

資料編

資料1	地下水流動と汚染の可能性について	・・・p.31
資料2	第Ⅲ-1埋立地貯留堰堤	・・・p.32～36
資料3	大気質の環境の保全のための措置	・・・p.37
資料4	構造物の安全性について	・・・p.38～45
資料5	廃棄物の土質定数について	・・・p.46
資料6	地震時における応答解析について	・・・p.47～62
資料7	地震による遮水シートの断裂について	・・・p.63～65
資料8	盛土部におけるジオテキスタイル補強盛土の耐久性について	・・・p.66～67
資料9	沈下について	・・・p.68～69
資料10	埋立物の自立について	・・・p.70
資料11	ボーリング箇所及び埋立物採取箇所	・・・p.71
資料12	施設計画構造物安定に係る土質定数	・・・p.72
資料13	造成盛土及び切土における斜面のすべりに対する多面的な安定性の検討について	・・・p.73

＜地下水流動と汚染の可能性について＞

■地下水流動と汚染の可能性

①地下水流動方向

□関東地下水盆の地下水流動と事業実施区域及び久留里地区の地下水流動

- ・事業実施区域および久留里地区は関東地下水盆の南東部に位置します。
- ・地下水盆内の地下水流動は、地下水ポテンシャルに沿って生じます。
- ・地下水の流動は地形の変化(地下水面標高の高低差)により3つに区分されます。ものへと規模に対応して次の3つに区分されます。

1)広域流動;大地形と地下水盆の構造に支配される流動

- ・上総丘陵の大地形と関東地下水盆最深部が東京湾中央部に位置することから、事業実施区域を起点とする地下水流動は右図の広域流動に示すようにほぼ南東―北西方向(久留里区域方向)となります。
- ・柿ノ木台層より上位の地下水盆中の地下水位は東京湾岸部で低く、房総半島の上総丘陵に向かって地下水位が高くなっています。

2)中間流動;中規模の地形に支配される流動

- ・小櫃川沿いは右図の中間流動に示すように周辺よりも地下水位が低い状態であり、丘陵部から河川部へ向かう地下水の流動方向が認められます。

3)局所流動;局所的地形に支配される流動

- ・国本層、梅ヶ瀬層の地表近くでは、帯水層中の地下水が谷や崖等で一部流出しており、地下水の局所流動があると考えられます。

②地下水の帯水層間の流動

- ・久留里駅前井戸の採水層(C層①/Ss0層)と事業実施区域の第1帯水層(C層②/Alt1層)の間には難透水性の泥岩優勢層3層と砂岩2層の互層があります。
- ・ダルシーの法則によれば、地下水の水平方向の流動は透水係数の大きな地層に支配され、鉛直方向の流動は最も透水係数の小さい地層に支配されます。

③漏水による地下水汚染の可能性

□漏水した場合の汚染の仕組み

- ・地下水の汚染は移流(地下水の移動により物質が運ばれる)、拡散(ブラウン運動により物質が広がる)、及び分散(帯水層中の不均質性によって物質が広がる)によるものと考えます。

□埋立地から久留里地駅前井戸までの移流時間

- ・移流による久留里地区の地下水の汚染について、汚染水が埋立地から久留里地区に到達する時間は約1500年^{*}と計算されます。

※地下水の到達時間の計算

・基本事項

流動経路;C層②(Alt1層)での流線の長さ(計画地～久留里:L(=5,999.41m)、

水頭差h(=119.49m)、動水勾配*i*=h/L (= $119.49/5,999.41=1.99 \times 10^{-2}$)

・試算の基本式

平均流速; $v=ki$

但し、 v ;平均流速、 k ;透水係数(= 9.56×10^{-7} m/s)、 i ;動水勾配(= 1.99×10^{-2})

平均間隙流速; $U1=v/n$ (= Ki/n)

但し、 n ;間隙率=0.15(砂岩の一般値)、到達時間; $t=L/U1$

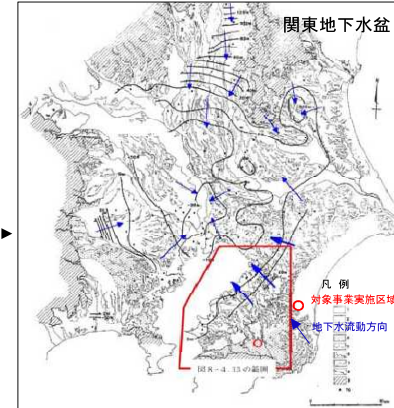
$U1=v/n$ (= $Ki/n=9.56 \times 10^{-7} \times 86400 \times 1.99 \times 10^{-2}/0.15=1.10 \times 10^{-2}$ m/d)

$t=距離(=L)/平均間隙流速(U1)=5,999.41/1.1 \times 10^{-2}/365=1,494$ 年

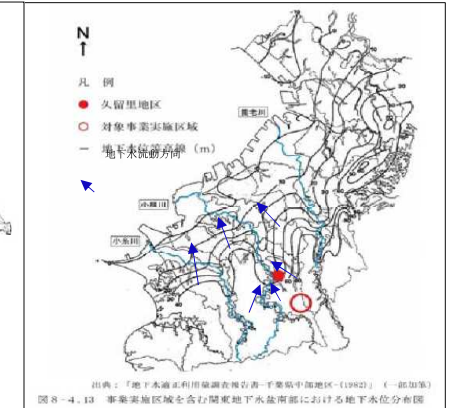
※出典:産業廃棄物処理施設変更許可申請書(最終処分場)1/3(E 水文環境広域調査報告書)

- ・拡散による汚染の詳細は分かりませんでした。

[地下水の流動方向(広域流動)]

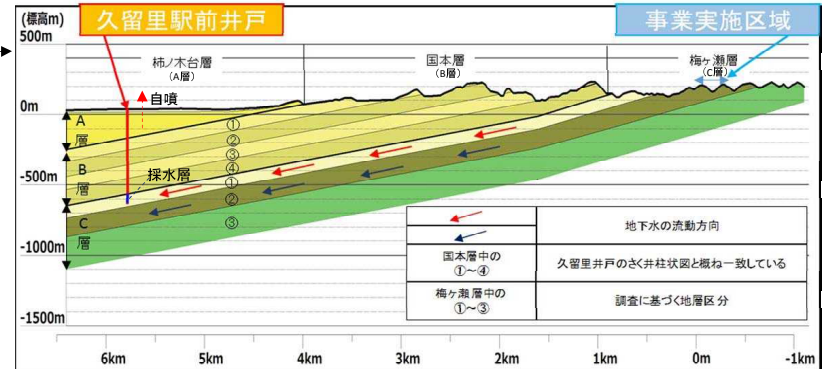


[地下水の流動方向(中間流動)]



出典:産業廃棄物処理施設変更許可申請書(最終処分場)3/3(13.生活環境影響調査書、p8-4-28～31)

[地下水流動の概念図(断面)]



□第Ⅲ-1埋立地貯留堰堤

■計画変更について

①変更理由

モニタリング井戸（No.3）に影響しないように堰堤の位置を見直します。

②変更内容

(1)位置

項目	申請時	変更
堰堤位置		13.6mセットバック

(2)形状

堰堤頂部の幅	0.5m	変更なし
前面勾配	1:0.3	変更なし
背面勾配	1:0.8	変更なし
高さ	7m	13m
延長	68.5m	94.5m
堰堤支持地盤	地盤改良(セメント改良)	

(3)埋立容量と埋立層

埋立容量	11.5万m ³	9.6万m ³
土堰堤の法面勾配	1:1.8	変更なし
小段幅	1.5mと3.0mを5m毎に交互に配置	変更なし
埋立層	17層	16層
土堰堤	14層	12層

(4)浸出水・地下水集水ピット

設置位置	埋立地内	埋立地外
------	------	------

(5)暗渠排水管(工法:推進)

暗渠排水管(φ350、延長78m)を設置し、地下水を排水すると共に流末で水質を監視できるようにします。

③安定計算 試行くさび法により安定計算を行い、転倒・滑動・支持力ともに基準を満足することを確認しました。

	常時			地震時		
	転倒 <2,467m	滑動 ≥4.0	支持力 ≤320kN/m ²	転倒 <2,467m	滑動 ≥4.0	支持力 ≤480kN/m ²
ケース1	1.119	∞	225	2.014	13.24	281
ケース2	1.202	8.19	298	1.547	6.26	326
ケース3	0.758	6.55	313	1.093	4.88	354
ケース4	0.587	22.24	240	1.189	6.59	318

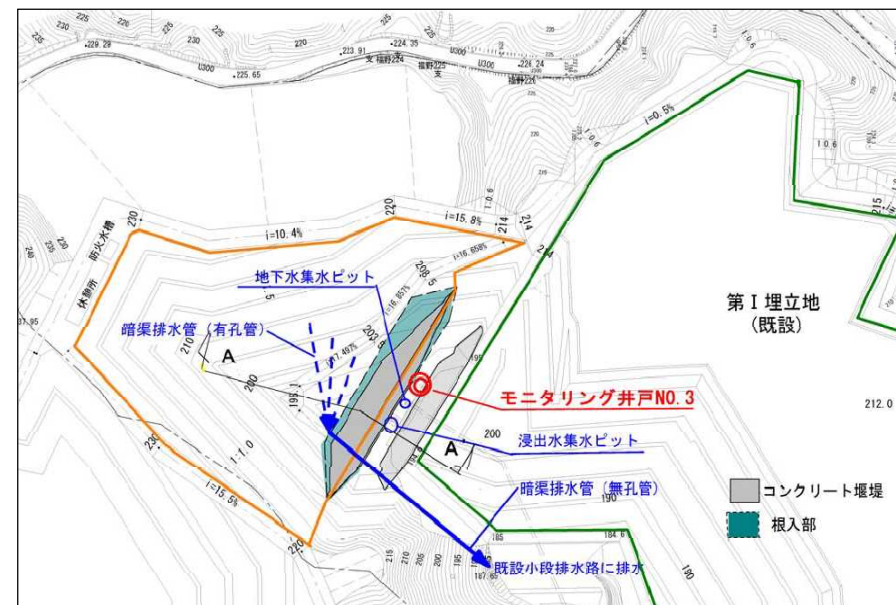
※ケース1:完成時/空虛時、ケース2:埋立中/洪水時、ケース3:埋立終了/洪水時、ケース4:埋立終了/地震時

④モニタリング井戸（No.3）への影響

・第Ⅲ-1埋立地貯留堰堤底部の地盤改良(セメント改良)によるセメント溶出の影響

⇒溶出実験から、モニタリング井戸（No.3）で監視している塩化物イオン濃度への影響はありません。

[貯留堰堤、ボーリング調査等位置図]



[セメント溶出実験]

1)実験方法(実験日平成29年10月5日～6日、16日)

モニタリング井戸（No.3）から採水した水(試料)を入れた試験容器に供試体を浸して経過時間毎に主要項目(pH、塩化物イオン濃度)を測定

2)条件

試料 …12試料/3回(6h、12h、24h、11日経過後) ※3試料/1回
 試験容器 …バケツ(φ300、h=30cm以上)
 供試体/3本 …配合結果 ・試料土:34kg
 ・セメント系固材:2kg(許容支持力200kN/m²を得るための配合量)
 ・水:2.4kg

経過時間(分析) …「6h、12h、24h」は水を入れ替え、「11日経過後」は24h経過後から水の入替えなし

3)実験結果

	pH		
	供試体1	供試体2	供試体3
実験前	7.2		
6h経過	7.6	7.7	7.8
12h経過	7.6	7.7	7.7
24h経過	7.6	7.6	7.6
11日経過	8.5	8.6	8.6

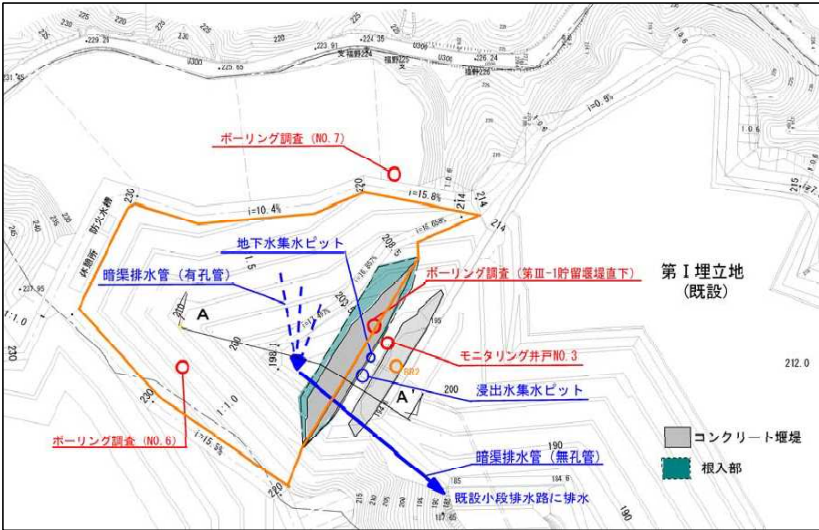
塩化物イオン濃度(mg/L)		
供試体1	供試体2	供試体3
16		
16	12	12
18	18	14
11	11	10
14	13	10

→4)考察 pHは若干アルカリ側の反応を示しましたが、塩化物イオン濃度に影響はほぼ見られませんでした。

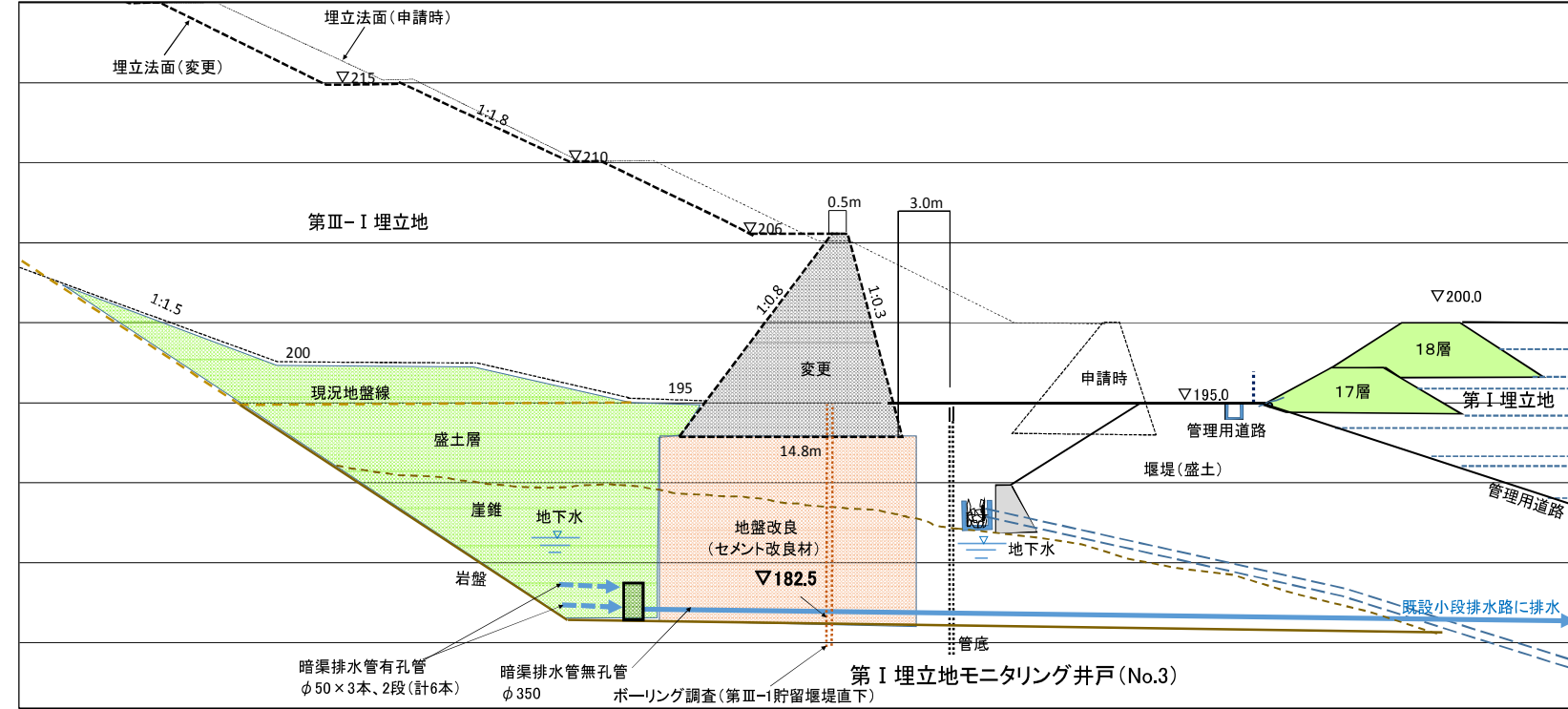
□第Ⅲ-1埋立地貯留堰堤

⑤-1 計画位置図と断面図…セットバックの位置

[計画位置図]

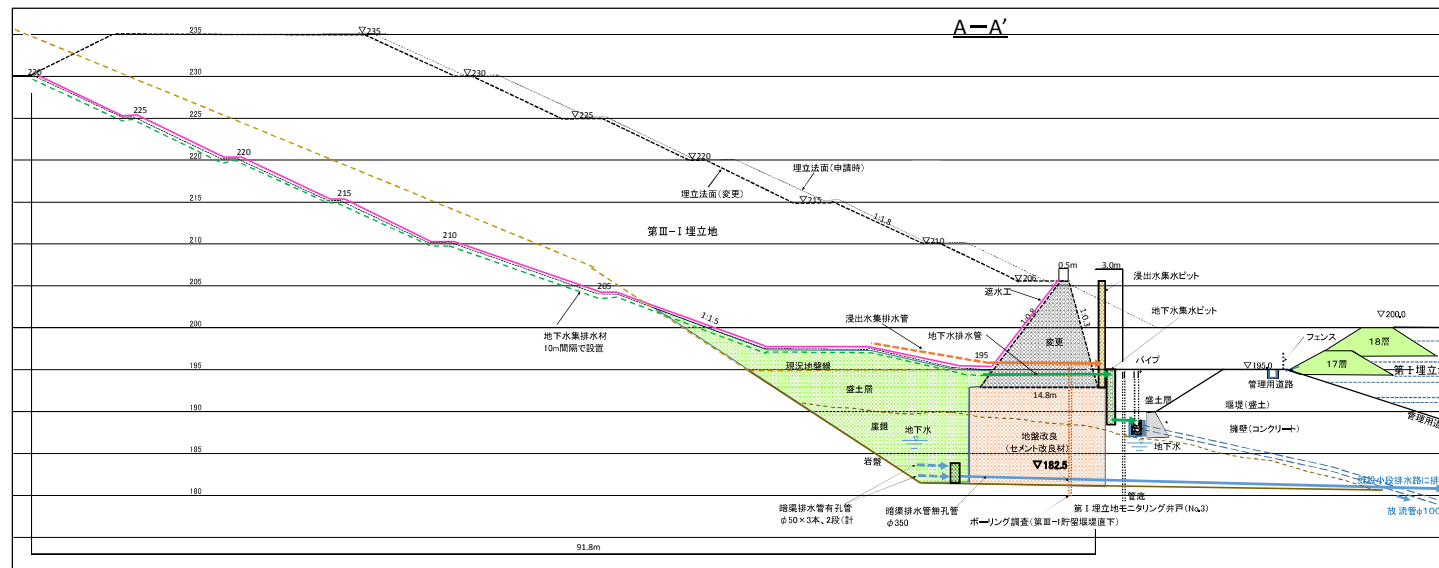
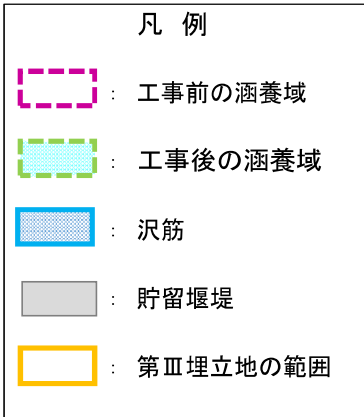
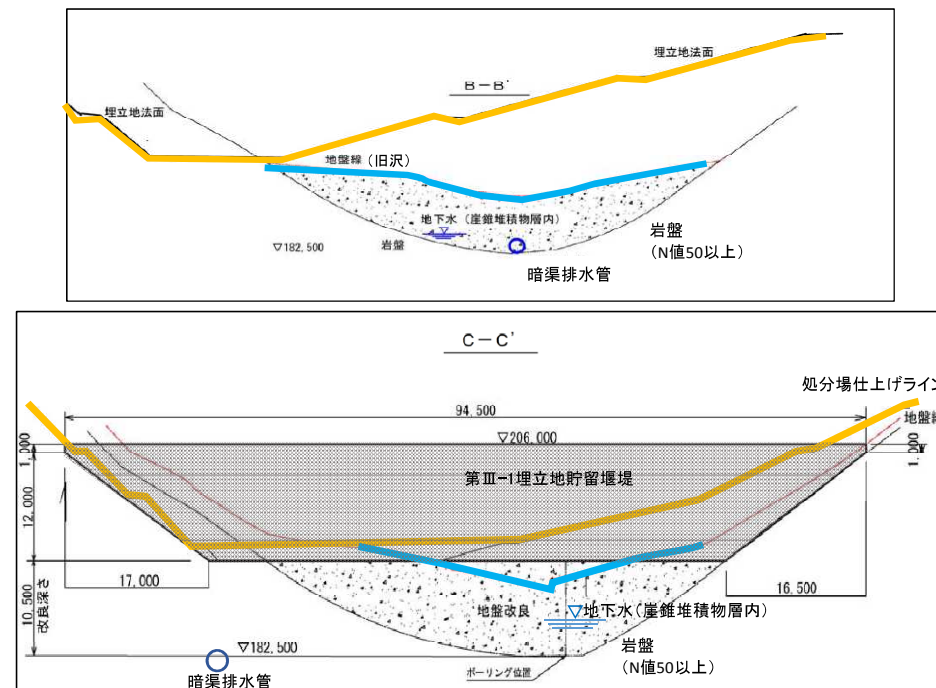
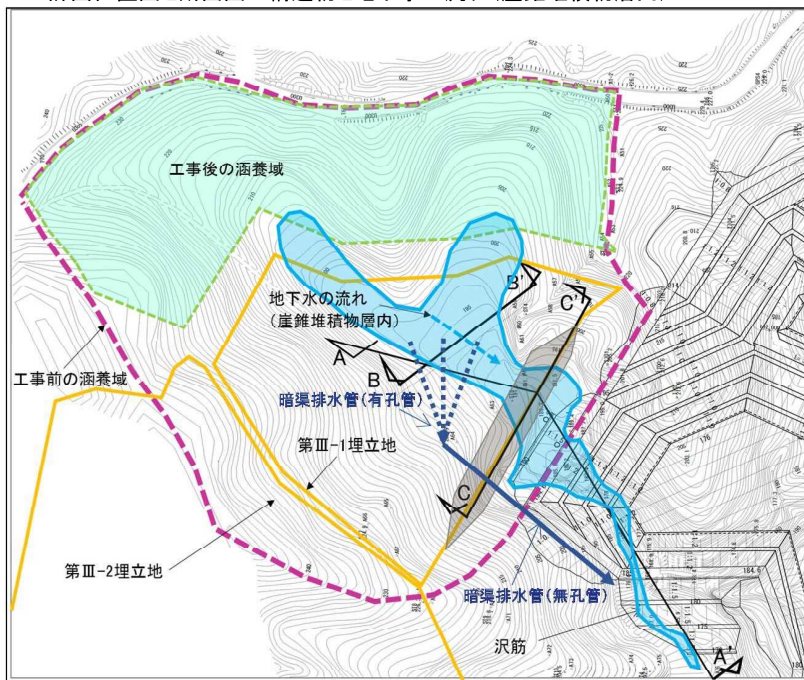


[断面図(A-A')]



☐第Ⅲ-1埋立地貯留堰堤

⑤-2 計画位置図と断面図…構造物と地下水の流れ(崖錐堆積物層内)



□第Ⅲ-1埋立地貯留堰堤

⑥暗渠排水管について

(1)設置の目的

地盤改良により堰き止められる地下水を排水すると共に流末で水質を監視できるようにします。

(縦断面図／①-①断面図)----->[縦断面図]

(2)工事内容

- 1)工 法 小口径管推進工法
- 2)口 径 $\phi 350\text{mm}$
- 3)延 長 77.7m
- 4)勾 配 0.5%
- 5)最大土被り厚 12.8m
- 6)上流側の暗渠 集水ボーリング $\phi 50\text{mm}$ 、 $L=30\sim 50\text{m} \times 3\text{本} \times 2\text{段}$ (横断面1／(A)-(A)断面図)----->

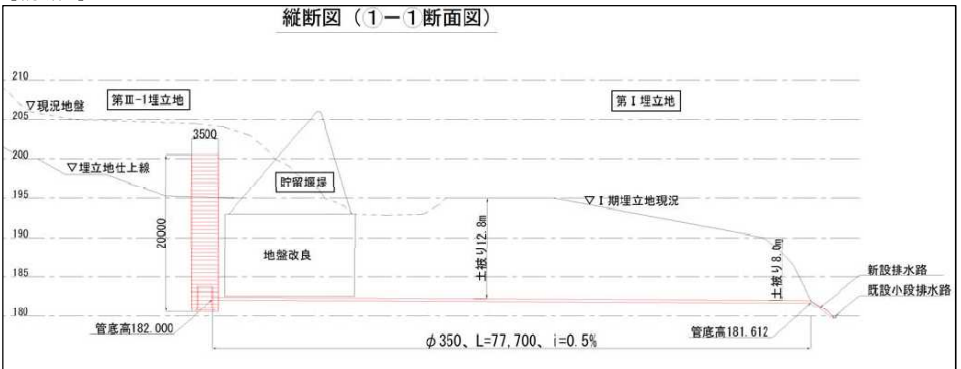
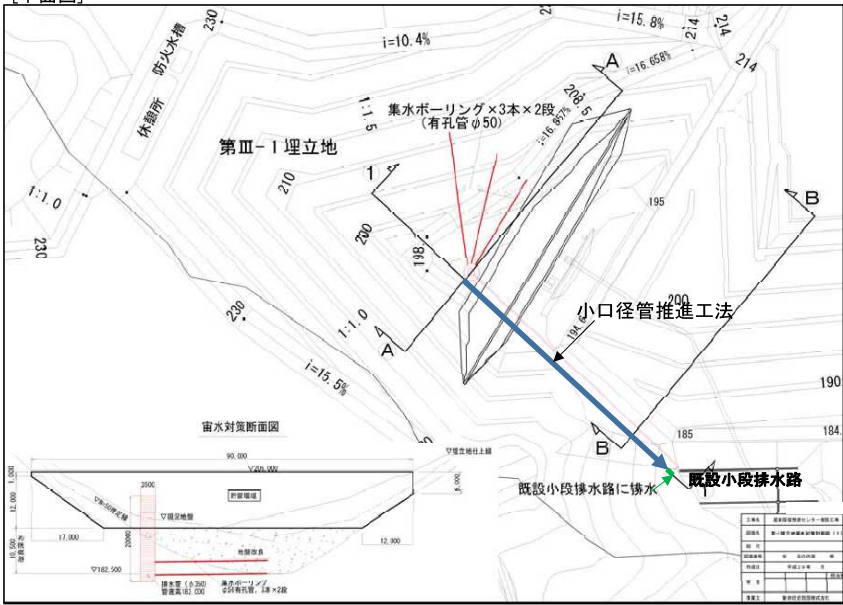
(3)既存施設への影響

- ・暗渠排水管は第Ⅰ埋立地の法肩から管理用道路を挟んで7.0m離れているので影響はありません。
- (横断面2 (B)-(B)断面図)----->
- ・推進管の到達側が堰堤(盛土)に近接しますが、到達箇所は地山のため影響はありません。
- ・既設の小段排水路に排水します。

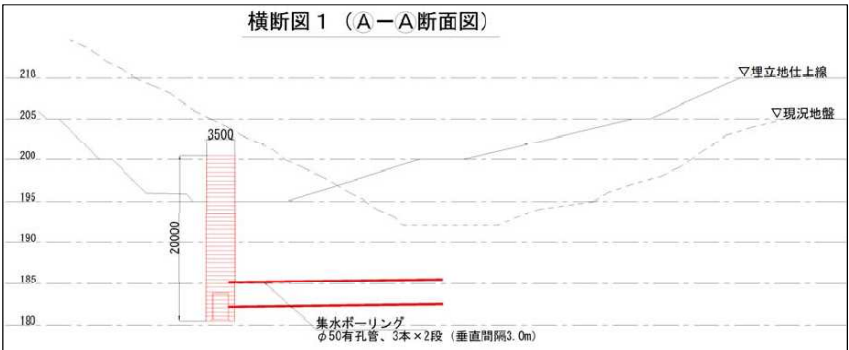
(4)水質の監視

- ・推進管の排出口で水質を監視します。

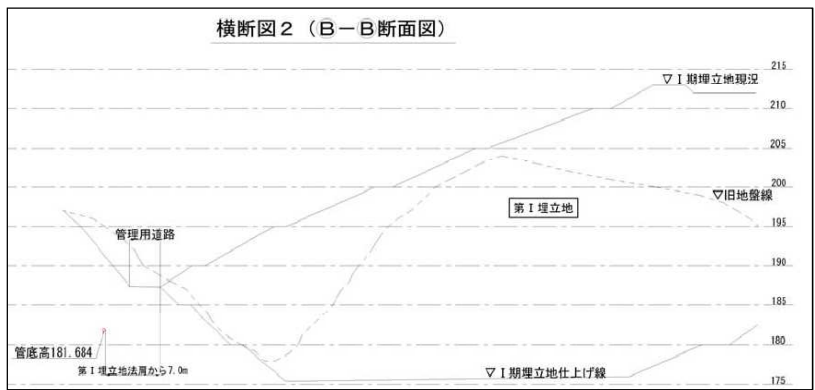
[平面図]



[横断面図]

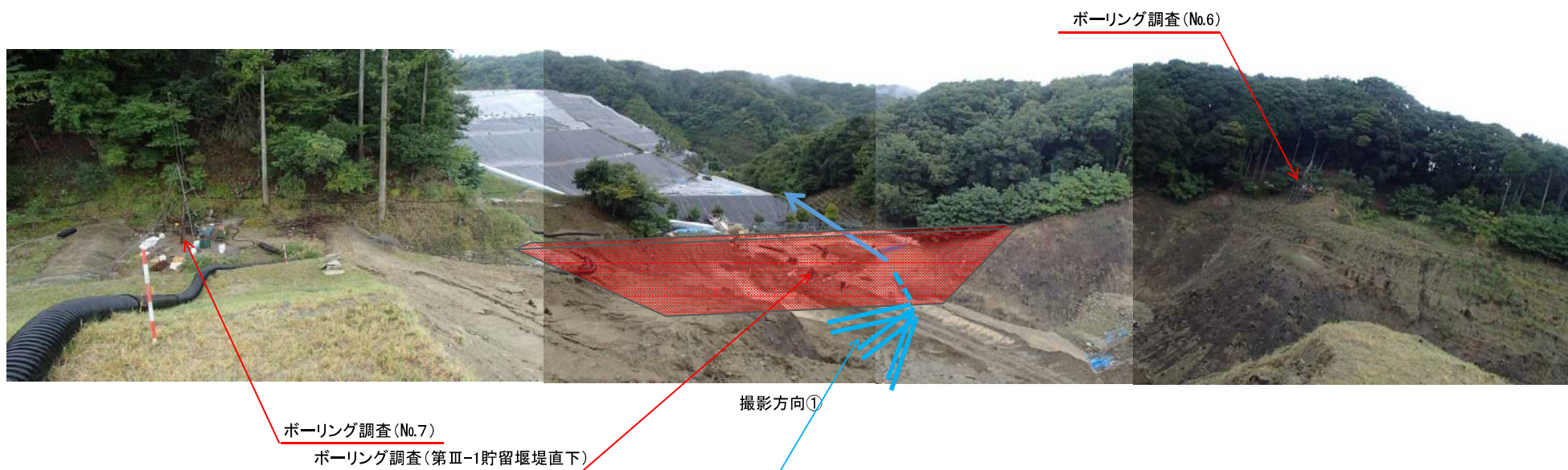


[横断面図]

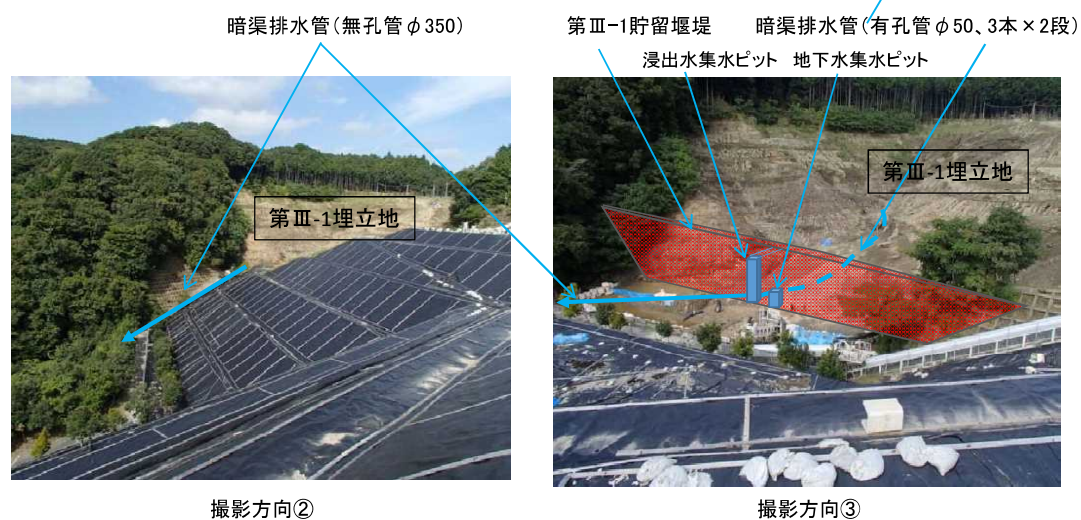


Ⅲ-1埋立地貯留堰堤

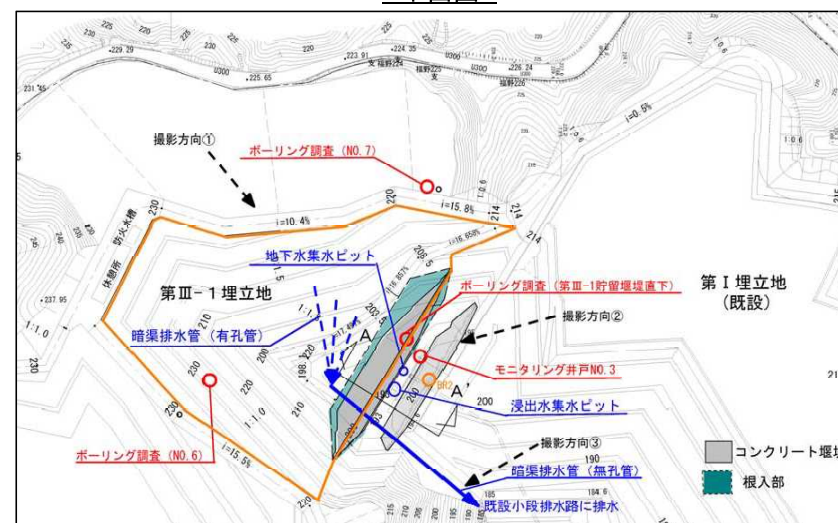
⑦貯留堰堤と暗渠排水管の設置位置(現地写真)



貯留堰堤、暗渠排水管設置位置



平面図



□繰越課題 排ガス対策について

■大気質の環境の保全のための措置

1. 施工時

①切土・盛土工事等に伴う環境保全措置

[粉じん対策]

- ・粉じん飛散防止のために散水車を使用して適宜散水を行います。

[排ガス対策]

- ・日曜、祝日は、原則として工事を行いません。

②資材等運搬車両の走行に伴う環境保全措置

[粉じん対策]

- ・工事関係車両が場外に出る際は、タイヤ等についている土をよく落とすようにします。
- ・林道大福山線の未舗装区間は適宜散水を行い、粉じんの飛散を抑制します。

[排ガス対策]

- ・資材等運搬車両の走行に当たっては市原市道85号線及び君津市道沿道の集落内を走行する際には特に低速度走行を行い、空ぶかし等をしないよう運転者に対し指導を徹底します。
- ・日曜、祝日は、原則として資材の搬入を行いません。

2. 供用時

①埋立作業等に伴う環境保全措置

[粉じん対策]

- ・埋め立てる際に粉じんが発生しやすい廃棄物は散水しながら行います。
- ・天気予報で強風注意報・警報が発令された日や作業当日に粉じんの飛散を目視確認した場合は散水を行います。
- ・必要に応じ即日覆土を行います。

[排ガス対策]

- ・日曜、祝日は、原則として埋立作業を行いません。

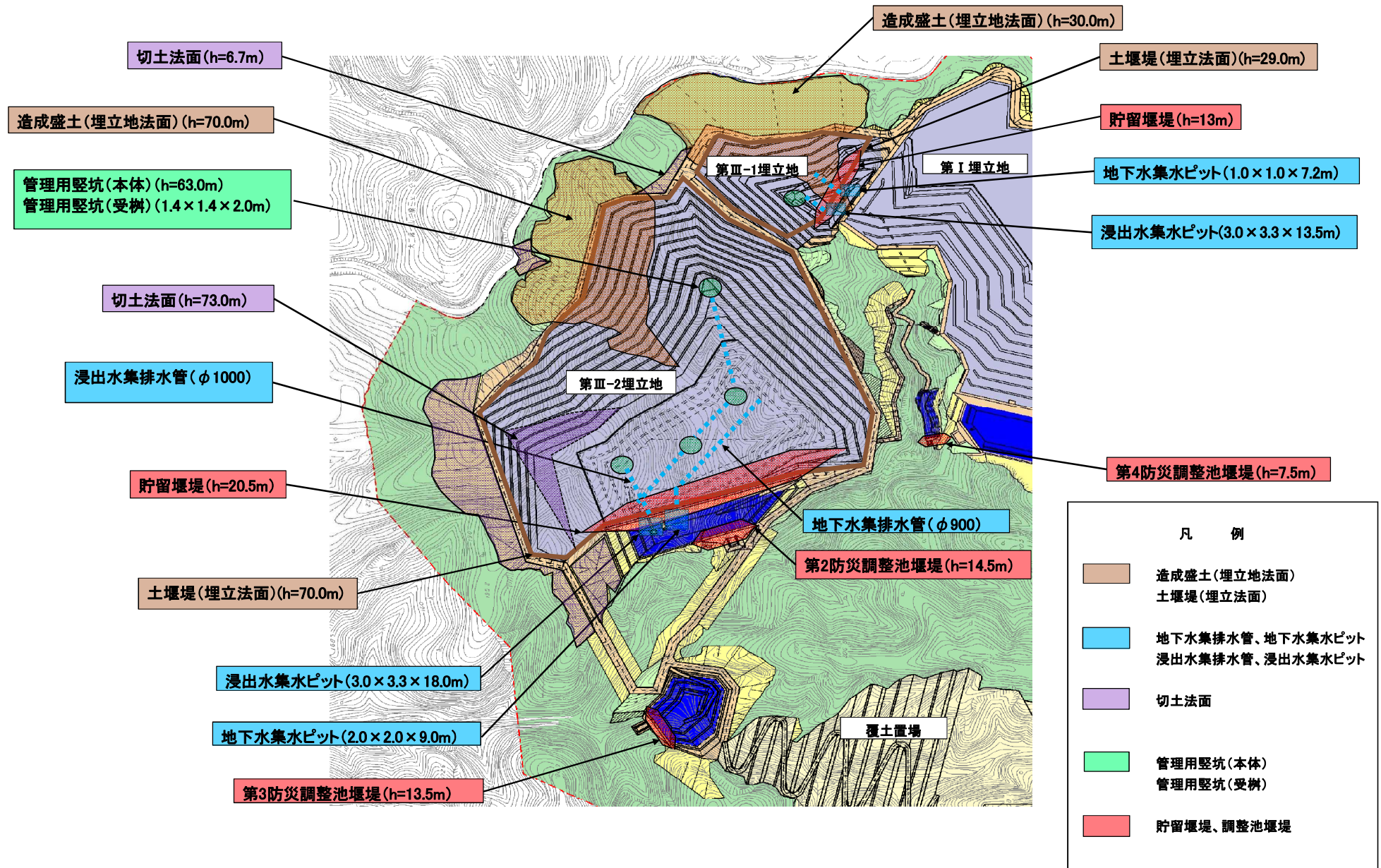
②廃棄物搬入車両の走行に伴う環境保全措置

[排ガス対策]

- ・停車、待機時におけるアイドリングストップを徹底します。
- ・林道大福山線の未舗装区間は適宜散水を行い、粉じんの飛散を抑制します。
- ・廃棄物搬入車両の出入口は清掃を行い、粉じんが飛散するような場合には散水を行います。
- ・洗車場で廃棄物搬入車両のタイヤを洗浄します。また、荷台等は必要に応じ埋立地内で洗浄を行います。
- ・廃棄物搬入車両は、シート掛けの実施や密閉型車両使用の推進を図ります。
- ・日曜、祝日は、廃棄物の搬入を行いません。

■構造物の安全性について

①構造物の規模と評価すべき構造物



造成盛土と土堰堤 (第Ⅲ-2埋立地における70mの高盛土に対する安定)

① 構造物の規模と評価すべき構造物	→	造成盛土(埋立地法面) 最大高さ70m/第Ⅲ-2埋立地 土堰堤(埋立法面) 最大高さ70m/第Ⅲ-2埋立地
② 安全性の評価	→	1) 評価するもの 斜面のすべりに対する安全性→常時/地震時の安全率 2) 評価方法 円弧すべり面法による安定計算
③ 必要な要素(項目)	→	造成盛土(埋立地法面) 覆土・土堰堤の土質定数 土堰堤(埋立法面) 廃棄物層と覆土・土堰堤の土質定数
④ 必要要素の決定方法	→	覆土・土堰堤の土質定数 第Ⅲ埋立地のボーリング調査(3試料) 廃棄物層の土質定数 第Ⅱ埋立地の廃棄物層の土質試験(13試料) →廃棄物層の土質定数を第Ⅱ埋立地の試験結果に見直しました ※第Ⅲ埋立地は第Ⅱ埋立地の構造・埋立方法を踏襲するので見直しました
⑤ 評価の基準値	→	造成盛土(埋立地法面) 道路土工/安全率:常時「1.2」、地震時「1.0」 土堰堤(埋立法面) 全都清基準/安全率:常時「1.2」、地震時「1.2」
⑥ 決定した要素で評価した結果	→	造成盛土(埋立地法面) 基準を満足せず 安全率:常時「1.41」、地震時「0.92」 →地震時の安全率を補強材(ジオテキスタイル)使用で満足することを確認 安全率:常時「1.51~2.24」、地震時「1.01~1.48」 (ジオテキスタイル設置の層毎に計算) 土堰堤(埋立法面) 基準を満足することを確認しました 安全率:常時「1.94~1.98」、地震時「1.27~1.50」
⑦ 工事中・後に確認すべき事項	→	造成盛土(埋立地法面) ・工事中:補強材の引抜き試験、現場密度試験 ・工事後:変位の監視 土堰堤(埋立法面) ・工事後:変位の監視、2層毎3箇所の土質試験
⑧ 確認方法及び指標	→	補強材の引抜き試験 設計した強度との比較 現場密度試験 設計した土質定数との比較 変位の監視 変位観測点の設定による鉛直変位/水平変位の測定

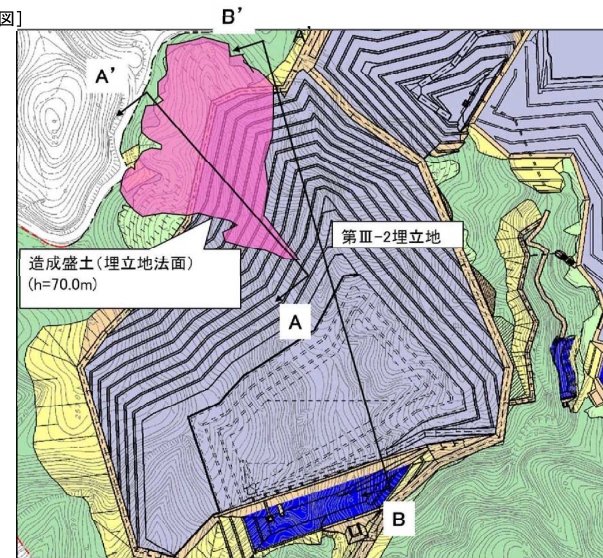
対象構造物は設計計算(静的解析)の結果、基準を満たしていることを確認しました

多面的な安全性の検討

⑨ 多面的な安全性の検討

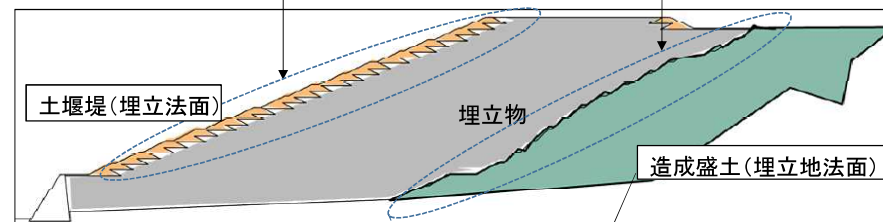
- 造成盛土(埋立地法面)の安定について →地山との境界をすべり面に設定した安定性の検討
 - 検討方法 有効応力法の複合すべり計算…盛土造成部と地山の抵抗力の関係で安全率を計算
 - 基準値 安全率:常時「1.2」、地震時「1.0」/道路土工「切土工・斜面安定工指針」
 - 検討結果 安全率:常時「2.609」、地震時「1.595」→基準を満足することを確認しました
 - 土堰堤(埋立法面)の安定について →地震における安定性の検討(動的解析)
 - 設定した地震 阪神淡路大震災(大きく短い地震動)と東日本大震災(大きく長い地震動)の2ケース
 - 条件 メッシュ交点1万点、設定すべり面7断面、変位量を解析
 - 基準値 設計水平震度「0.2」/道路土工「盛土工指針」に基づき設定
 - 検討結果 降伏水平震度は「0.38~0.75」→設計水平震度を満足することを確認しました。
- (2)直線すべり計算 →土堰堤表層部を通るすべりの検討
- 条件 すべり線8本(土堰堤を通る1本、地震時のひずみが大いところを通る1本、その他埋立物側に10mずつずらした6本)を設定し、計算
 - 基準値 安全率:常時「1.2」、地震時「1.0」/道路土工「切土工・斜面安定工指針」
 - 検討結果 安全率:常時「2.18~3.29」、地震時「1.35~2.19」→基準を満足することを確認しました。

[平面図]

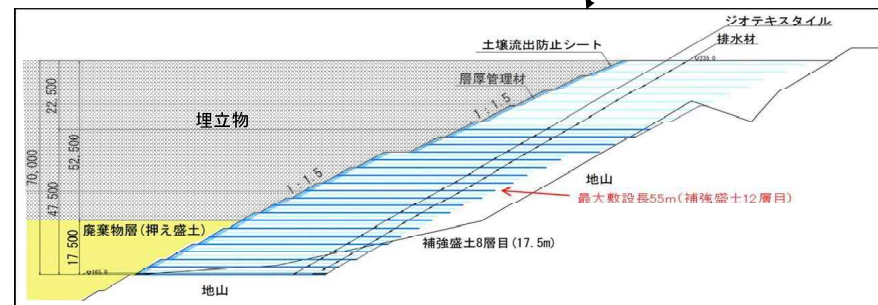


評価するもの 斜面のすべりに対する安全性(常時/地震時の斜面の安全率)
評価方法 円弧すべり面法による安定計算
※土堰堤は以下の4ケースで検討(全都清基準)
ケース1:完成時/空虚時、ケース2:埋立中/洪水時、
ケース3:埋立終了/洪水時、ケース4:埋立終了/地震時

[断面図]



拡大



切土法面（10箇所）

① 構造物の規模と評価すべき構造物	➡	切土法面 最大高さ73m/ 第三-2埋立地
② 安全性の評価	➡	1) 評価するもの 斜面のすべりに対する安全性→常時/地震時の安全率 2) 評価方法 円弧すべり面法による安定計算
③ 必要な要素(項目)	➡	切土地盤の定数
④ 必要要素の決定方法	➡	切土地盤付近のボーリング調査(7試料)
⑤ 評価の基準値	➡	道路土工「切土工・斜面安定工指針」/安全率「本設: 1.2、仮設: 1.1」
⑥ 決定した要素で評価した結果	➡	10箇所中7箇所で基準を満足することを確認しました。 本設6箇所…安全率「1.75～3.64」、仮設1箇所…安全率「1.10」 残りの3箇所は基準を満足せず、補強を行い基準を満足することを確認しました。 本設3箇所…無補強時: 安全率「0.90～1.16」、補強対策後: 安全率「1.25～2.50」
⑦ 工事中・後に確認すべき事項	➡	工事中: 地盤の硬度の確認 工事後: 変位の監視
⑧ 確認方法及び指標	➡	地盤の硬度の確認 工事の進捗に応じて硬度計にて地盤の硬さを測定 土堰堤(埋立法面) 変位観測点の設定による鉛直変位/水平変位の測定

対象構造物は設計計算(静的解析)の結果、基準を満たしていることを確認しました

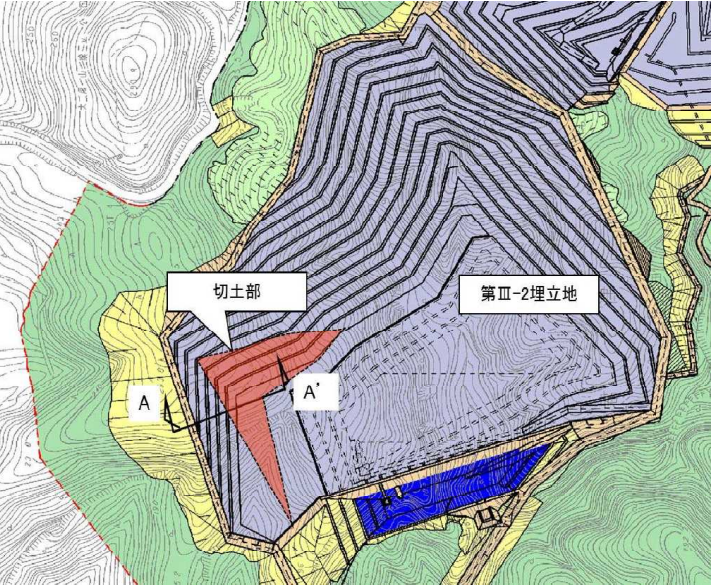
多面的な安全性の検討(静的解析)

⑨ 多面的な安全性の検討

(3) すべり面を設定しない場合の切土法面の安定について
→地盤の抵抗力を徐々に低減させて崩壊の瞬間を解析

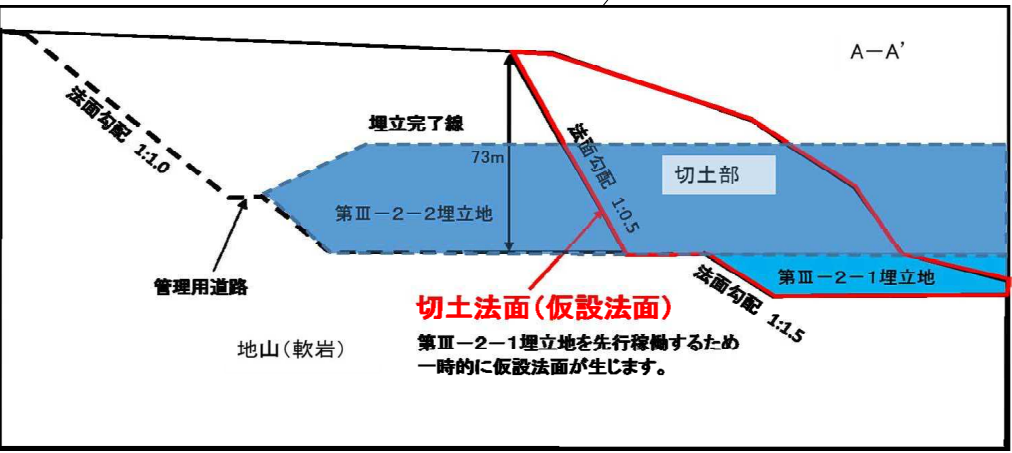
- | | |
|---------|--|
| 1) 検討方法 | せん断強度低減法による安定解析…崩壊が生じる際の地盤抵抗力の低減率(=安全率)を解析 |
| 2) 基準値 | 安全率「1.1」/道路土工「切土工・斜面安定工指針」 |
| 3) 検討結果 | 安全率「1.23」→基準を満足することを確認しました。 |

[平面図]



評価するもの 斜面のすべりに対する安全性(常時/地震時の斜面の安全率)
評価方法 円弧すべり面法による安定計算

[断面図]

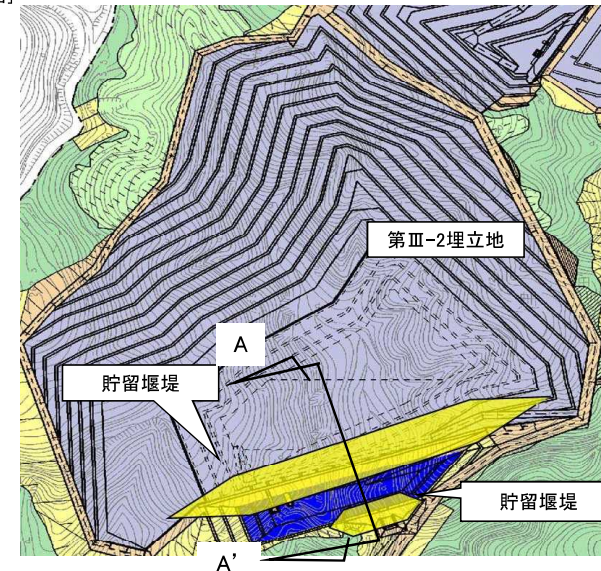


貯留堰堤、調整池堰堤

① 構造物の規模と 評価すべき構造物	→	貯留堰堤 調整池堰堤	最大高さ20.5m/第Ⅲ-2埋立地 最大高さ14.5m/第Ⅲ-2埋立地
② 安全性の評価	→	貯留堰堤 1) 評価するもの 2) 評価方法 調整池堰堤 1) 評価するもの 2) 評価方法	常時/地震時の転倒・滑動・支持力 試行くさび法 常時/地震時の転倒・滑動・支持力 静水圧
③ 必要な要素(項目)	→	貯留堰堤 調整池堰堤	貯留堰堤基礎地盤の土質定数 廃棄物の土質定数 覆土・土堰堤の土質定数 調整池堰堤基礎地盤の土質定数 泥水重量
④ 必要要素の決定方法	→	貯留堰堤基礎地盤の土質定数 廃棄物の土質定数 覆土・土堰堤の土質定数 調整池堰堤基礎地盤の土質定数 泥水重量	貯留堰堤直下のボーリング調査(1試料) 第Ⅱ埋立地廃棄物層の土質試験(13試料) 第Ⅲ埋立地のボーリング調査(3試料) 調整池堰堤直下のボーリング調査(3試料) 基準/建設省河川砂防基準(案)に基づき設定
⑤ 評価の基準値	→	貯留堰堤 調整池堰堤	全都清基準 滑動「 >4.0 」 転倒「 $\leq 3.306m$ 」 支持力: 常時「 $600kN/m^2$ 」、地震時「 $900kN/m^2$ 」 建設省河川砂防基準(案)/ 滑動「 >1.2 」 転倒「 $6.23 < d < 12.45$ 」 支持力「 $< 400kN/m^2$ 」
⑥ 決定した要素で 評価した結果	→	貯留堰堤 調整池堰堤	基準を満足することを確認しました 滑動「 $5.26 \sim \infty$ 」 転倒「 $0.025 \sim 2.056m$ 」 支持力: 常時「 $309 \sim 503kN/m^2$ 」、地震時「 $264 \sim 370kN/m^2$ 」 基準を満足することを確認しました 滑動「 2.11 」 転倒「 $d=8.44$ 」 支持力「 $163 \sim 296kN/m^2$ 」
⑦ 工事中・後に確認 すべき事項	→	貯留堰堤 調整池堰堤	・工事中: 固化材の配合試験(第Ⅲ-1埋立地) 平板載荷試験 ・工事後: 変位の監視 ・工事中: 平板載荷試験 ・工事後: 変位の監視
⑧ 確認方法及び指標	→	固化材の配合試験 平板載荷試験 変位の監視	基礎地盤の支持力が満足しているか確認 基礎地盤の支持力が満足しているか確認 変位観測点の設定による鉛直変位/水平変位の測定

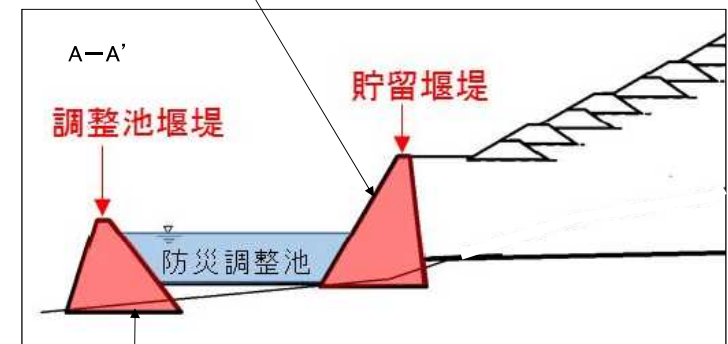
対象構造物は設計計算の結果、基準を満たしていることを確認しました

[平面図]



評価するもの 常時/地震時の転倒・滑動・支持力
評価方法 試行くさび法 ※以下の4ケースで検討
ケース1: 完成時/空虚時、ケース2: 埋立中/洪水時、
ケース3: 埋立終了/洪水時、ケース4: 埋立終了/地震時

[断面図]



評価するもの 常時の転倒・滑動・支持力
評価方法 静水圧

地下水・浸出水集排水管、地下水・浸出水集水ピット

- ① 構造物の規模と
評価すべき構造物

→

地下水集排水管	管径φ900 /第Ⅲ-2埋立地
浸出水 "	管径φ1000/第Ⅲ-2埋立地
地下水集水ピット	最大寸法 2.0m×2.0m×9.0m /第Ⅲ-2埋立地
浸出水 "	最大寸法 3.0m×3.3m×18.0m/第Ⅲ-2埋立地
- ② 安全性の評価

→

地下水/浸出水集排水管	
1)評価するもの	管のたわみ率
2)評価方法	Spangler式による強度計算
地下水/浸出水集水ピット	
1)評価するもの	鉄筋コンクリートの許容応力度
2)評価方法	現場打ちマンホールの計算式による構造計算
- ③ 必要な要素(項目)

→

地下水/浸出水集排水管	廃棄物層と覆土・土堰堤の土質定数
地下水/浸出水集水ピット	覆土・土堰堤の土質定数、コンクリート躯体の強度
- ④ 必要要素の決定方法

→

覆土・土堰堤の土質定数	第Ⅲ埋立地のボーリング調査(3試料)
廃棄物層の土質定数	第Ⅱ埋立地の廃棄物層の土質試験(13試料)
コンクリート躯体の強度	鉄筋コンクリートの厚さ、配筋量
- ⑤ 評価の基準値

→

地下水/浸出水集排水管	全都清基準/たわみ率「<5%」
地下水/浸出水集水ピット	道路土工/許容圧縮応力度「<8.0N/mm ² 」
土堰堤(埋立法面)	/許容せん断応力度「<0.23N/mm ² 」
	/鉄筋許容引張応力度「<160N/mm ² 」
- ⑥ 決定した要素で
評価した結果

→

基準を満足することを確認しました。	
地下水集排水管	たわみ率「0.51%」
浸出水 "	たわみ率「4.76%」
地下水集水ピット	圧縮応力度「1.20N/mm ² 」
	せん断応力度「0.11N/mm ² 」
	鉄筋引張応力度「53N/mm ² 」
浸出水 "	圧縮応力度「1.60N/mm ² 」
	せん断応力度「0.19N/mm ² 」
	鉄筋引張応力度「84N/mm ² 」
- ⑦ 工事中・後に確認
すべき事項

→

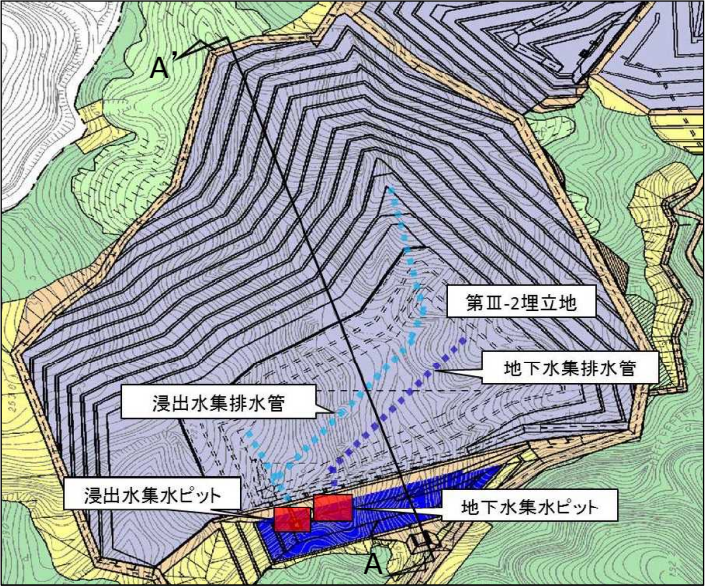
地下水/浸出水集排水管	工事後:目視点検
地下水/浸出水集水ピット	工事後:目視点検
- ⑧ 確認方法及び指標

→

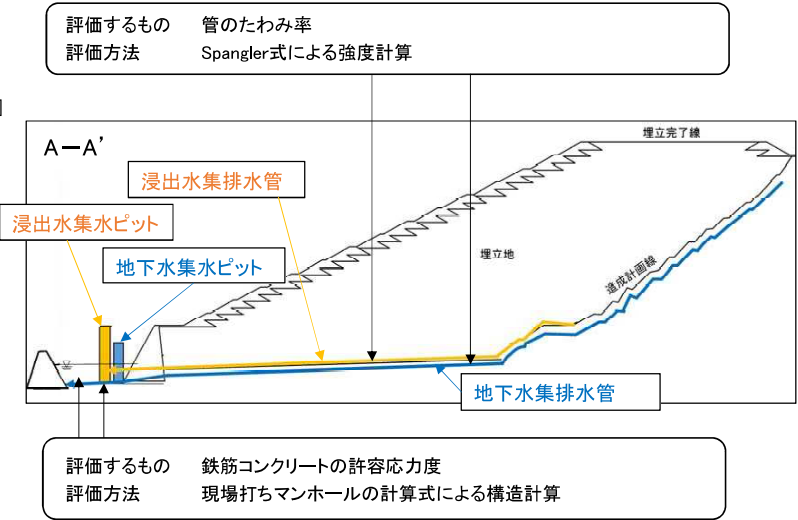
目視点検	亀裂等がないかを確認
------	------------

対象構造物は設計計算の結果、基準を満たしていることを確認しました

[平面図]



[断面図]

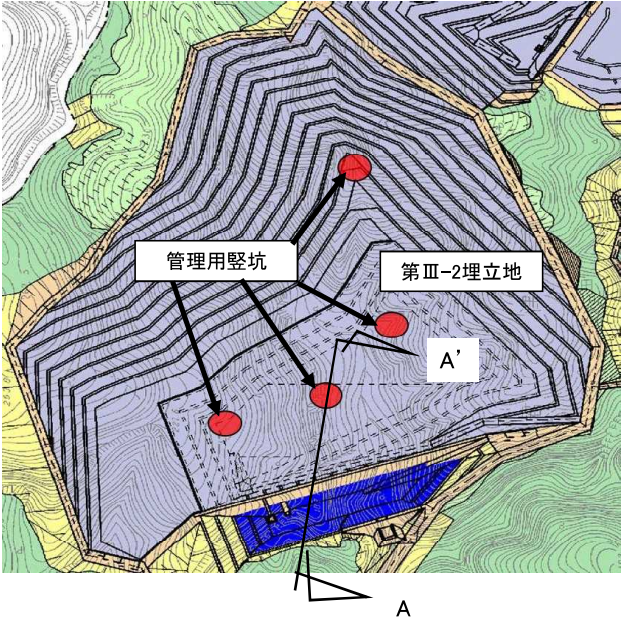


管理用竖坑(本体、受樹)

① 構造物の規模と 評価すべき構造物	管理用竖坑(本体) 管理用竖坑(受樹)	最大寸法63m/第Ⅲ-2埋立地 寸法1.4m×1.4m×2.0m/第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地
② 安全性の評価	管理用竖坑(本体) 1)評価するもの 2)評価方法 管理用竖坑(受樹) 1)評価するもの 2)評価方法	鉄筋コンクリートの許容応力度 中堀杭計算式 鉄筋コンクリートの許容応力度 現場打ちマンホールの計算式
③ 必要な要素(項目)	廃棄物の土質定数、コンクリート躯体の強度	
④ 必要要素の決定方法	廃棄物層の土質定数 コンクリート躯体の強度	第Ⅱ埋立地の廃棄物層の土質試験(13試料) 鉄筋コンクリートの厚さ、配筋量
⑤ 評価の基準値	管理用竖坑(本体) 管理用竖坑(受樹)	道路土工/圧縮許容応力度「 $<8.0\text{N}/\text{mm}^2$ 」 道路土工/許容圧縮応力度「 $<8.0\text{N}/\text{mm}^2$ 」 /許容せん断応力度「 $<0.35\text{N}/\text{mm}^2$ 」 /鉄筋許容引張応力度「 $<180\text{N}/\text{mm}^2$ 」
⑥ 決定した要素で 評価した結果	管理用竖坑(本体) 管理用竖坑(受樹)	基準を満足することを確認しました 圧縮応力度「 $3.9\text{N}/\text{mm}^2$ 」 基準を満足せず 一底版の鉄筋径と厚さを増すことにより满足します 圧縮応力度「 $1.7\text{N}/\text{mm}^2$ 」 せん断応力度「 $0.35\text{N}/\text{mm}^2$ 」 鉄筋引張応力度「 $106.1\text{N}/\text{mm}^2$ 」
⑦ 工事中・後に確認 すべき事項	管理用竖坑(本体) 管理用竖坑(受樹)	工事後:目視点検 工事後:目視点検
⑧ 確認方法及び指標	目視点検	亀裂等がないかを確認

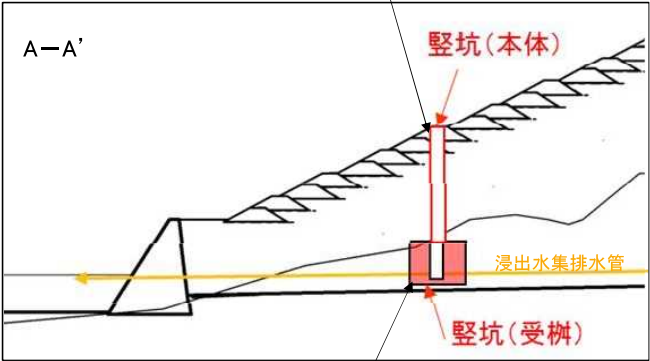
対象構造物は設計計算の結果、基準を満たしていることを確認しました

[平面図]



評価するもの コンクリートの許容応力度
評価方法 中堀杭計算式

[断面図]



評価するもの コンクリートの許容応力度
評価方法 現場打ちマンホールの計算式

構造物の安定の計算結果一覧表及び位置図

- ①設置する構造物、設置場所、規模、安全性を評価すべき構造物
 ②安全性の評価に当たって評価すべきもの、評価方法
 ③評価に必要な要素(項目)

- ④必要な要素の決定方法
 ⑤評価の基準値
 ⑥評価結果

- ⑦工事中・後の確認事項
 ⑧確認方法・指標
 ⑨多面的な安定性の検討

①				②		③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
<構造物>	<設置場所>	<規模>	<安全性を評価すべき構造物>	<評価すべきもの>	<評価方法>	<必要な要素(項目)>	<必要な要素の決定方法>	<評価の基準値>	<評価結果>	<工事中・後の確認事項>	<確認方法・指標>	<多面的な安定性の検討>
造成盛土(埋立法面)	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	h=30.0m h=70.0m	造成盛土(第Ⅲ-2埋立地)	常時ノ地震時の斜面の安全率	円弧すべり面法	盛土材の土質定数 基盤の土質定数	ボーリングで採取した試料で求めた盛土材の土質定数	道路土工(盛土工指針)の基準値	ジオテキスタイルの採用で基準を満足	工事中:引き抜き試験、現場密度試験 工事後:変位の監視	変位観測点の設定 (鉛直変位ノ水平変位)	道路土工 切土・斜面安定工指針の有効応力法の複合すべり計算
土堰堤(埋立法面)	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	h=29.0m h=70.0m	土堰堤(第Ⅲ-2埋立地)	常時ノ地震時の斜面の安全率	円弧すべり面法	廃棄物の土質定数 盛土材の土質定数	第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリングで採取した試料で求めた盛土材の土質定数	全都清基準(土地改良事業計画設計基準)の基準値	基準を満足	工事後:変位の監視 2層毎3箇所の土質試験	変位観測点の設定 (鉛直変位ノ水平変位)	・地震時における動的解析 (地震応答解析) ※ニューマーク法 ・直轄すべりの安定計算
切土法面	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	h=6.7~73.0m	切土法面(第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地の2箇所)	常時ノ地震時の斜面の安全率	円弧すべり面法	切土地盤の定数	ボーリング調査で採取した試料でない試料	道路土工(切土工・斜面安定工指針)の基準値	7箇所まで基準を満足、3箇所まで補強を行い基準を満足	工事中:地盤の硬さの確認 工事後:変位の監視	変位観測点の設定 (鉛直変位ノ水平変位)	せん断強度低減法による安定解析
貯留堰堤	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	h=13.0m h=20.5m	貯留堰堤(第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地の2箇所)	常時ノ地震時の転倒、滑動、支持力	試行くさび法	基礎地盤の支持力 堰堤重量 堰堤にかかる土圧 堰堤にかかる水圧	ボーリング調査 コンクリート躯体の形状 第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリングで採取した試料で求めた盛土材の土質定数 全都清基準に定める4つの水圧	全都清基準(建設省河川砂防技術基準(案))の基準値	基準を満足	工事中:固化材の配合試験(第Ⅲ-1) 平板載荷試験 工事後:変位の監視	変位観測点の設定 (鉛直変位ノ水平変位)	
調整池堰堤	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	第4: h=7.5m 第2: h=14.5m 第3: h=13.5m	調整池堰堤(第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地の3箇所)	常時の転倒、滑動、支持力	静水圧	基礎地盤の支持力 堰堤にかかる静水圧	ボーリング調査 全都清基準に定める4つの水圧(泥水)	建設省河川砂防技術基準(案)の基準値	基準を満足	工事中:平板載荷試験 工事後:変位の監視	変位観測点の設定 (鉛直変位ノ水平変位)	
地下水集排水管	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	φ 500 φ 900	地下水集排水管(第Ⅲ-2埋立地)	たわみ率	Spangler式	廃棄物の土質定数 覆土の土質定数 鉄筋コンクリート躯体の強度	第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリング調査で採取した試料(ほぐしたもの) 鉄筋コンクリート躯体の厚さ 背筋量	土地改良事業計画設計基準の基準値	基準を満足			
浸出水集排水管	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	φ 1000 φ 1000	浸出水集排水管(第Ⅲ-2埋立地)	たわみ率	Spangler式	廃棄物の土質定数 覆土の土質定数 鉄筋コンクリート躯体の強度	第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリング調査で採取した試料(ほぐしたもの) 鉄筋コンクリート躯体の厚さ 背筋量	土地改良事業計画設計基準の基準値	基準を満足	工事後:目視点検	管のたわみ等の変状	
地下水集水ビット	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	1.0×1.0×7.2m 2.0×2.0×9.0m	地下水集水ビット(第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地の2箇所)	鉄筋コンクリートの許容応力度	現場打ちマンホールの計算式	廃棄物の土質定数 覆土の土質定数 鉄筋コンクリート躯体の強度	第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリング調査で採取した試料(ほぐしたもの) 鉄筋コンクリート躯体の厚さ 背筋量	道路土工(擁壁工指針)の基準値	基準を満足	工事後:目視点検	躯体の亀裂等の変状	
浸出水集水ビット	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	3.0×3.3×13.55m 3.0×3.3×18.0m	浸出水集水ビット(第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地の2箇所)	鉄筋コンクリートの許容応力度	現場打ちマンホールの計算式	廃棄物の土質定数 覆土の土質定数 鉄筋コンクリート躯体の強度	第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリング調査で採取した試料(ほぐしたもの) 鉄筋コンクリート躯体の厚さ 背筋量	道路土工(擁壁工指針)の基準値	基準を満足	工事後:目視点検	躯体の亀裂等の変状	
堅坑(本体)	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	h=14.0m h=63.0m(最大)	堅坑(本体)(第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地の5箇所)	鉄筋コンクリートの許容応力度	中掘杭計算式	廃棄物の土質定数 覆土の土質定数 鉄筋コンクリート躯体の強度	第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリング調査で採取した試料(ほぐしたもの) 鉄筋コンクリート躯体の厚さ 背筋量	道路土工(擁壁工指針)の基準値	基準を満足	工事後:埋立の進捗で延伸 目視点検	躯体の亀裂等の変状	
堅坑(受槽)	第Ⅲ-1埋立地 第Ⅲ-2埋立地	1.4×1.4×2.0m 1.4×1.4×2.0m	堅坑(受槽)(第Ⅲ-1埋立地、第Ⅲ-2埋立地の5箇所)	鉄筋コンクリートの許容応力度	現場打ちマンホールの計算式	廃棄物の土質定数 覆土の土質定数 鉄筋コンクリート躯体の強度	第Ⅱ埋立地から採取した試料で求めた埋立物の土質定数 ボーリング調査で採取した試料(ほぐしたもの) 鉄筋コンクリート躯体の厚さ 背筋量	道路土工(擁壁工指針)の基準値	基準を満足せず(底版の鉄筋径と厚さを増すことによって基準を満足)	工事後:目視点検	躯体の亀裂等の変状	

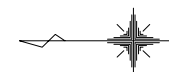
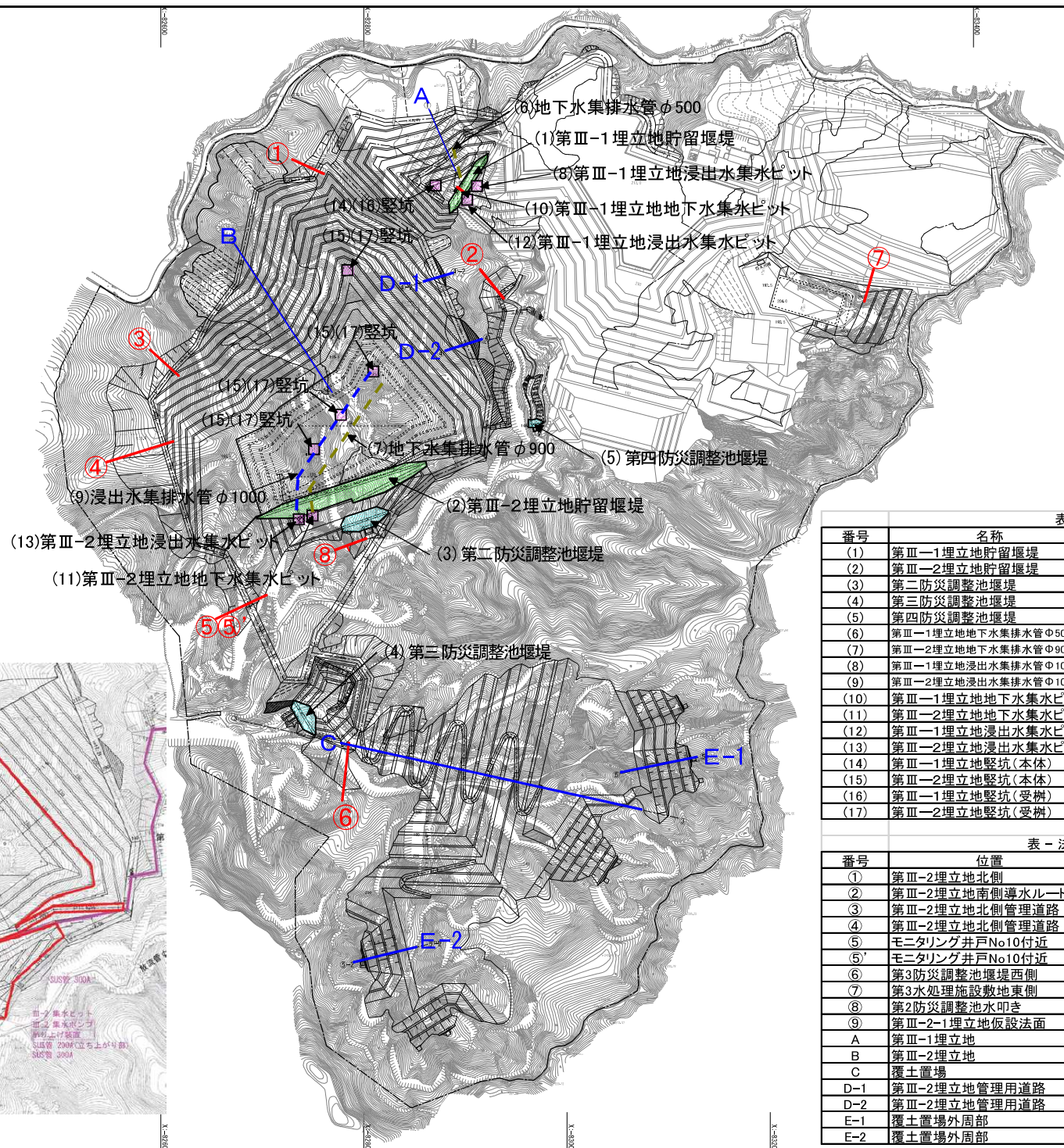
構造物位置図

法面安定計算断面位置図

(1)～(17)：構造物

①～⑨：切土法面

A～E：盛土法面



A-1 S=1:2,000
A-5 S=1:4,000

Y:26200

Y:26000

Y:25800

Y:25600

Y:25400

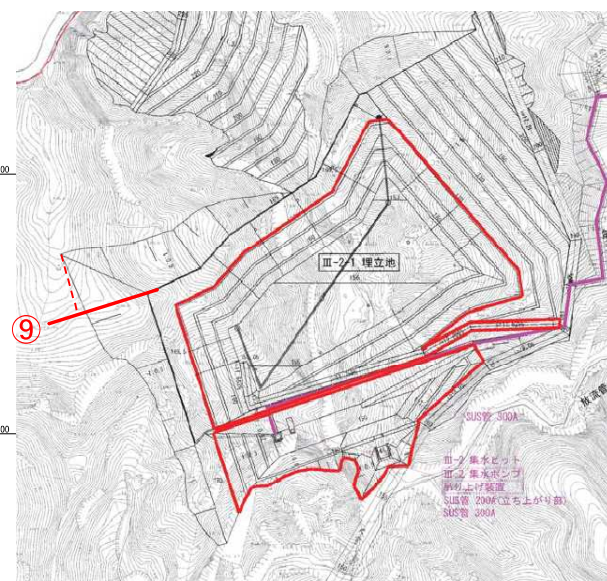


表 - 構造物概要

番号	名称	種類	構造物の概要
(1)	第Ⅲ-1埋立地貯留堰堤	重力式	高さ H=13m
(2)	第Ⅲ-2埋立地貯留堰堤	重力式	高さ H=20.5m
(3)	第Ⅱ防災調整池堰堤	重力式	高さ H=14.5m
(4)	第Ⅲ防災調整池堰堤	重力式	高さ H=13.5m
(5)	第Ⅳ防災調整池堰堤	重力式	高さ H=7.5m
(6)	第Ⅲ-1埋立地地下水集排水管φ500		
(7)	第Ⅲ-2埋立地地下水集排水管φ900		
(8)	第Ⅲ-1埋立地浸出水集排水管φ1000		
(9)	第Ⅲ-2埋立地浸出水集排水管φ1000		
(10)	第Ⅲ-1埋立地地下水集水ピット	RC	1000×1000×7200
(11)	第Ⅲ-2埋立地地下水集水ピット	RC	2000×2000×9000
(12)	第Ⅲ-1埋立地浸出水集水ピット	RC	3000×3300×13550
(13)	第Ⅲ-2埋立地浸出水集水ピット	RC	3000×3300×18000
(14)	第Ⅲ-1埋立地堅坑(本体)		H=14m
(15)	第Ⅲ-2埋立地堅坑(本体)		H=63m(最大)
(16)	第Ⅲ-1埋立地堅坑(受樹)		1.4×1.4×2.0m
(17)	第Ⅲ-2埋立地堅坑(受樹)		1.4×1.4×2.0m

表 - 法面の安定計算箇所

番号	位置	種類	法面の概要
①	第Ⅲ-2埋立地北側	切土	勾配1:1.0 高さ6.695m
②	第Ⅲ-2埋立地南側導水路	切土	勾配1:0.6 高さ28.303m
③	第Ⅲ-2埋立地北側管理道路	切土	勾配1:0.3 高さ47.334m
④	第Ⅲ-2埋立地北側管理道路	切土	勾配1:1.0 高さ51.010m
⑤	モニタリング井戸No10付近	切土	勾配1:1.0 高さ15.022m
⑤'	モニタリング井戸No10付近	切土	勾配1:1.0 高さ19.393m
⑥	第3防災調整池堰堤西側	切土	勾配1:0.8 高さ40.482m
⑦	第3水処理施設敷地東側	切土	勾配1:0.6 高さ13.0m
⑧	第2防災調整池水叩き	切土	勾配1:0.5 高さ25.0m
⑨	第Ⅲ-2-1埋立地仮設法面	切土	勾配1:0.5 高さ73.0m
A	第Ⅲ-1埋立地	盛土	高さ30m
B	第Ⅲ-2埋立地	盛土	高さ70m(補強盛土)
C	覆土置場	盛土	高さ65m
D-1	第Ⅲ-2埋立地管理用道路	盛土	高さ6.3m(補強土壁)
D-2	第Ⅲ-2埋立地管理用道路	盛土	高さ17.4m(補強土壁)
E-1	覆土置場外周部	盛土	高さ5.5m(補強土壁)
E-2	覆土置場外周部	盛土	高さ8.0m(補強土壁)

<廃棄物の土質定数について>

□第Ⅱ埋立地の定数を採用した合理性について

- ・第Ⅲ埋立地の廃棄物の埋立は、第Ⅱ埋立地の埋立方法を踏襲します。

※第Ⅱ埋立地は第Ⅰ埋立地と「埋立方法・造成過程」が異なります

<埋立方法と造成過程>

	埋立方法	造成過程(埋立の進行に応じた排水設備の設置)
第Ⅱ埋立地	攪拌・混合して埋立	中段集排水管設置(4層毎)…堅型集排水管に接続 層間排水(砂利)設備設置 土堰堤法尻集排水管設置…堅型集排水管に接続
第Ⅰ埋立地	攪拌・混合せず埋立	なし

⇒第Ⅲ埋立地は第Ⅱ埋立地の埋立方法・造成過程を踏襲するため、第Ⅱ埋立地と同様の廃棄物層が形成されることが想定されます。

このことから、第Ⅲ埋立地の廃棄物の土質定数は、第Ⅱ埋立地の試験結果を用いることとしました。

[第Ⅱ埋立地]

- ・埋立方法 攪拌・混合を行い、敷均しをして埋立
- ・転圧 目標転圧率2.0で管理 → 実績約1.9で推移 ※埋立開始から継続管理
※転圧重機(2台)…重量30t強を使用
- ・試料採取 埋立管理の活用のために廃棄物を試料採取し、試験を行いデータ管理実施

[第Ⅰ埋立地]

- ・埋立方法 攪拌・混合をせずに、敷均しをして埋立
- ・転圧 目標転圧率2.0 → 管理不十分 ※実態の転圧率が把握できていない
※転圧重機(2台)…重量30t強を使用
- ・試料採取 未実施

□定数を平均化する合理性について

① 土質試験結果

・定数を得るための試料	2層毎(5層・7層・9層・11層)／2～3箇所…11試料 1層(10層)／2箇所…2試料	合計13試料												
・結果	<table border="1"> <thead> <tr> <th>項目</th><th>土質試験結果</th><th>土質定数(廃棄物)</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>湿潤重量</td><td>最小1.143g/cm³、最大1.583g/cm³</td><td>1.258g/cm³</td></tr> <tr> <td>粘着力</td><td>最小5.1kN/m²、最大132.4kN/m²</td><td>34.5kN/m²</td></tr> <tr> <td>内部摩擦角</td><td>最小15.8°、最大50.1°</td><td>35.4kN/m²</td></tr> </tbody> </table>	項目	土質試験結果	土質定数(廃棄物)	湿潤重量	最小1.143g/cm ³ 、最大1.583g/cm ³	1.258g/cm ³	粘着力	最小5.1kN/m ² 、最大132.4kN/m ²	34.5kN/m ²	内部摩擦角	最小15.8°、最大50.1°	35.4kN/m ²	
項目	土質試験結果	土質定数(廃棄物)												
湿潤重量	最小1.143g/cm ³ 、最大1.583g/cm ³	1.258g/cm ³												
粘着力	最小5.1kN/m ² 、最大132.4kN/m ²	34.5kN/m ²												
内部摩擦角	最小15.8°、最大50.1°	35.4kN/m ²												

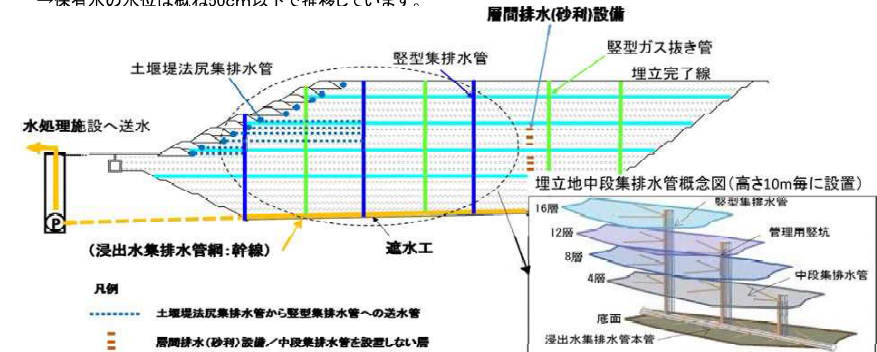
□検討結果のまとめ

② 定数を平均化する合理性

- ・第Ⅱ埋立地の受入廃棄物は著しく変わることなく概ね同様のものを埋立てています。
- ・埋立は、埋立開始時より攪拌・混合して敷き均し、転圧を継続して行っています。
- ・埋立の進行とともに5層目から2層毎に定層で複数試料を採取試験(室内試験)し、また10層の単層でも複数試料を採取試験(現場試験)し、土質試験を行ってきました。
※採取した試料の中には、埋立地内構造物に影響を与えないため、十分に転圧が出来ていない場所からも採取した試料が含まれています。
- ・土質試験の結果(湿潤重量、粘着力、内部摩擦角)から総体的な埋立物の性状に合わせた埋立計画とするために、試験から得られた実績値(定層での実績値平均、単層での実績値平均)を平均化しました。

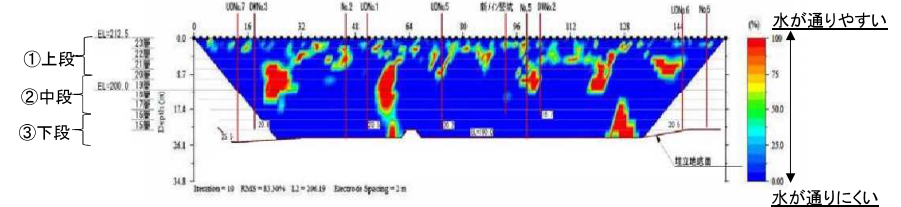
① 第Ⅱ埋立地の排水機能

- ・第Ⅱ埋立地は第Ⅰ埋立地に対して排水機能を強化した処分場で、その効果が確認出来ています。
- ・基本構造として縦の排水機能を強化するために「堅型集排水管」を浸出水集排水管に接続しています。
- ・更に造成過程において埋立の進行に応じた排水設備※を設置しています。
※中段集排水管／4層毎、層間排水(砂利)設備／中段集排水管を設置しない3層、土堰堤法尻集排水管 → 保有水の水位は概ね50cm以下で推移しています。



② 第Ⅰ埋立地の状態について(比抵抗探索)

- 調査概要
 - ・調査実施日 平成24年6月19、20日(2日間)
 - ・調査内容 ダイポール・ダイポール電極配置による比抵抗探索
 - ・測線と電極間隔 長さ…160m、深さ…25.5m、電極間隔…2m
- 解析方法
 - ・現地調査で得られた測定結果から見かけ比抵抗を算出し、見かけ比抵抗疑似断面図を作成
 - ・算出された見かけ比抵抗を二次元逆解析※することにより地下の比抵抗構造を断面表示
※観測値(見かけ比抵抗)からその現象を生じさせる物理モデル(比抵抗)を求めること
- 調査結果
 - 全 体 …水が通りにくい箇所が大半を占めている
 - ①上段 …全体的に水を通しやすい箇所が散在している
※標高200m以下では廃布、木片、鉄片などが堆積し空隙が形成されている
 - ②中段 …水が通りにくい所と水を通しやすい所が点在している
 - ③下段 …水が通りにくい所に水を通しやすい箇所が点在している
※標高200m以下では廃材と基質の汚泥がよく密着し高密度埋立となっている



<水が通りにくい層について>

第Ⅰ埋立地は攪拌・混合を行わずに受入廃棄物(汚泥、繊維状のもの)をそのまま埋立てて転圧を行ったことにより、水が通りにくい層を形成させているものと推定します。

第Ⅰ埋立地搬入物データ(平成16年度～23年度)

品目種別	重量(t)	割合	品目詳細
基質となるもの	257,643	27%	汚泥
繊維状のもの	250,313	26%	廃プラスチック類、紙くず、木くず、繊維くず、金属くず
砂状のもの	196,512	20%	燃えがら、ばいじん
礫状のもの	234,804	24%	ガラス・陶磁器くず、鉱さい、がれき類
その他	23,276	2%	ゴムくず、動植物性残渣、13号廃棄物

※品目種別…現場での管理上で使用している表現

＜地震時における応答解析について＞

□解析モデル

・メッシュ

メッシュ条件を変えても解に変わりがないかの確認を行いました

密なメッシュのケース

節点数:9344点
・盛土内 1～2m
・基礎地盤 水平4～10m、鉛直2.5～6m

粗いメッシュのケース

節点数:4336点
・盛土内 2～4m
・基礎地盤 水平4～10m、鉛直2.5～6m

・解析方法

地震応答解析 : 等価加速度波形を設定し二次元等価線形解析を実施

滑動変位量算定 : ニューマーク法

・解析モデル

高さが最大となる埋立完了断面を解析モデルとしました

・地震外力条件

大きく短い地震波形(タイプⅡ 道路橋示方書Ⅰ種地盤波形3波)
※阪神淡路大震災(波形3波)

大きく長い地震波形(タイプⅠ 道路橋示方書Ⅰ種地盤波形3波)
※東日本大震災(波形2波)及び十勝沖地震(波形1波)

・テンションクラック

クラック深さ「2.5m」 ※NEXCO設計要領に示す最大値

□解析パラメータの設定

・湿潤単位体積重量

廃棄物 …13試料(第Ⅱ埋立地)

・粘着力

覆土・土堰堤… 3試料

・せん断抵抗角

基礎地盤 … 1試料

・深度

PS検層結果の走時曲線から深度区分を設定／第Ⅱ埋立地試験実績値※

・N値

現場の標準貫入試験から得られた値で設定／第Ⅱ埋立地試験実績値※

・S波速度(Vs)

PS検層結果から得られた値で設定／第Ⅱ埋立地試験実績値※

・初期せん断剛性(G₀)

拘束圧を考慮して推定式に基づき設定

・応力依存係数

0.5乗則で設定

・動的ボアソン比

PS検層結果から設定／第Ⅱ埋立地試験実績値※

・静止土圧係数

0.5で設定(道路土工・カルバート工指針に基づき設定)

・動的変形特性

動的変形特性は拘束圧に依存して変化するため土被り圧100kN/m²毎
に区分した範囲毎に拘束圧補正した曲線としました

※第Ⅱ埋立地試験：標準貫入試験、PS検層…3箇所(No.1,2,3)、深さ約30m

□円弧すべり面の設定

・最大加速度分布及び、最大せん断ひずみ分布を参考に7ケースを設定

□ニューマーク法による残留変位量の算定

・大きく短い地震動

・大きく長い地震動

□結果の出力

応答加速度分布

応答変位分布

せん断ひずみ分布

局所安全率分布

・大きく短い地震動

・大きく長い地震動

□解析パラメータの設定

分類	深度	湿潤単位 ^{※1}	粘着力 ^{※1}	せん断抵抗角 ^{※1}	S波速度 ^{※2}	応力依存係数 ^{※3}	動的ボアソン比 ^{※4}	静止土圧係数 ^{※5}	
	G.L.-m	γ_s kN/m ³	c kN/m ²	β 度	V/s m/s	n	ν_d	K_0	
基礎地盤	-	19.9	101	35.9	300	-	0.45	0.5	
貯留堤堤	-	23.5	1000	0	90	-	0.45	0.5	
土堰堤	-	15.8	19.2	28.6	90	0.5	0.45	0.5	
覆土	0～4	15.8	19.2	28.6	90	0.5	0.39	0.5	動的変形特性 ^{※6}
	4～9				150		0.37		
	9～16				210		0.37		
	16～22				260		0.38		
	22～				300		0.42		
	0～4				90		0.39		
廃棄物	4～9	12.6	34.5	35.4	150	0.5	0.37	0.5	
	9～16				210		0.37		
	16～22				260		0.38		
	22～				300		0.42		
	0～4				90		0.39		
	4～9				150		0.37		

※1 単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角は、静的解析に用いた値と同値としました

※2 S波速度は、追加調査のPS検層で得られた値を参考にメッシュに割り当てました

※3 応力依存係数は、追加調査の結果も比較し、一般的な0.5乗則を用いました

※4 基礎地盤、堰堤の動的ボアソン比は、設計要領から引用し、覆土、廃棄物の動的ボアソン比は、PS検層のP波速度及びS波速度から求めました

※5 静止土圧係数は、道路土工・カルバート工指針に基づき0.5を用いました

(有効上載圧を得るための初期自重解析のみで用いており、解析結果への影響は小さいことから上記の0.5を用いました)

※6 動的変形特性は拘束圧に依存して変化するため土被り圧100kN/m²毎に区分した範囲毎に拘束圧補正した曲線としました

□粗いメッシュによる解析結果

メッシュの粗密による影響は極めて少なく、同様の傾向を示すことを確認しました。

＜ニューマーク法による残留変位量の算定結果一覧＞

□大きく短い地震波形

・降伏水平震度は0.38～0.75 → 計画時に想定した降伏水平震度0.2よりも大きな値となりました

・残留変位量は正方向0～12.984cm、負方向0～7.832cmとなりました ※テンションクラックを考慮した残留変位量

□大きく長い地震波形

・降伏水平震度は0.38～0.75 → 計画時に想定した降伏水平震度0.2よりも大きな値となりました

・残留変位量は正方向0～7.618cm、負方向0～8.602cmとなりました ※テンションクラックを考慮した残留変位量

テンションクラックを考慮したことによって表層部で設定した円弧のうち、円弧②・円弧⑥の残留変位量が僅かに大きくなることを確認しました。また円弧⑦は変化しないことを確認しました。

大地震時の盛土変形による限界値4.25m[※]に対し、解析による変位量は0.13mとなりました。

※盛土斜面長(170m)の2.5%…170mは計画盛土法面の総延長です

円弧番号	降伏震度	大きく短い地震動				大きく長い地震動			
		波形パターン		残留変位量 cm		波形パターン		残留変位量 cm	
				正方向	負方向			正方向	負方向
①	0.38	Ⅱ-Ⅰ-1		2.228	3.487	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	1.829
		Ⅱ-Ⅰ-2		5.787	2.387	Ⅰ-Ⅰ-2	東北地方太平洋沖地震	0	5.419
		Ⅱ-Ⅰ-3		1.775	3.310	Ⅰ-Ⅰ-3	東北地方太平洋沖地震	7.618	1.258
		Ⅱ-Ⅰ-1		1.115	7.832	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	1.514
②	0.53	Ⅱ-Ⅰ-2		12.984	5.598	Ⅰ-Ⅰ-2	東北地方太平洋沖地震	0	8.602
		Ⅱ-Ⅰ-3		4.348	7.532	Ⅰ-Ⅰ-3	東北地方太平洋沖地震	4.429	0.556
		Ⅱ-Ⅰ-1		0	0	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ-Ⅰ-2		0.311	0	Ⅰ-Ⅰ-2	東北地方太平洋沖地震	0	0.001
③	0.43	Ⅱ-Ⅰ-3		0	0.001	Ⅰ-Ⅰ-3	東北地方太平洋沖地震	0.031	0
		Ⅱ-Ⅰ-1		0	1.275	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ-Ⅰ-2		2.983	0.523	Ⅰ-Ⅰ-2	東北地方太平洋沖地震	0	0.305
		Ⅱ-Ⅰ-3		0	2.082	Ⅰ-Ⅰ-3	東北地方太平洋沖地震	0.011	0
④	0.55	Ⅱ-Ⅰ-1	兵庫東南部地震	0	0	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ-Ⅰ-2		0.054	0	Ⅰ-Ⅰ-2	東北地方太平洋沖地震	0	0
		Ⅱ-Ⅰ-3		0	0	Ⅰ-Ⅰ-3	東北地方太平洋沖地震	0.021	0
		Ⅱ-Ⅰ-1		0	5.969	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	0.456
⑤	0.43	Ⅱ-Ⅰ-2		10.271	3.507	Ⅰ-Ⅰ-2	東北地方太平洋沖地震	0	6.074
		Ⅱ-Ⅰ-3		3.054	4.916	Ⅰ-Ⅰ-3	東北地方太平洋沖地震	1.359	0
		Ⅱ-Ⅰ-1		0	0	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ-Ⅰ-2		0	0	Ⅰ-Ⅰ-2	東北地方太平洋沖地震	0	0
⑥	0.75	Ⅱ-Ⅰ-3		0	0	Ⅰ-Ⅰ-3	東北地方太平洋沖地震	0	0
		Ⅱ-Ⅰ-1		0	0	Ⅰ-Ⅰ-1	十勝沖地震	0	0

1. ニューマーク法による残留変位量の算定

1-1 検討にあたって

- ・Ⅱ期の盛土に対して、ボーリング調査（標準貫入試験、PS 検層）を実施して V_s を設定しました。
- ・粗いメッシュとした場合の検討を追加実施し、比較検討を行いました。
- ・PS 検層をもとにパラメータを区分する層を 5 層に区分することが妥当と判断しました。

1-2 調査を含めた検討フロー

上記を踏まえ、ニューマーク法を用いた残留変位量算定の解析手順を図-1 に示します。

■前回からの追加検討項目

- ・追加調査を行い、その結果を用いて解析パラメータを設定しました。
- ・粗い解析メッシュを作成し、メッシュの粗密による差を比較検討しました。

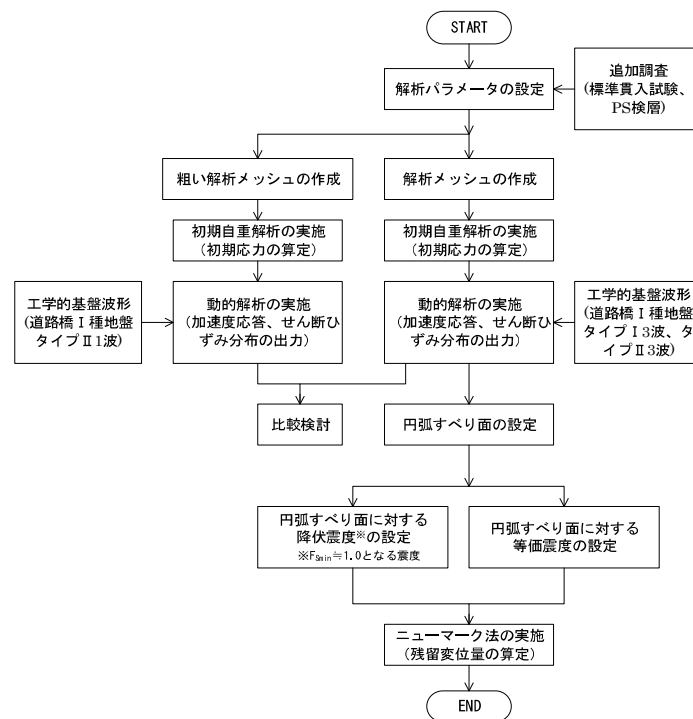


図-1 解析検討フロー

1-3 解析パラメータの設定

追加調査を踏まえ、修正した解析パラメータの一覧を表-1 に示します。なお、標準貫入試験による N 値と PS 検層による S 波速度の関係を図-2 に、平均応力 σ_m と初期せん断剛性 G_0 ($=\rho \cdot V_s^2$) の関係を図-3 に示します。

調査結果による V_s は、前回検討時に採用していた道路橋推定式 ($V_s=100N^{1/3}$) に比べ、やや小さい値となりました。また、 N 値増加に伴う V_s の増加傾向としては同様となりました。

解析に用いる V_s は、 G_0 が小さく評価される No.3 地点の PS 検層結果を解析物性値として採用しました (図-4)。

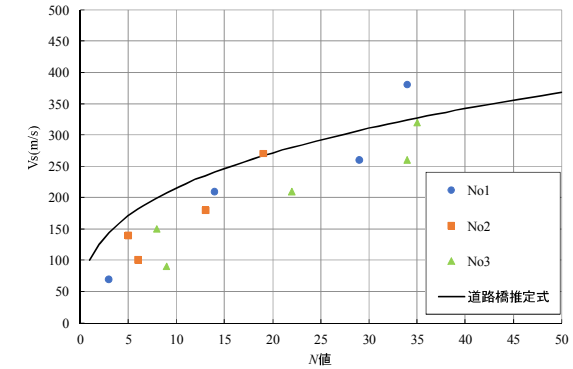


図-2 標準貫入試験による N 値と PS 検層による V_s の関係

応力依存係数 n を一般値 0.5 とした場合の G_0 推定式 ($G_0=6500\sigma_m^n$) を併記すると、調査による V_s から算出した G_0 の結果と概ね整合しました。

初期せん断剛性 G_0 は、拘束圧に依存して変化するため、解析に用いる G_0 は、土被り圧 100kN/m² 毎に区分した範囲毎に G_0 推定式 ($G_0=\alpha \cdot \sigma_m^n$) で算出した値としました。

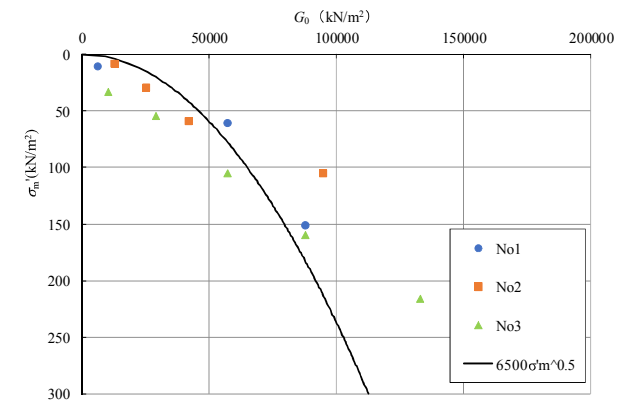


図-3 平均応力と初期せん断剛性の関係

表- 1 解析パラメーター一覧

分類	深度	湿潤単体 ^{※1}	粘着力 ^{※1}	せん断抵抗角 ^{※1}	S波速度 ^{※2}	応力依存係数 ^{※3}	動的ポアソン比 ^{※4}	静止土圧係数 ^{※5}	動的変形特性 ^{※6}
	G.L.-m	γ_t kN/m ³	c kN/m ²	ϕ 度	V_s m/s	n	ν_d	K_0	
基礎地盤	-	19.9	101	35.9	300	-	0.45	0.5	
貯留堰堤	-	23.5	1000	0	90	-	0.45	0.5	
土堰堤	-	15.8	19.2	28.6	90	0.5	0.45	0.5	
覆土	0～4	15.8	19.2	28.6	90	0.5	0.39	0.5	
	4～9				150		0.37		
	9～16				210		0.37		
	16～22				260		0.38		
	22～				300		0.42		
廃棄物	0～4	12.6	34.5	35.4	90	0.5	0.39	0.5	
	4～9				150		0.37		
	9～16				210		0.37		
	16～22				260		0.38		
	22～				300		0.42		

- ※1 単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角は、静的解析に用いた値と同値としました
- ※2 S波速度は、追加調査のPS検層で得られた値を参考にメッシュに割り当てました
- ※3 応力依存係数は、追加調査の結果も比較し、一般的な0.5乗則を用いました
- ※4 基礎地盤、堰堤の動的ポアソン比は、設計要領から引用し、覆土、廃棄物の動的ポアソン比は、PS検層のP波速度及び、S波速度から $\{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{2(V_p/V_s)^2 - 2\}$ で求めました
- ※5 静止土圧係数は、道路土工・カルバート工指針に基づき0.5を用いました
この静止土圧係数は、有効上載圧を得るための初期自重解析のみで用いており、解析結果への影響は小さいことから上記の0.5を用いました。
- ※6 動的変形特性は、拘束圧に依存して変化するため、土被り圧100kN/m²毎に区分した範囲毎に拘束圧補正した曲線としました

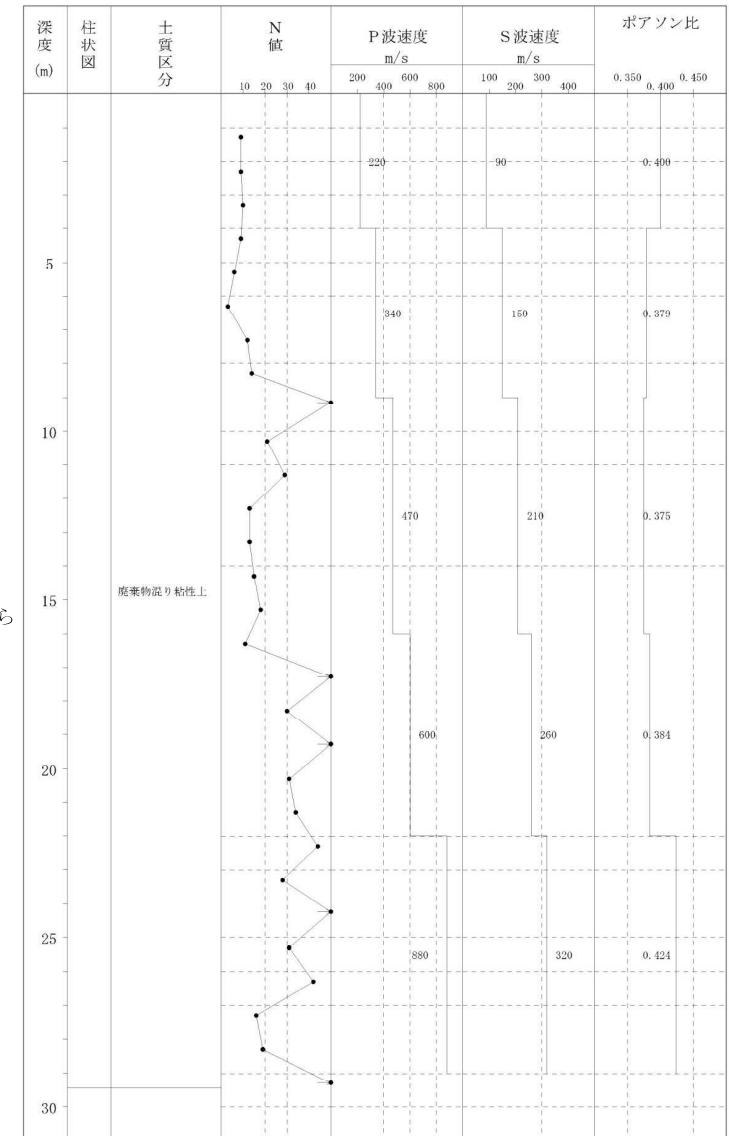
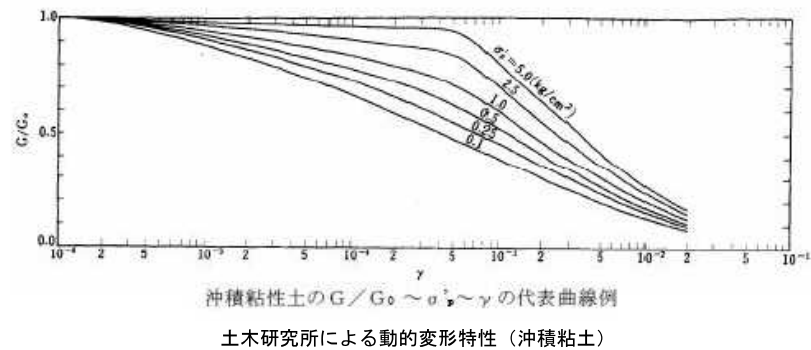


図-4 No. 3 地点のPS検層結果

1-4 粗いメッシュによる解析

(1) 解析メッシュの概要

メッシュによる解析結果への影響を検討するため、図-5に示す粗いメッシュを作成しました。粗いメッシュは、鉛直方向の目安内に収まる範囲で、盛土内のメッシュ間隔を約2倍(2m~4m)として設定し、節点数は、計4336点、従来の計9344点に比べ半分程度となりました。なお、解析パラメータは、1-3で示した値を用いました。

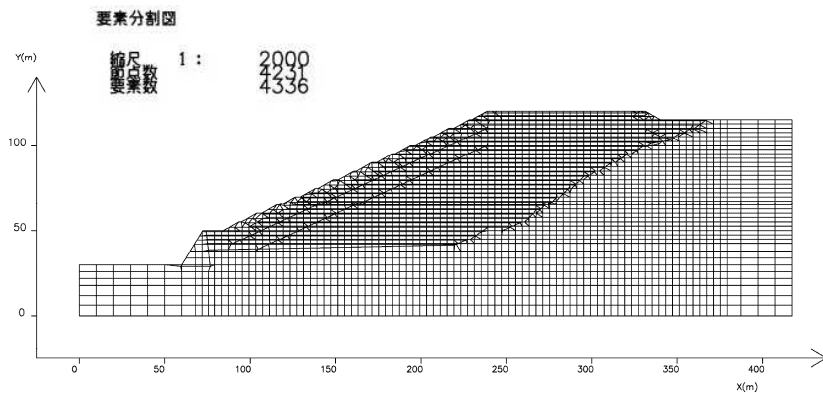


図-5 粗いメッシュ図

(2) 解析結果

粗いメッシュによる解析結果を図-6に示します。加速度分布、せん断ひずみ分布、変位メッシュ図において、メッシュの粗密による影響は極めて少なく、同様の傾向を示すことが確認されました。

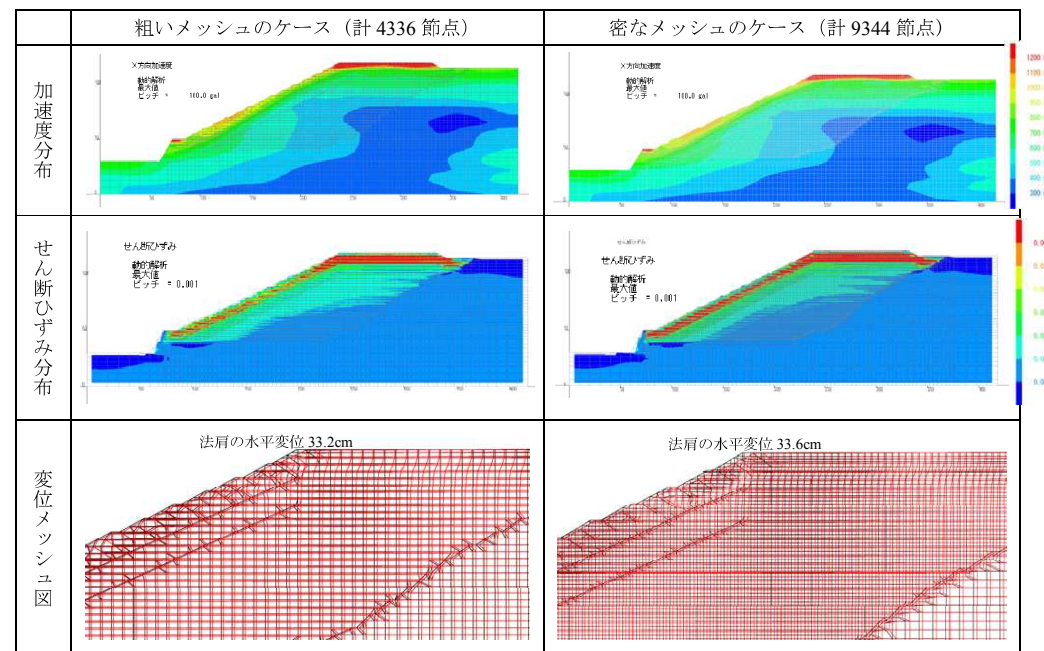


図-6 粗密メッシュによる各結果図一覧

1-5 動的解析の結果

パラメータ変更による解析結果を図- 7、図- 8 に示します。

■大きく短い地震動（タイプⅡ地震動）（兵庫県南部地震）

- ・各波形による最大加速度は、埋立法面から天端にかけて、表層部で大きくなる傾向がみられます
- ・各波形による最大せん断ひずみ分布は、埋立法面から天端にかけて、浅層部で大きくなる傾向がみられます
- ・各波形による変位メッシュ図は、最大せん断ひずみが得られる時刻のもので、法肩でやや変位が発生する傾向がみられます
- ・各波形による局所安全率は、法面表層部と盛土内部で瞬間的に小さな安全率を示します

■変位メッシュ図

- ・せん断ひずみが最大となる時刻での変位を示します

■局所安全率

- ・せん断ひずみが最大となる時刻での安全率を示します

- ・局所安全率 F_s は、 $\frac{\tau_f}{\tau_s + \tau_d}$ により求めます

ここに、 τ_s ：静的解析によるせん断応力、 τ_d ：動的解析によるせん断応力、 τ_f ：

モールクーロンの破壊規準によるせん断強度（ $\tau_f = c + \sigma_v' \tan \phi$ ）

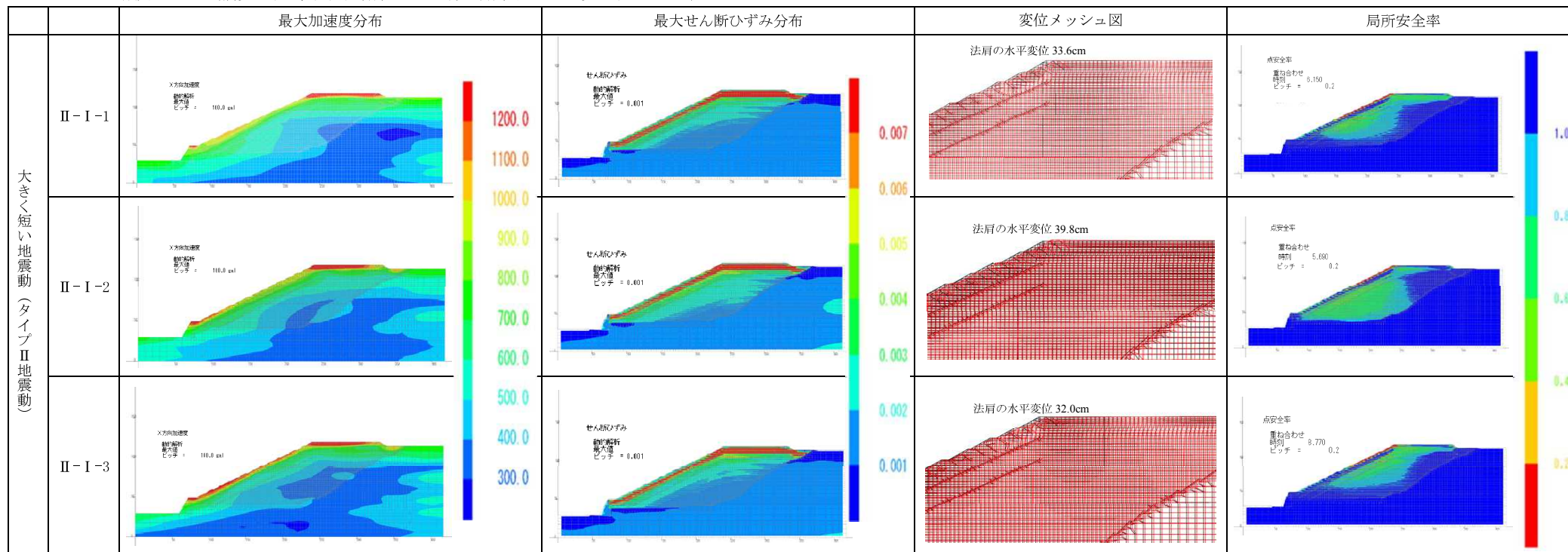
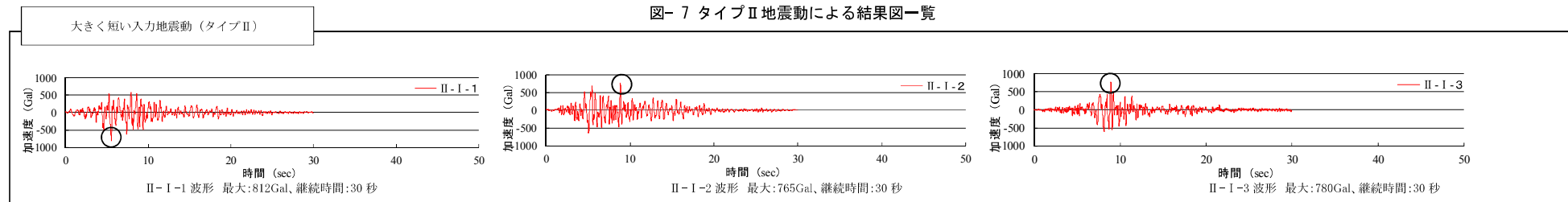


図- 7 タイプⅡ地震動による結果図一覧



■大きく長い地震動（タイプⅠ地震動）（十勝沖地震、東北地方太平洋沖地震）

- ・各波形による最大加速度は、埋立法面から天端にかけて、表層部で大きくなる傾向がみられます
- ・各波形による最大せん断ひずみ分布は、埋立法面から天端にかけて、浅層部で大きくなる傾向がみられます
- ・各波形による変位メッシュ図は、天端から法肩にかけて、やや変位が発生する傾向がみられます
- ・各波形による局所安全率は、法面表層部と盛土内部で瞬間的に小さい安全率を示します

■変位メッシュ図

- ・せん断ひずみが最大となる時刻での変位を示します

■局所安全率

- ・せん断ひずみが最大となる時刻での安全率を示します

・局所安全率 F_s は、 $\frac{\tau_f}{\tau_s + \tau_d}$ により求めます

ここに、 τ_s ：静的解析によるせん断応力、 τ_d ：動的解析によるせん断応力、 τ_f ：

モールクーロンの破壊規準によるせん断強度（ $\tau_f = c + \sigma_v' \tan \phi$ ）

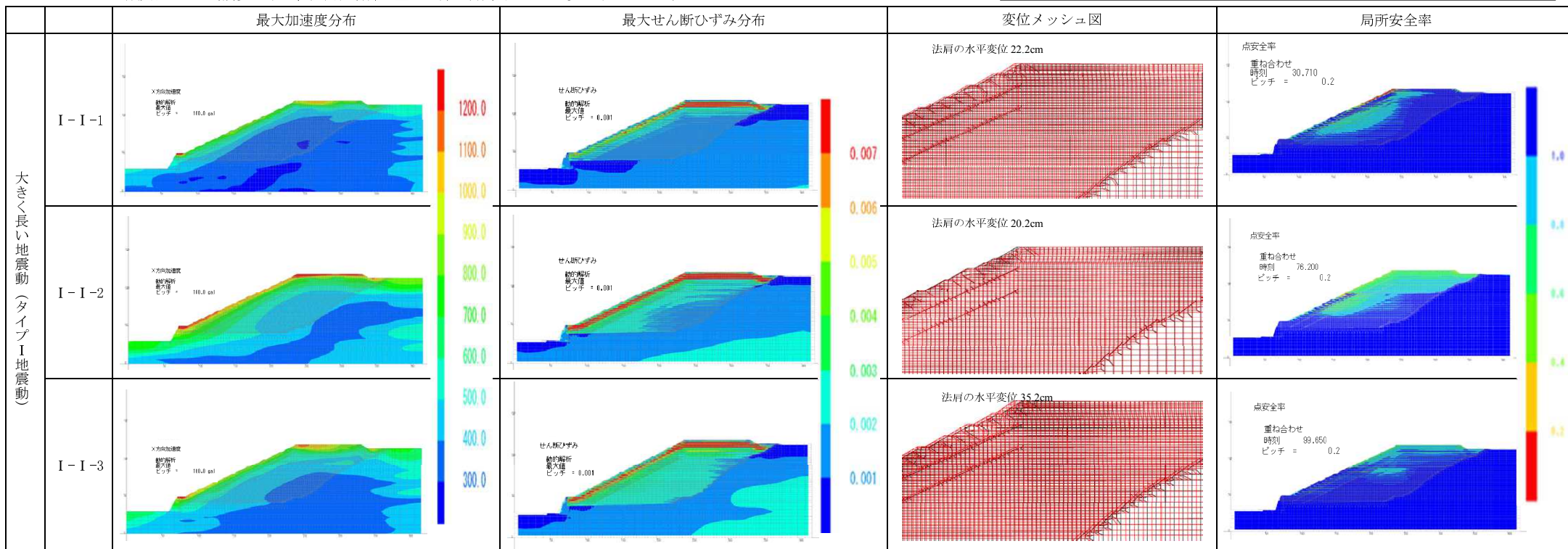
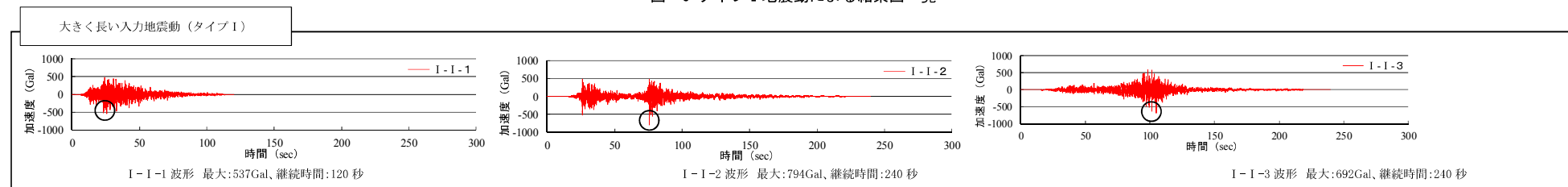


図- 8 タイプⅠ地震動による結果図一覧



■大きく短い地震動（タイプⅡ）と大きく長い地震動（タイプⅠ）の比較

- ・タイプⅡ入力地震動の最大加速度（765～812Gal）は、タイプⅠ入力地震動の最大加速度（537～794Gal）より大きい値を示します。
- ・解析による最大加速度分布、最大せん断ひずみ分布及び、変位メッシュ図では、タイプⅡ地震動において、タイプⅠ地震動よりも大きな加速度、大きなひずみや変位が広く発生しています。
- ・解析による局所安全率では、タイプⅡ地震動において、小さい安全率を示す範囲が、タイプⅠ地震動よりも広く示されています。

1-6 円弧すべり面の設定

円弧すべり面は、最大加速度が大きい部分、最大せん断ひずみが大きい部分が円弧を通ることで、残留変位量が大きく算出されるような位置を7ケース設定しました。

応答解析結果と設定した円弧の状況を図-9、図-10に示します。

※追加調査を踏まえた解析結果では、大きく加速度を示す部分が、以前までの天端部分から法肩に変化しています。

ニューマーク法で大きな残留変位量が算出されるように、やや浅い部分を通る円弧⑥を設定しました。

せん断ひずみの中央部を通る円弧⑦を設定しました。

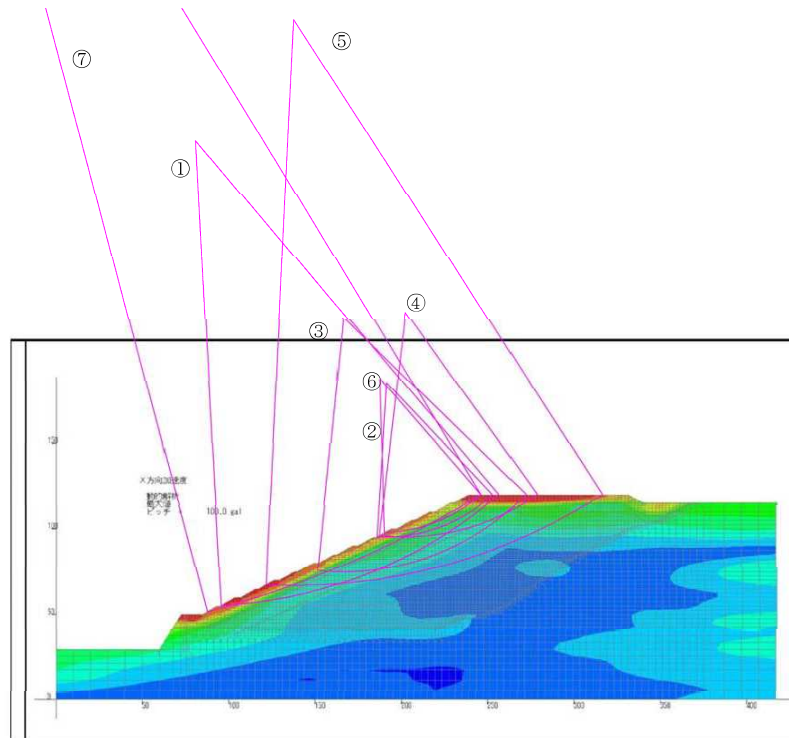


図-9 最大加速度分布と設定円弧

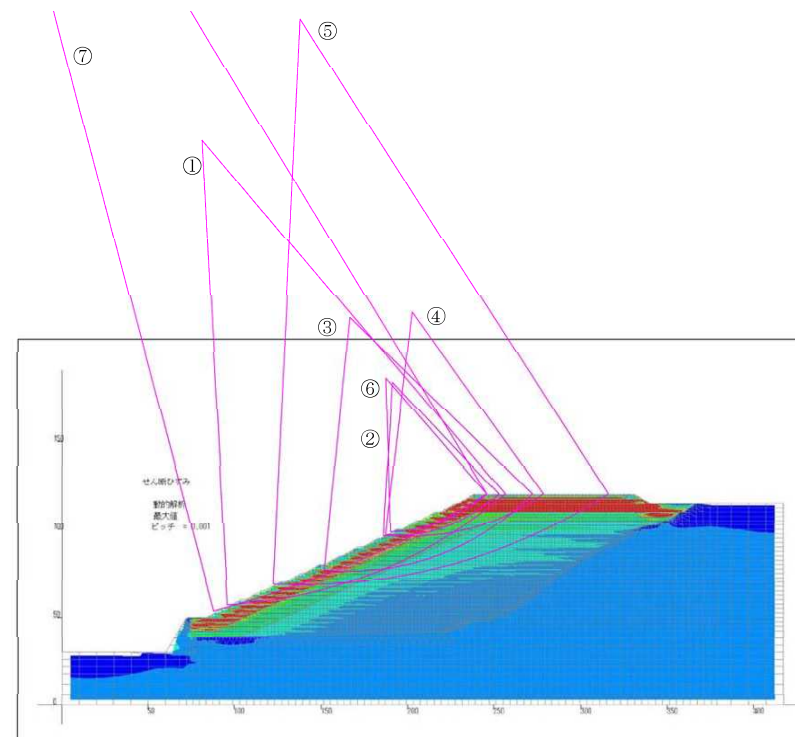
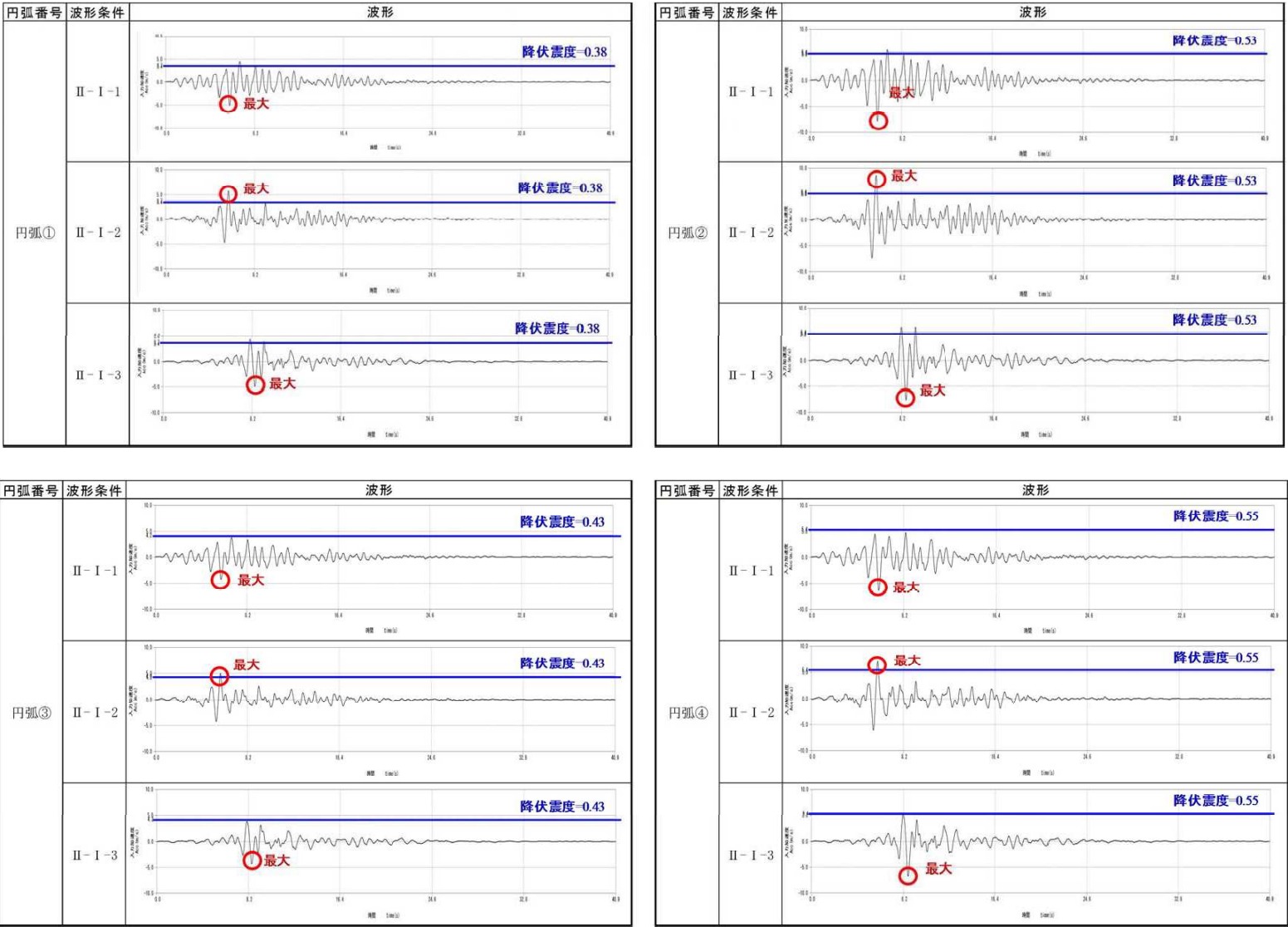
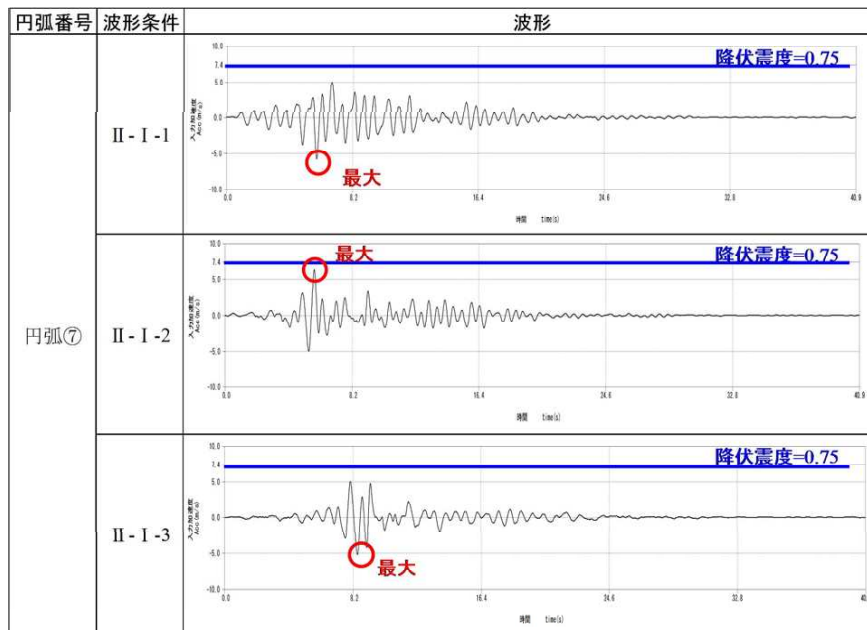
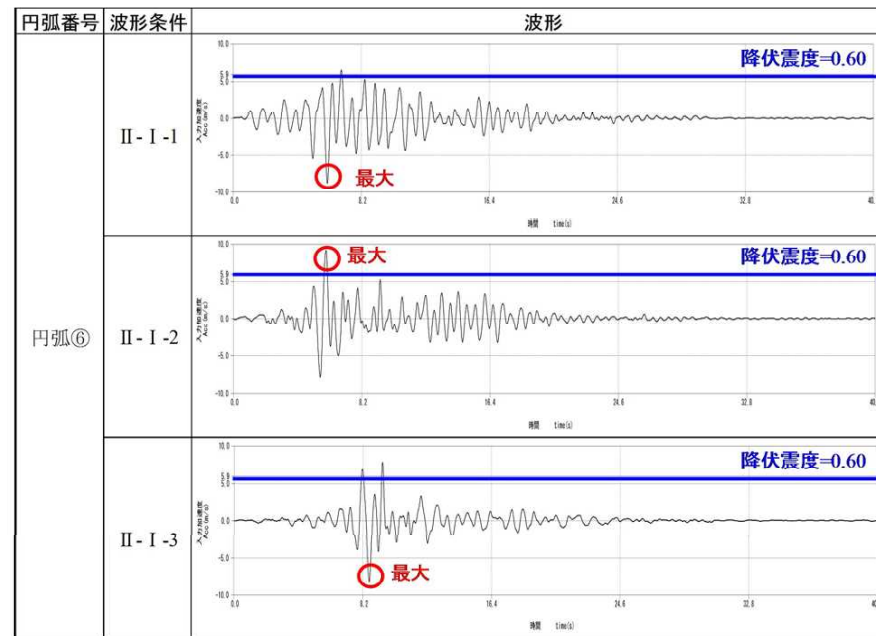
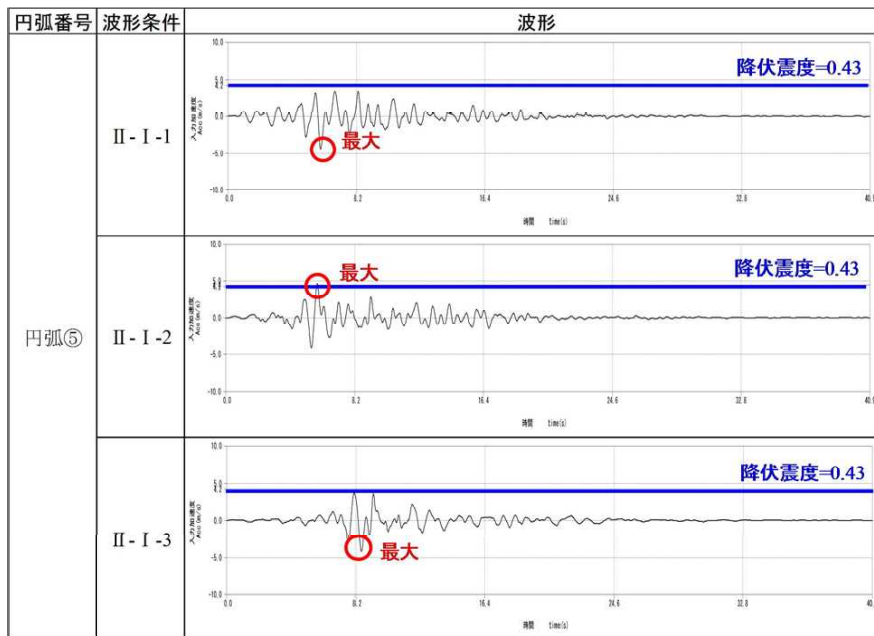


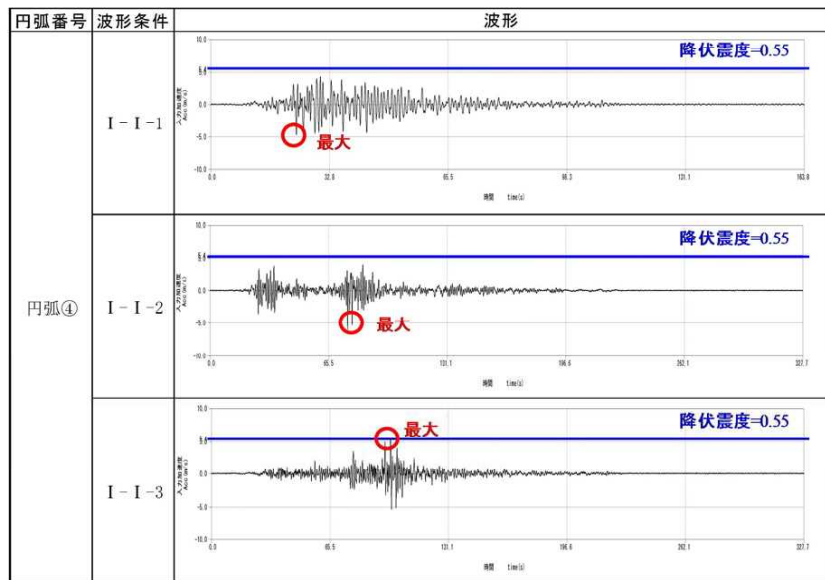
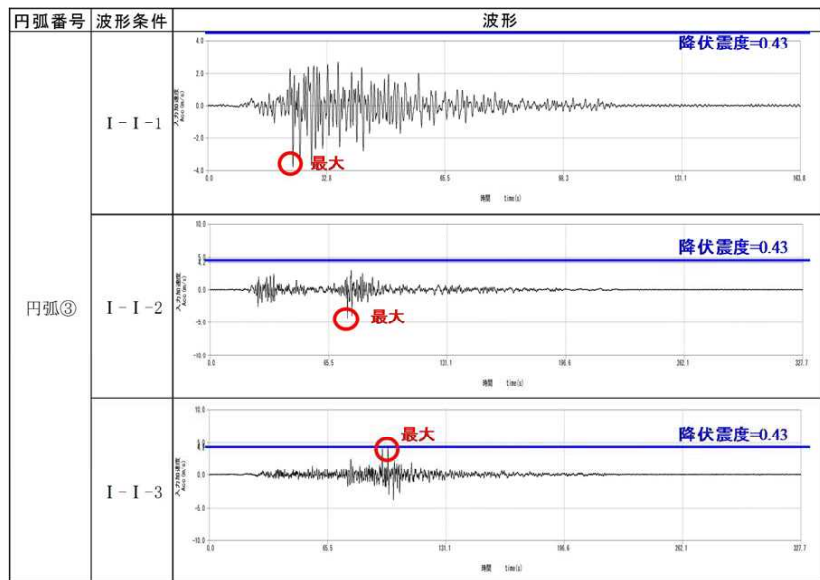
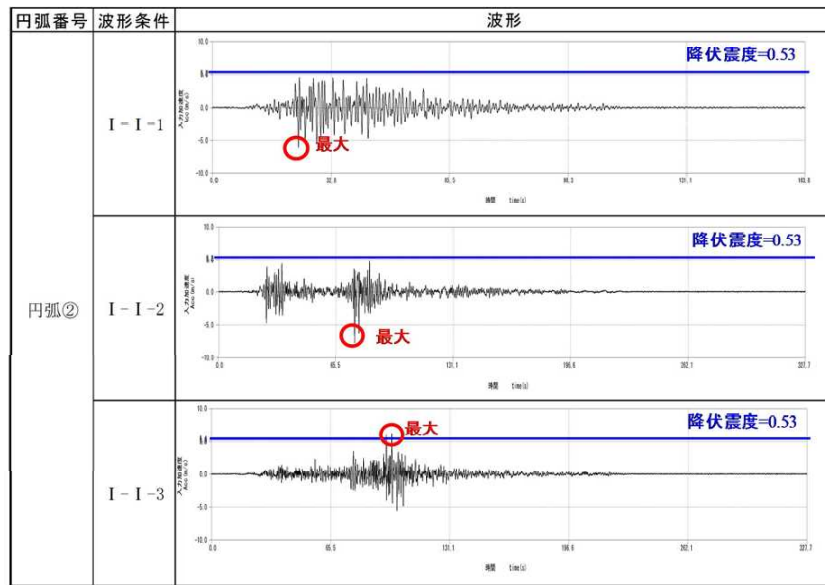
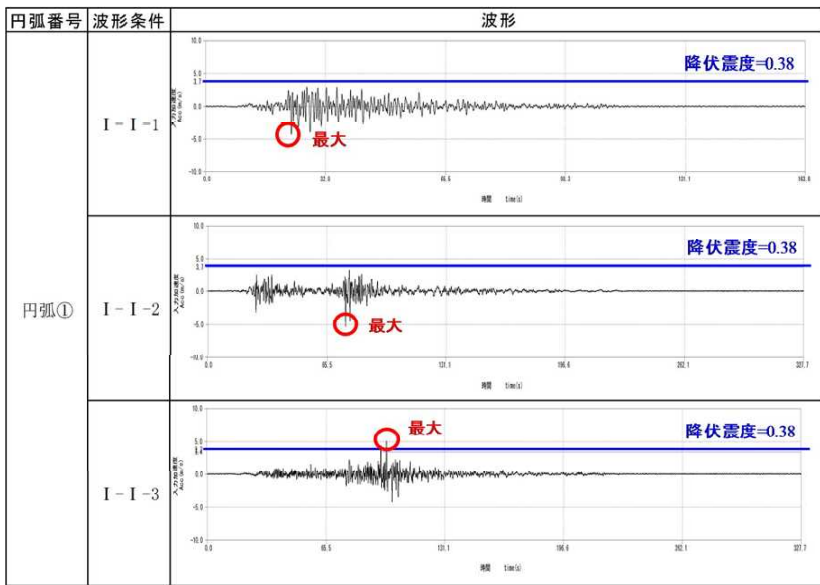
図-10 最大せん断ひずみと設定円弧

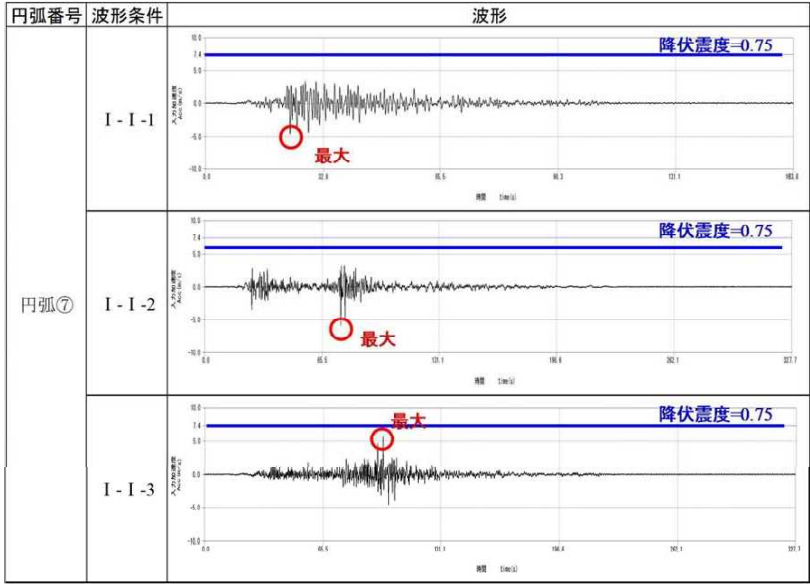
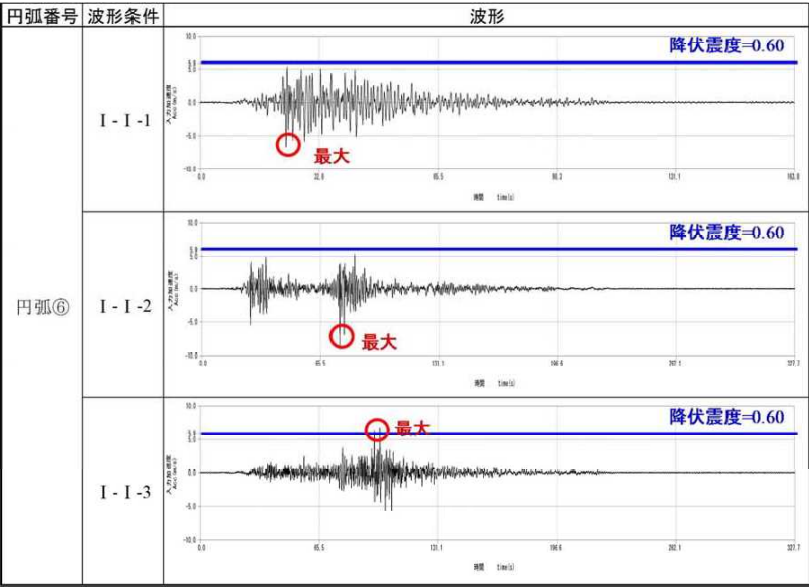
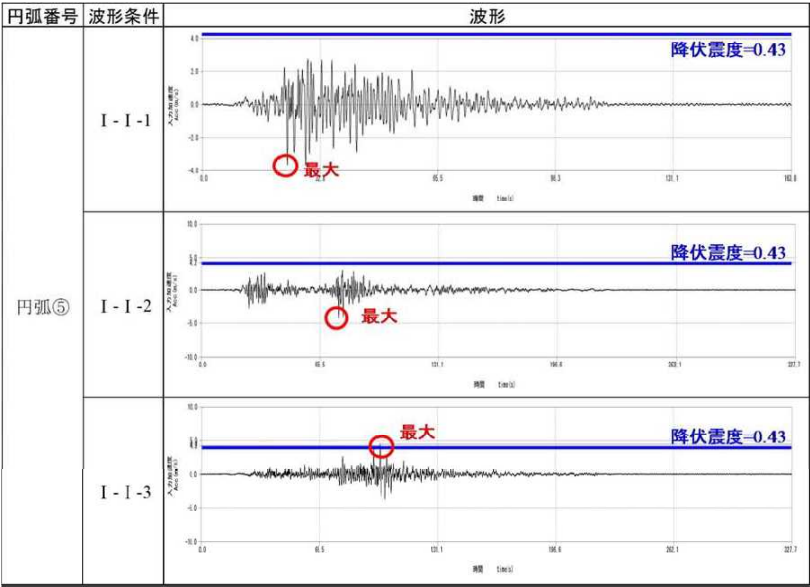
1-7 ニューマーク法による残留変位量の算定結果

ニューマーク法による等価加速度波形と降伏震度を以下に、残留変位量の算定結果を表- 2 に示します。









■結果

- ・大きく短い地震波形で検討した結果、降伏水平震度は、0.38～0.75 となり、計画時に想定した水平震度 0.2 よりも大きな値となりました
 - ・残留変位量は、正方向 0～10.265cm、負方向 0～5.966cm となりました
 - ・大きく長い地震波形で検討した結果、降伏水平震度は、0.38～0.75 となり、計画時に想定した水平震度 0.2 よりも大きな値となりました
 - ・残留変位量は、正方向 0～7.618cm、負方向 0～6.070cm となりました
- ・大地震時における盛土の変形による限界値は、「大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン及び同解説，平成 27 年 5 月，国土交通省」を参考に算出すると 4.25m（盛土斜面長（170m）の 2.5%）であり、解析による変位量はそれよりも小さい結果となりました。

表- 2 ニューマーク法による残留変位量の算定結果一覧

円弧番号	降伏震度	大きく短い地震動				大きく長い地震動			
		波形パターン		残留変位量 cm		波形パターン		残留変位量 cm	
				正方向	負方向			正方向	負方向
①	0.38	Ⅱ - I - 1	兵庫県南部地震	2.228	3.487	I - I - 1	十勝沖地震	0	1.829
		Ⅱ - I - 2		5.787	2.387	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	5.419
		Ⅱ - I - 3		1.775	3.310	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	7.618	1.258
②	0.53	Ⅱ - I - 1		0.334	5.477	I - I - 1	十勝沖地震	0	0.434
		Ⅱ - I - 2		9.574	3.549	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	5.133
		Ⅱ - I - 3		1.866	4.926	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	1.648	0.042
③	0.43	Ⅱ - I - 1		0	0	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		0.311	0	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0.001
		Ⅱ - I - 3		0	0.001	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0.031	0
④	0.55	Ⅱ - I - 1		0	1.275	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		2.983	0.523	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0.305
		Ⅱ - I - 3		0	2.082	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0.011	0
⑤	0.43	Ⅱ - I - 1		0	0	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		0.054	0	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 3		0	0	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0.021	0
⑥	0.60	Ⅱ - I - 1		0	5.966	I - I - 1	十勝沖地震	0	0.456
		Ⅱ - I - 2		10.265	3.505	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	6.070
		Ⅱ - I - 3		3.053	4.914	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	1.359	0
⑦	0.75	Ⅱ - I - 1		0	0	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		0	0	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 3		0	0	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0	0

1-8 テンションクラックを考慮した残留変位量の計算

盛土の天端にクラックが発生した場合、安定性が劣ることで、大きな残留変位量が発生することも考えられます。ここでは、天端にクラックが発生した場合を想定して、盛土部分に鉛直なテンションクラック（盛土のせん断抵抗を無視する部分）を仮定しました。クラックの深さは、「道路土工―軟弱地盤対策工指針，平成 24 年 8 月，日本道路協会」に示される式-1 及び、NEXCO 設計要領に示されるテンションクラックの最大値 2.5m を参考として算出し、 $Z_f=4.09\text{m}$ を示すことから最大の 2.5m としました。

$$Z_f = \frac{2 \cdot c}{\gamma_E} \cdot \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

式-1

ここに、

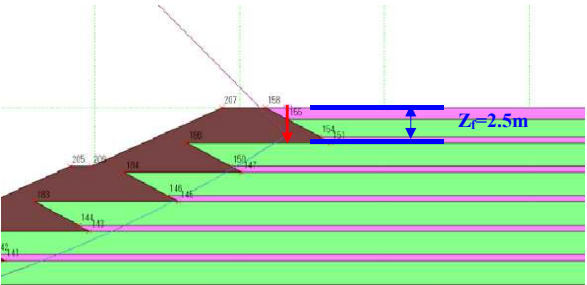
Z_f : テンションクラックの深さ (m)

ただし、最大で 2.5m

γ_E : 盛土の単位体積重量 (kN/m³)

c : 盛土の粘着力 (KN/m²)

ϕ : 盛土のせん断抵抗角 (°)



テンションクラックの概念図 (円弧⑥)

■結果

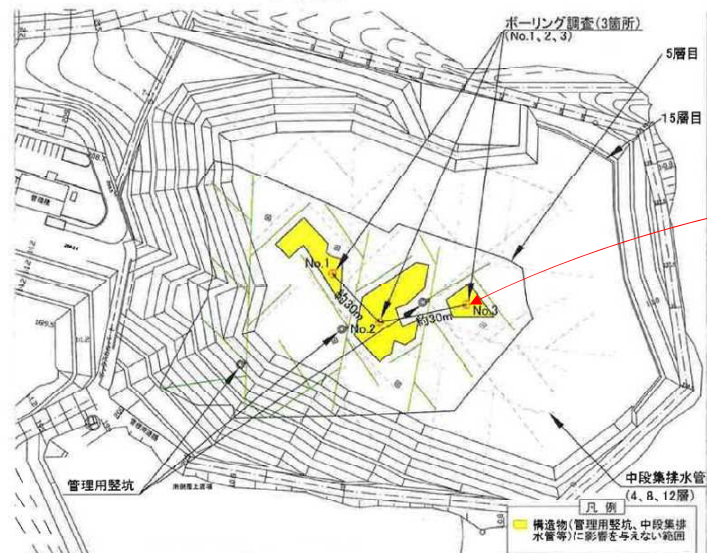
- テンションクラックを考慮したことによって、表層部で設定した円弧のうち円弧②・円弧⑥の残留変位量が、僅かに大きくなることを確認しました。
また円弧⑦は変化しないことを確認しました。
- テンションクラックを考慮した残留変位量は、最大でも 12.984cm であり、盛土の変形による限界値に対して十分に余裕のある結果だと考えます。

円弧番号	降伏震度	大きく短い地震動				大きく長い地震動			
		波形パターン		残留変位量 cm		波形パターン		残留変位量 cm	
				正方向	負方向			正方向	負方向
①	0.38	Ⅱ - I - 1		2.228	3.487	I - I - 1	十勝沖地震	0	1.829
		Ⅱ - I - 2		5.787	2.387	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	5.419
		Ⅱ - I - 3		1.775	3.310	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	7.618	1.258
②	0.53	Ⅱ - I - 1		1.115	7.832	I - I - 1	十勝沖地震	0	1.514
		Ⅱ - I - 2		12.984	5.598	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	8.602
		Ⅱ - I - 3		4.348	7.532	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	4.429	0.556
③	0.43	Ⅱ - I - 1		0	0	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		0.311	0	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0.001
		Ⅱ - I - 3		0	0.001	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0.031	0
④	0.55	Ⅱ - I - 1	兵庫県南部地震	0	1.275	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		2.983	0.523	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0.305
		Ⅱ - I - 3		0	2.082	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0.011	0
⑤	0.43	Ⅱ - I - 1		0	0	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		0.054	0	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 3		0	0	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0.021	0
⑥	0.60	Ⅱ - I - 1		0	5.969	I - I - 1	十勝沖地震	0	0.456
		Ⅱ - I - 2		10.271	3.507	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	6.074
		Ⅱ - I - 3		3.054	4.916	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	1.359	0
⑦	0.75	Ⅱ - I - 1		0	0	I - I - 1	十勝沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 2		0	0	I - I - 2	東北地方太平洋沖地震	0	0
		Ⅱ - I - 3		0	0	I - I - 3	東北地方太平洋沖地震	0	0

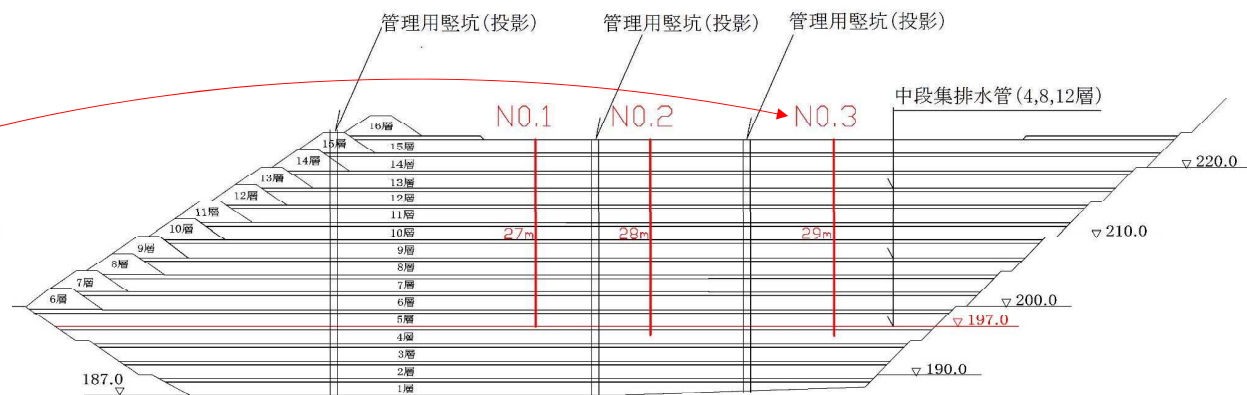
2 ボーリング調査位置及び断面図

解析に用いる V_s は、 G_0 が小さく評価される No.3 地点の PS 検層結果を解析物性値として採用しました。

位置図



断面図



H29. 9. 1 撮影



3. 表層部法面の直線すべりに対する検討について

□検討内容

①直線すべりの設定方法

- 1)最大せん断ひずみ分布※を比較「大きく短い地震動」、「大きく長い地震動」の各3波形(計6波形)
- 2)参考にした地震波形「大きく短い地震動タイプⅡ-I-2」…最もひずみが大きく出ている
- 3)すべり線の設定／8本
 - ・最大せん断ひずみの中央部を通るすべり線を1本設定
 - ・土堰堤を通るすべり線を1本設定
 - ・中央部を通るすべり線から埋立物側に10m毎にすべり線を6本設定

※最大せん断ひずみ分布を用いました

②用いたデータ

定数…第Ⅱ埋立地の試料採取した結果の値

対象	湿潤重量	粘着力	内部摩擦角
基礎地盤	19.9	101	35.9
土堰堤・覆土	15.8	19.2	28.6
廃棄物層	12.6	34.5	35.4

③用いた設計水平震度

「0.2」※道路土工 切土工・斜面安定工指針

④計算モデル

高さが最大70mとなる第Ⅲ-2埋立地の埋立完了断面

□計算方法

有効応力法による複合すべり計算 ※道路土工 切土工・斜面安定工指針

□評価

①評価基準

安全率…常時「1.2」、地震時「1.0」 ※道路土工 切土工・斜面安定工指針

②計算結果

安全率…常時「2.189～3.296」、地震時「1.351～2.192」

→いずれのすべり線においても、基準を満足することを確認しました

No.	すべり線	安全率	
		常時	地震時
1	土堰堤を通るすべり線	3.296	2.192
2	最大せん断ひずみの中央部を通るすべり線	2.611	1.682
3	埋立物側に10m毎にすべり線	2.221	1.400
4	〃	2.189	1.360
5	〃	2.207	1.351
6	〃	2.251	1.359
7	〃	2.316	1.377
8	〃	2.398	1.403

③考察

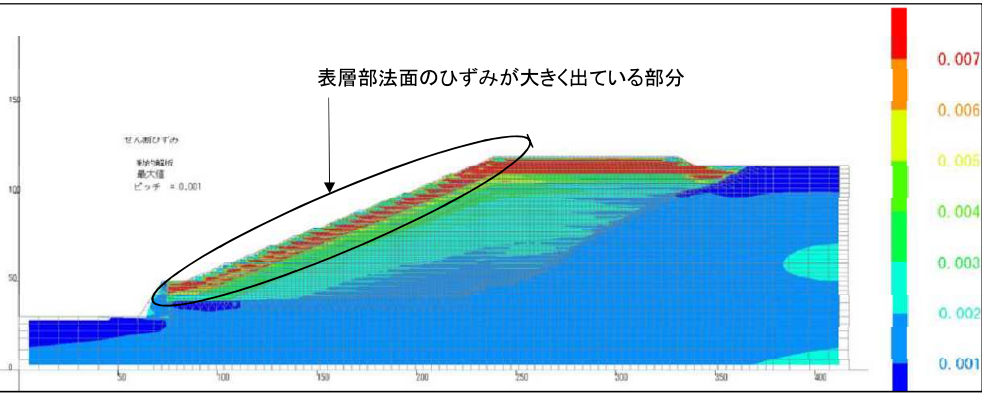
常時の最小安全率はNo.4とNo.5の間No.9を設定し確認しました。

地震時の最小安全率はNo.5であることを確認しました。

No.	すべり線	安全率	
		常時	地震時
9	常時の最小安全率を確認したすべり線	2.189	1.358

※No.4から水平方向に1m移動させた場所にすべり線No.9を設定し安全率を確認しました。

→ [参考にした地震波形での最もひずみが大きく出ている分布「大きく短い地震動タイプⅡ-I-2」]



[設定したすべり線]

→ ■すべり線の設定／8本

No.1 …土堰堤を通るすべり線を1本設定

No.2 …最大せん断ひずみの中央部を通るすべり線を1本設定

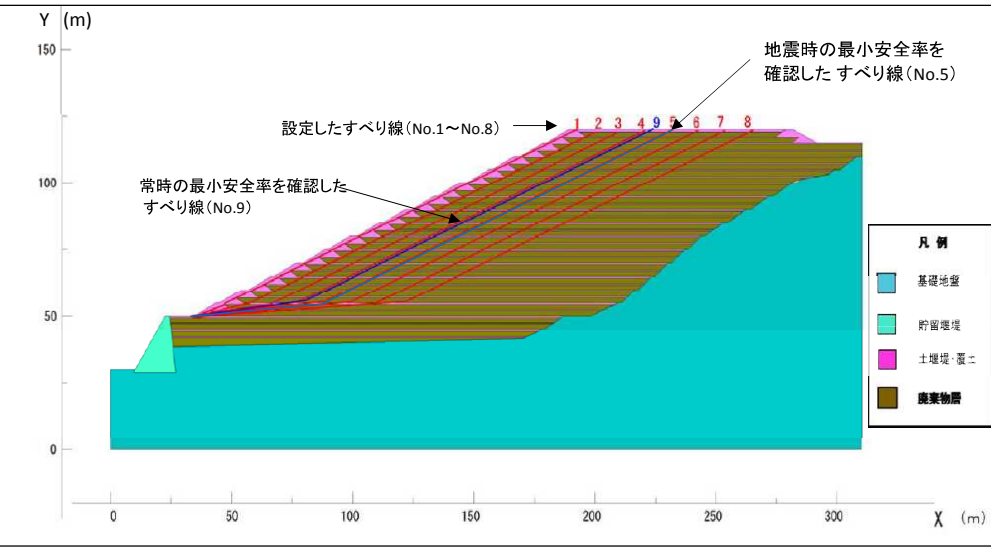
No.3～8…中央部を通るすべり線から埋立物側に10m毎にすべり線を6本設定

→ ■常時の最小安全率を確認したすべり線／1本

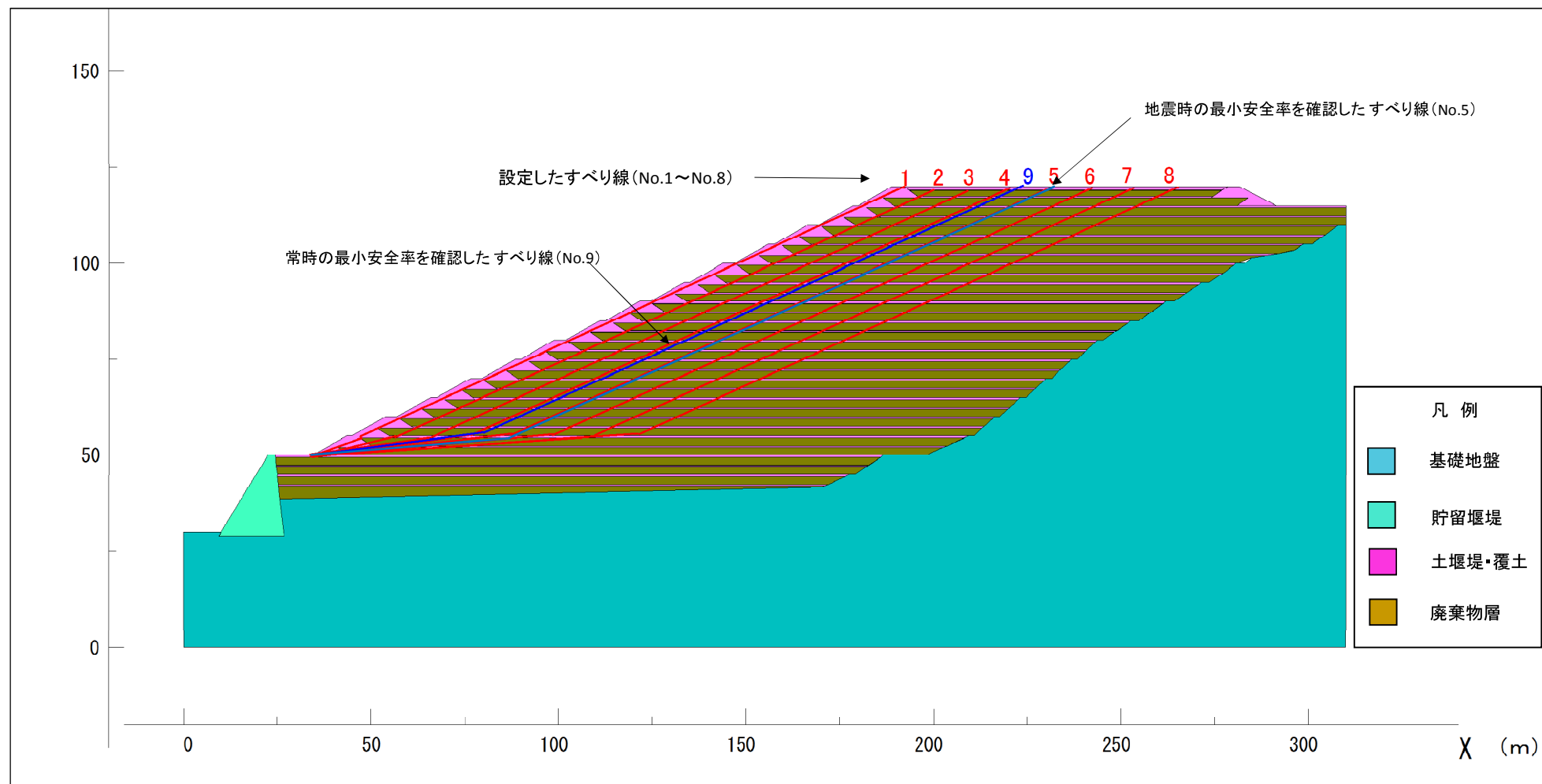
No.9 …No.4から埋立物側に1m移動したすべり線を1本設定

■地震時の最小安全率を確認したすべり線／1本

No.5



[設定したすべり線]



■すべり線の設定／8本

No.1 …土堰堤を通るすべり線を1本設定

No.2 …最大せん断ひずみの中央部を通るすべり線を1本設定

No.3~8…中央部を通るすべり線から埋立物側に10m毎にすべり線を6本設定

■常時の最小安全率を確認したすべり線／1本

No.9…No.4から埋立物側に1m移動したすべり線を1本設定

■地震時の最小安全率を確認したすべり線／1本 No.5

<地震による遮水シートの断裂について>

地震応答解析の結果、「基盤、土堰堤、埋立物」は一体で挙動することを確認しました。
また、「遮水シートを含む遮水工」は埋立物の荷重により基盤に密着することから、同様に一体で挙動する
と考えます。

□地震時の変位量と遮水シートの伸び率

①地震時の変位量

・大きく短い地震動(タイプⅡ地震動)及び大きく長い地震動(タイプⅠ地震動)の3波形の水平変位量

位置	水平変位量
①-1 土堰堤法面(法肩部)	20.2~39.8cm
①-2 土堰堤法面(中段)	0.7~26.9cm
② 埋立地法面(中段)	3.8~23.6cm
③ 基盤(中央)	0.5~16.8cm

②遮水シートの試験成績表(伸び率)

	日遮協基準値	メーカー数値
厚さ(mm)	1.5以上	1.5
引張強さ(N/cm)	140以上	480~500
伸び率(%)	400以上	800

③遮水シートの設置状況

- ・土堰堤2.5m毎の遮水シートの設置長 約14m
- ・埋立地法面5m毎の遮水シートの設置長 約10m

④遮水シートの断裂について

<土堰堤の遮水シート>

最大水平変位量に対して負担する伸び率は遮水シートの伸び率以内となり断裂はありません。

<埋立地法面の遮水シート>

最大水平変位量に対して負担する伸び率は遮水シートの伸び率以内となり断裂はありません。

□第Ⅱ埋立地の施工時における遮水シート設置内容(第Ⅲ埋立地でも実施)

- ①土堰堤部
 - ・埋立法面と土堰堤の接合部に「約30cm」のたわみを持たせて設置
 - ・土堰堤と土堰堤の接合部に「約20cm」のたわみを持たせて設置
- ②埋立地法面
 - ・小段毎5m毎に「約20cm」のたわみを持たせて設置

□地震時の遮水シートの被害について

- ①大きく短い地震動 兵庫県南部地震において亀裂等異常の報告はありませんでした。
※「ごみ埋立地の設計施工ハンドブックー水工技術」
(2000年、国際ジオシンセティックス学会日本支部)
- ②大きく長い地震動 東日本大震災において亀裂等異常の報告はありませんでした。
※全国都市清掃会議「東日本大震災による清掃施設被害状況調査」

□まとめ

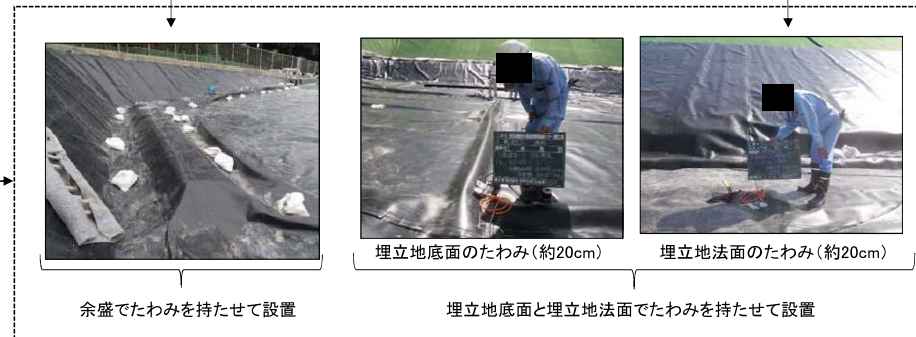
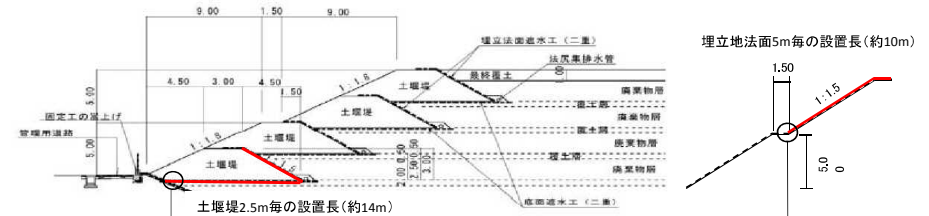
- ・基盤面から法肩部の水平方向の変位量は遮水シートの設置長の伸び率の範囲で対応可能と考えます。
- ・地震時の変位量は施工時に持たせた遮水シートのたわみによっても許容します。
- ・地震時の遮水シートの被害報告也没有ありません。
→このことから、地震動による遮水シートの変位による断裂等が発生する恐れはないと考えます。

→[地震時の変位量]

		大きく短い地震動			大きく長い地震動		
波形		Ⅱ-I-1	Ⅱ-I-2	Ⅱ-I-3	I-I-1	I-I-2	I-I-3
位置	①-1 土堰堤法面(法肩部)	33.6	39.8	32.0	22.2	20.2	35.2
	①-2 土堰堤法面(中段)	9.2	26.9	0.7	7.1	1.4	14.1
	② 埋立地法面(中段)	11.0	23.6	8.4	11.9	3.8	17.9
	③ 基盤(中央)	9.2	13.9	5.1	9.5	0.5	16.8

→参考資料

→[遮水シートの設置状況]



[遮水シートが負担する伸び率]

	土堰堤法面	埋立地法面
応答解析による最大水平変位量	約0.4m	約0.24m
最大となる箇所	法肩部(埋立頂部)	埋立地法面中段部
遮水シートの設置長	約14m	約10m
遮水シートが負担する伸び率	103%	102%

(参考)

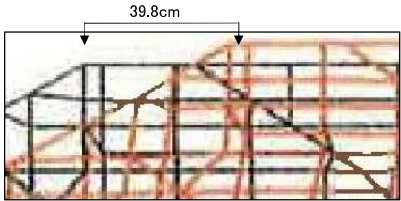
日遮協基準値の伸び率	400%以上
メーカー試験数値の伸び率	800%

参考資料1

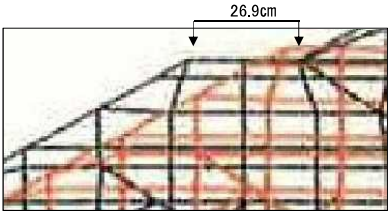
地震応答解析による変形図例(大きく短い地震の波形Ⅱ-I-2)

- ・「基盤」、「土堰堤」、「埋立物」は変形図例から地震の揺れに対して同一方向に変位することを確認しました。
※6波形の全波形で同一方向に変位することを確認しました(阪神淡路大震災/波形3波、東日本大震災/波形2波及び十勝沖地震/波形1波)
- ・「遮水シートを含む遮水工」は、埋立物の荷重により基盤に密着します。
- ・「遮水シートを含む遮水工」は、遮水工の不織布と基盤とが接している摩擦抵抗により、揺れに対して基盤と同じ挙動をしますと考えます。
→このことから「基盤、土堰堤、埋立物」と「遮水シートを含む遮水工」は地震の揺れに対して一体で挙動すると考えます。

①-1 土堰堤法面(法肩部)

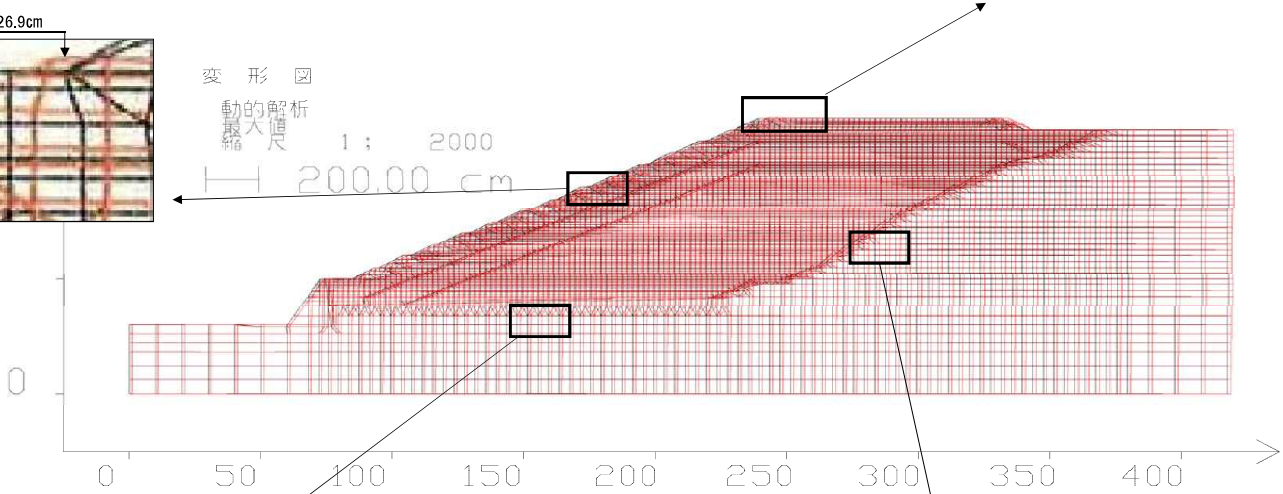


①-2 土堰堤法面(中段)

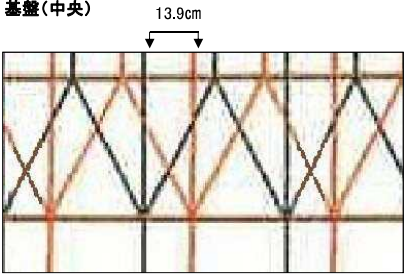


変形図
動的解析
最大値
縮尺 1 : 2000

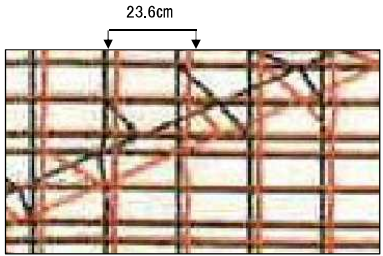
200.00 cm



③ 基盤(中央)



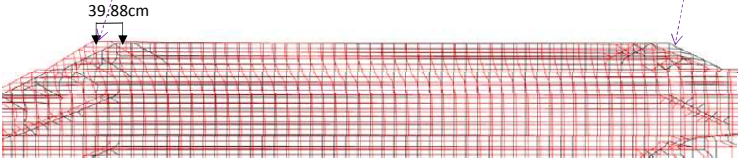
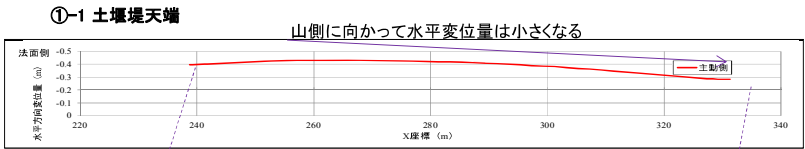
② 埋立地法面(中段)



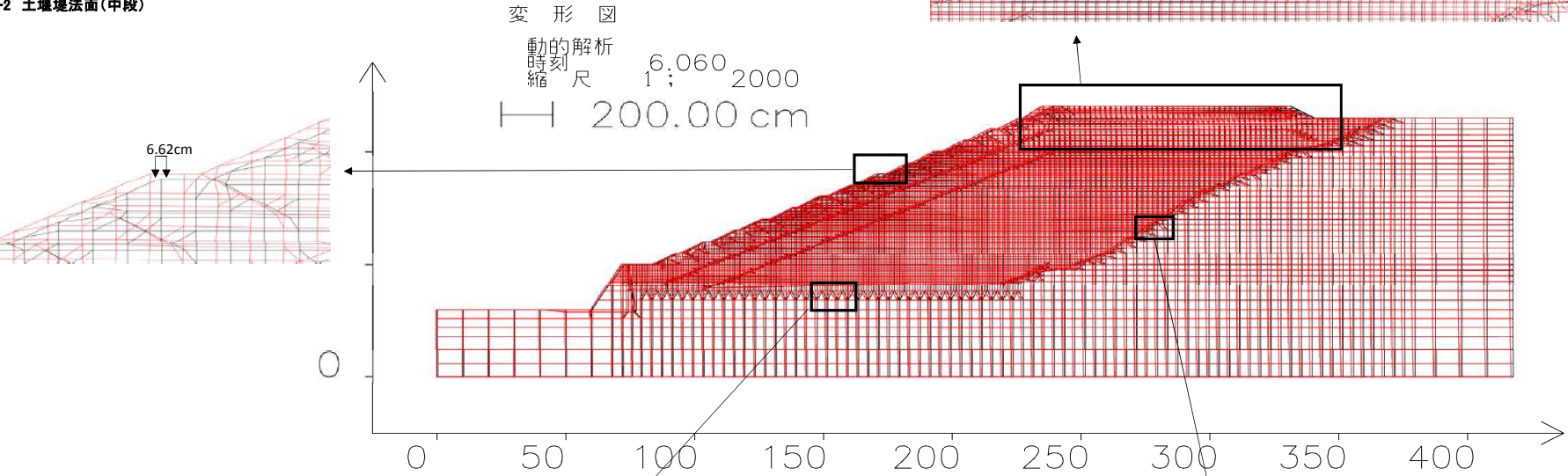
参考資料2

主動側の変位

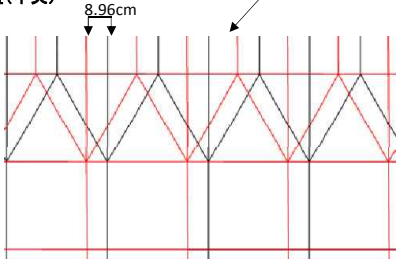
	主動側(谷側)の変位	受動側(山側)の変位
①-1土堰堤天端	39.9cm	39.8cm
①-2土堰堤法面(中段)	6.6cm	26.9cm
②埋立地法面(中段)	13.6cm	23.6cm
③基盤(中央)	9.0cm	13.9cm



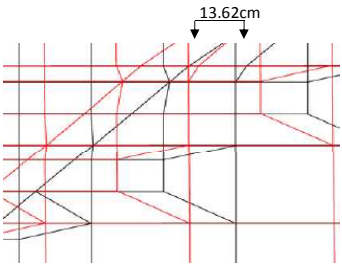
①-2 土堰堤法面(中段)



③ 基盤(中央)



② 埋立地法面(中段)



<盛土部におけるジオテキスタイル補強盛土の耐久性について>

□ 補強盛土の対象箇所と高さ

対象箇所			高さ	法面勾配	備考
埋立地内	Ⅲ-2	1箇所	70m	1:1.5	補強盛土※1
埋立地外	Ⅲ-2	2箇所	6.3m, 17.4m	1:0.6	補強土壁※2
	覆土置場	5箇所	3.0m~8.0m	1:0.4	補強土壁※2
計		8箇所	※1 勾配が1:1.0より緩い盛土 ※2 勾配が1:0.6より急な盛土		

- 照査項目 内的安定 盛土内部を通るすべり破壊(破断、引抜き)の照査を行いました
 全体安定 補強盛土と地山を含めた全体としてのすべり破壊の照査を行いました

- 結果 「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」に基づく内的安定、
 全体安定を円弧すべり面法により照査した結果、対象となる構造物は補強後の安全率
 において道路土工・宅地防災マニュアルの基準を満足することを確認しました。

	常時	地震時
無補強時	1.407	0.918
補強後	1.514~2.235	1.011~1.481

<基準 / 基準に対して設計水平震度は0.2で計画>

- (1) 道路土工(すべり計算) 常時…1.2、地震時…1.0
 (2) 宅地防災マニュアル(すべり計算) 常時…1.5、地震時…1.0

<ジオテキスタイルの性能> ※使用補強材:ジオテキスタイル(アデムHG-200) (添付資料参照)

- ① 設計引張強さ 1枚当り、設計引張強さ以上の最大引張強さを持つジオテキスタイルを配置
 ・設計引張強さ(kN/m) 120kN/m…設計時に安全をみて設定
 ・最大引張強さ(kN/m) 185kN/m…引張試験によって確認

- ② 敷設長 55m(円弧すべり面から法面までの水平距離と必要定着長を加えた長さ)
 ※法面までの水平距離は各段毎に異なるが最大敷設長55mで設定

■ 引抜きに対する安全率※ →施工時、試験盛土により現場引抜き試験を実施し設計値の妥当性を確認

※ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル(引抜き) 常時…2.0、地震時…1.2

□ まとめ

- ・使用するジオテキスタイル1枚当りの設計引張強さと敷設長を安全率から設定しました。
 次にすべり面の安定計算を行い、ジオテキスタイルによる補強盛土に対する常時、及び
 地震時における安定性が確保されることを確認しました。
- ・廃棄物の埋立による押え盛土の効果は、一層埋立てるごとに働き応力が軽減します。
 盛土前面(廃棄物)の埋立が補強盛土の8層目(高さ17.5m)まで完了した段階※で押え盛土
 の効果が得られ、補強対策を行わなくても安定性が確保されることを確認しました。
 ※埋立開始から約9年後、埋立が残り52.5m

□ 動態観測

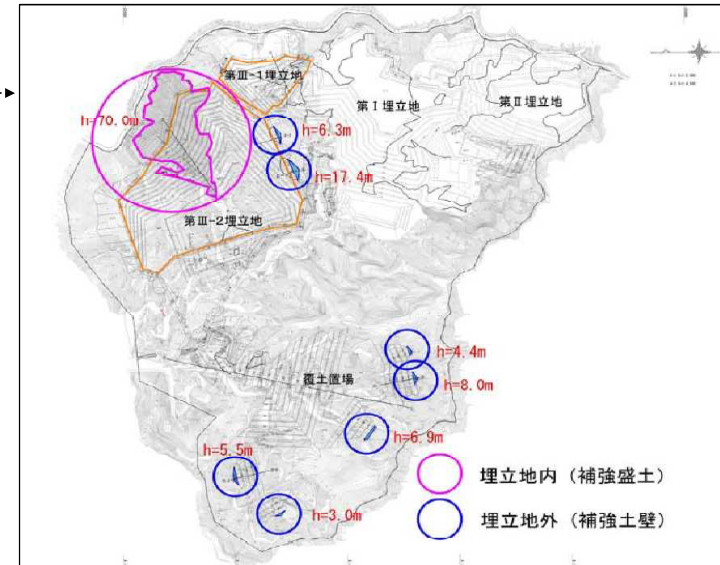
盛土の挙動の把握を目的として施工時に動態観測を行います。
 →挙動が生じた場合は原因を究明し、ジオテキスタイルを増やす等の対策を講じます。

□ 参考(造成盛土地盤の沈下による影響)

第Ⅲ-2埋立地における盛土層内の圧縮沈下量 …8cm
 埋立層内の即時沈下量…21cm } 沈下総量29cm

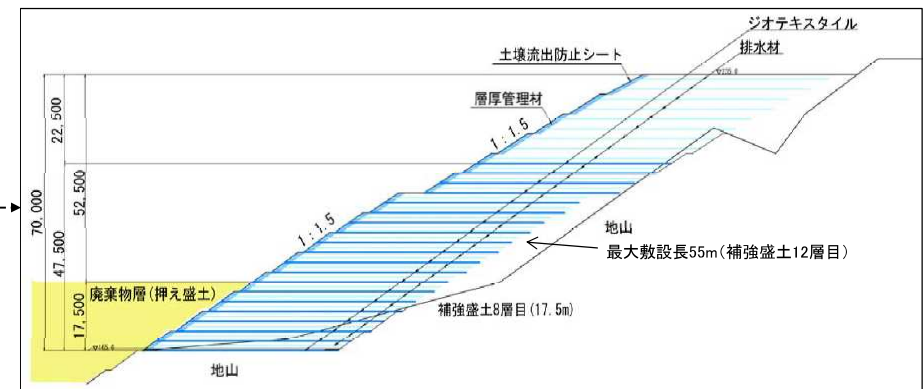
→沈下総量29cmが最大敷設長55mのジオテキスタイルに作用したと仮定した時、沈下による伸び率
 は「0.5%」になります

ジオテキスタイルの破断が起きる伸び率は「4.5%」であることから沈下による影響はないと考えます



	のり面勾配	のり面強化材、壁面工	照査項目
補強盛土	1:1.0より緩い勾配 (1:1.0は含まない)	壁面工は不要。表層すべり対策やガリ侵食対策としてののり面強化材を設ける。	・内的安定 ・全体安定
	1:0.6~1.0の勾配 (小段を考慮しない実際ののり面勾配)	盛土材の流出防止やのり面近傍での転圧作業が困難となるため壁面工を設ける。	・内的安定(壁面工) ・全体安定
補強土壁	1:0.6より急な勾配 (1:0.6及び鉛直壁は含まない)	壁面工を設ける。	・内的安定(壁面工) ・外的安定 ・全体安定
	鉛直	剛な壁面工を設ける。	・内的安定(壁面工) ・外的安定 ・全体安定

□ …今回計画に該当



参考資料

□ 使用補強材:ジオテキスタイルについて(アデムHG-200)

<ジオテキスタイルの構造>

- ・ポリエチレンの格子状ネットにアラミド繊維を挿入
- ・高強度で伸びとクリープひずみが小さく土を強力に拘束

→今回使用するアデムHG-200と同様の形状を持つアデムHG及びアデムGタイプの施工実績は1万件以上あります。事故事例の報告はありません。(参考:千葉県101件)

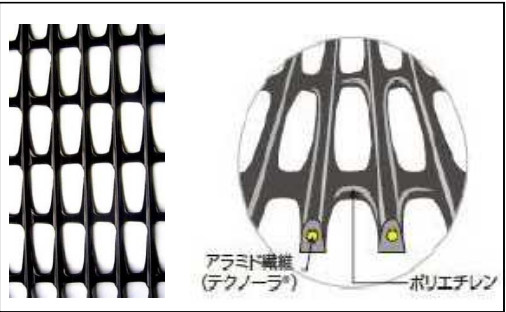
[アデムHG、Gタイプの施工実績(施工年:平成元年～平成28年)]

施工からの経過年数	10年未満	10年以上20年未満	20年以上(26年以上経過)	合計
件数	5,917件	3,962件	978件(76件)	10,857件

(26年)・・・計画埋立期間

※最大敷設長55m規模の施工実績を調べることができませんでした

□ ジオテキスタイル(アデムHG-200)について ※アデムHG-200は現在の製品名(旧製品名:アデムG)



<性能試験>

	方法	結果	写真番号
① 引張強度特性			
引張試験	・選定した試料※を一定速度で引張り ・引張強度と伸びの関係を確認 ※アデム(HG-200)	⇒所定の品質管理強度と製品基準強度を満足 ・品質管理試験 品質管理強度200kN/mに対し、引張強度228kN/mを確認 ・性能評価試験 製品基準強度185kN/mに対し、引張強度201kN/mを確認	写真-1
② クリープ特性			
クリープ試験	・製品基準強度の64～96％に相当する荷重を任意に選択 ・試料のクリープひずみ(伸び)の定期的測定及び破壊時間を測定	⇒載荷時間10 ⁵ 時間で破壊に至らず (製品基準強度の65％以下の荷重※) ※アデムのクリープ低減係数/0.65(材料安全率1.54) →製品基準強度185kN/mに対し、クリープを考慮した限界引張強度120kN/m	写真-2
③ 耐衝撃性			
耐衝撃性試験	・盛土材※中にアデムを敷設 ※まさ土、クラッシャーラン(C-40)、岩ずり ・巻き出し・転圧後に破断及び損傷の程度を目視、強度保持率を確認	⇒破断や大きな損傷は確認されず、耐衝撃性を有することを確認 ＜以下の条件において、強度保持率98％程度を確認＞ ・まさ土 試験前強度205kN/mに対し、試験後強度202kN/mを確認 ・クラッシャーラン(C-40) 試験前強度205kN/mに対し、試験後強度201kN/mを確認 ・岩ずり 試験前強度205kN/mに対し、試験後強度201kN/mを確認	写真-3
④ 耐久性			
促進耐候性試験	・一定時間の太陽光照射及び水噴霧 ・その後、引張試験を実施	⇒耐候性を有することを確認 ・1000時間照射後の強度保持率の低下が0～2％程度を確認	写真-4
耐薬品性試験	・水素イオン濃度の異なる各種薬品(pH2～12)に一定時間浸漬 ・その後、引張強度を測定	⇒土の一般的な環境条件であるpH5～9に対して耐薬品性を有することを確認 ・薬品浸漬(1000時間)後の強度保持率の低下が0～2％程度であることを確認 第Ⅱ埋立地における浸出水の実績値…pH7～8	写真-5
耐寒・耐熱性試験	・恒温槽付き定速伸長形引張試験で所定の温度に保ち、引張試験を実施	⇒土の一般的な環境条件である0～30℃に対して耐寒・耐熱性を有することを確認 ・設定した雰囲気温度(－20～40℃)において、強度保持率の低下が0～2％であることを確認	

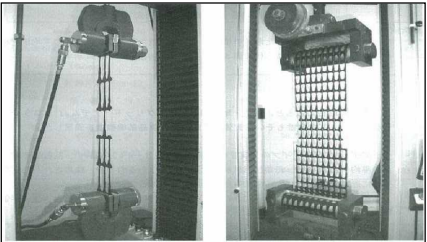


写真-1 引張試験

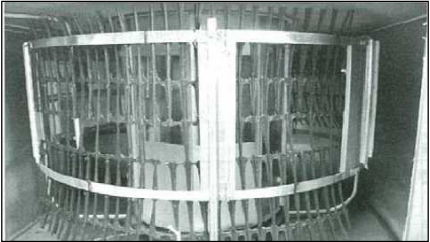


写真-4 促進耐候性試験

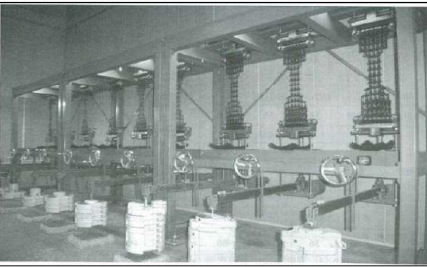


写真-2 クリープ試験



写真-5 耐寒・耐熱性試験



写真-3 耐衝撃性試験

<土堰堤の沈下について(第Ⅱ埋立地の管理実績)>

□動態観測(沈下量測定)

① 動態観測の観測点の設置

- ・土堰堤4層毎に動態観測の観測点を設置しています。
- ・土堰堤の観測点の設置位置は端部の2箇所、中央部の1箇所、端部と中央部の中間に2箇所の合計5箇所(P-1～P-5)を設置しています。

② 動態観測の実施

- 土堰堤の9層目と13層目で実施しています。
- ・土堰堤 9層目(H26. 8.22完成)・・・観測点2箇所 ※土堰堤の延長が短いため観測点2箇所で実施
- ・土堰堤13層目(H27.12.10完成)・・・観測点5箇所

③ 管理事項(当社のマニュアル抜粋)

- ・観測頻度は土堰堤築堤後1年間は3ヶ月に1回、その後年1回とする
- ・土堰堤築堤後2年目の観測結果をもとに、変位(水平、鉛直)が10cmを超えた場合、月に1回観測頻度を強化し対応策の検討を行い実施する
- ・震度4以上(気象庁発表、千葉県南部のいずれかの観測点の観測震度)の地震発生時は定期観測とは別途に観測を行う
- ・総雨量150mm以上又は、時間雨量20mmを超えた場合、降雨終了時点と1週間経過後を観測する
- ・対策実施後の観測頻度は、対応実施から1年間は3ヶ月に1回、その後は年1回(毎年1月)とする

□動態観測(沈下量)結果 ※現在は16層まで埋立完了

① 9層目土堰堤の沈下量

観測点	沈下量(cm)		備 考
	P-1	P-2	
1年目	△11.3	△17.7	H26年9月～H27年8月
2年目	△ 5.4	△ 7.9	H27年8月～H28年8月
3年目	△ 4.8	△ 3.9	H28年8月～H29年8月
合計	△21.5	△29.5	

→ 観測点P-2で1年目累計△17.7cm、2年目累計△25.6cm、3年目累計△29.5cmの沈下量を観測しました。1年目、2年目、3年目と沈下量が減少している結果となっています。

※現在の観測条件: 層厚/23m、荷重の大きさ/238kN/m²(7層分:17.5m、湿潤重量:13.6kN/m³)

② 13層目土堰堤の沈下量

観測点	沈下量(cm)					備 考
	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	
1年目	△ 2.4	△4.3	△4.6	△4.8	△4.2	H28年3月～H29年2月
1.5年目	△ 2.3	-	△ 3.2	△ 3.3	△ 2.0	H29年2月～H29年8月
合計	△4.7	-	△7.8	△8.1	△6.2	

→ 観測点P-4で1年目累計△4.8cm、1.5年目累計△8.1cmの沈下量を観測しました。

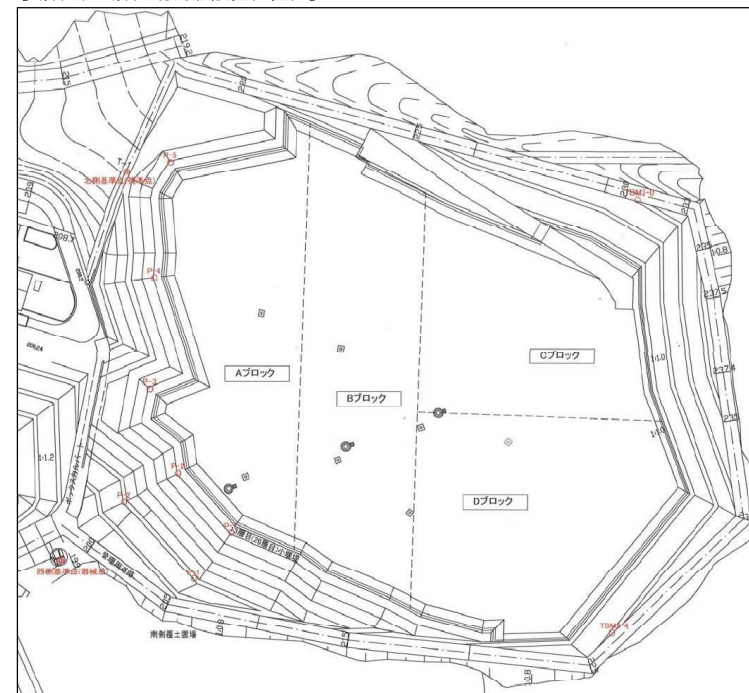
全体的に沈下量が小さく、観測点全体に一律の沈下量の結果となっています。

※現在の観測条件: 層厚/33m、荷重の大きさ/102kN/m²(3層分:7.5m、湿潤重量:13.6kN/m³)

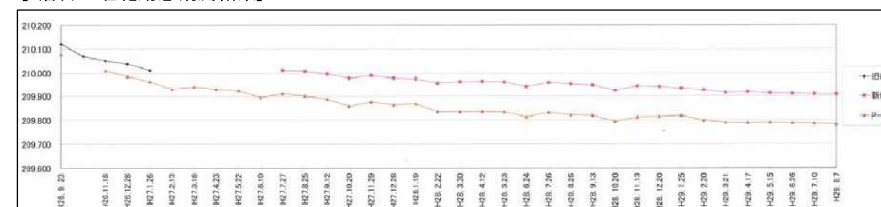
□まとめ

- ・各観測点とも一様の沈下の傾向を示し、観測点相互間で相違する沈下が見られないことから土堰堤築堤後、約2～3年でほぼ安定している状態です。

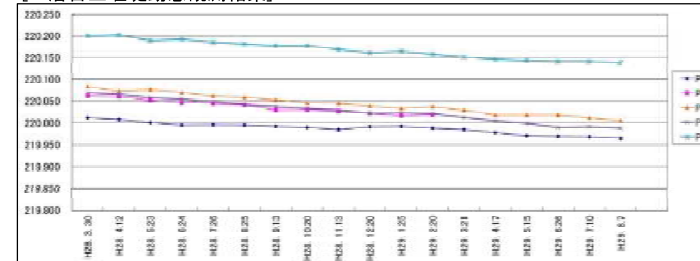
[9層目、13層目観測点設置位置図]



[9層目土堰堤動態観測結果]



[13層目土堰堤動態観測結果]



<埋立物の自立について>

□埋立物の自立高さ

① 埋立物 廃棄物、中間覆土

② 自立高さ

(1) 廃棄物の自立高さ

自立高さ	約11m	$h=4C \div \gamma, 11m=4 \times 34.5kN/m^2 \div 12.6kN/m^2$ ※
------	------	---

※第Ⅱ埋立地の土質定数…廃棄物の採取試料13試料

(2) 廃棄物、中間覆土の自立高さ

自立高さ	約9m	$h=4C \div \gamma, 9m=4 \times 29.6kN/m^2 \div 13.6kN/m^2$ ※
------	-----	--

※第Ⅱ埋立地の土質定数…廃棄物の採取試料13試料

第Ⅲ埋立予定地の土質定数…土質ボーリング調査の採取試料3試料

[粘着力と単位体積重量]

	廃棄物 13試料	ボーリング調査 3試料	加重平均値
粘着力	34.5kN/m ²	19.2kN/m ²	29.6kN/m ²
単位体積重量	12.6kN/m ³	15.8kN/m ³	13.6kN/m ³

□第Ⅱ埋立地の埋立物

<第Ⅱ埋立地の埋立内容>

- ・第Ⅱ埋立地の受入廃棄物は著しく変わることなく概ね同様のものを埋立てています。
- ・埋立は、埋立開始時より攪拌・混合して敷き均し、転圧を継続して行っています。

<第Ⅱ埋立地における廃棄物の累計搬入量>

- ・基質となるもの 汚泥(32%)
- ・繊維状のもの 廃プラスチック・紙くず・木くず・繊維くず・金属くず(26%)
- ・砂状のもの 燃えがら・ばいじん(13%)
- ・礫状のもの ガラス・陶磁器くず、鋳さい、がれき類(29%)

→基質となる汚泥と繊維状のものが同量程度混合することにより、廃棄物層は粘着力を示すと考えます。

□廃棄物層の性質について(中間土について)

- ・砂か粘土か判断が難しい土は、砂と粘土の中間的な性質を有するため、中間土と呼ばれています。
- ・文献等から中間土は砂分量50～80%、NP<Ip(塑性指数)<30%の範囲にあるとされています。
※上の「砂分量」について、粘土、シルト分以外の粒径が粗いものと考え、砂分及び礫分の合計量と解釈しました

<第Ⅱ埋立地の粒度組成>

- ・採取した13試料のうち、結果が出ている11試料の土質試験結果を平均すると、砂分が28%、礫分が45%、2成分の合計としての砂分量は73%であり、Ipは17%となりました。
- ・このことから第Ⅱ埋立地の廃棄物層は中間土の性質を示すものと考えました。

[第Ⅱ埋立地搬入物データ(平成24年度～28年度)]

品目	重量(t)	割合	
汚泥	187,782	32.0%	基質となるもの、32%
廃プラスチック類	72,816	12.4%	
紙くず	15,664	2.7%	繊維状のもの、26%
木くず	29,634	5.1%	
繊維くず	9,916	1.7%	
金属くず	25,607	4.4%	砂状のもの、13%
燃えがら	38,230	6.5%	
ばいじん	37,009	6.3%	
ガラス・陶磁器くず	85,791	14.6%	礫状のもの、29%
鋳さい	3,696	0.6%	
がれき類	80,214	13.7%	
ゴムくず	234	0.0%	
動植物性残渣	0	0.0%	
13号廃棄物	0	0.0%	
合計	586,593	100.0%	

[土質試験結果(粒度組成)／11試料]

試験項目		粒 度 組 成						
		砂(%)	礫(%)	シルト(%)	粘土(%)	液性限界(%)	塑性限界(%)	塑性指数(%)
5層目	ブロック							
	A	34	29	20	17	69.2	41.3	27.9
	B	29	40	21	10	63.6	41.6	22
7層目	C	27	42	20	11	56	38.9	17.1
	A	30	45	15	10	50.6	34.3	16.3
	B	26	52	15	7	44.9	30.3	14.6
9層目	C	35	45	12	8	39.8	28.3	11.5
	A	32	43	14	11	57.3	37.8	19.5
	B	29	47	13	11	54.4	36.5	17.9
11層目	C	27.3	48.8	15.1	8.8	46.8	34.4	12.4
	A	21	50	17	12	53.6	38.5	15.1
	B	19	50	18	13	50.3	36.5	13.8
平均		28.1	44.7	16.4	10.8	53.3	36.2	17.1

ボーリング箇所及び埋立物採取箇所

<ボーリング箇所>

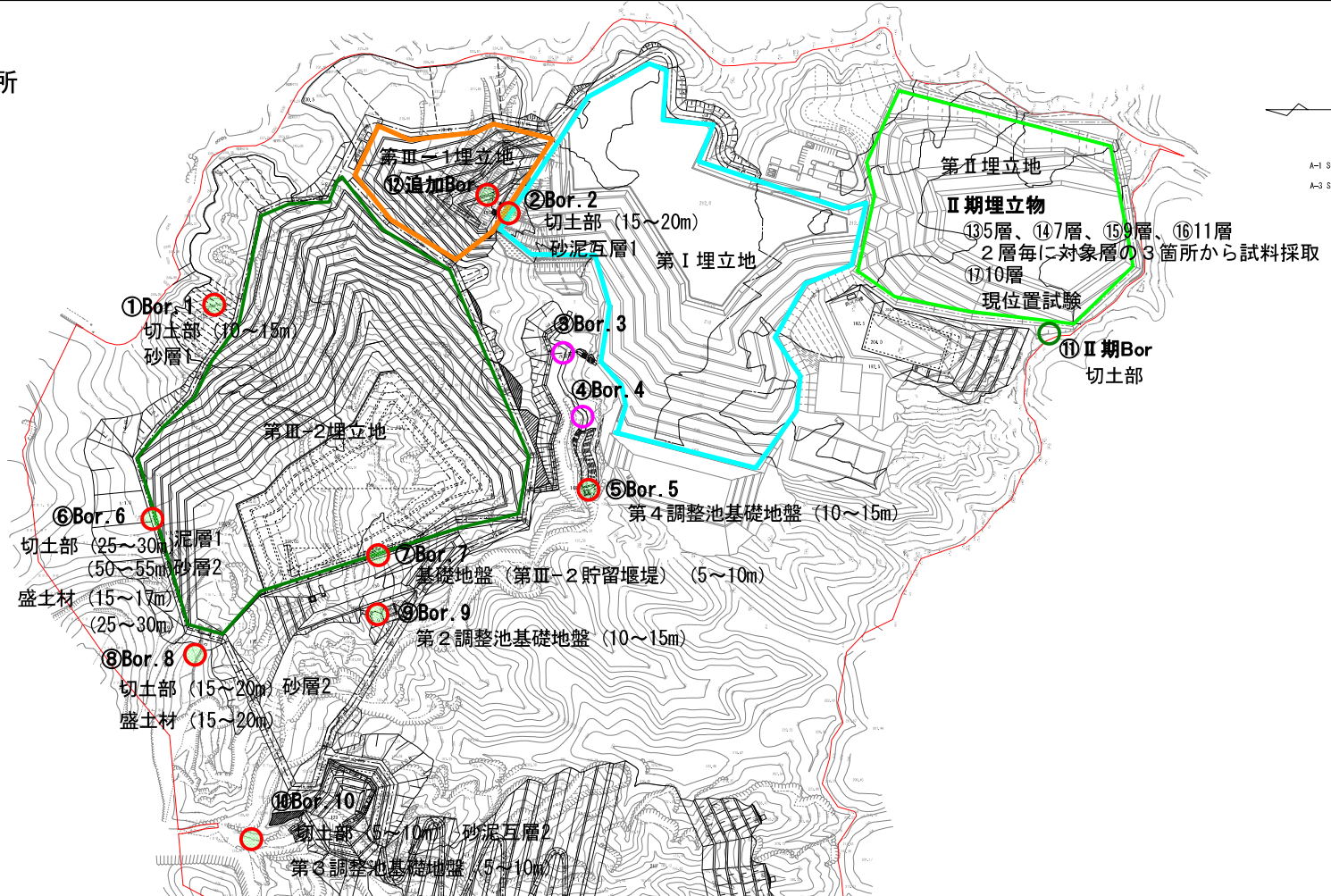
● Ⅲ期採取データを採用

○ Ⅲ期採取データ未採用

○ Ⅱ期採取データを採用

<埋立物採取箇所>

■ Ⅱ期埋立物採取データを採用



<ボーリング箇所>		試料数	試験	貯留堰堤	調整池堰堤	切土部	造成盛土	埋立物	土堰堤	対象箇所
① Bor.1	1	1	CUB			○				Ⅲ-2埋立地
② Bor.2	1	1	CUB			○				Ⅲ-1埋立地
③ Bor.3(未採用)	1	1	CUB							水処理施設設置位置変更
④ Bor.4(未採用)	1	1	CUB							水処理施設設置位置変更
⑤ Bor.5	1	1	CUB		○					第4調整池
⑥ Bor.6	4	2	CUB			○				Ⅲ-2埋立地
		2	UU	○			○	○		Ⅲ-2貯留堰堤、埋立地、土堰堤
⑦ Bor.7	1	1	CUB	○						Ⅲ-2貯留堰堤
⑧ Bor.8	2	1	CUB	○		○			○	Ⅲ-2埋立地
		1	UU				○			Ⅲ-2貯留堰堤、埋立地、土堰堤
⑨ Bor.9	1	1	CUB		○					第2調整池
⑩ Bor.10	1	1	CUB		○	○				第3調整池
⑪ Ⅱ期Bor	1	1	N値計算式			○				第3水処理施設
⑫ 追加Bor	1	1	CD	○						Ⅲ-1貯留堰堤

<埋立物採取箇所>		試料数	試験	貯留堰堤	調整池堰堤	切土部	造成盛土	埋立物	土堰堤	対象箇所
⑬ Ⅱ期埋立物 (5層)	3	3	CU	○				○	○	Ⅲ-2貯留堰堤、土堰堤
⑭ " (7層)	3	3	CU	○				○	○	"
⑮ " (9層)	3	3	CU					○	○	Ⅲ-2土堰堤
⑯ " (11層)	2	2	CU					○	○	"
⑰ " (10層)	2	2	※					○	○	"

※：一面せん断試験、現場土圧試験

施設計画構造物安定に係る土質定数

施設		安定計算に 用いる定数	土質試験に 供した試料	定数を得るための 試料	試料 個数	採用した データ	採用した定数					備考																													
1	造成盛土	湿潤密度 粘着力 内部摩擦角	ボーリングで 採取した試料 (ほぐしたもの)	ボーリング 2箇所/3試料 盛土材(締固め試料)	3	試験結果の全て						*代表的な地層である砂岩層(Ss1,Ss2)及び泥岩(Ms1)の3か所から試料を採取し、最大乾燥密度の90%に調整した試料で三軸試験を行った *砂泥互層(Alt1)も含めると盛土材料は砂岩3～2:泥岩1程度になるものと想定し、3試料の試験結果を平均して用いることとした *施工時の盛土状態(圧密していない)を想定した																													
							$\gamma = 16.1\text{kN/m}^3$ C = 14.6kN/㎡ $\phi = 28.3^\circ$	$\gamma = 15.1\text{kN/m}^3$ C = 40.7kN/㎡ $\phi = 27.3^\circ$	$\gamma = 16.2\text{kN/m}^3$ C = 2.16kN/㎡ $\phi = 30.3^\circ$	3試料の平均	$\gamma = 15.8\text{kN/m}^3$ C = 19.2kN/㎡ $\phi = 28.6^\circ$																														
2	土堰堤	湿潤密度 粘着力 内部摩擦角	Ⅱ期の埋立地から採取した試料 /5層分	Ⅱ期の廃棄物 5,7,9,10,11層/13試料	13	試験結果の全てを採用																																			
							$\gamma = 12.6\text{kN/m}^3$ C = 34.5kN/㎡ $\phi = 35.4^\circ$	Ⅱ期の廃棄物の平均																																	
	盛土材	湿潤密度 粘着力 内部摩擦角	ボーリングで 採取した試料 (ほぐしたもの)	ボーリング 2箇所/3試料 盛土材(締固め試料)	3	試験結果の全て						*代表的な地層である砂岩層(Ss1,Ss2)及び泥岩(Ms1)の3か所から試料を採取し、最大乾燥密度の90%に調整した試料で三軸試験を行った *砂泥互層(Alt1)も含めると盛土材料は砂岩3～2:泥岩1程度になるものと想定し、3試料の試験結果を平均して用いることとした *施工時の盛土状態(圧密していない)を想定した																													
							$\gamma = 16.1\text{kN/m}^3$ C = 14.6kN/㎡ $\phi = 28.3^\circ$	$\gamma = 15.1\text{kN/m}^3$ C = 40.7kN/㎡ $\phi = 27.3^\circ$	$\gamma = 16.2\text{kN/m}^3$ C = 2.16kN/㎡ $\phi = 30.3^\circ$	3試料の平均	$\gamma = 15.8\text{kN/m}^3$ C = 19.2kN/㎡ $\phi = 28.6^\circ$																														
3	切土法面	湿潤密度 粘着力 内部摩擦角	ボーリングで採取した乱さない試料 (現状のまま)	対象切土部付近の ボーリング6箇所/7試料	7	5箇所のボーリングから各1試料の地層データ 1箇所のボーリングから2試料の地層データ	<table><tr><th>土質定数</th><th>砂層1 (Ss1)</th><th>砂層2 (Sa0,Ss2)</th><th>砂層3 (Ⅱ期)</th><th>泥層 (Ms2)</th><th>砂泥互層1 (Alt1)</th><th>砂泥互層2 (Alt1)</th></tr><tr><td>湿潤密度(kN/㎡)</td><td>17.8</td><td>19.4</td><td>20</td><td>19.1</td><td>19.6</td><td>20.5</td></tr><tr><td>粘着力(kN/㎡)</td><td>42</td><td>113</td><td>81</td><td>434</td><td>10</td><td>215</td></tr><tr><td>内部摩擦角(°)</td><td>44</td><td>33</td><td>40</td><td>44</td><td>42.7</td><td>36.3</td></tr></table>					土質定数	砂層1 (Ss1)	砂層2 (Sa0,Ss2)	砂層3 (Ⅱ期)	泥層 (Ms2)	砂泥互層1 (Alt1)	砂泥互層2 (Alt1)	湿潤密度(kN/㎡)	17.8	19.4	20	19.1	19.6	20.5	粘着力(kN/㎡)	42	113	81	434	10	215	内部摩擦角(°)	44	33	40	44	42.7	36.3	*試験値がないSa0層はSs2層の試験値を採用(Bor.6、8のデータ) ※採用した試験値はSs1層のデータと比較し湿潤重量の重い方を採用 *湿潤密度…対象Bor2箇所/2資料の平均値を採用 *粘着力・内部摩擦角…上記2試料の小さい値を採用	
土質定数	砂層1 (Ss1)	砂層2 (Sa0,Ss2)	砂層3 (Ⅱ期)	泥層 (Ms2)	砂泥互層1 (Alt1)	砂泥互層2 (Alt1)																																			
湿潤密度(kN/㎡)	17.8	19.4	20	19.1	19.6	20.5																																			
粘着力(kN/㎡)	42	113	81	434	10	215																																			
内部摩擦角(°)	44	33	40	44	42.7	36.3																																			
4	貯留堰堤	基礎地盤 湿潤密度 粘着力 内部摩擦角 変形係数	ボーリングで採取した乱さない試料 (現状のまま)	ボーリング 1箇所/1試料 (Ⅲ-2貯留堰堤直下)	1	基礎地盤のデータ	$\gamma = 1.958\text{g/cm}^3$ C = 101kN/㎡ $\phi = 39.9^\circ$ E ₅₀ = 14.6MN/㎡																																		
		廃棄物 湿潤密度 粘着力 内部摩擦角	Ⅱ期の埋立地から採取した試料 /5層分	Ⅱ期の廃棄物 5,7,9,10,11層/13試料	13	試験結果の全てを採用	<table><tr><td>$\gamma = 12.6\text{kN/m}^3$ C = 34.5kN/㎡ $\phi = 35.4^\circ$</td><td>Ⅱ期の廃棄物の平均</td><td>→</td><td>廃棄物68%・盛土材32%の容量比で加重平均</td><td>$\gamma = 13.6\text{kN/㎡}$ C = 29.6kN/㎡ $\phi = 33.2^\circ$</td></tr></table>					$\gamma = 12.6\text{kN/m}^3$ C = 34.5kN/㎡ $\phi = 35.4^\circ$	Ⅱ期の廃棄物の平均	→	廃棄物68%・盛土材32%の容量比で加重平均	$\gamma = 13.6\text{kN/㎡}$ C = 29.6kN/㎡ $\phi = 33.2^\circ$	基礎地盤のC,φは有効応力の試験結果を採用した 廃棄物のC,φは飽和状態の試験結果を採用した 締固め試料のC,φは、圧密していない施工時の盛土状態を勘案し、最大乾燥密度の90%に調整した不飽和状態の試験結果を採用した																								
		$\gamma = 12.6\text{kN/m}^3$ C = 34.5kN/㎡ $\phi = 35.4^\circ$	Ⅱ期の廃棄物の平均	→	廃棄物68%・盛土材32%の容量比で加重平均	$\gamma = 13.6\text{kN/㎡}$ C = 29.6kN/㎡ $\phi = 33.2^\circ$																																			
盛土材 湿潤密度 粘着力 内部摩擦角	ボーリングで採取した試料 (ほぐしたもの)	ボーリング 2箇所/3試料	3	試験結果の全て	<table><tr><td>$\gamma = 16.1\text{kN/m}^3$ C = 14.6kN/㎡ $\phi = 28.3^\circ$</td><td>$\gamma = 15.1\text{kN/m}^3$ C = 40.7kN/㎡ $\phi = 27.3^\circ$</td><td>$\gamma = 16.2\text{kN/m}^3$ C = 2.16kN/㎡ $\phi = 30.3^\circ$</td><td>3試料の平均</td><td>$\gamma = 15.8\text{kN/m}^3$ C = 19.2kN/㎡ $\phi = 28.6^\circ$</td></tr></table>					$\gamma = 16.1\text{kN/m}^3$ C = 14.6kN/㎡ $\phi = 28.3^\circ$	$\gamma = 15.1\text{kN/m}^3$ C = 40.7kN/㎡ $\phi = 27.3^\circ$	$\gamma = 16.2\text{kN/m}^3$ C = 2.16kN/㎡ $\phi = 30.3^\circ$	3試料の平均	$\gamma = 15.8\text{kN/m}^3$ C = 19.2kN/㎡ $\phi = 28.6^\circ$	地下水・浸出水集排水管、地下水・浸出水集水ビット、管理用堅坑にも用いた																										
$\gamma = 16.1\text{kN/m}^3$ C = 14.6kN/㎡ $\phi = 28.3^\circ$	$\gamma = 15.1\text{kN/m}^3$ C = 40.7kN/㎡ $\phi = 27.3^\circ$	$\gamma = 16.2\text{kN/m}^3$ C = 2.16kN/㎡ $\phi = 30.3^\circ$	3試料の平均	$\gamma = 15.8\text{kN/m}^3$ C = 19.2kN/㎡ $\phi = 28.6^\circ$																																					
5	調整池堰堤	基礎地盤 湿潤密度 粘着力 内部摩擦角 変形係数	ボーリングで採取した乱さない試料 (現状のまま)	ボーリング 3箇所/3試料 (2箇所…調整池直下) (1箇所…第3調整池付近)	3	基礎地盤のデータ	<table><tr><th>第2調整池</th><th>第3調整池</th><th>第4調整池</th></tr><tr><td>$\gamma = 2.003\text{g/cm}^3$ C = 34.8kN/㎡ $\phi = 43.6^\circ$ E₅₀ = 6.16MN/㎡</td><td>$\gamma = 2.012\text{g/cm}^3$ C = 153kN/㎡ $\phi = 35.9^\circ$ E₅₀ = 49.1MN/㎡</td><td>$\gamma = 2.045\text{g/cm}^3$ C = 215kN/㎡ $\phi = 36.3^\circ$ E₅₀ = 75.9MN/㎡</td></tr></table>					第2調整池	第3調整池	第4調整池	$\gamma = 2.003\text{g/cm}^3$ C = 34.8kN/㎡ $\phi = 43.6^\circ$ E ₅₀ = 6.16MN/㎡	$\gamma = 2.012\text{g/cm}^3$ C = 153kN/㎡ $\phi = 35.9^\circ$ E ₅₀ = 49.1MN/㎡	$\gamma = 2.045\text{g/cm}^3$ C = 215kN/㎡ $\phi = 36.3^\circ$ E ₅₀ = 75.9MN/㎡	上記の貯留堰堤の土質定数データと比較して必要な支持力が得られるものと判断し、許容支持力をⅢ-2貯留堰堤基礎地盤の許容支持力600kN/m ² に対し、2/3の400kN/m ² と設定した																							
		第2調整池	第3調整池	第4調整池																																					
$\gamma = 2.003\text{g/cm}^3$ C = 34.8kN/㎡ $\phi = 43.6^\circ$ E ₅₀ = 6.16MN/㎡	$\gamma = 2.012\text{g/cm}^3$ C = 153kN/㎡ $\phi = 35.9^\circ$ E ₅₀ = 49.1MN/㎡	$\gamma = 2.045\text{g/cm}^3$ C = 215kN/㎡ $\phi = 36.3^\circ$ E ₅₀ = 75.9MN/㎡																																							
泥水/重量				泥水の重量	W = 11.8kN/㎡																																				

造成盛土及び切土法面における斜面のすべりに対する多面的な安定性の検討について

<地山との境界部をすべり面とする盛土法面の安定性の検討について>

□検討内容

①計算方法

有効応力法による複合すべり計算

設計基準 道路土工 切土工・斜面安定工指針(平成21年度版)
	(有効応力法)
計算式	
	$F_s = \frac{\sum \{CL + (W \cdot \cos \alpha - Ub \cdot \cos \alpha) \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha}$
ここに,	
F_s	: 安全率
C	: 粘着力 (kN/m ²)
L	: スライス底面の長さ (m)
W	: スライスの全重量 (kN/m)
α	: スライス底面が水平面となす角度 (度)
U	: スライス底面に作用する間隙水圧 (kN/m ²)
b	: スライスの幅 (m)
ϕ	: 内部摩擦角 (度)
スライス幅の基準値 10.0
分布, 集中荷重の成分 0 (= 0 抵抗力と起動力を考慮する)
	(= 1 起動力のみ考慮する)

②すべり面の設定

造成盛土した土塊部分と地山との境界部にすべり面を設定

③用いたデータ

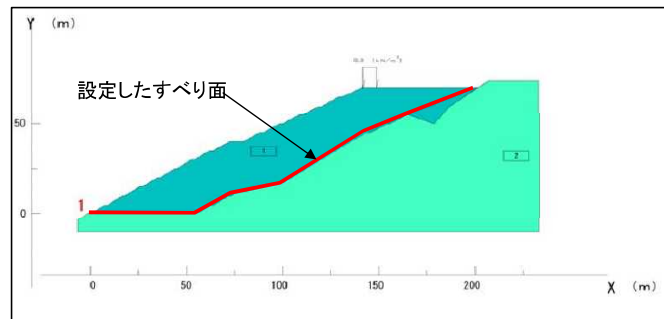
Ⅲ期ボーリング調査における土質試験結果による

対象	湿潤重量(kN/m ³)	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)
地山	17.8	42.0	44.0
造成盛土	15.8	19.2	28.6

④用いた設計水平震度 「0.2」 ※道路土工 盛土工指針

⑤計算モデル

高さが最大70mとなる造成盛土



□評価

①評価基準

安全率…常時「1.2」、地震時「1.0」 ※道路土工 盛土工指針

②計算結果

安全率…常時「2.609」、地震時「1.596」となり、基準を満足することを確認しました。

<すべり面を設定しない切土法面の安定性の検討について>

□検討内容

①計算方法

せん断強度低減法による有限要素法(地すべり現象の解析などに用いられる計算方法)

「土のせん断強度をある定数で除した時に斜面が崩壊する場合、その定数が安全率に相当する」ことで定義し、土の粘着力、内部摩擦角を徐々に低減させていく方法です。

$$\tau = \frac{C + \delta \tan \phi}{F}$$

ここに τ : せん断強度(kN/m²)
 C : 粘着力(kN/m²)
 ϕ : せん断抵抗角(°)
 F : 安全率

②用いたデータ

Ⅲ期ボーリング調査における土質試験結果による(ポアソン値は砂岩の一般値を用いた)

地層区分	湿潤重量(kN/m ³)	ポアソン比	変形係数(MN/m ²)	粘着力(kN/m ²)	内部摩擦角(°)
Ss2層	19.4	0.33	3.6	113	33

③計算モデル

高さが最大73mとなる第Ⅲ-2埋立地の切土法面



□評価

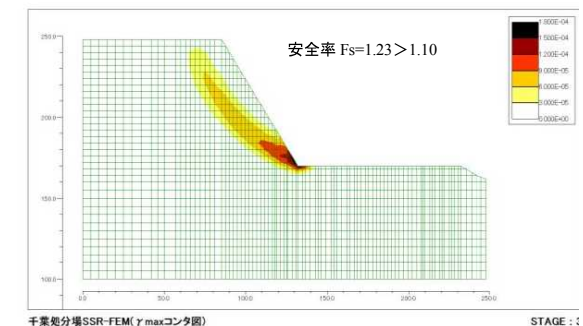
①評価基準

安全率 仮設「1.10」

※道路土工 切土工・斜面安定工指針

②計算結果

安全率は「1.23」となり、基準を満足することを確認しました。



千葉処分場SSR-FEM(γ maxコンター図)

STAGE : 1

安全率が1.23となる時の最大せん断ひずみコンター図