

立命館大学審査博士論文

サイゴン川河岸崩壊に対する
現地発生材を用いた軟弱地盤改良工法に
関する基礎的研究

(Fundamental research on
ground improvement method using locally generated materials
against riverbank failure along Saigon River)

2018年3月

March 2018

立命館大学理工学研究科

環境都市専攻博士課程後期課程

Doctoral Program

in Advanced Architectural, Environmental and Civil Engineering
Graduate school of Science and Engineering
Ritsumeikan University

大矢 綾香

OYA Ayaka

研究指導教員：深川 良一 教授

Supervisor : Professor FUKAGAWA Ryoichi

目次

第1章	序論	3
1.1	研究の背景	3
1.1.1	ベトナム社会主義共和国における自然災害	3
1.1.2	サイゴン川における災害およびそれに関連した研究	5
1.2	研究の目的	9
1.3	本論文の構成	10
第2章	サイゴン川の水理特性と河岸の地盤特性	11
2.1	調査の概要	11
2.2	ADCPを用いた河川情報取得	11
2.2.1	取得方法	11
2.2.2	結果	12
2.3	河岸斜面の地盤特性	14
2.3.1	取得方法	14
2.3.2	結果	14
2.4	河岸近傍の地下水位と河川水位の関係	18
2.4.1	計測方法	18
2.4.2	結果	19
2.5	まとめ	20
第3章	河岸斜面のFEM浸透・安定連成解析による崩壊挙動の把握	21
3.1	解析概要	21
3.2	線形弾完全塑性モデル	22
3.3	Mohr-Coulombモデル	24
3.4	せん断強度低減法	25
3.5	河川の水位変動を再現した斜面の浸透・安定連成解析	26
3.5.1	解析条件	26
3.5.2	解析結果と考察	28
3.6	まとめ	48
第4章	安価な現地発生材を用いた軟弱地盤改良工法に関する基礎実験	49
4.1	現地発生材を用いた軟弱地盤改良工法	49
4.1.1	使用する材料	49
4.1.2	関連する既往の研究	50
4.1.3	改良土の硬化メカニズム	52
4.2	改良土の一軸圧縮試験	53

4.2.1	試験概要	53
4.2.2	安定材の配合比	53
4.2.3	一軸圧縮試験の方法と条件	54
4.2.4	一軸圧縮試験の結果と考察：粃殻灰の配合比が改良土の強度特性に与える影響	56
4.2.5	一軸圧縮試験の結果と考察：初期含水比が改良土の強度特性に与える影響	60
4.3	まとめ	64
第5章	生石灰と粃殻灰を用いた地盤改良工法に対する稲わらの利用	65
5.1	概要および関連する研究	65
5.2	稲わらを用いた改良土の一軸圧縮試験	66
5.2.1	試験方法と試験条件	66
5.2.2	試験結果	67
5.3	乾湿繰り返し環境下での改良土の耐久性	78
5.3.1	試験方法と試験条件	78
5.3.2	試験結果：外見上の評価	78
5.3.3	試験結果：一軸圧縮試験	81
5.4	まとめ	81
第6章	現地発生材を用いた地盤改良工法の実地盤への適用	83
6.1	概要	83
6.2	改良土の一軸圧縮試験	84
6.2.1	試験方法と試験条件	84
6.2.2	一軸圧縮試験の結果	84
6.3	まとめ	88
第7章	結論	90
7.1	本論文の成果	90
7.2	今後の課題	93

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 ベトナム社会主義共和国における自然災害

ベトナム社会主義共和国はインドシナ半島に位置する(図1.1)。人口は、約9270万人、首都は北部に位置するハノイである¹⁾。キン族(越人)が人口の約86%を占め、他にクメール、華僑等の53の少数民族が存在し、宗教は大多数が仏教である。政体は社会主義共和国であるが、日本国政府による報告²⁾によると1、1986年の第6回共産党大会において市場経済システムの導入とドイモイ(刷新)政策が採択されて以降、外資の導入や市場経済化が進んでいる。

その一方で、自然災害のリスクは171か国中18番目に高く³⁾、特に風水害による被害に見舞われることが多い。図1.2にベトナム全土のハザードマップを示す⁴⁾。ベトナム全土で、洪水、鉄砲水、台風、干ばつ、土砂災害のリスクが高いことがわかる。また、台風がもたらす大雨や雨季に観測される豪雨が誘因となる土砂災害が多く発生している⁵⁾。ベトナム社会主義共和国は、熱帯モンスーン地域に属し、年間の平均雨量はおおよそ2000mmであり、その約75%から80%が雨季の3ヶ月間に観測される。そして、台風や洪水により、海岸浸食、土砂崩れなどの土砂災害が発生している。Vanら⁵⁾による2000年から2002年に行われたベトナムの主要25河川の合計850kmの河川堤防と合計900kmの海岸を調査した結果⁵⁾、各地域で数10kmの深刻な侵食がみられた。さらに、崩壊範囲が100m程度のものを含む約1600の土砂崩れがあることも分かった。

図1.3から図1.5にVanら⁵⁾の調査に基づく代表的な被害の様子を示す。図1.3は中部



図 1.1: ベトナム社会主義共和国の位置 (Google Map に加筆)

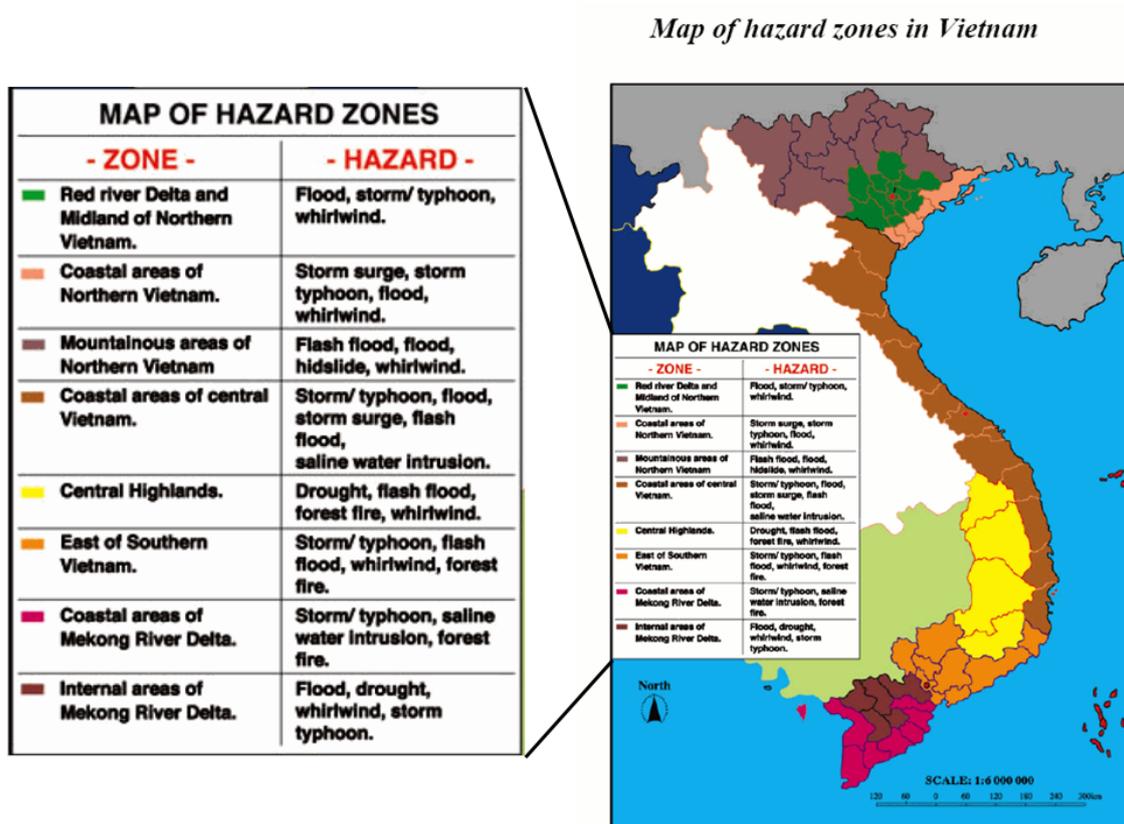


図 1.2: ベトナム社会主義共和国のハザードマップ (National report on disaster reduction in Vietnam より加筆修正)



図 1.3: Hoa Duan での海岸侵食



図 1.4: Bac Lieu での河岸崩壊



図 1.5: Thua Thien-Hue(中部)での高速道路沿いにおける土砂崩れ

に位置する Hoa Duan での海岸侵食を示し、この図より海岸侵食により海岸沿いの家屋が崩壊していることが分かる。図 1.4 は南部に位置する Bac Lieu での河岸崩壊を示し、河岸崩壊により、栈橋が大きく崩壊していることが写真から分かる。図 1.5 に Thua Thien-Hue(中部)での高速道路沿いにおける土砂崩れを示す。他にも、国内の地域と地域を繋ぐ主要な道路沿いでも多くの土砂崩れの発生が確認されている。1999 年には Hai Van Pass 沿いで土砂崩れが発生し、これにより、ベトナムの北部と南部を繋ぐ道路が約半年にわたり寸断され、その被害額は約 100 万ドルと推定されている。このように、自然災害により社会基盤が被害を受けている例が多い。

近年では、経済成長が自然災害の影響を受けている。2016 年にはエルニーニョ現象により南部のメコンデルタでは過去最悪とされる干ばつや、少雨に伴う河川水位の低下で水田に海水が流入し、塩害が広がった。海岸地域には 4 つの台風が襲来し、大雨により洪水や地すべりが発生した。これらの災害により、道路や灌漑設備にも大きな影響があり、農業や水産業が打撃を受けたとの報告がある⁶⁾。農業国であるベトナムは、自然災害による農作物およびそれに関わる灌漑施設等への被害が経済成長を直撃する。2016 年上半期の国内総生産 (GDP) の伸び率は 5.5% であり、前年同期の 6.3% を下回り、この原因は前述の自然災害であると考えられている⁶⁾。2017 年の夏には、北部では豪雨による土石や地すべりに見舞われ、同様に道路や橋梁等の社会基盤が被害を受けている⁷⁾。

以上より、ベトナム国内において、自然災害が頻発し、それらが社会基盤の整備や経済成長に影響を及ぼしていることは明らかである。このような現状を受け、ベトナムの自然災害に関する政府職員や研究者は、自然災害の被害を最小限にするために、土砂災害や水害のリスクの評価の必要性を唱え、天気や災害に関する予報や警報の基準を決定するための研究の促進に努めている。しかし、具体的な提案や解決策については、研究が進んでいないといった現状がある⁶⁾⁷⁾。

1.1.2 サイゴン川における災害およびそれに関連した研究

前述のように、ベトナムはその立地と環境から自然災害に見舞われることが多い。本研究は、その例として南部ホーチミン市を流れるサイゴン川の河岸崩壊を対象として研究を行う。

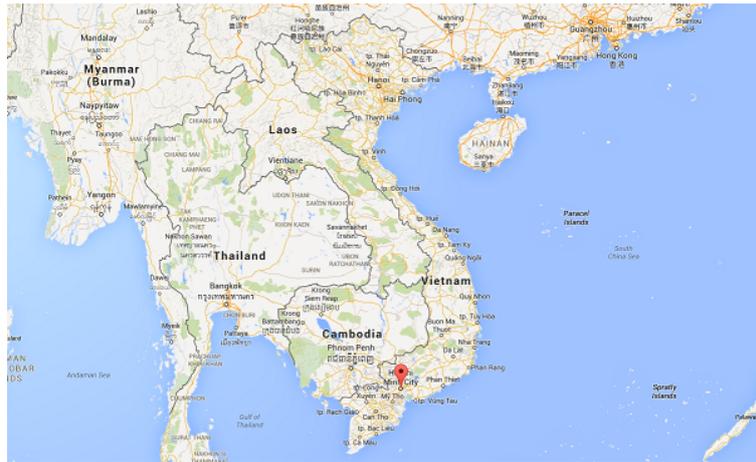


図 1.6: ホーチミン市の位置 (Google Map に加筆)

表 1.1: 経済指標の全国平均とホーチミン市平均の比較

	2005	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
1人当たり GDP(全国)(USD)	700	1154	1191	1297	1532	1753	1902	2053	2088
1人当たり GDP(ホーチミン) (USD)	1657	2519	2742	3067	3324	3666	4549	4986	5318
経済成長率(全国)(%)	7.5	5.7	5.4	6.4	6.2	5.2	5.4	6.0	6.7
経済成長率(ホーチミン)(%)	12.2	10.9	9.3	12.0	10.3	9.2	9.3	9.6	9.9



図 1.7: ホーチミン市内の工業団地



図 1.8: サイゴン港の位置

ホーチミン市は、東南アジア有数の大都市で、以前のサイゴン市として知られている。その位置を図 1.6 に示す。近年の顕著な経済成長、急激な人口増加、沖積平野に位置すること等の東南アジアの大都市に共通する特徴を持つ。2016年4月現在、市の人口は1007万人であり、首都ハノイよりも多く⁸⁾、国の経済の中心地となっている。近年では、国内初の都市鉄道が建設されており、今後の目覚ましい発展が期待される⁹⁾。表 1.1 に年ごとのベトナムとホーチミン市の1人当たりGDPと経済成長率を示す¹⁰⁾。1人当たりのGDPはこの2005年からの10年で3倍以上となり、2015年の1人当たりGDPは全国平均の約2.5倍である。さらに、ホーチミン市の経済成長率は近年では以前に比べ鈍化しているものの、常に全国平均を上回っている。このことから、ホーチミン市はベトナムの経済成長



図 1.9: 家屋周辺の河岸崩壊



図 1.10: 家屋直下の河岸崩壊



図 1.11: 河岸崩壊による家屋の倒壊



図 1.12: 港湾施設での河岸崩壊

において、重要な役割を担っていることが分かる。

ホーチミン市の経済発展を支えるものの1つが、輸出産業である。ホーチミン市の輸出金額は全国の約21%(2014年)を占めているが、その70%(2014年)を技術・加工・製造商品が占めている¹¹⁾。これらの製品はホーチミン市の市内や近郊に点在する工業団地で多くが生産されている(図1.7)。

これらの工業団地で生産させた製品は、陸路でサイゴン川下流域の複数の港へ運ばれ輸出される。サイゴン川に点在する港は国際貿易の歴史が長く、貨物取扱量は、南部主要港で全体の5割以上を占め、国内最大規模である¹²⁾。その代表が、ホーチミン市街地からほど近いThanhda半島に位置するサイゴン港である。その位置を図1.8に示す¹³⁾。サイゴン港は1860年に開港し、その後、19世紀には米やコーヒー等の輸出港として栄えた。現代においては、外航船が入港できる施設を備え¹⁴⁾、一般貨物用、旅客用、コンテナ貨物用の複数のターミナルから構成され、ベトナム南部の物流の中核拠点である¹⁵⁾。

このThanhda半島では近年河岸の崩壊が頻発している。図1.9と図1.10に民家近傍での河岸崩壊、図1.11に河岸崩壊による家屋の崩壊を示す。図1.12に港湾施設での河岸崩壊を示す。このようにサイゴン川では、河川のすぐそばに家屋が並んでいるため、家屋や施設のすぐ近傍もしくは直下まで河岸崩壊が進行している。よって、河岸崩壊により、家屋が倒壊、沈下している例が多い。サイゴン港についても、直接の被害については報告がないが、今後、河岸崩壊が港湾施設に影響を与える可能性は非常に高い。2007年には、被害の総額が約1000万円となり、河岸崩壊がホーチミン市民が住む家屋や重要なインフラに影響を及ぼしていることは明らかである。



図 1.13: コンクリートによる対策工 (1)



図 1.14: コンクリートによる対策工 (2)



図 1.15: 土のうによる対策



図 1.16: 木杭による対策

このような事態に鑑みて、ホーチミン市は巨額の予算を投じ、対策を進めようとしている。例えば、Phouc Long 橋や Rach Tom 橋の周辺に合計約 2000 万円を投じて対策を進めた。そして、図 1.13、図 1.14 が示すように、一部では日本と同じようなコンクリートでの対策が進んでいる。しかし、コスト面での問題や、河岸が崩壊している被害延長が大きいいため、コンクリートでの対策の設置が追いついていない。したがって、一般的な対策は、土のうを積み上げたもの(図 1.15)や木杭(図 1.16)のような簡便なものである。土のうごと崩れている箇所もみられ、これらは決して十分に対策がとられているとは言えない。

このような現状から、効果的かつ経済的な対策工法の提案が求められている。そのためには、まず、河岸崩壊の要因やメカニズムを把握する必要がある。そこで、将来的に崩壊要因や崩壊メカニズムを明らかにするために、深川ら¹⁶⁾により「ベトナム・サイゴン川河岸崩壊現象の解明と対策工提案のための調査研究」が実施された。このプロジェクトの中で、サイゴン川河岸斜面崩壊メカニズム解明に関する、現地調査、SPH 法を用いた斜面の安定解析、室内土槽試験、水路を用いた室内試験などが行われている。

まず、酒匂ら¹⁷⁾は被害状況の視察と地盤調査を行い、サイゴン川近傍での地下水位は河川水位よりも高い時間帯があること、河岸表層は軟弱土が厚く堆積していることを把握し、サイゴン川河岸の現状を明らかにした。

森實¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾は、サイゴン川のような複雑なモデルの数値解析を SPH 法によって行うために、簡素化されたモデル斜面を用いた土槽試験と、Bui らによって構築された SPH 法による解析モデル²¹⁾を用いて、数値シミュレーションを行った。数値シミュレーション

においては、水面下は土の飽和単位体積重量、水面上は湿潤単位体積重量を与えることで水位変動を再現し、モデル実験の結果と比較し、解析の妥当性の検証を行った。土槽試験において、モデル斜面の崩壊が起こった。しかし、せん断応力低減法を用いて、モデル斜面と同じパラメータで数値解析を行ったところ、安全率は1.0以上であった。斜面の崩壊に対する抵抗力を低減させ、斜面を崩壊させたところ、土槽試験と同様の崩壊挙動を示した。

平野²²⁾²³⁾は、水位上昇による河岸の崩壊現象を再現した室内土槽試験と土槽実験を再現するSPH法による数値解析を行い、数値解析の妥当性の検証をし、河川の水位上昇に伴うモデル斜面の崩壊挙動について考察した。堤体下部の支持力低下による沈下の発生や斜面が安息角へ向かうなどの傾向が確認されたという点で土槽試験結果と数値シミュレーションは同様な傾向を示し、崩壊挙動に関して妥当な結果を得るとともに、河川の水位上昇は河岸崩壊の要因の1つであると結論付けた。

石川²⁴⁾はサイゴン川を模した水路を用いて試験を実施し、河岸近傍の平均流速と侵食の関連性について考察した。そこで、サイゴン川の通常流れが斜面侵食に与える影響は非常に小さいと考え、河川の流量、水位、流速の変動が斜面の侵食に大きな影響を与えていると考察した。

平野²⁵⁾²⁶⁾は、サイゴン川を模した水路を用いて、河川の水位変動を再現するモデル実験を行い、サイゴン川の河岸侵食の発達について考察した。また、実験結果に対して河岸侵食速度評価を実施し、実験の妥当性を評価した。実験において、シルト、粘土などの凝集体の剥離がみられたが、侵食による溝の発達はなく、与えた水理条件では河岸侵食を生じにくいとした。また、モデル実験における実測値と侵食速度評価式から導かれた値から、与えた条件下においてモデル実験は妥当性を得ているとしている。

1.2 研究の目的

以上の背景を以下にまとめる。

- 河岸崩壊は、周辺のインフラ等に多大な影響を及ぼしているが、コスト面の問題や被害延長の規模が大きいため、対策工の設置が追いついていなく、対策の多くが不十分である。
- 既往の研究では、現地調査、SPH法を用いた斜面の安定解析、室内土槽試験、水路を用いた室内試験などが行われ、河川水位の変動が斜面崩壊の一因となっていることがわかった²⁷⁾。しかし、水位変動の繰り返しが河岸斜面に与える影響について、そして、斜面崩壊が起こった際に河岸のどの部分がどれだけの規模で崩壊するのか把握されていない。
- 効果的かつ経済的な対策工法が必要とされているが、具体的な提案はまだ行われていない。

そこで、本研究では、河川の水位変動、地下水位の変動に焦点を当て、水位変動と斜面内の浸透挙動、河岸斜面の安定性の関係の解明、および、河岸の変形箇所の予測をし、その結果や地質条件を基に、軟弱地盤対策工法について検討し、その基本的な特性を明らかにすることを目的とする。

具体的には、まず、これまでの現地調査の結果をまとめ、サイゴン川河岸の地盤・水理特性について考察する。次に、それらの結果を用いて、FEM(Finite Element Method)による斜面の浸透・安定連成解析を行い、河川の繰り返しの水位変動を再現し、水位変動と斜面内の浸透挙動、河岸斜面の安定性の関係を把握する。さらに、現地調査解析結果と解析結果を元に、サイゴン川河岸崩壊に対する、安価な現地発生材である、生石灰、粉殻灰、稲わらを用いた軟弱地盤対策工法について基礎的な実験を行い、その材料の配合比や水分量と改良土の強度特性の関係を明らかにする。最後に、前述の軟弱地盤改良工法を現地の土試料に適用し、実地盤での強度発現の特性や改良材の配合比と改良土の強度特性について明らかにし、本改良工法の課題を抽出する。なお、安価な現地発生材を用いた軟弱地盤対策工法に関する既往の研究については、その詳細とともに、後に述べる。

1.3 本論文の構成

第1章では研究の背景、既往の研究、研究の目的について述べた。

第2章では、2009年から2013年まで行われた現地調査の概要、方法論、結果をまとめる。そして、サイゴン川の水理特性と河岸の地盤特性について明らかにする。

第3章では、第2章での現地調査結果を踏まえて、河川の水位変動を再現し、河岸斜面の浸透-安定連成解析を行う。斜面内の浸透挙動や安定性、河岸の崩壊箇所や規模について考察する。

第4章では、生石灰と現地発生材である粉殻灰を用いた軟弱地盤改良工法の概要について述べる。改良土の一軸圧縮試験の概要、手順、試験結果について説明し、改良土の基本的な力学特性について明らかにする。

第5章では、前章の地盤改良工法に対する稲わらの利用について述べる。試験手順、試験結果について説明し、稲わらを用いた改良土の基本的な力学特性について明らかにする。

第6章では、前述の地盤改良工法をサイゴン川河岸の土試料に適用し、同様に一軸圧縮試験を行う。試験結果は第4章と第5章での試験結果と比較し、実地盤での強度発現の特性や改良材の配合比と改良土の強度特性について検証する。

第7章では、結論と今後の課題について述べる。



図 2.2: ADCP を用いた計測の様子

その性質から、河岸断面も同時に取得することができる。ADCP をボートに搭載し、流下方向に対して、直角方向に移動してデータを収集する。図 2.2 にその収集の様子を示している。

2.2.2 結果

図 2.3, 図 2.4 に A-A' 断面における河川水位と流量の関係, 河川水位と断面平均流速の関係, 図 2.5, 図 2.6 に B-B' 断面における河川水位と流量の関係, 河川水位と断面平均流速の関係を示すグラフをそれぞれ表している。なお, 河岸断面と流速の 1 時間ごとの計測を 24 時間にわたり行った。ここで述べている河川水位は南シナ海の平均水面を 0 としている。各地点で, 河川水位と流量, 断面平均流速が連動していることがこれらのグラフからわかる。水位が大きい時は, 流量および流速は負の値を取り, これは河川が逆流していることを示している。計測結果より, 水位の変化によって河川的环境も変化していることが示唆されている。

図 2.7, 図 2.8 に ADCP で取得した A-A' 断面, B-B' 断面で取得した河岸断面をそれぞれ示す。どの河岸も約 30 度の傾斜がある。なお, 図中にある黒の太線は河床面を示し, 細線は計測が可能な範囲を示している。

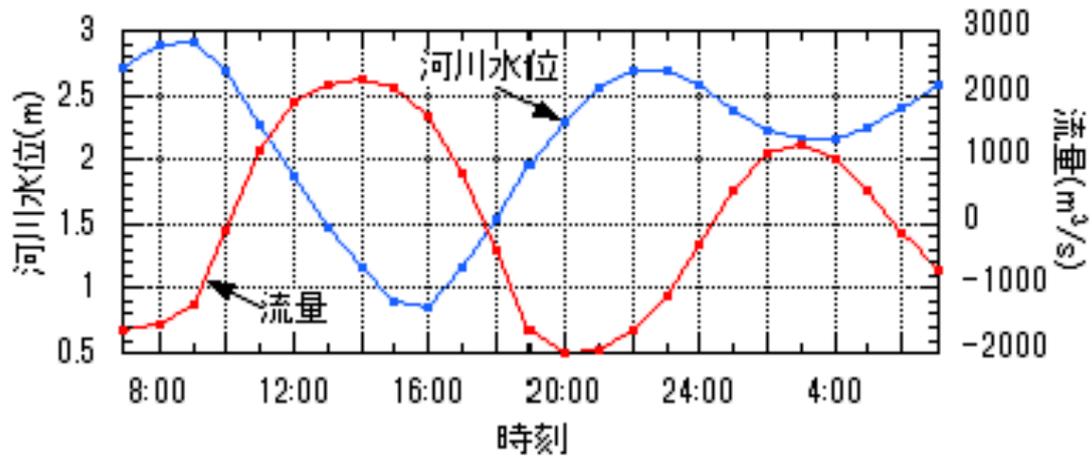


図 2.3: A-A' 断面における水位と流量

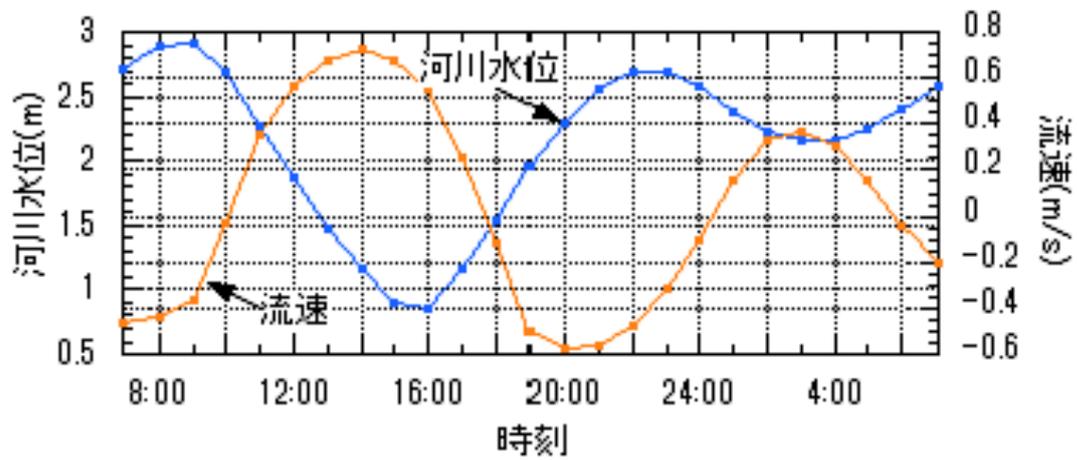


図 2.4: A-A' 断面における水位と断面平均流速

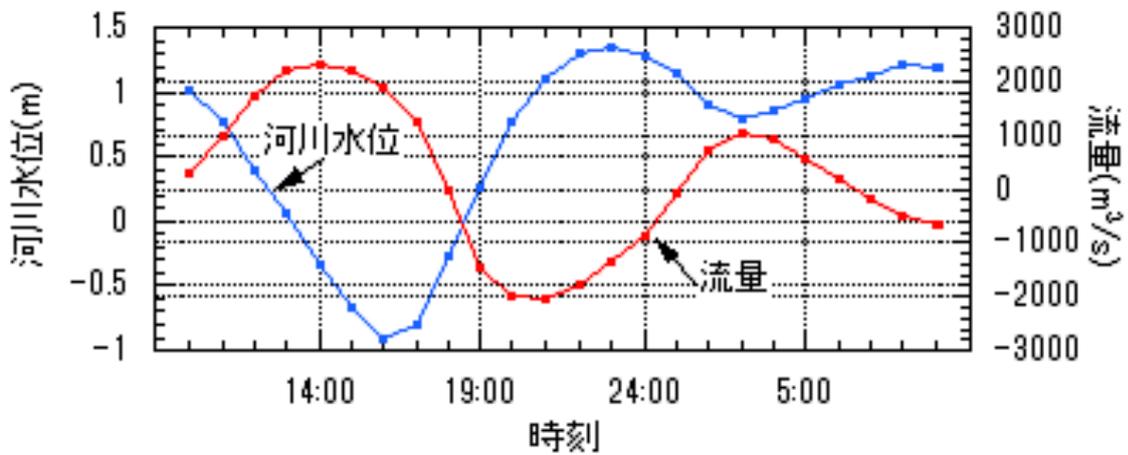


図 2.5: B-B'' 断面における水位と流量

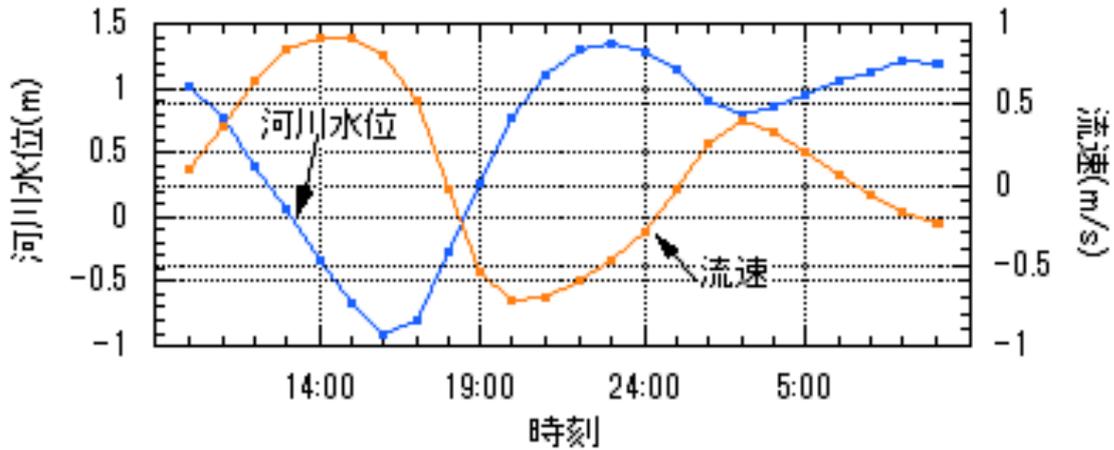


図 2.6: B-B' 断面における水位と断面平均流速

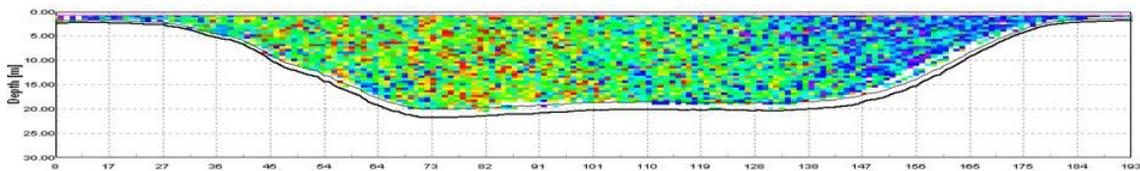


図 2.7: A-A' 断面

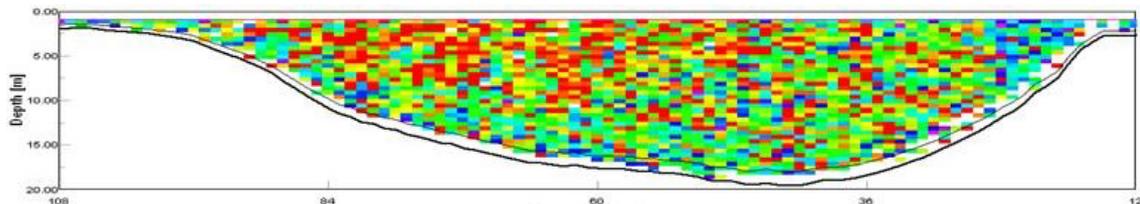


図 2.8: B-B' 断面

2.3 河岸斜面の地盤特性

2.3.1 取得方法

図 2.1 に示す P1 から P7 において標準貫入試験 (SPT) を行い、同時に土壌のサンプルを採取し、室内試験を行い、河岸斜面の地盤特性を把握した。一連の試験は American Society for Testing and Materials が策定、発行する ASTM 規格に則り行う。

2.3.2 結果

図 2.9 に P1 における地盤断面図、表 2.1 に室内試験より得られた各種土質パラメーターを示す。P1 においては、地盤は大きく 3 層、部分的に 4 層に分けることができる。表面は他所から運ばれた覆土で、第 1 層は有機粘土で N 値が 1 から 2、第 2 層は砂混じり粘土で N 値が 12 から 13、第 3 層は粘土で N 値が 7 から 11。なお、部分的に存在する 3a 層は粘土質の砂で N 値は 8 である。地盤の状態を分類する基準はいくつか存在するが、例え

ば，道路土工・土質調査指針²⁸⁾によって提案されている基準(表2.2)を用いて，地盤の強度を評価すると，第1層は非常にやわらかい地盤，第2層，第3層，第3a層は中位またはかたい地盤に分類される．また，第1層では，含水比が液性限界を超え，地盤が液性状態である．以上より，この地点では，ゆるい粘土が厚く堆積した地盤であり，軟弱な地盤であると言える．

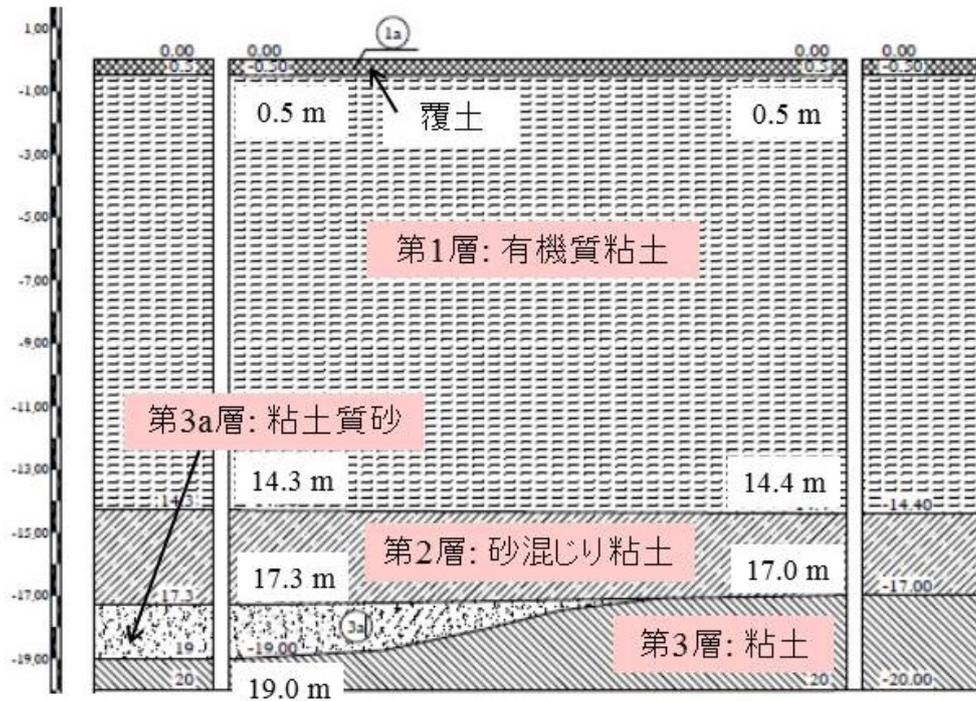


図 2.9: P1 における地盤断面図

表 2.1: P1 における室内土質試験結果

	P1			
	第1層	第2層	第3層	第3a層
液性限界 w_L (%)	73.4	39.2	51.1	-
塑性限界 w_p (%)	46.8	20.3	30.2	-
塑性指数 I_p (%)	26.6	18.9	20.9	-
含水比 w (%)	86.7	26.6	44.0	27.0
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.44	1.96	1.75	1.88
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	0.77	1.52	1.19	1.48
比重 G_s	2.60	2.72	2.72	2.67
飽和度 S_r (%)	95.0	92.0	93.0	89.0
粘着力 c (kN/m ²)	11.3	23.7	17.2	17.2
内部摩擦角 ϕ (deg)	9.43	12.3	23.4	7.55
透水係数 k (m/s)	2.56×10^{-6}	-	-	-
N 値	0-3	4-7	7-11	8

図 2.10 に P2 から P6 における地盤断面図，表 2.3 に室内試験より得られた各種土質パラメーターを示す。P2 から P6 においては，3層に分けることができる。P1 同様，表面は他所から運ばれた覆土で，第1層は有機粘土で N 値が0 から 3，第2層は砂混じり粘土で N 値が8 から 15，第3層はロームで N 値は15 から 30 ある。P1 と同じように地盤の強度を評価すると，第1層は非常にやわらかい地盤，第2層は中位またはかたい地盤，第3層は非常にかたい地盤に分類される。下部層は P1 に比べてかたい地盤だが，表層は P1 同様，やわらかい粘土であり，この地点においても，地盤は軟弱であると推定される。

図 2.11 に P7 における地盤断面図，表 2.3 に，室内試験より得られた各種土質パラメーターを示す。P7 においては，2層に分けることができる。第1層は有機質シルトで N 値が0，第2層は砂混じり粘土で N 値が3 から 7 である。他の地点と同じように地盤の強度を評価すると，第1層は非常にやわらかい地盤，第2層は中位またはかたい地盤に分類される。この地点も他の地点と同様に，第1層はやわらかい粘土が厚く堆積し，この地点においても，地盤は軟弱であると推定される。

表 2.2: N 値による基礎地盤判定の目安 (粘性土)

N 値	硬軟	注意事項
0-4	やわらかい	注意を要する軟弱地盤であり精密な土質調査を行う必要がある。
5-14	中位-かたい	安定については大体問題はないが，沈下の可能性がある。
15 以上	非常にかたい	安定および沈下の対象としなくてよいが，中小建造物の基礎地盤としては 20 以上が望ましい。

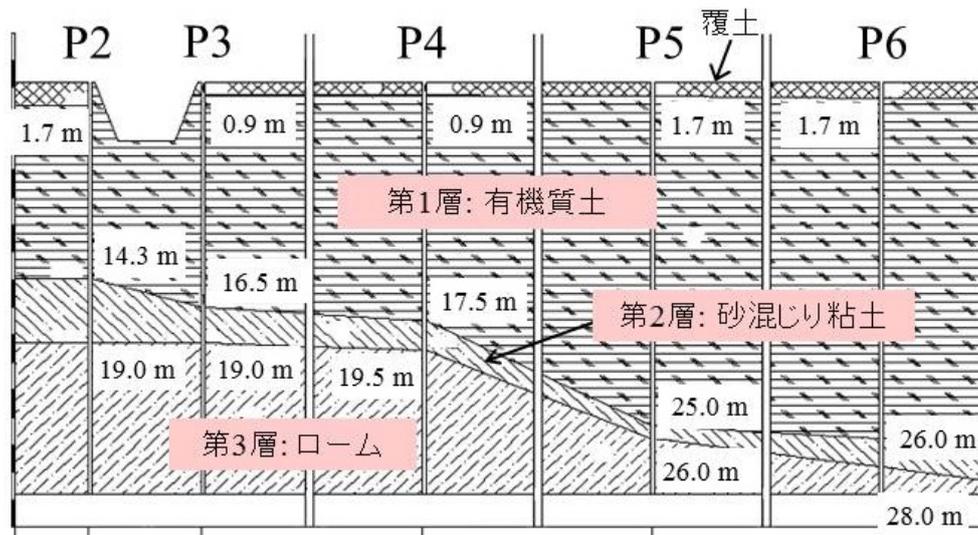


図 2.10: P2 における地盤断面図

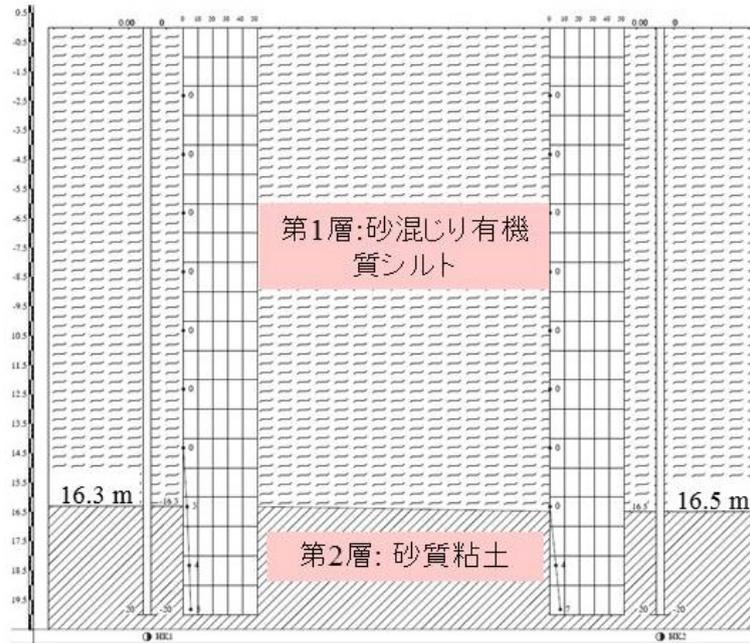


図 2.11: P7 における地盤断面図

表 2.3: P2 から P7 における室内土質試験結果

	P2-P6			P7	
	第1層	第2層	第3層	第1層	第2層
液性限界 w_L (%)	70	36	-	87.2	55.6
塑性限界 w_p (%)	38	16	-	44.9	27.0
塑性指数 I_p (%)	32	18	-	42.3	28.6
含水比 w (%)	75	20	17	95.7	46.8
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.50	1.65	1.63	1.44	1.71
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	0.86	1.76	1.81	0.74	1.16
比重 G_s	2.61	2.72	2.66	2.62	2.70
飽和度 S_r (%)	95.2	99.5	96.6	97.0	96.9
粘着力 c (kN/m ²)	10.8	36.3	9.8	11.8	16.6
内部摩擦角 ϕ (deg)	4.38	15.7	28.1	18.9	23.2
透水係数 k (m/s)	6.2×10^{-8}	4.8×10^{-7}	6.1×10^{-5}	-	-
N 値	0-3	8-15	15-30	0	3-7

2.4 河岸近傍の地下水位と河川水位の関係

2.4.1 計測方法

河川水位の変動，地下水位の変動，および，河川水位と地下水位の関係について調べるために，河川地下水位と河川水位の計測を行った．計測場所は調査地点 P7 にとし，図 2.12 にその現場の様子を示す．まず，河岸近傍に塩ビ管を埋設し，井戸を設置した．図 2.13 にその概略図を示す．塩ビ管の地中に埋まる部分は，巻き線ストレーナーというスリット入りのパイプを用いて，地下水位の移動を妨げないようにしている．図 2.13 に示すように河川から近い順に，井戸からに圧力式水位計（応用地質製 S&DL mini）（図 2.14）を設置し地下水位を計測した．計測期間は 2013 年 9 月 23 日 11 時から 25 日 8 時までの 3 日間である．河川水位は，河床に直接，水位計を設置することで計測した．計測期間は 2013 年 9 月 24 日 15 時から 25 日 8 時までの 3 日間である．



図 2.12: 調査地点 P7

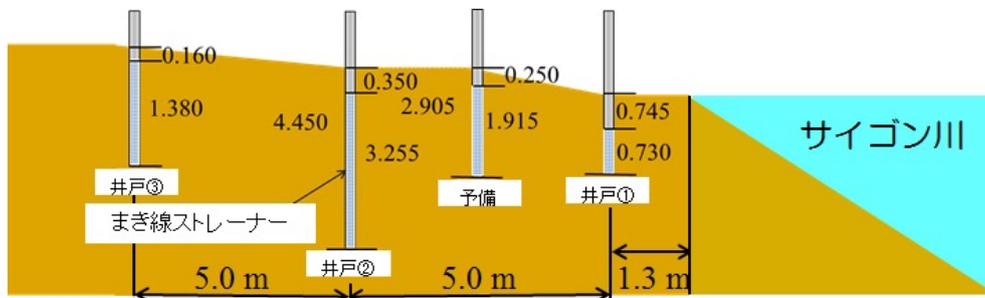


図 2.13: 井戸の設置図



図 2.14: 応用地質製 S&DL mini

2.4.2 結果

図 2.15 に各井戸における地下水位と河川水位の関係を表すグラフを示している。ここでの各水位は、井戸の地表面を基準にしている。

地下水位は、河川から最も遠い井戸において、最も高く、河岸の地下水位は常に河川水位より高い位置にあるという結果が得られた。このことに関して、海岸工学の領域においては、海岸の地下水位と海岸の浸食や変形との関係についての研究がされているが、福島ら²⁹⁾の研究では、海岸の地下水位が海面より高い位置にあると、地下水位が低いときよりも海岸の変形が大きくなることが示されている。この研究を参考にすると、地盤を構成するは本研究と異なるものの、サイゴン川河岸においても、同様のことが生じる可能性がある。これについては、現地計測のみでは把握できないので、次章において、数値解析を行い、詳細を検討する。

また、地下水位は最大で約 0.5 m 変動し、その変動の幅は、河川から近い井戸ほど大きい。河川水位は約 2 m 変動し、これは地下水位と連動している。このことから、地下水位の変動は河川水位の変動に起因するものであると考えられる。ただし、一番河川に近い井戸の地表面を 0 として地下水位を示しているが、地下水位の位置が地表面より上にある時間帯がある。これは井戸から上手く水が抜けないなどの不備があった可能性がある。この可能性を考慮しても、地下水位の位置が高い位置にあることと、河川水位の変動に伴う地下水位の変動があることは認められると考える。この点については、次章で、浸透解析の結果を用いて検証する。河岸近傍の地下水位は河川の水位に影響されることが、計測結果から示唆される。降雨等により河川の水位が通常よりも高くなる時、どのように地下水位が推移するのか、また、季節変動についても今後把握する必要がある。

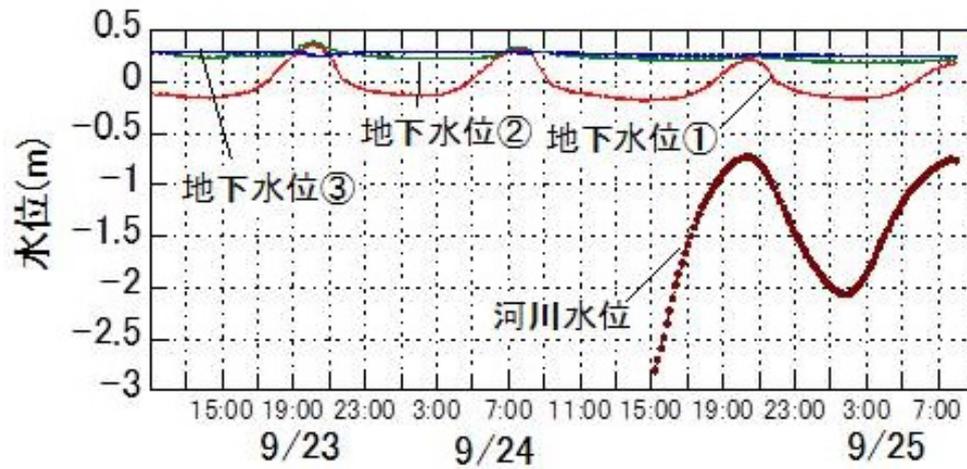


図 2.15: 河岸近傍の地下水位と河川水位の関係

2.5 まとめ

本章では、サイゴン川の現状の把握および数値解析に用いるデータを取得するために、現地調査を行い、その結果について述べた。以上のまとめを次に述べる。

- 河川が逆流している時間帯があり、水位の変化によって河川的环境も変化していることが示された。
- 河岸を構成する地盤は、3層もしくは4層に分類することができ、表層はゆるい粘土が厚く堆積し、軟弱な地盤である。
- 河川水位は約2 m 変動し、これは地下水位と連動している。

第3章 河岸斜面のFEM浸透・安定連成解析による崩壊挙動の把握

3.1 解析概要

前章において、サイゴン川の河川水位が2 mの変動があることを述べた。地下水位の計測結果からも、河川水位の変動により河岸内の水分状態が変化することがわかる。メコン川においても、河川の水位変動や河川近傍の地下水位変動が観測され、それらと河岸崩壊に着目した研究も行われている。例えば、坂本³⁰⁾らの研究では、水位低下時の河岸侵食に着目し、メコン川の河岸侵食における地下水位変動の計測を行い、地下水位低下速度が間隙水圧変動による有効応力状態変化に与える影響を明らかにする必要性について述べている。このように河川水位変動と河岸崩壊の関係についての研究は行われているものの、その数は少なく、また、繰り返される水位変動について詳細に検討されている研究は少ない。本研究では、河川の水位変動による地盤内の浸透挙動の把握とそれらが斜面の安定性に与える影響について検討するために、市販FEM(Finite Element Method)コードPLAXIS2017を用いて、水位変動を再現した斜面の浸透安定連成解析を行う。解析対象はADCPによる河岸の計測、地下水位計測を行ったA-A'断面とする。近傍のP1で行った測量の結果も加味して斜面をモデル化する。この断面にはP1の土質パラメータを適用させる。図3.1にその位置を示す。



図 3.1: 解析対象地の地図

3.2 線形弾完全塑性モデル

本研究では、土の応力-ひずみ関係のモデル化に線形弾完全塑性モデルを用いる。本項では、PLAXISで用いられている線形弾完全塑性モデル³¹⁾について述べる。

まず、線形弾完全塑性モデルについて説明する。線形弾完全塑性モデルとは土の応力-ひずみ関係を線形的に表現する数値モデルである。図3.2にその概念図を示す。降伏点までは応力(σ')の増加に従いひずみ(ϵ)が直線的に増加し、降伏点以降は応力が一定でひずみのみが増加する。図3.2中の σ' は有効応力、 ϵ^e は弾性領域におけるひずみ、 ϵ^p は塑性領域におけるひずみ(塑性ひずみ)である。この線形弾完全塑性モデルにおいて、ある材料のひずみ ϵ とひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ は以下それぞれ式(3.1)、式(3.2)のように、弾性領域で生じるもの、塑性領域で生じるものの和として考えられる。

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (3.1)$$

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \quad (3.2)$$

弾性領域における応力-ひずみ関係はフックの法則(式3.3)に従う。

$$\dot{\sigma}' = D^e \dot{\epsilon}^e \quad (3.3)$$

ここ D は弾性マトリクスで、単軸問題における弾性係数(ヤング係数) E に相当する。式3.3に式3.2を代入すると、以下の式(3.4)が得られる。

$$\dot{\epsilon} = D^e(\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^p) \quad (3.4)$$

一般的な塑性理論によると、塑性ひずみ速度は応力に関する降伏関数の導関数として表すことができる。すなわち、塑性ひずみ速度は降伏関数 f と直交するベクトルで表すことができる。塑性領域における応力-ひずみ関係を明らかにするために、塑性ポテンシャル関数 g を決定する必要がある。塑性ポテンシャル関数と降伏関数が一致する関連流れ測と、塑性ポテンシャル関数と降伏関数が一致しない非関連流れ測がある。関連流れ測は材料の体積変化を過大評価することが多いことから、PLAXISでは、非関連流れ測、すなわち $f \neq g$ を適用している。一般的にひずみ速度は式(3.5)のように表すことができる。

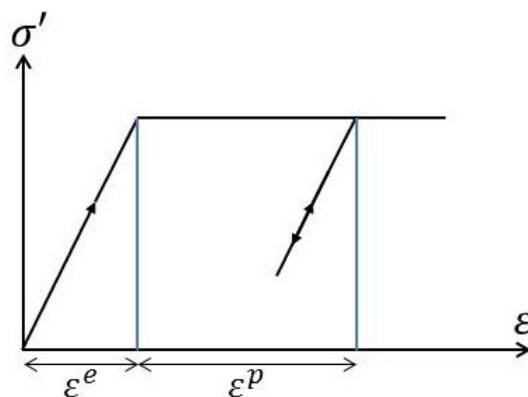


図 3.2: 線形弾完全塑性モデルの概念

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (3.5)$$

ここで、 λ は塑性係数である。塑性係数 λ は弾性領域では0で、塑性領域では正の値をとる。以上のことを整理すると以下ようになる。

材料の応力状態が弾性領域にあるとき、

$$\lambda = 0 \text{ かつ } f < 0 \text{ または } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \dot{\epsilon} \leq 0 \quad (3.6)$$

塑性領域にあるとき、

$$\lambda > 0 \text{ かつ } f = 0 \text{ かつ } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \dot{\epsilon} > 0 \quad (3.7)$$

と表すことができる。

また、弾完全塑性挙動を表現するにあたり、有効応力速度とひずみ速度の関係を説明しなければならない。そこで、下記の方程式を用いることができる。

$$\dot{\sigma}' = (D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e) \dot{\epsilon} \quad (3.8)$$

ここで、

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (3.9)$$

式(3.8)中の α は、弾性領域で0、塑性領域で1である。

以上に述べた塑性理論は、滑らかな形の降伏関数(例：Druker-Pragerの降伏関数)に対して適用できるものであり、Mohr-Coulombモデルの六角形のような降伏基準には対応できない。そこで、Koite³²⁾らによって提案された以下式(3.10)の方程式を用いる。式(3.10)は多面体の形をした降伏関数や2個以上の降伏関数に対応することができる。

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \sigma'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \sigma'} + \dots \quad (3.10)$$

3.3 Mohr-Coulomb モデル

本研究では、地盤材料の降伏基準として、Mohr-Coulomb モデル³¹⁾を使用する。Mohr-Coulomb モデルはクーロンの摩擦法則を拡張して提案された。実際に、材料の任意の要素において、クーロンの摩擦法則が成り立つ。この降伏基準は、主応力の観点で考えると6つの方程式で構成される。以下にそれらの方程式を示す。

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \sin \phi \leq 0 \quad (3.11)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \sin \phi \leq 0 \quad (3.12)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \sin \phi \leq 0 \quad (3.13)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \sin \phi \leq 0 \quad (3.14)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \sin \phi \leq 0 \quad (3.15)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \sin \phi \leq 0 \quad (3.16)$$

ここで、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

以上の式 (3.11) から (3.16) の方程式をそれぞれ f_i と表す。そして、 $f_i = 0$ とすると、図 3.3 のような図を描くことができる。

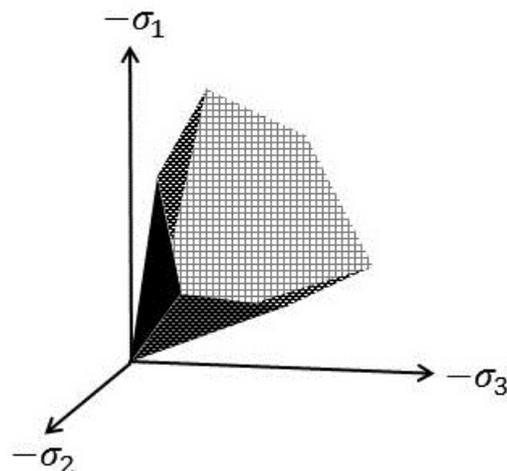


図 3.3: 主応力空間における Mohr-Coulomb の降伏関数

降伏関数に加え，6つの塑性ポテンシャル関数も定義することができる．それらを以下に示す．

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \sin \psi \quad (3.17)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \sin \psi \quad (3.18)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \sin \psi \quad (3.19)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \sin \psi \quad (3.20)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \sin \psi \quad (3.21)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \sin \psi \quad (3.22)$$

ここで， ψ はダイレイタンシー角である．

3.4 せん断強度低減法

せん断強度低減法³³⁾は，斜面の抵抗力に安全率の逆数である低減係数 $1/FOS$ を乗じて変化させ，斜面の安全率を求める手法である．安全率は滑り力 S と滑りに対する抵抗力 R の比であり，以下のように定義される．

$$F_s = \frac{R}{S} \quad (3.23)$$

式(3.23)を変形させると以下式(3.24)のようになる．

$$S = \frac{1}{F_s} R \quad (3.24)$$

ここで，抵抗力 R はせん断強度 τ に依存するから，Mohr-Coulombの破壊基準を用いるとせん断強度 τ は以下式(3.25)のように表せる．

$$\frac{R}{A} = \tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.25)$$

ここで， A は滑り面の面積である．式(3.25)を式(3.24)に代入すると，式(3.24)の右辺，仮想的な土のせん断強度 τ_{F_s} は以下式(3.26)のように表される．

$$\tau_{F_s} = \frac{c}{F_s} + \sigma \left(\frac{\tan \phi}{F_s} \right) \quad (3.26)$$

c は粘着力， ϕ は内部摩擦角である．ここで， F_s に小さな値を与えると仮想的なせん断強さ τ_{F_s} ，つまり仮想的な抵抗力は大きくなり，斜面は崩壊しない．徐々に F_s を大きくすると，地盤のせん断強度が低下し，ある値で斜面が崩壊し，計算が収束しなくなる．このとき，斜面が崩壊せず，計算が収束する最大の F_s を斜面の安全率とする．

3.5 河川の水位変動を再現した斜面の浸透・安定連成解析

3.5.1 解析条件

各解析パラメータとモデル斜面は原則、室内土質試験と現地計測結果に基づき決定した。ただし、有効応力の内部摩擦角 ϕ' は飯塚ら³⁴⁾によって提案されたパラメータ決定チャートに基づき定めた。そのフローチャートを図3.4に示す。そして、有効応力の粘着力 c' は安全側をとり、0と定めた。また、例外となるパラメータについては後にそれぞれ説明する。

ヤング係数 $E(\text{kN/m}^2)$ は一律 N 値より推定した。以下式(3.27)にその換算式を示す。

$$E = 2800N \tag{3.27}$$

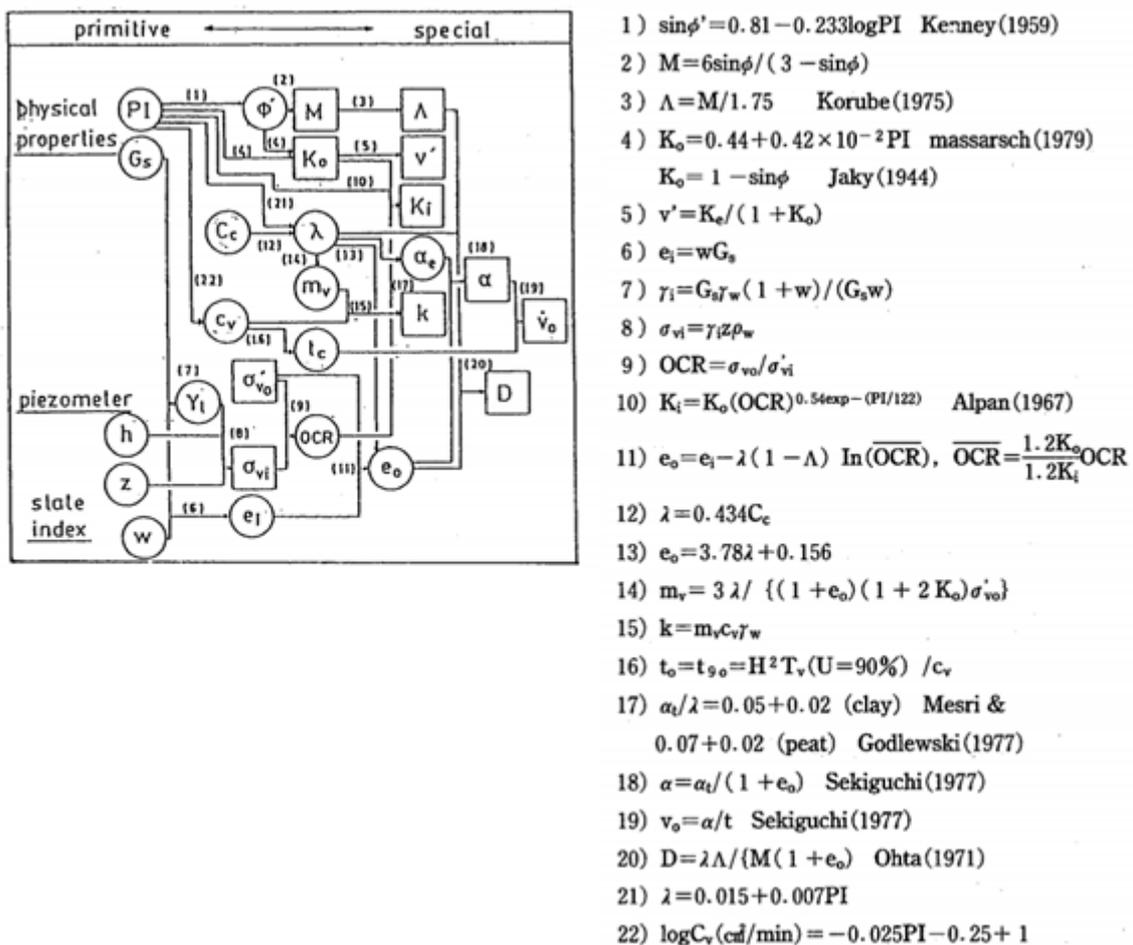


図 3.4: パラメータ決定チャート³⁴⁾

表 3.1, 図 3.5 に A 地点における解析パラメータとモデル斜面をそれぞれ示す. モデル斜面は現地調査の結果に基づき, 3層構成とする. 第1層の透水係数はP1で行った原位置透水試験により求め, 第2層と第3層の透水係数は飯塚ら³⁴⁾のパラメータ決定チャートに基づき定めた.

構成モデルは, 先に述べたように弾完全塑性モデル, 降伏基準は Mohr-Coulomb モデル, 不飽和領域の浸透特性は Van-Genuchten モデル³⁵⁾を用いた. また, 初期河川水位は現地調査で行った測量および ADCP 計測の結果に基づき決定し, 河川水位が地下水位の変動に与える影響を考察するために, 地下水位の入力値は河川水位と同じ高さとした. 1日2サイクルある河川水位の変動を再現するために, 図 3.6 のような水位変動を与えた. 図 3.5 中の青線が初期水位を示している. 4時間かけて水位を 2 m 低下させ, 低水位のまま 1 時間維持し, その後 4 時間かけて水位を 2 m 上昇させ元の水位に戻し, その水位を 1 時間維持させた. 以上の水位変動を計 20 サイクル与え, 総解析時間は 200 時間とし, 各地点に対して浸透・変形解析と浸透・安定解析を行った.

表 3.1: 解析パラメータ

パラメータ	第1層	第2層	第3層
湿潤単位体積重量 ρ_t (kN/m ²)	14.4	19.2	17.2
飽和単位体積重量 ρ_{sat} (kN/m ²)	14.1	18.9	16.8
ヤング係数 E (MN/m ²)	2.80	14.0	25.2
ポアソン比 ν	0.35	0.35	0.35
粘着力 c' (kN/m ²)	0.00	0.00	0.00
内部摩擦角 ϕ' (deg)	28.6	30.8	30.2
ダイレイタンシー角 ψ (deg)	0.00	0.00	0.00
透水係数 k (m/s)	2.56×10^{-6}	5.33×10^{-6}	5.84×10^{-5}

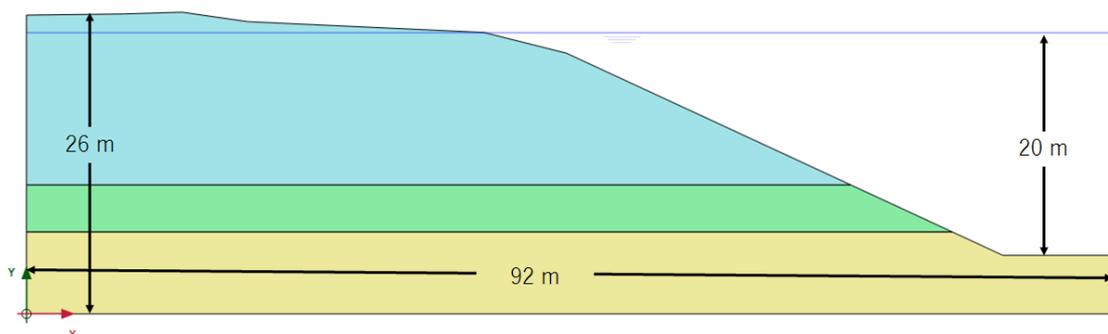


図 3.5: 解析に用いるモデル斜面

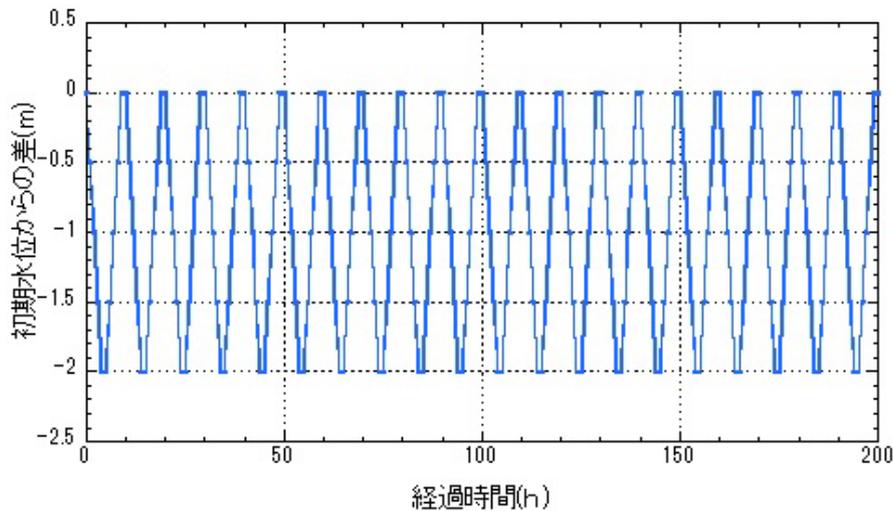


図 3.6: 入力する水位変動

3.5.2 解析結果と考察

図 3.7 から図 3.10 に A 地点の経過時間 1 時間から 4 時間の変位分布図を示す。変位は初期状態からの位置の変化を示している。図中の青線で示される水位が低下すると天端と法肩部の変位が大きくなる。これは、浸潤面(青線)が河川の水位よりも遅れて低下し、河川水位よりも浸潤面が高い状態が続くことによるのと考えられる。河川水位が高いときは、浸潤面が高い位置にあっても河川からの水圧で斜面が押されることで安定しているが、その浸潤面が高い位置にあり土の自重が大きい状態のまま、河川水位が低下し、斜面を押さえる力が小さくなり斜面が不安定化し、変形が起こる。水位上昇時には、変位が減少し、斜面が押し戻されるような挙動が見て取れるが、完全に元に戻るのではなく、変位が蓄積する。

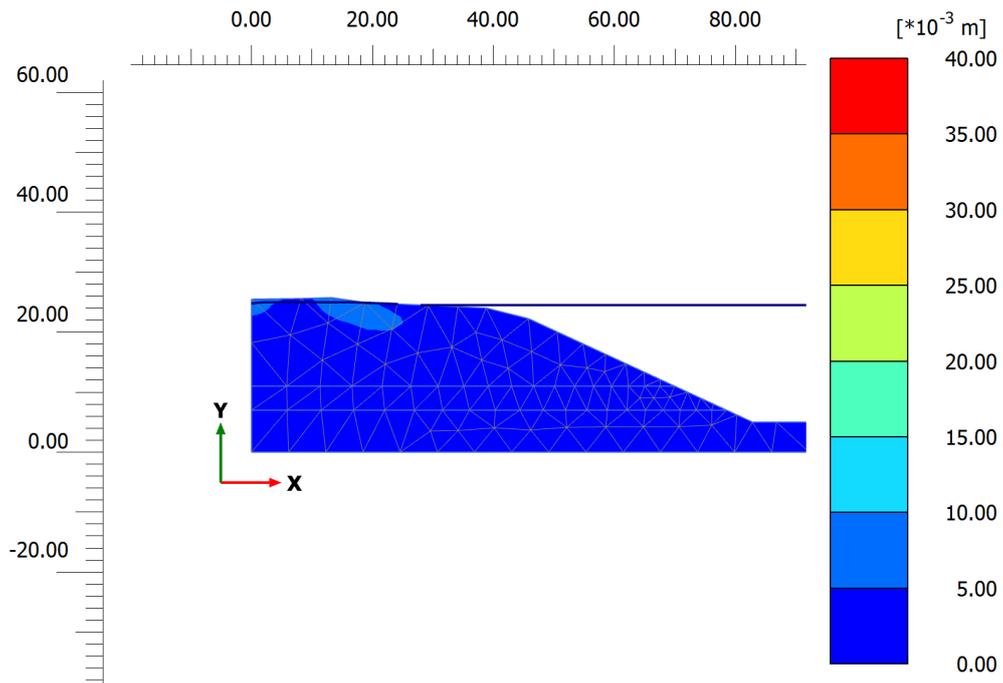


図 3.7: 変位分布図 経過時間 : 1 時間

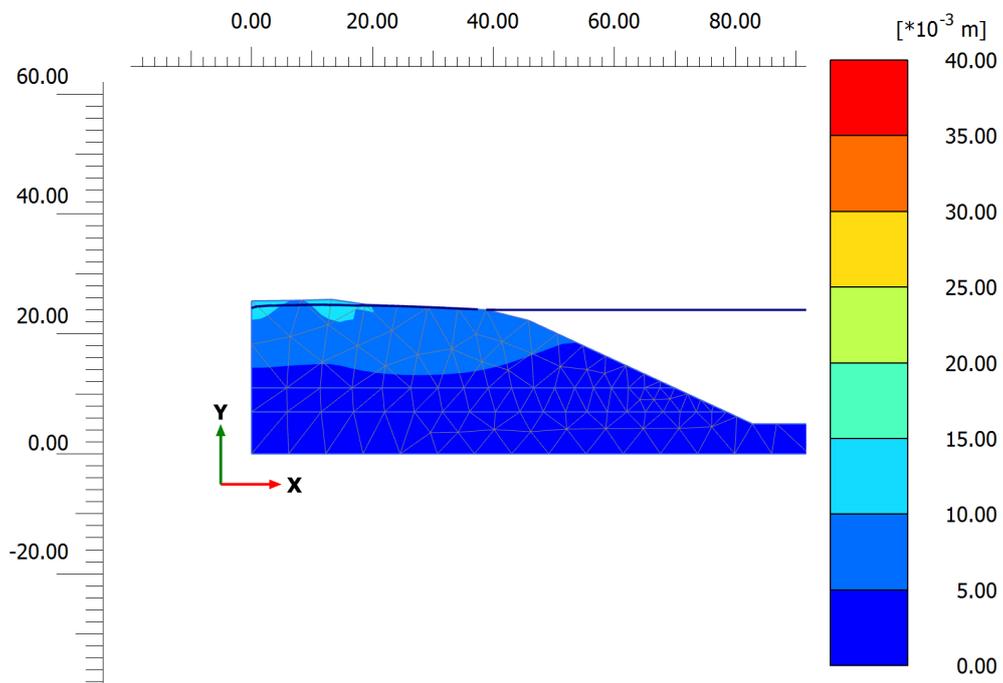


図 3.8: 変位分布図 経過時間 : 2 時間

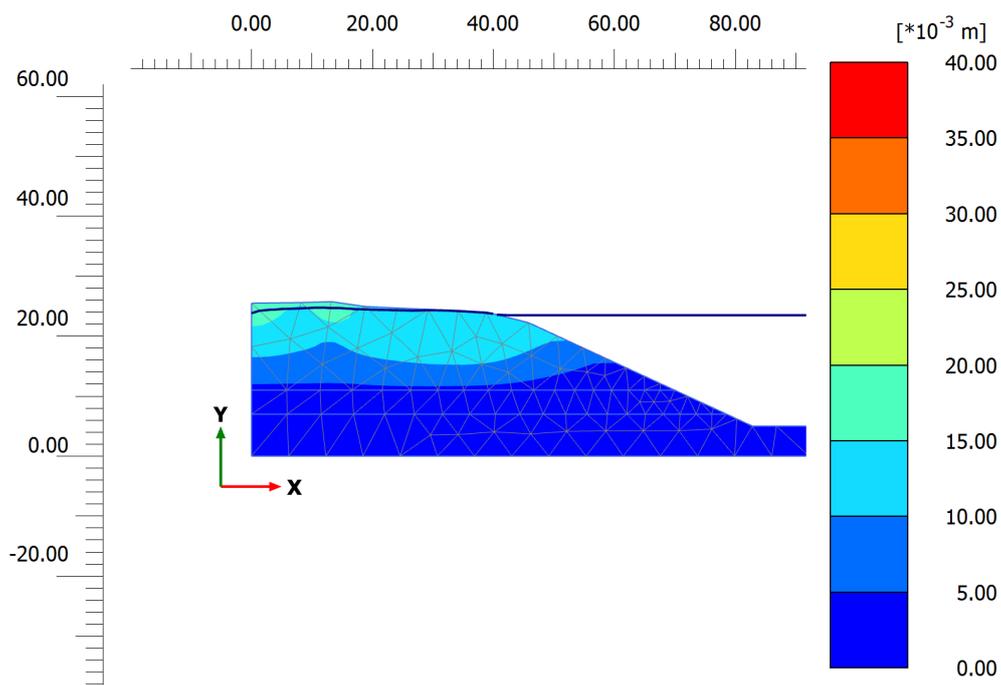


図 3.9: 変位分布図 経過時間 : 3 時間

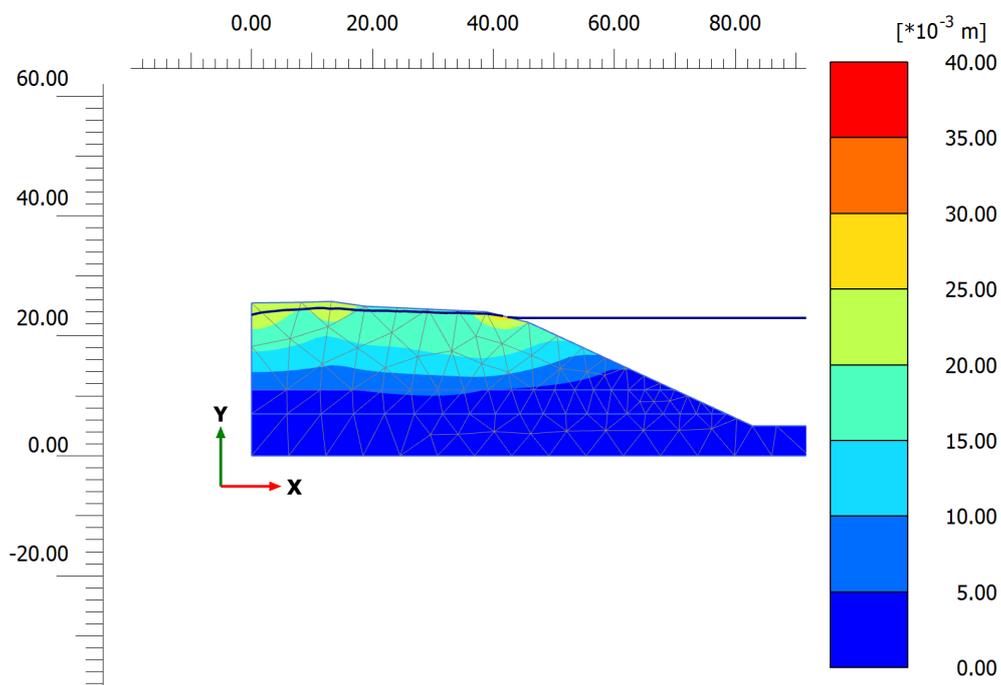


図 3.10: 変位分布図 経過時間 : 4 時間

図 3.11 に経過時間 4 時間のせん断ひずみの分布を示す。上記同様、水位が変動する範囲である法肩部高さから約 2 m の範囲にひずみが集中していることが分かる。また天端部にも一部ひずみが生じている。図 3.12 に経過時間 10 時間のせん断ひずみの分布を示す。経過時間 4 時間と比べると、せん断ひずみの値はほとんど変化しない。上で述べたように水位上昇時には、斜面が押し返されるが、法肩部のせん断ひずみは水位が上昇しても残留する。

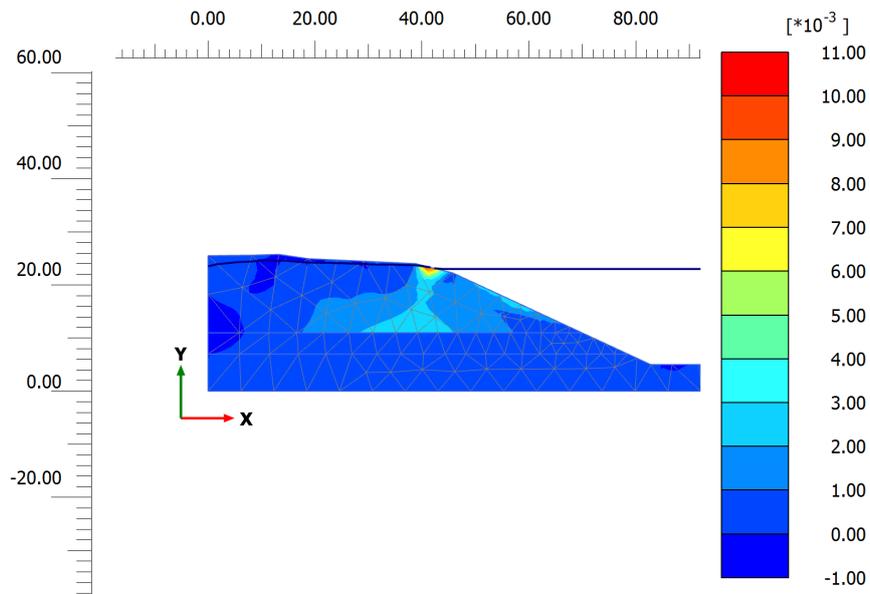


図 3.11: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 4 時間

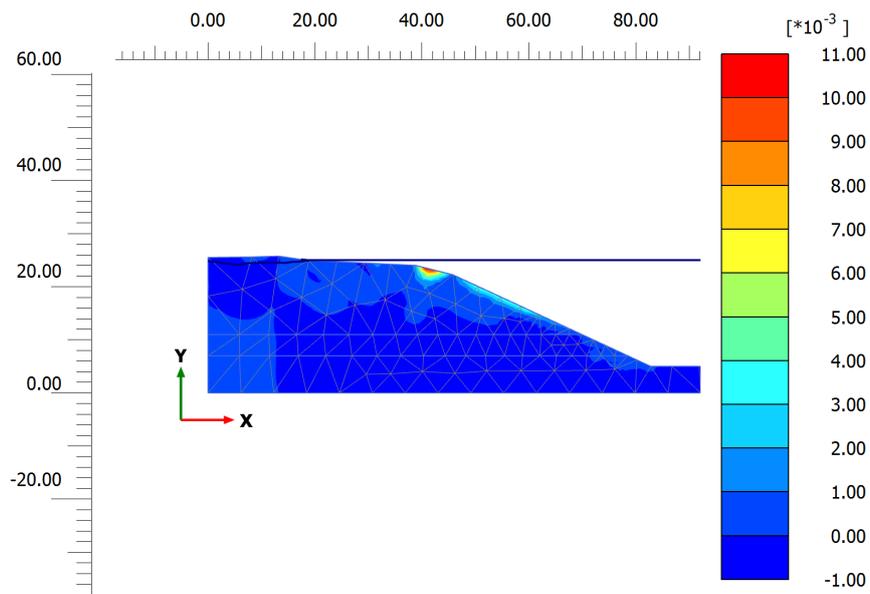


図 3.12: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 10 時間

図3.13と図3.14に水位が最低位に近づく経過時間3時間、4時間の浸透流量の分布図をそれぞれ示す。2次元解析で奥行1mとして計算されているので、ここでの浸透流量の単位はm/hとなる。青色の矢印が浸透流の向きと大きさを示し、その縮尺は図の右側の白黒のバーで示す。前述した、変形が大きい法肩部の斜面の右側に向かう浸透流の量が大きい。これは、河岸のの地下水位が河川水位よりも高い位置にあるため水頭差が生じ、河岸側から河川へ向かって水流が生じていることを示している。

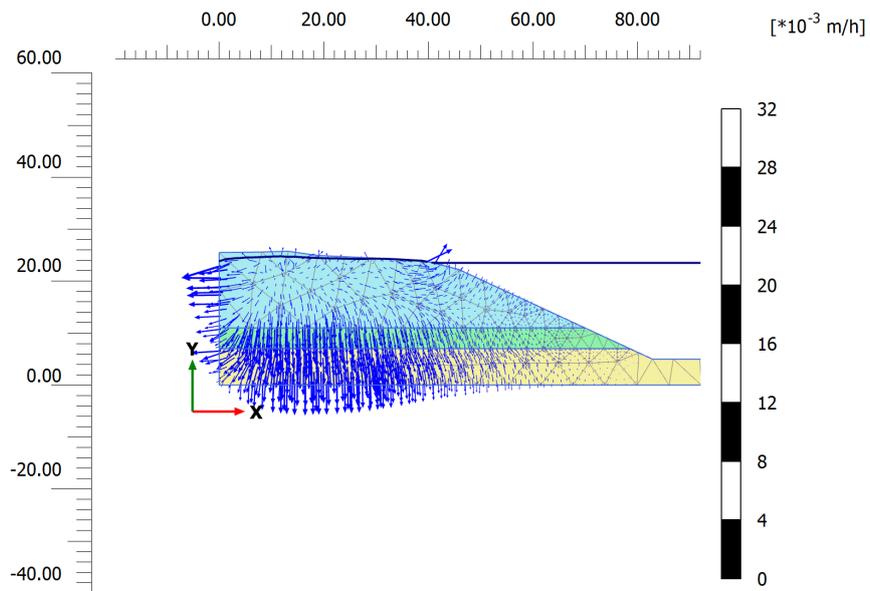


図 3.13: 浸透流分布図 経過時間：3 時間

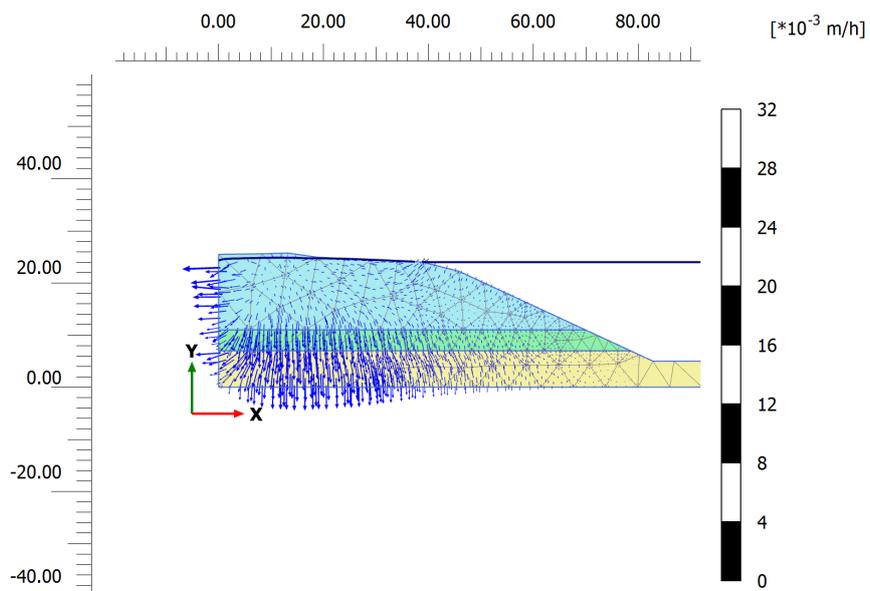


図 3.14: 浸透流分布図 経過時間：4 時間

図3.15と図3.16に同時期の間隙水圧値の分布を示す。本解析では、鉛直上方向をy軸の正としているので、鉛直下向きにかかる水圧は負の値として出力されている。間隙水圧値は、質量保存則に基づいて浸透流量との関係より算出されるが、上記の浸透流が大きい箇所において間隙水圧値が局所的に上昇する等の現象は見られず、浸透流量、間隙水圧および法肩部の局所的な変形の関係性については明確にできない。この解析モデルにおいては、浸透流が引き起こす掃流力は考慮されていない。実際にこのような法肩から斜面右側に向かって浸透流が生じる場合、浸透流まわりに掃流力も働くことから、斜面はより不安定になると考えられる。

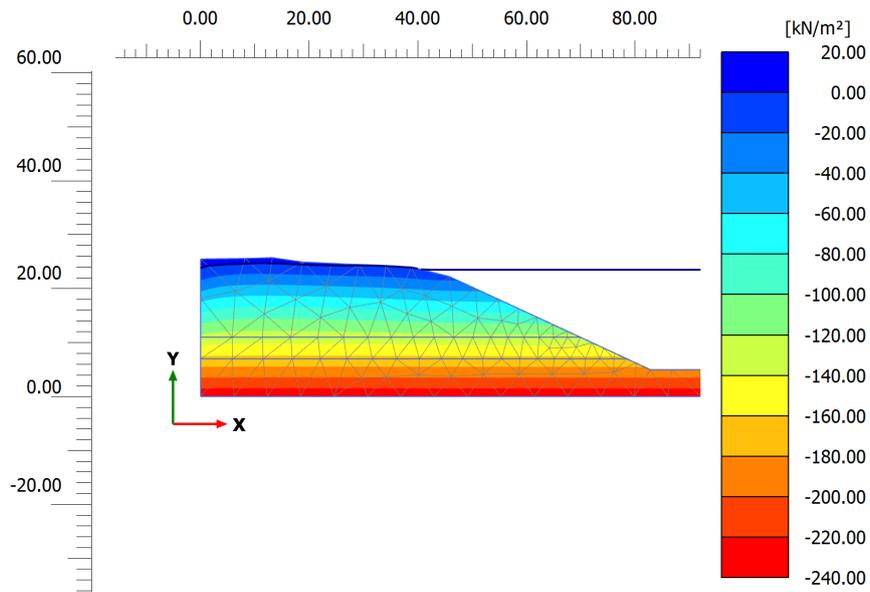


図 3.15: 間隙水圧分布図 経過時間 : 3 時間

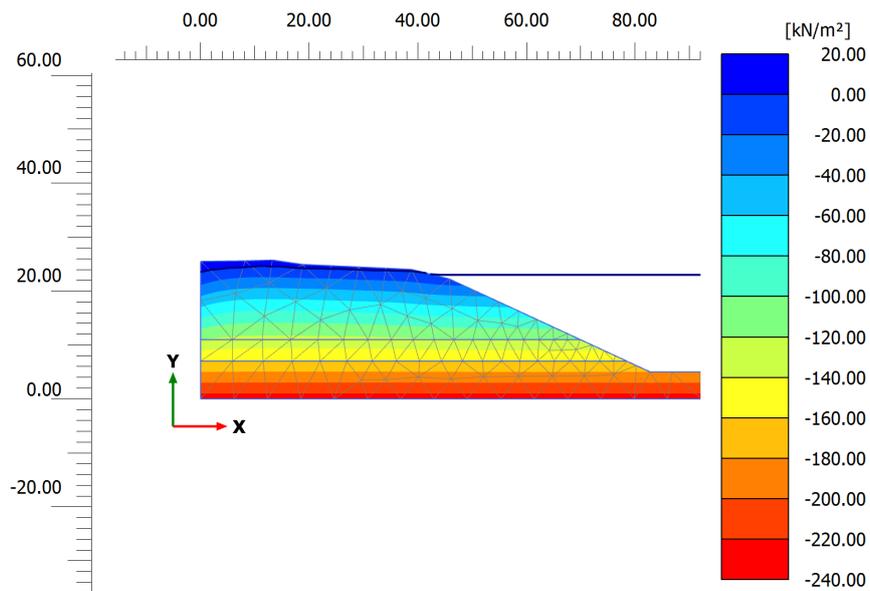


図 3.16: 間隙水圧分布図 経過時間 : 4 時間

次に、1サイクル目以降の結果を示す。図3.17から図3.20に経過20時間から140時間の40時間おきの変位分布図と、図3.21から図3.24にせん断ひずみ分布を示す。ただし、コンター図の最大値が前に示している図と異なるので、注意されたい。1サイクル目と同様に法肩部に着目すると、徐々に変形が大きくなることが分かる。さらに、法面でもせん断ひずみの値が大きくなっている。水位変動により、地盤にかかる水圧、地盤内の間隙水圧が変動し、水位低下時の地盤内の有効応力増大と斜面の支えとなる河川側から水圧の減少が繰り返されることで、それまでに受けた水位変動により不安定となった箇所が更に不安定になり、徐々に変位と変形する範囲が大きくなると考えられる。

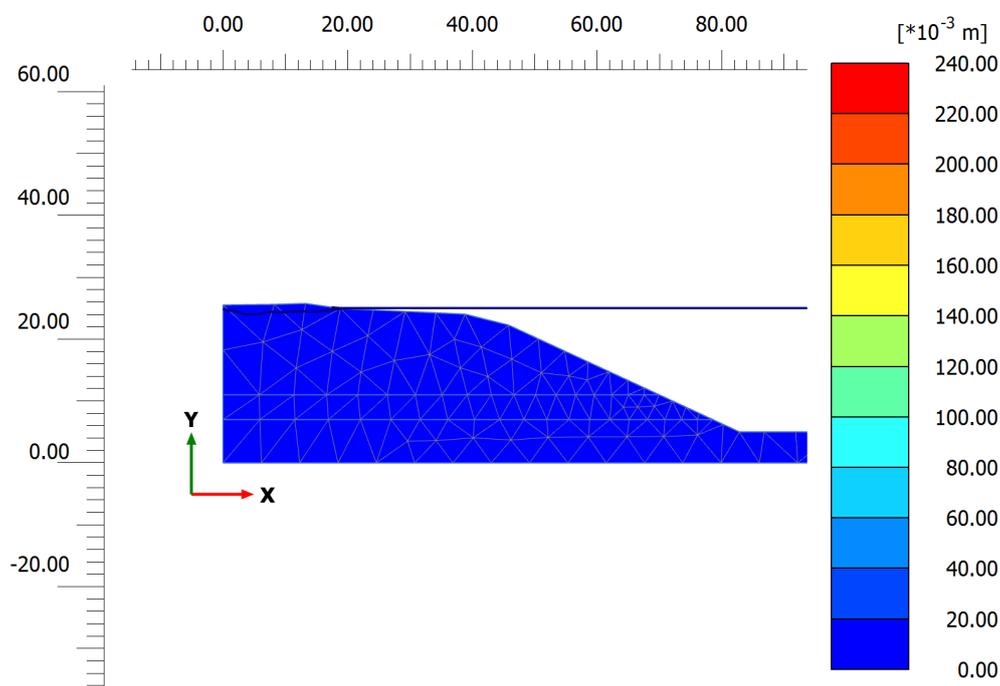


図 3.17: 変位分布図 経過時間 : 20 時間

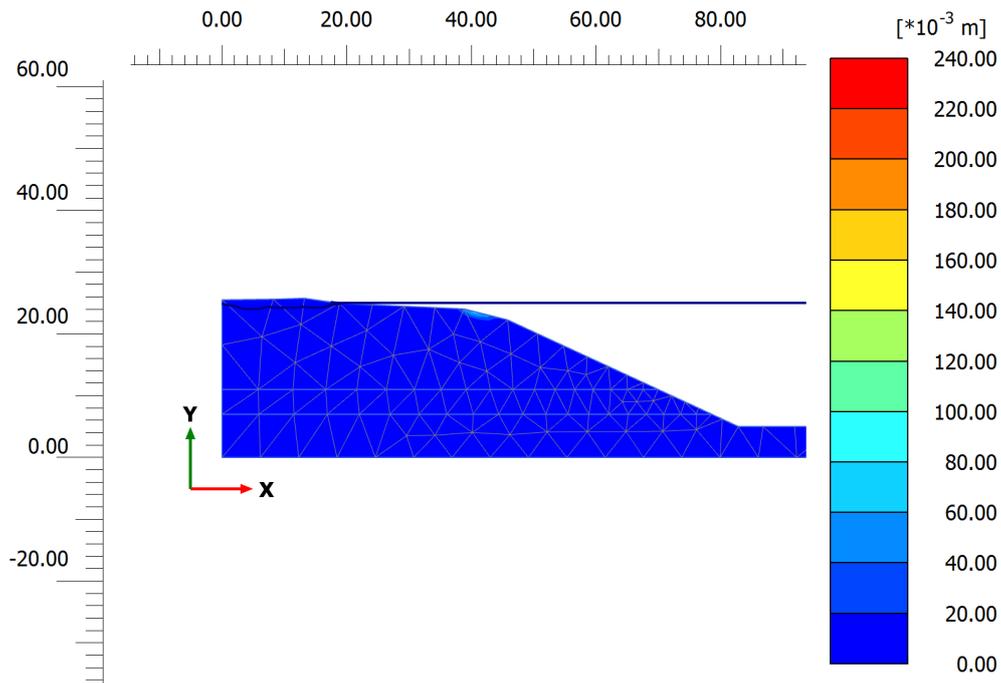


図 3.18: 変位分布図 経過時間 : 60 時間

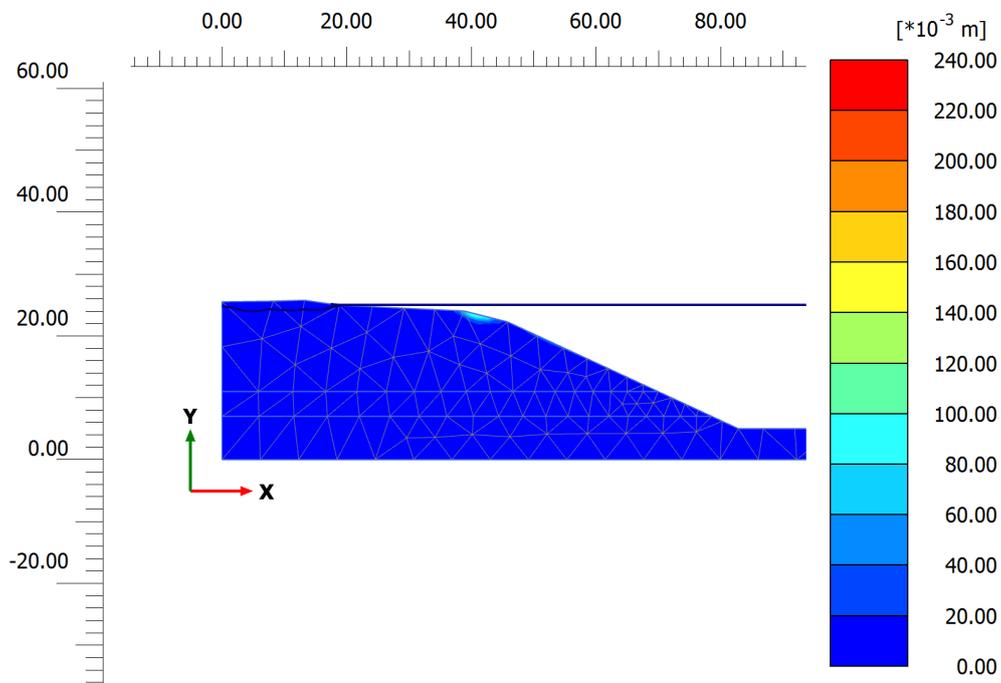


図 3.19: 変位分布図 経過時間 : 100 時間

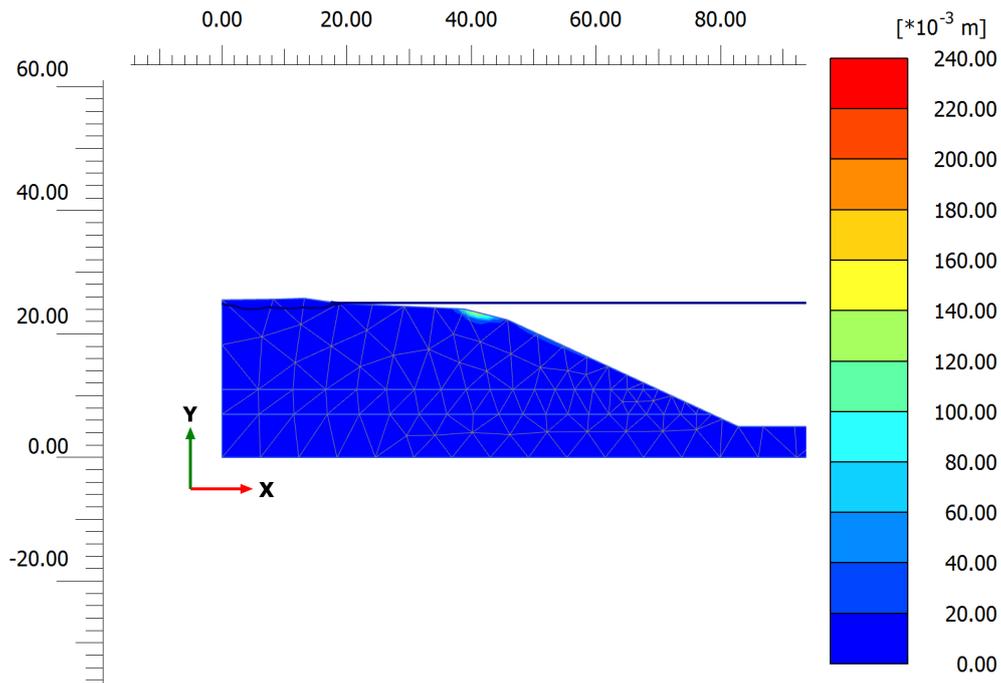


図 3.20: 変位分布図 経過時間 : 140 時間

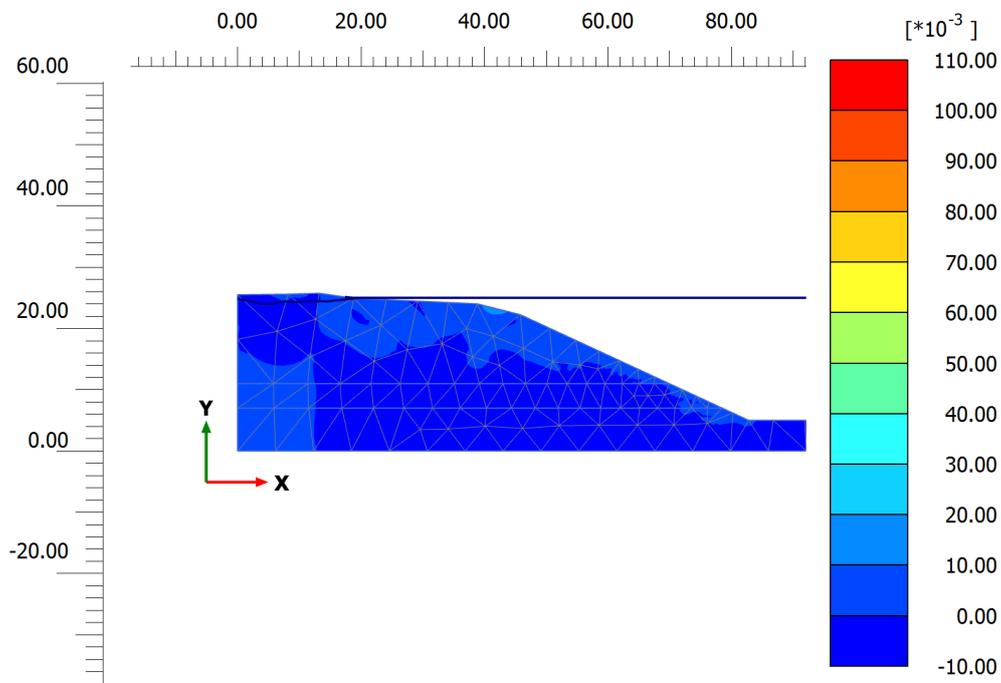


図 3.21: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 20 時間

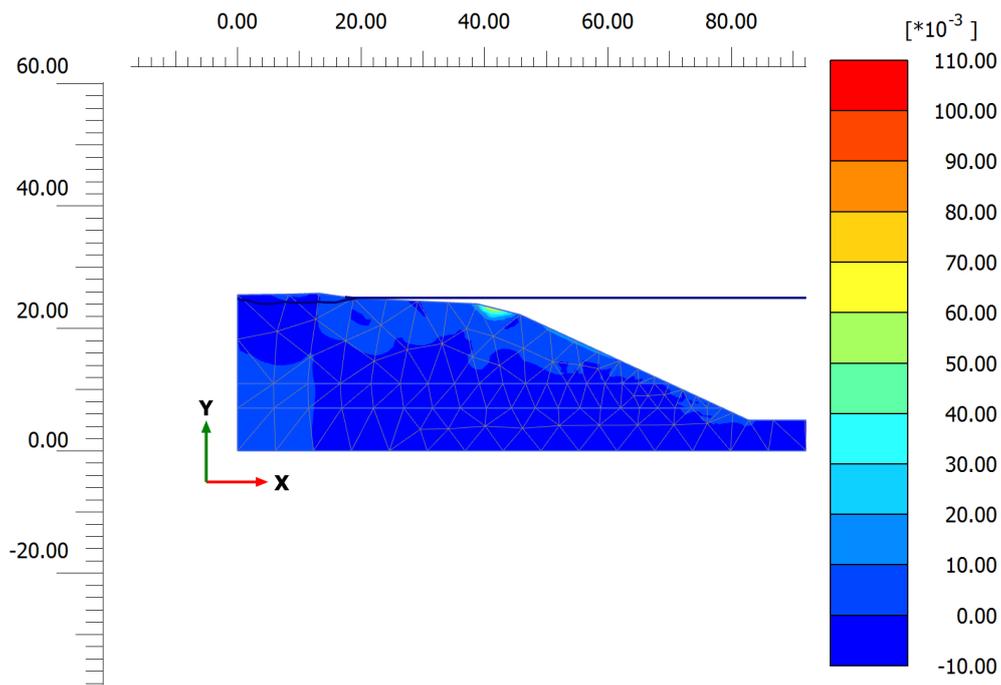


図 3.22: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 60 時間

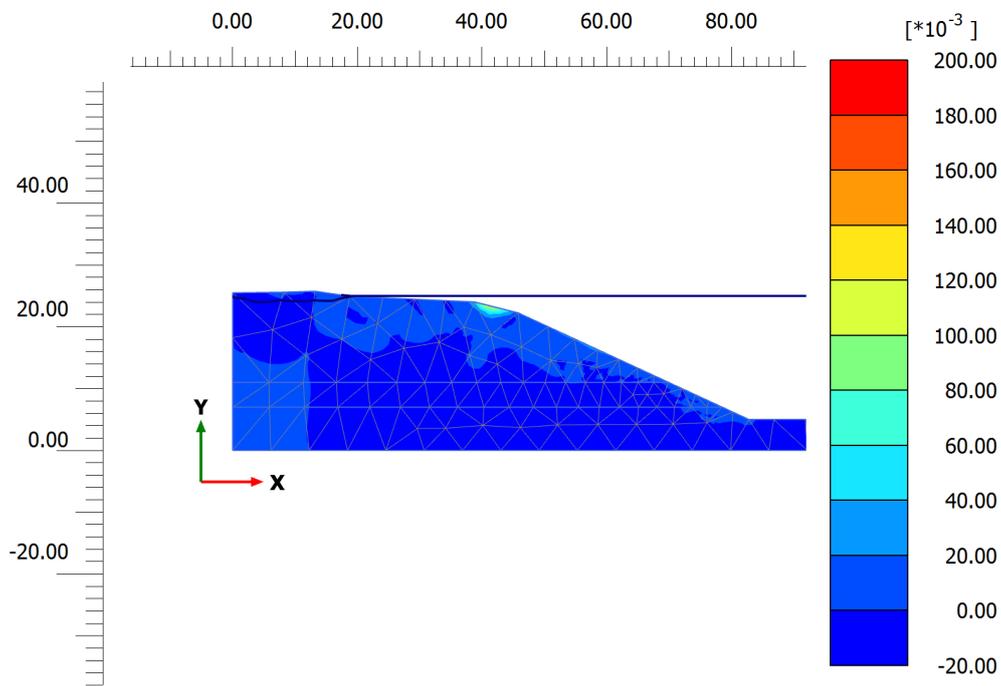


図 3.23: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 100 時間

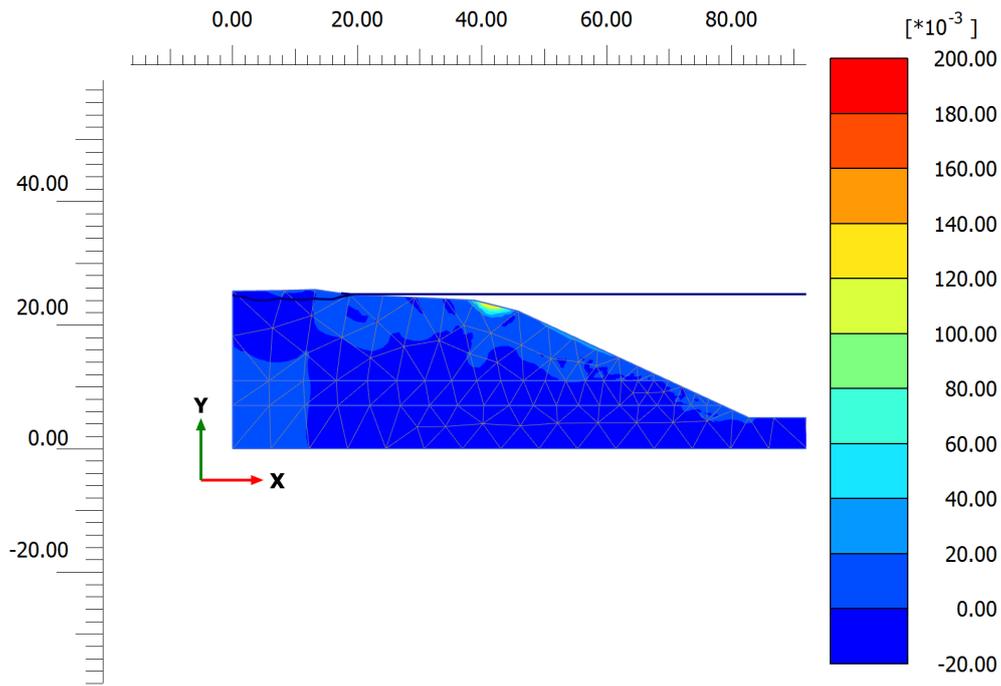


図 3.24: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 140 時間

そして、図 3.25 から図 3.28 に水位変動の 20 サイクル目すなわち最終サイクルの水位低下時の変位分布図，図 3.30 から図 3.33 にせん断ひずみの分布図を示す．図 3.29 に経過時間 200 時間の変位分布図，図 3.34 にせん断ひずみ分布図を示す．

20 サイクル目においても，最初のサイクル同様に水位低下時に変位の値が増大し，水位が上昇しても，せん断ひずみが残留することがわかる．

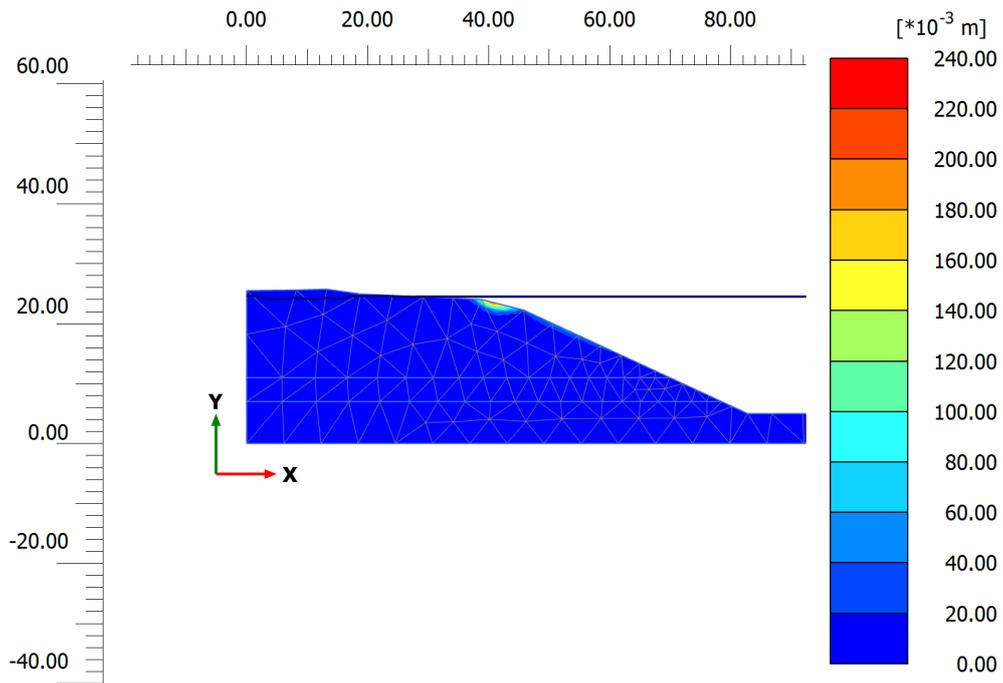


図 3.25: 変位分布図 経過時間 : 191 時間

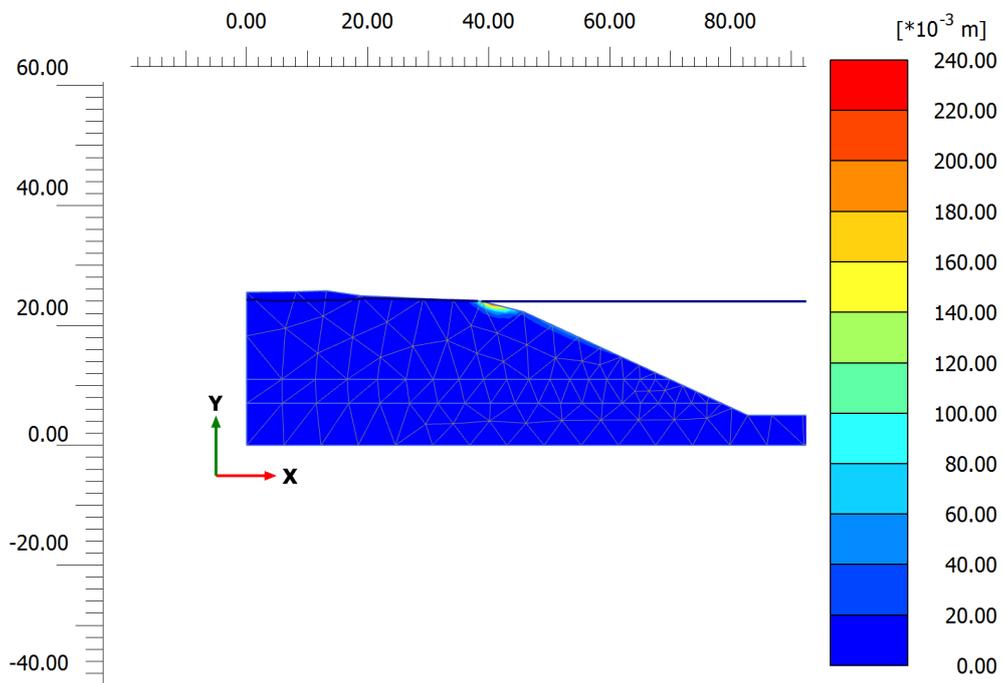


図 3.26: 変位分布図 経過時間 : 192 時間

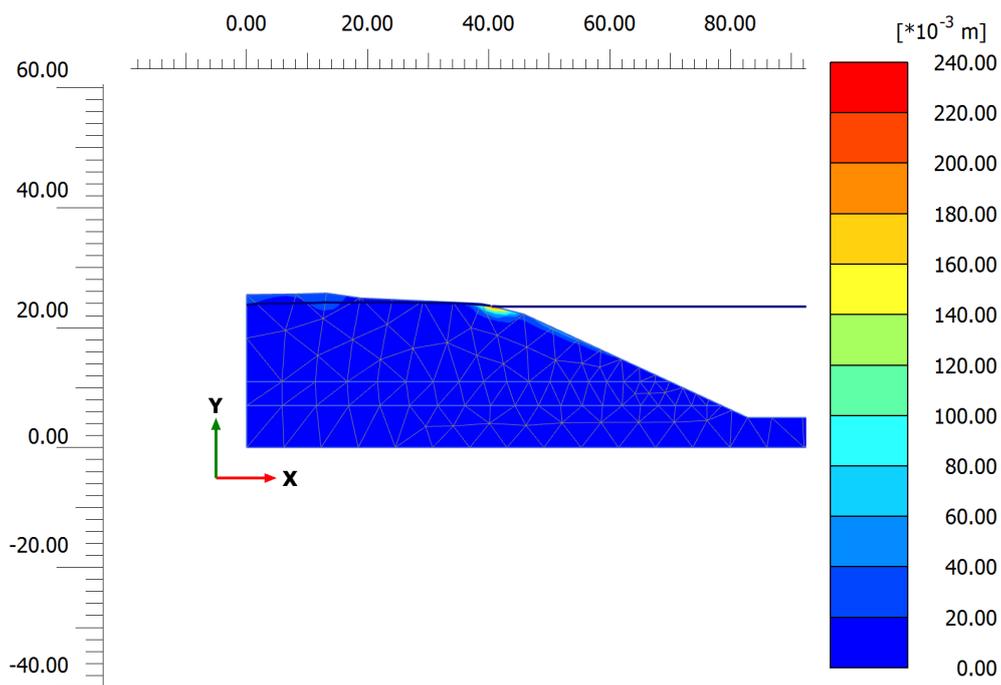


図 3.27: 変位分布図 経過時間 : 193 時間

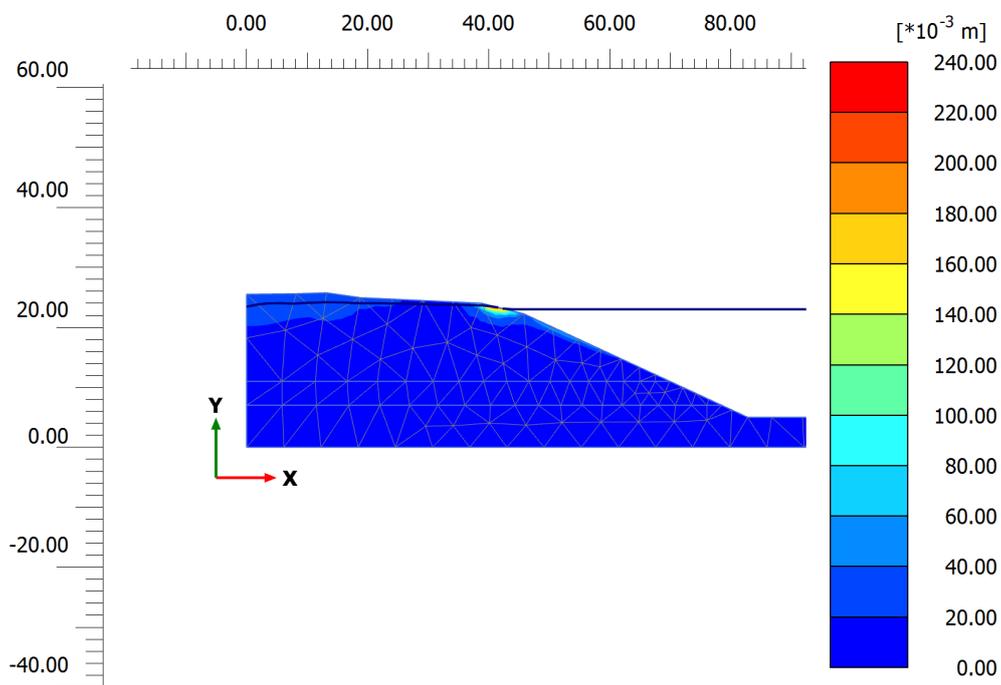


図 3.28: 変位分布図 経過時間 : 194 時間

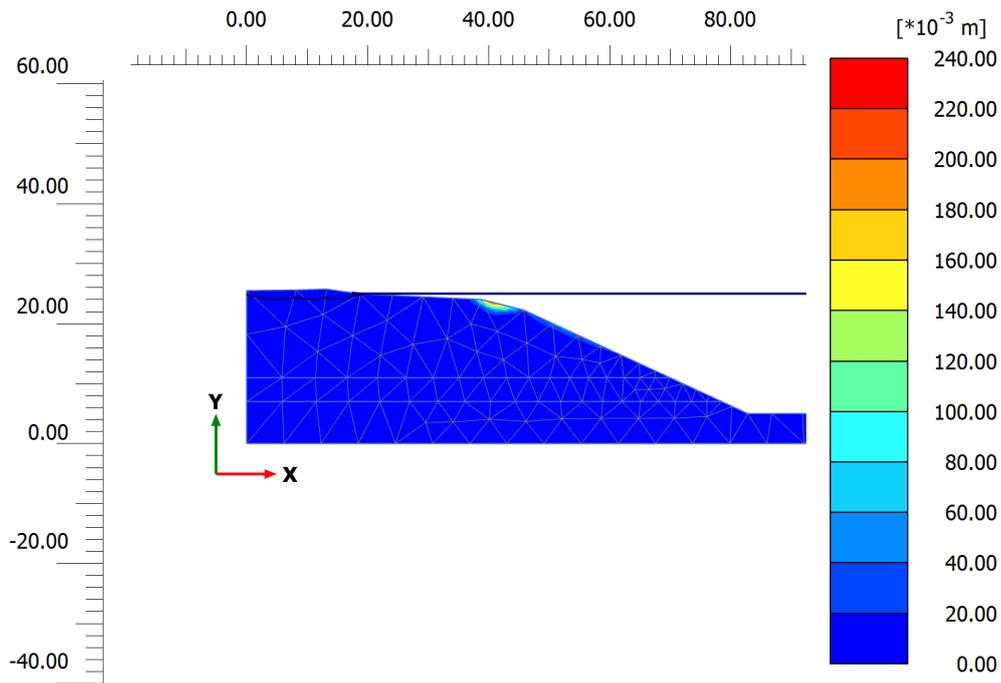


図 3.29: 変位分布図 経過時間 : 200 時間

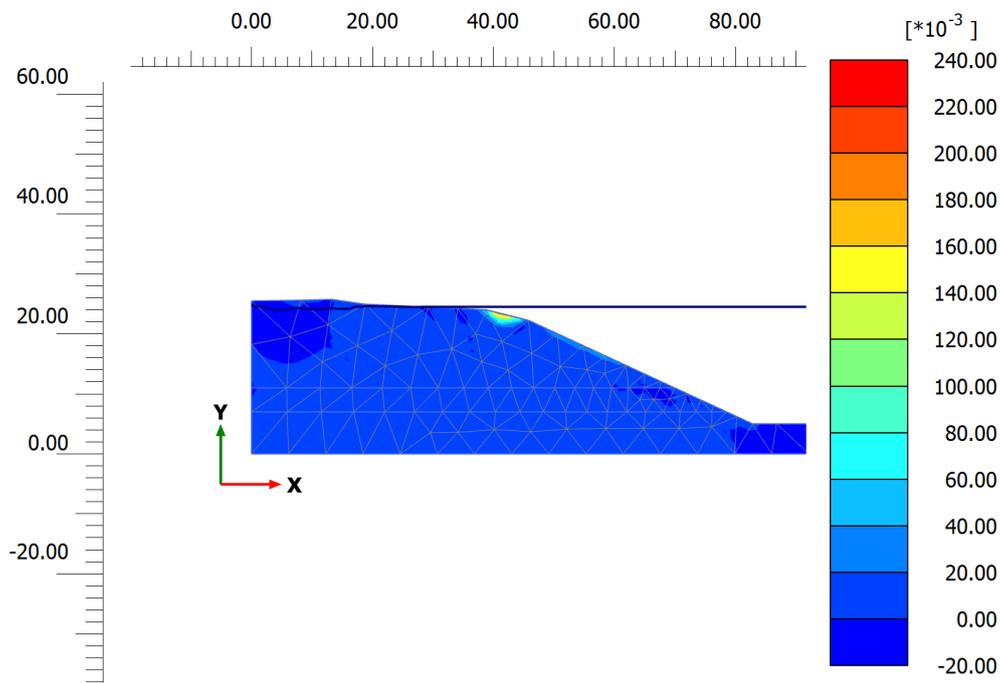


図 3.30: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 191 時間

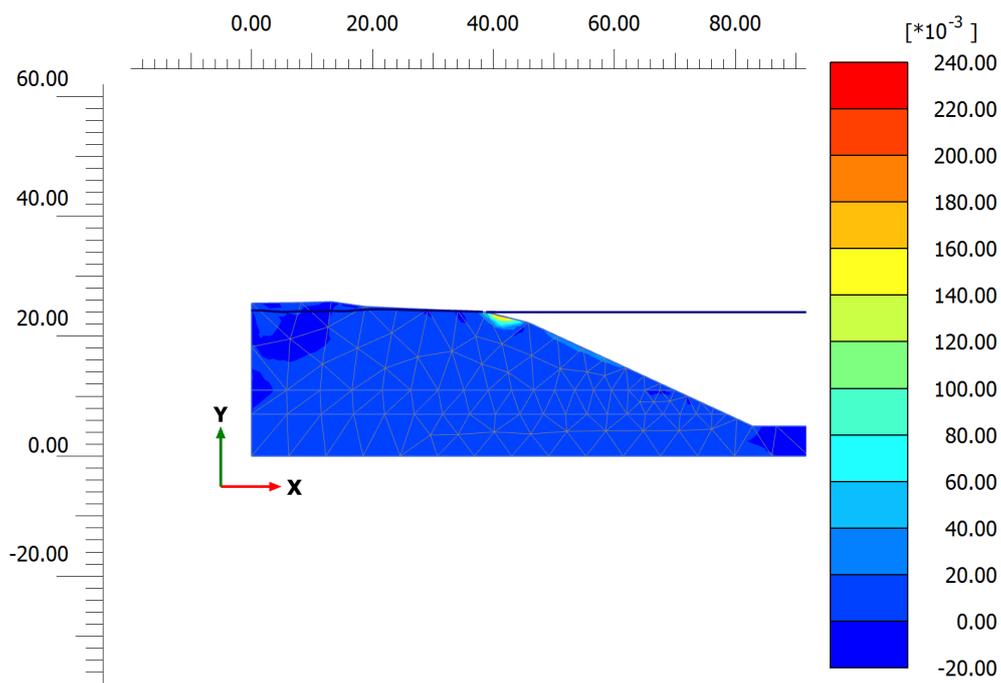


図 3.31: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 192 時間

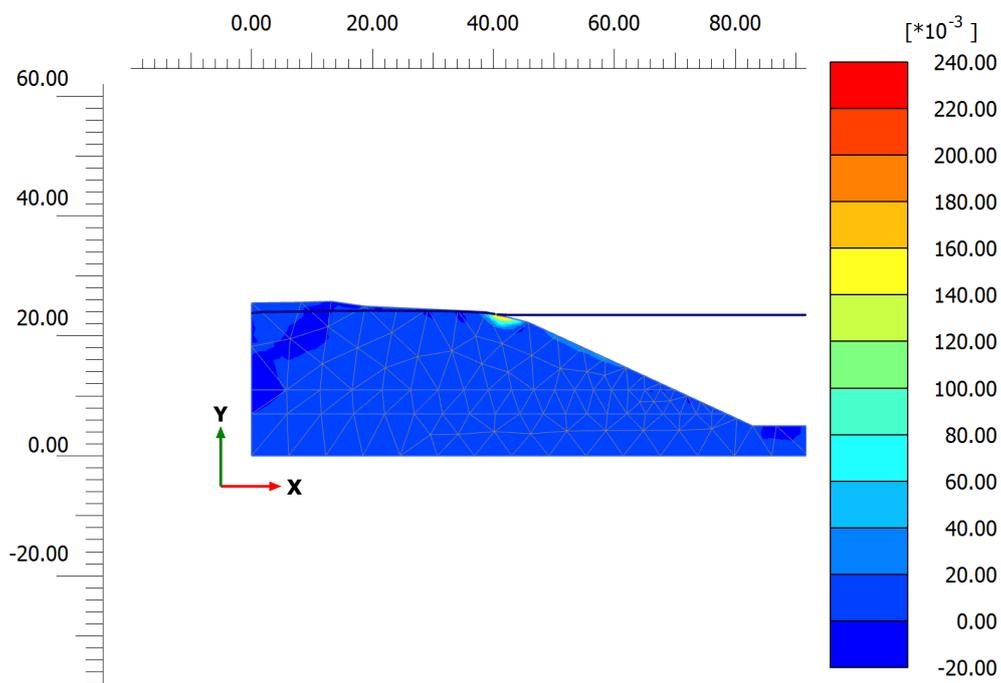


図 3.32: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 193 時間

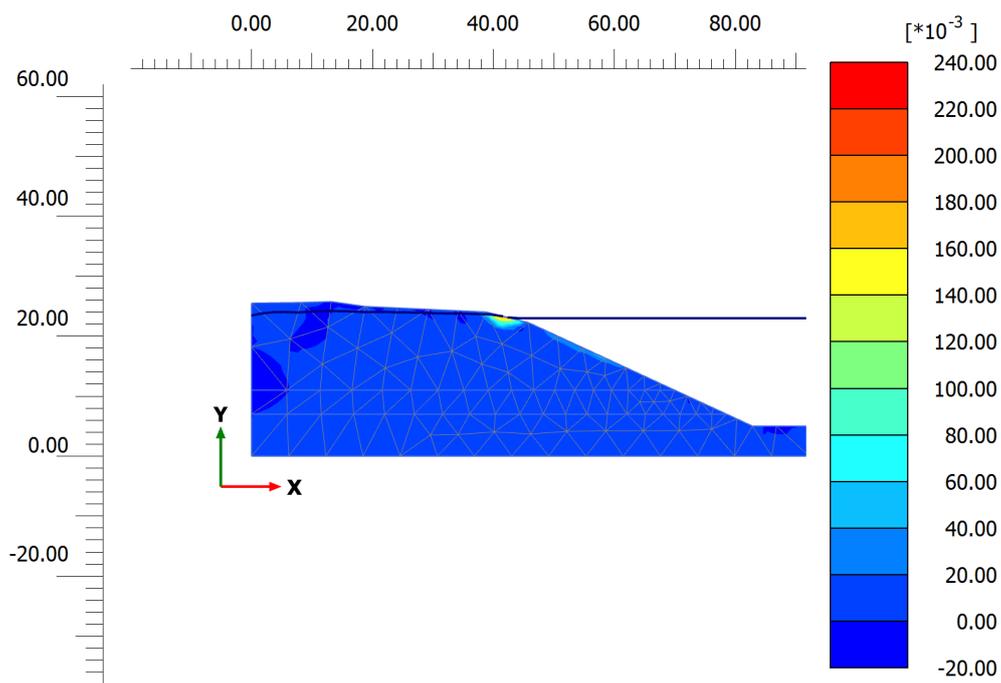


図 3.33: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 194 時間

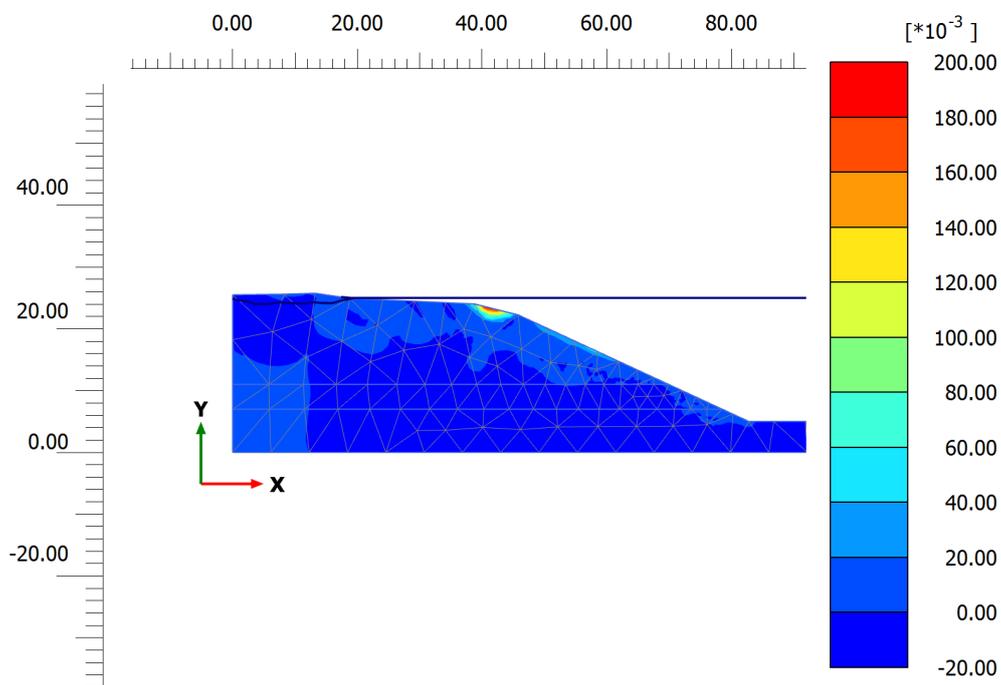


図 3.34: せん断ひずみ分布図 経過時間 : 200 時間

また、地盤内の地下水位の位置が1サイクル目よりも低下している。それに伴い、河川と地下水の水頭差が1サイクル目よりも20サイクル目のほうが小さくなる。したがって、図3.35に示すように浸透流法肩部に生じる右向きの浸透流の値は、20サイクル目のほうが小さくなると思われる。浸透解析の結果については、一旦河川水位が下がると地下水位は元の位置から1mほど下がる。河川水位が元の位置に戻っても、地下水位は元の位置には戻らず、河川水位よりも地下水位のほうが低い位置にあることが確認できる。河川水位が低いときは地下水位のほうが高い位置にあり、地下水位の変動幅は50cm程度で、その値は現地計測での値と同程度である。一方、2章で述べたように現地計測では地下水位のほうが常に高い状態であり、解析結果とは異なる。これはまず、本研究は、河川水位に着目し、それが地下水位にどのような影響を与えるか考察するために、簡素化のため、まずは入力の下水位は河川水位と同様にした。入力の下水位の位置が実際よりも約90cm低い位置にあることが1つの原因であると考えられる。しかし、河川水位が1回下がると、地下水位が下がり、河川水位が元の位置に戻っても初期水位よりも1m程低くなるため、同様の水位変動が続くと、地下水位が河川水位よりも高い位置を維持することは考えにくい。このことから、現地計測において地下水位が河川水位よりも高い理由として、降雨等で河川以外から地盤への水の供給の影響も考えられる。よって、降雨等他の要因が河岸の安定性に与える影響についても考える必要がある。

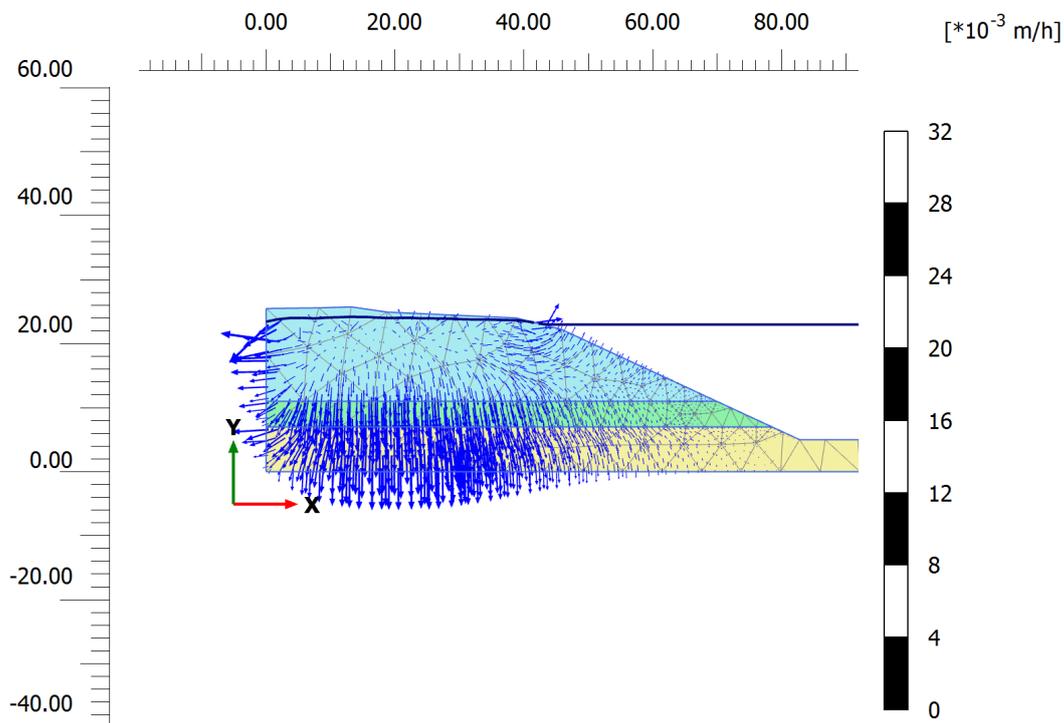


図 3.35: 浸透流量分布図 (経過時間 : 194 時間)

図 3.36 に経過時間ごとの安全率の変化を示す。斜面の安全率は、水位が低下するときに低下する。また、同じ水位のときであっても、水位が元の位置に戻る時よりも、水位が下がる過程における安全率の方が小さい。これは、水位低下時に変形が大きくなる変形解析の結果と一致し、河川水位が高いときは、浸潤面が高い位置にあっても河川からの水圧で斜面が押されることで安定しているが、その浸潤面が高い位置にあり土の自重が大きい状態のまま、河川水位が低下し、斜面を押さえる力が小さくなり斜面が不安定になると考えられる。なお、本解析で与えた水位変動の回数の中では、水位変動の繰り返しによって、安全率が徐々に低下するような傾向は見られなかった。

また、図 3.37 から図 3.42 に崩壊時の想定変位分布図を示す。これらの図においては、コンター図の色が赤に近づくほど、変位が大きいことを示す。水位が低いときと高いときの想定変位分布図を比較すると、崩壊が起こった際に、変形が大きくなる箇所が異なる。水位が低いときは水面付近である、法肩部の崩壊が想定され、水位が高いときは法面の変形が生じる可能性が高い。いずれの場合も軟弱地盤で構成される、第1層が変形する可能性が高く、この箇所へ対策することが望ましいと考える。

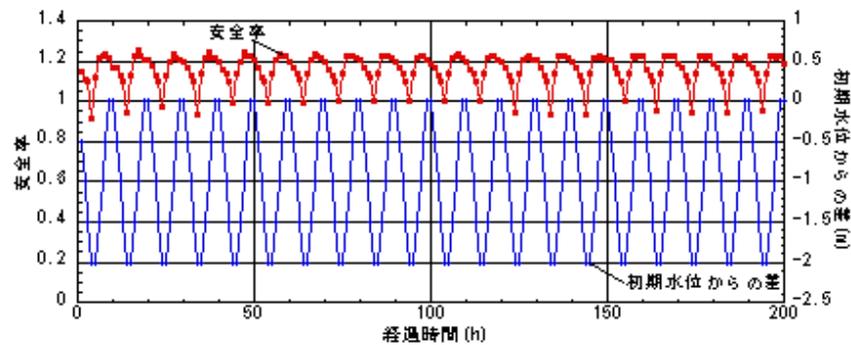


図 3.36: 経過時間ごとの安全率の変化

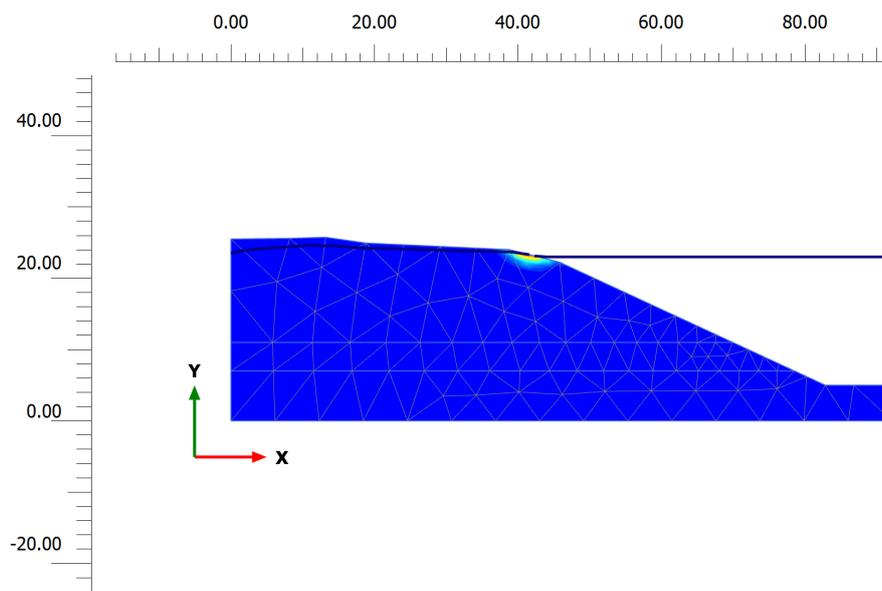


図 3.37: 想定変位分布 経過時間：4 時間

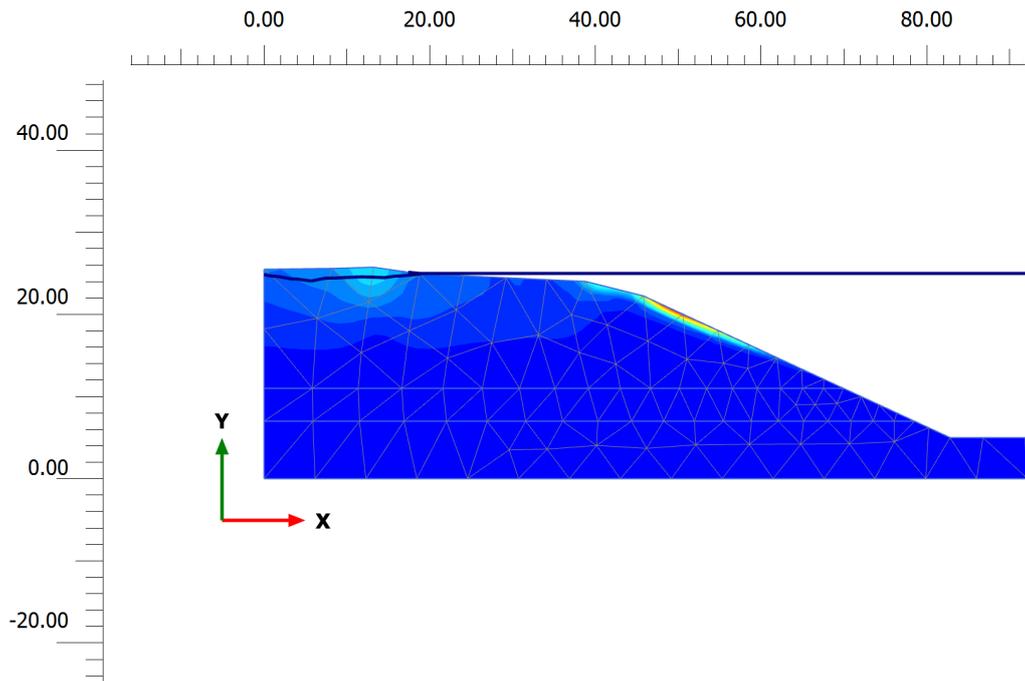


図 3.38: 想定変位分布 経過時間 : 10 時間

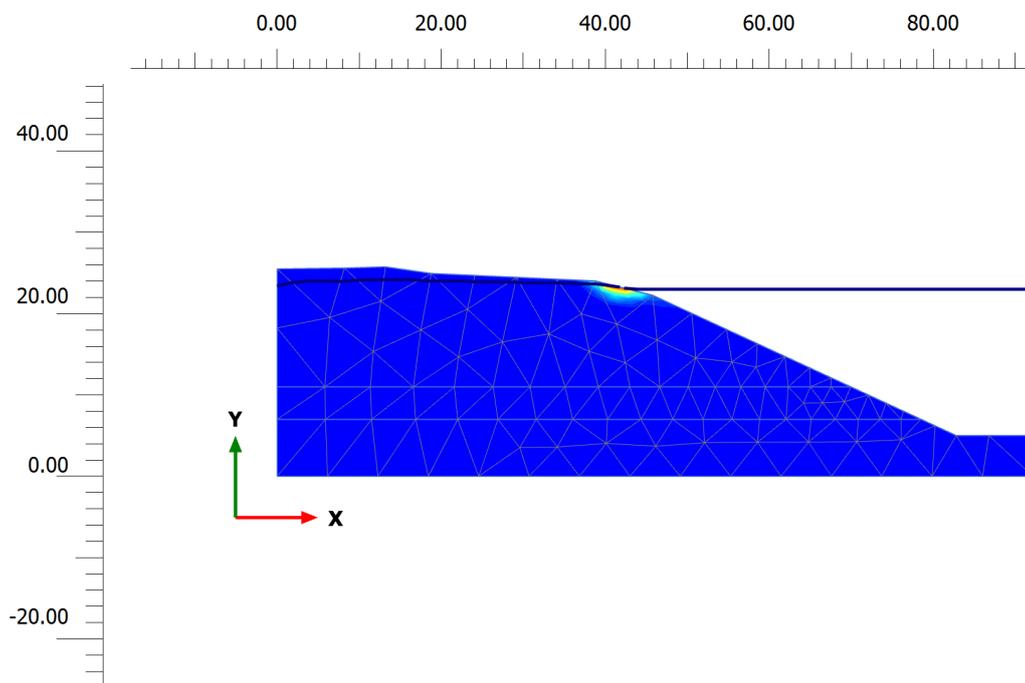


図 3.39: 想定変位分布 経過時間 : 94 時間

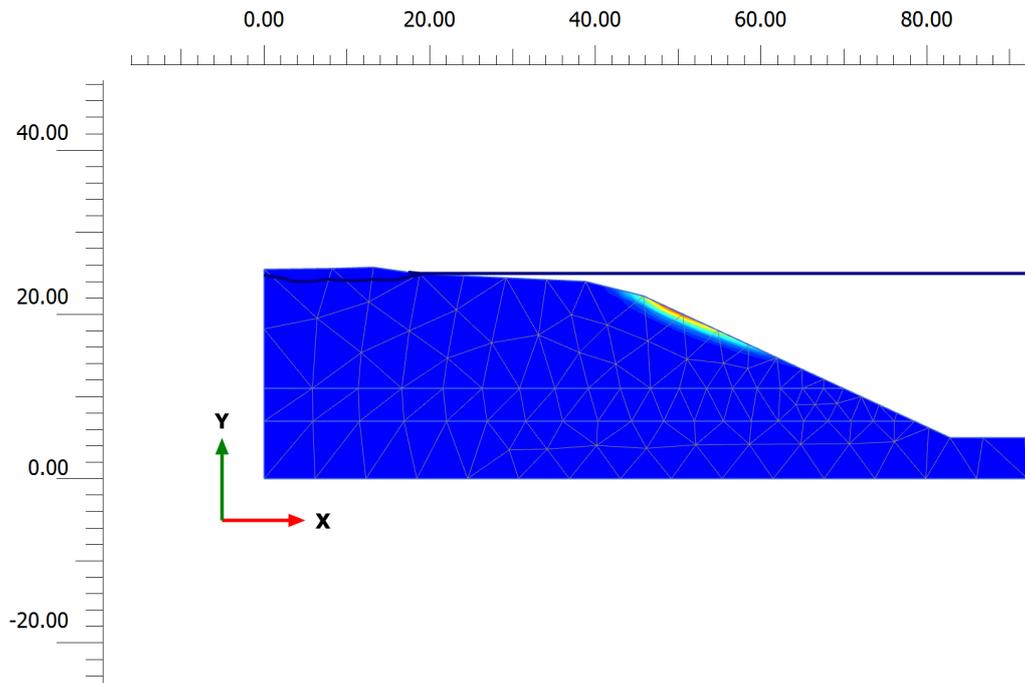


図 3.40: 想定変位分布 経過時間 : 100 時間

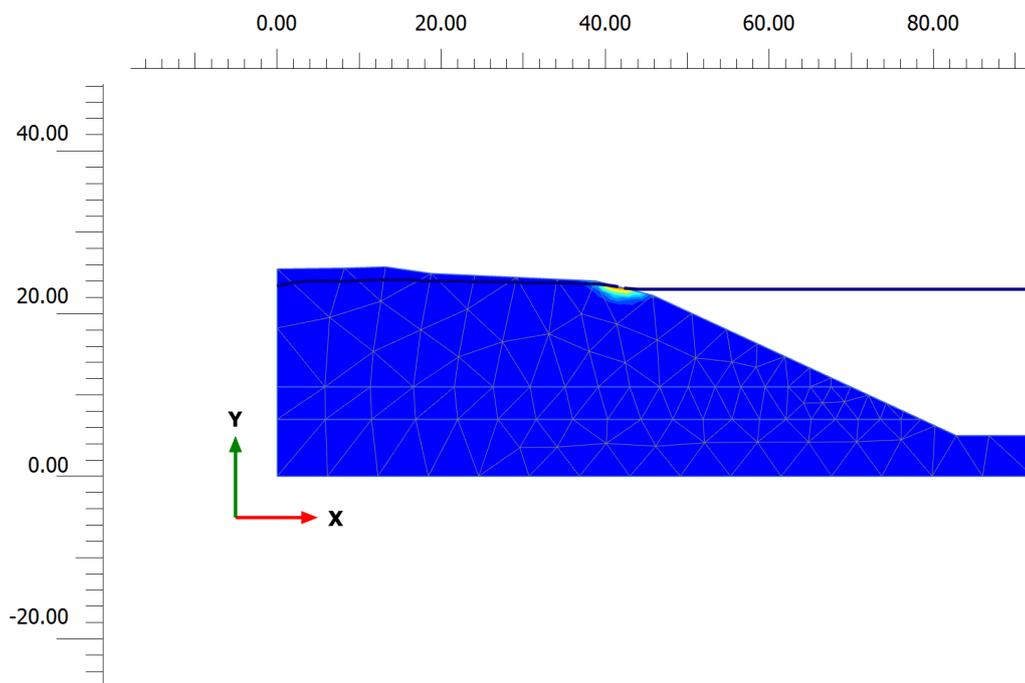


図 3.41: 想定変位分布 経過時間 : 194 時間

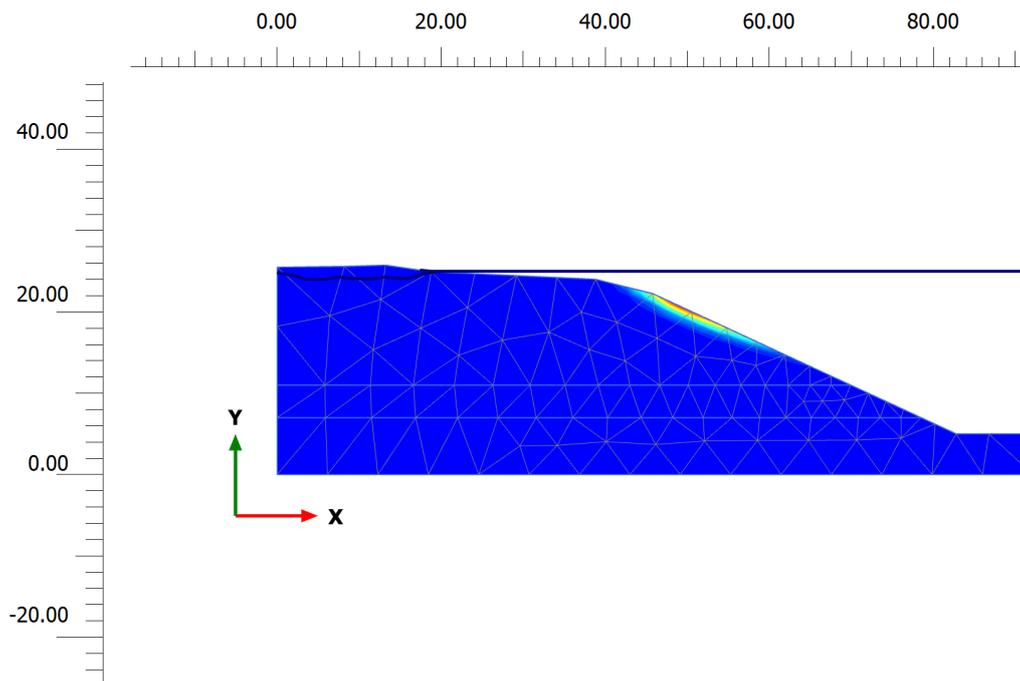


図 3.42: 想定変位分布 経過時間：200 時間

3.6 まとめ

本解析の結果と考察を以下のようにまとめる。

- 水位が低下したときに、斜面を支えている河川からの水圧が小さくなり、斜面の変位は増大し、せん断ひずみが生じる。
- 水位低下時に斜面は変形し、水位が上昇した際に、斜面は水圧に押し戻されるような挙動を示すが、完全に元の位置には戻らず、水位低下時に生じたせん断ひずみは残留し、水位変動が繰り返されるごとに、斜面の変位は徐々に増大し、せん断ひずみは蓄積する。
- 水位低下時には、法肩に河岸から河川側に浸透流が生じ、実際では解析には考慮されていない掃流力が働き、それが河岸侵食の一因となる可能性がある。
- 水位変動の繰り返しによって、安全率が徐々に低下するような傾向は見られなかった。
- 変形解析、安定解析の両方結果より、水位低下時に第1層が変形する可能性が高く、この箇所へ対策することが望ましいと考える。

以上より、河岸崩壊を防止するための対策は第1層の軟弱地盤、特に法肩と法面に施す必要があると考えられる。また、水位変動により繰り返しの応力の変動が想定されるため、粘り強い材料を用いた材料による対策が望ましい。

第4章 安価な現地発生材を用いた軟弱地盤改良工法に関する基礎実験

4.1 現地発生材を用いた軟弱地盤改良工法

4.1.1 使用する材料

現地計測と数値解析から、河岸表層が軟弱地盤であり、河川の水位変動により、表層が変形しやすいことが明らかとなった。よって、本研究は表層部に何らかの対策を施さなければならない。本研究では、ベトナムでにおいて安価で入手しやすい生石灰と籾殻灰を用いた地盤改良工法の開発を目指し、基礎的な研究を行う。まず、以下に、それぞれの材料の特徴について説明する。

生石灰を図4.1に示す。生石灰は石灰岩を石灰，コークス，重油，あるいはガスなどによって1000～1200℃に加熱し焼成したもので，白色の塊あるいは粉末状で生産されている。一般に，酸化カルシウム(CaO)の含有率が非常に高い。欧米においては対象土の含水比が低いため，主に消石灰(生石灰に水を加えて常温あるいは過圧下で消化したもの)が使用されることが多い。しかし，高含水比粘性土が多い我が国などでは生石灰の強力な脱水力，膨張力の特徴を生かすために，生石灰が使用されることが多い。生石灰は対象土との化学反応に基づく作用により，早期かつ確実な地盤改良効果を発揮する³⁶⁾。実際に，ベトナムでも地盤改良に利用され，品質が安定したものを容易に入手できる。

籾殻灰を図4.2に示す。籾殻灰とは米を脱穀したときに取れる籾殻を焼却した際に出る灰のことである。籾殻灰は二酸化ケイ素(SiO₂)の含有率が約90%とポゾラン材料であるフライアッシュよりも多く，シリカヒュームの含有率に匹敵するほど高い³⁷⁾。世界での籾殻の生産量は年間1億トンを超えるほどであるが，多くの籾殻が有効に使われていない状況である。そのため，ポゾラン材料としての利用やバイオマスとしての利用が期待されており，ベトナムでは，籾殻を使った発電プロジェクトが進められている³⁸⁾。稲作を行う国では容易にかつ安価に手に入手できる。



図 4.1: 生石灰



図 4.2: 籾殻灰

4.1.2 関連する既往の研究

軟弱地盤に対する対策については、数多くの研究がこれまでなされてきた。生石灰と粉殻灰を用いた新しい地盤改良工法を提案するにあたり、以下に関連する既往の研究について述べる。地盤の状態が悪いときに、何らかの対策を行い、地盤の状態を改善させるということは、記録が残らない古い時代から行われてきた³⁹⁾。それゆえ、軟弱地盤改良工法は数多くの種類が存在する。表 4.1 に地盤改良工法の種類⁴⁰⁾を示す。

表 4.1: 地盤改良工法の種類

対策の手法と主要な原理		工法概要の説明
1. 構造物の形式の変更		押さえ盛土工法 軽量盛土工法
2. 除去・置換		補強土工法 置換工法
3. 軟弱地盤の特性の改善	圧密・排水	載荷盛土工法 真空圧密工法 地下水位低下工法 バーチカルドレーン工法 石灰パイル工法 グラベルドレーン工法 表層排水工法 排水機能付き鋼材工法
	締固め	サンドコンパクションパイル工法 ロッドコンパクション工法 バイブロフローテーション工法 静的締固め工法 バイブロタンパー工法 重錘落下締固め工法
		表層中層混合処理工法 深層混合処理工法 高圧噴射攪拌工法 薬液注入工法 凍結工法 事前混合処理工法 管中混合固化処理工法 SGM 工法
4. 補強		表層排水工法 シート・敷網工法 サンドコンパクションパイル工法 深層混合処理工法

調査対象のサイゴン川河岸は1) 軟弱粘土で構成されている, 2) 地下水位は高く, 地盤は水分を常に多く含んでいる, 3) 対策を要する箇所が多く, 低コストかつ大掛かりな装置を必要としない方法が望ましい, といった特徴がある. そこで, 本研究では, 安定材となる何らかの材料を地盤に供給し, 土壌と混合して養生することで, 地盤を固化させる, 深層混合処理工法を用いる. この工法は, ”深層”と付いているが, どんな軟弱土も任意の形状・強度に改良できる⁴¹⁾. 土中の脱水や圧密することにより地盤の強度を上げるのではなく, 安定材で土を固結させるため地下水位高い場所でも施工が比較的容易である. また, 実地盤をそのまま利用するので, 掘削土の処分の手間がない, 養生は4週間程度でサンドドレーン等と比較すると工期が短い, 振動, 騒音等の建設公害が少なく, 住民に受け入れられやすいといった長所³⁹⁾がある.

次に, 地盤改良に用いる安定材について述べる. 前に述べたように, 低コストの改良材が望ましい. そこで, 本研究ではベトナムでも比較的品質が安定し入手しやすい生石灰, および, コメを脱穀したときに出る粃殻を焼いた粃殻灰を用いる.

まず, 生石灰を用いた地盤改良に関する既往の研究について述べる. 生石灰は古くから地盤改良に利用されており, その始まりは紀元前3000年頃とされている³⁹⁾. これまで, 多くの研究が実施されており, 例えばDiamondら⁴²⁾は, その概略や石灰系改良土の硬化メカニズムをまとめている. 以下に, 生石灰改良土に関する基礎的研究, 本研究と共通点のある東南アジアや河岸で施工された例について示す.

浅川⁴³⁾は, 1975年の時点で石灰安定処理の基本的概念と現状についてまとめている. この時点ですでに, 日本において石灰系の材料を用いた地盤改良工法はすでに多くの現場に適用されていたと考えられる.

南里ら⁴⁴⁾は, 有明粘土を対象として, 高含水比粘土の生石灰による改良特性とそのメカニズムを知るために生石灰と残土に含まれる成分の反応性について考察し, さらに生石灰の添加量, 養生期間, 締固め方法の力学特性への影響について考察し, 生石灰の反応は第1期の「消化反応」域と第2の「ポゾラン反応」域に分割できるとし, 養生期間と添加率によるポゾラン反応強度の定量的表現を提案した.

鬼塚ら⁴⁵⁾は生石灰とポゾラン材料による含水比低減性について調べ, その添加量と含水比低減に伴う強度増加との間に相関があることを述べた.

小関ら⁴⁶⁾は, 土質安定処理に用いる安定材と石灰と水が関与する土質改良の反応機構と改良土の特性について述べ, 石灰による土壌の安定化は石灰水和反応, イオン交換反応, エトリングイト生成反応, ポゾラン硬化反応, 炭酸化反応の5つが複雑に絡みあって固化が徐々に進むとしている.

鬼塚ら⁴⁷⁾は, 採取場所の異なる有明粘土について, 強熱減量, 塩分, 腐植含有量を調査し, 有機物と塩分が生石灰添加による有明粘土の改良効果に及ぼす影響について考察し, 含水比が同じでも, 腐植酸と塩分の含有量によって, 生石灰による改良強度には差異があることを明らかにした.

中澤ら⁴⁸⁾は, 雨季・乾季の激しい季節変動を受けるアンコール遺跡基壇修復に白華現象の防止を考慮して消石灰改良土を用いた例を示し, 長期間養生の一軸圧縮強度は転嫁率の増加に伴い増加する傾向がみられることを明らかにした.

北詰ら⁴⁹⁾は, 現地石灰安定処理土の長期特性調査を行い, 11年間および27年間保存された現場処理土の強度を検討し, 養生64日から11年間で強度は約3倍増加し, その後16年間での強度増加傾向は小さいことを述べた.

安田ら⁵⁰⁾は, セメント系固化材, 石灰系固化材, 高炉セメントを河川堤防の地盤改良

に適用し、石灰系固化材を用いた改良土は28日養生で基準値をほぼ満足する結果を得ることを示した。

次に、粉殻灰を用いた改良土に関連する既往の研究について述べる。次節で詳細について述べるが、粉殻灰はポゾラン材として地盤改良への効果が期待される。粉殻灰をポゾラン材として用いた例は少ないため、まず、成分が類似し、かつリサイクル材として活用される石炭灰(フライアッシュ)をポゾラン材として利用した例をいくつか挙げる。

手島ら⁵¹⁾は、ヘドロ質の埋立土に生石灰とフライアッシュの混合物を安定材として適用し、硬化効果を確認し、実際の工事でも比較的安価かつ高い強度を発現するものと推測した。

竹田ら⁵²⁾は、ペーパースラッジ灰と石炭灰を軟弱土改良への適用を試み、強度という観点からペーパースラッジ灰と石炭灰の混合灰は再焼成灰と同等の改良効果を持ち、養生によって著しい強度増加を示すことを明らかにした。

日隈ら⁵³⁾は、乾湿繰返しの条件設定を用いた石炭灰混合材料の耐久性について述べ、石炭灰混合材料の乾湿繰返し耐久性に対し、高温養生による乾燥手法は、一軸圧縮強度の低い条件($q_u=500 \text{ kN/m}^2$ 未満)には適していない可能性を示唆した。

そして、粉殻灰のポゾラン材としての利用をした研究について述べる。

石黒ら⁵⁴⁾は、60MPa以上の高強度コンクリートに粉殻灰を適用し、粉殻灰混合の影響について調べ、粉殻灰は高性能AE減水材を使用することにより、混和材として利用可能であることを確認した。

杉田ら³⁷⁾は、粉殻灰のポゾラン材としての利用を目指し、基礎的研究を行い、粉殻灰中には質量で約90%前後の二酸化ケイ素が含有されており、この含有率はフライアッシュよりかなり大きく、良質なシリカフェームに相当する含有率であり、「2段階焼却法」により作られた粉殻灰はポゾラン活性が極めて高いとしている。

セメント系の改良土にも適用され、Phanら⁵⁵⁾によって、粉殻灰をセメント系改良土に加えることで、強度が改善され、混合するセメントの一部を粉殻灰に置き換えることも可能であると述べた。

李⁵⁶⁾によって、生石灰と粉殻灰を用いた改良土のせん断強さの評価や降雨に対する耐侵食性について検証された。

以上、生石灰と粉殻灰を改良材として利用した研究はあるが、生石灰と粉殻灰を組み合わせ、詳細な強度の評価や、配合比が改良土の強度特性に与える影響については明らかにされていない。本章では、まず2つの材料について説明する。そして、改良土の一軸圧縮試験を行い、粉殻灰の配合比、土試料の含水比が改良土の強度特性に与える影響について明らかにする。

4.1.3 改良土の硬化メカニズム

本研究で取り扱う地盤改良工法は、1) 短期的反応である生石灰による脱水反応、2) 長期的反応である粉殻灰に含まれるシリカによるポゾラン反応の2段階の化学反応により地盤を硬化させることができる。以下にそれぞれの反応について説明する。

1) 短期的反応である生石灰による脱水反応³⁶⁾

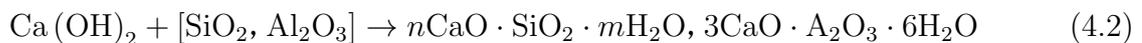
ここで生じる脱水反応は、生石灰の強力な脱水力、膨張力の特性によるもので早期かつ確実に地盤改良効果を発揮できるものである。土中に含まれる水が、生石灰と反応し、水

酸化カルシウム $\text{Ca}(\text{OH})_2$ いわゆる消石灰が生成される。このとき、地盤は最適含水比に近づき締固め強度が増加する。この過程を示す化学式を式 (4.1) に示す。



2) 長期的反応であるポゾラン反応⁵⁷⁾

土中に含まれるアルミナ Al_2O_3 、および粉殻灰に含まれるシリカ SiO_2 が短期的反応で生成された水酸化カルシウム $\text{Ca}(\text{OH})_2$ と反応し、けい酸カルシウム水和物 $n\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot m\text{H}_2\text{O}$ 、アルミン酸カルシウム水和物 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ といったセメントの生成水和物と似ている化合物が生成される。これらの化合物が改良土を硬化させ、耐久性や水密性を向上させる⁵⁷⁾。以下にその化学式を示す。



ここで式 (4.2) 中の n, m は整数である。

4.2 改良土の一軸圧縮試験

4.2.1 試験概要

本章では生石灰と粉殻灰それぞれ混合量、土試料の水分量が改良土の強度特性に与える影響を把握を目的とし、改良土の一軸圧縮試験を行う。生石灰と粉殻灰(安定材)の混合量、水分量を変えた数パターンの供試体を作成し、決められた養生日数ごとに試験を行うことで、安定材の量と養生期間が改良土の強度特性、変形特性へ与える影響について検証する。

4.2.2 安定材の配合比

試験を行うにあたり、安定材の配合比について以下のように定義する。土試料の乾燥質量 m_s を基に配合比を決定することとする。

$$A = \frac{m_{ql}}{m_s} \times 100 \quad (4.3)$$

$$B = \frac{m_{hu}}{m_s} \times 100 \quad (4.4)$$

ここで、A は生石灰の配合比(%), B は粉殻灰の配合比(%), m_{ql} , m_{hu} はそれぞれ生石灰の質量(g) と粉殻灰の質量(g) である。

4.2.3 一軸圧縮試験の方法と条件

改良土の供試体作製に用いる材料は上で述べた、生石灰、粃殻灰、稲わらに加え、試料である藤森粘土と水である。実務の現場では、実際に現地で試料を採取し、配合試験を行う。しかし、本研究ではまず、現地土の不均一性や有機物の影響を取り除き、生石灰と粃殻灰と含水比の改良土の強度への影響について精査するために、あらかじめ物性が明らかになっている藤森粘土を土試料として使用する。藤森粘土の物性については、嘉門らの研究⁵⁸⁾を参照されたい。

まず、藤森粘土と水をミキサーに入れ十分に練り混ぜ、含水比を調整する。その後、生石灰、粃殻灰が均一に混ざるように少しずつ入れるようにし、計10分ほど練り混ぜる。なお、生石灰は粉末状、粃殻灰は市販の粃殻くん炭をさらに燃焼させて灰色になったものを使用した。練り混ぜた後、改良土を取り出し、直径5cm、高さ10cmのモールドに1層毎に110gずつ入れて、1層ごとに突き棒や締め固め用円盤で層ごとに分離しないよう十分に締め固めて、計3層330gの供試体を作製する。養生は、まずは、3日までは密閉した状態にして空気中で養生を行う。現地の河岸において、地下水位は高い位置にある。現地にこの改良土を適用した場合、改良土の大部分が地下水面下になることが想定されるため、養生3日目の試験終了後に、水浸養生に切り換えて養生を行う。

所定の期間、供試体を養生した後に一軸圧縮試験を行う。一軸圧縮試験は地盤工学会基準「JGS 0511 土の一軸圧縮試験方法」に基づき行う。試験機として島津製作所製圧縮試験機(最大荷重300kN)を用いる。初めに、試験を行う供試体を準備し、モールドの型枠を外す。供試体の上面が平行かつ軸方向と直角でない場合は、マイターボックス、ワイヤソーを用いて整形する。整形した後、その供試体の平均高さ、平均直径、質量を計測する。それぞれの養生日数ごとに供試体を3個ずつ用いて試験を行う。試験中は毎分1%の圧縮ひずみが生じる割合で圧縮し、データロガーを使い、1秒ごとに圧縮量と圧縮力を測定する。圧縮終了条件は以下の通りである。

1. 圧縮力が最大となり引き続きひずみが2%生じた場合
2. 圧縮力が最大値の2/3程度に減少した場合
3. ひずみが15%に達した場合

のいずれかの条件に達したら終了させる。なお、目標値は一軸圧縮強さ 200kN/m^2 とする。これは、本研究と同様にサイゴン川河岸への対策を目的としている、Nguyenら⁵⁹⁾の研究を基に決定した。試験終了後、使用した供試体を粉砕して、含水比を測定する。

表4.2に、初期含水比(設定含水比)、安定材の配合条件を示す。まず、粃殻灰の量が改良土の強度特性に与える影響について検討するために、粃殻灰の混合量を変えた4パターンの試験を実施する。そして、初期含水比が改良土の強度特性に与える影響を調査するために、初期含水比を変えた4パターンの試験を行う。

表 4.2: 初期含水比と安定材の配合条件

試験条件番号	初期含水比 (%)	生石灰 (%)	粉殻灰 (%)
1	55	5	0
2	55	5	5
3	55	5	10
4	55	5	15
5	60	5	10
6	65	5	10
7	75	5	10
8	100	5	10

4.2.4 一軸圧縮試験の結果と考察：粉殻灰の配合比が改良土の強度特性に与える影響

図4.3に試験条件1から4の一軸圧縮強さと養生日数の関係を示す。それぞれのプロットに対して、標準誤差を示すエラーバーを記入している。このグラフに記載されている全ての条件で目標強度200 kN/m²を達成している。

試験条件1(生石灰5%)においては、養生14日までは強度が増加し続ける。その後、養生28日では養生14日より強度が低下するが、養生56日で養生14日とほぼ同じ一軸圧縮強さとなり強度が維持されていることがグラフから分かる。

試験条件2(生石灰5%, 粉殻灰5%)においては養生28日までに一軸圧縮強さが増加し続ける。それ以降も養生56日まで強度は増加傾向になる。なお、養生14日までの強度が他の条件の強度の1/2程度であるが、28日以降、他の条件とほぼ同等の強度を得られていることから、混合材が均一に混ざっていない等の理由からポゾラン反応の発現が遅れた可能性がある。この点については、後で試験時の供試体の含水比や乾燥密度を示しながら考察する。

試験条件3(生石灰5%, 粉殻灰10%)では、前述の条件と同様に養生28日までに一軸圧縮強さが大きく増加する。そして、養生28日から養生56日までは、一軸圧縮強さが緩やかに増加する。この条件は、今回の条件の中では最も大きい強度を与えた。

試験条件4(生石灰5%, 粉殻灰15%)では、他の条件とは異なり、強度が大きく増加するのは、養生7日までである。そして、強度は養生28日まではわずかに増し、養生56日ではわずかに減少する。

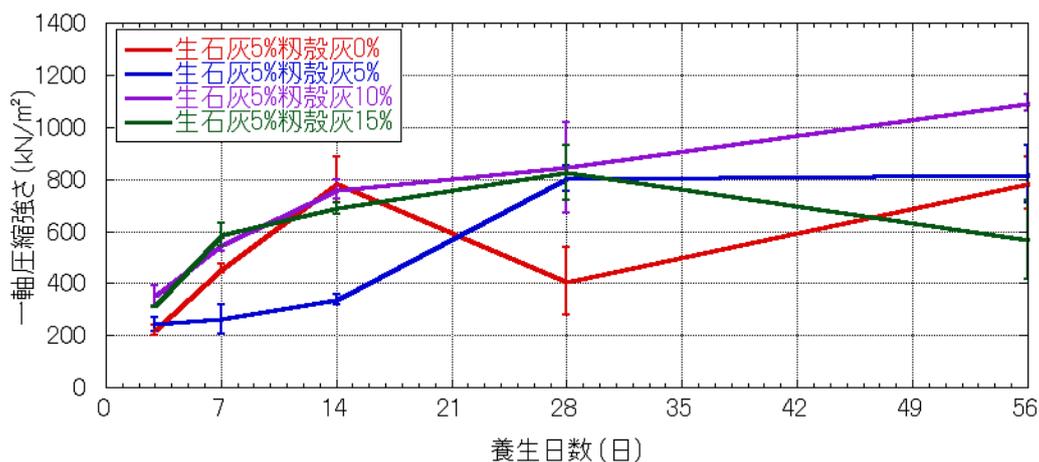


図 4.3: 養生日数と一軸圧縮強さの関係：試験条件 1～4

そして、養生56日における最終的な一軸圧縮強さは、粉殻灰10%、5%、0%、15%の順で大きく、適量の粉殻灰を加えることで一軸圧縮強さが向上することが示された。試験条件4、すなわち今回の条件の中で最も多く粉殻灰を含んでいる条件の強度が一番小さい理由に関しては、大量の粉殻灰を入れることで土がうまく締固まりにくくなるのが原因と考えられる。

養生3日までは全配合比においてほぼ同様に一軸圧縮強さが増加し、養生7日以降の一軸圧縮強さに差がある。これは、試験条件1から4は同量の生石灰が混合されているので、生石灰の脱水反応によりどの条件も同じように強度が増加するが、それ以後が粉殻灰に含まれるシリカによって促進されるポズラン反応による強度増加であるため強度発現差が生じると考えられる。また、粉殻灰を加えた試験条件2から4においては、養生28日以降の一軸圧縮強さの変化が穏やかになる。これは、ポズラン反応による強度発現は養生28日までに起こることを示していると推定される。この点については、前述の試験条件2と同様に、後で試験時の供試体の乾燥密度を精査することで詳細を検討する。

図4.4に試験条件1~4の破壊ひずみと養生日数の関係を示す。破壊ひずみは圧縮応力が最大値を取るとき、すなわちピーク強度を迎えるときのひずみである。すべての配合比において、養生期間が長くなるにつれて、破壊ひずみが小さくなるのがグラフから読み取れる。試験条件1~4において、養生7日までに大きく低下する。ここから、生石灰による脱水反応で改良土が締め固まり、延性が小さくなるのが考えられる。養生14日以降は、どの配合比でもほぼ同様の値をとっている。このことから、破壊ひずみの大きさは試料または生石灰の配合比に依存すると考えられる。

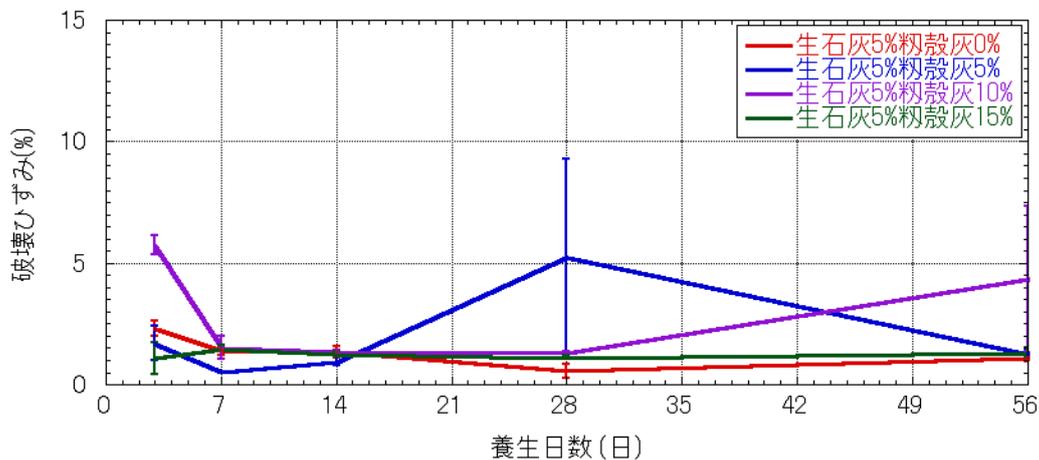


図 4.4: 養生日数と破壊ひずみの関係：試験条件1~4

図4.5に試験条件1~4の乾燥密度と養生日数の関係を示す。試験条件2, 3以外の条件では、養生3日から7日で乾燥密度が減少している。これは、養生を空气中養生から水浸養生に切り替えたことにより、供試体中に水が浸入したことによると考えられる。また、試験条件1~4の中で、最も大きい強度を得た試験条件3(生石灰5%, 粉殻灰10%)は、養生56日まで乾燥密度が穏やかに上昇している。この配合比が今回の試験条件の中で最も効率よく生石灰により脱水され、ポズラン反応が促進され、強度と供試体の硬化を促す化学反応の両方の面で、生石灰5%に対して粉殻灰配合比10%が最適な配合比率であると言える。

図4.6に、試験条件1から4の7日目と28日目の応力ひずみ曲線を示す。それぞれの配合条件において、養生7日目と28日目を比較すると、ピーク強度は増加している。そして、破壊ひずみの値は養生7日目と14日目で大きく変化は見られないが、ピーク強度を迎えた後の挙動に違いが見られる。養生28日目は7日目に比べ、ピーク強度後の応力減少のスピードが大きく、残留強度が小さい。このように応力ひずみ曲線に示されるピーク強度後の供試体の挙動からも、生石灰と粉殻灰を混合することで、改良土の強度は改善されるが、韌性が減少することが示された。

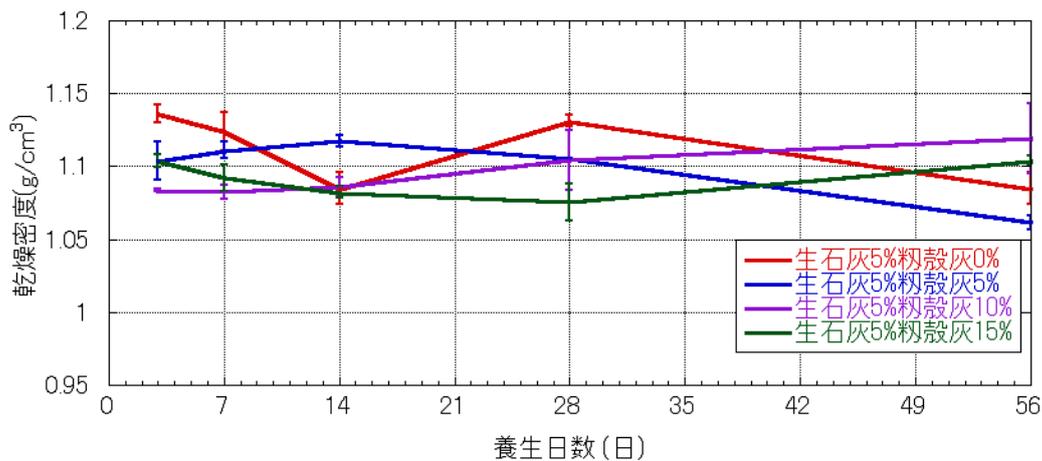
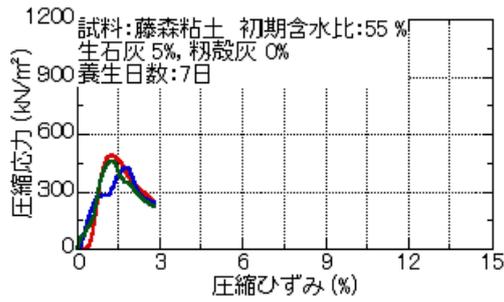
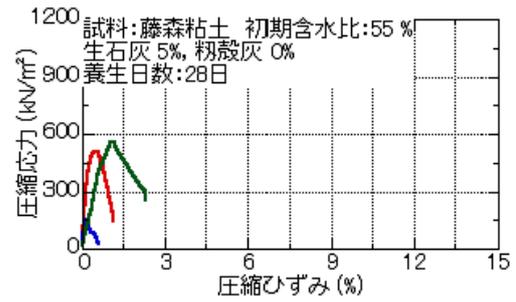


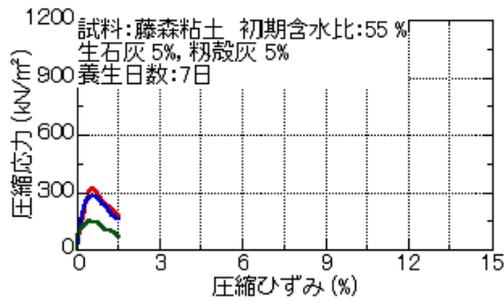
図 4.5: 養生日数と乾燥密度の関係：試験条件1~4



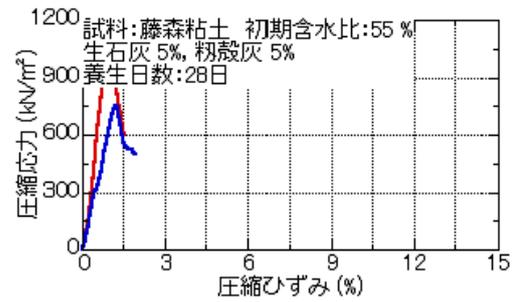
(a) 試験条件 1 : 養生 7 日目



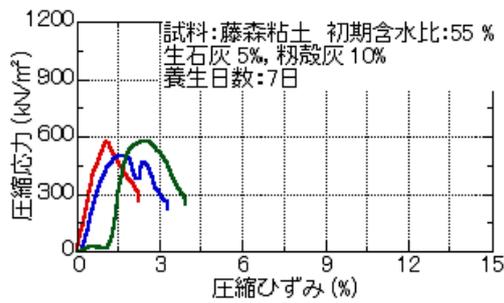
(b) 試験条件 1 : 養生 28 日目



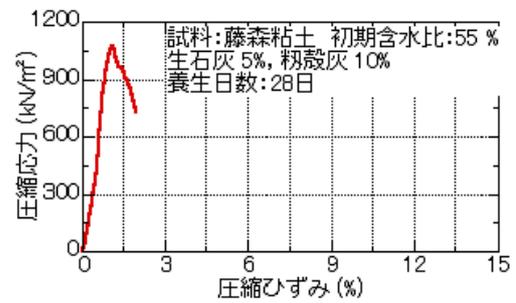
(c) 試験条件 2 : 養生 7 日目



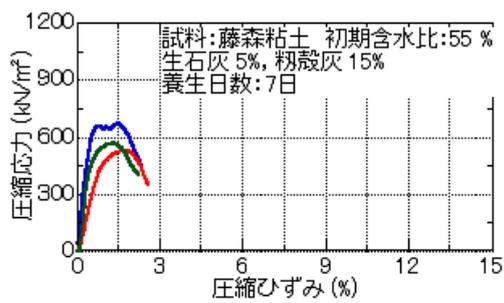
(d) 試験条件 2 : 養生 28 日目



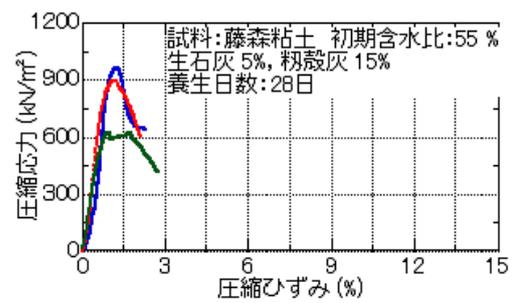
(e) 試験条件 3 : 養生 7 日目



(f) 試験条件 3 : 養生 28 日目



(g) 試験条件 4 : 養生 7 日目



(h) 試験条件 4 : 養生 28 日目

図 4.6: 試験条件 1~4 の応力ひずみ曲線

4.2.5 一軸圧縮試験の結果と考察：初期含水比が改良土の強度特性に与える影響

図4.7に試験条件5から8の一軸圧縮強さと養生日数の関係を示す。比較のために、安定材の配合比が同じ試験条件4も結果もグラフに記載している。まず、前で述べたように、初期含水比55%の条件は、全期間において、目標値を超える強度を得た。しかし、初期含水比75%と100%の条件の改良土は養生14日目から28日目で強度がわずかに増加しているものの、養生3日から養生56日まで強度はほとんど一定の値を保ち、一度も目標値を達成することはなかった。初期含水比60%と65%の改良土については、養生7日目で強度が低下し、その後養生65日目では目標値200 kN/m²と同程度の値を保っている。養生7日目に強度が低下した理由は、養生3日間では供試体を空中養生したが、その後、水中養生に切り替えたため、供試体に水が浸透し、土構造がゆるくなったためだと考えられる。この結果により、空气中養生の期間を延ばすことで、改良土の強度が改善される可能性が示唆された。また、初期含水比の違いが一軸圧縮強さに大きな影響を与えることが明らかになった。

図4.8に示す破壊ひずみに着目すると、強度とは反対に、初期含水比75%と100%の条件においては、全期間で5%を下回らない比較的大きな値を示した。ほとんどの条件で養生7日目で破壊ひずみの値が大きく減少している。これは、生石灰による脱水反応がこの時期までに終わり、改良土が締め固められることにより靱性が低下することが原因の1つとなると考えられる。また、一軸圧縮強さと同様に、初期含水比の違いが破壊ひずみの値に大きな影響を与えることが明らかになった。

次に、図4.9に改良土の含水比と養生日数の関係を示す。養生3日目以降は、水浸養生としているが、初期含水比75%、100%の改良土においては、養生7日目の含水比が3日目よりも低下している。これは養生3日目以降も生石灰が脱水できる容量を持つことを示した。一方で、そのほかの条件においては、養生7日目で含水比が上昇している。これは、生石灰が脱水する能力が残っているが、元々改良土に含まれる水分が小さいため、改良土に含まれる水分量よりも、水浸養生時に改良土に浸透する水分量のほうが大きいため、以上のような結果に至ったと考えられる。

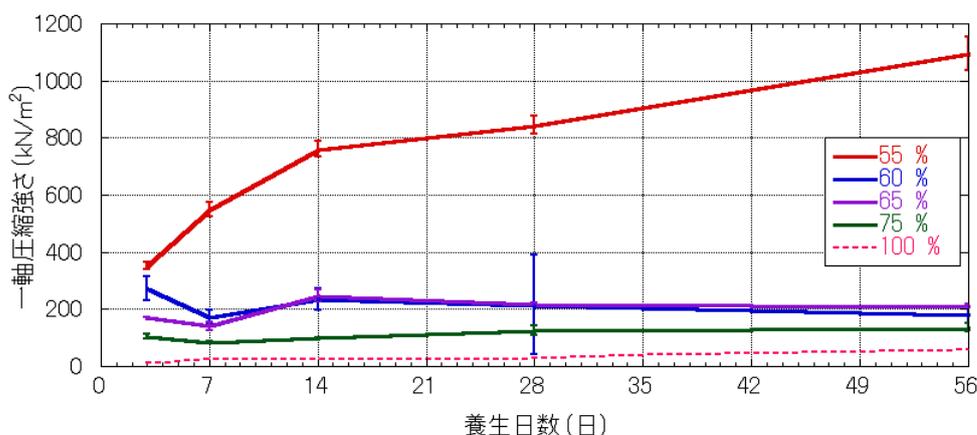


図 4.7: 養生日数と一軸圧縮強さの関係：試験条件 4～8

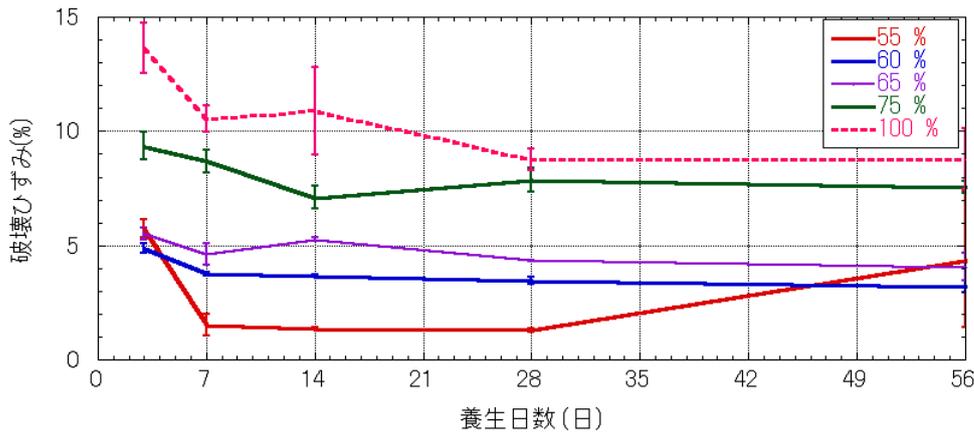


図 4.8: 養生日数と破壊ひずみの関係 : 試験条件 4~8

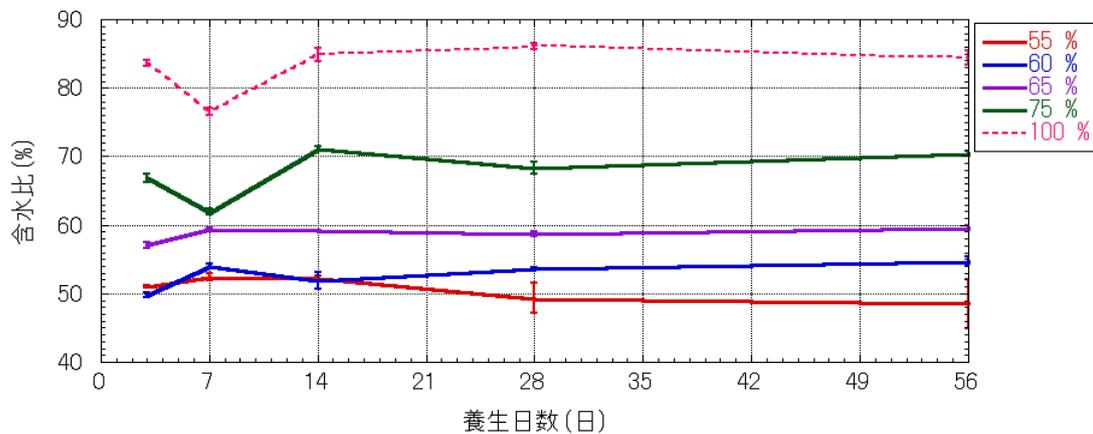


図 4.9: 養生日数と含水比の関係 : 試験条件 4~8

図 4.10 に初期含水比と養生 28 日目における試験時含水比を示す。初期含水比 55% の改良土は、他の条件に比べると脱水量が低い。これは養生 28 日目の含水比が藤森粘土の液性限界値に近い値であり生石灰が残留していたため、水浸させても生石灰の作用が働き、一軸圧縮強さが大きく増加したと考えられる。初期含水比 60, 65, 75% は脱水量にほとんど差がないことから、本研究で使用した生石灰 (配合比 5%) の脱水力は含水比 6.7% 程低下させる量であると言えるだろう。初期含水比 100% は、その他の条件と比べると脱水量が高く、これは設定した水分量が多すぎるため、自然蒸発や試験時に供試体を触ることによる乾燥などで含水比の差が大きくなったと考えられる。

図 4.11 に改良土の乾燥密度と養生日数の関係を示す。初期含水比 55%, 60% の条件の改良土においては、養生 3 日目から 7 日目にかけて、乾燥密度が減少している。これは、前で述べた通り、水浸養生に切り替えたことにより土骨格構造が緩くなったことが理由の 1 つとして挙げられる。初期含水比 65%, 75%, 100% の条件の改良土においては、養生 7 日目では生石灰による脱水反応で締め固まり、乾燥密度は大きくなるが、養生 7 日目以降は減少している。その後は全ての条件において乾燥密度は一定となり、土骨格構造がポゾラン反応によるセメント類似物質の生成されることにより維持されると考えられる。

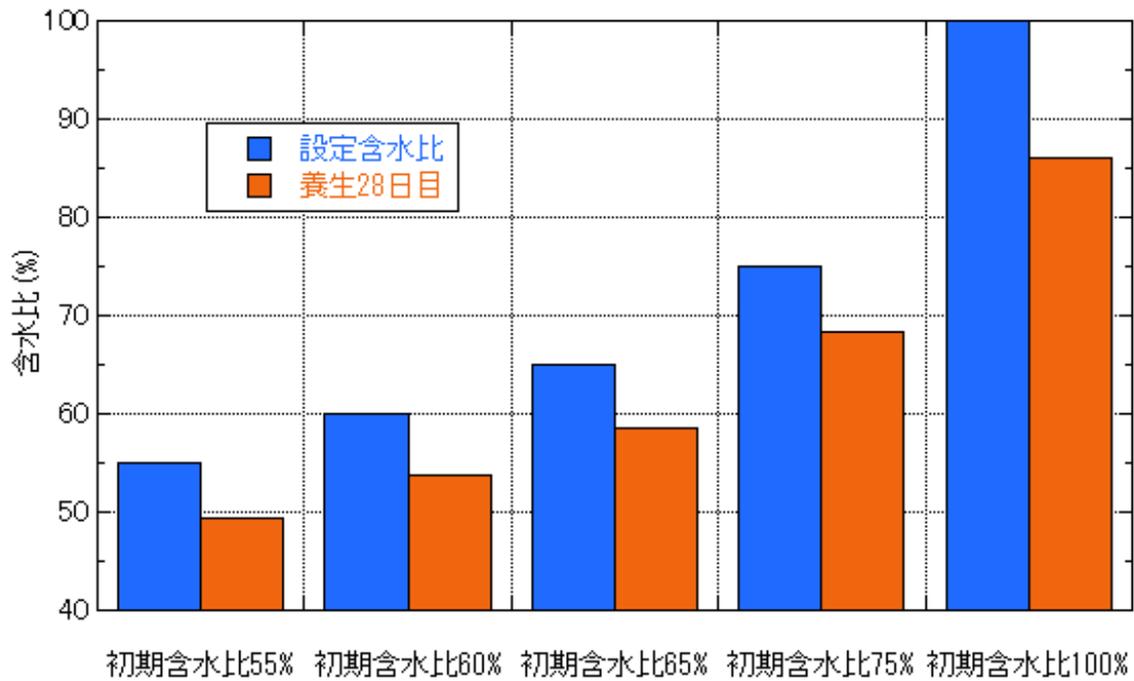


図 4.10: 初期含水比と試験時含水比の差：試験条件 4～8

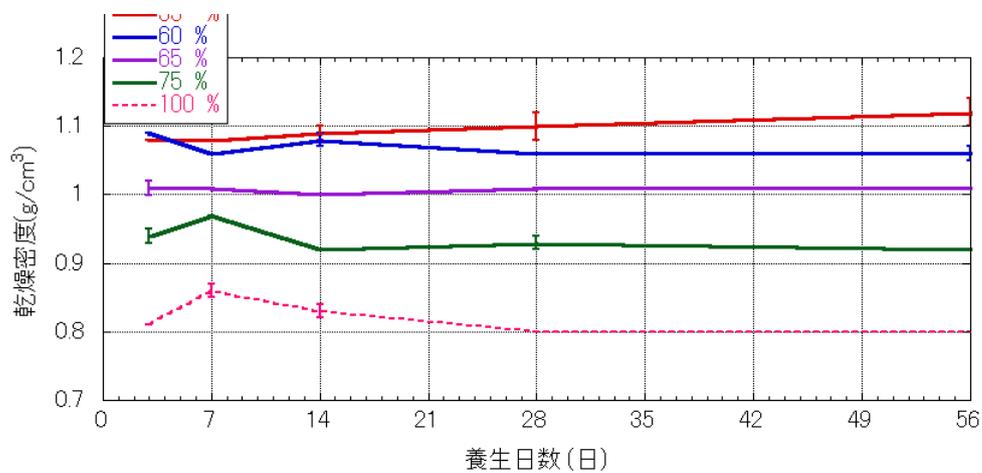
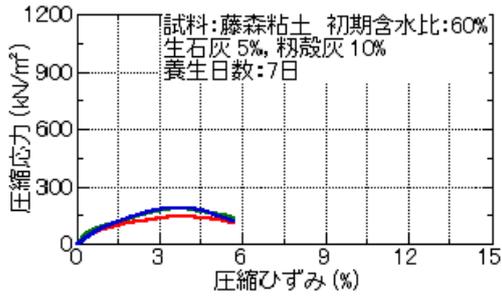
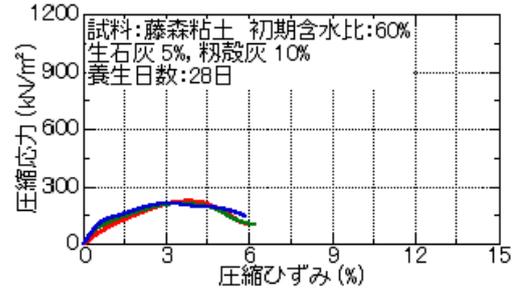


図 4.11: 養生日数と乾燥密度の関係：試験条件 4～8

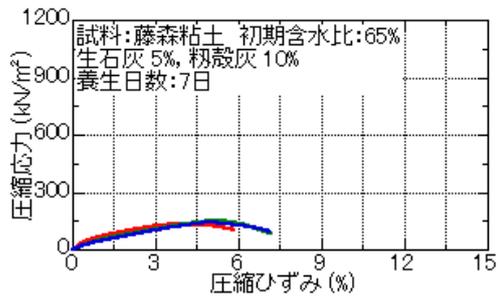
図 4.12 に条件 5 から 8 の応力ひずみ曲線を示す。試験条件 8 のみグラフの最大値が異なるので注意されたい。初期含水比 55% と異なり、養生 7 日目から 28 日までの強度の増加は穏やかである。養生日数が進んでも、破壊後の応力減少は小さく、改良土の靱性が小さくなる傾向も見られない。



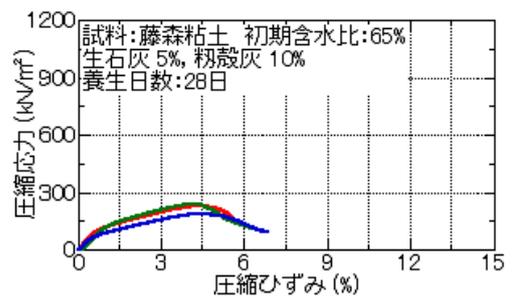
(a) 試験条件 5 : 養生 7 日目



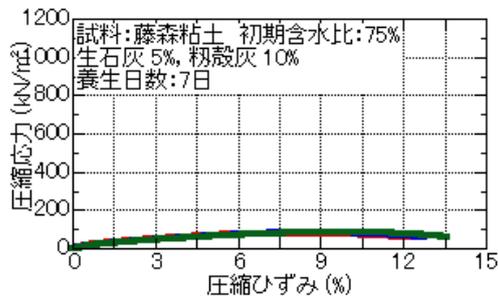
(b) 試験条件 5 : 養生 28 日目



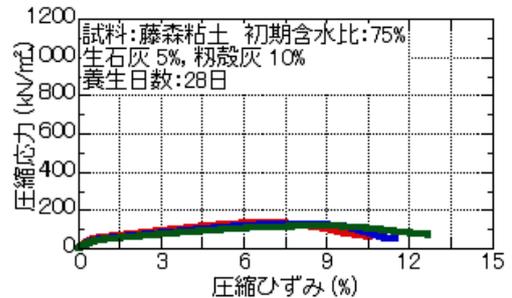
(c) 試験条件 6 : 養生 7 日目



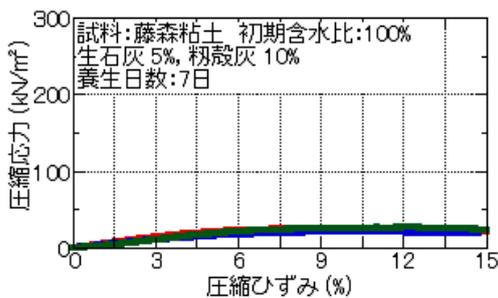
(d) 試験条件 6 : 養生 28 日目



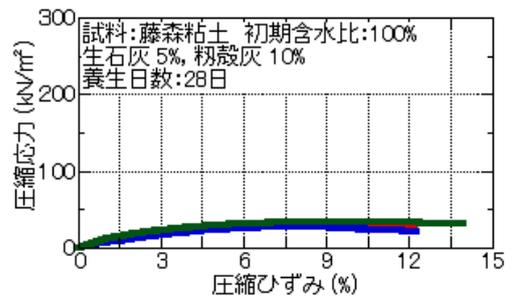
(e) 試験条件 7 : 養生 7 日目



(f) 試験条件 7 : 養生 28 日目



(g) 試験条件 8 : 養生 7 日目



(h) 試験条件 8 : 養生 28 日目

図 4.12: 試験条件 5~8 の応力ひずみ曲線

4.3 まとめ

以上の結果を以下にまとめる。

- 適量の粃殻灰を加えることで一軸圧縮強さが向上することが示された。
- 初期含水比が低い改良土において、養生期間が長くなるにつれて、破壊ひずみが小さくなり、脆性破壊の発生が認められた。
- 本研究における生石灰 5%，粃殻灰 10%の配合比では高含水比の土では十分な改良効果が得られないため、検討の余地がある。

第5章 生石灰と籾殻灰を用いた地盤改良工法に対する稲わらの利用

5.1 概要および関連する研究

前章において、軟弱土に生石灰と籾殻灰を混合することで、一軸圧縮強度が改善されるが、脆性破壊が生じることが明らかとなった。本章では改良土の靱性を向上させ、脆性破壊を防ぐことを目的とし、生石灰と籾殻灰に加え、稲わらの利用について検討する。

稲わら(図5.1)はイネ科植物の茎を乾燥させたものである。稲の生産地では大量に出る副産物である。日本で稲わらは約8割がすき込みや焼却処分されており、約1割が家畜の飼料として利用されている⁶⁰⁾。稲わらの主成分はセルロースとセミセルロースで成分の52%を占めており⁶¹⁾、最近では稲わらなどの植物繊維を科学的、機械的に処理した新素材セルロースナノファイバーの幅広い用途での活用が期待されている⁶²⁾等、リサイクル材として活用が期待されている。

稲わらのような、繊維系の材料を改良土に混合することで、繊維と土が絡み合い、本来土が弱いとされる性質である引張力に対する抵抗力を高める。せん断時には土粒子の移動を補強材となる繊維で拘束し、外力に対する抵抗性が付加される⁶³⁾。また、強度特性(圧縮、引張強度等)を改善するだけでなく、破壊後の粘り強さを期待することができる⁶⁴⁾。

地盤材料や改良土に繊維を混合し、強度特性の改善を目的とした研究はこれまで数多くなされてきており、実務の現場においても採用されている。以下に関連する研究をいくつか挙げる。

まず、1991年に中山ら⁶⁵⁾は、盛土や切土に対する補強土壁あるいは補強土層材料としての使用を目的として、連続長繊維を用いた補強土の室内試験を実施し、補強土の基本的力学的特性について検討し、繊維混入の効果は、繊維が砂の粒子を拘束することによる、破壊ひずみの増大と見掛けの粘着力の増加となって現われることを示した。



図 5.1: 稲わら

そして、三木ら⁶⁶⁾は、短繊維混合補強土の示す特性を把握する試験の実施や現場への適用を図り、侵食の生じやすい土の盛土や切土のり面の被覆材、河川堤防の法面被覆材等に短繊維混合補強土の特徴を生かした適用例として挙げた。

Nguyen⁵⁹⁾らによって、サイゴン川河岸崩壊の対策工法の1つとして、セメント系改良土に稲わらを適用し、稲わらにより、強度と破壊ひずみの値が改善されることを示した。

また、Greeshmaら⁶⁷⁾によって、石灰系の改良土にも稲わらが適用され、補強材としての効果を示した。

このように、稲わらは様々な改良土に補強材として適用されている。しかし、本研究で取り扱う、生石灰と粉殻灰を用いた改良土に適用された例はない。よって、本章では、生石灰と粉殻灰の改良土に稲わらの適用を試み、稲わらの長さや配合量が改良土の強度特性に与える影響について検討し、さらに、現地適用を考慮した、乾湿繰り返し環境下での改良土の耐久性についても考察する。

5.2 稲わらを用いた改良土の一軸圧縮試験

5.2.1 試験方法と試験条件

まず、改良土の供試体を作成する。供試体作成方法は、前章で述べたように、藤森粘土と水をミキサーに入れ十分に練り混ぜ、含水比を調整する。その後、生石灰、粉殻灰、稲わらが均一に混ざるように少しずつ入れるようにし、計10分ほど練り混ぜた。稲わらは十分湿らせ、その後、表面の水分をふき取ったものを使用した。それ以降の手順や一軸圧縮試験方法は前章と同様である。生石灰と粉殻灰同様、土試料の乾燥質量 m_s を基に配合比を決定し、以下のように定義する。

$$C = \frac{m_{rs}}{m_s} \times 100 \quad (5.1)$$

ここで、 C は稲わらの配合比 (%)、 m_{rs} は稲わらの湿潤質量 (g) である。表 5.1 に生石灰、粉殻灰、稲わらの配合条件を示す。生石灰と粉殻灰の配合比は前章で最も強度が得られたものを採用し、各条件で一定とし、稲わらの量は3パターンとし、それぞれで最大の長さが 0.3-1.0 cm, 1.0-3.0 cm, 3.0-7.0 cm の計3種類の長さを用い、合計9パターンの条件で試験を実施した。

表 5.1: 稲わらを用いた改良土の配合条件

初期含水比 (%)	生石灰 (%)	粉殻灰 (%)	稲わら (%)
55	5	0	1
55	5	5	3
55	5	10	5

5.2.2 試験結果

図5.2, 図5.3, 図5.4に稲わらの配合比1%, 3%, 5%の養生日数と一軸圧縮強さの関係をそれぞれ示す. 比較のために, 図5.2では, 生石灰5%と粃殻灰10%を混合させた条件の結果についても記載している. ほとんどの条件において, 強度の発現は養生14日目から28日目までに収束し, 養生56日目までその強度を維持している. そして, 目標値200kN/m²を超えており, 目標値を達成している. この強度のグラフにはデータのばらつきを示す, 標準誤差のエラーバーを示している. 強度のばらつきは, 供試体の不均一性に起因することが多い. しかし, 図5.5, 図5.6, 図5.7に稲わらの配合比1%, 3%, 5%の養生日数と乾燥密度の関係をそれぞれ示しているが, このグラフのエラーバーから読み取れる乾燥密度の値のばらつきは極めて小さく, 供試体は均一に作成されていることが示されている. よって, 稲わらの繊維の位置, 向き, 形状, せん断面との位置関係が強度データのばらつきの一因となると考えられる.

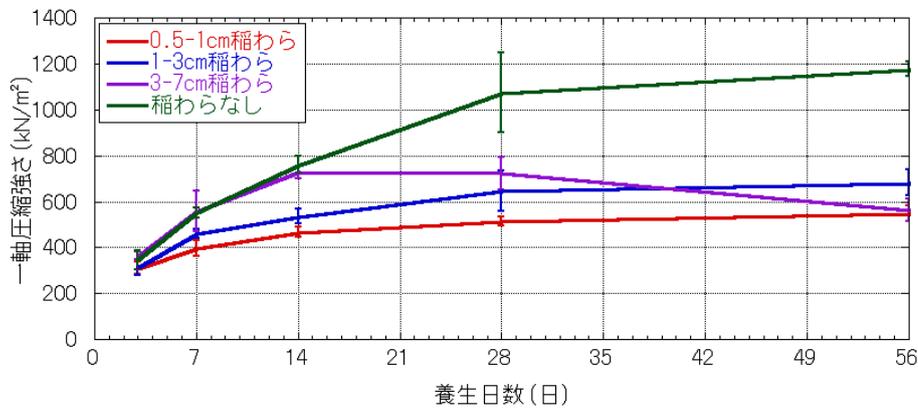


図 5.2: 養生日数と一軸圧縮強さの関係 : 稲わら 1%

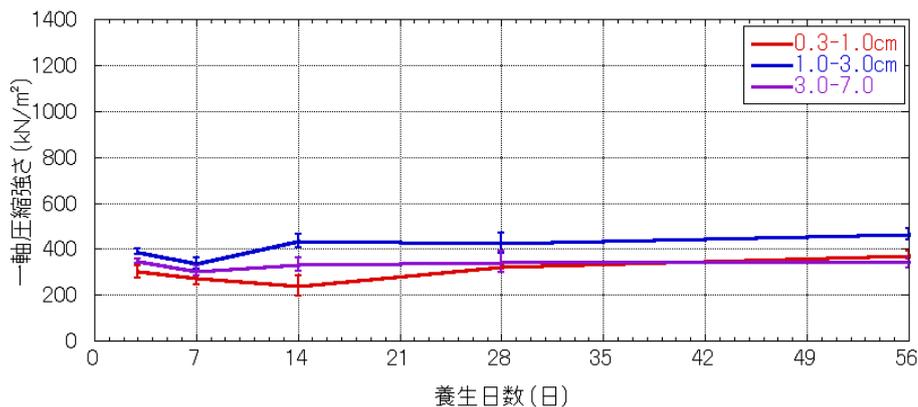


図 5.3: 養生日数と一軸圧縮強さの関係 : 稲わら 3%

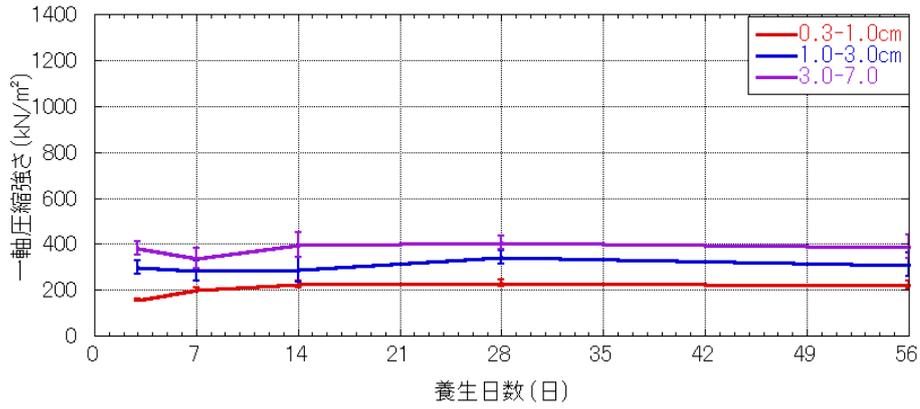


図 5.4: 養生日数と一軸圧縮強さの関係：稲わら 5%

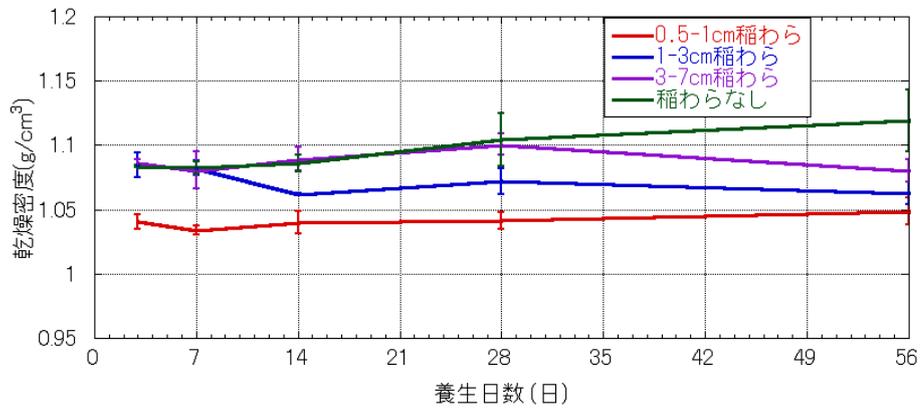


図 5.5: 養生日数と乾燥密度の関係：稲わら 1%

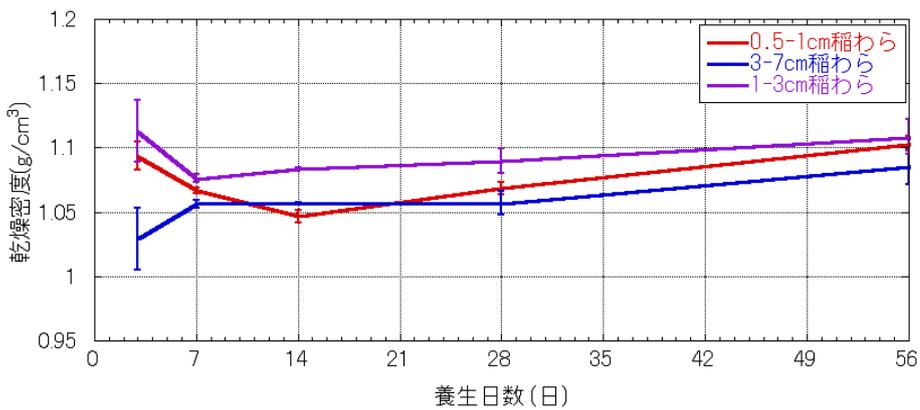


図 5.6: 養生日数と乾燥密度の関係：稲わら 3%

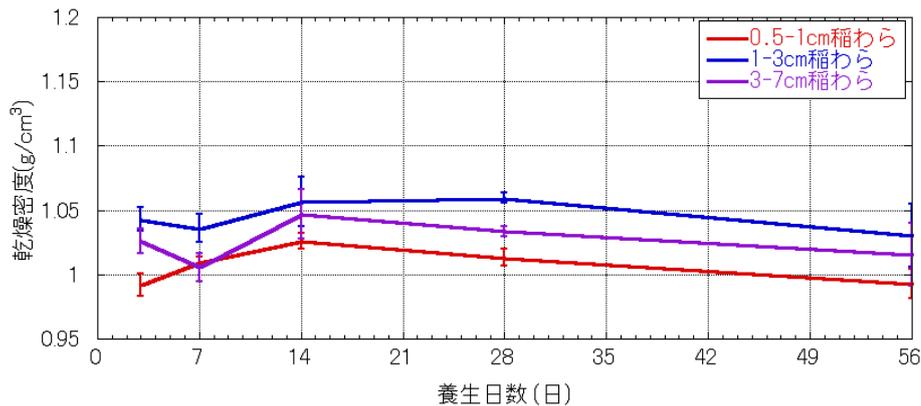


図 5.7: 養生日数と乾燥密度の関係：稲わら 5%

図 5.5, 図 5.6, 図 5.7 に示される, 稲わらの配合比 1%, 3%, 5% の養生日数ごとの乾燥密度の推移について考察すると, すべての条件において, 養生 3 日目と 7 日目の間で, 乾燥密度が減少している。これは前でも述べているように, 水浸養生に切り替えたことが原因であると考えられる。養生 7 日目以降, 乾燥密度は徐々に増加している。これはポゾラン反応により改良土内にセメント類似物質が生成されたことを示している。ただし, 稲わらの配合比 5% の条件においては, 乾燥密度が低下している。これは, 水が供試体内に浸透することで, 土骨格構造がゆるくなることによるものと考えられる。

図 5.8, 図 5.9, 図 5.10 に稲わらの配合比 1%, 3%, 5% の養生日数と破壊ひずみの関係をそれぞれ示す。すべての条件において, 養生 7 日目もしくは 14 日目で破壊ひずみの値が減少している。これは, 生石灰による脱水反応はこの時期までに収束し, 改良土が締め固まることを示すと考えられる。また, 破壊ひずみの値は, 多くの場合において, 稲わらを用いた改良土の方が, 稲わらなしの改良土よりも大きい。これは稲わらにより改良土の脆性破壊が抑制されていることを示している。養生 28 日目の値に着目し, 稲わらの配合比で比較すると稲わらの配合比が 5% の改良土の破壊ひずみが最も大きい値をとっているが, 破壊ひずみの値の稲わらの量や長さとの明確な関係は見られない。

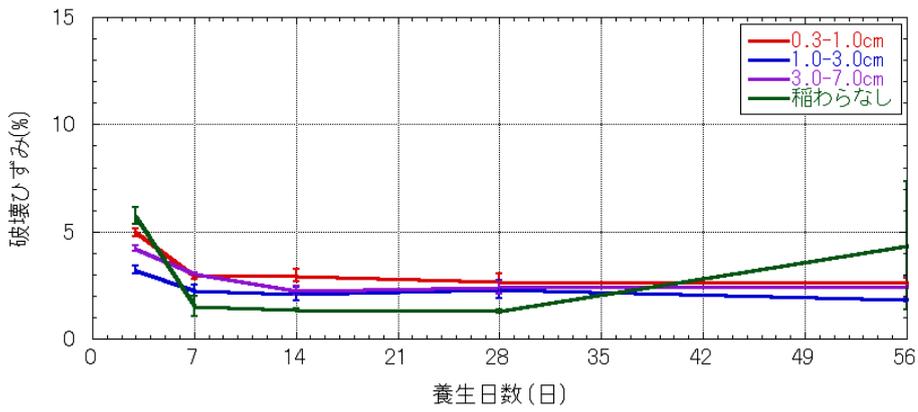


図 5.8: 養生日数と破壊ひずみの関係 : 稲わら 1%

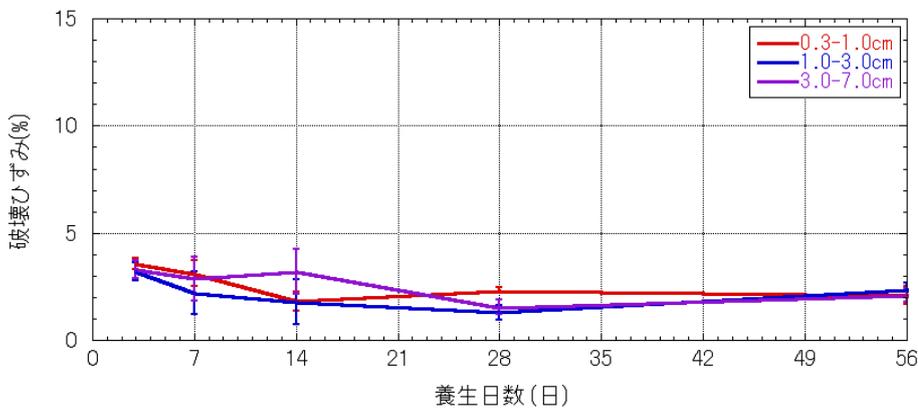


図 5.9: 養生日数と破壊ひずみの関係 : 稲わら 3%

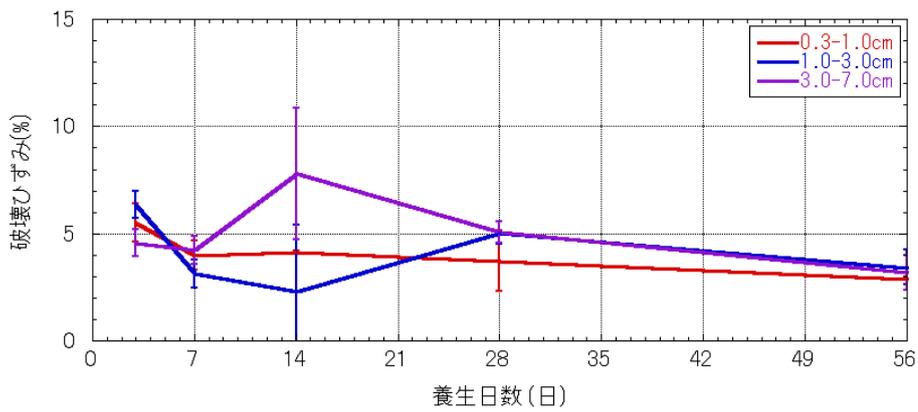


図 5.10: 養生日数と破壊ひずみの関係 : 稲わら 5%

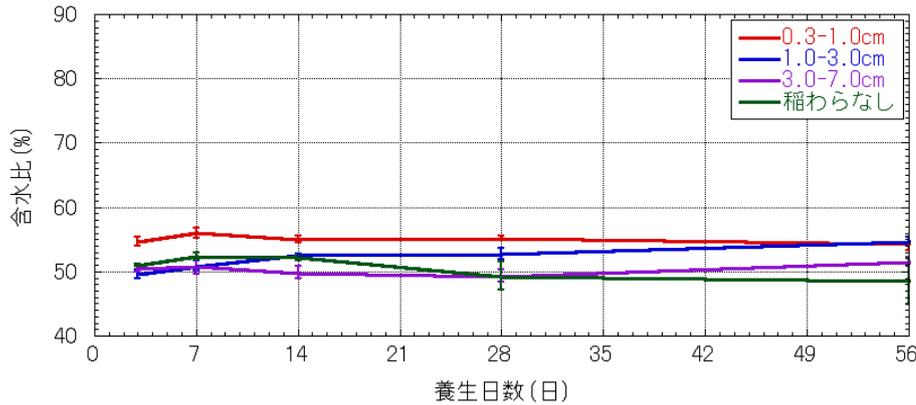


図 5.11: 養生日数と含水比の関係 : 稲わら 1%

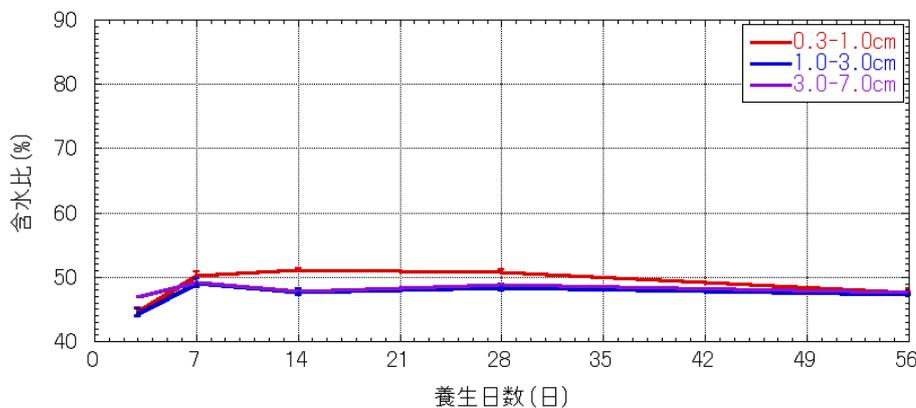


図 5.12: 養生日数と含水比の関係 : 稲わら 3%

図 5.11, 図 5.12, 図 5.13 に稲わらの配合比 1%, 3%, 5% の養生日数と含水比の関係をそれぞれ示す。養生 3 日目以降、水浸養生に切り替えたことにより、ほとんどの条件において養生 7 日目までに含水比が上昇する。その後、養生 14 日目までは含水比が低下する。これは、生石灰の脱水反応によるものだと考えられる。稲わらの配合比 5% の条件においては、養生 14 日目以降、含水比が上昇している。この条件は、他の条件よりも多量の稲わらを含んでいるため、稲わらが、吸水したことが原因の一つとして考えられる。

図 5.14 に供試体の含水比と一軸圧縮強さの関係を示す。これは、稲わらを含まない条件の結果も含まれている。このグラフから稲わらの有無を問わず、供試体の含水比が大きいほど、一軸圧縮強さは小さいことがわかる。また、稲わらを用いた改良土の結果と稲わらなしの結果を比べると、同じ含水比でも稲わらを用いた改良土の方が一軸圧縮強度が大きいものが多い。これにより、稲わらを用いることで、より高い含水比を持つ地盤にも対応できる可能性が示唆された。ただし、稲わらを用いた改良土においては、初期含水比の条件が 1 パターンのみとなっているので、検討の余地を残している。

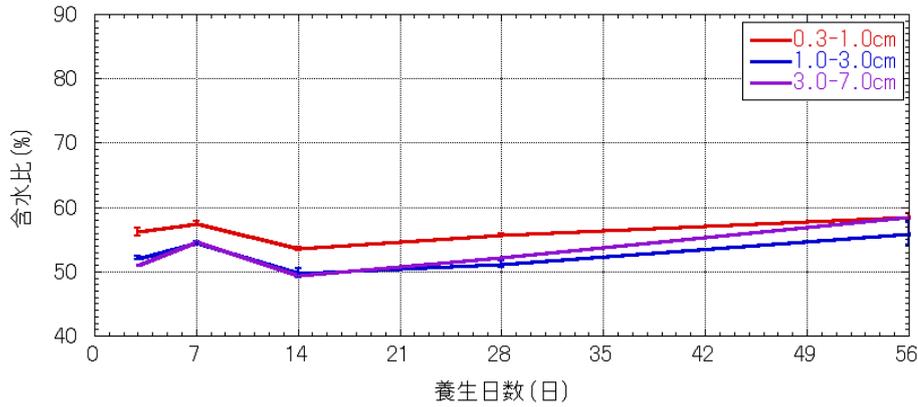


図 5.13: 養生日数と含水比の関係：稲わら 5%

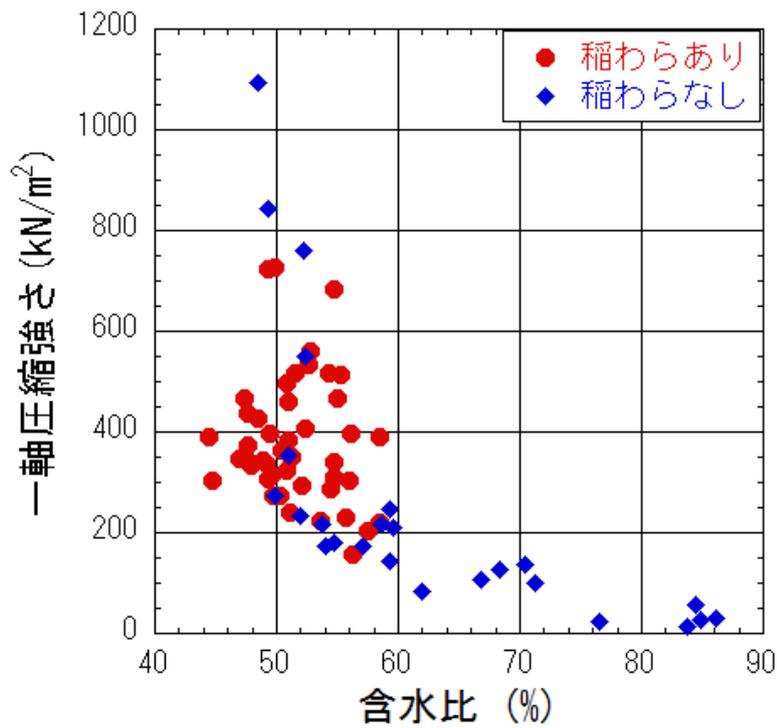
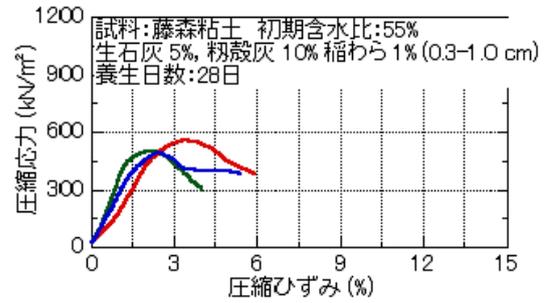
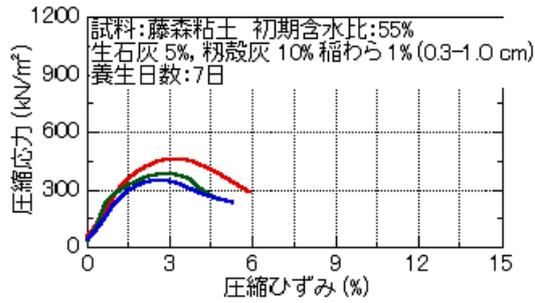
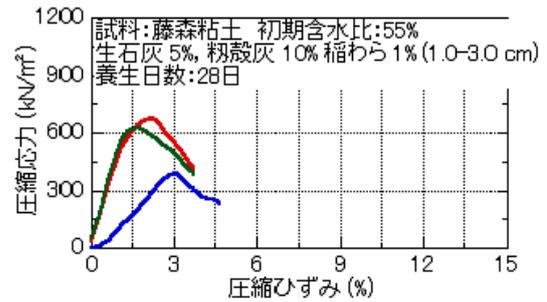
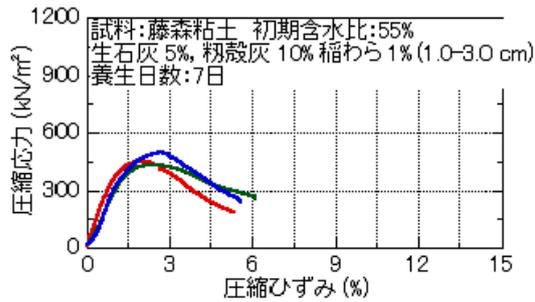


図 5.14: 含水比と一軸圧縮強度の関係

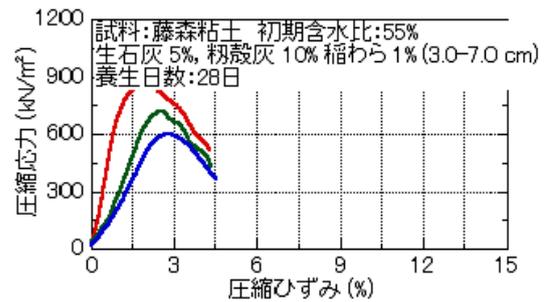
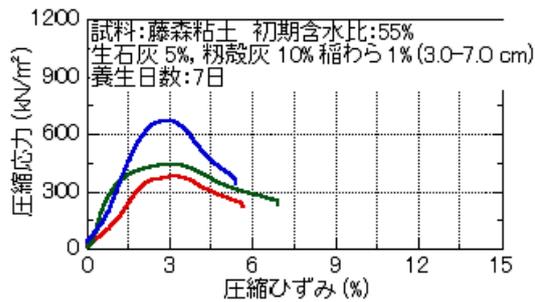
図 5.15 に応力ひずみ曲線を示す。ここからも、稲わらにより改良土の脆性が低減したことがわかる。また、稲わらを用いた改良土は破壊後の材料の軟化挙動が穏やかであることも示している。



(a) 稲わら 1% 長さ 0.3-1.0cm : 養生 7 日目 (b) 稲わら 1% 長さ 0.3-1.0cm : 養生 28 日目

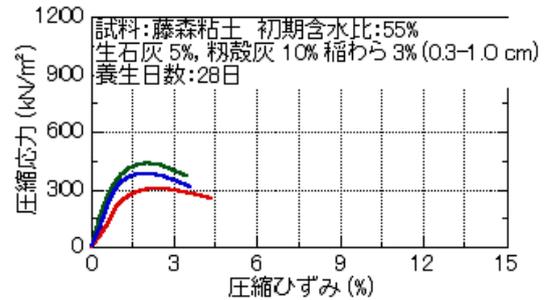
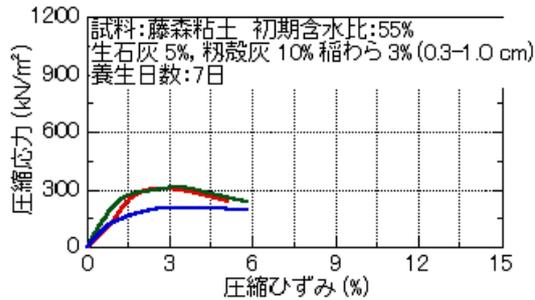


(c) 稲わら 1% 長さ 1.0-3.0cm : 養生 7 日目 (d) 稲わら 1% 長さ 1.0-3.0cm : 養生 28 日目

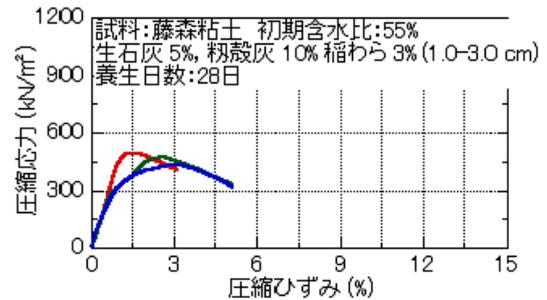
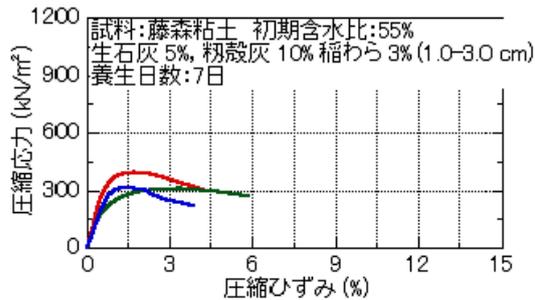


(e) 稲わら 1% 長さ 3.0-7.0cm : 養生 7 日目 (f) 稲わら 1% 長さ 3.0-7.0cm : 養生 28 日目

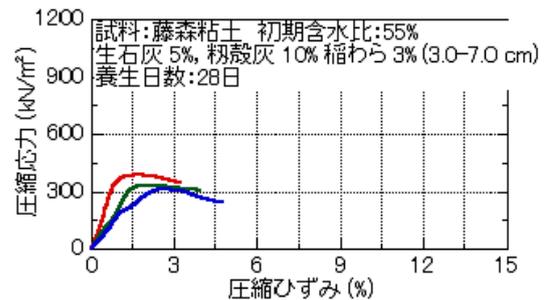
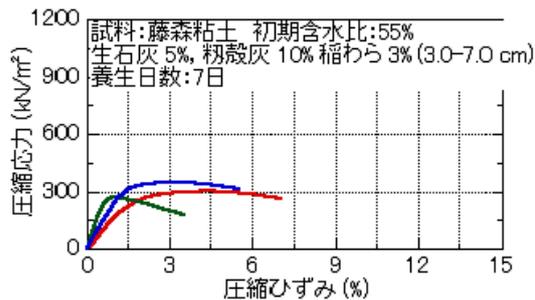
図 5.15: 応力ひずみ曲線 (稲わらの量 : 1%)



(a) 稲わら 3% 長さ 0.3-1.0cm : 養生 7 日目 (b) 稲わら 3% 長さ 0.3-1.0cm : 養生 28 日目

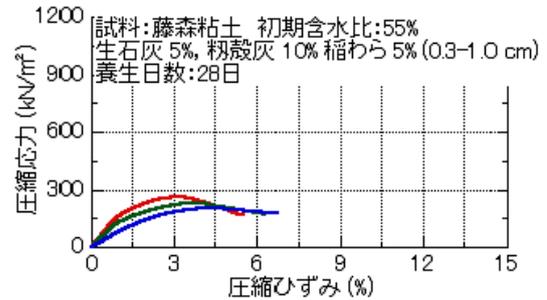
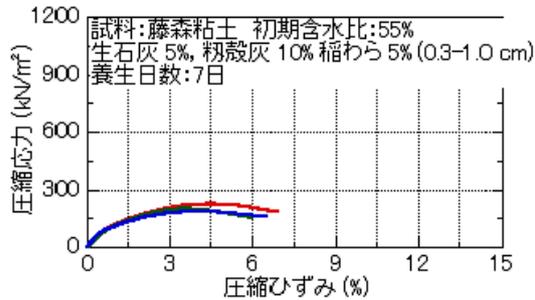


(c) 稲わら 3% 長さ 1.0-3.0cm : 養生 7 日目 (d) 稲わら 3% 長さ 1.0-3.0cm : 養生 28 日目

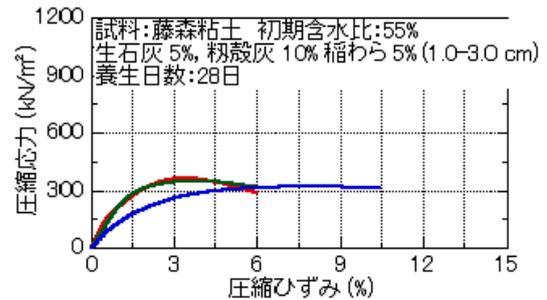
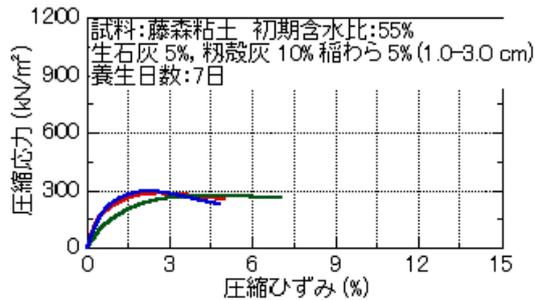


(e) 稲わら 3% 長さ 3.0-7.0cm : 養生 7 日目 (f) 稲わら 3% 長さ 3.0-7.0cm : 養生 28 日目

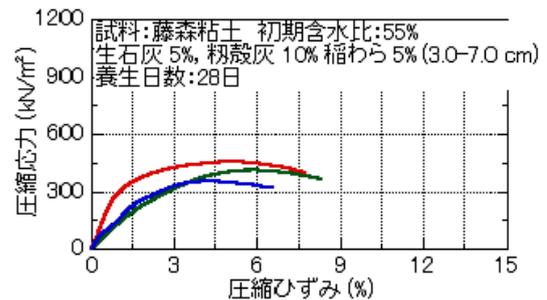
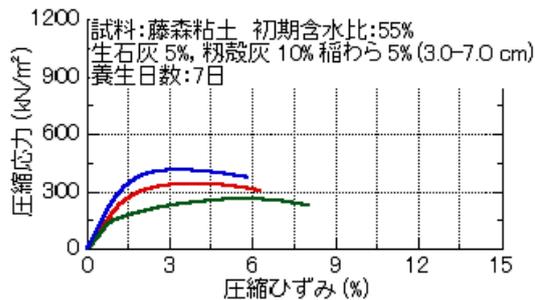
図 5.16: 応力ひずみ曲線 (稲わらの量 : 3%)



(a) 稲わら 5% 長さ 0.3-1.0cm : 養生 7 日目 (b) 稲わら 5% 長さ 0.3-1.0cm : 養生 28 日目



(c) 稲わら 5% 長さ 1.0-3.0cm : 養生 7 日目 (d) 稲わら 5% 長さ 1.0-3.0cm : 養生 28 日目



(e) 稲わら 5% 長さ 3.0-7.0cm : 養生 7 日目 (f) 稲わら 5% 長さ 3.0-7.0cm : 養生 28 日目

図 5.17: 応力ひずみ曲線 (稲わらの量 : 5%)

次に、破壊後の改良土の軟化挙動について説明する。前で説明した通り、1) 圧縮力が最大となり引き続きひずみが2%生じた場合、2) 圧縮力が最大値の2/3程度に減少した場合、3) ひずみが15%に達した場合のいずれかで、圧縮試験を終了することができる。本研究の稲わらを用いた改良土の試験では、1) もしくは2) の終了条件が当てはまった。それぞれの概念図を5.18に示す。終了条件2) で終える供試体の方が、破壊後の軟化挙動が穏やかであることは明らかである。終了条件と稲わらの長さや量との明確な関係性は得られなかったため、破壊後の供試体のひずみ軟化挙動を定量化するために、式(5.2)のような計算を行った。破壊時の圧縮応力 σ_{max} と試験終了時の圧縮応力 σ_f の差を破壊時の圧縮ひずみ ϵ_{max} と ϵ_f の差で除した $\dot{\sigma}_s$ (kN/m²) をひずみ軟化速度と定義し、破壊後の改良土の応力-ひずみ関係について考察する。この値が大きいほど、破壊後のひずみに対する応力減少が大きいことを表し、これは靱性が小さいことを示す。

図5.19に稲わら配合比1%、3%、5%の供試体ごとの養生日数とひずみ軟化速度 $\dot{\sigma}_s$ の関係を示す。まず、稲わらの配合比1%の条件においては、ほとんどの供試体において、50から100の間に分布し、稲わらの配合条件3%と5%の条件においては、0から50の間に分布し、稲わらの配合比が大きいほうが、ひずみ軟化速度が小さい、すなわち、破壊後の応力減少が穏やかに進み、改良土の靱性が高いことが示された。また、稲わらの配合比1%の条件では、稲わらの長さが小さいほうが、ひずみ軟化速度が小さい傾向がグラフから読み取れる。すなわち、繊維長が小さくても、改良土により多くの本数の繊維を含んだほうが、靱性が高まる。一方で、稲わらの配合量が3%と5%の条件では、稲わらの長さとはひずみ軟化速度の関係性は見られない。よって、稲わらの長さよりも、改良土に含まれる稲わらの量および本数が、破壊後のひずみ軟化挙動に影響を及ぼす可能性が示唆された。

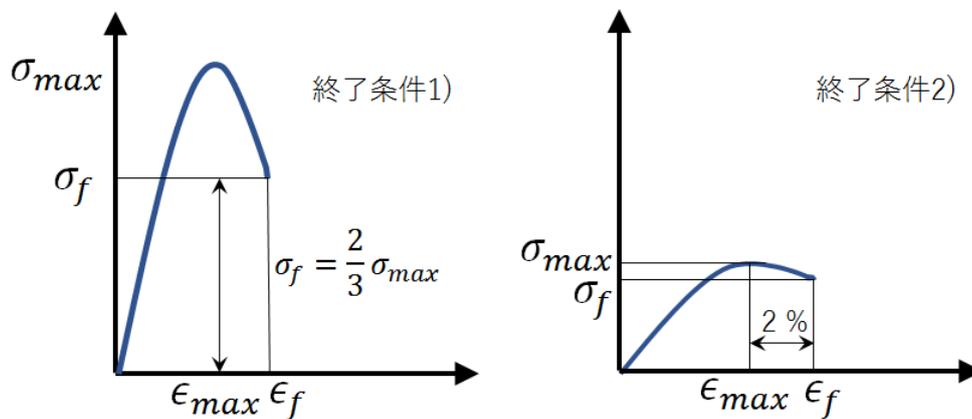
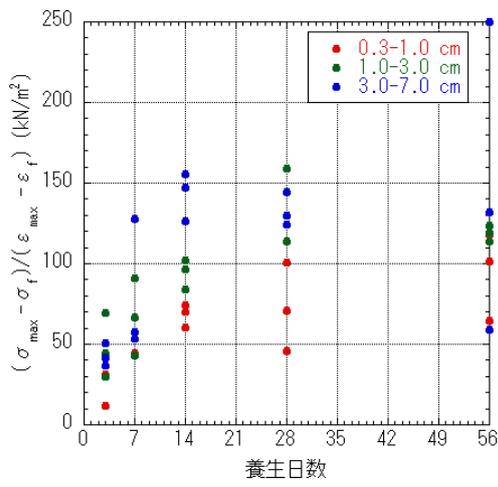
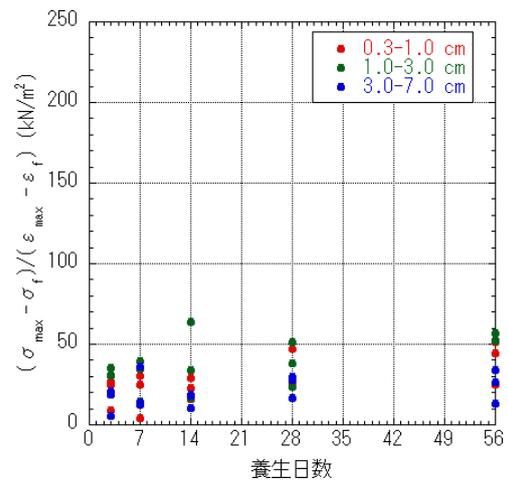


図 5.18: 一軸圧縮試験終了条件の概念図

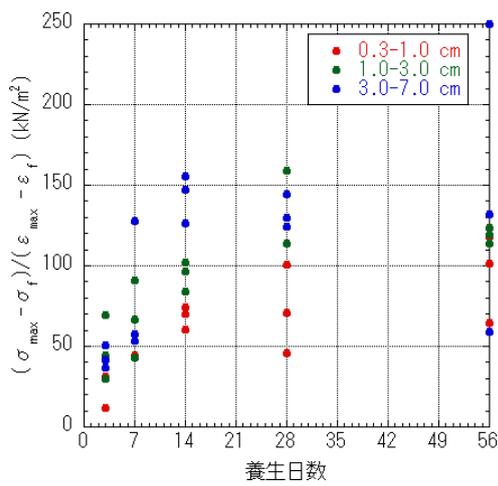
$$\dot{\sigma}_s = \frac{\sigma_{max} - \sigma_f}{\epsilon_{max} - \epsilon_f} \tag{5.2}$$



(a) 稲わら 1%



(b) 稲わら 3%



(c) 稲わら 5%

図 5.19: 供試体ごとの養生日数とひずみ軟化速度の関係

5.3 乾湿繰り返し環境下での改良土の耐久性

5.3.1 試験方法と試験条件

本研究では、乾湿繰り返し環境下での改良土の耐久性について検証する。特に、改良土の初期含水比と稲わらの有無が耐久性に与える影響に着目する。試料は現地の軟弱地盤を想定し、同様に藤森粘土を用いる。稲わらの有無が乾湿繰り返し環境下における改良土の耐久性及び強度特性の変化について検証するために、本研究における各種材料の配合比を表5.2に示す4通りである。なお、稲わらの長さは3cm-7cmとする。供試体の作成方法については、前で述べたものと同様である。次に、供試体の養生と乾湿繰り返し試験を行う。乾湿繰り返しの手順については建設汚泥利用マニュアル⁶⁸⁾に準拠する。具体的には、まず3日間、空気中で養生する。その後、2日間を40℃で炉乾燥、1日間を20±2℃で水中浸漬とする。この3日間を1サイクルとし、最大で10サイクルまで行う。1サイクルが終わるごとに、供試体3個について、まず、外見上の評価を行う。評価基準は表5.3に示す。そして、一軸圧縮試験を行う。この一軸圧縮試験も同様に地盤工学会基準に基づき、一軸圧縮強さや破壊ひずみを試験によって求めることで耐久性について評価する。ただし、外見上の評価がF～Hのものについては一軸圧縮試験は行わない。

表 5.2: 乾湿繰り返し試験における安定材の配合比

条件 No.	初期含水比 (%)	生石灰 (%)	粃殻灰 (%)	稲わら (%)
1	55	5	10	0
2	55	5	10	5
3	65	5	10	0
4	65	5	10	5

表 5.3: 外見上の評価基準

	クラック状況	欠落状況
A	外見上ほとんど変化なし	
B	微細クラック, 局所クラック	表面剥離が局部的に発生
C	明瞭なクラックが一部に発生	供試体の一部がわずかに欠落
D	明瞭なクラックが全体に発生	供試体がより大きく欠落
E	供試体の一部または全体が崩壊 (20%程度)	
F	供試体が全体的に崩壊, 崩落. 供試体としての形は存在	
G	供試体全体が崩壊し片々は塊状	
H	供試体全体が崩壊し, 片々は細粒化～泥状化	

5.3.2 試験結果：外見上の評価

まず、ほとんどの供試体で、乾燥から水中浸漬にした際に、図5.20に示すようにスレーキングの発生が確認された。これは、改良土の劣化の要因の1つになりうると考えられる。次に、表5.4に供試体の外見上の評価を示す。マスの中の左側のアルファベットはク

ラック状況を示し、右側は欠落状況を示す。どの条件においても、乾湿繰り返し回数が増加するごとに、クラックの発生や供試体の崩落の発生箇所の増加や発生範囲の拡大が認められた。

図 5.21a と図 5.21b に条件 1 のサイクル 1 とサイクル 4, 図 5.21c と図 5.21d に条件 2 のサイクル 1 とサイクル 6, 図 5.21e と図 5.21f に条件 3 のサイクル 1 とサイクル 2, 図 5.21g と図 5.21h に条件 4 のサイクル 1 とサイクル 3 の供試体の状態をそれぞれ示す。稲わらを含まない改良土は、供試体全体に欠損が発生すると一気に全体が細粒化してしまうのに対し、稲わらを含む改良土は、供試体全体に欠落が発生しても、稲わらが骨格のような役割を果たしたため、供試体の形をある程度保つことができたと考えられる。

評価と図が示すように、サイクルが進むと、供試体にクラックや欠落が多く存在することが分かる。稲わらを用いない条件の供試体は評価が D となった次のサイクルに評価が H となっているが、稲わらを用いた評価が D となった後 2 サイクルは E となり、供試体の劣化のスピードが穏やかであることも明らかとなった。外見上の評価からは、稲わらを用いた初期含水比 55% の条件の改良土が最も高い耐久性を示した。



図 5.20: スレーキングの発生

表 5.4: 乾湿繰り返し試験：外見上の評価

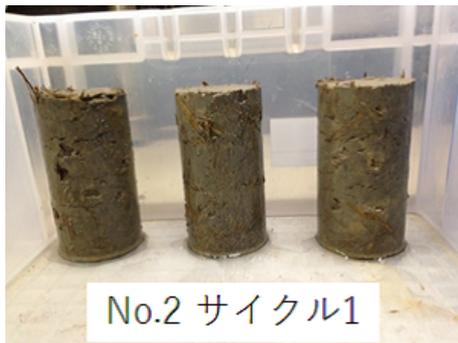
サイクル数	1	2	3	4	5	6	7
条件 1	B-B	B-B	D-D	D-D	H-H	-	-
条件 2	A-A	B-B	C-C	C-D	E-E	E-E	H-H
条件 3	D-C	H-H	-	-	-	-	-
条件 4	B-B	D-D	F-F	H-H	-	-	-



(a) 条件1 サイクル1



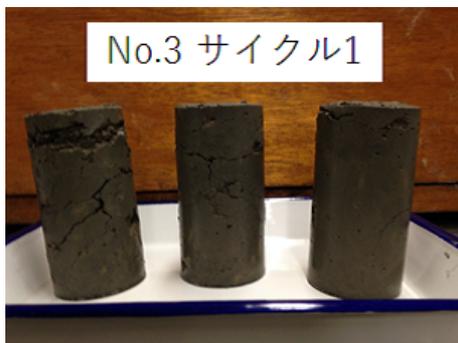
(b) 条件1 サイクル4



(c) 条件2 サイクル1



(d) 条件2 サイクル6



(e) 条件3 サイクル1



(f) 条件3 サイクル4



(g) 条件4 サイクル1



(h) 条件4 サイクル6

図 5.21: 供試体の状態

5.3.3 試験結果：一軸圧縮試験

図5.22と図5.22にサイクルごとの改良土の一軸圧縮強さの推移，破壊ひずみの推移をそれぞれ示す。どの条件においても，乾湿繰り返しサイクルが進むと一軸圧縮強さが低下し乾湿繰り返しの影響を受けていることが分かる。

条件2，1，4，3の順に一軸圧縮強さは大きく，初期含水比が同じもの同士を比較すると，稲わらを用いた条件のほうが，強度大きい。これは，前にも述べたように，稲わらが骨格のようになり，改良土の形を保ち，稲わらが改良土を拘束することでスレーキングによる改良土の劣化を和らげていると考えられる。また，条件1と2を比較すると，わずかながら条件2のほうが，強度低下のスピードが穏やかである。また，初期含水比55%の改良土のほうが，65%のものよりも強度が大きい。これは乾燥過程において，含水比が高い供試体3，4の方が水分変化は大きいため，比較的，スレーキング現象が起きやすい状態であったため劣化が早く進んだと考えられる。

破壊ひずみはサイクルごとに大きな変化を示さず，破壊ひずみの値に対する乾湿繰り返しの影響は比較的小さいと考えられる。また，全ての条件の，全サイクルにおいて，稲わらが入っている改良土の破壊ひずみのほうが，稲わらなしのものよりも大きく，脆性が改善されている。これにより，乾湿繰り返しの影響を受ける環境下でも，稲わらが脆性破壊を抑制することが示された。

5.4 まとめ

前章で述べたように，生石灰と粉殻灰を用いた改良土において脆性破壊の発生が認められたため，生石灰，粉殻灰に加え，稲わらの利用についても検討した。稲わらの量と長さを系統的に変化させた改良土を作成し，同様に一軸圧縮試験を実施し，さらに，現地適用を考慮した，乾湿繰り返し環境下での改良土の耐久性についても検討した。

本章での成果を以下のようにまとめる。

- 稲わらを混ぜることで，破壊ひずみの値は改善された。
- 破壊後の改良土の挙動に着目すると，稲わらの長さよりも，改良土に含まれる稲わらの量および本数が，破壊後のひずみ軟化挙動に影響を及ぼす可能性が示唆された。
- 乾湿繰り返しサイクル数を重ねるごとに改良土の強度は低下したが，稲わらを用いない改良土より稲わらを用いた改良土のほうが強度低下の速度が小さいことが分かった。
- 稲わらを用いることで改良土の強度や耐久性が向上することが明らかとなった。

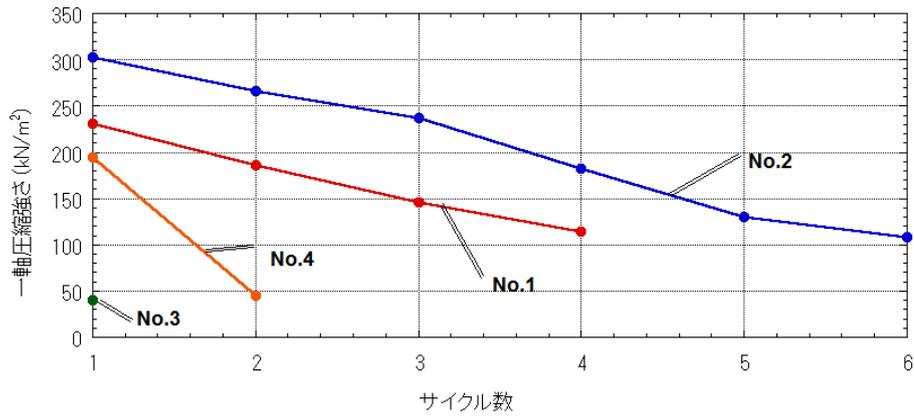


図 5.22: サイクル数と一軸圧縮強さの関係

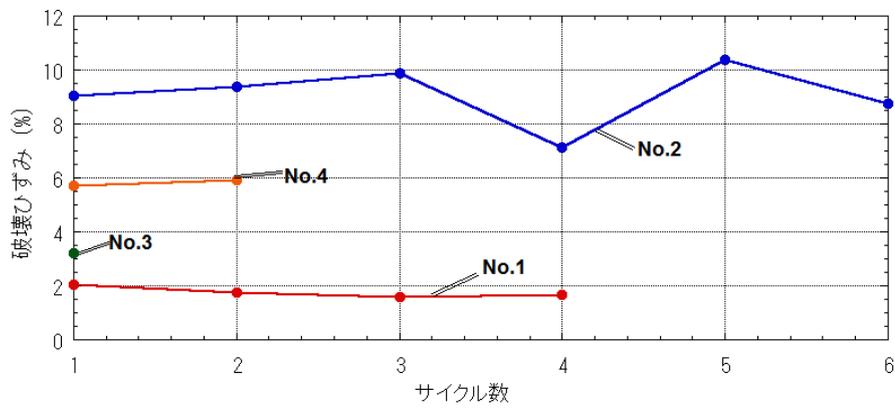


図 5.23: サイクル数と破壊ひずみ

第6章 現地発生材を用いた地盤改良工法 の実地盤への適用

6.1 概要

本章では、前章までに述べた、生石灰、粉殻灰、稲わらを用いた改良土工法を現地発生土に適用させる。同様に、改良土の一軸圧縮試験を行い、安定材の配合比、稲わらの有無、養生日数が改良土の強度特性に与える影響について検討する。

本研究では、サイゴン川河岸において土試料を採取し、安定材と混合し、改良土を作成した。図6.1に土試料の採取場所を示す。この地点は2章で説明したP1地点から川の上流方向数10メートルの場所であり、基本的な土の物性はP1地点と類似すると考えられる。ただし、安定材の添加量を決定するために、再度、含水比の計測を行った。さらに、土中の有機物が改良土の強度発現特性に影響があることが指摘されている⁴⁷⁾ため、土中の有機物の含有量を調べるために、現地土試料の強熱減量試験を行った。それらの結果を表6.1に示す。含水比は2章で述べた結果よりも低いが、これは、河川水位が低い時間帯に地下水面上の土を採取したためだと考えられる。強熱減量は約5%で有機物粘土とされている2章で述べた地盤調査との結果と相違ない。

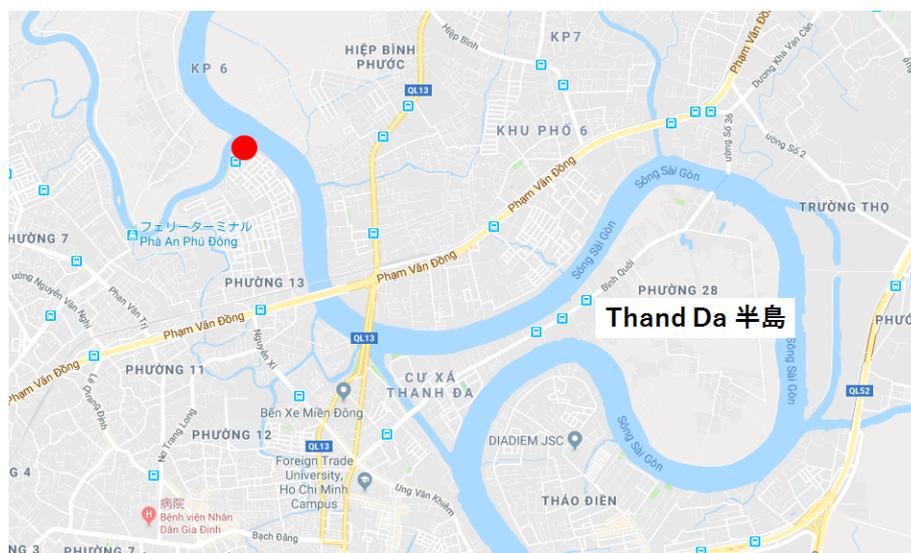


図 6.1: 土試料の採取場所

表 6.1: 土試料の含水比と強熱減量

含水比 (%)	強熱減量 (%)
45.7	5.29

6.2 改良土の一軸圧縮試験

6.2.1 試験方法と試験条件

改良土の供試体の作成方法と試験手順については前述しているものと同様である。安定材の配合条件については表 6.2 に示す。安定材の配合比、稲わらの有無、養生日数が改良土の強度特性に与える影響について考察するために、安定材の配合比を変えたものの2パターンと、稲わらを用いるものと用いないものの2パターンで、計4パターンの配合条件で試験を行う。安定材の配合比率の定義は第4章に述べた通り、土試料の乾燥質量を基準に設定している。条件2および4における稲わらの長さは最大1.0-3.0 cmとした。養生方法は養生3日目までは空気中で養生し、それ以降は水浸養生とした。生石灰、粃殻灰、稲わら全てベトナムにて調達したものを使用した。

表 6.2: 安定材の配合比率

条件 No.	生石灰 (%)	粃殻灰 (%)	稲わら (%)
1	5	10	0
2	5	10	5
3	10	20	0
4	10	20	5

6.2.2 一軸圧縮試験の結果

図 6.2 に一軸圧縮強さと養生日数の関係を示す。どの条件においても、養生7日目で強度が低下している。これは、養生を空気中養生から水浸養生に切り替えたことによるものと考えられる。その後、条件1, 2の改良土の強度は、養生56日目まで徐々に低下する。その一方で、条件3, 4の改良土は7日目以降強度が穏やかに増加する。養生56日目での強度は、条件3, 4, 1, 2の順で大きい。安定材の配合量が大きいほうが大きく、安定材の量が同じものを比較すると稲わらを用いないほうが強度が大きい。これは、前章までに述べた藤森粘土での結果においても、稲わらを用いる方が強度が小さいという結果が得られており、同様に、稲わらの繊維により、ポゾラン反応が阻害されている可能性を示唆している。また、条件1, 2においては、前章までに述べた藤森粘土で模擬した軟弱粘土を用いた試験結果よりも、強度の発現が小さく、さらに、条件3, 4は安定材の配合量を2倍としているにもかかわらず、強度発現が比較的小さい。土試料の含水比は前章までとほとんど相違ないことから、有機物によるポゾラン反応の阻害が原因の1つと考えられる。

図 6.3 に破壊ひずみと養生日数の関係を示す。どの条件においても、養生56日目までに、破壊ひずみが低下する。安定材が多く混合されている条件3, 4は、強度の増加とともに、破壊ひずみも減少し、特に、生石灰の脱水反応が起こると推測される養生7日目までの破壊ひずみの値の低下が顕著である。全ての期間において、稲わらを含む条件2, 4が稲わらを含まない条件1, 3よりも破壊ひずみの値は大きく、現地発生土に対しても、脆性破壊を抑制する目的での稲わらの利用は有効であることが示された。

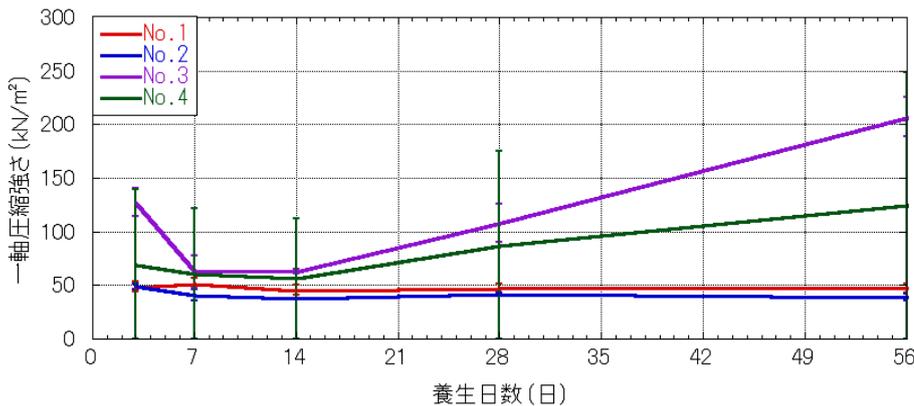


図 6.2: 養生日数と一軸圧縮強さの関係

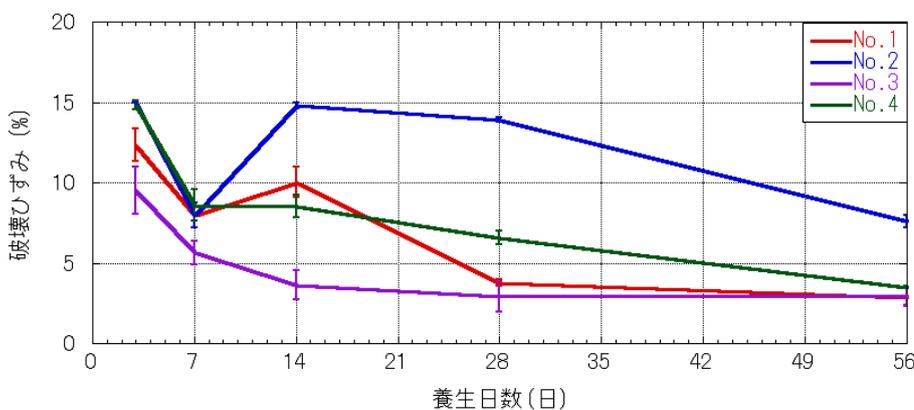


図 6.3: 養生日数と破壊ひずみの関係

図 6.4 に含水比と養生日数の関係を示す。条件 3 の養生 3 日目はデータが欠損している。条件 1 は養生 7 日目に含水比が低下し、養生 14 日目には含水比が上昇し、養生 28 日目に再び低下し、その後養生 56 日目までに上昇している。条件 2, 4 においては、養生 7 日目で含水比が上昇し、その後は穏やかに上昇する。条件 3 は養生 28 日目までに含水比がわずかに上昇した後、養生 56 日目までに低下する。含水比が上昇するタイミングは条件によって異なるものの、全体的に上昇傾向であることから、水浸養生の影響を受けていることが考えられる。ただし、安定材の配合量が多く、稲わらを用いない条件 3 のみ、含水比の上昇幅が穏やかであること、今回の試験条件の中で全期間において含水比が一番小さいことから、安定材を多く混合したことで、生石灰による脱水反応とその後のポズラン反応が促進され、改良土の水密性が向上したことが示唆された。また、稲わらを用いた条件においては、今回の条件の中では全期間にわたって比較的含水比が高い状態にあることから、第 5 章での試験結果と同様に、稲わらを伝って、改良土に水が浸透しやすくなっていると考えられる。

図 6.5 に乾燥密度と養生日数の関係を示す。含水比の結果と同様に条件 3 の養生 3 日目はデータが欠損している。条件 1, 2, 4 においては養生 7 日目もしくは 14 日目までに乾燥密度が低下し、これは前に述べているように水浸養生への切り替えが原因であると考

えられる。強度の比較的大きい条件3と4は乾燥密度が上昇もしくはほとんど一定の値を保っており、養生56日目の時点での乾燥密度の値は今回の試験条件の中で比較的大きい。一方で、強度の発現が小さい条件1と2においては、乾燥密度は全期間において減少傾向であり、最終的な乾燥密度も条件3、4と比べると小さい。

以上より、安定材を多く配合した改良土においては、生石灰の脱水反応、その後のポゾラン反応が促進されることで、セメント類似物質が生成されることで乾燥密度が増大し、改良土の水密性が向上し水中でも含水比が大きくならずに強度が増加することが試験結果から示唆された。稲わらを用いた改良土においては、第5章での結果と同様に供試体の水浸後に含水比の上昇が確認され、稲わらを伝って改良土に水が浸透しやすくなる可能性も示唆された。その一方で、安定材の配合量が大きく稲わらを含む条件4の結果に着目すると、ある程度の強度が得られている。

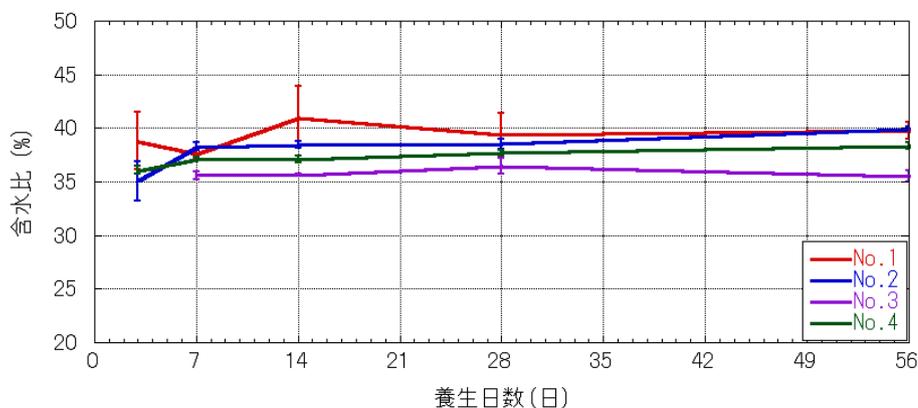


図 6.4: 養生日数と含水比の関係

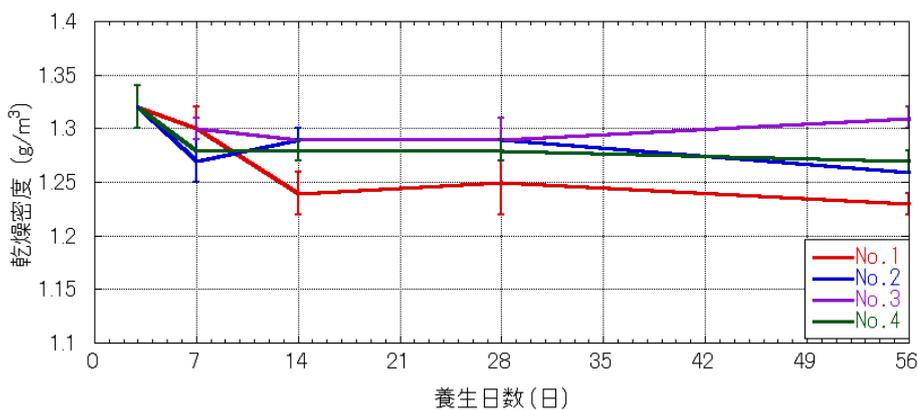
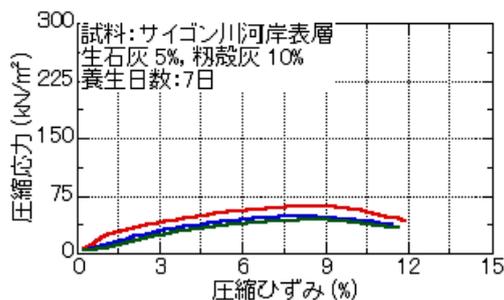


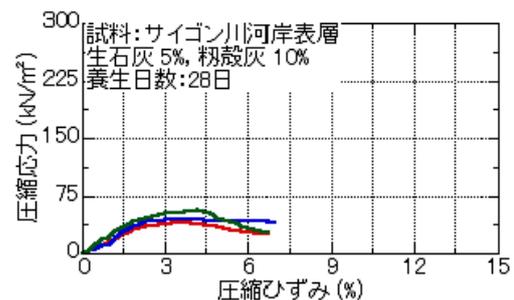
図 6.5: 養生日数と乾燥密度の関係

図6.6, 図6.7に各条件の養生7日目と28日目の応力ひずみ曲線を示す。まず, 安定材の配合比率が小さく稲わらを用いない条件1においては, 養生7日目と28日目で圧縮応力のピークの値はほとんど変わらないが, 破壊ひずみの値が小さくなり, 脆性が高まった。そして, 安定材の配合比率が小さく, 稲わらを用いた条件2は, 養生7日目と28日目で応力ひずみ曲線の形がほとんど変わらない。安定材の配合比率が大きく, 稲わらを用いない条件3においては, 養生7日目と28日目で圧縮応力のピーク値は大きくなるが, 破壊ひずみの値は小さくなり, 破壊後の応力減少のスピードが大きくなる。安定材の配合比率が大きく, 稲わらを用いない条件4においても同様に, 養生7日目と28日目で圧縮応力のピーク値は大きくなるが, 破壊ひずみの値は小さくなる。稲わらを用いた条件と用いない条件を比較すると, 養生7日目と28日目の間での, 稲わらを用いた条件の方が稲わらを用いない条件よりも破壊ひずみの減少幅が小さく, さらに, 破壊後の応力減少のスピードも穏やかであることが応力ひずみ曲線よりわかる。これらの結果は, 第5章で述べた, 藤森粘土を用いた模擬軟弱粘土に対する結果と同様である。現地土に対しても, 稲わらによって改良土の脆性破壊を抑制することが可能であり, さらに, 破壊後の応力減少のスピードが低下し, 改良土の靱性が高まったことが示された。

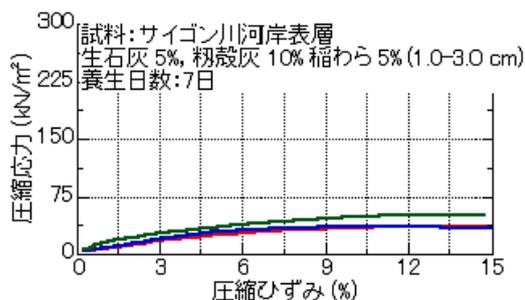
以上より, 稲わらによる脆性の低下は認められたが, 改良土の強度発現については十分でないことが示された。これは, 土中に含まれる有機質成分により水和反応が阻害され, セメント類似1つの要因であると考えられるが, 粒度や土壌のpH等の土の物性が要因であることも考えられるため, 今後詳細な検討が必要である。



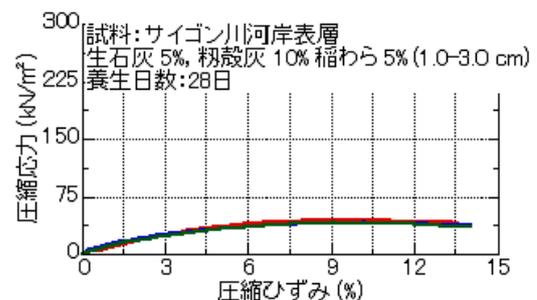
(a) 試験条件1: 養生7日目



(b) 試験条件1: 養生28日目

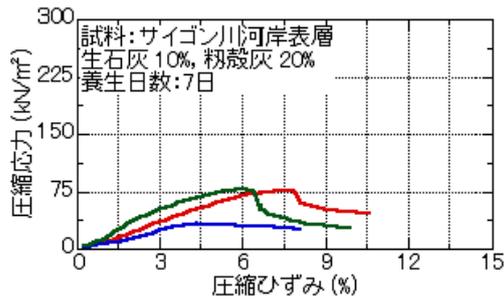


(c) 試験条件2: 養生7日目

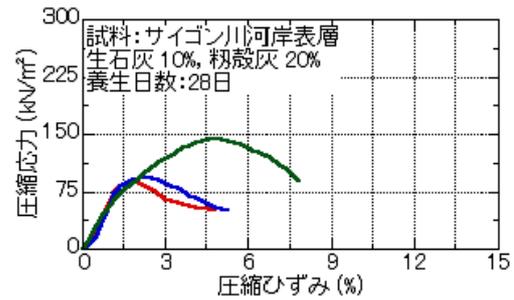


(d) 試験条件2: 養生28日目

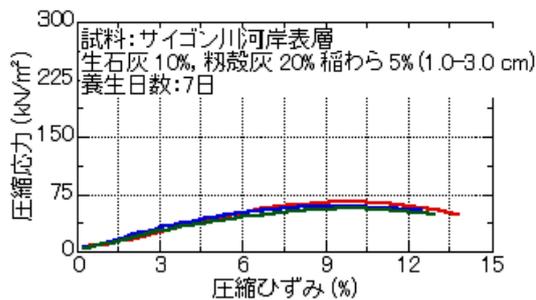
図6.6: 応力ひずみ曲線: 試験条件1~2



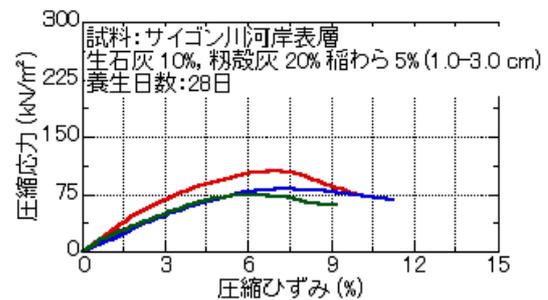
(a) 試験条件 3 : 養生 7 日目



(b) 試験条件 3 : 養生 28 日目



(c) 試験条件 4 : 養生 7 日目



(d) 試験条件 4 : 養生 28 日目

図 6.7: 応力ひずみ曲線 : 試験条件 3~4

6.3 まとめ

本章では、生石灰、粉殻灰、稲わらを用いた地盤改良工法を現地発生土に適用させ、配合試験を行った。以下に、その成果をまとめる。

- 生石灰、粉殻灰および稲わらを現地発生土に混合することで、改良土の強度の増加が認められた。
- 前章までに述べた藤森粘土で模擬した軟弱粘土を用いた試験結果よりも、強度の発現が小さく、さらに、安定材の配合量を2倍としても、強度発現が比較的小さいことが分かった。土試料の含水比は前章までとほとんど相違ないことから、有機物によるポズラン反応の阻害が原因の1つと考えられる。
- 全ての期間において、稲わらを含む改良土のほうが稲わらを含まない条件の改良土よりも破壊ひずみの値は大きく、現地発生土に対しても、脆性破壊を抑制する目的での稲わらの利用は有効であることが示された。
- 藤森粘土を用いた模擬軟弱粘土に対する結果と同様に、現地土に対しても、破壊後の応力減少のスピードが低下し、改良土の靱性が高まったことが示された。

- 今回の試験における改良土の強度は十分とは言えず，安定材の配合比や現地土の特性と改良土の強度発現の関係について更なる検討が必要である。

第7章 結論

7.1 本論文の成果

本研究はサイゴン川沿いでの河岸崩壊に着目し、河川の水位変動、地下水位の変動に焦点を当て、水位変動と斜面内の浸透挙動、河岸斜面の安定性の関係の解明、および、崩壊箇所の予測を行い、その結果や地質条件を基に、軟弱地盤対策工法について検討し、その基本的な特性を明らかにすることを目的とした。

具体的には、まず、これまでの現地調査の結果をまとめ、サイゴン川河岸の地盤・水理特性について明らかにした。次に、それらの結果を用いて、FEM(Finite Element Method)による斜面の浸透・安定連成解析を行い、河川の繰り返しの水位変動を再現し、水位変動と斜面内の浸透挙動、河岸斜面の安定性の関係を把握した。さらに、現地調査解析結果と解析結果を元に、サイゴン川河岸崩壊に対する、安価な現地発生材である、生石灰、粃殻灰、稲わらを用いた軟弱地盤対策工法について基礎的な実験を行い、その材料の配合比や水分量と改良土の強度特性の関係について検討した。最後に、前述の軟弱地盤改良工法を現地の土試料に適用し、実地盤での強度発現の特性や改良材の配合比と改良土の強度特性について明らかにし、本改良工法の課題を抽出した。

以下に、本研究で得られた主な成果を示す。

1. 標準貫入試験 (SPT) の結果、サイゴン川河岸は厚さが 15m 前後の N 値が 0 から 3 の軟弱粘土で構成されることが分かった。
2. 河川水位と河川近傍の地下水位の計測を実施した結果、河川水位は約 2m 変動し、河川近傍の地下水位は河川水位と連動することが分かった。
3. 現地調査で得られた情報を基に、河川の水位変動を再現した FEM 浸透安定連成解析を行い、水位変動が繰り返されることで、表層に地盤のせん断ひずみが蓄積することも予想され、河川の水位変動は河岸の安定性に影響を与え、特に表層部の変形に影響を与えることを明らかにした。
4. 表層の軟弱粘土部に着目し、生石灰、粃殻灰といった安価な材料と現地発生材を用いた軟弱地盤改良工法について検討を行い、生石灰と適量の粃殻灰を軟弱土を模擬した土試料に混ぜることで、軟弱土の強度が改善され、生石灰と粃殻灰は軟弱地盤改良に有用であることを明らかにした。
5. 上記の改良土において脆性破壊の発生が認められたため、生石灰、粃殻灰に加え、稲わらの利用についても検討した。稲わらの量と長さを系統的に変化させた改良土を作成し、同様に一軸圧縮試験を実施し、適量の稲わらを混ぜることで、破壊ひずみの値は改善され、改良土の靱性が増大し、稲わらの利用の効果を示した。

6. 上記の改良工法を現地土に適用させ同様の試験を実施した。安定材を混合することで、一軸圧縮強さは改善され、生石灰、粉殻灰および稲わらの安定材としての現地土に対する利用の効果は認められた。
 7. 生石灰、粉殻灰および稲わらの安定材としての現地土に対する利用の効果が認められた一方で、発現する強度は十分ではなく、さらに改善の余地があることが判明した。
- 次に、各章で得られた知見を示す。

第1章では、研究の背景と目的について述べた。ベトナム国内において、自然災害が頻発し、それらが社会基盤の整備や経済成長に影響を及ぼしている。その現状を受け、ベトナムの自然災害に関する政府職員や研究者は、自然災害の被害を最小限にするために、土砂災害や水害のリスクの評価の必要性を唱え、天気や災害に関する予報や警報の基準を決定するための研究の促進に努めている。ただし、具体的な提案や解決策については、検討が十分でないという現状を示した。自然災害により経済成長やインフラの整備に影響を及ぼしている例として南部ホーチミン市を流れるサイゴン川の河岸崩壊を対象とし、近年での河岸崩壊による被害の状況、被害額および現在の対策工法について述べ、河岸崩壊に対する対策が不十分であることを示した。このような背景から、本研究では、河川の水位変動、地下水位の変動に焦点を当て、水位変動と斜面内の浸透挙動、河岸斜面の安定性の関係の解明、および、崩壊箇所の予測し、その結果や地質条件を基に、軟弱地盤対策工法について検討し、その基本的な特性を明らかにすることを目的とした。

第2章では、サイゴン川の水理特性と河岸の地盤特性について述べた。サイゴン川の現状の把握および数値解析に用いるデータ取得のために、現地調査を行った。ADCP(Acoustic Doppler Current Profiler)を用いた河川情報と河岸断面の取得を行い、どの河岸も約30度の傾斜があること、河川が逆流している時間帯があり、計測結果より水位の変化によって河川の環境も変化していることが示唆された。そして、標準貫入試験(SPT)を行い、同時に土壌のサンプルを採取し、室内試験を行い、河岸を構成する地盤は3層もしくは4層に分類することができ、表層はゆるい粘土が厚く堆積し、軟弱な地盤であることを明らかにした。また、河川水位と河川近傍における地下水位の計測を実施し、河川水位は約2m変動し、これは地下水位と連動していることを示した。

第3章では、河川の水位変動による地盤内の浸透挙動の把握とそれらが斜面の安定性に与える影響について検討するために、市販 FEM(Finite Element Method) コード PLAXIS2017 を用いて、水位変動を再現した斜面の浸透安定連成解析を行った。その結果、水位が低下したときに、斜面を支えている河川からの水圧が小さくなり、斜面の変位は増大し、せん断ひずみが生じた。また、水位が上昇した際に、水位低下時に変形した斜面は水圧に押し戻されるような挙動を示すが、完全に元の位置に戻らず、水位低下時に生じたせん断ひずみは残留し、水位変動が繰り返されるごとに、斜面の変位、せん断ひずみは蓄積するという結果を得た。浸透解析の結果からは、水位低下時には、法肩に河岸から河川側に浸透流が生じ、実際では解析には考慮されていない掃流力が働き、それが河岸侵食の一因となる可能性があることを示唆した。安定解析の結果に着目すると、水位変動の繰り返しによって、安全率が徐々に低下するような傾向は見られなかった。変形解析、安定解析の両方結果より、水位低下時に第1層が変形する可能性が高いということが分かった。以上より、河岸崩壊を防止するための対策は第1層の軟弱地盤、特に法肩と法面に施

す必要があると考えられる。また、水位変動により繰り返しの応力の変動が想定されるため、粘り強い材料を用いた材料による対策が適切であることを示した。

第4章では、表層の軟弱粘土部に着目し、生石灰、粉殻灰といった安価な材料と現地発生材を用いた軟弱地盤改良工法について検討した。生石灰と粉殻灰それぞれ混合量、土試料の水分量が改良土の強度特性に与える影響の把握を目的とし、改良土の一軸圧縮試験を行った。生石灰と粉殻灰(安定材)の混合量、水分量を変えた数パターン of 供試体を作成し、決められた養生日数ごとに試験を行うことで、安定材の量と養生期間が改良土の強度特性、変形特性へ与える影響について検証を行った。一連の試験結果から、適量の粉殻灰を加えることで一軸圧縮強さが向上することが示された。一方で、初期含水比が低い改良土においては、養生期間が長くなるにつれて、破壊ひずみが小さくなり、脆性破壊の発生が認められた。そして、本研究における生石灰5%、粉殻灰10%の配合比では高含水比の土では十分な改良効果が得られないため、検討の余地があることを示した。

第5章では、改良土の靱性を向上させ、脆性破壊を防ぐことを目的とし、生石灰と粉殻灰に加え、稲わらの利用について検討した。稲わらの量と長さを系統的に変化させた改良土を作成し、第4章と同様に一軸圧縮試験を実施した。その結果、稲わらを混ぜることで、破壊ひずみの値は改善された。また、破壊後の改良土の挙動に着目すると、稲わらの長さよりも、改良土に含まれる稲わらの量および本数が、破壊後のひずみ軟化挙動に影響を及ぼす可能性が示唆された。さらに、現地適用を考慮した、乾湿繰り返し環境下での改良土の耐久性についても考察した。改良土を乾燥と水浸の環境下に繰り返し晒し、乾燥と水浸の1サイクルごとに、改良土のが外見上の評価と一軸圧縮試験を実施した。その結果、乾湿繰り返しサイクル数を重ねるごとに改良土の強度は低下したが、稲わらを用いない改良土より稲わらを用いた改良土のほうが強度低下の速さが小さく、稲わらを用いることで改良土の強度や耐久性が向上することが明らかとなった。

第6章では、生石灰、粉殻灰、稲わらを用いた地盤改良工法を現地土に適用させ第5章と同様に一軸圧縮試験を行い、安定材の配合比率、養生期間と改良土の強度特性の関係について考察した。その結果、生石灰、粉殻灰および稲わらを現地発生土に混合することで、改良土の強度の増加が認められた。その一方で、第5章までで使用した藤森粘土で模擬した軟弱粘土を用いた試験結果よりも、強度の発現が小さく、さらに、安定材の配合量を2倍としても、強度発現が比較的小さいことが分かった。土試料の含水比は前章までとほとんど相違ないことから、有機物によるポゾラン反応の阻害が原因の1つと考えられる。そして、全ての期間において、稲わらを含む改良土のほうが稲わらを含まない条件の改良土よりも破壊ひずみの値は大きく、現地発生土に対しても、脆性破壊を抑制する目的での稲わらの利用は有効であることが示された。また、藤森粘土を用いた模擬軟弱粘土に対する結果と同様に、現地土に対しても、破壊後の応力減少のスピードが低下し、改良土の靱性が高まったことが示された。以上に示したように、生石灰、粉殻灰、稲わらによる地盤改良の効果の一定の確認でき、現地土に対してもこれらの材料が安定材として有用であることが明らかとなった。一方、今回の試験における改良土の強度は十分とは言えず、安定材の配合比や現地土の特性と改良土の強度発現の関係について更なる検討が必要であることを明らかにした。

7.2 今後の課題

まず、本研究における河岸崩壊要因の検討に関する今後の課題を述べる。本研究では、洪水等を考慮しない平常時を想定し、現地計測や数値解析を行った。実際に河岸近傍の地下水位は河川の水位に影響されることが、計測結果から示唆されたことから、大雨や洪水時等の平常時以外の河川水位や地下水位の変動、それに伴う地盤の挙動についても把握する必要となる。具体的には、現地において長期的な水位等の計測を行い、洪水時の水位の動きを把握し、平常時以外の河川水位や地下水位の変動を入力値として、本研究と同様に安定解析等を実施し、平常時以外の河岸の挙動を把握することで、洪水や大雨と河岸の安定性の関係性についても明らかにする必要があると考えられる。

次に、生石灰、粃殻灰、稲わらを用いた地盤改良工法に関する今後の課題を述べる。まず、本研究で扱った改良土においては、空气中養生から水浸養生に切り換えた際、一軸圧縮強さが低下することが多くあった。また、乾湿繰り返し試験においても、十分な耐久性は示されなかった。このことから、改良土が十分に硬化しないものについては、空气中養生の期間を長くすることで、強度の増加が見込まれる。よって、空气中養生期間と改良土の強度発現の関係について精査する必要がある。また、本研究における生石灰5%、粃殻灰10%の配合比では高含水比の土では十分な改良効果が得られないため、高含水比の土に対しても同様に安定材の配合比率を系統的に変化させた試験を実施し、改良土の強度特性について検証する必要がある。

最後に、本研究で提案する地盤改良工法の現地適用についての課題を述べる。生石灰、粃殻灰および稲わらを現地発生土に混合することで、改良土の強度の増加が認められが、藤森粘土で模擬した軟弱粘土を用いた試験結果よりも、強度の発現が小さく、さらに、安定材の配合量を2倍としても、強度発現が比較的小さいことが明らかとなった。この要因の1つとして、土中に含まれる有機物によるポゾラン反応の阻害が考えられるが、詳細なメカニズムについては不明であり、今後は、安定材の配合比や現地土の特性と改良土の強度発現の関係についての更なる検討に加え、化学的な観点からの検討も必要であると考えられる。そして、実地盤への施工も意識し、施工方法や実地盤での設計についても具体的に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 外務省. <http://www.mofa.go.jp/mofaj/area/vietnam/data.html>, 外務省 ベトナム基礎データ (2017年10月6日現在).
- 2) 参議院政府開発援助調査派遣団. 第12回参議院政府開発援助(O D A)調査派遣報告書 iv. ベトナム社会主義共和国における調査, 2016.
- 3) 株式会社インターリスク総研. <http://www.irric.co.jp/risksolution/opinion/121.php>, 東南アジアにおける自然災害の危険度 (2017年11月20日).
- 4) Socialist Republic of Vietnam. National report on disaster reduction in vietnam, socialist republic of vietnam. The World Conference on Disaster Reduction, Kobe-Hyogo, Japan, 2004.
- 5) T.T. Van, L.V. Dung, P.H.D. Phuoc, L.V. Du. The vetiver network awards - 2006, October 2006.
- 6) SankeiBiz (サンケイビズ). <http://www.sankeibiz.jp/macro/news/170510/mcb1705100500007-n1.htm>, ベトナム、16年の自然災害損失1985億円 農作物被害が経済成長直撃 (2017年10月10日現在).
- 7) Cuong T NGUYEN, Anh T NGUYEN, Thao P TRINH, Ryoichi FUKAGAWA. Some characteristics of 2017 flood season and the operating of large reservoirs network in northern vietnam. Proceedings of the 1st joint seminar on Landslide, Flood Disasters and the Environmental Issues, SS-2, September 2017.
- 8) Demographia. Demographia world urban areas 13th annual edition, 2017.
- 9) VETJO. <http://www.viet-jo.com/news/nikkei/161124044633.html>, 三井住友建設、ホーチミン市メトロ1号線ベンタイン中央駅を着工 (2017年10月20日現在).
- 10) 日本貿易振興機構. <http://www.jetro.go.jp/world/asia/vn/reports/07000758+>, ホーチミンスタイル (2017.10.10 現在).
- 11) AGS Group. <http://ags-vn.com/ja/news/12732.html>, ホーチミン市は輸出額の記録を更新 (2017年10月20日).
- 12) 山九株式会社. https://webciss.sankyu.co.jp/portal/j/asp/newsitem.asp?nw_id=1353, ベトナムインフラ概況.
- 13) 海外進出アドバイザーズ. <http://www.vietnam-advisors.jp/menu/?category=6#southmap>, ベトナム工業団地マップ (2017年10月20日現在).

- 14) GTC ASIA CORPORATION. http://www.gtc-asia.co.jp/simuketi_asia/1/136.html, ホーチミン (hochiminh)(2017年10月20日現在).
- 15) 国土交通省. <http://www.mlit.go.jp/kowan/minatodayori/51/18-19.pdf>, サイゴン港 (2017年10月20日現在).
- 16) 科学研究費助成事業データベース. <https://kaken.nii.ac.jp/ja/grant/kakenhi-project-23404012/>, ベトナム・サイゴン川河岸崩壊現象の解明と対策工提案のための調査研究(2017年10月20日現在).
- 17) K. Sako, H. H. Bui, R. Fukagawa. Geotechnical investigations of bank stability along saigon river, 2010.
- 18) 森實千恵. SPH法 (smoothed particle hydrodynamics) による河川堤防の模擬斜面崩壊解析. 立命館大学卒業論文, 2010.
- 19) 森實千恵, Ha Hong Bui, 酒匂一成, 深川良一. SPH法 (smoothed particle hydrodynamics) による河川堤防の模擬斜面崩壊解析. 平成22年度土木学会関西支部年次学術講演会, 第3部門, 2010.
- 20) 森實千恵, 酒匂一成, Ha Hong Bui, 水田哲生, 深川良一, 里深好文. 河岸の侵食による文化財への被害の軽減を目指した sph 法を用いた数値シミュレーションの開発. 歴史都市防災論文集, Vol. 4, pp. 99–106, 2010.
- 21) H.H. Bui, R Fukagawa, K. Sako, S Ohno. Lagrangian meshfree particles method (SPH) for large deformation and failure flows of geomaterial using elasticplastic soil constitutive model. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, Vol. 32, p. 15371570, 2008.
- 22) 平野竜五. 河川水位変動による河岸のり面の崩壊挙動に関する一考察. 立命館大学卒業論文, 2011.
- 23) 平野竜五, Ha Hong Bui, 酒匂一成, 深川良一. :河川水位変動による河岸のり面の崩壊挙動に関する一考察. 平成23年度土木学会関西支部年次学術講演会, 第3部門, 2011.
- 24) 石川哲也. サイゴン川の河岸近傍流速と侵食に関する一考察. 立命館大学卒業論文, 2012.
- 25) R. Hirano, A. Oya, M. Fujimoto, R. Fukagawa. Experimental and analytical study on saigon river-bank erosion, 2013.
- 26) 平野竜五. サイゴン川における河岸侵食に関する基礎的研究. 立命館大学修士論文, 2013.
- 27) 大矢綾香, 平岡伸隆, Ha Hong Bui, 藤本将光, 深川良一. 水位変動を考慮したサイゴン川河岸崩壊現象のシミュレーション. *Kansai Geo-symposium 2013 論文集*, pp. 11–16, 2013.
- 28) 社団法人日本道路協会. 道路土工-土質調査指針. 丸善株式会社, 昭和61年.

- 29) 福島雅紀, 秋山成央, 西村仁嗣. 地下水位低下工法による海岸侵食防止に関する実験. 水工学論文集, Vol. 40, pp. 1015–1020, 1996.
- 30) 坂本克洋, 仙頭紀明, 渦岡良介, 風間基樹. メコン川の河岸浸食における地下水位変動の影響. 地盤工学研究発表会 発表講演集, Vol. JGS39, pp. 133–134, 2004.
- 31) PLAXIS. Plaxis, Material models manual.
- 32) Koite, W.T. General theorems for elastic-plastic soils. 第1巻, pp. 165–221, North-Holland, Amsterdam, 1960.
- 33) Tamotsu Matsui and Ka-Ching San. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. *Soils and foundations*, Vol. 32, No. 1, pp. 59–70, 1992.
- 34) 飯塚敦, 太田秀樹. 弾・粘塑性有限要素解析における入力パラメーターの決定手順『土質工学会論文報告集』. 土と基礎, Vol. 35, No. 9, p. 101, 1987.
- 35) M Th Van Genuchten. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, Vol. 44, No. 5, pp. 892–898, 1980.
- 36) 木暮敬二. 高有機質土の地盤工学. 東洋書店, 1995.
- 37) 杉田修一, 庄谷征美. ポゾラン材としてのもみがら灰の有効利用に関する研究. 土木学会論文集, 第526章, pp. 43–53, 1995.
- 38) Asia Biomass Office. https://www.asiabiomass.jp/topics/1003_04.html, ベトナムの穀殻発電所1号機が2010年1月に稼動(2017年11月20日現在).
- 39) 網干寿夫らほか7名. 軟弱地盤対策入門. 社団法人 土質工学会, 1988.
- 40) 地盤工学会. 地盤改良の調査・設計と施工一戸建住宅から人工島まで(地盤工学・実務シリーズ 31). 地盤工学会, 2013.
- 41) 竹中土木. <https://www.takenaka-doboku.co.jp/technology/cdm.html>, 深層混合処理工法(DCM工法)(2017年11月20日現在).
- 42) Sidney Diamond and Earl B Kinter. Mechanisms of soil-lime stabilization. *Highway Research Record*, No. 92, 1965.
- 43) 浅川美利. 土質工学における土・石灰安定処理の現況. 石膏と石灰, Vol. 1975, No. 138, pp. 198–206, 1975.
- 44) 南里勝, 鬼塚克忠. 軟弱な建設残土の生石灰による改良とそのメカニズム. 土と基礎, Vol. 43, No. 8, pp. 27–30, 1995.
- 45) 鬼塚克忠, 南里勝. 生石灰とポゾラン材料添加による建設発生土(有明粘土)の強度発現特性. 土木学会論文集, No. 547, pp. 97–106, 1996.

- 46) 小関宣裕, 桐山栄, 木戸健二. 石灰および石灰複合系固化材による地盤改良. *Journal of the Society of Inorganic Materials, Japan*, Vol. 12, No. 319, pp. 512–515, 2005.
- 47) 鬼塚克忠, 根上武仁, 河野雅和. 有明粘土の生石灰による改良効果に及ぼす有機物と塩分の影響. *土と基礎*, Vol. 50, No. 11, pp. 33–35, 2002.
- 48) 中澤重一, 岩崎好規, 福田光治, 松原啓充, スレンソッキアン, 赤澤泰, 中川武. アンコール遺跡基壇の消石灰改良土による修復と土質特性. *材料*, Vol. 54, No. 11, pp. 1147–1152, 2005.
- 49) 北詰昌樹, 高橋英紀. 現地石灰安定処理土の長期特性調査. *土木学会論文集C*, Vol. 64, No. 1, pp. 144–156, 2008.
- 50) 安田昌弘, 西川幸裕, 北畑大輔. 河川堤防に用いる高含水比粘性土の改良工法について-千歳川遊水地群における回転式破碎混合工法の実用化に向けて-, 第57回北海道開発局技術研究発表会. *GT-52*, 2014.
- 51) 手島省吾, 上田敬治. 埋立土の安定化におよぼす生石灰, フライアッシュ混合物の添加の影響. *石膏と石灰*, Vol. 1991, No. 234, pp. 322–327, 1991.
- 52) 竹田慎二, 田中知樹, 望月美登志. Ps 灰混入石炭灰の軟弱土改良効果について. *土木学会年次学術講演会講演概要集*, Vol. 57th, pp. III –006, 2002.
- 53) 日隈厚志, 久富優二, 佐藤研一, 藤川拓朗. 乾湿繰返し履歴を受けた石炭灰混合材料の耐久性. *土木学会西部支部研究発表会*, III -019, 2012.
- 54) 石黒覚. 高強度コンクリート用混和材としての粉殻灰の利用. *三重大学生物資源学部紀要 = The bulletin of the Faculty of Bioresources, Mie University*, Vol. 22, pp. 63–69, mar 1999.
- 55) T A L E D H PHAN and M V KHUC. Study on effect of blast furnace slag and rice husk ash on compressed cement-soil materials, March 2014.
- 56) 李徳河. 安定処理した土の強度とその浸蝕特性について. Master's thesis, 国立成功大学土木工程研究所修士論文, 1976.
- 57) 日本フライアッシュ協会. <http://www.japan-flyash.com/fchemiphysi.html>, フライアッシュの化学・物理的性質 (2017年11月20日).
- 58) 嘉門雅史, 乾徹, 東海林寛. セメント固化を用いた地盤改良工法における地盤環境影響の実験的検討. *京都大学防災研究所年報*, 第48号B, , 2005.
- 59) N.Nguyen-Anh, H.Takahashi, M.Mori, L.X.Loc. Study on strength and durability of fiber-cement-stabilized soils by using rice straw. In *Proc. of the 1st Vietnam/Japan Joint Symposium on Saigon River Bank Erosion*, pp. 100–110, 2011.
- 60) 農林水産省. http://www.maff.go.jp/j/chikusan/souti/lin/l_siryu/koudo/h170906/pdf/ref_data01.pdf, 稲わらをめぐる状況, 1 稲わらの需給状況 (2017年1月16日現在).

- 61) 大成建設株式会社. http://www.taisei.co.jp/about_us/release/2014/1353301791889.html, 稲わらを材料にした高効率バイオエタノール製造技術の開発 (2017年2月10日現在).
- 62) 日本政策投資銀行. http://www.dbj.jp/pdf/investigate/mo_report/0000160329_file5.pdf, 新素材として注目されるセルロースナノファイバー (2017年1月16日).
- 63) 奥山広樹, 峯岸邦夫, 卷内勝彦. 短繊維混合補強土における補強材混合量の影響. ジオシンセティックス論文集, Vol. 26, pp. 89–94, 2011.
- 64) 木村誠, 三反畑勇, 足立有史, 浦野和彦. 高圧噴射攪拌工法による繊維混合地盤改良工法の開発. ハザマ研究年報 間組技術研究所 編, Vol. 44, pp. 1–11, 2012.
- 65) 覚博中山, 広一藤木, 勝行久楽, 博史三木. 連続長繊維を用いた補強土の力学的特性に関する基礎的研究. 土木学会論文集, Vol. 1991, No. 427, pp. 213–221, 1991.
- 66) 三木博史, 藤井厚企, 小畑敏子, 藤木広一, 加津憲章, 増井仁. 短繊維混合補強土の特性と現場適用事例. ジオシンセティックス論文集, Vol. 13, pp. 337–345, 1998.
- 67) PG Greeshma and Mariamma Joseph. Rice straw reinforcement for improvement in kuttanad clay. In *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference*, 2011.
- 68) 土木研究所. 建設汚泥再生利用マニュアル. 大成出版社, 2008.

謝辞

本研究を行うにあたり、多くの方々に丁寧な御指導をいただきました。

立命館大学理工学部 深川良一教授には指導教官として本研究を実施する機会を与えて頂き、終始多大なご教示、ご指導をいただきました。深川先生には、研究室配属時から様々な研究や調査に携わる機会を与えていただきました。特に、海外での調査、研究留学、民間企業での長期インターンシップなど貴重な経験を積むことができました。今後も様々なことにチャレンジし、深川先生からご指導いただいたことを活かし、企業で活躍したいと思います。ここに深く感謝の意を表します。

同専攻教授 里深好文教授には副査としてご助言を頂きました。現地調査や学会で一緒にした際には、研究のみならず、様々な興味深いお話をして頂き、ご指導いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

同専攻教授 小林泰三教授には副査としてご助言を頂きました。短い期間でしたが、ゼミ等では丁寧なご指導を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

同専攻教授 藤本将光准教授には、研究室配属時から現地調査をはじめ、研究を進めるにあたって多くのご助言をいただきました。また、学会行事への参加など、人脈を広げる機会をたくさん与えて頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

Monash 大学 Department of Civil Engineering Ha Hong Bui 講師には、英語論文執筆、研究テーマについて御助言を数多く頂きました。オーストラリア留学時には、数値解析や土構成モデルについて御丁寧に御指導頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

ホーチミン市工科大学の Luu Xuan Loc 講師には現地調査の段取り、現地実験の準備などで多大な御協力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

立命館大学総合科学技術研究機構専門研究員 石田優子氏には、研究テーマ、学会発表について丁寧なご指導を頂きました。また、タイでの現地調査の際には、研究者のお手本として、多くを学ばせて頂くとともに、楽しい時間を過ごすことができました。ここに深く感謝の意を表します。

防災科学技術研究所 檀上徹氏には、研究室配属時から、ゼミ等でご助言を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

独立行政法人 労働者健康安全機構労働安全衛生総合研究所 平岡伸隆氏には一番身近なドクターの先輩として、論文の書き方に関する基礎知識や発表方法に関して多くの御指導を頂きました。また、日頃から研究やプログラミングで行き詰った際には御助言を頂き、ここに深く感謝の意を表します。

株式会社ケー・エフ・シー 松尾勉氏には、数値解析についてご助言頂きました。実務で活躍する松尾さんのお話を今後糧にして、社会人として頑張りたいと思います。ここに深く感謝の意を表します。

株式会社建設技術研究所 田中耕司氏には、建設技術研究所でのインターンシップの際にご指導頂きました。博士号を持ち企業で活躍する姿を見て、修了後の進路選択のきっか

けとなりました。ここに深く感謝の意を表します。

2013年 博士課程前期課程修了の平野竜五氏には、4回生の研究室配属時に研究を始めるときにあたり、ご指導頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

本専攻ジオメカニクス研究室の各位には研究遂行にあたり、日頃より有益な議論やご助言を頂きました。特に、後輩としてサイゴン川河岸崩壊に対する対策工法の研究に関わった、2014年度卒業の奥本龍馬氏、2015年度卒業の首藤祐介氏、2016年度修士卒の飯田悟氏、2016年度卒の中田貴大氏、修士2回生の山戸貴嗣氏、学部4回生の名久井大輝氏には、日々一緒に研究を進めました。ここに深く感謝の意を表します。また、博士前期課程の時は、木村亘氏、黒岩晃平氏、田邊友章氏、馬場直輝氏、宮島佳之には、同期として励ましていただき、楽しい時間を過ごすことができました。また、2017年度修士2回生の野中慎介氏と中橋明久氏、白波氏には日頃から研究室の運営等助けて頂きました。2017年度修士1回生栗原健伸氏、学部4回生綾地諒氏、石橋健三朗氏には、本論文作成の際には、朝から晩まで一緒に研究に取り組んで頂き、楽しい時間を過ごすことができました。以上、各位に、深く感謝の意を表します。

深川研究室秘書 斉藤宗子氏には事務的な手続きを始め、様々な面で補助を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

最後に、長い学生生活を応援してくれた家族、友人に感謝します。