

ため池における法面保護工による
堤体安定性向上効果に関する研究

2021

前 田 真 宏

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	2
第 2 章 法面保護工の概要と既往の研究	5
2.1 概説	5
2.2 法面保護工の種類と特徴	5
2.2.1 ため池に用いられる法面保護工の種類と特徴	5
2.2.2 張ブロックの設置方法と設計手法	6
2.2.3 ブロックマット工の設置方法と設計手法	8
2.2.4 布製型枠保護工の設置方法と設計手法	9
2.3 ため池の被災パターンと法面保護工との関係	10
2.3.1 ため池の被災パターン	10
2.3.2 法面保護工に着目した被災	12
2.4 法面保護工の堤体安定性に与える既往研究	13
2.4.1 法面保護工の堤体安定性に与える効果に関する研究	15
2.4.2 ジオテキスタイルによる軟弱地盤上の盛土補強工法	17
2.4.3 法面保護工に用いられるジオテキスタイルの効果と数値解析のモデル化例	18
2.4.4 まとめ	18
2.5 法面保護工による堤体安定性向上効果を期待するための課題と方策	19
2.5.1 堤体安定性向上効果を期待するための課題	19
2.5.2 法面保護工による堤体安定性向上効果を期待するための方策	20
2.5.3 本研究の手順	20
第 3 章 遠心模型実験による法面保護工の変状メカニズム	21
3.1 概説	21
3.2 検討する法面保護工の種類	21
3.3 遠心模型実験	21
3.3.1 遠心模型実験の特徴	21
3.3.2 遠心模型実験装置	22
3.3.3 実験土槽	24
3.4 実験条件	25
3.4.1 実験ケース	25
3.4.2 模型地盤の地盤条件	27
3.4.3 法面保護工模型の製作	27

3.4.4	入力加速度の設定	36
3.4.5	計測項目	37
3.5	実験手順	39
3.5.1	模型地盤の作成手順	39
3.5.2	模型実験の手順	43
3.6	実験結果	43
3.6.1	実験結果	43
3.6.2	実験結果を踏まえた法面保護工の変状メカニズムの考察	54
3.6.3	端部を固定した法面保護工による堤体安定性向上効果のメカニズムの定式化	54
3.7	まとめ	58
第 4 章	遠心模型実験による法面保護工設置時と無対策時との比較	59
4.1	概説	59
4.2	比較実験の条件	59
4.2.1	実験ケース	59
4.2.2	入力加速度の設定	60
4.2.3	計測項目	61
4.3	実験結果	61
4.3.1	実験結果	61
4.3.2	実験結果を踏まえた法面保護工設置の効果	64
4.3.3	提案式による実験結果の検証	65
4.4	まとめ	67
第 5 章	動的有限要素法による遠心模型実験の再現解析	69
5.1	概説	69
5.2	動的有限要素法の概要	69
5.2.1	解析プログラムの概要	69
5.2.2	法面保護工のモデル化	71
5.2.3	解析モデル	75
5.2.4	入力加速度	78
5.3	遠心模型実験の再現解析結果の整理	78
5.3.1	遠心模型実験結果と解析結果の比較	78
5.3.2	法面保護工の効果の検証	81

5.4	解析結果の妥当性の検証	81
5.4.1	実験再現性の高い地震波形による法面保護工の効果の検証	81
5.4.2	法面保護工のモデル化の妥当性の確認	84
5.5	まとめ	86
第 6 章	法面保護工の効果的設置範囲，材料特性の検証	87
6.1	概説	87
6.2	検証概要	87
6.2.1	検証項目	87
6.2.2	解析条件	89
6.3	法面保護工の効果的設置範囲，材料特性の検証結果	93
6.3.1	布製型枠内部コンクリート強度の影響	93
6.3.2	布製型枠布材の強度の影響	94
6.3.3	布製型枠布材と土との摩擦係数の影響	95
6.3.4	布製型枠保護工上部の水平根入れ長の影響	96
6.3.5	布製型枠保護工下部の水平根入れ長の影響	97
6.3.6	布製型枠保護工下部の根入れ深度の影響	98
6.4	まとめ	99
第 7 章	結論	101
	参考文献	105

図目次

2.1	張ブロック工の標準断面図	6
2.2	張ブロック工の安定検討モデル	7
2.3	コンクリート基礎工の安定検討モデル	7
2.4	ブロックマット工の標準断面図	9
2.5	布製型枠保護工の標準断面図	9
2.6	布製型枠保護工の安定検討モデル	10
2.7	上流斜面すべり事例	12
2.8	兵庫県南部地震により法面保護工が変形したため池写真	13
2.9	補強盛土の概要	14
2.10	補強盛土の変状・損傷の発生形態	14
2.11	木村ら ¹³⁾ の実験タイプ（一部加筆）	16
2.12	軟弱地盤上の盛土補強工法	17
3.1	遠心載荷装置の概要	23
3.2	遠心載荷装置の構造	23
3.3	実験に用いた剛性土槽	24
3.4	実験模型形状	26
3.5	ケース1 張ブロック工模型	29
3.6	張ブロック模型（アルミ片：12.5mm×12.5mm）写真	29
3.7	アルミ片と土との一面せん断試験	30
3.8	ケース2, ケース4 ブロックマット工模型	31
3.9	ブロックマット工模型写真（ケース2）	32
3.10	ケース3, ケース5 布製型枠保護工模型	33
3.11	布製型枠保護工模型写真	34
3.12	布製型枠保護工模型製作風景	35
3.13	入力加速度	36
3.14	予備実験の入力加速度	36
3.15	予備実験加振後の変形図	37
3.16	天端の変位計と加速度計	38
3.17	土中の加速度計	38
3.18	変形率の算定方法	38
3.19	模型製作風景	40
3.20	法面保護工模型設置状況	41
3.21	ケース1～3の天端の時刻歴沈下量と変形率	44
3.22	ケース1～3の特徴的な段階の時刻と変形図（1/2）	45
3.23	ケース1～3の特徴的な段階の時刻と変形図（2/2）	46

3.24	ケース1, 4, 5の天端の時刻歴沈下量と変形率	48
3.25	ケース1, 4, 5の特徴的な段階の時刻と変形図 (1/2)	49
3.26	ケース1, 4, 5の特徴的な段階の時刻と変形図 (2/2)	50
3.27	ケース1, 4, 5の各深度の時刻歴加速度 (1/3)	51
3.28	ケース1, 4, 5の各深度の時刻歴加速度 (2/3)	52
3.29	ケース1, 4, 5の各深度の時刻歴加速度 (3/3)	53
3.30	法面保護工による補強効果模式図	54
3.31	実験モデルでの安全率検討図	57
4.1	比較実験模型形状	60
4.2	比較実験の入力加速度	60
4.3	比較実験の天端の時刻歴沈下量と変形率	62
4.4	比較実験の加振後の変形図	63
4.5	比較実験の天端の加速度	64
4.6	比較実験の堤体中央部の加速度	64
5.1	PLAXISの検討フロー	70
5.2	布製型枠保護区のモデル化	73
5.3	布製型枠保護工の解析モデル	74
5.4	解析モデル	76
5.5	土の変形係数の設定 (不飽和土の三軸圧縮試験結果より)	77
5.6	再現解析における入力加速度	78
5.7	遠心模型実験結果と再現解析結果の天端沈下量の比較	79
5.8	遠心模型実験結果と再現解析結果の天端沈下量の比較 (拡大図)	79
5.9	再現解析の $t=9.28$ sのせん断ひずみ (γ_{xy}) 分布図	80
5.10	ケース7再現解析の $t=12.32$ sのせん断ひずみ (γ_{xy}) 分布図	81
5.11	追加解析の入力加速度 (300 galの正弦波)	82
5.12	300 galの正弦波での解析結果 (変形図 変位5倍)	83
5.13	300 galの正弦波での解析結果 (天端沈下量)	84
5.14	各検証ケースでの解析結果 (天端沈下量)	85
5.15	各検証ケースでの解析結果 (天端沈下量) ($t=0\sim 20$ s拡大)	85
6.1	解析に用いる入力加速度	89
6.2	布製型枠保護工上部の水平根入れ長	92
6.3	布製型枠保護工下部の水平根入れ長	92
6.4	布製型枠保護工下部の根入れ深度	93
6.5	布製型枠内部コンクリート強度と天端沈下量の関係	94
6.6	布製型枠布材の強度と天端沈下量の関係	95
6.7	布製型枠布材と土との摩擦係数と天端沈下量の関係	96
6.8	布製型枠保護工上部の水平根入れ長と天端沈下量の関係	97

6.9	布製型枠保護工下部の水平根入れ長と天端沈下量の関係	-----	98
6.10	布製型枠保護工下部の根入れ深度と天端沈下量の関係	-----	99

表目次

1.1	ため池堤体の安定対策	1
2.1	ため池に通常用いられる法面保護工の種類と特徴	6
2.2	ため池の被災パターン	11
2.3	木村ら ¹³⁾ の実験結果（一部加筆）	16
3.1	$N \cdot G$ 場の遠心場における相似則	22
3.2	遠心载荷装置の仕様	24
3.3	実験ケース	25
3.4	実験に用いる地盤材料の物性	27
3.5	法面保護工材料の物性	28
3.6	各層の必要土量と加水量	42
3.7	実験モデルでの安全率検討結果	57
4.1	比較実験ケース	59
4.2	提案式による各ケースの限界水平震度	65
4.3	式(4.1), 式(4.2)での安全率1.2となるときの水平震度	66
5.1	法面保護工の解析パラメータ	75
5.2	土と剛壁の解析パラメータ	77
6.1	検証項目	88
6.2	布製型枠内部コンクリート強度別解析パラメータ	90
6.3	布製型枠布材の引張強度, 許容ひずみ別解析パラメータ	91

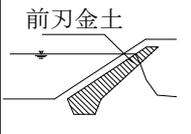
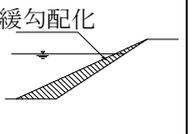
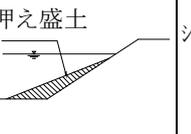
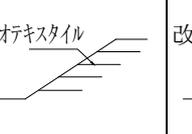
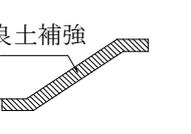
第 1 章 序 論

1.1 研究の背景と目的

近年大規模地震が各地で頻発する中、ため池は、全国に約16万個存在し、その内約70%が江戸時代以前に作られ老朽化しており、地震時の堤体安定性の確保が喫緊の課題となっている。平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震では、福島県、宮城県、岩手県において約1,800箇所のため池の被災が報告されており、その内3箇所が決壊した。決壊したため池の一つである福島県の藤沼湖では死者・行方不明者8人の人的被災が生じ、大きな被害をもたらした。また、近年では豪雨による被災も頻発しており、平成30年7月豪雨ではため池堤体の決壊は32箇所に及び²⁾、ため池下流に複数の死傷者が発生するなど、ため池の決壊は下流域に大きな被災をもたらす。これら近年のため池の被災による甚大な被害の発生を踏まえ、ため池の情報を適切に把握し、決壊による災害を防止することを目的に、「農業用ため池の管理及び保全に関する法律」³⁾が制定されるなど、ため池堤体の安定性確保のニーズが高まっている。

ため池堤体の安定対策としては、前刃金工法による浸潤線低下や緩勾配化、押え盛土、ジオテキスタイル⁴⁾やセメント改良した底泥土を用いた堤体補強⁵⁾が行われている。これらの対策概要を表-1.1に示す。

表-1.1 ため池堤体の安定対策

工法	前刃金工法による浸潤線低下	緩勾配化	押え盛土	ジオテキスタイルによる補強盛土	セメント改良土による補強
概略図					
安定化原理	前刃金により浸潤線を低下させ、土の重量を軽くすることで安定化を図る。また、液状化対策にも有効。	堤体法面を緩勾配にすることにより安定化を図る工法。	法面先端のすべりを抑える部分に盛土を行うことで安定化を図る工法。	土中に補強材であるジオテキスタイルを水平に敷き、すべりに対する安定化を図る工法。	堤体表面に高強度のセメント改良土を貼り付け、堤体の安定化を図る工法。

これらの安定対策における耐震設計では、極限平衡法に基づく手法が広く用いられ、大規模地震に対しても修正ニューマーク-D法⁶⁾等を用いて堤体の沈下量を算出し、許容沈下量との比較により安全性の評価が行われている。しかし、このように設計手法は確立されているものの必要な堤体安定性を確保しようとする対策規模が大きくなり、それに応じ

て対策工事費も大きくかかるため、数多くのため池の対策を実施するには多大なコストと時間を要するといった課題がある。

対策に必要なコストを削減することを目的に、本研究ではため池改修時に堤体法面に設置される法面保護工に着目した。ため池堤体における法面保護工は波浪による侵食防止の目的で設置されるが、構造部材ではないため、保護工そのものが法面勾配に対して安定することを確認するのみで、施設設計において堤体の安定計算には考慮されない。河川堤防の法面保護工（護岸工）においても、流水に対する安定性が検討され、これらの力学的な安定性の検討方法は、「護岸の力学設計法」⁷⁾にまとめられているが、堤防の安定性に与える影響は考慮されていない。テールアルメ工法⁸⁾が帯状・鋼製補強材によるコンクリートパネルの垂直設置を可能にしたことに端を発したジオテキスタイルを用いた補強盛土の様々な研究成果^{9),10),11),12)}が多く報告されているのに対し、法面保護工が堤体安定性に与える影響を検討した研究はほとんど行われていない。これは、補強盛土に対して、法面保護工による堤体安定性向上効果が小さいことが要因と考えられる。法面保護工の効果を示した既往の研究として、張ブロックやモルタル吹付け法面が斜面の安定性に与える効果を明らかにしている研究はあるものの^{13),14)}、そのメカニズムや保護工の種類による効果の違いなどの検証はされておらず、実際の効果や効果を向上させるための方法等も不明な現状である。

そこで本研究では、ため池における法面保護工が地震時の堤体安定性に与える効果を明らかにし、補強効果の高い保護工の構造（種類）、敷設方法、範囲、効果的な材料特性を示すことを目的とする。そのために、まず、遠心模型実験により一般的にため池法面保護工に用いられる張ブロック工、ブロックマット工、布製型枠保護工について、法面保護工の変状メカニズムの検証とそのメカニズムから考えられる効果のある保護工の種類と敷設方法の検討を行う。次に法面保護工の堤体安定性向上効果をより明らかにするため、遠心模型実験により無対策時との比較を行う。それらの遠心模型実験の結果に対して、動的有限要素法により再現解析を行い、法面保護工のより効果的な設置範囲、材料特性を検討する。

1.2 本論文の構成

本論文では以下に示す構成で検討を進める。

第2章ではため池改修において用いられる法面保護工の種類と特徴、現状での設計方法を整理して、ため池で発生する被害の概況とその被害を法面保護工との関係から考察し、法面保護工が堤体安定性に与える効果や法面保護工に用いられるジオテキスタイル材の安定性の検討を行った既往研究を整理した後、本研究で取り組むべき課題を述べる。

第3章では、法面保護工の基本的な変状メカニズムを把握するため、遠心模型実験を実施する。実験ケースは、ため池の法面保護工で使用される3種類の材料を保護工として設置した盛土地盤を揺らし、材料の違いによる盛土地盤の変形結果を比較するとともに、効果的な敷設方法を提案し、補強効果のあると考えられる保護工材料、敷設方法を明らかにする。その中で法面保護工による堤体安定性向上効果のメカニズムの定式化を試みる。

第 4 章では**第 3 章**で効果を明らかにした法面保護工及び敷設方法で無対策時との比較を遠心模型実験で行う。この時、入力加速度は段階的な地震を模擬したものとし、堤体の変形する際の地震動の大きさを比較することで保護工の効果を検証するとともに、**第 3 章**で定式化した数式の妥当性を検証する。

第 5 章では**第 3 章**で整理した数式の妥当性をさらに検証すること、動的な挙動を再現することを目的に、遠心模型実験の結果について動的弾塑性有限要素法により、提案した数式を踏まえた再現計算を試みる。これにより、動的有限要素法による動的挙動の再現における解析手法の妥当性の検証を行い、法面保護工のモデル化手法を整理する。

第 6 章では、**第 5 章**で検証した動的有限要素法モデルについて、材料の様々な条件を変更して解析を実施し、これらの条件が堤体安定性向上効果にどのような影響を与えるかを明らかにし、計算から求められる効果的な設置範囲、材料特性を示す。

最後に**第 7 章**では、本研究で得られた成果をまとめると共に、今後の課題について述べる。

第 2 章 法面保護工の概要と既往の研究

2.1 概説

本章ではため池改修において用いられる法面保護工の種類と特徴，ため池被害との関係，既往の研究について説明する．まず**2.2 節**でため池で一般的に用いられる法面保護工の種類と特徴，設置方法，設計手法について述べる．**2.3 節**でため池の被害の概況について整理し，その被害に対して法面保護工に着目して原因を考察する．その後**2.4 節**で法面保護工や法面保護工に用いられるジオテキスタイルによる補強効果に関する既往研究を紹介し，**2.5 節**でこれらを踏まえた法面保護工の堤体安定性向上効果を期待するための方策を明確にする．

2.2 法面保護工の種類と特徴

2.2.1 ため池に用いられる法面保護工の種類と特徴

ため池堤体の護岸の目的は，堤体の侵食を防止することである．侵食は，通常の波浪によるものの他に，かんがい期の利水や非かんがい期の水抜きにより年間を通じて定期的に生じる水位変動により生じる．侵食を防止することで堤体が漏水せず，構造上安定な状態を維持できる．この目的を果たすために，護岸には波浪や水位変動に対する安定性が求められる．一方で，ため池には流水がないため，河川の護岸の機能として求められる流水に対する安定性は不要である．

これらの目的に合致する法面保護工としてため池に通常用いられている工法を**表-2.1**に示す．通常用いられる工法として，「土地改良事業設計指針 ため池整備」¹⁵⁾には，捨石，石張り，コンクリートブロック張工（張ブロック工），コンクリートブロックマット工（ブロックマット工），布製型枠工（布製型枠保護工）等を施すこととされており，これらの概要を整理した．

一般的に最もよく用いられているのは張ブロック工であり，近年現場条件により安価となる場合には，ブロックマット工や布製型枠保護工が用いられることがある．捨石工や石張り工は材料の調達が容易な場合や環境に配慮する場合に用いられる．これらの材料の選定は，施工性と経済性からのみ決定され，堤体に与える影響は考慮されていないという現状である．

表-2.1 ため池に通常用いられる法面保護工の種類と特徴

工法	捨石	石張り	張ブロック工	ブロック マット工	布製型枠 保護工
写真					
概要	捨石を積み上げるにより護岸する工法。多自然型工法の一つである。	玉石や割石，雑石を法面に貼り付けていく工法。	二次製品コンクリートブロックを1枚ずつかみ合わせて法面に設置するもの。	高強度合成繊維から作られたフィルターシートの上に，コンクリートブロックを接着剤にて接着固定したもの。	マット状に加工された高強度合成繊維製の布製型枠に，流動性コンクリート又はモルタルをポンプで圧入するコンクリート体成型法。
特徴	現地発生材がある場合には安価である。比較的急な斜面や，長大な斜面には安定性の面から適さない。	張石の安定性確保のため，法枠と合わせて施工されることが多い。	ため池で最もよく用いられている工法。一般に空張りで施工され，施工が容易である。	一体成型型の製品であるため，施工性に富み，現場制約がなければ張ブロック工より安価な場合がある。	一体成型型の製品であるため，施工性に富み，布材は軽量であるため，現場制約をあまり受けない。

2.2.2 張ブロックの設置方法と設計手法

張ブロックの設置方法は，クレーンでブロックを1枚ずつ設置位置に吊り下ろし，法面に貼り付けていくものであり，法尻には張ブロックの安定性を確保するためにコンクリート基礎工が設置される（図-2.1）。

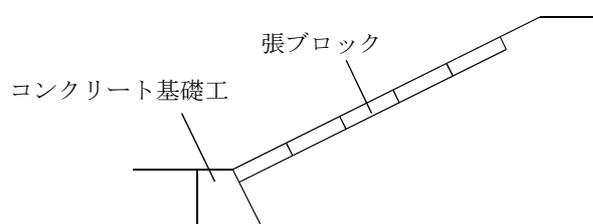


図-2.1 張ブロック工の標準断面図

設計手法は，法面上に設置された張ブロックの自重による滑動力に対して，張ブロックの自重により発生する土との間の摩擦抵抗により張ブロックそのものの安定性を検討し（図-2.2，式 (2.1)），ブロック単独での安定性が不足する場合には，不足する滑動力に対

する抑止工としてコンクリート基礎工の安定性を検討する（**図-2.3**，式（2.2））というものである。式（2.1）では， F_s は張ブロックの滑動に対する安全率， μ は張ブロックと地盤との摩擦係数， W は張ブロックの単位面積当たり重量（ kN/m^2 ）， θ は法面と水平面のなす角（ $^\circ$ ）， k は設計水平震度である。式（2.2）では， F_s はコンクリート基礎の滑動に対する安全率， γ_c はコンクリートの単位体積重量（ kN/m^3 ）， μ はコンクリート基礎工と地盤との摩擦係数， B_1 はコンクリート基礎工の上幅（ m ）， B_2 はコンクリート基礎工の下幅（ m ）， H はコンクリート基礎工の高さ（ m ）， F_{pp} はコンクリート基礎工の受働土圧抵抗力（ kN/m ）， F_c は張ブロックの水平方向滑動力（ kN/m ）である。 F_{pp} ， F_c は， K_p は受働土圧係数， γ は土の単位体積重量（ kN/m^3 ）， L は法長（ m ）として，式（2.3），式（2.4）で表される。

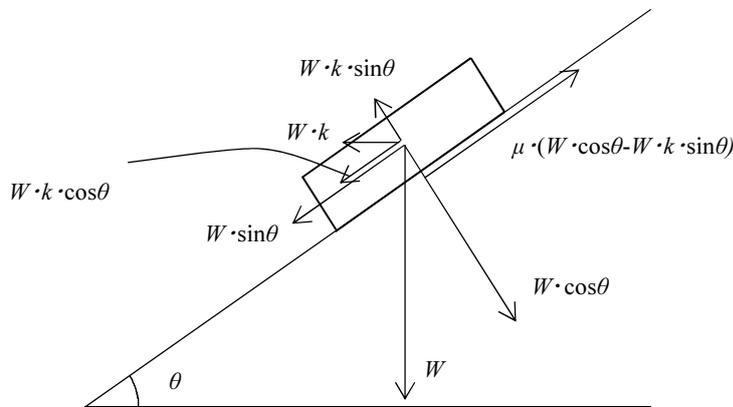


図-2.2 張ブロック工の安定検討モデル

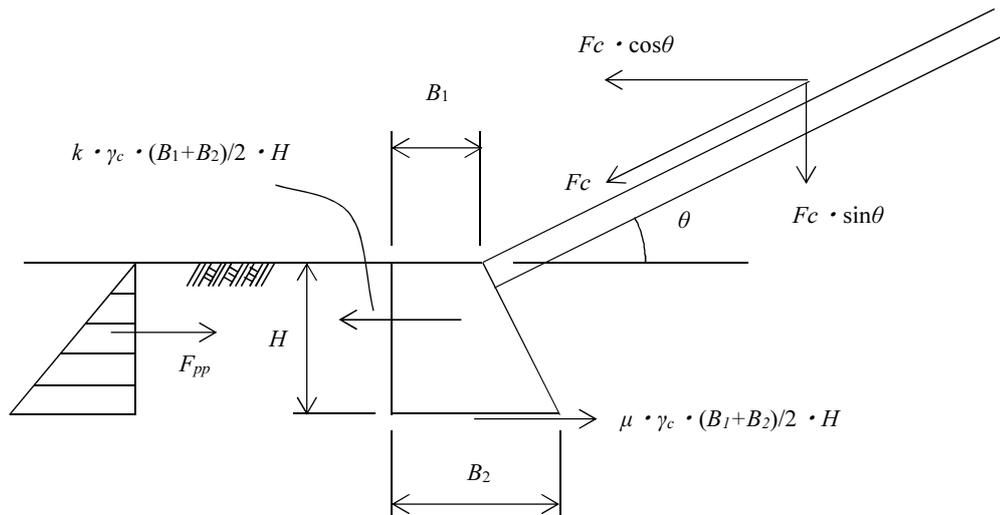


図-2.3 コンクリート基礎工の安定検討モデル

$$F_s = \frac{\mu \cdot (W \cdot \cos\theta - W \cdot k \cdot \sin\theta)}{W \cdot \sin\theta + W \cdot k \cdot \cos\theta} \quad (2.1)$$

$$F_s = \frac{\mu \cdot \gamma_c \cdot (B_1 + B_2) / 2 \cdot H + F_{pp} - k \cdot \gamma_c \cdot (B_1 + B_2) / 2 \cdot H}{F_c \cdot \cos\theta} \quad (2.2)$$

$$F_{pp} = 1/2 K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.3)$$

$$F_c = (W \cdot \sin\theta + W \cdot k \cdot \cos\theta - \mu (W \cdot \cos\theta - W \cdot k \cdot \sin\theta)) \cdot L \quad (2.4)$$

一般的なため池規模として、法面勾配を1:2.0 ($\theta=26.565^\circ$)、ブロック1枚 (500×500×120 mm) 当たりの重量は0.68 kNであるため単位面積当たりの重量は2.72 kN/m²、張ブロックの摩擦係数はコンクリートと土の摩擦係数として内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ として $\mu=\tan \phi=0.57$ として貯水なしの条件で計算すると、張ブロックの滑動に対する安全率は常時で1.14、地震時は地震時水平震度 k を0.15とすると0.79となる。法面勾配1:1.5 ($\theta=33.690^\circ$) の場合の安全率は常時で0.86、地震時は0.61となる。勾配が1:2.0の場合でも地震時には安全率1.0を下回り滑動することとなるため、この場合のコンクリート基礎の滑動安全率を求めると、コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c=23$ kN/m³、コンクリート基礎工と地盤との摩擦係数は張ブロックと同様に $\mu=0.57$ 、コンクリート基礎工の上幅 $B_1=0.30$ m、下幅 $B_2=0.55$ m、高さ $H=0.50$ m、土の単位体積重量 $\gamma=18$ kN/m³、受働土圧係数は静止土圧係数程度として0.5、法長5mとすると、地震時安全率は2.38となる。法面勾配1:1.5 ($\theta=33.690^\circ$) の場合のコンクリートブロックの安全率は常時で4.30、地震時は1.11となる。すなわち、張ブロック単独では滑動で崩落するところ、コンクリート基礎工でその滑動を抑え安定している状態となっている。

2.2.3 ブロックマット工の設置方法と設計手法

ブロックマット工は多数のコンクリートブロックを高強度合成繊維から作られたフィルター上に貼り付け一体化した製品であり、ブロックマット1枚当たりの標準的な大きさは幅1.6 m×長さ6 mで作られており、これをクレーンで吊り降ろし、法面に設置する。一般に下部を土中に0.5～1.5 m埋め込み (図-2.4)、安定を図る。

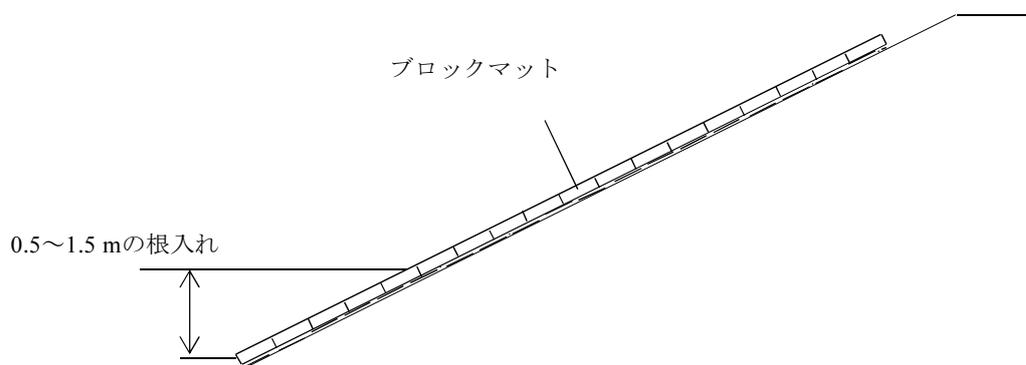


図-2.4 ブロックマット工の標準断面図

張ブロックは1枚ずつ個別のブロックであるがブロックマット工は下端部から上端部まで一体成型されているという違いがある。設計手法は、張ブロックと同様に、法面上に設置されたブロックマットの自重による滑動力に対して安定性を検討する(式(2.1)と同じ)ものである。根入れによる受働土圧は安全側に考え考慮せず、滑動安全率が必要な安全率を下回る場合、アンカーピンを設置して固定する。

2.2.4 布製型枠保護工の設置方法と設計手法

布製型枠保護工は、高強度合成繊維性の布製型枠を斜面に設置し、その後布製型枠内に流動性コンクリートやモルタルをポンプで注入して板状のコンクリート構造体を成型する工法である。一般的には、法尻から水平に垂れを設けて安定を図る(図-2.5)。

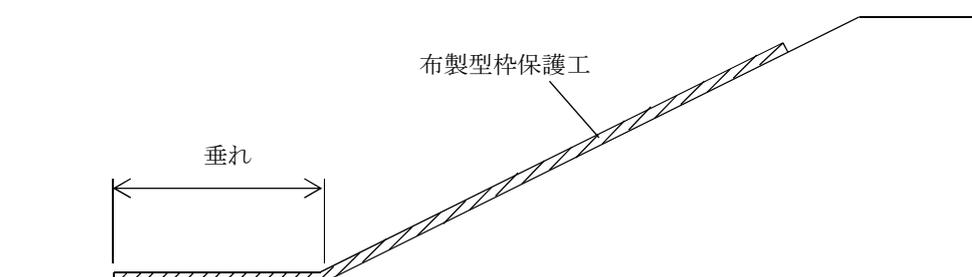


図-2.5 布製型枠保護工の標準断面図

設計手法は、張ブロック工及びブロックマット工と同様に、法面上に設置される布製型枠保護工の自重による滑動力に対して安定性を検討する（式（2.1）と同じ）が、滑動力に対する抑止工としては、垂れにより抵抗することとし、垂れの検討を行い（**図-2.6**、式（2.5））、垂れの長さを調整することで安定を図る手法が取られている。式（2.5）では、 W は布製型枠保護工の単位面積当たり重量（ kN/m^2 ）、 μ は布製型枠保護工と地盤との摩擦係数、 L_B は垂れ部の水平距離（ m ）、 F_c は布製型枠保護工の水平方向滑動力（ kN/m ）を表している。 F_c は L を法長（ m ）として、式（2.6）で表される。

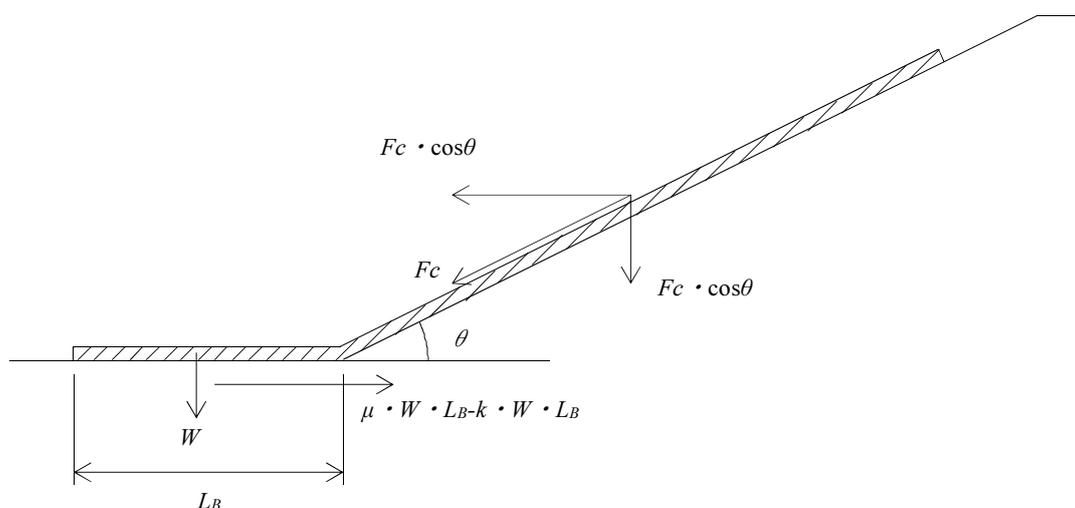


図-2.6 布製型枠保護工の安定検討モデル

$$F_s = \frac{\mu \cdot W \cdot L_B - k \cdot W \cdot L_B}{F_c \cdot \cos\theta} \quad (2.5)$$

$$F_c = (W \cdot \sin\theta + W \cdot k \cdot \cos\theta - \mu (W \cdot \cos\theta - W \cdot k \cdot \sin\theta)) \cdot L \quad (2.6)$$

2.3 ため池の被災パターンと法面保護工との関係

2.3.1 ため池の被災パターン

平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震において、福島県を中心に数多くのため池が被害を受け、福島県内で合計745箇所のため池（ダムを含む）にすべりやクラック発生などの被害が出たと報告されている¹⁶⁾。堀ら¹⁷⁾はこの内、ため池の被害が大きかった福島県内のため池を地震直後の3月14日と6月6日に現地調査を行い、27箇所の被災したため池に

ついて被災パターンを整理している。表-2.2に被災パターンを示す。最も多い被災パターンは天端の縦断クラックであり、2番目に多い被災パターンは上流斜面のすべり、孕みだしであったことが報告されている。上流斜面のすべりや孕みだしに伴い、上流法面保護工の変形が発生している。なお、この表の被災件数は、同一のため池で2種類の被災パターンがあった場合には両方の被災パターンにカウントされている。堀ら¹⁷⁾は、上流斜面のすべりや孕み出しの要因として、地震時の繰り返し荷重によって水分が高い上流斜面において堤体土の強度が低下してせん断破壊が発生しているためとしている。

表-2.2 ため池の被災パターン¹⁷⁾

	損傷タイプ	箇所数
①	天端の沈下	4
②	上流斜面のすべり・孕みだし	11
③	下流斜面のすべり・孕みだし	5
	うち腰石垣の変形・倒壊	3
④	縦断クラック	19
⑤	横断クラック	6
⑥	上流法面保護工の変形・転倒	11
	うち急傾斜法面の波除工の転倒	4
⑦	底樋管の破損・離脱・土吸い出し	2
⑧	洪水吐コンクリート目地の開き	2
	斜樋の破損	2
⑨	下流斜面からの漏水	2
⑩	池敷斜面・道路の崩壊・すべり	5
	うち急傾斜斜面の波除工の転倒	3
⑪	決壊	3

上記の被災のうち、上流法面保護工の変形が生じているため池の被災状況写真を図-2.7に示す。図-2.7の内、事例-1～3では法面保護工の変形は上流斜面のすべりや天端の縦断クラックと同時に発生しているが、事例-4については、法面保護工の変形（ずり落ち）のみが確認されている状況である。



(事例-1)



(事例-2)



(事例-3)



(事例-4)

図-2.7 上流斜面すべり事例¹⁷⁾

2.3.2 法面保護工に着目した被災

ため池の被災について法面保護工に着目すると、平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震のような大規模な地震においては、堤体の変形に伴って法面保護工が変形していると考えられるが、図-2.7の事例-4のような被災では、法面保護工のみが変形しており、法面保護工の滑動力が滑動抵抗力を上回ることによって、法面保護工がずり落ちている状況である。前述の式（2.2）では、法面勾配1:2.0、法長 5mの場合、水平震度は0.25を超えるとコンクリート基礎の滑動安全率は1.0を下回り、張ブロックは滑り出す可能性がある。

図-2.8は、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震の際に、張ブロックが変形したとされる兵庫県三田市に位置するため池の写真である。なお、堤体の縦断クラックや沈下等の大きな変状は確認されていない。この事例では、地震前からコンクリート基礎前面が洗掘されコンクリート基礎が飛び出しており、地震時にも前面の受働土圧は考慮できない状況であったと考えられる。それでもコンクリート基礎が大きく倒れるような状況とはなっていない。

いないが、コンクリート基礎に支えられた張ブロックはコンクリート基礎に支えられるようなかたちで途中が折れ曲がっている。このため池はこの変形を理由に、全面改修を採用している。

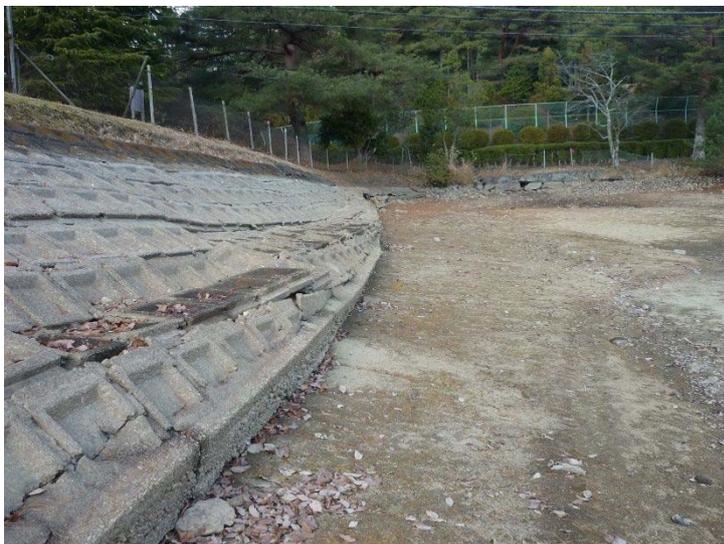


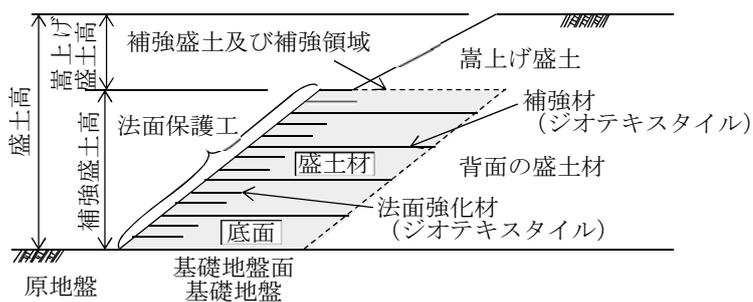
図-2.8 兵庫県南部地震により法面保護工が変形したため池写真（著者撮影）

このように、堤体のすべり変形を伴わなくとも、法面保護工のみが変形するような被災も確認できる。2.2 節に示した張ブロックの設計手法では、例えコンクリート基礎が安定していても、張ブロックは一体構造物ではないので、張ブロックにすべりが発生すれば、図-2.8に示すように途中で折れ曲がるような変形が生じる可能性は考えられる。

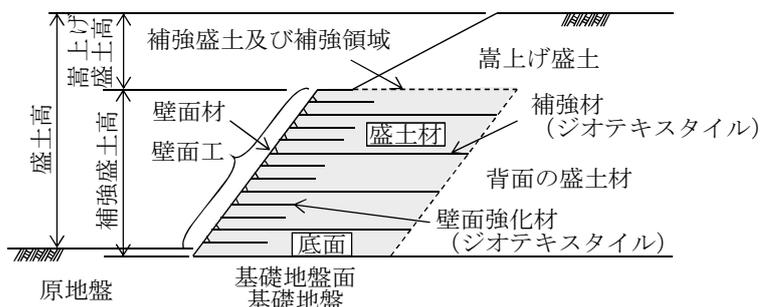
ため池堤体の地震時の安定性は、極限平衡法に基づく手法として、地震時の慣性力により堤体が円弧すべり状に滑動しようとする滑動力に対して、土の持つ粘着力と内部摩擦角による抵抗力が上回るかを検討するが、これらの被災パターンと現状の各法面保護工の設計手法、敷設方法を踏まえると、保護工が堤体のすべりに対する抵抗として作用する力は保護工の重量による押さえ効果程度であり、地震時の堤体安定性に与える影響や効果はほとんどないと言える。これらのことから、通常設計においても法面保護工による堤体安定性向上効果は期待できないとされている。

2.4 法面保護工の堤体安定性に与える既往研究

ブロックマット工のマット部や布製型枠保護工はジオテキスタイルに分類されている¹⁸⁾。ジオテキスタイルの活用としては図-2.9⁴⁾に示すように補強盛土に用いられており、ジオテキスタイルを水平方向に設置し、ジオテキスタイルの持つ引張強度特性や土中における摩擦特性により、図-2.10⁴⁾に示すような変状・損傷の発生に対してジオテキスタイルが抵抗して変状・損傷に対する安全性の向上を期待している。

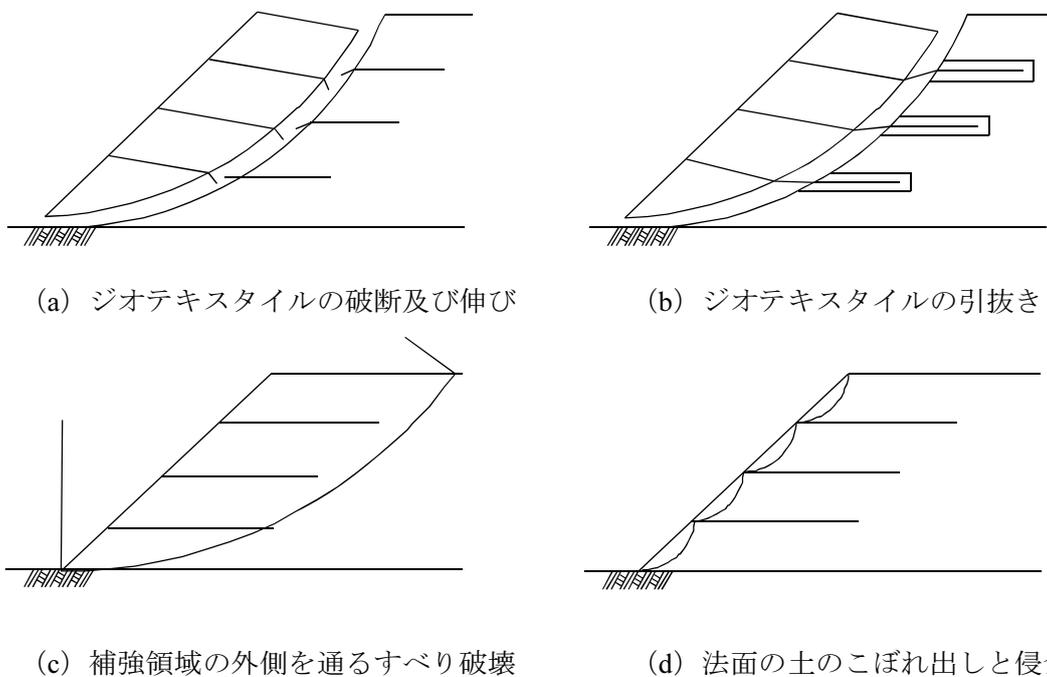


(a) 法面勾配1:1.0より緩い場合



(b) 法面勾配1:0.5~1:1.0の場合

図-2.9 補強盛土の概要⁴⁾



(a) ジオテキスタイルの破断及び伸び

(b) ジオテキスタイルの引抜き

(c) 補強領域の外側を通るすべり破壊

(d) 法面の土のこぼれ出しと侵食

図-2.10 補強盛土の変状・損傷の発生形態⁴⁾

このような補強盛土は主にすべり破壊を想定して設計される。設計方法は、すべり土塊の滑動モーメントに対するすべり土塊の抵抗モーメント及びジオテキスタイルの抵抗モーメントが必要な安全率を有しているかどうかを検討し、その結果からジオテキスタイルの設置間隔や設置段数が定められる。また、ジオテキスタイルが抵抗領域から引抜けないように、すべり面より奥に十分な定着長を取ることが求められる。また、この補強盛土の考え方を踏まえ、軟弱地盤上の盛土の補強工法として、盛土と軟弱地盤との間にジオテキスタイルを設置する工法もある。

これらの設計方法は、我が国では既往の研究を基に実務者向けに「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」⁴⁾として整理されており、このマニュアルに準拠して設計が行われている。なお、勾配が1:0.6より急な場合は補強土擁壁として同マニュアルに整理されており、ジオテキスタイルを用いた補強土として広く普及している。

これらは、その他の工法を組み合わせたとしても地中に水平に埋設したジオテキスタイルの引張特性や引抜特性で法面のすべり破壊に対する対策を行うものであり、法面保護工のように堤体表面にジオテキスタイルを貼り付けて安定性に寄与させる検証を行った研究はほとんど行われていない。これは、ブロックマットや布製型枠を法面に設置する場合その設置段数は1列であり、1列ですべり土塊に抵抗する必要があること、土中への定着は通常の法面保護工の敷設方法では行われないうことなどから、法面保護工ではすべりに対する効果はあまりないためであると考えられる。

既往の研究では、このようなジオテキスタイルによる補強盛土の研究の他、ジオテキスタイルによる補強盛土が普及する前の鉄道盛土に対する研究として無補強時に対する棒状補強材による補強盛土と格子枠+張ブロックの法面保護工の比較研究¹³⁾や、モルタル吹付法面におけるモルタルの維持補修時におけるモルタル法面保護工の効果の研究¹⁴⁾などが行われており、これらを整理する。また、本研究では、法面保護工の堤体安定性に与える効果を有限要素法解析で明確にすることを目的としているため、ジオテキスタイルで行われている有限要素法に関する研究^{19),20)}についても整理する。

2.4.1 法面保護工の堤体安定性に与える効果に関する研究

木村ら¹³⁾は、鉄道盛土に対する検討として、無補強時に対する棒状補強材による補強盛土と、格子枠+張ブロックの法面保護工について、傾斜実験を行い、それぞれの対策の効果を明らかにしている。

図-2.11、**表-2.3**に実験タイプと傾斜実験の結果を示すが、棒状補強材を設置する方がより効果が高いものの、格子枠+張ブロックについても無対策時に比べると盛土の補強効果があることが分かる。これは張ブロックの効果というより、格子枠による表層の拘束効果が影響していると考えられる。

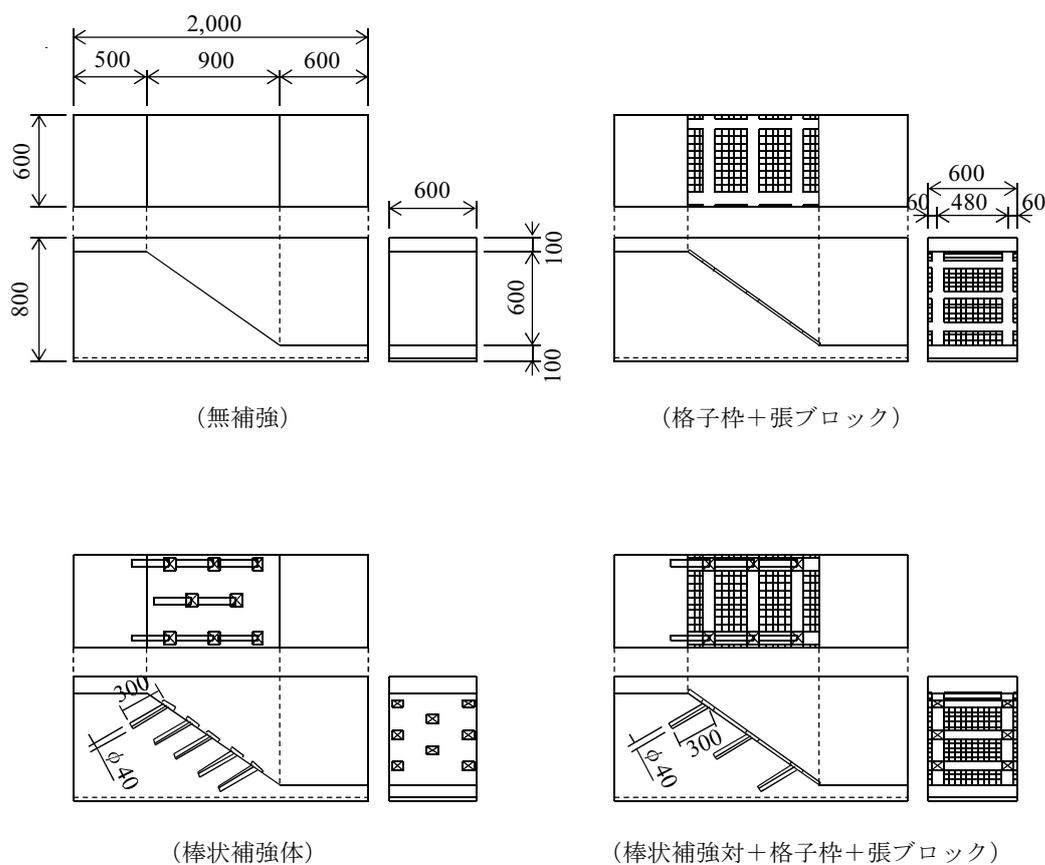


図-2.11 木村ら¹³⁾の実験タイプ (一部加筆)

表-2.3 木村ら¹³⁾の実験結果 (一部加筆)

ケース	無補強	格子枠+張ブ ロック	棒状補強体	格子枠+張ブ ロック+棒状 補強体
土の単位体積重量 (kN/m ³)	14.90			
崩壊角度 (°)	22	27	36	40
実験から求められた限界水平震度	0.40	0.51	0.73	0.84

また、伊藤ら¹⁴⁾は、切土斜面や盛土斜面の風化、侵食、落石防止のために大量に施工されたモルタル吹付斜面について、背面の風化度合いによって吹付モルタルを小割にしたときの斜面の安定性を、遠心模型実験と個別要素法による数値解析によって検討している。遠心模型実験では、吹付モルタルを再現したアルミ板をエアースリンダーで抑えている状態から、エアースリンダーの拘束を解くことで吹付モルタルの小割を再現している。遠心模型実験では、背面の風化の度合いが小さい場合は吹付モルタルを小割にしても崩落しないが、風化の度合いが大きくなると崩落することが明らかにされている。また、小割作業

を保護工下部から行う場合に、モルタル背面の風化砂礫を伴った大規模な崩壊が起きることが明らかにされている。個別要素法による解析では、遠心模型実験の再現を行うと共に、背面の粒子径をより小さくするほど崩壊しやすいことが示されている。この研究では、吹付モルタルが当初法面に固定されている初期条件で検討し、その固定を解くことで、小割の状態を再現し、小割による法面の崩壊を確認している、言い換えれば、法面保護工が固定されていれば、背面が風化していても崩壊しないことも示唆しており、法面保護工が風化した法面の安定性に寄与していることが示されている。

2.4.2 ジオテキスタイルによる軟弱地盤上の盛土補強工法

ジオテキスタイルによる補強盛土について、ここではジオテキスタイル1枚で補強する軟弱地盤上の盛土補強工法について整理する。「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」⁴⁾では、**図-2.12**に示すように、軟弱地盤上に盛土を行う場合に、すべり面との交点からすべり土塊と反対方向の盛土下に必要な定着長を確保したジオテキスタイルを設置することで、式(2.7)に示すように、土塊の滑動モーメント M_D に対する抵抗モーメントとして、土塊の抵抗モーメント M_R に加えジオテキスタイルによる抵抗モーメント ΔM_R を考慮している。ジオテキスタイルによる抵抗モーメント ΔM_R は、ジオテキスタイルの引張抵抗力 T 、すべり円弧の半径 R とすると、 $\Delta M_R = T \cdot R$ で表され、引張力 T を発揮するのに必要な定着長 L として土とジオテキスタイルの見かけの粘着力 C^* 、見かけの内部摩擦角 ϕ^* を定数として式(2.8)が定められている。式(2.8)からは、定着長が不足する場合にはジオテキスタイルの引張抵抗力 T が小さくなることも示している。

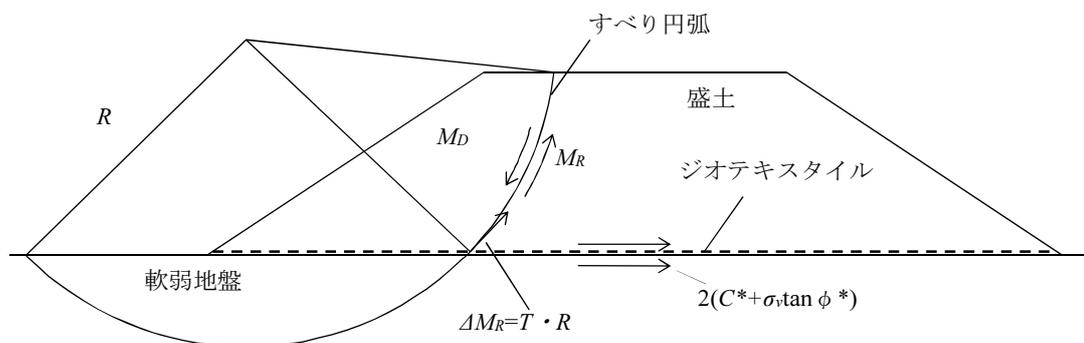


図-2.12 軟弱地盤上の盛土補強工法

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \quad (2.7)$$

$$L = \frac{T}{2(C^* + \sigma_v \tan \phi^*)} \quad (2.8)$$

この補強盛土の考え方は、土中に必要な定着長を確保して固定することで、ジオテキスタイルが1枚でもその抵抗を考慮することができることを示しており、法面保護工への応用が可能であると言える。

2.4.3 法面保護工に用いられるジオテキスタイルの効果と数値解析のモデル化例

米澤ら⁹⁾は、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」⁴⁾に示されるすべり破壊に対する検討方法を前提とし、鉄道盛土における複数のジオテキスタイルの配置パターンを検証し、最適な配置パターンを明らかにしている。また、辻ら¹⁰⁾はジオテキスタイルで土質材料を拘束した構造体を積層し、自立した抗土圧構造物を構築する工法であるジオテキスタイル拘束土壁工法の地震時挙動を振動台実験と安定解析を実施し、震度法による安定計算で評価できることを確認している。竜田ら¹¹⁾は盛土全体の補強効果ではなく、道路機能の維持を目的とし、ジオテキスタイルを天端部に設置することで天端の変形を抑えることを野外実台実験で確認している。Yufeng et al.,¹²⁾は、ジオテキスタイルを水平に設置する場合に二次元解析と三次元解析の違いや三次元解析時の特徴を明らかにしている。

上記の既往研究はいずれもジオテキスタイルを水平に敷き、ジオテキスタイルの持つ引張強度特性や土中における摩擦係数による効果から堤体の安定性を確認している。

また、これらジオテキスタイルを水平に敷くことに加え、コンクリートパネルや補強土壁との組合せによる検討が若井ら¹⁹⁾や大島ら²⁰⁾により行われている。

若井ら¹⁹⁾は、コンクリートパネルとジオテキスタイルを組み合わせた補強擁壁について小型模型による振動台実験を行い、それを動的弾塑性有限要素法により再現を試み、動的弾塑性有限要素法の有効性を確認している。また、動的弾塑性有限要素法が有効であるため、計算に基づいて適切なジオテキスタイルの配置の検討が可能であることを明らかにしている。この有限要素法のモデル化の際、ジオテキスタイルはソリッド要素でモデル化し、ジオテキスタイルの伸びと破断を再現するために弾完全塑性体とし、ヤング率とポアソン比、粘着力を与えている。

大島ら²⁰⁾もジオテキスタイルをソリッド要素でモデル化して有限要素法解析を行い、ジオテキスタイルを設置する場合としない場合の比較を行ってモデル化の妥当性を証明している。

これらの研究は、本研究で行うような法面保護工としての研究ではないが、ジオテキスタイルの数値解析におけるモデル化手法として参考にできる。

2.4.4 まとめ

既往の研究をまとめると、以下のとおりである。

- ・法面保護工の堤体法面安定性に与える効果に関する研究はほとんどされていない。その中で、格子枠+張ブロックの法面保護工が無補強時に対して一定の補強効果が確認

されている。

- ・軟弱地盤上の盛土補強工法では、ジオテキスタイルの枚数は1枚であるものの、必要な定着長を確保することですべりに対するジオテキスタイルの抵抗を考慮している。
- ・ジオテキスタイルを水平に敷き、ジオテキスタイルの持つ引張強度や土中における摩擦抵抗により補強された補強盛土の研究は多くされている。その中で、ジオテキスタイルの数値解析のモデルとして、ソリッド要素としてモデル化し、ジオテキスタイルの伸びと破断を再現するために弾完全塑性体とし、ヤング率とポアソン比、粘着力を与えるモデルで、実験をよく再現できることが明らかとなっている。

2.5 法面保護工による堤体安定性向上効果を期待するための課題と方策

本章では、法面保護工の種類と特徴、それらの設計手法と、ため池の被害の特徴と法面保護工に着目した被害について説明した後、法面保護工の堤体安定性に与える効果や法面保護工に用いられるジオテキスタイルに関する研究について整理した。これらを踏まえ、本研究において行う法面保護工による堤体安定性向上効果を期待するための課題と方策を以下に示す。

2.5.1 堤体安定性向上効果を期待するための課題

(1)法面保護工の設置方法

法面保護工の現状の設計手法では、法面保護工材料の法面上における滑動力に対する摩擦抵抗力のみが検討される。この設計手法は、法面保護工を法面表面に敷き並べるのみという現状の設置方法からすれば妥当な設計手法であり、摩擦抵抗力以外に法面保護工に働く力は期待できない。このことは、法面保護工の現状の設置方法では堤体安定性に与える影響が期待できないということを示している。このため、法面保護工による堤体安定性向上効果を期待するためには、法面保護工の設置方法も含めて検討する必要がある。

(2)法面保護工の効果を検証するための方法

ため池における法面保護工に着目した既往の実験はほとんどされていないため、法面保護工の堤体安定性向上効果を証明するためには、実験による確認が不可欠である。このため、実験を行い法面保護工の変状メカニズムを検証し、それを数値解析で再現し、証明する、という手順が必要である。

(3)効果のある保護工の種類

ため池の法面保護工に用いられている材料はいくつかの種類あるが、どの材料がより効果があるのかも明らかになっていない。このため、法面保護工の変状メカニズムの検証においては、どの材料が効果的であるかも含めて検証する必要がある。

以上の課題を踏まえ、本研究ではため池における法面保護工が地震時堤体安定性に与える効果を明らかにし、補強効果の高い保護工の構造（種類）、敷設方法、範囲、効果的な材料特性を明らかにすることを目的とする。

2.5.2 法面保護工による堤体安定性向上効果を期待するための方策

現状の法面保護工の設置方法では堤体安定性に与える影響が期待できないという課題から、法面保護工による堤体安定性向上効果を期待する方策として、軟弱地盤上の盛土補強工法を参考に、一体成型型のブロックマット工や布製型枠保護工の上下端部を土中に固定して必要な定着を確保した敷設方法とすることで、法面保護工の引張剛性による抵抗を期待することを提案する。

2.5.3 本研究の手順

上記の課題と方策を踏まえ、本研究ではまず、法面保護工をモデル化した遠心模型実験を実施し、通常の設置方法で設置した複数の法面保護工材料についてその変状メカニズムを現在の設計手法に照らして確認する。またその上で、一体成型型の材料について、端部を土中に固定することにより安定性向上効果があるかどうかを明らかにし、補強メカニズムの定式化を試み、補強効果のある保護工材料及び敷設方法を明らかにする。次に、最も効果のある材料について、遠心模型実験により法面の無対策時と比較を行って補強効果を明らかにする。その後、ジオテキスタイルの数値解析の既往研究を参考として、法面保護工をモデル化した動的弾塑性有限要素法により、遠心模型実験の再現解析を実施する。さらに、法面保護工の設置方法や材料特性の条件を変更して解析し、条件の違いによる影響を検証し、効果的な設置範囲や材料特性を示す。

第 3 章 遠心模型実験による法面保護工の変状メカニズム

3.1 概説

法面保護工の設計手法は保護工の滑動力に対して摩擦抵抗力が上回ることを確認するものであるが、本章ではこの設計手法の妥当性を確認するために、通常の設定方法である法面保護工を法面に敷いた模型を作成して遠心模型実験を行い、滑動により法面保護工が変形する状況を確認した。また、堤体安定性に与える効果を期待して、端部を土中に固定した法面保護工の模型を作成して遠心模型実験を行い、端部の固定による堤体安定性に与える影響、そのメカニズムを確認し、定式化を行った。

3.2 検討する法面保護工の種類

ため池に用いられる法面保護工の種類は、第 2 章で述べたように捨石、石張り、張ブロック工、ブロックマット工、布製型枠工保護工等があるが、本研究で検討する法面保護工は、一般に最もよく用いられている張ブロック工と、一体成型型であり端部を固定することができることから堤体安定性に与える影響を期待できるブロックマット工と布製型枠保護工の3種類とした。

3.3 遠心模型実験

3.3.1 遠心模型実験の特徴

遠心模型実験とは、物理模型実験の一つの手法であり、重力加速度比を N と定義し、遠心加速度を付与できる実験装置に、幾何学的に $1/N$ に縮小された小型模型を取り付け、 $N \cdot G$ の遠心加速度が作用している場 ($N \cdot G$ 場) で小型模型の挙動を調べる実験である²¹⁾。

一般に、実物大実験を除き、通常 $1G$ 場の模擬実験では模型と実物との相似則が満足できない。特に、地盤や構造物の自重による影響を考慮することができないため、実験によって得られたデータを定量的に評価し、設計や施工等に直接適用することは困難である。

本研究で用いる遠心模型実験では、実物との縮尺比が $1/N$ 倍の模型を重力加速度が N 倍の遠心力場に設置することにより、模型内で実物と同様の自重応力状態を再現することが可能となる。したがって、遠心力载荷装置を用いると、幾何学的相似則と力学的相似則を同時に満足させることができ、縮尺模型に実物と同様の挙動を期待することが可能である。

表-3.1に $N \cdot G$ 場における模型と実物の主な相似則を示す。さらに、実験条件のコントロールが容易であるため、遠心模型実験では多数回実験を行うことが可能であるなど、様々な利点がある。このようなことから、遠心模型実験は、実際の建設構造物の調査・設計・施工の各段階における手法の検証及び挙動予測の手段として用いられている。

一方、 $N \cdot G$ 場での遠心模型に用いる試料の粒径は実物大に換算すると N 倍になるが、 $1/N$

の大きさの粒径の試料を用いて実験を行うことは困難であり、実際には実物大換算で N 倍の粒径を持つ試料を用いることになる。したがって粒径による影響が生じるといった欠点（粒子寸法効果）を併せ持つ。一般に粒子寸法効果が顕著に現れる密な砂地盤や浅い帯基礎を用いる時には注意が必要とされる²²⁾。また、圧密現象を再現する遠心場では時間がプロトタイプの $1/N^2$ となるため、地盤のひずみ速度は N 倍となる。粘土のように非排水強度等の力学特性がひずみ速度に依存する材料の場合には、同じ材料を使ったとしても遠心模型と対応するプロトタイプで発揮される力学特性が一致しない。このため、粘土地盤を作成して実験を行う際は特に縮尺比 N に注意を払う必要がある²²⁾。

表-3.1 $N \cdot G$ 場の遠心場における相似則

	実物	遠心模型
長さ・変位	1	$1/N$
剛性	1	$1/N$
強度	1	1
摩擦係数	1	1
応力	1	1
ひずみ	1	1
力	1	$1/N^2$
時間（動的現象）	1	$1/N$

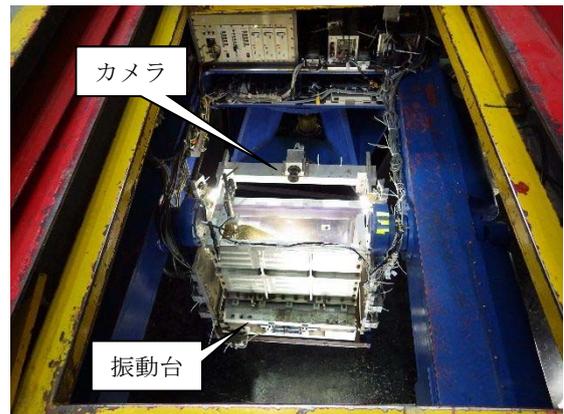
3.3.2 遠心模型実験装置

実験には、東洋建設株式会社が有するビーム型遠心力载荷模型実験装置を用いた。この遠心力载荷装置の概要を図-3.1、図-3.2に示す。通常、遠心载荷装置はビーム型²³⁾とドラム型^{24),25)}に大別されるが、本装置はビーム型である。遠心力を得るためのアームの回転は、ピット横にあるモーターによって駆動された回転力をシャフトに伝達し、ベベルギアにより水平方向の回転力に変更することで行われる。アームにはプラットフォームがヒンジを介して連結しており、アームの回転速度の上昇と共に模型装置に作用する遠心力が大きくなり、プラットフォームが起き上がる機構となっている。また、プラットフォームには振動台がついており、回転中に振動を与えることで動的実験も可能である。

表-3.2に本装置の仕様を示す。アーム回転軸より模型中心までの有効回転半径は2.20 m、モーターの容量は37 kW、最大遠心加速度は250 Gであり、プラットフォームの大きさは550×400×150 mmである。スリップリングの数は制御用に7 極、データ計測用に80 極である。ロータリージョイントは5 系統あり、油圧、水圧、空気圧をアーム回転中にピット外部よりアーム上に供給できる。また、アーム上にカメラがあり、実験の様子を観察することが可能である。



(実験装置全景) ²⁶⁾



(模型設置状況)



(遠心载荷装置全景)

図-3.1 遠心载荷装置の概要

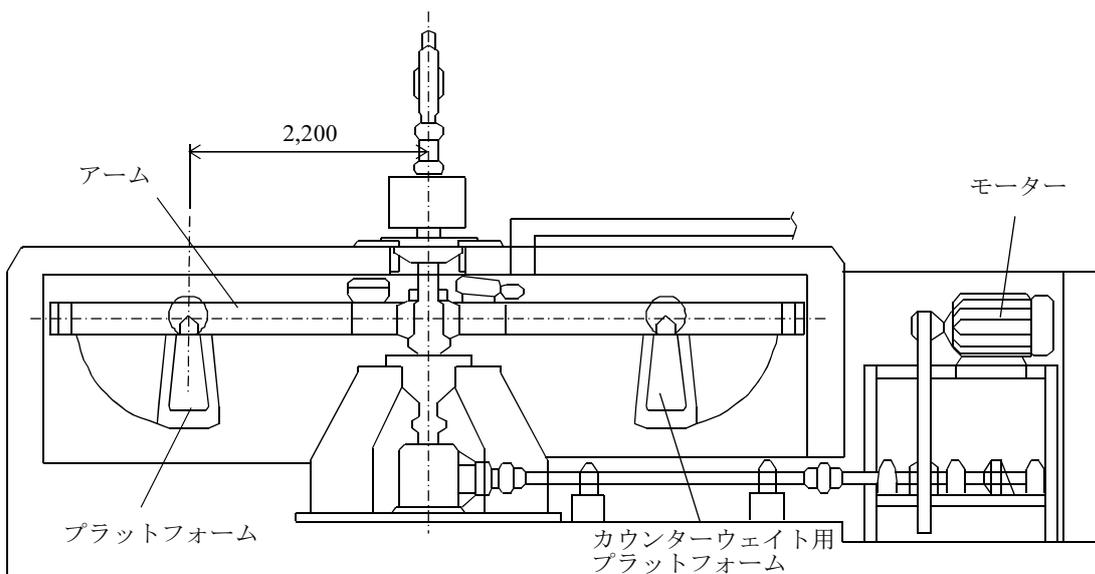


図-3.2 遠心载荷装置の構造

表-3.2 遠心载荷装置の仕様

項目	仕様
有効半径	2.20 m
回転数	320 R/M
公称加速度	250 G
供試体寸法	550×400×150 mm
スリップリング	計測用 80 極 制御用 7 極
ロータリージョイント	5 系統
回転用モーター	37 kW三相インバーター

3.3.3 実験土槽

本遠心模型実験で用いた実験土槽を図-3.3に示す。実験土槽は、鋼製枠で製作された剛性土槽であり、内寸で幅550 mm、高さ400 mm、奥行き150 mmとなっている。また、土層の前面はアクリル板となっており、接合はボルトで行い、止水ゴムにより止水が行われている。この土槽を遠心力载荷装置のプラットフォームにボルトで固定し、所定の重量のカウンターウェイトを土槽が設置されている反対方向のプラットフォームに乗せた後に遠心载荷を行う。



図-3.3 実験に用いた剛性土槽

3.4 実験条件

3.4.1 実験ケース

実験ケースを表-3.3に、実験模型形状を図-3.4に示す。ケース1～3は現状で行われている設置方法を採用し、地震時の滑動力が摩擦抵抗力を上回り、法面保護工がすべり落ち、堤体安定性向上効果がないことを確認することとした。ケース1は張ブロック工、ケース2はブロックマット工、ケース3は布製型枠保護工とした。ケース4、5では、軟弱地盤上の補強盛土を参考に法面保護工の引張剛性により変形を抑え込むことによる堤体安定性向上効果を期待し、ケース4はブロックマット工、ケース5は布製型枠保護工について上部と下部の端部を土中に根入れを行い固定する設置方法とした。対象は高さ15 m未満の堤体として定義されるため池であるため、堤高8.0 mとして、その再現として模型地盤の高さは200 mm、40 Gの遠心载荷を行うものとし、法面保護工の効果に着目するため、水位は考慮せず、下流面も含めた盛土形状ではなく片盛土形状とし、堤体の最も基本的な挙動を明らかにするため均一型堤体とした。また、勾配は比較的堤高の低いため池の勾配として採用される1:1.5とした。さらに、ため池堤体の基礎地盤はダムのような岩盤ではなく自然地盤であることが多いため、基礎地盤の影響や法面保護工の根入れ効果を確認するために100 mmの基礎地盤を再現した。

表-3.3 実験ケース

実験ケース	法面保護工	法面保護工の設置方法
ケース1	張ブロック工	通常の方法：法面上にブロックを1枚ずつ置いて設置。
ケース2	ブロックマット工	通常の方法：下端部を土中に根入れし、法面部は法面上に敷いて設置。
ケース3	布製型枠保護工	通常の方法：下部は垂れを設け、法面部は法面上に敷いて設置。
ケース4	ブロックマット工	設置方法変更：下部と上部にマット部を根入れして固定。固定方法は、上部は土被り20 mmの位置に水平長100 mm、下部は20 mmの土被りを確保した後50 mmの水平長を確保。水平部はシートのみでブロックはなしとした。
ケース5	布製型枠保護工	設置方法変更：下部と上部に布製型枠保護工を根入れして固定。固定方法はケース4と同様であり、水平部はシートのみとした。

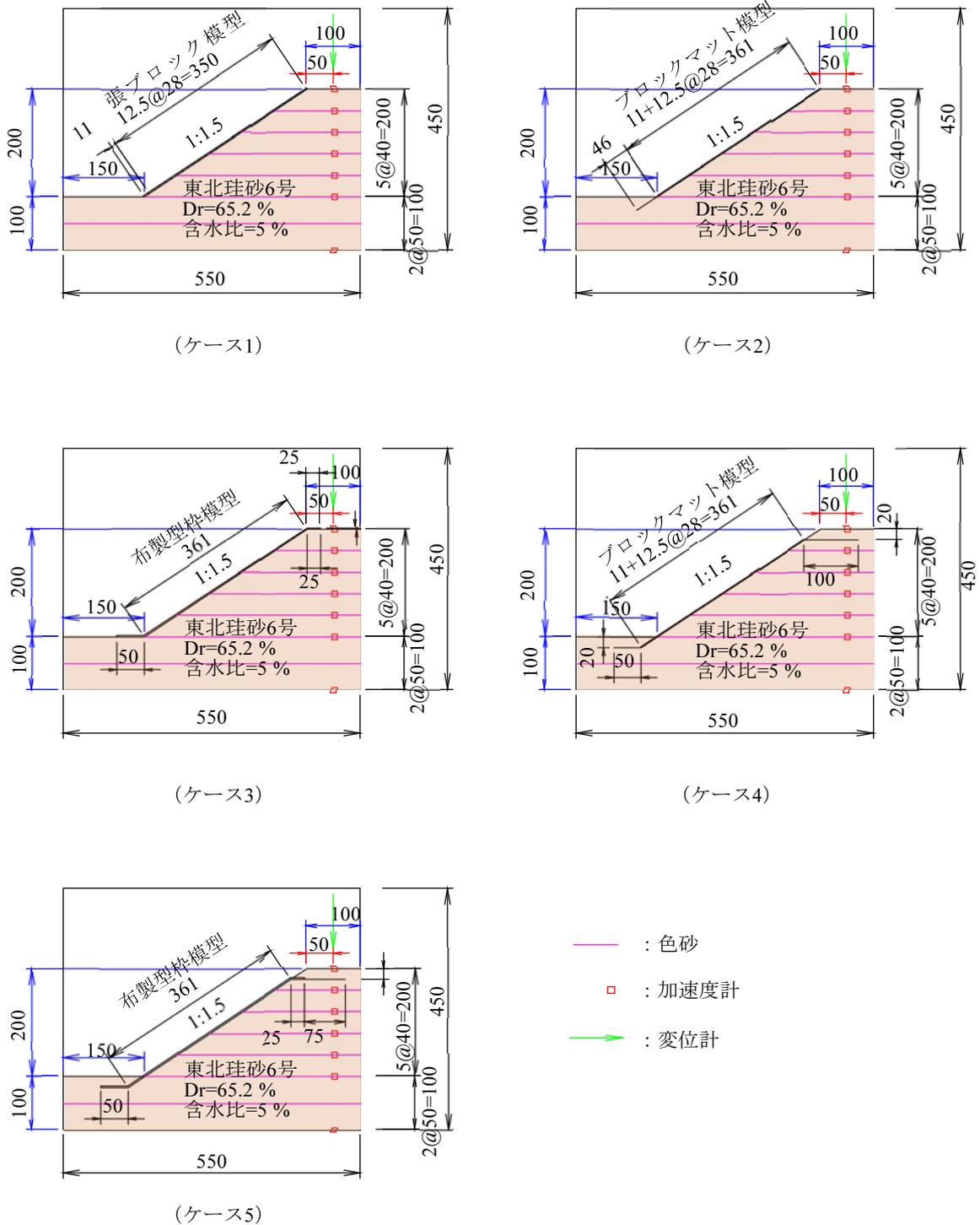


図-3.4 実験模型形状

3.4.2 模型地盤の地盤条件

模型地盤の材料は、亀裂の発生、すべり面の観察に適し、また、模型作成においても水分管理、含水比や密度の均一化に対し細粒分を含まず、粒径が均一な砂として、入手が容易な東北珪砂6号を使用した。東北珪砂6号の物性値を表-3.4に示す。この物性値は、著者も参加したNTCコンサルタンツら（2014）²⁷⁾が各種土質試験を行った結果から引用した。ここで行われた土質試験結果に条件を合わせて、含水比を5%に調整し、相対密度65.2%となるように締固めることとした。なお、表-3.4の物性値の内、粘着力と内部摩擦角については三軸圧縮試験（CD試験）により求めているが、この試験の拘束圧は50,100,200 kN/m²で行っており、実験ケースで示した堤高8.0 mであれば、この試験結果を適用できる。

表-3.4 実験に用いる地盤材料の物性

項目	物性値
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.657
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.648
相対密度 (%)	65.2
含水比 (%)	5
間隙比	0.669
湿潤単位体積重量 (kN/m ³)	16.38
粘着力 (kN/m ²)	9.2
内部摩擦角 (°)	37.8

3.4.3 法面保護工模型の製作

法面保護工として、3.2 節で採用した張ブロック工、ブロックマット工、布製型枠保護工の模型を製作する。模型製作に際しては、遠心場で実物を再現するため、以下の条件を満たすようにした。

- ①重量の相似則を満たすこと。
- ②剛性、強度の相似則を満たすこと。
- ③摩擦係数を同じにすること。

以下にそれぞれの模型の製作方法、製作手順を示すが、各法面保護工の模型の物性値と実物との比較を行うと表-3.5のとおりであり、実物の物性値にできるだけ模型の物性が近くなるように模型物性値を設定した。

表-3.5 法面保護工材料の物性

		物性	
		模型※	実物
張ブロック	ブロック1枚当たり重量 (kg)	1.05×10^{-3} (67.2)	69.0
	摩擦係数	0.46	0.50
ブロックマット工	マット引張剛性 (kN/m)	1.96 (78.4)	58.8
	ブロック1枚当たり重量 (kg)	0.51×10^{-3} (32.6)	32.0
	摩擦係数	0.50	0.50
布製型枠保護工	布材引張剛性 (kN/m)	1.96 (78.4)	49.0
	内部材料強度 (kN/m ²)	44.7×10^{-3}	44.7×10^{-3}
	1 m ² 当たり重量 (kg)	5.75 (230)	230
	摩擦係数	0.50	0.50

※：括弧内の値は実物のスケールにした値を表す。

実物の物性値に括弧内の数字が近くなるように模型物性値を設定。

(1)張ブロック工

材料は、補強土壁の補強土パネルのように重量があるものの模型化について一般に用いられているアルミニウム製の板とし、重量の相似則が成り立つようにした。張ブロックは、実際のため池において一枚一枚（一枚：500 mm×500 mm×厚み120 mm）が独立して設置されるので、大きさの相似則が成り立つように、500 mm/40 G=12.5 mm角で製作した。厚みはアルミニウム板の密度が約2.7 t/m³であるため、張ブロックに使用されるコンクリートの密度2.3 t/m³に対して、重量の相似則が成り立つようにし、張ブロックの厚みは120 mmがため池には用いられるため、 $120 \text{ mm}/40 \text{ G} \times 2.3/2.7 = 2.556 \rightarrow 2.5 \text{ mm}$ 厚（アルミ板の定尺より薄い方に丸める）とした。図-3.5に示すように、図-3.4のケース1の模型寸法に合うように、総枚数348枚のアルミ板を製作した。アルミ片の写真を図-3.6に示す。

アルミ板と土（東北珪砂6号）との摩擦係数は、図-3.7に示す一面せん断試験により求め、0.46とした。

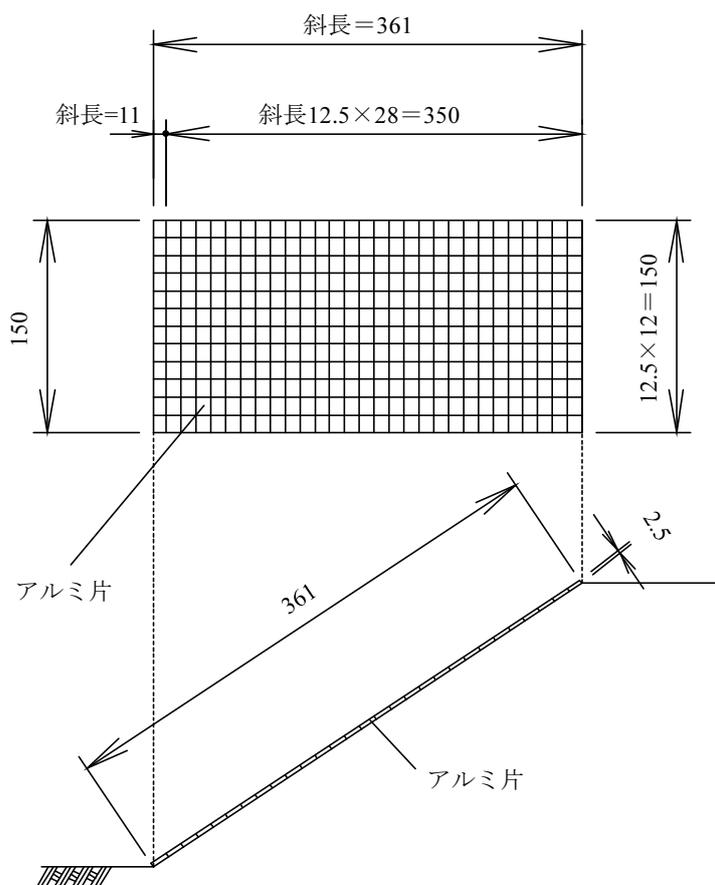


図-3.5 ケース1 張ブロック工模型

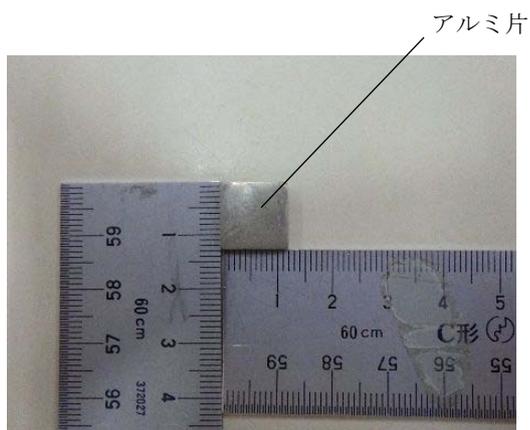


図-3.6 張ブロック模型 (アルミ片 : 12.5mm×12.5mm) 写真

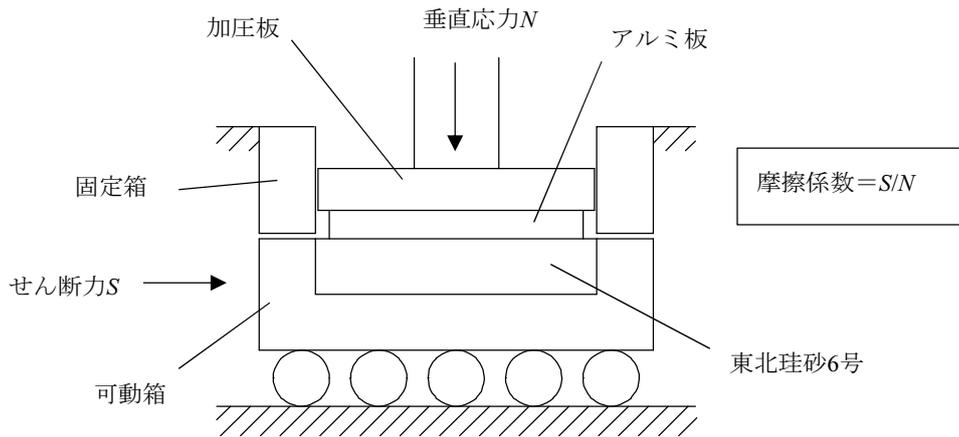


図-3.7 アルミ片と土との一面せん断試験

(2)ブロックマット工

ブロックマット工はジオテキスタイルであるマット材にコンクリートブロックを接着剤で貼り付けた構造である。

マット材については、実物と同じ材料を用いて厚みを調整することで相似性を満足することができるが、ブロックマット工の布材は約3 mmと薄く、遠心加速度を考慮した厚みに調整することは容易ではない。このため、材料の剛性を小さくすることで相似性を満足させる。ブロックマット工実物のマットの引張剛性は、ブロックマット工のカタログ²⁸⁾より 2.94 kN/5 cm であり、単位換算すると 58.8 kN/m となる。遠心模型実験は 40 G で行うため、この強度の 1/40 の強度として、1.47 kN/m 程度の強度の材料を採用する。本研究では、ポリエステル製の不織布を用いることとし、その引張強度はカタログ²⁹⁾より 98 N/5 cm = 1.96 kN/m の製品を採用した。

マットの上にはコンクリートブロックの模型として、張ブロック工の模型と同様にアルミニウムの板を接着剤で貼って敷き詰める。貼り付けるブロックは一般にため池で用いられる薄型軽量タイプの厚み 55 mm ブロックとし、 $55 \text{ mm}/40 \text{ G} \times 2.3/2.7 = 1.171 \rightarrow 1.2 \text{ mm}$ 厚とする。ブロックマットのコンクリートブロックの実物は、1 個 200 mm × 200 mm × 55 mm の大きさである。単純に大きさの相似則を満たそうとすると $200/40 = 5 \text{ mm}$ となるが、法長 360 mm × 奥行 150 mm の法面に貼り付けようとする、2000 個以上の 5 mm 角のアルミ片を接着する必要がある、現実的に製作が困難であった。このため、張ブロック模型と同じ 1 個当たり 12.5 mm × 12.5 mm のアルミ片として厚みを 1.2 mm として製作した。図-3.8 に模型の図を、図-3.9 に製作したブロックマットの模型写真を示す。なお、ケース 2 の模型では下部は土中に実物寸法で深さ 1 m 分根入れするため、1/40 として深さ 25 mm、斜面長 45 mm 分のマットを設けた。上部も実物大で 1 m 分水平に敷くこととし、25 mm 分のマットを設けている。ケース 4 の模型では、上部は土被り 20 mm (実物寸法で 0.8 m) の位置に水平長 100 mm (実物寸法で 4.0 m)、下部は土被り 20 mm の位置に水平長 50 mm (実物寸法で 2.0 m) を確保す

ることし、水平部分はマットのみとして模型を製作した。

ブロックマットの摩擦係数は、カタログ³⁰⁾より0.5とされており、これを適用する。

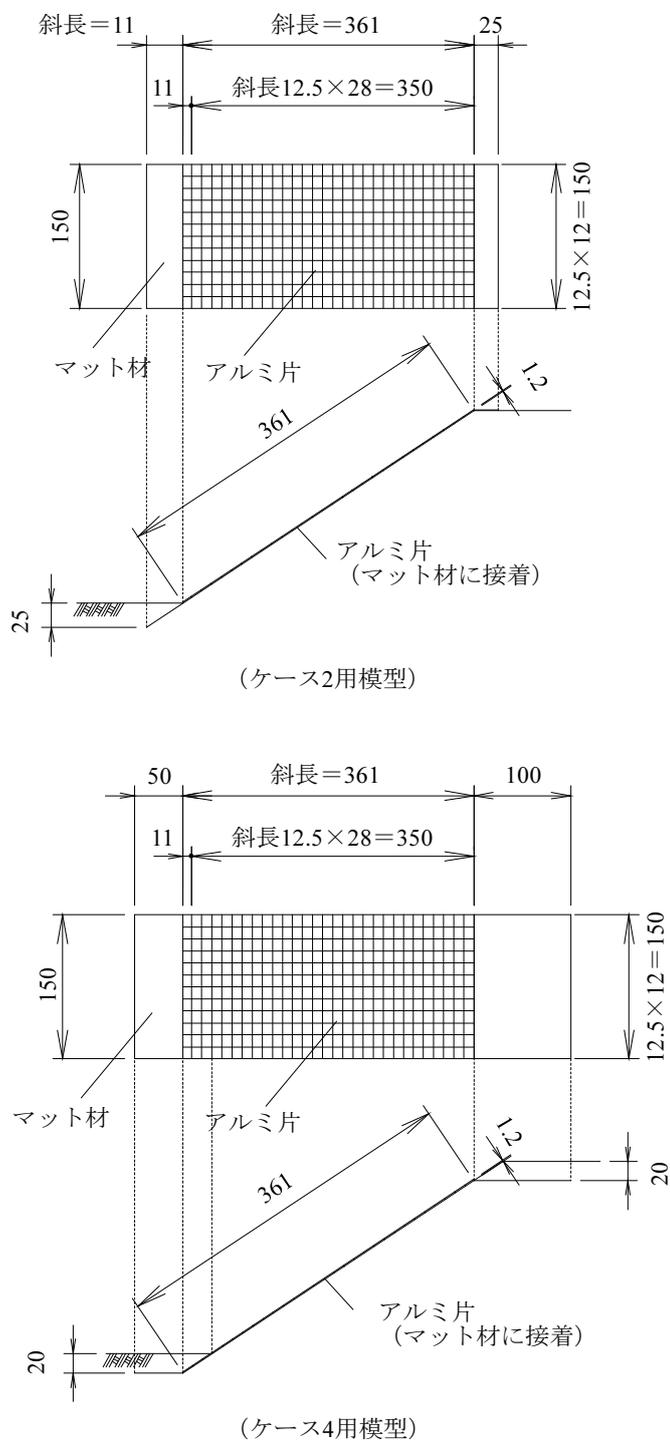


図-3.8 ケース2, ケース4 ブロックマット工模型



図-3.9 ブロックマット工模型写真（ケース2）

(3) 布製型枠保護工

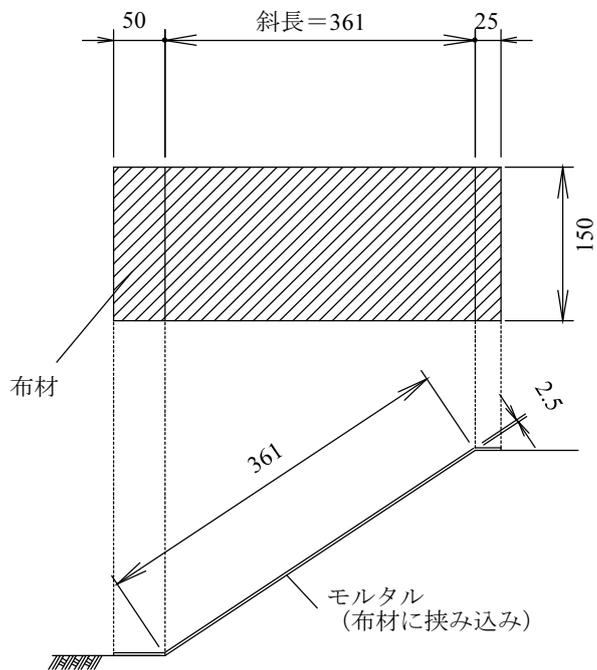
布製型枠保護工は、ジオテキスタイルである布材の中に、モルタルを充填して製作される。

ブロックマット工と同様に、実物の布材は1 mm未満と薄く、遠心加速度を考慮した厚みに調整することは容易ではない。このため、ブロックマットと同様に強度を小さくすることで相似性を満足させる。布製型枠保護工の布材の引張剛性は、布製型枠保護工のカタログ³¹⁾より1.47 kN/3 cmであり、単位換算すると49.0 kN/mとなる。遠心模型実験は40 Gで行うため、この強度の1/40の強度として1.23 kN/mの材料が望ましいが、これほどに強度の弱い材料がなかったため、ブロックマット工のマット材として採用したポリエステル製の不織布を採用する。このポリエステル製不織布の引張強度は1.96 kN/mである。

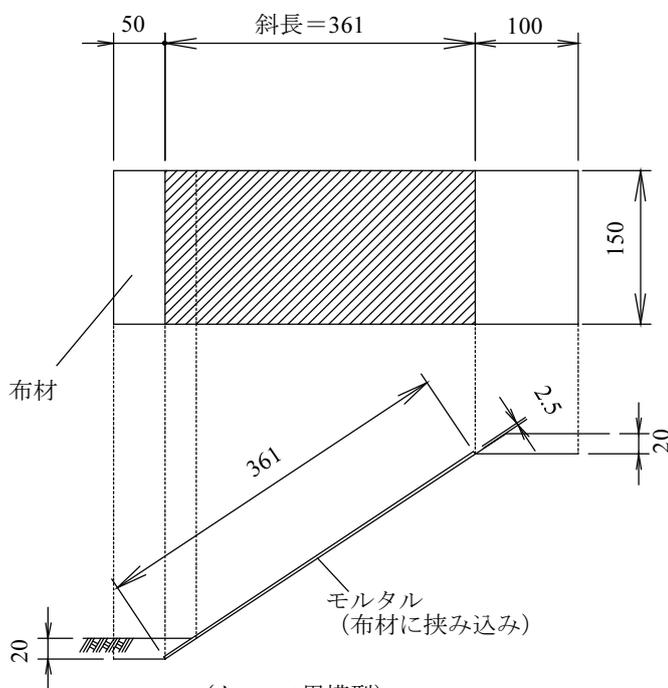
実物はマットの内部にモルタルを圧入して布材とモルタルとの一体構造となるが、模型でも実物と同構造となるように布材でモルタルを挟み込み製作し、モルタルについては実物の剛性と等しくするため、材料は同じモルタルを用い、厚みを1/40とした模型として製作した。布材でモルタルを挟み込んだ後、養生を行い、モルタル強度を発現させた。図-3.10に模型の図を、図-3.11に製作した布製型枠保護工の模型の写真を示す。図-3.12に模型製作風景を示す。なお、ケース3の模型では下部は水平の垂れを実物大で2 m分設けることとし、1/40として50 mmの水平長を確保し、上部も実物大で1 m分水平に敷くこととして25 mm分の水平長を設けた。ケース5の模型ではブロックマット工と同様に上部は土被り20 mm（実物寸法で0.8 m）の位置に水平長100 mm（実物寸法で4.0 m）、下部は土被り20 mmの位置に水平長50 mm（実物寸法で2.0 m）を確保することとし、水平部分は布材のみとして模型を製作した。また、モルタルについては厚みを1/40とし、強度は実物と同じ材料を用いることで相似則を満足させ、コンクリートの圧縮強度試験を行って44.7 N/mm²を確認した。なお、実物の一般的な無筋コンクリートやモルタルの設計基準強度は18 N/mm²と相違があるが、これは設計基準強度として必要な最低強度であり、現場では長期養生により強度は出ると

して、試験値を採用した。

布製型枠保護工の摩擦係数は、カタログ³¹⁾より0.5（砂・砂礫との摩擦係数）とされており、これを適用する。



(ケース3用模型)



(ケース5用模型)

図-3.10 ケース3，ケース5 布製型枠保護工模型



(ケース3模型：上部からの写真)



(ケース3模型：横からの写真)



布材のみ

布材のみ

(ケース5模型：上部からの写真)

図-3.11 布製型枠保護工模型写真



(手順1) 布材（下面）に型枠を設置.



(手順2) 型枠内にモルタルを塗り込む.



(手順3) モルタル設置完了.



(手順4) 布材（上面）貼り付け.



(手順5) 上面型枠固定→養生.



(手順6) 脱型→余分な布材切り取り.

図-3.12 布製型枠保護工模型製作風景

3.4.4 入力加速度の設定

振動台の入力加速度（1 G場換算）は、周波数1 Hzの正弦波に近い形状を有する規則波形とした。振幅は、法面のすべり破壊に与える影響も合わせて考慮する目的で、事前実験で確認した法面にすべりが発生する800 gal程度（1 G場換算）とし、20 波の入力を行った。**図-3.13**に入力加速度を示す。なお、事前実験で無対策法面に対して検討した入力加速度を**図-3.14**に、各段階での加振後の変形図を**図-3.15**に示す。**図-3.14**の入力加速度では、周波数1 Hzの正弦波に近い形状を有する規則波形として、最大加速度が400 gal, 600 gal, 700 gal, 800 galとなる波形とした。**図-3.15**からは、400 gal, 600 gal, 700 galの加振後には、表層すべりが生じて法尻に若干の土の堆積が見られる程度であり、法面の変形はほとんど生じていないが、800 galの段階では大きなすべりが発生し、色砂の状況からも明らかに法面が変形していることが分かる。この**図-3.15** 800 gal段階で使用した加速度、すなわち最大振幅800 galの入力加速度を以降の実験で用いる入力加速度とした。

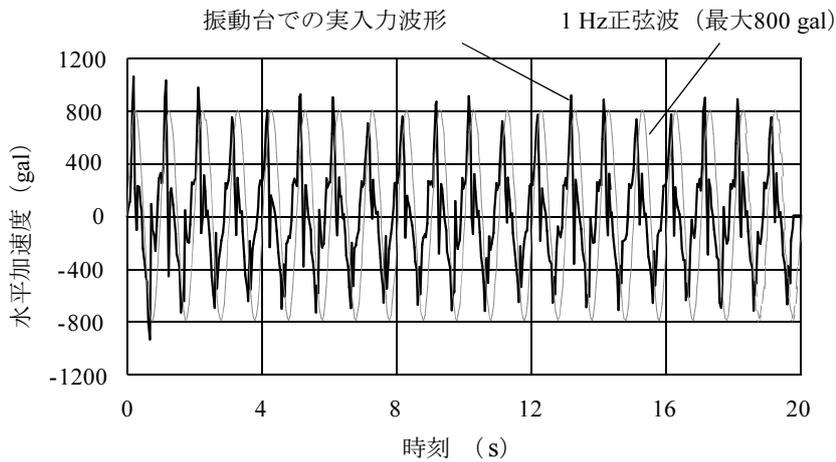


図-3.13 入力加速度

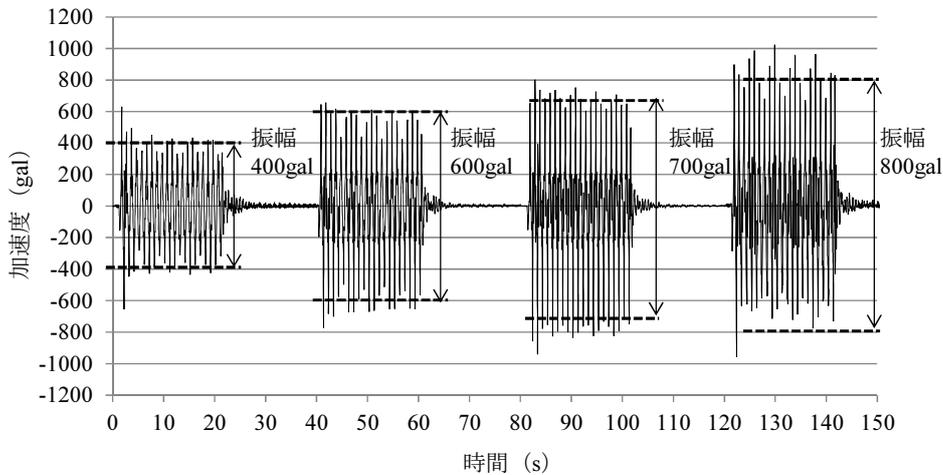


図-3.14 予備実験の入力加速度

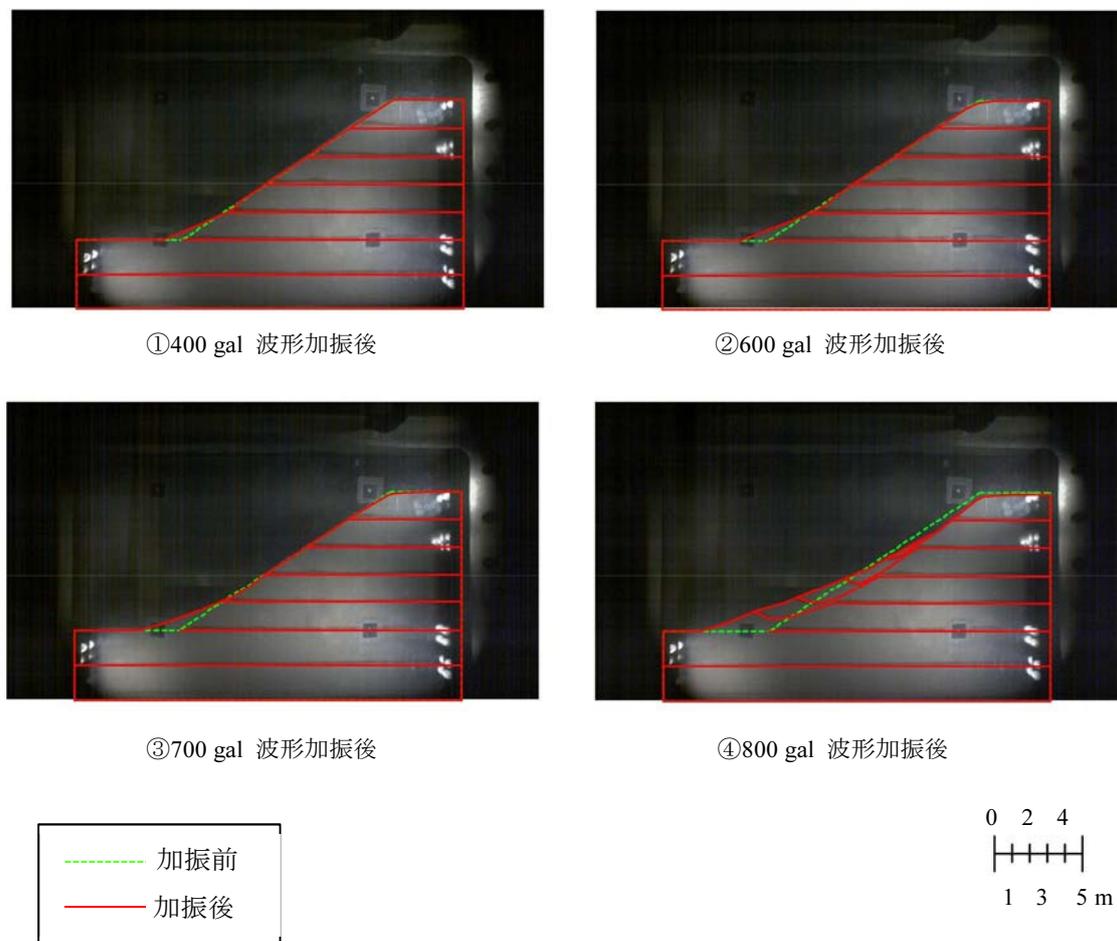


図-3.15 予備実験加振後の変形図

3.4.5 計測項目

図-3.2に計測機器の配置を示す。本実験における計測項目は以下のとおりである。

1. 天端の変位（沈下量）
2. 基礎地盤の加速度（入力加速度）
3. 天端部から4 cm毎の加速度
4. 堤体形状の変形（画像からのスケッチ）
5. 変形率

本研究では、法面保護工が堤体変形に与える影響を明らかにすることから、天端の変位（沈下量）と加振後の変形に特に着目する。このため、天端には変位計を設置した。また、法面保護工の違いによる堤体内の加速度の伝播状況を明らかにするため、色砂を設置する4 cm毎に加速度計を設置した。図-3.16に天端に設置した変位計と加速度計の設置状況を、図-3.17に土中に設置した加速度計の設置状況写真を示す。

堤体形状の変形については、遠心載荷装置に設置されたカメラにより実験中の画像をビ

デオ撮影しており，そのビデオ撮影結果のスナップショットから外形をトレースして変形図として示すこととする．また，**図-3.18**に示すように，変形図から当初断面の面積に対して変形した面積を算出し，その割合を変形率と定義してこれを算出する．変形率は値が大きいほど変形が大きいことを示している．



図-3.16 天端の変位計と加速度計

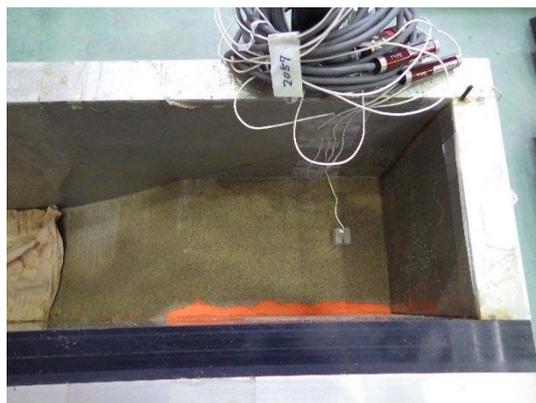


図-3.17 土中の加速度計

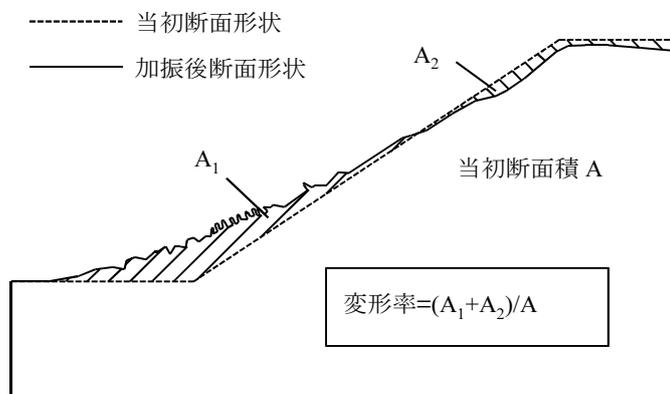


図-3.18 変形率の算定方法

3.5 実験手順

3.5.1 模型地盤の作成手順

模型地盤の作成手順を以下に示す。

1. シリコングリスを土槽の側壁に塗布し、側壁と地盤の間に発生する摩擦を低減する (図-3.19①)。
2. 東北珪砂6号は相対密度65.2%の時、間隙比は0.669であることが分かっているため、色砂で区切る層毎に盛り立てに必要な土を計量し (表-3.6, 図-3.19②), 含水比5%となるように加水して試料を作製する (図-3.19③, ④)。
3. 色砂で区切る層毎に試料を盛り立て、締め固め棒で所定の厚さに締め固める (図-3.19⑤)。所定の厚さに締め固めた状態の土を計量しているため、所定の厚さになった段階で相対密度は65.2%となっている。なお、基礎地盤は色砂間隔の5 cm毎に、盛土部は色砂間隔4 cmを2層に分割して2 cm毎に締め固めた。
4. 加振後の変形状況が分かりやすくなるよう、層毎に色砂を設置する (図-3.19⑥)。
5. 加速度計を設置する (図-3.17)。
6. 天端に加速度計と変位計を設置する (図-3.16)。
7. ケース1では法面に張ブロックの模型を敷並べる (図-3.20①)。ケース2では法尻25 mmを掘り返し、そこにブロックマット模型の下端部を埋め込み、法面にブロックマット模型を敷く (図-3.20②)。天端部の水平分25 mmにはピンを打ち込んで固定する。ケース3では布製型枠模型を堤体にかぶせるように設置する (図-3.20③)。ケース4, 5は、所定の天端より20 mm下まで盛り立て、その後下端部を20 mm掘り返し、そこにブロックマット模型あるいは布製型枠模型を設置し、下端部は再度埋め戻す。天端部は模型の上部20 mmを模型にかぶせるように盛り立てる (図-3.20④, ⑤)。



(①シリコングリス塗布状況)



(②試料計量状況)



(③加水状況)



(④含水比5%となるよう均等化)



(⑤締固め棒による締固め状況)



(⑥色砂設置状況)

図-3.19 模型製作風景



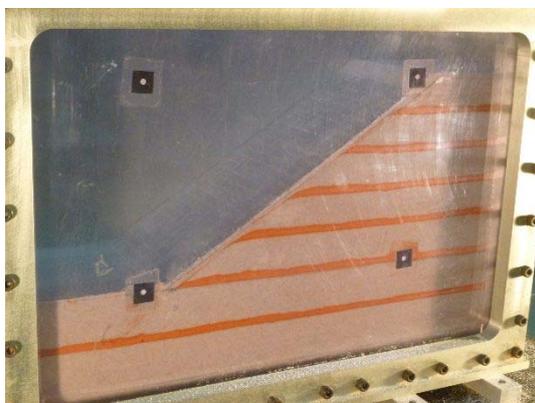
(①ケース1模型設置状況)



(②ケース2模型設置状況)



(③ケース3模型設置状況)



(④ケース4模型設置状況)

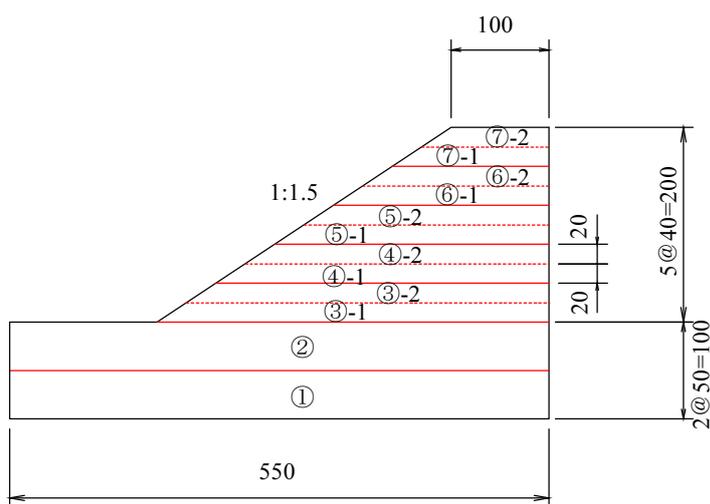


(⑤ケース5模型設置状況)

図-3.20 法面保護工模型設置状況

表-3.6 各層の必要土量と加水量

	盛土形状 (mm)	乾燥土の重量 (g)	水の重量 (g)
①~②	下辺 = 550	6567	328
	上辺 = 550		
③-1	下辺 = 400	1839	92
	上辺 = 370		
③-2	下辺 = 370	1695	85
	上辺 = 340		
④-1	下辺 = 340	1552	78
	上辺 = 310		
④-2	下辺 = 310	1409	70
	上辺 = 280		
⑤-1	下辺 = 280	1266	63
	上辺 = 250		
⑤-2	下辺 = 250	1122	56
	上辺 = 220		
⑥-1	下辺 = 220	979	49
	上辺 = 190		
⑥-2	下辺 = 190	836	42
	上辺 = 160		
⑦-1	下辺 = 160	693	35
	上辺 = 130		
⑦-2	下辺 = 130	549	27
	上辺 = 100		



※乾燥土の重量 =
 (下辺+上辺) / 2 × 高さ × 奥行き
 × 土の乾燥密度

ここに、
 高さ = 50 mm (①~②)
 20 mm (③-1~⑦-2)
 奥行き = 150 mm
 土の乾燥密度 = 1.592 g/cm³

※水の重量 = 乾燥土の重量 × 5 %

※奥行き 150 mm

3.5.2 模型実験の手順

遠心加速度40 G場における実験手順を以下に示す。

1. 載荷装置を遠隔操作して回転を開始し、段階的に40 Gまで加速度を上げていき、40 Gの状態では10 分間回転させ、初期応力状態を作る。
2. 変位計の初期状態における計測値はリセットする。
3. 設定した入力加速度で加振する。
4. 加振中の法面保護工や堤体の変形状況をビデオカメラで、各種計測装置の計測値をパソコンで記録する。
5. 加振終了後、模型を遠心載荷装置から取り外し、変形状況を確認する。

3.6 実験結果

以下の実験結果は、全て実スケールに換算した値を用いる。

3.6.1 実験結果

(1) ケース1～3の実験結果

まず、通常の法面保護工の設置方法で実験模型を作成したケース1～3について結果を整理する。

図-3.21にケース1～3の天端部の時刻歴沈下量と堤体部の変形率を、図-3.22、図-3.23に各ケースについて顕著な変状が見られた時刻 (t : 時刻) と最終段階 ($t=20$ s) の変形図を示す。図-3.22、図-3.23は、実験中の画像データとそれをトレースした変形図であり、すべり面は色砂の変形から設定している。図-3.21からは、ケース1の張ブロックを設置した結果が最も天端沈下量、変形率共に小さくなっていることが分かる。また図-3.22、図-3.23からは、各ケースとも、振動初期の $t=1$ sの時点ですでに法面保護工が変状し始めており、その後堤体のすべりが発生していることが分かる。まず法面保護工は慣性力による浮きやすべりの変状が見られ、それが進行し、その後堤体のすべりが生じている。このことから、法面保護工は設計で検討するとおり、滑動力が摩擦抵抗力を上回ると変状し、堤体安定性にも影響を与えていないことが分かる。ケース1の沈下量や変形量が小さいのは、張ブロックがばらばらであり、張ブロックが早期に変状してすべり土塊や張ブロック片が法尻部に堆積し、その重量ですべりに対して抵抗し、沈下量を抑える方向に働いたのに対し、ケース2や3は法面保護工が一体構造であるため、土塊は法尻に堆積するが、法面保護工は一体となって前方にすべり落ちているため、法面保護工が抵抗として働いていないためと考えられる。また、ケース2よりケース3の沈下量や変形率が大きいのは、法面保護工の重量がケース2よりケース3の方が大きいこと、頂部の水平部が下部のすべりに引きずられて土を押し下げる方向に働いたことが原因と考えられる。ケース1に比べてケース2, 3の方が早く堤体のす

べりが発生している原因も、張ブロック工に比べて保護工そのものが抵抗として働きにくいこと、重量が重く、法面保護工がより堤体のすべりを誘発する方向に働いているためであると考えられる。これらの結果からは、このような法面勾配であれば、ブロックマット工や布製型枠工といった一体成型型の法面保護工はその重量により堤体の変形を抑える効果がないばかりでなく、堤体のすべりを誘発する危険性があることも分かる。

このように、通常の設定方法で法面保護工を設置した場合、設計時に検討するように、法面保護工は土との間の摩擦で安定しているのみであることが実験から分かり、堤体安定性に与える影響はほとんどないばかりではなく、その重量により堤体のすべりを誘発する可能性があることが分かった。設計では通常法面保護工の重量は無視して堤体の安定性を検討するが、法面保護工の重量の違いによりすべりの発生状況が異なったことから、設計上も法面保護工の重量を考慮する方がよいと言える。

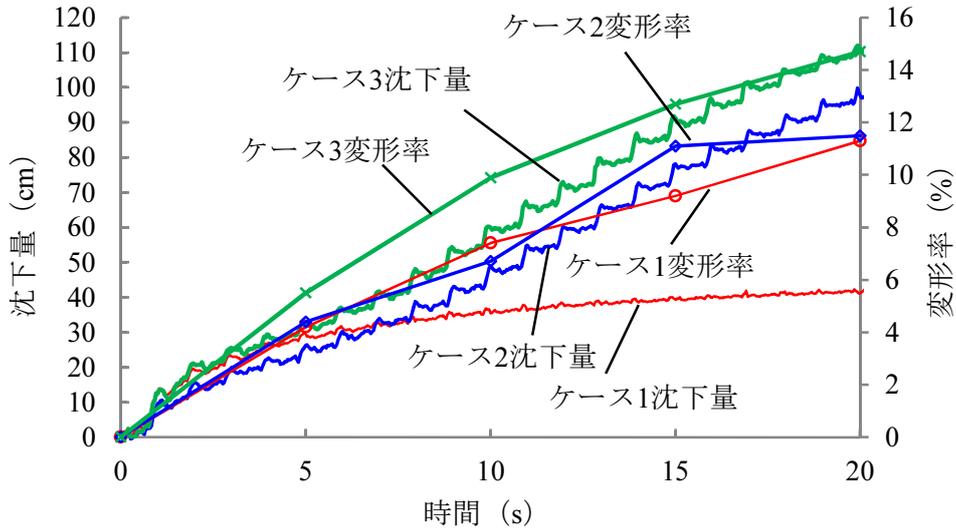


図-3.21 ケース1～3の天端の時刻歴沈下量と変形率

Scale
1 3 5 m
0 2 4

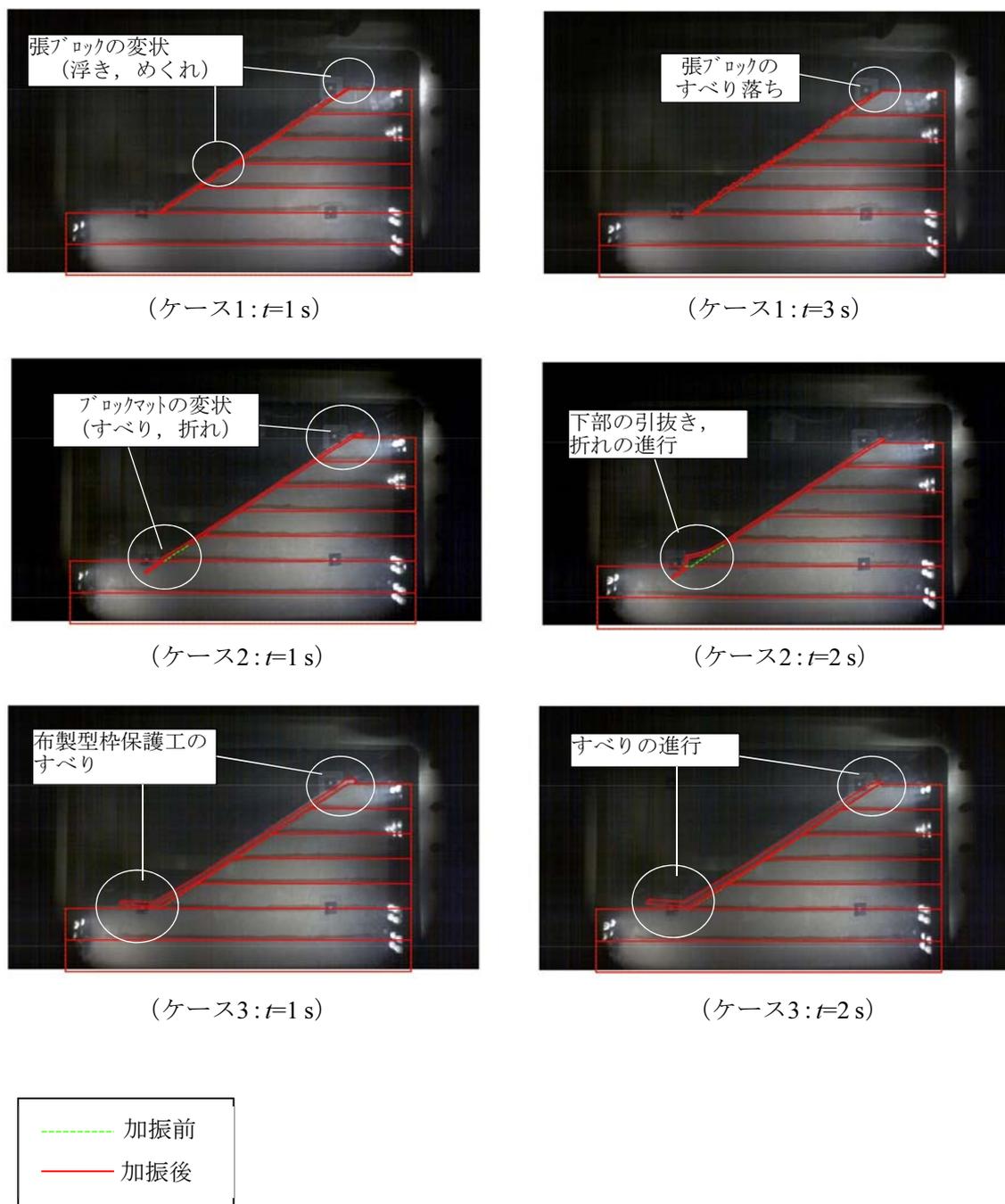
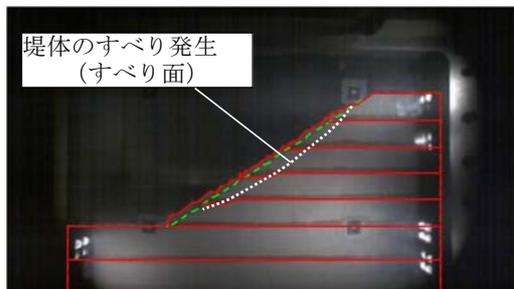
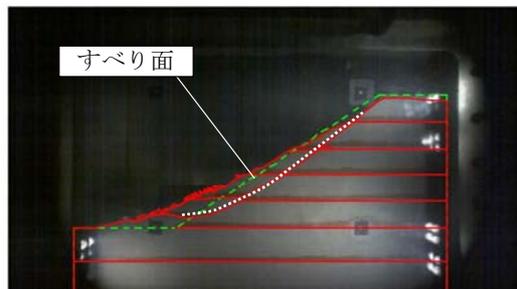


図-3.22 ケース1~3の特徴的な段階の時刻と変形図 (1/2)

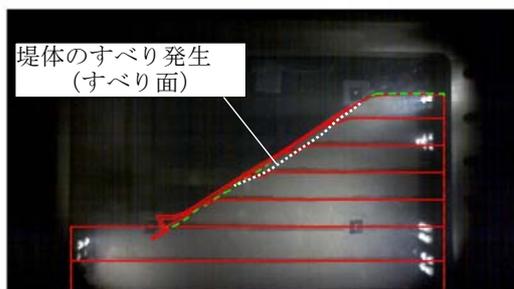
Scale
 1 3 5 m
 0 2 4



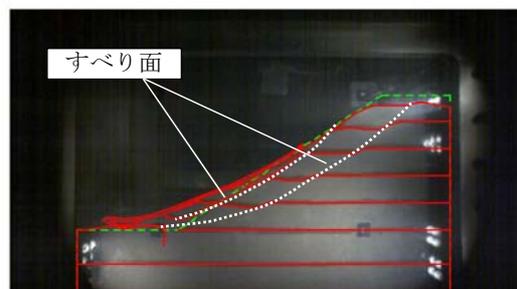
(ケース1: $t=5$ s)



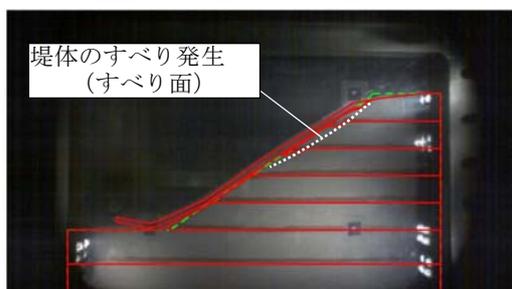
(ケース1: $t=20$ s)



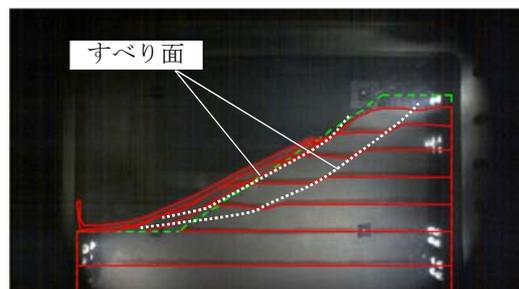
(ケース2: $t=3$ s)



(ケース2: $t=20$ s)



(ケース3: $t=3$ s)



(ケース3: $t=20$ s)

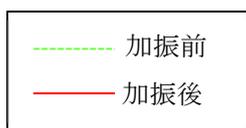


図-3.23 ケース1~3の特徴的な段階の時刻と変形図 (2/2)

(2) ケース1とケース4, 5の比較

次に、上部と下部を土中に固定するかたちで法面保護工を設置したケース4, 5の結果をまとめる。比較としてケース1～3の中で最も沈下量と変形率が小さいケース1も合わせて整理する。

図-3.24にケース1, ケース4, 5の天端部の時刻歴沈下量と堤体部の変形率を、図-3.25, 図-3.26に各ケースの特徴的な変状が生じた時刻の変形図を、図-3.27～図-3.29に各ケース、各深度の時刻歴加速度を示す。

図-3.24より、ケース4, 5の方がケース1より変形率が小さくなっており、端部を固定した法面保護工による堤体安定性向上効果が明確に確認された。また、ケース4とケース5では、ケース5の方がより変形率が小さい結果となっているが、端部の固定条件は同じであるため、保護工の強度（布材の引張剛性及び内部材料の強度）が大きく、より抵抗が働いたためであると考えられる。これは、ブロックマット模型の布材の引張剛性は布材1枚分であるのに対し、布製型枠保護工模型は布材2枚とモルタル分の引張剛性と見なせ、布材1枚の引張剛性より大きいためである。なお前述の通りケース1の沈下量が小さいのは、早期に張ブロックが変状しすべり土塊が法尻に堆積して沈下量を抑える方向に働いたためであり、保護工の効果により沈下量を抑えた結果ではないこと、変形率は大きく、堤体全体の変形を押しえるものではないことから、法面保護工による堤体安定性向上効果とは見なせない。

図-3.25, 図-3.26からは以下のことが分かる。

- ① ケース4, 5では端部の固定によりケース1のように保護工自体がすべり落ちる現象は見られなかった。上下端部を固定することで保護工がすべり落ちるのを防ぎ、抵抗力が発揮されていることが分かる。
- ② ケース4ではまずブロックマットが折れ始め ($t=3$ s), その後下端部の引抜き ($t=5$ s), すべり発生と上部の引抜きが生じた ($t=7$ s). ケース5では下端部の引抜きが見られ ($t=5$ s), 同時に保護工がやや湾曲し, その後すべり発生と上部の引抜きが生じ ($t=7$ s), 保護工の折れが進行した ($t=9$ s). このことから、引抜き抵抗力より保護工の引張剛性が小さいとまず保護工が変状し、抵抗力が発揮されなくなるが、引張剛性が強くても端部の引抜きが生じるとその抵抗力が失われることが分かる。

図-3.27～図-3.29からは、天端の加速度に着目すると、ケース4, 5の加速度が図-3.25, 図-3.26からすべりが発生している $t=7$ s付近から小さくなっているのに対し、ケース1はあまり変化がないことが分かる。ケース4, 5では保護工による抵抗が働いている間は堤体のかたちが変わらず、加速度は増幅しているが、すべりが発生することで堤体の形状が変わり、固有周期が変化することで加速度が小さくなっていると考えられる。ケース1は早い段階から保護工の変形や堤体のすべりが発生しているため、ケース4, 5のような変化が生じていないものと考えられ、この違いも保護工により抵抗力が働いていることを示している。

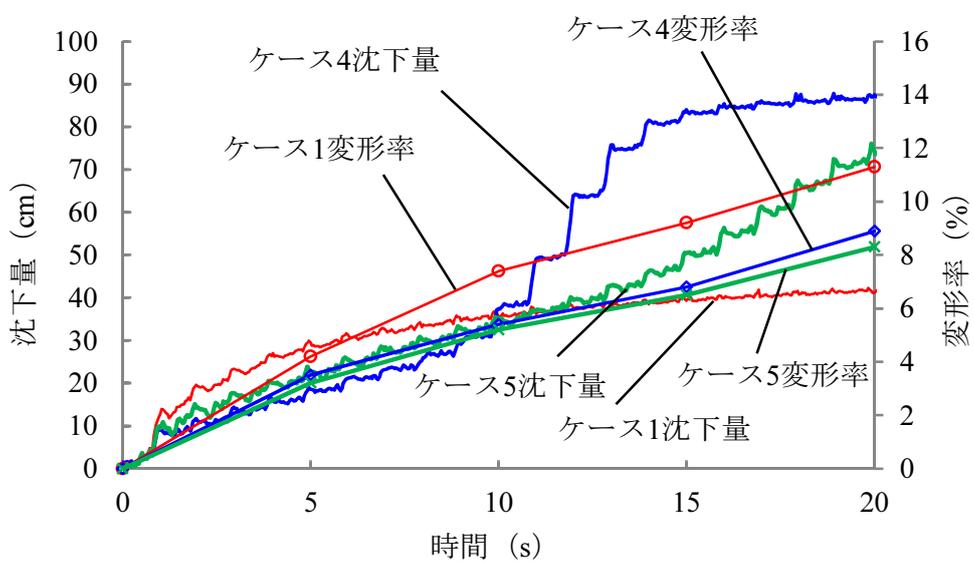
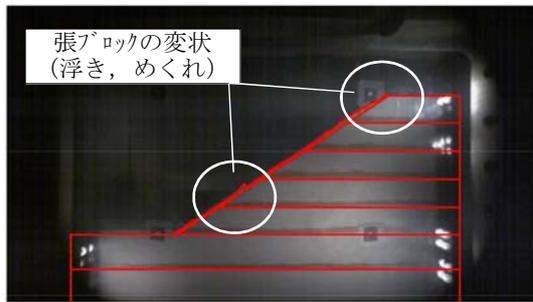
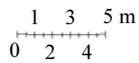
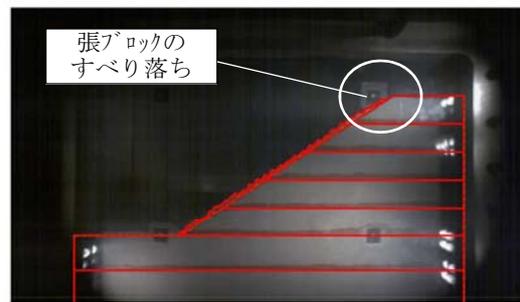


図-3.24 ケース1, 4, 5の天端の時刻歴沈下量と変形率

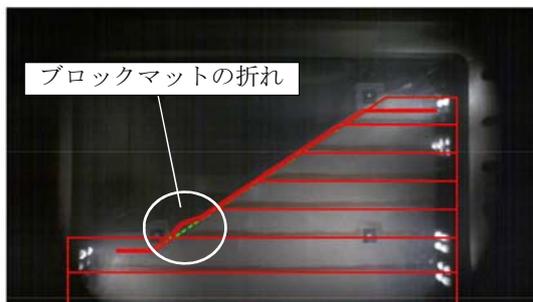
Scale



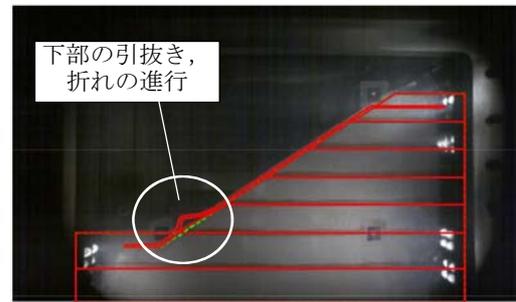
(ケース1: $t=1$ s)



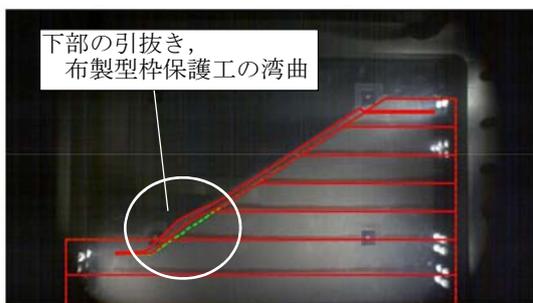
(ケース1: $t=3$ s)



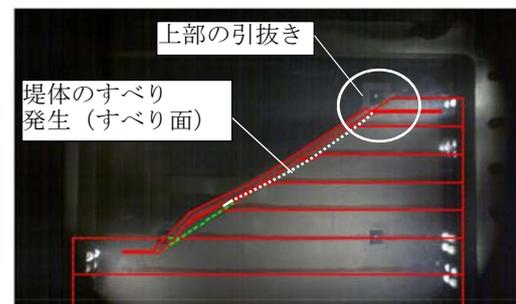
(ケース4: $t=3$ s)



(ケース4: $t=5$ s)



(ケース5: $t=5$ s)



(ケース5: $t=7$ s)

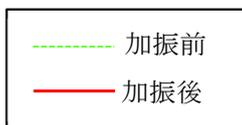
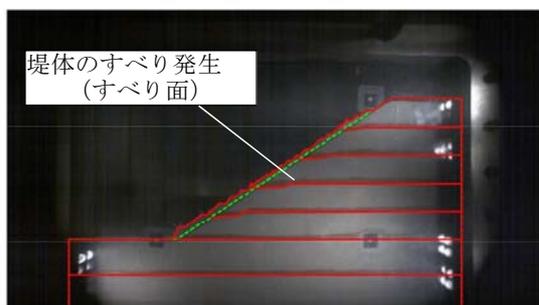
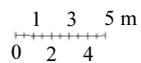
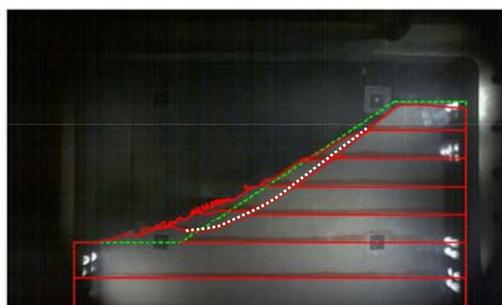


図-3.25 ケース1, 4, 5の特徴的な段階の時刻と変形図 (1/2)

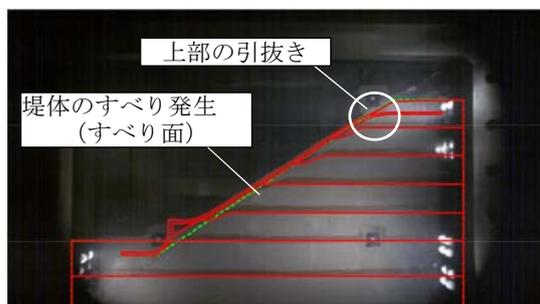
Scale



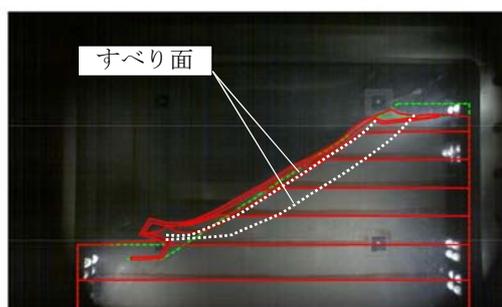
(ケース1: $t=5$ s)



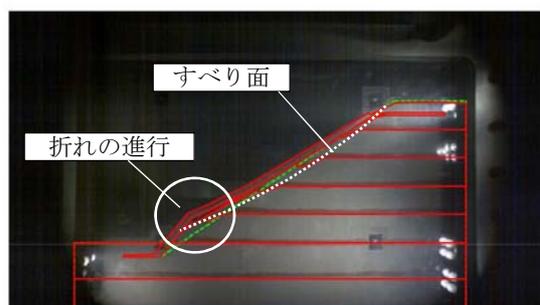
(ケース1: $t=20$ s)



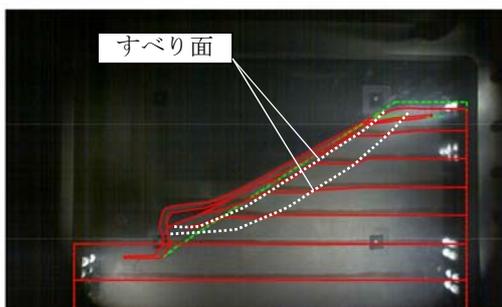
(ケース4: $t=7$ s)



(ケース4: $t=20$ s)



(ケース5: $t=9$ s)



(ケース5: $t=20$ s)

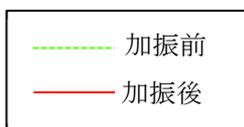
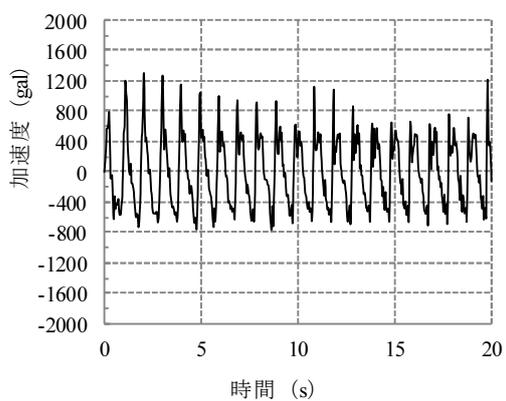
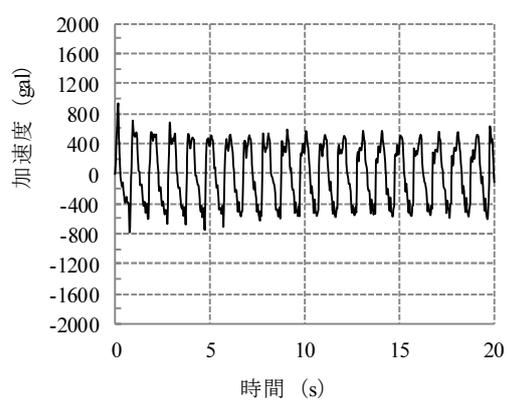


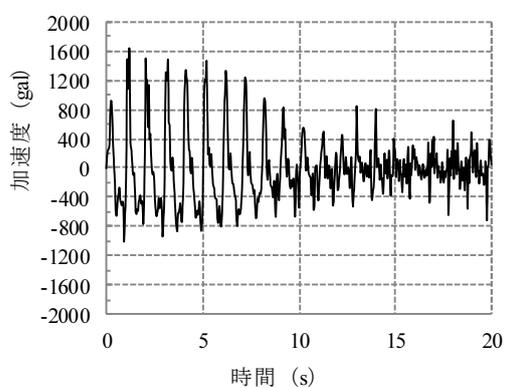
図-3.26 ケース1, 4, 5の特徴的な段階の時刻と変形図 (2/2)



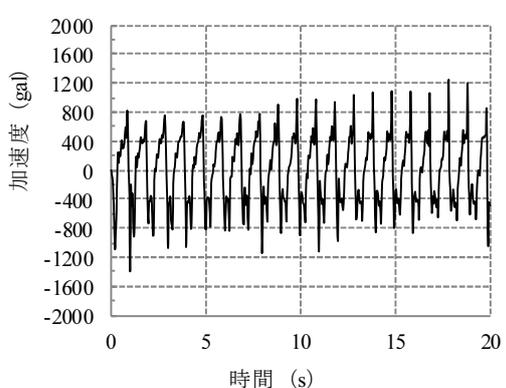
(ケース1：天端)



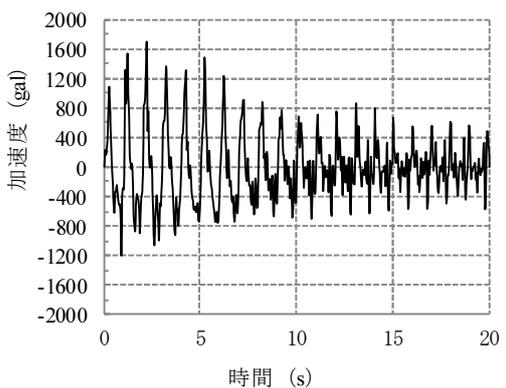
(ケース1：2段目)



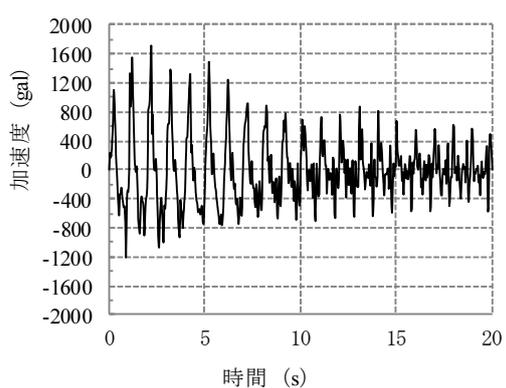
(ケース2：天端)



(ケース2：2段目)

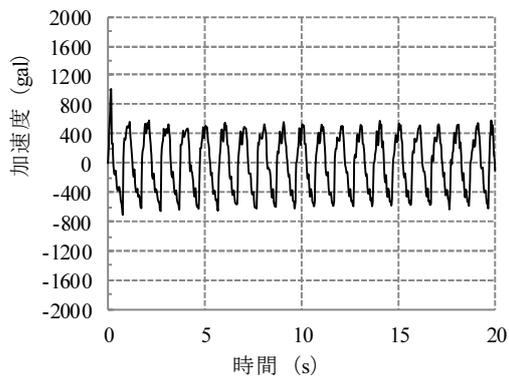


(ケース3：天端)

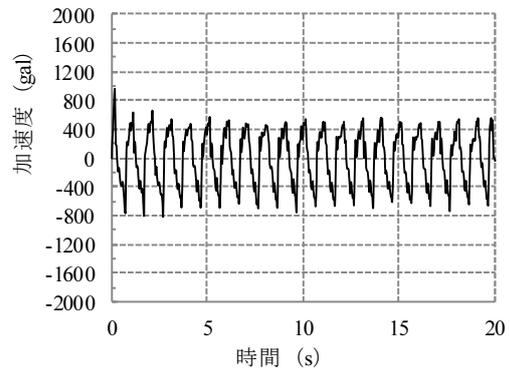


(ケース3：2段目)

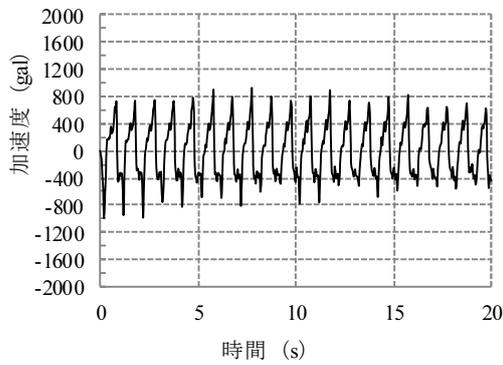
図-3.27 ケース1, 4, 5の各深度の時刻歴加速度 (1/3)



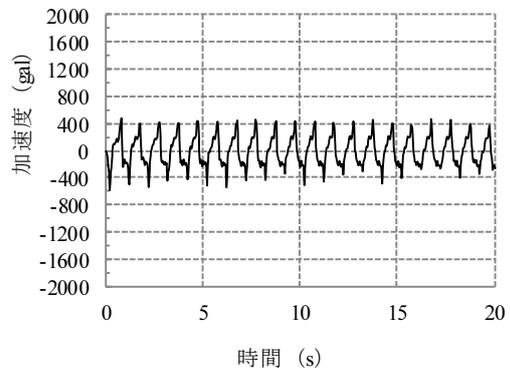
(ケース1：3段目)



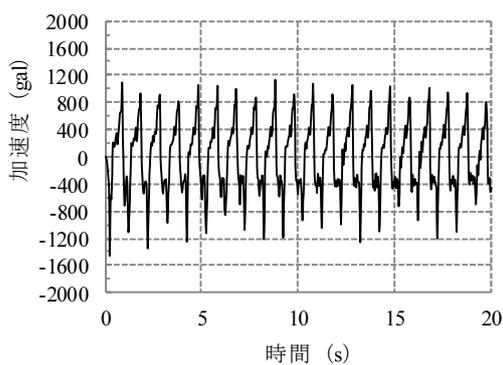
(ケース1：4段目)



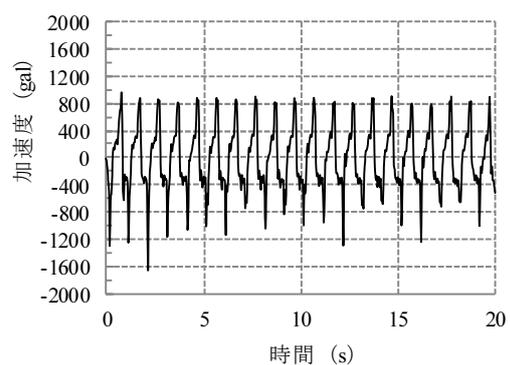
(ケース2：3段目)



(ケース2：4段目)

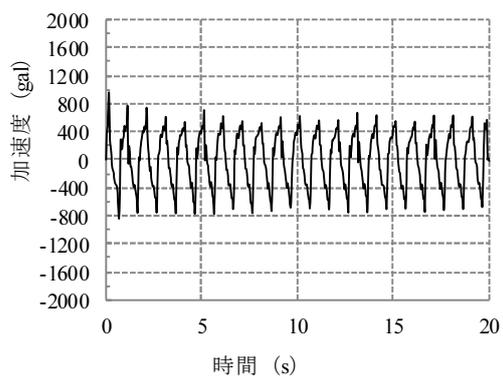


(ケース3：3段目)

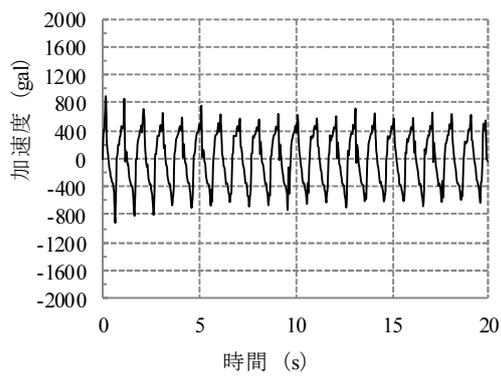


(ケース3：4段目)

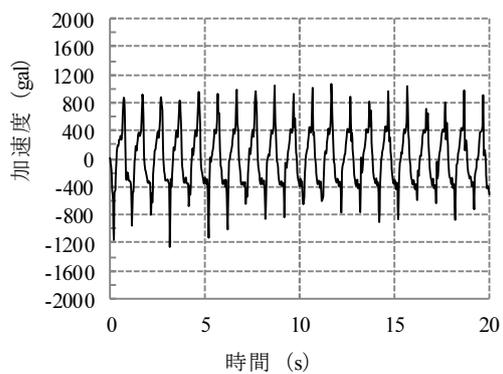
図-3.28 ケース1, 4, 5の各深度の時刻歴加速度 (2/3)



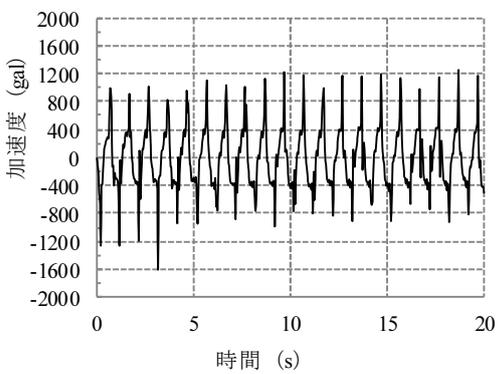
(ケース1：5段目)



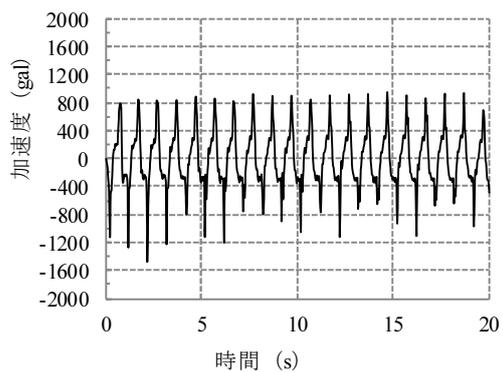
(ケース1：6段目)



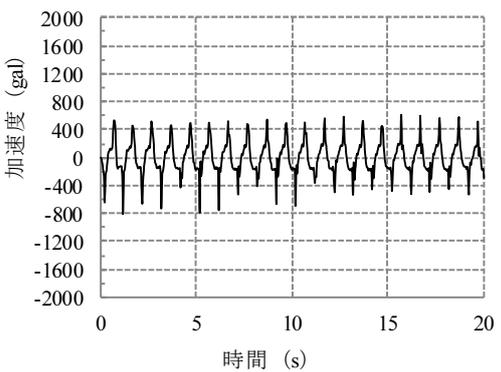
(ケース2：5段目)



(ケース2：6段目)



(ケース3：5段目)



(ケース3：6段目)

図-3.29 ケース1, 4, 5の各深度の時刻歴加速度 (3/3)

3.6.2 実験結果を踏まえた法面保護工の変状メカニズムの考察

各実験結果より，法面保護工の変状メカニズムは以下の通り考察できる．

- ①通常の設置方法では法面保護工に作用する滑動力が摩擦抵抗力を上回ると変状する．
- ②保護工の端部を固定すると，固定部の引抜き抵抗力により法面保護工の引張剛性による引張抵抗力が働き堤体の変形を抑える．
- ③引抜き抵抗力が同じであれば，保護工の引張剛性が大きいほど堤体の変形抑制効果が高く，実験では布製型枠保護工が最もその効果が高い．

3.6.3 端部を固定した法面保護工による堤体安定性向上効果のメカニズムの定式化

堤体の変形を実験で見られたすべり線より円弧状のすべりとして仮定し，土塊の滑動力に対して法面保護工の抵抗力 P が働くとする，**図-3.30** のような力の釣り合いが必要となる．なお，端部の固定形状はここでは遠心模型実験の形状に合わせて整理した．法面保護工には $P \cdot \cos\theta_1$ の力が抵抗として作用する必要がある，この上限は保護工の引張剛性，あるいはすべり円弧と法面との交点から上部，下部それぞれの抵抗力である．上下部の抵抗力は，端部の固定部の引抜き抵抗及び法面上の摩擦抵抗が考えられる．

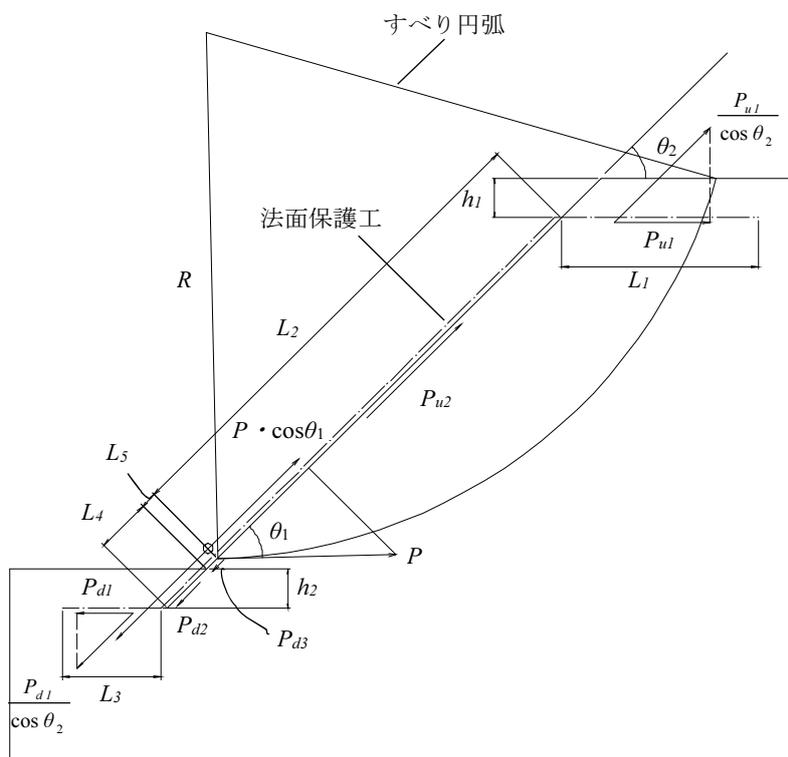


図-3.30 法面保護工による補強効果模式図

これらの力の釣り合いから、法面保護工の抵抗力算定式を式 (3.1) として提案する。ここに、 P は法面保護工の抵抗力 (kN/m), θ_1 はすべり円弧と法面との交点におけるすべり円弧の接線と法面のなす角 (°), θ_2 は法面と水平面のなす角 (°), T は保護工の引張剛性 (kN/m), P_{u1} は保護工上部根入れ部 (水平部) の引抜き抵抗 (kN/m), P_{u2} は保護工上部斜面部の摩擦抵抗 (kN/m), P_{d1} は保護工下部根入れ部 (水平部) の引抜き抵抗 (kN/m), P_{d2} は保護工下部根入れ部 (斜め部) の引抜き抵抗 (kN/m), P_{d3} は保護工下部斜面部の摩擦抵抗 (kN/m) を表している。

$$P \cdot \cos\theta_1 = \min \left(T, \frac{P_{u1}}{\cos\theta_2} + P_{u2}, \frac{P_{d1}}{\cos\theta_2} + P_{d2} + P_{d3} \right) \quad (3.1)$$

各抵抗は 2.4.2 に示した軟弱地盤における土中に埋設されたジオテキスタイルの引抜き抵抗の式 (2.5) を参考に式 (3.2) ~ (3.6) で表す。ここに、 C^* は法面保護工と土との粘着力 (kN/m²), ϕ^* は法面保護工と土との内部摩擦角 (°), W は法面保護工の単位面積当たり重量 (kN/m²), k は水平震度, μ は法面保護工の摩擦係数, σ_{v1} , σ_{v2} , σ_{v3} は法面保護工と土との接触面における鉛直応力 (kN/m²), L_1 は保護工上部の根入れ長 (水平部) (m), L_2 は法面部におけるすべり円弧と法面保護工の交点から上端部までの斜長 (m), L_3 は保護工下部の根入れ長 (水平部) (m), L_4 は保護工下部の根入れ長 (斜め部) (m), L_5 は法面部におけるすべり円弧と法面保護工の交点から下端部までの斜長 (m) である。

$$P_{u1} = 2 (C^* + \sigma_{v1} \tan \phi^*) L_1 \quad (3.2)$$

$$P_{u2} = (W \cos \theta_2 - W k \sin \theta_2) \cdot \mu \cdot L_2 \quad (3.3)$$

$$P_{d1} = 2 (C^* + \sigma_{v2} \tan \phi^*) L_3 \quad (3.4)$$

$$P_{d2} = 2 (C^* + \sigma_{v3} \tan \phi^*) L_4 \quad (3.5)$$

$$P_{d3} = (W \cos \theta_2 - W k \sin \theta_2) \cdot \mu \cdot L_5 \quad (3.6)$$

式 (3.1) における P に、すべり円弧の半径 R を乗じた値が、堤体の抵抗モーメント M_R に加わり、土塊の滑動モーメント M_D に抵抗する。これを安全率 F_S として表すと、式 (3.7) のとおりとなる。

$$F_S = \frac{M_R + P \cdot R}{M_D} \quad (3.7)$$

これらの式からは、以下のことが言え、3.6.2で考察したメカニズムにも合致する。

- ①引抜き抵抗や法面の摩擦抵抗が同じであれば法面保護工の材料の引張剛性が大きい程すべりに対する抵抗力が大きくなる。ただし、引抜き抵抗を上回る抵抗力は発揮しない。
- ②法面の摩擦抵抗力を大きくする程抵抗力が大きくなる。
- ③固定部の引抜き抵抗を大きくする程抵抗力が大きくなる。

遠心模型実験結果では最大水平震度800 gal、すなわち水平震度 $k=0.8$ の地震動を作用させたが、この結果を本式に当てはめると図-3.31、表-3.7の結果となり、以下のとおり実験結果と整合することが分かった。

- ①無対策時の安全率0.559であるのに対し、法面保護工の抵抗により安全率は増加するが、安全率1.0を下回り実験と同様にすべりが発生することが示される。
- ②ブロックマット工のケースでは上下部の固定による抵抗力よりブロックマット模型の引張剛性の方が小さく、実験で引抜きより先に法面保護工が折れ曲がり始めた現象を表している。
- ③布製型枠保護工のケースでは、下部の固定による抵抗力が最も小さく、実験で下部から引き抜きが生じている現象を表している。

なお、この時の土塊の滑動モーメント M_D 、堤体の抵抗モーメント M_R 、すべり円弧の半径 R については、円形すべり面スライス法（修正フェレニウス法）で最小安全率を示す円弧の場合の結果として求めた。また、ジオテキスタイルと地盤の引抜き抵抗は土のダイレイタンス効果や拘束効果による力学的相互作用³²⁾、粒子の影響³³⁾、ジオテキスタイルの形状の影響³⁴⁾等があり、材料や有効上載圧に応じて引張試験を実施して求めることが望ましいが、ここでは C^* 、 ϕ^* について、「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」⁴⁾を参考に、ジオテキスタイルの設計で一般に用いられる値として、 C^* は土の粘着力 C の1/2として $C^*=0.5C$ 、 ϕ^* は土の内部摩擦角 ϕ と等しいとして $\phi^*=\phi$ として設定した。材料の引張剛性 T については、ブロックマットは実験に用いた布材の引張強度、布製型枠保護工は布材の引張強度2枚分（ $78.4 \times 2 = 156.8 \text{ kN/m}$ ）にコンクリートの引張剛性として「2017年制定 コンクリート標準示方書 【設計編】」³⁵⁾より圧縮強度 f_{ck} に対して $0.23f_{ck}^{2/3}$ の引張剛性 $0.23 \times (44.7 \text{ N/mm}^2)^{2/3} \times \text{厚み}100 \text{ mm} = 289.9 \text{ N/mm} = 289.9 \text{ kN/m}$ を加えて設定した。

3.7 まとめ

本実験では、法面保護工の設計方法の妥当性を確認するために通常の設定方法における変状メカニズムを確認すること、及び、堤体安定性に与える効果を期待して、端部を土中に固定した法面保護工の模型実験を行った。本章で得られた知見を以下に整理する。

- ①通常の設定方法では法面保護工に作用する滑動力が摩擦抵抗力を上回ると変状する。このメカニズムは張ブロック工、ブロックマット工、布製型枠保護工いずれも同様である。
- ②保護工の端部を土中に固定すると、固定部の引抜き抵抗力により法面保護工の引張剛性による引張抵抗力が働き、堤体の変形を抑えることができる。
- ③引抜き抵抗力が同じであれば、保護工の引張剛性が大きいほど堤体の変形抑制効果が高く、実験では布製型枠保護工が最もその効果が高い。
- ④堤体の変形を円弧状のすべりとして仮定し、土塊の滑動モーメントに抵抗する力として、ジオテキスタイルによる軟弱地盤上の盛土補強工法の計算式を参考に端部の固定による引抜き抵抗力を定式化し、提案した。この引抜き抵抗力と保護工の引張剛性との小さい方の力が抵抗モーメントとして作用するとして、提案式から検討できる挙動が実験と合致していることが確認できた。

次章では、本章で効果が期待できることが明らかとなった端部を固定した布製型枠保護工について、無対策時と天端の沈下量や変形形状を比較し、その効果を検証すると共に、本章で定式化した提案式の妥当性を検証する。特に、ケース1の実験結果から明らかになったように、表層すべりによる土砂の堆積により変形は大きいものの沈下量が少なくなるなど、法面保護工の効果の検証が不明確となるおそれがあるため、より不安定な断面で検証実験を行い、法面保護工の堤体安定性向上効果を明らかにする。

第 4 章 遠心模型実験による法面保護工設置時と無対策時との比較

4.1 概説

本章では、前章で最も堤体安定性に与える影響が大きく効果的と考えられる端部を土中に固定した布製型枠保護工に対して、無対策時と法面保護工設置時について段階的に水平震度が大きくなるような入力加速度を与えることで、震度毎の変形状況や天端沈下量、端部の引抜き状況、すべり発生状況を遠心模型実験により比較し、その効果を検証した。また、前章で定式化した提案式により、安全率が1.0を下回る水平震度を逆算し、それぞれのケースで実験におけるすべり発生震度との比較を行い、提案式の妥当性を検証した。

4.2 比較実験の条件

4.2.1 実験ケース

実験ケースを表-4.1に、実験模型形状を図-4.1に示す。第 3 章の実験ケースから引き続いてケース番号を設定することとし、ケース6を無対策断面、ケース7を布製型枠保護工断面として設定した。このとき、前章のケース1（張ブロック工）の結果より、無対策時は法尻部の表層すべりによる土砂の堆積により安定性が向上し、法面保護工の効果の検証が困難となることが考えられたため、より不安定で法面保護工の効果の検証がしやすい断面として法面勾配を1:1.0に変更した模型とした。これらの模型で40 Gの遠心載荷場で実験を行った。なお、ケース7の布製型枠保護工断面については、ケース5と同様に、上部と下部の端部を土中に埋め込む形状とした。

表-4.1 比較実験ケース

実験ケース	法面保護工	法面保護工の設置方法
ケース6	なし	なし。法面勾配は1:1.0.
ケース7	布製型枠保護工	設置方法変更：下部と上部にシート部を根入れして固定。固定方法は、上部は土被り20 mmの位置に水平長100 mm, 下部は20mmの土被りを確保した後50 mmの水平長を確保。水平部はシートのみとした。

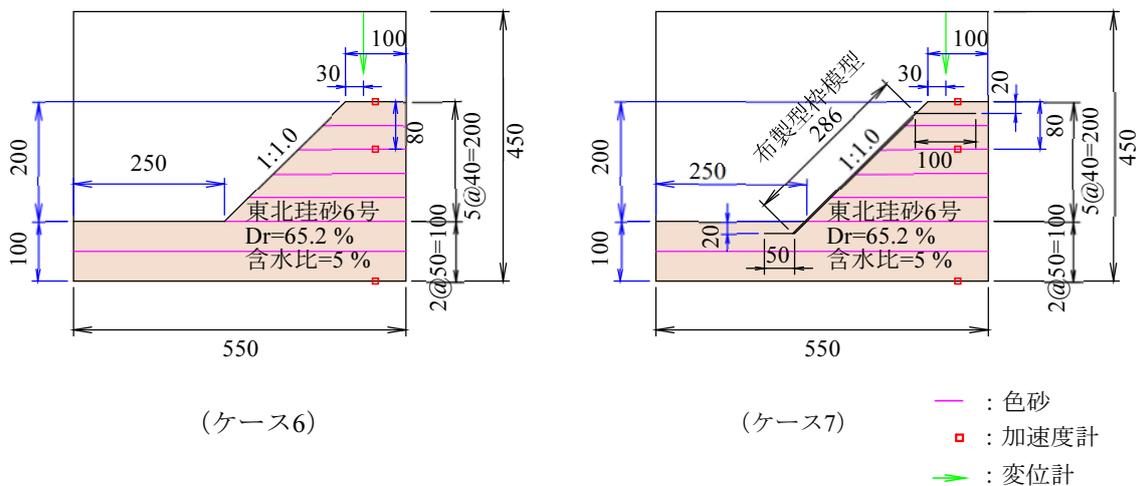


図-4.1 比較実験模型形状

4.2.2 入力加速度の設定

比較実験に設定した入力加速度を図-4.2に示す。振動台の入力加速度（1 G場換算）は、前章の条件と同様に、周波数1 Hzの正弦波に近い形状を有する規則波形とし、振幅は、地震動の大きさに対する変状やすべり発生を比較するために、段階的に水平加速度が大きくなるように設定した。ここでは、30波で100 galから800 galに大きくなる波形を設定した。

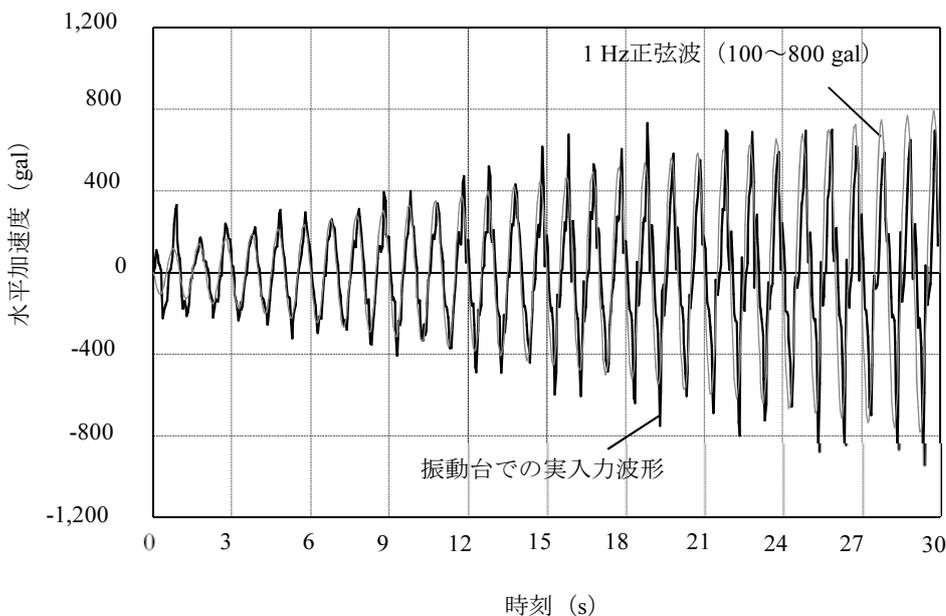


図-4.2 比較実験の入力加速度

4.2.3 計測項目

図-4.1に計測機器の配置を示す。本実験における計測項目は以下のとおりである。変位計について、表層のすべり量を適切に把握するため、ケース1～5では法肩から50 mmとしていた位置を法肩から30 mmの位置に変更した。また、ケース1～5では堤体部に4 cm毎に加速度計を設置して加速度を計測したが、本ケースでは天端の加速度に着目することと、第3章で定式化した提案式の水平震度として入力するために平均的な水平震度を計測する目的で堤体中央部の加速度を計測することとし、天端と上部から80 mmの位置の2箇所を設置した。

なお、模型地盤の作成手順や模型実験の手順は第3章と同様である。

1. 天端の変位（沈下量）
2. 基礎地盤の加速度（入力波形）
3. 天端部と堤体中央部の加速度
4. 堤体形状の変形（画像からのスケッチ）
5. 変形率

4.3 実験結果

4.3.1 実験結果

図-4.3に実物スケールでの天端部の時刻歴沈下量と堤体部の変形率を、図-4.4に段階毎の変形形状、図-4.5に天端の加速度波形、図-4.6に堤体中央部の加速度波形示す。図-4.3には、加速度に対する状況が分かるように、入力加速度波形も合わせて示した。

図-4.3からは、天端沈下量、変形率共に、法面保護工を設置したケース7の方が無対策に比べて非常に小さくなっていることが分かる。ケース6では沈下量は $t=20$ s付近から急激に大きくなっているがケース7では徐々に沈下量は増加しているものの急激な沈下量の増加は生じていない。また、変形率もケース6では $t=13$ s付近から大きくなっているが、ケース7では $t=19$ s付近まで変形率はほぼ0 %である。変形については図-4.4からも、ケース6では $t=9$ sで法尻のすべりが始まり、 $t=13$ sでその上部がすべり始め、 $t=19$ sから全体的なすべりが発生していることが分かる。一方、法面保護工を設置したケース7では、 $t=9$ s、 $t=13$ sでは法面に大きな変形やすべりは見られず、 $t=19$ sで天端固定部の下からすべりと下部の引抜きが発生した。最終的な沈下量は無対策時のケース6で95 cm、法面保護工設置時のケース7で23 cmとケース7の方がケース6の約24%に抑えられている。変形率もケース6で19.8%、ケース7で8.4%とケース7の方がケース6の約42%に抑えられている。

図-4.5の天端の加速度波形では、ケース6は $t=20$ s付近から大きなすべりが発生し、天端が大きく変形したため、加速度波形が乱れており、 $t=20$ s付近からの加速度の増幅は不明であるが、それまでを見るとケース7の方が増幅が大きいことが分かる。また、ケース7は加振終了時まで増幅しており、これも法面保護工を設置している効果であると考えられる。

図-4.6ではケース7はほぼ入力加速度と同じ値を示しているが、ケース6は入力加速度よりも小さくなっており、早期にすべりが発生するため、変状の影響で、増幅の仕方が異なっていると考えられる。また、各ケースですべりが発生した時刻はケース6で $t=9$ s、ケース7で $t=19$ sであるが、その時刻の堤体中央部の加速度はケース6で約270 gal、ケース7で約570 galとなっており、法面保護工を設置することで無対策に比べ大きな地震動にも耐える効果があることが分かった。

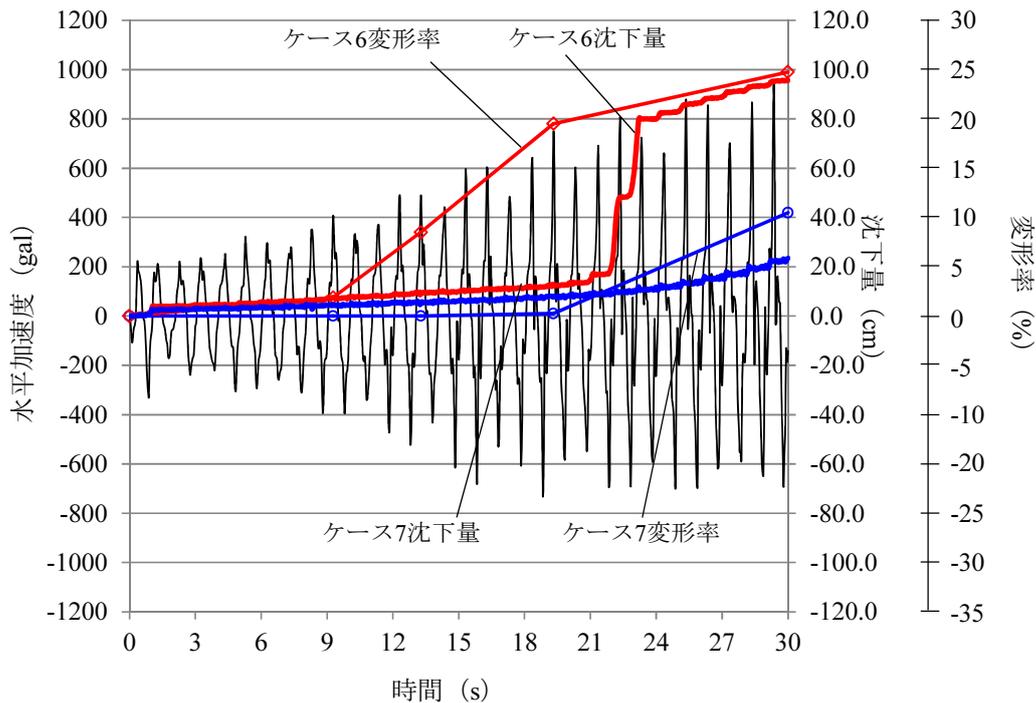


図-4.3 比較実験の天端の時刻歴沈下量と変形率

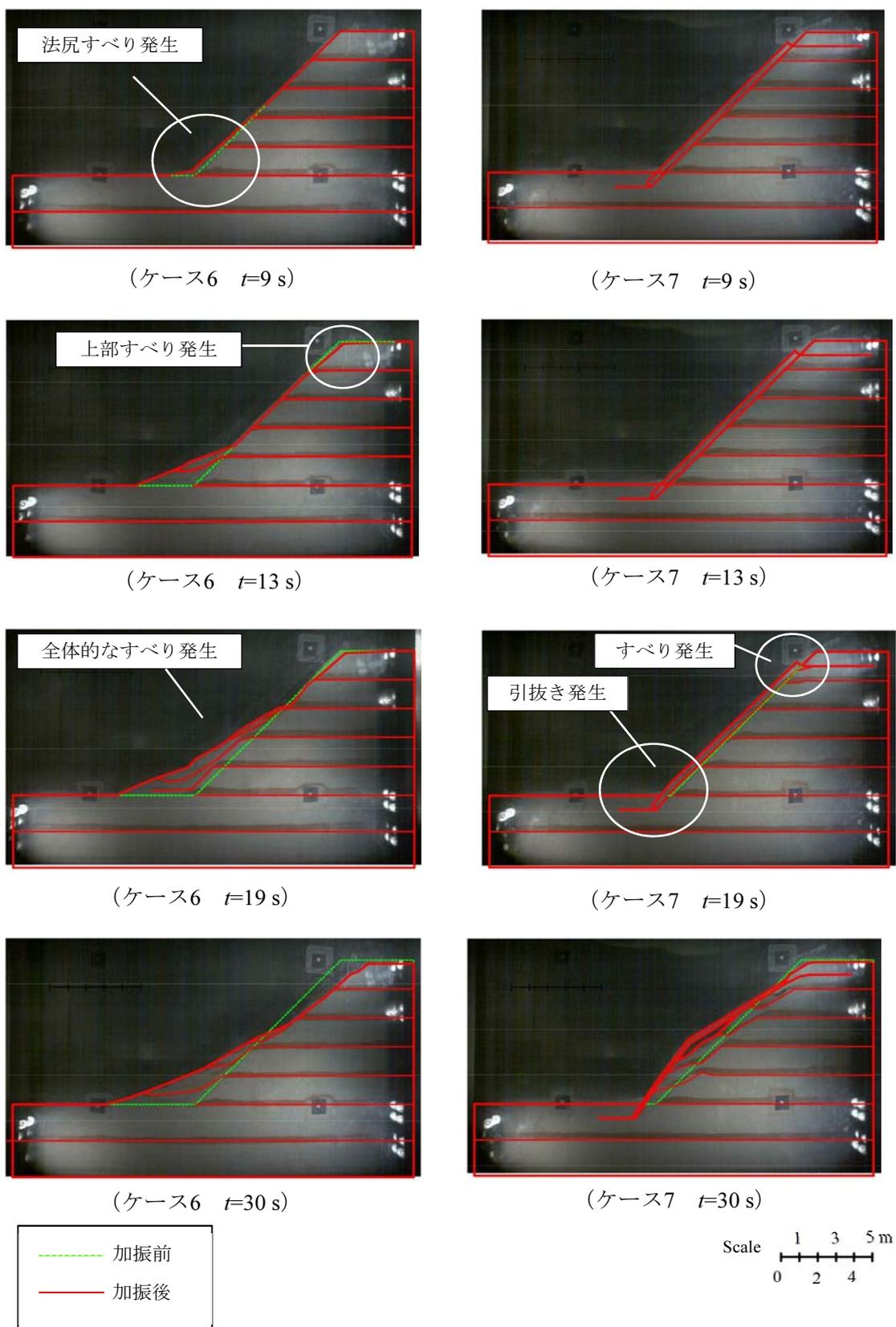


図-4.4 比較実験の加振後の変形図

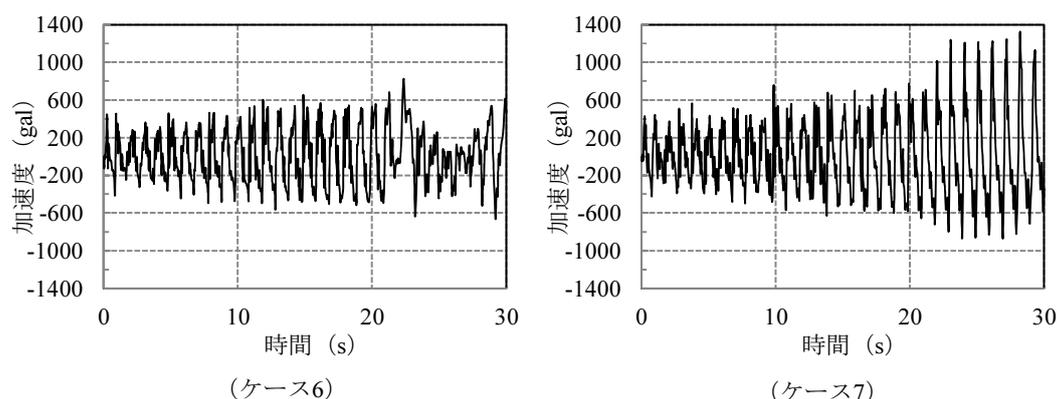


図-4.5 比較実験の天端の加速度

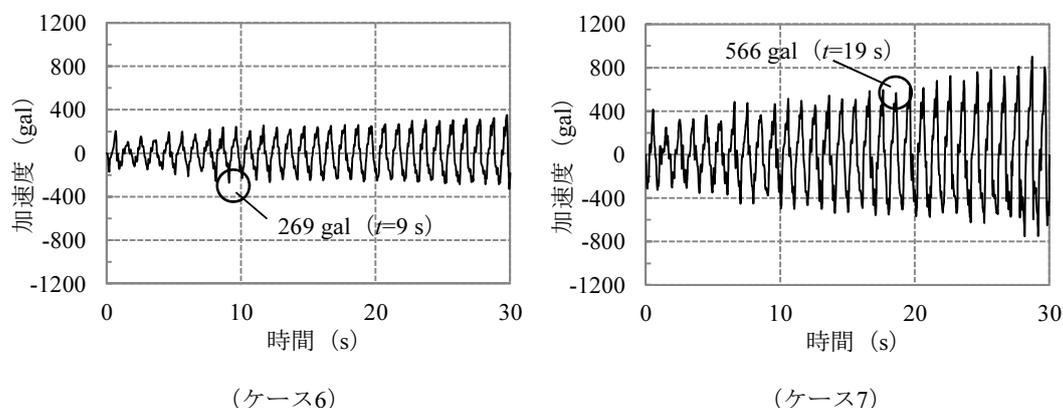


図-4.6 比較実験の堤体中央部の加速度

4.3.2 実験結果を踏まえた法面保護工設置の効果

実験結果より、上部と下部の端部を土中に固定した布製型枠保護工による法面保護工を設置すると無対策に比べて法面の変状・沈下を抑制する効果があることが明らかとなった。その効果は、保護工の引張剛性や上下の引抜き抵抗が土塊の滑動力を上回っている間発揮される。このことはケース7では下部の引抜きに合わせてすべりが発生していることから分かるが、保護工の引張剛性や上部の引抜き抵抗より下部の引抜き抵抗が小さいため、下部の引抜き抵抗を上回った段階で抵抗力が発揮されなくなり、すべりが発生したものと考えられる。実験において下部の固定は模型寸法で水平長50 mm、土被り20 mmであり、上部は同じ土被り20 mmでも水平長を100 mm確保しており、上部の引抜き抵抗の方が大きいと考えられ、この現象は前章で示した補強効果のメカニズムにも合致する。

4.3.3 提案式による実験結果の検証

前章で定式化した提案式 (3.7) で、無対策時と法面保護工設置時の安全率が 1.0 を下回る際の水平震度 (=限界水平震度と呼ぶ) を求めると表-4.2 のとおりとなった。なお、それぞれ水平震度を 0.1 刻みで変化させ、修正フェレニウス法で滑動モーメントと抵抗モーメントを求め、法面保護工による抵抗モーメントは前章で整理した式 (3.1) ~式 (3.6) により求めた。0.1 刻みで初めて安全率が 1.0 を下回った震度を限界水平震度と定義した。無対策時の限界水平震度は 0.29、布製型枠保護工設置時の限界水平震度は 0.55 となり、実験においてすべりが発生した加速度が無対策で 269 gal \approx 水平震度 0.27、法面保護工設置時に 566 gal \approx 0.57 であるため、ほぼ合致した結果となり、提案式の妥当性が示された。なお、保護工設置時における保護工、上部固定部、下部固定部の抵抗力の中では、下部の抵抗力が最も弱く、ケース 7 の実験結果の $t=19$ s 付近で下部から変状が生じた現象とも合致している。

以上の検証により、力の釣り合いから求めた前章の提案式により、無対策時に比べ、有意に法面保護工による堤体安定性向上効果を示すことができることが分かった。

表-4.2 提案式による各ケースの限界水平震度

ケース	無対策時	保護工設置時
限界水平震度	0.29	0.55
円弧半径 R (m)	10.8	10.8
抵抗モーメント M_R (kN \cdot m/m)	3726.9	3191.1
滑動モーメント M_D (kN \cdot m/m)	3767.1	4762.5
上部の抵抗力 P_u (kN/m)	-	170.6
下部の抵抗力 P_d (kN/m)	-	102.3
法面保護工の引張剛性 (kN/m)	-	446.7
法面保護工の抵抗力 (kN/m)	-	102.3
保護工による抵抗モーメント (kN \cdot m/m)	-	1528.4
安全率	0.989	0.991

このように、式 (3.1) ~式 (3.7) 章で示した提案式で実際のすべり発生時の震度を推定することができたが、実設計に採用する場合には様々な安全性を考慮すべきである。このため、以下に示す 3 点の安全性を見込み、実設計では式 (4.1)、式 (4.2) を提案する。

- ①目標安全率は 1.2 とする。これは「土地改良事業設計指針 ため池整備」¹⁵⁾に地震時の安全率として設定されているものである。
- ②斜面上の摩擦抵抗 P_{u2} 、 P_{d2} は無視する。実験時の挙動を観察すると、動的な地震時にお

いては、左右に繰り返される慣性力から保護工が一時的に斜面から離れ、空中に浮く現象が見られた。端部が固定されているため、それがただちに変状にはつながらなかったが、この時摩擦抵抗は働いていないことになる。このため、斜面上の摩擦抵抗は無視する。

- ③布製型枠保護工の引張剛性は許容応力度より設定する。今回、数式による布製型枠保護工の引張剛性は、試験で求めた圧縮強度 f_{ck} に対して $0.23f_{ck}^{2/3}$ の引張剛性とした。無筋コンクリートの許容応力度は、一般に安全率を考え、 $0.23f_{ck}^{2/3}$ の 1/7 とする。また、強度についても実設計では設計基準強度を取ることになる。このため、コンクリート強度 18 N/mm^2 の引張剛性は、厚み 0.1 m の場合、 $0.23 \times 18^{2/3} / 7 \times 100 = 22.6 \text{ N/mm}^2 = 22.6 \text{ kN/m}^2$ となる。

$$P \cdot \cos\theta_1 = \min \left(T, \frac{P_{u1}}{\cos\theta_2}, \frac{P_{d1}}{\cos\theta_2} + P_{d2} \right) \quad (4.1)$$

$$F_s = \frac{M_R + P \cdot R}{M_D} \geq 1.2 \quad (4.2)$$

なお、法面保護工の引張剛性 T について、補強盛土に用いられるジオテキスタイルではクリープによる低減を見込むが、ここでは低減を見込まないこととした。これは、法面保護工は堤体法面上に設置され、補強盛土で土中に設置されるジオテキスタイルのように常時持続応力が作用しないこと、最大引張強さは引張速度に支配され、ジオテキスタイルがクリープ破壊しない限りクリープ現象の履歴に影響されず、クリープ破断に対する安全率の適用は不要と報告されていること^{36), 37)}から、設定した。

この式 (4.1)、式 (4.2) で布製型枠保護工設置時の安全率 1.2 となる水平震度を求めると表-4.3 のとおり水平震度 0.40 となり、表-4.2 で示した限界水平震度 0.55 を 27% 下回り、安全性を見込んだ結果となっている。

表-4.3 式 (4.1)、式 (4.2) での安全率 1.2 となるときの水平震度

ケース	保護工設置時
水平震度	0.40
円弧半径 R (m)	10.8
抵抗モーメント M_R (kN・m/m)	3500.2
滑動モーメント M_D (kN・m/m)	4188.2
上部の抵抗力 P_u (kN/m)	167.0
下部の抵抗力 P_d (kN/m)	102.2
法面保護工の引張剛性 (kN/m)	179.4
法面保護工の抵抗力 (kN/m)	102.2
保護工による 抵抗モーメント (kN・m/m)	1526.7
安全率	1.20

4.4 まとめ

本章では、前章で最も堤体安定性に与える影響が大きく、効果的と考えられる端部を土中に固定した布製型枠保護工について、無対策時と天端の沈下量や変形形状を遠心模型実験により比較することで、その効果を検証した。本章で得られた知見を以下に整理する。

- ①端部を固定した布製型枠保護工を設置すると無対策に比べて法面の変状・沈下を抑制する効果がある。
- ②堤体の変形を円弧状のすべりとして仮定し、土塊の滑動モーメントに抵抗する力として、ジオテキスタイルによる軟弱地盤上の盛土補強工法の計算式を参考に端部の固定による引抜き抵抗力を定式化した安全率の計算式で算出される限界水平震度が、実験結果とほぼ合致することが確認できた。

このように、静的な力の釣り合い式からの挙動の確認は行えたが、次章では二次元動的弾塑性有限要素法により、本章で実施した遠心模型実験の再現解析を行い、動的な挙動を確認すると共に、解析及び法面保護工のモデル化手法の妥当性を検証する。

第 5 章 動的有限要素法による遠心模型実験の再現解析

5.1 概説

本章では，遠心模型実験の動的挙動の再現を試みることにし，二次元動的有限要素法解析により第 4 章で実施した遠心模型実験のケース6と7について再現解析を行った．はじめに解析プログラムの概要及び法面保護工のモデル化について述べ，次に再現解析結果より解析手法や法面保護工のモデル化手法の妥当性について検証を行う．

5.2 動的有限要素法の概要

5.2.1 解析プログラムの概要

ジオテキスタイルを用いた補強土壁の挙動に関する多くの解析が有限要素法解析により行われている（例えば，若井ら¹⁹⁾，大島ら²⁰⁾）．本研究では，遠心模型実験の再現解析を行うこと，その上で法面保護工の有無や敷設範囲，強度の違いによる効果や変形量の違いを合理的に予測し，将来的に実設計に反映することを目的としているため，極力簡易なモデルで解析を行うこととし，補強土壁の解析で多くの実績を有する PLAXIS 2D (Ver.2018)³⁸⁾ を解析プログラムとして用いた．このプログラムは，地震応答解析が可能で，要素と要素の間に摩擦係数に相当するインターフェース要素を設定することができ，簡易な地盤モデル（本研究では，Mohr-Coulombモデル）での検討が可能である．また，平面ひずみ三角形要素でメッシュを作成し，6 節点あるいは15 節点を設定できるため，メッシュの形状にあまり結果が左右されないという特徴を持つ．PLAXIS 2Dの検討フローを図-5.1に示す．

本研究では，平面ひずみ6 節点三角形要素でモデル化を行うものとし，土，布製型枠保護工の内部コンクリート，布材は全てソリッド要素でモデル化するものとする．詳細なモデル化については，次項以降に示す．

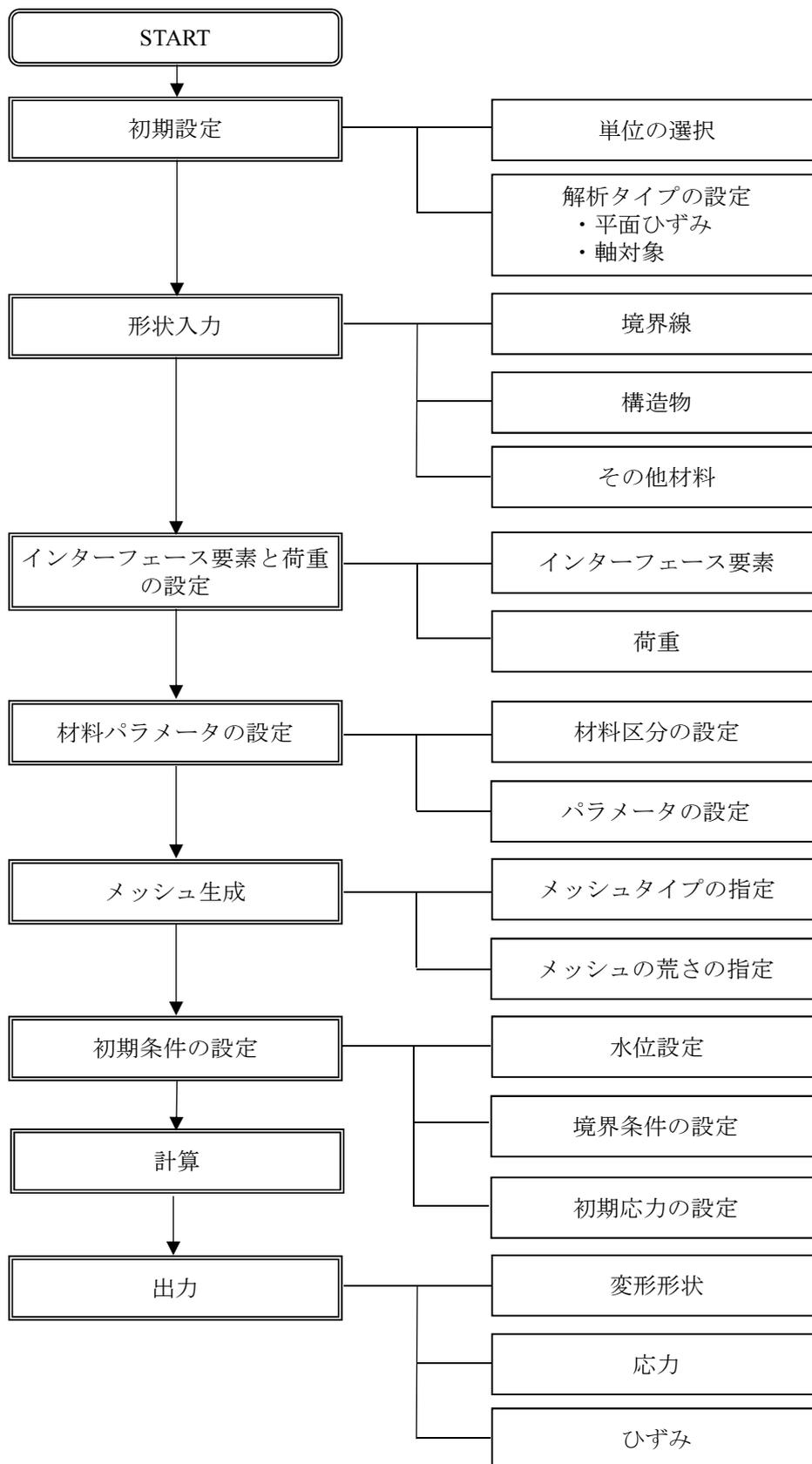


図-5.1 PLAXISの検討フロー

5.2.2 法面保護工のモデル化

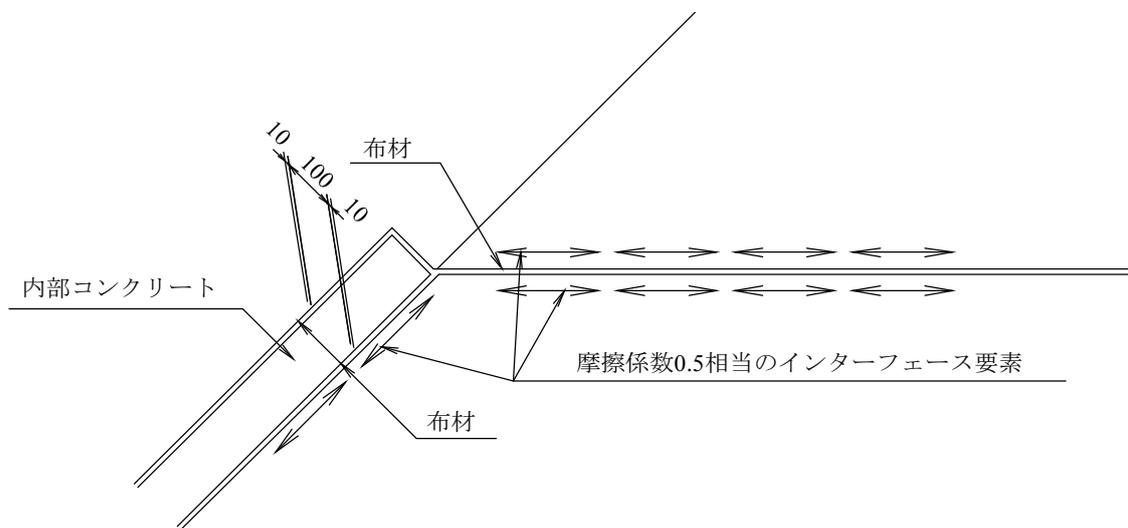
法面保護工のモデル化に当たっては、遠心模型実験の結果より、法面保護工の引張剛性と固定部の引抜き抵抗、斜面の摩擦抵抗を反映する。第3章及び第4章の実験結果及び式(3.2)～式(3.6)から、端部を土中に固定した法面保護工は、保護工の引張剛性と固定部の引抜き抵抗、斜面部の摩擦抵抗により堤体安定性向上効果があることが明らかになっているためである。

また、保護工の強度の再現に当たっては、布製型枠保護工は布材と内部のコンクリート材の複合材料であるため、布材の強度及びコンクリートの強度両方を再現するモデルとする。

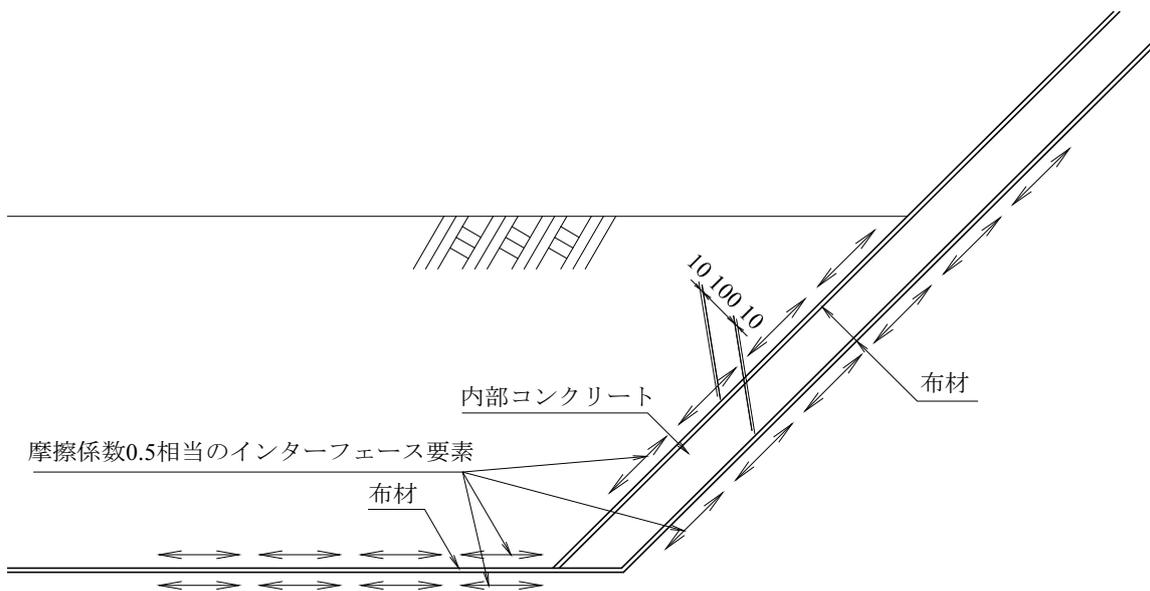
図-5.2に布製型枠保護工のモデルを示す。これをプログラム内でモデル化したものが図-5.3である。なお、布製型枠保護工の布材及び内部コンクリートは第2章に示した若井ら¹⁹⁾や大島ら²⁰⁾の解析結果より、ソリッド要素でモデル化することとした。布製型枠保護工の厚みは、内部コンクリートは模型の厚み2.5 mmを40倍した100 mm（実物と同じ厚み）とし、布材は模型の厚み4.5 mmであり、40倍すると180 mmとなるが、実物の布材の厚みは2～4.5 mmであるため、10 mmの厚みでモデル化を行い、10 mmの厚みに応じた変形係数や強度を設定する。布材と土との間には、斜面上の摩擦による抵抗力や固定部の引抜き抵抗を再現するため、布製型枠保護工の摩擦係数0.5（表-3.5より）相当のインターフェース要素を設定した。インターフェース要素とは、要素と要素が接触しているときには摩擦による抵抗が発生するが、要素の剥離も再現でき、剥離する場合には摩擦抵抗が発生しない要素であり、要素間に発生する圧力 P に対して、ここでは、 $0.5P$ の摩擦抵抗が発生するモデルとした。なお、式(3.2)及び式(3.4)、式(3.5)では、土中の固定部の摩擦抵抗は土の粘着力と内部摩擦角より設定したが、ここではモデルの妥当性を検証する目的で簡易的に斜面と同じ0.5の摩擦係数を入力した。また、土中固定部については、法面保護工の上面と下面の2面の摩擦抵抗が働くようモデル化した。

法面保護工である布製型枠保護工の解析パラメータは、若井ら¹⁹⁾や大島ら²⁰⁾の解析では引張剛性を有するジオテキスタイルを、模擬的に弾完全塑性体のせん断剛性を有する材料として粘着力と内部摩擦角により再現しており、これを参考として表-5.1のパラメータを設定した。コンクリートや布材は弾完全塑性モデルとし、降伏関数にMohr-Coulomb型を適用した。この時これらの圧縮強度、引張強度をせん断強度と見なして粘着力を与えてモデル化した。布製型枠保護工の内部コンクリートは、無筋コンクリートの重量として 23 kN/m^3 、ヤング係数は実験時に圧縮強度試験で確認した圧縮強度約 40 N/mm^2 の係数として、コンクリート標準示方書³⁵⁾に基づき、 $31 \text{ kN/mm}^2=31.00 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ とした。また、弾完全塑性モデルとするため、コンクリート強度を粘着力として入力し、粘着力 C =一軸圧縮強度 $q_u/2$ より、 $C=40 \text{ N/mm}^2/2=20 \text{ N/mm}^2=20.00 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ として設定した。内部摩擦角 $\phi=0^\circ$ 、ダイレイタンス角 $\psi=0^\circ$ 、ポアソン比は同じくコンクリート標準示方書³⁵⁾より0.2として設定した。布製型枠保護工の布材は、遠心模型実験で用いた不織布の諸元を元に設定し、重量はカタロ

グ²⁹⁾値より 135 g/m^2 /厚み 4.5 mm であるため、遠心場での 40 G を考慮し、 $135 \text{ g/m}^2 / 0.0045 \text{ m} \times 40 \text{ G} = 12.00 \times 10^5 \text{ g/m}^2 = 12 \text{ kN/m}^3$ とし、強度は弾完全塑性モデルとするため、実物換算引張強度 78.4 kN/m (表-3.5より) より、厚さ 0.01 m でモデル化することとして、 $C = 78.4 / 0.01 / 2 = 39.20 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ として設定した。また、内部摩擦角 $\phi = 0^\circ$ 、ダイレイタンシー角 $\phi = 0^\circ$ とし、ポアソン比は不織布の2次元引張試験により確認された³⁹⁾ 0.2 とする。変形係数は、使用した不織布の引張強度試験結果より引張強度 78.4 kN/m の時のひずみは 60% であるため、変形係数 $= 78.4 \text{ kN/m} / \text{ひずみ} 60\% / \text{厚み} 0.01 \text{ m} = 13.07 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ とした。モデルの簡略化のため、圧縮時にも引張時と同じ変形係数を仮定した。なお、本検討の目的は実験結果との対比を行い、法面保護工の有無や敷設範囲、強度の違いによる効果や変形量の違いを合理的に予測し、将来的に実設計に反映することであるため、極力簡易なモデルを採用することとした。特に、ジオテキスタイルと地盤系は複雑な力学挙動を示すことが知られている。例えば、土のダイレイタンシー効果や拘束効果といったジオテキスタイルと地盤との間の力学的相互作用 (Alfaro et al.³²⁾) や、ジオテキスタイルを敷設した地盤の巨視的な力学特性の変化 (河村ら⁴⁰⁾)、ジオテキスタイル材料の時間依存性挙動 (Kongkitkul et al.⁴¹⁾) 等である。本研究の主眼はこのような個々の力学現象の厳密なモデル化ではなく、これらの中の力学特性を統合化して合理的に地震時挙動を予測するための解析手法を提案することであり、今回は、ジオテキスタイル材料である布製型枠保護工と土との間に働く作用をインターフェース要素の設定により、有効上載圧により作用する摩擦抵抗として表すこととした。

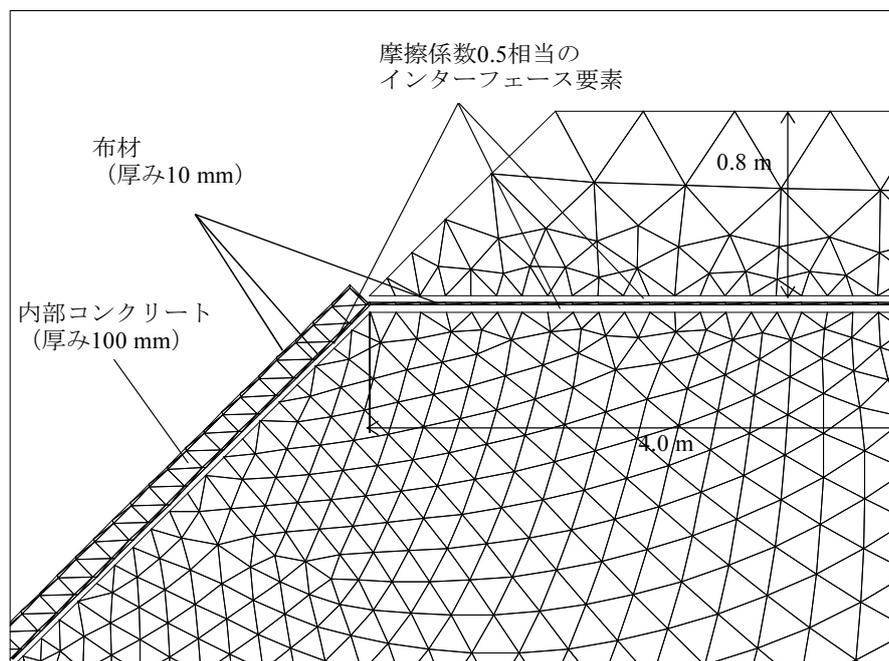


(上部のモデル)

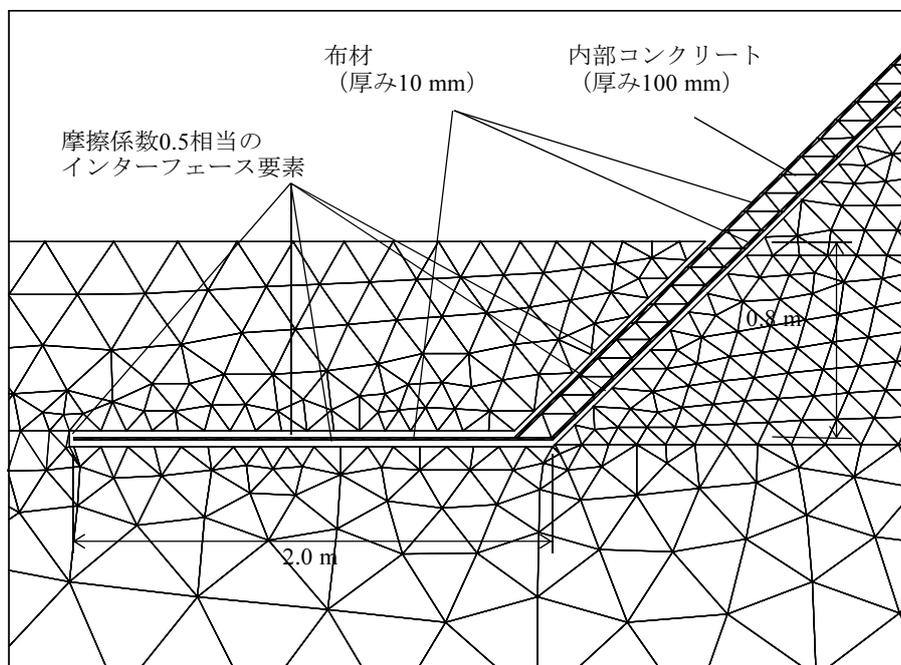


(下部のモデル)

図-5.2 布製型枠保護工のモデル化



(上部の解析モデル)



(下部の解析モデル)

図-5.3 布製型枠保護工の解析モデル

表-5.1 法面保護工の解析パラメータ

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 または 変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	ダイレイタンシー角 (°)
布製型枠 内部コンクリート	23.00	31.00×10 ⁶	0.20	20.00×10 ³	0.0	0.0
布製型枠布材	12.00	13.07×10 ³	0.20	39.20×10 ²	0.0	0.0

5.2.3 解析モデル

再現する実験ケースは第4章で実施したケース6と7とし、各再現解析ケースの解析モデルを図-5.4に示す。地盤は法面保護工と同様に6節点三角形要素とし、ソリッド要素でモデル化する。遠心模型実験では剛壁で四方を囲まれた土槽を用いており、側方端部では地盤と土槽と繰り返し衝突が生じている。実験の再現に当たってはこの繰り返し衝突の影響も考慮に入れるため、底部と両側部の3方に剛壁をモデル化する。

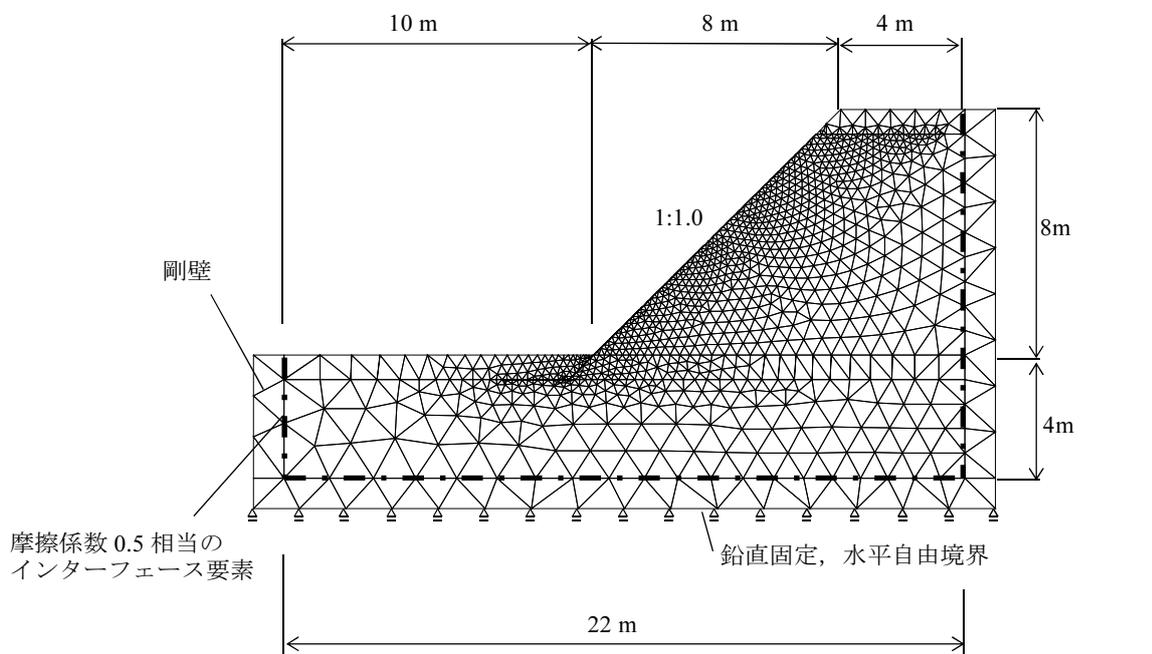
境界条件は、実験の状況に合致するように、剛壁の外側の境界について、底面は鉛直固定、水平自由境界とし、側面は鉛直、水平共に自由境界とする。剛壁と土の間には、土と鋼材との間の摩擦係数として0.5相当のインターフェース要素を設定する。土と鋼材の摩擦係数は、実験で使用した東北珪砂6号と鋼材（鉄）との一面せん断試験より求め、0.5として設定した。

動的有限要素法で考慮する減衰マトリクスの導出については、式(5.1)で与えられるRayleigh減衰を設定し、周波数領域0.5～5 Hzで3%程度を確保する値として、 $\alpha=0.1714$ 、 $\beta=0.001736$ と仮定した。ここで、 $[C]$ 、 $[M]$ 、 $[K]$ はそれぞれ減衰、質量、剛性マトリクスを表す。

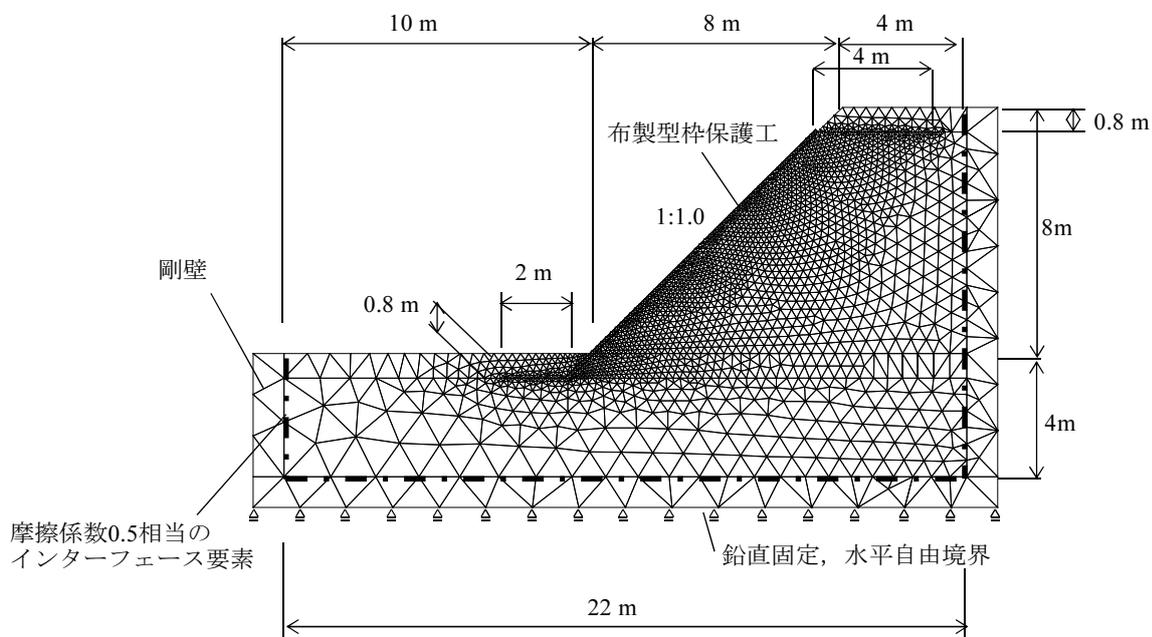
$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.1)$$

土の降伏関数はMohr-Coulomb型とし、解析に用いる土と剛壁のパラメータを表-5.2に示す。土のパラメータは、室内試験の結果²⁷⁾から設定した。変形係数は三軸圧縮試験（CD試験）結果で、モデル条件に近いセル圧100 kN/m²の時の試験結果より、強度50%での割線係数 E_{50} を採用し（図-5.5）、 46.31×10^3 kN/m²とした。なお、対象がため池であり、比較的小さい堤高の盛土構造物を想定していることから、深度毎の強度の増分は見込まない。ポアソン比は変形特性を求めるための繰返し三軸試験結果より、0.34とした。ダイレイタンシー角 ϕ は、振動中の土のダイレイタンシー効果を無視し、0°とした。剛壁の単位体積重量は、鋼材の重量として77 kN/m³とした。鋼材の変形係数は 20.50×10^7 kN/m²であるが、背面は鋼製の板、前面はガラス板で拘束されており、通常の剛性より強くなっている。このため、二次元で解析をする場合には鋼材の変形係数そのままの値では過小となるため、線形弾性

体としてトライアル計算を行い、解析と実験の再現性が最もよい結果となった、鋼材の変形係数の10倍の変形係数を与えた。ポアソン比もトライアル計算により0.20として設定した。



(ケース6モデル)



(ケース7モデル)

図-5.4 解析モデル

表-5.2 土と剛壁の解析パラメータ

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 または 変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	ダレイクソン角 (°)
土	16.38	46.31×10 ³	0.34	9.20	37.8	0.0
剛壁	77.00	20.50×10 ⁸	0.20	-	-	-

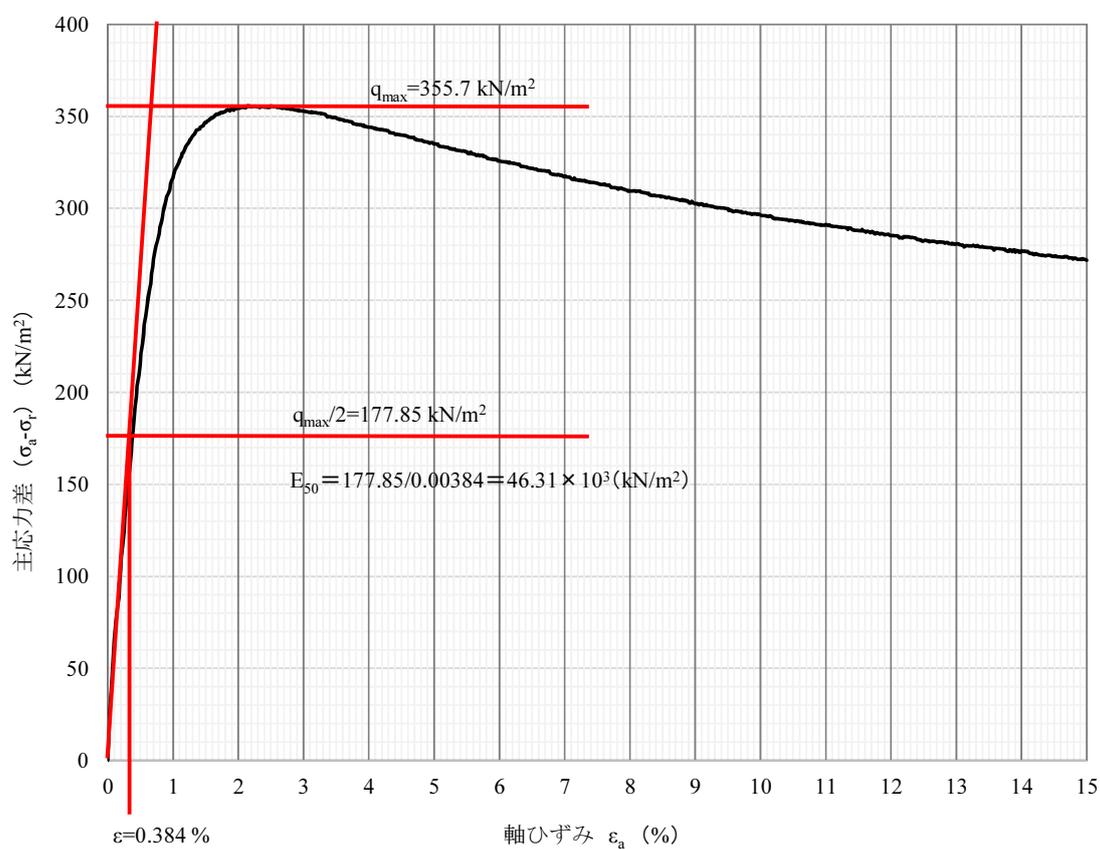


図-5.5 土の変形係数の設定（不飽和土の三軸圧縮試験結果より）

5.2.4 入力加速度

再現解析における入力加速度は、実験での基盤における入力波と同じとし、1 Hzの正弦波に近い形状で、30 波で100 galから800 galに大きくなる波形として、実験で振動台での実観測波形である図-5.6のとおりとした。解析上、入力加速度データは、 $t=0.04$ s刻みで各値を入力した。

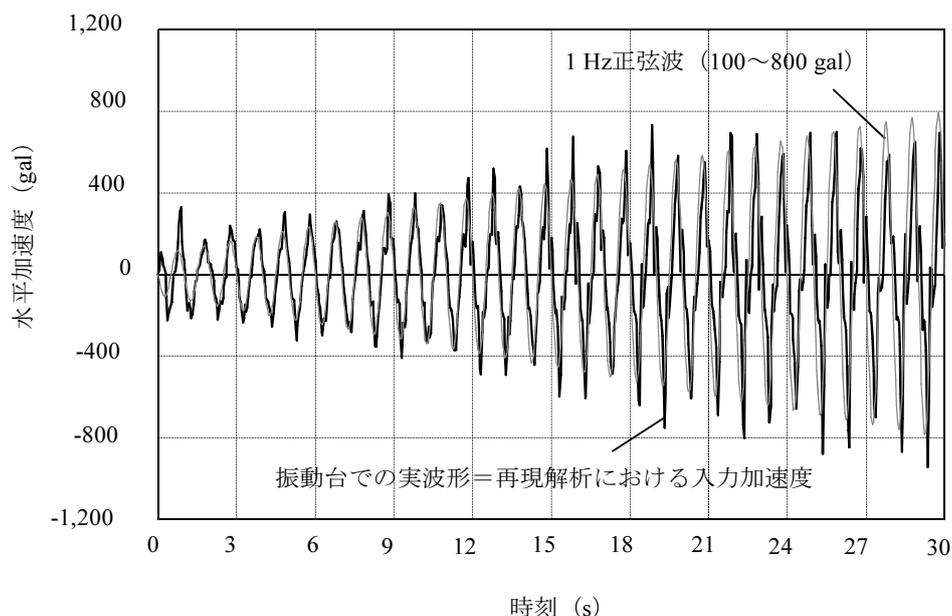


図-5.6 再現解析における入力加速度

5.3 遠心模型実験の再現解析結果の整理

5.3.1 遠心模型実験結果と解析結果の比較

実験結果と解析結果の比較として、天端の沈下量の対比を行った図を図-5.7及び図-5.8に示す。図-5.7より、再現解析結果においても無対策のケース6に比べて法面保護工を施したケース7は全体で沈下量が小さくなっていることが分かる。また、小沈下量時の状況を拡大した図-5.8によると、いずれのケースも実験で変形が小さくすべりも発生していない $t=9$ s付近まで実験の再現性が高い。ケース6は $t=9$ s付近から沈下量が大きく増えて、実験結果との乖離が大きくなっているのに対し、ケース7は $t=12$ s付近から沈下量が増えており、実験と同様に法面保護工による変形抑制効果が現れている。なお、入力加速度は、 $t=9$ sでは約300 gal、 $t=12$ sでは約400 galの加速度となっており、100 gal程度の差が生じている。

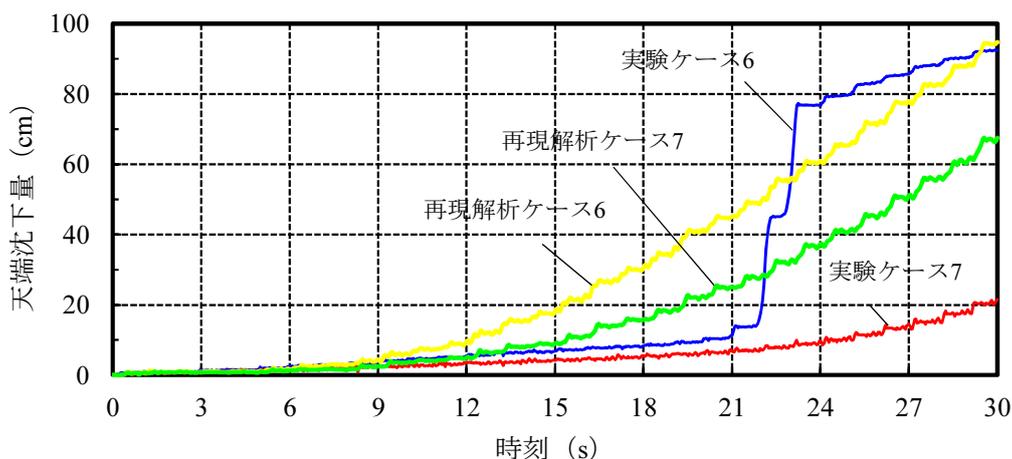


図-5.7 遠心模型実験結果と再現解析結果の天端沈下量の比較

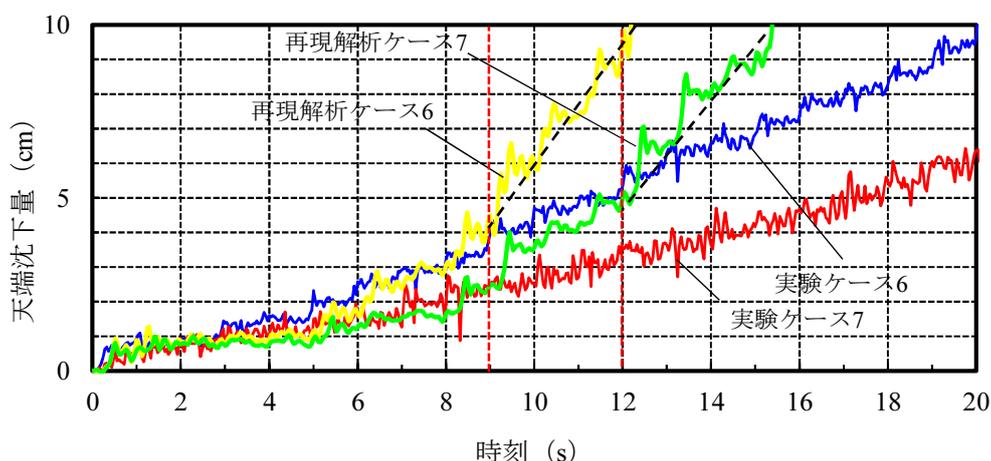
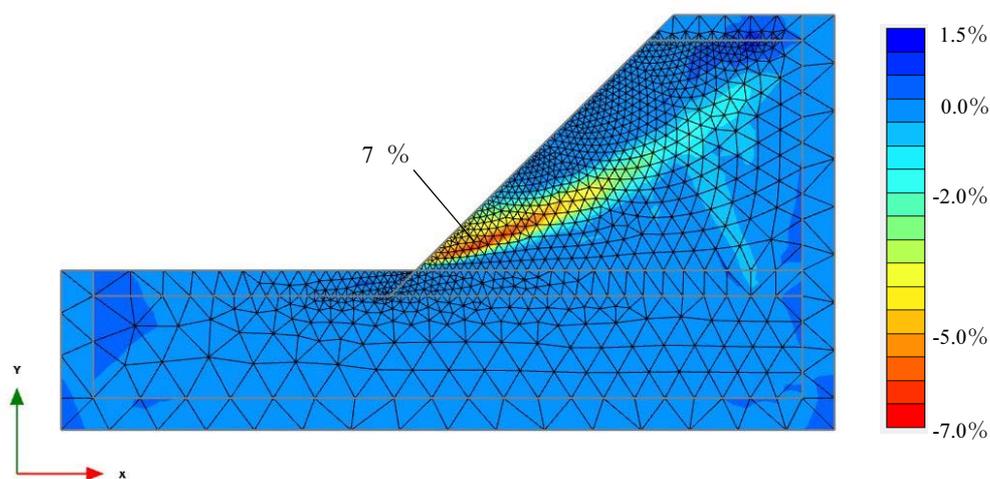


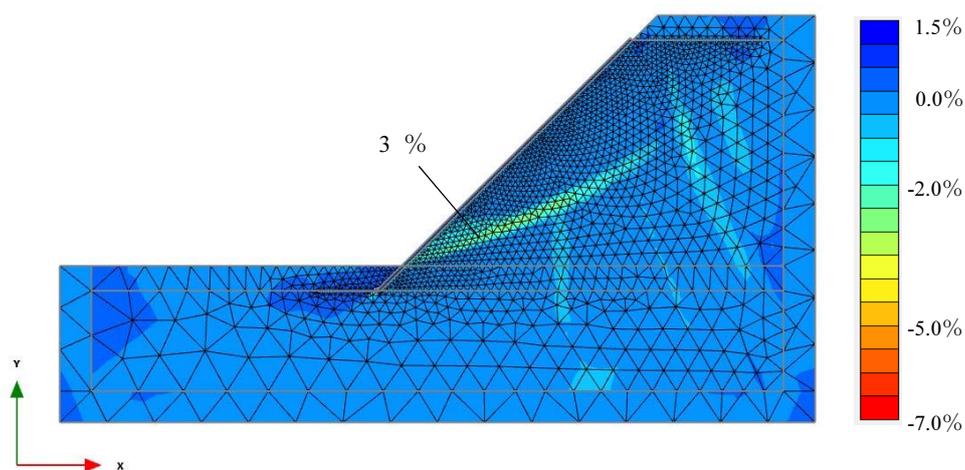
図-5.8 遠心模型実験結果と再現解析結果の天端沈下量の比較 (拡大図)

次に、実験ですべりが発生した時刻の解析で求められるせん断ひずみですべりを生じさせる程度の大きさかどうかを確認するために、図-5.9に無対策時に実験ですべりが発生した時刻(図-4.4より $t=9$ s付近)として、 $t=9.28$ sのせん断ひずみ(γ_{xy})分布図を示す。なお、入力加速度データは0.04 s単位で入力しており、 $t=9$ s付近で加速度が最も大きくなる時刻として $t=9.28$ sとした。実験ケース6ですべりが始まった $t=9$ s付近でのせん断ひずみは図-5.9から解析結果でも法尻部に7%程度のひずみが発生しており、図-5.9からそのひずみは法尻部を最大として円弧状に発達していることが分かる。一方、端部を固定した布製型枠保護工を施したケース7の再現解析では、この時刻の法尻部のせん断ひずみは3%程度であり、ひずみも法面保護工によって抑制されていることが分かる。実験ケース7では $t=19$ sまでほとんど変形が生じなかったが、再現解析では $t=12$ s付近から沈下量が大きくなっている。

$t=12$ s付近で加速度が最も大きくなる $t=12.32$ sのせん断ひずみ分布図を**図-5.10**に示すが、法尻部のせん断ひずみはケース6の $t=9.28$ s時と同様に7%程度となっており、大きなひずみの発生により解析では沈下量が大きくなっており、解析と実験結果に差が生じている結果となっている。なお、**図-5.10**より、 $t=12.32$ sの最大ひずみは法尻部ではなく、布製型枠保護工下端部に集中している。最大ひずみ部が深くなることにより変形を抑える結果となっている。この時の布製型枠布材のひずみは最大で約2%であり、布製型枠布材の降伏ひずみ10%（カタログ³¹⁾値）に対してかなり小さな値であり、解析でも布材に降伏は生じていないことが分かる。また、布製型枠内部コンクリートに発生しているせん断応力は約1.4 N/mm²（最大ひずみは約0.07%）であり、無筋コンクリートの許容せん断応力を圧縮強度の1/10とすると許容値内であり、実験時と同様にひび割れも発生しない結果となった。



(再現解析ケース6)



(再現解析ケース7)

図-5.9 再現解析の $t=9.28$ sのせん断ひずみ (γ_{xy}) 分布図

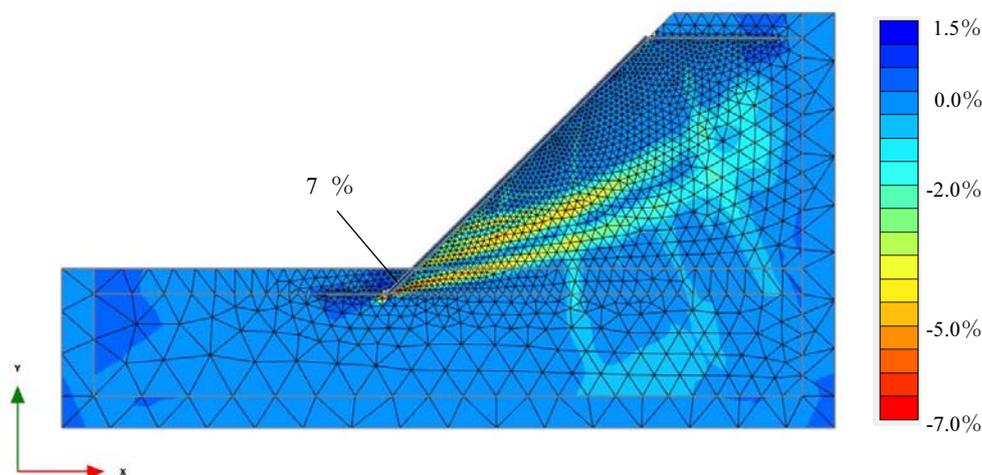


図-5.10 ケース7再現解析の $t=12.32$ sのせん断ひずみ (γ_{xy}) 分布図

5.3.2 法面保護工の効果の検証

ひずみが大きくなると実験よりも解析における沈下量が大きくなる結果となったが、この原因は、ケース6では表層すべりが解析では表現できず、表層すべりで法尻に堆積した土の押え盛土効果を考慮できないこと、ケース7では内部コンクリートと布材との複合部材である布製型枠保護工の大変形時の変形特性再現に課題があること、両ケースに共通して土構造物における微小変形解析での再現性はひずみが10%程度までとされており、ひずみが大きくなると土の変形を精度よく再現できないことなどが原因であると考えられる。このことについては、これらを再現できる解析手法の適用や布製型枠のモデル化手法の検討が課題となるが、今回の再現結果については実験結果に比べてより沈下が大きくなる結果が出ており、実設計に反映するレベルとしては法面保護工の効果や影響を測るために十分有意な結果となっている。

以上の結果より、発生するひずみが大きくなる大規模地震時での沈下量の再現性は低いものの、ひずみが7%程度までの地震動では再現性が高く、今回の形状では沈下量が大きく増え始めるケース6では $t=9$ sの約300 gal、ケース7では $t=12$ sの約400 galまでの震度での再現性が高いと言え、法面保護工の効果も有意に検証できることが分かった。

5.4 解析結果の妥当性の検証

5.4.1 実験再現性の高い地震波形による法面保護工の効果の検証

前項の結果から動的有限要素法解析は、発生するひずみが7%程度の規模の震度での解析再現性が高いことが明らかとなったため、本項では再現性の高い地震動で無対策時と法面保護工設置時の変形形状についても比較を行い、解析の妥当性及び法面保護工の効果を

検証する。変形形状については、**図-5.5**の段階的に加速度が大きくなる入力加速度では、その震度は瞬間的であり、その震度が続く場合の変形形状を表せない。このため、変形形状の比較については、ケース6での再現性が高い300 galで周波数1 Hz正弦波20波 (**図-5.11**) を与え、その結果を比較する。

加振後の変形状態を**図-5.12**に示す。**図-5.12**に示す変形度合いでは無対策時には大きな円弧すべり状の変形が生じているのに対して、布製型枠保護工設置時はほとんど変形していない。**図-5.13**に時刻歴の沈下量を示すが、最終的な沈下量は、無対策は19.3 cmであるのに対し法面保護工設置時は2.6 cmと13.5%に抑えられており、法面保護工の効果により円弧すべり状の変形を抑えていることが確認された。300 galは遠心模型実験結果において無対策のケース6ではすべりが生じ始めている加速度であり、法面保護工を設置したケース7ではほとんど変形が確認されていない加速度であった。したがってこの300 galの地震波形の結果は、実験結果とも合致していると言え、解析結果は妥当であると言える。また、法面保護工の効果についても明らかであると言える。

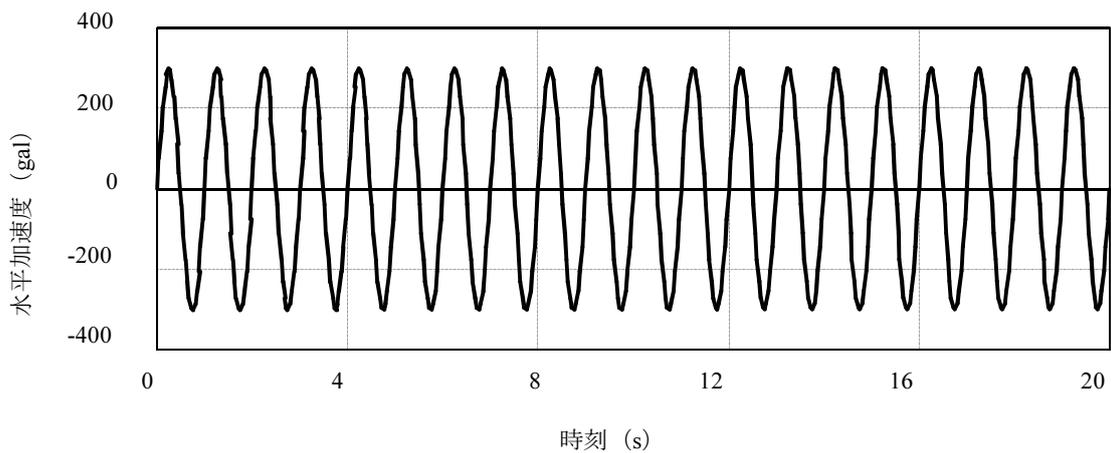
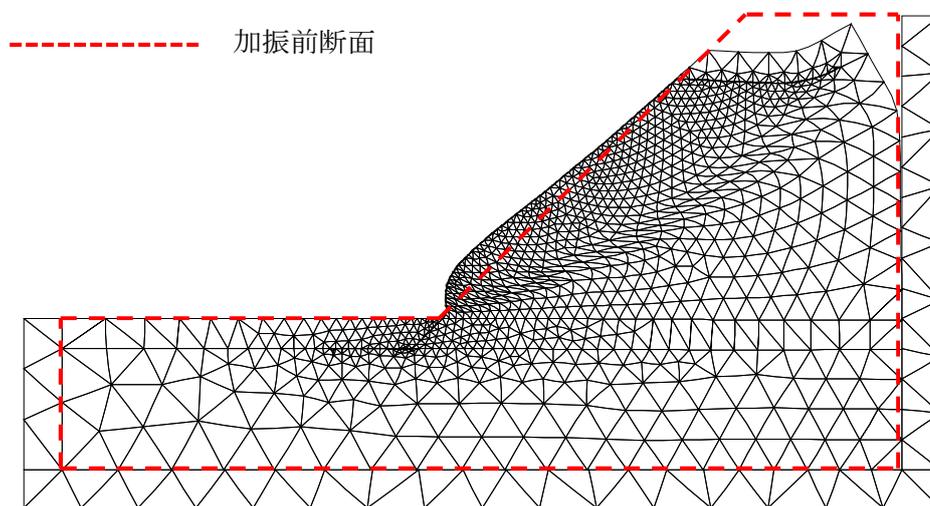
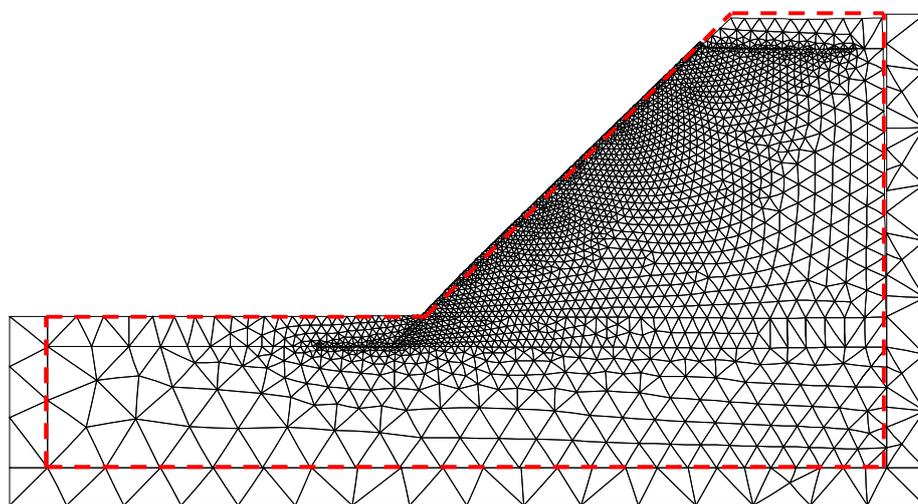


図-5.11 追加解析の入力加速度 (300 galの正弦波)



(無対策時)



(法面保護工設置時)

図-5.12 300 galの正弦波での解析結果 (変形図 変位5倍)

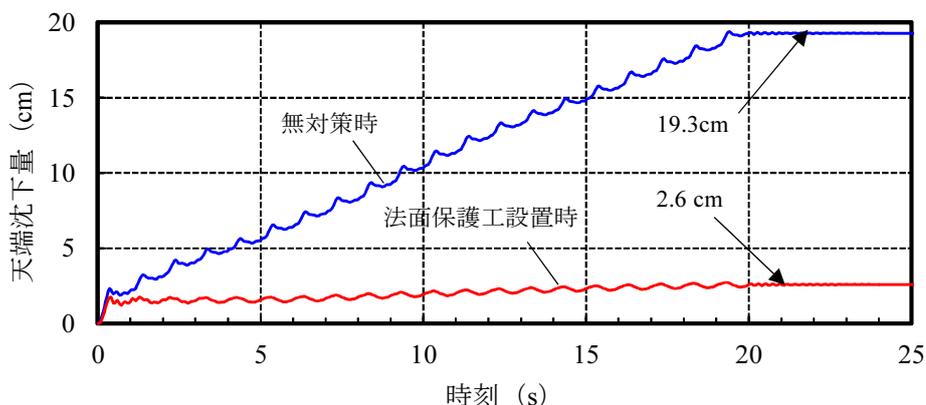


図-5.13 300 galの正弦波での解析結果（天端沈下量）

5.4.2 法面保護工のモデル化の妥当性の確認

次に、法面保護工である布製型枠保護工のモデル化の妥当性を確認することとし、以下の2点について検証する。

- ①布材と土との摩擦の考慮の必要性
- ②布材と内部コンクリートの別々のモデル化の必要性

①の検証は、布材と土との間に設定していた摩擦係数0.5相当のインターフェース要素を全て削除したモデルとし、②の検証は、布製型枠内部コンクリートの周りにモデル化している厚さ1cmの布材について、モデルやメッシュは変えずに解析パラメータを布材のパラメータから内部コンクリートのパラメータに変更することで行う。また、これらの両方を考慮しないモデルとして、インターフェース要素を削除し、布材を布製型枠内部コンクリートの解析パラメータに変更したケースでも検証を行う。入力加速度は図-5.6の実験で確認された加速度とした。

図-5.14、図-5.15に天端の沈下量を比較したグラフを示す。最も沈下量が小さくなるのは、布材をコンクリートに置き換えかつ摩擦を無視したケースである。次に小さくなるのは、摩擦を無視したケースと布材をコンクリートに置き換えたケースであり、元のモデルが最も沈下量が大きくなっている。摩擦を無視すると法面保護工と堤体の変形が一体的に生じるため、表面にコンクリートのような強度の強い材料を設置することで変形や沈下量が小さくなっていると考えられる。また、布材よりもコンクリートの方が変形係数や強度が大きいため、より変形しにくくなっていると言える。なお、大きなひずみが生じていない $t=6$ s付近まではどのケースもほとんど沈下量は同じであるが、時間が進み、加速度が大きくなり、ひずみが大きくなるほどその差が広がっている。いずれも $t=12$ sまでは実験結果との差

は小さいが、 $t=4\text{s}\sim 10\text{s}$ では実験結果より解析結果の方がやや小さい沈下量となっており、設計上安全側と言えるのは、布材と摩擦係数を考慮したモデルと言える。

以上より、摩擦係数や布材を無視したモデルでも一定の再現性は確認されるが、設計上安全側に検討を行うためには、摩擦係数や布材をモデル化の方が妥当であると言える。

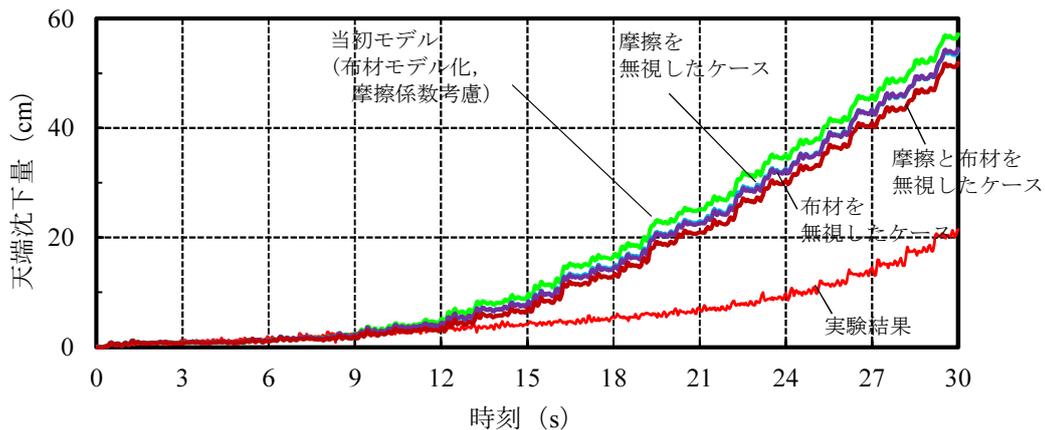


図-5.14 各検証ケースでの解析結果 (天端沈下量)

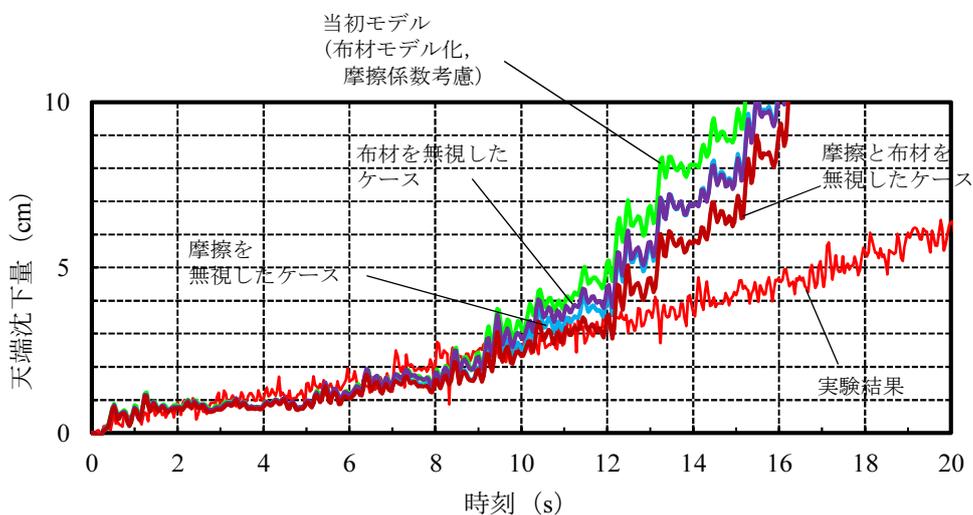


図-5.15 各検証ケースでの解析結果 (天端沈下量) ($t=0\sim 20\text{s}$ 拡大)

5.5 まとめ

本章では、前章で行った遠心模型実験に対して、二次元動的有限要素法解析により再現解析を行った。本章で得られた知見を以下に整理する。

- ①以下のようなモデル，パラメータとすることでモデルに発生するせん断ひずみが7 %程度までの規模の地震では再現性が高い解析が可能なが明らかとなった。
 - ・法面保護工である布製型枠保護工について，布材と内部コンクリートを別材料としてソリッド要素としてモデル化する。
 - ・布材と土との間は摩擦係数に相当するインターフェース要素を設定する。
 - ・布材と内部コンクリートの強度パラメータは，弾完全塑性体モデルとして，降伏関数にMohr-Coulomb型を適用し，圧縮強度や引張強度をせん断強度と見なして粘着力を与えてモデル化する。
- ②大きなすべり破壊を生じるような規模の地震動に対しては，微小変形解析では実験の結果を精度よく再現できないことが分かった。
- ③モデルに発生するせん断ひずみが7 %程度までの規模の地震に対しては，無対策と法面保護工設置時の解析結果から，法面保護工の堤体安定性に与える影響，効果を有意に再現可能であることが明らかとなった。

次章では，本章で検証したモデルを基として，法面保護工材料の様々な条件を変更して解析を行い，それらの条件が堤体安定性向上効果にどのような影響を与えるかを明らかにし，計算から求められる効果的な設置範囲，材料特性を検証する。

第 6 章 法面保護工の効果的設置範囲，材料特性の検証

6.1 概説

本章では，第 5 章で検証した動的有限要素法モデルについて，法面保護工材料の様々な条件を変更して解析を実施し，これらが堤体安定性向上効果にどのような影響を与えるかを明らかにし，計算から求められる効果的な設置範囲，材料特性を示す．はじめに変更する条件について整理し，それらの各条件を変更して動的有限要素法解析を行い，天端沈下量がどのように変わるかでその効果を検証する．

6.2 検証概要

6.2.1 検証項目

法面保護工のより効果的な設置範囲，材料特性を検証するために，表-6.1の項目について解析パラメータの変更を行い，主に天端沈下量に与える影響を比較する．表-6.1の各項目については，第 3 章で示した実験結果を踏まえたメカニズムのとおり，法面保護工が堤体安定性に影響を与えるのは，保護工の引張剛性，上部固定部の引抜き抵抗力，下部固定部の引抜き抵抗力であり，これらの影響を検証できる項目とした．保護工の引張剛性の違いによる影響を検証する目的で，布製型枠内部コンクリートの強度と布製型枠布材の強度を変更する．また，上下固定部の摩擦による引抜き抵抗力の違いによる影響を検証する目的で摩擦係数を変更する．さらに，上部の水平根入れ長，下部の水平根入れ長，根入れ深度を変更することでも，上部固定部の引抜き抵抗力，下部固定部の引抜き抵抗力の違いによる影響を検証する．また，天端沈下量に着目するのは，前章の図-5.12，図-5.13から，天端沈下量と全体的な堤体の変形量に相関があり，天端沈下量が小さいほど全体的な変形量も小さくなるためである．

表-6.1の各検証項目については，以下に示す解析パラメータの変更を行い，その影響を検証する．

①布製型枠内部コンクリート強度：

法面保護工の引張剛性の違いによる影響を検証する目的で設定．布製型枠内部コンクリート強度が強いほど法面保護工の引張剛性が大きくなり，堤体安定性向上効果が大きいことが想定されるため，小さい強度から一般的なコンクリート強度である圧縮強度 40 N/mm²程度までコンクリート強度を変化させ，強度を大きくした場合に，天端沈下量をどの程度低く抑えられるかを検証する．また，合わせて，コンクリート強度を 0 N/mm²とし，ブロックマットのように布材と同程度の強度とした場合の天端沈下量も検証する．

②布製型枠布材の強度：

内部コンクリートと同様に，布材についても強度が大きいほど法面保護工の引張剛性が大きくなり，堤体安定性向上効果が大きいことが想定される．布材の強度は，引張剛性と許容ひずみによりパラメータを設定するため，これらを変更し，検証する．

③布製型枠布材と土との摩擦係数：

法面保護工の上下固定部の引抜き抵抗力の違いによる影響を検証する目的で設定．摩擦係数が大きいほど引抜き抵抗力が大きくなると考えられる．このため，布製型枠布材と土との摩擦係数を変更し，天端沈下量がどのように変化するかを検証する．また，引抜き抵抗力に影響を与える摩擦係数に対して，斜面上の摩擦係数はほとんど影響を与えないことも想定される．このため，斜面上の摩擦係数と，固定部の摩擦係数を変更してその影響も検証する．

④布製型枠保護工上部の水平根入れ長：

布製型枠上部の根入れ長を大きくするほど，上部の引抜き抵抗力が大きくなり，堤体安定性向上効果が大きくなると考えられる．この水平根入れ長の違いによる影響を検証し，最適な根入れ長を明らかにする．

⑤布製型枠保護工下部の水平根入れ長：

上部の水平根入れ長と同様に，布製型枠下部の根入れ長を大きくするほど，下部の引抜き抵抗力が大きくなり，堤体安定性向上効果が大きくなると考えられる．この水平根入れ長の違いによる影響を検証し，最適な根入れ長を明らかにする．

⑥布製型枠保護工下部の根入れ深度：

水平根入れ長と同様に，下部の根入れ深度も大きくするほど下部の引抜き抵抗力が大きくなり，堤体安定性向上効果が大きくなると考えられる．この根入れ深度の違いによる影響を検証する．また，上部の水平根入れ長や，下部の水平根入れ長とも別々に条件変更し検証することで，どの根入れ効果が堤体安定性に与える影響が大きいかを検証する．

表-6.1 検証項目

検証項目	検証内容
①布製型枠内部コンクリート強度	強度の大小による影響の違い
②布製型枠布材の強度	強度の大小 〃
③布材と土との摩擦係数	摩擦係数の大小 〃
④布製型枠上部の水平根入れ長	上部水平根入れ長の大小 〃
⑤布製型枠下部の水平根入れ長	下部水平根入れ長の大小 〃
⑥布製型枠下部の根入れ深度	下部根入れ深度の大小 〃

6.2.2 解析条件

(1) 検証モデル

検証モデルは、前章のケース7のモデルに対して各検証項目についてモデルの変更やパラメータの変更を行って解析する。

(2) 入力加速度

解析に用いる入力加速度は、前章の再現解析結果から、ケース7の法面保護工設置時には最大加速度400 galまでの再現性が高いことから、最大加速度400 galで周波数1 Hz（1G場換算）の正弦波とし、**図-6.1**とする。

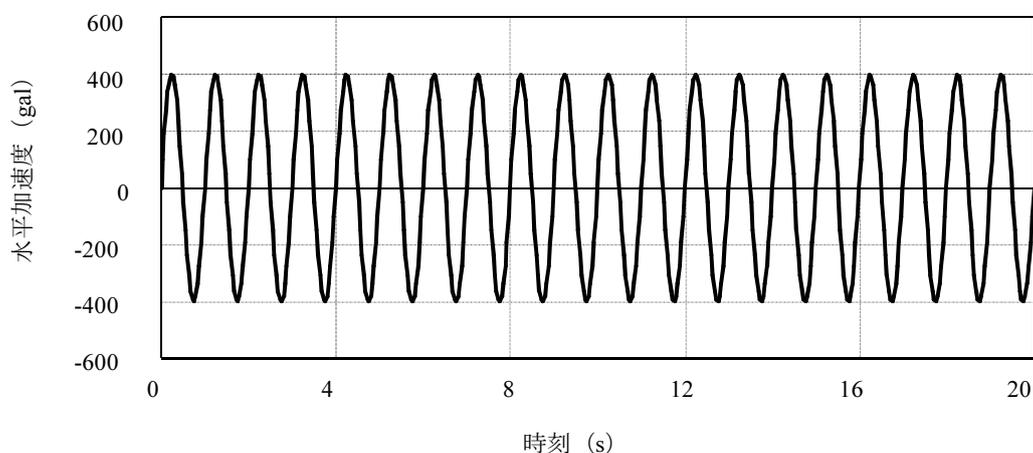


図-6.1 解析に用いる入力加速度

(3) 各検証項目のパラメータ

各検証項目のパラメータを以下の通り変更し、検証する。

① 布製型枠内部コンクリート強度

布製型枠内部コンクリートの強度を、標準的なコンクリート強度である18, 21, 24, 30, 40 N/mm²に変化させる。一般に50 N/mm²以上は高強度コンクリートとされており、普通コンクリートの範囲で強度を変化させることとした。また、これに加え、極めて低強度である1 N/mm²及び5 N/mm²の場合、また、0 N/mm²として、布製型枠布材相当の強度の場合についても合わせて検討する。コンクリート強度は、入力パラメータとしてはコンクリートのヤング係数と粘着力を入力するものであり、ヤング係数はコンクリート標準示方書³⁵⁾より設定し、粘着力は圧縮強度/2として設定する。強度毎の入力パラメータは**表-6.2**の通りである。強度0 N/mm²の時のみ、布材相当の単位体積重量、ヤング係数、粘着力を設定した。

表-6.2 布製型枠内部コンクリート強度別解析パラメータ

布製型枠 内部コンクリート 強度 (N/mm ²)	単位体積 重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/m ²)	ポアソン比	粘着力 (kN/m ²)	内部 摩擦角 (°)	タイル 摩擦角 (°)
0	12.00	13.07×10 ³	0.20	39.20×10 ²	0.0	0.0
1	23.00	1.22×10 ⁶	0.20	0.50×10 ³	0.0	0.0
5	23.00	6.11×10 ⁶	0.20	2.50×10 ³	0.0	0.0
18	23.00	22.00×10 ⁶	0.20	9.00×10 ³	0.0	0.0
21	23.00	23.50×10 ⁶	0.20	10.50×10 ³	0.0	0.0
24	23.00	25.00×10 ⁶	0.20	12.00×10 ³	0.0	0.0
30	23.00	28.00×10 ⁶	0.20	15.00×10 ³	0.0	0.0
40	23.00	31.00×10 ⁶	0.20	20.00×10 ³	0.0	0.0

②布製型枠布材の強度

布製型枠布材のパラメータは，弾完全塑性体としてモデル化しており，強度は変形係数とせん断強度（粘着力）で表しているが，これらの値には布材の引張強度とその強度が発揮される際のひずみに関係するため，それらを変化させる．なお，変形係数は引張強度（kN/m）/ひずみ（%）/モデル化の厚み0.01（m）として算定し，ひずみを小さくするほど変形係数は大きくなる．粘着力は，引張強度（kN/m）/2/モデル化の厚み0.01（m）として設定する．実験に用いた布材の引張強度は78.4 kN/m，許容ひずみ60%であるが，布製型枠実物は引張強度49 kN/m，許容ひずみ10%であり，実物材料の沈下量も分かるように条件を設定した．強度毎に許容ひずみを複数設定し，入力パラメータは表-6.3の通りである．

表-6.3 布製型枠布材の引張強度，許容ひずみ別解析パラメータ

引張強度 (kN/m)	布材		ヤング係数 (kN/m ²)	ポアソン 比	粘着力 (kN/m ²)	内部 摩擦角 (°)	ダイレイ タンシー角 (°)
	許容 ひずみ (%)	単位体積 重量 (kN/m ³)					
10	10	12.00	10.00×10 ³	0.20	5.00×10 ²	0.0	0.0
	30	12.00	3.33×10 ³	0.20	5.00×10 ²	0.0	0.0
	50	12.00	2.00×10 ³	0.20	5.00×10 ²	0.0	0.0
	70	12.00	1.43×10 ³	0.20	5.00×10 ²	0.0	0.0
49	10	12.00	49.00×10 ³	0.20	24.50×10 ²	0.0	0.0
	30	12.00	16.33×10 ³	0.20	24.50×10 ²	0.0	0.0
	50	12.00	9.80×10 ³	0.20	24.50×10 ²	0.0	0.0
	70	12.00	7.00×10 ³	0.20	24.50×10 ²	0.0	0.0
78.4	10	12.00	78.40×10 ³	0.20	39.20×10 ²	0.0	0.0
	30	12.00	26.13×10 ³	0.20	39.20×10 ²	0.0	0.0
	50	12.00	15.68×10 ³	0.20	39.20×10 ²	0.0	0.0
	70	12.00	11.20×10 ³	0.20	39.20×10 ²	0.0	0.0
100	10	12.00	10.00×10 ⁴	0.20	50.00×10 ²	0.0	0.0
	30	12.00	33.33×10 ³	0.20	50.00×10 ²	0.0	0.0
	50	12.00	20.00×10 ³	0.20	50.00×10 ²	0.0	0.0
	70	12.00	14.29×10 ³	0.20	50.00×10 ²	0.0	0.0
200	10	12.00	20.00×10 ⁴	0.20	10.00×10 ³	0.0	0.0
	30	12.00	66.67×10 ³	0.20	10.00×10 ³	0.0	0.0
	50	12.00	40.00×10 ³	0.20	10.00×10 ³	0.0	0.0
	70	12.00	28.57×10 ³	0.20	10.00×10 ³	0.0	0.0
500	10	12.00	50.00×10 ⁴	0.20	25.00×10 ³	0.0	0.0
	30	12.00	16.67×10 ⁴	0.20	25.00×10 ³	0.0	0.0
	50	12.00	10.00×10 ⁴	0.20	25.00×10 ³	0.0	0.0
	70	12.00	71.43×10 ³	0.20	25.00×10 ³	0.0	0.0
1000	10	12.00	10.00×10 ⁵	0.20	50.00×10 ³	0.0	0.0
	30	12.00	33.33×10 ⁴	0.20	50.00×10 ³	0.0	0.0
	50	12.00	20.00×10 ⁴	0.20	50.00×10 ³	0.0	0.0
	70	12.00	14.29×10 ⁴	0.20	50.00×10 ³	0.0	0.0

③布材と土との摩擦係数

布材と土との摩擦係数は，再現解析では0.5としているが，これを0.1～1.0に0.1刻みで変化させる．水平根入れ部，斜面部全ての摩擦係数を変更した場合と，斜面部については，実験では地震の慣性力により端部を固定された布製型枠保護工が法面から剥離する現象が見られたため，斜面部の摩擦係数を極めて小さい0.1とし，水平根入れ部のみ係数を変更した場合についても検討する．

④布製型枠保護工上部の水平根入れ長

布製型枠保護工上部の水平根入れ長は実験及び再現解析では4.0 mとしているが，これを最短0.5 mまで変化させる（**図-6.2**）．計算は0.5 m，1.0 m，1.5 m，2.0 m，3.0 m，4.0 mの6ケースとする．なお，水平根入れ長を0 mとすると上部の固定がないことになり，引抜き抵抗の違いを検証できないため，最小根入れ長は0.5 mとした．

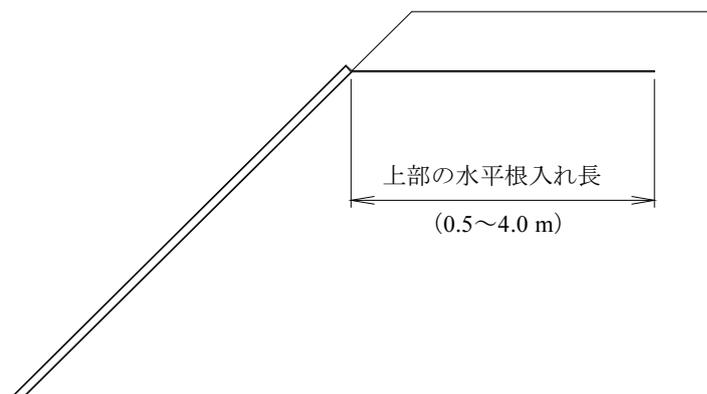


図-6.2 布製型枠保護工上部の水平根入れ長

⑤布製型枠保護工下部の水平根入れ長

布製型枠保護工下部の水平根入れ長は実験及び再現解析では2.0 mとしているが，これを0 mまで変化させる（**図-6.3**）．計算は0.0 m，0.5 m，1.0 m，1.5 m，2.0 m，3.0 m，4.0 mの7ケースとする．なお，下部については，根入れ深度を確保して抵抗していることから，水平根入れ長は0.0 mまで検討した．

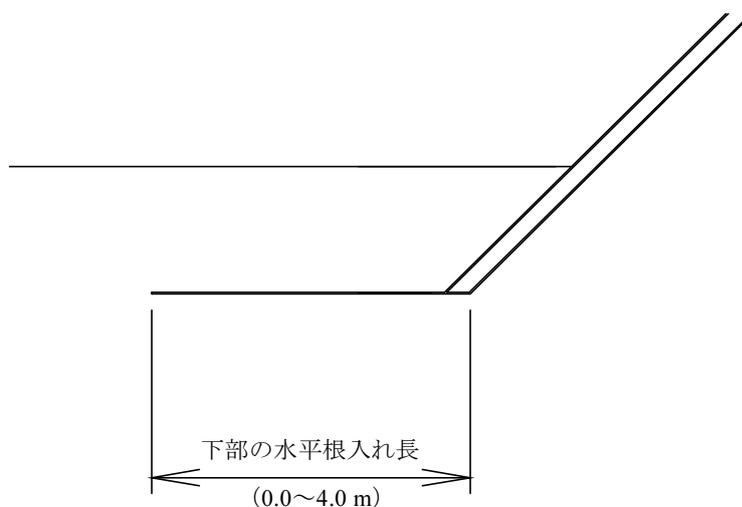


図-6.3 布製型枠保護工下部の水平根入れ長

⑥布製型枠保護工下部の根入れ深度

布製型枠保護工下部の根入れ深度は実験及び再現解析では0.80mとしているが、これを0 m～1.0 mまで0.2 m刻みで変化させる（**図-6.4**）。

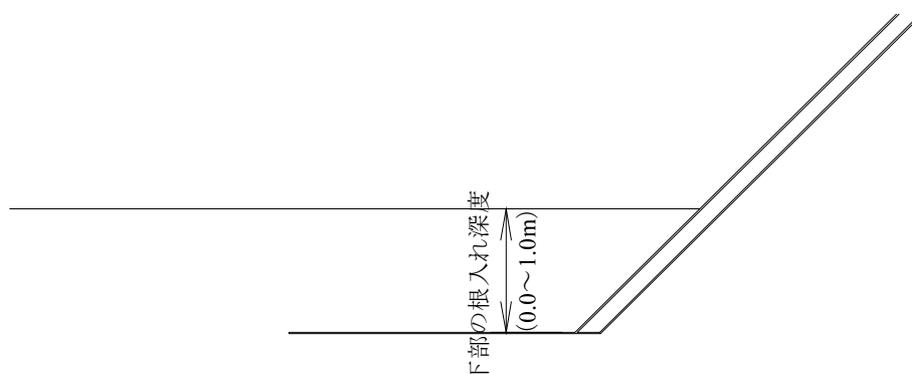


図-6.4 布製型枠保護工下部の根入れ深度

6.3 法面保護工の効果的設置範囲，材料特性の検証結果

6.3.1 布製型枠内部コンクリート強度の影響

布製型枠内部コンクリートの強度を変化させたときの天端沈下量を**図-6.5**に示す。

コンクリート強度 0 N/mm^2 の結果は、布材のみとした場合の結果である。結果として、沈下量は極めて低強度の 1 N/mm^2 では大きくなったが、 $5 \text{ N/mm}^2 \sim 40 \text{ N/mm}^2$ はほぼ同程度であり、通常のコンクリート強度の範囲内であればコンクリート強度の違いによる影響に差異はなく、コンクリート強度を強くしても堤体安定性向上効果は期待できないことが分かった。これは、今回検討した大きさの加速度であれば、法面保護工に作用する土塊の滑動力に対して、低強度のコンクリートでも変形を抑える効果があること、端部の引抜き抵抗力や斜面の摩擦抵抗力で発揮される抵抗力以上の抵抗力は発揮されないことなどが原因と考えられる。また、動的解析でのパラメータは、コンクリートのパラメータを弾完全塑性体として変形係数とせん断強度（粘着力）として表しているが、せん断強度は圧縮強度を元に設定している。引張強度として、「コンクリート標準示方書」³⁵⁾より圧縮強度 f_{ck} に対して $0.23f_{ck}^{2/3}$ とすると設計基準強度 18 N/mm^2 に対しては、引張強度は $0.23 \times (18)^{2/3} = 1.58 \text{ N/mm}^2$ となる。 40 N/mm^2 に対しては、引張強度は $0.23 \times 40^{2/3} = 2.69 \text{ N/mm}^2$ となるが、引張強度から粘着力を設定してもあまり結果は変わらないと言える。第3章で提案した数式(3.1)においては、保護工の引張剛性 T は、コンクリートの引張剛性として、コンクリートの引張強度 \times 厚みとしており、厚み 100 mm とすると 18 N/mm^2 のとき 158 kN/m 、 40 N/mm^2 で 269 kN/m となる。布材のみよりこのコンクリートの引張強度分剛性は強くなるが、コンクリート強度が大きい分、その強度を発揮させようとする引抜き抵抗力を大きくする必要があり、

いくらコンクリート強度を大きくしても引抜き抵抗力が引張剛性による抵抗力を下回るようになる。

なお, 圧縮強度を 5 N/mm^2 とした場合, コンクリートに発生するせん断応力は約 4.0 N/mm^2 程度となっており, 無筋コンクリートの許容せん断応力を圧縮強度の $1/10$ とすると許容値を上回り, ひび割れが発生する結果となっており, 少なくともひび割れが生じないコンクリート強度として 18 N/mm^2 以上の強度とする必要がある。また, 布材相当の強度とした場合, 沈下量は 1 N/mm^2 と比べても 1.4 倍以上となっており, 実験結果と同様に, ブロックマットのような引張剛性を発揮する材料が布材のみでは安定性向上効果が小さくなることが分かった。

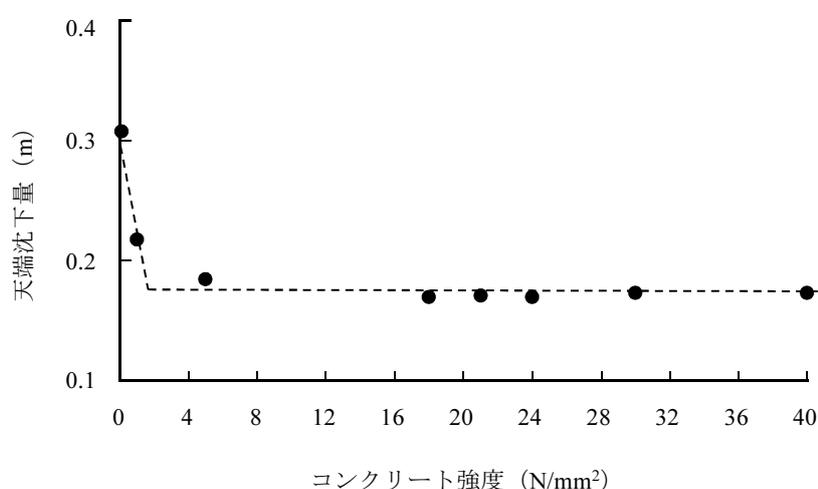


図-6.5 布製型枠内部コンクリート強度と天端沈下量の関係

6.3.2 布製型枠布材の強度の影響

布製型枠布材の引張強度及び許容ひずみを変化させたときの天端沈下量を図-6.6に示す。結果として, 顕著な差ではないが, メカニズムより想定できるとおり, 引張強度を大きくするほど, また, ひずみを小さくするほど沈下量は小さくなることが分かった。ただし, 実物の引張強度である 49 kN/m の沈下量に対して引張強度 $1,000 \text{ kN/m}$ の沈下量は約 80% に収まる程度であり, 強度をあまり大きくしても効果は小さいことも分かった。これは, 布製型枠内部コンクリート強度を大きくした場合の結果と同様であるが, 解析上は変形係数がコンクリートよりも布材の方が小さいため, 布材の強度を大きくする方が結果に与える影響が大きくなると言える。第 3 章で提案した数式 (3.1) においては, 布製型枠保護工の引張剛性 T は, コンクリートの引張剛性と布材2枚分の引張剛性を合計することとしており, 布材の強度の影響は大きいと言える。なお, 許容ひずみは小さくするほど沈下量を小さくできるが, 布材に発生するせん断ひずみは $2\sim 4\%$ となっており, これより小さくすると布材が破断するおそれがある。

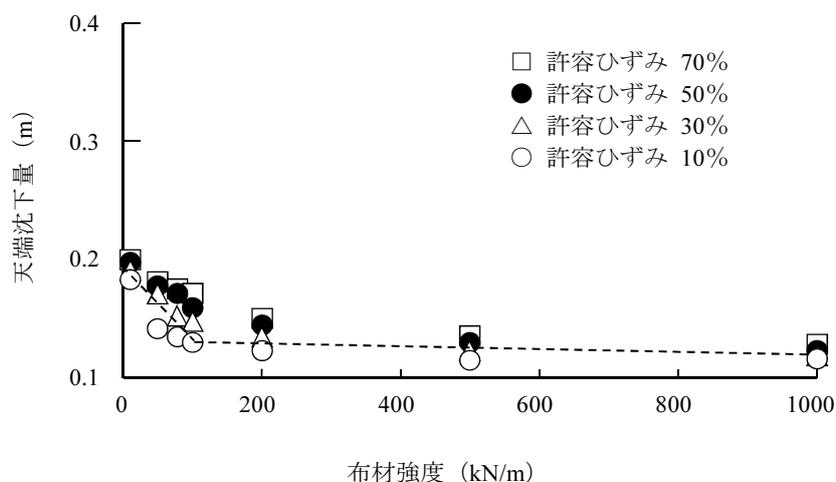


図-6.6 布製型枠布材の強度と天端沈下量の関係

6.3.3 布製型枠布材と土との摩擦係数の影響

布製型枠布材と土との摩擦係数を変化させたときの天端沈下量を図-6.7に示す。

結果として、メカニズムより想定できるとおり、摩擦係数が大きいほど沈下量が小さくなり、効果が大きいことが分かった。一方で、摩擦係数が0.5を超えると沈下量の低下程度が減少している。摩擦係数が小さいと法面の変形に対して布製型枠保護工が移動してしまい、変形を抑える効果が小さいが、一定以上の摩擦係数があれば摩擦力で抵抗し、その変形を抑えることができるためであると考えられる。なお、斜面部の摩擦抵抗を極めて小さくしてもほとんど結果は変わっていない。これは斜面部については、摩擦抵抗として作用する上載圧は法面保護工の重量のみであり、端部の水平根入れ部の土圧に比べて非常に小さく、斜面部の摩擦抵抗力はほとんど影響しないためと考えられる。これらは、式(3.2)、式(3.3)とも合致している。これらのことから考えると、端部の固定部の摩擦抵抗力を大きくするほど堤体変形を抑制する効果があることが分かった。固定部の摩擦抵抗は、今回の再現解析では、摩擦係数0.5としてモデル化したが、式(3.2)のように布材と土とのみかけの粘着力と内部摩擦角でモデル化することも有効であると言える。そのためには、法面保護工の材料の違いによるこれらのみかけの粘着力、内部摩擦角を実験により求めることが今後の課題である。

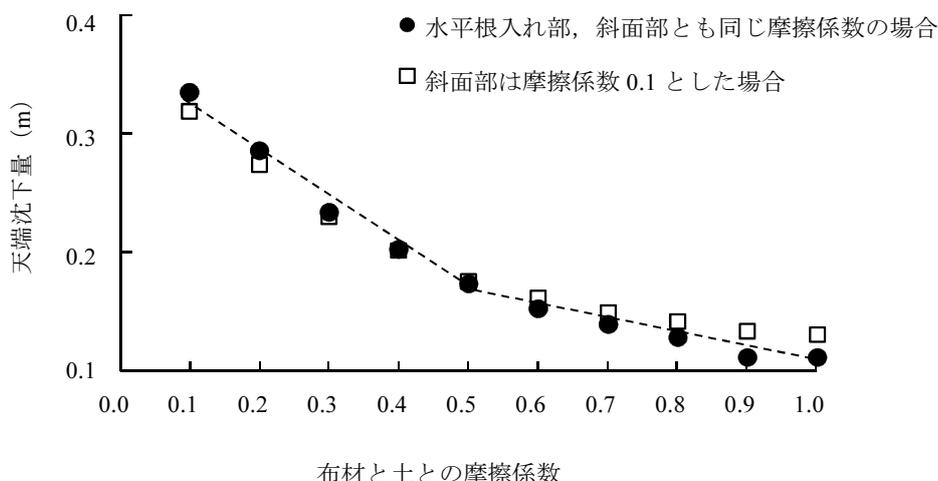


図-6.7 布製型枠布材と土との摩擦係数と天端沈下量の関係

6.3.4 布製型枠保護工上部の水平根入れ長の影響

布製型枠保護工上部の水平根入れ長を変化させたときの天端沈下量を図-6.8に示す。

結果は、根入れ長を延ばし、引抜き抵抗を大きくするほど沈下量が抑えられることを想定したが、根入れ長が1.0 mの時に最も沈下量が小さい結果となった。しかし、他のケースとの差は小さく、上部の水平根入れ長の違いによる堤体安定性向上効果に差異はない結果となった。これは、ジオテキスタイルによる補強盛土では、すべり面を通過するジオテキスタイルによる抵抗が補強効果となるが、本モデルのように天端部への1枚程度のジオテキスタイルの敷設ではすべり抵抗としての補強効果はほとんどないこと、今回の再現解析で入力した地震動の大きさでは下部の固定により片持ち梁のように布製型枠保護工が抵抗し、上部固定部に引抜きが生じるような力が作用していないことが原因と考えられる。モデル化の課題もあるが、端部を固定した法面保護工により法面の変形を抑え、法尻へのひずみの集中を防ぐ効果と合わせて堤体安定性が向上しているということであり、解析での再現可能な規模の地震動に対しては、天端部の抜け出しが生じない程度の根入れ長として1.0 m程度を確保すればよいことが分かった。

なお、式 (3.1) ～式 (3.7) に当てはめてみると、式 (3.2) で求められる上部の引抜き抵抗を上部の水平根入れ長4 mから1 mに変更すると、式 (3.1)、式 (3.7) から、水平根入れ長4 mの場合の安全率は1.201、1 mの場合は1.001となり1.0を上回っていることを確認した。大きなすべりを生じない範囲の地震動に対しては、このように上部の水平根入れ長を1.0 mにしても効果は期待できることが分かる。

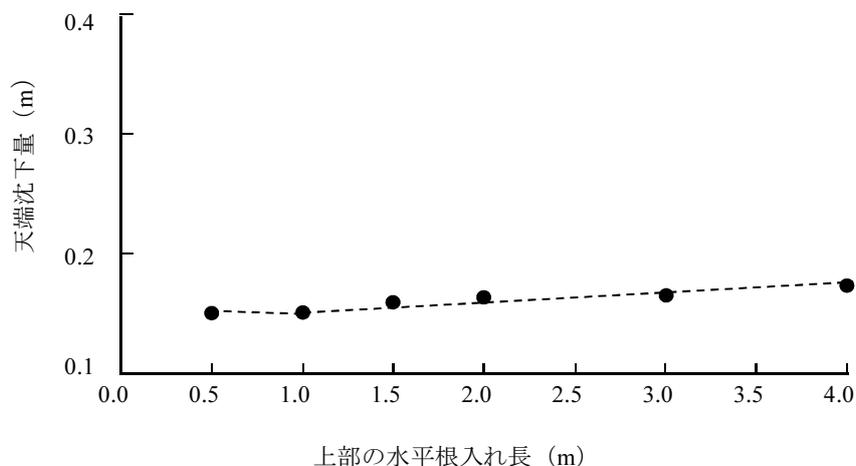


図-6.8 布製型枠保護工上部の水平根入れ長と天端沈下量の関係

6.3.5 布製型枠保護工下部の水平根入れ長の影響

布製型枠保護工下部の水平根入れ長を変化させたときの天端沈下量を図-6.9に示す。

根入れ長を延ばし、引抜き抵抗力を大きくするほど沈下量が抑えられることを想定したが、結果として、上部の水平根入れ長と同様に、下部の水平根入れ長を変化させてもほとんど沈下量は変わらない結果となった。上部と同様に今回検討した規模の地震動であれば、下部斜面部の根入れ及び上部の固定により法面保護工の抵抗力が作用するための引抜き抵抗力が働いているためと考えられる。

なお、式 (3.1) ～式 (3.7) に当てはめてみると、式 (3.4) で求められる下部の水平部の引抜き抵抗力を下部の水平根入れ長2 mから1 mに変更すると、式 (3.1)、式 (3.7) から、水平根入れ長2 mの場合の安全率は1.201、1 mの場合は1.052となる。この時、上部の水平根入れ長は4 mのままとしている。0.5 mにすると、安全率は0.977、0.0 mにすると安全率は0.903と1.0を下回るが、有限要素法解析では大きな沈下につながっていない。モデル化の課題があると考えられるが、これらのことから、大きなすべりを生じない範囲の地震動に対しては、下部の水平根入れ長を1.0 m程度で効果は期待できることが分かる。

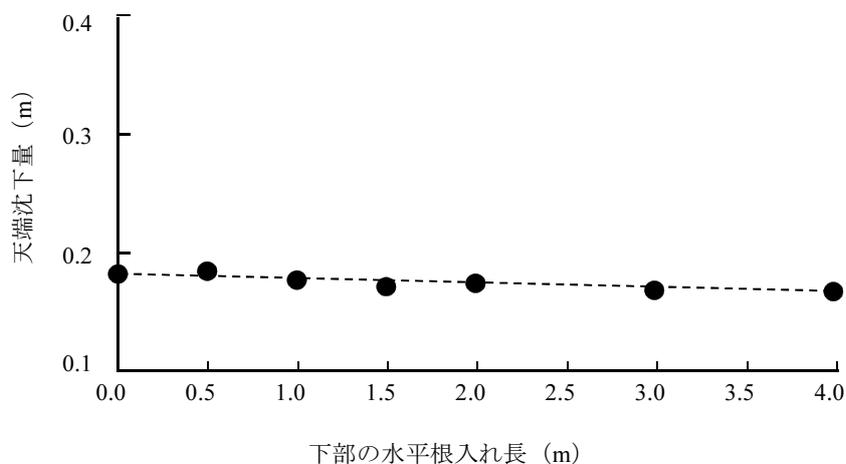


図-6.9 布製型枠保護工下部の水平根入れ長と天端沈下量の関係

6.3.6 布製型枠保護工下部の根入れ深度の影響

布製型枠保護工下部の根入れ深度を変化させたときの天端沈下量を図-6.10に示す。

その結果、メカニズムより想定できるとおり、根入れ深度に天端沈下量がほぼ比例して小さくなっていくことが分かった。根入れ深度が大きくなることによる引抜き抵抗に加え、変形が集中する下端部に対し、根入れ部の土圧により布製型枠保護工がその変形を抑え込み、結果としてひずみの発生を抑えているためであると考えられる。

なお、式 (3.1) ～式 (3.7) に当てはめてみると、式 (3.5) で求められる下部の斜め部の根入れ深度が0.8 mの時は安全率1.201となるが、深度0.6 mの時は1.127、深度0.4 mの時は1.058、深度0.2 mの時は0.991、深度0.0 mの時は0.929となり、深度0.2 mとしたときから安全率は1.0 mを下回る。この数式からは、0.4 mを超えても大きな効果は得られないと言えるが、力の釣り合いだけでなく、動的解析により明らかになったように、ひずみの集中する位置が保護工を根入れすることにより法尻から保護工下端部に変化することにより、沈下を抑える効果が生じていると言える。

この結果から、堤体安定性向上効果を大きくするためには、下端部の根入れ深度を深くすることが有効であることが分かった。

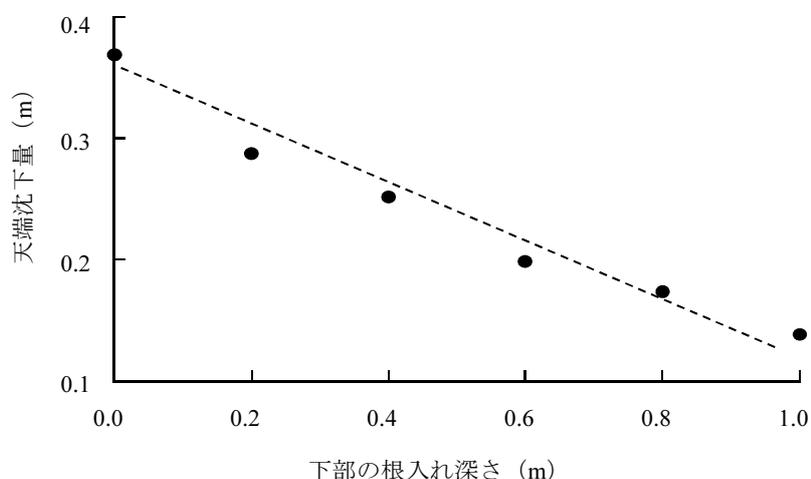


図-6.10 布製型枠保護工下部の根入れ深度と天端沈下量の関係

6.4 まとめ

本章では、第5章で検証したモデルについて、布製型枠保護工材料の様々な条件として、布製型枠内部コンクリートの強度、布製型枠布材の強度、布材と土との摩擦係数、布製型枠保護工上部の水平根入れ長、布製型枠保護工下部の水平根入れ長、布製型枠保護工下部の根入れ深度を変更して解析を実施し、それぞれの条件が堤体安定性向上効果に与える影響を明らかにした。本章で得られた知見を以下に整理する。

- ①布製型枠内部コンクリートは普通コンクリートの強度の範囲内であれば、強度を大きくしても堤体安定性向上効果はほとんどない。
- ②布製型枠布材の引張強度を大きくし、引張強度が発揮される際の布材のひずみを小さくすることで堤体安定性向上効果が期待できる。
- ③布材と土との摩擦係数を大きくするほど堤体安定性向上効果は大きくなるが、摩擦係数0.5以上であれば、それ以上大きくしても効果はあまり変わらない。
- ④布製型枠保護工上部、下部の水平根入れ長を変えても堤体安定性向上効果はほとんど変わらず、布製型枠を固定するために1 m程度根入れすればよい。
- ⑤布製型枠下部の根入れ深度は深くすればするほど堤体安定性向上効果が高まる。

第 7 章 結 論

本研究では、ため池における法面保護工が地震時の堤体安定性に与える効果を明らかにし、補強効果の高い保護工の構造（種類）、敷設方法、敷設範囲、効果的な材料特性を示すことを目的とし、法面保護工を模した遠心模型実験と数値解析を行い、数値解析の再現性を検証し、その後法面保護工の敷設範囲や材料特性の条件を変更した解析を行いその影響を検証した。各章で得られた成果を以下にまとめる。

第 1 章では、本研究の背景として、全国に数多くあるため池の地震時安定性の確保が喫緊の課題であること、数多くのため池の対策を実施するには多大なコストと時間を要するといった課題について説明した。本研究では対策に必要なコストを削減することを目的に、通常は波浪による侵食防止の目的で設置され、構造部材として考慮されない法面保護工に関して、遠心模型実験と数値解析を行うことで、法面保護工が地震時の堤体安定性に与える効果を明らかにし、補強効果の高い保護工の構造（種類）、敷設方法、範囲、効果的な材料特性を示すことを目的とすることとした。

第 2 章では一般的にため池において用いられる法面保護工の種類と特徴、設計手法について説明した。続いてため池の被災パターンと法面保護工との関係について説明した。さらに既往の研究と課題について整理し、本研究で取り組む課題をまとめた。本研究で取り組む課題は、①法面保護工の変状メカニズムと堤体安定性に与える効果の要因を明らかにし、②効果的な法面保護工の種類や設置方法や材料特性を示すこととした。

第 3 章では、法面保護工の設計方法の妥当性を確認するために通常の設定方法における変状メカニズムを確認すること、及び、堤体安定性に効果的な影響を与える敷設方法を提案し、その効果を確認するために、遠心模型実験を行った。実験は一般的な法面保護工である張ブロック工、ブロックマット工、布製型枠保護工をモデル化し、通常の設定方法で加振するとともに、堤体安定性に与える効果を期待して一体成型型の材料であるブロックマット工及び布製型枠保護工について上下端部を土中に固定した模型で実験を行った。この設置方法は、軟弱地盤上の盛土補強工法でジオテキスタイルによる抵抗を考慮する場合には、ジオテキスタイルの引抜き抵抗力を確保するために土中に必要な定着長を確保する、という考え方を参考にした。遠心模型実験で得られた知見は以下のとおりである。

- ①通常の設定方法では法面保護工に作用する滑動力が摩擦抵抗力を上回ると法面保護工は法面をすべり落ち、変状するが、このメカニズムは、張ブロック工、ブロックマット工、布製型枠保護工いずれも同様であり、各法面保護工の設計計算方法と合致することを確認した。
- ②保護工の端部を土中に固定すると、固定部の引抜き抵抗力により法面保護工の引張剛性

による引張抵抗力が働き、堤体法面の変形が抑制されることを確認した。

- ③引抜き抵抗力が同じであれば、保護工の引張剛性が大きいほど堤体の変形抑制効果が高く、実験を行った材料では、保護工強度が大きい布製型枠保護工が最もその効果が高いことを確認した。
- ④堤体の変形を円弧状のすべりとして仮定し、土塊の滑動モーメントに抵抗する力として、ジオテキスタイルによる軟弱地盤上の盛土補強工法の計算式を参考に端部の固定による引抜き抵抗力を定式化し、提案した。この引抜き抵抗力と保護工の引張剛性との小さい方の力が抵抗モーメントとして作用するとして、提案式から検討できる挙動が実験と合致していることを確認した。

第 4 章では、**第 3 章**の遠心模型実験の結果、最も堤体安定性向上効果が大きく、効果的であることが明らかとなった端部を土中に固定した布製型枠保護工について、無対策時と天端の沈下量や変形形状を遠心模型実験により比較することで、その効果を検証した。本実験で得られた知見は以下のとおりである。

- ①端部を固定した布製型枠保護工を設置すると無対策に比べて法面の変状・沈下を抑制する効果がある。
- ②堤体の変形を円弧状のすべりとして仮定し、土塊の滑動モーメントに抵抗する力として、ジオテキスタイルによる軟弱地盤上の盛土補強工法の計算式を参考に端部の固定による引抜き抵抗力を定式化した安全率の計算式で算出される限界水平震度が、実験結果とほぼ合致することが確認できた。

第 5 章では、二次元動的有限要素法解析により、**第 4 章**で行った遠心模型実験の再現解析を実施した。解析で得られた知見は以下のとおりである。

- ①以下のようなモデル、パラメータとすることでモデルに発生するせん断ひずみが7%程度までの規模の地震では再現性が高い解析が可能なが確認できた。
 - ・法面保護工である布製型枠保護工について、布材と内部コンクリートを別材料としてソリッド要素としてモデル化する。
 - ・布材と土との間は摩擦係数に相当するインターフェース要素を設定する。
 - ・布材と内部コンクリートの強度パラメータは、弾完全塑性体モデルとして、降伏関数にMohr-Coulomb型を適用し、圧縮強度や引張強度をせん断強度と見なして粘着力を与えてモデル化する。
- ②大きなすべり破壊を生じるような規模の地震動に対しては、微小変形解析では実験の結果を精度よく再現できないことが確認できた。
- ③モデルに発生するせん断ひずみが7%程度までの規模の地震に対しては、無対策と法面保護工設置時の解析結果から、法面保護工の堤体安定性に与える影響、効果を有意に再現可能であることが確認できた。

第6章では、より効果的な法面保護工の設置方法、材料特性を明らかにするために、第5章で検討したモデルについて、布製型枠内部のコンクリートの強度、布製型枠布材の強度、布材と土との摩擦係数、布製型枠保護工上部の水平根入れ長、布製型枠保護工下部の水平根入れ長、布製型枠保護工下部の根入れ深度を変更した解析を実施し、それぞれの条件が堤体安定性に与える影響を明らかにした。本章で得られた知見を以下に示す。

- ①布製型枠内部コンクリートは普通コンクリートの強度の範囲内であれば、強度を大きくしても堤体安定性向上効果はほとんどないことが確認できた。
- ②布製型枠布材の引張強度を大きくし、引張強度が発揮される際の布材のひずみを小さくすることで堤体安定性向上効果が期待できることが分かった。
- ③布材と土との摩擦係数を大きくするほど堤体安定性向上効果は大きくなるが、摩擦係数0.5以上であれば、それ以上大きくしても効果はあまり変わらないことが確認できた。
- ④布製型枠保護工上部、下部の水平根入れ長を変えても堤体安定性向上効果はほとんど変わらず、布製型枠を固定するために1 m程度根入れすればよいことが確認できた。
- ⑤布製型枠下部の根入れ深度は深くすればするほど堤体安定性向上効果が高まることが確認できた。

最後に、今後の課題を以下に示す。

- ①本研究では、法面保護工の効果に着目するため、片盛土かつ貯水位なしの条件で実験を行った。通常のため池形状のように両盛土とした場合、法面保護工が下流側法面に与える影響の有無や、貯水がある場合の効果の違い等を検証する必要がある。
- ②本研究で実施した二次元動的有限要素法解析では、ひずみが7%を超えるような規模の地震動に対しては、実験の結果を精度よく再現できなかった。今後大変形までを再現できる解析手法を検討する必要がある。
- ③軟弱地盤上の盛土補強工法の計算式を参考に端部の固定による引抜き抵抗力を定式化し、力の釣り合いから安全率を算出する式を提案したが、条件を変更した模型実験を行うなどして、提案式の妥当性をさらに検証する必要がある。
- ④提案式の妥当性の検証や、二次元動的有限要素法でのモデル化に際しては、法面保護工と土との摩擦係数の検証が重要である。また、布製型枠保護工は布材と内部コンクリートの複合部材であり、その複合部材としての引張剛性についても実験により検証する必要がある。
- ⑤本研究で明らかとなった効果的な法面保護工の設置方法の実設計への反映に当たっての課題や、実際のため池へ適用する際の施工上の課題や経済性を明らかにしていく必要がある。

参考文献

- 1) 農林水産省農村振興局 (2012) : 東日本大震災を踏まえた農業用施設の設計上の重点課題に関する検討状況について, (オンライン), 入手先<http://www.maff.go.jp/j/council/seisakunousin/bukai/h23_9/pdf/data3.pdf>
- 2) 農林水産省 (2019) : 平成 30 年 7 月豪雨による被害状況等について, (オンライン), 入手先<<https://www.maff.go.jp/j/saigai/ooame/20180628.html>>
- 3) 農林水産省 (2019) : 農業用ため池の管理及び保全に関する法律 (平成 31 年法律第 17 号)について, (オンライン), 入手先<https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/kanrihozenhou.html>
- 4) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会 (2013) : ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版, (財) 土木研究センター
- 5) 福島伸二, 石黒和男, 北島 明, 池田康博, 酒巻克之, 谷 茂 (2000) : 固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究, 土木学会論文集, **666/III-53**, 99-116.
- 6) Duttine, A., 龍岡文夫, 矢崎澄雄, 毛利栄征 (2015) : ため池堤体・フィルダムの非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク法による地震時残留変形評価法, 地盤工学会誌, **63(3)**, 8-11.
- 7) 国土技術研究センター (2007) : 護岸の力学設計法, 山海堂
- 8) Vidal, H. (1969) : The principle of reinforced earth, *Highway Research Record*, 282.
- 9) 米澤豊司, 青木一二三, 館山 勝, 小島謙一, 堀井克己, 鴫田由希 (2000) : 新幹線盛土のジオテキスタイルによる耐震補強に関する研究, ジオシンセティックス論文集, **15**, 183-186.
- 10) 辻慎一郎, 伊藤修二, 小嶋啓介, 伊藤雅基 (2015) : ジオテキスタイル拘束土壁の耐震性に関する振動台実験と安定解析, ジオシンセティックス論文集, **30**, 171-176.
- 11) 竜田尚希, 張 至縞, 常田賢一, 小田和広, 中平明憲 (2008) : ジオテキスタイルによる道路盛土の天端補強構造に関する実験的研究, ジオシンセティックス論文集, **23**, 231-236.
- 12) Yufeng, G., Shangchuan, Y., Fei, Z. and Ben, L. (2016) : Three-dimensional reinforced slopes : Evaluation of required reinforcement strength and embedment length using limit analysis, *Geotextiles and Geomembranes*, **44**, 133-142.
- 13) 木村英樹, 館山 勝, 小島謙一, 古関潤一, 龍岡文夫 (1997) : 耐震防護工のある模型盛土の傾斜実験, 土木学会第 52 回年次学術講演会, 392-393.
- 14) 伊藤和也, 豊澤康男, 鈴木将文 (2007) : 法面保護工の維持補修時における法面安定性に関する検討, 労働安全衛生総合研究所特別研究報告, **35**, 59-71.
- 15) 農林水産省農村振興局整備部設計課 (2015) : 土地改良事業設計指針「ため池整備」.
- 16) 福島県農林水産部 (2012) : 農林水産分野における東日本大震災の記録 (発災から平成 23 年度末まで (第 1 版)), (オンライン), 入手先<<http://www.pref.fukushima.lg.jp/>>

download/1/99_ikkatsu.pdf>

- 17) 堀 俊和, 上野 和広, 松島 健一 (2012) : 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策, 農工研技報, **213**, 175~199.
- 18) ジオテキスタイル選定要領委員会 (1988) : 現状のジオテキスタイルの分類および用途について, ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, **3**, 46-58.
- 19) 若井明彦, 天野正道, 飯塚 豊, 鶴飼恵三 (2006) : ジオグリッドとコンクリートパネルからなる補強土擁壁の耐震性評価のための数値解析, 土木学会論文集 C, **62**(1), 45-56.
- 20) 大島 明, 牧島健一, 堀越恵一, 樋口邦弘, 蔡 飛, 鶴飼恵三 (2010) : 補強土壁と補強盛土を組合せた高盛土構造物の設計と FEM 解析, 第 55 回地盤工学シンポジウム論文集, 73-78.
- 21) 地盤工学会 (1988) : 「講座」遠心模型実験—序論, 土と基礎, Vol.35, No.11, 68-74.
- 22) 岡村未対, 竹村次朗, 上野勝利 (2004) : 遠心模型実験—実験技術と実務への適用— 2. 遠心模型の相似則, 実験技術—利点と限界, 土と基礎, Vol.52, No.10, 37-44
- 23) 三宅達夫, 赤本弘文, 佐藤 毅 (1992) : 浚渫・埋立計画における遠心模型実験の利用, 土と基礎, Vol.40, No.5, 23-27
- 24) Miyake, M., Yanagihata, T., Baba, S. and Tsurugasaki, K (2002) : A large-scale drum type centrifuge facilities and its application, Proc.Int.Conf.Physical Modeling in Geotechnics-ICPMG'02, 43-48
- 25) Baba, S., Miyake, M., Tsurugasaki, K and Kim, H : Development of wave generation system in a drum centrifuge, Proc.Int.Conf.Physical Modeling in Geotechnics-ICPMG'02, 265-270
- 26) 東洋建設株式会社 : ビーム型遠心力載荷模型実験装置, (オンライン), 入手先<<https://www.toyo-const.co.jp/technology/2882.html>>
- 27) NTC コンサルタンツ (株), 内外エンジニアリング (株), 日本工営 (株), 三祐コンサルタンツ (株) (2014) : ため池の簡易耐震性能照査手法の開発, 農林水産省官民連携新技術研究開発事業.
- 28) 三菱ケミカルインフラテック株式会社 (2017) : ゴビマット 土壌安定・侵食防止ブロックマット 技術資料-1.
- 29) 前田工織株式会社 : ボンニップ 品質証明書.
- 30) 三菱ケミカルインフラテック株式会社 (2017) : ゴビマット 土壌安定・侵食防止ブロックマット 技術資料-3.
- 31) 前田工織株式会社 : 布製型枠 モデム 技術資料.
- 32) Alfaro, M., Miura, N. and Bergado, D. (1995) : Soil-Geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests, *Geotechnical Testing Journal*, **18**, 157-167.
- 33) 林 雄介, 井沢 淳, 石濱吉郎, 桑野二郎, 高橋章浩 (2002) : ジオグリッドの引抜き特性に及ぼす粒子径の影響, ジオシンセティックス論文集, **17**, 153-158.
- 34) 錦織大樹, 相澤宏幸, 相馬亮一, 園田陽介, 平川大貴, 龍岡文夫 (2007) : 各種補強材

- の砂盛土からの引抜け特性, ジオシンセティックス論文集, **22**, 97-102.
- 35) 土木学会 (2017) : 2017年制定 コンクリート標準示方書.
- 36) 平井貴雄, 谷津 淳 (2000) : 耐震設計に用いるジオグリッドの引張り強さに関する一考察, ジオシンセティックス論文集, **15**, 205-214.
- 37) 龍岡文夫, 平川大貴, Warat, K., 内村太郎 (2003) : ジオテキスタイルのクリープ変形と引張強度に対するクリープ補正係数についての考察, ジオシンセティックス論文集, **18**, 167-174.
- 38) PLAXIS 2D Version2018, *PLAXIS Manual*, Bentley systems, United States.
- 39) 加賀宗彦, 岩崎高明 (1989) : 2次元引張り試験によるジオテキスタイルの力学特性, ジオテキスタイルシンポジウム発表論文集, (**4**), 1-5.
- 40) 河村 隆, 梅崎健夫 (2004) : ジオグリッド補強土壁における拘束効果パラメータの決定法に関する一考察, ジオシンセティックス論文集, **19**, 21-28.
- 41) Kongkitkul, W., Siddiquee, M.S.A, Hirakwa, D. and Tatsuoka, F. (2004) : FEM simulation of viscous behavior of geogrid and geogrid-reinforced sand, ジオシンセティックス論文集, **19**, 237-244.

