理区域における矢板の撤去
- ② 透水層（地下水帯水層）の遮断による現況地下水流況への影響
- ③ 矢板撤去時の基礎地盤のとも上がりによる既設堤防盛土への影響

【検討結果】

- ① 2Hルールに基づく鋼矢板の取り扱い

矢板の腐食、矢板と地盤との隙間の発生に伴う水みちの発生などが定量的に評価することは難しいことから、これまでの河川管理における取り扱いに準拠し、撤去することを基本とする。

（しかしながら、これまでの河川事業においても周辺地盤への影響が想定される場合は存置することもある。）

- ② 透水層（地下水滞水層）の遮断による現況地下水流況への影響

矢板は不透水層へ貫入することから、浸透流解析により地下水流況への影響を推定した結果、浸潤面の影響は僅かであった。

- ③ 矢板撤去時の基礎地盤のとも上がりによる既設堤防盛土への影響

矢板撤去時の基礎地盤のとも上がりによる既設堤防盛土への影響について、既往文献の手法を用いて推定したところ、10～20cm程度の沈下、10～11mの影響範囲が予想された。

(矢板の引抜による沈下量及び影響範囲の予測)

鋼矢板引抜に伴う最大沈下量および影響範囲の推定方法について、2つの文献資料の手法を用いて、矢板引き抜きにより生じる沈下量と周辺への影響範囲を算定した。

“文献1”：「森麟、杉本隆男、田代郁夫、田中禎、軟弱粘性土地盤における矢板の引抜きに伴う地盤変形に関する研究、土木学会論文集 No.454/Ⅲ-20,pp.113~122,1992.9」

“文献2”：道路土工指針「仮設構造物設計指針」

(仮定条件としては、引き抜き時の影響を安全側に最大限見込むために、引き抜きにより矢板の幅(Ⅳ型、幅40cm)の土砂が矢板と共上がりすることとした。)

- 2つの参考文献の予測手法によれば、鋼矢板引き抜きによる影響は次のように推定される。

沈下量：おおよそ10cm~20cm程度

影響範囲：10m~11m程度

表 7.1.1 算定結果 (矢板引抜きにより予想される沈下量及び影響範囲)

断面	河川距離標	堤防構造	矢板引き抜き延長(m)	軟弱粘性土地盤における矢板壁の引き抜きに伴う地盤変形に関する研究 (森・杉本・田代・田中：土木学会論文集No.454/Ⅲ-20 pp.113~122, 1992.9)		道路土工指針「仮設構造物設計指針」	
				沈下量(cm)	影響範囲(m)	沈下量(cm)	影響範囲(m)
77	5.0k+55	高潮特殊堤ランプ部	12.7	14.98	10.22	19.80	10.91
89	5.2k+87	高潮特殊堤一般部	11.71	13.39	10.22	17.80	11.16
132	6.0k+139	高潮堤防ランプ部	9.53	10.15	10.22	17.40	9.33
204	7.4k+185	土堤一般部	10.08	10.93	10.22	15.00	11.40

(実測されている沈下量及び影響範囲(文献調査結果))

- 文献調査の結果、矢板引抜きにより生じた実際の影響は、次の通りであった。

沈下量：4cm~約15cm

影響範囲：影響範囲は9m~40m程度

なお、軟弱地盤の場合は、矢板長の2~3倍まで、影響することとも言われている。

表 7.1.2 文献調査結果 (矢板引抜きによる実測沈下量と影響範囲)

矢板種類	矢板有効長さ	矢板引き抜き長さ	実測沈下量	沈下観測点	観測時期	影響範囲	地盤状況	参考文献名
型式	(cm)	(m)	(cm)			(m)		
不明	不明	9.0	4.0~5.0	矢板直近	引抜き後7日~10日	9.0以内	東京江東デルタ粘土、細砂、シルト	第20回土工学会研究発表会、昭和60年6月、矢板引抜き時の立坑における現場計測、安井和夫、田中孝二
Ⅳ	17.0	8.5	0.4	矢板から6m	不明	14.0	シルト混じり砂	土管鋼矢板引抜きによる背面地盤の沈下計測調査、池村陽雄、岩切直樹、清水正義、内田安史
Ⅱ	10.0	10.5	1.1	矢板から2m	不明	19.0	粘土、砂、砂礫	
Ⅳ		13.5	11.3	矢板直近	約80日	31.0	粘土、シルト混じり砂	
Ⅳ	17.0	15.0	15.5	矢板直近	30	26.0	砂	地下空間シボジウム論文・報告集、第4巻、土木学会【一般投稿論文】鋼矢板山留壁の引抜きに伴う周辺への影響、堀内孝英、清水正義
Ⅳ		13.0	10.0	矢板直近	約50日	40.0	粘土、シルト混じり砂	
Ⅲ	12.5	10.0	3.3 [◎]	矢板から0.65m	20時間	-	シルト混じり砂、砂	平成21年度土木学会関西支部年次講演会、第IV部門鋼矢板の引抜きに伴う周辺地盤の沈下とその対策、市川英夫、藤森春樹、藤丸敏秋、藤岡浩郎
			2.4 [◎]	矢板から1.15m				
			1.6 [◎]	矢板から1.63m				
			0.7 [◎]	矢板から2.63m				
Ⅱ型	10.0	8.0	6.0	矢板背面60cm	引抜き後3日	-	シルト	下水道技術報告書No.4(557年3月)(大阪市下水道局)
			8.0	矢板背面60cm	引抜き後30日	-	(地下水位GL-2m)	



※砂の水締め充填対策を実施した場合の沈下量。その他は無対策。

【堤外側（河川堤防側）の鋼矢板の取り扱い方針】

河川堤防定規に抵触する堤外側の土留め鋼矢板は、これまでの河川管理における取り扱いに準拠し、撤去を行うことを基本とする。

しかし、鋼矢板引き抜きによる堤体への悪影響が懸念されるため、工事に先立って、鋼矢板を引き抜いたときの影響を試験施工により把握し、本施工の際の対策にフィードバックする。

（試験施工は、当該区間で施工されている堤防の耐震対策工法で打設されている既存の鋼矢板を利用する。当該矢板はボックスの構築時に、支障となり引き抜く必要があるため、試験施工としてこの鋼矢板引抜時に計測を行い、堤体に及ぼす影響を測定する。また、対策工法選定の参考とするため、引き抜き孔への埋め戻し材（砂、流動化砂など）の効果確認も同時に実施する。）

(2) 継手部の仮設鋼矢板の取り扱い

(1) により、堤外側の仮設鋼矢板は、撤去を基本とする。

一方、技術検討委員会では、「大規模地震により継手部に隙間が発生した場合、継手部付近の鋼矢板を存置することで、堤体盛土の道路ボックス内への流入の抑制等に寄与する可能性がある」という意見をいただいた。

【継手部の仮設鋼矢板の取り扱い方針】

試験施工による引き抜きの影響や、仮設時の鋼矢板の設置状況（矢板長、矢板頭部の高さ等）を踏まえるとともに、継手部の矢板を存置するメリット・デメリットを見極めたうえで、取り扱いについて決定する。（施工時の対応）

7.1.2 景観・自然環境に対する基本的な配慮事項、利用形態

淀川左岸線（2期）区間は完成堤防高が約6.5m程度で計画しており、現況では埋立地となっている堤防と地先道路の間に道路ボックスを設置することから、南岸線や周辺民家からの景観性、自然環境、堤防上面への利用者のアクセスについて懸念される。そこで、南岸線や周辺民家からの堤防方向への景観への配慮、堤防周辺の自然環境、堤防上面の利用者に配慮事項に対する基本方針を整理する。

(1) 堤内側からの景観への配慮事項

【課題】

淀川左岸線（2期）の建設により、住居地や南岸線から淀川方向に対し、現況の緑の斜面（土手）から、コンクリートの壁が連続する景観へと変わる。

特に、堤内側の道路を通行する歩行者や、ドライバーへの圧迫感や威圧感の低減が必要である。

【堤内側からの景観に対する基本方針（案）】

「道路利用者にとって大規模構造物の圧迫感を低減させるとともに、生活者からは生活環境が向上したと感じていただける道路の景観形成をめざす」ことを基本方針とする。

今後、詳細検討段階では、基本方針を満足する計画について、構造形式及び区間に応じた検討を行う。

7.1.3 上面利用計画への配慮事項

【上面利用計画】

淀川左岸線（2期）上面に整備する、歩行者専用道路、河川管理用通路、緑地帯、アプローチ（階段、スロープ）及びアメニティー等のデザインや配置等、景観整備に関する以下の内容について検討を行う。

【上面部の基本的考え方】

現状の利用形態が堤防上でのジョギング、多目的ゾーン、また、地域住民の散策など利用形態が異なるので、それら利用形態を考慮して、緑地など上面の利用を計画していく。

(1) 堤内地から堤防へのアプローチ

- ・ 堤内地から河川堤防へのアクセス路を確保するため、南岸線から淀川左岸線（2期）上部にアクセスするアプローチ施設（階段・スロープ）を設置
- ・ アプローチの構造は、「道路の移動円滑化整備ガイドライン」に準拠したバリアフリー構造とする。

(2) 都市計画道路（淀川左岸歩行者専用道）

- ・ 淀川左岸線（2期）上部には、淀川左岸沿いの散策路、淀川河川公園へのアプローチおよび淀川左岸地域の防災避難路として、「淀川左岸歩行者専用道」が都市計画決定されている。

【上面利用計画の基本方針（案）】

淀川南岸線との調和を図りつつ、上面利用者の利便性、快適性に十分に配慮し、歩行者専用道、堤内地からのアプローチ施設、ベンチ・休憩施設等を計画する。

7.1.4 堤内側から河川への避難ルートの確保

内水氾濫が生じた場合、堤防上が避難場所となる。淀川左岸線（2期）では、堤内側から堤防上にアクセスできるアプローチ施設を計画している。

【現在】

現在の堤内側から河川へのアクセスは国道2号、国道176号との平面交差、フェンスを越えられる避難橋である。

【完成後】

完成後の堤内側から河川へのアクセスは以下の様に計画する。

- ・ 国道2号、国道176号との交差部は平面交差となる。
- ・ 図7.1.1に示す4か所の避難橋は、淀川左岸線（2期）整備により撤去となるが、機能復旧（階段・スロープ・人道橋等）の方針で検討を進める。

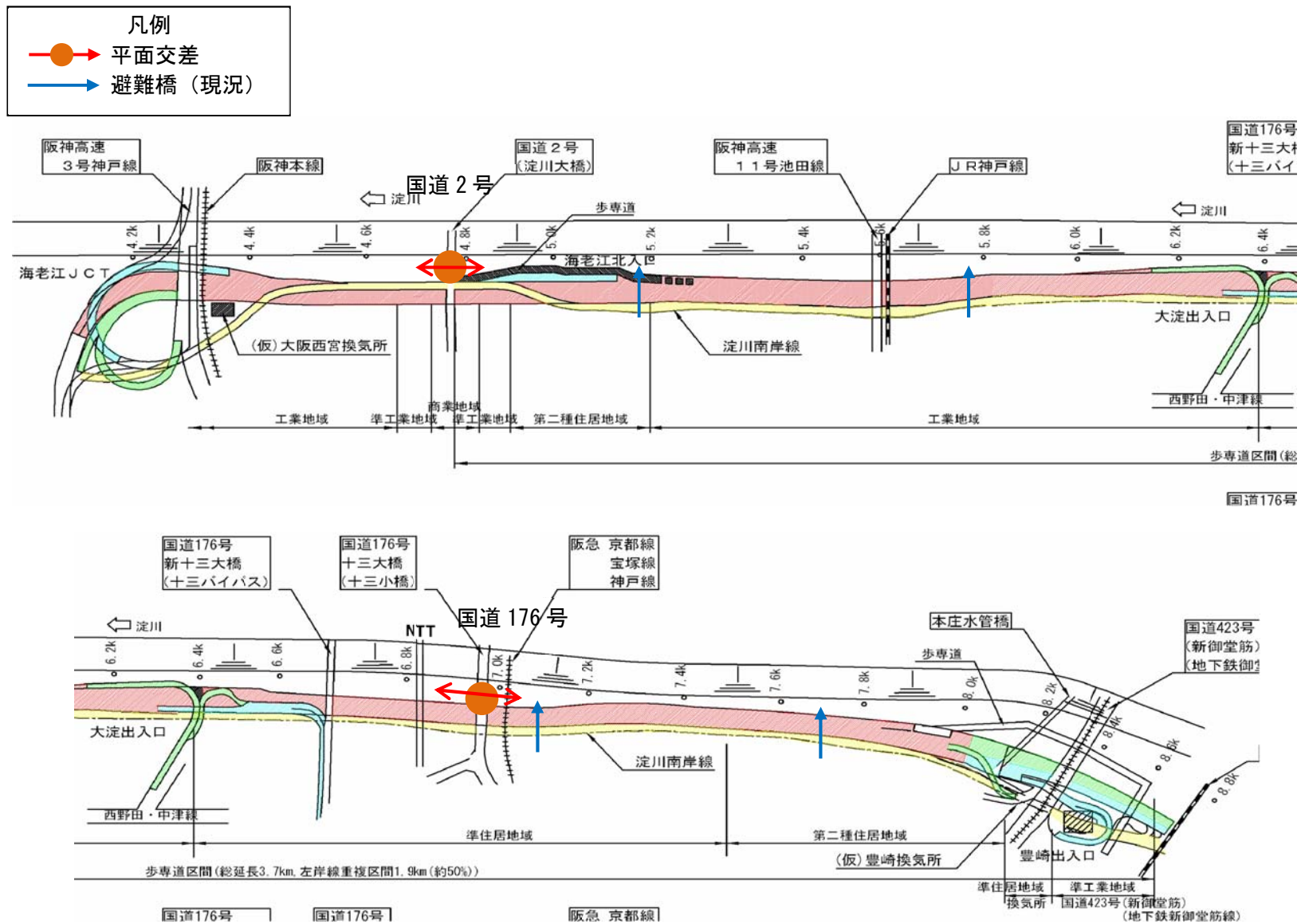


図 7.1.1 堤防アクセス可能箇所 (現況)

7.1.5 緊急時連絡体制と規制計画の方針

緊急時連絡体制として、以下のリスクに対応した検討を行う。

- ・ 洪水リスク：洪水時の水防活動，自治体への避難情報の提供を行う。
- ・ 津波リスク：津波予報発令時には二次被害防止のための施設操作を行う。
- ・ 共通リスク：非常時に交通規制を行う。

【検討内容】

現段階で定められている緊急時の連絡体制や施設の操作規則を整理して、一体構造物として今後詳細検討していくために必要な連絡体制や操作規則に対する提案を行う。

●緊急時の連絡体制

現在、淀川河川事務所では、「風水害対策部運営計画」（平成 24 年 3 月）を作成しており、洪水予報の伝達については、今後、阪神高速道路株式会社を加える方向で調整する。

●洪水予報の伝達

○洪水予報の伝達先及び伝達系統については、「風水害対策部運営計画」（平成 24 年 3 月）において、情報伝達の種類と内容が示されており、これによることとする。

○現時点の淀川洪水予報通信連絡系統図には、将来的に淀川左岸線（2 期）の管理者となる阪神高速道路株式会社が記載されていない。今後、連絡系統に阪神高速道路株式会社を入れる方向で調整する。

●非常時交通規制

阪神高速道路株式会社では、「風水害対策マニュアル」（平成 24 年 12 月）、「震災対策マニュアル」（平成 24 年 12 月）の中に通行規制等に関する基準が示されている。

前者の風水害対策マニュアルでは、強風と大雨時における通行規制について示されており、後者の震災対策マニュアルには、震度に応じた通行規制について示されている。

淀川左岸線（2 期）は、河川堤防と一体として配置されるため、今後、洪水を対象とした災害時の通行規制に関して検討する必要がある。

●津波警報発令時の二次被害防止のための施設操作

【道路情報提供装置】

淀川左岸線（2 期）では、トンネル内に設置する道路情報提供装置により、必要な情報を提供する。

津波警報発令時は、減速しながらトンネル内から出てもらうことを基本とし、到達時間、津波規模に応じて対応を行う。

ボックス内に残っている人については、非常用出口から出てもらい、所定の避難場所へ移動してもらうよう非常口の出口付近に周辺マップを設置するなどの検討を行っていく。

7.2 実施設計および施工段階における配慮事項

本技術検討書は、堤防と道路構造物の一体構造物が堤防として要求される機能を満足すること、かつ現況堤防と同等以上の機能を有すること、また、施工に際して仮設構造物が堤防として要求される機能を確保することを目的に行った委員会における技術的見解を示したものである。ここでは、実施にあたっての各留意事項について整理する。

各留意事項は詳細設計時、施工時、維持管理時に分類し、箇条書きは以下の視点で整理した。

- 委員会の留意事項・配慮事項
- 管理者（事務局）の留意事項・配慮事項

7.2.1 実施設計時における配慮事項

淀川左岸線(2期)は、各種基準に順じて設計を行うが、基準に記載していない事項、本線特有の課題に着目し以下に整理した。

(河川へのアクセス)

- 淀川左岸堤防では道路橋、鉄道橋などが交差しているため、堤防天端道路が連続しておらず、交差物件に対して堤防裏のり、裏小段等を使用して河川管理用通路を設置・利用している。淀川左岸線(2期)を設置することにより、現況河川管理用通路の使用が困難になることから、左岸線ボックスを横断する新たな管理用通路の確保が必要となる。河川管理用通路の設置にあたっては、実際の運用に配慮して検討する必要がある。
- 淀川左岸線(2期)整備後、従来の堤内地から河川への河川管理用通路以外のアクセスが難しくなるが、その機能を確保することも必要である。堤内側からのアクセスルートについては、階段やバリアフリーに対応したスロープ、横断歩道橋のいずれかのアクセス構造を提案し、現況よりアクセス箇所数が減ることが無いよう（機能が低下しないように）今後の詳細設計時に検討する必要がある。

(地盤改良後のボックスの照査)

- 交差部の地震時の相対変位対策として、一部固結系の地盤改良を行うが、地盤改良時にはボックスの断面力が厳しくなる可能性があるため、地盤改良を含めたモデル化を行い、ボックスに対して悪影響が無いかな検証する必要がある。

(杭基礎部における浸透への影響)

- 杭基礎部における浸透への影響は、詳細設計時に杭形状を設定し、その影響の有無について確認する必要がある。

(階段 2 連ボックスの留意事項)

- 淀川左岸線(2期)の本線ボックスでは 1 層 2 連を基本としているが、一部豊崎付近ではボックス底面を段にする階段 2 連ボックスを用いる必要がある。このような箇所では、ボックス下面において地

盤の支持力が異なるため、ボックスが回転するような変形パターンが想定される。このような特殊箇所においても、ひずみ、支持力を考慮した上で、例えば 2 層 2 連構造にして安定性を確保する等構造形式について検討する必要がある。

(降雨浸透対策)

- 降雨浸透対策として、堤防天端から堤内側の上面に対して難透水性材料を設置する必要があるが、圧密沈下の検討結果より、完成後も残留沈下が残る可能性がある。そのため、特にデルタ部において難透水性材が沈下によって破壊、破断等が発生しないように構造的な工夫が必要である。難透水性材料の性能（耐久性、施工性）を考慮したコスト比較を行い、詳細設計時に検討する。なお、完成後もモニタリングによる点検が必要である。

7.2.2 施工段階における配慮事項

淀川左岸線(2期)は、各種基準に順じて施工を行うが、特に留意して実施すべき事項について以下整理する。

(品質管理)

- 淀川左岸堤防は堤防高が高いことから、築堤盛土時の締固めの品質管理が重要となる。盛土の品質管理については基準等を参考に設定する必要があるが軟弱地盤上での施工であることから、盛土速度についても管理基準を設定しておく必要がある。盛土速度は河川土工マニュアル等を参考にできる。
- 仮締切堤は土堤による仮締切も採用するため、本堤施工時のみにかかわらず施工時の土堤に対しても軟弱地盤上の盛土に配慮する必要がある。特にヨシ原区間においては川表の地盤強度に留意が必要である。
- 本工事は延長約 4.0km を対象とする工事であることから、使用するコンクリート量が多い。そのため、施工時のコンクリート強度等の品質管理について留意する必要がある。

(仮設構造物)

- 施工時は土留め鋼矢板の変位を抑制するために必要な切梁を設置する。土留め、切梁、支保工等の仮設構造物の設計においては、想定される最大の地下水位について確認する必要がある。道路ボックス浮き上がりの検討でも実施した通り、飽和－不飽和浸透流解析結果より確認する土留め矢板前面位置での堤体内水位を条件とし、洪水時の浸透水にも対応できる構造にする必要がある。

(施工時の周辺への影響)

- 盛土工事に際しては、側方流動に伴う周辺建物への影響に留意した計測を実施する必要がある。周辺への影響については、施工前家屋調査を行っておき、施工時のモニタリングと合わせて確認する。

(施工時の河道内水位)

- 施工時の河道内水位の確認においては、検討している手法以外（例えば仮設の構造物等を配置した場での平面二次元不定流解析など）での確認も、検討結果の精度を高めるために考える必要があることから、詳細設計時にモデル化を含めて検討する。

(設計, 施工, 維持管理の連携)

- 設計, 施工, 維持管理を連携して行う必要があることから, CIM 等の今後の新技術の動向も踏まえ, 実施段階において検討する必要がある。

7.2.3 供用時における配慮事項

6章で整理した維持管理・モニタリングに加え, 定めなければならない管理者の運用ルール等, 今後協議が必要な事項について, 以下に整理する。

(点検実施時期の連絡体制)

- 淀川左岸線(2期)の一体構造物は, 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。
- 上記のほか, 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・出動体制が必要。

(点検・計測結果の共有)

- 実施した点検・計測結果について相互の情報共有, 伝達方法の検討が必要。
- 点検・計測結果の評価は, 河川管理者と道路管理者双方の視点から評価を行う体制が必要。

(点検・計測結果の利用方法)

- 計測したデータの利用方法(妥当性検証目的・管理目的)を管理者間で十分に共有することが必要。
- 将来的には, 計測データを異常時の通行規制や広域避難勧告等に活用するなど有効な利用方法についても検討することが望ましい。
- データ公開の方法論についても今後検討を深めることとする。

第8章 まとめ

淀川左岸線（2期）事業は、大阪市中心部の渋滞緩和や環境改善、及び、関西国際空港や阪神港と新名神高速道路などの国土軸を結ぶことによる高速道路網強化等を目的として、近畿圏の広域高速道路ネットワークにおける「大阪都市再生環状道路」の一区画を形成する路線を構築する、極めて重要な事業である。

この淀川左岸線（2期）については、昭和60～62年の「淀川左岸線と淀川の河川構造物に関する検討委員会」や、平成11～15年度の「淀川左岸線2期の建設に関する検討委員会」等において、基本的な構造や堤防の安全性などについての検討が行われてきた。

こうした検討を経て、現在、淀川左岸線（2期）の構造物は、背後に大阪市中心部を擁する一級河川淀川の堤防内に、道路のトンネル構造物を連続的に構築する計画であり、道路と河川の機能を有する一体構造物という前例のない構造物となっている。

この一体構造物は、河川管理施設構造令（第3章・堤防）に該当しないことから、堤防の安全性に対する従来の評価手法では、一体構造物が堤防の治水機能を満たし、かつ、現況堤防と同等以上の機能を有することの評価ができない。

そこで、平成23年5月に設立した「淀川左岸線（2期）事業に関する技術検討委員会」では、東日本大震災での被災事例に基づく知見や、南海トラフ巨大地震に対する震度・津波の予測なども踏まえ、未曾有の災害に対する被害軽減をも視野に入れ、淀川左岸線（2期）の一体構造物に対して、被害を及ぼす要因から想定した被害シナリオに対して確保すべき機能を整理するなど、「一体構造物完成後の安全性」、「施工時の安全性」、「維持管理及びモニタリング」の観点から照査方法を整理し、検討を行ってきた。

「一体構造物完成後の安全性」については、一般的な堤防と同様に検討すべき事項（変形・パイピング・侵食・地震・外水位の越流）に対する評価に加えて、一体構造物特有の検討事項（水みちの発生や構造物の損傷）に対しても、堤体内水位上昇や残留沈下差の抑制対策の実施により、堤防機能への影響は微小かつ限定的となることから、安全性の確保は可能と評価できる。

「施工時の安全性」については、仮設時の堤防機能としての仮締切堤について、施工計画上の工夫による土堤仮締切築堤部への安定期間の確保、巨大災害時の緊急復旧に配慮した仮締切堤の配置、仮締切堤による河川流下能力への影響軽減対策等により、河川堤防機能の確保が可能であ

るとともに、トンネル構築時の土留による地下水変動や圧密沈下による周辺地盤への影響についても、施工上の対策やモニタリングによる状態監視により、影響を抑制が可能と評価できる。

「維持管理及びモニタリング」については、上記の検討・評価で用いた数値解析による結果に100%依存することなく、前例のない構造物であることや土構造の不確実性等を念頭に、一体構造物としての特徴を踏まえたモニタリングが重要であり、モニタリングの実施により、一体構造物の機能確保に対する状態監視が可能となるとともに、想定外の事象による損傷等に対するメカニズムの解明にも寄与するものと考えられる。

なお、モニタリングに関しては、一体構造物に対する管理区分を明確にするとともに、管理情報の共有化を図ることで適切かつ迅速な対応を行う体制の整理が必要である。

上記のとおり、淀川左岸線（2期）の構造物に対する堤防機能に関する安全性の検討・評価の結果、堤防と道路の一体構造物として、堤防機能に及ぼす影響は安全性を損なわない程度であり、加えて、施工時・完成後の適切な維持管理・モニタリングにより、機能確保や非常時の効率的対応も可能になることから、淀川左岸線（2期）の構造物は、堤防として要求される機能を満足し、かつ、現況堤防と同等程度の機能を有するものとして、整備することが可能であるものと評価する。

なお、今後、事業を進めるにあたっては、道路トンネル躯体の品質管理・施工管理の徹底や、想定外の事象に対する道路トンネル内の浸水に対するトンネル内の安全確保対策など、施工段階・維持管理実施段階における留意事項についても十分に留意されたい。