平成30年度

修士論文·卒業論文 発表要旨集

平成31年2月

三重大学大学院 生物資源学研究科 共生環境学専攻 農業土木学講座

三重大学 生物資源学部 共生環境学科 農業土木学プログラム

この発表要旨集は、平成 30 年度の卒業研究発表諮問会(19 名発表、平成 31 年 2 月 15 日(金曜)開催)および大学院博士前期課程修士論文発表会(2 名発表、平成 31 年 2 月 12 日(火曜)開催)の発表要旨をまとめたものである。

[1] 卒業研究発表諮問会では、211 教室を会場にして、学部学生(2 年次~4 年次)、 教員、大学院生、JABEE プログラム教育システム外部評価委員会委員および農業農 村事業学官連携協議会委員等が列席し、一人 12 分の発表持ち時間(発表 10 分+質疑 応答 2 分)で就学4 年間の総決算となる研究発表を行った。

また、3年次生の投票による「発表優秀賞」(各研究室から1名)が選考され、同日の方に3年次生の主催による慰労会にて表彰された。

学部の発表会の場合は、JABEE プログラムの学習・教育目標に照らして、卒業研究にかかわるすべての「実験、調査、課題への取り組み、卒業研究要旨、卒業論文、 学習保証時間の説明資料、卒業研究ノート(ログ・ブック)の内容」の可否が評価 される。

なお、この発表会の発表者は、三翠志登茂会が主体となる選考委員によって「三 翠志登茂会賞」選考審査の対象となっている。

日本技術者教育認定機構(JABEE; http://www.jabee.org/)は、国際的水準が維持されている技術者教育を特徴づける最も重要な教育とされている。

[2] 大学院博士前期課程修士論文発表会では、206 番教室を会場にして、教員、 大学院生、学部学生等が同席し、一人20分の持ち時間(発表15分+質疑応答5分) で研究成果の発表を行い、いずれも優秀な成績を収めている。

大学院の発表会は、共生環境学専攻全体で実施され、この前後に論文審査および 最終試験が行われ、それらの結果が総合的に判断される。審査項目は、「①当該研究 領域における修士としての十分な基礎的および専門的知識を修得しているか。②提 出された修士論文において、当該研究領域における研究の背景、位置付け、目的が 明確に述べられており、修士論文として妥当な内容となっているか。③設定した研 究テーマに対して、適切な研究方法、実験計画が立案されており、かつ得られた結 果に対して妥当な分析と考察がなされているか。④論文の記述(本文、図、表、引 用文献など)が必要十分かつ適切であり、結論に至るまで首尾一貫した論理構成に なっているか。⑤当該研究領域の理論的見地または実証的見地から見て、修士論文 としての新規性や価値を有するものとなっているか。⑥研究を遂行する上で必要と なる文献読解等に関する外国語能力が、十分なレベルに達しているか」などがある。

学部学生ならびに大学院生にとっては、「解決が困難と思われる、解が複数存在する」問題に対して、周到な計画を組んだのか?、自らが解決の糸口を発想したのか?、 そしてどれだけ苦心したか?、などに日々果敢にチャレンジして、それらの成果が 集大成された発表であった。

最後になりましたが、発表者の成長を見守ってくださり、社会が求める優秀な人 材として育てていただいた学内外の多くの皆様方に心より感謝申し上げます。

三重大学 農業土木学講座

平成 30 年度 主任 成岡 市



農業土木学教育プログラム 卒業研究発表試問会

2019年2月15日(金)、生物資源学部 2階 211室

発表10分+質疑2分

整理 番号	9:00	開会		学籍番号	発表者	タイトル	所属分野	座長
1	9:15	_	9:27	515355	松山 大地	地盤支持力におけるバサルト材埋設位置の影響	国際環境保全学	酒井·加治佐
2	9:27	_	9:39	515373	渡邊 寛大	種々の補強材を用いて地盤改良に関する研究	国際環境保全学	酒井·加治佐
3	9:39	_	9:51	515302	浅野 友雅	滑面上に存在するタイワンシジミの移動限界摩擦速度に関 する実験的検討	環境施設工学	酒井·加治佐
4	9:51	_	10:03	515353	松井 一朗	空中超音波粗さ計測法における接触型集音器の適用と形 状に関する研究	環境施設工学	酒井·加治佐
5	10:03	_	10:15	515333	棚友裕	中性化によるモルタルのひび割れ抵抗性の変化	環境施設工学	酒井·加治佐
6	10:15	_	10:27	515348	東山 優希	ジオポリマーモルタルの乾燥収縮ひび割れの評価	環境施設工学	酒井·加治佐
7	10:27	_	10:39	514334	坂本 竜也	管状孔隙が主経路となる鉛直方向の異方性について 一透水性、排水性ー	農地工学	近藤·岡島
8	10:39	_	10:51	515375	本田 結愛	管状孔隙内壁の斑鉄形成について ーリーゼガング現象ー	農地工学	近藤·岡島
9	10:51	_	11:03	515329	須戸 美月	砕石改良された地盤における柱状改良施工に及ぼす影響	土資源工学	近藤·岡島
10	11:03	_	11:15	515330	高橋 翔太	テンドンの被覆が曲げ変形を受けたアンカーの破断特性に 及ぼす影響	土資源工学	近藤·岡島
11	11:15	_	11:27	515336	玉置 康大	下層風が微地形の降雨特性に及ぼす影響−三重県東紀州地域において-	土資源工学	近藤·岡島
12	13:00	_	13:12	515301	青柳 美幸	水中における光環境の測定	水資源工学	春山·保世院
13	13:12	_	13:24	515357	三島 騎羅	ため池の水質濃度に関する近似的な感度分析の試み	水資源工学	春山·保世院
14	13:24	_	13:36	515361	本村 佑哉	深層学習を用いた農業用水の水需要量予測	水資源工学	春山・保世院

15	13:36	_	13:48	515366	山中 理奈	画像認識技術を用いた農業用水利用の見える化	水資源工学	春山·保世院
16	13:48	_	14:00	515371	和田泰士	津市大澤池における水質評価	水資源工学	春山·保世院
17	14:00	_	14:12	515304	海野 瑛輝	鈴鹿市の景観に対する意識調査	応用地形学	石黒·成岡
18	14:12	_	14:24	515317	北尾 彩夏	東紀州のジオパーク構想における「滝」の持つ意味につい ての研究	応用地形学	石黒·成岡
19	14:24	_	14:36	515341	中嶋 善太	四日市市における大気汚染について ーアンケート調査をもとにした分析ー	応用地形学	石黒·成岡
	14:36				講評·閉会			

ポスター発表

15:30-17:00 学籍番号順に並べて偶数, 奇数のコアタイム45分交代

地盤支持力におけるバサルト材埋設位置の影響

国際環境保全学研究室 松山大地 (指導教員:Zakaria Hossain)

1. はじめに

土壁の補強および盛土の補強を目的に 様々な補強材が用いられている。これまで の一般的な補強材は、強度など埋設した時 に得られる効果にこだわって環境に良くな いものが多かった。そこでこれまでの補強 材に代わるものがバサルト材である。バサ ルト材は玄武岩等の自然鉱物が原材料で焼 却炉での処理が可能であり、また焼却後も 無害な無機物に戻るので環境に優しい素材 である。

これまでバサルト材を埋設して地盤支持 力に関するデータが少なかったため今回調 べることにした。本実験では、バサルト材 を埋設する位置によって地盤支持がどのよ うに影響するのかを目的とし CBR 試験を 行った。

2. 試験内容

土のみの CBR 値と網状・布状バサルト材 の埋設位置による CBR 値の影響を把握す るため、層の位置1層(上、中、下) 「図1」、 2層(上・中、上・下、中・下)「図2」とい う条件で、CBR 試験を行い、次式(1)より CBR 値を求めた。



3. 試験結果と考察

3-1 含水比と支持力の関係

横軸に貫入試験後の含水比、縦軸に支持 力をプロットしたグラフを図3に示す。一 般に支持力は最適含水比より小さい含水比 の時に最大となる。本研究の試験結果でも 含水比が低いほど支持力が増加する傾向が 見られた。バサルト材の埋設位置による支 持力の比較をしやすくするため、最適含水 比付近である含水比12%~13.5%付近の間の データを利用し比較を行うことにした。



図3 含水比と支持力の関係

3-2 バサルト材埋設位置による支持力の 比較

バサルト材埋設位置による支持力の違い を比較するためのグラフを、図4~図7に 示す。

3-2-1 補強材 一層の場合

網状バサルト材を下に入れた場合(図 4)、 支持力が最小となった。網状の支持力は埋 設位置が上になるにつれて増加傾向にあり、 上の場合で支持力が最大となった。

布状バサルト材を一層入れた場合(図 5)、 下の支持力が最大となった。網状とは対照 的に、下の層に入れる場合に支持力が増加 傾向にあることが分かった。

網状と布状では素材の強度が様々で網状 は強固で、布状は軟弱なものである。強固 な素材では上の層に近いほどすぐ支持力に 影響を及ぼしたのではないかと考えられる。 対照的に軟弱な素材では、上の層ですぐに は影響されず、下の層に埋設したとき支持 力に影響を及ぼしたのだと考えられる。網 一層入れた場合、支持力の最大増加率は 47.9%で布の場合 23.7%であった。



図4 一層の場合の支持力比較(網状)



図5 一層の場合の支持力比較(布状)

3-2-2 補強材 二層の場合

網状バサルトを二層に入れた場合(図 6)、 どの位置でも支持力が増加する傾向にあっ た。その中でも、上・中の場合が支持力が 増加することが分かった。同様に布状バサ ルト材を二層に入れた場合(図 7)、支持力は 増加傾向にあるが、どの組み合わせも支持 力の増加率は高くなかった。

二層にしてバサルト材を入れた場合2種 類とも増加傾向にあった。一層の場合と比 較して二層の場合では、支持力の最大増加 率は網状で55.7%、布状で16.6%であった。 一層より二層の増加率が小さく、層数を増 やした場合は効果が大きく見られなかった。



図 6 二層の場合の支持力比較(網状)



図7 二層の場合の支持力比較(布状)

<u>4.まとめ</u>

本実験を行った結果、補強材の埋設位置 によって地盤支持力に影響を及ぼすことが 分かった。

強固な補強材の場合は、地盤の表面付近 に埋設するのが効果的である。また、軟弱 な補強材の場合は、地盤の深いところに埋 設した方が効果的であった。

二層にバサルト材を埋設した場合、全て の組み合わせで支持力が増加することが分 かった。しかし、支持力の増加率は一層と 比較すれば二層の方が増加率が小さく、層 数の増加による地盤改善効果が大きく見ら れなかった。

今後の課題として、本実験で使用したバ サルト材以外の種類では支持力にどう影響 を及ぼすのかを調査すること。布状を二層 に埋設した場合の最大支持力の位置が見つ からなかったなどの問題点もあり、さらな る正当性を高めるために実験回数をこなす 必要があると考えられた。

種々の補強材を用いて地盤改良に関する研究

国際環境保全学研究室 渡邊寬大 (指導教員:Zakaria Hossain)

1. はじめに

地盤改良において補強材を用いることは 有効な手段である。特に補強材の中のバサ ルト材は環境にも優しく耐久性にも優れて いるが、現在実際にバサルト材を使用して 地盤改良を行うにはデータが不足している。

本研究ではバサルト材を使用して地盤改 良をすることを目的とし、網状バサルト材 3 種類、布状バサルト材 3 種類、計 6 種類 のバサルト材の CBR 値の比較検討を行っ た。

2. 試験概要

2.1 試料

試験には試料の基本的性質は以下の表 1 に示す。

A I 使用した上の基本	
最大乾燥密度(g/cm)	1.713
最適含水比(%)	0.167
土粒子密度(g/cm ³)	2.779
液性限界(g/cm)	36.664
塑性限界(g/cm)	30.584
粒度分布	
塑性指数	6.08
細礫分 %	2
粗砂分 %	35
中砂分 %	34
細砂分 %	25
シルト分 %	2
粘土分 %	2

表 1 使用した土の基本的性質

2.2 CBR 試験

試料 5.5 kgを用意し含水比を 12~13.5%付 近になるように水を加えて混ぜ、その試料 に 4.5 kgランマーを使用し手動で突き固め による締固めを行った。1 層ごとに 67 回、 計 3 層締固め供試体を作成した。そして貫 入試験を行い、CBR 値を(1)式で算出した。

$$CBR値(\%) = \frac{荷重}{標準荷重(13.4kN)} \times 100$$
 (1)

また網状バサルト材、布状バサルト材を 3 層それぞれに使用したパターンのデータ を以下の表 2 に示す。【1】

表 2 各層の網、布の CBR 値

	CBR值(%)		CBR値(%)
網上	70.89	布上	49.27
網中	60.08	布中	45.66
網下	42.45	布下	59.28
網上·下	74.61	布上·下	55.87
網上·中	64.48	布上·中	56.07
網中・下	67.29	布中・下	52.87



図 1 バサルト材の位置

表2から網状バサルト材は上部、下部、布 状バサルト材は下部で使用することで CBR値が高くなっていることが分かる。

本研究ではそれぞれのバサルト材による 影響を把握するために網状バサルト材3種 類は供試体の上部、下部で比較し、また布 状バサルト材3種類は供試体の下部で比較 した。それぞれの網状バサルト材を網A、 網B、網Cとし、布状バサルト材をそれぞ れ布A、布B、布Cとする。



図 2 網状バサルト材



図 3 布状バサルト材

3. 試験結果と考察

バサルト材の種類による違いを比較する ためのグラフを図4に示す。



図 4 CBR 値の比較

グラフから網Cが一番支持力が高くなった。また網状バサルト材、布状バサルト材 で分けると、網状バサルト材では網C、布 状バサルト材では布Bで支持力が高くなった。



図 5 網 B、網 C バサルト材の形状と土粒子

網 C のバサルト材が一番支持力が高くなった原因について考える。図 5 よりバサルト材の網目に着目すると、網 B はバサルト材の幅が大きく、土との密着度が低くなることであまり締め固められず、支持力が低くなったのではないかと考える。一方、網

Cは網Bに比べてバサルト材の幅が小さい ことでより土粒子間で密着し支持力が高く なったと考える。ここから網目が適度に細 かく密着度が高くなるバサルト材が一番 CBR 値が高くなることが分かる。また網 A は立体状で土粒子が網目に入り込んでしま うことで、網状バサルト材の中では支持力 が低くなったと考えられる。続いて布状バ サルト材の影響について考える。布 B は素 材がシート状で繊維に少し隙間があり、そ の隙間に土粒子が入り込むことで、支持力 が高くなったと考えられ、また布Aはフエ ルト素材であり硬度が低く土粒子が布Aの 繊維に入らず密着度が低く布 B と比べて支 持力が低くなったと考えられる。布Cは繊 維がとても細かく土粒子が入り込まないこ とによって、密着度が低くなり支持力が最 も低くなったと考えられる。

また砂質土において、網 C のバサルト材 を使用して引き抜き試験及びせん断試験を した結果、布状バサルト材と比較して内部 摩擦角が大きい値となっている。【2】

よって網Cは支持力も内部摩擦角も共に 大きくなるため、最も地盤改良に期待でき ると考える。

<u>4. まとめ</u>

本研究において砂質土の場合、布状バサ ルト材よりも網状バサルト材の方が支持力 が高くなるという結果になった。特に、網 C は支持力、内部摩擦角共に高く地盤改良 に適していると考えられる。

今後の課題は砂質土においては網状バサ ルト材の網目によって支持力が変化すると 考えられるので、網 B と網 C の間の網目の バサルト材を比較検討することである。

<u>5. 参考文献</u>

松山「地盤支持力におけるバサルト材埋設 位置の影響」卒業論文(2019)【1】 間宮「砂地盤におけるバサルト材の表面摩 擦に関する研究」卒業論文(2011)【2】

3 滑面上に存在するタイワンシジミの移動限界摩擦速度に関する実験的検討

環境施設工学研究室 浅野 友雅(指導教員:岡島 賢治)

1 はじめに

現在、三重県の宮川用水管内では、外来種 であるタイワンシジミが侵入・繁殖しており、圃場 の給水栓にタイワンシジミが詰まるなどの通水被 害が発生している。農業用パイプラインには粗 度係数の低い管が使用されている場合が多い. シジミの摩擦速度に関する研究はその生態から 底面が砂の場合の研究事例はあるが底面が滑 面の場合での研究はなされていない.そこで本 研究は、パイプライン内でのタイワンシジミの移 動量予測のための基礎研究として滑面上でのタ イワンシジミの移動限界摩擦速度を把握するの が目的である。

2 実験概要

2-1 実験条件

本実験では、底面が滑面の長方形断面の水 平開水路(幅 600mm,高さ 400mm)を使用し た.水流は、ポンプの回転数に相対して上がる ため連続した流速変化が可能である.実験に用 いたタイワンシジミは宮川用水で採取したシジミ を計測して得た平均比重 1.25 を参考に模型シ ジミを作製した.また比較対象として比重がほぼ 等しい塩化ビニル製ボール(比重 1.30)を使用 した.

模型シジミには殻長 5~20mm のシジミを,塩 ビは直径 4.76~25.4mmのボールを使用した. 水深は,容量式波高系を用いて 10ms 間隔で計 測し,模型シジミが流れたときの流量と水深を計 測し、摩擦速度を計算した。

<u>2-2</u> 摩擦速度の求め方

模型シジミや塩ビボールの移動時の比較に は,移動限界摩擦速度を用いた.開水路の実 験では、フルード数が小さくなるとエネルギー勾 配が大きくなることが知られている。そこで本研 究では各流量のエネルギー勾配を実測して模 型シジミや塩ビボールの実測値の移動限界摩 擦速度u_{*c}を求めた。

$$u_{*c} = \sqrt{gR_cI_c}$$

Ic:移動時のエネルギー勾配

R_c:移動時の径深g:重力加速度である.

また移動限界摩擦速度の理論値として掃 流砂の実験結果をよく表現できる Shields 式 の修正式(Soulsby1997)を用いた。掃流砂と模 型シジミ,塩ビボールの違いは密度oで考慮 される。

 $\theta_{\rm cr} = 0.3/(1+1.2D_*)$

$$+0.055\{1 - \exp(-0.02D_*)\}\$$

ここで無次元粒径D_{*}は

 $D_* = \left\{ \left(\sigma/\rho - 1 \right) g/\gamma^2 \right\}^{1/3}$

上記の二式より Shields 式の移動限界摩擦速度 u_{*cr} は,

$$u_{*cr} = \sqrt{\theta_{cr}\{(\sigma - \rho)gd\}}$$
で求めた.

θ_{cr}:限界シールズ数(Soulsby1997),

γ:動粘性係数, σ:物体密度, ρ:水の密度であ る.

<u>2-3 一列に並べた実験</u>

タイワンシジミが個別にパイプライン上に存在 する場合を想定して、作成した模型シジミを一 個ずつ水路横断方向に一列に 6 個並べて、す べての模型シジミが 500mm 流れた時を「シジミ が流れた」と定義し、その時の摩擦速度を移動 限界摩擦速度とした。塩ビボールも同様の置き 方をし、移動限界摩擦速度を求めた。

2-4 粒度分布を持たせた実験

タイワンシジミが堆積しているパイプライン上に 堆積している場合を想定して、宮川用水パイプ ライン内で採取したタイワンシジミの粒度分布に 調整した 5~20mm の模型シジミ群を作製した. 作製したシジミ群を水路横断方向に一定の幅を 持たせて設置した.幅は

20mm,30mm,40mm,50mmの4ケースで実験を 行った。その平均粒径にあたる殻長12mm 模 型シジミが半数流れた時の摩擦速度を移動限 界摩擦速度とした。また塩ビボールについても 同じ粒度分布で幅30mmとして同様の実験を 行った。



図1 使用した模型シジミの粒度分布

3 結果

3-1 一列並べた実験

図 2 のグラフに, 殻長と移動限界摩擦速度の 関係を示す。実験値については、各点5回ずつ 実験を行った。図2のグラフより実験値で比較す ると,移動限界摩擦速度において塩ビボールよ り模型シジミの方が流れやすいことが分かった。 これは球体とは異なる模型シジミの形状によっ て球体よりも流れやすくなったと考えられる。

次に理論値である Shields 式の結果と実験値 を比較すると、塩ビボールは粒径 12mm 以上で Shields 式と比較的近い形となったが、模型シジ ミは Shields 式で比較すると、殻長 10mm 以下の 小さな模型シジミでは比較的近い形となった。 3-2 粒度分布を持たせた実験

図3のグラフに、模型シジミと球体の粒度分布 を持たせた時の幅と移動限界摩擦速度の関係 を示す。実験値は各幅で5回行った。図3より、 模型シジミの幅20mmから50mmまで行ったが 移動限界摩擦速度に差はほとんどなかった. 幅 30mm の塩ビボールの結果も粒度分布を持つ 模型シジミとの差はほとんどなかった。また両者 とも, 平均粒径 12mm での Shields 式の値に近 い値をとることが分かった。

図2に粒度分布を持たせた実験結果を重ねる と、模型シジミの粒度分布の実験値は、一列に 並べた塩ビボールの移動限界摩擦速度と近くな り、一列に並べた模型シジミの移動限界摩擦速 度の約2倍となった.

<u>4 まとめ</u>

ー列に並べた実験の場合、模型シジミは、 10mm以上において模型シジミのShields式と比 較すると小さい値となった.

粒度分布を持たせた場合、平均粒径と比重さ え分かれば Shields 式でおおよそ模型シジミの 移動限界摩擦速度を推定できることが分かっ た.





4 空中超音波粗さ計測法における接触型集音器の適用と形状に関する研究

環境施設工学研究室 松井一朗(指導教員:岡島賢治)

1. はじめに

農業用水路の開水路壁面において、摩耗に伴う粗度係数の増大は水路の主要な補修要因の1 つで ありながら、定量的な評価手法が確立されていない.しかし、ストックマネジメントの観点から、施設の劣化 予測に用いる粗さの定量的な測定法が必要とされている.そのような背景の中、岡島ら(2016)により空中 超音波センサを用いた測定法の実用性が示された.しかし、操作性を考えると、これまで 100cm あったセ ンサと測定面の距離を短くすること、およびセンサと測定面の垂直の確保を簡便にすることが課題であっ た.よって、本研究では、センサに接触型集音器(以下、アタッチメントという.)を装着し、測定面に直接 押し当てて測定を行うことで課題の解決を図り、形状の異なる複数のアタッチメントを比較することで、最 適なアタッチメント形状を求めることを目的とした.

2. 研究手法

アタッチメントには、円柱型の塩化ビニール管と円錐型の樹脂製のロードコーンを用いた.円柱型アタ ッチメントには、内径 20cm(円筒 D20)、30cm(円筒 D30)の2 つの内径で、それぞれ高さ 20cm(H20)か ら 60cm(H60)までの 10cm 間隔の計 10 種類を用意した.また、円錐型アタッチメントには、開き角 16° (円錐 16°)と 20°(円錐 20°)の2 つを用い、それぞれ高さ 20cm(H20)から 50cm(H50)までの 10cm 間隔の計 8 種類を用意した.空中超音波センサには、周波数 42kHz の LV-EZ1(MaxBotix.inc)を使用し た.測定面は、遅延剤を用い、人工的に表面を洗い出した模擬摩耗コンクリートパネルを 3 枚用いた.コ ンクリートパネルに使用した骨材は最大粒径 20mm の砕石で、パネルの寸法は 700×700×50mm であ る.算術平均粗さは 0.04、0.32、1.11mm であった.図1に示すように、センサをアタッチメント上部に設置 し、測定面に照射することで、その反射波をオシロスコープにより取得し、波形と最大振れ幅を得た.最 大振れ幅とは、図2 で示される反射波の波形の振幅の最大値のことである.



3.1 算術平均粗さと最大振れ幅の関係

1 つのパネルにつき 9 点の測定点を設け,計 27 点に対して計測を行った.円筒 D20 を例に,型取り ゲージにより求めた算術平均粗さと,最大振れ幅の関係について,図3に示した.図3において,測定面 の算術平均粗さが大きくなるほど,計測される最大振れ幅が小さくなることが全ての条件で確認できた. また,アタッチメントの高さが異なると,近似直線の傾きが異なるということが確認できた. 図3のようなグラフにおいて,空中超音波粗さ 計測法における計測精度に関係する着眼点を 以下に整理する.

1 つ目に、傾きの絶対値が大きいほど、単位 粗さ当たりの最大振れ幅の差分が大きくなり、計 測能力が高くなる. そのため、図3の近似直線の 傾きの絶対値が最も重要であり、傾きが大きい ほど計測に適した条件であるといえる. 2 つ目 に、切片の値が大きいほど、アタッチメントの集



音効果が高いことを示しており、切片が大きいほど計測に 図 3 円筒 D20 の試験結果

適した条件であるといえる.3 つ目に挙げられるのは,近似直線の決定係数の大きさであり,大きいほど 測定値が近似直線上に集まることを示しており,計測に適した条件であるといえる.本研究では,円筒 D30-H20 を除き,全ての結果で 0.8 以上の比較的相関が高い結果となった.よって,他のアタッチメント に関して,近似直線の傾きの絶対値と切片に着目し,次の節でまとめた.

3.2 アタッチメント形状と高さが計測精度に与える影響について

アタッチメント形状により測定結果の近似直線は異なる結果となったため、その形状と近似直線の傾きの絶対値および切片の関係ついて、図4に示した.



図4より、近似直線の傾きの絶対値は、アタッチメントの高さを変化させると、山なりに変動することが確認できた.また、切片も山なりに変動し、切片の値のピークは傾きの絶対値のピークと全て一致することが確認できた.傾きの絶対値と切片はともに、円筒より円錐の方が大きくなる傾向が確認でき、円筒型よりも円錐型アタッチメントは集音効果が高いといえる.アタッチメント形状ごとに傾きの絶対値と切片が最大となったのは、円筒 D20-H30 および円筒 D30-H50 と円錐 16°-H30 および円錐 20°-H40 の条件となった.円筒と円錐それぞれにおいて、内径および開き角が大きくなると、傾きの絶対値と切片がピークとなるアタッチメントの高さは高くなることが確認できた.さらに、全ての条件において、傾きの絶対値と切片がともに最大となったのは、円錐 20°-H40 であり、この条件が最も計測に適した条件であると考えられる. 4.おわりに

以上から、今回の試験に用いたアタッチメントでは、円錐型開き角 20°の測定距離 40cm が最適なア タッチメントであった.このアタッチメントをセンサに装着することで、従来の空中超音波粗さ計測法の課 題の解決を図ることが可能であるといえる.今回の試験では円錐型アタッチメントは開き角が 16°と 20° の 2 ケースの計測であったため、今回求めた条件が最適であるとはいい切れない.よって、さらに異なる 開き角の円錐型アタッチメントでデータを収集することが、今後の課題といえる. 環境施設工学研究室 棚 友裕 (指導教員:石黒 覚)

1. はじめに

鉄筋コンクリート構造物の劣化要因であ る中性化の問題は鉄筋の腐食膨張によるひ び割れである。このひび割れはかぶりコン クリートの中性化領域を伝播するが、この 破壊特性に関する既往の研究は少ない。そ こで、本研究では気中養生、中性化促進養 生したモルタル供試体を対象に楔挿入割裂 試験を実施し、得られた特性値を比較して、 中性化によるひび割れ抵抗性について考察 した。

2. 実験および解析概要

2.1 供試体の作製方法および養生方法

表1に示す配合のとおり、セメント(普通 ポルトランドセメント:密度3.16g/cm³)と細 骨材(川砂:密度2.62g/cm³)を使用し、28日 間水中養生した。その後、図1に示す厚さ 30mmに成形した供試体を作製した。なお、 供試体には試験治具挿入用の幅40mm、深 さ20mmの溝を設け、破壊試験直前にコン クリートカッターで切欠きを入れた。

養生方法として供試体の側面にテープを 巻き、前面および後面から炭酸ガスが浸透 する状態にした。中性化供試体は中性化促 進試験装置(温度 20℃、湿度 60%、CO₂濃 度 5.0%)に、気中供試体は恒温恒湿室(温 度 20℃、湿度 60%)にそれぞれ入れ養生し た。供試体数は 5 個とし、養生期間 28 日、 56 日、91 日後にそれぞれ破壊試験を行った。 試験後、破断面にフェノールフタレイン溶 液を噴霧し、中性化深さを測定した。

<u>2.2 モルタルの破壊試験</u>

図 2 に示す楔挿入割裂試験により荷重 (F_h)-開口変位を計測した。楔、切欠きおよ び支点を同一直線上にし、楔をローラベア リング付き荷重伝達版に沿って挿入させ た。載荷した荷重 F_m はロードセルにより 計測した。一方、楔から荷重伝達版を介し て供試体へ載荷される水平荷重 F_h は、楔 の角度 α と荷重 F_m から次式より算定した。

 $F_h = F_m / (2 \tan(\alpha/2))$ (1) また、供試体前後 2 ヶ所にクリップ型変位 計を取付け、平均の開口変位の値を採用し た。荷重(F_h)-開口変位曲線から、単位面積 のひび割れ形成に必要なエネルギー量であ る破壊エネルギー G_f を次式より算定した。

 $G_f = W_1/A_{lig}$ (2) ここで、 G_f は破壊エネルギー(N/mm)、 A_{lig} は破壊断面積(mm²)、 W_1 は荷重(F_h)-開口変位曲線下の面積(N・mm)を示す。 2.3 ひび割れ発生応力 F_t の推定

FEM によるひび割れ進展解析を行い、荷 重(*F_h*)-開口変位曲線の測定値と解析値が 一致するひび割れ発生応力*F_t*を推定した。

表1 モルタルの配合と強度

	水セメント	単	位量(kg/m	n ³)	28日
種類	比W/C	水	セメント	細骨材	圧縮強度
	(%)	W	С	S	(N/mm^2)
1	50	280	559	1306	39.5
(2)	60	273	455	1409	28.0



3. 結果および考察

3.1 荷重(F_h)-開口変位曲線

図 3 に養生期間 91 日の代表的な荷重 (F_h)-開口変位曲線を示す。中性化供試体の 荷重-開口変位曲線は気中供試体に比べて 最大荷重は低下し、最大荷重以降の荷重の 低下が緩やかになる傾向がみられた。

<u>3.2 最大荷重 F_{hmax}</u>

図4に最大荷重 F_{hmax}の比較を示す。最 大荷重は高水セメント比ほど低く、また中 性化供試体の最大荷重は気中供試体に比べ 低くなる傾向がみられた。

<u>3.3</u>破壊エネルギーG_f

図5に破壊エネルギーG_fの比較を示す。 中性化供試体の破壊エネルギーは気中供試 体に比べ増加する傾向がみられた。中性化 供試体は、最大荷重が低いにもかかわらず 破壊エネルギーが増加した一因として、炭 酸化反応によりC_aCO₃が生成され、中性化 領域の緻密化によりエネルギー解放率が低 下したため破壊エネルギーが増加したと考 えられる。

<u>3.4 ひび割れ発生応力 F_t</u>

図6にひび割れ発生応力*F*_tの比較を示す。 ひび割れ発生応力は高水セメント比ほど低 く、また中性化供試体のひび割れ発生応力 は気中供試体に比べ低くなる傾向がみられ た。なお昨年度の卒業研究¹⁾においては、 中性化供試体の曲げ引張強度は気中供試体 に比べ低くなる傾向があり、本結果と同様 な傾向がみられた。

4. まとめ

中性化が進行することでモルタルの破壊 エネルギーは増加し、一方、気中供試体に 比べ、最大荷重、ひび割れ発生応力は低下 することがわかった。

参考文献

1)中村一郎:中性化がモルタルの力学特性 に及ぼす影響 平成 30 年度卒業研究









環境施設工学研究室 東山優希 (指導教員:石黒覚)

1. はじめに

CO₂ 削減材料として高炉スラグ微粉末やフ ライアッシュなどの産業副産物と水ガラスな どのアルカリ溶液を混合して作られるジオポ リマーが注目されている。しかし、ジオポリマ ーを結合材として用いたコンクリートはセメ ント使用時より乾燥収縮特性などの耐久性が 劣るという研究報告がある。以上の背景から、 ジオポリマーの利用による耐久性低下の原因 を知るために、ジオポリマーモルタルとセメン トモルタルを作製し、AE 法によって乾燥収縮 特性によるひび割れの評価を行った。

2. 実験概要

1)使用材料:使用した材料とその特性を表 -1に示す。

2)配合:セメントモルタル 1(CM1)、ジオ ポリマーモルタル 1,2(GP1,GP2)の配合を表-2示す。

 3)供試体作製: モルタルミキサーに水と セメント、あるいはアルカリ溶液と高炉スラグ、 フライアッシュを投入し1分間練り混ぜた後、 カキ殻粉末を投入し1分間練り混ぜた。Φ5×
 10cm 円柱型枠と4×4×16cm 角柱供試体を使 用し、2層に分けて打ち込み、各層25回振動 を与えて締め固めた。打ち込み後は20℃の恒 温室で保存し、3日後に脱型した。

4) 養生方法:温度 20℃、湿度 60%の恒温 恒湿室にて気中養生および封緘養生を行った。 封緘養生は供試体にサランラップを 3 重に巻 きナイロン袋に入れて保存した。

5) 試験方法:長さ変化率試験は、ダイヤル ゲージ法(JIS A 1129-3:2010)に基づき行った。 質量変化率試験は、長さ変化測定時に質量を測 定して行った。長さ変化率及び質量変化率は脱 型時を基準とした。圧縮強度試験は、コンクリ

X I (X/1)/1/1	
---------------	--

使用材料	種類・物理的特性
	高炉スラグ微粉末4000
高炉スラグ微粉末	密度:2.88g/cm ³
	比表面積:4,320cm ² /g
	密度:2.30g/cm ³
フライアッンユ	比表面積:3,560cm²/g
	普通ポルトランドセメント
セメント	密度:3.16g/cm ³
	比表面積:3,280cm ² /g
	カキ殻粉末
拙肯材	密度:2.29g/cm ³
	1号珪酸ソーダを水道水で2倍に
アルカリ溶液	希釈した
	密度:1.29g/cm ³
-	* は*

表-2 モルタルの配合

	単位容積質			量(g/L)		
種類		結合材	t	細骨	アル	
	セメ	高炉ス	フライ	カキ	カリ	水
	ント	ラグ微	アッ	殻	溶液	
		杤不	22	杤木		
CM1	377	—	—	755	—	415
GP1	—	370	_	740	518	—
GP2	_	185	185	740	518	_

ートの圧縮試験方法(JIS A 1108)に基づき、 材齢3、7、14、28、56日の供試体を用いて行 った。AE 試験は、アコースティック・エミッ ションによるコンクリートのひび割れ監視方 法(JCMS IIIB 5706-2003)に基づき、材齢3日 から1週間、各配合2回ずつ気中養生条件下 で試験を行った。60秒ごとに連続して計測し、 そのデータを24時間ごとに合算した。



図-1 AE 計測システム

6) AE 計測システム:図-1に示すように
 円柱供試体上面にAE センサを取り付け、プリ
 アンプ、ディスクリミネータ、AE 解析装置、
 コンピュータから構成される AE 計測システムを用いた。

 AE パラメータ: AE 信号がしきい値を 超えた回数(Count 数)、単位時間当たりの AE 発生数(Hit 数)を測定した。

3. 結果及び考察

 1)長さ変化率(図-2):セメントモルタル ル(CM1)に比べてジオポリマーモルタル (GP1,GP2)は長さ変化率が大きく、材齢7日ま でに大きく収縮した。

 2)質量変化率(図-3): CM1 に比べて GP1,GP2 は質量減少率が小さくなった。
 GP1,GP2 は質量減少率が大きいほど長さ変化 率も大きくなり、相関関係が見られた。

2)強度特性(図-4):GP1,GP2の初期強 度(材齢3日)はCM1より高いが、材齢経過に 伴い気中養生では強度が低下した。GP1,GP2 は封緘養生では強度が増加し、CM1より強度 が大きくなった。封緘養生では水和反応が促進 されたため強度が増加したと考えられる。

3) AE 特性 (図-5): GP1,GP2 は材齢3 ~6日の間に Hit 数が多く発生し、その後は減少した。また材齢3~6日は乾燥収縮が大きい 期間でもあり、乾燥収縮が大きい材齢では Hit 数も多く発生することが分かった。このことから、乾燥収縮によって内部に微小なひび割れが 多く発生し強度低下が起きたと推測される。

セメントモルタルに比べてジオポリマーモ ルタルは、気中養生では早期乾燥収縮が大きく なり、その時に内部に微小なひび割れが多く発 生したため、強度が低下したことが AE 法によ って確認できた。また、フライアッシュを入れ ると初期強度が低下し収縮も大きくなるが、 Hit 数が減少し、収縮ひび割れが抑制されるこ とが分かった。



管状孔隙が主経路となる鉛直方向の異方性について

一透水性、排水性一

1. はじめに

7

土壌中の水の流れには、土壌孔隙、とくに粗 孔隙(亀裂や管状孔隙)による影響が大きい。ま た、粗孔隙の機能は透水・通気・排水に分化し ているが、粗孔隙の構造と排水性との関係につ いては十分明らかにされておらず、粗孔隙の水 分移動に関するメカニズムについては不明瞭 である(成岡, 2002)。

本論では、粗孔隙が持つ透水・通気・排水機 能の分化の中の透水・排水機能に着目した。石 膏試料における透水、排水領域での鉛直上・下 方向の異方性は加藤(2018)により確認されて いるものの、その異方性の理由を解明するに至 らなかった。そこで、本論では石膏塊の構造を 踏まえ、鉛直上・下方向の水移動あるいは排水 に関する異方性についての検討を行った。

2. 実験概要

土壌の耕盤層(硬盤層)に形成される定根系 の管状孔隙をモデルとして、50ml 円筒内の石 膏塊に直径 2.0mm の管状孔隙を開けた人工管 状孔隙モデル(鉛直1本型,鉛直2本型,y字分 岐型,孔無し型)を各3供試体試作した。また、 基本的物理性の測定によって石膏の諸性質,飽 和定水位透水試験で透水係数,限界負圧試験で 限界間隙,軟 X 線撮影で人工管状孔隙を含む 試料の構造などを測定した。また、50ml 円筒 の刃部を下にした状態を基準とし、試料の Bottom と Top を明確にした。透水と排水の方 向については、B→TまたはB←Tと定義した。



- **Fig.1** 試料と透水・排水方向の定義(左上から 順に鉛直1本型,鉛直2本型,y字分岐 型)
- 3. 結果と考察



Fig.3 y 字分岐型(C-1)の鉛直方向の透水係数の異方性

鉛直1本型と鉛直2本型においては、B→T 方向がB←T方向よりも大きくなるか、同程度 の値を示す結果となった。また、管状孔隙の本 数の変化による透水係数の変化は見られなか った。y字分岐型では、3試料とも明らかにB →TがB←Tよりも大きな値となった。これは B→Tでは、1本が分岐するため透水経路およ び透水断面積が増えて流れやすくなるのに対 し、B←Tでは透水経路および透水断面積が減 ったことで流れにくくなったと考えた。

3.2. Darcy 則と Hagen-Poiseuille 則の比較

 Table.1
 Darcy 則と Hagen-Poiseuille 則による

 透水係数と流量の比較

= + ₩1	十百	透水係数k	流量Q
言 式 不斗	万回	$\times 10^{-3}$ cm/s	$\times 10^{-3} \text{cm}^3/\text{s}$
A_1	B→T	0.614	4.70
A-1	B←T	0.477	3.65
A 0	B→T	0.545	4.17
A-Z	B←T	0.514	3.93
A 2	B→T	0.554	4.25
A-3	B←T	0.414	3.18
Hagen-Poise	uille則(18°C)	0.607	14580

透水試験の結果から,Darcy則によって得 た透水係数,人工管状孔隙を対象とした Hagen-Poiseuille 式による透水係数の差はあま りなかったが,流量は10³(cm³/s)のオーダーと Hagen-Poiseuille 式の方が大きく上回ってい た。Darcy則は多孔質媒体中を流れる水を対 象としており,微細間隙を多く含む石膏に直 径 2.0mmの人工管状孔隙を作成したことで透 水経路の不均一性が大きくなったことから, 実際の透水係数に誤差が発生したと考えた。 一方,Hagen-Poiseuille則は管径が一定の円管 を流れる粘性を持つ流体の定常層流解であ る。また,今回は法則の適用範囲は人工管状 孔隙のみであり,石膏中の微細間隙の水分移 動については考慮していない。よって,どち らの法則を用いても石膏の人工管状孔隙モデ ルに対する正確な透水係数を測定することは 困難といえる。



3.3. 限界間隙(排水機能)

Fig.4 鉛直1本型(A-1)における限界負圧試 験の結果(B→T, B←T それぞれ3回測 定,矢印は限界間隙から空気が抜けた ことを表す。)

鉛直1本型,鉛直2本型,y字分岐型すべて において限界負圧が同じになった。また, P_k -脱水曲線の類型化から,管状孔隙の排水に関 する性質は同じであると判断した。

4. おわりに

透水領域において,管状孔隙の分岐による 鉛直方向の異方性を見ることができた。ま た,排水領域においては,孔隙の本数・構造 が排水性に影響を与えていた。

引用文献

```
加藤陽香(2018):石膏による管状孔隙モデル
を用いた鉛直方向の水分移動について,三
重大学卒業論文
```

管状孔隙内壁の斑鉄形成について ―リーゼガング現象-

農地工学研究室 本田結愛 (指導教員:成岡市)

1. はじめに

例えば水田耕盤層(硬盤層)にある管状孔 隙周辺には斑鉄が形成されることが知られ ているが、このメカニズムは十分に解明さ れていない.しかしながら、木村ら(1984) は、「斑鉄は植物から放出される酸素により 形成される」と考察し、成岡ら(2013)は「地 下(汽)水位の上下運動による大気進入の結 果」であると考察した.また、斑鉄はリーゼ ガング帯を形成し、「孔隙径の大小にかかわ らず孔隙の辺縁から 200~300 μm 基質側 の位置に密度のピークが現れていた」(成岡 ら,2013) ことが知られている. 松岡ら(2004) は高師小僧の分析から、 微生物の活動が示 唆されると主張した.小島ら(1979)はカオ リナイトなどの粘土鉱物とモール塩 {Fe(NH₄)₂(SO₄)₂・6H₂O}を用いて斑鉄形成モ デル実験を行い、遊離鉄が Fe2O3 として 0.5 %あれば化学的に斑鉄が形成され,必 ずしも微生物の作用による反応ではないと 考えた.

本論では、石膏によって管状孔隙モデル を試作して、斑鉄を人工的に形成させる実 験を行った.そして、斑鉄が物理的・化学的 に形成できることを示し、リーゼガング帯 が孔周辺の基質の密度変化と周期的な水、 空気の進入によって形成されることを考察 した.

2. 方法

本論では、加藤・山田の卒業論文(2018) を参考にして石膏を耕盤層に見立てた粗孔 隙モデルを試作した.斑鉄形成実験では試 薬として硫酸鉄(II)七水和物を用い、硫酸 鉄(II)水溶液を調整した.この水溶液をペ トリ皿に 5 mL入れ,供試体を 25mL ステン レス円筒の刃部を下にして静置し,デシケ ーター内で毛管飽和させた.そして,毛管飽 和中のみ酸化が起きると仮定した場合と, 毛管飽和後に試験装置(Fig. 1)を用いた通 気試験で孔内に空気が通って酸化が進むと 仮定した場合の二種類の斑鉄形成実験を行 った.その条件を Table. 1 に示す.

斑鉄およびリーゼガング帯の確認は,目 視および軟 X 線撮影とその後の画像解析に よって行った.



Fig.1 斑鉄形成実験の試験装置

濃度	毛管飽和後の条件
50%	毛管飽和のみ(通気なし)
	飽和後通気3時間
5%	毛管飽和のみ(通気なし)
	飽和後通気3時間
	飽和後通気1時間
	飽和後通気 0.5 時間
0.5%	毛管飽和のみ(通気なし)
	飽和後通気3時間

Table. 1 斑鉄形成実験における条件

3. 結果と考察

斑鉄形成実験後,X線撮影のために試料 を水平方向の厚さ10 mmに切断し,断面が 滑らかになるように削った.断面を観察す ると,孔周辺に酸化鉄濃淡の周期的変化が あることが確認された.Fig.2は50%毛管 飽和のみ(通気なし)の試料の上端面であ るが,孔から外側に向かって0.9 mm周辺が 褐色,さらにその周囲0.8 mmが薄い褐色, それより孔から遠くなると濃い褐色となっ ていた.加えて,この試料の濃度階調をグ ラフ化した結果(Fig.2)から,孔隙の左側 は0.30 mm,右側は0.57 mmの位置にピー クが出ていたことが確認された.寺田

(2016)の卒業論文より,うん管状斑鉄が 形成されたと考えた.



Fig.2 50%毛管飽和のみ(通気なし)の試料(上端面)



Fig.3 50%毛管飽和のみ(通気なし)の試料(上端面)の断面グラフ

4. おわりに

本論では、植物根系や微生物の活動によ らずとも、管状孔隙周辺に斑鉄が物理的・化 学的に形成し得ることを示した.鉛直方向 に切断した試料のX線撮影により、作成し た石膏モデルには、管状孔隙周辺の密度変 化が生じていることが確認された。そのた め、実際の土壌中では孔隙周辺に基質の密 度変化があり、鉄(II)イオンを含んだ水と 空気が周期的に移動しているため、リーゼ ガング帯を形成すると考えた.

引用・参考文献

- 加藤陽香(2018):石膏による管状孔隙モデルを用 いた鉛直方向の水分移動について〜排水領域 に関する一考察〜,三重大学卒業論文
- 木村真人,和田秀徳,高井康雄(1984):水稲根周 辺における水酸化鉄,二酸化マンガン,硫化鉄 沈殿の生成,日本土壌肥料学雑誌 55巻4号
- 小島道也,佐藤幸夫,金子文宣(1979):水田にお ける斑鉄生成に関するモデル実験,日本土壌肥 料学雑誌 50巻2号
- 寺田光紗季(2016):耕盤層の構造と形成されてい る斑鉄の特徴,三重大学卒業論文
- 成岡市,廣住豊一,古谷啓(2013):干拓地水田の 耕盤層に形成された管状孔隙およびリーゼガ ング帯,土壌物理学会大会第55回
- 松岡敬二,吉田英一(2004):愛知県豊橋市高師原 台地から産する「高師小僧」,名古屋大学博物館 報告
- 山田美和子(2018): 石膏による管状孔隙モデルを 用いた鉛直方向の水分移動について~保水領 域に関する一考察~,三重大学卒業論文

土資源工学研究室 須戸 美月(指導教員:酒井 俊典)

<u>1. はじめに</u>

地盤上に構造物を構築するとき、軟弱地 盤だと構造物の荷重に地盤が耐えられない 恐れがあるため、地盤を人工的に改良する 地盤改良を行う必要がある。地盤改良には さまざまな種類があり、表層改良、柱状改 良、鋼管杭等が行われている。これらの工 法は施工による地盤内の埋没物が人工物と みなされるため、土地を手放すときに撤去 し、元の状態に戻す必要が出てくる。ま た、そのままの状態では土地の評価が下が ってしまう恐れがある。これに対し、地盤 改良工法の一種であるエコジオ工法では、 自然に存在する砕石を用いて地盤改良を行 うため、地盤内に構築された改良体は人工 物とはみなされず、撤去の必要はないと考 えられる。

ところで、エコジオ工法が施工された砕 石補強体が存在する地盤において、他の地 盤改良を実施する場合、施工に支障がない か検証する必要がある。本研究では、砕石 補強体が存在する地盤を対象に、柱状改良 施工への影響について検証を行った。

2. 試験方法

試験は、三重県松阪市飯高町田引で行っ た。まず、図1に示す位置にエコジオ工法 により砕石補強体4本の施工を行った。施 工した砕石補強体は深度が5m、直径が 420mmである。その後、柱状改良体施工 にあたって、柱状改良と砕石補強体の位置 が施工に及ぼす影響を評価するため、図1 の砕石補強体との位置関係で柱状改良を施 工した。柱状改良の施工位置は図2に示 す。砕石と柱状改良が接する「接円」、半 分だけ被る「ラップ」、砕石の真上から施 工した「内包」とした。このうちラップ は、定められた量のセメントを注入する 「ラップ(定量)」と、注入できる量を注入 した「ラップ(増量)」を行った。また、対 照実験として砕石の無い原地盤における柱 状改良である「標準」の施工も行った。写 真1は、「標準」の柱状改良を施工してい る様子である。施工した柱状改良は深度5 m、直径 500mmである。





写真1 柱状改良「標準」の施工の様子 3. 結果および考察

図3(a)~(e)は、各柱状改良施工時の施 工時間と施工深度、積算流量等の結果を示 したものである。



図3 施工時の時間・深度・積算流量

この結果、施工時間はいずれも約12分 で、積算流量は「ラップ(増量)」以外は 275(0)、「ラップ(増量)」は同じ施工時間 に対し414(0)であった。この結果、各条件 とも施工時間、積算流量に大きな違いは見 られず、砕石による施工への影響はないと 考えられる。

施工された約5mの柱状改良体にオール コアボーリングを行い、1mに3本ずつ計 15本の供試体を深度方向に採取し、一軸圧 縮試験により深度方向の一軸圧縮強度を求 めた。その結果を図4に示す。



図4 柱状改良体の深さごとの強度

表1 柱状改良体の平均一軸圧縮強度

	平均一軸圧縮強度(kN/m²)
標準	5590
接円	6360
ラップ(定量)	10760
ラップ(増量)	12120
内包	14580

表1は各柱状改良体の平均一軸圧縮強度 を示したものである。「内包」の強度が最 大で14580kN/m²、続いて「ラップ(増量)」 が12120kN/m²、「ラップ(定量)」が 10760kN/m²となった。また、「標準」と 「接円」を比べると「接円」が 6360kN/m² と大きい値を示した。ところで図4を見る と、「標準」と「接円」は深度 3.5m あたり まではほぼ同じ一軸圧縮強度を示すのに対 し、4m以降では「接円」が大きい値とな っている。これは図3に示す施工時の結果 から、柱状改良を行う施工機が深度 4~5m で往復しており、これによりセメントと砕 石が混ざり合って一軸圧縮強度が大きくな ったと考えられる。なお、原地盤の一軸圧 縮強度は14.67kN/m²で、施工後の一軸圧縮 強度は標準においても十分に大きな値を示 した。

4. まとめ

砕石補強体が施工された地盤に、さまざ まな施工位置で柱状改良を施工し評価を行 った結果、施工に大きな問題はなかった。 これらの結果から、砕石補強体により改良 された地盤において後に柱状改良を行って も問題はないと考えられる。 土資源工学研究室 高橋翔太 (指導教員:酒井俊典)

<u>1. はじめに</u>

グラウンドアンカー工法(以下,アンカ ー)は、自然斜面や切土法面などの安定化を 図るための抑止工のひとつである. アンカ ーは、構造物と地盤をテンドンで固定し、 そのテンドンに緊張力を与えることにより, 斜面を安定させる施設である. アンカーの 維持管理上の問題点として、斜面に地すべ り等が発生した際,斜面方向の移動による 曲げ変形やせん断変形がアンカーに加わる ことで, 鋼材が破断する可能性が挙げられ る. アンカーの緊張力は数百kN にも及ぶ ため、破断時にアンカーが飛出し、場合に よっては第三者被害が想定される.現在ま での曲げ変形を受けるアンカーの破断特性 の研究においては、 テンドンの破断過程の 観察を行うため、テンドンの被覆が無い状 態での評価を行ってきた.本研究では実際 の施工と同様なテンドンが被覆された状態 を対象に実験を行い、テンドンの被覆が破 断特性に及ぼす影響について検討を行った. 2. 試験装置とアンカー緒元

図1は試験装置の概略図である. 試験装置は全長 6000mm,高さ 1125mm で,定着側から 625mm の位置で油圧ジャッキによりアンカーに曲げ変位を与えるようになっている.曲げ変形を与える載荷部の拘束間隔は350mmである.使用したアンカーは、PC鋼線7本をより合わせたPC鋼より線で、降伏強度(T_{ys})は222kN,引張強度(T_{us})は261kN である.試験には4種のアンカーを使用した(アンカーA, B, C, Dと呼称する).

各アンカーの構造は, アンカーA は, PC 鋼 線 1 本毎がエポキシ樹脂で防錆加工が施さ れ, アンカーB は, エポキシ樹脂でアンカ ー全体が覆われている.また, アンカーC, アンカーD は被覆内防錆油によって防錆加 工がされている.各アンカーを写真 1 に示 す.アンカーの定着は,アンカーA, B, D はくさびを使用し,アンカーC はナットを 使用するタイプとなっている.



写真 1 各アンカー写真

3. 試験方法

試験は、まず試験装置にアンカーをセッ トし、ジャッキでアンカーに緊張力を与え て定着を行った.定着時の軸荷重は0.4Tus, 0.6Tus, 0.9Tys の3段階を目標に行った. 定着後、各アンカーに対し載荷部でジャッ キにより載荷を行い、アンカーに曲げ変形 を与え、より線が全て破断するまで行った. 試験では、曲げ変形に伴うアンカー軸荷重 を定着側で計測をするとともに、載荷部で 垂直変位の計測を行った. 試験に使用した 機器は,荷重計は東京測器社製 KCE-1MMA, 変位計はキーエンス社製 LG-G505A のレー ザー変位計で,データ収集はキーエンス社 製 NR-600NR+NR-ST04 により行った.

<u>4. 実験結果および考察</u>

図2は被覆された各アンカーの定着荷重 と初期破断時軸荷重の関係を示したもので ある. 定着荷重 0.4Tus付近の初期破断時軸 荷重は、アンカーの種類によるばらつきが 大きく, アンカーA では 114kN で破断する のに対し、アンカーB では 191kN で破断が 見られる. 初期破断時軸荷重のばらつきは 定着荷重が大きくなると小さくなり,定着 荷重0.9T_{vs}のアンカーAとアンカーBの初期 破断時軸荷重の荷重差は 17kN となってい る.図3は昨年度実施した被覆されていな い各アンカーの初期破断時軸荷重と定着荷 重の関係である. 被覆されたアンカーの初 期破断時軸荷重は, 定着荷重が小さい 0.4Tusで被覆がないアンカーに比べ小さく なる傾向が見られた. 図4はアンカーAと アンカーB について定着荷重と初期破断時 垂直変位の関係を被覆の有無で比較したも のである. 定着荷重 0.4Tusの場合, 被覆さ れたアンカーA は垂直変位が 11mmで破断 するのに対し、被覆がない場合は71mmと なっている. 一方, アンカーB は被覆があ る場合, 垂直変位が 110mmで破断するの に対し、被覆が無い場合は89mmとなって いる. 写真 1 に示すように, アンカーA は PC 鋼線が被覆により2重に拘束されている のに対し、アンカーB は被覆している保護 管が1重でかつ自由に移動できる構造であ る.このため、両者の破断時の差異は、テ ンドン被覆による拘束の影響が関係するこ

とが考えられる.







破断時軸荷重と定着荷重の関係(参考文献)



図 4 アンカーA とアンカーB の初期破断 時垂直変位と定着荷重の関係

<u>5. おわりに</u>

本研究は、実際の施工にあわせ被覆があ る条件でアンカー破断実験を行った.その 結果、破断状況はアンカーによって異なり、 一部のアンカーでは定着荷重が小さい場合 に、被覆が無い場合と比較して低い軸荷重 で破断が見られた.

参考文献

平田晃真(2018)「垂直変位を与えた各種ア ンカーの破断特性に関する検討」 土資源工学研究室 玉置 康大 (指導教員:酒井 俊典)

1. <u>はじめに</u>

11

平成23年9月初旬の台風12号の豪雨によ り,紀伊半島を中心に大きな被害が発生した. この豪雨では,三重県熊野市清水谷において, 斜面崩壊が南向き斜面のみで見られた.本地 点では被災後,南北斜面に雨量計を設置して 観測を行い,三重県の西〜北側を通過する台 風で南向き斜面での降水量が多くなる傾向が 見られることが明らかとなっている.本地点 において南北斜面で降水量差が生じる原因を 明らかにすることは,今後の豪雨時の被害発 生を予測する上で重要と考えられる.本研究 では,清水谷を対象に南北斜面で生じる降水 量差の原因を,対流圏下層の風に着目して検 討を行った.

2. 研究方法

南北斜面の降水量と対流圏下層の風との関係を調べるために用いたデータは、下記の2 項目である.

1)気象庁のメソ客観解析データにおける上空
 950,925,900,850hPaの東西成分 *u*と南北成分 *v*のうち,最も良い一致を示した 900hPaの東西成分 *u*と南北成分 *v*

2)清水谷の南北斜面で2015年1月から2018
 年9月までの期間に1時間毎に観測された前後3時間の降水量



○清水谷雨量観測点 △三重県雨量観測点図1 清水谷周辺の地形図と雨量観測地点

3. 結果および考察

3-1 清水谷の降水量差比と下層風との関係

上空 900hPa における南北成分 vの風と, 南北斜面の3時間降水量差比の関係を図2に 示す.ここで,南北成分vが正のとき,南成 分の風となる.3時間降水量においては,1時 間降水量が約30mm以上になると,南北斜面 の降水量差が顕著になることがわかっており, 本研究ではどちらかの斜面で3時間降水量 40mm以上が観測されたものを採用した.3 時間降水量差比 yは式(1)で示され, yが正の とき,南向き斜面で降水量が多いことを示す.

 $y = (a - b)/\{(a + b)/2\}$ (1)

a:南向き斜面3時間降水量[mm/3hr]

b:北向き斜面3時間降水量[mm/3hr]

対象となるデータ数は58個であり,3時間 降水量差比の母平均は,正で0.13,負で-0.04 となっている.図2より,vが大きくなるほ どyが大きくなる線形関係が見られる.この 結果,南成分の風が強くなるほど南向き斜面 の降水量が多く,北向き成分の風が強いほど 北向き斜面で降水量が多くなる傾向が見られ る.また,vとyの1次回帰式は,





3-2 回帰式からの3時間降水量差の推定

vとyの1次回帰式をもとに,豪雨により 大きな被害が発生した2011年台風12号によ る降雨イベントにおける南北斜面の降水量差 を推定してみる.推定にあたっては,清水谷 周辺3地点(大又,野口,五郷)の三重県の雨 量データを用い,前後3時間降水量の平均値 が40mm以上のときの降水量差を推定した. その結果,3地点の平均降水量は,9月1日 22時~9月5日1時が1392mmで,推定さ れる南北斜面の降水量差は199mmとなった.

3-3 各斜面で降水量差が生じた代表事例

南向き斜面で降水量が卓越した 2018 年台 風 20 号の事例を紹介する. 台風 20 号は四国 を北上した台風であり,図 3(a)に示す 900hPa の南北成分風を見ると,降雨時に 30m/s 近くの強い南成分の風が吹き,南向き 斜面で降水量が卓越している. また図 4(a)に 示す東紀州地域の降水量分布図を見ると,山 地で降水量が多くなる傾向が見られた. この ように台風や低気圧の中心が三重県の西~北 側を通過する場合,下層 900hPa の強い南成 分の風により南向き斜面で降水量が多くなり, 特に山地と沿岸部の降水量に大きな差が見ら れることがわかる.



→ v900hPa(南北成分)・●・・u900hPa(東西成分)
 図 3 各斜面で降水量差が生じた事例での清
 水谷における 900hPa 風速と 3 時間降水量の
 時系列データ



●清水谷雨量観測点 ▲三重県雨量観測点
 図 4 各斜面で降水量差が生じた事例での東
 紀州地域における降水量分布図

次に,北向き斜面で降水量が卓越した 2017 年台風 21 号の事例を紹介する.台風 21 号は, 紀伊半島の南を北東進した台風であり,図 3(b)に示す 900hPa の南北成分風を見ると, 降雨時に約 15~30m/s の強い北成分の風が 吹き,北向き斜面で降水量が卓越している. また図 4(b)を見ると,沿岸部でも 500mm 近 い降水量が見られ,山地との差が大きくない ことがわかる.このように台風や低気圧の中 心が三重県の東~南側を通過すると,下層 900hPa 北成分の風により北向き斜面で降水 量が多くなり,沿岸部と山地の降水量に明瞭 な差は見られないことがわかる.

4. <u>まとめ</u>

下層風が東紀州地域の南北斜面の降水特性 に与える影響について以下の結論を得た. (1)下層の南北成分の風によって降水量差が 生じ,それぞれの成分が強いほど南北斜面の 降水量差は大きくなる.

(2)3 時間降水量差比と 900hPa の南北成分の 風との関係から求めた回帰式を用い, 2011 年 台風 12 号の南北斜面における降水量差を推 定すると, 199mm となった.

(3)台風や低気圧の中心が三重県の西~北側 を通過すると、南向き斜面で降水量が多くな り、山地と沿岸部での降水量に大きな差が見 られるのに対し、台風や低気圧の中心が三重 県の東~南側を通過すると、沿岸部と山地の 降水量に明瞭な差は見られない傾向を示す. 水資源工学研究室 青柳美幸 (指導教員:近藤雅秋)

1. <u>はじめに</u>

三重県津市に位置する農業用ため池の大沢池 では、ヒシの繁茂が確認されている.ヒシは1 年生の浮葉植物で、ため池の水質浄化や生態系 保全に寄与する.しかし過度に繁茂すると、水 質悪化や生態系への悪影響、悪臭等の問題が生 じかねない.

本研究では、水中の光環境に注目し、ヒシ群 落の密度と、それによる水中の光環境との関係 を探ることを目的とした.

2. 実験水槽と供試葉

本実験で用いた水槽は、反射による測定値の 乱れを防止する目的で側面を遮光カーテンで覆 った.また、ヒシ株のサンプルから求めた平均 面積となるようにツワブキの葉を数枚張り合わ せ、これを1株としてヒシ株に見立てて水面に 浮かべ、本実験を行うこととした.

3. 実験手順

株数の増減や配置パターンの変化によって光 量子量や消散係数の変化,さらに占有密度や分 散値の変化などに関連があるかを調べるため水 理実験室中庭で実験を行った.直径 100 cmの透 明アクリル製水槽に学内水道水を高さ 86cm ま で張り,株数や配置パターンを変えた全 31 パ ターンの株を毎回水面に配置し,1分間の光量 子量を測定した.葉の配置は水槽上部から撮影 した.光量子量は水面からの鉛直下向きの距離 -5,5,25,45cm の4点で同時に測定した.

4. <u>結果及び考察</u>

水中の光は次式に従うこととした.

 $I_z = I_0 e^{-kz}$

- ここで, Iz: 水深z[cm]での光強度
 - I₀:水面直下の光強度
 - k::消散係数

なお,水面直下の光量子量*I*₀と消散係数*k*は最小二乗法から決定した.

まず表1をもとに測定結果を株数の少ないグ ループ(2~9株)と多いグループ(10~15株) に分けた.図1に株数の少ない2~9株における 占有密度と消散係数の関係を示す.占有密度に よらず消散係数はほぼ一定を示した.図2では 株数の多い10~15株における占有密度と消散係 数の関係であり,占有密度の増加に伴って消散 係数も増加した.さらに,図3に示すように占 有密度と分散値は比例関係にあることが分かっ た.よって株数が増加する時,その占有密度が 約60%に達して初めて,消散係数も増加すると 言える.

表1. 株が水槽水面に占める割合

株数	占有密度(%)	株数	占有密度(%)
1	6.9	10	69.1
2	13.8	11	76.0
3	20.7	12	82.9
4	27.6	13	89.8
5	34.6	14	96.7
6	41.5	15	103.7
7	48.4		
8	55.3		
9	62.2		



図1. 低密度下の占有密度と消散係数の関係

12







図3. 占有密度と分散値の関係

これらを大沢池に当てはめて考察すると,初 夏に葉が成長する(株の占有密度0~約60%) 時期の水中の光量子量には大きな変化はみられ ないが,さらに葉が茂る真夏の(占有密度が 100%に近づく)時期は,水中の光量子量も 段々と減少する.そして秋季に葉が枯れ沈む と,光量子量はまた春~初夏の時期の様子に戻 ると推定できる.なおこの考察は水は学内水道 水で,ヒシの葉のみを考慮した学内実験を基に しているため,単純に適用できないが次節で推 定を試みる.

5. 大沢池の光環境の年間推定

Clear Sky Model を用いて大沢池における年 間の光強度を取得した. さらにこれと大沢池の 月別の水面画像から求めたヒシの占有密度や本 実験で得られた消散係数等の値を用いて,正午 の大沢池水中の光量子量を推定した. 図4はそ の結果である.

ヒシが水面で繁茂し光量子量が小さくなる5 月~11月頃について,5月~7月(初夏)と10 月~11月(秋季),7月~10月(真夏)に分け てみる.初夏と秋季は冬季に比べると光量子量 は低下するが,大きな差はみられない.一方真 夏では光量子量は大きく低下している.

6. <u>まとめ</u>

ヒシ群落は水面で粗密が形成できる程度の低 密度の場合,安定した光環境を生み出す.しか し過剰な繁茂は水中の光量子量を大きく減少さ せ,豊かな光環境と呼べる状態ではなくなる.



図4. 大沢池における正午時の光量子量の推定

水資源工学研究室 三島騎羅 (指導教員:加治佐隆光)

<u>1. はじめに</u>

鈴鹿市にある石垣池は、白江野用水から受水 して、玉垣地区の田に農業用水を配給している。 富栄養化の様相を呈しているが、池内のカワウ、 流入濃度など多くの原因が予想され不明瞭で あり、対策案もたてがたい。水質のデータ量も 十分ではない。

本研究では、現地観測、資料収集、ワンボッ クスモデル(池の水質が完全混合状態で定常 状態であると仮定)の基礎式、および感度分析 の考えを元に、入力データを色々と設定し、ど の要因が石垣池の栄養塩濃度を左右している かを探る。

2. アプローチ

図1から考えられる水質濃度(全窒素濃度、 全リン濃度)の悪化の原因 1.流入する水量 (Qの影響) 2.流入水質の影響 (φinの影響) 3.鳥の糞 (Nbirdの影響) 4.滞留時間(Vsedの影響) 5.気象状況 {(雨量-蒸発) Reの影響 }





(2)

 $Vsed \times A_{pond} + Q + Re \times A_{pond}$



図2 平野川から石垣池までの調査地点

	1.Q	2.φin	3.Nbird	4.Vsed	5.Re							
	非潅漑期 0 m³/day	H26~29 年の石垣池	0 羽	相模湖 (文献)	雨量 1.8 mm/day							
最小値	(現地調査で水路に流れが	流入地点の生データ		有機態窒素全体	(鈴鹿市の最低降雨量							
の設定	なく、自流域もない)	全窒素濃度 1.00 g/m ³		0.07 m/day	約 54.0 mm/月)							
		全リン濃度 0.07 g/m ^³		有機態リン全体	蒸発 5.0 mm/day							
				0.22 m/day	(H28 年の津の計算値)							
中央値	最小と最大の平均	平均	平均	平均	平均							
	潅漑期約 11836.8 m³/day	H26~29年の石垣池	100 羽	相模湖 (文献)	雨量 8.0 mm/day							
最大値	= 472600 m² (白江野用水の	流入地点の生データ	(現地	有機態窒素全体	(鈴鹿市の最高降雨量							
の設定	受益面積 2.36 kmの約 20%)	全窒素濃度 3.70 g/m ³	観測)	0.68 m/day	約 240.0 mm/月)							
	×0.025m/day (減水深)	全リン濃度 0.30 g/m ³		有機態リン全体	蒸発 5.0 mm/day							
				3.08 m/day	(H28年の津の計算値)							

表1 各要因の設定値(最小値、最大値)

3. 結果

3-1.電気伝導率の調査

図 2.3 から、池の上流には水路沿いに工場が 分布していたが電気伝導率の急上昇は見られ ず、工場からの栄養塩の流入は伺えなかった。 3-2.各要因の φ_{pond} に対する感度

表 1 中の各要因の最小値、最大値を(2)式に 代入(他の要因は中央値を代入)し、全窒素・ 全リンそれぞれ 10 通りの池内の濃度 φ_{pond} を 表 2 にまとめた。表 2 から図 4.5 を作成した。 その結果、φ_{pond} の最小値と最大値の差が大き くなった要因は、全窒素濃度・全リン濃度とも に沈降速度 Vsed であった。

3-3.実測値との違い

池内の全窒素濃度(計算値)が H26~29 年の 石垣池流出地点の実測値 0.520~1.800g/m²に 収まるのは、沈降速度最小値(0.07m/day)の ときの 0.994g/m²であった。

池内の全リン濃度(計算値)は H26~29 年の 石垣池流出地点の実測値 0.110~0.470g/m²に収 まらなかった。最も近くなるのは沈降速度最 小値(0.22m/day)のときの 0.041g/m²であった。

<u>4. 考察</u>

仮に全リンに全窒素の沈降速度最小値を代 入すると池内の全リン濃度は0.092g/m²となり 実測値と近い値になる。この全窒素と同じ大 きさの全リンの沈降速度は窒素とリンを含む デトリタスが沈降していく様子を想起すれば より適切で合理的な速度の大きさに思える。

今回、石垣池内の水質濃度に関して近似的な 感度分析を試した。その結果、特に全窒素につ いては沈降速度の感度が高く、小さい沈降速度 が特徴的であった。この小さい沈降速度は、水 深の浅い池の底にあるヘドロの巻き上げを想 起させる。このことが水質改善の手がかりにな ると思う。



図 5 各要因の最小・最大に起因した池内の濃度 φ_{pond} (全リン濃度)の差

表 2 表 1 を(2)式に代入して得られた池内の濃度 φ_{pond} (全窒素濃度、全リン濃度) 単位 g/m³

各要因の設定	1.Q	2.qin	3.Nbird	4.Vsed	5.Re
最小値 (全窒素濃度)	0.002	0.121	0.281	0.994	0.284
最大値 (全窒素濃度)	0.503	0.443	0.284	0.164	0.280
最小値 (全リン濃度)	0.001	0.003	0.006	0.041	0.007
最大値 (全リン濃度)	0.012	0.010	0.008	0.004	0.007

深層学習を用いた農業用水の水需要量予測

水資源工学研究室 本村侑哉(指導教員:加治佐隆光,伊藤良栄)

1. <u>はじめに</u>

近年,営農形態や作付け品種の変化に伴う用 水時期の早期化・長期化により,農業用水需要を 的確に予測し,それに基づく水管理を行うことが 困難になってきている。

第3次AIブームの真っ只中である現在,AIを 用いた予測手法に関する研究が盛り上がりを見 せている。その一方,農業用水需要予測に適用し た研究は少なく,わずかに槻瀬(2018)の試みがあ るのみである。

本研究では、槻瀬(2018)に従い中勢用水をモ デル地区とし、深層学習を用いた農業用水の水 需要量予測が可能か再検討した。さらに、最も予 測精度が高くなる学習手法や説明変数の最適化 を試みた。

2. 研究方法

2.1 目的変数

今回研究対象とした中勢用水地区では水需要 量のデータが得られなかったため,以降の計算で は取水量の実績を水需要量として扱った。

目的変数は、中勢用水土地改良区事務所に蓄 積されている2016年1月1日から2018年10月 31日までの幹線水路(2路線)及び頭首工(4か所) の日単位取水量実績(m³/day)を採用した。なお、 予測期間は2018年4月20日から2018年10月 31日の195日間とした。

2.2 説明変数

説明変数は、津地方気象台で観測された同期 間の1日あたりの降水量(mm/day)、平均気温 (℃)、日照時間(hour/day)に加え、安濃ダムの有 効貯留量(m³)及び中勢用水の水利権量(m³/day) を採用した。

2.3 深層学習モデル

LSTM, CNN, GRU, QRNNの計4つの学習手 法で計算を試みた。いずれの手法でも,予測日 前日から過去 60 日間分の説明変数を1 セットと して入力し,目的変数である予測日の取水量を出 力するモデルとした。

最適化手法は Adam, 学習率は 0.001 を採用した。説明変数は Z-Score Normalization, 目的変数は Min-Max Normalization により正規化した。

2.4 モデルの評価基準

基本的には予測値と実測値の RMSE を基準と した。しかし、実用面も考慮して、予測値と実測値 のグラフの形状の一致度合い、さらに取水量が急 増または急減する時期をどれだけ捉えているかを 含めて総合的に判断した。

- 3. <u>結果及び考察</u>
- 3.1 <u>槻瀬(2018)モデルの改良</u>

取水量及び気象データを訓練,検証及びテス トデータに分割,さらに情報の漏れを減らすため, データの分割前にランダムにシャッフルさせずに 訓練した(図 1)。



図 1 実測値と予測値の比較(槻瀬(2018)モデル)

気象データのみを入力した場合,予測精度が 悪く,改善の余地がある結果となった。

3.2 説明変数の追加

そこで、気象データに加え、安濃ダムの有効貯 留量(m³)及び中勢用水地区内の水利権量 (m³/day)を説明変数に追加し、予測精度がどの程 度改善されるか比較した。

安濃ダムの有効貯留量,水利権量のいずれか を説明変数に追加した場合(図 2),両方を追加し た場合(図 3)のいずれでも予測精度が向上した。



また、これまでエポック数は1,000としていたが、 100 に減らした際の予測精度を検証した(図 4)。





若干予測精度が向上した。計算時間も考慮 し、エポック数は100を採用すべきと考えた。 3.3 別期間のデータセットを用いた検証

槻瀬(2018)が使用した取水量データの中で, 欠測値のない範囲を学習用データとし,本研究で 使用した取水量をテストデータとした(図 5)。

予測結果は実測値と概ね一致しており,学習 用データセットとテストデータセットの期間が不連 続の場合でも予測可能であった。土地改良区で のヒアリングにより,中勢用水では供給主導型の 水管理がなされていることが分かった。そのため, 年毎の取水量に大きな変化が見られず,深層学 習を用いた予測でも同様の傾向が再現できた。



図 5 実測値と予測値の比較(別期間のデータセット) 3.4 他の学習手法による検証結果

最後,他の学習手法に変えることで予測精度 が向上するか検証した(図 6)。各学習手法におけ る計算条件を表1に示す。

表 1 計算条件 CNN GRU **QRNN** エポック数 100 1,000 1,000 ウィンドウサイズ 5 180 実測値 0.8 CNN RMSE=0.163 0.6 正規化取水量 GRU RMSE=0.112 0.4 ORNN RMSE=0.172 0.2 4/20 6/77/26 10/319/12日付

図 6 実測値と予測値の比較(学習手法の比較)

いずれの学習手法も予測精度の向上は見られ ず,水需要量予測において LSTM が最も高い予 測精度を発揮することが分かった。

- 4. <u>まとめ</u>
- 深層学習を用いた水需要量予測は可能。
- 学習手法として LSTM が最善。
- ダムの有効貯留量,水利権量のいずれも取
 水量予測に重要な因子。
- 中勢用水の供給主導型水管理が深層学習 でも再現。

参考文献

槻瀬(2018)「機械学習を活用した農業用水需要の予測手法」

水資源工学研究室 山中理奈(指導教員:加治佐隆光,伊藤良栄)

1. <u>はじめに</u>

パイプライン化に伴い, 電気代が農家の新たな 金銭的負担となる。無駄水の発生等による水使用 量の急激な増加を確認するために毎朝揚水機場 で稼働時間を記録する農家もいるが, 水管理負 担軽減のために導入したパイプラインが, 逆に農 家に負担をかけるというのは矛盾している。

メータ画像から数字を読み取る技術は確立され ているので、それらを用いてシステム化すればよ いのかもしれない。しかし、高額な特許使用料が 必要なので、農業現場での適用は難しい。

そこで、本研究では使用料がかからないオープ ンソースを用いて、揚水機場のメータ画像から稼 働時間を求めた。さらに、誤認識がある程度発生 した場合でも自動的に数値を修正する後処理プ ログラムにより、大きな矛盾のないデータが得られ る見える化ツールを作成した。

2. <u>検証に用いた画像</u>

2.1 <u>室内実験</u>

開発ツールの使い方や画像処理に慣れるため,照明条件が一定の室内で予備実験を行った。室内実験では,揚水機場で使われているメータに類似したコインカウンタをデジタルカメラで撮像した画像を用いた。

2.2 実揚水機メータ画像を用いた実験

室内実験後,実揚水機メータ画像を用いた検 証を行った。対象は,桃園西部土地改良区の牧 揚水機場である。タイムラプスカメラを用いて,2台 ある揚水機の積算稼働時間を1時間間隔で撮影 した。SD カードに保存された動画ファイルを適宜 回収し,fmpeg を使って静止画像に分割変換し た。撮影期間は6月から8月である。揚水機場に は照明がないため,すべての画像で数字の読み 取り可能であった6時から17時の画像を用いた。

3. 研究方法

画像から数字を読み取る際に,余分な部分を

排除するために前処理を行い,一桁ずつの数字 画像を得た(図 1)。室内実験では手動で数字部 分を切り取ったが,揚水機メータ画像ではツール に汎用性を持たせるために, OpenCV の輪郭抽 出機能を改良して,自動的に数字部の画像を取 り出した。



図 1 揚水機メータの画像処理の流れ

画像を用いた文字認識には、Tesseract OCRと 深層学習の2つの手法を試した。OCRでは白黒 画像が必要なので、二値化処理を行った。二値 化する際の閾値を変化させることで正解率がどう 変わるか調べた。深層学習にはTensorFlowを用 い、手書き数字画像の認識を行うチュートリアル である Deep MNIST for Experts という既存のプロ グラムを適用した。学習手法は画像認識の分野で 優れた性能を発揮する CNN を用いた。

4. <u>結果及び考察</u>

4.1 <u>室内実験</u>

1 桁の数字画像 267 枚を用いて二値化の閾値 を変化させた結果, 閾値が 210 の時に正解率が 99.25%と最も高くなった。閾値による二値化画像 の変化を図 2 に示す。



図 2 閾値による二値化画像の変化

室内実験では光の条件がほぼ同じで,なおか つ画像も鮮明だったので,このような条件下であ れば OCR による画像認識で十分な正解率を得られることが分かった。

4.2 実揚水機メータ画像を用いた実験

2017 年 6/2 16:00~8/28 15:00 の画像 733 枚 を用いた。なお以下の解析では、期間中ほとんど 数値が変化しない千の位と影響の小さい小数点 以下を除く3 桁のみを対象とした。

閾値を変えた OCR で1号ポンプの3桁全てが 一致した正解率は, 閾値が140の時で79.67%で あった。大津の二値化や適応的しきい値処理, バ イラテラルフィルタなども試したが, いずれも正解 率はそれほど改善されなかった。

そこで、深層学習による数字認識を試みた。学 習データに2018年の1桁の数字画像6,500枚を 用いて、1バッチを50個、1,500バッチ分の学習 を行って2017年の画像の数字を予測させた。同 じ学習データを用いてもTensorFlowでは毎回予 測が異なるため、学習は10回行った。深層学習 10回分の正解率の平均は、1号ポンプで90.06%、 2号ポンプで96.10%、全体で93.08%であった。以 上の結果より、時刻によって光の条件が異なり、 認識対象の画像が比較的不鮮明である揚水機メ ータの画像認識では、深層学習を用いる方が推 定精度が高いことが分かった。

4.3 数字自動修正プログラム

深層学習を使ってもそれなりの誤認識が見られ たので、これを自動的に修正する数字自動修正 プログラムを作成した。

積算稼働時間が対象なので,修正すべき矛盾 データとは,前後の数字との差分値が経過時間 内に収まらない場合である(例えば,1時間前の データが2,450,1時間後のデータが2,750など)。 矛盾データを発見すると,修正対象の時刻以降 で修正値としてあり得る値が見つかればその数値 に変更し,無ければ前の時間の数字と同じにする (図 3)。これは,誤認識される数字はメータが回転 途中で数字が切れている場合に多いので,完全 に切り替わった数字が誤認識した時間以降に必 ずあるという仮定に基づいている。

作成した自動修正プログラムに深層学習で得

られた結果を入力すると、全体の正解率は98.67% に向上した。また、目視で読み取った値と修正値 との差が±1以内を許容範囲とし、修正後の結果 がこの範囲内に収まる割合を妥当性と定義した。 妥当性は99.99%で、学習7の1つの数字以外 は、妥当な数字を得られた(表 1)。



図 3 修正対象が7時~16時の場合のルーチン

表 1 修正後の正解率と妥当性

	1号力	ミンプ	2号オ	ペンプ	全	体
	正解率(%)	妥当性(%)	正解率(%)	妥当性(%)	正解率(%)	妥当性(%)
学 昭1	99.18	100	98.77	100	98.91	100
学習2	98.77	100	98.23	100	98.50	100
学 習3	99.05	100	98.50	100	98.77	100
学習4	98.91	100	98.64	100	98.78	100
学習5	98.91	100	98.64	100	98.77	100
学習6	98.64	100	97.95	100	98.30	100
学習7	98.91	100	98.09	99.86	98.50	99.93
学習8	98.77	100	98.91	100	98.84	100
学 留9	98.91	100	97.82	100	98.37	100
学習10	99.05	100	98.91	100	98.98	100
平均	98.91	100	98.45	99.99	98.67	99.99

5. <u>まとめ</u>

室内実験画像のように、光の条件が同じで、認 識対象が鮮明に写っていれば、OCR で精度高く 数字を認識できた。いずれも満たしているとは言 えない画像が含まれる揚水機メータ画像では、深 層学習を用いた画像認識の方が精度は高かっ た。深層学習で誤認識された1割弱の数字も、今 回開発した数字修正プログラムを介すことにより、 平均 99.99%の妥当性で揚水機稼働時間を得るこ とができた。以上の成果から、オープンソースを用 いて実用上農業用水利用の見える化を図ることが できたといえよう。 水資源工学研究室 和田泰士 (指導教員:近藤雅秋)

<u>1.はじめに</u>

都市化が進む現代では、農業用のため池 周辺地域に多くの商業施設や住宅地が軒を 連ねている。そのようなため池では、排水 路などを通じて窒素やリンなどの環境負荷 物質が流入している。このことから、アオ コの発生といった水質の悪化問題が発生 し、ため池としての機能が損なわれてしま う危険性がある。そのため、農業用ため池 として機能を果たしているのかどうかを把

本研究では、ため池が農業用ため池とし ての役割を十分に果たしているのかを水質 の面から検証した。

<u>2.研究方法</u>

握する必要がある。

三重県津市で夏季に水生植物であるヒシ が確認される大澤池、水生植物が一年を通し て確認できなかった嘉満池を本研究の調査 対象池とした。

大澤池では先行研究として 2017 年から水 質のデータを集めており、2018 年は 5 月よ り水質調査をはじめ、12 月まで各月 1 回実 施した。調査項目は表 1 に示す。

現場測定	室内測定		
		濾過なし水	濾過水
木温(℃)	濁度(度)	0	
水素イオン濃度 pH	化学的酸素要求量 COD(mg/L)	0	
電気伝導度 EC(μ S/cm)	全窒素 T-N(mgN/L)	0	
溶存酸素 DO(mg/L)	全リン T-P(mgP/L)	0	
透視度(cm)	アンモニア性窒素 NH4		0
	N(mgN/L)		
水深(cm)	亜硝酸性窒素 NO2-N(mgN/L)		0
流速(cm/s)	硝酸性窒素 NO3-N(mgN/L)		0
	オルトリン酸 PO4-P(mgP/L)		0
	D = D = D = J + D = D = D = D = D = D = D = D = D = D	0	

表1 測定項目

<u>3.結果</u>

図1は大澤池におけるヒシの繁茂の度合を 目視より各地点を総合的に判断し、グラフ化 したものである。また図2から図8に、大澤 池池水、大澤池流入水、嘉満池における pH、DO、EC、クロロフィル a、T-N、T-P、COD濃度を示す。



















pH においては 3 地点とも農業用水基準値 からみて高い数値を示しており、各池の水に おいてアルカリ化が進んでいることが分か る。DO は大澤池池水のみ夏季に低下してい る。夏季はヒシの繁茂率が高くなっている時 期であるためヒシによって酸素が消費され たと考えられる。EC は大澤池池水の方が嘉 満池より高くなっている。つまり、嘉満池が 最も不純物 (電解質) が少ないことが分かる。

また、栄養塩類を見ていくと、T-N は流入 水のみ高く、大澤池池水、嘉満池においてあ まり変化は見られない。T-P は各池水 12 月 を除いて近しい値となっている。COD は基 準値が 6mg/L 以下と定められているが大澤 池池水、嘉満池はどちらも満たしてはいない。 4.考察とまとめ

表2に農業用水基準値と2018年の灌漑期 間平均における大澤池流入水、大澤池池水、 嘉満池との比較を示す。

大澤池池水は pH、COD、T-N は基準値を 超える結果となった。大澤池池水の T-N は流 入水の約半分の数値となり、池水内で富栄養 化を抑える働きがあることが分かる。一方で 大澤池池水の COD に関しては流入水と比較 すると、4 倍ほどの数値であり、基準値の 2 倍の数値を記録した。したがって大澤池の池 水は栄養塩類に関しては水生植物であるヒ シ等によって富栄養化を抑制されているが、 水質から観て農業用ため池としての役割を 十分に果たしていないといえる。

表2 農業用水基準との比較

2018 灌漑期 5月~8月	基準値	大澤池 流入水	大澤池 池水	嘉満池
pH	6.0~7.5	7.38	△ 7.51	△ 7.58
COD(mg/L)	6mg/L以下	3.25	▲ 12.0	▲ 15.5
DO(mg/L)	5mg/L以上	8.78	7.78	8.48
T-N(mgN/L)	1mgN/L以下	▲ 2.41	△ 1.10	△ 1.14
EC(μ S/cm)	300	200	127	62.1
NH4-N(mgN/L)		0.051	0.033	0.030
NO2-N(mgN/L)		0.016	0.008	0.013
NO3-N(mgN/L)		1.36	0.115	0.087
T-P(mgP/L)		0.036	0.048	0.031

▲:農業用基準値から2倍以上超えている △:農業用基準値を超えている

鈴鹿市の景観に対する意識調査

応用地形学研究室 海野瑛輝

1. はじめに

高度経済成長以降、日本では都市開発 及び観光地の設立で経済性や効率性を優 先したため、宅地開発が進み、自然景観 や伝統的街並みから地域特性が喪失し た。高層マンションの設立を機に景観破 壊問題も発生し、人々の景観に対する意 識は高まりつつある。

同じ景観であってもさまざまな志を抱 く大学生(同一世代)によって捉え方は 異なる。(柴田 2018)

本研究では 2010 年の鈴鹿市景観計画 で "鈴鹿市の個性を彩る景観拠点、景観 軸"に指定された次の9地点、海岸景観

(①鼓ヶ浦の白砂青松、②江島公園)、駅 前の市街地景観(③白子駅、④平田町 駅)、眺望景観(⑤岸岡山緑地、⑥桃林 寺)、自然景観・農村景観(⑦セントラル グリーン)、歴史的・文化的景観(⑧佐々 木信綱生家主屋)、鈴鹿サーキット周辺の 景観(⑨鈴鹿サーキット)に対する各年 代の人々の認識を理解し、景観の価値を 明らかにすることが目的である。

2. 研究方法

本研究では景観評価・景観保全の認識 を問うアンケートを作成し、上記①~⑥ の鈴鹿市の景観を各年代の人々に対して 調査を実施した。また当地域の景観の価 値を数値化し、景観保全の在り方につい て考察した。

3. 研究対象地

鈴鹿市景観計画に指定された地点の周 辺では大規模な建築に際し、市への届け 出が必要であり、各地点で景観の誘導が なされてきた。



図1 本研究の景観評価地点

4.アンケート調査結果

アンケート調査の結果、駅前の市街地 景観と眺望景観では10代、20代で比較 的評価点が高く、自然景観は60代以上 が"残していきたい""鈴鹿市の個性を彩 る景観の一つと感じる"の割合が高い。 各世代で景観評価に差異がある。景観保 全活動内容は、清掃活動、地域住民が主 体となった活動、学校教育などイメージ しやすく、取り組みやすい内容であっ た。支払意思額と各評価項目の関係を見 ると残したいと思う割合は強い相関関係 にあり、鈴鹿市の個性を彩る景観の一つ と感じる割合は中程度の相関関係にあっ た。



図2 景観保全活動内容



図3 景観評価の世代別の結果(人)



図 4 支払意思額と"景観を残したい" 割合の関係



図5鈴鹿市の個性を彩る景観の一つと感じる割合と"景観を残したい割合"の関係

表1 景観評価の結果

対象地区	残したい と思う割 合(%)	評価点	鈴鹿市の個性を 彩る景観の ひとつと感じる 割合(%)	支払意思報
12	89	4.19	64	850
34	59	3.53	34	694
56	70	3.88	41	714
7	41	3.64	32	632
8	81	3.93	62	853
9	69	3.77	32	779

5. まとめ

本研究で以下のことが分かった。

・各年代(特に若い世代)の景観保全活動への参加意欲の低さ

・世代間の景観認識の相違

6. 今後の課題

景観保全活動への参加意欲向上のた め、SNSなどを用いた景観保全活動へ の情報提供が必要であろう。景観認識向 上により魅力を世代間で共有できるワー クショップの開催も必要であろう。

7. 参考文献

鈴鹿市HP

http://www.city.suzuka.lg.jp/

柴田寛太郎(2018)大学生の考える津市の景観

応用地形学研究室 北尾彩夏 (指導教員:春山成子)

1. はじめに

三重県東紀州ではジオパークへの登録を 目指し、6 年前から東紀州ジオパーク構想 推進委員会が活動している。また、東紀州 地域は特殊な気候・地質・地形を持ってお り、これらが東紀州の社会、産業に与えて いる影響は大きい。地場産業を支えるため に東紀州においてもジオパークへの登録が 望まれる。

本研究ではジオサイトとしての注目が低 かった「滝」のジオパーク登録への意義を 考えたい。ここでは①滝の落差や勾配、緑 被率・水面率を明らかにする。②滝への心 理認証を明らかにする。③滝のジオパーク での役割を明らかにする。この3つを目的 として設定した。

2. 研究方法

本研究では滝が与える心理的認証への理 解度、ジオパークの認知を問うためのアン ケート用紙を作成し、ジオパークのジオガ イドを担うことができる世代として三重大 学に在籍する学生を対象にアンケート調査 を 2018 年 10 月に実施した。選定した「滝」 の特質を表すものとして落差、勾配、緑被 率・水面率等を分析し、その結果から東紀 州ジオパーク登録に向けた考察を行った。

3. 研究対象地

本研究では、東紀州に属する三重県紀北 町、尾鷲市、熊野市、御浜町、紀宝町の2 市3町を対象地域としている。この地域の 中から代表的な①清五郎滝(紀北町)②馬越 不動滝(尾鷲市)③城山・女王の滝(尾鷲市) ④布引の滝(熊野市)⑤荒滝(熊野市)⑥不動 の滝(御浜町)⑦飛雪の滝(紀宝町)⑧浅里・二 の滝(紀宝町)をジオサイトとしての意義を 分析する対象として選定した。

4. 調査結果

4.1 地質学的背景

紀伊半島では約 1400 万年前に火山噴火 があり、現在この火山活動が残した地質遺 産が多くみられる(赤嶺秀雄,1991 年)。岩石 は斑状花崗岩が多くみられ、性質は岩体中 に割れ目が柱状にできる柱状節理が発達し ている。また、紀伊山地は曲隆山地であり 標高が高い。岩石節理の割れ目に沿った崩 壊によって河床に段差ができ、大きな落差 の滝が多く形成されたと考えられる。

4.2 緑被率・水面率の算定、勾配の算定

選定した「滝」の景観写真をメッシュ化 し、メッシュ図を作成(図1)し、そこから 緑被率・水面率等を算定した。

「滝」の勾配算定には国土地理院地図を 用い、滝の位置から断面図を作成(図 1)し、 勾配を算出した。図化したところ断続的に 岩石が削れているものや複数段になってい るものなど特徴がみられた。



図1 滝のメッシュ図と勾配(飛雪の滝)

4.3 緑被率・水面率と評価点の比較

表1 緑被率・水面率と評価点の比較

滝の名前	落差	勾配	落差の	の水面率(%)	滝	壺の水面率(%)	水面率(%)	岩石率(%)	緑被率(%
清五郎滝	30	1/3.06		49.26			49.26	49.58	
馬越不動滝	20	1/3.15		3.94			3.94		83.90
城山・女王の滝	25	1/0.60		9.20		8.70	17.90	3.77	78.33
布引の滝	53	1/2.23		1.81			1.81	15.10	81.94
荒滝	25	1/1.52		6.08			6.08	7.39	86.54
飛雪の滝	30	1/1.07		12.97		8.05	21.02	13.79	61.58
浅里・二の滝	1	1/0		1.48		46.30	47.78	44.50	7.18
不動の滝	20	1/1.80		4.76			4.76	46.31	48.1
滝の名前		迫	Ъ	安らぎ		静寂	リラック	ス	
清五郎滝			4.43	2.0)3	2.50	2.	07	
馬越不動滝			1.73	3.8	37	3.97	3.	90	
城山・女王の	D滝		3.83	2.9	93	2.50	3.	00	
布引の滝			2.63	3.0)3	3.17	3.	30	
荒滝			3.97	3.2	23	2.67	3.	07	
飛雪の滝			4.47	3.1	17	2.47	3.	30	
浅里・二の滝	ŧ		1.83	4.1	10	4.03	4.	03	
不動の滝			3.27	3.3	30	3.13	3.	50	

4 つの要因を分析した結果を数値化して 比較してみた結果、大きく3 つのことが分 かった。①落差の水面率が高いと迫力があ る。②全体的な水面率が高くその中でも滝 つぼの水面率が高いと安らぎ,静寂,リラッ クスに繋がる。③緑被率が高くても岩石率 が低いと安らぎ,静寂,リラックスは低くな る。「滝」の景観写真では撮影者により景観 の捉え方は異なるものの水面率・緑被率は 滝の評価点に影響し得るが、滝の落差や勾 配は滝の心理認証に関連しないといえる。 4.4 ジオパーク認知について

2018年2月に行った熊野市で行った全世 代を対象とした認知調査ではジオパークを 知らない人が約67%であった。また、ジオ パークへの登録に向けて活動している団体 の存在を知らない人は約89%であった。 2018年10月に行った本研究の認知調査で はジオパークを知らない人は約83%におよ び若年層の認知度は低いと言える。また、 東紀州の観光地への認知についての問いは 約60%が熊野古道を示しており、世界遺産 への認知度は高い。東紀州において観光地 として滝を訪れたいと回答した人は約50% であった。また、滝のジオサイトとしての 役割を問う設問では遊び・楽しみの項目が それぞれ約37%、親しみが約16%、歴史・ 学びが約 5%という結果になり、若者にと って滝はレジャーとしての利用が望まれて いることが分かった。

5. 結論

滝が人に与える心理印象については、勾 配や落差は関係なく、写真内の水面率等が 滝の印象を決めることがわかった。滝をジ オサイトとすることで地質的意義のみなら ず、観光地的な要素について着目すること が必要である。今回取り上げた馬越不動滝 は熊野古道の馬越峠に位置しており熊野古 道と連携した観光地化が可能である。また、 飛雪の滝はキャンプ場が併設されており、 レジャーとしても利活用度が高い。

6.残された課題

東紀州には以下の図に点で示したように 多くの滝が点在している。



図2 東紀州の滝分布

これらの滝をどのように観光地化し、利 用するのかが課題となる。また、これから ジオガイドを担うことができる若い世代の ジオパークの認知度をあげる必要がある。

<u>7. 参考文献</u>

観光三重,紀北町,尾鷲市,熊野市,御浜 町,紀宝町ホームページ

小寺倫明(2013)「地域資源活用による地域 活性化の可能性」

四日市市における大気汚染について-アンケート調査をもとにした分析-

応用地形学研究室 中嶋 善太 (指導教員:春山 成子)

1. はじめに

19

1960年頃、四日市市にて四日市公害問題が 発生した。2015年3月には「四日市公害と環 境未来館」が四日市公害の歴史と教訓を次世 代へ伝え、環境改善の取り組みから得た知識 や経験を国内外に情報発信するため開館し た。この四日市公害についての研究には北畠 (2002)、生川(2017)などがあり、四日市公害

と環境未来館の持つ役割などが明らかにされ ている。しかし現在の四日市市民が大気汚染 についてどのように認識しているかについて の研究は無い。そこで本研究では、四日市市 の大気状況の維持・改善を考えていくため、 現在の四日市市民がどのように大気汚染問 題・四日市市の大気状況を認識しているのか 分析するため、アンケート調査を試みた。

2. 目的

四日市市市民の大気汚染問題・四日市市の大気状況への認識を明らかにすること。

3. 調査地

調査地である三重県四日市市は石油化学産 業を主とする工業都市であり、中京工業地帯 の一角をなしている。四日市市は磯津や楠な どの市内11箇所に大気状況を監視するための システムを設置している。2018年現在、これ らのシステムの示す値は全て環境基準値を下 回っており。四日市市の大気状況は良好であ る。また四日市公害による大気汚染の主な原 因物質である亜硫酸ガスの濃度は1967年がピ ークを示したが、それ以降に数値は減少して いる。1980年以降は三重県の環境保全目標値 である 0.017ppm を下回っている。



図1 四日市市の亜硫酸ガス濃度の変遷

4. 調査方法

文献調査で現在の四日市市の大気特性を調 査した。また四日市公害と環境未来館にて四 日市ぜんそくと大気汚染に関する展示と訪問 者等についての調査を行った。その後大気汚 染への認識を問う設問を主としたアンケート を作成し、四日市市市民を対象に平成30年9 月下旬から10月中旬にかけて近鉄四日市駅周 辺にてアンケート調査を実施し、106部を回 収した。また、アンケート調査結果の補足の ために聞き取り調査を実施した。

5. 結果

アンケート調査の結果、四日市ぜんそくへ の認知度、四日市公害と環境未来館などの認 識、大気汚染への関心は10代・20代といっ た若い世代がその他の世代に比べ高いことが 明らかになった。また現在の四日市市の大気 状況についての認識は、「悪い」と回答した人 数が最も多く全体の41.5%、「非常に良い」と 回答したのは全体の3.8%に留まった。「悪 い」「非常に悪い」と回答した方の回答理由は 「なんとなく、特になし」が32.3%、「イメー ジ」が22.6%と抽象的な理由が目立った。



図2四日市ぜんそくに対する年代別認知度



図3四日市公害と環境未来館への認知度



図4四日市公害と環境未来館への来訪歴



図5 現在の四日市市の大気状況への認識



図6 認識の理由





6. まとめ

本研究で以下のことが分かった。

- 1)10代、20代といった世代がそのほかの世代 に比べ四日市ぜんそくへの認知度や大気汚 染問題への関心が高いということ。
- 2)実際の四日市市の大気状況は良好であるに も関わらず、多くの四日市市民は四日市市 の大気状況を良いとは考えていないこと。 またその理由として過去の大気汚染のイメ ージの影響が大きいこと。

7. 考察

四日市ぜんそくへの認知度、四日市公害と 環境未来館などの認識、さらに大気汚染への 関心が10代・20代という若い世代が他の世 代に比べ高いが、これは10代・20代という 若い世代が、大気汚染を含む環境問題を学習 する機会が多いためであると考えられる。加 えて四日市市の多くの小中学校は四日市公害 と環境未来館への見学活動を行っており、こ のことも一因となっていると考えられる。

8. 参考文献

北畠正義 2002

「四日市地域における公害問題とその環境改 善効果について」

生川貴司 2017

「四日市公害と環境未来館の役割」



H30年度大学院博士前期課程(M)発表会プログラム

発表会開催日∶H31年2月12日(火曜)

会場 :206**教室、211教室**

発表時間 :20分/人(発表15分、質疑応答5分)

発表形式 :口頭

司会&タイムキーパー: 指導教員(または補助員)

整理 番号	会場	時間	学籍番号	氏	名	題目	教育研究分野	主査	副査
	206	09:00-09:05	開会挨拶(専攻	.長)					
1	206	09:10-09:30	517M204	今井 雅人		「オホーツク海底堆積物コアに記録された新生代後 期の海氷変動~長時間スケールのアイスアルベド フィードバックの効果」	地球システム進 化学	坂本竜彦	西井和晃 山田二久次
2	206	09:30-09:50	517M207	桑山 采		「微細藻類ユーグレナの油分抽出残渣の嫌気性メタン発酵によるバイオガスエネルギーとしての利用可能性評価」	地球システム進 化学	坂本竜彦	大野 研 飯島慈裕
3	206	09:50-10:10	517M213	正木 達也		「農業と太陽光発電を両立するソーラーシェアリング の導入判断手法の確立~ほうれん草における遮光 率と生育の関係性」	地球システム進 化学	坂本竜彦	長菅輝義 松尾奈緒子
4	206	10:10-10:30	517M208	関 陽平		日本周辺の海面水温分布がもたらす気温前日差の 気候学的地域性	気象・気候ダイ ナミクス	立花義裕	西井和晃 飯島慈裕
5	206	10:30-10:50	517M206	金子 央		d4PDFを用いた降水量データの非定常性に関する研究	水環境 · 自然災 害科学	葛葉泰久	立花義裕 西井和晃
		休憩(10分間)							
6	206	11:00-11:20	517M205	奥田 涼太		土の凍結モデルにおける地表面熱境界条件の実験 的研究	土壌圏システム 学	渡邊晋生	取出伸夫 飯島慈裕 坂井 勝
7	206	11:20-11:50	517M212	堀江 啓太		名古屋市東部におけるネブトクワガタの生息および 個体数の要因	環境解析学	大野研	松村直人 松尾奈緒子
8	206	11:50-12:10	517M203	犬飼 悠介		三重県における原木価格の分析と原木流通の現状	緑環境計画学	松村直人	中井毅尚 松尾奈緒子
9	206	12:10-12:30	517M228	KASSAMBA BARRY	RA	Hydrological Modelling for the Conservation of the Niger Inner Delta in Mali (マリ国ニジェールインナーデルタ保全のための水 文モデリング)	水資源工学	加治佐隆光	酒井俊典 保世院座狩屋 岡島賢治
10	206	12:30-12:50	517M229	OWINO ALE OTIENO	X	Development of New Technology for Design of Solar Support Structures (太陽光発電用基礎設計における新技術開発に関 する研究)	国際環境保全 学	保世院座狩 屋	酒井俊典 加治佐隆光
	206	12:50-12:55	閉会挨拶(副専	攻長)					

整理 番号	会場	時間	学籍番号	氏	名	題目	教育研究分野	主査	副査(実質指導教 員)
	211	09:00-09:05	開会挨拶(副専	攻長)					

1	211	09:10-09:30	517M202	礒田 修平	二次栽培指標とマルチ分光センシングによるワイン 用ブドウの栽培支援技術の確立	フードシステム 学	亀岡孝治	橋本 篤 福島崇志
2	211	09:30-09:50	517M209	田口拓実	光分析手法を用いた雑味の視点から見た昆布出汁 の解析	フードシステム 学	亀岡孝治	橋本 篤 柿沼 誠
3	211	09:50-10:10	517M224	諸井 郁人	ドローンによる獣害対策に関する研究 ー定置監視カメラによる人認識を用いた誤発進防止 システムー	エネルギー利用 工学	鬼頭孝治	佐藤邦夫 陳山鵬
4	211	10:10-10:30	517M222	福嶋 琢朗	ドローンによる獣害対策に関する研究 - 搭載カメラによる着陸および動体追従制御の構築 -	エネルギー利用 工学	鬼頭孝治	佐藤邦夫 陳山鵬
5	211	10:30-10:50	517M225	FU ROU	ハイブリッドバイオボードの作製及びその強度— 麦 藁とトウモロコシ藁を混合した場合 —	エネルギー利用 工学	王秀崙	佐藤邦夫 村上克介
		休憩(10分間)						
6	211	11:00-11:20	517M226	YANG HUA	Development of hybrid biomass board and its mechanical properties using rice straw and corn stalk	エネルギー利用 工学	王秀崙	佐藤邦夫 陳山 鵬
7	211	11:20-11:50	517M214	植木 俊介	青果物流通における環境負荷モニタリングデバイス の開発— 衝撃加速度検出のためのサンプリング周 波数の検討 —	応用環境情報学	佐藤邦夫	陳山鵬 福島崇志
8	211	11:50-12:10	517M215	笹倉 聖矢	エネルギー損失を考慮した直結型四輪駆動車両け ん引特性の3次元シミュレーション	応用環境情報学	佐藤邦夫	王 秀崙 福島崇志
9	211	12:10-12:30	517M219	永谷 良介	農作業支援ロボットのための走行路周辺環境認識シ ステムの開発	生物環境制御学	村上克介	陳山鵬 森尾吉成
10	211	12:30-12:50	517M223	巻渕 優紀	農作業支援ロボットのための作業空間内主要物体認 識システムの開発	生物環境制御学	村上克介	陳山鵬 森尾吉成
	211	12:50-12:55	閉会挨拶(専攻	(長)				

HYDROLOGICAL MODELLING FOR THE CONSERVATION OF THE INNER NIGER DELTA IN MALI

*Barry Kassambara¹, (Student ID:517M228)

¹Graduate School of Bioresources, Mie University, Japan

ABSTRACT

The Niger Inner Delta (NID) is a wetland that was selected as an International Important Wetland under the Ramsar Convention (on February 1st, 2004) and can still be considered a hotspot of biodiversity in the Sahel. The Niger River is the main water source for the NID and is also used for urban life and irrigation. Therefore, the sustainable use of water to ensure environmental flow in the NID is under discussion. The main objective of this study is to develop different models to forecast efficiently the water-level in the Niger Inner Delta, based on the climate condition and the changing river flow.

We evaluate the performance of different models established with empirical (Artificial Neural Network and Regressions) or Conceptual Variable Source Area (Water Balance Method WBM) approaches. The results of evaluation and validation based on determination coefficient (R2), Root Mean Squared Error (RMSE) and Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE) show that all the models have good results however the Lavenberg-Marqardt Artificial Neural Network (ANN) with 15 hidden layers has the best fitting for the validation and the Bayesian Regularization ANN with 80 in testing periods.

Therefore, although the WBM using Variable Source Area concept doesn't fit as well as the other models, it has the merit to estimate and forecast the wet area surrounding the water body of the delta and the monthly outflow (Q_{out}) from the NID.

Keywords: Niger Inner Delta, water-level, wetland, simulation model

1. INTRODUCTION

For many decades, water shortage has been a dire problem for millions of people living along the southern fringe of the Sahara Desert (Zwart, et al., 2005). A recent international study, published in July 2018, identified the Inner Niger Delta area as the birthplace of African Rice domestication 3000 years ago (Cubry, et al., 2018).

The River Niger has its source in the Fouta Djallon Mountains to the south of Guinea (West Africa), it flows northeast through the Upper Niger basin and enters the Niger Inner Delta (NID) in Mali with a large floodplain. The annual flooding of large alluvial plains is a vital resource for many ecosystems, including those serving agriculture, livestock, groundwater recharge, and biodiversity. The rapid expansion of irrigation upstream by the diversion dams on the Niger river and its subsidiary (Bani), has made a significant impact on the Water-Level (WL) in the NID downstream (Kassambara, et al., 2018) as well as the flood area. A smaller flood area means fewer resources and possible friction and even uprisings between different communities and users, described as "The Tragedy of the Commons" by the American Biologist Garrett Hardin in 1968 (Garrett, 1968).

The main objective of this study is to develop statistical/stochastic and conceptual/physical models for Niger Inner Delta Water-Level(WL) forecasting and make a comparison between these different models. The evaluation and forecasting of water-level fluctuation (WLF) are increasingly important for the NID owing to its close relation to human activity, agriculture production, and socioeconomic and environmentally sustainable development.

2. STUDY AREA AND DATA SOURCES

Beyond the town of Ségou, the Niger River forms a vast inland delta with an area of 41,800 km² (Fig 1 & 2); it joins with its main tributary, the Bani, at Mopti and then forms several lakes. The watershed area of this Inner Delta covers 130,000 km² (Kassambara, et al., 2018). The NID is extremely flat and contains many lakes and streams of varying morphology. The altitude of the river bed only decreases by approximately 10 m over the 350 km between the entry and exit of the delta (Ibrahim, et al., 2017). This study uses data from different sources. The flow of the River Niger at Mopti and the water level at Akka are taken from the Malian Government Hydraulic Service; the meteorological data are from the Mali-Meteo & Atmospheric Science Data Center (NASA).

3. METHODS

The most common methods for river flow and WL forecasting are physical, conceptual and/or statistical rainfall-runoff methods [5-7]. In recent

years, Artificial Intelligence (AI) has received a great deal of attention as a modern approach for data series analysis and for hydrology modeling, including Artificial Neural Networks (ANN) and the Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS). For our study, five different models were implemented, based on empirical and stochastic approaches.

3.1 Artificial Neural Network (ANN)

An artificial neural network (ANN) is a nonlinear, black box statistical/stochastic approach (MohammadKalteh, 2013); the main objective is to find the optimum architecture of an ANN that can model the relationship between input and output variables. In this study, the Matlab Neural Network tool[®] were used to train the different models. For each of the following ANN algorithms, the monthly rainfall, evapotranspiration and the river discharge at Mopti station were designated as predictors and the water level at Akka station was designated as the predicted.

The most commonly used ANN structure is the feed-forward multilayer perceptron (MLP) (see Fig.1). It is a network formed by simple neurons. The perceptron computes a single output from multiple real-value inputs by forming combinations of linear relationships, according to input weights and even nonlinear transfer functions (Rezaeianzadeh, et al., 2014).

Mathematically, the MLP can be express as:

$$\mathbf{y}^{(k)} = f\left(\sum_{i=1}^{n} w^{(k)}_{i} h^{(k)}_{i} + b^{(k-1)}\right) \quad (1)$$

Where y is the computed value of the maximum monthly water-level (H_{max}); w_i is the *i*th connection weight; and h_i represents the input values in each layer.

(For the layer k1: ET_{0_obs}, Rain_{obs}, Q_{max_obs});

b is the neuron bias, **k** is the number of layers and **f** is the activation function. Let us consider the target value of water level to be y_{taraet} .

The Multilayer neural network could have *L* hidden layers and would be calculated as follows:

The Forward Pass:

 \rightarrow Layer pre-activation for k > 0 ($h^0(x) = x$)

$$a^{k}(x) = b^{(k)} + w^{(k)}h^{(k-1)}(x)$$
 (2)

 \rightarrow Hidden layer activation (k from 1 to L)

$$y^{(k)}(x) = f(a^{(k)}(x))$$
 (3)

 \rightarrow Output layer activation (k = L + 1)

$$y^{(L+1)}(x) = g(a^{(L+1)}(x))$$
 (4)

Where *g* is the output layer activation function.

→ Calculating the error using squared error function gives:

$$E = \sum \frac{1}{2} (y_{target} - y^{(L+1)})^2$$
(5)

The back-forward Pass:

The goal with back-propagation is to update each of the weights (\boldsymbol{w}^{k}) in the network so that they cause the actual output to be closer to the target output, thereby minimizing the error for each output neuron and the network as a whole. For details about the procedure refer to (Marquardt, 1963).



Fig 1: Multilayer Neural Network Architecture (Aljebaly, 2016)

Previous studies indicated that the Levenberg-Marquardt algorithm produces reasonable results for most ANN applications [6,15]. For the present study, the three algorithms available in Matlab[®] (Levenberg-Marquardt (LM), Bayesian Regularization (BR) and Scaled Conjugate Gradient (SCG) algorithms) were considered and the number of hidden layers was fixed.

3.1.1. Levenberg-Marquardt Algorithm (LM)

Levenberg-Marquardt (LM) is the most popular alternative to the Gauss-Newton method for finding the minimum of the function F(x) that is a sum of:

$$F(x) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{m} [f_i(x)]^2 \tag{6}$$

Let the Jacobian of $f_i(x)$ be denoted $J_i(x)$, then the LM method searches in the direction given by the solution p of the equation:

$$(J_k^T J_k + \lambda_k I)p_k = -J_k^T f_k \tag{7}$$

where λ_k are non-negative scalars and *I* is the identity matrix (Marquardt, 1963).

3.1.2. Bayesian Regularization Algorithm (BR)

This algorithm uses David MacKay's Bayesian techniques to optimize regularization and requires the computation of the Hessian matrix (MacKay, 1992). Typically, training aims to reduce the sum of squared errors E_D and the regularization adds an additional term E_W (Foresee, et al., 1997). The objective term becomes

$$F = \beta E_D + \alpha E_w \tag{8}$$

where β and α are the objective function parameters.

3.1.3. Scaled Conjugate Gradient Algorithm (SCG)

The Scaled Conjugate Gradient (SCG) method, is based on the gradient descent algorithm (as are most of the feed-forward neural networks) and is well known in optimization theory (Moller, 1993). The SCG avoids the line search per learning iteration by using an LM approach in order to scale the step size.

3.2. Gaussian Process Regression (GPR) model with MatLAB regression learner

Gaussian process regression (GPR) models are kermel-based, probabilistic models. A linear regression model is of the form:

$$y = x^T \beta + \varepsilon \tag{9}$$

where $\varepsilon \sim N(0, \sigma^2)$. A GPR model explains the response by introducing the latent variable. The GPR model was fit using a squared, exponential kernel (covariance) function, which is defined as:

$$k(x_i, x_j | \theta) = \sigma_f^2 exp\left[-\frac{1}{2} \frac{(x_i - x_j)^T (x_i - x_j)}{\sigma_l^2}\right] (10)$$

It is expected that points with similar predictor values x_i , naturally have close response (target) values y_i . In other words, it determines how the

response at one point x_i is affected by responses at other points x_j , $i \neq j$, i = 1, 2, ..., n, where σ_l is the characteristic length scale and σ_f is the signal standard deviation.

3.3. Water Balance Model using Variable Source Area (WBM/VSA)

The water depth in the NID may be obtained using the Water Balance Model (WBM) with Variable Source Area (VSA), see Eq. (11). The VSA develops when the soil profile becomes saturated from below after the water table rises towards the land surface.

$$H_{i+1} = Max(H_i + (Q_{i+1} - Q_{out})\frac{D}{A_1} + (R_{i+1} - ET_{0_{i+1}}D)\frac{(A_1 + A_2)}{A_1}, \gamma)$$
(11)

The outflow is $Q_{out} = \beta Max(H_i, 0)^{\alpha}$ (12)

The wet soil area is given as $A_2 = \delta \sqrt{A_1}$ (13)

Time, maximum monthly inflow from the upstream Mopti station (Q_i) , monthly rainfall (R) the daily potential evapotranspiration (ET_0) , the number of days in each month (D), and pond water surface (A_1) data were fed into the spreadsheet. To estimate the maximum water level (H_i) at various time-steps, Eq. (11) is used, based on parameters α , β , γ and δ . The Generalized Reduced Gradient (GRG) nonlinear solving method was used to identify the parameters in Excel Solver [®].

3.4. Evaluation and Validation

To validate and evaluate the models, Correlation Coefficient (r), squared R (R2), Root Mean Squared Error (RMSE) and Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE) were used.

The choice of a model can not only be relied on the indexes above, therefore Akaike Information Criterion (AIC) and Schwarz Criterion or Bayesian Information Criterion (BIC) were used to select the model based on the Sum Squared Error and number of parameters.

Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE)

$$NSE = 1 - \left[\frac{\sum_{i=1}^{n} (Y_i^{obs} - Y_i^{sim})^2}{\sum_{i=1}^{n} (Y_i^{obs} - y^{mean})^2}\right]$$
(14)

Where Y_i^{obs} is the ith observation monthly WL $(H_{\max i})$, Y_i^{sim} is the ith simulated value of monthly WL($H_{\max i}^{sim}$), Y^{mean} is the mean of observed monthly WL($H_{\max i}^{obs}$), and n is the total number of

observations.

Akaike Information Criterion:

$$AIC = n * log(\frac{SSE}{n}) + 2 * p \qquad (15)$$

Akaike Information Criterion corrected: $AICc = n * log(\frac{SSE}{n} + (n+p)/(1 - \frac{p+2}{n}) \quad (16)$

Bayesian Information Criterion (BIC): $BIC = n * log(\frac{SSE}{n} + p * log(n))$

(17)

Where:

SSE: Sum of Squared Errors for the training set; *n*: Number of training cases;

p: Number of parameters (weights and biases).

4. RESULTS

The monthly data from 1960 to 2010 (612 datasets) were used for the model training and validations and the monthly data from 2011 to 2015 (60 datasets) were used for testing. In order to validate and evaluate the models, *RMSE*, *NSE*, *AIC* and *BIC* were used.

4.1. Artificial Neural Network

Comparison between the three multilayer neural network learning algorithms has been tested to learn the correspondence between simulations and measurements water-level (H_{max}) .

During the training process it's very important to choose the best feature of hidden layer and there is still a continuing debate on the selection strategies, one area of agreement suggesting that the number of hidden neurons (layers) should be directly relate to the number of inputs and outputs (Curry, et al., 2006). The approaches can be classified into constructive and pruning approaches (Li, et al., 1995). The constructive approach has been chosen to find the best hidden layer for each algorithm the result is shown in fig.2.

The result show that during training process, Bayesian Regularization (BR) algorithm has the best performance with the smallest RMSE =37.32 cm which is reached at the epochs 359 with 80 hidden layers, follow by Levenberg-Marquardt (LM) algorithms RMSE =37.45 cm reached at epochs 13 with 40 hidden layers and the Scaled Conjugate Gradient (SCG) has a RMSE= 48.61 cm and required 50 epochs with 20 hidden layers.

4.2. Gaussian Process Regression (GPR) model with MATLAB regression learner

For the NID Water Level prediction with Gaussian Process Regression, the Matern 5/2 was chosen as the appropriate kernel function which present the best RMSE over three functions (Rational quadratic, exponential, squared exponential) after training with MATLAB® Regression Learner.

The optimization required 30 iterations (or number of function evaluations with differents parameters) to reach the feasible point. The estimated objective function value reach was 7.8116 which represents the loss with *RMSE*=42.4 cm.

4.3. Water Balance Model using Variable Source Area concept

To calibrate the model, the Generalized Reduced Gradient (GRG) nonlinear solving method was used to identify the parameters in Excel® Solver. We assumed that the maximum value of water body surface (A_1) is 15,900 km2 according to (Zwarts, et al., 2005) corresponding to the maximum water-level (504 cm) recorded at Akka station since 1960. After calibration the parameters for the eq.11-13 are: α =1.29, β = 228.73, δ =59.19 and γ =0.32 with *RMSE*=60.2cm.

5. DISCUSSION

5.1. Models Performance Comparison after Calibration

By comparing only, the minimal values of each type of algorithm the results show clearly that the Levenberg-Marquardt has the minimal values for AIC (3297.65 with 15 hidden layers) and BIC (3411.42 with 3 hidden layers). Therefore, the RMSE for Bayesian Regularization (80 hidden layers) has the minimal value and slightly inferior to Levenberg -Marqardt' s RMSE with respectively 37.32 cm and 37.45 cm.

From WBM we estimate during calibration process (data from 1960 to 2010) the monthly average variation of water body area ($A_1 =$ $1,866 \sim 15,964 \ km^2$) and wet area surrounding the water body $(A_2 = 2,573 \sim 7,525 \ km^2)$ for a total flooded area size (A = 4.438~23,480 km^2) . The inflow fluctuated much more than the outflow due to the presence of several lakes in the delta; the monthly outflow varied significantly over a year $Q_{out} =$ $54 \sim 1,859 \, m^3 / s$ (Fig. 5).

The performance indexes are shown in Fig. 2-4.

5.2. Models Comparison for Prediction

In order to compare the efficiency of each model for prediction, the dataset from 2011 to 2015 were chosen. The reference evapotranspiration, the rainfall and the flow were chosen like input data to compute the maximum monthly water-Level (H_{max}). For each ANN algorithm, the number of hidden layers with better indexes evaluated during validation were compare with GPR and WBM for prediction, The performance indexes from the results of the models (see Table 1), indicate that the Artificial Neural Network with ANN Bayesian Regularization's algorithm has the minimal value of RMSE =40.24 cm follow by the Gaussian Process Regression with RMSE=40.56 cm and ANN Levenberg-Marqardt with RMSE= 42.89 cm. Also, these models simulated water-level are the most correlated to the observed data and the maximum Nash-Sutcliffe Efficiency (NSE). Although, the WBM doesn't fit well as the other models for the water-level prediction for the validation period it allows to investigate some internal process occurring in the watershed.





Fig. 4: Bayesian Information Criterion for differents models after calibration

Fig. 5: Predicted versus observed Water-Level with different models at Akka Station (2011-2015)

	Correl Coef(r)	R^2	NSE	RMSE (cm)
Hmax_LM_(15 hidden layers)	0.974	0.939	0.94	42.889
Hmax_BR_(80 hidden layers)	0.975*	0.944*	0.95*	40.235*
Hmax_SCG_(3 hidden layers)	0.961	0.934	0.91	45.426
Hmax_Mat_GPR	0.970	0.942	0.91	40.556
Hmax_WBM	0.964	0.904	0.84	50.801

1 doite 1. 1 enternamed indexed of anterents inducts during toothe bened (2011 2013)	Table 1: Performance	indexes of differen	ts models during	testing period	(2011-2015)
--	----------------------	---------------------	------------------	----------------	-------------

6. CONCLUSIONS

The aim of this graduation thesis Hydrological Modelling for the Conservation of the Niger Inner Delta in Mali is to test different approaches for forecasting the Water-Level of the Niger Inner Delta (NID). The traditional Water Balance Models for hydrological forecasting required many input data and some of those data are missing or difficult to get in the area of NID like groundwater, water withdrawal flows for agriculture and urban life, soils feature for infiltration etc... To overcome these issues, alternatives ways of hydrological modelling were investigated: Artificial Neural Network (ANN), Gaussian Process Regression (GPR) statistical model and Water Balance Model (WBM) using Variable Source Area concept.

The ANN model with Bayesian Regularization algorithm has the minimal error to predict the water level of the Inner Niger Delta. However, the ANN Levenberg-Marqardt, the ANN Scaled Conjugate Gradient and the Gaussian Process Regression accuracies are close to ANN Bayesian Regularization.

Although, the ANN Bayesian Regularization gives the best fitting results, it doesn't allow to estimate all the internal process occurred in the watershed in opposite to the physically-based Water Balance Model using Variable Source Area. From WBM the wet area surrounding the water body of the delta ($A_2 = 5,900 \sim 9,381 \ km^2$) and the monthly outflow (Q_{out}) were estimate

Owing the lack of climate data throughout the large area of the NID with 40,000 km2 (only one station), the WBM couldn't forecast accurately its the Water-Level, therefore the ANN is a good alternative to overcome this issue.

DEVELOPMENT OF NEW TECHNOLOGY FOR DESIGN OF SOLAR SUPPORT STRUCTURES

Alex Otieno Owino

Graduate School of Bioresources, Mie University, Japan

ABSTRACT Many engineering structures both above ground and under the ground surface are subject to forces that create overturning moments upon them. In this research, the structure under consideration is the composite single pile foundation structure of solar panels. Increasing demand for clean energy is pushing for more economical means of constructing such structures with maximum evaluation focused on the cost of installation and the ultimate strength of the fully loaded structure hence single piles come into place. The research focuses on the design of the pile element to the dimensions of 1.4m pile foundation length and 0.26m diameter then employed in the study to determine the lateral and pull-out capacity. Strength evaluation is done through full=scale experiments in the field, analytical methods using equations and numerical simulation using FLAC2D which use the finite difference method to evaluate the input codes in step by step manner while integrating the input parameters in a stress strain relation as described in the model design code. The dimensions of the model mesh are twice the pile foundation depth, 2L in the y-direction and 2L in the x-direction from the pile vertical axis. Strength evaluation is done on sandy, clay and silty medium to determine the vast array of data for engineering design measures. A parametric study is then done to validate the program code for engineering purposes. The model validation process done in this research involves the variation of some of the critical parameters such as the variation on the type of soil in the area under consideration. Next, modification of the elastic modulus of the given soil as a check on the cohesiveness, change on the loading velocity at the top of the pile, a variation of the pile material stiffness, the difference of the pile eccentricity. In addition, varying the foundation depth from 0.7m to 2.0m, soil angle of internal friction from 10° to 40° and the inclusivity of gap upon failure. The design dimensions show good lateral capacity of 15kN and pull-out capacity up to 94kN, 90kN and 80kN for dense sand, silty soil and clay soil respectively. The suggested relations for the lateral capacity and pull-out capacity of the composite single pile regarding the lateral and axial ability are within design limits, 4kN.

Keywords: Lateral load, pull-out capacity, p-y curve, skin friction, finite difference method, stress-strain relation, Soil-pile interaction, FLAC2D

1. INTRODUCTION

In accordance to the rising fluctuation in the global environmental concerns such as climate change, environmental sustainability has become handy so as to rescue the environment from further degradation. With reference to these problems the innovation on renewable energy solutions have paved the road towards saving the ecosystem. Energy demand is a growing level worldwide with figures up to 559.8 EJ as stated in Energy and the Challenge of Sustainability (2000) during the United Nations World Energy Council summit. With the influx in the commodity demand, most of the attention is focusing towards the production of green energy sources like solar energy. Solar energy is a green energy source that utilises the radiant heat from the sun and is harnessed using different technologies like solar heaters, photovoltaic cells, solar thermal energy absorbers and solar architecture innovations. As at now much of the research are based on the innovation on a wide variety of the solar cells and the architectural design of different size, shape, and structure of the solar harnessing material. Little research is available on the determination of economically viable foundation structures to support the ever evolving industry on tapping the green energy source. My focus in this research is to reduce the installation cost by designing

a new kind of foundation called simple composite single pile foundation



Figure 1 Composite foundation structural component

Pile foundations are commonly used in support of engineering structures to prevent them from overturning moments produced by winds and earthquakes in most cases. To understand how piles, transmit the loads to the ground, several experiments are necessary before construction. In literature, the lateral and pull-out capacity of pile foundations has been carried out in a few studies most of which employ fullscale field experiments.

Firstly, considering lateral loading, these approaches include force method, beam on elastic foundation method, soil plasticity, and elasticity continuum method. Klepikov (1965), conducted a study to examine the influence generated by the modulus of subgrade reaction at the ground surface as the primary parameter influencing the pile structure response to the soil grid. The subgrade reaction has also enabled the engineer to develop models that can withstand seismic activities without the fear of structural failure as stipulated by (Caseiro, 1986) who predicted the foundation response to seismic and dynamic loads. But most recently the practice of finite element method FEM and finite difference method FDM is being put in to use. FEM and FDM are flexible and can be manipulated to give a variety of responses and an in-depth analysis of the pile and the soil interface.

A closer consideration is given on the response of the soil to the short piles as this provides a clear understanding of the pile element because at this depth the displacement is entirely reliant on the resistance of the soil.

Secondly, considering pull-out loading, a largescale experimental set up by Downs (1966) focused on the analysis of the pull-out loads. Their experiment was mainly based on fixed pile dimension installed in soft moist silty to fine clayey sand. The results obtained were used in the formulation of the equation: $Pu = \pi d L/2$ (*KL* tan $\theta + 2c$) where *K* represented the coefficient of lateral earth pressure. However, their approach reflected the effect of type of casing and method of backfilling on the uplift capacity.

More research by Sharma (1988) suggested the evaluation of the ultimate loading capacity of the piles was by the assessment of the skin friction along the pile and soil interface and the bearing pressure along the perimeter of the pile. Using this proposed approach, the ultimate bearing capacity became a function of the diameter of the pile, d, depth of the center of the first under-reamed bulb, d_1 , thickness of the center of the last under-reamed bulb, d_n , diameter of the under-reamed bulb, B_1 , number of under-reamed bulb, n, coefficient of earth pressure and the bearing capacity depending on the angle in friction. This relationship is as shown in equation 1

$$Q = \pi / 2dk_{y} \tan \theta \left(d_{1}^{2} + L^{2} + d_{n}^{2} \right) + \pi / 4 \left(B_{1}^{2} - d^{2} \right) \left(1 / 2n\gamma B_{1}N_{\gamma} + \gamma N_{\gamma} + N_{q}d_{1} \right).$$
(1)

The effects of pull-out load on piles were further analyzed with the coexisting relations to the stressstrain relations. The study further showed that during the loading process, the deformation of the earth along the pile perimeter acted similarly as the shearing of concentric cylinders hence the linearity in the stress and strain relations.

In the process of determining the pile failure mechanism, Kulhawy (1979), came up with a general analytical model for the drained uplift capacity of drilled pile foundations. The main aim was to establish the main determining variables that will lead to the calculation of the ultimate loading capacity that produced the pile failure pattern. From his study, the uplift capacity, Q_u was a function of the foundation weight, W, pile tip resistance, Q_{tu} , pile side resistance, Q_{su} , length of the pile, D, and the shearing resistance along a general shear surface as shown in Figure 2.



Figure 2 Uplift capacity function and the failure pattern by Kulhawy

Following these essential researches on the pile foundations, several experimental models have been developed to have an understanding of the pile-soil interaction during loading. These include the effects of repeated loading on the drained uplift capacity of the piles in granular soils (Kulhawy, 1985) so as to examine the influence of the soil density and the pile diameter on the mechanism of the drilled shaft resistance, a study on the effects of straight piles and the piles with enlarged bases and roughness variation on the uplift capacity (Turner, 1990), and a study on the reaction of single piles embedded in layered sand under inclined pulling loads. The most recent researches have involved the development of scaled physical models (Patra, 2001), to study the responses of pile groups under lateral and uplift loads and an analytical method to predict the capacity of the pile under study and, model tests on tabular steel tubes to analyze the effects of compressive load on the uplift capacity (Das, 2003).

Consequently, this study engages the use of fullscale experiments, analytical approach and numerical modelling to establish the foundation reaction concerning the lateral and pull-out loading. The numerical model uses the finite difference method embedded into the FLAC2D software to asses and computes the variation of the different input parameters, to obtain the desired output on pile performance. The reckoning is achieved mainly by the simulation of the stresses and the strains developed in the model grid during deformation by the applied corresponding velocities of the uplift load.

2. OBJECTIVES OF THE STUDY

- To validate the single pile composite foundation design using simple engineering techniques taking in to consideration the economic factors such as minimum cost evaluation and minimum material usage.
- To determine the optimum permissible load that the single pile composite foundation can withstand with respect to Lateral and Pull-out Forces
- To determine the soil/ground reaction to the Lateral and Axial/Pull-out forces during loading for different types of soil depending on the site conditions.
- To provide numerical solutions to Engineers hence reducing design costs by replacing fullscale experiments.
- To maximize solar rays utilization by the solar panels by flexibility on panel orientation on slopping lands with minimum material usage.
- To attain the environmental sustainability goals by the production of clean green energy across all economic divides.

2. DESIGN OF FOUNDATION DEPTH

This step involves deriving an equation for calculation the foundation depth using the wind loading characteristics, the pile rotational angle, θ and the pile center depth, *h*, maximum ground reaction force (*P*_{max}) is less than or equal to the passive soil pressure strength (*P*_p).



Figure 3 Ground forces and pile dimensions 12(3M+2HI)

Rotational angle
$$(\theta) = \frac{12(3M+2\pi L)}{K_h}$$
 (2)

Rotational center depth (h) =
$$\frac{L(4M+3HL)}{2(3M+2HL)}$$
 (3)

$$P_{max} = \frac{1}{2} (h\theta) K_h \frac{h}{2L} \tag{4}$$

$$P_p = \frac{1}{2}hK_p\gamma + 2c\sqrt{K_p}$$
(5)
When P_{max} is equal to P_p :

 $\frac{1}{2}(h\theta)K_{h}\frac{h}{2L} - \frac{1}{2}hK_{p}\gamma + 2c\sqrt{K_{p}} = 0$ (6) Substituting equation (2) and (3) into equation (6); $3K_{p}\gamma DHL^{4} + 4D (K_{p}\gamma M + 4v\sqrt{(K_{p})H}) L^{3} - 3(9H^{2} - 8v\sqrt{(K_{p})DM}) L^{2} - 72MHL - 48M^{2} = 0$ (7) For sufficient redundancy D=3D: $3K_{p}\gamma DHL^{4} + 4D (K_{p}\gamma M + 4c\sqrt{(K_{p})H}) L^{3} - (9H^{2} - 6H^{2})$

 $24c\sqrt{(K_p)DM} L^2 - 24MHL - 16M^2 = 0$ (8)

Where, lateral load is, H, ground reaction coefficient K_p , the moment of the force M, overburden

soil weight γ , soil cohesion *c*, and the diameter of the pile section *D*. Equation 8 gives a considerable depth, *L* of *1.4m*.

3. MODELLING TECHNIQUE

Most of the engineering problems associated with axial loading are always based on the axisymmetric point load solutions but FLAC2D is adapted to the plane-strain mode which is used to simulate equally spaces single piles. The final model has been chosen so that the overall velocity field is distributed within the domain and no boundary effect is presented as shown in Fig. 4. In general, the model size has to be greater than 2 times the pile length (i.e. 2.8 m radius from pile element axis by 2.8 m depth).

The plain stress matrix shown in equation 9.

$$\begin{bmatrix} \Delta e_{xx} \\ \Delta e_{yy} \\ \Delta e_{xy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{16} \\ S_{12} & S_{22} & S_{26} \\ S_{16} & S_{26} & S_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{xx} \\ \Delta \sigma_{yy} \\ \Delta \sigma_{xy} \end{bmatrix}$$
(9)

The plain strain matrix shown in equation 10.

$$\begin{bmatrix} \Delta e_{xx} \\ \Delta e_{yy} \\ 0 \\ 2\Delta e_{xy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{16} \\ S_{12} & S_{22} & S_{23} & S_{26} \\ S_{13} & S_{23} & S_{33} & S_{36} \\ S_{16} & S_{26} & S_{36} & S_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \sigma_{xx} \\ \Delta \sigma_{yy} \\ \Delta \sigma_{zz} \\ \Delta \sigma_{xy} \end{bmatrix}$$
(10)



Figure 4 Generated mesh, boundary conditions

This mesh places all the parameters to be input into the FLAC2D domain considering the pile and the soil interaction and the desired output. The input parameters which include the soil properties and the pile element properties are as shown in Table 1 and Table 2 respectively.

Table 1. Soil Properties

_	Type of soil			
Item	Silt y soil	Claye y soil	Sand y soil	Units
Soil Density	175 0	1750	2100	kg/m ³
Soil Cohesion	25e 3	11e3	40e3	N/m ²
Soil Friction	30	0	22	Degre e
Soil Dilatancy	15	0	15	Degre e
Soil Tension	50e 3	50e3	60e3	N/m ²
Young 's Modulus	21e 6	50e6	65e6	N/m ²
Poison s Ratio	0.3	0.3	0.35	Ratio

Item	Value	Units
Pile length below the ground surface	1.4	m
Pile diameter	0.26	m
Pile Young's modulus	8e10	N/m ²
Stiffness of shear coupling spring (cs sstiff)	1.3e11	N/m ²
Cohesive strength of the shear coupling spring (cs scoh)	5e5	N/m
Frictional resistance of the shear coupling spring (cs sfric)	20	Degree
Stiffness of normal coupling spring (cs nstiff)	1.3e8	N/m ²
Cohesive strength of the normal coupling spring (cs ncoh)	5e3	N/m
Frictional resistance of the normal coupling spring (cs nfric)	10	Degree

Table 2. Pile Element Properties

FLAC2D software then employs the Finite difference codes to provide a step by step integration of the input parameters for time and the set loading velocity. The products of the combination are summed up in the plane-strain mode which places the pile as a wall extending out of the plane of the cross-section (grid). FLAC2D, therefore, calculates the vertical stresses which area representative of the grid deformation and the skin friction along the pile and the grid (soil) interface. These stress calculations are computed by the FISH function embedded in FLAC2D within all the zonal centroids in the model grid which is a representative of the soil component. The results obtained are analyzed and plotted to capture the relationship between the lateral load and the horizontal deflections and axial/pull-out load and the vertical displacements. Also, the deformation of the grid/soil, the stress and strain concentrations and directions on the grid, bending moments on the pile and shear plane of failure as discussed in the next section.

3. RESULTS AND DISCUSSION

Lateral loading analysis

From the load-deflection data collected from the full-scale experiment in Matsusaka (silty soil) and Kasugai Cities (clayey soils), analytical equation and FLAC2D model, the plot shows a curvilinear relationship as the lateral load is increased from 0kN to 15kN at a prescribed $x_{vel} = 2e-7$ in 100000 steps. The pile experiences minimal displacement of 0mm to 10 mm as the loading velocity progressed from 0kN to 15 kN. This gives a deflection of up to 30mm with failure realized at 15kN as shown in Fig. 5. The pile element interaction with the surrounding soil can be seen by plotting the soil movement and pile displacement patterns using the FLAC2D model as shown in Fig. 6. Contour zone for effective stress distribution on grid is shown in Fig 7 while the Maximum shear strain increment around the pile element is represented by figure 8.A parametric study using FLAC2D was then done to see the variation of several parameters. Firstly, effects of soil elastic modulus have minimal effects in

the silty soils whereas in the clay soils deviations in the ultimate load are noticed at displacements of 5 mm as shown in Figure 9 and 10 respectively.



Figure 6 Soil-pile displacement patterns H Gap formation Rotational center depth, 2/3L Maximum stress below the rotational center depth

Figure 7 effective stress distribution on grid Secondly, was the study on the effects of the loading velocity. Velocity was varied from 1.0e7 to 2.5e7 for the single pile foundation depths of 0.7m, 1.4m, and 2.8m. Increasing the velocity at 0.7m and 1.4m depth increases the ultimate loading capacity in the silty soil, but in the clayey soil, the ultimate loading capacity reduces once the ultimate load is attained at 2.0e7. At the pile depth of 2.8m, increasing the velocity have detrimental effects on the ultimate loading capacity as in both cases (silty and clay soils) there is significant decrease in the ultimate loads as shown in Fig. 11. Ultimately the effects of eccentricity (Fig. 12 and 13) indicated that 0.2m produced the highest ultimate loading capacity of 15kN in silty soil and 15.8kN in clayey soils. An eccentricity of 0.8m recorded the minimum value of 8.4kN hence this shows that the point of the load applied to a pile is also a strong determinant of the ultimate strength concerning bearing capacity.



Figure 8 Maximum shear strain increment around the pile element





Pull-out load analysis

Pull-out load analysis was analyzed by the full-scale experiments in Matsusaka and Kasugai cities which had silty soil and clayey soils respectively.



The analysis also included the addition of dense sand for the numerical simulations using FLAC2D. The output depicted a curvilinear trend with clayey soils in Kasugai test site attaining a maximum axial load of 170kN at pile head displacements of 0.46 mm while the silty soil in Matsusaka test site attaining 150kN at greater pile head displacements of 0.85mm and 0.38mm for Experimental pile 1 and experimental pile 2 respectively as shown in Fig.14.



Numerical simulation show that sandy soils bear the most robust load handling capacity with maximum axial loads up to 94kN at minimal axial pile head displacements of 10mm. Silty soils and clay soils attain values of 90kN and 80kN respectively at 10mm axial pile head displacements as shown in Fig. 15. A representative of the grid/soil movements during axial loading is as shown in Fig. 16 for clayey soils. Figure 17 represents the contour map of the effective stress on both sides of the pile elements. The stresses recorded in the grid range from -3E04 to 4E04 N with the intensities demarcated by the colour coding, where light blue and red show the areas that experience maximum stresses and minimum stresses respectively.





Figure 17 effective stress distribution

Figure 18 represents an in-depth view of the distribution of the principal stress tensors in the network during axial loading. Fig 18 below.



As the axial load is applied, the strain at the bottom of the pile increase up to 1.5e-1 which is recorded as

the highest due to the high rates of deformations on the grid.



Figure 19 maximum shear strain increment.

The next step in the analysis of the pull-out loading characteristics involved the parametric study using FLAC2D. First, the depth of the foundation is varied in steps of 0.7m, 1.0m, 1.4m, 2.0m. Considering the three types of soil involved in this model i.e. dense sand, silty soil and clay soil, dense sand has the highest permissible ultimate axial load of 130.22kN at 2.0m depth and the minimum allowable axial load of 38.54kN obtained from the clay soil at 0.7m depth as shown in Fig. 20



Figure 20 Variation of the foundation depth

Second, is the variation of the angle of internal friction. In this model, the angle of internal friction is analyzed at 10^{0} , 20^{0} , 30^{0} and 40^{0} for silty soil, dense sand and clay soils with increasing sand component.



Figure 21 variation of the angle of internal friction

The plot shows a curvilinear relationship with maximum values recorded at the 20° angle in internal friction. The maximum values of the ultimate axial load obtained are 93.67kN and 85.78kN for dense sand and silty soils respectively. Sandy clay depicted a dramatic reduction in bearing capacity as the angle of internal friction increased to 40° where the ultimate axial load fell to 64.23kN as shown in Figure 9.

Finally, is the influence of the formation of gap upon loading. During the application of the axial load, this constant contact may be affected in a way that tends to bring in separation called the gap formation. From the output, it is recorded that for sandy soil, and clay soil, the creation of gap has minimal effects on the ultimate load recorded and the differences in the pile head displacements. On the other hand, silty soils attain a higher final pressure when no gap formation is occurring than when there is no gap. The model with no gap and full gap predicts an ultimate load of 85kN and 80kN respectively as shown in Figure 22.



Figure 22 Effects of the gap on the ultimate axial load

4. CONCLUSION

From lateral capacity study, it is evident that the integration of the stresses in the grid element around the pile element is an obvious way of understanding the p-y curve characteristics in the soil. Clay soils gives better lateral capacity than the silty soils with maximum loads of up to 14kN and 12kN respectively. The p-y curves further show that during design the soil parameters have a major influence on the projected strength and durability of the foundation. Additionally, the variation of the parameters such as pile stiffness, loading velocity, and eccentricity have shown that clayey soils have the highest ultimate load bearing capacities of between 15.5kN to 15.8kN at minimal pile displacements of below 5mm. Pile stiffness and the eccentricity play a major role in the determination of the foundation depth hence, should be considered with high precision depending in the load subjected to the foundation. With the numerical models in place, experimental simulations can be done with lots of accuracy and at a lower cost compared to the procedures involved in the full scale experimental tests in the field.

On the other hand, pull-out capacity evaluation technique gives a clear indication of good strength with permissible loads shooting up to slightly above 90kN. The load can withstand external forces that may be subject to the pile foundation (Wind/Typhoon case study, 40m/s). The composite single pile foundation is focused on supporting the solar panels at a cheaper cost than the existing structures. The aim is also based on the economics with more emphasis on the material costs for the realization of green energy in the developing countries. The parametric study further portrays an indication of the pile foundation flexibility for use in a variety of soil mediums with a minimum fluctuation of the strength properties. The result is vital in giving design engineers an in-depth understanding of the new foundation approach for proposed structural developments.

ACKNOWLEDGEMENTS

Thanks are also to Japan International Cooperation Agency (JICA) for giving the postgraduate scholarship to the first.

REFERENCES

- Owino, A., Hossain, Z. and Shiau, J. (2018) "Parametric Study on the Response of Composite Single Piles to Lateral Load by Numerical Simulation (FDM)", *European Journal of Engineering Research and Science*, 3(10), pp. 16-20. doi: 10.24018/ejers.2018.3.10.899.
- [2] Owino, A., Hossain, Z. and Shiau, J. (2018) "Pullout Resistance of Single Piles and Parametric Study using the Finite Difference Method (FDM)." American Journal of Civil Engineering and Architecture, vol. 6, no. 5, pp. 193-198. DOI: 10.12691/ajcea-6-5-4
- [3] Brown, DA, Shie, C & Kumar, M 1989, P-y curves for laterally loaded piles derived from three-dimensional finite element model, Numerical Models in Geomechanics, NUMOG III, 683-690 Elsevier Applied Science.
- [4] Das, B. K and Pise, P. J, 2003, Effect of Compressive Load on Uplift Capacity of Model Piles, Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering Division, ASCE, Paper No.023132
- [5] Patra, N. R and Pise, P. J, 2001, Ultimate Lateral Resistance of Pile Groups in Sand, Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering Division, ASCE, Vol. 127, pp. 481-487

三重大学 生物資源学部 共生環境学科 農業土木学プログラム 三重大学 大学院 生物資源学研究科 共生環境学専攻 農業土木学講座

発行: 平成 28 年 3 月

平成 30 年度 発表要旨

(1) 卒業研究発表諮問会 (平成 31 年 2 月 15 日(金曜) 開催)

(2) 大学院博士前期課程修士論文発表会 (平成 31 年 2 月 12 日(火曜) 開催)