

第5章 フィルダムリニューアル工事における既設堤体安定性管理手法

第4章で我が国フィルダムの耐震性設計法の推移と地震被害の事例を整理した。その結果、2005年に国土交通省河川局から発せられた「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」に準拠した既設ダムの耐震性照査は急務であり、この結果に基づいて耐震補強を推進する必要があると考えられる。このように、フィルダムの安全性と機能の維持、向上のためには、耐震補強などのリニューアルが必要である。

一方、谷、福島⁵⁻¹⁾がフィルダム堤体改修においては改修目的に応じて可能な限り既設堤体を活用する必要があるとしているように、フィルダムリニューアルでは既設堤体が存在し、かつこれを有効利用するケースがほとんどであると考ええる。

つまり、フィルダムリニューアルでは調査～設計～施工にわたって新設部分だけでなく、既設堤体を考慮することが必要である。特に、既設堤体安定性確保技術はフィルダム新設工事にはないリニューアル特有の技術的課題といえる。

著者は、自身が携わった山王海ダム嵩上げ工事(2章(1)参照)で施工中の既設堤体の機能維持という技術的課題に直面した。この経験を基に自身が従事した山口貯水池堤体強化工事(2章(2)参照)において、施工管理上の対策として「**既設堤体の安定性に着目した情報化施工管理**」を提案し、これを実践した。

第5章では、山口貯水池堤体強化工事において実践した「既設堤体の安定性に着目した情報化施工管理」について論ずる。

5.1 山口貯水池堤体強化工事の概要

5.1.1 山口貯水池

山口貯水池(通称,狭山湖)は東京都武蔵村山市,瑞穂町,埼玉県所沢市,入間市にまたがる東京都水道局が管理する水道専用の貯水池である。

明治から大正期の水需要の急激な増加によって,当時の東京では水不足が深刻化した。このため,村山上下貯水池(通称:多摩湖,東京都東大和市他)が建設されたが,その後のさらなる水需要の増加で村山上下貯水池だけでは渇水時の対応が困難となり,1925年(大正14年)に山口貯水池の建設が決定された。

山口貯水池建設工事は1927年(昭和2年)11月に起工し,1934年(昭和9年)3月に完成している。現在の山口貯水池と村山上下貯水池の位置図を図-5.1に示す。村山上貯水池(1924年完成)および下貯水池(1927年完成)は山口貯水池よりも約10年早く完成している。

なお,村山上下貯水池は建設中に関東大震災(大正関東地震,1923年,Mw7.9)を経っており,完成した堤体中央部が約180mm沈下したり,堤体に小さなクラックが生じるなどの被害を受けたとの記録が残っている。

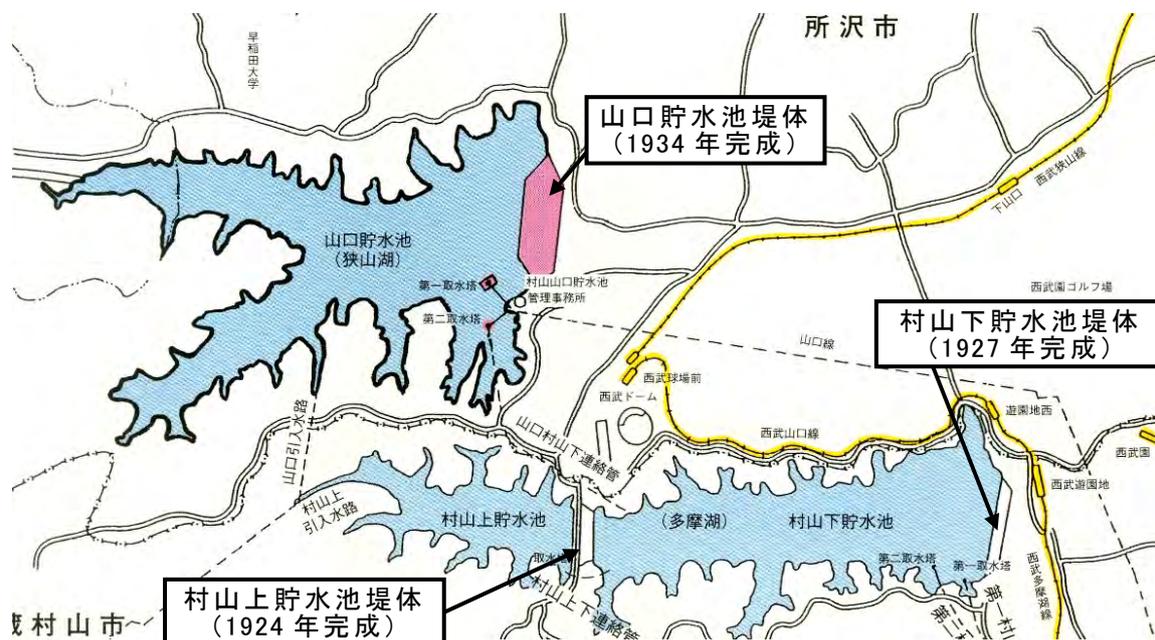


図-5.1 山口貯水池と村山貯水池

5.1.2 山口貯水池の諸元と特徴

山口貯水池の諸元を表-5.1 に示す。山口貯水池堤体および村山下貯水池堤体の堤高はいずれも 30m を超えており、アースダムとしては我が国でも最大規模である。

山口貯水池の有効貯水容量 1953 万 m^3 は、我が国のアースダムのうち 3 番目の規模であり、東京都民 4 日分の使用量に相当する。山口貯水池の原水は、多摩川の羽村取水堰ならびに小作取水堰から取水され、導水路で貯水池まで導水されている。また、山口貯水池と村山貯水池は連絡管で結ばれており、一体として運用されている。両貯水池から東村山、境、朝霞の各浄水場へは自然流下で原水の供給が可能であり、さらに各浄水場からの水道水も自然流下で都心へ送水できることから、防災上最重要施設である。

堤体強化工事着工前の山口貯水池全景を写真-5.1 に示す。

表-5.1 山口貯水池の諸元(堤体強化工事前)⁵⁻²⁾

		山口貯水池	参考	
			村山上貯水池	村山下貯水池
所	在 地	埼玉県所沢市他	東京都東大和市	
建設	開 始 年	1927	1917	1916
	完 成 年	1934	1924	1927
	期 間	7	7	11(中断時期有)
ダム	形 式	アースダム	アースダム	アースダム
	堤 高	35m	24.2m	32.6m
	堤 頂 長	691m	318m	587m
	堤 体 積	1,400千 m^3	333千 m^3	836千 m^3
貯水池	流 域 面 積	7.2 km^2	1.3 km^2	2.0 km^2
	満 水 面 積	1.89 km^2	0.41 km^2	1.11 km^2
	有 効 貯 水 容 量	19,528千 m^3	2,983千 m^3	11,843千 m^3



写真-5.1 堤体強化工事着工前の山口貯水池全景

(1) ダムサイト

山口貯水池のダムサイトは武蔵野台地内の狭山丘陵に位置し、地質は第四期更新世の狭山層および芋窪層、これを覆うロームから構成される。ダム基礎地盤は、扇状地性堆積物(砂礫, 砂, 粘土シルト)および降下火山灰からなる芋窪層(N 値 30 以上, 透水係数 $1 \times 10^{-5} \sim 10^{-6} \text{ cm/s}$)を主体としており、アースダム特有の土質基礎に分類される。山口貯水池のダム形式ならびにダム規模を考慮すると基礎地盤の強度ならびに水密性は十分である。なお、基礎地盤中に断層破碎帯等は確認されていないが、南西約 5km 付近に立川断層が存在しており、堤体強化工事の耐震設計でこれを考慮している。

(2) 既設堤体

山口貯水池既設堤体の標準断面図を図-5.2 に示す。既設堤体は「心壁」, 「上流サヤ土」, 「下流サヤ土」で構成されている。しかし、堤体強化工事の事前調査結果によれば、各ゾーンの透水係数は同等であり、機能的には均一型アースダムに分類される。堤体材料には、関東ロームなどの粘性土が使用されており、N 値は心壁が 10 程度、上下流サヤ土が 5 程度である。なお、心壁下部のコンクリート止水壁は、基礎地盤中の砂礫層(図-5.2 中, Yg)の止水を目的に設けられている。

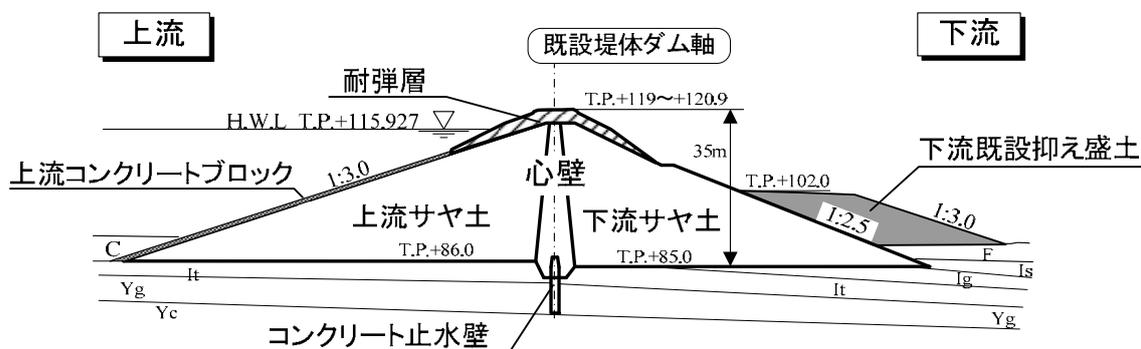


図-5.2 山口貯水池既設堤体標準断面図

(3) 耐弾層および下流既設抑え盛土

既設堤体堤頂部に位置する耐弾層を写真-5.2 に、下流既設抑え盛土を写真-5.3 に示す。耐弾層は、第二次世界大戦中に爆撃から堤体を保護するために作られた玉石層(粒径 500mm 程度, 厚さ 2m 程度)であるが、当時の社会事情を反映し、その施工記録は残っていない。下流既設抑え盛土はランダムゾーンであり、当時の施工図面に「捨土」と記載されている。材料はロームと砂礫がランダムに使用されており、非常に緩い状態(N 値=1~2)である。堤頂部の耐弾層は質量が大きく、残置すると耐震性能上不利となるため、また下流既設抑え盛土は締固めが緩く、後述する補強盛土のアバットとして適さないため、堤体強化工事でそれぞれ撤去した。



写真-5.2 耐弾層 (1998年, 著者撮影)

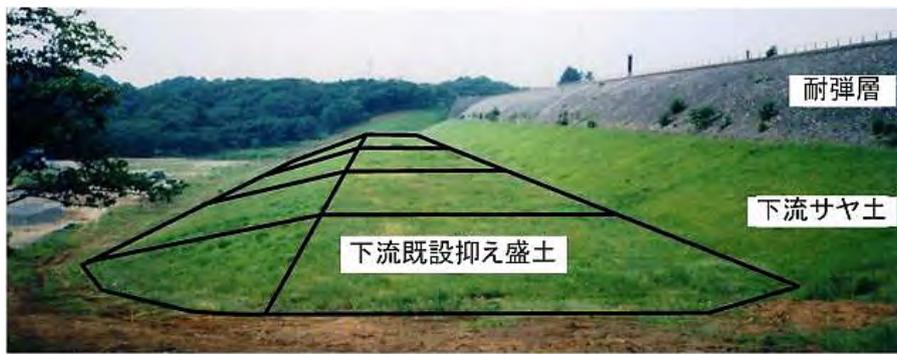


写真-5.3 下流既設抑え盛土 (1999年, 著者撮影)

5.1.3 堤体強化工事の設計⁵⁻²⁾

(1) 堤体強化工事までの経緯

兵庫県南部地震(1995年)を契機として、東京都水道局では管理する全ての施設を対象に耐震診断を実施し、山口貯水池は地震直後である1995年(平成7年)に耐震解析調査を実施した。その結果、レベル2地震が発生した場合、ダム機能には影響は無いものの、堤体堤頂部に1m強の沈下が生じることが判明した。

山口貯水池が震災時にも水の供給を担う防災上重要な施設であることに加えて、貯水池完成後約70年(耐震解析調査実施時)を経過した時点で堤体直下流近傍まで市街化が進行している状況(写真-5.1参照)なども勘案し、耐震性向上を図ることとした。

(2) 堤体強化方法の検討^{5-2),5-3),5-4)}

a) 目標耐震性能

堤体強化方法の検討に際して、東京都水道局は「山口貯水池堤体強化技術検討委員会」(委員長:片山恒雄科学技術庁防災科学研究所所長(当時))を組織し、堤

体強化方法について検討した。

堤体強化方法の検討フローを図-5.3 に示す。山口貯水池既設堤体は水道施設であるため、耐震性は「水道施設耐震工法指針・解説」(1997 年改訂)に基づいて、レベル 2 地震動に対しても軽微な補修で対応できるようにすることを基本とした。また、堤高 15m 以上のダムに該当することから「河川管理施設等構造令」ならびに「国土交通省砂防技術基準(案)」に準拠した震度法による堤体の安定検討を行うとともに、動的 FEM 解析を実施して堤体の地震時挙動を照査した。各検討における目標耐震性能を表-5.2 に示す。

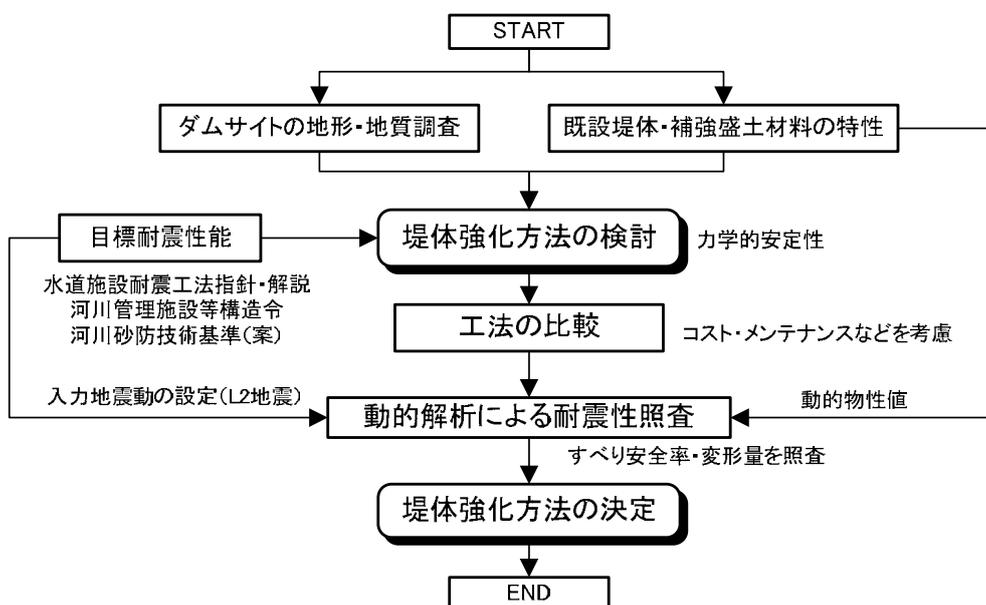


図-5.3 堤体強化方法検討フロー⁵⁻²⁾

表-5.2 目標耐震性能⁵⁻²⁾

項目	評価方法	目標性能	
安定検討	円弧すべり安全率	Fs>1.2(k _H =0.2)	
動的解析	堤体すべり安全率	L1地震動	Fs>1.0
		L2地震動	Fs>1.0
	残留変形量	L1地震動	補修を必要としない程度
		L2地震動	軽微な補修で対応可能

* レベル1 (L1) 地震動: 安政江戸地震 (M6.9)

レベル2 (L2) 地震動: 南関東地震 (M7.9), 立川断層による地震 (M7.1)

b) 堤体強化工法の決定

実現性や効果などを考慮して図-5.4 に示す堤体強化工法を提案し、以下に示す事項に留意して比較検討を行った。

- ① 水池内の材料で盛土量を賄えること
- ② 地震時の大変形に対しても機能を失わない変形，追従性を有すること
- ③ 定期的な補修を必要としない構造であること
- ④ 施工が確実で，工期が比較的短いこと

これらの各事項について表-5.3 に示すような評価を行った結果、『**D案：単純抑え盛土＋下流傾斜・水平ドレーン型式**』が採用された。

表-5.3 堤体強化工法の比較検討結果⁵⁻²⁾

検討要因	堤体強化工法				
	A案	B案	C案	D案	E案
盛土量の確保	×	○	◎	△	○
変形追従性	○	○	×	○	○
点検・補修の容易さ	○	△	×	○	○
施工の確実性	◎	△	△	◎	△
工期	×	△	×	○	○
経済性	×	○	×	○	△
総合評価	△	○	×	◎	△

c) 動的解析による耐震性の照査

採用した『**D案：単純抑え盛土＋下流傾斜・水平ドレーン型式**』の地震時挙動を照査するために、震度法で設計した断面を対象に動的 FEM 解析を実施した。入力地震動には、レベル 1 地震動として安政江戸地震 (M6.9, 再現確率約 1/30 年, 直下型), レベル 2 地震動として南関東地震 (M7.9, 再現確率約 1/200 年, 海溝型) と立川断層による地震 (M7.1, 再現確率約 1/5000 年, 近傍直下型) を使用した。

動的 FEM 解析の結果、『**D案：単純抑え盛土＋下流傾斜・水平ドレーン型式**』の堤体すべり安全率は 1.0 以上であり、地震後の天端残留沈下量はレベル 1 地震動で最大 60mm 程度、レベル 2 地震動で最大 100mm 程度となり、目標耐震性能を満足すると判断された。

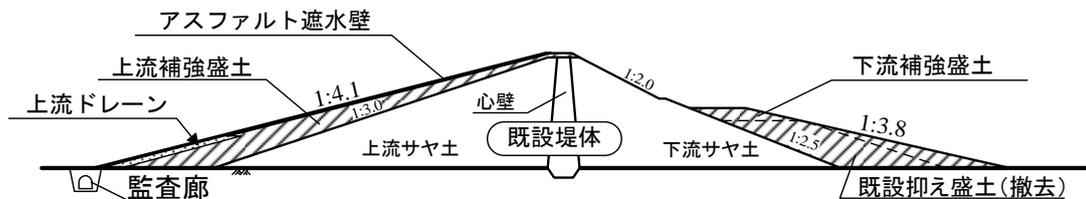
A案:単純抑え盛土型式



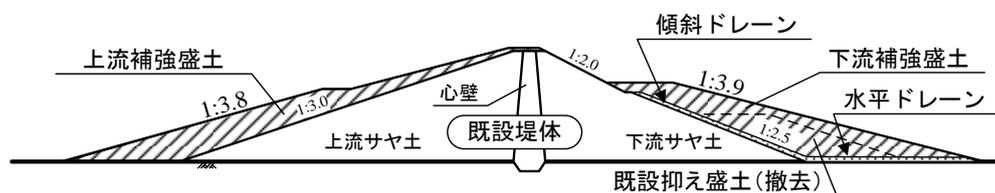
B案:表面土質遮水壁型式



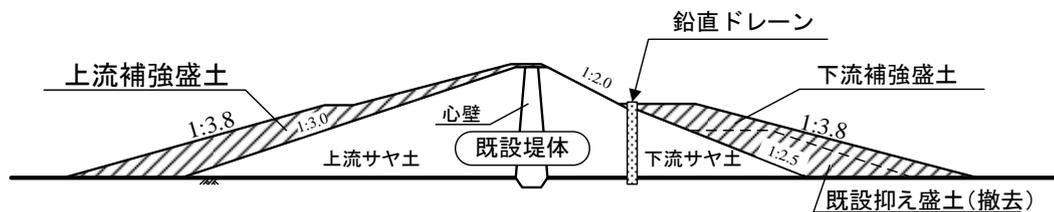
C案:表面人工遮水壁型式



【採用】D案:単純抑え盛土+下流傾斜・水平ドレーン型式



E案:単純抑え盛土+鉛直ドレーン型式



- * 耐弾層は耐震性能上、撤去する。
- ** 既設抑え盛土は非常に緩い状態であり、下流補強盛土のアバットとして適さないため撤去する。
- *** 上流コンクリートブロックは、既設堤体と上流補強盛土の一体化を図るため撤去する。

図-5.4 検討した堤体強化方法⁵⁻²⁾

5.1.4 堤体強化工事の概要 ^{5-2),5-3)}

(1) 堤体強化工事の諸元

山口貯水池堤体強化標準断面図を図-5.5 に示す。耐震性向上を目的として既設堤体上下流側に補強盛土(上流側 54 万 m³, 下流側 44 万 m³)を施工し, 下流側の既設堤体と補強盛土の間には傾斜・水平ドレーン(5 万 m³)を新たに設ける。

なお, 補強盛土材料には, 主として貯水池内に分布する粘土まじり砂礫(細粒分含有率 20~35%)を使用するため, 有効貯水容量は表-5.4 に示すように変化しない。

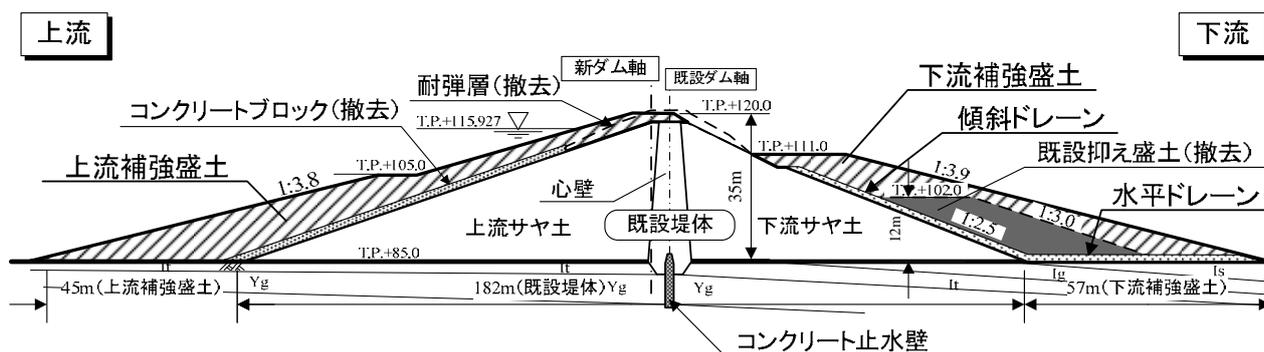


図-5.5 山口貯水池堤体強化標準断面図 ⁵⁻⁵⁾
(単純抑え盛土+下流傾斜・水平ドレーン形式)

表-5.4 堤体強化後の山口貯水池堤体の諸元 ⁵⁻⁵⁾

	堤体強化後	強化前
堤高	35m	35m
堤頂長	716m	691m
天端幅	10m	7m
堤体積	2,420千m ³ (1,400+970+50千m ³)	1,400千m ³
有効貯水容量	19,528千m ³	

(2) 堤体強化工事概要

山口貯水池堤体強化工事の全体平面図を図-5.6 に示す。主要工事数量などを以下に示す。

- 工事場所: 埼玉県所沢市勝楽寺
- 工 期: 1999年4月～2002年11月
- 発注者: 東京都水道局
- 施工者: 鹿島・間・清水建設共同企業体
- 主要工事数量:
 - ・ 補強盛土 97万 m³ (上流側 53万 m³, 下流側 44万 m³)
 - ・ ドレーン工 5万 m³
 - ・ 既設構造物撤去工
 - 耐弾層, 上流コンクリートブロック撤去 8万 m³
 - 下流既設抑え盛土撤去 12万 m³
 - ・ 堤体法面保護工
 - 上流側コンクリートブロック 6万 m², 下流側張芝 6万 m²

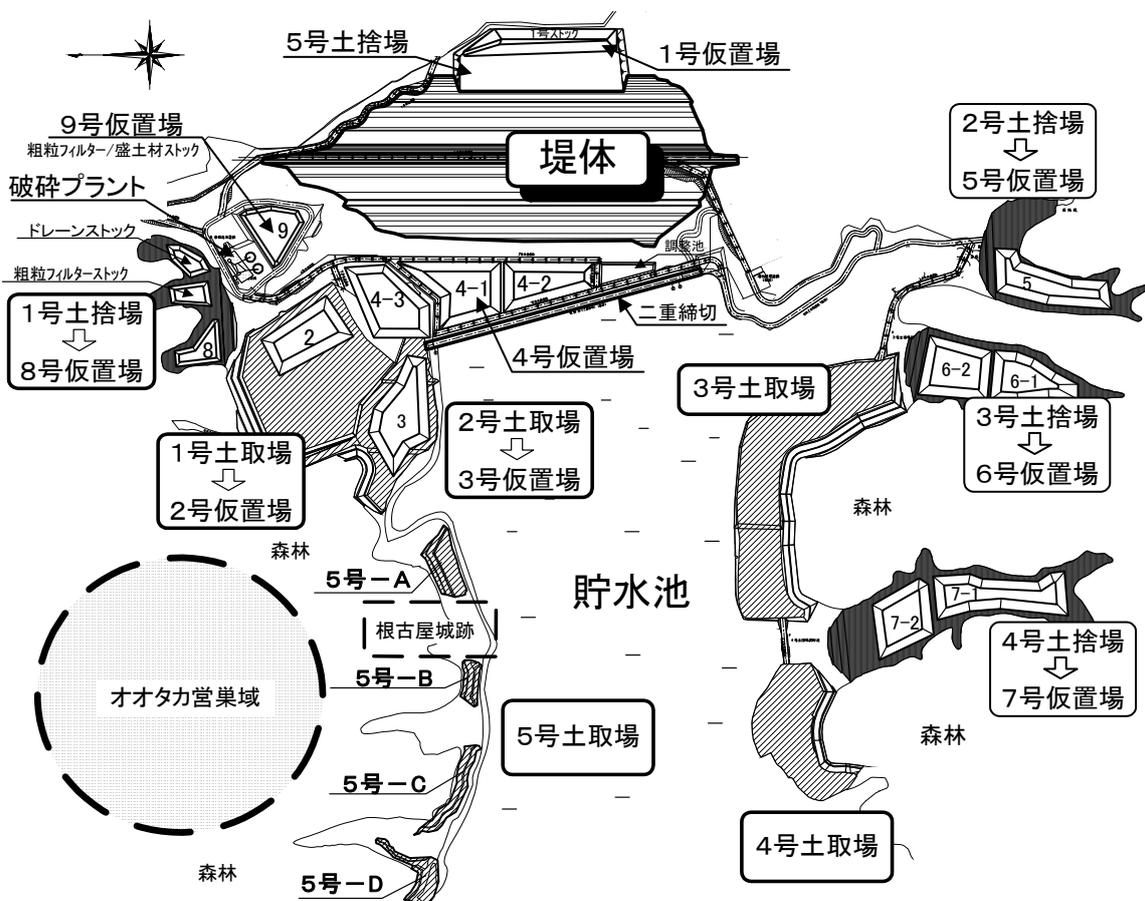


図-5.6 山口貯水池堤体強化工事全体平面図 5-2)

(3) 堤体強化工事フロー

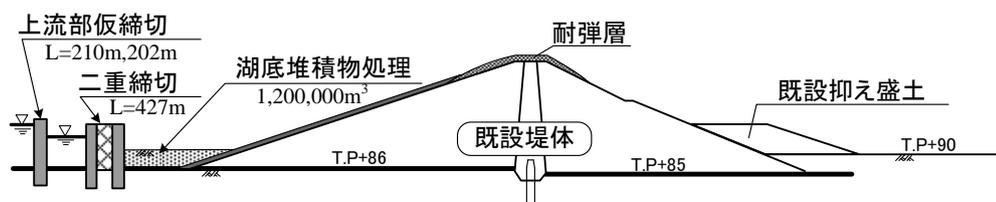
堤体強化工事全体施工フローを図-5.7に、全体工程表を表-5.5に、準備工事段階の山口貯水池全景を写真-5.4に示す。

- STEP 1 仮締切工・湖底堆積物処理工(準備工事)⁵⁻²⁾：
- STEP 2 耐弾層・既設抑え盛土・上流コンクリートブロック撤去：
- STEP 3 基礎掘削：

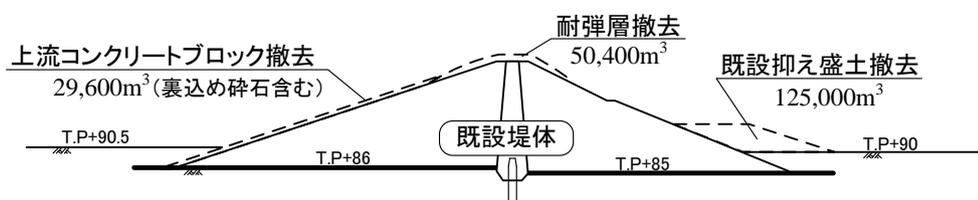
補強盛土を支持できる地盤まで、基礎地盤部を掘削する(一次基礎掘削25.8万 m^3 、仕上げ掘削1.9万 m^3)。
- STEP 4 補強盛土、ドレーン施工：

補強盛土(上流側53万 m^3 、下流側44万 m^3)、ドレーン(5万 m^3)を盛り立てる。その後、堤体法面保護工などを行い工事が完了する。

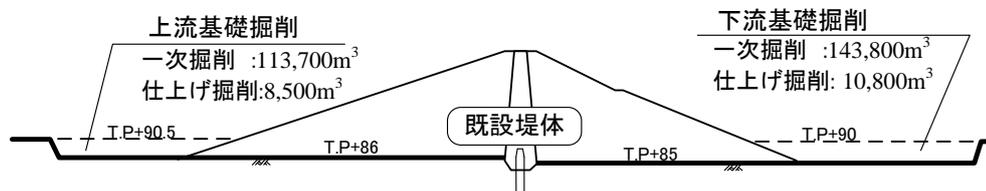
STEP 1: 準備工事(仮締切工・湖底堆積物処理工)



STEP 2: 耐弾層・既設抑え盛土・上流コンクリートブロック撤去



STEP 3: 基礎掘削



STEP 4: 補強盛土・ドレーン施工

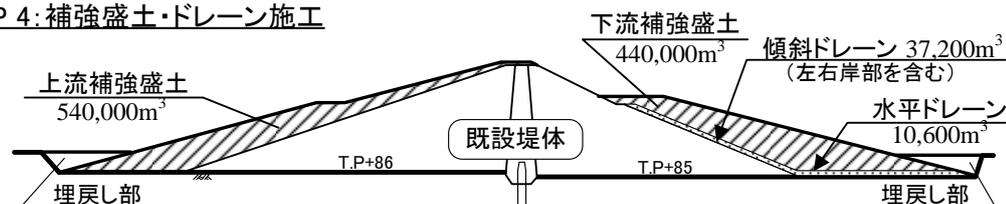


図-5.7 堤体強化工事全体施工フロー⁵⁻⁵⁾

複利用するなど、綿密な工程および土量配分管理が必要であった。

b) 既設構造物撤去材の有効利用

既設構造物撤去によって発生する各種撤去材(耐弾層撤去材など)は、現場内に設置した骨材プラントで粒度を調整し、水平および傾斜ドレーン材、場内道路材として有効利用し、ゼロエミッションを図った⁵⁻⁶⁾。

c) 既設堤体の機能維持

図-5.7の施工フローに示したように、下流側における既設抑え盛土撤去(高さ12m)と基礎掘削(深さ5m)によって既設堤体が一時的に不安定な状態に推移すること、および既設堤体および補強盛土は難透水性材料(10^{-6} cm/s程度)であり補強盛土盛立時の過剰間隙水圧によって両者の安定性が一時的に低下することなどが予想される。このため、事前に十分な検討を行うとともに、既設堤体の安定性を考慮した施工を行う必要がある。

5.1.5 補強盛土材料⁵⁻³⁾

(1) 材料採取および材料仮置

補強盛土材料は、自然環境保全の観点から約70年間水浸していた地形のうち尾根部分から採取する計画であり、図-5.6に示した5箇所を土取場とした。貯水位と土取場の関係模式図を図-5.8に、補強盛土材料の施工フローを図-5.9に示す。図-5.9に示すように、土取場から採取した材料(粘土まじり砂礫)を母材とし、碎石(クラッシュランC-40)を混合して補強盛土の材料にした。母材と碎石の混合は、所定に混合比率に基づいて決定した層厚で積層状に敷き均して仮置土(ストックパイル)を造成し、その後ブルドーザで切り崩して(スライスカット)実施した。材料の仮置状況を写真-5.5に、ブルドーザによるスライスカット状況を写真-5.6に示す。

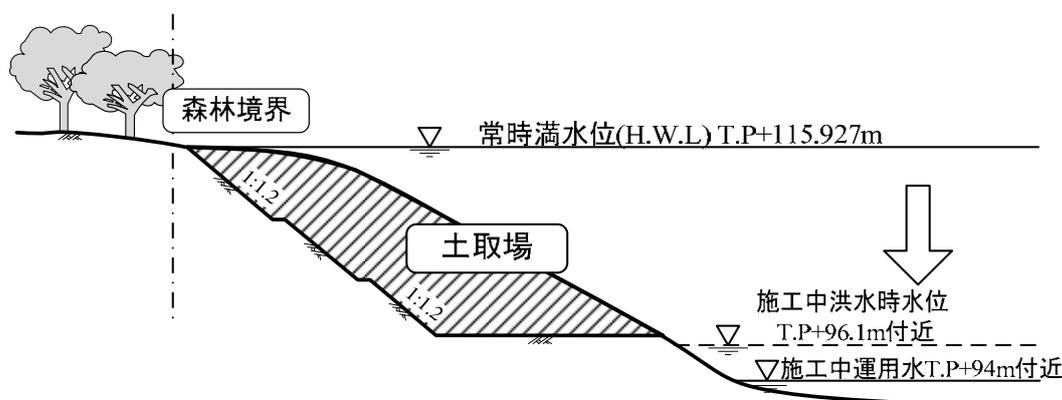


図-5.8 貯水位と土取場の関係模式図⁵⁻²⁾

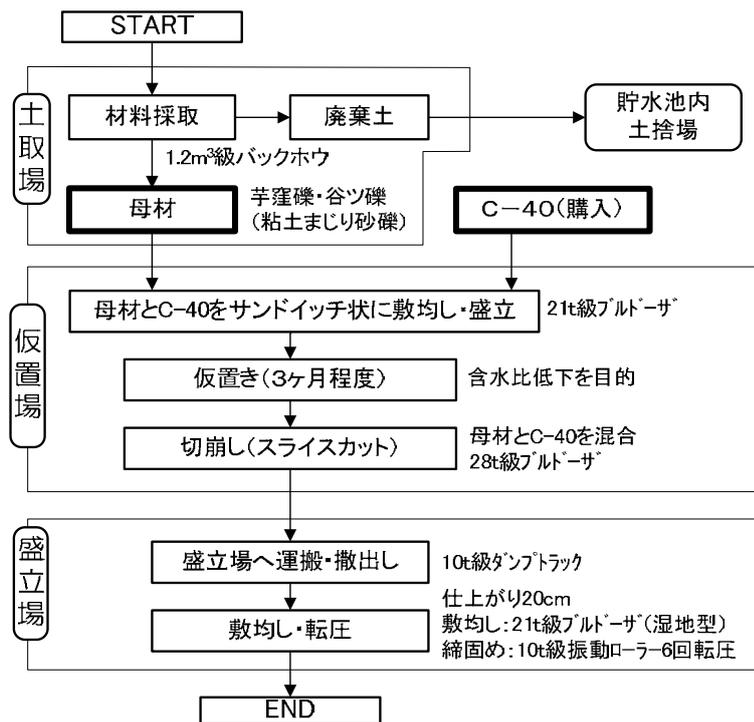


図-5.9 補強盛土材料の施工フロー⁵⁻²⁾



写真-5.5 材料仮置状況(1999年1月)



写真-5.6 材料仮置土(ストックパイル)スライスカット状況(1999年3月)

(2) 補強盛土材料の性質

補強盛土には、表-5.6 に示す 6 種類の材料を使用した。当初、表-5.6 に示す I-Ig 材ならびに I-Yg 材で必要土量が賄える計画であったが、土取場での捨土量が計画量を大幅に上回り、賦存量が不足することが明らかとなった。このため、当初捨土として計画していた材料も砕石などの混合によって性状を改善して使用することで不足分を補填した。砕石などの混合比率は、それぞれの母材を対象に室内試験を実施して粒度分布および締固め特性、力学的性質が基本材料である I-Ig 材、I-Yg 材と同等になるように設定した。補強盛土材料の物理的ならびに力学的性質を表-5.7 に、I-Ig 材の母材、砕石およびブレンド材料の粒径加積曲線を図-5.10 に、6 種類の補強盛土材料の代表的な粒径加積曲線および締固め曲線を図-5.11、図-5.12 に示す。

施工中の品質管理試験として実施した補強盛土材料の試験は、ストックパイル切り崩し時材料と転圧後材料を対象とした。補強盛土材料の品質管理試験結果を表-5.7 に示す。なお、6 種類の材料の粒度分布や締固め特性はほぼ同等であるため、表-5.7 の補強盛土材料の物理的ならびに力学的性質は、材料毎の区別を行わずに整理した。

図-5.10 の粒径加積曲線に示すように、補強盛土材料の細粒分(粒径 0.075mm 未満)含有率は平均 19%程度であり、「細粒分質砂質礫(GFS)」に分類される。また、透水係数は室内ならびに現場ともに 10^{-6} cm/s オーダーであり、難透水性材料に相当する。

表-5.6 補強盛土材料と混合比率

補強盛土材料		使用材料			混合比率(体積比%)		
		母材	砕石	混合材	母材	C-40	混合材
当初材料	I-Ig材	芋窪礫(Ig)	C-40	—	80	20	—
	I-Yg材	谷ツ礫(Yg)	C-40	—	80	20	—
施工中追加	II材	芋窪礫(Ig)	C-40	芋窪砂(Is)	40	30	30
	III-1材	抑え盛土撤去材	C-40	—	50	50	—
	III-2材	基礎掘削材					
	IV材	砂礫(Ag)	—	粘性土(Lm)	70	—	30

表-5.7 補強盛土材料の物理的ならびに力学的性質

(1) ストックパイル切り崩し時データ

(施工中品質管理試験の全データ(材料毎の区分をせず))

部位		補強盛土材料		備考
物理的性質	自然含水比 w_n (%)	平均値	14.9	ストックパイル切り崩し時に測定 (2回/日×施工中の仮置き場) データ数: 1144
		データ範囲	11.9 ~ 16.9	
		標準偏差 σ	0.74	
	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	平均値	2.68	d<9.5mm ストックパイル切り崩し時に測定(1回/日) データ数: 358
		データ範囲	2.639 ~ 2.711	
		標準偏差 σ	0.02	
	絶乾密度 D_d (g/cm ³)	平均値	2.37	9.5mm ≤ d < 75mm ストックパイル切り崩し時に測定(1回/日) データ数: 354
		データ範囲	2.067 ~ 2.630	
		標準偏差 σ	0.10	
	吸水率 Q (%)	平均値	4.50	9.5mm ≤ d < 75mm ストックパイル切り崩し時に測定(1回/日) データ数: 354
		データ範囲	0.96 ~ 9.50	
		標準偏差 σ	1.62	
粒度	最大粒径 D_{max} (mm)	平均値	76	ストックパイル切り崩し時に測定 (1回/日×施工中の仮置き場) データ数: 354
		データ範囲	37.5 ~ 150	
	礫分 (%) d ≥ 2mm	平均値	56	
		データ範囲	24.6 ~ 72.0	
		標準偏差 σ	8.2	
	砂分 (%) 2mm > d ≥ 0.075mm	平均値	25	
		データ範囲	12.8 ~ 44.4	
		標準偏差 σ	4.8	
	細粒分 (%) 0.075mm > d	平均値	19	
		データ範囲	10.2 ~ 31.0	
標準偏差 σ		4.5		
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	平均値	35	ストックパイル切り崩し時に測定 1回/50,000m ³ データ数: 20
		データ範囲	31.6 ~ 37.4	
	塑性限界 w_P (%)	平均値	22	
		データ範囲	20.5 ~ 24.7	
	液性指数 IP (%)	平均値	13	
		データ範囲	10.2 ~ 15.0	
地盤材料の分類 (平均値で分類)		分類名	細粒分質砂質礫	
		記号	GFS	
締め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	平均値	1.93	ストックパイル切り崩し時に測定 (1回/日×施工中の仮置き場) B-c法, 1.5Ec
		データ範囲	1.876 ~ 1.995	
		標準偏差 σ	0.019	
	最適含水比 w_{opt} (%)	平均値	13.6	
		データ範囲	11.6 ~ 14.8	
標準偏差 σ	0.52			
室内透水係数 k_{15} (cm/s)		平均値	2.E-06	1回/50,000m ³ (ストックパイル) 37.5mmせん頭粒度 φ150mm×h300mm, D値=95%, 湿潤側含水比, データ数: 20
		データ範囲	1.1E-06 ~ 4.2E-06	

表-5.7 補強盛土材料の物理的ならびに力学的性質

(2) 転圧後データ

(施工中品質管理試験の全データ(材料毎の区分をせず))

部位		補強盛土材料		備考	
物理的性質	含水比 w_n (%)	平均値	14.7	転圧面で測定 (1回/250m ² /層×上流, 下流) データ数: 9849	
		データ範囲	11.4 ~ 16.1		
		標準偏差 σ	0.75		
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	平均値	1.89		
		データ範囲	1.755 ~ 2.013		
		標準偏差 σ	0.03		
	締固め度 D値 (%)	平均値	98.2		1.5Ec ρ_{dmax} : 切り崩し時データ参照
		データ範囲	93.7 ~ 103.5		
		標準偏差 σ	1.23		
	飽和度 S_r (%)	平均値	94.6		ρ_s (ストックパイル切り崩し時データ)の平均値を用いて算出
		データ範囲	74.6 ~ 108.9		
		標準偏差 σ	4.4		
間隙比 e	平均値	0.42			
	データ範囲	0.36 ~ 0.47			
	標準偏差 σ	0.02			
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	平均値	35	1回/50,000m ³ (盛立場) 不攪乱試料 データ数: 20	
		データ範囲	32.0 ~ 36.8		
	塑性限界 w_p (%)	平均値	24		
		データ範囲	22.1 ~ 25.9		
	液性指数 IP (%)	平均値	12		
		データ範囲	9.8 ~ 13.3		
現場透水係数 k (cm/s)		平均値	4.E-06	1回/50,000m ³ (盛立場) データ数: 20	
		データ範囲	2.5E-07 ~ 9.8E-06		
せん断強さ	全応力	粘着力 C_{cu} (kPa)	平均値	45	1回/50,000m ³ (盛立場) 不攪乱試料(ブロックサンプリング) ϕ 150mm×h300mm, データ数: 20 飽和CU_bar
			データ範囲	35.7 ~ 50.3	
	有効応力	内部摩擦角 ϕ_{cu} (deg)	平均値	25	
			データ範囲	21.8 ~ 29.4	
		粘着力 C' (kPa)	平均値	26	
			データ範囲	20.1 ~ 32.1	
	内部摩擦角 ϕ' (deg)	平均値	35		
		データ範囲	31.7 ~ 37.7		

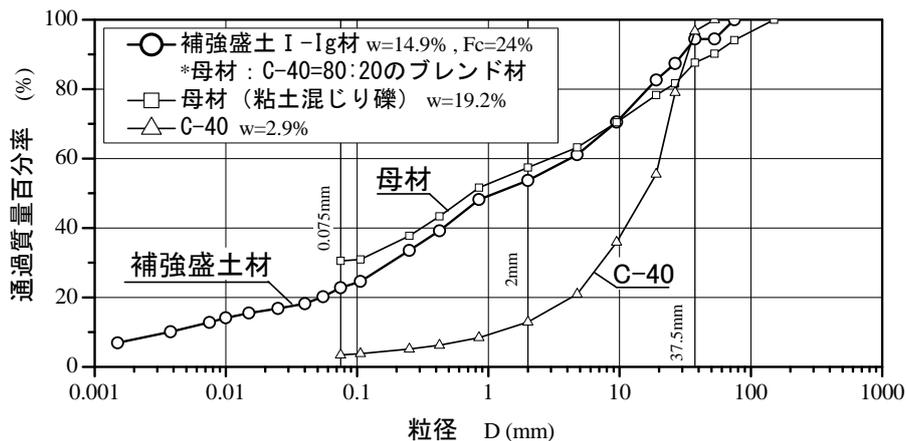


図-5.10 母材, C-40, ブレンド後の補強盛土材料の粒径加積曲線

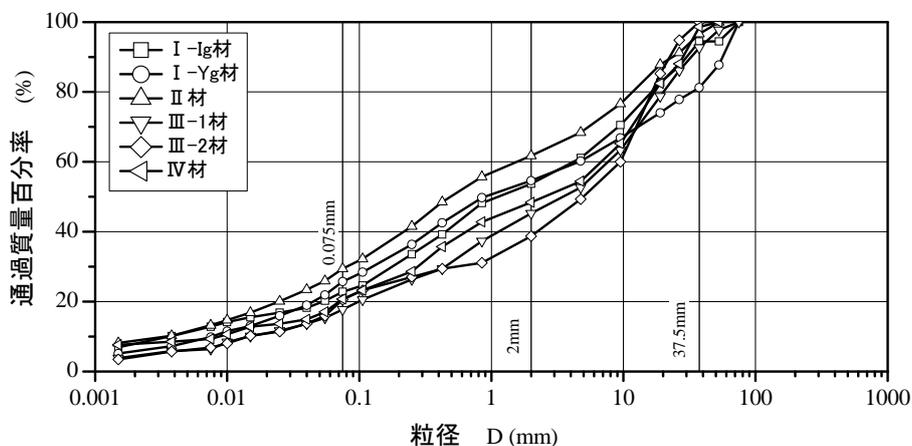


図-5.11 全6種類の補強盛土材料の代表的な粒径加積曲線

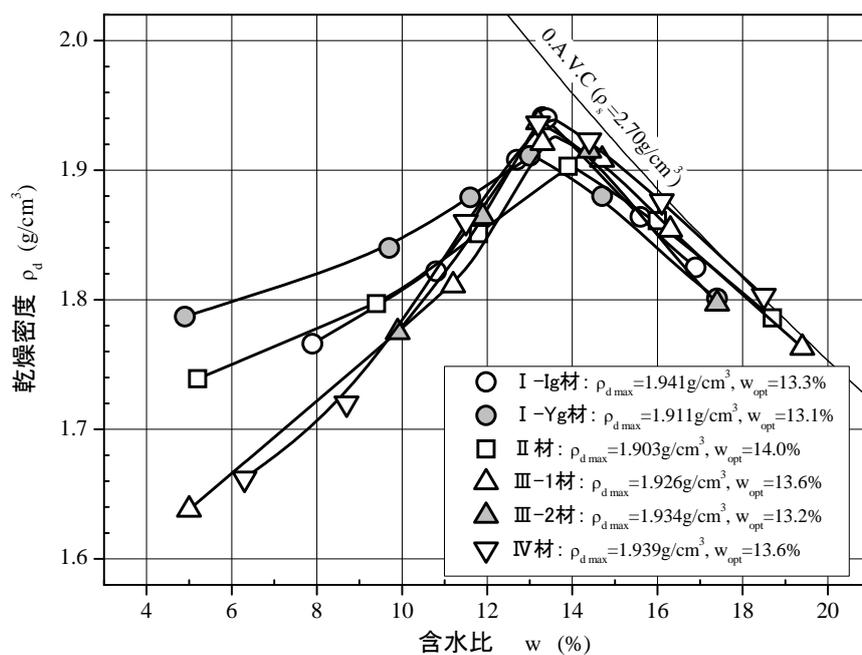


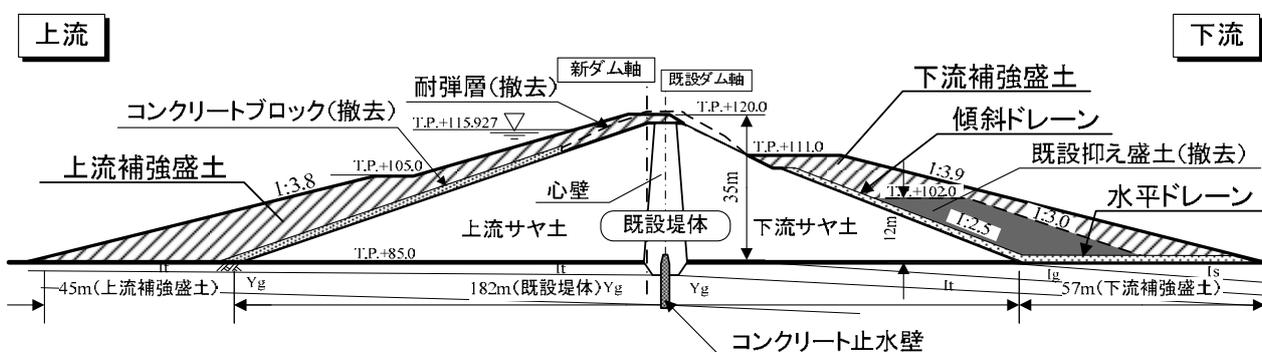
図-5.12 補強盛土材の代表的な締固め曲線

5.2 堤体強化工事による既設堤体安定性低下のメカニズム

5.2.1 施工ステップと既設堤体の安定性

図-5.7 に示した強化工事施工フローのうち、STEP 2 の「既設抑え盛土撤去」およびSTEP 3 の「基礎掘削」については、施工開始前に安定解析などを実施して、既設堤体の安定性に問題がないことを確認した⁵⁻⁷⁾。

一方、STEP 4 の「補強盛土・ドレーン施工」については、補強盛土を施工することで法面勾配が緩くなり(強化前 1:2.5~3.0, 強化後 1:3.8~3.9), 堤体のすべり安全率が向上する。しかし、図-5.5 に示すように補強盛土によって既設堤体に新たな荷重が作用するため、補強盛土盛立時の既設堤体の挙動と安定性について慎重な検討が必要であると判断した。



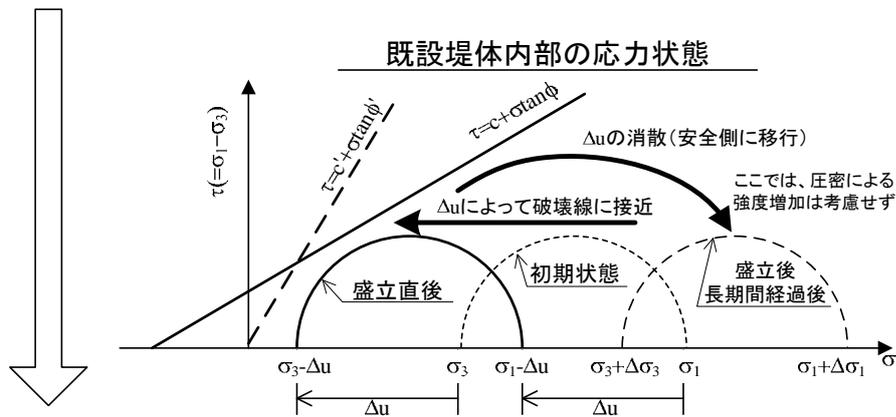
(再掲)図-5.5 山口貯水池堤体強化標準断面図⁵⁻⁵⁾

5.2.2 補強盛土盛立時の既設堤体挙動

補強盛土盛立時に予想される既設堤体挙動の概念図を図-5.13 に示す。既設堤体をアバットとして補強盛土を盛り立てると、既設堤体内に過剰間隙水圧 Δu が発生し、図-5.13(a)に示すように既設堤体の安定性は一時的に低下する。この過剰間隙水圧 Δu が消散すると、図-5.13(b)に示すように既設堤体に圧密沈下が生じる。この沈下によって補強盛土量が増加するので、材料採取計画の修正が必要になるとともに、長期的な沈下に備えて施工する余盛量の設定が難しくなる。

また、補強盛土材料も締固め後の透水係数が 10^{-6} cm/s オーダー(細粒分質砂質礫, 表-5.6 参照)の難透水性材料であり、盛立によって補強盛土中に過剰間隙水圧 Δu が発生した場合、補強盛土自体の安定性の低下や圧密沈下が懸念された。

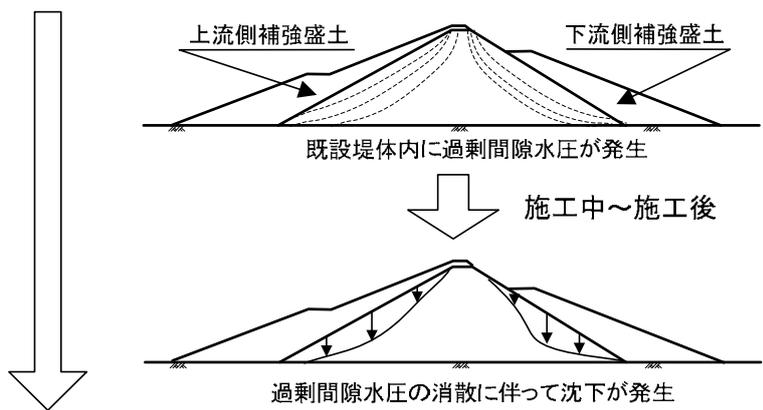
【挙動1】 補強盛土盛立によって既設堤体内に過剰間隙水圧が発生



過剰間隙水圧によって盛立直後の既設堤体の安定性が低下

(a) 過剰間隙水圧による安定性低下メカニズム

【挙動2】 既設堤体内過剰間隙水圧の消散による圧密沈下



既設堤体の圧密沈下によって補強盛土量が増加

(b) 過剰間隙水圧の消散による圧密沈下

図-5.13 補強盛土盛立時に予想される既設堤体挙動

5.2.3 補強盛土盛立ステップと間隙水圧挙動，堤体安定性に関する考察

国土交通省河川砂防技術基準(案)に示されているフィルダム設計時の安定解析ケース⁵⁻⁸⁾を参考にして、表-5.8 に示すように補強盛土盛立ステップと間隙水圧挙動，堤体安定性の関係を検討した。

表-5.8 に示すように、施工中に発生する間隙水圧を考慮せずに全応力的に考えると補強盛土盛立前の堤体安定性が最も低く、補強盛土盛立の進捗に伴って堤体全体の

安定性が向上する。しかし、施工中に発生する既設堤体と補強盛土の間隙水圧を考慮して有効応力的に考えると、補強盛土盛立完了時(完成直後)の堤体安定性が最も低くなるものと考えられる。

なお、補強盛土盛立完了後は、徐々に堤体内に浸潤線が形成され、設計で想定している状態に推移すると考えられる。

表-5.8 補強盛土盛立ステップと間隙水圧挙動, 堤体安定性の関係

施工ステップ		全応力的な堤体の安定性	有効応力的な堤体挙動		
			間隙水圧挙動		堤体の安定性
			既設堤体内	補強盛土内	
施工中	補強盛土盛立前	【参考】全応力的, 幾何学的に安定性が最も低い	残留間隙水圧 (貯水位低下後の残留水位)	—	—
	補強盛土盛立中	↓ 補強盛土によって徐々に安定性が向上	残留間隙水圧+補強盛土盛立による間隙水圧	盛立による間隙水圧	↓ 間隙水圧によって徐々に安定性が低下
完成直後	補強盛土盛立完了時	全応力的に安定性が最も向上した状態	残留間隙水圧+補強盛土盛立による間隙水圧	盛立による間隙水圧	有効応力的に安定性が最も低下した状態
供用時 (常時満水位時)		—	間隙水圧の消散と浸潤線の形成による定常間隙水圧		設計で想定している状態

5.3 既設堤体の安定性に着目した施工管理方法の提案

フィルダムリニューアル工事によって既設堤体の安定性が損なわれるのは、事業の根幹に影響する重大な問題である。当然のことながら、施工中の既設堤体の安定性を確保する必要があるが、これはフィルダム新設工事では直面しなかった施工技術的課題である。

このため、既設堤体の安定性に着目した施工管理として、施工中の既設堤体ならびに補強盛土の動態観測と、FEM 挙動予測解析を行い、施工中の堤体安定性を定量的に評価しながら施工を進める**情報化施工管理手法**を提案した。この情報化施工管理手法を約3年間に亘って適用した結果、無事に補強盛土盛立を完了した。

山口貯水池堤体強化工事で提案、適用した情報化施工管理フローを図-5.14に示す。提案した情報化施工管理は、施工開始前に行う「事前検討」と、施工中に行う「施工管理」に大別できる。「事前検討」については5.4, 5.5, 5.6で、「施工管理」については5.7, 5.8で詳述する。

5.3.1 事前検討

補強盛土盛立は、以下に示す事前検討を行い、既設堤体や補強盛土の安定性に問題がないことを確認してから開始することとした。

(1) 既設堤体・補強盛土の物性評価

新たに施工する補強盛土は、設計段階での検討や事前の土質調査・試験、転圧試験などを経ており、確保すべき品質が明確である。しかし、既設堤体に関する施工当時の記録は少なく、事前の調査なども貯水などによって制限を受けるため、物理的および力学的な性質を定量的に捉えることは難しい。このため、既設堤体を対象に追加調査および試験を実施した。

(2) 管理基準値の設定検討

「管理基準値の設定検討」は、既設堤体および補強盛土の安定性を評価、判断する際の指標を設定するものである。管理基準値は、既設堤体ならびに補強盛土内に発生する間隙水圧をパラメータとした円弧すべり検討で設定した。

(3) FEM 挙動予測解析

「FEM挙動予測解析」では、補強盛土盛立時ならびに補強盛土盛立完了時の既設堤体および補強盛土の挙動の定量的な予測を目的として行った。FEM解析には、既設堤体と補強盛土の間隙水圧と変形の挙動を表現するために、*Sekiguchi and Ohta*⁵⁻⁹⁾による弾粘塑性モデルを用いた。

5.3.2 施工管理

補強盛土盛立中は、施工管理として「日常管理」と「予測管理」を実施する。

(1) 日常管理

「日常管理」では事前検討で設定した管理基準値と日々の動態観測結果を比較し、既設堤体ならびに補強盛土の安定性が確保されていることを確認する。また、間隙水圧と変形の挙動がFEM挙動予測結果と大きく異ならないことを確認する。

(2) 予測管理

「予測管理」では、動態観測結果を反映したFEM解析で将来の既設堤体および補強盛土の異常の有無を予測する。この「予測管理」は、「日常管理」において動態観測結果が管理基準値を超過する場合やFEM解析結果と動態観測結果に差異が見られる場合などに実施する。

(3) 対策工の検討

日常管理において動態観測結果が管理基準値を超過（日常管理で超過）し、かつ将来も管理基準値を超過して堤体の安定性が低下することが予測された場合（予測管理で超過）は、対策工の検討と実施を先行して行い、将来発生が予測される異常を未然に防止する。

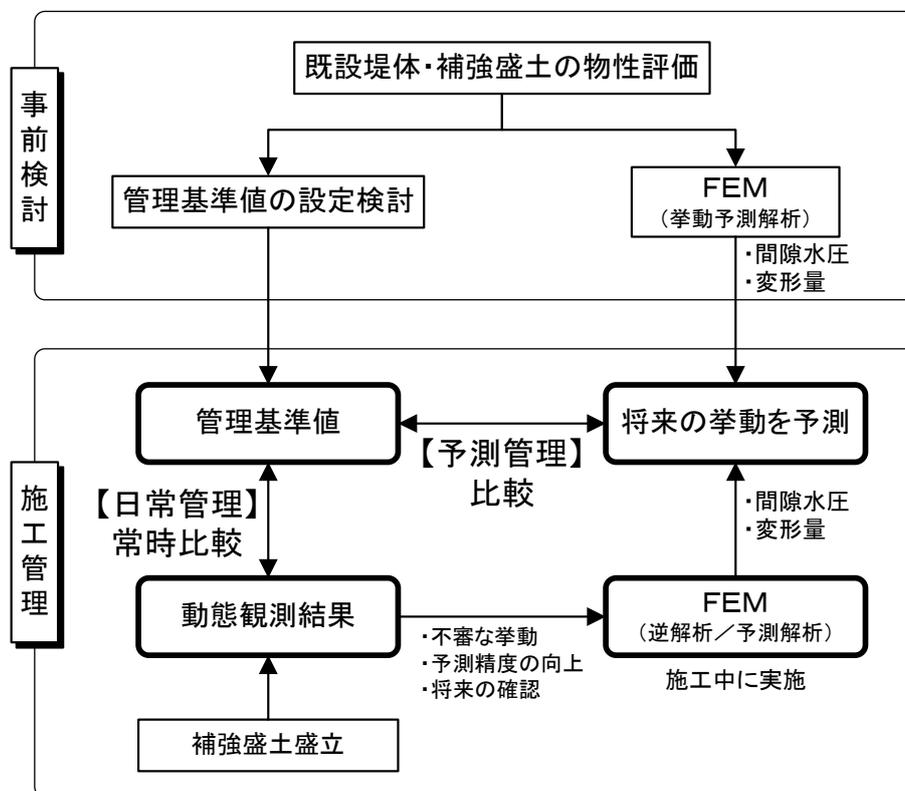


図-5.14 補強盛土盛立時の情報化施工管理フロー

5.4 情報化施工管理に向けた既設堤体調査

補強盛土のアバットともいえる既設堤体の性状は、ダム新設工事における基礎地盤と同様に重要である。しかし、既設堤体に関しては建設当時の工事誌は現存しているが、物性値などに関するデータはほとんどなかった。さらに、設計段階での調査・試験においても貯水池が供用中であつたため、上流側の調査は制限を受けていた。このため、本格的な補強盛土盛立に先立ち図-5.14 に示した情報化施工管理フローに従って、既設堤体を対象にした追加調査、試験を実施した。追加調査は、巨大な人工構造物である既設堤体の物理的および力学的性質（せん断強さ）を把握することを目的として、RI（*Radio-Isotope*）コーン⁵⁻¹⁰調査を実施した。

本節では、情報化施工管理に向けて実施した RI コーンによる既設堤体調査について論ずる。

5.4.1 RI コーンによる調査

(1) RI コーン

RI（*Radio-Isotope*）コーンは、3成分コーン（先端抵抗 qt 、周面摩擦力 fs 、間隙水圧 u を測定）に加えて、RI 線源を内蔵したコーンを併用することで湿潤密度 ρ_t および含水比 w の測定も可能にした調査装置であり、深度方向にほぼ連続的なデータが収集できる。RI コーン調査状況を写真-5.7 に、RI コーンプローブを写真-5.8 に示す。



写真-5.7 RI コーン調査装置 (1999年, 著者撮影)



写真-5.8 RI コーンプローブ (密度計プローブ)

(2) 調査方法

RIコーンの調査断面図を図-5.15に、調査平面図を図-5.16に示す。RIコーン調査は、既設堤体の下流サヤ土、心壁、上流サヤ土でダム軸方向に50m毎(計10箇所×3測線)、下流既設抑え盛土で100m毎(計5箇所)に実施した。各調査地点において、先端抵抗 qt 、周面摩擦力 fs 、間隙水圧 u を10mm毎に、湿潤密度 ρ_t 、含水比 w を100mm毎に貫入不能になるまで測定した。

なお、比較のためにボーリングによる不攪乱試料採取を上流サヤ土7箇所、下流サヤ土7箇所を実施し、採取したコアを物理試験や三軸圧縮試験(CU_bar)、標準圧密試験、透水試験などに供した。

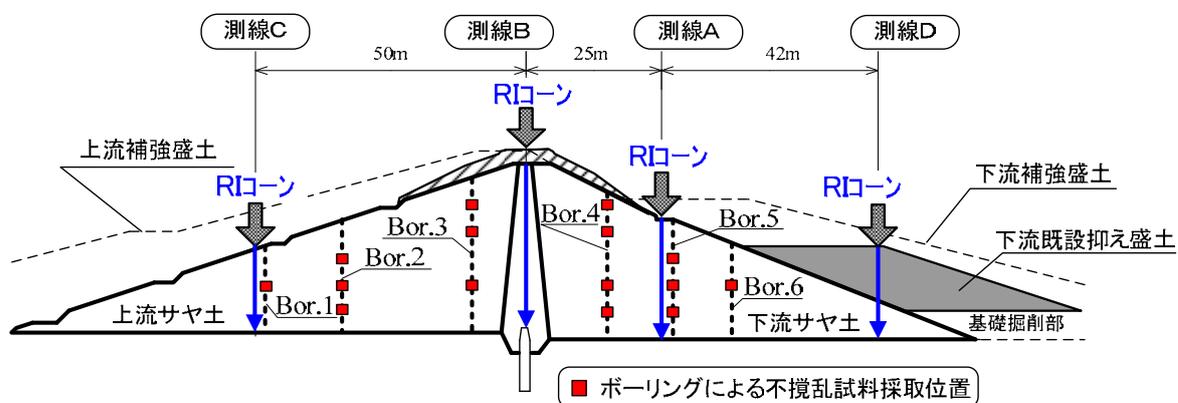


図-5.15 RIコーン調査断面図(No.22断面)

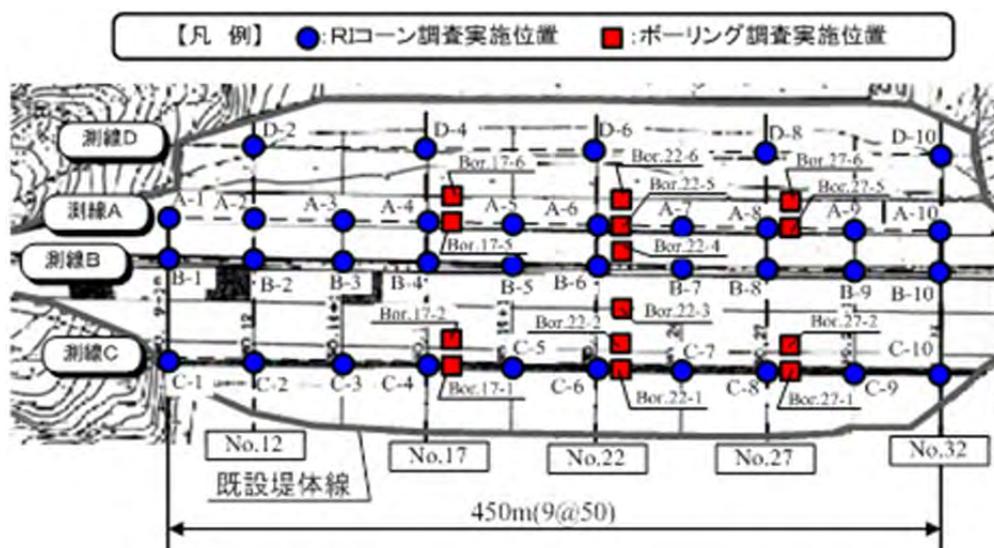


図-5.16 RIコーン調査平面図

5.4.2 既設堤体の物理的、力学的性質

既設堤体の上流サヤ土および下流サヤ土、心壁で測定した先端抵抗 qt 、間隙水圧 u 、周面摩擦力 f_s 、湿潤密度 ρ_t 、乾燥密度 ρ_d 、含水比 w の例を図-5.17 に示す。なお、図-5.17(a), (b)(上流サヤ土, 下流サヤ土)には、RI コーン調査位置の近傍で実施した標準貫入試験結果(N 値)を併せて示した。

また、ボーリングで採取した上流サヤ土および下流サヤ土、ならびに試掘で採取した心壁の物理的および力学的性質を表-5.9 に、粒径加積曲線を図-5.18 に示す。

(1) 上流サヤ土および下流サヤ土

図-5.17(a), (b)に示すように、先端抵抗 qt の変化に併せて湿潤密度 ρ_t 、乾燥密度 ρ_d および含水比 w も変化しており、コーン貫入によって発生した間隙水圧 u が急激に低下するデータが見られるなど、上流サヤ土および下流サヤ土内の状態を詳細に捉えていることがわかる。また、図-5.18 の粒径加積曲線に示すように、上流サヤ土および下流サヤ土は細粒分含有率 F_c が 90% 程度の粘性土であるが、RI コーン調査で間隙水圧 u が急激に低下した箇所には、礫や砂が存在するようであり、標準貫入試験時に採取した攪乱試料にも礫や砂が時折混入していた。

(2) 心壁

図-5.17(c)に示すように心壁の先端抵抗 qt および間隙水圧 u は、上流サヤ土や下流サヤ土よりもばらつきが大きい結果となった。既設堤体建設時の工事誌によると、心壁には「粘土に砂利を混合した材料を使用した」と記されており、この砂利の影響でデータのばらつきが大きくなったものと推測した。

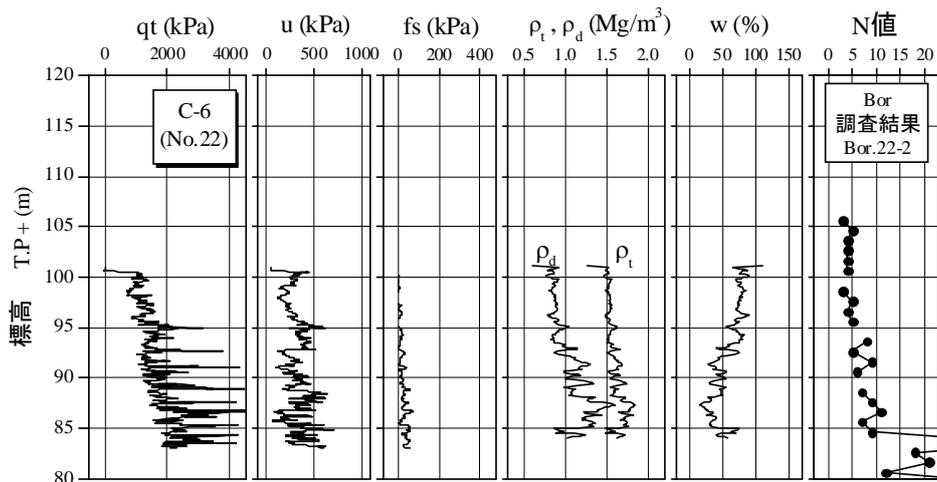
なお、RI コーン調査から約 2 年後に心壁頂部を試掘して採取した心壁材料の粒径加積曲線は図-5.18 に示すように階段状の形状であり、粒径 2mm 以上の礫分を約 40% 含むことがわかった(6.2.3(1)にも関連事項を記述)。

(3) 既設堤体各部位の比較

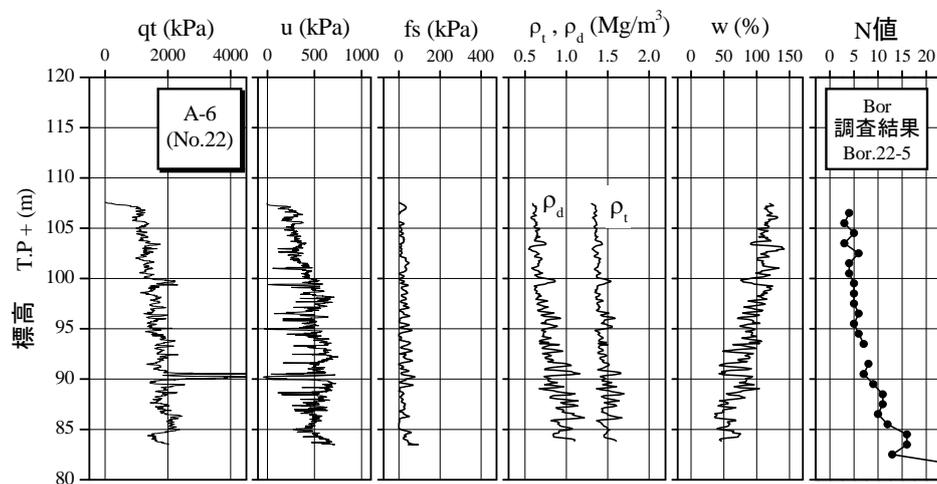
RI コーンで測定した各部位の先端抵抗 qt および湿潤密度 ρ_t 、含水比 w 、そして土粒子密度 ρ_s を用いて算出した飽和度 S_r の 5m 区間平均値の比較を図-5.19 に示す。

図-5.19(a)~(c)に示すように、5m 区間平均値で比較した場合、先端抵抗 qt および湿潤密度 ρ_t 、含水比 w は各部位毎にほぼ一致していることから、既設堤体は各部位毎にダム軸方向でほぼ均一であり、弱部などが集中するような箇所は存在しないと判断した。

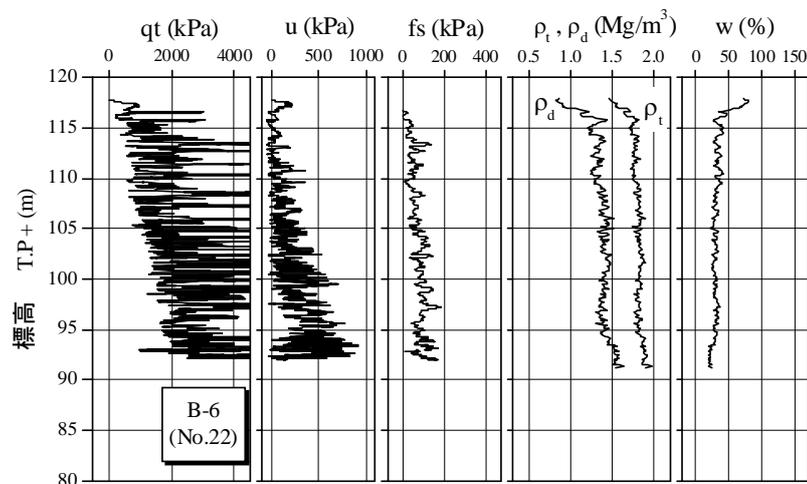
また、図-5.19(d)に示すように各部位の飽和度 S_r は 90~100% であることから、既設堤体全域がほぼ飽和していると判断した。



(a) 上流サヤ土 C-6



(b) 下流サヤ土 A-6



(c) 心壁 B-6

図-5.17 既設堤体 RI コーン調査結果の例

表-5.9 既設堤体各部位の物理的性質

部位		上流サヤ土	下流サヤ土	心壁		
試料		不攪乱試料	不攪乱試料	攪乱試料		
物理的性質	自然含水比 w_n (%)	平均値	66.9	64.9	33.8	
		データ範囲	61.9 ~ 76.0	57.6 ~ 72.5	-	
	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	平均値	2.72	2.66	2.64	
		データ範囲	2.696 ~ 2.740	2.631 ~ 2.689	-	
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	平均値	1.55	1.56	-	
		データ範囲	1.510 ~ 1.586	1.506 ~ 1.579	-	
	間隙比 e	平均値	1.93	1.82	-	
		データ範囲	1.792 ~ 2.185	1.638 ~ 1.984	-	
	飽和度 S_r (%)	平均値	94	96	-	
		データ範囲	90.8 ~ 96.9	92.5 ~ 98.4	-	
	粒度	最大粒径 D_{max} (mm)	-	9.5	19	53
		礫分 (%) $d \geq 2\text{mm}$	平均値	1	2	39
データ範囲			0 ~ 3.1	0 ~ 8.3	-	
砂分 (%) $2\text{mm} > d \geq 0.075\text{mm}$		平均値	8	9	10	
		データ範囲	3.6 ~ 12.4	4.6 ~ 14.5	-	
細粒分 (%) $0.075\text{mm} > d$		平均値	91	89	51	
	データ範囲	85.0 ~ 96.4	77.7 ~ 95.0	-		
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	平均値	105	80	44	
		データ範囲	102.2 ~ 111.0	71.9 ~ 99.1	-	
	塑性限界 w_P (%)	平均値	61	50	28	
		データ範囲	57.0 ~ 66.7	45.9 ~ 60.8	-	
	液性指数 IP (%)	平均値	45	30	15	
		データ範囲	43.1 ~ 46.1	21.3 ~ 38.3	-	
地盤材料の分類 (平均値で分類)		分類名	火山灰質粘性土(Ⅱ型)	火山灰質粘性土(Ⅰ型)	砂まじり細粒分質礫	
		記号	VH ₂	VH ₁	GF-S	
室内透水係数 k_{15} (cm/s)			3.E-06	8.E-07	-	
せん断強さ	全応力	粘着力 C_{cu} (kPa)	43.9	39.4	-	
		内部摩擦角 ϕ_{cu} (deg)	22.0	18.4	-	
	有効応力	粘着力 C' (kPa)	21.6	22.6	-	
		内部摩擦角 ϕ' (deg)	28.0	32.0	-	

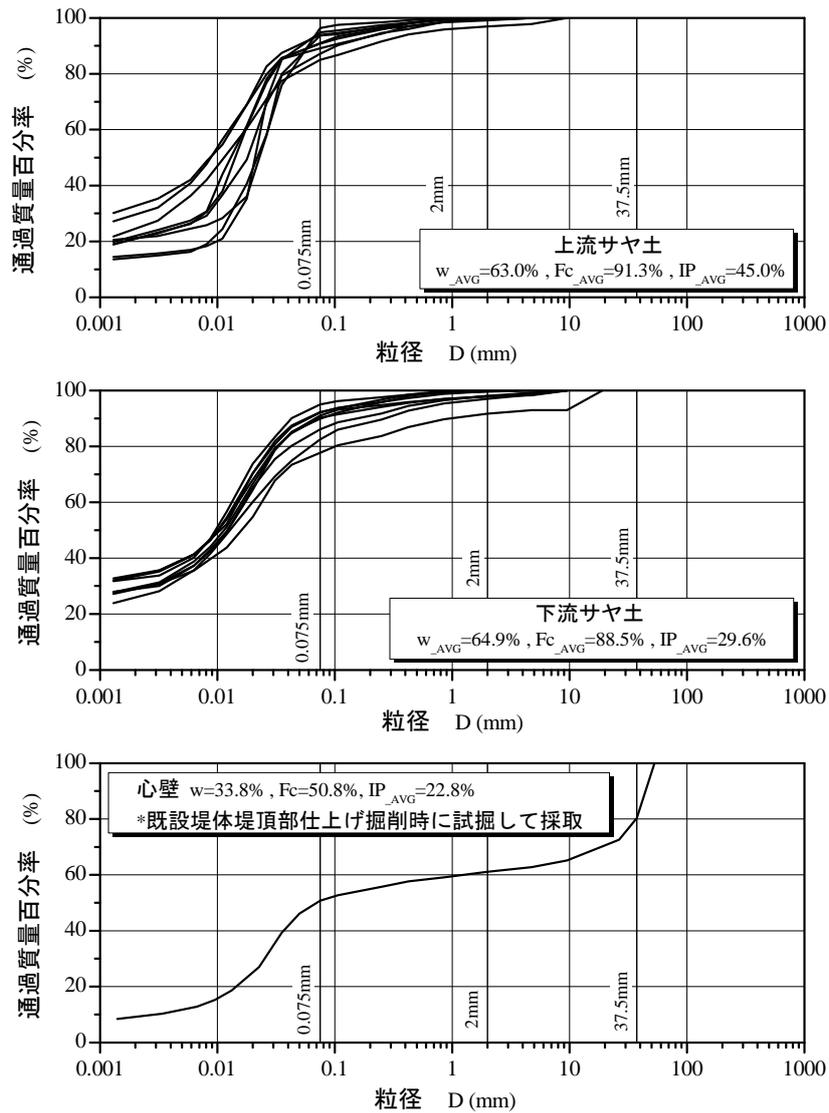


図-5.18 上流サヤ土および下流サヤ土，心壁の粒径加積曲線

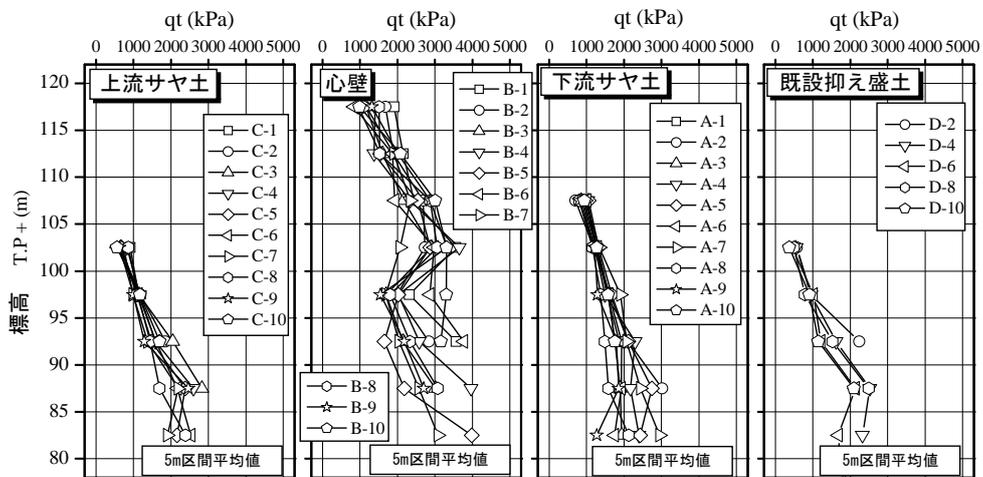


図-5.19 各部位の5m区間平均値の比較 (a)先端抵抗 qt

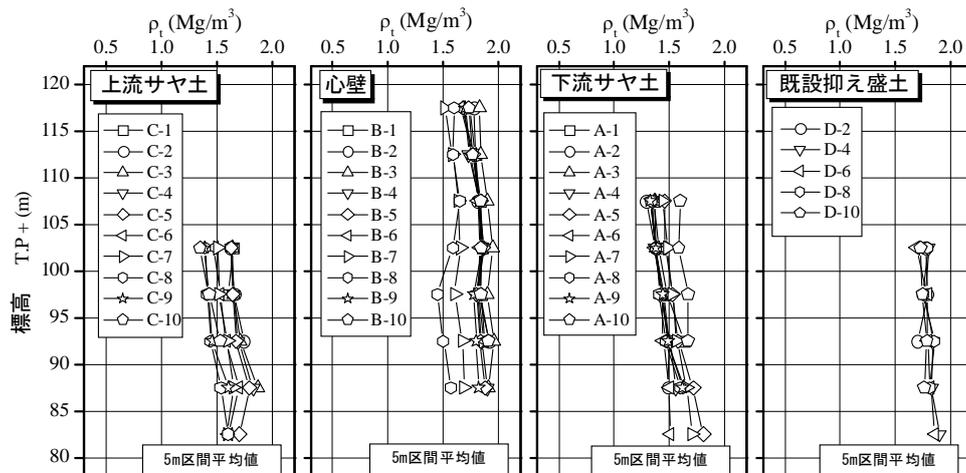


図-5.19 各部位の5m区間平均値の比較 (b)湿潤密度 ρ_t

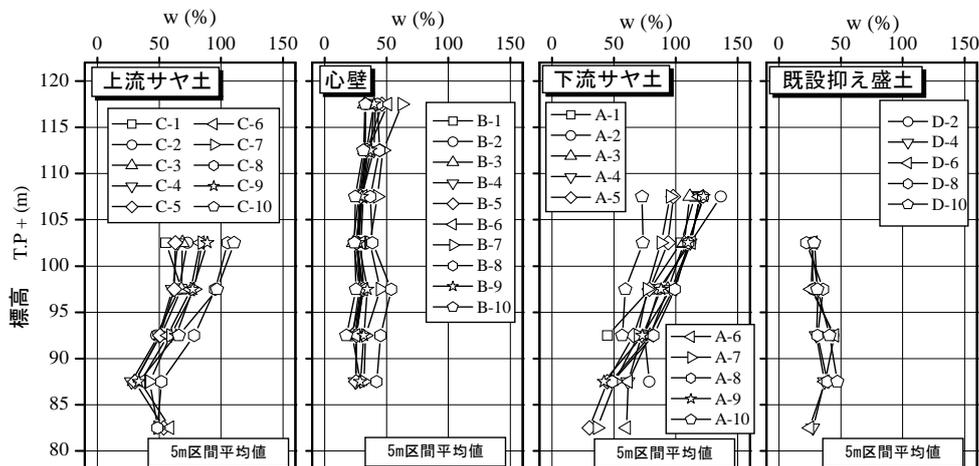


図-5.19 各部位の5m区間平均値の比較 (c)含水比 w

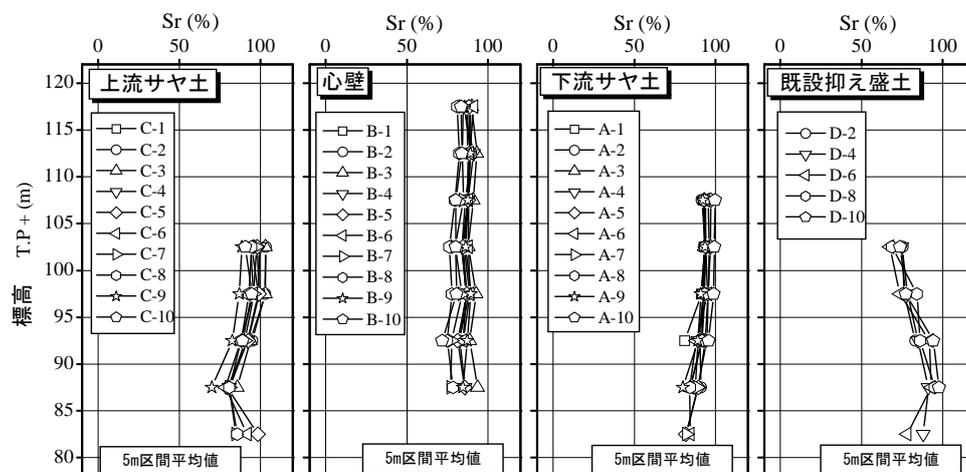


図-5.19 各部位の5m区間平均値の比較 (d)飽和度 S_r

5.4.3 既設堤体のせん断強さに関する検討

(1) 先端抵抗を用いたせん断強さの評価

RIコーン調査結果のうち先端抵抗 qt および湿潤密度 ρ_t を使用して、既設堤体各部位のせん断強さ τ とそのばらつきの評価を試みた。

粘性土に対する先端抵抗 qt と非排水せん断強さ $\tau(c_{cu}, \phi_{cu}=0)$ の関係は(5.1)式のように書ける⁵⁻¹¹⁾。(5.1)式中のコーン係数 N_{kt} に関しては様々な値が提案されているが、今回はコーン係数 $N_{kt}=16$ と仮定して非排水せん断強さ τ を算出することとした。

$$\tau = c_{cu} = \frac{qt - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (5.1)$$

ここに、 σ_v : 全鉛直応力 ($=\rho_t \times h$) (kPa)

h : 測定深さ (m)

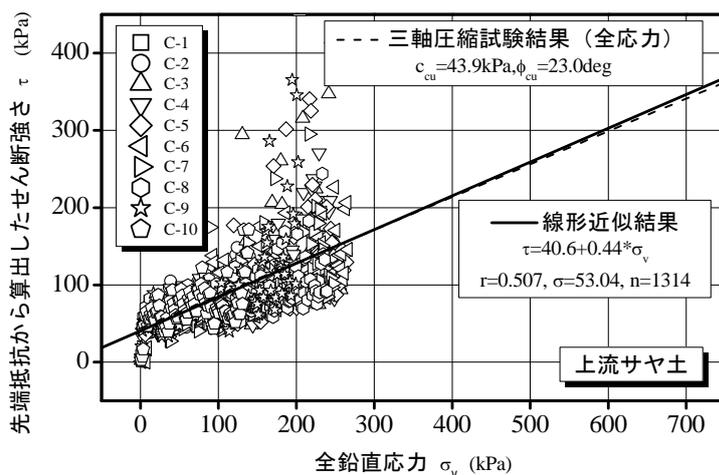
N_{kt} : コーン係数

(2) 既設堤体各部位のせん断強さ

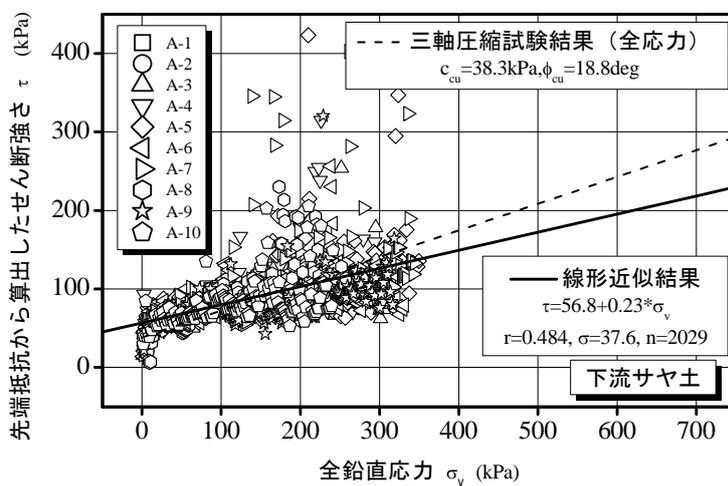
先端抵抗 qt から(5.1)式を用いて上流サヤ土および下流サヤ土、心壁の非排水せん断強さ τ を算出した。先端抵抗 qt から算出した非排水せん断強さ τ と全鉛直応力 σ_v の関係を図-5.20 に示す。また、上流サヤ土および下流サヤ土については三軸圧縮試験 (CU_bar) で得られた全応力表記の破壊包絡線と比較した(表-5.9 参照)。この全応力表記の破壊包絡線は、上流サヤ土、下流サヤ土が粘性土を主体としていることから、静止土圧係数 $K_0=1$ と仮定して図示した。

図-5.20(a), (b)によると、先端抵抗 qt から算出した上流サヤ土および下流サヤ土のせん断強さ τ はかなりばらついているが、データの線形近似結果は三軸圧縮試験 (CU_bar) で得られた全応力破壊包絡線と比較的一致した。また、全応力破壊包絡線は、先端抵抗 qt から算出したせん断強さ τ の分布の中心付近に位置しており、上流サヤ土および下流サヤ土の平均的なせん断強さを示しているものと判断した。

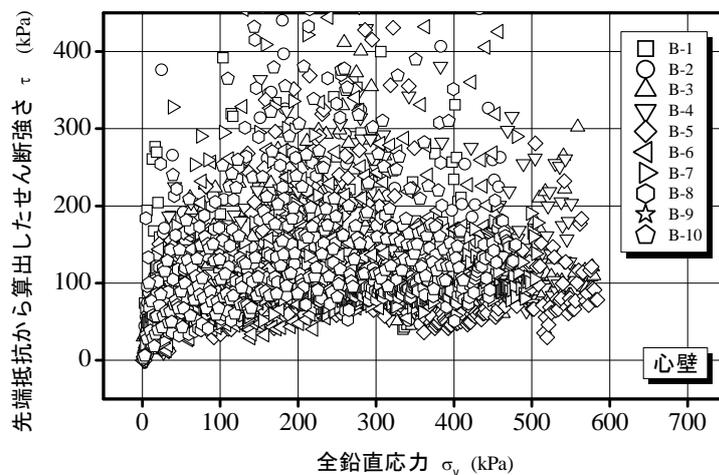
なお、心壁については、図-5.20(c)に示すようにばらつきが大きく、詳細な検討はできなかった。



(a)上流サヤ土



(b)下流サヤ土



(c)心壁

図-5.20 せん断強さと全鉛直応力の関係

5.4.4 既設堤体調査のまとめ

RIコーン調査によって、巨大な人工構造物である既設堤体の物理的および力学的（せん断強さなど）性質を把握することができた。特に、せん断強さが極端に小さい部位などが見られず、既設堤体が比較的均一な状態であるとの結果が得られたことは、補強盛土盛立に向けて大きな成果であった。

5.5 補強盛土盛立時の管理基準値の設定

補強盛土盛立によって既設堤体ならびに補強盛土の安定性が一時的に低下する可能性があることは既述したとおりである。新たに盛り立てる補強盛土の過剰間隙水圧が問題になる場合は、盛立速度を制限するなどの対策を講じることができるが、既設堤体の過剰間隙水圧については盛立中に対策を講じることが難しい。このため、図-5.14 に示した情報化施工管理を採用するが、これには補強盛土盛立中の動態観測結果に基づいて、既設堤体および補強盛土の安定性を評価、判断する際の指標となる管理基準値を設定する必要がある。そこで、補強盛土盛立時の既設堤体ならびに補強盛土の過剰間隙水圧と安定性の関係を検討して、管理基準値を設定した。

本節では、情報化施工管理に向けて実施した既設堤体ならびに補強盛土に関する管理基準値の設定について論ずる。

5.5.1 検討方法

(1) 対象とする施工ステップ

5.2.3 で既述したように、施工中に発生する間隙水圧を考慮せずに全応力的に考えると補強盛土盛立前の堤体安定性が最も低く、補強盛土盛立の進捗に伴って堤体全体の安定性が向上するが、施工中に発生する既設堤体と補強盛土の間隙水圧を考慮して有効応力的に考えると、補強盛土盛立完了時(完成直後)の堤体安定性が最も低くなると考えられる。そこで、表-5.10 に示すように、有効応力的に堤体安定性が最も低下する「補強盛土盛立完了時」を対象に検討することとした。管理基準値は、既設堤体および補強盛土にそれぞれ発生する間隙水圧をパラメータとして、国土交通省河川砂防技術基準(案)に準拠した円弧すべり検討で設定した。

表-5.10 管理基準値設定のための安定検討ケース

Step.	施工ステップ		間隙水圧挙動		有効応力的な堤体の安定性	安定検討	堤体震度 ^{*)}
			既設堤体内	補強盛土内			
1	施工中	補強盛土盛立前	残留間隙水圧 (貯水位低下後の残留水位)	—	【参考】全応力的、幾何学的に安定性が最も低い	—	—
2		補強盛土盛立中	残留間隙水圧+補強盛土盛立による間隙水圧	盛立による間隙水圧	↓ 間隙水圧によって徐々に安定性が低下	—	—
3	完成直後	補強盛土盛立完了時	残留間隙水圧+補強盛土盛立による間隙水圧	盛立による間隙水圧	有効応力的に最も安定性が低下	今回実施	50% ^{**)}
【参考】	供用時 (常時満水位時)		浸潤線の形成による定常間隙水圧		設計で想定している状態		100%

*) 堤体震度: 山口貯水池堤体強化工事では、設計水平震度 $k_H=0.2$ としている

***) 河川砂防技術基準(案)で規定されている「完成直後」の堤体震度を参考にした

(2) 円弧すべり検討方法

円弧すべり検討は、国土交通省河川砂防技術基準(案)に準拠して行い、既設堤体および補強盛土内の間隙水圧を考慮するために有効応力法を用いた。地震時の堤体震度は、同基準(案)に示されている安定解析ケースのうち「完成直後」の堤体震度に従って設計震度の50% ($k_H=0.1$)とした(なお、山口貯水池堤体強化工事の堤体設計における設計震度 k_H は0.2である)。

また、既設堤体のRIコーン調査結果(5.4.2(3)参照、既設堤体各部位の飽和度 S_r は90~100%)ならびに補強盛土材を用いた現場転圧試験結果(図-5.32参照、飽和度 S_r が90%以上)から、安全側を考慮して既設堤体および補強盛土の全域が飽和しているものと仮定した。

円弧すべり検討モデル図を図-5.21に示す。

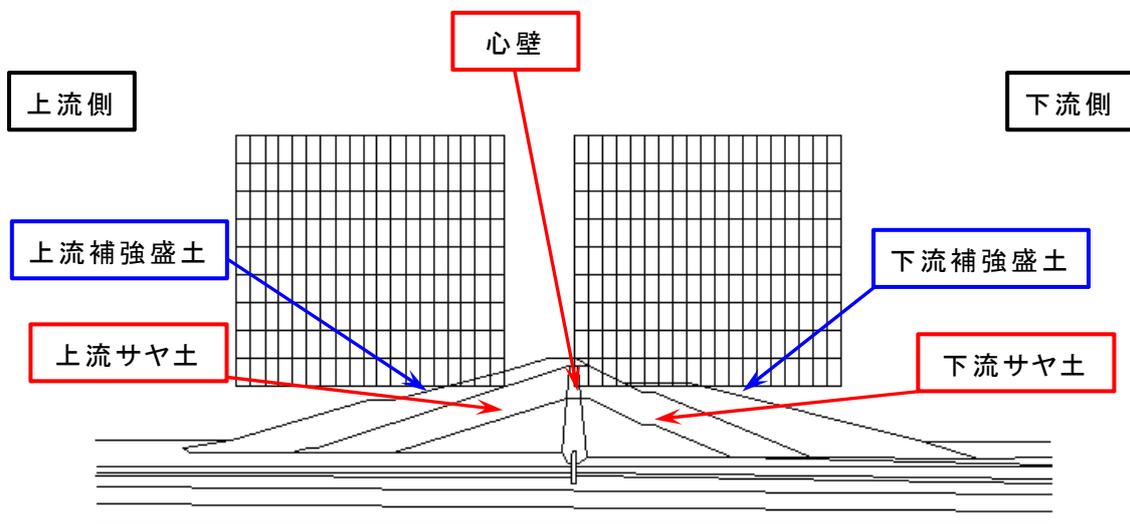


図-5.21 円弧すべり検討モデル図

(3) 入力物性値

円弧すべり検討で使用した各部位の物性値一覧を表-5.11に示す。なお、心壁と基礎地盤については、設計段階で使用されていた密度、強度定数を用いた。

既設堤体上流サヤ土および下流サヤ土の強度定数には、RIコーン調査結果との比較を行い、既設堤体の平均的なせん断強さ(全応力)を表していると判断した三軸圧縮試験結果(表-5.9参照)のうち有効応力強度 (c', ϕ')を用いた。

補強盛土の強度定数には、現場転圧試験時に採取した不攪乱試料(ブロックサンプリング試料)の三軸圧縮試験(CU \bar{c})結果のうち有効応力強度 (c', ϕ')を用いた。

表-5.11 円弧すべり検討の入力物性値

部位	飽和密度 $\rho_{sat}(g/cm^3)$	有効応力強度		備考	
		粘着力 $c'(kPa)$	内部摩擦角 $\phi'(deg)$		
既設堤体	心壁	1.80	50.0	19.0	当初設計値
	下流サヤ土	1.62	21.6	28.0	既設堤体調査 三軸試験結果
	上流サヤ土	1.57	22.6	32.0	
補強盛土	2.11	19.6	35.0	転圧試験結果	
基礎地盤	2.00	29.4	36.0	当初設計値	

(4) 過剰間隙水圧と間隙水圧発生率

過剰間隙水圧は土構造物の安定性と密接な関係を持っているが、現場において直接測定できるのは「静水圧」と「過剰間隙水圧」の和である「間隙水圧」である。つまり、過剰間隙水圧を正確に求めるためには、静水圧を正確に求める必要がある。一方、山口貯水池堤体強化工事では、既設堤体内に残留水位が存在しており、これが数年間に及ぶ補強盛土盛立中に変化することが予想されたため、施工中に測定する「間隙水圧」を「静水圧」と「過剰間隙水圧」に分離することは困難であると判断した。

このため、施工中は既設堤体や補強盛土内に設置する間隙水圧計直上部の「全鉛直応力」で「間隙水圧測定値」を除して求める「間隙水圧発生率 K 」(全鉛直応力に対する間隙水圧の比)を用いて、間隙水圧を評価することとした。

円弧すべり検討では、農林水産省土地改良事業計画設計基準(設計・ダム)に示されている間隙水圧の推定方法を準用して、(5.2)式に示すように任意のすべり面上に作用する間隙水圧 u を全鉛直応力 σ_v の係数倍 K で表すこととした。

$$u = K \cdot \rho_{sat} \cdot H \tag{5.2}$$

ここに、 K : 間隙水圧発生率 (≤ 1.0)

ρ_{sat} : 土の飽和密度 (g/cm^3)

H : すべり面の深度 (m)

円弧すべり検討では、間隙水圧 u は全域飽和と仮定した既設堤体と補強盛土にそれぞれ一様に発生すると仮定し、間隙水圧発生率 K を既設堤体および補強盛土で個別に変化させて、最小すべり安全率 F_s を算定した。

5.5.2 円弧すべり検討結果と管理基準値の設定

(1) 円弧すべり検討結果

円弧すべり検討で得られた最少すべり円弧図の例を図-5.22、図-5.23 に示す。これらに示すように、既設堤体および補強盛土の間隙水圧発生率 K に応じて最少すべり円弧の位置が変化する結果が得られた。

(2) 管理基準値の設定

円弧すべり検討結果を、図-5.24、図-5.25 に示すような既設堤体および補強盛土の間隙水圧発生率 K と最小すべり安全率 F_s の関係に整理した。

常時の結果である図-5.24 によると、間隙水圧発生率 K が既設堤体および盛土ともに60%以下であれば、常時の最小すべり安全率 F_s が1.2以上となり、補強盛土盛立完了時の堤体安定性が確保できることがわかる。

また、地震時(堤体震度50%, $k_H=0.1$)の検討結果結果である図-5.25 によると、間隙水圧発生率 K が既設堤体で40%、補強盛土で50%を超過するとすべり安全率 F_s が1.2を下回るという結果が得られた。

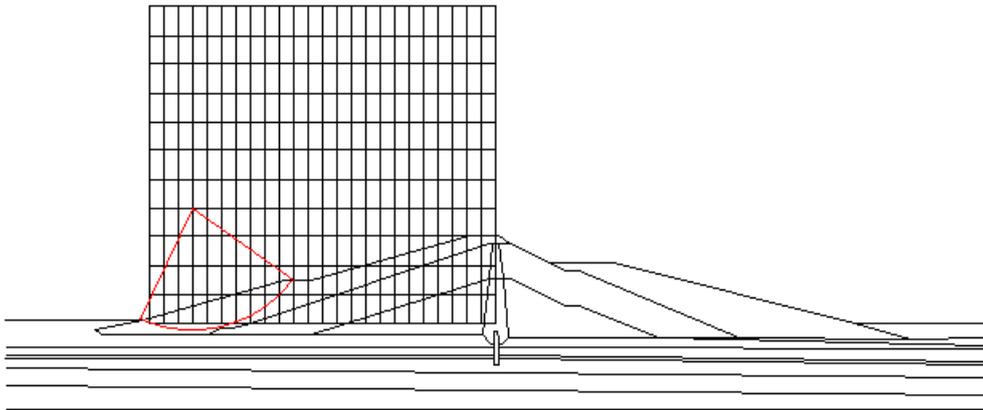
管理基準値は、図-5.24 に示した常時の結果に基づいて、既設堤体および補強盛土ともに間隙水圧発生率 K を60%とした。

また、地震時の検討結果から、間隙水圧発生率 K が既設堤体で40%、補強盛土で50%を超過した場合は、施工を継続しながら間隙水圧の確認頻度を多くして、上昇傾向にある場合は原因を検討することとした。

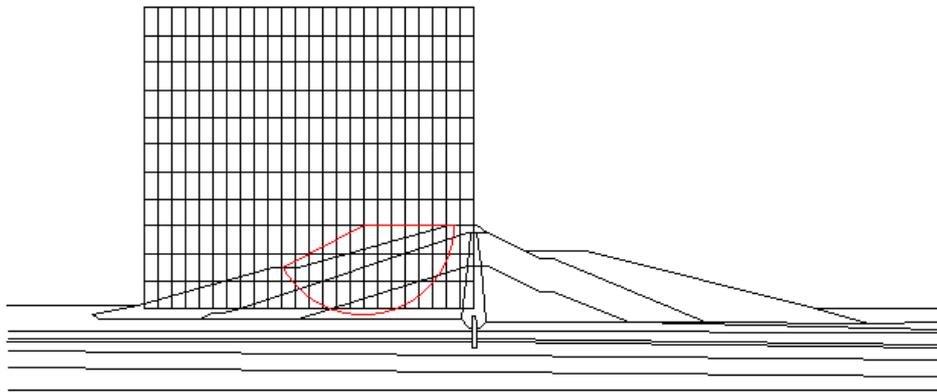
設定した管理基準値を表-5.12 にまとめて示す。

表-5.12 補強盛土盛立時の管理基準値

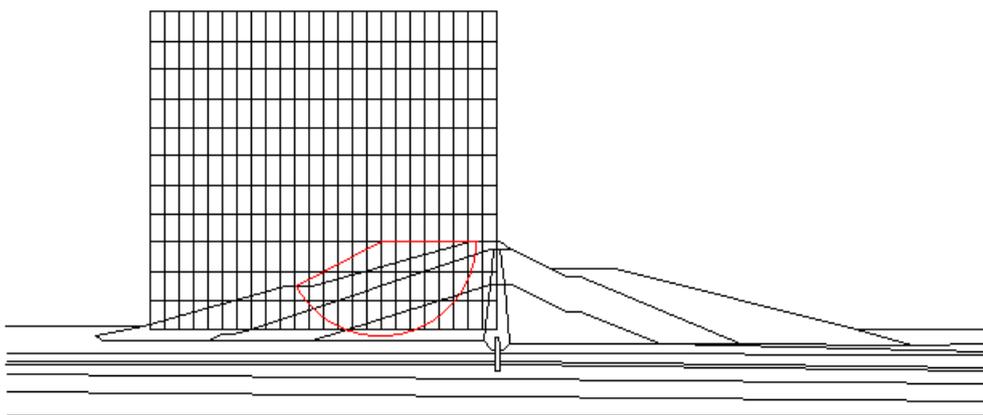
管理値	上流側間隙水圧発生率		下流側間隙水圧発生率	
	補強盛土	既設堤体 上流サヤ土	補強盛土	既設堤体 下流サヤ土
管理基準値	60%	60%	60%	60%
対応	施工を中断し、原因究明および対応策を検討する。			



(a) 常時, 補強盛土: $K_{re}=60\%$, 既設堤体: $K_{ex}=0\%$, $F_s=1.439$

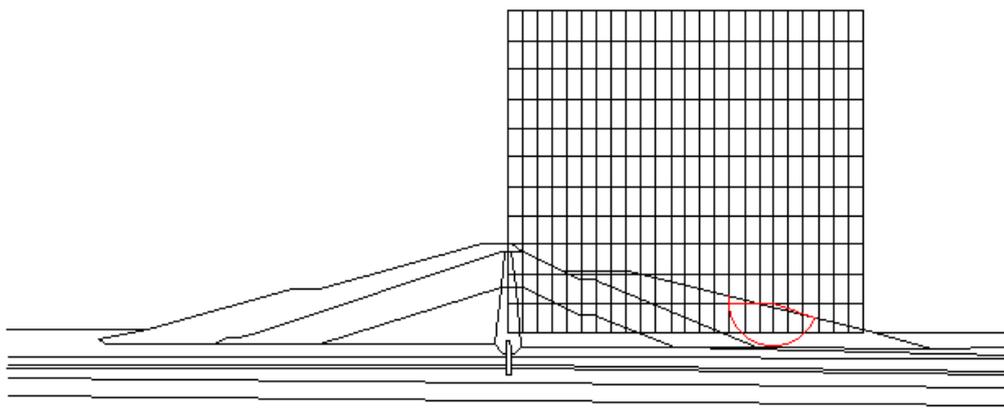


(b) 常時, 補強盛土: $K_{re}=60\%$, 既設堤体: $K_{ex}=60\%$, $F_s=1.310$

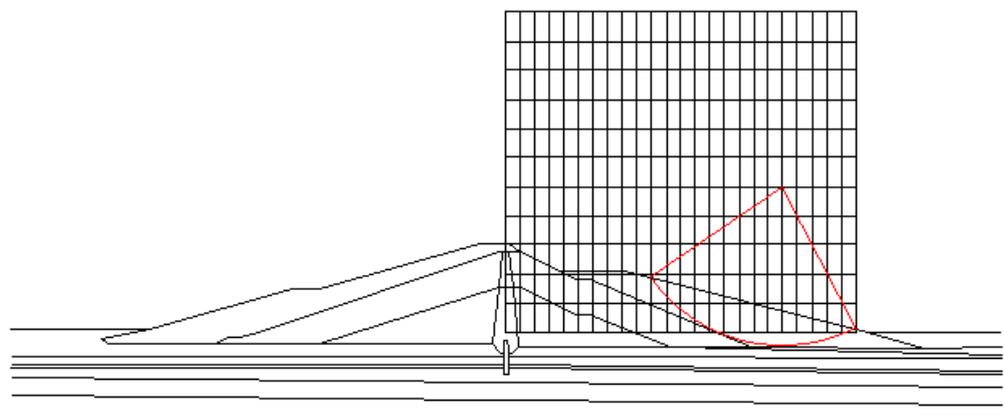


(c) 常時, 補強盛土: $K_{re}=0\%$, 既設堤体: $K_{ex}=60\%$, $F_s=1.471$

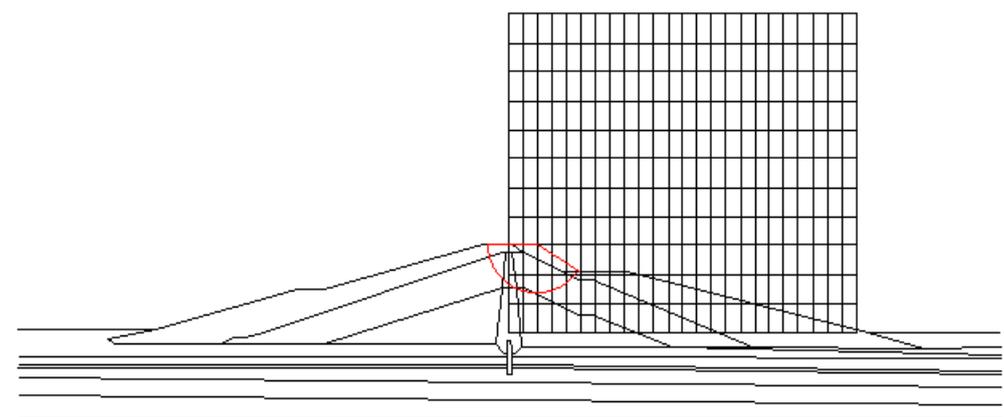
図-5.22 上流側最少すべり円弧図の例



(a) 常時, 補強盛土: Kre=60%, 既設堤体: Kex=0%, $F_s=1.479$



(b) 常時, 補強盛土: Kre=50%, 既設堤体: Kex=60%, $F_s=1.210$



(c) 常時, 補強盛土: Kre=0%, 既設堤体: Kex=60%, $F_s=1.291$

図-5.23 下流側最少すべり円弧図の例

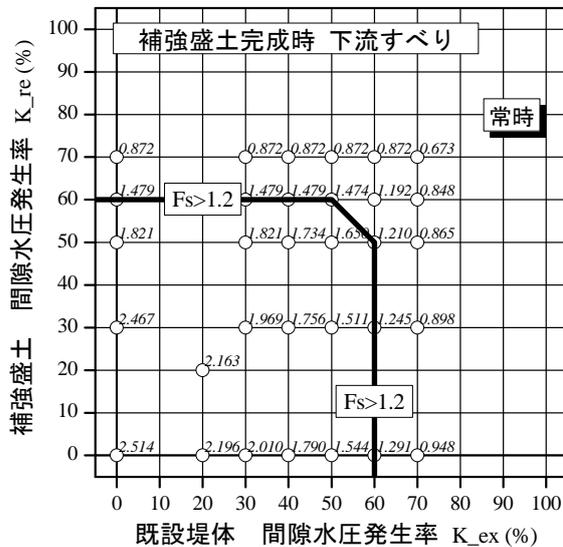
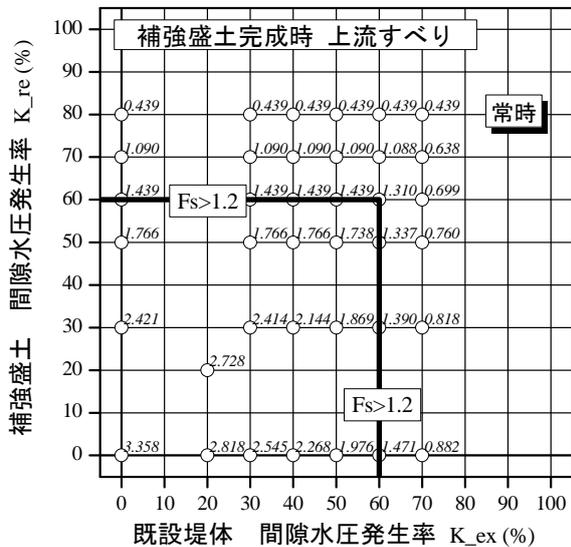


図-5.24 既設堤体および補強盛土の間隙水圧発生率とすべり安全率の関係(常時)

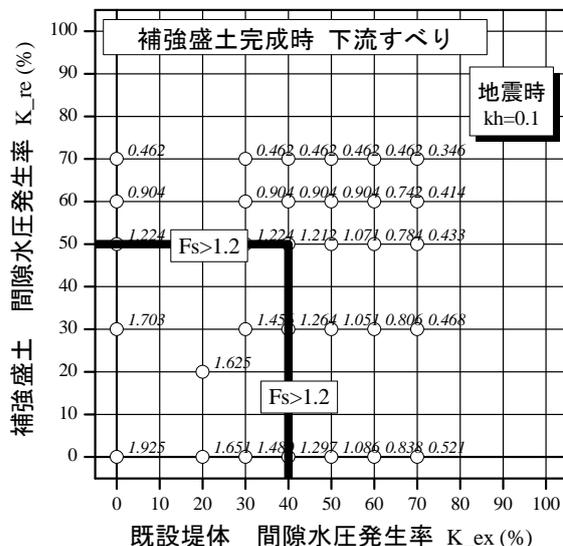
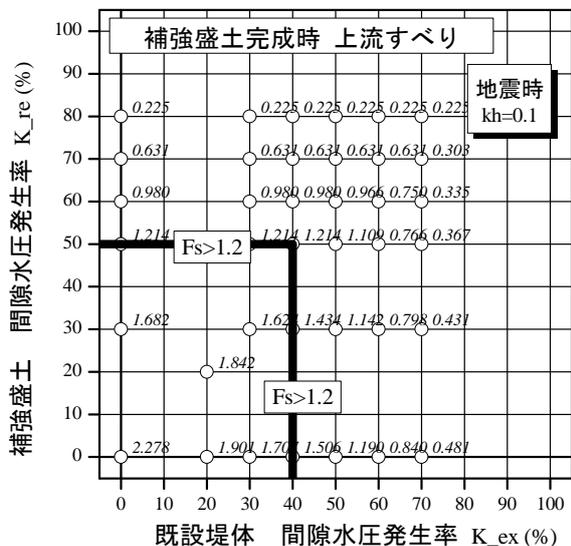


図-5.25 既設堤体および補強盛土の間隙水圧発生率とすべり安全率の関係(地震時)

5.6 FEM解析による補強盛土盛立時の堤体挙動および安定性の予測

図-5.14 の情報化施工管理フローに示したように、補強盛土盛立をシミュレートした FEM 解析を行い、既設堤体および補強盛土の挙動ならびに安定性を予測した。FEM 挙動予測解析の結果、補強盛土盛立完了時の堤体安定性に問題が生じると予測された場合、既設堤体や補強盛土の間隙水圧低下などの対策を検討する必要がある。

本節では、補強盛土盛立時の FEM 挙動予測解析結果について論ずる。

5.6.1 検討フロー

FEM 解析による補強盛土盛立時の堤体挙動および安定性の予測フローを図-5.26 に示す。FEM 解析では、補強盛土盛立計画をシミュレートし、補強盛土盛立完了時の既設堤体および補強盛土の間隙水圧、鉛直変位(沈下量)を予測した。そして、FEM 解析で得る間隙水圧計設置位置の間隙水圧 u および全鉛直応力 σ_v を用いて間隙水圧発生率 K_{FEM} を算定した。この間隙水圧発生率 K_{FEM} を 5.5 で既述した管理基準値(60%)と比較することで、補強盛土盛立完了時の堤体安定性を定量的に予測した。

また、既設堤体および補強盛土の変形量予測結果は、補強盛土材料の採取計画や施工余盛量の設定に活用した。

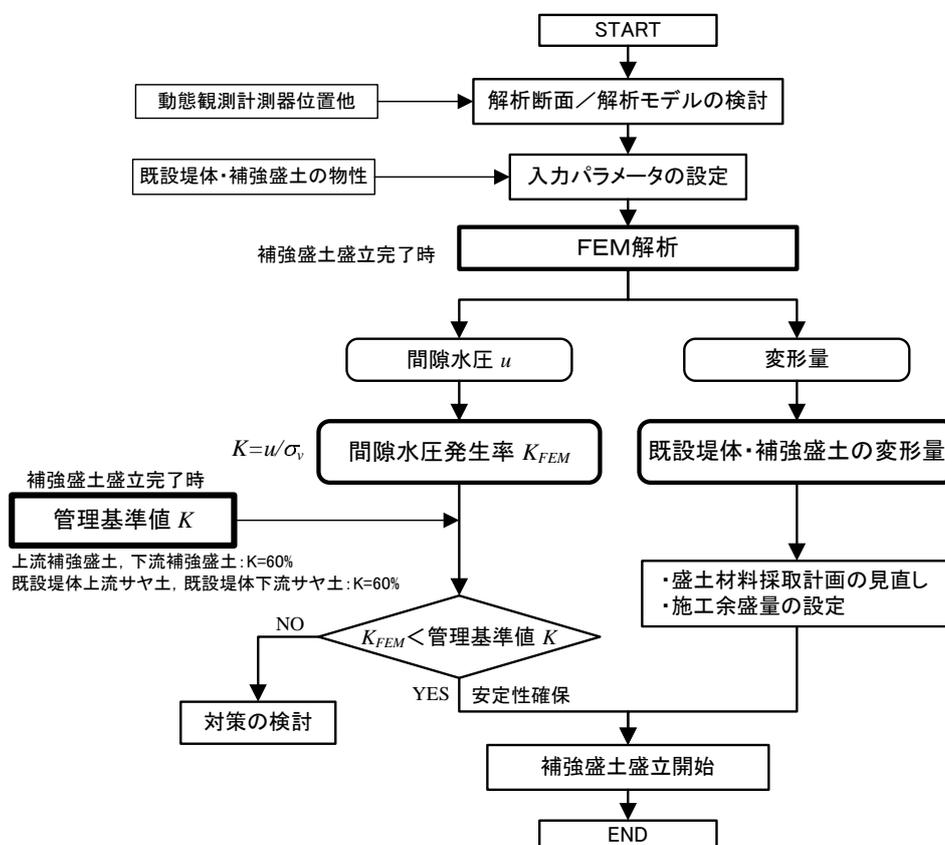


図-5.26 FEM 解析による補強盛土盛立時の堤体挙動および安定性の予測フロー

5.6.2 補強盛土盛立時の動態観測概要

動態観測平面図を図-5.27 に、動態観測断面図を図-5.28 に、動態観測計測器一覧を表-5.13 に示す。動態観測は図-5.27 に示すようにダム軸 100m 毎に設けた A～E 断面で実施した。このうち、堤体中心付近の B, C, D 断面が既設堤体および補強盛土の間隙水圧、鉛直変位(沈下量)を観測する主計測断面であり、A, E 断面は基礎地盤の間隙水圧を観測する副計測断面である。

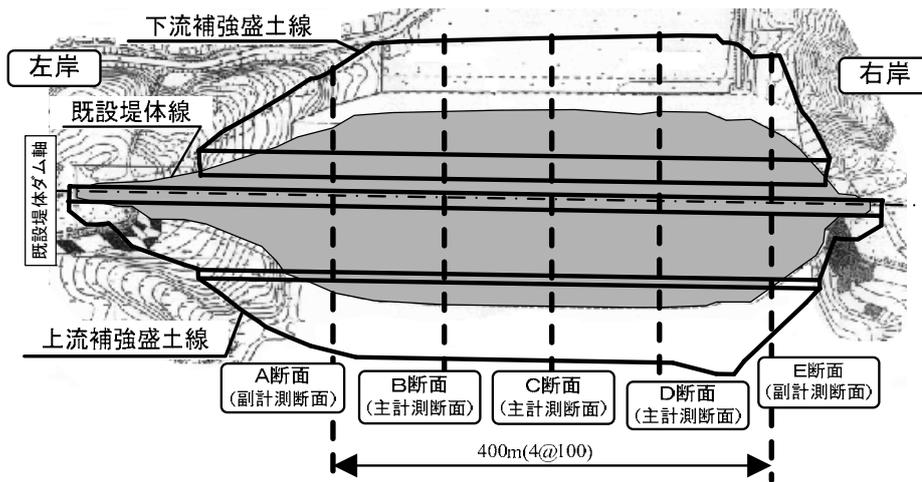


図-5.27 動態観測平面図

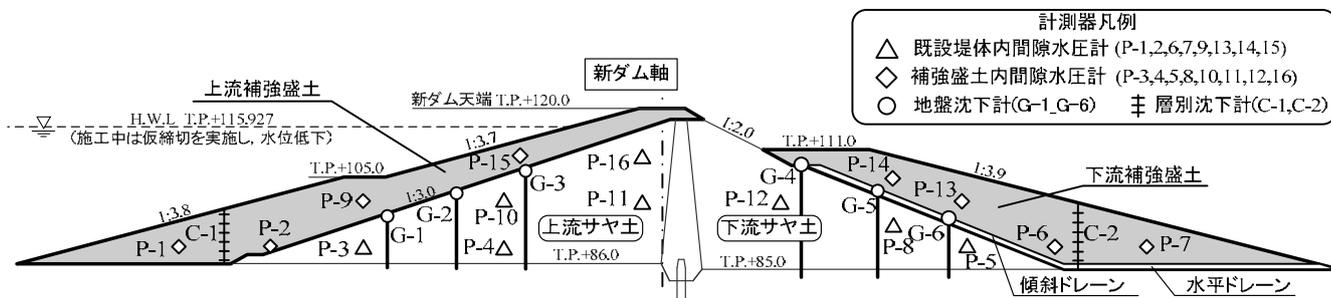


図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

表-5.13 動態観測計測器一覧

種別	設置箇所・数量			目的
	既設堤体	補強盛土	基礎地盤	
間隙水圧計	24	24	6	施工中は基礎地盤・既設堤体・補強盛土の間隙水圧を測定し、堤体安定性に関する判断資料とする。施工後は堤体内の浸潤線の位置を判断する基礎資料とする。
地盤沈下計	18	-	-	施工による既設堤体の沈下量を測定し、変形挙動を把握する。施工後、堤体の長期的変形挙動の把握する。
層別沈下計	-	6	-	補強盛土盛立時に設置し補強盛土の沈下挙動の把握する。施工後は堤体の長期的変形挙動の把握に活用する。
地中傾斜計	9	-	-	【図-5.28中表記なし】既設抑え盛土撤去時の既設堤体の水平変位量を測定する。
地下水位計	15	-	10	【図-5.28中表記なし】補強盛土盛立後に設置し、堤体内の浸潤線の位置を把握する。
地震計	1	3	-	【図-5.28中表記なし】補強盛土盛立後に設置する。

5.6.3 FEM 解析方法

(1) 解析断面と解析モデル

図-5.29 に示す二次元の FEM 解析断面は、主計測断面 (図-5.28 参照, C 断面) をモデル化して作成した。FEM 解析断面の下端部は変位拘束および非排水境界, 左右端部は鉛直ローラーおよび排水境界にモデル化した。また, 補強盛土表部および下流サヤ土と下流補強盛土の境界に位置する傾斜ドレーンおよび水平ドレーン (厚さ 0.5m, 透水係数 $k=1.0 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ 相当) も排水境界とした。なお, 解析領域は, 基礎地盤の剛性が既設堤体ならびに補強盛土に比べて大きく, 基礎地盤が解析結果に及ぼす影響は少ないと判断し, 図-5.29 に示す領域とした。

既設堤体と補強盛土は, 間隙水圧と変形の挙動を表現できる *Sekiguchi and Ohta*⁵⁻⁹⁾ による弾粘塑性体, 基礎地盤は弾性体として取り扱った。

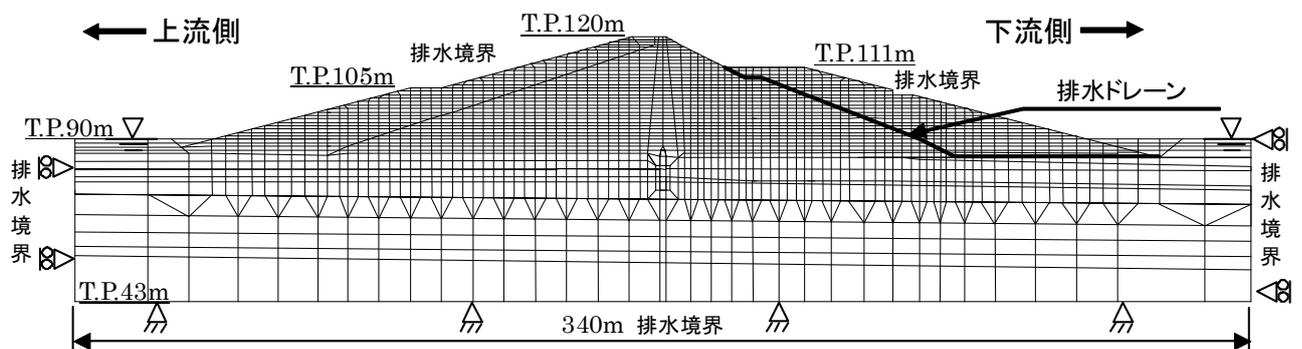


図-5.29 FEM 解析断面

(2) 解析入力パラメータ

既設堤体および補強盛土, 基礎地盤の解析入力パラメータを表-5.14 に示す。

既設堤体および補強盛土の解析入力パラメータは, 表-5.7 および表-5.9 に示した三軸圧縮試験 (CU_bar) および標準圧密試験, 透水試験などの結果に基づいて決定したが, ダイレイタンス係数 D や有効ポアソン比 ν' 等の比較的特殊な試験を要するパラメータは, 既往の文献⁵⁻¹²⁾ に示されている手法を用いて決定した。また, 初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 は, 既往の文献⁵⁻¹³⁾ に倣って決定した。

なお, 基礎地盤の解析入力パラメータは, N 値や粒度試験の結果から設定した。

表-5.14(1) 既設堤体および補強盛土の解析入力パラメータ

項目	単位	既設堤体			補強盛土
		上流サヤ土	心壁	下流サヤ土	
湿潤密度 ρ_t	g/cm ³	1.6	1.8	1.6	2.1
原位置初期間隙比 e_i	—	1.88	1.729	1.74	0.43
圧密降伏応力 σ'_{v0}	kPa	442	424	505	574
圧密指数 λ	—	0.283	0.089	0.332	0.151
膨潤指数 κ	—	0.017	0.009	0.022	0.013
二次圧縮指数 α	—	6.03E-03	3.58E-03	7.28E-03	1.88E-03
初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0	1/day	1.00E-07	1.00E-07	1.00E-07	1.00E-07
限界状態比 M	—	1.45	0.73	1.31	1.6
静止土圧係数 K_0	—	0.42	0.67	0.46	0.37
有効ポアソン比 ν'	—	0.3	0.4	0.3	0.27
ダイレイタンシー係数 D	—	6.52E-02	7.35E-02	8.63E-02	6.05E-02
透水係数 k	m/s	3.00E-08	3.00E-08	3.00E-08	5.20E-08

表-5.14(2) 基礎地盤の解析入力パラメータ

層名	飽和密度 g/cm ³	弾性係数 kPa	ポアソン比	透水係数 m/s
I _s 層 (砂層)	2.0	5.68E+04	0.4	1.00E-09
I _g -3層 (礫層)	2.0	5.68E+04	0.4	2.00E-08
I _c -2層 (粘土シルト層)	1.7	4.69E+04	0.4	1.00E-09
I _l 層 (火山灰)	1.7	4.69E+04	0.4	2.00E-08
Y _g -1層 (礫層)	2.0	1.40E+05	0.4	3.00E-06
Y _c -1層 (粘土シルト層)	1.6	5.44E+04	0.4	2.00E-08
Y _g -2層 (礫層)	2.0	2.35E+05	0.4	2.00E-08

(3) 既設堤体内残留水位とFEM解析での水位設定

堤体強化工事以前の常時満水位時(1990年)における既設堤体内水位と間隙水圧観測結果から推定した補強盛土盛立開始以前(貯水位完全低下15ヵ月経過後)の既設堤体内残留水位を図-5.30に示す。貯水位を完全に低下させてから15ヵ月経過した時点においても、既設堤体内水位は既設堤体表面から1~5m程度の深さに残留していた⁵⁻¹⁴⁾。また、5.4.2(3)で既述したようにRIコーン調査結果からも既設堤体全体で高い飽和度が維持されていることがわかった。これらのことから、FEM解析では既設堤体の全域が飽和していると仮定し、既設堤体表面に水位を設定した。

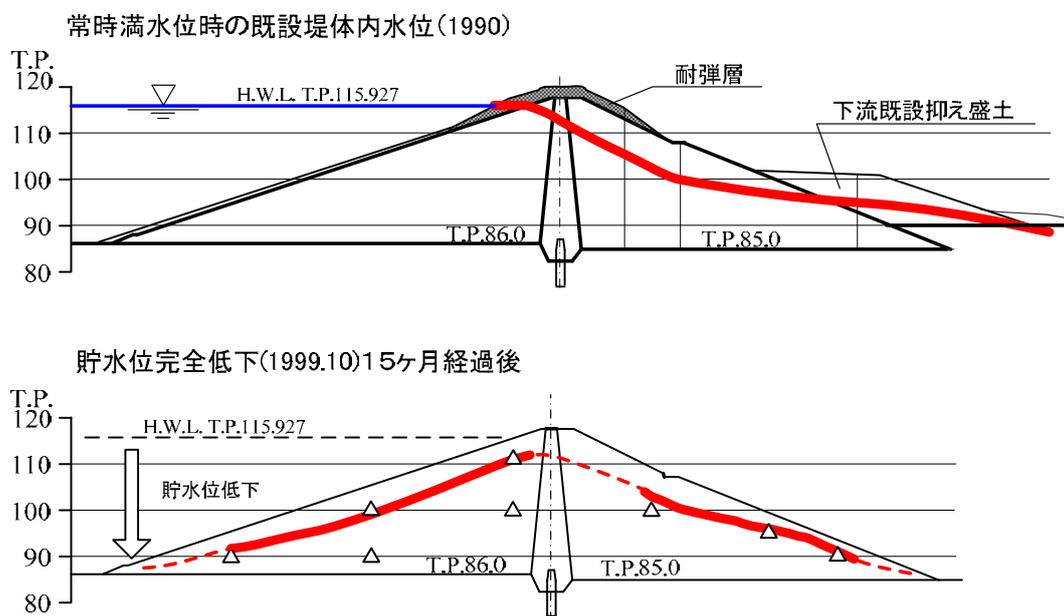


図-5.30 補強盛土盛立開始以前の既設堤体内残留水位

(4) 初期応力計算と補強盛土盛立のモデル化

既設堤体の初期鉛直有効応力は初期応力計算で求めた。また、補強盛土の盛立は、高さ1.0mの盛土要素を図-5.31に示す盛立計画に合わせて所定の位置に追加することで模擬した。なお、補強盛土の圧密降伏応力は 574kPa(表-5.14(1)参照)と、要素追加直後の有効上載圧に比べて大きく過圧密状態であった。

また、表-5.7に示したように締め固めた補強盛土材料は難透水性(透水係数 k は 10^{-6} cm/s オーダー)である。さらに、補強盛土材料 I-Ig材(表-5.6参照)の転圧試験結果である図-5.32に示すように、補強盛土材料は締め固め機械(10t級振動ローラ、写真-5.14参照)による転圧によって、飽和度 S_r が90%を超えることが確認された。(なお、表-5.7に示したように盛立面における全ての現場密度試験結果によると、転圧後の補強盛土の飽和度は平均94.6%であった。)

これらのことから、補強盛土要素も初期から完全に飽和していると仮定し、補強盛土盛立面と水位が常に一致するように設定した。この設定によって、補強盛土内の静水圧は盛立の進行と共に上昇することになる。

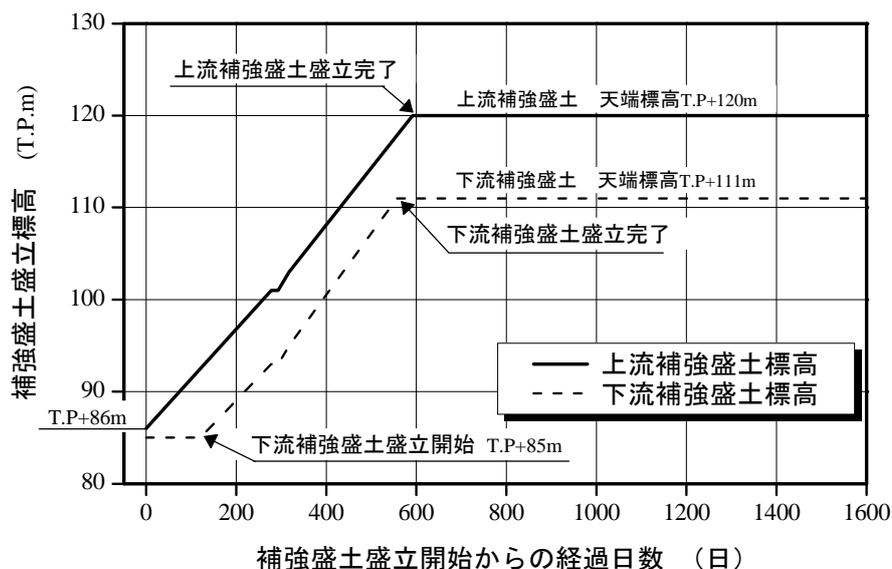


図-5.31 補強盛土盛立工程計画

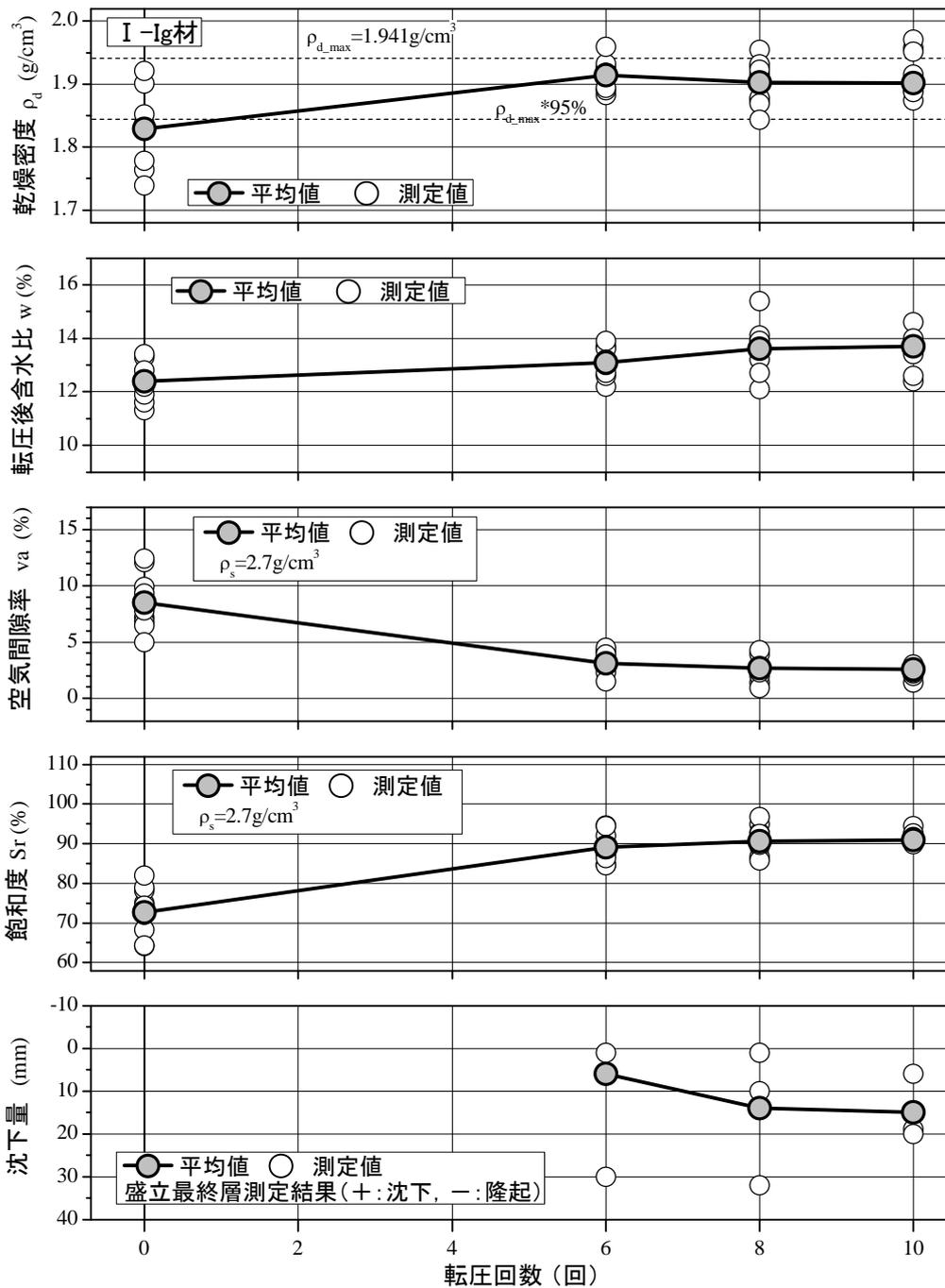
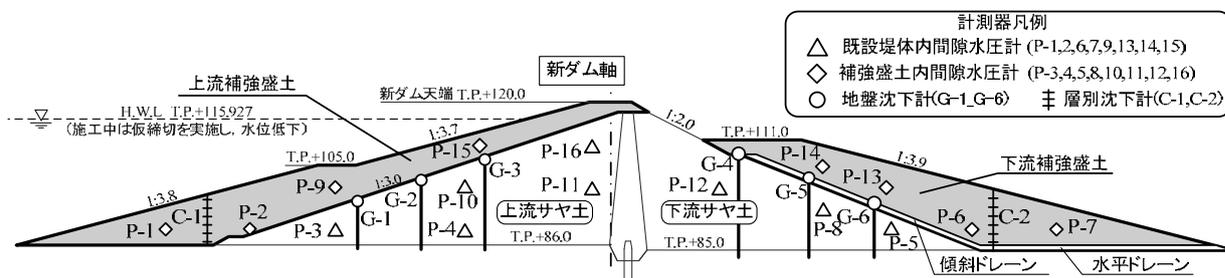


図-5.32 補強盛土材料 (I-Ig 材) の転圧試験結果
(転圧回数と締固めに関する諸特性値の関係)

5.6.4 FEM 解析結果

FEM 解析で得た間隙水圧予測結果および変形予測結果を以下に述べる。また、図-5.28 に示した動態観測設置断面図を再掲する。



(再掲)図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

(1) 間隙水圧予測結果

FEM 解析で得られた間隙水圧計設置位置(図-5.28 参照)における既設堤体の間隙水圧 u の予測結果例の図-5.33 に、補強盛土の間隙水圧 u の予測結果例を図-5.34 に示す。図-5.33, 図-5.34 中には、補強盛土盛立完了時(約 600 日目)の間隙水圧発生率 K の予測値を併記した。図-5.33 に示す既設堤体の間隙水圧 u は、既設堤体表面に設定した水位に相当する初期静水圧 u_0 と補強盛土盛立に伴う水位上昇分に相当する静水圧増分 Δu_0 、解析的に求めた過剰間隙水圧 Δu の総和である。同様に、図-5.34 に示す補強盛土の間隙水圧 u は、補強盛土盛立に伴って上昇する水位に相当する静水圧増分 Δu_0 と解析的に求めた過剰間隙水圧 Δu の和である。

間隙水圧 u のうち過剰間隙水圧 Δu が占める割合 $\Delta u/u$ は、過剰間隙水圧 Δu が最大となる時点でも既設堤体で 5~17%、補強盛土で 3~20% であることから、既設堤体および補強盛土の間隙水圧 u の変動は、補強盛土盛立による静水圧増分 Δu_0 が支配的であることがわかった。また、補強盛土盛立完了 1 年後(補強盛土盛立開始から 960 日後)の過剰間隙水圧残留率 $\Delta u/\Delta u_{max}$ は、既設堤体および補強盛土ともに 1% 程度であり、補強盛土盛立によって発生した過剰間隙水圧 Δu は盛立完了から 1 年以内にほとんど消散するとの結果が得られた。

なお、今回の FEM 解析では既設堤体および補強盛土の全域を飽和と仮定しており、既設堤体および補強盛土の間隙水圧 u は安全側の結果であると判断した。つまり、FEM 解析で得られた間隙水圧 u は発生上限値に位置付けられると考え、実施工時の間隙水圧 u は FEM 解析結果を下回るものと予想した。

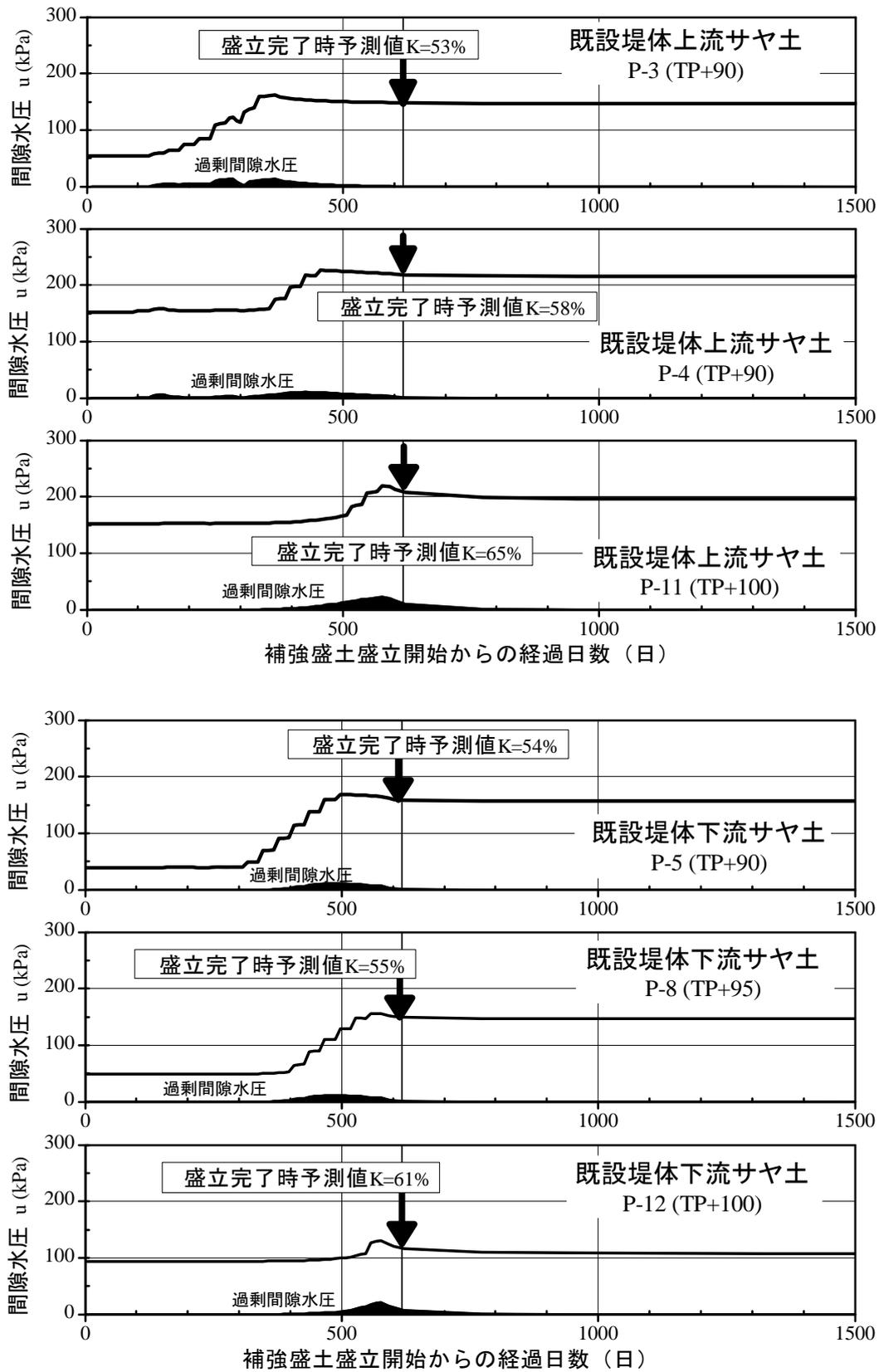


図-5.33 既設堤体の間隙水圧予測結果例

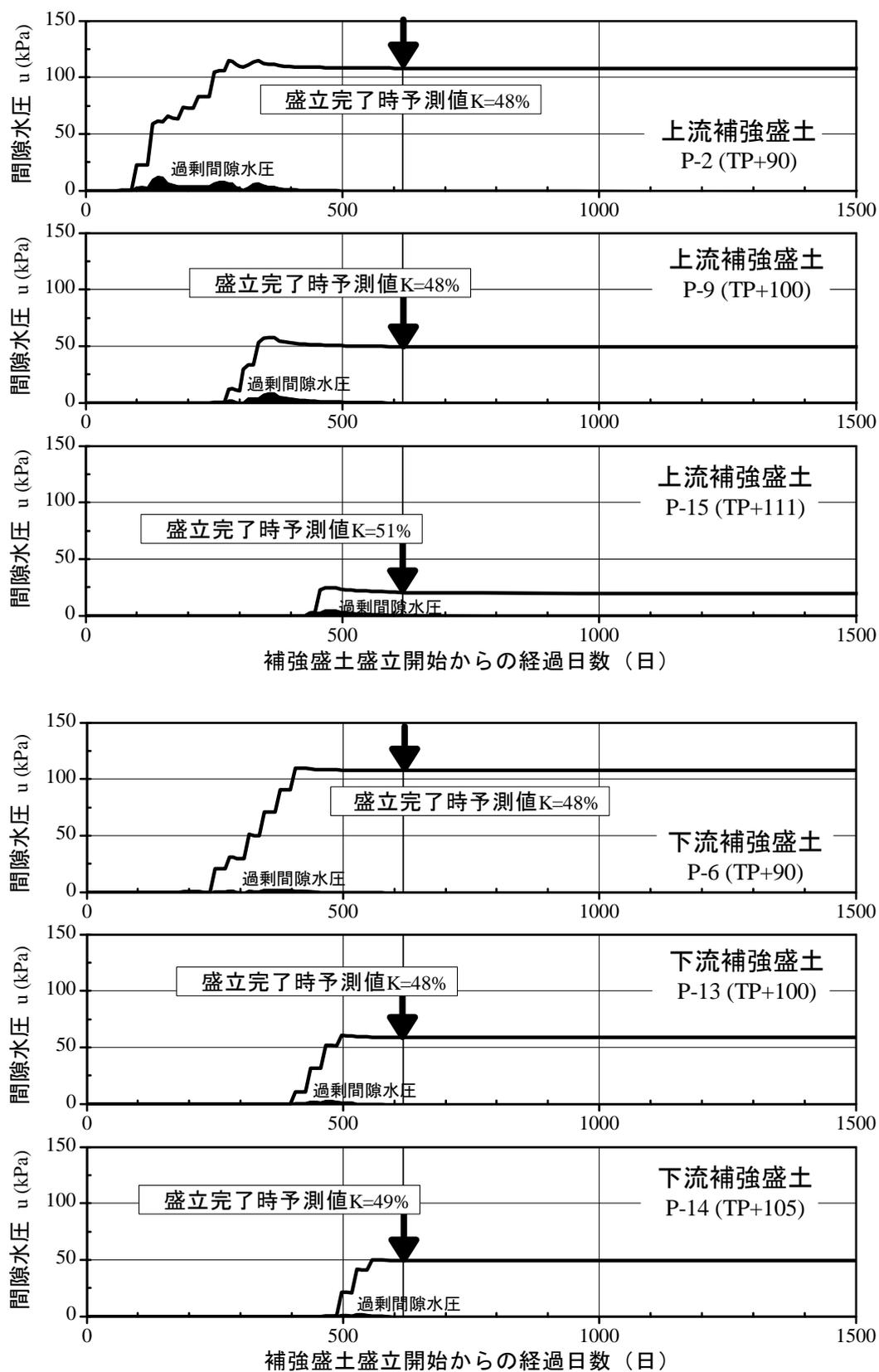


図-5.34 補強盛土の間隙水圧予測結果例

(2) 既設堤体および補強盛土の安定性予測結果

FEM 挙動予測解析で補強盛土盛立完了時の間隙水圧発生率 K を求めた結果、既設堤体が 53～65%、補強盛土が 48～51%となり、既設堤体の一部で管理基準値(60%)を僅かに超過するとの結果が得られた。管理基準値を超過したのは、上流サヤ土で P-16($K=65\%$)と P-11($K=65\%$)、下流サヤ土で P-12($K=61\%$)である。

各部位毎にそれぞれ求めた間隙水圧発生率 K の平均値を表-5.15 に示す。これに示すように、各部位の間隙水圧発生率 K の平均値は、管理基準値(60%)を下回る結果となった。このことから、図-5.31 に示す補強盛土盛立計画に沿っても、既設堤体ならびに補強盛土の安定性が極端に低下することはないと判断し、補強盛土盛立を開始することとした。なお、補強盛土盛立中にも図-5.14 に示した情報化施工管理フローに従って、動態観測結果を反映した FEM 解析を行い、将来の既設堤体と補強盛土の安定性を確認する予測管理を行うこととした。

表-5.15 各部位毎の間隙水圧発生率の平均値

部位	上流側		下流側	
	上流補強盛土	既設堤体 上流サヤ土	下流補強盛土	既設堤体 下流サヤ土
間隙水圧発生率 K の平均値 (%)	48.5	59.7	47.9	56.4
管理基準値 (%)	60	60	60	60

(3) 鉛直変位予測結果の施工計画への反映

FEM 解析で得られた補強盛土盛立完了時の堤体変形断面図を図-5.35 に示す。既設堤体の沈下による増加土量は図-5.35 のような堤体変形断面図をダム軸方向 20m 毎に作成して、図-5.36 に示すような平均断面法で算出した。算出した既設堤体沈下土量は約 10,000m³ となり、これによって補強盛土土量も増加することになる。このため、図-5.9 に示した施工フローと土量変化率やロス率などを考慮して、当初計画の材料採取土量を約 20,000m³ 増加することとした。

また、上流補強盛土および下流補強盛土の層別沈下計位置の沈下量は図-5.35 に示す補強盛土表部で 30～45mm との結果が得られた。その他の図-5.35 に示す補強盛土表部の沈下量も既設堤体の沈下の影響を無視すれば 5～20mm となった。さらに、補強盛土盛立完了時の補強盛土内の過剰間隙水圧残留率 $\Delta u/\Delta u_{max}$ は上流補強盛土で 8%程度、下流補強盛土ではほぼ 0%であり、補強盛土の沈下はほぼ収束すると判断した。以上のことから、補強盛土の施工余盛量は施工誤差を考慮して 50mm に設定した。

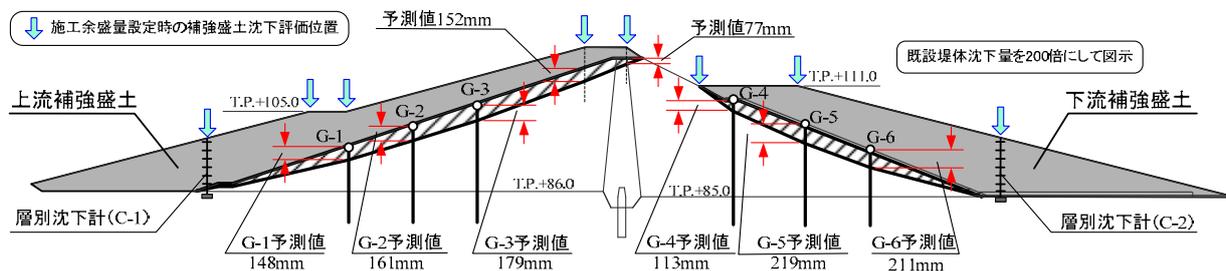


図-5.35 補強盛土盛立完了時の堤体変形断面図(FEM 解析結果)

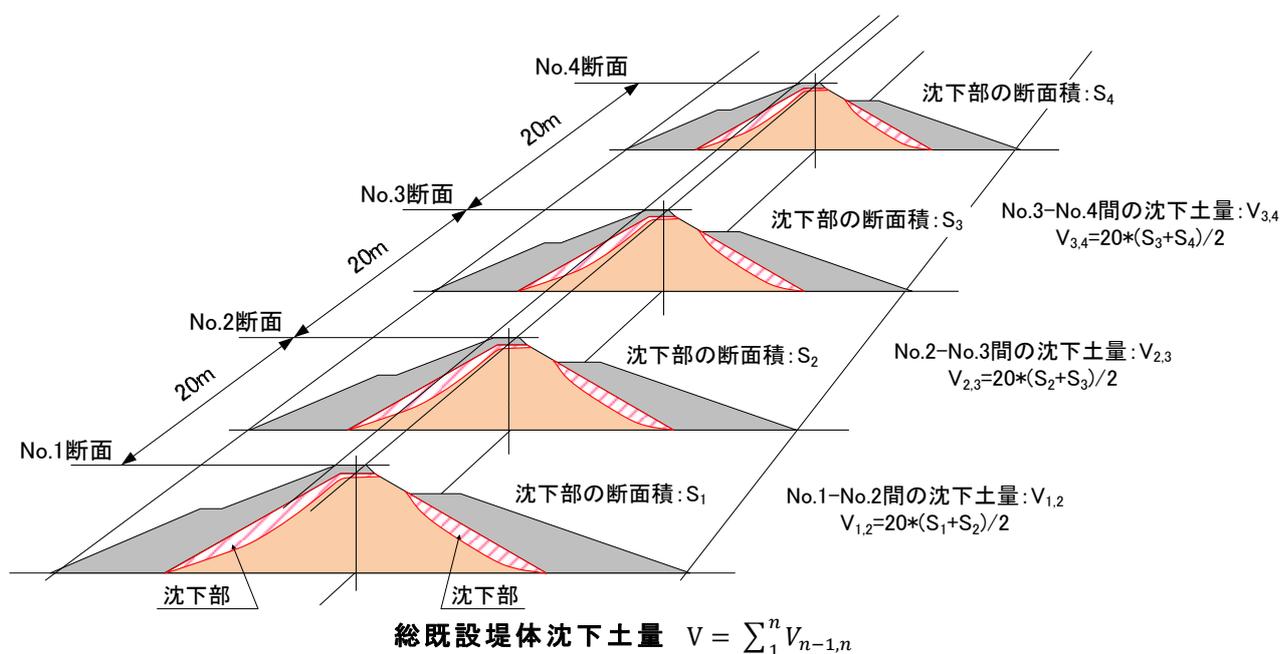


図-5.36 平均断面法による既設堤体沈下土量算出方法模式図

5.7 補強盛土盛立中の動態観測結果

補強盛土盛立は2000年2月に開始した。補強盛土盛立状況を写真-5.9～写真-5.13に示す。補強盛土盛立には、敷均し機械に21t級ブルドーザ(湿地型)、締固め機械に10t級振動ローラー(6回転圧、仕上り厚さ20cm/層)を使用した。補強盛土材料は、既述したように貯水池内から採取した粘土まじり砂礫に、クラッシュラン C-40 を混合した材料(5.1.5 参照)を使用した。

補強盛土盛立は図-5.37に示すように順調に進捗し、2001年11月末に約22ヶ月間で完了した(盛立土量約98万 m^3)。補強盛土盛立中にも、図-5.14に示した情報化施工管理フローに従って、各時点における最新の動態観測結果のうち間隙水圧および沈下観測結果を反映させたFEM解析を行い、補強盛土盛立完了時の既設堤体、補強盛土の堤体安定性予測(間隙水圧発生率 K の予測)を3回実施したが、いずれも管理基準値(60%)を超過する結果は得られなかった。

本節では、補強盛土盛立時の既設堤体および補強盛土の動態観測結果、堤体安定性評価結果と事前に実施したFEM解析の予測精度について論ずる。



写真-5.9 上流側既設堤体全景(2000年1月, 著者撮影)



写真-5.10 下流側既設堤体全景(2000年2月, 著者撮影)



写真-5.11 補強盛土盛立状況(上流側, 2000年10月, 著者撮影)



写真-5.12 下流水平ドレーン施工状況(2000年7月, 著者撮影)



写真-5.13 補強盛土敷き均し状況(下流側, 2001年2月, 著者撮影)



写真-5.14 補強盛土転圧状況(上流, 2001年2月, 著者撮影)

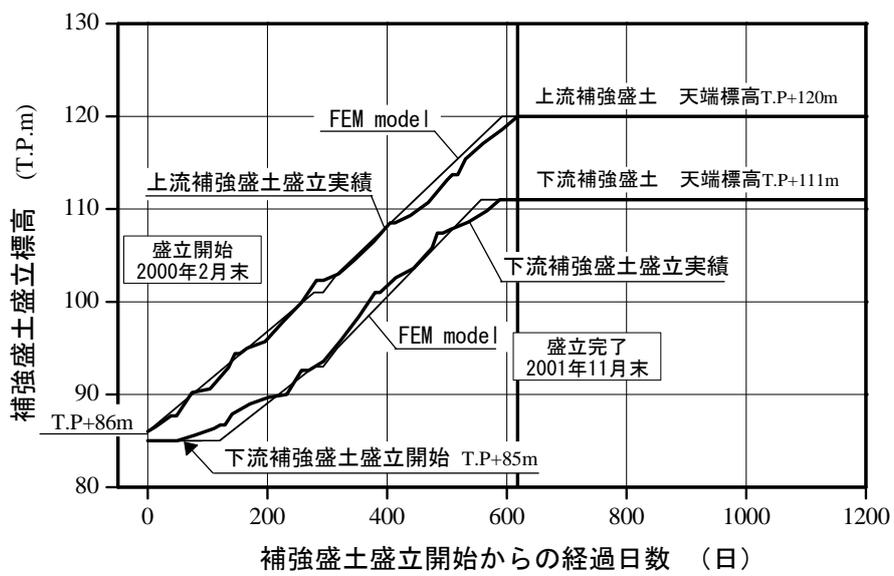


図-5.37 補強盛土盛立実績

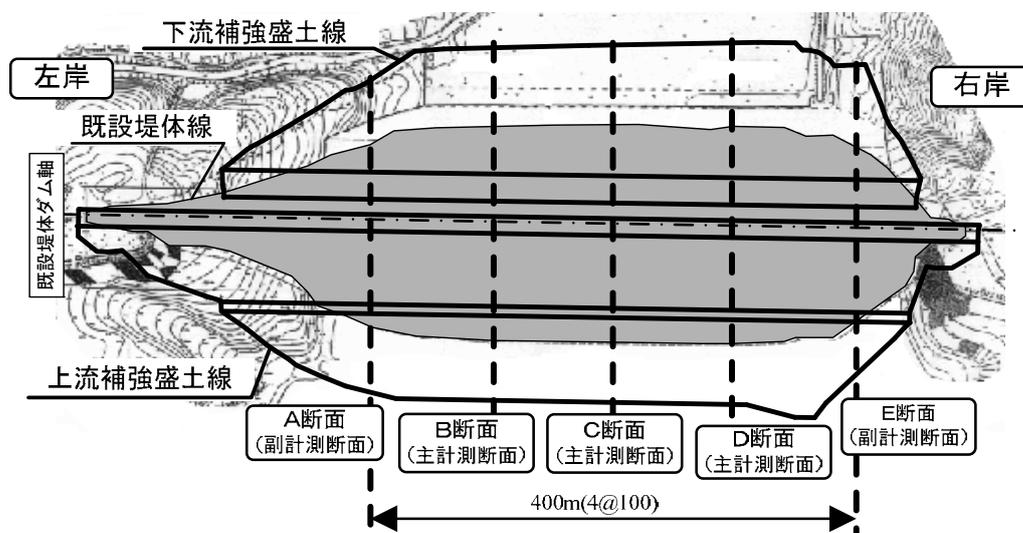
5.7.1 間隙水圧観測結果

(1) 既設堤体の間隙水圧観測結果

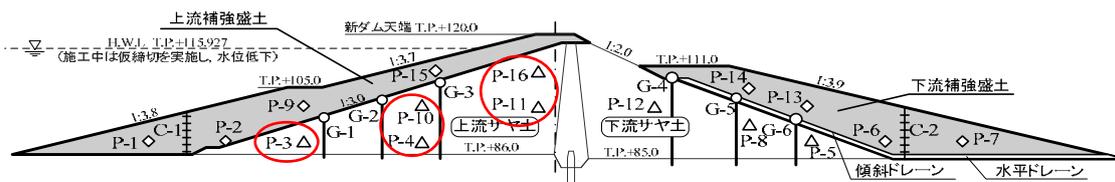
a) 間隙水圧の経時変化

C断面(図-5.27参照)における既設堤体上流サヤ土および下流サヤ土の間隙水圧観測結果を図-5.38, 図-5.39に示す。図-5.38, 図-5.39中には, 事前に実施したFEM予測解析結果ならびに各間隙水圧計設置位置直上部の補強盛土盛立標高の推移も併せて示した。

図-5.38によると, 上流サヤ土の間隙水圧 u は補強盛土盛立に伴って上昇していることがわかる。一方, 図-5.39によると, 下流サヤ土のうち傾斜ドレーンに近い P-5, P-8 (図-5.28参照)は, 直上部で補強盛土盛立を実施しても間隙水圧 u の上昇は僅かであるが, 傾斜ドレーンから離れている P-12は補強盛土盛立に伴って間隙水圧 u が上昇している。このことから, 下流サヤ土の間隙水圧 u に傾斜ドレーンの影響が表れているといえる。なお, 上流サヤ土および下流サヤ土ともに, 直上部での補強盛土盛立が完了した後はほぼ一定値に収束している。



(再掲)図-5.27 動態観測平面図



(再掲)図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

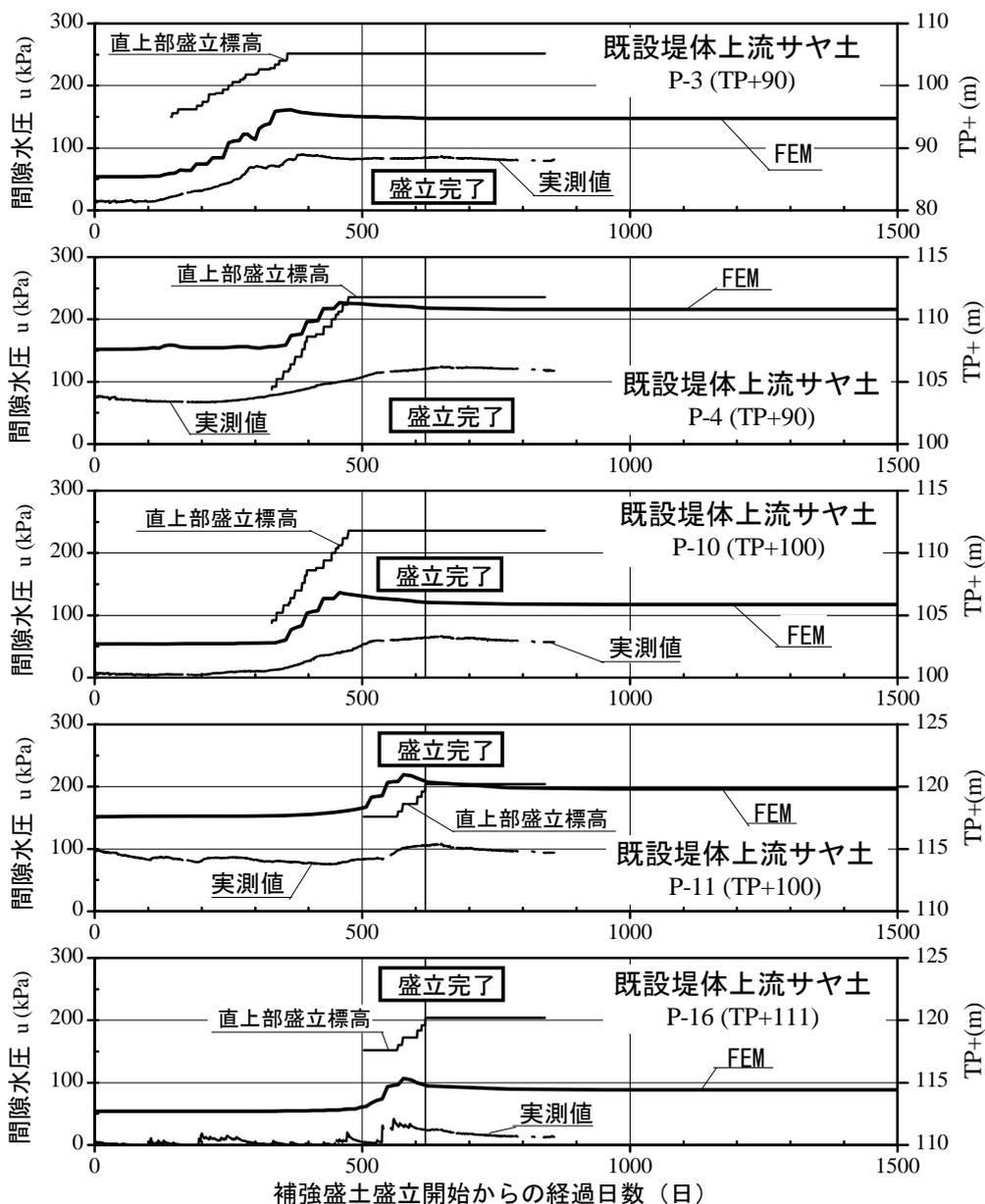
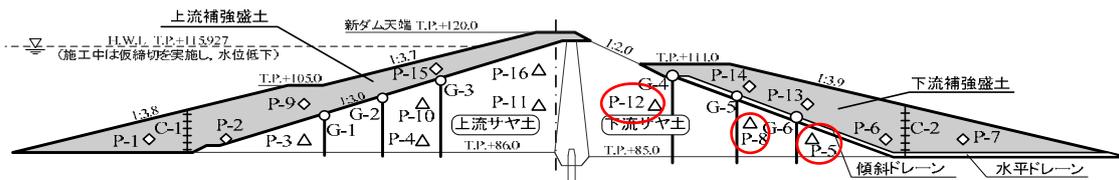


図-5.38 上流サヤ土の間隙水圧観測結果(C断面)



(再掲) 図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

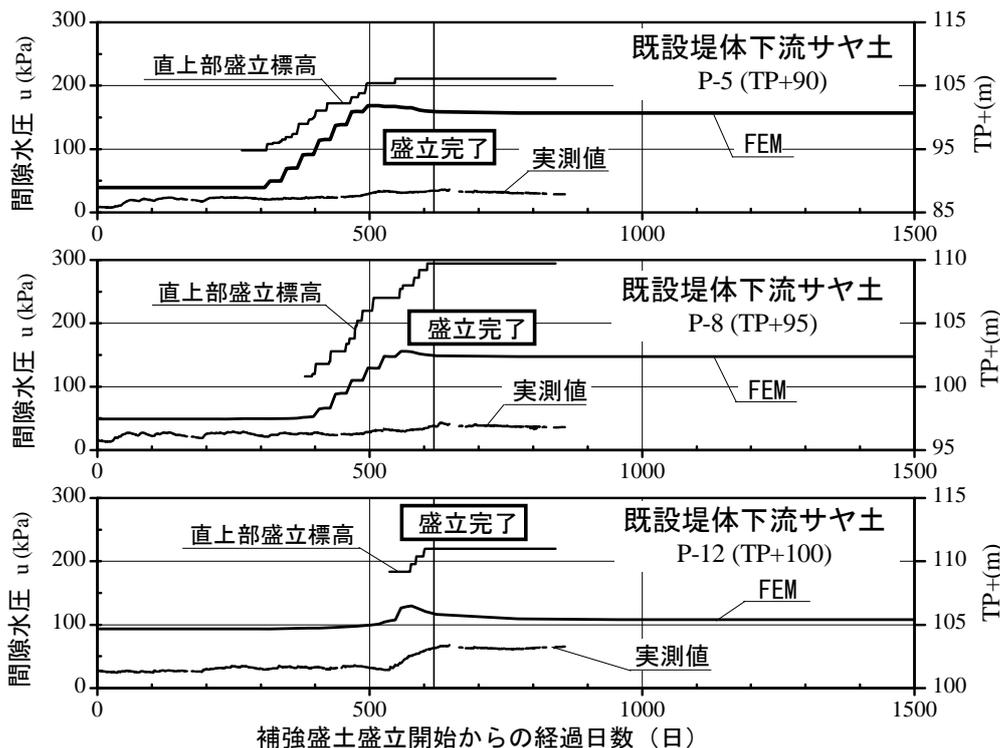


図-5.39 下流サヤ土の間隙水圧観測結果(C断面)

b) 間隙水圧の予測値と観測結果の比較

補強盛土盛立完了時における間隙水圧予測値(FEM 予測値)と間隙水圧観測結果を比較すると、上流サヤ土および下流サヤ土の間隙水圧観測結果は、FEM 予測値よりも小さな値となった。この差異は、FEM 解析で既設堤体内水位(初期静水圧 u_0)を既設堤体表面に設定し、既設堤体の間隙水圧 u を安全側に予測したためと考えられる。そこで、補強盛土盛立開始時の既設堤体内水位に図-5.40 に示すような差異があったことに着目し、FEM 予測値から既設堤体内水位の差異に相当する水頭(初期静水圧の差分)を減ずる補正を行った。間隙水圧予測値の補正式を(5.3)式に示す。

$$u_{FEM}' = u_{FEM} - \Delta h_w * \rho_w \tag{5.3}$$

ここに、 u_{FEM}' : 補正 FEM 予測値 (kPa)

Δh_w : 設定した既設堤体水位の差 (m)

ρ_w : 水の密度

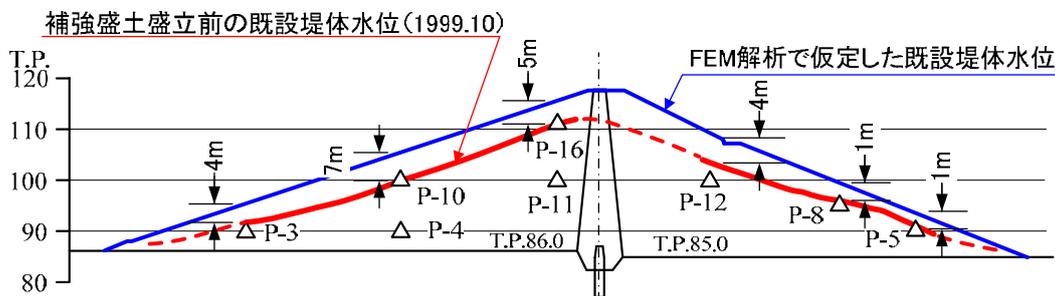


図-5.40 FEM 解析と既設堤体水位観測結果の差異

補強盛土盛立完了時の間隙水圧観測結果 u_{meas} と FEM 予測値 u_{FEM} の比較を図-5.41 に示す。図-5.41 によると、FEM 解析でシミュレートした補強盛土盛立と補強盛土盛立実績に若干差異があること(図-5.38 参照)などを考慮すると、既設堤体内水位の差異を補正した FEM 予測値 u_{FEM}' は間隙水圧観測結果 u_{meas} と比較的一致しているといえる。このことは、FEM 解析において既設堤体内の初期水位(初期静水圧 u_0)の設定が非常に重要であったことを示唆している。しかし、傾斜ドレーンの近傍に位置する P-5、P-8 の FEM 予測値 u_{FEM} は、既設堤体内水位の差異を補正しても、間隙水圧観測結果 u_{meas} よりも 3 倍程度大きな値となった。これには間隙水圧の消散速度が影響していると考え、FEM 解析におけるドレーンの透水係数を変化させるなどの工夫を行ったが、間隙水圧観測結果 u_{meas} と一致させることはできなかった。このように、ドレーン近傍の間隙水圧挙動の予測精度向上については今後の課題と考えている。

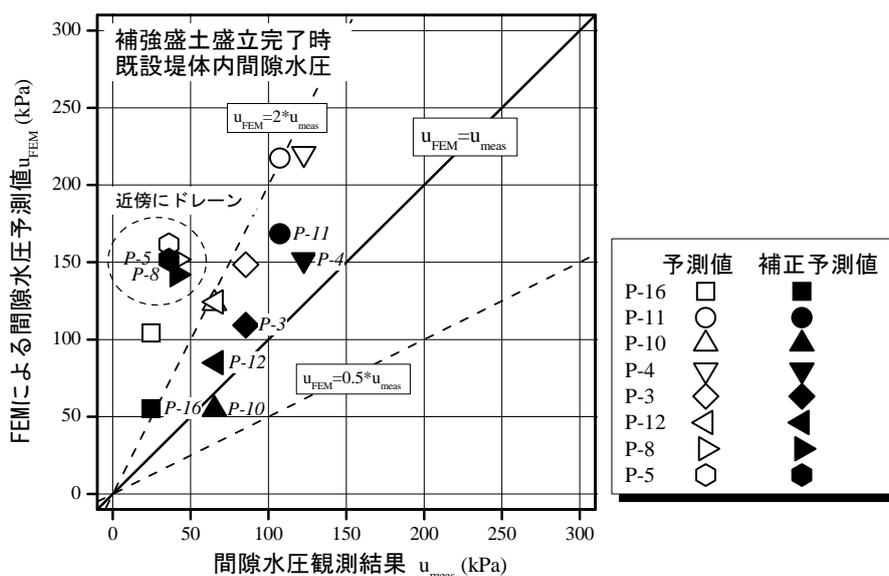


図-5.41 間隙水圧観測結果とFEM 予測値の比較(既設堤体)

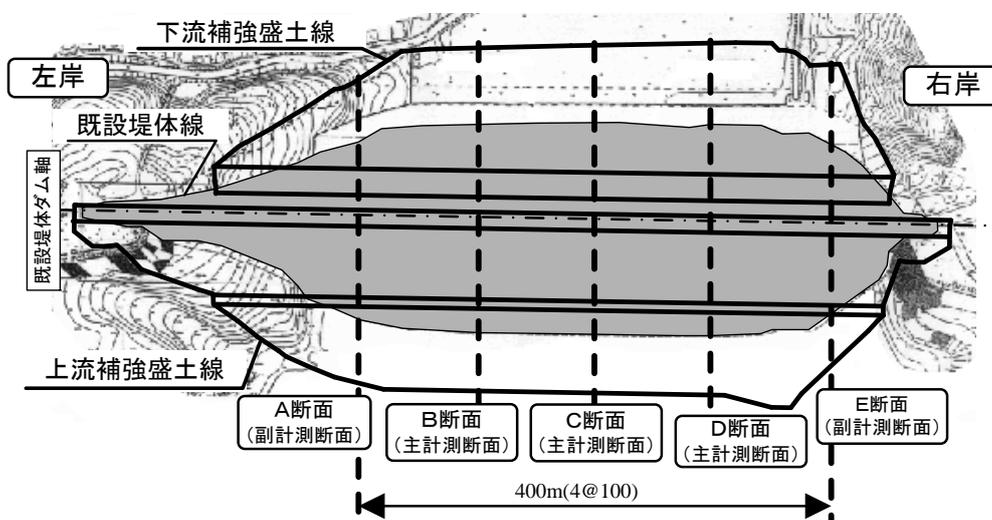
(2) 補強盛土の間隙水圧観測結果

a) 間隙水圧の経時変化

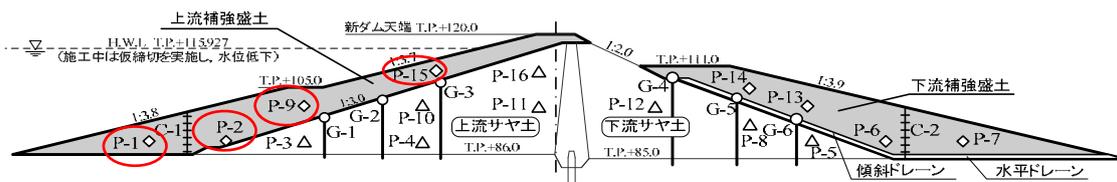
C断面(図-5.27 参照)における上流補強盛土および下流補強盛土の間隙水圧観測結果を図-5.42, 図-5.43に示す。図-5.42, 図-5.43中には, 事前に実施したFEM解析結果ならびに各間隙水圧計設置位置直上部の補強盛土盛立標高の推移も併せて示した。

図-5.42, 図-5.43によると, 補強盛土内の間隙水圧 u は間隙水圧計設置直後に急激に上昇している。これには, 転圧中の重機などによる破損の防止を目的とした図-5.44に示す補強盛土内への間隙水圧計の設置方法が影響していると考えられる。補強盛土内の間隙水圧計は, 設置標高よりも0.6m程度先行して補強盛土を盛り立てた後, トレンチを掘削して設置している。このため, 間隙水圧計設置部分だけは瞬間的に0.6m程度盛り立てた状態となり, 間隙水圧が急激に上昇する観測結果が得られたと考えられる。

また, 上流補強盛土と下流補強盛土を比較すると, 直上部での盛立完了後の間隙水圧 u の消散速度に差異が見られる。これは, 下流側の傾斜ドレーンおよび水平ドレーン(図-5.28 参照)の影響と考えられる。



(再掲)図-5.27 動態観測平面図



(再掲)図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

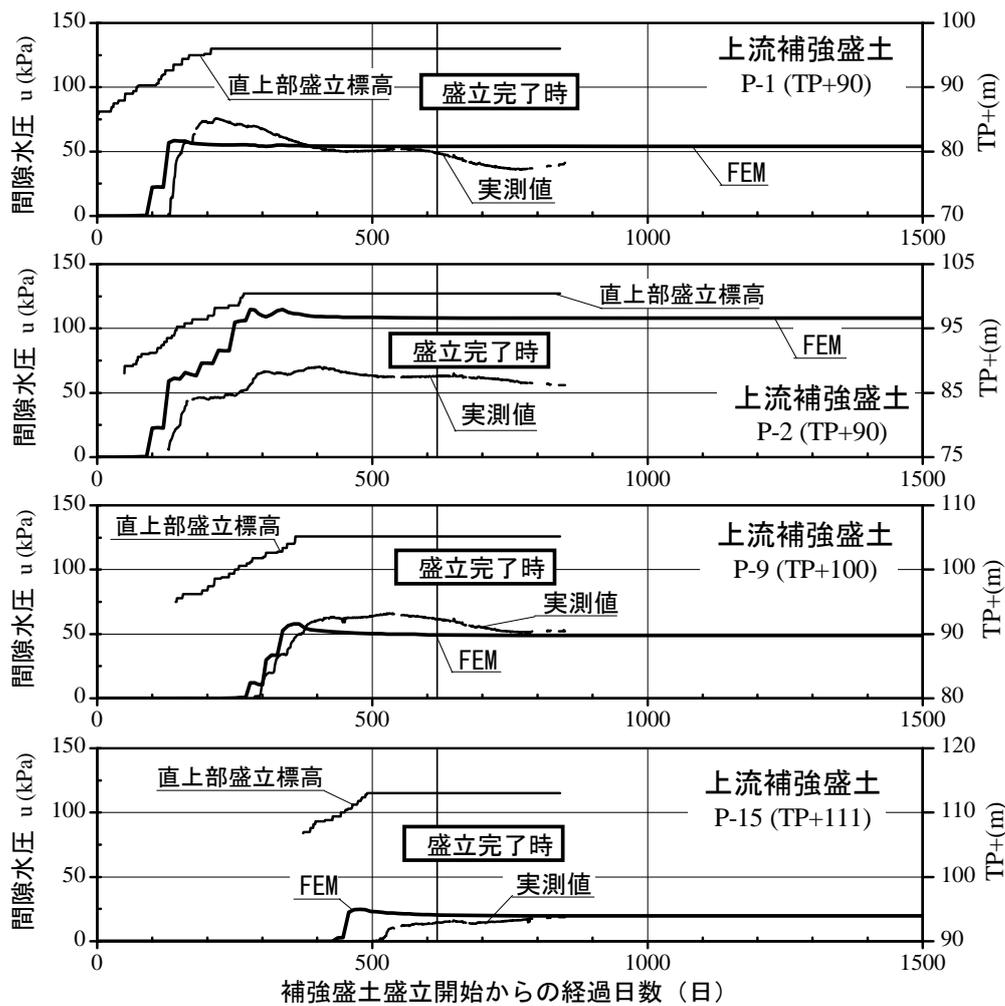
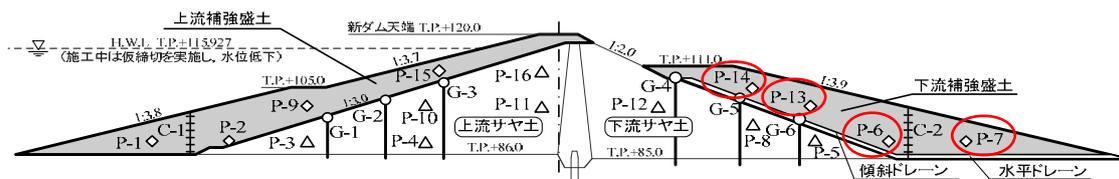


図-5.42 上流補強盛土の間隙水圧観測結果(C断面)



(再掲)図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

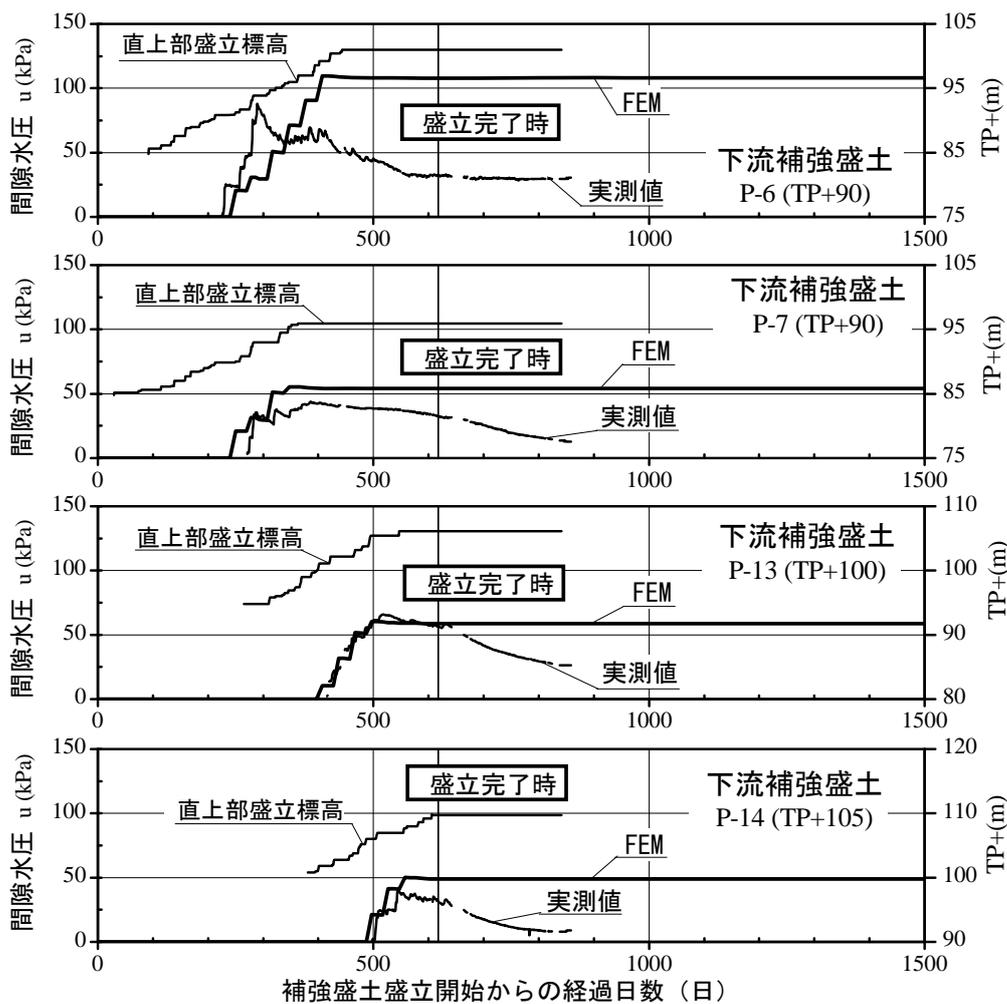


図-5.43 下流補強盛土の間隙水圧観測結果(C断面)

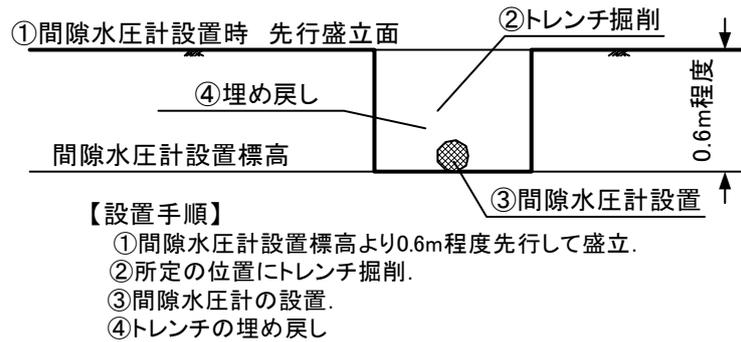


図-5.44 補強盛土内への間隙水圧計設置方法

b) 間隙水圧の予測値と観測結果の比較

補強盛土盛立完了時の間隙水圧観測結果 u_{meas} と FEM 予測値 u_{FEM} の比較を図-5.45 に示す。図-5.45 に示すように、FEM 解析でシミュレートした補強盛土盛立と補強盛土盛立実績に若干差異があること(図-5.37 参照)などを考慮すると、FEM 予測値 u_{FEM} は、間隙水圧観測結果 u_{meas} と比較的一致しているといえる。

しかし、ドレーンに近い P-6 は FEM 予測値 u_{FEM} は間隙水圧観測結果 u_{meas} よりも 3 倍程度大きな値となっており、既設堤体内の間隙水圧 u と同様な結果(5.7.1(1)b)参照)となった。これには既設堤体内の間隙水圧の場合と同様に、間隙水圧の消散速度が影響していると考え、FEM 解析におけるドレーンの透水係数を変化させるなどの工夫を行ったが、間隙水圧観測結果 u_{meas} と一致させることはできなかった。このように、ドレーン近傍の間隙水圧挙動の予測については今後の課題と考えている。

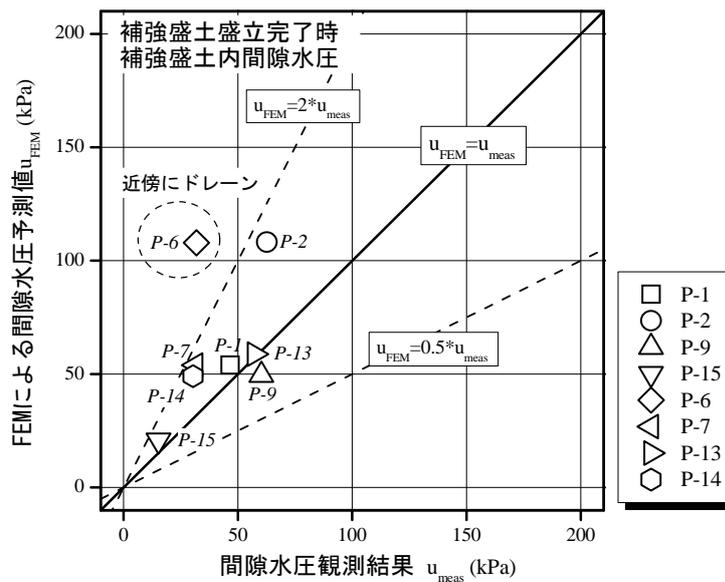
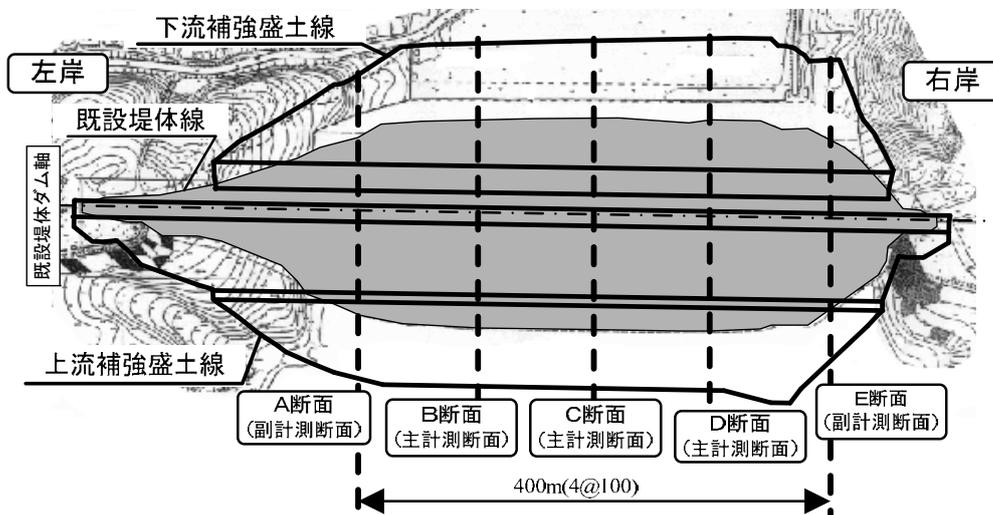


図-5.45 間隙水圧観測結果とFEM 予測値の比較(既設堤体)

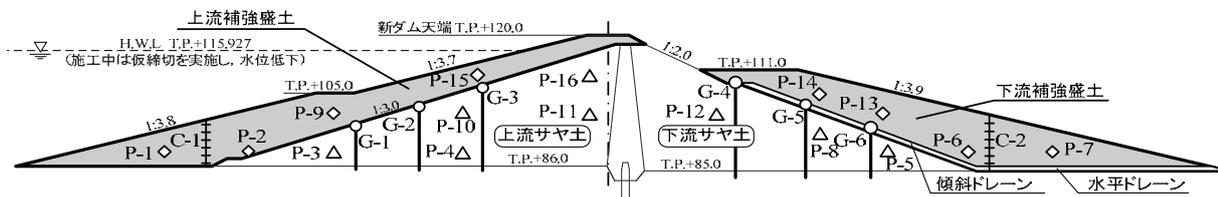
(3) 既設堤体および補強盛土の間隙水圧発生率

補強盛土盛立完了時の既設堤体および補強盛土の全鉛直応力 σ_v と間隙水圧 u の関係を図-5.46, 図-5.47 に示す。なお, 図-5.46, 図-5.47 中には, 主計測断面(図-5.27 参照, B, C, D 断面)で得た全観測結果(48 データ)を図示した。

図-5.46, 図-5.47 によると, 補強盛土盛立完了時の間隙水圧 u は, 既設堤体および補強盛土ともに全鉛直応力 σ_v の 60% 以下となった。また, 上流サヤ土および上流補強盛土では全鉛直応力 σ_v と間隙水圧 u が比較的線形的な関係を示しているが, 下流サヤ土および下流補強盛土では同様な関係は認められない。特に, ドレーン近傍(図-5.28 参照)に位置している P-5, P-8, P-6 の間隙水圧 u は全鉛直応力 σ_v の 30% 以下となっており, ドレーンが間隙水圧の消散に寄与したことがわかる。



(再掲) 図-5.27 動態観測平面図



(再掲) 図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

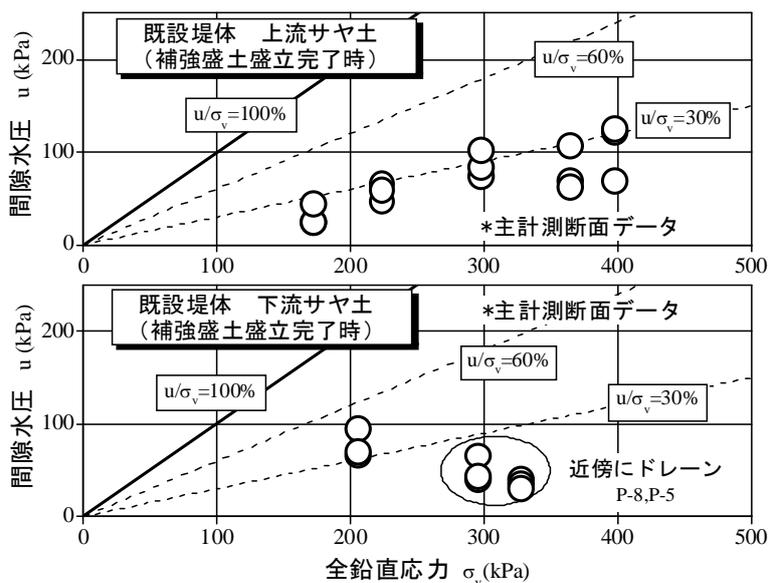


図-5.46 既設堤体の全鉛直応力と間隙水圧の関係

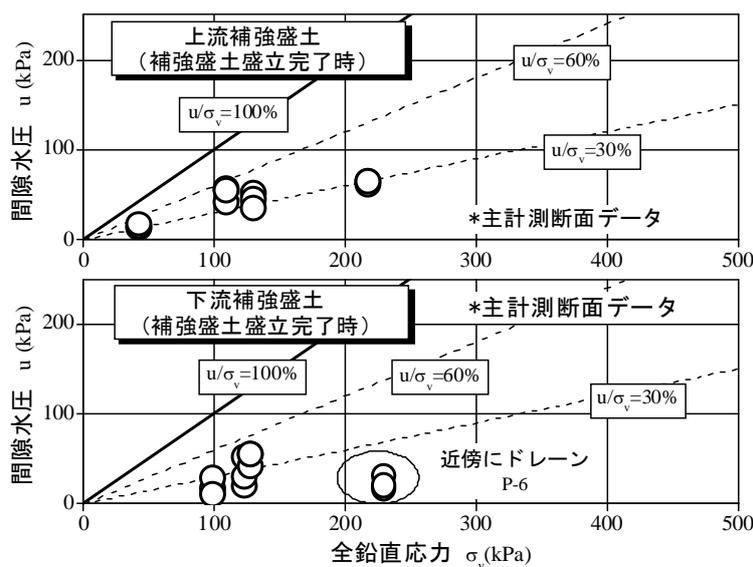


図-5.47 補強盛土の全鉛直応力と間隙水圧の関係

(4) 既設堤体および補強盛土の安定性評価と予測精度に関する考察

既設堤体および補強盛土の間隙水圧観測結果から各部位毎の間隙水圧発生率の平均値を算出し、図-5.48 に示すように間隙水圧発生率 K と最小すべり安全率 F_s の関係図にプロットした。図-5.48 には、事前に実施した FEM 解析による間隙水圧発生率 K の予測値、および補強盛土盛立中に行った間隙水圧発生率 K の再評価結果(間隙水圧および沈下観測結果に合うように入力パラメータを変化させた FEM 解析を行い、改めて間隙水圧発生 K を予測した結果)も併せて図示した。

図-5.48 に示すように、盛立完了時の既設堤体および補強盛土の間隙水圧発生率 K は管理基準値(既設堤体 60%, 補強盛土 60%)を下回ったことから、既設堤体ならびに補強盛土の安定性は確保できたと判断できる。なお、図-5.48 中の動態観測結果から求めた間隙水圧発生率 K と FEM 解析で算出した予測値には差異が見られるが、これは既述したように、FEM 解析では安全側の条件として既設堤体内水位を既設堤体表面に設定したため(図-5.40 参照)である。

今回の施工管理は堤体の安定性を対象にしており、今回のように施工管理上は安全側の判断が必要である。一方で、過剰に安全側の判断をした可能性もあり、今後の同種工事においては既設堤体内水位の詳細な調査が重要であり、このことが FEM 解析の予測精度向上に繋がるものとする。

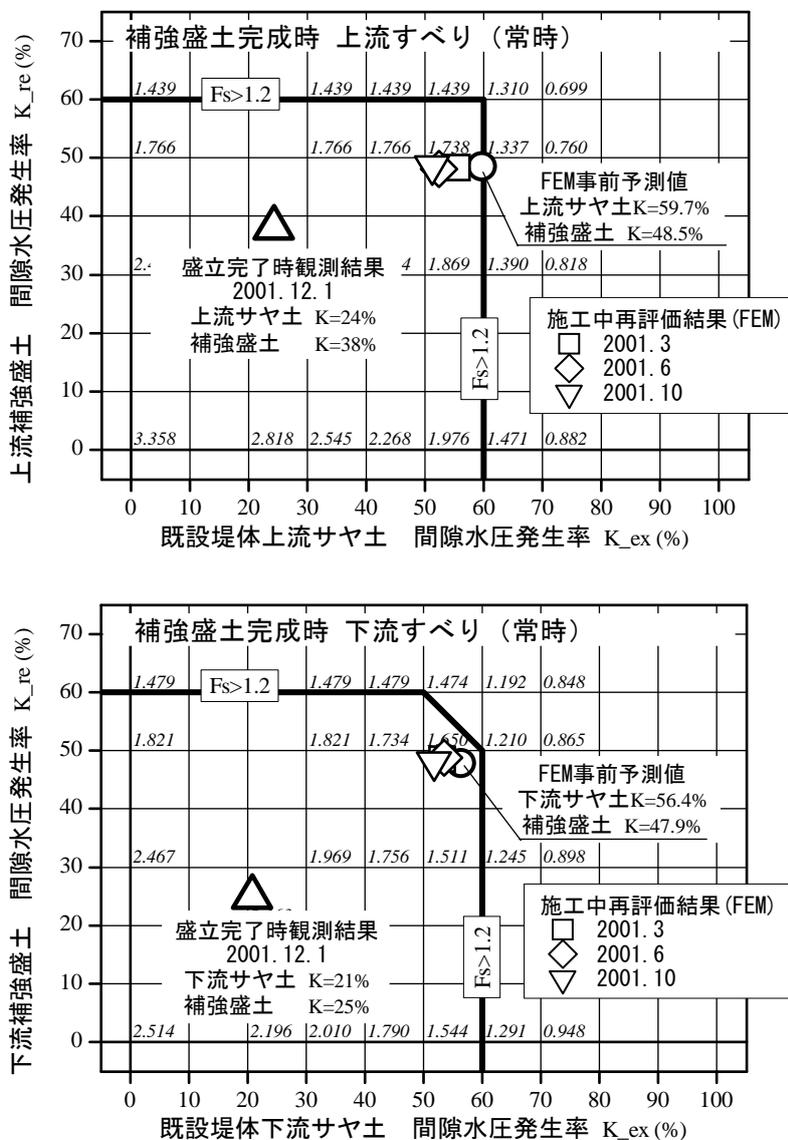


図-5.48 補強盛土盛立完了時の堤体安定性評価結果(常時)

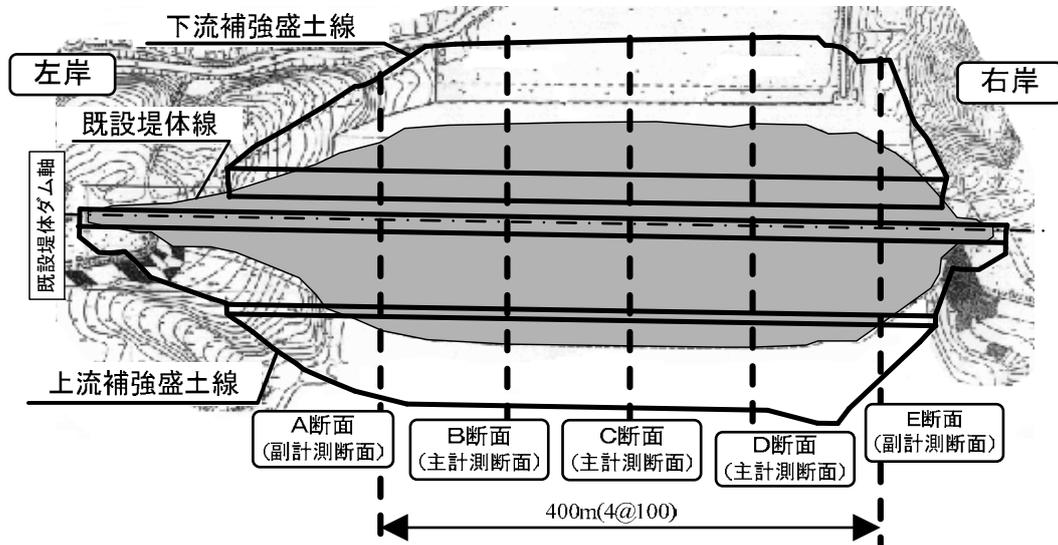
5.7.2 既設堤体の沈下観測結果と圧密特性の検討

(1) 既設堤体の沈下観測結果

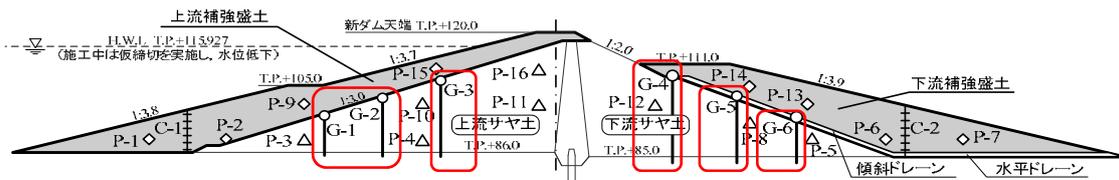
C断面(図-5.27 参照)における上流サヤ土ならびに下流サヤ土の沈下観測結果を図-5.49に示す。図-5.49には、事前実施したFEM解析結果ならびに各沈下計設置位置直上部での補強盛土盛立標高の推移も併せて示した。

図-5.49によると、沈下計直上部で補強盛土盛立を実施すると沈下が発生しており、補強盛土盛立完了時の沈下量 S は上流サヤ土で100~150mm、下流サヤ土で100~200mmとなっている。また、各沈下計直上部での盛立完了後も沈下量 S は増加している。これは、補強盛土盛立位置が盛立の進捗に伴って徐々にダム軸方向に移動するため、沈下計直上部での盛立完了後も沈下計設置部に斜め上方から偏荷重が作用するためと考えられる。さらに、補強盛土盛立完了(2001年11月末)後も沈下量 S は増加しており、既設堤体の間隙水圧観測結果(図-5.38, 図-5.39 参照)では間隙水圧の消散傾向は明確ではないものの、圧密による沈下が継続していると考えられる。

また、FEM解析結果と沈下観測結果を比較すると、両者の沈下速度に差異が見られる。これは既述したように、間隙水圧の消散速度が影響していると考え、FEM解析においてドレーンの透水係数を変化させるなどの工夫を行ったが、両者を一致させることはできなかった。



(再掲)図-5.27 動態観測平面図



(再掲)図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

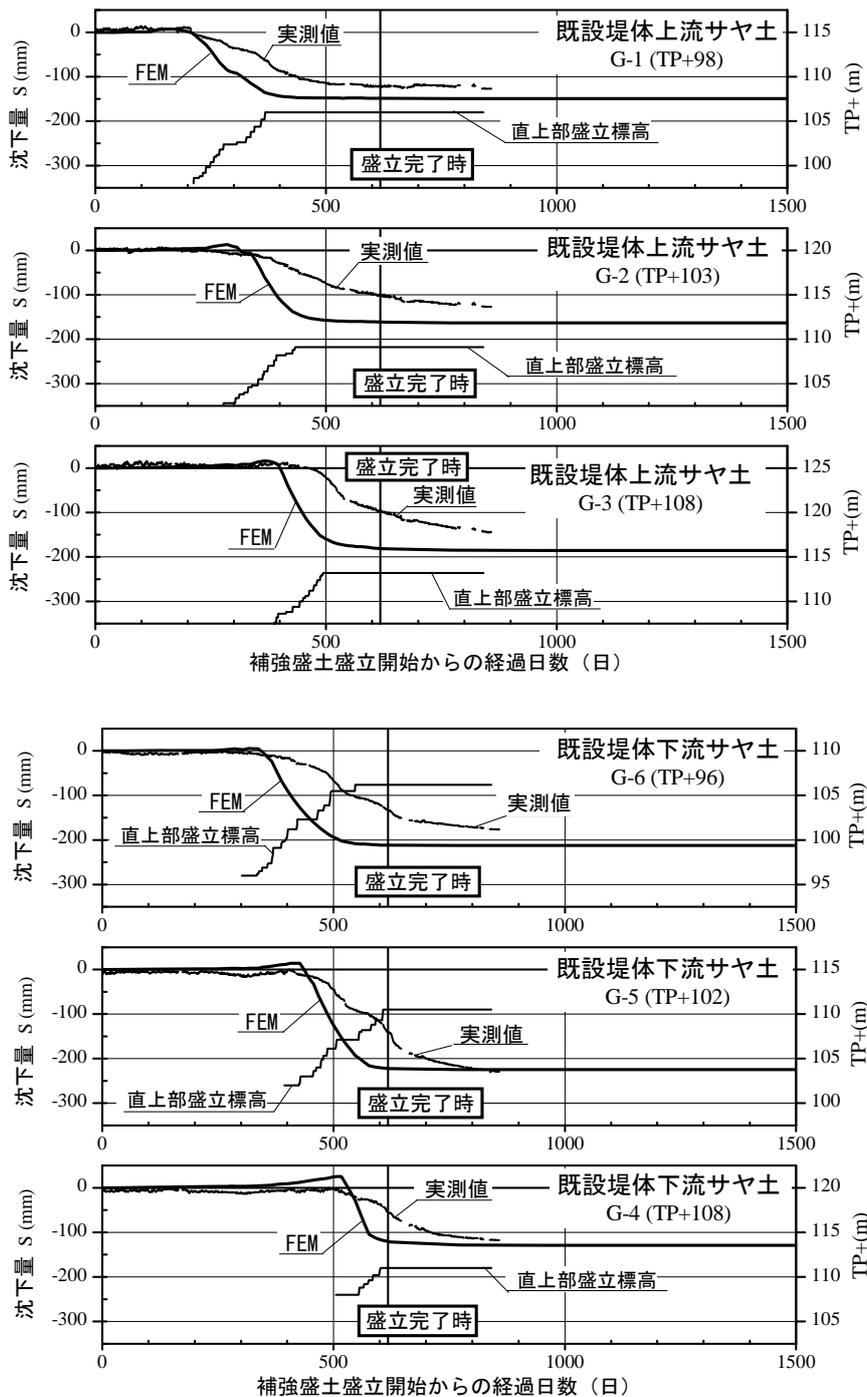


図-5.49 既設堤体の沈下観測結果(C断面)

補強盛土盛立完了時の各地盤沈下計設置部に作用する全鉛直応力 σ_v と沈下量 S を既設堤体厚さで除して求めた鉛直ひずみ ε_v の関係を図-5.50に示す。図-5.50には、主計測断面(図-5.27参照, B, C, D断面)で得た全観測結果(6箇所×3断面)を図示した。図-5.50に示すように、既設堤体の沈下観測結果から求めた全鉛直応力 σ_v (kPa)と鉛直ひずみ ε_v の関係は、 $\sigma_v=10000\sim 20000\cdot\varepsilon_v$ の間に分布した。

なお、補強盛土盛立完了時における既設堤体沈下形状は図-5.51に示すようになり、主計測断面であるB, C, D断面でほぼ同等となった。図-5.51中の新ダム上流法肩部や下流法肩部のような地盤沈下計を設置していない部分の沈下量は、該当部分に作用する補強盛土による上載荷重(全鉛直応力)を求め、図-5.50を使って推定した既設堤体の鉛直ひずみに、該当部分の既設堤体厚さを乗じて算出した。このような既設堤体沈下断面図を20m断面毎に描き、平均断面法(図-5.36参照)で求めた既設堤体の沈下土量は約 $8,000\text{m}^3$ となった。

このように事前に実施したFEM予測解析結果に基づいた施工計画(5.6.4(3)参照, 沈下土量を約 $10,000\text{m}^3$ を見込む)を大きく変更することなく、盛立を完了することができた。

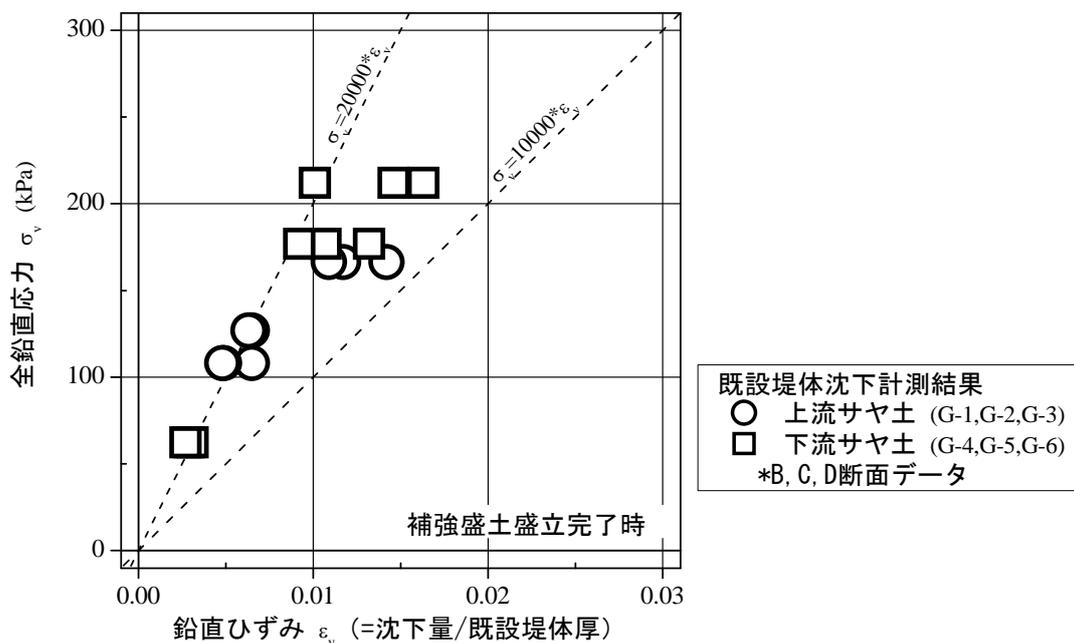


図-5.50 既設堤体の全鉛直応力と鉛直ひずみの関係

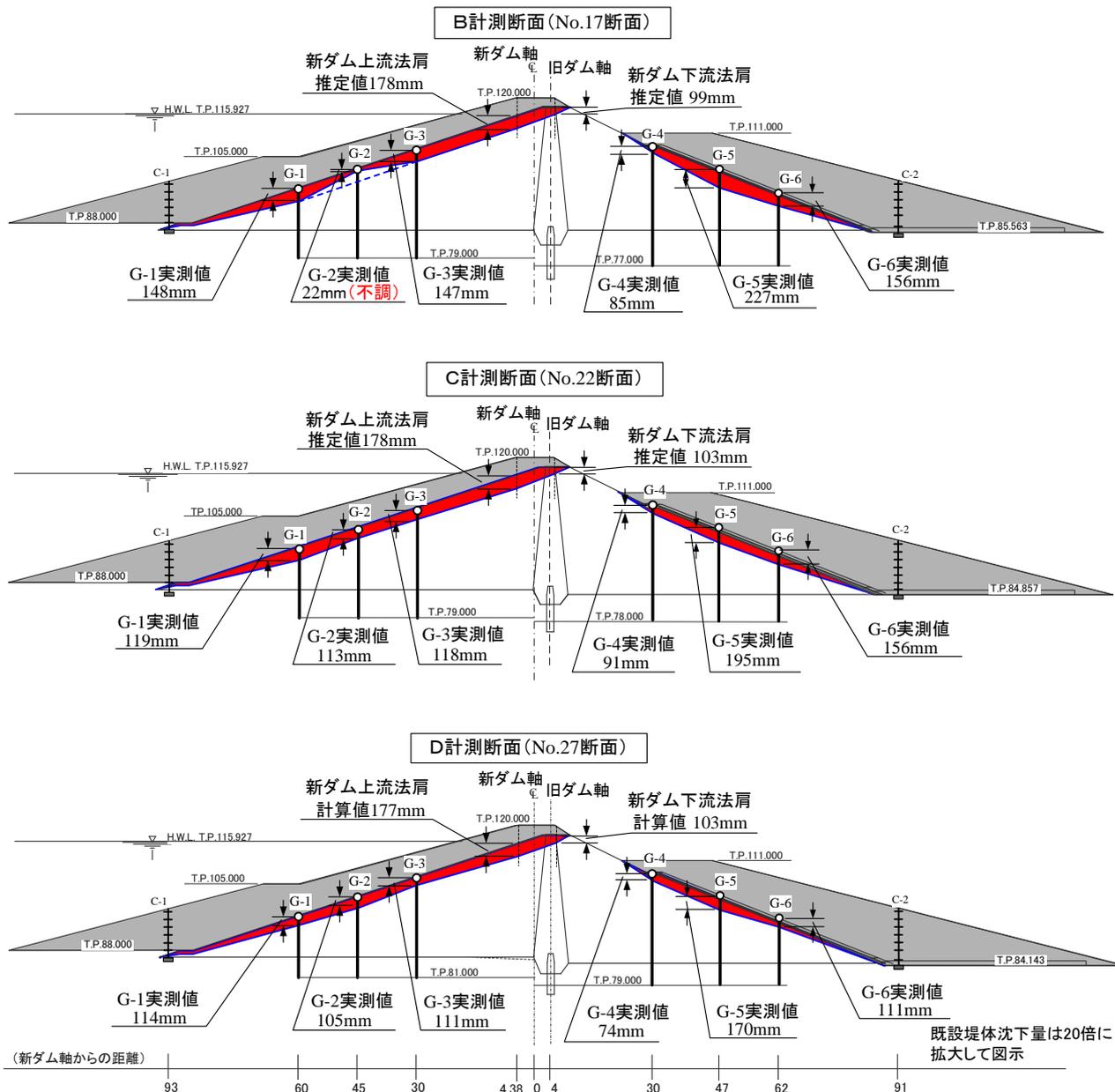


図-5.51 補強盛土盛立完了時既設堤体変形断面図

(2) 既設堤体の圧密特性に関する検討

上流サヤ土および下流サヤ土の沈下観測結果(図-5.49 参照)には、補強盛土盛立完了後も圧密と思われる沈下が継続した。そこで、図-5.52 に示す位置で採取した上流サヤ土および下流サヤ土の不攪乱試料の標準圧密試験結果に基づいて、圧密沈下について検討した。標準圧密試験で得た上流サヤ土および下流サヤ土の代表的な e - $\log p$ 曲線を図-5.53 に示す。

図-5.53 に示すように圧密降伏応力 p_c は 200~700kPa となり、過圧密比 (OCR) は 3~5 と非常に大きな値となった。上流サヤ土(図-5.52 中、ダム軸+30m 地点)および下

流サヤ土(図-5.52 中, ダム軸-47m 地点)の盛立前鉛直応力と補強盛土盛立後鉛直応力の分布, 圧密降伏応力 p_c の関係を整理すると図-5.54 のようになる。図-5.54 に示すように, 上流サヤ土および下流サヤ土の圧密降伏応力 p_c は, 補強盛土盛立前の鉛直有効応力 σ_v' を上回っており, 過圧密状態であることがわかる。

この上流サヤ土および下流サヤ土の圧密降伏応力 p_c の大きさには, 既設堤体建設時の締固めや年代効果などが影響していると考えられる。また, 補強盛土盛立後の上流サヤ土および下流サヤ土の鉛直有効応力 σ_v' は, 依然として圧密降伏応力 p_c を下回っている。このことから, 補強盛土盛立による既設堤体の沈下挙動は, 過圧密領域における圧密によるものと考えられる。

なお, 圧密降伏応力 p_c を考察するために, 上流サヤ土, 下流サヤ土の平均 N 値(5程度, 5.4.2 参照)から圧密降伏応力 p_c を算出して比較検討した。N 値からの算出では, (5.4)式に示す Terzaghi and Peck による粘性土の N 値と一軸圧縮強さ q_u の関係式⁵⁻¹⁵⁾と, 書籍に掲載されている式(5.5)式に示す粘性土の一軸圧縮強さ q_u (kPa)と圧密降伏応力 p_c (kPa)の関係式⁵⁻¹⁶⁾を使用した。

$$q_u = 12.5 \cdot N \quad (5.4)$$

ここに, q_u : 一軸圧縮強さ (kPa)
 N : N 値 (回)

$$p_c = 2 \cdot q_u \quad (5.5)$$

ここに, p_c : 圧密降伏応力 (kPa)
 q_u : 一軸圧縮強さ (kPa)

(5.4)式, (5.5)式を使って, 上流サヤ土, 下流サヤ土の平均 N 値(5程度, 5.4.2 参照)から算出した圧密降伏応力 p_c は 125kPa 程度となり, 標準圧密試験から得た上流サヤ土および下流サヤ土の圧密降伏応力 p_c が非常に大きな値であることがわかる。

一方, N 値から圧密降伏応力 p_c を算出する際に使用した(5.4)式および(5.5)式は正規圧密粘土を対象にした関係式であり, 算出した圧密降伏応力 p_c は過小である可能性もある。

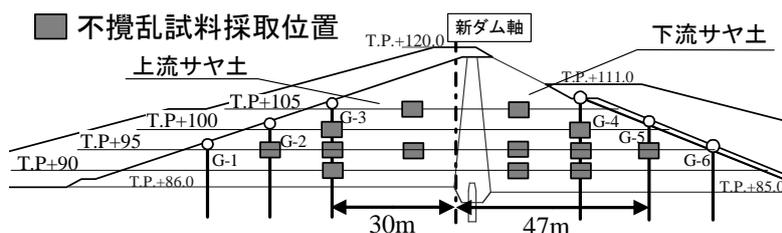


図-5.52 既設堤体での不攪乱試料採取位置

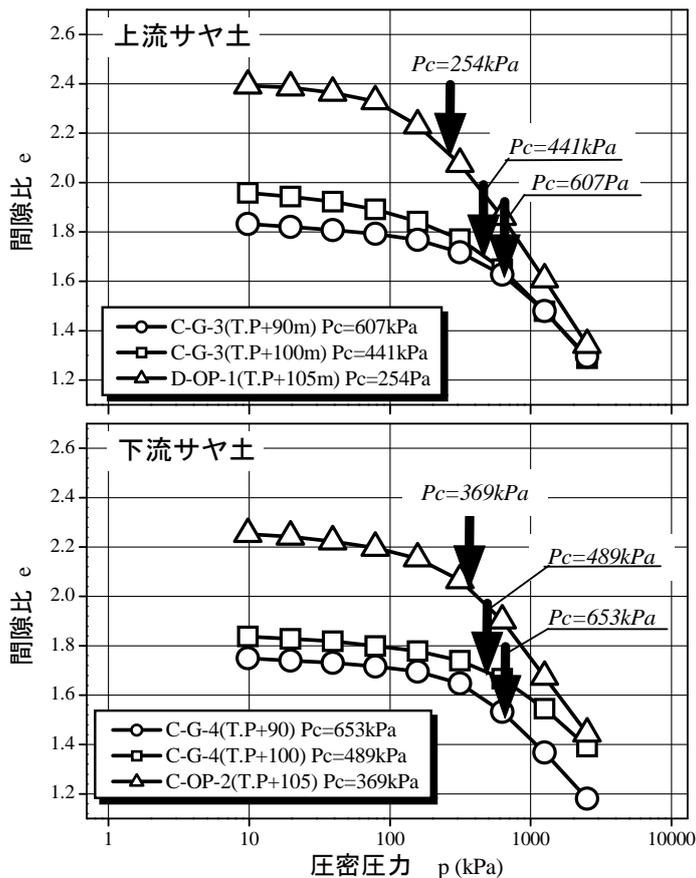


図-5.53 上流サヤ土および下流サヤ土の代表的な e-logp 曲線

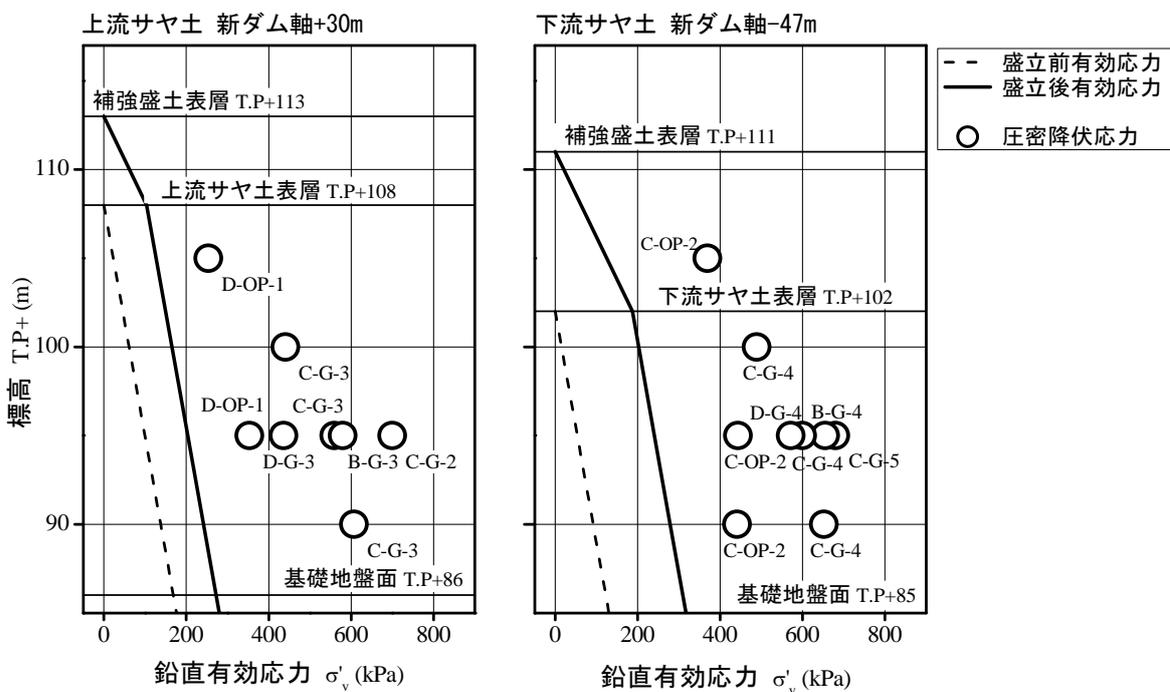


図-5.54 既設堤体内の鉛直応力分布と圧密降伏応力 p_c

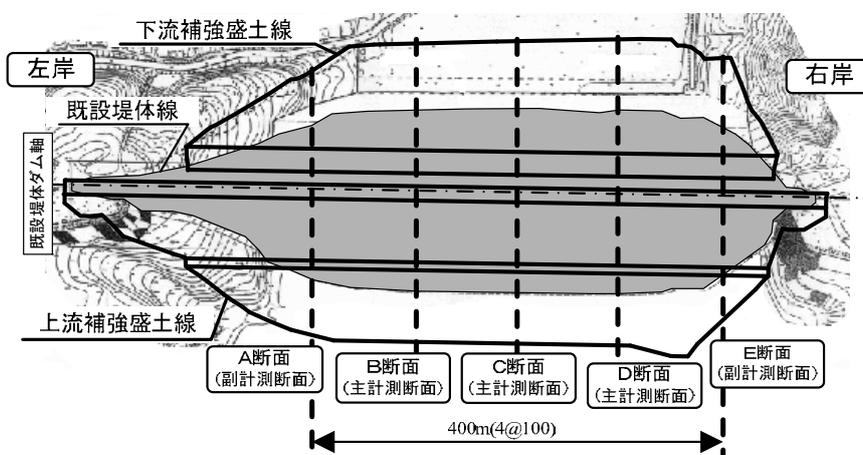
5.7.3 補強盛土の沈下観測結果

上流補強盛土および下流補強盛土のクロスアーム式層別沈下計の観測結果を図-5.55 に、補強盛土盛立完了時の沈下分布図を図-5.56 に示す。図-5.56 中には、事前
に実施したFEM 予測解析結果も併せて示した。なお、層別沈下計は基礎地盤上に不動
点を設け、補強盛土内だけに設置しているため、観測結果に既設堤体の影響は含まれて
いない。

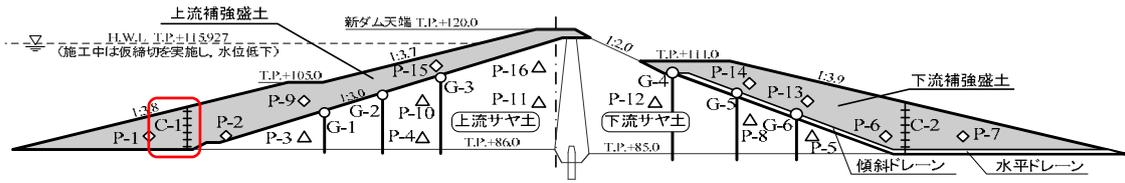
図-5.55 に示すように、補強盛土盛立の進捗に併せてクロスアーム式沈下計を所定の
標高に設置するため、沈下発生時期が異なっている。なお、上流側の最上部のクロスア
ーム式沈下計(C-1-6)は、同箇所の盛立が完了してから1ヶ月後に所定の標高まで掘削
して設置している。また、最上部のクロスアーム式沈下計は上流側(C-1-6)ならびに下流
側(C-2-6)ともに盛立完了後も大きな沈下が発生しているが、これはクロスアーム式沈
下計部の盛立完了後も、盛立位置が既設堤体側に移動しており、このことによってクロス
アーム式沈下計のガイド管に偏土圧が作用し、ガイド管に曲りなどが生じた影響と考えら
れる。

図-5.56 の沈下分布図にもガイド管の曲りなどによると思われる誤差が見られるものの、
上流および下流補強盛土の中央部(上流側:TP+92 付近, 下流側:TP+90~94 付近)で
最大沈下量 S が観測されている。なお、図-5.55 と図-5.56 はC断面(図-5.27 参照)の観
測結果であるが、他の主計測断面(B, D断面)でも同様な傾向を示した。

各標高に設置した層別沈下計に作用する全鉛直応力 σ_v (kPa)と沈下量 S を補強盛土
厚さで除して求めた鉛直ひずみ ε_v の関係を図-5.57 に示す。図-5.57 には主計測断面(B,
C, D断面)で得られた全観測結果(2箇所×3断面)を図示した。図-5.57 に示すように、
補強盛土の沈下観測結果から求めた全鉛直応力 σ_v (kPa)と鉛直ひずみ ε_v の関係は、一
部に誤差も見られるが、概ね $\sigma_v = 10000 \sim 20000 \cdot \varepsilon_v$ の間に分布した。



(再掲)図-5.27 動態観測平面図



(再掲)図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

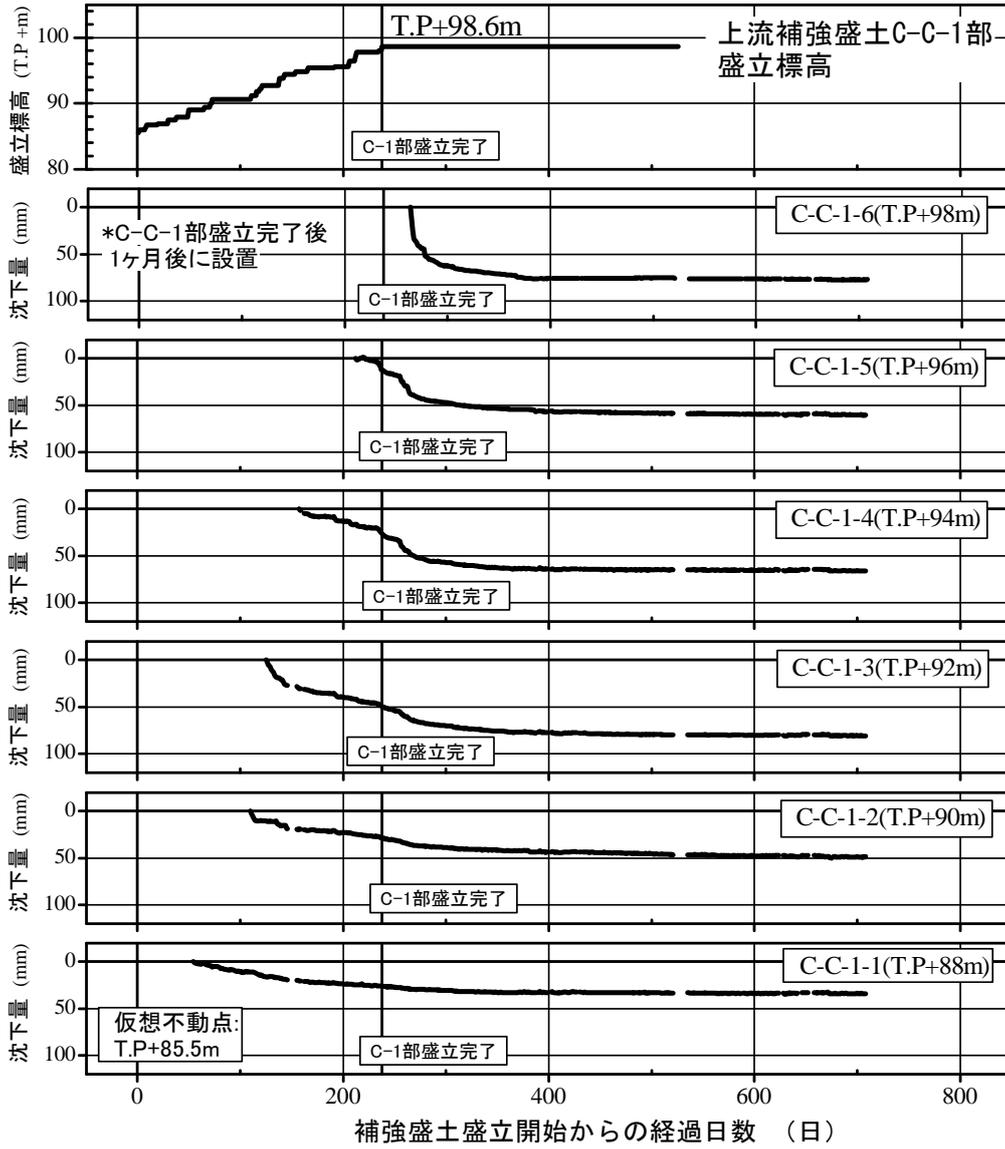
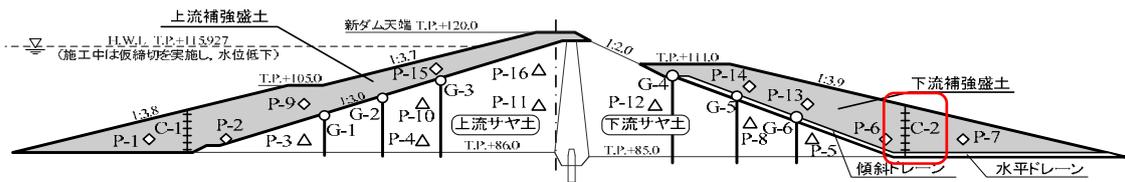


図-5.55(a) 上流補強盛土の層別沈下観測結果(C断面)



(再掲)図-5.28 動態観測断面図(主計測断面)

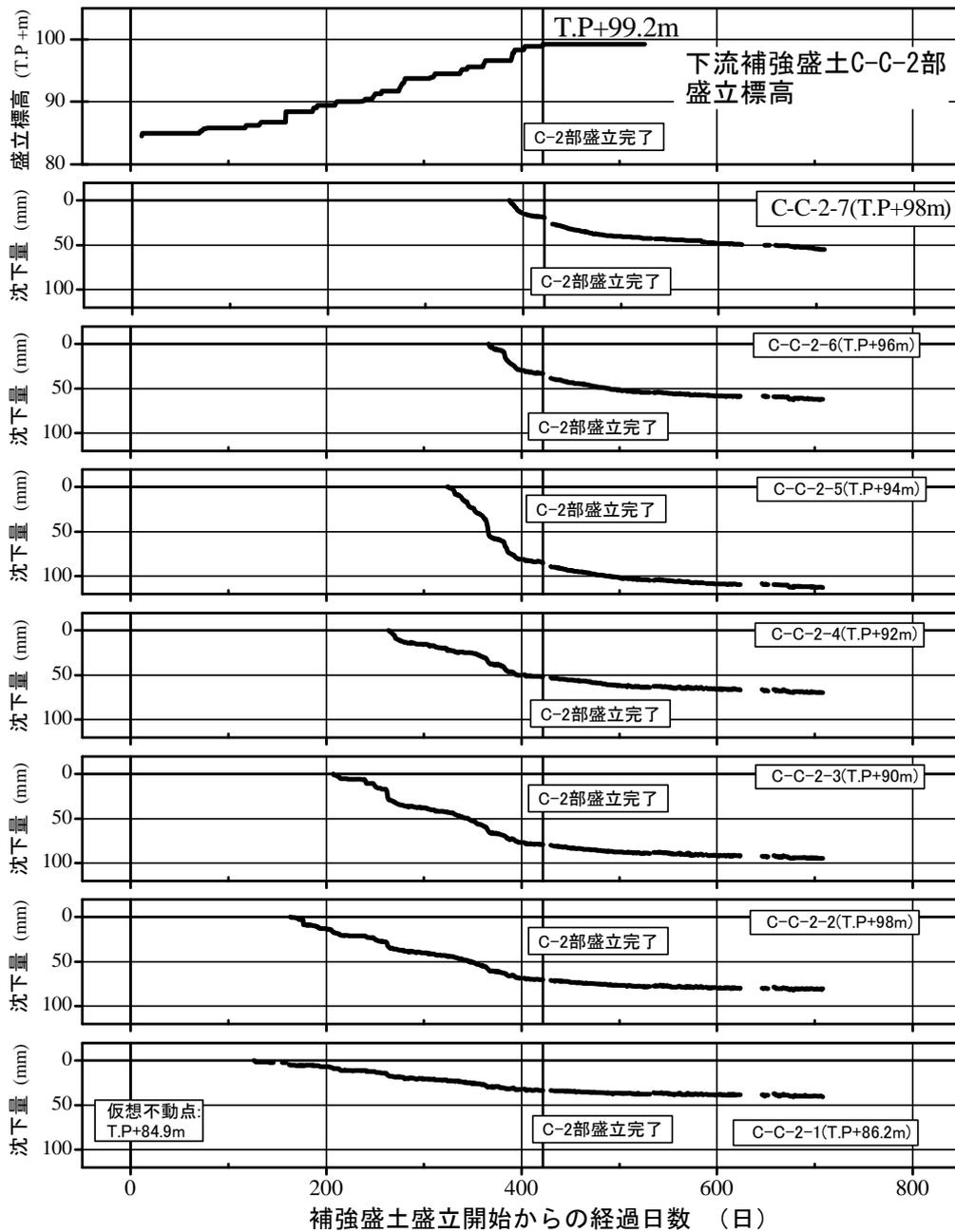


図-5.55(b) 下流補強盛土の層別沈下観測結果(C断面)

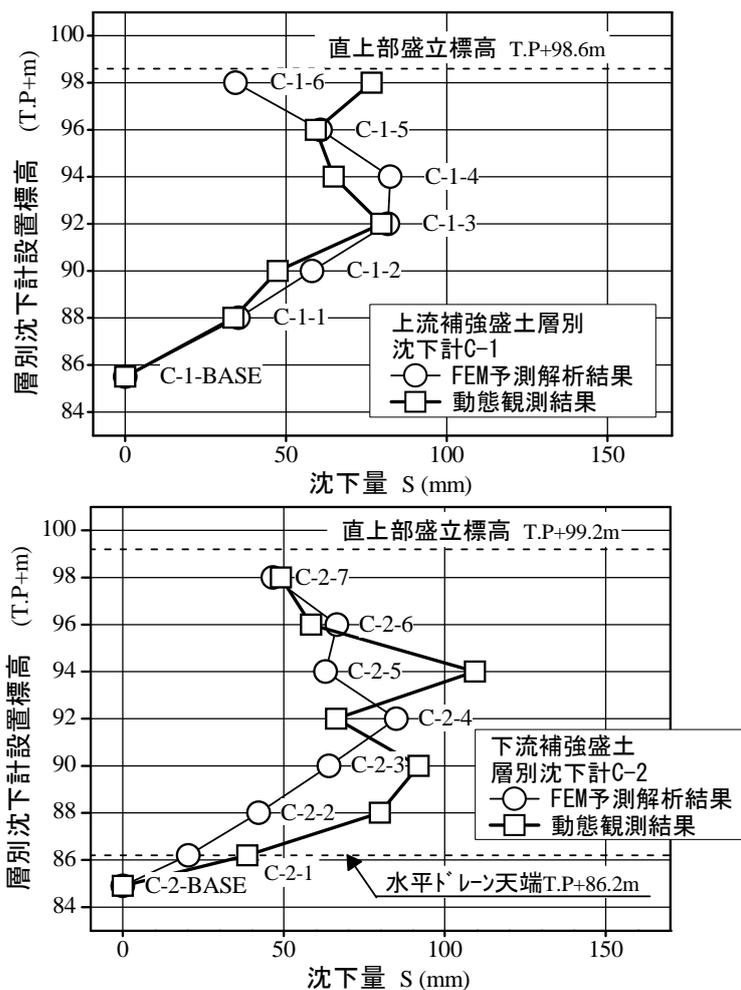


図-5.56 補強盛土盛立完了時の上流および下流補強盛土の沈下分布図(C断面)

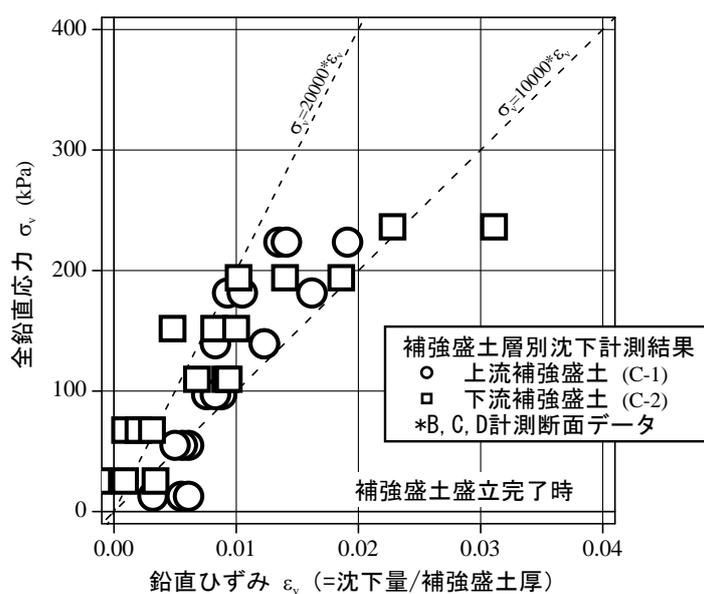


図-5.57 補強盛土の全鉛直応力と鉛直ひずみの関係

5.7.4 動態観測結果のまとめ

動態観測結果から補強盛土盛立完了時の間隙水圧発生率 K を算出したところ、事前に設定した管理基準値(60%)を下回った(図-5.48 参照)ことから、既設堤体および補強盛土の安定性を確保できたと判断した。

なお、主計測断面(図-5.27 参照, B, C, D 断面)で得られた既設堤体の間隙水圧 u と沈下量 S の観測結果は、図-5.46 および図-5.47(補強盛土盛立完了時の既設堤体および補強盛土の全鉛直応力 σ_v と間隙水圧 u の関係図)、図-5.50(全鉛直応力 σ_v と沈下量 S を既設堤体厚さで除して求めた鉛直ひずみ ε_v の関係図)および図-5.51(盛立完了時既設堤体変形断面図)に示したように、計測断面毎の差異は見られず比較的一致していた。このことは、既設堤体が均一な状態であることを裏付けており、約 80 年前の既設堤体の建設が綿密な施工管理の下で実施されたことを示唆しているといえる。

5.8 情報化施工管理の有用性

「既設堤体の安定性に着目した施工管理技術」として、動態観測結果とFEM解析による情報化施工管理手法を約3年間に亘って適用して、補強盛土盛立を完了した。

補強盛土盛立中に実施した予測解析でも堤体安定性が著しく低下するような結果は得られなかったため、施工を中断したり、対策を講じるような事態にはならなかった。これは、**図-5.14** の情報化施工管理フローにおける事前検討を十分に行なっていたため、施工中の判断を迅速に行なえた結果といえる。

今後増加が予想されるフィルダムリニューアルでは、厳密な施工管理の下に建設する新設堤体だけでなく、巨大な人工構造物である既設堤体の安定性や挙動に配慮する必要がある。新設堤体に何らかの問題が見られる場合には、材料や施工方法の変更などの対策を講じることができるが、既設堤体については施工中に対策を講じることは難しい。また、設計段階で行う調査や解析的な検討結果だけに基づいて大規模な施工を進めることは、既設堤体の安定性などについてリスクを伴う。

これらのことから、施工中に得られる動態観測結果を用いて、既設堤体および補強盛土の安定性を定量的に評価、確認しながら施工を進める情報化施工管理は有効な施工管理手法である。特に、将来の挙動を予測し、何らかの異常が予測された場合には、先行して対策を講じることが可能である点が、提案した情報化施工管理手法の利点である。



写真-5.15 生まれ変わった山口貯水池(2002年11月)

5.9 第5章のまとめと今後の課題、展望

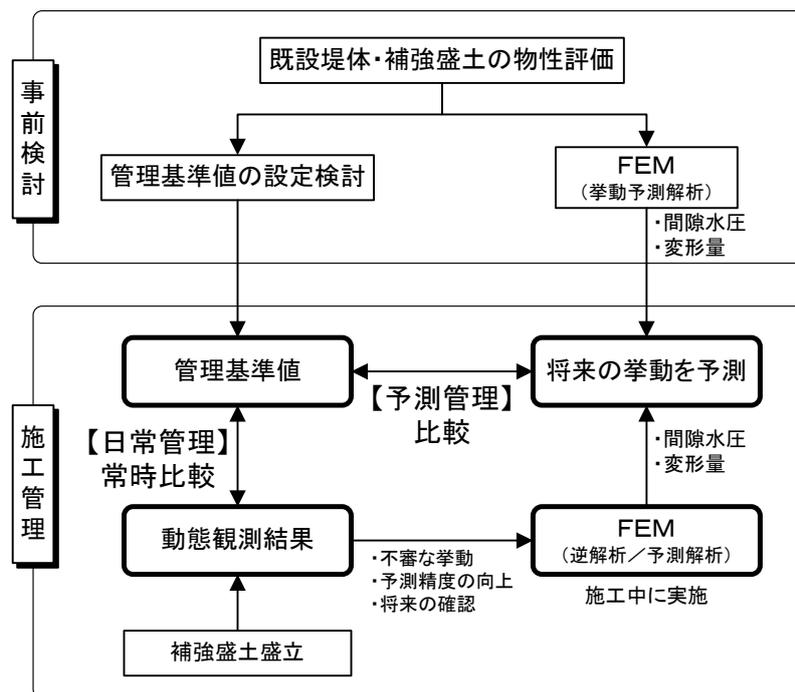
5.9.1 まとめ

既設アースダムの耐震補強工事である山口貯水池堤体強化工事は、2002年11月に竣工し、再び水を湛えた落ち着いた姿を見せている。工事完了後の動態観測結果などに異常は見られず、東北地方太平洋沖地震(2011年)などによる被害も生じていない。

第5章では、自身が従事した山口貯水池堤体強化工事において、既設堤体の安定性に関する施工管理として、提案、実践した「情報化施工管理」について論じた。

本章の内容を以下にまとめる。

- 1) 約70年間安定した状態を保っていた既設堤体に補強盛土を施工することで、長期的な堤体の安定性は向上するものの、補強盛土盛立によって既設堤体内に過剰間隙水圧が発生すると、施工中の堤体安定性が一時的に低下する恐れがあった。このため、**図-5.14**に示した情報化施工管理手法を提案し、動態観測結果に基づいて既設堤体および補強盛土の安定性を定量的に評価しながら施工を行った。



(再掲) 図-5.14 補強盛土盛立時の情報化施工管理フロー

- 2) 既設堤体の追加調査として、RIコーンを用いた既設堤体調査を行なった。その結果、既設堤体に弱部などが集中するような箇所は存在しないこと、既設堤体全体がほぼ飽和状態にあることなどがわかった。また、粘性土を主体としている下流サヤ土と上流サヤ土のせん断強さとそのばらつきを定量的に把握できた。

- 3) 情報化施工管理における管理基準値は既設堤体および補強盛土内の間隙水圧に着目し、補強盛土盛立完了時を対象にした円弧すべり検討結果から設定した。さらに、補強盛土盛立時の既設堤体および補強盛土の挙動を予測することを目的に FEM 解析を行った。その結果、施工計画に沿った盛立を実施しても既設堤体と補強盛土の安定性は確保できるとの結果を得たため、補強盛土盛立を開始した。
- 4) 補強盛土盛立中に、動態観測結果を反映させた堤体安定性の再評価を 3 回実施したが、既設堤体および補強盛土の安定性が極端に低下するような結果は得られなかった。このため、補強盛土盛立を中断することなく完了することができた。
- 5) 間隙水圧観測結果から求めた間隙水圧発生率 K は FEM 解析で事前に予測した値を下回る結果が得られた。これは FEM 解析において、安全側の条件として既設堤体内水位を既設堤体表面に設定したためである。一方で、過剰に安全側の判断をした可能性もあり、今後の同種工事においては既設堤体内水位を詳細に調査することが重要であり、このことが FEM 解析の予測精度向上に繋がるものと考えられる。
- 6) 既設堤体および補強盛土の沈下観測結果を FEM 解析結果と比較したところ、両者は比較的一致した。また、主計測断面(3 断面)で得られた既設堤体の動態観測結果に、計測断面に起因する差異は見られなかったことから、既設堤体が非常に均一な状態であることがわかった。
- 7) 施工中の既設堤体の安定性確保という新たな施工技術的課題に対する施工管理上の対策として、施工中に得られる動態観測結果を用いて、既設堤体および補強盛土の安定性を定量的に評価、確認しながら施工を進める情報化施工管理は、有効な施工管理手法である。

5.9.2 今後の課題

4.4 に既述したように、今後増加が予想される耐震補強などのフィルダムリニューアルの技術的課題としては、図-4.15 に示すような事項が挙げられる。それぞれについて、以下に記す。

1) 巨大な既設ダム調査技術の開発

- ・ 建設当時の記録が散逸している場合がある。また、運用中のダムでは貯水のため調査に制限を受ける場合がある。
- ・ 既設ダムの工学的に有用な情報(せん断強さや透水性とばらつきなど)が堤体全体で詳細に把握できる技術が必要である。現在のところ、比抵抗法を用いた調査方法⁵⁻¹⁷⁾や弾性波を用いた調査方法⁵⁻¹⁸⁾などが開発されているが、堤体全体の情報を詳細に把握できるとはいえず、今後のさらなる研究、開発が待たれる。

2) 既設ダム の性能評価技術

- ・ 地震については、「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説」(国土交通省河川局)が 2005 年に発せられており、これに準拠した既設ダムの耐震性能の設定(地震時のすべり安全率, 許容する変形量など)が可能である。
- ・ 一方, 本研究では対象としなかったが, フィルダムにおいて洪水時の堤体越流は致命的であり, 洪水を安全に流下させる洪水吐も非常に重要である。現在, 豪雨災害が頻発していることを鑑みれば, 今後, 設計洪水量の見直しと性能設定技術の確立が急務と考える。

3) ダムリニューアル後の性能評価技術

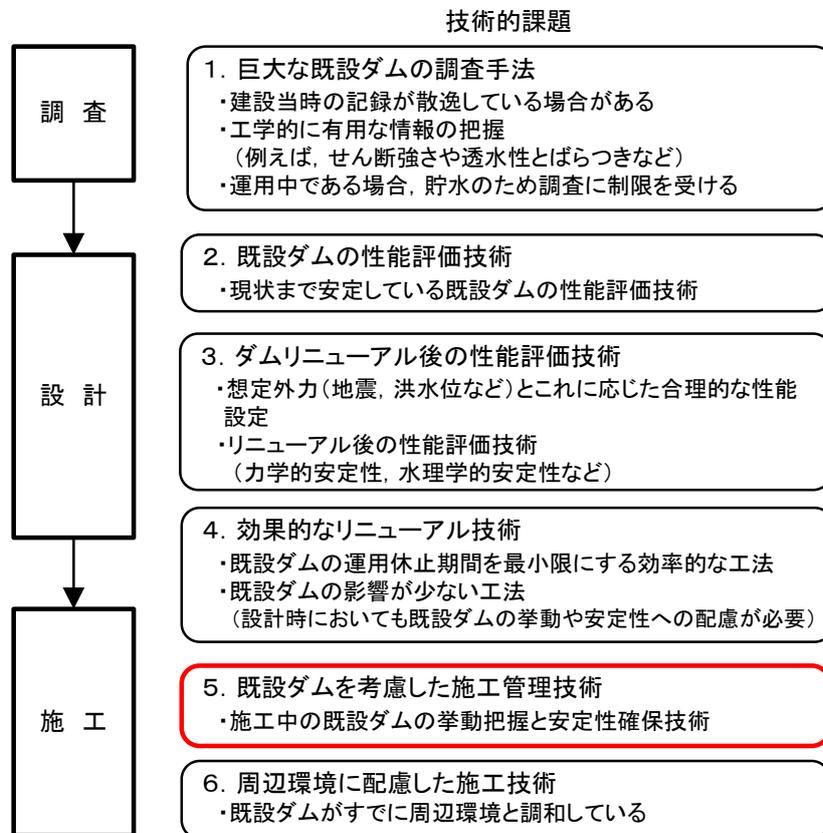
- ・ 想定外力(地震, 洪水位など)とこれに応じた合理的な性能設定と, リニューアル後の性能(力学的安定性, 水理学的安定性など)の定量的評価技術が必要である。

4) 効率的なリニューアル技術の開発

- ・ 既設ダムの運用休止期間を最小限にする工法, 既設ダムに影響が少ない工法の開発が必要である。また, 設計時においても既設ダムへの配慮が必要である。

5) 周辺環境に配慮した施工技術の開発

- ・ 周辺の自然環境, 社会環境などに影響が少ない工法の開発が必要である。



(再掲)図-4.15 フィルダムリニューアルの技術的課題

5.9.3 展望

フィルダムを含めた広義な既設土構造物のリニューアルの目的や方法は多岐に亘るものと考えられ、情報化施工管理の方法や考え方も各プロジェクト毎に異なることが予想される。

フィルダム耐震補強工事の事例としては2002年の山口貯水池以降も、山倉ダム(1964年、千葉県, 2004年に耐震強化工事が竣工⁵⁻¹⁹⁾、村山下貯水池(1927年、東京都, 2008年に耐震強化工事が竣工⁵⁻²⁰⁾、大原ダム(1953年、滋賀県, 2011年に堤体改修工事が竣工⁵⁻²¹⁾、初立池(1969年、愛知県, 2013年に耐震補強工事に着手)などが挙げられる。このうち、山口貯水池や山倉ダムでは貯水池内に締切を設けて貯水位を下げたて工事を実施したが、村山下貯水池のように貯水位を維持した状態で工事を実施した事例もある。また、大原ダムでは貯水池内に堆積した堆砂を堤体改修材料として有効活用している。このように、フィルダムリニューアルには、個別ダムの特性に応じた設計、施工技術が必要であると考えられる。

一方、谷、福島⁵⁻¹⁾が論じているように経済性や事業期間などを考えると、フィルダムリニューアルでは既設堤体を活用する場合がほとんどであると考えられる。このことから、既設堤体に配慮した設計や施工が必要であるとの考え方は、リニューアルの目的や方法に関わらない共通した技術的認識であるべきと考えられる。

【参考文献】

- 5-1) 谷茂, 福島信二:老朽化フィルダムの堤体改修の事例調査, 農村工学研究所技報, 第 206 号, pp.1-24, 2007.
- 5-2) 長岡敏和, 高田武, 田原功, 濱建樹, 菅原俊幸, 藤崎勝利, 神戸隆幸:アースフィルダム耐震補強工事の施工計画と実績－山口貯水池堤体強化工事(その1)－, 土木建設技術シンポジウム 2002 論文集, pp.267-274, 2002.
- 5-3) 佐々木史郎, 村山眞:既設アースダムの耐震強化工事－山口貯水池堤体強化工事－, ダム技術, No.227, pp.112-120, 2005.8.
- 5-4) 町田秀, 佐久間薫, 加藤正樹, 下倉宏, 大角恒男, 江藤等:既設アースフィルダム耐震強化工法の検討, －山口貯水池堤体強化工事(その1)－, 第 56 回土木学会年次学術講演会(熊本), VI-093, pp.185-187, 2001.9.
- 5-5) 藤崎勝利, 田原功, 加藤正樹, 岡本道孝, 村上武志:既設アースフィルダムの安定性に着目した情報化施工管理事例, 土木学会論文集, No.784 / VI-66, pp.45-64, 2005.
- 5-6) 田口靖, 高田武, 田原功, 神戸隆幸, 濱建樹, 菅原俊幸:アースフィルダム耐震補強工事における既設構造物撤去実績, －山口貯水池堤体強化工事(その2)－, 第 56 回土木学会年次学術講演会(熊本), VI-094, pp.188～189, 2001.9.
- 5-7) 増子敦, 空熊義春, 田口靖, 佐々木史郎, 村上武志, 森川誠司, 北本幸義, 濱建樹:山口貯水池(既設アースフィルダム)の抑え盛土撤去における挙動予測解析, 第 55 回土木学会年次学術講演会(仙台), III-349, pp.696～697, 2000.9.
- 5-8) 国土交通省河川局:河川砂防技術基準(案), 設計編, 第 2 章 ダムの設計, (社)日本河川協会, 1985.
- 5-9) Sekiguchi,H. and Ohta,H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc.Specialty Session9, 9th-ICSMFE*, pp.229-239, 1977.
- 5-10) 柴田徹, 三村衛, プラダンテージ.B.S, 延山政之:RI コーン貫入試験装置の開発について, 第 26 回土質工学研究発表会講演集(長野), 第 1 巻, pp.89-92, 1991.7.
- 5-11) (社)地盤工学会:設計における強度定数, 第 2 章せん断強さの求め方と解釈, p.59, 1988.
- 5-12) 飯塚敦:軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位申請論文, 1988.
- 5-13) 柴田徹, 関口秀雄:盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文集, No.301, pp.93-104, 1980.
- 5-14) 長岡敏和, 高田武, 田原功, 藤崎勝利, 濱建樹, 菅原俊幸:アースフィルダム耐震補強工事中の既設堤体内水位計測結果:第 37 回地盤工学研究発表会講演集(大阪), No.646, pp.1285-1286, 2002.6.
- 5-15) (社)地盤工学会:地盤調査の方法と解説, 第 6 編第 2 章 標準貫入試験, pp.267,

2004.

- 5-16) (社)地盤工学会:地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例,第2章 土の判別分類に関する試験, pp.49, 1998.
- 5-17) 例えば,森充広,長束勇,櫻井健,畑山元晴:比抵抗トモグラフィー法によるフィルダム堤体内部の比抵抗モニタリングモデル実験,土と基礎, Vol.50, No.6, pp.28-30, 2002.6.
- 5-18) 例えば,小西千里,林宏一,阿部知之,田中敏彦:河川堤防における非破壊調査手法の研究ー非破壊調査手法の検討と物理探査の適用ー,応用地質技術年報, No.26, pp.19-43, 2006.
- 5-19) 渡邊秀敏,萩原茂雄:地盤改良工法による山倉ダム耐震性強化工事,工業用水, No.544, pp.14-36, 2004.1.
- 5-20) 田村聡志,村山眞:既設アースダムの耐震性強化ー村山下貯水池堤体強化工事ー,ダム技術, No.242-11, pp.47-58, 2006.11.
- 5-21) 福島伸二,谷茂:大原ダムの砕・転圧盛土工法による堤体耐震補強の設計と施工,ダム技術, No.812-6, pp.9-27, 2012.6.