

平成 28 年度原子力施設等防災対策等委託費

海底における斜面の地震時安定評価
に関する基礎検討

平成 29 年 3 月

日本大学工学部工学研究所

要旨

本事業では、海底環境下を模した斜面模型を作製し、静的な遠心実験により地震時の斜面崩壊を模した実験を実施し、得られた崩壊性状を踏まえ、斜面安定性に関する既往手法の適用性について検討を実施した。以下に、斜面模型の製作に必要な模型地盤の材料モデルの作製、斜面模型の製作、遠心载荷実験により得られた海底斜面の崩壊挙動、および既往の斜面安定性評価手法の実験挙動への適用性検討結果を示す。

まず、日本近海の海底地盤を想定した模型地盤の対象材料は粘土とし、模擬粘土 (AX カオリン, MC クレーを重量比で 1:1 に配合) を用いた。この粘土の物理特性(土粒子の密度, 粒度, 液性・塑性限界)を調べ、力学特性として定ひずみ速度载荷圧密試験と一面せん断試験を実施した。模擬粘土の強度特性として、全応力表示の強度パラメータは正規圧密条件で $c_{cu}=2.7\text{kN/m}^2$, $\phi_{cu}=14.4^\circ$, 過圧密条件で $c_{cu}=26.6\text{kN/m}^2$, $\phi_{cu}=7.2^\circ$ となった。図-1 に日本海と東京湾の海底粘土地盤の非排水せん断強さとの比較を示す。日本海のデータ (Tada et al., 2015) と比較すると模擬粘土の非排水せん断強さが大きい。日本海のデータは種々の乱れの影響により強度を過少評価している可能性がある。一方、東京湾のデータ (渡部ら, 2009) と比較するとそれらのデータの多くは過圧密粘土であり、その下限値と今回の非排水せん断強さは概ね対応している。以上より模擬粘土は海底地盤の強度を概ね再現できたと考える。

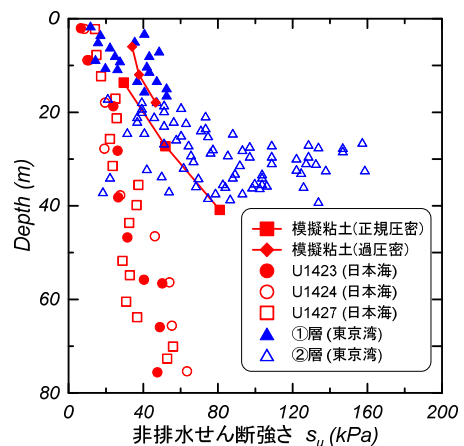


図-1 せん断強さ分布の比較

次に、図-2 に示す斜面模型 (斜面角度: 30 度) の作製方法として、正規圧密粘土の

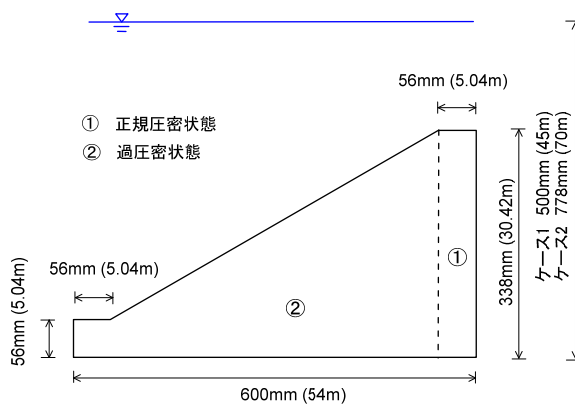


図-2 斜面模型の例 (ケース 1,2)

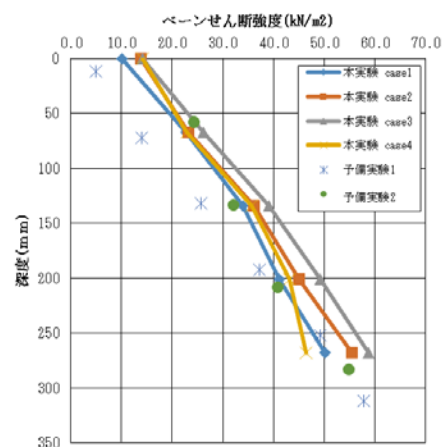


図-3 斜面模型内のせん断強度分布の比較



写真-1 土槽の傾斜による静的震度の作用状況

水平地盤を作製した後に斜面を切り出す方法（方法 1）、斜面形状の型枠を作製して直接斜面を作製する方法（方法 2）を試行した結果、確実に斜面を作製できる方法 1 を採用した。90G 場で作製した模型地盤（正規圧密状態）のベーンせん断試験によるせん断強度分布を図-3 に示す。いずれのケースにおいてもせん断強度分布は実際の海底地盤と同様に深さ方向に増加する傾向を再現できている。加えてケース間の結果のばらつきは小さく再現性が高い地盤モデルが作製できている。

遠心载荷実験は最大 0.7MPa の水圧を载荷できる土槽を傾斜台に設置し、水深や天端クラックをパラメータとした 4 ケースの地盤モデルを傾斜(写真-1)させ静的に震度を与えることにより実施した。遠心場 (90G) における傾斜実験結果の状況の一例を写真-2 に示す。写真に示したケース 1 の斜面は傾斜角約 11 度で滑動を開始し、斜面先破壊に近い

破壊モードを示した。また、修正フェレニウス法を用いて安定性を評価した結果、すべり面の推定に用いられる最小安全率を与えるすべり面位置は図-4(ケース 1)に示すように実験による崩壊が生じたすべり面位置より深い位置に生じている。せん断強度低減法による解析でも、崩壊が生じる可能性を有するすべり面位置は図-4 と同様な傾向が認められた。また、前述の安定解析法を用いて求めたすべりが生じた崩壊面に対する安全率が 1.0 となる角度は 9.1 度となり、実際に崩壊が生じた角度より少し小さな値となっている。ここで、安定解析に用いる強度パラメータは、先述の全応力表示の値を用い、斜面部は過圧密、法肩部は正規圧密の値を用いた。表-1 に崩壊が生じた傾斜角とすべり面

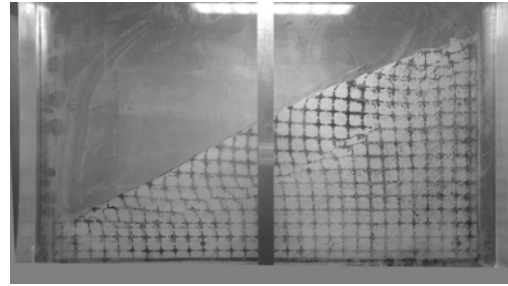


写真-2 斜面模型の崩壊状況（ケース 1）

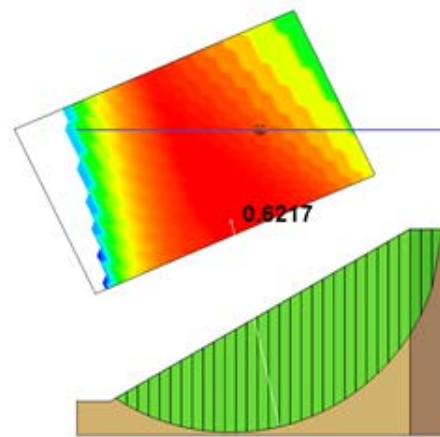


図-4 修正フェレニウス法による最小安全率を与えるすべり面と安全率(ケース 1)

表-1 崩壊が生じた傾斜角とすべり面位置における安全率が 1.0 となる傾斜角の比較

ケース	水深 (m)	クラック	崩壊面における安全率が1.0となる傾斜角(°)	実験により崩壊の生じた傾斜角(°)
1	45	無	9.1	11.4
2	75	無	12.2	13.1
3	45	有	17.5	10
4	75	有	14.8	12.5

位置における安全率が 1.0 となる傾斜角の比較を示す。斜面天端にクラックの無いケースでは、実験により崩壊が生じた角度より、すべり面位置における安全率が 1.0 となる傾斜角は小さく、斜面天端にクラックの有るケースでその逆の傾向が認められた。また、水深に応じて、崩壊の生じる角度は大きくなる傾向は斜面天端のクラック有無によらず共通している。

以上、海底下の地盤環境を模した斜面模型の遠心载荷実験より、斜面の安定性に水深の影響は見られるものの、安定性に及ぼす影響要因が十分に明らかになっていないため、動的な効果に対する影響も含めて、その要因に関する分析が今後の課題と考えられる。

目次

1	はじめに	1
2	斜面地盤材料の物理・強度特性	2
2.1	地盤材料の選定	2
2.2	物理特性	3
2.3	強度特性	6
2.3.1	三軸圧縮試験で求めた強度特性	6
2.3.2	一面せん断試験で求めた強度特性	12
2.4	海底粘土および模擬粘土のせん断強度比較	17
2.5	圧密特性	17
2.6	まとめ	20
3	斜面模型地盤の作製	21
3.1	予備解析に基づく断面形状の決定	21
3.1.1	せん断強度低減法 (SSRFEM)	21
3.1.2	修正フェレニウス法 (LEM)	24
3.1.3	斜面安定解析に用いた地盤物性値と断面形状	26
3.1.4	斜面安定解析結果	30
3.1.5	斜面安定解析結果まとめ	37
3.2	斜面模型の作製方法の検討	37
3.2.1	粘性土および土槽の準備	38
3.2.2	水平切出し方式	38
3.2.3	型枠設置方式	43
3.2.4	法肩のクラック作製方法	46
3.3	斜面模型地盤の含水比，強度分布	49
3.3.1	含水比と強度測定方法	49
3.3.2	水平切出し方式 (予備実験 1・2・4)	50
3.3.3	型枠設置方式 (予備実験 3)	52
3.4	画像解析用の標点作製方法および撮影方法の検討	52
4	斜面模型の静的載荷試験	56
4.1	試験装置と載荷方法	56
4.1.1	遠心載荷装置	56
4.1.2	傾斜台を用いた静的水平震度の載荷方法	57
4.2	実験土槽	59

4.2.1	土槽	59
4.2.2	水圧载荷方法	61
4.3	計測項目	63
4.4	実験条件	64
4.5	模型地盤の物理・強度特性	65
4.5.1	含水比とベーンせん断強度	65
4.5.2	試験後の含水比およびせん断強さの確認	67
4.6	斜面の破壊過程（写真，PIV）	71
4.6.1	本実験ケース1（水深45m，クラック無）	71
4.6.2	本実験ケース2（水深70m，クラック無）	74
4.6.3	本実験ケース3（水深45m，クラック有）	77
4.6.4	本実験ケース4（水深70m，クラック有）	80
4.6.5	結果のまとめ	83
5	安定性評価法の適用性の検討	84
5.1	水没斜面の安定性評価手法	84
5.2	実験より得られたすべり面を用いた安定性評価	86
5.2.1	本実験ケース1の逆解析(水深45m，クラック無)	87
5.2.2	本実験ケース2の逆解析(水深70m，クラック無)	88
5.2.3	本実験ケース3の逆解析(水深45m，クラック有)	89
5.2.4	本実験ケース4の逆解析(水深70m，クラック有)	90
5.3	評価結果	91
5.4	修正フェレニウス法（Soilworks）による検討	92
5.4.1	本実験ケース1の再現解析(水深45m)	93
5.4.2	本実験ケース2の再現解析(水深45mとした場合)	94
5.4.3	本実験ケース1の再現解析(水深70mとした場合)	95
5.4.4	本実験ケース2の再現解析(水深70m)	96
5.4.5	解析結果のまとめ	97
5.5	せん断強度低減法（SSRFEM）による検討	98
5.5.1	本実験ケース1の再現解析(水深45mとした場合)	98
5.5.2	本実験ケース2の再現解析(水深45mとした場合)	98
5.5.3	本実験ケース1の再現解析(水深70mとした場合)	99
5.5.4	本実験ケース2の再現解析(水深70mとした場合)	99
5.5.5	解析結果のまとめ	100
6	まとめ	101
7	参考文献	103
8	付録（PIV解析結果）	104

図目次

図 2-1	粒径加積曲線.....	4
図 2-2	流動曲線	5
図 2-3	塑性図による分類.....	6
図 2-4	有効応力経路.....	9
図 2-5	応力ひずみ関係.....	10
図 2-6	モール円と破壊包絡線.....	10
図 2-7	圧縮強さと圧密圧力の関係.....	11
図 2-8	強度増加率と深度の関係.....	12
図 2-9	せん断応力と水平変位の関係 (ケース 1~3)	14
図 2-10	せん断応力と水平変位の関係 (ケース 4~6)	14
図 2-11	せん断応力と水平変位の関係 (ケース 7~9)	15
図 2-12	有効応力経路 (ケース 1~3)	15
図 2-13	有効応力経路 (ケース 4~6)	15
図 2-14	有効応力経路 (ケース 7~9)	16
図 2-15	せん断強さと垂直応力の関係 (ケース 4~9)	16
図 2-16	せん断強さの震度分布の比較.....	17
図 2-17	圧縮曲線 (水道水)	19
図 2-18	圧密係数と体積圧縮係数 (水道水)	19
図 3-1	斜面内の着目要素の例.....	23
図 3-2	せん断強度低減法の原理.....	23
図 3-3	有限要素内の塑性域 (黒色部) の進展.....	24
図 3-4	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布の解析結果の例(SoilWorks) ..	24
図 3-5	すべり土塊の分割とスライスに働く力.....	26
図 3-6	適さない断面での解析結果 (例)	28
図 3-7	適した断面での解析結果 (例)	29
図 3-8	せん断強度低減法で用いた断面形状 (メッシュ形状)	29
図 3-9	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0$)	31
図 3-10	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.088$)	31
図 3-11	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.176$)	32
図 3-12	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.268$)	32
図 3-13	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 0°)	33
図 3-14	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 5°)	33

図 3-15	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 10°)	34
図 3-16	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 15°)	34
図 3-17	修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0$)	35
図 3-18	修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0.088$)	35
図 3-19	修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0.176$)	36
図 3-20	修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0.268$)	36
図 3-21	解析より得られた安全率のまとめ	37
図 3-22	水平切出し方式の含水比分布	51
図 3-23	水平切出し方式の強度分布	51
図 3-24	水平切出し方式と型枠設置方式の含水比分布の比較	52
図 4-1	遠心模型実験装置概要図	57
図 4-2	ケース 1・2 実験土槽概要図 (水圧载荷なし)	62
図 4-3	ケース 3・4 実験土槽概要図 (水圧载荷あり)	62
図 4-4	ケース 1 とケース 2 の実験モデル (法肩クラック無し)	64
図 4-5	ケース 3 とケース 4 の実験モデル (法肩クラック有り)	65
図 4-6	本実験斜面模型の含水比分布の比較	66
図 4-7	本実験斜面模型の強度分布の比較	66
図 4-8	サンプリング位置	67
図 4-9	実験後の一軸圧縮強度分布	69
図 4-10	実験後の含水比分布	69
図 4-11	実験後の湿潤密度分布	70
図 4-12	地盤の変位ベクトル (9° ~11°)	73
図 4-13	地盤の変位ベクトル (11.6° ~11.7°)	73
図 4-14	地盤の変位ベクトル (11.7° ~11.8°)	73
図 4-15	地盤の変位ベクトル (9° ~12°)	76
図 4-16	地盤の変位ベクトル (12° ~13°)	76
図 4-17	地盤の変位ベクトル (14.1° ~14.3°)	76
図 4-18	地盤の変位ベクトル (6° ~9°)	79
図 4-19	地盤の変位ベクトル (9° ~10°)	79
図 4-20	地盤の変位ベクトル (10.6° ~10.8°)	79
図 4-21	地盤の変位ベクトル (6° ~9°)	82
図 4-22	地盤の変位ベクトル (9° ~12°)	82
図 4-23	地盤の変位ベクトル (13.4° ~13.6°)	82
図 5-1	スライスに作用する力の成分	86
図 5-2	解析モデル (ケース 1)	87
図 5-3	傾斜角と安全率の関係 (ケース 1)	87

図 5-4	解析モデル (ケース 2)	88
図 5-5	傾斜角と安全率の関係 (ケース 2)	88
図 5-6	解析モデル (ケース 3)	89
図 5-7	傾斜角と安全率の関係 (ケース 3)	89
図 5-8	解析モデル (ケース 4)	90
図 5-9	傾斜角と安全率の関係 (ケース 4)	90
図 5-10	解析モデル	92
図 5-11	修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.202$, 水深 45m)	93
図 5-12	本実験ケース 1 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果	93
図 5-13	修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.223$, 水深 45m)	94
図 5-14	本実験ケース 2 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果	94
図 5-15	修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.202$, 水深 70m)	95
図 5-16	本実験ケース 1 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果	95
図 5-17	修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.223$, 水深 70m)	96
図 5-18	本実験ケース 2 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果	96
図 5-19	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.203$, 水深 45m)	98
図 5-20	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.223$, 水深 45m)	99
図 5-21	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.202$, 水深 70m)	99
図 5-22	せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.223$, 水深 70m)	100

表目次

表 2-1	粒度試験結果.....	4
表 2-2	液性・塑性限界試験結果のまとめ.....	6
表 2-3	実験条件	8
表 2-4	有効応力表示の強度定数.....	11
表 2-5	全応力表示の強度定数.....	11
表 2-6	実験条件と試験時の供試体情報.....	14
表 2-7	強度定数のまとめ.....	16
表 2-8	圧密試験結果のまとめ.....	20
表 3-1	せん断強度低減法で用いた地盤物性値および強度定数.....	27
表 3-2	修正フェレニウス法で用いた地盤物性値および強度定数.....	27
表 3-3	検討した一部の断面形状の解析結果.....	28
表 3-4	各水平震度を傾斜換算した値.....	30
表 3-5	PIV 解析結果の比較.....	55
表 4-1	遠心模型実験装置の諸元.....	56
表 4-2	計測項目一覧表.....	63
表 4-3	実験ケース.....	64
表 4-4	サンプリング試料の試験結果.....	68
表 4-5	画像抽出時（黄 変状前, 青 変状発生中）の傾斜角と経過時間（本実験 ケース 1）	71
表 4-6	画像抽出時（黄 変状前, 青 変状発生中）の傾斜角と経過時間（本実験 ケース 2）	74
表 4-7	画像抽出時画像抽出時（黄 変状前, 青 変状発生中）の傾斜角と経過時 間（本実験ケース 3）	77
表 4-8	画像抽出時画像抽出時（黄 変状前, 青 変状発生中）の傾斜角と経過時 間（本実験ケース 4）	80
表 4-9	滑動開始傾斜角.....	83
表 5-1	地盤物性値.....	86
表 5-2	破壊が生じた傾斜角に関する解析結果と実験結果の比較.....	91
表 5-3	地盤物性値.....	92
表 5-4	修正フェレニウスでの解析結果まとめ.....	97
表 5-5	せん断強度低減法での解析結果まとめ.....	100

写真目次

写真 2-1	AX カオリン (左) と MC クレー (右)	2
写真 2-2	試験状況 (土粒子の密度試験)	3
写真 2-3	試験状況 (粒度試験 (沈降分析))	4
写真 2-4	試験状況 (液性・塑性限界試験)	5
写真 2-5	三軸圧縮試験機 (分解時)	8
写真 2-6	供試体の状況	9
写真 2-7	一面せん断試験装置	13
写真 2-8	定ひずみ速度圧密試験装置	18
写真 3-1	含水比調整した粘性土	38
写真 3-2	粘土と土槽側面の摩擦低減用のグリス塗布状況	38
写真 3-3	粘土の投入状況	39
写真 3-4	浸透圧密状況	40
写真 3-5	遠心载荷による圧密状況	40
写真 3-6	圧密沈下計測状況	40
写真 3-7	ハンドベーン計測状況	41
写真 3-8	ベーンせん断試験計測状況	41
写真 3-9	含水比測定状況	41
写真 3-10	地盤切り出し状況	42
写真 3-11	地盤成形状況	42
写真 3-12	水平切出し方式の斜面模型地盤作製完了	42
写真 3-13	型枠 (上下逆)	43
写真 3-14	型枠の設置 (土槽側面から見た状況)	44
写真 3-15	型枠の設置 (土槽上面から見た状況)	44
写真 3-16	浸透圧密状況 (全景)	44
写真 3-17	浸透圧密状況 (土槽側面)	45
写真 3-18	遠心圧密状況	45
写真 3-19	型枠撤去	45
写真 3-20	地盤成形状況	46
写真 3-21	型枠設置方式の斜面模型地盤作製完了	46
写真 3-22	クラックを保持するためのビニールフィルム	47
写真 3-23	ビニールフィルムへのグリス塗布状況	47
写真 3-24	ビニールフィルムの重ね合わせ	47
写真 3-25	フィルム挿入位置の切込み	48

写真 3-26	ビニールフィルムの挿入.....	48
写真 3-27	クラック作製完了.....	48
写真 3-28	含水比測定試料のサンプリング.....	49
写真 3-29	ベーンせん断強度試験.....	49
写真 3-30	凍らせたサンプリング試料.....	50
写真 3-31	サンプリング孔の穴埋め状況.....	50
写真 3-32	崩壊防止型枠設置.....	53
写真 3-33	標点用型枠.....	54
写真 3-34	マーキング状況.....	54
写真 3-35	マーキング完了.....	54
写真 4-1	遠心模型実験装置.....	56
写真 4-2	傾斜台.....	58
写真 4-3	実験土槽の設置状況.....	58
写真 4-4	傾斜前の状況.....	58
写真 4-5	傾斜後の状況.....	59
写真 4-6	実験土槽.....	59
写真 4-7	実験土槽密封用蓋.....	60
写真 4-8	フィルター.....	60
写真 4-9	排水用配管.....	60
写真 4-10	水圧载荷装置のタンク設置状況.....	61
写真 4-11	水圧载荷装置の配管接続状況.....	61
写真 4-12	計測器の設置状況.....	63
写真 4-13	試験体作製状況.....	68
写真 4-14	斜面の状況 (傾斜 0°).....	72
写真 4-15	斜面の状況 (傾斜 11.4°).....	72
写真 4-16	斜面の状況 (傾斜 11.8°).....	72
写真 4-17	斜面の状況 (傾斜 0°).....	75
写真 4-18	斜面の状況 (傾斜 13.1°).....	75
写真 4-19	斜面の状況 (傾斜 14.7°).....	75
写真 4-20	斜面の状況 (傾斜 0°).....	78
写真 4-21	斜面の状況 (傾斜 10°).....	78
写真 4-22	斜面の状況 (傾斜 11°).....	78
写真 4-23	斜面の状況 (傾斜 0°).....	81
写真 4-24	斜面の状況 (傾斜 12.6°).....	81
写真 4-25	斜面の状況 (傾斜 13.8°).....	81

1 はじめに

本事業は、海底地すべり起因の津波を考慮した確率論的津波ハザード評価に資するために、海底環境下を模した斜面の地すべり実験などを通じ、斜面安定性に関する既往手法の適用性を把握する。

そのため、まず、海底における水圧の作用と地盤の特性を踏まえた斜面模型を作製し、地震時挙動を模した静的な遠心力模型実験を実施し、崩壊挙動を明らかにする。ここで、海底における水圧の作用と地盤の特性を踏まえた斜面模型を作製するため、水圧作用の可能な土槽を製作し、平成 27 年の事業で得られた日本近海の海底地盤の材料・強度特性を踏まえた斜面模型の材料およびその作製方法について検討を実施する。

次に、その結果を踏まえ、陸上における斜面の安定性評価に用いられている手法の適用性を明らかにするため、簡便な貯水圧程度の水圧作用下でのフィルダムの斜面安定性評価に用いられている手法（フェレニウス法）、さらに有限要素法を用いてすべり面の形成から安定性評価を実施できるせん断強度低減法を用いた詳細な手法を用いた実験との比較を実施する。

最後に、既往の斜面安定性評価法の適用性について考察し、必要に応じて課題などを明らかにする。

2 斜面地盤材料の物理・強度特性

2.1 地盤材料の選定

日本近海の海底地盤の模擬粘土の作製にあたっては、写真 2-1 に示す AX カオリンと MC クレーを使用した。AX カオリンと MC クレーである。AX カオリンと MC クレーは、含水珪酸アルミニウムを主成分とする天然の鉱石から工業精製した白色粉状の人工粘土であり、パイロフィライト、カオリナイト、ハロイサイト、セリサイト、モンモリロナイト等の粘土鉱物の微細な粒子の集合体をなしているものである。

本研究にて、AX カオリンと MC クレーの乾燥重量比 1:1 配合粘土を用いた。理由は以下の通りである。

①国際深海科学掘削計画(IODP)のボーリング調査により日本近海の海底地盤は粘土である。このため、容易に入手可能な工業用粘土を用いた。

②既往の研究¹⁾では圧密速度が速く模型実験に要する時間を短縮できることから海底粘土地盤の模擬粘土として用いた実績がある。

③国際深海科学掘削計画(IODP346)の調査結果である日本海の海底地盤の湿潤密度が 1.4~1.8(g/cm³)であるのに対して、配合粘土の湿潤密度が 1.7(g/cm³)と近い値に調整できる。

上記の①、②、③の理由から本研究では、事前の検討をふまえ、海底地盤の模擬粘土には AX カオリンと MC クレーを乾燥重量比 1:1 で混合した粘土を用いた。



写真 2-1 AX カオリン (左) と MC クレー (右)

2.2 物理特性

物理特性は土粒子の密度，粒度，コンシステンシーを室内土質試験により求めた。2つの研究機関(宇都宮大学, 日本大学工学部)で同一試料について試験を実施したため，試験結果を併記することとした。

JIS A 1202 に準拠して土粒子の密度試験をおこなった。土粒子の密度試験の実施状況を写真 2-2 に示す。土粒子の密度はそれぞれ $2.742(\text{g}/\text{cm}^3)$ および $2.738(\text{g}/\text{cm}^3)$ であった。

JIS A 1204 に準拠して粒度試験をおこなった。沈降分析試験の状況を写真 2-3 に示す。試験結果を表 2-1 に示す。また粒径加積曲線を図 2-1 に示す。試料には粒径が 0.075mm 以上の粗粒分を含まない細粒土であり，粘土分とシルト分の割合は実験結果で若干異なっているが，結果①で 71%，29%，結果②では 60%，40%となった。

JIS A 1205 に準拠し土の液性限界・塑性限界試験をおこなった。試験状況を写真 2-4 に示す。流動曲線を図 2-2 に示す。液性限界はそれぞれ 58.8%，53.7%となった。また塑性限界は 39.1%，37.0%となった。これらの結果をまとめて表 2-2 に示す。試験結果をもとに図 2-3 に示す塑性図により分類するといずれも MH（シルト（高液性限界））に分類された。



写真 2-2 試験状況（土粒子の密度試験）



写真 2-3 試験状況（粒度試験（沈降分析））

表 2-1 粒度試験結果

結果①		結果②	
粒径(mm)	通過質量百分率(%)	粒径(mm)	通過質量百分率(%)
0.075	100	0.075	100
0.038	100	0.0478	100
0.028	100	0.0338	100
0.018	100	0.0215	100
0.011	100	0.0125	99
0.0083	95.7	0.0089	93.0
0.006	79.5	0.0066	71.9
0.0032	53.0	0.0035	45.6
0.0013	29.5	0.0015	26.3

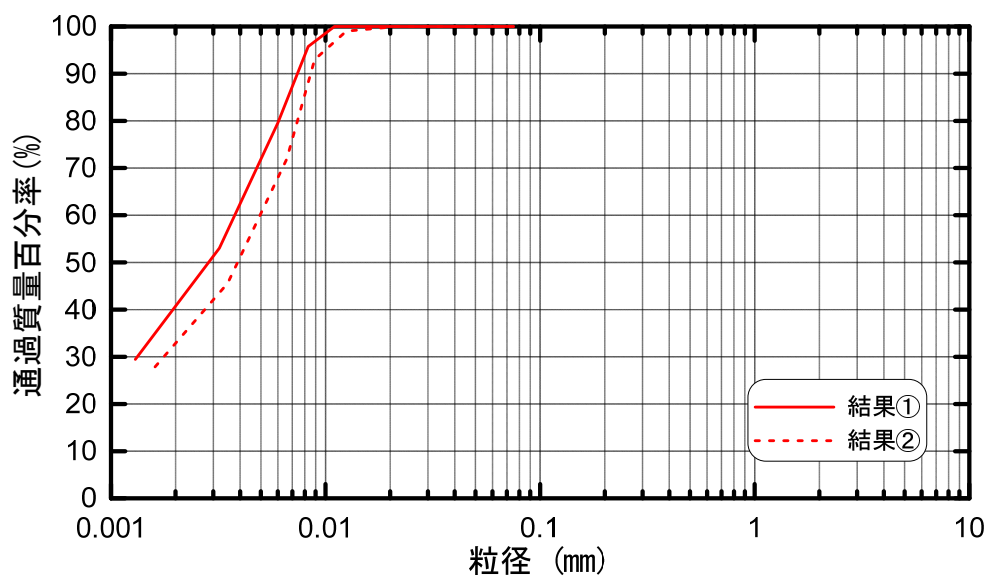


図 2-1 粒径加積曲線



(a)液性限界試験



(b)塑性限界試験

写真 2-4 試験状況（液性・塑性限界試験）

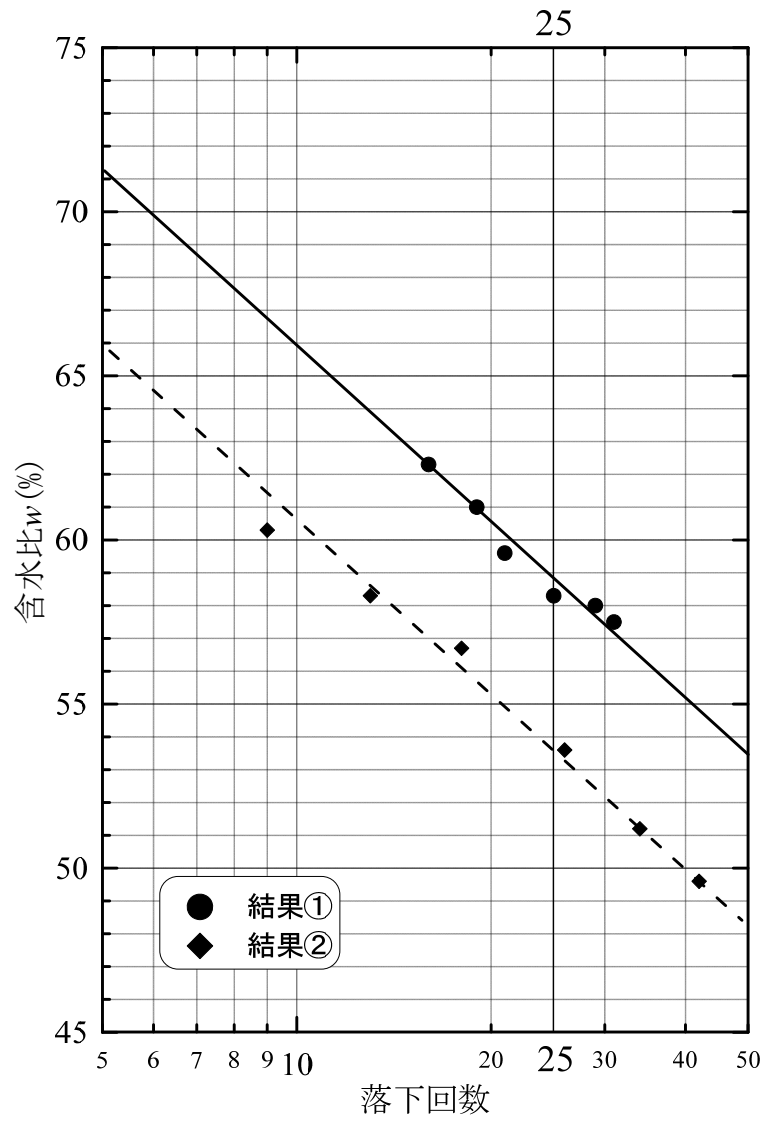


図 2-2 流動曲線

表 2-2 液性・塑性限界試験結果のまとめ

	液性限界 w_L (%)	液性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p	分類記号	分類
結果①	58.8	39.1	19.7	MH	シルト(高液性限界)
結果②	53.7	37.0	16.7	MH	シルト(高液性限界)

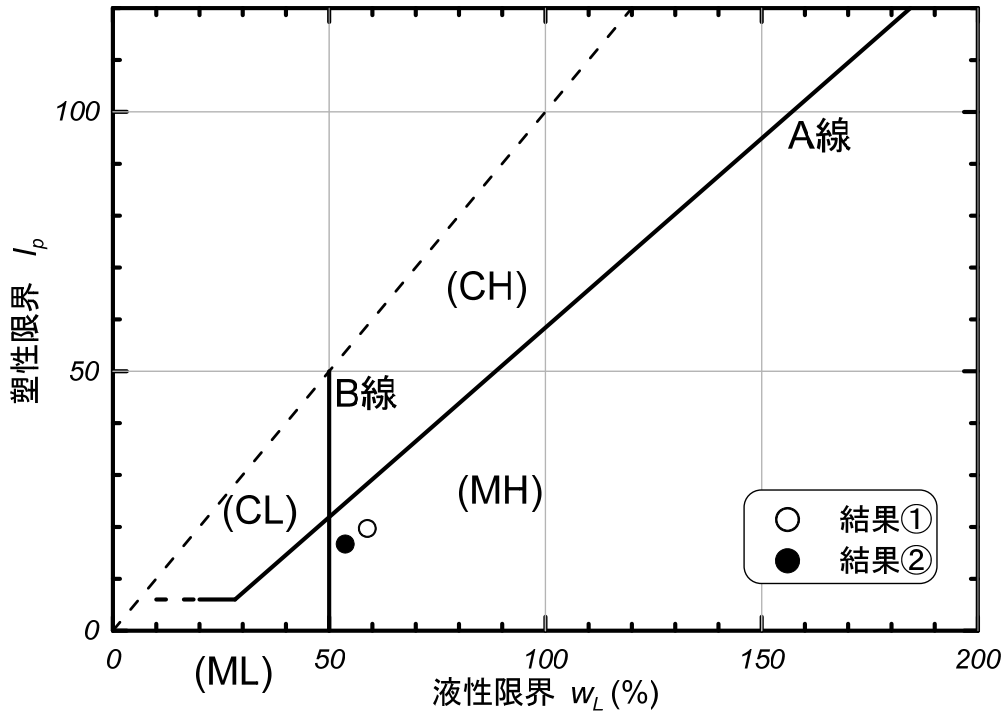


図 2-3 塑性図による分類

2.3 強度特性

2.3.1 三軸圧縮試験で求めた強度特性

模擬粘土の強度特性を把握するために三軸圧縮試験をおこなった。圧密非排水(\overline{CU})試験は JGS 0523 2009 に準拠しておこなった。

実験に用いた三軸圧縮試験機を写真 2-5 に示す。供試体の作製方法は以下の方法とした。まず液性限界の 1.5 倍の含水比になるように脱気水と粘土粉末を混ぜ合わせてスラリー状にした後、予備圧密容器に注ぎ入れて圧密圧力 100kN/m^2 で予備圧密した。なお、スラリー粘土を容器に入れする際、木槌で打撃を与え、空気が混入しないようにした。予備圧密終了後、容器から粘土を取り出して直径 5cm、高さ 10cm の円柱状に成形して

用いた。試験条件を表 2-3 に示す。有効拘束圧が異なる 4 ケースについて実施した。表中の値はそれぞれ、 ρ_{d0} : 初期状態の乾燥密度 (g/cm^3), ρ_{dc} : 圧密後の乾燥密度 (g/cm^3), e_0 : 初期状態の間隙比, e_c : 圧密後の間隙比, σ'_c : 有効拘束圧 (kN/m^2)である。実験は軸ひずみ 15%を破壊ひずみとして、破壊ひずみに達したら試験を終了した。

写真 2-6 は圧縮中の供試体の様子と圧縮後の供試体の様子を示す。有効応力経路を図 2-4 に示す。図よりすべての実験ケースにおいて初期平均有効主応力が大きいほど破壊時のせん断応力が大きい。また有効応力経路の挙動を見ると、初期に若干正のダイレイタンシーの挙動を示したのち、負のダイレイタンシーの挙動を示す。

軸差応力と軸ひずみの関係を図 2-5 に示す。初期有効応力が大きいケースほど、ピーク強度が増加する傾向が見られた。

モールの応力円を図 2-6 に示す。同図には破壊包絡線も示した。破壊包絡線の切片および傾きを求め、有効応力表示の強度定数 (c' , ϕ') を求めた。初期有効応力とピーク強度の関係を図 2-7 に示す。クーロンの破壊基準により、近似直線の切片と傾きより全応力表示の強度定数 (c_{cu} , ϕ_{cu}) を求めた。

上記の有効応力表示と全応力表示の強度定数(粘着力, 内部摩擦角)を表 2-4 と表 2-5 に示す。

三軸試験より求めた強度増加率と深度の関係を図 2-8 に示す。図より模擬粘土の強度増加率は 0.25~0.4 程度であることがわかる。



写真 2-5 三軸圧縮試験機（分解時）

表 2-3 実験条件

ケース	σ_c' (kN/m ²)	ρ_{d0} (g/cm ³)	ρ_{dc} (g/cm ³)	e_0	e_c	B 値
ケース 1	101	1.12	1.12	1.45	1.45	0.95
ケース 2	124	1.11	1.11	1.48	1.47	0.96
ケース 3	149	1.11	1.12	1.47	1.45	0.97
ケース 4	175	1.13	1.15	1.44	1.38	0.95



(a) 圧縮中の供試体の様子



(b) 圧縮後の供試体の様子

写真 2-6 供試体の状況

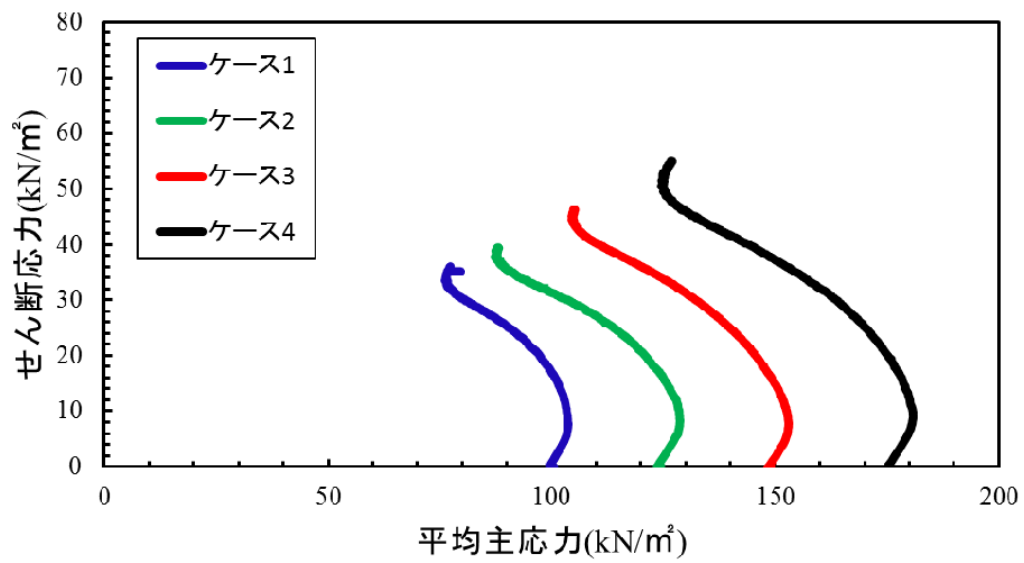


図 2-4 有効応力経路

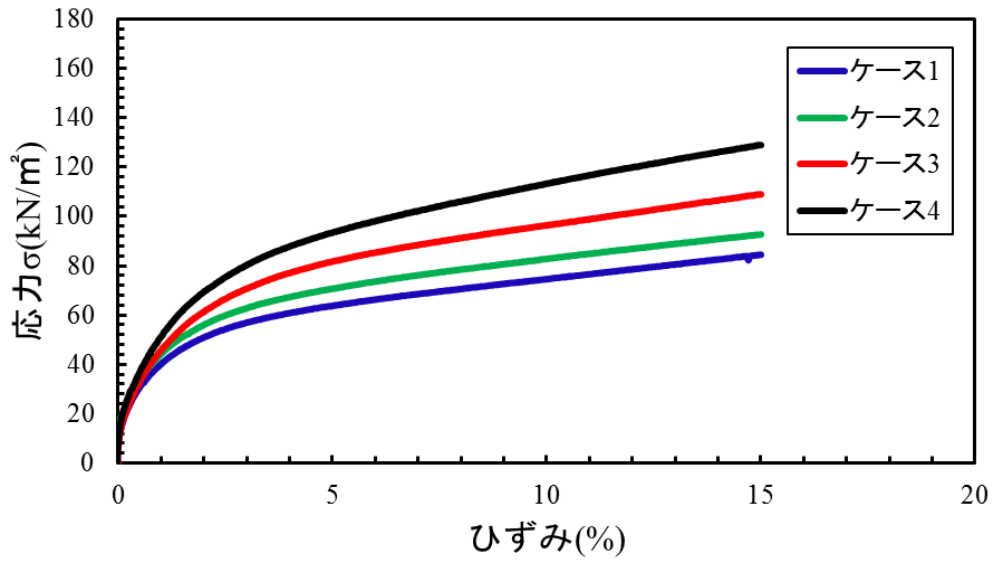


図 2-5 応力ひずみ関係

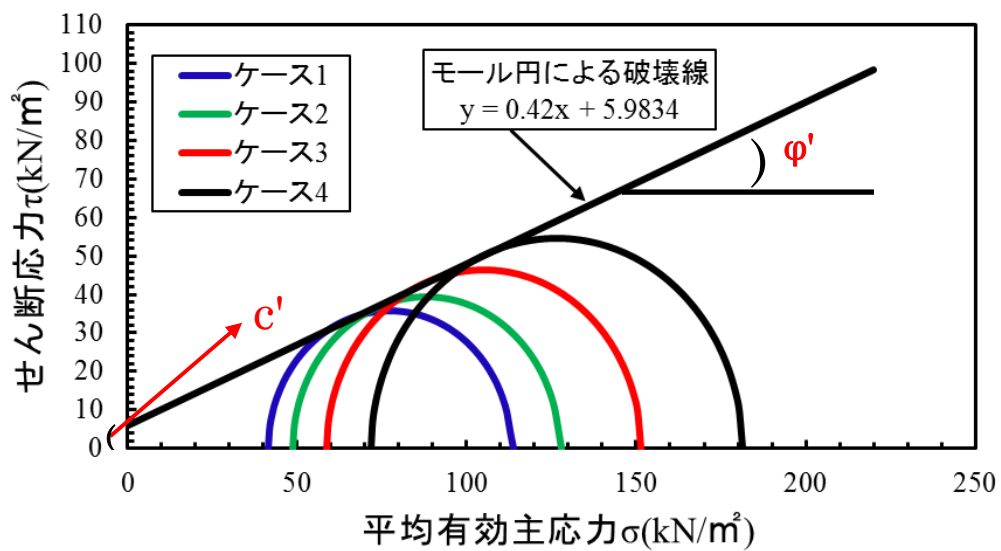


図 2-6 モール円と破壊包絡線

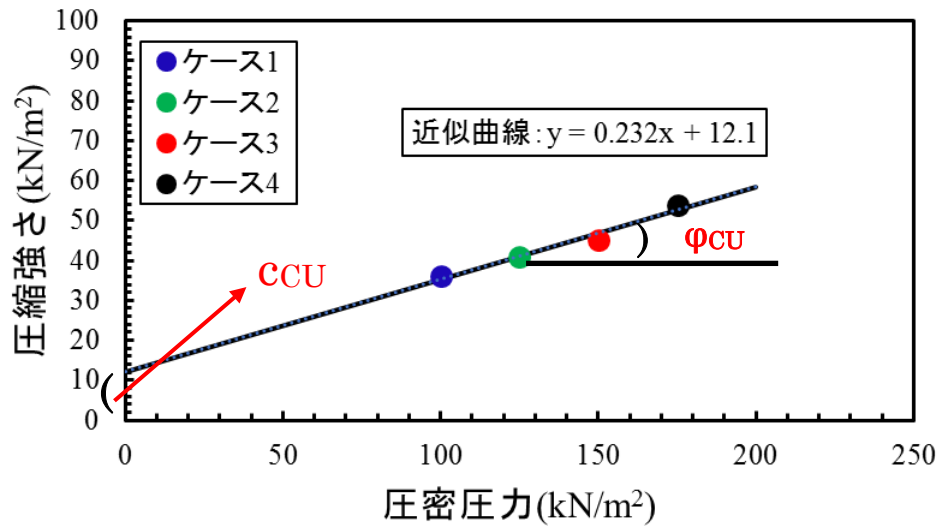


図 2-7 圧縮強さと圧密圧力の関係

表 2-4 有効応力表示の強度定数

	有効応力表示
粘着力 c' (kN/m ²)	5.98
内部摩擦角 ϕ' (°)	22.78

表 2-5 全応力表示の強度定数

	全応力表示
粘着力 c_{CU} (kN/m ²)	12.1
内部摩擦角 ϕ_{CU} (°)	13.1

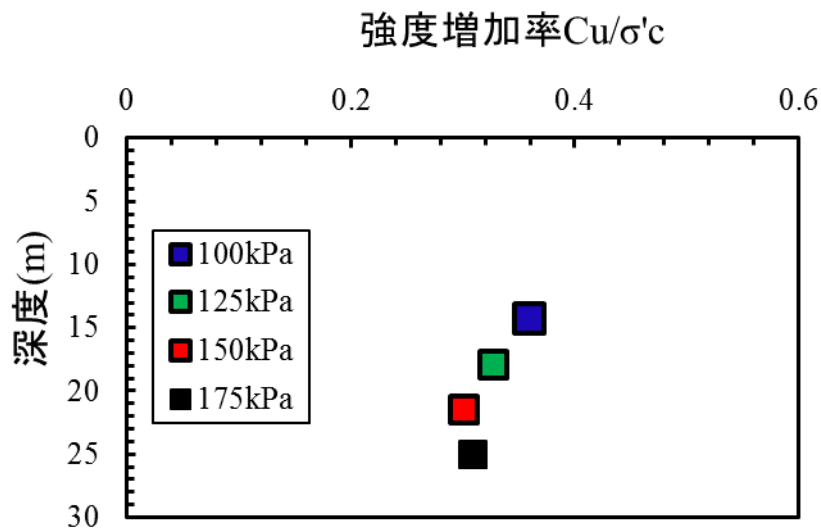


図 2-8 強度増加率と深度の関係

2.3.2 一面せん断試験で求めた強度特性

模擬粘土の強度特性を把握するために定みずみ一面せん断試験をおこなった。実験は JGS 0560 2009 に準拠しておこなった。

実験に用いた一面せん断試験機を写真 2-7 に示す。供試体の作製方法は以下の方法とした。含水比約 100%になるように脱気水と粘土粉末を混ぜ合わせてスラリー状にした後、予備圧密容器に注ぎ入れて圧密圧力 100kN/m^2 で予備圧密した。なお、スラリー粘土を容器に入れする際、打撃を与え、空気が混入しないようにした。予備圧密終了後、容器から粘土を取り出してカッターリング法により直径 6cm、高さ 2cm の円柱状に成形して用いた。試験条件を表 2-6 に示す。混合水、圧密応力および圧密履歴（正規・過圧密）が異なる 9 ケースについて実施した。なお、上下のせん断箱の摩擦影響を取り除くため、上下せん断箱のすき間は 0.2mm に調整し、せん断変位速度は 0.2mm/min とした。なお、せん断変位が 7.5mm に達したら試験を終了した。

せん断応力とせん断変位の関係を図 2-9～図 2-11 に示す。有効応力経路を図 2-12～図 2-14 に示す。図中の直線は有効応力経路のせん断応力の最大値を通る直線であり、その時の強度定数は c_i' 、 ϕ_i' と表す。なお粘土の場合、これまでの実験結果から通常 ϕ_i' は ϕ_d の代用となることが知られている。過圧密の結果は図 2-14 に示すように、過圧密比が 3.4 と大きい圧密応力が 50kPa の有効応力経路は右上方に推移し、正のダイレイ

タンシー挙動を示していることがわかる。図 2-15 に水道水（那須）を練り混ぜ水に使った模擬粘土のせん断強さ（ピーク強度）と垂直応力の関係を示す。過圧密の試験は先行圧密応力 170kPa より除荷して実施したが、2 つの直線は先行圧密応力で交差しており理にかなった結果となった。圧密非排水（CU）条件の強度定数は正規圧密領域で $c_{CU}=2.7\text{kPa}$ 、 $\phi_{CU}=14.4^\circ$ 、過圧密領域で $c_{CU}=26.6\text{kPa}$ 、 $\phi_{CU}=7.2^\circ$ となった。以降の遠心载荷実験の粘土地盤の強度定数はこの強度定数を用いて評価するものとする。なお、ここで求めた（非排水）せん断強さが海底粘土地盤のそれと比べて妥当な値かどうかについては、次の節にて考察する。

有効応力表示および全応力表示（ピーク強度および残留強度）の強度定数（粘着力、内部摩擦角）を表 2-7 に示す。



写真 2-7 一面せん断試験装置

表 2-6 実験条件と試験時の供試体情報

ケース	圧密応力 σ_v (kN/m ²)	OCR	混合水	初期含水比 w_0 (%)	圧密後含水比 w_c (%)	初期間隙比 e_0	圧密度間隙比 e_c	せん断強さ τ_{max} (kN/m ²)	残留せん断強さ τ_{res} (kN/m ²)
1	100	1.0	蒸留水(郡山)	46.0	38.8	1.288	1.062	32.5	28.0
2	200			43.6	35.9	1.25	0.983	61.6	44.8
3	300			46.5	35.1	1.307	0.962	76.8	61.0
4	100	1.0	水道水(那須)	48.0	41.9	1.301	1.147	29.5	28.2
5	200			47.6	37.9	1.32	1.038	51.9	40.0
6	300			48.6	35.3	1.336	0.968	80.9	61.0
7	50	3.4	水道水(那須)	46.7	35.5	1.234	0.973	34.0	30.2
8	100	1.7		45.9	30.5	1.130	0.836	37.7	31.1
9	150	1.1		46.6	31.7	1.128	0.869	46.6	30.7

ケース7~9の先行圧密応力は170kN/m²

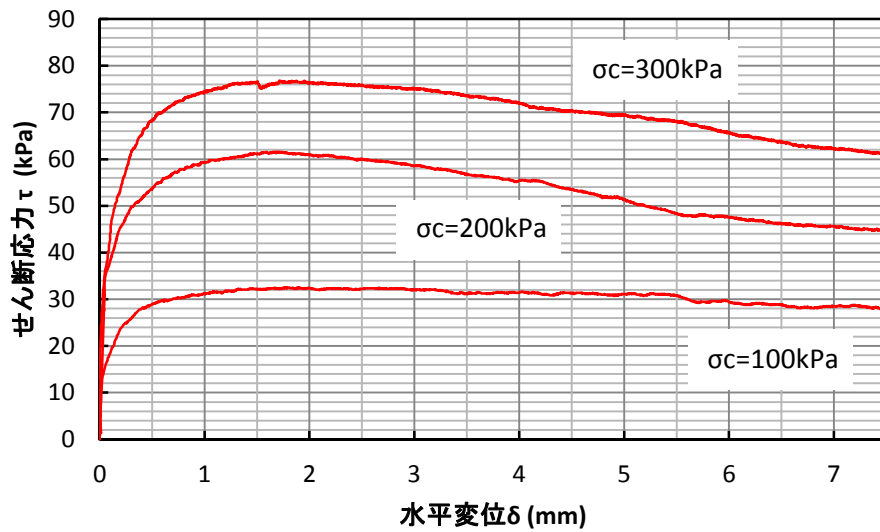


図 2-9 せん断応力と水平変位の関係 (ケース 1~3)

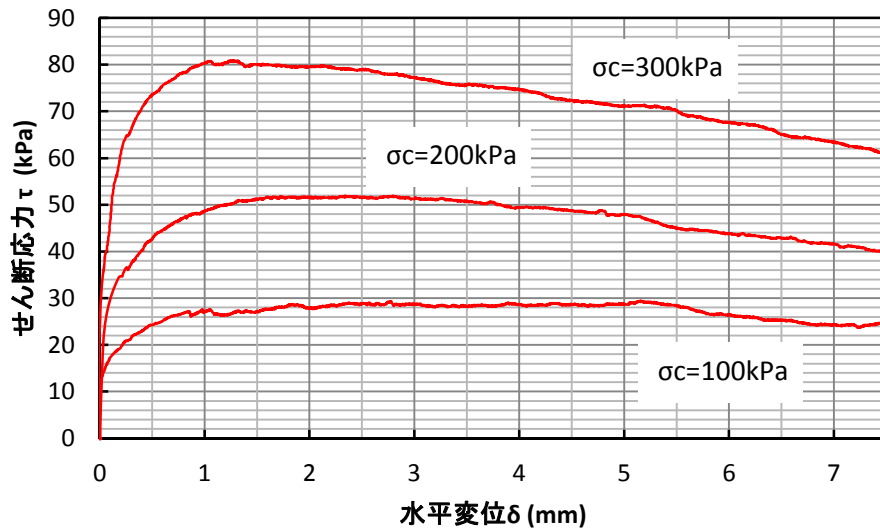


図 2-10 せん断応力と水平変位の関係 (ケース 4~6)

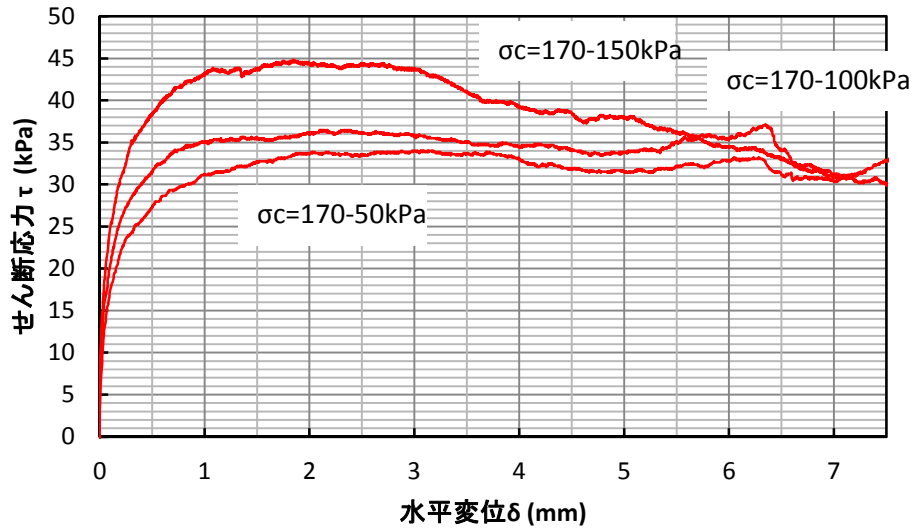


図 2-11 せん断応力と水平変位の関係 (ケース 7~9)

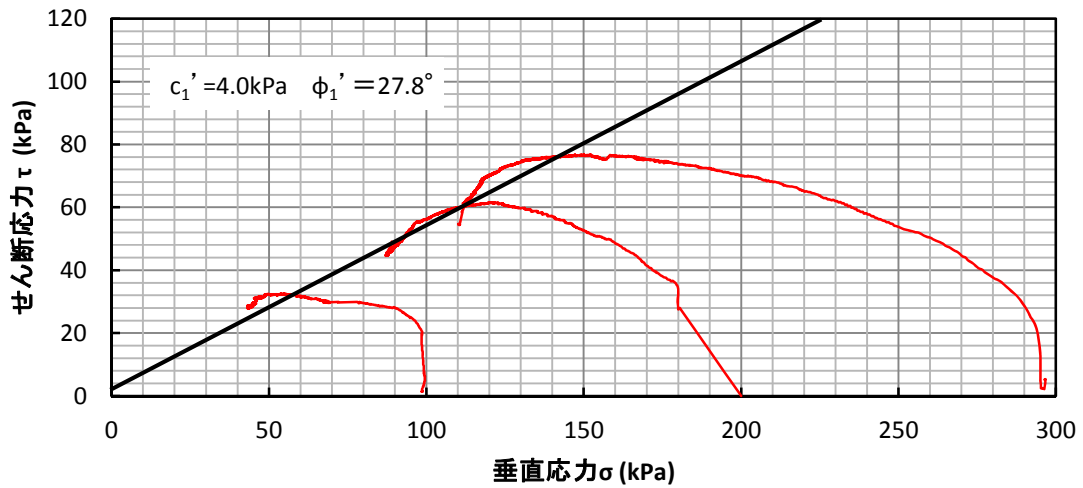


図 2-12 有効応力経路 (ケース 1~3)

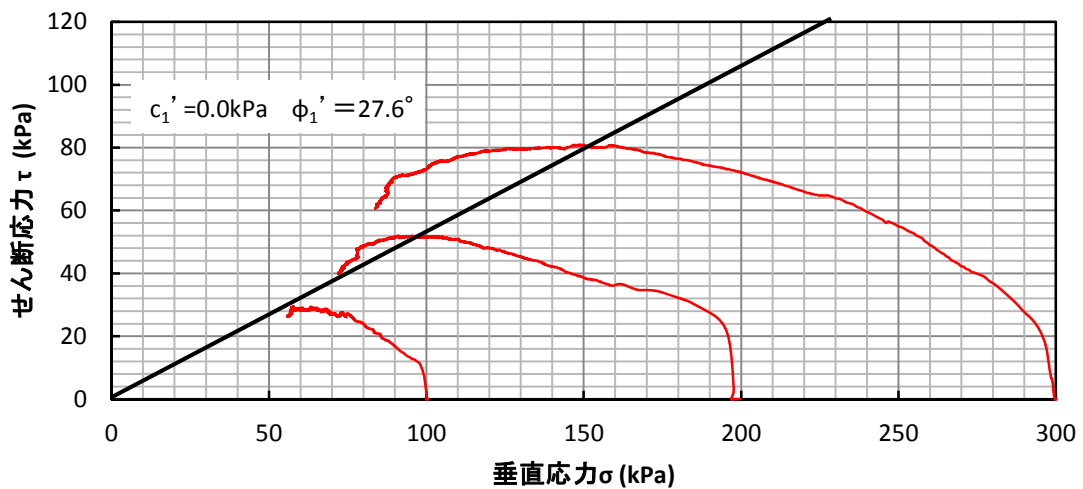


図 2-13 有効応力経路 (ケース 4~6)

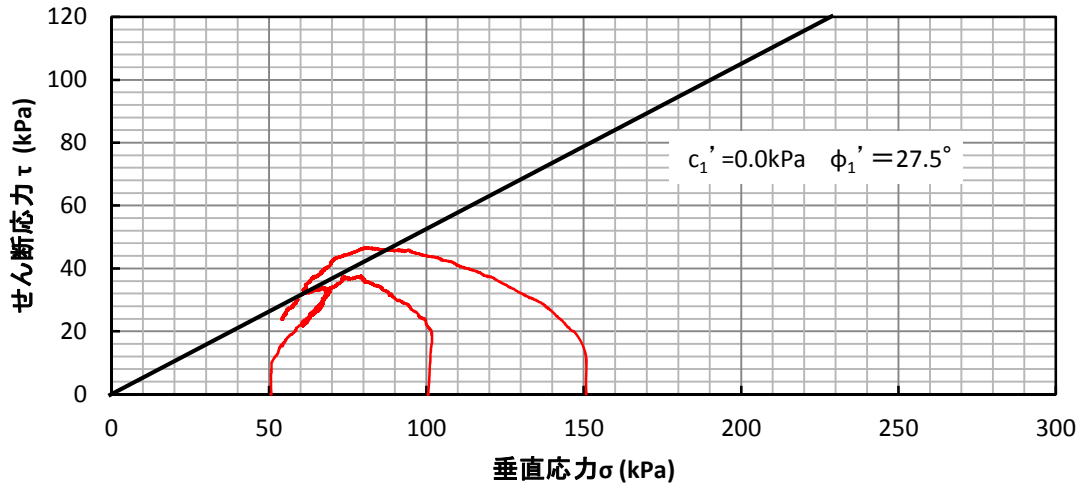


図 2-14 有効応力経路（ケース 7～9）

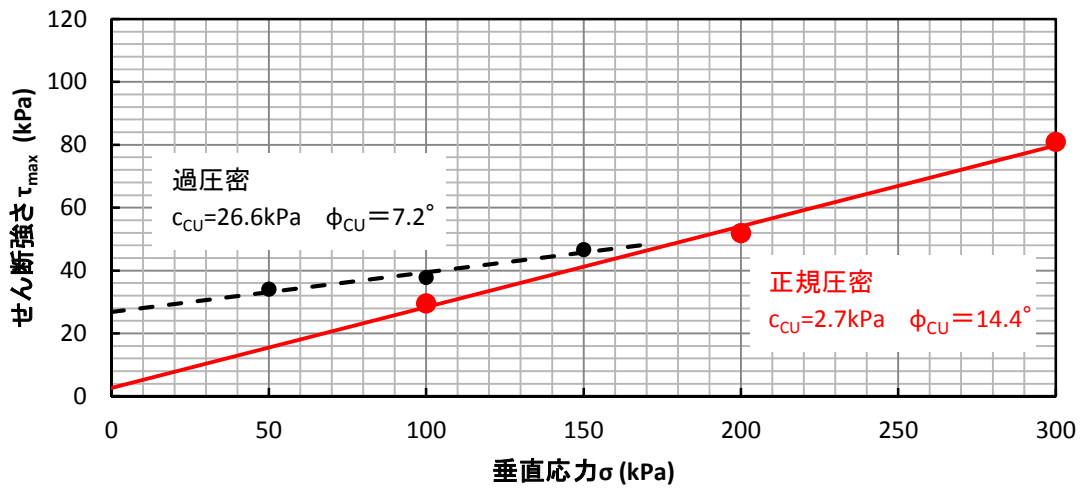


図 2-15 せん断強さと垂直応力の関係（ケース 4～9）

表 2-7 強度定数のまとめ

混合水	圧密状態	応力状態	c (kN/m^2)	ϕ ($^\circ$)	$\tan \phi$	備考
蒸留水(郡山)	正規圧密	全応力	12.7	12.5	0.22	c_{CU}, ϕ_{CU}
		全応力	11.6	9.4	0.17	残留強度
		有効応力	4.0	27.8	0.53	c_1', ϕ_1'
水道水(那須)	正規圧密	全応力	2.7	14.4	0.26	c_{CU}, ϕ_{CU}
		全応力	10.3	9.3	0.16	残留強度
		有効応力	0.0	27.6	0.52	c_1', ϕ_1'
水道水(那須)	過圧密	全応力	26.6	7.2	0.13	c_{CU}, ϕ_{CU}
		全応力	30.2	0.3	0.005	残留強度
		有効応力	0.0	27.5	0.52	c_1', ϕ_1'

2.4 海底粘土および模擬粘土のせん断強度比較

図 2-16 に日本海と東京湾の海底粘土地盤の非排水せん断強さとの比較を示す。日本海のデータ²⁾⁻⁴⁾と比較すると模擬粘土の非排水せん断強さが大きい。日本海のデータはサンプリング時の応力開放や試料運搬に伴う乱れ、試料の整形方法等により強度を過少評価している可能性がある⁵⁾。一方、東京湾のデータ⁶⁾と比較するとそれらのデータの多くは過圧密粘土であり、その下限値と今回の非排水せん断強さは概ね対応している。以上より模擬粘土は海底地盤の強度を概ね再現できたと考える。

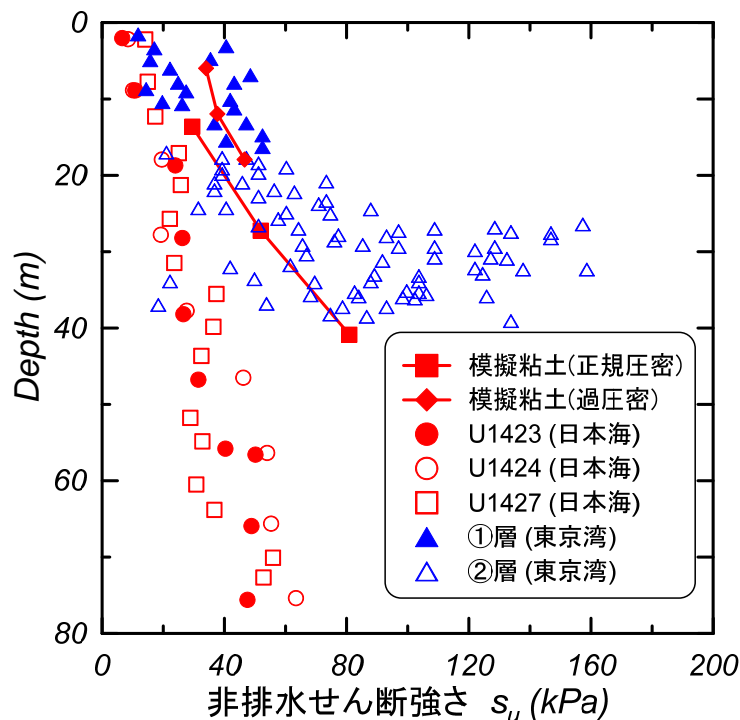


図 2-16 せん断強さの震度分布の比較

2.5 圧密特性

模擬粘土の圧密速度および圧密沈下特性を把握するために、定ひずみ速度圧密試験 (JIS A 1227 2009) に準拠して実施した。図 2-17 に水道水 (那須) を練り混ぜ水に使った模擬粘土の圧縮曲線を示す。同じ模擬粘土の圧密係数及び体積圧縮係数と圧密圧力との関係を図 2-18 に示す。圧密試験結果より得られた圧密パラメータを表 2-8 にまとめた。模擬粘土の C_c は 0.31 と 0.33 であり東京湾の粘土⁶⁾の値が 0.35~0.40 程度であることから海底粘土地盤の値と概ね対応している。加えて沖積粘土の C_c は 0.3~1.5 の範囲に

あるとされている⁷⁾。模擬粘土の C_c は最低値付近の値を示すことから圧縮性が小さい粘土であることがわかる。また圧密係数 c_v は $1500\text{cm}^2/\text{day}$ 前後である。通常の沖積粘土の値は $20\sim 2000\text{cm}^2/\text{day}$ であることから模擬粘土の圧密係数は比較的大きいことから、圧密速度が比較的速い粘土であることがわかり、遠心載荷実験の粘土地盤作製における圧密時間の短縮が期待できる。



写真 2-8 定ひずみ速度圧密試験装置

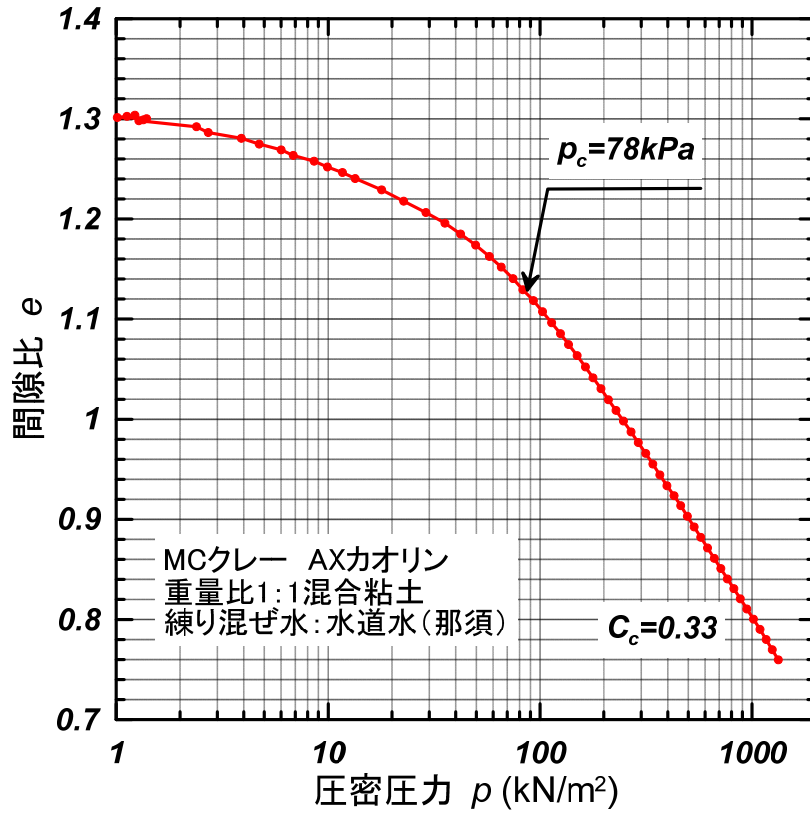


図 2-17 圧縮曲線（水道水）

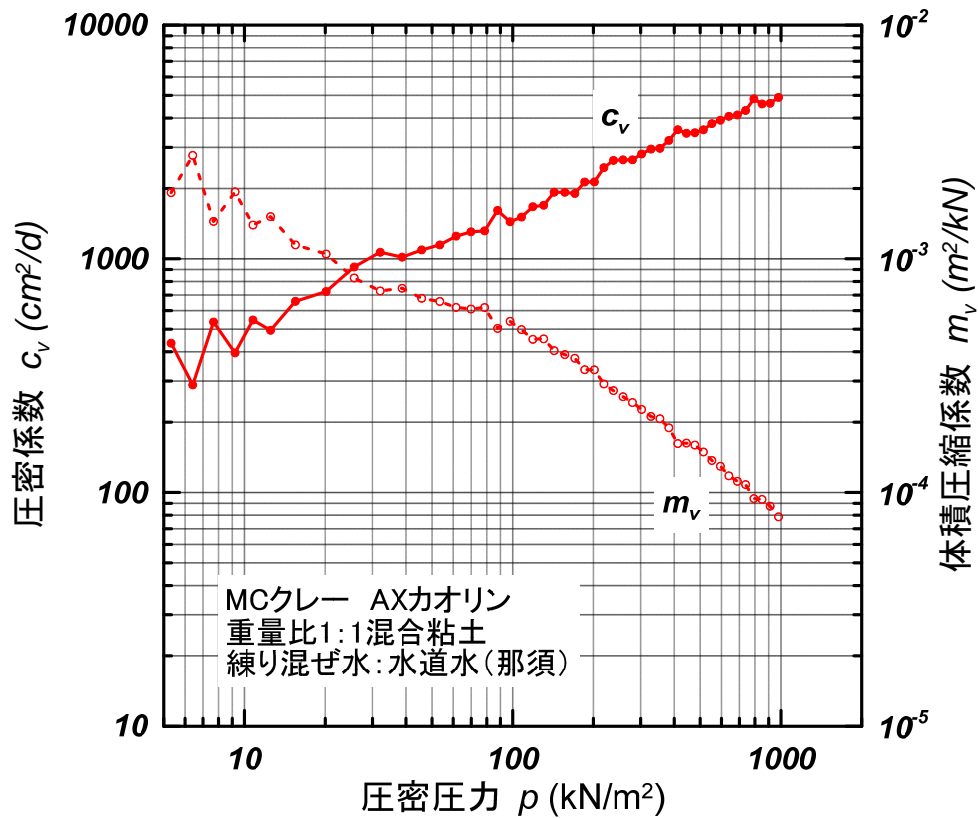


図 2-18 圧密係数と体積圧縮係数（水道水）

表 2-8 圧密試験結果のまとめ

混合水	p_c (kN/m ²)	C_c	c_v (cm ² /day)	m_v (m ² /kN)	k (m/sec)	備考
蒸留水(郡山)	87	0.31	1539	4.89×10^{-4}	8.52×10^{-9}	c_v, m_v, k は $p=100\text{kN/m}^2$ 時
水道水(那須)	78	0.33	1441	5.40×10^{-4}	8.50×10^{-9}	c_v, m_v, k は $p=100\text{kN/m}^2$ 時

2.6 まとめ

以上より以下に記す理由より，AX カオリンと MC クレーを乾燥重量比 1:1 で混合した粘土は海成粘土を模擬できたと考える．

- ・ 国際深海科学掘削計画(IODP346)の調査結果である日本海の海底地盤の湿潤密度が 1.4~1.8(g/cm³)であるのに対して，配合粘土の湿潤密度が 1.7(g/cm³)と近い値に調整できる．
- ・ 模擬粘土のせん断強度分布は日本海と東京湾の粘土の強度分布の間にあり，平均的な海底粘土の強度特性を有する．

加えて，容易に入手可能な工業用粘土であること，圧密係数が大きく圧密速度が速いため模型実験に要する時間を短縮できることから，遠心載荷模型実験に適した粘土といえる．

3 斜面模型地盤の作製

3.1 予備解析に基づく断面形状の決定

遠心模型実験で海底地すべりの再現を行う事前検討として、模擬粘土の物理特性・強度特性をもとに解析ソフトを用いて水深 70m における地震時斜面安定性評価を行った。用いた解析ソフトは、SoilWorks (MIDASIT 社製) であり日本に特化した多数の解析機能を持つ 2 次元専用の地盤解析ソフトで、地盤変形、斜面、圧密、浸透、動解析といった地盤工学問題に必要な解析を行うことができる。この解析機能の中から、地震時の斜面安定性評価をせん断強度低減法 (SSRFEM) と修正フェレニウス法 (LEM) を用いて行った。

3.1.1 せん断強度低減法 (SSRFEM)

せん断強度低減法は、有限要素法を用いた斜面安定解析法である。この有限要素法は斜面の各地点の釣り合い条件と適合条件、構成方程式及び境界条件を満たす厳密な近似解法であり、実現象に近い破壊形態をあらわし、現場条件をよりリアルに反映することのできる数値解析方法である。特に、斜面の破壊面をあらかじめ仮定する必要がなく破壊過程を推測できる方法である。

斜面安全率を“すべり面に沿って斜面が極限平衡状態になるようにせん断強度定数を低減させる係数”と定義して、以降に示す方法にてせん断強度定数(c , ϕ)を徐々に低減させながら計算が収束できない時点まで解析をおこない、その地点を斜面の破壊が発生する時点としてそこでのせん断強度低下率を最小安全率と考える。

図 3-1 のような斜面の安全率を計算するために、斜面の任意の地点である一個の要素のガウス点 A に注目する。この点の応力状態をモール円で表示すると、図 3-2 のようになる。斜面の破壊滑動を示すためには仮想滑動面の応力状態に対するモール円が破壊包路面に接するように、任意の安全率 F でその点でのせん断強度を割ることによって、モール円に接するようにする。すなわち、その点での応力状態を破壊状態に補正する。この際の有限限界値 F の斜面の安全率として定義する。この方法による解析は一貫性の

ある計算が期待でき、実在する斜面の破壊挙動を実現することが可能となる。

せん断強度低減法の手順は以下の通りである。まず、斜面のテイク力 R を過大評価するところから始める。つまり、 $F_s=0.10$ のような小さな F_s を与え、低減率 $1/F_s=10$ (増幅になる) を R に乗じる。この場合、本来の R の 10 倍のせん断強度 (10 倍の粘着力、10 倍の摩擦係数) を地盤に見込んだこととなり、実質的に地盤は破壊しない。ここから段階的に F_s の値を増加 ($F_s=0.10, 0.20, 0.30$ など) させていく。これは、せん断強度を徐々に下げていくことに相当する。このように徐々に強度を下げることにより、FEM モデルの中では斜面の潜在的に弱い部分から地盤の塑性化が始まる。適切な設定をおこなえば、図 3-3 に示すようにすべり面の形成過程なども再現されると考えられ、斜面の局所破壊を取り扱うことが可能となる。さらに、せん断強度を低下させていくと、地盤内の塑性域が斜面上部から末端までつながり、すべり面が形成される。その時点ですべりが生じたと判断すれば、その時の F_s の値が安全率 F_s となる。

せん断強度低減法で斜面の最小安全率を計算する方法は、与えられた斜面の弾性係数 E とポアソン比 ν が一定とみなし、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ および膨張角を次のように漸進的に減少させ、計算が発散する時の安全率 F_s を決定する。せん断破壊により、斜面すべりに対する安全率は、以下のように計算することができる。

$$F_s = \frac{\tau}{\tau_f} \quad (3.1)$$

ここで、 τ は斜面地山のせん断強度であり、以下に示すクーロンの破壊基準式より算出する。

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.2)$$

τ_f は滑動面でのせん断応力であり、次のように計算することができる。

$$\tau_f = c_f + \sigma_n \tan \phi_f \quad (3.3)$$

ここで $c_f = \frac{c}{SRF}$: せん断強度定数

$\phi_f = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{SRF} \right)$: せん断強度定数

SRF : 強度低減率

SRF を正確に求めるために、斜面すべりを起こす F_s の値を追跡する作業が必須とな

る。さて、せん断強度低減法の特徴は以下の通りである。

- ・すべりの形成過程が分かる。
- ・最危険すべり面が自然と現れてくる。
- ・局所すべり（破壊）を知ることができる。
- ・変形量を知ることができる。

徐々に安全率 F_s を増加させる操作により、斜面のすべり過程を再現している点が、せん断強度低減法の最大の特徴といえる。

図 3-4 に解析結果の一例を示す。破壊面がせん断強度低減法では表現される。断面の色が青から赤になるほどせん断ひずみ大きいことを示す。図より緑の部分で斜面の崩壊のすべり面を表している。

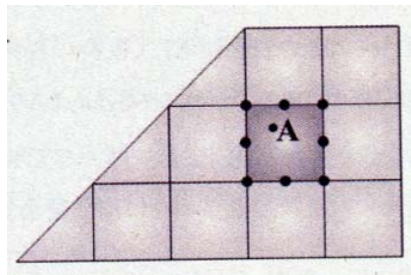


図 3-1 斜面内の着目要素の例

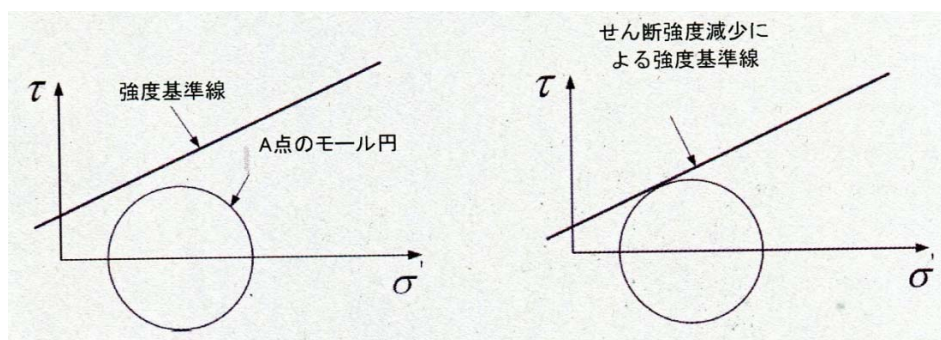


図 3-2 せん断強度低減法の原理

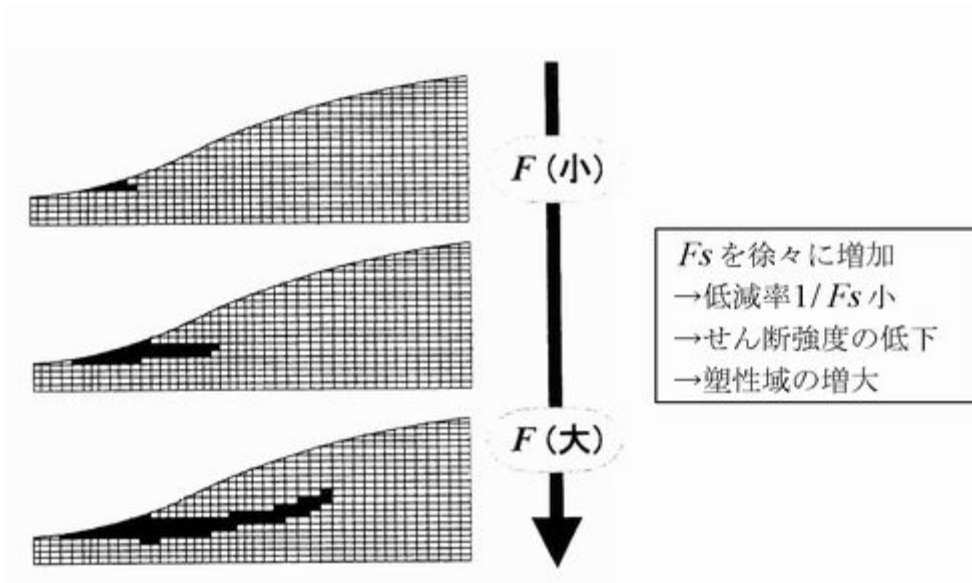


図 3-3 有限要素内の塑性域（黒色部）の進展

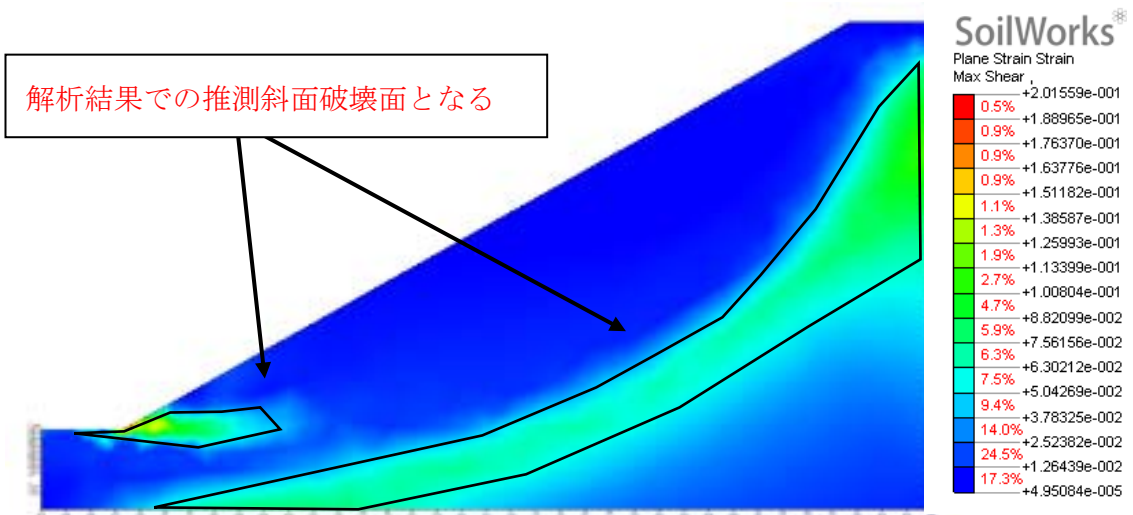


図 3-4 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布の解析結果の例(SoilWorks)

3.1.2 修正フェレニウス法 (LEM)

斜面の安定解析式には様々なものが提案されているが、実際に使用されるのはここで紹介するフェレニウス法がほとんどである。この他に、ビショップ法やヤンプ方などの解析法もあるが、ごく特殊な場合のみに採用されているのが現状である。

フェレニウス法はフェレニウスにより 1927 年に提案されたもので、簡便分割法とかスウェーデン法などとも呼ばれている。

安定解析式での安全率 (F_s) は以下のように表される.

$$F = \frac{\text{すべり面で抵抗しようとする力 (抵抗力)}}{\text{すべり面に沿って滑ろうとする力 (滑動力)}} \quad (3.4)$$

フェレニウス法ではすべりの土塊を図 3-5 のように、適当な再編 (スライス) に分割し、スライスごとに滑動力と抵抗力を求め、最後に全体を集計して安全率を求める.

ここで、滑動力は図のように各スライスでの土塊重量のすべり面方向への分力となるため、以下のように示される.

$$\text{滑動力} = W \sin \alpha \quad (3.5)$$

一方、抵抗力はすべりに抵抗 y するせん断強さで表され、式 $s=c+\sigma \tan \phi$ のクーロン式をもとにして求められる. ここで、すべり面に垂直な応力は、 $W \cos \alpha$ であり、すべり面長を l (エル)とし、平均間隙水圧を u とすると、抵抗力は以下のように示される.

$$\text{抵抗力} = cl + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi \quad (3.6)$$

したがって、これをすべてのスライスで集計して、式 (3.4) に当てはめると、安全率 F_s は以下のように示される. これがフェレニウス法と呼ばれるものである.

$$F_s = \frac{\sum \{cl + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (3.7)$$

ここで、 c : すべり面の粘着力(kN/m^2)

ϕ : すべり面の内部摩擦角($^\circ$)

u : 分割片の平均間隙水圧(kN/m^2)

l : 分割片のすべり面長(m)

W : 分割片の土塊重量(kN/m)

α : 分割片のすべり面傾斜角($^\circ$)

ところで、フェレニウス法における間隙水圧はすべり面に対して垂直に作用すると扱われている. ところが、この考えではすべり面勾配が大きくなると間隙水圧が過剰に算出され、場合によっては $N=W \cos \alpha - ul$ がマイナスとなることもある. このような不具合を解消するために、間隙水圧をスライスに作用する浮力として扱い、次のようにして有効応力 W' を求める方法がある.

$$W' = W - ub \quad (3.8)$$

ここで b はスライス幅である。この W' からすべり面に作用する垂直応力を求めると、

$$N' = W' \cos \alpha = (W - ub) \cos \alpha \quad (3.9)$$

なり、これより式 (3.4) は以下のように修正される。

$$F_s = \frac{\sum \{cl + (W - ub) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \sin \alpha} \quad (3.10)$$

この式が、修正フェレニウス法と呼ばれ、我が国の多くの斜面設計基準に採用されている。

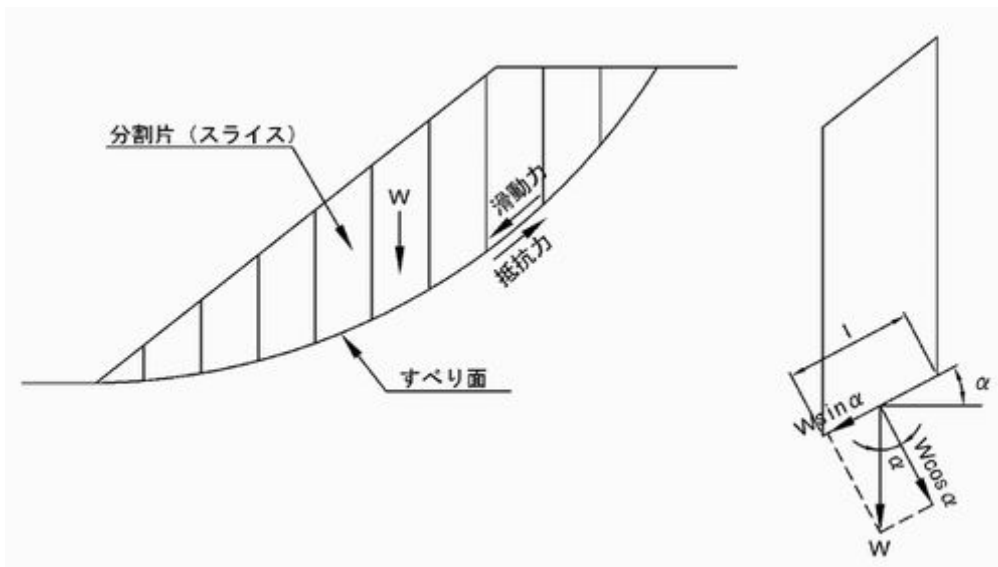


図 3-5 すべり土塊の分割とスライスに働く力

3.1.3 斜面安定解析に用いた地盤物性値と断面形状

表 3-1 にせん断強度低減法、表 3-2 に修正フェレニウス法で用いた地盤物性値及び強度定数を示す。海底模擬粘土の地盤物性値および強度定数については、本事業実施メンバーである宇都宮大学で実施した静的三軸試験より得られた値である。

また、解析条件としては海底環境下を再現するために、水深 70m に設定した。

一方、斜面の断面形状は、崩壊形状の推測をする必要性があったため、崩壊形状が表現される断面形状の検討をおこなった。この断面を設定するにあたり、遠心模型実験装置の条件として傾斜が $0(^{\circ}) \sim 18.6(^{\circ})$ の範囲で可動が可能であったため、この傾斜範囲

で崩壊する断面を考える必要があった。そのため、斜面角度や法肩・法尻を変えたいいくつかのパターンで断面の検討をおこなった。その検討した一部を表 3-3 に示す。

今回おこなった断面の検討の中で斜面の崩壊形状が明確に表現されていない断面形状の例を図 3-6 に示す。これらの断面では、傾斜（水平震度） $0(^{\circ})$ では安全率 $F \geq 1$ であるが、斜面の崩壊形状が明らかでなく遠心模型実験との斜面崩壊形状の比較ができない。

一方で、適した断面の例を図 3-7 に示す。この断面での解析結果は斜面の崩壊形状が明確に判別しやすく、境界の影響をあまり受けていない。

上記のような検討の結果、崩壊形状が明確に現れる図 3-8 のような断面形状（メッシュ形状）に決定した。

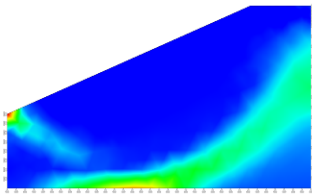
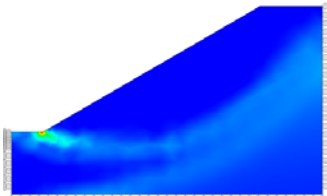
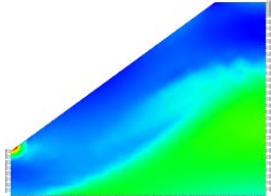
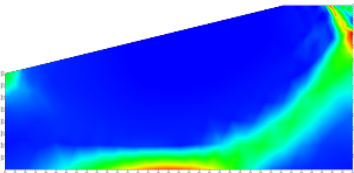
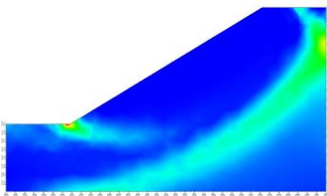
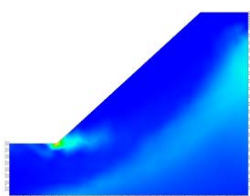
表 3-1 せん断強度低減法で用いた地盤物性値および強度定数

区分	湿潤単位重量 (kN/m ³)	飽和単位重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 [deg]	弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比
AX カオリン・MC クレー	16.40	17.00	12.1	13.10	5000	0.3

表 3-2 修正フェレニウス法で用いた地盤物性値および強度定数

区分	湿潤単位重量 (kN/m ³)	飽和単位重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 [deg]	弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比
AX カオリン・MC クレー	16.40	17.00	12.1	13.10	-	-

表 3-3 検討した一部の断面形状の解析結果

斜面角度 20°,法尻 0m,法肩 10m	斜面角度 30°,法尻 5m,法肩 10m	斜面角度 40°,法尻 0m,法肩 10m
		
斜面角度 10°,法尻 0m,法肩 10m	斜面角度 30°,法尻 10m,法肩 10m	斜面角度 40°,法尻 10m,法肩 10m
		

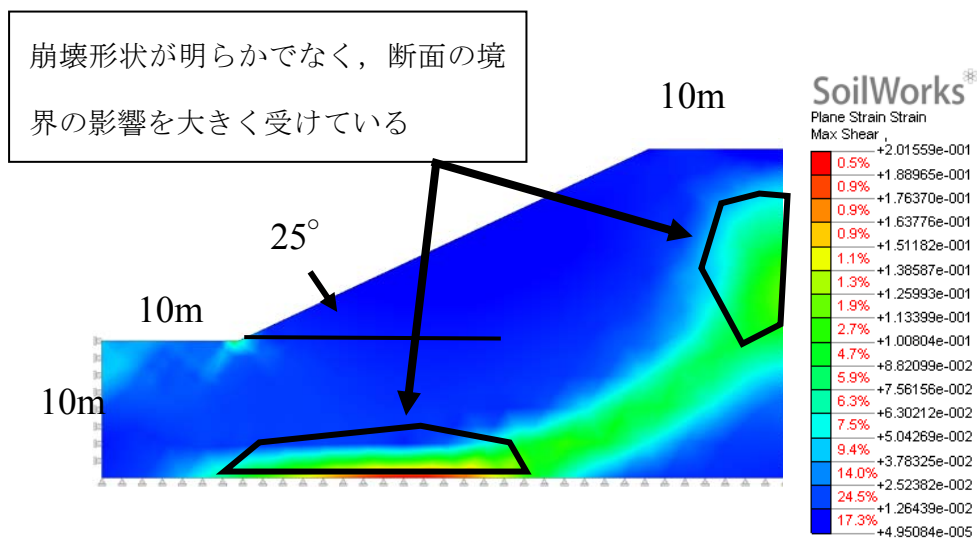


図 3-6 適さない断面での解析結果（例）

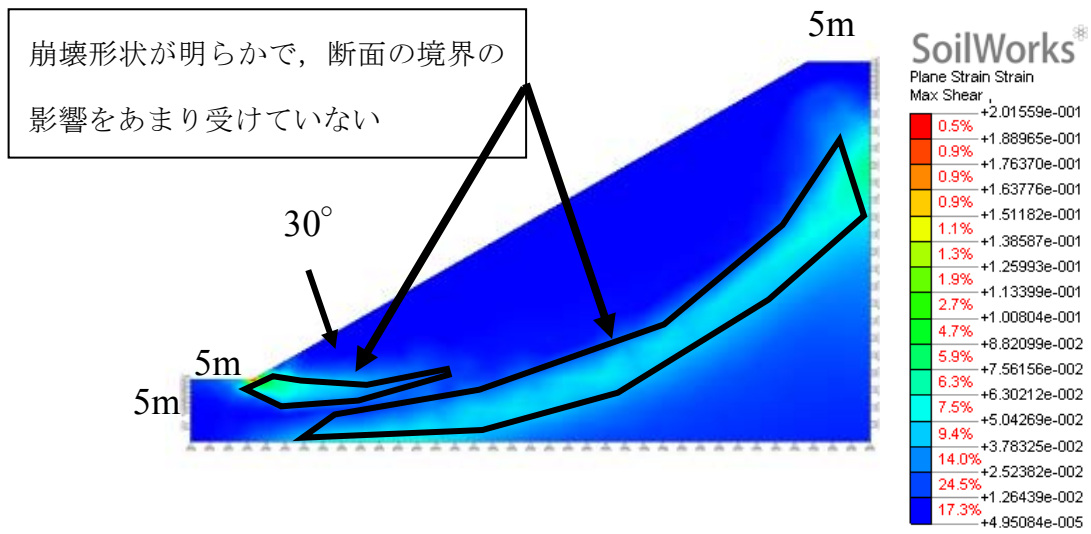


図 3-7 適した断面での解析結果（例）

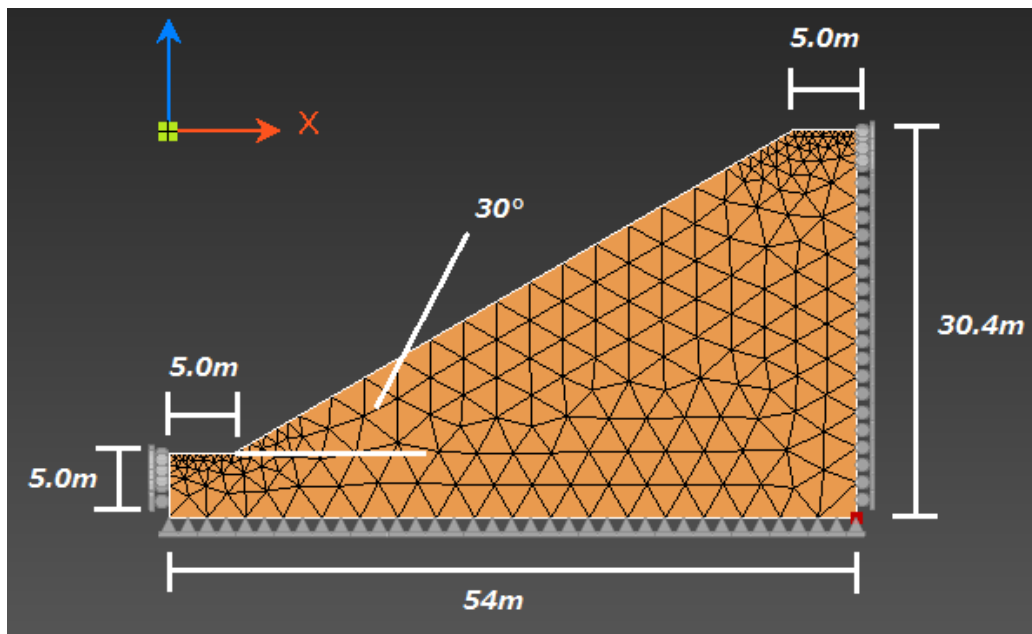


図 3-8 せん断強度低減法で用いた断面形状（メッシュ形状）

3.1.4 斜面安定解析結果

地震時の斜面安定解析を行う際に、解析上は水平震度で計算するが、遠心模型実験では土槽を傾斜させて水平震度を疑似的に表現する。今回おこなった斜面安定解析の結果をまとめる際には、水平震度を傾斜換算して解析結果をまとめた。地震時安定性評価をおこなうために傾斜角度 0° 、 5° 、 10° 、 15° の条件でおこなった。表 3-4 に各傾斜角度を水平震度換算した値を示す。

せん断強度低減法により生じたせん断ひずみの分布の解析結果のうち、水平震度を与えた場合の結果を図 3-9～図 3-12 に示す。比較のために 4 章で記載したように斜面自体を傾斜させた場合の結果を図 3-13～図 3-16 に示す。修正フェレニウス法の解析結果を図 3-17～図 3-20 に示す。

表 3-4 各水平震度を傾斜換算した値

傾斜 ($^\circ$)	0	5	10	15
水平震度 k_h	0	0.087	0.176	0.268

※震度法 $k_h = \tan \theta$

水平震度 $k_h=0$ (傾斜換算 0°)
 安全率 $F=1.138$

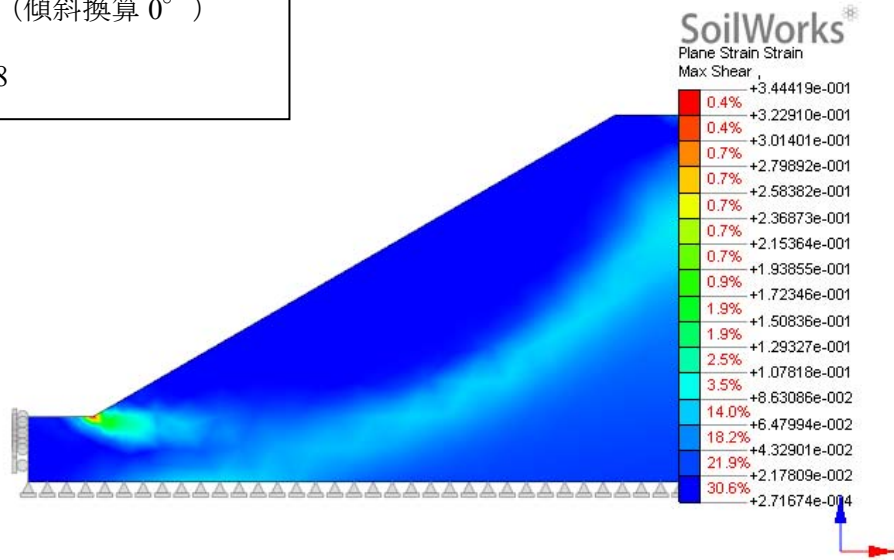


図 3-9 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0$)

水平震度 $k_h=0.088$ (傾斜換算 5°)
 安全率 $F=0.813$

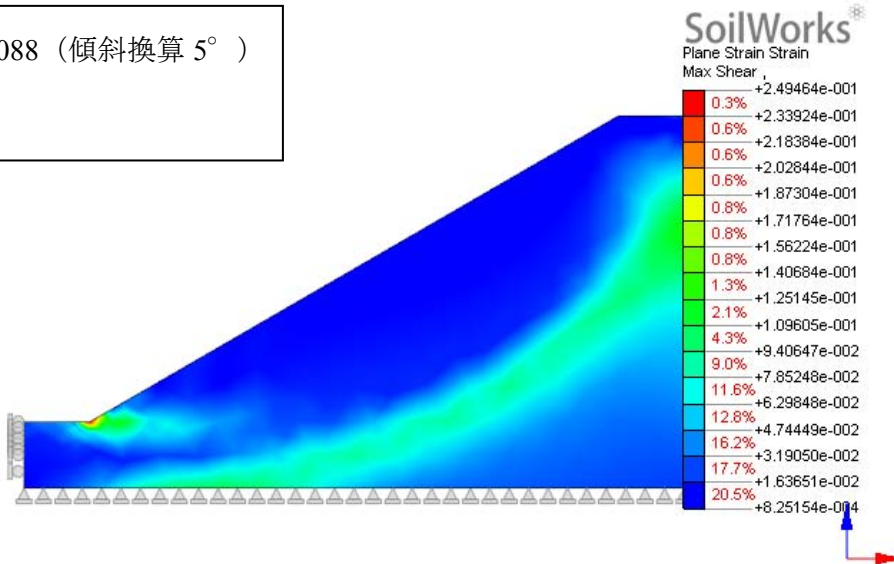


図 3-10 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.088$)

水平震度 $k_h=0.176$ (傾斜換算 10°)
 安全率 $F=0.663$

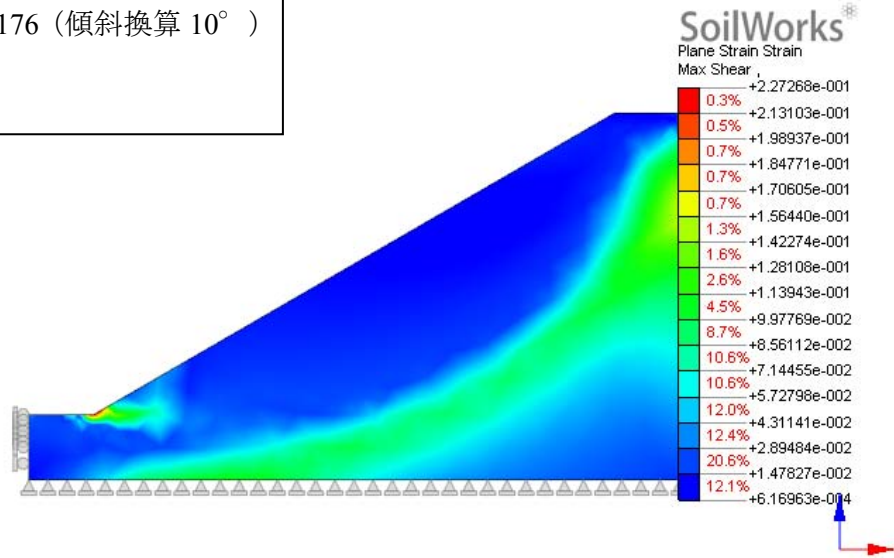


図 3-11 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.176$)

水平震度 $k_h=0.268$ (傾斜換算 15°)
 安全率 $F=0.500$

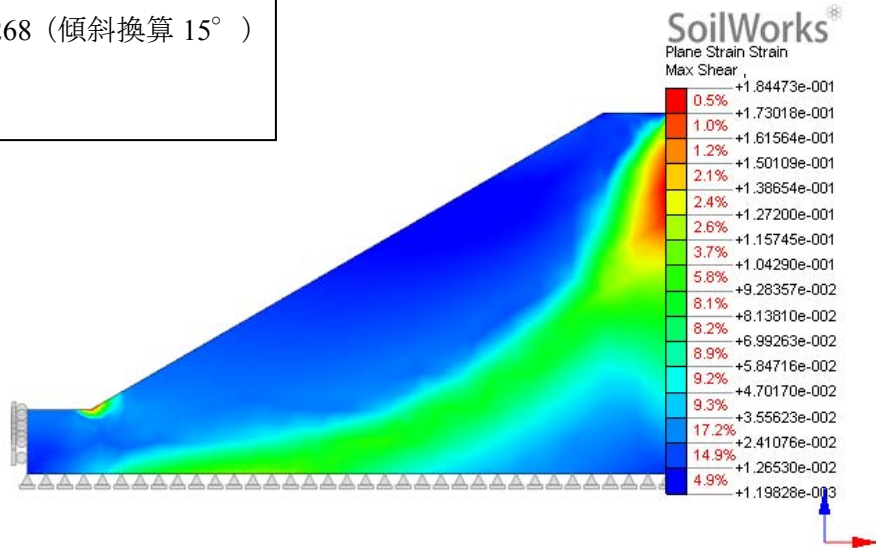


図 3-12 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.268$)

傾斜角度 0° (水平震度 $k_h=0$)
安全率 $F=1.138$

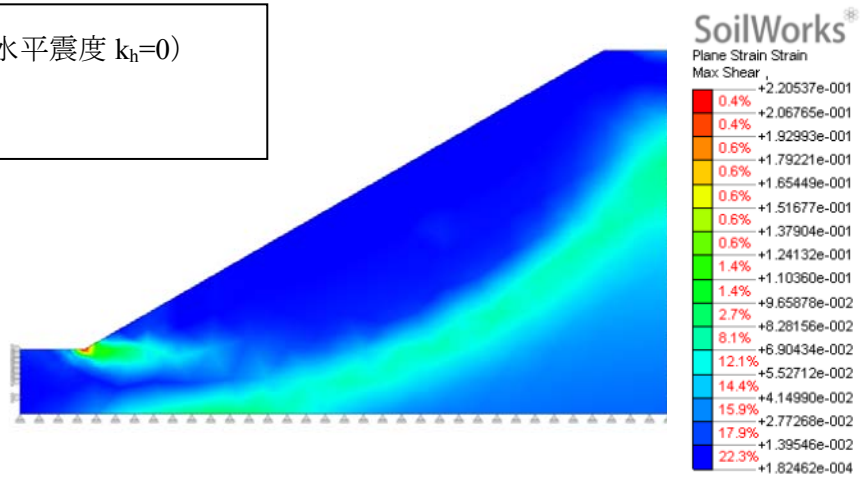


図 3-13 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 0°)

傾斜角度 5° (水平震度 $k_h=0.088$)
安全率 $F=0.975$

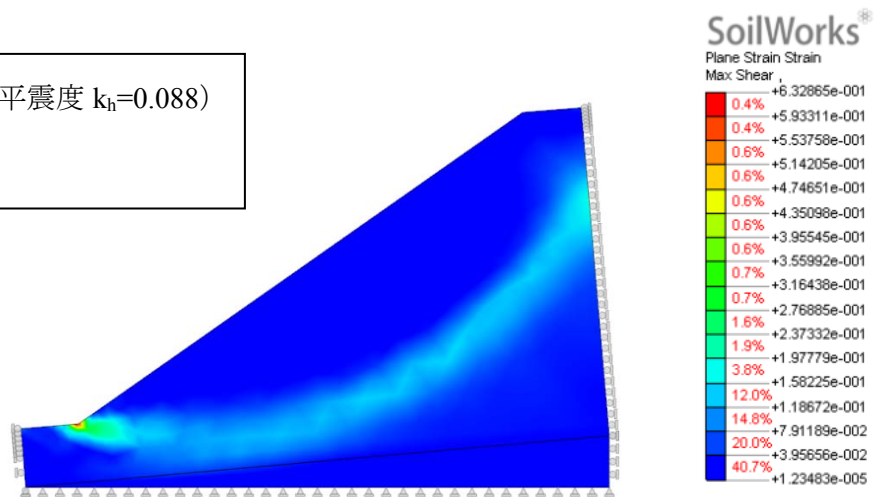


図 3-14 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 5°)

傾斜角度 10° (水平震度 $k_h=0.176$)
安全率 $F=0.850$

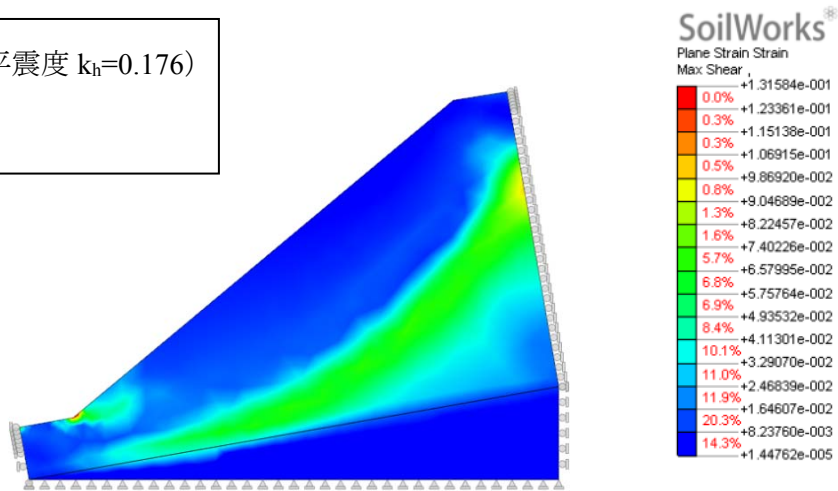


図 3-15 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 10°)

傾斜角度 15° (水平震度 $k_h=0.268$)
安全率 $F=0.762$

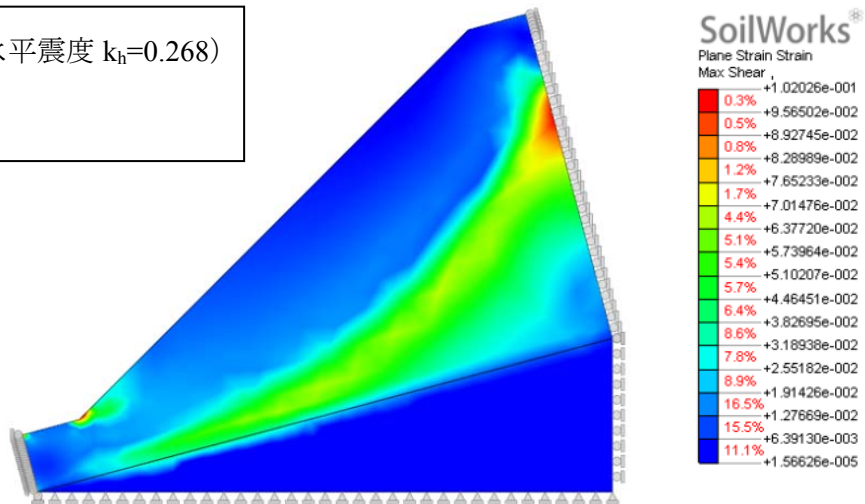


図 3-16 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (傾斜角度 15°)

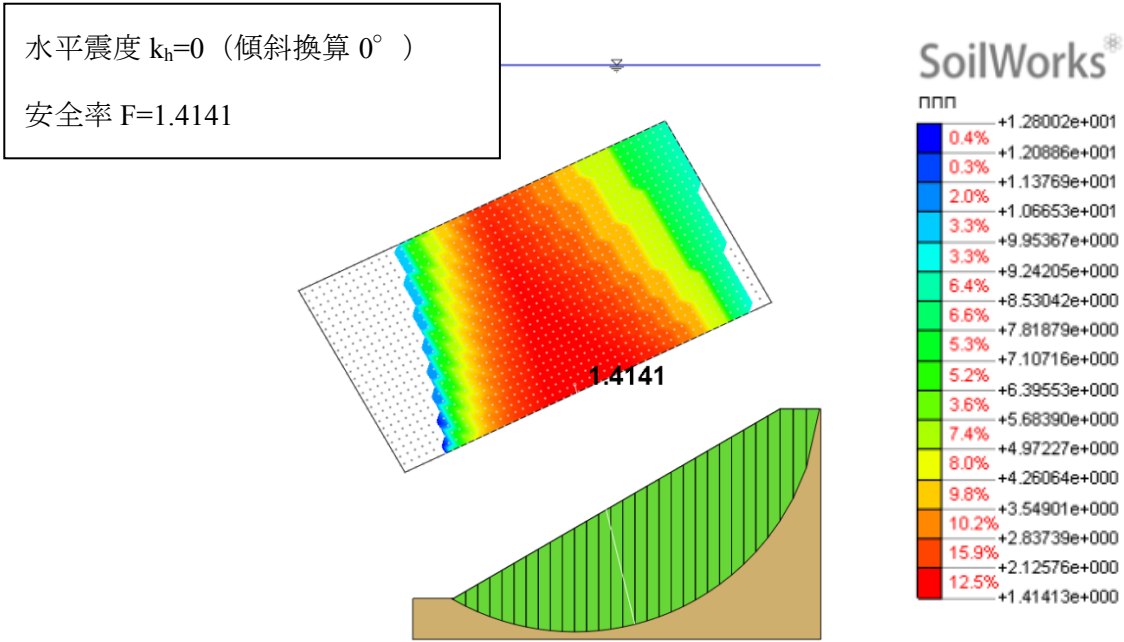


図 3-17 修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0$)

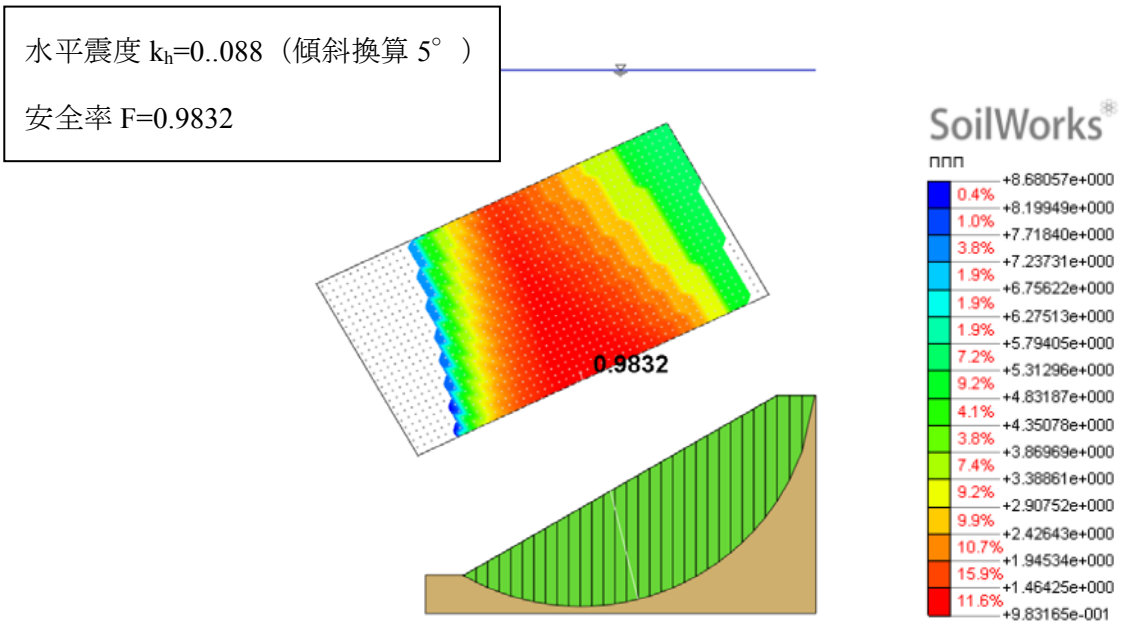


図 3-18 修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0.088$)

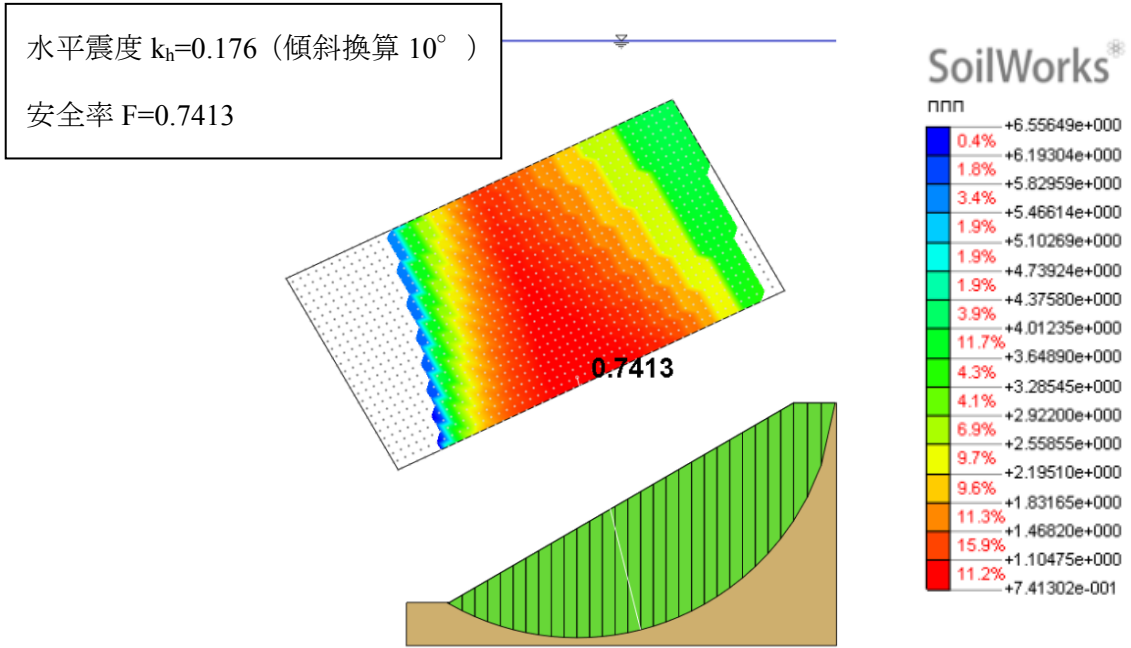


図 3-19 修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0.176$)

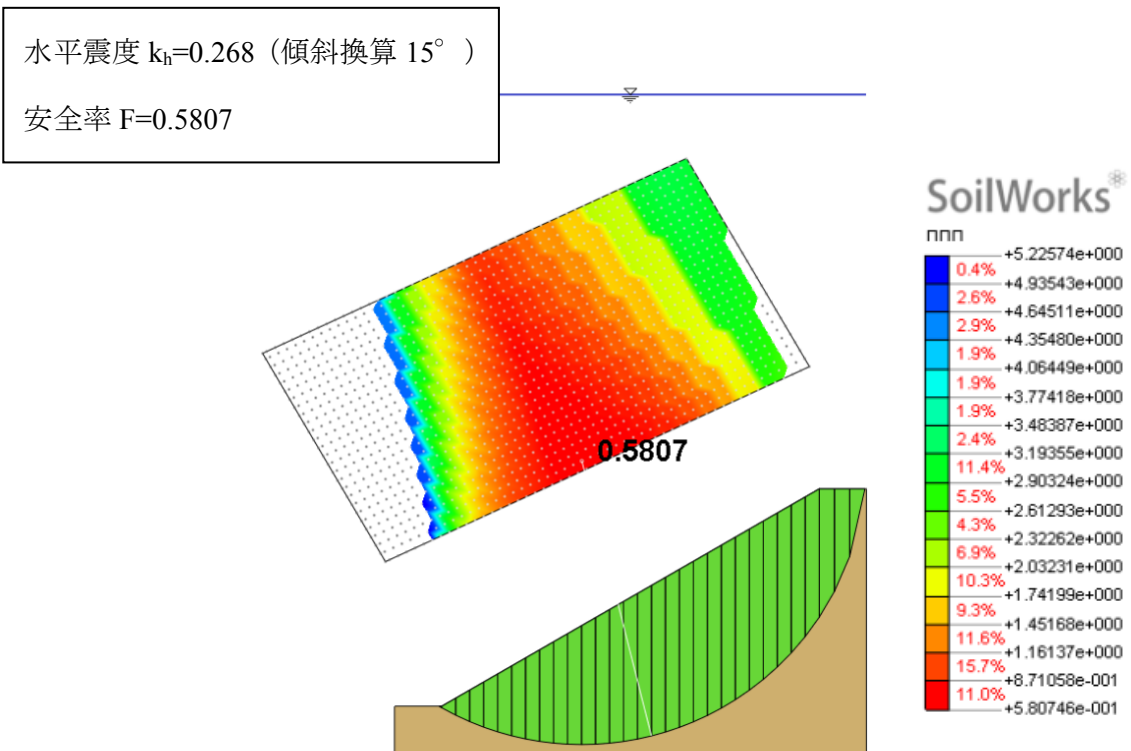


図 3-20 修正フェレニウス法による臨界円 (水平震度 $k_h=0.268$)

3.1.5 斜面安定解析結果まとめ

海底環境における斜面安定性評価をせん断強度低減法（震度法，傾斜）と修正フェレニウス法で斜面安定解析を行い斜面崩壊の水平震度（傾斜角度）を推測した．図 3-21 は，せん断強度低減法（震度法，傾斜）と修正フェレニウス法での解析結果の安全率 F をまとめたものである．修正フェレニウス法とせん断強度低減法では，震度に対する安全率は多少の違いはあるものの，減少傾向は概ね一致していることがわかる．また安全率が 1 になる傾斜角は 5° 付近であり，4.1.2 で記載の傾斜台の可動範囲内にあることから遠心実験において斜面崩壊挙動を捉えることができることを確認した．

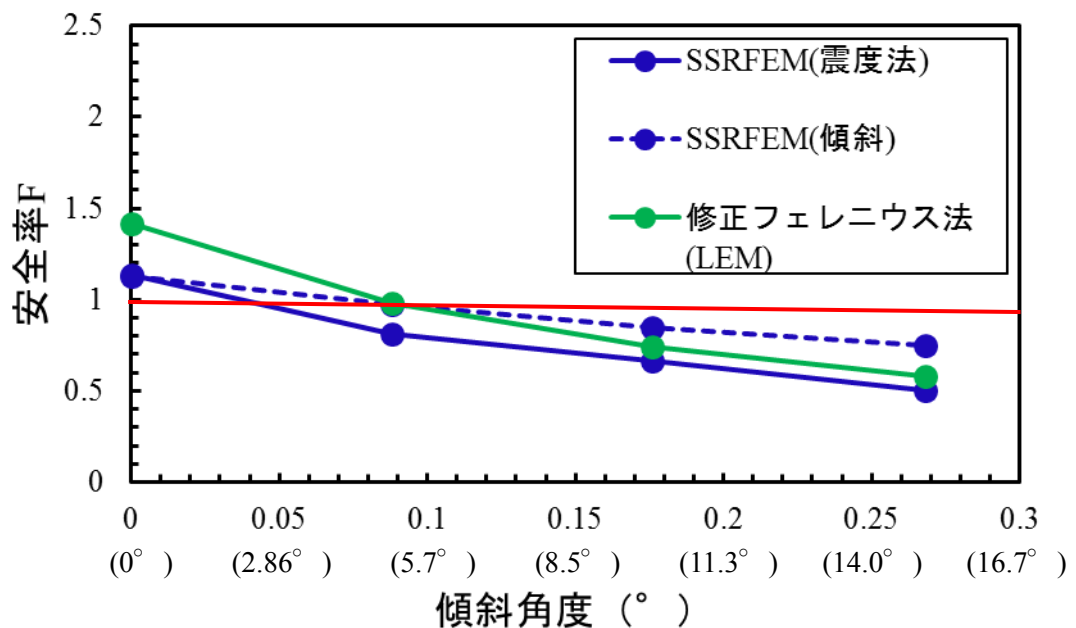


図 3-21 解析より得られた安全率のまとめ

3.2 斜面模型の作製方法の検討

深度方向（鉛直下向き）にせん断強度が増加する傾向を持たせる斜面模型地盤を作製するために，水平切出し方式および型枠設置方式の 2 方式について作製方法の検討と予備実験を行った．

予備実験の含水比および強度分布の結果から，再現性と確実性が高い水平切出し方式を本実験の斜面模型の作製方法として採用した．

3.2.1 粘性土および土槽の準備

粘性土および土槽の準備を以下に示す。粘性土は重量比 1:1 の MC クレーと AX カオリンを脱気水で含水比 120%に調整した (写真 3-1)。土槽壁面には摩擦低減用のグリスを塗布した (写真 3-2)。



写真 3-1 含水比調整した粘性土

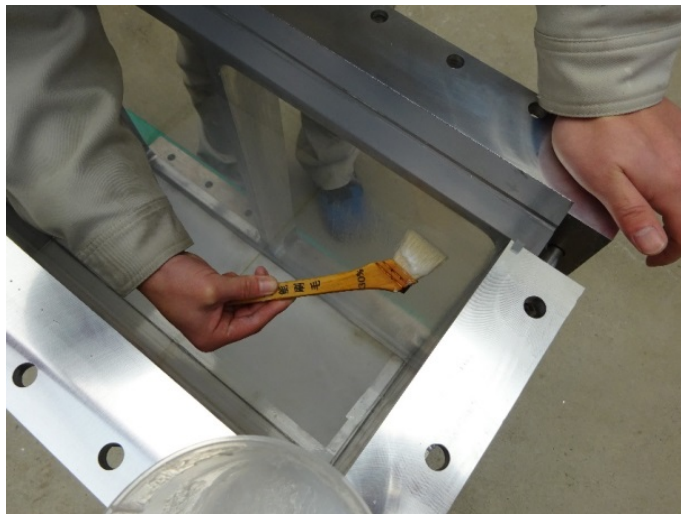


写真 3-2 粘土と土槽側面の摩擦低減用のグリス塗布状況

3.2.2 水平切出し方式

水平切出し方式による傾斜模型地盤作製手順を以下に示す。

エアが混入しないように粘性土を土槽に静かに投入する (写真 3-3)。

土槽に蓋をして、浸透圧密により予備圧密を実施する。土槽との境界に生じる水みち

を防止するため、圧力を段階的に上げて浸透圧密を行った（写真 3-4）。最終浸透圧は 0.23Mpa とした。

遠心載荷装置に土槽を設置して、遠心載荷による圧密を実施する（写真 3-5）。所定の地盤高さで沈下が収束するまで、粘性土投入・遠心圧密を繰り返す。圧密沈下計測状況を写真 3-6 に示す。沈下終了判定は \sqrt{t} 法で行った。

粘土地盤のせん断強度をハンドベーンで確認した（写真 3-7）。測定値から追加圧密の可否を判断した。さらにベーンせん断試験により深度方向の強度分布を測定した（写真 3-8）。

サンプラーにより試料を採取して、深度方向の含水比分布を測定した（写真 3-9）。

地盤切り出しは形状に沿ってサンプラーでくり抜くことで、地盤を乱さないようにした（写真 3-10）。その後、地盤を成形し（写真 3-11）、水平切出し方式の斜面模型地盤作製は完了となる（写真 3-12）。

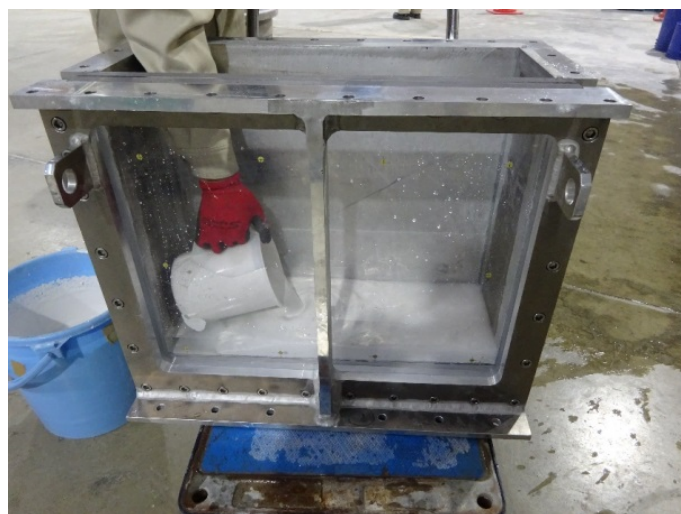


写真 3-3 粘土の投入状況



写真 3-4 浸透圧密状況

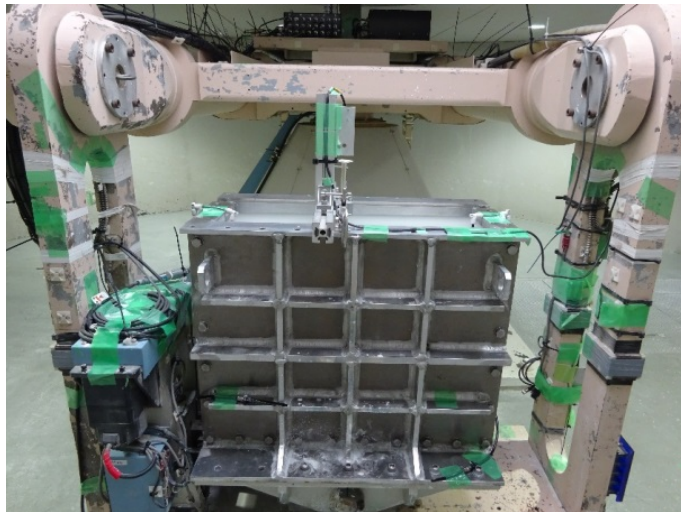


写真 3-5 遠心载荷による圧密状況

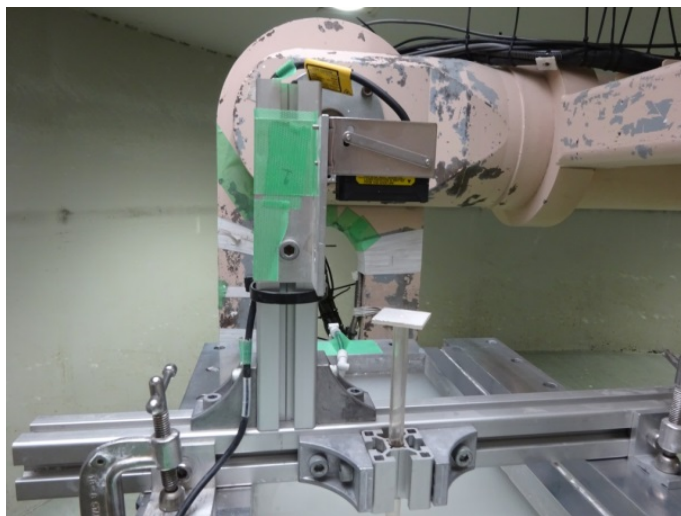


写真 3-6 圧密沈下計測状況

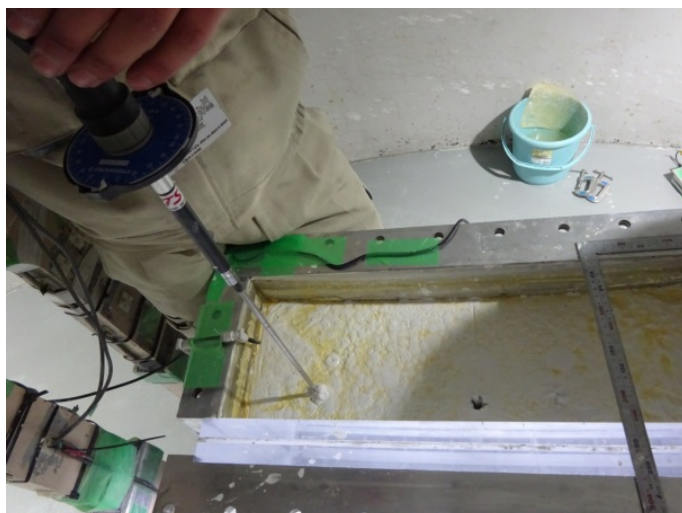


写真 3-7 ハンドペーン計測状況

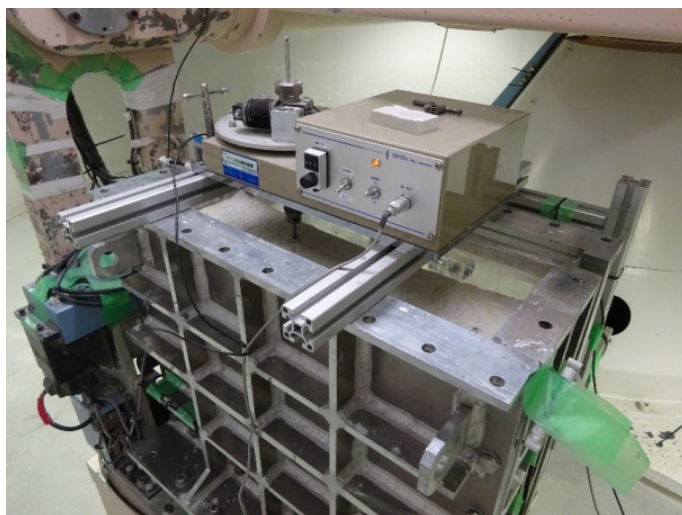


写真 3-8 ベーンせん断試験計測状況



写真 3-9 含水比測定状況



写真 3-10 地盤切り出し状況

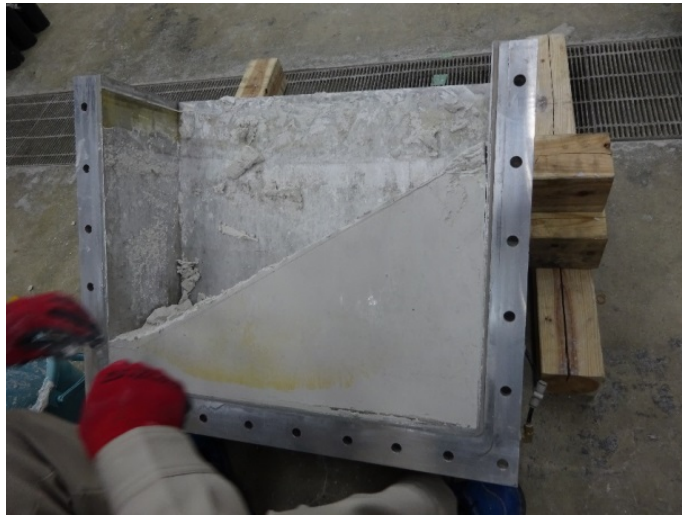


写真 3-11 地盤成形状況



写真 3-12 水平切出し方式の斜面模型地盤作製完了

3.2.3 型枠設置方式

型枠設置方式による傾斜模型地盤作製手順を以下に示す。

型枠を準備する。型枠は透水性を確保するため、法面にパンチングメタルを使用し不織布を貼付した（写真 3-13）。土槽に型枠を設置する（写真 3-14, 写真 3-15）。圧密終了後に表面を切り出すため、仕上がり寸法よりも大きくなるような型枠となっている。

土槽に蓋をして、浸透圧密により予備圧密を実施する。土槽との境界に生じる水みちを防止するため、圧力を段階的に上げて浸透圧密を行った（写真 3-16）。最終浸透圧は 0.23Mpa とした。浸透圧密状況を写真 3-17 に示す。

遠心载荷装置に土槽を設置して、遠心载荷による圧密を実施する（写真 3-18）。所定の地盤高さで沈下が収束するまで、粘性土投入・遠心圧密を繰り返す。沈下終了判定は \sqrt{t} 法で行った。

型枠を撤去し（写真 3-19）、地盤を成形する（写真 3-20）。型枠設置方式の斜面模型地盤作製完了状況を写真 3-21 に示した。



写真 3-13 型枠（上下逆）



写真 3-14 型枠の設置（土槽側面から見た状況）

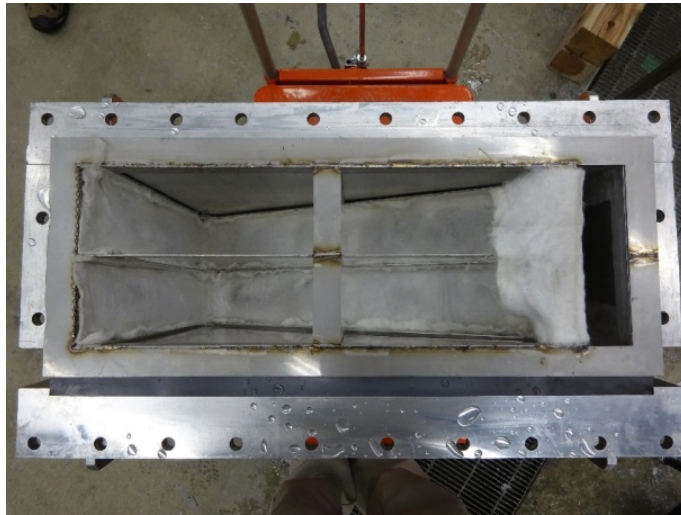


写真 3-15 型枠の設置（土槽上面から見た状況）



写真 3-16 浸透圧密状況（全景）



写真 3-17 浸透圧密状況（土槽側面）

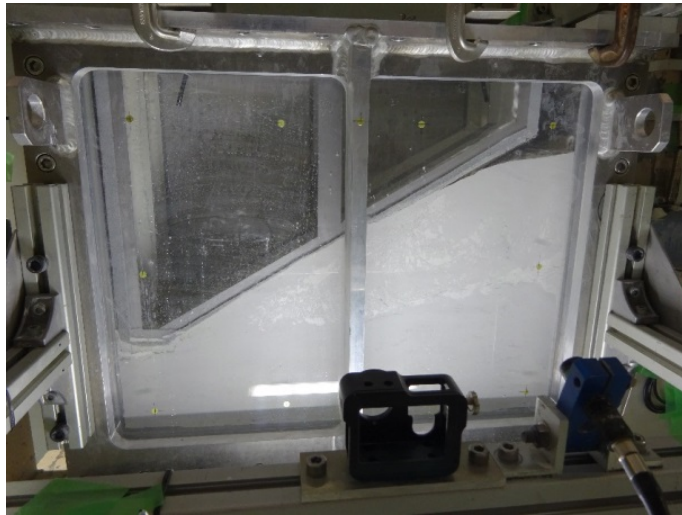


写真 3-18 遠心圧密状況



写真 3-19 型枠撤去

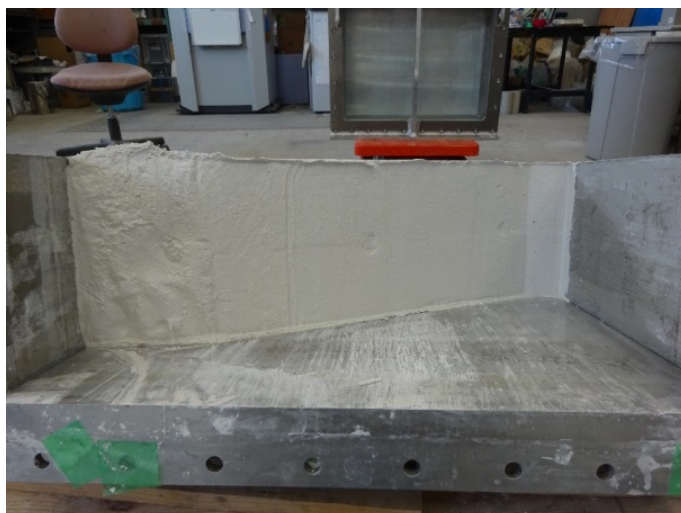


写真 3-20 地盤成形状況



写真 3-21 型枠設置方式の斜面模型地盤作製完了

3.2.4 法肩のクラック作製方法

法肩にクラックを入れるケース（本実験ケース 3・4）のクラック作製手順を示す。

クラックを入れた後、クラックを保持するために隙間に入れるビニールフィルム（200×50mm にカット）を用意する（写真 3-22）。フィルム間の摩擦を低減するためグリスの塗布を行った（写真 3-23）。グリスを塗布したビニールフィルム 2 枚を重ね合わせる（写真 3-24）。

金属ヘラでフィルム挿入位置に深さ 5cm の切込みを入れる（写真 3-25）。切れ込みにビニールフィルムを挿入する（写真 3-26）クラック作製が完了した状況を写真 3-27 に示す。



写真 3-22 クラックを保持するためのビニールフィルム



写真 3-23 ビニールフィルムへのグリス塗布状況



写真 3-24 ビニールフィルムの重ね合わせ



写真 3-25 フィルム挿入位置の切込み

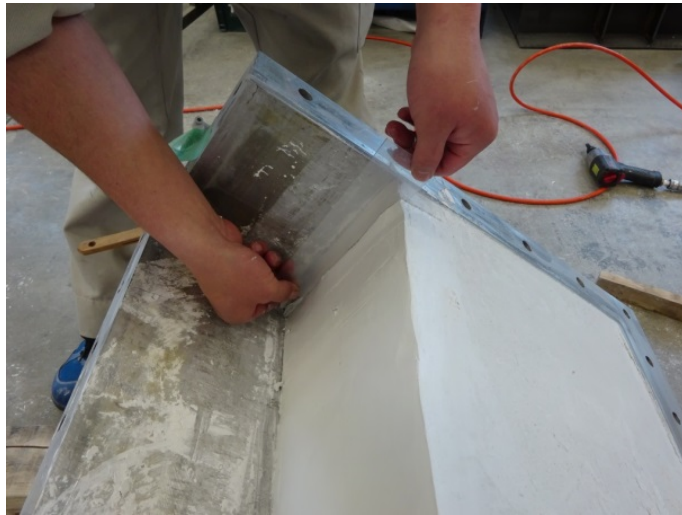


写真 3-26 ビニールフィルムの挿入



写真 3-27 クラック作製完了

3.3 斜面模型地盤の含水比，強度分布

3.3.1 含水比と強度測定方法

水平切出し方式および型枠設置方式で作製した斜面模型の含水比分布および強度分布の測定を行った。含水比はサンプラーで採取した試料から測定を行い，強度はベーンせん断試験機を用いて測定を行った。写真 3-28 に含水比測定試料のサンプリングを，写真 3-29 にベーンせん断強度試験を示す。

含水比測定のサンプリング孔の穴埋めは，写真 3-30 の予め凍らせたサンプリング試料を挿入し，模型地盤をなじませるため，90G の重力場で 2 時間程度の遠心载荷を行った。写真 3-31 にサンプリング孔の穴埋め状況を示す。



写真 3-28 含水比測定試料のサンプリング



写真 3-29 ベーンせん断強度試験



写真 3-30 凍らせたサンプリング試料



写真 3-31 サンプリング孔の穴埋め状況

3.3.2 水平切出し方式（予備実験 1・2・4）

3.2.2 の方法にて斜面を 3 つ作製し、それぞれの斜面を用いた実験を予備実験 1，予備実験 2，予備実験 4 と呼ぶこととする．遠心圧密時の沈下量は \sqrt{t} 法を用いて管理し，圧密度 100%になった時点を圧密終了とした．予備実験 1・2 の遠心載荷実験は，遠心加速度 90G の状態で模型地盤の斜面が自立することを確認できたが，予備実験 4 については，90G 場に上げていく段階で斜面が崩壊し，傾斜実験を行うことができなかった．図 3-22 に含水比分布を，図 3-23 に強度分布を示す．

予備実験 4 と予備実験 1，2 のデータと比較すると，含水比が高くベーンせん断強度

が低い測定値だったことから、斜面模型が崩壊した要因として圧密が不十分であったことが考えられる。以上より、本実験では傾斜実験実施前に含水比及び強度を把握しておくことの重要性が示された。

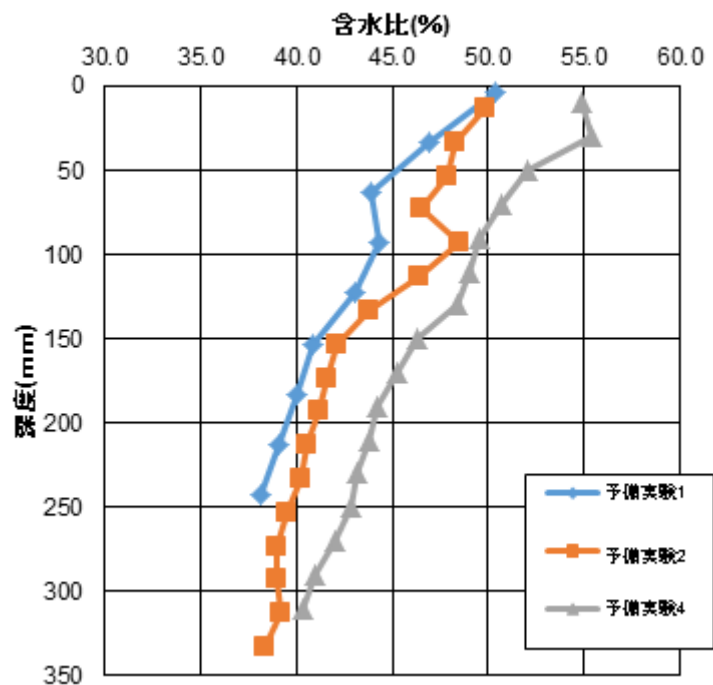


図 3-22 水平切出し方式の含水比分布

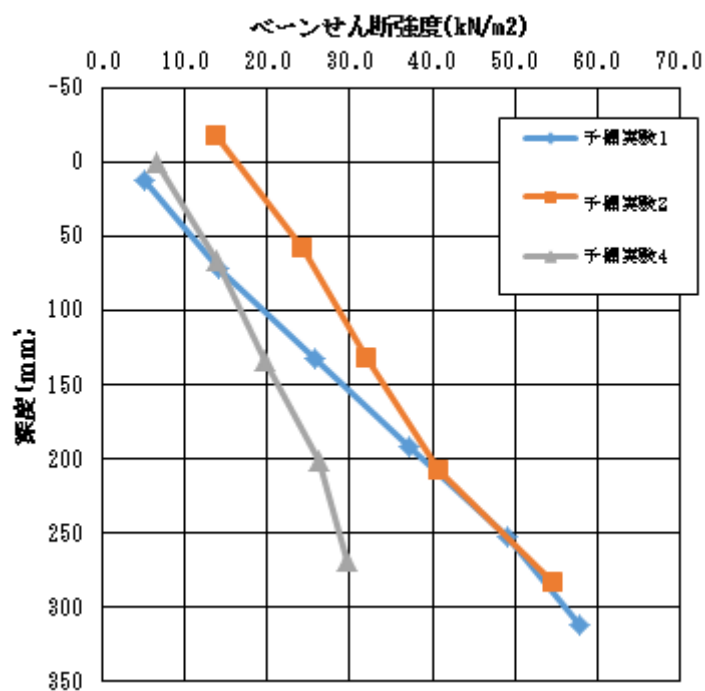


図 3-23 水平切出し方式の強度分布

3.3.3 型枠設置方式（予備実験3）

斜面の上・中・下の3箇所で含水比測定試料のサンプリングを行った。各測点の含水比分布を表層からの深度で比較すると、斜面の下部に向かうほど含水比が低く、過圧密となる結果となった。

予備実験3の遠心载荷実験では、遠心加速度を90Gに上げていく過程で模型地盤が崩壊する結果となった。図3-24に水平切出し方式と型枠設置方式の含水比分布の比較を示す。型枠設置方式は含水比のコントロールが難しく、作業性も良くないことを勘案して、水平切り出し方式を採用することとした。

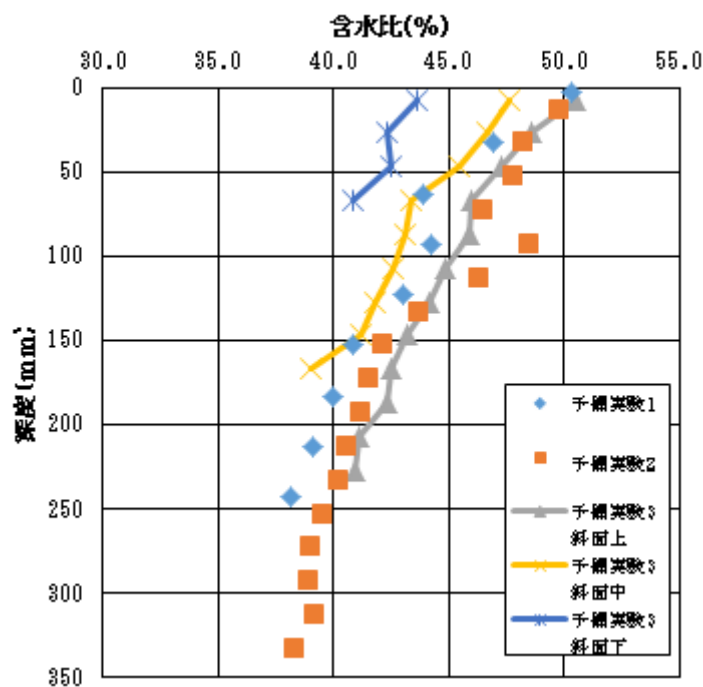


図 3-24 水平切出し方式と型枠設置方式の含水比分布の比較

3.4 画像解析用の標点作製方法および撮影方法の検討

崩壊形状の計測は、斜面模型の側面を撮影した動画から静止画を抽出し、PIV (Particle Image Velocimetry) 画像解析ソフトを用いて行った。PIV 画像解析ソフト (株式会社 DITECT 社製 Flownizer 2D) は、目印となる粒子の配置パターンを画像処理によ

って識別し，そのパターンの移動位置から変位量を算出する．

標点の配置方法は，ランダム配置と格子配置の 2 種類の方法について検討を行い，配置した粒子の映り具合が解析精度を左右するため，標点作製方法と撮影方法についても検討を行った．

成形が終了した斜面模型地盤に写真 3-32 の崩壊防止用の型枠を設置し土槽を横倒しにする．ランダム配置の標点は，墨汁で染色した 7 号硅砂を使用し，濃淡が出るように適当に降らせて配置を行った．格子配置の標点は，写真 3-33 の 20mm メッシュの交点に直径 7mm 円を設けた型枠を設置し，墨汁で染色した AX カオリンを写真 3-34 のようにふるいを使用し，均一に降らせてマーキングを行った．写真 3-35 に格子配置のマーキング完了状況を示す．

動画撮影用のカメラは，遠心載荷実験で使用実績のある GoPro HERO4 Black を使用した．4K 画質で撮影した動画から 800 万画素の静止画に書き出し，ひずみ補正を行ってから解析を実施した．

各標点配置方法の PIV 画像解析データを比較すると，いずれも標点の識別エラーは少なく，良好な結果を得ることができたが，本実験では，実験中にすべり面が確認しやすく見映えの良い，格子配置でマーキングを行った．表 3-5 に PIV 解析結果の比較を示す．



写真 3-32 崩壊防止型枠設置



写真 3-33 標点用型枠

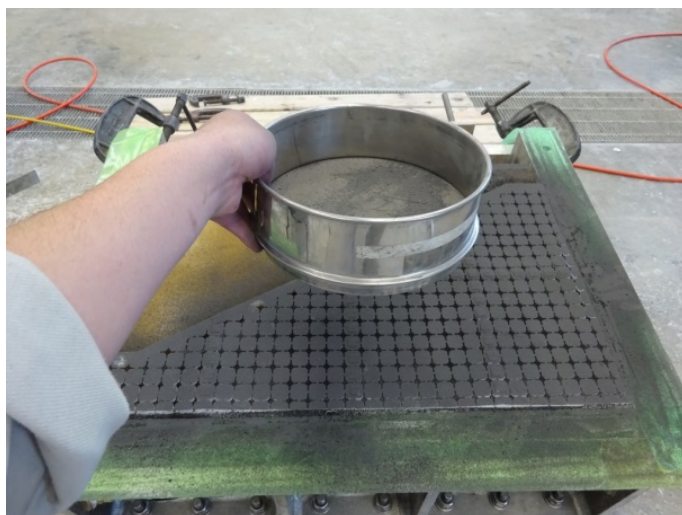


写真 3-34 マーキング状況

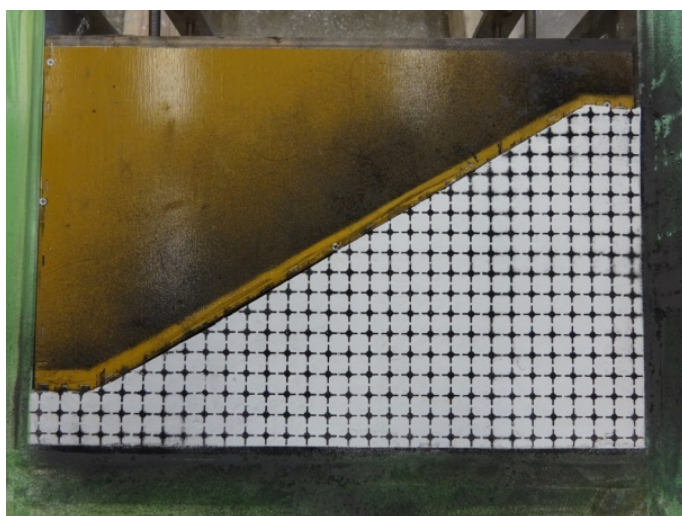
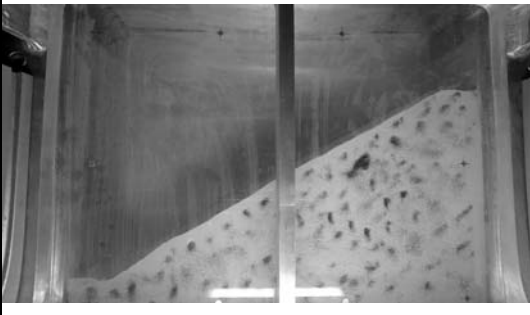
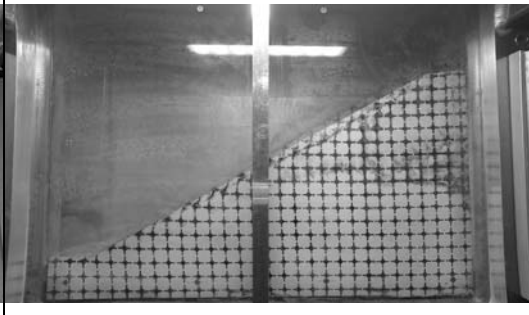
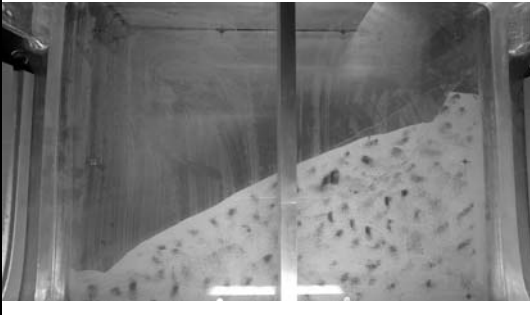
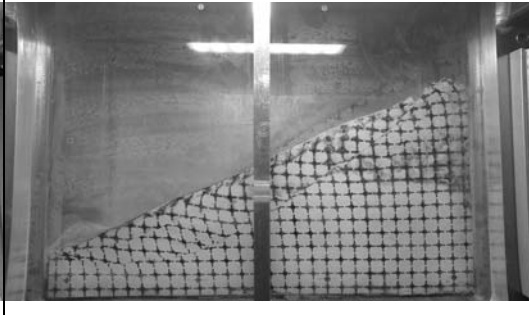
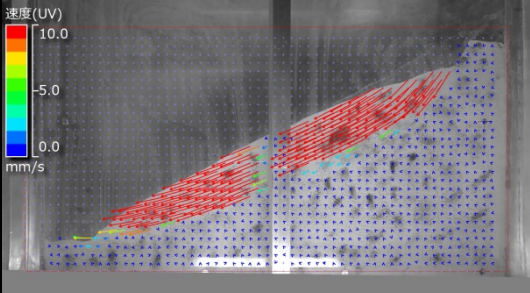
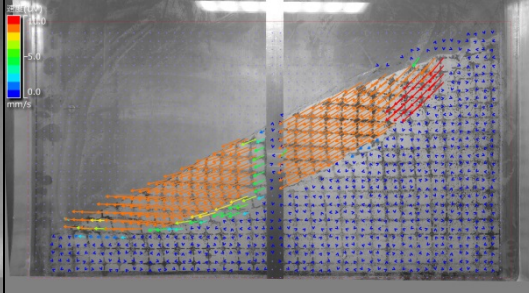


写真 3-35 マーキング完了

表 3-5 PIV 解析結果の比較

	ランダム配置	格子配置
実験前		
実験後		
画像解析結果		

4 斜面模型の静的載荷試験

4.1 試験装置と載荷方法

4.1.1 遠心載荷装置

実験は、五洋建設株式会社技術研究所が所有する遠心模型実験装置（写真 4-1）を使用して行った。

表 4-1 に遠心模型実験装置の諸元を、図 4-1 に遠心模型実験装置概要図を示す。



写真 4-1 遠心模型実験装置

表 4-1 遠心模型実験装置の諸元

項目	仕様
遠心加速度	20～90G
有効回転半径	3,050 mm
中心軸回転数	70～168rpm
プラットフォームの大きさ	500×1100 mm
最大積載重量×加速度	1000G・kN

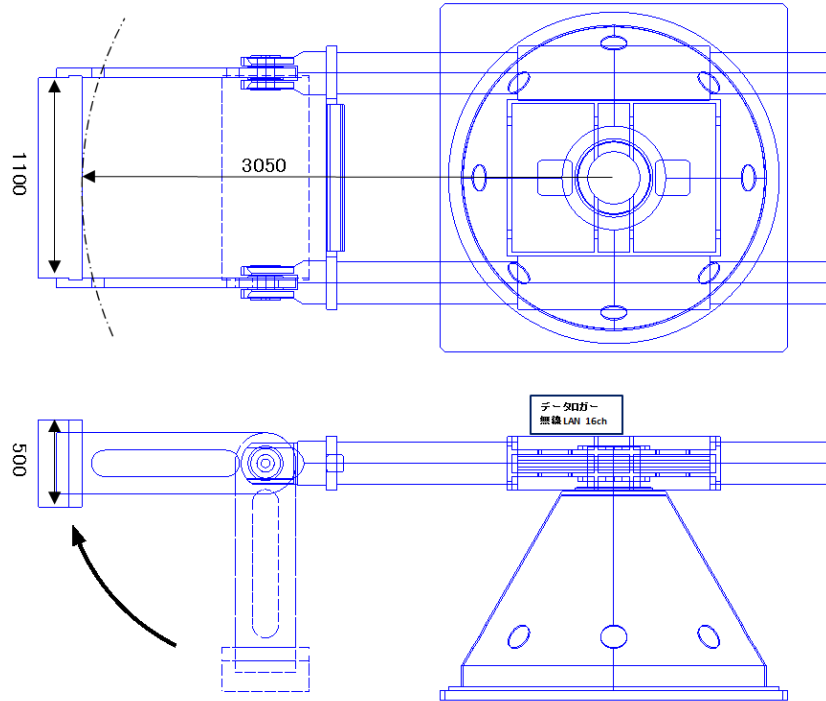


図 4-1 遠心模型実験装置概要図

4.1.2 傾斜台を用いた静的水平震度の載荷方法

写真 4-2 に示す傾斜台を使用し、土槽を傾けていくことで静的な水平震度を斜面模型に載荷した。

傾斜台の上昇速度は装置の下限速度である $0.3^\circ / \text{min}$ とし、最大傾斜角度は 18.5° ($k_h = 0.33$) までとして実験を行った。

傾斜台に設置した実験土槽に PIV 画像解析用カメラと照明用のライトを固定し、録画を開始してから遠心模型実験装置の運転をスタートする。写真 4-3 に実験土槽設置状況を示す。

遠心模型載荷装置の回転数を徐々に上げていき、遠心加速度が $90G$ に達してから 10 分程度時間を置き、斜面模型に作用する応力状態を安定させた。

計測収録を開始してから傾斜台をスタートし、制御室内のモニターで傾斜模型の崩壊状況を観察しながら実験を行った。傾斜台の停止はすべり面が顕著に現れた時点とし、停止後、斜面模型の変位が落ち着いたことを確認してから遠心載荷装置を停止し実験終了とした。写真 4-4 に傾斜前の状況を、写真 4-5 に傾斜後の状況を示す。



写真 4-2 傾斜台

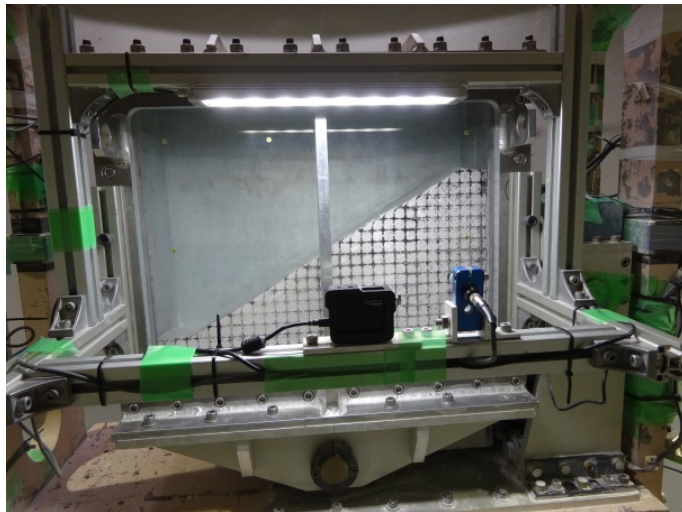


写真 4-3 実験土槽の設置状況



写真 4-4 傾斜前の状況

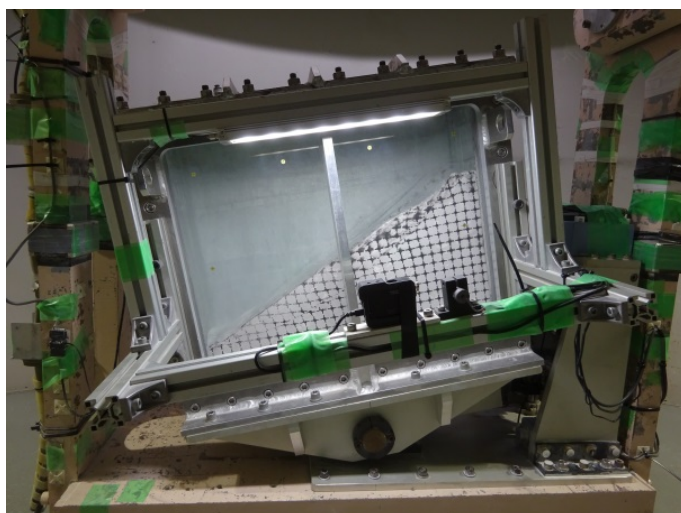


写真 4-5 傾斜後の状況

4.2 実験土槽

4.2.1 土槽

本実験に使用する写真 4-6 の実験土槽は、内寸法が横幅 600 mm×深さ 500 mm×奥行 200 mmのアルミ合金製で、写真 4-7 の蓋を用いることで耐水圧 0.7MP を満たす密封構造となるよう設計・製作を行った。土槽の底面には、写真 4-8 のフィルターと写真 4-9 の排水用の配管を設けて両面排水となるようにし圧密時間の短縮を図った。



写真 4-6 実験土槽

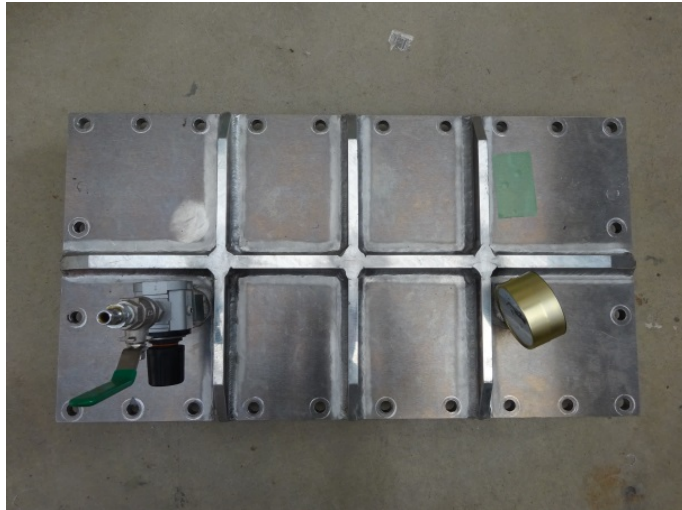


写真 4-7 実験土槽密封用蓋

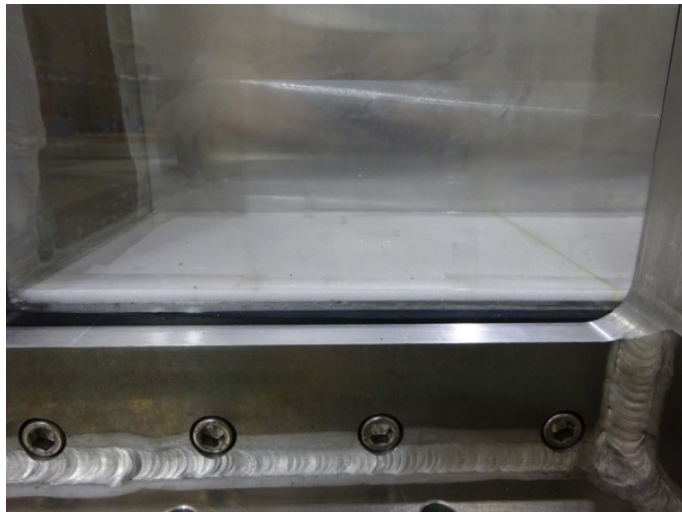


写真 4-8 フィルター



写真 4-9 排水用配管

4.2.2 水圧载荷方法

本実験ケース 2・4 では、ヘッド差を用いて水圧载荷する装置を使用して水深 70m 相当の水圧を再現した。実験土槽の上部に水を入れるタンクを設置し、タンク底面と土槽蓋を配管で接続することで土槽内部に水圧载荷する機構とした。写真 4-10、写真 4-11 に水圧载荷装置を示す。図 4-2、図 4-3 に水圧载荷の有無における実験土槽概要図を示す。

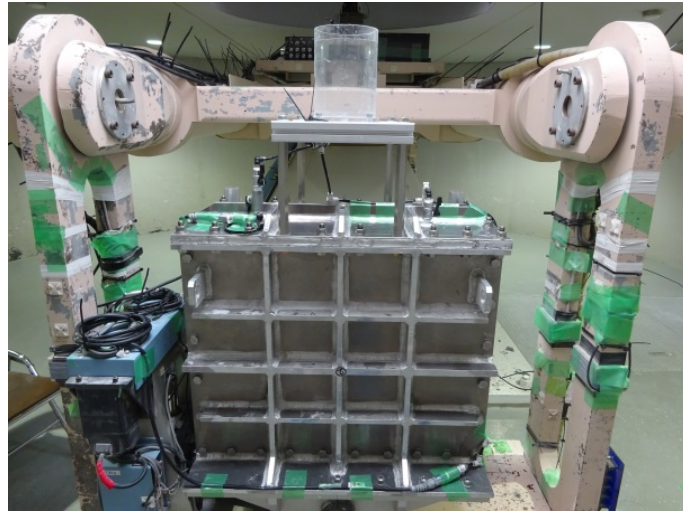


写真 4-10 水圧载荷装置のタンク設置状況

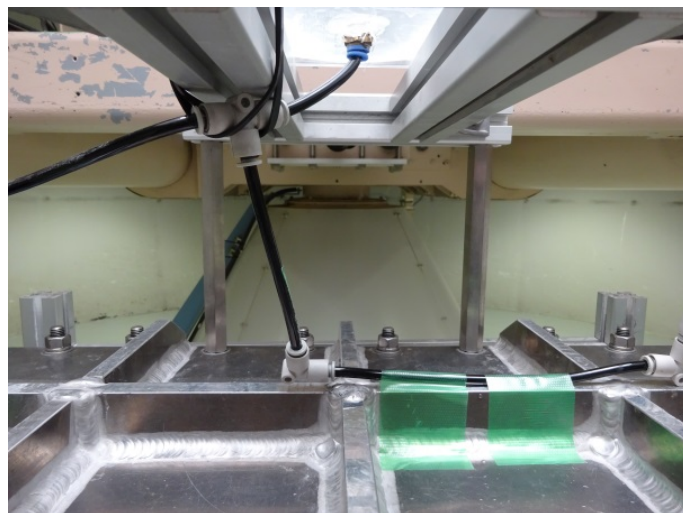


写真 4-11 水圧载荷装置の配管接続状況

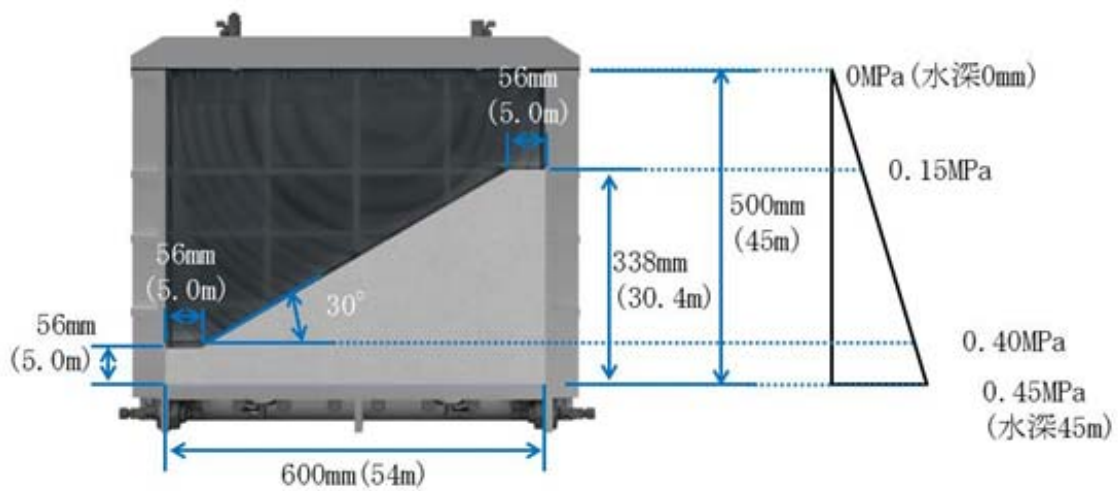


図 4-2 ケース 1・2 実験土槽概要図（水圧载荷なし）

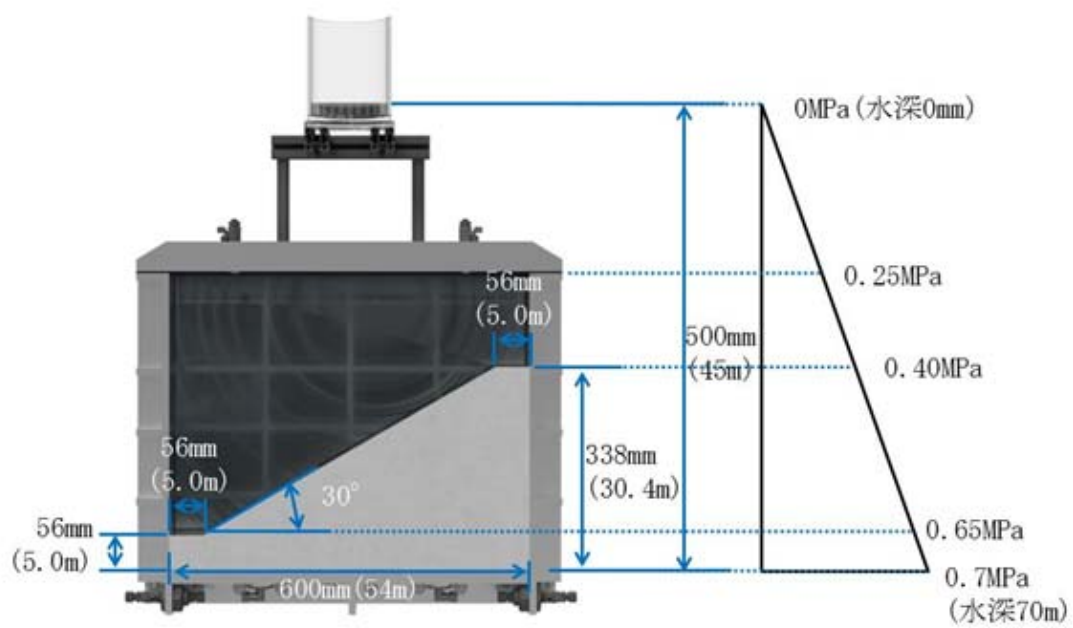


図 4-3 ケース 3・4 実験土槽概要図（水圧载荷あり）

4.3 計測項目

表 4-2 に計測項目一覧表を示す。地盤変位は映像より求める。水平震度は傾斜台の角度より求める。遠心加速度は加速度計から、水深は水圧計により確認する。写真 4-12 に計測器設置状況を示す。

表 4-2 計測項目一覧表

	計測項目	使用機材	型式	数量	備考
①	地盤変位	ビデオカメラ	Gopro4 BLACK	1 台	4K 広角, 30fps
		画像計測ソフト	Flownizer2D	1 式	
②	遠心加速度	加速度計	ASH-A-100	1 台	
③	傾斜台角度	変位計	DTP-D-500S	1 台	
④	水圧载荷圧力	圧力計	PGM-20KE	2 台	蓋・底面の 2 カ所

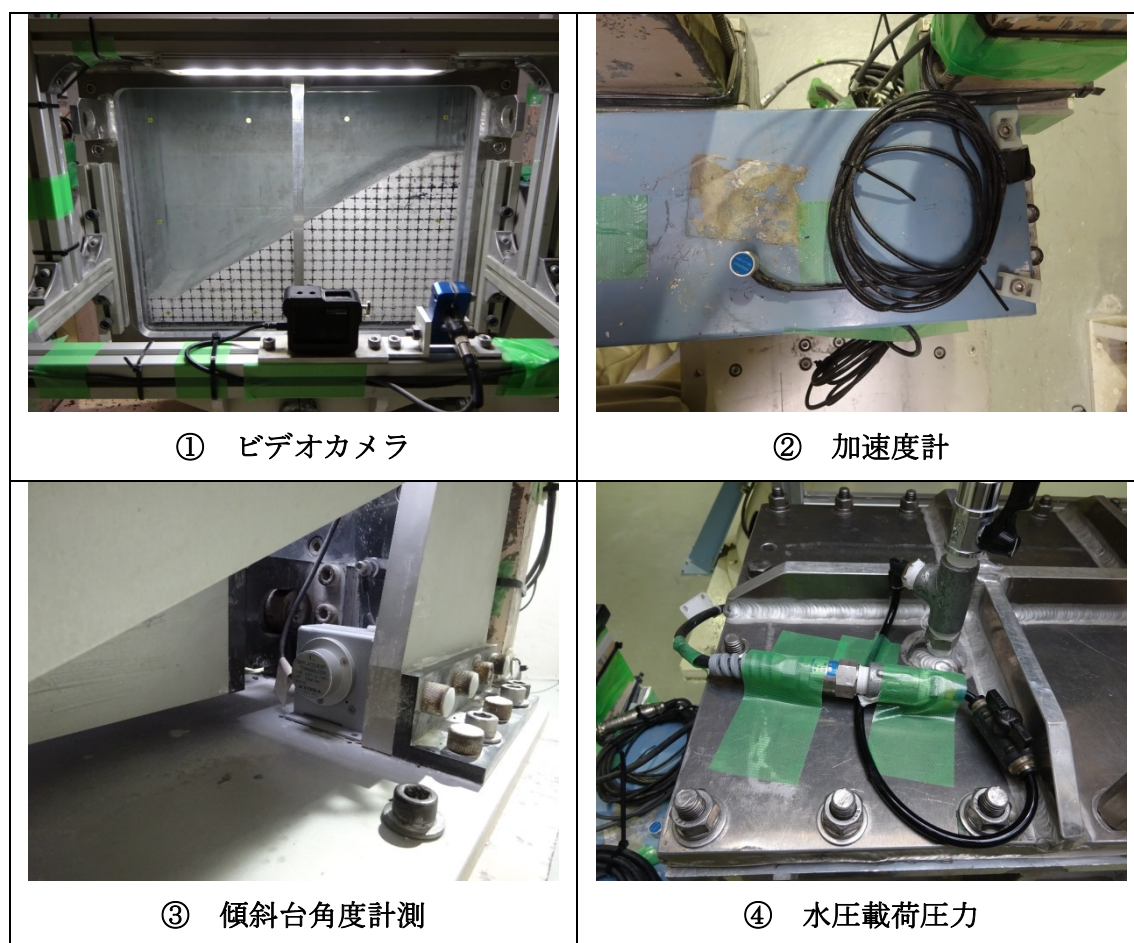


写真 4-12 計測器の設置状況

4.4 実験条件

本実験の実験ケースを表 4-3 にまとめて示す。ケースは2つの水深、法肩クラックの有無に着目した4ケースである。ケース1とケース2の実験モデルを図 4-4 に、ケース3とケース4の実験モデルを図 4-5 に示す。

表 4-3 実験ケース

実験ケース	水深(m)	法肩クラック有無
ケース1	45	無
ケース2	70	無
ケース3	45	有
ケース4	70	有

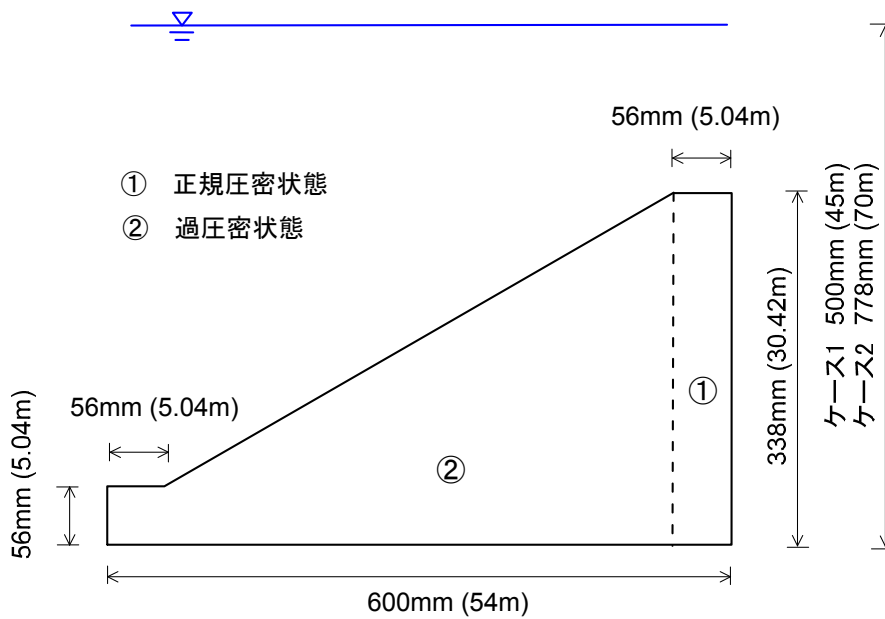


図 4-4 ケース1とケース2の実験モデル（法肩クラック無し）

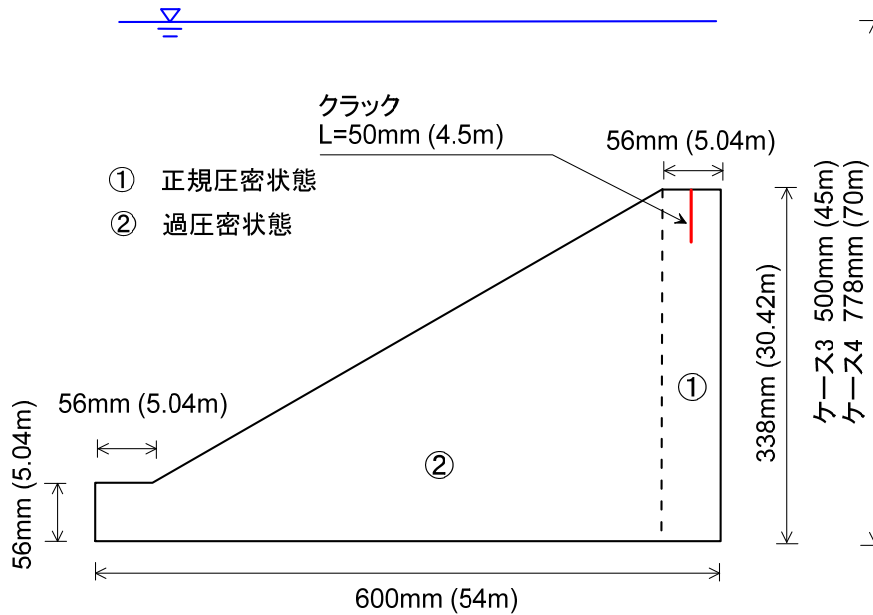


図 4-5 ケース 3 とケース 4 の実験モデル（法肩クラック有り）

4.5 模型地盤の物理・強度特性

4.5.1 含水比とベーンせん断強度

本実験ケースでは、再現性のもった斜面模型を作製するため、予備実験 1・2 の強度結果と比較しながら遠心圧密を行った。√t 法による沈下量の収束後にハンドベーンで強度を確認し、測定結果から遠心圧密の追加の可否を判断して斜面模型の作製を行った。図 4-6 に含水比分布を、図 4-7 に強度分布を示す。本実験では含水比およびせん断強度のばらつきが小さく抑えられていることから、再現性が高い斜面模型が作製できていることがわかる。そのため本実験で得られる実験結果は信頼性が高いものといえる。

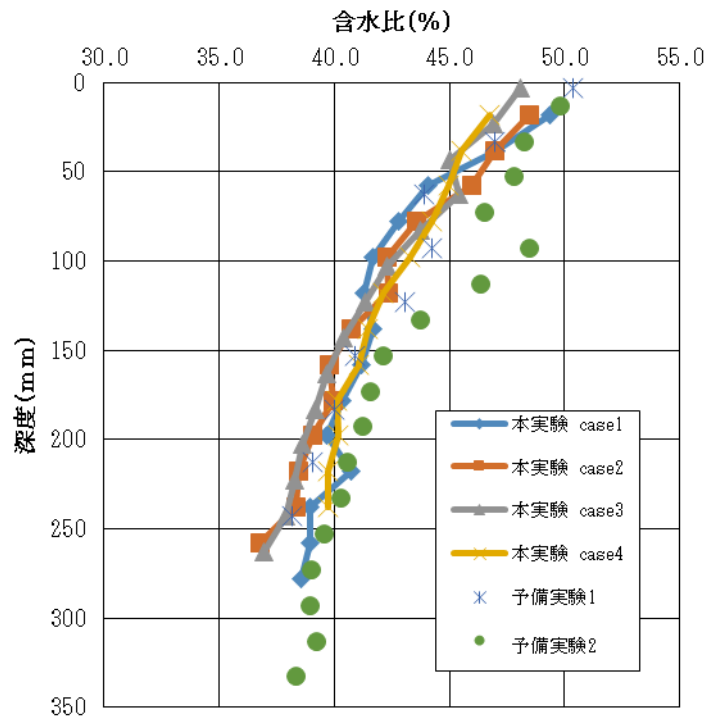


図 4-6 本実験斜面模型の含水比分布の比較

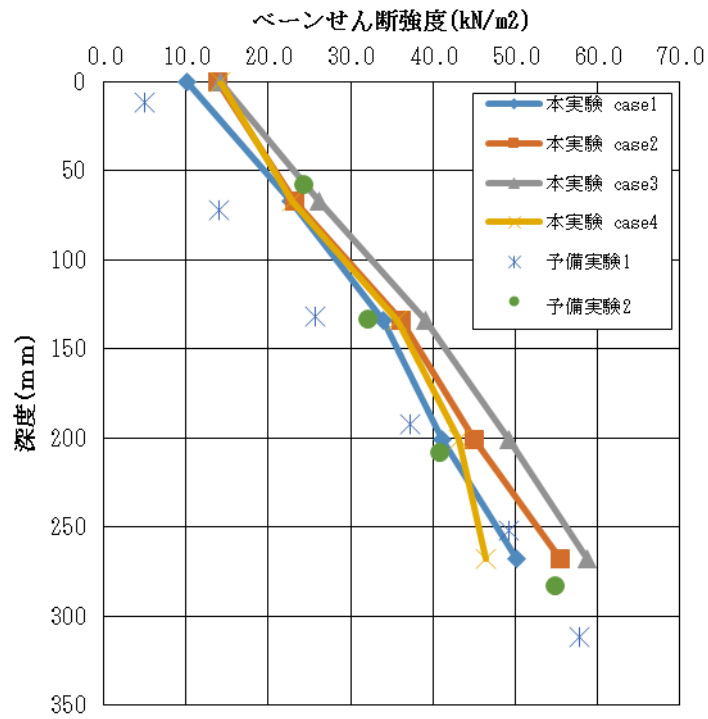


図 4-7 本実験斜面模型の強度分布の比較

4.5.2 試験後の含水比およびせん断強さの確認

遠心載荷実験終了後に斜面模型の側面から試料のサンプリングを行い、一軸圧縮強度・含水比・湿潤密度の測定を実施した。サンプリング位置は、すべり面付近の深度方向に3箇所とし、乱れていない位置からブロックサンプリングを行った。図 4-8 に各ケースのサンプリング位置図を示す。ブロックサンプリングした試料からトリマー、ワイヤーソー、直ナイフを用いて直径 3.5cm の円柱状の試験体を成形し試験を行った。写真 4-13 に試験体作製状況を示す。

表 4-4 にサンプリング試料の試験結果を示す。図 4-9～図 4-11 にサンプリング試料の一軸圧縮強度、含水比、湿潤密度の分布を示す。一軸圧縮強さはばらつきがあるものの、平均的には 50kN/m^2 とみれば、その半分の 25kN/m^2 が拘束圧ゼロの場合の非排水せん断強さ、言い換えれば粘着力に相当する。サンプリングした箇所は斜面部であるため、過圧密状態である。図 2-15 より過圧密状態の粘着力は 26.6kN/m^2 であるので概ね整合している。含水比の分布は図 4-6 の値と概ね同じ値となっている。湿潤密度はばらつきがあるものの平均で 1.8g/cm^3 となった。

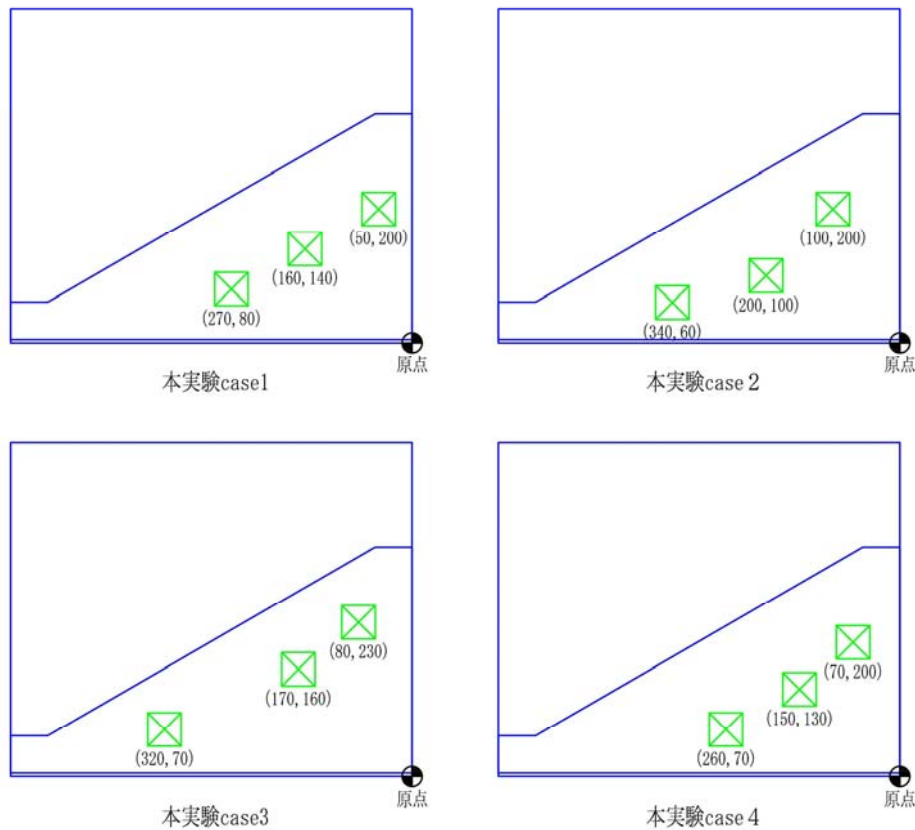


図 4-8 サンプリング位置

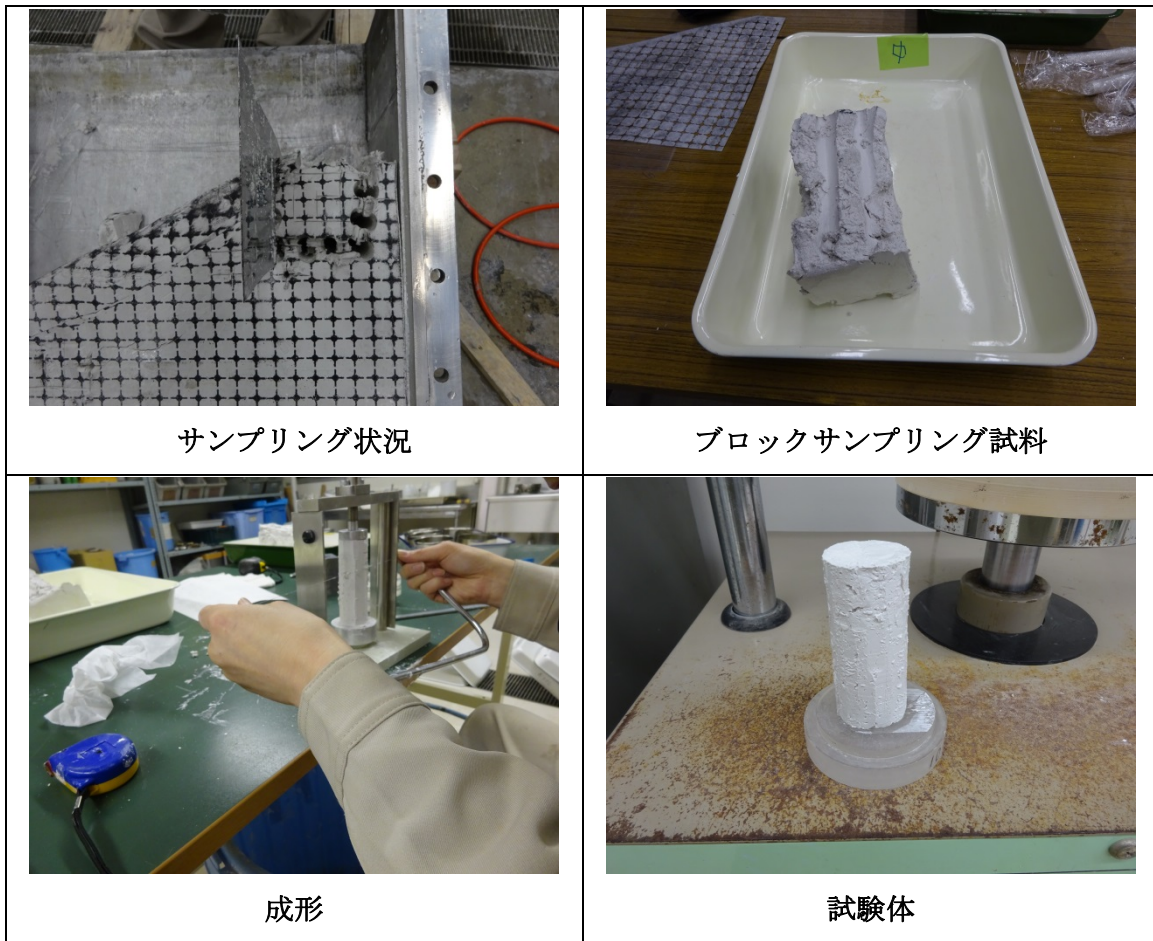


写真 4-13 試験体作製状況

表 4-4 サンプリング試料の試験結果

本実験 case1

深度 (mm)	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 ω(%)
138	42.0	1.776	43.1
198	54.6	1.787	40.8
258	56.3	1.819	40.6

本実験 case2

深度 (mm)	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 ω(%)
138	27.4	1.800	44.3
238	58.2	1.823	39.9
278	51.4	1.786	39.6

本実験 case3

深度 (mm)	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 ω(%)
108	21.2	1.710	44.4
178	33.1	1.760	41.9
268	29.0	1.780	40.7

本実験 case4

深度 (mm)	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 ω(%)
138	27.4	1.794	44.1
208	57.5	1.808	41.6
268	52.4	1.789	41.0

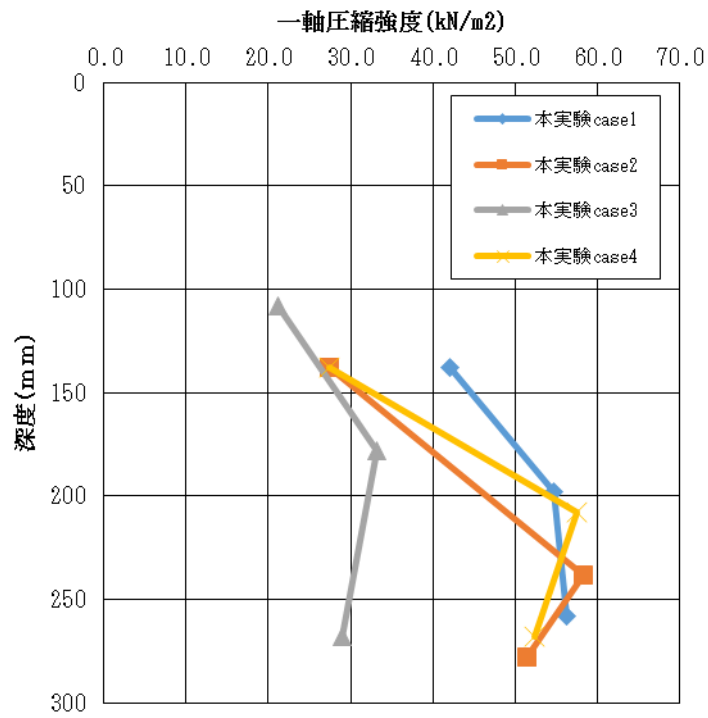


図 4-9 実験後の一軸圧縮強度分布

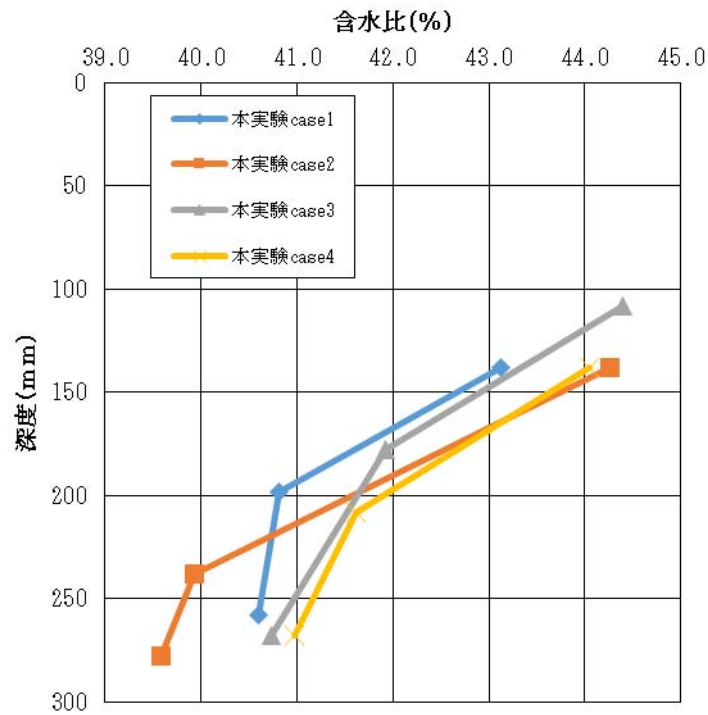


図 4-10 実験後の含水比分布

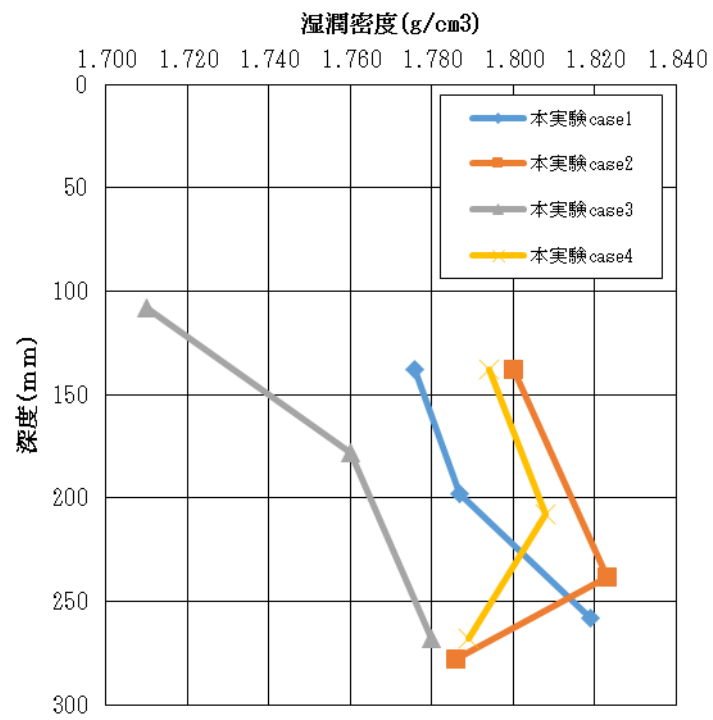


図 4-11 実験後の湿潤密度分布

4.6 斜面の破壊過程（写真，PIV）

4.6.1 本実験ケース 1（水深 45m，クラック無）

傾斜実験中の模型実験の様子を画像により示す。表 4-5 には，動画より静止画を取り出した角度および経過時間を示す。変状前は 3° 毎に，変状中は 0.1° 毎に抽出した。実験状況の例を写真 4-14～写真 4-16 に示す。

抽出した画像のうち，連続する 2 枚の画像を用いて，PIV 解析を行って，地盤の変位ベクトルを求めた。図 4-12～図 4-14 に変位ベクトルの例を示す。

変形は法肩から生じはじめ，明確な滑動発生前の変位ベクトルから，すべり面は比較的深めの円弧状を呈する様に予想されたが，その後，明確なすべり面を伴う滑動はそれよりも浅い位置に生じ，斜面先破壊に分類されるような崩壊性状を示した。

表 4-5 画像抽出時（黄 変状前，青 変状発生中）の傾斜角と経過時間（本実験ケース 1）

画像No.	抽出画像		傾斜角 (°)	経過時間
	開始～変状	変状中		
1	黄		0	0:20:48
2			1	0:23:43
3			2	0:26:34
4	黄		3	0:29:23
5			4	0:32:12
6			5	0:34:48
7	黄		6	0:37:27
8			7	0:38:57
9			8	0:42:48
10	黄		9	0:45:37
11			10	0:48:24
12	黄	青	11	0:51:22
13		青	11.1	0:51:38
14		青	11.2	0:51:55
15		青	11.3	0:52:12
16		青	11.4	0:52:29
17		青	11.5	0:52:47
18		青	11.6	0:53:03
19		青	11.7	0:53:22
20		青	11.8	0:53:33
21		青	11.9	0:53:44
22		青		0:54:04
23		青		0:54:22

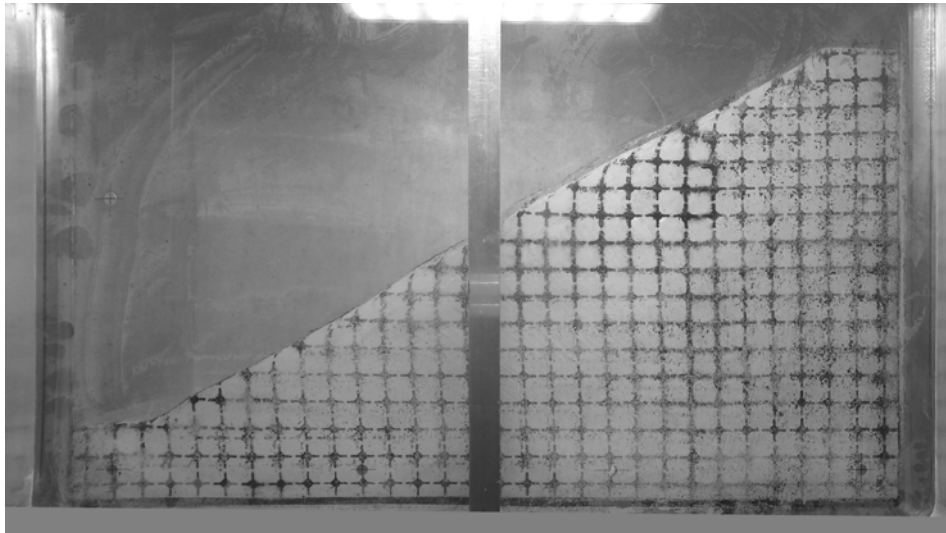


写真 4-14 斜面の状況（傾斜 0° ）

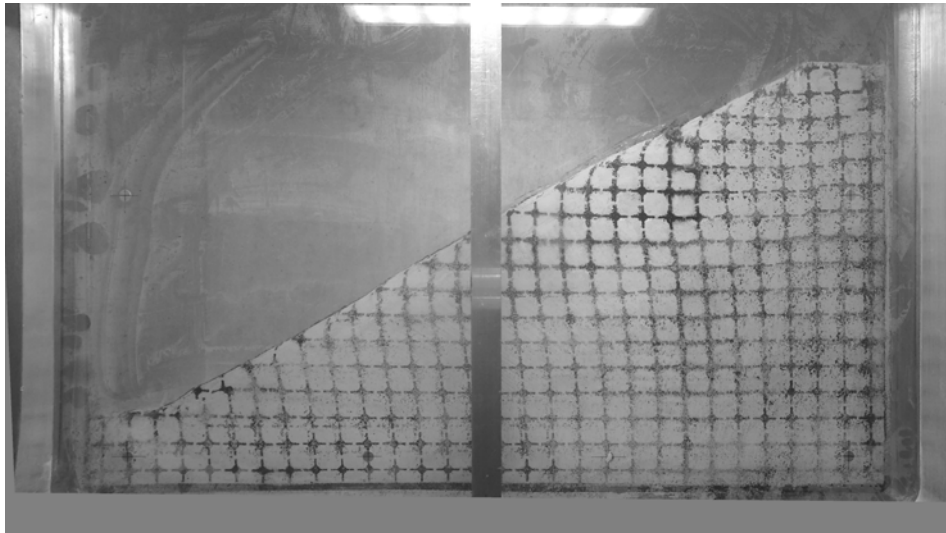


写真 4-15 斜面の状況（傾斜 11.4° ）

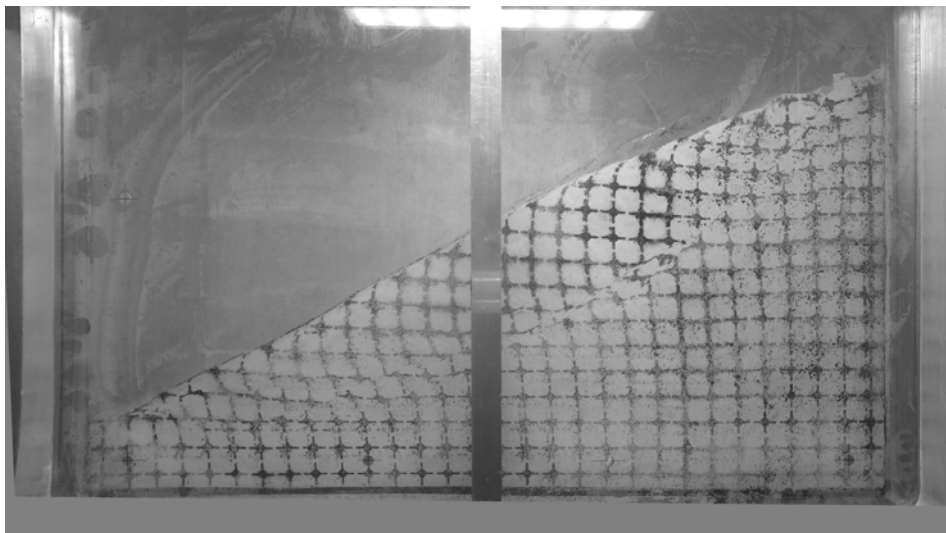


写真 4-16 斜面の状況（傾斜 11.8° ）

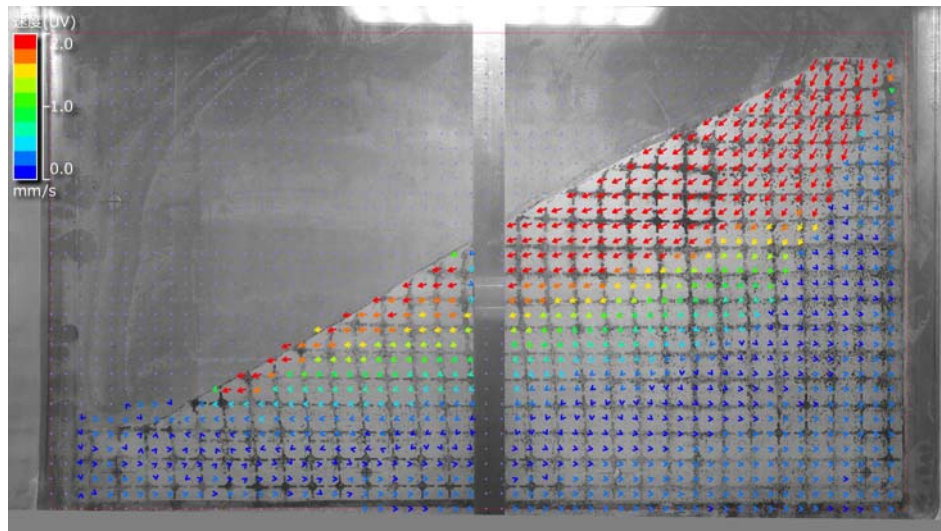


図 4-12 地盤の変位ベクトル (9° ~11°)

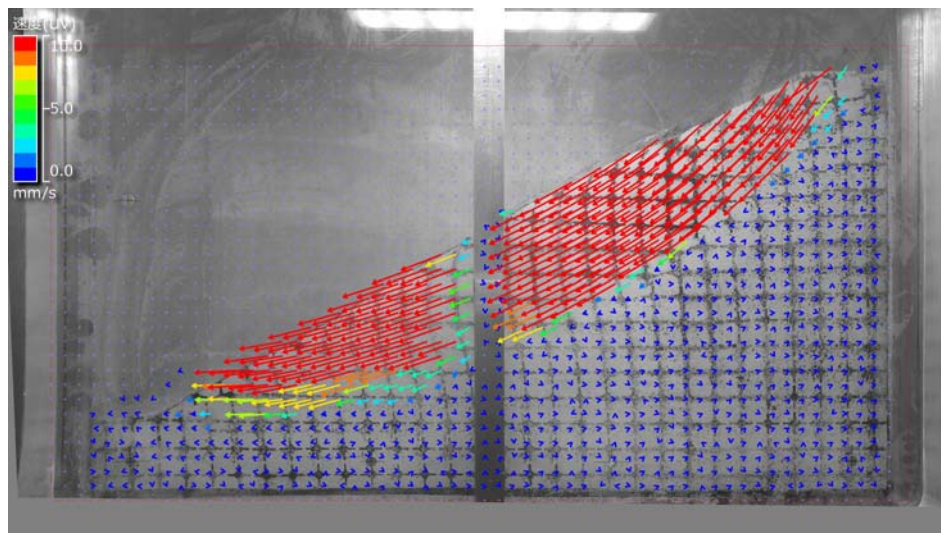


図 4-13 地盤の変位ベクトル (11.6° ~11.7°)

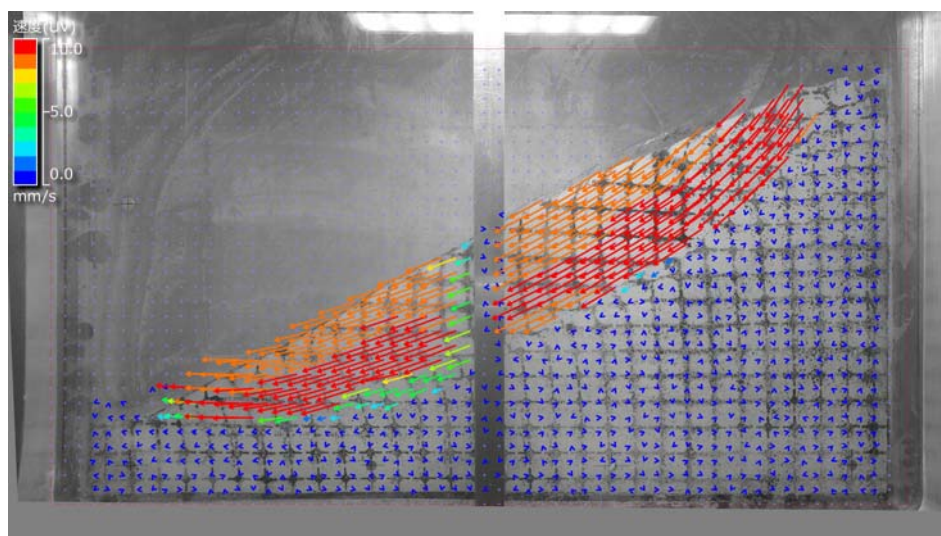


図 4-14 地盤の変位ベクトル (11.7° ~11.8°)

4.6.2 本実験ケース 2（水深 70m, クラック無）

傾斜実験中の模型実験の様子を画像により示す。表 4-6 には、動画より静止画を取り出した角度および経過時間を示す。変状前は 3° 毎に、変状中は 0.1° 毎に抽出した。写真 4-17～写真 4-19 に示す。

抽出した画像のうち、連続する 2 枚の画像を用いて、PIV 解析を行って、地盤の変位ベクトルを求めた。図 4-15～図 4-17 に変位ベクトルを示す。

ケース 2 では斜面内破壊を呈し、法先まですべり面がつながることはなかった。また 9° をすぎたあたりから法肩付近から斜面の中段付近まで変形が継続して発生した。なお法肩のクラックと段差および明確なすべり面は 13.1° 付近から発生した。

表 4-6 画像抽出時（黄 変状前, 青 変状発生中）の傾斜角と経過時間（本実験ケース 2）

画像No.	抽出画像		傾斜角 ($^\circ$)	経過時間
	開始～変状	変状中		
1	黄		0	0:20:14
2			1	0:22:51
3			2	0:25:40
4	黄		3	0:28:19
5			4	0:30:52
6			5	0:33:22
7	黄		6	0:35:53
8			7	0:38:25
9			8	0:40:55
10	黄		9	0:43:35
11			10	0:46:12
12			11	0:48:57
13	黄		12	0:51:26
14			12.2	0:51:56
15			12.4	0:52:28
16			12.6	0:52:59
17			12.8	0:53:30
18	黄	青	13	0:54:02
19		青	13.1	0:54:18
20		青	13.3	0:54:48
21		青	13.5	0:55:19
22		青	13.7	0:55:49
23		青	13.9	0:56:21
24		青	14.1	0:56:50
25		青	14.3	0:57:21
26		青	14.5	0:57:52
27		青	14.7	0:58:03
28		青	14.9	0:58:25
29		青		0:58:45
30		青		0:59:05

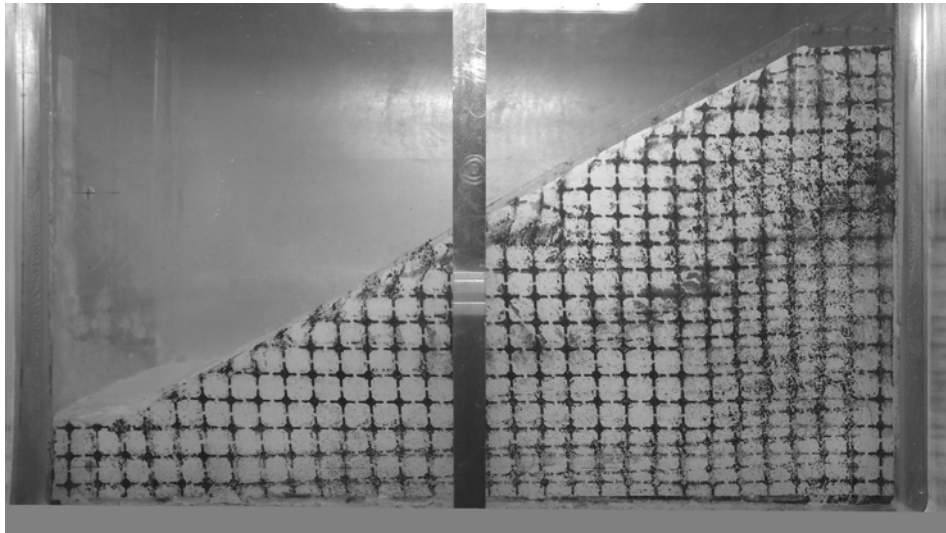


写真 4-17 斜面の状況（傾斜 0° ）

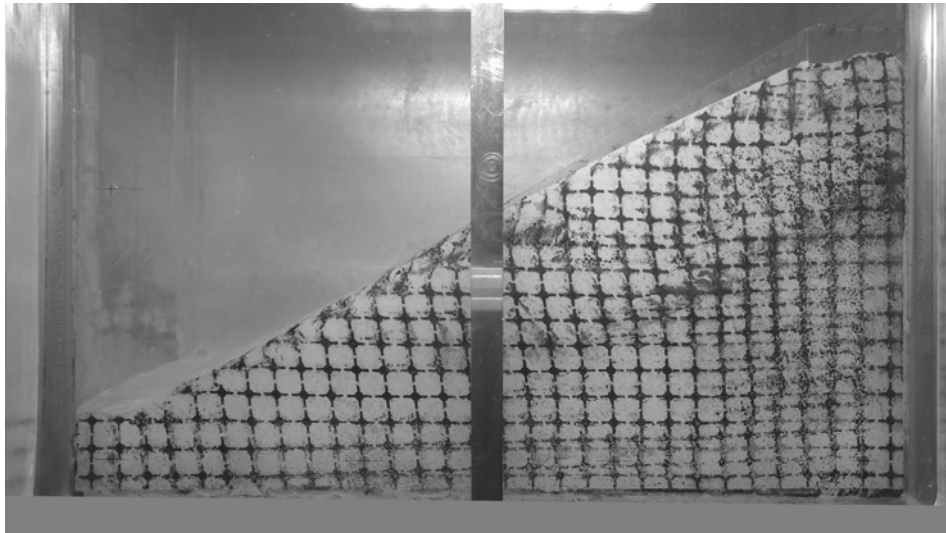


写真 4-18 斜面の状況（傾斜 13.1° ）

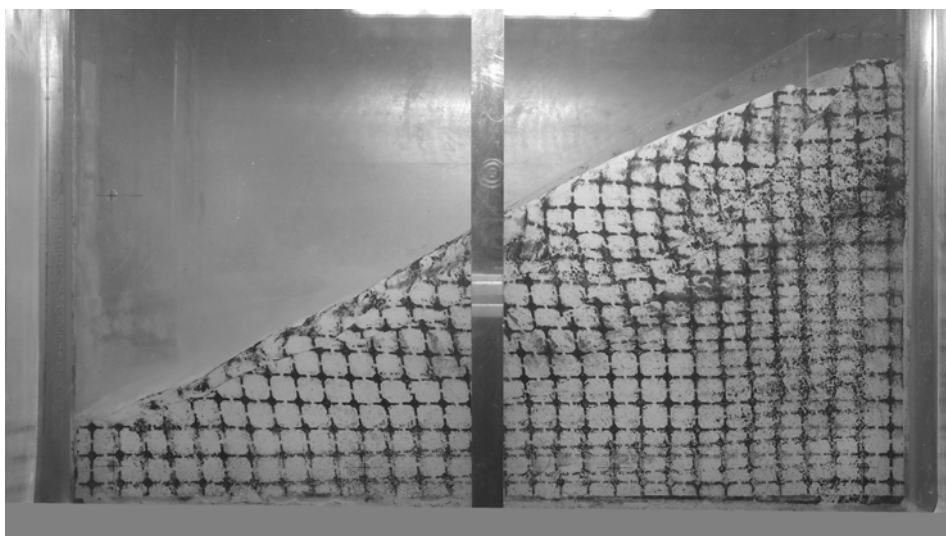


写真 4-19 斜面の状況（傾斜 14.7° ）

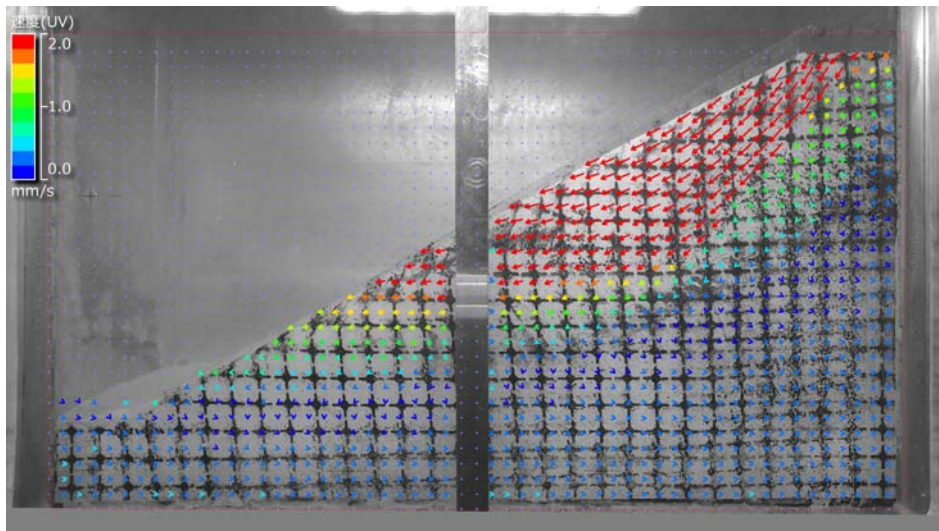


図 4-15 地盤の変位ベクトル (9° ~12°)

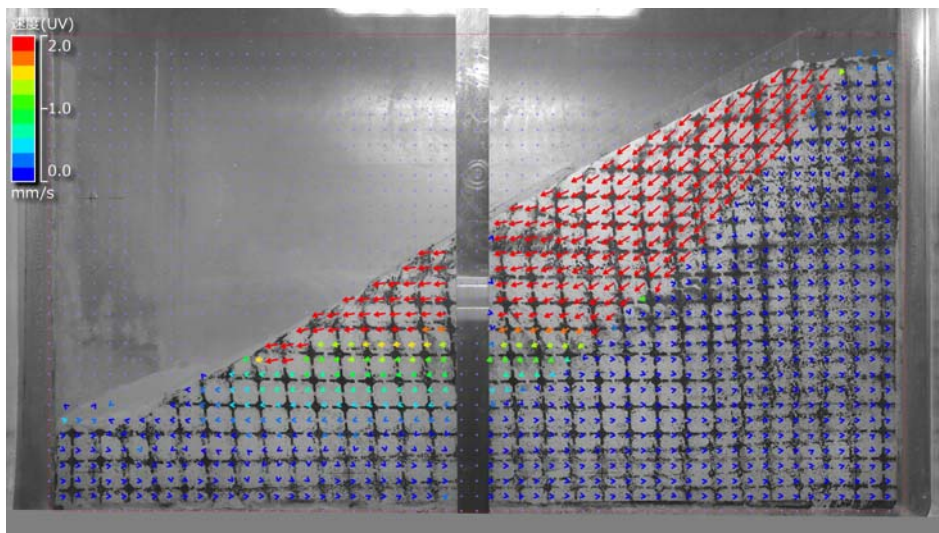


図 4-16 地盤の変位ベクトル (12° ~13°)

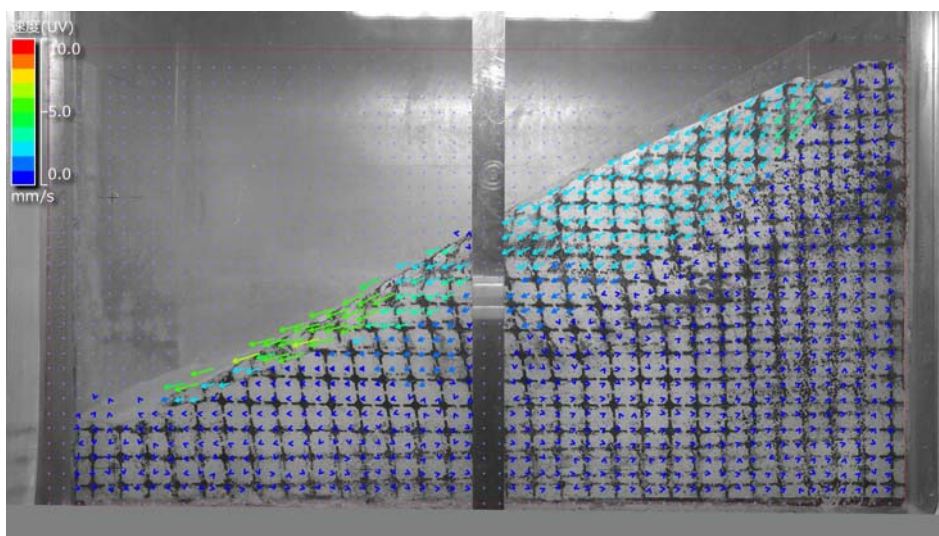


図 4-17 地盤の変位ベクトル (14.1° ~14.3°)

4.6.3 本実験ケース 3 (水深 45m, クラック有)

傾斜実験中の模型実験の様子を画像により示す。表 4-7 には、動画より静止画を取り出した角度および経過時間を示す。変状前は 3° 毎に、変状中は 0.2° 毎に抽出した。写真 4-20～写真 4-22 に示す。

抽出した画像のうち、連続する 2 枚の画像を用いて、PIV 解析を行って、地盤の変位ベクトルを求めた。図 4-18～図 4-20 に変位ベクトルを示す。

表 4-7 画像抽出時画像抽出時 (黄 変状前, 青 変状発生中) の傾斜角と経過時間 (本実験ケース 3)

画像No.	抽出画像		傾斜角 ($^\circ$)	経過時間
	開始～変状	変状中		
1			0	0:16:44
2			1	0:19:41
3			2	0:22:40
4			3	0:25:35
5			4	0:28:28
6			5	0:31:28
7			6	0:34:11
8			7	0:36:35
9			8	0:39:26
10			9	0:42:20
11			10	0:45:13
12			10.2	0:45:50
13			10.4	0:46:26
14			10.6	0:47:03
15			10.8	0:47:35
16			11	0:48:10
17				0:48:30
18				0:48:50
19				0:49:10
20				0:49:30
21				0:49:45

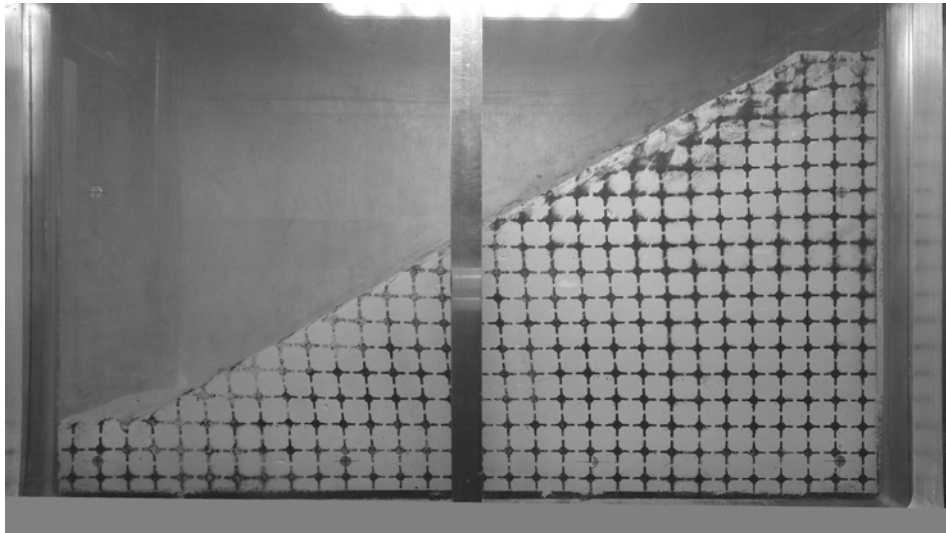


写真 4-20 斜面の状況（傾斜 0°）

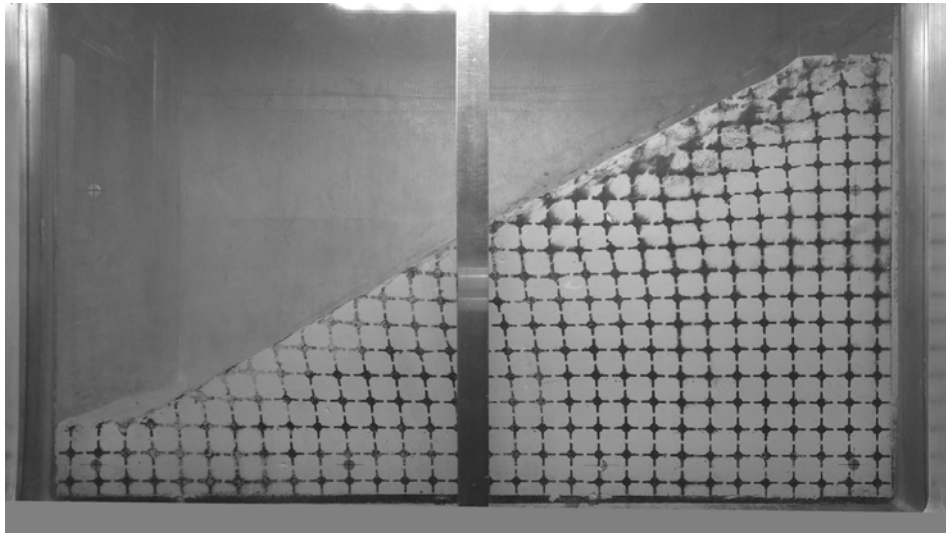


写真 4-21 斜面の状況（傾斜 10°）

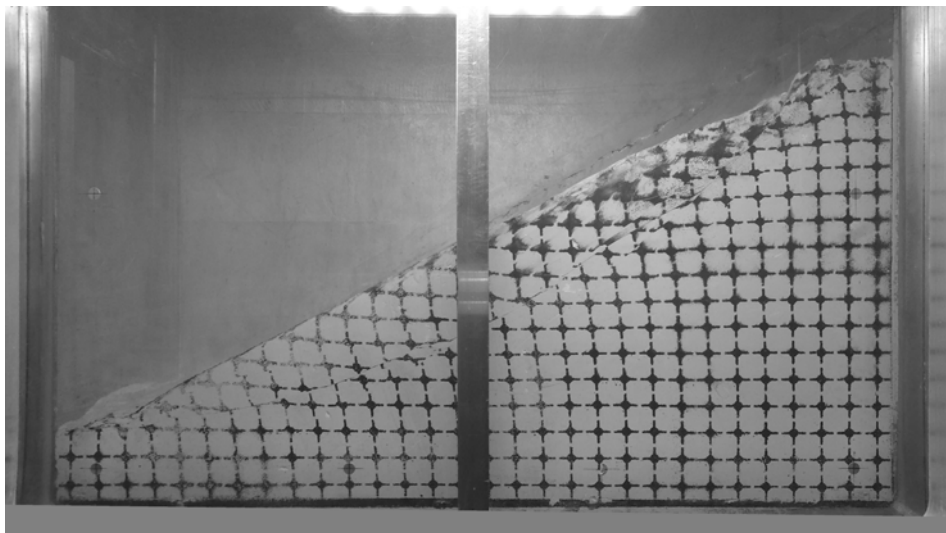


写真 4-22 斜面の状況（傾斜 11°）

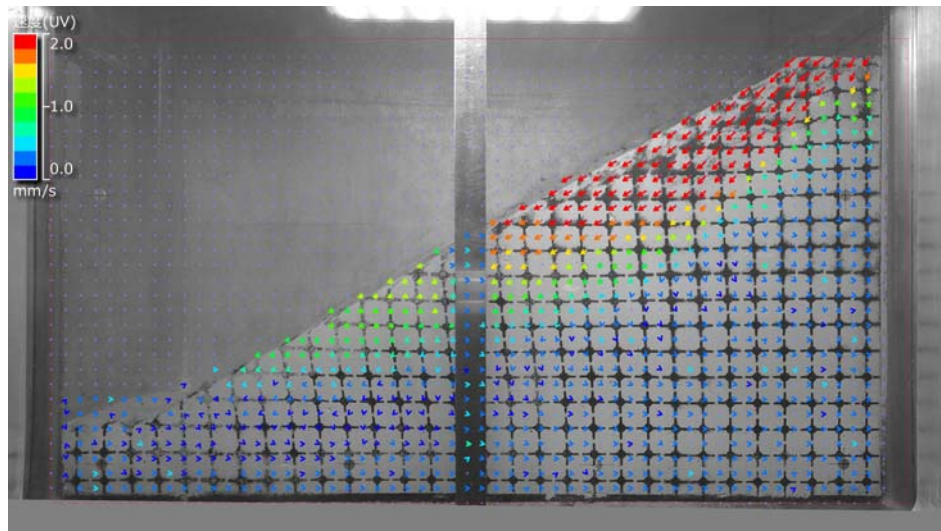


図 4-18 地盤の変位ベクトル (6° ~9°)

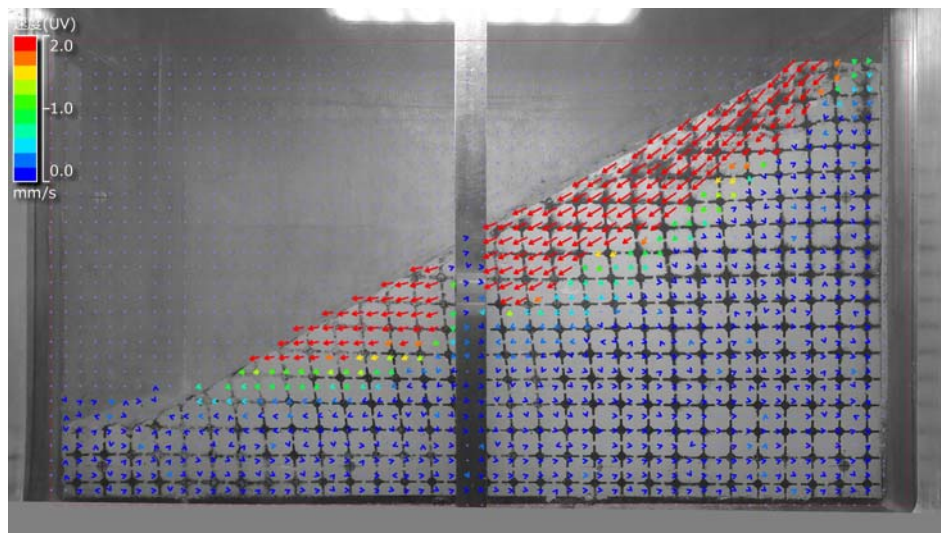


図 4-19 地盤の変位ベクトル (9° ~10°)

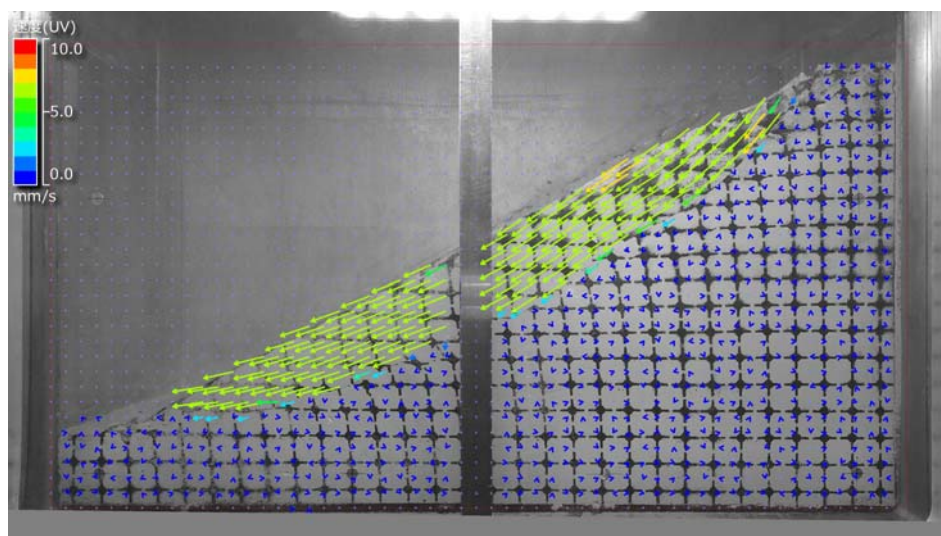


図 4-20 地盤の変位ベクトル (10.6° ~10.8°)

4.6.4 本実験ケース 4（水深 70m, クラック有）

傾斜実験中の模型実験の様子を画像により示す。表 4-8 には、動画より静止画を取り出した角度および経過時間を示す。変状前は 3° 毎に、変状中は 0.2° 毎に抽出した。写真 4-23～写真 4-25 に示す。

抽出した画像のうち、連続する 2 枚の画像を用いて、PIV 解析を行って、地盤の変位ベクトルを求めた。図 4-21～図 4-23 に変位ベクトルを示す。

表 4-8 画像抽出時画像抽出時（黄 変状前, 青 変状発生中）の傾斜角と経過時間（本実験ケース 4）

画像No.	抽出画像		傾斜角 (°)	経過時間
	開始～変状	変状中		
1	黄		0	0:20:21
2			1	0:23:12
3			2	0:26:11
4	黄		3	0:29:01
5			4	0:31:55
6			5	0:34:42
7	黄		6	0:36:55
8			7	0:39:43
9			8	0:42:41
10	黄		9	0:45:29
11			10	0:48:20
12			11	0:51:15
13	黄	青	12	0:54:13
14		青	12.2	0:54:47
15		青	12.4	0:55:21
16		青	12.6	0:55:58
17		青	12.8	0:56:33
18		青	13	0:57:09
19		青	13.2	0:57:43
20		青	13.4	0:58:17
21		青	13.6	0:59:34
22		青	13.8	1:00:37
23		青	13.9	1:00:56

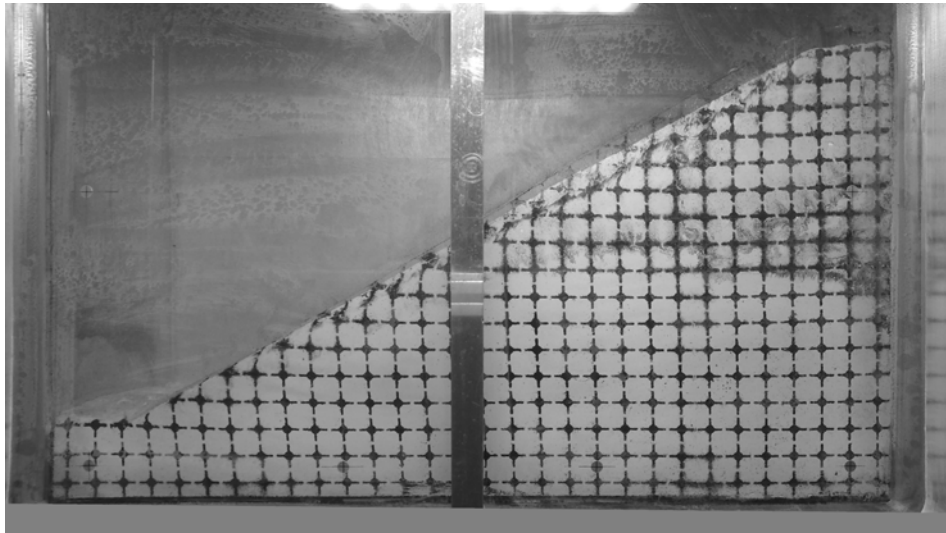


写真 4-23 斜面の状況（傾斜 0° ）

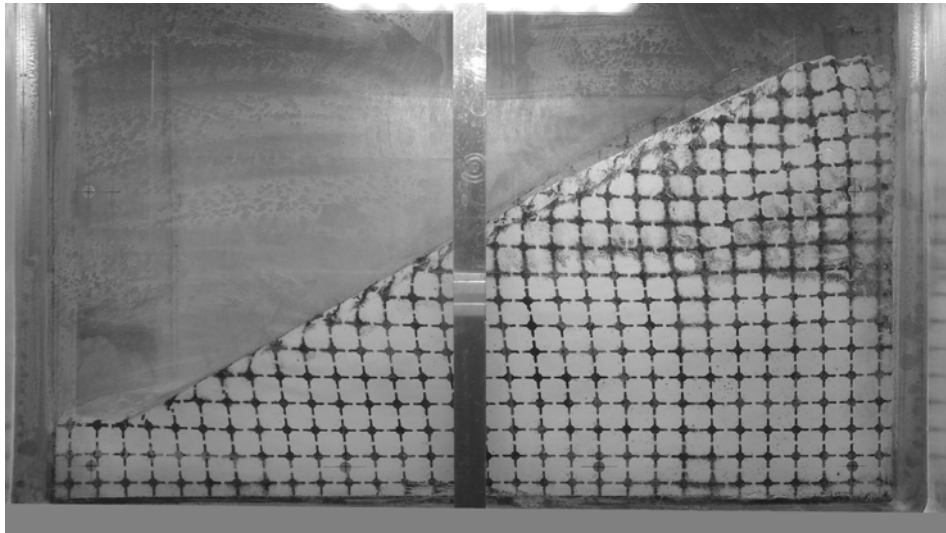


写真 4-24 斜面の状況（傾斜 12.6° ）

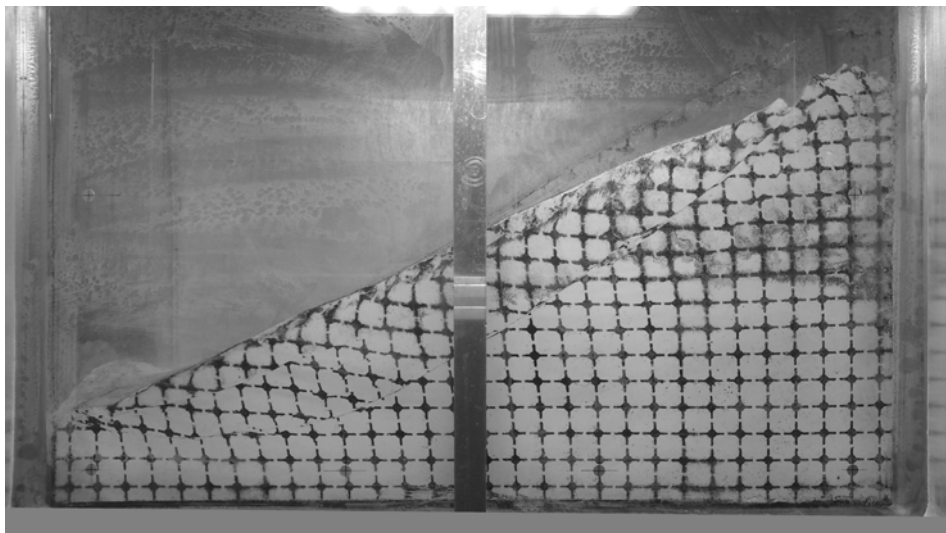


写真 4-25 斜面の状況（傾斜 13.8° ）

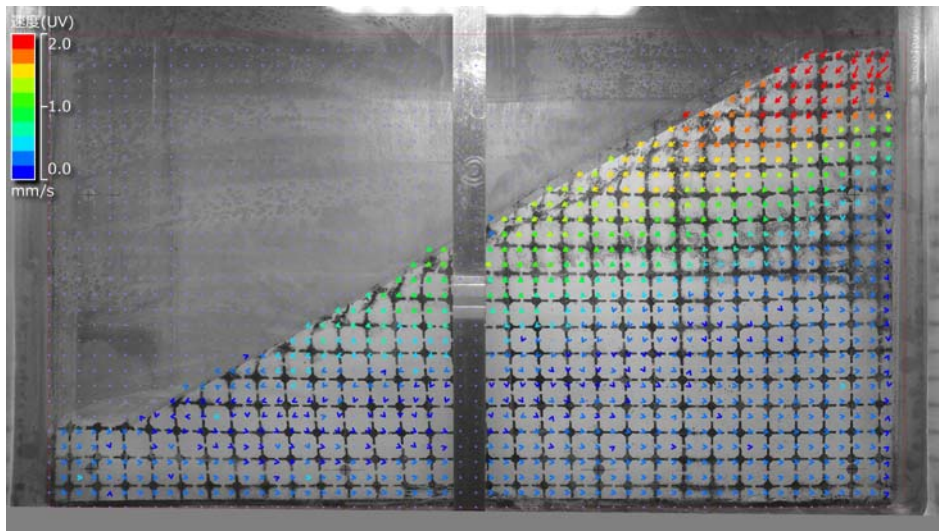


図 4-21 地盤の変位ベクトル (6° ~9°)

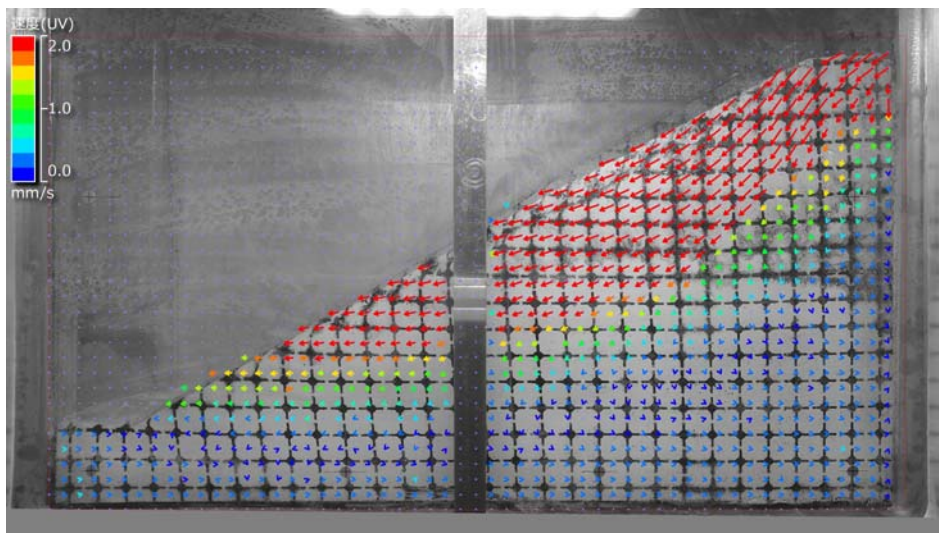


図 4-22 地盤の変位ベクトル (9° ~12°)

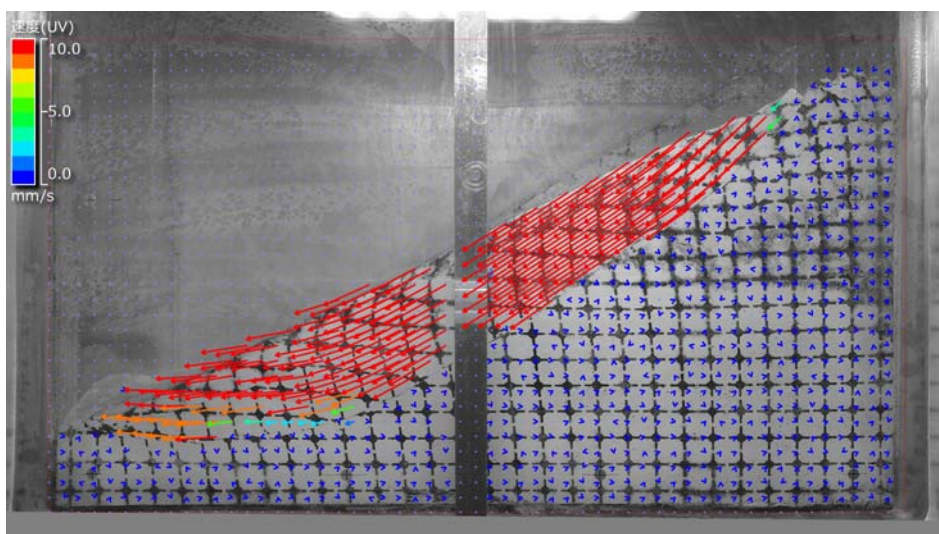


図 4-23 地盤の変位ベクトル (13.4° ~13.6°)

4.6.5 結果のまとめ

実験では、崩壊が生じる前の PIV 解析より、土槽側面の斜面上部に左下向きの変位ベクトルが生じている。これは、土槽と地盤材料の境界は不連続であることから、土槽が傾斜することにより、斜面模型上部が変形した結果として生じていると考えられる。また滑動しはじめた傾斜角度を表 4-9 にまとめた。水深が深いほど傾斜角度が大きくなるのがわかる。法肩クラックがあると傾斜角度は小さくなるのがわかる。この差異が生じた理由を考察するために、次章において実験で得られたすべり面形状と室内試験で得られた強度定数を用いた逆解析を行うこととする。

表 4-9 滑動開始傾斜角

本実験	傾斜角 (震度)
ケース 1	11.4° (0.20)
ケース 2	13.1° (0.23)
ケース 3	10.0° (0.18)
ケース 4	12.5° (0.22)

5 安定性評価法の適用性の検討

5.1 水没斜面の安定性評価手法

実験結果から得られたすべり面形状および室内要素試験（2.3.2 一面せん断試験を参照）の強度定数を用いた安定解析を実施して、実験結果を再現できるか検討を行う。安定解析にはフィルダムの安定性評価に用いるスライス法⁸⁾を用いるものとする。水没した斜面のスライスに働く力を図 5-1 に示す。スライスには斜面の自重 W_s (飽和重量)、斜面より上にある水重 W_w 、すべり面に鉛直に働く間隙水圧 U 、スライスの側面に鉛直に働く静水圧 E_n, E_{n+1} 、地震時慣性力 kW_s が作用する。

スライス法による安全率は

$$F_s = \frac{\sum \left\{ cl + (N - U - N_e) \tan \phi \right\}}{\sum (T + T_e)} \quad (5.1)$$

ここで N は各スライスのすべり面に働く荷重の垂直分力、 T は各スライスのすべり面に働く荷重の接線分力、 U は各スライスのすべり面に働く間隙水圧、 N_e は各スライスのすべり面に働く地震時慣性力の垂直分力、 T_e は各スライスのすべり面に働く地震時慣性力の接線分力、 ϕ は各スライスのすべり面における内部摩擦角、 c は各スライスのすべり面における粘着力、 l は各スライスのすべり面の長さである。

N は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} N &= W \cos \theta + \Delta E \sin \theta \\ &= (W_s + W_w) \cos \theta + (E_n - E_{n+1}) \sin \theta \\ &= (\gamma_{sat} h_s + \gamma_w h_w) b \cos \theta + \gamma_w h b \sin^2 \theta / \cos \theta \\ &= \gamma_{sub} h_s b \cos \theta + \gamma_w h b / \cos \theta \end{aligned} \quad (5.2)$$

N_e は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} N_e &= kW_s \sin \theta \\ &= k\gamma_{sat} h_s b \sin \theta \end{aligned} \quad (5.3)$$

U は以下の式で表される。

$$\begin{aligned}
U &= ul \\
&= \gamma_w hb / \cos \theta
\end{aligned} \tag{5.4}$$

T は以下の式で表される.

$$\begin{aligned}
T &= W \sin \theta - \Delta E \cos \theta \\
&= (W_s + W_w) \sin \theta - (E_n - E_{n+1}) \cos \theta \\
&= (\gamma_{sat} h_s + \gamma_w h_w) b \sin \theta - \gamma_w hb \sin \theta \\
&= \gamma_{sub} h_s b \sin \theta
\end{aligned} \tag{5.5}$$

T_e は以下の式で表される.

$$\begin{aligned}
T_e &= kW_s \cos \theta \\
&= k\gamma_{sat} h_s b \cos \theta
\end{aligned} \tag{5.6}$$

ここで, γ_w は水の単位重量, γ_{sat} は土の飽和単位重量, γ_{sub} は土の水中単位重量, k は震度, u は単位長さ当たりの間隙水圧である.

(5.1) 式に (5.2) ~ (5.6) 式を代入して整理すると

$$\begin{aligned}
F_s &= \frac{\sum \{cl + (\gamma_{sub} h_s b + \gamma_w hb / \cos \theta - \gamma_w hb / \cos \theta - k\gamma_{sat} h_s b \sin \theta) \tan \phi\}}{\sum (\gamma_{sub} h_s b \sin \theta + k\gamma_{sat} h_s b \cos \theta)} \\
&= \frac{\sum \{cl + (\gamma_{sub} h_s b \cos \theta - k\gamma_{sat} h_s b \sin \theta) \tan \phi\}}{\sum (\gamma_{sub} h_s b \sin \theta + k\gamma_{sat} h_s b \cos \theta)}
\end{aligned} \tag{5.7}$$

比較のために, フェレニウス法及び修正フェレニウス法についても検討を行った.

フェレニウス法による安全率は以下のように表される.

$$F_s = \frac{\sum [cl + \{(\gamma_{sub} h_s b + \gamma_w hb) \cos \theta - \gamma_w hb / \cos \theta - k\gamma_{sat} h_s b \sin \theta\} \tan \phi]}{\sum (\gamma_{sub} h_s b \sin \theta + k\gamma_{sat} h_s b \cos \theta)} \tag{5.8}$$

ただし, $N-U$ が負になることはあり得ないので, その場合 $N-U$ はゼロとした.

一方修正フェレニウス法による安全率は以下の通りである.

$$\begin{aligned}
F_s &= \frac{\sum [cl + \{(\gamma_{sub} h_s b + \gamma_w hb) \cos \theta - \gamma_w hb \cos \theta - k\gamma_{sat} h_s b \sin \theta\} \tan \phi]}{\sum (\gamma_{sub} h_s b \sin \theta + k\gamma_{sat} h_s b \cos \theta)} \\
&= \frac{\sum \{cl + (\gamma_{sub} h_s b \cos \theta - k\gamma_{sat} h_s b \sin \theta) \tan \phi\}}{\sum (\gamma_{sub} h_s b \sin \theta + k\gamma_{sat} h_s b \cos \theta)}
\end{aligned} \tag{5.9}$$

式の形から水深の影響は受けないことがわかる. また (5.7) 式と (5.9) 式は一致していることから, フィルダムの評価法は修正フェレニウス法から得られる安全率は等しいことがわかる.

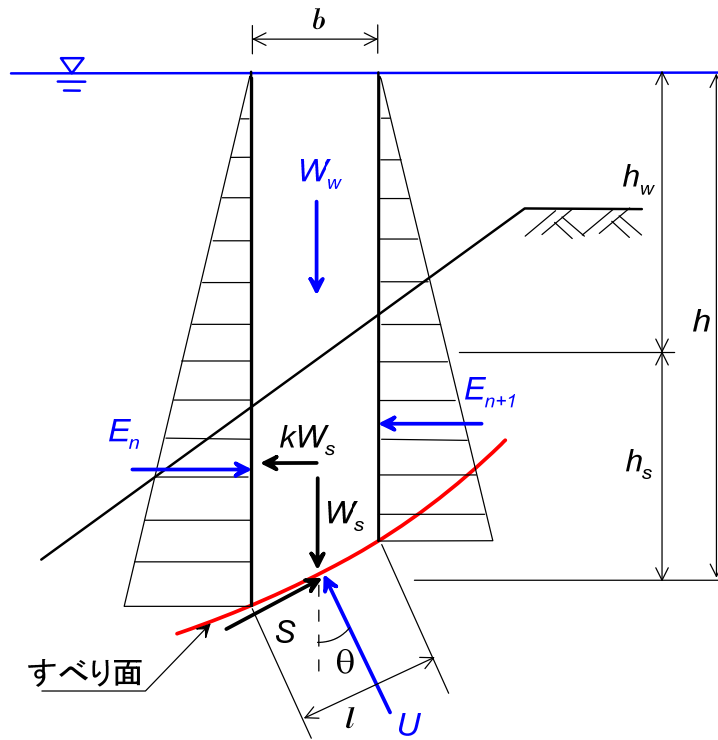


図 5-1 スライスに作用する力の成分

5.2 実験より得られたすべり面を用いた安定性評価

遠心模型実験で得られたすべり面に対して前節で説明した安定解析を実施して斜面の安全率を求めた。解析は 5.1 の内容をプログラミングした表計算ソフトを用いて行った。解析では水平震度を 0~0.36（傾斜角 0~19.8°）の範囲で変化させて実施した。

解析に用いた地盤物性値は、室内要素実験（2.3.2 一面せん断試験を参照）の結果より得られた正規圧密地盤と過圧密地盤を用いる（表 5-1 参照）。

表 5-1 地盤物性値

地盤	$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$	$c(\text{kN/m}^2)$	$\phi(^{\circ})$	状態
① (天端直下部)	17.1	2.7	14.4	正規圧密
② (斜面直下部)	17.1	26.6	7.2	過圧密

5.2.1 本実験ケース 1 の逆解析(水深 45m, クラック無)

解析モデルを図 5-2 に示す. 傾斜角と安全率の関係を図 5-3 に示す. 安全率が 1.0 になる傾斜角は修正フェレニウス・フィルダムで 9.1° , フェレニウスで 6.6° , 実験で 11.4° であった.

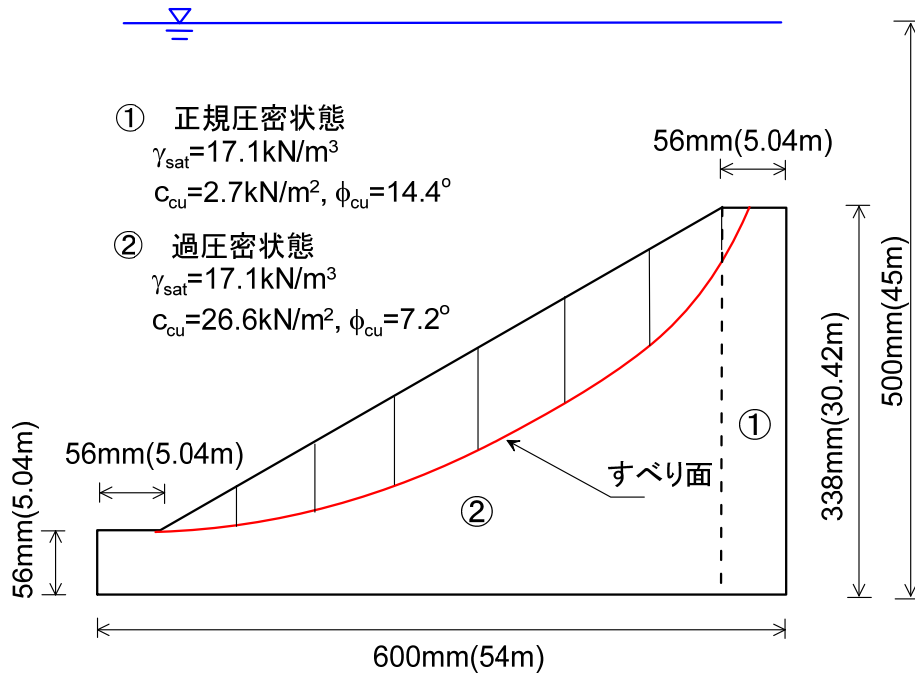


図 5-2 解析モデル (ケース 1)

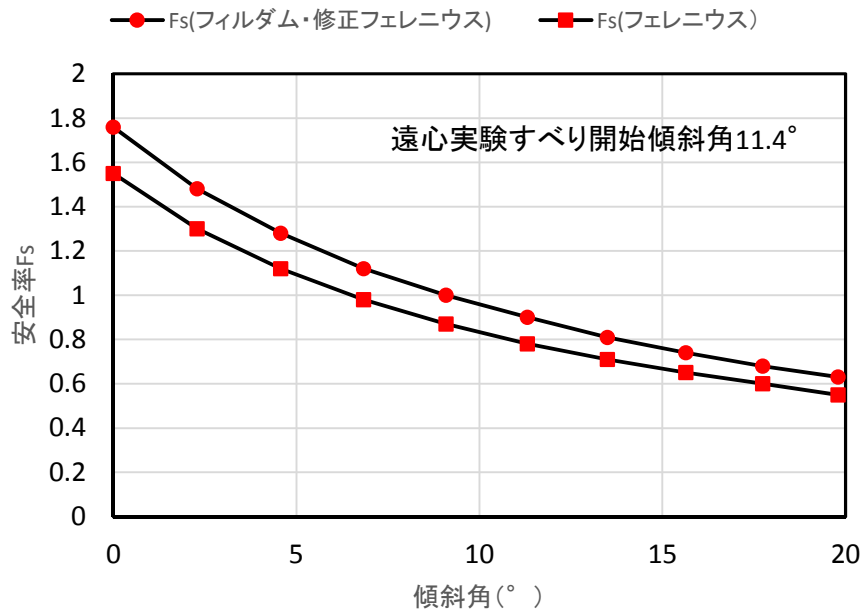


図 5-3 傾斜角と安全率の関係 (ケース 1)

5.2.2 本実験ケース 2 の逆解析(水深 70m, クラック無)

解析モデルを図 5-4 に示す。傾斜角と安全率の関係を図 5-5 に示す。安全率が 1.0 になる傾斜角は修正フェレニウス・フィルダムで 12.2° ，フェレニウスで 9.9° ，実験で 13.1° であった。

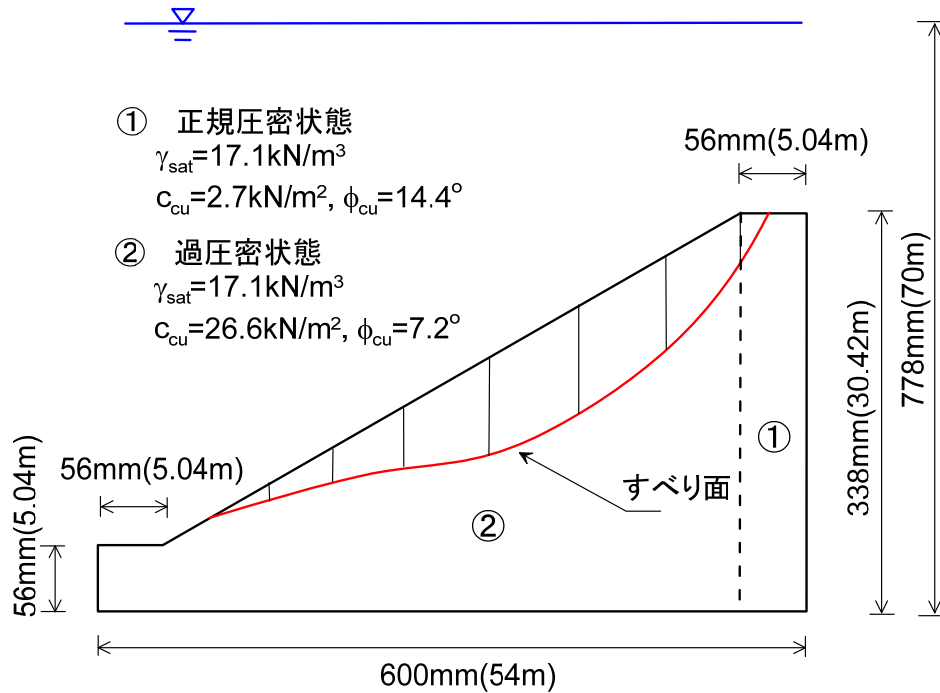


図 5-4 解析モデル (ケース 2)

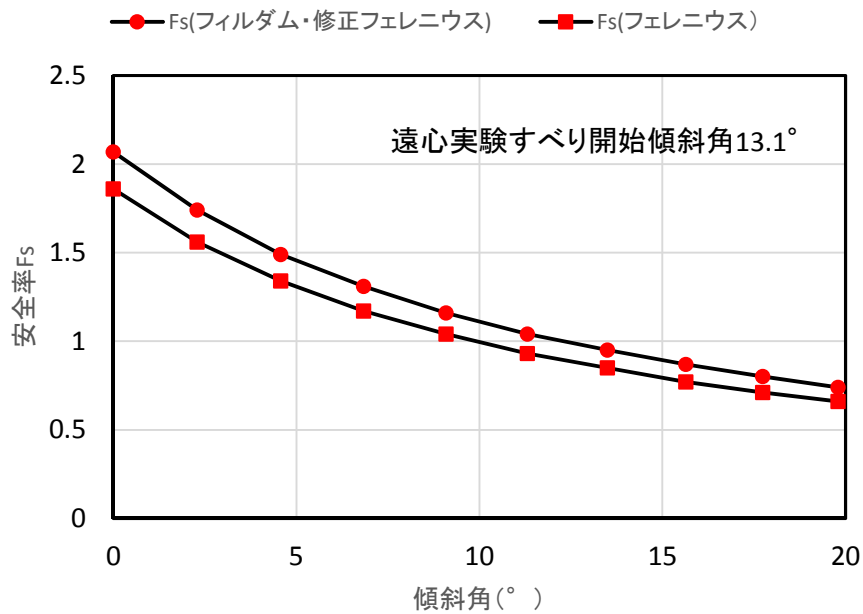


図 5-5 傾斜角と安全率の関係 (ケース 2)

5.2.3 本実験ケース 3 の逆解析(水深 45m, クラック有)

解析モデルを図 5-6 に示す. 傾斜角と安全率の関係を図 5-7 に示す. 安全率が 1.0 になる傾斜角は修正フェレニウス・フィルダムで 17.5° , フェレニウスで 14.8° , 実験で 10.0° であった.

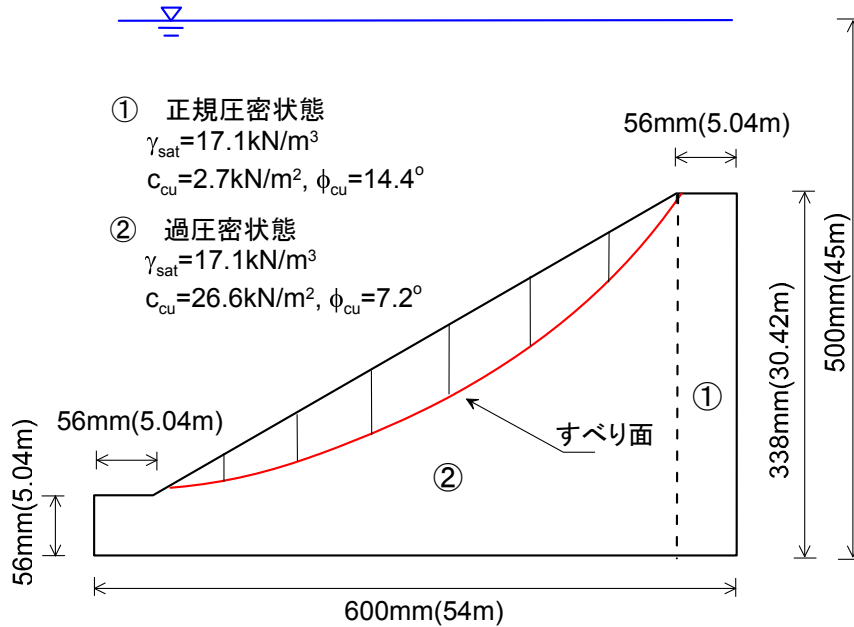


図 5-6 解析モデル (ケース 3)

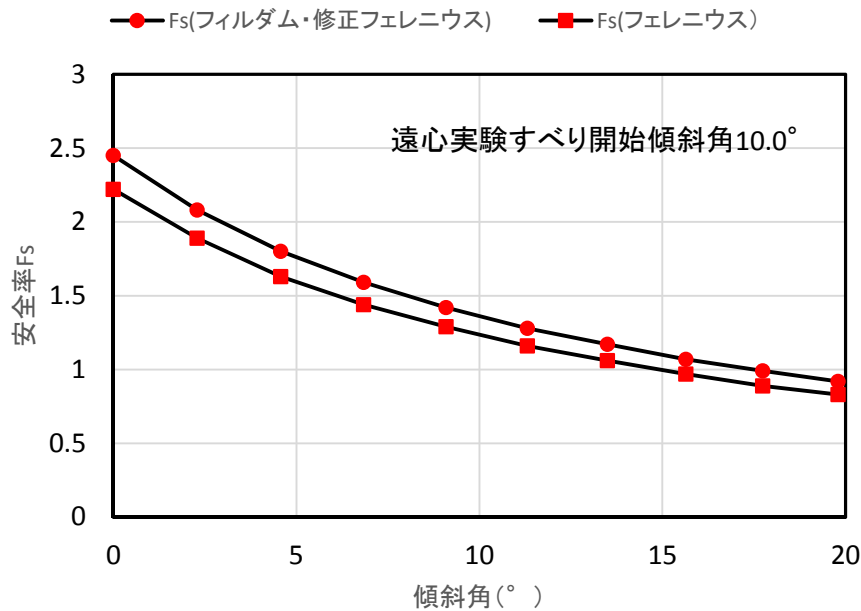


図 5-7 傾斜角と安全率の関係 (ケース 3)

5.2.4 本実験ケース 4 の逆解析(水深 70m, クラック有)

解析モデルを図 5-8 に示す。傾斜角と安全率の関係を図 5-9 に示す。安全率が 1.0 になる傾斜角は修正フェレニウス・フィルダムで 14.8° , フェレニウスで 12.4° , 実験では 12.5° であった。

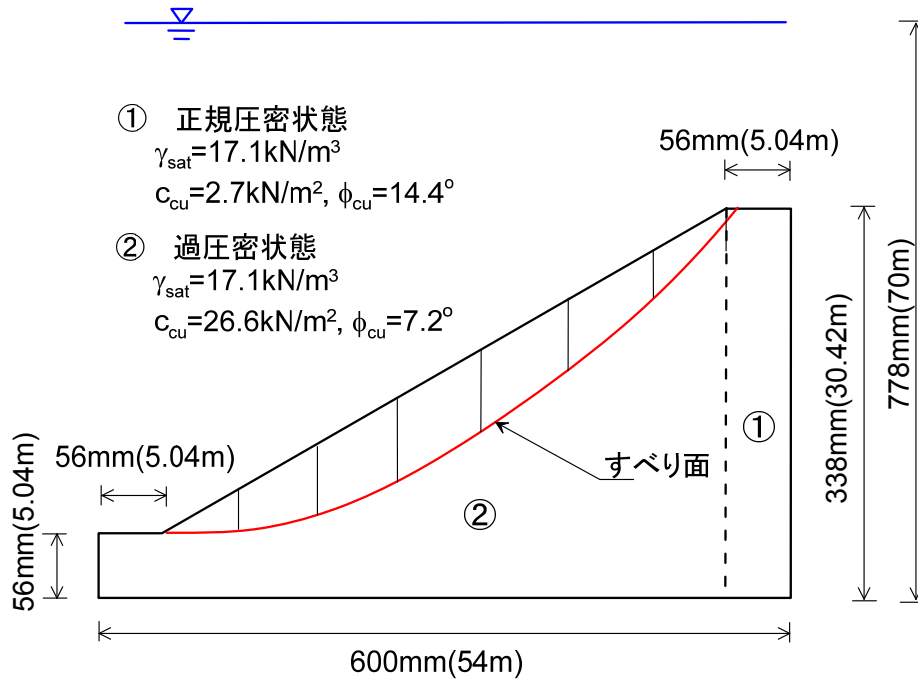


図 5-8 解析モデル (ケース 4)

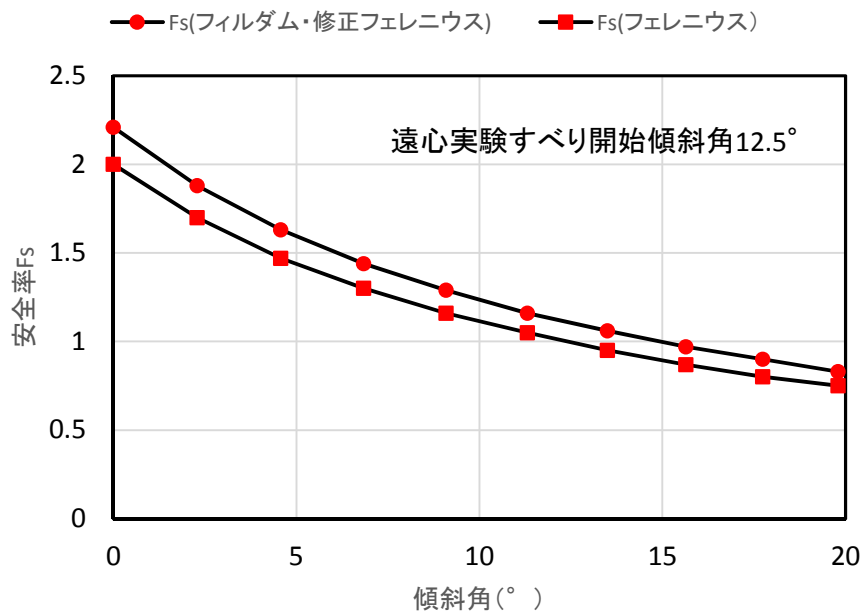


図 5-9 傾斜角と安全率の関係 (ケース 4)

5.3 評価結果

表 5-2 に安全率が 1.0 になった傾斜角（解析結果）と実験ですべりが発生した傾斜角の関係を示す。クラック無しのケースで比較すると実験結果の傾斜角が概ね 1° から 2° 程度大きいものの、その差は小さく修正フェレニウス（フィルダム）の解析と実験結果は概ね整合しているといえる。なお、この安定解析手法の評価にはすべり安全率の式には水深の項が含まれないため安全率は変化しない。ケース 1 とケース 2 で差が生じた原因は、すべり面がケース 2 において若干浅くなったことによるものであり、水深の変化の影響は小さいものと考えられる。

クラック有りのケース 3, 4 の解析結果はクラック無しと比べてかなり大き目の傾斜角となった。これはすべり面位置が浅くなったためである。ただし、実験結果はクラック無しと比べて傾斜角が小さくなった。これはクラックの影響によりすべりに対する安定性が低下したことによると思われるが、そのメカニズムは現段階では不明である。

表 5-2 破壊が生じた傾斜角に関する解析結果と実験結果の比較

ケース	水深 (m)	クラック	修正フェレニウス法 (フィルダムの方法)	フェレニウス法	実験結果
			傾斜角(°) (震度)		
ケース 1	45	無	9.1 (0.16)	6.6 (0.12)	11.4 (0.20)
ケース 2	75	無	12.2 (0.22)	9.9 (0.17)	13.1 (0.23)
ケース 3	45	有	17.5 (0.32)	14.8 (0.26)	10.0 (0.18)
ケース 4	75	有	14.8 (0.26)	12.4 (0.22)	12.5 (0.22)

5.4 修正フェレニウス法 (Soilworks) による検討

遠心模型実験中において斜面が崩壊した傾斜角度は、本実験ケース 1 は 11.4° (水平震度 $kh=0.202$)、本実験 2 は 13.1° (水平震度 $kh=0.233$) であった。本節では、安全率が最小となる臨界円と実験で得られたすべり面の位置関係および水深の影響を考察するために 3 章と同様に安定解析 (Soilworks) を実施した。

具体的には本実験ケース 1、本実験ケース 2 の崩壊傾斜角度 (水平震度) で修正フェレニウス法を用いて遠心模型実験の結果に対する再解析をおこなった。加えて水深の影響も調べるため、ケース 1 の震度で 70m の水深が作用した場合の検討、ケース 2 の震度で 45m の水深が作用した場合の検討を追加で実施した。

解析に用いた地盤物性値は、室内要素実験 (一面せん断試験) の結果より得られた正規圧密地盤と過圧密地盤を用いる (表 5-3 参照)。また、斜面安定解析に使用する断面の詳細を図 5-10 に示す。

表 5-3 地盤物性値

地盤	$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$	$c(\text{kN/m}^2)$	$\phi(^{\circ})$	状態
① (天端直下部)	17.1	2.7	14.4	正規圧密
② (斜面直下部)	17.1	26.6	7.2	過圧密

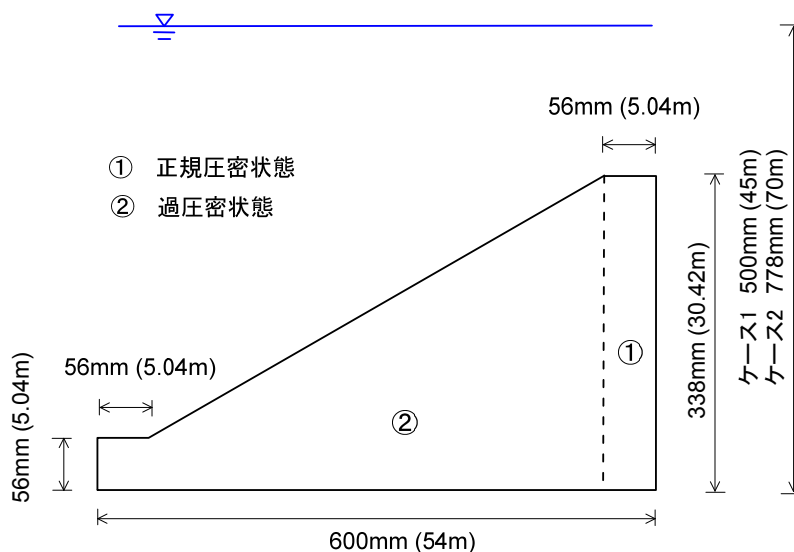


図 5-10 解析モデル

5.4.1 本実験ケース 1 の再現解析(水深 45m)

傾斜角度 11.4°を水平震度換算 ($k_h=0.202$) した解析結果を図 5-11 に示す。安全率が最小となる臨界円は法先よりも下に現れ底部破壊の形状を示す。このすべり面形状は遠心実験よりも深い位置に発生している。そのときの安全率は $F=0.622$ となった。本実験ケース 1 の崩壊形状に類似したより浅いすべり線を抽出した結果を図 5-12 に示す。その時の安全率は $F=0.859$ である。

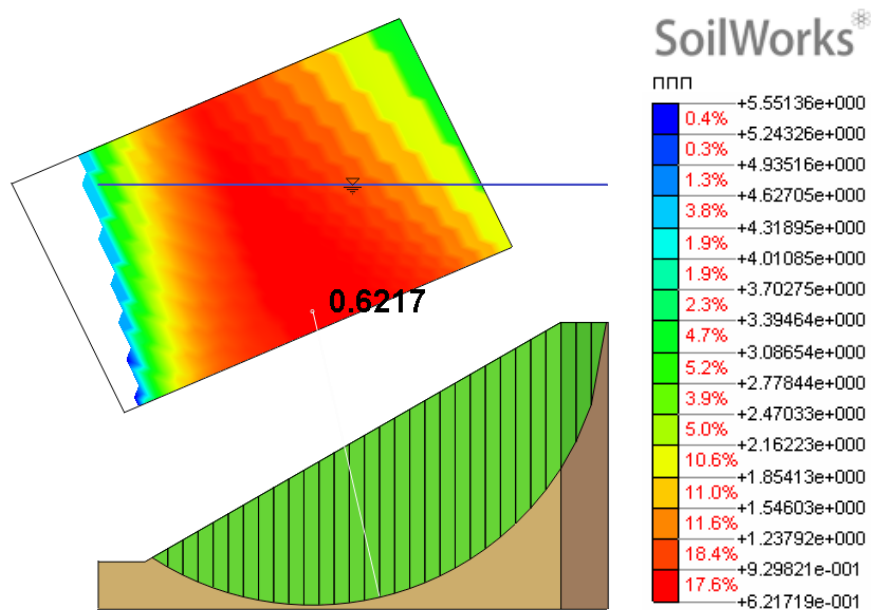


図 5-11 修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.202$, 水深 45m)

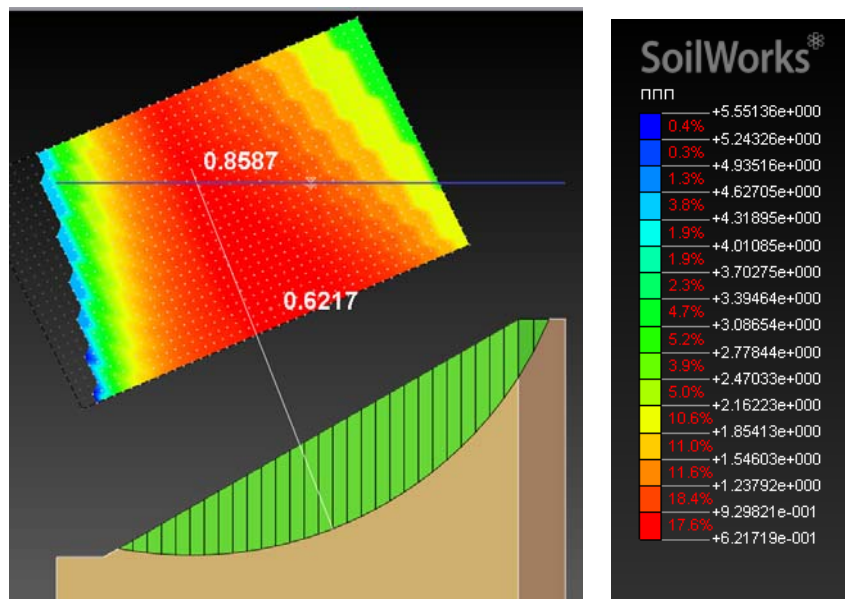


図 5-12 本実験ケース 1 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果

5.4.2 本実験ケース 2 の再現解析(水深 45m とした場合)

傾斜角度 13.1°を水平震度換算 ($k_h=0.223$) した解析結果を図 5-13 に示す。安全率が最小となる臨界円は法先よりも下に現れ底部破壊の形状を示す。このすべり面形状は遠心実験よりも深い位置に発生している。そのときの安全率は $F=0.575$ となった。本実験ケース 2 の崩壊形状に類似したより浅いすべり線を抽出した結果を図 5-14 に示す。その時の安全率は $F=0.846$ である。

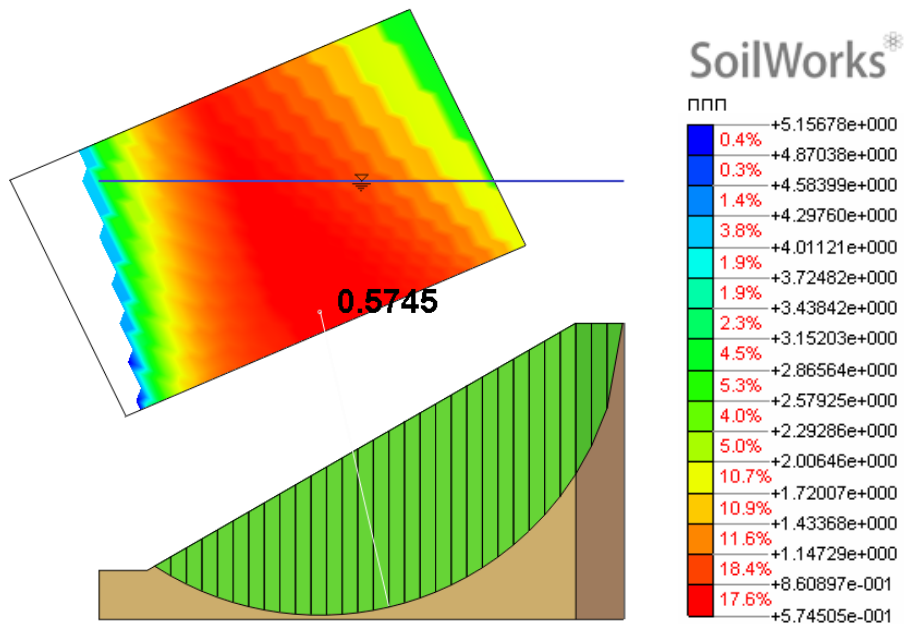


図 5-13 修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.223$, 水深 45m)

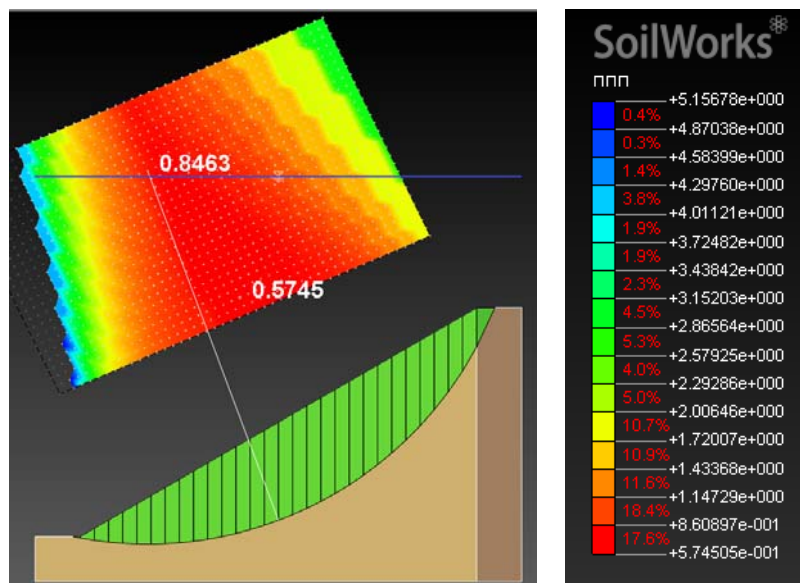


図 5-14 本実験ケース 2 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果

5.4.3 本実験ケース 1 の再現解析(水深 70m とした場合)

傾斜角度 11.4°を水平震度換算 ($k_h=0.202$) した解析結果を図 5-15 に示す。安全率が最小となる臨界円は法先よりも下に現れ底部破壊の形状を示す。このすべり面形状は遠心実験よりも深い位置に発生している。そのときの安全率は $F=0.669$ となった。本実験ケース 1 の崩壊形状に類似したより浅いすべり線を抽出した結果を図 5-16 に示す。その時の安全率は $F=0.912$ である。

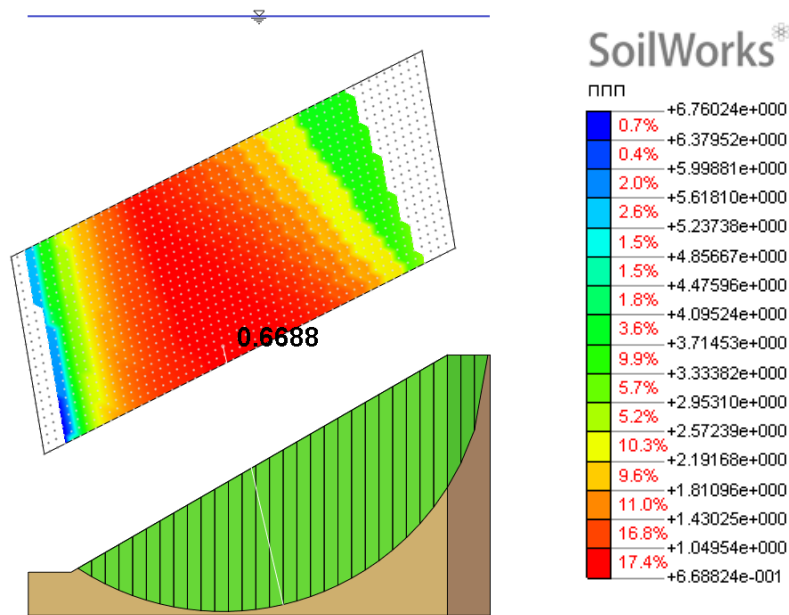


図 5-15 修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.202$, 水深 70m)

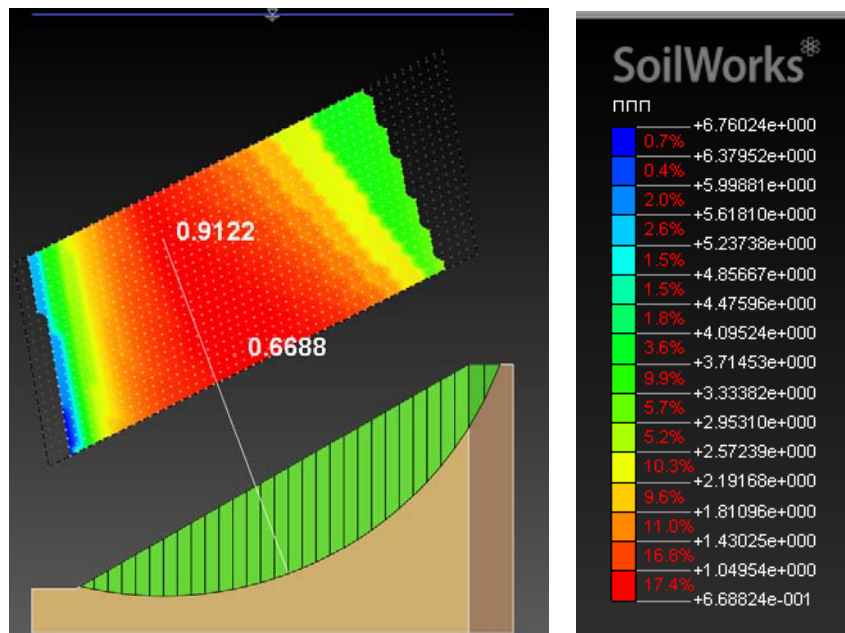


図 5-16 本実験ケース 1 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果

5.4.4 本実験ケース 2 の再現解析(水深 70m)

傾斜角度 13.1°を水平震度換算 ($k_h=0.223$) した解析結果を図 5-17 に示す。安全率が最小となる臨界円は法先よりも下に現れ底部破壊の形状を示す。このすべり面形状は遠心実験よりも深い位置に発生している。そのときの安全率は $F=0.618$ となった。本実験ケース 2 の崩壊形状に類似したより浅いすべり線を抽出した結果を図 5-18 に示す。その時の安全率は $F=0.933$ である。

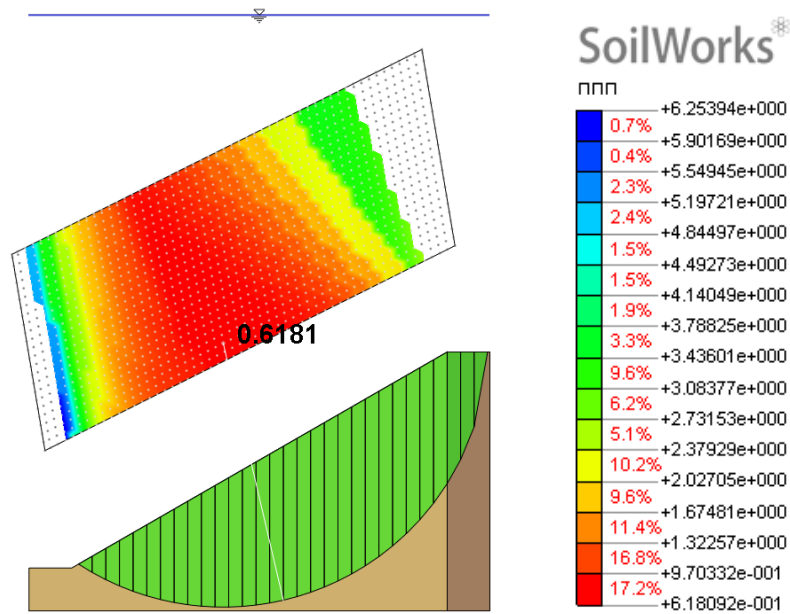


図 5-17 修正フェレニウス法 (水平震度 $k_h=0.223$, 水深 70m)

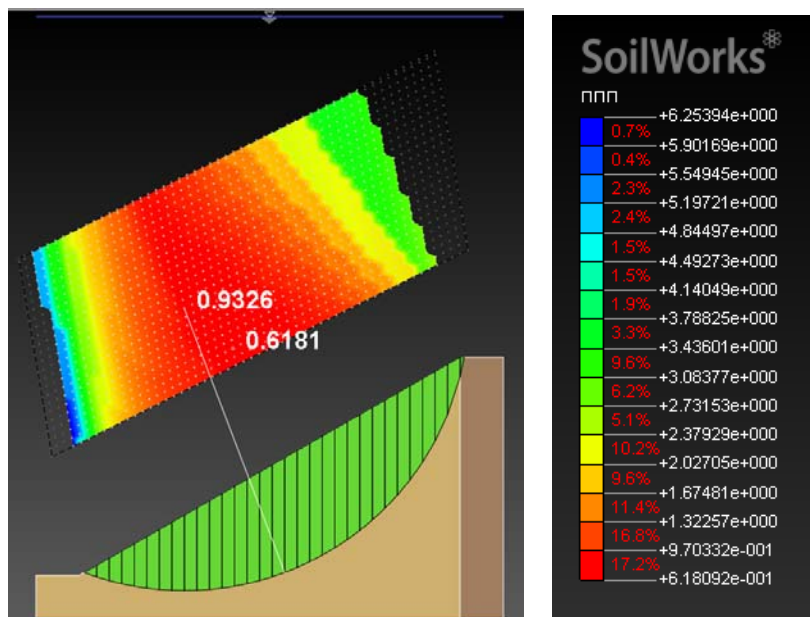


図 5-18 本実験ケース 2 の崩壊形状と類似したすべり面の解析結果

5.4.5 解析結果のまとめ

修正フェレニウス法による解析結果をまとめて表 5-4 に示す。遠心実験結果に近いすべり面に着目すると安全率は1に近い値を示す。また、水深が大きくなると安全率が0.04程度大きくなり安全率が水深の影響を受けていることがわかる。また、遠心実験結果は水深が大きくなるとすべりが開始する傾斜角も大きくなっている、言い換えるとすべりに対する安全率が大きくなっており、解析結果の傾向は概ね整合している。

表 5-4 修正フェレニウスでの解析結果まとめ

	実験で得られた水平震度を用いた解析結果の最小安全率		遠心模型実験結果に類似した崩壊形状の時の安全率	
	45m	70m	45m	70m
水深（底辺から）				
0.202（本実験1より水平震度）	0.622	0.669	0.859	0.912
0.223（本実験2より水平震度）	0.575	0.618	0.846	0.933

5.5 せん断強度低減法 (SSRFEM) による検討

遠心模型実験中において斜面が崩壊した傾斜角度は、本実験ケース 1 は 11.4° (水平震度 $k_h=0.202$)、本実験 2 は 13.1° (水平震度 $k_h=0.233$) であった。その結果を踏まえて本実験ケース 1、本実験ケース 2 の崩壊傾斜角度 (水平震度) でせん断強度低減法を用いて遠心模型実験の結果に対する再解析をおこなった。

解析に用いた地盤物性値は、室内要素実験 (一面せん断試験) の結果より得られた正規圧密地盤と過圧密地盤を用いる (表 5-3 参照)。また、斜面安定解析に使用する断面の詳細を図 5-10 に示す。

5.5.1 本実験ケース 1 の再現解析(水深 45m とした場合)

傾斜角度 11.4° を水平震度換算 ($k_h=0.202$) した解析結果を図 5-19 に示す。安全率 $F=0.575$ となった。またすべり面は遠心実験のすべり面よりも低い位置に現れた。

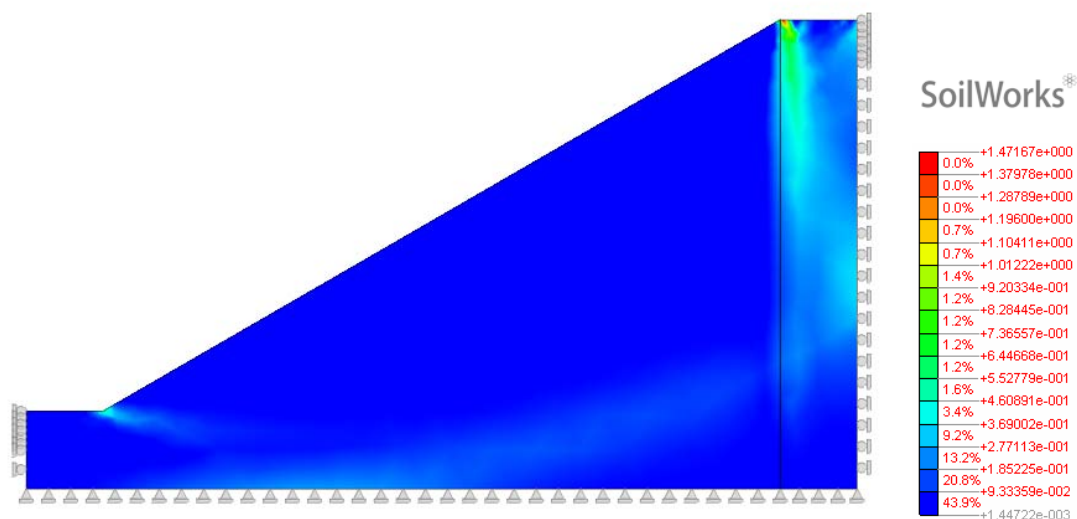


図 5-19 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布 (水平震度 $k_h=0.203$, 水深 45m)

5.5.2 本実験ケース 2 の再現解析(水深 45m とした場合)

傾斜角度 13.1° を水平震度換算 ($k_h=0.223$) した解析結果を図 5-20 に示す。安全率 $F=0.538$ となった。またすべり面は遠心実験のすべり面よりも低い位置に現れた。

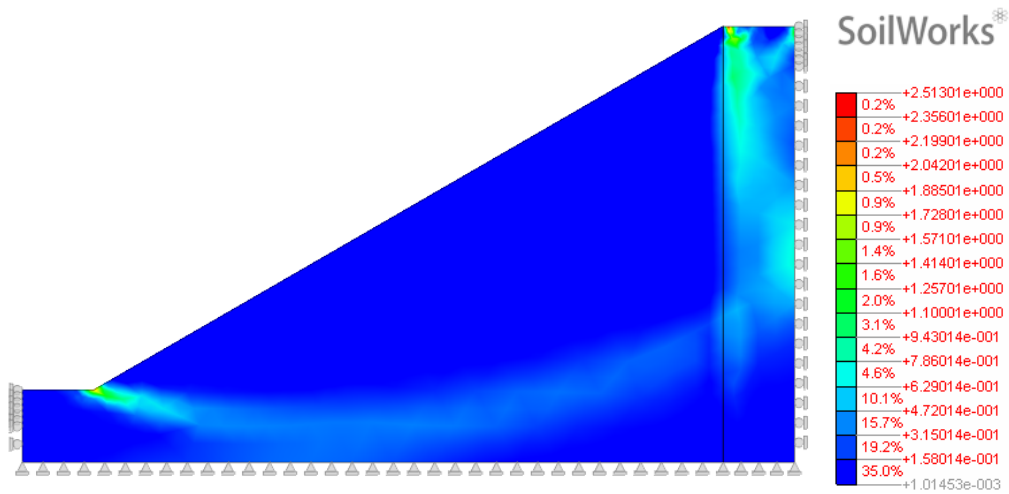


図 5-20 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布（水平震度 $k_h=0.223$ ，水深 45m）

5.5.3 本実験ケース 1 の再現解析(水深 70m とした場合)

傾斜角度 11.4° を水平震度換算 ($k_h=0.202$) した解析結果を図 5-21 に示す。安全率 $F=0.538$ となった。またすべり面は遠心実験のすべり面よりも低い位置に現れた。

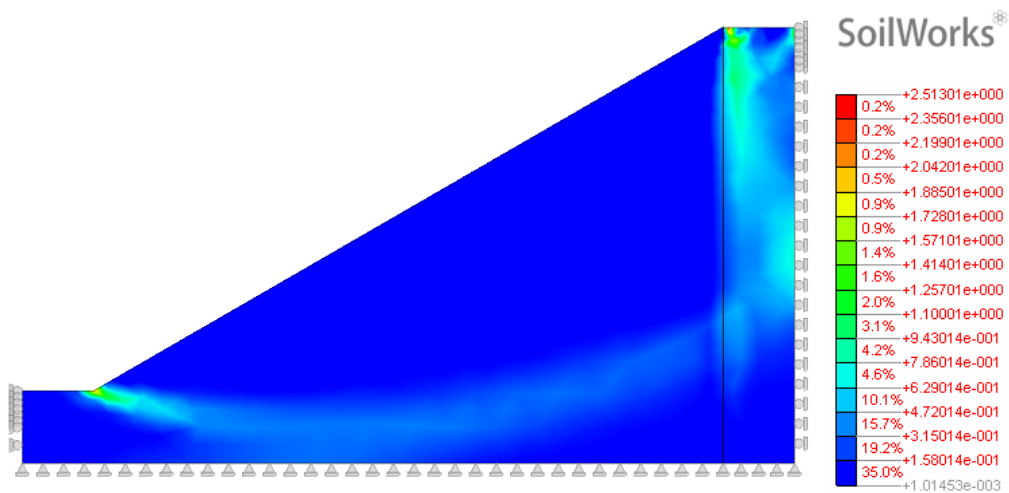


図 5-21 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布（水平震度 $k_h=0.202$ ，水深 70m）

5.5.4 本実験ケース 2 の再現解析(水深 70m とした場合)

傾斜角度 13.1° を水平震度換算 ($k_h=0.223$) した解析結果を図 5-22 に示す。安全率 $F=0.538$ となった。またすべり面は遠心実験のすべり面よりも低い位置に現れた。

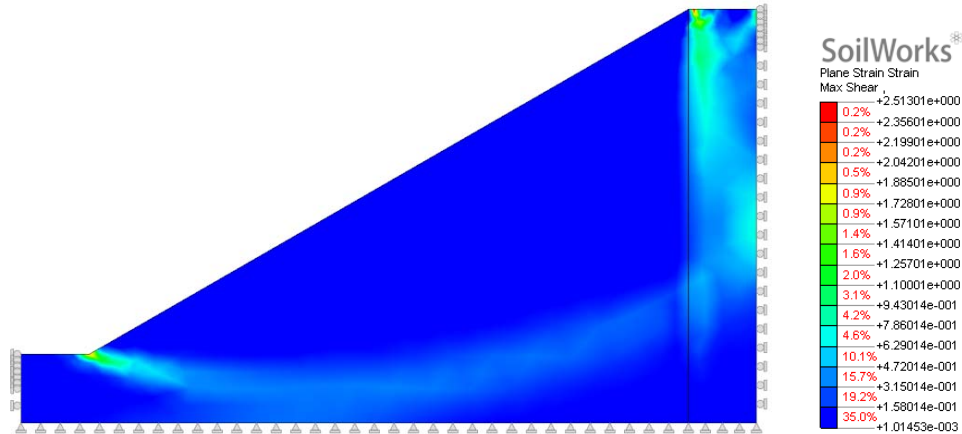


図 5-22 せん断強度低減法によるせん断ひずみ分布（水平震度 $k_h=0.223$ ，水深 70m）

5.5.5 解析結果のまとめ

せん断強度低減法より求めたすべり面はいずれのケースにおいても，実験のすべり面よりも深い位置に発生した．安全率の結果をまとめて表 5-5 に示す．遠心実験結果（安全率 1）に比べていずれも小さい安全率を示した．水深の影響については，水平震度 0.202 の水深 45m を除いて同じ値であり，影響はほとんどないものと思われる．

表 5-5 せん断強度低減法での解析結果まとめ

水深（底辺から）	45m	70m
0.202 （本実験 1 より水平震度）	0.575	0.538
0.223 （本実験 2 より水平震度）	0.538	0.538

6 まとめ

海底環境下を模した斜面模型を作成し、静的な遠心力模型実験により地震時に斜面崩壊を模した実験、得られた崩壊性状を踏まえ、斜面安定性に関する既往手法の適用性について検討を実施した。本検討を通じて得られた知見を以下にまとめて示す。

斜面模型の特性：

- ・ AX カオリンと MC クレーを 1:1 で混合した材料模型の正規圧密状態における強度特性は日本海海底地盤の強度増加率、また羽田沖の海底地盤における特性を模している。
- ・ 斜面模型は、法面下においては水平成層で作製した模型をカットするという方法で作製した。法面下においては過圧密状態となっているものの、強度増加率などは海底地盤の特性と類似している。

静的な遠心力模型実験：

- ・ いずれも法面部下の比較的浅い位置に円弧上の滑り面を形成し崩壊が生じた。
- ・ 崩壊が生じる前の変形には土槽境界の影響が認められる。
- ・ 斜面に作用する水圧が大きくなるにつれ、崩壊が生じる震度が増加する傾向、切りかきのある斜面の崩壊が生じる震度は切りかきの無い斜面より小さいという傾向が認められる。

安定解析法の適用性：

- ・ 修正フェレニウス法による臨界円(最小すべり安全率を与えるすべり円)は実験により崩壊の生じたすべり面位置より深い位置に生じている。
- ・ 切り欠きの無い実験により滑動が生じたすべり面を対象とし、実験より得られた強度特性を用いた修正フェレニウス法を用いた安定解析より、その面に対するすべり安全率は概ね 1.0 程度であった。

- ・詳細法（せん断強度低減法）より推定されるすべり面位置は実験により最終的な崩壊の生じたすべり面位置より深い，簡易法と同様な位置に生じている．実験では，土槽が傾斜することにより，斜面模型上部が変形した結果として，変位ベクトルが土槽側面の斜面上部に生じていると考えられる．実験では土槽と地盤材料の境界は不連続であることから，その変形領域は斜面の上部に位置していると考えられる．解析では実験と同様に，土槽の傾斜により斜面上部が変形するが，地盤側面が固定されているため，天端付近の側面変位が抑止され，実験の崩壊前より深い位置にせん断ひずみの大きな領域が生じていると状態と考えられる．

今後の課題として，以下の事項を挙げることができる．

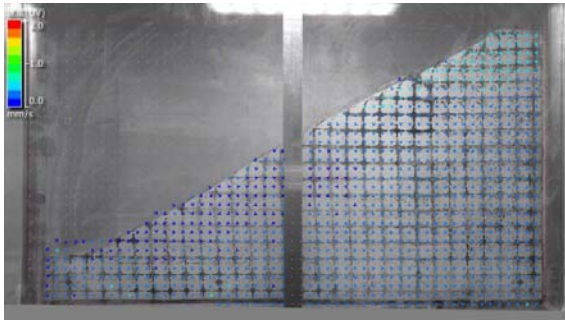
- ・実験と解析におけるすべり面の差異の原因解明
- ・水圧の差異が崩壊震度に及ぼす影響
- ・切り欠き(テンションクラック)のような動的な効果が及ぼす影響

7 参考文献

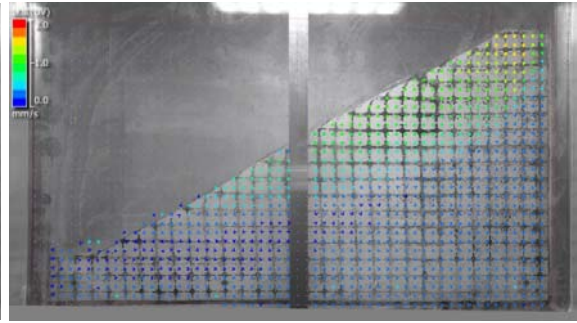
- 1) 高橋英紀, 北詰昌樹, 浦上朋靖, 橋爪秀夫, 田端竹千穂, 森川嘉之, 閉塞した中間砂層を含む粘土地盤における間隙水圧伝播および沈下特性, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.2, pp. 635-648, 2007.
- 2) Tada R., Murray, R., Alvarez Zarikian, C.A., and the Expedition 346 Scientists, Site U1423, Proceedings of the Integrated Ocean Drilling Program Volume 346 expedition reports Asian Monsoon, pp. 62, 2015.
- 3) Tada R., Murray, R., Alvarez Zarikian, C.A., and the Expedition 346 Scientists, Site U1424, Proceedings of the Integrated Ocean Drilling Program Volume 346 expedition reports Asian Monsoon, pp. 64, 2015.
- 4) Tada R., Murray, R., Alvarez Zarikian, C.A., and the Expedition 346 Scientists, Site U1427A, Proceedings of the Integrated Ocean Drilling Program Volume 346 expedition reports Asian Monsoon, pp. 80, 2015.
- 5) Tada R., Murray, R., Alvarez Zarikian, C.A., and the Expedition 346 Scientists, Proceedings of the integrated ocean drilling program volume 346, Methods, pp.27-28, 2015.
- 6) 渡部要一, 田中政典, 佐々真志, 野口孝俊, 宮田正史, 東京国際空港 D 滑走路の事前海底地盤調査結果に関する一考察, 港湾空港技術研究所報告, Vol.48, No.2, pp. 103-121, 2009.
- 7) 地盤工学会, 土質実験 基本と手引き, pp.103, 2010.
- 8) 建設省河川局監修, 改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [I], pp. 224-228, 1997.

8 付録 (PIV 解析結果)

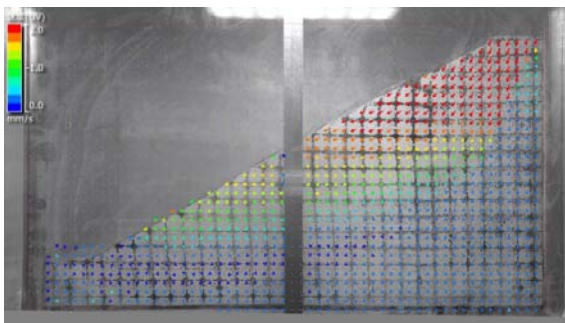
本実験ケース 1 地盤変位ベクトルの推移



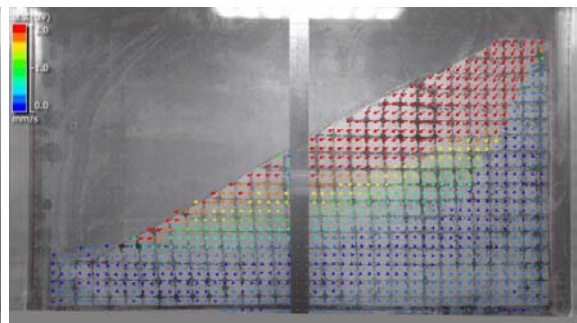
傾斜角度 $0^\circ / 3^\circ$



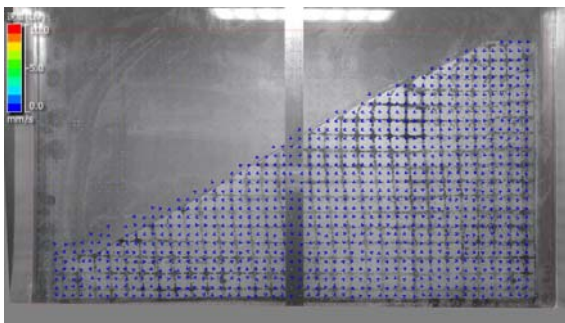
傾斜角度 $3^\circ / 6^\circ$



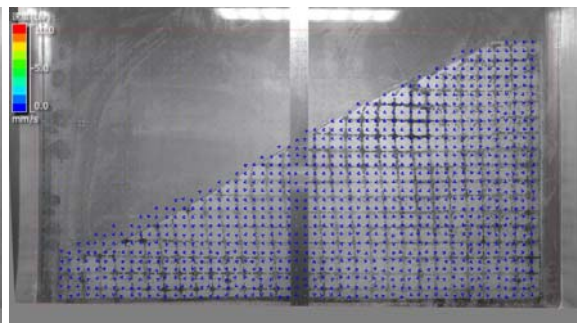
傾斜角度 $6^\circ / 9.0^\circ$



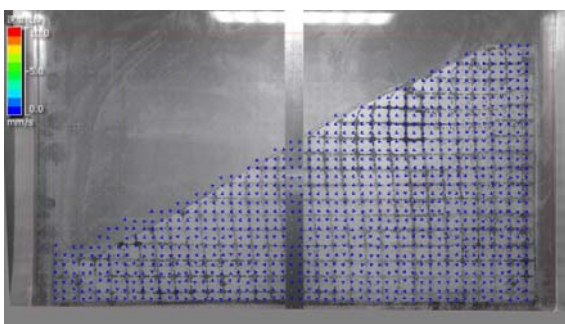
傾斜角度 $9.0^\circ / 11.0^\circ$



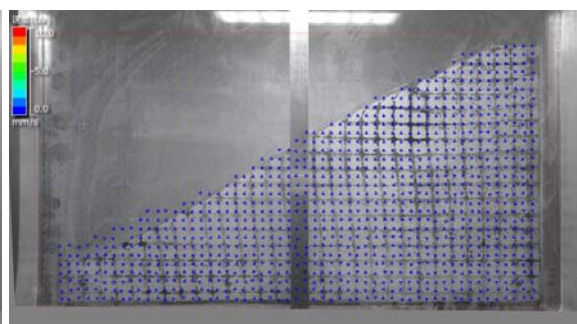
傾斜角度 $11.0^\circ / 11.1^\circ$



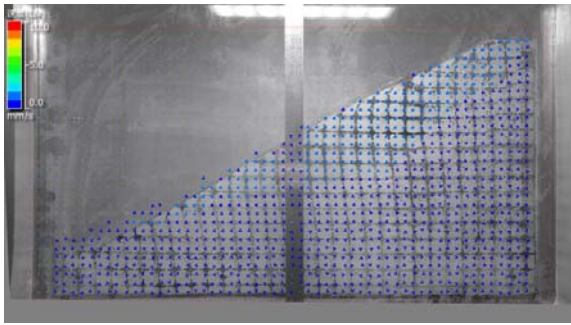
傾斜角度 $11.1^\circ / 11.2^\circ$



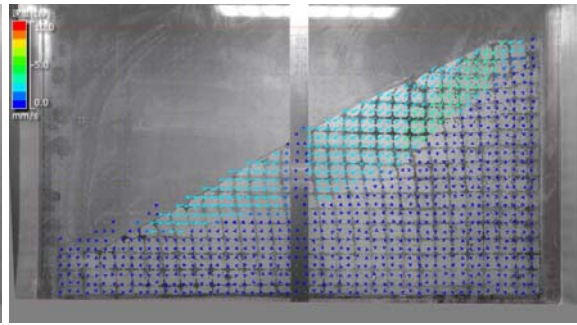
傾斜角度 $11.2^\circ / 11.3^\circ$



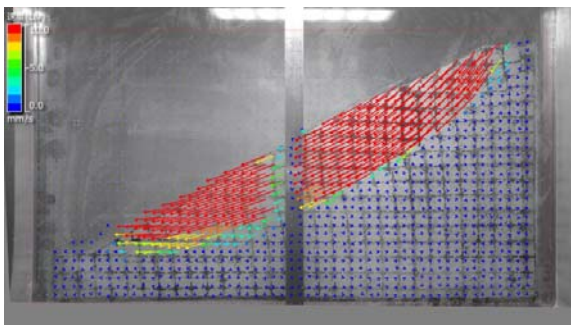
傾斜角度 $11.3^\circ / 11.4^\circ$



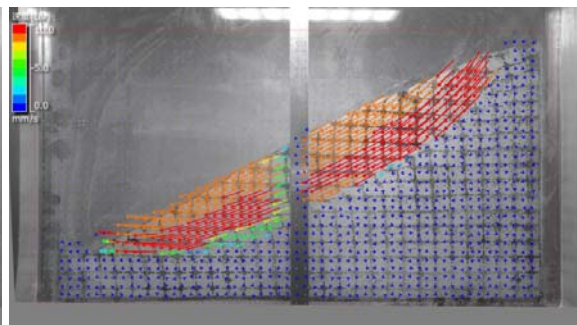
傾斜角度 11.4° / 11.5°



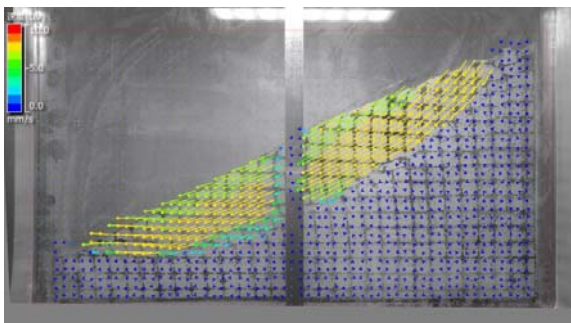
傾斜角度 11.5° / 11.6°



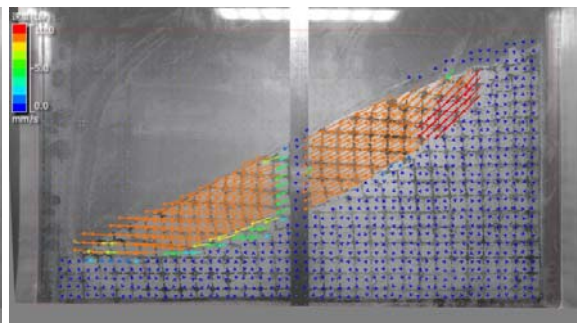
傾斜角度 11.6° / 11.7°



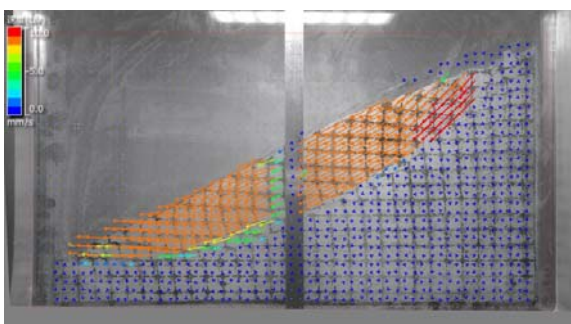
傾斜角度 11.7° / 11.8°



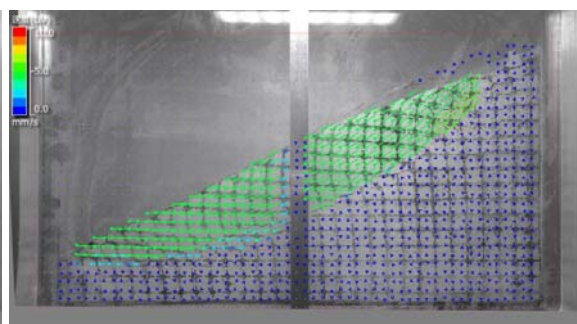
傾斜角度 11.8° / 11.9°



傾斜角度 11.8° / 11.9°

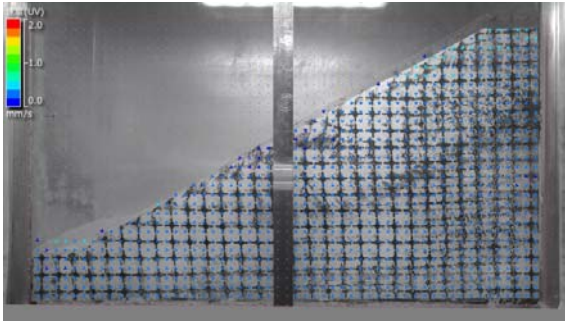


傾斜角度 11.9° _1

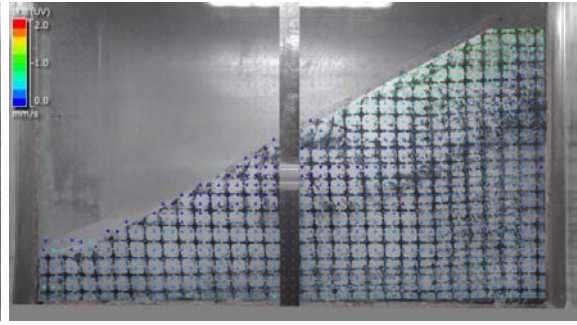


傾斜角度 11.8° / 11.9° _2

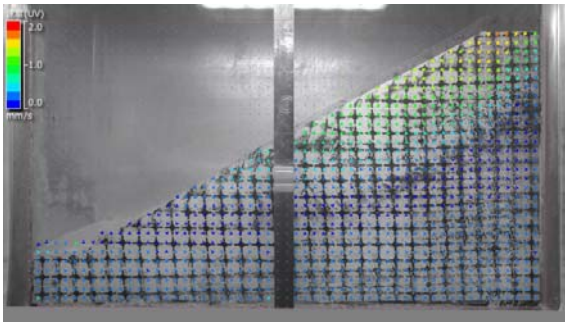
本実験ケース 2 地盤変位ベクトルの推移



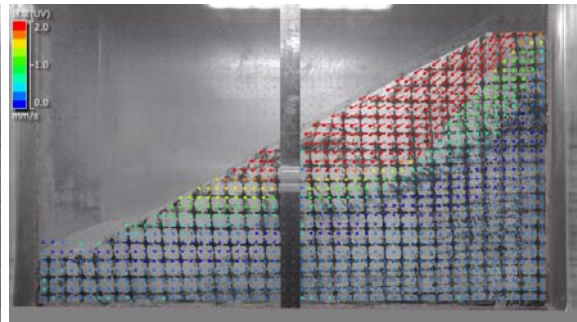
傾斜角度 0° / 3°



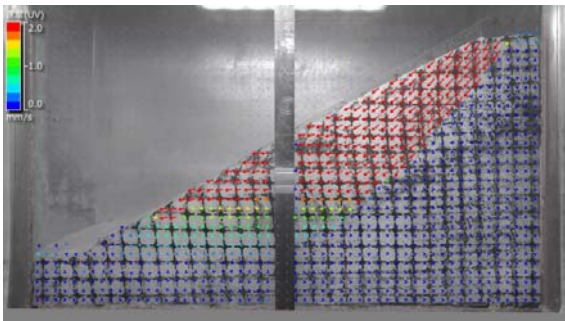
傾斜角度 3° / 6°



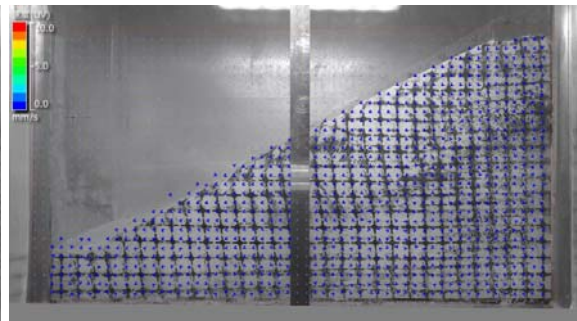
傾斜角度 6° / 9.0°



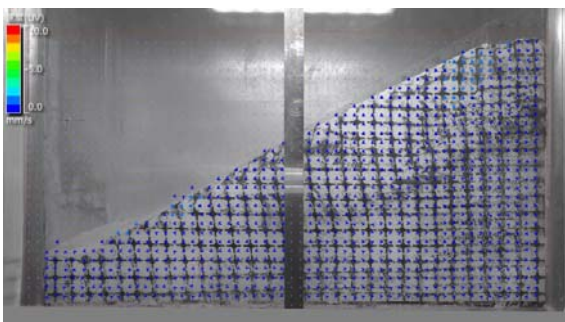
傾斜角度 9.0° / 12.0°



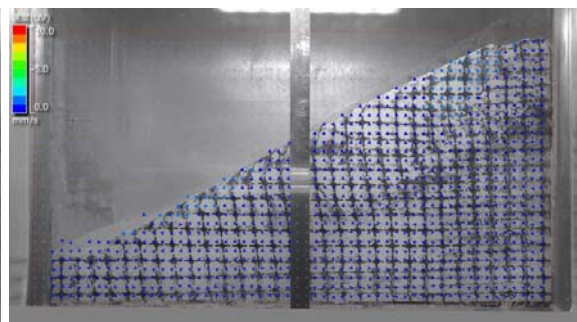
傾斜角度 12.0° / 13.0°



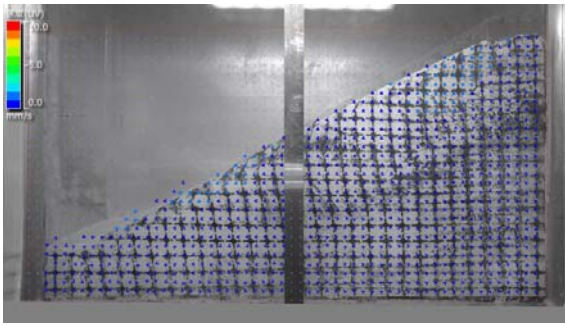
傾斜角度 13.0° / 13.1°



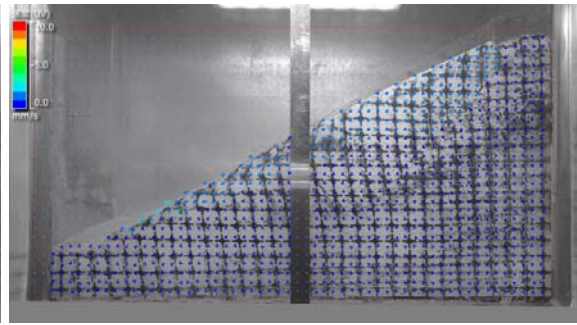
傾斜角度 13.1° / 13.3°



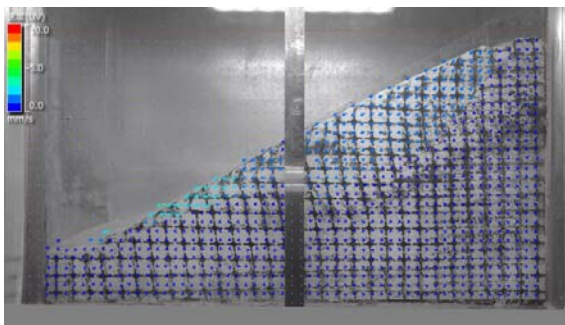
傾斜角度 13.3° / 13.5°



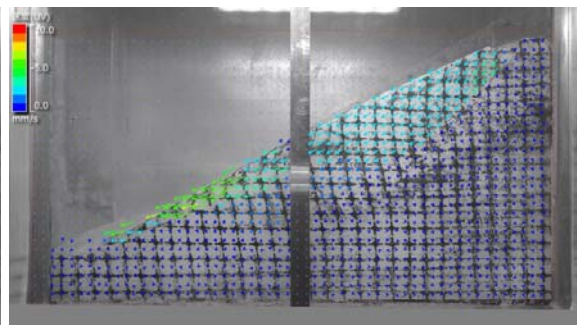
傾斜角度 13.5° / 13.7°



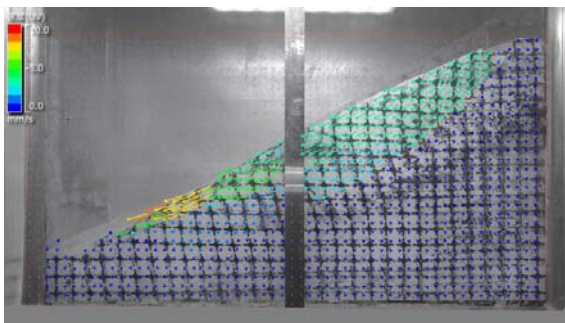
傾斜角度 13.7° / 13.9°



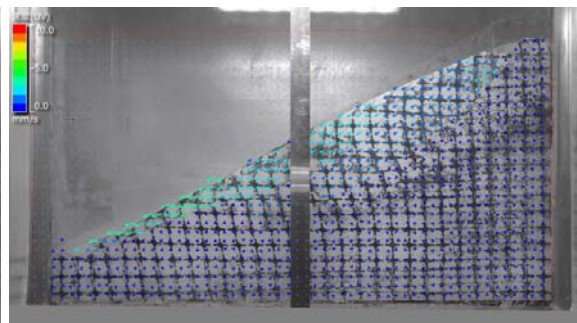
傾斜角度 13.9° / 14.1°



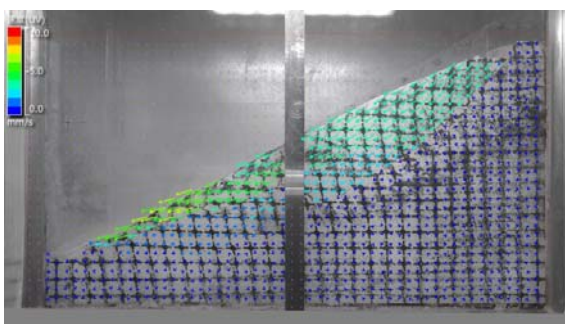
傾斜角度 14.1° / 14.3°



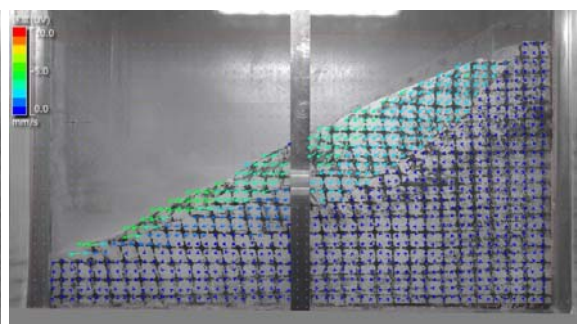
傾斜角度 14.3° / 14.5°



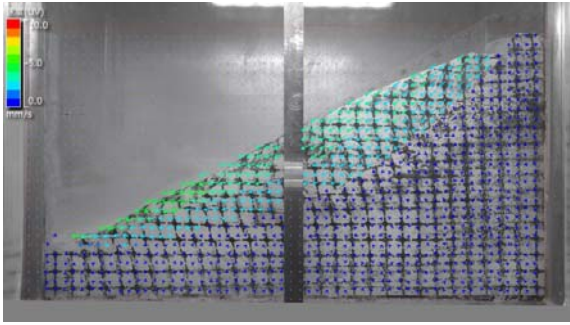
傾斜角度 14.5° / 14.7°



傾斜角度 14.7° / 14.9°

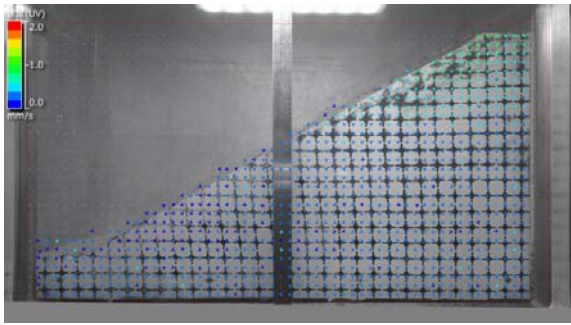


傾斜角度 14.9° / 15.1°

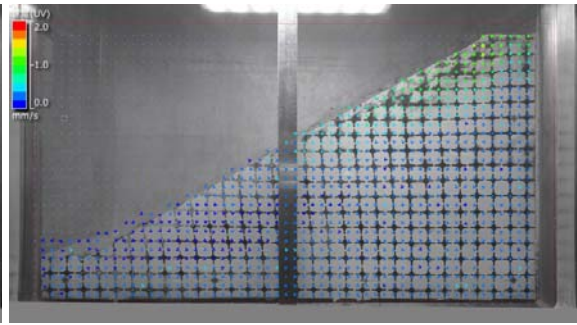


傾斜角度 14.9° _2

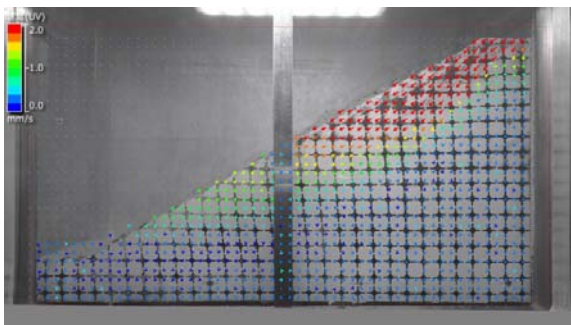
本実験ケース 3 地盤変位ベクトルの推移



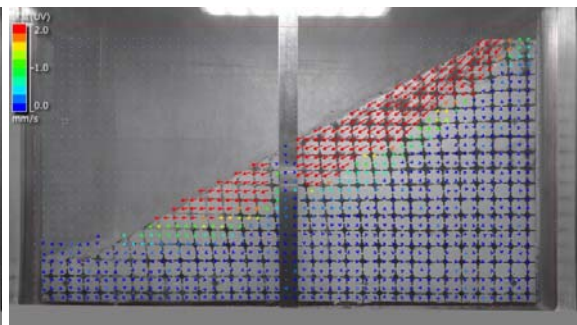
傾斜角度 0° / 3°



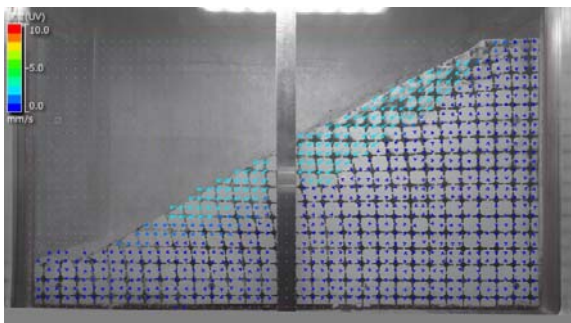
傾斜角度 3° / 6°



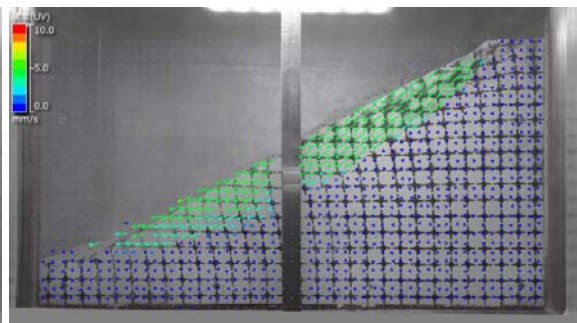
傾斜角度 6° / 9.0°



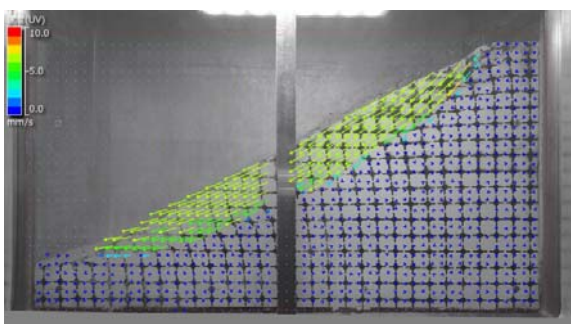
傾斜角度 9.0° / 10.0°



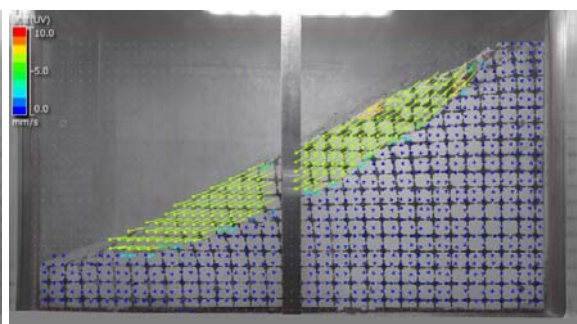
傾斜角度 10.0° / 10.2°



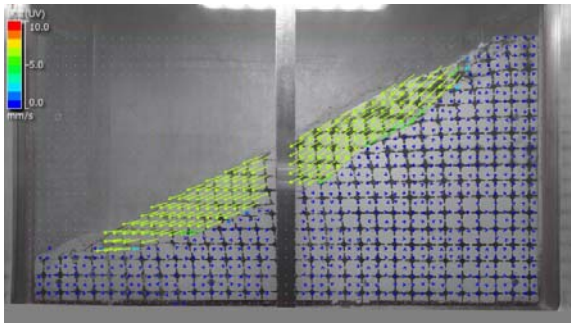
傾斜角度 10.2° / 10.4°



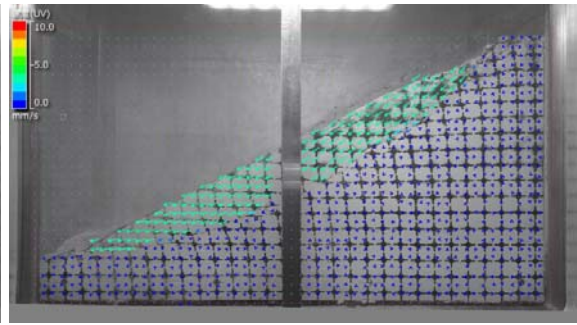
傾斜角度 10.4° / 10.6°



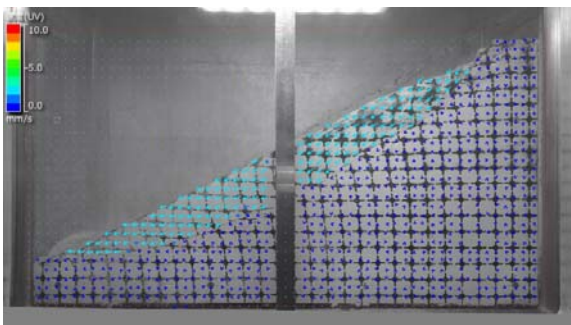
傾斜角度 10.6° / 10.8°



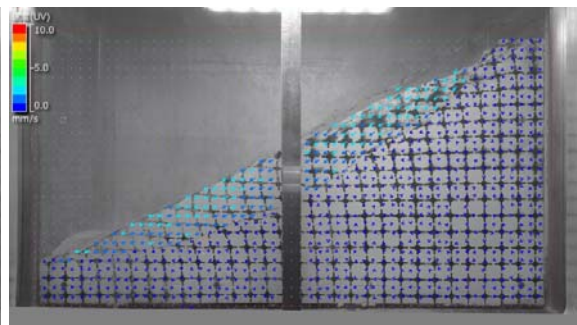
傾斜角度 10.8° / 11.0°



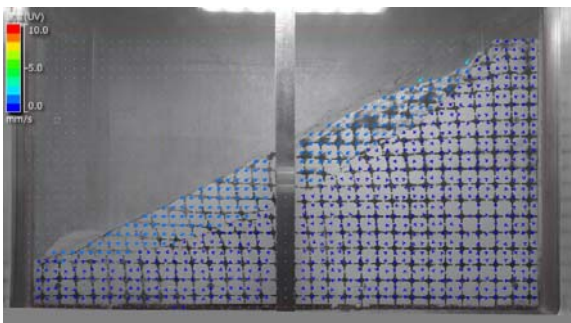
傾斜角度 11.0°_1



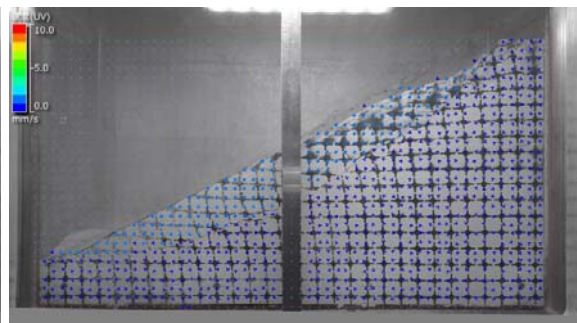
傾斜角度 11.0°_2



傾斜角度 11.0°_3

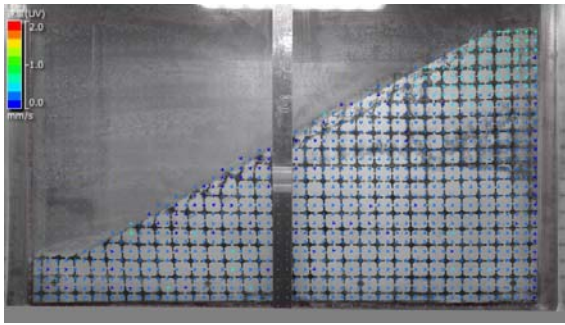


傾斜角度 11.0°_4

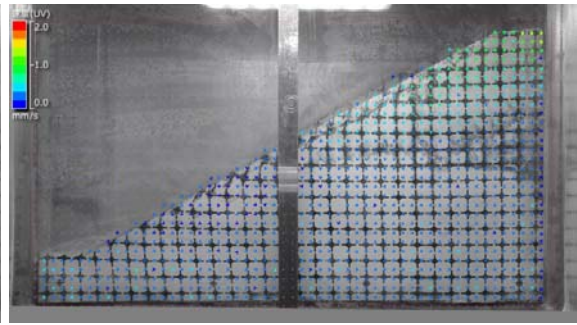


傾斜角度 11.0°_5

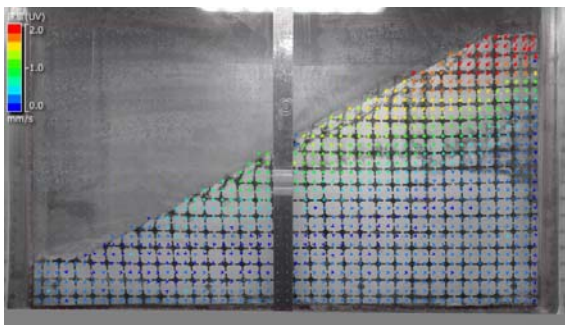
本実験ケース 4 地盤変位ベクトルの推移



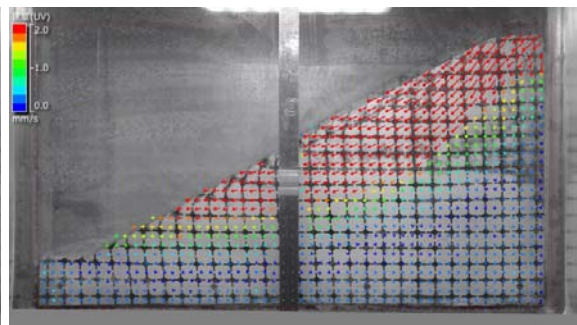
傾斜角度 0° / 3°



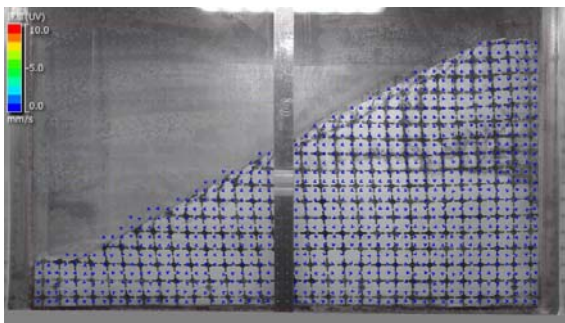
傾斜角度 3° / 6°



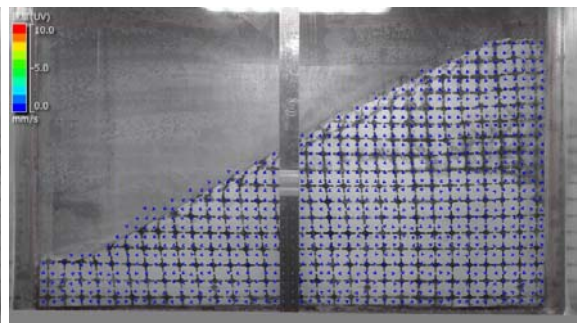
傾斜角度 6° / 9.0°



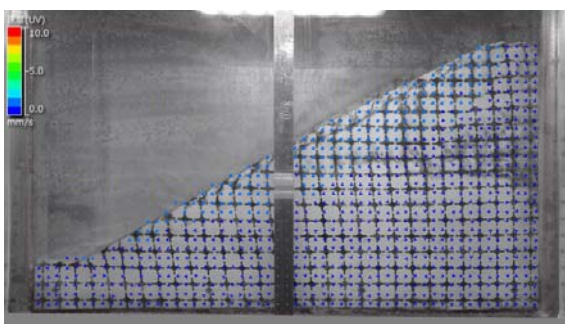
傾斜角度 9.0° / 12.0°



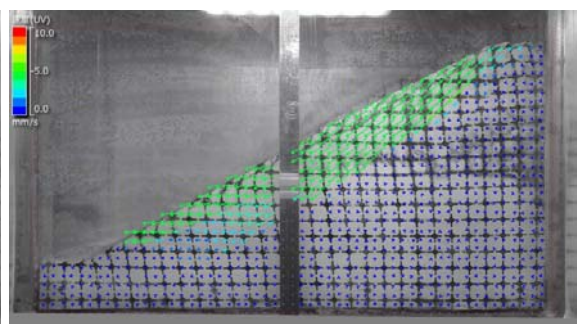
傾斜角度 12.0° / 12.2°



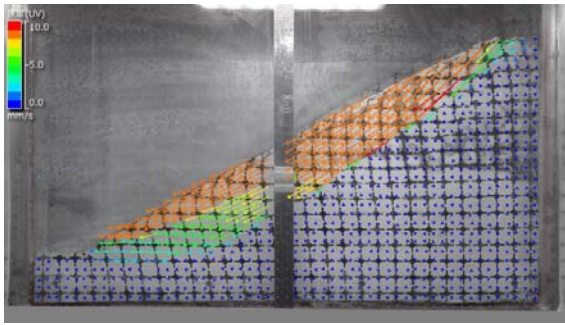
傾斜角度 12.2° / 12.4°



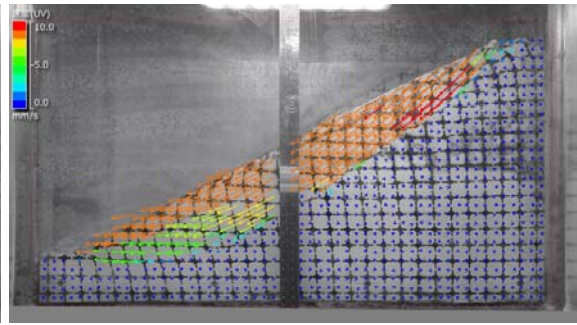
傾斜角度 12.4° / 12.6°



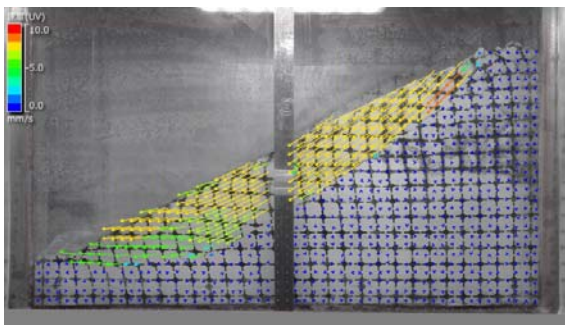
傾斜角度 12.6° / 12.8°



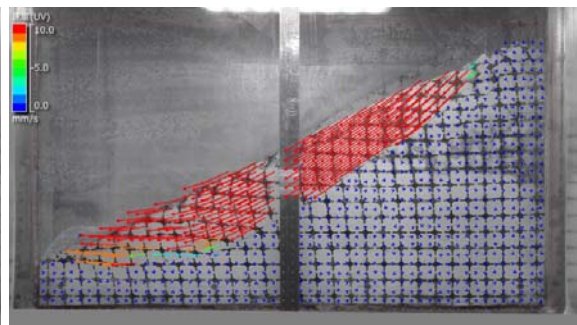
傾斜角度 12.8° / 13.0°



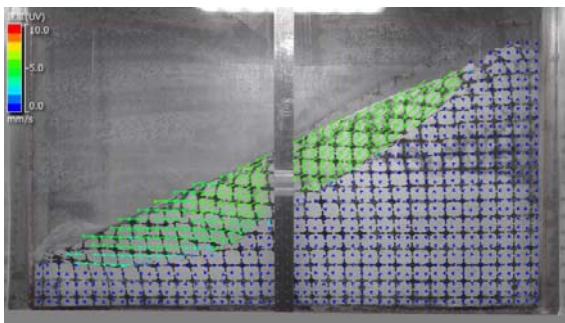
傾斜角度 13.0° / 13.2°



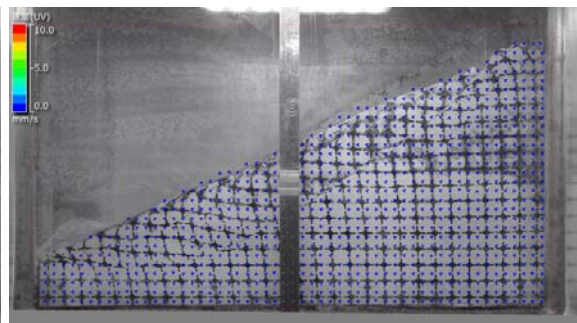
傾斜角度 13.2° / 13.4°



傾斜角度 13.4° / 13.6°



傾斜角度 13.6° / 13.8°



傾斜角度 13.8° / 13.9°

