

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料 第4267号

土木研究所資料

大型模型を使用した河川堤防の 盤膨れ対策に関する研究

平成26年 2月

独立行政法人土木研究所

地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

Copyright © (2014) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

大型模型を使用した河川堤防の 盤膨れ対策に関する研究

地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム 上席研究員 佐々木哲也
交流研究員 増山 博之^{*1}
主任研究員 齋藤由紀子^{*2}
主任研究員 石原 雅規
主任研究員 森 啓年^{*3}
交流研究員 平林 学
研究員 吉田 直人

要 旨

河川堤防の基礎地盤の透水性が高く表層に透水性の低い被覆土が存在する場合に、河川水位が上昇すると、堤内地の被覆土が膨らむように変形（盤膨れ）し、さらには被覆土を突き破り水や土砂が噴出することがある。このような盤膨れに対しては、川表側において矢板を打設するなど基礎地盤への水の浸透を抑制する対策が実施されることが多い。一方で、川裏側で基礎地盤に浸透した水を穏やかに排水させることにより、被覆土層下面に作用する揚圧力を低減する対策もあるが、その効果を検証した事例は少ない。

そこで、本研究では、堤防高さ 1.25m の大型模型や高さ 10m の堤防を模擬した遠心模型を用いて浸透実験及び浸透流解析を行った。その結果、川裏側の尻付近に設置した透水トレンチや排水管の盤膨れに対する効果を確認するとともに、対策工の規模に応じて盤膨れを抑制する効果が異なることが明らかとなった。

キーワード：盤膨れ、揚圧力、浸透実験、浸透流解析

※1:現 パシフィックコンサルタンツ株式会社

※2:現 国土交通省九州地方整備局長崎河川国道事務所

※3:現 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究室

はじめに

基礎地盤の透水性が高く表層に透水性の低い被覆土層が堆積している箇所では、洪水時に河川水位が上昇すると、図-1 に示すように被覆土層が膨らむように変形（盤膨れ）し、さらには被覆土層を突き破り水や土砂が噴出することがある。このような現象は基盤漏水の一種であるが、近年問題視されている局地的大雨など発生時に河川水位が上昇し現況地盤の被覆土層の存在により盤膨れという変状形態が現れ、堤内地に浸水被害をもたらす危険性がある点で特徴的である。

我が国の河川の沿川では、古くから矢作川、阿賀野川、阿武隈川、長良川、淀川、吉野川^{1)~3)}などのような河川で盤膨れが生じている。また、平成13年9月に発生した台風15号による利根川右岸堤防の盤膨れ⁴⁾は、江戸川右岸・利根川上流右岸の首都圏氾濫区域堤防強化対策事業が実施される契機にもなっている。

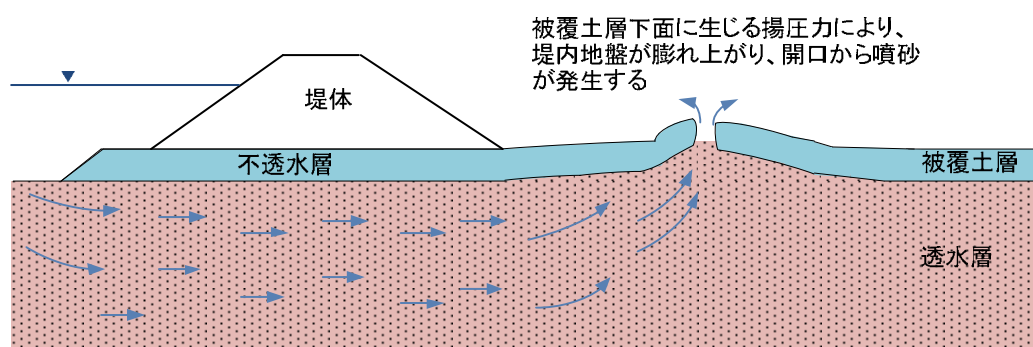


図-1 河川堤防における盤膨れの概念図

盤膨れ対策としては、堤防直下の透水層へ水圧伝播や水の侵入を抑制するために、川表側に遮水矢板を打設する「川表遮水工法」⁵⁾が一般的であるが、透水層の水を緩やかに抜き、被覆土層下面に作用する揚圧力を軽減する方法⁶⁾もあり、海外⁷⁾や一部では利用されている事例もある。透水層の水を緩やかに抜く対策工法は、従来から用いられている川表側の遮水矢板に比べコスト縮減が期待できる。しかし、このような対策工法の仕様やその効果の検証に関する研究事例^{8)~9)}は少ない。このような対策工法としては、透水トレンチやリリーフウェル、より小口径の排水管などの工法が考えられるが、対策原理は全て同じであることから、これらを一括して堤内基盤排水工法と呼ぶこととする。

第1編では、河川堤防ののり尻付近に透水トレンチや排水機能付き矢板を設置した堤防高さ 1.25m の大型模型による浸透実験を行い、盤膨れに対する対策工の効果を検証した。実験の結果、堤内基盤排水工法は盤膨れ対策として有効であることが確認された。また、飽和・不飽和非定常浸透流解析による実験結果の再現をし効果を確認した。

第2編では、第1編で実験を行った堤防高1.25mの大型模型浸透実験によって対策効果の確認された透水トレンチや排水機能付矢板などの対策工の効果を発揮する範囲などを調べるため、被覆土層に高い揚圧力が作用する条件を遠心場において作り出すこととした。実験の結果、対策工の排水能力に応じて効果を発揮できる水位が異なる傾向が把握できた。すなわち、排水能力の大きな透水トレンチは、排水能力の小さな排水機能付き矢板や有孔管に比べ、高い水位まで盤膨れが生じなかった。

目次

第1編 大型模型浸透実験	1
1. 盤膨れ対策に関する大型模型浸透実験	3
1.1 実験の目的	3
1.2 実験方法の概要	3
2. 大型模型の製作	4
2.1 実験施設	4
2.2 計測方法	5
2.3 大型模型の製作	7
2.4 土質材料と模型製作管理	14
3. 実験方法	16
3.1 初期条件	16
3.2 外力条件	19
4. 実験結果	20
4.1 ケース1（無対策）の実験結果	20
4.2 ケース2（排水機能付き矢板）の実験結果	26
4.3 ケース3（透水トレンチ・堤内側）の実験結果	31
4.4 ケース4（透水トレンチ・のり尻直下）の実験結果	35
4.5 のり尻変位と漏水の関係	39
4.6 漏水とのり尻付近の圧力水頭の関係	40
5. 飽和・不飽和非定常浸透流解析	42
5.1 解析目的	42
5.2 解析方法	42
5.3 解析条件	43
5.4 解析結果	46
第2編 遠心模型浸透実験	49
1. 盤膨れ対策に関する遠心模型浸透実験	51
1.1 実験の目的	51
1.2 実験方法の概要	51
2. 遠心模型の製作	53
2.1 実験施設	53

2.2	計測方法	55
2.3	模型製作	57
2.4	土質材料と模型製作管理	68
3.	実験方法	74
3.1	外力条件	74
3.2	実験手順	76
3.3	ケース毎の模型図面	77
4.	実験結果	88
4.1	ケース1 (透水トレンチ工法：開口幅 1.0m) の実験結果	88
4.2	ケース2 (透水トレンチ工法：開口幅 1.5m；修復地盤) の実験結果	94
4.3	ケース3 (排水機能付き矢板) の実験結果	99
4.4	ケース4 (無対策；修復地盤) の実験結果	106
4.5	ケース5 (無対策) の実験結果	112
4.6	ケース6 (有孔管ケース；修復地盤) の実験結果	117
4.7	ケース7 (透水トレンチ工法：開口幅 1.0m) の実験結果	123
4.8	ケース8 (有孔管；修復地盤) の実験結果	128
4.9	ケース9 (無対策；修復地盤) の実験結果	133
4.10	ケース10 (透水トレンチ工法：開口幅 1.0m) の実験結果	139
4.11	ケース11 (透水トレンチ工法：開口幅 0.05m；修復地盤) の実験結果	144
4.12	ケース12 (無対策) の実験結果	150
4.13	ケース13 (無対策) の実験結果	155
4.14	ケース14 (無対策；修復地盤) の実験結果	158
4.15	実験結果の概要	161
4.16	水圧と水位の関係	162
4.17	被覆土層の耐揚圧力	166
4.18	対策工の水圧低減効果	168
	まとめ	171
	付録	173
A	ピットの漏水状況	175
B	計測器一覧表	177
C	模型製作状況	178
D	土質試験結果	184
E	透水試験結果	189

F 実験状況写真	191
G 計測器一覧	203
H 遠心圧密時の時刻歴	204
I 模型地盤製作時の密度管理結果	212
参考文献	216

第1編 大型模型浸透実験

1. 盤膨れ対策に関する大型模型浸透実験

1.1 実験の目的

河川堤防ののり尻付近に透水トレンチや排水機能付き矢板を設置し、対策工の盤膨れに対する効果の検証を行うものとする。

1.2 実験方法の概要

高さ 2.5m×幅 8.0m×奥行き 4.0m の土槽内に、川砂による厚さ 0.65m の透水層、関東ロームによる厚さ 0.50m の被覆土層からなる基礎地盤を作製し、その上に被覆土層と同じく関東ロームを用いて、高さ 1.25m、のり面勾配 1:2.0 の堤防模型を作製した。代表的な模型の横断形状を図-1.1.1 に示す。

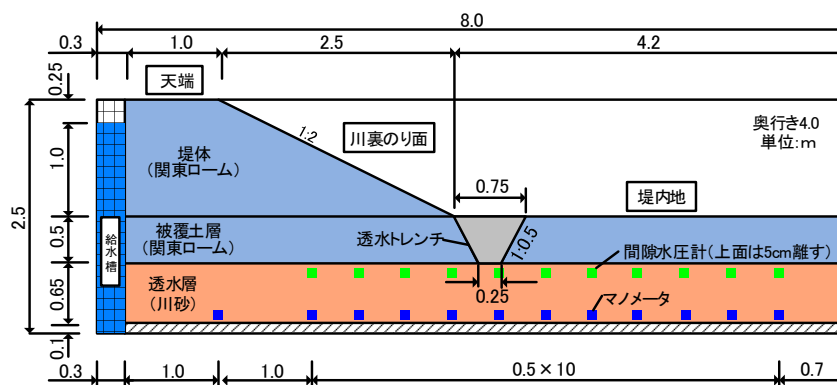


図-1.1.1 模型実験の横断形状（透水トレンチ・堤内側）

実験ケースは表-1.1.1 に示すように、対策工を設置しないケース 1（無対策）、対策工の仕様や位置を変えたケース 2～4 の 4 ケースである。ケース 2 はのり尻部に被覆土層を貫通させた排水機能付き矢板による対策、ケース 3（図-1.1.1）はのり尻部の被覆土層を台形に掘削し砕石で置き換えた対策（透水トレンチ）、ケース 4 はケース 3 の透水トレンチの位置をのり尻直下とした。これらの模型に対し、図-1.1.1 の左端の給水槽の水位を上昇させることにより、河川水位の上昇による被覆土層の盤膨れの発生や対策工の効果を検証するものである。

表-1.1.1 実験ケース一覧

ケース名	対策内容
1	無対策
2	排水機能付き矢板
3	透水トレンチ(堤内側)
4	透水トレンチ(のり尻直下)

2. 大型模型の製作

2.1 実験施設

使用する実験施設は、土木研究所内の浸透実験施設に位置する4つのピットのうち、南から2番目のピット（ピットB）を使用した。実験時の状況を図-1.2.1に示す。ピットの大きさは高さ2.5m×幅8.0m×奥行き4.0mである。実験前に、図-1.2.2に示すようにピットに水を溜め、側壁の漏水状況を確認した。漏水が確認された箇所は止水補修を行った。漏水状況の詳細は、付録Aにまとめたので参考にされたい。

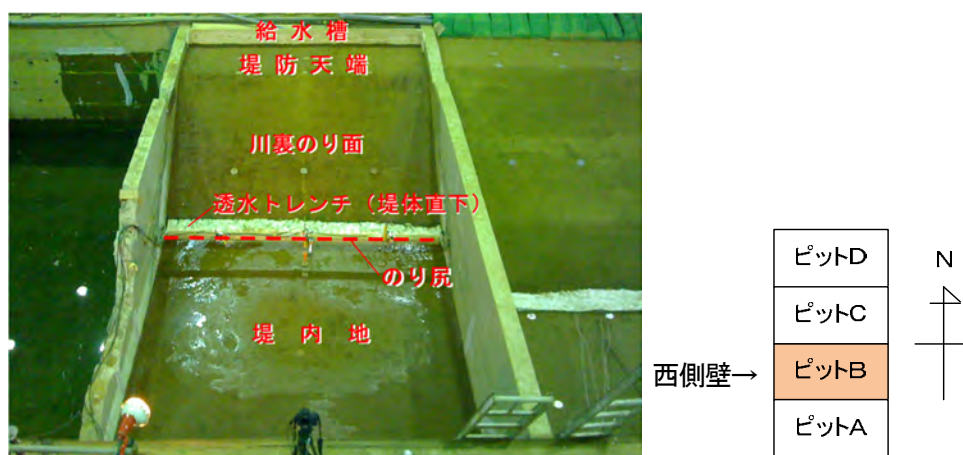


図-1.2.1 浸透実験施設の状況



図-1.2.2 実験前の漏水調査の状況

合板等で組み立てた幅30cmの給水槽を西側の壁面に沿って設けた。基礎地盤および堤体の模型と接する給水面には直径1cm程度の穴を10cm四方あたり5～6箇所をドリルで開け、給水面を不織布で覆った。給水槽の作製状況を図-1.2.3に示す。



(a) 給水槽の作製



(b) 給水槽の作製



(c) 給水槽の作製



(d) 給水槽の作製

図-1.2.3 給水槽の作製状況

2.2 計測方法

給水槽の水位、被覆土層の下面の間隙水圧、地表面の変位を計測するとともに、模型の状況を定点カメラとビデオで撮影した。また、実験前後の模型の高さを定点観測した。実験で使用した計測器の一覧を付録Bにまとめた。

2.2.1 給水槽の水位

給水槽の水位を一定に保つため、目標水位に対して水位差1cmを下回るとポンプが起動するフロートレス装置により制御した。あわせて15分間隔でロープ式の巻尺に触針式の水圧計を使用した手測りによる確認も行った。

2.2.2 透水層の水圧

1) 間隙水圧計

間隙水圧計を被覆土層の下面の15箇所に設置した。図-1.2.4に設置状況を示す。給水槽の水位と被覆土層下面の高低差は最大でも2m程度であるため、容量は50kPaのものを使用した。間隙水圧計はその他の計測器とともに、データロガー (UCAM-30A) に接続し、1分間隔で計測した。

なお、間隙水圧計の計測値は、気象庁のつくば・館野観測所における気圧観測値を基に補正した。



(a) 間隙水圧計の設置状況



(b) 間隙水圧計の設置状況

図-1.2.4 間隙水圧計設置状況

2) マノメーター

マノメーターは間隙水圧計の補完用として、間隙水圧計を設置した15箇所と同じ平面位置の透水層の壁面付近とのり肩直下の計16箇所に設置した。設置状況を図-1.2.5に示す。マノメーターはピット東側側壁の開口を經由し、ピット外側と連結させ、15分間隔で目視により計測した。



(a) マノメーターの設置状況



(b) マノメーターの設置状況

図-1.2.5 マノメーターの設置状況

2.2.3 模型の形状

1) 変位計

被覆土層表面の鉛直変位を計測するために、変位計を設置した。設置状況を図-1.2.6に示す。設置位置はのり尻付近の堤内地側の横断方向に1測線3箇所、縦断方向に1測線3箇所の合計5箇所である。



図-1.2.6 変位計の設置状況

2) 測量

実験前後の堤体と被覆土層表面の形状変化を把握するために、横断方向に6測線、縦断方向3測線の18交点において、模型表面の高さをスタッフにより測量した。

3) カメラ及びビデオ撮影

実験中の模型の状況を把握するために、ピットの外側から堤防方向に向けて、カメラ撮影（1分間隔：1,600×1,200ピクセル）とビデオ撮影を行った。

2.3 大型模型の製作

大型模型は、4ケースについて製作した。なお実験ケースは、表-1.1.1に示したとおりである。それぞれの模型の概要を以下に示す。模型の製作状況は付録Cにまとめた。

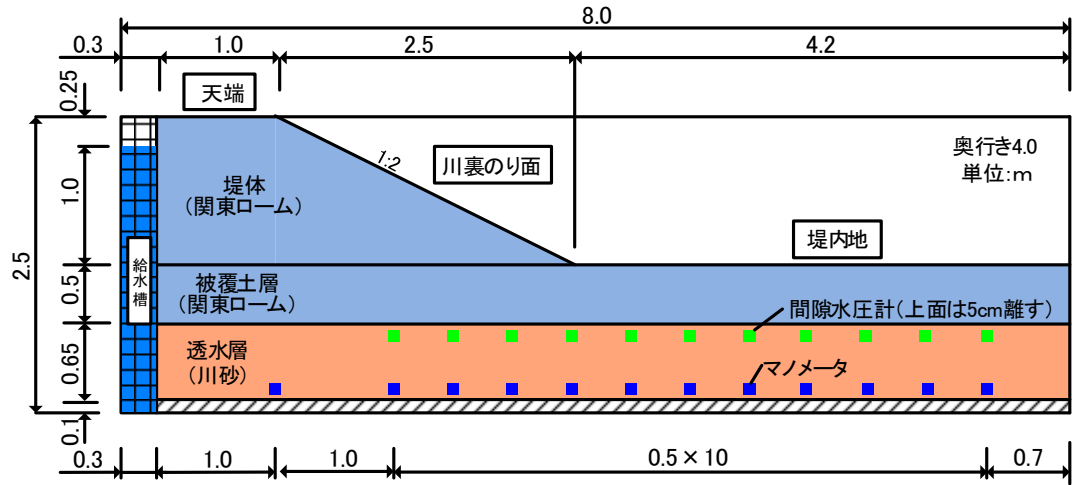
2.3.1 ケース1（無対策）

ケース1の横断形状、平面形状、変位計設置位置および模型表面高さ測量位置を図-1.2.7に示す。基礎地盤は透水層の上に薄い難透水性の被覆土層が堆積する盤膨れが生じやすい土層構成とした。透水層は川砂（透水係数 $k_s=3.4 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 、湿潤密度 $\rho_t=1.795 \text{g/cm}^3$ ）とし、被覆土層には層厚50cmのローム（透水係数 $k_s=1.9 \times 10^{-6} \text{m/s}$ 、湿潤密度 $\rho_t=1.431 \text{g/cm}^3$ ）を設けた。堤体は高さ1.25mとした。堤体および基礎地盤は、層厚15cm毎にランマで転圧し、締固め度 $D=90\%$ を目標とした。

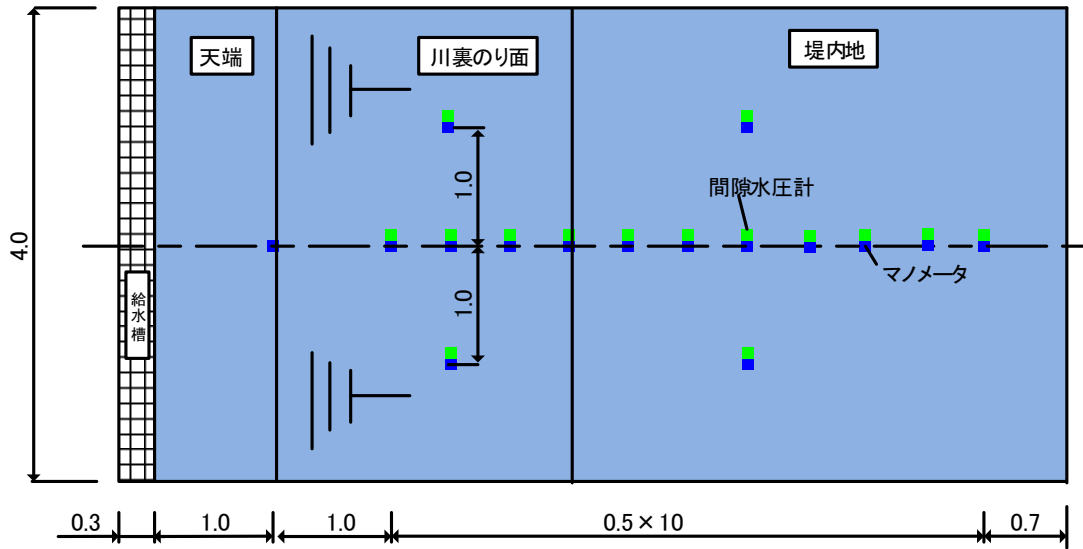
変位計はのり尻付近に設置し、間隙水圧計とマンメーターは壁面との摩擦の影響が最も少ないと考えられる土槽の中心位置かつ模型全体に配置した。

2.3.2 ケース2（排水機能付き矢板）

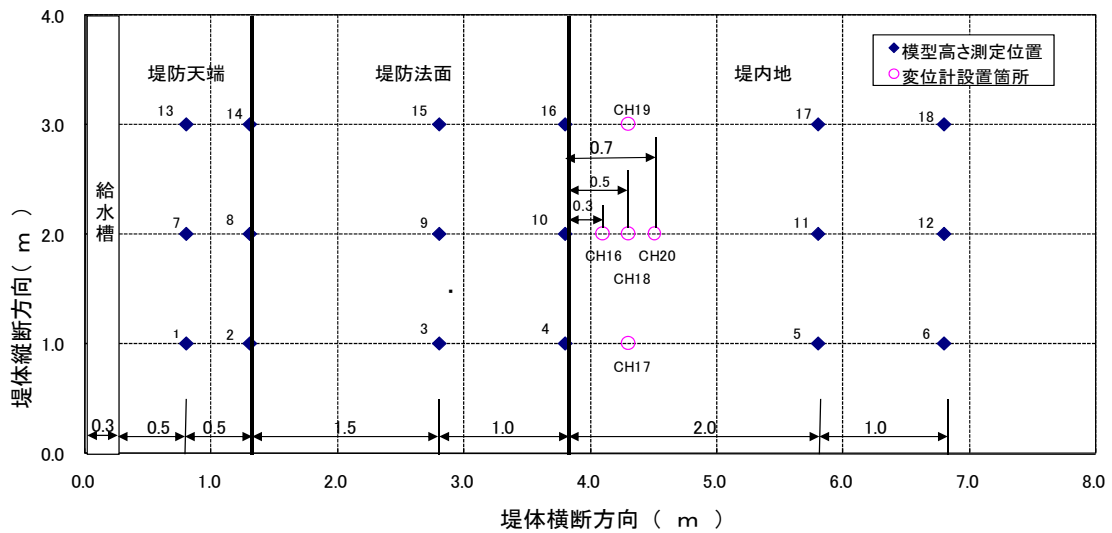
ケース2の横断形状、平面形状、変位計設置位置および模型表面高さ測量位置を図-1.2.8に示す。



(a) 横断形状

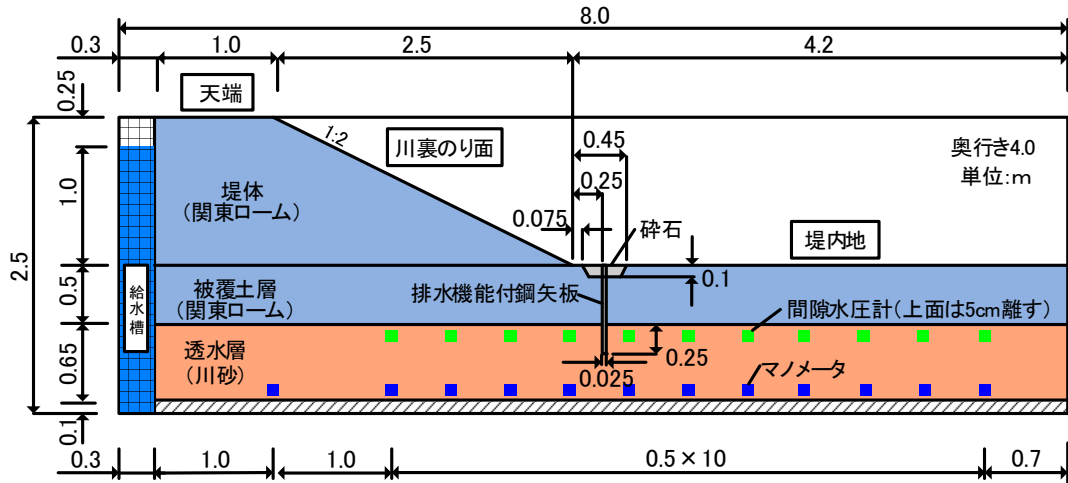


(b) 平面形状

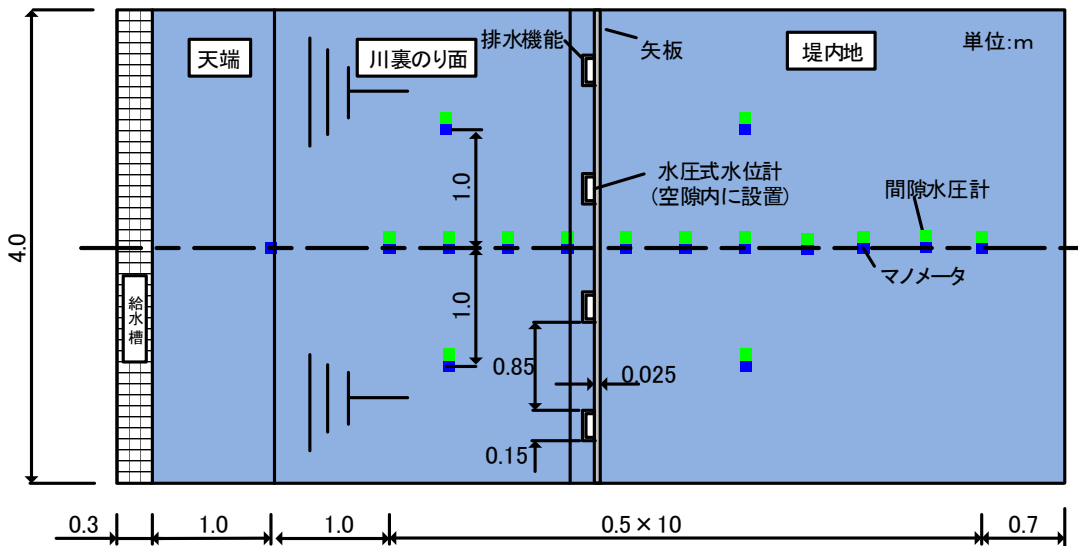


(c) 変位計設置位置および模型表面高さ測量位置

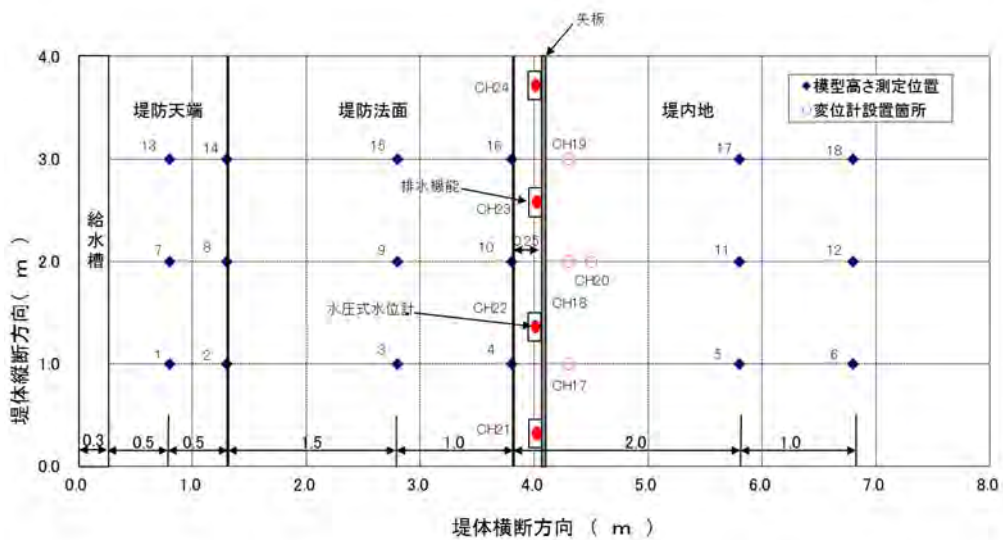
図-1.2.7 ケース1 (無対策) の模型および計測位置



(a) 横断形状



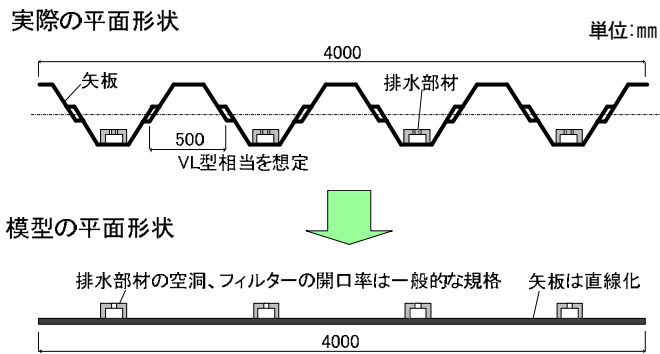
(b) 平面形状



(c) 変位計設置位置および模型表面高さ測量位置

図-1.2.8 ケース2 (排水機能付き矢板) の模型および計測位置

排水機能付き矢板の平面形状は図-1.2.9に示すように実際には波形であるが、実験では平らな板に排水部材を等間隔に配置した模型を作製した。排水機能付き矢板を堤内基盤排水工法として用いる場合に、矢板自体には透水層の水を堰き止める効果しかないと考えられることから、矢板を平らな板によって模擬したものである。



(a) 平面形状の比較

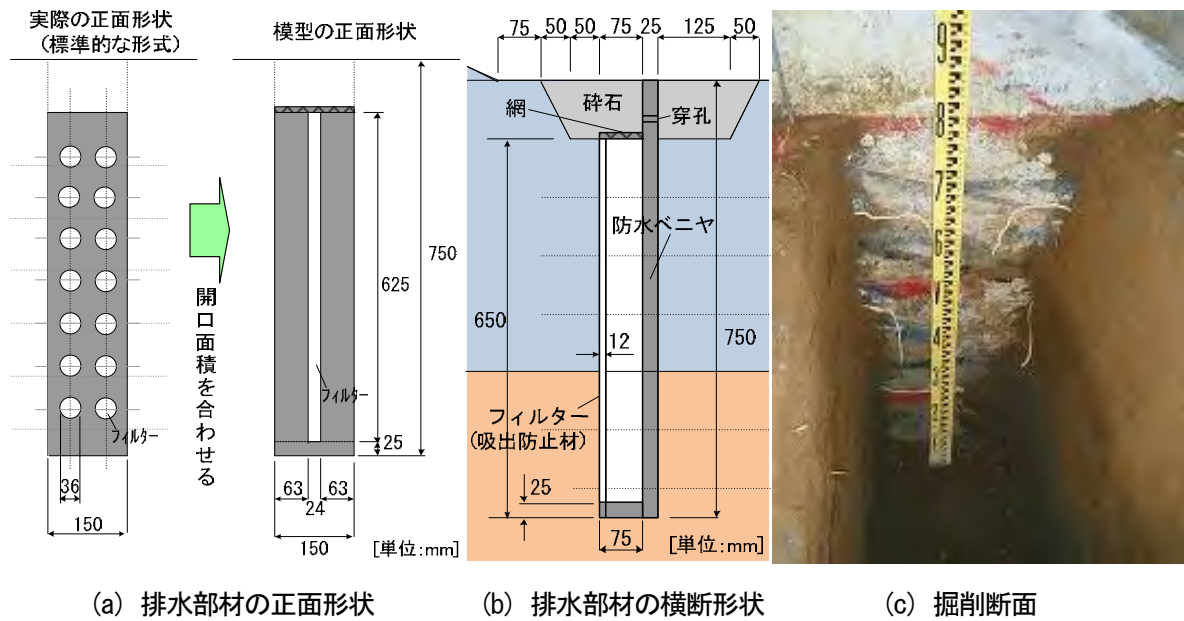


(b) 模型の写真

図-1.2.9 排水機能付き矢板の実際の形状と模型

排水部材は、矢板1枚の幅を実際の矢板500mm (VL型相当) と想定して矢板2枚につき1箇所の排水部があるため、模型の排水部材設置間隔を1mに1箇所とした。排水部材の規格、フィルターの開口率は市場の製品を参考に、平面上の空洞面積を100cm²/部材、開口率を矢板の延長方向の平均で2%として作製した。また、排水部材への土粒子の流入を防止するためのフィルターには吸出防止材を使用した。吸出防止材には透水係数 $k_s=1.5 \times 10^{-3} \text{m/s}$ の材料を使用した。

フィルターは図-1.2.10(a)左に示すとおり小規模な円形が格子状に配列されるが、実験模型では、スリット形式として、開口面積を合わせた。(b)に排水部材の横断形状を示す。また、(c)～(e)に掘削断面、排水部材、排水機能付き矢板の模型形状をそれぞれ示す。



(d) 排水部材の模型形状



(e) 排水機能付き矢板の模型形状

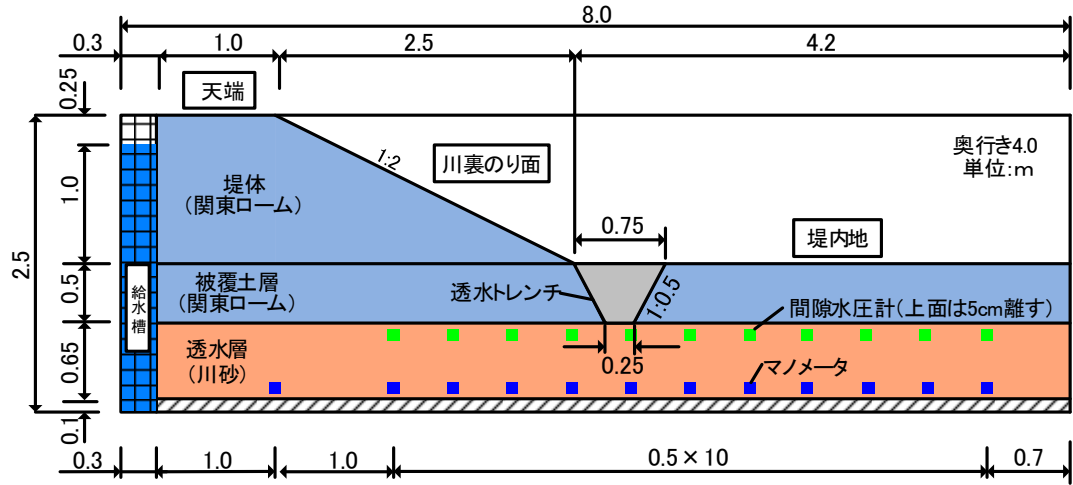
図-1.2.10 排水機能付き矢板の模型の詳細

2.3.3 ケース3 (透水トレンチ: 堤内側)

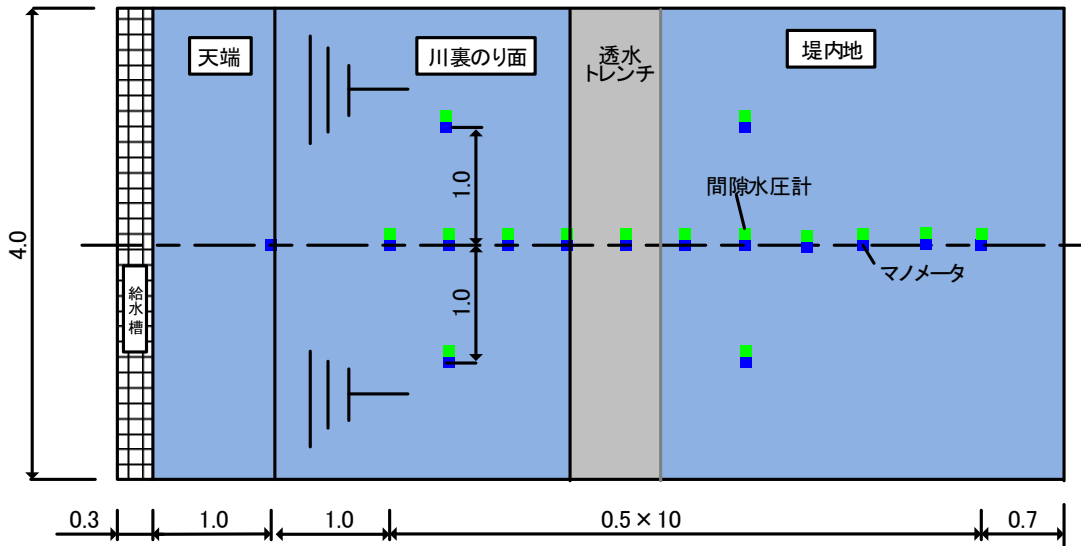
ケース3の横断形状、平面形状、変位計設置位置および模型表面高さ測量位置を図-1.2.11に示す。対策工のトレンチの埋戻し材料には、砕石 (単粒度砕石4号) を使用し、被覆土層や透水層との境界には吸出防止材 (透水係数 $k_s=1.5 \times 10^{-3} \text{m/s}$ の材料を使用) を設けた。トレンチはのり尻の堤内側に縦断連続的に設置した。

2.3.4 ケース4 (透水トレンチ: のり尻直下)

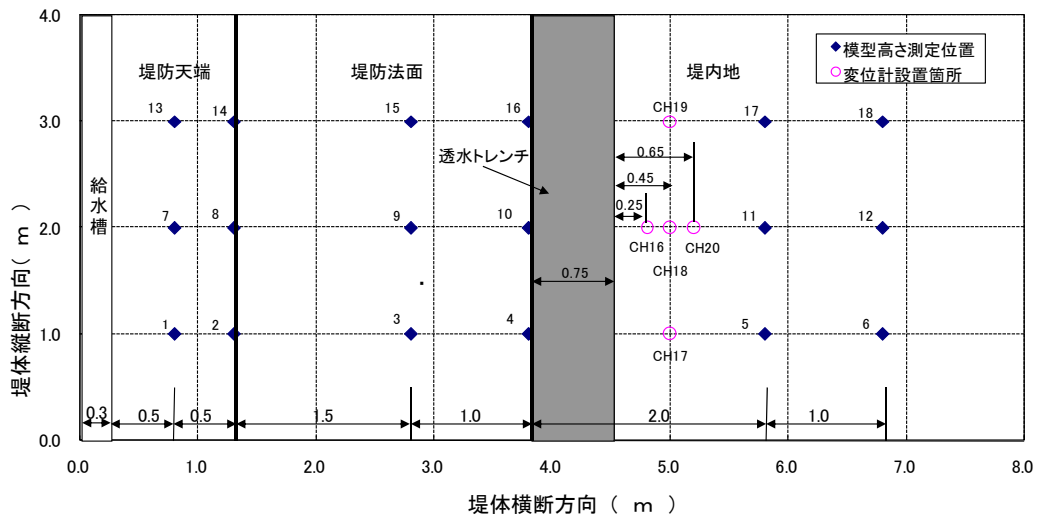
ケース4の横断形状、平面形状、変位計設置位置および模型表面高さ測量位置を図-1.2.12に示す。対策工のトレンチの埋戻し材料には、堤内側のケース3と同様に砕石 (単粒度砕石4号) を使用し、被覆土層や透水層との境界には吸出防止材 (透水係数 $k_s=1.5 \times 10^{-3} \text{m/s}$ の材料を使用) を設けた。トレンチはのり尻位置、縦断方向に連続的に設置した。



(a) 横断形状

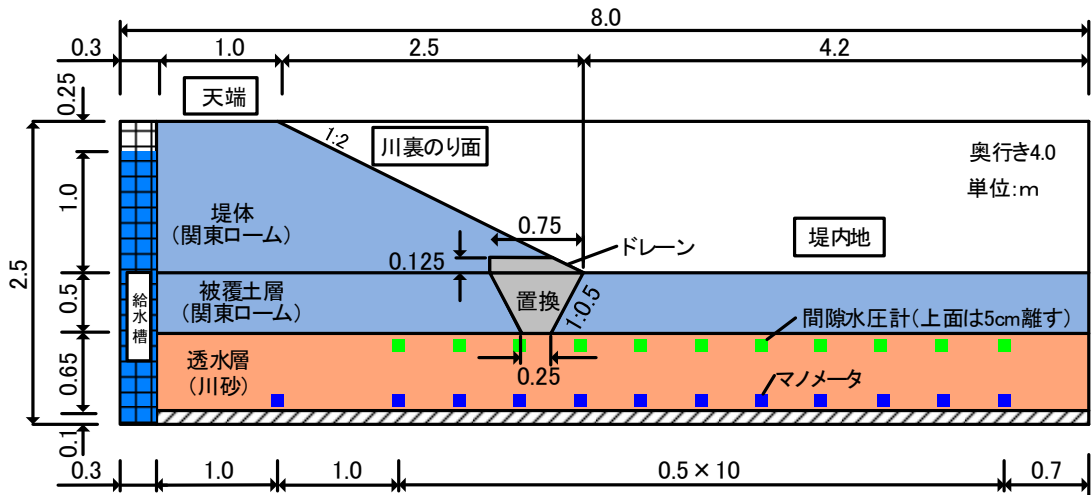


(b) 平面形状

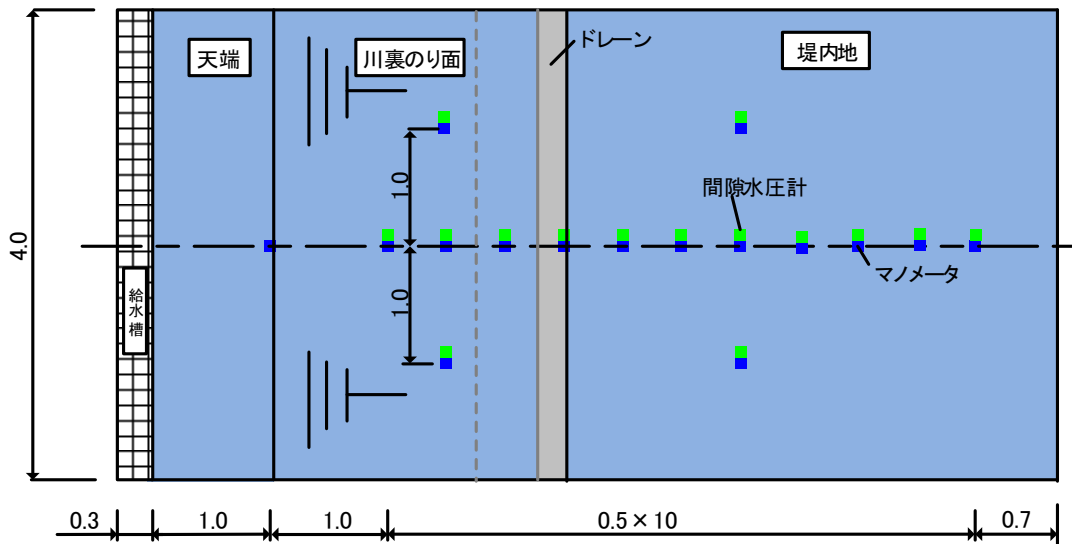


(c) 変位計設置位置および模型表面高さ測量位置

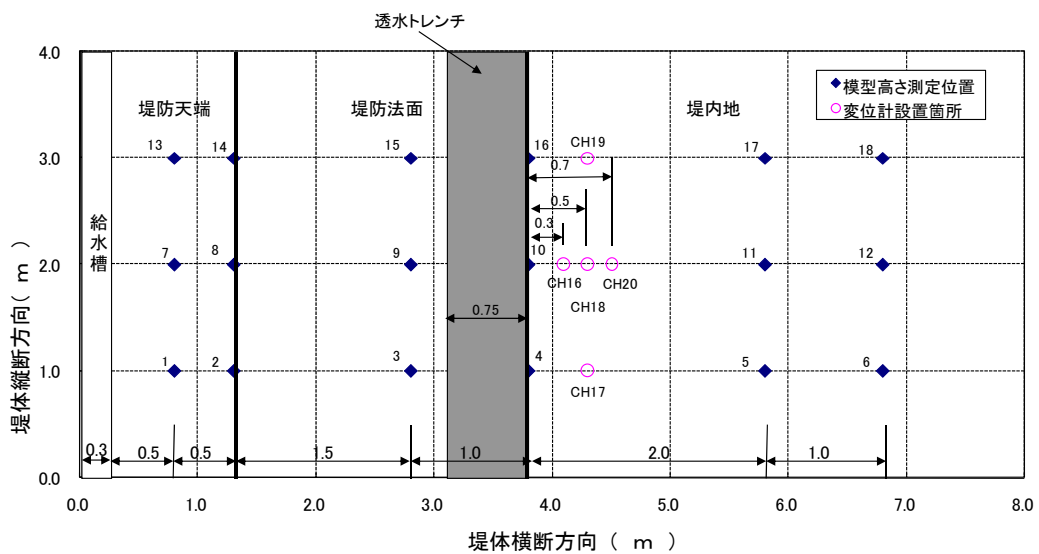
図-1.2.11 ケース3 (透水トレンチ: 堤内側) の模型および計測位置



(a) 横断形状



(b) 平面形状



(c) 変位計設置位置および模型表面高さ測量位置

図-1.2.12 ケース4 (透水トレンチ : のり尻直下) の模型および計測位置

2.4 土質材料と模型製作管理

2.4.1 土質材料

実験では、堤体および被覆土層にロームを、透水層に川砂を使用した。ロームおよび川砂の物理試験結果を表-1.2.1と図-1.2.13に示す。試験結果の詳細は付録Dにまとめた。

表-1.2.1 物理試験結果

土質材料		ローム	川砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.654	2.692
粒度構成	礫分 (%)	5.0	11.4
	砂分 (%)	11.7	87.3
	シルト・粘土分 (%)	86.3	1.3
締固め特性	ρ_{dmax} (g/cm ³)	0.973	1.739
	w_{opt} (%)	56.0	15.4

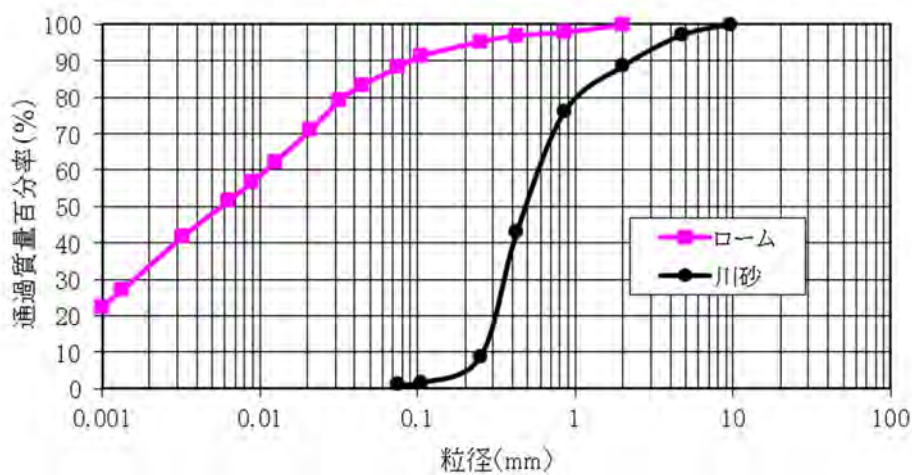


図-1.2.13 使用材料の粒径加積曲線

2.4.2 模型製作管理

模型製作時に締固め各層2箇所での土の湿潤密度試験を行った。結果を表-1.2.2と表-1.2.3に示す。透水層の川砂の締固め度は平均88.6%であった。被覆土層および堤体の土質材料として使用したロームの締固め度は平均93.7%であった。

模型は透水層に薄い難透水性の被覆土層が堆積する盤膨れが生じやすい土層構成としており、川砂は透水係数 $k_s = 3.4 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 、湿潤密度 $\rho_t = 1.724 \text{g/cm}^3$ 、ロームは透水係数 $k_s = 1.9 \times 10^{-6} \text{m/s}$ 、湿潤密度 $\rho_t = 1.514 \text{g/cm}^3$ である。透水試験結果の詳細は付録Eにまとめた。

表-1.2.2 川砂（透水層）の湿潤密度試験結果一覧

採取高さ	試料 1				試料 2			
	含水比	湿潤密度	乾燥密度	締固め度	含水比	湿潤密度	乾燥密度	締固め度
	%	g/cm ³	g/cm ³	%	%	g/cm ³	g/cm ³	%
1 層	11.2	1.740	1.564	89.9	11.5	1.736	1.557	89.5
2 層	12.6	1.741	1.546	88.9	11.9	1.701	1.520	87.4
3 層	10.9	1.690	1.524	87.6	12.2	1.716	1.529	87.9
4 層	12.8	1.750	1.551	89.2	12.5	1.730	1.538	88.4
5 層	11.2	1.713	1.541	88.6	11.0	1.715	1.545	88.9
平均								88.6

表-1.2.3 ローム（被覆土層、堤体）の湿潤密度試験結果一覧

採取高さ	試料 1				試料 2			
	含水比	湿潤密度	乾燥密度	締固め度	含水比	湿潤密度	乾燥密度	締固め度
	%	g/cm ³	g/cm ³	%	%	g/cm ³	g/cm ³	%
1 層	66.8	1.513	0.907	93.2	68.3	1.529	0.908	93.4
2 層	67.7	1.510	0.901	92.6	64.7	1.514	0.919	94.5
3 層	66.6	1.507	0.904	93.0	65.6	1.503	0.907	93.3
4 層	66.1	1.522	0.916	94.2	65.8	1.522	0.918	94.3
5 層	65.7	1.523	0.919	94.5	65.4	1.506	0.911	93.6
6 層	66.5	1.504	0.904	92.9	67.0	1.527	0.914	94.0
7 層	64.3	1.504	0.915	94.1	65.2	1.506	0.912	93.7
平均								93.7

3. 実験方法

各実験の初期条件、外力条件を示す。

3.1 初期条件

実験開始直前に被覆土層の上面まで飽和した状態とするため、実験開始前に給水槽の水位を被覆土層上面位置（ピット下端から1.25mの高さ）で48時間以上保持した。この間、マンノメーターにより水位分布を観測し、実験直前（実験当日9:30）には、水位がほぼ水平になっており、被覆土層の上面まで飽和した状態となったことが確認できる。

マンノメーター設置位置の平面図を図-1.3.1に示し、実験開始までの観測結果を図-1.3.2～図-1.3.5に示す。

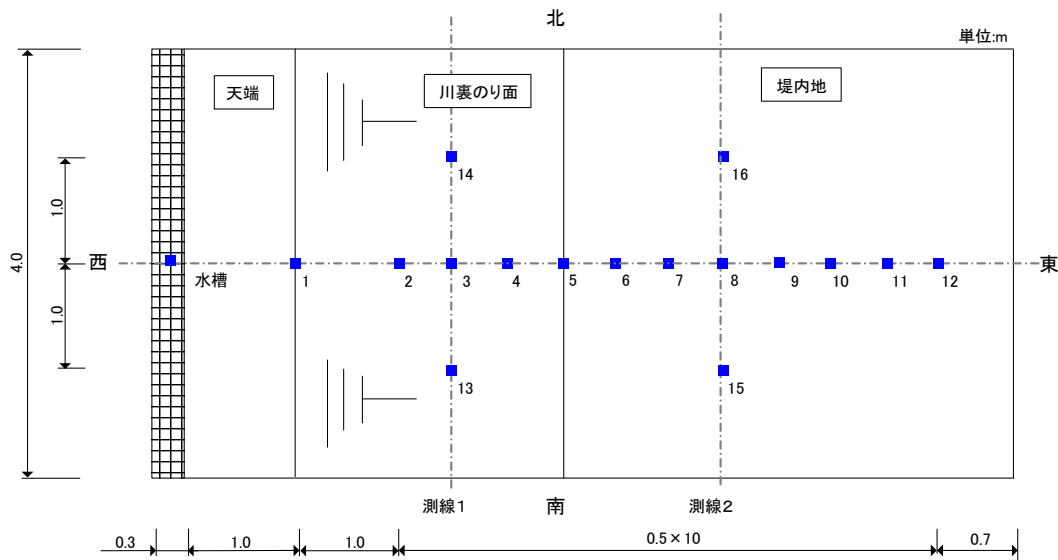


図-1.3.1 マノメーターの設置位置

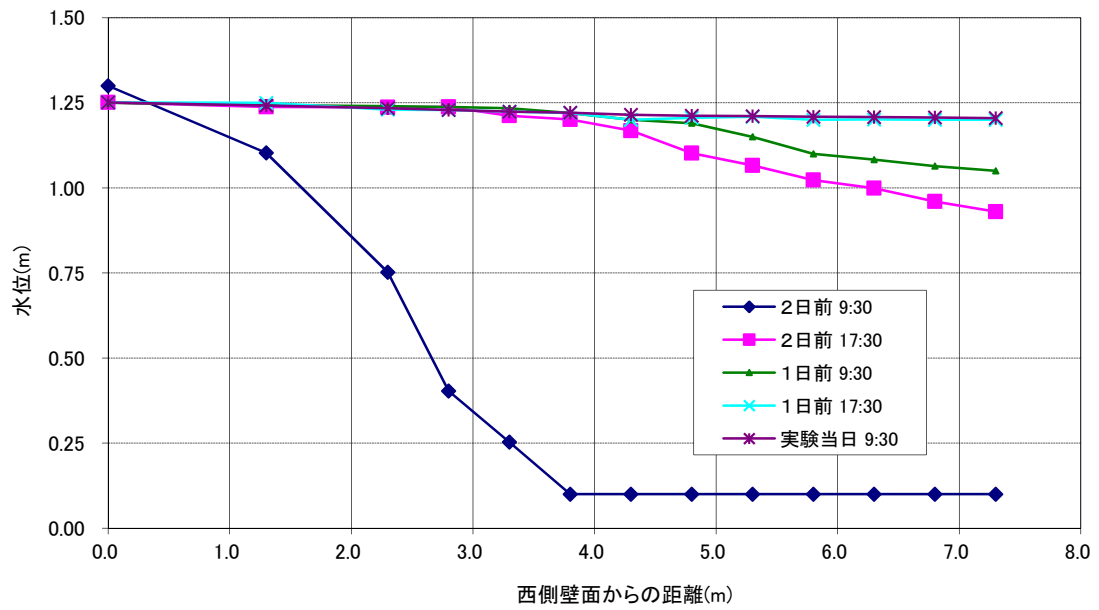


図-1.3.2 ケース1（無対策）の模型中心位置におけるマンメーター水位の時間変化

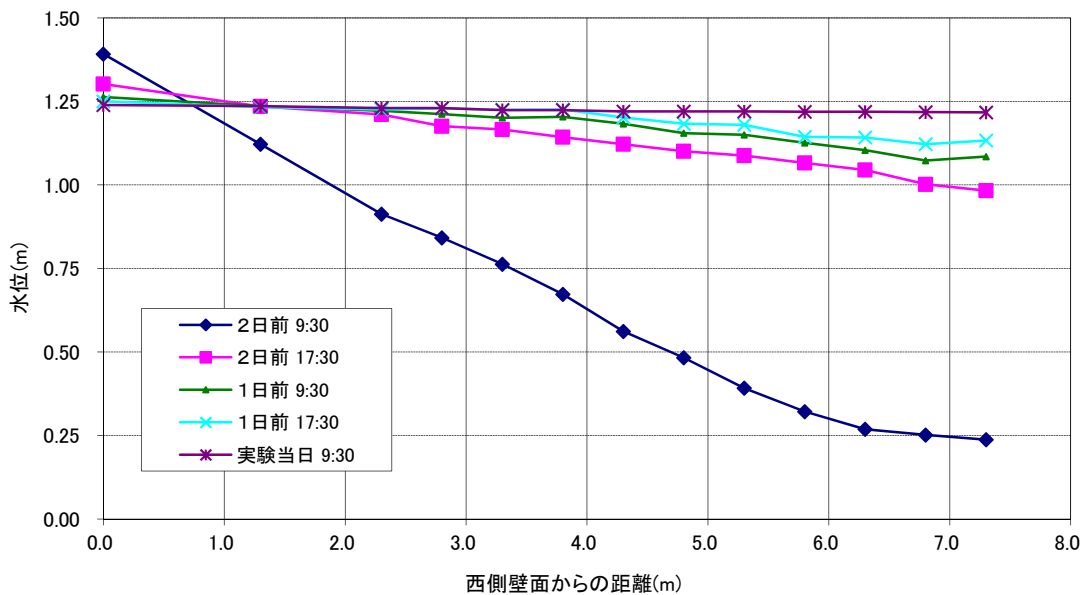


図-1.3.3 ケース2（排水機能付き矢板）の模型中心位置におけるマンメーター水位の時間変化

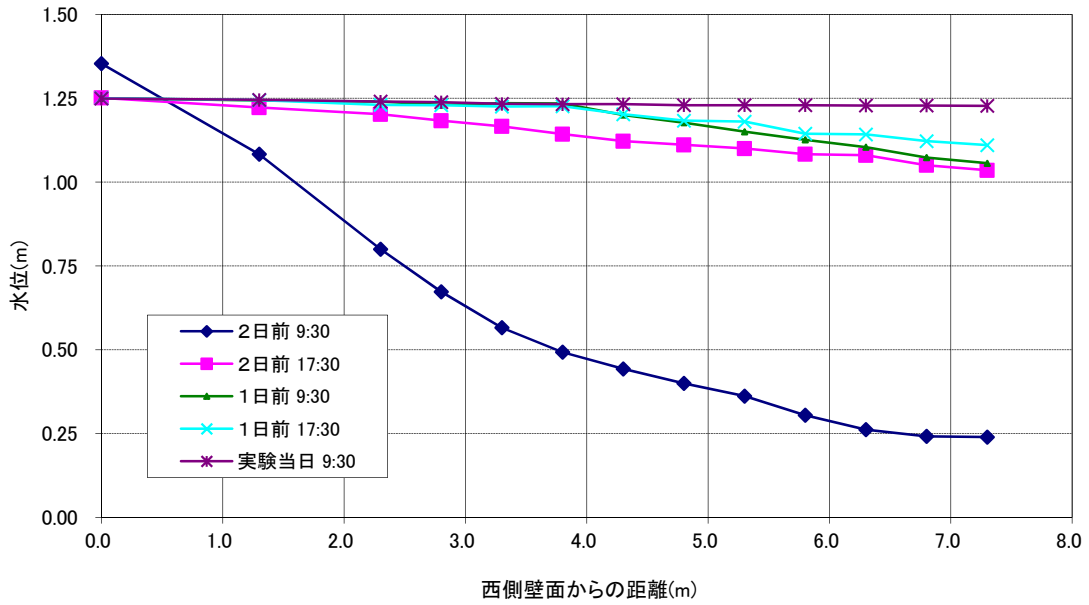


図-1.3.4 ケース3（透水トレンチ・堤内側）の模型中心位置におけるマンメーター水位の時間変化

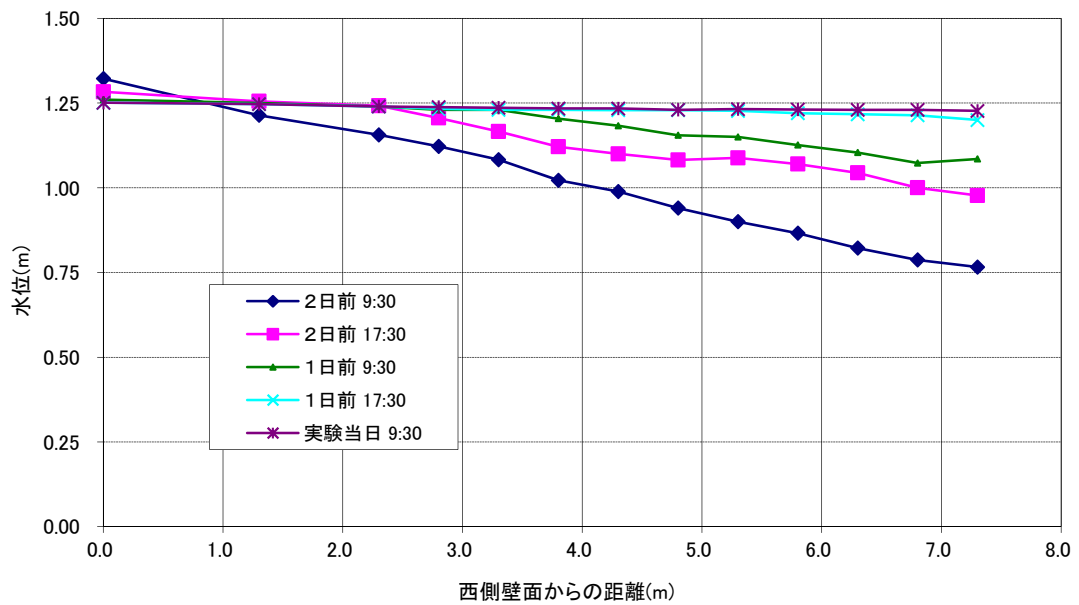


図-1.3.5 ケース4（透水トレンチ・のり戻直下）の模型中心位置におけるマンメーター水位の時間変化

3.2 外力条件

本実験では、給水槽の水位を図-1.3.6に示すように階段状に上昇させた。給水槽の水位を定常状態とすると、被覆土層下面の水圧は1時間で概ね定常となったため、1時間毎に水位を上昇させることとした。水位は、最初の2段階までは20cmずつ上昇させ、その後10cmずつで上昇させた。最後は、被覆土層上面から1.25mの高さまで35cm一気に上昇させた。

給水槽の水位は目標水位に対して水位差1cmを下回るとポンプが起動するフロートレス装置により制御されており、ロープ式の巻尺に触針式の水圧計を使用した手計りによる水位の確認も15分間隔で行った。

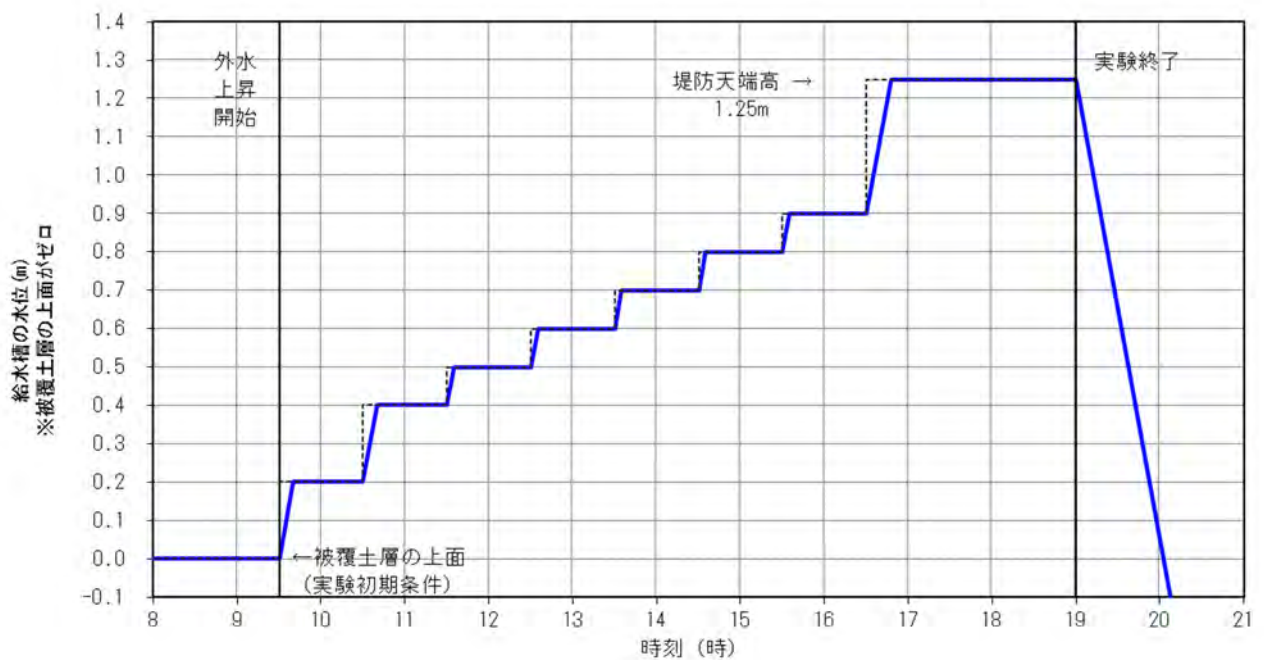


図-1.3.6 給水槽の水位の経時変化 (外力条件)

4. 実験結果

4 ケースそれぞれの実験データを4.1～4.4に整理した。間隙水圧については、実験開始の直前に初期値をとり、値は初期値からの圧力水頭の増分として表記している。定点カメラにより撮影した模型実験の状況は30分間隔で付録Fにまとめた。

4.1 ケース1（無対策）の実験結果

4.1.1 概況

給水槽の水位が被覆土層上面+50cmとした辺りからのり尻の鉛直変位が増加し始め、給水槽の水位が被覆土層上面+80cmとなり、鉛直変位量が概ね3mmに達した時点で、図-1.4.1に示す×の位置から漏水が生じた。その後、水位を被覆土層上面+90cmに上げてても漏水箇所は拡大もなく鉛直変位量は変わらなかったが、被覆土層上面+125cmに上げると、鉛直変位量が再び増加し、変位量が5mmを上回ったところで、図-1.4.2に示す×の位置から2回目の漏水が生じた。

水位の上昇に応じて2回漏水が生じている。1回目の漏水は被覆土層に密閉された排水のない状態で、水位上昇に応じて被覆土層が膨れ上がって生じたものと考えられる。漏水箇所の拡大など変状は見られなかったが、2回目の漏水は被覆土層に漏水箇所（1回目）が形成されていたものの、水位上昇に応じて漏水箇所からの排水量より給水量の方が大きくなった段階で生じたものと考えられる。

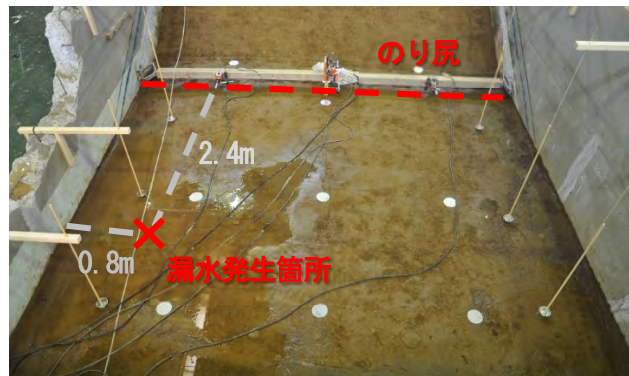


図-1.4.1 漏水発生個所の状況（無対策：5時間32分後）

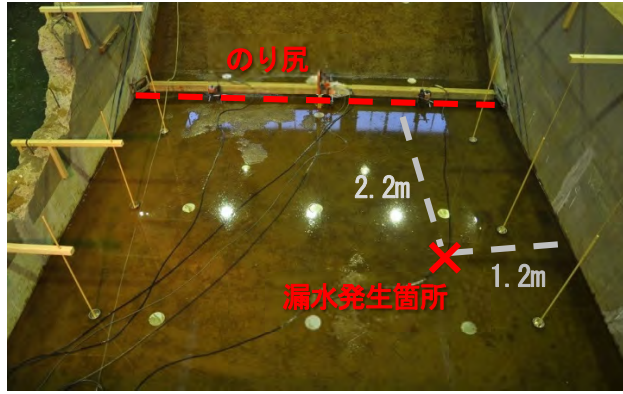


図-1.4.2 漏水発生個所の状況（無対策：8時間52分後）

4.1.2 間隙水圧計による透水層の水圧

間隙水圧計により計測した被覆土層下面の水圧変化を図-1.4.3に示す。また、間隙水圧計の配置位置図を図-1.4.4に示す。

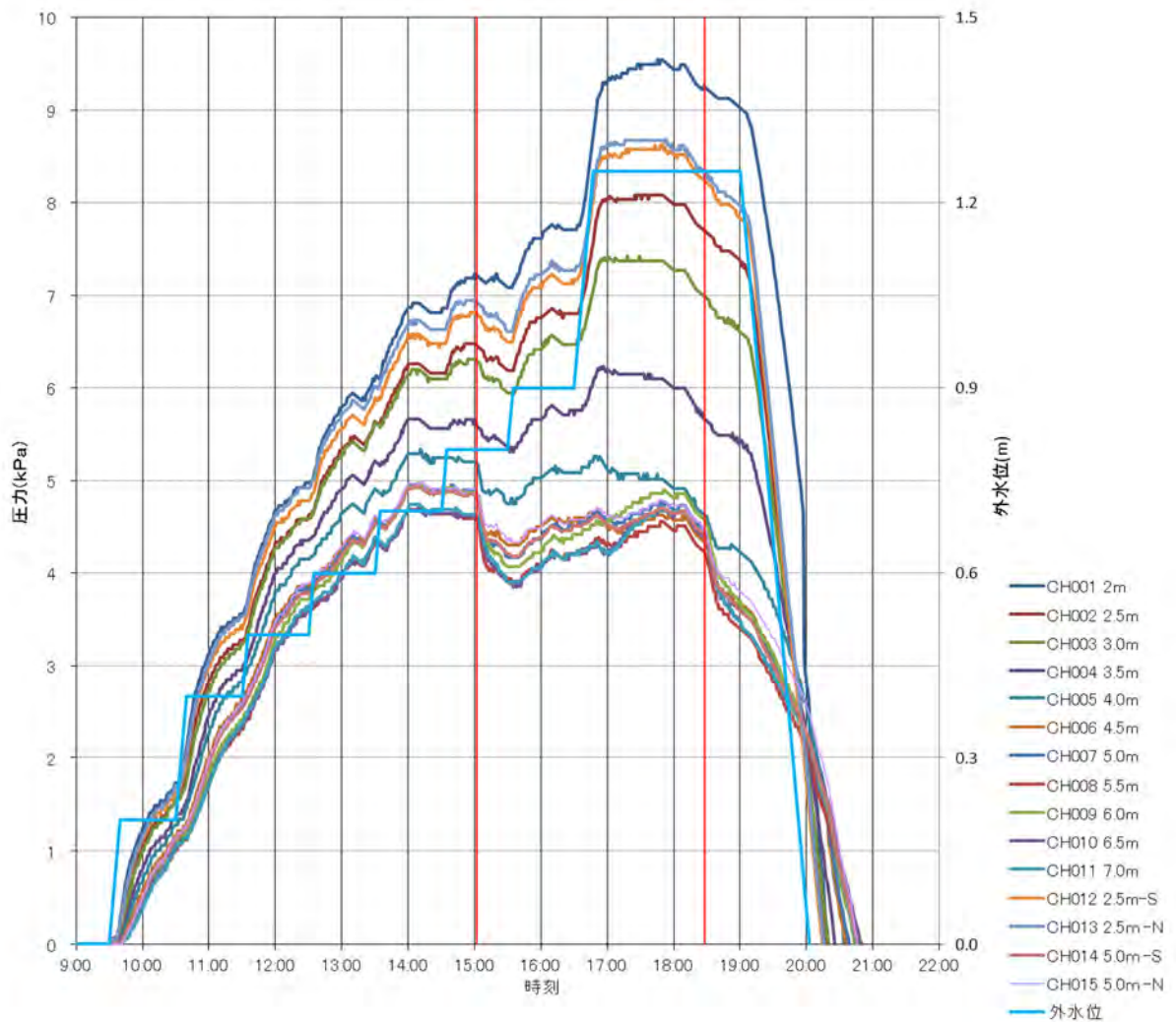


図-1.4.3 被覆土層下面の水圧変化（ケース1：無対策）

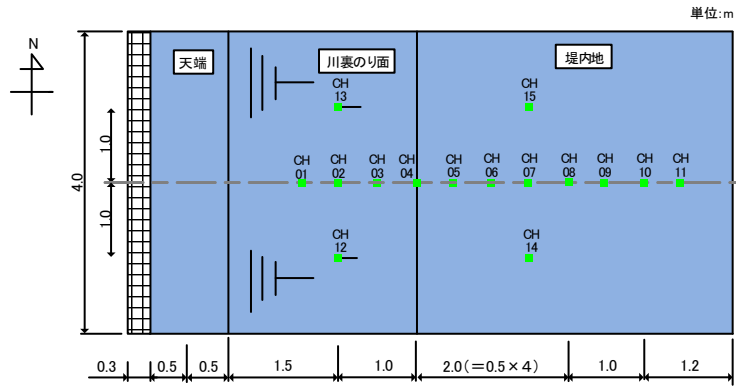


図-1.4.4 間隙水圧計配置位置図（ケース1：無対策）

4.1.3 マノメーターによる透水層の水頭

マノメーターによる計測値を図-1.4.5に示す。

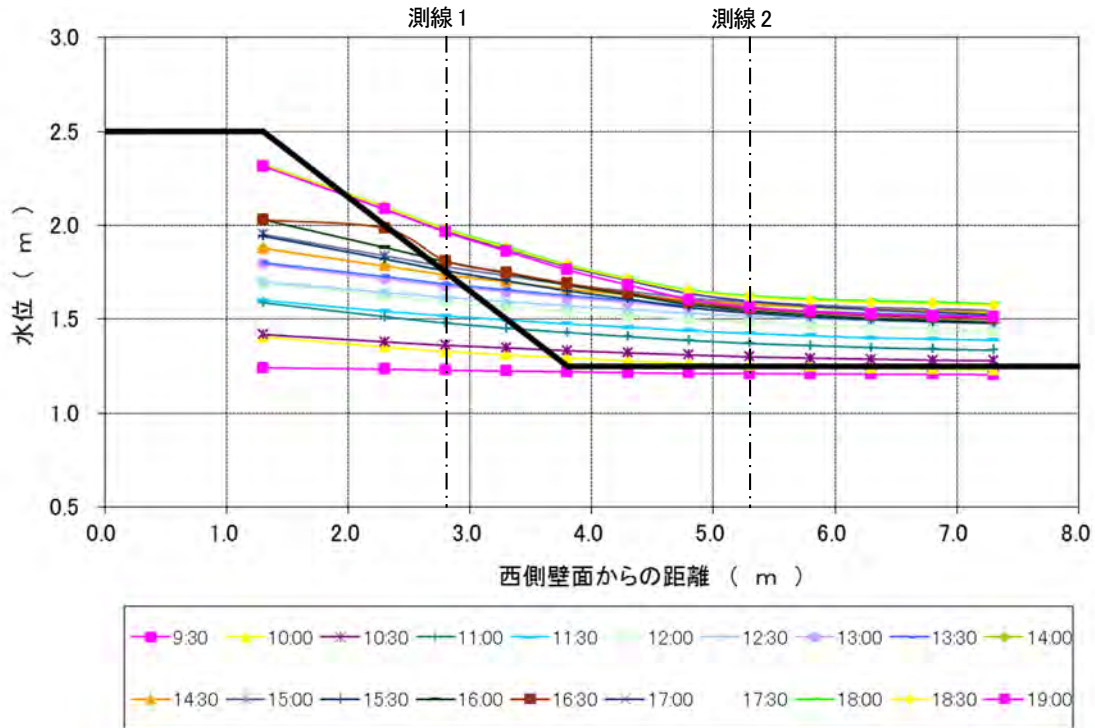


図-1.4.5 マノメーターの計測値（ケース1：無対策）

また、縦断的な水位を観測したケース1のマノメーターによる計測値を図-1.4.6、図-1.4.7に示す。ケース1において縦断的な水位変化は殆どないことが確認できる。

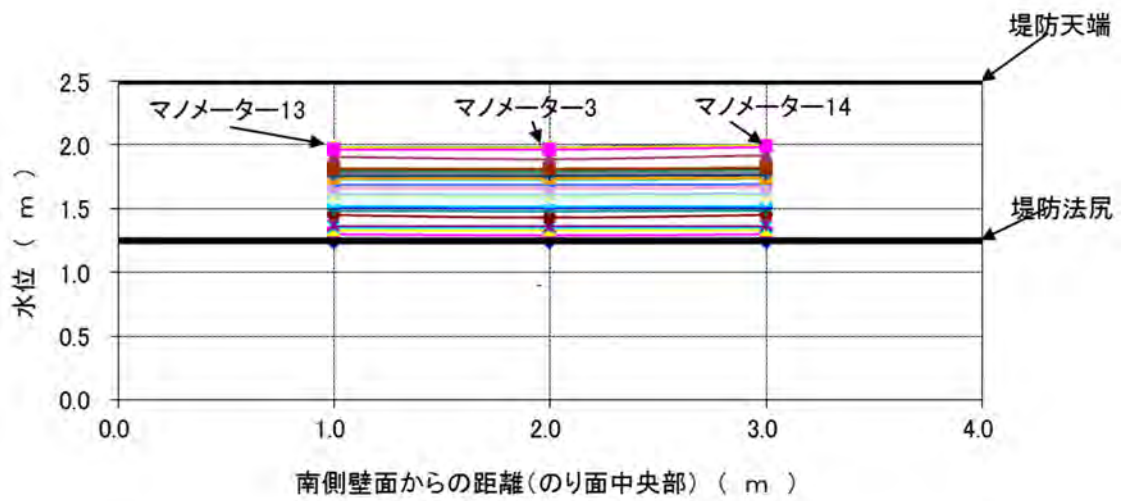


図-1.4.6 測線1 (のり面中央部) のマノメーターの状況 (ケース1 : 無対策)
 (凡例は図-1.4.5と同じ)

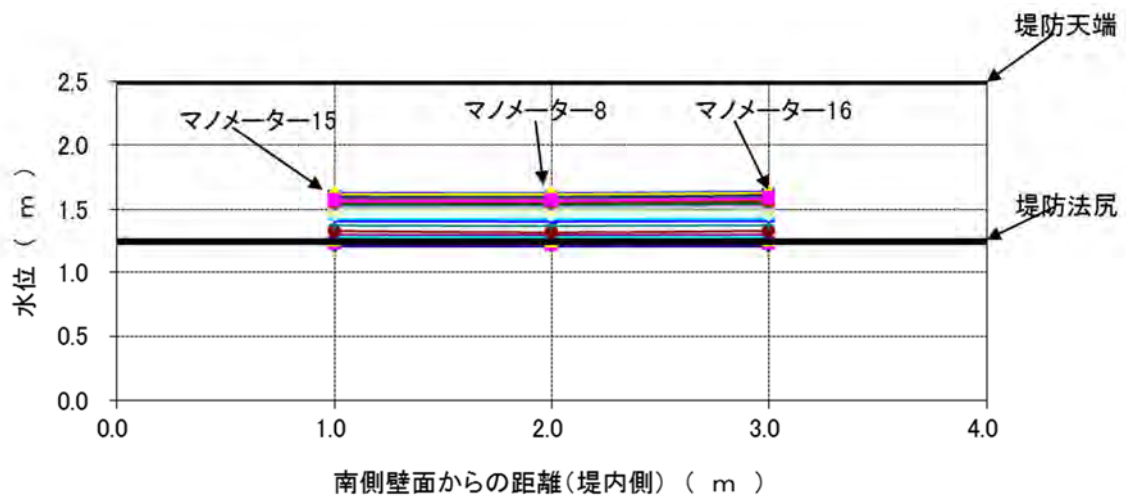


図-1.4.7 測線2 (堤内側) のマノメーターの状況 (ケース1 : 無対策)
 (凡例は図-1.4.5と同じ)

4.1.4 被覆土層表面の鉛直変位

被覆土層表面の鉛直変位を変位計により計測した結果を図-1.4.8に示す。また、変位計の配置位置図を図-1.4.9に示す。

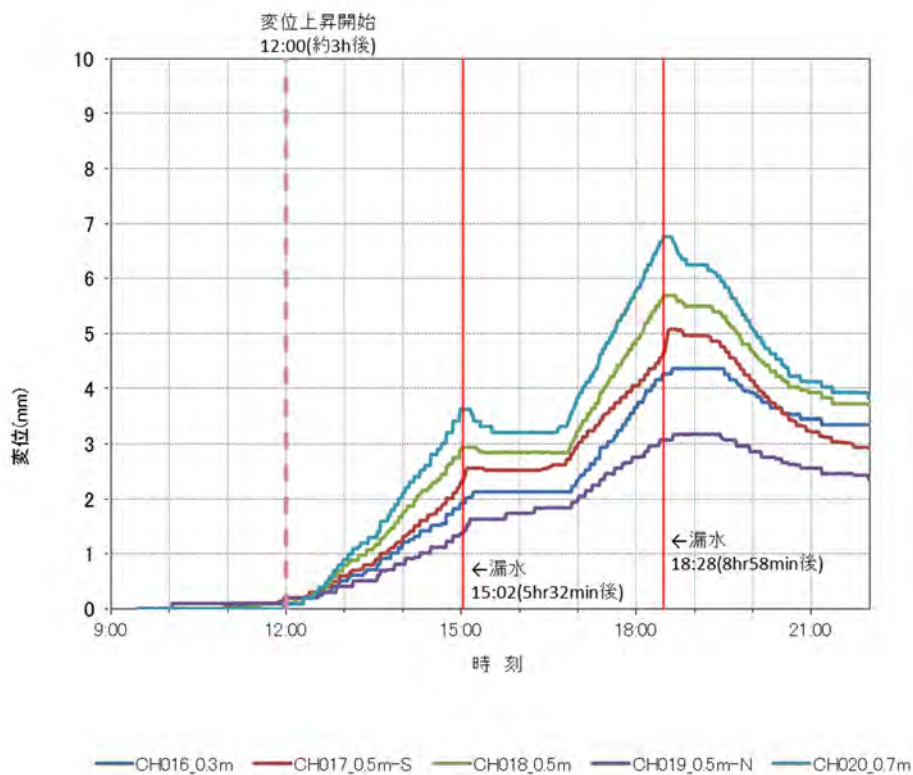


図-1.4.8 被覆土層表面の鉛直変位の時間変化（ケース1：無対策）

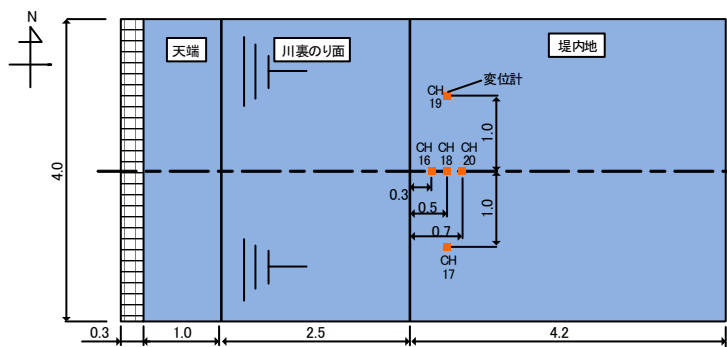


図-1.4.9 変位計配置位置図（ケース1：無対策）

4.1.5 実験前後の模型形状の変化

基礎地盤の飽和開始前と実験終了後に測定した、模型表面の鉛直変位量の分布を図-1.4.10に示す。鉛直変位量の計測はスタッフを用いた水準測量により行った。測定値は実験開始前を0とし、膨れ上がりを+、沈下を-として表示してある。

計測結果より、最大変位量は10mmであり、漏水が発生したことにより沈下傾向となった。

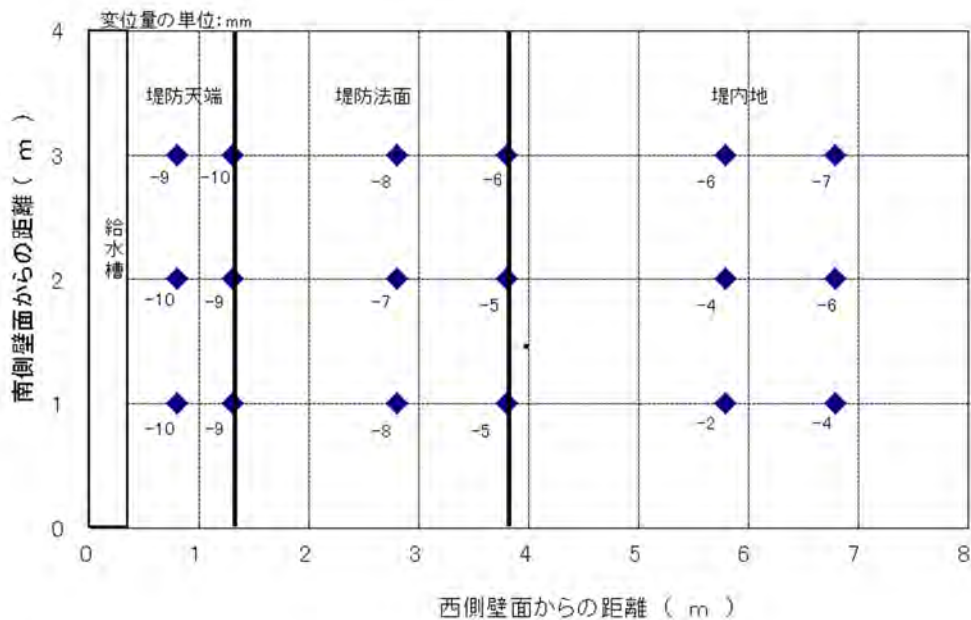


図-1.4.10 実験前後の模型表面の鉛直変位量の分布（ケース1：無対策）

4.2 ケース2（排水機能付き矢板）の実験結果

4.2.1 概況

実験開始から、外水位の上昇に伴って被覆土層表面の変位が若干上昇したものの、1mm 程度の変位が見られただけで漏水には至らなかった。また、間隙水圧計の値は、矢板の川表側では外水位と同じような傾向となったが、堤内側では圧力水頭が下がり排水機能付き矢板の効果が表れた。

4.2.2 間隙水圧計による透水層の水圧

間隙水圧計により計測した被覆土層下面の水圧変化を図-1.4.11に示す。また、間隙水圧計の配置はケース1の図-1.4.4に同じである。

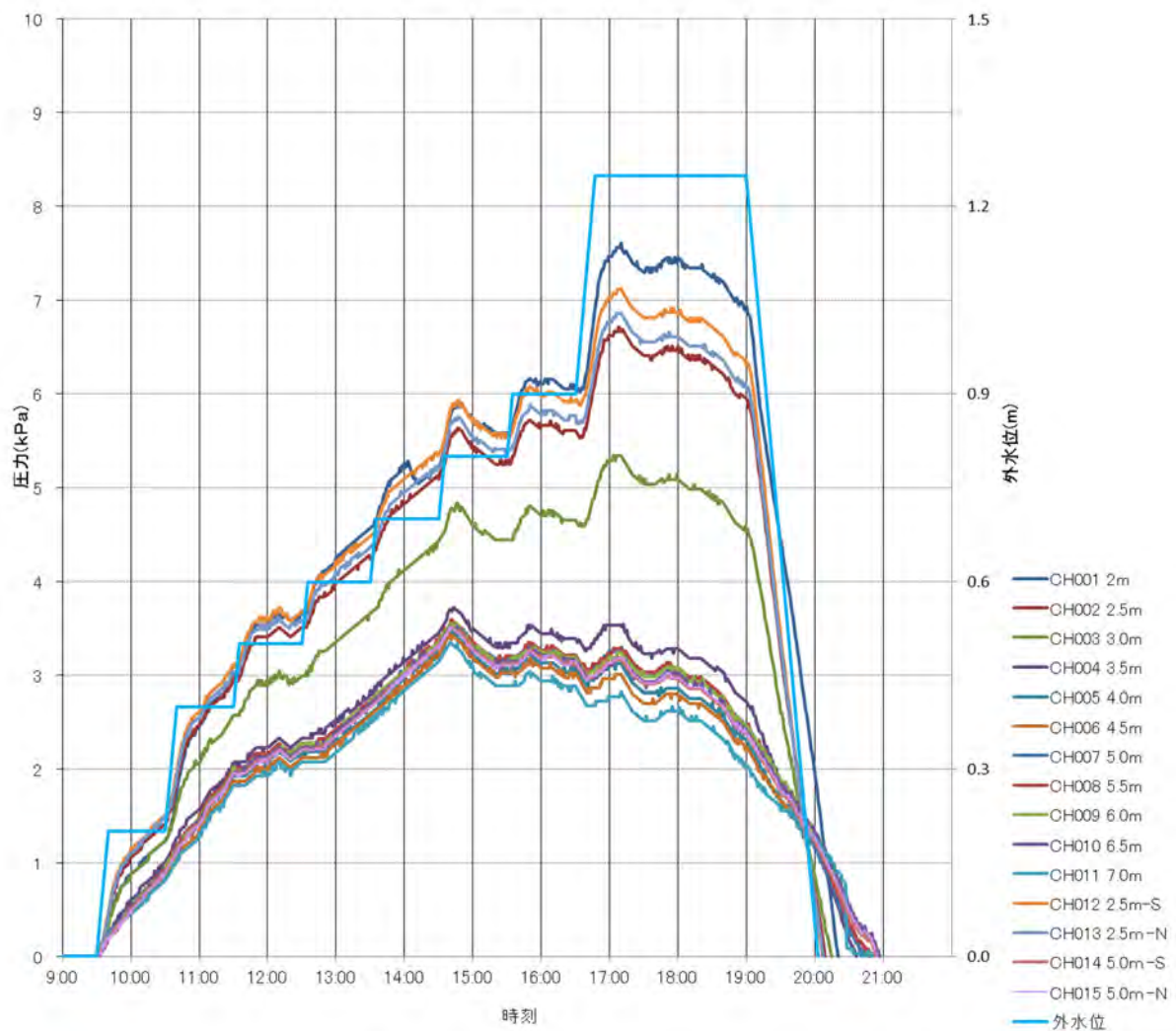


図-1.4.11 被覆土層下面の水圧変化（ケース2：排水機能付き矢板）

4.2.3 マノメーターによる透水層の水頭

マノメーターによる計測値を図-1.4.12に示す。

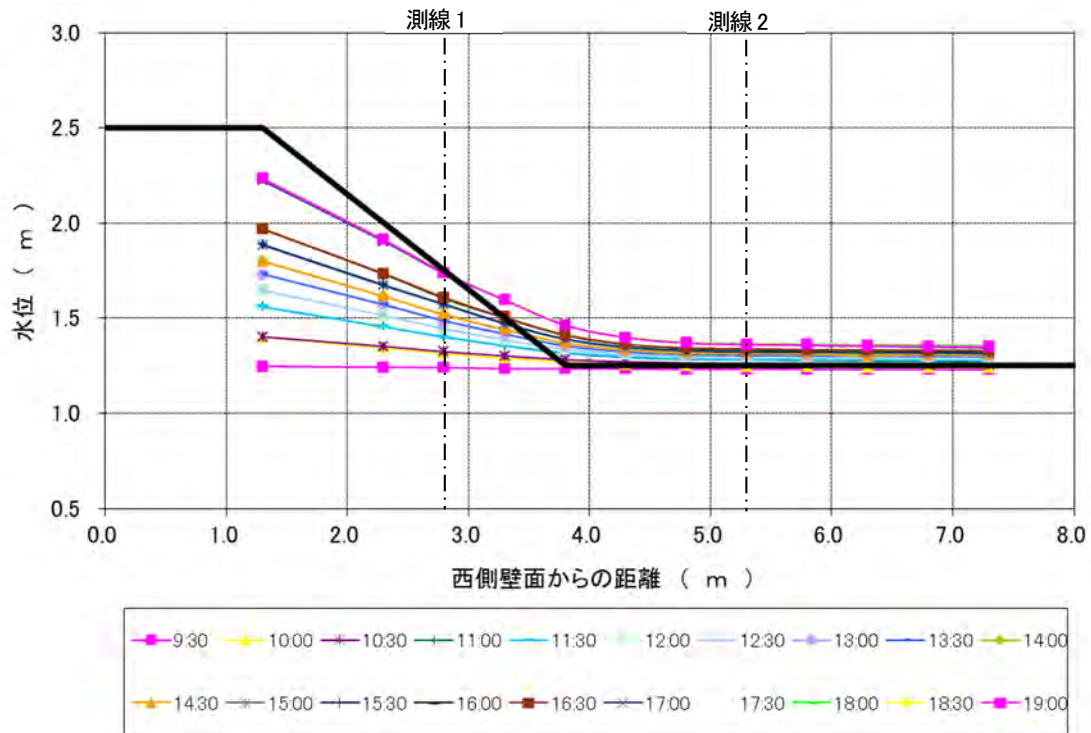


図-1.4.12 マノメーターの計測値（ケース2：排水機能付き矢板）

また、縦断的な水位を観測したケース2のマノメーターによる計測値を図-1.4.13、図-1.4.14に示す。ケース2において縦断的な水位変化は殆どないことが確認できる。

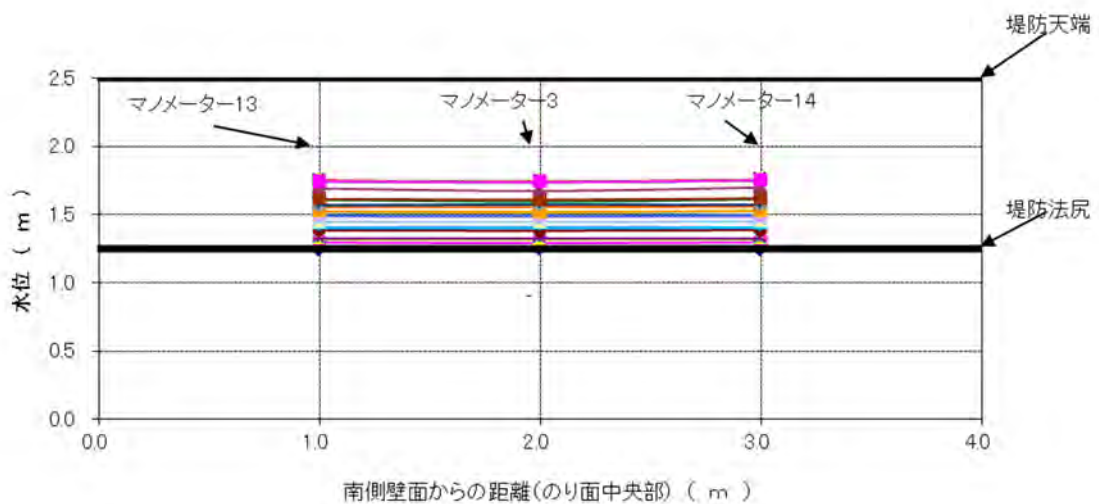


図-1.4.13 測線1（のり面中央部）のマノメーターの状況（ケース2：排水機能付き矢板）
（凡例は図-1.4.12と同じ）

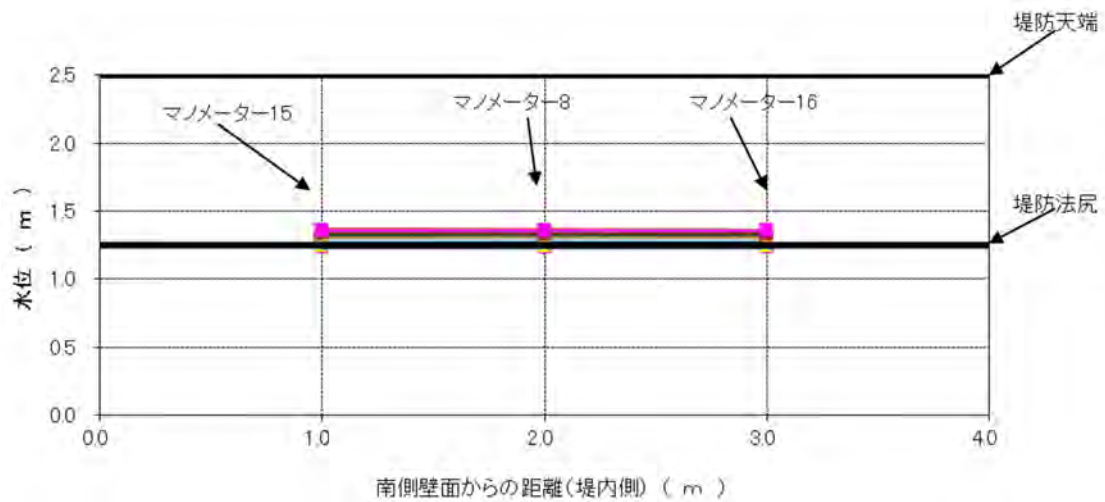


図-1.4.14 測線2 (堤内側) のマンメーターの状況 (ケース2 : 排水機能付き矢板)
(凡例は図-1.4.12と同じ)

4.2.4 被覆土層表面の鉛直変位

被覆土層表面の鉛直変位を変位計により計測した結果を図-1.4.15に示す。また、変位計の設置位置図を図-1.4.16に示す。

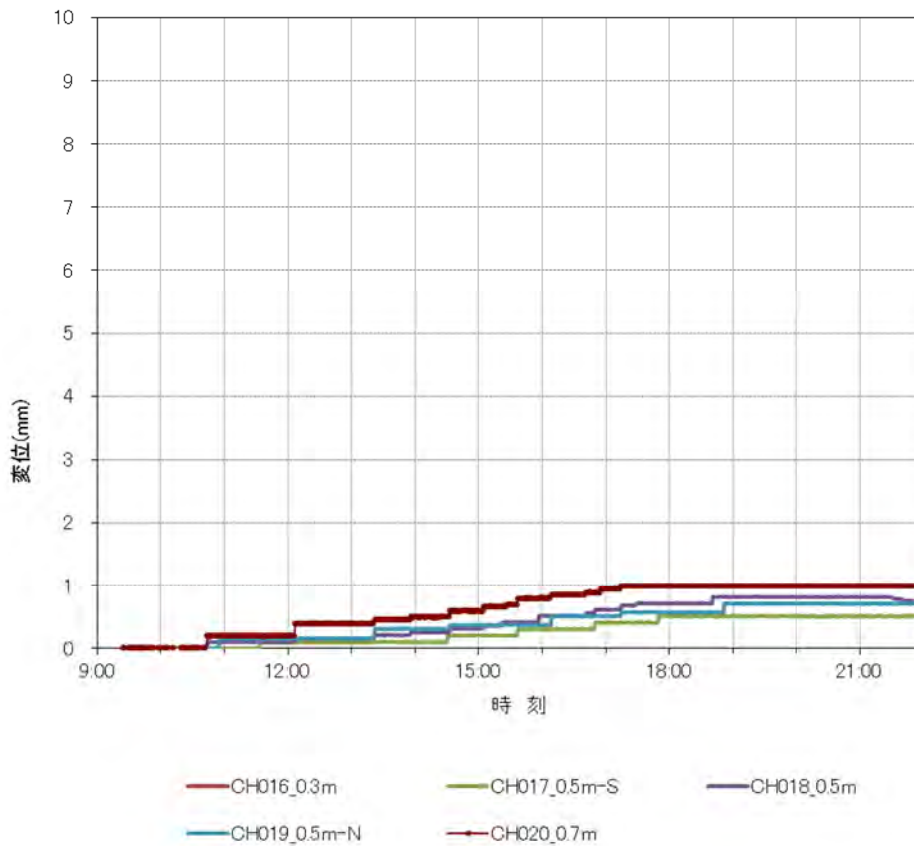


図-1.4.15 被覆土層表面の鉛直変位の時間変化 (ケース2 : 排水機能付き矢板)

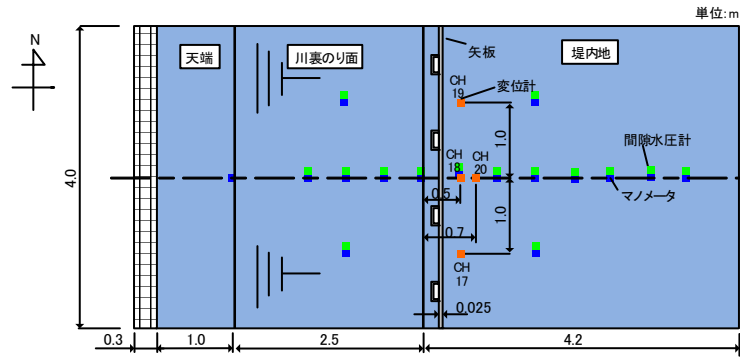


図-1.4.16 変位計配置位置図（ケース 2：排水機能付き矢板）

4.2.5 排水部材内の水位変化

排水部材内の水位を水圧式水位計によって計測した結果を図-1.4.17に示す。排水部材内に静水圧に対して過剰な水圧は発生していないことが確認できる。また、水圧計の配置位置図を図-1.4.18に示す。

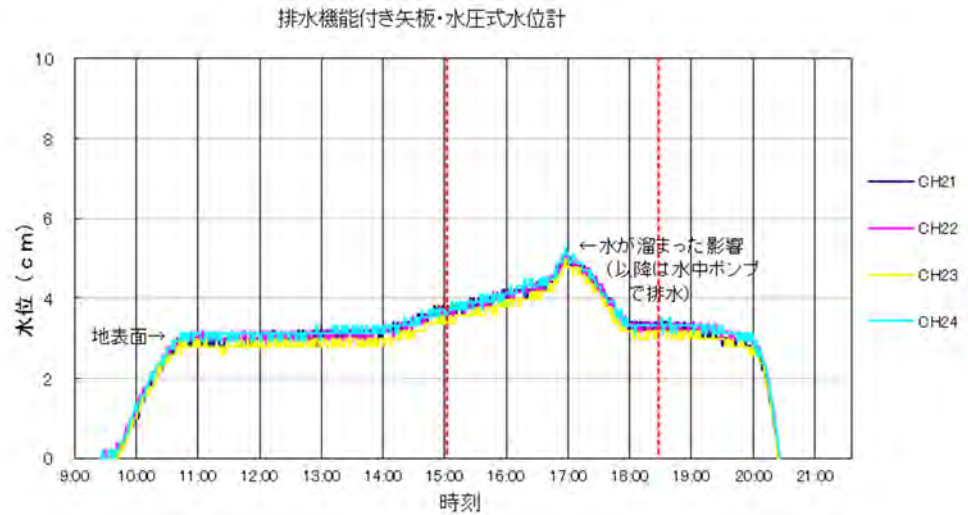


図-1.4.17 排水部材内の水位の時間変化（ケース 2：排水機能付き矢板）

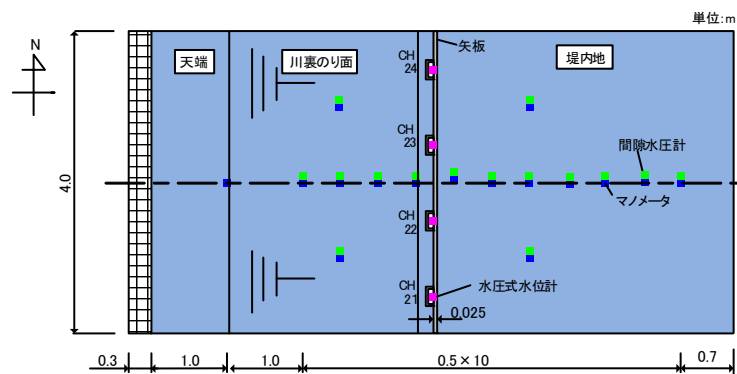


図-1.4.18 排水部材内の水圧計配置位置図（ケース 2：排水機能付き矢板）

4.2.6 実験前後の模型形状の変化

基礎地盤の飽和開始前と実験終了後に測定した、模型表面の鉛直変位量の分布を図-1.4.19に示す。鉛直変位量の計測はスタッフを用いた水準測量により行った。測定値は実験開始前を0とし、膨れ上がりを+、沈下を-として表示してある。

計測結果より、堤防天端ではほぼ変位はなくまた、堤防のり面で最大値+2mm、堤内地の計測値で一箇所-3mmであるが他は+1mm程度となりほぼ変化がないといえる。

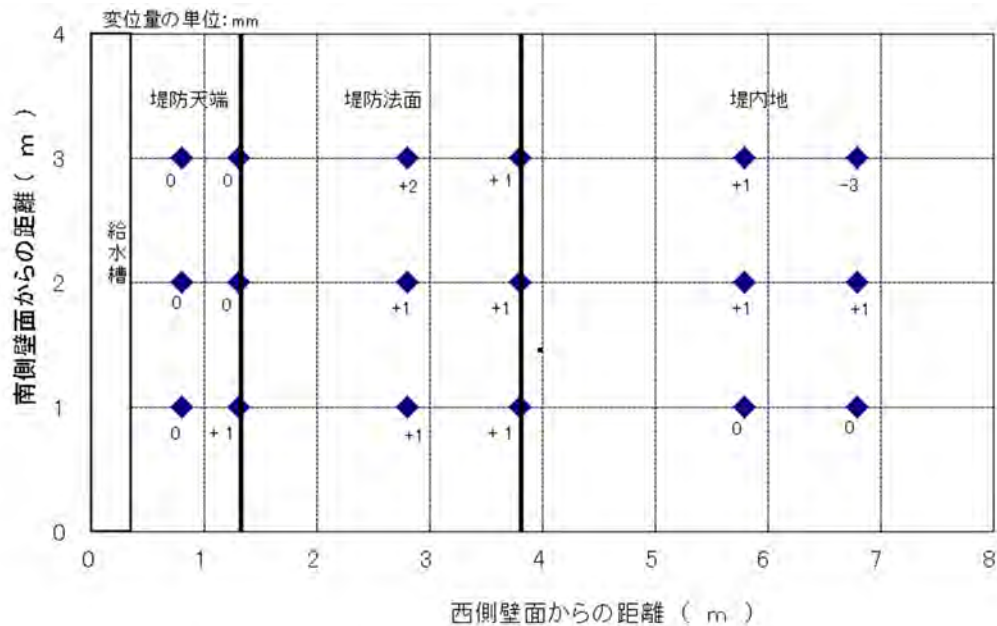


図-1.4.19 実験前後の模型表面の鉛直変位量の分布（ケース2：排水機能付き矢板）

4.3 ケース3（透水トレンチ：堤内側）の実験結果

4.3.1 概況

実験開始から、外水位の上昇に伴って被覆土層表面の変位が若干上昇したものの、0.7mm程度の変位が見られただけで漏水には至らなかった。間隙水圧計の値は、透水トレンチ設置位置の川表側より堤内側が低くトレンチの効果が確認できた。

4.3.2 間隙水圧計による透水層の水圧

間隙水圧計により計測した被覆土層下面の水圧変化を図-1.4.20に示す。また、間隙水圧計の配置はケース1の図-1.2.10に同じである。

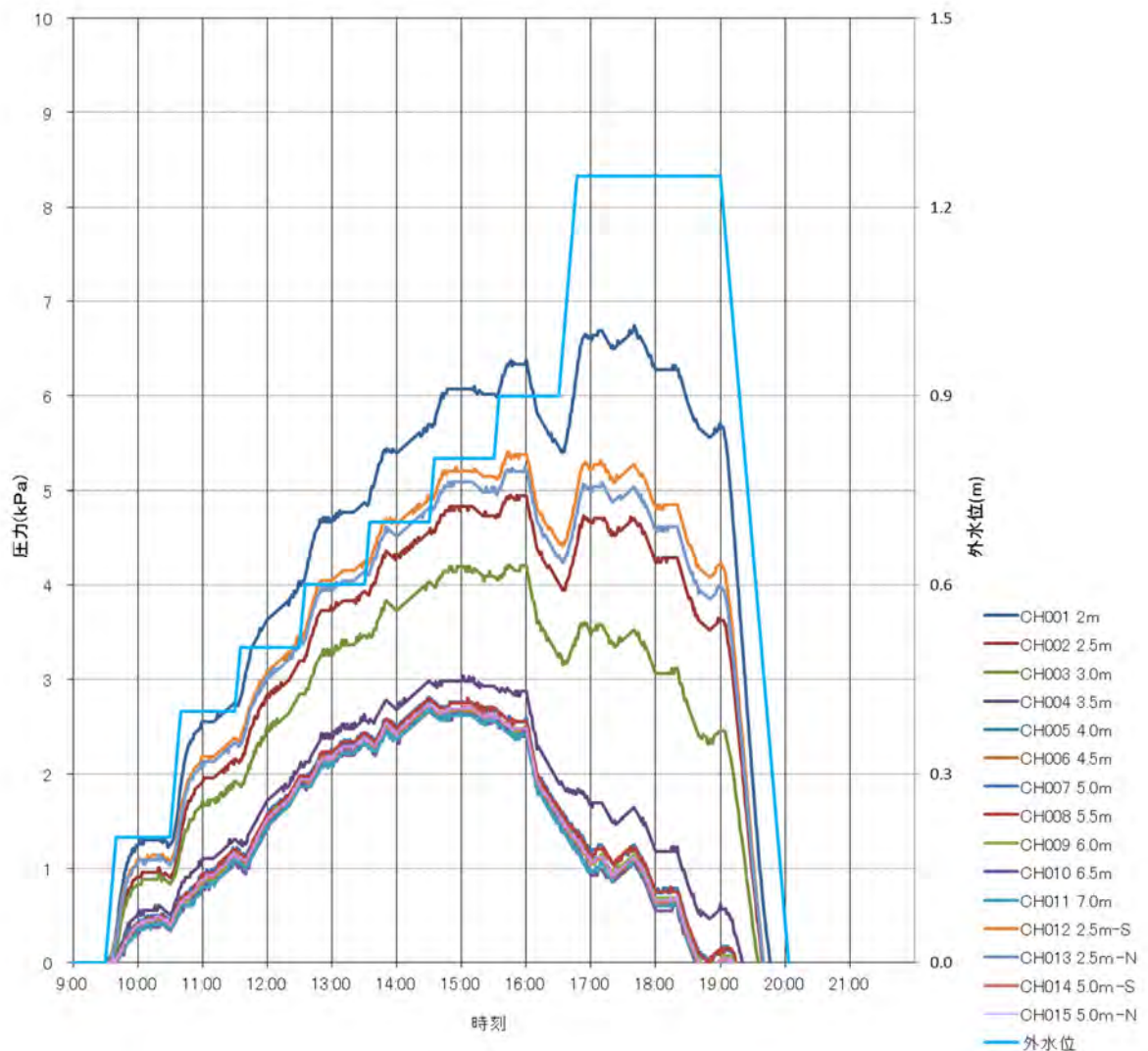


図-1.4.20 被覆土層下面の水圧変化（ケース3：透水トレンチ；堤内側）

4.3.3 マノメーターによる透水層の水頭

マノメーターによる計測値を図-1.4.21に示す。

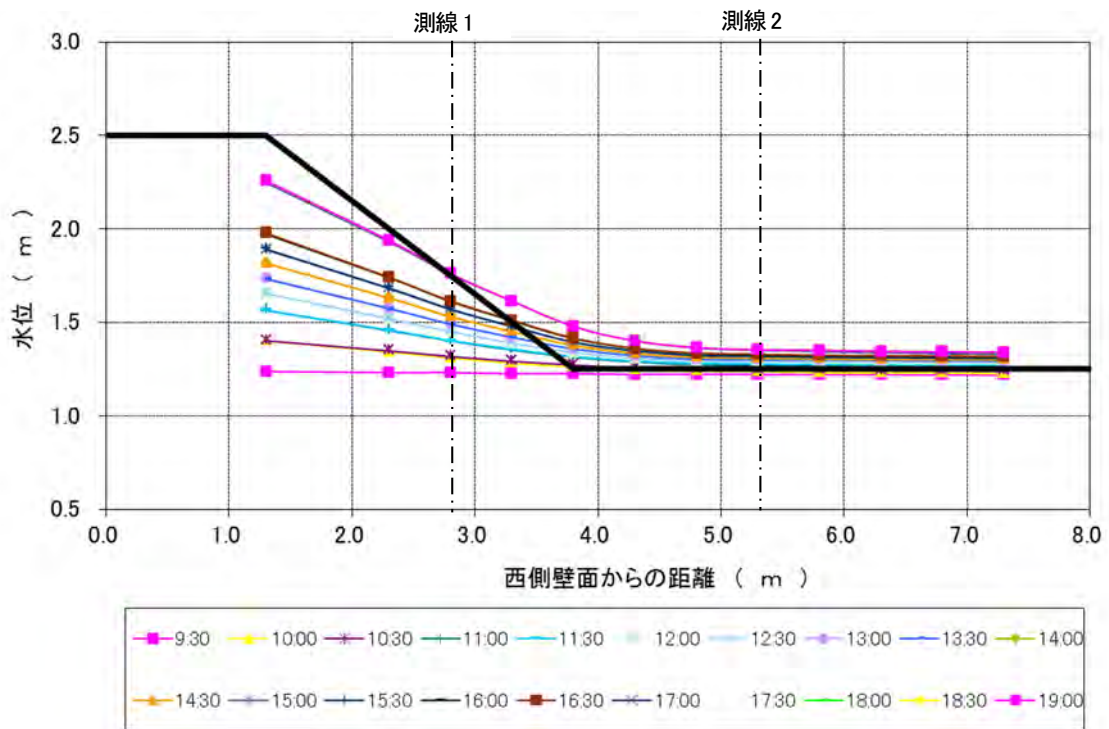


図-1.4.21 マノメーターの計測値（ケース3：透水トレンチ；堤内側）

また、縦断的な水位を観測したケース3のマノメーターによる計測値を図-1.4.22、図-1.4.23に示す。ケース3において縦断的な水位変化は殆どないことが確認できる。

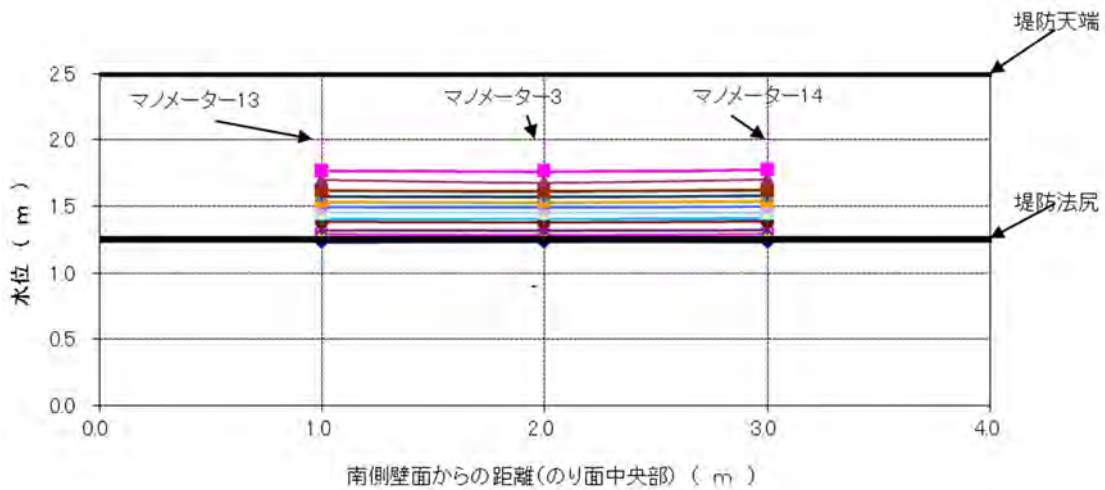


図-1.4.22 測線1（のり面中央部）のマノメーターの状況（ケース3：透水トレンチ；堤内側）
（凡例は図-1.4.21と同じ）

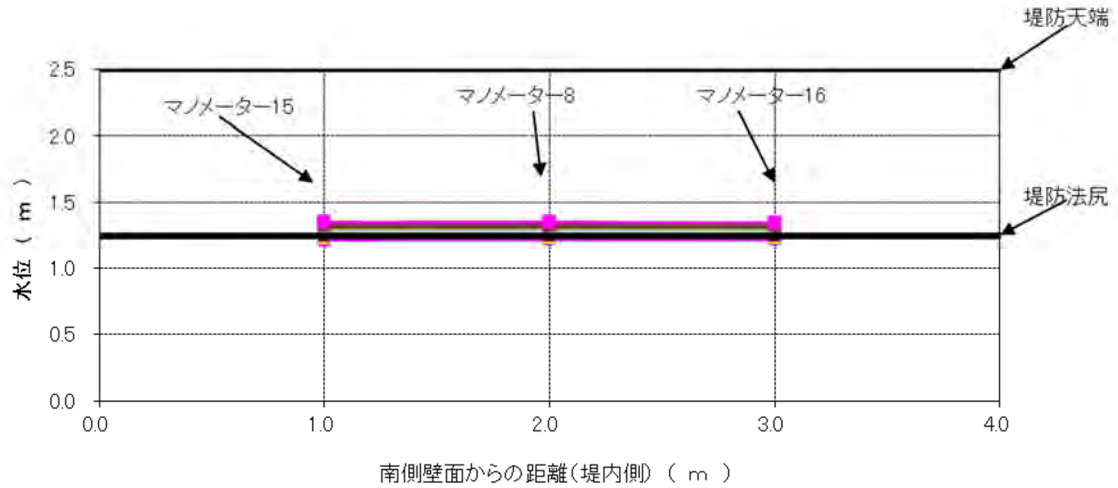


図-1.4.23 測線2 (堤内側) のマノメーターの状況 (ケース3 : 透水トレンチ ; 堤内側)
(凡例は図-1.4.21と同じ)

4.3.4 被覆土層表面の鉛直変位

被覆土層表面の鉛直変位を变形により計測した結果を図-1.4.24に示す。また、変位計の配置位置図を図-1.4.25に示す。

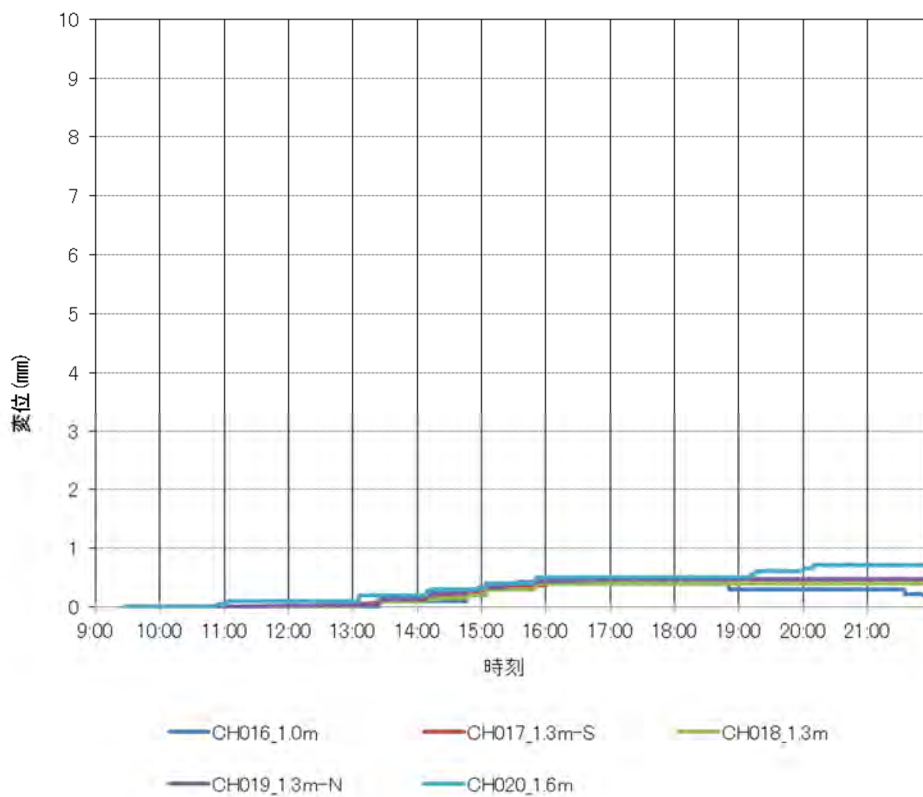


図-1.4.24 被覆土層表面の鉛直変位の時間変化 (ケース3 : 透水トレンチ ; 堤内側)

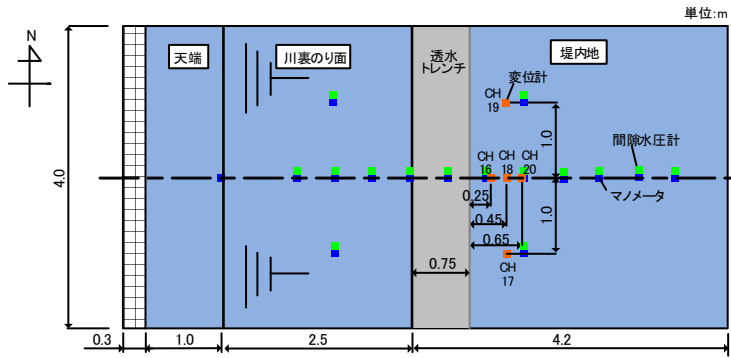


図-1.4.25 変位計配置位置図 (ケース3：透水トレンチ；堤内側)

4.3.5 実験前後の模型形状の変化

基礎地盤の飽和開始前と実験終了後に測定した、模型表面の鉛直変位量の分布を図-1.4.26に示す。鉛直変位量の計測はスタッフを用いた水準測量により行った。測定値は実験開始前を0とし、膨れ上がりを+、沈下を-として表示してある。

計測結果より、全体的に沈下傾向となっている。最大値はのり尻部で-5mm、堤防天端部で平均-3mm、堤防のり面部で平均-3.6mm、堤内地で平均-1.7mmとなりのり尻部より川表側が堤内地に比べ若干数値が高めとなった。

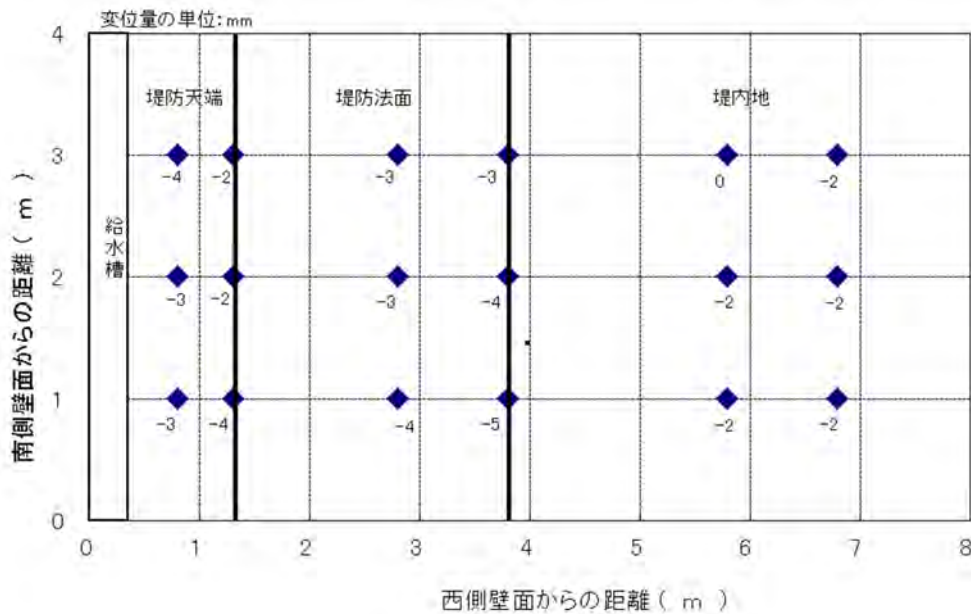


図-1.4.26 実験前後の模型表面の鉛直変位量の分布 (ケース3：透水トレンチ；堤内側)

4.4 ケース4（透水トレンチ：のり尻直下）の実験結果

4.4.1 概況

給水槽の水位を上昇させ外水位が+125cm（17:00）に達するまでは、被覆土層表面の鉛直変位は緩やかに増加し+125cmに達すると鉛直変位が急に増える傾向となった。しかし最大で3.2mmに達してからは減少傾向となったものの堤内側で漏水には至らなかった。

4.4.2 間隙水圧計による透水層の水圧

間隙水圧計により計測した被覆土層下面の水圧変化を図-1.4.27に示す。また、間隙水圧計の配置はケース1の図-1.4.10に同じである。

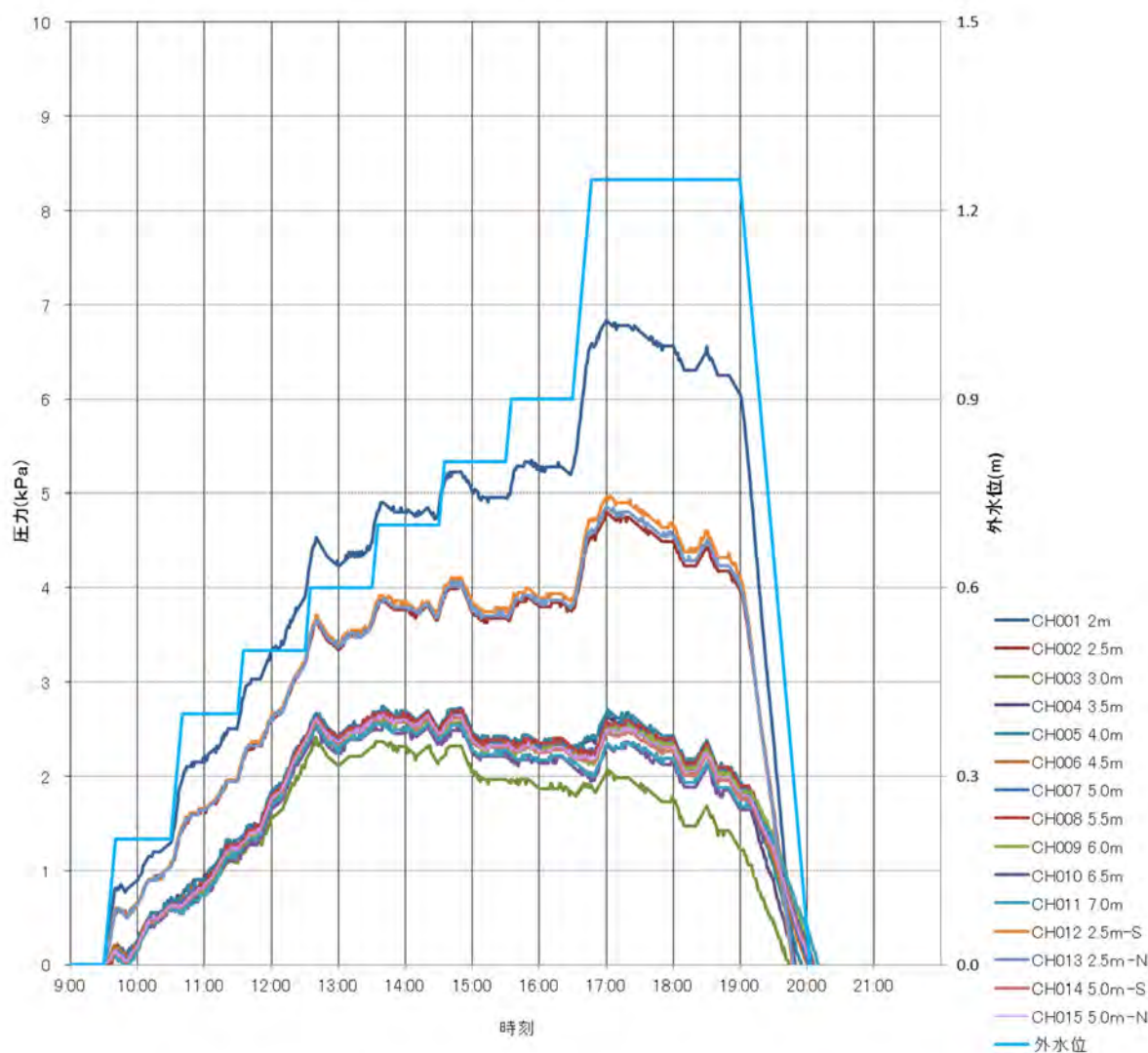


図-1.4.27 被覆土層下面の水圧変化（ケース4：透水トレンチ；のり尻直下）

4.4.3 マノメーターによる透水層の水頭

マノメーターによる計測値を図-1.4.28に示す。

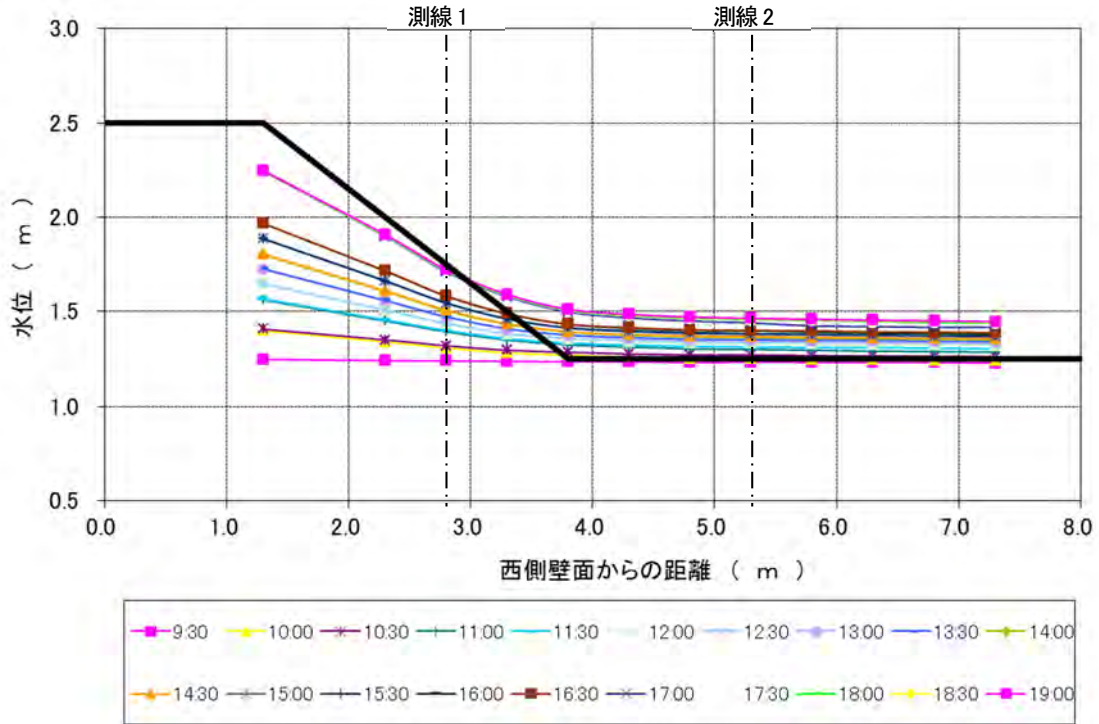


図-1.4.28 マノメーターの計測値（ケース4：透水トレンチ；のり尻直下）

また、縦断的な水位を観測したケース4のマノメーターによる計測値を図-1.4.29、図-1.4.30に示す。ケース4において縦断的な水位変化は殆どないことが確認できる。

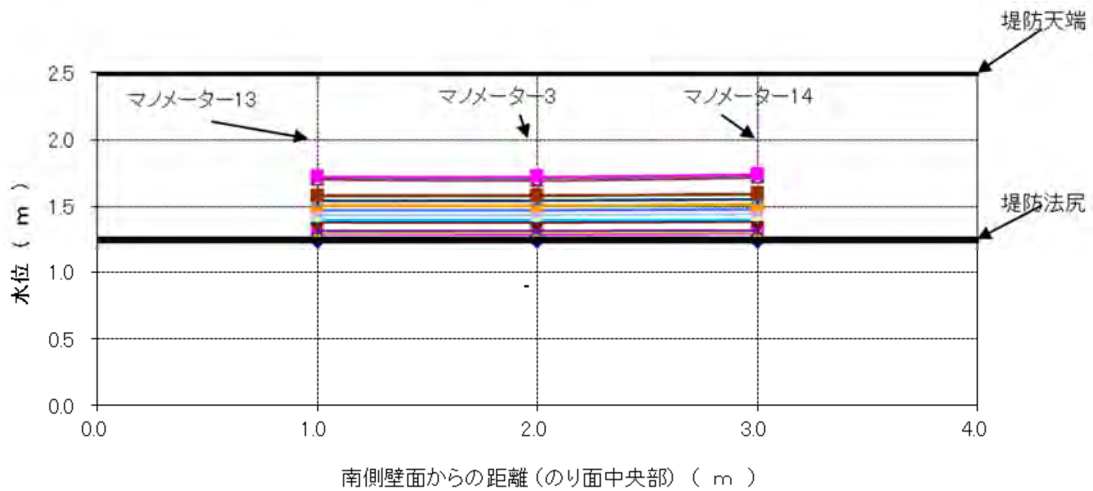


図-1.4.29 測線1（のり面中央部）のマノメーターの状況（ケース4：透水トレンチ；のり尻直下）
（凡例は図-1.4.28と同じ）

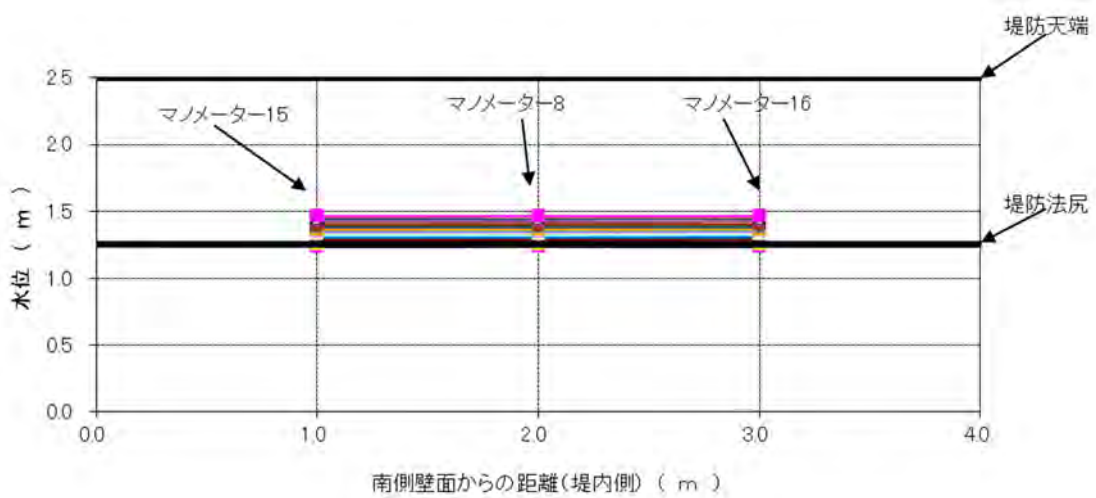


図-1.4.30 測線2（堤内側）のマノメーターの状況（ケース4：透水トレンチ；のり尻直下）
（凡例は図-1.4.28と同じ）

4.4.4 被覆土層表面の鉛直変位

被覆土層表面の鉛直変位を変位計により計測した結果を図-1.4.31に示す。また、変位計の配置位置図を図-1.4.32に示す。

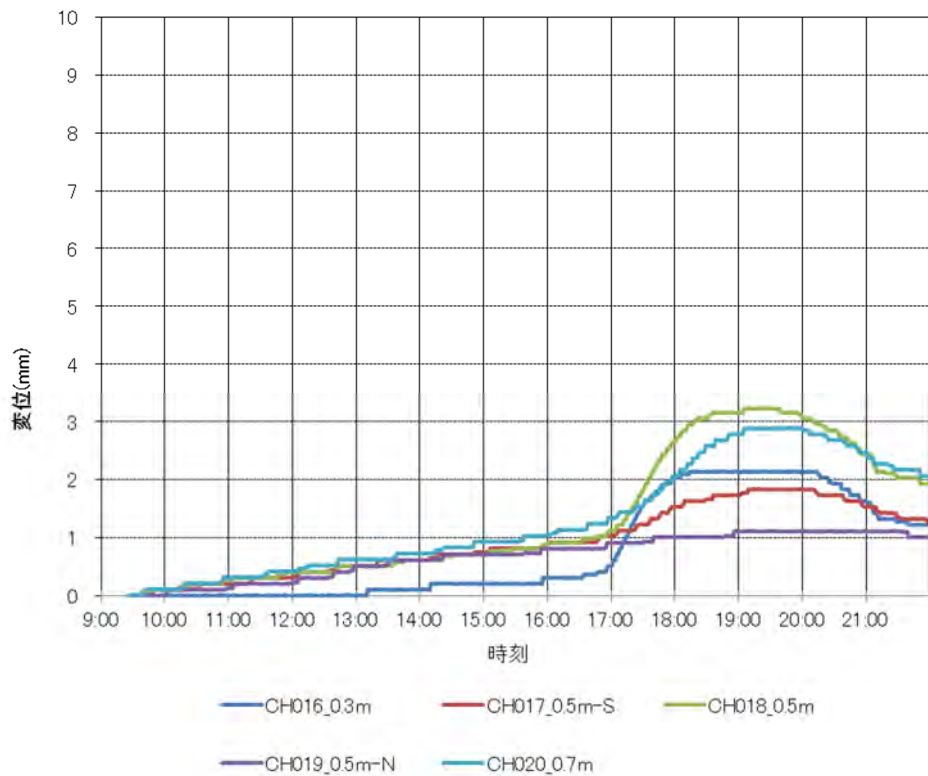


図-1.4.31 被覆土層表面の鉛直変位の時間変化（ケース4：透水トレンチ；のり尻直下）

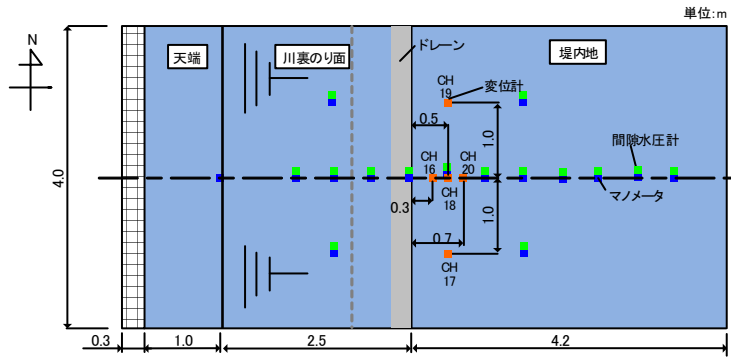


図-1.4.32 変位計配置位置図 (ケース4：透水トレンチ；のり尻直下)

4.4.5 実験前後の模型形状の変化

基礎地盤の飽和開始前と実験終了後に測定した、模型表面の鉛直変位量の分布を図-1.4.33に示す。鉛直変位量の計測はスタッフを用いた水準測量により行った。測定値は実験開始前を0とし、膨れ上がりを+、沈下を-として表示してある。

計測結果より、堤内地側で1箇所+3mmとなったものの全体的には+1mm程度の変位となりほとんど影響がなかったことがわかる。

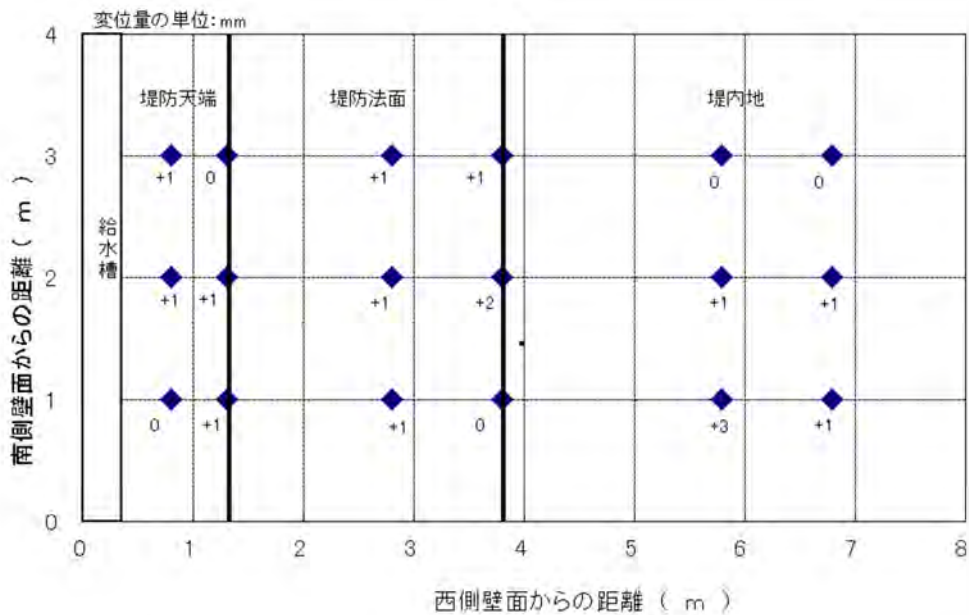


図-1.4.33 実験前後の高さ変化 (ケース4：透水トレンチ；のり尻直下)

4.5 のり尻変位と漏水の関係

ケース1（無対策）とケース2（排水機能付き矢板）ののり尻付近の鉛直変位量の時間変化を図-1.4.34に示す。ケース1（無対策）では、のり尻付近の鉛直変位量が3mm程度になった段階で漏水が生じている。一方、ケース2（排水機能付き矢板）や図-1.4.35に示すケース3、4（透水トレンチ）では、排水部材やトレンチから水を抜いたことにより、無対策と比較して鉛直変位は発生しなかった。

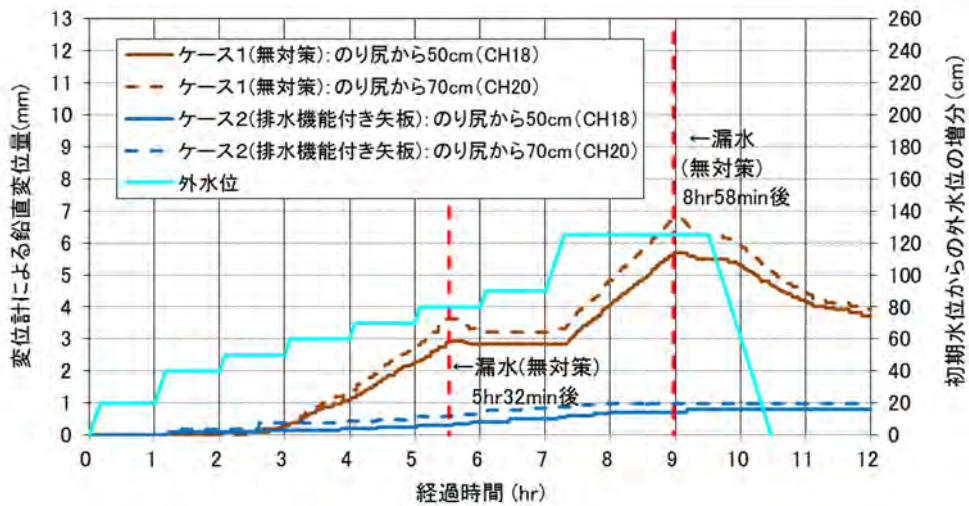


図-1.4.34 変位量の時間変化（ケース1、2）

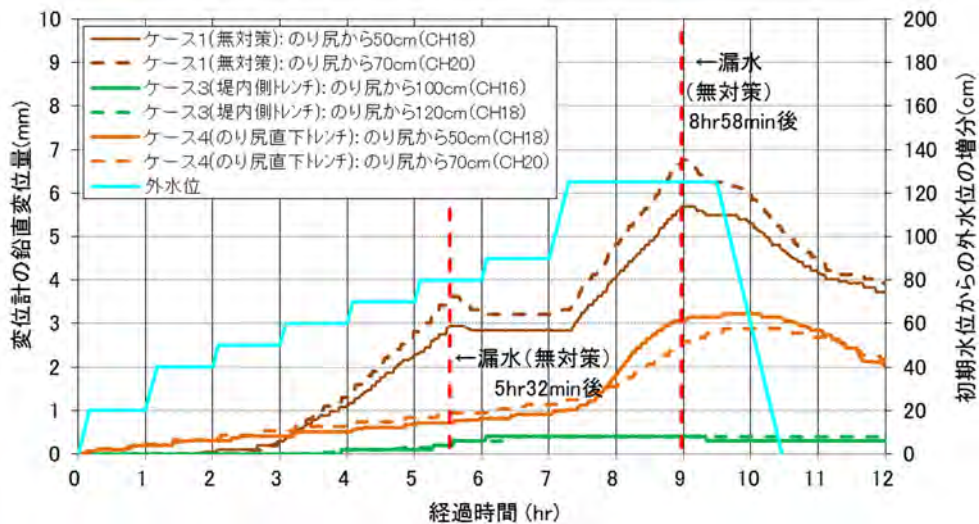


図-1.4.35 変位量の時間変化（ケース1、3、4）

4.6 漏水とのり尻付近の圧力水頭の関係

各ケースののり尻部の被覆土層下面に設置した間隙水圧計における圧力水頭と外水位の時間変化を図-1.4.36に示す。図より、ケース1（無対策）において1回目に漏水が生じた5時間32分後ののり尻部直下の圧力水頭増分は41.4cmであった。

一方、ケース2（排水機能付き矢板）の同時刻におけるのり尻直下の圧力水頭増分は10.2cmであり、のり尻部の圧力水頭増分が7割以上低減されていることが分かる。また、同時刻のケース3（透水トレンチ：堤内側）、4（透水トレンチ：のり尻直下）の圧力水頭増分は、ケース3で12.0cm、ケース4で14.0cmであり、無対策と比較して6割～7割程度低減されている。

図-1.4.37(a)～(d)に各ケースの5時間32分後の圧力水頭の平面分布を示す。図より、川裏のり尻位置での圧力水頭はケース1で40～45cm程度であるのに対して、ケース2では10cm以下、ケース3、4では10～15cmとなっている。また、川裏のり尻から3.5m離れた位置（土槽端部付近）の圧力水頭については無対策が35cm程度にあるのに対して、ケース2、3では10cm以下、ケース4では15cm以下となっており、のり尻付近と同じく堤内地側の圧力水頭が低減されている。

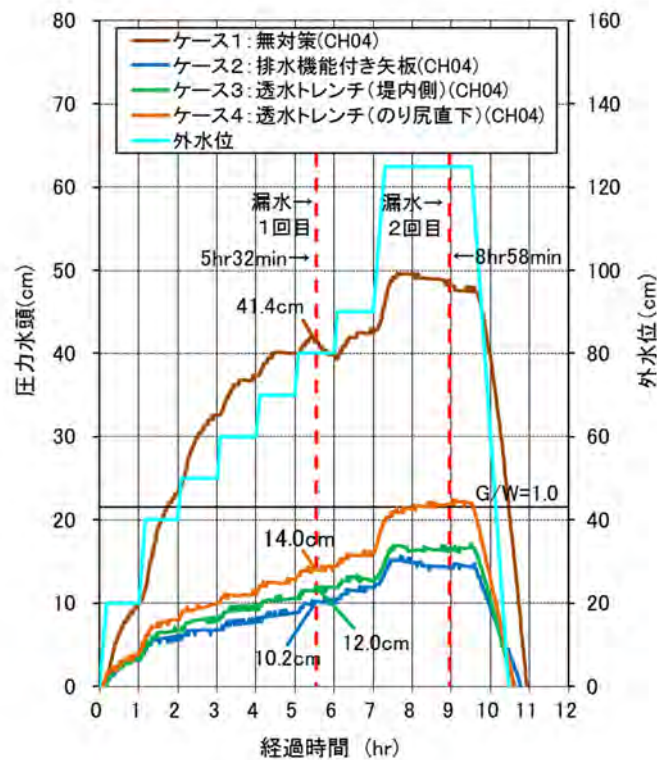
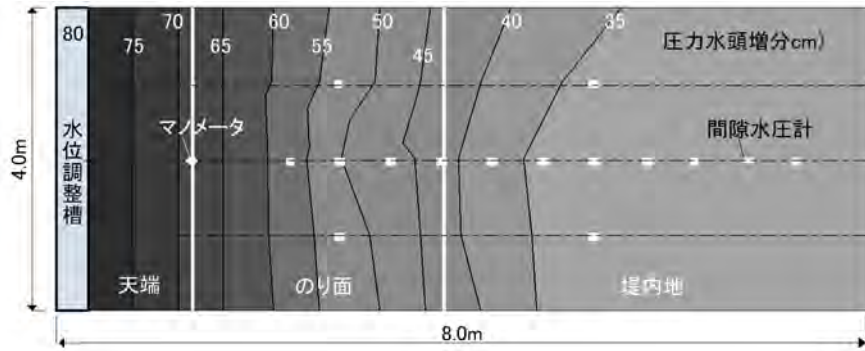
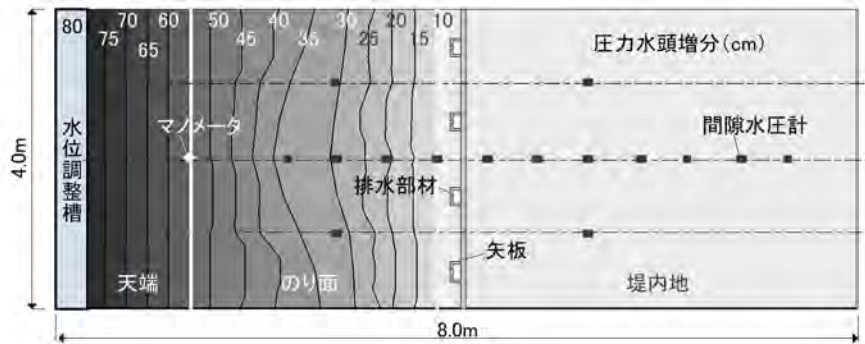


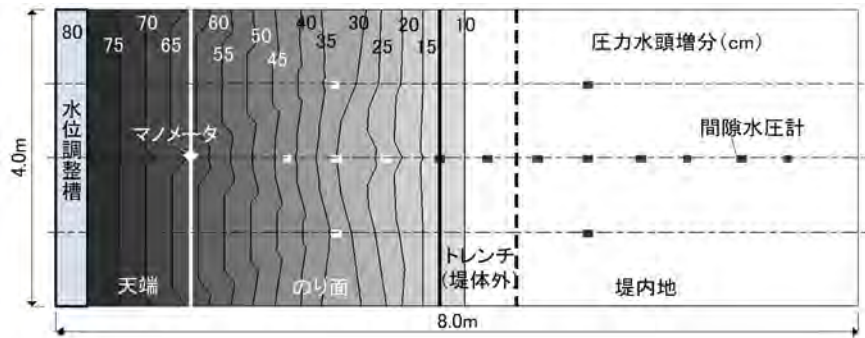
図-1.4.36 のり尻直下・被覆土層下面における圧力水頭と外水位の時間変化



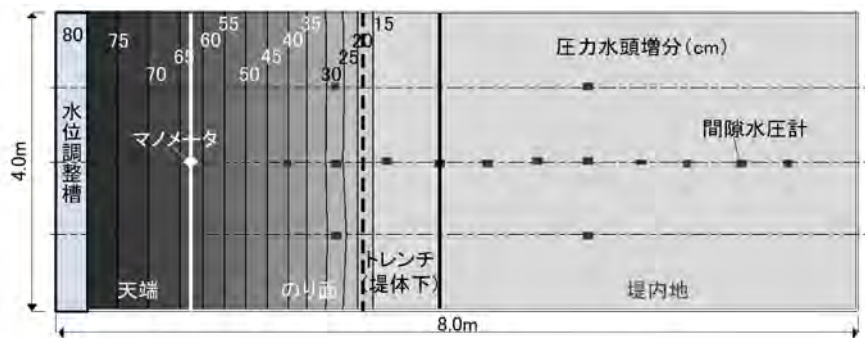
(a) ケース1 (無対策)



(b) ケース2 (排水機能付き矢板)



(c) ケース3 (透水トレンチ・堤体外)



(d) ケース4 (透水トレンチ・のり尻直下)

図-1.4.37 5時間32分後の圧力水頭の平面分布

5. 飽和・不飽和非定常浸透流解析

5.1 解析目的

浸透流計算の方法には定常解析法と非定常解析法があり、さらに非定常解析においては飽和浸透流解析と飽和・不飽和浸透流解析があるが、実際に近い現象が再現でき広く一般に設計で用いられている二次元の飽和・不飽和非定常浸透流解析により、実験で得られた排水機能付き矢板および透水トレンチの効果を適切に評価することができるか検証した。

5.2 解析方法

二次元飽和・不飽和非定常浸透流解析は、モデル化した堤防（堤体および基礎地盤）を対象に土質定数、初期条件および計算条件を設定するとともに、降雨や外水位を含む境界条件等を決定して実施する。

二次元飽和・不飽和非定常浸透流解析の基本式は次のとおりである。

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial z} + k \right) = (C + \alpha \cdot S_s) \frac{\partial \psi}{\partial t}$$

ここに、 x ：堤防横断面の水平方向の軸

z ：堤防横断面の鉛直方向の軸

k ：透水係数(m/hr)

ϕ ：圧力水頭(m)

C ：比水分容量(1/m)

α ：1の場合飽和領域、0の場合不飽和領域

S_s ：比貯留係数(1/m)

t ：時間(hr)

ここで、比水分容量 C は水分特性曲線の接線勾配として与え、比貯留係数 S_s は、川砂については $S_s = 1 \times 10^{-4}(1/m)$ 、ロームについては $S_s = 1 \times 10^{-3}(1/m)$ と設定した。

5.3 解析条件

図-1.5.1に示すような解析モデルを用意し、ロームと川砂の土質定数には表-1.5.1の値を用いた。土の不飽和特性は、「河川堤防の構造検討の手引き」⁵⁾（以下、「手引き」）の砂質土・粘性土の特性に基づき設定したものである。初期条件、境界条件、外力条件は、実験に合わせて設定した。

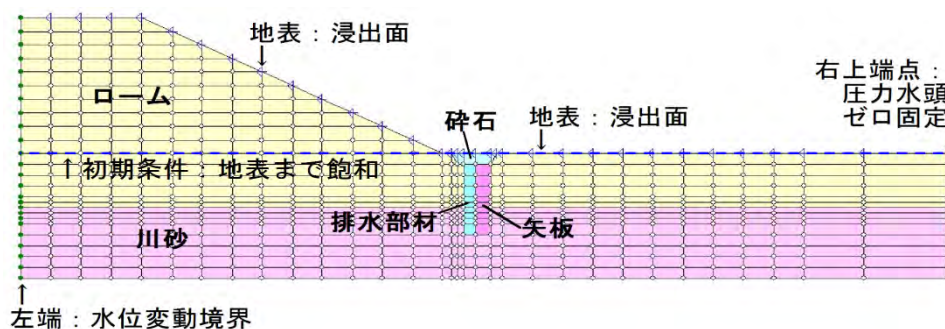


図-1.5.1 解析モデル図（ケース2：排水機能付き矢板）

表-1.5.1 解析に用いたパラメーターと設定

パラメータ	土層（材料）	設定値	根拠
飽和透水係数	透水層（川砂）	3.4×10^{-4} m/s	試験値
	被覆土層（ローム）	1.9×10^{-6} m/s	試験値
	堤体（ローム）	1.9×10^{-6} m/s	試験値
有効間隙率	透水層（川砂）	0.2	手引き ^{**} P52参照
	被覆土層（ローム）	0.1	手引き ^{**} P52参照
	堤体（ローム）	0.1	手引き ^{**} P52参照
比貯留係数	透水層（川砂）	1.0×10^{-4} 1/m	手引き ^{**} P47参照
	被覆土層（ローム）	1.0×10^{-3} 1/m	手引き ^{**} P47参照
	堤体（ローム）	1.0×10^{-3} 1/m	手引き ^{**} P47参照
不飽和特性	透水層（川砂）	図-1.5.2	手引き ^{**} P56参照
	被覆土層（ローム）	図-1.5.3	手引き ^{**} P56参照
	堤体（ローム）	図-1.5.3	手引き ^{**} P56参照

※手引き：『河川堤防の構造検討の手引き』（改訂版）JICE資料，2012.

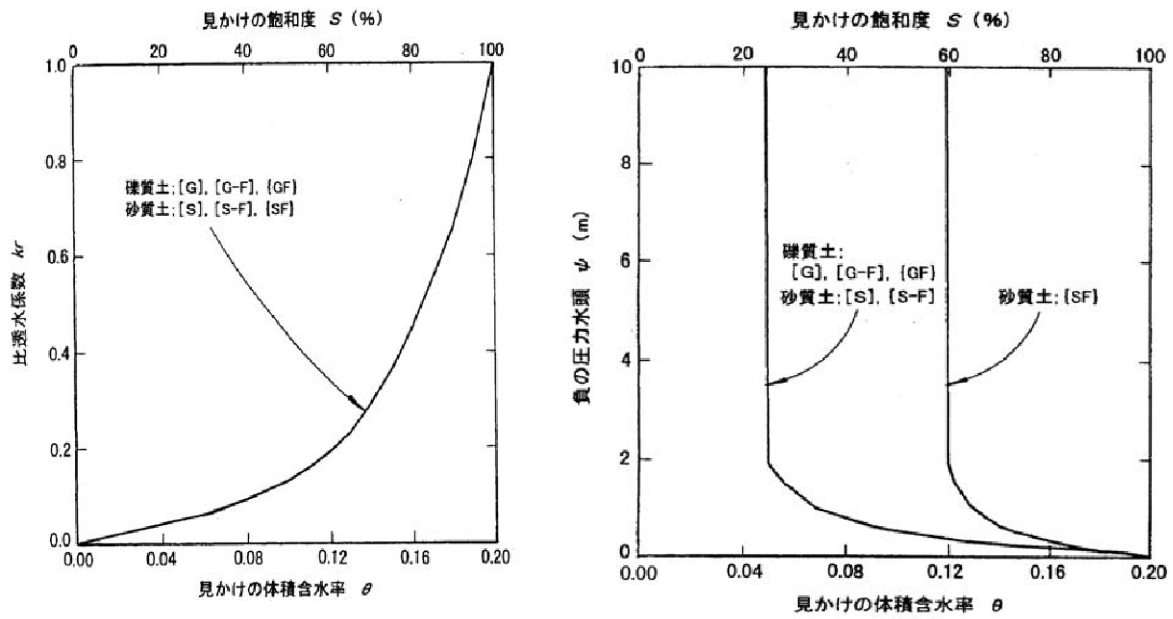


図-1.5.2 透水層（川砂）の不飽和特性（左：飽和土—比透水係数、右：飽和土—負の圧力水頭）

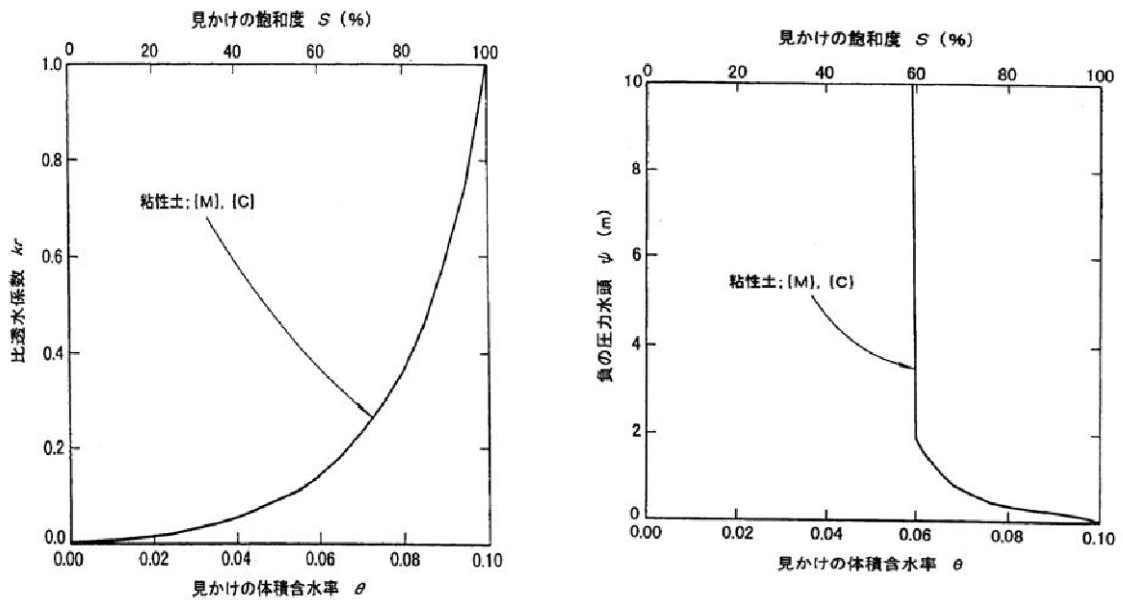


図-1.5.3 被覆土層・堤体（ローム）の不飽和特性
（左：飽和土—比透水係数、右：飽和土—負の圧力水頭）

ケース2の排水機能付き矢板は、矢板部分と排水部材部分、砕石部分の3つに分けてモデル化した。矢板部分はモデル上厚さを12.5cmに設定し、厚さ12.5cmの場合に換算した透水係数として、手引きに基づき $1.25 \times 10^{-8} \text{m/s}$ と設定した。砕石部は、一般的に用いられる透水係数 $k_s=1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ とした。排水部材は、奥行き方向に離散的に配置されているものであるが、モデル上は奥行き方向に透水性の高い材料が一様に分布しているものとして扱った。排水機能付き矢板の排水部材は縦断方向に離散的に設置されるため、排水部材の影響範囲を詳細に把握するためには、本来三次元解析の実施が必要である。ここでは、汎用的な二次元解析を使用し、本来3次元的な対策工を二次元に置き換えることや、排水部材はスリットやフィルターのような様とは言いえない構造・構成であるため、排水部材の厚さを解析上10cmに設定し、排水部材の透水係数を変化させて解析を実施し、実験で得られた被覆土層下面の水圧と比較することによって、適切な排水部材の透水係数を求めた。

一方、ケース3およびケース4の透水トレンチについては縦断的に連続しており、機能的に二次元と考えることができる。ただし、砕石とフィルターから構成されることから、排水機能付き矢板の排水部材と同様、透水係数を変化させた解析を実施し、適切なトレンチの透水係数を求めた。

5.4 解析結果

5.4.1 ケース1（無対策）

解析によって得られたのり尻位置の被覆土層下面における圧力水頭増分と実験値の比較を図-1.5.4に示す。実験開始から変位が生じるまでの約3時間（0～3時間）において、解析により、実験から得られた圧力水頭増分の推移をよく再現できている。しかし、経過時間3hrを過ぎたあたり（変位が生じ始める時刻）から、実験と解析の結果が徐々に乖離するようになる。これは、解析において、盤膨れによる漏水を考慮できていないためであると考えられる。

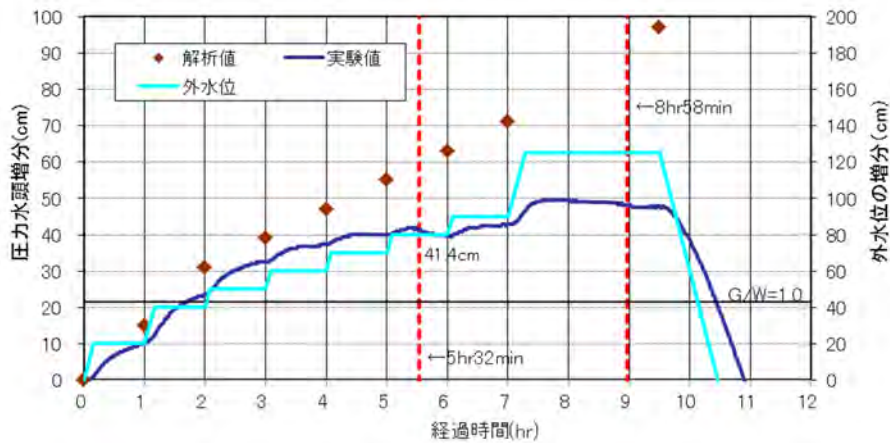


図-1.5.4 実験と解析による被覆土層下面における圧力水頭増分の時間変化
(ケース1：無対策)

また、実験で生じている僅かな漏水を再現する解析ケースも考えられたが、既に変形発生後であるため対象としていない。

5.4.2 ケース2（排水機能付き矢板）

排水部材の透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 、 $1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 、 $1.0 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、 $1.0 \times 10^{-1} \text{m/s}$ とした解析を実施した。図-1.5.5は、これらの解析から得られたのり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分と実験の結果を比較したものである。排水部材の透水係数を $1.0 \times 10^{-2} \text{m/s}$ に設定した場合に実験結果と概ね一致した。

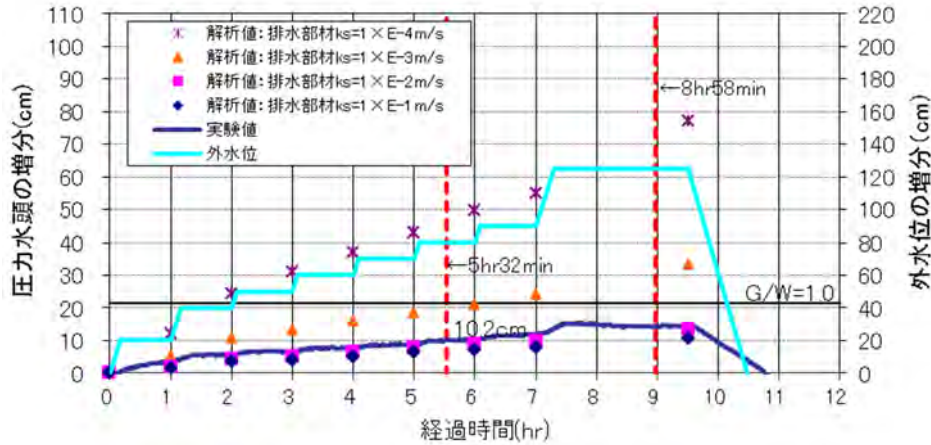


図-1.5.5 のり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分の解析値と実験値の比較
(ケース2：排水機能付き矢板)

5.4.3 ケース3 (透水トレンチ：堤内側)

トレンチの透水係数を $1.0 \times 10^{-4} m/s$ 、 $1.0 \times 10^{-3} m/s$ 、 $1.0 \times 10^{-2} m/s$ 、 $1.0 \times 10^{-1} m/s$ とした解析を実施した。

図-1.5.6は、これらの解析から得られたのり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分と実験の結果を比較したものである。トレンチの透水係数を $1.0 \times 10^{-3} m/s$ に設定した場合に実験結果と概ね一致した。

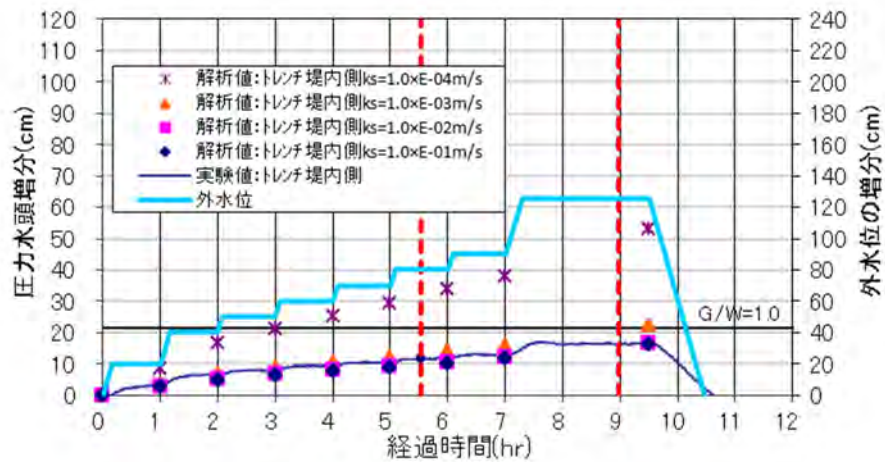


図-1.5.6 のり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分の解析値と実験値の比較
(ケース3：透水トレンチ；堤内側)

5.4.4 ケース4 (透水トレンチ : のり尻直下)

トレンチの透水係数を $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 、 $1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 、 $1.0 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、 $1.0 \times 10^{-1} \text{m/s}$ とした解析を実施した。

図-1.5.7は、これらの解析から得られたのり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分と実験の結果を比較したものである。トレンチの透水係数を $1.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ に設定した場合に実験結果と概ね一致した。

ここで、透水トレンチはのり尻直下より堤内側に置いた方がのり尻部・被覆土層下面の圧力水頭が低減されるというのが実験結果であるが、解析上の再現ができていない点は今後の課題である。

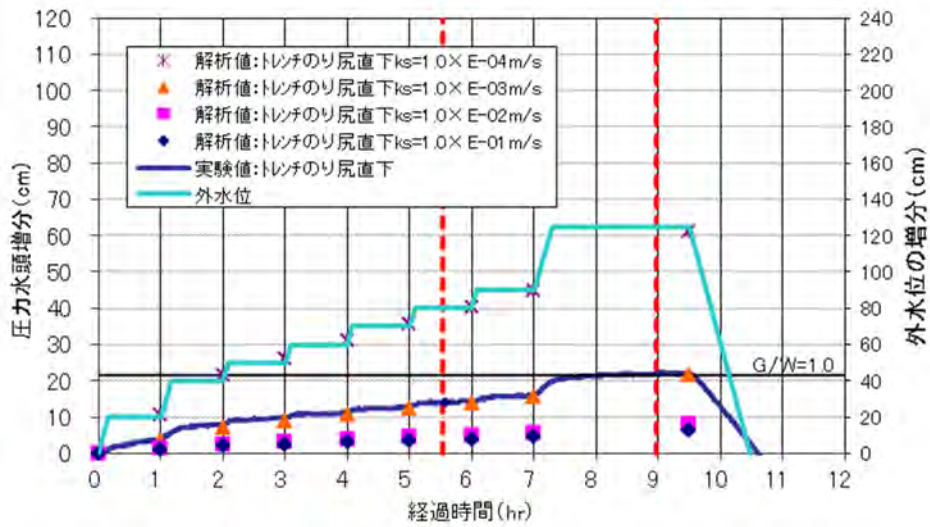


図-1.5.7 のり尻部・被覆土層下面の圧力水頭増分の解析値と実験値の比較
(ケース4 : 透水トレンチ ; のり尻直下)

第2編 遠心模型浸透実験

対策工の効果の関係を調べることを意図したものである。透水係数は3種類とし、無対策のケースと、対策工に透水トレンチ、排水機能付矢板、有孔管の3種類を模擬した模型をのり尻部に設置したケースの実験を実施した。この中には一から模型を作り直すことなく、対策工の規模や種類を変更し、漏水によって生じた被覆土の穴や亀裂の修復を行い、再度実験したケースが含まれる。このようなケースには表-2.1.1の備考欄に「修復地盤」と記載し、1つ前の実験ケースの模型を流用したものであることを示す。ほとんどは1回の流用であるが、ケース7~9のように2回流用したケースもある。またケース12~14は予備実験として行い、排水部の形状と側部（ガラス面）のハンチ形状を変えて行っている。

表-2.1.1 遠心模型実験ケース一覧

透水層の名称	使用材料と土層の作製方法	透水係数 (m/sec)	ケース名	対策工法	備考
透水層1	8号硅砂 盛立て高 10mm の突固め 締固め度 Dc=95%	9.31×10^{-6}	1	透水トレンチ 開口幅1.0m	
			2	透水トレンチ 開口幅1.5m	修復地盤
			3	排水機能付き矢板	
			4	無対策	修復地盤
			5	無対策	
			6	有孔管	修復地盤
透水層2	7号硅砂 空中落下法 相対密度 Dr=90%	1.90×10^{-5}	7	透水トレンチ 開口幅1.0m	
			8	有孔管	修復地盤
			9	無対策	修復地盤
透水層3	6号硅砂 空中落下法 相対密度 Dr=80%	8.21×10^{-5}	10	透水トレンチ 開口幅1.0m	
			11	透水トレンチ 開口幅0.05m	修復地盤
			12	無対策 排水部 1:4.5 ドレン 側部 粘土ハンチ	予備実験
			13	無対策 排水部 矩形ドレン	予備実験
			14	無対策 排水部 1:4.5 ドレン 側部 1:2.0 碎石ハンチ	予備実験 修復地盤

※寸法は実物大スケール

2. 遠心模型の製作

2.1 実験施設

実験施設は土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置により行った。図-2.2.1、図-2.2.2に土木研究所内の大型遠心載荷装置、表-2.2.1に大型遠心載荷装置の仕様を示す。



図-2.2.1 大型遠心載荷装置

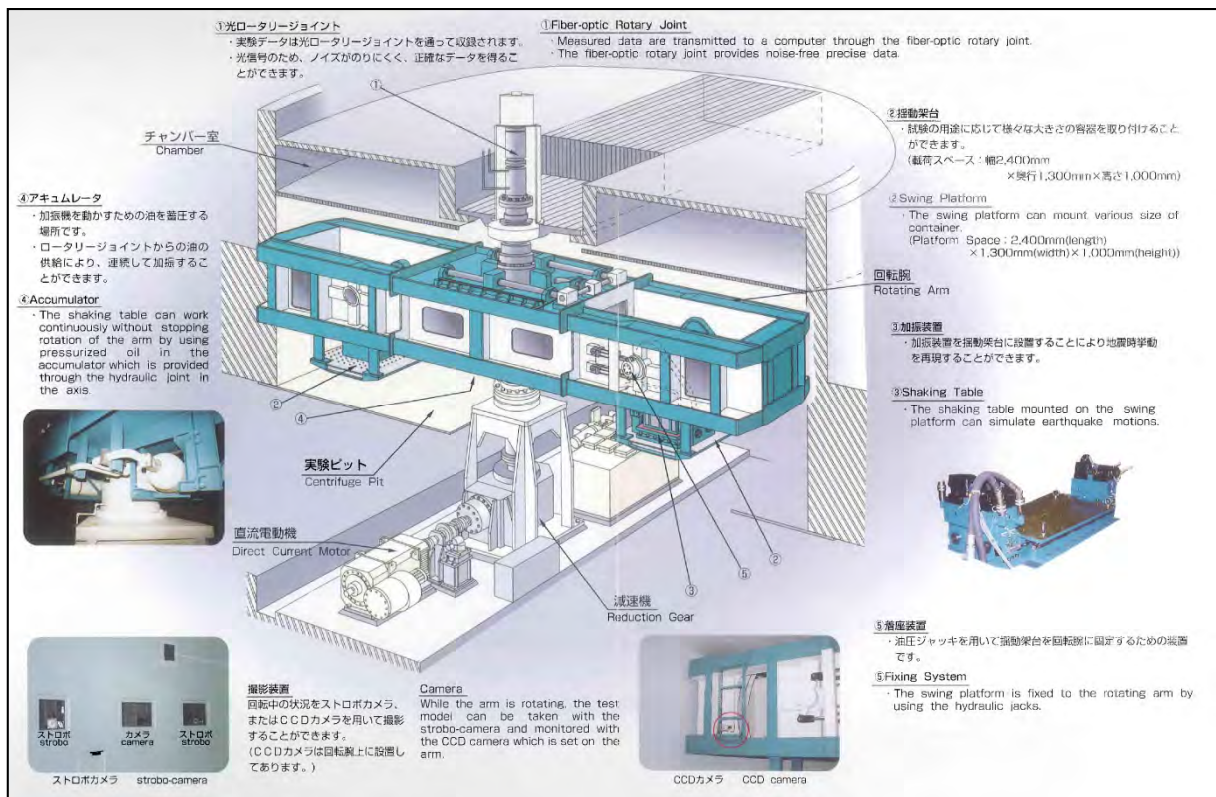


図-2.2.2 大型遠心載荷装置

表-2.2.1 大型遠心載荷装置の仕様

装置	項目	仕様
遠心力 載荷	有効回転半径	6600 mm
	最大遠心加速度	静的試験：150G 動的試験：100G
	最大積載容量	400 ton・G
	揺動架台 2台	静的試験：両側 動的試験：片側
	容器の載荷スペース	幅 2400mm,奥行き1300mm 高さ 1000mm
加振	台の大きさ	幅 1700mm,奥行き1000mm
	最大加振容量	40 ton・G
	最大加振加速度	40 G
	最大速度	900mm/s
	最大変位	±5 mm
	加振周波数	10~400 Hz
計測	伝送方式	光
	測定点数	静的試験:100ch、動的試験: 80ch

遠心力載荷装置では、実際の構造物を幾何学的に縮小した模型や地盤を土槽内に作製し、模型地盤に遠心加速度を与えることにより実物大実験に近い測定結果を得ることが可能である。縮小されて作製した模型や地盤と実現象との間には、表-2.2.2 に示す相似則が成り立つことが知られている。装置には CCD カメラと高速度カメラが取り付けられており、遠心場において模型地盤の挙動が観察可能である。

表-2.2.2 遠心模型実験における相似則

項目	相似則
長さ	$1/n$
重量密度	1
応力	1
有効応力	1
間隙水圧	1
ひずみ	1
変位	$1/n$
加速度	1
振動数	1
透水係数	1
時間 (振動問題)	$1/n$
時間 (浸透・圧密問題)	$1/n^2$

2.2 計測方法

計測項目は、加圧タンクから給水槽への流量、透水層内の間隙水圧、地表面の変位などについて計測した。計測器の代表的な配置例として、ケース1の計測器配置図を図-2.2.3に示す。ケース毎の配置については、3.3ケース毎の模型図面に示す。測定項目を表-2.2.3、計測器の仕様を表-2.2.4、チャンネル情報一覧表を付録Gに示す。また、実験中の模型の状況を側面とのり尻付近を定点カメラで撮影した。

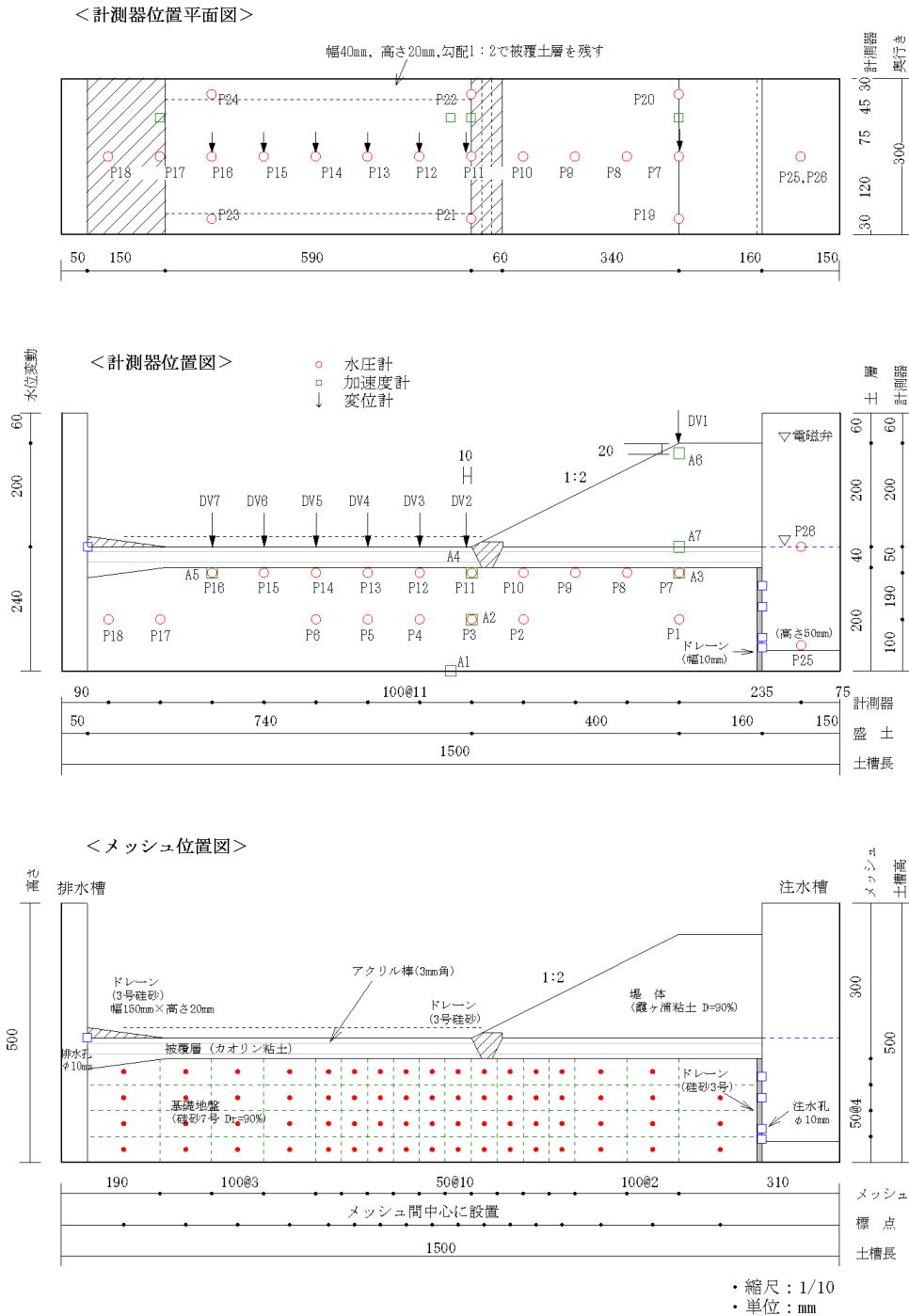


図-2.2.3 計測器の配置（ケース1：透水トレンチ）図は背面側から表示

表-2.2.3 測定項目

計測器	設置位置	数量	備考
加速度計	地盤	6~7	A2~A6, A7
	土槽底面	1	A1
	加振テーブル	1	AT
間隙水圧計	地盤	24~26	P1~P24, P27, P28
	給水タンク	2	P25, P26
変位計	堤防天端	1	DV1
	水平地盤	6	DV2~6
流量計	ピット外	1	

表-2.2.4 計測器の仕様

計測器	形式	容量	メーカー	備考
加速度計	ASM-200ba	200G (1,961m/s ²)	(株)共和電業	
間隙水圧計	PDCR-81	300,700kN/m ²	GE Druck	
	P306AV-5	490,700kN/m ²	(株)エス・エスケイ	
変位計	LP-50FP	50mm	MIDORI PRECISIONS	鉛直方向
流量計	FD-SS2A		KEYENCE	

2.2.1 加圧タンクから給水槽への流量

加圧タンクから給水槽への流量を、流量計により計測した。

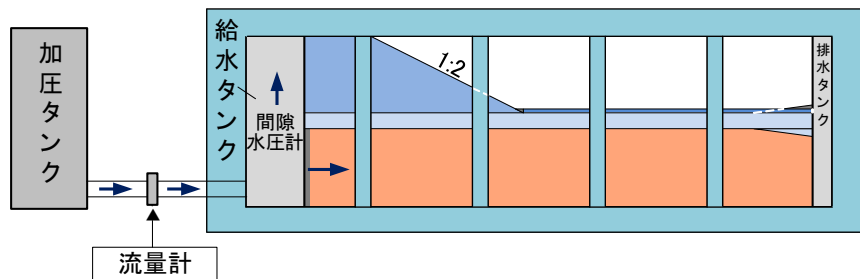


図-2.2.4 流量計の設置位置

2.2.2 給水槽の水位

給水槽の水位は、給水槽底面に設置した2箇所の間隙水圧計により計測した。

2.2.3 透水層内の間隙水圧

透水層内に26個の間隙水圧計を設置した。深度方向には、被覆土層直下（透水層の上端付近）と透水層の深度方向中央付近の2列とした。

2.2.4 被覆土層の変位

被覆土層表面の鉛直変位を、堤防天端1箇所と水平地盤6箇所の計7箇所で計測した。

2.3 模型製作

2.3.1 大型土槽

本実験で使用した大型土槽は図-2.2.5に示すとおり側面および底面が鉄製、前面および背面に窓が設けられており、内寸が約1500mm×300mm×500mmとなっている。この土槽の両側面に、給水槽と排水槽を設置し、給水槽と排水槽の間に透水層、被覆土層、堤体からなる模型地盤を作製した。対策工の実験においては、透水トレンチや排水機能付き矢板、有孔管の模型をのり尻部に設置した。



図-2.2.5 大型土槽

2.3.2 給水槽

給水槽は、遠心力载荷試験装置の上部の加圧タンクからロータリージョイントを経由して注水される実験水を受け入れるとともに、槽内の水を透水層に浸透させる装置である。透水層にできるだけ均質に水が浸透するよう図-2.2.6示す位置にφ10mmの穴を32箇所設けるとともに、開口の表面には厚さ0.05mmの不織布を貼り付けた。図-2.2.6に給水槽の形状寸法図を、図-2.2.7に給水槽の設置状況を示す。また、給水槽側には、実験模型に設置する計測器のコード用の穴（φ20mm×2穴、φ15mm×2穴）を4箇所設けた。コード用の穴の位置は、被覆土層の止水性を考慮し、被覆土層を貫通せずに配線できるように計測器設置高さと同様の高さとした。また地盤材料が給水槽内に流失しないようアクリル板とシリコン系接着材でコーティングし不織布で覆った。なお、給水槽内部には水槽からの溢水防止として、排水用のパイプを土槽上端から20mmの位置に取り付けた。

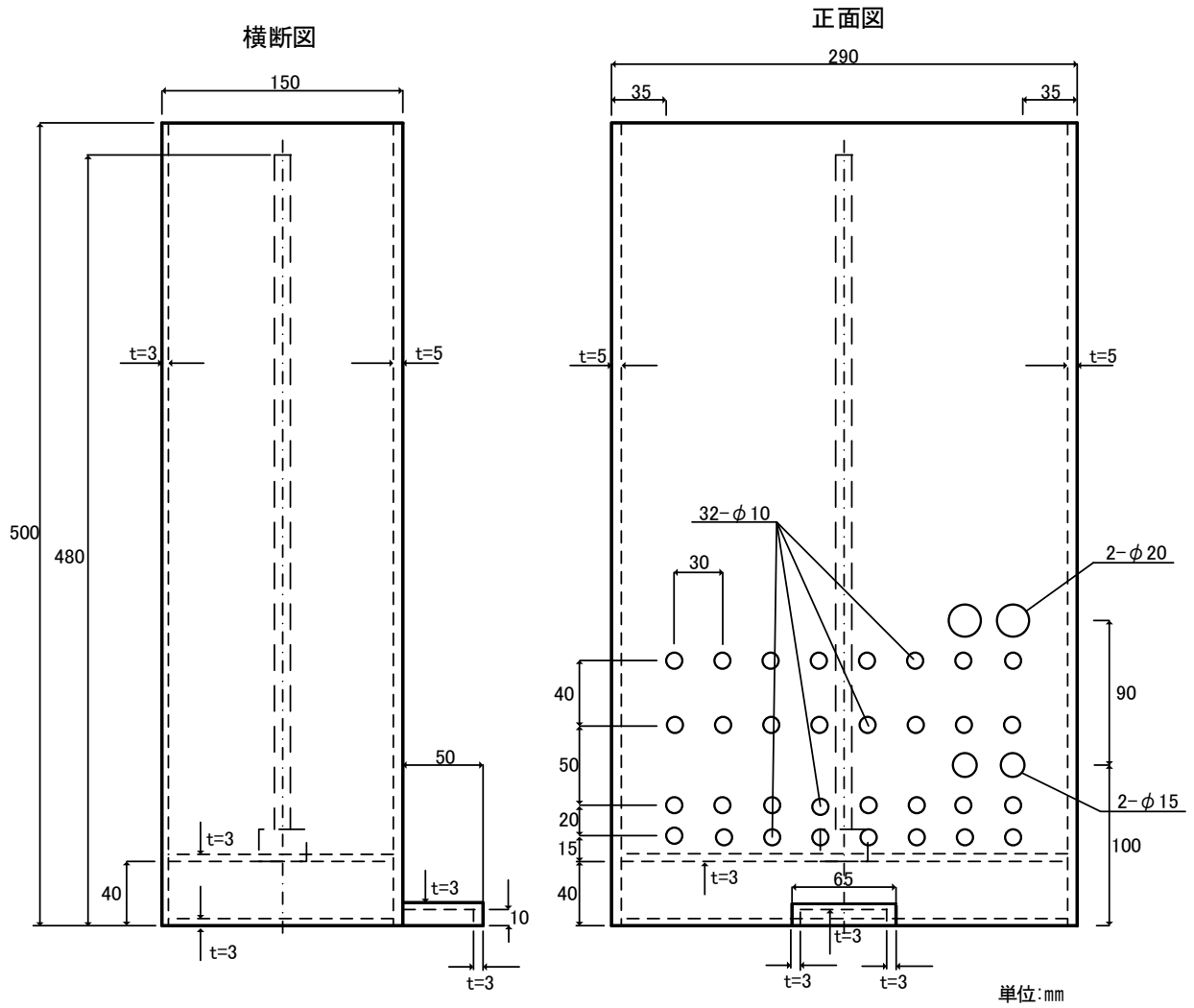
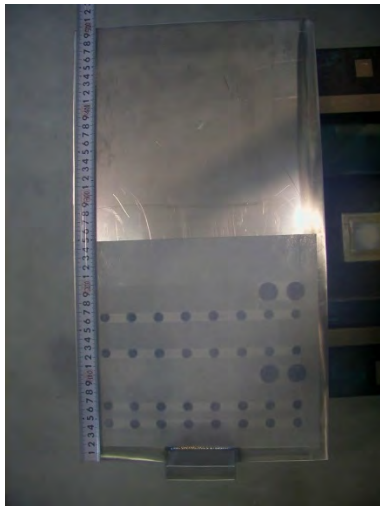
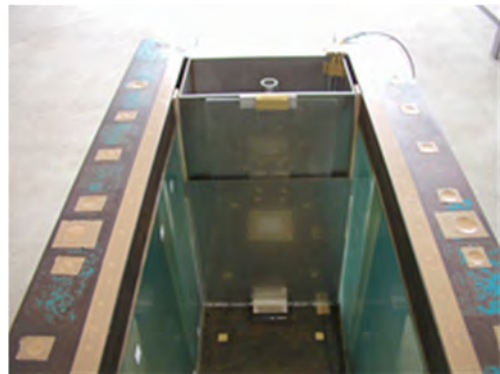


図-2.2.6 給水槽の横断形状および正面形状



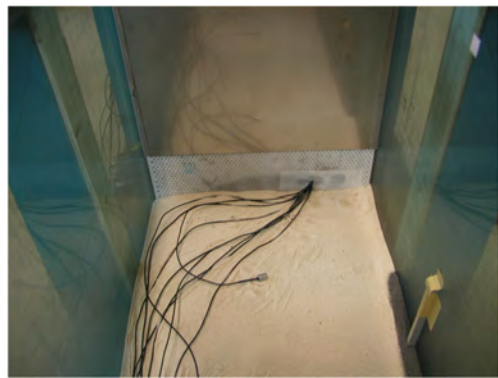
(a) 給水槽



(b) 給水槽設置状況



(c) 給水槽の設置状況



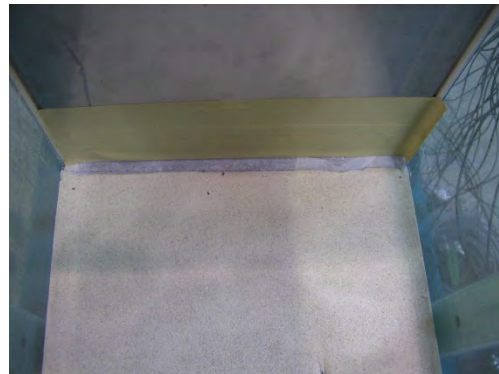
(d) 計測器の配線

図-2.2.7 給水槽の設置状況

また、給水槽と模型地盤の境界には、給水槽内の水を均等に模型地盤へ浸透させるために、幅10mmの鉛直方向のドレーン層を設け、不織布で囲った。ドレーン設置状況を図-2.2.8に示す。作製方法は、給水槽の壁面から10mm離れた位置に薄いアルミ製の仕切り板を給水槽の壁面に平行に設置し、厚さ20mm分の地盤とドレーン層を作成する度に仕切り板を徐々に引き抜く方法である。ドレーン材料には、3号珪砂を用いた。



(a) 境界部の鉛直ドレーンの作製状況



(b) ドレーン設置後の状況

図-2.2.8 ドレーン設置状況

2.3.3 排水槽

排水槽は、実験模型からの浸出水を受け入れ、土槽底面の排水パイプを通して土槽外の集水槽へ排水するための装置である。排水槽が模型地盤から実験水を受け入れる開口は $\phi 10\text{mm}$ を12穴とし、開口の下端高さが被覆土層の上面と同じ高さとなるように設定した。給水槽と同様に開口の表面には厚さ 0.05mm の不織布を貼り付けた。図-2.2.9に排水槽の形状寸法図を、図-2.2.10に排水槽の設置状況を示す。また、排水槽の開口の前面には、3号硅砂によるドレーンを設けた。これは、各穴で均等に排水を行うためと、浸透水が被覆土層と透水層の境界に水みちが形成され、漏水することを防ぐためのカウンターウェイトとしての機能を期待するものである。カウンターウェイトとしては、ふとんカゴを置くことも考えられるが、予備実験で高さ 30mm のふとんカゴを排水タンクの前面に設置したところ、カゴを設置した箇所と設置していない箇所との境界で、被覆土層にせん断破壊が生じ、水みちができた。その結果、局所的に大きなせん断力が作用することが無いよう、3号硅砂によるドレーンをのり勾配をつけて設置した。のり勾配は $1:7.5$ と緩勾配とした。

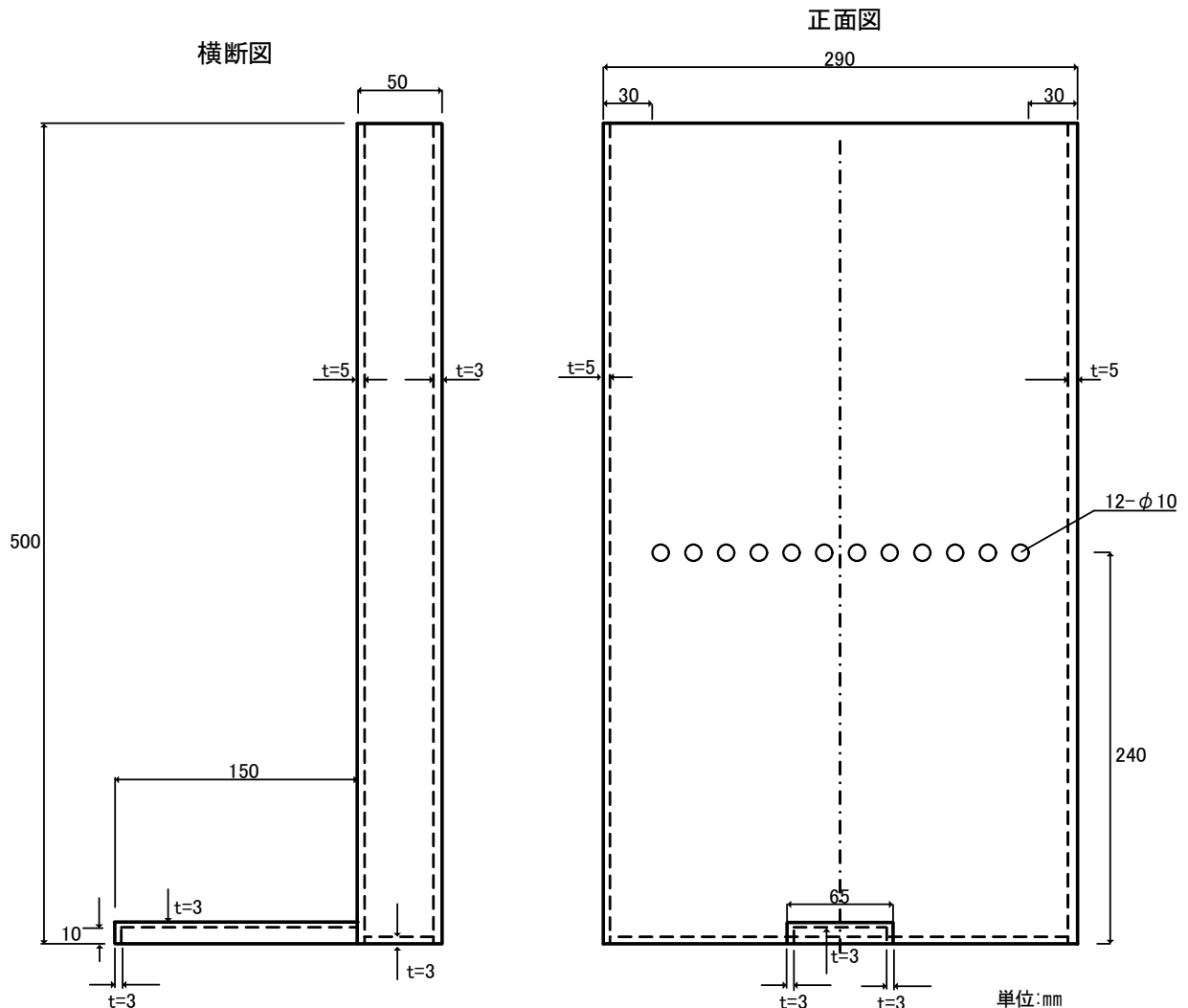
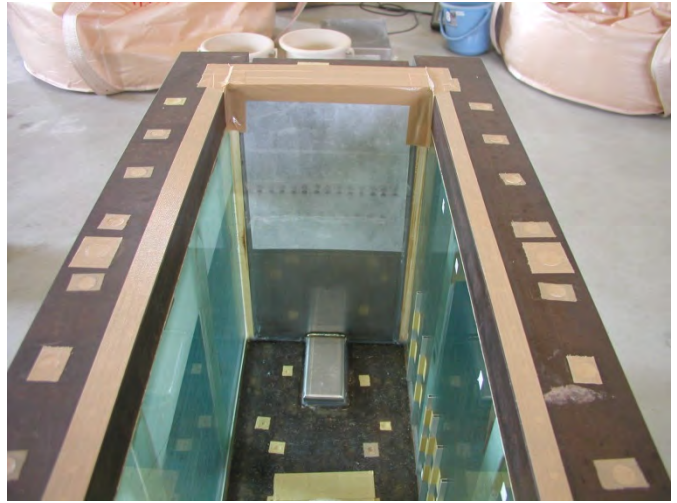


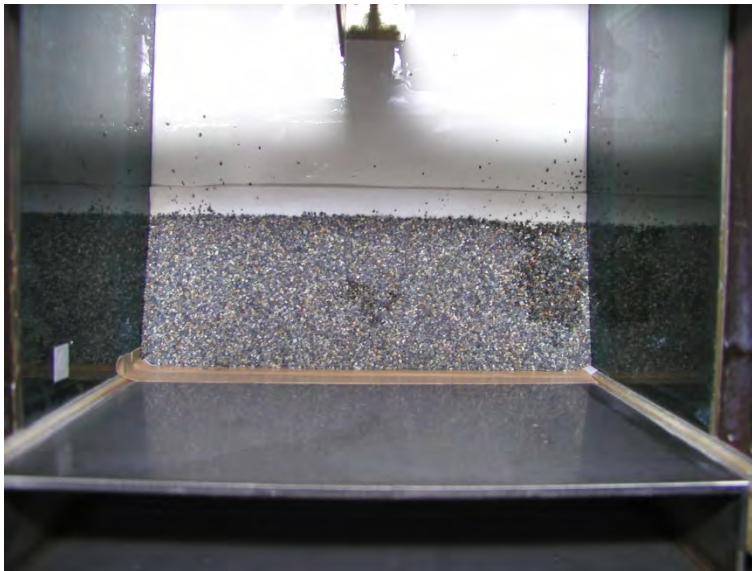
図-2.2.9 排水槽の横断形状および正面形状



(a) 排水槽



(b) 排水槽設置状況



(c) 排水槽前面のドレーン（左：上から撮影、右：側面から撮影）

図-2.2.10 排水槽の設置状況

2.3.4 ガラス面

模型地盤においてガラス面付近の境界に水みちが生じやすい。後述する既往の実験においても、土槽のガラス面付近の境界が弱部となって漏水が生じている。

このため、本実験においては、図-2.2.11に示すように被覆土層内の深度方向2ヶ所（被覆土層厚さ40mmのうち深度10mmと30mm）に3mm角の亚克力棒を貼り付け、ルーフィング対策を行った。さらに被覆土層表面とガラス面の接触部が脆弱なため表面にハンチを付けた。被覆土層表面は遠心加速度の上昇時に乾燥する恐れがあったため、表層にはオイルを塗っており、ハンチ部の表面には不織布を設置して実験を行っている。



図-2.2.11 土槽ガラス面に付けた水みち形成防止用のアクリル棒

2.3.5 透水トレンチ

透水トレンチは、のり尻部の被覆土層を溝状に透水性の高い材料で置き換えることにより、透水層の水を抜き被覆土層下面に作用する圧力を低減することを期待した対策工である。

図-2.2.12に透水トレンチケースの横断形状、平面形状を示す。また、図-2.2.13に透水トレンチの設置状況を示す。トレンチの断面形状に合わせたアクリル板を用いて遠心圧密した被覆土層を掘削し、できた溝に3号硅砂を充てんした。ドレーン材と周辺の土質材料の間には、薄い不織布を敷き、材料が混じらないようにした。完成後を図-2.2.13(e)に示す。

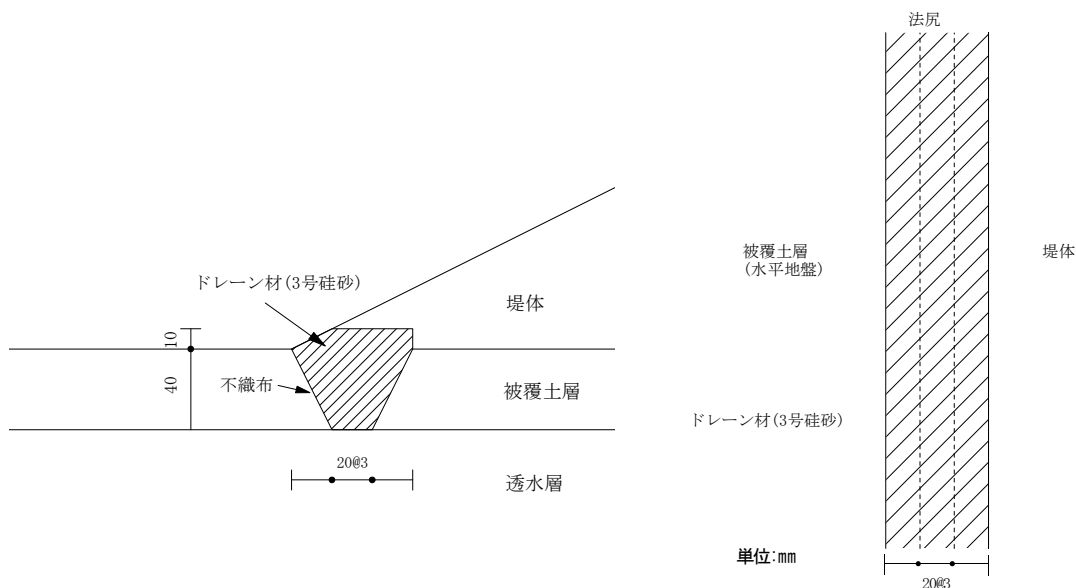
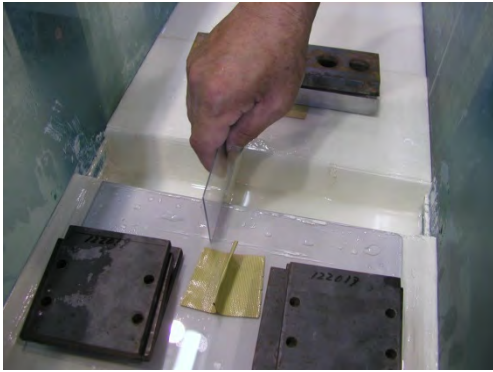
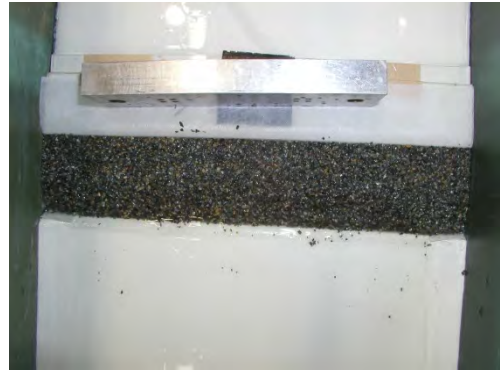


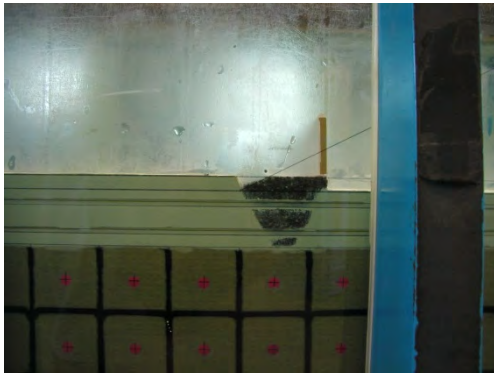
図-2.2.12 透水トレンチの形状（左：横断図、右：平面図）



(a) トレンチ掘削状況



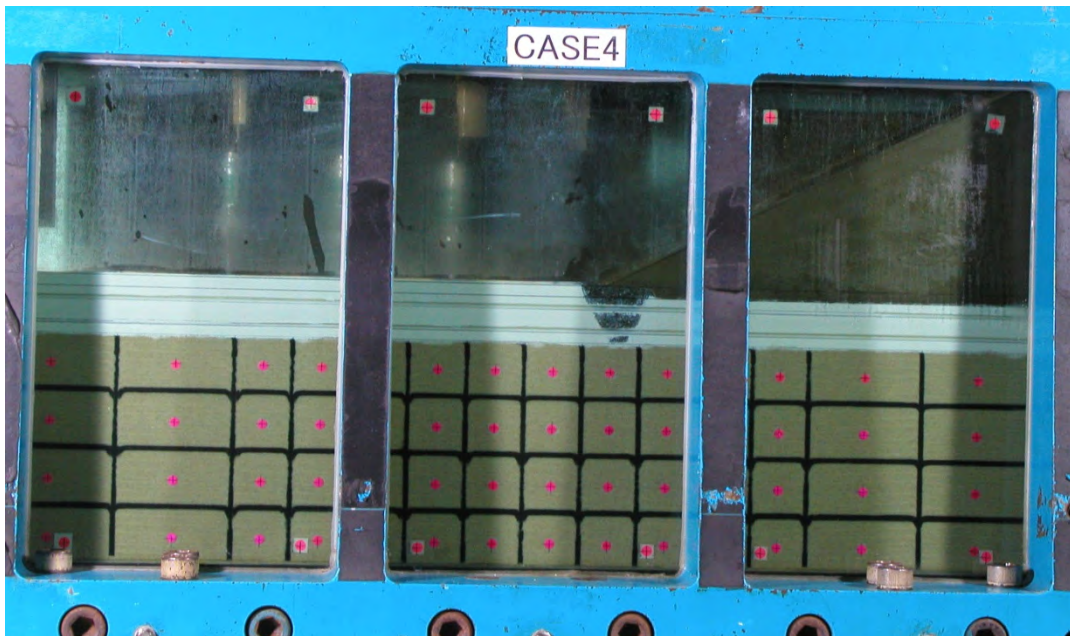
(b) トレンチへの3号珪砂投入



(c) トレンチ側面



(d) トレンチ用に加工した堤体



(e) 透水トレンチ側面

図-2.2.13 透水トレンチ設置状況

2.3.6 排水機能付き矢板

排水機能付き矢板は、液状化層で発生した過剰間隙を消散するための排水部材が付いた矢板である。耐震対策として液状化しない層まで根入れを行うのが一般的な使われ方であるが、本研究では、被覆土層を貫通させて矢板を設置することにより、透水層の水を排水部材から抜き、被覆土層下面に作用する圧力を低減させることを期待したものである。

図-2.2.14、図-2.2.15に排水機能付き矢板の形状を示す。図-2.2.16に排水機能付き矢板の設置状況を示す。排水機能付き矢板を設定したケースでの地盤作製は、図-2.2.16(a)に示すように矢板を実験土槽内に仮設置してから行い、冶具は地盤作製後に撤去した。

矢板の模型には厚さ 3.2mm の鋼板を用いた。排水部材には、幅 2.5mm のアルミ製の C チャンネルを使用した。空洞幅は 1.5mm であり、エポキシ系接着剤で矢板に貼り付けた。排水部材長は 60mm で、先端 20mm は基礎地盤内に埋設した。底部はアルミ板で閉塞を行っている。排水部材表面に開口率 2% で直径 1.9mm の穴を 1 本当たり深度方向に 3 か所設けた。この開口部は地盤材料の流入を防ぐためフィルター材料（不織布）で覆った。土槽ガラス面と矢板との間にはすき間テープ（スポンジ）を張り付け、漏水対策とした。図-2.2.16(b)に示すように掘削し 3号硅砂で充てんしドレーンを設けた。

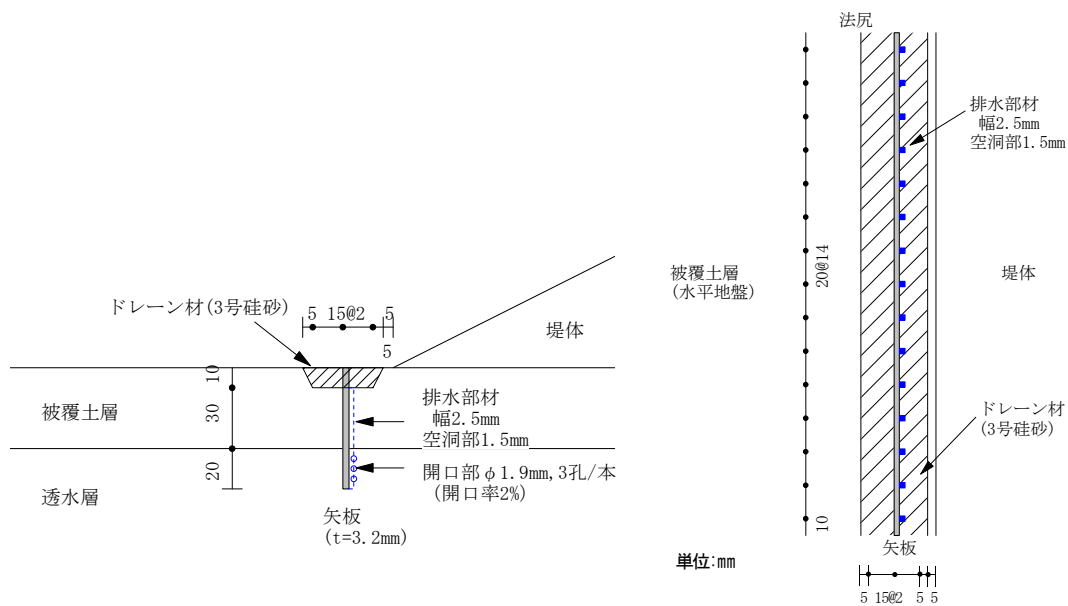
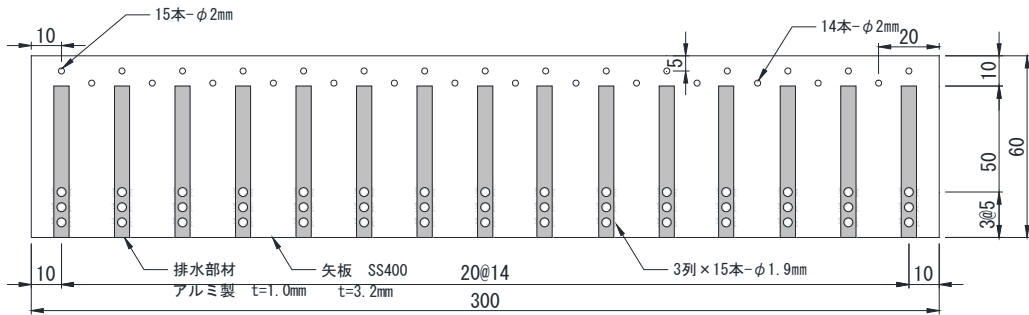


図-2.2.14 排水機能付き矢板の模型形状（左：横断面図、右：平面図）

平面図



正面図



単位: mm

図-2.2.15 排水機能付き矢板の詳細形状 (正面図)



(a) 排水機能付き矢板の仮留め



(b) 排水部材上部の掘削



(c) 排水部材上部の埋戻し

図-2.2.16 排水機能付き矢板設置状況

2.3.7 有孔管

有孔管は、盛土の排水対策工としての施工実績が多く、被覆土層を貫通させることにより、透水トレンチや排水機能付き矢板と同様の効果を期待したものである。図-2.2.17に有孔管の形状を示す。図-2.2.18に有孔管の設置状況を示した。

有孔管模型の仕様はφ6mmの肉厚1.0mm、長さ60mmの中空のアルミ棒である。透水層に20mm埋め込んで設置した。一般的に使われる有孔管の側面の開口率と同等の開口率（模型では5%）となるよう、透水層に埋め込んだ20mmの部分に、直径1.1mmの穴を4箇所あけた。これら穴の表面は不織布で覆って、地盤材料が有孔管内部に入り込まないようにした。また有孔管の先端は、アルミ円板で閉塞した。

有孔管はのり尻から25mm離れた水平地盤に、土槽奥行方向に20mmピッチで計15本設置した。地盤への設置は、図-2.2.18(a)、(b)のような仮留め治具を用いて行った。被覆土槽の下面の透水層まで貫通するように有孔管を押し込み、地表面付近は有孔管打設後にドレーン材（珪砂3号）で深さ10mm程度埋め戻した。

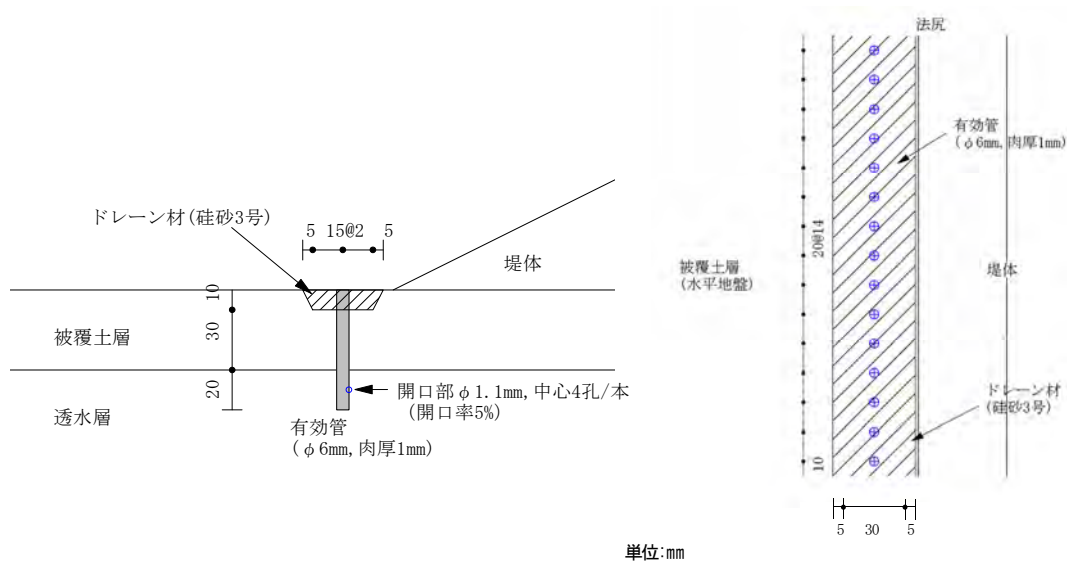
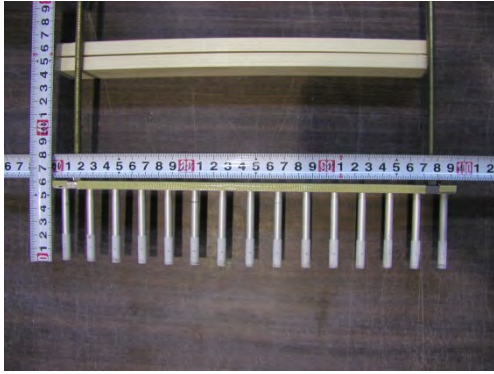


図-2.2.17 有孔管の形状（左：横断面図、右：平面図）



(a) 有孔管と仮留め冶具



(b) 有孔管と設置状況



(c) 設置した有孔管

図-2.2.18 有孔管設置状況

2.4 土質材料と模型製作管理

2.4.1 土質材料

本実験では堤体に霞ヶ浦粘土、被覆土層にカオリン粘土、透水層に6号硅砂～8号硅砂、トレンチ等の埋戻し等に3号硅砂を使用した。使用材料の物理試験結果等を表-2.2.5に示す。

表-2.2.5 使用材料の試験結果

部 位		堤体	被覆土層	基礎地盤 (透水層1)	基礎地盤 (透水層2)	基礎地盤 (透水層3)	トレンチ等の 埋戻し材等
土 質 材 料		霞ヶ浦 粘土	カオリン 粘土	8号硅砂	7号硅砂	6号硅砂	3号硅砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.679	2.588	2.650	2.632	2.650	2.654
粒度構成	礫分(%)	0.0	-	0.0	0.0	0.0	1.8
	砂分(%)	36.1	-	4.7	98.6	98.3	98.2
	シルト分(%)	42.5	-	91.9	1.4	1.7	0.0
	粘土分(%)	21.4	-	3.4	-	0.0	0.0
密度特性	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	-	-	-	1.601	1.679	1.679
	最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	-	-	-	1.259	1.356	1.356
締固め特性 (繰返し法 (A-c))	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.521	-	1.394	-	-	-
	最適含水比 w_{opt} (%)	21.6	-	24.0	-	-	-
圧密特性 (段階載荷)	圧縮指数Cc	-	0.397	-	-	-	-
	圧密降伏応力Pc	-	208	-	-	-	-
透水係数 (m/s)		4.23 $\times 10^{-7}$ 締固め度 $D_c=90\%$	8.44 $\times 10^{-10}$	9.31 $\times 10^{-6}$ 締固め度 $D_c=95\%$	1.90 $\times 10^{-5}$ 相対密度 $D_r=90\%$	8.21 $\times 10^{-5}$ 相対密度 $D_r=80\%$	1.89 $\times 10^{-3}$

2.4.2 透水層の作製・管理

厚さ200mmの透水層の作製方法は以下のとおりである。透水層は締固め度によって3通りの方法で製作した。

1) 透水層1

基礎地盤の透水層の材料には、8号硅砂を用いた。地盤の作製は、図-2.2.19に示すように突き固め棒による締固め方法により行った。8号硅砂は最適含水比付近に含水調整した試料を用いた。締固め度 $D_c=95\%$ を目標とし、層厚管理を10mm毎に実施した。

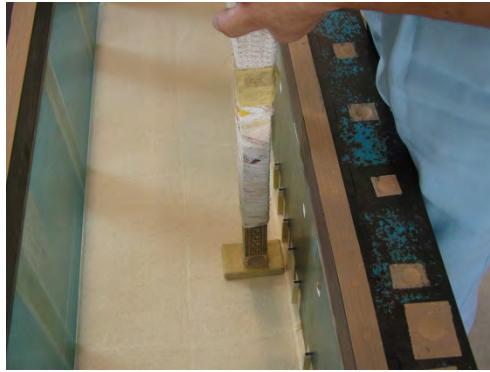


図-2.2.19 締固め法による基礎地盤の作製状況

2) 透水層 2

基礎地盤の透水層の材料には、7号珪砂を用いた。地盤の作製は、図-2.2.20に示すように気乾状態の7号珪砂を自動サンドホッパーで落下させる空中落下法により作製した。相対密度 $D=90\%$ を目標とし、層厚管理を25mm毎に実施した。

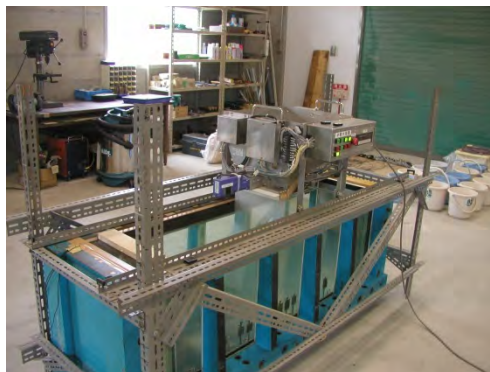


図-2.2.20 空中落下法による基礎地盤の作製状況

3) 透水層 3

基礎地盤の透水層の材料には、6号珪砂を用いた。地盤の作製は、気乾状態の6号珪砂を自動サンドホッパーで落下させる空中落下法により作製した。相対密度 $D=80\%$ を目標とし、層厚管理を25mm毎に実施した。なお、地盤作製にあたり空中落下法による6号珪砂の密度検定を行った。

<地盤密度の検定結果>

- ・サンドホッパー開口幅：2.0mm,
- ・サンドホッパーの速さ：51.9mm/sec
- ・モーター回転数：620rpm,
- ・落下高さ：58cm

2.4.3 メッシュおよび標点の設置

実験時の地盤変形状況を観察するため、透水層の土槽前面ガラス面にメッシュと標点を設置した。メッシュは、豊浦標準砂を黒く染色した色砂を用いて、土槽前面ガラス面に水平方向と鉛直方向のメッシュを50mmあるいは100mmピッチで作製した。

水平方向のメッシュは水平性を確認しながらヘラを用いて整形した。他方、鉛直方向メッシュは、ガラス面内側の所定位置に設置した凹型アルミ棒に色砂を入れ、地盤を50mm作製する度にアルミ棒を引き抜いて作製した。

標点は、標点とガラス面の摩擦を極力小さくするためにグリースを塗布し、メッシュ格子間に土槽ガラス前面に貼り付けた。標点はアルミ製でリベットのような形状をしており、頭部の直径は8mmである。表面は移動状況が観察しやすいようピンクに着色した。

2.4.4 透水層の飽和

土槽を脱気槽に設置し、真空ポンプで約 98 kN/m² の負圧を与え、模型地盤をほぼ真空状態になるまで放置した。その後、模型地盤の端に設置した角パイプ内に水道水を 1 時間あたり 1kg 程度の速度で滴下した。角パイプ下端からゆっくりと透水層に水がにじみだし飽和する仕組みとなっている。滴下には約 12 時間を要した。

2.4.5 被覆土層の作製・管理

本実験では透水層の上に厚さ40mmの被覆土層を設けた。被覆土層の製作状況を図-2.2.21に示す。

図-2.2.21 (a)に示すように粉末のカオリン粘土 (ASP-100) に含水比90%になるよう水道水を加え、ハンドミキサーで混ぜ合わせスラリー状のカオリン粘土とした。この含水比はミキサーでカオリン粘土と水を攪拌できる限界に近い。脱気中にスラリー状の粘土の表面が乾燥しないようスラリー状の粘土の上に上水道水の薄い層を設けた。その状態で真空土槽内で一晚脱気させた。

手のひら程度の大きさの塊状とした脱気したカオリン粘土を、5cm程水が被った状態の透水層の上に静かに投入していった。カオリン粘土が出来るだけ均一の厚さ、かつ、圧密後の厚さが目標の40mmよりも確実に大きくなるよう繰返し投入した。その後、被覆土層表面を平らに仕上げ、再度脱気槽に土槽を入れ一晚程度脱気した。

脱気槽から土槽を取り出し、載荷板と錘をカオリン粘土上に置き、変位計を設置した。被覆土層の上に堤体を設置し遠心加速度を作用させたときに、被覆土層の強度が低いとのり尻部に変形が生じる恐れもあることから、堤体相当の3.63kN/m²を有効上載圧とし、それ以上の荷重を載荷板と錘で一樣に作用させ過圧密状態とすることとした。そのために必要な載荷板と錘の重さの組み合わせは、表-2.2.6に示すとおりである。排水機能付き矢板のケースでは、排水機能付き矢板を固定するための冶具が圧密中ものり尻部にあることから、のり尻部で載荷板を2分割した。なお、載荷板は鋼製で、圧密時に被覆土層表面からの間隙水を排水できるよう50mmピッチで直径3mmの孔が開けられている。

実験土槽を遠心力装置に設置し、表-2.2.7のように遠心力を作用させた。遠心圧密時の時刻歴は付録Hに示す。但し、排水機能付き矢板ケースについては、2分割した載荷板を使用しており、1枚の時よりも載荷板が傾きやすいため、ゆっくりと0.2G/minの割合で加速度を増加させた。また、圧密時間を短縮するために、透水層下の土槽底面の排水バルブを開いて行う両面排水とした。土槽底面から排水された間隙水はシフレックスチューブを通じて被覆土層上に戻されるようにしており、遠心圧密時の蒸発による水位低下も抑えることができる。

また、製作した被覆土層の土質試験を行うため図-2.2.22に示すように試料採取を行った。模型地盤製作時の密度管理の結果表を付録Iに示す。



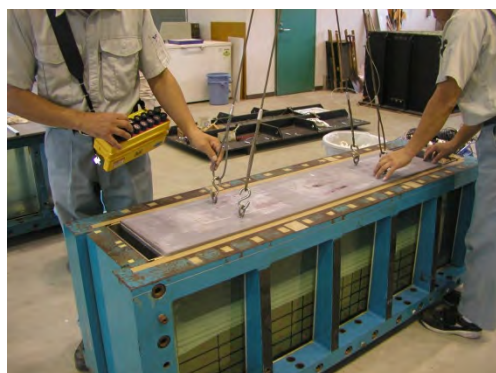
(a) カオリン粘土の攪拌



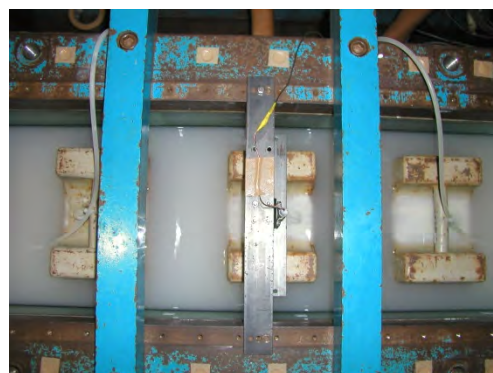
(b) カオリン粘土の脱気



(c) 粘土塊の投入



(d) 載荷板の設置



(e) 載荷板上の錘

図-2.2.21 被覆土層の製作状況

表-2.2.6 被覆土層作製時における載荷板上の錘計算

載荷板の枚数	幅 (cm)	奥行き (cm)	面積 (cm ²)	厚さ (cm)	有効上載圧 (kN/m ²)	全質量 (kg)	実測載荷板質量 (kg)	錘の質量 (kg)
1枚	129	29	3,741.0	1.2	3.63	138.38	34.70	103.68
2枚	56.5	29	1,638.5	1.2	3.63	60.61	15.12	45.49
	70	29	2,030.0	1.2	3.63	75.09	18.75	56.34

※有効上載圧=堤防高：0.2m（模型の重力場）×単位体積重量：18.1kN/m³（堤体材料：霞ヶ浦粘土）

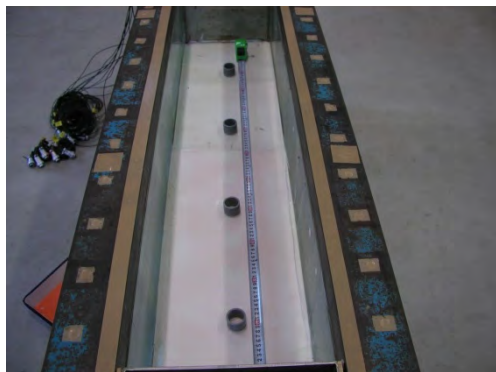
表-2.2.7 被覆土層遠心圧密時の遠心加速度制御

遠心圧密段階 (G)	圧密保持時間 ^{※1} (分)	各段階への遠心加速度上昇速度 ^{※3} (G/min)	備考
5	50	0.5	
10	50		
20	50		
30	50		
40	50		
50	110 ^{※2}		

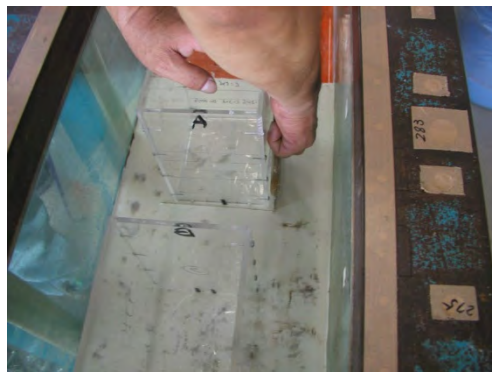
※1: 重力場換算

※2: \sqrt{t} 時間軸上で沈下量が圧密度90%に到達するまで継続

※3: 排水機能付き矢板ケースでは、0.2G/min



(a) コアカッター法による試料採取
(含水比試験用)



(b) 被覆土層からのブロックサンプリング
(透水試験・圧密試験用)

図-2.2.22 被覆土層の資料採取状況

2.4.6 堤体の作製・管理

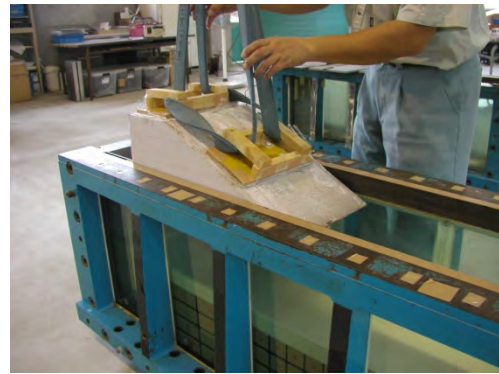
堤体模型の作製状況を、図-2.2.23に示す。材料として、2mmのふるいを通した霞ヶ浦粘土を使用した。含水比を最適含水比付近の約22%とした霞ヶ浦粘土を木製モールド内で層厚20mm毎に締固度90%になるよう木製の突き固め棒により締固め、堤体模型を作製した。作成途中に、所定位置に計測器を埋設した。堤防の模型はモールドごと凍結させ、脱型後、被覆土層上の所定の位置に設置した。また製作時の密度管理結果を付録Iに示す。

天端とのり面には、凍結した堤体模型を吊り上げるための木製枠を取り付けた。凍結前に木ねじをそれぞれ6箇所ずつ木製枠と堤体模型を連結する形で打っておいたものである。

凍結させた堤体と土槽ガラス面の間には、若干の隙間が生じるが、堤体材料と同じ霞ヶ浦粘土を詰め、隙間をなくした。



(a) 堤体の作製状況



(b) 凍結させた堤体の運搬

図-2.2.23 堤体の製作状況

3. 実験方法

3.1 外力条件

模型に遠心加速度を作用させた状態で、土槽内の給水槽の水位を被覆土層表面位置から徐々に上昇させ、地盤模型に外力を作用させた。給排水経路を図-2.3.1に示す。また、給水に使用した装置・機器等を図-2.3.2に示す。

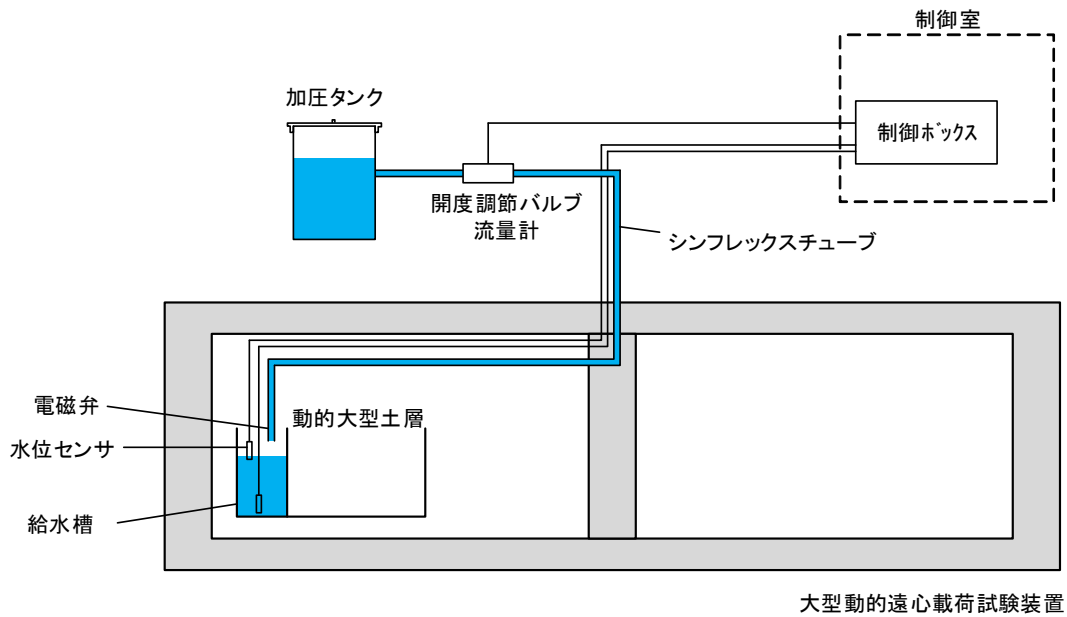


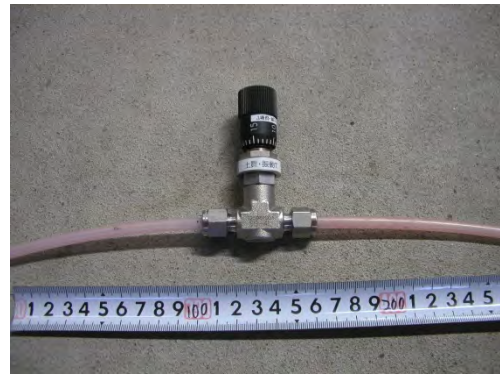
図-2.3.1 給排水経路

図-2.3.2(a)に示す加圧タンクに約 $50\sim 300\text{kN/m}^2$ ($0.5\sim 3.0\text{kgf/cm}^2$) の圧力をかけ、給水槽に給水した。加圧タンクと給水槽の間の $1/4$ インチのシンフレックスチューブの途中に(b)に示す開度調節バルブと(c)に示す流量計を挟み、流量調節を行った。当初は段階状の水位上昇を予定したが、被覆土層の変状が急激だったので連続的に上昇させることとした。流量計は $4\sim 20\text{mA}$ の直流電流出力であるため、 250Ω の抵抗をつけて $1\sim 5\text{V}$ の電圧に変換し、データを収録した。(d)に給水槽内の電磁弁を示す。給水槽内の水位が堤体天端程度の高さに達すると弁が自動で閉鎖する仕組みとした。

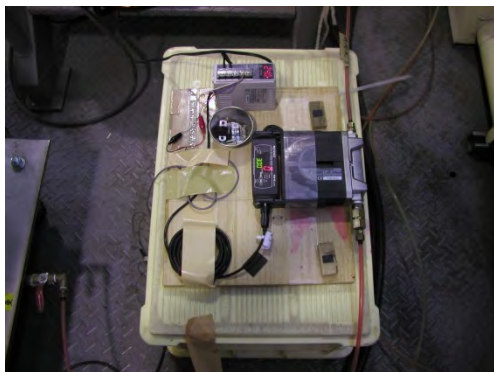
なお、開度調節バルブと流量計の諸元を表-2.3.1、図-2.3.3、表-2.3.2に示す。



(a) 加圧タンク



(b) 開度調節バルブ



(c) 流量計



(d) 給水槽内の電磁弁

図-2.3.2 給水に使用した装置・機器

表-2.3.1 開度調節バルブ (微量流量調整用のメータリングバルブ)

型式	メータリングバルブ Lシリーズ ストレート型 SS-4L (1/4インチ)
ハンドル	バーニアハンドル NY-2M-K6
材質	ステンレス
メーカー	Swagelok社
検定結果	図-2.2.3

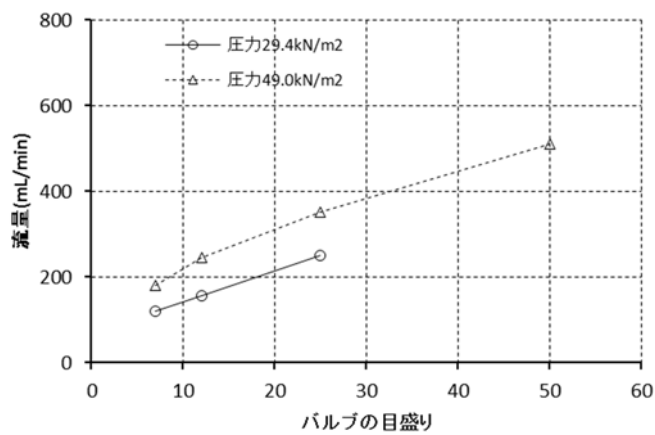


図-2.3.3 開度調節バルブの検定結果

表-2.3.2 流量計

型式	コリオリ式デジタル流量センサー FD-SS2A
メーカー	KEYENCE 社
換算式	流量(mL/分) = (計測電圧-1) / 0.002

3.2 実験手順

実験手順は以下のとおりである。

4) 手順1

初期値をとった上で遠心加速度を 50G までゆっくりと上昇させ一定に保つ。堤体沈下や間隙水圧が落ち着いたことを確認する。

5) 手順2

加圧タンクから給水槽に水を注入し、給水槽の水位を目標とする水位まで上昇させる【実験 1】。この時の水は赤色に着色した。

6) 手順3

【実験 1】の浸透実験が終了した後、重力場まで戻し、写真撮影や観察を行う。

7) 手順4

再度、遠心加速度を 50G まで上昇させ、今度は青色に着色した水を使って、手順 2 と同様の実験【実験 2】を行う。

8) 手順5

重力場に戻し、写真撮影や観察を行った上で、地盤を解体する。地盤解体時には、被覆土層から、試料を採取し室内土質試験を実施する。

3.3 ケース毎の模型図面

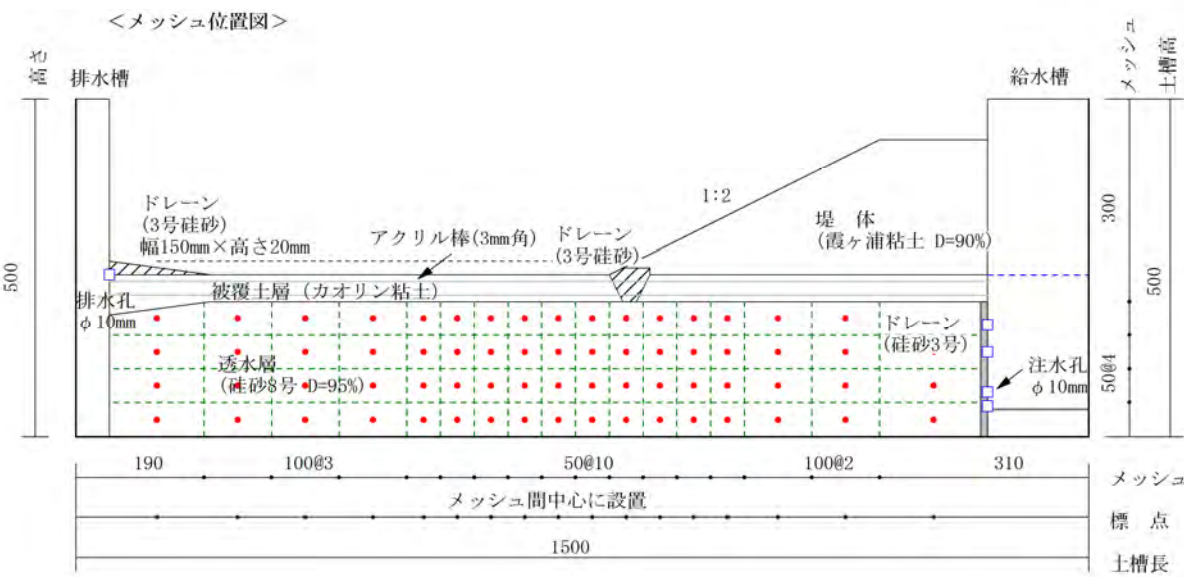
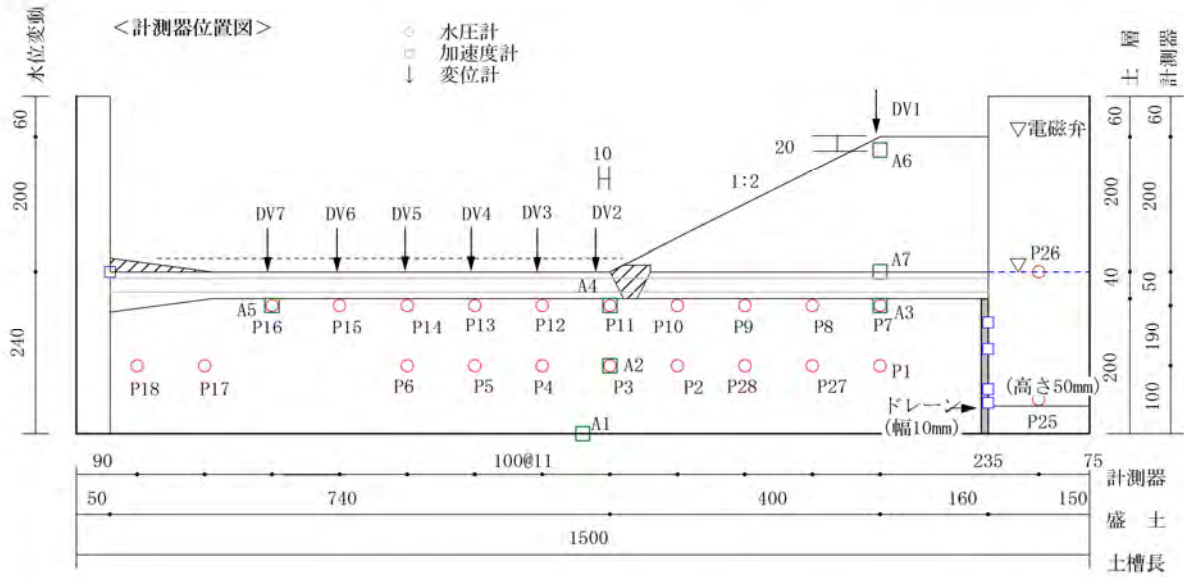
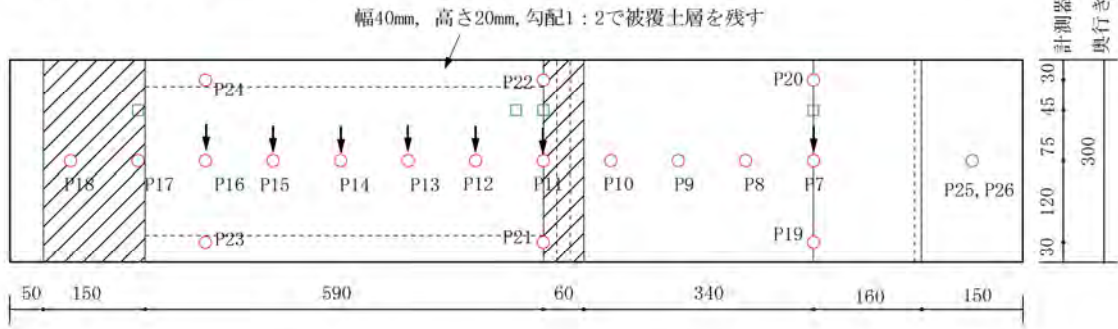
表-2.3.3に示すケース1~14の各ケースの模型の初期設定の一覧を示す。また各ケースの横断面図、平面図を図-2.3.4~図-2.3.13に示す。

表-2.3.3 遠心模型実験ケース一覧（再掲）

透水層の名称	使用材料と土層の作製方法	透水係数 (m/sec)	ケース名	対策工法	備考
透水層1	8号硅砂 盛立て高 10mm の突固め 締固め度 $D_c=95\%$	9.31×10^{-6}	1	透水トレンチ 開口幅1.0m	
			2	透水トレンチ 開口幅1.5m	修復地盤
			3	排水機能付き矢板	
			4	無対策	修復地盤
			5	無対策	
			6	有孔管	修復地盤
透水層2	7号硅砂 空中落下法 相対密度 $D_r=90\%$	1.90×10^{-5}	7	透水トレンチ 開口幅1.0m	
			8	有孔管	修復地盤
			9	無対策	修復地盤
透水層3	6号硅砂 空中落下法 相対密度 $D_r=80\%$	8.21×10^{-5}	10	透水トレンチ 開口幅1.0m	
			11	透水トレンチ 開口幅0.05m	修復地盤
			12	無対策 排水部 1:4.5 ドレン 側部 粘土ハンチ	予備実験
			13	無対策 排水部 矩形ドレン	予備実験
			14	無対策 排水部 1:4.5 ドレン 側部 1:2.0 碎石ハンチ	予備実験 修復地盤

※寸法は実物大スケール

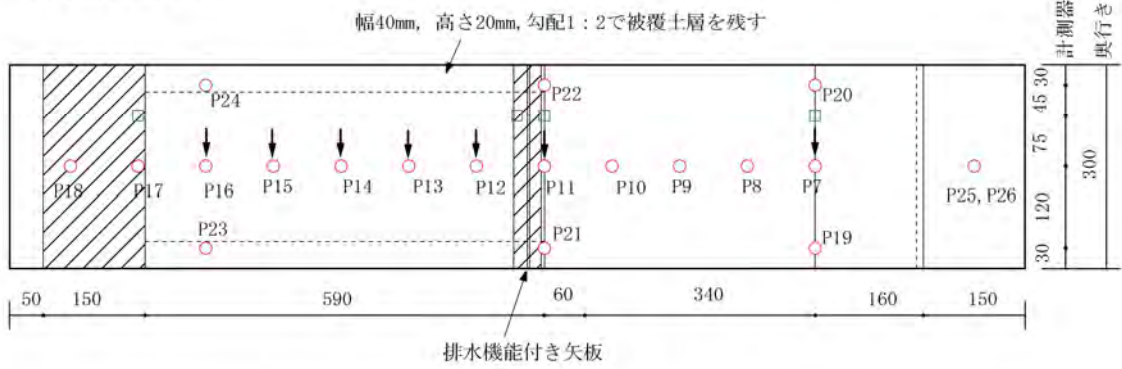
<計測器位置平面図>



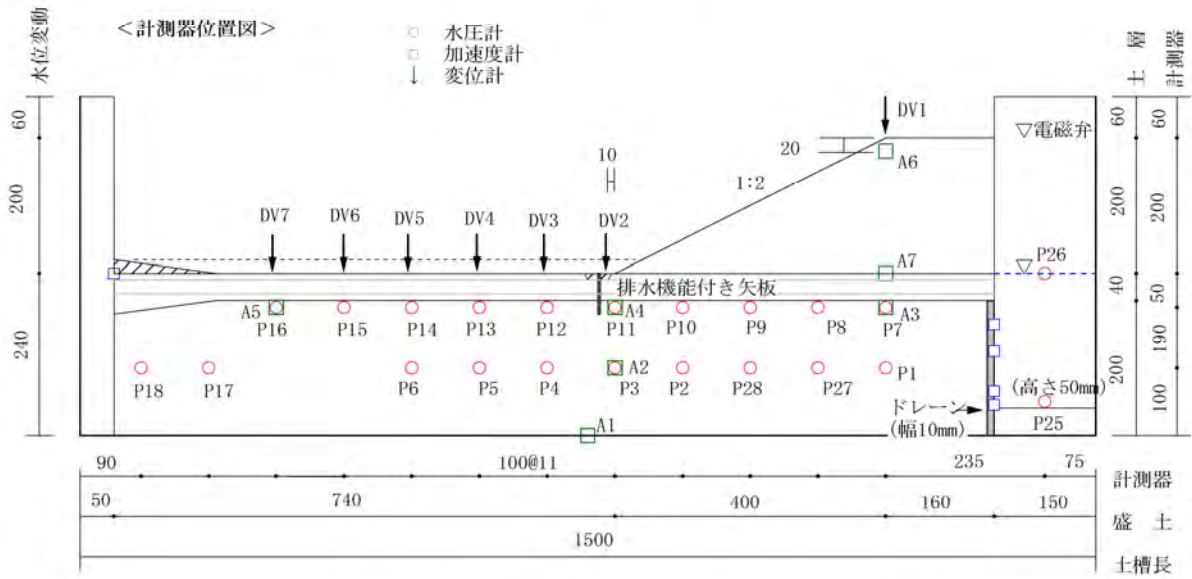
・単位: mm

図-2.3.4 ケース1 (透水層1、透水トレンチ開口幅1.0m) 図は背面側から表示
※ケース2は透水トレンチ開口幅1.5m (ケース1を堤内側に開削)

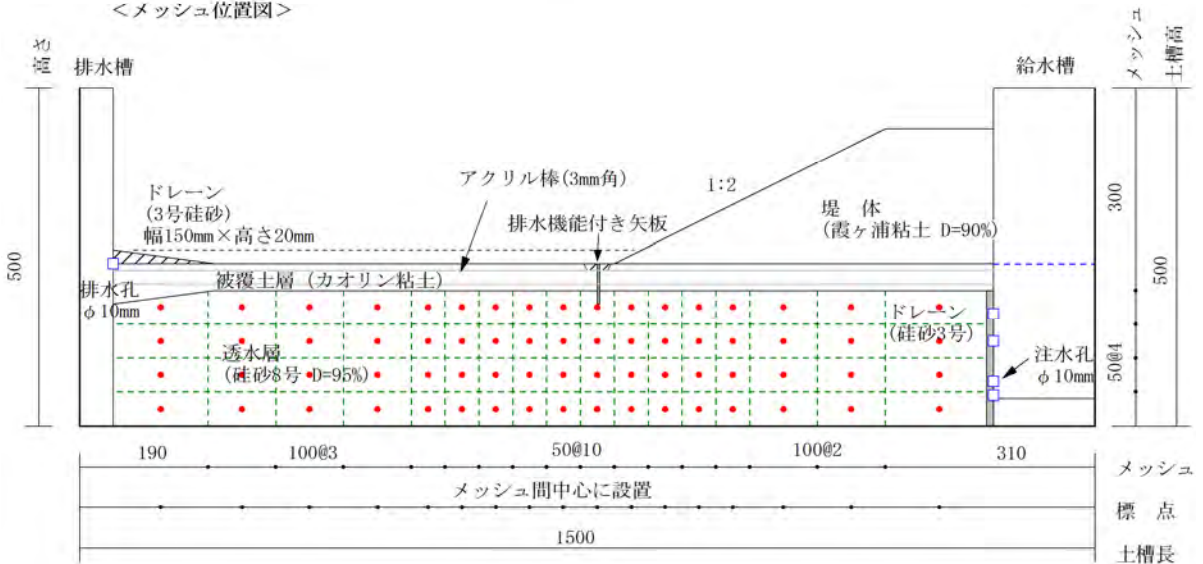
<計測器位置平面図>



<計測器位置図>



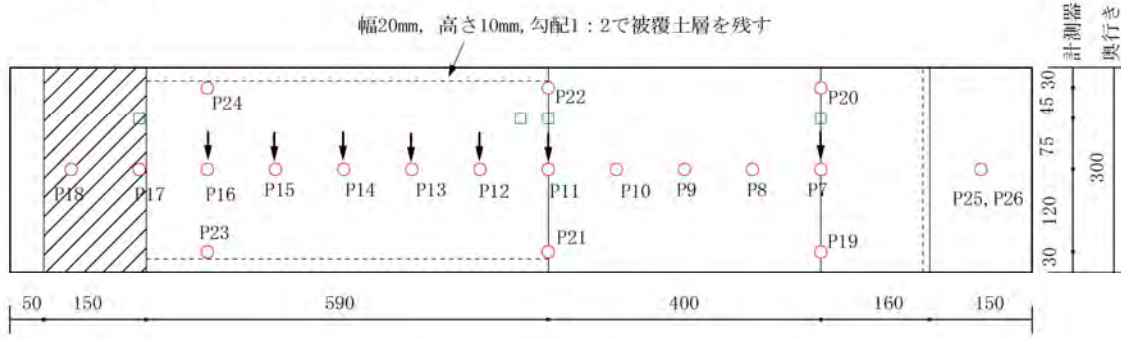
<メッシュ位置図>



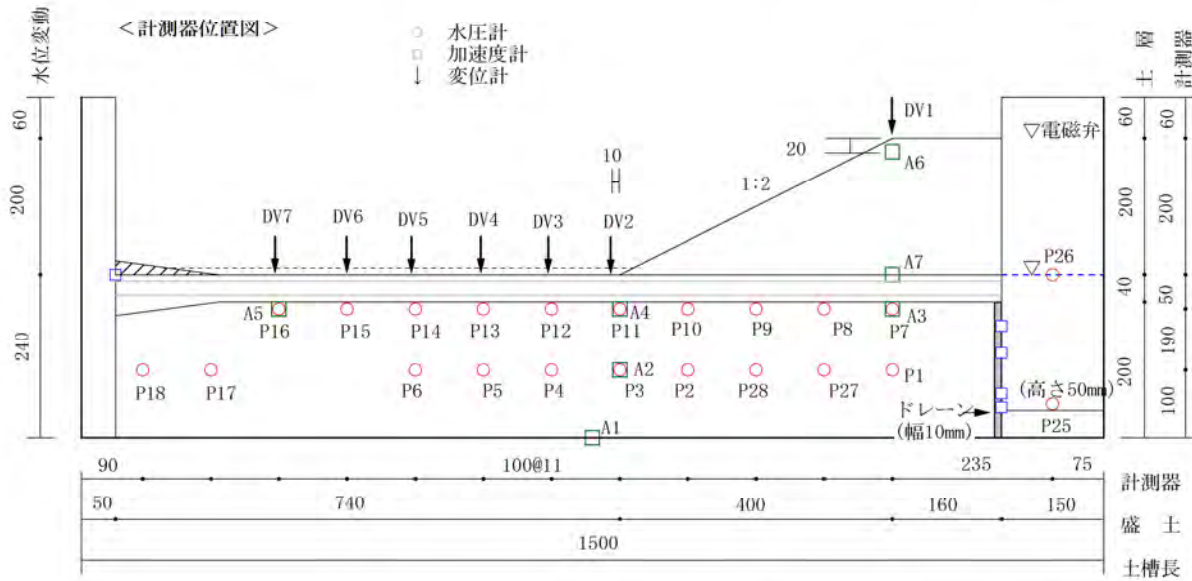
・単位: mm

図-2.3.5 ケース3 (透水層1、排水機能付き矢板) 図は背面側から表示
※ケース4は無対策 (ケース3を埋戻し)

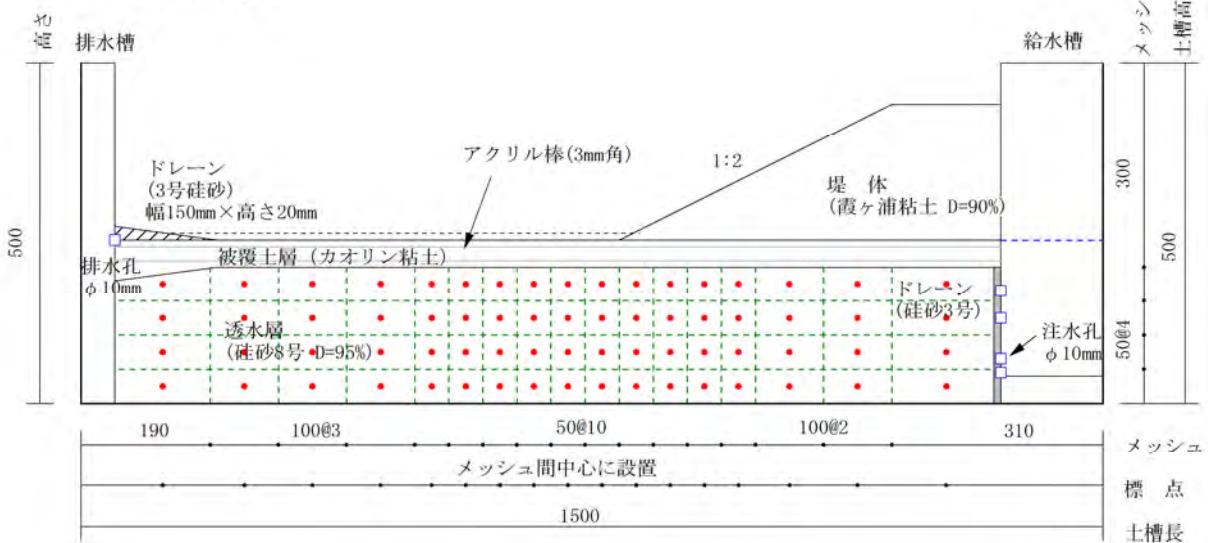
<計測器位置平面図>



<計測器位置図>



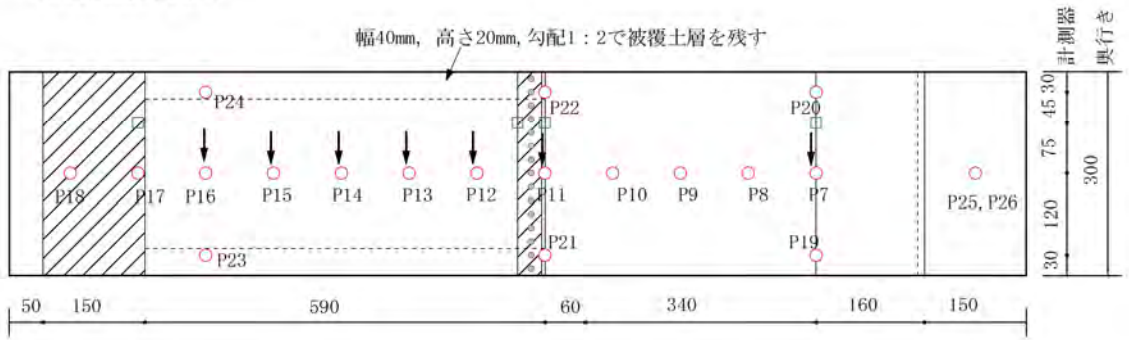
<メッシュ位置図>



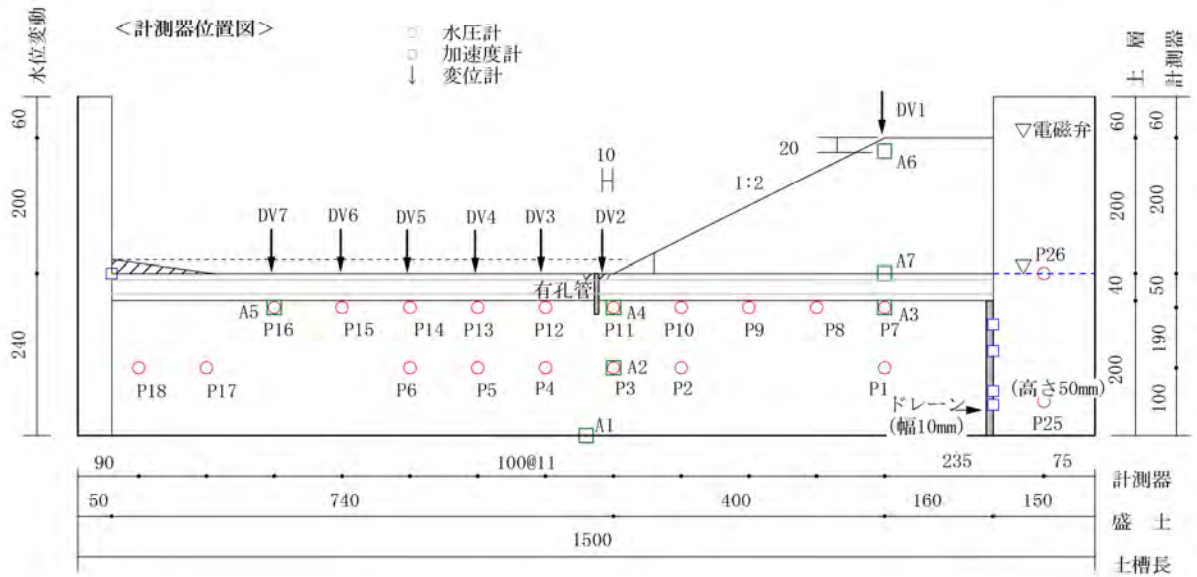
・単位: mm

図-2.3.6 ケース5 (透水層1、無対策) 図は背面側から表示
※ケース6は有孔管 (ケース5を修復)

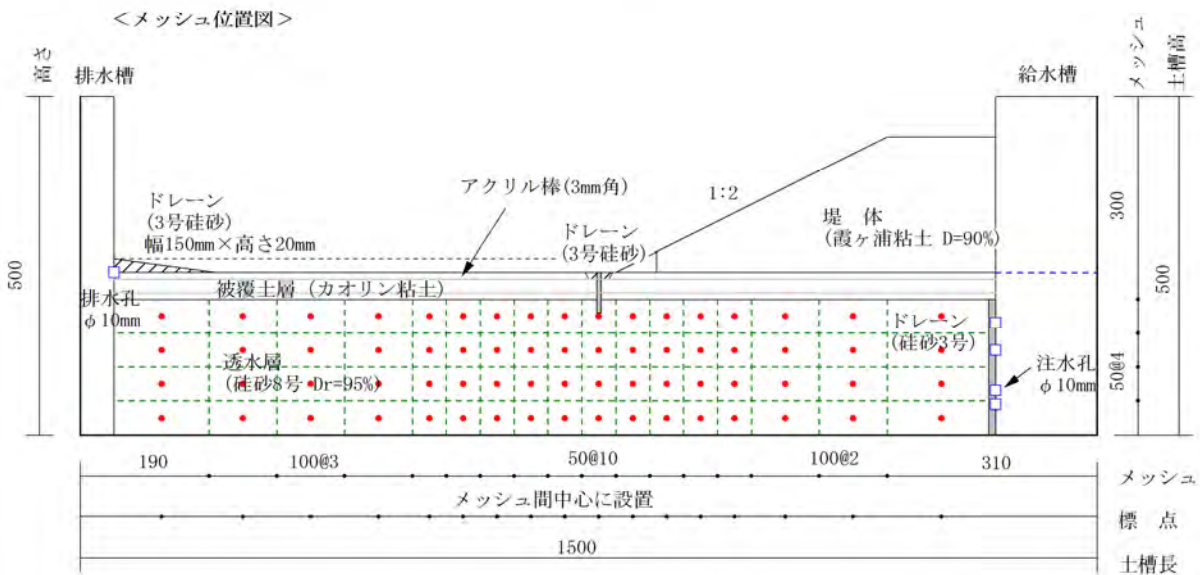
<計測器位置平面図>



<計測器位置図>



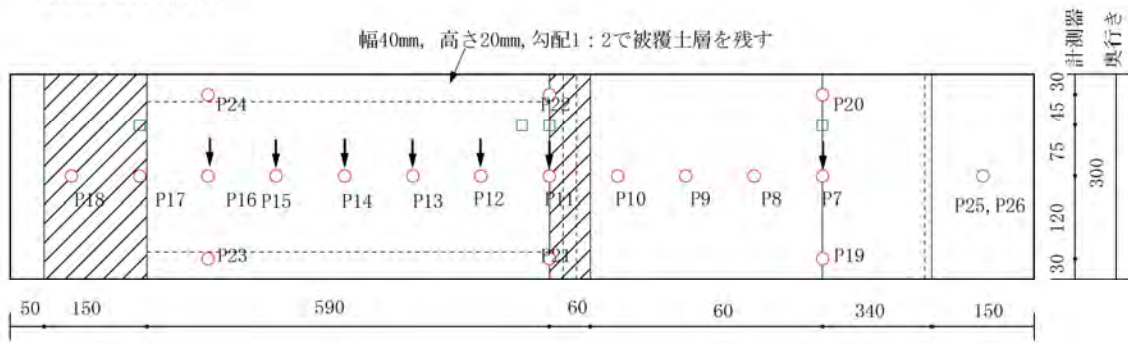
<メッシュ位置図>



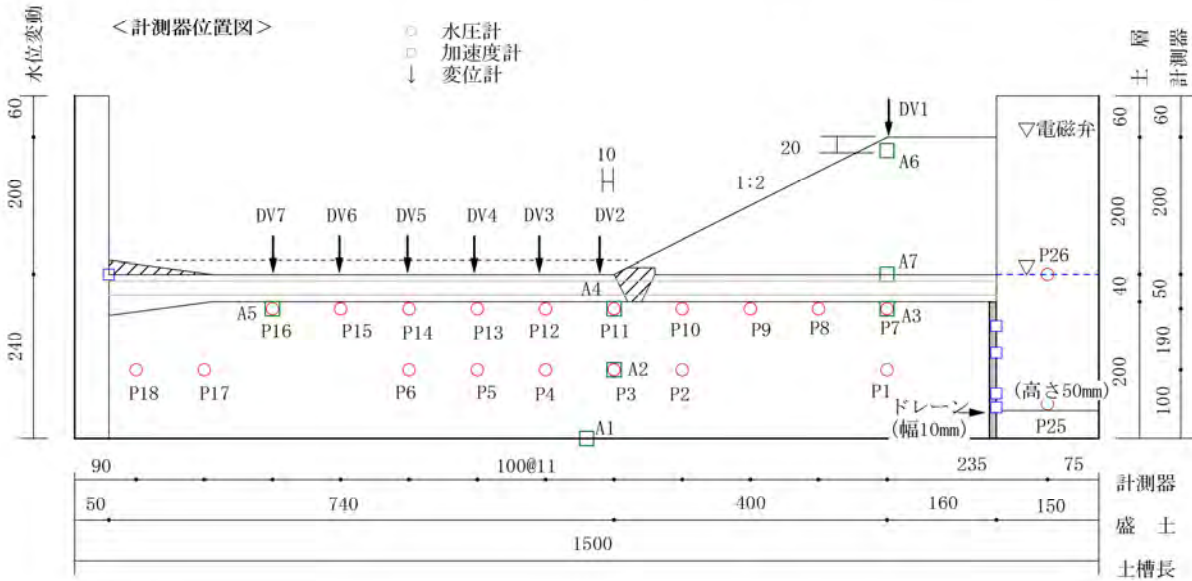
・単位：mm

図-2.3.7 ケース6 (透水層1、有孔管：ケース5を修復) 図は背面側から表示

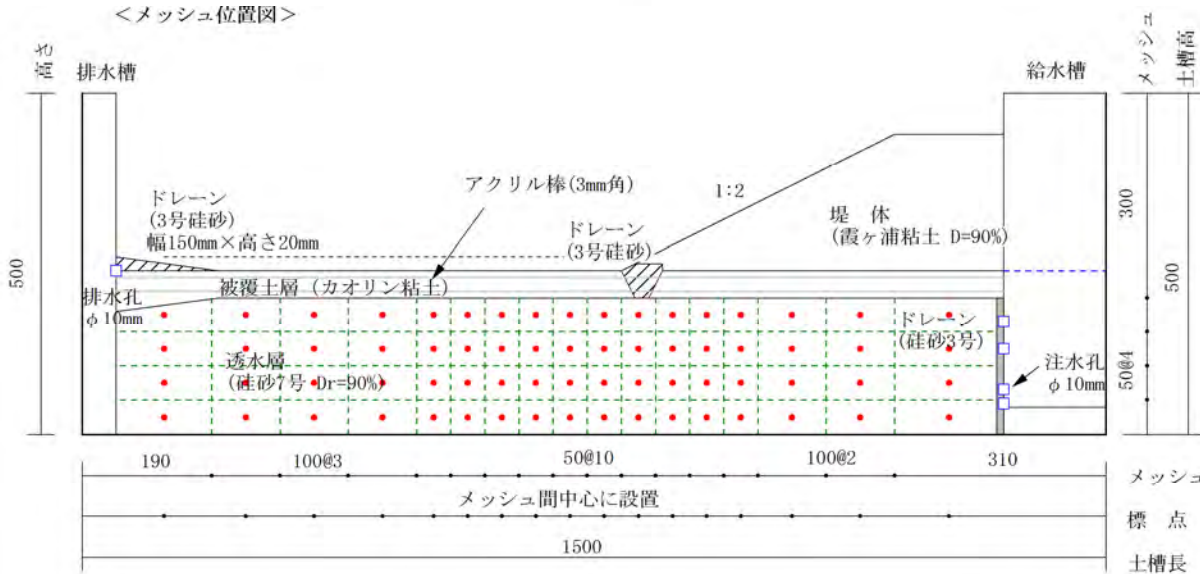
<計測器位置平面図>



<計測器位置図>



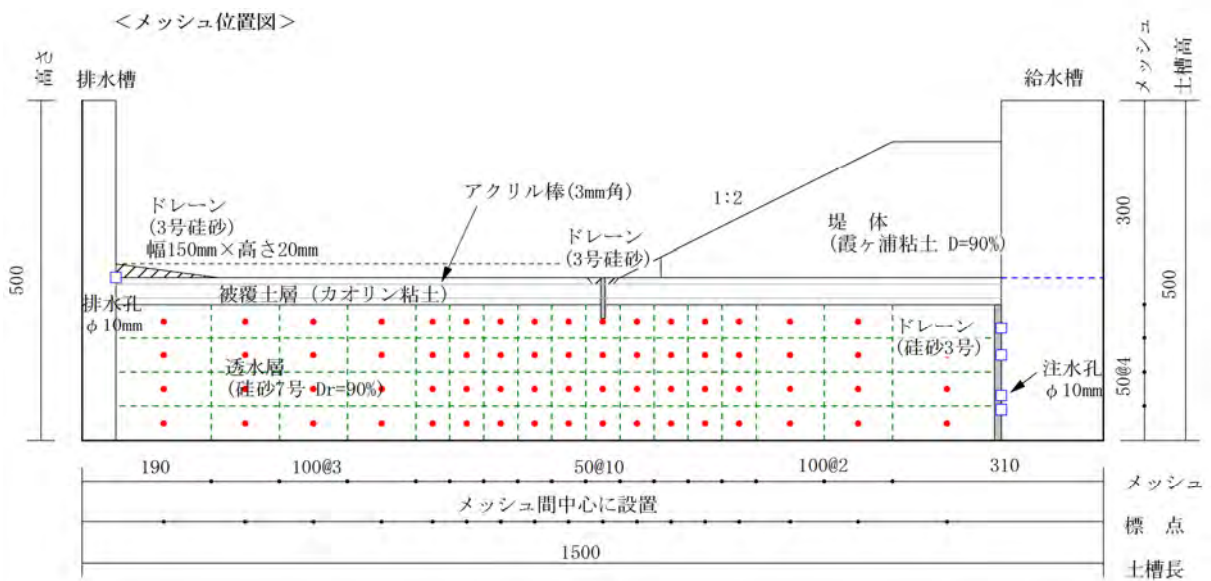
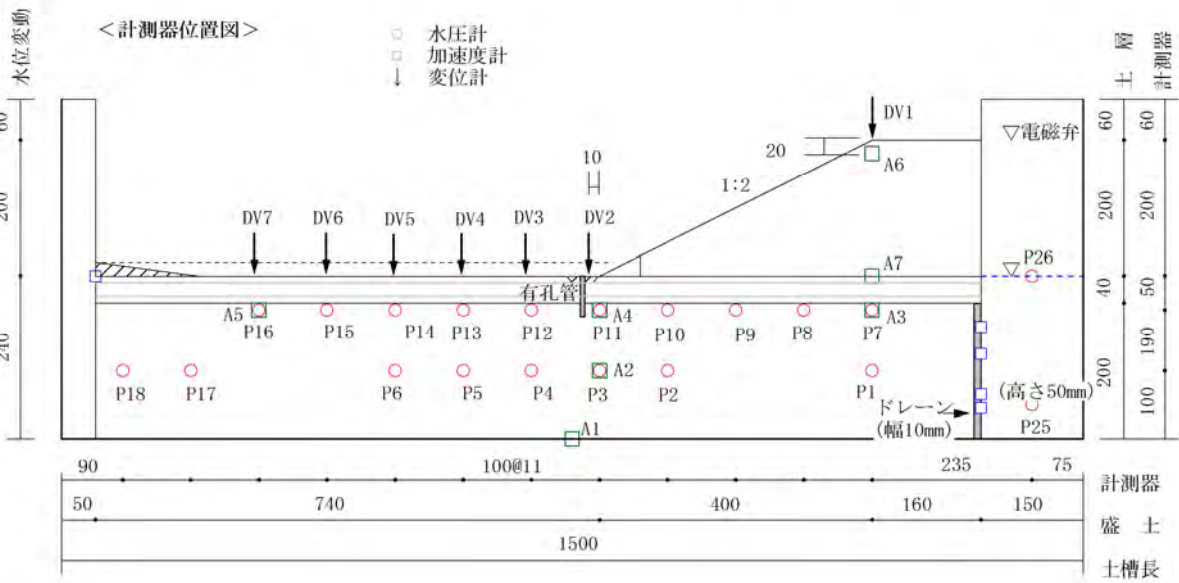
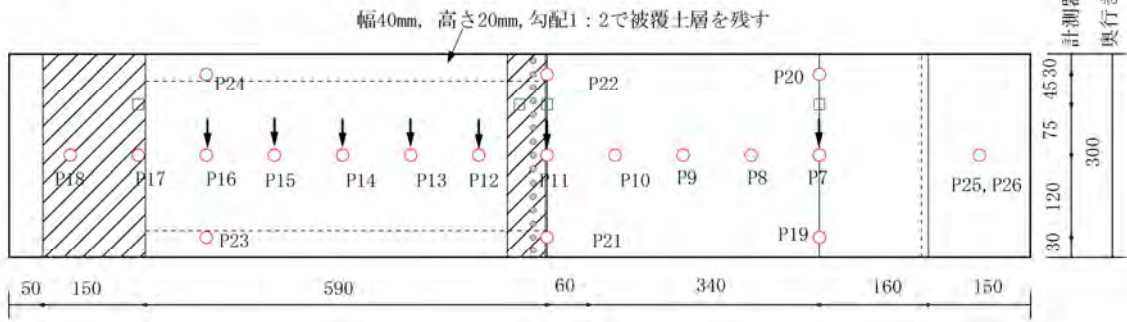
<メッシュ位置図>



・単位: mm

図-2.3.8 ケース7 (透水層2、透水トレンチ開口幅1.0m) 図は背面側から表示
※ケース8は有孔管 (ケース7を修復) ケース9は無対策 (ケース8を修復)

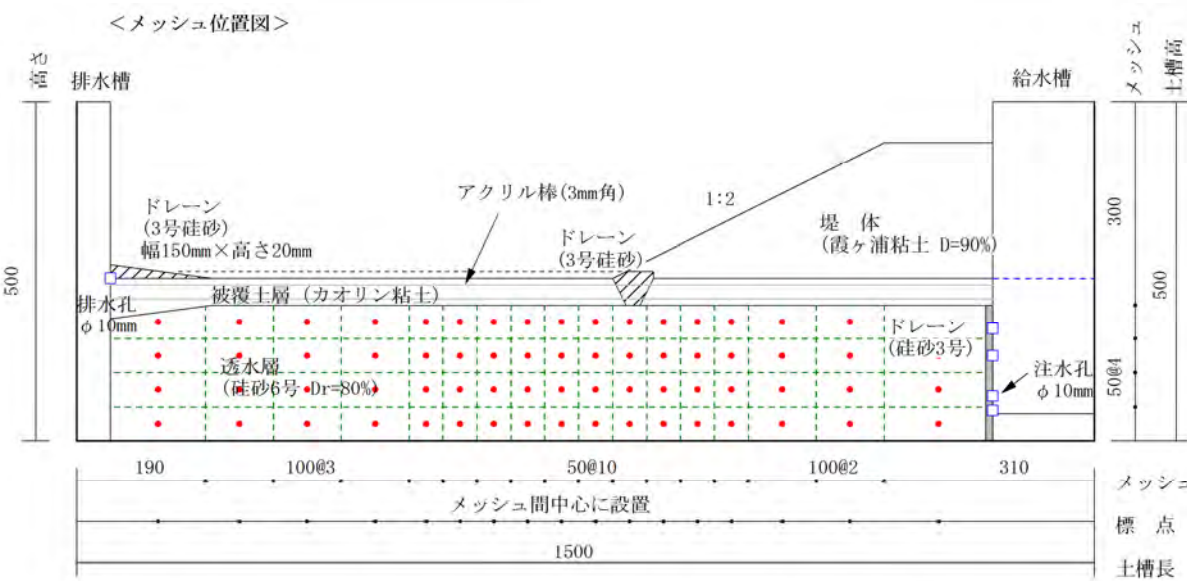
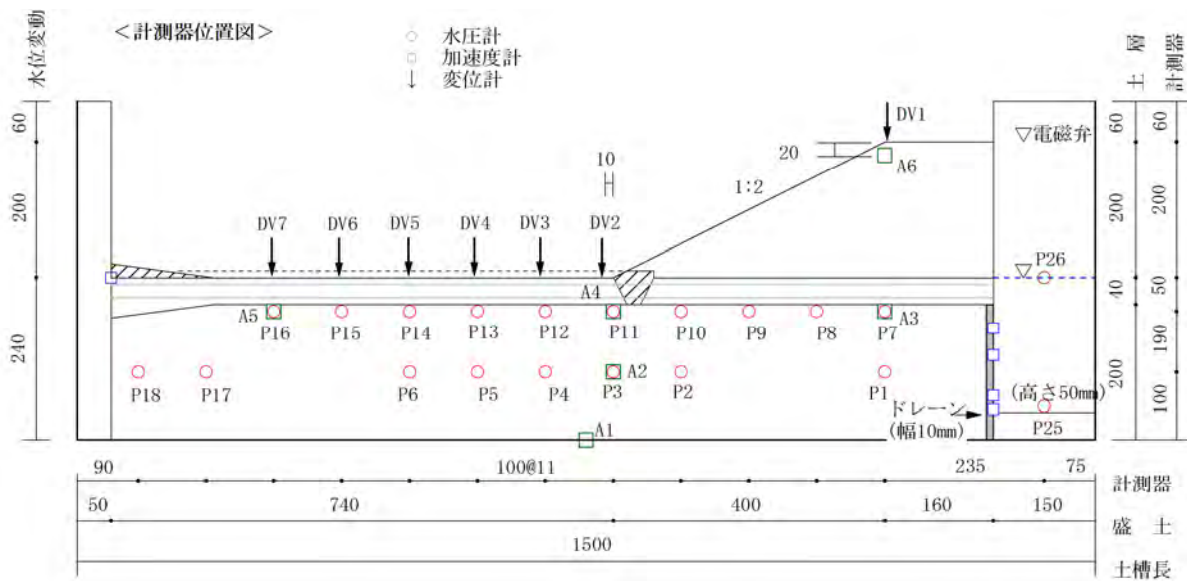
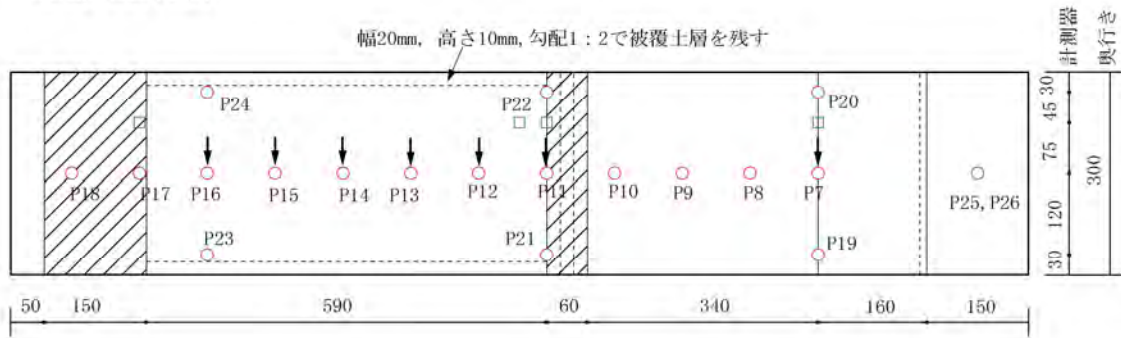
<計測器位置平面図>



・単位: mm

図-2.3.9 ケース8 (透水層2、有孔管: ケース7を修復) 図は背面側から表示
※ケース9は無対策 (ケース8を修復)

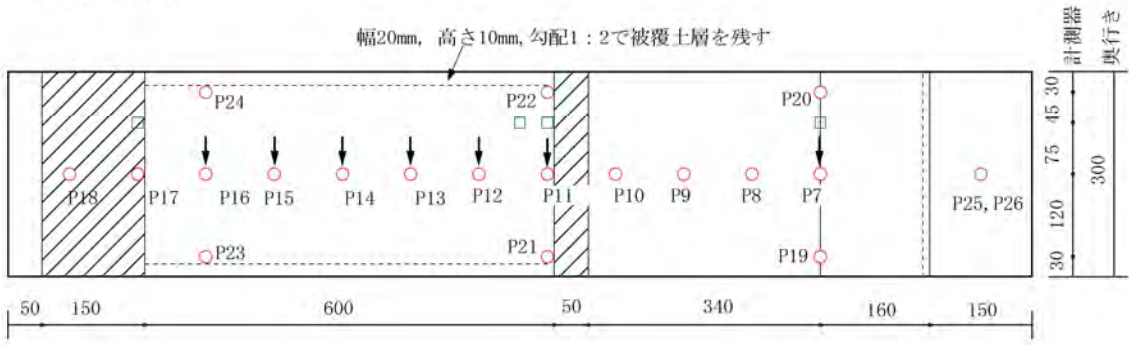
<計測器位置平面図>



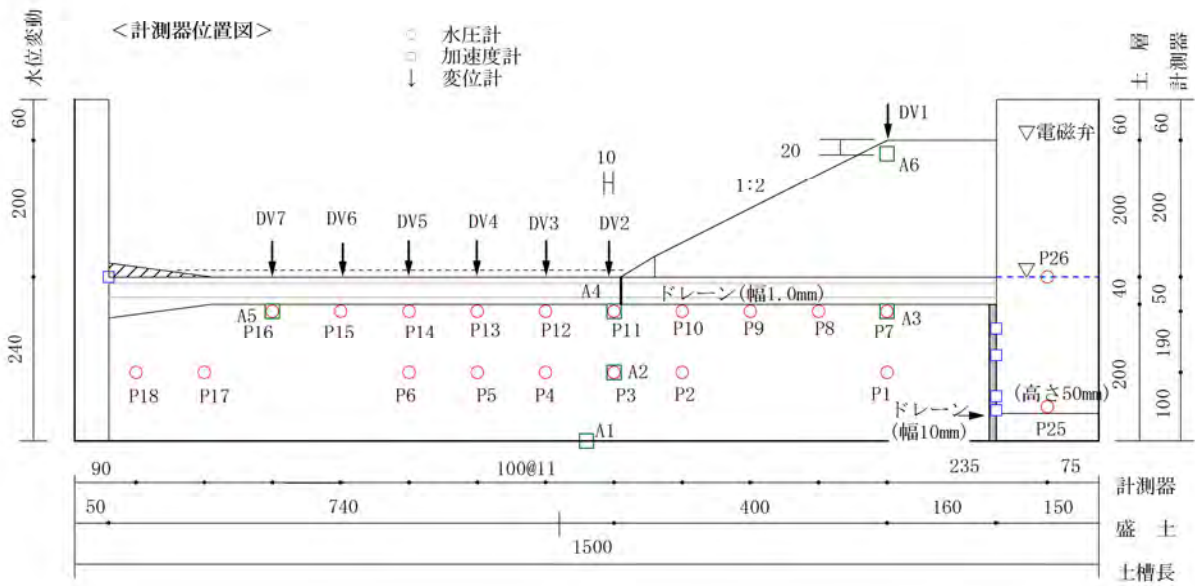
・単位: mm

図-2.3.10 ケース10 (透水層3、透水トレンチ開口幅1.0m) 図は背面側から表示
※ケース11は透水トレンチ開口幅0.05m (ケース10を修復)

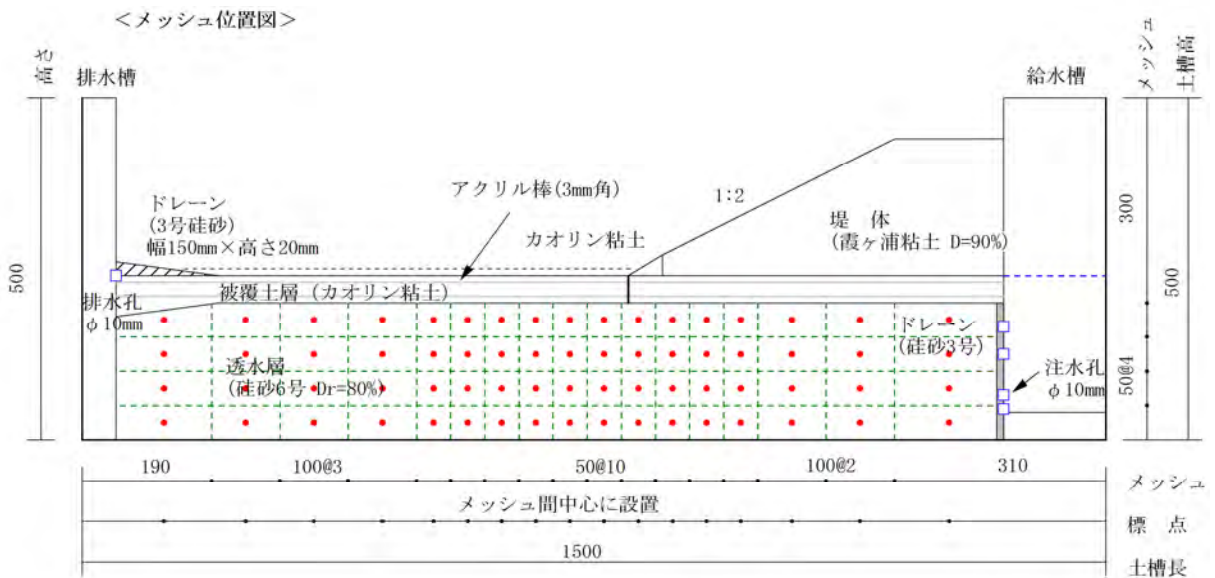
<計測器位置平面図>



<計測器位置図>



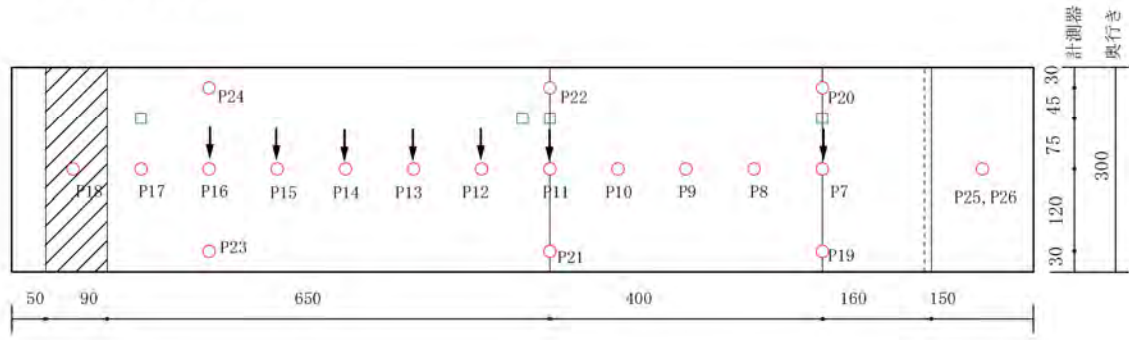
<メッシュ位置図>



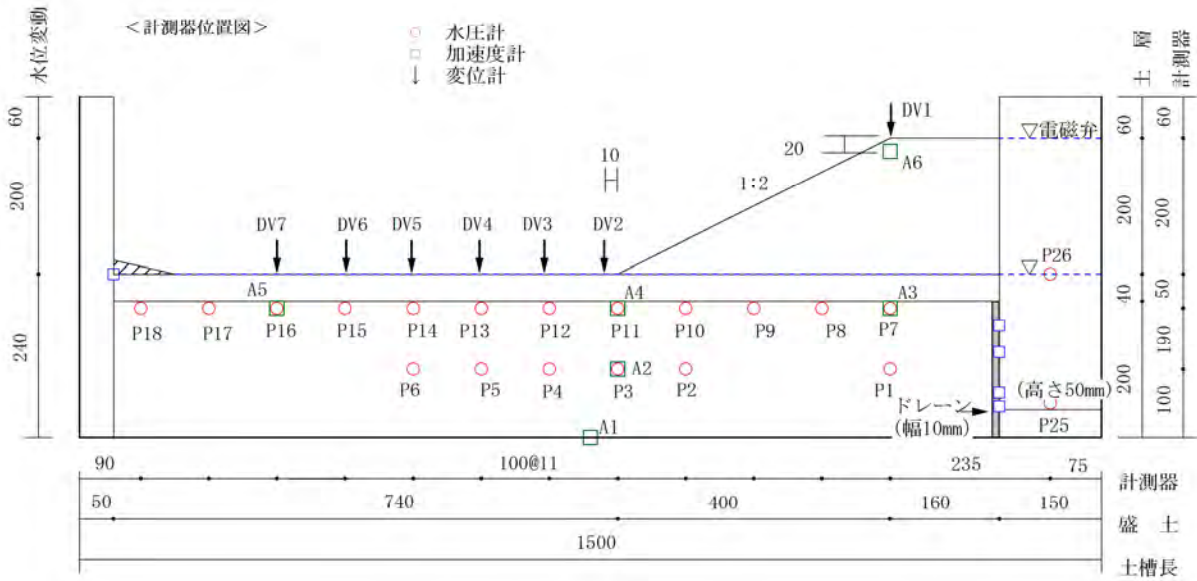
・単位: mm

図-2.3.11 ケース11 (透水層3、透水トレンチ開口幅0.05m: ケース10を修復) 図は背面側から表示

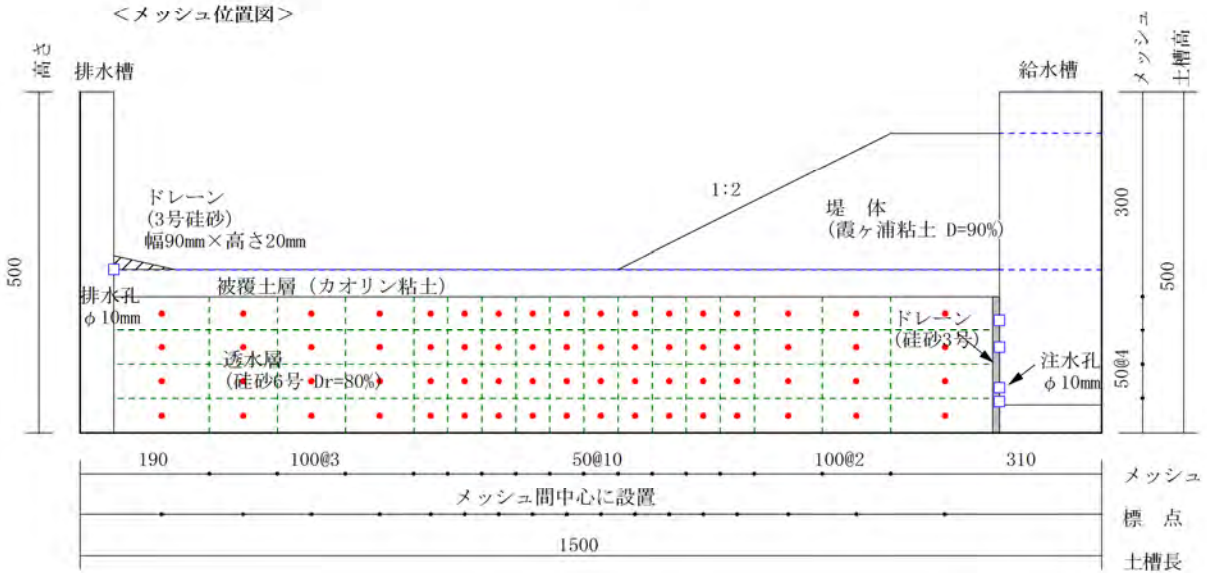
<計測器位置平面図>



<計測器位置図>



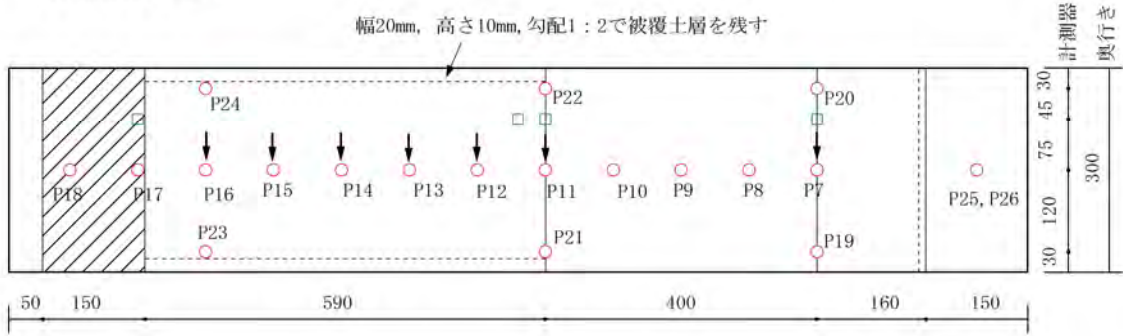
<メッシュ位置図>



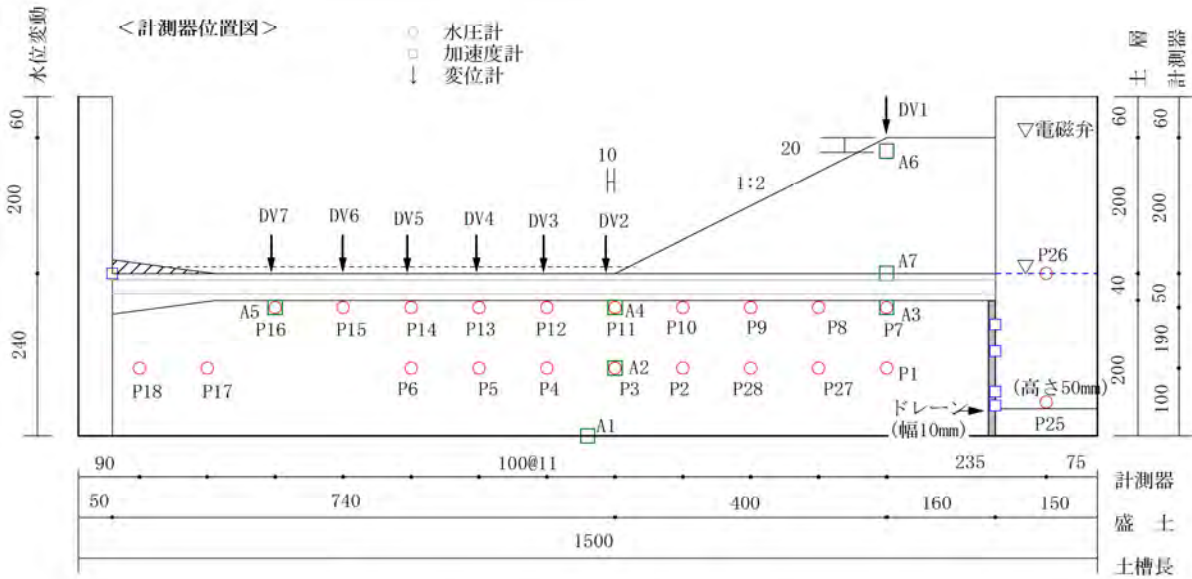
・単位：mm

図-2.3.12 ケース12 (透水層3、無対策)

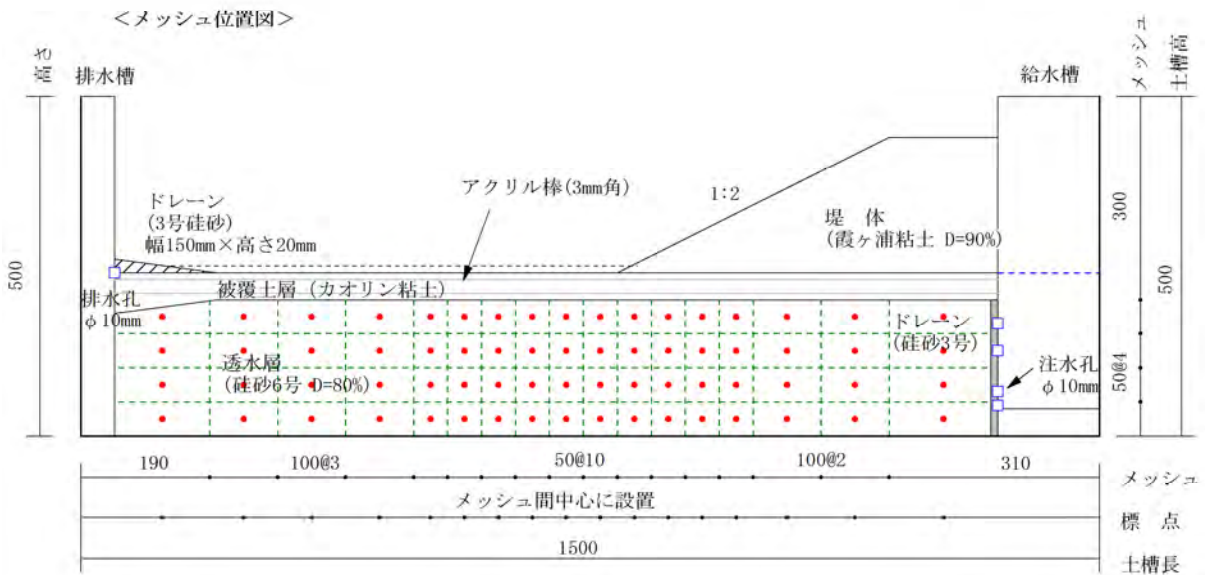
<計測器位置平面図>



<計測器位置図>



<メッシュ位置図>



・単位: mm

図-2.3.13 ケース13 (透水層3、無対策) 図は背面側から表示
※ケース14は無対策 (ケース13を修復)

4. 実験結果

以降、断りが無い限り実物大スケールとする。また経過時間についても実換算値とする。

4.1 ケース1（透水トレンチ工法：開口幅1.0m）の実験結果。

4.1.1 実験の概況

対策工として、被覆土層ののり尻位置に幅1.0mのトレンチを設けた。実験の結果、外水位が水平地盤高さから6m上回り、水平地盤の被覆土層下面に生じる水圧が概ね20kPaに達すると、のり尻から10m離れた被覆土層表面の鉛直変位が急激に大きくなった。

なお、実験中の給水は色水を使用しており、修復地盤以外のケースにおいて、図-2.4.1、図-2.4.2のような初期条件からの浸透状況を確認した。



図-2.4.1 実験前の模型横断面形状

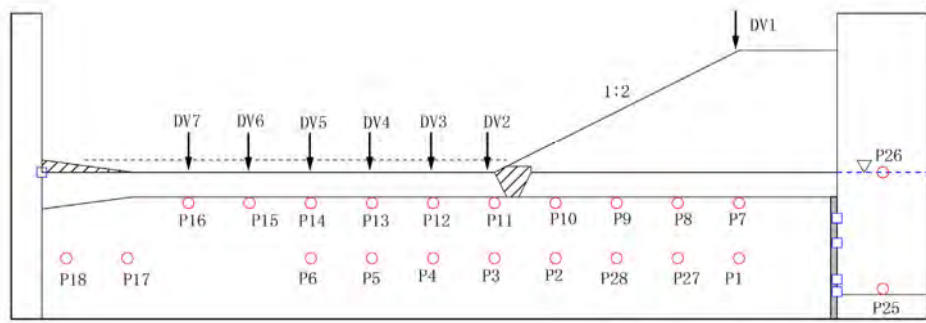


図-2.4.2 実験後の模型横断面形状

4.1.2 計測結果

給水槽の水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.3に示す。外水位が6mに達するまでは概ね直線的に上がり、被覆土層の変位はほとんど認められなかった。その後、給水槽の水位が6mを超えた辺りから、被覆土層が膨らみ始め、外水位の上昇速度も緩やかとなった。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね20kPaを超えてから22kPa前後で一定となり、外水位が上がってもほとんど上昇しなかった。経過時間140時間以降は、外水位が8mに達し被覆土層表面の鉛直変位が急激に小さくなっていることから、被覆土層下部に溜まった水が排出されたものと考えられる。その影響は被覆土層下面の間隙水圧にもわずかながら見て取れる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.4に示す。のり尻から10m離れた位置の膨らみが最も大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した間隙水圧計と透水層の中央に設置した間隙水圧計はのり尻部を除き概ね同じ値となっている。



基礎地盤：8号珪砂(D=95%)

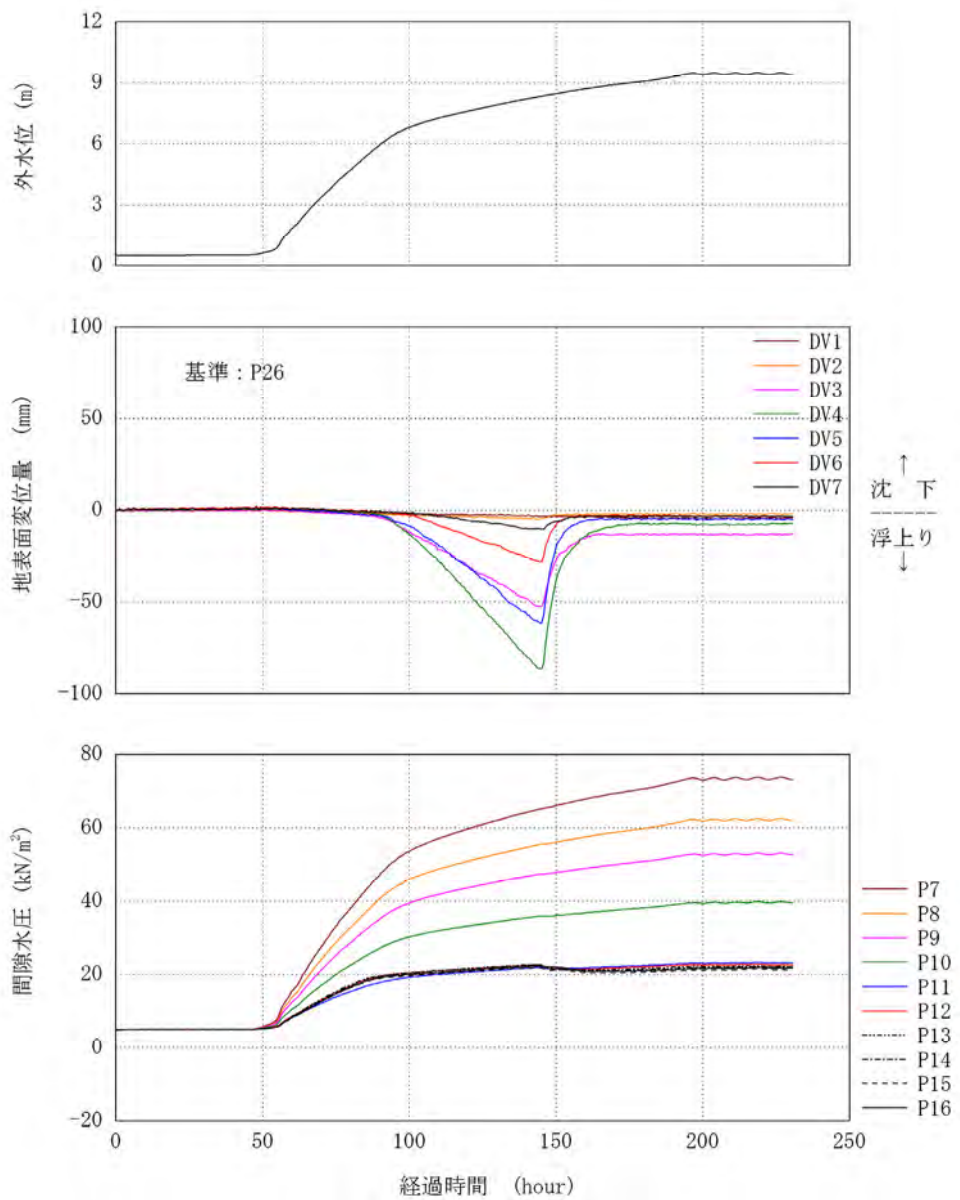


図-2.4.3 ケース1 (透水トレンチ：開口幅1.0m) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

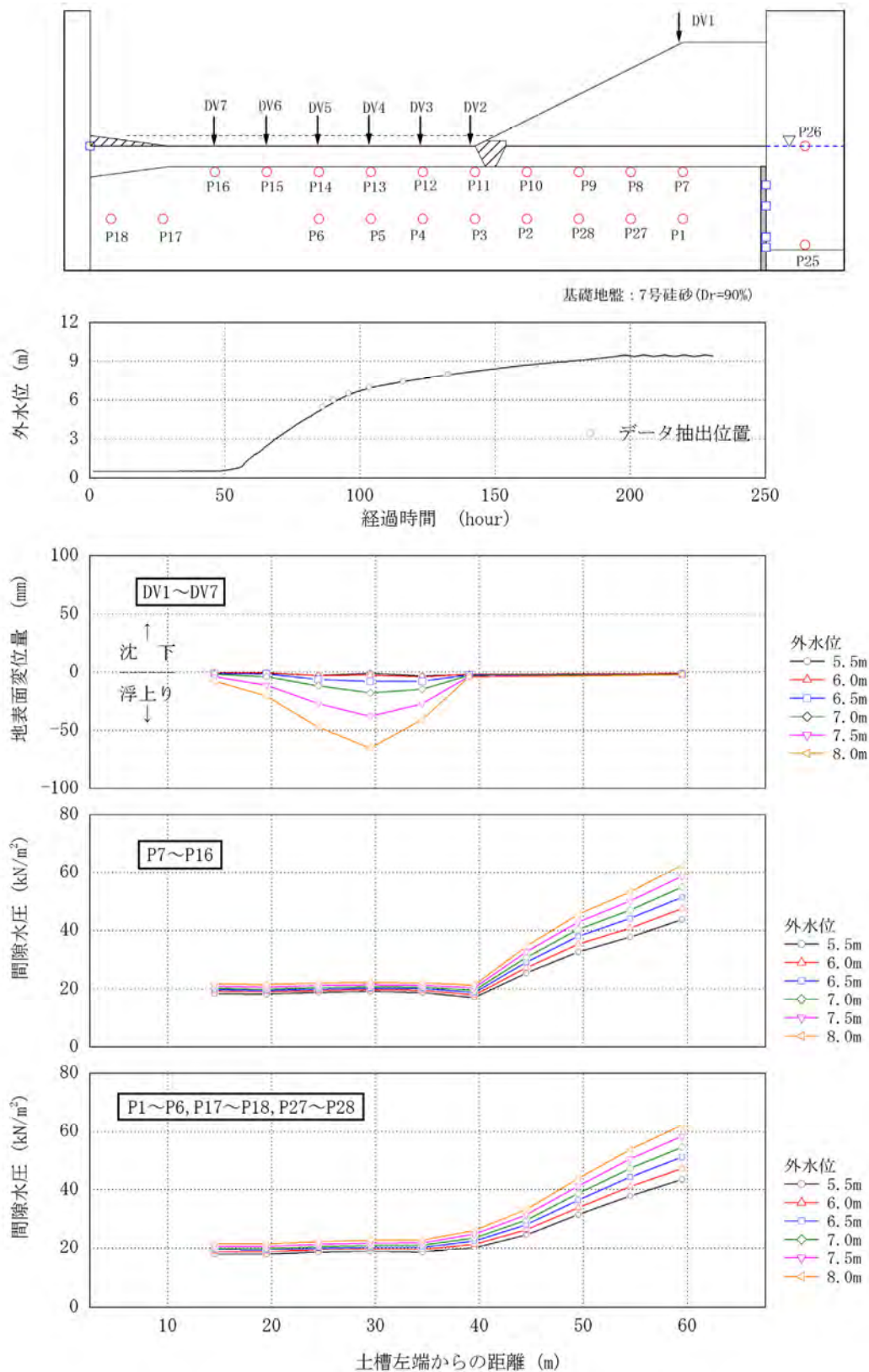


図-2.4.4 ケース1 (透水トレンチ : 開口幅1.0m) の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

給水槽への給水量と対策工からの排水量についても整理を行った。本実験では、給水槽への給水量を直接計測し、給水槽の水位についても給水槽の下端の水圧計により計測している。透水層に浸透する水が全て対策工から排水されるとすれば、これらの計測結果を用いて、対策工からの排水量を次の式から求めることができる。図-2.4.5に流量測定の様式図を示す。

$$Q_{in} = Q_{out1} + Q_{out2} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、

Q_{in} : 加圧タンクからの流入量 (流量計の計測値)

Q_{out1} : $\frac{dH}{dt} A$ 給水槽の水位変動に関わる流量で、水位変動速度と給水槽断面積の積

Q_{out2} : 対策工からの排水量

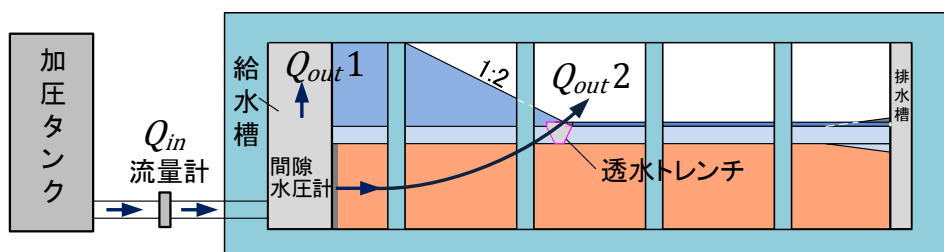


図-2.4.5流量測定の様式図

対策工からの排水量の時刻歴を図-2.4.6示す。外水位が7mに達するまでは外水位上昇に応じて、対策工からの排水量 (Q_{out2}) も増加するが、その後ほぼ一定となった。外水位の上昇が緩やかとなる経過時間90時間以降は、被覆土層が膨れ始めその後しばらく時間帯に相当し、地盤が膨らむために水が必要であるから、対策工からの排水量はほぼ一定となっている。排水量が経過時間190時間以降に急激に増大しているのは、被覆土層からの漏水があったためと思われる。

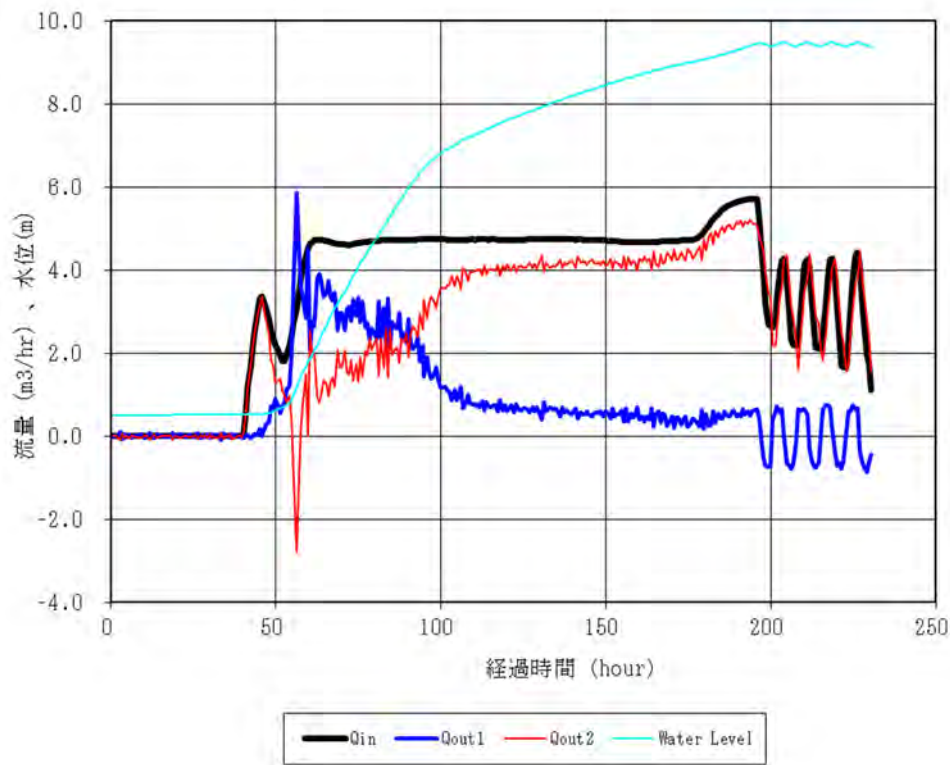


図-2.4.6 ケース1 (透水トレンチ：開口幅1.0m) の排水量の時刻歴

4.1.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.7に示す。噴砂は川裏のり尻部から15~20m離れた位置で確認できた。一方、噴砂はハンチのり尻位置に見られる。噴砂痕は、実験後の掘削調査 (図-2.4.8) より被覆土層内に見られないことから、被覆土層を貫通して発生したものではなく、壁際を伝って地上に出てからハンチのり面をすべり落ちて生じた可能性があるもののガラス面にもその痕跡は確認できなかった。

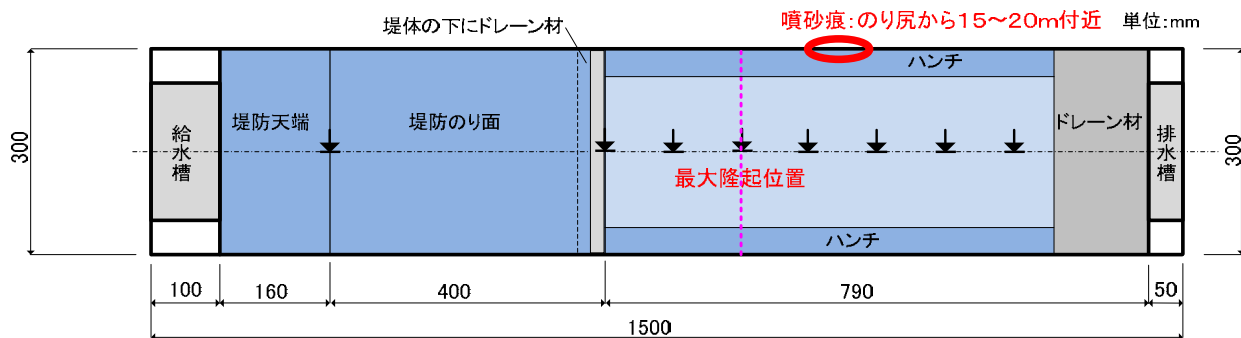
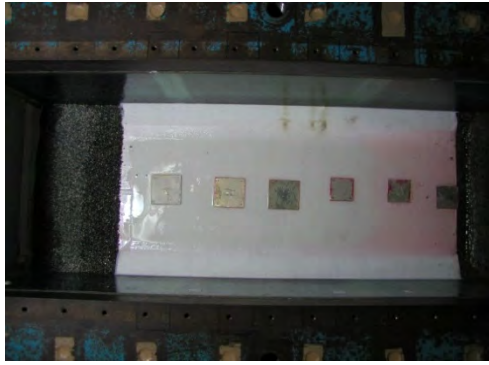
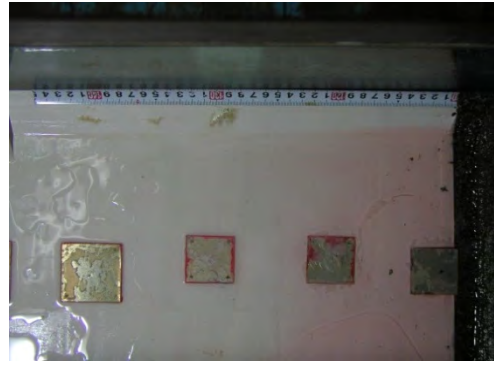


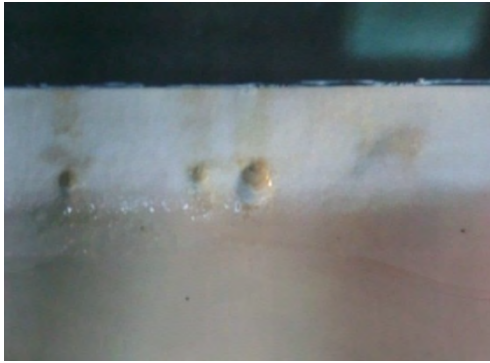
図-2.4.7 ケース1の変状発生箇所



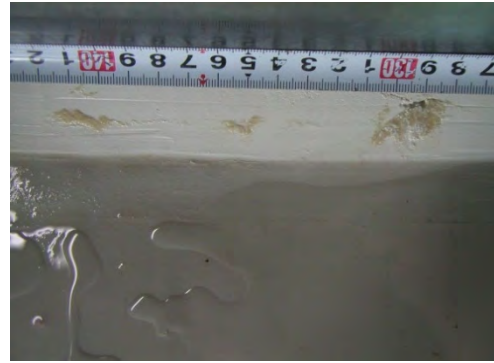
(a) 被覆土表面全体形状



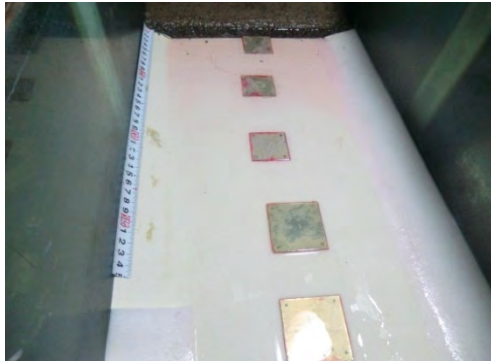
(b) 噴砂痕箇所形状



(c) 噴砂痕の拡大



(d) 噴砂痕の不織布撤去後



(e) 噴砂痕の平面状況



(f) 噴砂直下の掘削写真
(噴砂口は見当たらない)

図-2.4.8 実験後の被覆土層変状箇所の状況

4.2 ケース2（透水トレンチ：開口幅 1.5m；修復地盤）の実験結果

4.2.1 実験の概況

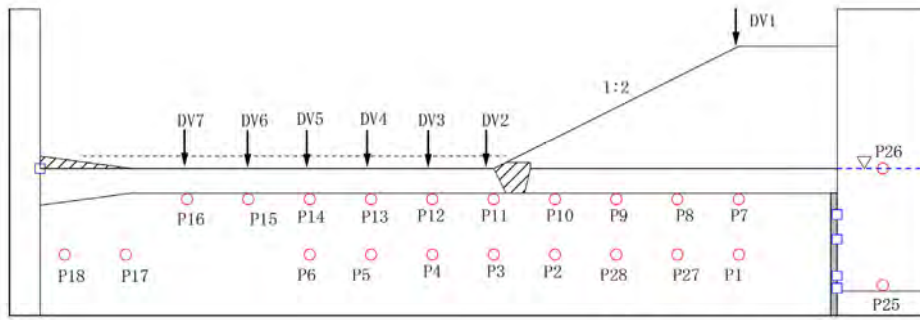
ケース2はケース1の模型を流用したもので、トレンチの開口幅を1.0mから1.5mへ拡大して実験を行った。ケース1では噴砂痕以外に変状は殆どみられなかったため、ケース1で設置した透水トレンチの堤内側を幅50cm分掘削し、珪砂3号を埋戻すことで模型を作製した。給水槽の水位が水平地盤高さから7.0mを上回り、被覆土層下面に生じる水圧が概ね20kPaに達すると、のり尻から10m離れた被覆土層表面の鉛直変位が大きくなった。

4.2.2 計測結果

給水槽の水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.9に示す。給水槽の水位を上げ始めてから外水位は6m程度までは概ね直線的に上がり、被覆土層にも変位がほとんど認められなかった。その後、給水槽の水位が7mを超えた辺りから、外水位の上昇は緩やかとなり、被覆土層が膨らみ始めた。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の間隙水圧は、概ね20kPaで一定となり、給水槽の水位が上がってもほとんど上昇しなかった。経過時間190時間頃には、被覆土層の鉛直変位が小さくなっていることから、被覆土層下部に溜まった水が排出されたものと考えられる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.10に示す。のり尻から10m離れた位置の膨らみが最も大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計はのり尻部を除き概ね同じ値となっている。

排水量の時刻歴を図-2.4.11に示す。外水位7m辺りまでは水位上昇に応じて、対策工からの排水量 (Q_{out2}) が直線的に増加するが、その後若干の上昇は見られるもののほぼ一定となった。経過時間280時間以降急激に排水量が増加するのは、被覆土層から漏水が発生したためと思われる。



基礎地盤：8号珪砂(D=95%)

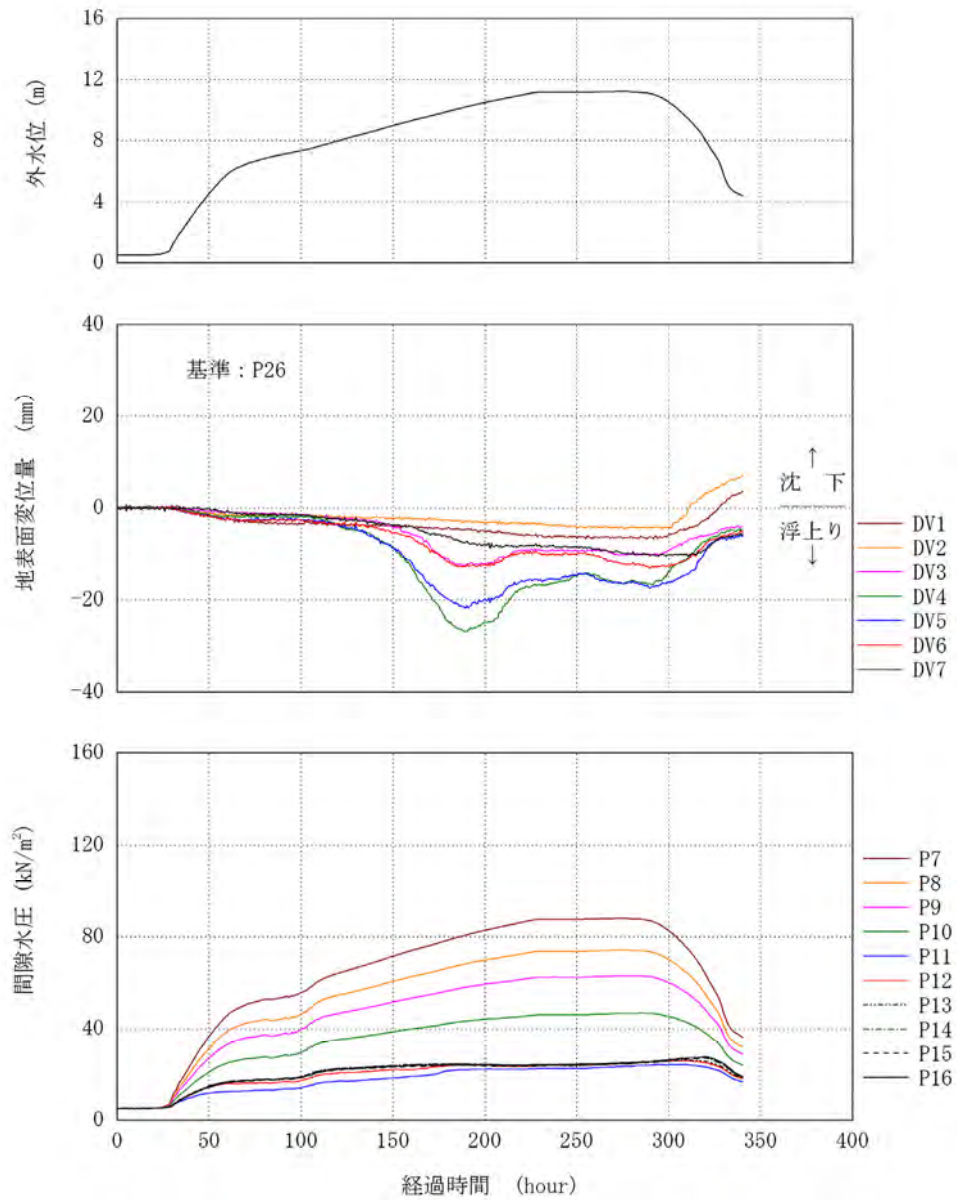


図-2.2.9 ケース2 (透水トレンチ：開口幅1.5m；修復地盤) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

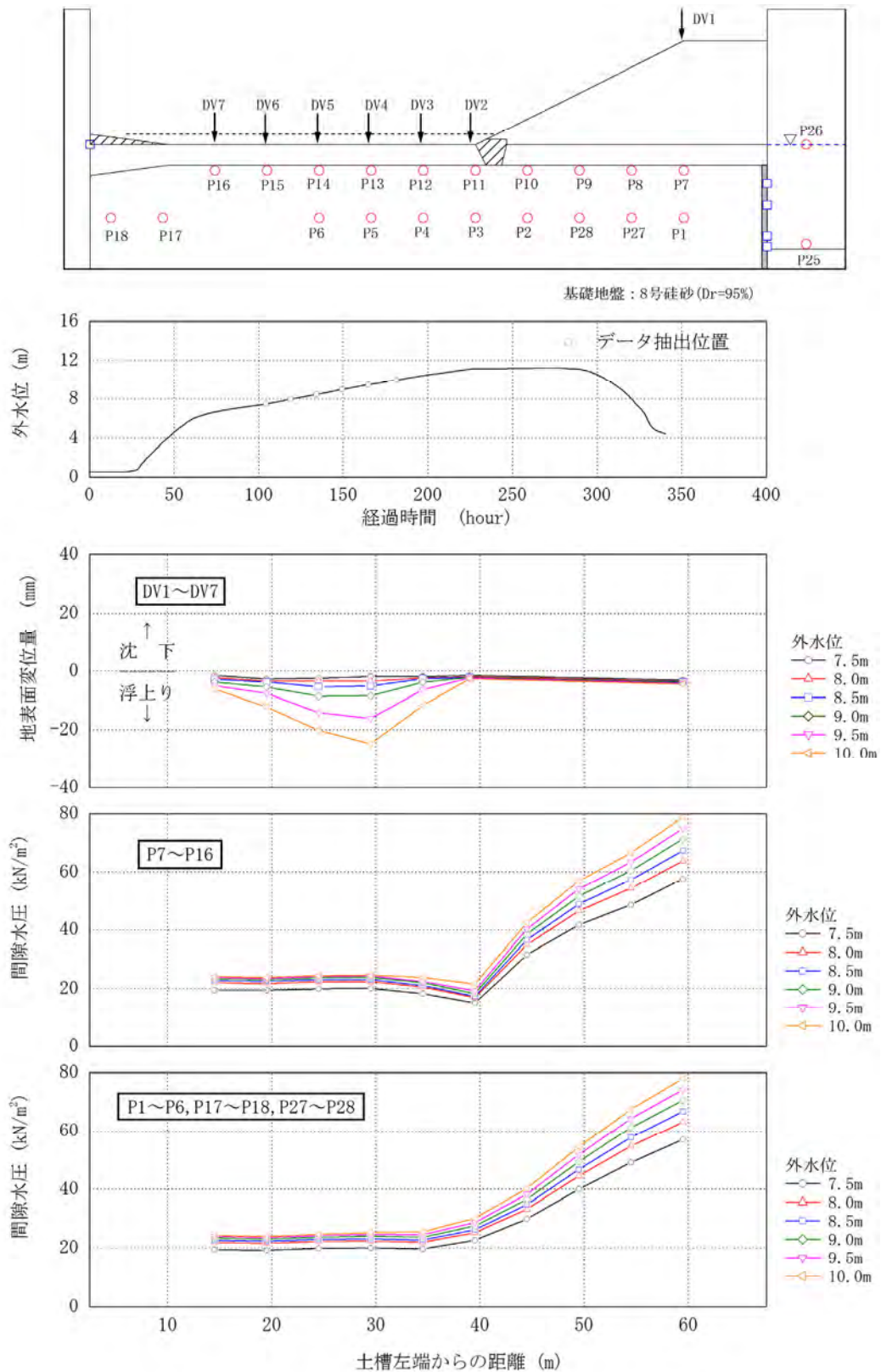


図-2.4.10 ケース2 (透水トレンチ：開口幅1.5m；修復地盤) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

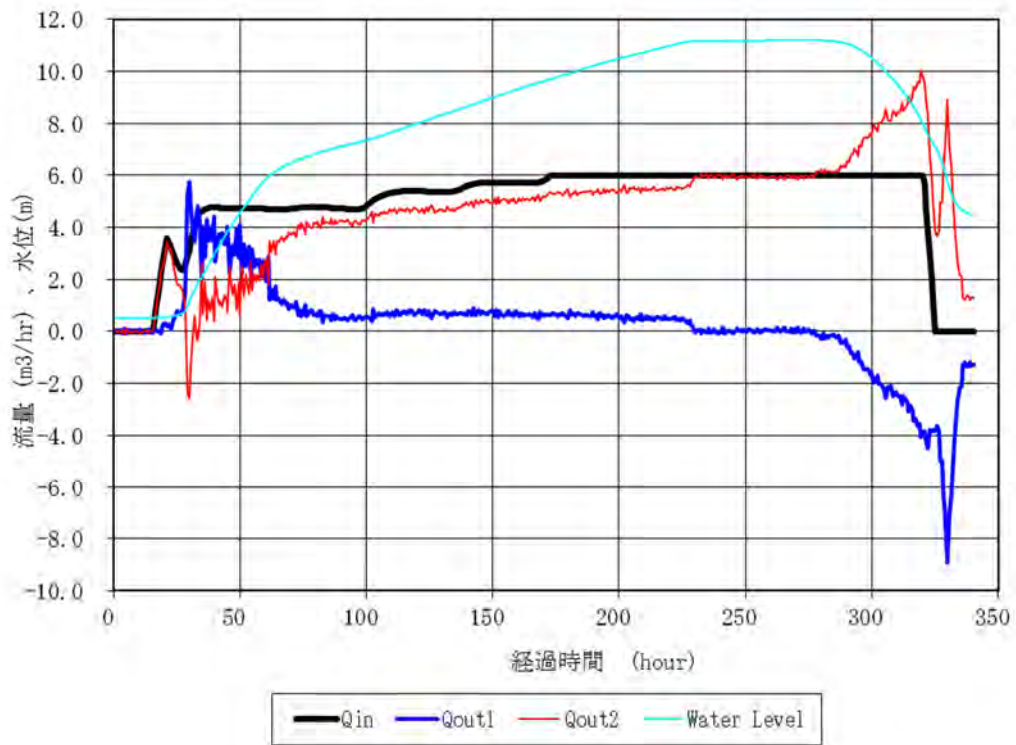


図-2.4.11 ケース2（透水トレンチ：開口幅1.5m；修復地盤）の排水量の時刻歴

4.2.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.12に示す。

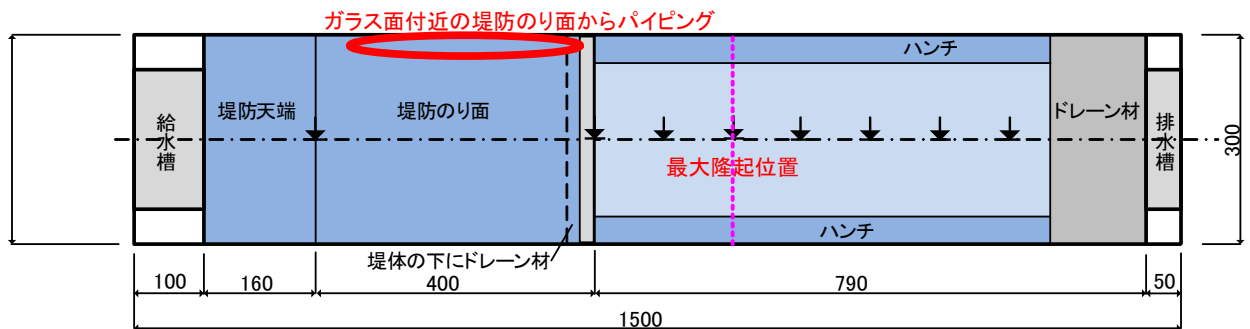


図-2.4.12 ケース2の変状発生箇所

ケース 2 の実験後の状況を、図-2.4.13(a)～(d)に示す。ケース 2 においては、膨らんだ被覆土層表面の変位が収束した状態で、給水槽に給水を続けた。この結果、給水槽の水位が堤防高の 10m を上回った段階で堤体のり尻部から水が噴き出した。これは、(c)、(d)のように、被覆土層と給水槽との境界部に水みちが形成されたためであると考えられる。これ以外の場所からは漏水の痕跡は確認できなかった。



(a) 実験後の横断面形状



(b) 実験後の平面形状



(c) ガラス面付近の形状



(d) ガラス面付近の形状

図-2.4.13 実験後の被覆土層変状箇所状況

4.3 ケース3（排水機能付き矢板）の実験結果

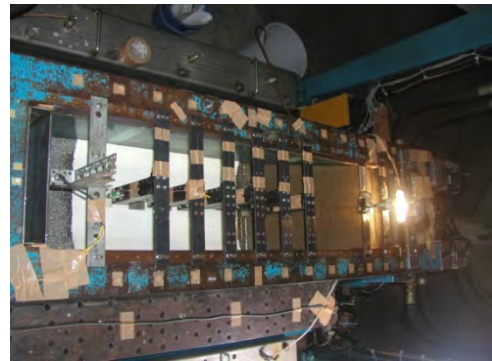
4.3.1 実験の概況

対策工として、のり尻部に排水機能付き矢板を設置した。実験の結果、給水槽の水位が水平地盤高さから4.0m上回り、被覆土層下面に生じる水圧が概ね20kPaに達すると、のり尻から5~10m離れた被覆土層表面の鉛直変位が徐々に大きくなった。

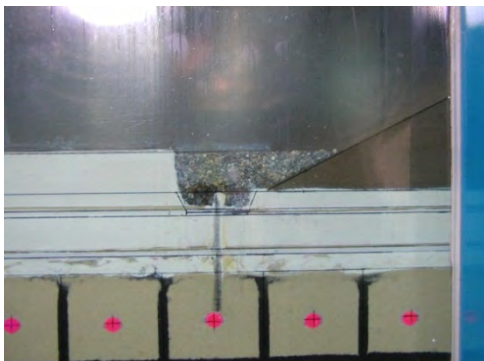
実験前の排水機能付き矢板ケースの模型の状況を図-2.4.14(a)~(d)に示す。



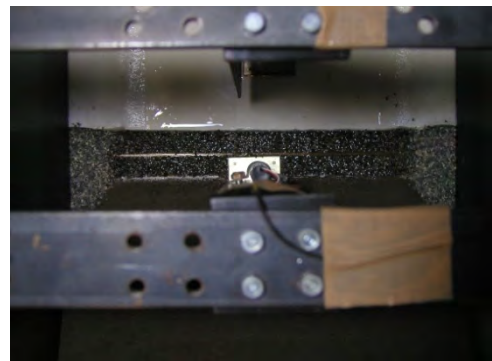
(a) 実験前の模型横断面形状



(b) 実験前の模型平面形状



(c) 対策工を拡大



(d) 対策工の平面形状

図-2.4.14 ケース3の実験前の模型の状況

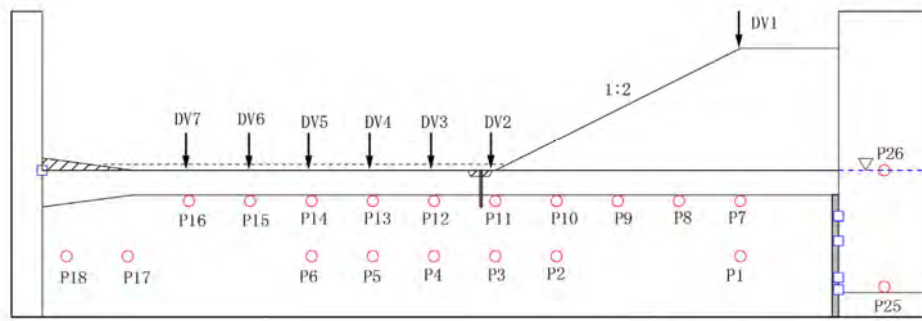
4.3.2 計測結果

給水槽の水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.15に示す。給水槽の水位を上げ始めてから外水位が4mに達するまでは、被覆土層表面の変位はほとんど認められなかった。その後、給水槽の水位が4mを超えた辺りから、外水位の上昇とともに被覆土層表面が膨らみ始めた。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね20kPaで一定となった。外水位が8mに達する経過時間100時間頃には、被覆土層の鉛直変位が急激に小さくなっていることから、被覆土層が破れ、被覆土層下部に溜まった水が排出されたものと考えられる。その影響は被覆土層下面の水圧にも若干見て取れる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.16に示す。のり尻から5~10m

離れた位置の膨らみが最も大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計は概ね同じ値となっている。

対策工からの排水量の時刻歴を図-2.4.17に示す。外水位が6mに達するまでは水位上昇に応じて、対策工からの排水量 (Q_{out2}) も増加するが、その後変動はあるもののほぼ一定となった。経過時間50~100時間は、被覆土層が徐々に膨れ始め急激にしぼむ時間帯に相当する。外水位が徐々に増加すると同時に地表面の鉛直変位も増加しその後被覆土層が破れたと考えられる。



基礎地盤：8号珪砂(Dr=95%)

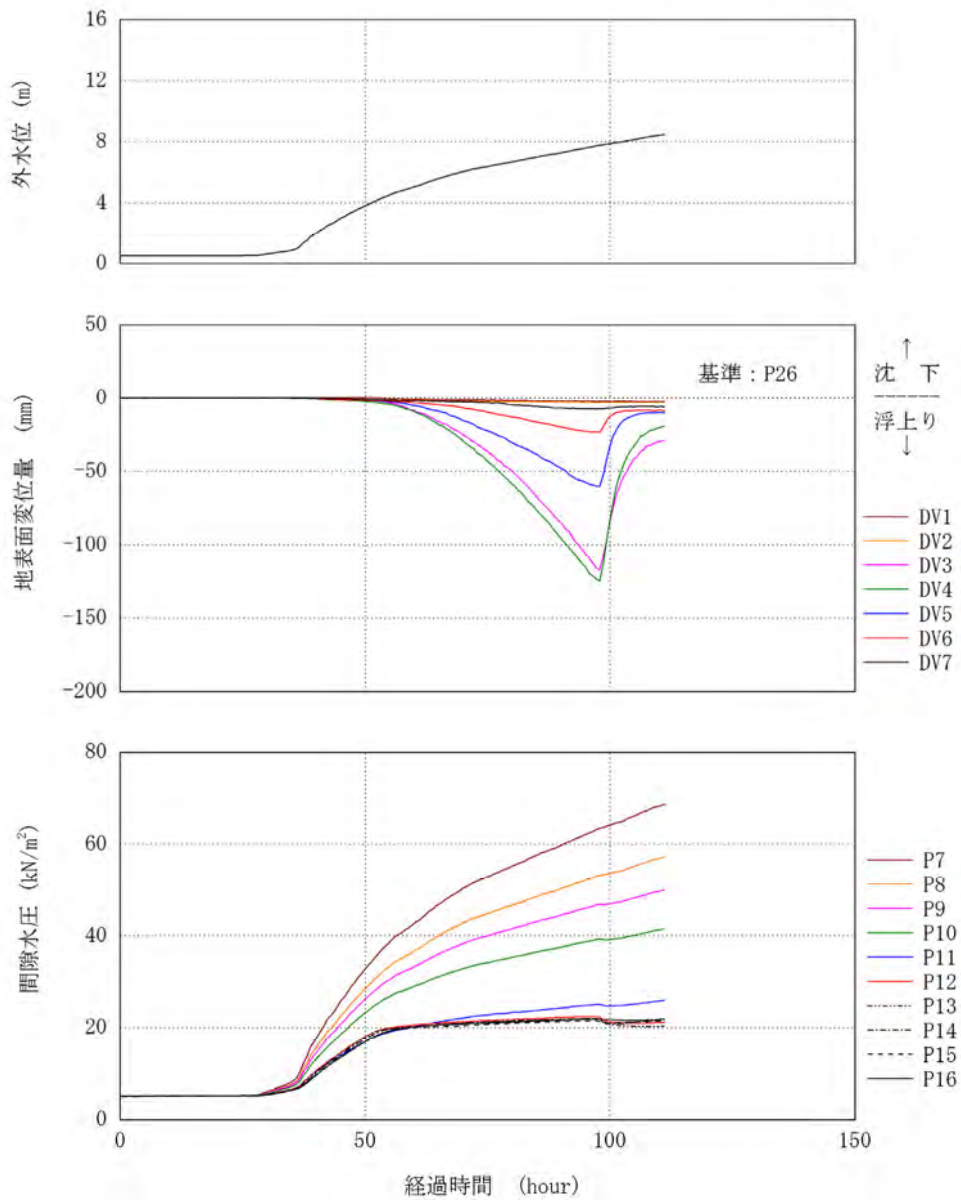


図-2.4.15 ケース3 (排水機能付き矢板) の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

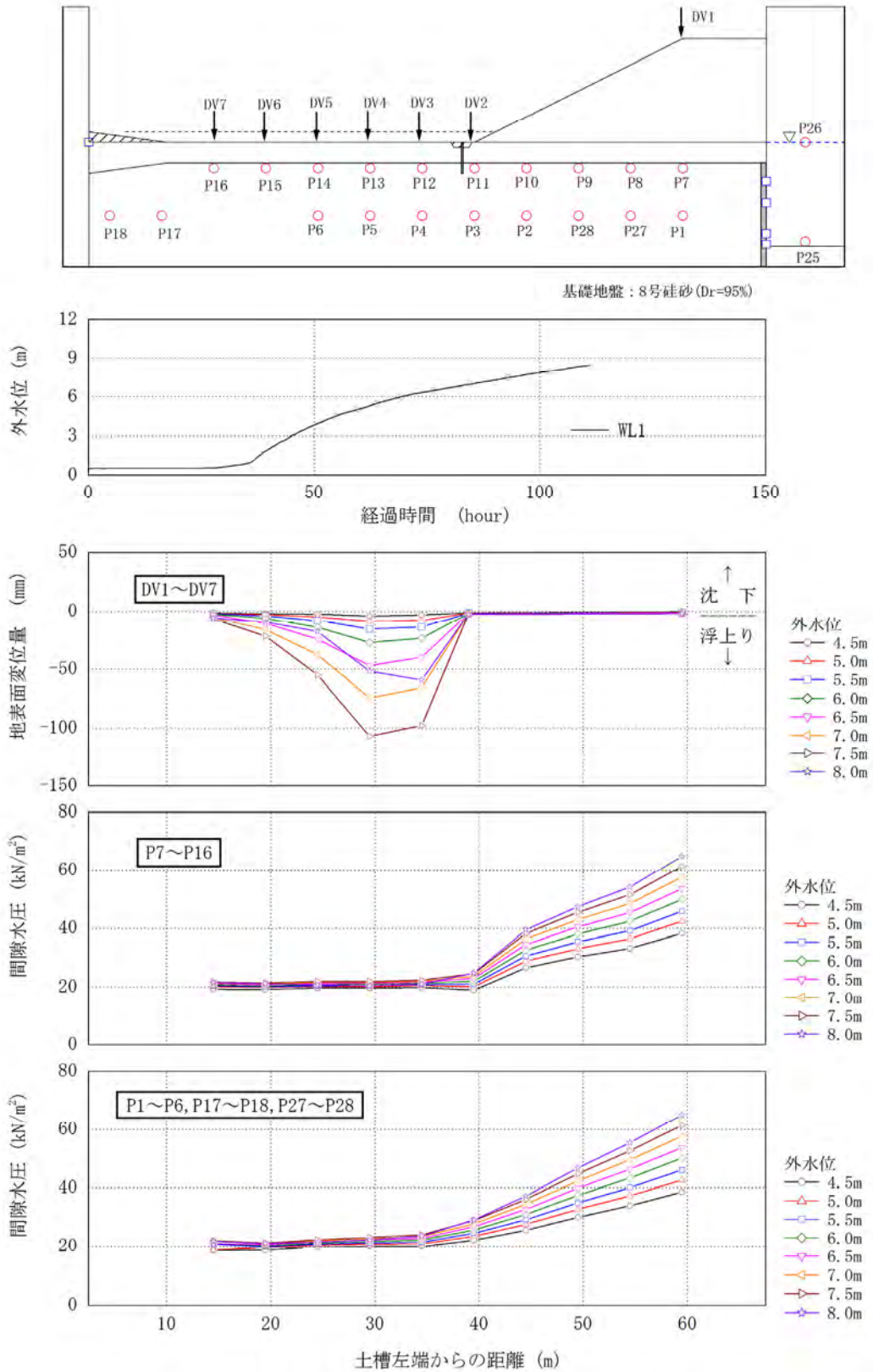


図-2.4.16 ケース3 (排水機能付き矢板) の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

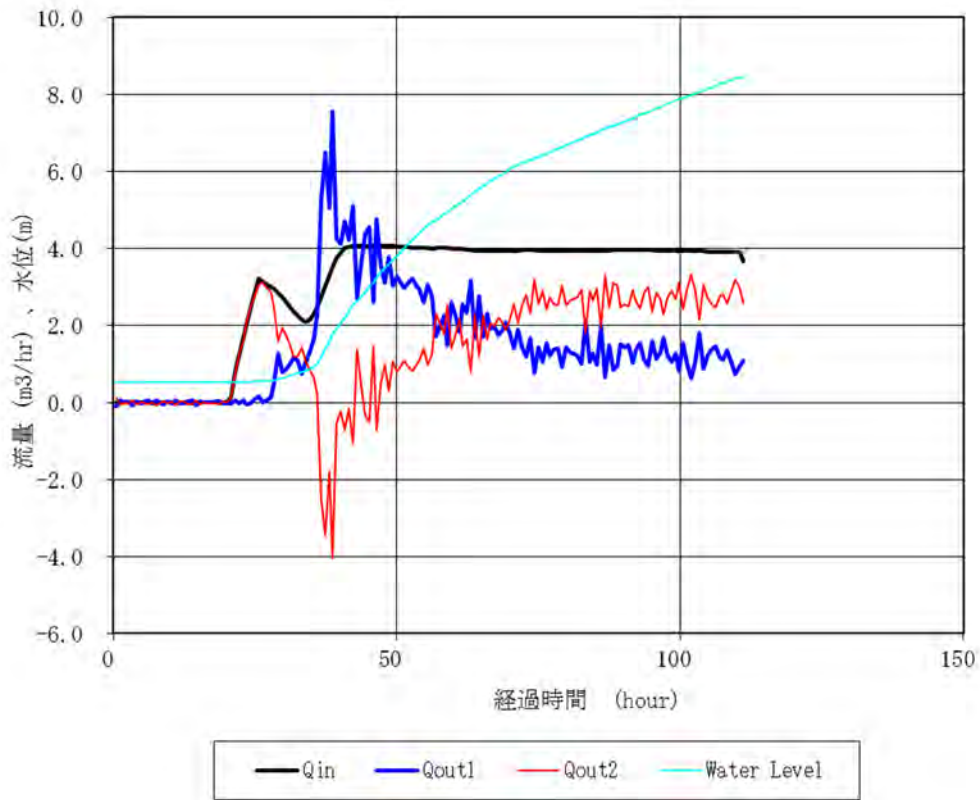


図-2.4.17 ケース3（排水機能付き矢板）の排水量の時刻歴

4.3.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.18に示す。

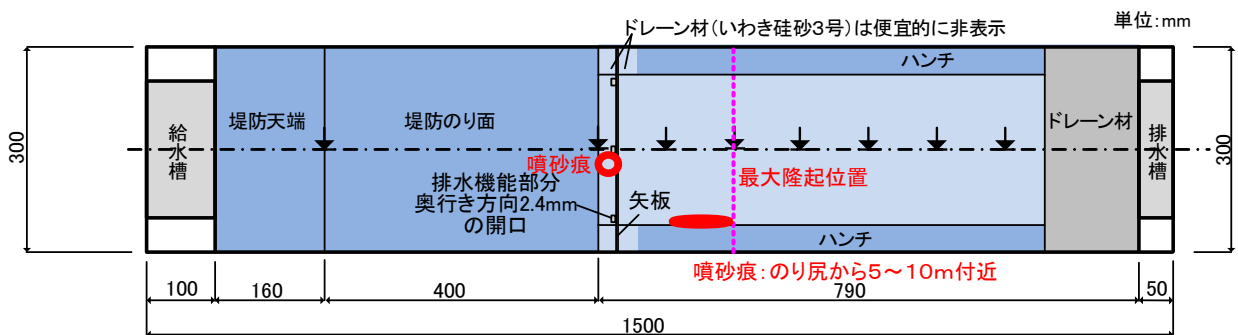


図-2.4.18 ケース3の変状発生箇所

ケース3の実験後の状況を図-2.4.19(a)～(e)に示す。写真(a)からは実験時に使用した色水が透水層内に侵入している状況が把握できる。写真(b)、(c)からは噴砂が川裏のり尻部から5～10m離れた位置に見られる状況が把握できる。これは、堤内地盤の膨らみの大きい箇所と概ね一致している。写真(d)より被覆土層表面にできた噴砂痕がはっきり確認できる。また写真(e)は、実験後ののり尻部の拡大写真である。



(a) 側面全体



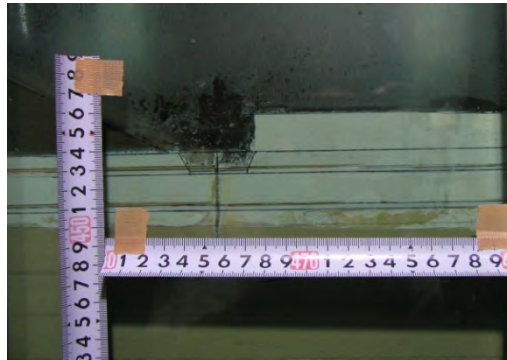
(b) 被覆土層表面全体



(c) 変状箇所の拡大写真



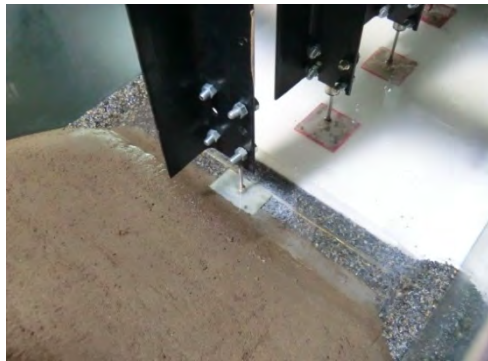
(d) 変状箇所の平面写真



(e) のり尻部の拡大写真

図-2.4.19 ケース3（排水機能付き矢板）の実験後の状況

また、対策工周辺の状況を図-2.4.20(a)～(f)に示す。排水機能付き矢板の対策工周辺では、(a)に示すように模型中央部に1箇所と図-2.4.19のハンチ付近に1箇所の計2箇所で白い噴砂痕が見られた。この噴砂痕は、実験中のビデオ観察から、外水位が8mに達した、経過時間90時間程度で両方とも同時に吹き出してきたものであることが確認されている。掘削調査の結果、(d)に見られるように排水部材の付近に小さな隙間が見られた。これは被覆土層を貫通する水みちが生じたと考えられる。(f)に示すように実験後に排水機能付き矢板を取り出して、前面の不織布を剥がしたところ、全ての排水部材について、目詰まりは確認できなかった。



(a) 対策工の平面形状



(b) 対策工の平面形状



(c) 砕石撤去後の対策工の平面形状



(d) 対策工付近の水みち



(e) 砕石撤去後の対策工の平面形状



(f) 不織布撤去後の目詰まり確認

図-2.4.20 ケース3（排水機能付き矢板）の実験後の対策工周辺の状況

4.4 ケース4（無対策；修復地盤）の実験結果

4.4.1 実験の概況

ケース3の模型から排水機能付き矢板模型を引き抜き、被覆土層を修復し、無対策の模型実験を実施した。実験の結果、外水位が水平地盤高さから 2.0m 上回り、被覆土層下面に生じる水圧が概ね 20kPa に達すると、のり尻から 5m 離れた被覆土層表面の鉛直変位が大きくなった。その後外水位を徐々に上げていくと、のり尻付近で噴砂が発生した。噴砂発生後もさらに外水位を上昇させ続け 8m を上回った段階で、のり尻部のガラスとの境界面より砂が噴出した。

ケース4（無対策；修復地盤）の模型修復状況を図-2.4.21に示す。



(a) 修復箇所の拡大写真



(b) 修復箇所の写真



(c) 修復状況



(d) 修復状況

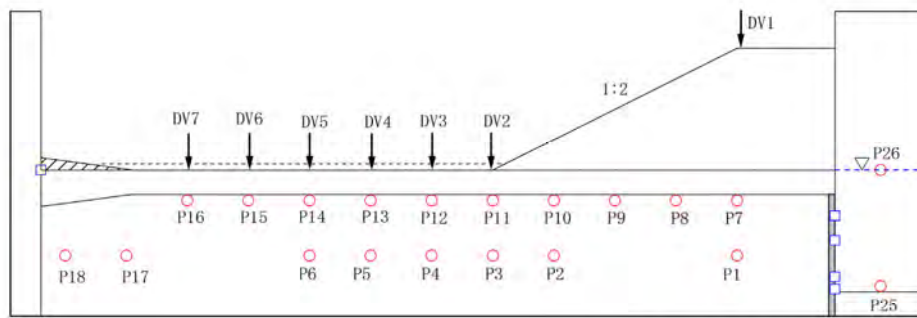
図-2.4.21 ケース4の模型修復状況

4.4.2 計測結果

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.22に示す。給水槽の水位を徐々に上げ始めると外水位が1mを超えたあたりから被覆土層表面の変位が徐々に上がり始め、外水位が2.5mに達し最初の噴砂が起こった。その後地表面の変位が減少傾向となった。またのり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね20kPa前後で一定となったが経過時間280時間以降外水位が急激に増加すると同時に被覆土層表面の変位も増加した。その後変位は一旦減少したが外水位が8mを超えて再度噴砂が発生した。これらの影響は、被覆土層下面の水圧にも見てとれる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.23に示す。のり尻から5m離れた位置の膨らみが最も大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計は概ね同じ値となっている。

排水量の時刻歴を図-2.4.24に示す。外水位が2.5mに達する経過時間280時間辺りまでは、排水量もほとんど増加していない。外水位が2.5mを超える経過時間280時間以降は外水位の上昇とともに排水が増加し、経過時間360時間以降に発生するガラス面からの砂の噴出を起こすまで排水量が増え続けている。



基礎地盤：8号珪砂 ($D_r=95\%$)

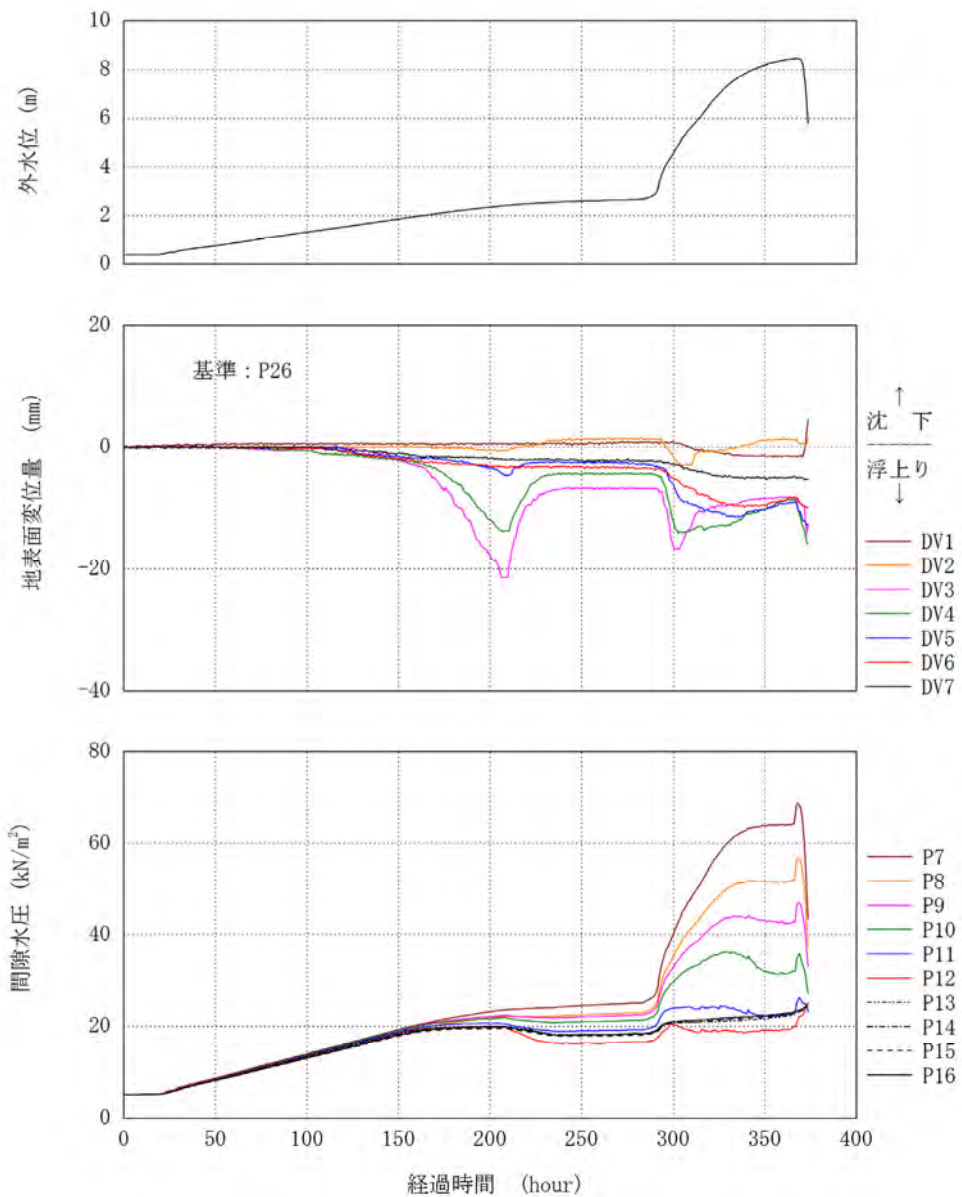


図-2.4.22 ケース4 (無対策：修復地盤) の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

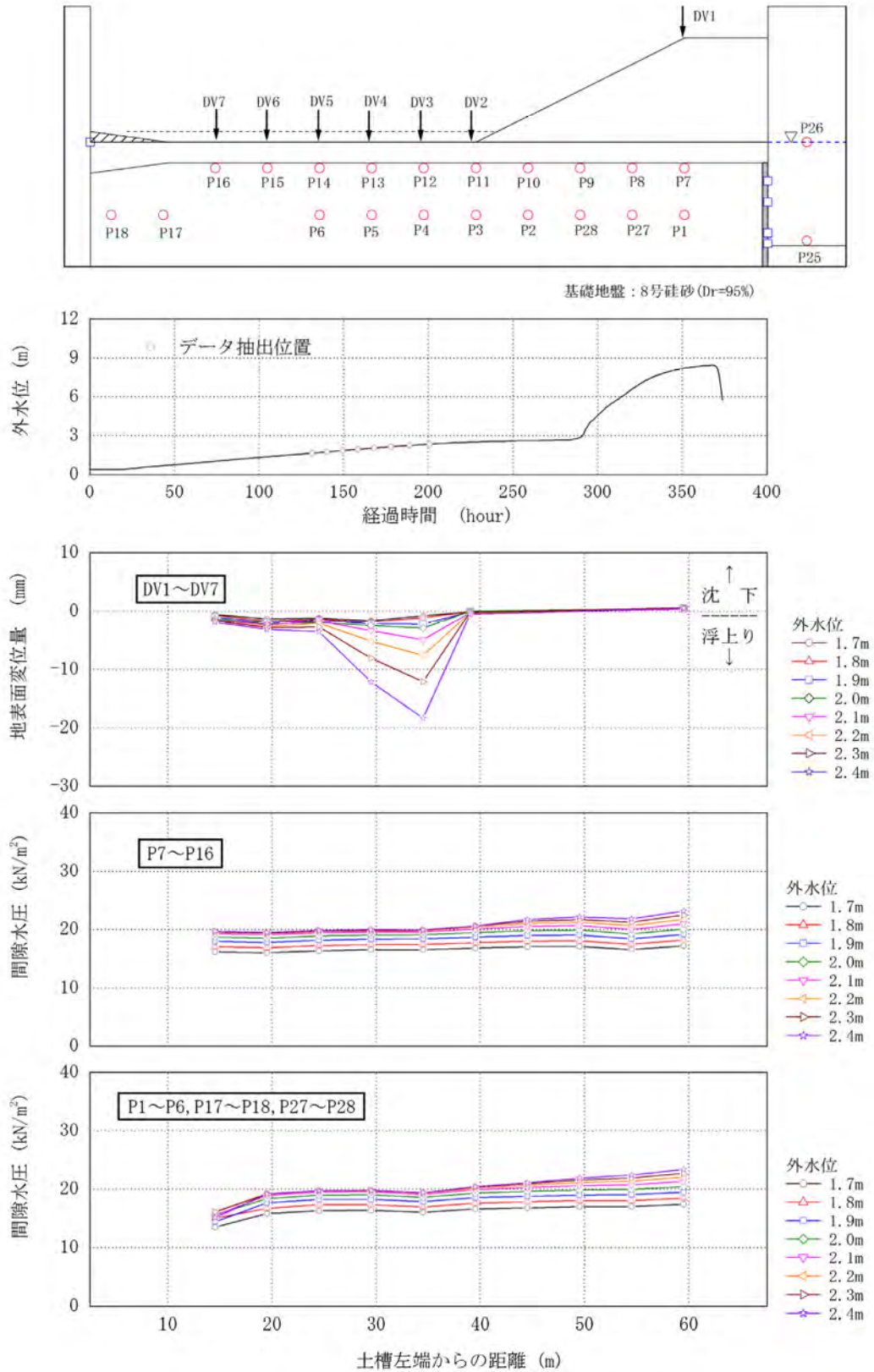


図-2.4.23 ケース4（無対策：修復地盤）の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

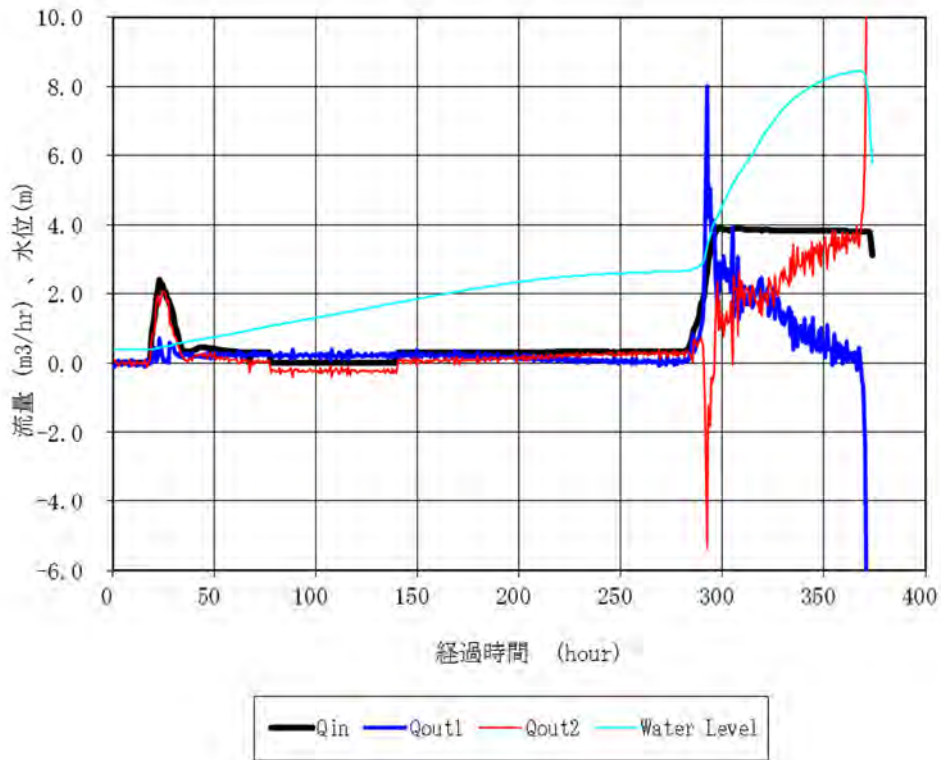


図-2.4.24 ケース4（無対策：修復地盤）の排水量の時刻歴

4.4.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.25に示す。

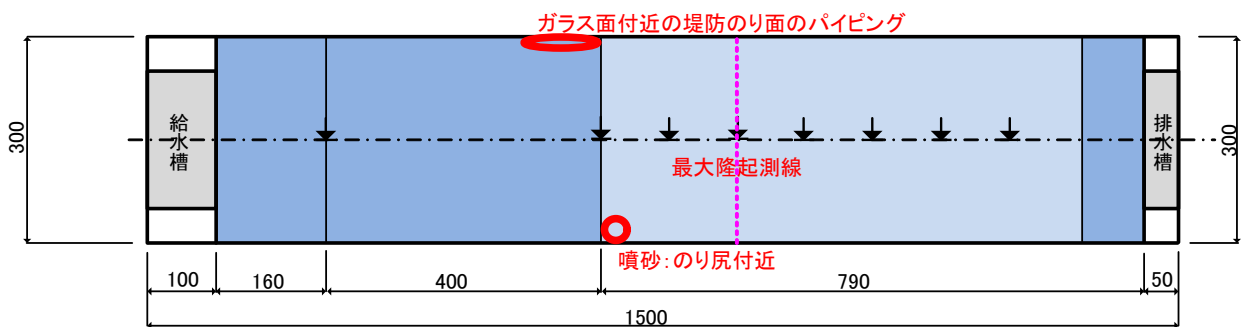


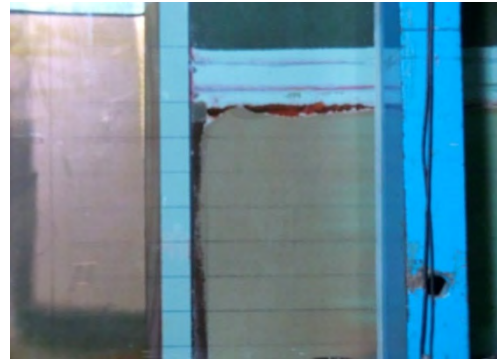
図-2.4.25 ケース4の変状発生箇所

噴砂の発生状況を以下に整理する。また実験後の噴砂の状況写真を図-2.4.26 (a)～(f)に示す。実験では、噴砂発生後も外水位の上昇を継続させた。この結果、噴砂口からの大量の土砂が噴出したことがビデオの映像から確認できた。実験後に噴砂口が存在すると考えられる箇所の覆土を除去した結果、(d)に示す噴砂口が確認できた。

また、側面の色水の分布をみると、(b)～(c)の示すように透水層内を均一に流れたのではなく、被覆土層下面と透水層の境界に集中して流れた様子が確認できた。さらに、外水位が8mを上回った段階で、最初の噴砂口とは反対側のガラス面との境界部の堤体から砂が噴出した。これは、被覆土層に働く高い水圧に対して堤体内もしくは境界面付近に水みちが生じ、のり尻部から噴出したものと考えられる。



(a) 噴砂・パイピングの平面形状



(b) 噴砂発生側の横断面形状



(c) 噴砂発生側の平面形状



(d) 噴砂の横断面形状



(e) 噴出箇所の平面形状 (のり尻付近)



(f) 噴出箇所の横断面形状

図-2.4.26 ケース4 (無対策:修復地盤) の実験後の変状

4.5 ケース5（無対策）の実験結果

4.5.1 実験の概況

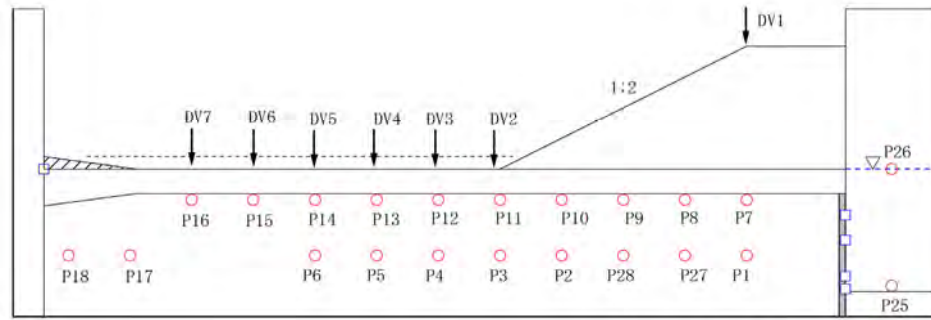
無対策の実験であり、ケース4と違い、模型を修復していない。実験の結果、外水位が水平地盤高さから3mを上回り、被覆土層下面に生じる水圧が概ね20kPaに達すると、のり尻から5～10m離れた被覆土層表面の鉛直変位が大きくなった。本実験では、ケース3、4と同様に外水位を上昇させ続けて堤内地盤の状況を観察した。この結果、外水位が約7mを上回った段階で、噴砂が発生した。噴砂が生じた箇所はケース3、4と同様に、のり尻から5～10mの箇所である。

4.5.2 計測結果

給水槽の水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.27に示す。給水槽の水位を上げ始めてから外水位3m程度までは、被覆土層表面の変位はほとんど認められなかった。その後、給水槽の水位が3mを超えた辺りから、被覆土層表面が膨らみ始め、外水位7m程度より給水槽の水位の上昇速度も低下した。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね20kPaで一定となり、給水槽の水位が上がってもほとんど上昇しなかった。外水位が7mを超える経過時間90時間頃には、被覆土層表面の鉛直変位が急激に小さくなっていることから、被覆土層下部に溜まった水が排出されたものと考えられる。その影響は被覆土層下面の間隙水圧がわずかながら若干減少していることからも見取れる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.28に示す。のり尻から5～10m離れた位置の膨らみが最も大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計は概ね同じ値となっている。

排水量の時刻歴を図-2.4.29に示す。外水位の上昇に応じて、排水量 (Q_{out2}) が徐々に増加する傾向となっている。外水位7mに達すると排水量 (Q_{out1})、(Q_{out2})とも横ばいとなった。経過時間50～90時間は、被覆土層が膨れ始める時間に相当し、排水量は徐々に増加しその後漏水に至ったと考えられる。



基礎地盤：8号珪砂(D=95%)

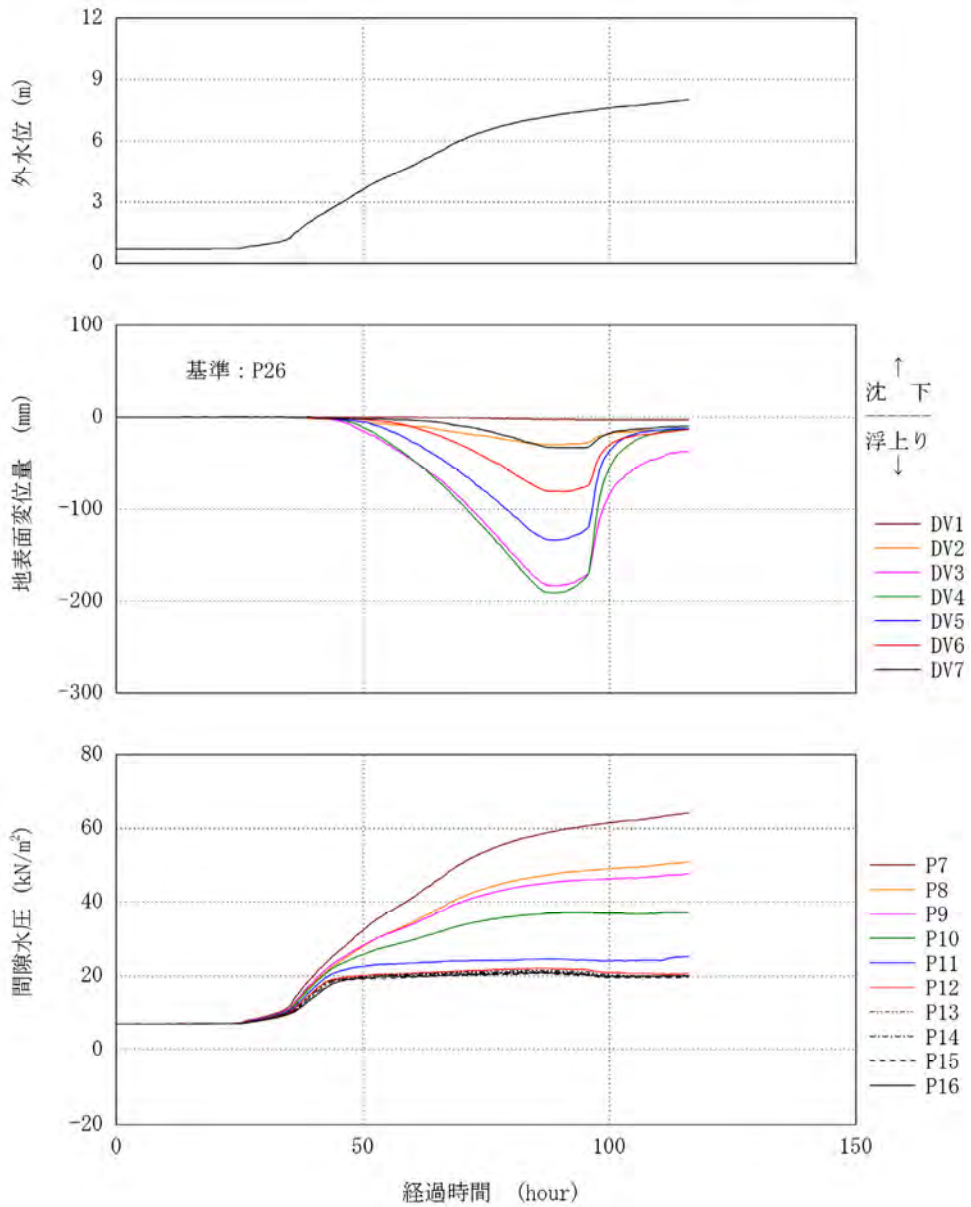


図-2.4.27 ケース5（無対策）の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

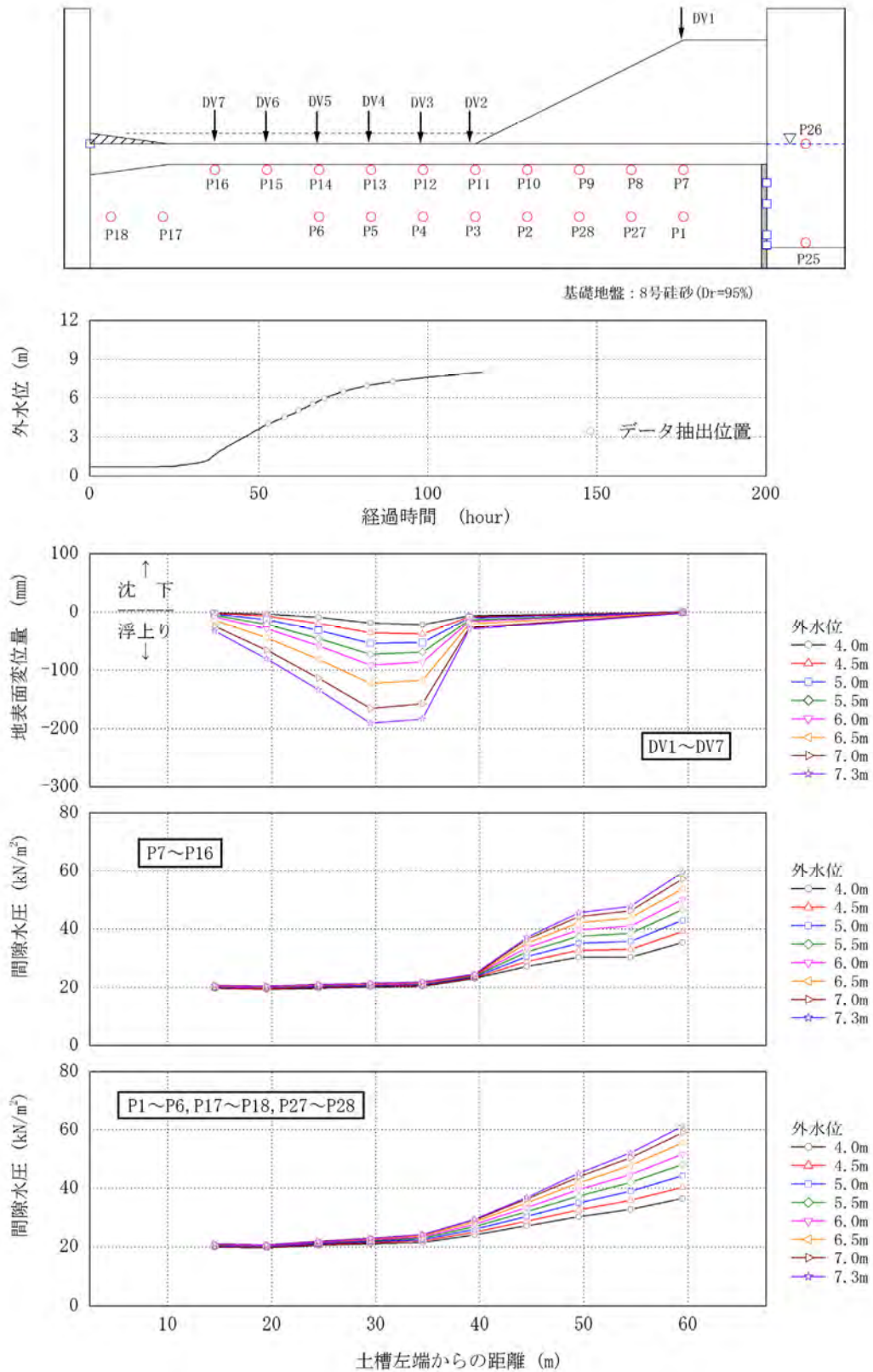


図-2.4.28 ケース5（無対策）の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

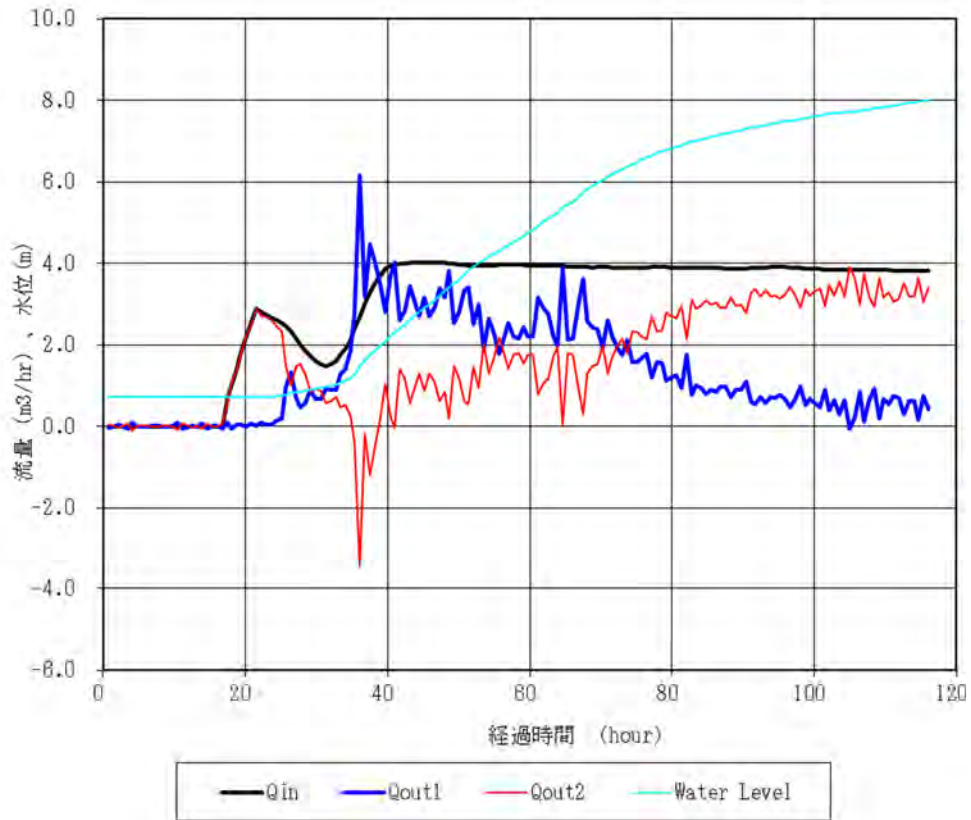


図-2.4.29 ケース5（無対策）の排水量の時刻歴

4.5.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.30に示す。

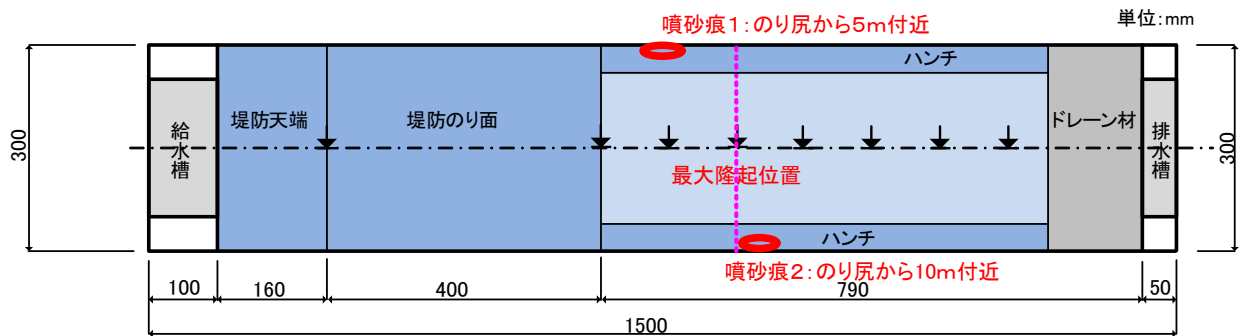
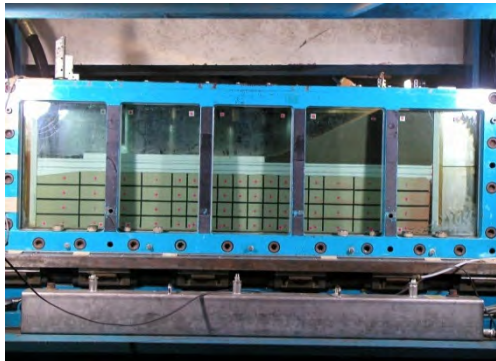


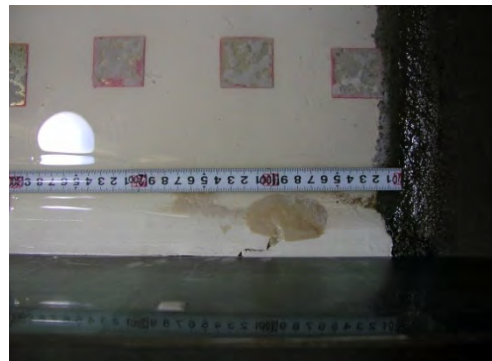
図-2.4.30 ケース5の変状発生箇所

ケース5（無対策）の実験後の状況を以下に整理する。また実験後の状況写真を図-2.4.31(a)～(f)に示す。ケース5においては、堤内地盤の膨れ上がりが生じており、噴砂痕が確認されたのは、のり尻から約5m離れた箇所（噴砂痕1）とのり尻から約10m離れた箇所（噴砂痕2）である。噴砂痕の位置は堤内地盤の膨らみの大きい箇所と概ね一致している。

噴砂痕について掘削調査を行ったところ、両噴砂痕についても被覆土層内に開口が見られた。このため、噴砂は被覆土層を貫通して地上に噴出されたものと考えられる。



(a) 実験後の横断面形状



(b) 噴砂痕1の平面形状



(c) 噴砂痕1の平面形状 (掘削)



(d) 噴砂痕1の平面形状 (掘削)



(e) 噴砂痕2の平面形状



(f) 噴砂痕2の平面形状 (掘削)

図-2.4.31 ケース5の実験後の模型の状況

4.6 ケース6（有孔管ケース；修復地盤）の実験結果

4.6.1 実験の概況

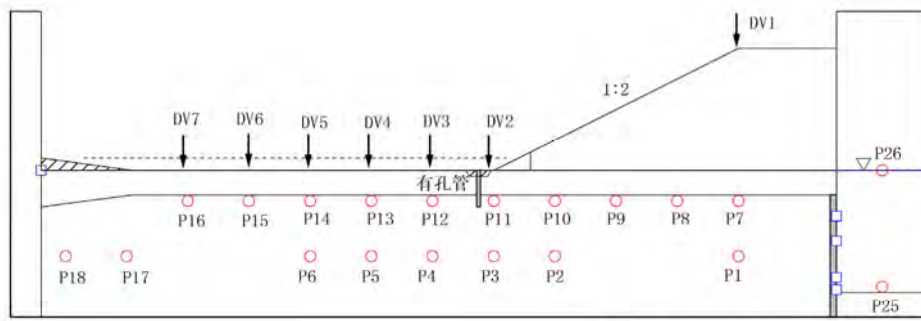
ケース5の模型に有孔管を打設した。実験の結果、給水槽の水位が水平地盤高さから4mを上回り、被覆土層下面に生じる水圧が概ね20kPaに達すると、のり尻から15～20m離れた被覆土層表面の鉛直変位が徐々に大きくなった。これは堤内地盤の膨れ上がりが生じており、その後外水位が9mを上回ると、堤内地盤に噴砂が発生した。本実験では、他のケースと同様に外水位を上昇させ続けて堤内地盤の状況を観察した。盤膨れの発生後には、透水層の土粒子がパイピングにより大量に地上に流出した。

4.6.2 計測結果

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.32に示す。給水槽の水位を上げ始めてから外水位が4m程度までは、被覆土層の変位はほとんど認められなかった。その後、給水槽の水位が4mを超えた辺りから、被覆土層が徐々に膨らみ始め、外水位が6mを超えると水位の上昇速度も低下した。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね20kPaで一定となり、外水位が上がってもほとんど上昇しなかった。経過時間80時間を過ぎた辺りでは、被覆土層表面の鉛直変位が徐々に小さくなっていることから、被覆土層下部に溜まった水が排出されたものと考えられる。外水位が9mとなる経過時間140時間後に、のり尻部にパイピングが発生して透水層の土砂が地表面に大量に流出した。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.33に示す。のり尻から20m離れた位置の膨らみが最も大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計は概ね同じ値となっている。

対策工からの排水量の時刻歴を図-2.4.34に示す。外水位が6m程度までは水位上昇に応じて、対策工からの排水量（ Q_{out2} ）も増加する。外水位が6mを超えると、排水量がほぼ一定となり、同時に外水位上昇速度も遅くなっている。外水位が9mとなる経過時間140時間を過ぎると、対策工周辺から地表面に土粒子が噴出した。



基礎地盤：8号珪砂(Dr=95%)

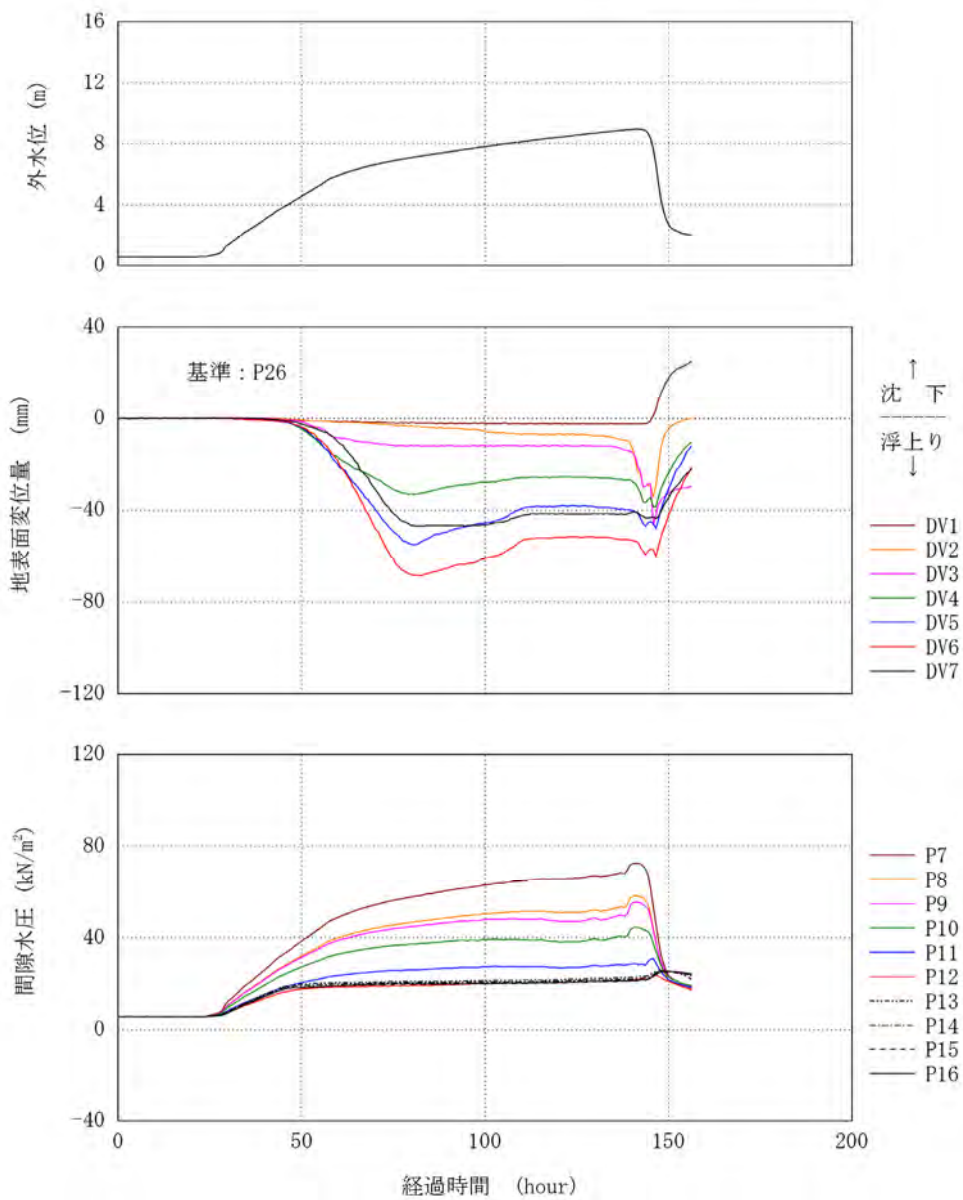


図-2.4.32 ケース6 (有孔管：修復地盤) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

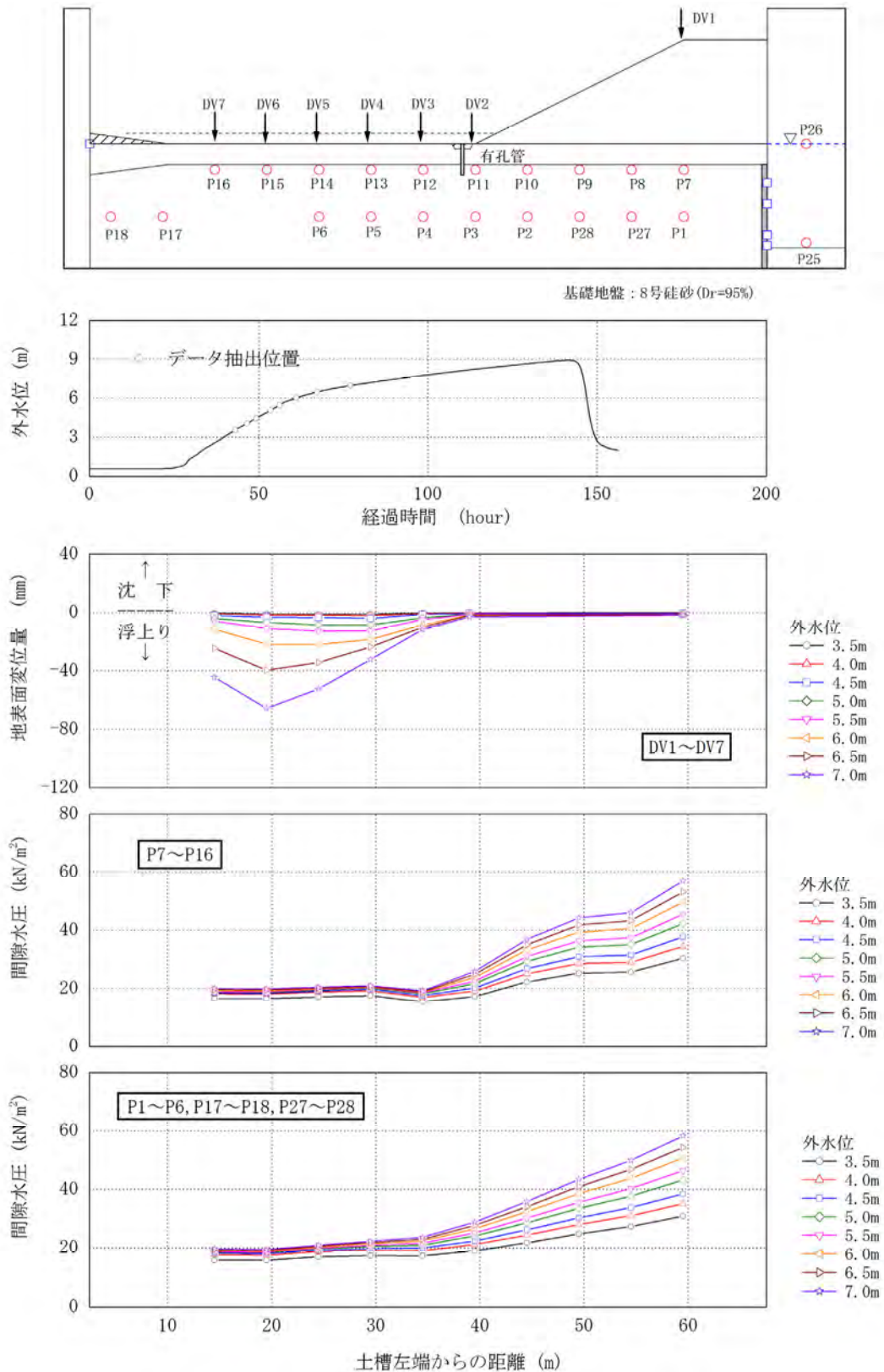


図-2.4.33 ケース6 (有孔管：修復地盤) の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

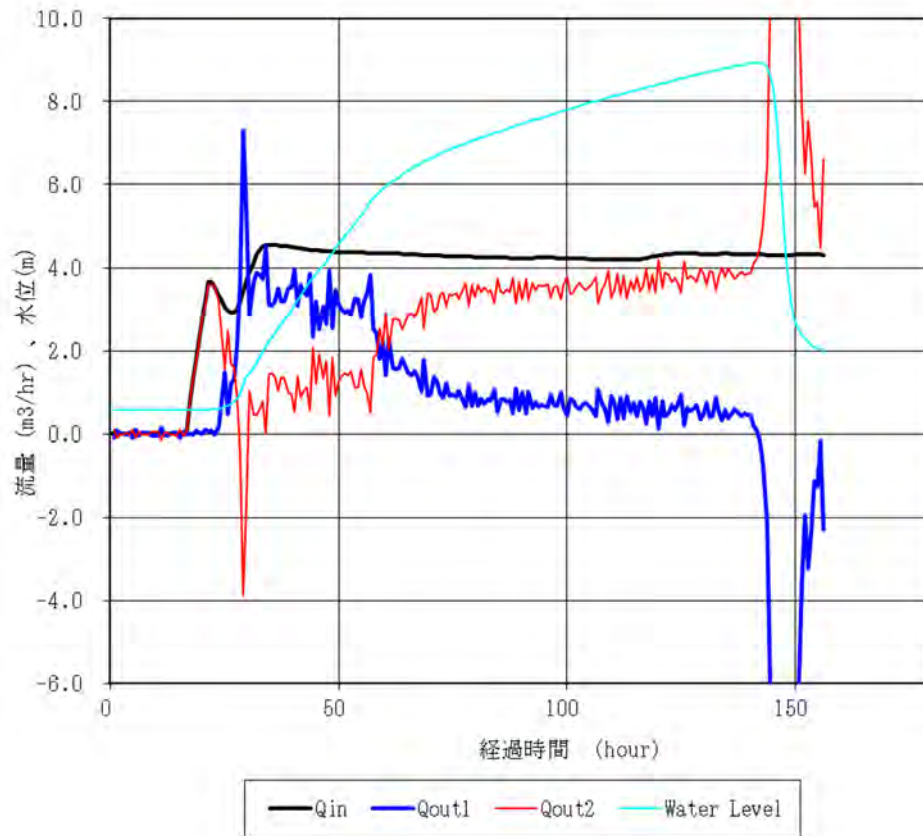


図-2.4.34 ケース6（有孔管：修復地盤）の排水量の時刻歴

4.6.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.35に示す。

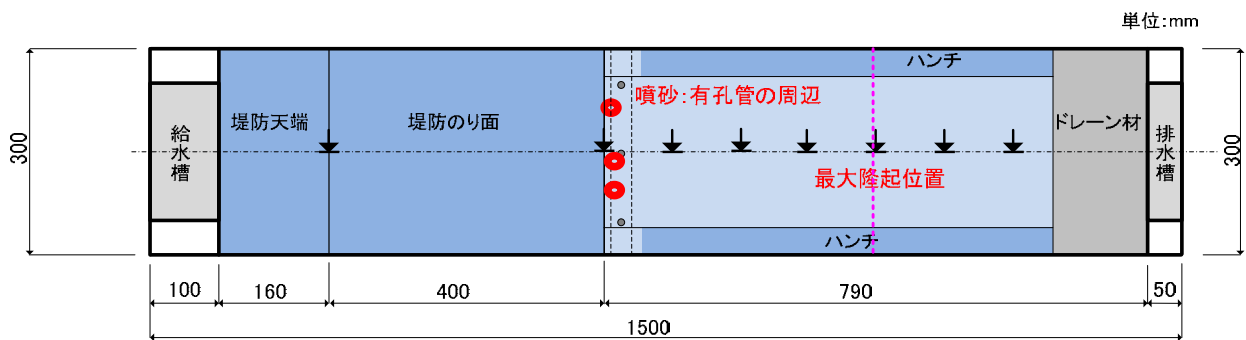
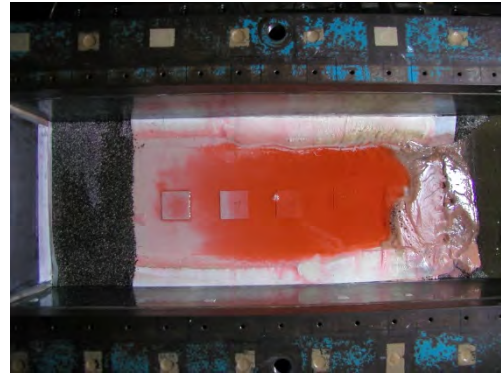


図-2.4.35 ケース6の変状発生箇所

ケース6（有孔管ケース：修復地盤）の実験後の模型状況写真を図-2.4.36(a)～(f)に示す。(b)、(c)より対策工（有孔管）周辺からの噴砂が確認できる。(e)から、給水槽前面付近で被覆土層に水みちができていのが確認できる。また、対策工箇所の噴砂除去後の状況を図-2.4.37(a)～(f)に示す。図-2.4.37では、噴砂除去後有孔管の目詰まりの有無を確認し、その後有孔管を撤去して噴砂痕の確認を行っている。有孔管の目詰まりは確認されなかった。有孔管設置個所の周囲の地盤に、数箇所水みちが確認された。



(a) 実験後の模型横断面形状



(b) パイピング後の平面形状



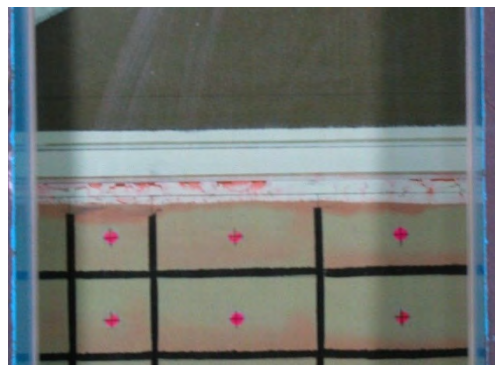
(c) パイピング後の平面形状



(d) パイピング箇所の横断面形状



(e) 水みちのガラス面 (タケ付近)



(f) 水みちのガラス面

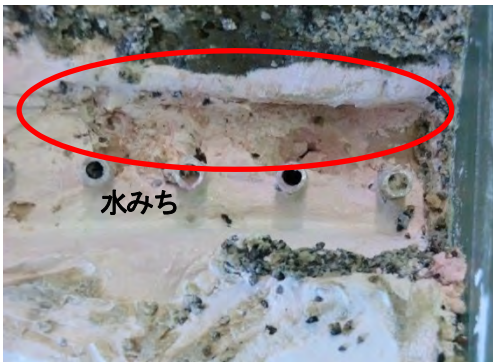
図-2.4.36 ケース6の実験後の模型の状況



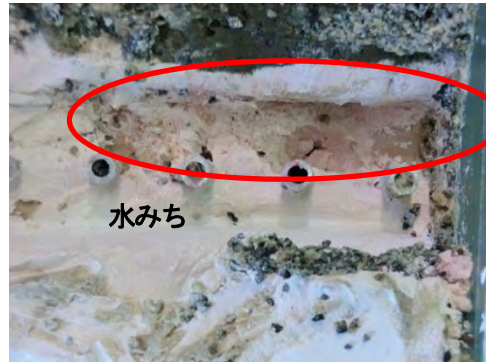
(a) 実験後の平面形状 (掘削)



(b) 実験後の平面形状 (掘削)



(c) 実験後の平面形状 (対策工箇所)



(d) 実験後の平面形状 (対策工箇所)



(e) 実験後の平面形状 (対策工箇所)



(f) 実験後の平面形状 (対策工箇所)

図-2.4.37 ケース6の実験後の模型の状況

4.7 ケース7（透水トレンチ工法：開口幅1.0m）の実験結果

ケース7は、透水層に、珪砂7号（相対密度 $D_r=90\%$ ）を使用した透水層2（透水係数 $k_s=1.90\times 10^{-3}\text{cm/s}$ ）を用いた場合の透水トレンチ（底面の開口幅1.0m）の大型遠心模型実験結果である。

4.7.1 実験の概況

ケース7は透水層2において対策工で透水トレンチ（開口幅1.0m）を用いたケースである。透水層2を用いた実験の実験方法は、透水層1を用いた実験と同様である。実験条件も基本的に透水層1を用いた実験と同様である。但し、2.4.2透水層の作製・管理2)透水層2で述べた通り目標とした透水層の相対密度は $D_r=90\%$ であり、透水層の作製方法が他のケースとは異なる。

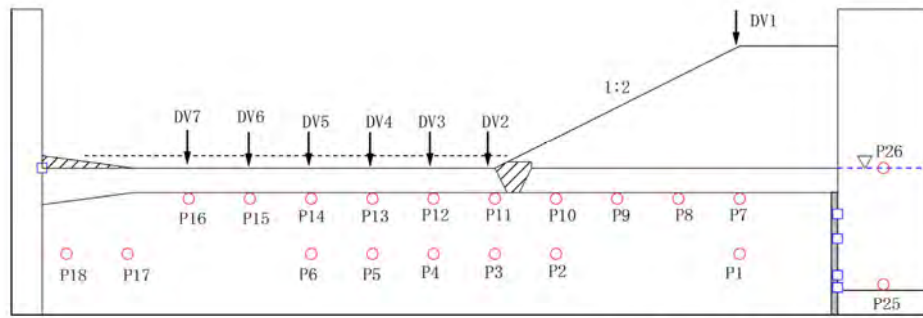
実験の結果、給水槽の水位が水平地盤高さから4.0m程度までしか上昇することがなく、地表面の変位もほとんど変化を生じなかった。外水位の上昇に応じて被覆土層下面に生じる水圧はある程度まで上昇するとその後、水圧は緩やかに上昇する程度となった。のり尻から20m離れた被覆土層表面の鉛直変位に若干変化が見られたもののほとんどの計測点で変化が見られなかった。

4.7.2 計測結果

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.38に示す。給水槽の水位を上げ始めてから経過時間40時間以降に水位が急激に上昇し、その後緩やかに4m程度まで上昇した。微動があるものの被覆土層表面にはほとんど変位は認められなかった。水平地盤の被覆土層下面の間隙水圧は、給水槽の水位にほぼ同調している。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.39に示す。のり尻から20m離れた位置で若干変位が見られたものの鉛直変位にほとんど影響が出ていないことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計はのり尻部を除き概ね同じ値となっている。

排水量の時刻歴を図-2.4.40に示す。外水位の上昇に伴い、対策工からの排水量（ Q_{out2} ）も増加するが、その後その傾きは徐々に緩やかとなり、ほぼ一定となった。



基礎地盤：7号珪砂 ($D_r=90\%$)

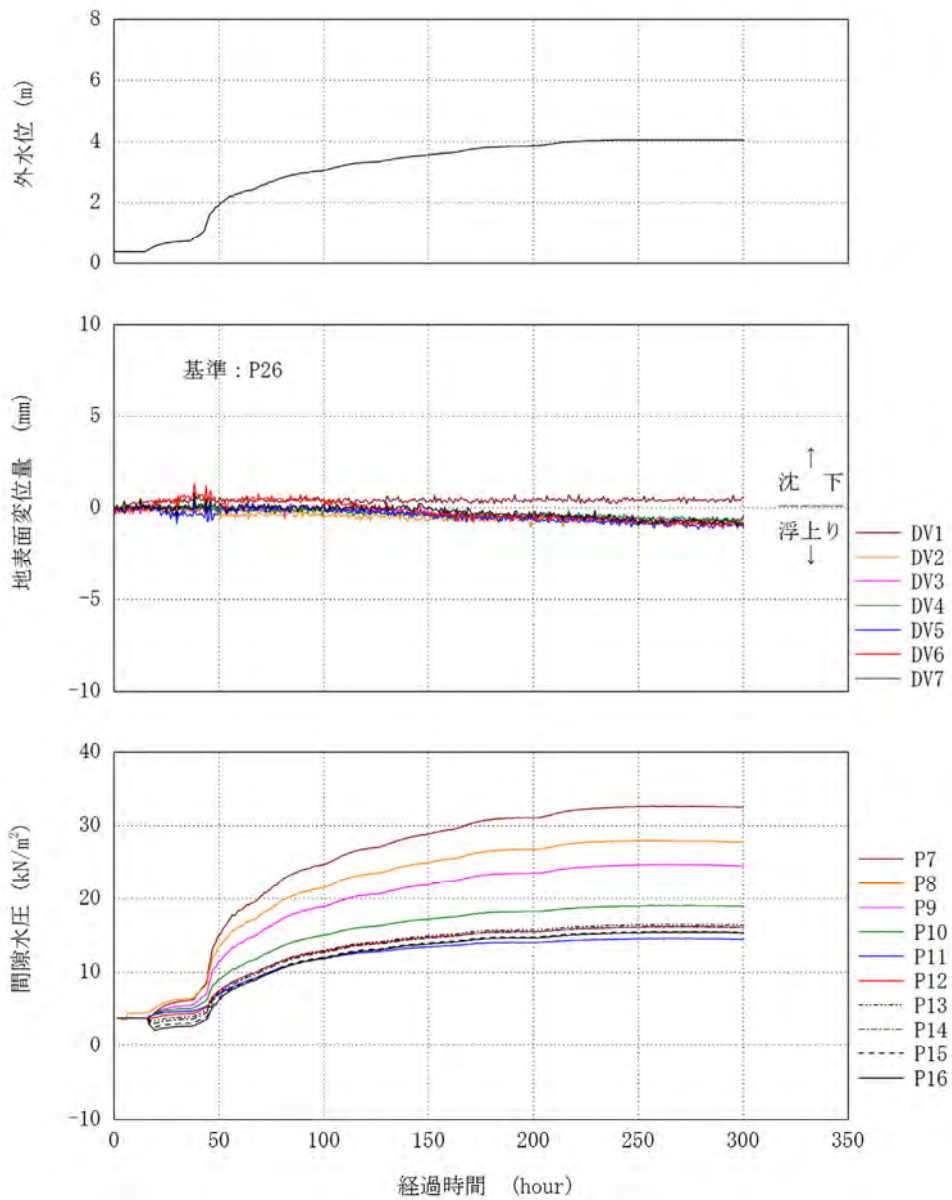


図-2.4.38 ケース7 (透水トレンチ：開口幅1.0m) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

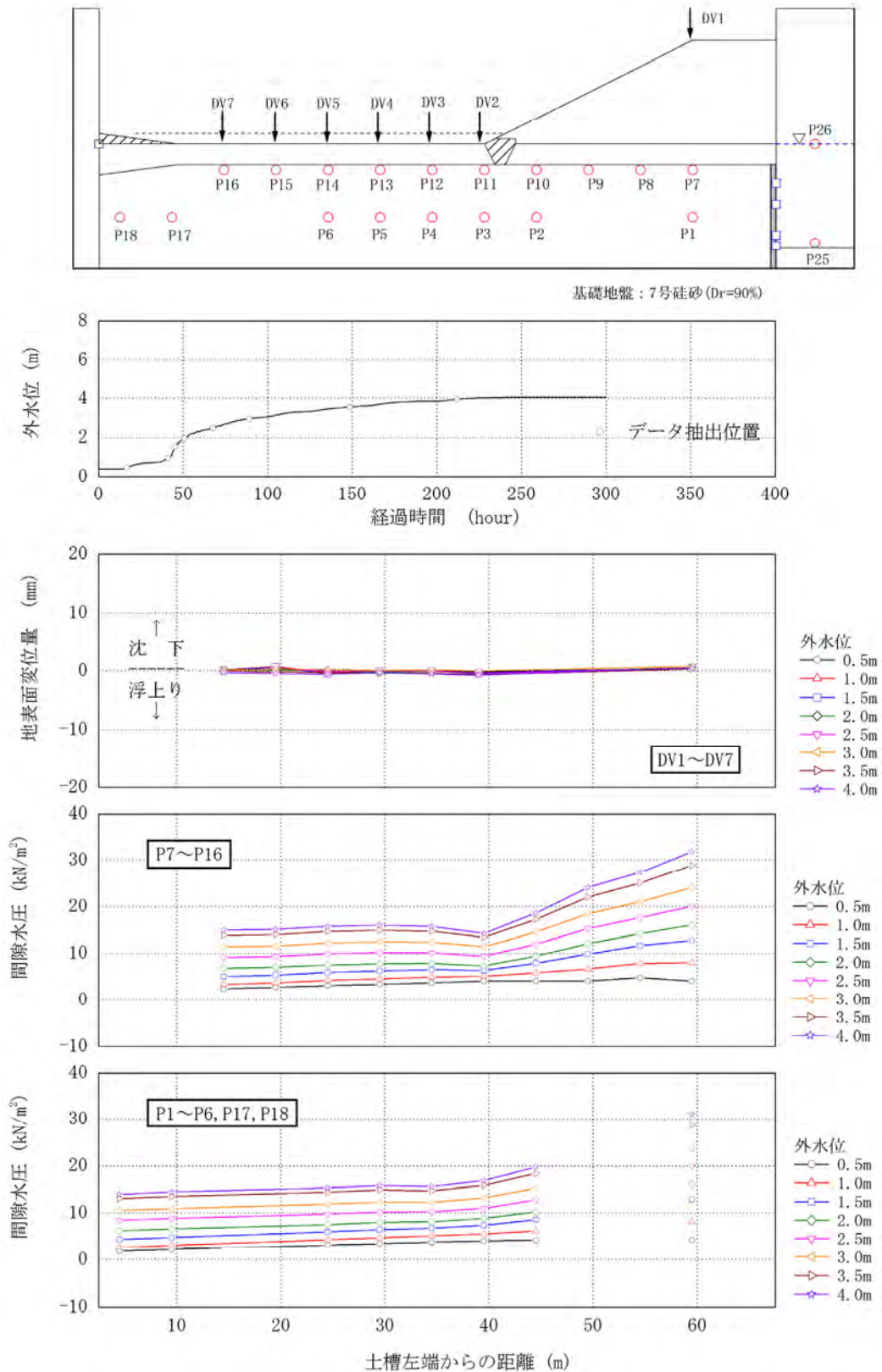


図-2.4.39 ケース7 (透水トレンチ：開口幅1.0m) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

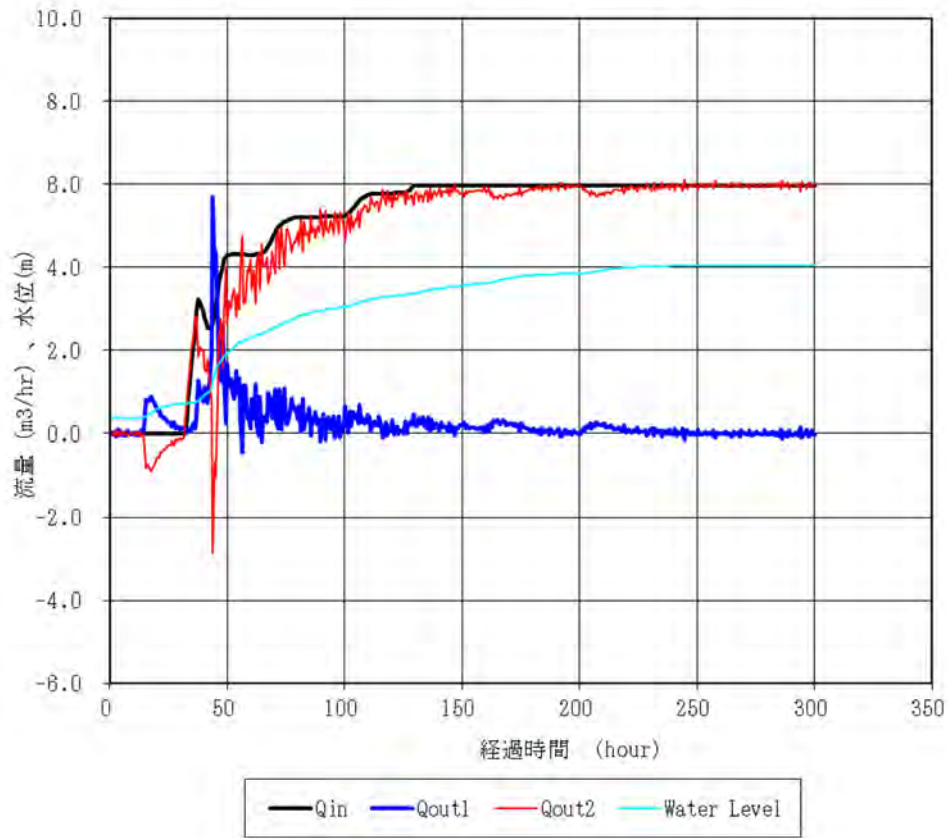


図-2.4.40 ケース7 (透水トレンチ：開口幅1.0m) の排水量の時刻歴

4.7.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.41に示す。

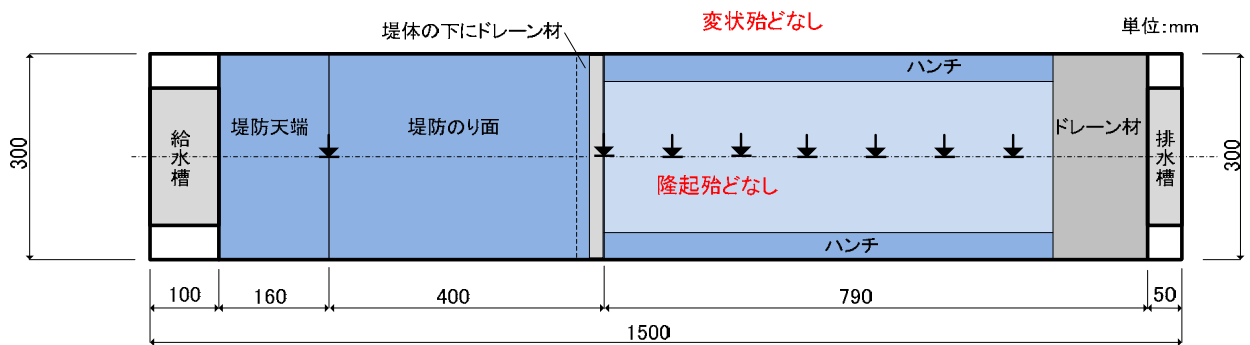
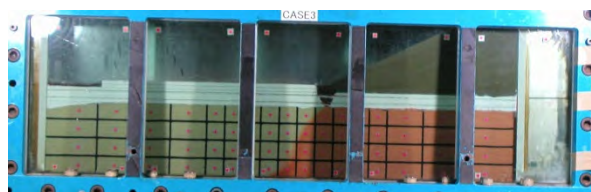


図-2.4.41 ケース7の変状発生箇所

ケース7 (透水トレンチ: 開口幅1.0m) の実験前後の模型形状を図-2.4.42(a)～(f)に示す。ケース7では、河川水位を4m程度までしか上昇できなかったため、被覆土層の表面変位の上昇は殆ど見られなかった。写真(a)、(b)では、色水が透水層を浸透することが確認できる。また写真(c)～(f)では、対策工 (透水トレンチ: 開口幅1.0m) より排水されている状況がわかる。写真(f)では、透水層を浸透している色水が対策工部分で地表へ排水されている状況がわかる。



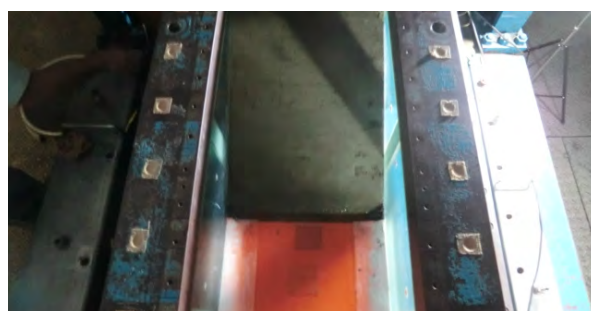
(a) 実験前の模型横断面形状



(b) 実験後の模型横断面形状



(c) 実験前の模型平面形状



(d) 実験後の模型平面形状



(e) 実験後の模型平面形状



(f) 実験後の模型横断面形状

図-2.4.42 実験前後の模型形状

4.8 ケース8（有孔管；修復地盤）の実験結果

ケース8は、透水層に、珪砂7号（相対密度 $D_r=90\%$ ）を使用した透水層2（透水係数 $k_s=1.90\times 10^{-5}\text{m/s}$ ）を用いた場合の有孔管のケースの大型遠心模型実験結果である。

4.8.1 実験の概況

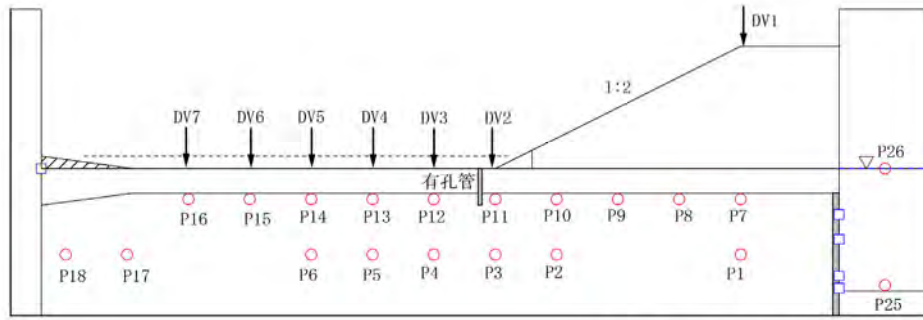
ケース8（有孔管；修復地盤）は、ケース7で実施した透水トレンチの模型を修復して行った。実験の結果、有孔管ケースにおいては、水平地盤の膨れ上がりが生じており、さらに漏水が発生している。漏水が生じた箇所は、水平地盤の膨らみの大きいのり尻から20m離れた位置と考えられる。本ケースでは外水位が4m程度で地表面変位が増加し始めた。外水位は4.5mまでしか上昇しなかったが、有孔管の周辺から漏水が生じた痕跡は確認できなかった。

4.8.2 計測結果

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.43に示す。給水槽の水位を上げ始めてから経過時間90時間程度までは給水槽水位が上昇しても被覆土層表面の変位はほとんど認められなかった。その後、給水槽の水位が4mを超えた辺りから、被覆土層が膨らみ始めた。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね21kPa前後で一定となり、給水槽の水位が上がってもほとんど上昇しなかった。経過時間140時間には、被覆土層の鉛直変位が急激に小さくなっていることから、被覆土層が破れ、被覆土層下部に溜まった水が排出されたものと考えられる。その影響は被覆土層下面の水圧にも若干見て取れる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.44に示す。のり尻から20m離れた位置の膨らみが最も大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計はのり尻部の除き概ね同じ値となっている。

対策工からの排水量の時刻歴を図-2.4.45に示す。外水位3.5mまでは水位上昇に応じて、対策工からの排水量（ Q_{out2} ）も増加するが、その後外水位は緩やかに4.5m程度まで上昇するが、排水量はほぼ一定となった。経過時間100～140時間については、被覆土層表面が膨れ始める時間帯に相当し、経過時間140～180時間の変位は収束するが排水は継続されている。



基礎地盤：7号珪砂(Dr=90%)

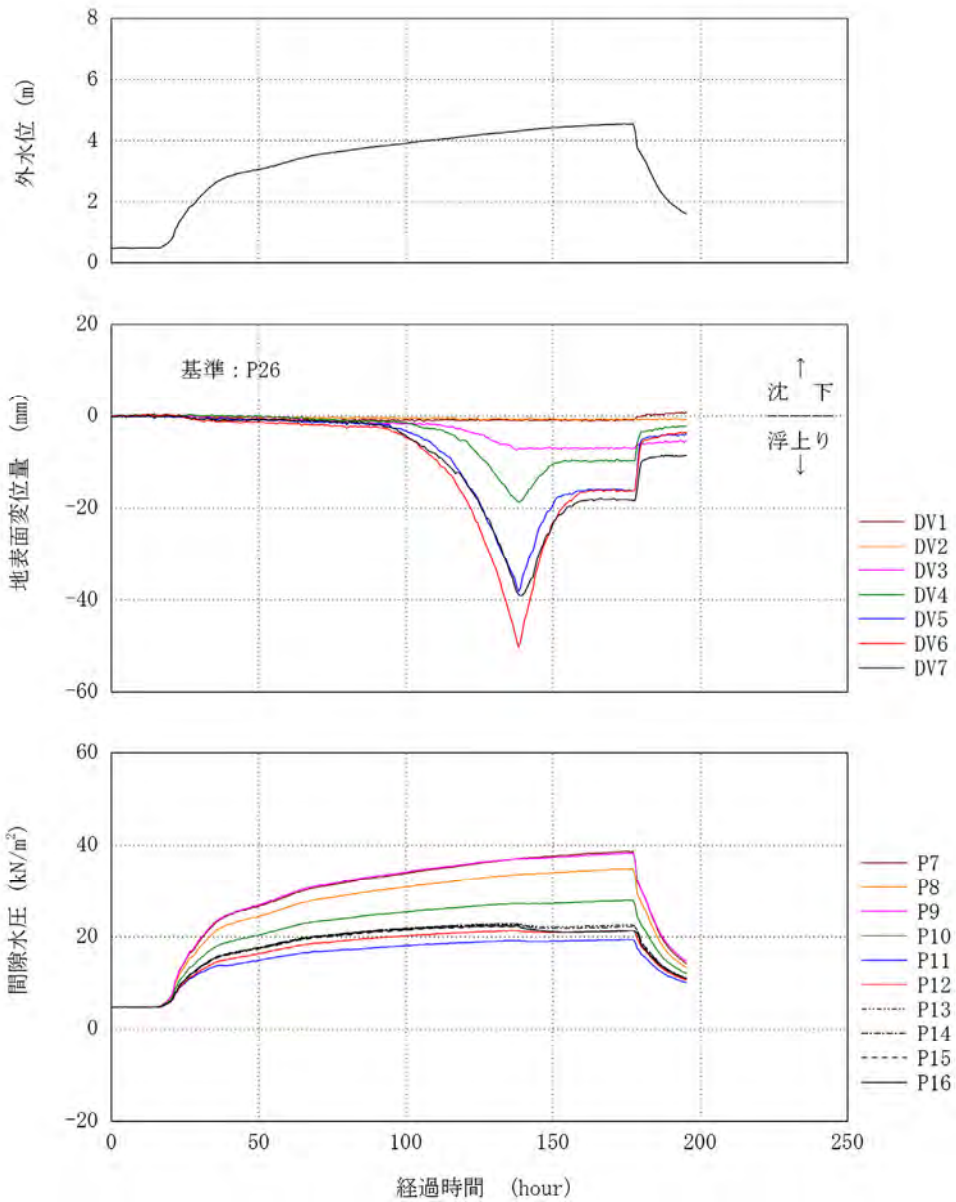


図-2.4.43 ケース8 (有孔管：修復地盤) の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

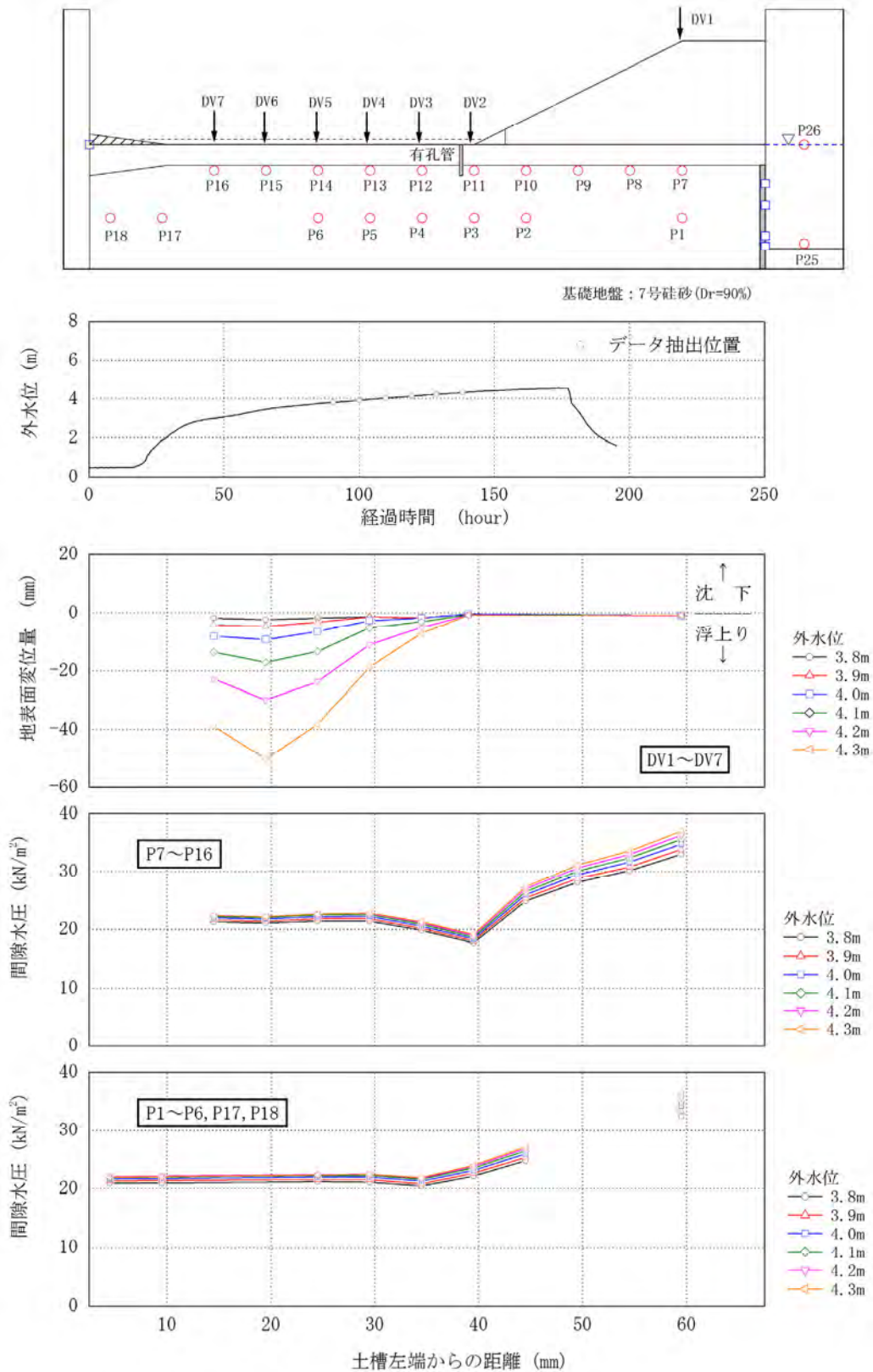


図-2.4.44 ケース8 (有孔管：修復地盤) の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

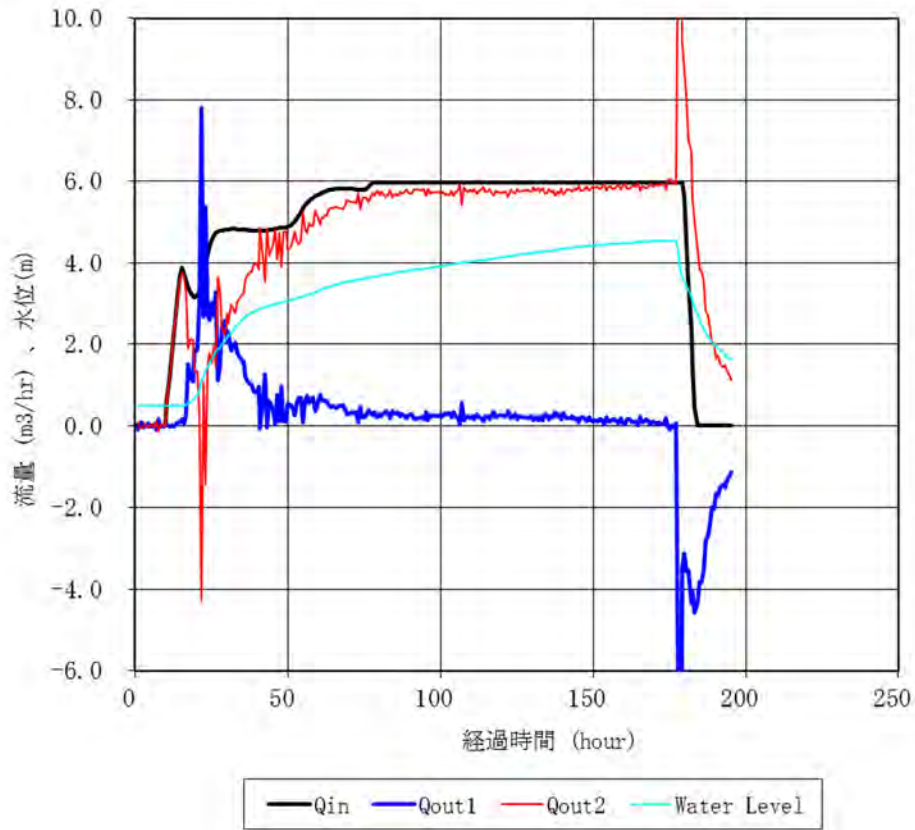


図-2.4.45 ケース8（有孔管：修復地盤）の排水量の時刻歴

4.8.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.46に示す。

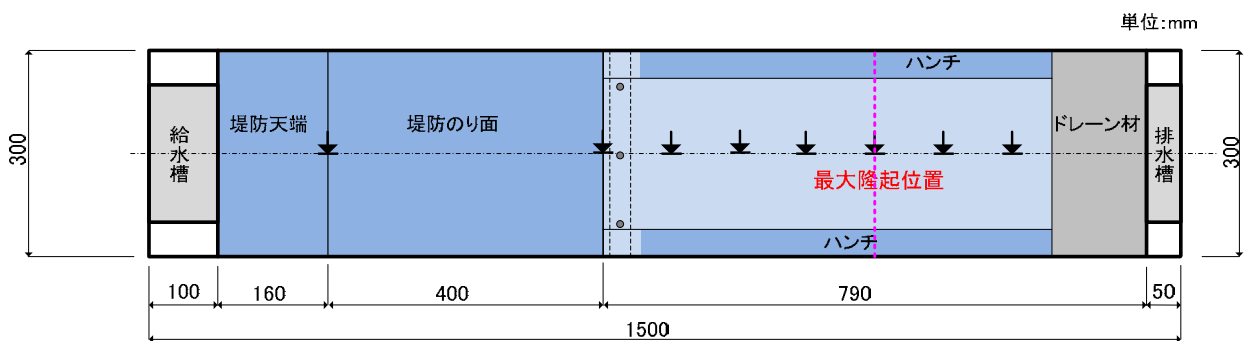


図-2.4.46 ケース8の変状発生箇所

ケース 8 (有孔管：修復地盤) の実験前後の模型形状を図-2.4.47(a)～(e)に示す。(a)は対策工(有孔管)の実験前の設置状況、(b)は実験後の対策工周辺の状況である。(c)、(d)では、今回使用した色水(青色)の浸透状況がわかる。(e)では、実験後有孔管周囲を掘削し、有孔管の状況を確認したが目詰まりは確認されなかった。



(a) 実験前の模型横断面形状



(b) 実験後の模型横断面形状



(c) 実験後の模型横断面形状



(d) 実験後の模型横断面形状



(e) 実験後の模型横断面形状

図-2.4.47 実験前後の模型形状

4.9 ケース 9（無対策：修復地盤）の実験結果

ケース9は、透水層に、珪砂7号（相対密度 $D_r=90\%$ ）を使用した透水層2（透水係数 $k_s=1.90\times 10^{-3}\text{cm/s}$ ）を用いた場合の無対策のケースの大型遠心模型実験結果である。

4.9.1 実験の概況

ケース9（無対策；修復地盤）は、ケース8で実施した有孔管の模型を修復して行った。実験の結果、ケース9では、給水槽と水平地盤の水位差4.5mに対して、被覆土層表面の変位の上昇はほとんど発生しなかった。これは、ケース8で設置した有孔管の修復が不十分であり、その修復箇所にもみちが集中したため、漏水が発生した。それにより変位の上昇は生じなかったと考えられる。

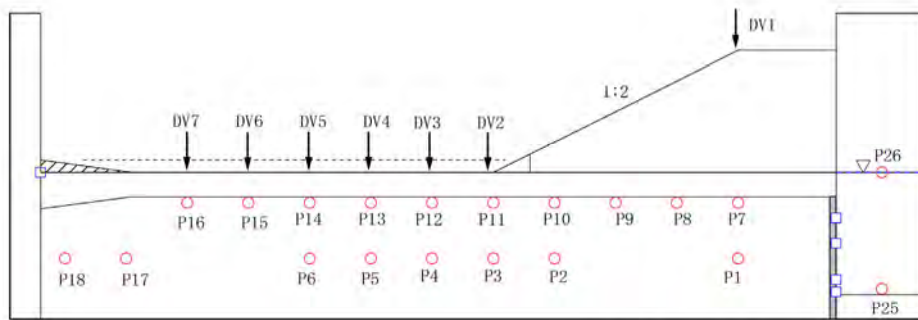
4.9.2 計測結果

被覆土層の修復が不十分であったため、埋戻し部と被覆土層に亀裂が残り、流水が集中して発生する流れ場が生じたと考えられる。このように被覆土層の亀裂による水みちができたことで、堤内側に漏水が発生し盤膨れは生じなかったと考えられる。

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.48に示す。給水槽の水位を上げ始めてから外水位が3mに達するまでは水位が上昇しても被覆土層表面の変位はほとんど認められなかった。その後、外水位が3mを超えた辺りから、被覆土層が若干膨らみ、給水槽の水位の上昇速度も低下した。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね18kPa前後で一定となり、外水位が上がってもほとんど変化が見られなかった。のり尻部(DV2)の変位は、外水位が3mを超えたあたりから変状が始まり、外水位が4m程度になると急激に変状した。これは、埋戻しが不十分であった箇所にできた水みちより開口が生じ漏水が発生したため急激に沈下したと思われる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.49に示す。のり尻部の地表面が沈下していることが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計はのり尻部の除き概ね同じ値となっている。

排水量の時刻歴を図-2.4.50に示す。外水位が4mに達する辺りまでは水位上昇に応じて、排水量(Q_{out2})も増加するが、その後ほぼ一定となった。外水位が4mに達する経過時間130時間以降は対策工からの排水量(Q_{out2})が若干増え、同時にのり尻部の被覆土層表面の変位が増加することから水平地盤にできた開口部より漏水が発生したと思われる。



基礎地盤：7号珪砂(Dr=90%)

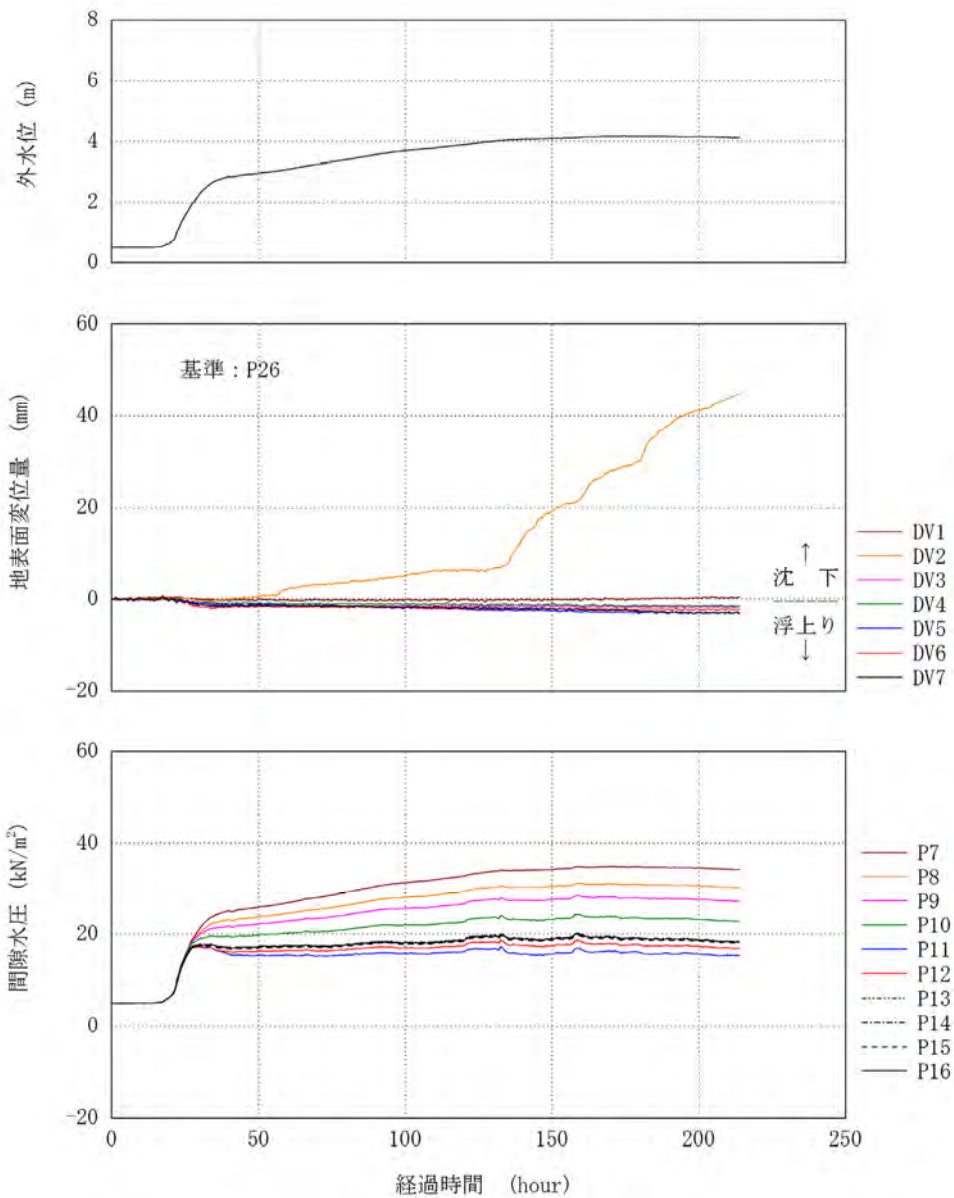


図-2.4.48 ケース9（無対策：修復地盤）の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

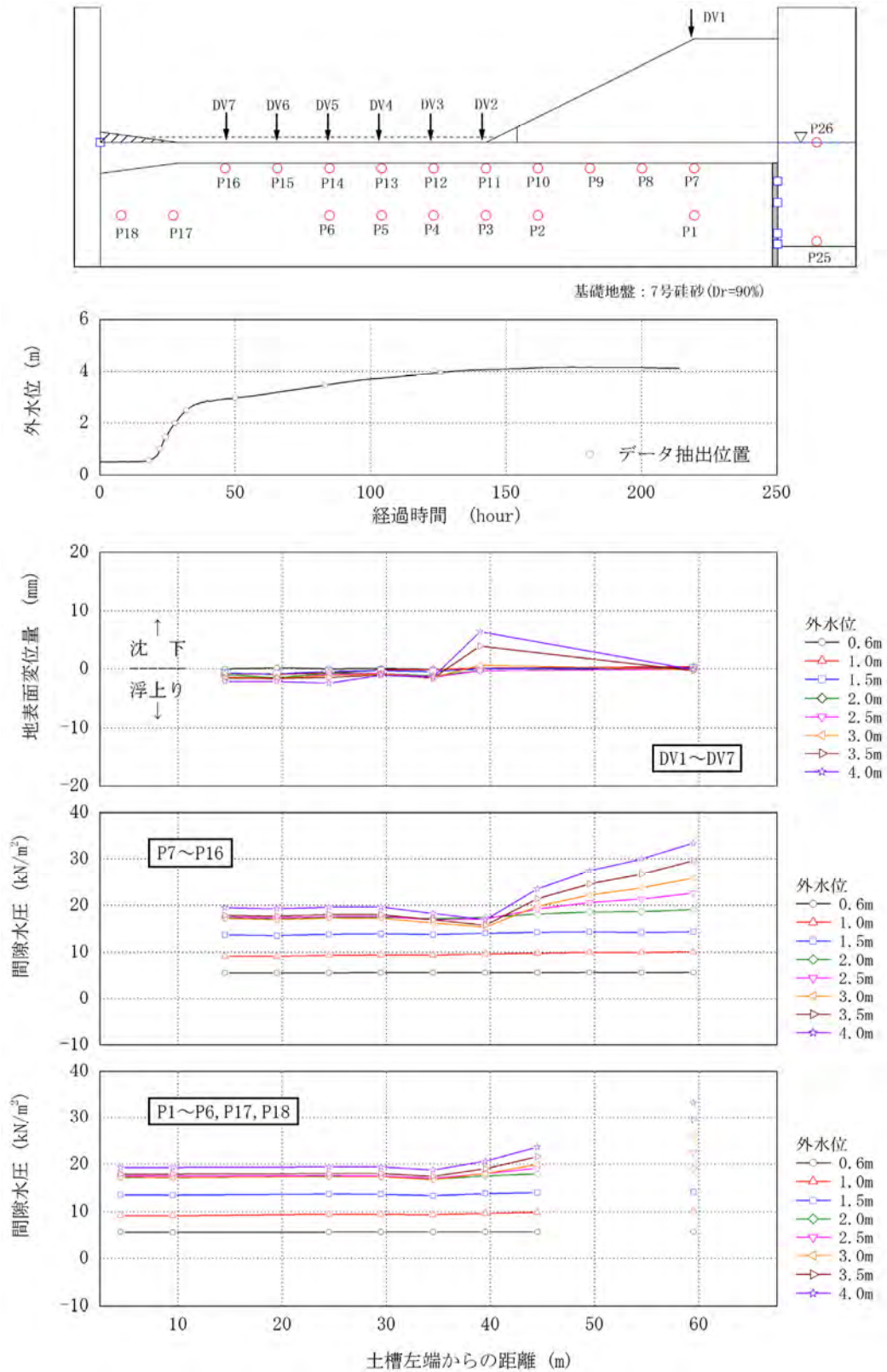


図-2.4.49 ケース9（無対策：修復地盤）の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

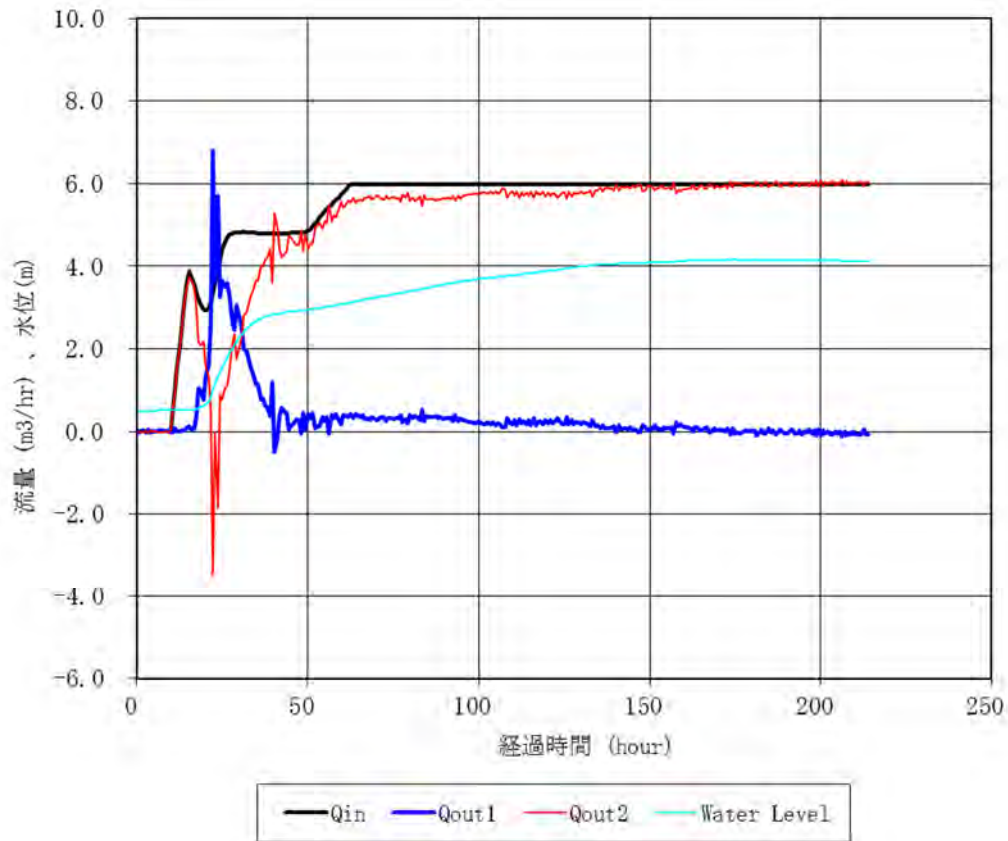


図-2.4.50 ケース9（無対策：修復地盤）の排水量の時刻歴

4.9.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.51に示す。

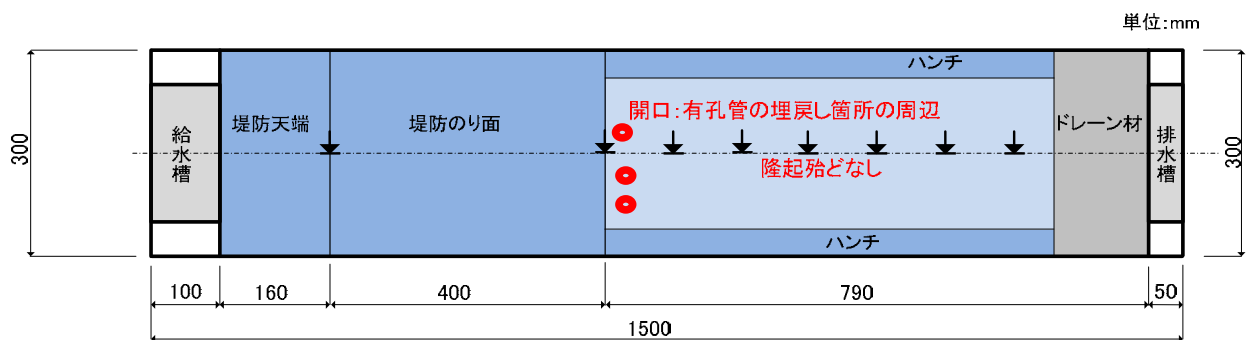


図-2.4.51 ケース9の変状発生箇所

ケース9（無対策：修復地盤）の実験前後の模型形状を図-2.4.52(a)～(i)に示す。(a)～(b)では、青色の色水が対策工付近まで広がっていることが確認できる。(c)は実験前の模型平面形状を、(d)～(f)では実験後の開口部の状況を示す。実験後の状況では、ケース8で行った有孔管の設置跡に開口ができていた状況がわかる。また(g)～(i)では実験後の堤体の状況および横断面の状況を示す。



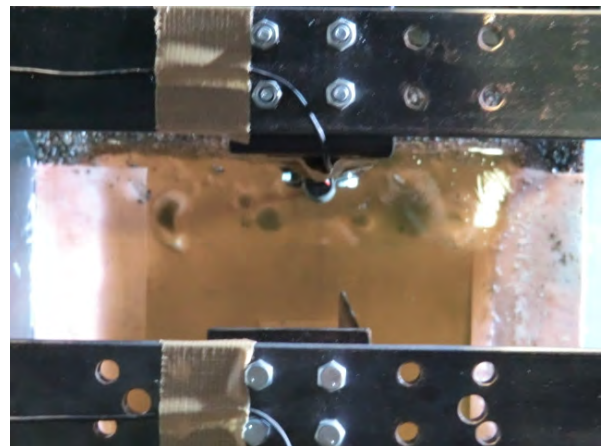
(a) 実験前の模型横断面形状



(b) 実験後の模型横断面形状



(c) 実験前の模型平面形状



(d) 実験後の開口部形状



(e) 実験後の開口部形状



(f) 実験後の開口部形状

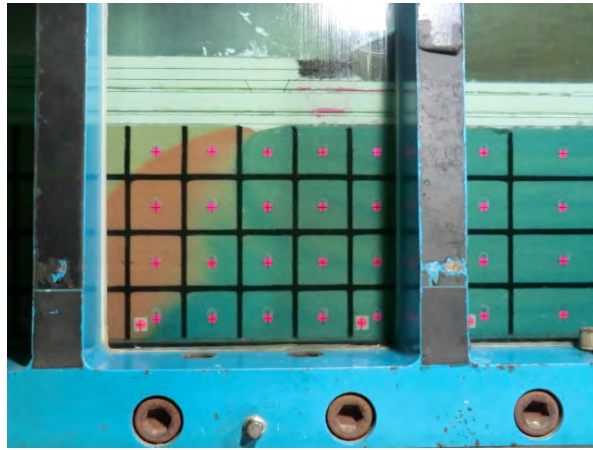
図-2.4.52 実験前後の模型形状



(g) 実験後の模型平面形状



(h) 実験後の模型平面形状



(i) 実験後の模型横断面形状

図-2.4.52 実験前後の模型形状

4.10 ケース 10（透水トレンチ工法：開口幅 1.0m）の実験結果

ケース10は、透水層に、珪砂6号（相対密度 $D_r=80\%$ ）を使用した透水層3（透水係数 $k_s=8.21\times 10^{-5}\text{m/s}$ ）を用いた場合の透水トレンチ（開口幅1.0m）の大型遠心模型実験結果である。

4.10.1 実験の概況

ケース10は透水層3において対策工で透水トレンチ（開口幅1.0m）を用いたケースである。透水層3を用いた実験の模型製作方法は、透水層1を用いた実験、透水層2を用いた実験と同様である。2.4.2透水層の作製・管理3)透水層3で述べた通り、目標とした透水層の相対密度は $D_r=80\%$ であり、透水層の作製方法が他のケースとは異なる。

実験の結果、給水槽の水位が水平地盤高さから 2.0m 程度までしか上昇せず、地表面の変位もほとんど変化をしなかった。被覆土層下面に生じる水圧は 13kPa 前後でほぼ一定となった。

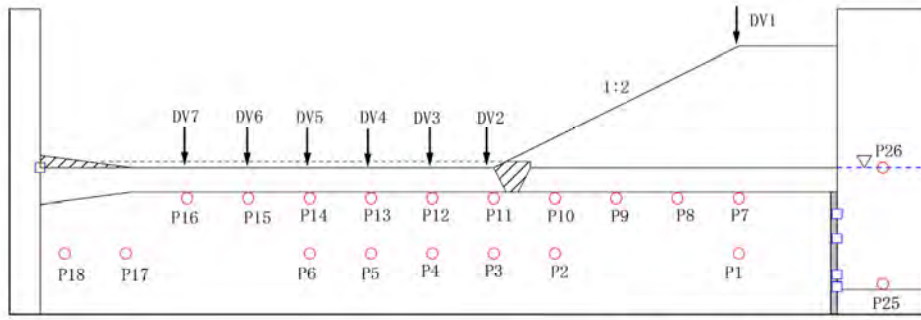
4.10.2 計測結果

ケース10（透水トレンチ工法：開口幅1.0m、透水層3）においては、外水位が2m程度に対して、特に被覆土層表面の変位の上昇は見られなかった。

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.53に示す。外水位を上げ始めても被覆土層表面の変位はほとんど認められなかった。その後、外水位が2m程度まで上昇して以降、水位はほぼ一定となり、被覆土層表面の変位も認められなかった。また、のり尻から水平地盤の被覆土層下面の水圧は、概ね13kPa前後で一定となり、外水位と同様に圧力の上昇は見られなかった。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.54に示す。被覆土層表面の変位はほとんど見られなかった。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計はのり尻部で若干の差がみられるものの概ね同じ値となっている。

対策工からの排水量の時刻歴を図-2.4.55に示す。外水位が 1.8m に達するまでは水位上昇に応じて、対策工からの排水量（ Q_{out2} ）も増加した。その後、外水位は 2m 程度でほぼ一定となり、排水量（ Q_{out2} ）も一定となった。



基礎地盤：6号珪砂 (Dr=80%)

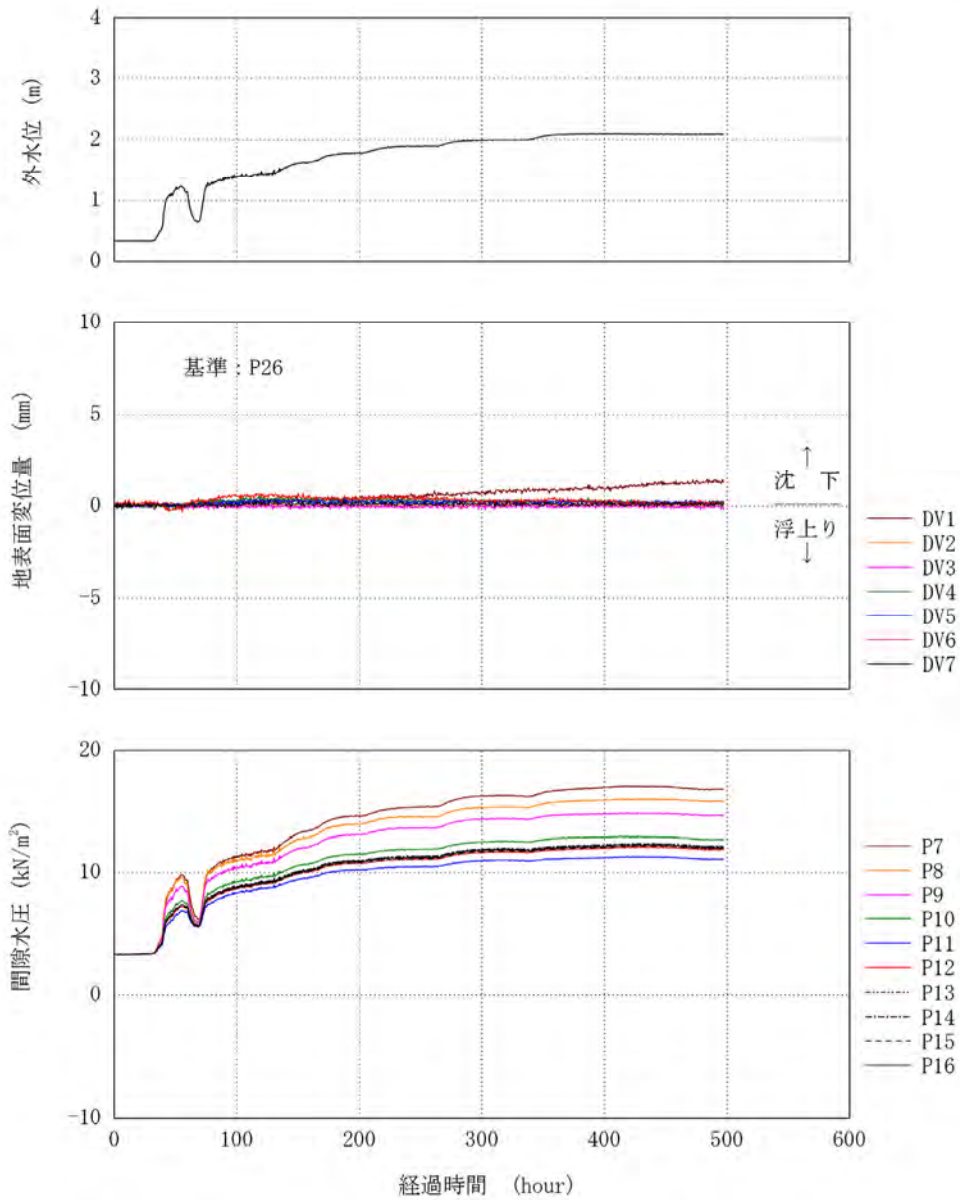


図-2.4.53 ケース10 (透水トレンチ：開口幅1.0m) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

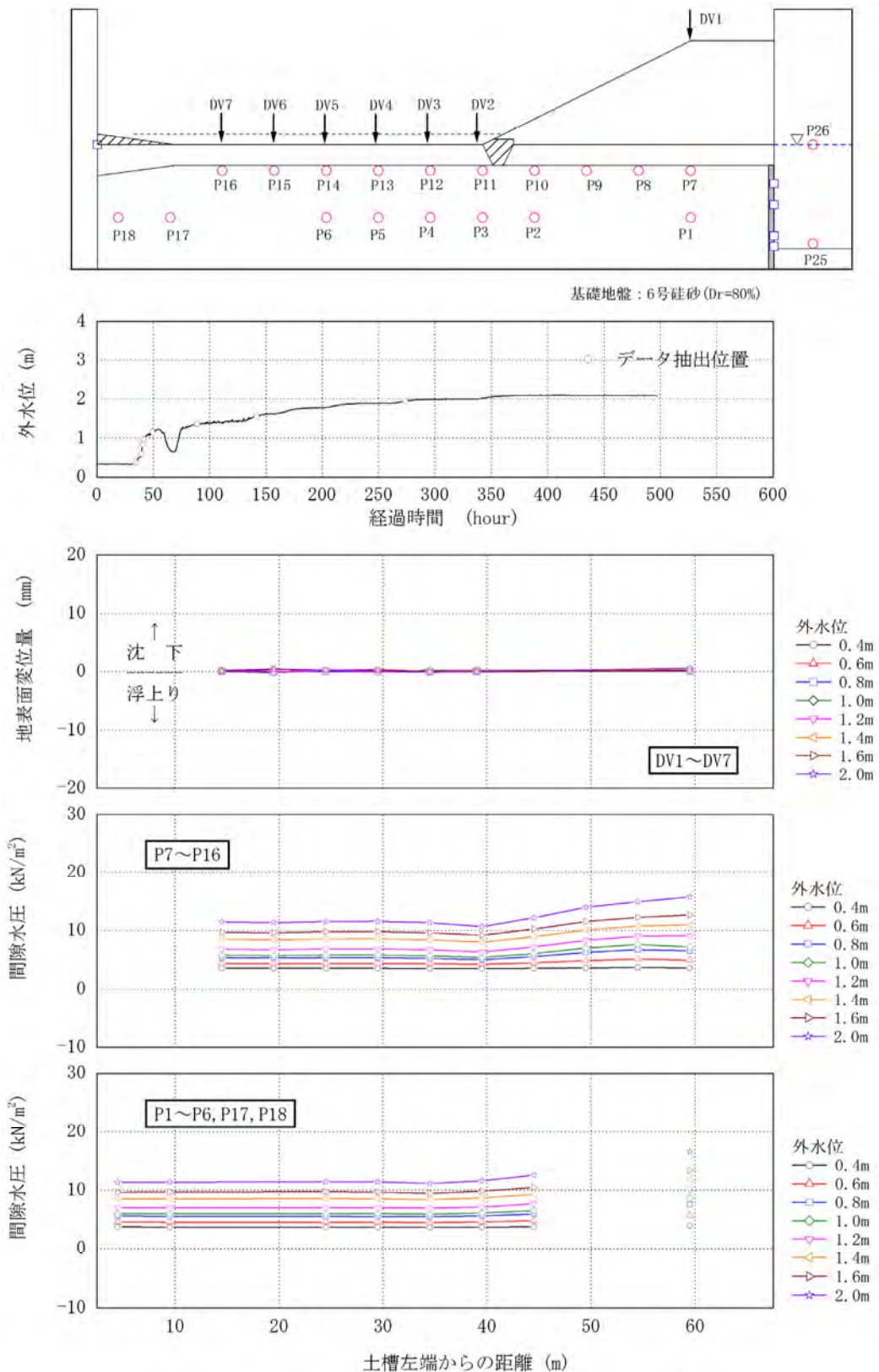


図-2.4.54 ケース10(透水トレンチ：開口幅1.0m)の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

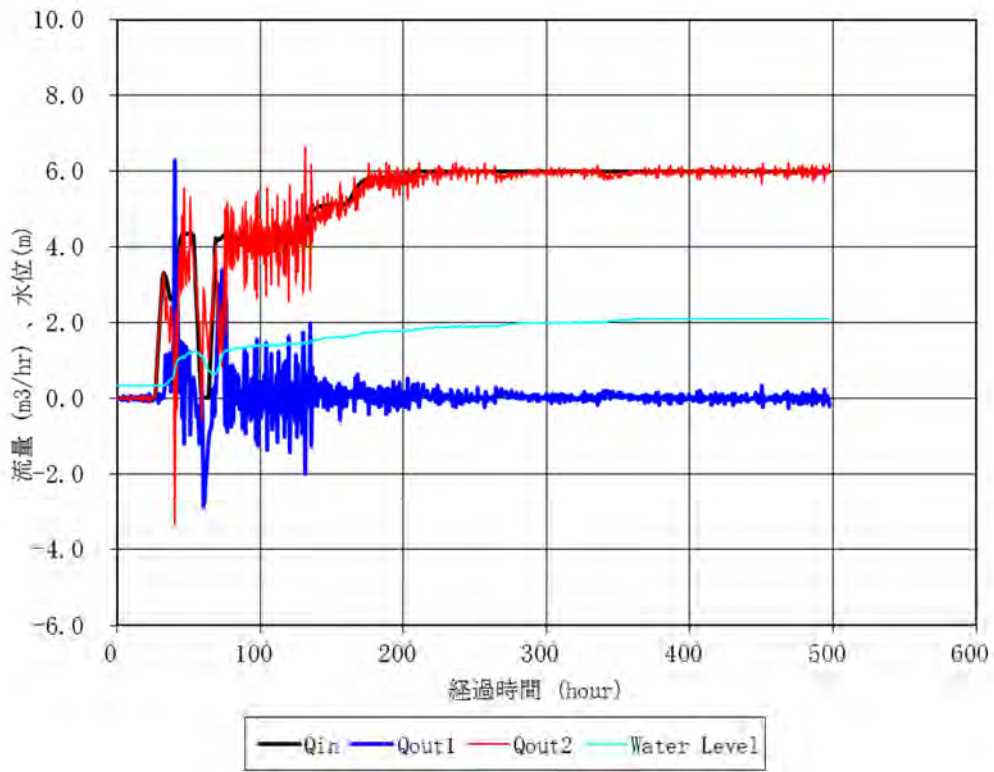


図-2.4.55 ケース10（透水トレンチ工法：開口幅1.0m）の排水量の時刻歴

4.10.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.56に示す。

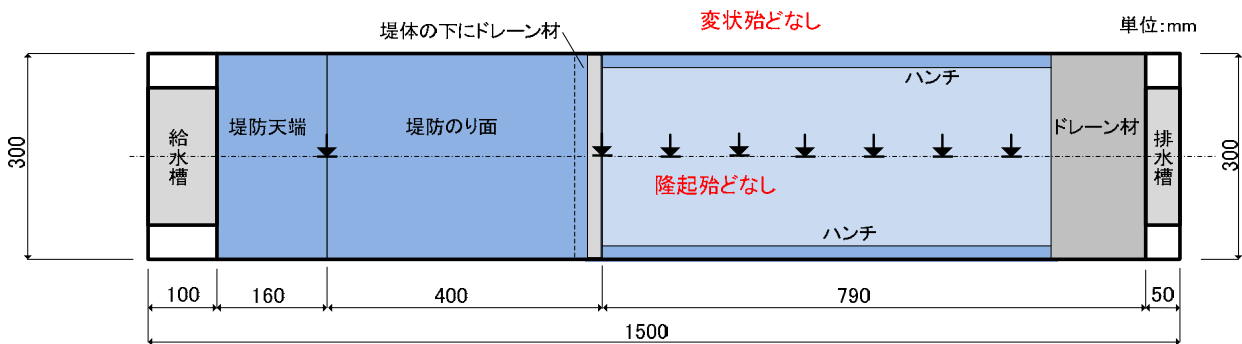
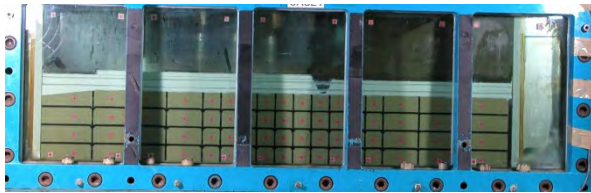
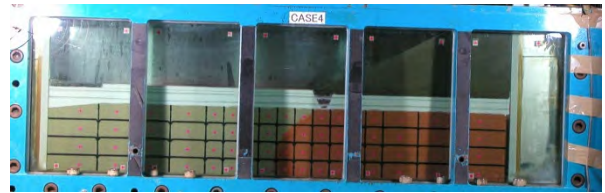


図-2.4.56 ケース10の変状発生箇所

ケース10（透水トレンチ：開口幅1.0m）の実験前後の模型形状を図-2.4.57(a)～(e)に示す。(a)、(b)では実験前後で透水層内を浸透する色水の状況がわかる。(c)では、実験前の対策工（透水トレンチ：開口幅1.0m）の平面形状を示す。(d)、(e)では実験後の平面形状と実験後の透水トレンチ断面の形状を示す。(e)では対策工から排出されていることがわかる。



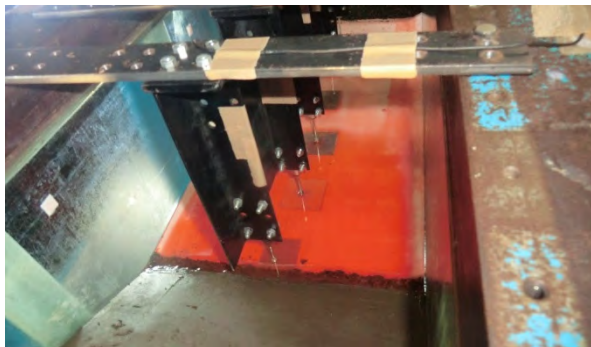
(a) 実験前の模型横断面形状



(b) 実験後の模型横断面形状



(c) 実験前の模型平面形状



(d) 実験後の模型平面形状



(e) 実験後の模型横断面形状

図-2.4.57 実験前後の模型形状

4.11 ケース 11（透水トレンチ工法：開口幅 0.05m；修復地盤）の実験結果

ケース11は、透水層に、珪砂6号（相対密度 $D_r=80\%$ ）を使用した透水層3（透水係数 $k_s=8.21 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ）を用いた場合の透水トレンチ（開口幅0.05m；修復地盤）のケースの大型遠心模型実験結果である。

4.11.1 実験の概況

ケース11は、ケース10において実施した開口幅1mのトレンチ部分をカオリン粘土で埋戻し、鉛直方向に5cm（実寸1mm）の碎石層を設けて、開口幅が狭い場合の状況を確認しようとしたものである。対策工の詳細横断面を図-2.4.58に、模型の修復状況図-2.4.59に示す。

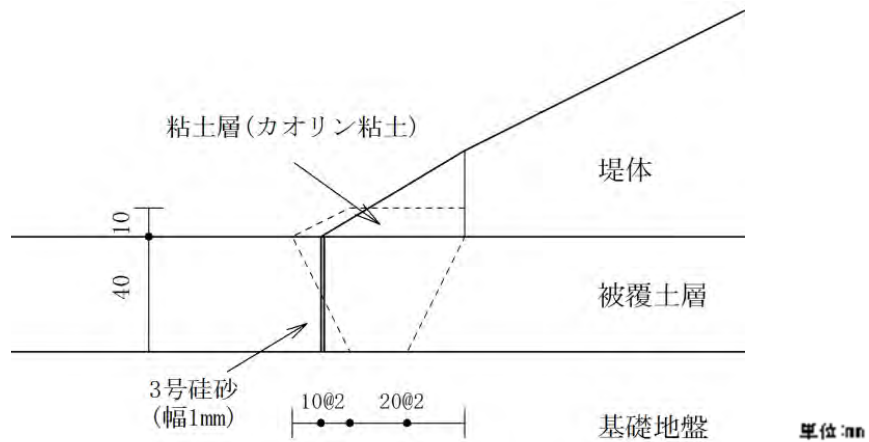


図-2.4.58 対策工の詳細横断面図

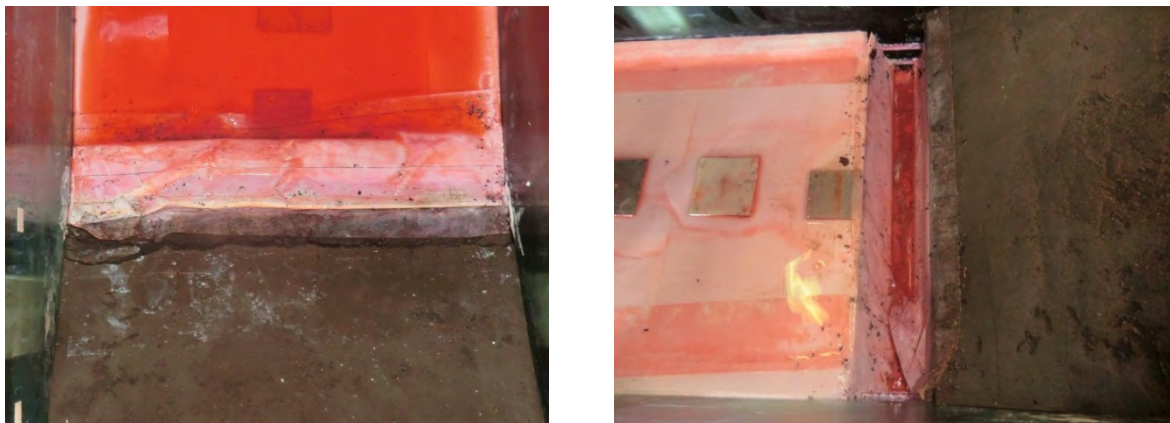


図-2.4.59 模型修復状況

本ケースでは、排水口を極端に狭くした場合の排水量と水圧変化の関係の把握を目的としたが、実験時の遠心加速度を上昇した段階で、開口が埋戻し土によって閉塞した可能性があり、無対策と同様の挙動を示した。開口が閉塞した要因は、埋戻し材のカオリン粘土が軟らかい状態であったためであると考えられる。結果として、小規模な開口の影響については把握できなかったが、無対策ケースの堤内地盤の膨らみについてはデータを取得することができた。

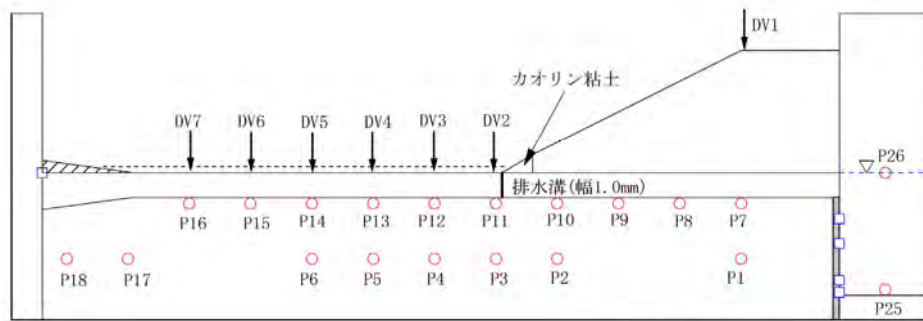
実験の結果、堤内地盤の膨れ上がりが生じており、堤内地盤に噴砂が発生している。噴砂が生じた箇所は、堤内地盤の膨らみの大きいのり尻から15m離れた位置である。本ケースでは外水位が2m程度で地表面が膨らみ始め、水位差概ね3.0mに達した。のり尻から10～15m付近で噴砂痕が確認されている。

4.11.2 計測結果

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.60に示す。給水槽の水位が上がって始めて被覆土層表面が膨らみ始めた。その後、給水槽の水位が2.8mを超え噴砂が起こった。被覆土層表面の変位が発生し始めてからは、給水槽の水位上昇速度は低下した。また、被覆土層下面の水圧は、概ね19kPaから15kPa前後まで一気に減少し噴砂が発生することで圧力解放が起こったと確認できる。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の水圧の横断分布を図-2.4.61に示す。のり尻部より15m付近の変位が大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計は概ね同じ値となっている。

対策工からの排水量の時刻歴を図-2.4.62に示す。外水位 2.8m 辺りまでは水位上昇に応じて、対策工からの排水量 (Q_{out2}) も増加するが、その後ほぼ一定となった。外水位の上昇が緩やかとなった経過時間 80 時間で噴砂が発生しており、その後は開口部 (噴砂部) より排水が行われ外水位の上昇も止まったと思われる。



基礎地盤：6号珪砂(Dr=80%)

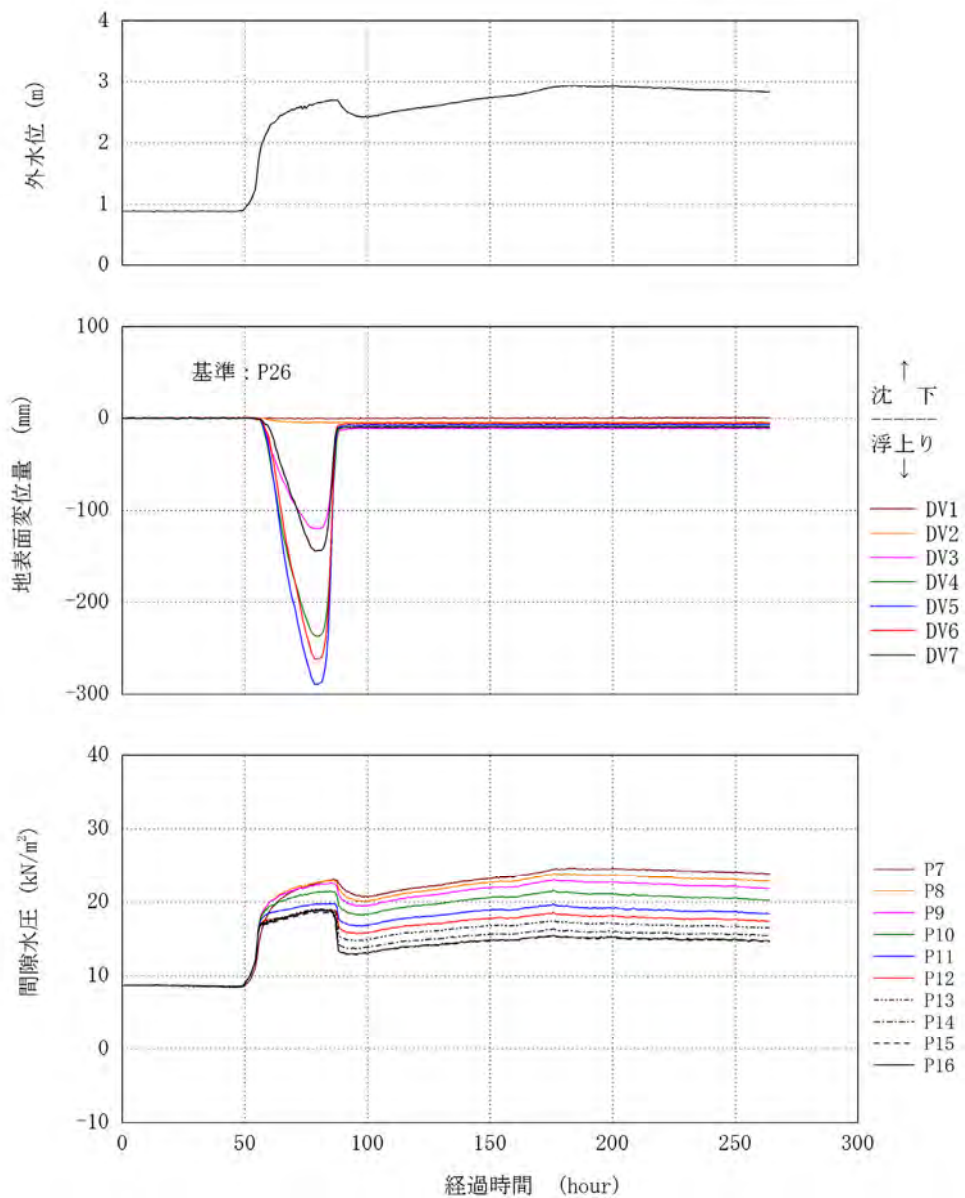


図-2.4.60 ケース11 (透水トレンチ：開口幅0.05m；修復地盤) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

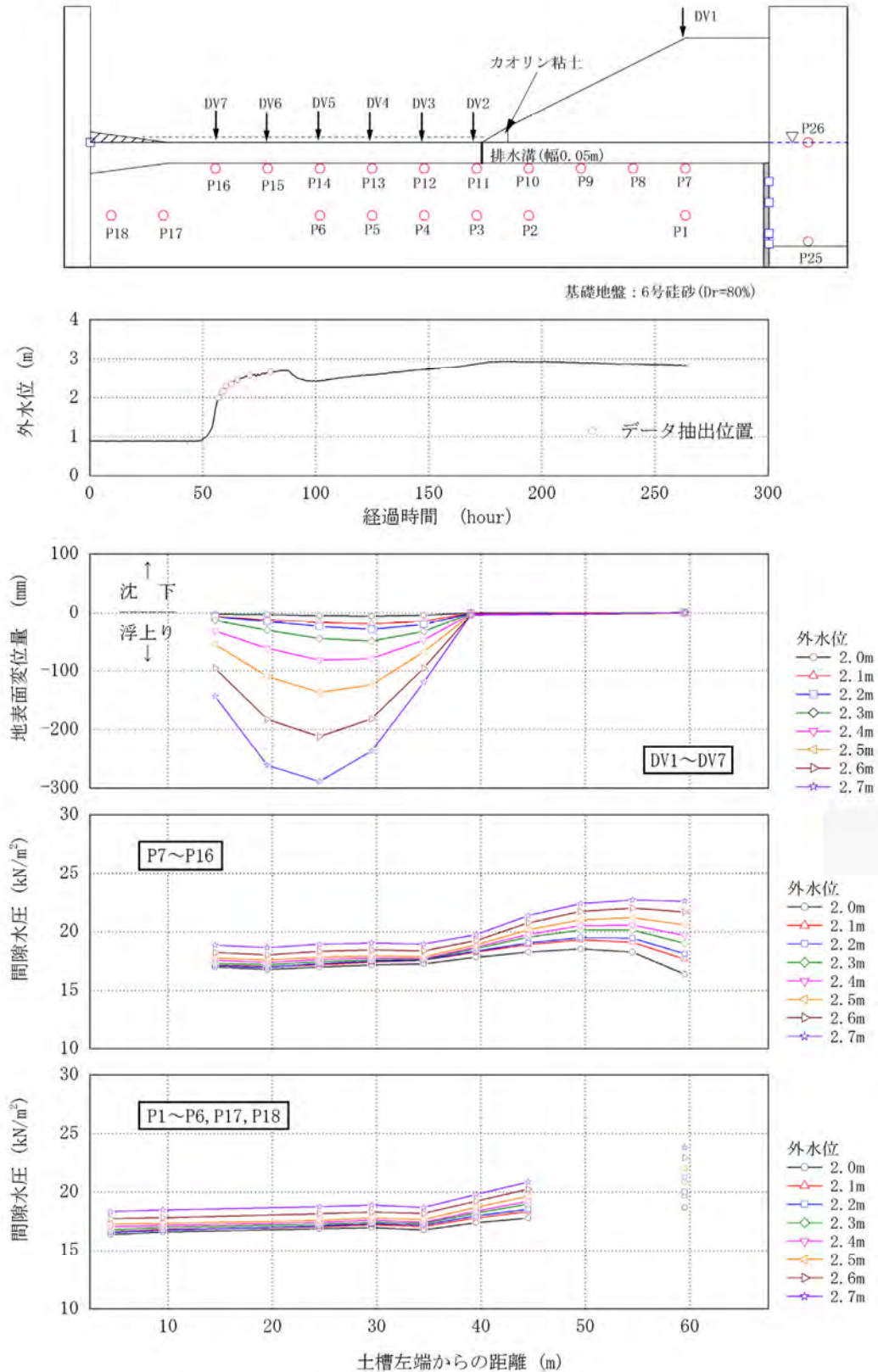


図-2.4.61 ケース11 (透水トレンチ：開口幅0.05m；修復地盤) の被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

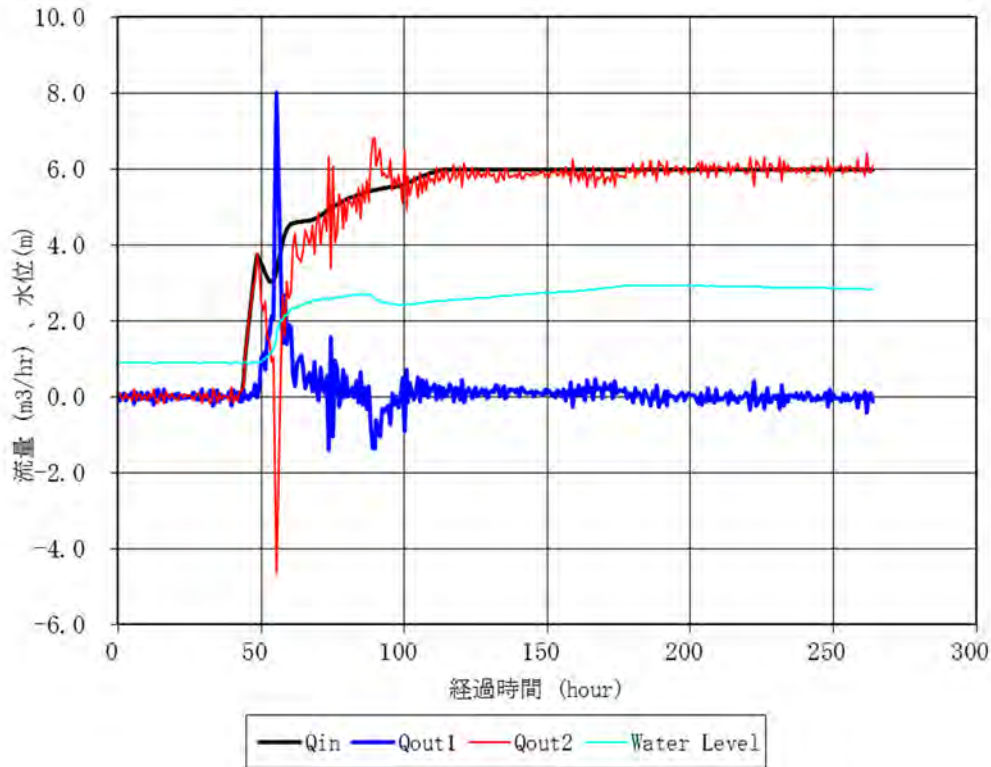


図-2.4.62 ケース 11 (透水トレンチ : 開口幅 0.05m ; 修復地盤) の排水量の時刻歴

4.11.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.63に示す。

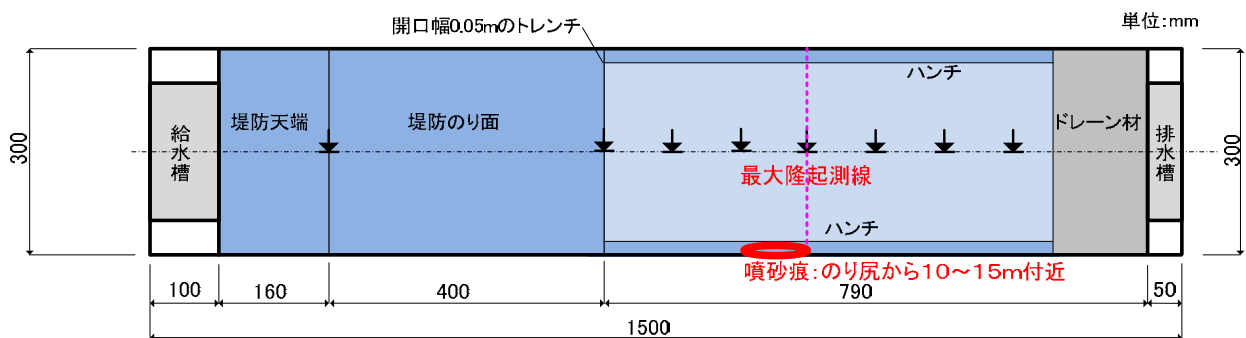


図-2.4.63 ケース11の変状発生箇所

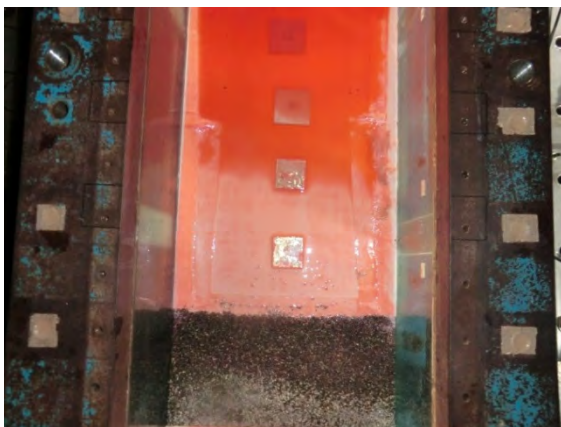
実験後の模型形状を図-2.4.64(a)～(f)に示す。本ケースでは、対策工が埋戻し土によって閉塞したことにより、無対策と同様の挙動を示した。盤膨れによる噴砂はのり尻から 15m 離れた箇所付近を中心に発生した。(b)～(d)は変状箇所の平面形状を示す。ガラス面のハンチ部分より噴砂が確認できる。また (e)、(f)では変状箇所の横断面形状を示す。(e)では、浸透水が透水層より脈状に噴出した形跡が確認できる。



(a) 実験後の模型横断面形状



(b) 変状箇所の平面形状



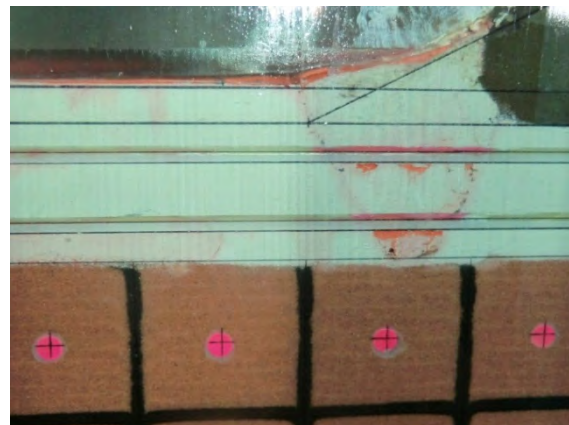
(c) 変状箇所の平面形状



(d) 変状箇所の平面形状



(e) 変状箇所の横断面形状



(f) 実験後の模型横断面形状（埋戻し部）

図-2.4.64 実験後の模型形状

4.12 ケース 12（無対策）の実験結果

ケース12は、透水層に、珪砂6号（相対密度 $D=80\%$ ）を使用した透水層3（透水係数 $k_s=8.21 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ ）を用いた場合の無対策のケースの大型遠心模型実験結果である。

4.12.1 実験の概況

ケース 12 では、ガラス面沿いの被覆土層に変状が生じて、外水位を上昇させることができなかった。これは、ガラス面沿いの止水対策が不十分であったことによるものと考えられる。

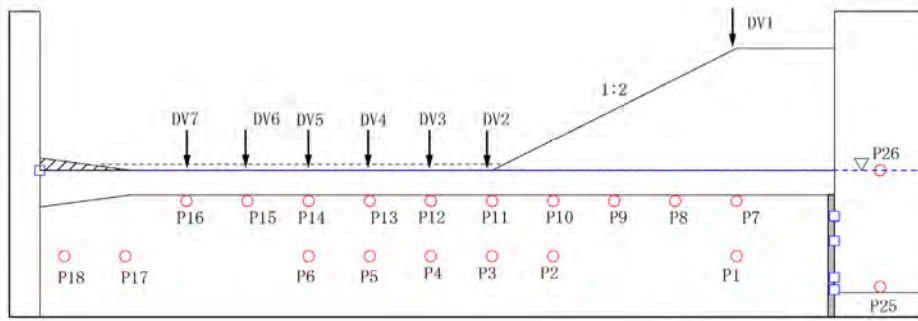
実験の結果、上記理由により外水位が上昇せず水位差1.8mに達するのに経過時間400時間程度かかっている。この経過時間400時間付近では、のり尻か5~10m離れた位置の変位量が大きくなっている。最終的に外水位は、2.0mまで達することなく、不安定な動きをとっている。

4.12.2 計測結果

外水位と被覆土層表面の鉛直変位、被覆土層下面の水圧の時刻歴を図-2.4.65に示す。前述のように給水槽の水位を上げることができず、外水位1.8m程度上昇するのに約400時間経過している。その後約600時間経過後に被覆土層表面の鉛直変位が一旦収束していることがわかる。800時間経過後、外水位が上昇し始め間隙水圧もそれに伴って上昇したが、900時間前後で外水位が低下し間隙水圧も低下した。その後給水槽の水位が1.8m前後を変動するに伴い間隙水圧も同様に变化した。

次に、被覆土層表面の鉛直変位と透水層内の間隙水圧の横断分布を図-2.4.66に示す。のり尻部より10m付近の変状が大きいことが確認できる。被覆土層直下に設置した水圧計と透水層の中央に設置した水圧計は概ね同じ値となっている。

排水量の時刻歴を図-2.4.67に示す。給水槽水位上昇がみられないため、排水量は上がっていない。経過時間800時間以降は給水槽の水位変動に伴い排水量（ Q_{out2} ）も変動している。



基礎地盤：6号珪砂(Dr=80%)

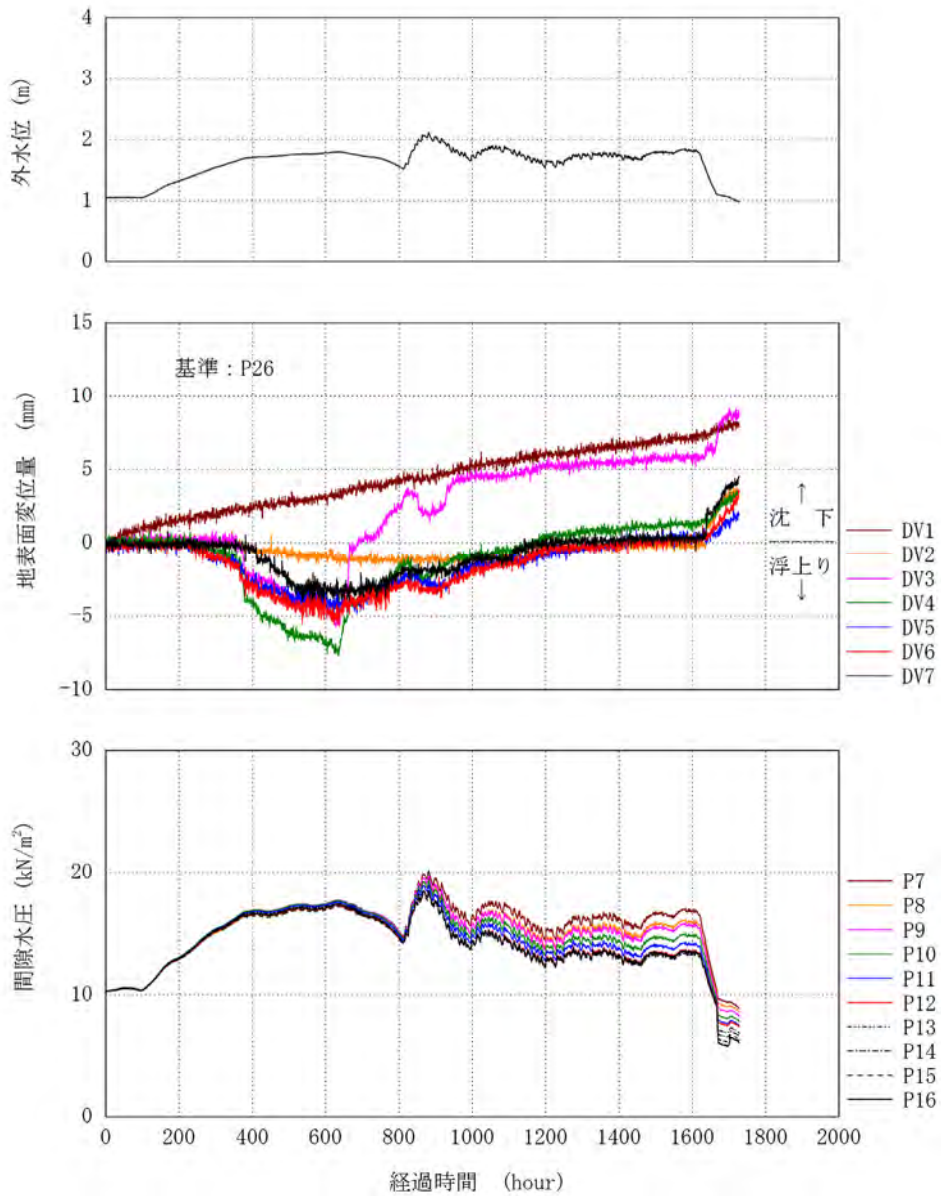


図-2.4.65 ケース12（無対策）の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の時刻歴

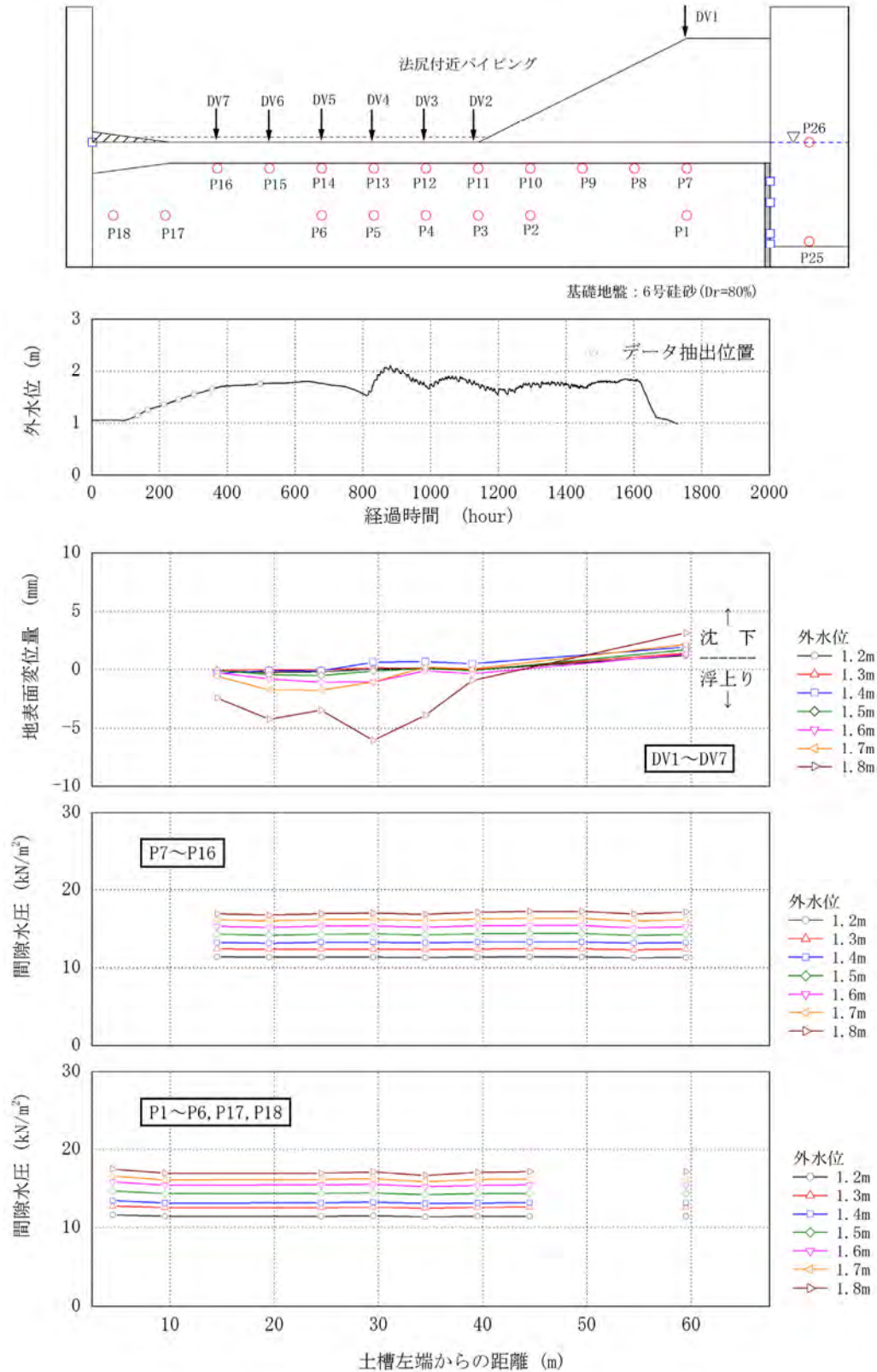


図-2.4.66 ケース12（無対策）の
被覆土層表面の鉛直変位と被覆土層下面の水圧の横断分布

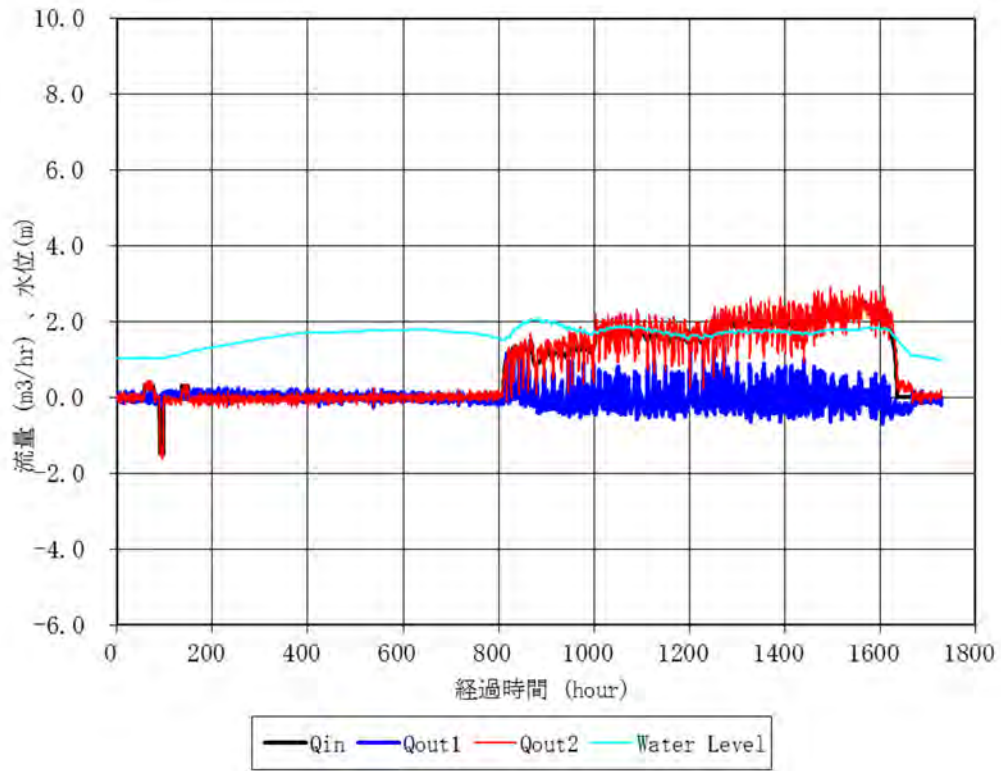


図-2.4.67 ケース12（無対策）の排水量の時刻歴

4.12.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.68に示す。

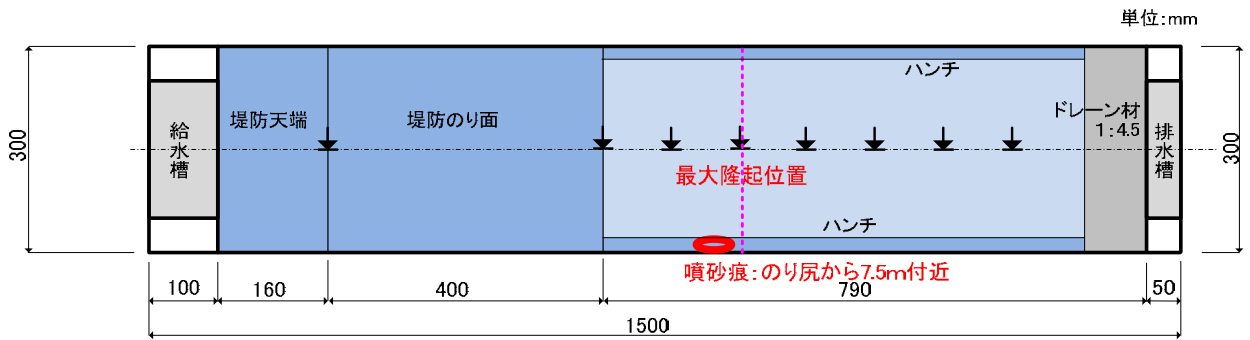
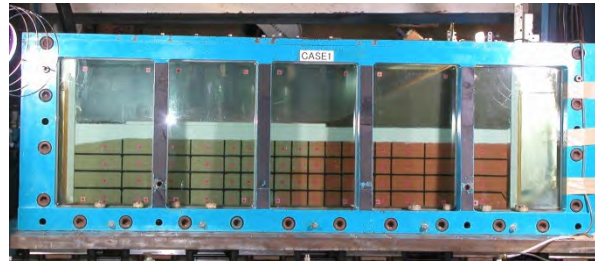


図-2.4.68 ケース12の変状発生箇所

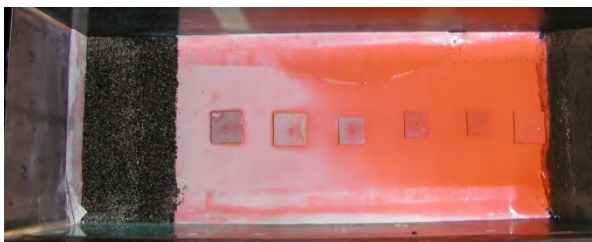
ケース12（無対策）の実験前後の模型形状を図-2.4.69(a)～(h)に示す。(a)、(b)に実験前後の模型横断面の形状を示す。赤色の色水が対策工付近まで広がっていることが確認できる。(c)～(h)に被覆土層の変状箇所の平面形状および横断面の形状を示す。



(a) 実験前の模型横断面形状



(b) 実験後の模型横断面形状



(c) 実験後の平面形状



(d) 変状箇所の平面形状



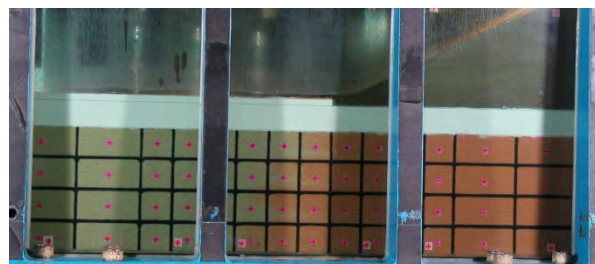
(e) 変状箇所の横断面形状（掘削）



(f) 変状箇所の横断面形状（掘削）



(g) 変状箇所の平面形状（掘削）



(h) 実験後の模型横断面形状

図-2.4.69 実験前後の模型形状

4.13 ケース 13（無対策）の実験結果

ケース13は、透水層に、珪砂6号（相対密度 $D_r=80\%$ ）を使用した透水層3（透水係数 $k_s=8.21 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ）を用いた場合の無対策のケースの大型遠心模型実験結果である。

4.13.1 実験の概況

ケース13（無対策）では、排水タンクに隣接して高さ1.50m、幅2.25mの矩形のドレーン工を設置していたため、ドレーンの荷重を受けるところと受けないところの境界で被覆土層がせん断破壊した。そのせん断面から漏水が生じた。

このためドレーン工は、せん断力が1箇所には作用しないように三角形にするなどの工夫が必要である。

4.13.2 計測結果

ケース 13 では、排水部ドレーンについての性能および実験への適応性の検証のため水圧、変位の計測を行っていない。

4.13.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.70に示す。

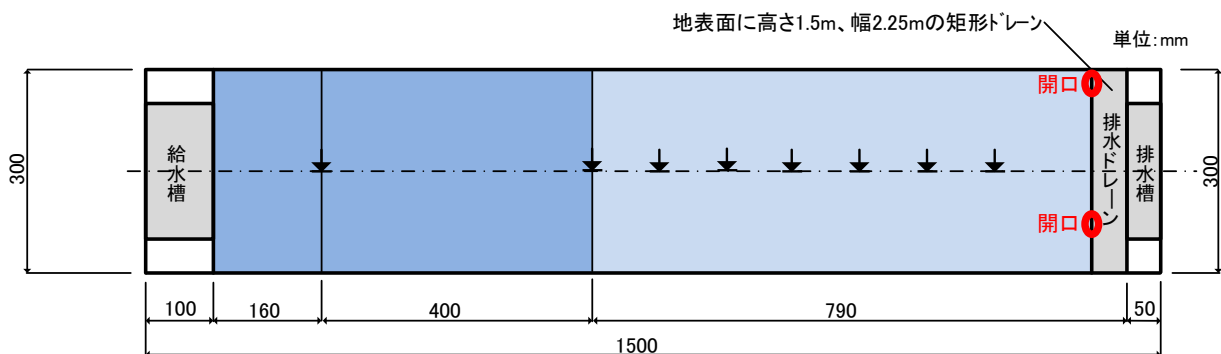
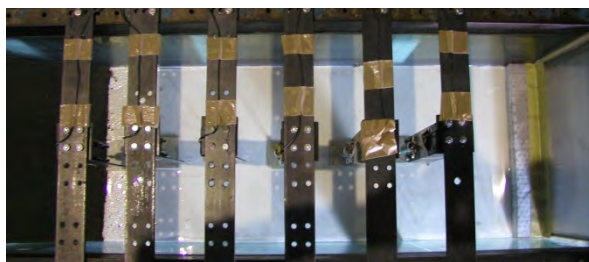


図-2.4.70 ケース13の変状発生箇所

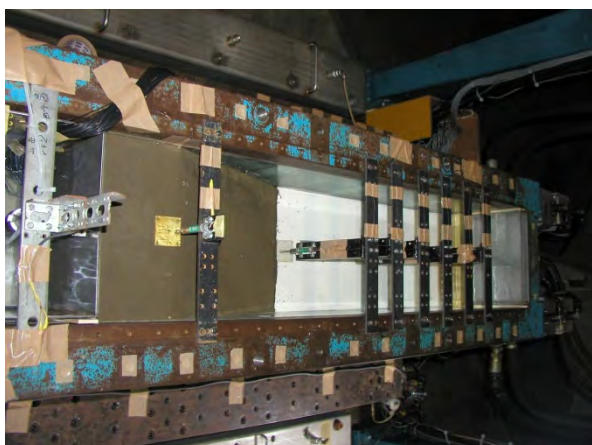
ケース13（無対策）の実験前の模型形状を図-2.4.71(a)～(e)に示す。



(a) 実験前の模型横断面形状



(b) 実験前の模型平面形状



(c) 実験前の模型平面形状



(d) 実験前のカゴ付近の横断面形状



(e) 実験前のカゴの設置状況

図-2.4.71 実験前の模型形状

実験後の模型状況を図-2.4.72 に示す。(a)～(c)の実験後の平面形状より、カゴを設置した端部で噴砂が生じており、(d)、(e)の実験後の横断面形状より横断的にもせん断による破壊が生じていることが確認できる。



(a) 実験後の模型平面形状 (カゴ撤去後)



(b) 実験後の模型平面形状 (カゴ撤去後)



(c) 実験後の模型平面形状 (カゴ撤去後)



(d) 実験後の模型横断面形状



(e) 実験後の模型横断面形状

図-2.4.72 実験後の模型形状

4.14 ケース 14（無対策；修復地盤）の実験結果

ケース14は、透水層に、珪砂6号（相対密度 $D_r=80\%$ ）を使用した透水層3（透水係数 $k_s=8.21 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ）を用いた場合の無対策（修復地盤）のケースの大型遠心模型実験結果である。

4.14.1 実験の概況

ケース 14（無対策；修復地盤）は、ケース 13（無対策）において排水タンクから 2.25m 離れた位置のドレーンの端部で破損した被覆土層を修復するとともに、ケース 13 の矩形ドレーンの代わりに、碎石を排水タンクから 4.5m 離れた位置まで 1:4.5 の緩勾配で敷いた。この結果、ケース 13 で見られたような排水タンクから 2.25m 離れた（ドレーン端部）位置での被覆土層の破壊は見られなかったものの、碎石敷設位置の端部かつ側壁のガラス面付近を中心に堤体方向へ地表にモグラの穴のような水みちが発生した。この結果から、本実験において上載荷重の勾配は 1:4.5 よりさらに緩い勾配であることが望ましいことが明らかとなった。この知見を踏まえて、前述した透水層 1 や透水層 2 を使用した実験では排水タンク付近に碎石による 7.5 割勾配（幅 7.5m、高さ 1.0m）の上載荷重がルーフィング対策として設けた。これらの実験時に排水タンク付近の被覆土層が局所的な流れにより破壊することはなかった。

4.14.2 計測結果

ケース 14 では、排水部のドレーンについて碎石を使用し、その性能および実験への適応性の検証のため水圧、変位の計測を行っていない。

4.14.3 変状箇所

実験後に確認した変状発生箇所を図-2.4.73に示す。

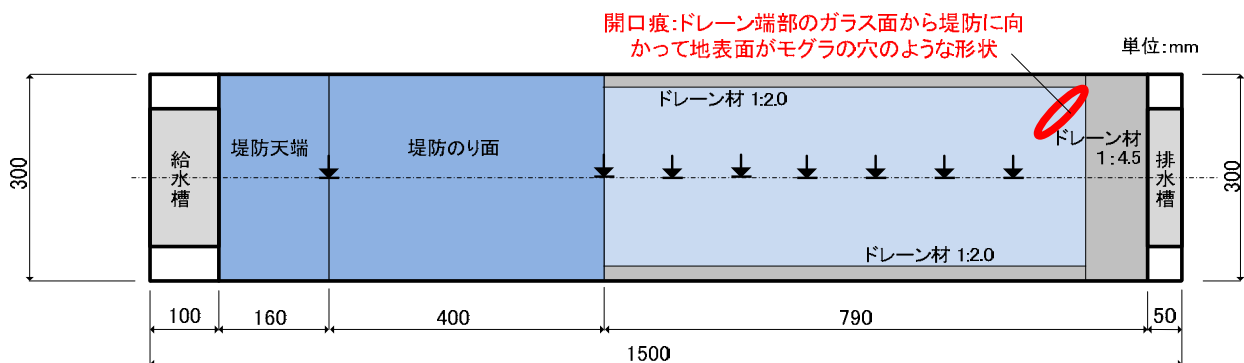


図-2.4.73 ケース14の変状発生箇所

ケース14（無対策）の実験前後の模型形状を図-2.4.74(a)～(h)に示す。

実験前の模型平面形状を写真(a)に、実験後の模型横断面の形状を(b)～(d)に示す。また(e)～(h)に実験後に確認した変状箇所の平面形状を示す。(e)～(h)より碎石敷設位置の端部かつ側壁のガラス面付近を中心に堤体方向へ地表にモグラの穴のような水みちが発生している状況がわかる。



(a) 実験前の模型平面形状



(b) 実験後の模型横断面形状



(c) 実験後の模型横断面形状

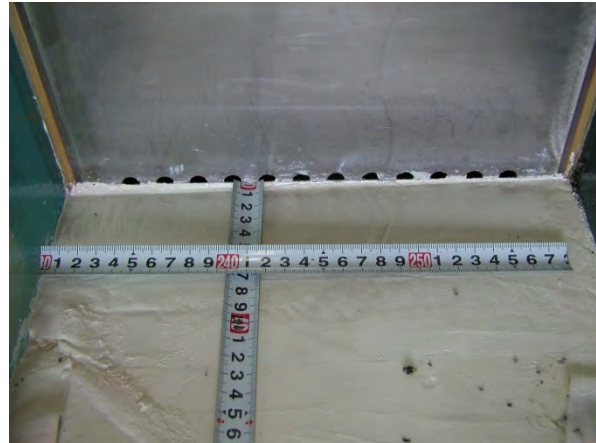


(d) 実験後の模型横断面形状

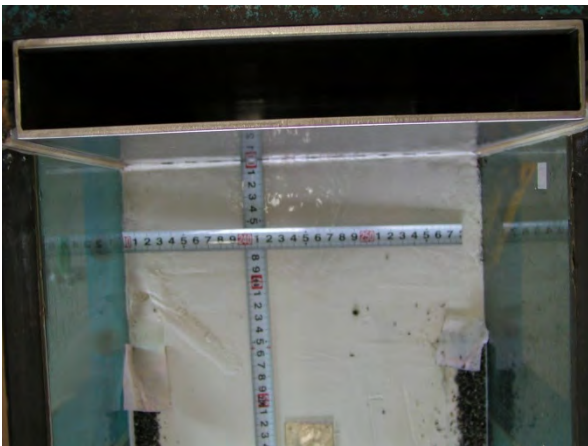
図-2.4.74 実験前後の模型形状



(e) 実験後の模型平面形状



(f) 実験後の模型平面形状



(g) 実験後の模型平面形状



(h) 実験後の模型平面形状

図-2.4.74 実験前後の模型形状

4.15 実験結果の概要

盤膨れに関する遠心模型実験として、無対策と3種類の対策（透水トレンチ、排水機能付き矢板、有孔管）を対象とし行った。また透水層は当初、 $k_s=1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 程度の透水性の高い地盤条件を想定したが、給水側の施設条件に制約があり、給水層の水位を高くすることが困難だったため、透水層の透水係数を低減することで、水位の高い場を再現した。結果として、透水層は3種類（透水層1： $k_s=9.31 \times 10^{-6} \text{m/sec}$ 、透水層2： $k_s=1.90 \times 10^{-5} \text{m/s}$ 、透水層3： $k_s=8.21 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ）の層について実験を行った。

透水層1では、全てのケースについて、外水位を被覆土層表面位置より上昇させることができた。しかし透水層2では、ケース8（有孔管：修復地盤）のみ外水位を被覆土層表面より上昇させることができたものの、ケース7（透水トレンチ 開口幅1.0m）、ケース9（無対策：修復地盤）では、外水位を上げることができなかった。透水層3では、ケース11（透水トレンチ 開口幅0.05m：修復地盤）のみ外水位を上昇させることができた。ケース10（透水トレンチ 開口幅1.0m）では、給水量が排水量を上回ることがなく外水位を上昇させることができなかった。またケース12～14は予備実験的な位置づけであり、外水位が上昇することはなかったが、ガラス面や排水槽との接面での止水対策について必要な諸元を得た。

実験の結果一覧を以下に整理する。

表-2.4.1 実験結果一覧

透水層の名称	ケース名	対策工法	実験結果			備考
			最も被覆土層が膨らんだ箇所	被覆土層の表面が変状する外水位	被覆土層の表面が変状する被覆土層下面の水圧	
透水層1 $k_s=9.31 \times 10^{-6} \text{m/sec}$	1	透水トレンチ 開口幅1.0m	のり尻から10m	概ね6.0m	概ね20kPa	
	2	透水トレンチ 開口幅1.5m	のり尻から10m	概ね7.0m	概ね20kPa	修復地盤
	3	排水機能付き矢板	のり尻から10m	概ね4.0m	概ね20kPa	
	4	無対策	のり尻から5m	概ね2.0m	概ね20kPa	修復地盤
	5	無対策	のり尻から10m	概ね3.0m	概ね20kPa	
	6	有孔管	のり尻から20m	概ね4.0m	概ね20kPa	修復地盤
透水層2 $k_s=1.90 \times 10^{-5} \text{m/sec}$	7	透水トレンチ 開口幅1.0m	変状なし	変状なし	変状なし	
	8	有孔管	のり尻から20m	概ね4.0m	概ね21kPa	修復地盤
	9	無対策	のり尻から0m	概ね3.0m	概ね18kPa	修復地盤
透水層3 $k_s=8.21 \times 10^{-5} \text{m/sec}$	10	透水トレンチ 開口幅1.0m	変状なし	変状なし	変状なし	
	11	透水トレンチ 開口幅0.05m	のり尻から15m	概ね2.0m	概ね17kPa	修復地盤
	12	無対策 排水部 1:4.5 ドレン 側部 粘土ハンチ	のり尻から10m	概ね1.8m	概ね17kPa	予備実験
	13	無対策 排水部 矩形ドレン	変状なし	変状なし	変状なし	予備実験
	14	無対策 排水部 1:4.5 ドレン 側部 1:2.0 砕石ハンチ	変状なし	変状なし	変状なし	予備実験 修復地盤

4.16 水圧と変位の関係

水圧と水位の関係について、全14ケースの内、新規作成地盤で実験を行ったケース1（透水トレンチ工法：開口幅1.0m）、ケース3（排水機能付き矢板）、ケース5（無対策）の3ケースについて整理を行う。

4.16.1 ケース1（透水トレンチ工法：開口幅1.0m）の水圧と水位の関係

ケース1（透水トレンチ）におけるのり尻付近の水圧と変位の時間変化を図-2.4.75に示す。グラフ内では外水位、のり尻から0m、5m、10m離れた位置の水圧および変位を示している。外水位は一貫して上昇し続け、168時間後には9.41m（92.3kPa）に到達している。水圧は水位上昇前まで外水位と同一であり、約53時間後の20kPa程度（外水位約55kPa）までは外水位の上昇に比例して増加するが、その後、ほぼ横這いである。変位は水圧が横這いになる約53時間後から上昇し始めている。外水位は増加し続け、変位も同様に増加の傾向が続いている。変位の最大は8.4cmで、のり尻から10m離れた位置の110時間後である。

変位が最大値を記録後、低減することは、漏水により生じているものと考えられる。

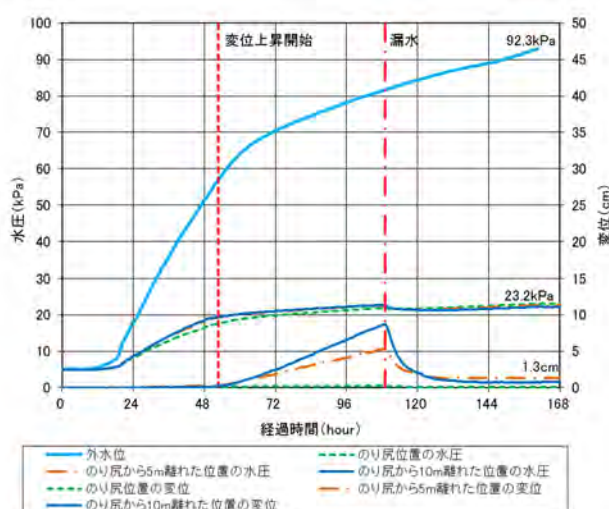


図-2.4.75 のり尻付近の水圧と変位の時間変化（ケース1：透水トレンチ）

図-2.4.76に透水トレンチケースののり尻からの距離と水圧・変位の関係を水位ごと（0.5m、5.5m、7.0m、7.5m、8.0m）に示す。図の上半分は変位、下半分は水圧である。外水位5.5mに対する変位は小さいが、その後、徐々に変位が大きくなり、外水位8.0mで漏水に至っている。水圧の横断分布をみると、どの段階の外水位においても最も低くなっているのは、対策工があるのり尻部分である。

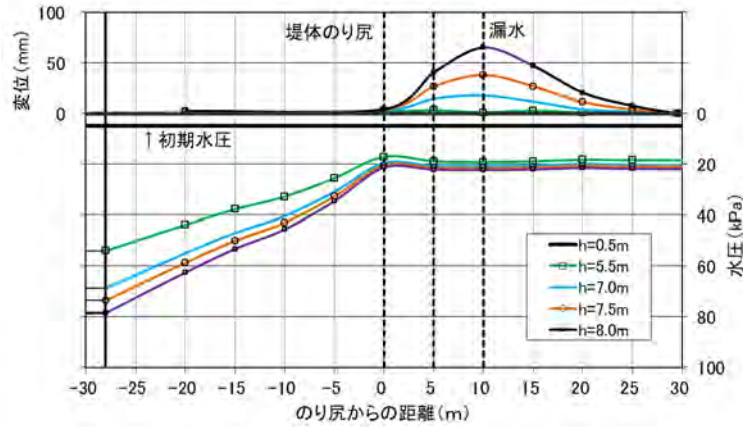


図-2.4.76 のり尻からの距離と水圧・変位の関係（ケース1：透水トレンチ）

4.16.2 ケース3（排水機能付き矢板）の水圧と水位の関係

ケース3（排水機能付き矢板）ののり尻付近の水圧と変位の時間変化を図-2.4.77に示す。グラフ内で外水位、水圧、変位を示している。外水位は一貫して上昇し続け、96時間後には8.47m（83.1kPa）に到達している。水圧は約36時間後の19kPa程度（外水位約40kPa）に達するまでは、外水位の上昇に概ね比例して増加する。その後、19kPa程度を超えると外水位の上昇とは連動せず、ほぼ一定である。変位は水圧が横這いになる36時間後から上昇し始めている。変位が上昇し始めるタイミングと水圧が横這いになるタイミングが概ね一致する点は、各ケース共通である。最大変位は11.7cmで、のり尻から10m離れた位置の83時間後である。

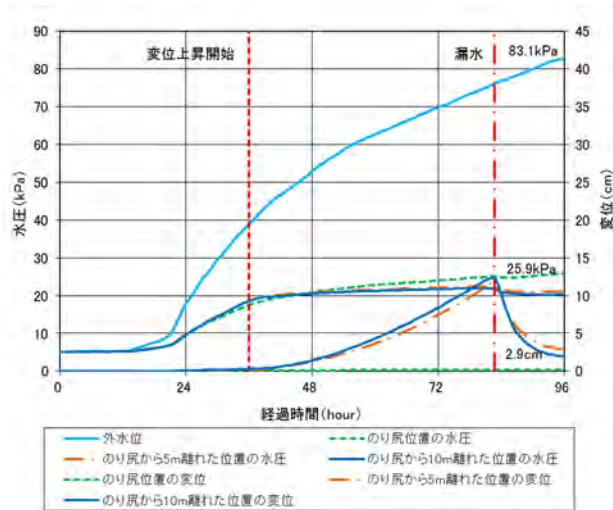


図-2.4.77 のり尻付近の水圧と変位の時間変化（ケース3：排水機能付き矢板）

図-2.4.78に排水機能付き矢板ケースののり尻からの距離と水圧・変位の関係を水位ごと（0.5m、4.5m、6.5m、7.0m、7.5m）に示す。外水位4.5mに対する変位は小さいが、その後、徐々に変位が大きくなり、外水位7.5mで漏水に至っている。水圧の横断分布をみると、ケース1（透水トレンチ）と同様にのり尻部で水圧が低くなっている。

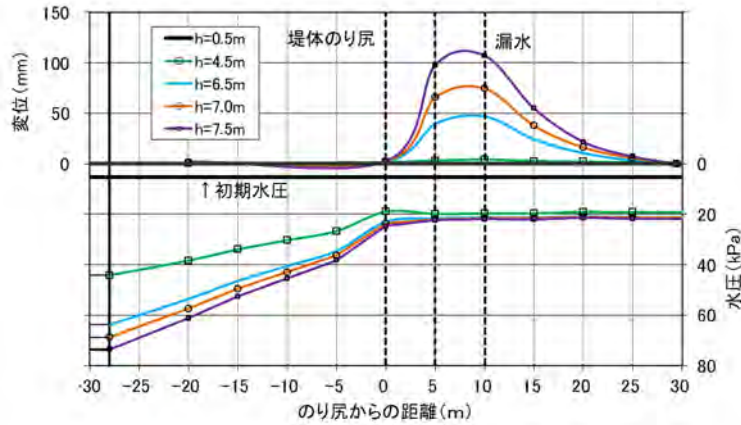


図-2.4.78 のり尻からの距離と水圧・変位の関係（ケース3：排水機能付き矢板）

4.16.3 ケース5（無対策）の水圧と水位の関係

ケース5（無対策）におけるのり尻付近の水圧と変位の時間変化を図-2.4.79に示す。グラフ内で外水位、水圧、変位を示している。外水位は一貫して上昇し続け、96時間後には7.95m（78.0kPa）に到達している。水圧は約24時間後の20kPa程度（外水位約25kPa）に達するまでは、外水位の上昇に伴い徐々に上昇している。その後、20kPa程度を超えると外水位の上昇とは連動せず、ほぼ一定である。変位は、堤内地盤の水圧が概ね20kPaに達して増加が少なくなった24時間後以降から上昇し始めている。変位が上昇し始めるタイミングと水圧が横這いになるタイミングが概ね一致する点は、各ケース共通である。最大変位は19.2cmで、のり尻から10m離れた位置の70時間後である。

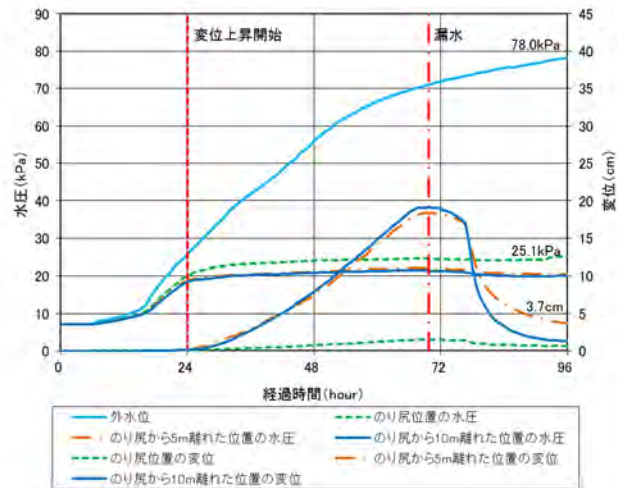


図-2.4.79 のり尻付近の水圧と変位の時間変化（ケース5：無対策）

図-2.4.80に無対策ケースののり尻からの距離と水圧・変位の関係（横断分布）を水位ごと（0.7m、3.0m、4.0m、6.0m、7.0m、7.3m）に示す。外水位3mに対する変位は小さいが、その後、徐々に変位が大きくなり、外水位7.3mで漏水に至っている。一方、この段階の水圧は外水位の上昇とは関連せず微増が続いている。

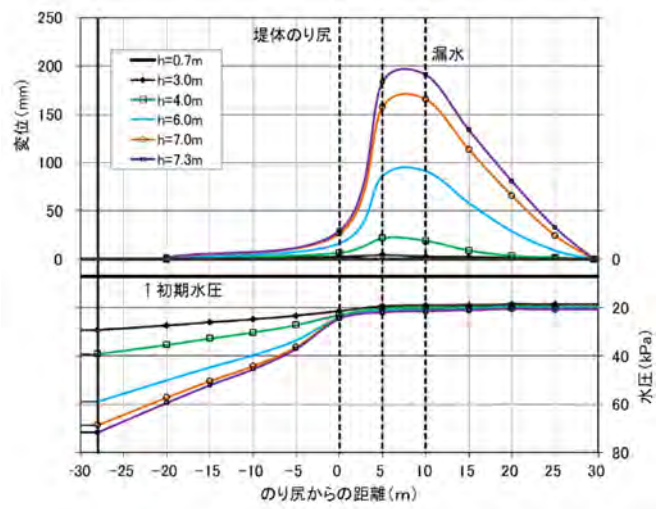


図-2.4.80 のり尻からの距離と水圧・変位の関係（ケース5：無対策）

4.17 被覆土層の耐揚圧力

ケース1（透水トレンチ工法：開口幅1.0m）、ケース3（排水機能付き矢板）、ケース5（無対策）の3ケースより得られる外水位と水圧の関係を図-2.4.81に整理する。外水位は給水槽水位であり、水圧は各ケースで最も被覆土層の変位が大きくなったのり尻から10m離れた位置における被覆土層下面の水圧である。グラフ内の補助線は水圧と水位が同一の関係を示している。

外水位に対する水圧の勾配は透水トレンチのケースが最も緩く、無対策が最も急である。対策工を施した場合に勾配が緩くなる要因は、対策工自体から水が抜けることで、水圧が上がりにくくなるためと考えられる。

どのケースも水圧が19kPaを上回るまでは、水圧は外水位に対して比例している。一方、水圧が19kPaを上回るとどのケースも折れ点が生じ、その後、勾配が緩やかになっている。この折れ点は被覆土層が膨らみ出す水圧と対応している。

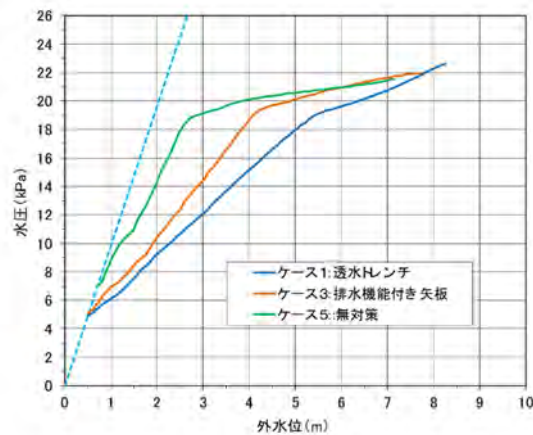


図-2.4.81 ケース1, 3, 5の外水位と水圧の関係

図-2.4.82にケース1, 3, 5の水圧と変位の関係を示す。水圧はのり尻から10m離れた位置における被覆土層下面の水圧、変位はのり尻から10m離れた位置における被覆土層表面の変位である。どのケースも水圧が19kPaを上回るまでは変位が小さいが、約19kPaで勾配の折れ点が生じるものと同様の傾向がある。

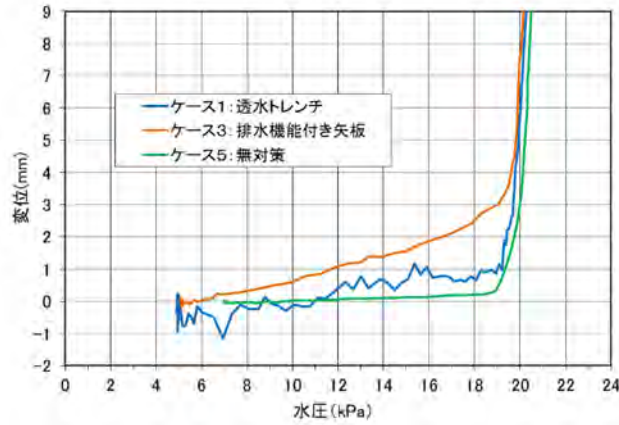


図-2.4.82 ケース1, 3, 5の水圧と変位の関係

河川堤防の基礎地盤の盤膨れに対する安全性は、『河川堤防の構造検討の手引き』⁵⁾の式(1)に示される被覆土層の重量と被覆土層底面に作用する揚圧力の比で照査されている。

$$G/W = (\rho_t \cdot H) / (\rho_w \cdot P) > 1.0 \quad (1)$$

ここに、 G : 被覆土層の重量 (kN/m^2),

W : 被覆土層底面に作用する揚圧力 (kN/m^2),

ρ_t : 被覆土層の密度 (kN/m^3),

H : 被覆土層の厚さ (m),

ρ_w : 水の密度 (kN/m^3),

P : 被覆土層底面の圧力水頭 (全水頭と位置水頭の差) (m)

今回の実験では、厚さ2mの被覆土層であるカオリン粘土の自重は概ね 33kN/m^2 である。被覆土層底面に作用する揚圧力が 39kN/m^2 で G/W が0.85以下になると地表面に膨らみが生じた。

4.18 対策工の水圧低減効果

対策工の水圧低減効果としてケース1（透水トレンチ工法：開口幅1.0m）、ケース3（排水機能付き矢板）、ケース5（無対策）について外水位2m、4m、7mに対する水位と変位の関係を整理する。

外水位2mに対するのり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-2.4.83に示す。3ケースとも外水位2mに対する変位は殆ど生じていない。

無対策のケースでは、のり尻位置では水圧が15.4kPa、のり尻から25m離れた位置では水圧が13.1kPaであり、堤防から離れるに従って徐々に水圧が小さくなっている。

一方、対策工を施したケースについては、対策工を設置したのり尻位置の水圧が最も小さくなっている。ケース1（透水トレンチ）では8.9kPa、ケース3（排水機能付き矢板）では10.7kPaであり、それぞれ同位置の無対策の水圧と比較して、58%、69%となっている。

また、外水位2mに対する対策工の効果は、のり尻から堤内地側に圧力低減が確認できた。のり尻から25m離れた位置の水圧はケース1が9.0kPa、ケース3が9.8kPaとそれぞれ無対策と比較して69%、75%に低減されている。

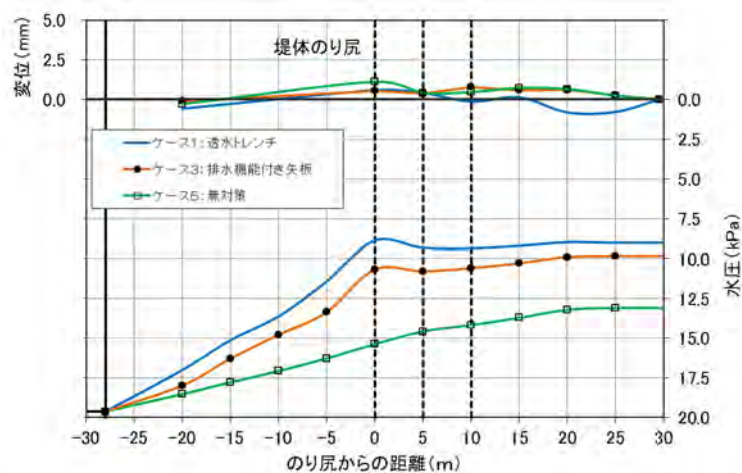


図-2.4.83 のり尻からの距離と水圧・変位の関係（外水位2m時点）

次に、外水位4mに対するのり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-2.4.84に示す。変位について、無対策のケースでは、地盤の膨らみが顕著であり、のり尻から5m、10m離れた位置で、22.1mm、19.1mmの変位量となっている。これに対して、対策工を施したケースの変位量は3mm以下に収まっている。

無対策のケースでは、のり尻から0m、25m離れた位置の水圧が23.0kPa、19.7kPaであり、堤防から離れるに従って徐々に水圧が小さくなっている。

ケース1（透水トレンチ）では、のり尻から0m、25m離れた位置の水圧が13.7kPa、14.4kPaとそれぞれ無対策と比較して59%、73%に低減されている。

一方、ケース3（排水機能付き矢板）では、のり尻から0m、5m、10m離れた位置の水圧が19.0kPa、16.9kPa、19.2kPaとそれぞれ無対策と比較して83%、83%、95%に低減されている。

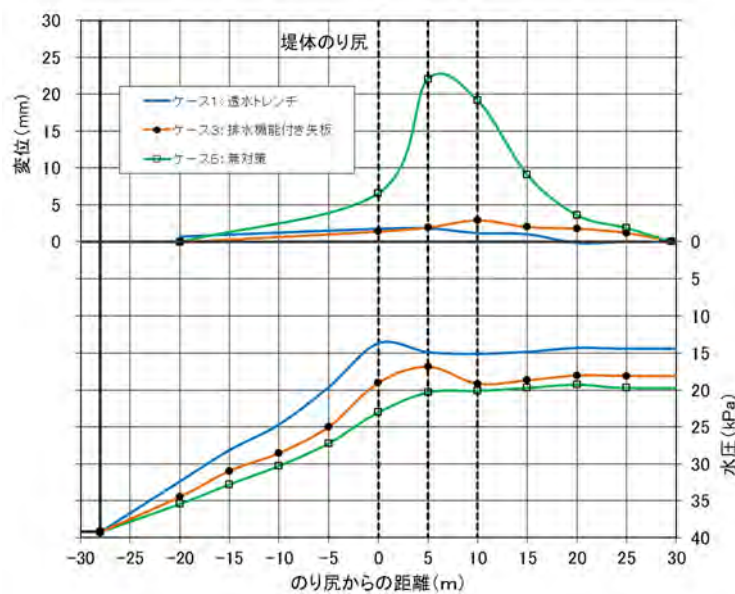


図-2.4.84 のり尻からの距離と水圧・変位の関係（外水位4m時点）

更に水位が上昇した、外水位7mに対するのり尻からの距離と水圧・変位の関係を図-2.4.85に示す。変位量は、ケース5（無対策）では16.6cmに到達するとともに、ケース3（排水機能付き矢板）においても7.5cmに達している。ケース1（透水トレンチ）でも変位量は1.8cmであり、膨らみつつある状況が確認できる。

ケース1（透水トレンチ）では、のり尻から10m離れた範囲では無対策よりも水圧が軽減されているものの、のり尻から10m以上離れた箇所では、概ね回復している。のり尻から0m、5m、10m、25m離れた位置の水圧は19.5kPa、20.6kPa、20.7kPa、20.2kPaとそれぞれ無対策と比較して80%、94%、97%、98%となっている。

一方、この段階では、ケース3（排水機能付き矢板）は、ケース5（無対策）とほぼ同様の水圧分布となっており、のり尻から0m、5m、10m、25m離れた位置の水圧はそれぞれ23.7kPa、22.0kPa、21.6kPa、21.4kPaで無対策と比較して97%、100%、101%、103%である。これらの実験の結果より、対策工によりそれぞれ水圧低減効果を発揮する最大水位が異なる関係が把握された。

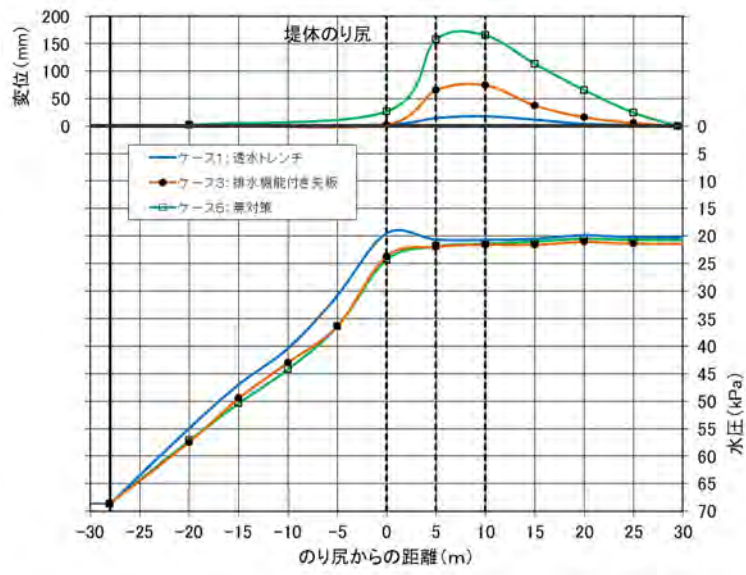


図-2.4.85 のり尻からの距離と水圧・変位の関係（外水位 7m 時点）

まとめ

河川堤防の揚圧力対策として、排水機能付き矢板、透水トレンチ（堤体外、堤体のり尻直下）の効果を大型模型浸透実験、浸透流解析および遠心模型実験により検証した。

大型模型浸透実験（堤防高さ約 1.25m）結果より、今回の実験の条件では排水機能付き矢板や透水トレンチをのり尻部に設置した場合に、のり尻付近の揚圧力が無対策の 3 割から 4 割に低減することが確認できた。無対策では、盤膨れが始まり漏水に至ったのに対して、対策工を設置した場合には、同じ外水位で比較すると揚圧力が大きくなり漏水は発生しなかった。無対策で盤膨れが始まった際の G/W の値は 0.95 であった。今回の大型模型浸透実験では、対策工を設置した場合、被覆土層に多少変位が生じたものの堤防高さが小さく十分な高さの外水位が与えられなかったために、漏水を伴う盤膨れは確認できなかった。しかし、実際には対策工の規模と堤防の大きさの組み合わせによっては、実験以上に大きな揚圧力が作用することも想定され、対策工が効果を発揮する範囲（限界）や大きな外力が作用した場合の対策工の挙動を明らかにする必要がある。

次に、対策工が効果を発揮する範囲や、それを超えた場合の不具合の有無を明らかにするために、遠心模型実験（堤防高さ 10m 相当）を実施した。今回の実験の条件においては、透水トレンチ、排水機能付き矢板、有孔管などの設置位置をのり尻部にした場合、揚圧力が無対策の 6~8 割程度に低減することを確認した。なお、G/W が 0.85 以下になると、どのケースにおいても盤膨れが始まり、以降外水位を上昇させても揚圧力は一定となった。盤膨れが始まるまでの間、全てのケースにおいて外水位と揚圧力は線形の関係で推移していることから、揚圧力が一定値に達し盤膨れが始まるまでの間、対策工の効果が発揮されるものと考えられる。しかし、一部のケースにおいては、対策工の周辺で揚圧力の上昇に伴って発生したと考えられる漏水孔が見つかった。同種の対策工を設置する際には、対策工周辺地盤に漏水が生じないように配慮する必要がある。加えて対策工を実施した場合は、適正な維持管理・点検等^{10)~11)}を行い堤体内水位等の現地観測¹²⁾を併せて実施する必要がある。

今後、堤内基盤排水工法の設計法を確立する上では、設計で想定する以上の外力が作用した場合や、実際の地盤が設計で想定した地盤と異なる場合における対策工および周辺地盤の挙動を明らかにすることが重要であると考えられる。

付 録

付録A ピットの漏水状況

1. ピットA側の漏水状況

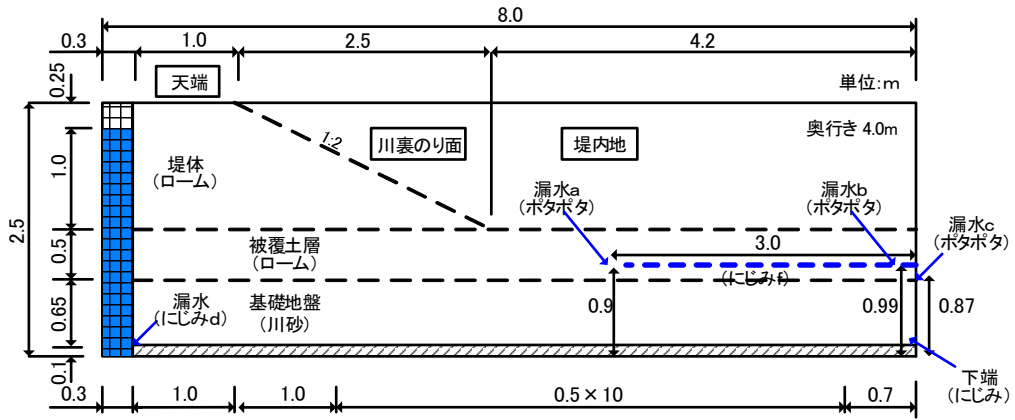


図-A.1 ピットA側の漏水状況の横断面図

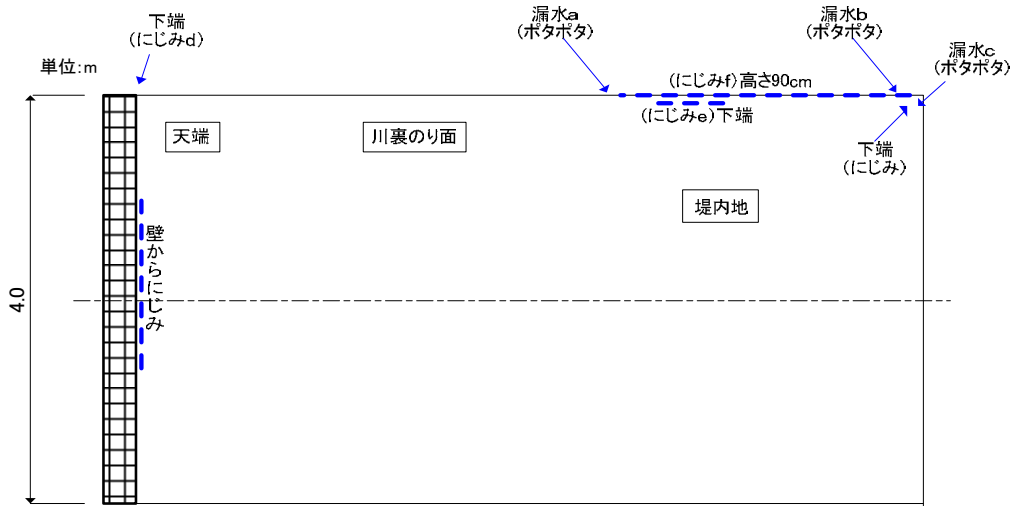


図-A.2 ピットA側の漏水状況の平面図



図-A.3 ピットA側での漏水状況写真

2. ピットC側の漏水状況

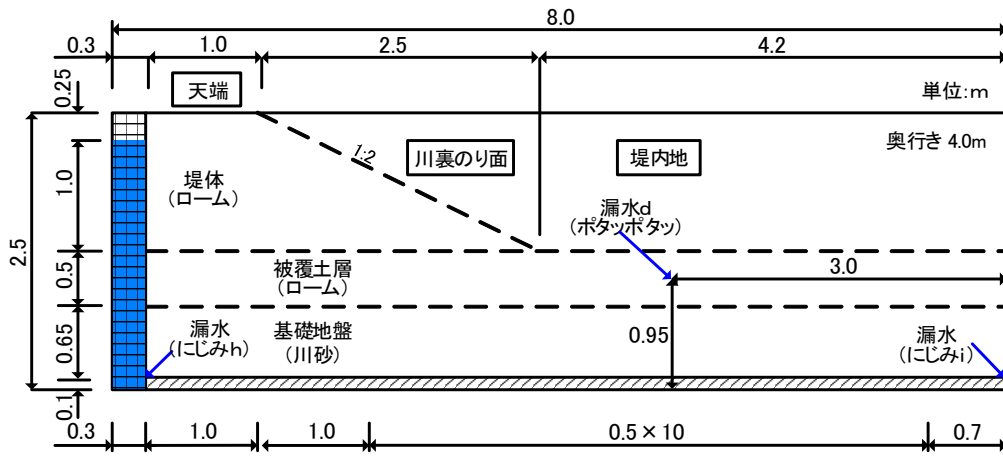


図-A.4 ピットC側の漏水状況の横断面図

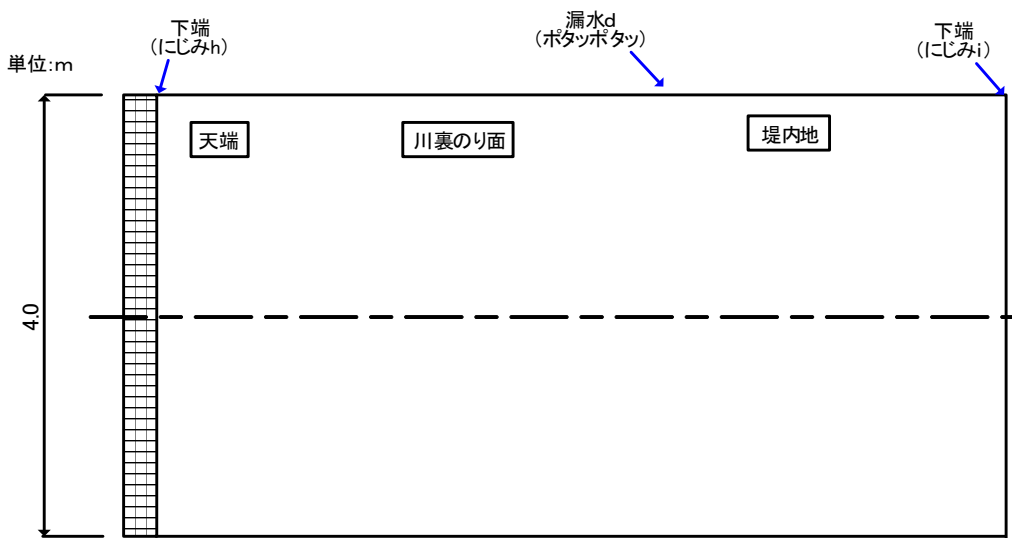


図-A.5 ピットC側の漏水状況の平面図

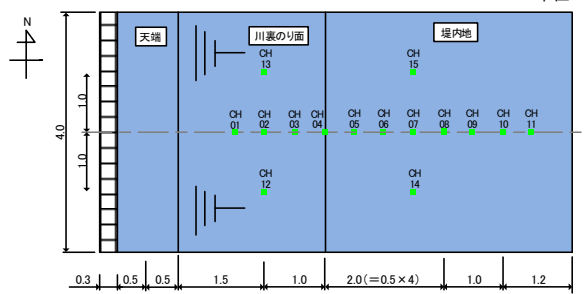


図-A.6 ピットC側での漏水状況写真

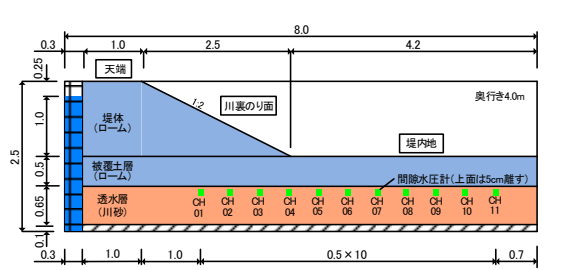
付録B 計測器一覧

1. 間隙水圧計

間隙水圧計 配置平面図



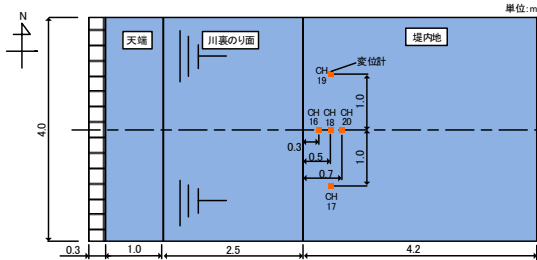
横断面



ch.	校正係数	配置	シリアルNo	製造メーカー	型番・形式	容量・規格
1	0.000484	1(模型センター、西より)	526970 017	KYOWA	P701	50kPa
2	0.000475	2(")	8B6000 020	KYOWA	P701	50kPa
3	0.000536	3(")	8B6000 018	KYOWA	P701	50kPa
4	0.000507	4(")	426460 007	KYOWA	P701	50kPa
5	0.000597	5(")	2A8260 002	KYOWA	P701	50kPa
6	0.000488	6(")	426460 001	KYOWA	P701	50kPa
7	0.000490	7(")	426460 009	KYOWA	P701	50kPa
8	0.000559	8(")	2A8260 003	KYOWA	P701	50kPa
9	0.049830	9(")	426460 004	KYOWA	P701	50kPa
10	0.000675	10(")	3B6490 002	KYOWA	P701	50kPa
11	0.000494	11(")	8B6000 003	KYOWA	P701	50kPa
12	0.000448	川裏法面中央、南	276140 004	KYOWA	P701	50kPa
13	0.000471	川裏法面中央、北	8B6000 007	KYOWA	P701	50kPa
14	0.000253	堤内地、南	SG2959	KYOWA	P701	50kPa
15	0.000477	堤内地、北	918040 009	KYOWA	P701	50kPa

2. 変位計

変位計・平面配置図



ch.	配置(堤内地)	シリアルNo	製造メーカー	型番・形式	容量・規格
16	法尻から30cm、中央	050487	東京測器	SDP-200R	100 μ/mm
17	法尻から50cm、南1m	050489	東京測器	SDP-200R	100 μ/mm
18	法尻から50cm、中央	053218	東京測器	SDP-200R	100 μ/mm
19	法尻から50cm、北1m	054501	東京測器	SDP-200R	100 μ/mm
20	法尻から70cm、中央	054504	東京測器	SDP-200R	100 μ/mm

付録C 模型製作状況

1. ケース1（無対策）の模型製作状況



(a) 基礎地盤の盛立て



(b) 基礎地盤の敷き均し



(c) 基礎地盤の敷き均し



(d) 基礎地盤の転圧



(e) 基礎地盤の側壁付近の転圧



(f) 基礎地盤内への間隙水圧計設置完了

図-C.1 ケース1 模型製作状況（その1）



(a) 被覆土層の盛立て



(b) 被覆土層の転圧



(c) 被覆土層の盛立て



(d) 被覆土層の敷き均し

図-C.2 ケース1 模型製作状況 (その2)



(a) 堤体の転圧



(b) 堤体のコア密度採取



(c) 堤体の敷き均し



(d) 堤体の転圧



(e) 堤体ののり面整形



(f) 無対策ケースの模型作製完了

図-C.3 ケース1 模型製作状況 (その3)

2. ケース2（排水機能付き矢板）の模型製作状況



(a) 矢板部掘削



(b) 掘削深さ確認



(c) 矢板設置中



(d) 水圧計取り付け



(e) 矢板周辺埋め戻し



(f) 矢板周辺表層埋め戻し



(g) 矢板設置完了



(h) 基礎地盤飽和中

図-C.4 ケース2 模型製作状況

3. ケース3（透水トレンチ・堤内側）の模型製作状況



(a) トレンチ部掘削



(b) トレンチ掘削完了



(c) 不織布設置



(d) トレンチの埋め戻し材投入



(e) 不織布巻き込み



(f) トレンチ（堤内側）設置完了

図-C.5 ケース3模型製作状況

4. ケース4 (透水トレンチ・のり尻直下) の模型製作状況



(a) トレンチ部掘削①



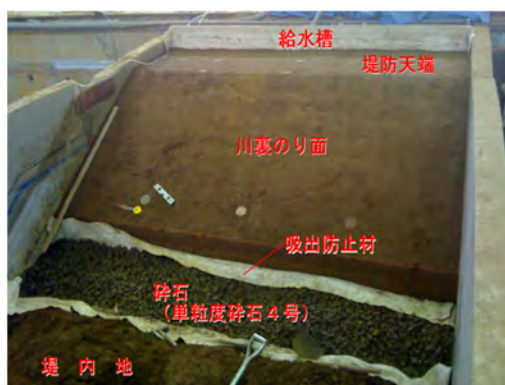
(b) トレンチ部掘削②



(c) 不織布設置



(d) 透水トレンチ材敷設



(e) 透水トレンチ設置完了



(f) 透水トレンチ設置完了

図-C.6 ケース4模型製作状況

付録D 土質試験結果

1. 物理試験結果一覧

表-D.1 物理試験結果一覧

土質材料		ローム	川砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.654	2.692
粒度構成	礫分 (%)	5.0	11.4
	砂分 (%)	11.7	87.3
	シルト・粘土分 (%)	86.3	1.3
締固め特性 (繰返し法 (A-a))	ρ_{dmax} (g/cm ³)	0.973	1.739
	w_{opt} (%)	56.0	15.4

2. 土粒子の密度試験

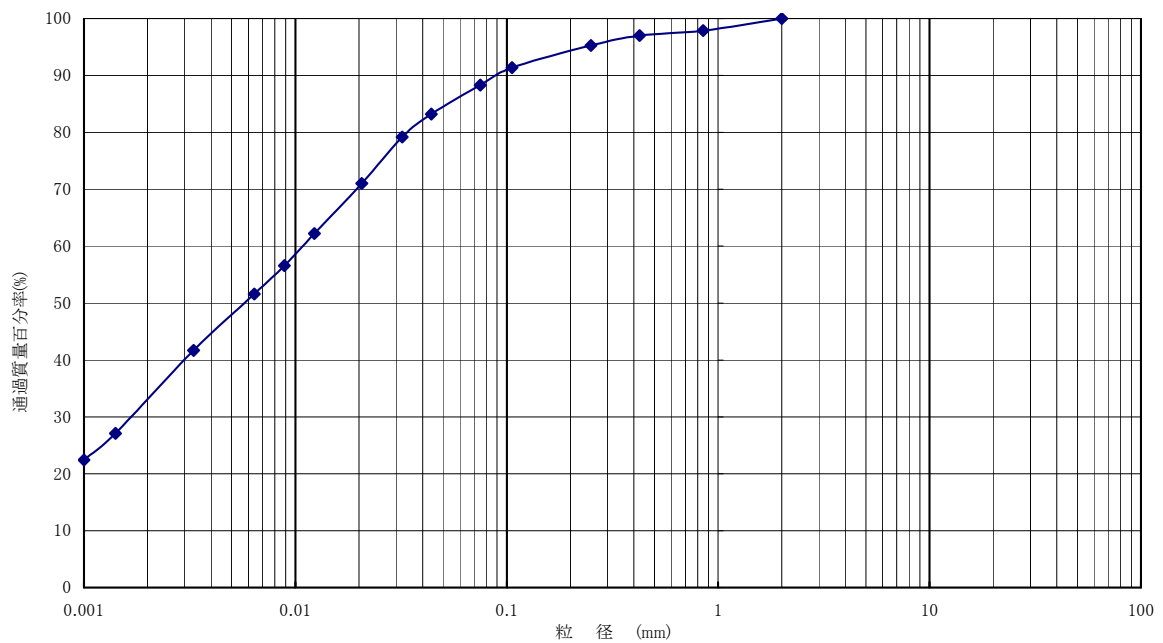
表-D.2 土粒子の密度試験結果一覧

試料番号 (深さ)		ローム			川砂		
ピクノメーター No.		21	22	90	16	52	90
ピクノメーターの質量 m_f g		49.161	49.976	42.632	40.569	45.603	42.632
(蒸留水+ピクノメーター)質量 m'_a g		150.682	154.483	145.669	143.396	146.067	145.669
m'_a をはかったときの蒸留水の温度 T' °C		15	15	15	15	15	15
T' °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T')$ g/cm ³		0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991	0.9991
(試料+蒸留水+ピクノメーター)質量 m_b g		157.733	161.724	153.855	152.491	153.621	154.460
m_b をはかったときの内容物の温度 T °C		24	24	24	25	25	25
T °Cにおける蒸留水の密度 $\rho_w(T)$ g/cm ³		0.9973	0.9973	0.9973	0.9971	0.9971	0.9971
温度 T °Cの蒸留水を満たしたときの (蒸留水+ピクノメーター)質量 m_a g		150.499	154.295	145.483	143.188	145.864	145.460
試料の 炉乾燥質量	容器 No.	21	22	90	16	52	90
	(炉乾燥試料+容器)質量 g	60.733	61.874	56.069	55.354	57.925	56.915
	容器質量 g	49.161	49.976	42.632	40.569	45.603	42.632
	m_s g	11.572	11.898	13.437	14.785	12.322	14.283
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.660	2.655	2.646	2.689	2.692	2.696
平均値 ρ_s g/cm ³		2.654			2.692		

3. 粒度試験

表-D.3 ロームの粒度試験結果

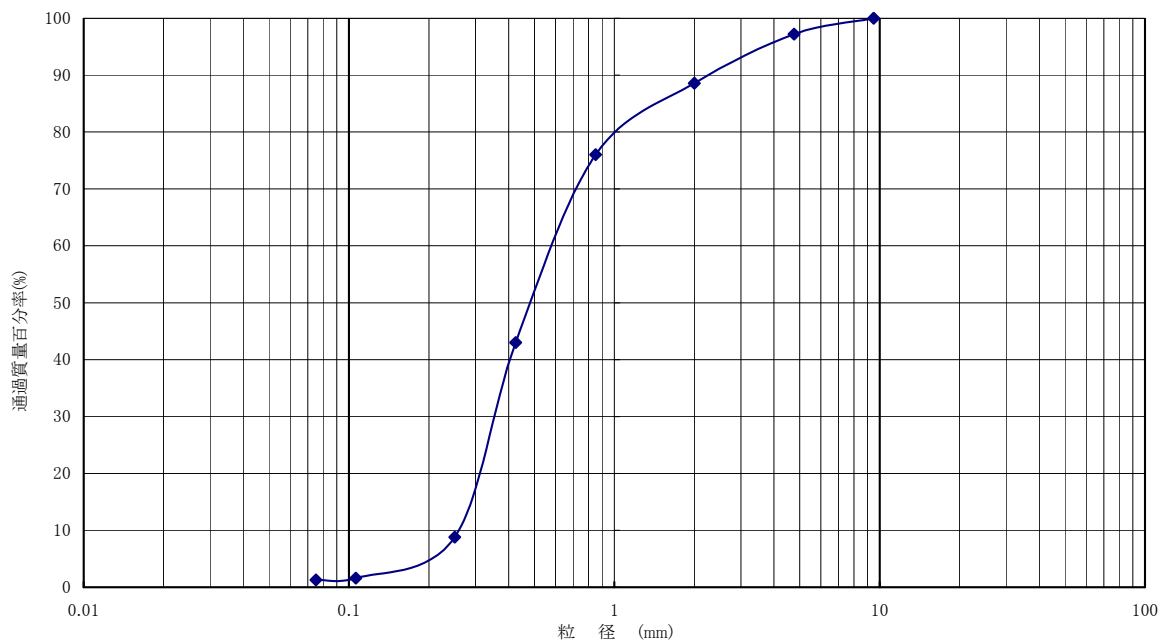
試料番号 (深さ)	ローム		試料番号		ローム	
	(m~)	(m)	(m~)	(深さ)	(m~)	(m)
ふ る い 分 析	粒径 mm	通過質量百分率%	粒径 mm	通過質量百分率%	粗礫分 %	0
	75.00		75.00		中礫分 %	0
	53.00		53.00		細礫分(4.75~2mm) %	2.0
	37.50		37.50		粗砂分(2~0.425mm) %	3.0
	26.50		26.50		細砂分(0.425~0.075mm) %	8.7
	19.00		19.00		シルト分(0.075~0.005mm) %	40.3
	9.50		9.50		粘土分(0.005mm以下) %	46.0
	4.75		4.75		2mmふるい通過質量百分率 %	100
	2.00	100.0	2.00		0.425mmふるい通過質量百分率 %	98.0
	0.85	97.9	0.85		0.075mmふるい通過質量百分率 %	92.1
	0.425	97.0	0.425			
	0.250	95.3	0.250		最大粒径 mm	2.00
	0.106	91.4	0.106		60 % 粒径 D_{60} mm	0.012
	0.075	88.3	0.075		50 % 粒径 D_{50} mm	0.0058
沈 降 分 析	0.044	83.2			30 % 粒径 D_{30} mm	0.0017
	0.032	79.2			10 % 粒径 D_{10} mm	-
	0.0206	71.0			均等係数 U_c	7.06
	0.0123	62.2			曲率係数 U_c'	1.65
	0.00889	56.6			土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.654
	0.00639	51.6			使用した分散剤	ヘキサメタリン酸ナトリウム
	0.00330	41.7			溶液濃度、溶液添加量	
	0.00141	27.1				
	0.00100	22.4				



粘 土	シ ル ト	細 砂	粗 砂	細 礫	中 礫	粗 礫
-----	-------	-----	-----	-----	-----	-----

表-D.4 川砂の粒度試験結果

試料番号 (深さ)	川 砂		川 砂		試 料 番 号 (深 さ)	川 砂	
	(m~ m)	(m~ m)	(m~ m)	(m~ m)		(m~ m)	(m~ m)
ふ る い 分 析	粒径 mm	通過質量百分率%	粒径 mm	通過質量百分率%	粗 礫 分	%	0
	75.00		75.00		中 礫 分	%	2.8
	53.00		53.00		細礫分(4.75~2mm)	%	8.6
	37.50		37.50		粗砂分(2~0.425mm)	%	45.6
	26.50		26.50		細砂分(0.425~0.075mm)	%	41.7
	19.00		19.00		シルト分(0.075~0.005mm)	%	1.3
	9.50	100.0	9.50		粘土分(0.005mm以下)	%	-
	4.75	97.2	4.75		2mmふるい通過質量百分率	%	88.6
	2.00	88.6	2.00		0.425mmふるい通過質量百分率	%	43.0
	0.85	76.0	0.85		0.075mmふるい通過質量百分率	%	1.3
	0.425	43.0	0.425				
	0.250	8.8	0.250		最大粒径	mm	9.50
	0.106	1.6	0.106		60%粒径 D_{60}	mm	0.58
	0.075	1.3	0.075		50%粒径 D_{50}	mm	0.48
沈 降 分 析					30%粒径 D_{30}	mm	0.355
					10%粒径 D_{10}	mm	0.255
					均等係数 U_c		2.24
					曲率係数 U_c'		0.87
					土粒子の密度 ρ_s	g/cm ³	2.692
					使用した分散剤 溶液濃度、溶液添加量		



0.005	0.075	0.425	2	4.75	19	75
粘 土	シ ル ト	細 砂	粗 砂	細 礫	中 礫	粗 礫

4. 突き固めによる土の締固め試験

表-D.5 ロームの突き固めによる土の締固め試験結果

試験方法		土質名称		ローム				
試料の準備方法		乾燥法, 湿潤法	ランマー質量	Kg	2.5	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.654	
試料の使用方法		繰返し法, 非繰返し法	落下高さ	cm	30	試料調整前の最大粒径	mm 2.0	
含水比	試料分取後 w_0 %		突固め回数	回/層	25	モールド	内径	cm 10.0
	乾燥処理後 w_1 %		突固め層数	層	3		高さ	cm 12.73
測定 No.	1	2	3	4	5	6	7	8
平均含水比 w %	34.0	40.0	50.6	59.2	65.3	74.0		
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	2.388	2.351	2.296	2.228	2.139	2.027		

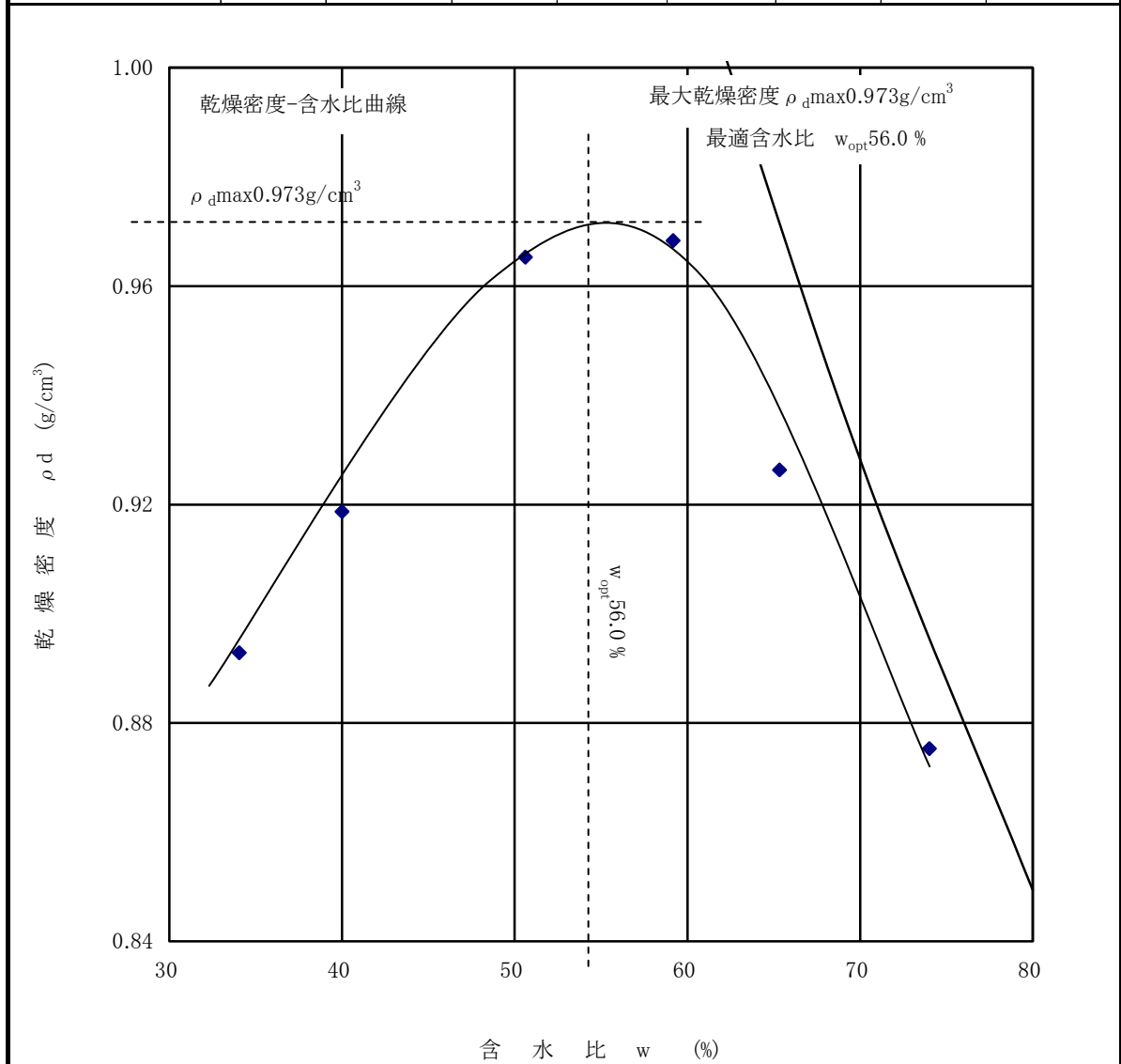
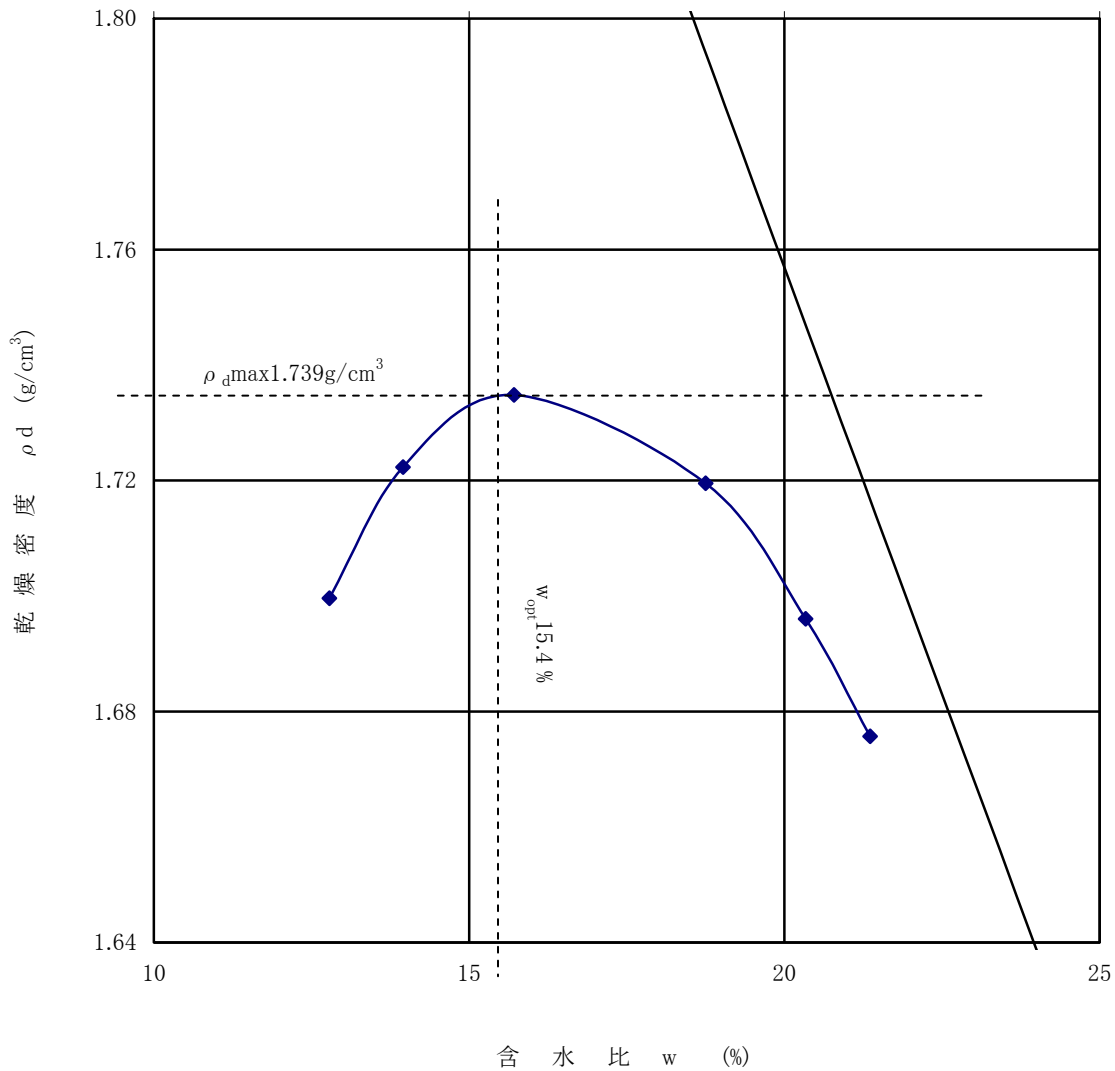


表-D.6 川砂の突き固めによる土の締固め試験結果

試験方法		土質名称		川砂				
試料の準備方法		乾燥法, 湿潤法	ランマー質量 Kg	2.5	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.692	
試料の使用方法		繰返し法, 非繰返し法	落下高さ cm	30	試料調整前の最大粒径 mm		9.5	
含水比	試料分取後 w_0 %		突固め回数 回/層	25	モールド	内径 cm	10.0	
	乾燥処理後 w_1 %		突固め層数 層	3		高さ cm	12.73	
測定 No.	1	2	3	4	5	6	7	8
平均含水比 w %	12.8	14.0	15.7	18.8	20.3	21.4		
乾燥密度 ρ_d g/cm ³	3.477	3.482	3.467	3.408	3.362	1.676		



付録E 透水試験結果

JIS A 1218 JSF T 311	土の透水試験 (定水位、変水位)				
調査件名				試験年月日	
試料番号(深さ)	川砂		試験者 片野 定男		
試料	土質名称			透容器No.	—
	最大粒径 mm			水内径 Dm cm	—
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.706		円筒長さ Lm cm	—
スタンド パイプ ¹⁾	内径 cm			筒質量 m ²⁾ g	
	断面積 a cm ²			試験用水	水道水
供試体作製、 飽和方法	水浸脱気法により、24時間以上水浸させた。				
供試体寸法	供試体No.	供試体	試験前		試験後
	直径D cm	10.00	(供試体+透水円筒)質量 ml	g	
	断面積A cm ²	78.54	供試体質量 m=m1-m2	g	1658.3
	長さL cm	12.74	湿潤密度 $\rho_t = m/V$	g/cm ³	1.658
	体積V cm ³	1000.0	乾燥密度 $\rho_d = \rho_t / (1+w/100)$	g/cm ³	1.493
			間隙比 $e = (\rho_s / \rho_d) - 1$		0.812
			飽和度 $S_r = w \rho_s / (e \rho_w)$	%	36.8
			%	76.1	
含水比	試験前		試験後		
	容器No.				
	ma g	256.8		2290.0	
	mb g	238.6		1933.4	
	mc g	73.7		495.8	
	w, wf %	11.0		24.8	
		11.0		24.8	
測定No.		1	2	3	4
測定開始時刻	t ₁				
測定終了時刻	t ₂				
測定時間	t ₂ -t ₁ s	180	300	150	
定水位差	h cm	4.9	4.9	4.9	
透水水量	Q cm ³	199.5	316.1	154.9	
位	T°Cに対する透水係数k _T ⁴⁾ cm/s	3.67E-02	3.49E-02	3.42E-02	
変	時刻t ₁ における水位差 cm				
水	時刻t ₂ における水位差 cm				
位	T°Cに対する透水係数 cm/s				
測定時の水温	°C	17.0	17.0	17.0	
温度補正係数 $\eta T / \eta_{15}$		0.950	0.950	0.950	
15°Cに対する透水係数	cm/s	3.49E-02	3.32E-02	3.25E-02	
代表値	cm/s	3.35E-02			

特記事項

試験後の密度測定は、供試体脱型の際に脱水及び試料の損失が生じる
為に、値はかなりの誤差を含む。

JIS A 1218 JSF T 311	土の透水試験 (定水位、変水位)
-------------------------	------------------

調査件名 _____ 試験年月日 _____

試料番号(深さ) _____ ローム _____ 試験者 片野 定男

試料	土質名称		透	容器 No.	—
	最大粒径	mm	水	内径 Dm cm	10.00
料	土粒子の密度 ρ_s	g/cm^3	円	長さ Lm cm	12.74
	2.702		筒	質量 $m_2^{2)}$ g	—
スタンド	内径	cm			
パイプ ¹⁾	断面積 a	cm^2			
	3.75				
	11.045		試験用水		水道水

供試体作製、水浸脱気法により、24時間以上水浸させた。

飽和方法

供試体寸法	供試体No.	1	供試体の状態	試験前	試験後 ³⁾	
	直径D cm	10.00		(供試体+透水円筒)質量 m1 g		
	断面積A cm^2	78.54		供試体質量 $m=m_1-m_2$ g	1313.0	1431.2
	長さL cm	12.74		湿潤密度 $\rho_t=m/V$ g/cm^3	1.313	1.431
	体積V cm^3	1000.0		乾燥密度 $\rho_d=\rho_t/(1+w/100)$ g/cm^3	0.769	0.767
				間隙比 $e=(\rho_s/\rho_d)-1$	2.514	2.521
				飽和度 $S_r=w\rho_s/(e\rho_w)$ %	76.1	92.7

含水比	試験前			試験後 ³⁾		
	容器No.					
	ma g	332.2		2166.1		
	mb g	223.2		1502.3		
	mc g	69.2		734.9		
	w, wf %	70.8		86.5		
平均値 %	70.8			86.5		

測定 No.		1	2	3	4	5
測定開始時刻	t_1					
測定終了時刻	t_2					
測定時間	t_2-t_1 s	420	1200	1260		
定水位差	h cm					
透水水量	Q cm^3					
位	T°Cに対する透水係数 $k_T^{4)}$ cm/s					
変	時刻 t_1 における水頭 cm	81.5	76.1	63.3		
水	時刻 t_2 における水頭 cm	76.1	63.3	57.4		
位	T°Cに対する透水係数 cm/s	2.92E-04	2.75E-04	1.39E-04		
測定時の水温	°C	23	23	23		
温度補正係数	η_T/η_{15}	0.819	0.819	0.819		
15°Cに対する透水係数	cm/s	2.39E-04	2.25E-04	1.14E-04		
代表値	cm/s	1.93E-04				

特記事項

試験後の試料の撤去時に脱水が生じる為に、値に誤差を含む。

付録F 実験状況写真

1. ケース1（無対策）の実験状況写真



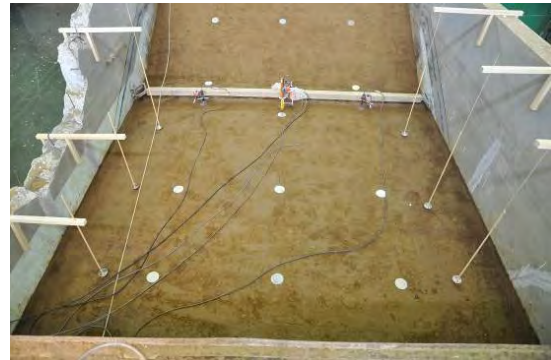
(a) 10/08/02 9:30の模型形状



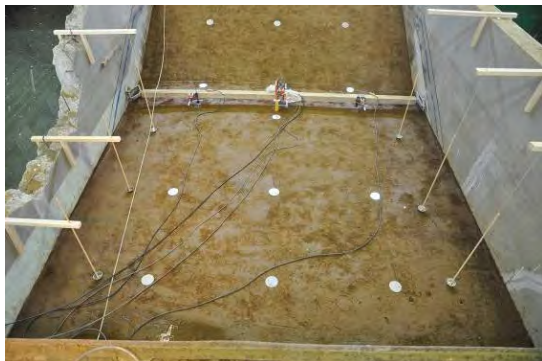
(b) 10/08/02 10:00の模型形状



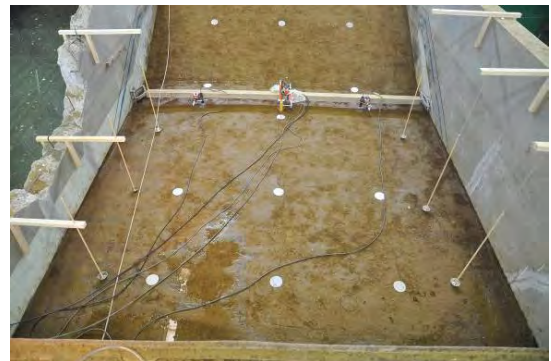
(c) 10/08/02 10:30の模型形状



(d) 10/08/02 11:00の模型形状

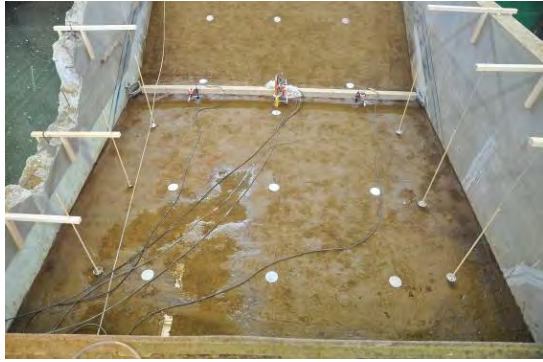


(e) 10/08/02 11:30の模型形状

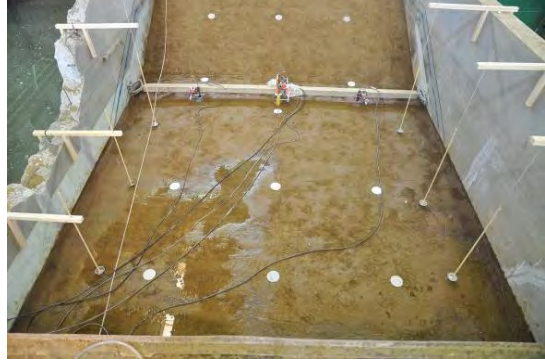


(f) 10/08/02 12:00の模型形状

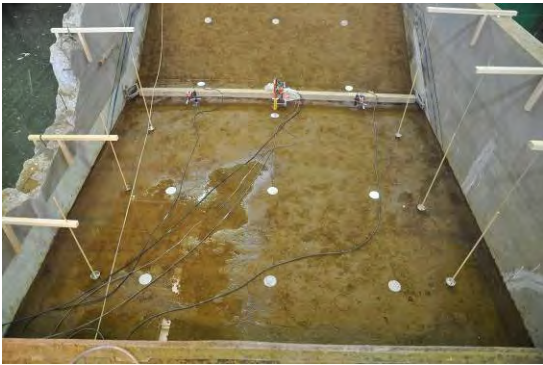
図-F.1 ケース1実験状況（その1）



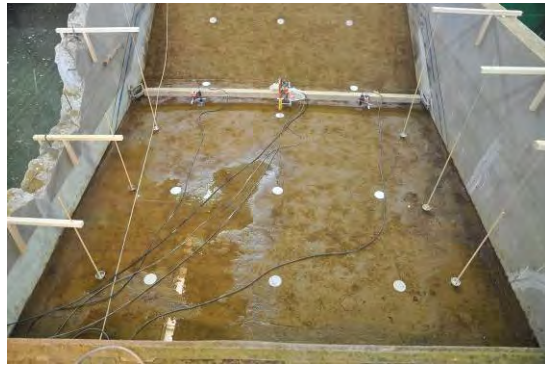
(a) 10/08/02 12:30の模型形状



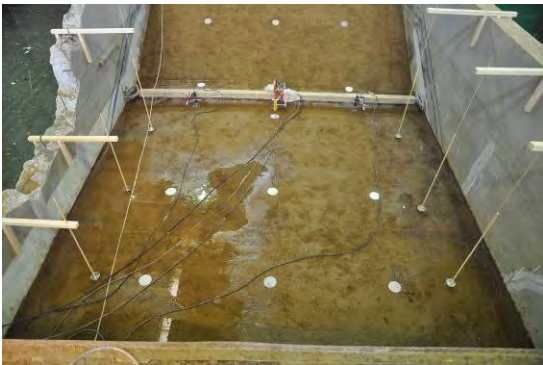
(b) 10/08/02 13:00の模型形状



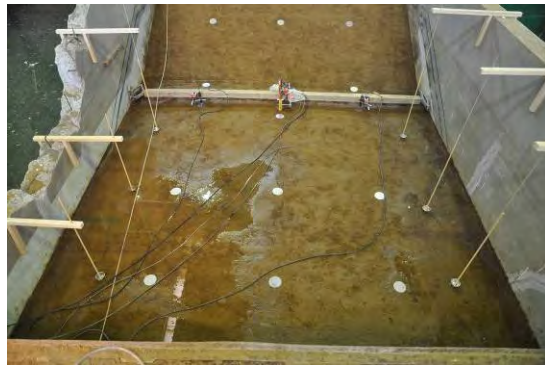
(c) 10/08/02 13:30の模型形状



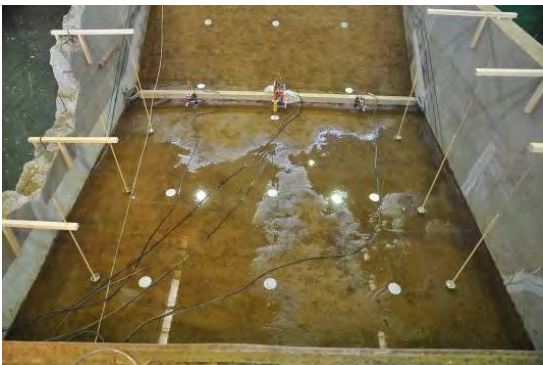
(d) 10/08/02 14:00の模型形状



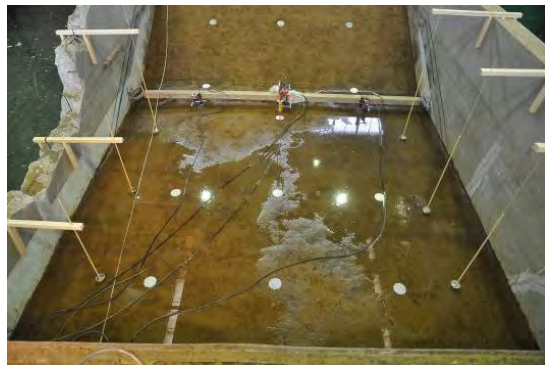
(e) 10/08/02 14:30の模型形状



(f) 10/08/02 15:00の模型形状



(g) 10/08/02 15:30の模型形状



(h) 10/08/02 16:00の模型形状

図-F.2 ケース1実験状況 (その2)



(a) 10/08/02 16:30の模型形状



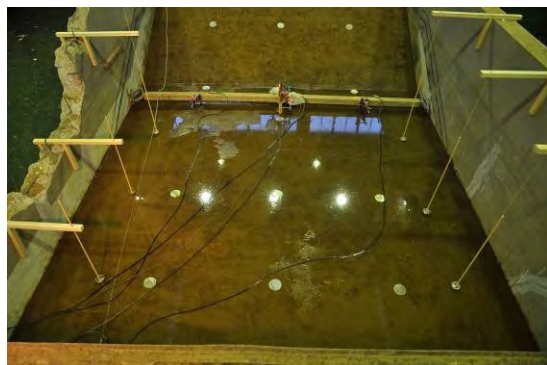
(b) 10/08/02 17:00の模型形状



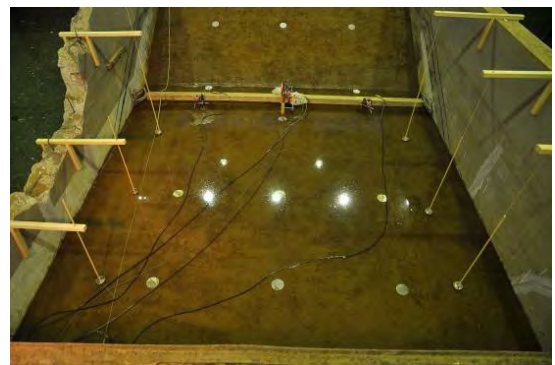
(c) 10/08/02 17:30の模型形状



(d) 10/08/02 18:00の模型形状



(e) 10/08/02 18:30の模型形状



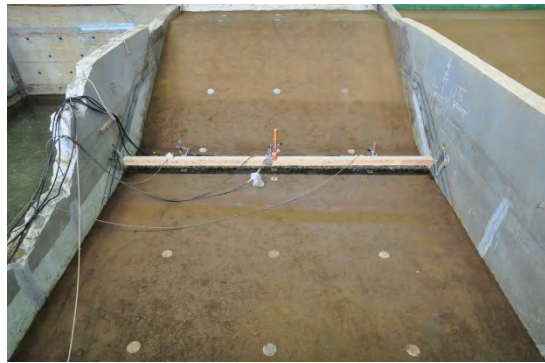
(f) 10/08/02 19:00の模型形状

図-F.3 ケース1実験状況 (その3)

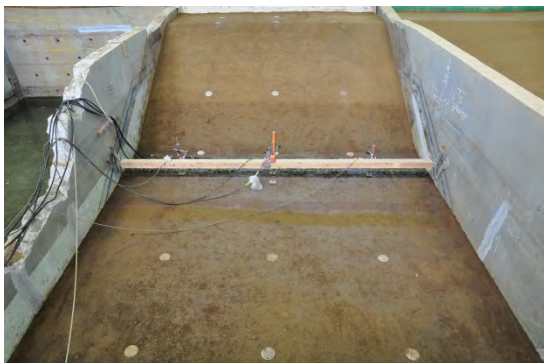
2. ケース2（排水機能付き矢板）の実験状況写真



(a) 10/08/30 9:30の模型形状



(b) 10/08/30 10:00の模型形状



(c) 10/08/30 10:30の模型形状



(d) 10/08/30 11:00の模型形状



(e) 10/08/30 11:30の模型形状



(f) 10/08/30 12:00の模型形状



(g) 10/08/30 12:30の模型形状



(h) 10/08/30 13:00の模型形状

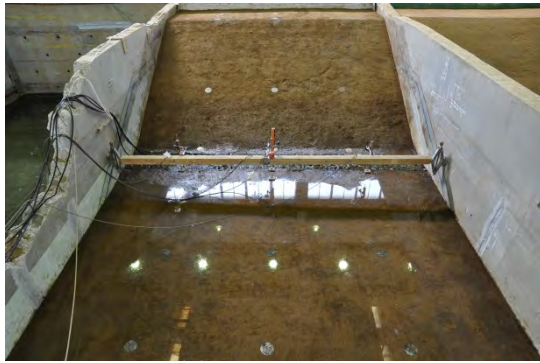
図-F.4 ケース2実験状況（その1）



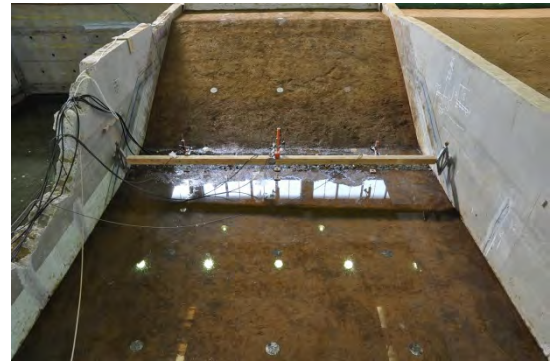
(a) 10/08/30 13:30の模型形状



(b) 10/08/30 14:00の模型形状



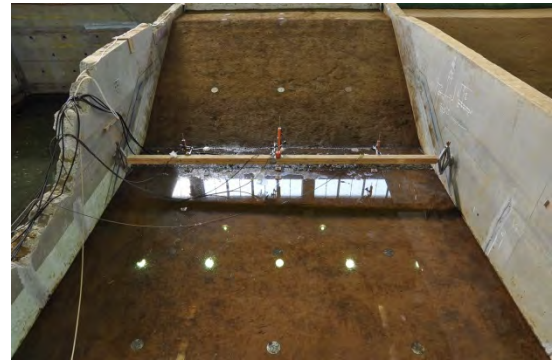
(c) 10/08/30 14:30の模型形状



(d) 10/08/30 15:00の模型形状



(e) 10/08/30 15:30の模型形状



(f) 10/08/30 16:00の模型形状



(g) 10/08/30 16:30の模型形状

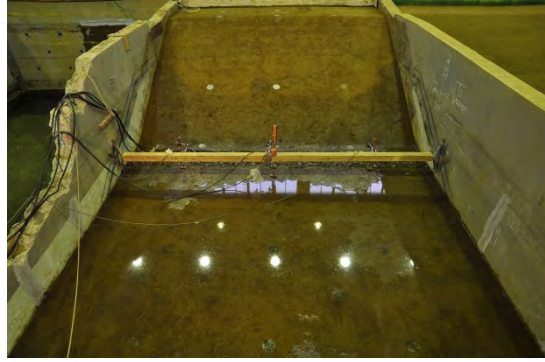


(h) 10/08/30 17:00の模型形状

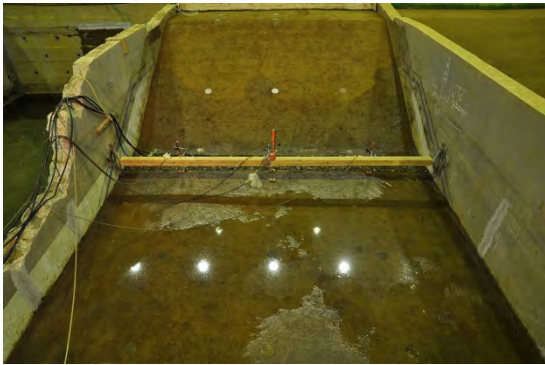
図-F.5 ケース2実験状況 (その2)



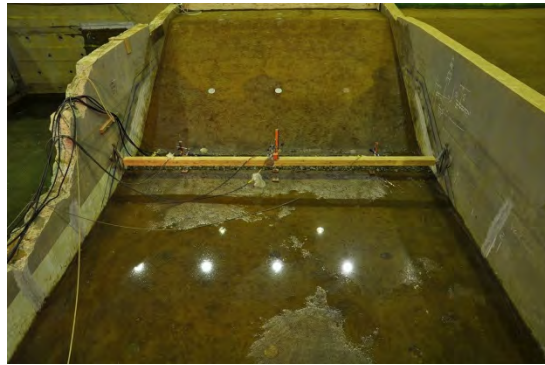
(a) 10/08/30 17:30の模型形状



(b) 10/08/30 18:00の模型形状



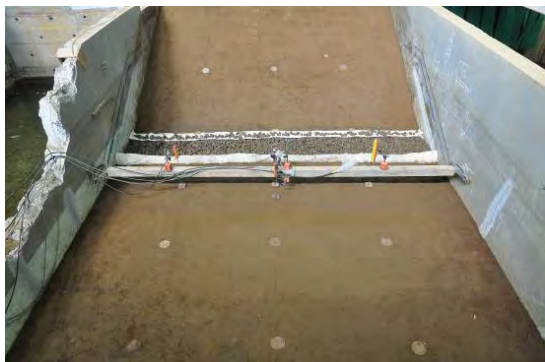
(c) 10/08/30 18:30の模型形状



(d) 10/08/30 19:00の模型形状

図-F.6 ケース2実験状況 (その3)

3. ケース3 (透水トレンチ・堤体外) の実験状況写真



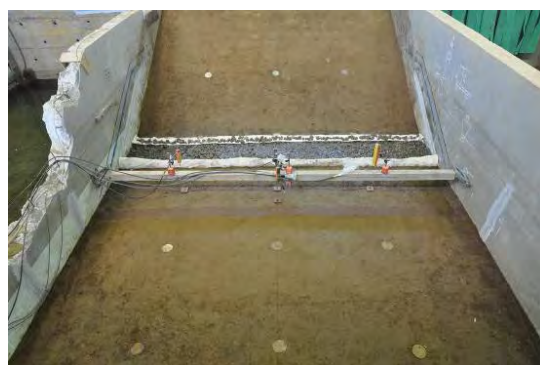
(a) 10/09/22 9:30の模型形状



(b) 10/09/22 10:00の模型形状



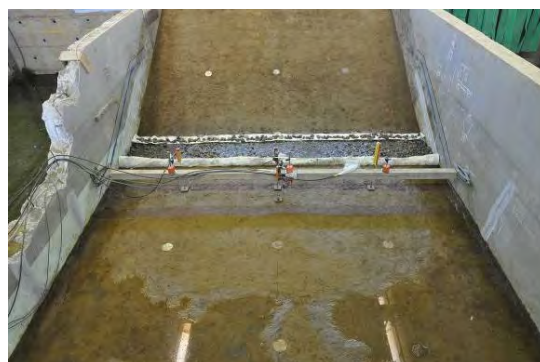
(c) 10/09/22 10:30の模型形状



(d) 10/09/22 11:00の模型形状



(e) 10/09/22 11:30の模型形状



(f) 10/09/22 12:00の模型形状



(g) 10/09/22 12:30の模型形状

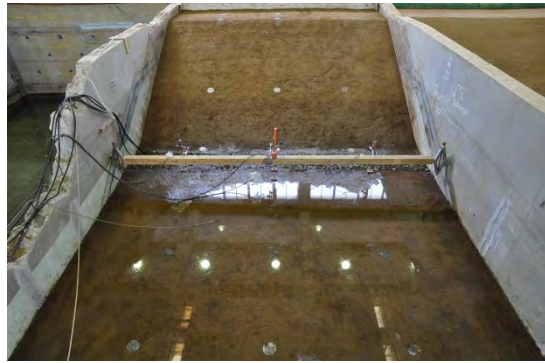


(h) 10/09/22 13:00の模型形状

図-F.7 ケース3実験状況 (その1)



(a) 10/09/22 13:30の模型形状



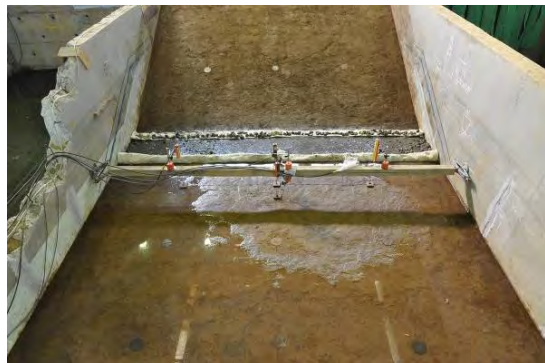
(b) 10/09/22 14:00の模型形状



(c) 10/09/22 14:30の模型形状



(d) 10/09/22 15:00の模型形状



(e) 10/09/22 15:30の模型形状



(f) 10/09/22 16:00の模型形状



(g) 10/09/22 16:30の模型形状



(h) 10/09/22 17:00の模型形状

図-F.8 ケース3実験状況 (その2)



(a) 10/09/22 17:30の模型形状



(b) 10/09/22 18:00の模型形状



(c) 10/09/22 18:30の模型形状



(d) 10/09/22 19:00の模型形状

図-F.9 ケース3実験状況 (その3)

4. ケース4（透水トレンチ・のり尻直下）の実験状況写真



(a) 10/10/18 9:30の模型形状



(b) 10/10/18 10:00の模型形状



(c) 10/10/18 10:30の模型形状



(d) 10/10/18 11:00の模型形状



(e) 10/10/18 11:30の模型形状



(f) 10/10/18 12:00の模型形状



(g) 10/10/18 12:30の模型形状



(h) 10/10/18 13:00の模型形状

図-F.10 ケース4実験状況（その1）



(a) 10/10/18 13:30の模型形状



(b) 10/10/18 14:00の模型形状



(c) 10/10/18 14:30の模型形状



(d) 10/10/18 15:00の模型形状



(e) 10/10/18 15:30の模型形状



(f) 10/10/18 16:00の模型形状



(g) 10/10/18 16:30の模型形状



(h) 10/10/18 17:00の模型形状

図-F.11 ケース4実験状況 (その2)



(a) 10/10/18 17:30の模型形状



(b) 10/10/18 18:00の模型形状



(c) 10/10/18 18:30の模型形状



(d) 10/10/18 19:00の模型形状

図-F.12 ケース4実験状況 (その3)

付録G 計測器一覧

表-G.1 計測器一覧表

Ch.	測定	名称	単位	センサーID	センサー名称	センサータイプ	補正係数	レンジ	備考
1	加速度	A1	G	A3962	加速度計	ひずみ	1.00	5k μ ϵ	
2	加速度	A2	G	A65300002	加速度計	ひずみ	1.00	5k μ ϵ	
3	加速度	A3	G	A65300004	加速度計	ひずみ	1.00	5k μ ϵ	
4	加速度	A4	G	A65300006	加速度計	ひずみ	1.00	5k μ ϵ	
5	加速度	A5	G	A65300007	加速度計	ひずみ	1.00	5k μ ϵ	
6	加速度	A6	G	A3499	加速度計	ひずみ	1.00	5k μ ϵ	
7	加速度	A7	G	A6510	加速度計	ひずみ	1.00	5k μ ϵ	
13	鉛直変位	DV1	mm	LP13	変位計	電圧	-1.00	10.0V	
14	鉛直変位	DV2	mm	LP09-1~4	変位計	電圧	-1.00	10.0V	
15	鉛直変位	DV3	mm	LP08-8	変位計	電圧	-1.00	10.0V	
16	鉛直変位	DV4	mm	LP09-1~4	変位計	電圧	-1.00	10.0V	
17	鉛直変位	DV5	mm	LP12	変位計	電圧	-1.00	10.0V	
18	鉛直変位	DV6	mm	LP08-2	変位計	電圧	-1.00	10.0V	
19	鉛直変位	DV7	mm	LP08-9	変位計	電圧	-1.00	10.0V	
41	間隙水圧計	P1	kPa	P10332	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
42	間隙水圧計	P2	kPa	P10333	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
43	間隙水圧計	P3	kPa	P10334	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
44	間隙水圧計	P4	kPa	P10335	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
45	間隙水圧計	P5	kPa	P10336	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
46	間隙水圧計	P6	kPa	P10337	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
47	間隙水圧計	P7	kPa	P0545	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
48	間隙水圧計	P8	kPa	P1308	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
49	間隙水圧計	P9	kPa	P1317	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
50	間隙水圧計	P10	kPa	P1313	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
53	間隙水圧計	P11	kPa	P1319	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
54	間隙水圧計	P12	kPa	P0832	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
55	間隙水圧計	P13	kPa	P0060	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
56	間隙水圧計	P14	kPa	P0519	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
57	間隙水圧計	P15	kPa	P10550	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
58	間隙水圧計	P16	kPa	P10551	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
59	間隙水圧計	P17	kPa	P10552	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
60	間隙水圧計	P18	kPa	P10553	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
61	間隙水圧計	P19	kPa	P1320	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
62	間隙水圧計	P20	kPa	P1311	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
65	間隙水圧計	P21	kPa	P1315	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
66	間隙水圧計	P22	kPa	P1310	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
67	間隙水圧計	P23	kPa	P10554	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
68	間隙水圧計	P24	kPa	P10555	水圧計	ひずみ	1.00	20k μ ϵ	SSK社製
69	間隙水圧計	P25	kPa	P1650	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
70	間隙水圧計	P26	kPa	P1651	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
71	間隙水圧計	P27	kPa	P7297	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
72	間隙水圧計	P28	kPa	P9079	水圧計	ひずみ	1.00	50k μ ϵ	
114	加振加速度	AT	G	T-ACC	Acc	電圧	1.00	10.0V	加振テーブル
115	遠心加速度	AC	G	T-E-ACC	Acc	電圧	1.00	10.0V	
116	流量計	WL	V		Volt	電圧	1.00	10.0V	

付録H 遠心圧密時の時刻歴

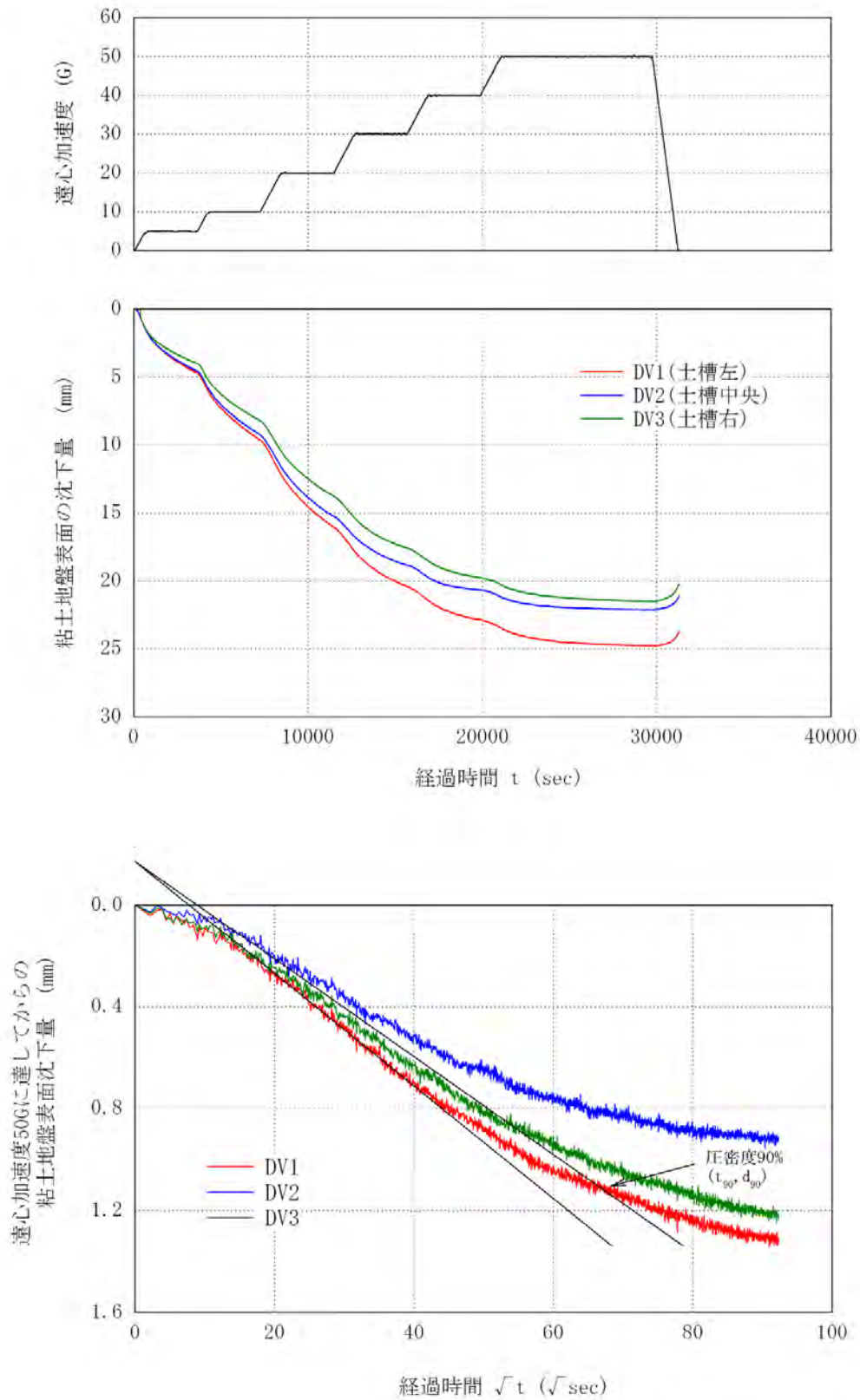


図-H.1 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース1 重力加速度0~50G)

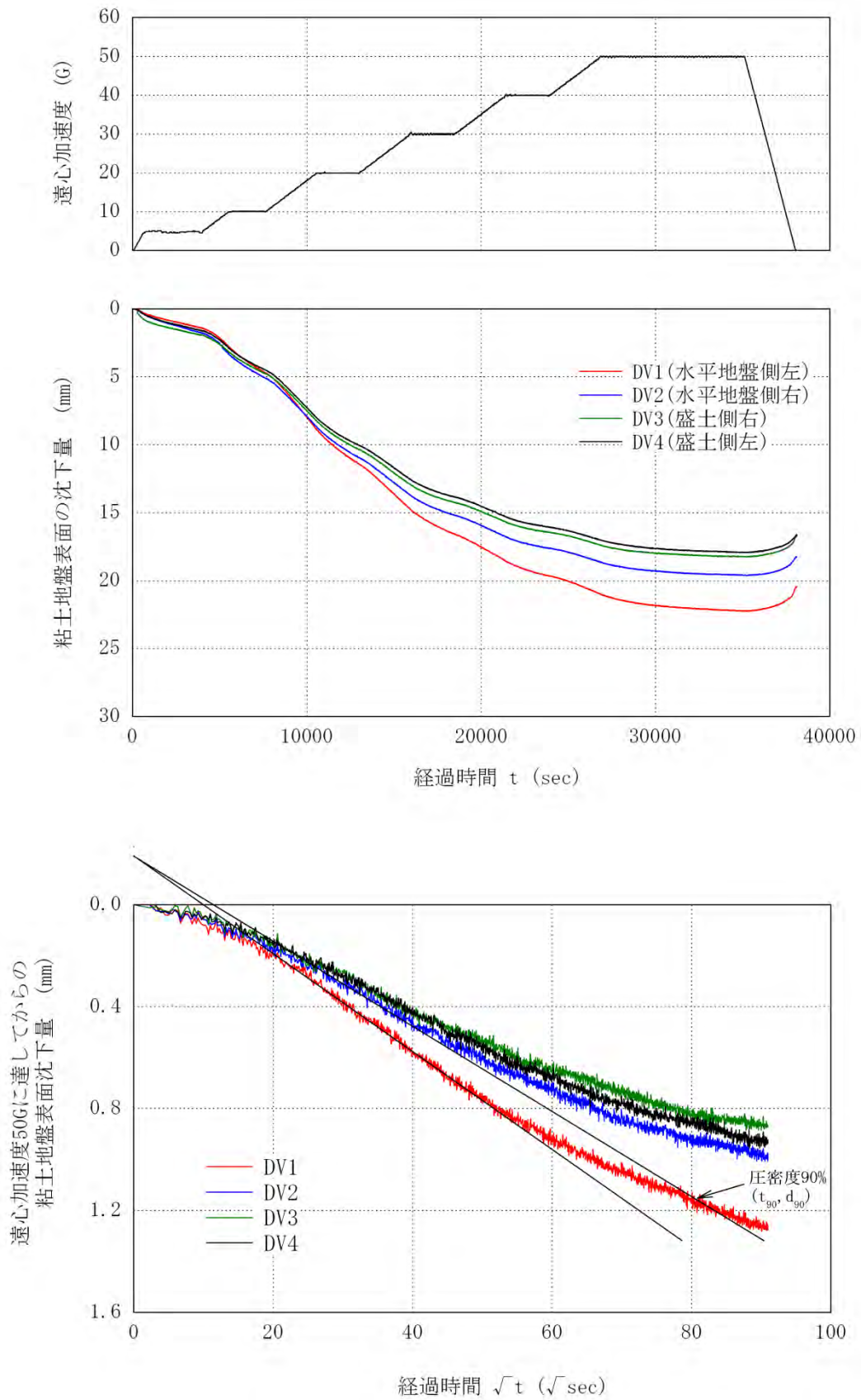


図-H.2 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース3 重力加速度0~50G)

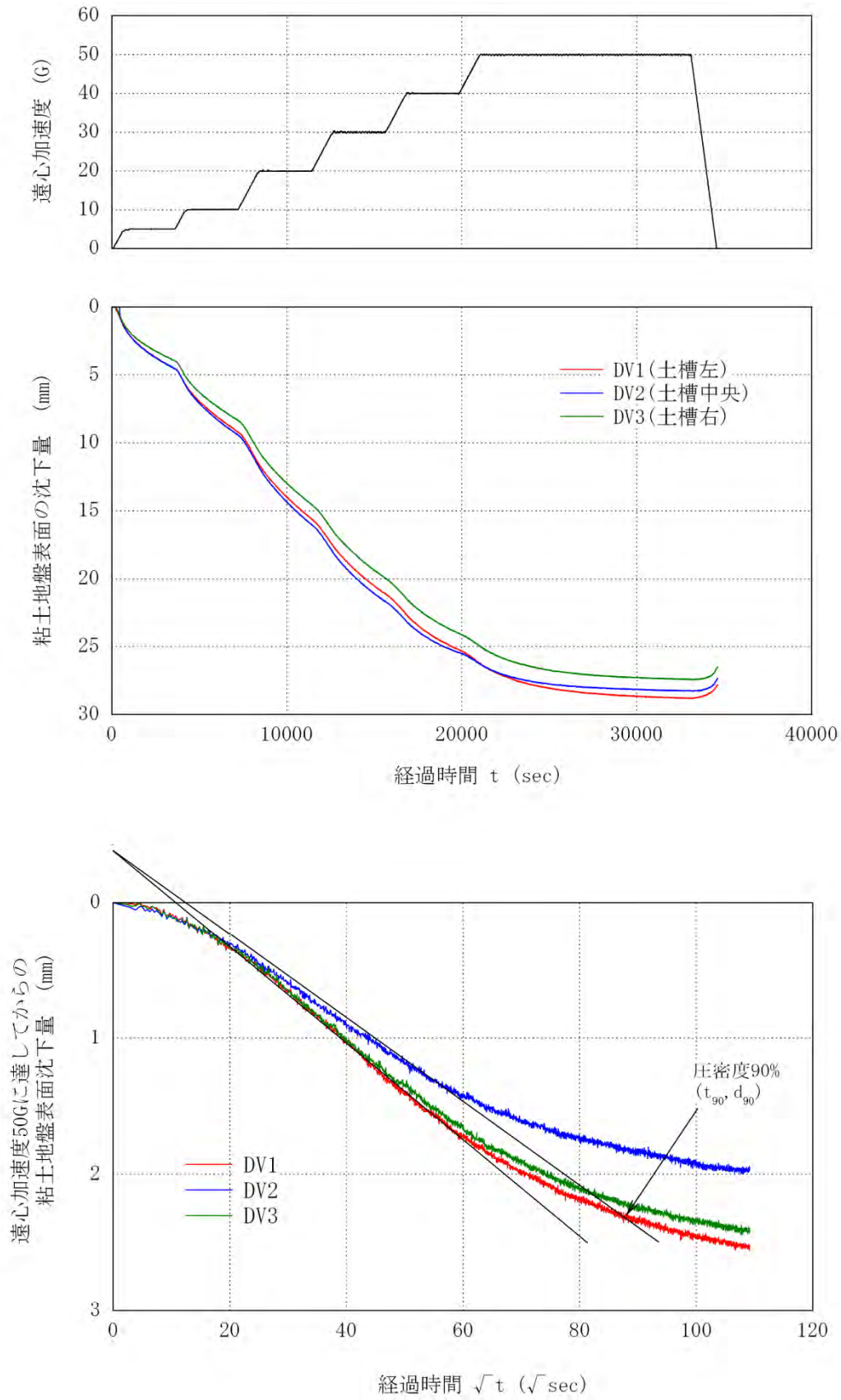


図-H.3 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース5 重力加速度0~50G)

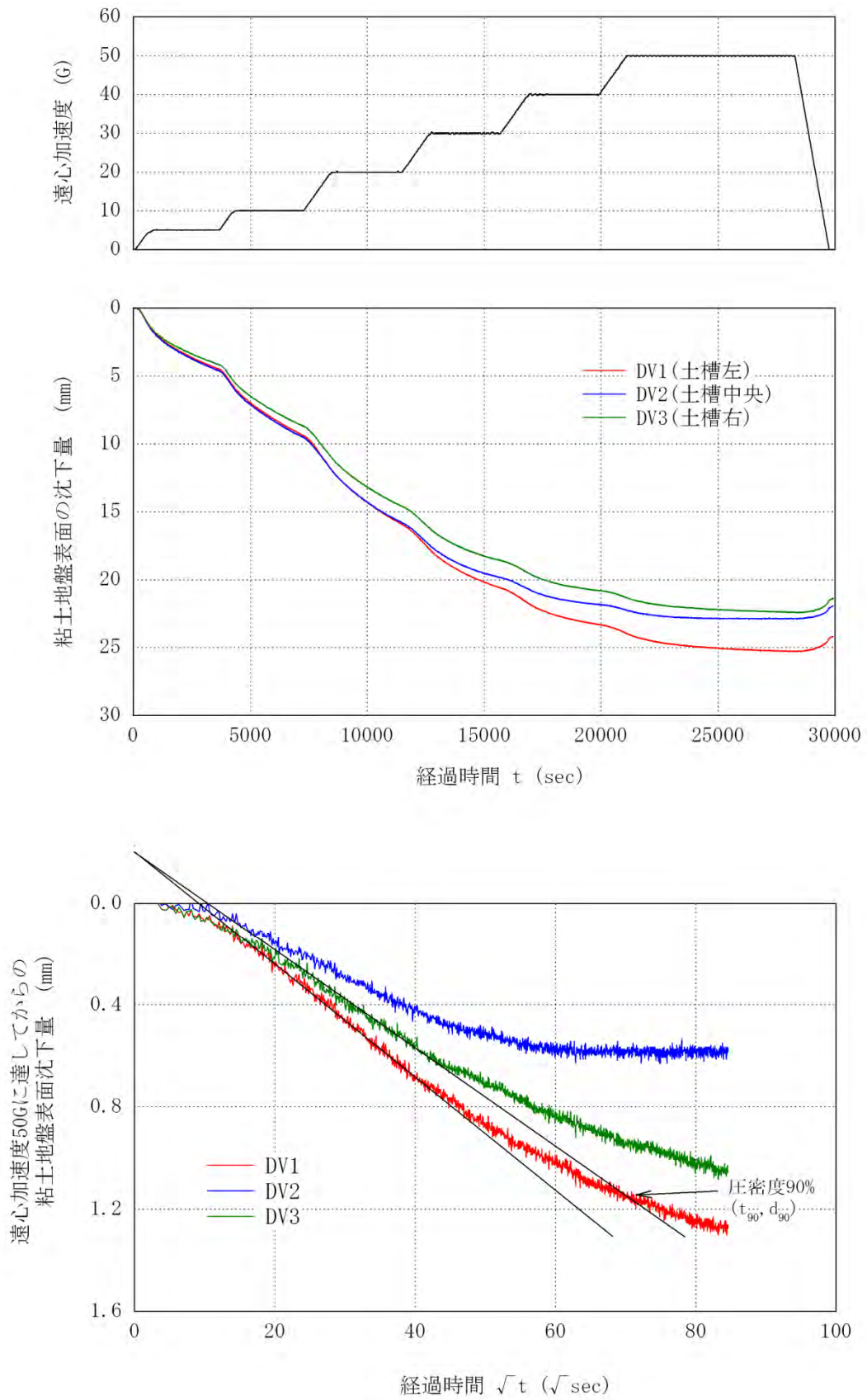


図-H.4 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース7 重力加速度0~50G)

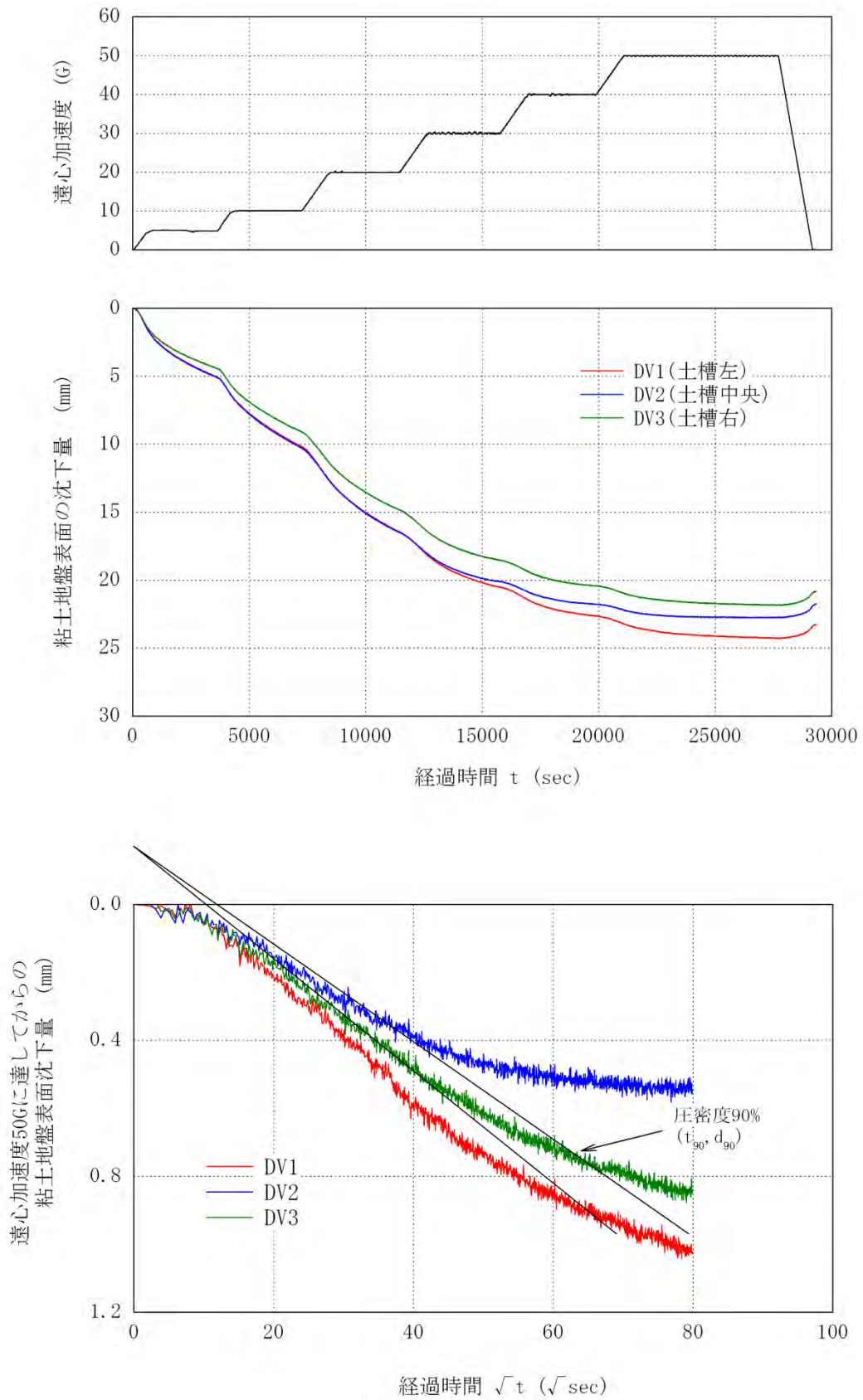


図-H.5 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース10 重力加速度0~50G)

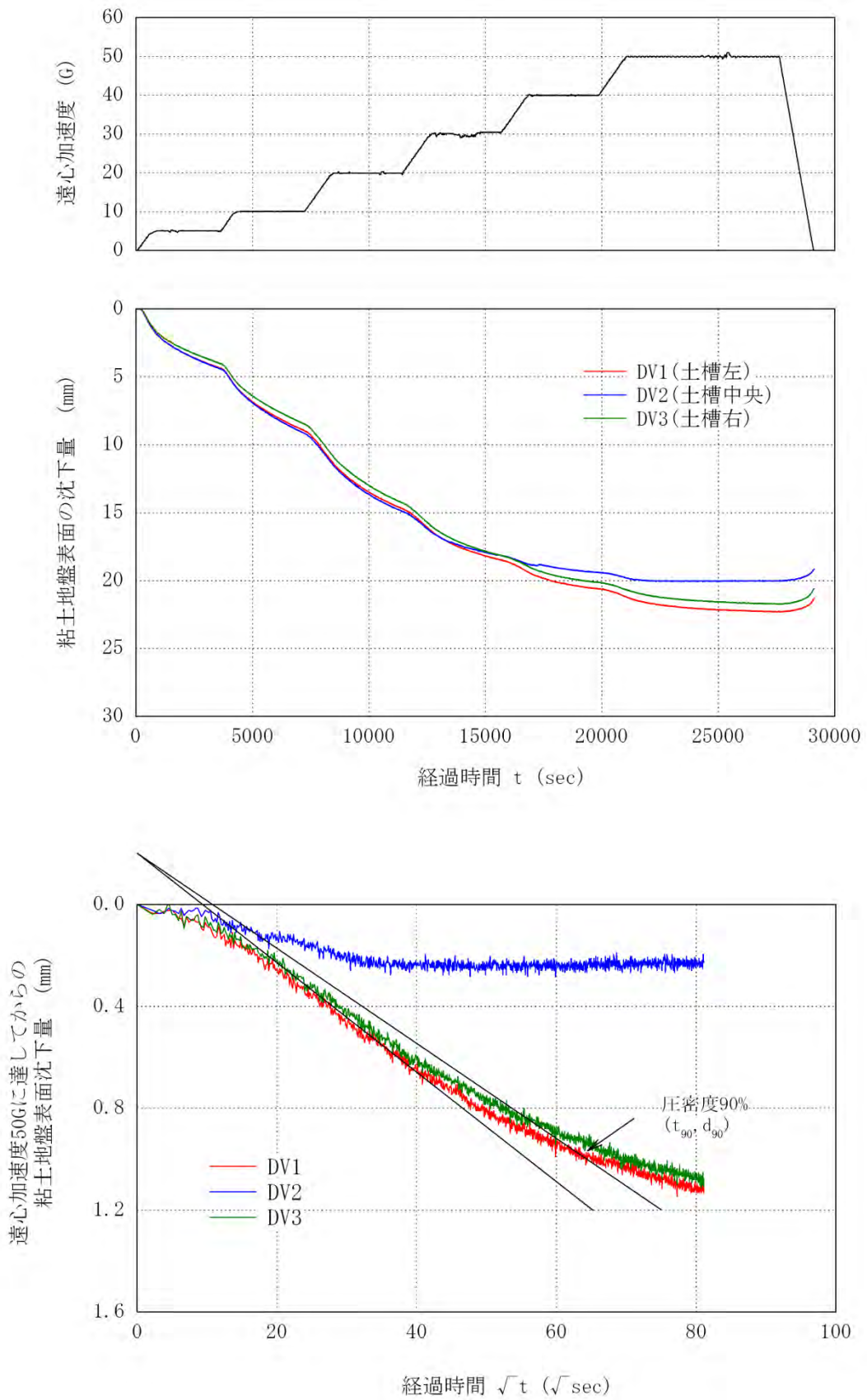


図-H.6 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース12 重力加速度0~50G)

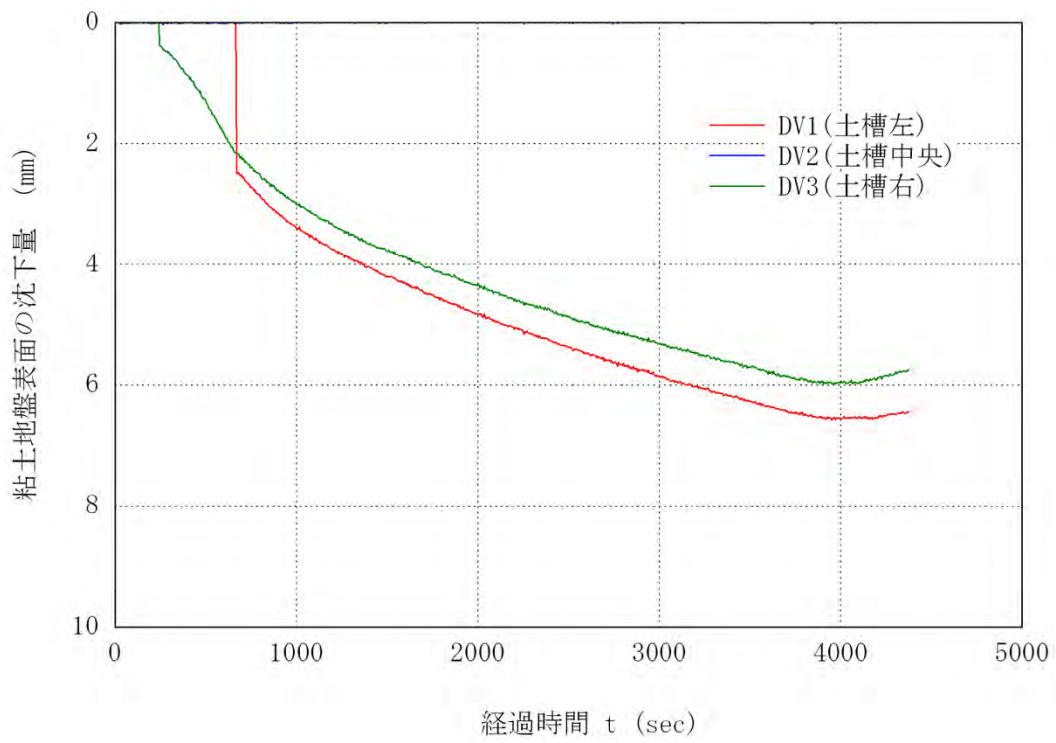
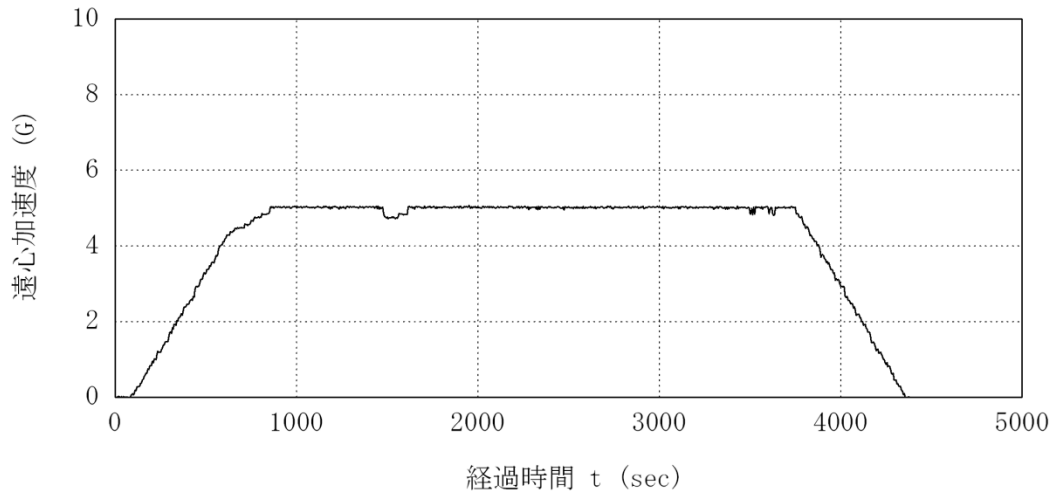


図-H.7 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース13 重力加速度5G)

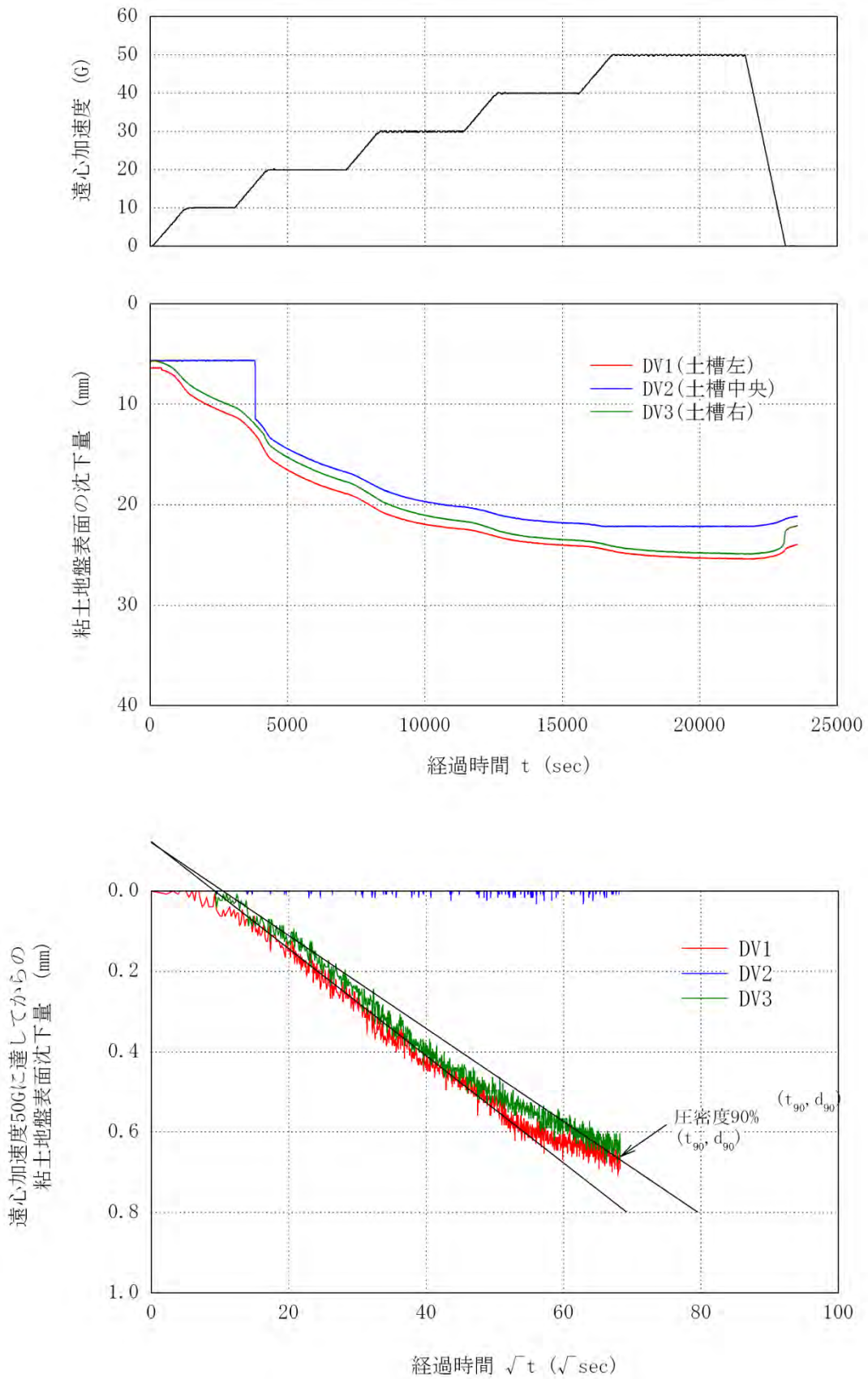


図-H.8 カオリン粘土の遠心圧密結果 (ケース13 重力加速度0~50G)

付録 I 模型地盤作成時の密度管理結果

表 I-1 被覆土層の密度試験結果

基本事項	ケース	ケース1				ケース3			
	採取位置 (土槽左端から)	25cm	55cm	85cm	115cm	20cm	80cm	110cm	140cm
	供試体番号	No.2-1	No.2-2	No.2-3	No.2-4	No.5-1	No.5-2	No.5-3	No.5-4
	採取試料深度	被覆土層の中心深度(表面から20mm)				被覆土層の中心深度(表面から20mm)			
供試体の状態特性	供試体の直径 (cm)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
	供試体の高さ (cm)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	供試体の断面積 (cm ²)	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74
	供試体の体積 (cm ³)	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23
	(供試体+モールド)質量 (g)	52.58	52.64	52.89	53.24	52.67	52.16	52.79	53.31
	モールド質量 (g)	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50
	供試体の質量 (g)	38.08	38.14	38.39	38.74	38.17	37.66	38.29	38.81
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.639	1.642	1.653	1.668	1.643	1.621	1.648	1.671
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.058	1.053	1.068	1.094	1.047	1.017	1.040	1.080
	平均湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.650				1.646			
	平均乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.068				1.046			
含水比測定	(試料+容器)質量 m_t (g)	65.60	68.93	70.52	71.52	65.16	67.09	69.27	70.75
	(炉乾燥試料+容器)質量 m_b (g)	52.64	55.84	57.23	58.56	52.07	54.18	55.88	57.70
	容器質量 m_c (g)	29.07	32.45	32.96	33.81	29.07	32.45	32.96	33.81
	含水比 ω (%)	55.0	56.0	54.8	52.4	56.9	59.4	58.4	54.6
	平均含水比 ω (%)	54.5				57.3			

表 I-2 被覆土層の密度試験結果

基本事項	ケース	ケース5				ケース7			
	採取位置 (土槽左端から)	20cm	60cm	110cm	140cm	25cm	55cm	85cm	115cm
	供試体番号	No.6-1	No.6-2	No.6-3	No.6-4	No.3-1	No.3-2	No.3-3	No.3-4
	採取試料深度	被覆土層の中心深度(表面から20mm)				被覆土層の中心深度(表面から20mm)			
供試体の状態特性	供試体の直径 (cm)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
	供試体の高さ (cm)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	供試体の断面積 (cm ²)	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74
	供試体の体積 (cm ³)	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23
	(供試体+モールド)質量 (g)	52.27	52.56	52.85	53.44	52.22	52.53	52.88	53.25
	モールド質量 (g)	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50
	供試体の質量 (g)	37.77	38.06	38.35	38.94	37.72	38.03	38.38	38.75
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.626	1.638	1.651	1.676	1.624	1.637	1.652	1.668
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.013	1.040	1.049	1.087	1.017	1.040	1.055	1.077
	平均湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.648				1.645			
	平均乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.047				1.047			
含水比測定	(試料+容器)質量 m_a (g)	64.07	66.95	69.03	71.24	65.85	69.84	69.91	72.22
	(炉乾燥試料+容器)質量 m_b (g)	50.87	54.35	55.88	58.09	52.11	56.21	56.56	58.60
	容器質量 m_c (g)	29.07	32.45	32.96	33.81	29.07	32.45	32.96	33.81
	含水比 ω (%)	60.6	57.5	57.4	54.2	59.6	57.4	56.6	54.9
	平均含水比 ω (%)	57.4				57.1			

表 I-3 被覆土層の密度試験結果

基本事項	ケース	ケース10				ケース12			
	採取位置 (土槽左端から)	25cm	55cm	85cm	115cm	25cm	55cm	85cm	115cm
	供試体番号	No.4-1	No.4-2	No.4-3	No.4-4	No.1-1	No.1-2	No.1-3	No.1-4
	採取試料深度	被覆土層の中心深度(表面から20mm)				被覆土層の中心深度(表面から20mm)			
供試体の状態特性	供試体の直径 (cm)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
	供試体の高さ (cm)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	供試体の断面積 (cm ²)	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74	7.74
	供試体の体積 (cm ³)	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23	23.23
	(供試体+モールド)質量 (g)	52.81	52.50	53.50	53.70	52.73	52.48	53.42	53.76
	モールド質量 (g)	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50
	供試体の質量 (g)	38.31	38.00	39.00	39.20	38.23	37.98	38.92	39.26
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.649	1.636	1.679	1.687	1.646	1.635	1.675	1.690
	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.051	1.035	1.092	1.110	1.048	1.042	1.085	1.112
	平均湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.663				1.661			
平均乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.072				1.072				
含水比測定	(試料+容器)質量 m_s (g)	65.13	68.72	70.09	72.45	64.95	67.21	69.29	71.44
	(炉乾燥試料+容器)質量 m_b (g)	52.06	55.40	57.11	59.23	51.91	54.60	56.49	58.57
	容器質量 m_c (g)	29.07	32.45	32.96	33.81	29.07	32.46	32.96	33.81
	含水比 ω (%)	56.9	58.0	53.7	52.0	57.1	57.0	54.4	52.0
	平均含水比 ω (%)	55.2				55.1			

表 I-4 土質別密度試験結果

①6号硅砂の物性		
・土粒子の密度試験	ρ_s 2.632 (g/cm ³)	・最大・最小密度試験 ρ_{dmax} 1.679 (g/cm ³) ρ_{dmin} 1.356 (g/cm ³)
②カオリン粘土の物性		
・土粒子の密度試験	ρ_s 2.588 (g/cm ³)	
③震ヶ浦粘土の物性		
・土粒子の密度試験	ρ_s 2.679 (g/cm ³)	・締固め試験 ρ_{dmax} 1.521 (g/cm ³) ω_{opt} 21.6 (%)
④3号硅砂の物性		
・土粒子の密度試験	ρ_s 2.654 (g/cm ³)	
⑤7号硅砂の物性		
・土粒子の密度試験	ρ_s 2.632 (g/cm ³)	・最大・最小密度試験 ρ_{dmax} 1.601 (g/cm ³) ρ_{dmin} 1.259 (g/cm ³)
⑥8号硅砂の物性		
・土粒子の密度試験	ρ_s 2.650 (g/cm ³)	・締固め試験 ρ_{dmax} 1.394 (g/cm ³) ω_{opt} 24.0 (%)
⑦実験土槽の仕様		
・幅	150.0 (cm)	・高さ 50 (cm) ・奥行き 29.676 (cm)

表 I-5 模型地盤の密度管理結果一覧表

CASE	地盤種別	地盤材料	地盤厚さ (cm)	排水治具等の排除体積 (cm ³)	作成地盤の体積 (cm ³)	含水比 ω (%)	砂の乾燥質量		湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	相対密度 Dr (%)	締固め度 D値 (%)	間隙比 e	飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)
							地盤 (kg)	メッシュ (kg)							
1	支持地盤	8号硅砂	20.0	230.4	75889.4	24.0	124.61	0.34	—	1.329	—	95.3	0.99	17.919	8.112
	被覆土層	カオリン粘土	4.0	0.0	17805.8	54.5	-	-	1.650	1.068	—	—	1.42	16.233	6.426
	盛土	震ヶ浦粘土	20.0	148.4	20234.5	21.7	33.91	0.00	1.676	1.377	—	90.6	0.94	18.273	8.466
	ドレーン	3号硅砂	50.0	1.4	621.8	0.0	0.86	0.00	—	1.383	—	—	0.92	18.260	8.453
3	支持地盤	8号硅砂	20.0	64.7	75824.7	24.0	124.27	0.34	—	1.326	—	95.1	1.00	17.904	8.098
	被覆土層	カオリン粘土	4.0	0.0	17805.8	57.3	-	-	1.646	1.046	—	—	1.47	16.103	6.297
	盛土	震ヶ浦粘土	20.0	148.4	20376.0	21.7	33.89	0.00	1.663	1.367	—	89.9	0.96	18.208	8.401
5	支持地盤	8号硅砂	20.0	230.4	75889.3	24.0	124.71	0.37	—	1.330	—	95.4	0.99	17.928	8.121
	被覆土層	カオリン粘土	4.0	0.0	17805.8	57.4	-	-	1.648	1.047	—	—	1.47	16.107	6.300
	盛土	震ヶ浦粘土	20.0	148.4	20376.0	21.7	34.04	0.00	1.671	1.373	—	90.3	0.95	18.246	8.440
7	支持地盤	7号硅砂	20.0	230.4	75889.4	0.0	117.97	0.29	—	1.558	89.9	—	0.69	19.282	9.475
	被覆土層	カオリン粘土	4.0	0.0	17805.8	57.1	-	-	1.645	1.047	—	—	1.47	16.107	6.301
	盛土	震ヶ浦粘土	20.0	148.4	20376.0	21.7	33.89	0.00	1.663	1.367	—	89.9	0.96	18.209	8.402
	ドレーン	3号硅砂	50.0	1.4	621.8	0.0	0.85	0.00	—	1.359	—	—	0.95	18.113	8.306
10	支持地盤	6号硅砂	20.0	230.4	75889.4	0.0	121.39	0.26	—	1.603	80.1	—	0.64	19.554	9.747
	被覆土層	カオリン粘土	4.0	0.0	17805.8	55.2	-	-	1.663	1.072	—	—	1.42	16.254	6.448
	盛土	震ヶ浦粘土	20.0	148.4	20227.6	21.7	33.81	0.00	1.671	1.374	—	90.3	0.95	18.251	8.444
	ドレーン	3号硅砂	50.0	1.4	621.8	0.0	0.90	0.00	—	1.447	—	—	0.83	18.653	8.847
12	支持地盤	6号硅砂	20.0	230.4	75889.4	0.0	121.39	0.29	—	1.603	80.2	—	0.64	19.556	9.749
	被覆土層	カオリン粘土	4.0	0.0	17805.8	55.1	-	-	1.661	1.071	—	—	1.42	16.251	6.444
	盛土	震ヶ浦粘土	20.0	0.0	20376.0	21.7	33.86	0.00	1.662	1.366	—	89.8	0.96	18.202	8.395
13	支持地盤	6号硅砂	20.0	230.4	76334.5	0.0	122.12	0.27	—	1.603	80.2	—	0.64	19.556	9.749
	被覆土層	カオリン粘土	4.0	0.0	17805.8	55.1	-	-	1.662	1.072	—	—	1.42	16.255	6.448
	盛土	震ヶ浦粘土	20.0	0.0	20376.0	21.7	33.77	0.00	1.657	1.362	—	89.6	0.97	18.179	8.373

参考文献

- 1) 山村和也・久楽勝行：堤防の基盤漏水に関する研究，土木研究所報告，第145号，pp.1, 4, 18-19, 22, 6-11, 1974.
- 2) 建設省河川局編：堤防の漏水対策工法研究会報告書，全国治水期成会同盟会連合会，1955.
- 3) 奥田秋夫：漏水地帯に於ける築堤の調査（概要），建設省直轄工事第9回技術研究報告，pp.63-64, 1957.
- 4) 国土交通省関東地方整備局利根川上流河川事務所ホームページ：<http://www.ktr.mlit.go.jp/tonejo/>
- 5) (財)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），JICE資料，第111002号，pp.47-56, pp.71-72, 2012.
- 6) 動土質研究室他：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），土木研究所共同研究報告書，第186号，pp.294-297, pp.404-405, 1999.
- 7) U.S. Army Corps of Engineers：Design and Construction of Levees，EM1110-2-1913，pp.5-1・5-5, 2000.
- 8) 増山博之・齋藤由紀子・森啓年・佐々木哲也：河川堤防の盤膨れ・揚圧力対策に関する模型実験，土木技術資料，Vol.53, No.7, pp.32-37, 2011.
- 9) 増山博之・齋藤由紀子・石原雅規・佐々木哲也：河川堤防の盤膨れ・揚圧力対策工の水圧低減効果と耐震性能に関する遠心模型実験，第56回地盤工学シンポジウム，平成23年度論文集，pp.29-36, 2011.
- 10) 国土交通省河川局治水課：堤防等河川管理施設及び河道の点検要領案，2011.
- 11) 国土交通省河川局治水課：国土交通省河川砂防技術基準維持管理編，2011.
- 12) 土質チーム他：堤防管理技術高度化のための堤体内水位観測方法の開発に関する共同研究報告書「河川堤防における堤体内水位観測マニュアル（案）」，土木研究所共同研究報告書，第337号，2008.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4267 February 2014

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754