

技 術 報 告 集

第 46 号

平成18年 2 月



社 団
法 人

地盤工学会北海道支部

技 術 報 告 集 目 次

① 脆弱岩の盛りこぼし橋台盛土への適用	札幌道路エンジニア㈱ 東日本高速道路㈱	○山内 智 豊田邦男・西岡恵治	……1
② 製紙工場から排出される RPF 灰の盛土材としての検討	北海道開発土木研究所 王子製紙㈱	○城戸優一郎・西本 聡 佐藤厚子 別紙正信	……7
③ 直接基礎地盤における極限支持力の寸法効果に関する検討	北海道開発土木研究所	○福島宏文・西本 聡 富澤幸一	……11
④ 鋼管杭における動的水平載荷試験法の開発	北海道開発土木研究所 北大院工学研究科 ジャパンパイル㈱	○富澤幸一 三浦清一 小嶋英治	……19
⑤ 浅層混合処理工法の強度に関する評価	北海道開発土木研究所	○橋本 聖・西本 聡 林 宏親	……27
⑥ 安定処理土の養生温度と発現強度について	北海道開発土木研究所 北見工大工学部	○佐藤厚子・西本 聡 鈴木輝之	……31
⑦ 流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす繊維質材添加量の影響	室工大大学院 室工大工学部	○加藤勇一 木幡行宏	……35
⑧ 深層混合処理工法による周辺地盤変形抑止対策に関する遠心力模型実験	北海道開発土木研究所	○澤井健吾・西本 聡 林 宏親	……43
⑨ 高強度小経パイル (GCCP) 工法の改良効果	北海道開発土木研究所 不動建設㈱	林 宏親・澤井健吾 大林 淳・○小飼喜弘	……49
⑩ RI コーン貫入試験による石狩川河岸ピート層物性	ソイルアンドロックエンジニアリング㈱ 京大防災研究所	○吉村 貢・足立和夫 三村 衛	……55
⑪ 泥炭地盤における敷網併用プラスチックドレーン工法の改良効果	北海道開発土木研究所 北海道開発局	○林 宏親・西本 聡 村上勇一	……61
⑫ 真空圧密工法における間げき水圧挙動に関する検討 (その1)	㈱ダイヤコンサルタント	○高坂敏明・五十嵐勝 佐藤春夫	……67
⑬ 真空圧密中の地盤の圧密特性についての考察	㈱シーウェイエンジニアリング 北大院工学研究科	○山添誠隆 三田地利之	……71
⑭ プレロード工法による泥炭地盤の沈下抑制効果	北大院工学研究科 北海道開発土木研究所 北大院工学研究科	○森木 翼・田中洋行 林 宏親 三田地利之	……81
⑮ 数値解析による粘土地盤中の中間砂層が圧密に及ぼす影響	北大院工学研究科	○三ツ川文彦・田中洋行 三田地利之	……83
⑯ 定ひずみ速度圧密試験においてひずみ速度変速が圧密諸特性に与える影響	函館工専専攻科 函館工専	○石上友浩 佐野侖房・川口貴之 岩淵祐一	……87
⑰ 種々の粘性土におけるせん断弾性係数の異方性	北見工大大学院 北見工大工学部	○堀 智仁 山下 聡・鈴木輝之	……91
⑱ 原子間力顕微鏡による粘土の残留状態せん断面の表面粗さおよび摩擦力測定	岩手大院 岩手大工学部 北大院工学研究科	○久常雄大 大河原正文 三田地利之	……99
⑲ 粘土の残留状態におけるせん断抵抗係数 $\tan \phi'$ と真実接触面積との関係	岩手大工学部 北大院工学研究科	大河原正文 三田地利之	……107
⑳ 粘土鉱物中の水分析 —FTIR および NMR 測定—	岩手大院 岩手大工学部 北大院工学研究科	○大久保幸倫 大河原正文 三田地利之	……115

日本と海外の海成粘性土の工学的特性の比較	……	北大院工学研究科	田中洋行	……119
②① 遠心場における不飽和地盤の挙動	……	北大院工学研究科	○阿部篤史・笠間太樹 田中洋行・三田地利之 工藤 豊	……129
②② せん断弾性波速度および残留有効応力による試料の品質評価	……	北大院工学研究科 北海道開発土木研究所 東亜建設工業(株)	○西田浩太・田中洋行 林 宏親 深沢 健・中村明教	……133
②③ 繰り返し一面せん断試験から求めた地すべり粘土の強度パラメータ	……	北大院工学研究科 北大院工学研究科 (株) ドーコン	三田地利之 ○梅谷晋平 高橋秀彰	……139
②④ 降雨による斜面崩壊機構の解明とその影響因子に関する模型実験	……	北大院工学研究科 室工大	○川合正浩 川村志麻・木幡行宏	……141
②⑤ 遠心模型実験による斜面崩壊時の微小電位計測	……	北海道開発土木研究所	○日下部祐基・伊東佳彦 石川博之・伊藤憲章	……149
②⑥ 地盤材料の弾性係数における異方性に関する考察	……	北海道土質試験協同組合 (株) フジタ	榎本義一 村山秀幸	……153
②⑦ 遠心力載荷試験による砂質土斜面崩壊のメカニズムについての研究	……	函館工専専攻科 函館高専	川村龍平 ○川口貴之・伊藤朝陽 佐野侑房	……157
②⑧ 三軸圧縮試験による道床バラストの沈下抑制粒度の検討	……	北大院工学研究科 産業安全研究所	○笠間太樹 Surendra Bahadur Tamrakar 豊澤康男	……161
②⑨ 不連続変形法によるバラスト軌道の繰返し塑性変形挙動解析	……	室工大工学部 室工大	木幡行宏 ○山内仁志	……167
③⑩ 多重リングせん断試験機による碎石の繰返し変形挙動予測	……	北大院工学研究科 北大院工学研究科	○小林慶祐・石川達也 関根悦夫 三浦清一	……175
③⑪ 連続体・不連続体解析による粒状構造物の挙動解析法の提案	……	北大院工学研究科	○杉山圭大・石川達也 三浦清一 関根悦夫	……185
③⑫ 火山灰質粒状体のクリープ特性と粒子破碎の関係	……	基礎地盤コンサルタンツ(株) 北大院工学研究科 (株) 地崎工業	○中田隆文 三浦清一 八木一善	……195
③⑬ 繰返しせん断応力に伴う粒子破碎とその評価について	……	北大院工学研究科	○堀田大介・三浦清一	……205
③⑭ 粒状体地盤の凍結融解履歴による動的力学挙動の変化	……	北大院工学研究科 北大工学部 北大院工学研究科	○山木正彦 所 哲也 三浦清一・石川達也 横浜勝司	……215
③⑮ 2003年十勝沖地震によって液状化した火砕流堆積物の液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響	……	北大院工学研究科 (株) 地崎工業	○志比川清史・三浦清一 八木一善	……221
③⑯ 蘭越河川事業所管内尻別川における柔構造樋門の設計・施工事例報告	……	(株) 開発工営社 北海道開発局 (株) 佐々木組 (株) 開発工営社	○高橋慶行 橋内英治 平沢信雄 西村右敏	……229

③7	夕張川河川敷の地盤調査結果	……	北大院工学研究所 北海道開発土木研究所 東亜建設工業(株) ソイルアンドロックエンジニアリング(株) (株)ダイヤコンサルタント 応用地質(株)	○田中洋行・西田浩太 林宏親 深沢健・中村明教 吉村貢 小泉和広 中島睦	……239
③8	先進ボーリングデータに基づくトンネル地山分類に関する分析	……	北海道開発土木研究所	○中川伸一・伊東佳彦 岡崎健治	……247
③9	空知支庁管内地盤資料のGIS化について	……	応用地質(株) 北海道空知支庁 応用地質(株)	○新藤和男 三谷正彦 谷地武晴・吉兼理説	……251
④0	苫小牧液状化アレーで観測された2003年十勝沖地震の地震動の特徴	……	北海道開発土木研究所 飛鳥建設(株)	○西本聡 三輪滋・池田隆明	……255
④1	二次元動的解析による交通振動の予測と対策工の評価	……	(株)ドールコン	○小林智穂・峯田一彦	……261
④2	北海道内に自生する植物のファイトレメディエーションに関する調査について	……	北海道開発土木研究所 愛媛大学理学部 (株)フジタ	○田本修一・伊東佳彦 榊原正幸・牧野純子 近藤敏仁・永島玲子	……267
④3	粒状凍結防止剤を用いた冬期土工に関する室内実験	……	北見工大院 北見工大工学部 北海道日本油脂(株)	○小沢太一 鈴木輝之・山下聡 時田和司	……271
④4	地盤工学会基準による泥炭の室内凍上試験結果について	……	北海学園大工学部	○小野丘・二上吉裕	……275
④5	実地盤の熱伝導率に関する研究	……	北見工大院 (株)ドールコン 北見工大工学部	○畢春蕾 林啓二 鈴木輝之・山下聡	……279
④6	屋外試験土槽による凍上試験における凍上圧と土中温度について	……	北海道開発土木研究所	○泉澤大樹・西本聡	……287
④7	寒冷地における切土のり面小段工の凍上対策に関する検討	……	札幌道路エンジニア(株) 東日本高速道路(株) 札幌道路エンジニア(株)	○外塚信 豊田邦男・水野津与志 佐藤幸久・萬隆	……291
④8	寒冷地におけるトンネル内路面凍上対策に関する検討	……	東日本高速道路(株) 札幌道路エンジニア(株)	○豊田邦男・西岡恵治 外塚信	……297
④9	寒冷地におけるC-Box凍上対策とFEMによる二次元熱解析	……	(株)ドールコン 東日本高速道路(株) 北見工大工学部 札幌道路エンジニア(株)	○林啓二 豊田邦男 鈴木輝之 萬隆	……303
⑤0	地中レーダーによる非破壊凍結深調査手法の検討	……	川崎地質(株) 東日本高速道路(株)	○原田克之・鈴木敬一 長嶺浩人 豊田邦男	……309
	平成16年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告	……			……313

脆弱岩の盛りこぼし橋台盛土への適用性検討

東日本高速道路(株)札幌技術事務所 正会員 豊田邦男
 東日本高速道路(株)札幌技術事務所 西岡恵治
 札幌道路エンジニア(株) ○正会員 山内 智

1. はじめに

北海道横断自動車道夕張～十勝清水IC間は日高山脈を貫く急傾斜山岳地帯の工事を展開している。この区間の橋梁の橋台形式は、現地発生土の有効利用および橋梁コストの削減を目的として、盛りこぼし橋台を多く計画している。しかし、当該区間では、古第三紀および白亜紀の泥岩をはじめとする脆弱な岩が多く分布し、これらの発生土を盛りこぼし橋台盛土(図1)に使用する計画である。この脆弱岩の適用に関しては、橋台基礎として盛土の地盤強度の確保や盛土の圧縮沈下の防止が課題である。

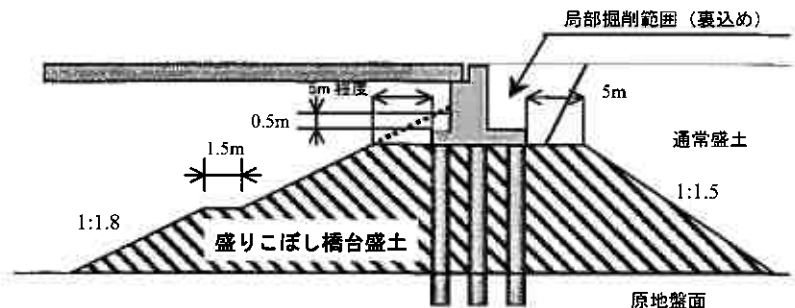


図1 盛りこぼし橋台盛土概要図

本検討では、脆弱岩(以下、「スレーキング性材料」という)の盛りこぼし橋台盛土部への適用性を検討するため、乾湿繰返し試験による強度特性確認、施工管理方法の検討および盛土の性能調査の結果について報告するものである。

2. 盛りこぼし橋台盛土材料の要求性能

盛りこぼし橋台盛土の材料規定を表1に示す。橋梁下部工の設計について、旧日本道路公団(以下、「旧JH」という)設計要領第二集橋梁建設編「盛りこぼし橋台の設計」では、設計時の地盤係数として、 N 値 ≈ 15 程度、変形係数(孔内横方向載荷試験相当) $E_{sp} \approx 10,000 \text{ kN/m}^2$ を想定しているが、盛土材料としての規定は、路床仕様と図示されているだけで、詳細は示されていない。

表1 盛りこぼし橋台盛土の材料規定

設計要領二集 橋梁建設編		盛土品質管理の材料規定 (下部路床相当材)	
N値	15程度	最大粒径	150mm以下
		仕様最小密度 における修正CBR	5%以上
横方向変形係数 (E_{sp})	10,000 kN/m ² 程度	スレーキング率	—
		(備考)	(沈下観測)

北海道の高速道路では、現地発生土の有効利用と盛りこぼし橋台盛土の設計・施工方法を円滑化するために、平成16年9月から「盛りこぼし橋台盛土の設計、施工について」を作成し、管理を行っている。本マニュアルは、盛土材の材料規定を下部路床相当材とし、強度規定は修正CBR $\geq 5\%$ 、スレーキング率の規定については特に設けていない。

3. スレーキング性材料の盛土の圧縮沈下対策

スレーキング性材料は盛土構築後に降雨や地下水の浸透による乾湿繰返し作用を受けることによって、細粒化して圧縮沈下が生じる恐れがある(図2)。

高速道路盛土におけるスレーキング性材料の圧縮沈下対策は、過去に中日本高速道路(株)中央研究所(旧JH試験研究所)において、全国各地のスレーキング性材料を用いてJHS 115「岩の乾湿繰返し圧縮試験」を実施した結果、圧縮ひずみは空気間隙率 $V_a \leq 15\%$ (RI計器で管理する場合 $V_a \leq 13\%$)でほぼ一定に収束し、15%以上になると急激に増大する結果が得られており(図3)、品質管理管理基準を空気間隙率 $\leq 15\%$ としている¹⁾。

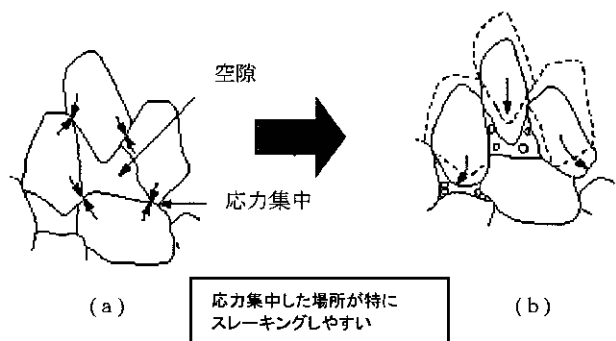


図2 スレーキングによる沈下概念図

Investigation on the Application to Foundation Embankment Work of Abutment using Fragile Rock ;

Kunio TOYOTA, Keiji NISHIOKA (East Nippon Expressway Co.,Ltd.)

Satoru YAMAUCHI (Sapporo Road Engineering Co.,Ltd.)

4. 盛りこぼし橋台盛土への適用に関する問題点

スレーキング性材料を盛りこぼし橋台盛土へ適用するにあたっては、スレーキング後の強度の確保が課題となる。スレーキング性材料の強度変化に関しては既往の報告²⁾より、乾湿繰返し作用を受けることにより、強度は低下傾向を示すことが概ね明らかとなっている。北海道横断自動車道の現地発生土（脆弱岩）の中で、特に、未風化の新鮮岩の強度で材料規定を満足する材料が、施工前および盛土構築後に、降雨や地下水等により乾湿繰返し作用を受けてスレーキング現象を起こし、どの程度強度低下するかを把握する必要がある。したがって、本検討では、供試体レベルで想定される風化ケースを再現した乾湿繰返し試験により強度変化の検証を行った。

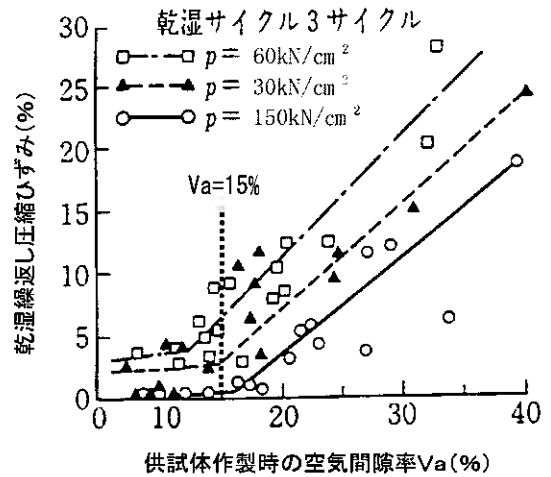


図3 空気間隙率と乾湿繰返し圧縮ひずみの例¹⁾

5. 乾湿繰返しによる強度特性の確認試験

5.1 乾湿繰返しCBR試験の概要

スレーキング性材料のスレーキング前と後の強度変化を検証するために、下記に示す3ケースによりCBR試験を行った。各ケースの乾湿繰返しCBR試験の流れ図を図4に示す。

(1) Case 1：新鮮岩によるCBR試験

掘削直後の新鮮岩（未風化試料）によりCBR試験を実施

(2) Case 2：風化試料によるCBR試験

新鮮岩を乾湿繰返した後に供試体を作製しCBR試験を実施

(3) Case 3：締固め後に乾湿繰返しCBR試験

新鮮岩を供試体作製後に乾湿繰返しを与えてCBR試験を実施

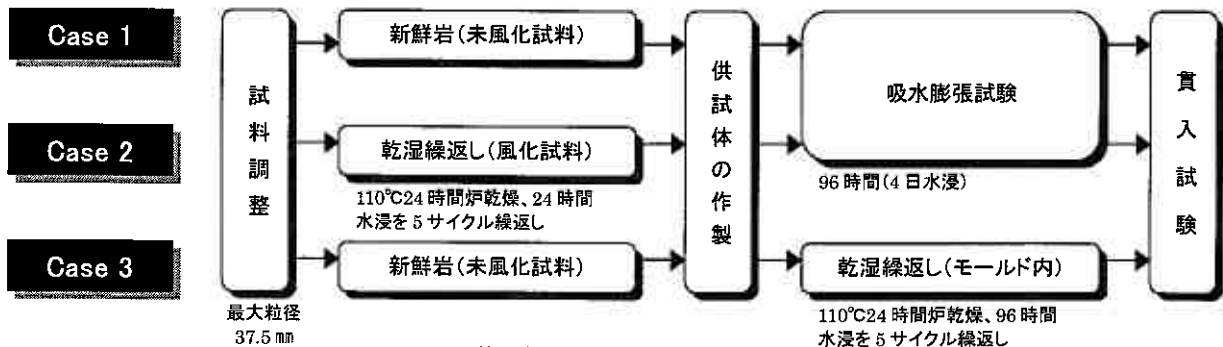


図4 乾湿繰返しCBR試験の流れ図

各ケースの供試体作製および貫入試験方法は、JIS A 1211「CBR試験方法」準じて行った。供試体は粒径37.5mm以下の試料を4.5kgランマーで92、42、17回/層をそれぞれ3層で突固めて作製した。また、乾湿繰返し方法については、ケース2の供試体作製前の試料は、JHS 110「岩のスレーキング試験方法」に準じて行い、ケース3の供試体作製後のモールド内乾湿繰返しは、24時間110°C乾燥（写真1）と96時間水浸（写真2）を5サイクル繰返して行った。なお、上載荷重は、常時重さ5kgの軸付き有孔板を載せて行った。



写真1 ケース3の乾燥状況

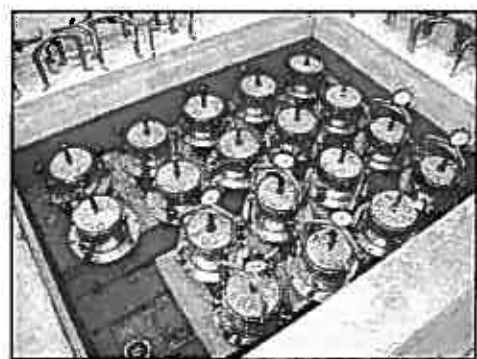


写真2 各ケースの湿潤状況

5. 2 試験の対象試料

乾湿繰返しCBR試験に用いた試料は、北海道横断自動車道夕張地区および穂別地区の切土部で発生した4種類の泥岩で行った(写真3)。試験対象試料の物性値を表2に示す。また、各試料の圧縮性の評価を図5に示す。すべての試料は、破碎率が小さくスレーキング率が大きい領域(3)材料となる。設計要領第一集土工編「スレーキング性材料の圧縮沈下対策」では、高盛土への適用については検討を必要とする材料と判断される。本試験では、脆弱岩の圧縮沈下対策については前述したとおり、盛土施工時の締固め度を空気間隙率 $\leq 15\%$ で品質管理することで対応できるとものと考え、本室内試験条件では割愛する。

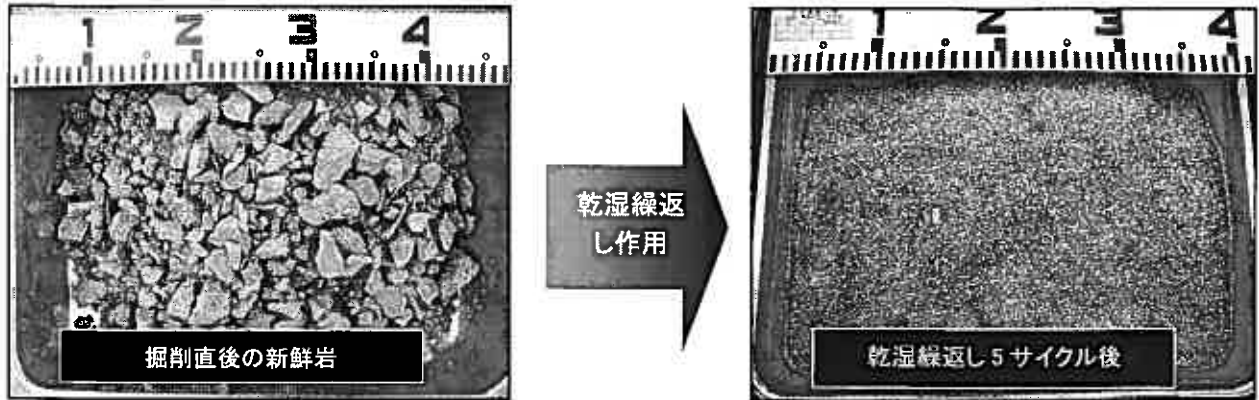


写真3 乾湿繰返しによるスレーキング状態(試料A)

表2 試験対象試料の物性値

材料名称		試料A	試料B	試料C	試料D
一般	地層地質区分	構内層泥岩	構内層泥岩	中部軟弱層部泥岩	中部軟弱層部泥岩
	地盤材料の工学的分類	(G-FS)	(G)	(G-FS)	(G-FS)
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.715	2.695	2.642	2.713
粒度特性	自然含水比 W_n (%)	15.3	5.6	15.6	12.4
	最大粒径 D_{max} (mm)	75	75	75	75
	細粒分含有率 F_c (%)	7.1	2.4	11.9	13.8
	均等係数 U_c	37.15	6.48	1685.26	1291.08
礫のコンスタン特性	礫のかさ比重(9.5-37.5mm) G_b (%)	2.064	2.277	2.039	2.108
	礫の吸水量(9.5-37.5mm) W_a (%)	12.28	7.01	13.01	10.61
	スレーキング率 (%)	91.5	92.7	95.8	99.5
	破碎率 (%)	42.8	25.4	49.1	42.0
	液性限界 LL (%)	57.8	44.0	53.7	49.6
締固め特性	塑性限界 PL (%)	26.8	20.4	26.6	22.4
	塑性指数 I_p	31.0	23.6	27.1	27.2
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	1.914	—	1.819	1.828
	最適含水比 W_{opt} (%)	13.8	—	16.0	15.1

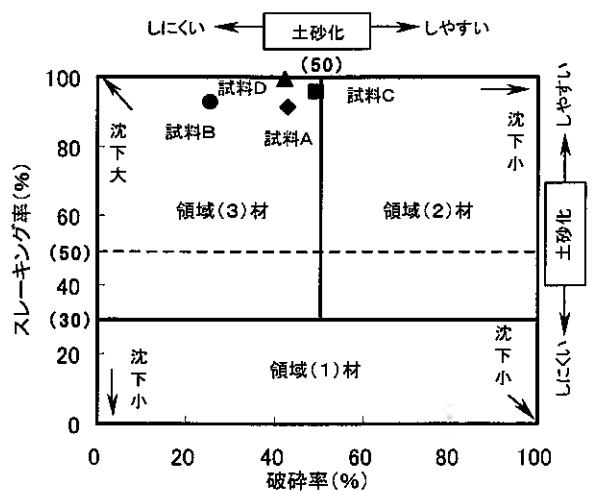


図5 脆弱岩の圧縮性評価図¹⁾

5. 3 各ケースの乾燥密度とCBRの関係(試料A)

試料Aにおける各ケースの乾燥密度とCBRの関係を図6に示す。新鮮岩により実施したCBR試験結果は、修正CBR=24.6%となり盛りこぼし橋台盛土の材料規定値である修正CBR $\geq 5\%$ を十分に満足する結果であった。また、風化試料により締固めた場合のCBR(=風化材)および締固めた後に乾湿繰返しを与えた場合のCBR(=締固め乾湿材)は、それぞれ15.4%、7.1%となり、新鮮岩よりも乾湿繰返し作用を受けて強度低下する傾向ではあるが、材料規定値である修正CBR $\geq 5\%$ を確保できる結果であった。なお、CBR低下率は、突固め回数が多く乾燥密度が高いほどCBR低下率が大きくなる傾向を示した。

5. 4 各試料の修正CBRの変化

各試料における各ケース別の修正CBRを図7に示す。すべての試料は未風化の新鮮岩よりも強度低下を示し、その低下率はケース3の締固め後に乾湿繰返しを与えた場合

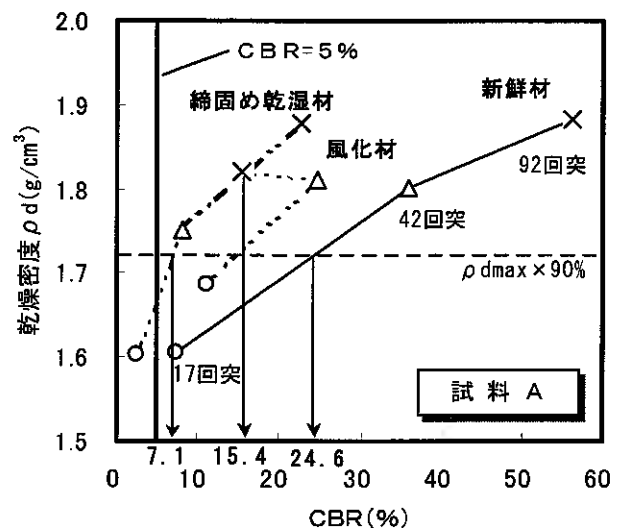


図6 各ケースの乾燥密度とCBRの関係

が最も強度低下が大きい傾向であった。また、バラツキはあるものの新鮮岩のCBRが高いほど低下率も大きくなる傾向を示した。なお、試料Bおよび試料Cについては、締固めた後に乾湿繰返しを与えた場合には、材料規定値である修正CBR=5%を満足できない結果となった。

以上の乾湿繰返しによるCBR試験結果より、風化が進行した試料で締固めた場合、締固め後に地下水、雨水等の浸透水の影響および乾燥が繰返された場合には、強度低下を起こすものと推定される。ただし、試料Aについては、乾湿繰返しにより強度低下した状態においても、材料規定値である修正CBR \geq 5%を満足する結果が得られており、適用にあたっては、現場でのモデル施工の結果および施工後の原位置試験の評価も加え、総合的に判断することとした。

6. 盛土施工管理方法の検討

6.1 モデル施工の概要

本施工に先立ち、試料Aの盛りこぼし橋台盛土材料としての適用性及び品質・施工管理体制を検討するためにモデル施工を行った。

施工機械については、一般土工工事で主流となっている21t級湿地ブルドーザにより敷均しおよび破碎走行を行い、起振力200kN級振動ローラにより締固め(転圧)を行った。また、各締固め回数ごとにJHS 106「RI計器による土の密度試験方法」を用いて空気間隙率 V_a 、密度比 D_c 等の計測、レベル測量による地表面沈下量の計測を行い各締固め回数による差異を検証した。

6.2 モデル施工の結果

モデル施工で得られた各締固め回数における空気間隙率と密度比の関係を図8に示す。計測値はモデル施工ヤード内の15点の平均値を示したものである。締固め回数の変曲点は空気間隙率、密度比ともに6~8回となり、密度比は管理基準値を十分に満足した。また、6~8回付近の乾燥密度から求まる修正CBRの推定値は約33%となった。しかし、空気間隙率については変曲点付近で17~18%程度となり、スレーキング性材料の圧縮沈下対策の管理基準値である空気間隙率 \leq 13%を満足することができなかった。

本モデル施工の施工機械および施工方法では、岩の破碎が不足していることが要因の一つと考えられ、施工機械および施工方法を変更し、再度、モデル施工を行った。

図9に施工機械と施工方法の変更内容を示す。変更内容については、湿地ブルドーザを乾地ブルドーザへと変更し、切土部および敷均し時において、破碎走行を追加することとした(写真4)。再モデル施工で得られた締固め回数と空気間隙率の関係を図10に示す。当初モデル施工と比較すると敷均し時点より空気間隙率は小さくなり、変曲点である締固め回数6回付近で空気間隙率 \leq 13%を満足することができた。

6.3 粒度試験による破碎効果比較

敷均し前・後、16回締固め終了後および再モデル施工において追加した切土部の破碎走行の効果を確認するために、粒度試験を実施した。各施工段階の粒径加積曲線を図11

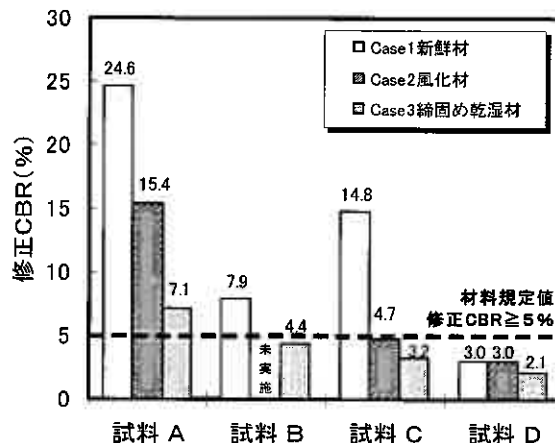


図7 各試料のケース別修正CBR

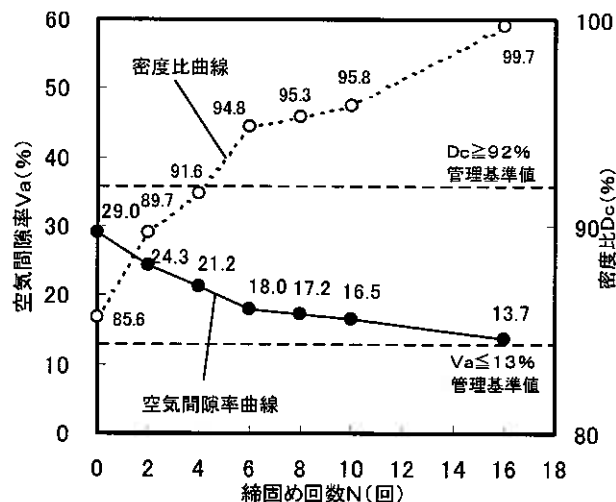


図8 締固め回数と V_a ・ D_c の関係

当初モデル施工			
種別	機種	規格	備考
掘削	リッパ付ブルドーザ	39t級	D8R(D10R)
積込・運搬	スクレープドーザ	8m3級	SR280P
敷均し・破碎走行	湿地ブルドーザ	20t	D6R
転圧	大型振動ローラ	起振力292kN	JV100WA

再モデル施工			
種別	機種	規格	備考
掘削	リッパ付ブルドーザ	39t級	D8R(D10R)
切土部破碎走行	リッパ付ブルドーザ	39t級	D8R(D10R)
積込・運搬・破碎走行	スクレープドーザ	8m3級	SR280P
敷均し・破碎走行	乾地ブルドーザ	19t	D6R(XR)
転圧	大型振動ローラ	起振力292kN	JV100WA

図9 当初、再モデル施工の機械編成



写真4 切土部の掘削および破碎走行

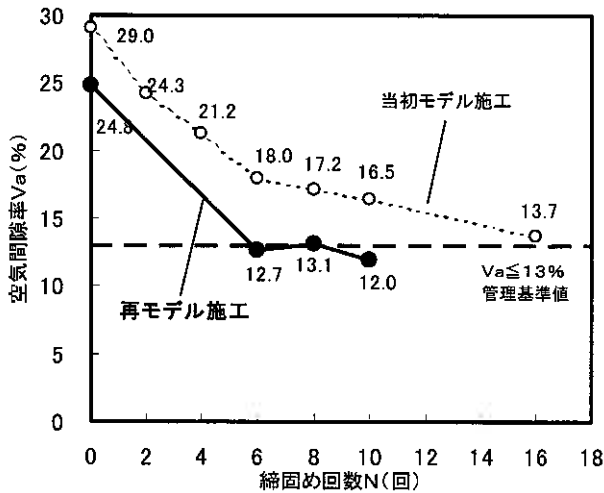


図10 締固め回数とVaの関係(再モデル施工)

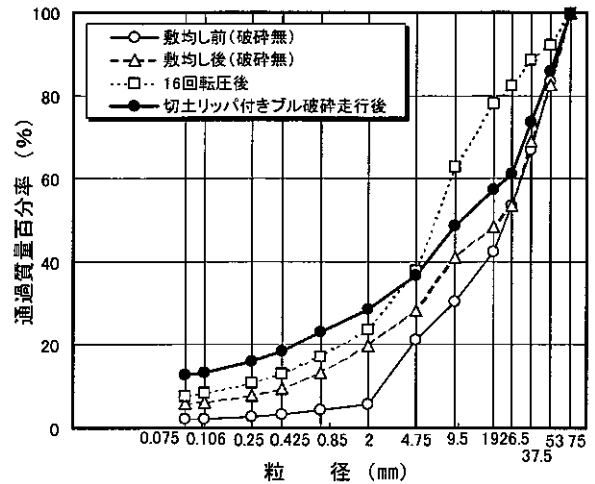


図11 各施工段階の粒径加積曲線

に示す。敷均し前と比較して、敷均し後および16回転圧後は砂分が増加し破碎効果がみられるが、再モデル施工で追加した切土部リッパ付きブルドーザによる破碎走行が、最も破碎促進効果があり空気間隙率の確保に有効であることがわかった。

以上のモデル施工による検討結果から、施工管理方法については表3に示すとおり、締固め回数は、変曲点と破碎促進を考慮して8回以上で盛土施工を行うこととした。

表3 盛土の施工管理方法

検討項目	品質・施工管理方法	
敷均し機種	乾地ブルドーザ(19t)	8回程度
敷均し厚さ	乾地ブルドーザ(19t)	20cm以下
締固め機種	大型振動ローラ(JV100WA)	8回以上
管理基準値	空気間隙率 $V_a \leq 13\%$ 密度比 $D_c \geq 92\%$	
仕上り厚さ	20cm以下	

7. 盛土後の原位置試験

試料Aを用いて施工した盛りこぼし橋台盛土において、構築された盛土内の地盤強度を確認するために、原位置試験を実施した(図12)。施工された盛土の品質管理については、前章6のモデル施工結果を基に行っている。調査位置については、原地盤からの盛土高さは8.1m、盛土天端から調査深度6m内において、標準貫入試験および孔内水平載荷試験を行った。図13に本調査箇所および他の盛りこぼし橋台盛土箇所(トータル岩、粘板岩)のN値と横方向変形係数 E_{sp} の関係を示す。試料Aを用いて構築された盛土の調査結果はN値=19、横方向変形係数 $E_{sp}=17,555\text{kN/m}^2$ となり、要求性能であるN値 ≥ 15 程度、 $E_{sp} \geq 10,000\text{kN/m}^2$ を満足する結果であった。また、他の盛りこぼし橋台盛土箇所の調査結果との比較においても、一般的な相関式である $E_{sp}=700 \cdot N$ に近似した結果となっている。なお、ボーリング孔内の地下水位観測では、調査深度内に水位は確認されなかった。

以上の調査結果からは、要求性能を満足する結果が得られた。ただし、調査時期が盛土施工途中での調査であったため、盛土内への雨水および地下水等の影響は僅かであり、比較的未風化な新鮮岩を評価しているものと推測される。したがって、当該盛土においては、盛土構築後の経年変化を考慮し、盛土内の強度変化および圧縮沈下特性を追跡調査して、適用性を評価していく必要があると考える。

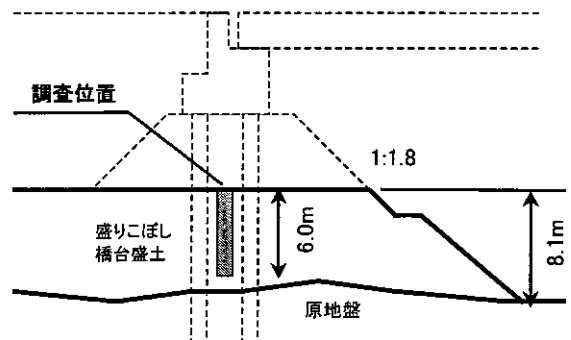


図12 調査盛土の概要図

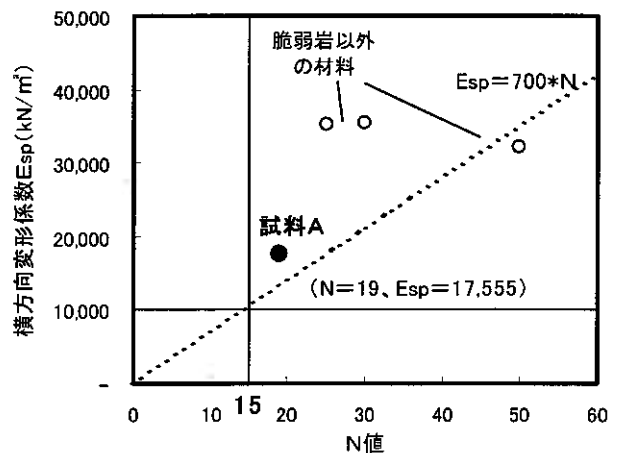


図13 N値と横方向変形係数 E_{sp} の関係

8. 盛土の圧縮沈下観測

原位置調査を実施した盛りこぼし橋台盛土（試料A）において、層別の沈下計測を行った。盛土開始からの沈下計測結果を図14に示す。計測位置は基盤部、盛土高さ6m部（以下、「H6」という）および橋台フーチング下面の盛土高さ11m部（以下、「H11」という）の計3箇所計測を行った。盛土立上りにより基礎地盤は大きく沈下しているが、これは基礎地盤の表層部に薄い軟弱な層があり、その影響により沈下したものである。これによりH6においても同じ期間に同様な傾向を示している。盛土構築後の沈下量については、完了直後には沈下速度は0.1 cm/day程度であったが、施工後60日が経過した現時点では、ほとんど沈下量の増加は見られず収束傾向となっている。

降雨による盛土内への影響については、盛土開始後約10日目で130 mm/dayの降雨があった。しかし、原位置試験結果からは、地下水位も確認されておらず、盛土構築後の沈下量も収束傾向を示していることから、降雨によるスレーキングが要因となって、圧縮沈下を示す傾向は確認されなかった。

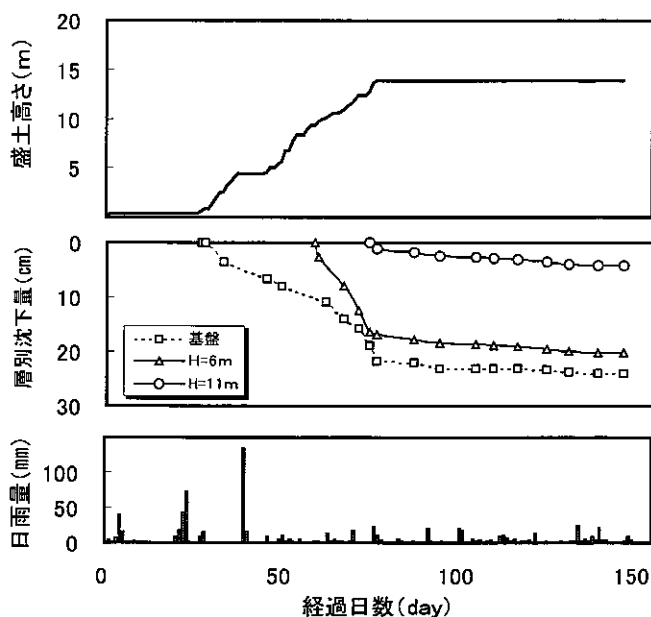


図14 盛土高さと沈下計測結果

9. まとめ

脆弱岩の盛りこぼし橋台盛土部への適用性検討として、乾湿繰返し試験による強度特性確認、盛土施工管理方法の検討および盛土後の性能調査を行った結果をそれぞれまとめると下記のとおりである。

- (1) 風化試料および乾湿繰返し作用を受けた試料のCBRは、未風化の新鮮岩のCBRよりも強度低下する。
- (2) 試料Aは、乾湿繰返し後のCBRが低下しても、盛りこぼし橋台盛土の材料規定値である修正CBR \geq 5%を満足できた。
- (3) 試料Aの施工方法は、リッパ付きブルドーザおよび乾地ブルドーザを用いて強制破碎することで、空気間隙率 \leq 13%を確保できた。
- (4) 試料Aを用いて構築された盛土は、N値 \geq 15および横方向変形係数 \geq 10,000kN/m²を満足できた。
- (5) 試料Aを用いて構築された盛土の圧縮沈下量は、施工後2ヶ月の計測結果からは、大きな変化は見られず収束傾向にある。

10. 今後の課題

本検討結果（試料A）の脆弱岩は、盛りこぼし橋台盛土の要求性能を満足する結果が得られた。しかし、今後、使用が検討される試料Bおよび試料Cは、材料規定値である修正CBR=5%の境界付近の材料であり、引き続き原位置試験による盛土性能の評価を行い、盛りこぼし橋台盛土への材料として適当であるかを検証していく。また、維持管理における長期的な盛土の安定、沈下状況の監視および調査ができる様、建設で配慮することが望ましい。今後も本課題については継続して検討していきます。

<参考文献>

- 1) 日本道路公団：設計要領第一集土工編，2005。
- 2) 加藤陽一・緒方健治・川井洋二：スレーキング性材料を使用した圧縮沈下軽減および強度低下抑制対策，日本道路公団試験研究所報告 vol.36，1999。
- 3) 日本道路公団試験所：ぜい弱岩（風化岩）盛土の圧縮沈下特性と路床への適用，試験所技術資料第212号，1983。
- 4) 稲田倍徳・奥園誠之・松井正弘：泥岩および山砂，日本の特殊土，土質工学会，1974。

製紙工場から排出される RPF 灰の盛土材としての検討

北海道開発土木研究所

○正会員 城戸優一郎

正会員 西本 聡

正会員 佐藤 厚子

王子製紙株式会社苫小牧工場

別紙 正信

1. はじめに

石炭火力発電所から排出される石炭灰はセメント原料などに有効利用されている。火力発電所では石炭以外の燃料を使用している所もあり、燃焼灰が発生する火力発電所がある。循環型社会の形成のためにはこのような燃焼灰の有効利用を進める必要がある。

王子製紙苫小牧工場の火力発電所は燃焼灰が発生する火力発電所を有している。そのうちのひとつに RPF (廃棄物固形燃料) を主燃料とするものがある。この火力発電所から RPF 灰が多量に排出され、廃棄処分されている。そこで、RPF 灰を盛土材として適用できないか検討した。その結果、加水・セメント添加後に締固める方法、および造粒物にする方法により、盛土材として利用できることがわかった。本報告は、その結果をとりまとめたものである。

2. RPF 灰

2-1. RPF

RPF は Refuse Paper & Plastic Fuel の略称で、産業廃棄物のうち、古紙と廃プラスチックを成形した固形燃料である (写真-1)。RPF を燃料とすることで古紙と廃プラスチックのエネルギーを回収できることから、化石燃料の使用量を低減でき、地球温暖化防止に効果的であると言われている。貯蔵や取り扱いにも優れ、価格は石炭の 2 分の 1 から 3 分の 1 で経済的である。

2-2. RPF 灰の排出過程

王子製紙苫小牧工場の火力発電所では、燃焼条件を整えるため、RPF 以外に石炭を併用しており、燃料構成は石炭 30~60%、RPF 20~40% である。燃料構成に占める割合は小さいが、その他に廃材チップ、廃タイヤ、ペーパースラッジ (古紙再生時に発生) なども燃料に使用しており、様々な燃料の燃焼灰である。石炭に次いで燃料構成を占めるものが RPF であることから、この燃焼灰を RPF 灰と呼ぶことにした。RPF 灰を写真-2 に、排出過程を図-1 に示す。

RPF は炉の下部に投入される。このとき、炉内の温度を一定に保つため、石炭やペーパースラッジなども燃料として投入する。炉内で燃焼した燃料はサイクロンにより、軽い灰が分離されフィルターで集められる。この灰が RPF 灰である。

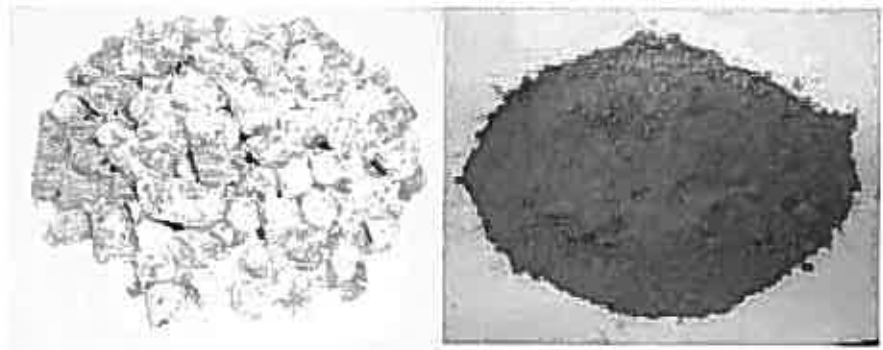


写真-1 RPF

写真-2 RPF 灰

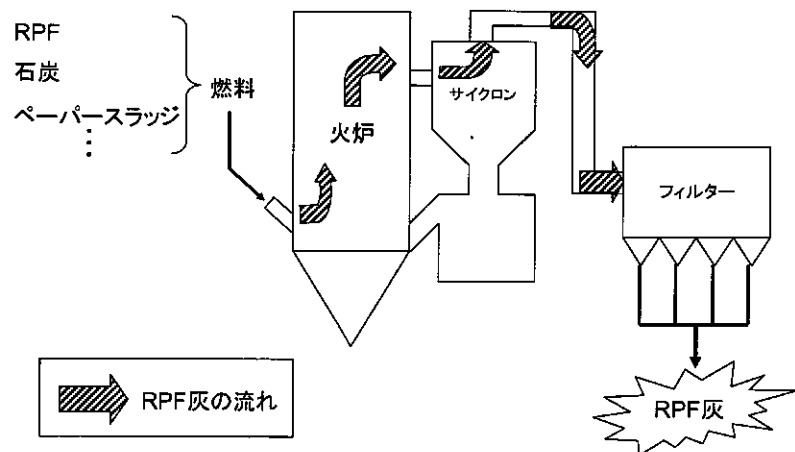


図-1 RPF 灰の排出過程

2-3. RPF 灰が環境に与える影響

RPF 灰が土壌を汚染しない材料で

Examination as embankment material of RPF ash discharged from a paper mill

Yuichiro KIDO, Satoshi NISHIMOTO, Atsuko Sato (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido),
Masanobu BESSHI (Oji paper Co, Ltd)

あるか、環境省が告示している「土壌の汚染に関わる環境基準について」¹⁾（以下、土壌環境基準と呼ぶ）を準用し、排出日の異なるA～H灰について、27項目すべての測定を行った。フッ素、ホウ素、セレン、六価クロム以外の項目についてはすべてのRPF灰で溶出量は基準値以下であった。基準値を超えた項目を表-1に示す。F灰のみ全項目について溶出量は基準値以下であったが、灰によってはフッ素、ホウ素、セレン、六価クロムの溶出量が基準値を超えることがわかる。ほとんどのRPF灰は有害物質を溶出するため、そのままでは盛土材に適用できず、有害物質の溶出対策を行わなければならない。

表-1 RPF灰から溶出する有害物質

灰種		A灰	B灰	C灰	D灰	E灰	F灰	G灰	H灰
土壌環境基準項目	基準値								
フッ素 (mg/L)	0.8	9.40	7.30	6.20	4.00	3.70	<0.05	1.60	2.60
ホウ素 (mg/L)	1.0	6.00	1.00	0.80	<0.01	0.24	0.27	0.04	0.07
セレン (mg/L)	0.01	0.005	0.012	0.014	0.003	0.060	<0.001	<0.001	0.005
六価クロム (mg/L)	0.05	0.010	0.043	0.052	0.110	0.040	0.002	0.025	0.053

3. 試験方法

3-1. RPF灰の盛土材への改良方法

RPF灰の有害物質の溶出量は灰種により変動があり、基準値を超える項目も異なる。そこで有害物質の溶出抑制しながら、盛土材として利用する方法を検討することとした。

有害物質の溶出抑制方法としてセメントにより、固化処理することとした。固化の方法は、加水・セメント添加後に締固める方法、加水・セメント添加中に造粒工程を加え造粒物にする方法の2つとした。

加水・セメント添加後に締固める方法は排出直後に利用できるが、運搬・施工時の飛散や保管が問題となる。一方、造粒物とする方法は造粒工程で粒径を大きくできるため施工時の飛散が少なくなり、保管が容易である。しかし、造粒物が強度発現するまで一ヶ月程度養生が必要となる。

3-2. 盛土材としての基準

RPF灰を盛土材として利用する場合の基準として、①施工できること、②盛土の安定性を保つことができること、③環境に負荷を与えないことの3つとした。①施工できることとは、建設機械により盛土を施工できる強さを有することであり、トラフィカビリティー試験によるコーン指数で判断する。本検討では目標とするコーン指数は普通ブルドーザが走行可能な値 $q_c=500\text{kN/m}^2$ 以上²⁾とした。②盛土の安定性を保つことができることは、施工後の盛土がすべり安全率を確保する強さを有することである。加水してセメントを添加し、固化する材料の場合、「北海道における不良土対策マニュアル(案)」³⁾に従い6日気中後、1日水浸の養生方法による一軸圧縮強さ $qu_7=150\text{kN/m}^2$ 以上とした。造粒物にした材料は、締固め度が基準値以上であれば、盛土の安定性を確保できるので、目標として qu_7 を適用しない。③環境に負荷を与えないこととは土壌環境基準項目が基準値以下となることであり、RPF灰から溶出するフッ素、ホウ素、セレン、六価クロムが基準値以下であることとした。

3-3. 試験内容

本検討ではA灰について各試験を実施した。加水・セメント添加後に締固めて利用する方法、造粒物にして利用する方法は試験内容が異なる。試験フローを図-2に示す。また、造粒物の様子を写真-3に示す。

3-3-1. 加水・セメント添加後に締固めて利用する場合

含水比を20, 30, 40%, セメント添加率(灰の乾燥重量に対する比率)を0, 1, 2, 5%として、コーン指数を測定し、このときの密度で作業した供試体について7日養生後の一軸圧縮強さを求めた。なお、含水比は締固めが可能な最少の含水比、締固め可能な最大含水比、その中間とした。コーン指数、一軸圧縮強さが目標値を満足する配合について、土壌環境基準項目の溶出量を測定した。

3-3-2. 造粒物にして利用する場合

含水比を40%, セメント添加率を5, 10, 15%に設定し造粒物を作成した。含水比40%は造粒に適した値である。セメント添加率は加水・セメント添加後に締固めて利用する場合と比べ高く設定している。これは造粒物が盛土施工時、完成後の降雨によって細粒化すると盛土内部に空洞ができ沈下が起きる可能性があり、造粒物に強度が必要なためである。RPF灰の造粒物は、造粒直後では十分な強度がでないことから、1ヶ月程度気中で養生した後、各試験を実施した。コーン指数が目標値を確保できるものについて、締固めおよび乾燥・湿潤の繰返しによる細粒化の程度を測定した。乾

燥・湿潤の繰返しによる細粒化は岩の乾湿繰返し試験⁴⁾(以後、乾湿繰返し試験とする)を準用した。乾湿繰返し試験は10回乾燥・湿潤繰返しを行う試験である。造粒物が締固めや乾湿繰返しにより細粒化したか否かは細粒含有率の変化により確認し、最後に土壤環境基準項目の溶出量を測定した。

4. 検討結果



写真-3 RPF 灰の造粒物

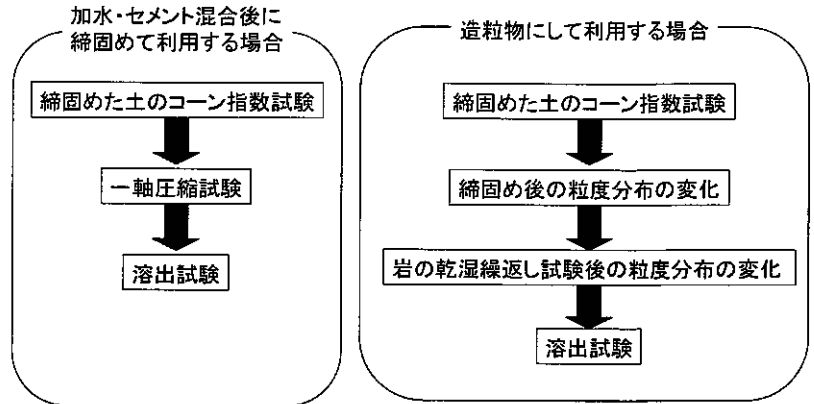


図-2 改良した RPF 灰の試験フロー

4-1. 加水・セメント添加後に締固めて利用する方法

4-1-1. 締固めた RPF 灰のコーン指数

全ての配合条件においてコーン指数 $qc=2000\text{kN/m}^2$ 以上を示し、目標とするコーン指数 $qc=500\text{kN/m}^2$ 以上となった。含水比 20~40%，セメント添加率 0~5% の範囲で普通ブルドーザによる施工が可能である。

4-1-2. 一軸圧縮強さ

図-3 にセメント添加率と一軸圧縮強さの関係を示す。全ての配合条件で目標とする一軸圧縮強さ $qu_7=150\text{kN/m}^2$ 以上を満足した。同じセメント添加率では含水比が高いほど qu_7 も大きくなり、セメント添加率だけでなく含水比も強度に影響を与える。加水することで盛土としての強度を十分満足する材料といえる。

4-1-3. セメントによる有害物質の溶出抑制結果

コーン指数、一軸圧縮強さの目標値を満たす配合条件のうち、セメント添加率 1, 2, 5%, 含水比 20~40% の溶出試験結果を表-2 に示す。A 灰から溶出するフッ素、ホウ素はセメントを添加することで溶出抑制ができた。フッ素、ホウ素の溶出量は含水比が高いほど多くなり、セメント添加率が高いほど少なくなる傾向がみられる。セメント添加率 1% で、含水比 40% ではフッ素が土壤環境基準を満たさないため、この条件は盛土材に適さない。その他の配合条件は A 灰から溶出するフッ素、ホウ素を基準値以下に抑えることができた。以上より、RPF 灰にセメントを添加し、含水比を調整することで盛土材に利用できることがわかる。

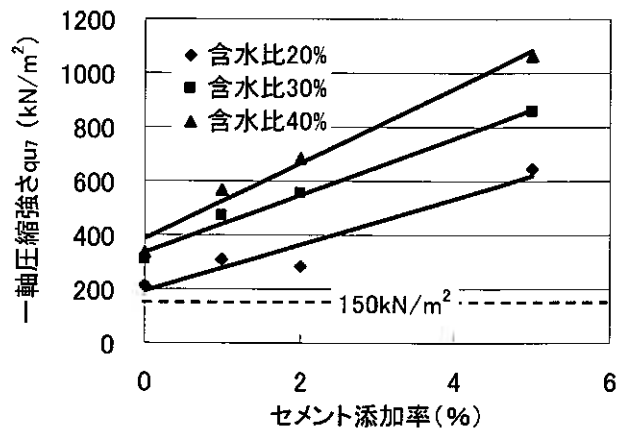


図-3 改良した RPF 灰の一軸圧縮強さ

表-2 溶出試験結果

含水比 (%)	A 灰	加水・セメント添加した A 灰									
		20			30			40			
セメント添加率 (%)	0	1	2	5	1	2	5	1	2	5	
基準値 (mg/L)											
フッ素	0.8	9.40	0.7	0.65	0.75	0.7	0.75	0.75	0.85	0.75	0.65
ホウ素	1.0	6.00	0.35	0.35	0.26	0.50	0.45	0.35	0.65	0.70	0.40
セレン	0.01	0.005	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001	<0.001
六価クロム	0.05	0.010	0.011	0.007	0.009	0.006	0.006	0.01	0.008	0.008	0.007

4-2. 造粒物にして利用する方法

4-2-1. 締固めた造粒物のコーン指数

RPF 灰の造粒物のコーン指数は全ての配合条件において 2000kN/m² 以上となり、目標値である $q_c=500\text{kN/m}^2$ 以上を満たし普通ブルドーザによる盛土施工が可能である。

4-2-2. 締固め後、乾湿繰返し試験後の粒度特性

含水比を造粒に適した含水比を 40%としてセメント添加率を 5, 10, 15%とした。RPF 灰の造粒物は、造粒直後では十分な強度がでないことから、1 ヶ月程度気中で養生した後、各試験を実施した。コーン指数が目標値を確保できるものについて土壌環境基準項目の溶出量を測定した。また、造粒物が盛土施工時、完成後の降雨によって細粒化すると盛土内部に空洞ができ沈下が起きる可能性がある。そこで締固めおよび乾燥・湿潤の繰返しによる細粒化の程度を測定した。乾燥・湿潤の繰返しによる細粒化は岩の乾湿繰返し試験⁴⁾(以後、乾湿繰返し試験とする)を準用した。乾湿繰返し試験は 10 回乾燥・湿潤繰返しを行う試験である。造粒物が締固めや乾湿繰返しにより細粒化したか否かは、細粒分含有率の変化により確認した。

表-3 セメント添加率 5%における造粒物の粒度変化

セメント添加率(%)	5		
含水比(%)	40		
	造粒直後	締固め試験後	乾湿繰返し試験後
礫分(2~75mm)	76.0	73.4	84.8
砂分(0.075mm~2mm)	24.0	24.7	14.9
細粒分(0.075mm以下)	0.0	1.9	0.3
土質分類	GS	GS	G

表-4 セメント添加率 10%における造粒物の粒度変化

セメント添加率(%)	10		
含水比(%)	40		
	造粒直後	締固め試験後	乾湿繰返し試験後
礫分(2~75mm)	55.0	70.0	69.8
砂分(0.075mm~2mm)	45.0	29.6	30.1
細粒分(0.075mm以下)	0.0	0.4	0.1
土質分類	GS	GS	GS

表-5 セメント添加率 15%における造粒物の粒度変化

セメント添加率(%)	15		
含水比(%)	40		
	造粒直後	締固め試験後	乾湿繰返し試験後
礫分(2~75mm)	86.8	78.0	93.8
砂分(0.075mm~2mm)	13.2	19.3	4.7
細粒分(0.075mm以下)	0.0	2.7	1.5
土質分類	G	GS	G

表-6 RPF 灰の造粒物の溶出試験結果

		A灰	A灰の造粒物		
含水比(%)			40		
セメント添加率(%)			5	10	15
土壌環境基準項目	基準値				
フッ素 (mg/L)	0.8	9.40	0.55	<0.01	<0.01
ホウ素 (mg/L)	1.0	6.00	0.35	0.25	0.20
セレン (mg/L)	0.01	0.005	<0.001	<0.001	<0.001
六価クロム (mg/L)	0.05	0.010	0.015	0.011	0.008

4-2-3. セメントによる有害物質の溶出抑制効果

RPF 灰の造粒物の有害物質溶出量を表-6 に示す。セメント添加率 10, 15%はセメント添加率 5%よりもフッ素の溶出量が大幅に減少し、検出限界以下となる。ホウ素の溶出量はセメント添加率が増えるほど減少傾向にある。セレンの溶出量はセメントを添加すると検出限界まで溶出が抑制される。六価クロムの溶出量を造粒物どうしで比較するとセメント添加率が増えるほど減少する傾向にある。セメント添加率 5~15%においてフッ素、ホウ素の溶出量が土壌環境基準値以下となり、RPF 灰の造粒物は盛土材に利用できることがわかった。現在、本検討の配合条件をもとに RPF 灰を造粒し、適宜サンプリングして溶出試験を行っている。その結果、土壌環境基準を満たす材料となることが確認されている。

5. まとめ

RPF 灰の中には、土壌環境基準を満足しないためにそのままでは盛土材に適用できないものがある。加水・セメント混合後に締固め利用する方法、造粒物とする方法で RPF 灰を改良して盛土材としての適性を検討した結果、適切な含水比とセメント添加を行うことで土壌環境基準を満足し、盛土材として利用可能となった。

〈参考文献〉

- 1) 環境庁：土壌の汚染に係わる環境基準について、2001
- 2) 日本道路協会：道路土工土質調査指針，pp.218-222，1986
- 3) 北海道開発局土木試験所土質研究室：北海道における不良土対策マニュアル(案)，pp.31-33，1985
- 4) 日本道路公団：日本道路公団試験方法，pp.108-110，1985

北海道開発土木研究所 ○正会員 福島 宏文
正会員 西本 聡
正会員 富澤 幸一

1. はじめに

近年の施工技術ならびに構造解析手法の飛躍的進歩により、高規格幹線道路事業の促進等に伴い求められてきている構造物の大型化が可能となってきた。構造物基礎においてもそれは例外ではなく、大型構造物に対応した基礎構造の適切な調査・設計・施工法が必要となってきている。一方、公共事業における建設コスト縮減が強く望まれてきており、構造物の設計および施工に際しては、より合理的な手法の確立が必要な現状にある。

平成14年に改訂された道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(以下、道示)では、性能規定型基準への移行に伴い、直接基礎底面地盤の極限支持力算定式に支持力係数の寸法効果に関する補正係数が導入された¹⁾。この補正係数は、基礎幅の増加が極限支持力を低下させる傾向にあることから、この基礎形状による寸法効果を適正に考慮するよう設定されたものである。一方で、設計に用いる土質定数(c および ϕ)は一般的な物性値や推定式等から求める場合が少なくないため、その値は小さく評価される傾向にある。昨今の性能規定型設計の動向²⁾などを鑑みれば、新しい設計手法に対応した適正な設計条件が求められることになる。すなわち、適正な構造物設計のためには寸法効果を踏まえた、より正確な設計定数(c 、 ϕ 、補正係数等)の把握が必要とされている。

そのため本検討では、寸法効果を考慮した適正な設計定数を把握する目的から、軟岩地盤、レキ質土地盤、岩砕による試験盛土地盤において載荷板の寸法形状を変えた地盤の平板載荷試験を実施し、直接基礎の形状の変化に伴う極限支持力の寸法効果特性について考察した。さらに、実際の基礎構造物の設計に際して必要となる土質強度定数および寸法効果の補正係数の調査手法についても検討を行った。

2. 直接基礎極限支持力式の寸法効果

2-1 寸法効果の概説

地盤上の基礎幅の増加にともない直接基礎の極限支持力が低減する現象は1940年代から指摘され、1960年代にはDe Beer³⁾が実験事実や現実の基礎でこの現象を再確認してからこれを寸法効果と呼ぶようになるなど、古典的技術テーマとして知られている⁴⁾。

この現象はTerzaghiの支持力理論においては、支持力係数(N_f)が基礎幅とともに減少すると理解され、その理由については諸説あるが、主に以下の3つ、あるいはそれらの複合として整理される。

- 1) 応力増大に伴う ϕ の減少⁵⁾
- 2) 破壊の進行に伴うすべり線上で発揮される ϕ の場所毎での差異⁶⁾
- 3) 砂粒子と基礎幅との比の影響⁷⁾

以上1)~3)のそれぞれの要因が、どの程度支持力に影響するものか、現在のところ、はっきりした見解が無い。そのため、実務的には現場載荷試験等を実施し、支持力公式を修正する形で運用されているのが現状である。

2-2 道路橋示方書・IV下部工編における寸法効果補正

平成14年の道示の改定にともない、寸法効果の補正を考慮した以下に示す直接基礎の極限支持力式が採用された¹⁾。

この補正係数により、従来(平成8年道示)の支持力式⁸⁾と比較して大幅な支持力減少となっている。補正係数の適用に当たって、土質定数値(c 、 ϕ 等)の調査・算出方法等の条件については言及されていない。

この補正係数により、一般的な基礎幅の直接基礎構造物設計例において許容支持力が4~6割程度低減する事例が確認されている。この減少の程度は、実務上無視できない範囲であるため、寸法効果の厳密評価に対応した、より正確な土質定数(c および ϕ)を調査・算定し適正な支持力評価を行うことが求められる。

また、補正係数のパラメータである λ 、 ν 、 μ についても現状では現場条件によらない一般値が与えられているのみであり、各種条件毎での適用値の確認・設定が必要と考えられる。

したがって本検討では、寸法効果を考慮した適正な設計定数および補正係数を把握する目的から、寸法を変えた載荷板を用いて軟岩、レキ質土、岩砕盛土の各種地盤において平板載荷試験を実施し、極限支持力の寸法効果特性について

検討を行うこととした。

$$Q_u = A_e \left(\alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right)$$

Q_u : 支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力(kN)
 A_e : 有効載荷面積(m²)
 α, β : 基礎の形状係数
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 c : 地盤の粘着力(kN/m²)
 q : 上載荷重(kN/m²)で、 $q = \gamma_2 D_f$
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量(kN/m³) 地下水位下では水中単位重量。
 B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m) $B_e = B - 2e_B$
 B : 基礎幅(m)
 e_B : 荷重の偏心量(m)

N_c, N_q, N_γ : 支持力係数
 S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数
 $S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$
 $c^* = c/c_0$ ($1 \leq c^* \leq 10$), $c_0 = 10$ (kN/m²)
 $q^* = q/q_0$ ($1 \leq q^* \leq 10$), $q_0 = 10$ (kN/m²)
 $B^* = B/B_0$ ($1 \leq B^* \leq 10$), $B_0 = 1.0$ (m)
 λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で、 $-1/3$ としてよい。

2-2 地盤反力係数と基礎幅寸法の関係

道示において、地盤反力係数の推定式として、次式が与えられており、地盤反力係数が基礎幅の3/4 乗に比例するとの考え方を採用している⁹⁾。

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_V : 地盤反力係数(kN/m³)
 k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)
 B_V : 基礎の換算載荷幅(m)

これは、砂地盤および関東ローム層を対象地盤に、平板寸法を 300mm~1200mm で変化させて実施した載荷試験結果より導出された関係式である¹⁰⁾。

同式は、地盤条件によっては必ずしも同様の関係とならないことが十分考えられる。そのため、本検討のような粒径の大きい材料における同式の適用性確認のため、載荷板寸法と地盤反力係数の関係についてとりまとめ・検討を行うこととした。

3. 載荷板の寸法を変化させた平板載荷試験

3-1 試験概要

本試験では、レキ質土地盤および岩砕盛土地盤(良質な岩盤を掘削して盛土構築したもの)に関する極限支持力の寸法効果の検証を目的に、当該地盤において載荷板の寸法を変化させた平板載荷試験を実施した。

平板載荷試験は載荷板の寸法形状と地盤条件を変え、計 25 ケース実施した(表-1)。

直接基礎の極限支持力式における寸法効果の確認のため円形載荷板を 5 種類(直径 300mm, 600mm, 900mm, 1200mm, 1500mm)、同式における形状係数の確認のため正方形載荷板を 1 種類(B=1500mm)用意した。

載荷方向、反力装置は地盤種別毎に変えている。鉛直載荷試験時の反力装置はグラウンドアンカーとし、載荷ばりに結合した。計画最大荷重に対して十分な反力を確保した(写真-1)。軟岩地盤については、テストピットを掘削による水平方向載荷を実施し、反力を確保した(写真-2)。また、平成 17 年度実施の軟岩地盤における載荷試験時には 2 つの載荷面で載荷板寸法を変え、寸法の大きい側で十分大きい反力を確保して試験を実施した(それぞれ 300-600, 600-900, 900-1200, 1200-1500)。

載荷方法は、地盤工学会「地盤の平板載荷試験方法」¹¹⁾に準拠した多サイクル方式(4 サイクル)とし、荷重保持時間は新規荷重 30 分、履歴内荷重 5 分とした。

表-1 試験ケース一覧

実施年度	地盤種類	載荷方向	ケース数	円形					正方形
				300	600	900	1200	1500	1500
H17	軟岩地盤	水平	8	1	2	2	2	1	
H16	軟岩地盤(風化)	水平	6		3	2	1		
H15	レキ質土	鉛直	4	1	1	1		1	
H14	岩砕盛土	無補強土	鉛直	4	1		1	1	1
		ジオグリッド補強土	鉛直	3	1		1	1	



写真-1 載荷試験実施状況（鉛直載荷）



写真-2 載荷試験状況（水平載荷）

3-2 極限支持力の推定

試験ケースによっては、載荷装置の傾倒等により極限状態まで載荷することができなかつたため、本検討においては宇都らの方法¹²⁾によって極限支持力を推定した。

この推定方法は、荷重と沈下の関係を以下のワイブル分布による近似式によってあらわし、最小二乗法により極限荷重 Q_{max} 、基準変位 S_0 等の変数を推定する方法である。

$$Q = Q_{max} \{1 - e^{-(S/S_0)^m}\}$$

ここで、 Q : 荷重 Q_{max} : 極限荷重
 S : 変位 S_0 : 基準変位量（降伏加重に対応する変位量）
 m : 変位指数

地盤反力係数の算出についても、本方法から算出される、降伏加重、降伏変位を基準として算出した。

図-1に、岩砕盛土（ジオグリッド補強及び無補強）における荷重沈下曲線を示す。

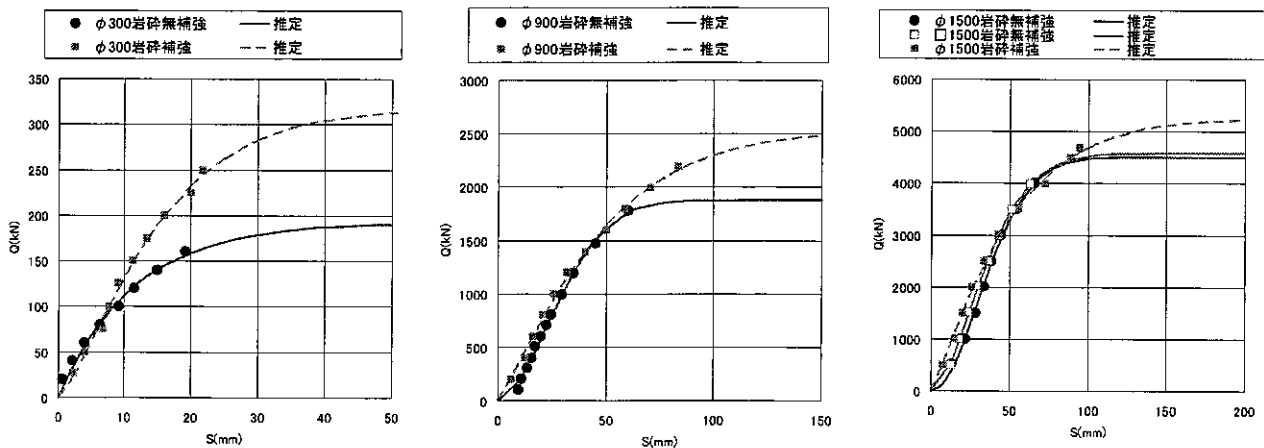


図-1 荷重沈下曲線と極限支持力の推定（岩砕盛土）

3-3 試験結果

表-2に、ケース毎の平板載荷試験で得られた極限支持力と、土質定数算出結果の一覧を示す。土質定数の算出は、次式に基づき極限支持力から算定を行った。

$$Q_u = \frac{\pi B^2}{4} (1.3cN_c S_c + 0.3B\gamma_1 N_\gamma S_\gamma) \quad (\text{道示 IV(解 10.3.6)})$$

この際、以下の仮定を設けている。

- 1) 無補強土において粘着力は無視する ($c=0$)。
- 2) ジオグリッド補強土においては補強土が見かけ上の粘着力の効果として作用する。
- 3) レキ質土及び軟岩の粘着力は、地質調査結果よりそれぞれ 50 kN/m^2 、 100 kN/m^2 とした。
- 4) 補正係数のパラメータ μ は、道示の一般値 ($-1/3$) を適用する
- 5) ϕ および B^* 、 c^* が、道示の適用範囲 ($\phi \leq 45^\circ$ 、 $1 \leq B^*$ 、 $1 \leq c^* \leq 10$) 外の場合でも、寸法効果補正を適用する。

表-2 平板載荷試験結果一覧

	載荷板寸法	B	円形							
			300 載荷側	600 反力側	600 載荷側	900 反力側	900 載荷側	1200 反力側	1200 載荷側	1500 反力側
軟岩	極限支持力	Q_u	1,563	2,174	1,825	2,950	2,334	3,082	6,196	6,302
	極限支持力度	q_u	22,108	7,690	6,456	4,637	3,669	2,725	5,479	3,566
	土質定数	ϕ	45	44	42.5	39.5	37.5	34.5	40.5	36.5
		c	100	100	100	100	100	100	100	100

	載荷板寸法	B	円形					
			600	900	900	1200		
軟岩 (風化)	極限支持力	Q_u	1,197	1,150	1,092	2,434	2,668	4,491
	極限支持力度	q_u	4,234	4,067	3,862	3,826	4,194	3,971
	土質定数	ϕ	38.7	38.3	37.8	37.3	38.3	37.5
		c	100	100	100	100	100	100

	載荷板寸法	B	円形				正方形
			300	600	900	1500	1500
レキ質土	極限支持力	Q_u	619	1,506	4,163	14,843	-
	極限支持力度	q_u	8,761	5,326	6,543	8,399	-
	土質定数	ϕ	44.9	42.8	43.7	44.7	-
		c	50	50	50	50	-
岩砕盛土 無補強	極限支持力	Q_u	193	-	1,878	4,504	4,581
	極限支持力度	q_u	2,735	-	2,952	2,549	2,036
	土質定数	ϕ	51.1	-	48.4	46.3	45.3
		c	0	-	0	0	0
岩砕盛土 補強土	極限支持力	Q_u	316	-	2,539	5,266	-
	極限支持力度	q_u	4,476	-	3,992	2,980	-
	土質定数	ϕ	51.1	-	48.4	46.3	-
		c	2.8	-	2.3	1.0	-

※単位は B : mm, Q_u : kN, q_u : kN/m², ϕ : °, c : kN/m²

算出結果によれば、概ね載荷板寸法の増加に伴って土質定数が低下する傾向が確認された。これは、寸法効果の補正係数 S_γ によって一定値をとるべき支持力係数が、本試験ケースにおいては適切に補正されていないことが一因と考えられる。そのため、寸法効果補正の近似式およびそのパラメータについて検証する必要性が認められた。

5. 考察

5-1 支持力係数 N_γ の寸法効果

(1) 正規化した極限支持力度による整理

各調査地盤における極限支持力を次式で正規化し、載荷板寸法との関係で整理した (図-2)。

$$q_u = \frac{1}{2} \beta B \gamma_1 N_{cy}$$

N_{cy} : 複合支持力係数 (正規化した極限支持力度)

どのケースにおいても、正規化した極限支持力度 N_{cy} は、基礎幅 B の増加にともない減少する傾向にある。また、おおむね次式に示す道示の補正係数 S_γ と同様の直線関係にある。補正係数のパラメータ μ は、平成17年度実施の軟岩地盤は $\mu \approx -2$ 程度と大きい。他の地盤については大きな違いは見られなかった。

$$N_{cy} = N_{cy0} (B/B_0)^\mu$$

N_{cy0} : 基準支持力係数 (B=B₀における支持力係数)
B₀: B₀=1.0m

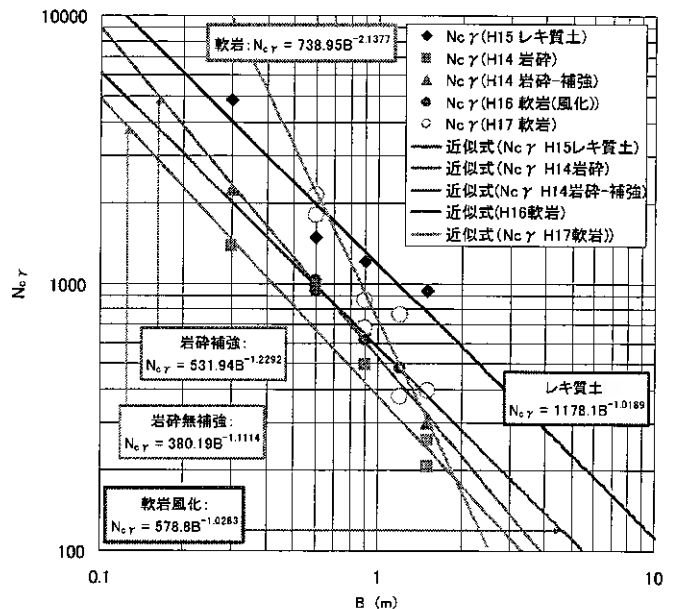


図-2 正規化した極限支持力度と載荷板寸法の関係

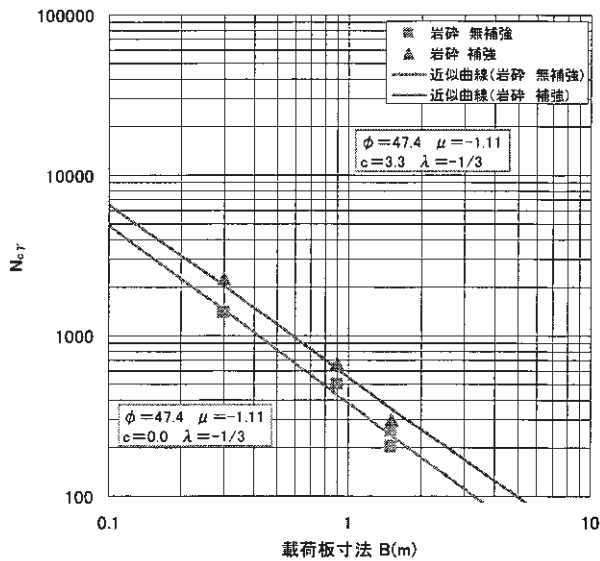


図-3 岩砕における試験値と近似式の関係

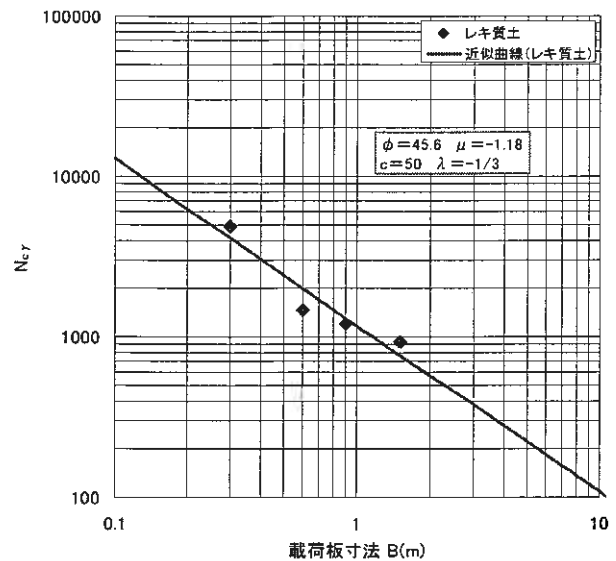


図-4 レキ質土における試験値と近似式の関係

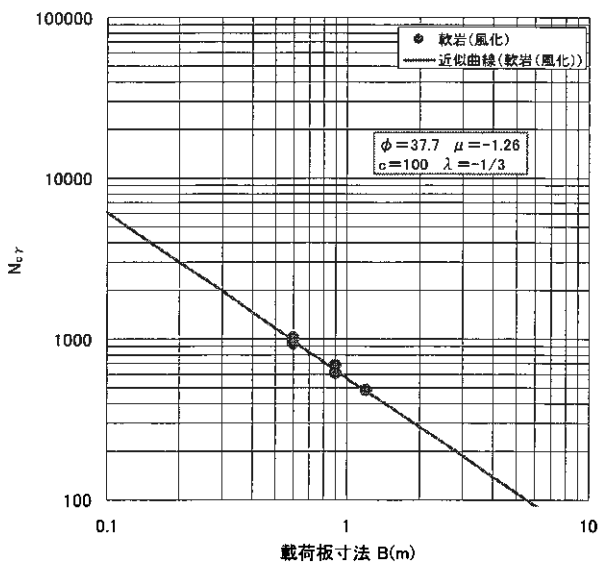


図-5 軟岩(風化)における試験値と近似式の関係

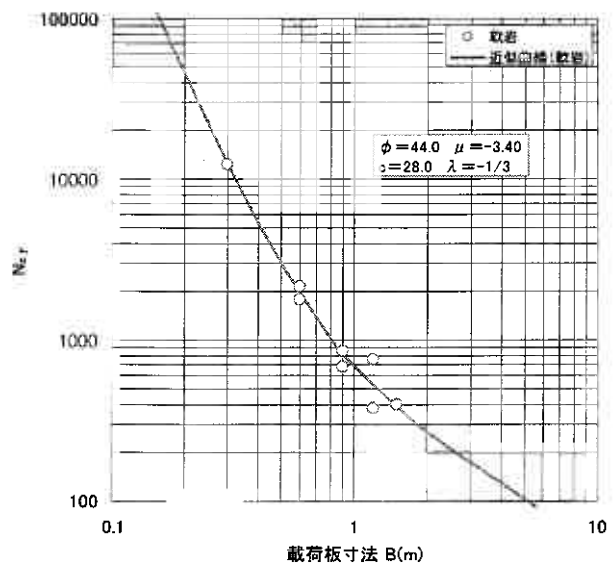


図-6 軟岩における試験値と近似式の関係

(2) 岩砕盛土における寸法効果

岩砕盛土(無補強)のケースは、粘着力 c を無視できると考えると、正規化した極限支持力度 $N_{c,r}$ は、Terzaghi の支持力式の N_y に等しい。 ϕ 及び μ をパラメータに最小二乗法により推定した結果、 $N_y = 380.2$ 、 $\mu = -1.11$ の関係にあり、補正係数のパラメータ μ は必ずしも道示の一般値 $\mu = -1/3$ とは一致しないことが確認された。

また、岩砕盛土(補強土)のケースについて、ジオグリッドによる支持力増加分を見かけ上の粘着力 c によるものと仮定し、粘着力 c の推定を行った(図-3)。推定は、正規化した Terzaghi の支持力式と載荷板寸法の関係から最小二乗法によって求めた。粘着力の補正係数は基礎幅寸法と無関係で、載荷板寸法の変化からは推定できないため、寸法効果のパラメータは道示と同様に $\lambda = -1/3$ とした。この時、粘着力は $c = 3.3$ (kN/m²) と推定された。

(3) レキ質土における寸法効果

レキ質土の試験結果から、土質定数および寸法効果補正係数の推定を行った。推定は、正規化した Terzaghi の支持力式について載荷板寸法と補正係数の乗数 μ を変数に最小二乗法によって求めた(図-4)。データが4点と少ないことから、粘着力については、平成8年道示より洪積世砂レキの値 $c = 50$ kN/m² と仮定した¹³⁾。寸法効果のパラメータは道示の一般値 $\lambda = -1/3$ としている。

推定の結果、 $N_y = 252.0$ ($\phi = 45.6^\circ$), $\mu = -1.18$ の関係にあり、今回調査したレキ質土についても、補正係数のパラメータ μ は必ずしも道示の一般値 $\mu = -1/3$ とは一致しないことが確認された。

(4) 軟岩地盤（風化）における寸法効果

試験を実施した載荷板寸法が3種類とデータ数が少ないことから、粘着力については、当該箇所における構造物の設計条件より $c = 100 \text{ kN/m}^2$ と仮定している。また支持力係数 N_c に関する寸法効果のパラメータは道示の一般値 $\lambda = -1/3$ としている。

推定の結果、 $N_y = 50.9$ ($\phi = 37.7^\circ$), $\mu = -1.26$ の関係にあり、補正係数のパラメータ μ は必ずしも道示の一般値 $\mu = -1/3$ とは一致しないことが確認された。

(5) 軟岩地盤における寸法効果

軟岩地盤の試験結果から、土質定数および寸法効果補正係数の推定を行った。正規化した極限支持力度 N_{cy} についてせん断抵抗角 ϕ 、補正係数の乗数 μ 、粘着力 c を変数に最小二乗法によって求めた（図-6）。支持力係数 N_c に関する寸法効果のパラメータは道示の一般値 $\lambda = -1/3$ とした。

推定の結果、 $N_y = 179$, $\mu = -3.4$ の関係にあり、補正係数のパラメータ μ は必ずしも道示の一般値 $\mu = -1/3$ とは一致しないことが確認された。また土質定数は、 $\phi = 44.0^\circ$, $c = 28.0 \text{ kN/m}^2$ と推定され、既往資料から求めた一般値（ $\phi = 37^\circ$, $c = 100 \text{ kN/m}^2$ ）とは大きく異なった。

表-3に推定結果の一覧を示す。

表-3 試験結果一覧

地盤種類	岩砕盛土 (H14 調査)	レキ質土 (H15 調査)
推定値	$\phi = 47.4$ $c = 0$: 無補強 $c = 3.3$: 補強土 $N_y = 380.2$ $N_c = 184.4$ $\mu = -1.11$ $\lambda = -1/3$	$\phi = 45.6$ $c = 50.0$ $N_y = 252.0$ $N_c = 144.6$ $\mu = -1.18$ $\lambda = -1/3$
近似式	無補強 $q_u = 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$ 補強土 $q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.11}$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.18}$
地盤種類	軟岩（風化）(H16 調査)	軟岩 (H17 調査)
推定値	$\phi = 37.7$ $c = 100.0$ $N_y = 50.9$ $N_c = 60.0$ $\mu = -1.26$ $\lambda = -1/3$	$\phi = 44.0$ $c = 28.0$ $N_y = 179.4$ $N_c = 118.6$ $\mu = -3.40$ $\lambda = -1/3$
近似式	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-1.26}$	$q_u = 1.3cN_c \left(\frac{c}{10}\right)^{-1/3} + 0.3B\gamma N_y \left(\frac{B}{1.0}\right)^{-3.40}$

正規化した極限支持力度 N_{cy} は、基礎幅 B の増加にともない減少する傾向にある。また、対数グラフにおいて直線関係にあった。

N_y の補正係数のパラメータ μ は、道示の一般値 $-1/3$ に対して推定値が、軟岩地盤では -3.4 、その他条件では -1 程度と、大きな開きがあった。道示における寸法効果のパラメータ μ の一般値 ($-1/3$) は、砂質土を対象とした実験結果を参考に算出されていると考えられ^{5) 14) 15)}、本試験が対象地盤とは地盤条件が大きく異なっていることが、パラメータが合致しなかった一因として考えられる。

今回調査対象としたような、軟岩地盤や比較的粒径の大きい地盤は、直接基礎構造物の支持地盤として適用されるケースが多いため、設計定数の設定にあたっては十分な調査を実施して総合的に判断することが望まれる。

また、本試験により推定されたせん断抵抗角 ϕ は、既往資料にあるような一般値と比べ、大きい傾向にあった。

5-2 地盤反力係数と載荷板寸法の関係

図-7, 8に, 地盤反力係数 k と載荷板寸法の関係を示す. また図-9に, 300mm 載荷板の k により正規化した地盤反力係数と載荷板寸法の関係を示す.

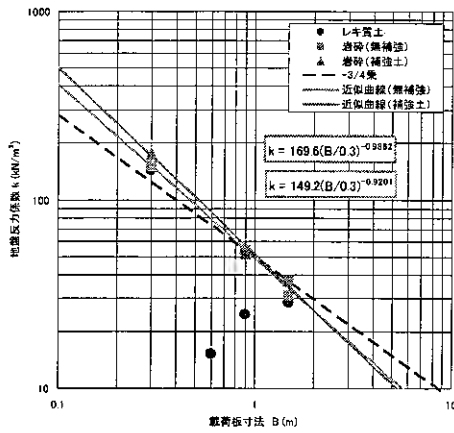


図-7 載荷板寸法と地盤反力係数の関係 (岩砕, レキ質土)

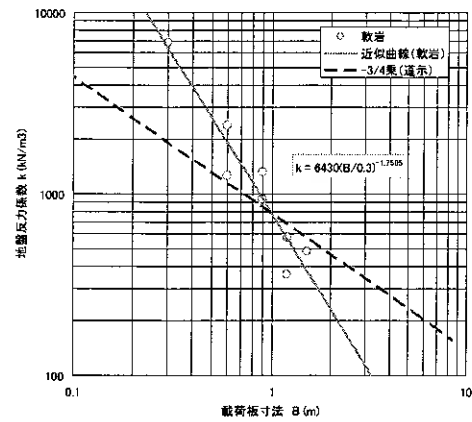


図-8 載荷板寸法と地盤反力係数の関係 (軟岩)

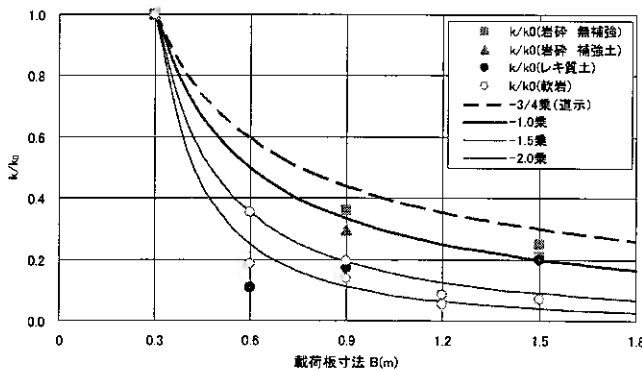


図-9 載荷板寸法と正規化地盤反力係数の関係

表-4 地盤反力係数の関係式

	k_0 (kN/m ³)	n	近似式
岩砕盛土 無補強	149.2	0.920	$k = 149.2 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-0.920}$
岩砕盛土 補強土	169.6	0.986	$k = 169.6 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-0.986}$
レキ質土	143.5	1.003	$k = 143.5 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-1.003}$
軟岩	6430	1.751	$k = 6430 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-1.751}$

※レキ質土は異常値(B=600, 900)を除いた値

油圧ジャッキおよび載荷板が大きく傾倒し, 正確な沈下量が計測できなかったレキ質土の 600mm と 900mm のケースと軟岩 (風化) のケースを除いて, 次式に示す道示で提案される近似式と同様の関係がみられた.

$$k = k_0 \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-n}$$

k : 地盤反力係数(kN/m³)
 k_0 : 300mm 載荷板による地盤反力係数(kN/m³)
 B : 基礎の換算載荷幅(m)
 n : 補正パラメータ

しかしながら岩砕・レキ質土の試験ケースにおいては, おおむね $n=1$ 付近に分布し, 軟岩の試験ケースでは $n=1.75$ と, 必ずしも道示で提案される $n=3/4$ とは合致しなかった.

それぞれのケースについて最小二乗法により地盤反力係数の関係式を推定し表-4に示す.

これは, 道示の値は関東ローム層および砂質土地盤における試験結果をまとめたものと考えられ¹⁰⁾, n の値は一義的には決まらず地盤条件等によって変化することが一因と考えられる. 調査地盤は比較的粒径の大きい材料であり, 設計に際しては定数の設定に注意が必要である.

5-3 平板載荷試験による設計定数の調査

今回の一連の試験結果により, 直接基礎の支持地盤となるような地盤条件に対する平板載荷試験においては, 載荷板の寸法が支持力係数及び地盤反力係数に与える影響が大きいことが分かった. とりわけ現在最も一般的な 300mm の載荷板による試験結果は, 過大に評価される傾向にあった.

この結果を踏まえ, 今回の試験ケースのような代表的な直接基礎支持地盤において平板載荷試験により設計定数を推定する場合, 以下の事項を十分に考慮することが望ましいと考える.

(1) 土質定数の推定手法として活用

昨今の性能規定型設計の動向を鑑みれば, 現場状況に即した適正な設計条件を把握することの重要性は高い. しかし

ながら、直接基礎の支持地盤となるような比較的粒径の大きい材料や、亀裂・風化の影響が大きい地盤材料においては、室内試験によって土質定数を把握することは困難であり、N値との相関等による統計的な手法により安全側に推定される傾向にある。

今回の試験結果から得られた土質定数は、既往資料から得られる一般値より大きい傾向にあった。平板載荷試験は、支持地盤を直接載荷する試験方法であり、また、実構造物の支持力理論と同一の理論で推定する方法であることから、統計的手法より信頼性が高い実用的な土質定数の調査手法であると考えられる。

(2) 大型載荷板による試験の有効性

道示の支持力式は、基礎幅 $B=1.0\text{m}$ を基準に支持力を推定する算定式になっており、 300mm 載荷板の試験結果をもって基準となる 1.0m の設計値に適用することは、設計計算に与える影響が大きい。そのため、平板載荷試験は可能な限り大きい寸法により試験を行った方が、推定結果の信頼性が高い。

地盤工学会基準の解説および土木学会指針によれば、軟岩地盤においては 600mm 載荷板の使用割合が多くなっているとされている^{16) 17)}。載荷板寸法の大型化に伴い反力の確保が問題となるが、現場条件が許せば 600mm の載荷板により試験を実施することが望ましい。また、反力装置等による制約条件から極限支持力まで載荷できない場合でも、3-2で示したようなワイブル分布による推定方法等により、極限支持力の推定が可能である。

6. まとめ

今回4カ年にわたり、直接基礎支持地盤の極限支持力の寸法効果・地盤反力係数の寸法効果の検証、土質定数推定方法の検討を目的に、代表的な直接基礎支持地盤(軟岩,レキ質土,岩砕盛土)において、載荷板寸法を変化させた平板載荷試験を実施した。その結果を、特に道路橋示方書の算定式との関係に着目して検討したところ、以下の知見を得た。

- 1) 載荷板寸法を変化させた平板載荷試験により、設計に必要な土質定数及び地盤反力係数、寸法効果補正のパラメータを推定した。
- 2) 支持力係数 N_p の補正係数 S_p に、道示と同様の近似式の関係が認められる。しかしながら、補正係数のパラメータ μ は、必ずしも道示の一般値 (-1/3) とはならなかった。
- 3) 試験結果から得られた地盤反力係数 k に、道示の推定式と同様の近似関係がみられた。しかしながら、パラメータは必ずしも道示の値 (3/4 乗) とは一致しなかった。
- 4) 現場条件に適応した寸法効果補正係数の調査・算定が必要と考えられる。
- 5) 寸法効果補正を踏まえた適正な設計定数(c, ϕ, k)の調査方法として、大型載荷板による平板載荷試験を提案した。

7. おわりに

現在、道路橋示方書をはじめとした各種要領基準は、性能規定型設計への移行期であり、性能規定に対応した調査及び設計手法の確立が求められている。とりわけ、現場載荷試験により現地状況に即した適正な設計条件を把握することは、今後重要性が増してくるものと考えられる。本報での一連の試験・検討により、直接基礎支持地盤における平板載荷試験の載荷板寸法と極限支持力・地盤反力係数との関係が概ね明らかとなった。これら一連の成果は、直接基礎のみならず、各種基礎構造の性能規定に対応した設計手法に関する基礎資料となるものと考えられる。今後も基礎構造の合理的な設計手法確立に努めたい。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.269 - 279, 2002.3.
- 2) 地盤工学会：『性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則』(案), 2004.3, (http://www.jiban.or.jp/organi/bu/kijyunbu/jgs_code21.pdf)
- 3) De Beer, E. E.: Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Proceedings of a Symposium held at Duke University, Durham, USA, pp. 15 - 33, 1965.
- 4) 地盤工学会：支持力入門 pp. 102 - 103, 1990.11
- 5) 日下部治ほか：拡張した Kötter 式を用いた大型 3 次元基礎の載荷試験の解析, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1243 - 1246, 1990.
- 6) 山口柏樹, 木村孟, 藤井齊昭：遠心力載荷装置による浅基礎の支持力実験, 土木学会論文報告集, No.233, pp.71 - 85, 1975.
- 7) 龍岡文夫ほか：砂地盤の支持力問題におけるせん断強度・実験値・設計計算式の関係, 第 34 回土質工学シンポジウム, pp.17-22, 1989.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.250 - 258, 1996.12.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, pp.254 - 257, 2002.3.
- 10) 吉中竜之進：横方向地盤反力係数, 土木技術資料 Vol.10, No.1, pp.32 - 37, 1968.1.
- 11) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, pp.495 - 504, 2004.9
- 12) 宇都一馬ほか：杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工 Vol.10, No.9, pp.21 - 30, 1982.9
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説, p.236, 1996.12.
- 14) 川村祐三ほか：ケーソン自重を利用した直接基礎の大型載荷試験の計画と実施, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1239 - 1240, 1990.
- 15) 前田良刀ほか：密なスコリア層上の大型 3 次元基礎の支持力特性と破壊性状, 第 25 回土質工学研究発表会 pp.1241 - 1242, 1990.
- 16) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, p.524, 2004.9
- 17) 土木学会：原位置岩盤試験法の指針, p.4, 2000.12

鋼管杭における動的水平載荷試験法の開発

北海道開発土木研究所 ○国際会員 富澤 幸一
北海道大学大学院工学研究科 国際会員 三浦 清一
ジャパンパイル㈱技術開発部 正会員 小嶋 英治

1. はじめに

杭基礎設計法の性能規定化に伴い、地盤性状を的確に把握し、杭の変形挙動をより正確に予測することが重要となる。設計時には杭変形・地盤反力を地盤調査データから解析するが、杭の実挙動を知る最も信頼性が高い方法は実杭の載荷試験である。しかしながら、従来の静的載荷試験は一般に比較的大きな費用および時間を要する。そのため、杭の鉛直載荷試験法では静的試験に対して簡便な衝撃載荷試験¹⁾が既に確立されている。ただし、杭の水平載荷試験には動的試験に該当するものがない。

そこで筆者らは、共同研究により、試験費用が安価となり試験時間を短くできる新たな手法として、杭の動的水平載荷試験の試験システムを開発した。本試験システムは「杭の動的水平載荷試験法及び動的水平載荷試験装置」として平成17年11月に特許申請¹⁾した。本報では、動的水平載荷試験の鋼管杭への適用を試み、同時に実施した静的水平載荷試験成果との対比から開発した試験システムの妥当性を検討した。さらに、本試験システムの活用性について展望した。

2. 研究の背景と動的水平載荷試験の実用化

杭の鉛直載荷試験法については、平成14年5月に「地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説」²⁾が改訂され、衝撃載荷試験法が基準化された。この試験法は、リバウンド管理法とは異なるものの、杭打込み時に杭頭に与えた打撃力を波動解析し杭支持力を算定するものである。静的な押し込み試験に対して安価かつ簡便となることから、近年、打込み杭の載荷試験法として実現場で活用されている。一方、杭の水平載荷試験方法については、静的水平載荷試験方法のみがあり動的システムに対応する技術が無い。この理由として、既成杭の打撃施工法には杭リバウンド量による支持力算定方法があり、鉛直方向の動的載荷試験方法が開発され易い土壌にあつたのではないかと想像する。

そこで、一連の研究から、杭にハンマ打撃などの水平衝撃力を作用させ、波動解析により杭水平抵抗を求める杭の動的載荷試験システムを開発³⁾⁴⁾し実用化した。この試験法の活用により、従来試験法に対して試験費用・試験時間を約1/3程度に大幅に縮小することが可能となる。この開発のテーマは、解析システムと同時に、打撃装置を開発しなければならない点にある。この際、杭頭に過大な水平方向の打撃を与えると杭頭破壊の問題が生じるが、北海道の道路橋の既成杭には鋼管杭の採用が比較的多いという理由から対象を鋼管杭に絞り、動的水平載荷試験の全体システムの開発を急務とした。開発研究のために、実現場の鋼管杭を用いてまず静的水平載荷試験を行い、次に開発したシステムを用いて動的水平載荷試験を実施し、主に静的および動的試験で得られた荷重～杭水平変位量の試験成果の比較をすることで、開発システムの妥当性を検討した。

3. 試験現場概要と試験杭

鋼管杭の静的および動的水平載荷試験を実施した現場は、一般国道337号 道央圏連絡道路 千歳市 キウス川橋 (A2橋台)である。図1に地盤柱状および橋台基礎杭を示す。当該現場には支笏火山灰が深く介在しており、静的水平載荷試験の目的は破砕性地盤である火山灰土の砂質土と対比した水平地盤反力を検証することである。地盤柱状は、L-6.00m程度までがN値2程度の火山灰土・シルト、G.L.-6.00～-18.00までがN=5～7程度の火山灰質シルト、それ以深がN値50以上の強層の砂礫中間層およびN=10～20の砂質土およびシルト層で構成されている。

A2橋台は、図示するようにN=4×10=40本の鋼管杭が採用されている。その際、鋼管杭は概ね摩擦杭として設計されている。鋼管杭はW=10tonの油圧ハンマで打込み施工した。杭の諸元はφ800mm・L=30mで、杭厚は=15m(上杭6m)からt=12mm(中杭12m、下杭12m)に変化させている。

杭の静的および動的水平載荷試験は橋台の実杭を用いて実施した。図2に杭伏図を示す。静的水平載荷試験は試験杭としてH-37杭を用い、反力杭はH-27杭とH-17杭とした。動的水平載荷試験は静的試験の杭と近いH-36杭で実施した。荷重に対する杭変位量の計測は、それぞれ載荷点位置としている。さらに、動的水平載荷試験の再現性を見極めるため杭径φ500mm、長さL=12m、杭厚t=12mm T-01を打設し、細径杭での動的水平載荷試験も同時に実施した。

Development of method for dynamic horizontal load test using steel-pipe piles

Kouichi TOMISAWA (Geotechnical Division, Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

Seiichi MIURA (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

Eiji KOJIMA (JAPANPILE Corporation, Engineering Development Division)

4. 静的水平載荷試験の概要・試験結果

杭の静的水平載荷試験は、「土質工学会 基準 杭の水平載荷試験方法・同解説」⁵⁾に準拠した正負交番の多サイクル方式で実施した。試験杭 H-37 は、全長 $L=30.0\text{m}$ の本杭を試験時の地表から $h=800\text{mm}$ 露出した状態で行った。また、橋台のフーチング下面是杭頭から 100mm 下の箇所であるが、静的水平載荷試験ではジャッキ位置を杭頭から 300mm 下（地盤面から 500mm 上）とした。

静的水平載荷試験は、試験杭 H-37 を H-27・H-17 を反力杭として油圧ジャッキ加力により載荷する一般的な方式である。試験では、水平荷重 H に対する杭頭変位量 y の関係を得る。また、試験時の杭応力を知るために設置したひずみゲージの計測位置は、垂直方向に載荷試験時の地表面から ①0.0m、②-1.2m、③-3.2m、④-4.9m、⑤-8.2m、⑥-11.2m の深さとした（図 1）。油圧ジャッキによる計画最大荷重 H_{max} は、基準変位量 8mm （杭径 1% ）以上の水平挙動についても確認するため、杭径 $4\%=32\text{mm}$ に対応する $H_{\text{max}}=600\text{kN}$ とした。

静的水平載荷試験の結果では、水平荷重 H ～杭変位量 y の関係から、現設計法に従い弾性地盤反力法で逆算した基準変位量相当の実測水平地盤反力係数 k' は $k'=26000\text{kN/m}^3$ であった。これは、設計時に $1/\beta$ 区間（深さ約 $3\sim 4\text{m}$ ）の地盤定数から設定されている設計水平地盤反力係数 $k=14330\text{kN/m}^3$ の約 1.8 倍である。この結果、火山灰土中の本橋台基礎杭は設計に対し過大でない範囲で、安定性を確保しているものと判断される。

5. 杭の動的水平載荷試験法

5. 1 試験システム

杭の動的水平載荷試験システムを写真 1 および図 3 に示す。開発したシステムは、図示するように質量 $2,140\text{kg}$ の重錘を、I 型鋼を用いたモノレール方式で吊り、人力で重錘を加速し、杭頭部に衝突させて衝撃荷重を与える比較的簡便な手法である。レールの走行距離により衝撃荷重を変化させる。重錘を吊すレールは、H 鋼を地中に打設し反力梁として設置する。本システムは、杭径 $\phi 1000\text{mm}$ 以下の鋼管杭を対象としたものである。

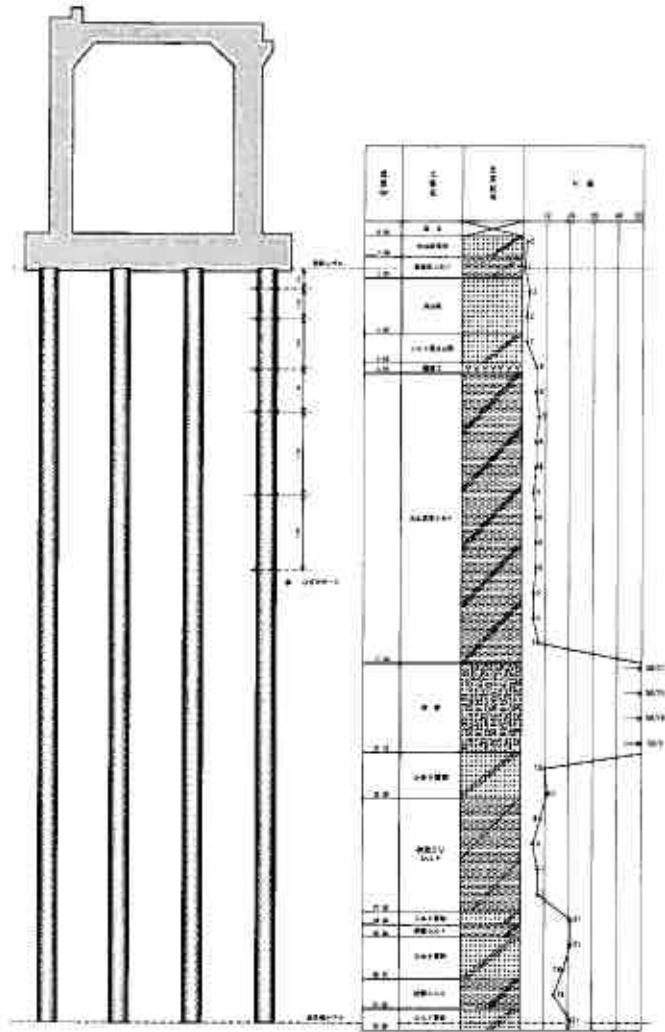


図 1 地盤柱状図

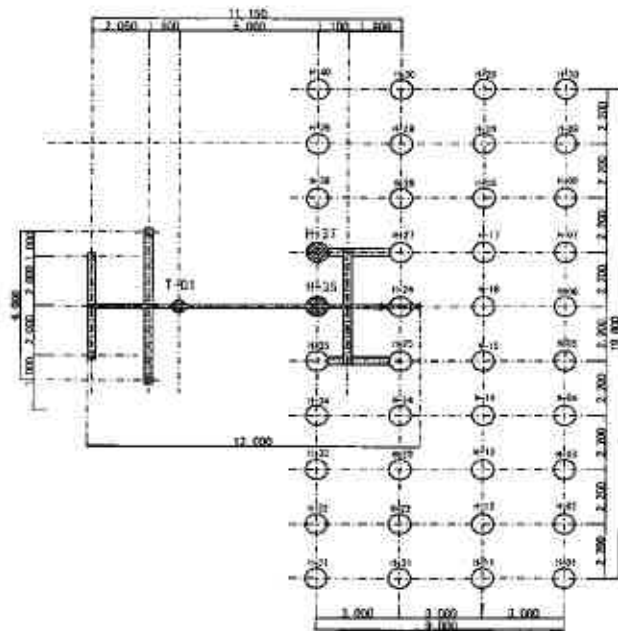


図 2 杭伏図

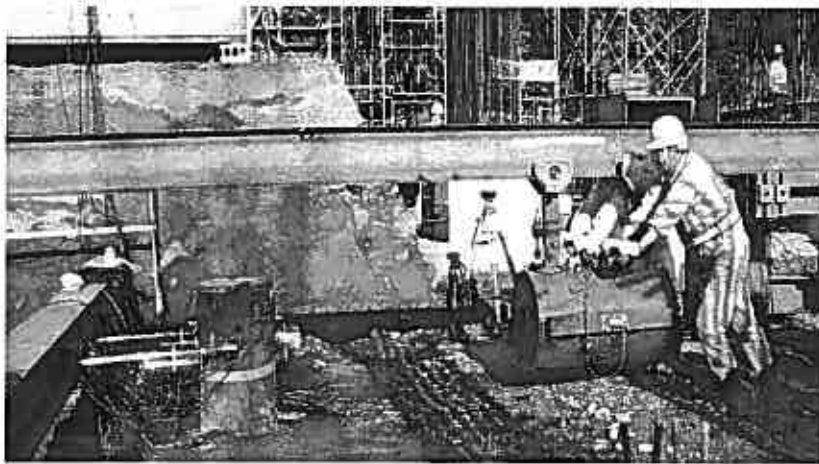


写真1 動的水平載荷試験の状況

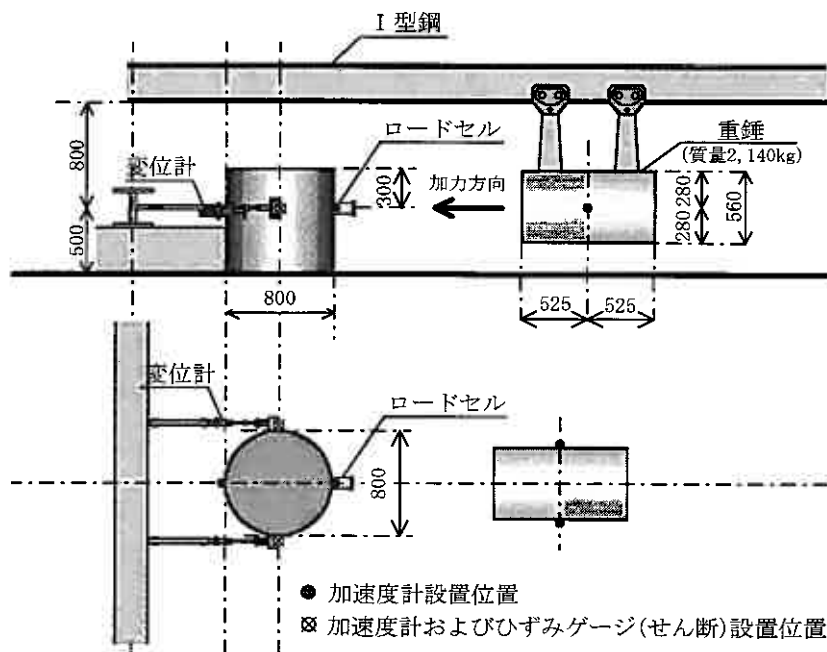


図3 試験システム（試験杭・重錘とセンサー）

表1 計測機器一覧表

名称	型式	周波数特性	開発元
センサー	ひずみゲージ(軸)	KFW-5-120-C1-11	DC~300kHz (株)共和電業
	加速度計	353B02	0.7Hz~10.0kHz ^{※2} PCB社(米国)
	ロードセル	KCM-200KNA	DC~1.7kHz (株)東京測器研究所
	変位計	DLT-50	DC~20.0Hz (株)共和電業
アンプ	ひずみゲージ用	HITTOP-8 ^{※1}	0.1Hz~6.0kHz(加速度) DC~6.0kHz(ひずみ) ジャパンパイル(株)
	加速度計用		
	ロードセル用	DPM-11A	DC~2.5kHz (株)共和電業
データ集録装置	Libretto L3/060TN2L	—	(株)東芝
	Inspiron4000	—	DELL(株)

動的水平荷重試験は、静的水平荷重試験と同様に、本杭を試験時の地表から一定長を突出した状態で実施する。計測する物理量は、重錘の杭に与える衝撃力、杭の水平方向の変位・加速度および杭の縦方向およびせん断のひずみである。つまり、重錘の杭に与える衝撃力は、杭に設置したロードセルで計測する。ただし、重錘を衝突するロードセル側には、高い振動数の力が生じないようにコイルバネを介して打撃力を伝達させる。

今回、当該現場で実施した動的水平荷重試験は、杭の水平方向の変位の計測にインダクタンス式の不動点を必要とするタイプの変位計を用いた。このタイプの変位計も振動が計測方向のみであるならば変位計に曲げは生じないが、実際には計測方向外の振動が生じる。そこで、計測方向以外の変位が生じても変位計に曲げが発生しないように、両端ピンの治具に変位計を設置して計測した。また、不動梁は2本のH型鋼の杭を柱として打設して門型とした。充分な不動梁となるよう柱・梁の部材については、H-300mm×300mm×10.0mm/15.0mmを用いた。なお、水平変位の計測位置は杭の打撃高さ（杭頭から300mm下）とした。また、杭の水平方向の加速度の計測位置は変位と同じにし、加速度計は圧電方式で最大計測加速度250Gのものを用いた。

杭のせん断ひずみおよび変位、重錘の加速度は左右の2点で計測し平均で評価した。表1に計測機器一覧を示す。ロードセル周波数領域はDC~1.7kHz、変位計はアンプを含めるとDC~20Hz、加速度計は0.7Hz~6.0kHzであり、本荷重試験の計測に用いるには充分な周波数範囲の計測器である。

5.2 時系データの零調およびフィルター処理

杭の動的水平荷重試験で測定した、力・変位・ひずみの全ての時系列データは、サンプリング時間を15 μ secの高速で行った。このため、アンプおよびセンサーを含めた計測器システムの高周波数帯域まで保障できる。また、データの零調整は、初期部分のデータ個数100個（1500 μ sec）の相加平均値を求めデータから差し引くことにより評価した。

加速度を2回積分した変位波形と変位計から計測された変位波形とを比較し、加速度と変位に掛けるフィルターの諸元を決定した。なお、ひずみは圧縮側が正值、引張側が負値である。

5.3 動的水平荷重試験成果

H-36 杭の動的水平荷重試験で得られた時刻歴波形を図4に示す。図4(a)、(b)、(c)が、それぞれ、ロードセルで計測された動的荷重波形、変位計で計測された杭の変位波形、3軸ひずみゲージで計測された杭のせん断ひずみ波形である。図4から動的水平荷重、変位およびせん断ひずみ間には若干の時間遅れが生じていることが確認できる。ただし、本システムで重錘がロードセルを介して鋼管杭に生じた力の伝達は、スムーズに伝達しているものと推定される。

動的水平荷重の荷重時間は70msで、荷重の最大ピーク値の20%程度を荷重時間と定義すれば40ms程度であった。重錘による動的水平荷重および杭のせん断ひずみの時刻歴波形は片側のみに振れるが、杭は最初押された側に変形し動的水平荷重が減少し0になると押された側とは逆方向に振れ、最後に0に戻ることが確認された。この理由は杭に生じる慣性力のためと推定される。

H-36 杭のひずみの計測点は杭頭のみであるため、打撃時の杭の曲げ応力がどの深さまで生じているかは不明である。ただし、本杭に対して細径杭 ϕ 500mm のT-01 杭で実施した試験では、地表面から、①GL.-1.2m、②-3.2m、③-5.2m、④-8.2mの計測点で鉛直方向のひずみを計測した。図5にT-01 杭の深さ方向の軸ひずみ分布を示す。この結果から、杭長12.0mのT-01 杭において、GL.-5.2mまでは杭の曲げが確認できる。T-01 杭およびH-37 杭の水平抵抗の関与深さ $1/\beta$ （杭特性長）が、それぞれ2.82m、3.79mであることを考慮すれば、本杭のH-37 杭においても、本試験装置で充分な杭の

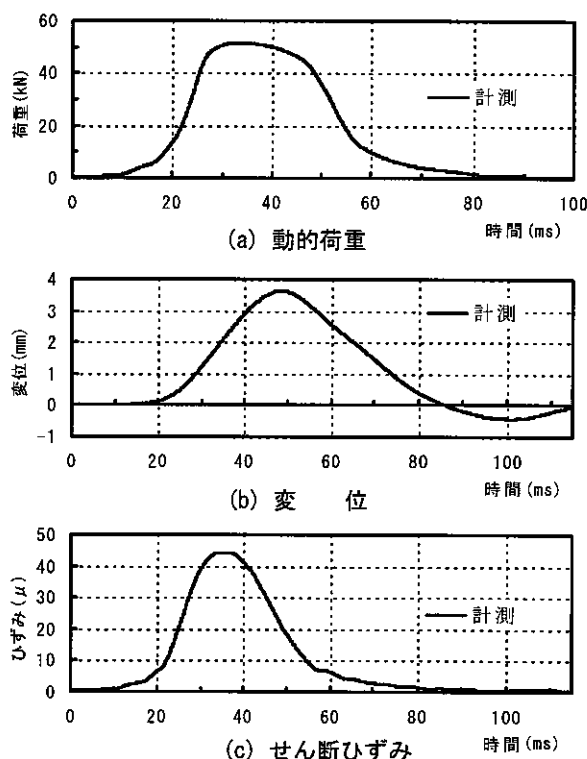


図4 動的水平荷重試験における時刻歴波形

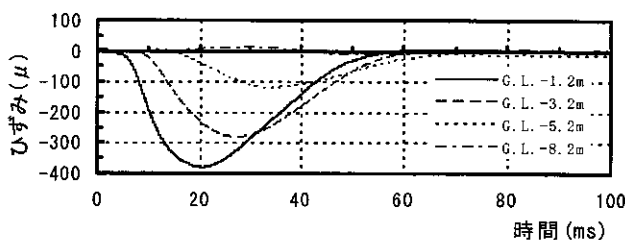


図5 細径杭の鉛直方向の軸ひずみ時刻歴波形

曲げを生じさせたものと推定できる。

図6に本杭における動的水平載荷試験の結果から得られた、水平荷重～杭水平変位曲線を示す。打撃力は、重錘の走行距離を変化させ小さい打撃力から順次大きくなるように実験を行った。図中の数字は、杭に衝撃荷重を与えた順番を示す。ここで、杭の変位が増加している領域を往路、減少している領域を復路と定義する。この荷重－変位曲線から、概ね以下のことが明らかになった。

- ① 小さな衝撃の動的荷重では、弾性挙動を示すと推定される。
- ② 杭への衝撃の動的荷重が大きくなると徐々に弾塑性的な挙動を示す。
- ③ 衝撃荷重の増加時と減少時で荷重と水平変位の勾配が異なっているが、塑性域が大きくなるに従い顕著となる。
- ④ 一度、地盤が大きな塑性域の変形を経験すると塑性域内の最大荷重が低下し、経験したループをたどる傾向が確認される。

この際に、③の荷重の増加時と減少時で荷重と水平変位の勾配が異なる理由として、杭の変形が大きくなると地盤が塑性領域に入り、杭の復路では杭と地盤間に隙間が生じるためと推定される。この地盤の剛性を評価するモデルとしては、地盤の大変形の復路において地盤のばねを切るモデルなどが考えられる。また、④の理由として、地盤が何回か変形すると地盤の耐力が低下するためと推定される。

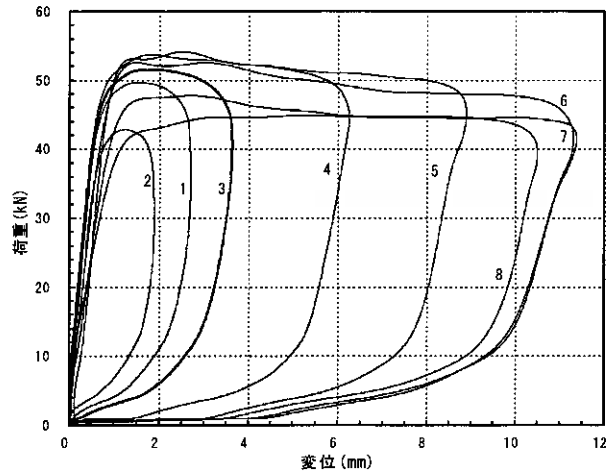


図6 加振点の動的荷重－杭変位量関係

6. 動的水平載荷試験のマッチング解析

本動的水平載荷試験のマッチングには KwaveHybrid⁷⁾を用いた。図7に、マッチング解析における杭と地盤のモデルを示す。杭は梁要素、地盤は杭節点に連結されたばねとダッシュポットで表現する。各節点には鉛直方向および水平方向2の計3つのばねと3つのダッシュポットが連結されている。ここに、杭の運動方程式は(1)式で表される。

$$[K]\{w\} + [C]\{\dot{w}\} + [M]\{\ddot{w}\} = \{F\} \quad (1)$$

ここに、 $[K]$ 、 $[C]$ 、 $[M]$ は剛性、減衰および質量マトリックスであり、 $\{F\}$ は外力ベクトルである。 $[K]$ および $[C]$ は、鉛直方向および水平方向の杭の剛性と地盤ばね剛性および地盤の逸散減衰係数で構成されている。また、 $[M]$ は杭の質量と先端地盤の付加質量が含まれている。

杭の運動方程式が非線形であるため、(1)式を増分形式のマトリックス法を用いて3次元の杭・地盤の運動方程式を組み立て(2)式を得る。

$$\{F\}_t + [K]_t \{\Delta w\}_{t+\Delta t} + [C]_t \{\dot{w}\}_{t+\Delta t} + [M]_t \{\ddot{w}\}_{t+\Delta t} = \{F\}_{t+\Delta t} \quad (2)$$

ここに、 $\{F\}_t$ は時刻 $t=t$ における節点外力ベクトルであり、 $\{\Delta w\}_{t+\Delta t}$ は時刻 $t=t$ と時刻 $t=t+\Delta t$ の間の節点変位増分である。なお、数値解析には Newmark の β 法を用いた。

図8に杭周囲の鉛直および水平抵抗地盤モデル⁸⁾を示す。ここで、地盤を等方弾性体と仮定し、杭周囲における鉛直ばね k^v 、鉛直ダッシュポット(逸散減衰) c^v 、2方向の水平ばね k^h 、 k^h 、2方向の水平ダッシュポット(逸散減衰) c^h 、 c^h を(3)、(4)式で近似的に与えた⁹⁾。

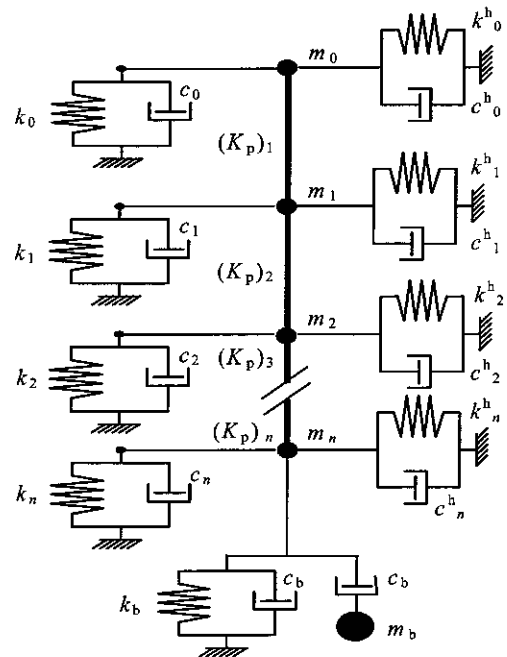


図7 杭と地盤のモデル化

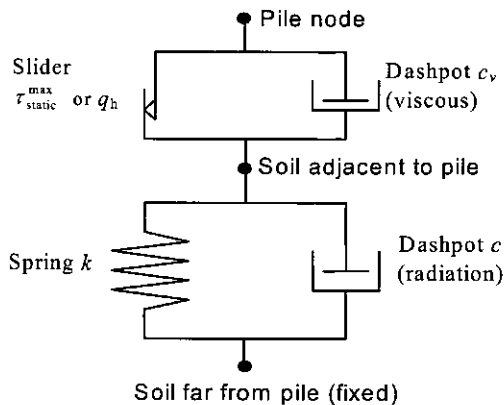


図8 杭周面の鉛直・水平抵抗地盤モデル

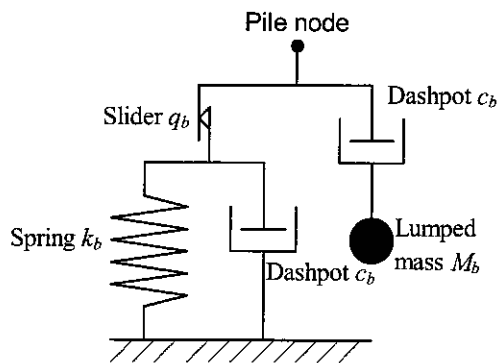


図9 鉛直先端地盤モデル

$$k^z = \frac{2.75G_s}{\pi d}, k^x = k^y = \frac{4G_s}{d} \quad (3)$$

$$c^z = \frac{G_s}{V_s}, c^x = c^y = \frac{4.5G_s}{V_s} \quad (4)$$

ここに、 G_s と V_s は地盤のせん断剛性とせん断波速度、 d は杭の直径である。

図9に鉛直先端地盤モデルを示す。杭先端における鉛直ばね k_b 、鉛直ダッシュポット c_b 、鉛直付加質量 m_b は、次式で与えられる¹⁰⁾。

$$k_b = \frac{8G_s}{\pi d(1-\nu_s)}, c_b = \frac{3.4}{\pi(1-\nu_s)} \frac{G_s}{V_s}, m_b = 8d\rho_s \frac{0.1-\nu_s^4}{\pi(1-\nu_s)} \quad (5)$$

ここで、 ρ_s は地盤の密度である。なお、上式の詳細は参考文献7)による。

7. 波形マッチング解析

マッチング解析では、地盤パラメータの初期値を地盤柱状図のN値を参考にして設定した。表2にマッチング解析で同定された最終の地盤パラメータを示す。

マッチング解析は、杭の動的水平荷重を入力とし出力に杭の載荷点の変位波形を求め、変位計で計測した杭の変位波形と比較して行った。なお、マッチングに用いた入力データのデータは、図6に示す3番目の波である。

図10(a)が入力とした動的水平荷重で、図10(b)の実線が計測波形、一点差線がマッチングソフト出力による載荷点変位である。図10(b)の計測波とマッチングした変位波形を比較すると、入力した動的水平荷重の時刻歴が最大値頭打ちの波形になっているのに対し、計測された変位の時刻歴波形はなだらかに増減する波形で、明らかに入力波形とマッチング目的の波形では形状が異なっている。しかし、除荷点を過ぎるあたりまでは比較的良く一致していることが確認できる。

図10(c)は載荷点における荷重-変位量関係の計測結果とマッチング解析結果を示したものである。この結果、良好なマッチング成果が得られたことが確認された。ただし、マッチング解析の変位波形は、変位が0に戻っておらず残留変位が生じている。これは、荷重減少時における地盤ばねの性状を荷重増加時と同じとしているためで、例えば、荷重増加時にある変位を超えた場合、荷重減少時における地盤ばねの剛性を部分的に切れるモデルとするなどの剛性評価に検討を要する。

図11に、静的水平載荷試験(H-37)から得られた荷重～水平変位履歴に対する、動的水平載荷試験(H-36)から算定した地盤の初期剛性の関係を示した。この結果、動的水平載荷試験のマッチング解析から得られた地盤の初期剛性(図右上の点線)は、静的水平載荷試験の結果と比較的良好な互換性を示していることが分かる。

表2 マッチングで同定された地盤パラメータ

測定項目	パスバンド振動数	ストップバンド振動数
	(Hz)	(Hz)
杭体加速度	1,500	2,000
杭体水平変位	50	75
杭体軸ひずみ	200	300
杭体せん断ひずみ	200	300
動的荷重	200	300

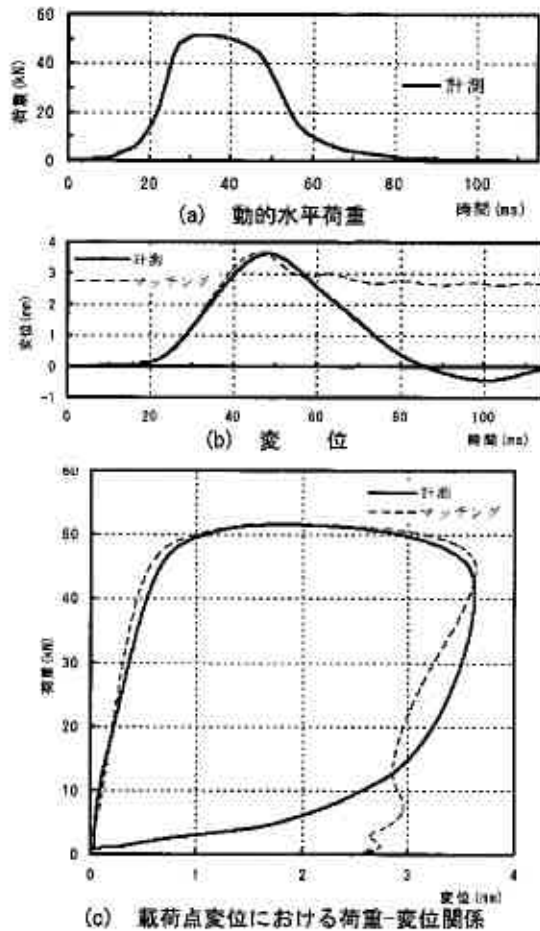


図10 動的水平載荷試験結果とマッチング結果

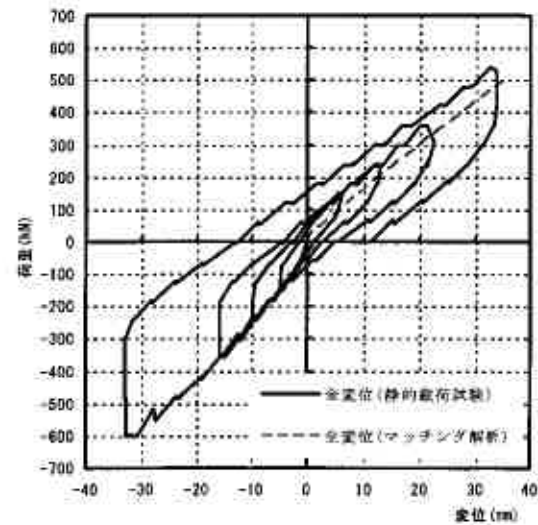


図11 荷重-抗変位量結果(静的・動的)

8. 結論

杭の動的水平載荷試験システムを開発し、実現場への適用性を検討した結果、概ね以下の知見を得た。

- ①動的水平載荷試験は新たな杭試験法であり、従来試験法に比べ試験費用・試験時間を縮小(約1/3)することが可能な現場実務に有用な手法と考えられる。
- ②動的水平載荷試験の計測された加速度・ひずみ値より、動的水平荷重に対する杭の動的水平挙動の全体系を把握することが可能である。
- ③動的水平載荷試験値は概ね深さ $1/\beta$ 区間の地盤反力を代表しているものと考えられる。その際、動的水平荷重に対応した地盤性状(弾性域～塑性域)は、増加させた衝撃力に対する杭変位の履歴から推定が可能である。
- ④動的水平載荷試験の地盤-杭バネモデルを用いた波動解析によるマッチングの結果、静的水平載荷試験値の荷重～杭水平変位量の関係に比較的良好な互換性を示した(図10・11)。その結果、動的水平載荷試験システムの妥当性が確認され、今後の実現場への活用性が窺われた。

9. 今後の展望

一連の研究より、杭の動的水平載荷試験法は従来の静的水平載荷試験に代わる一手法として、一定の成果を得たものとする。今後、試験事例を増やすことにより、同試験法をより精度の高い簡便なシステムとして確立し、通常の施工管理法として実用化していく考えである。

その際、杭の動的水平載荷試験には、以下のことが展望される。

- ①杭の動的水平載荷試験は簡便手法であることから、試験回数を増やすことで、杭の品質管理や安全性をより精度高く検証することが可能である。
- ②事前に細径($\phi 500\text{mm}$ 以下)の試験杭を用いて動的水平載荷試験を実施することで、設計時に実杭に対する水平地盤反力の設定ができる。
- ③動的水平載荷試験で得られる波動には静的(載荷試験値)と動的成分とがある。その際、動的成分を考察することで、杭への地震時作用力に対する地盤の減衰定数の把握が可能と考えられる。

謝辞

本研究において、動的水平載荷試験の波動解析に当たり、金沢大学大学院自然科学研究科 松本樹典教授より多大なる御指導を頂いた。末筆ながら、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 特願 2005-335844 号：杭の動的水平載荷試験法及び動的水平載荷試験装置（平成 17 年 11 月 21 日付け）
- 2) 地盤工学会(2002)：地盤工学会基準 杭の鉛直載荷試験方法・同解説（第一回改訂版）,pp.227-244.
- 3) 小嶋英治, 松本樹典, 富澤幸一, 西本聡, Kitiyodom P.(2005)：杭の動的水平載荷試験システムの開発（その 1 実大杭を用いた実験概要および実験結果）, 第 60 回土木学会年次学術講演会.
- 4) 松本樹典, 小嶋英治, 富澤幸一, 西本聡, Kitiyodom P.(2005)：杭の動的水平載荷試験システムの開発（その 2 波動解析による静的な荷重－変位関係の推定）, 第 60 回土木学会年次学術講演会.
- 5) 土質工学会(1993)：土質工学基準 杭の水平載荷試験方法・同解説,pp.21-52.
- 6) Tomisawa, K., Nishimoto, S., Fukushima, A., Kojima, E. and Matsumoto, T., (2006)： Static alternative cyclic horizontal load test on a driven steel pipe pile in the foundation for a highway bridge. *Proceedings of 10th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Amsterdam (to be presented).
- 7) 小嶋英治, 松本樹典, Kitiyodom P.(2005)：鉛直および水平方向の動的・静的杭載荷試験の解析プログラム開発, 2005 年度日本建築学会大会学術講演梗概集.
- 8) Randolph MF & Deeks AJ (1992)： Dynamic and static soil models for axial pile response. *Proc. of 4th Int. Conf. on Application of Stress-Wave Theory to Piles*, The Hague: 3-14.
- 9) Novak M, Nogami T & Aboul-Ella F (1978)： Dynamic soil reactions for plane strain case. *Journal of Mechanical Engineering ASCE*, 104(EM4), 953-959.
- 10) Deeks AJ & Randolph MF (1995)： A simple model for inelastic footing response to transient loading. *Int. Jour. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 19, 307-329.

北海道開発土木研究所 ○ 正会員 橋本 聖
 国際会員 西本 聡
 国際会員 林 宏親

1. はじめに

浅層混合処理工法は従来 3m 程度の改良深であったが、近年、開発されたトレンチャー式攪拌工法（写真-1）は深度 10m まで改良が可能であり、10m 以浅では深層混合処理工法（以後、DMM とする）と比較して経済的なため、今後も施工実績が増加すると考えられる。しかし、トレンチャー式攪拌工法は強度のバラツキがどの程度存在するかが明確でなく、その改良効果を明らかにする必要がある。また、強度管理方法は工法協会独自の方法が採用されているが、供試体の作成方法や養生方法などが室内と現場とで大きく異なる上、それぞれの結果の判明までに時間を要する。このため、現場強度を直接原位置で確認できる品質管理法が求められている。本稿ではトレンチャー式攪拌工法の現状の問題点を明らかにするとともに、改良した地盤に対して連続的にサンプリングした強度のバラツキの評価、現場強度と室内強度を比較した結果を考察する。



写真-1 トレンチャー式攪拌工法

2. トレンチャー式攪拌工法とは

トレンチャー式攪拌工法は、原位置土に改良材を供給し改良材を化学的に反応させて土質性状を安定させる機械攪拌工法である。本工法は低振動、低騒音であること、改良強度の設定が広範囲で多くの土質に適用可能であること等の特徴を有している。改良深さは、浅層（1.0m～3.0m）、中層（3.0m～10.0m 以内）を対象とし、構造物、建築、盛土基礎などの地盤改良や本設や仮設の用途に応じて全面、帯状、千鳥、格子状などの施工パターンを有する工法である（図-1）。トレンチャー式攪拌工法の特徴は機動性に優れているところである。改良機械はバックホウ（0.8m³～1.9m³クラス）をベースとし、多様な現場へ対応が可能である。狭隘な施工現場や、超軟弱地盤、傾斜地など従来の機械式攪拌工法では対応困難な施工条件下においても施工が可能である。図-2 に標準的な施工システムを示す。

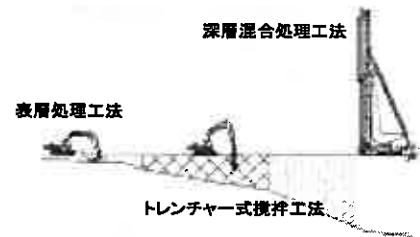


図-1 トレンチャー式攪拌工法と他工法との比較



図-2 施工システム

3. 施工方法

現在のトレンチャー式攪拌工法の改良材はスラリー系が主流である。改良材スラリーは、トレンチャー先端部に設けた吐出口より噴射され、チェーンに装着された攪拌翼にて原位置土と攪拌混合する（図-3）。トレンチャーは回転しながら前後・上下動し所定の改良深度まで先端が到達する。トレンチャーでの攪拌回数は改良地盤の均一性を確保するため最低2回攪拌とし、隣接箇所とラップさせた施工を基本とする。一区画の施工が終了するとベースマシンが移動し、新たな区画の施工を開始し順次繰り返す（図-4）。

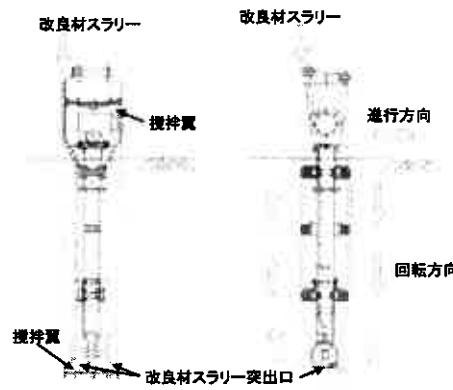


図-3 改良材スラリー噴射部と攪拌部

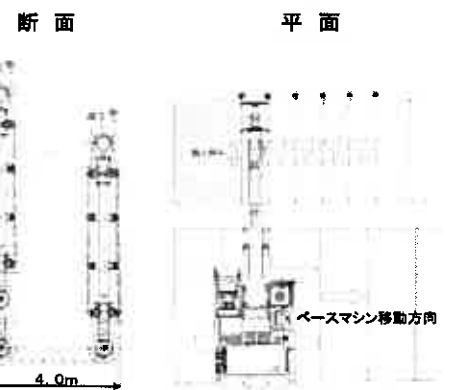


図-4 区割りブロックの施工

A Study of strength for shallow improved ground:

Hijiri Hashimoto, Satoshi Nishimoto, Hirochika Hayashi (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

4. 施工管理の現状と問題点

1) 強度管理

トレンチャー式攪拌工法の強度管理は、原地盤をスラリーで混合・攪拌完了後に流動化した状態の混合土を油圧式バックホウによりモールド付試料採取機を建込み、所定の深度まで挿入後モールドを引抜き採取する。この時、改良体の上部・中部・下部の試料を採取する。採取したモールドはラッピングし養生する。試料採取手順を図-5に示す。品質管理基準¹⁾は深層混合処理工法マニュアルに準拠し、試験方法はJISA 1216、規格値はDMMと同様に、①3本の供試体は設計基準強度の85%を確保、②1本の供試体の平均値が設計基準強度以上、とされている。測定頻度は、①500m³~1,000m³ごとに1回、②深度方向の供試体試験は1,000m³ごとに1回、のどちらかで行うと定義されている。現在、トレンチャー式攪拌工法の公的マニュアルが存在せず、パワーブレンダー工法協会から発刊されている技術資料を引用している。ここで不明確な点が二点ある。一つは、①改良土の強度評価方法、である。現在は主に図-5の手順で改良土がサンプリングされ、水中養生したものを一軸圧縮試験で強度を算出している。この状態では現場と室内の品質に大きな差異が生じると考えられ、現場の強度を適格に評価しているのか疑問である。もう一つは、②設計基準強度と室内目標強度の考え方はDMMに準拠しているが、強度のばらつきはDMMと同等程度なのか明らかではない。トレンチャー式攪拌工法の両者の強度の関係は $quck = 0.3 \sim 0.4 \cdot qul$ ($quck$: 設計基準強度、 qul : 室内目標強度)とされており、一般的には設計基準強度の3倍を室内目標強度としている。これはDMMの $quck = 1/3 \sim 1/4 \cdot qul$ の関係式に近い。両工法は攪拌方式が異なることから、強度のばらつきによってはトレンチャー式攪拌工法独自の評価手法や室内目標強度が考えられる。



図-5 試料採取手順

2) 羽根切り回数

羽根切り回数とは攪拌混合の度合いを示す指標で、トレンチャーの水平方向への掘進1mにおける攪拌翼の通過回数を表す。トレンチャー式攪拌工法における攪拌混合の管理基準値を設定するため、羽根切り回数の変化に伴う改良地盤のばらつきが実験により確認された¹⁾。実験では150回/mの変動係数は40%を越えているが、200回/mでは変動係数23%という結果が得られた。この結果、ばらつきの少ない品質を得るための管理基準値として、羽根切り回数200回/m以上を設定している。しかし、これは一般的な軟弱地盤に対する試験施工により決定されている。深層混合処理工法(粉体系)の羽根切り回数は1mあたり280回程度とされているが、泥炭地盤の場合、室内目標強度は現場28日強度と室内28日強度比 $quf/qul = 1/3$ (quf : 現場強度)を満足するには450回/m程度必要であり、泥炭地盤の羽根切り回数の重要性が指摘されている²⁾。現段階まで泥炭地盤におけるトレンチャー式攪拌工法の施工実績はほとんど存在しないが、今後、泥炭地盤で施工された場合、現在運用している羽根切り回数では所定の強度を満足できない懸念がある。

5. 現場概要および当該地盤の性質

現場試験は札幌開発建設部千歳道路事務所が建設を進めている道央圏連絡道路の千歳市中央にある中央IC(仮)付近で実施された。本現場は千歳市街地から北東に位置し、恵庭降下軽石層、支笏火山噴出物層が卓越した地域である。浅層改良の目的は本線橋台およびAランプ橋台付きの補強土壁工の基礎地盤改良である(図-6)。軟弱対象層は支笏火山噴出層を主としたN値3前後の軟弱層であるが層構成は若干異なる。本線橋の改良層は火山質砂、砂質シルト、火山灰、軽石混り火山灰、腐食土の互層構成となっているのが特徴である。これに対し、Aランプ橋の改良層は層上部が約3.0m程度の軽石混り砂がありその下にシルト質火山灰の2層構成となっている。改良地盤各層の基本物性値を、粒度特性を表-1、2に示す。当該現場の火山灰質粘性土は、湿潤密度が高いが自然含水比が小さく強熱減量が低い粘性土である。

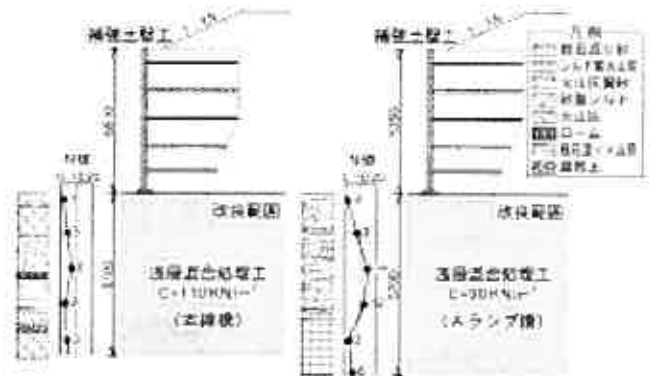


図-6 地盤改良断面図(本線橋、Aランプ橋)

表-1 改良対象地盤の基本物性値

試験位置	基本物性値							
	湿潤密度	乾燥密度	土粒子の密度	自然含水比	間隙比	飽和度	強熱減量	pH
	g/cm ³	g/cm ³	g/cm ³	%		%	%	
Aランプ橋	1.841	1.314	2.813	40.2	1.142	99.0	3.0	5.7
本線橋	1.853	1.327	2.817	39.6	1.122	99.4	3.0	5.7

表-2 改良対象地盤の粒度特性

試験位置	粒度特性						コンシステンシー		分類	
	礫分	砂分	シルト分	粘土分	最大粒径	均等係数	液性限界	塑性限界	分類名	分類記号
	%	%	%	%	mm		%	%		
Aランプ橋	4.7	79.2	11.5	4.6	19	27.2	44.6	24.0	粘性土質砂	(SCs)
本線橋	6.5	78.4	10.5	4.6	19	21.4	41.2	21.9	凝結り粘土質土砂	(SCs-G)

6. 改良緒元

本現場における室内配合試験の目標強度は、補強土壁工法の安定計算（全体安定）上必要な地盤定数（粘着力 $c=90\sim 120\text{kN/m}^2$ 以上）から定められた。設計上必要な地盤定数から本線橋の設計基準強度（ qu_{28} ）は $qu_{28}=220\text{kN/m}^2$ 、A ランプ橋の現場目標強度（ qu_{28} ）は $qu_{28}=180\text{kN/m}^2$ に設定された。これらの設計基準強度に対し、本線橋の室内目標強度は $qu_l=660\text{kN/m}^2$ 、A ランプ橋の室内目標強度は $qu_l=540\text{kN/m}^2$ とした。これらの室内目標強度に対して必要な固化材の種類および配合量は4種類の固化材（高炉セメントB種、3メーカーのセメント系固化材）と、異なる3つの配合量（ $50, 100, 150\text{kg/m}^3$ ）の4週養生後の1軸圧縮強さから経済性を基準に決定した。これらの結果、種類は高炉セメントB種、配合量は本線橋では 145kg/m^3 、A ランプ橋では 140kg/m^3 となった。

7. 浅層改良地盤のばらつき評価

浅層改良地盤のばらつき評価は、次の2項目から考察する。① qu_7 および qu_{28} で採取したコア長（単純採取率、RQD）から改良体の連続性を評価、② 一軸圧縮強さ（ qu ）から強度のばらつき（ヒストグラム、強度分布）を評価、である。

1) 採取したコア長（単純採取率、RQD）からの評価

浅層改良地盤のばらつき評価として、採取したコアの単純採取率（%）と RQD（Rock Quality Designation）（%）値から判別した。単純採取率とはコアの形状に関係なく 100cm 当たりのコア長さの合計で評価したものである。また、RQD とは一般的に岩質を表すために考えられた指数で、トリプルチューブサンプラーを用いて、ボーリング径 $\phi=116\text{mm}$ のオールコアサンプリングによって得られた岩盤の不連続についての情報を表す。採取したコアの観察結果をまとめて表-3 に示す。観察結果から単

表-3 採取したコアの観察結果

採取深度	本線橋地点 (%)				A ランプ地点 (%)			
	単純採取率		RQD		単純採取率		RQD	
	qu_7	qu_{28}	qu_7	qu_{28}	qu_7	qu_{28}	qu_7	qu_{28}
0.00~1.00	100	100	95	50	100	100	60	100
1.00~2.00	100	100	100	65	100	95	95	80
2.00~3.00	100	100	90	100	90	100	90	90
3.00~4.00	100	100	90	100	100	100	80	95
4.00~5.00	80	100	70	100	100	100	80	70
5.00~5.70	90	100	90	95	80	100	80	25

$$RQD = \frac{1\text{m 当たりの } 10\text{cm 以上のコアの長さの合計}}{100\text{cm}} \times 100 (\%)$$

純採取率ではすべての地点で 80%以上の採取率が得られており、比較的良好な結果が得られていた。同様に RQD の評価では 25~100 の範囲でばらつくが、概ね $RQD \geq 70\%$ であれば連続性の良い改良地盤であると判断できる³⁾。

2) 一軸圧縮強さ（ qu ）からの強度のばらつき評価

○ ヒストグラム

一軸圧縮強さ（ qu ）から改良地盤における強度のばらつきを評価した結果、各地点の一軸圧縮強さのばらつきは qu_7 より qu_{28} の方が大きいことがわかる（図-7）。変動係数（ C_v ）は qu_7 より qu_{28} が大きくなる傾向を示した。林ら⁴⁾ は深層混合処理工法（粉体系）の北海道における泥炭および粘性土を対象とした改良土の変動係数を求めており、泥炭を対象とした改良土の変動係数は $C_v=46\%$ 、粘性土を対象とした改良土の変動係数は $C_v=33\%$ と評価している。これらと対比した場合、本現場における改

良土の変動係数 $C_v=33\sim 61\%$ は比較的大きいと言える。しかし、 qu_{28} の発生不良率（設計基準強度を下回る品質）は本線橋では 15%程度、A ランプ橋では 6%程度であった。これらの数値は、設計強度を下回る確率が 15%を越えない⁵⁾ という統計的な品質管理基準値内である。統計的手法⁶⁾ を用いて改良土の品質を評価する場合、データの個数が 25 個以上必要なため、今回は参考値であるが、本現場の改良土は比較的大きなばらつきが認められるものの、不良率が少ないことが確認された。

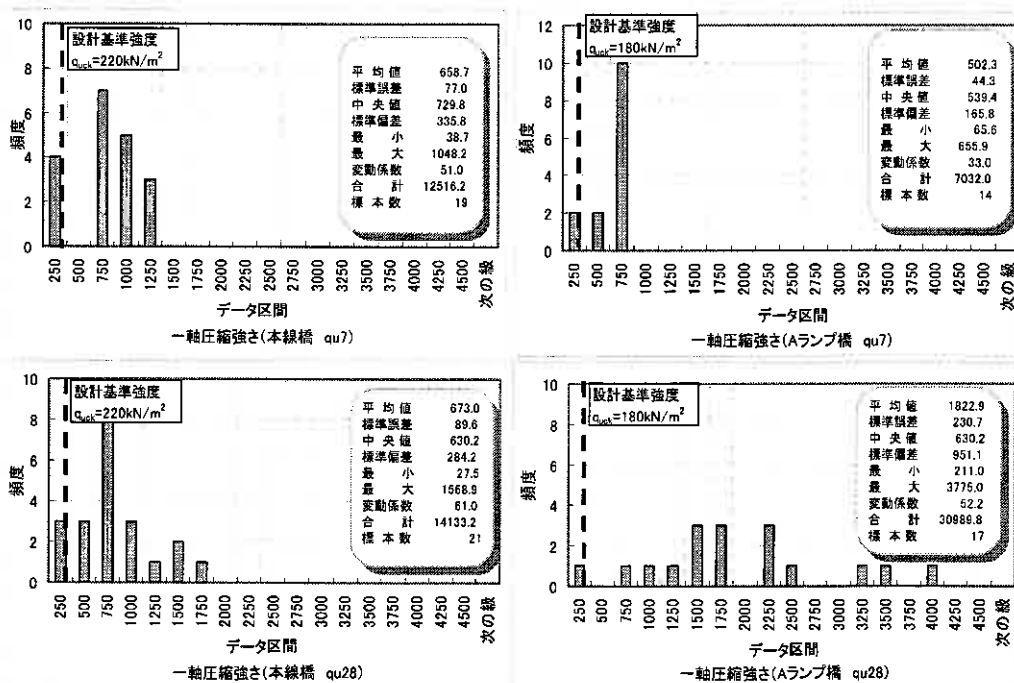


図-7 一軸圧縮強さ（ qu ）のヒストグラム

○深度分布

本線橋, A ランプ橋の深度方向の強度分布を図-8, 9 に示す。本線橋の qu7, qu28 は深度方向の各箇所において設計基準強度を下回る結果が認められる。一方, A ランプ橋は qu7 で設計基準強度 quck=180kN/m² を上回っており, 深度方向に一樣な強度分布が確認された。qu28 では大幅な強度増加が認められ, 深度によってばらつきが生じているものの, qu7 で設計基準強度は確保されている結果であった。

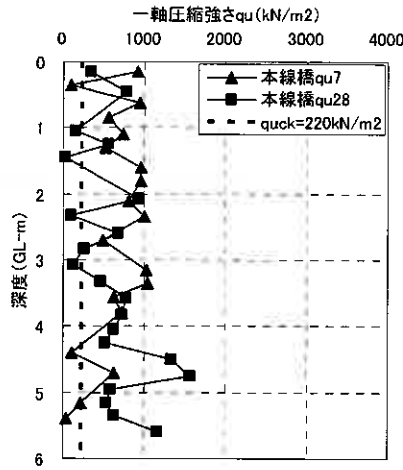


図-8 深度方向の強度分布 (本線橋)

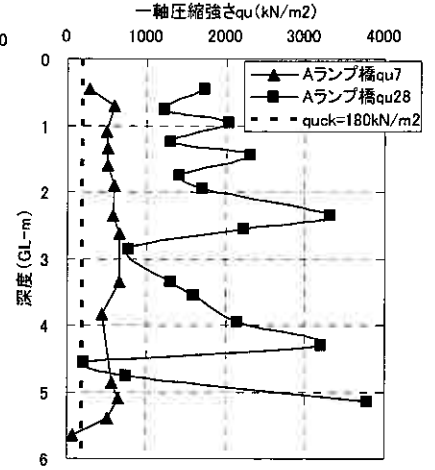


図-9 深度方向の強度分布 (A ランプ橋)

8. 現場強度と室内強度との比

室内配合試験で得られた一軸圧縮強さ qul と現場で得られた一軸圧縮強さ quf の関係を図-10, 11 に示す。本線橋の関係は qu7 から qu28 への強度の伸びがほぼ一定の勾配で伸びており, $quf / qu_l > 1$ は qu28 では全体の 7 割程度となっている。一方, A ランプ橋の関係は qu7 では $quf / qu_l = 1/2 \sim 2$ に推移しているが, qu28 では大部分が

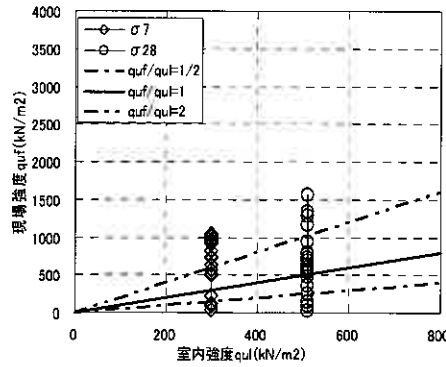


図-10 quf と qu_l の関係 (本線橋)

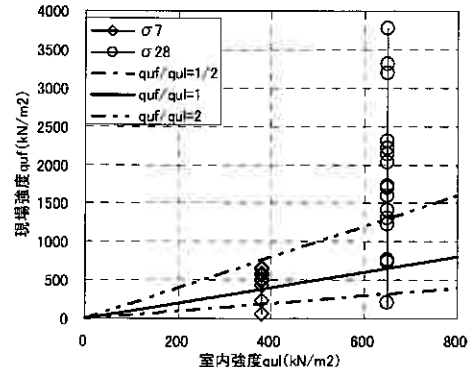


図-11 quf と qu_l の関係 (A ランプ橋)

$quf / qu_l = 2$ 以上の強度を発現しており, 大幅に現場強度が増加している。DMM (スラリー系) の quf と qu_l の関係は粘性土では $quf / qu_l = 1/3 \sim 1$ 程度であるため, 本現場では DMM と比較して非常に強度増加が著しいことがわかった。反面, 頻度に差異はあるが本線橋, A ランプ橋ともに $quf / qu_l = 1/2$ を下回る場合もあることが明らかになった。本線橋と A ランプ橋の強度増加に差異が生じた理由として, 本線橋の改良層は砂質シルト, 火山灰, 腐食土など数層の軟弱地盤を改良しているのに対し, A ランプ橋の改良層は軽石混り砂とシルト質火山灰の 2 層であり, 攪拌効率が本線橋地盤より良好だった推測される。

9. おわりに

今回の調査は, 浅層工法の強度のばらつき, ならびに現場強度と室内強度との比について取りまとめた。ばらつきは見た目の評価 (単純採取率, RQD), 強度の評価 (一軸圧縮強さ), で判定した。見た目の評価はコア表面の亀裂が非常に少なく, 均質な地盤を形成している感がある。一軸圧縮強さの評価は, 変動係数が高いためにばらつきが多い評価となったが, 大部分は設計基準強度を超えていることや, 発生不良率が 7~15%程度であることから現場の品質は担保されていると考えられる。一方, 深度方向の強度のばらつきは 2 つの試験地盤で差異が見られた。2 つの試験地盤は近い位置関係にあったが, 地層構成が本線橋は 6 層であり, A ランプ橋は 2 層である。2 つの改良地盤は設計基準強度, 配合量ともにほぼ同一であり, 同じ施工基準で管理されていることを考慮すれば, 層構成が強度のばらつきや強度発現に影響を与えたことが推測される。今後さらにデータの蓄積を行い, 層構成や地盤特性に応じた強度のばらつき, 今回の現場試験では傾向が不明確であったが, 一軸圧縮強さとサウンディング (静的コーン貫入試験) との相関について, 新たな知見を得た段階で報告したい。

【参考文献】

- 1) パワーブレンダー工法協会: パワーブレンダー工法技術資料【第五版】, 2004.4
- 2) 林宏親, 西川純一, 阿部康明, 加藤敦彦: 深層混合処理工法による泥炭地盤改良効果, 土質工学会北海道支部技術報告集第 33 号 pp.21~26, 1993.2
- 3) 日本道路協会: 道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説, 2003
- 4) 林宏親, 能登繁幸, 山崎達哉: 深層混合処理工法における改良材投入量と強度, 第 19 回日本道路会議論文集 pp.134~135, 1991.10
- 5) 社) 地盤工学会: セメント及びセメント系固化工材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法及び物性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.79, 2005.6
- 6) 財) 土木研究センター: 深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版 p170~172, 2005.3

安定処理土の養生温度と発現強度について

北海道開発土木研究所 正会員 ○ 佐藤厚子
 正会員 西本 聡
 北見工業大学 正会員 鈴木輝之

1. はじめに

北海道では、建設工事とともに発生する土砂のうち、強度が小さくそのままの状態では地盤材料として使用できない不良土をこれまで廃棄処分してきた。しかし、近年、資源の有効利用の観点から固化材により改良してから盛土材料とすることが多くなってきた。一方、土木工事の大規模化や雇用促進などで冬期にまたがる施工が行われており、固化材により改良した材料も用いられるようになってきた。

不良土をセメントや石灰により改良するとき、養生温度が発現強度に影響するといわれている¹⁾。しかし、実際の施工条件に合わせた養生温度の違いが発現強度に与える影響を調べた例はほとんど報告されていない。本文は、改良した不良土の一軸圧縮強さを求めることにより、養生温度と発現強度の関係を検討したものである。

2. 試験概要

冬期土工の施工時には気温が低くても、春になり気温が上昇する。外気温の変化にともない改良した不良土の発現強度が変化することが考えられる。そこで、このような温度の変化が強度に与える影響として一軸圧縮強さの変化を測定した。改良の対象とした不良土の基本物性値を表-1に示す。試料名は採取地である。どちらの試料も自然含水比状態でのコーン指数が300kN/m²以下で湿地ブルドーザの走行性を確保できない²⁾ほど強度の低い不良土である。

この不良土について、盛土が安定する強度として7日養生後の一軸圧縮強さが150kN/m²となるような配合³⁾で固化材を混合し、6か月間条件を変えて養生し一軸圧縮強さを求めた。なお、改良するための固化材は、函館では高炉B種セメント(4.0%)または生石灰系固化材(5.5%)、士別では高炉B種セメント(3.6%)である。養生温度は不良土に固化材を混合して通常室内試験で養生する場合の温度である20℃⁴⁾、セメントでは0℃以下では強度発現が期待できないとされていることから¹⁾、凍結しない温度として5℃、凍結する気温として-20℃の3種類とした。現場での施工をイメージして施工地域、施工時期を設定し、表-2に示す条件で試験した。

表-1 不良土の基本物性値

試料名	函館	士別	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.624	2.727	
自然含水比 w_n (%)	53.8	47.0	
粒度特性	2000 μ m (%) ~	40.0	29.4
	75 ~ 2000 μ m (%)	26.0	14.6
	~ 75 μ m (%)	34.0	57.0
コンシステ ンシー限界	液性限界 w_L (%)	73.8	82.7
	塑性限界 w_P (%)	34.0	22.6
地盤材料の分類名	GCsS	CHG-S	
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.433	1.478	
最適含水比 w_{opt} (%)	25.37	29.12	
コーン指数 q_c (kN/m ²)	0.0	109.0	

表-2 養生条件

N0.	想定地域	養生条件
1	夏期施工	20℃で養生
2		5℃で養生
3		-20℃で養生
4	道南・道東春施工	5℃で1か月養生、20℃で養生
5	道北・道東春施工	5℃で3か月養生、20℃で養生
6	道南・道央秋施工	5℃で1か月養生、-20℃で1か月養生、5℃で1か月養生、20℃で養生
7	道北・道東秋施工	5℃で1か月養生、-20℃で3か月養生、5℃で1か月養生、20℃で養生
8	道南・道央冬施工	-20℃で1か月養生、5℃で1か月養生、20℃で養生
9	道北・道東冬施工	-20℃で3か月養生、5℃で1か月養生、20℃で養生

Cure temperature and strength of stabilization soil

Atsuko SATO, Satoshi NISHIMOTO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

Teruyuki SUZUKI (Department of Civil Engineering, Kitami Institute of Technology)

3. 試験結果

3.1 養生温度と一軸圧縮強さ

養生温度を 20℃, 5℃, -20℃としたとき(No.1, 2, 3)の養生日数と一軸圧縮強さの変化を求めた。士別に高炉 B 種セメントを混合して改良した例を図-1 に示す。20℃, 5℃で養生した場合、時間の経過とともに一軸圧縮強さは大きくなっている。時間経過による一軸圧縮強さの増加の程度は、20℃の方が 5℃よりも大きい。-20℃では、時間が経過しても一軸圧縮強さに変化がなく、このような温度条件となる場合には、固化材による改良の効果が無いといえる。函館を高炉 B 種セメントまたは生石灰系固化材で改良した場合でも同様であった。

次に、養生温度が低いとどの程度強度が低下するのか求めた。表-3 は、20℃養生での一軸圧縮強さと 5℃養生での一軸圧縮強さを比較したものである。5℃養生での一軸圧縮強さは 20℃養生での一軸圧縮強さに対して、7 日養生では 83%, 28 日養生では 57%であった。文献 1)では、5℃養生での一軸圧縮強さと 20℃養生での一軸圧縮強さの比 $qu(5℃)/qu(20℃)$ は 7 日養生の方が 28 日養生よりも小さいという報告がされていたが、今回の測定では、3 種類の改良ですべて $qu(5℃)/qu(20℃)$ は 7 日養生の方が 28 日養生よりも大きくなっており、強度は、養生温度、養生期間に影響するといえる。

3.2 養生条件を変えたときの一軸圧縮強さの変化

① 5℃養生後 20℃で養生した場合

函館を高炉 B 種セメントにより改良し、5℃で 1 か月養生しその後 20℃で養生したとき(No.4)の一軸圧縮強さの変化を図-3(a) に示す。養生温度を 20℃としてから一軸圧縮強さは大きくなり、2 か月後(供試体を作成してから 3 か月後)には、初めから養生温度を 20℃とした場合とほぼ同じ強度となった。さらに、供試体を作成してから 6 か月後には、5℃で 1 か月養生した後 20℃で養生した方が、初めから 20℃で養生した場合の一軸圧縮強さよりも大きくなっていった。この傾向は士別を高炉 B 種セメントで改良した場合も同じであった。函館を生石灰系固化材で改良した場合には、養生温度を 20℃にしてから一軸圧縮強さは大きくなったものの初めから養生温度を 20℃とした場合よりも若干一軸圧縮強さは小さかった。

次に函館を高炉 B 種で、5℃3 か月養生しその後 20℃で養生したとき(No.5)の一軸圧縮強さの変化を(b)に示す。(a)と同様に 20℃で養生すると一軸圧縮強さは大きくなり、2 か月後(供試体を作成してから 5 か月後)には、初めから 20℃で養生した場合とほぼ同じとなった。さらに、供試体を作成してから 6 か月後には、5℃で 3 か月養生した後 20℃で養生した方が、初めから 20℃で養生した場合の一軸圧縮強さよりも大きくなっていった。士別を高炉 B 種セメントで改良した場合および函館を生石灰系固化材で改良した場合は、一軸圧縮強さの増加の程度は 5℃3 か月養生では 1 か月養生よりも小さいものの養生温度を 20℃とすると急に強度増加するという傾向と同じであった。改良後に 5℃で養生すると、20℃で養生する場合と比較して改良後早期では強度の発現は小さくなるが、その後 20℃で養生すれば、6 か月程度の強度は初めから 20℃で養生した場合とほぼ等しい。

② 5℃で養生後-20℃養生した場合

5℃で養生した後-20℃で 1 か月、その後 5℃で 1 か月、20℃で

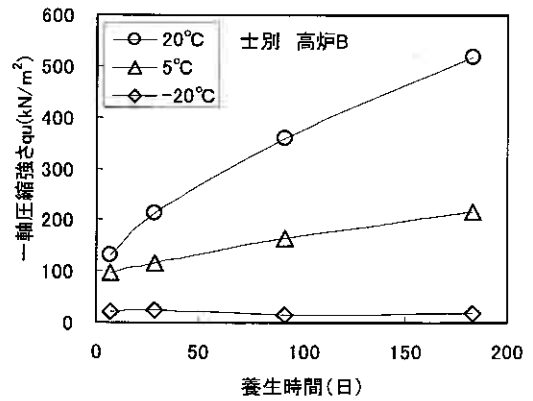
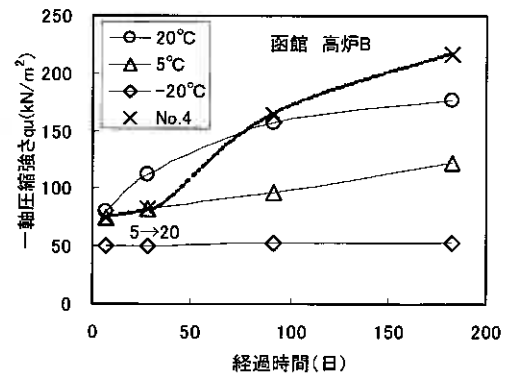


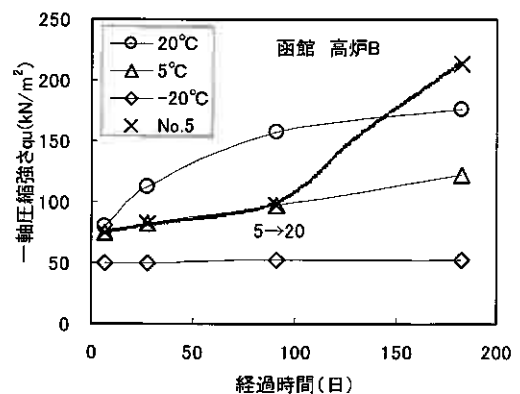
図-1 養生日数と一軸圧縮強さの変化 (養生温度一定)

表-3 養生温度の違いによる強度比

試料名	固化材	養生日数	$qu(5℃)/qu(20℃)$	平均値
士別	高炉 B 種セメント	7 日	0.74	0.83
			0.94	
函館	生石灰系固化材	7 日	0.81	
士別	高炉 B 種セメント	28 日	0.55	0.57
			0.73	
函館	生石灰系固化材	28 日	0.43	



(a) 5℃で1か月養生



(b) 5℃で3か月養生

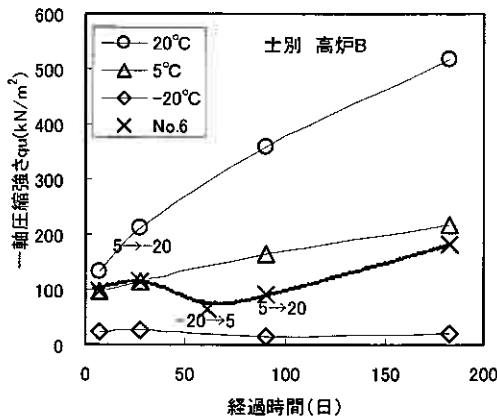
図-3 5℃、20℃で養生したときの一軸圧縮強さの変化

養生したとき(No.6)の経過時間と一軸圧縮強さの関係を図-4に示す。(a)は、士別を高炉B種セメントで改良した例であるが、-20℃で養生すると一軸圧縮強さは小さくなり養生温度5℃1か月後の約半分となった。その後5℃、20℃と養生温度を上げると強度は若干であるが大きくなった。しかし、20℃にしてから3か経過しても、初めから5℃で養生した場合よりも小さかった。

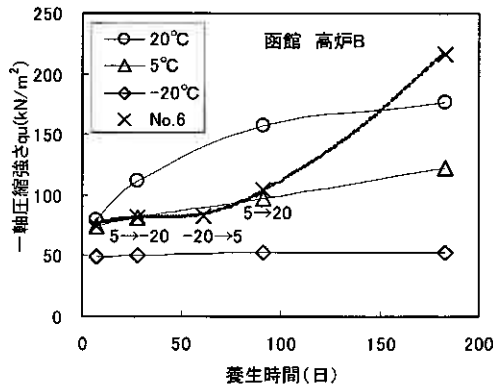
一方、函館を高炉B種セメントで改良し、士別と同じ条件で養生した供試体の経過時間と一軸圧縮強さの関係を(b)に示す。函館を高炉B種セメントで改良した場合は、-20℃で養生しても一軸圧縮強さは変化していない。その後5℃、20℃と養生温度を上げると急激に一軸圧縮強さは大きくなり、初めから20℃で養生した場合よりも大きくなった。

同じ函館を生石灰系固化材で改良したものを(c)に示す。-20℃で養生している間は、ほとんど強度増加しないがその後5℃、20℃と養生温度を上げると徐々に強度は大きくなり、初めから5℃で養生した場合よりも若干大きくなった。

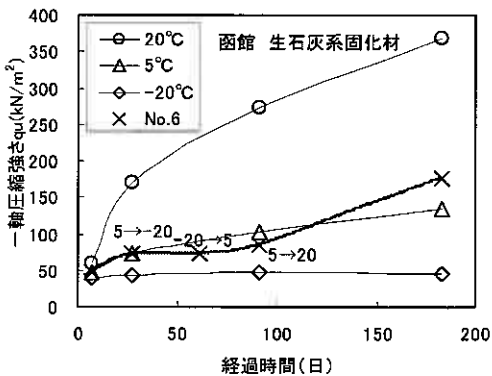
5℃で養生した後-20℃での養生期間を3か月とし、その後5℃、20℃と養生温度を変化させたとき(No.7)の一軸圧縮強さの変化を図-5に示す。(a)は、函館を高炉B種セメント



(a) 士別高炉B種セメント



(b) 函館高炉B種セメント



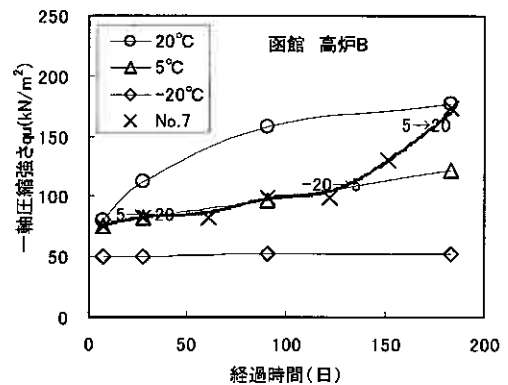
(c) 函館生石灰系固化材

図-4 5℃、-20℃、20℃で養生したときの一軸圧縮強さの変化(-20℃1か月)

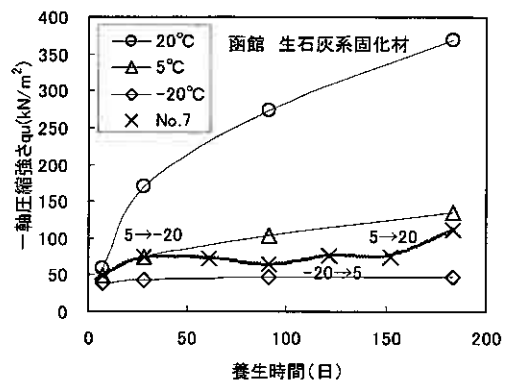
で改良した例であるが、-20℃の期間が1か月をすぎると若干強度は増加し、その後5℃、20℃と養生温度を上げると急激に一軸圧縮強さは大きくなり、初めから20℃で養生した場合とほぼ同じであった。しかし、(b)に示す函館生石灰系固化材の例では、-20℃の間は一軸圧縮強さに変化はなく低いままである。その後5℃、20℃とすると強度は若干大きくなった。士別を高炉B種セメントで改良した場合は、函館を生石灰系固化材で改良した場合と同様な傾向を示し、改良した材料により、強度の発現傾向が異なっていた。

③-20℃養生した場合

-20℃で養生した後、5℃、20℃で養生したとき(No.8, 9)の一軸圧縮強さの変化を図-6に示す。(a), (b)は、士別を高炉B

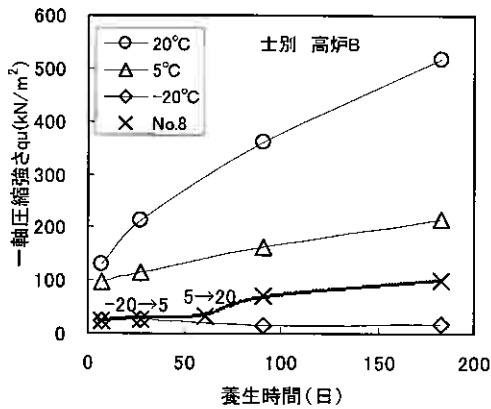


(a) 函館高炉B種セメント

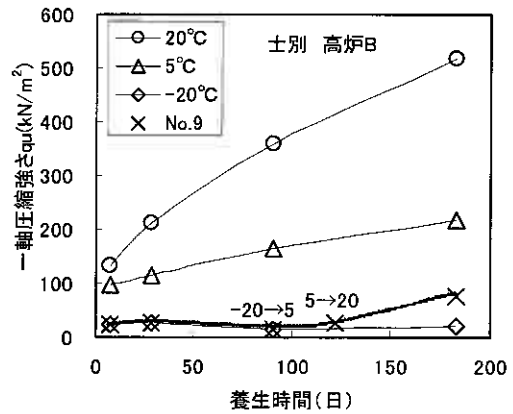


(b) 函館生石灰系固化材

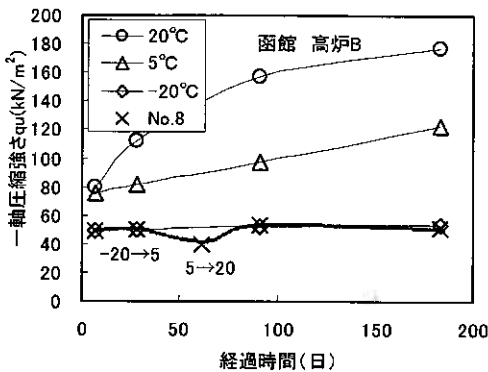
図-5 5℃、-20℃、20℃で養生したときの一軸圧縮強さの変化(-20℃3か月)



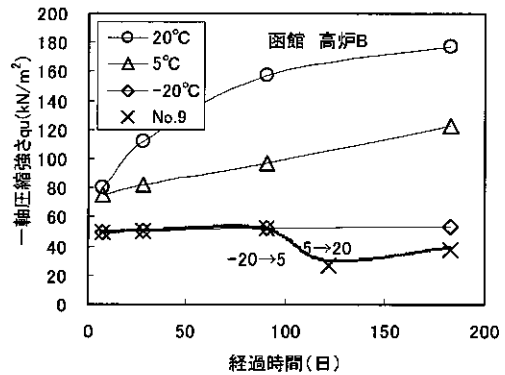
(a) 土別高炉 B 種セメント-20℃ 1 か月



(b) 土別高炉 B 種セメント-20℃ 3 か月



(c) 函館高炉 B 種セメント-20℃ 1 か月



(d) 函館高炉 B 種セメント-20℃ 3 か月

図-6 初めに-20℃で養生したときの一軸圧縮強さの変化

種セメントで改良した例であるが、(a)は-20℃の期間が1か月、(b)は3か月である。どちらも-20℃で養生した後、5℃、20℃するとわずかではあるが強度は増加する傾向にあった。函館を高炉 B 種セメントで改良した例を(c)、(d)に示す。温度を5℃にするといったん強度が低くなり、その後20℃にしてもほとんど強度増加せず、初めから-20℃で養生した場合よりも小さかった。函館を生石灰系固化材で改良した場合は、-20℃で養生後、5℃、20℃と温度を上げてもほとんど一軸圧縮強さに変化はなかった。

4. まとめ

本検討について得られた結果をまとめると次のことがいえる。

- ①養生温度が一定の場合、不良土を固化材により改良したときの強度は、養生温度の影響を大きく受ける。-20℃で養生するとほとんど強度増加はない。
- ②養生温度を5℃としてもその後20℃にすれば、強度発現し、供試体を作製してから、6か月後にははじめから20℃で養生した場合とほぼ同じ強度となる。
- ③-20℃で養生すると強度はほとんど増加せず、その後、5℃、20℃に温度を上げても強度はほとんど増加しない。
- ④養生温度を変えた場合の発現強度は不良土の種類と固化材の種類により異なる。

5. おわりに

今回の検討により、不良土を固化材により改良するときの養生温度が発現強度に大きく影響を与えることがわかった。今後、どの温度が最も強度に影響を与えるのか確認したいと考える。

参考文献

- 1) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第3版，2003.9
- 2) 日本道路協会：道路土工土質調査指針，1986.11
- 3) 北海道開発局土木試験所土質研究室：北海道における不良土マニュアル（案），1985.2
- 4) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第一回改訂版—，pp.300-316，2000.3

流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす繊維質材添加量の影響

室蘭工業大学大学院 ○学生員 加藤 勇一
 室蘭工業大学工学部 正会員 木幡 行宏

1. はじめに

従来、掘削工事で発生する建設発生土については、品質の悪い土として廃棄物処分場で埋め立て処分されていたが、近年、処分場の容量が限界に近づくとともに、新たな処分場を確保することが困難となってきている。さらには、運搬費や処理費が掛かることや埋め戻しの際に他の場所で山砂を採取することにより、環境問題に繋がるなどのことから建設発生土の有効利用法が模索されてきた。このような社会的背景により、特に残土処分場の確保や埋め戻し用山砂の入手など、制約条件の厳しい都市域等で、建設発生土にセメント等の固化材を混合し、再び埋め戻し材として利用する流動化処理土工法が広く用いられるようになってきた。しかし、流動化処理土はセメント安定処理土と同様に固化材添加量を増やして強度を上げると、脆性的な挙動を示し耐震性能の低下が生じる恐れがある。また、強度の増加は再掘削が必要な箇所への適用を困難にさせる等の指摘がなされている。したがって、種々の土構造物に適用可能で、地震に対して粘り強く耐え得るような地盤材料とするためには、流動化処理土の靱性を向上させることが望まれている。

これまで筆者らは、新聞紙を粉砕したものを繊維質材料として流動化処理土に添加し、一連の配合試験、一軸圧縮試験を行ってきた。また、実際に施工された処理土の基本特性を把握するため、試料を長期養生し三軸圧縮試験を行い、拘束圧が作用している状態での強度・変形特性を検討した。その結果、粉砕した古紙を混合することによって流動化処理土の靱性能が向上することが明らかにされた^{2,3}。しかし、繊維質材を添加することによる靱性能向上に対する定量的な検討は実施されていなかった。

そこで本研究では三軸圧縮試験の単調荷重過程で微小な除荷・再載荷を行い、せん断時の微小ひずみにおける弾性的挙動の変化を繊維質材料の添加量ごとに比較検討するとともに、流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす繊維質材添加量の影響について定量的な靱性評価を検討する。

2. 試料と実験方法

本研究では均質性を考慮して、物理的性質が明らかになっている市販の粘性土 NSF-CLAY を原料土として用いた。その物理的特性を表-1に示す。固化材には一般軟弱土用セメント系固化材（太平洋セメント、ジオセツト 10）を用いた。繊維質材には、最も容易に入手できる新聞紙を綿状にしたものを使用した。新聞紙を綿状にする加工手順を以下に示す。新聞紙を事務用のシュレッダーで適当な大きさに裁断し、その後調理用のフードプロセッサーを用いて水と共に攪拌する。それを炉乾燥したものを手でほぐし、再びフードプロセッサーで粉砕し綿状に加工した。なお、本研究での流動化処理土の作製方法は、検討するパラメーターを少なくするために、原料土に加水し泥水状にした後、固化材を加える泥水式流動化処理土を採用した。

配合は 28 日養生後の一軸圧縮強さ 180 kPa、流動性の指標であるフロー値 250 mm を目標として配合試験を実施し、固化材添加量を泥水 1 m³あたり 200 kg、泥水密度 $\rho_f = 1.250 \text{ g/cm}^3$ に決定した。繊維質材添加量は、泥水 1 m³あたり 0、5、10、15、20 kg の 5 種類とした。

供試体は、密度を調整した泥水に所定量の固化材を加え、ハンドミキサーにより混練して作製した。なお、作製過程では所定の密度となるように、AE モルタル容器と呼ばれる内容量 400 cm³ のステンレス製の容器に処理土を充填し、余盛り部分をガラス板ですり切り、その質量を計測する方法で密度試験を行った。繊維質材を添加する場合は、固化材混合後に添加し、ハンドミキサーによってよく攪拌した。処理土作製後、流動性を検討するためにフロー試験（日本道路公団規格「エアモルタル及びエアミルクの試験方法、1.2 シリンダー法」、JHS A 313）を行った。なお、本研究の配合条件ではブリージングはほとんど生じなかった。繊維質材を添加することにより処理土に多量の気泡が混入することが予想されたため、スラリー状処理土に 98 kPa の負圧を 10 分間作用させ、処理土

表-1 NSF-CLAY の物理的性質

土粒子密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	2.762
液性限界 $w_L (\%)$	60.15
塑性限界 $w_p (\%)$	35.69
塑性指数 I_p	24.46

表-2 密度試験の結果

Paper Content	$\rho_f (\text{g/cm}^3)$	$\rho_{1SS} (\text{g/cm}^3)$	$\rho_s (\text{g/cm}^3)$
0 kg/m ³	1.250	1.365	1.402
5 kg/m ³	1.251	1.364	1.401
10 kg/m ³	1.251	1.368	1.400
15 kg/m ³	1.251	1.364	1.401
20 kg/m ³	1.251	1.363	1.401

Effect of fibered material content on the strength and deformation properties of Liquefied Stabilized Soil : Yuichi Kato (Graduate student, Muroran Institute of Technology), Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology)

内の気泡を取り除いた。その後、直径 50 mm、高さ 100 mm の市販のプラスチック製モールドに余盛り用のカラーを取り付け、処理土を充填し上端面を高分子フィルムで被膜した。4 時間後に余盛り部分を切り取り、上端面を平坦に整形した後、再び高分子フィルムで被膜し濡れタオルを被せて $20 \pm 3 \text{ }^\circ\text{C}$ のもとで湿潤気中養生を行った。表-2 に繊維質材の添加量別の泥水密度 ρ_f 、繊維質材添加前の処理土密度 ρ_{ISS} 、28 日養生後の三軸圧縮試験時における供試体の湿潤密度 ρ_t を示す。 ρ_t については目標泥水密度 1.250 g/m^3 の $\pm 0.001 \text{ g/m}^3$ の範囲内に収まっている。作製した供試体に対して養生日数 14、28、56 日において、圧密非排水三軸圧縮試験 (CU 試験) を実施した。(ただし、養生日数 56 日、添加量 15 kg/m^3 の条件での試験は日程の都合上実施していない。) 供試体の飽和は、二重負圧法で供試体に脱気水を通し、さらに背圧 196 kPa を加えて行った。その結果、すべての供試体で B 値は 0.9 前後を得た。その後、有効拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ で等方圧密を 12 時間行った後、軸ひずみ速度 $0.05 \text{ \%}/\text{min}$ で非排水三軸せん断を行った。三軸圧縮試験装置の概略を図-1 に示す。本試験では微小ひずみで除荷・再載荷を行うため、載荷装置には軸変位の制御精度が高く、反転時の「あそび」(バックラッシュ)がない高精度デジタルサーボモータを使用した。計測器は供試体作製時における端面での乱れやゆるみ層に起因して生じるベディングエラーの影響を避けるために局所変形測定装置 (Local Deformation Transducer, LDT) ⁴⁾ を供試体対角上に設置して軸変位量を測定した。なお、圧縮時に発生する過剰間隙水圧の影響でメンブレンと供試体の密着が緩み、LDT のバネ力によって、LDT が伸びてしまう恐れがあるため、供試体側面をわずかに削り、石膏を塗った上に瞬間接着剤を用いてメンブレンと供試体を接着した上で LDT を設置した。また、LDT の測定範囲外については非接触変位計とダイヤルゲージを併用し、ベディングエラー量を補正した結果を用いた。

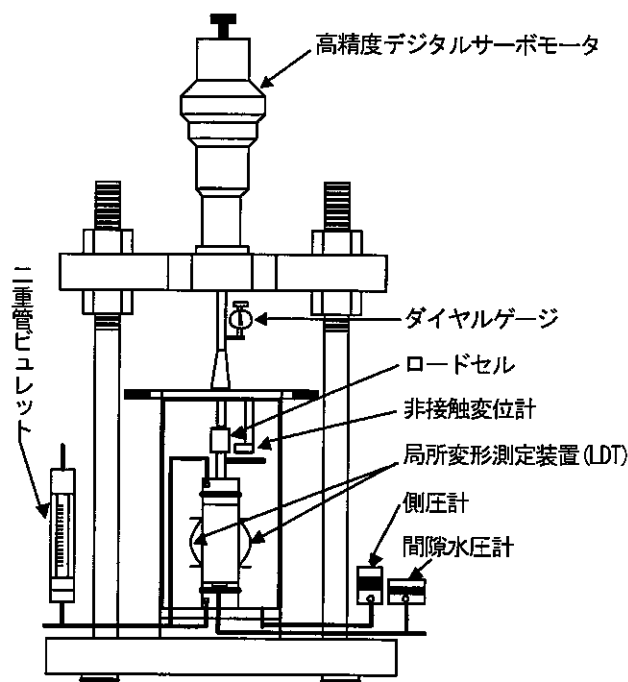


図-1 試験機概略

がない高精度デジタルサーボモータを使用した。計測器は供試体作製時における端面での乱れやゆるみ層に起因して生じるベディングエラーの影響を避けるために局所変形測定装置 (Local Deformation Transducer, LDT) ⁴⁾ を供試体対角上に設置して軸変位量を測定した。なお、圧縮時に発生する過剰間隙水圧の影響でメンブレンと供試体の密着が緩み、LDT のバネ力によって、LDT が伸びてしまう恐れがあるため、供試体側面をわずかに削り、石膏を塗った上に瞬間接着剤を用いてメンブレンと供試体を接着した上で LDT を設置した。また、LDT の測定範囲外については非接触変位計とダイヤルゲージを併用し、ベディングエラー量を補正した結果を用いた。

3. 試験結果と考察

3.1 応力~ひずみ関係

図-2~4 は繊維質材の添加量 $0 \sim 20 \text{ kg/m}^3$ の所定の養生日数における拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ で行われた CU 試験の軸差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ と軸ひずみ ε_a の関係である。図(a)は軸ひずみ ε_a が 15% までの全範囲、図(b)は ε_a が 0.5% までの範囲、図(c)は ε_a が 0.01% までの微小ひずみレベルでの試験結果を示

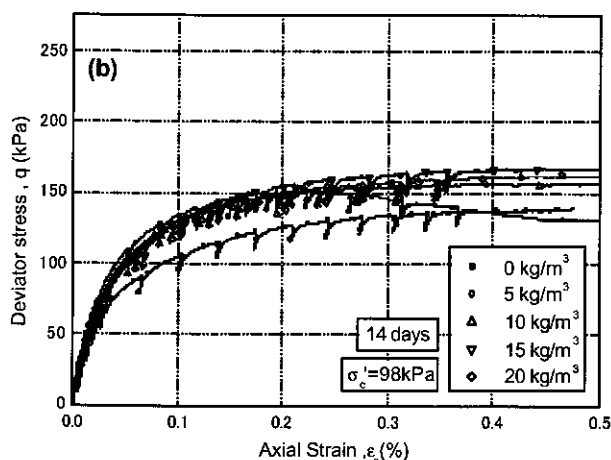
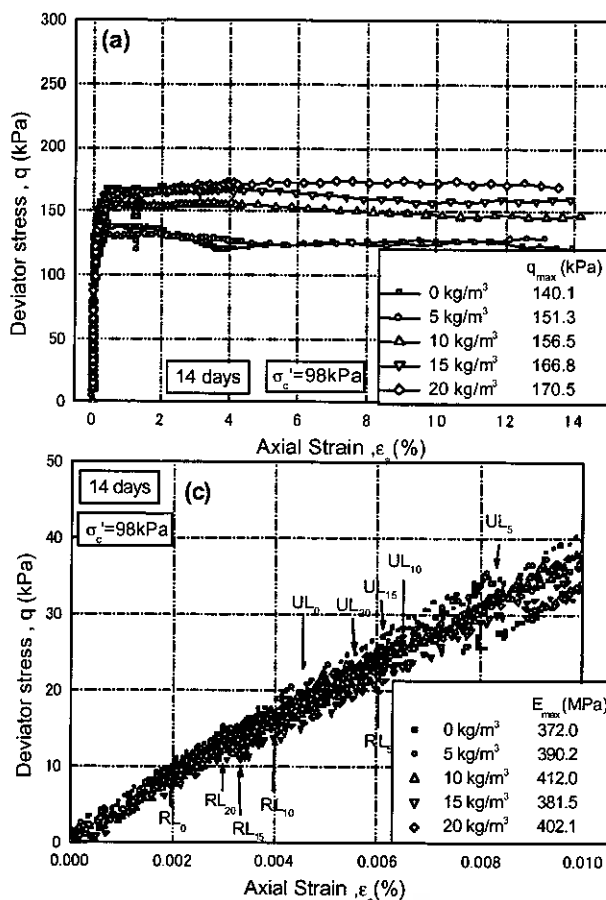


図-2 軸差応力と軸ひずみの関係：養生日数 14 日
(a) 15% まで、(b) 0.5% まで、(c) 0.01% まで



している。なお、図(c)中のULは除荷開始点を、RLは再載荷開始点を示し、サフィックスはそれぞれの試験ケースにおける繊維質材の添加量を示す。

それぞれの試験ケースにおけるピーク後の $q \sim \epsilon_a$ 関係を比較すると、養生日数14日(図-2)の無添加のケースでは、ピーク後 $\epsilon_a = 4\%$ まで軸差応力の減少が見られるが、繊維質材を添加したケースでは無添加のケースに比べて q の減少率は小さく、 q はほぼ一定となっている。養生日数28日(図-3)の無添加のケースでは、ピーク後試験終了まで q が減少しており、添加量 5 kg/m^3 、 10 kg/m^3 では、ピーク後の q は減少しているが無添加に比べて緩やかになっている。養生日数56日(図-4)の無添加及び 5 kg/m^3 のケースでは、 q が急激に減少していることから脆性的性質が顕著に現れていることが分かる。添加量 10 kg/m^3 ではピーク後に q がわずかに減少しているものの、その減少率は無添加及び 5 kg/m^3 のケースに比べて小さいことから、添加量 10 kg/m^3 でも脆性的性質が改善されたと言える。

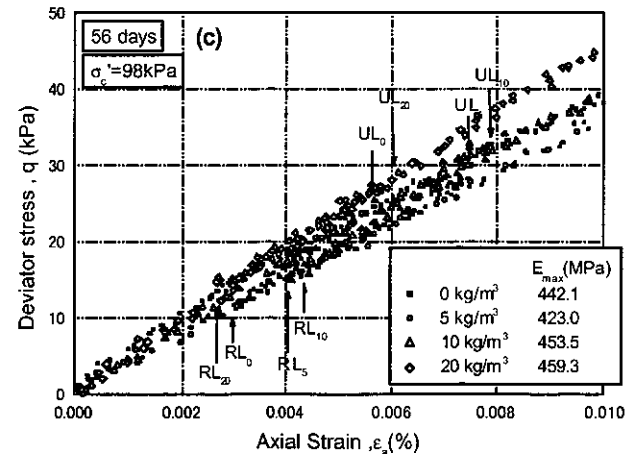
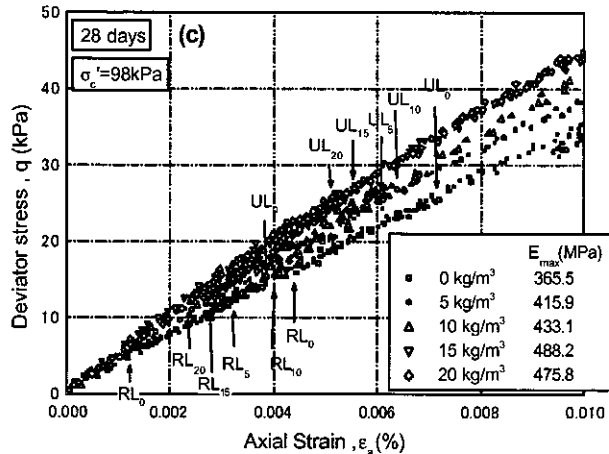
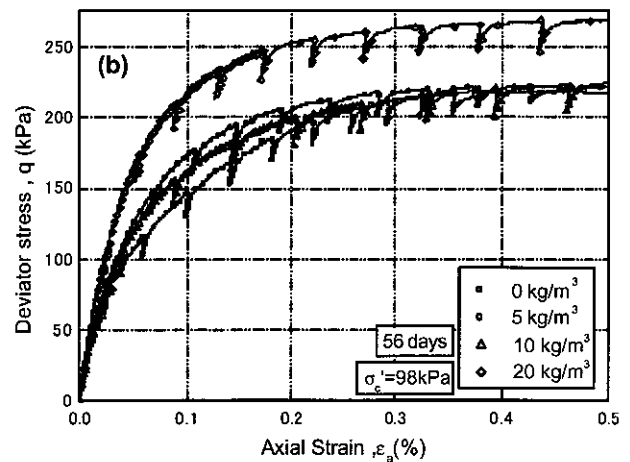
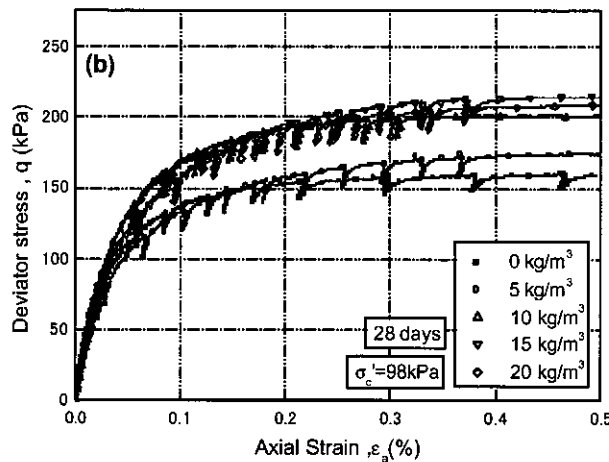
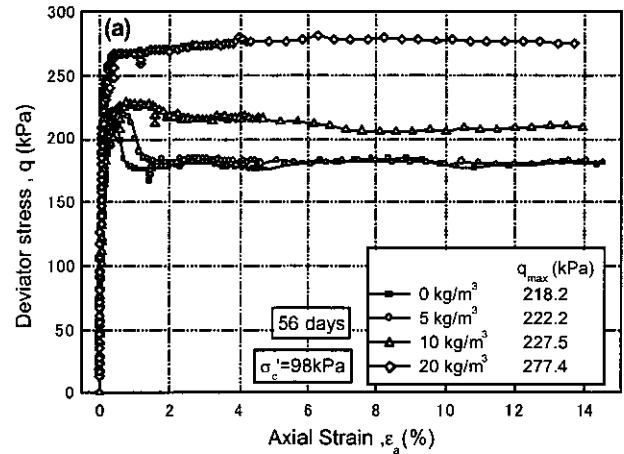
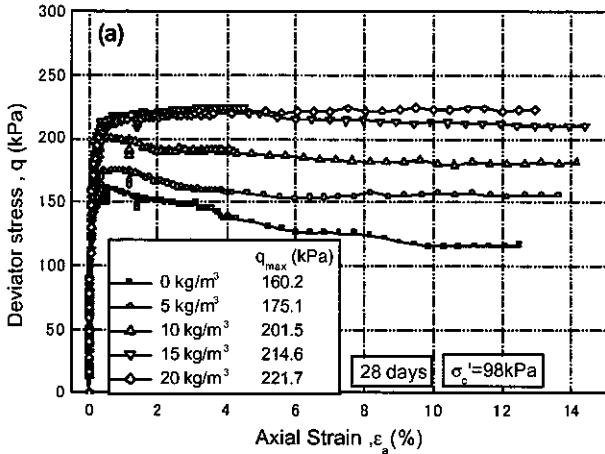


図-3 軸差応力と軸ひずみの関係：養生日数28日
(a)15%まで、(b)0.5%まで、(c)0.01%まで

図-4 軸差応力と軸ひずみの関係：養生日数56日
(a)15%まで、(b)0.5%まで、(c)0.01%まで

3. 2 変形係数の検討

図-5に、各変形係数の定義を示す。初期変形係数 E_{max} は $\epsilon_a = 0.002\%$ 以下の微小ひずみで定義される変形係数であり、接線変形係数 E_{tan} は $q \sim \epsilon_a$ 関係における接線勾配で定義される変形係数である。等価変形係数 E_{eq} は、単調載荷中の微小な除荷・再載荷から得られる変形係数である。なお、 E_{eq} を求める際のクリープ補正については、除荷点からの延長線と再載荷時の $q \sim \epsilon_a$ 関係の交点の中点と下限の点との傾きから算出した。

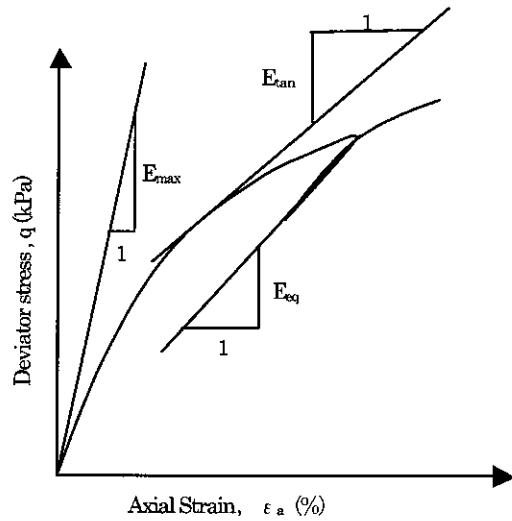


図-5 変形係数の定義

3. 2. 1 接線変形係数 E_{tan}

図-6は $q \sim \epsilon_a$ 関係における接線変形係数 E_{tan} を初期変形係数 E_{max} で正規化した E_{tan}/E_{max} と軸差応力 q を最大軸差応力 q_{max} で正規化した q/q_{max} の関係でありそれぞれ養生日数ごとにまとめたものである。

図-6(a)~(c)を見ると、全体の傾向として繊維質材料が無添加のケースに比べ、添加したケースのほうが E_{tan}/E_{max} の減少率が小さくなっており、 $q \sim \epsilon_a$ 関係の非線形性が弱まる傾向にあることが分かる。また、養生日数が増加すると載荷初期の E_{tan}/E_{max} の減少率が小さくなる傾向にあることがわかる。すなわち、養生日数及び繊維質材添加量が大きくなるにつれ、載荷初期の線形性が增加する傾向があるとともに、 $q \sim \epsilon_a$ 関係の非線形性が弱まる傾向にあると言える。一般に、セメント安定処理土では養生日数が増加すると、セメンテーションの影響により、 $q \sim \epsilon_a$ 関係における載荷初期の線形性が增加する傾向にあると言われている。

図-6の結果のように、流動化処理土に繊維質材を添加すると、無添加のケースに比べて E_{tan}/E_{max} 減少率が小さくなり、 $q \sim \epsilon_a$ 関係がより線形的な傾向を示すのは、セメンテーション効果と繊維質材による補強効果によるものと考えられる。また、養生日数の増加につれ繊維質材が E_{tan}/E_{max} に与える影響が大きくなるようである。

以上より、繊維質材添加による流動化処理土の変形特性に及ぼす影響は養生日数が増加するにつれ、顕著に現れることが分かる。

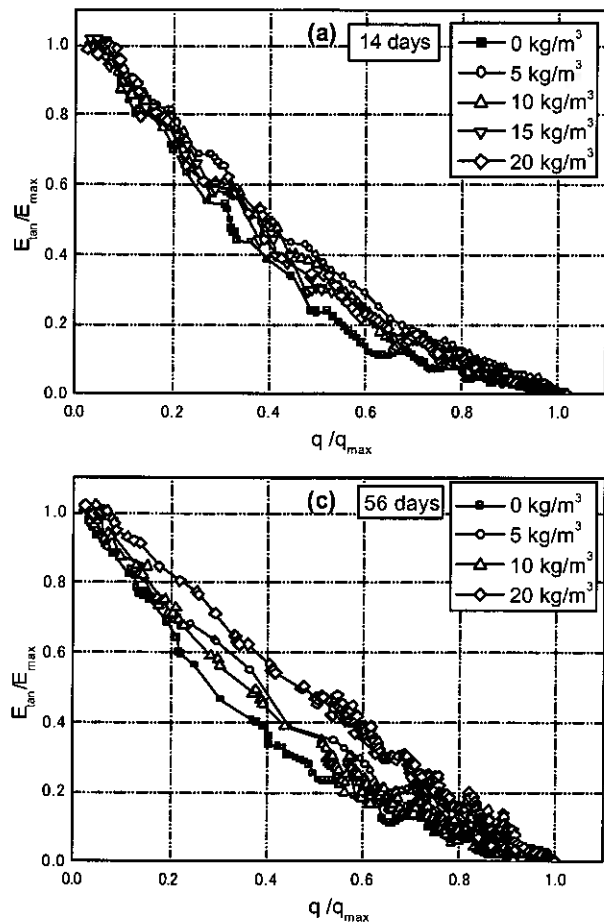


図-6 E_{tan}/E_{max} と q/q_{max} の関係

3. 2. 2 等価変形係数 E_{eq}

図-7は等価変形係数 E_{eq} を初期変形係数 E_{max} で正規化した E_{eq}/E_{max} と軸差応力を q_{max} で正規化した q/q_{max} の関係を示したものである。 E_{eq}/E_{max} はせん断中の弾性的性質の変化を表している。図-7(a)~(c)を比べると、 $E_{eq}/E_{max} \sim q/q_{max}$ の関係に顕著な差は見られない。一方、繊維質材の添加量で比べると、養生日数に関わらず、添加量が多いほど $q/q_{max}=0.8$ 程度まで E_{eq}/E_{max} の減少率は小さい。一般に、土はせん断することにより局所的な破壊が生じ、最終的に局所破壊が結合してせん断面が形成され、全体的な破壊が生じる。すなわち、せん断とともに粒子間のセメンテーションやマイクロ構造が損傷を受けると考えられ、この損傷により弾性的性質が変化していくと考えられる。図-7(a)~(c)に示す結果では添加量が多いほど E_{eq}/E_{max} の減少率が小さいことから、添加量が多いほどせん断による損傷の程度が小さいと判断される。このことは、添加量が多いほど供試体内の繊維質材がせん断による局所的な破壊を妨げている。言い換えると、補強効果による影響であると考えられる。特にセメンテーションがあまり発達していないと考えられる養生日数 14 日のケースではこの影響が大きい。以上より、流動化処理土に繊維質材を添加することによってせん断によるセメンテーションの損傷を改善し、流動化処理土に対して、補強効果を発揮することが分かる。また、その効果は添加量が大きくなるにつれ増加する傾向にあると言える。

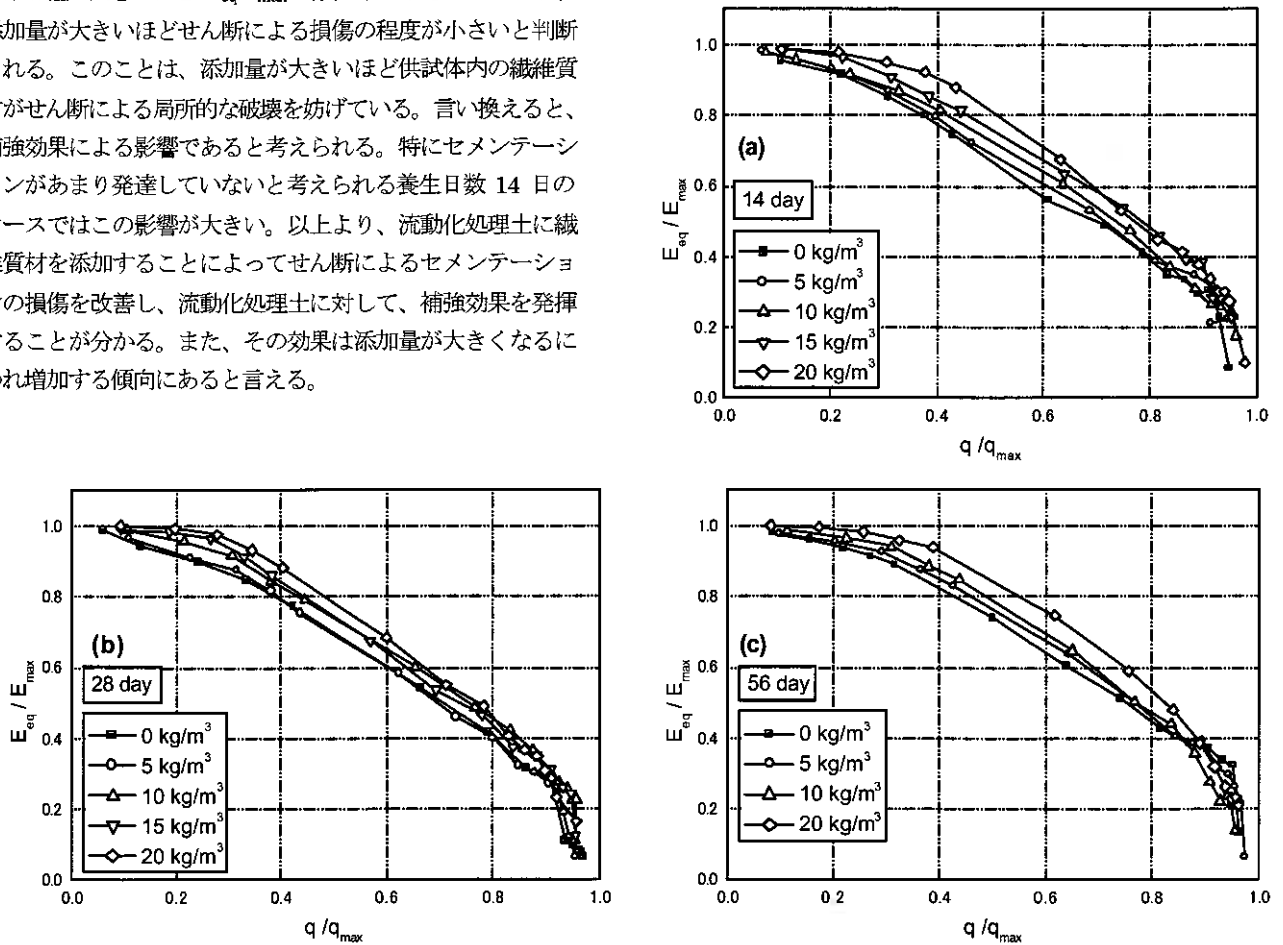


図-7 E_{eq}/E_{max} と q/q_{max} の関係

3. 3 靱性評価

3. 3. 1 靱性評価方法

靱性に物理的意味合いを持たせることは難しく、これまで筆者らは、靱性能を検討する際に、ピーク後に軸ひずみが 4 % 生じた時点での軸差応力 q を残留強度 q_{res} とし、これを q_{max} で除した値 (q_{res}/q_{max}) を強度残留率と定義して、ピークからの軸差応力の減少率で靱性を評価していた。しかし、この評価法は、靱性に物理的意味合いを持たせた定量的な評価ではない。また、ピーク前の $q \sim \epsilon_a$ 関係に対する靱性評価を行うことはできない。流動化処理土に繊維質材料を添加し、無添加のケースを基準として靱性能がどの程度改善されるかを検証するには、靱性能としてそれ自体が有する物理的特性を把握し、評価する方法を用いなければならない。

そこで本研究では、流動化処理土の強度・変形特性に及ぼ

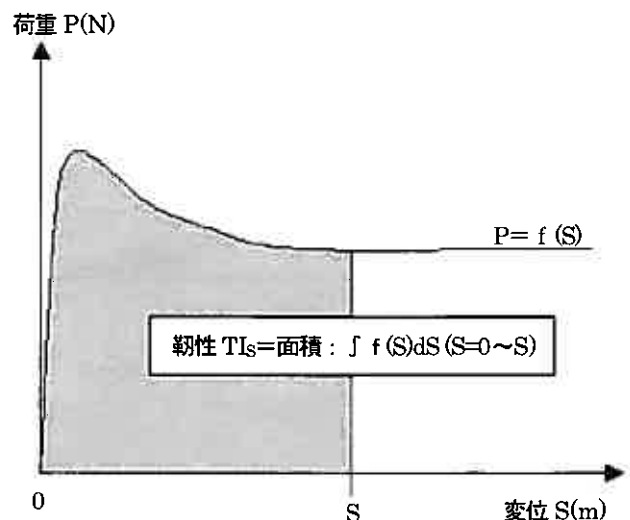


図-8 靱性の評価方法

繊維質材添加量の影響について、物理的な意味合いを持たせた定量的な靱性評価を行うため、材料力学、破壊力学等で使用されるJ積分の考えに基づき、軸荷重～軸変位量の面積、すなわち仕事で靱性を評価する方法⁶⁾の適用を試みた。1J=1N・mであるので積分する際、本試験結果に適用できるように、軸応力 q (kPa)～軸ひずみ ϵ_a (%)関係をそれぞれ軸荷重 P (N)～軸変位量 S (m)の関係に変換し、算出した P ～ S 関係の面積を靱性 TI_s (J)とした(図-8参照)。一般に靱性とは破壊が生じるまでの「粘り強さ」を表す物性であるが、本研究の試験結果から繊維質材を添加することにより q ～ ϵ_a 関係におけるピーク後の q が減少しないことや供試体の破壊状況から繊維質材がせん断面の発達を妨げる効果があることが明らかなので、試験終了までのデータを用い、 q ～ ϵ_a 関係のピーク後の「粘り強さ」に関しても靱性が定義されると考えその評価を試みた。なお、靱性評価には添加量0、10、20 kg/m³の試験データを用いた。

3. 3. 2 靱性改善効果の検討

図-9に軸変位量 S (m)の増加に伴う靱性 TI_s (J)の変化を示す。図-10は各養生日数の添加量10 kg/m³、20 kg/m³のケースの靱性値から無添加のケースの靱性値を引いた靱性変化量 ΔTI_s と軸変位量の関係を示している。

図-9を見ると靱性 TI_s はどのケースにおいても軸変位量の進行に伴い単調増加傾向を示している。これは、図-8に示す図中の式からわかるように、靱性 TI_s は荷重～変位曲線の積分値であるため、変位の進行に伴って増加するのは当然である。しかし、各繊維質材の添加量ごとに比較すると TI_s ～ S 関係の勾配は異なっている。 TI_s ～ S 関係の勾配は添加量20 kg/m³のケースが最も大きく、添加量10 kg/m³のケースでも無添加に比べて大きい。また、図-10に示すように養生日数が大きいほど ΔTI_s が大きくなる傾向にある。

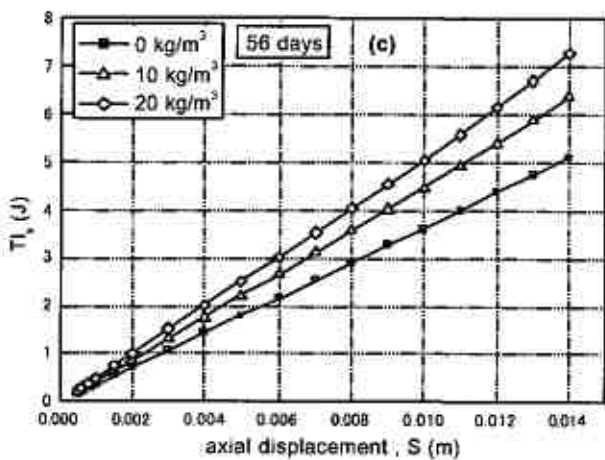
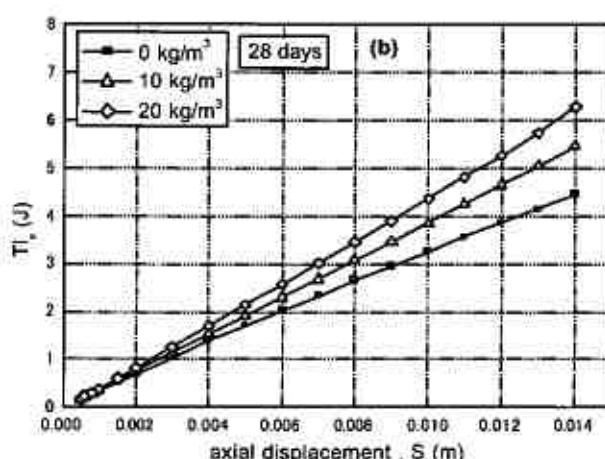
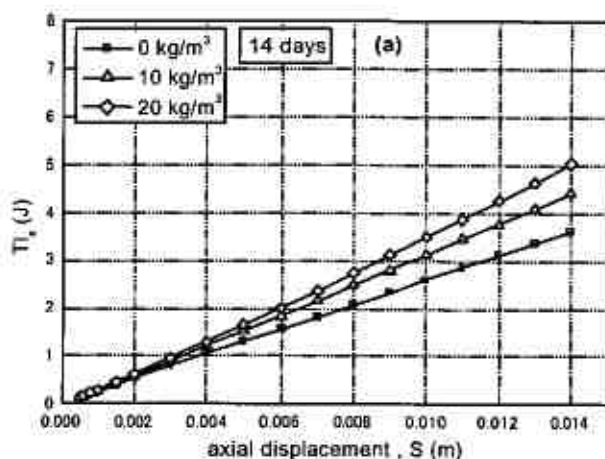


図-9 靱性 TI_s と軸変位量の関係

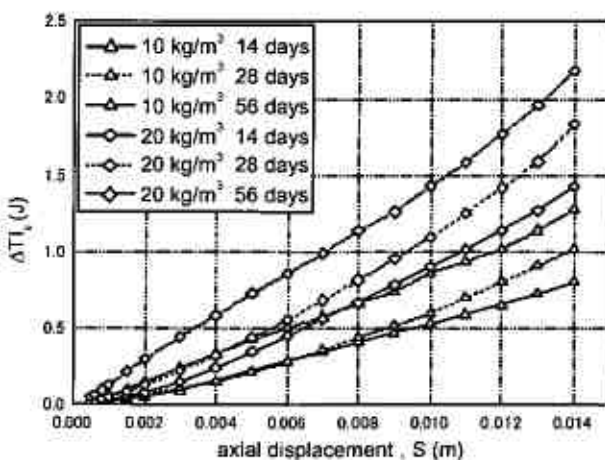


図-10 ΔTI_s と軸変位量の関係

図-11は、試験終了までの P ～ S 関係における面積から算出された添加量10、20 kg/m³のケースでの靱性 TI_s を無添加のケースでの靱性 $TI_{s, non-fiber}$ で除した靱性変化率 $TI_s/TI_{s, non-fiber}$ と軸変位量の関係を表したものである。養生日数14日、28日は靱性変化率が概ね線形的に増加しているのに対し、56日の靱性変化率は初期部で急増し、その後一定値を示している。これは、基準としている無添加のケースでの q ～ ϵ_a 関係がピーク後に顕著な脆性的挙動を示しているためである。

図-12は q ～ ϵ_a 関係におけるピーク前の靱性変化率と養生日数の関係を示したものである。靱性変化率が添加量10 kg/m³のケースではほぼ一定であるのに対して、添加量20 kg/m³ケースでは養生日数の増加とともに増加している。

図-13は、試験終了時における靱性変化率と養生日数の関係を示したものである。本試験の範囲内では、養生日数に関わらず靱性変化率はほぼ一定であり、その値は繊維質材添加量が多いほど大きい。したがって、流動化処理土の靱性は繊維質材を添加するほど改善されると考えられる。ただし、実施工においては繊維質材の過剰な添加はフロー値を著しく低下させるため、流動化処理土を打設する際のポンプ圧送に不具合を生じることが予想される。また、過剰な添加によって強度の低下を引き起こす可能性が考えられるので、実務では建設発生土、セメント、繊維質材のバランスの良い配合が重要になる。

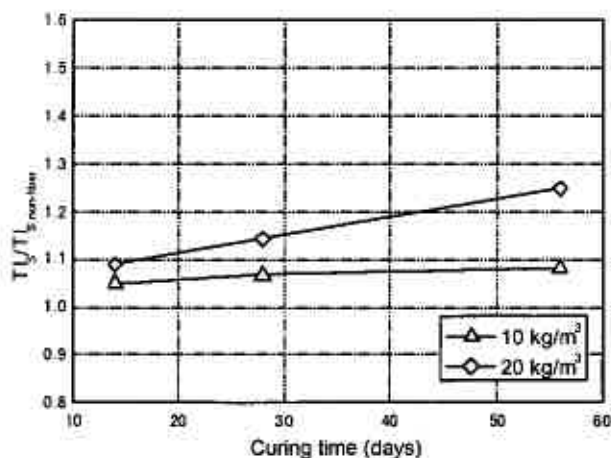


図-12 ピーク前の靱性変化率と養生日数の関係

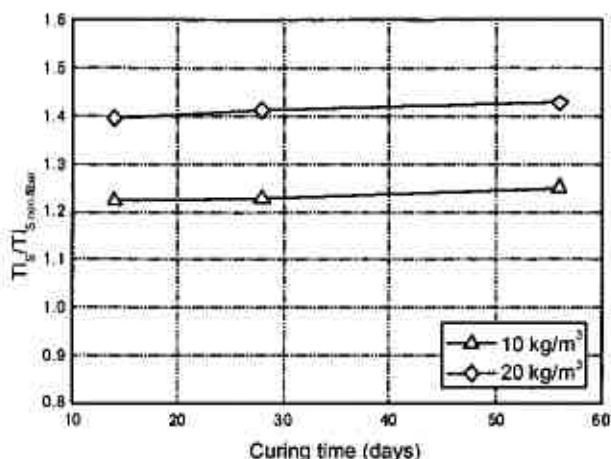


図-13 試験終了時の靱性変化率と養生日数の関係

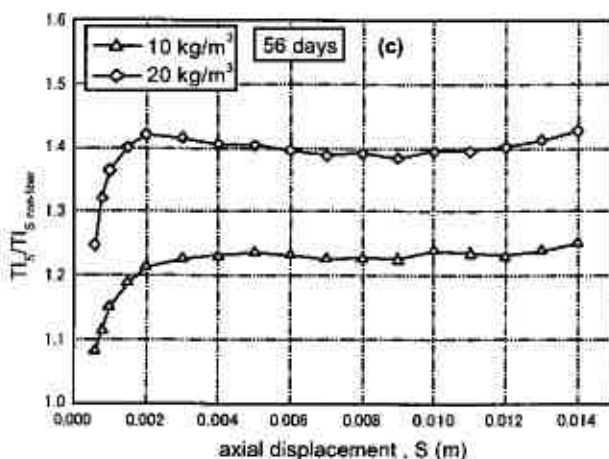
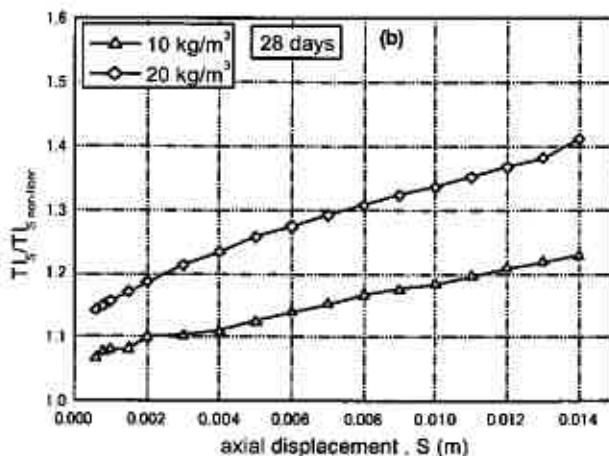
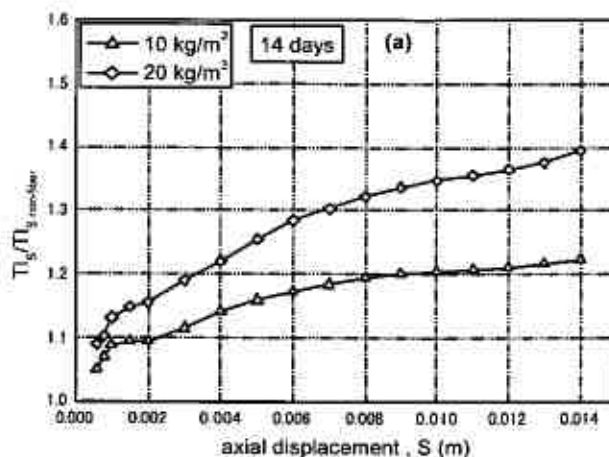


図-11 靱性変化率と軸変位量の関係

4. まとめ

流動化処理土の強度・変形特性に及ぼす繊維質材添加量の影響を検討するため、一連の三軸圧縮試験実施した結果、以下の知見が得られた。

1. 繊維質材添加による流動化処理土の変形特性に及ぼす影響は、養生日数が増加するにつれ顕著に現れる。
2. 繊維質材は流動化処理土のせん断によるセメンテーションの損傷を助け、補強効果を発揮することが確認できた。また、その効果は添加量が大きくなるにつれ増加する傾向にある。
3. 物理的な意味合いを持たせた定量的な靱性の評価法を適用することにより、せん断の進行に伴う靱性の変化を評価することが可能である。
4. 本試験の範囲内では、流動化処理土の靱性は繊維質材を添加するほど改善されることが明らかになった。ただし、繊維質材の過剰な添加はフロー値を著しく低下させるので、実務では建設発生土、セメント、繊維質材のバランスの良い配合が重要になる。

謝辞：本研究では、試料の作製、実験及びデータの整理に室蘭工業大学4年 市川昌嗣 君の協力を得た。未筆ながら深甚なる感謝の意を評します。

《参考文献》

- 1) 久野悟郎編著：「土の流動化処理工法～建設発生土・泥土の再生利用技術」、技報堂出版、1997.
- 2) 木幡行宏・對馬広紀・藤川拓：長期養生した繊維材混合流動化処理土の強度・変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集第43号、pp.217-224, 2003.
- 3) 木幡行宏・對馬広紀：繊維材混合流動化処理土の三軸せん断特性、地盤工学会北海道支部技術報告集第44号、pp.155-162, 2004.
- 4) Goto,S., Tatsuoka,F., Shibuya,S., Kim,YS and Sato,T.: A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31,No.1,pp.169-180, 1991.
- 5) 榊原務・安原一哉・村上哲・小峰秀雄：ジオシンセティックスによるハイブリッドサンドイッチ補強土の靱性改善、ジオシンセティックス論文集第20巻、pp.81-88, 2005.
- 6) 木幡行宏・藤川拓・市原道三・神田政幸・村田修：繊維混合流動化処理土の強度特性について、第36回地盤工学研究発表会講演集、pp.635-636, 2001.
- 7) 藤川拓・木幡行宏：繊維質材料を混合した流動化処理土の変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集第42号、pp.199-208, 2002.
- 8) 木幡行宏・藤川拓・市原道三・神田政幸・村田修：一軸圧縮試験による繊維混合流動化処理土の強度、変形特性、第36回地盤工学研究発表会講演集、pp.651-652, 2002.
- 9) 木幡行宏・蔣関魯・龍岡文夫・緒方紀夫：セメント改良砂質土の変形・強度特性に及ぼす養生日数の影響、セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集、pp.137-142, 1996.
- 10) 澁谷啓・三田地利之・小澤裕：セメント混合砂の変形・強度特性における自硬性および拘束圧履歴依存性、土木学会論文集 No.687/III-56、pp.249-257, 2001.

北海道開発土木研究所 正会員 ○澤井 健吾
 同 国際会員 西本 聡
 同 国際会員 林 宏親

1. まえがき

泥炭地盤において盛土を施工する場合、盛土部の沈下に伴い周辺地盤で引き込み沈下を起こすことがある(写真-1)。引き込み沈下は、近接する家屋や構造物、現道等に甚大な被害を与えることがあるため、その対策を講ずる必要がある。引き込み沈下の抑制工法のひとつに、盛土法尻に深層混合処理工法によって縁切りする方法がある。しかし、その改良柱体の列数、ピッチおよび改良強度などの設計に明確な基準が無く、現場ごとに判断されているのが現状である。

そこで、深層混合処理工法における改良柱体の合理的配置を求めることを目的に、遠心力模型実験を実施した。遠心力模型実験とは遠心力加速度を利用して、実物の縮尺模型を用いて実際と同じ変形や破壊挙動を再現することができる実験である。

具体的には、改良柱体の列数と配置、強度を変化させて、遠心力模型実験を行って引き込み沈下の抑止効果について比較検討し、泥炭地盤における盛土部の沈下量の予測値から、引き込み沈下量を簡便に予測する方法について検討したので報告する。



写真-1 引き込み沈下の被害例

2. 実験の概要

2.1 実験のケース

実物の 1/100 スケールの模型を作成して、100G の遠心力場で1時間の載荷を、盛土厚 5cm (実物換算 5m)、7.5cm (実物換算 7.5m)、10cm (実物換算 10m) の段階施工で実験を行った。遠心力模型実験には当所の遠心力載荷装置を使用した。実験ケースは改良柱体の目標強度を 300kN/m²、改良率 50%を基準として、改良柱体の列数と改良パターン(配置)、改良強度を 600kN/m² に変えるなどの条件を設定した(表-1、図-1)。

また、引き込み沈下の遮断効果を確かめるために無処理のケースも行った。地盤条件は泥炭層 10cm(実物換算 10m)、その下層に砂層(支持層) 10cm(実物換算 10m) の地盤構成とした(図-2)。

計測については所定位置にレーザー変位計を設置して泥炭地盤の鉛直変位を測定して、泥炭地盤内には間隙水圧計を設置して、周辺地盤における間隙水圧の変動を確認した。本報告では盛土法尻から 2cm(実物換算 2m) 離れた位置(L20)で計測した結果に限定して、各実験ケースを比較した。

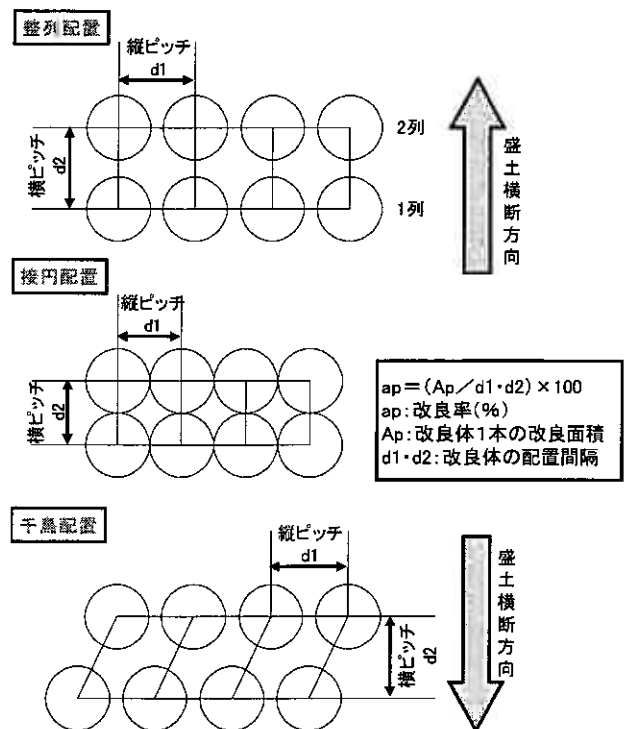


図-1 改良柱体の配置

2.2 模型地盤と改良柱体の作成

遠心力模型実験に使用する泥炭層の地盤材料は 0.85mm 以下に裁断したピートモスにカオリン粘土を乾燥重量比 1:1 で混合したものを用いて作成した(図-3)。作成された泥炭層の模型地盤は北海道の一般的な泥炭の物性値¹⁾と比較した結果、含水比が非常に高いこと、土粒子の密度と湿潤密度が極端に低いこと、さらに大きな圧縮指数を有すると

Centrifuge Model Test on Circumference Ground Deformation Deterrence by Deep Mixing Method

Kengo SAWAI¹, Satoshi NISHIMOTO², Hirochika HAYASHI³⁾ (1,2,3 Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

表-1 実験ケース

ケース	列数	設定改良柱体強度 (kN/m ²)	改良パターン	横ピッチ mm	縦ピッチ mm	改良率 ap (%)	一軸圧縮強さ (kN/m ²)	比較項目
1	-	-	-	-	-	-	-	無処理
2	1	300	整列	19	18	50	282	改良列数変化
3	2	300	整列	19	18	50	303	
4	3	300	整列	19	18	50	323	
5	4	300	整列	19	18	50	260	
6	2	300	千鳥	19	18	50	381	改良柱体配置
7	2	300	整列(法尻・法肩位置)	19	18	50	363	
8	3	300	千鳥	19	18	50	343	
9	1	300	整列	26.6	22.5	30	356	列数・改良率変化
10	2	300	整列	26.6	22.5	30	338	
11	1	300	接円	15	15	80	322	柱体配置・改良率変化
12	1	600	接円	15	15	80	799	改良柱体強度変化
13	2	600	整列	19	18	50	636	

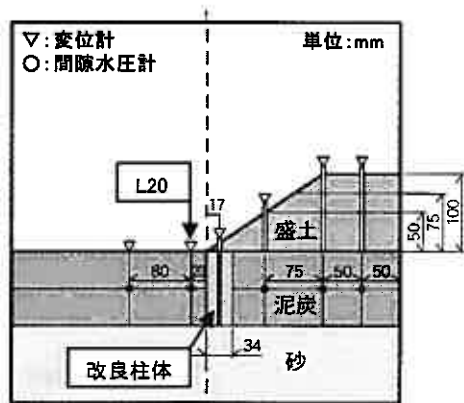


図-2 模型地盤断面図

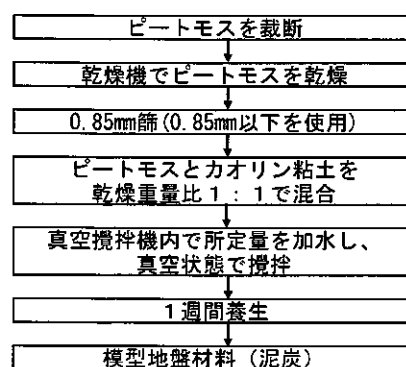


図-3 模型地盤の作製フロー

ころなど実際の泥炭地盤と同じ性質を有する地盤が作成されていることが分かる²⁾(表-2)。

改良柱体には泥炭層に用いた模型材料に高炉B種セメントを混合して作成した。改良柱体の寸法は直径1.5cm、長さ10cm(実物換算 直径1.5m、長さ10m)とした。セメントの配合量は事前の配合試験から、設定改良柱体強度となる配合量で調整し、改良柱体の一軸圧縮強さは概ね所定強度が出ており、各ケース間に大きなバラツキは出ていないことを確認した。

改良柱体の模型地盤への設置は載荷試験の直前の段階で実施した。セット方法は外径1.6cm(厚さ0.5mm)のケーシングを模型地盤が破壊しないように、ケーシング内の土を排土しながら差し込み、アクリル管内で事前に作成した改良柱体をケーシング内に入れ、その後、ケーシングを取り出す方法で行った。

2.3 遠心力模型実験

図-4に遠心力模型実験のフローを示す。基盤層には豊浦砂を使用し、層厚は10cm(実物換算10m)とした。泥炭地盤は養生後の模型地盤材料を容器に投入した後、遠心力載荷による自重圧密、その後、予備荷重(10kN/m²)を加えた過圧密地盤とした。この方法により計器が設置可能となる模型地盤の物性値を得ることができる。載荷試験は盛土厚5cm(実物換算5m)で、100Gを1時間(実物換算417日)保持した後、一度遠心装置を停止し、盛土厚7.5cm,10cm(実物換算7.5m,10m)の段階施工を行った。遠心力模型実験の載荷速度は10分で100Gの遠心加速度に到達する条件としている。これを実物に換算した場合、盛土速度は盛土厚5cm(実物換算5m)について72cm/10日、盛土厚7.5cm,10cm(実物

表-2 模型地盤の物性値

	模型地盤	北海道の泥炭の一般値 ¹⁾
含水比 (%)	305	115~1150
土粒子の密度 (g/cm ³)	1.99	1.3~2.1
湿潤密度 (g/cm ³)	1.14	0.95~1.12
圧縮指数	2.3	2.6~5.3

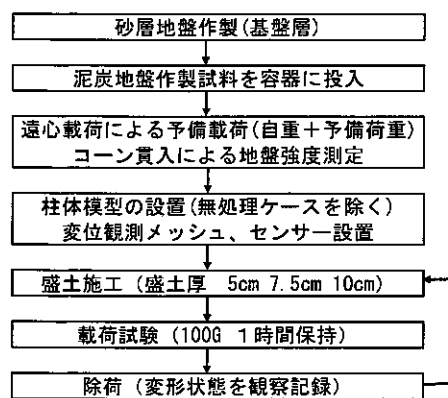


図-4 遠心力模型実験の実験フロー

換算 7.5m,10m) については 36cm/10 日に相当し、現場で施工されている盛土速度とほぼ同様の施工条件であることがわかる。

3. 実験結果と考察

3. 1 泥炭地盤の沈下状況

ケース 1 (無処理) とケース 4 (3 列改良) における泥炭地盤の沈下状況を比較した (写真-2、写真-3)。いずれも、盛土厚 7.5cm (実物換算 7.5m) で 100G 載荷後の状況を示している。無処理地盤のケースについて、泥炭層の表層部法尻付近で盛土側 (右) に変形していることが確認できる。これは引き込み沈下の現象である。これに対して、3 列改良のケースでは改良した範囲で鉛直方向と水平方向のいずれの変位も抑制されており、沈下が遮断されていることがわかる。その他の改良したケースでも、多少の差はあるものの、3 列改良のケースと同様に、沈下が遮断されていることを確認した。

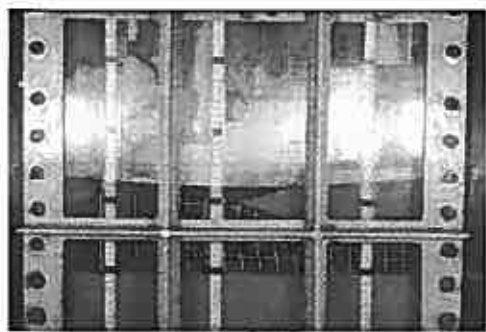


写真-2 ケース 1 (無処理) の地盤変形状況



写真-3 ケース 4 (3 列改良率 50%) の地盤変形状況

3. 2 改良仕様による縁切り効果の影響

泥炭地盤上の盛土施工にともなって周辺地盤は圧密やせん断変形など様々な影響を複合的に受けている³⁾ (図-5)。これらの力学的作用がどのような影響を及ぼしているか個々に求めることは困難であることから、盛土法尻から 2cm 離れた位置 (L20) で計測した泥炭地盤地表面の鉛直変位量 (以降、引き込み沈下量) を改良率、改良列数、改良強度、改良パターンなどのパラメーターで、各実験ケースを比較した。

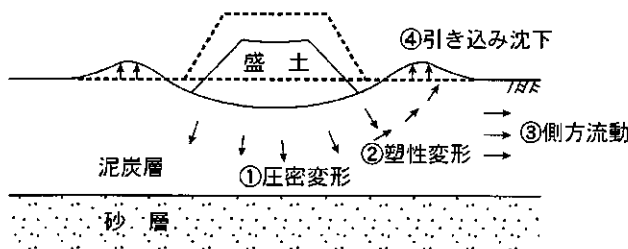


図-5 盛土施工による泥炭地盤の変形

改良した実験ケースではいずれも実物換算で求めたす

べり安全率 $F_s \geq 1.2$ をクリアしており、せん断破壊が生じない条件となっている (表-3)。盛土高さ 5m、7.5m における L20 の引き込み沈下量を改良柱体の本数を横軸に取り、各パラメーターで比較した (図-6~9)。改良強度 300 kN/m² では同じ改良列数で、改良率の違いにより引き込み沈下量は差異があることから平均値をもとに近似曲線を示した。改良強度 300 kN/m² における改良列数 1 列~4 列のケースの平均値と無処理のケースを比較すると、改良列数の増加にともなって、引き込み沈下量は減少しているが、3 列と 4 列では引き込み沈下量にあまり差が生じていないことがわかる。

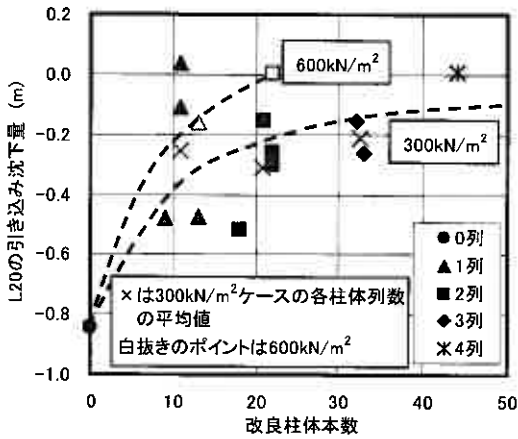
施工費とそれに見合う引き込み沈下量の抑止効果に着目すると、4 列以上の改良を行っても、それ以上に改良効果は上がらないことが考えられる。

改良強度を 600kN/m² に上げたケースを見ると、300kN/m² の実験ケースと比較して、引き込み沈下量は約 1/2 程度となっている。

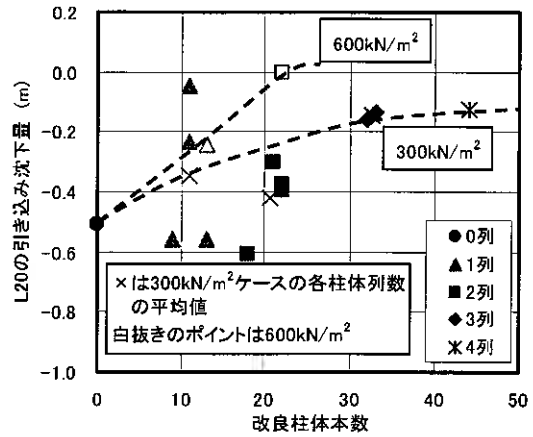
改良率で各実験ケースを整理すると、改良柱体の列数 1 列で、改良率を上げることにより引き込み沈下量は改良柱体の列数で比較した場合より大きく減少していることがわかる。整列配置な

表-3 各実験ケースにおけるすべり安全率

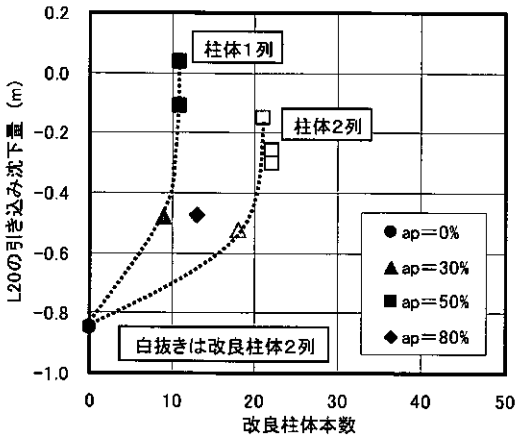
ケース	列数	設定改良柱体強度 (kN/m ²)	改良パターン	改良率 a_p (%)	すべり安全率 F_s		
					盛土高さ		
					5.0m	7.5m	10.0m
1	-	-	-	-	1.22	1.11	1.07
2	1	300	整列	50	1.87	1.52	1.32
3	2	300	整列	50	1.73	1.42	1.23
4	3	300	整列	50	1.98	1.59	1.38
5	4	300	整列	50	2.07	1.65	1.43
6	2	300	千鳥	50	1.73	1.42	1.23
7	2	300	整列	50	1.82	1.48	1.31
8	3	300	千鳥	50	1.98	1.59	1.38
9	1	300	整列	30	1.67	1.37	1.20
10	2	300	整列	30	1.73	1.43	1.25
11	1	300	接円	80	1.79	1.47	1.26
12	1	600	接円	80	2.05	1.64	1.41
13	2	600	整列	50	2.27	1.78	1.53



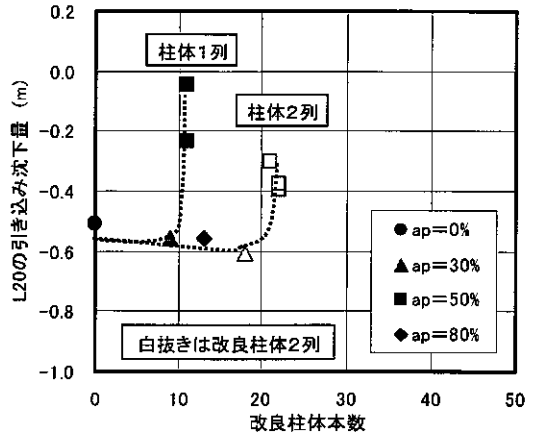
図一六 引き込み沈下量の改良強度・列数の影響 (盛土高 5m)



図一七 引き込み沈下量の改良強度・列数の影響 (盛土高 7.5m)



図一八 引き込み沈下量の改良率・列数の影響 (盛土高 5m)



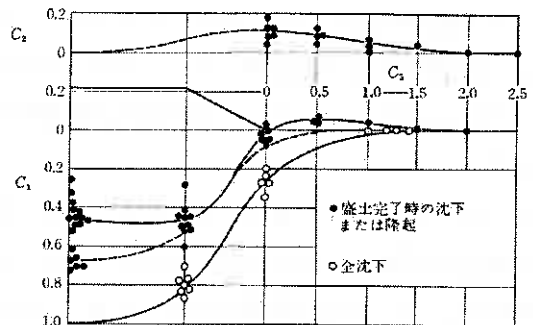
図一九 引き込み沈下量の改良率・列数の影響 (盛土高 7.5m)

どと違い改良柱体同士が一体化したものとなっている改良率 80% (接円配置) では逆に引き込み沈下量は増加している。実験後の改良柱体の観察から通常発生する曲げやせん断変形とは違う倒れ込み変形となっていることが確認できたため、この改良柱体の倒れ込みが引き込み沈下量の増加の原因となっている可能性が高い。また、改良柱体の列数を 2 列の場合は改良率 80% (接円配置) について未実施ではあるが、改良率を上げるにより引き込み沈下量は減少していることがわかる。しかし、1 列の場合と比較するとその効果は小さいことがわかる。以上のことから、改良柱体本数で見ると、改良率 > 改良強度 > 改良柱体の列数の順に引き込み沈下の抑止効果が高く、改良柱体の列数が 1 列で改良率 50% 程度が最も変形抑止効果が有効に働いていることがわかる。これは今回の実験条件において、盛土法尻付近では引き込み沈下の影響とは別に、隆起側に作用する側方流動の影響があるため、L20 で得られる引き込み沈下量はこれらの相対的な影響によって決まるためと考えられる。改良強度は泥炭層では現実的な設計強度⁴⁾として 200~500kN/m²の範囲で設定されているため、その範囲内で施工コストと許容鉛直変位量との関係を精査して設定する必要があると考えられる。

3.3 沈下量に関する係数の比較

今回実施した実験ケースでは無処理のケースを除くといずれも盛土高さ 10cm (実物換算: 10m) においても $F_s \geq 1.2$ をクリアする一般的な盛土設定条件となっている。

無処理地盤における引き込み沈下量の予測には道路土工-軟弱地盤対策工指針⁵⁾に記述がある関係式 (1) (2) を利用することができる (図一10)。(1) 式で C_1 は盛土中央の沈下量に対する任意位置の沈下量の比で、その位置固有の係数を示すとされている。この C_1 と盛土中央の沈下量の積から、沈下量を求めることができる。一方、(2) 式の C_3 はその変位の及ぶ距離を正規化させた係数である。この 2 つの式に盛土中央の



図一10 盛土の沈下形状と側方への影響⁵⁾

沈下量の予測値と軟弱層厚をそれぞれ当てはめることによって、周辺地盤の引き込み沈下量を予測することができる。

$$St = C1 \cdot S \quad (1)$$

St: 任意位置の沈下量 (引き込み沈下量)

S: 盛土中央の沈下量 C1: 沈下量に関する係数

$$L = C3 \cdot H \quad (2)$$

L: 法尻からの距離(m) H: 軟弱層厚(m)

C3: 法尻からの距離に関する係数

この方法と同様に改良したケースについても固有の係数 C1 を遠心力模型実験から求めることができれば、改良した場合の引き込み沈下量を予測することが可能となる。

法尻から 2cm 離れた位置 (L20) で求めた C1 と盛土高さとの関係について各パラメータごとに比較した (図-11~14)。この位置での C3 は式 (2) の関係から、 $C3=0.2$ であり、道路土工-軟弱地盤対策工指針に記述がある無処理地盤での C1 は $C1=0.2$ の関係にある。

遠心力模型実験から求めた無処理地盤の C1 は盛土高さ 5m (すべり安全率 $Fs=1.215$) では $C1=0.26$ と若干高めではあるが、盛土高さ 7.5m (すべり安全率 $Fs=1.114$) では $C1=0.13$ であり、平均的には $C1=0.2$ 付近にあることがわかる。また、無処理地盤のケースでは高盛土にしたほうが C1 の低下が見られる。この傾向は低改良率の改良率 30% のケースでも確認できたことから、側方流動の影響が引き込み沈下の影響を卓越することが原因として考えられる。

改良率で見ると、改良率の高いケースのほうが C1 は低い、改良列数 1 列の改良率 80% (接円配置) では逆に C1 は高い結果が得られている。これは前述の通り、改良率 80% では改良柱体同士が一体化したのとなっており、変形モードに差異があるためと考えられる。また、同じ改良率の改良列数が 1 列と 2 列では 1 列のほうが C1 は低い値を示している。改良強度の C1 への影響については改良列数および改良率が同じケースで比較すると、改良強度 600kN/m^2 のケースの方が 300kN/m^2 のケースよりいずれも C1 は低い結果が得られた。

改良パターンを整列配置と千鳥配置としたケースを比較すると、千鳥配置の方が同等の改良本数のケースであるにもか

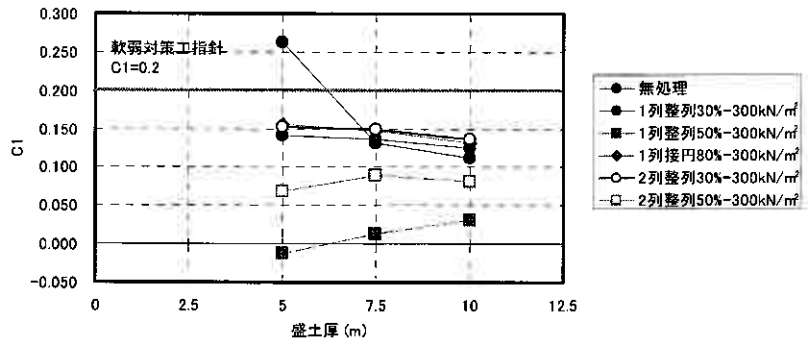


図-11 C1の改良率・改良列数の影響

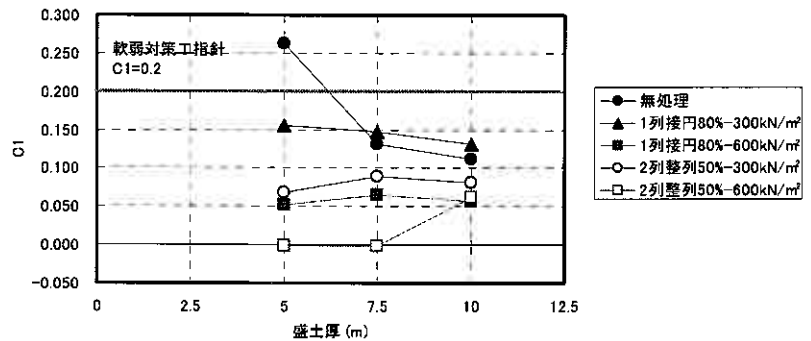


図-12 C1の改良強度の影響

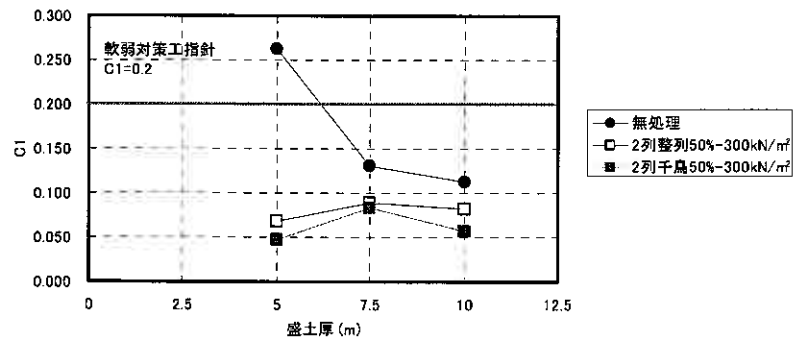


図-13 C1の改良パターンの影響

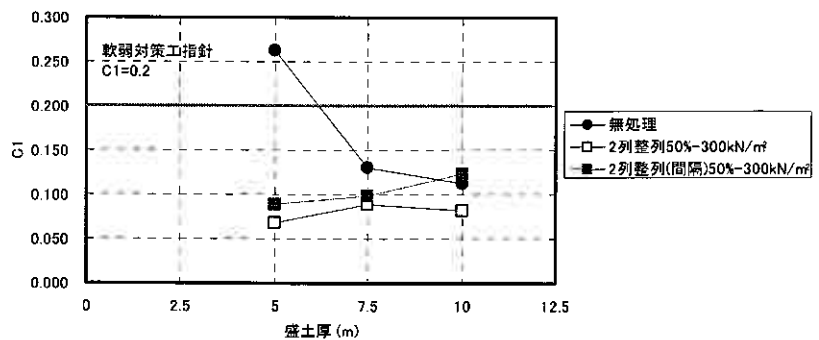


図-14 C1の改良パターンの影響

かわらず C1 が低い結果となった。

盛土法肩と法尻の 2 箇所に間隔を空けて 2 列設置したケースと法尻に 2 列整列配置で設置したケースを比較した。これによると、整列配置の 2 列のケースの方が C1 は低く、改良柱体を法肩位置に設置する効果は無いことが明らかとなった。

本検討結果を踏まえて、引き込み沈下量の抑止効果およびコスト面で有効な改良仕様を、今後現場での試験施工や FEM 解析などから検証し、C1 と盛土中央の沈下量の予測値から引き込み沈下量を予測する手法で周辺地盤変形抑止対策の深層混合処理工法の設計法を確立したいと考えている。

4. まとめ

周辺地盤変形抑止対策としての深層混合処理工法の遠心力模型実験により、以下のことが明らかとなった。

- (1) 載荷試験後の模型地盤の観察から無処理地盤では引き込み沈下が生じていたが、改良したケースではいずれも改良した範囲で鉛直方向と水平方向のいずれの変位も抑止されており、沈下が遮断されている。
- (2) 盛土高さ 5m における L20 の引き込み沈下量を改良柱体本数で比較した結果、改良列数の増加にともなって、引き込み沈下量は減少しているが、3 列と 4 列では引き込み沈下量にあまり差が生じていない。
- (3) 改良強度を 600kN/m^2 に上げたケースと 300kN/m^2 の実験ケースを比較した結果、改良強度 600kN/m^2 のケースは同じ改良率、改良パターンでも引き込み沈下量は約 1/2 程度である。
- (4) 各実験ケースの改良柱体本数と L20 の引き込み沈下量を整理した結果、改良率 > 改良強度 > 改良柱体の列数の順に引き込み沈下の抑止効果が高い。
- (5) 改良柱体の列数が 1 列で改良率 50%程度が最も変形抑止効果が有効に働いている。これは今回の実験条件において、盛土法尻付近では引き込み沈下の影響とは別に、隆起側に作用する側方流動の影響があるため、L20 で得られる引き込み沈下量はこれらの相対的な影響によって決まるためと考えられる。

【参考文献】

- 1) 独立行政法人北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp1-8.2002
- 2) 江川拓也、西川純一、林宏親：遠心力模型実験による泥炭性軟弱地盤上の盛土の地震時挙動, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 41 号, pp199-127.2001
- 3) 独立行政法人北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp71-94.2002
- 4) 独立行政法人北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp95-129.2002
- 5) 社団法人日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針, pp73-80. 1986

高強度小径パイル (GCCP) 工法の改良効果

独立行政法人 北海道開発土木研究所 正会員 林 宏親
同上 正会員 澤井 健吾
不動産建設株式会社 ○正会員 小飼 喜弘
同上 正会員 大林 淳

1. はじめに

泥炭を含めた軟弱地盤の沈下対策としての深層混合処理工法においては、泥炭地盤が粘性土地盤に比べて高い強度発現が期待できないという理由から、5m程度からそれ以上の高さの盛土に対しては50%以上の改良率を標準としている。さらに設計強度を満足する為に、一般品のセメントを多量に投入したり、コストが2~3倍する特殊セメントを用いているのが現状である。そのため、深層混合処理工法は盛土の沈下・安定対策としては高価な位置付けとなっている。筆者らは、これらの課題を解決するために新しい施工方法によりセメントと碎石を地盤中に供給し、高強度で小径のパイルを造成する工法を考案した。本工法の沈下低減効果を確認するために、高強度小径パイル(以下「GCCP」という。)を通常の深層混合処理パイルと同じ間隔で同じ本数打設した場合、改良率が半減しているにもかかわらず同等以上の沈下低減効果を有することが確認されている¹⁾。ここでは現場でGCCPパイルを打設し、載荷盛土による沈下計測結果と、GCCPパイルの強度特性および実際の適用事例について紹介する。

2. 高強度小径パイル (GCCP)

GCCPは、サンドコンパクションパイル工法の施工機械を用いて、コンパクションの造成過程で碎石とセメントミルクを混合し固化パイルを造るものである。施工方法は、図-1に示すようにケーシングパイプを改良地盤の所定の深度まで貫入し、碎石とセメントミルクの混合材を排出させながら引抜き、再度ケーシングを打戻し貫入させGCCPを造成する。GCCPの出来上り径はφ700(0.385m²)を標準とするため通常の深層混合処理パイルφ1000(0.785m²)の半分の断面積となる。したがって、深層混合処理と同じ配置(同本数)とした場合には改良率は1/2となる。

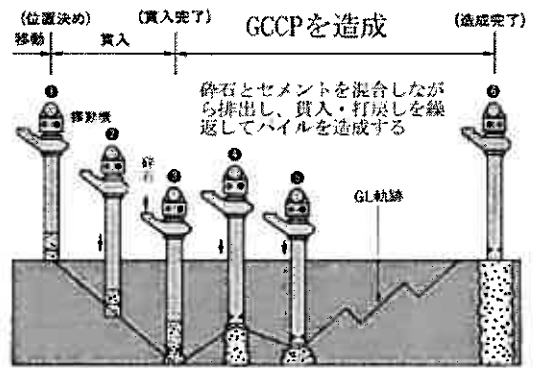


図-1 GCCP工法の施工方法

3. 沈下低減効果 (現場試験施工)

(1) 施工概要

試験施工は北海道札幌市郊外において実施した²⁾。地盤は、層厚6m程度の泥炭層に続き、層厚約3mの砂層、層厚約12mのシルト層と連続している。各土層の性状は概ね表-1に示すとおりである。高強度小径パイルは表層に50cmのサンドマットを敷設し、シルト層下端まで杭長21.5mの打設とした。使用した碎石は再生碎石(0~40mm)、セメントは高炉セメントB種を用い、W/C=1.5、碎石1m³あたりのセメント投入量が150kgとなるようにケーシングパイプ内で配合した。試験施工は図-2に示すように3ブロックに分割して実施し、パイル間隔1.6m(改良率15%)のケースとパイル間隔1.25m(改良率25%)のケース及び、パイル間隔1.6m(改良率15%)でジオテキスタイルを併用したケースを実施した。載荷盛土は第1段階として3m(サンドマット含む)盛土し、さらに第2段階として1mを追加、最終の3段階目で合計5mの載荷を実施している。図-2に示す様に地表面沈下板、パイルおよびパイル間の土圧計、間隙水圧計はGL-1.5m、GL-15mの深度に設置して計測した。

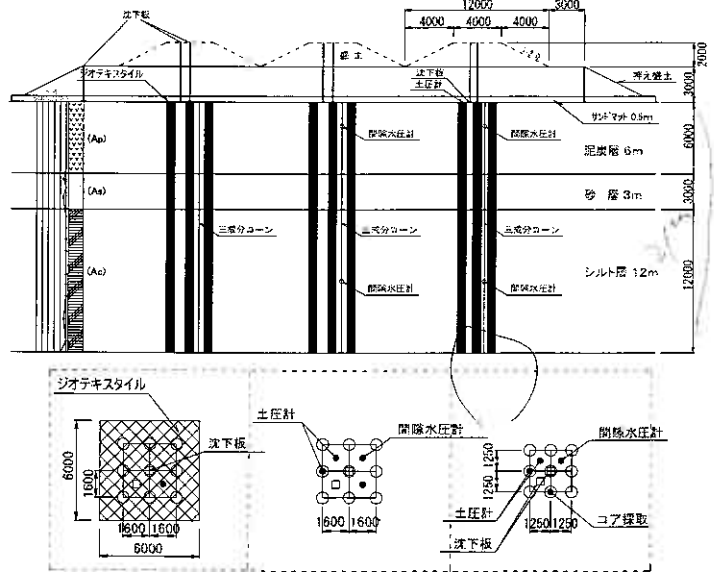


図-2 試験施工配置図

表-1 試験施工土性一覧

層厚 H (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	含水比 w (%)	粘着力or内部摩擦角 C (kN/m ²) or φ (deg)
泥炭層	11.5	260	C=12kN/m ²
砂層	17		φ=30°
シルト層	16	60	C=30kN/m ²

(2) 沈下計測結果

試験施工の時間-沈下関係を図-3に示す。最終盛土高さH=5mに対し無改良地盤で予想される最終沈下量は $S_f=2.3m$ であった。改良エリアの沈下量は無改良地盤(H=3m)の法肩で計測した沈下量に比べて小さく、改良エリアと比較すると25%改良エリアで沈下量が最小となり15%改良エリアが最大となった。また、この沈下は無改良地盤では長期的に継続しているのに対し改良エリアは载荷後短期で収束傾向となる。沈下低減率(改良地盤の実測沈下量/無改良地盤の予測沈下量)は25%改良で8%、15%改良は12%、15%改良にジオテキスタイルを敷設したタイプでは9%となっている。一般的に深層混合処理の沈下低減効果を応力分担比($n=10\sim 20$)³⁾を用いて求めた場合50%改良で9~18%程度、30%改良で15~27%程度と考えるとGCCP工法は1/2の改良率で同等かそれ以上の沈下低減効果が得られていることがわかる。パイルとパイル間の沈下差は25%改良と15%改良にジオテキスタイルを併用した場合は3cm、15%改良では7cmとなった。図-3の沈下計測日100日から150日までの期間、盛土を増加していないにも関わらず沈下が進行している。また同時期にパイルの土圧計(図-4)の値が低下し、上部(GL-1.5m)に設置した間隙水圧計(図-5)の値が上昇している。この時期は3月中旬から5月初旬の雪解けの時期であり、雨雪の盛土への影響や地下水の影響の可能性が考えられる。近傍で観測したデータによるとGL-1.0mの水位が50cm程度上昇していることが確認されている。この時期の沈下は、25%改良で4.8cm、15%改良で5.4cm、15%+ジオテキで3.7cm発生し、総沈下量の19~25%程度がこの時発生した結果となった。

(3) 土圧計

土圧計の結果を図-4に示す。パイルおよびパイル間に設置した土圧計の値には差があり、パイルへ応力が集中していることがわかる。パイルおよびパイル間の土圧の差は盛土を立ち上げる毎に大きくなる傾向を示している。表-2は、载荷毎に計測したパイルとパイル間の土圧のピーク値と、この土圧計の値に改良率を考慮した加重平均の値を示している。加重平均した土圧値は载荷した盛土荷重の値と比較的一致している。

(4) 間隙水圧計

GL-1.5mおよびGL-15mに設置した間隙水圧計の計測結果を図-5に示す。1段階目の盛土荷重 $54kN/m^2$ (H=3m)に対して上部の水圧計は $15kN/m^2$ 程度しか水圧が増加していない。2段階(H=4m)、3段階(H=5m)の载荷時も盛土荷重に比べ上部の水圧計の増加量は小さい。これはパイルへ応力が集中している結果と考えられる。しかし、下部の水圧計は第1段階の盛土荷重と同程度の水圧が増加している。これは、パイルの打設範囲に対し盛土幅が大きいので、無改良地盤上における過剰間隙水圧の影響を受けているものと考えられる。

(5) 応力分担比

表-3に盛土高さH=3.5mの応力分担比を示す。土圧計、間隙水圧計から求めた応力分担比(杭頭土圧/杭間土圧、上載荷重/過剰間隙水圧)はH=5mの盛土では4~6、H=3mの盛土では3~6となり上載荷重を増加させることで応力分担比が増加する傾向が見られた。また図-6は遠心模型実験¹⁾で求めた応力分担比

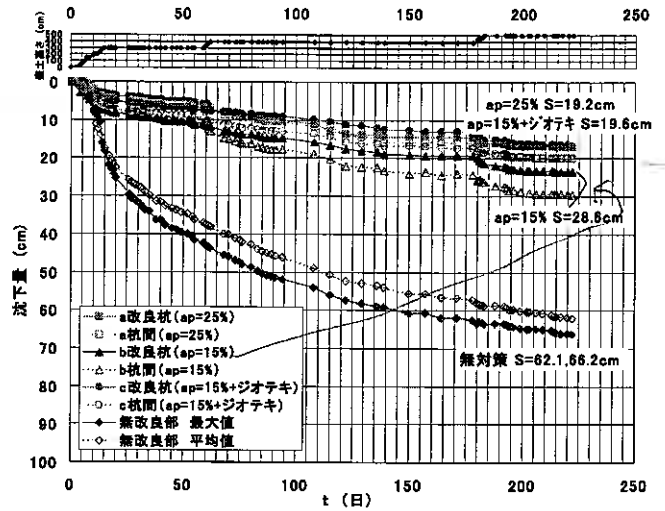


図-3 沈下量の経時変化

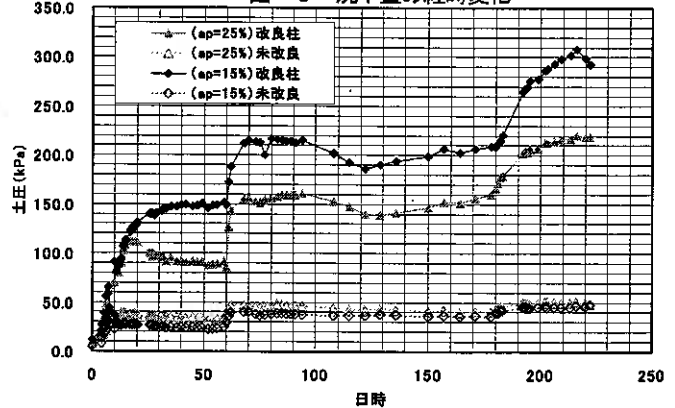


図-4 パイル頭部とパイル間の土圧計測結果

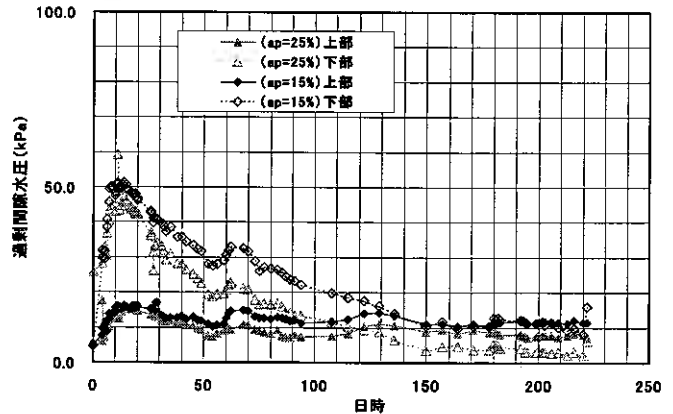


図-5 間隙水圧計の計測結果

表-2 パイルとパイル間の土圧値

	25%			15%		
	3m	4m	5m	3m	4m	5m
上載荷重 (kN/m ²)	54	72	90	54	72	90
パイル頭土圧 σ_p (kN/m ²)	108	161	220	150	217	302
パイル間土圧 σ_c (kN/m ²)	39	48	51	27	40	48
加重平均 (kN/m ²)	56	76	93	46	67	86

※ 加重平均 = $\sigma_c \cdot (1 - ap) + \sigma_p \cdot ap$

ap: 改良率 σ_c : パイル間応力 σ_p : パイル応力

に現場試験施工のデータを加えたものである。応力分担比の値には多少違いがあるものの全て右上がりの傾向を示している。遠心模型実験では深層混合処理φ1000mm(ケース2)とGCCPφ700mm(ケース1)を模擬したケースについての比較を実施している。これを見るとケース1の応力分担比が大きな値を示し、上載荷重135kN/m²~180kN/m²では2~3割、270kN/m²では6割程度ケース2より高い値を示していた。表—3の現場の沈下量から求めた応力分担比は圧力計から求めた応力分担比の7~9倍となっている。これは、GCCPの沈下低減効果にはパイル上で求めた応力分担比以外の要因があることを示唆していると考えられる。

(6) パイル間沈下量の予測

前節の応力分担比ではGCCPの沈下低減効果は、パイル頭部で求めた応力分担比以外に沈下を低減させる要因がある可能性について示した。この要因には深度方向への応力分散、パイルの摩擦などが考えられることから、ここでは地表面と地中に設置した圧力計の値と実際に測定した沈下量をもとにパイル間の沈下量の予測を行う。図—7は、地表面に設置したパイル間の土圧計とGL-1.5mに設置した間隙水圧計の載荷毎の増加応力を示している。全てのデータで地表面の増加応力に対し、GL-1.5mの増加応力は小さな値を示している。また、改良率が大きい25%改良エリアは地表面の増加応力は大きいものの、GL-1.5mの応力は15%改良エリアより小さく、深度方向への応力の減少が大きいことがわかる。これはパイル間が狭い場合、パイル間の応力が下部に伝わり難い傾向にあることを示している。この現象は、遠心模型実験¹⁾で深度方向へ設置した間隙水圧計の値でも見られた。さらに図—7には Boussinesq の式により地表面荷重を帯状荷重や矩形荷重とした場合の応力分布を示している。実際の応力の測定値は矩形荷重とした場合の深度分布に比較的近い値となっている。

図—8には Boussinesq の式と泥炭式³⁾により求めた泥炭層の計算沈下量と、沈下の実測値を示している。実際の沈下量は計算沈下量の半分以下の値となった。これを見るとパイル間の地盤沈下は応力分散以外の影響を受けていることがわかる。そこで、図—9に示すようにパイル間の応力の減少は、応力分散とともにパイルの周面摩擦の影響によるものと考えた。1つの考え方としてパイル頭部の応力はパイルが沈下しないものとし、パイルの周面摩擦により深度方向に減少し、ある深度で0となる。その深度までが、応力の影響範囲であり地表面で観測された沈下の影響範囲である。

応力の影響層厚を以下の式(1)とした。

$$H = \frac{(B^2 - A) \times \sigma_c}{L \times C} \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

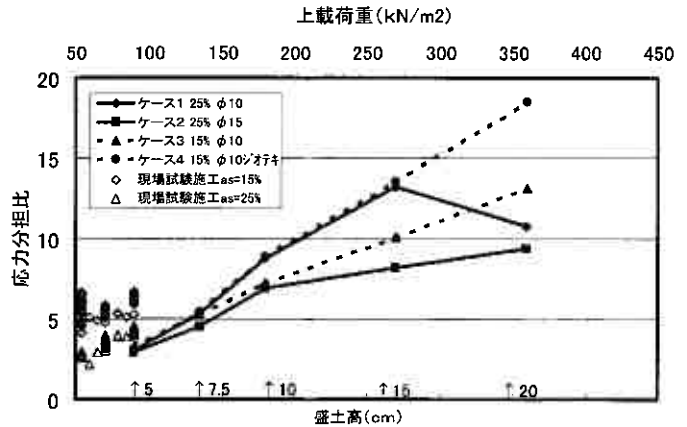
B:パイル幅, A:パイル断面積
 σ_c:パイル間応力, L:パイルの周長
 C:パイルの摩擦力(地盤の粘着力)

この計算式(1)により影響層厚を計算すると表—4に示す結果となった。影響層厚は図—7で示した応力の実測値を直線で

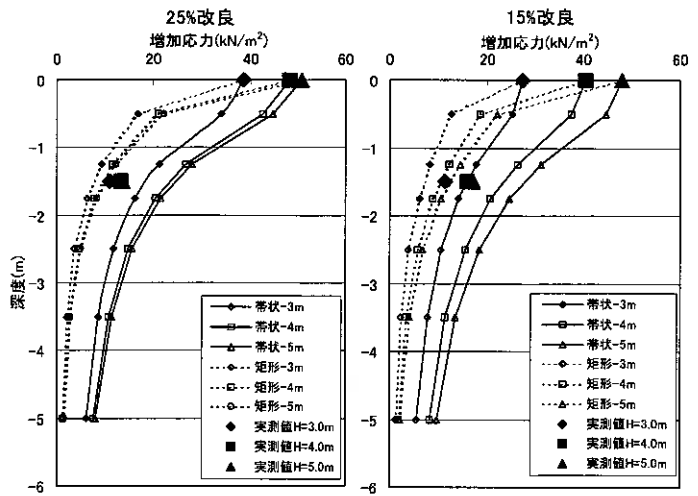
表—3 応力分担比の推定値

改良仕様	応力比		
	沈下量	間隙水圧	土圧
25%改良	45(22)	5(3)	4(3)
15%改良	48(17)	5(3)	6(6)
15%+ジオテキ	73(18)		

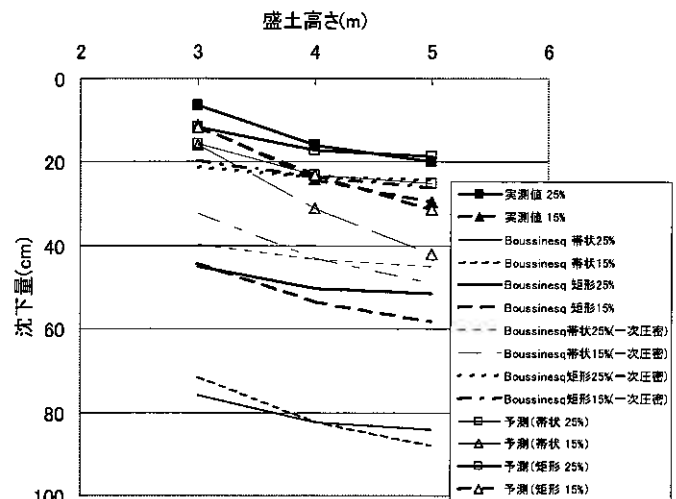
() H=3m 盛土の値



図—6 載荷荷重と応力分担比の関係



図—7 増加応力の深度分布



図—8 盛土高さとお測および予測沈下量

結んだ深さに比較的近い深度となる。

次に、沈下の影響層厚と荷重分布を考慮し沈下量の予測計算を行った。計算には以下に示す3つの条件を設定した。

- ①. 計算手法は泥炭式（一次圧密）³⁾を用いた。
- ②. パイル間の地表面応力は図-9に示す様に帯状荷重の場合は深度方向に三角形分布となるため地表面荷重の1/2が一律に伝わるものとした。矩形荷重の場合は同様に角錐として1/3が一律分布するものとした。
- ③. 層厚Hはそれぞれ地中応力が0に収束する深度を式(1)で求めた。

沈下の影響層厚Hを用い沈下の予測を行った結果を図-8に示す。計算結果は、矩形荷重とした場合、予測値が実測値に比較的近い値を示した。帯状荷重とした場合は、計算結果が安全側の値を示す結果となった。なお比較の為に Δc 法により計算を行った結果、沈下は小さめの値となった。

(7) 掘起し調査

改良地盤の沈下が収束傾向にある事を確認し、盛土撤去後にパイル頭部の掘り起こし調査を実施している。表-5は、掘起し調査により確認したパイル頭部とパイル間のサンドマット厚さである。設計のサンドマット厚さは50cmであったが、載荷後の25%改良エリアと15%改良エリアはパイル頭部のサンドマット厚さが薄くなる傾向が見られた。一方、ジオテキスタイルを併用した場合は、施工前と施工後でサンドマットの厚さに変化が見られなかった。写真-1は15%改良のパイル上のサンドマットとジオテキスタイルを併用した場合のパイルとパイル間のサンドマットを示している。明らかではないが、サンドマットがパイル間の沈下に追従した可能性が考えられる。ジオテキスタイルを敷設したところはパイル間とパイルの沈下差があったものの、このような引き込み沈下が防止され図-3で示した同改良率の15%改良エリアと比較し沈下量が少なくなったものと考えられる。土圧計の設置状況は15%改良エリアではパイル上とパイル間共に傾斜等が見られず良好であった。25%改良においては、パイル間は設置状況が良好であったが、パイル上については確認できなかった。

4. 強度特性

GCCP 工法の強度特性を確認するために留萌地区のボックスカルバートの基礎工事（A 現場）で一軸圧縮試験、一面せん断試験を実施している。室内配合試験（一軸圧縮試験）は碎石径が大きいことから $\phi 100\text{mm}$ $H=200\text{mm}$ のモールドを用い実施した。実際に施工したパイルの品質評価は打設後2週間程度でダブルコアチューブサンプラー（ボーリング孔径116mmと86mm）によるオールコアサンプリングを行い、28日養生で一軸圧縮試験と一面せん断試験を実施している。

(1) 一軸圧縮試験

A 現場では改良後の品質確認試験として4本のコア採取及び一軸圧縮試験を実施した（表-6）。本杭であるセメント添加量 $C=150\text{kg/m}^3$ 、水セメント比 $W/C=1.0$ の平均強度は 5978kN/m^2 となった。強度のばらつきを表す変動係数は通常の深層混合処理工法（一般の $DJM: V=35\sim 45\%$ ）に比べ $V=20\sim 30\%$ と小さくパイルの品質性能の高さが確認できた。本杭との比較のために試験杭としてセメント添加量 $C=100\text{kg/m}^3$ 、水セメント比 $W/C=1.5$ を実施している。配合の違いではセメント量の差により強度差はあるものの、変動係数には大きな違いは見られなかった。コア採取径の影響は径が大きい方の変動係数が小さい結果となった。これは、碎石材が最大

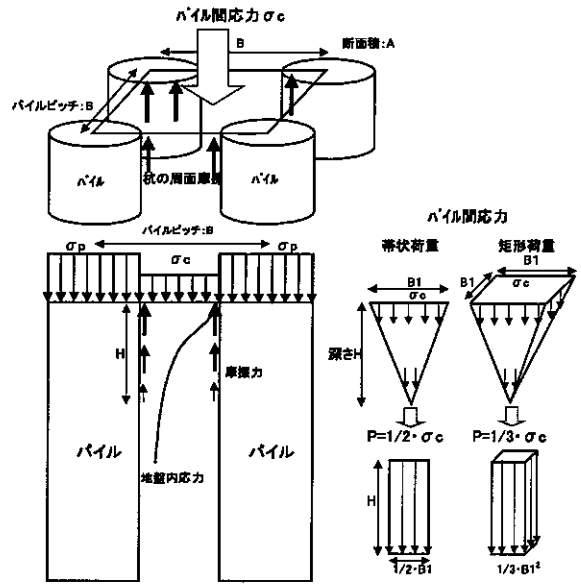


図-9 パイル間応力の深度方向への影響

表-4 応力の影響層厚の推定

盛土高 (m)	パイルピッチ B(m)	B ² (m ²)	パイル断面積 A(m ²)	実測応力 P(kN/m ²)	粘着力 C(kN/m ²)	パイルの周長 L(m)	影響層厚 H(m)
3	1.25	1.56	0.385	38.6	12	2.2	1.7
4				48.4			2.2
5				50.8			2.3
3	1.6	2.56	0.385	27.4	12	2.2	2.3
4				40.2			3.3
5				48			4.0



写真-1 パイル頭部の掘起し調査

表-5 載荷後のサンドマット厚さ

改良仕様	サンドマット厚 (cm)	
	パイル頭部	パイル間
25%改良	35	50
15%改良	25	40
15%+ジオテキ	55	55

表-6 A 現場における一軸圧縮試験結果

試験	杭番	個数	配合量 (kg/m ³)	W/C (%)	径 (mm)	平均強度 (kN/m ²)	標準偏差 (kN/m ²)	変動係数 (%)
本施工	A	17	150	1.0	86	6143	1852	30
	B	15	150	1.0	116	5967	1254	21
	C	9	150	1.0	116	5685	1485	26
	平均	41	150	1.0	86, 116	5978	1485	25
試験	D	9	100	1.5	86	2324	562	24

40mm と大きいため砕石材の粒径が影響しているものと考えられる。

(2) 現場強度と室内強度の関係

現場強度(q_{uf})と室内強度(q_{ul})の関係を図-10に示す。GCCP 工法の平均強度は $\overline{q_{uf}/q_{ul}}=1.0$ となった。通常の深層混合処理工法の現場と室内の強度比は $q_{uf}/q_{ul}=1/3\sim 1/5$ が一般的であるのに対し GCCP 工法は $q_{uf}/q_{ul}=0.7(2/3)$ とした場合は、設計基準強度を下回る可能性は 17% $q_{uf}/q_{ul}=0.5(1/2)$ とした場合の不良確率は 2% となった。

(3) せん断強さ

図-11は深層混合処理工法の一軸圧縮試験 q_u と一面せん断試験から求めた τ_{90} の関係を示している⁴⁾。この時の一面せん断試験は定圧で垂直応力が 0 の状態で実施している。深層混合処理工法では、強度が高くなると $q_u \sim \tau$ の関係は $\tau = q_u/2$ から $q_u/3$ に移行する傾向を示している。これに GCCP の一面せん断試験から求めたせん断強さ τ_{90} を示すと、試験結果の数は少なくばらつきはあるものの $\tau_{90} = q_u/2 \sim q_u/3$ の間に分布していることが分かる。

5. 適用事例

GCCP 工法は高強度のパイル強度が期待できることから従来の深層混合処理工法より改良率を低減しても沈下低減効果および鉛直応力に対する支持効果が期待できることを述べてきた。ここでは DJM 工法との比較により施工能力およびコストで GCCP 工法が採用された事例 (A 現場) について紹介する。

(1) 工事概要

A 現場は留萌地区におけるボックスカルバートの工事で基礎地盤の沈下低減対策として当初 DJM 工法が採用されていたが、追加地盤調査とコスト縮減を目的とした工法調査の結果、新工法である GCCP (グラベルセメントコンパクションパイル) 工法が採用された。当地は図-12に示すように $N=2\sim 7$ の軟弱層 (Ac2 層) が 15m 程度堆積し、13m の盛土を造成すると 112cm の沈下が発生する地盤である。当地は下部に $N=6,7$ のシルト層があり、DJM 工法で施工した場合、通常サイクルの施工が難しくトラブルの要因となることが懸念された。

- ①場所 : 北海道留萌市
- ②施工時期 : 2005.5~2005.7
- ③工事内容 : GCCP 工法 $L=13.4\sim 15.5m$ $\Sigma L=3,919.3m$
- ④工事的目的 : ボックスカルバートの沈下低減対策

対象地盤 : Ac2 層
 含水比 : $W_n=35\sim 56\%$
 一軸圧縮強さ : $q_u=47.7\sim 51.8kN/m^2$

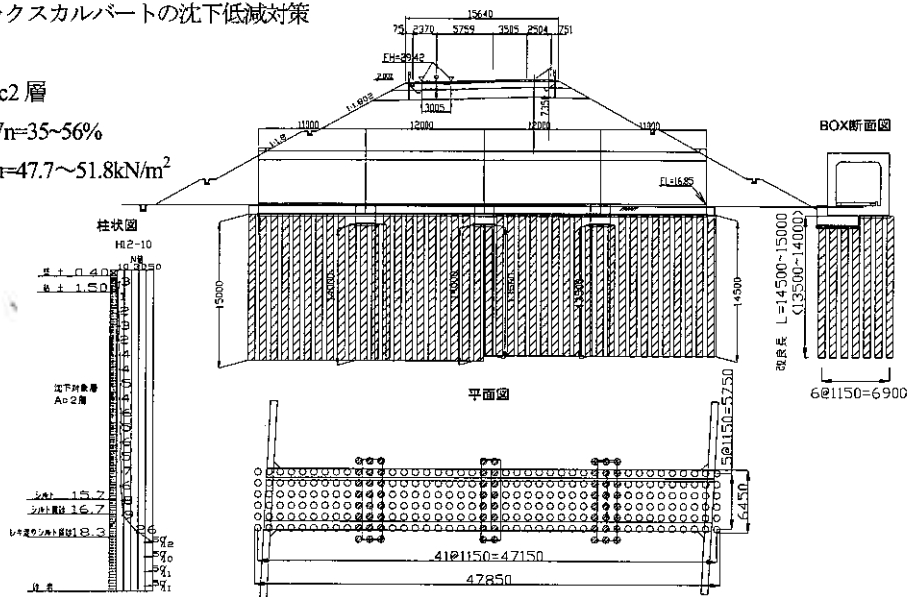


図-12 A 現場の施工配置図

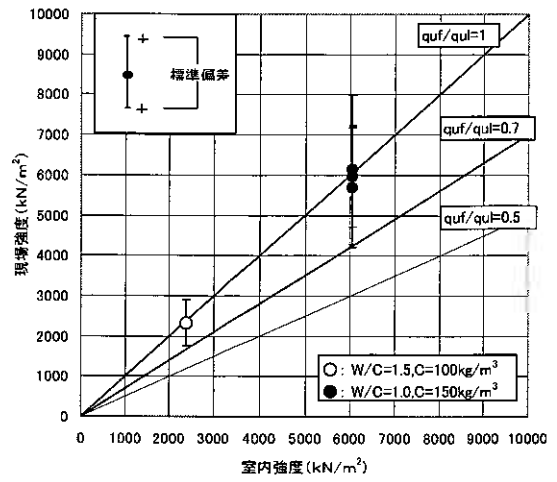


図-10 現場強度 q_{uf} と室内強度 q_{ul} の関係

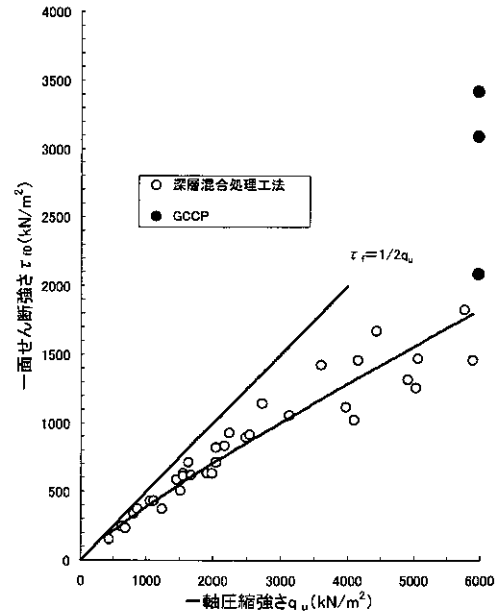


図-11 一軸圧縮強さ q_u と一面せん断強さ τ_{90} の関係

(2) 工法比較

DJM 工法と GCCP 工法の工法比較を表—7に示す。配合試験の結果、DJM 工法は設計基準強度を満足するために高炉セメント B 種 C=350 kg/m³を配合するのに対し GCCP 工法は碎石に高炉セメント B 種 C=150 kg/m³添加することで DJM 工法の 4 倍以上の強度を確保することが出来る。

表—7 工法比較表

	DJM工法		GCCP工法	
	(粉体噴射攪拌工法)		(グラベルコンパクションセメントパイル)	
材料	高炉セメントB種(C=350kg/m ³)	△	高炉セメントB種(C=150kg/m ³) 碎石(0~40)	○
強度	中～低強度(quck=0.45MN/m ²)	○	高強度(quck=2MN/m ²)	○
改良率	高改良率(ap=78.5%)	○	低改良率(ap=29.1%)	○
品質	ばらつきは多い	○	高品質	◎
	(羽根切り回数で品質を確保)		(現地土の影響を受け難い)	
施工能力	硬質地盤への貫入が難しい	×	硬質地盤への貫入が可能	○
	(砂質土:N≤12、粘性土:N≤4)		(砂質土:N≤30)	
振動・騒音	無振動・低騒音工法	○	振動・騒音の問題(パイプロ)	△
変位	施工時、変位の発生はある	△	施工時、変位の発生はある	△
	影響範囲15m程度		影響範囲15m程度	
コスト	100	△	84	○

6. まとめ

今回、GCCP 工法の現場試験施工および適用事例を基に沈下低減効果、強度特性について述べた。これらの結果から以下のことがわかった。

- ① GCCP 工法は DJM 工法の 1/2 の改良率で同程度かそれ以上の沈下低減効果が得られる。
- ② ジオテキスタイルを併用することで沈下低減効果は高くなり、パイルとパイル間の不同沈下に留意する場合は、ジオテキスタイルを併用することで不同沈下を抑制できる。
- ③ 応力分担比は上載荷重が増えると大きくなる傾向がある。
- ④ パイル頭部で測定した応力分担比と実際の沈下量から想定した応力分担比には差が生じるが、その要因をパイル間の荷重の応力分散とパイルの摩擦と考え計算すると、予測沈下量は実測値と比較的一致し、荷重条件を考慮することで安全側の結果となった。
- ⑤ GCCP は DJM パイルと比べ強度が高く、品質のばらつきを表す変動係数も DJM パイルよりも小さく、高い品質性能を有することがわかった。
- ⑥ 適用事例では、セメント添加量を低減させることと施工法の違いにより DJM 工法より 16%のコスト低減が可能となった。

以上、GCCP 工法は、パイルへの応力の集中効果が高く DJM 工法よりも高い沈下低減効果を有していることが確認できた。GCCP 工法は、セメントと碎石を直接混合し高強度のパイルを造成することから、品質やコストが地盤の影響を受け難く安定しているという特徴を有した工法である。したがって、DJM 工法のように泥炭などの含水比の多い地盤で、必要なセメント量が増加したり、高価な固化材の使用が必要となるなどのコストアップの要素が少ない。また使用する碎石とセメントが予め分かれば配合試験も不要となる可能性もあり、更なるコスト削減と工期短縮が可能な工法である。今後、A 現場で実施しているカルバート基礎に埋設した土圧計、間隙水圧計のデータを基に、さらに GCCP 工法の効果を検証してゆく予定である。

参考文献1) 林 澤井 大林 小銅 佐藤 泥炭性軟弱地盤に対する高強度小径パイルの沈下低減効果 第39回地盤工学研究発表会講演概要集 2004.7, 2) 林 澤井 大林 小銅 飯田 泥炭性軟弱地盤に対する高強度小径パイルの現場試験施工 第40回地盤工学研究発表会講演概要集 2005.7 3) 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル 平成14年3月 独立行政法人北海道開発土木研究所 4) CDM 工法 設計と施工マニュアル 平成9年8月 CDM 研究会より

RI コーン貫入試験による石狩川河岸ピート層物性

ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社 国際会員 吉村 貢
 ソイルアンドロックエンジニアリング株式会社 正会員 足立和夫
 京都大学防災研究所 国際会員 三村 衛

1. まえがき

RI コーン¹⁾とは、電気式静的コーン（以下、三成分コーン）と、低レベル密封放射線源を利用した密度計コーン・水分計コーン（以下、RI 密度計コーン、RI 水分計コーン）を合わせた現位置試験システムの総称である。三成分コーンで得られる先端抵抗 qc 、周面摩擦 fs 、間隙水圧 u に加え、密度（湿潤密度 ρt ）、水分（含水量、水分密度 ρm ）を原位置で測定して乾燥密度 ρd 、含水比 w といった地盤の物性値まで算定できる。今回、石狩川支流の夕張川河川敷のピート層（『土質試験の方法と解説』（地盤工学会）には泥炭と表記されていることから、以下では泥炭層と表記する）を含む地盤に、この RI コーンを適用する機会を得た。以下では、RI コーンを泥炭層を含む地盤に適用した場合の問題点を整理すると共に、『泥炭性軟弱地盤対策マニュアル』（北海道開発土木研究所）に挙げられている乾燥単位体積重量と自然含水比の関係と RI 密度計コーンで得られる湿潤密度を用いて、地盤の諸物性値を求めることを試みた。それによって得られた知見について報告する。

2. RI コーンシステムの概要

RI コーンシステムは、三成分コーンと、RI 密度計コーン・RI 水分計コーンの 3 種類のコーンによって構成されている（図-1）。三成分コーンの測定原理については、既に多くの報告等^{例えは 2) 3)}がなされていることから、説明は割愛する。RI 密度計コーンと RI 水分計コーンの測定原理を以下に記す。

2.1 RI 密度計コーンの測定原理

RI 密度計コーンは、 γ 線と地盤との相互作用を利用している。RI 密度計コーンに密封された ^{137}Cs （セシウム 137）から放出された γ 線は、地盤物質を構成する元素（原子）の軌道電子によって吸収・散乱され、検出部（NaI [ヨウ化ナトリウム]シンチレータ）に到達する。放出された γ 線が吸収・散乱される割合は、検出部に至る経路に存在する軌道電子の数、つまり空間存在度に依存する。軌道電子の数は基本的に地盤の密度に比例するので、あらかじめ測定しておいた放射線源から放出される γ 線の強度と、地盤中を通過して検出された γ 線の強度を比較することによって、地盤の密度（湿潤密度）を求めることができる。

ただし、地盤を構成する物質の中には、自ら放射線を放出するものがある。この自然に放出されている放射線の中には γ 線も含まれている。これを γ 線バックグラウンド（以下、BG）といい、RI 密度計コーンで、測定された γ 線の強度から密度に換算する際には、この BG を差し引く必要があり、地盤の密度を求めるには、BG 検層、密度検層の計 2 回の検層を同一孔で行う必要がある。

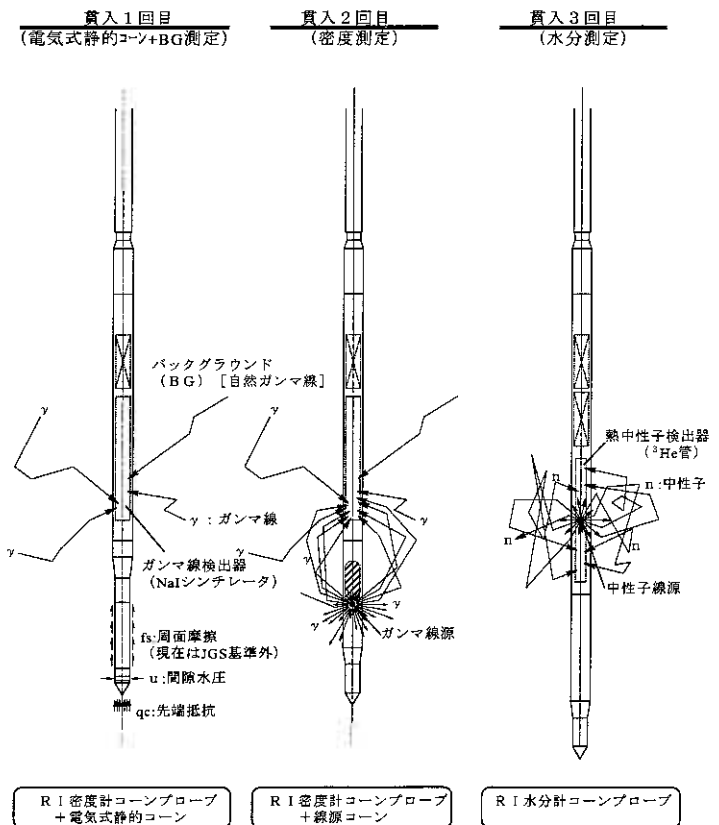


図-1 RI コーンシステムの構成および

Pete Layer Physical Properties in Ishikari Riverside by RI Cone Penetration Test
 Mitsugu Yosimura, Kazuo Adachi, Soil and Rock Engineering Co, Ltd.
 Mimura Mamoru, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

2.2 RI水分計コーンの測定原理

RI水分計コーンは、中性子線と地盤との相互作用を利用している。中性子はそのエネルギーレベルに応じて、何種類かに区分されているが、RI水分計コーンで測定するのは、そのうちの速中性子から変化(減速)した熱中性子である。RI水分計コーンに密封された²⁵²Cf(カリホルニウム252)より放出された速中性子は、電氣的に中性で、ほとんどの物質と反応せず、直接検出するのは不可能である。しかし、自身の大きさとほぼ同等の大きさをもつ水素原子の原子核と衝突したときは、そのエネルギーを水素原子核に与えることによって、エネルギーを失い、熱中性子に変わる。熱中性子はヘリウムガス中に0.0001%含まれる³Heを封入した比例計数管によって検出することができる。

速中性子から熱中性子に変わる割合は水素原子の空間濃度に依存するので熱中性子を検出することによって、その強度から地盤中に含まれる水素原子の濃度を知ることができる。地盤に含まれる水素原子の大多数は、水の形で存在していることから、地盤中の水分量が得られることになる。

RI密度計コーンと異なり、自然界に中性子線を放出する物質は存在しないので、RI水分計コーンにはBGは存在せず、BG検層を行う必要はない。

2.3 水分補正係数 α について

一般に地盤中の水分量をあらわす概念として含水比が用いられる。含水比の工学的な定義は、110°Cの恒温乾燥炉で24時間乾燥させたときに土中から失われる水分量(正確には残った固体物との重量比)であるが、前節で述べたように、RI水分計コーンで求められるのは、基本的に地盤中の水素濃度である。地盤に含まれる水素原子の大多数が、水の形で存在していることから、地盤の水分量が得られるのだが、この地盤中に存在している水分には、拘束水・結晶水等の、110°C炉乾燥24時間では失われない水、いわゆる強熱減量水分が含まれている。また地盤中には、水以外の形で存在している水素原子(例えば、有機物を構成している分子中に存在する水素原子)や、水素原子にははるかに及ばないものの、速中性子から熱中性子に変える減速能を持つ原子も存在している。RI水分計コーンで直接計測される水分量(これを等価含水量 $\hat{\rho}_m$ という)は、これらすべての要因を含んだものであって、工学的な含水比の定義とは異なる。このため、RI水分計コーンによって得られた水分量から、工学的な含水比を求めるためには、補正を行う必要がある。この補正を行うための係数が水分補正係数 α である。水分補正係数 α は、地盤材料の乾燥密度に依存することがわかっており、次の関係式から、工学的な含水比 w を求めることができる。以上は地盤材料を対象とするRI法に普遍的な水分補正の方法である。

$$(式1) \quad \hat{\rho}_m = \rho_m - \alpha \times \rho_d \quad \text{ここで} \quad \begin{array}{l} \hat{\rho}_m : \text{等価含水量} \\ \rho_m : \text{含水量、(湿潤密度 - 乾燥密度) で定義} \\ \alpha : \text{水分補正係数} \\ \rho_d : \text{乾燥密度} \end{array}$$

$$(式2) \quad w = \frac{\rho_m}{\rho_d} \times 100 \quad \text{ここで} \quad w : \text{含水比}$$

3. 水分補正係数 α の設定方法と問題点

RI法において、水分補正係数 α を設定する方法としては、まず、RI水分計で測定を行った後に、測定領域から試料を採取し、含水比試験を行って求めた含水比と、RI水分計計測結果と比較して、水分補正係数 α を決定する方法がある。この方法は、盛土の品質管理等に用いられる表面型RI密度水分計では一般的な方法である。具体的には、前章で示した(式1)と、

$$(式3) \quad \rho_d = \frac{\rho_t}{\left(1 + \frac{w_{\text{試}}}{100}\right)} \quad \text{ここで} \quad \begin{array}{l} \rho_d : \text{乾燥密度} \\ \rho_t : \text{湿潤密度} \\ w_{\text{試}} : \text{採取した試料の、110°C炉乾燥による含水比} \end{array}$$

$$(式4) \quad \rho_m = \rho_t - \rho_d$$

より、連立方程式を解くことによって求まる。一般に、水分補正係数 α は地盤材料の構成物質の違いによって異なり、厳密には、地層毎にそれぞれの水分補正係数 α を設定する必要がある。盛土の品質管理用に用いられる表面型RI密度水分計のように、試料採取が比較的容易な場合は簡便な方法であるが、RIコーン貫入試験のように、地盤を深度方向に調査していくような場合、貫入試験後の試料採取と含水比試験の実施は、非現実的であり、時間と労力が必要となる。また泥炭のように高含水比の材料では、採取深度や、採取方法によって含水比試験の結果がばらつき、適切な水分補正係数の設定が困難な場合も想定できる。

また別の方法として、土粒子の密度 ρ_s を既往の調査結果などから推定し、RI 密度計コーン計測結果から直接得られる湿潤密度と、完全飽和条件から水分補正係数を逆算して求める方法がある。具体的には

(式 2) および (式 4) と

$$(式 5) \quad e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad \text{ここで } e : \text{間隙比}$$

$$\rho_s : \text{土粒子の密度}$$

$$\rho_w : \text{水の密度 (=1 と仮定)}$$

$$(式 6) \quad Sr = \frac{\frac{w}{100} \times \rho_s}{e \times \rho_w} \quad \text{ここで } Sr : \text{飽和度 (=1 と仮定)}$$

を w について解いて、

$$(式 7) \quad w = \frac{Sr \times \rho_w \times (\rho_s - \rho_t)}{\rho_s (\rho_t - Sr \times \rho_w)} \times 100$$

先程の炉乾燥による含水比 $w_{\#}$ のかわりに、(式 7) で得た w を用いて、(式 1) (式 3) (式 4) の連立方程式を解き、水分補正係数 α を算出する。

当然のことながら、この方法は飽和していることを前提としているので、不飽和地盤には適用できない。ただし、不飽和の領域から飽和している領域までが、同じ地盤材料で構成されている場合は、飽和領域で求めた水分補正係数 α を使って、不飽和領域まで含水比を算定することができる。この方法では土粒子の密度 ρ_s を仮定する必要があるが、一般の地盤を構成する土粒子の密度は、概ね $2.65 \pm 0.1 \text{ t/m}^3$ 付近であり、この範囲で土粒子の密度 ρ_s を仮定することが妥当と判断できる場合、求められる水分補正係数 α には、大きな誤差はないと考えられる。ところが、泥炭のように多量の有機物を含むような材料は、「土粒子の密度」が $1.3 \sim 2.1 \text{ t/m}^3$ ⁴⁾ と、一般の地盤材料に比べて小さい。土粒子の密度が小さくなるにつれ、水分補正係数 α の逆算に対する寄与率が大きくなり、実際の土粒子の密度と仮定値の差が、水分補正係数 α の誤差となって現れることになる。

不飽和領域においては、これまで述べた二つの方法のいずれかによって、水分補正係数 α を設定する必要がある。しかし、飽和領域に対しては、(式 7) に示したとおり、土粒子の密度を仮定することにより、RI 密度計コーンによって得られる湿潤密度から含水比を求めることができる。 $2.65 \pm 0.1 \text{ t/m}^3$ の範囲で土粒子の密度 ρ_s を仮定することが妥当と判断できる場合、こうして得られた諸物性値には大きな誤差はないと考えられる。仮定条件を含んだ複雑な計算過程を経て、水分補正係数を設定する必要がある RI 水分計コーンを割愛できることから、飽和地盤に対しては、土粒子の密度だけを仮定し、RI 密度計コーンによって得られる湿潤密度から諸物性値を求めたほうが、試験時間の短縮ができ、試験コストの面から考えても有意義であると言えることができる。

4. 泥炭層における土粒子の密度の仮定についての妥当性に関する問題点

泥炭層においては、多量の有機物を含み、「土粒子の密度」が $1.3 \sim 2.1 \text{ t/m}^3$ ⁴⁾ と、一般の地盤材料に比べて小さく、かつ変動幅が大きい。飽和した泥炭層に、仮定した土粒子の密度と RI 密度計コーンによって得られる湿潤密度から諸物性値を求める方法を適用する場合、仮定した「土粒子の密度」の妥当性が問題となる。RI 水分計コーンの貫入を行い、水分補正係数 α を設定する場合には、地盤構成鉱物の変動や、塩素イオン濃度（地盤に含まれる塩分濃度）の補正などの不確定要素はすべて水分補正係数に織り込んで処理してしまうが、仮定した土粒子の密度と RI 密度計コーンによって得られる湿潤密度から諸物性値を求める方法では、仮定する土粒子の密度に、こういった不確定要素を盛り込む必要がある。土粒子の密度が $2.65 \pm 0.1 \text{ t/m}^3$ の範囲である一般の地盤では、諸物性値を計算する際、土粒子の密度の寄与率が小さいことから、不確定要素の影響を考える必要はないと考えられる。しかし、土粒子の密度が小さく、寄与率の大きい泥炭層では、この不確定要素の影響を無視することができない。

そこで、上記のような問題を解決するため、「泥炭性軟弱地盤対策マニュアル」（北海道開発土木研究所）に挙げられている乾燥単位体積重量と自然含水比の関係（図-4 に示す、また以下では、この関係式を開土研の式と記す）から、RI 密度計コーンで得られる湿潤密度を用いて、自然含水比を逆に求めることを試みた。この関係式を用いると、土粒子の密度 ρ_s を仮定する必要がなく、地盤構成鉱物の変動や、塩素イオン濃度の補正などの不確定要素を考慮する必要がない。更には、(式 7) から、土粒子の密度 ρ_s の深度分布も求めることができることから、圧密特性を評価する上で重要な間隙比の詳細な深度分布が得られる。サンプリングによる土粒子の密度試験では、サンプリング方法や試験費用の点から詳細な深度方向の分布は得られないことから、北海道の泥炭地域においては開土研の式と RI コーンを組み合わせることが有効な適用方法であると考えられる。

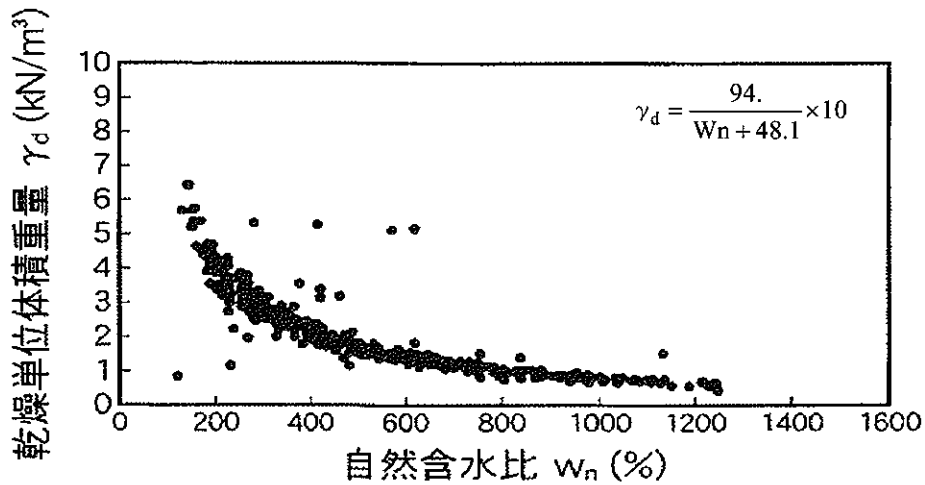


図-4 乾燥単位体積重量と自然含水比との関係

(「泥炭性軟弱地盤対策マニュアル」(独立行政法人 北海道開発土木研究所)より抜粋、加筆)

5. 調査結果

図-5に今回の調査地点の大まかな位置を示す。調査地点は石狩川の後背湿地にできた泥炭地⁵⁾で、RIコーン貫入試験に先立って行われたボーリングの結果から、地表から約5mの深さまで泥炭層であることが確認されている。図-6に現場の作業状況を示す。

図-7に三成分コーン貫入試験結果を示す。先端抵抗の値を見ると、0~1.5m付近までは0.2MPa程度あるが、1.5~4mまで概ね0.1MPaと小さくなっている。このあたりの深度区間の地盤は泥炭層である。上層部と下層部との先端抵抗の違いの原因として、0~1.5mと1.5~4mでは植物繊維の腐食程度が異なり、0~1.5mでは腐食のあまり進んでいない繊維が絡み合っており、それが先端抵抗となって現れたと考えられる。4m以深は10m付近まで徐々に増加し、5~7MPaの先端抵抗を示し、砂層と思われる層が10~11.2mと14.5~18m付近に現れる。この砂層以外は0.6~1.2MPaを示す粘性土層が分布している。間隙水圧は9m付近までほぼ静水圧分布を示し、砂層と

思われる10~11.2mと14.5~18m付近で正のダイレタンシーによる負の過剰間隙水圧が、これ以外の粘性土層では正の過剰間隙水圧が見られる。

f_s / q_t を見ると、泥炭に該当する部分で下層の粘性土層と考えられる部分より、明らかに大きい。これは澤井等⁶⁾が行った一斉試験での結果とも一致しており、 f_s / q_t によって泥炭層の判定ができることを示唆している。

図-8にRI密度計コーン貫入試験結果を示す。先に行った三成分+BG検層と同一孔で行ったが、16.5m付近の砂層で貫入

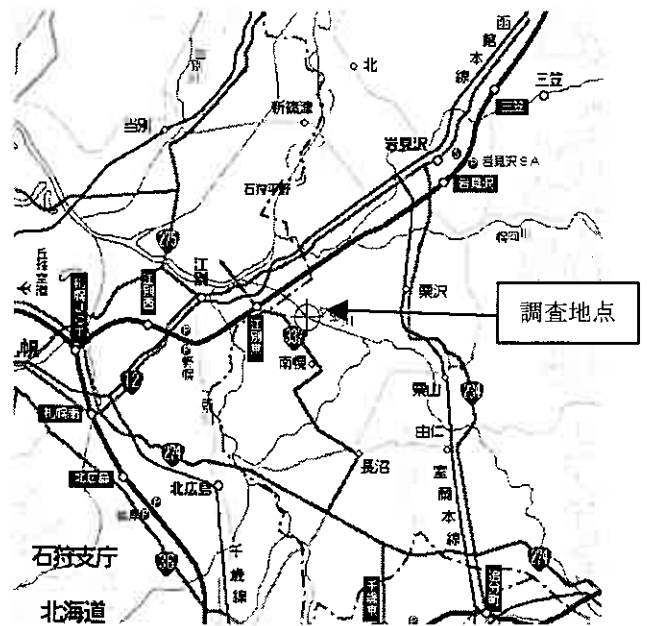


図-5 調査位置図

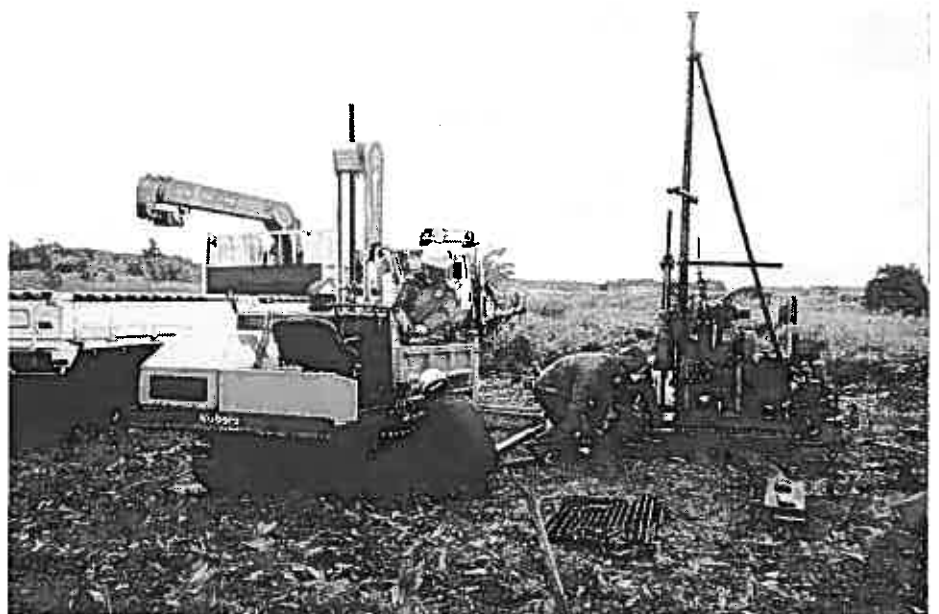


図-6 現場作業状況

マシンの反力不足により貫入不

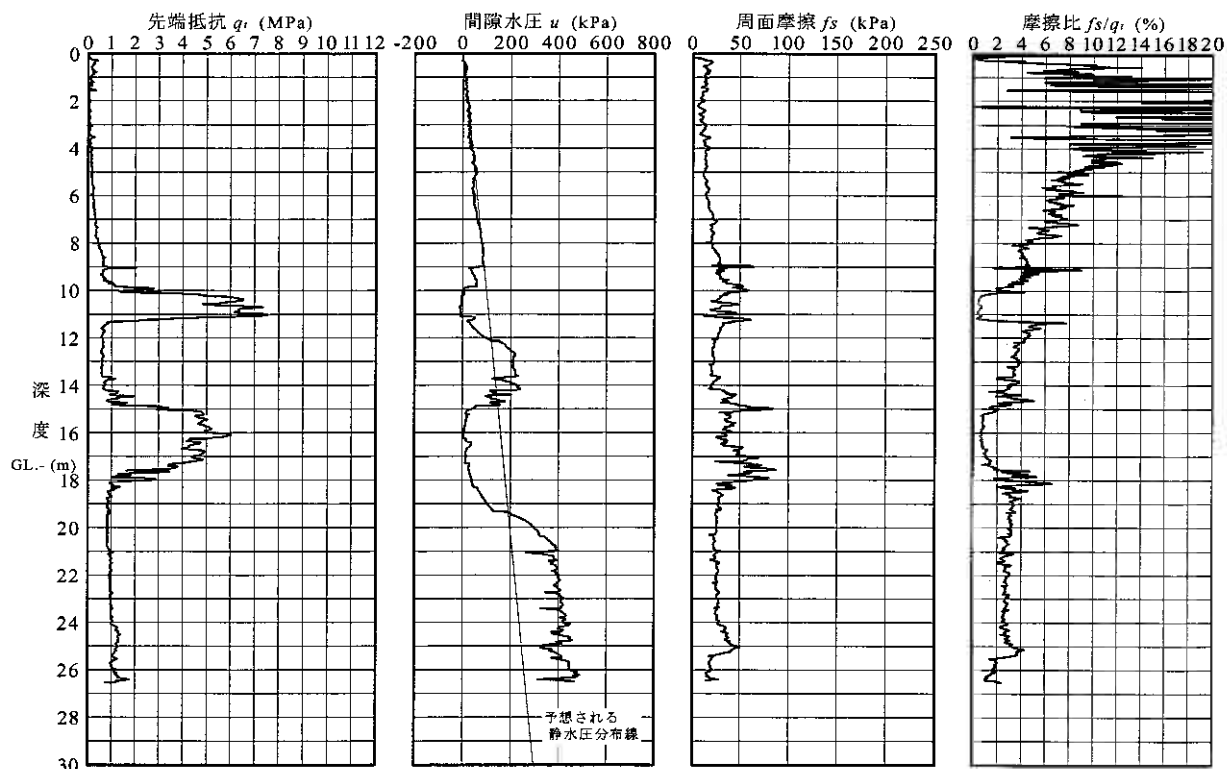


図-7 三成分コーン貫入試験結果

能になったため、16.5m以深のデータは得られていない。BG のプロフィールと、土粒子の密度を $1.3t/m^3$ (0~4.7m)、 $2.6t/m^3$ (4.7m 以深) と仮定し、飽和条件で求めた含水比 w および間隙比 e も合わせて示す。また、開土研の式を用いて、飽和条件から求めた乾燥密度、含水比、間隙比、土粒子の密度を太鎖線で示す。

ρ_t の値を見ると、1.8~4.7m 付近までは、2.4m 付近の $1.2t/m^3$ 程度の極大値を除き、 $1.1t/m^3$ 以下の非常に小さな値を示している。これは泥炭層であることを示していると考えられる。 $\rho_s=1.3t/m^3$ として求めた w および e は、 $w=200\sim3000\%$ 超、 $e=2\sim40$ の範囲の分布になっている。これに対し、開土研の式で求めた w および e では、 $w=300\sim1000\%$ 、 $e=3\sim10$ で、 $\rho_s=1.3$ を仮定した場合より、分布幅が小さくなっている。飽和条件と開土研の式からは土粒子の密度も計算で求められる。求めた ρ_s は $1\sim1.5t/m^3$ で、1.3 前後に分布しているものの、深度によってばらつきがあることを示している。 $\rho_s=1.3t/m^3$ として求めた w および e が開土研の式で求めた w および e に対してばらつきが大きいのは、この ρ_s のばらつきが反映されたものと考えられる。また、地表から 1.3m までの泥炭層については、湿潤密度が $1.0t/m^3$ 以下で、 ρ_s を仮定した場合、開土研の式を用いた場合共に w および e が求められていない。どちらの場合も飽和していることを条件していることから、この深度までは不飽和領域であると考えられる。これは間隙水圧の分布は地表面からほぼ静水圧を示していることと一見矛盾する。調査のために貫入マシンが設置されたことによって、地盤に荷重が掛かり、一時的に周囲から搾り出された水が表面付近に溜まったとすると、その中に三成分コーンが貫入されると、間隙水圧はコーン周辺の水に反応するので静水圧分布を示す。一方、未分解の植物が多くあると、地下水面上にあるものの内部の空洞は水で満たされておらず、一時的に水溜まりになったとしても、すぐに水で満たされることはないので、RI 密度計コーンの結果は不飽和領域であることを示すと考えれば、合理的に説明できる。

BG の違いは地盤を構成する材料が異なっていることを示す。今回の BG の値を見ると、泥炭層でそれ以外の層よりかなり小さくなっている。有機物の BG は土粒子の BG より小さいが、泥炭層には有機物が多量に含まれているので、このような結果になったと考えられる。泥炭層の中でも 1.8m 付近を境にして上下で値がはっきり異なっている。1.8m を境に泥炭層の構成材料の割合が異なっていることを示唆している。4.7m 以深の粘性土層、砂層については、4.7~7.4m 付近の粘性土層で ρ_t が $1.4\sim1.6t/m^3$ 、 w が $60\sim100\%$ 、 e が $1.5\sim3$ と、それより下にある粘性土層に比べ、 ρ_t は小さく、 w および e は大きくなっている。10~11.2m と 14.5m 以深の砂層は $\rho_t=1.8t/m^3$ 、 $w=30\sim40\%$ 、 $e=1$ 付近、これ以外の粘性土は $\rho_t=1.65\sim1.75t/m^3$ 、 $w=50\%$ 前後、 $e=1.5$ 付近であった。これらの値はほぼ妥当な値を示していると考えられる。これらの値は ρ_s を仮定することによって求めていることから、飽和地盤においては、適切な ρ_s が設定できかぎり、湿潤密度から含水比を求め得ることがわかる。

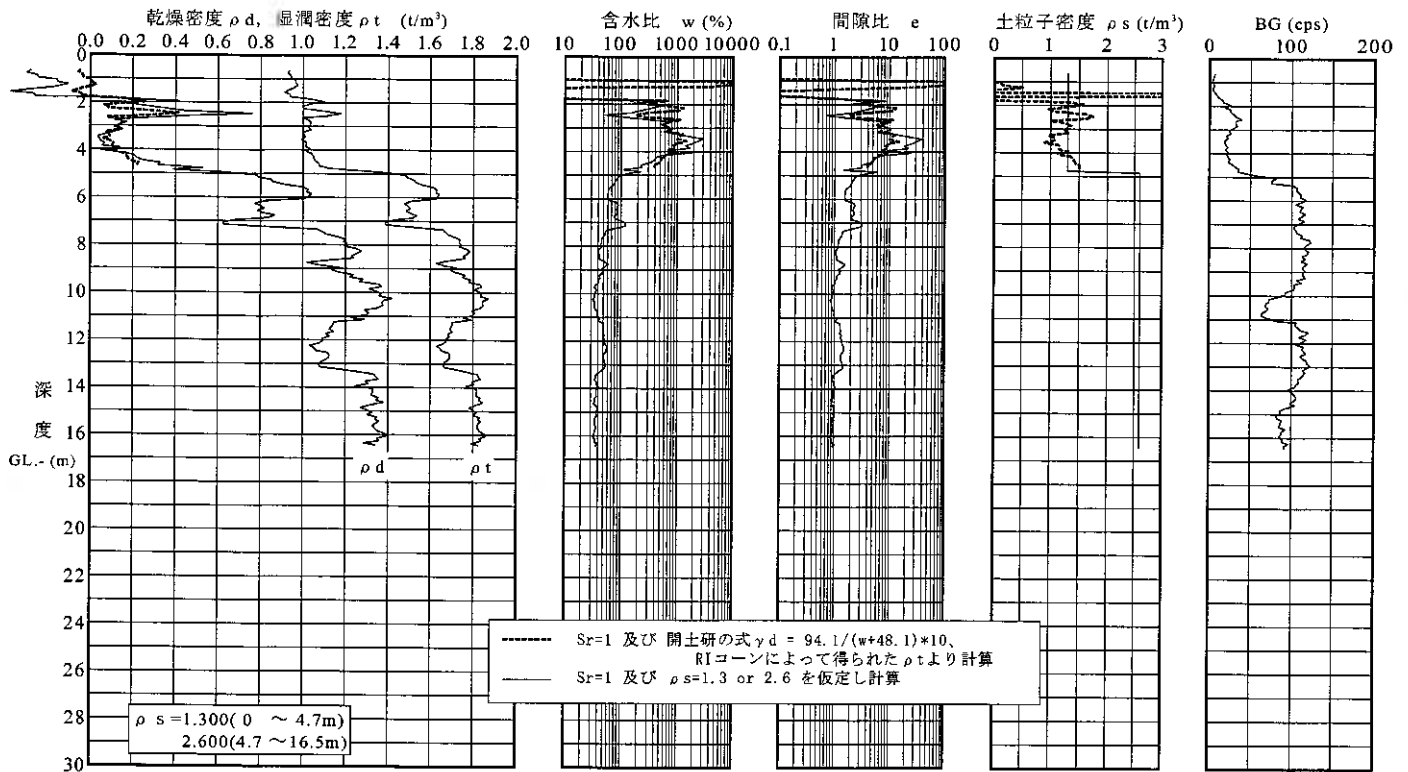


図-8 RI密度計コーン貫入試験結果

6. まとめ

石狩川支流の夕張川河川敷において、泥炭性軟弱地盤にRIコーンシステムを適用し、以下のことが明らかになった。

- 1) 飽和条件と、適切な ρ_s が設定できる場合は、RI水分計コーンを用いなくても、RI密度計コーンで得られる湿潤密度から、含水比および間隙比を求めることができる。
- 2) 飽和条件の元では、RI密度計コーンで得られる湿潤密度と開土研の式から求めた、泥炭層の含水比および間隙比は既存の調査結果とよく一致する。
- 3) 飽和条件の下で、 ρ_s を仮定して、泥炭層の含水比および間隙比を計算した場合、開土研の式を適用した場合より、ばらつきが大きく、これは泥炭層の ρ_s のばらつきに起因すると考えられる。
- 4) 三成分コーンで得られる f_s/qt は他の層に比べて、泥炭層で明らかに大きく泥炭層の判定ができる可能性がある。
- 5) BGの値の違いから、泥炭層をさらに細分できる可能性がある。

謝辞

調査を実施するにあたり、現場の手配等でお世話になった、東亜建設工業㈱の深沢 健氏、中村明教氏、三枝弘幸氏、実際に貫入作業をして頂いた基礎地盤コンサルタンツ㈱の諸氏、最後に泥炭層にRIコーンシステムを適用する機会を与えていただいた北海道開発土木研究所、北海道大学の田中洋行先生に感謝いたします。

参考文献

- 1) 三村衛、柴田徹、アブヘイ・クマール・シュリバスタバ：RIコーンによる粘土地盤の検層について、京都大学防災研究所年報 第36号B-2, pp53-65
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、pp301-309
- 3) Tom Lunne, Peter k. Robertson, John J.M. Powell：Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice
- 4) 独立行政法人 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策マニュアル、pp.5
- 5) 地盤工学会：泥炭のお話し、pp.30
- 6) 澤井健吾、西川純一、林宏親：泥炭性軟弱地盤における電気式コーン一斉試験、地盤工学会北海道支部技術報告集 第43号, pp.11-pp.17

泥炭地盤における敷網併用プラスチックドレーン工法の改良効果

北海道開発土木研究所 ○国際会員 林 宏親
北海道開発土木研究所 国際会員 西本 聡
北海道開発局 札幌開発建設部 村上勇一

1. まえがき

軟弱地盤対策工法のひとつであるバーチカルドレーン工法には、砂を用いるサンドドレーン工法とプラスチック製ドレーン材を使用するプラスチックドレーン工法がある。佐々木ら¹⁾は、昭和40年代に試験施工を実施し、泥炭地盤に対してサンドドレーン工法を用いても圧密促進効果がほとんど得られないことを報告している。その原因のひとつとして、砂柱が泥炭地盤の大変形に追従できず不連続となり、排水が機能しなくなることが挙げられる。それ以後、北海道の泥炭地盤にサンドドレーン工法などの圧密促進工法が採用されることはほとんどなくなった。

一方で最近、排水性が高く、折れ曲がりに強いプラスチック製のドレーン材が開発されてきていることから、泥炭地盤への適用性が確認されれば、建設コストの縮減に有益である。そこで、著者ら²⁾は、泥炭地盤においてプラスチックドレーン工法の試験施工を行い、圧密促進効果とそれに伴う限界盛土厚の増加を確認している。また、泥炭地盤において改良効果を得るためには、粘土地盤で通常用いられるドレーン施工間隔よりも密な間隔である90cm程度以下にする必要があることが、著者ら³⁾によって明らかにされている。さらに、佐藤ら⁴⁾は、盛土補強材（ひし形金網敷設）を併用する（図-1：以下、敷網併用プラスチックドレーン工法）ことで高盛土箇所にもプラスチックドレーン工法が適用可能なことを確認している。

ここでは、泥炭地盤において実施した敷網併用プラスチックドレーン工法の試験施工結果を整理するとともに、改良効果について定量的に検討する。

2. 試験施工の概要と現場条件

北海道開発局が建設を進めている道央圏連絡道路・美原道路において、試験施工を実施した。本試験施工では、敷網併用プラスチックドレーン区間と無対策区間を設け、両者を比較検討した（図-2）。

2.1 試験施工の概要

表-1に試験施工条件を示す。敷網併用プラスチックドレーン工法は、敷網1段と敷網2段の2ケース設けた。敷網2段のケースでは、サーチャージ盛土として敷網1段より1.2m厚い盛土とした。これは、サーチャージによって過圧密となった泥炭地盤は、二次圧密が低減するとの深沢ら⁵⁾の研究を利用し、残留沈下の抑制をねらったものである。

なお、敷網の補強効果に関しては、ジオテキスタイル補強土の設計マニュアル⁶⁾を準用し設計を行った。すなわち、圧密による地盤強度増加で盛土完成時のすべり安全率1.0を満足させた上で、所要すべり安全率1.2⁷⁾に不足するせん断抵抗力をひし形金網の張力で補う仕様とした。

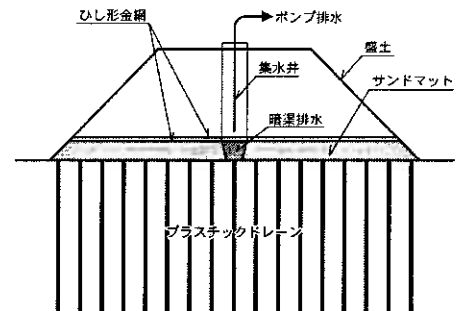


図-1 敷網併用プラスチックドレーン工法の概念図

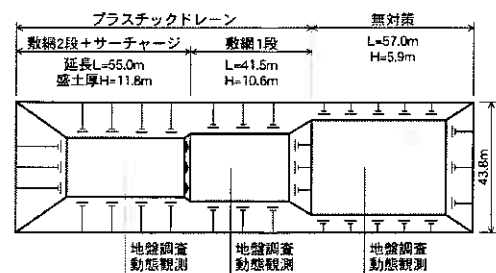


図-2 試験施工箇所の平面図

表-1 試験の設定条件

ケース	設定条件	合計盛土厚 (m)	一次盛土(1年目)		二次盛土(2年目)		PD設置間隔	備考
			厚さ(m)	平均施工速度 (cm/day)	厚さ(m)	平均施工速度 (cm/day)		
1	PD+敷網2段+サーチャージ	11.8	6.2	8.5	5.6	10.4	90cm 正方配置	サーチャージ盛土 (厚さ1.2m)
2	PD+敷網1段	10.6	6.5	8.5	4.1	9.5		
3	無対策	5.9	5.9	8.5	-	-		

※PD: プラスチックドレーン

※合計盛土厚と一次盛土の厚さには、サンドマットを含む

2.2 地盤条件

無対策区間において、事前の詳細な地盤調査を実施した。その結果を図-3に示す。当該箇所の地盤は、表層から泥炭、有機質粘土、砂質土、粘土、洪積砂質土層と続く典型的な泥炭性軟弱地盤である。泥炭層の自然含水比は約600%で、北海道泥炭の平均的な値といえる。有機質粘土の下位にある砂質土は、電気式コーン貫入試験（以下、CPT）で測定された間隙水圧が小さいことなどから排水層と判断した。粘土の下位の洪積砂質土は、CPT先端抵抗が大きいことや圧密試験結果などから非圧密層として扱った。

なお、有機質粘土層内には、圧縮性の小さい無機質な粘土が部分的に挟在している。敷網2段ケース、敷網1段ケース、無対策ケースの順で無機質粘土の挟在が多い。したがって、有機質粘土層全体の圧縮性は、敷網2段ケースが最も高いと考えられる。

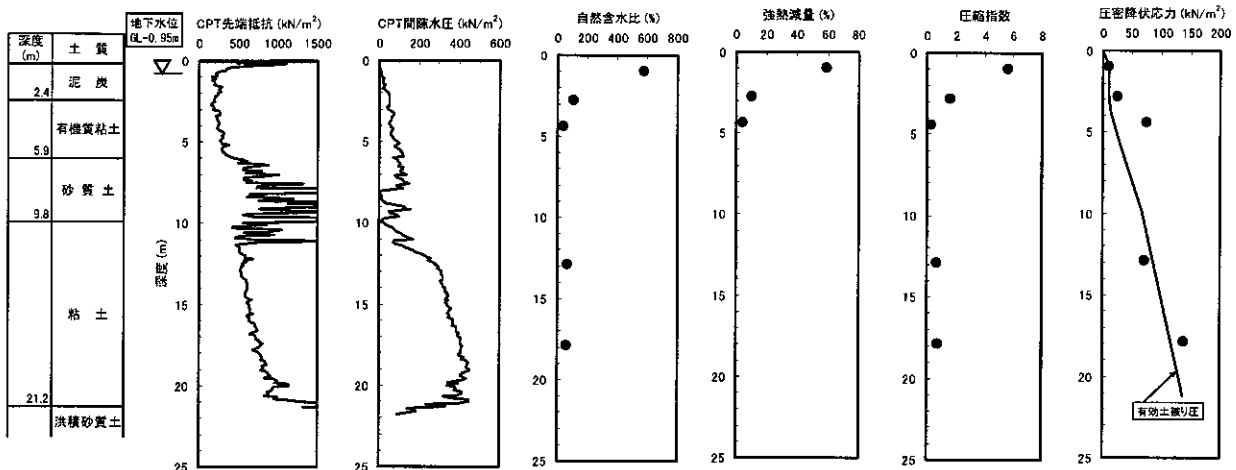


図-3 無対策箇所における地盤物性

2.3 プラスチックドレーンと敷網の材料特性

表-2示すプラスチックドレーンを使用した。ドレーンの施工間隔は90cmの正方配置とし、粘土と洪積砂質土の境界までの改良長とした。サンドマットの排水効果を向上する目的でサンドマット内に暗渠排水を設け、盛土施工中および放置期間において釜場ポンプ排水を実施した。

盛土補強材料には、表-3に示すひし形金網を使用した。敷網1段のケースではサンドマット上に敷設した。敷網2段では、サンドマット上に1段目を敷設した後、盛土施工を行い、盛土厚2層（層厚60cm）施工した上に2段目を敷設している。

表-2 プラスチックドレーンの規格

幅 (mm)	94	
厚さ (mm)	4	
透水係数 (cm/s)	深度方向	1×10^0
	水平方向	1×10^{-2}
引張り強さ (kN)	28.6以上	

表-3 ひし形金網の規格

材質	亜鉛メッキ鉄線	
規格	JIS G 3552	
寸法 (mm)	線径	5
	網目	50
引張り強さ (kN/m)	168	

2.4 施工条件と動態観測

事前の沈下解析の結果、当該箇所の必要盛土厚は10.6mと算出されたことから、この盛土厚を目標に3ケースともほぼ同じ盛土速度で施工を行った。ただし、前述の通り、サーチャージ区間ではさらに1.2m厚い盛土とした。盛土速度は、工期の短縮効果を念頭に置いて、通常より早い8~10cm/dayとした（表-1）。しかし、実際にはサンドマットを含む盛土厚が5.9mに達した時点で無対策区間に地盤破壊の予兆が現れたため、その時点で3ケースとも盛土を中止している。ドレーン区間についてのみ、放置期間を取った後に二次盛土の施工を行った。

地表面沈下板、層別沈下計、間隙水圧計、変位杭などを設置し、地盤挙動を観測した（図-4）。間隙水圧計は、90cmのドレーン間隔の中央、すなわち平面的にドレーンからの排水距離が最も長く、圧密が遅い位置に設置した。さらに、盛土完成時に盛土中央、のり肩およびのり尻においてCPTを行い、圧密後の地盤強度を測定した。

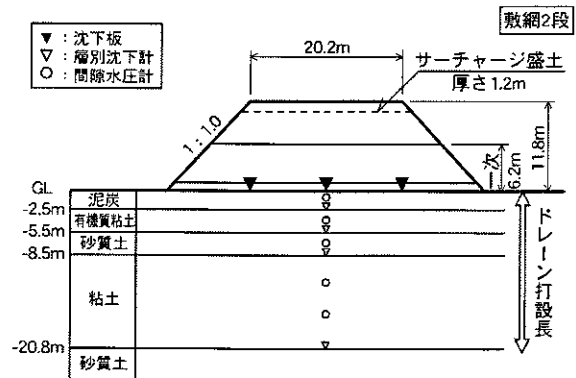


図-4 敷網2段のケースにおける施工断面

3. 試験施工結果と改良効果

3.1 プラスチックドレーンによる圧密促進効果

3 ケース同じ荷重条件である一次盛土までの盛土厚（サンドマットを含む）、盛土中央における地表面沈下、層別沈下ならびに盛土のり尻から 1m 離れた点での地表の水平変位の時刻歴を図-5 示す。図示した経過時間の範囲内において、無対策と比較してプラスチックドレーンを施工したケースの地表面沈下量が大きいことがわかる。各ケースで地盤に若干の違いがあるものの、盛土厚ならびにその施工速度がほぼ同じ条件下での結果であることから、プラスチックドレーンの圧密促進効果によるものと考えられる。

サンドドレーン工法では圧密促進効果がほとんどないといわれている泥炭層においてもプラスチックドレーンの圧密促進効果が認められる。有機質粘土層においても、同様な傾向が現れているが、前述の通り各ケース間で圧縮性が異なることから、その影響で無対策の沈下量が小さくなっている可能性もある。

粘土層においても、無対策と比較してプラスチックドレーン区間の沈下の方が大きく、その傾向は泥炭層や有機質粘土層と比べて著しい。他の土層よりもプラスチックドレーン工法の圧密促進効果があったものと考えられる。粘土の透水係数が泥炭層や有機質粘土層よりも低いこと、ならびに粘土層の厚さが他の土層より厚いため排水距離の短縮効果が顕著に表れる条件であることが、その要因と推測される。

以上、沈下挙動から考えるとプラスチックドレーンの圧密促進効果が発揮されたと判断できるが、いずれのデータも沈下が進行中であることから、沈下挙動だけでは断定が出来ない。そこで、盛土施工に伴って発生する過剰間隙水圧の消散程度を見るために、一次盛土完成時における間隙水圧の深度分布を図-6 に整理した。図中には、地下水位から算出した静水圧および静水圧と盛土施工による増加応力の和も併記した。いずれの土層においても、無対策ケースと比較してプラスチックドレーンの方が過剰間隙水圧の発生が抑制されており、プラスチックドレーンによる排水効果が見てとれる。特に、無対策ケースの粘土層では、静水圧と盛土施工による増加応力の和（図中の点線表示）に近い間隙水圧が測定されており、圧密が遅れているのに対して、プラスチックドレーンのケースでは、圧密の促進が認められる。このことは、粘土層の沈下挙動において、プラスチックドレーンの有無で沈下差が著しかったこと（図-5）と調和的である。

一方、粘土よりは透水係数大きいと考えられる泥炭ならびに有機質粘土では、無対策でもある程度過剰間隙水圧の発生が抑えられているが、プラスチックドレーンによってさらに過剰間隙水圧が消散しており、これらの層でも圧密促進効果が確認できる。

一次盛土完成時における沈下ならびに間隙水圧の圧密度を図-7 に示す。ここで、沈下の圧密度について

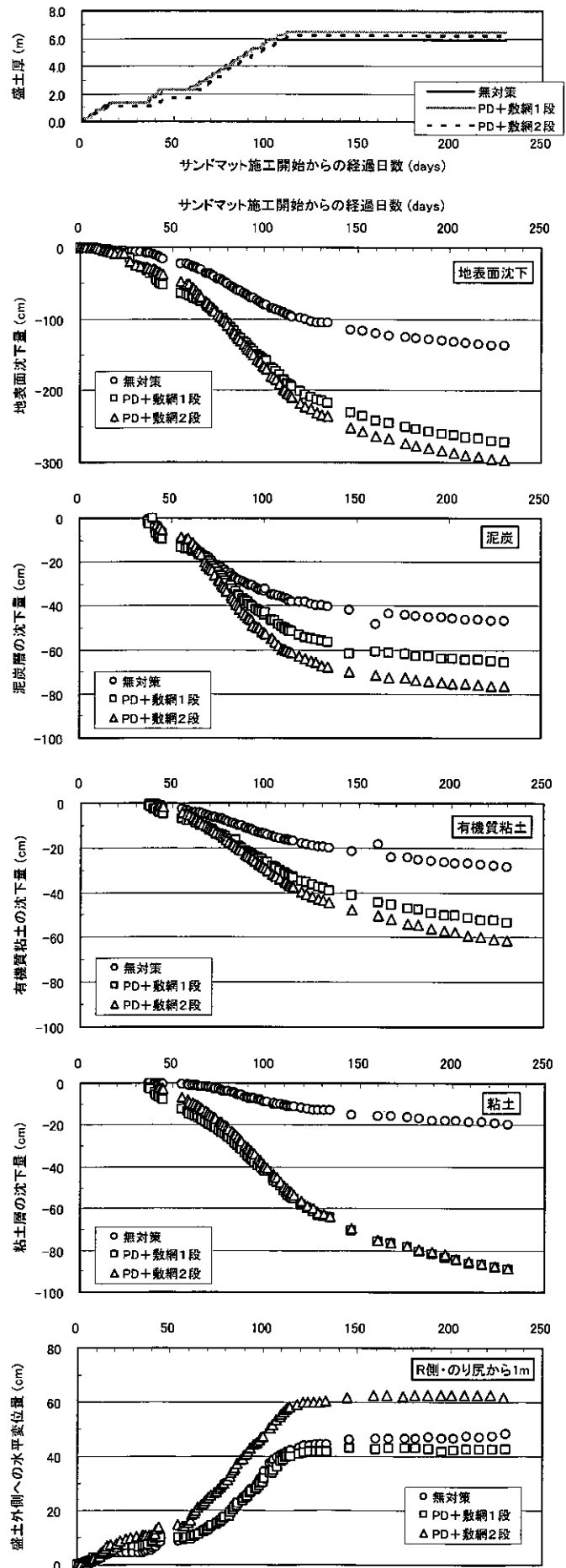


図-5 盛土厚、地表面沈下、層別沈下、周辺地盤変位の時刻歴

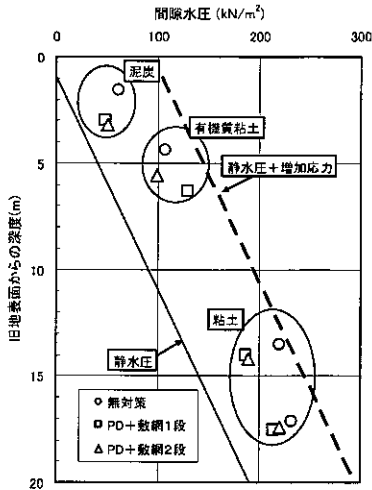


図-6 一次盛土完成時における
間隙水圧の深度分布

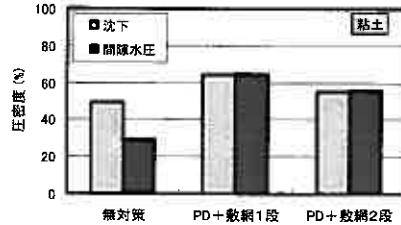
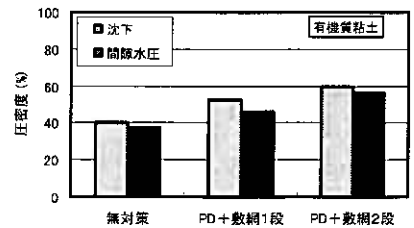
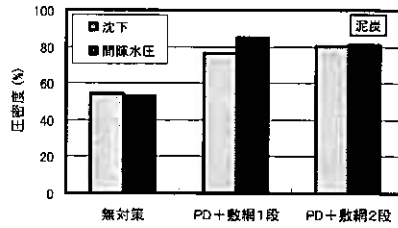


図-7 一次盛土完成時における沈下ならびに間隙水圧の圧密度

は、沈下の実測値に基づいて双曲線法によって算出された各層別の最終沈下量から求めた。泥炭層における無対策の圧密度が約50%であるのに対し、プラスチックドレーンでは80%程度の圧密度が得られており、ドレーンによる1.6倍の圧密促進効果が認められる。圧密の促進は、残留沈下の低減のみならず地盤強度の増加にも寄与する。泥炭は初期の非排水せん断強度が著しく小さいため、盛土築造にあたって地盤の安定性が問題となることが多いが、泥炭層において圧密促進効果が得られたことから、この点においてもプラスチックドレーンの改良効果が期待できる。

圧密に伴う地盤強度の増加を予測する際、沈下の圧密度と応力の圧密度が同じか否かが問題となる。一般に、沈下の圧密度よりも間隙水圧の圧密度、すなわち応力の圧密度が遅れるといわれている。さらに、阿部ら⁸⁾は、泥炭地盤での試験盛土の結果、沈下の圧密度が60~70%以下では強度増加が遅れると報告している。今回の試験施工結果では、比較的圧密度の低い粘土層の無対策区間において、沈下の圧密度よりも間隙水圧の圧密度が遅れているが、それ以外では確認されなかった。このことは、泥炭地盤におけるプラスチックドレーンの設計において、圧密に伴う地盤の強度増加を予測する際、沈下解析から得られる圧密度を用いても大きな誤りではないことを意味している。

3.2 安定性に関する改良効果

動態観測結果を松尾・川村⁹⁾の方法で整理した安定管理図を図-8に示す。無対策区間では、軌跡が $P_j/P_f=0.8$ を超えたあたりから軌跡が右に向かい始め、盛土厚5.9mの時点で $P_j/P_f=0.9$ に近づいたため、地盤破壊の予兆と判断し盛土施工を中止した。プラスチックドレーン区間では、そのような地盤の不安定化を示す挙動はなく、安定性向上の効果が確認されたが、無対策の比較のため同じく盛土施工を中断し、100日程度の放置期間の後、二次盛土施工を行った。二次盛土中も不安定化を示す挙動はなく、所定の盛土が完成できた。

なお、著者ら¹⁰⁾は、泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の試験施工において、盛土周辺地盤の水平変位の抑制が確認された報告しているが、ここではそのような挙動はなかった(図-5)。

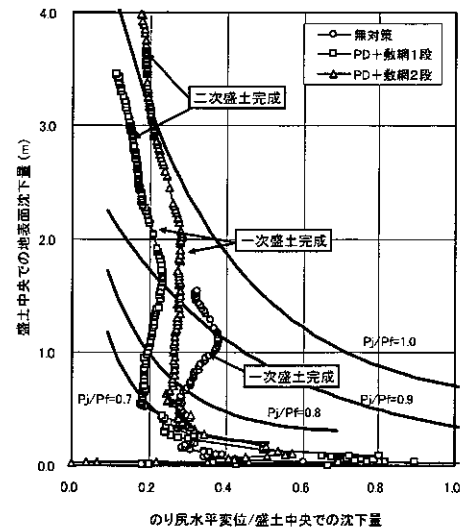


図-8 松尾・川村の安定管理図

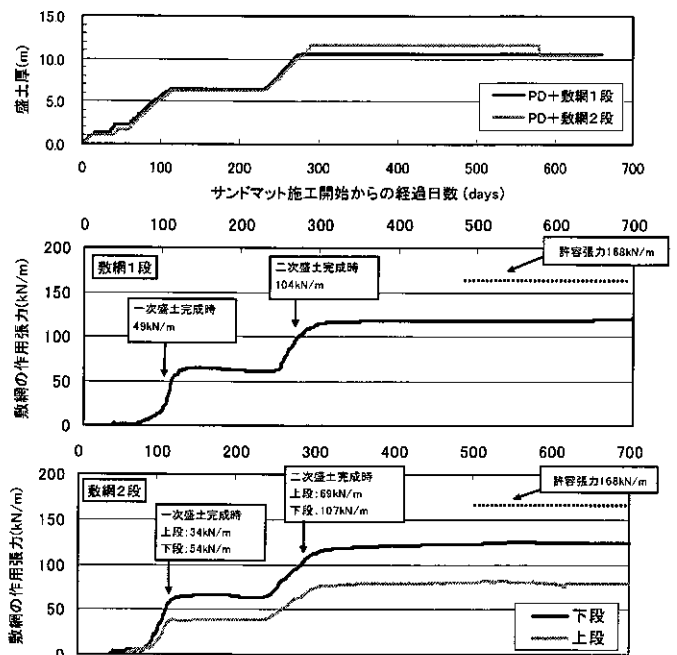


図-9 敷網に作用した張力の時刻歴

3.3 敷網の補強効果

敷網の補強効果を見るために、敷網に作用した張力の時刻歴を図-9に示す。敷網1段、2段のケースとも、盛土厚の増加に伴って張力が増加しており、せん断抵抗の増加に寄与したことがわかる。また、測定された張力は、材料の許容張力以下に収まっている。ここで、張力の発生開始時期に注目したい。2ケースともに一次盛土施工開始直後には、ほとんど張力が発生せず、経過日数が概ね100日以降、急激に張力が生じている。敷網材料のひし形金網には、網目同士の接点に遊びがある。つまり、地盤がある程度沈下し、網目の接点が緊張してから、敷網全体の張力が発揮すると考えられる。張力が急激に発生し始めた経過日数約100日での地表面沈下量(約200cm)は、敷網幅43mに対して約4.7%にあたる。したがって、ひし形金網は当該箇所のような用途には適した補強材料であるが、地盤変形が小さい箇所では、効果が発揮されない場合も考えられるので注意を要する。

4. 改良効果の定量的な評価

4.1 圧密促進効果の評価

本節では、3章において述べた圧密促進効果の定量的な評価を試みる。著者ら¹⁰⁾は、プラスチックドレーンで改良された泥炭地盤の沈下予測に、吉国¹¹⁾のウェルレジスタンスを考慮したバロン解が適用可能なことを報告している。さらに、泥炭の沈下速度は粘性土と比較して極めて速く、圧密試験から得られた圧密係数をそのままバロン解に用いても実挙動を表現できないことも指摘している。ここでは、文献10)と同じ以下の方法で解析を行った。

- ①泥炭層の圧密係数を変化させて無対策での実測沈下とテラサーギ解による解析値をフィッティングする。
- ②圧密試験の圧密係数と逆算した圧密係数の比率を求める。
- ③圧密試験から得られた圧密係数に②の比率を掛けて、バロン解によってプラスチックドレーン区間の沈下解析を行う。

無対策区間での泥炭層の実測沈下と解析沈下の経時変化を図-10に示す。ここで、鉛直圧密係数 C_v は、相加平均圧密圧力 $P_0+1/2P$ に対応する値 ($C_v=62\text{cm}^2/\text{d}$) である。実測沈下は、泥炭特有の速い沈下速度を示している。また、泥炭の沈下予測法である能登¹²⁾の方法による解析値も併記した。圧密試験から得られた C_v をそのまま用いた計算値は、実測値よりも相当遅い沈下速度となっている。計算値を実測値と概ね合致させるには、 C_v を圧密試験結果の9倍にする必要があった。能登式は、実測値を良く表現していることがわかる。

次に、プラスチックドレーン工法(敷網1段)区間での泥炭層の実測沈下と解析沈下を図-11に示す。ここで、水平圧密係数 Ch は、二次盛土の増加応力から求めた相加平均圧密圧力 $P_0+1/2P$ に対応する鉛直圧密係数 ($C_v=30\text{cm}^2/\text{d}$) の9倍 ($Ch=270\text{cm}^2/\text{d}$) とした。ウェルレジスタンスを考慮した解析値と実測値が良く合致した。ウェルレジスタンスを考慮しない場合、実測値よりも早い沈下速度となり、盛土完成時には、ほぼ100%の圧密度となった。これは、実態(図-6)よりも2割程度速い。以上のことから、文献10)の方法の妥当性が検証された。実設計にこの方法を使用する場合、能登式で解析される沈下曲線とフィッティングすることで、水平圧密係数 Ch の設定が可能である。

4.2 安定性に関する改良効果の評価

安定性向上の効果を定量的に評価することを目的に、一次盛土完成時における泥炭層の非排水せん断強度 C_u をCPT先端抵抗 qt から求めた。この際、 $C_u=1/20qt$ とした。施工前からの増分を図-12に示す。盛土中央とのり肩において、プラスチックドレーン区間の非排水せん断強度の増分が大きいのがわかる。非排水せん断強度の増加 ΔC_u は、式(1)で表現される。ここで、 m : 強度増加率、 ΔP : 増加応力(kN/m^2)、 U : 圧密度である。

$$\Delta C_u = m \times \Delta P \times U \quad (1)$$

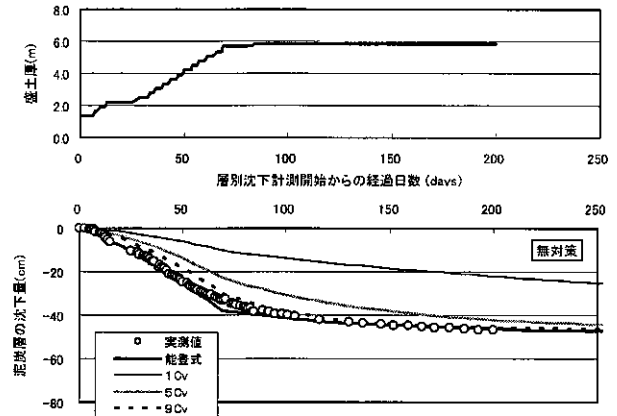


図-10 無対策区間における泥炭層の実測と解析沈下

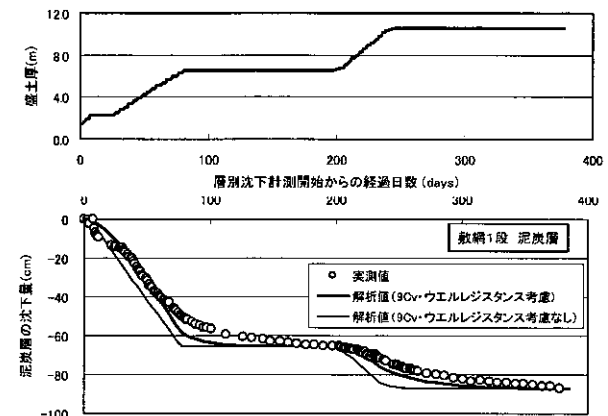


図-11 プラスチックドレーン(敷網1段)区間における泥炭層の実測と解析沈下

プラスチックドレーン区間の増分は、無対策の約 1.5 倍であり、圧密度の増加 (図-7) とほぼ同じであったことから、敷網併用プラスチックドレーン工法においても式(1)を用いても良いと考えられる。

プラスチックドレーン区間では、地盤が不安定であることを示す変状が観測されていないことから、盛土完成時のすべり安全率は、少なくとも所定安全率である 1.2 を満足していたと判断できる。そこで、盛土完成時のすべり安全率を 1.2 と仮定し、泥炭層の強度増加率 m を逆算した。せん断抵抗は、圧密後の地盤と敷網の張力で分担していることから、すべり安全率 1.2 を得るのに必要なせん断抵抗から実測の敷網張力を減じた値より強度増加率を求めた (図-13)。図-14 に敷網張力から推定した強度増加率と、CPT から求めた非排水せん断強度 (図-12) から式(1)を用いて計算した強度増加率を示す。無対策での強度増加率は、実設計で良く用いられる値 (0.35~0.5) の範囲内にある。プラスチックドレーン区間の強度増加率は、無対策と概ね同じ値を示した。

5. まとめと今後の課題

本検討において実施した敷網併用プラスチックドレーン工法の試験施工の結果を要約すると以下の通りである。

- ①泥炭地盤に敷網併用プラスチックドレーン工法を適用したところ、2ヶ年段階施工で盛土厚約 11m の高盛土を築造することができた。
- ②沈下と間隙水圧挙動の両面からプラスチックドレーンの圧密促進効果が確認された。
- ③盛土厚の増加に伴って敷網張力が増加しており、せん断抵抗への寄与が確認された。ただし、ある程度地盤が沈下してから張力が発揮された。
- ④プラスチックドレーンで改良された泥炭層の沈下は、ウェルレジスタンスを考慮したバロン解とほぼ合致した。
- ⑤強度増加の予測は、式(1)で行うことができる。この際、沈下の圧密度と応力の圧密度は同じと考えて良い。

今後、沈下観測を継続して長期沈下挙動、特にサーチャージによる二次圧密の低減について検討を行う予定である。

【参考文献】

- 1) 佐々木晴美, 木元喬之, 能登繁幸, 太田政一: 泥炭性軟弱地盤基礎処理工法の効果に関する試験調査—最終報告—, 第 30 回建設省技術研究発表会報告, pp.84-91, 1976
- 2) 林 宏親, 西川純一, 江川拓也, 石塚達也: プラスチックドレーン工法の泥炭性軟弱地盤への適用, 地盤工学会北海道支部技術報告集第 41 号, pp.193-198, 2001
- 3) 林 宏親, 西川純一, 江川拓也: 泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の圧密促進と強度増加, 第 37 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1149-1150, 2002
- 4) 佐藤春夫, 高坂敏明, 清美博英, 細矢武司, 渡辺周市, 林 宏親: 泥炭地盤におけるカードボードドレーンと盛土補強併用工法の適用性について (その 1), 地盤工学会北海道支部技術報告集第 45 号, pp.249-252, 2005
- 5) 深沢栄造, 山田清臣, 栗原宏武: プレローディング工法で改良した高有機質土地盤の長期沈下挙動, 土木学会論文集 No.493 III-27, pp.59-68, 1994
- 6) 土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル (改訂版), pp.244-247, 2000
- 7) 北海道開発土木研究所: 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.43-44, 2002
- 8) 阿部康明, 長谷川健一, 峯田一彦, 多田 誠: 泥炭地盤の圧密沈下と強度増加について, 土質工学会北海道支部技術報告集第 34 号, pp.260-267, 1994
- 9) 松尾 稔, 川村国夫: 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 241 号, pp.81-91, 1975
- 10) 林 宏親, 西川純一, 江川拓也: 泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の改良効果, 北海道開発土木研究所月報 No.585, pp.2-8, 2002
- 11) 吉国 洋: パーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂出版, pp.49-58, 1979
- 12) 能登繁幸: 「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化, 開発土木研究所月報 No.460, pp.37-41, 1991

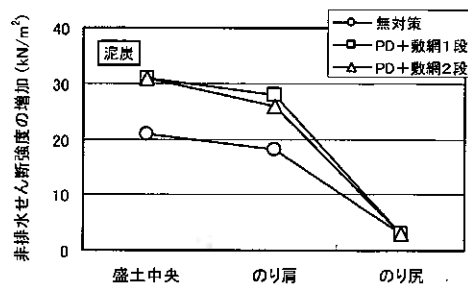


図-12 CPT を用いて測定した一次盛土完成時における泥炭層の非排水せん断強度の増加

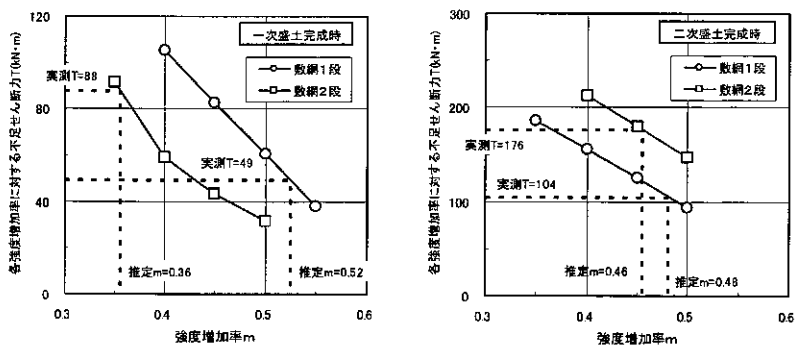


図-13 敷網張力から逆算した強度増加率

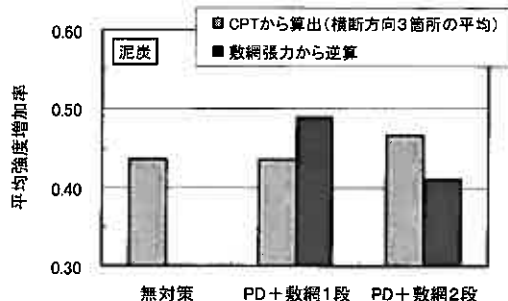


図-14 平均強度増加率の比較

真空圧密工法における間げき水圧挙動に関する検討 (その1)

(株)ダイヤコンサルタント ○正会員 高坂 敏明
 (株)ダイヤコンサルタント 国際会員 五十嵐 勝
 (株)ダイヤコンサルタント 正会員 佐藤 春夫

1. まえがき

高含水比の泥炭を主体とする軟弱地盤上に道路盛土等を施工する場合、盛土の安定性、残留沈下等の問題やコスト削減、工期短縮の観点から、軟弱地盤対策工として真空圧密工法を採用するケースが増えている。真空圧密工法は、急速盛土施工を可能とする工法として期待されているが、盛土施工速度が地盤挙動や盛土の安定性に与える影響は、まだ明確にされていないのが現状である。本報告では、泥炭を主体とした地盤に、真空圧密工法+プレロード盛土工法を実施し比較的過剰間隙水圧の発生が大きく、また、側方変形の観測されたヤードの物性値を用いて有限要素解析によるモデル計算を行い、盛土速度と地盤挙動、特に間隙水圧挙動に着目した検討を行ったものである。

2. 地盤状況および観測結果

施工を行った地盤は、図-1の土質断面図に示すように、表層から深度4mまでは、自然含水比 $W_n=300\sim 800\%$ 、湿潤密度 $\rho_t=10\sim 14\text{kN/m}^3$ の泥炭~有機質粘土からなり、この下位に層厚3~6m程度、自然含水比 $W_n=85\%$ の粘性土から構成される。盛土厚は、沈下促進のための、真空圧密の効果を期待した条件で、盛土立上りの安全率 $F_s=1.1$ を満足できる13.0mで施工され、盛土施工速度の実績は、平均21cm/日となっている。

盛土開始から盛土立上り後、約1ヶ月の計測データの経時変化を図-2に示す。同図によると、真空単独荷期間の気密シート下の負圧は、 $62\sim 78\text{kN/m}^2$ が作用している。ただし、地盤内の間隙水圧は、 $20\sim 30\text{kN/m}^2$ 程度となっている。その後は、盛土荷重の増加に伴って間隙水圧が上昇し、最大過剰間隙水圧は、 100kN/m^2 に達している。

地表面変位のベクトル図を図-3に示す。同図によると周辺地盤の変形は、真空単独期間では、改良範囲に引き込まれるような変形を示すが、盛土開始後は、盛土の外側への隆起を伴った変形モードとなっている。この変形を反映するように、図-4に示した安定管理図によると、軌跡が右斜め上方向へ向かっていることが読み取れる。

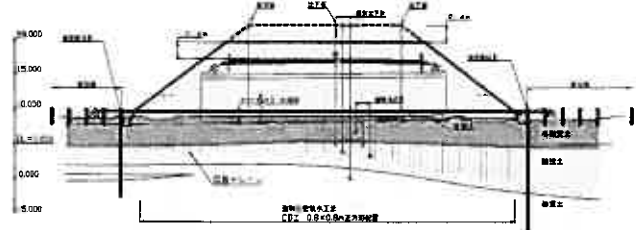


図-1 土質断面図

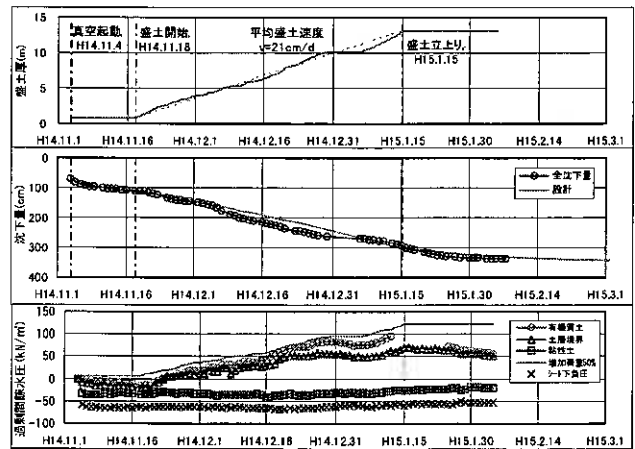


図-2 経時変化図

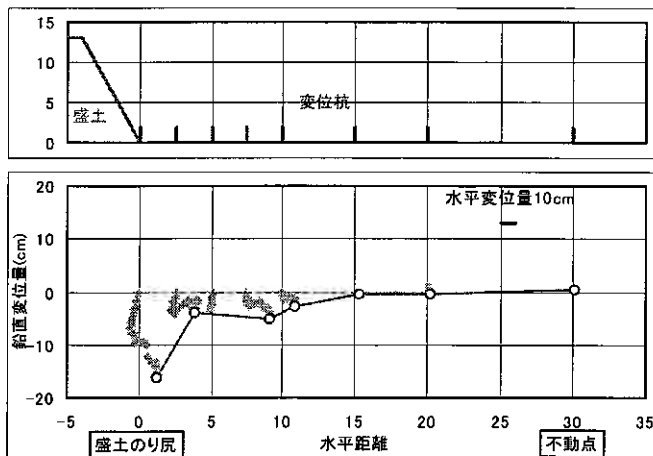


図-3 変位ベクトル図

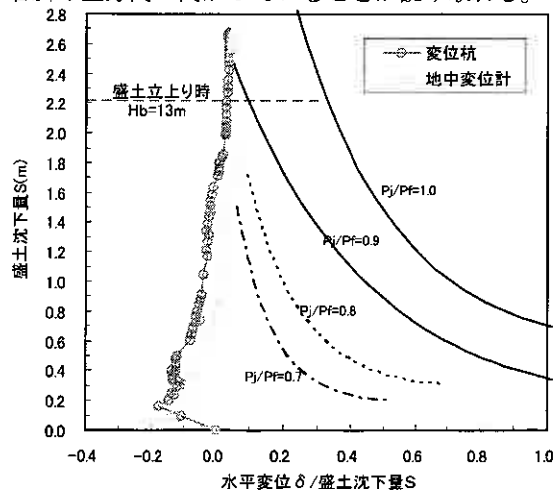


図-4 安定管理図

A study on behavior of pore water pressure with vacuum consolidation method.:Toshiaki KOUSAKA, Masaru IGARASHI, Haruo SATO(DIA CONSULTANTS CO.,Ltd)

3. 解析用パラメータならびに解析条件

解析は、飯塚、太田によって開発された DACSAR を用いた。入力パラメータを表-1に示す。パラメータは、圧密試験結果と電気式コーン貫入試験、一軸圧縮試験の結果に基づいて設定した¹⁾。なお、実施工との比較については文献²⁾を参照されたい。

解析ステップは、図-5に示すように、初期応力解析、サンドマット0.8m、ドレーン打設期間を30日間、その後、真空単独載荷を14日行い、その後、盛土厚13mまで、盛土速度を20,15,10cm/dと変化させた。盛土立上り後は、365日放置まで解析を行った。なお、負圧は、サンドマット上面に作用するものとし、 -70kN/m^2 とした。ドレーンは、ソリッド要素とし、透水係数は、 $k=1.0 \times 10^{-2}(\text{cm/s})$ とした。また、ドレーン要素間の距離は、平面二次元の Barron 式と断面二次元の Terzaghi 式の圧密度 50%の時間が一致する間隔とした。

表-1 解析用パラメータ

土層	e	A	M	D	Ko	k(cm/s)	γ (kN/m^3)
盛土	-	-	-	-	0.5	1.0E-04	19.0
サンドマット	-	-	-	-	0.5	1.0E-02	19.0
泥炭	11.3	0.90	1.97	0.081	0.3	7.0E-07	10.5
粘性土	1.9	0.90	1.48	0.055	0.5	8.0E-07	15.5
砂質土	-	-	-	-	0.5	1.0E-03	19.0

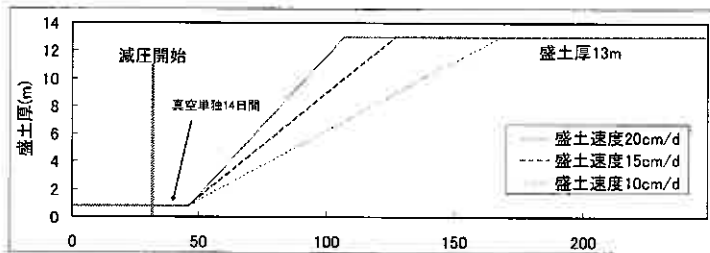


図-5 解析ステップ

4. 解析結果

(1)間隙水圧

各盛土速度条件における、盛土中央天端下の泥炭層、粘土層ならびに、泥炭と粘土の境界部の過剰間隙水圧の経時変化を図-6~8に示す。同図によると、各深度とも、真空単独載荷期間の減圧が小さく、 20kN/m^2 程度にとどまっている。これは、実施工で観測された地盤内の減圧効果と同程度である。盛土開始後は、盛土速度 20cm/d のケースでは、上載荷重の増加に伴って過剰間隙水圧が発生し、盛土厚 7m 付近までは、増加過重の 50%程度の過剰間隙水圧が発生している。盛土速度 15cm/d のケースでは、盛土の初期に過剰間隙水圧の発生が認められるものの、その後は、盛土期間中においても増加応力の伝達よりも減圧効果が卓越し、過剰間隙水圧は減少する傾向となる。盛土速度 10cm/d のケースでは、盛土開始初期に土層境界で若干の過剰間隙水圧の発生がみられるものの、これ以外は、減圧傾向となる。各盛土速度とも放置後の過剰間隙水圧は、泥炭層 -56kN/m^2 、土層境界 -55kN/m^2 、粘土層 54kN/m^2 程度に収束する結果となる。

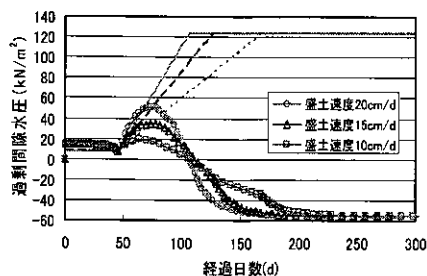


図-6 過剰間隙水圧経時変化図
(泥炭層)

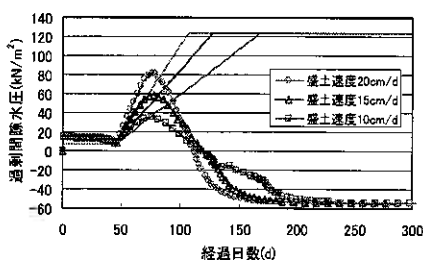


図-7 過剰間隙水圧経時変化図
(土層境界)

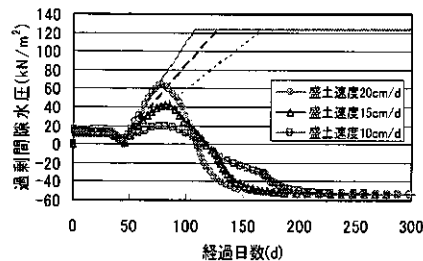


図-8 過剰間隙水圧経時変化図
(粘土層)

図-9~10に盛土立上り時点の過剰間隙水圧の分布図を示す。各盛土速度条件ともサンドマットならびに地表面付近では著しい減圧効果が認められるものの、盛土速度 20cm/d のケースでは、地盤内に過剰間隙水圧が発生し、さらに、盛土外側にも過剰間隙水圧の発生が認められる。これに対して、盛土速度 15cm/d のケースでは、盛土の外側に若干の過剰間隙水圧の発生がみられるものの、ヤード内は静水圧以下の状態になっている。盛土速度 10cm/d のケースでは、盛土の外側の過剰間隙水圧の発生もみられず、ヤード内の減圧も十分に進んでいることが確認される。

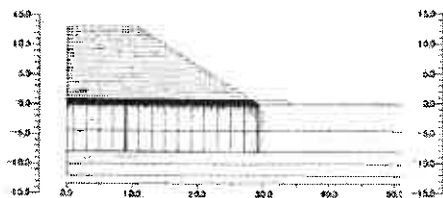


図-9 過剰間隙水圧コンター図
(盛土速度 20cm/d)

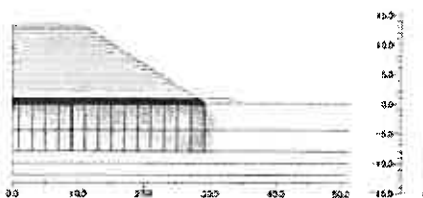


図-10 過剰間隙水圧コンター図
(盛土速度 15cm/d)

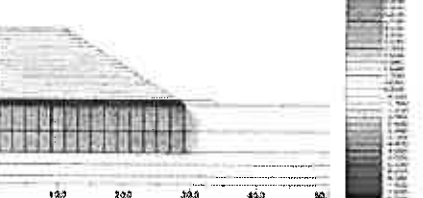


図-11 過剰間隙水圧コンター図
(盛土速度 10cm/d)

盛土速度と最大過剰間隙水圧の関係を図-12に示す。同図によると、盛土荷重によって発生する過剰間隙水圧は、盛土速度と直線的な関係がみられる。次に、この過剰間隙水圧が消散し、放置後の収束間隙水圧の95%に達するまでの所要日数を求め、図-13, 14に示す。同図によると、盛土立上り後の所要日数(放置日数)の関係は、グラフ上で若干上に凸の関係となり、盛土速度が速いほど長くなるが、いずれのケースにおいても1.5~2.5ヶ月程度の範囲となる。また、盛土開始からの所要日数でみると、盛土速度10cm/dの場合には、215日の期間を要し、盛土速度が増すにつれて、期間は短くなるものの、盛土速度15cm/dと盛土速度20cm/dでは、それぞれ184日と171日であり、その差は、2週間程度となる。

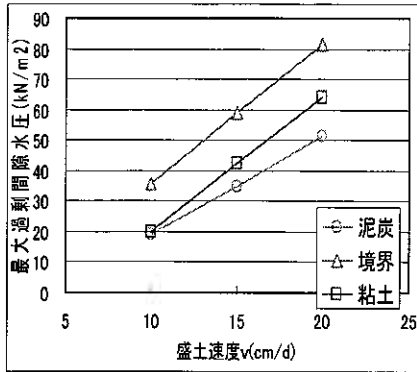


図-12 盛土速度と過剰間隙水圧の関係

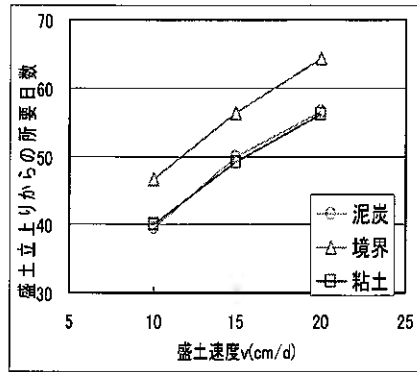


図-13 盛土速度と放置日数の関係

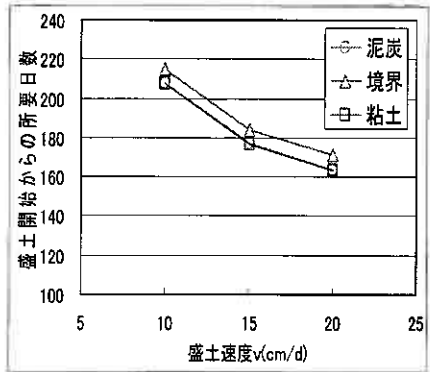


図-14 盛土速度と盛土開始からの所要日数の関係

(2)沈下量

各盛土速度における沈下量の経時変化を図-15に示す。同図によると、真空単独載荷期間の沈下量は、37cmである。盛土開始後は、各ケースとも、荷重の増加に従って沈下が増加し、載荷スピードの速い、盛土速度20cm/dのケースの沈下が早く発生する結果となる。

盛土立上り時の沈下量と、立上りから1年後の沈下量の関係を図-16に示す。同図によると、盛土立上り時点の沈下量は、2.39~2.44mであり、各ケースでの差は、5cm程度であるのに対し、最終沈下量は、盛土速度が速いほど大きくなる傾向を示す。次に、盛土立上り後の沈下量と各ケースの最終沈下量の差を図-17に示す。同図によると、放置期間中の沈下は、一般には、盛土施工期間中の有効な圧密時間の短い盛土速度20cm/dのケースが多くなると思われるが、併せて示した最終沈下量の差も同じような傾きでプロットされる。つまり、放置期間中の沈下量は各盛土ケースとも差が小さいことを表している。この結果から、最終沈下量の差は、盛土期間中に生じている可能性が想定される。

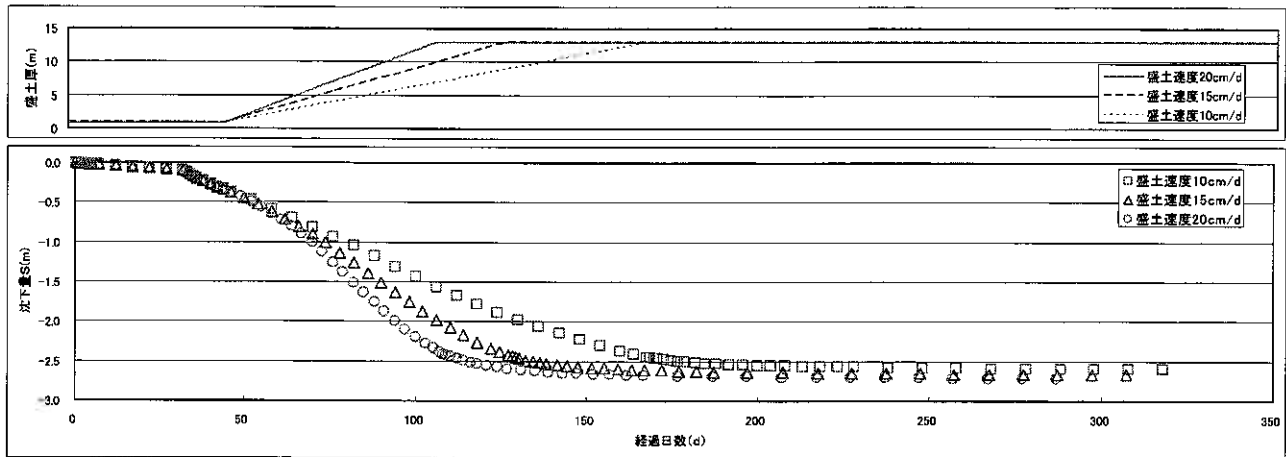


図-15 沈下量の経時変化図

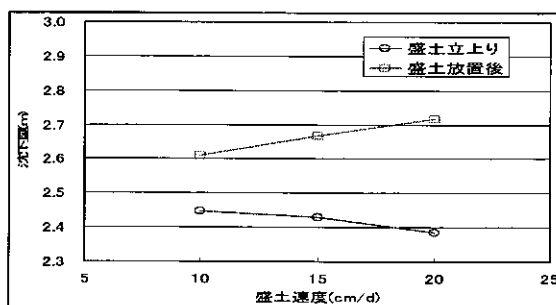


図-16 盛土速度と立上り時の沈下量, 最終沈下量の関係

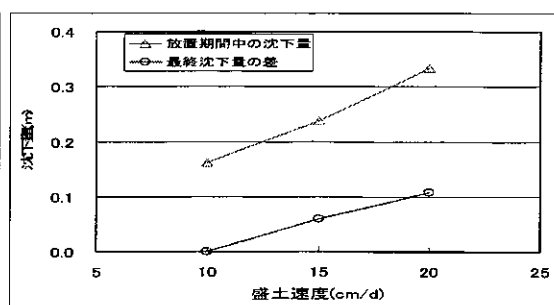


図-17 盛土速度と放置期間中の沈下量, 最終沈下量の差の関係

(3)側方変形

図-18に盛土のり尻の地中変位の深度分布を示す。同図によると、真空単独載荷期間は、若干、改良ヤードに引き込まれるが、盛土施工中は、外側に変形し、盛土速度が速いほど変位量が大きくなる。その関係は、図-19に示すように盛土速度と直線的な関係となる。また、前述の放置後の沈下量と水平変位量の関係をも、直線的な関係にあり、全沈下量の増加は、水平変位、つまり、せん断変形と関わりが強いことが想定される。

地中変位の深度分布をみると、上部の泥炭層の変形は、盛土速度に応じて、ほぼ水平移動しており、地中変位の差は、主に、泥炭下部の粘性土中で生じているものと考えられる。この水平変位と、盛土中央の沈下量を用いて、一般の土工の安定管理で用いられている $S-\delta/S$ 管理図を作成し、図-20に示す。

同図によると、各ケースとも真空単独期間の軌跡と盛土立上り後の軌跡の傾きは同程度であるが、盛土期間中の軌跡は、盛土速度 10cm/d では、ほぼ真上に推移しているものの、盛土速度が増すにつれて、右上方向へ、つまり破壊曲線へ向かう傾向が強くなり、 δ/S の値も大きくなる傾向が見られる。

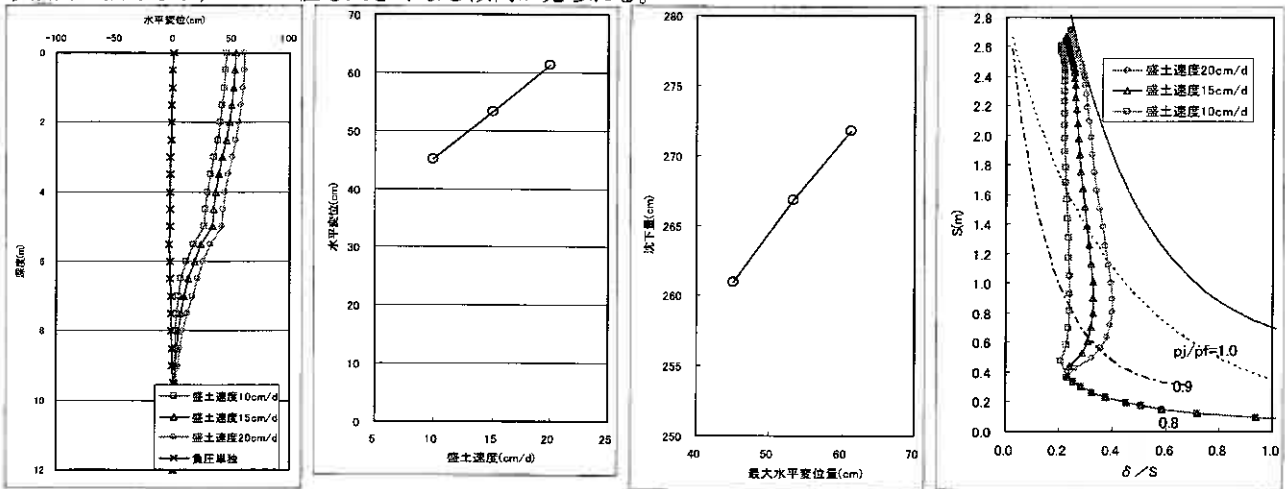


図-18 地中変位の深度分布

図-19 盛土速度と地中変位の関係

図-20 水平変位と沈下量の関係

図-21 安定管理図(地中最大変位)

5. まとめ

今回行ったシュミレーションの結果から、有機質粘土に近い物性をもつ泥炭の場合、真空単独載荷期間での減圧効果が発揮されるまで多少時間を要することが確認された。このため、盛土速度が速くなるにつれて、過剰間隙水圧の発生が大きく、それに伴い、せん断変形量が大きくなり、側方変形の増加、それによる鉛直変位(沈下量)の増加を生じている可能性が確認された。また、盛土開始から過剰間隙水圧の消散に要する時間は、盛土速度 20cm/d と 15cm/d のケースでは、2週間程度の差であり、いずれのケースも盛土立上りからの必要な放置日数は2~3ヶ月程度であり、盛土速度 15cm/d と 20cm/d に限ってみれば、所要日数の差は小さいオーダーと考えられる。

また、安定管理図でみると管理曲線の値をそのまま利用できるか否かの問題はあるが、軌跡の動きにより、不安定化の傾向を把握できる可能性が強いことが確認された。

今回対象とした事例のように、限界盛土高付近まで盛土を行った場合でも、実際の施工においては、極端に不安定化に向かうような傾向は見られていないが、今後は、長期沈下対策として、限界盛土高に近いサーチャージ盛土を併用するケースが増えるものと考えられる。そのため、従来以上に初期の減圧効果の予測と盛土速度の設定が重要になるものと考えられる。同時に、それを管理するための手法が求められるものと考えられる。

今後は、本工法を適用した高盛土の事例の検証、ドレーン内の減圧効果と地盤の減圧効果の関係を検証し、各土質に適した盛土速度、放置期間の設定方法を考案していく予定である。

最後に、本検討の評価、特に有機質粘土の問題点については、清水建設(株)久保 正顕 氏の意見を参考にさせていただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 対馬雅巳, 戸嶋守, 五十嵐勝, 高坂敏明, 山田満秀: 有機質粘土地盤の変形解析によるパラメータ決定に関する実験的検討, 地盤工学会, 第38回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.947~948, 2003
- 2) 五十嵐勝, 高坂敏明, 佐藤春夫, 山田満秀: 真空圧密工法における盛土速度と地盤挙動に関する考察, 地盤工学会第39回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.975-976, 2004.

真空圧密中の地盤の圧密特性についての考察

シーウェイエンジニアリング ○正会員 山 添 誠隆
北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之

1. はじめに

筆者らはこれまで、真空圧密工法の施工された実地盤の挙動観測データと FE 解析による変形挙動の比較を通じて実測挙動の事前予測を試みてきたが¹⁾、「実測値と合う合わない」に議論が終始してしまった結果、真空圧密による改良効果とは一体どのようなものであるのか、という根本的な部分を正確に知るには至らなかった。多層系をなし空間的にも不均質であり、初期値・境界条件が複雑な実際の地盤を対象とする場合、真空圧密による効果を直接的に把握することは極めて困難でもある。

本論文では、最も簡単な条件として、飽和正規圧密粘土地盤上の盛土施工の実際問題を模した仮想地盤を対象に、水・土連成の弾塑性 FE 解析を行い、工法の原理と特徴を土質力学に基づいて考えようと試みている。このように非常に単純・理想化された条件下で得られた成果は極めて定性的でももちろん一般化できるものではないが、しかしそれでも真空圧密中の現場を前にした技術者が、圧密による沈下やせん断変形、地盤内有効応力の変化を認識する上での手助けになると考えている。それができればこの工法に対しての利点はより深まり、適切な運用につながるはずである。

2. 解析条件

(1) 解析概要

真空圧密された地盤のシミュレーションを行うにあたり、バーチカルドレーンを設けた地盤に対し上載荷重を載荷する場合を想定した解析との比較を行う。以下、バーチカルドレーンによる改良地盤の盛土載荷条件を DELC (Embankment Loading Consolidation improved by Drains)、真空圧密された改良地盤については VPELC (Embankment Loading Consolidation followed by Vacuum Preconsolidation) と略す。

本論文の主要な目的は、真空圧密中の地盤の挙動を把握することにあるので、簡単のため、正規圧密状態にある仮想の均質な軟弱地盤を想定し、二次元平面ひずみ条件の仮定を設ける。ドレーンの効果を再現するために、ドレーンが打設された部分の透水係数を十分に大きな値とし、また、ドレーンの打設に伴うドレーン周辺地盤の

攪乱の影響は考慮しない、等々の仮定も置く。なお、土の挙動を表現する構成式には修正カムクレイモデルを用いる。

(2) モデル近似

図-1に、解析に用いた有限要素メッシュと境界条件を示す。

真空圧密工法は、軟弱地盤でかつ改良深度が深い地盤に対してとりわけ有効であり、施工事例も多いことから^{2), 3)}、改良深度 20m・幅 60m の仮想断面を考え、基礎地盤として均質な粘土の水平堆積層を仮定した。標準的な形状の道路盛土の縦断方向に二次元平面ひずみ条件を仮定し、さらに横断方向の対称性から片側半分を解析領域とした。

実際の設計ではドレーンの配置は 70 ~ 100cm 間隔の正方形配置を基本としているが⁴⁾、本解析ではこれを勘案し、実際には 3 次元配置 (正方形配置) されているドレーンの打設間隔を等価な 2 次元配置 (平面ひずみ条件下ではドレーンは縦断方向に連続していることになる) となるよう変換した上で、ドレーンの配置間隔 2.00m を決めている。

変位境界として、左右端は水平方向固定、下端は固定とした。水理境界としては、地表面と下端では水の出入りを許しているが (両面排水)、気密シートの直下では負圧の作用に応じて過剰間隙水圧を変化させた。ただし、気密シートの埋め込みをした端部位置の要素では、シート前面・背面の透水性の不連続性を表現するために、水平方向の透水係数に非常に小さな値を入力した。

なお、用いた要素は、四辺形 8 節点アイソパラメトリック要素で、要素数 1120・節点数 3513 である。

(3) 材料物性および圧密履歴

材料定数には、実際の軟弱な粘性土試料 (物理試験・圧密試験を実施、含水比 $W_n=54.7\%$ 、塑性指数 $IP=29.7$) の室内土質試験結果を参考にして、表-1に示す値を用いた。

有効応力に対するポアソン比 $\nu=0.2$ が一般的に用いられている値 (0.3 程度) より小さいのは、最近の室内土質試験の研究で、微小ひずみ領域ではあるが、この程度かこれ以下の値が報告されていることによる⁵⁾。

負圧および盛土荷重載荷時の地盤内の応力状態を正確に知るため、静止土圧係数 K_0 は、水平方向に均質な正規圧密地盤の一次元圧密条件下を想定し、弾塑性状態の構成則から理論的に算出した⁹⁾。

平均有効応力と比体積の初期値は、図-2に示すように、有効土被り圧に応じて深さ方向に分布しているものとし、透水係数も間隙比に合わせて変化させた。

透水係数 k には、間隙比変化 Δe との間に $k=k_0 \cdot \exp(\Delta e/\lambda_k)$ の関係を用いたが、日本の粘土では正規圧密状態での圧密係数 C_v はほぼ一定になるものが多いことから（上記の粘性土試料もそのような傾向を示している）、透水係数指数 λ_k は圧縮指数 λ と同じ値とした（ $C_v=k/m_v \cdot \gamma_w$, $m_v=1/(1+e_0) \cdot \lambda/p'$ の各関係式より）。

(4) 施工過程のシミュレーション

実施工の施工記録⁷⁾を参考に、施工過程を図-3のように指定して、各種解析を実施する。

盛土荷重は解析条件の単純化のため、台形状の分布荷重に置換する。盛土荷重の大きさ q は $q=120\text{kN/m}^2$ であり、荷重速度 \dot{q} ($=dq/dt$) は、 $\dot{q}=4\text{kN/m}^2/\text{day}$ である。単位体積重量 20kN/m^3 の盛土材料の場合、6m に相当する盛土高であり、盛立て速度は 20cm/day に対応する（分布荷重では盛土内での荷重分散が表現されないため、正確には盛土高6mとはならない）。

負圧 u は、盛土施工の30日前から $u=-60\text{kPa}$ を6日で段階的に載荷させ、その後は一定に保つ。負圧の解除過程開始は、盛土完了後45日とし、同様に6日で行う。この時点で施工は終了となる。

なお、経過日数は盛立て開始時をゼロ点とする。

3. 解析結果および考察

以下の図・グラフ中に用いる記号を、ここで説明しておく。

u は負圧、 q は盛土荷重であり、 S_t は沈下量である。 p_w は過剰間隙水圧であり、間隙水圧から初期静水圧を差し引いた値である。 $p'=(1/3)\sigma'_{ij}\delta_{ij}$ は平均有効応力、 $q^*=\sqrt{(3/2)S_{ij}S_{ij}}$ は一般化された偏差応力である。ここで、 $S_{ij}=\sigma'_{ij}-p'\delta_{ij}$ は偏差応力、 δ_{ij} は Kronecker のデルタである。偏差応力の記号 q^* は、盛土荷重の記号 q との混同を避けるため q に上添字*をつける。 $\eta=(q^*/p')$ は応力比で、現在の応力点が $p'-q^*$ 座標のどの位置にあるのかを知る手がかりになる。 η/M は限界状態線 (C.S.Line) への接近度を示す指標で、正規圧密状態であれば1 ($\eta=M$) で Critical State にある。 V は比体積であり、 $V=1+e$ である。ただし、負の比体積変化は体積圧縮を表す。 e_s は偏差ひずみである。OCR は過圧密比であるが、本論文では現在の応力点を通る正規降伏曲面と相似の降伏曲面における圧密降伏応力 p'_y と正規降伏曲面の圧密降伏

応力 p'_e の比 ($=p'_e/p'_y$) で定義している。

(1) 盛土中央部地表面沈下量および土層中央での過剰間隙水圧の経時変化

盛土中央部地表面における沈下量の時間変化を図-4に、盛土中央部土層中央深さでの過剰間隙水圧の推移を図-5に示す。

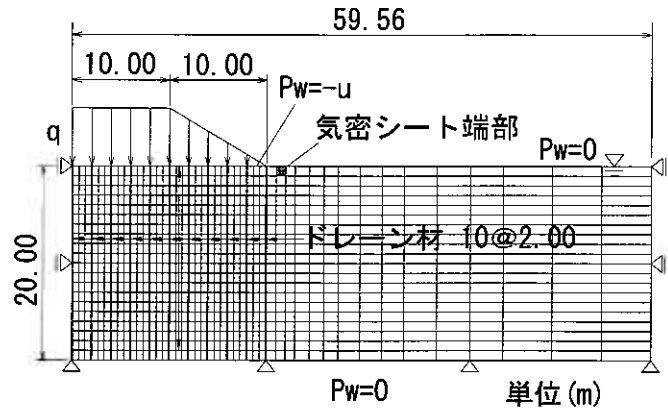


図-1 有限要素メッシュと境界条件

表-1 物性値一覧

飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	16.7
圧縮指数 λ	0.25
膨張指数 κ	0.037
$p'=1\text{kN/m}^2$ における限界状態線上の比体積 Γ	3.28
限界状態応力比 M	1.20
ポアソン比 ν	0.20
初期間隙比における透水係数 k_0 (m/sec)	9.26E-9
透水係数指数 λ_k	0.25
静止土圧係数 K_0	0.65
初期応力比 η_0	0.46

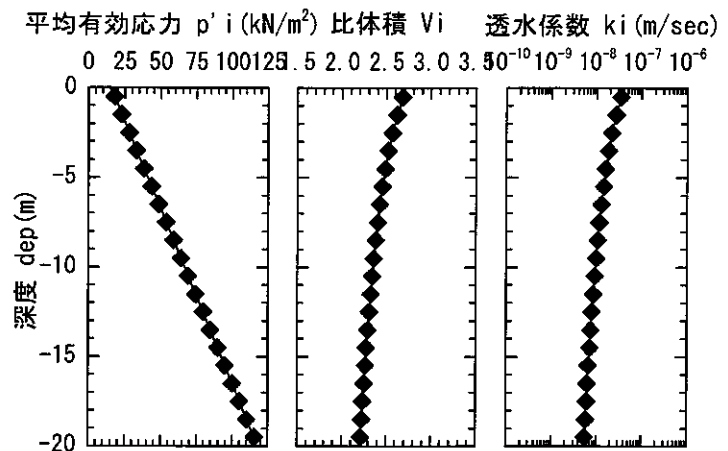


図-2 初期値の分布

盛土中央部地表面の沈下量は(図-4), DELC の場合, 排水距離が短縮されるだけではなく弾塑性材料としての荷重の大きさの効果が現れることで³⁾, 盛土完了後は急速に定常状態に近づいている。圧密速度は速く, 残留沈下量も小さい。最終沈下量は-2.25m である。一方, VPELC では, 盛土完了後(経過30日)にほぼ一定となっているが, 地盤に負圧-60kPaに加えて盛土荷重 120kPaを与えているものの, 改良域全体で圧縮硬化が進んでおり塑性体積変化が小さいため, 盛土中央部地表面の最大の沈下量は-2.48m(経過 75 日)と DELC と比べてさほど大きくない。参考に過ぎないが, DELC において, 盛土とともに地表面に+60kPa の等分布荷重を載荷($q=4\text{kN/m}^2/\text{day}$)させ解析した結果得られた同一地点の最終沈下量は-3.00m である。VPELC では負圧の載荷・維持により, 地盤の浅部では等方的な圧縮が生じ, また, 粘土が密実になった後に上載荷重によるせん断が行われることで DELC よりも地盤のせん断変形が大きく抑えられる。このため, このような沈下量の差が生じる。負圧の解除過程(経過 75 ~ 81 日)では, 応力解放を受けて地盤は弾性膨張し, リバウンドが生じている。

盛土中央部土層中央の過剰間隙水圧は(図-5), VPELC では負圧の載荷・除荷に応じて大きく動くが, 盛土載荷により発生する過剰間隙水圧は, DELC が 26.6kPa, VPELC が 27.0kPa と盛土荷重($q=120\text{kN/m}^2$)の 22 ~ 23%となっており, 両者にほとんど差はなく, 部分排水~排水的に挙動している。VPELC では事前の負圧載荷により間隙比は小さくなっており, その分だけ透水性は低下しているが, 負圧による圧力勾配が急であるため, 過剰間隙水圧の上昇は抑えられている。

(2) 地盤の変形と過剰間隙水圧分布の経時変化

DELC では盛土完了時の, VPELC では併せて各施工段階毎の地盤の変形と過剰間隙水圧の分布を(図-6)に示す。ただし, 盛土完了時における過剰間隙水圧の分布(図-6(a)・(c))は, 盛立て開始時からの変化を盛土荷重 q で正規化している。

なお, 以下の図中, 右側遠方の図の一部を切り取って表示し, 盛土法肩位置には▽印を, 法尻位置には▼印を書き入れている。

DELC では(図-6(a)), 地表付近が盛土内側に引き込まれる沈下形状を示し, 改良域内の過剰間隙水圧は直ぐに平均化されている。改良域内の粘土中の間隙水の排水が良好に行われていることから, 地盤全体として圧縮硬化が進んでいる。ただし, 改良域の外側には過剰間隙水圧のはみ出しが生じている。VPELC の場合(図-6(b)~(d)), 事前の負圧載荷とその維持により, 盛立て開始時には内向きの変形が生じ, 改良域においては負の過剰間隙水圧が行き渡っている。盛土載荷時は, 外向きの側方変形があまり発生していない状態で地盤改良が行われている。DELC と同様, 改良域内では過剰間隙水圧の上昇が抑えられており, また, 改良域外への過剰間隙水

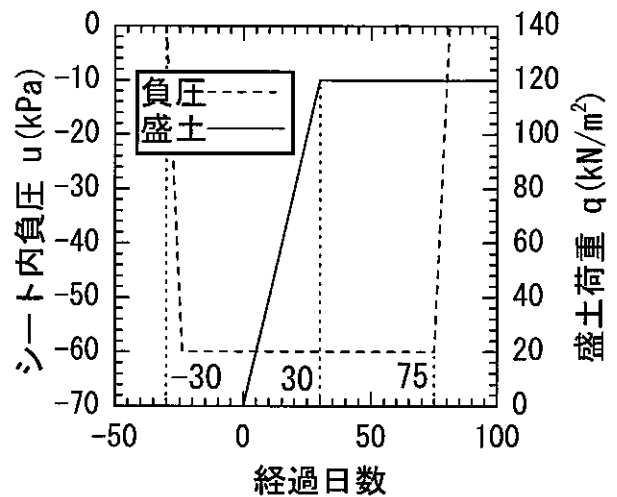


図-3 施工過程

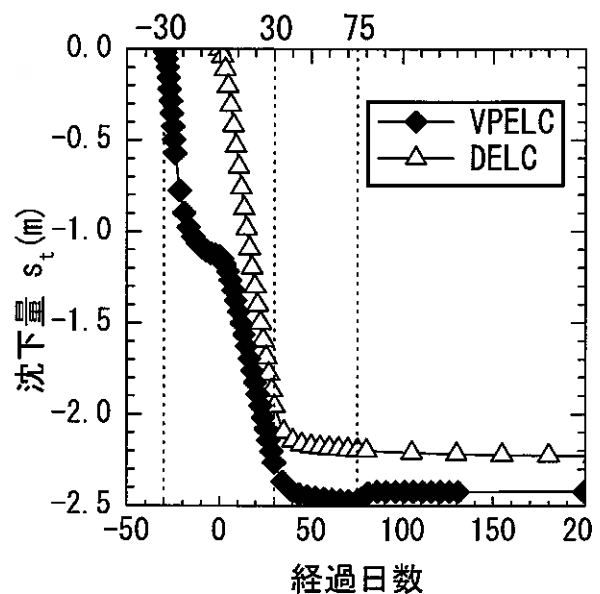


図-4 沈下量の経時変化;盛土中央部地表面

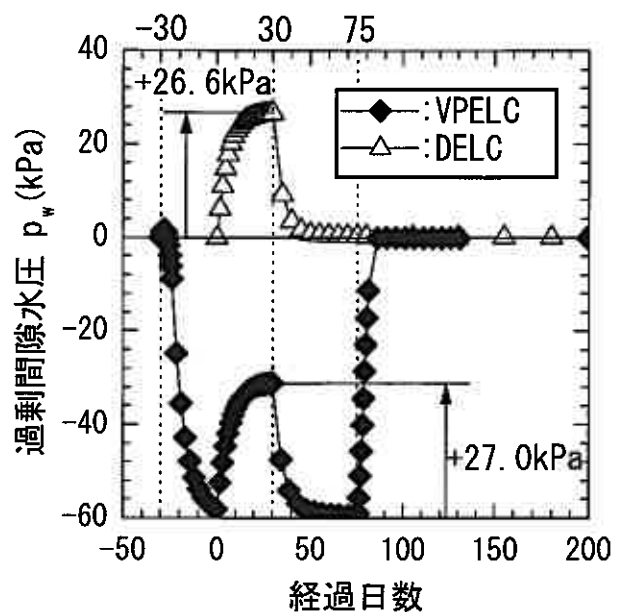


図-5 過剰間隙水圧の経時変化;盛土中央部土層中央深さ

圧のはみ出しもかなり抑えられている。過剰間隙水圧の勾配はより緩やかであると言える。しかし、真空駆動装置停止後は、地盤改良効果に寄与してきた負圧は徐々に消散し、最終的には取り除かれる。

(3) 負圧単独載荷時の挙動

図-7(a)・(b)・(d)・(e)に、初期状態から盛立て開始時までの負圧単独載荷期間(経過-30~0日)における平均有効応力変化、一般偏差応力変化および比体積変化、土の移動ベクトルの解析結果を示す。ただし、平均有効応力変化および一般偏差応力変化は、負圧の大きさ $\|u\|$ で無次元化している。(c)図は、盛立て開始時(経過0日)の応力比の分布である。

分布図において色の濃い部分は、平均有効応力およびせん断応力の増分が大きいことを示しており、比体積変化については体積変化が著しいことを示している。応力比については、初期応力比 $\eta_0=0.46$ からの色の変化に着目することで、負圧載荷後、応力点がどの位置に移動したのかが分かる。また、土の移動ベクトルからは、土の移動する方向とその大きさが示される。

全応力がほぼ一定の状態、図-6(b)に示すように地盤に負の過剰間隙水圧が作用することにより、改良域の地盤浅部では、平均有効応力が増加を迎っているが、せん断応力の増分はあまり発生しておらず(図-7(a)・(b))、等方的な応力状態へと向かっている。このことは、地盤浅部での応力比がKo.Lineの応力比 $\eta_0=0.46$ よりも小さな値を示していることから理解できる(図-7(c))。とくに盛土法肩から法尻にかけては、土層中央

よりも深い位置でせん断応力の増分がほとんどない。ただし、改良域外側の地盤浅部で応力比が大きくなっているが、これは地盤に引張力が働いているためである。

深度が深くなると、平均有効応力はさほど増加しておらず(図-7(a))、また地盤浅部と比較して偏差応力の増分は大きく(図-7(b))、応力比は初期値である $\eta_0=0.46$ とほぼ同じ値を示していることから、一次元圧密状態で圧密が進行している(図-7(c))。

平均有効応力の増加に伴って、比体積は減少するが(図-7(d))、改良域の地盤浅部では応力比が低下しているため、負のダイレイタンス量が抑えられた状態(ダイレイタンス-体積変化は応力比の減少に対して全て非可逆的と見なすため)で圧縮が生じている。

土の移動ベクトル(図-7(e))からは、地盤の応力状態に対応して、地盤浅部では内向きに、地盤深部では鉛直下方に土が移動している様子が見てとれる。ただし、負圧載荷によって改良域外側の地盤表層部にクラックが生じた場合には、地盤の縁切りによって改良域外側からの土の移動は少ないと思われる。

負圧の載荷・維持によって地盤は圧密促進され強度の増加が図れるが、以上より、とくに地盤上部においては盛土載荷時に最小主応力 σ_3 となる方向に対して有効に改良効果が発揮されていることが分かる。プレロードによる地盤改良とはこの点で異なっており、地盤の表層付近に補強材を水平に配置し表層付近の土の移動だけを抑える地盤改良工法との違いもここにある。

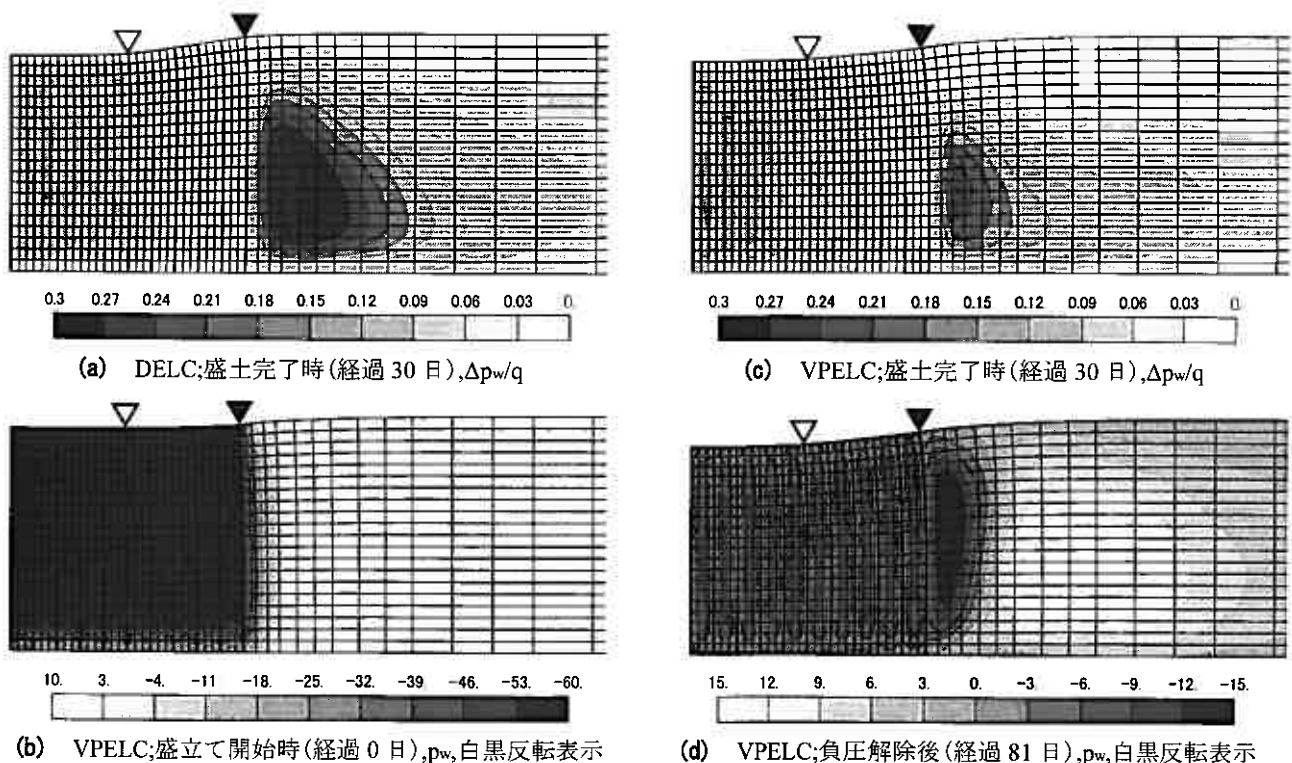


図-6 変形図と過剰間隙水圧の分布

(4) 真空圧密後荷重載荷時の挙動

ここでは、荷重載荷を実施した解析結果について検討を行う。ただし、VPELC では、盛立て開始時点で既に地盤には負圧が行き渡り（図-6(b)）、地盤浅部では等方的な体積圧縮が、深部では一次元的な圧密沈下が進んでいる。負圧は盛土完了後もしばらく維持している。

上載荷重の基礎地盤への伝達の様子を調べるため、盛立て開始時から盛土完了時までの平均有効応力変化と比体積変化の分布を示したのが、図-8と図-9である。

DELC の場合（図-8(a)）、地盤の浅部および盛土中央部では土層の深部においても平均有効応力が増加していることから、上載荷重は土層深部にも伝播しているが、改良域の外側では平均有効応力の増加は見られず、上載荷重の分散効果は弱い。VPELC については（図-8(b)）、平均有効応力の増加する範囲は、改良域内では主に盛土中央～盛土斜面中点の範囲に集中しており、また、盛土法尻部および改良域外では地盤の深部において色が濃くなっている。このことから上載荷重は、負圧に

よる変形拘束効果を受けて、DELC と比べて狭い範囲で深度方向に比較的一様に伝播し、荷重の分散も広範囲に及んでいる。

比体積変化は、平均有効応力変化とほぼ対応した分布を示している（図-9）。

VPELC では、盛土中央～盛土斜面中点の範囲において、DELC よりも深度方向に等値コンターの領域は広いことから、一様に比体積が減少し圧密が進行している。また、改良域の外側においても比体積が減少していることから、圧縮の進行が確認できる（図-9(b)）。なお、VPELC では、盛土載荷による平均有効応力の増加は DELC とほぼ同じだけ生じているが（図-8(b)）、事前の負圧載荷によって既に地盤の圧縮が進んでいるため、比体積の減少量は小さくなっている（ $v = \Gamma - \lambda \ln p'$ の関係式より、比体積の減少量は平均有効応力増分の対数に比例する）。

図-10に、盛土荷重 q ～盛立て開始時からの沈下量 S' 関係を示す。沈下量の増加とともに支持力は増加し続けているが、地盤の圧縮硬化が進んでいる VPELC の方が、少ない沈下量で大きな支持力を発揮していることが分かる。

図-11は、沈下量増分 $\Delta S' \approx 1.1\text{m}$ 間の盛土中央部地表面に対する土の移動ベクトルを示している。

VPELC では DELC と比較して、盛土中央から盛土斜面中点までの地盤表層部の土が、盛土中央部地表面の沈下と相対的にほとんど差がなく移動している（鉛直下向きのベクトルの長さあまり差がない）ことから、この表層部があたかも「載荷板」のような機能を果たしてい

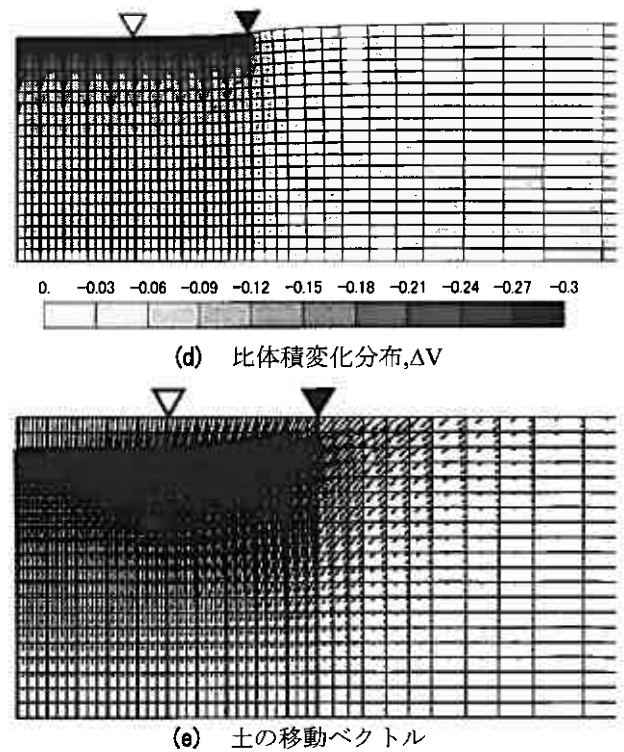
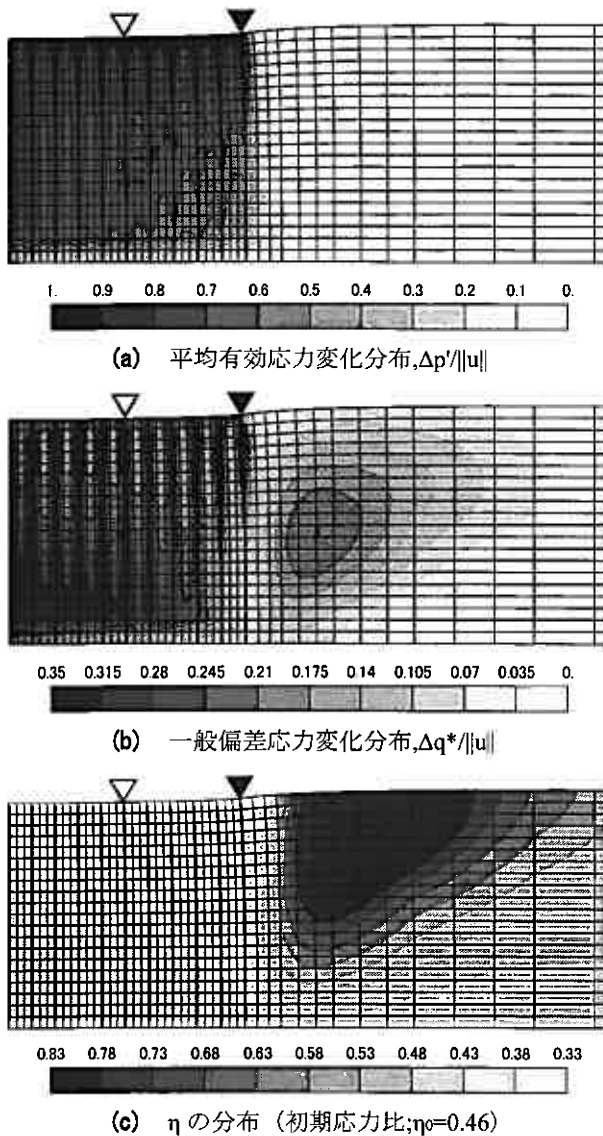


図-7 負圧単独載荷時における挙動

ることが分かる。また、側方への土の移動領域は、VPELC ではより深部において確認できることから、地盤深部のせん断抵抗によっても支持力は増している。

図-12は、DELIC と VPELC の盛土载荷による偏差ひずみの増分を示したもので、色が濃いほど偏差ひずみが著しいことを表している。

偏差ひずみは、DELIC では、盛土中央部から盛土法尻までの広い範囲で大きく発生・集中しており、深度方向に漸減しているが(図-12(a))、VPELC では、DELIC よりも偏差ひずみは小さく、盛土中央から盛土斜面中点までの範囲で、地盤の内部深くまで及んでいる。これからVPELC では、上载荷重の作用に対して、小さな偏差ひずみでもせん断抵抗力を発揮できており、また、深い深度の地盤までもが一体となって上载荷重を支えていることが理解できる。

盛土完了時の η/M の分布を示したのが、図-13である。

DELIC の場合(図-13(a))、 η/M の最大値は0.54以下と、層厚20m の軟弱な正規圧密粘土地盤であっても、ドレーンによる地盤改良効果により大きく改善されており、その分布も土層中央付近から上下方向に漸減するほぼ一様な形状となっている。VPELC では(図-13(b))、事前に地盤に負圧を作用させ応力点を限界状態線から離しているため、改良域内の η/M は0.50以下とさらに小さな値に抑えることができている。DELIC と比較すると改良域内の等値コンターの領域は全体的に下方に移動している。なお、改良域外側の地盤表層部では、地盤に引張力が働いているため色が濃くなっている。

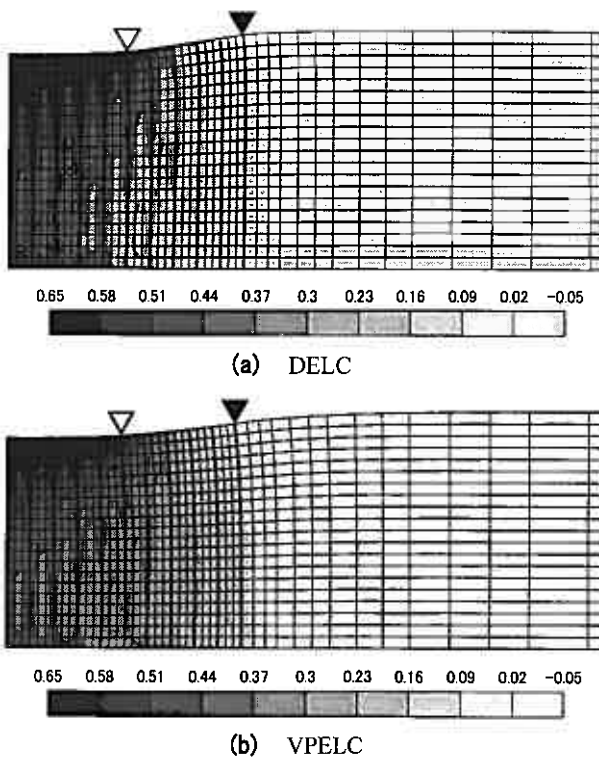


図-8 盛土载荷期間の平均有効応力変化分布, $\Delta p/q$

(5) 有効応力径路

前節では負圧・盛土载荷による応力変化が地盤に及ぼす影響を地盤全体で捉えようと試みてきたが、本節では代表的な要素を取り上げ、個々の要素が一体どのような有効応力径路を辿っているのかを調べてみる。

図-14は各要素の有効応力径路であるが、着目した要素は、盛土中央部土層上部(図-14(a))および土層下部(図-14(b))、盛土法肩部土層中央(図-14(c))、盛土法尻部土層上部(図-14(d))の4つである(図中()内には要素の x, y 座標値を書き入れている)。施工履歴毎の相違を把握しやすくするために、図中の記号は施工段階毎に変えている。なお、平均有効応力 p' および一般偏差応力 q は初期状態の平均有効応力 p'_0 で無次元化している。また、盛土法肩部土層中央の要素については、比体積 V の変化(図-14(c'))も記載した。

負圧が载荷されると、初期状態の \blacktriangleleft の記号から、土層下部の要素(図-14(b))を除き、応力点は偏差応力がほとんど発生しない状態で平均有効応力 p' 軸に沿って、一次元圧密線 K_0 Line の下側を通りながら \bullet の記号に移動する。初期の K_0 圧密状態から等方応力状態に移行している。一方、土層下部の要素(図-14(b))は、盛土直前には依然として K_0 Line 上にあり、 K_0 圧密状態にある。すなわち、負圧の载荷は、とくに地盤上部の応力点を限界状態線 $C.S.$ Line から遠ざけ、より安全側に移行させる。

地盤の強度増加は平均有効応力の増加を指標として議論できるので、負圧による強度増加について、以下、平均有効応力の変化に注目する。負圧による強度増加は、

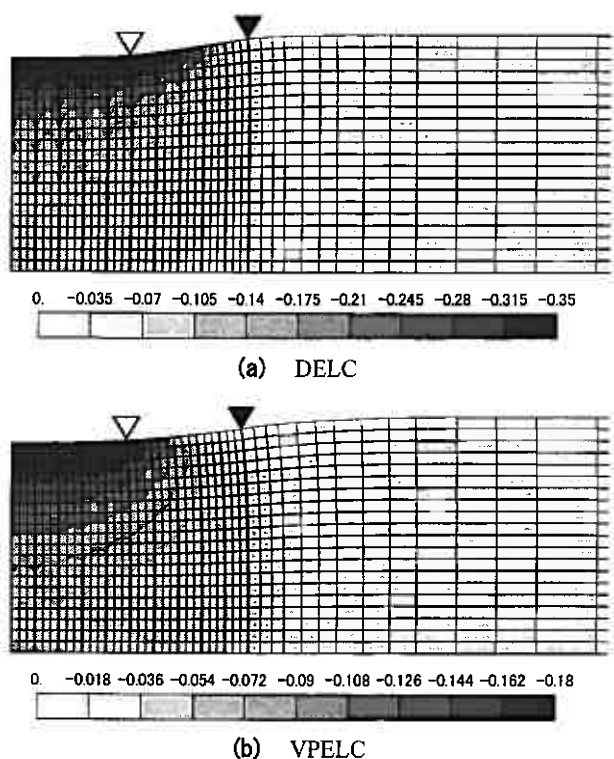


図-9 盛土载荷期間の比体積変化分布, ΔV

初期の平均有効応力 p'_0 の小さい地盤上部で著しく、盛土中央だけでなく盛土法尻においても $p'/p'_0=2.6$ 程度を示しているが、土層中央では $p'/p'_0=1.7$ 程度、土層深部では $p'/p'_0=1.45$ 程度と、深度が増すにつれ小さくなる。

盛土荷重が載荷されると地盤はせん断応力を受け、平均有効応力の増加だけではなく偏差応力も発生させながら応力点は右上（紙面に対して）に移動するが、VPELCでは事前に応力点を C.S.Line. から遠ざけているので、その分だけ盛土載荷が容易になっている。盛土完了時、応力点は DELC では△の記号、VPELC では▲の記号にある。

盛土完了後、VPELC では地盤内に僅かに残留した過剰間隙の消散により応力点は◆の記号に移動する。

負圧解除後は、地盤改良に寄与してきた負圧が取り除

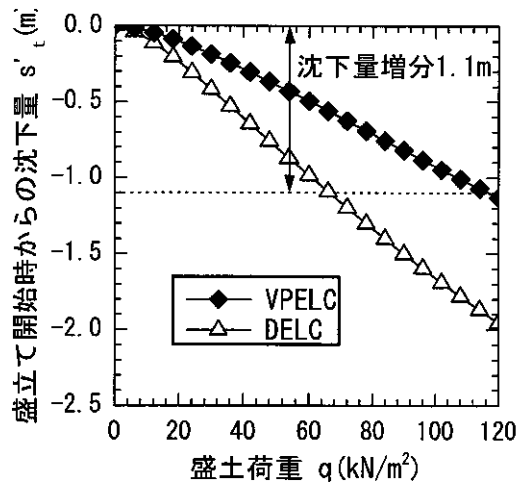


図-10 盛土荷重 q ～盛立て開始時からの沈下量 s'_t 関係

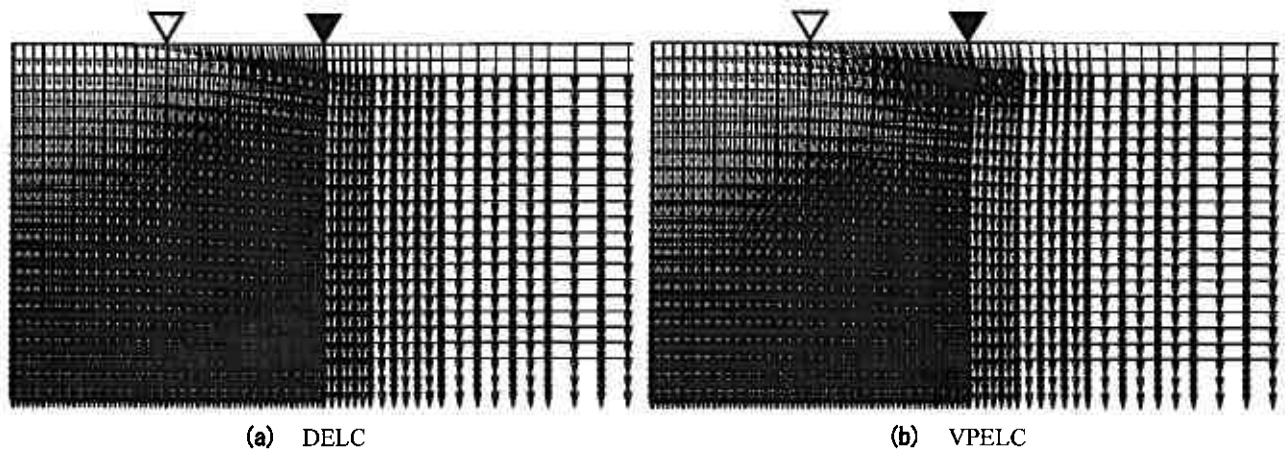


図-11 沈下量増分 $\Delta S \div 1.1\text{m}$ 間の盛土中央部地表面に対する土の移動ベクトル

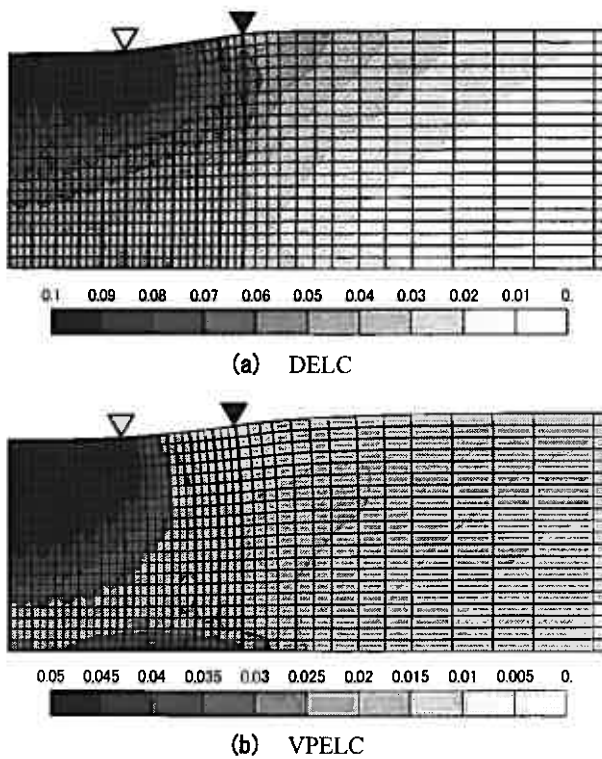


図-12 盛土載荷期間の偏差ひずみ増分分布 Δe_s

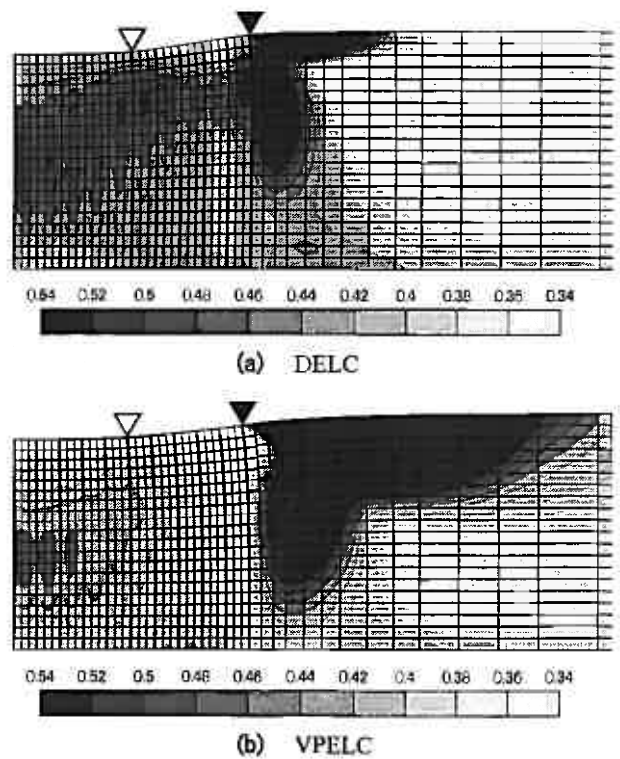


図-13 盛土完了時の η/M 分布

かれるため平均有効応力は大きく低下するが、盛土荷重によるせん断履歴の影響を大きく受けている盛土中央部および盛土法肩部の要素ではK値が増すため、応力点は左下に向かって戻り、▼、■の記号に続く。一方、盛土荷重によるせん断履歴の影響の小さい盛土法尻部の土層上部の要素(図-14(d))では、p'軸に沿って動き、等方除荷に近い径路を辿っている。このように、負圧解除後の有効応力径路は、せん断履歴の影響のため、一部の要素を除き必ずしもp'軸に平行にC.S.Line.に向かって移動するわけではないようである。

比体積の図からは圧密とともに正規降伏曲面の拡大の様子が見てとれるが、真空解除後、弾性膨張であるので比体積の増加は僅かである。

なお、DELICでは改良域の外側にはみ出た過剰間隙水圧(図-6(a)参照)の消散に伴って若干移動し、圧密終了時の応力点は□の記号に位置する。

(6) 周辺地盤への影響

図-15に、DELICでは圧密終了時の、VPELCでは盛土直前(真空単独載荷)および圧密終了時の盛土中央地表面の沈下量で除した地表面の鉛直変位形状(図-15(a))と水平変位形状(図-15(b))を示す。横軸はX/H(ここに、X:盛土法尻からの距離、H:改良深度20m)である。

DELICでは法尻近傍では引き込み沈下が生じており、少し離れると押し出し沈下となっている。水平変位に関しては盛土法尻からの距離に対する変位の低減は比較的

早い、鉛直変位はダラダラと生じている。VPELCの場合、盛土直前および圧密終了時ともに大きな引き込み沈下が発生している。実際の地盤ではクラックなどの不連続面がしばしば観測されるため、連続体近似での本解析変位は再現能力に問題があると思われるが、文献8)(真空単独載荷方式)および文献9)(真空併用盛土載荷方式)の実測例と比較してみると(もちろん実測例とは地盤性状、外力条件が異なるので単純に比較できるものではないが)、解析結果は水平変位をやや過大に評価している傾向があるものの、それなりの対応関係はあるようである。解析変位の影響範囲は負圧載荷の方式に関わらずX/H=1.0付近を境に急減しているが、実測例もこれと同じ形状を示している。

(7) 負圧解除後の有効応力の低下

VPELCでは、真空ポンプ停止後、地盤改良に寄与してきた負の過剰間隙水圧が消散するため、基礎地盤の応力状態は変化する¹⁰⁾。

図-16は、負圧解除直前の経過75日(図-16(a))と負圧解除後1ヶ月(経過111日)(図-16(b))での η/M の分布を描いたものである。

盛土の築造工事では通常盛土完了時が最も安定性が低い。しかし、真空圧密された地盤では、負圧の解除過程を過ぎると、図-5に示すように負の過剰間隙水圧は時々刻々と消散し有効応力が低下するため、図-16(a)に示した負圧解除直前の η/M の分布図と見比べると、負圧解除

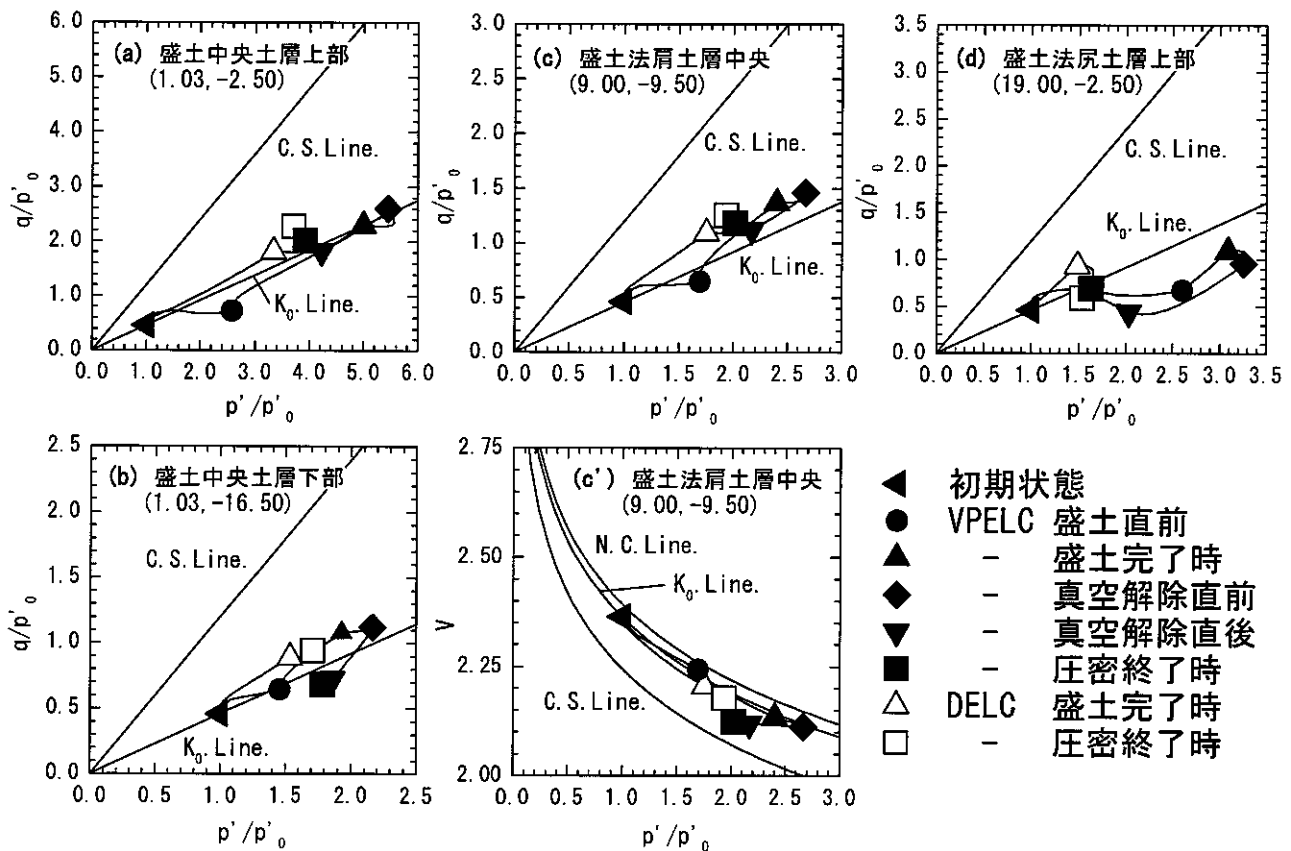


図-14 代表的な要素の有効応力径路図

後、図-16(b)のように盛土斜面の下方において η/M の値は増加する。しかし、有効応力径路の節 (5) で述べたとおり、盛土法尻部付近の地盤上部を除き、盛土荷重によるせん断履歴の影響を受けた異方応力状態からの除荷であるため、 η/M の値の増加さほど大きいものではない。

次に過圧密効果による長期沈下の抑制効果について考察する。図-17は、負圧解除後1ヶ月(経過111日)での過圧密比(OCR)の分布図である。この図に示したように、真空圧密工法では、負圧荷重・除荷のプロセスにより地盤内に人為的に過圧密領域をつくることのできる。

図-17から、負圧解除後の改良域内における地盤は全て過圧密状態にあるため、残留沈下は生じていない(図-4)。

今回の仮想地盤では粘土の時間依存性挙動は考慮していないが、実際の地盤では二次圧密などの時間依存性現象による長期沈下が生じる。Bjerrum が指摘¹¹⁾するように、この長期沈下に対しては、過圧密比を大きくとることで防止できる可能性がある。図では、過圧密比はとくに地盤浅部で著しいことから、浅い深度に堆積する地盤に対しては、二次圧密による沈下成分も抑えることができるものと考えられる。

4. 結論

本論文で設定した地盤性状および解析条件下において得られた結論を以下に述べる。

- 1) 負圧荷重を行うと、地盤浅部から土層中央深さ付近まで等方的な応力増分で土は圧縮され、応力点は限界状態線からより遠く離れ安全側に移動する。それより

深い土層では、一次元圧密状態で圧密が進む。

- 2) 負圧を併用することで、とくに地盤浅部では土が密実化するため、急速施工であっても上載荷重はより一様に深部まで伝達し分散する。また、とくに地盤浅部では負圧単独載荷期間に平均有効応力が増しよく圧縮されるため、上載荷重による比体積変化は小さく抑えられる。
- 3) 盛土荷重によって発生する(正の)過剰間隙水圧の不均一な分布は、よりいっそう起こりにくくなる。

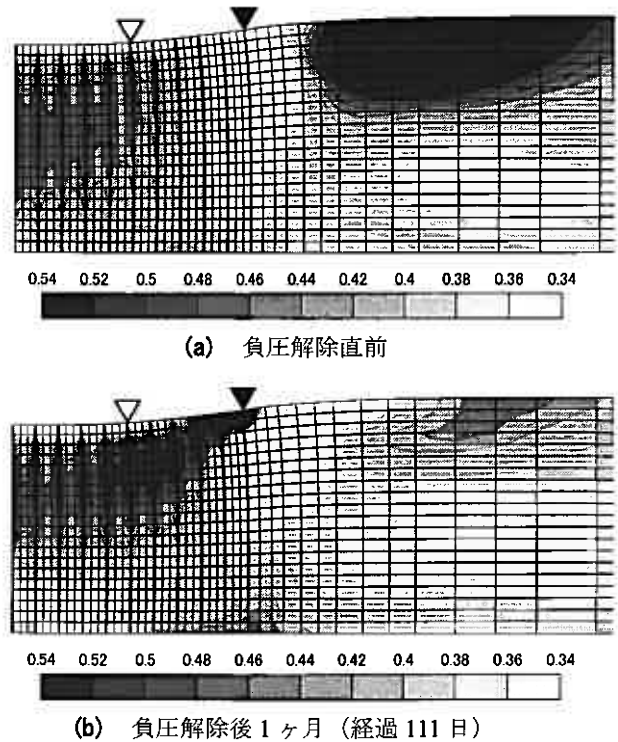


図-16 負圧解除に伴う η/M 分布の変化

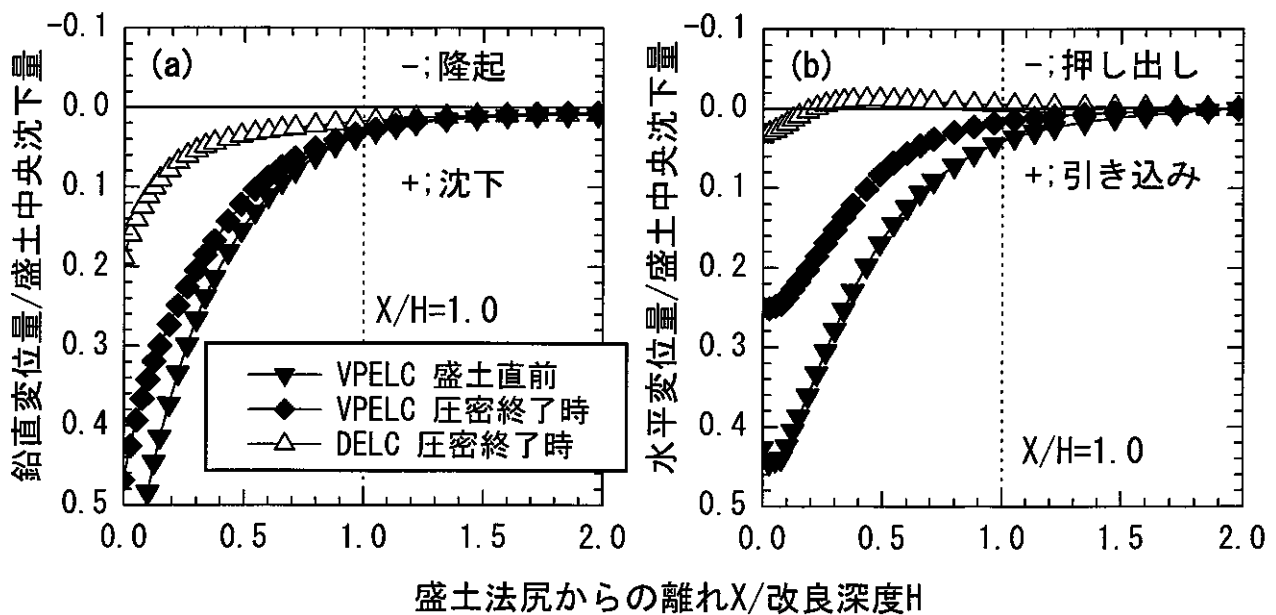


図-15 圧密終了時の地表面変形状

- 4) 負圧を与えると、地盤浅部で顕著であるが、限界状態線より応力点が離れるため、盛土载荷によるせん断変形は小さく抑えられる。また、改良域全体が一体となって上載荷重に抵抗する。
- 5) 負圧の解除に伴い地盤内有効応力は低下するが、せん断履歴の影響により、従来考えられていた程には基礎地盤の安定性が大きく失われるわけではない。
- 6) 周辺地盤への変位の影響は、盛土法尻から改良深度と同程度の距離である。
- 7) 負圧の载荷・解除により、地盤内に過圧密領域を人為的につくることによって、二次圧密による長期沈下が抑制される可能性がある。
- 8) 石塚 達也, 三反 畑勇, 松本 江基, 神田 勇二, 中熊 和義: 軟弱地盤における高盛土への強制圧密脱水工法の適用(その2) 地盤の変形挙動, 第35回地盤工学研究発表会, pp.1367~1368, 2000.
- 9) 阿部 哲生, 福島 勇治, 西岡 浩一, 新谷 泉: 真空圧密工法による地盤改良の周辺地盤への影響について, 土木学会第57回年次学術講演会, III-074, 2002.
- 10) 三田地 利之, 高橋 秀彰, 香西 篤: 真空圧密工法による地盤の変形と強度増加-三軸試験によるシミュレーション-, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.245~252, 2002.
- 11) Bjerrum, L.: Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings, Geotechnique, 17, pp.81~118, 1967.

参考文献

- 1) Tran, T. A., Mitachi, T., Yamazoe, N.: 2D Finite element analysis of soft ground improvement by vacuum-embankment preloading, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第44号, pp.127~132, 2004.
- 2) 林 宏親, 西川 純一, 澤井 健吾: 泥炭地盤における真空圧密工法の改良効果, 地盤工学会北海道支部技術報告集 第43号, pp.65~72, 2003.
- 3) 長谷川 陽一, 香西 篤, 三田地 利之, 塩野 敏昭, 齊藤 史哲: 真空圧密工法施工中の泥炭性軟弱地盤の動態観測, 地盤工学会北海道支部技術報告集 第43号, pp.83~88, 2003.
- 4) 真空圧密技術協会: 高真空 N & H 工法 -改良型 真空圧密工法- 技術資料, 2004年度版.
- 5) Kawaguchi, T., Mitachi, T., Shibuya, S. and Sato, S.: Evaluation of deformation modulus of clay at small strains based on isotropic elasticity, Proc. third Int. Symp. Deformation Characteristics of Geomaterials IS-Lyon, pp.211~219, 2003.
- 6) 野田 利弘, 高稲 敏浩, 浅岡 顕: 水~土連成計算による土留めに作用する力の時間依存性挙動の解析, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.125~138, 1999.
- 7) 林 宏親: 泥炭性軟弱地盤の特徴と最近の対策工法-真空圧密工法-, 基礎工, Vol.30, No.9, pp.18~22, 2002.

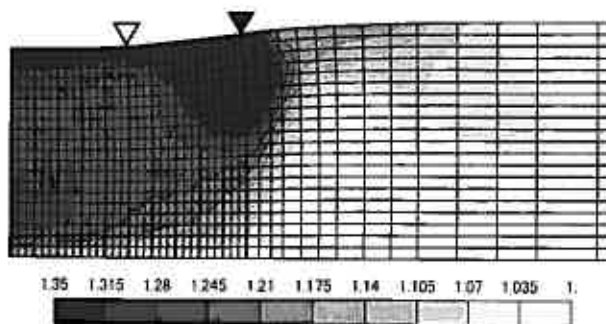


図-17 負圧解除後1ヶ月(経過111日)における過圧密比分布,OCR

プレロード工法による泥炭地盤の沈下抑制効果

北海道大学大学院 ○学生会員 森木 翼
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 北海道開発土木研究所 正会員 林 宏親
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之

1.はじめに

北海道のような寒冷地に広く分布している泥炭地盤は非常に軟弱であり、構造物の建設にともない非常に大きな沈下が長期にわたり生じる。このような軟弱地盤の改良工法の一つにプレロード工法がある。プレロード工法とは、あらかじめ地盤に構造物と同等以上の荷重を載荷することにより、一次圧密後に生じる二次圧密沈下量を低減させる工法である。しかしながら、プレロードの大きさや、その載荷期間の決定に関しては、いまだ不明な点が多い。本研究では、圧密試験においてプレロード工法を再現し、泥炭地盤の二次圧密特性の把握を目的とする。

2.泥炭地盤の圧密挙動の特徴

プレロード工法に関する実験を述べる前に、泥炭地盤と通常の粘土地盤の圧密特性を比較してみる。Fig.1 は同じ地点で採取された泥炭と粘性土を用いて標準圧密試験を行い、二次圧密沈下量を比較したものである。標準圧密試験を泥炭で3 ケース、粘土で5 ケース行い、 C_c :圧縮指数, C_{α} :二次圧密係数を算出した。ただし、泥炭は土粒子密度が大きくばらつくため、間隙比のかわりにひずみ(%)を用いて C_c , C_{α} を求めた。これらをそれぞれ $C_c(\epsilon)$, $C_{\alpha}(\epsilon)$ とする。

一般的な粘性土では C_{α}/C_c は一定値を示すことが明らかにされている。今回の試験結果では $C_{\alpha}(\epsilon)/C_c(\epsilon)$ はいずれのケースにおいてもほぼ一定値を示しており(Fig.1), 間隙比のかわりにひずみを用いたとしても、同様な関係が得られた。また、泥炭についても結果を整理してみると、粘土と同様に一定値を示しており、試料自体のばらつきが大きい泥炭を用いたことを考慮すれば、粘土だけでなく、泥炭の C_{α}/C_c も一定な性質があると言える。ここで注目したいのが、粘土に比べて泥炭では C_{α}/C_c の値が概ね3 倍程度となっており、今回の実験結果からも、泥炭は粘土と比較して二次圧密による沈下量が非常に大きいことがわかる。

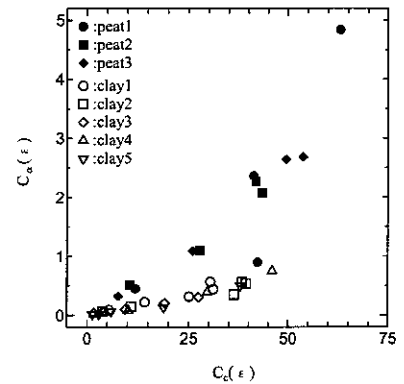


Fig.1 C_{α} - C_c relationship

3.プレロード工法を想定した圧密試験

実験に用いた試料は夕張川河川敷で採取された。Fig.2 にその土質定数を示す¹⁾。試料の採取深度は1.0 ~2.0m に限定した。サンプリングは直径 75mm の固定ピストン式シンウォールサンプラーによって行った。泥炭は多量の有機物を含んでいるため成形が非常に困難である。したがって、周囲のトリミングを必要としないように、圧密試験の供試体寸法を直径 75mm, 高さ 25mm とした。

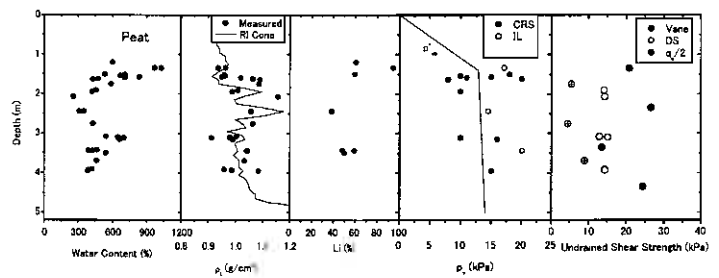


Fig.2 Soil profile of peat

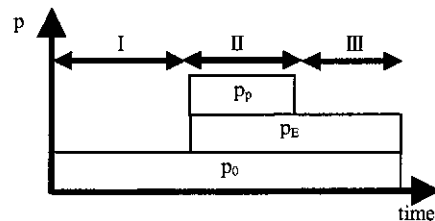


Fig.3 Test procedure

実験は実際のプレロード工法を想定して、Fig.3

に示すように三つの荷重段階に分けて圧密試験を行った。まず、段階 I として原地盤の圧密降伏応力を超える荷重(p_0)を 24 時間載荷する (段階 I)。次に盛り土荷重(p_E)とプレロード荷重(p_P)を 1 時間載荷する (段階 II)。最後にプレロード荷重(p_P)を除荷する (段階 III)。詳細な実験条件は Table 1 に示す。ここで、OCR とはプレロード荷重除荷前と、除荷後の有効圧密応力の比であり、本試験では $(p_0+p_E+p_P)/(p_0+p_E)$ で表される。

Reduction of settlement peat ground by the preloading method

Tsubasa MORIKI, Hiroyuki TANAKA, Toshiyuki MITACHI (Hokkaido University Graduate School)

Hirochika HAYASHI (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido)

Table 1 test condition

ケース	原位置初期状態		盛り土荷重+プレロード荷重		プレロード除荷			OCR
	p_0	圧密期間 (hour)	$p_0+p_E+p_s$ (kPa)	圧密期間 (hour)	p_s (kPa)	p_0+p_E (kPa)	圧密期間 (day)	
1	20	24	60		0	60	7	1.00
2	20	24	70	1	10	60	7	1.17
3	20	24	80	1	20	60	7	1.33
4	20	24	90	1	30	60	7	1.50
5	20	24	120	1	60	60	7	2.00
6	20	24	150	1	90	60	7	2.50

4.実験結果

Fig.4 は段階 I で得られたひずみ～経過時間関係を示したものである。段階 I では同じ荷重 $p_0=20kPa$ を載荷しているの、供試体が均一ならば、同一の沈下曲線が得られるはずである。しかしながら、図に示すようにケースによって大きく異なり、これは供試体の不均一によるものである。

Fig.5 は段階 II でのひずみ～時間関係を示したものである。ただし、載荷開始時のひずみを 0 としている。段階 I では、結果が大きくばらついているが、段階 II では圧密荷重が大きくなるにつれ、ひずみが増加する傾向が認められる。このことは、Fig.4 に見られたばらつきは正規圧密時の圧縮性の違いによるものではなく、Fig.2 に示したように圧密降伏応力が供試体によって大きく異なることを示している。

Fig.6 は段階 III、プレロード荷重除荷時のひずみ～時間関係を示したものである。ただし、段階 II と同様に開始時のひずみを 0 としている。Fig.7 は Fig.6 を拡大したものである。除荷荷重の小さな case2,3 では、除荷直後にわずかなリバウンド（膨張）が認められるが、時間の経過により再び沈下する。Fig.6 に示すように、プレロード荷重を載荷しない case1 は他のケースと比べて非常に大きく、プレロード工法が有効であることがわかる。しかし、case2,3 において再び沈下するときの二次圧密係数 $C_\alpha(\epsilon)$ は、プレロード荷重を載荷しない case1 と同じである。すなわち、OCR が 1.5 以下の範囲では、OCR は再沈下開始時間のみに影響し、二次圧密の沈下速度の改善には効果が見られない。OCR=1.5 に相当する case4 では、再沈下はほとんど発生しなかった。OCR が 1.5 を越えると、OCR の増加にともないリバウンド量が大きくなり、再沈下における二次圧密係数は小さくなっていく傾向にあるようである。以上より、今回設定したプレロード荷重載荷時間では OCR=1.5 付近を境に、除荷後の沈下特性に大きな違いが表れることがわかった。

5.まとめ

- 1)泥炭の二次圧密沈下量は通常の粘土地盤に比べて非常に大きく、圧縮指数が同程度であれば、二次圧密係数は概ね三倍程度になる。
- 2)プレロード工法による泥炭の沈下抑制について、OCR=1.5 以下では二次圧密係数の低下には効果が見られず、OCR=1.5 付近から改善効果が見られる。

参考文献)

- 1)田中洋行, 他: 夕張川河川敷の地盤調査結果, 技術報告集, 第 46 号, 地盤工学会北海道支部, 2006, (投稿中)

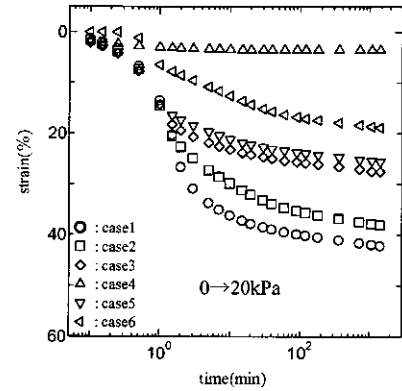


Fig.4 strain-time relationship at stage I

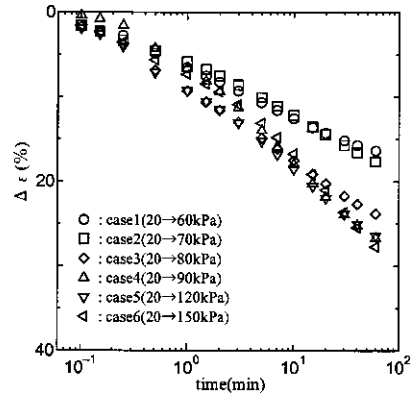


Fig.5 strain-time relationship at stage II

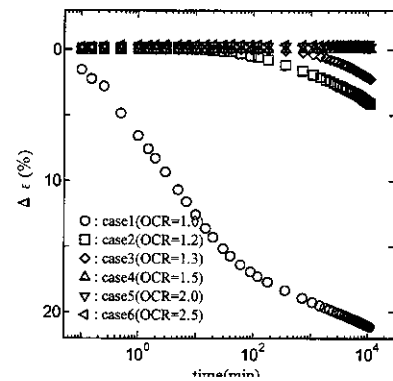


Fig.6 strain-time relationship at stage III

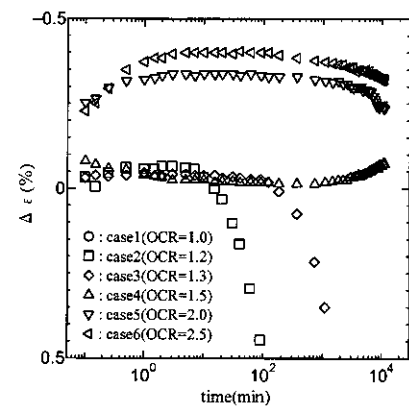


Fig.7 strain-time relationship at stage III

北海道大学大学院 ○学生会員 三ツ川 文彦
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之

1.はじめに

日本には泥炭に代表されるように軟弱地盤が数多く存在する。このような地盤で最も頭を悩ませるのは圧密に起因する沈下問題である。実際の現場では均一な粘性土から成り立っている地盤はまれで、粘土や砂が複雑に堆積している。現場の技術者は、どの砂層を排水層として考えたら良いか悩む。本論文では簡単な地盤モデルを考え、数値解析によって中間砂層が圧密時間に及ぼす影響を求めた。

2.解析条件

地盤を構成する土は全て弾性体とし、水～土連成有限要素解析を行った。以下に、解析条件を記載する。

(1)解析モデル

本解析の対象となった地盤と載荷条件を図.1 に示す。地盤は簡単のため2次元平面ひずみとし、均質飽和粘土を仮定した。ここに、粘土層の層厚(H)、荷重載荷幅(B=3H)、帯状荷重(q)である。側方の拘束の影響を小さくするため、右側の境界は20Hとかなり大きくした。変位に関する境界条件は、地盤の側方境界は両側とも鉛直方向のみ変形を許し、下部境界では鉛直・水平方向ともに固定とした。また、排水に関する条件は、地盤の側方境界は非排水とし、上部・下部においてのみ排水を許した。

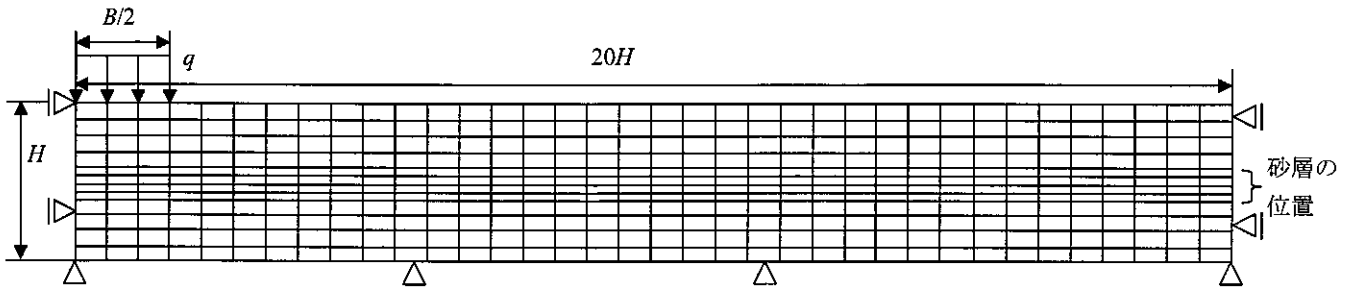


図.1 解析モデル

表.1

(2)解析地盤

本論文では2種類の地盤に対して解析を行っている。

- (a)均一地盤：粘土層の圧密特性を深さ方向に関係なく均一とした地盤。
- (b)不均一地盤：深さ方向に体積圧縮係数(m_v)を変化させ、実地盤を想定したもの。ただし、圧密係数(c_v)は一定とした。

(3)物性値

通常の圧密計算では、計算に必要な定数は m_v と c_v である。しかし、本論文で用いた FEM 解析では、ヤング率 E と透水係数 k が必要となる。今回の解析では、式(1)と(2)を用いて、計算に必要なパラメータを計算した。ここに、 ν はポアソン比で本解析では $\nu=0.3$ とし、 γ_w は水の単位体積重量($\gamma_w=10(\text{kN/m}^3)$)である。後で述べるように、圧密の進行は間隙水圧の消散で定義した U 、時間は時間係数 T_v で整理した。このため、(a)均一地盤では、用いた圧密定数によって計算結果は影響されない。(b)不均一地盤では、深さ方向に圧密定数が増えるので、以下のような粘土層を想定した。まず、 m_v は $m_v=0.003-0.00005 \cdot Z(\text{m}^2/\text{kN})$ で示すように深さ方向に減少すると仮定した。ここに Z は地表面からの深さ(m)である。また、 c_v は深さ方向に一定の $c_v=0.01(\text{m}^2/\text{day})$ とした。これらの m_v と c_v から式(1)と式(2)を用いて E と k に変換した。表.1 には代表値として粘土層の中間の物性値を示す。

H	m	20
m_v	m^2/kN	0.0025
ν		0.3
E	kN/m^2	297.14
c_v	m^2/day	0.01
k	m/day	0.000245
q	kN/m^2	100

$$m_v = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \quad \text{式(1)}$$

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad \text{式(2)}$$

Effects of a middle sand layer on consolidation by means of FEM analysis

Fumihiko MITSUKAWA(Graduate Student,Hokkaido University)
 Hiroyuki TANAKA(Graduate school of Hokkaido University)
 Toshiyuki MITACHI(Graduate school of Hokkaido University)

3. 考察

3.1. 均一地盤

(1) 中間砂層の透水係数の影響

図.1 の粘土地盤の中間に厚さ $0.1H$ の砂層($H_s/H=0.1$)を入れた。砂層の透水係数 k_s を変化させ、その影響について調べる。粘土地盤の透水係数を k_c とし、 $k_s=10\sim 100000k_c$ と変化させた。また砂層を完全排水条件としたケースについても同様の解析を行った。解析に当たり、式(3)で定義される時間係数 T_v と圧密度 U を用いて、計算結果を整理する。

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad \text{式(3)}$$

U は载荷中央の要素(図.1 の左端の要素)で発生した間隙水圧 u の深さ方向の平均を、载荷荷重 q で正規化した値とした。

図.2 より「砂層なし、すなわち $k_s=k_c$ 」と「 $k_s=10k_c$ 」はほぼ同様の圧密曲線を得た。また、「 $k_s=100k_c$ 」としても圧密時間に大きな差は認められない。これは粘土層に多少透水性の大きな層があったとしても、排水層として機能しないと言える。また、一般に透水性のよい砂層と考えられる「 $k_s=10000k_c$ 」や「 $k_s=100000k_c$ 」の計算結果を見ても、中間層を完全に排水条件として計算した結果より圧密速度は小さい。つまり、大きな透水係数を有する砂層がある場合でも、この層を排水層と仮定することは、沈下速度を過大に評価することになる。

図.3、図.4 に過剰間隙水圧のコンター図を示す。図.3 より $T_v=0.012$ と $T_v=0.059$ の「砂層なし、すなわち $k_s=k_c$ 」と「 $k_s=10k_c$ 」は同じようなコンター図が得られた。また、図.4 より $T_v=0.012$ と $T_v=0.036$ の「排水条件」と「 $k_s=10000k_c$ 」を比較すると、「 $k_s=10000k_c$ 」の方が過剰間隙水圧の消散が遅いことが見てとれる。

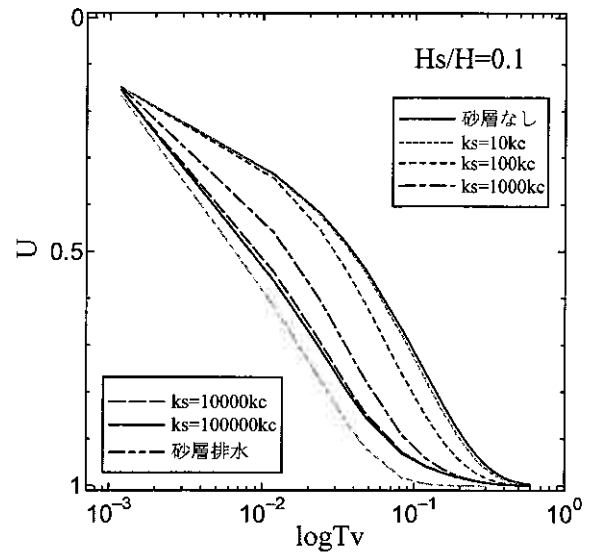


図.2 $\log T_v \sim U$ 関係

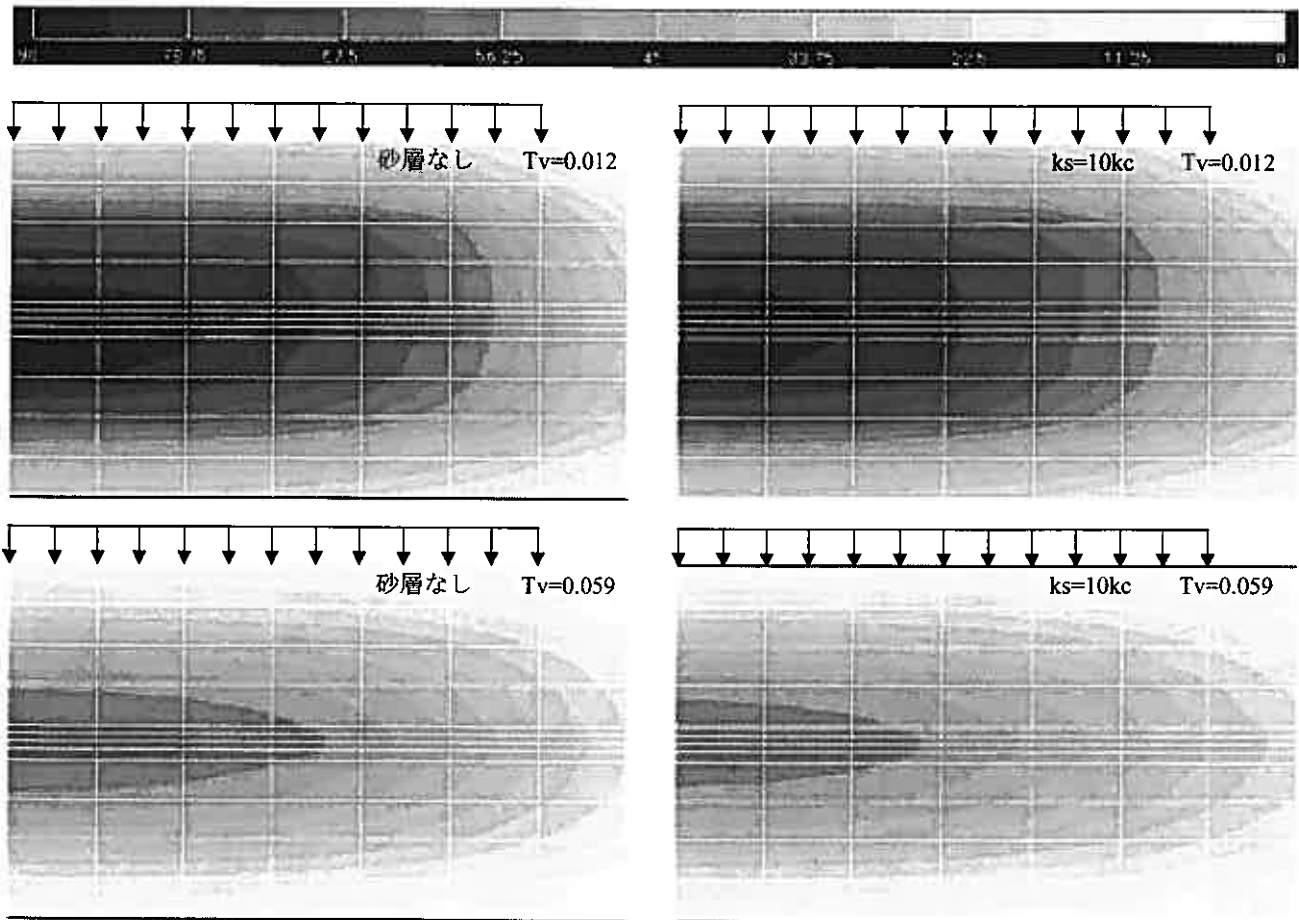


図.3 過剰間隙水圧のコンター図

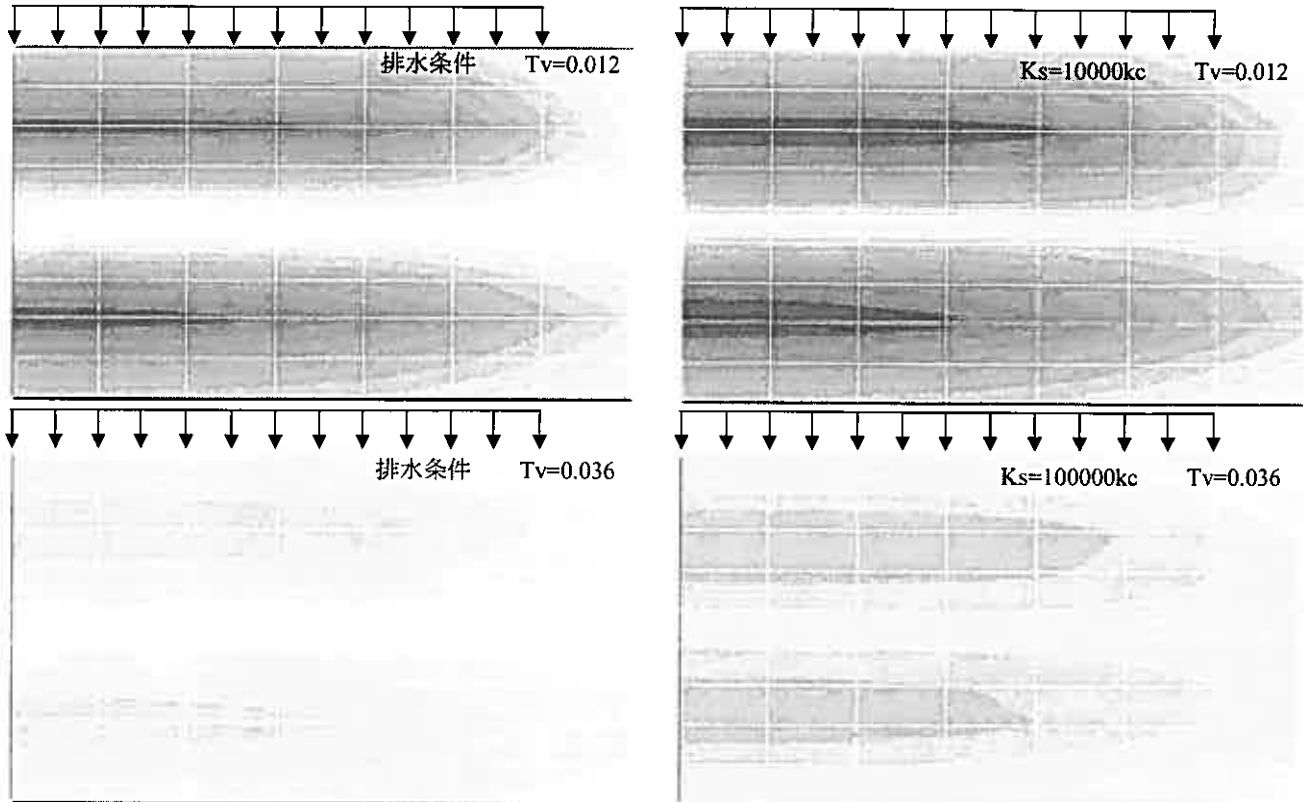


図.4 過剰間隙水圧のコンター図

(2) 中間砂層の厚さの影響

図.1 の粘土地盤の中間砂層の厚さ $H_s/H=0.1$ と 0.01 の 2 通りの計算を行った。図.5 に結果を示す。図.5 より「 $H_s=0.1, k_s=10k_c$ 」と「 $H_s=0.01, k_s=100k_c$ 」(2つの計算結果が同じなので1本の線に見える), 「 $H_s=0.1, k_s=100k_c$ 」と「 $H_s=0.01, k_s=1000k_c$ 」, 「 $H_s=0.1, k_s=1000k_c$ 」と「 $H_s=0.01, k_s=10000k_c$ 」の結果がほぼ等しくな

った。つまり透水性の低い砂層が厚くある場合と、透水性の高い砂層が薄くある場合では、圧密が同様に進行する。このことより砂層の透水性は $H_s \times k_s$ のパラメーターで評価できることがわかった。

(3) 中間砂層のヤング係数の影響

砂層のヤング係数 E_s を変化させ、その影響について調べた。粘土地盤のヤング係数を E_c とし、 $E_s=5 \sim 1000E_c$ と変化させた計算結果を図.6 に示す。図.6 からわかるように、 E_s を変化させるにつれて圧密が早く進むが、その割合は非常に小さい。

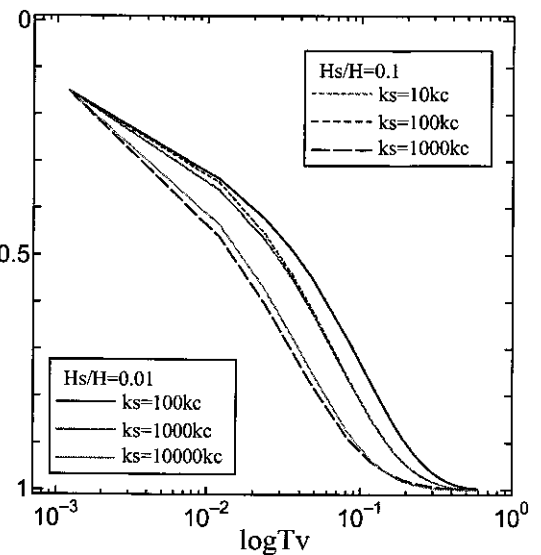


図.5 $\log Tv \sim U$ 関係

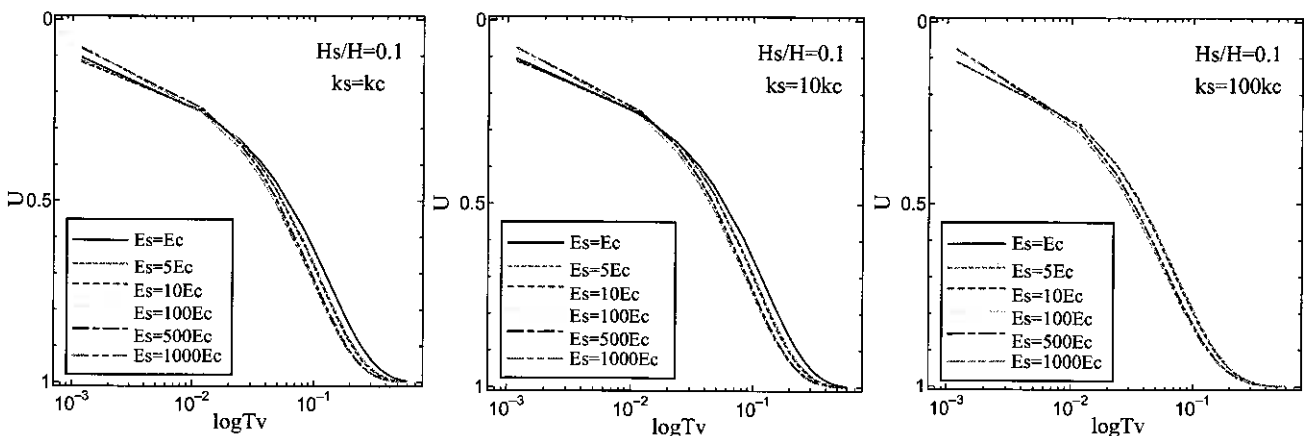


図.6 $\log Tv \sim U$ 関係

次に砂層のEの影響を圧密係数 c_v で考えてみる。

式(1)と式(2)から式(4)が得られる。

$$c_v = \frac{kE(1-\nu)}{\gamma_w(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{式(4)}$$

ここで γ_w , ν は一定としたので、 $k \times E$ が等しければ圧密係数の等しい地盤であるといえる。そこで砂層について $k \times E$ が同条件の解析結果について考察を行う。具体的には「 $k_s=10k_c, E_s=E_c$ 」と「 $k_s=k_c, E_s=10E_c$ 」, 「 $k_s=100k_c, E_s=E_c$ 」と「 $k_s=k_c, E_s=100E_c$ 」, 「 $k_s=1000k_c, E_s=E_c$ 」と「 $k_s=k_c, E_s=1000E_c$ 」の3組であり、これらの比較を図.7に示す。図.7より「 $k_s=10k_c, E_s=E_c$ 」と「 $k_s=k_c, E_s=10E_c$ 」の結果を見ると大きな差は見られない。しかし、「 $k_s=1000k_c, E_s=E_c$ 」と「 $k_s=k_c, E_s=1000E_c$ 」の結果を比較すると、両者の圧密曲線には大きな違いが見られる。つまり、ヤング係数より透水係数の影響が大きく出ていることがわかる。以上より、砂層は c_v によって評価できないことがわかる。

3.2.不均一地盤

体積圧縮係数が深さ方向に減少する粘土層の結果を見てみる。

図.8は均質な地盤と同様に k_s を $k_s=10 \sim 100000k_c$ と変化させたもの。図.9は E_s を $E_s=5 \sim 1000E_c$ と変化させたものである。図.8と図.2, 図.9と図.6を比較すると同様な結果が得られた。したがって、均質な地盤で得られた知見は不均一地盤に対しても適用できることがわかる。

4.まとめ

中間砂層が圧密速度に与える影響を数値解析によって求めた。得られた主な結論は以下の通りである。

- ・砂層の透水係数が粘土層の10倍程度以下の場合には、その砂層を無視すべきである。また、砂層に粘土層の100000倍の透水性があっても完全な排水条件とはならない。すなわち、大きな透水係数を有する砂層がある場合でも、これを排水層と考えると沈下速度を過大に評価する。
- ・砂層の透水性は $H_s \times k_s$ というパラメーターを用いて評価することができる。
- ・砂層のヤング係数は圧密速度にほとんど影響を与えない。

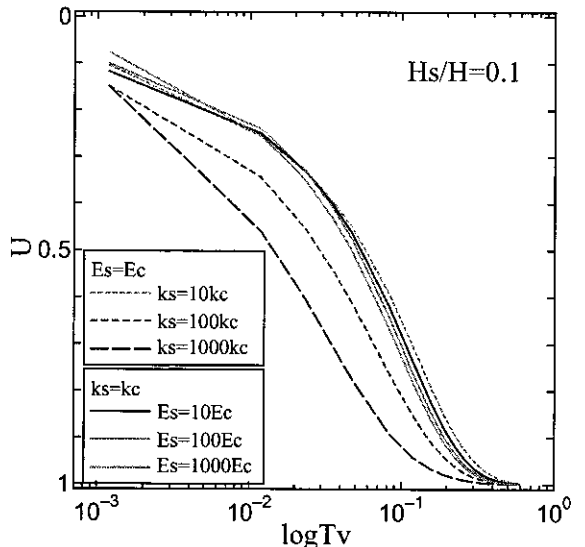


図.7 logTv~U 関係

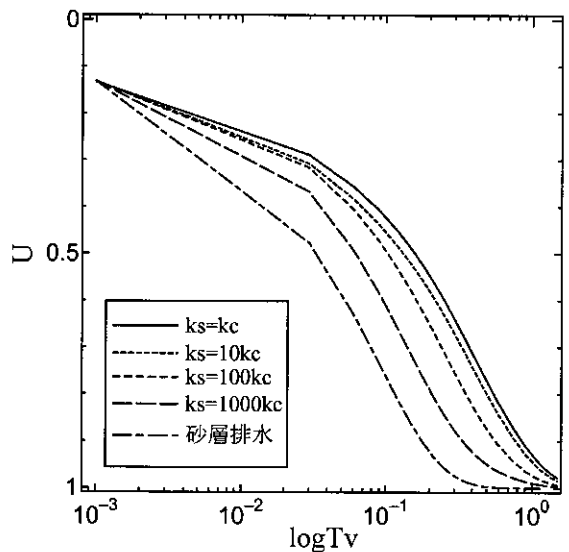


図.8 logTv~U 関係

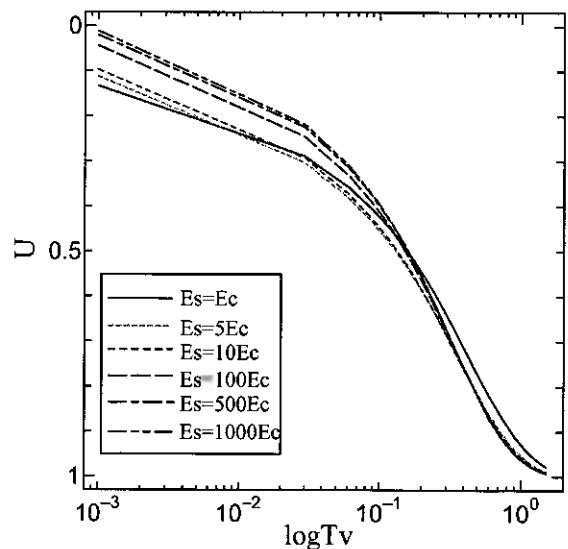


図.9 logTv~U 関係

函館高専専攻科 環境システム専攻 学生 ○ 石上友浩
 函館高専 環境都市工学科 正員 佐野侖房
 同 上 正員 川口貴之
 同 上 正員 岩瀬祐一

1. まえがき

粘土の圧密特性を調査するために圧密試験が実施されるが、段階載荷による圧密(SL 圧密)と定ひずみ速度載荷による圧密(CRS 圧密)の2方法が基準化されている。段階載荷圧密と CRS 圧密それぞれの短所と長所を比較していずれかの方法を採用することになる。段階載荷圧密試験は、1つの供試体の試験を終了するために10日前後を要する。このため段階載荷圧密試験が一連の土質試験に必要な日数の制約条件となる場合が多い。

定ひずみ速度圧密試験は、一定のひずみ速度の下で連続的に加える軸圧縮力と供試体非排水面の間隙水圧の変化から圧密諸定数を求める方法¹⁾である。一般の粘性土に対してCRS圧密試験は試験時間を短縮するための簡便法として利用できる。一方、超軟弱粘土に衝撃を与えないで載荷を行うためや、硬質粘土の先行圧密応力付近の圧密特性を連続的に得るためなど、定ひずみ速度載荷方式を用いざるを得ない場合も多い。

CRS 圧密試験は SL 圧密試験の持つ短所を克服できるが、ひずみ速度の選定が難しいときがある。低透水性のため間隙水圧が十分に消散しない場合に測定器の限界値を超過すること、圧密応力が測定予定値に到達しないこと、解析理論の適用範囲を逸脱することなどの不適切な事態が生じることがある。試料によっては、定ひずみ速度圧密試験を採用しても、長い日数を必要とするものもある。定ひずみ速度圧密試験は過剰間隙水圧を異常発生させないように速度で実行することを勧められているが、過剰間隙水圧が発生しないような遅いひずみ速度で時間をかけて試験をしては、CRS 圧密のメリットである時間の短縮にならない。多少の間隙水圧が発生するくらいの、もしくはそれ以上のひずみ速度でも、求める圧密諸定数に影響が見られなければ大幅な時間の短縮が可能となる。

これまでの研究で、ひずみ速度が体積圧縮係数、圧密係数、圧縮指数、先行圧密応力に与える影響について明らかにされてきた^{2,3)}。本研究では、任意のひずみ速度を細かく選定できるパルスモーター(メガトルク式モーター)を用いて、試験中に間隙水圧と鉛直応力の比をもとに指標値からひずみ速度を変速した場合の圧密特性への影響について検討し、報告する。

2. 試料と試験方法

試料は市販粘土3種類を液性限界の2倍の含水比から、圧密応力80kPa、期間28日で予圧密した再構成試料である。試料の性質は表-1に示す。試料1は高液性限界、高塑性であるが、3つの試料の中で最も透水性が良い。試料2は I_p が低く、シルト分が多く粘土分が少ないにもかかわらず透水性が低い。試料3は試料1と試料2の中間的性質を持つ試料である。

定ひずみ速度圧密試験は JIS A 1227:2000 に準じた。すなわち、試料直径6cm、高さ2cm、上面から排水、下面は非排水で間隙水圧を測定する。ピュレットを介して100kPaの背圧を負荷し、試料の飽和を確実にする。

試験方法は、定ひずみ速度圧密試験装置を用いて速いひずみ速度から載荷を開始し、間隙水圧と鉛直応力の比 u/σ_v が事前に定めた指標値に達したときに、ひずみ速度を遅くするようにし、圧密応力が1260kPaに達するまで載荷を行った。指標値は0.20、0.25、0.30、0.40の4種類とし、変速する際のひずみ速度を表-2に示す。なお、試料作成過程の予圧密で摩擦による予圧密応力の減少が見られたため、試験を行う前に、設定したひずみ速度で予圧密の圧密応力80kPaを超える120kPaまで確実に圧密し、その後40kPaまで除荷してから試験を行う先行圧密過程を設けている。

表-1 試料の性質

	LL (%)	PL (%)	I_p (%)	ρ_s (g/cm ³)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	k (cm/s)
試料1	86.3	41.4	44.9	2.693	0	20	80	2.24×10^{-8}
試料2	60.8	30.5	30.3	2.695	5	49	46	8.18×10^{-10}
試料3	71.5	32.4	39.1	2.603	2	48	50	6.85×10^{-9}

Influence of strain rate variation on consolidation characteristics

in constant rate of strain consolidation tests.

T. ISHIGAMI, Y. SANO, T. KAWAGUCHI, & Y. IWABUCHI (HAKODATE National College of Technology)

表-2 ひずみ速度一覧

	ひずみ速度 (mm/min)									
	先行載荷		載荷						膨張	
試料 1	0.010	-0.010	0.200	0.080	0.040	0.020	0.010			-0.020
試料 2	0.002	-0.002	0.010	0.008	0.004	0.002	0.001			-0.002
試料 3	0.004	-0.004	0.200	0.080	0.040	0.020	0.010	0.005	0.004	-0.004

3. 試験結果と考察

3.1 e-logP 曲線への影響

試料 3 の圧縮曲線を図-1 に示す。図-1 の速度変速の指標値は 0.20 であり、用いた各ひずみ速度で変速させずに一定のひずみ速度で圧密した場合の圧縮曲線を基準として同図に示す。なお、変速が短時間で終了し、速やかに次の速いひずみ速度へ移行するときがある。データ数が 2~3 個と少ない速度の基準となる圧縮曲線は図に示さないこととした。

図から、1st ではひずみ速度が極端に速いために過剰間隙水圧が上昇し、少数のデータのみですぐに選定した指標値に達し次の速度に移っていることが分かる。そして得られたデータが基準となる圧縮曲線からずれているが、これは基準となる圧縮曲線が以前の実験データによるものであるため、試料の含水比や初期間隙比など初期状態の違いによるものであると考えられる。2nd では前の速度による過剰間隙水圧の消散が遅れたために、指標値の状態が続き次の速度に変速している。3rd でも同様に次の速度へ変速している。4th, 5th では過剰間隙水圧の極端な発生が見られず安定した直線の状態が継続されている。図から、ひずみ速度を変速した場合、変速前の圧縮曲線は、変速後に速やかに基準の圧縮曲線に近づいていく傾向が見られた。この傾向は他の指標値でも同様に見られた。指標値 0.40 の圧縮曲線を図-2 に示す。指標値 0.40 では変速後の傾向がより顕著であり、基準となる圧縮曲線と C_c も近く、大部分の一致が見られた。ひずみ速度減速による圧密応力の低下に過剰間隙水圧の消散が伴わなかったため、有効応力の低下が見られ、圧縮曲線に段差ができていた。しかし、安定した部分では、それぞれの曲線の傾き C_c の一致が見られ、変速前とほぼ同一の直線であると見なせる。

試料 1, 試料 2 についても同様の結果が得られた。ひずみ速度を変速させた場合、圧縮曲線は変速後の速度と等しいひずみ速度で定ひずみ速度圧密試験（単調載荷）を行った際の圧縮曲線に速やかに移行することが分かった。このことから、一定速度のまま測定する場合に比べ、時間の短縮を図り、かつ適切な圧縮指数 C_c の決定が可能であるといえる。なお、先行圧密応力の決定には土被り荷重に着目し、別個の対応を付加することを検討している。

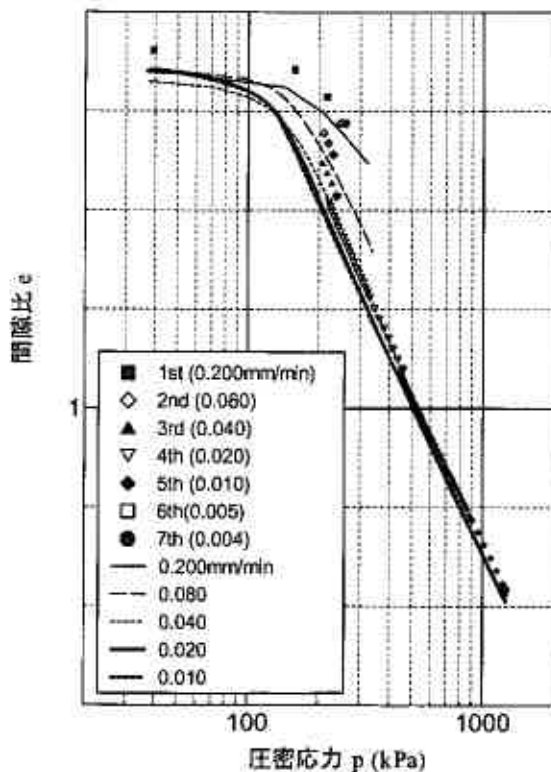


図-1 圧縮曲線 試料 3 [指標値 0.20]

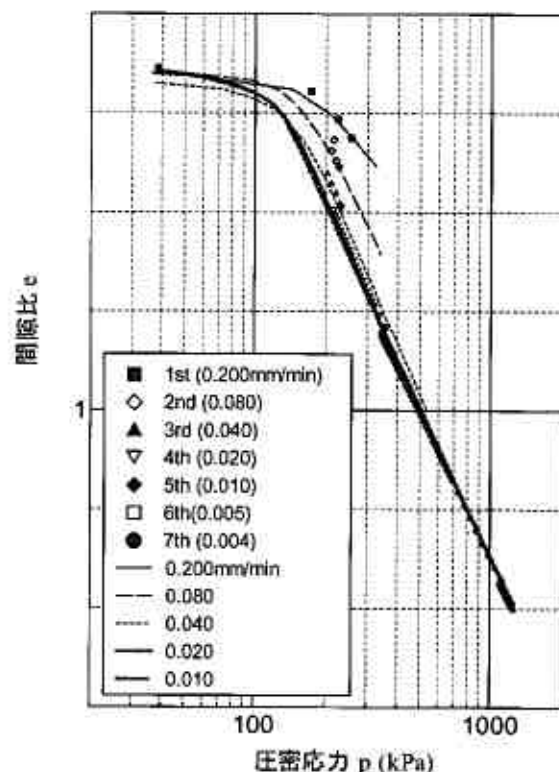


図-2 圧縮曲線 試料 3 [指標値 0.40]

3. 2 体積圧縮係数 m_v への影響

変形特性を表現する定数として体積圧縮係数 m_v に着目する。この係数は圧密圧力により変化することが知られている。平均圧密応力に対して体積圧縮係数 m_v をプロットした一例を図-3、図-4に示す。図-3は試料1の指標値0.20であり、用いた各ひずみ速度で変速させずに一定のひずみ速度で圧密した場合の曲線を基準として同図に示す。図-3より、1stは予圧密後の圧密という点で、変速しない圧密試験と同条件であるため、基準の曲線とごく近い状態となった。若干のずれは試料の初期状態の違いによるものと考えられる。2ndでは、変速直後は大きく基準から離れるが徐々に一致していく傾向が見られた。3rd以降、他の指標値でも同様の傾向が見られた。図-4は試料2の指標値0.20であり、こちらも同様に変速直後に徐々に基準に近づき一致した。

試料3からもこの傾向が見られたため、変速させた場合に得られる m_v は、変速後のひずみ速度で定ひずみ速度圧密試験（単調載荷）を行った際の m_v に移行することが分かった。

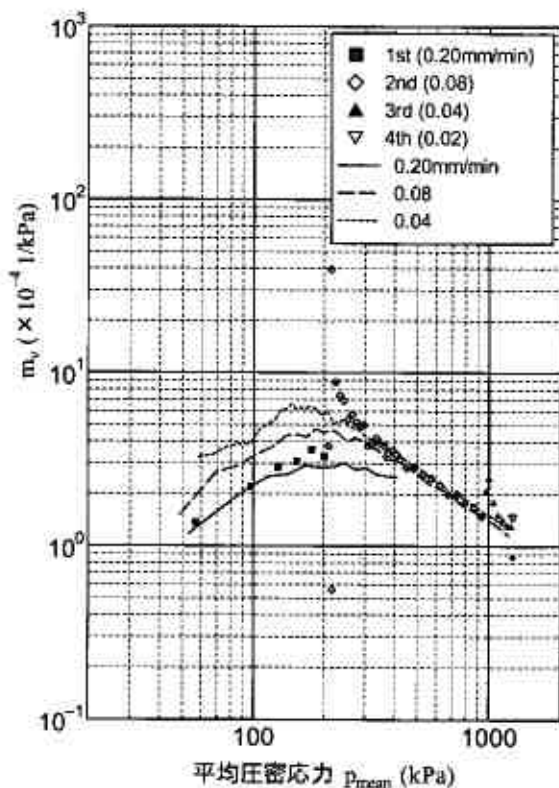


図-3 $p_{mean} - m_v$ 試料1 [指標値 0.20]

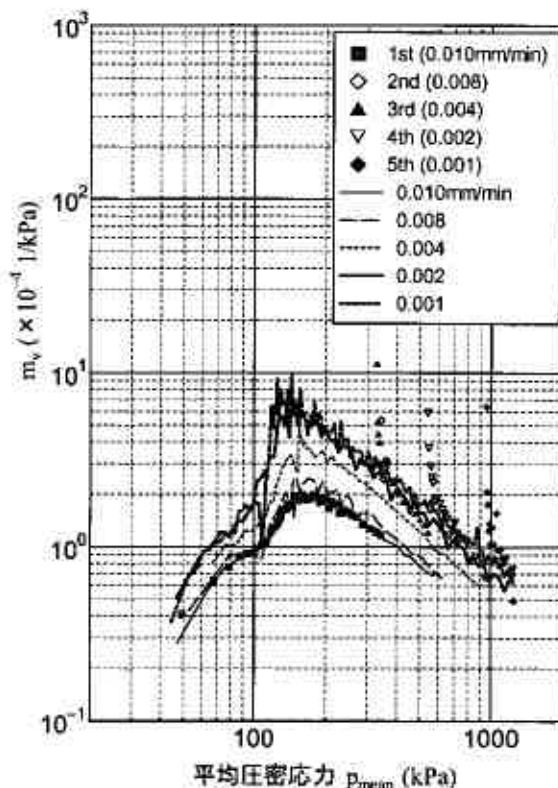


図-4 $p_{mean} - m_v$ 試料2 [0.20]

3. 3 圧密係数 c_c への影響

次いで圧密係数 c_c について検討する。体積圧縮係数と同様に圧密の進行につれて変化する係数である。平均圧密応力に対して圧密係数 c_c をプロットした一例を図-5、図-6に示す。図-5は試料2の指標値0.20であり、用いた各ひずみ速度で変速させずに一定のひずみ速度で圧密した場合の曲線を基準として同図に示す。図-5より、1stは予圧密後の圧密という点で、変速しない圧密試験と同条件であるため、基準の曲線とごく近い状態となった。2nd以降は m_v と同様に、変速直後は大きく離れるが徐々に基準と一致していった。これは他の指標値でも同様であった。図-6は試料3の指標値0.40である。1st、2ndで選定されたひずみ速度は、試料3には極端に速い速度であったため得られたデータが少なく、基準の曲線と同様に不安定なものとなった。3rdでは発生した過剰間隙水圧が消散しなかったため次の速度へ移ったが、4th以降は変速後に基準の曲線に近づいていった。試料1も同様の傾向が見られた。

よって、変速させた場合に得られる c_c は、変速後のひずみ速度で定ひずみ速度圧密試験（単調載荷）を行った際の c_c に移行することが分かった。すなわち、速めの速度で定ひずみ速度圧密を実施して測定に要する時間を短縮しても、圧密係数 c_c を適切に算出することが可能である。

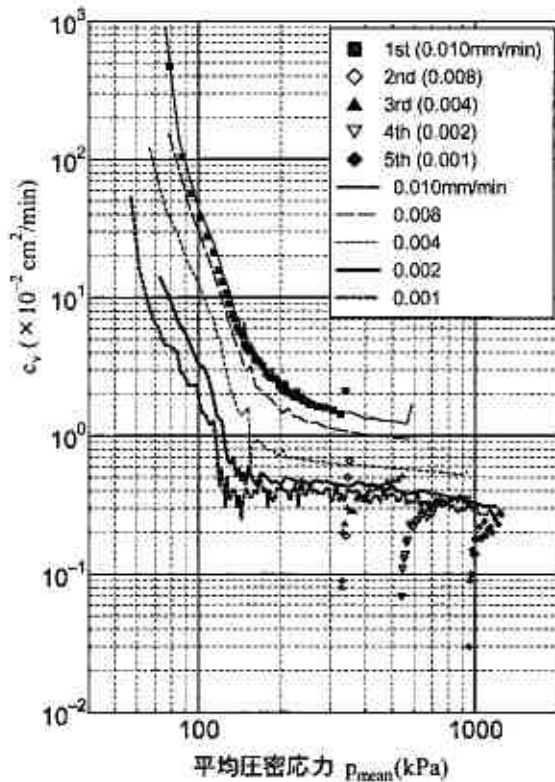


図-5 $p_{\text{mean}} - c_v$ 試料 2 [指標値 0.20]

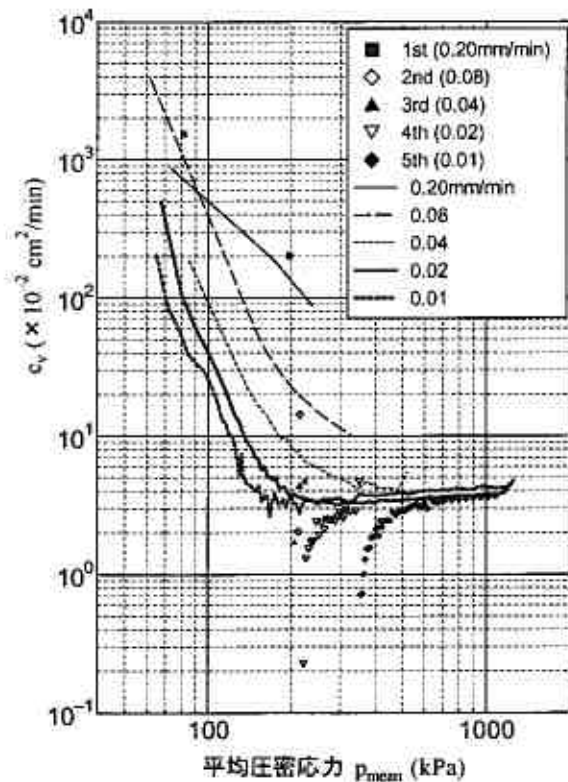


図-6 $p_{\text{mean}} - c_v$ 試料 3 [指標値 0.40]

4 まとめ

定ひずみ速度圧密試験に u/σ_v の指標値を用いたひずみ速度の変速機構を適用し、圧密諸特性への影響を検討して以下の知見を得た。

- ① ひずみ速度変速後、圧縮曲線には過剰間隙水圧による僅かな段差が現れるが、変速に伴った圧縮曲線の傾きの変化も見られず有意な差であるとは考えられない。よって、それぞれの速度に対する $e-\log P$ 曲線を作成できる。
- ② 定ひずみ速度圧密試験において、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v にはそれぞれひずみ速度に固有の値が存在し、変速直後は一時的に大きく離れた値を示すが次第にひずみ速度固有の値に移行していく。
- ③ 先行圧密応力 p_c については、ひずみ速度が高速の領域であったため圧縮曲線の折れ曲がり付近で複数のひずみ速度変速が起こり、先行圧密応力を求めることが困難な結果となった。このことより試験機構の更なる改良が必要であると思われる。
- ④ 変速機構を用いた試験と速めのひずみ速度を用いた定ひずみ速度圧密試験（単調載荷）には、大きな時間の短縮は見られない。試料に適した速度が判断できない状況で、遅いひずみ速度を用いた場合には、変速機構を用いた試験を行うことで1/6～1/3と試験時間の大幅な短縮となる。

よって、ひずみ速度変速による圧密諸特性への影響はさほど見られず、変速機構を用いることで、更なる試験時間の短縮が可能であることが分かった。ただし、先行圧密応力を求めることに困難な場合が見られたため、今後の試験機構の改良が必要である。

参考文献

- 1) 地盤工学会[Dec 2000]第6編 第3章 第4章,土質試験の方法と解説(第一回改訂版),pp348-412
- 2) 佐野・川口・岩淵[Feb 2002]定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度による間隙水圧測定と圧密係数決定への影響,地盤工学会北海道支部技術報告集,第42号,pp169-174
- 3) 石上・佐野・川口・岩淵[Jul 2005] 定ひずみ速度圧密試験におけるひずみ速度が先行圧密圧力に与える影響,第40回地盤工学研究発表会発表講演集,pp347-348
- 4) 佐野・川口・岩淵[Jan 2003]多段ひずみ速度による定ひずみ速度圧密試験における圧密特性の測定,地盤工学会北海道支部技術報告集,第43号,pp195-200

北見工業大学大学院 ○ 学生員 堀 智仁
 北見工業大学工学部 正会員 山下 聡
 北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. はじめに

原位置試験でせん断弾性係数を求めるために、PS 検層やサイスミックコーン試験等の弾性波探査試験が行われている。弾性波探査試験では、ダウンホール法によって鉛直方向に伝播するせん断波速度 V_{vh} を、クロスホール法では水平方向に伝播するせん断波速度 V_{hh} または V_{hv} が測定される。ここで、第 1, 2 添え字はせん断波の伝播方向と振動方向を表し、鉛直方向を v 、水平方向を h とする。一方、室内試験からせん断弾性係数を求める方法の一つとして、ベンダーエレメント試験が挙げられる。この方法では、一般に等方圧密した供試体を伝播する鉛直方向のせん断波速度 V_{vh} の測定が行われている。地盤内が等質で等方応力状態であれば $V_{vh}=V_{hh}=V_{hv}$ となるが、実際の地盤は異方圧密状態にあり、堆積構造の異方性を有しているため、せん断波の伝播方向によって得られるせん断弾性係数は異なることが報告されている^{1),2)}。

筆者らが過去に豊浦砂と NSF 粘土を用いて堆積構造の異方性を有する供試体を作製して、ベンダーエレメント試験および微小ひずみを与える繰返し載荷試験を行い、得られた弾性係数を比較した結果、豊浦砂、NSF 粘土ともに堆積面に対して平行な弾性係数が高く、特に NSF 粘土の弾性係数の異方性が高いことがわかった³⁾。

本研究では、弾性係数の異方性が強い粘性土を対象に、ベンダーエレメント試験および繰返し載荷試験を行い、微小ひずみレベルでの弾性係数の異方性について詳細に調べることを目的としている。

2. 試料と試験方法

2.1 試料と供試体作製法

本研究に用いた試料は NSF 粘土、藤ノ森粘土、Pisa 粘土（イタリア）である。NSF 粘土および藤ノ森粘土は市販の粉末粘土であるのに対し、Pisa 粘土は不攪乱粘土である⁴⁾。Pisa 粘土は採取深度が異なる 2 つの試料がある。採取深度 13.41-13.52m の試料を Pisa 粘土①、採取深度 17.88-18.00m の試料を Pisa 粘土②と呼ぶことにする。表-1 にそれぞれの物理的性質を示す。また、図-1 は各試料の粒度分布を示している。再構成供試体の作製は、液性限界の 2 倍程度になるよう、蒸留水を加えてスラリー状にし、真空に近い状態で 1 時間攪拌したのち、24 時間放置して再び 1 時間攪拌してから大型予圧密セルにて、鉛直応力 $\sigma_v=150\text{kPa}$ で 10 日間予圧密を行った。予圧密後、粘土試料を取り出し、図-2 に示すように供試体軸方向が堆積面に対して鉛直な V 供試体と水平な H 供試体の 2 種類の供試体を作製した。再構成供試体の寸法は、直径 70mm、高さ 150mm。Pisa 粘土の供試体寸法は、直径 70mm、高さ 100mm である。

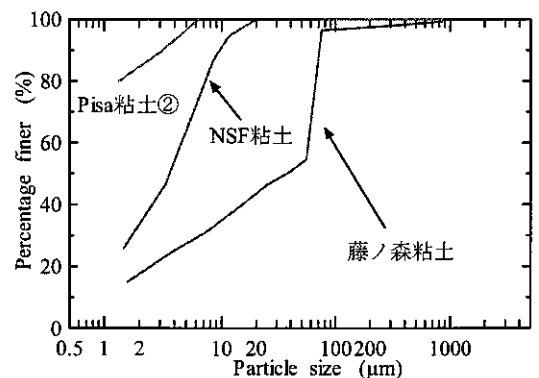


図-1 粒度分布

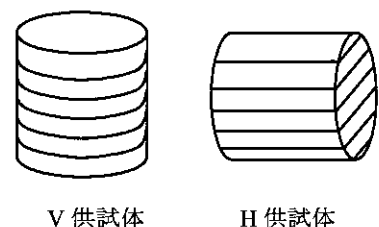


図-2 V 供試体と H 供試体

2.2 試験装置と試験方法

(1) ベンダーエレメント試験

せん断波速度は 3 対のベンダーエレメントを用いて 3 種類のせん断波速度 (V_{vh} , V_{hv} , V_{hh}) を測定した。1 対のベンダーエレメントは、キャップとペDESTAL に埋め込まれている。他の 2 対は、30kPa の負圧を与えた状態で側面に取り付けた⁵⁾。キャップおよびペDESTAL に埋め込まれ

表-1 試料の物理的性質

試料名	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	$w_L(\%)$	$w_P(\%)$	I_p	採取深度(m)
NSF粘土	2.724	58	28	30	—
藤ノ森粘土	2.718	62	29	33	—
Pisa粘土①	2.767	—	—	—	13.41-13.52
Pisa粘土②	2.780	—	—	—	17.88-18.00

Anisotropy of shear modulus on various clays.

Tomohito HORI, Satoshi YAMASHITA, Teruyuki SUZUKI (Kitami Institute of Technology)

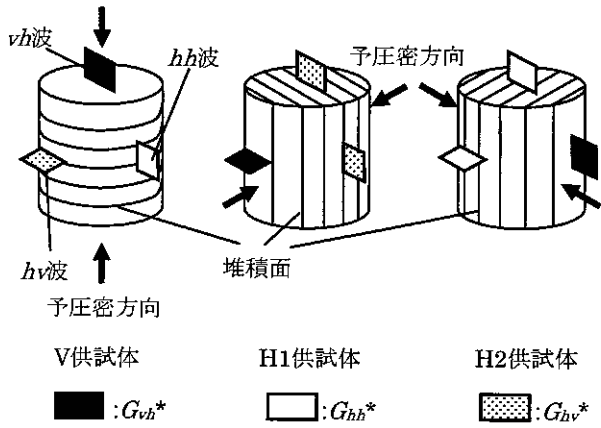


図-3 Benderエレメントの設置方向と堆積面の関係

表-2 せん断波の伝播・振動方向と堆積面との関係

波	V供試体	H1供試体	H2供試体
vh波	G_{vh}^*	G_{hv}^*	G_{hh}^*
hh波	G_{hh}^*	G_{hv}^*	G_{vh}^*
hv波	G_{hv}^*	G_{vh}^*	G_{hh}^*

ているバンダーエレメントは、幅 10mm、長さ 20mm、厚さ 0.5mmの圧電セラミックスにエポキシ樹脂で厚さ 0.5mmのコーティングを施したもので、供試体への貫入量は約 3mmである。また、側面に取り付けたバンダーエレメントは幅 5mm、長さ 10mm、厚さ 0.5mmで同様に 0.5mmのコーティングを施している。

送信波は sin 波によって周波数 $f=5, 10, 15, 20$ kHz で試験を行い、得られた結果を平均してせん断弾性係数を求めている。せん断波の伝播時間は、送信波および受信波の波の立ち上がり時間を時間差とする start-to-start によって求めた。なお、vh 波は伝播距離が長く、受信波の減衰が大きいため、せん断波の到達地点の読み取りが困難であった。そこで、電圧増幅器を使用して送信電圧を 20V から 200V に増幅して試験を行った。

図-3は、V供試体およびH供試体での堆積面に対するバンダーエレメントの設置方向を示したものである。H供試体においては、堆積面に対するバンダーエレメントの設置方向の違いによってH1供試体とH2供試体の2種類がある。そこで、堆積面に対するバンダーエレメントの設置方向の違いから表-2に示すように以下の3種類のせん断弾性係数を定義した。

G_{vh}^* : 堆積面に対してせん断波の伝播方向が垂直で、振動方向が平行なせん断波速度から求めたせん断弾性係数

G_{hh}^* : 堆積面に対してせん断波の伝播方向と振動方向がともに平行なせん断波速度から求めたせん断弾性係数

G_{hv}^* : 堆積面に対してせん断波の伝播方向が平行で、振動方向が垂直なせん断波速度から求めたせん断弾性係数

したがって、H 供試体での、 G_{vh}^* 、 G_{hh}^* 、 G_{hv}^* は、堆積面とせん断波の伝播・振動方向の関係では V 供試体の G_{vh} 、 G_{hh} 、 G_{hv} と同義である。

(2) 繰返し載荷試験

繰返し載荷試験では、V供試体とH供試体に対して片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{Si}=10^{-5}$ 程度の繰返し載荷を非排水状態で与え等価ヤング率 E_{eq} を求めた。変位の測定は、非接触変位計を用いてキャップの変位を測定している。

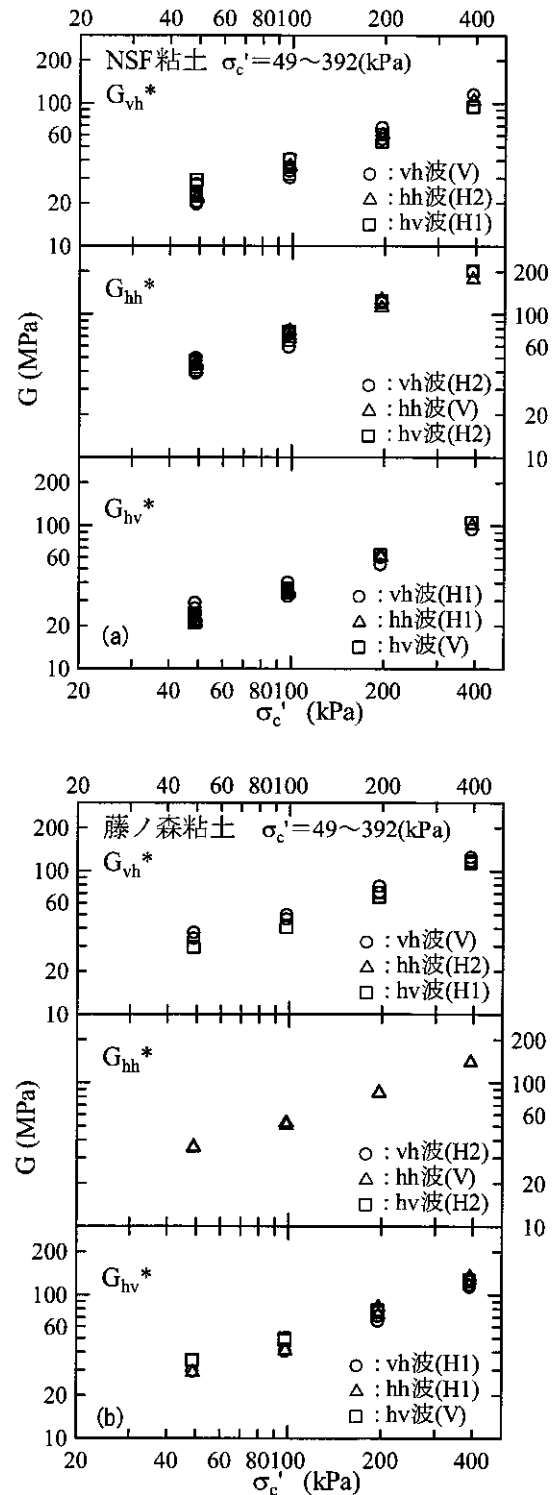


図-4 BE の設置方法およびせん断波の伝播距離の違いがせん断剛性率に及ぼす影響 (a)NSF 粘土 (b) 藤ノ森粘土

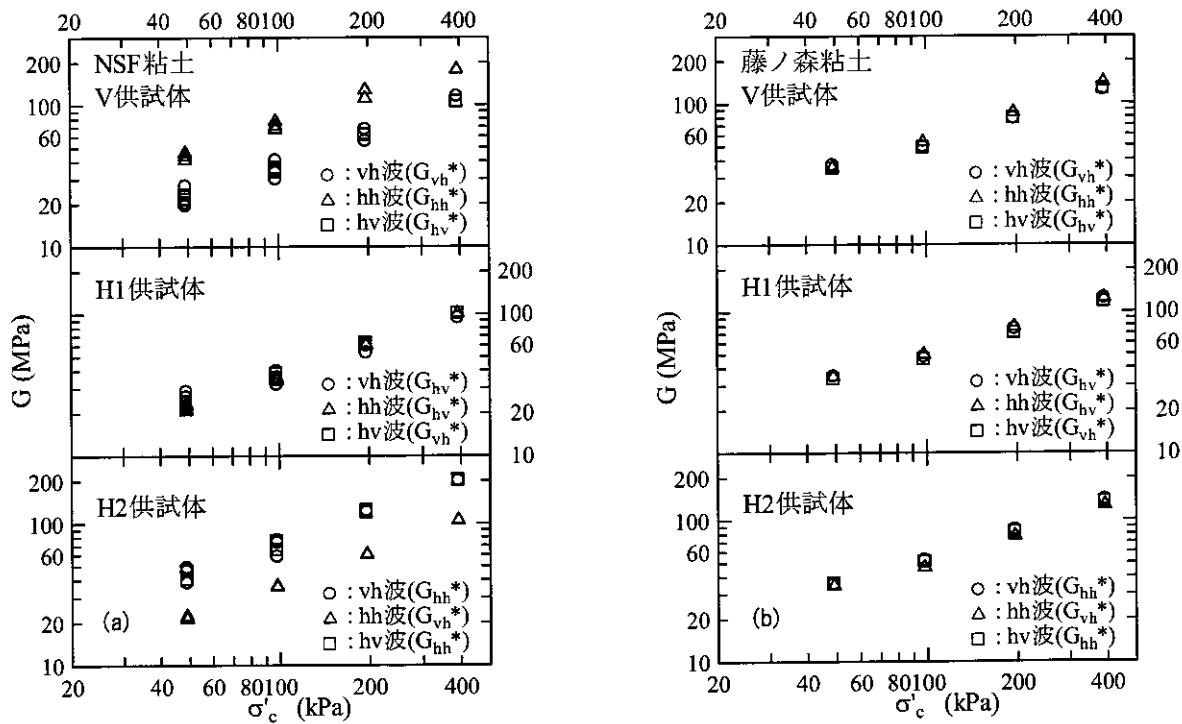


図-5 V 供試体および H1, H2 供試体の結果 (a) NSF 粘土 (b) 藤ノ森粘土

(3) 試験手順

ベンダーエレメント試験および繰返し載荷試験は、等方応力状態のもとで有効拘束圧 $\sigma'_c = 49, 98, 196, 392 \text{ kPa}$ の各応力段階で試験を行った。Pisa 粘土については上記の他に、原位置有効土被り圧で等方圧密した状態で試験を行っている。なお、拘束圧を上げた後の圧密時間は24時間とした。

4. 試験結果

4.1 ベンダーエレメント試験

ベンダーエレメントの設置方法およびせん断波の伝播距離の違いがせん断弾性係数に及ぼす影響を調べるために、 G_{vh}^* 、 G_{hh}^* 、 G_{hv}^* についてまとめたものを図-4 に示す。 G_{vh}^* は、V 供試体の vh 波、H1 供試体の hv 波、H2 供試体の hh 波から求めたせん断弾性係数である。せん断波の伝播方向は異なるが、堆積面に対する伝播・振動方向は等しい。 G_{hh}^* 、 G_{hv}^* についても同様である。図より NSF 粘土、藤ノ森粘土ともにベンダーエレメントの設置方法および伝播距離の違いによらず、 G_{vh}^* 、 G_{hh}^* 、 G_{hv}^* の結果はそれぞれほぼ一致している。このことから、ベンダーエレメントの設置方法と伝播距離の違いがせん断弾性係数に及ぼす影響はほとんどないといえる。

図-5 は、V 供試体および H1, H2 供試体の試験結果を示したものである。NSF 粘土の結果を示した図-5(a) では、 G_{vh}^* と G_{hv}^* はほぼ等しいのに対し、 G_{hh}^* はそれらに比べ非常に高くなっている。一方、藤ノ森粘土の結果を示した図-5(b) では、 G_{vh}^* 、 G_{hh}^* 、 G_{hv}^* に有意な差はない。図-6 に示した Pisa 粘土の結果は、NSF 粘土と同様の傾向を示しており、 G_{vh}^* と G_{hv}^* はほぼ等しく、 G_{hh}^* はそれらに比べやや高い値である。

V 供試体および H 供試体のすべての供試体から G_{vh}^* を求めることができるため、 G_{vh}^* と G_{hh}^* および G_{hv}^* を比較したものを図-7 に示した。縦軸は G_{hh}^* および G_{hv}^* 、横軸は G_{vh}^* である。NSF 粘土の結果を示した図-7(a) では、 G_{vh}^* と G_{hv}^* はほぼ等しい。しかし、 G_{hh}^* は G_{vh}^* に比べ非常に高く、その比は $G_{hh}^*/G_{vh}^* = 1.89$ であった。藤ノ森粘土の結果を示した図-7(b) では、NSF 粘土と同様に G_{vh}^* と G_{hv}^* はほぼ等しい。しかしながら、 G_{hh}^* は NSF 粘土ほど高くはなく、 G_{vh}^* よりも約 1 割高い程度である。図-7(c) および (d) に示した Pisa 粘土の結果は、 G_{vh}^* と G_{hv}^* は他の試料と同様にほぼ等しい。それに対して、 G_{hh}^* は採取深度によって大きさは異なり、採取深度が深い Pisa 粘土②の方が高いことがわかる。

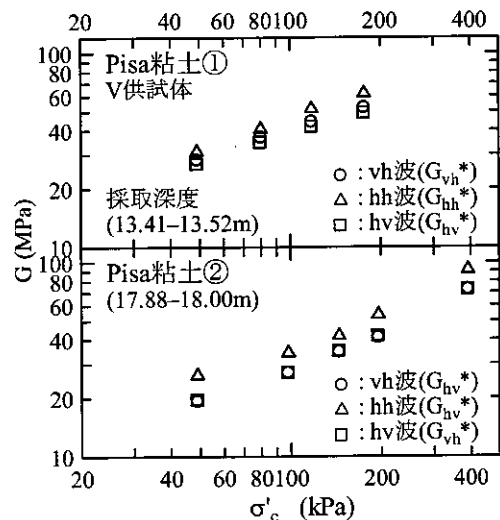


図-6 Pisa 粘土のベンダーエレメント試験結果

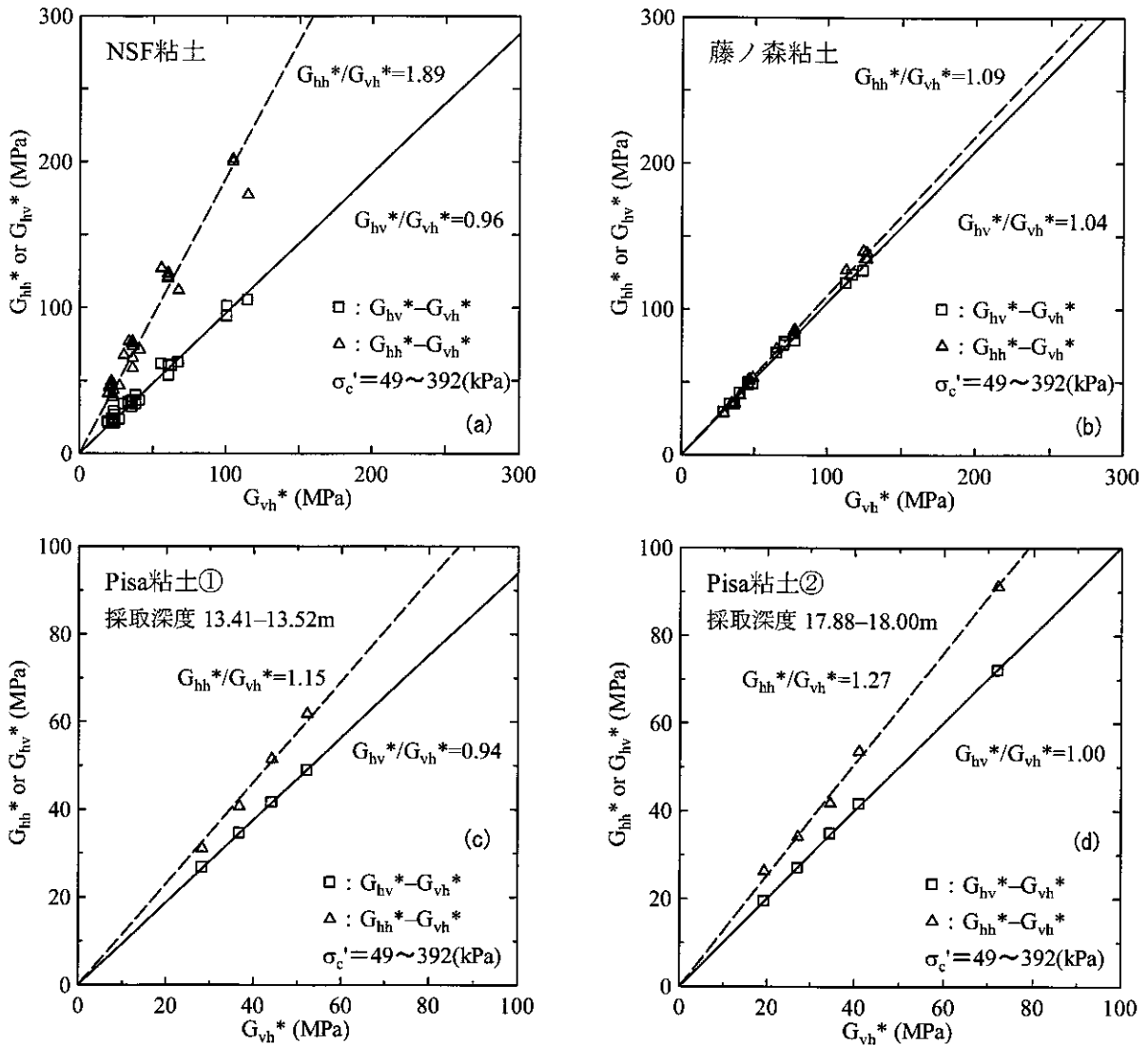


図-7 G_{vh}^* と G_{hh}^* および G_{hv}^* の比較

(a) NSF 粘土 (b) 藤ノ森粘土 (c) Pisa 粘土① (d) Pisa 粘土②

せん断弾性係数の異方性と有効拘束圧の関係を図-8 に示した。縦軸は G_{hh}^*/G_{vh}^* および G_{hv}^*/G_{vh}^* 、横軸は有効拘束圧 σ'_c である。図-8(a) に示した NSF 粘土の結果では、拘束圧によらず G_{vh}^* と G_{hv}^* はほぼ等しい。それに対して、 G_{hh}^* は G_{vh}^* よりも 2 倍程度高く、拘束圧の増加に伴いその値はやや低下し、予圧密圧力の 150kPa を超えると明らかにその比は低くなっている。藤ノ森粘土の結果を示した図-8(b) では、NSF 粘土の結果と同様に G_{vh}^* と G_{hv}^* はほぼ等しい。しかし、 G_{hh}^* は G_{vh}^* にくらべやや高い程度で、拘束圧の増加に伴う弾性係数の異方性に変化はない。Pisa 粘土の結果を示した図-8(c) および (d) では、採取深度によってせん断弾性係数の異方性が異なり、図-8(d) に示した Pisa 粘土②の方が異方性は高い。このことから、NSF 粘土のせん断弾性係数の異方性は、藤ノ森粘土や Pisa 粘土よりも強く、試料の違いによってその結果は大きく異なることが明らかになった。

せん断弾性係数の異方性の違いを調べるために、3 試料に対して X 線回折分析を行った結果を表-3 に示す。3 試料とも石英を主成分としている。NSF 粘土は多量のパイロフィライトとカオリナイトが含まれている。藤ノ森粘土は、粘土鉱物の含有量が少量であった。Pisa 粘土はイライトとカオリナイトを多く含んでいる。図-1 の粒度分布より、粒径 $5\mu\text{m}$ 以下の粘土分の含有量を比較すると、NSF 粘土は約 64%、藤ノ森粘土は約 27%、Pisa 粘土は約 97% である。このことから、せん断弾性係数の異方性と粘土鉱物の含有量は強く関係していると考えられる。Pisa 粘土と NSF 粘土では、Pisa 粘土の方が粘土分の含有量が多いにもかかわらず、弾性係数の異方性は NSF 粘土より低い結果であった。これは、Pisa 粘土は自然堆積粘土であるのに対し、NSF 粘土は一次元圧密によって人工的に構造異方性を有する供試体を作製しているため、NSF 粘土の弾性係数の異方性が高くなったものと考えられる。

4.2 繰返し载荷試験

ベンダーエレメント試験によってせん断波速度から求めたせん断弾性係数 G の異方性は試料によって大きく異なるこ

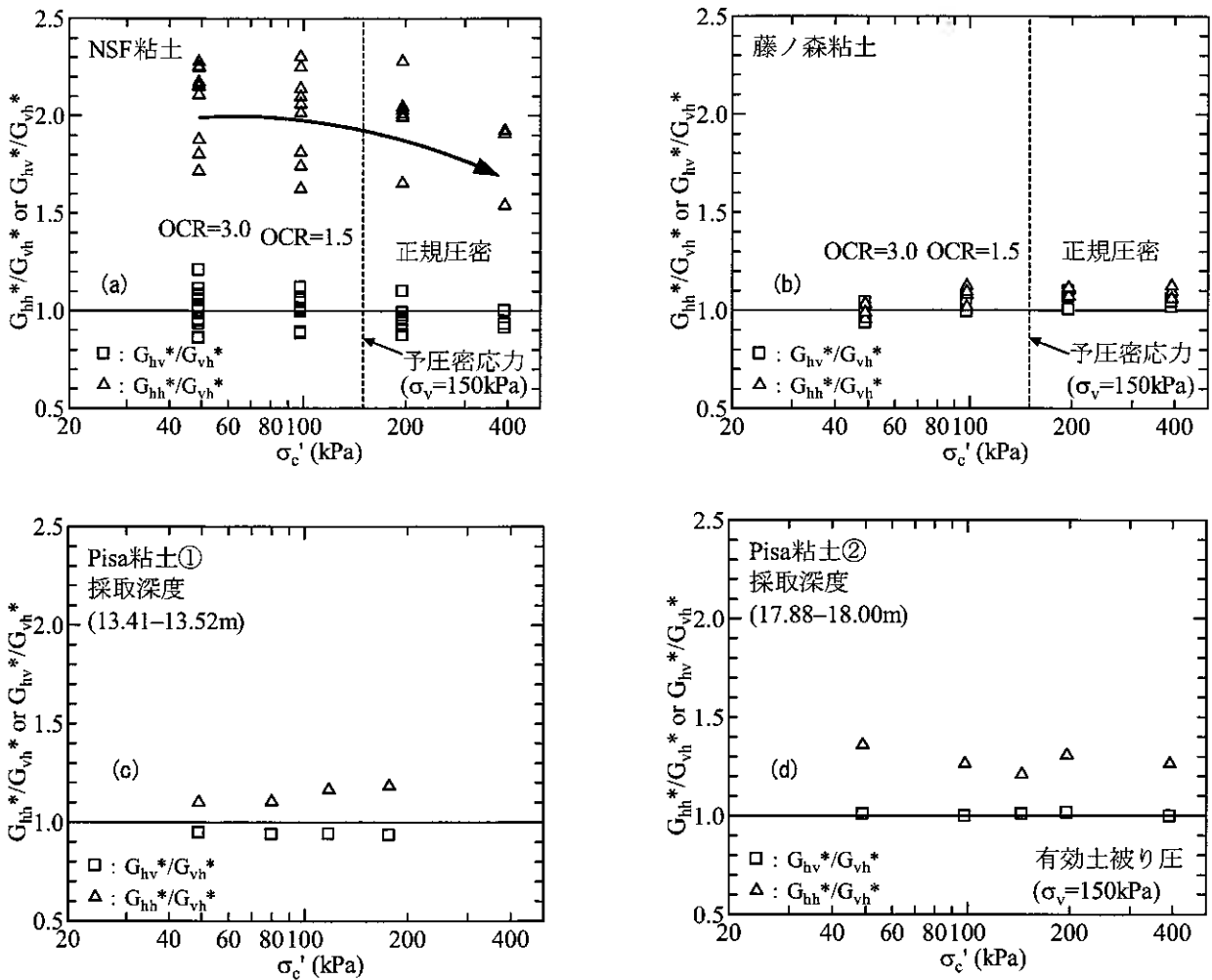


図-8 せん断弾性係数の異方性と有効拘束圧の関係
 (a) NSF 粘土 (b) 藤ノ森粘土 (c) Pisa 粘土① (d) Pisa 粘土②

とがわかった。本節では、繰返し載荷試験のような静的試験を行い、V供試体から鉛直方向ヤング率 E_v 、H供試体から水平方向ヤング率 E_h を求め、弾性係数の異方性を検討した。

図-9は、片振幅軸ひずみ(ϵ_a) $_{SA}$ = 10^{-5} 程度の繰返し載荷を与えたときの等価ヤング率 E_{eq} と有効拘束圧 σ'_c との関係を示したものである。NSF粘土の結果を示した図-9(a)では、すべての応力状態でV供試体から求めたヤング率 E_v に比べ、H1およびH2供試体から求めたヤング率 E_h は非常に高くなっている。一方、藤ノ森粘土の結果を示した図-9(b)では、V供試体とH供試体のヤング率に差はなくほぼ等しいことがわかる。

E_v と E_h を比較したものを図-10に示す。

NSF粘土のヤング率の比 E_h/E_v は1.45となり弾性係数の異方性は高いのに対し、藤ノ森粘土の結果は E_v と E_h は等しく、ベンダーエレメント試験の結果と同様の傾向を示している。

ヤング率の比と有効拘束圧の関係を示したものを図-11に示す。NSF粘土のヤング率の異方性は非常に高く、ベンダーエレメント試験の結果と同様に、有効拘束圧の増加に伴い弾性係数の異方性はやや低下し、392kPaではその比はかなり低くなっている。それに対して、藤ノ森粘土の弾性係数の異方性は低く、有効拘束圧によらず E_v と E_h はほぼ等しい。

表-3 X線回折分析の結果

試料名	鉱物	多く含まれていた粘土鉱物
NSF粘土	石英(主成分) パイロフィライト イライト カオリナイト	パイロフィライト カオリナイト
藤ノ森粘土	石英(主成分) イライト 緑泥石 カオリナイト スメクタイト	
Pisa粘土②	石英(主成分) 斜長石 イライト 緑泥石 カオリナイト	カオリナイト

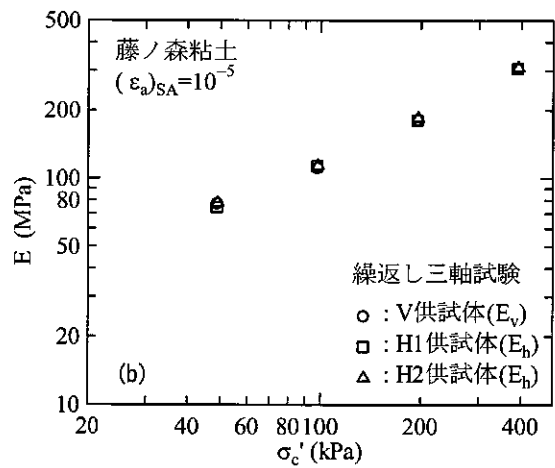
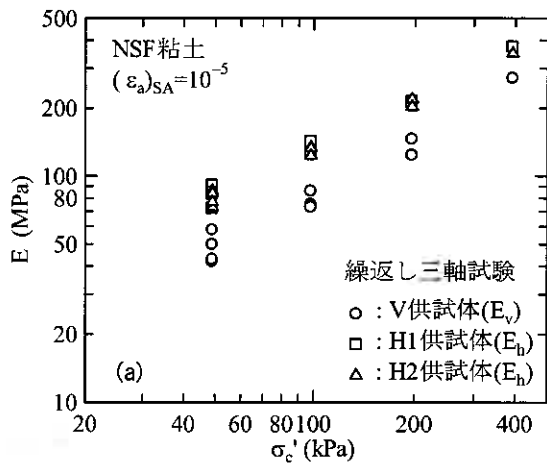


図-9 ヤング率と有効拘束圧の関係 (a)NSF粘土 (b)藤ノ森粘土

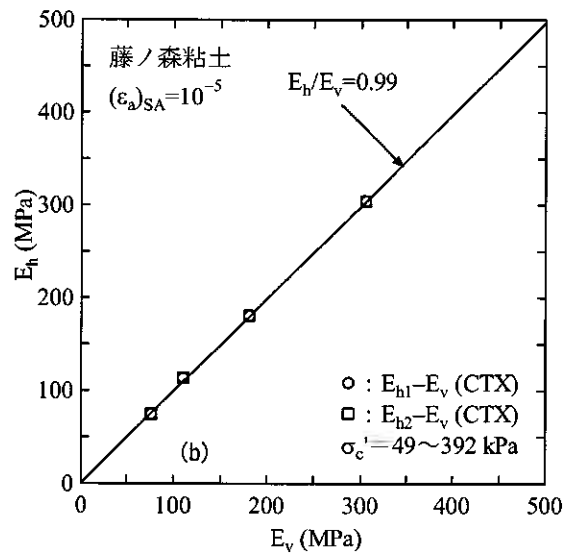
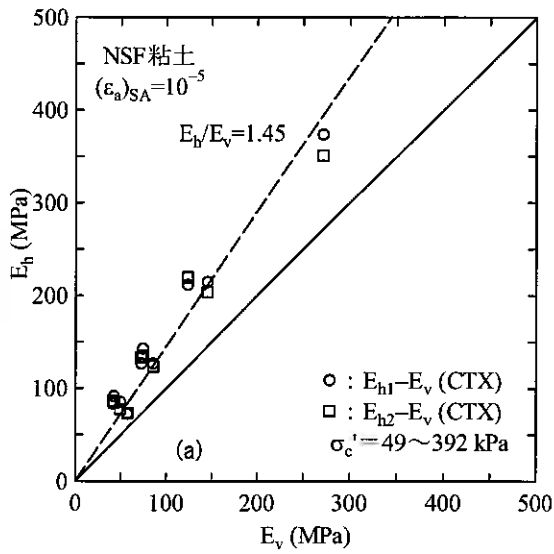


図-10 鉛直方向ヤング率 E_v と水平方向ヤング率 E_h の比較 (a)NSF粘土 (b)藤ノ森粘土

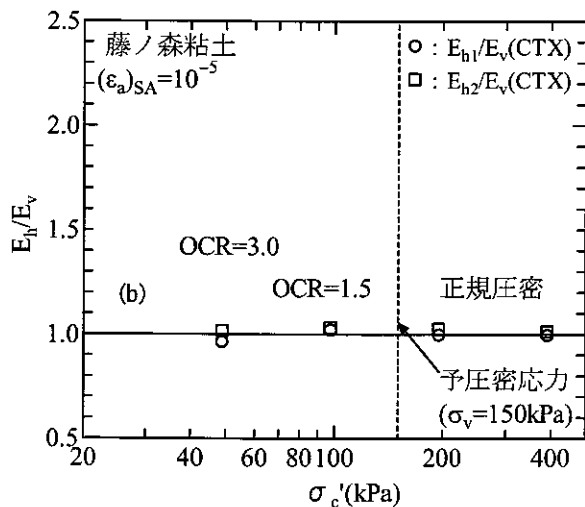
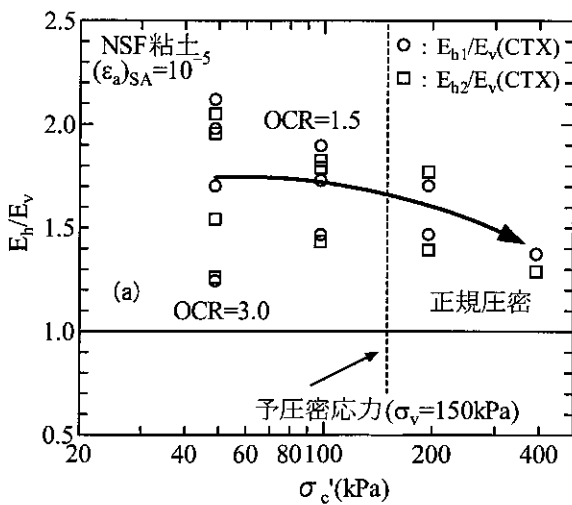


図-11 ヤング率の異方性と有効拘束圧の関係 (a)NSF粘土 (b)藤ノ森粘土

4.3 原位置試験と室内試験結果の比較

Pisa 粘土の弾性波探査の結果と、室内でのベンダーエレメント試験の結果を比較したものを図-12 に示す。図-12 は、Lo Presti ら⁴⁾の結果に、本試験結果を追加したもので、縦軸は深度、横軸はせん断波速度である。表-4 には、各層の土の種類を示している。図中に示した室内試験結果の深度はそれぞれ3m 浅く表示している。これは、図-12 の原点は地表面ではなく、表-4 に示しているように、地表面下に3m の盛土があり、実際には図-12 の0m は地表面下3m に相当するためである。

図より、室内試験と原位置試験結果を比較すると、ベンダーエレメント試験での h_v 波速度は、弾性波探査での h_v 波速度とほぼ等しいことがわかる。それに対し、ベンダーエレメント試験による h_h 波速度は原位置試験結果に比べて低くなっている。室内試験と原位置試験では、室内試験は等方応力状態で試験を行っているのに対し、原位置は異方応力状態であるため、応力状態が異なる。しかしながら、異方応力状態でのせん断波速度は、せん断波速度が働く面に垂直な応力に依存しないとされているため⁶⁾⁷⁾⁸⁾、鉛直応力が等しい場合、等方応力状態の方が水平応力が高く、本来室内試験の h_h 波速度の方が速いはずである。このことについて、原位置試験の結果が高くなった明確な原因を明らかにするには至っていない。

図-12 では、砂質土層である A1 および A2、B6 の h_v 波速度は h_h 波速度よりも高くなっている。砂質土の弾性係数の異方性は比較的小さく⁹⁾、先述したように異方応力状態では、 h_h 波は鉛直方向の応力に依存しないため、 h_v 波速度が高くなったものと考えられる。一方、粘性土層では砂質土層とは反対に、 h_h 波速度の方が高くなっていることがわかる。これについて、粘性土は構造異方性が強く、応力異方性よりも構造異方性の影響を強く受けたため、 h_h 波速度の方が高くなったものと考えられる。この結果は、砂質土と粘性土では応力状態の異方性と堆積構造の異方性が試験結果に及ぼす要因が異なることを示唆している。

5. 結論

- (1) ベンダーエレメント試験では、堆積面に平行に伝播・振動するせん断波から得られたせん断弾性係数 G_{hh} は、他の2方向で得られた G_{vh} および G_{hv} よりも高く、またその異方性も粘性土の種類によって異なることが明らかになった。
- (2) 繰返し載荷試験のような静的試験から求めたヤング率も、粘性土の種類によって軸方向が堆積面に垂直になるように切り出した供試体のヤング率 E_v に比べ、軸方向が堆積面に平行になるように切り出した供試体のヤング率 E_h は高く、ベンダーエレメント試験結果と同様の傾向であった。
- (3) ベンダーエレメント試験および繰返し三軸試験から求めた弾性係数の異方性は、粘性土に含まれる粘土鉱物およびその含有量に支配されると考えられる。
- (4) Pisa 粘土の弾性波探査によるせん断波速度と、室内でのベンダーエレメント試験から求めたせん断波速度はよく対応していることがわかった。また、砂質土のせん断波速度の異方性は、応力状態の影響を強く受ける。それに対し、

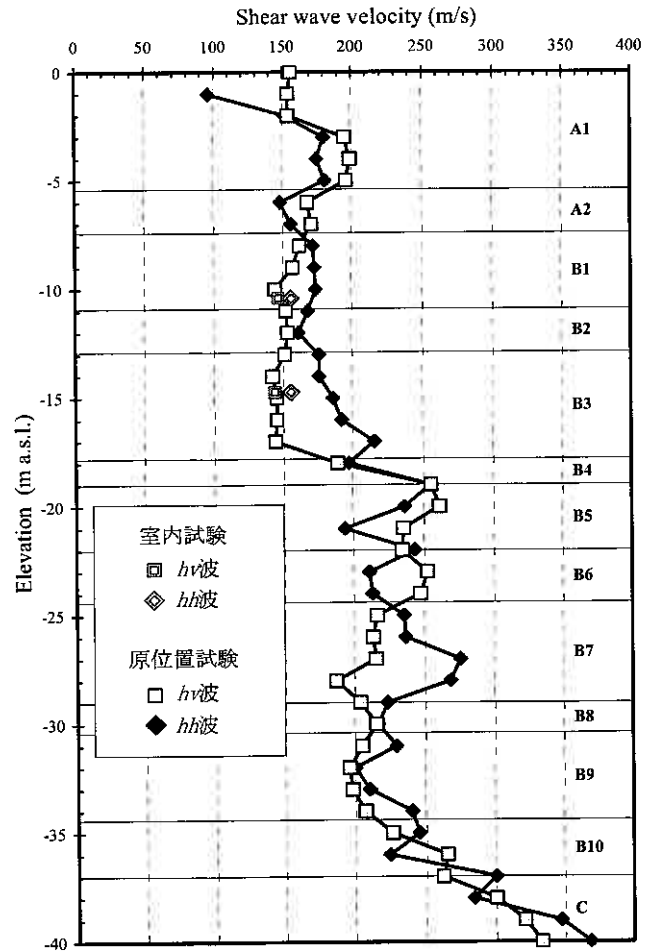


図-12 原位置試験と室内試験結果の比較

表-4 各層の土の種類⁴⁾

Layer		Elevation m a.s.l.	
MG	Man made ground	+3.00	0.00
A1	Silts and Sands	0.00	-5.40
A2	Grey Sands	-5.40	-7.40
B1	Upper Clays	-7.40	-10.90
B2		-10.90	-12.90
B3		-12.90	-17.80
B4	Intermediate Clays	-17.80	-19.00
B5		-19.00	-22.00
B6	Intermediate Sands	-22.00	-24.40
B7	Lower Clays	-24.40	-29.00
B8		-29.00	-30.40
B9		-30.40	-34.40
B10		-34.40	-37.00
C1	Lower Sands	<-37.00	

粘性土では堆積構造の異方性が弾性係数の異方性に強く影響を及ぼすことが考えられる。

なお、本研究は文部科学省科学研究費（基盤研究(C)：16560427）の補助を受けたものである。

参考文献

- 1) Butcher, A.P. and Powell, J.M.M. : The effects of geological history on the dynamic stiffness in soils, Proc. 11th European Conf. on Soil Mechanics, Copenhagen, Vol.1, pp.127-136, 1995.
- 2) Hight, D.W., Bennell, J.D., Chana, B., Davis, P.D., Jardine, R.J. and Provic, E. : Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell, *Géotechnique*, Vol.47, No.3, pp.451-474, 1997.
- 3) 山口岳志, 堀智仁, 山下聡, 鈴木輝之, 浅野静男 : 堆積構造が異なる粘土供試体の弾性係数の異方性, 地盤工学会北海道支部技術報告集第45号, pp.179-186, 2005.
- 4) Lo Presti, D., Jamiolkowski, M. and Pepe, M. : Geotechnical characterisation of the subsoil of Pisa Tower, SOCRATES PROGRAMME, 2002.
- 5) Fioravante, V. : Anisotropy of small strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing, *Soils and Foundations*, Vol.40, No4, pp.129-142, 2000.
- 6) Roesler, S.K. : Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.105, No.7, pp.871-880, 1979.
- 7) Yu, P. and Richart, F.E.Jr. : Stress ratio effects on shear modulus of dry sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.110, No.3, pp.331-345, 1984.
- 8) Stokoe, K.H.II, Hwang, S.K., Lee, N.K.J. and Andrus, R.D. : Effect of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*; Shibuya, Mitachi and Miura eds., Balkema, Netherlands, pp.785-816, 1995.
- 9) 堀智仁, 山下聡, 鈴木輝之 : 凍結サンプリング試料の室内試験と原位置試験による初期剛性の比較, 第48回地盤工学シンポジウム平成15年度論文集, pp.69-76, 2003.

原子間力顕微鏡による粘土の残留状態せん断面の表面粗さおよび摩擦力測定

岩手大学大学院工学研究科 学生会員 ○久 常 雄大
岩手大学工学部 正会員 大河原 正文
北海道大学大学院工学研究科 正会員 三田地 利之

1. はじめに

従来、粘土のせん断強度に関する研究は、主として一面せん断試験、三軸試験など室内要素試験により行われ、せん断応力載荷型、主応力載荷型を問わずセンチメートルサイズの供試体から得られたせん断強度に基づいて検討されてきた。ところで近年のナノテクノロジーに代表される高度産業技術分野では、技術革新によりマイクロからナノサイズでの各種測定・分析を可能にしている。原子間力顕微鏡 (Atomic Force Microscope : AFM) は、その名のとおり原子間力を測定するための顕微鏡として 1986 年に IBM のビニツヒらにより開発され、現在では原子サイズの形態情報、粘弾性、磁気力などを求めることができる。注目すべきは、AFM が粒子表面の摩擦力や表面物質の吸着力を測定できることで、これにより例えばマイクロサイズでの土粒子表面の摩擦力や吸着水の吸着力を直接測定できる。そこで本研究では、粘土の残留強度を対象に、せん断試験により作製された残留状態でのせん断面を AFM で測定し、得られた各種物性値より“マイクロを積分するとマクロになるのか”といった本質的な問題について検討した。残留強度を対象にしたのは、残留状態におけるせん断が平滑な二表面間の摩擦現象と考えられている¹⁾ことから、得られる強度はマクロな摩擦力であり、AFMにより測定される摩擦力と比較できると考えたからである。

AFM²⁾とは、小さくてこの突起先端(探針)と試料表面の間に働く原子間力をこの変形として測定する顕微鏡である。AFMでこの変形を計測する方法としては、様々であるが、本研究では、この背面に斜めからレーザー光を照射して、この変形に伴う光の反射角変化を測定する光てこ方式の AFM を用いた。図 1 に動作原理を示す。この光てこ方式は 4 分割の光検出器を用いて、このねじれとたわみを測定する。また、AFM の動作方式およびその特徴²⁾としては、探針を試料表面に接触させて、試料表面の凹凸情報および摩擦力を測定することができる接触方式(Contact mode)、探針を周期的に接触させ試料表面の破壊を最小限に抑え、カンチレバーの振幅の変化から試料表面の凹凸情報を得られるタッピング方式(Tapping mode)、探針を試料表面に接触させずにカンチレバーの振動周波数の変化から試料表面の静電気力分布や磁力分布などを測定する非接触方式(n-Contact mode)などの方式がある。本研究では、対象物の物性と測定項目を考慮して接触方式およびタッピング方式による測定を採用した。図 2 に接触方式とタッピング方式の測定原理を示す。

以下に研究項目とその着眼点について述べる。なお、本研究で対象とする領域は、使用した AFM の性能から長さはマイクロメートル ($1\mu\text{m}=0.001\text{mm}$) オーダー、力はナニュートン ($1\text{nN}=1\times 10^{-9}\text{N}$) オーダーである。

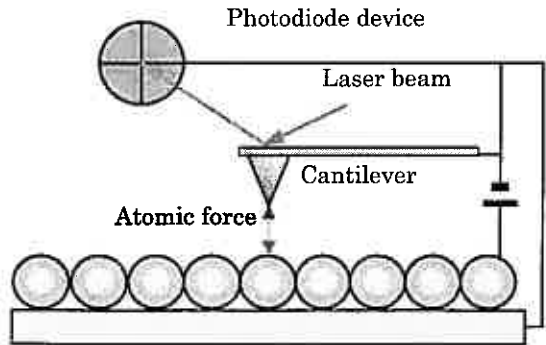


図 1 原子間力顕微鏡の動作原理



写真 1 原子間力顕微鏡

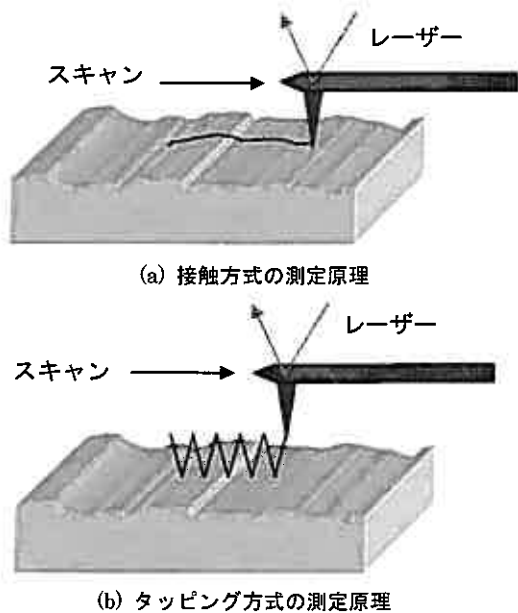


図 2 AFM の動作方式の原理

Surface Analysis and Friction Force Measurement of the Shear Surface at the Residual State of Clay Using AFM.
Takehiro HISATSUNE (Undergraduate Student, Iwate University), Masafumi OKAWARA (Iwate University),
Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering., Hokkaido University)

(1) 粘土の残留状態せん断面の表面解析

マイクロ領域におけるせん断面の表面粗さを求めるためにタッピング方式による表面凹凸測定を行った。得られた凹凸データは表面粗さのパラメータである「算術平均高さ R_a 」および「表面積増加率 RIA」の算出に用いた。算術平均高さ R_a は、JIS に「粗さ曲線から、その平均線に基準長さ l だけ抜き取り、この抜き取りの部分の平均線から測定曲線までの偏差の絶対値を合計し、平均した値」と規定され、工学的に重要である。図 3 に算術平均高さ R_a の概念図を示す。表面積増加率 RIA は、測定範囲におけるうねりの大きさを捉えるものである。これら 2 つのパラメータから粘土の残留状態せん断面の表面粗さを定量的に評価した。

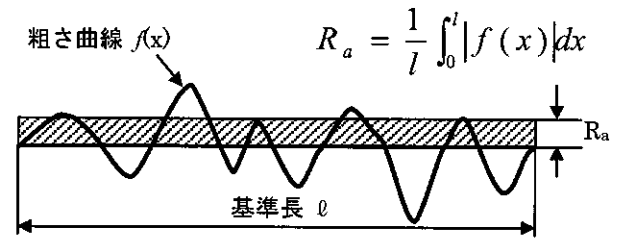
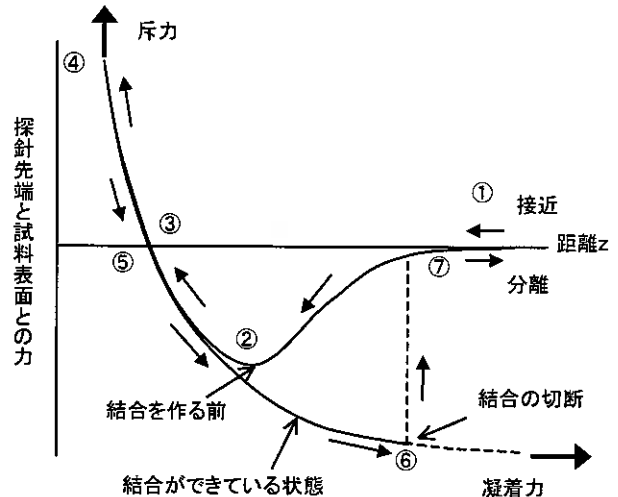


図 3 算術平均高さの R_a 概念図

(2) 粘土の摩擦力測定

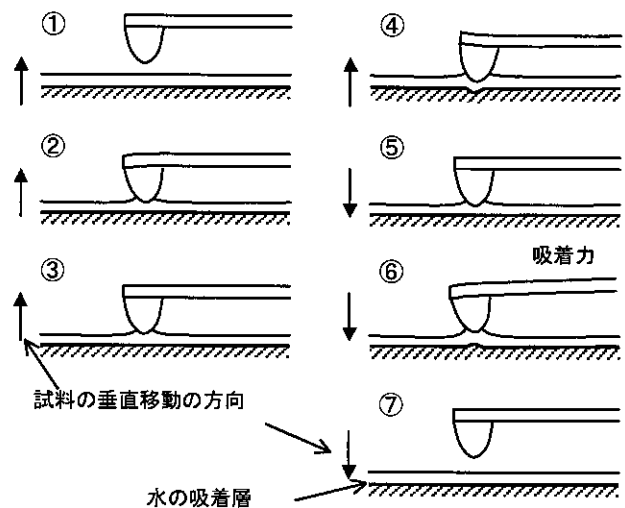
せん断面を構成する粘土粒子表面の摩擦力を測定した。測定は接触方式とし、プローブの走査方向を直線に固定することで、マイクロ領域での繰り返し一面せん断試験を再現した。摩擦力測定においては、プローブ先端を試料表面に押し付ける力を調節できるので垂直荷重の設定が可能である。摩擦力と垂直荷重との関係から摩擦角 ϕ を算出した。



(a) プローブ先端と試料表面に働く力と距離との関係

(3) 水の吸着力測定

フォース・カーブの測定から粘土粒子表面に付着する水の吸着力を求めた。フォース・カーブの測定原理を図 4 に示す。フォース・カーブとは、てこを試料に近づけた場合のこの変位を垂直方向の移動距離の関数として測定し、測定されるカーブをフォース・カーブという。測定はタッピング方式で行い同時に測定点の凹凸を測定した。



(b) プローブ先端と試料表面との位置関係

(4) 摩擦力の速度依存性の検証

プローブの走査速度を変えて粘土の摩擦力を測定した。このときフォース・カーブより垂直荷重を算出しておき摩擦角 ϕ を求めた。摩擦角 ϕ から粘土の摩擦力について走査速度依存性を検証した。

2. 試料および試料作製

試料には、Na-montmorillonite を主成分としたクニピア・F (クミネ工業) および Kaolinite を主成分としたカオリン・KH (カナヤ興産), Pyrophyllite および石英を主成分とした NSF 粘土 (カナヤ興産) を用いた。クニピア・F およびカオリン・KH は、高純度粘土鉱物であることを XRD 分析および EPMA において確認した。NSF 粘土は、土質試験用の粘土試料として広く利用されている。図 5~7 に 3 種類の粘土鉱物の X 線回折パターンを示す。

AFM により粘土の残留状態せん断面の測定を行うために、試料調整および試料作製を行った。

(1) 残留状態せん断面の作製

表面解析および水の吸着力測定用として粘土の大変位一面せん断試験を行いせん断面を作製した。試験装置は、岩手大学で試作された大変位一面せん断試験装置である。試料作製方法は、粉末試料に脱気したイオン交換水を加え、スラリー状態になるまで攪拌した粘土を 30 分間脱気した後、

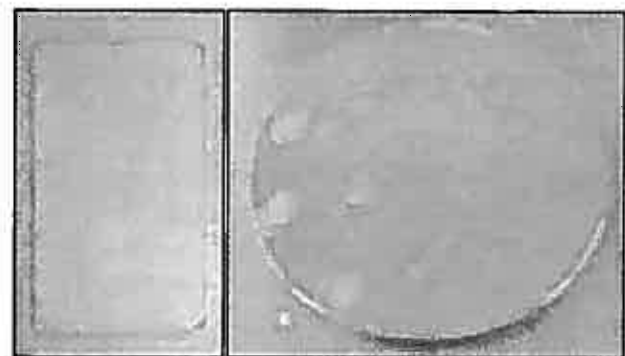


写真 2 水吸試料写真

(左: スライドガラス, 右: シリコンウェハ)

150kPa の垂直応力を載荷して 7 日間予圧密して成型する (クニピア-F は 400kPa で 21 日間)。成型した粘土試料を大変位一面せん断試験装置で垂直応力 50kPa において圧密、せん断を行った。圧密時の打ち切り時間は、3t 法により判断した。せん断試験は、粘土が完全配向して残留状態に至らせるために、せん断速度 0.5mm/min でせん断変位 200mm までせん断した。せん断試験終了後、残留状態に至ったせん断面を採取し、AFM 測定用試料とした。

(2) 水簾試料の作製

摩擦力測定、水の吸着力測定ならびに走査速度依存性の検討試料として粘土の水簾試料を作製した。すなわち粘土に蒸留水を加え攪拌した水溶液を基盤上に滴下し、室温で乾燥させたものを試料とした。基盤は、水の吸着力測定がスライドガラス、摩擦力測定および走査速度依存性の検討がシリコンウェハである。写真 2 は、粘土試料を滴下して乾燥させたスライドガラスおよびシリコンウェハである。

3. 測定

(1) 残留状態せん断面の表面解析

原子間力顕微鏡 (Veeco 社, Nano ScopeIII) を使用して残留状態せん断面の凹凸測定ならびに表面解析を行った。測定はタッピング方式により行い測定範囲 $10\mu\text{m} \times 10\mu\text{m}$ 、プローブは NCH(ナノワールド社)を使用した。試料はクニピア-F、カオリン-KH、NSF 粘土の 3 試料とし、大変位一面せん断試験により作製した残留状態せん断面を用いた。測定は、スキャン開始直後 1 スキャンラインで固定した状態で、往復の凹凸波形およびエラー波形が一致するようにパラメータを調整した。調整後、 $10\mu\text{m} \times 10\mu\text{m}$ の範囲をスキャンさせ凹凸像を得た。測定された凹凸像から付属の表面解析ソフトにより表面解析を行い「算術平均高さ R_a 」、「試料表面の表面積増加率 RIA」の 2 つの粗さパラメータを求めた。

(2) 粘土の摩擦力測定

接触方式により粘土の摩擦力を測定した。測定条件は、測定範囲 $10\mu\text{m}$ の 1 スキャンライン固定とし、走査速度 $8.3\mu\text{m}/\text{sec}$ 、Deflection Setpoint を $0 \sim 1.0\text{V}$ の範囲で変化させた。測定データは高さデータおよび摩擦力データである。プローブは、Cont(ナノワールド社)を使用した。試料は、クニピア-F およびカオリン-KH とし、シリコンウェハ基盤に滴下したものを乾燥させた試料とした。測定は、試料ステージに取り付けた試料にプローブを近づけてスキャンを開始させ、1 スキャンライン上で固定した状態でパラメータを調整した後、一定値となった摩擦力を測定した。測定後、フォースモードに移行してフォース・カーブを測定し、垂直荷重を次式により求めた。ここで F は垂直荷重(nN)、 K はプローブのパネ定数(N/m)、 ΔA はプローブの変位(nm)である。

$$F = K \cdot \Delta A$$

(3) 水の吸着力測定

タッピング方式により、残留状態せん断面のタッピング・フォースを測定し、せん断面に存在する水の吸着力を求めた。測定条件は、Amplitude Setpoint を 0.4V 、プローブは NCH(ナノワールド社)を使用した。試料は、クニピア-F、カオリン-KH とし、湿润状態の試料は大変位一面せん断試験による残留状態せん断面、乾燥状態の試料はスライドガラスに水簾した試料とした。測定は、試料ステージに取り付けた試料にプローブを近づけてスキャンを開始させる。測定は、1 スキャンライン上で行い、パラメータ調整を行った後、フォース・モードに移行してフォース・カーブを測定した。測定したフォース・カーブからタッピング・フォースのパラメータを求め次式により吸着力を求めた。このとき、あわせてタッピング・フォース測定時の凹凸像も取得した。

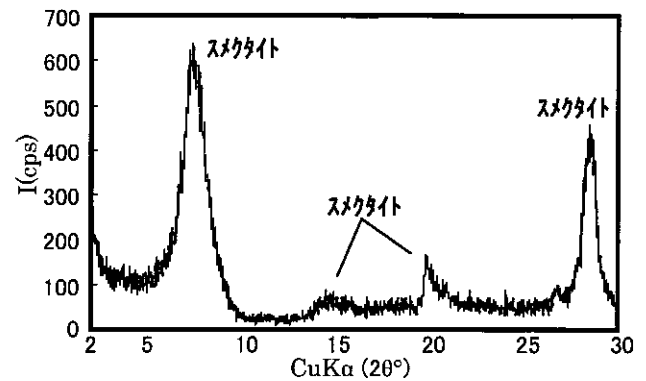


図 5 クニピア-F の X 線プロファイル

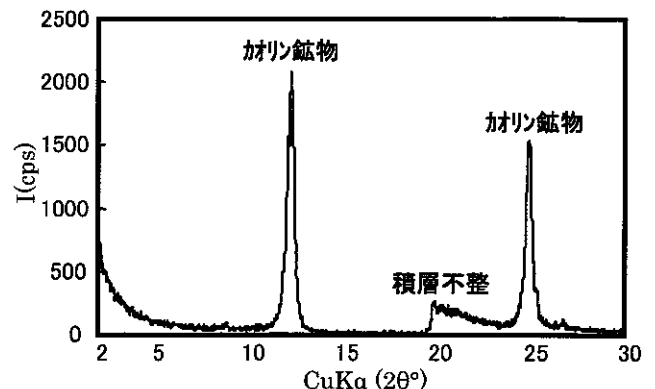


図 6 カオリン-KH の X 線プロファイル

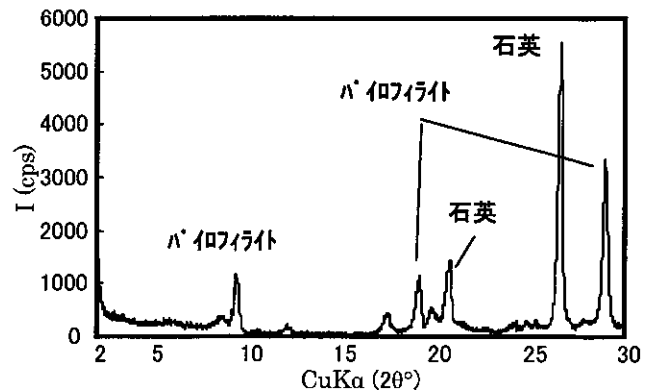


図 7 NSF 粘土の X 線プロファイル

$$\Delta A = \frac{A_0^2 - A^2}{2AQ}, \quad F = K \cdot \Delta A$$

(4) 摩擦力のせん断速度依存性の検証

接触方式により粘土粒子表面の摩擦力を測定した。測定条件は、測定範囲 $10 \mu\text{m}$ の 1 スキャンライン固定とし、走査速度を $16.6 \mu\text{m}/\text{sec}$, $1.7 \mu\text{m}/\text{sec}$, $0.2 \mu\text{m}/\text{sec}$ とした。Deflection Setpoint を $0 \sim 1.0\text{V}$ の範囲で変化させた。測定データは高さデータおよび摩擦力データである。プローブは、Cont(ナノワールド社)を使用した。試料は、クニピア-F およびカオリン-KH とし、シリコンウェハ基盤に水籤した試料とした。測定方法は、試料ステージに設置した試料にプローブを近づけてスキャンを開始させる。測定は、1 スキャンライン上で固定した状態でパラメータを調整、高さデータを一定にした後、一定値となった摩擦力を測定する。測定後、フォースモードに移行してフォース・カーブを測定し、垂直荷重を次式により求めた。

$$F = K \cdot \Delta A$$

4. 測定結果および考察

(1) 残留状態せん断面の表面解析

図 8 にクニピア-F, カオリン-KH, NSF 粘土の残留状態せん断面の凹凸像, 断面画像, 3 次元凹凸像を示す。なお、中段の断面画像の断面位置は上段凹凸像の直線部である。表 1 に AFM により測定した粘土の残留状態せん断面の表面粗さ解析結果, 算術平均高さ R_a および表面積増加率 RIA の値を示す。

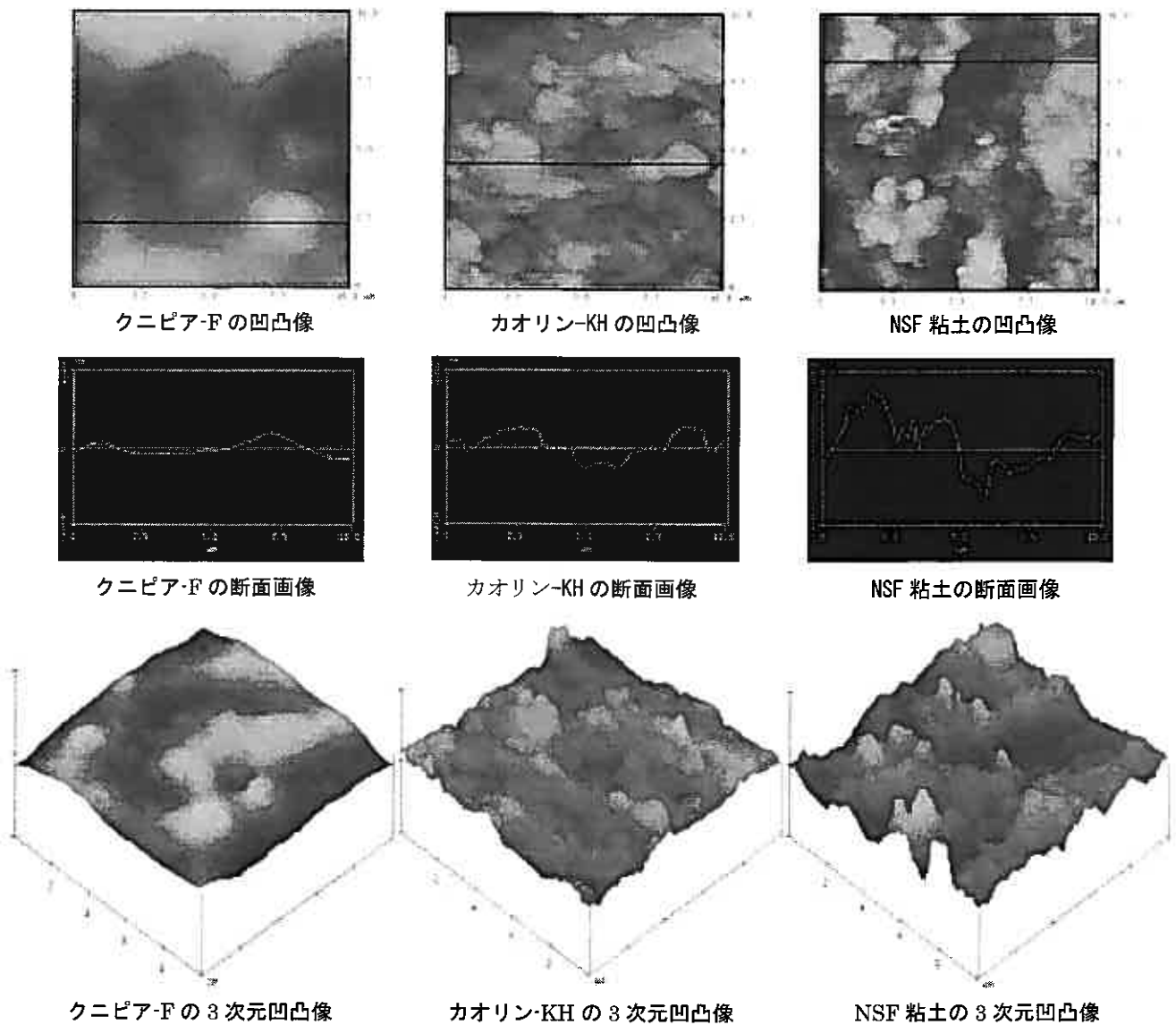


図 8 粘土の残留状態せん断面の AFM 測定結果

AFM 画像から、3 試料ともに粗さがあることが確認された。3 次元凹凸画像から、残留状態せん断面の粗さの程度に差があることがわかる。クニピア-F が最も滑らかなせん断面を形成しており、断面画像にも緩やかな様子が示されている。一方、カオリン-KH は粗く、断面画像から凹凸の高低差、起伏ともにクニピア-F と比べて大きい。NSF 粘土は最も粗い表面をもち断面データから凹凸の高低差、起伏ともに最大であった。

表 1 残留状態せん断面の表面解析結果

kunipia-F		kaolin-KH		NSF-clay	
R _a (nm)	RIA (%)	R _a (nm)	RIA (%)	R _a (nm)	RIA (%)
47.58	0.69	191.70	19.92	232.04	20.11
46.69	0.68	154.07	33.76	283.68	33.67
49.57	0.70	114.68	14.08	275.47	38.60

なお、NSF 粘土は、主成分がパイロフィライトおよび石英で、粗さに石英粒子の大きさが影響している可能性がある。残留状態せん断面の表面解析結果より、表面粗さはクニピア-F、カオリン-KH、NSF 粘土の順に粗くなることが確認された。また、表面積増加率 RIA より、クニピア-F の表面積増加率が極端に小さく、カオリン-KH、NSF 粘土は大きい。特筆すべき点は、クニピア-F がカオリン-KH および NSF 粘土と比較して、測定点に関わらず R_z、RIA ともにほぼ一定の値を示した点である。これは、クニピア-F の残留状態せん断面が凹凸、うねりともに変化の少ない非常に滑らかなせん断面であることを意味する。一方、カオリン-KH および NSF 粘土は、測定点により値に大きな差が出た。これは、残留状態せん断面に大きな凹凸が存在しており、かつ大きなうねりが存在するためである。

タッピング方式による表面測定の結果、粘土の残留状態せん断面は粗さがあり、粗い順に NSF 粘土 (R_a=263.7nm, RIA=30.8%) > カオリン-KH (R_a=153.4nm, RIA=22.6%) > クニピア-F (R_a=47.9nm, RIA=0.69%) であった。

(2) 粘土の摩擦力測定

図 9、図 10 にクニピア-F およびカオリン-KH の垂直荷重-摩擦力関係図を示す。垂直荷重はフォース・カーブ測定より算出した。摩擦力については使用した AFM に力(nN)に換算する機能がなく、測定値は電圧 mV で表示される。そこで既存の研究において摩擦力が得られているシリコンウェハを測定し、得られた電圧(mV)と摩擦力(nN)との換算係数を求めて力を算出した。

測定結果より、クニピア-F、カオリン-KH ともに垂直荷重と摩擦力との間に直線性が得られた。クニピア-F の摩擦係数 $\mu = 0.0266$ 、摩擦角 $\phi = 1.5^\circ$ 、カオリン-KH の $\mu = 0.0653$ 、 $\phi = 3.7^\circ$ で、カオリン-KH がクニピア-F をわずかに上回る結果を得た。しかしながら、クニピア-F およびカオリン-KH ともに摩擦角 ϕ は非常に小さく、垂直荷重の増加による大幅な摩擦力の増加は期待されない。

つぎに AFM により得られた摩擦角 ϕ と大変位一面せん断試験のせん断抵抗角 ϕ'_r と比較した結果について述べる。乾燥状態の粘土試料による大変位一面せん断試験からクニピア-F のせん断抵抗角 $\phi'_r = 19.0^\circ$ (AFM 摩擦角 $\phi = 1.5^\circ$)、カオリン-KH の $\phi'_r = 24.9^\circ$ (AFM 摩擦角 $\phi = 3.7^\circ$) が得られている。摩擦角 ϕ とせん断抵抗角 ϕ'_r には、明らかに差があることが確認された。マイクロ領域における ϕ とマクロ領域における ϕ'_r が異なることを示唆している。注意すべきは AFM での摩擦力測定がプローブ先端 Si 原子と粘土粒子との摩擦であるのに対し、大変位一面せん断試験では粘土粒子同士の摩擦である。このように摩擦を起こしている物質が異なるため単純に比較はできないが、マクロ値とマイクロ値が異なるといった同様の結果が得られている^{5), 6), 7)}。

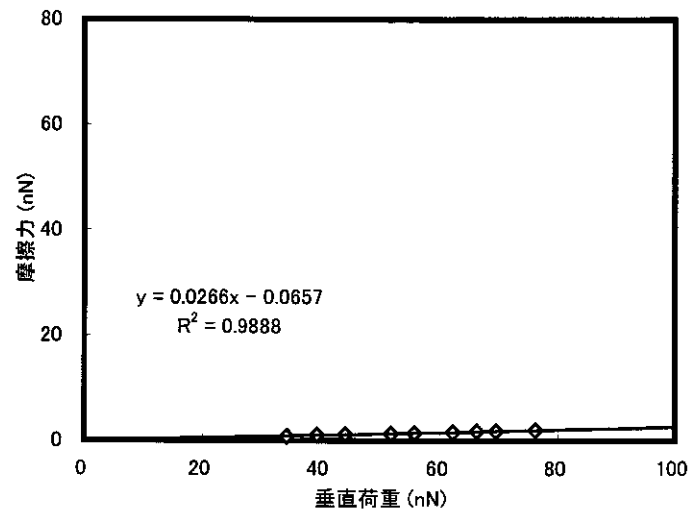


図 9 クニピア-F の垂直荷重-摩擦力関係図

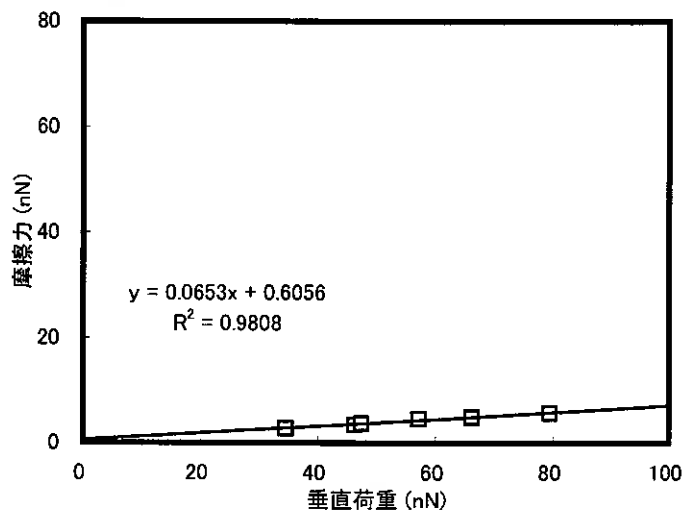


図 10 カオリン-KH の垂直荷重-摩擦力関係図

(3) 水の吸着力測定

図 11, 12 にクニピア-F およびカオリン-KH の水の吸着力測定結果を示す。図には乾燥状態の粘土の測定結果をあわせて示した。縦軸(対数表示)の Tapping force は試料表面の水の吸着力を示している。

測定結果から、クニピア-F の吸着力は、乾燥状態で $0.1 \sim 3.3 \text{ nN}$ (平均 $6.6 \times 10^{-1} \text{ nN}$)、湿潤状態で $0.006 \sim 0.1 \text{ nN}$ (平均 $4.1 \times 10^{-2} \text{ nN}$) と含水により吸着力が減少している。カオリン-KH の吸着力は、乾燥状態で $0.07 \sim 3.0 \text{ nN}$ (平均 $5.6 \times 10^{-1} \text{ nN}$)、湿潤状態で $0.3 \sim 2.6 \text{ nN}$ (平均 $8.9 \times 10^{-1} \text{ nN}$) と含水しても吸着力がほとんど変化しない。

粘土中の水分は、粘土の水分を保持能力によって存在形態が異なる。Rode³⁾は、結晶水を除き粘土中を移動可能な水を自由水、弱吸着水、強吸着水、蒸気体水分の大きく 4 項目に分類した。自由水は重力や毛管力によって移動する水、弱吸着水は吸着力によって粒子表面に水分子が一定な方向に配列している水で、厚さは水分子の数 $10 \sim$ 数 100 層の薄膜状である。強吸着水は水分子が粒子に向かって一定方向に配列し、吸着力によってかたく保持された水で、厚さは水分子径の数倍で固体に近い挙動を示す。蒸気体水分は水蒸気の形で、間隙中に存在する水分で温度変化や空気の流れで移動する。試料は水で飽和しているため蒸気体水分は存在しないと考えられる。AFM のプローブを押し付けて離す場合の吸着力の大きさを考察するにあたり、自由水、弱吸着水、強吸着水との関係について考察した。粘土粒子に保持されている水は、自由水 < 弱吸着水 < 強吸着水の順で粘土粒子に吸着する力が大きくなる。ここで強吸着水は固体に近い挙動を示すことから、押し付けたプローブが強吸着水に吸着する(突き刺さる)ことは不可能であると考えられる。そのため残留状態せん断面に存在する弱吸着水にプローブが進入することでフォースカーブを測定しているものと考えられる。図 13 は、吸着水の結合強さと水膜の厚さとの関係であるが、吸着水の厚さが増加するのに伴い吸着力が低下することがわかる。おそらく AFM による水の吸着力測定では、粘土粒子表面の弱吸着水の吸着力を測定しており、吸着力は弱吸着水の厚さと関係をもつとみられる。以上から、粘土粒子表面に存在する吸着水の厚さは、湿潤状態のクニピア-F が最も厚く、他の 3 試料は同程度の厚さであると考えられる。

図中の横軸の Asperity height とは、吸着力を測定する際の凹凸の大小を示したものである。正の領域は上に凸の状態を示し、負の領域は下に凸の状態を示している。図 11 のクニピア-F の乾燥状態については、測定時に凹凸の小さな場所で吸着力を測定してしまったために 0 付近に値が固まってしまう考察することはできないが、乾燥状態のクニピア-F および、乾燥、湿潤状態のカオリン-KH における試料表面の凹凸の大小と吸着力との関係から、試料表面の凹凸の大きさ、山谷の変化により吸着力が増減するかを検討した。測定結果から、試料表面の凹凸の大小と吸着力にさほど差は見られなかった。これにより、粘土の表面には凹凸があるが、粘土の表面に存在する吸着水は均等な厚さをもっている、あるいは、吸着水の厚さに多少の差はあるが吸着水の特性に差はみられない。

以上、フォースカーブ測定の結果からクニピア-F の吸着力は乾燥 $6.6 \times 10^{-1} \text{ nN}$ 、湿潤 $4.1 \times 10^{-2} \text{ nN}$ 、カオリン-KH は乾燥 $5.6 \times 10^{-1} \text{ nN}$ 、湿潤 $8.9 \times 10^{-1} \text{ nN}$ であり、クニピア-F の吸着力が湿潤状態になると小さくなることが明らかになった。

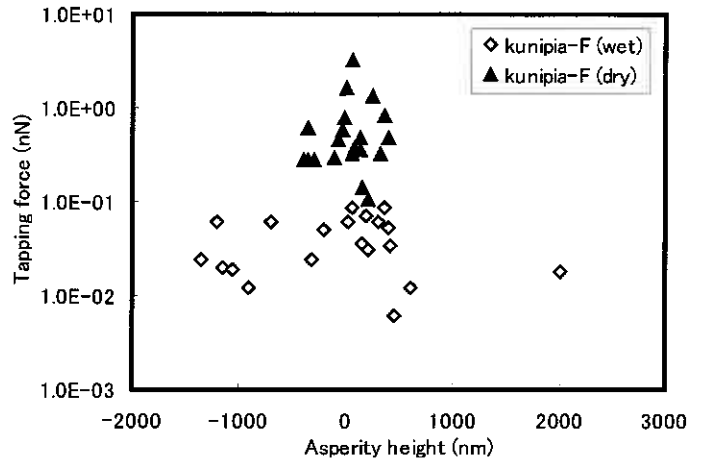


図 11 クニピア-F の吸着力測定結果

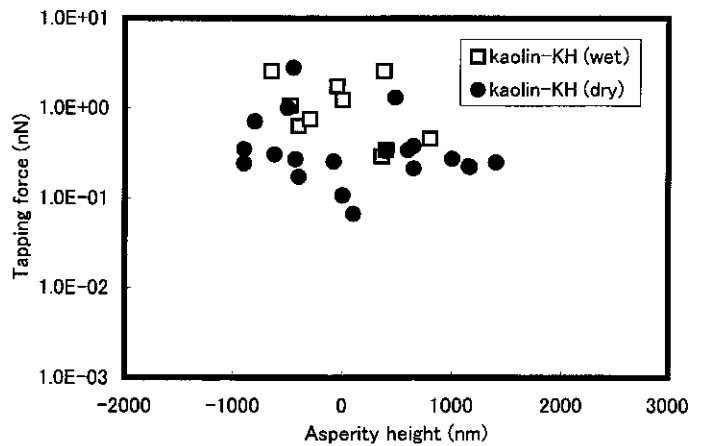


図 12 カオリン-KH の吸着力測定結果

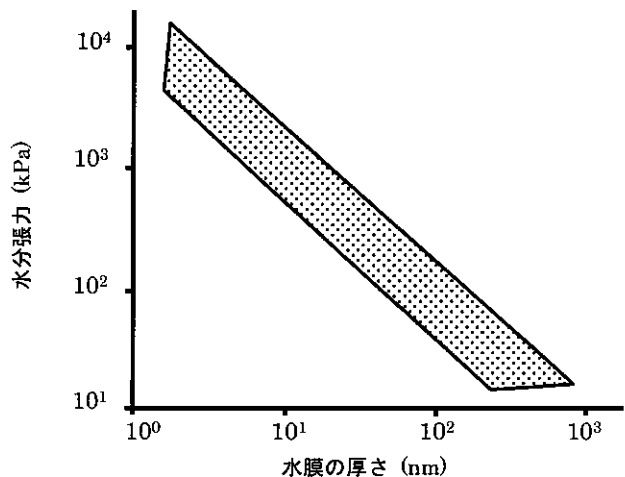


図 13 吸着力の結合強さと水膜の厚さとの関係⁴⁾
(Kemper and Rollins, 1966)

(4) 粘土の摩擦力における走査速度依存性の検証

図 14, 図 15 にクニピア-F およびカオリン-KH の垂直荷重-摩擦力関係図を示す。図中の垂直荷重および摩擦力より算出した摩擦係数 μ および摩擦角 ϕ の値を表 2, 3 に示す。なお、摩擦力の算出については、前述の(3)粘土の摩擦力測定と同じ方法により電圧(mV)を力(nN)に変換した値である。走査速度は 16.6 μ m/sec (=1.0mm/min), 1.7 μ m/sec (=0.1mm/min) および 0.2 μ m/sec (=0.01mm/min) である。異なる走査速度のもとで摩擦角 ϕ を求めることにより速度依存性の有無を検証した。また、(2)粘土の摩擦力測定で述べたとおり、本研究での摩擦力測定は、AFM のプローブ先端と粘土との間で発揮される摩擦力である。よってここでの考察は、AFM のプローブの材料であるケイ素 Si と粘土鉱物との摩擦力における走査速度依存性の有無についてである。

測定結果より、クニピア-F, カオリン-KH ともに走査速度ごとに摩擦角 ϕ に違いがみられた。しかし、表 2, 表 3 に示されるようにその差はごく僅かである。クニピア-F の摩擦角 ϕ は、走査速度 16.6 μ m/sec ($\phi = 1.17^\circ$) < 1.7 μ m/sec ($\phi = 1.18^\circ$) < 0.2 μ m/sec ($\phi = 1.23^\circ$) となり、走査速度が小さくなると ϕ が大きくなるようにみえる。しかし、4.(2)粘土の摩擦力測定では、走査速度が 8.3 μ m/sec のときクニピア-F の摩擦角が $\phi = 1.5^\circ$ であり、表 2 の関係 (速度が小 \rightarrow ϕ が大) を満たさない。表 2 にみられる測定結果の違いは、測定誤差の範囲と考えられる。カオリン-KH の摩擦角 ϕ については走査速度との関係は認められない。

以上、走査速度依存性の検証実験の結果、クニピア-F, カオリン-KH ともに速度依存性は認められなかった。

5. まとめ

原子間力顕微鏡によるマイクロ領域での各種測定の結果、粘土の残留状態せん断面の表面物性として得られた知見を以下に示す。

- ① タッピング方式による表面測定の結果、粘土の残留状態せん断面は平滑ではなく、粗い順に NSF 粘土 ($R_a=263.7\text{nm}$, $RIA=30.8\%$) > カオリン-KH ($R_a=153.4\text{nm}$, $RIA=22.6\%$) > クニピア-F ($R_a=47.9\text{nm}$, $RIA=0.69\%$) である。
- ② 接触方式による摩擦力測定の結果、クニピア-F の摩擦角は $\phi = 1.5^\circ$, カオリン-KH は $\phi = 3.7^\circ$ であり、マクロ値 (クニピア-F が $\phi'_{r}=19.0^\circ$, カオリン-KH が $\phi'_{r}=24.9^\circ$) と一致しない。マイクロ値を積分してもマクロ値にならないようである。
- ③ フォースカーブ測定の結果、クニピア-F の吸着力は乾燥 $6.6 \times 10^{-1}\text{nN}$, 湿潤 $4.1 \times 10^{-2}\text{nN}$, カオリン-KH は乾燥 $5.6 \times 10^{-1}\text{nN}$, 湿潤 $8.9 \times 10^{-1}\text{nN}$ であり、クニピア-F の吸着力が湿潤状態になると小さくなる。
- ④ 走査速度依存性の検証実験の結果、クニピア-F, カオリン-KH ともに速度依存性は認められない。

6. おわりに

本研究では粘土の残留状態せん断面を対象に AFM による各種測定を行ったが測定条件の最適化に時間を要した。測定結果にも測定誤差があると考えられるので、より測定精度を高め、質の高い結果を出すことにより今後の議論を深めたい。また、他の粘土鉱物についても検討すべきである。

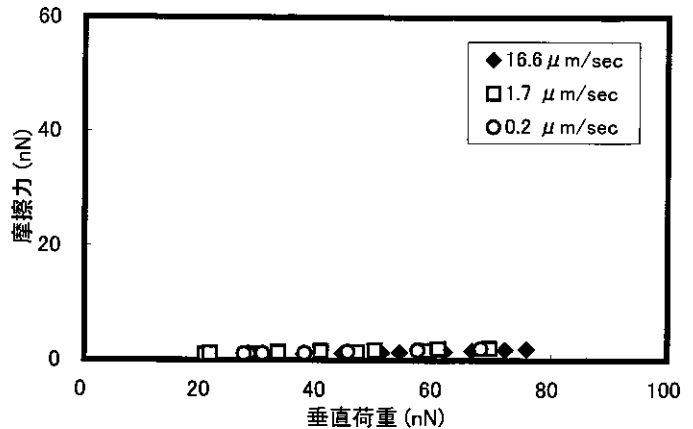


図 14 クニピア-F の垂直荷重-摩擦力関係図

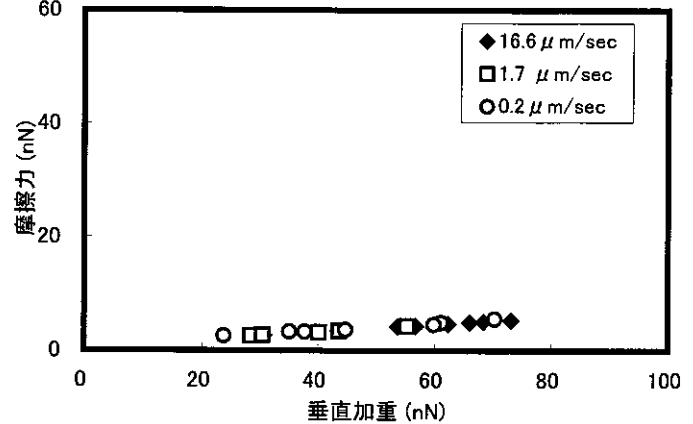


図 15 カオリン-KH の垂直荷重-摩擦力関係図

表 2 クニピア-F の摩擦係数 μ および摩擦角 ϕ

走査速度 ($\mu\text{m/sec}$)	摩擦係数 μ	摩擦角 ϕ
16.6	0.0205	1.17°
1.7	0.0206	1.18°
0.2	0.0214	1.23°

表 3 カオリン-KH の摩擦係数 μ および摩擦角 ϕ

走査速度 ($\mu\text{m/sec}$)	摩擦係数 μ	摩擦角 ϕ
16.6	0.0626	3.58°
1.7	0.0634	3.63°
0.2	0.0624	3.57°

残留状態せん断面の表面解析および水の吸着力測定では、大気中での測定のため試料表面の水分が失われてしまった。したがって、今後は相対湿度の調整が必要でせん断試験直後の残留状態せん断面の状態を保持しながら測定すること、あえて相対湿度を変化させることにより粘土の残留状態せん断面がどのように変化するかを測定することが重要である。

摩擦力測定では、乾燥状態の試料だけの結果であり、今後、測定方法を工夫して湿潤試料の摩擦力を測定することが不可欠である。また、せん断抵抗角 ϕ は応力により算出されるが、本研究での摩擦力測定においては、AFM のプローブと試料表面との接触面積の測定を行うことができなかつたため、摩擦力測定時の真実接触面積についても検討が必要である。したがって、AFM 測定時のその場観察をするとともに接触面積の測定を行い、力(nN)から応力(Pa)に変換することでプローブ先端の試料表面に対する垂直荷重がどの領域であるのか、どのくらいの垂直荷重で全面接触に至るのかななどを考慮して、マイクロ領域における粘土の摩擦力についてさらに研究を進めたい。

<参考文献>

- 1) 大河原ほか: 粘性土の残留強度発現機構に関する基礎的研究, 第34回地盤工学会研究発表会講演集2冊分の1, pp.463-464, 1999.
- 2) 森田清三 編著: 原子・分子のナノ力学, 丸善, 2003
- 3) Rode, A.A. 著: 土壌と水, 東京大学出版会, 1963.
- 4) Kemper, W.D., and J.B. Rollins. Osmotic efficiency coefficients across compacted clays. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.* 30:529-534, 1966.
- 5) 山岡武博: フリクショナルカーブによる定量的摩擦特性評価 I, 2001
- 6) 山岡武博: フリクショナルカーブによる定量的摩擦特性評価 II, 2001
- 7) 井田龍太: マイクロオーダーにおける摩擦特性評価, 2004

粘土の残留状態におけるせん断抵抗係数 $\tan \phi'_r$ と真実接触面積との関係

岩手大学 国際会員 ○大河原正文
 北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

せん断抵抗係数 $\tan \phi$ は、土のせん断特性を表すパラメータとして大変重要である。 $\tan \phi$ は、垂直応力の増減に対するせん断応力の増減率を表し、せん断強度の種類ごとにピーク強度には $\tan \phi_p$ 、完全軟化強度には $\tan \phi_s$ 、残留強度には $\tan \phi_r$ と表記される。ピーク強度とは過圧密粘土の最大せん断強さ、完全軟化強度とは練り返し粘土を正規圧密して得られた最大せん断強さのことで、通常せん断強度といえどどちらか一方をさす。残留強度は大変位せん断後に得られる最小せん断強さで応力履歴やせん断速度の影響を受けないようである。Mitachi et al. (2003)¹⁾ によると、残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi_r$ が現在のところ最も真の値に近いと考えられているボルスレフのせん断抵抗係数 $\tan \phi_e$ に等しいとみており、 $\tan \phi_e = \tan \phi_r$ が正しいとすれば種々あるせん断強度のなかで残留強度こそが真のせん断強さと呼ぶに相応しい強度になる。ところで残留状態とは、大きなせん断変位を受けてせん断強度が定常値に収束した状態のことで、せん断面は粒子配向により一般に平滑になっている。このように残留状態でのせん断現象とは、巨視的には平らな面同士の摩擦現象と考えられるため、 $\tan \phi_r$ のメカニズムの解明には摩擦研究から得られた知見が有効と考えた。摩擦とは、「接触している二物体が相対的に運動し、または運動し始めるとき、その接触面で運動を妨げようとする向きに力の働く現象、またはその力」²⁾ と定義され、アモントン・クーロンの法則が実用的な摩擦条件のもとで成立する³⁾。この法則は、摩擦力を F 、垂直荷重を N とすると $F = \mu N$ と表され、 μ は見かけの接触面積にもすべり速度にも無関係であるというものである。 μ を摩擦係数といい摩擦の度合いを定量的に表すパラメータで、せん断現象が摩擦現象であるとするれば $\tan \phi$ は μ の一種ということになる。摩擦を取り扱う学問・技術分野であるトライボロジーでは、摩擦係数 μ が存在する理由、すなわち垂直力に摩擦力が比例する理由を次のように説明している。物体がある平滑な面で接触しているとき、接触している面は一見すると全面接触しているようにみえる。しかし実際には部分的に接触しているに過ぎず、そのため物体をずらしたときに生じる摩擦力は、この接触部分で発揮される摩擦力の総和となっている。ここで接触部分を「真実接触面(もしくは真実接触点)」といい、真実接触面積が垂直荷重の増加に伴い増えるため全体の摩擦力も大きくなるというのである(図1)。残留状態でのせん断現象が摩擦現象であるとするれば、アモントン・クーロンの法則が成立するとともに摩擦係数 μ にされた説明がせん断抵抗係数 $\tan \phi$ にも適用できると考える。そこで本研究では、残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi_r$ のメカニズムの解明を目的に、残留強度に対するアモントン・クーロンの法則の適用性の検証ならびに真実接触面の存在と垂直荷重との関係について検討した。

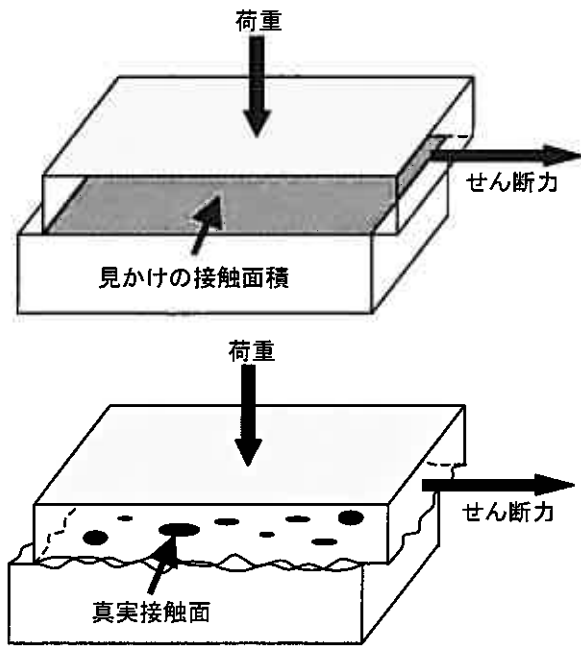


図1 見かけの接触面積と真実接触面(点)の概念図

表1 カオリンKHとクニピアFの各種物性値

	カオリンKH	クニピアF
塑性指数 I_p	≈ 0 ($w_p \approx w_L = 24.4\%$)	774.8 ($w_p \approx 117.2\%$, $w_L = 892.0\%$)
CEC (cmol/kg)	9.2	105.4
膨潤性	無	有
$\tan \phi'_r$	乾燥	24.9°
	湿潤	14.1°

Relation between the coefficient of shear resistance at the residual state $\tan \phi'_r$ and the actual contact area of clay minerals.

OKAWARA Masafumi (Iwate University)

MITACHI Toshiyuki (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

2. 試料と各種物性値

試料は、高純度ベントナイトとして広く知られるクニピアF(クニミネ工業)と市販のカオリンKH(カナヤ興産)である。クニピアFは、膨潤性を有する *Smectite* を主成分とし不純物は1%未満である。カオリンKHはX線回折分析より積層不正 *kaolinite* に同定され、石英などの他鉱物は検出されなかった。EPMAによる定量化学分析では、カオリナイトの構成元素である SiO_2 、 Al_2O_3 以外の元素はほとんど検出されず、僅かに FeO が0.2%検出されたにすぎない。カオリンKHの質量割合は $\text{SiO}_2=55.16\%$ 、 $\text{Al}_2\text{O}_3=44.84\%$ で理想化学組成($\text{SiO}_2=54.10\%$ 、 $\text{Al}_2\text{O}_3=45.90\%$)とほぼ同じであることから、X線回折分析結果とあわせてカオリンKHが不純物をほとんど含まない高純度 *kaolinite* であることが確認された。表1に両試料の各種物性値を示す。クニピアFは塑性指数 I_p が極めて大きく、カオリンKHはほぼゼロである。写真1は塑性限界 w_p (=液性限界 w_L) 状態のカオリンKHであるが半固体状と液状が共存していることがわかる。次に電気化学的性質の指標となる陽イオン交換容量 *CEC* については、クニピアFは大きくカオリンKHは小さい。ちなみに *CEC* の最大値は 150cmol/kg 程度である。せん断強度についてはカオリンKHの $\tan \phi'$ は大きく、クニピアFは小さい。とくにクニピアFの湿潤状態における $\tan \phi'$ は極端に小さい。ここで乾燥試料とは粉末試料をそのまません断箱に詰めて大変位一面せん断試験を行った結果である。各種物性値よりクニピアFとカオリンKHが物理的・化学的性質において対極にあることがわかる。

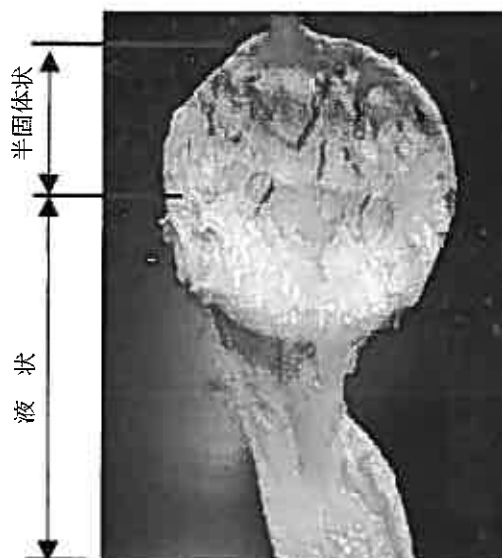


写真1 塑性限界(=液性限界)状態のカオリンKH

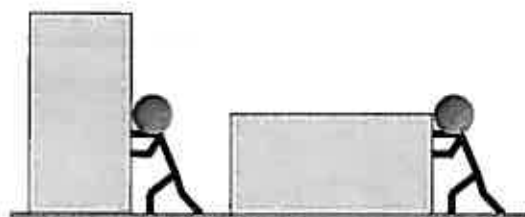


図2 見かけの接触面と摩擦との関係

3. せん断試験によるアモントン・クーロン則の適用性の検証

3. 1 アモントン・クーロンの法則

アモントン・クーロンの法則は、一般的には比較的汚れの少ない固体表面に対して成立する経験則⁵⁾で、摩擦の極めて広い範囲で成り立つことから別名「摩擦の法則」と呼ばれる。

Amonton(1699)・Coulomb(1785)の法則

- ①摩擦力は、接触面に加えられる垂直荷重に比例する。
- ②摩擦力は見かけの接触面積には無関係である。
- ③摩擦力は、すべり速度には無関係である。
- ④静摩擦力は動摩擦力より大きい。

この法則によれば摩擦力は見かけの接触面積には無関係で「直方を縦にしても横にしても摩擦力は同じ」⁴⁾という実験事実によって裏付けられている。この実験は真実接触面の存在を証明する実験として大変重要である。

3. 2 真実接触面の検証実験

真実接触面の有無を確認するため、垂直力一定のまません断面の大きさだけを変えてせん断試験を行った。実験では通常の湿潤供試体のほかに固体表面同士の摩擦現象が期待される乾燥試料での実験を行った。

(1) 試験方法

せん断試験は、残留状態に至るまでの大変位を一方方向で与えることのできる大変位一面せん断試験装置⁶⁾により行った。本装置は上せん断箱固定、下せん断箱が可動するタイプで、せん断箱寸法は長さ60cm、幅3cm、高さ4.5cmと細長い。試験ではせん断箱内部に角板を置くことでせん断面積(見かけの接触面積)を適宜変更した。見かけの接触面積は 180cm^2 (長さ60cm×奥行き3cm)、 60cm^2 (長さ20cm×奥行き3cm)の2種類である。試験条件は圧密定圧条件とし、圧密打ち切りを3t法により判断しせん断を開始した。せん断変位は、見かけの接触面積 180cm^2 のとき最大水平変位=200mmまでとし、見かけの接触面積 60cm^2 のとき最大水平変位=60mmまでとした。せん断速度は0.5mm/minである。垂直力はカオリンKHが乾燥試料・湿潤試料ともに3kN(見かけの接触面積 180cm^2 のとき $\sigma_v=167\text{kPa}$ 、見かけの接触面積 60cm^2 のとき $\sigma_v=500\text{kPa}$)、クニピアFが乾燥試料が3kN、湿潤試料が0.54kN(見



写真2 カオリンKH(乾燥)の残留状態せん断面

かけの接触面積 180cm^2 のとき $\sigma_v=30\text{kPa}$ 、見かけの接触面積 60cm^2 のとき $\sigma_v=90\text{kPa}$ である。クニピアFの湿潤試料において垂直力が小さいのは、大きな垂直力のもとでは圧密時にせん断面から多量の試料漏出が生じるためである。乾燥試料を用いた実験では、粉末をそのまません断箱に入れ供試体とした。湿潤試料は粉末試料に脱気蒸留水を加えて練り混ぜた後、試料をセルに入れて30分間ほど脱気し、 150kPa の圧密圧力で7日間予圧密したものを供試体サイズにカットしせん断箱に挿入した。

(2) 試験結果

乾燥試料の試験後のせん断面を写真2に示す。粉末をそのまま入れただけの供試体であるが鏡肌を呈する平滑なせん断面が形成されている。図3～6は、各試料のせん断力-水平変位関係である。図より乾燥試料、湿潤試料ともに残留状態に至っていることがわかる。表2は各試験より得られた残留強度で、湿潤試料の残留値が面積の大きさによらずほぼ同じ値を示している。乾燥試料については、カオリンKH、クニピアFともに接触面積の大きい方(180cm^2)の残留値が若干大きい結果となった。両者の差はカオリンKH、クニピアFとも35.3Nで、粉末試料を用いたことで接触面積の大きい(垂直応力の小さい)供試体が全体の締まり具合が悪かったとみられる。しかし、この差は得られた残留強度の僅か2%にとどまり、粉末試料を用いたことを考えればほぼ同じ残留値が得られたと判断される。

表2 大変位一面せん断試験結果

		せん断面積 (見かけの接触面積)	
		60cm^2	180cm^2
乾燥	カオリンKH	1590.6 N	1625.9 N
	クニピアF	1509.2 N	1558.1 N
湿潤	カオリンKH	986.6 N	989.9 N
	クニピアF	57.8 N	57.1 N

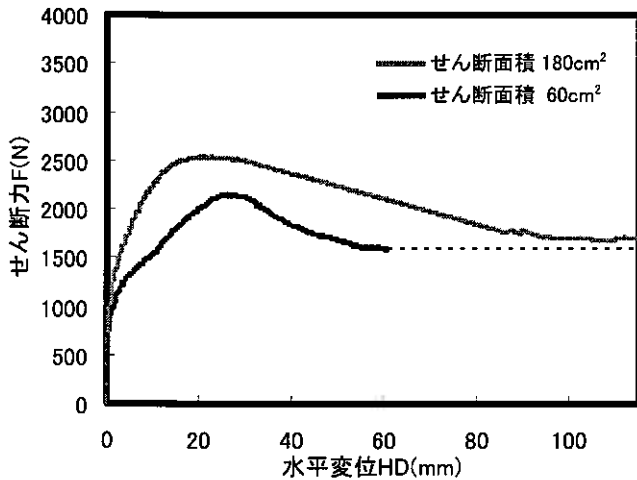


図3 カオリンKH (乾燥) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

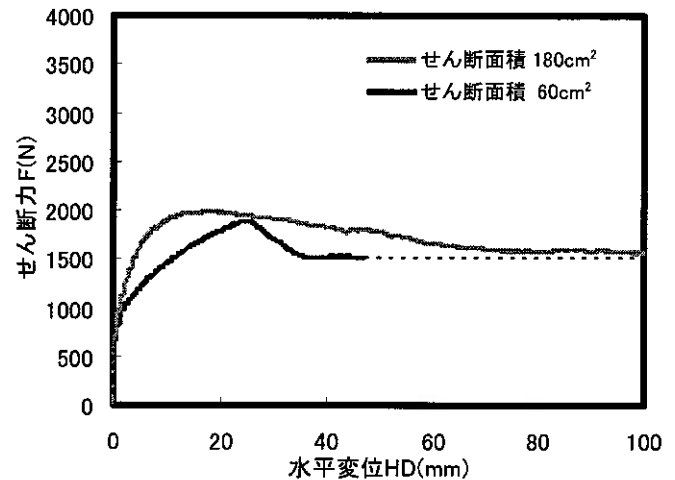


図4 クニピアF (乾燥) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

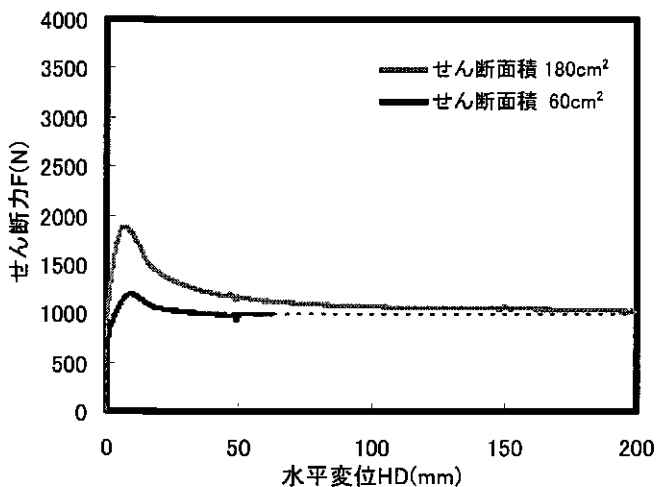


図5 カオリンKH (湿潤) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

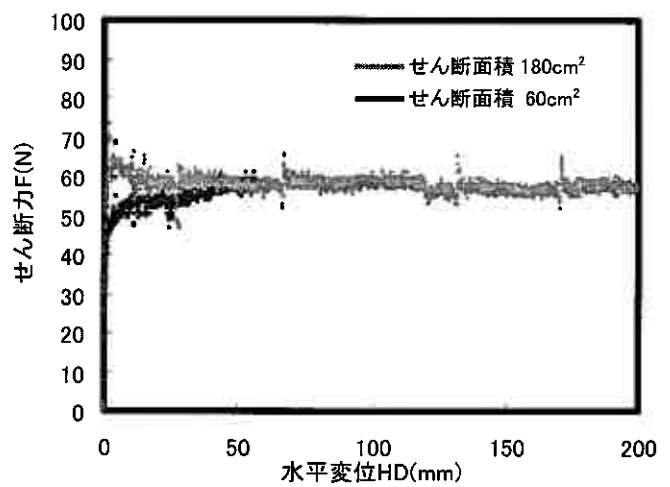


図6 クニピアF (湿潤) のせん断力 F - 水平変位 HD 関係

4. 共焦点レーザー顕微鏡による真実接触面の直接観察

真実接触面の存在ならびに垂直応力と真実接触面積との関係を明らかにするため、共焦点レーザー顕微鏡によるせん断面の観察を行った。

4. 1 真実接触面の観察

(1) 観察方法

大変位一面せん断試験装置の下せん断箱にスライドグラスを取り付けて、大変位せん断中のせん断面がそのまま載るようにした。供試体がスライドグラス上に載ったところでせん断箱から外し、共焦点レーザー顕微鏡（バイオラッド社、MRC-1024）による観察を行った（図7）。共焦点レーザー顕微鏡（Confocal Laser Scan Microscope、写真3）とは、レーザーを対物レンズから走査し試料から反射した光ないし放出された蛍光を検出してコンピュータで画像化する顕微鏡である。CLSMの特徴は、ピンホールと呼ばれる絞りを利用して同一焦点（共焦点という）面だけの反射光、蛍光を検出することで任意の面の光学平面・断面像を得ることである（図8）。実験では、CLSMの焦点をスライドグラスとせん断面との接触部付近に合わせた。観察には反射光を利用し、観察条件はピンホール直径1.0mm、ゲイン値1000V、レーザー強度3%、画像スキャン平均化処理を5回とした。なお、乾燥試料は湿潤試料のようにスライドグラスにせん断面が張り付かなかつたため、せん断試験中のスライドグラス載せを断念し観察する際に試料を手で載せた。また、大変位せん断試験の試験条件は、圧密定圧条件とし、垂直応力150kPa、せん断変位量200mm、せん断速度0.5mm/minである。

(2) 観察結果

図9にカオリンKH、クニピアFの乾燥試料、湿潤試料の反射像を示す。白い部分は粘土粒子、黒い部分は空隙（乾燥試料）もしくは水（湿潤試料）である。

カオリンKH、クニピアFともにスライドグラスとせん断面との接触部に白い斑点状の模様が観察された。全面接触であれば真っ白な画像になるが、反射の異なる明暗の模様が分布していることから部分接触である。試料ごとにみると、カオリンKHは湿潤試料において平面的に接触している様子が認められる。一方、クニピアFは乾燥試料で白い斑点状の模様が観察されるのに対し湿潤試料では全体が真っ黒である。湿潤状態のクニピアFの断面像にはガラスとせん断面との間に水が存在している様子が映し出されている。図10は、これら反射像を輝度から三次元化したものである。粘土粒子が存在すると輝度が高くなることから画像は表面凹凸を近似している。図よりカオリンKHの表面は全体に粗く、その粗さは乾燥状態で顕著である。クニピアFは乾燥状態で凹凸が認められるものの湿潤状態ではほとんど認められず全体になめらかになっている。図11は、湿潤状態のカオリンKHのせん断面を手で動かしたときの様子であるが、黒い部分が形を変えることなく移動した。運動停止中の接触面が運動中も形態をさほど変化させないことを示している点で重要である。

共焦点レーザー顕微鏡観察より、乾燥試料、湿潤試料と



写真3 共焦点レーザー顕微鏡

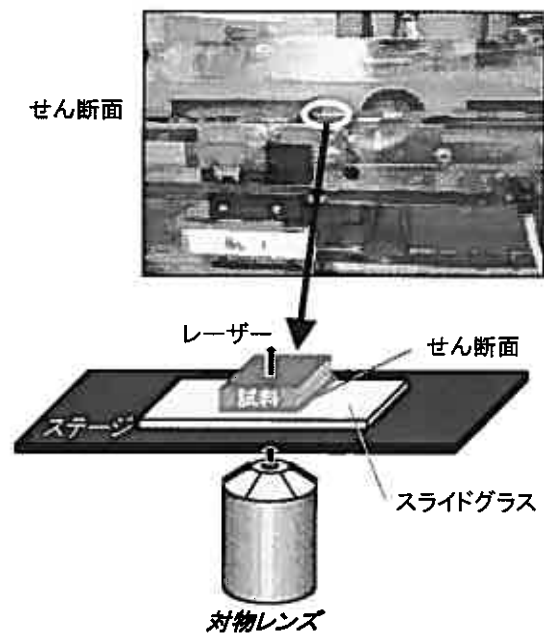


図7 共焦点レーザー顕微鏡による接触部の観察方法

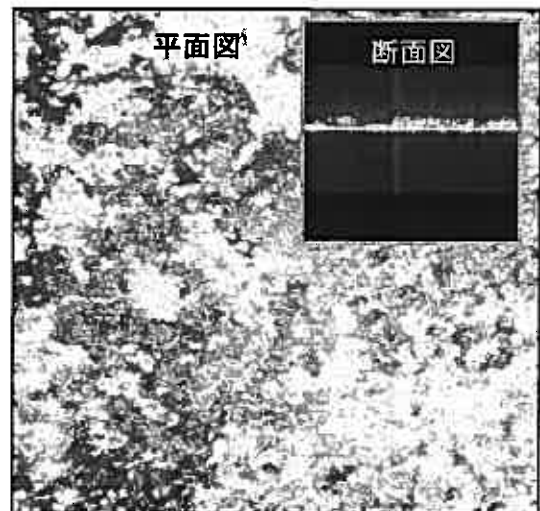


図8 反射像の例 (NSF 粘土のせん断面)

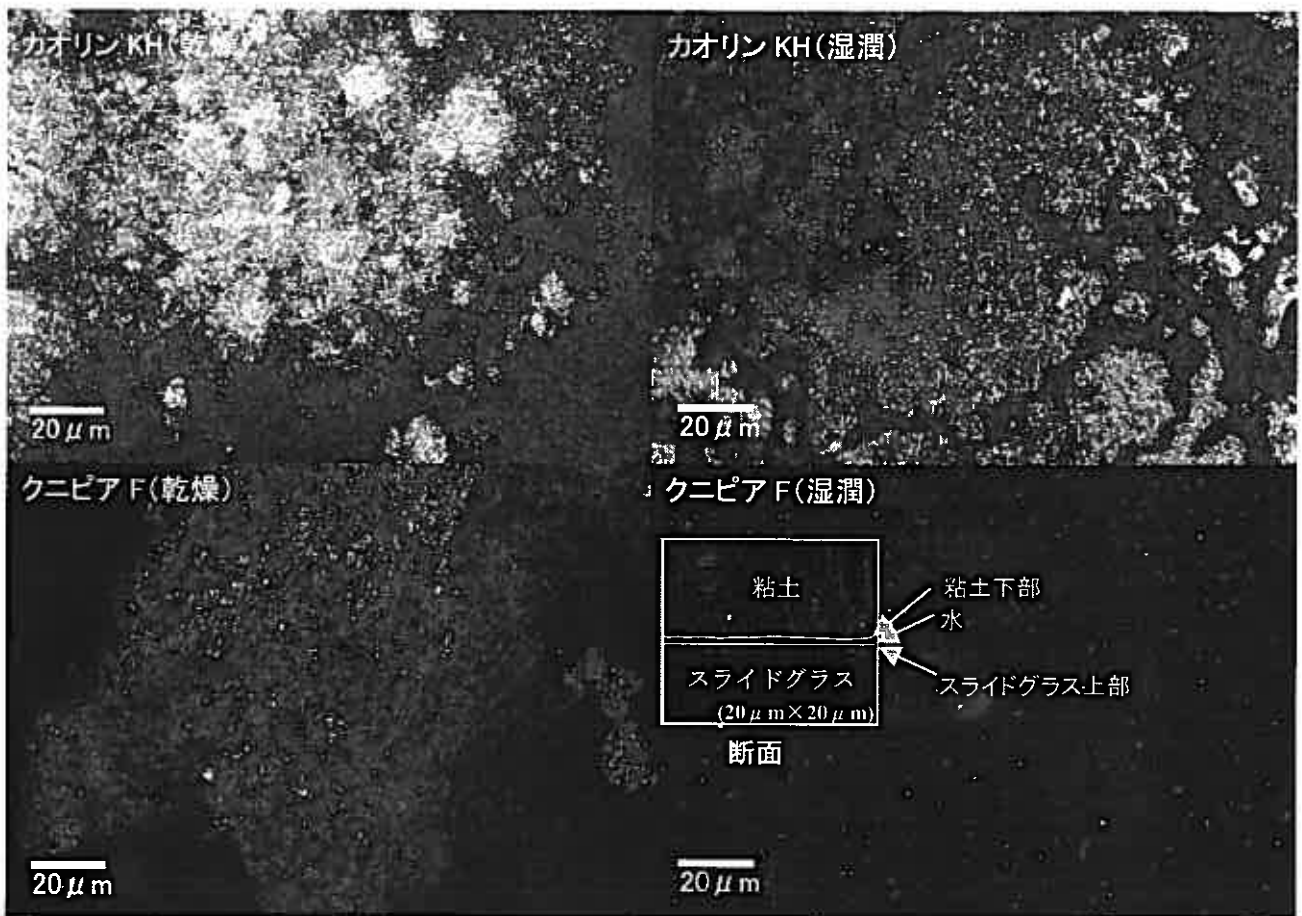


図9 カオリン KH, クニピア Fの接触部付近の反射像

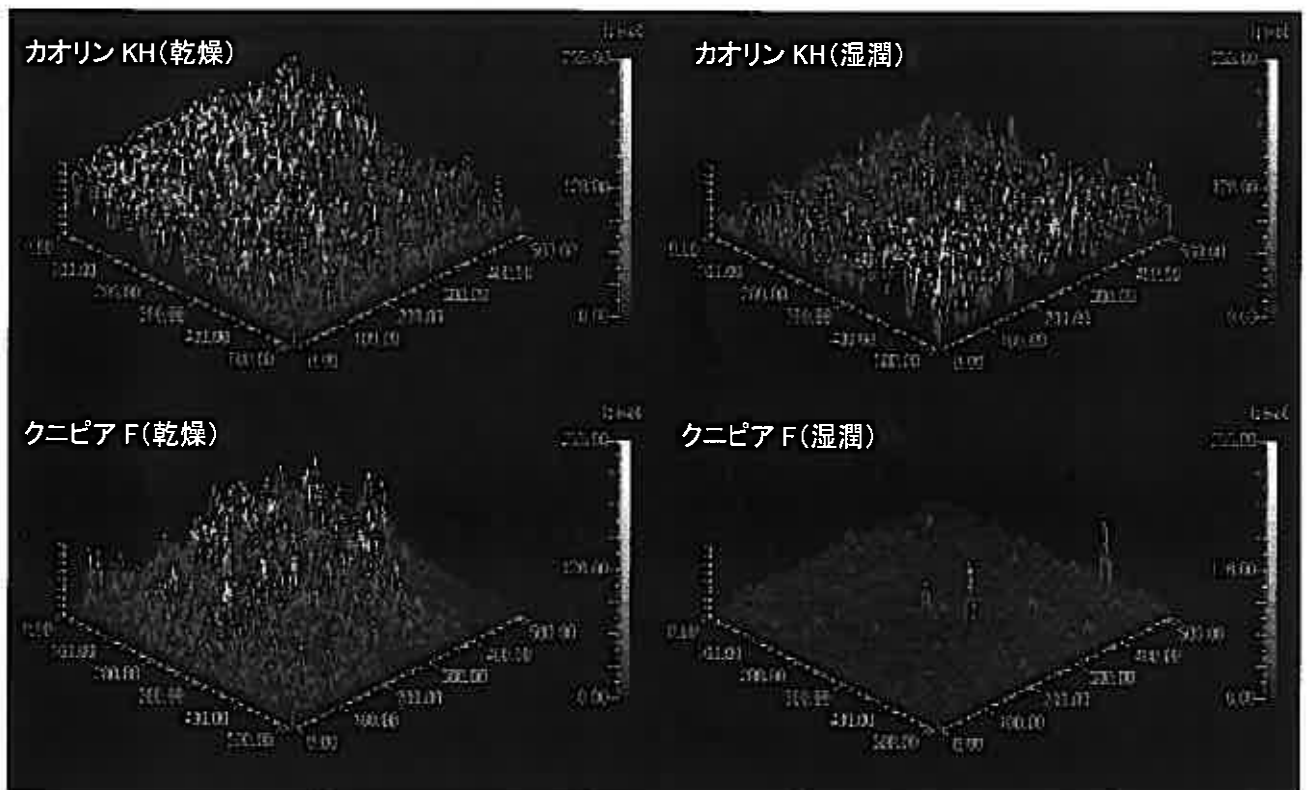


図10 カオリン KH, クニピア Fの三次元輝度グラフ

もにスライドガラスとせん断面とは部分接触であり、いわゆる真実接触面の存在が確認された。

4. 2 真実接触面積と垂直応力との関係

(1) 実験方法

強化ガラスで試作したスライドガラスの上にせん断面を載せて垂直応力を載荷した(図12)。垂直応力の載荷には錘を用い、さらにガラスと供試体の接触部から排水できるようにせん断面の周囲に濾紙を敷いた。載荷された垂直応力は50kPa、100kPaで、共焦点レーザー顕微鏡によりせん断面とスライドガラスとの接触部付近を直接観察した。

(2) 実験結果

乾燥状態のカオリンKHとクニピアFに対し垂直応力を載荷した時の反射像を図13、14に示す。カオリンKHは、垂直応力を50kPaから100kPaへと増加させることで、写真右上に白い幅のある帯状のゾーンが出現している。さらに右下の空隙部分が少なくなっている様子がみられる。クニピアFはカオリンKHほどの顕著な変化は認められないものの、垂直応力の増加に伴い右下の比較的広い空隙部分に白い斑点が出現していることがわかる。

図15、16に湿潤状態のカオリンKHとクニピアFを示す。カオリンKHは、反射の異なる明暗の様子が観察され、乾燥試料に比べ平面的に接触している様子が見てとれる。垂直応力の増加に伴い左上から右下へかけて斜めに白色の帯状部分が出現している。クニピアFは全体に真っ黒で垂直応力の増加による変化は認められない。湿潤試料において黒色の部分は水の存在を示していることから、クニピアFは荷重増加による排水がほとんど認められない。

表3に画像データを二値化し白色部分の全体に占める面積割合を算出した結果を示す。白色部分の面積増加は粘土粒子の接触面積すなわち真実接触面積の増加を意味する。表より、クニピアFの湿潤試料を除き全ての試料において垂直応力の増加に伴って白色部分の面積が増加している。

5. 考察

3. アモントン・クーロン則の適用性の検証から、残留強度が見かけの接触面積とは無関係であることが確認された。本実験ではクニピアFとカオリンKHを使用した。NSF粘土(パイロフィライトと石英)においても同じ結果を得ている。アモントン・クーロンの法則は、物質の種類によらず固体のすべり摩擦に対して普遍的に成立

する法則で、残留強度について成立することは(残留強度は垂直荷重に比例、速度依存性をほとんど示さないなど他の法則も成立する)、残留状態におけるせん断現象が本質的には摩擦現象であることを示している。

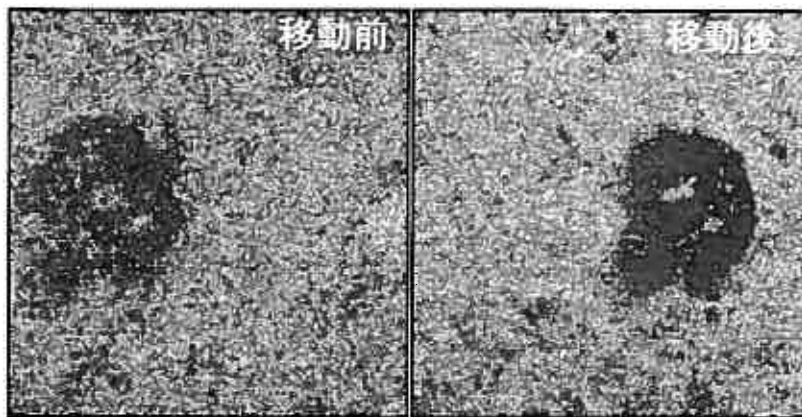


図11 カオリンKHの水平移動前後の反射像

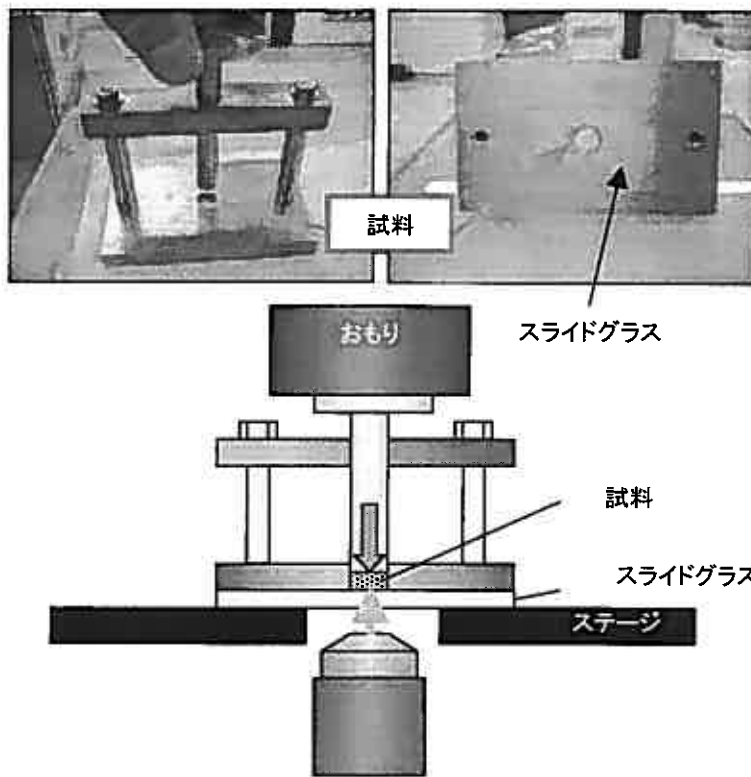


図12 おもりによる垂直応力の載荷方法

摩擦には運動の種類などにより種々の分類があり、残留状態でのせん断現象が摩擦のどの分類に相当するのか整理しておく必要がある。摩擦は、相対運動の有無によって「動摩擦(kinetic friction)」と「静摩擦(static friction)」に、相対運動の種類によって「すべり摩擦(sliding friction)」と「ころがり摩擦(rolling friction)」に、吸着分子の有無など面の清浄度に応じて「乾燥摩擦(dry friction)」と「潤滑摩擦(lubricating friction)」に分類されている。ここで残留強度が運動中に発揮される強度であるから運動の有無では「動摩擦」に、せん断とはすべりを生じさせることなので相対運動の種類では「すべり摩擦」に、さらに残留強度は、通常、湿潤試料を対象とするので面の清浄度については「潤滑摩擦」に分類される。したがって、本研究対象である残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi'$ について考察するにあたっては、厳密には“動摩擦+すべり摩擦+潤滑摩擦”に分類される摩擦現象に限定して考察しなければならない。

4. 共焦点レーザー顕微鏡観察から、真実接触面の存在と垂直応力の増加に伴い真実接触面積が大きくなることが確認された。これら実験結果は運動を停止した状態での観察結果であるが、図11に示されているように真実接触面は運動中も形態をほとんど変えないことから本研究において得られた結果はせん断中にも適用可能と考える。

以上より、残留状態におけるせん断抵抗係数 $\tan \phi'$ が存在する理由、すなわちなぜ垂直応力の増加に伴い残留強度が直線的に増加するのか?との問題について、「垂直応力に比例して真実接触面積が増加することがその主因である」と結論づける。では、なぜ真実接触面積が荷重に比例するのかという疑問が生じるが、これについては次のような説明がなされている⁷⁾。すなわち真実接触面積は見かけの接触面積に比べて非常に小さいので、そこでの圧力は非常に高く、弾性限界を越え塑性流動領域に達し、圧力は塑性流動圧力 P_m となっている。これは一定である。したがって、垂直応力 N と真実接触面積 A_r 、塑性流動圧力 P_m との間には $N=A_r P_m$ の関係が成り立ち真実接触面積は荷重に比例し摩擦力も荷重に比例する。

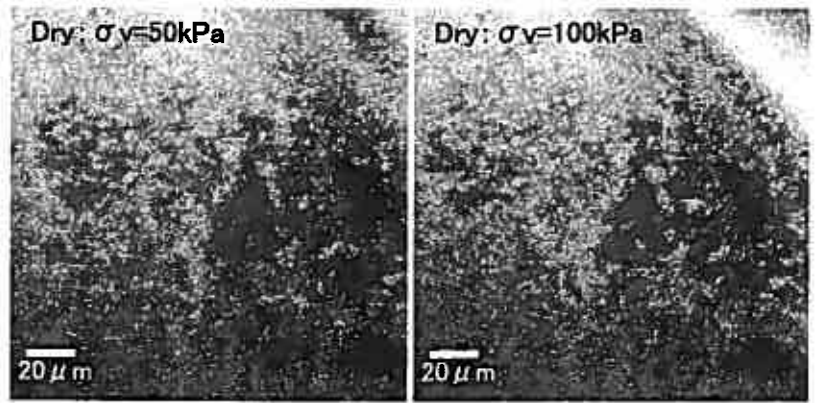


図13 カオリン KH(乾燥)の垂直応力載荷時の反射像

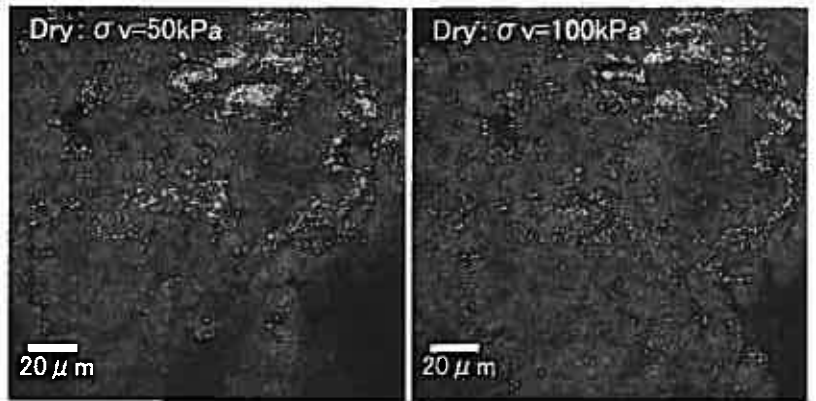


図14 クニピア F(乾燥)の垂直応力載荷時の反射像

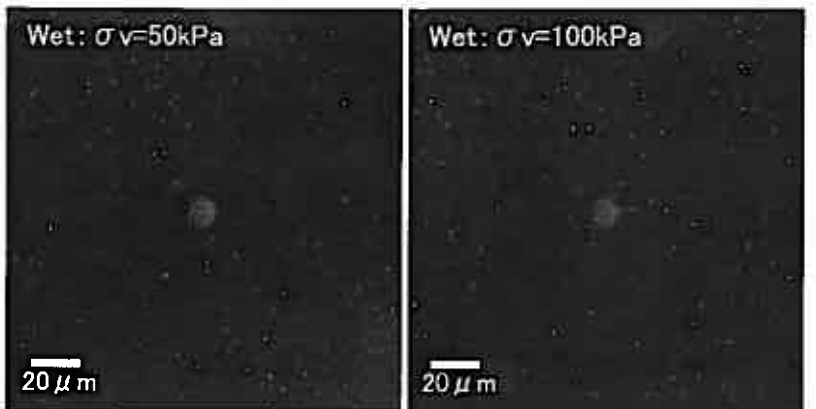
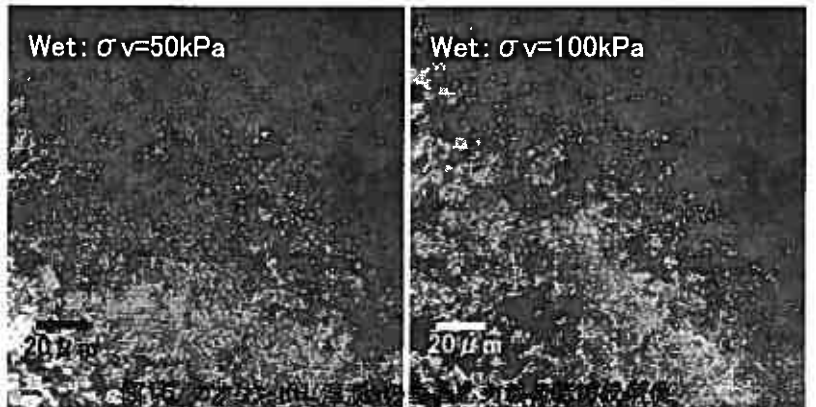


図16 クニピア F(湿潤)の垂直応力載荷時の反射像

6. まとめ

本研究では、残留状態でのせん断抵抗係数 $\tan \phi'$ のメカニズムの解明を目的に、残留強度へのアモントン・クーロンの法則の適用性の検証ならびに真実接触面の存在と垂直荷重との関係について検討した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 粘土の残留強度は垂直荷重に比例し見かけの接触面積とは無関係である（アモントン・クーロンの法則が成立する）。
- (2) 残留状態でのせん断面とガラス界面において真実接触面の存在が確認された。
- (3) 真実接触面積は垂直応力の増加に伴い大きくなる。
- (4) (1), (2), (3) より、 $\tan \phi'$ とは垂直応力の増加（もしくは減少）に伴い真実接触面積が増減することに起因する強度パラメータであると考えられる。
- (5) 湿潤状態のクニピアFではせん断面とガラスとの界面に水が存在し、この水は垂直応力の増加によってほとんど排水されない。

謝辞

北海道大学大学院理学研究科の川端和重教授には共焦点レーザー顕微鏡による接触面の観察方法をご教示いただいた。大変位一面せん断試験結果は岩手大学大学院 池田飛鳥君によるものである。心から感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) Mitachi, T., Kuda, T., Okawara, M. and Ishibashi, M., Determination of strength parameters for landslide slope stability analysis by laboratory test inverse calculation engagement, Journal of the Japan Landslide Soc., vol. 40, No. 2, pp. 105-116, 2003.
- 2) 広辞苑[理], 三省堂
- 3) トライボロジー辞典 トライボロジー学会編, 養賢堂, 338p., 1995
- 4) 加藤孝久, 益子正文 共著: トライボロジーの基礎, 191p., 培風館, 2004.
- 5) 山本雄二, 兼田楨宏 共著: トライボロジー, 理工学社, 249p., 1998.
- 6) 辻広成, 大河原正文: 粘土の残留状態再現用大変位一面せん断試験装置の試作, 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要, pp. 308-309, 2001.
- 7) 松川宏: 特集「摩擦研究の最先端とその応用」, 表面科学, pp. 1-13, 2003.

表3 二値化処理による白色部分の面積割合

		垂直応力 (kPa)		
		0	50	100
湿潤	クニピアF	<1%	<1%	<1%
	カオリンKH	35.76%	46.56%	53.60%
乾燥	クニピアF	6.02%	22.39%	24.12%
	カオリンKH	50.00%	60.20%	65.16%

岩手大学大学院 学生会員 ○大久保 幸倫
 岩手大学工学部 正会員 大河原 正文
 北海道大学大学院 正会員 三田地 利之

1. はじめに

残留強度とは、大きなせん断変形を受けて残留状態に至った時点での最小せん断強度で、鏡肌を呈する地すべりのすべり面強度に相当するとされている。残留状態に至ったせん断面は、せん断方向への粒子配向がほぼ終了していることから、残留状態でのせん断現象が平滑な粘土粒子表面間の摩擦現象であると理解される¹⁾。くわえて、この強度が粘土鉱物の種類ごとに一定値に収束する傾向を示すことから、残留強度が粘土鉱物の表面・界面特性を強く反映した固有の物性値であることが示唆される。残留強度を発現している力は、いわゆる電弱力（電磁気力）に分類され²⁾、粘土鉱物は比較的大きな電荷を有していることから、残留強度が粘土鉱物の電気化学的特性の影響を受けていることはまず間違いない。ところで粘土鉱物は、四面体シート（ SiO_4 などの面的なつながり）と八面体シート（ Al_2O_6 などの面的なつながり）の組み合わせから構成され、その表面は水酸基もしくは酸素からなる。多くの場合、粘土鉱物は結晶内の同型置換や端面の格子欠損により負電荷が卓越している。そのため水と接した場合、極性をもつ水分子は吸着され、塑性、膨潤性などの原因となる。粘土鉱物と水との相互作用は残留強度の発現機構を解明する上で重要である。

粘土鉱物中の水は、吸着水、層間水、構造水に大別され、吸着水は粒子表面に吸着している。層間水は単位層間に存在する水、構造水は結晶内部に組み込まれている水酸基 OH である。さらに層間水を細かく分類すると、直接陽イオンに配位している水（bound water）、陽イオンに配位していない水（unbound water）に分類することができる（図1）。

赤外分光法は、分子固有の振動数に対応した赤外線吸収を分光学的特性を利用して物質の定性・定量を行う方法である。赤外分光法は、粘土鉱物の構造解析や同定に利用されるほか、水の結合状態やその量を調べる方法としても有効である。水分子の基準振動には、対称伸縮振動、変角振動、非対称伸縮振動があり、それぞれの基準振動に対応した振動数の赤外線を吸収する。水分子の OH 伸縮振動数は、高温の気体で 3600cm^{-1} から低音の氷の 3200cm^{-1} まで実に広い範囲にわたって変化し、そのスペクトル幅は室温付近の液体の水で最も大きい³⁾。粘土鉱物中の吸着水・層間水がバルク水と異なるならば、赤外スペクトルとくに OH 伸縮振動の変化として現れることが期待できる。そこで本研究では、粘土の残留状態のせん断面の赤外スペクトル測定を行い、せん断面付近の水の状態について検討した。

NMR（核磁気共鳴）法は、有機化合物の分子構造解析や医療では MRI などに利用されている。NMR で測定される化学シフトは、分子・原子の置かれている化学的環境を示している。また、NMR で測定できるのは化学シフトだけではなく、分子の運動の様子やイメージングなど様々な観測に用いられている。本研究では、各種粘土鉱物中の吸着水・層間水の化学的環境の違いが観測されるのを期待し NMR 測定を行った。

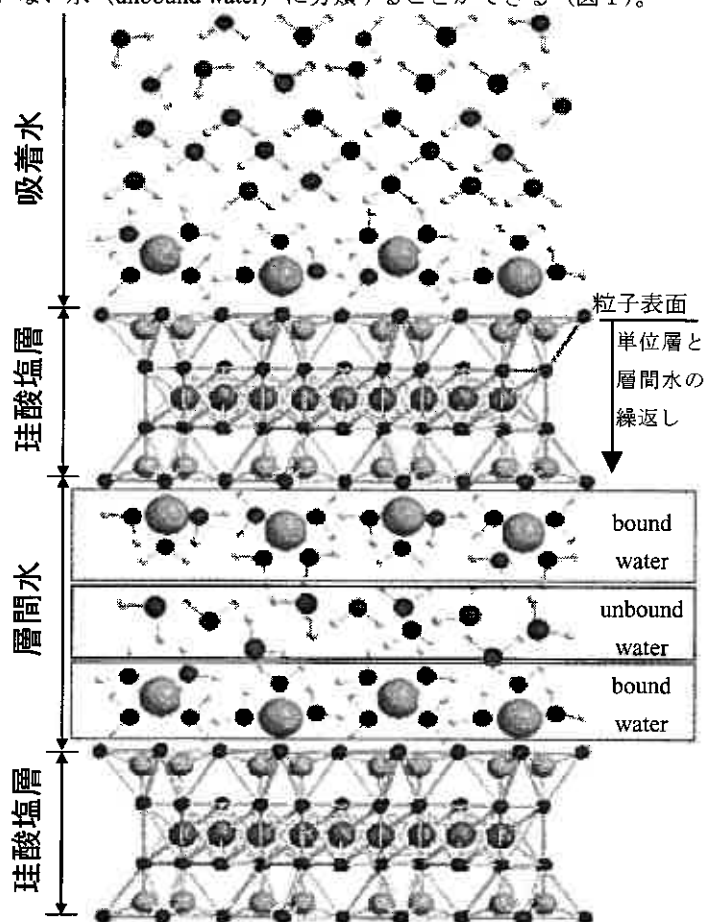


図1 粘土鉱物中の水

Water Analysis in Clay Mineral -FTIR and NMR measurement -

OKUBO Yukinori (Undergraduate Student, Iwate University), OKAWARA Masafumi (Iwate University), MITACHI Toshiyuki (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

2. 赤外スペクトル測定

2.1 測定方法

赤外スペクトル測定は、フーリエ変換型顕微分光装置（日本分光 VIR-9500、IRT-30）（写真1）を使用し、試料表面にプリズムを密着させて測定する ATR 法（全反射法）により行った。顕微 FT-IR は試料表面の局所分析、微量、微小試料の測定に威力を発揮し、本実験での測定範囲はφ250μm、測定深度は250nm~2000nmである。測定試料は、パイロフィライトと石英が主成分の NSF 粘土とスメクタイト（クニミネ工業、クニピア F）で、大変位一面せん断試験装置⁴⁾により形成された残留状態でのせん断面を測定した。測定においては、両試料とも、まず試料のない状態でバックグラウンド測定を行い、次いで、試料のせん断面を ATR 装置のプリズムに密着させて赤外スペクトル測定を行った。このとき、試料の下部の小型圧力計により試料表面とプリズムとの接触圧を測定した（図2）。測定波数域は中赤外領域 4000~400cm⁻¹、測定時の分解能は 4 cm⁻¹、積算回数は 87 回である。

また、自然乾燥させた試料の顕微反射測定を行った。試料はアルミ板上に平らにセットし、その表面に赤外線を反射させ赤外スペクトルを測定した。顕微反射測定に用いた試料は表1に示す。

2.2 測定結果

図3に NSF 粘土に対して ATR プリズムの接触圧を 10kPa~40kPa に変化させた時の赤外スペクトルを示す。3500~3900cm⁻¹の細かいピーク群は水蒸気の吸収、3400cm⁻¹付近の幅広いピークは NSF 粘土のせん断面付近の吸着水の OH 伸縮振動である。NSF 粘土に対して ATR プリズムの接触圧を 10kPa~40kPa に増加させるに伴い吸着水の OH 伸縮振動（3400cm⁻¹付近）の吸光度が減少していることが認められる。図4はスメクタイトに対して ATR プリズムの接触圧を変化させた赤外スペクトルである。スメクタイトでは接触圧の増加に伴う吸着水・層間水の OH 伸縮振動の変化は認められなかった。

図5に各種粘土鉱物の顕微反射測定による赤外スペクトルを示す。3600cm⁻¹付近のピークは、各粘土鉱物によって若干ピークの表れ方に違いはあるが水酸基 OH の伸縮振動に帰属される。図中の上記3つのスメクタイトの赤外スペクトルには、吸着水の OH 伸縮振動の吸収が 3400cm⁻¹付近に幅広いピークとして確認できる。また、3200cm⁻¹付近には吸収の肩が認められる。また、スメクタイトに比べ僅かであるが鍋山セリサイト、カオリン KH、NSF 粘土にも吸着水・層間水の OH 伸縮振動が確認できる。

2.3 考察

図3、4の 3600cm⁻¹付近には粘土鉱物の水酸基 OH の伸縮振動の吸収が表れるはずであるが、水蒸気の細かいピークと吸着水・層間水の OH 伸縮振動が重なり、水酸基 OH の伸縮振動のピークの確認が難しくなっている。

図3より接触圧の増加に伴い NSF 粘土の吸着水の OH 伸縮振動のピークの吸光度が減少していることが認められる。図4のスメクタイトでは接触圧の増加により吸光度の変化は認められなかったことから、NSF 粘土においては脱水し、スメクタイトでは水は強く吸着されていることが考えられる。

図5の3つのスメクタイトは他の粘土鉱物に比べはっきりと吸着水・層間水の OH 伸縮振動が確認できることから自然乾燥状態においても多く水を吸着していることがわかる。赤外の吸収は、



写真1 フーリエ変換型顕微分光装置

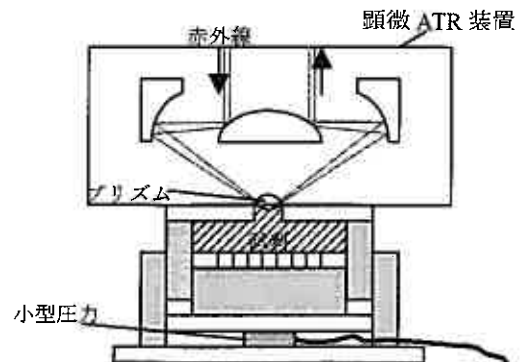


図2 ATRによる試料接触圧測定の概要

表1 顕微反射測定に用いた試料

試料	主成分	電荷
月布モンモリロナイト (日本粘土学会)	Na型スメクタイト	大 小
クニピアF(クニミネ工業)	Na型スメクタイト	
クニボンド(クニミネ工業)	Ca型スメクタイト	
鍋山セリサイト (日本粘土学会)	雲母粘土鉱物	
カオリンKH(カナヤ興産)	カオリナイト	
NSF粘土(カナヤ興産)	パイロフィライト	

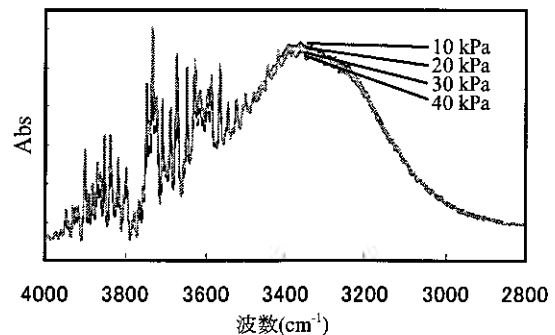


図3 接触圧ごとの NSF 粘土の赤外スペクトル

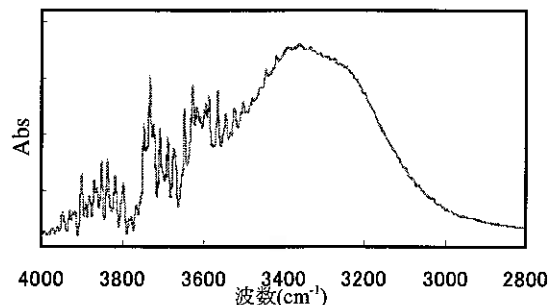


図4 接触圧ごとのスメクタイトの赤外スペクトル

分子の振動状態によってピーク位置が異なる。3200cm⁻¹ 付近に確認できる弱いピークは、吸着水の OH 伸縮振動に帰属できるとすると、分子の振動状態が異なる水分子が2種類以上存在すると思われることができる。分子の振動状態に影響する原因としては、水素結合の強さが考えられる。水素結合力が強いほど低波数側にシフトする。また、陽イオンに配位している bound water の影響も考えられる。イオンと水分子の間のクーロン力は、そのまわりの水分子を回転させるにたる大きさである⁵⁾。陽イオンに配位している水分子は、まわりの水分子との水素結合を切って陽イオンに配位していると考え、水素結合の影響はなくなるので高波数側にシフトする可能性もある。

3. NMR 測定

3. 1 NMR の原理

原子核の核スピンの方向は磁場がないときには任意の方向であるが磁場をかけると、核スピンは一定の方向を向く。プロトン (¹H) の場合は、磁場中に置くと磁場に沿った方向と、磁場に逆らった方向を向く。この核スピンの配向の数 (2I+1) はスピン量子数 I によって決定される。例えば、プロトンのスピン量子数は 1/2 で磁場の中に置かれたときは2つの配向をとり、この2つの配向はエネルギー的にも低いものと高いものに分かれる。このエネルギー差に対応する共鳴周波数の電磁波 (ラジオ波に相当) を照射することにより低いエネルギーの核スピンの励起する。この時の電磁波の吸収、放出を観測するのが核磁気共鳴法である⁶⁾。

3. 2 測定方法

本研究では、液体超伝導核磁気共鳴装置 (FT-NMR JEOL AL-400) (写真2) を用いてプロトンの測定を行った。試料はクニピア F、クニボンド、カオリン KH、勝光山パイロフィライトを用いた。溶媒は重水 (D₂O) を使い、重水は試料中の吸着水・層間水と交換したものと考える。NMR 試料管 φ5mm に各試料と溶媒を入れ測定した。クニピア F 以外は分散せず試料管の底に沈殿した状態で測定を行った。

3. 3 測定結果

図6に¹H-NMRにより測定した結果を示す。クニピア F は、1本の重水のピークが幅広く観測された。クニボンド、カオリン KH、パイロフィライトについては重水のピークから低磁場シフトしているピークが確認された。それらのピークは重水のピークと重なっていたためピーク分離を行い、それらのピークの重水ピークからのシフト量 (ppm) および半値幅を表2に示す。

3. 4 考察

試料の状態は、クニピア F のみ溶媒中に均一に分散し、クニボンド、カオリン KH、パイロフィライトは試料管の底に沈殿した状態になった。試料中の吸着水・層間水の状態を考察する場合に条件が同じもので議論するべきであると考え、クニボンド、カオリン KH、パイロフィライトのデータとクニピア F と分けて考察を行う。沈殿している試料の上澄している重水をバルク水、そのバルク水から低磁場シフトしているピークは吸着水・層間水と考え、議論を進める。

ピークの線幅には試料の状態、温度または緩和時間が影響を与え、粘性が高いほど線幅は広くなる。バルク水ピークから低磁場

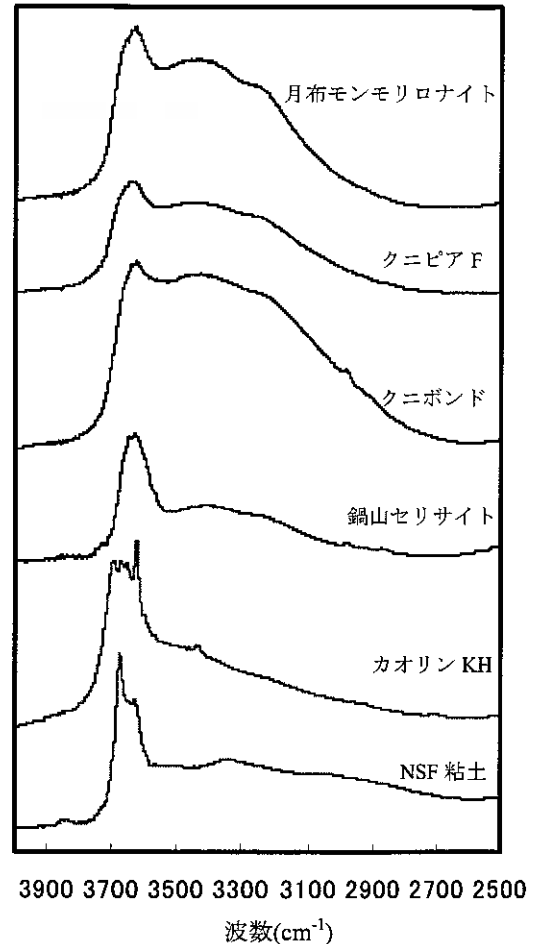


図5 自然乾燥試料の赤外スペクトル



写真2 核磁気共鳴装置

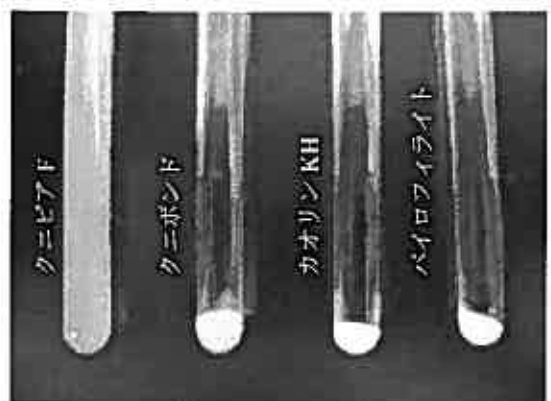
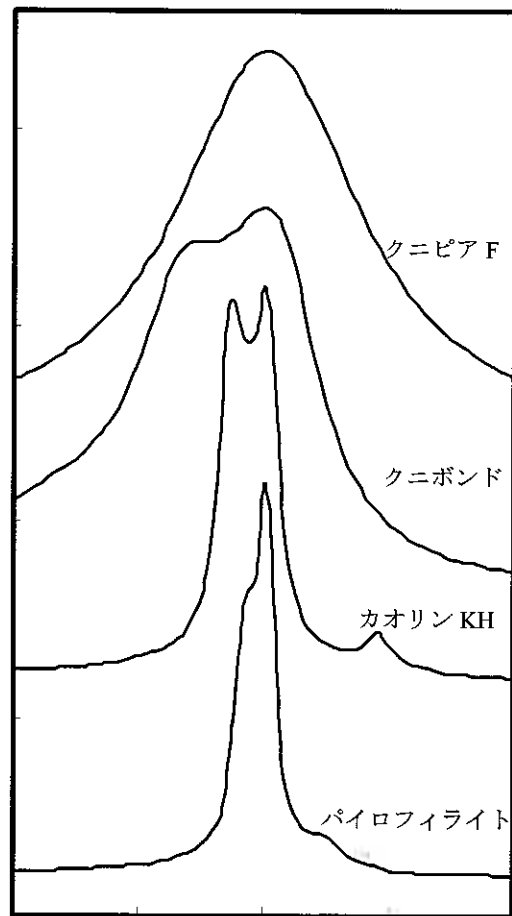


写真3 NMR 測定に用いた試料

シフトしているピークの半値幅が大きい（粘性が高い）順に、クニボンド>カオリン KH>パイロフィライトとなっている。クニピア F と重水の比較（図7）からもクニピア F の線幅が広がっていることからスメクタイト中の吸着水・層間水は粘性が高いと考えられる。バルク水ピークからのシフト量もクニボンド>カオリナイト>パイロフィライト>の順となっている。この順は、粘土鉱物の負電荷の大きい順と同じである。ケミカルシフトの原因は、原子の電子環境に影響する。磁場の中の原子核のまわりの電子は、外部磁場に逆らって誘導磁場を生じ、実際に原子核の感じる磁場は小さくなる。つまり、電子密度が大きい場合は電子による遮蔽の影響で共鳴周波数は小さくなり、高磁場シフトし、逆に電子密度が小さい場合には低磁場シフトする。つまり、吸着水・層間水中のプロトンのまわりの電子密度が高い順に、パイロフィライト>カオリン KH>クニボンドとなっている。電子密度が低くなる原因としては、水素結合の違いも考えられるが NMR の観測速度よりも水素結合の生成消滅の方が速く⁷⁾、NMR では平均化された一本のシグナルとして観測される。クニピア F は溶媒中に均一に分散したので、バルク水とは異なった電子環境にある水が存在していても平均化され一本のシグナルとして表れたと考えられる。クニボンド、カオリン KH、パイロフィライトでは試料管の底に沈殿したので、試料中の重水と上澄みした重水のピークが平均化されずにシグナルに表れたと考えられる。また、電子密度に影響を与える要因として水素結合以外の影響も考えられるので今後検討する必要がある。本研究で行った NMR 測定では、重水を用いたので H₂O と置き換えての結果として全てを解釈することはできないであろう。



4.67 4.66 4.65 4.64 4.63
δ (ppm)

図6 ¹H-NMRによる吸着水・層間水ピーク

4. まとめ

①赤外スペクトル測定

- ・NSF粘土とATRプリズムの接触圧の増加に伴い、吸着水のOH伸縮振動の吸光度が減少していることから、脱水していると考えられる。スメクタイトでは接触圧による変化は認められず、また自然乾燥状態の顕微反射測定で吸着水・層間水のピークが認められたことから、スメクタイトの吸着水・層間水は強く吸着されていると考えられる。
- ・スメクタイトの顕微反射測定から赤外スペクトルに水分子の振動状態のことなるピークが2種類以上確認された。

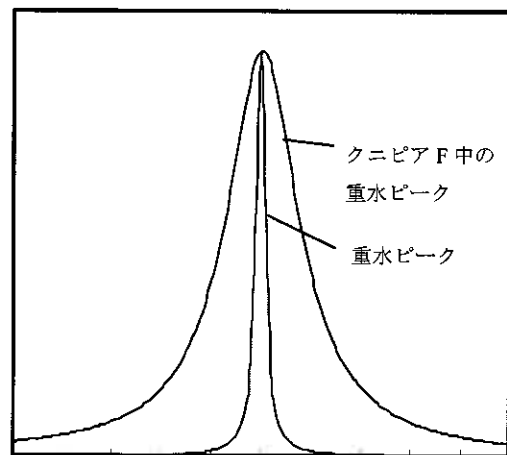
②NMR測定

- ・重水ピークから低磁場シフトしているピークの半値幅から、粘土鉱物中の吸着水・層間水の粘性が高い順にクニボンド>カオリナイト>パイロフィライトとなった。

謝辞 顕微FT-IRの測定に際し、本学地域連携推進センター今井潤助教授にご協力いただいた。NMR測定にあたり、本学農学部小藤田久義助教授、大学院生岩鼻祥子さんにご協力いただいた。心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大河原ら：第46回粘土科学討論講演要旨集, pp.150-151, 2002
- 2) 大河原ら：第42回地すべり学会研究発表会, pp.69-70, 2003
- 3) 尾崎・河田：近赤外分光法, 学会出版センター, pp.121, 1998
- 4) 甲谷ら：平成13年度土木東北支部技術研究発表会, pp.282-283, 2002
- 5) 上平：水とはなにか-ミクロに見たふるまい-, 講談社, pp.84-94, 1977
- 6) 安藤, 宗宮：これならわかる NMR【そのコンセプトと使い方】, 化学同人, pp.2-11, 1997
- 7) 上平：水の分子工学, 講談社, pp.6-8, 1998



4.7 4.69 4.68 4.67 4.66 4.65 4.64 4.63 4.62 4.61 4.6
δ (ppm)

図7 ¹H-NMRによる重水ピークおよびクニピアF中の重水ピーク

表2 重水ピークからのシフト量および半値幅

試料	バルク水ピークからのシフト量(ppm)	半値幅
クニボンド	0.0073	0.0168
カオリンKH	0.0024	0.0025
パイロフィライト	0.0018	0.0015

1. はじめに

コンピュータの普及によって、数値解析が実務の世界に数多く用いられるようになってきている。数値解析に必要な地盤定数は、原位置試験や採取された試料を用いた室内試験から求められる。しかし、原位置試験の多くは、その境界条件が複雑であり、また室内試験の場合には試料の乱れという大きな問題があるので、信頼性の高い地盤定数を求めることは難しい。このため、簡易な試験から地盤定数を予測する方法が研究者によって古くから提案され、多くの地盤定数がアッターベルグ試験から求められる塑性指数(I_p)と関連づけられてきた。一方、地盤特に軟弱な堆積粘性土は、粒度組成や粘土鉱物ばかりではなく、堆積中あるいは堆積後の環境によって、せん断強度や圧密特性は大きく異なることが知られている。したがって、ある地域で得られた関係が、他の地域にそのまま適用できるか否かは慎重に検討する必要がある。近代の地盤工学は、北欧や北米の国々によって発展してきた。これらの地域は、氷河期に厚い氷河で覆われていたので、地盤工学上問題が生じることが多い完新世の堆積粘土はこの氷河の影響を強く受けているものと思われる。一方、我が国は一部の高山を除けば氷河の影響は皆無で、有数の火山国であるので噴火堆積物の影響を多分に受けている。筆者は、日本の海成粘性土を対象として数多くの地盤調査を行ってきた。その結果、教科書などに記載されている代表的な関係が、我が国で得られた調査結果と必ずしも一致しないことがわかってきた。

現在までに多くの研究者によって世界各地の地盤の特性が報告されている。したがって、上記で述べたような地盤特性の地域性を確かめるためには、これらの研究論文からデータを集めて、 I_p も含めて種々の特性の関連性を求めれば良い。しかし、ここで問題なのは国際的に認知された共通なサンプリング方法が未だ確立されていないことである。工場で生産される製品と違って、自然が作り上げた地盤は地域によって大きく異なる。後で述べるようにサンプリング方法によって土の強度や変形特性が著しく影響されるにもかかわらず、各国で行われているサンプリング方法は驚くほど異なっている。したがって、得られた特性も共通の土俵で議論することは難しい。サンプリング方法の違いを除くために、筆者は日本のサンプラーを海外の現場に持ち込み、日本のサンプリング方法にできるだけ近い形で試料採取を行った。さらに、採取された試料は(独)港湾空港技術研究所(旧、運輸省港湾技術研究所)に持ち込み、同じ条件で室内試験を行った。本報告は、“同じ試料の品質”を有する試料に対して、“同じ試験方法”によって得られたデータを用いて、日本と海外の海成粘土の相違点について述べる。

2. サンプリング方法による試料の品質の違い

すでに述べたように、世界各国では種々のサンプラーやサンプリング方法が用いられている。サンプリングに必要なボーリングも地域によって異なり、例えば東南アジアの国々ではウォッシュボーリング(Wash Boring)と呼ばれる、水を出しながらロッドを上下することによって、ボーリング孔を掘る方法が一般に用いられている。また、北欧ではボーリング孔を掘らないで、サンプラーを試料採取の深さまで直接押し込む排土(Displacement)方式が標準的な方法である。

2.1 サンプラーの違いによる試料品質の比較(佐賀有明)

サンプラーも同様に様々なタイプが用いられている。世界で用いられている代表的なサンプラーを用いて、佐賀有明で表-1に示すサンプラーによって試料を採取した。これらのサンプラーの中で、最も品質の良い試料が採取されると世界的な評価を得ているのは、SherbrookeとLavalサンプラーである^{1),2)}。これらのサンプラーは2つともカナダのケベック州で開発されたもので、口径が我が国のサンプラーと比べて大きい。Shelbyチューブはピストンがないオープンドライブと呼ばれるサンプラーである。その他にNGI(ノルウェー地盤工学研究所)が開発したサンプラー(NGI54)や、イギリスのサンプラー(ELE100)を用いた。NGI54の肉厚比が大きいのは、先ほど述べたように、北欧ではボーリング孔を伴わないDisplacement方式であるため、サンプラーを強固にするため二重管となっているためである。

試料の品質を一軸圧縮試験によって評価した(図-1)³⁾。図-1(a)は深さ10mで採取した試料に対して行った一軸圧縮試験の結果である。図に示すように、

表-1 佐賀有明で用いたサンプラーの諸元

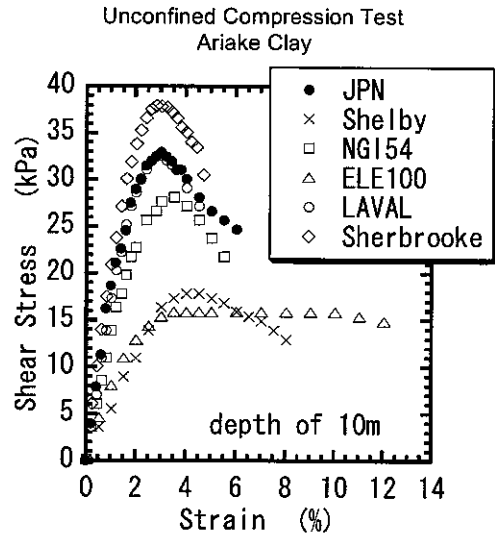
サンプラー	内径 (mm)	長さ (mm)	肉厚 (mm)	肉厚比 (%)	ピストン
日本	75	1000	1.5	7.5	有り
LAVAL	208	660	4.0	7.3	無し
Shelby	72	610	1.65	8.6	無し
NGI54	54	768	13	54.4	有り
ELE100	101	500	1.7	6.4	有り
Sherbrooke	350*	250*	-	-	無し

サンプリング方法によって一軸圧縮強さ(q_u)が著しく異なり、一番大きな強度を得られたのは Sherbrooke サンプラーで、Laval と日本のサンプラーが同程度の強度を示している。驚いたのは、土質力学の先進国とされているノルウェーの NGI54 は、日本のサンプラーよりかなり性能が悪く、イギリスのサンプラー(ELE100)に至っては、Shelby チューブと共に最も品質が悪い結果となった。このサンプラーの優劣の結果は、図-1(b)に示すように、他の深さでも当てはまる。

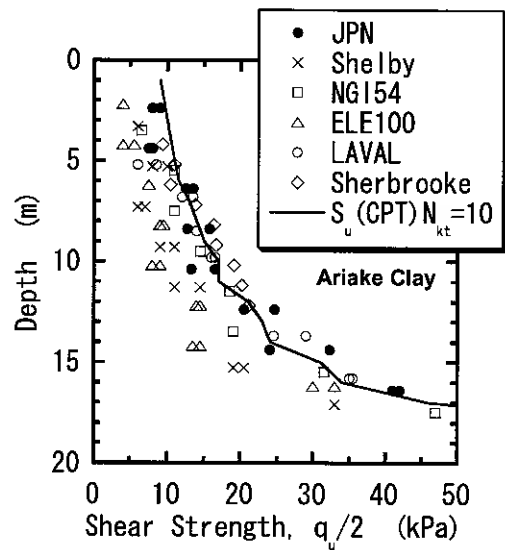
この試験結果については、国内ばかりではなく世界からも多くの反響を呼んだ。この中で、一番多かったのは、サンプリングを行うフォーマンが日本人であるので、比較が公平に行われていないという批判である。佐賀有明の結果は全て同一の日本人のフォーマンによって行われた。「日本人のフォーマンは日本のサンプラーに精通しており、その分試料の品質が良くなるのは当然ではないか」。よく言われているように、サンプリングの品質はフォーマンの技量によって大きく左右される。北欧がボーリング孔を設けずに Displacement 方式を用いている一つの理由は、フォーマンによってボーリング孔の孔底の状態が異なるのを避けるためにある。その他の重要な意見として、地盤の特性は場所によって異なるので、「日本のサンプラーは日本の地盤に適するように開発されたので、性能が良いのは当たり前である」。このため、海外の調査地点でも同様な比較試験を行った。

2.2 サンプラーの違いによる試料品質の比較 (Bothkennar と Drammen)

海外での調査は、今までにノルウェー (Drammen, Onsoy), イギリス (Bothkennar), カナダ (Louisville), シンガポール (Art Center, Tekong), 韓国 (釜山), タイ (Bangkok) で行った。ここでは、Bothkennar と Drammen での結果³⁾を図-2 と図-3 に示す。海外での調査はこの地点を含めて、サンプラーとボーリング孔を掘るコアチューブは日本から持ち込み、ボーリングマシンは現地のもの、またフォーマンは現地の技術者をお願いした。ただし、サンプリングは筆者の監督の下で、できるだけ日本の方法に従った。Bothkennar の結果を見ると、日本と Laval サンプラーで得られた q_u はほぼ同じである。一方、佐賀有明と同様に ELE100 で採取された試料は強度が小さいばかりでなく、応力とひずみの勾配、すなわち変形係数は小さく、また破壊ひずみも大きい。Drammen の結果を図-3 に示す。このサイトでは Sherbrooke サンプラーで採取された試料と比較を行った。深さ 12m の結果を見ると変形係数は多少日本の試料が小さいが、強度はほぼ同じである。一方、深さ 16m では、両者の差は 2 倍以上となった。Drammen 粘土は、粘土分が多いにもかかわらず、 I_p は非常に小さい (図-10 参照。活性度は 0.5 程度)。このように、 I_p が極端に小さな粘性土に対しては、日本のサンプラーのようなサンプリングチューブを押し込む方法は、その品質に限界があるようである。



(a) 深さ 10m での比較



(b) 深さ方向の違い

図-1 サンプラーの違いによる試料品質 (佐賀有明)³⁾

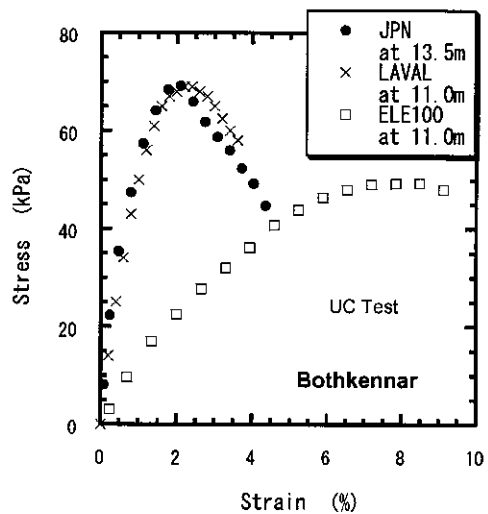


図-2 サンプラーの違いによる試料品質 (Bothkennar)³⁾

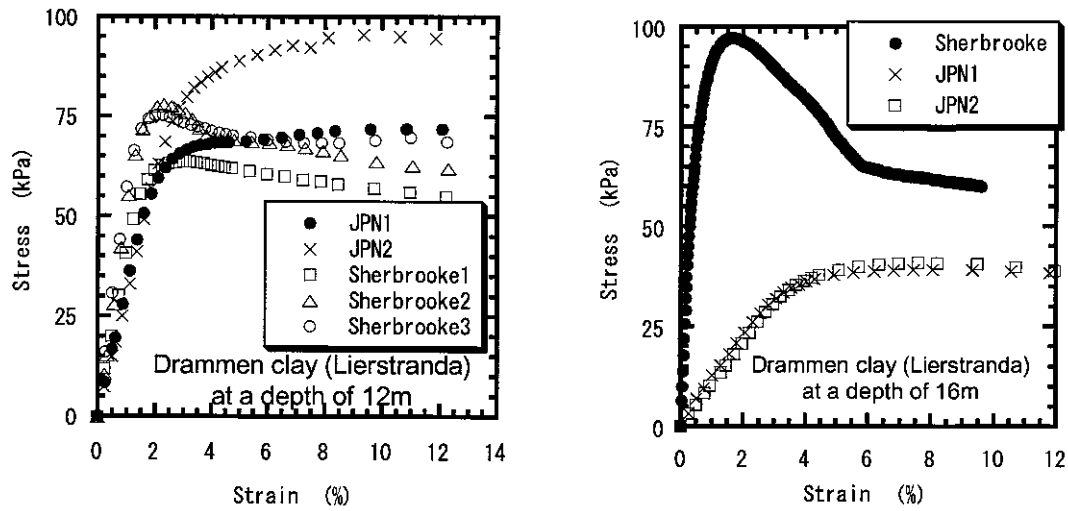


図-3 サンプラーの違いによる試料品質 (Drammen) ³⁾

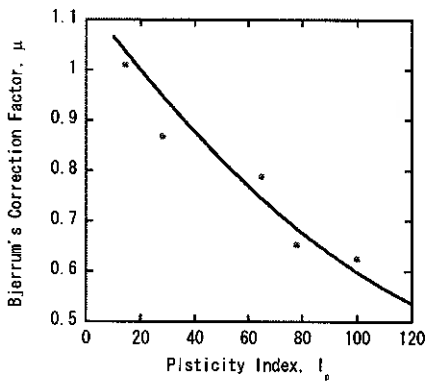


図-4 Bjerrum が提案したべーン強度に対する補正係数 ⁴⁾

Lucky Harmony on the q_u value

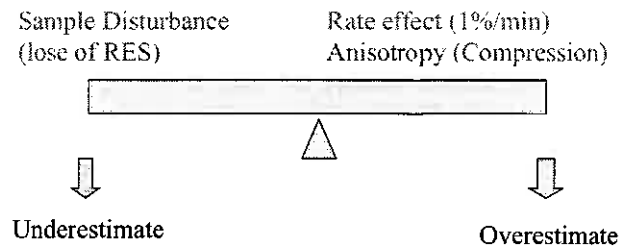


図-5 q_u 法におけるラッキーハーモニー

2.3 世界的に見た日本のサンプリング技術

上記で述べたように、日本のサンプラーで採取された試料の品質は、極端に I_p が小さな土を除いて、世界的に評価を得ている Sherbrooke や Laval サンプラーと同等であることがわかった。これら 2 つのサンプラーは表-1 に示すように、口径が大きいのでコストがかなり高い。このため、その用途は研究や特別なプロジェクトに限定される。一方、世界的に見ると、米国を含めて最も多く用いられているのは Shelby チューブである。日本では軟弱な粘性土に対しては、例外なく固定ピストン式シンウォールサンプラーを用いることが義務づけられており、この意味では、世界でも最高の品質の試料を用いて、日常業務の地盤調査を行っていることになる。

3. 設計に用いる強度

3.1 q_u 法とべーン法

粘性土地盤の安定解析は全応力法が一般であり、この解析には非排水せん断強さ (s_u) が必要となる。 s_u の決定法は国や地域によって大きく異なる。我が国では、ほぼ例外なしに一軸圧縮試験から求められた一軸強さの半分を s_u としている ($s_u = q_u/2$ 。以下 q_u 法と呼ぶ)。しかし、世界的にこの方法を用いている国は少なく、むしろ $q_u/2$ は最も精度の低い設計強度とされている。 q_u 法の代わりに、多くの国ではべーンせん断試験が一般に用いられている。しかし、設計に対してはべーン強度 (τ_v) をそのまま設計強度としないで、 I_p や液性限界 (w_L) によって求めた補正係数 (μ) を用いて、設計強度としている。今までに多くの研究者によって μ が提案され、この中でも Bjerrum ⁴⁾ の提案が有名である。彼は、強度の異方性とせん断速度依存性に注目し、これらの特性が I_p によって関連づけられると考え、図-4 に示すような I_p と μ の関係を提案した。彼の提案法に従うと、例えば I_p が 40 の場合には、設計強度は $0.88 \tau_v$ となる。以下にこの Bjerrum の提案方法を単にべーン法と呼ぶことにする。

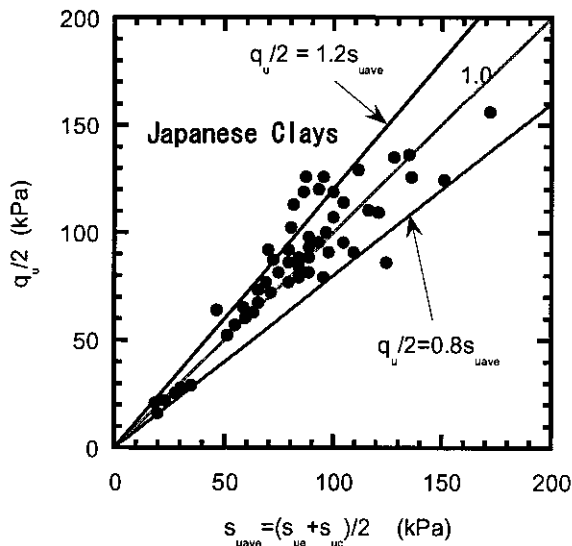


図-6 日本の海成粘性土に対して行った q_u 法と三軸試験から求めた強度の比較⁶⁾

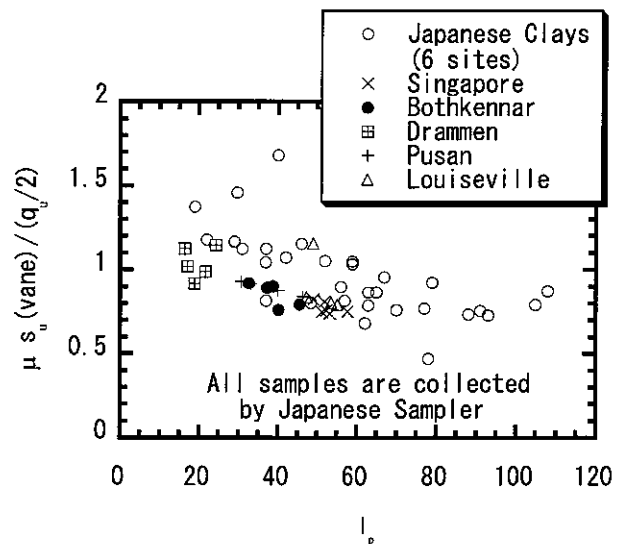


図-7 q_u 法とベーン法によって求められた強度の比較⁶⁾

3.2 q_u 法の理論的根拠

$q_u/2$ を設計強度としても良いという理論的な研究は日本の研究者によって昔から行われてきた(例えば、土田⁵⁾)。大方の研究結果をまとめると、 q_u 法は図-5に示すように、強度を過大あるいは過小評価する要素とがバランスしているとの考え方である。一般に土の圧縮強度は伸張強度より大きく、このため安定計算に用いるためには、この強度の異方性を考える必要がある。しかし、一軸圧縮試験は文字通り“圧縮強度”が得られる試験方法であるので、強度を過大評価していることになる。また、せん断速度が速くなると得られる強度も大きくなる。これは強度の速度依存性と呼ばれているが、一軸圧縮試験が1%/minでせん断が行われており、この速度は地盤が破壊する時の速度と比べて、かなり大きい。このため、このせん断速度の違いから、 q_u 法は強度を過大評価している。一方、2.で述べたようにサンプリングによって試料は乱され、これが原因で強度は低下する。すなわち、試料の乱れによって強度を過小評価している。 q_u 法では、これら過大評価する要素と過小評価する要素とが、幸運にもうまくバランスしているとの考え方を取っている。したがって、通常より乱れの少ない試料を試験に用いると強度を過大評価し、乱れの大きな試料では強度を過小評価することになる。土田⁵⁾は、ラッキーハーモニーが成り立つ試料のことを“ほどよい乱れ”と呼んだ。図-6は日本の海成粘性土に対して行った $q_u/2$ と三軸試験から求められた強度の比較を示している。三軸試験では圧縮と伸張試験を行い、その平均値とした。また、せん断速度は0.001%/minで行った。したがって、図に示す三軸試験から得られた強度は、強度の異方性とせん断速度依存性を考慮した値と考えられる。図に示すように、 $q_u/2$ は三軸試験から得られた強度の0.8~1.2の範囲内にあり、これからも q_u 法は妥当な設計強度を表していることがわかる。

3.3 q_u 法とベーン法で算出された強度の比較

我が国では、実際の調査にベーン試験が使われることは稀で、このため q_u 法とベーン法で求められた強度を比較した例は少ない。図-7に筆者らが行った我が国と海外の調査地点で得られた結果を示す。もし、両者の方法が同じ強度を算出するならば、図の縦軸の $\mu s_u(\text{vane}) / (q_u/2)$ は1.0となる。しかしながら、我が国の粘性土に対するこれらの強度比は I_p によって変化し、 I_p が40以下ではベーン法が、 I_p が60以上では q_u 法で算出した強度が大きくなる。一方、海外の粘土の場合には、Drammenを除いて、 q_u 法がベーン法より強度が大きく算出されているのがわかる。

我が国の粘性土の場合、後述するように、 I_p が小さい土は砂分を多く含む。このため、供試体は原位置の拘束圧に匹敵する負の間隙水圧を保持することができなくなり、このため膨張の影響を強く受け q_u 値が小さくなると思われる。したがって、 I_p が小さい場合には q_u 法は強度を過小評価する。事実、中瀬⁷⁾は砂分や I_p によって q_u 値を補正することを提案している。一方、 I_p が大きくなると、 q_u 法ではベーン法より高い強度が得られる。もし、ベーン法が正しい強度を算出すると仮定すると、 q_u 法は強度を過大評価していることになる。すなわち、高塑性の土に対して q_u 法から得られた強度は真の強度より大きくなるので、基礎は破壊していることになる。しかしながら、このような破壊事例は報告されておらず、また高塑性の土の場合に対して安全率を見直そうとする動きもない。逆に、我が国の地盤に対して、ベーン法は強度を過小評価するとの考え方が自然である。同様に、海外の粘土でも q_u 法の方が大きな強度が得られるが、これらの地域では q_u 法による実績は殆ど皆無なので、どちらの方法が妥当であるかの結論は避けたい。ただし、興味があるのは、ベーン法の提案者である Bjerrum の国であるノルウェーでは、ベーン法による強度評価は殆ど行っていない。ま

た、お隣のスウェーデンでも、ペーン強度を補正しているが、Bjerrum による補正係数は用いていないようである⁸⁾。

4. 我が国の海成粘性土の特性

海外の多くの国々が q_u 法を用いていない理由は、2. で述べたように、我が国と比べて品質の低い試料を用いているため、乱れによる要因が大きすぎ、図-5 に示したバランスが崩れることが大きな理由と考えられる。しかし、例えば日本のサンプラーで試料を採取したとしても、図-5 に示したラッキーハーモニーが保持できるのだろうか？この疑問の答えを出すことは非常に難しい。しかし、筆者が国内外の調査を通じて感じたのは、世界の国の粘土と比べて我が国の海成粘性土は非常に特異であることである。

4.1 s_u/p と ϕ

I_p によって推定される値に内部摩擦角 (ϕ') と非排水せん断強度増加率 (s_u/p) が良く知られており、実務の設計でも用いられていることもある。これらの関係を図-8, 9 に示す。スメクタイトを主成分とするベントナイトは I_p が非常に大きく、また ϕ' は非常に小さいことが知られている。一方、砂分が多いと I_p が小さくなるが、 ϕ' は大きくなる傾向にある。したがって、多くの研究者によって図に示すように I_p の増加とともに ϕ' が減少すると言われてきた (例えば Kenney⁹⁾, Bjerrum と Simons¹⁰⁾)。しかしながら、図に示すように、我が国の海成粘土の ϕ' は I_p に対する関係は認められず、また海外の粘性土と比べて総じて ϕ は大きい。

同様に、図-9 に示すように s_u/p も我が国の海成粘性土と海外の粘性土とは I_p に対する相関は大きく異なる。 s_u は試験方法によって大きく変わるので、図に示したデータはすべて原位置ペーン試験によって得られたものである。 s_u/p と I_p を関連づける有名な式に Skempton の式があるが、我が国の海成粘性土の s_u/p はこの式の関係よりかなり大きい。軟弱粘性土の代表的な工法に段階荷荷があり、我が国の工事では s_u/p 比を 0.3 あるいは 1/3 と仮定することが多い。図に示すように海外の粘性土と比較すると、この比はかなり大きいことがわかる。

4.2 活性度

土の特性を表す指標として活性度がある。これは粘土分が I_p に対して、どのように寄与しているかを表す指標と言われている。活性度が同じ粘土であれば、 I_p は粘土分に比例して大きくなるし、活性度の高い粘土鉱物からなっている土の場合には、少ない粘土分でも大きな I_p を示す。図-10 に筆者が行った地点での活性度を示す。図には、粘土分含有量 ($2\mu\text{m}$ 以下) と I_p の関係を示しているの、この勾配が活

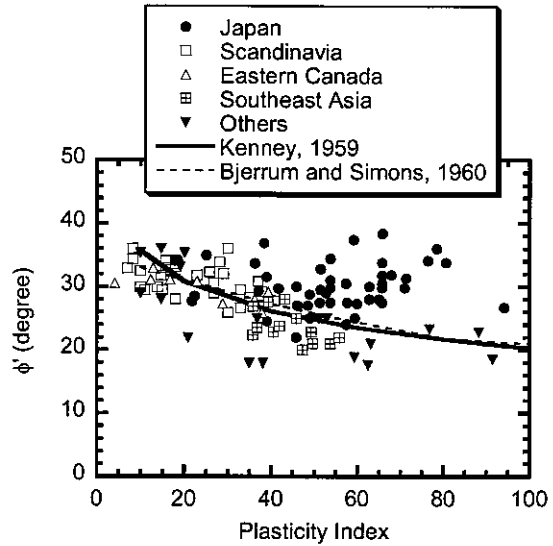


図-8 塑性指数 (I_p) と内部摩擦角 (ϕ) の関係

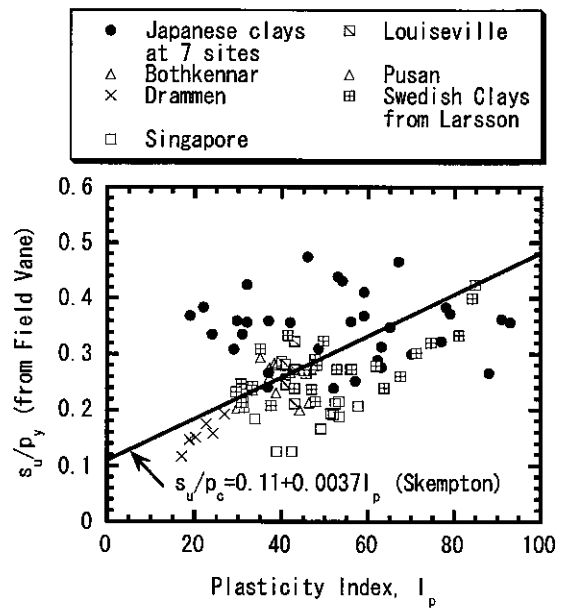


図-9 塑性指数 (I_p) と非排水せん断強度増加率 (s_u/p) の関係

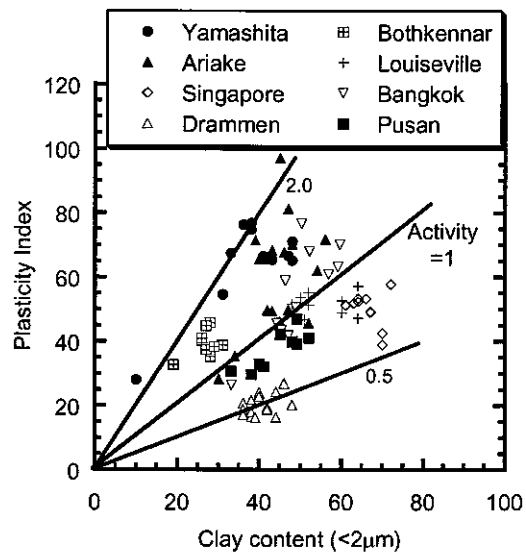


図-10 世界各地の粘性土の活性度

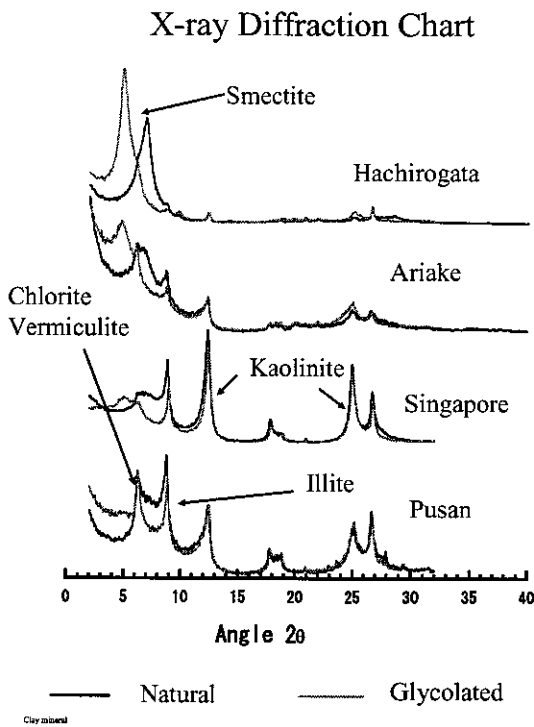


図-11 X線回折試験で得られたチャートの比較

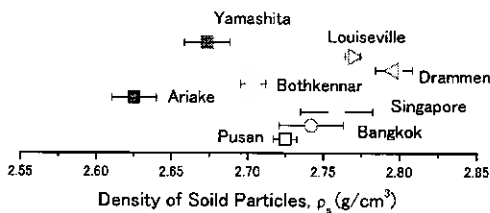
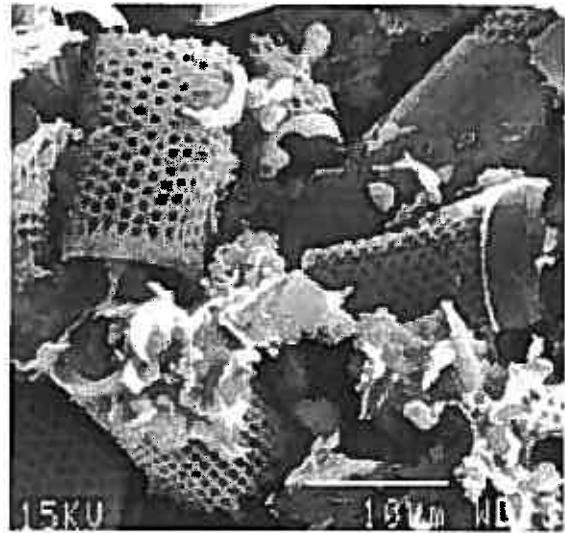
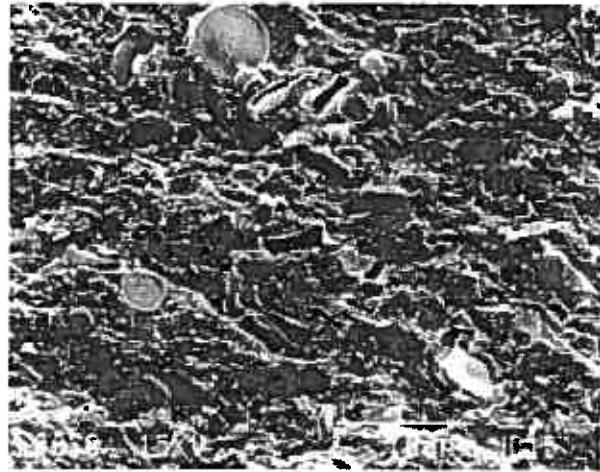


図-12 世界各地の土粒子密度分布の比較



(a)八郎潟



(b)関西空港

図-13 SEMによる土の微視構造の観察

性度となる。図から、我が国の海成粘性土の活性度はかなり大きいことがわかる。

4.3 粘土鉱物

図-11にX線回折試験から得られたチャートを示す。図から、我が国の粘土はスメクタイトを多く含むことがわかり、これが活性度を大きくしている原因であることがわかる。特に八郎潟粘土は、エチレングリコールの処理によって、低い入角度におけるピークがより小さな角度にシフトしており、多量のスメクタイトを含むことを示している。興味深いのは、距離的には釜山と有明との距離の方が、関西や八郎潟までの距離より近いにもかかわらず、粘土鉱物の構成が大きく異なることである。

4.4 土粒子の密度

図-12に土粒子の密度 (ρ_s) の分布を示す。図からわかるように、我が国の粘性土の ρ_s は他の海外の粘土の ρ_s と比べて明らかに小さいことがわかる。図には、我が国の粘土は有明と山下公園のデータだけを記載しているが、例えば港湾技術研究所が日本各地の粘性土に対して行った ρ_s の平均値は2.686である(小川・松本¹¹⁾)。また、港湾地域の地盤調査をまとめたデータベースから求めた日本の平均値は2.667であった¹²⁾。

4.5 日本の海成粘土の特徴

以上示したように、我が国の海成粘土は粘土鉱物としてスメクタイトを多量に含み、このため活性度が大きい。しかしながら、スメクタイトを多く含むと、 ϕ' や s_w/p などの強度常数は一般に小さくなると言われており、粘土鉱物だけでは日本の粘性土の特徴を説明することができない。また、 ρ_s が小さいことも、我が国の粘性土の特徴である。

表-2 珪藻の影響を調べるための試料に用いた材料の物理的性質

Soil Type	w_n (%)	w_L (%)	I_p	s_s (g/cm ³)	Silt size (%)
Diatomite	240-280	NP	NP	2.26-2.37	58
Kaolin	-	68.8	33.9	2.78	20
Singapore	56	82.5	59.8	2.77	28

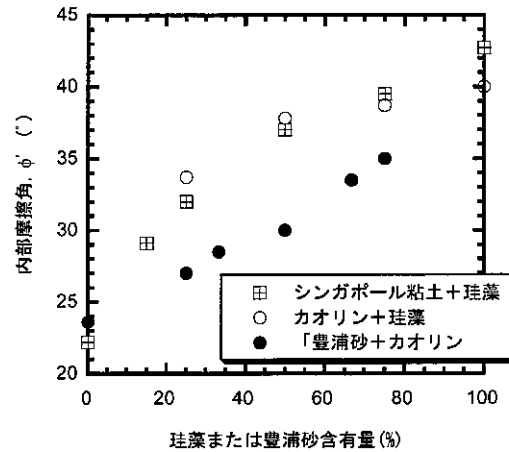
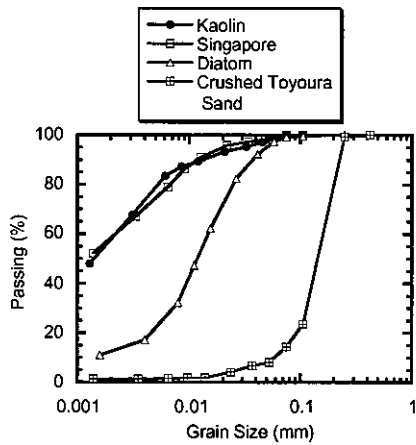


図-14 珪藻の影響を調べるための試料に用いた材料の粒度分布 図-16 珪藻あるいは豊浦砂の含有量による内部摩擦角の変化

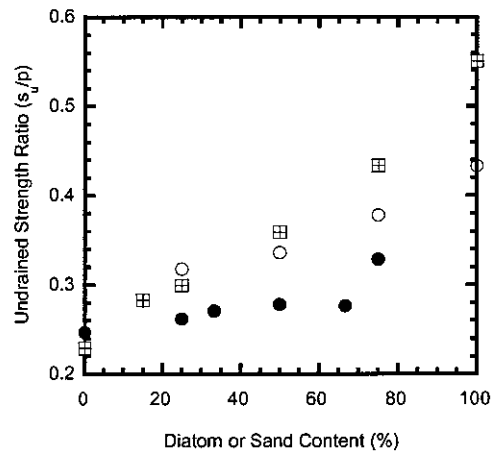
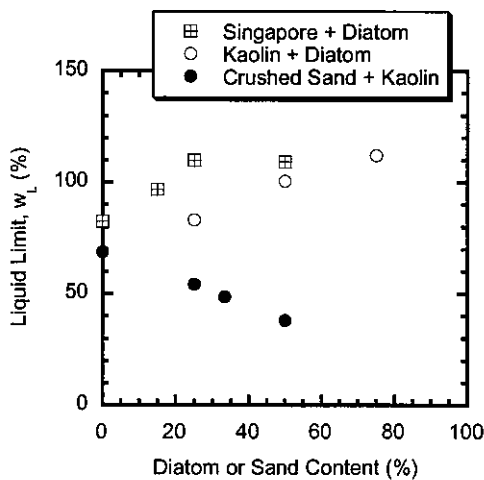


図-15 珪藻あるいは豊浦砂の含有量による液性限界の変化

図-17 珪藻あるいは豊浦砂の含有量による s_u/p の変化

5. 微視生物による影響

5.1 粘性土の微視構造

最近、粘性土の強度の特性を説明するために、走査線型電子顕微鏡 (SEM) による土の構造観察の研究が行われてきた (例えば Tanaka と Locat¹³)。図-13 にその一例を示す。写真には八郎潟と関西空港の建設現場から得られた試料の例を示す。八郎潟の試料には、数多くのパイプ状のものが見られるが、これは汽水性の環境で生息する珪藻である。関西空港の試料は深さ約 400m もの深度から採取された。この試料にも数多くの珪藻が存在するのがわかる。400m に相当する大きな有効土被り圧 (約 3MPa) を受けているにもかかわらず、珪藻は完全には崩壊せずに写真に見られるような大きな間隙を有している。大阪湾の更新世粘性土は有効土被り圧に対して大きな間隙、すなわち高位な構造を有していることが知られているが、この原因の一つとして珪藻を多量に含んでいることが考えられる。以下に、この珪藻によって土の特性がどのように変化するかを調べることにする。

5.2 珪藻による土の特性の変化¹⁴⁾

珪藻が粘性土の特性に対してどのような影響を与えるかを研究するために、珪藻を粘性土に人工的に混合させて、物理特性や力学特性の変化を調べた。用いた珪藻は、岡山県蒜山原にある工業用に珪藻を産出しているサイトから採取し

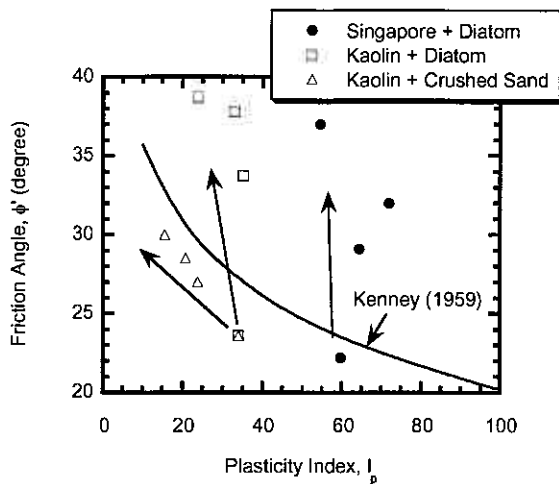


図-18 珪藻あるいは豊浦砂による I_p と内部摩擦の変化

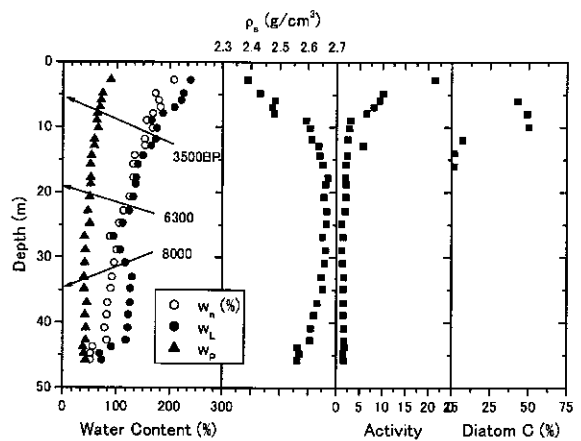


図-20 八郎潟粘土の物理特性

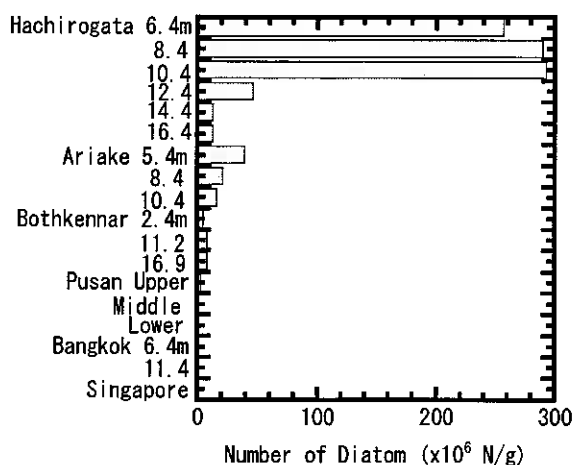


図-19 各粘性土に含まれる珪藻の数

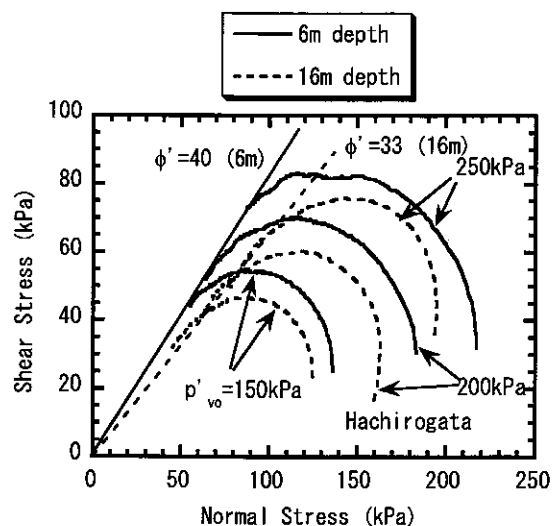


図-21 八郎潟粘土の一面せん断試験結果

た。母材としての粘性土は、市販のカオリンとシンガポール粘土を用いた。これらの粘土には珪藻が含まれていないことが確認されている。また、珪藻と比較するために、砕いた豊浦砂（以下単に豊浦砂とする）も実験に用いた。これらの材料の物理特性を表-2に、粒度曲線を図-14に示す。通常の砂や粘土と比べて、珪藻の特性は、①粒径で分類するとシルトである、② ρ_s が小さい、③自然含水比(w_n)が大きい、である。

図-15に珪藻あるいは豊浦砂の増加による w_L の変化を示す。普通の土の場合には、砂分やシルト分が増加すると、その分粘土分が減少するので w_L は減少する。しかしながら、図に示すように、珪藻の場合には、シルト分が増加しているにもかかわらず、 w_L は増加している。これは、図-13のSEMの写真でもわかるように、珪藻は粒径ではシルトであるが、内部に大きな間隙を有するので、珪藻が多くなるにつれ含水比が見かけ上増加する。すなわち、活性度が見かけ上増加する。

珪藻によって力学特性がどのように変化したかを示したのが、図-16, 17である。砕いた豊浦砂によって ϕ' や s_w/p は増加するが、珪藻の場合には、増加割合は砕いた豊浦砂と比べて大きい。図-8に示したように、日本の粘土の ϕ' は大きい。珪藻を含むことによって、どの程度強度が増加するかを、 I_p に対して見たのが図-18である。珪藻を含む土は、 I_p が大きいにもかかわらず、 ϕ' が大きいことがわかる。

では、自然の海成粘性土にどのくらい珪藻は含まれているのであろうか？珪藻の大部分は珪酸(SiO_2)であるが、石英などに含まれる珪酸と区別して定量することは難しい。このため、以下の方法で珪藻の数を数えた。①一定量の乾燥重量の土に対して、試料を蒸留水で希釈し、これをプレパラートに貼り付ける。②光学顕微鏡を用いて、プレパラート上

表-3 圧密によるアッターベルグ限界値の変化

	w_L (%)	w_P (%)	I_p
Before (intact)	243.9	67	176.9
After (10MPa)	179.8	55.5	124.3

の一定の面積にある珪藻の数を数える。③希釈率と面積の大きさから、単位重量当たりに含まれる珪藻の数を推定する。もちろん、珪藻にはいろいろな種類があり、その大きさもまちまちである。また、珪藻が砕かれている場合も多いので、どれを1個と数えるかは難しい。これらの問題はあるものの、今回の方法によって、珪藻がどの程度含まれているかを調べてみた。結果を図-19に示す。後述するように、八郎潟には大量の珪藻があるのがわかる。また釜山、シンガポール、バンコク粘土には珪藻はほとんどない。珪藻の有無は、温度や塩分濃度などの種々の要因によって決まると思われるが、筆者は残念ながらこれらの詳細な知識を持ち合わせていないので、これ以上の記述は行わない。

5.3 八郎潟における珪藻の影響

八郎潟はかつて汽水の湖であったが、干拓がなされ現在では広大な水田となっている。この旧八郎潟の中央で地質調査を行った。主な土質特性を図-20に示す。この場所の w_L や w_n は非常に大きく上部では200%を超えている。粒度組成をみるとシルト分が多く、このため、活性度は非常に大きくなっている。また、特徴的なのは地表面付近で ρ_s が小さいことである。 I_p や活性度が大きいのは、図-11のX線回折結果が示すようにスメクタイトを多量に含むからだとと思われる。しかしながら、後で述べるように ϕ' は大きく、また ρ_s が小さいことを粘土鉱物だけでは説明することはできない。図-20に先に述べた方法で求めた珪藻の数を示す。図から、深さ10mまで珪藻が非常に多いことがわかり、この深度の ρ_s が小さく、 w_L や活性度が非常に大きいことがわかる。したがって、 w_L が大きい原因の一つとして、珪藻が挙げられる。珪藻が重要であることを示す他の実験結果は表-3と図-21である。表-3は地表面付近の試料に行ったアッターベルグ限界値である。試験は、そのままの状態と、一旦試料を圧密試験機によって圧密圧力10MPaで圧密した後の試料で行った。表-3に示すように w_L は60%以上変化しており、その結果 I_p もまた50も減少している。すなわち、高い圧密圧力によって大量に含まれていた珪藻が破壊され、このため珪藻の間隙が減少し、間隙水を保有する能力が減少したためと考えられる。

もう一つの興味ある実験結果は図-21である。図は深度6mと16mで採取された試料の定体積一面せん断試験結果である。6mの方が ϕ も大きく、また s_u が大きいのがわかる。この強度さが生じた原因として、図-16, 17で示したように、珪藻による強度増加が考えられる。

6. まとめ

以上、筆者が行ってきた地盤調査から得られた結果を述べた。世界的に見ると、日本のサンプリング技術は非常に水準が高いと言える。ただ、残念なことに一軸圧縮試験だけで設計強度を決めている国は非常に少なく（一軸圧縮試験が行われていないわけではない）、この意味では彼らにとって日本は不可思議な国であるかもしれない。日本の海成粘性土の特性は非常に特異である。筆者は、これを珪藻によって説明を試みたが、全ての現象を珪藻だけで説明できるわけではない。

日本を含めて、地盤は千差万別であり、これを一律に何らかの指標によって表すこと自体に無理がある。したがって、目先の経済性にこだわって、十分な地盤特性を把握しないで教科書やマニュアルに記載されている関係を用いて、設計値を求めることは慎むべきである。地盤工学の分野においても、数値解析が普及し、一見このような解析結果が高い信頼性があると考えがちである。いくら高度な計算方法を使っても、入力値の信頼性がなければ、結果には何ら意味を持たない。関係者の方々には改めてこの点に留意して頂ければ幸いである。

参考文献

- 1) Lefebvre, G. and Poulin, C. : A new method of sampling in sensitive clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, No.1, pp. 226-233, 1979.
- 2) La Rochelle, P., Sarrailh, J., Tavenas, F., Roy, M. and Leroueil S. : Cause of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils, *Can. Geotech. J.* 18(1), 52-66, 1981.
- 3) Tanaka, H. : Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen, *Soils and Foundations*, 40(4), 57-74, 2000.
- 4) Bjerrum, L. : Problems of soil mechanics in unstable soils, *Proc. of 8th ICSMFE*, 3:111-159, 1973.
- 5) 土田孝 : 三軸試験における自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 港湾技研資料, No.688, 1990.
- 6) Tanaka, H. : Re-examination of established relations between index properties and soil parameters, *Proc. of the international symposium, Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama*, 2, 3-25, 2002.
- 7) 中瀬明男・勝野克・小林正樹 : 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港研報告, Vol.11, No.4, pp.83-102, 1972.
- 8) Larsson, R. and Ahnberg, H. : On the evaluation of undrained shear strength and preconsolidation pressure from common field tests in clay, *Can. Geotech. J.* 42, 1221-1231, 2005.
- 9) Kenney, T.C.: Discussion. *Proc. ASCE*. 85(SM3), 67-79, 1959.

- 10) Bjerrum, L. & Simons, N. E. : Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clay. Proc. of Research conference of shear strength of cohesive soils, *ASCE*, 711-726, 1960.
- 11) 小川富美子・松本明: 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港湾技術研究所報告, 17(3), 3-89, 1978.
- 12) 田中洋行・榊原基生: 港湾地域における土の一次性質の統計解析, 港湾技研資料, No719, 1991.
- 13) Tanaka, H. and Locat, J. : A microstructural investigation of Osaka Bay clay: the impact of microfossiles on its mechanical behaviour. *Can. Geotech. J.*, 36:493-508, 1999.
- 14) Shiwakoti, D. R., Tanaka, H., Tanaka, M. and Locat, J. : Influences of diatom microfossils on engineering properties of soil, *Soils and Foundations*, 42(3), 1-17, 2002.

遠心場における不飽和地盤の挙動

北海道大学大学院○学生会員 阿部 篤史
 北海道大学大学院 学生会員 笠間 太樹
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 北海道大学大学院 国際会員 三田地利之
 北海道大学大学院 正 会 員 工藤 豊

1.はじめに

豪雨による地盤の災害には不飽和地盤における水分移動が大きく関わっている。豪雨に対する斜面の防災対策には、補強により斜面の耐力を向上させるハード的な方法と、斜面の崩壊を予知して危険区域への進入を規制するソフト的な方法とがある。また、雨量と斜面の不安定化とは密接な関係があると考えられていることから、ソフト的な防災対策として雨量を指標とした規制方法が広く用いられている。このソフト的な対策には、より精度の高い予測が求められているが、そのためには降雨時の土中水の挙動を把握して斜面の崩壊危険度の推移を的確に評価する必要がある¹⁾²⁾。予測方法を確立するためには大規模な模型地盤を作成し、実験することが望ましいが、それには大きな時間とコストを必要とする。小規模な地盤に対して遠心模型実験が可能であれば、時間とコストを短縮して豪雨時の地盤挙動に大きく貢献することが出来る。本研究では、散水実験を遠心模型実験に適用することで不飽和地盤の降雨による土中水の挙動を調べることが目的である。具体的には、設定した飽和度で地盤を作成し、遠心場において各点に設置した間隙水圧計から水圧を測定することによって散水による水分の移動を観測する。地下水位よりも上にある地盤では負の間隙水圧つまりサクションが働いており、遠心場においてこのサクションを計測することも本研究の目的である。

本報告では、遠心模型実験装置を用いて、散水しない平面地盤、散水を行った平面地盤と斜面地盤の実験結果を報告する。

2.実験概要

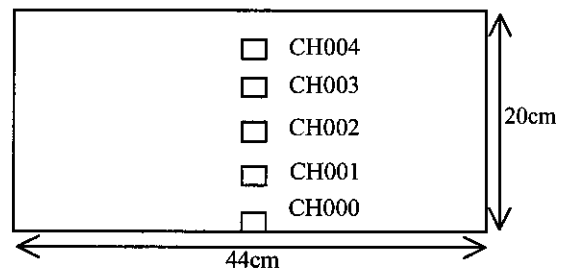
平面地盤と斜面地盤の模式図を図-1に示す。各実験の地盤材料には土粒子密度 2.62g/cm^3 の豊浦砂を用いた。豊浦砂は地盤の研究に広く用いられており、透水性がよく水分移動が確認しやすいという利点を持っている。実務において、砂質材料によって盛土斜面は形成されることはほとんどないが、本研究では水分保持曲線や透水係数などの諸定数が報告されている豊浦砂を用いて実験を行った。

各実験とも飽和度50%となるように所定の量の水と豊浦砂を混ぜ合わせ、5層に分けて突き固めた。この突き固めによって間隙比が0.8の地盤が作成される。斜面の形成は、突き固めた後、所定の角度まで削り出した。模型土槽内は密閉構造であり、散水すると地下水面が上昇する。平面地盤では底面から地表面まで4cm毎に間隙水圧計を設置し、斜面地盤では法肩、法面、法先の底面にそれぞれ間隙水圧計を設置した。

以上のように作成した模型地盤に遠心加速度を与え、所定の遠心加速度に到達し間隙水圧計の値がほぼ一定となったところで、散水を開始した。散水強度と遠心加速度の実験条件を表-1に示す。

平面地盤

□：間隙水圧計 奥行き19cm



斜面地盤

□：間隙水圧計
奥行き20cm

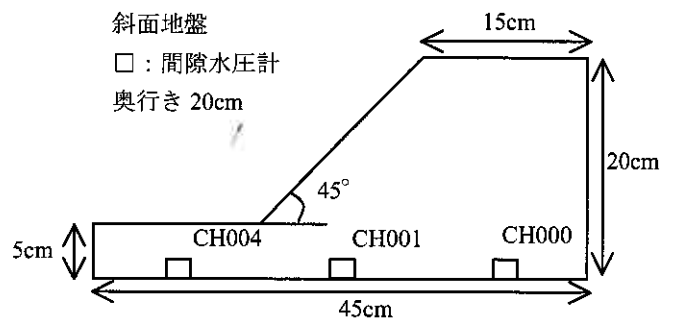


図-1 模型地盤の模式図

Mechanism of unsaturated ground under the Centrifugal field

Atsushi ABE (Graduate Student, Hokkaido University)

Taiki KASAMA (Graduate Student, ditto)

Hiroyuki TANAKA (Associate Professor, ditto)

Toshiyuki MITACHI (Professor, Graduate School of engineering, ditto)

Yutaka KUDOH (Research Engineer, ditto)

3. 実験装置

本研究で用いた遠心模型実験装置は最大積載質量 150kg, 有効回転半径 1.5m, 最大遠心加速度 150G($R=1.5m$)である。一方のプラットホームに模型土槽 (W45×D20×H40cm) を載せ, もう一方には同質量のカウンターウェイトを載せる。CCD カメラの画像はスリップリングを介して送られ, 計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーにより制御室に伝送される。間隙水圧計には SSK 社の P306A-1, P306A-5 を用いた。散水は給水装置を用いて行っている。遠心模型実験装置の模型土槽の蓋にはノズルが 3 つ設置されており, ノズルには霧のいけうち社の小噴量形充円錐ノズルを用いた。給水装置の散水量は L/min で設定し, 土槽断面積で除すことによって散水強度を算出している。

4. 実験結果

1) 平面地盤(散水なし)

図-2 に飽和度 50% で作成した平面地盤で散水を行わなかった遠心模型実験の結果を示す。横軸には各点の間隙水圧計から測定された値を, 縦軸には平面地盤の深さを示している。10G 毎に段階的に遠心加速度を上げて各遠心加速度に到達し, 水圧が一定となった点をプロットした。間隙水圧計の位置を変化させた実験を 3 回行い, 計測箇所が重複した部分についてはそれらの平均をグラフにプロットした。縦軸の 0 は地表面を表しており, 20 は地盤底部つまり地表面から深さ 20cm を表している。遠心実験後, 地盤中に含まれている水分が完全に下方に移動すると考えると地盤の飽和度は 50% なので, 地下水面は 10cm の位置となる。しかし後で述べるように, サクションによって地下水面より上の地盤の含水比は完全には 0 とならないこと, 地下水面より下は空気が混在するので必ずしも飽和となっていない。したがって, 図に示すように地表面から約 8cm 付近に地下水面が見られた。地下水面は地下水面より上の間隙水圧計はほぼ 0 を示しており, 今回の実験では負の間隙水圧つまりサクションを計測することはできなかった。今後, サクションを計測するためには計測方法や間隙水圧計について検討する必要があると思われる。

図-3 に遠心実験後 5cm 毎に計測した含水比から算出した飽和度を示す。横軸には飽和度 $S_r(\%)$ を, 縦軸には地盤深さ (cm) を表している。3 つの実験で多少バラツキがあるものの, 飽和度は地表面付近では約 15%, 水面上部では約 40%, 水面下部では約 60%, 地盤底部では約 80% に変化している。これは地下水面 8cm を境に極端に飽和度が変化することはなく, 緩やかに飽和度が変化していることを示している。

図-4 は, 地下水面より下の地盤でプロットされた間隙水圧の勾配から算出した, 水の単位体積質量 ρ_w の値を示している。飽和状態であれば地下水面より下の間隙水圧の分布は静水圧分布となり $\rho_w=1.0(g/cm^3)$ となる。地下水面より下の地盤は飽和していると予想していたが, 遠心加速度が高ければ高いほど $\rho_w=1.0$ に近づいているが, 50G に達しても $\rho_w=1.0$ となることはない。 $\rho_w=1.0$ とならない原因として, 地下水位下部の地盤中に空隙が存在していることが挙げられる。初期飽和度 50% で存在していた空気がすべて水に置き換えられていないので, 地下水位下部の水圧の分布

表-1 実験条件

平面地盤			斜面地盤		
遠心加速度	散水強度 r		遠心加速度	散水強度 r	
G	cm/s/cm ²	mm/h	G	cm/s/cm ²	mm/h
50G	0.0010	36	10G	0.0028	100
50G	0.0020	72	10G	0.0056	200
50G	0.0028	100	10G	0.0139	500
50G	0.0060	215			

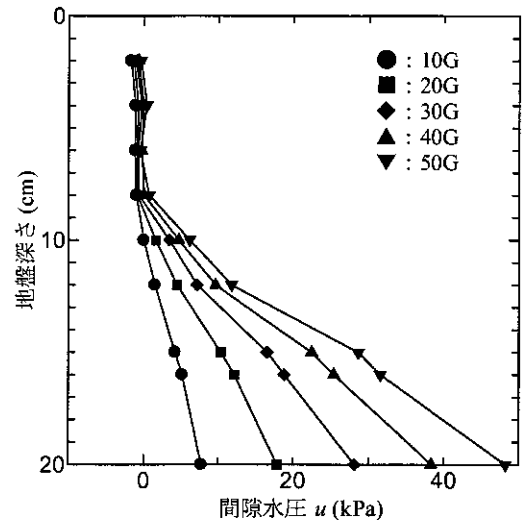


図-2 地盤深さ～間隙水圧関係

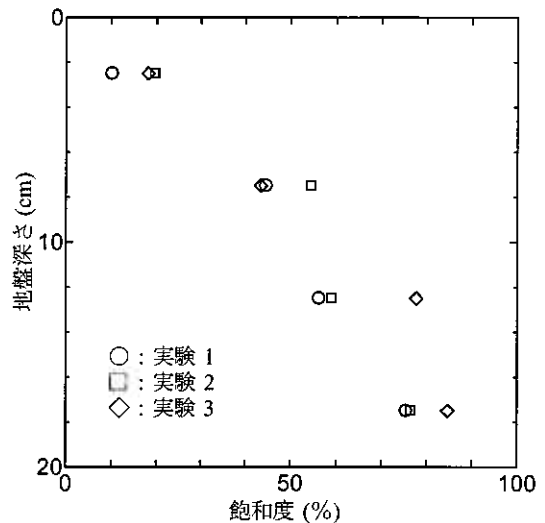


図-3 地盤深さ～飽和度関係

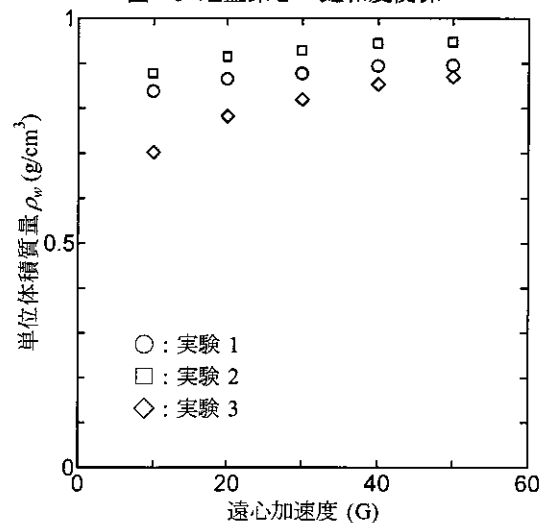


図-4 地盤深さ～飽和度関係

が静水圧分布にならないと思われる。一方、図-3で示されているように、地下水面より上部の地盤は飽和度0とはなっていない。これは土粒子が水分を吸着し、遠心加速度を与えられたとしても完全に離れない水分が存在していると思われる。

2)平面地盤(散水あり)

図-5に、平面地盤で得られた散水開始からの水圧の経時変化を散水強度別に示す。横軸は散水開始からの経過時間sを、縦軸には散水開始を0kPaとした時の水圧の変化量 Δu を計測位置毎に示している。経過時間は散水が停止するまでをプロットしている。

散水強度 $r = 0.0010\text{cm/s/cm}^2$ の場合を見てみると、CH004は1000s経過してから水圧が上昇している。これは地下水面がCH004の位置まで上昇したことを示しており、CH003とCH004の水圧が上昇した時間の差 Δt は計測位置間を地下水面が上昇するのに要した時間であると考えられる。グラフより Δt は約800sなので、散水強度 $r = 0.0010\text{cm/s/cm}^2$ では単位面積あたり $0.8\text{cm}^3/\text{cm}^2$ の水がこの地盤に散水されたことになる。また、計測位置間隔は4.0cmなので単位面積あたり $0.8\text{cm}^3/\text{cm}^2$ の水で地下水位を4.0cm上昇させたことになる。ここで、模型地盤は間隙比0.8、飽和度50%になるよう作成されたので、単位体積当たりの空隙は次式で与えられる

$$\frac{e \cdot Sr}{1+e} = \frac{0.8 \times 0.5}{1+0.8} = 0.22 \quad (1)$$

これは $0.8\text{cm}^3/\text{cm}^2$ の水分に対して

$$\frac{0.8(\text{cm}^3/\text{cm}^2)}{0.22} = 3.6(\text{cm}) \quad (2)$$

と算出されるので地下水位上昇4.0cmはほぼ妥当だと考えられる。

次に、散水強度 $r = 0.0028\text{cm/s/cm}^2$ の場合を見てみると、 $\Delta t = 280\text{s}$ と読み取れる。この時単位面積当たりに散水された水分量は $0.784\text{cm}^3/\text{cm}^2$ であるから上式を用いて計算すると、

$$\frac{0.784(\text{cm}^3/\text{cm}^2)}{0.22} = 3.56(\text{cm}) \quad (3)$$

これより、散水強度 $r = 0.0028\text{cm/s/cm}^2$ の場合についても地下水位上昇4.0cmは妥当であると考えられる。

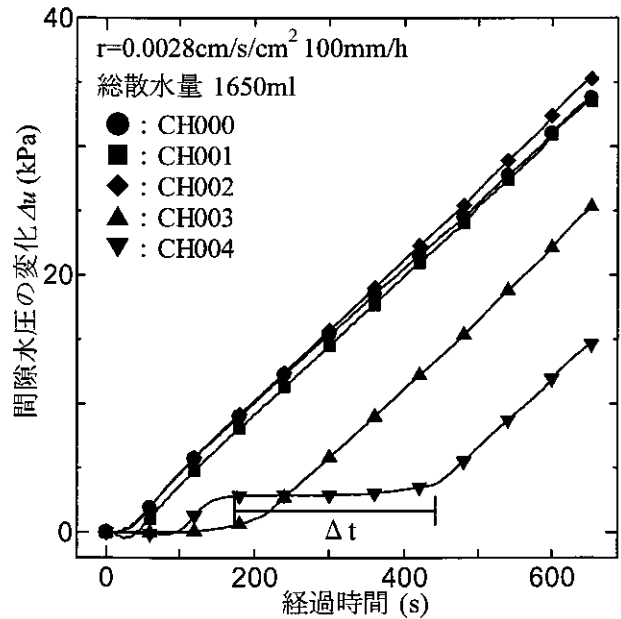
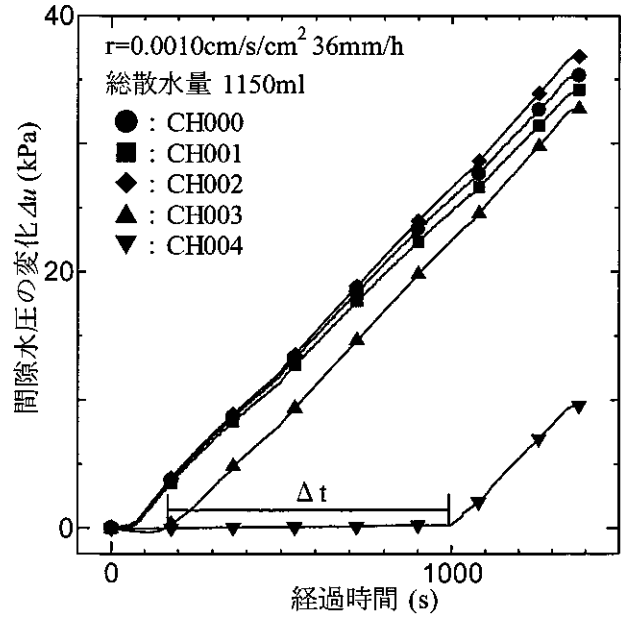


図-5 間隙水圧の変化～経過時間関係

3)斜面地盤(散水あり)

図-6 に、斜面地盤で得られた散水開始からの水圧の経時変化を散水強度別に示す。平面地盤と同じように縦軸の水圧の変化量 Δu は散水開始を 0kPa とした時の変化量を、横軸には経過時間を示している。散水前に法先部分では水面が確認された。

散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ のグラフは他の 2 つのグラフに比べて大きく異なる。すなわち、散水強度 $r=0.0058\text{cm/s/cm}^2$ 以下であれば間隙水圧計の位置に関わらず、水位は一定に上昇していることを示している。一方、散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ の場合には法肩の方が法先より水位が高いことを示している。例えば、散水後 100s 後では、両者の差は 5kPa にもなる。

図-7 は散水強度 $r=0.0139\text{cm/s/cm}^2$ で行った、散水を開始してから 100s 後と 200s 後の模型地盤内の地下水位の様子を表している。

上述 2)平面地盤(散水あり)で示したように、地盤内では単位体積当たりの空隙が小さいので、同じ散水量でも急速に水位が上昇する。一方法先ではすでに述べたように水面となっていたので、水位の上昇は遅い。したがって、法肩と法面では散水によって地下水面の違いが生ずることになる。しかし、散水強度が小さいと、散水による水位上昇速度より水分移動による水位変化が大きくなるので、結果的に散水強度 $r=0.0058\text{cm/s/cm}^2$ 以下では法面・法肩に関わらず、水位は一定に上昇したと考えられる。図-7 に示すように、散水後 200s 後では地下水位が平衡状態になる傾向にあり、これは地盤内の透水係数が飽和度の上昇によって大きくなったと考えられる。

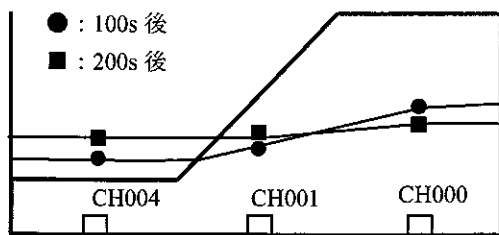


図-7 地下水位上昇の様子

5.おわりに

降雨にともない変化する地盤内の水分の挙動について、遠心模型実験装置を用いた散水実験結果を示した。サクシジョンの計測については計測機器を新たに製作し、引き続き遠心場でのサクシジョン計測を行う予定である。

《謝辞》本研究は、厚生労働科学研究費（労働安全衛生総合研究事業）「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施されました。記して謝意を表します。

参考文献：1)太田直之：模型盛土を用いた散水実験による水圧特性，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.2119～2120，2004。

2)阿知波秀彦：降雨後の盛土内水位の減少過程に関する実験的評価，39 回地盤工学研究発表会，pp.2121～2122，2004

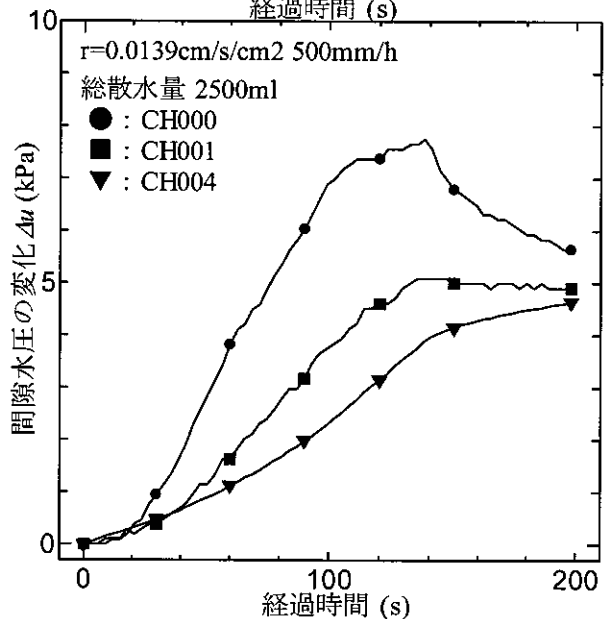
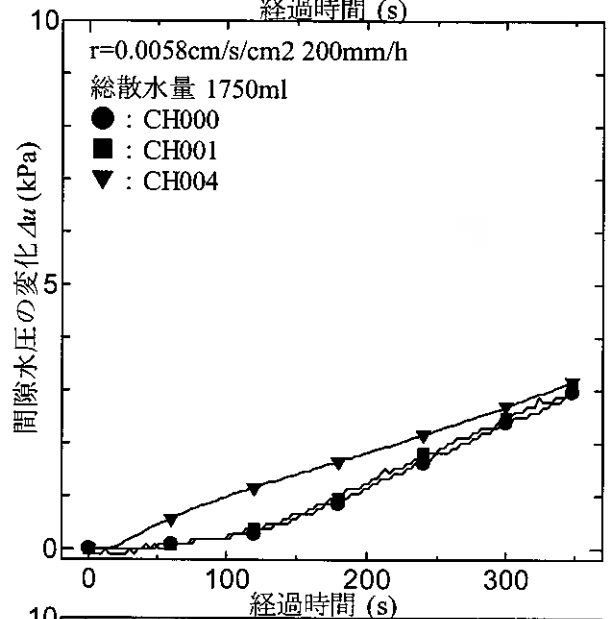
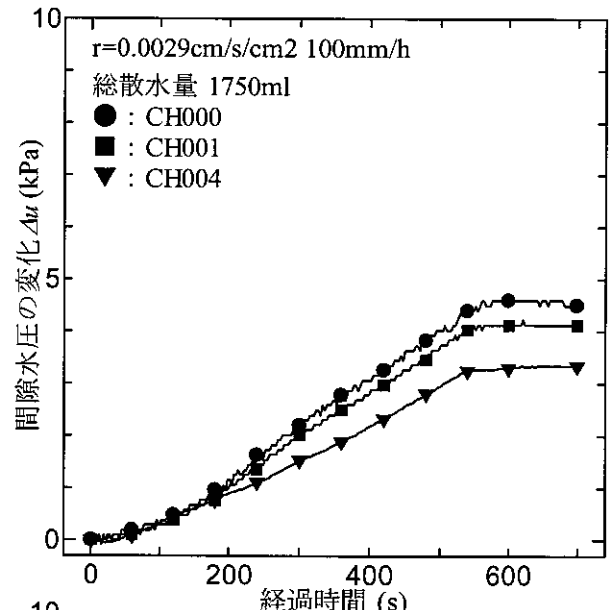


図-6 間隙水圧の変化～経過時間関係

せん断弾性波速度および残留有効応力による試料の品質評価

北海道大学大学院 ○学 西田 浩太
北海道大学大学院 国 田中 洋行
北海道開発土木研究所 国 林 宏規
東亜建設工業 国 深沢 健
東亜建設工業 正 中村 明教
北海道大学大学院 国 三田地利之

1. はじめに

粘土地盤上に構造物を建設する場合、サンプリングされた試料を用いて室内試験を実施し、地盤の支持力や沈下に関する検討を行う。しかし、試料の品質が悪いと地盤定数を過小評価するため、多大な経済的損失を被ってしまう。そのため、採取した試料の品質は非常に重要である。

試料の品質評価はこれまで多くの研究者によって取り組まれてきている。Okumura¹⁾は繰返し荷重を載荷することによりサンプリング時の乱れを再現し、残留有効応力（サクシオン、 p'_v ）と一軸圧縮強度（ q_u ）との間にユニークな関係を見出した。さらに Tanaka²⁾も 6 種類のサンプラーを用いて試料を採取し、 p'_v と q_u との間に強い相関を見出している。また三田地³⁾は p'_v による q_u の補正方法を提案している。また原地盤で受けていた鉛直有効応力まで異方圧密した時の体積ひずみの大きさにより、試料の品質を評価する方法も提案されている⁴⁾。

しかしながら、一軸圧縮試験や供試体を再圧密する方法は①破壊試験である、あるいは②試験に時間がかかる、③大掛かりな試験装置が必要になるなどの問題を有している。そこで本研究では非破壊試験であり、従来より用いられている残留有効応力測定試験に加え、短時間で結果が得られるベンダーエレメント（以下、BE）試験による品質評価を試みた。すなわち、供試体を拘束圧のない一軸状態でせん断弾性波速度（ V_s ）を測定し、これが乱れによってどのように変化するかを様々な国の試料に対して実施した。そして試験から得られた V_s と p'_v および原位置の有効土被り圧まで再圧密したときの間隙比の変化、非排水せん断強度（ s_u ）との相関を比較し、 V_s が試料品質の評価の指標となりうるかを検討した。

2. 試験

2.1 試験に用いた試料

本研究で用いた主な試料は北海道にある夕張川下流河川敷左岸より採取された試料である。この試料の場所および地盤特性に関しては文献 5) を参照されたい。用いた試料すべての物性値を Table 1 に示す。試料は Nong Ngoo Hao（以下、NNH）を

Table 1. Geotechnical properties of tested specimens

Site/No.	Country	Depth (m)	ρ_s (g/cm ³)	OCR	w_L (%)	I_p	Clay content (%)	Sampler
Yuubari river	T10-4	Japan	6.00 ~ 6.80	2.57	2.5	100.3	68.4	JPN
	T10-5	Japan	7.00 ~ 7.85	2.65	3.4~6.8	43.1	23.3	JPN
	T10-6	Japan	8.00 ~ 8.88	2.66	6.8	45.4	21.1	JPN
	T10-7	Japan	11.50 ~ 12.35	2.63	3.0	50.5	27.2	JPN
	T10-8	Japan	13.00 ~ 13.86	2.68	2.9	37.8	16.1	JPN
	T10-9	Japan	17.00 ~ 17.87	2.65	2.1	43.7	26.3	JPN
	T10-10	Japan	18.50 ~ 19.37	-	2.0	-	-	JPN
	T10-11	Japan	19.50 ~ 20.37	2.67	1.9	54.0	25.1	JPN
	T10-12	Japan	20.90 ~ 21.62	-	1.7	-	-	JPN
	T11-1	Japan	6.00 ~ 6.85	2.57	1.9	100.3	68.4	JPN ⁹⁰
	T11-2	Japan	7.00 ~ 7.84	2.65	3.0~5.1	43.1	23.3	JPN ⁹⁰
	T11-3	Japan	8.00 ~ 8.84	2.66	7.1	45.4	21.1	JPN ⁹⁰
Amagasaki	Japan	11.55	2.68	1.5	87.8	53.6	65	JPN
Ariake	Japan	8.45	2.62	1.1	121.4	70.1	62	JPN
Bothkennar	UK	7.05	2.69	2.2	77.0	50.0	36	JPN
Nong Ngoo Hao	Thailand	8.70	2.76	1.6	114.0	74.3	85	Shelby
Sutthisan SUT3FP-7-1	Thailand	8.76	2.75	1.3	74.0	50.5	58	JPN
Sutthisan SUT3FP-8-1	Thailand	9.75	2.75	1.4	67.0	45.6	52	JPN
Onsoy	Norway	17.00~17.89	2.71	1.3	71.0	43.0	78	JPN

JPN: Japanese standard sampler (cutting edge angle is 6 degree)

JPN⁹⁰: Japanese standard sampler (cutting edge angle is 90 degree)

Shelby: Shelby tube sampler

Evaluation of sample quality by shear wave velocity and residual effective stress

K.NISHIDA, H.TANAKA, T.MITACHI (Hokkaido University Graduate School), H.HAYASHI (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido), T. FUKASAWA, A.NAKAMURA (TOA corporation)

除き、すべて固定ピストン式シンウォールサンプラーで採取した(表中では JPN と表記)。夕張川では試料に人為的に乱れを与えるために、3 深度で刃先をカットし、刃先の角度を 90° にしたサンプラーで採取した (T11-1~T11-3)。

2.2 試験手順

試験手順は Fig.1 に示すように、サンプラーから抜き出した直径 (ϕ)75mm, 高さ(h)100mm の供試体の残留有効応力測定を行った後、BE 試験を実施した。その後、一部の試料については高さを 70mm と 30mm の試料に分割し、70mm の試料で一軸圧縮試験を、30mm の試料で CRS 試験を実施した。以下に各試験の詳細を述べる。

2.2.1 残留有効応力測定試験

残留有効応力測定装置を Fig.1(a)に示す。試験には空気侵入値 (AEV) が 240kPa のセラミックディスクを直径 44mm, 厚さ 4mm に成形したものをを用いている。フラッシングによって管路、セラミックディスクを完全に飽和させた後、セラミックつきペダスタルの上に供試体を置いて測定を行った。試験システムやセラミックの脱気・飽和方法の詳細に関しては、文献 6)を参照されたい。なお、乾燥防止のために供試体をメンブレンで覆っている。

2.2.2 ベンダーエレメント試験

ベンダーエレメント(BE)は 2 枚貼り付けたピエゾセラミック板を片持梁状にしたものであり、Shirley and Hampton⁷⁾によって提案された。ピエゾセラミックは電圧を加えると変形し、逆に変形させると電圧を生じる。BE はこの特性を利用して土供試体内を伝播するせん断弾性波速度 (V_s) を測定しせん断弾性係数 (G) を求めることを目的としている。BE 試験では以下の式によって V_s および G が算出される。

$$V_s = \frac{\Delta s}{\Delta t} \quad (1)$$

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 = \rho_t \cdot \left(\frac{\Delta s}{\Delta t} \right)^2 \quad (2)$$

ここで、 Δs はせん断弾性波の伝達距離であり、本研究では送・受信 BE の先端間の距離 (tip-to-tip) としている。 Δt はせん断弾性波の伝達時間であり、受信波の最初の電圧変化点をせん断弾性波到達点とした (start-to-start)⁸⁾。 ρ_t は湿潤密度である。

Fig.1(b)は本研究で用いた BE 試験の概略図を示す。ファンクションジェネレータによって送信側 BE に電圧波形を与え、せん断弾性波を生じさせる。供試体内を伝播したせん断弾性波は受信側に到達し、その振動によって電圧が生じる。その電圧信号がオシロスコープに送られる。オシロスコープに送られた送・受信波形はデジタルデータとして PC に送られる仕組みとなっている。BE は防水処理のためにエポキシでコーティングし、送信側が並列結線、受信側を直列結線とした。

2.2.3 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は地盤工学会基準⁹⁾に従い、直径と高さの比が 1:2 になるよう $\phi=35\text{mm}$, $h=70\text{mm}$ に成形し、せん断速度 1%/min で実施した。

2.2.4 定ひずみ速度圧密 (CRS) 試験

CRS 試験の供試体直径は 60mm, 初期供試体高さは 20mm である。なお、供試体には上部から 100kPa の背圧を載荷し、供試体上端からの排水を許しながら底面で間隙水圧を測定した。ひずみ速度は 0.02%/min で実施した。圧密圧力 p' は供試体内の間隙水圧が放物線分布であると仮定し、以下の式より算出した。

$$p' = \sigma' - \frac{2}{3} u_b \quad (3)$$

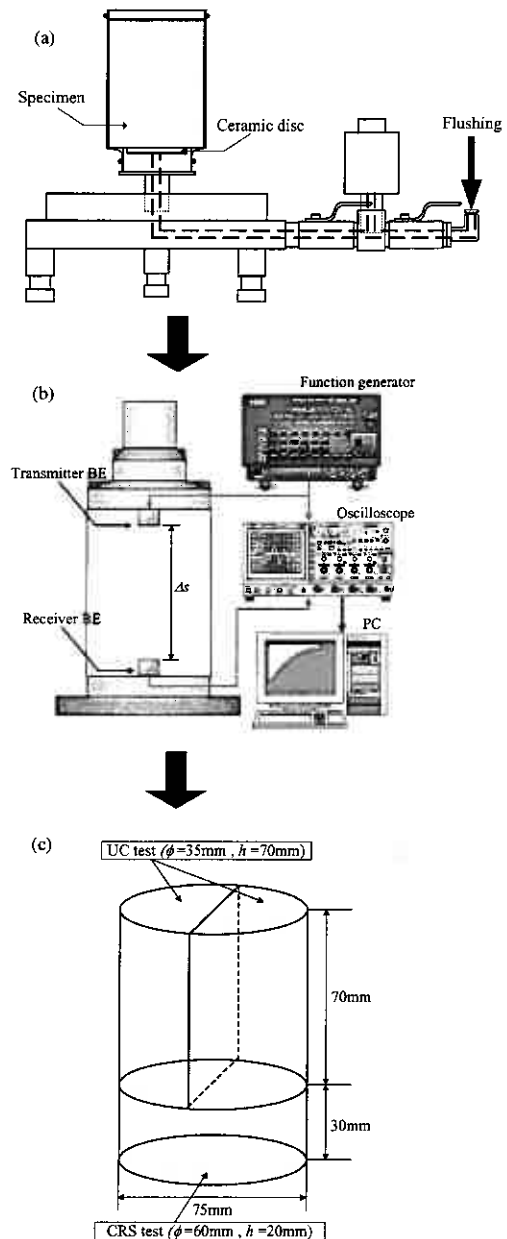


Figure 1. Laboratory testing procedure

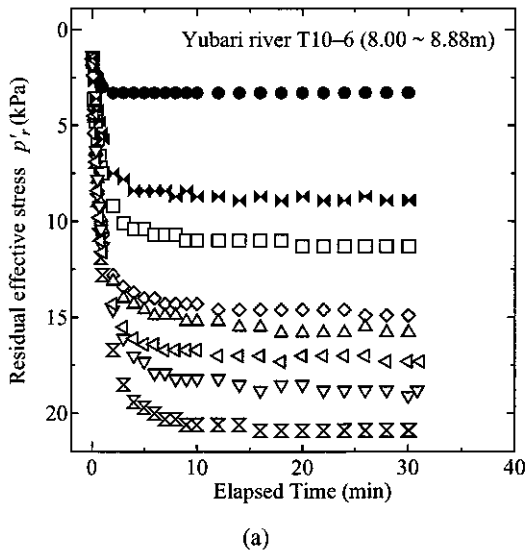


Figure 2. (a) Typical result for measuring residual effective stress
(b) Location of specimen in the sampling tube

ここで、 σ は軸圧縮応力、 u_b は供試体底面で測定された間隙水圧である。

3. 試験結果

3.1 残留有効応力測定試験

Fig.2(a)は残留有効応力測定試験の結果の一例であり、比較的浅い地層の結果を示している。なお(a)中のプロットされた点は (b)のサンプラー内部の試料の点に対応している。図中に示すように、サンプラーの刃先と根元部の p' の値が小さく、中央部において高い値が得られており、30分ほどでどの試料もサクシジョンの値が平衡状態に達している。

3.2 サンプリングチューブ内の試料の位置と刃先の角度の影響

Fig.3(a)は6~6.8mの地点におけるサンプリングチューブ内の p'_r , V_s , G の分布を示したものである。なお p'_r は原位置の有効土被り圧(σ'_{v0})で除して、 V_s は原位置のせん断弾性波速度 V_f で除して正規化している。ただし、夕張川では V_f が測定できなかったため、次式に示す CPT から推定される G_f より V_f を逆算している¹⁰⁾。

$$G_f = 50(q_t - \sigma'_{v0}) \quad (4)$$

ここで q_t は CPT より得られる先端抵抗、 σ'_{v0} は全土被り圧である。

p'_r/σ'_{v0} はサンプラーの根元と先端で低い値を、中央部で高い値を示している。根元の部分ではボーリングによる乱れの影響が、また先端部はサンプラー引き上げ時に働く真空圧が影響しているものと思われる。サンプラー内部では刃先が 90° の方が残留有効応力が低下しており、人為的な乱れを受けているといえる。 V_s/V_f あるいは G/G_f はサンプラー内部で値にばらつきが見られ、刃先の角度違いによる影響もさほど見られないものの、根元部および先端部では低い値が得られている。 V_s/V_f は若干大きい値が得られたが、品質の優劣を断定できるほどの有意な差は得られなかった。

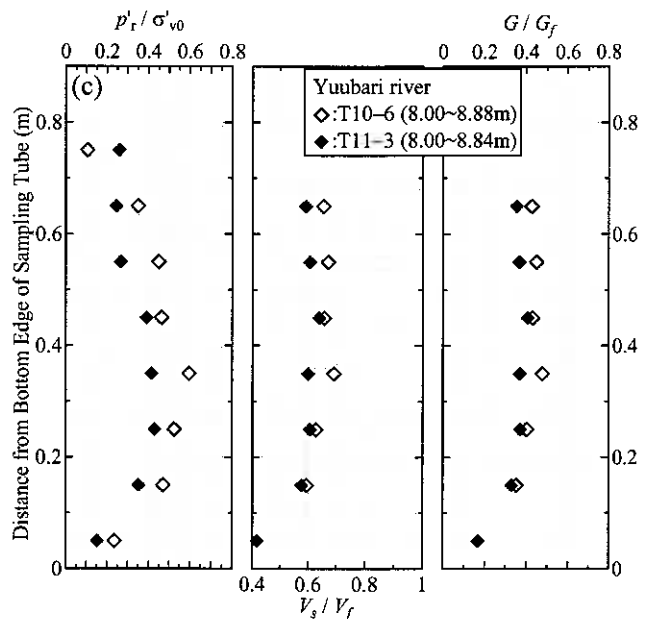
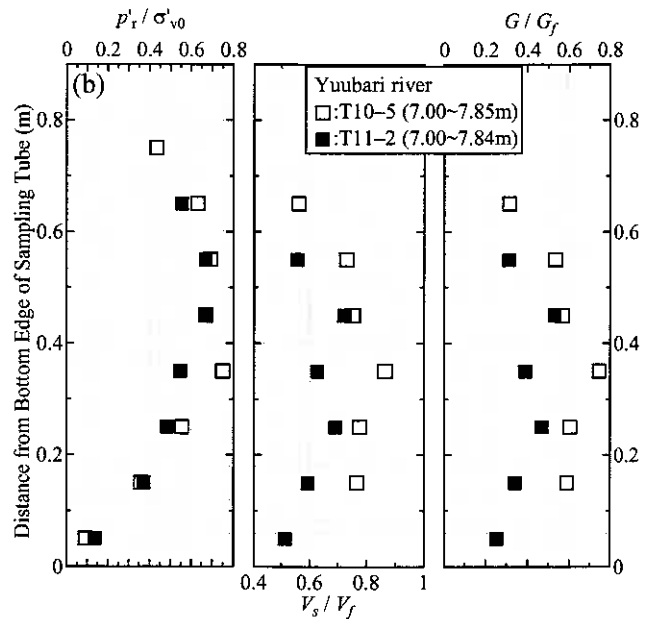
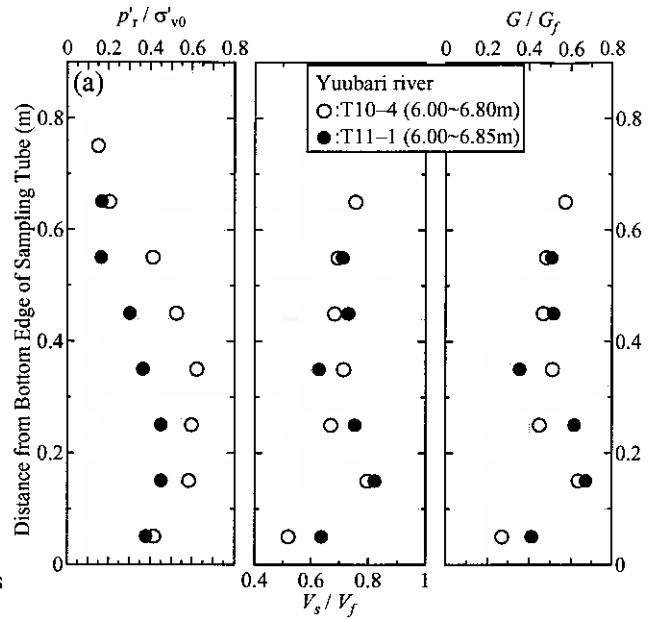


Figure 3. Distribution of p'_r/σ'_{v0} , V_s , G in the sampling tube

7~7.8mの地点 (Fig.3(b)) では、 p_r'/σ'_{v0} 、 V_s/V_f ともに根元および先端部では低く中央部で高い値を示しているが、 p_r'/σ'_{v0} は刃先の角度の違いによる値の差異は見られない。すなわち Fig.3(a)とは逆の結果が得られている。ただ、Fig.3(a)と(b)の層では ρ_p 、OCR、IPなどの土質特性が異なるため⁴⁾、これらが試験結果に影響していることも考えられる。今後、X線回折、電子顕微鏡などを用いて鉱物、粒子観察を行い検討する予定である。

8~8.8mの地点 (Fig.3(c)) はチューブ内の密度がほぼ均一にそろっている部分である。この深度は p_r'/σ'_{v0} 、 V_s/V_f ともに刃先が6°のほうが値が若干大きい。しかしながら p_r'/σ'_{v0} の値はチューブ内で弓状に分布しているものの、 V_s/V_f は刃先の部分を除いては刃先の角度によらず、ほぼ一定の値となっている。Table 1に示したように、7~7.8mと8~8.8mの地点では ρ_p 、 I_p 、粘土含有量はほぼ等しいにも関わらず、両深度において異なる傾向が得られた。ただ、7~7.8mは急激にOCRが変化する部分であるため、堆積履歴・環境が結果を左右していることも考えられる。

またすべての深度において p_r'/σ'_{v0} が最大で0.6~0.8と大きい値が得られているが、これはOCRが大きいことが起因していると思われる (Table 1参照)。つまり単純に p_r'/σ'_{v0} の値のみに着目すると、OCRが大きい場合、試料のサンプラーの位置などによらず高品質と判断してしまう。そこで3.3ではOCRが異なる夕張川の9m以深の試料および他のサイトの試料を用いて p_r' と V_s の相関の検討を行うことにする。

3.3 せん断弾性波速度と室内試験結果との相関

Figs.4~6はサイスマックコーン(SC)試験より得られた原位置のせん断弾性波速度(V_s)で正規化された V_s と、各種室内試験より得られたファクターとの相関を示している。すべての図において(a)は試料ごとで整理してプロットし、(b)はOCRで整理してプロットしている。

Fig.4は V_s/V_f と p_r'/σ'_{v0} の相関を示したものである。Fig.4(a)を見てみると、 p_r'/σ'_{v0} はほとんどの試料が0.1~0.7と広い範囲内にある一方で、 V_s/V_f はあまり変化しておらず相関関係はさほど強くないように思われる。しかしながら同一のチューブ内の試料(同じ点)に注目すると右上がりの傾向が窺える。さらにFig.4(b)のようにOCRで整理すると、OCR2~4を除けばその相関ははっきりと見て取れる。またFig.4(a)中にはOnsoy(13.45m)とNSF-clay(150kPaで予圧密)について、 p_r' 、 V_s を測定した後、人為的に3%のひずみを5回繰り返して与え、再び p_r' 、 V_s を測定した結果も載せている。なお、NSF-clayの σ'_{v0} は150kPa(予圧密応力)とし、 V_f は圧密容器内で鉛直応力150kPaを載荷したときの、BE試験から得られた V_s としている。どちらも乱れを与えることによって p_r' 、 V_s ともに減少している。特にOnsoy(13.45m)は17.00~17.89mの結果と同様の傾きを示した。しかしながら、今回の結果からのみでは人為的に与えた乱れとサンプリング中の乱れが等価なものであるとはいえず、OCRや構造の有無などによって傾向は異なると思われる。

Fig.5は V_s/V_f と、一軸圧縮試験より得られた非排水せん断強度($q_u/2$)を、コーン係数を12と仮定してコーン貫入試験(CPT)より得られた原位置の非排水せん断強度(s_u)で正規化した値(文献5)参照)との相関である。この場合もOCRで整理すると右肩上がりの相関が現れるもの(OCR1~2、>6)とそうでないものがあった。

Fig.6は V_s/V_f と、CRS試験で原位置の土被り圧(σ'_{v0})を載荷した場合の初期間隙比(e_0)からの間隙比の変化(Δe)の割合との相関である。この場合乱れの大きい試料ほど再圧密時の体積変化が大きくなり、Figs.4~5とは逆に右下がりの関係になることが予想される。CRS試験は残留有効応力測定試験、一軸圧縮試験に比べ多くの試験時間を要するためプロットされている点の数が少ない。そのためFig.6から V_s/V_f と $\Delta e/e_0$ の関係を見出すことは困難であるが、OCR2~4あるいはOCR>6において右下がりの相関が得られそうである。

このように、 V_s が試料の品質評価の指標となりうるかに関しては、際立った相関が見られなかったため断定はできない。しかし先にも述べたように、本試験に用いた試料のほとんどが夕張川であるため、 V_s をCPTの結果から推定した値を用いた。今後は V_s を実測した試料、および堆積環境が異なる試料に対しても試験を重ねる必要があると思われる。

3.4 人為的に乱れを与えた試料の一軸圧縮強度と残留有効応力

人為的に乱れを与えた場合の一軸圧縮強度および残留有効応力の変化を探るため、夕張川、Onsoy、NSF-clayの各試料に対して以下に示す試験を実施した。直径75mm、高さ100mmの供試体を背割りして直径35mm、高さ70mmの供試体を2本作成した (Fig.1のCRS試験を実施していないものに相当)。1本は残留有効応力測定、その後一軸圧縮試験を実施した。もう一方は残留有効応力を測定した後、1%、2%、3%圧縮ひずみを連続的に与えた後、ひずみ15%まで一軸圧縮試験を行った。

試験結果をFigs.7~9に示す。(a)は一軸圧縮試験結果であり乱れを与えていない供試体の一軸圧縮強度で正規化している。(b)は一軸圧縮試験中の残留有効応力の変化、(c)は(b)のグラフの縦軸を一軸圧縮開始時の残留有効応力で除して正規化している。どの試料においても乱れを与えた試料のほうが q_u が1~2割ほど減少している点は共通しているが、残留有効応力の減少割合および過程は大きく異なる。すなわち、夕張川は一軸圧縮中の p_r' の減少が乱れの有無によらず1割程度であり (Fig.8(c)参照)、減少過程もほぼ等しい。本試験で用いた「T10-11」供試体は、Fig.4(a)上の点が比較的狭い範囲内に p_r'/σ'_{v0} の値が分布していることから、乱れに関してはさほど敏感ではないと思われる。OnsoyおよびNSF-clayでは乱れを与えた供試体のほうが、 p_r' の減少割合が小さいかあるいは乱れを与えていないものと同等であった (Fig.8(c)、9(c)参照)。これは乱れ(圧縮ひずみ)を与える作業は飽和されたセラミックディスク上で行っているため、(b)および(c)に示すように除荷の際には供試体が吸水してしまい残留有効応力が回復してしまったためであると思われる。しかしながら、先にも述べたように q_u は乱れを与えた供試体のほうが小さいことから、構造の破壊に起因されると思われる q_u の低下と、 p_r' の低下は必ずしも一義的ではないといえる。

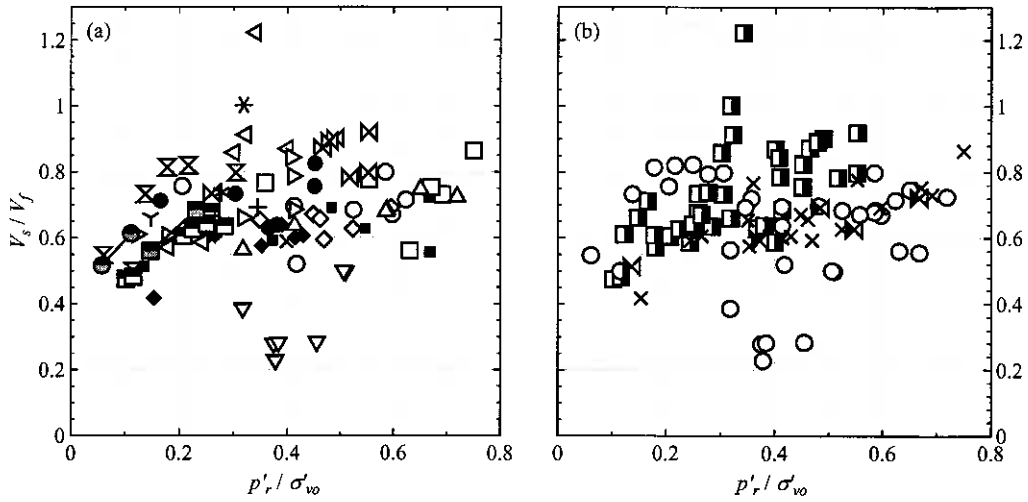
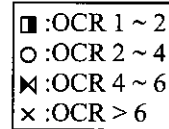
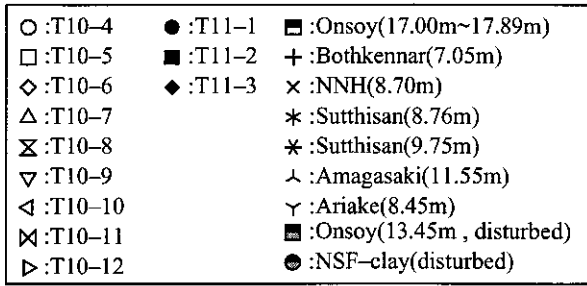


Figure 4. Relationship between V_s/V_f and p'_r/σ'_{v0}

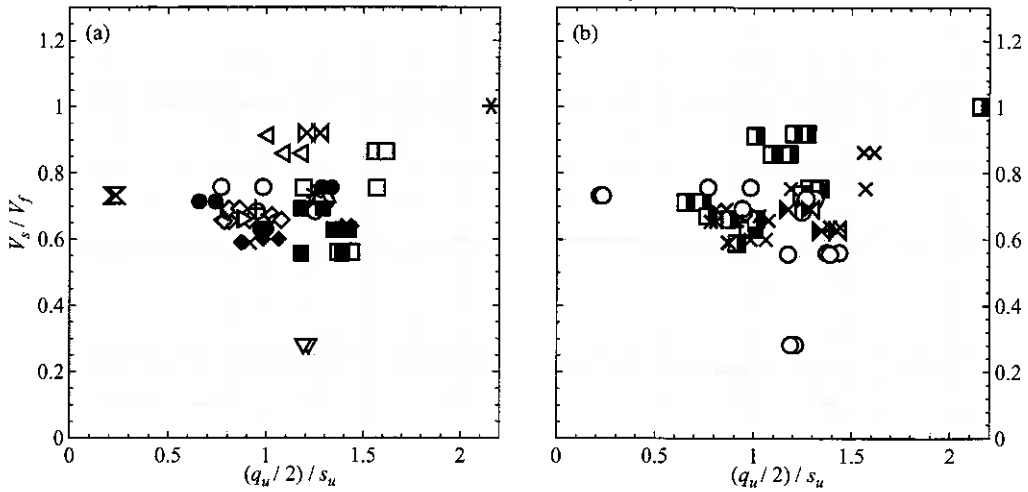


Figure 5. Relationship between V_s/V_f and $(q_u/2)/s_u$

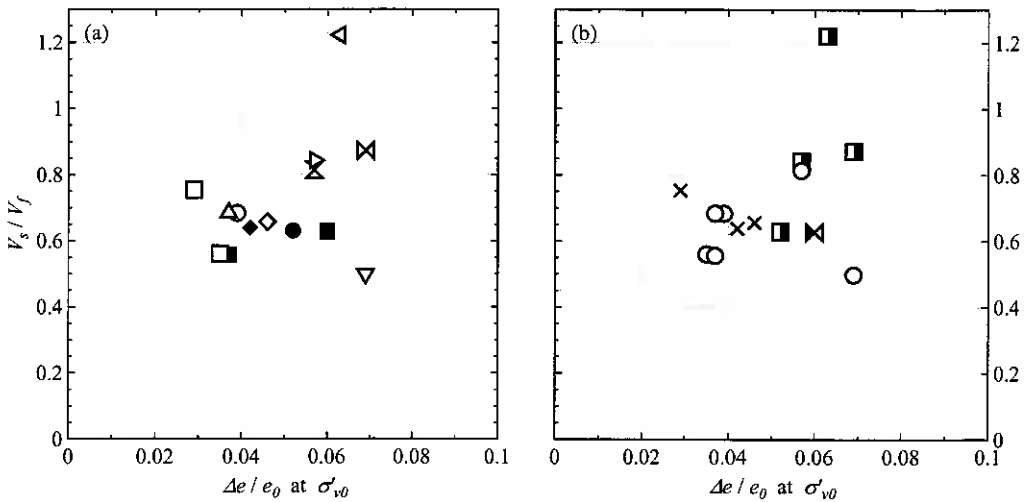


Figure 6. Relationship between V_s/V_f and $\Delta e/e_0$

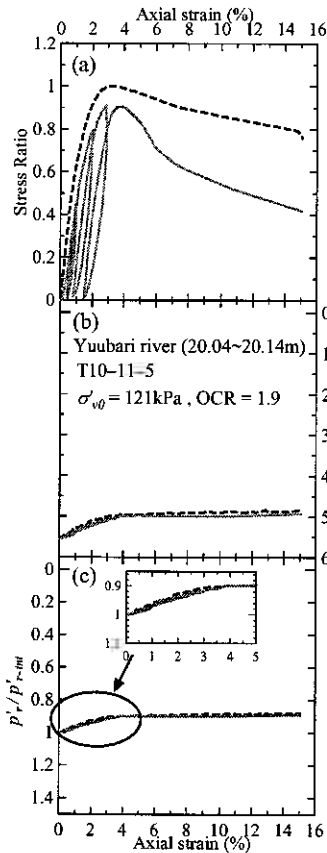


Figure.7 Variation of q_u and p'_r by disturbance (Yuubari river, 20.04~20.14m)

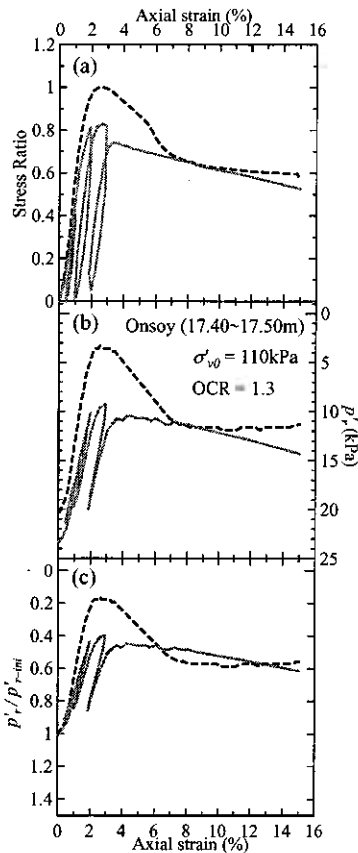


Figure.8 Variation of q_u and p'_r by disturbance (Onsoy, 17.40~17.50m)

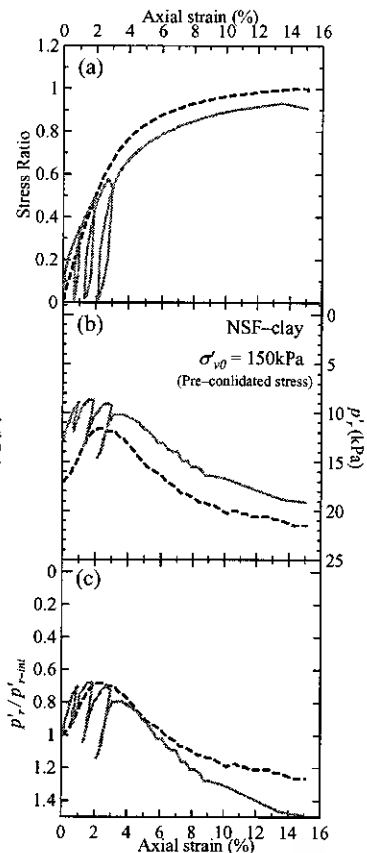


Figure.9 Variation of q_u and p'_r by disturbance (NSF-clay)

4. まとめ

1. サンプリングチューブ内の根元部、先端部では中央部より p'_r/σ'_{v0} 、 V_s/V_f ともに低い値が得られた。
2. サンプラーの刃先を 90° にすることにより乱した試料を採取することができた。
3. BE 試験より得られた V_s が他の室内試験結果から得られたファクターと相関があるか否かに関しては、堆積環境が異なる試料などによるデータの蓄積が必要である。
4. 供試体にひずみを与え人為的に乱すことにより、 p'_r/σ'_{v0} 、 V_s/V_f ともに低下した。よって BE 試験より得られた V_s が試料の品質の指標となりうる可能性を示した。
5. 同じひずみを与えても、試料により p'_r の減少傾向や割合が異なるため、品質評価を行う場合は OCR や粒度組成なども勘案する必要があると思われる。

5. 謝辞

本研究を実施するに当たって、有明、尼崎、Bothkennar、NNH、Suthisan、Onsoy 試料は独立行政法人 港湾空港技術研究所 土質研究室より提供されたものである。ここに記して深く感謝いたします。

参考文献

- 1) Okumura, T. : The variation of mechanical properties of clay samples depending on its degree of disturbance, *Proc. Spec. Session on Quality in Soil Sampling, 4th Asian Conference, ISSMFE, Bangkok*, pp.73-81, 1971.
- 2) Tanaka, H. : Sample quality of cohesive soils : Lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.4, pp.57-74, 2000.
- 3) 三田地利之・工藤豊・遠藤大輔 : 残留有効応力によるサンプリング試料の乱れの評価と一軸圧縮強度の補正, 土と基礎, 第46巻, 第5号, pp.31-33, 1998.
- 4) 例えば, Lunne, T. Berre, T. and Strandvic, S. : Sample disturbance effect in soft low plastic Norwegian clay, *Symposium on Recent developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, pp.81-102, 1997.
- 5) 田中洋行・林宏規・深沢健・中村明教・西田浩太・吉村貢・小泉和広・中島睦 : 夕張川河川敷の地盤調査結果, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第46号, 2006. (投稿中)
- 6) 工藤豊・三田地利之・橋詰哲治・津國典洋・福田文彦 : サクシヨンの測定による一軸圧縮供試体の乱れの評価, サンプリングに関するシンポジウム発表論文集, pp.119-124, 1995.
- 7) Shirley, D. J. and Hampton, L. D. Shear-wave measurements in laboratory sediments, *Journal of Acoustical Society of America*, Vol.63, No.2, pp.607-613, 1977.
- 8) 川口貴之・三田地利之・澁谷啓・佐野佑房 : 室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.195-207, 2001.
- 9) 土質試験の方法と解説—第一回改訂版—, 地盤工学会, pp.430-440
- 10) Tanaka, H., Tanaka, M., Iguchi, H. and Nishida, K. : Shear modulus of soft clay measured by various kinds of tests, *Proc. of the international symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials*, vol.1, pp.235-240, 1994.

北海道大学大学院 ○学生会員 梅谷晋平
(株)ドーコン 正会員 高橋秀彰
北海道大学大学院 国際会員 三田地利之

1. はじめに

地すべり対策工の設計に際し、従来せん断試験結果に基づく強度パラメータが用いられる機会はきわめて限られていた。この原因には、せん断試験結果の信頼性が低いとする誤解に基づく部分が少なからずあると考えられる。しかし、近年の技術進歩と試験基準の整備によって事情は変わっており、室内試験結果を取り入れた地すべり対策工設計用の強度パラメータ決定法も提案されている¹⁾。

本文は、地すべり対策工の施工現場から採取した不攪乱試料および再構成試料を用いて、繰返し一面せん断試験機により求めた強度パラメータの評価方法について述べる。

2. 試料および試験方法

(1) 試料

北海道夕張市富野地区の地すべり現場で施工された集水井内から不攪乱試料を採取した。周辺の地質は古第三紀の幌内層である。幌内層は暗灰色を呈す泥岩で、ほとんど塊状であるがところどころに凝灰岩層を挟む。

現場は地すべりが多発する地域であり、本文ではすべり面のタイプが異なる二つの地すべりブロックについて報告する。Aブロックは長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの規模で地すべりが生じており、その土塊には凝灰岩薄層が狭在している。すべり面が発生しているのは泥岩と凝灰岩との境界で、すべり面粘土の厚さは約5mmである。また、Bブロックは長さ約230m、幅約120m、深さ約30mの規模であり、凝灰岩は少なく、すべり面は泥岩層内で生じており、すべり面粘土の厚さは約10mmである。両ブロックともすべり面は鏡肌を呈している。不攪乱試料は、集水井施工時にすべり面以下まで掘り下げてすべり面を確認した後、すべり面を含むようにブロックサンプリングにより採取した。試料は一辺約30cmの立方体ブロックである。再構成試料はすべり面付近の粘土層から採取した不攪乱試料に蒸留水を加えスラリー状にした後、425 μ mフルイを通過した試料を予圧密して作製した。

(2) 繰返し一面せん断試験

試験には本研究室で開発したH-III型繰返し一面せん断試験機を用いた。両面排水条件で圧密後、定圧繰返し一面せん断試験を行った。試験条件は、片振幅6mm、せん断繰返し回数10回、上下せん断箱間隔は0.2mm、せん断速度は繰返し初回および最終回は0.02mm/min、繰返し途中は1.0mm/minとした。なお供試体は直径60mm、高さ20mm(再構成試料はAブロックでは20mm、Bブロックでは30mm)の円盤状のものを用いた。

不攪乱試料を用いる場合には、すべり面が供試体中央高さに位置するように成型し、繰返し一面せん断試験におけるせん断面に一致させるように留意した。また、上記の定圧繰返し一面せん断試験終了後に、多段載荷せん断試験を行っている。多段載荷せん断試験とは、一つの供試体からより多くのデータを得るために、所定の圧密応力で圧密後、定圧条件で繰返しせん断した後、垂直応力を400kPa、300kPa、200kPaと各段階で繰返しせん断を行い、一つの供試体について、垂直応力を除荷する方向で多段階の繰返しせん断を行う試験方法である。

3. 試験結果

Fig.1にAブロック不攪乱試料の残留強度と垂直応力の関係を示す。8個の供試体について試験を行ったが、かなりのばらつきが見られた。この原因として、実際の地すべり面とせん断試験のせん断面が一致していたケースと、ずれてせん断したケースが存在し、このことがせん断強度に大きく影響を及ぼしたと考えられる。そこで、本来の地すべり現場における強度パラメータを求めるにあたっては、地すべり面とせん断試験のせん断面が一致したケースの試験結果を用いるのが妥当である。したがって、せん断面が一致

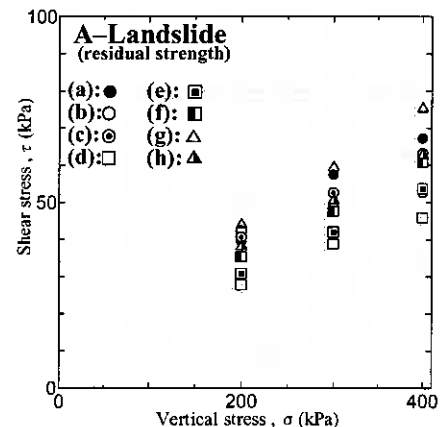


Fig.1 $\tau \sim \sigma$ relationship

したかどうかを判断する必要がある。

Fig.2 と Fig.3 に水平変位とせん断強度の関係を示す。この二つの試験結果は Fig.1 中の (d)、(g) である。まずは Fig.3 では試験開始直後に急激なせん断応力の増加が見られた後、水平変位が増加するに伴って大幅にせん断応力が減少している。しかし、Fig.2 では試験開始直後にこのようなせん断応力の急激な増加は見られず、せん断応力はそれほど大きく変化しなかった。

実際の地すべりでは、過去に大きなせん断変位を経験しているため粒子構造が破壊され、粒子は再配向がほぼ完了している。そのため不攪乱試料から得られるせん断応力の挙動は Fig.2 のようなタイプと考えられる。したがって、Fig.2 のようなせん断挙動を示す場合がすべり面とせん断試験のせん断面が一致したケースであり、Fig.3 のような場合は、すべり面とは異なった面でせん断をしたものと判断できる。この判断は、試験後の供試体を目視による観察とも一致した。この結果、(d) と (e) がすべり面とせん断面が一致したケースと判断し、A ブロックの強度パラメータをこれらの試料より得られた結果より決定した。B ブロックについても同様の手順で評価した。結果を Table.1 に示す。

上記のようにすべり面とせん断面が一致したケースを選択し、ピーク強度パラメータを A ブロックで求めてみた。この結果、A ブロックの不攪乱試料においてピーク強度パラメータの粘着力 c'_p が負の値を示した。当然粘着力が負になることはありえない。この原因として、決定に用いたデータが二つしかなかったことが考えられる。もう一つの原因は、本試験では最大せん断応力をピーク強度として取り扱ったが、地すべりは過去にせん断を受けているため、試験で得られた結果はピーク状態と残留状態の間の値を示していると考えられる。したがって、ほぼ同じ場所から試料を採取しているものの、試料によってはピーク状態に近い値を示すものや、残留状態に近い値を示すものがあり、このような負の値を示す原因になったのではないかと考えられる。

再構成試料から得られた残留状態強度パラメータは、Table.1 に示すように A、B ブロックともに不攪乱試料の値よりも大きな値となった。このことは供試体の粒径の違いが大きく影響したものと考えられる。地すべりの強度定数を求める場合には不攪乱と再構成試料を用いるのがデータの精度を高めるためにも重要であると考えられる。しかし、不攪乱試料は採取が困難であり、現場によっては再構成試料でしか室内試験ができない場合も考えられる。その場合、今回の試験結果のように不攪乱と再構成試料から得られたデータが大きく異なる時には、設計に用いることはできない。したがって、再構成試料の試験結果から不攪乱試料の値を高い精度で再現できるような、再構成試料の作成方法の確立が必要である。

Table.1 Strength parameters

		ピーク強度		残留強度	
		c'_p (kPa)	ϕ'_p (°)	c'_r (kPa)	ϕ'_r (°)
A-Landslide	不攪乱試料	(-14.5)	(12.2)	8.8	5.9
	再構成試料			11.9	8.7
B-landslide	不攪乱試料	7.1	17.6	12.6	7.7
	再構成試料			6.4	22.4

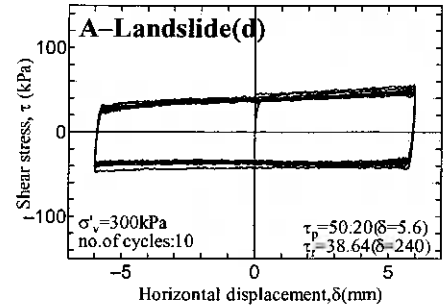


Fig.2 τ ~ δ relationship

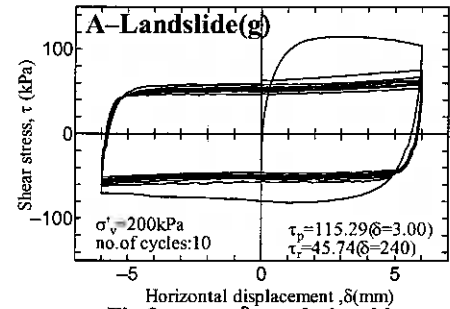


Fig.3 τ ~ δ relationship

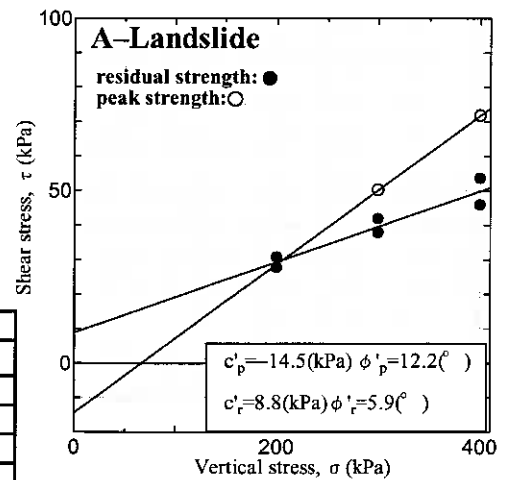


Fig.4 τ ~ σ relationship

4. まとめ

- 1) 実際のすべり面と一面せん断試験のせん断面が一致しているかの判断は、ピーク強度の発現の様子や、ピーク強度と残留強度の大きさを比べること、また試験後の供試体の観察により行なえる。
- 2) 不攪乱試料から得られる最大せん断強度はピーク強度として強度パラメータの決定に用いているが、過去に起きた地すべりによってせん断を受けているため、ピーク強度が小さめに出ると考えられる。
- 3) A、B 両ブロックの不攪乱試料から得られた試験結果と再構成試料から得られた試験結果に整合性が見られなかった。再現性のある再構成試料の作製方法の確立が必要である。

【参考文献】 1) Mitachi, T et al.: Determination of strength parameter for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement, 地すべり, Vol.40, No.2, 2003.

降雨による斜面崩壊機構の解明とその影響因子に関する模型実験

室蘭工業大学大学院 ○学生員 川合 正浩
 室蘭工業大学工学部 正会員 川村 志麻
 室蘭工業大学工学部 正会員 木幡 行宏

1. まえがき

近年、降雨、融雪に起因する斜面崩壊が日本各地で発生し、その度に、甚大な被害が報告されている。特に降雨に起因する斜面崩壊では降雨量と斜面の不安定化とは密接な関係があると考えられていることから、現在の斜面防災対策では計測が容易である降雨量、主に連続雨量と時間雨量をパラメータとした予測法が採用されていることが多く¹⁾、それゆえ、降雨による斜面崩壊を的確に予測しているとは言い難い状況にある²⁾。

降雨時の斜面崩壊は、降雨の浸透による土塊自重の増加、含水比の増加に伴う見かけの粘着力の減少、飽和領域における浸透力の増加によって発生するという考え方が一般的となっている。降雨時の斜面の安定性を的確に評価するためには降雨量のみではなく、土中水の挙動を把握し、斜面崩壊の詳細なメカニズムの解明および評価法の信頼性を向上させる必要がある。

そこで、本研究では、まず、豊浦砂による模型斜面を用いて基本的な斜面崩壊のメカニズムを降雨実験と安定解析をもとに検討する。次いで道内に広く分布する火山灰土を用いた斜面についても同様の検討を行い、火山灰質斜面の崩壊機構に関する基礎的データを収集・検討する。

2. 試験装置と模型斜面作製方法

本研究で用いた試験装置の全体図を図-1に示す。模型土槽の内寸法は幅2000mm、高さ700mm、奥行き600mmである。前面には厚さ20mmの強化ガラスが設置され、人工降雨に伴う斜面の変形挙動が観察できるようになっている。なお、本研究ではグリース塗布などによる土槽側面の摩擦除去は行っていない。

本研究で使用した試料は、豊浦砂($\rho_s=2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=1.648 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=1.354 \text{ g/cm}^3$) および火山性粗粒土に分類される支笏カルデラを噴出源(支笏第一テフラ(Spfa-1))とする柏原火山灰土($\rho_s=2.34 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmax}=0.623 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{dmin}=0.462 \text{ g/cm}^3$, $\rho_{d\text{in-situ}}=0.53 \text{ g/cm}^3$, $D_{50}=1.25 \text{ mm}$, $U_c=3.1$, $F_c=1.3\%$)の2種類である。なお、柏原火山灰土の物理・力学特性は既往研究³⁾に詳しい。

ここでは、試料によって2種類の斜面作製法を採用している。

(1) 豊浦砂からなる模型斜面

豊浦砂からなる模型斜面は、空中落下法により作製された。用いたサンドホッパーは頂角30°のものを使用しており、このホッパーは均一な砂層作製に有効であること(落下速度一定、均一な砂層が作製可能)が既往の研究成果より明らかにされている⁴⁾。その手順は次の通りである。

- ① 模型土槽の両面に所定の模型斜面になるようにアルミサッシを設置する。
- ② 昇降可能なサンドホッパー(高さ640mm、頂角30°、昇降範囲G.L.+0.8m~+2.65m)を介して試料を空中落下(スリット幅6mm、ホッパーの移動速度20cm/s、落下高さ80cmに保持)させる。
- ③ 試料堆積後、アルミサッシの上に鋭利な鉄板を滑らせながら、表面を乱さないように、余分な試料を取り除く。この方法により、相対密度Drは80%に調整される。

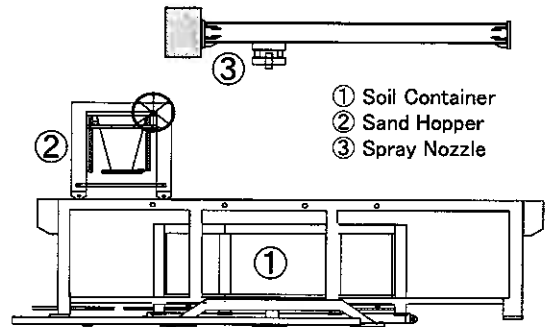
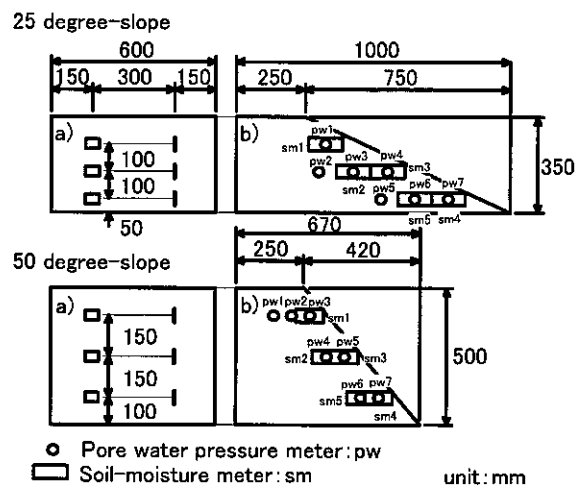


図-1 試験装置図



○ Pore water pressure meter: pw
 □ Soil-moisture meter: sm unit: mm

図-2 模型斜面の模式図と計器配置図(上: 豊浦砂模型斜面, 下: 柏原火山灰土模型斜面, a: 側面図, b: 断面図)

(2) 柏原火山灰土からなる模型斜面

柏原火山灰土からなる模型斜面は、試料採取した原位置の乾燥密度である 0.53 g/cm^3 ($\pm 5\%$ 以内)になるように、ローラーを用いて締め固めた。試料の含水比を $35\sim 45\%$ に調整して締め固めれば、原位置乾燥密度に近い値が得られることが予備実験より明らかにされているので、含水比をその範囲内になるように調整した。作製手順は次の通りである。

- ① 所定の模型斜面になるようにアルミサッシを設置する。
- ② 粒子破碎が起らないように、ローラーを1層当たり(厚さ 5 cm)、10 往復させる。
- ③ 所定の高さまで試料を堆積させ、その後、余分な試料をアルミサッシの上に鉄板を滑らせながら取り除く。

模型斜面内の計測機器の設置位置を図-2 に示す。本研究では斜面崩壊を予測するパラメータとして、間隙水圧、飽和度、模型斜面内の変位に着目している。これらの間隙水圧および飽和度は、間隙水圧計 (pw1~pw7) および土壌水分計 (sm1~sm5) を用いて、計測している。具体的には、豊浦砂模型斜面の場合は斜面から $67, 133, 200 \text{ mm}$ の位置に、柏原火山灰土模型斜面の場合は斜面から $50, 100, 150 \text{ mm}$ の位置に計器を配置し、計測した。また、模型斜面内の挙動は、地盤内にスパゲッティを設置し、その様子をデジタルビデオカメラで撮影したものを用いて検討した。

3. 試験ケースとその方法

実施した降雨実験の試験ケースと実験条件を表-1と図-3に示す。

模型斜面作製後、図-1の③スプレーノズル(いけうち製充角錐ノズル:SSXP)から水を噴霧すると同時に、土壌水分計、間隙水圧計の計測をスタートし、豊浦砂模型斜面の場合は斜面法尻から 700 mm まで崩壊した時点(模型斜面の総土量の $1/2$)まで、柏原火山灰土模型斜面の場合は降雨を3時間(豊浦砂斜面の崩壊時間の約2倍)までとして、試験を実施した。また、スプレーノズルの種類、位置、水圧を変化させることにより、降雨強度 $100, 80, 60 \text{ mm/h}$ を再現した。

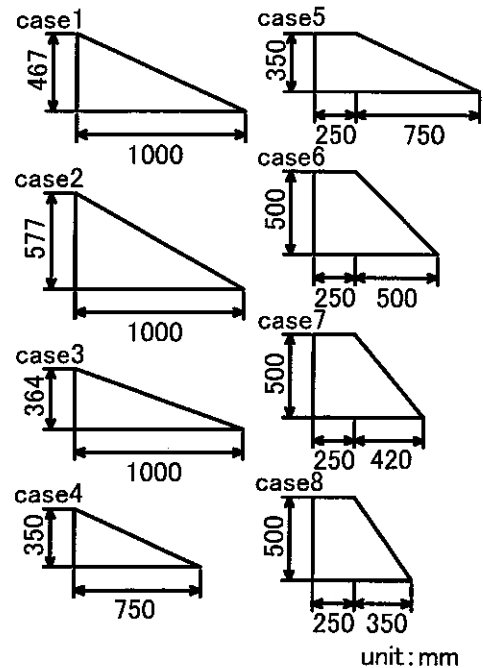


図-3 模型斜面の形状

表-1 実験 case

	case1	case2	case3	case4	case5	case6	case7	case8
Sample	Toyoura sand				Kashiwabara volcanic soil			
Angle of inclination ($^\circ$)	25	25	30	20	25	45	50	55
Rainfall intensity R(mm/h)	100	100, 80, 60		100, 60	100, 80, 60			
Length of base B(mm)	750	1000	1000	1000	1000	750	670	600

4. 試験結果と考察

4-1 豊浦砂模型斜面について

(1) 斜面崩壊の定義 (case3)

ここでは、本研究で採用した斜面崩壊の定義について説明する。写真-1 に豊浦砂模型斜面の典型的な崩壊状況を示す。写真中に示すように、pw1, 2 が配置されているとすると、pw1 の設置位置に対して水平方向の延長線上の斜面が崩壊した時間および pw2 の設置位置に対して鉛直方向の延長線上の斜面が崩壊した時間をそれぞれ水平方向の斜面崩壊時間および鉛直方向の斜面崩壊時間として定義し、これ以降、表記する。また、図-4 および図-5 は斜面傾斜角 30° 、 $D_r=80\%$ 、降雨強度 100 mm/h 、斜面底辺長 $B=1000 \text{ mm}$ における間隙水圧 (pw4) および飽和度 (sm3) と降雨時間との関係である。図中には pw4 の水平方向および鉛直方向の斜面崩壊時間を●印および■印としてプロットしている。図より間隙水圧 (pw4) - 降雨時間関係において、水平方向の斜面崩壊時間 (●印) において間隙水圧 - 降雨時間関係がほぼ定常状態に達することがわかる。そこで、この時点が斜面崩壊と定義し、以下の間隙水圧 - 降雨時間関係については、各々の間隙水圧計に対する水平方向の斜面崩壊時間における間隙水圧 u_0 で正規化した値を用いる。

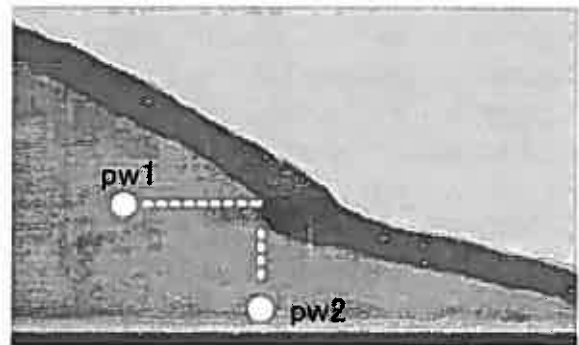


写真-1 斜面崩壊状況

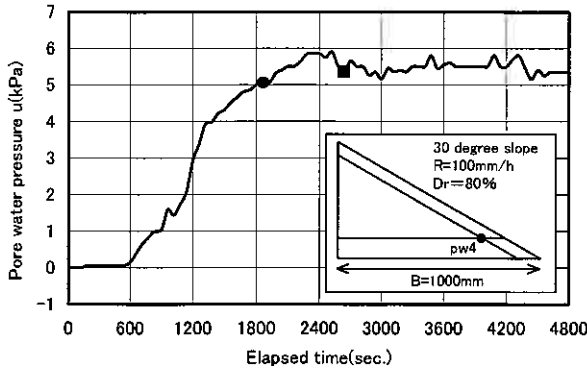


図-4 豊浦砂模型斜面の間隙水圧-降雨時間関係

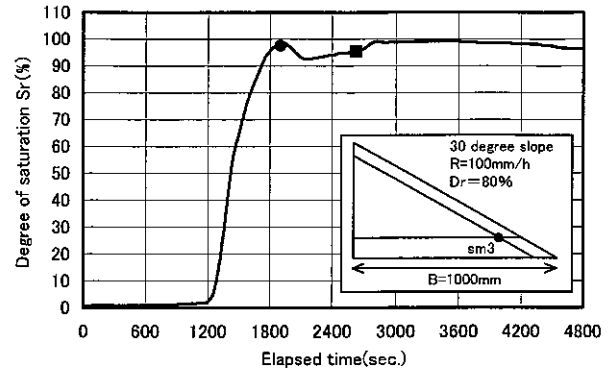


図-5 豊浦砂模型斜面の飽和度-降雨時間関係

(2) 斜面サイズの違いによる間隙水圧および飽和度の変化とその評価 (case1, case2)

斜面の大きさの違いが斜面崩壊に及ぼす影響を定量的に評価するために、種々の斜面底辺長で予備崩壊実験を行い、間隙水圧および飽和度の挙動を検討した。

図-6 および図-7は、斜面傾斜角 25°，Dr=80%，降雨強度 100 mm/h，斜面底辺長 B=750，1000 mm における間隙水圧と降雨時間の関係および飽和度と降雨時間の関係を示したものである。それぞれ、深部のデータとして pw2 (図-6) および sm2 (図-7) を、浅部のデータとして pw5 (図-6) および sm4 (図-7) をプロットしている。

間隙水圧挙動に関して、模型斜面の深部 (pw2) では変曲点を示す時間 (B=750 mm : 1860 秒, B=1000 mm : 2460 秒, ●印) が、浅部 (pw5) ではピークに達する時間 (B=750 mm : 1440 秒, B=1000 mm : 1860 秒, ●印) が、斜面サイズによって明確に異なっている (図-6 参照)。

また、pw2 における変曲点での総雨量を計算すると、斜面底辺長 B=750 mm の場合では $2.325 \times 10^7 \text{ mm}^3$ ，斜面底辺長 B=1000 mm の場合では $4.1 \times 10^7 \text{ mm}^3$ となる。それらの比 (総雨量比と称す) は、 $2.325/4.1=0.567$ になる。同様に、pw5 では間隙水圧がピークに達するまでの総雨量比は $1.8/3.1=0.581$ となった。

飽和度に関しては、模型斜面の深部 (sm2) と浅部 (sm4) の飽和度がピークに達する時間 (深部 B=750 mm : 1860 秒, B=1000 mm : 2520 秒, 浅部 B=750 mm : 900 秒, B=1000 mm : 1200 秒, ●印) が、間隙水圧と同様に、斜面サイズにより異なっている (図-7 参照)。sm2 におけるピーク時の総雨量比は、 $2.325/4.2=0.554$ であり、sm4 では、 $1.125/2.0=0.563$ となった。

ここで、総土量比 (斜面底辺 B=750 mm と斜面底辺 B=1000 mm の体積比) を算出すると、0.563 になることから、前述の総雨量比と総土量比はほぼ一致することがわかる。このことは、破壊時における全体積に占める総降雨量は斜面サイズによらずほぼ一定になることを意味している。それゆえ、間隙水圧および飽和度発生の際的相違は、模型斜面の体積の違いにのみ起因していると推測される。

以上のことから、本模型試験の設定条件の範囲では、崩壊時の力学挙動に及ぼす模型斜面サイズの影響は小さいと判断し、豊浦砂模型斜面については斜面内の変形挙動の観察が容易な斜面底辺長 B=1000 mm の斜面を採用し、以下の検討を行った。

(3) 降雨強度の違いによる間隙水圧および飽和度の変化 (case3)

降雨強度の違いによる間隙水圧と降雨時間の関係を図-8 に、飽和度と降雨時間の関係を図-9 に示す。図中には、深部のデータとして pw2 と sm1 を、浅部のデータとして pw4 と sm3 をプロットしている。

図-8 より、浅部 (pw4) では、降雨強度の違いによって間隙水圧が発生し始める時間に大きな差はみられないが、深部 (pw2) では、降雨強度が大きいほど短時間 (降雨強度 100 mm/h : 840 秒, 降雨強度 80 mm/h : 1200 秒, 降雨強度 60 mm/h : 1440 秒, ●印) で間隙水圧が発生し始めていることがわかる。

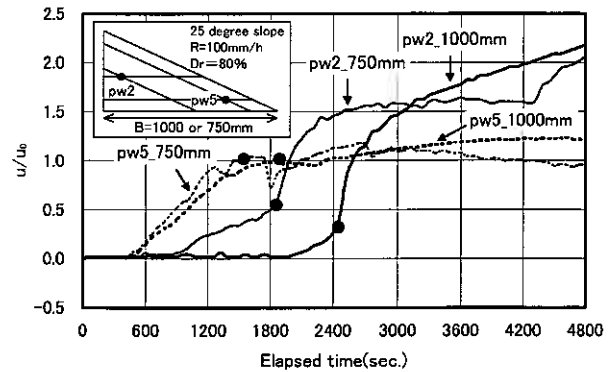


図-6 斜面サイズの違いによる間隙水圧挙動

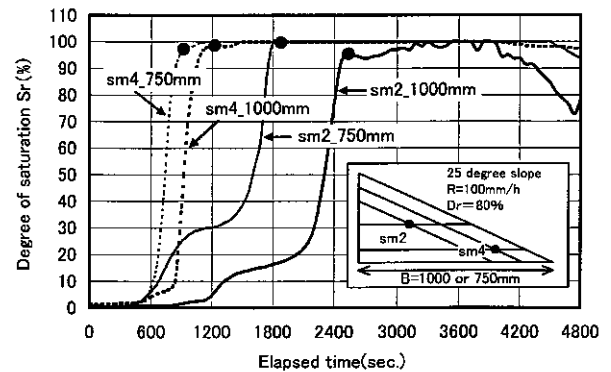


図-7 斜面サイズの違いによる飽和度挙動

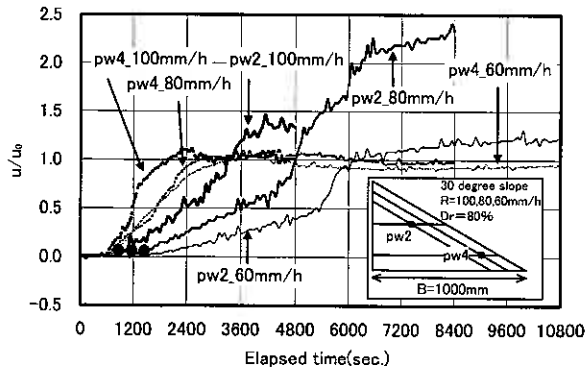


図-8 降雨強度の違いによる間隙水圧挙動

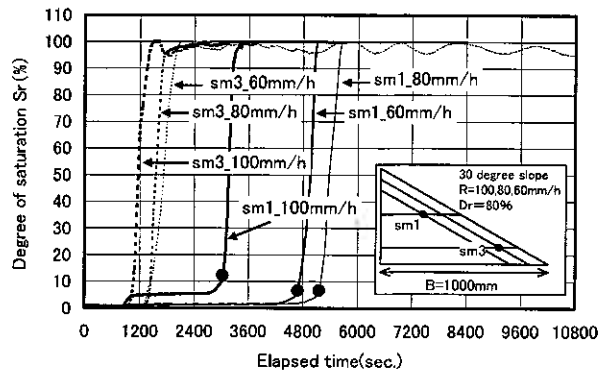


図-9 降雨強度の違いによる飽和度挙動

また、図-9より、飽和度においても、浅部 (sm3) では、反応開始時間の相違は見られないが、深部 (sm1) では、降雨強度が大きいほど反応開始時間 (降雨強度 100 mm/h : 3000 秒, 降雨強度 80 mm/h : 4680 秒, 降雨強度 60 mm/h : 5160 秒) が早いことがわかる。

次に、この反応速度と崩壊時間との関係を明確にするため、法尻部と斜面中央部での挙動を比較・検討する。

a) 法尻部

図-10 と 11 にはそれぞれ間隙水圧 (pw4) と飽和度 (sm3) の挙動を、また、表-2 に pw4, sm3 の水平方向および鉛直方向の斜面崩壊時間及び pw4, sm3 に対する鉛直方向の斜面崩壊時間における総雨量を示す。図中には水平方向および鉛直方向の斜面崩壊時間を●印および■印としてプロットしている。

図-10より、間隙水圧 (pw4) がほぼピークを迎えた時点で (●印) 水平方向の崩壊が生じており、また、その後、定常状態に達した時点 (■印) で鉛直方向の崩壊が起こっていることがわかる。

図-11より、飽和度 (sm3) がピーク (飽和状態) に達してから数分後 (●印) に水平方向の斜面が崩壊を開始し、その後、定常状態に達してから数分後に (■印)、鉛直方向の斜面崩壊が起こっていることがわかる。

両図から、間隙水圧発生状況は崩壊に至るまで増加傾向であり、崩壊の前兆現象が見られないのに対して、飽和度は崩壊に至る前に飽和状態に達するという前兆現象を確認できる。このことから、斜面法尻付近では、間隙水圧より、飽和度のほうが早い段階で斜面崩壊を予測できる可能性があると考えられる。

また、鉛直方向の斜面崩壊時間までの総雨量は、降雨強度に依らず、ほぼ等しい値になった (表-2 参照)。なお、このことは他の case においても同様であった。

b) 斜面中央部

斜面中央部における間隙水圧 (pw3) の挙動を図-12 に、飽和度 (sm2) の挙動を図-13 に示す。図-12より、斜面中央部では、間隙水圧 (pw3) - 降雨時間関係に変曲点 (○印) が見られ、その数分後に pw3 に対する水平方向の斜面で崩壊が起こっている (●印)。

一方、飽和度 (sm2) はピーク (飽和状態) に達する前 (●印) に sm2 に対する水平方向の斜面で崩壊し始めている。

図-12 および図-13より、崩壊に至る前に、間隙水圧 - 降雨時間関係は変曲点を示すという崩壊の前兆現象がみられるが、飽和度では崩壊の前兆現象がみられない。このことから、斜面中央付近では、飽和度より、間隙水圧のほうが早い段階で斜面崩壊を予測できる可能性があると考えられる。

以上のことを総合すると、間隙水圧および飽和度の挙動は法尻部と斜面中央部で異なることから、計器設置に当たっては、その特性と設置位置の十分な検討が必要となる。

表-2 法尻部の斜面崩壊時間

Rainfall intensity (mm/h)	100	80	60
Horizontal direction collapse time (sec)	1860	2400	3180
Vertical direction collapse time (sec)	2640	3600	4620
Total precipitation (mm)	73.3	80.0	77.0

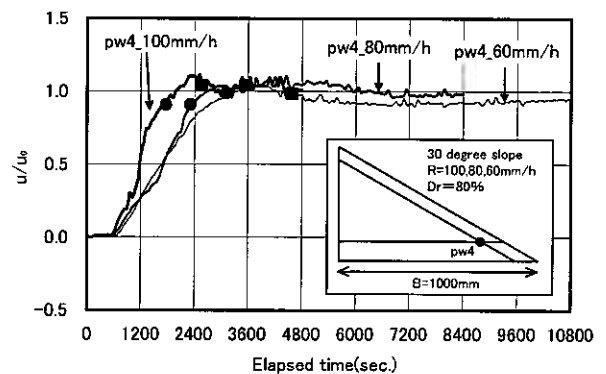


図-10 法尻部における間隙水圧挙動

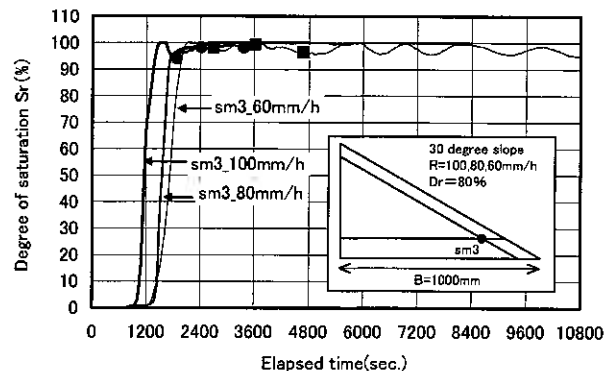


図-11 法尻部における飽和度挙動

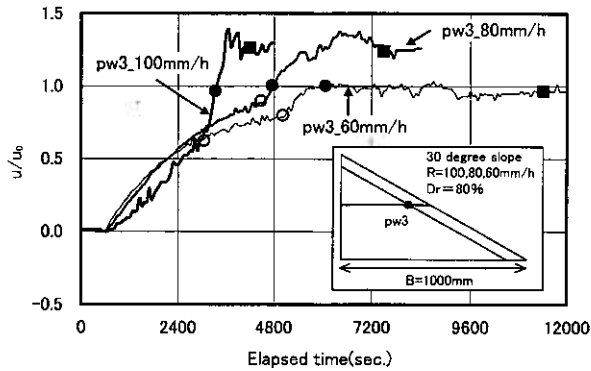


図-12 中央部における間隙水圧挙動

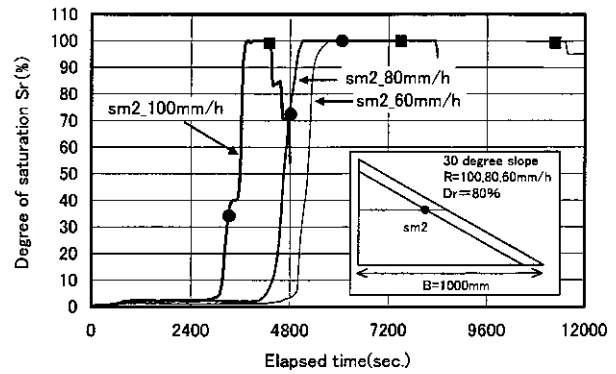


図-13 中央部における飽和度挙動

(4) 総雨量が斜面崩壊に及ぼす影響と崩壊後の流動特性
 case1~5 の試験において、模型斜面の総土量の約 1/3 (case1 では法先から 450 mm, case2~4 では法先から 600 mm, case5 では法先から 420 mm) が崩壊するのに必要な総雨量と総土量の関係をそれぞれ正規化して図-14 に示す。ここで、総雨量比は 25 度斜面, 斜面底辺長 1000 mm, 降雨強度 100 mm/h のケースの崩壊時までの総雨量を基準に、また総土量比も同条件における総土量を基準に正規化している。

図より、降雨強度の依存性は見られるものの、総雨量比と総土量比には一義的な関係が存在することがわかる。このことは、降雨強度が大きい場合は崩壊に必要な総雨量は少なくなり、逆に降雨強度が小さい場合はある程度の総雨量が必要であることを示す。なお、図中には 20~30 度の斜面勾配の結果が含まれているが、勾配の違いによる影響は確認できなかった。これらのことは降雨強度の情報を得ることによって、崩壊量(影響範囲)の予測の可能性を示唆しているかもしれない。

また、図-15 は降雨前後の斜面傾斜角の関係を示したものである。崩壊後の試料を完全飽和と考え、 ϕ' を 30° とし半無限斜面安定解析を行った結果 ($\beta = 14.88^\circ$) も併せて示す。図より、降雨強度による若干の正の相関は見られるが、降雨後の斜面傾斜角は一定の範囲内 ($7.9^\circ \sim 14.0^\circ$) に収まっていることがわかる。また、解析結果との比較では、降雨後の斜面の最大傾斜角は $\beta = 14.0^\circ$ となっていることから、理論値は、傾斜角との関係において、降雨による斜面崩壊後の流動特性を比較的良好に説明しているようである。

(5) 豊浦砂模型斜面の安定解析と降雨実験との比較

模型実験結果の妥当性を評価するために、ここでは安定解析も併せて実施した。比較のため天端有りの斜面についての検討結果を示す (case5)。

一般的に斜面の安全率 F_s は、簡易分割法により次のように表される。

$$F_s = \frac{\sum \{c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha}$$

ここで、 c' は見かけの有効粘着力、 ϕ' は有効せん断抵抗角、 l はスライスの底面の長さ、 α はその勾配、 W はすべり土塊の重量、 u は間隙水圧である。実験の条件に合わせて、基盤を下回るすべり面は発生しないと、斜面内及び斜面先破壊を対象とした解析を行った。

解析結果 ($H=35$ cm, $\beta=25^\circ$, $\gamma_d=15.50$ kN/m³, $c'=0$ kN/m², $\phi'=40^\circ$) を図-16 に示す。なお、図には間隙水圧(すべり面上に間隙水圧が一様に分布していると仮定)を種々変化させて算出した値をプロットしている。なお、 ul はすべり土塊の総重量で正規化した。

図より、 $ul/\Sigma W$ が 0.5 程度でこの斜面の安全率 F_s は 1 以下となり、斜面崩壊状態となることがわかる。

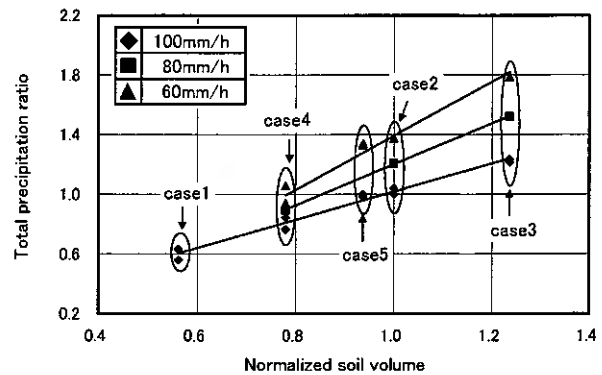


図-14 総雨量比-総土量比関係

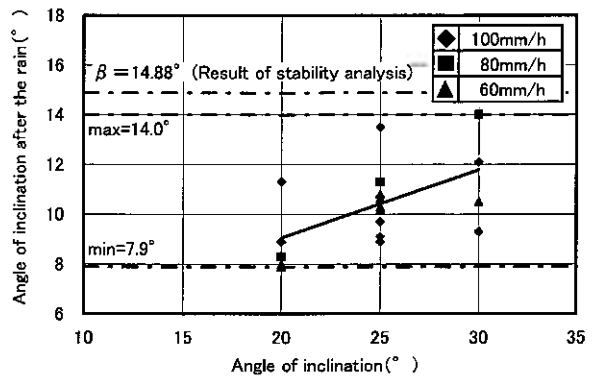


図-15 降雨前後の斜面傾斜角の関係

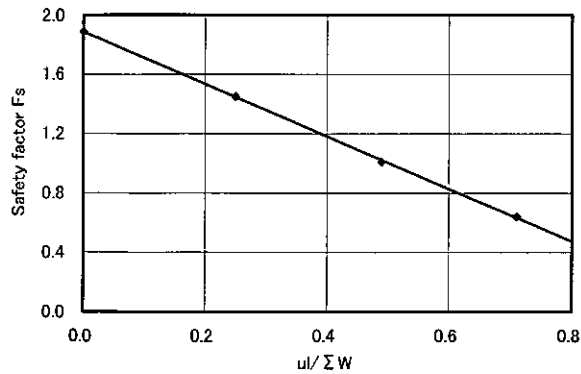


図-16 豊浦砂模型斜面の安定解析結果

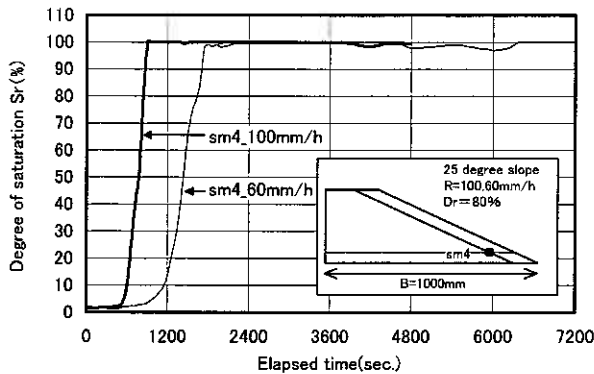


図-18 法尻付近の飽和度挙動

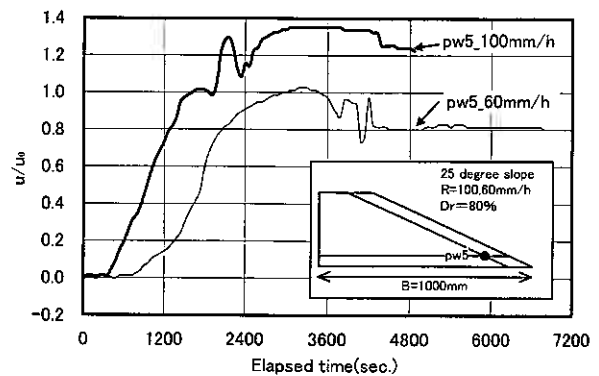


図-17 法尻付近の間隙水圧挙動

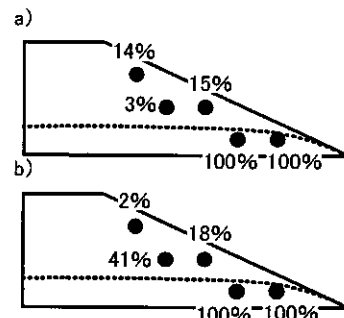


図-19 法尻崩壊時の飽和度分布 (a: 降雨強度 100 mm/h, b: 降雨強度 60 mm/h)

case5 で得られた法尻部の間隙水圧 (pw5) と降雨時間の関係および飽和度 (sm4) と降雨時間の関係を図-17 および図-18 に示す。

図-18 より、法尻部では R=100 mm/h において降雨開始 15 分後に、R=60 mm/h において 30 分後に、それぞれ飽和に達している。また、図-17 より、斜面法尻部が飽和に達した段階では、間隙水圧は上昇傾向にあり、定常状態にはなっていないことがわかる。このときの斜面法尻部の崩壊状況は、R=100 mm/h において降雨開始 20 分後に、R=60 mm/h において 40 分後に、法尻部分の崩壊が始まっていた。また、その時点の飽和度の状況を図示すると、図-19 のようになる。データに基づいて算出した地下水面の位置は、図中の点線のように推測される。

円弧すべり面上の土塊部分は飽和状態にあることから、地下水面が斜面と一致していると考えられる。このときの $ul/\Sigma W$ を計算すると 0.633 となり、図-16 の結果に基づけば、安全率は 0.8 程度となる。このことから本模型試験で得られた結果は比較的妥当な値を示していると考えられる。

豊浦砂による一連の試験結果に基づいて、柏原火山灰土からなる模型斜面についても同様の検討を行った。

4-2 柏原火山灰土模型斜面について

(1) 柏原火山灰土模型斜面の間隙水圧および飽和挙動の基本的な特徴 (case7)

柏原火山灰土の模型斜面では、豊浦砂の崩壊に必要な時間に比べて約 2 倍の時間 (3 時間)、降水を実施したが、大規模な崩壊は認められず、法先付近の侵食現象が観察された。ここでは、その基本的な特徴を以下に示す。

降雨強度 100 mm/h における間隙水圧 (pw5, 6) と降雨時間の関係を図-20 に、飽和度 (sm3, 4) と降雨時間の関係を図-21 に示す。なお、間隙水圧-降雨時間関係については、崩壊が認められなかったため、前述の 4-1 (1) で定義した u_0 ではなく、間隙水圧の値が定常状態に達した時点での間隙水圧を u_0 と定義して (pw5: $u_0=3.49$ kPa, pw6: $u_0=3.77$ kPa) 正規化した。

図-20 より、間隙水圧は砂と同様、一様に上昇し、ピーク到達後、定常状態となることがわかる。一方、飽和度は降雨開始 20 分後まで急激に上昇し、その後、降雨終了まで緩やかに上昇した (図-21 参照)。

降雨開始 20 分後までの飽和度の急激な上昇は、斜面法面からの水の供給によるものであり、その後の緩やかな上昇は天端部から浸透する降雨による影響と柏原火山灰土の特徴である多孔質な土粒子内部への浸透 (粒子内部の飽和度の増加) が原因であると考えられる。一方、間隙水圧はピークまで一様に上昇を続け、その後、減少している。この減少の原因は、飽和度の増加によって粒子間の表面張力が低下し、排水が促進されたことに起因していると考えられる。

以上のことから、間隙水圧と飽和度の挙動は砂と同様の挙動 (増加→定常) を示すが、今回の試験では崩壊までには至らなかった。今回用いた試料は多孔質試料のため、粒子内部まで飽和が進行していないこと、及び飽和度の挙動は定常状態にならず、緩やかな上昇傾向を示すことを考慮すると、原位置において粒子内部への飽和化が進行し (土粒子重

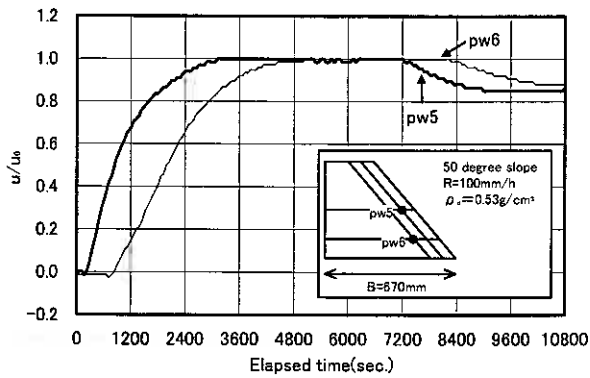


図-20 火山灰斜面の間隙水圧挙動

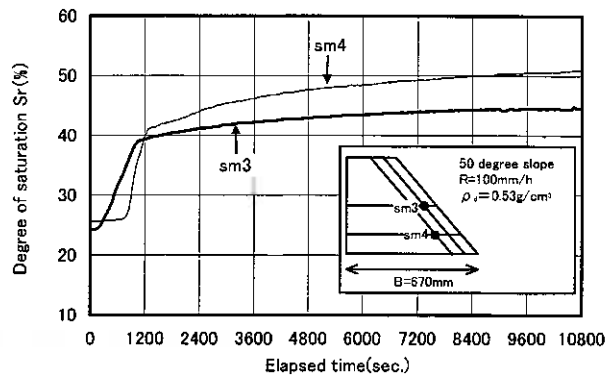


図-21 火山灰斜面の飽和度挙動

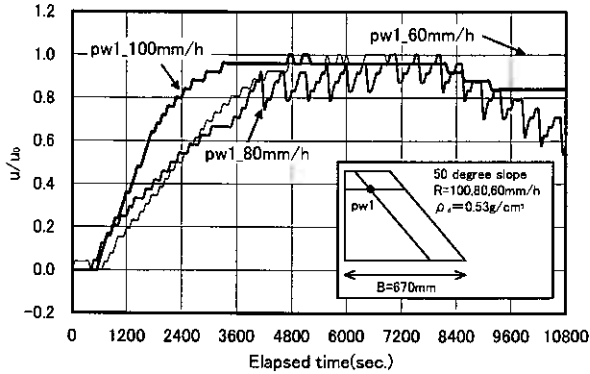


図-22 天端部における間隙水圧挙動

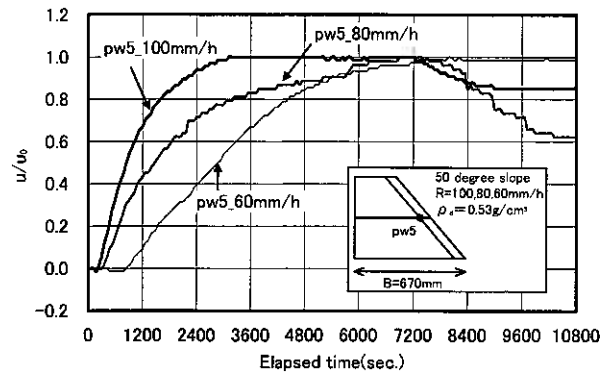


図-23 中央部における間隙水圧挙動

量の増加), 浸透力や粘土層の存在などによって間隙水圧が上昇する要因が重なれば, 砂質斜面と同様に崩壊する可能性がある。

次に, 降雨強度の違いによる挙動を比較・検討する。天端部における間隙水圧 (pw1) と斜面中央部 (pw5) における間隙水圧の挙動を図-22 と図-23 に示す。

図-22 より, 天端部では降雨強度の違いによらず, 降雨開始からほぼ同時刻 (降雨開始 10 分後) で間隙水圧が発生し, ピーク到達後, 定常状態に達していることがわかる。また斜面中央部では, 降雨強度の違いにより間隙水圧が発生する時間に違いが見られるが, その後の間隙水圧挙動は天端部と同様である。

また, 飽和度は初期飽和度の相違により反応時間に多少の相違は見られるが, 降雨強度の違いに依らず, 数分後に急激な上昇が見られ, その後, 降雨終了まで緩やかに上昇している (図-23 参照)。

このことから, 砂斜面と同様, 降雨強度の違いは間隙水圧及び飽和度の発生に影響を及ぼしていることがわかる。

(2) 柏原火山灰土模型斜面の安定解析結果と降雨実験との比較

安定解析により火山灰斜面の力学挙動の妥当性を検討した(case7)。解析ではすべり面は基盤を下回らないとし, 斜面内及び斜面先破壊を対象に検討する。その解析結果 ($H=50\text{ cm}$, $\beta=50^\circ$, $\gamma_d=5.20\text{ kN/m}^3$, $c'=0\text{ kN/m}^2$, $\phi'=45^\circ$) を図-24 と 25 に示す。なお, 土質パラメータは過去の研究を参考に決定している³⁾。比較のため, 法先部の間隙水圧 (pw7) および飽和度 (sm5) と降雨時間の関係を図-26 と図-27 に, 降雨後の飽和度の値を図-28 に示す。また, 目視の結果, 斜面底部から 5 mm 程度のところに地下水が確認されている。それゆえ, 本試験における間隙水圧は大部分が雨水による浸透流によるものであると考えられる。

解析で得られた安全率は, 図-24 に示すようなすべり円のときに最小値を示し, その安全率と $ul/\Sigma W$ の関係は図-25 のようになった。例えば, $ul/\Sigma W$ が 0.16 程度でこの斜面の安全率 F_s は 1 以下となり, 斜面崩壊状態となる。実験では最も危険な状態を考え, すべり円上に 5 mm の地下水が存在したとすると, $ul/\Sigma W=0.08$ となり, このときの安全率 F_s は 1.13 である。したがって, 今回用いた試料並びに試験条件では比較的安定な状態を保持していることになる。このことは, 推定したすべり面に近い部分での実測飽和度は最大で 50 % 程度であることから妥当であると考えられる (図-27, 28 参照)。図示は省略するが, このことは他の case においても同様であった。

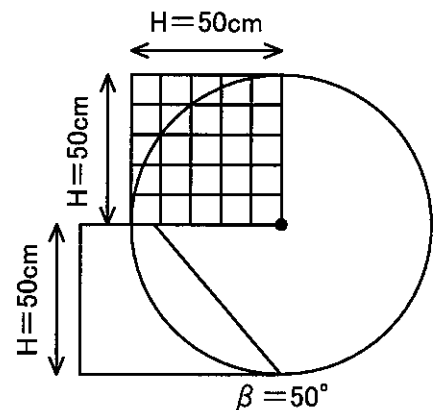


図-24 安定解析に用いた格子点

以上を総合すると, 柏原火山灰土模型斜面は豊浦砂模型斜面と基本的に同傾向の挙動を示していることから, 多孔質

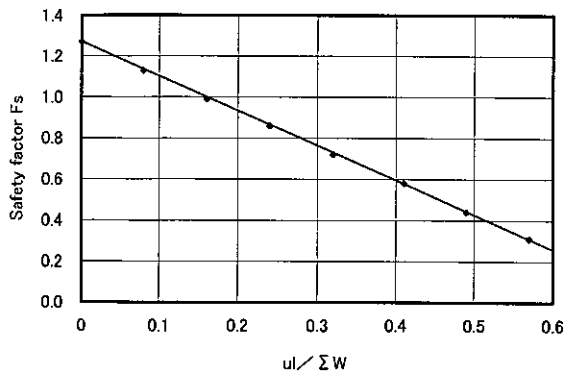


図-25 柏原火山灰土模型斜面の安定解析結果

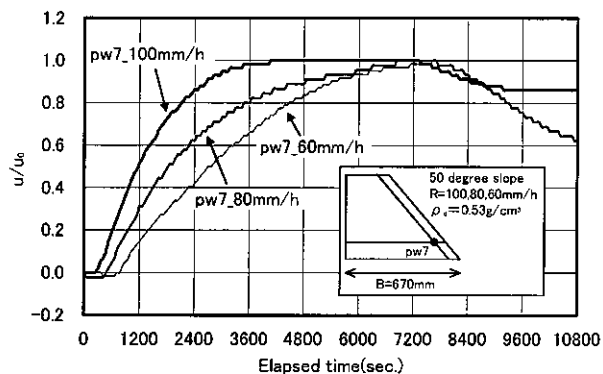


図-26 法尻部の間隙水圧挙動

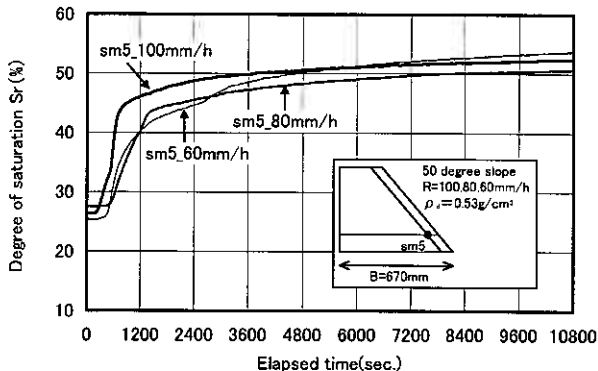


図-27 法尻部の飽和度挙動

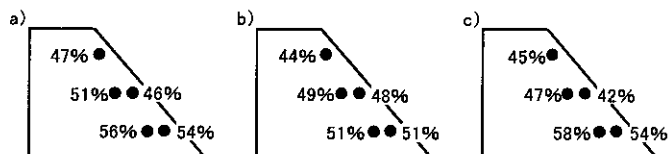


図-28 降雨後の飽和度分布 (a : 100 mm/h, b : 80 mm/h, c : 60 mm/h)

土粒子自体の飽和度の増加、さらに、間隙水圧が上昇する要因（粘土層などの存在など）が重なれば、砂斜面と同様に崩壊する可能性があることが推察される。

今後は、より原位置に近い条件において検討する予定であり、模型実験と要素試験の結果から崩壊のメカニズムに及ぼす諸要因の影響を明らかにする予定である。

5. 結論

一連の模型実験及び解析より次のような知見を得た。

- (1) 間隙水圧と飽和度の挙動を明らかにすることにより、斜面崩壊現象をより正確に把握できる。
- (2) 斜面崩壊に必要な総雨量と斜面の総土量には、降雨強度の依存性は認められるものの、両者には一義的な関係が存在する。
- (3) 豊浦砂模型斜面に対する半無限斜面安定解析は、降雨による斜面崩壊後の流動特性を比較的よく説明できる。
- (4) 簡易分割法に基づいた安定解析結果は、砂質土斜面、火山性粗粒土斜面の違いによらず、実験結果を比較的よく説明している。
- (5) 火山性粗粒土斜面では、砂質土斜面と基本的に同傾向の挙動を示していることから、多孔質な土粒子自体の飽和度の増加、また間隙水圧が上昇する要因（粘土層などの存在など）が重なれば、砂質土斜面と同様に崩壊する可能性がある。

謝辞：本研究を進めるにあたり、実験及びデータ整理に室蘭工業大学 井野寿人、佐藤成康両君の協力を得た。末筆ながら記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 降雨に対する運定期制基準作成要領, 国鉄, 1973.
- 2) 前田, 下間, 本多, オレンセ, 東畑: 降雨による斜面崩壊の予測に関する浸透模型実験, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp. 2159-2160, 2002.
- 3) 三浦, 八木, 川村: 北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎, 土木学会論文集, No. 547/III-36, 159-170, 1996.
- 4) Miura, S., Toki, S. and Tanizawa, F.: Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behaviors of anisotropic sand, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp. 58-74, 1984.

遠心模型実験による斜面崩壊時の微小電位計測

北海道開発土木研究所○正会員 日下部祐基
同 上 正会員 伊東 佳彦
同 上 石川 博之
同 上 伊藤 憲章
北海道土質試験協同組合 榎本 義一
(株)フジタ 正会員 村山 秀幸

1. はじめに

北海道では、大規模岩盤崩落が多数発生しており、道路トンネルなどの公共構造物に多大な被害を生じさせるとともに、時には国民の生命を奪う重大事故になることも少なくない（平成8年一般国道229号豊浜トンネル¹⁾、平成9年同国道第2白糸トンネル²⁾、平成13年一般国道333号北見市北陽、及び平成16年一般国道336号えりも町の各道路斜面崩落事故）。そのため、より精度の高い危険斜面の監視技術などの研究開発が急がれている。

近年、地震発生前後に様々な電磁気学的現象が発生することが報告され、特に地盤の電位変動をとらえる地電位観測が地震予知手法として注目されている³⁾。筆者らは、この地電位観測手法（以下、微小電位計測）を岩盤崩落などの地盤災害予測に適用するため、各種室内試験や現地急崖斜面などで微小電位計測を実施してきた⁴⁾⁵⁾⁶⁾。また、斜面のクリープ的な崩壊を模擬した1週間程度にわたる遠心模型実験において供試体が破壊するまでの電位変化を計測して、微小電位計測による斜面監視手法について検討した⁷⁾。ここでは、模型斜面の破壊遠心加速度を求める短時間の遠心模型実験時に実施した微小電位計測の結果などについて報告する。

2. 実験概要

本研究で用いた遠心力装置は、有効回転半径3.5m、最大遠心加速度100g（gは重力加速度）、最大搭載質量2500kg（最大加速度時）の比較的大型の装置⁸⁾である。実験に用いた模型供試体は、3次元モデルとして現地で不安定化実験が行われていた岩盤斜面の3次元レーザ測量⁹⁾により得た地形データを用いて縮尺1/20モデル¹⁰⁾の型枠を作成し、その中に想定される既存亀裂を塩ビ板で型取って設置し、現地斜面を構成する岩石の一軸圧縮強度20N/mm²を目標とした配合でモルタルを打設して作成した。図-1および写真-1に3次元モデル供試体を示す。

微小電位計測に用いた電極は、模型供試体に銅線を埋め込んだ電極（銅線電極：埋込長L=30mm）と導電性ゲル体を表面に貼付した電極（ジオゲル電極：φ76mmの正六角形、t=1.4mm）および供試体を直接置いた台座の鋼板電極の3種類である。銅線電極の設置方法は、電動ドリルで約φ1mm、L=30mmの孔を穿孔し、電極を挿入して導電性接着剤を充填した。ジオゲル電極は、電極自体が粘着性を有しているため、供試体表面に直接貼付した。写真-2に電極配置例を示す。同写真に示すように、遠心模型実験では電極を設置した面にひずみゲージも貼付して計測した。

微小電位の測定器は、2機種（以下、機種A、機種B）のものを用いている。機種Aは、パソコンにA/D変換ボード（入力範囲：±10V、A/D変換分解能：16bit、電圧測定精度：約±10mV、入力フィルタ：なし、電源周波数フィルタ機能：なし）を取り付けた簡易なものである。機種Bは、汎用データロガー（入力範囲：±10V、A/D変換分解能：20bit、電圧測定精度：約±5mV、入力フィルタ：0.5Hz、電源周波数フィルタ機能：

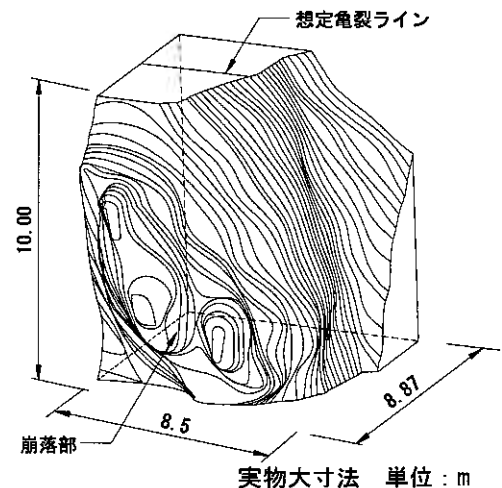


図-1 3次元モデル供試体概念図



写真-1 3次元モデル供試体写真

Measurements of micro geo-electric signals to monitor rock slope failure using centrifuge model test

Yuki KUSAKABE, Yoshihiko ITO, Hiroyuki ISHIKAWA, Noriaki ITO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido), Hideyuki MURAYAMA (Fujita Corporation), Yoshikazu ENOMOTO (Hokkaido Soil Research Coop.)

表－1 遠心模型実験の実験条件

実験No.	破壊加速度 g	測定電極数 個	ジオゲル電極 個	銅線電極 個	銅板電極 個	測定器機種	備考
1	30	4	2	2	0	機種Aのみ	供試体と銅板の間で絶縁
2	62	4	2	2	0	機種A, B	銅板の下で絶縁
3	44	4	3	0	1	機種A, B	同上

あり)である。機種AのA/D変換速度は、非常に高速で入力チャンネル数あたり $2\mu s$ であり、高周波の電圧変化測定に適しており、サンプリング間隔はプログラミングによって設定可能で移動平均処理などの統計処理も可能である。機種Bは、やや長周期の電圧変化測定に適しており、サンプリング間隔は0.1s以上で統計処理機能はない。

遠心模型実験は、電極配置条件や供試体の絶縁条件を変えて3ケース実施した。各ケースの実験条件を表－1に示す。また、機種Aについては、性能確認として岩石一軸圧縮試験時の微小電位計測を実施した。このときに用いた電極は、ジオゲル電極のみである。

3. 実験結果と考察

3.1 岩石一軸圧縮試験時の微小電位計測

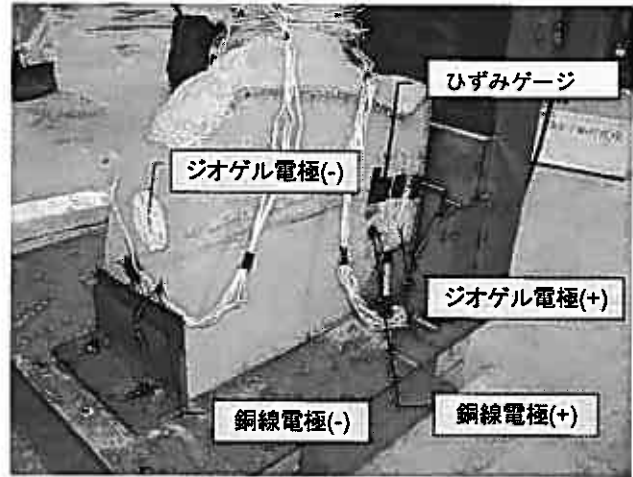
試験に用いた供試体は、砂岩や泥岩などの強度が異なる堆積岩である。試験は、簡易な測定器である機種Aの性能確認とした予備試験である。図－2は、測定結果の1例として変位量と応力および微小電位の関係を示したものである。微小電位にはノイズがみられるものの、全体的な傾向として変位量が1.0mm程度までは変化が少なく、1.0mmを過ぎると増加傾向を示し、供試体が破壊する前に微小電位の出現傾向が変化することがわかる。試験は7ケース実施したが、他のケースにおいても破壊前に増加傾向にあったものが一定値になるなどの微小電位の変化が確認された。このことから、作成した簡易計測器の機種Aによる微小電位計測が可能と判断した。

3.2 遠心模型実験時の微小電位計測

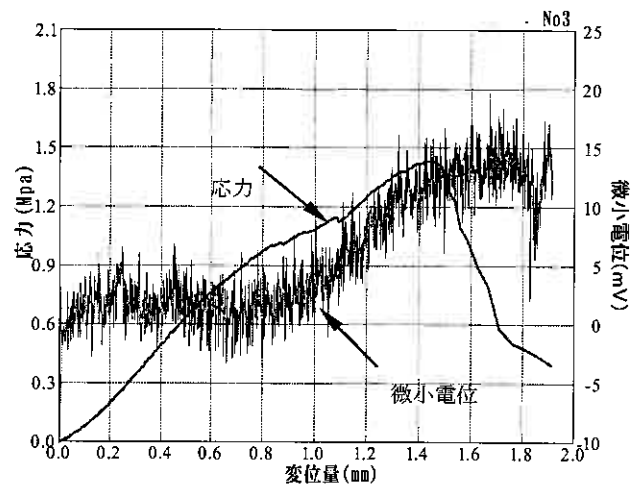
前回実施した遠心模型実験時の微小電位計測⁷⁾では、微小電位の変化が供試体の破壊の進行を捕えている可能性が示されたが、遠心加速度の段階増加による自重応力増加時に微小電位の変化がみられなかった。今回の実験では、遠心加速度増加時の微小電位を詳細に計測することと、供試体破壊前の微小電位の変化を捕えられるか否かの検証を目的にしている。そのため、前回の計測では測定間隔を1sとしたが、今回は高周波成分の電位変化測定に有利な機種Aとやや長周期成分に有利な機種Bで共に測定間隔を0.1s(100ms)として比較実験を実施した。なお、機器Aでは1msで取得したデータを100msで平均化処理し、機種Bでは入力時に0.5Hzのローパスフィルタ処理された値である。

最初に実施した実験No.1では、供試体と遠心装置を絶縁するために供試体を置く台座にゴムマットを敷設した。その結果、遠心加速度増加時にゴムマットが変形して供試体が移動し、実験のやり直しが生じた。図－3は、実験No.1再実験3回目の遠心加速度および微小電位の経時変化を示したものである。微小電位には、ノイズと思われるバラツキが見られるため、計測値10点の移動平均により平滑化した値も示した。遠心加速度と微小電位の関係をみると、ジオゲル電極では微小電位の変化が少ないが、銅線電極の微小電位に遠心加速度に追従した変化が認められる。しかし、測定された微小電位が、供試体の移動などで発生した可能性も考えられた。そのため、次回の実験No.2では、供試体を台座に直接置いて、絶縁を台座の下にゴムを挟むことで行うことにした。

図－4は、実験No.2の測定器機種Aの測定結果を示したものである。この結果では、微小電位の変化はジオゲル電極、銅線電極ともに認められない。なお、微小電位は、図－3と同様にバラツキがみられたため、10点移動平均により平滑



写真－2 電極配置例 (実験 No. 2)



図－2 一軸圧縮試験時の微小電位

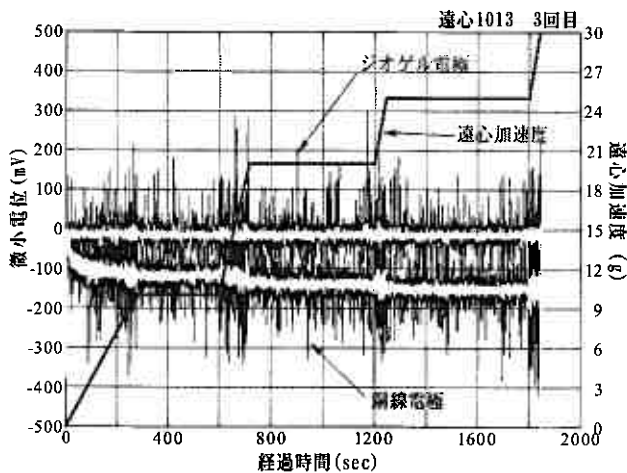


図-3 実験 No. 1 遠心加速度と微小電位の経時変化

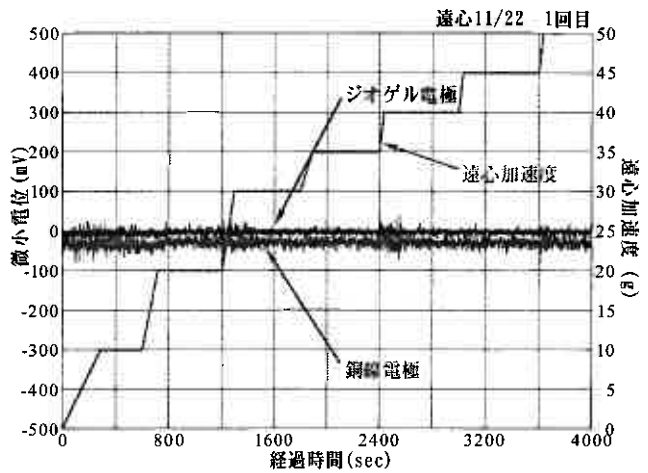


図-4 実験 No. 2 遠心加速度と微小電位の経時変化

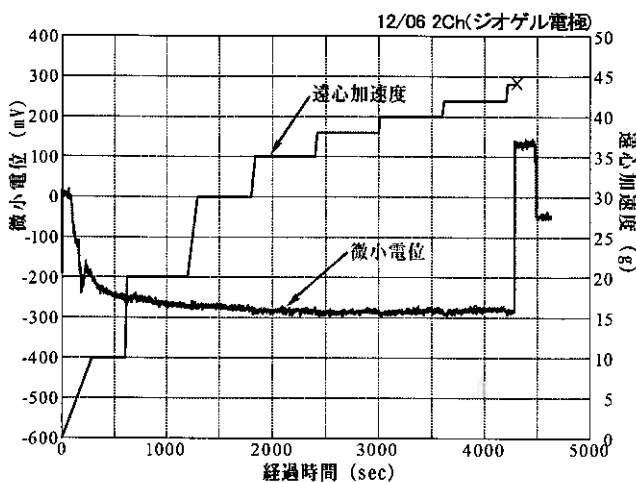


図-5 実験 No. 3 遠心加速度と微小電位の経時変化 (測定器機種A)

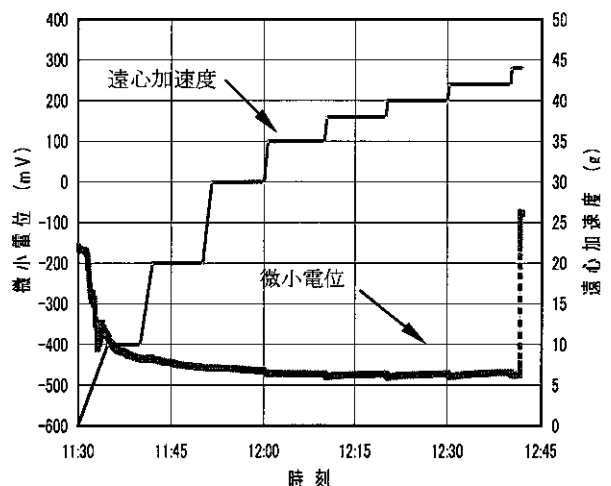


図-6 実験 No. 3 遠心加速度と微小電位の経時変化 (測定器機種B)

化した値で示した。実験では、機種Bでも測定したが、結果は機種Aと同様に微小電位の変化がみられなかった。この原因は、供試体を台座の鋼板に直接置いたために、遠心加速度増加中に発生した微小電位が導電性の高い鋼板に流れたことが考えられた。そこで次の実験 No.3 では、台座の鋼板を電極として微小電位を測定することにした。

図-5は、実験 No.3の測定器機種Aのジオゲル電極と鋼板電極間の微小電位、および遠心加速度の経時変化を示したものである。微小電位の値は、図-4と同様に10点移動平均により平滑化した値である。微小電位は、遠心加速度初期に大きく減少し、その後の遠心加速度増加時に微少量の減少傾向がみられる。さらに供試体の破壊が近い38g以前では、微小電位が所定遠心加速度に達した後に減少傾向を示しているのに対して、38g以降では増加傾向になり微小電位の出現傾向が変化する現象が認められる。微小電位が遠心加速度初期に大きく減少した原因は、供試体が台座などと馴染むまでに微少移動したことなどが考えられる。その後の遠心加速度増加時に微少量の減少傾向を示したのは、供試体の自重応力増加によるものと推測される。さらに、遠心加速度38gの前後で微小電位の出現傾向が変化した原因としては、供試体破壊前の局所的な降伏応力到達箇所にマイクロクラックが発生拡大したことなどが考えられる。

図-6は、測定器機種Bで測定された図-5と同様の関係を示したものである。機種Aの測定結果と同じ傾向が、より顕著にみられる。なお、機種Bのデータは、平滑化していない生データである。また、機種Aのデータは遠心加速度載荷時の電圧値を基準として差分処理した値であり、機種Bのデータは差分処理していない各電極間の絶対電位差の値である。これらのことから、微小電位計測は遠心加速度の増加による自重応力の変化で生じた微小電位を捕えており、さらに供試体破壊前の微小電位の変化も捕えている可能性があることから、斜面監視手法としての有効性が示唆されたと考える。

4. まとめと今後の課題

以上をまとめると以下の通りである。

- 1) 岩石一軸圧縮試験時の微小電位を計測した予備試験の結果、作成した簡易測定器の機種Aによる微小電位計測が可能と判断された。
- 2) 微小電位計測は、適当な電極を用いることにより、遠心加速度の増加による自重応力の変化で発生した微小電位を捕えることができた。
- 3) 微小電位計測は、供試体破壊前の微小電位の変化を捕えている可能性があることから、斜面監視手法としての有効性が示唆された。

5. おわりに

ここでは、微小電位計測の斜面監視手法としての有効性を遠心模型実験により検討した。その結果、微小電位計測は供試体が自重破壊する前の微小電位の変化を捕えている可能性が示された。今後、さらに詳細な実験と計測手法を検討して、斜面監視手法として実用化を図りたいと考える。なお、本報告をまとめるにあたり、遠心模型実験を担当した応用地質(株)谷山幸喜氏および(株)KGエンジニアリング 只野暁氏にはデータ整理などにご協力頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 豊浜トンネル崩落事故調査委員会 (1996) : 豊浜トンネル崩落事故報告書
- 2) 第2白糸トンネル崩落事故調査委員会 (1998) : 第2白糸トンネル崩落事故報告書
- 3) 長尾年恭 (2001) : 地震予知研究の新展開, 近未来社
- 4) 日下部祐基, 佐藤昌志, 中井健司, 佐田頼光, 榎本義一, 小林諭 (1997) : 岩盤破壊時の微電圧測定実験, 第34回地盤工学研究発表会, pp.2171-2172.
- 5) 河口賢治, 福村公利, 加藤卓朗, 村山秀幸, 小野義之, 長尾年恭 (2001) : 地電位観測を利用した地盤災害の予測技術の開発(その2 模擬斜面の崩壊実験), 第36回地盤工学研究発表会
- 6) 加藤卓朗, 村山秀幸, 伊東佳彦, 日下部祐基, 橋本祥司, 長尾年恭 (2004) : 微小電位観測による岩盤崩壊監視技術の積雪寒冷地への適用性に関する基礎実験, 第39回地盤工学研究発表会
- 7) 日下部祐基, 伊東佳彦, 石川博之, 村山秀幸 (2005) : 斜面監視に用いる微小電位観測の遠心模型実験, 土木学会, 第60回年次学術講演会概要集第III部門, pp.329-330.
- 8) 日下部祐基・池田憲二・渡邊一悟・三浦均也・上堂菌四男・原口哲朗 (2002) : 岩盤亀裂発生装置(大型遠心力載荷装置)と遠心力載荷実験, 土木学会, 第57回年次学術講演会概要集第III部門, pp.779-780.
- 9) 原口強・中田賢・矢橋潤一郎 (2005) : 航空/地上レーザ計測による大規模岩盤崩落斜面の三次元モデリング, 土と基礎, 地盤工学会, Vol.53, No.4, pp8-10.
- 10) 川村信人・山本真裕・山本一枝 (2005) : 産学共同研究と知財活用事例ー地球科学及び災害防止のためのデジタル3Dデータから作られた高精度地形模型の実用化研究ー, 産学連携学会第3回大会予稿集, pp.52-53.

地盤材料の弾性係数における異方性に関する考察

函館高専専攻科環境システム工学専攻 学生員 川村龍平
 函館高専環境都市工学科 ○国際員 川口貴之
 函館高専環境都市工学科 非会員 伊藤朝陽
 函館高専環境都市工学科 国際員 佐野侑房

1. はじめに

近年、各種地盤材料の弾性係数における異方性について、その程度を詳細に観察した実験結果^{1),2)}やマイクロメカニクス理論を用いた解析結果³⁾等が報告され、注目を集めている。しかし、地盤材料による違いや異方性の発現メカニズム、その程度の増減を支配する因子などに関して詳細に検討した研究例はいまだに少ないのが現状である。筆者らはこれらを解明するための足がかりとして、伝播方向が鉛直で土粒子の振動方向が水平のせん断弾性波速度より得られるせん断弾性係数 G_{vh} と伝播方向・土粒子の振動方向がともに水平のせん断弾性波速度より得られるせん断弾性係数 G_{hh} の測定が可能なる予圧密容器を開発した⁴⁾。本文では本容器内で砂質土と粘性土を用いて実施したベンダーエレメント（以下BE）試験と粘性土については予圧密終了後に抜き出した試料を用いて実施した三軸BE試験結果に基づいて砂質土と粘性土の弾性係数の異方性が発現・変化するメカニズムの違いについて検討している。

2. 試験条件・方法

図1はBE付き予圧密容器ならびにこれを用いて実施した試験の様子などを示した概略図である。 G_{vh} 測定用として予圧密容器のピストン（送信）と容器底盤（受信）には一対のBE（以下、鉛直BE）が取り付けられており、セル側面には G_{hh} 測定用として二対のBE（以下、上側を水平上部BE、得られた値を G_{hh}^{up} 、下側を水平下部BE、 G_{hh}^{low} ）が鉛直方向に約8cmの間隔で取り付けられている⁴⁾。一方、三軸試験装置には G_{vh} 測定用としてキャップとペDESTALに一対のBE（以下、三軸鉛直BE）が取り付けられており、 G_{hh} 測定用としては三軸供試体側面に取り付けられるよう加工された直径18mmの円柱形の亚克力に固定された一対のBE（以下、三軸水平BE）が用意されている。

粘性土による2つの実験に用いた試料は粉末乾燥状態で市販されているNSF粘土（ $\rho_s = 2.78\text{g/cm}^3$, $w_L = 55\%$, $IP = 26$ ）である。両試験ともに、液性限界 w_L のほぼ2倍（ $w \approx 110\%$ ）になるよう調整したスラリーを真空に近い状態にした容器内に引き込んだ後に試験を開始した。

粘性土を用いた1つ目の試験（試験①）は予圧密容器内の圧力を20, 40, 80, 150kPaと段階的に増加させ、各段階で G_{vh} と G_{hh} の測定を実施した後に試料を抜き出した（各段階24時間、最終段階のみ72時間⁴⁾。その後、軽量かつ可動域の広い三軸水平BEを鉛直・水平方向に挿入することによって G_{vh} と G_{hh} を測定した後、直径5cm、高さ10cmの円柱供試体となるようトリミングし、三軸試験を実施した。なお、三軸水平BEはあらかじめ小さな切れ目を入れた上でテープで塞いだメンブレンを供試体に被せ、負圧の初期等方圧密応力を载荷した後にテープを剥がして挿入し、ゴム状に硬化するシリコン系充てん剤で接着・固定した。

図2は三軸試験時の応力経路図である。予圧密終了時の応力状態を再現する目的で鉛直応力150kPaまで K_θ 圧密した後、片振幅軸ひずみ $(\epsilon_a)_{SA} = 0.005\%$ で、载荷速度 $d\epsilon_a/dt = 0.2\%/min$ の非排水繰返し载荷、 $(\epsilon_a)_{SA} = 0.0025\%$ 、 $d\epsilon_a/dt = 0.0006\%/min$ の排水繰返し载荷を実施し、 $d\epsilon_a/dt = 0.2\%/min$ で非排水単調载荷を行った。ただし、単調载荷中の15の軸ひずみ点では0.01%の除荷・再载荷を行った。なお、三軸試験中のBE試験は20kPaでの初期等方圧密後（脱気水による通水後）、有効拘束圧40kPaで200kPaの背圧供給後、圧密終了時、単調载荷中などの時点で実施した。

粘性土を用いた2つ目の試験（試験②）は高含水比条件

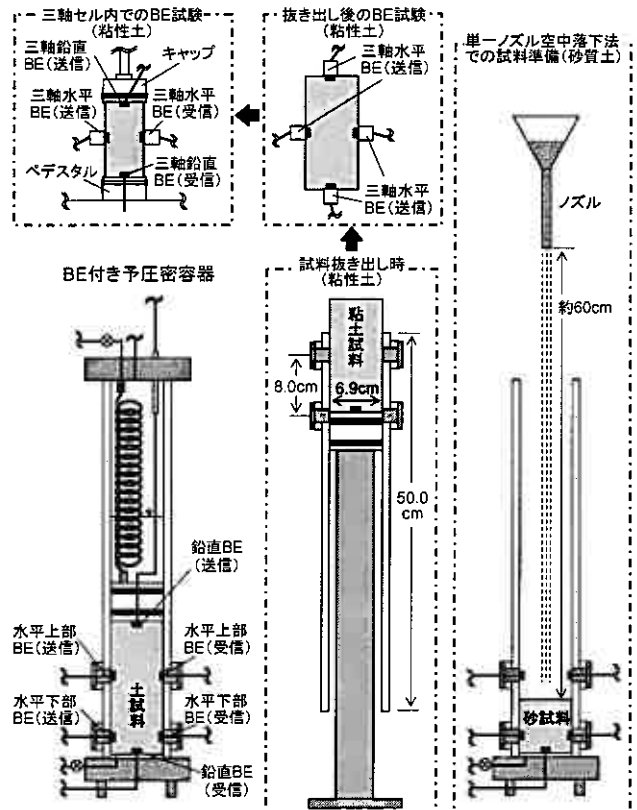


図1 BE付き予圧密容器および試験方法に関する概略図

On the anisotropy of elastic modulus of geomaterials

KAWAMURA, Ryuhei, KAWAGUCHI, Takayuki, ITO, Asahi and SANNO, Yoshifusa (Hakodate National College of Technology)

下での G の変化と容器内試料の含水比分布の非一様性を把握する目的で、予圧密応力 20kPaの荷重直後から試験①と同様に 24 時間経過するまでの間に 18 回のBE試験（各回で G_{vh} と G_{hh} を測定）を実施した上で抜き出し、試料内の詳細な含水比分布を測定した⁴⁾。

次に、砂質土による 2つの試験に用いた試料はBE国際一斉試験の参加機関に配布された豊浦砂⁵⁾ ($\rho_s=2.635\text{g/cm}^3$, $e_{max}=0.968$, $e_{min}=0.628$)である。両試験ともに目標相対密度は 80%とし、容器内に所定の高さまで単一ノズル空中落下法（高さ 60cm）で試料を堆積させた後に試験を開始した。

砂質土を用いた 1つ目の試験は（試験③）は乾燥状態でセル内の圧力を 20, 40, 80, 150kPaと段階的に増加させ、各段階 10 分間の圧密時間の後に G_{vh} と G_{hh} の測定を行った。2つ目の試験（試験④）はセル内の圧力を 20kPaにした状態で飽和化させた後、試験③と同様に G_{vh} と G_{hh} の測定を行った。

3. 試験結果・考察

図 3 は試験①で実施した非排水・排水繰返し荷重開始直後の応力～ひずみ関係である。なお、排水条件下の軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{cr}$ は圧密終了直前の軸ひずみ速度（クリープ速度）を考慮したものである⁶⁾。図 4 は図 3 から得られた鉛直方向の非排水・排水ヤング率 $(E_v)_u$, $(E_v)_d$ を同試料を用いて過去に実施した試験結果⁷⁾ならびにそれより得られた関係式と比較したものである。なお、図中には予圧密過程ならびに三軸 K_0 圧密後に得られた $3G_{vh}$ もプロットしている。試験①より得られた $(E_v)_u$, $(E_v)_d$ は過去に得られた試験結果に基づく関係式とほぼ一致しており、 K_0 圧密後に得られた $3G_{vh}$ は過去の試験結果と同様に $(E_v)_u$ よりもわずかに大きい、ひずみレベルの違いを考慮すれば $3G_{vh} \approx (E_v)_u$ ⁷⁾だと判断できる。また、過去の試験とは圧密方法ならびに打ち切り方法が異なることを考えれば、圧密予圧密時に得られた $3G_{vh}$ についても図中に示した関係式はその変化を比較的良く表現していると言える。

図 5 は予圧密から三軸試験終了までにおいてBE試験を実施した主な時点における G_{vh} と G_{hh} の値と G_{hh}/G_{vh} の推移を示したものである。予圧密応力とともに両値は増加し、抜き出し後には一端大きく減少した後、 K_0 圧密終了後にはほぼ同程度かそれ以上までに回復した後、非排水せん断終了時には再び減少していることが分かる。予圧密応力 150kPaの時点（図中D）よりも K_0 圧密終了時での G_{vh} と G_{hh} の値（H）の方がわずかに大きいことについては、予圧密時にはピストンおよび試料と容器間の摩擦によって実際に作用している応力が 150kPa 以下であったと予想されることと、抜き出しおよび三軸試験開始までに与えた試料の乱れが圧密時のひずみ量（軸ひずみ 4%強）を増大させ、予圧密終了時よりも間隙比 e が低下したことによると推察される。一方、 G_{hh}/G_{vh} については予圧密開始から三軸試験開始までは増加し続けた後、 K_0 圧密終了時には予圧密応力 150kPaの時点と同程度まで減少し、せん断終了時には更に減少していることが分かる。予圧密応力とともに増加することについては粘土粒子の堆積構造における配向性が強まったことによると考えられる。しかし、その後も三軸試験開始まで増加し続けていることに関する詳細な原因については不明であるが、現時点では応力解放や乱れによる剛性の低下が G_{hh} よりも G_{vh} に対して大きく作用したことや、抜き出し後から K_0 圧密開始までは等方応力状態であることが原因ではないかと推測している。また、予圧密応力 150kPaと K_0 圧密終了時の G_{hh}/G_{vh} が同程度

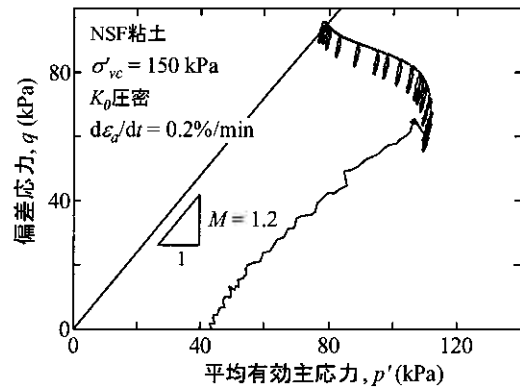


図 2 応力径路図（試験①）

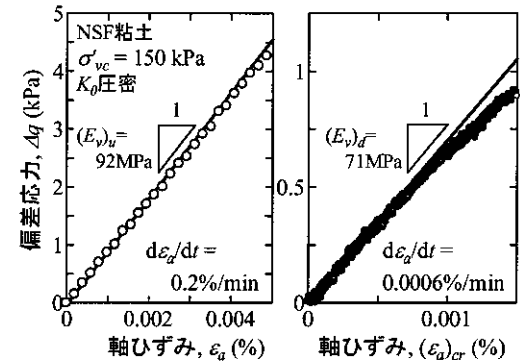


図 3 非排水・排水繰返し荷重直後の応力～ひずみ関係（試験①）

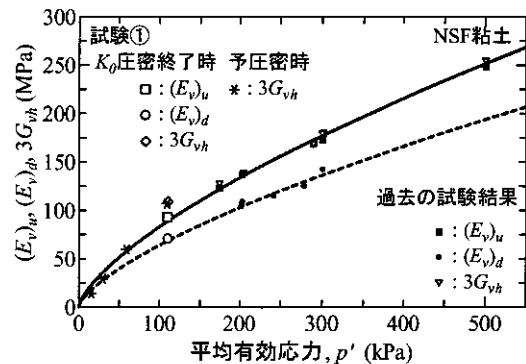


図 4 過去の試験結果との比較（試験①）

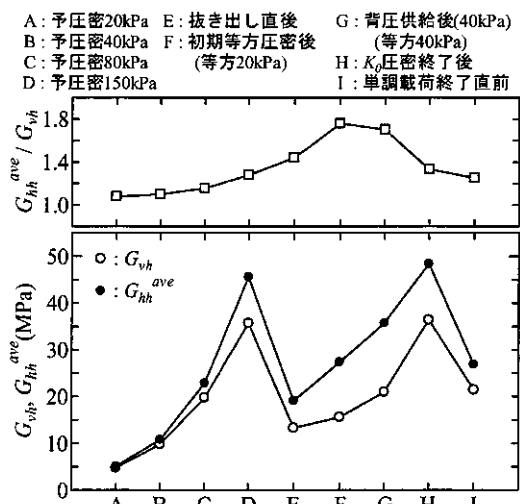


図 5 G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} の推移（試験①）

であり、先述したように両者の値もほぼ同程度であることを考えると、弾性係数およびその異方性に関しては K_0 圧密によって予圧密容器内の状態（150kPa）をほぼ再現できていると考えられる。

図6は非排水単調載荷中に実施したBE試験ならびに除荷・再載荷より得られた G_{vh} , G_{hh} , $(E_v)_u$ と G_{hh}/G_{vh} の変化を示したものである。図5からも分かるように、非排水単調載荷に伴う平均有効応力 p' の減少によって全ての弾性係数の値は減少している。また、単調載荷開始時と終了時では $G_{vh} = (E_v)_u/3$ であるが、単調載荷過程においては $G_{vh} > (E_v)_u/3$ となっている。これは弾性波がせん断（帯）の影響が小さい部分（剛性の高い部分）を伝播したためだと予想される。また、 G_{hh}/G_{vh} は単調載荷の進行とともに低下しているが、これについてはせん断の進行によって配向性が弱まったためだと考えられる。

図7は試験①、②より得られた e と G_{vh} の関係を片対数紙上にプロットしたものである。試験①については各予圧密応力での測定結果と K_0 圧密終了時、試験②については伝播時間の同定が可能な全ての結果を示している。図中の直線は試験①における各予圧密応力での測定結果を近似したものであるが、両試験より得られた e と G_{vh} の関係は片対数紙上において線形関係にあることが分かる。本試験より得られた近似線の傾き（0.241）は過去に同様な予圧密条件で作成されたNSF粘土を用いて実施された三軸試験より得られた e と鉛直方向の非排水ヤング率 $(E_v)_u$ との関係における傾き（0.234）⁷⁾にほぼ等しく、片対数紙上での e と G_{vh} (or $(E_v)_u$) の線形性は高含水比状態から広範囲にわたって成立すると考えられる。なお、試験②で測定した含水比分布の結果より、分布の不均一性が G の値にさほど大きな影響を与えないことが得られたので、試験①における予圧密時および試験②における e と湿潤密度 ρ_s は試料抜き出し後に得られた含水比の平均値と各時点での供試体体積から、試験①の三軸試験時における両値は試験終了後に得られた含水比の平均値と試験中の供試体体積より計算した⁴⁾。

図8は試験③、④で実施したBE試験の内、予圧密応力 150kPaにおける鉛直BEと水平下部BEで得られた送・受信電圧信号を示したものである。粘性土を用いた試験（試験①、②）に比べるとP波と思われる信号の影響が大きく、中には周波数によって異なる伝播時間が得られるなどの問題もあったが、本システムでは送・受信電圧の正負が同じ場合にBEの初動の向きが一致するように配線しているため、基本的にせん断波と思われる最初の正の振幅の開始点（図中の実線）をせん断弾性波の到達時点と判断した（初動の向きを考慮したstart-to-start⁸⁾）。なお、伝播距離についてはBE試験実施時におけるBE先端間の距離（tip-to-tip⁹⁾）とした。

図9は試験③、④から得られた G_{vh} を同試料を用いて過去に実施した試験結果¹⁰⁾と比較したものである。なお、 p' は $K_0=0.5$ と仮定して計算した。ピストン・試料と容器間の摩擦によって実際に作用している応力がセル内の応力よりも小さく、その影響は圧力が大きくなるほど顕著になると予想されることを考慮すれば、適切な値が得られていると言えよう。また、本容器は摩擦の影響を考慮しなければならぬものの、弾性係数ならびにその異方性の程度を把握するための圧密容器として砂質土に対しても適用可能だと考えられる。

図10は試験③、④より得られた予圧密応力に伴う G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} の変化を比較したものである。なお、 G_{hh}/G_{vh} の計算には G_{hh}^{up} と G_{hh}^{low} の平均値 G_{hh}^{ave} を用いた⁴⁾。両試験ともに粘性土の場合⁴⁾とは逆に $G_{hh}^{up} > G_{hh}^{low}$ となっている。これはピストンに近い（試料上部）

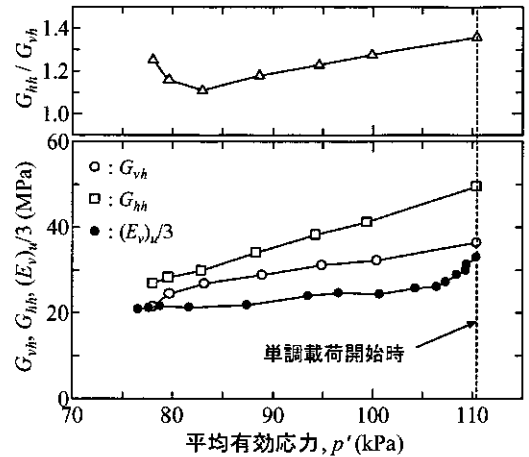


図6 非排水単調載荷中における G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} の変化（試験①）

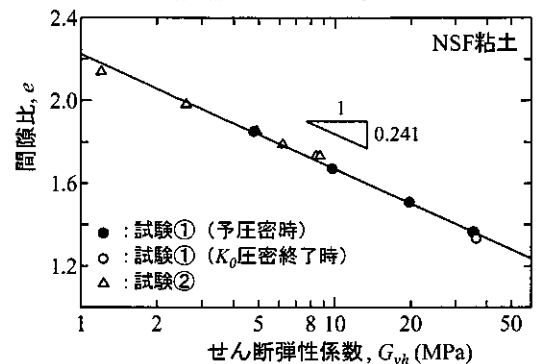


図7 $e \sim \ln G_{vh}$ 関係（試験①、②）

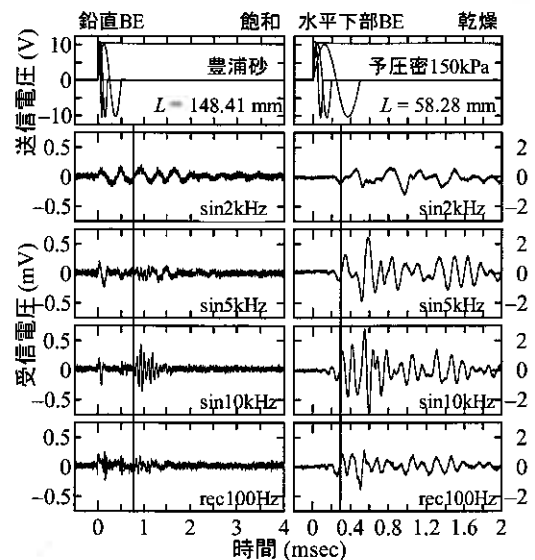


図8 伝播時間同定の例（試験③・④, 150kPa）

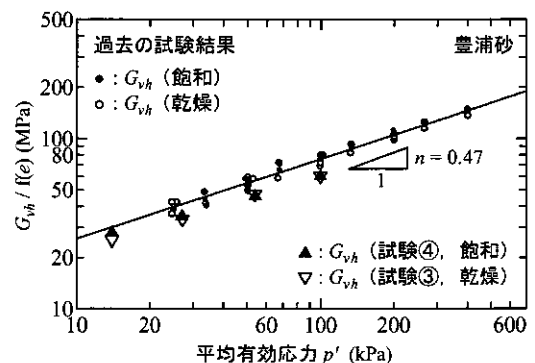


図9 過去の試験結果との比較（試験③・④）

の方が試料と容器間の摩擦の影響が小さいためと考えられる。両試験開始時の間隙比の違いはわずかであるため (③ : 0.720, ④ : 0.710), 乾燥・飽和の違いによらず G_{vh} , G_{hh} ともにほぼ等しい結果が得られている。 G_{vh} と G_{hh} についても粘性土の場合⁴⁾とは逆に $G_{vh} > G_{hh}$ となっており, G_{hh}/G_{vh} は予圧密応力によらず $G_{hh}/G_{vh} < 1$ となっている。Roesler¹¹⁾ や山下ら²⁾ は砂質土を用いたせん断弾性波速度測定より, G はせん断波の進行方向と粒子が振動する方向に作用する応力にのみ依存し, もう一方の応力には依存しないことを示しており, このことは予圧密容器内では水平応力よりも鉛直応力の方が大きいこと (応力誘導異方性) によって生じたと考えられる。さらに, 他の研究成果において等方応力下での豊浦砂の G_{hh} は G_{vh} よりもわずかに大きい程度であること²⁾, 豊浦砂の粒子形状は球形に近い¹²⁾ ことが報告されており, これらを考慮すると豊浦砂における弾性係数の異方性は応力誘導異方性によって大部分が支配され, 堆積構造異方性の影響は小さいと考えられる。一方, 粘性土の試験 (①, ②) では水平方向の応力が鉛直応力に比べて小さいにもかかわらず $G_{vh} < G_{hh}$ であったこと, 更には過去に行なった大きな予圧密容器から鉛直・水平方向に切り出した同粘土供試体に対して, 本試験 (①) よりも大きな等方圧密応力で三軸試験を実施した結果, G_{hh}/G_{vh} は本試験で得られた K_0 圧密終了時の値よりも小さく, 等方圧密応力とともに減少していた¹³⁾ ことなどを考えると, NSF 粘土における弾性係数の異方性は堆積構造異方性に大きく支配され, 応力誘導異方性の影響は小さいと考えられる。

4. まとめ

本文で示した BE 付き予圧密容器ならびに三軸試験装置により, 粘性土では液性限界を超える含水比から破壊に至るまでのせん断弾性係数ならびにその異方性の変化を観察することが可能であり, 本圧密容器は摩擦の影響を考慮しなければならぬものの, 砂質土にも適用できることが分かった。以下に本文で得られた主な知見について簡単にまとめる。

- ・予圧密時とこれを抜き出した後に実施した同鉛直応力までの三軸 K_0 圧密終了時の G_{vh} , G_{hh} ならびに G_{hh}/G_{vh} はほぼ同程度あり, 弾性係数およびその異方性に関しては K_0 圧密によって予圧密時の状態をほぼ再現できていた。
- ・非排水単調載荷中の G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} は有効応力とともに低下した。 G_{hh}/G_{vh} の低下についてはせん断の進行に伴って粘土粒子の配向性が弱まったことによると推察される。
- ・片対数紙上における e と G_{vh} は線形関係にあり, 過去の研究成果と比較すると, その線形性は高含水比状態から広範囲にわたって成立し, その傾きはほぼ等しいと考えられる。
- ・NSF 粘土では予圧密中の全ての応力点において $G_{hh}/G_{vh} > 1$ であり, 予圧密応力とともに増加していた。一方, 豊浦砂については $G_{hh}/G_{vh} < 1$ であった。本試験結果ならびに過去の研究成果から考えると, NSF 粘土における弾性係数の異方性は堆積構造異方性に大きく支配され, 応力誘導異方性の影響は小さく, 豊浦砂はその逆だと推察される。

謝辞: 本研究の一部は科学研究費補助金 (研究課題名: ベンダーエレメント試験方法の標準化に関する研究, 研究代表者: 北見工大 山下聡, 課題番号: 16560427) の補助を受けたものである。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) Ling, M.L., Pennington, D.S. and Nash, D.F.T. 2000. Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay, *Geotechnique*, 50(2): 109-125.
- 2) 山下聡, 堀智仁, 鈴木輝之 2002. 異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響, 土木学会論文集, 722/III-61: 387-392.
- 3) Yimsiri, S. and Soga, K. 2002. Application of micromechanics model to study anisotropy of soils at small strains, *Soils and Foundations*, 42(5): 15-26.
- 4) 川村龍平, 川口貴之, 伊藤朝陽, 佐野佑房 2006: ベンダーエレメント付予圧密容器の開発, 土木学会北海道支部論文報告集, 62 (印刷中).
- 5) <http://www.jiban.or.jp/e/te29/index.htm> (参照 2006-1-4)
- 6) Kawaguchi, T., Mitachi, T., Shibuya, S. and Sato, S. 2003. Evaluation of deformation modulus of clay at small strains based on isotropic elasticity, *Deformation Characteristics of Geomaterials - IS LYON*, 1: 211-219, Balkema.
- 7) Kawaguchi, T., Mitachi, T. and Shibuya, S. 2005. Drained and undrained elastic moduli of reconstituted clay, *Proc. of the 16th ICSMGE*, 1: 397-400.
- 8) Kawaguchi, T., Mitachi, T. and Shibuya, S. 2001. Evaluation of shear wave travel time in laboratory Bender element test, *Proc. of the 15th ICSMGE*, 1: 155-158.
- 9) Viggiani, G. and Atkinson, J. H. 1995. Interpretation of bender element tests, *Geotechnique*, 45(1): 149-154.
- 10) 川口貴之, 三田地利之, 佐野佑房, 小原隆志, 松浦公樹 2005. 三軸 BE 試験による豊浦砂の弾性係数の評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 45: 89-94.
- 11) Roesler, S.K. 1979. Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE*, 105, GT7: 871-880.
- 12) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一 2002. 破砕性材料の粒子特性と一次元圧縮特性, 土木学会論文集, 701/III-58, 343-355.
- 13) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野佑房, 小原隆志 2005. 直交異方弾性体理論に基づく地盤材料の弾性係数に関する基礎的研究, 第40回地盤工学研究発表会発表講演集: 391-392.

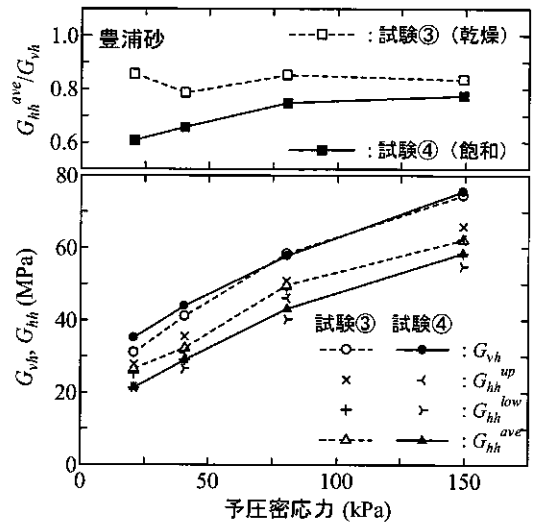


図 10 G_{vh} , G_{hh} , G_{hh}/G_{vh} の推移 (試験③・④)

遠心力载荷試験による砂質土斜面崩壊のメカニズムについての研究

北海道大学大学院○学生会員 笠間 太 樹
 独立行政法人・産業安全研究所 正 会 員 S.B.Tamrakar
 独立行政法人・産業安全研究所 正 会 員 豊 澤 康 男

1.はじめに

掘削工事における斜面崩壊によって年間30~40件の死亡災害が発生している。このうち、約半数が法面関連の工事中に発生しており、中でも特に法尻掘削後の床均し中や擁壁工の型枠作業中に多いことがわかっている。これら掘削工事中に発生する災害から現場作業員を守る為に、斜面崩壊の事前予知は必要不可欠である。

本研究は2.で後述する「実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討」¹⁾を、遠心模型実験において再現したものである。遠心模型実験では、実大実験よりも時間と労力を大幅に短縮できるので、斜面崩壊予知技術の開発に貢献できると期待できる。具体的には、一定の遠心力場で掘削装置を用いて斜面の掘削を行い、斜面法肩に設置した変位計の経時変化と崩壊の様子を観察する。更に、同じ試料を用いて一面せん断試験から強度定数を求め、崩壊時の斜面安定解析を行った。

2.実大実験による前兆現象の検討

実大模型を用いて、高さ 2.2m・角度 60° の斜面を作成し、段階的に法尻部を掘削することで斜面を不安定化させ、崩壊に至るまでの変形挙動を観測した。計測箇所は Fig.1 に示すように、斜面面部 (S1~S6) にレーザー変位計と傾斜計を、法肩部 (H1、V1~2) にレーザー変位計と LVDT を取り付けた。実験結果を Fig.2 に示す。法尻を段階的に掘削していくと、それに応じて変位が計測されていることが確認できた。



Fig.1 test model

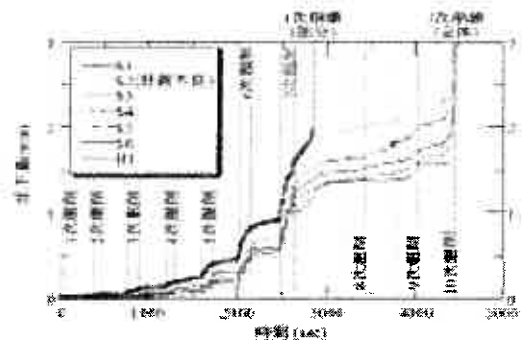


Fig.2 settlement measurement

3.実験装置

- i) 遠心模型実験装置 (Fig.3) …実験に用いたのは、非対称ビーム型遠心模型実験装置である。使用したプラットフォームは静的側で、回転半径は 2.38m、最大遠心加速度は 100G である。
- ii) 掘削装置 (Fig.4) …遠心模型実験装置のプラットフォームに取り付けることで、遠心力载荷中に遠隔操作によって模型地盤の掘削が可能である。運転は制御室の PC によって行い、手動もしくはプログラムによって操作する事が可能である。



Fig.3 centrifuge model test equipment

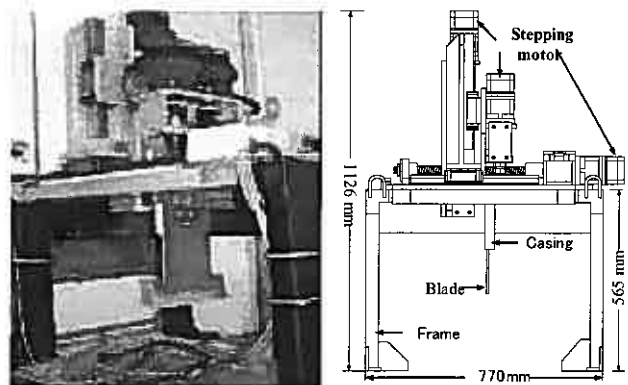


Fig.4 in-flight excavator

Study on slop failure mechanism of sand ground in the centrifugal field

T.Kasama (Hokkaido Univ) and S.B.Tamrakar, Y.Tooyosawa (National Institute of Industrial Safety)

4. 遠心模型実験

1) 試料

実大実験と同じ川砂を用いた。密度試験によって求められた ρ_s は 2.763g/cm^3 であった。

2) 実験手順

実験は次の手順で行った。[供試体締め固め]→[斜面形成]→[遠心装置内に設置・固定]→[遠心力载荷]→[掘削]→[斜面崩壊]

締め固め方法は、1層につき川砂 22.5kg を 200kPa で3分間締め固める。これを15層繰り返して地盤高さ 25cm にする。また、すべり面が確認しやすいように1層毎に粉末状のカオリンを撒く。その後、予め決められた斜面形状となるように地盤を切り出す。更に地盤前面に $1\text{cm} \times 1\text{cm}$ のメッシュ入りのメンブレンを貼り付け、掘削時の目安にする。メンブレンと土槽の間にはグリースを薄く塗ることで、土槽と地盤の摩擦を少なくする。遠心装置内に設置した後、斜面法肩部に設置した4つの変位計の推移を見ながら遠心加速度を徐々に上げていく。所定の遠心加速度に達したところで、予め決めておいた掘削箇所に従って、大規模な斜面崩壊が発生するまで掘削を行う。

3) 実験条件

実験は斜面傾斜角 ($50^\circ \cdot 60^\circ \cdot 70^\circ$) と遠心加速度 ($6\text{G} \cdot 10\text{G}$) を変えて計5回 (それぞれ 50A、50B、60A、60B、70A とする) 行った。各実験条件と含水比を Table1 に示す。

4) 実験結果

実験で得られた、変位計と遠心加速度の経時変化と、掘削箇所と崩壊発生箇所を示した斜面断面図を Fig.5 に示す。

ここで 60B の実験結果に注目すると、掘削につれて法肩部が緩やかに沈下していくことがよく観察できる。特に③部の掘削後、CH1・CH2において大きく沈下を続け、約1分後に大規模な崩壊を起こしたことがわかる。同様に 70A でも②部の掘削後に CH1 の大きな変位が観測され、その後に大規模な崩壊に至っている。50A・50B の場合も変化は微小であるが、同様の傾向が見られた。ただし、60A のみだけが掘削中の変位は少なく、突然大規模な崩壊を起こすという他と異なる挙動を示し、斜面崩壊の前兆が顕著に現れなかった。

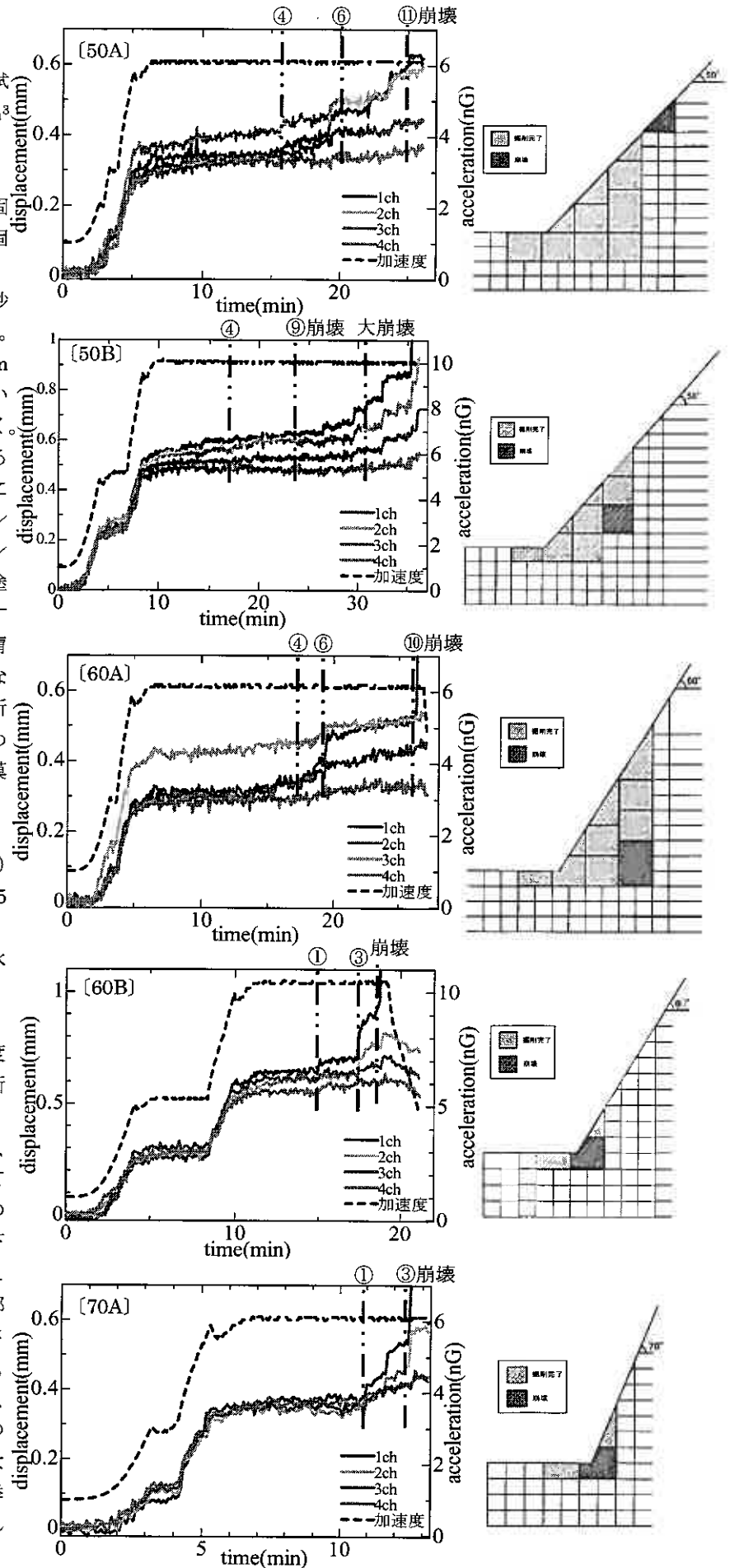


Fig.5 displacement vs. time // steps of excavation

斜面崩壊の形状は、全て円弧状であった。ただし50Aのみ、斜面崩壊が法肩まで達していなかった。一例として50Bの崩壊前、崩壊後の写真をFig.6に示す。

Table1 each conditions of tests

	50A	50B	60A	60B	70A
Slope angle(°)	50	50	60	60	70
Acceleration (G)	6	10	6	10	6
Wet density (g/cm ³)	1.516	1.527	1.535	1.527	1.527
Void Ratio	0.82	0.81	0.80	0.81	0.81
Avg. water content(%)	7.46	7.30	8.04	7.37	8.11
covered	No	Yes	No	No	Yes

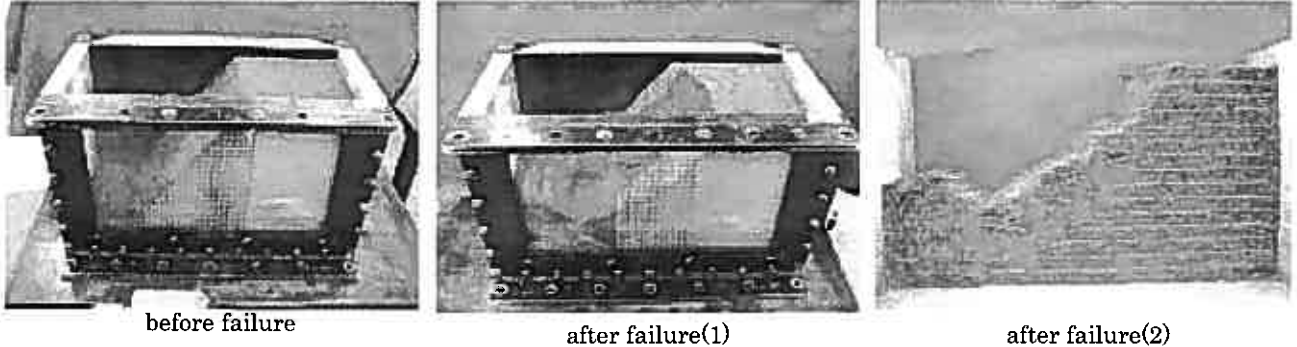


Fig.6 test of models

5.一面せん断試験

供試体作成は遠心模型実験と同様の条件(200kPa・3min・4層)で締め固めた。圧密過程は、50kPa・100kPa・150kPa・200kPaで圧密し、打ち切りは3t法によって判断した。せん断過程は、定圧条件下において、せん断変位速度0.2mm/minで行った。実験結果(せん断応力・せん断変位、せん断強さ・垂直応力)をFig.7~8に示す。この実験結果から、強度定数c、φをそれぞれ、c=2.09kPa、φ=37°とした。ただし、破壊包絡線の取り方によってはcの値が1~3kPaまで変化する。

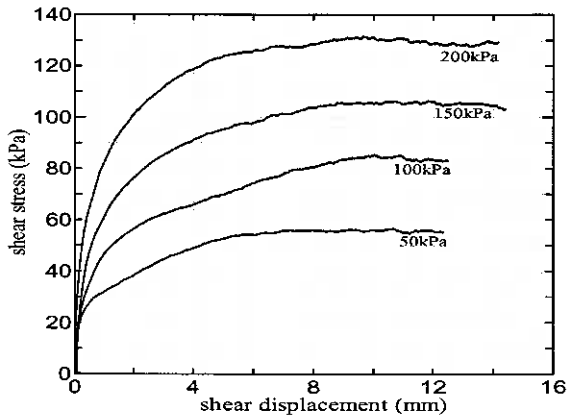


Fig.7 shear stress vs. shear displacement

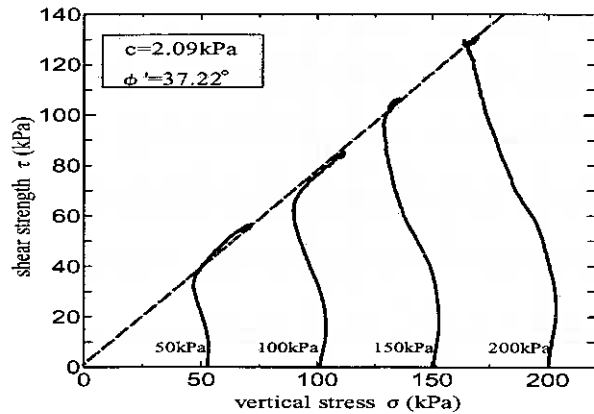


Fig.8 shear strength vs. vertical stress

6.斜面安定解析

遠心模型実験で得られた斜面崩壊直前の断面形状と、一面せん断試験によって得られたc、φの値を用いて、斜面安定解析を行った。地盤定数を湿潤密度 $\rho_t=14.98\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=2.09\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=37^\circ$ として、遠心模型実験5回の実験それぞれの最小安全率を求めた。解析結果をFig.9~13、Table2に示す。

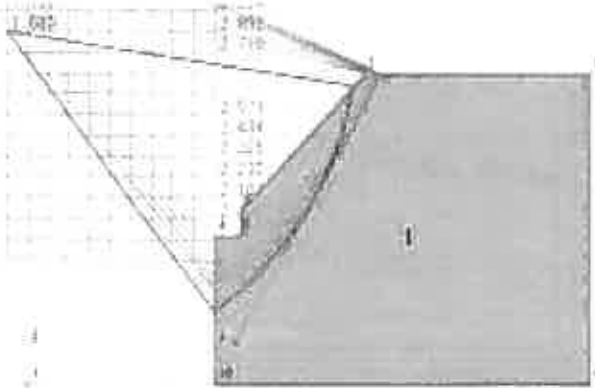


Fig.9 50A

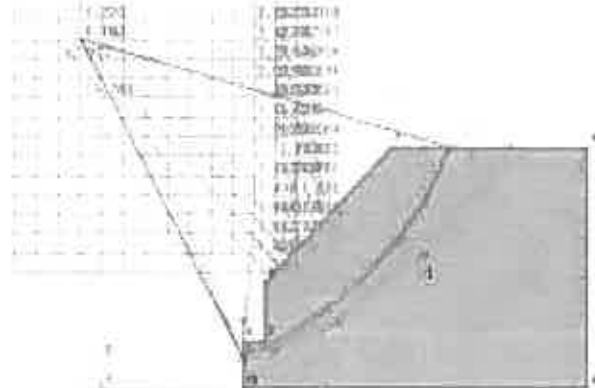


Fig.10 50B

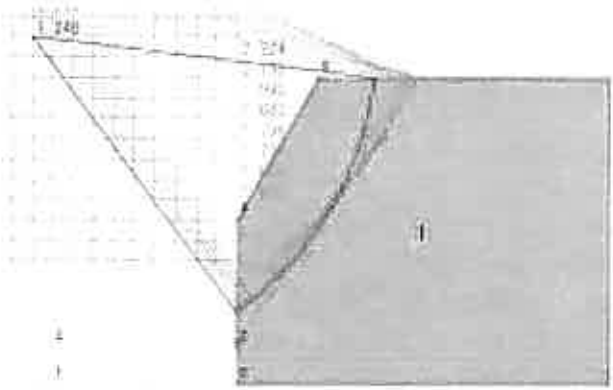


Fig.11 60A

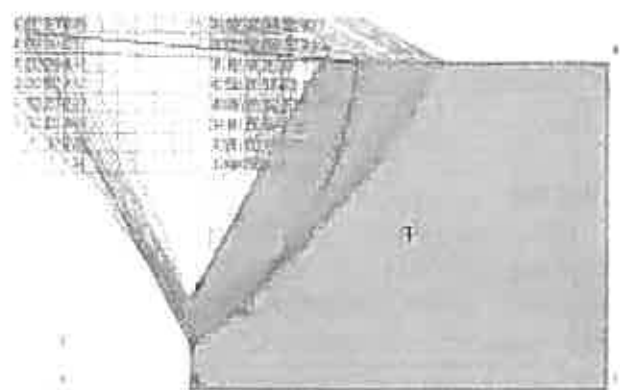


Fig.12 60B

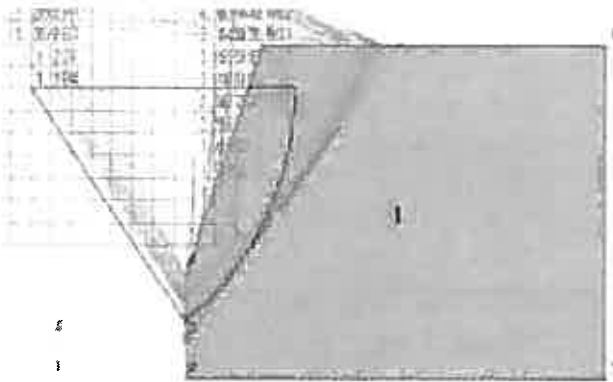


Fig.13 70A

Table2 minimum safety factor

	safety factor
50A	1.680
50B	1.183
60A	1.248
60B	1.075
70A	1.194

8.結論

- 1)遠心模型実験：変位計の経時変化に注目すると、斜面に近い ch1、ch2 が大きく変位した後に、大規模な崩壊が起きる傾向が見られた。斜面に近い法肩部で変位を計測すれば、大規模な斜面崩壊を事前に予測する可能性が高い。更に、斜面に傾斜計やレーザー変位計等を取り付け、その変化を観測すれば、その精度を上げることも期待できる。
- 2)斜面安定解析：最小安全率について比べてみると、50A のみ 1.68 と高い安全率を示したが、他の 4 ケースについては 1.1 前後と、ほぼ妥当と言える値を得られた。従って遠心模型実験の結果の妥当性を評価できた。50A の結果についてだが、Fig.12 のように、斜面のすべり面が法肩部までいたらなかったことが要因の一つとして考えられる。更に掘削を進めて大規模な斜面崩壊を起こせば、安全率が 1 に近づいたのではないかと推測される。

《謝辞》

本研究は、厚生労働科学研究費（労働安全衛生総合研究事業）「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施されました。記して謝意を表します。

《参考文献》

- 1) S. B. Tamrakar, 豊澤康男ら：実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討, 安全工学シンポジウム vol.35, pp.319~322, 2005

三軸圧縮試験による道床バラストの沈下抑制粒度の検討

室蘭工業大学工学部 正会員 木幡 行宏
室蘭工業大学大学院 ○学生員 山内 仁志

1. まえがき

一般に、切土や盛土のような土路盤上に、道床バラストと呼ばれる単粒度碎石を敷き詰め、枕木とレールを固定した軌道構造を有道床軌道という。この軌道構造の支持材料として用いられる道床バラストは、列車の通過によって繰返し荷重を受け、側方への移動や細粒化によって塑性沈下を起こす。この塑性沈下は、軌道狂いの要因となり列車の安全性や乗り心地などに大きな影響を与える。したがって、様々な条件下でのバラストの強度・変形特性、さらにバラストの粒度分布との関連性が解明されると、今後の保守作業の効率化に大変重要な意味を持つことになる。道床バラストの塑性沈下の要因はバラストの密度、粒度分布、破碎性、個々の粒子のかみ合わせが複雑に作用しているものといわれている。実際に適用されている鉄道の軌道部で用いられる道床バラストの粒度分布は、基準となる上限と下限の粒径加積曲線の範囲内で規定されているが、沈下が生じにくい粒度分布については明確に示されていない。

本研究では、バラストの強度・変形特性の研究として実際の道床バラストについて、粗粒な場合と細粒な場合の2種類の粒度分布に相似な粒度（相似比 1/5）に調整した単粒度碎石を用いて、繰返し三軸試験および単調載荷三軸圧縮試験を実施し、粒度分布が異なる場合の道床バラストの強度・変形特性に及ぼす繰返し載荷履歴、密度の影響について検討した。

2. 試験試料および実験方法

実験に用いた単粒度碎石は、甲州産の安山岩碎石で、2種類の道床バラストの粒度分布に対して、相似比を 1/5 の相似粒度に調整した単粒度碎石（以下、1/5A、1/5B）である。図-1にそれぞれの試料の粒径加積曲線を示す。なお、図中に示すように、均等係数を 1.5 に調整した試料を A 試料（粗粒な試料）、1.71 に調整した試料を B 試料（細粒な試料）とした。

本研究では、密度の影響を検討するために緩い供試体（Loose）と中位な供試体（Medium）を作製した。供試体は、締固めエネルギーを一定にすることを目的として、直径 15 cm、高さ 36 cm の円柱モールドに碎石を 6 層に分け、緩い場合にはハンドスコップを用いた自由落下により、また、中位な場合には各層毎に上載荷式振動パイプレーターによって 10 秒間振動締固めを行って作製した。供試体作製終了後、等方応力状態で拘束圧 29.4 kPa を負圧によって与え、14 時間程度圧密した。その後、緩い供試体に対して実施した繰返し載荷試験は等方応力状態から軸差応力振幅 100 kPa ($q_{max}=110$ kPa, $q_{min}=10$ kPa) の三角波載荷を載荷周期 0.25 Hz で 10000 回与え、繰返し載荷終了後、供試体を 29.4 kPa の等方応力状態

に戻した。繰返し載荷履歴を与えない場合の等方圧密終了後、および繰返し載荷終了後の供試体に対して、軸ひずみ速度 0.05 %/min で単調載荷三軸圧縮試験（排気・排水条件）を行なった。なお、中位な場合については、三軸せん断中の弾性的な性質の変化を調べる目的で、載荷中に微小な除荷・再載荷を実施した。中位な供試体に対して実施した微小除荷、再載荷のポイントは、軸ひずみ 2%までの間に 15 箇所とし、微小除荷幅を 0.005%で行った。表-1 に、各供試体

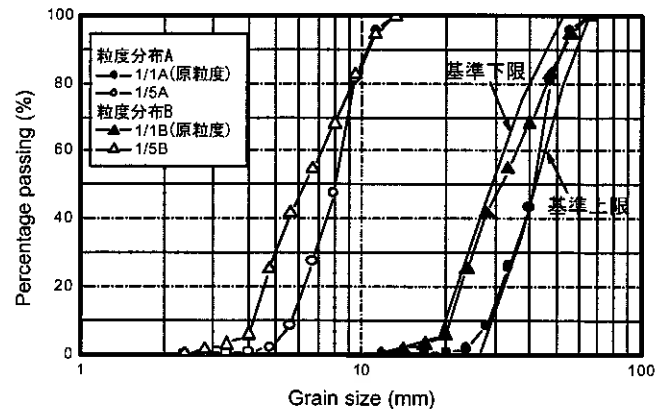


図-1 試料の粒径加積曲線

試料	供試体の初期状態	繰返し載荷履歴の有無	初期乾燥密度 (g/cm ³)	相対密度 Dr (%)
1/5A	Loose	Virgin	1.398	17.8
		Prestrained	1.401	19.1
	Medium	Virgin	1.555	72.3
1/5B	Loose	Virgin	1.436	17.6
		Prestrained	1.430	15.8
	Medium	Virgin	1.564	61.6

表-1 供試体の初期乾燥密度及び相対密度

Study on the grain size distribution for restraining settlement of railroad ballast on the triaxial compression tests: Yukihiro Kohata (Muroran Institute of Technology), Hitoshi Yamauchi (Graduate student, Muroran Institute of Technology),

の初期乾燥密度を示す。表中、Virginは繰返し荷履歴無し、Prestrainedは繰返し荷履歴有りを表している。供試体作製時の初期乾燥密度は、B試料がA試料に比べて大きい傾向にある。これは、A試料に比べB試料が細粒な試料であるためと考えられる。さらに、相対密度は緩い供試体ではあまり差が見られなかったが中位な供試体では10%程度の差が見られた。初期乾燥密度はB試料のほうが大きいことから、その最大乾燥密度もA試料に比較して大きく、結果としてA試料とB試料の相対密度に差が生じたと考えられる。

測定装置は、供試体作製時に生じる供試体上下端面の緩み層やろ紙などに起因するベディングエラーの影響を考慮して、軸変位を局所変形測定装置(Local Deformation Transducer, LDT)によって供試体側面で直接測定した。なお、LDTでは軸ひずみが約2%までしか測定できないため、それを越える範囲の軸ひずみはキャップの変位を測定する非接触変位計と外部変位計による測定値からベディングエラー量を差し引いて補正した値を用いた。また、1対の非接触変位計を供試体の上下2カ所に設置して、側方変位を供試体側面で直接測定した。本研究では、単調荷重中に微小な除荷・再荷重を実施するため、荷重反転時にバックラッシュが生じないメガトルクモーターを荷重装置として使用した。試験装置の概略図を図-2に示す。

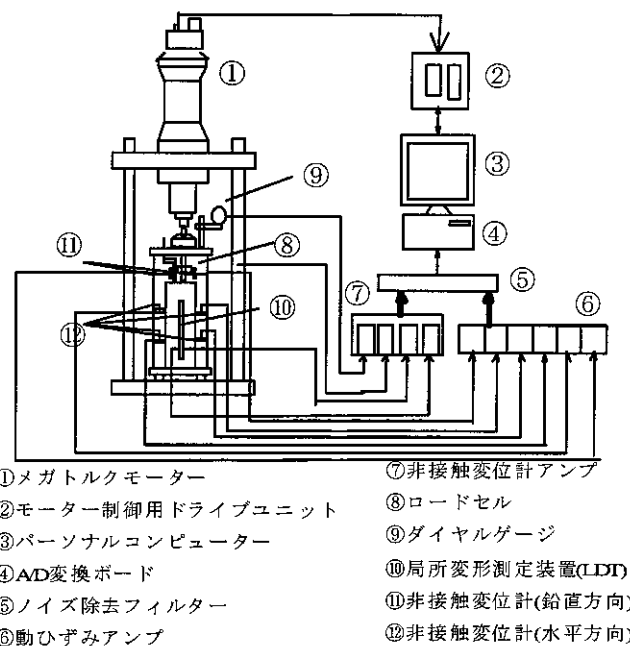


図-2 試験装置概略図

3. 実験結果と考察

3.1 緩い供試体による繰返し荷重中の変形特性

図-3は緩い供試体の場合における一万回の繰返し荷重中の累積軸ひずみ ϵ_a と繰返し荷重回数 N_c との関係である。なお、図中の q_{max} は繰返し荷重中の最大軸差応力 $q_{max}=110\text{ kPa}$ での累積軸ひずみを示しており、 q_{min} は繰返し荷重中の最小軸差応力 $q_{min}=10\text{ kPa}$ での累積軸ひずみを示す。A試料の ϵ_a はB試料の ϵ_a に比べ約1.5倍程度の累積軸ひずみが発生していることが分かる。本試験と同じ試料を用いた石川らの実験では移動荷重荷重試験装置の模型実験を行っているが、その試験結果では均等係数の大きいB試料のほうが、残留沈下が小さいという結果が得られており¹⁾、本試験は同様の結果となった。図-4は一万回の繰返し荷重中の累積体積ひずみ ϵ_{vol} と繰返し荷重回数 N_c との関係を示したものである。ここでの q_{max} は繰返し荷重中の最大軸差応力 $q_{max}=110\text{ kPa}$ での累積体積ひずみ、 q_{min} は繰返し荷重中の最小軸差応力 $q_{min}=10\text{ kPa}$ での累積体積ひずみを示している。緩い供試体では、粒子間の間隙が大きいため、荷重と同時に粒子が間隙に落ちこみ繰返し荷重の初期部分での変形が不安定になることが考えられる。そのため、1000~2000回程度以降について着目すると、図-4に示すA試料は収縮傾向、B試料はわずかな収縮傾向を示していることが分かる。したがって、全体的な傾向から判断すると、A試料はB試料に比べ収縮傾向が大きいと考えられ、繰返し荷重による沈下量が大きくなる傾向にあると考えられる。以上のことから道床バラストの沈下抑制粒度を検討すると、供試体作製時のエネルギーを一定にして初期相対密度を同程度にする条件では、均等係数が小さいA試料に比べ均等係数が大きいB試料のほうが累積軸ひずみ及び累積体積ひずみの発生量が小さいことから、B試料が道床バラストの沈下抑制粒度として適していると言える。

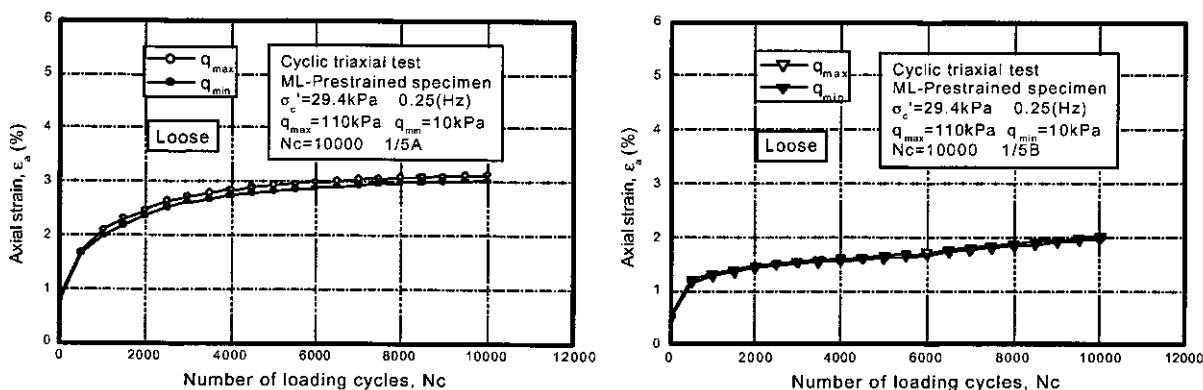


図-3 軸ひずみ ϵ_a と荷重回数 N_c の関係

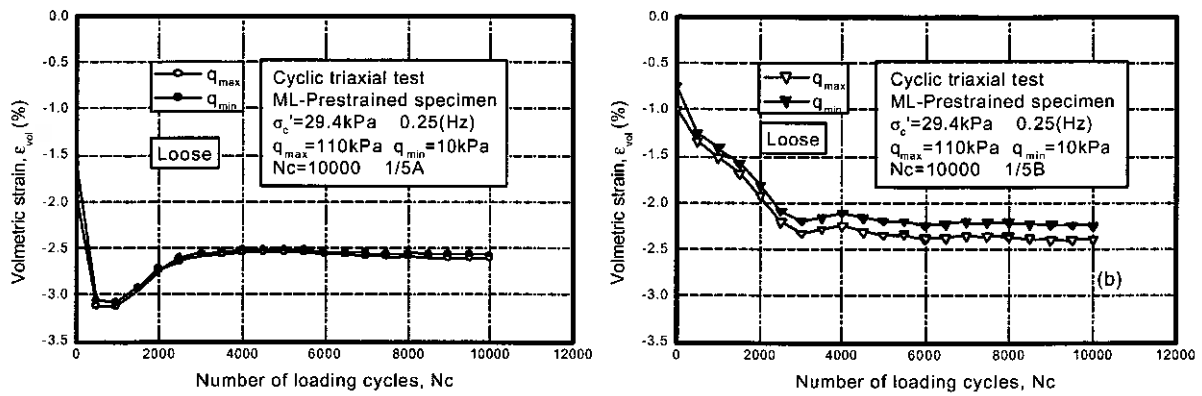


図-4 体積ひずみ ϵ_{vol} と載荷回数 N_c の関係

3.2 緩い供試体による軸差応力～軸ひずみ関係

図-5～7 に、緩い供試体に対して繰返し載荷履歴を与えた場合と与えない場合に実施した単調載荷三軸圧縮試験による軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_a の関係を示す。図-5 は載荷終了まで、図-6 は軸ひずみ 0.1% まで、図-7 は軸ひずみ 0.01% までの $q \sim \epsilon_a$ 関係をそれぞれ示している。図より、最大軸差応力 q_{max} は載荷履歴の有無、粒度の違いに関わらずほぼ同程度の値を示していることが分かる。繰返し載荷履歴を与えると弾性的な性質が卓越するため、繰返し載荷時の最大軸差応力付近の応力レベルで $q \sim \epsilon_a$ 関係は S 字型を示すことが数多く報告されている^(例えば2)。本研究で用いた試料においても、密な場合に繰返し履歴を与えると $q \sim \epsilon_a$ 関係は S 字型を示した^{3,4)}。図-5～7 に示す繰返し載荷履歴を与えた場合の $q \sim \epsilon_a$ 関係は、顕著な S 字型を示していない。これは、緩い供試体は粒子間の間隙が大きいため繰返し載荷中にも供試体が圧縮変形する傾向にあり、一万回程度の繰返し載荷履歴を与えても非常に密な状態まで間隙が小さくならないため、軽く過圧密された程度の挙動を示すことによるものと思われる。したがって、図-6 に見られるように、軸ひずみ 0.1% 程度までの $q \sim \epsilon_a$ 関係において、繰返し載荷履歴の有無で顕著な差は見られないと考えられる。一方、せん断中の同じ軸差応力において発生する軸ひずみは、繰返し載荷履歴の有無にかかわらず A 試料に比べて B 試料のほうが小さい。図-8,9 は緩い供試体に対する $q \sim \epsilon_a$ 関係の接線勾配として得られる接線変形係数 E_{tan} と q の関係である。

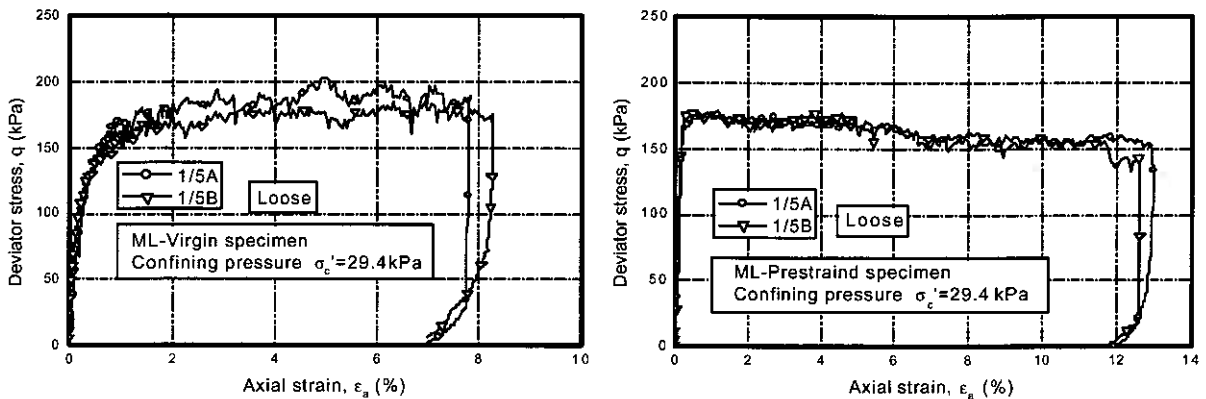


図-5 軸差応力と軸ひずみの関係

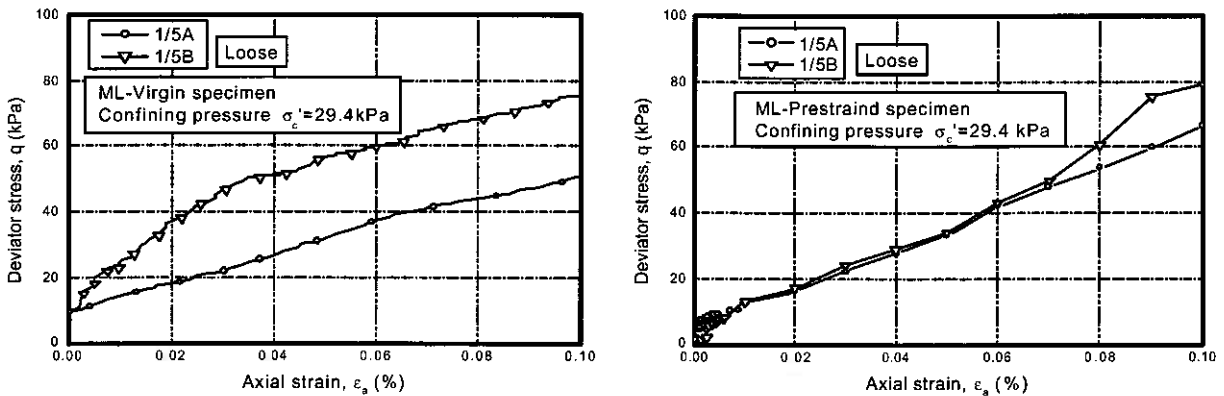


図-6 軸差応力と軸ひずみの関係 (軸ひずみ 0.1% まで)

また図-9 は軸差応力 q を最大軸差応力 q_{max} で正規化した q/q_{max} と、接線変形係数 E_{tan} を初期変形係数 E_{max} で正規化した E_{tan}/E_{max} の関係を示したものである。A 試料に比べてB 試料の E_{max} の値は大きく荷初期の線形性が大きい。しかし $q/q_{max}=0.1$ 以降ではB 試料の非線形性が大きくなっている。

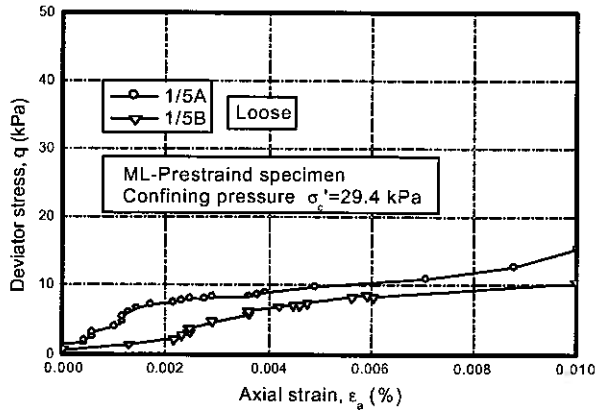
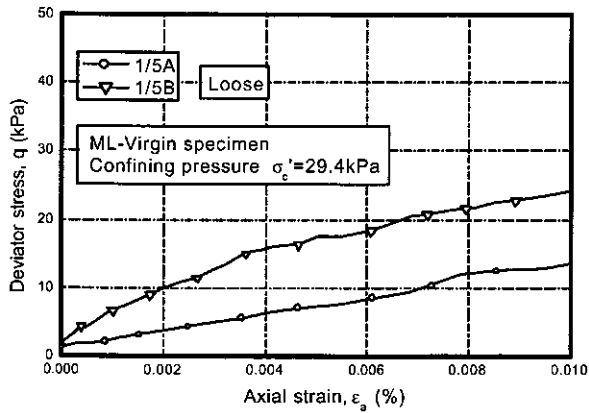


図-7 軸ひずみと応力との関係 (軸ひずみ 0.01%まで)

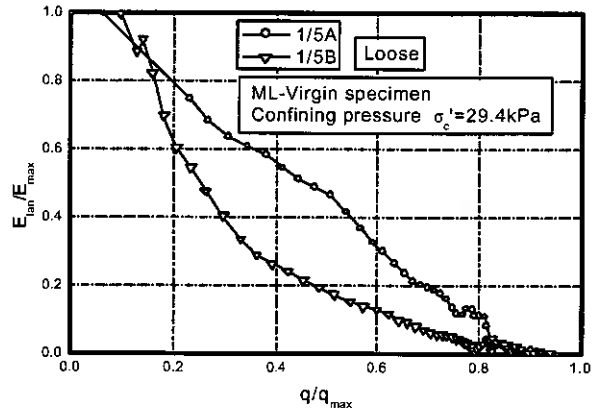
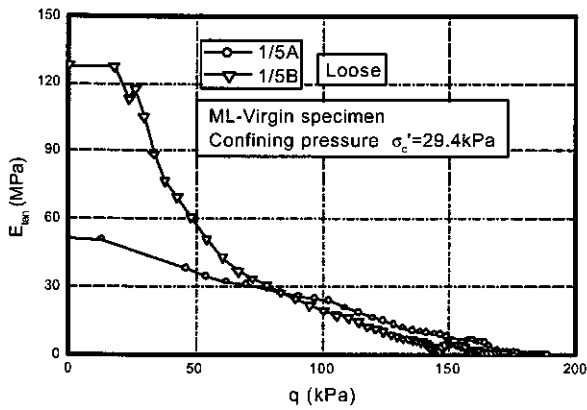


図-8 q と E_{tan}/E_{max} の関係

図-9 q/q_{max} と E_{tan}/E_{max} の関係

3.3 中位な供試体による変形係数の検討

3.3.1 軸差応力～軸ひずみ関係

図-10～12 には中位な供試体に対して実施した微小な除荷・再载荷を含む単調荷重三軸圧縮試験による軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_a の関係を示す。図-8 は荷重終了まで、図-9 は軸ひずみ 2.0%まで、図-7 は軸ひずみ 0.1%までの $q \sim \epsilon_a$ 関係をそれぞれ示している。最大軸差応力 q_{max} は B 試料に比べ A 試料のほうが大きくなっている。これは A 試料の初期相対密度が B 試料のそれに比べて大きいためであると考えられる。なお図-10 に示すように、本試験では微小な除荷・再载荷における $q \sim \epsilon_a$ 関係のループが明瞭なデータとして得られなかった。これは設定した除荷幅が予想外に小さかったことと、碎石のせん断中に特徴的に見られるスティックスリップ現象によるものと思われる。

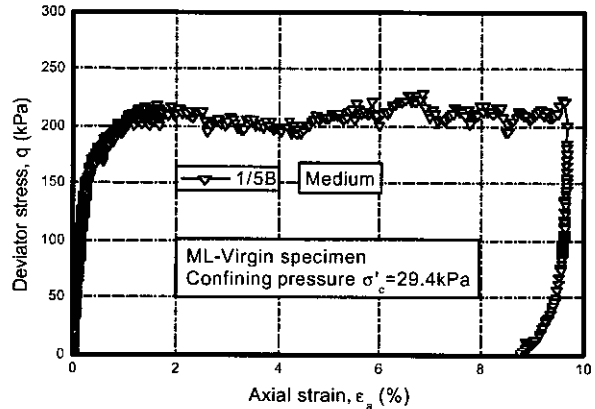
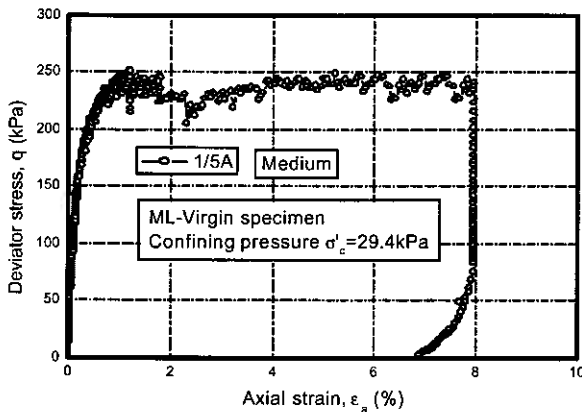


図-10 軸差応力と軸ひずみの関係

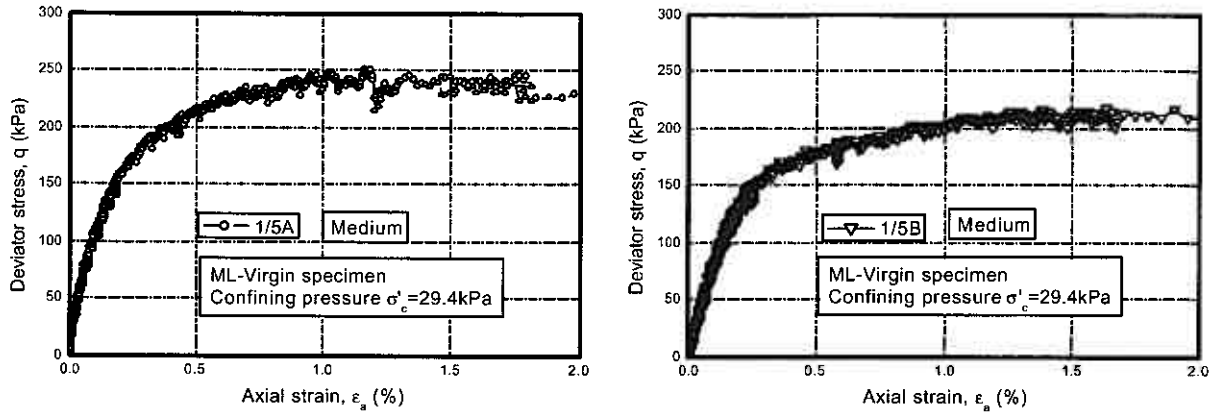


図-11 軸差応力と軸ひずみの関係 (軸ひずみ 2.0%まで)

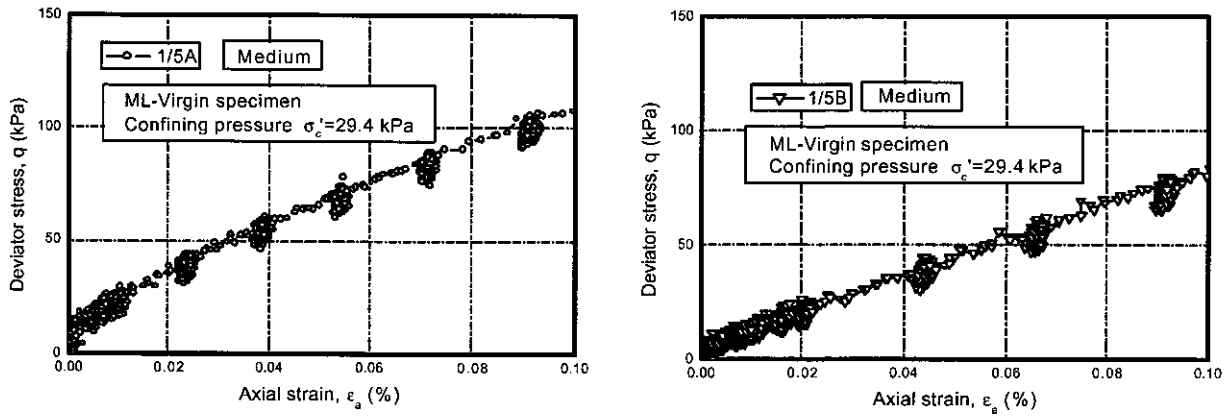


図-12 軸差応力と軸ひずみの関係 (軸ひずみ 0.1 %まで)

3.3.2 接線変形係数 E_{tan}

図-13は中位な供試体に対する $q \sim \epsilon_a$ 関係の接線勾配として得られる接線変形係数 E_{tan} と q の関係である。また図-14は軸差応力 q を最大軸差応力 q_{max} で正規化した q/q_{max} と、接線変形係数 E_{tan} を初期変形係数 E_{max} で正規化した E_{tan}/E_{max} の関係を示したものである。図-13によればA試料は载荷初期の E_{tan} が大きいが载荷とともに急減し、 $q=25$ kPa程度からB試料の E_{tan} と同程度の値を示していることが分かる。一方、B試料は载荷初期の E_{tan} は、A試料と比較して小さいものの、载荷とともに急減せず $E_{tan} \sim q$ 関係は緩やかに減少する傾向にある。図-14ではその傾向が顕著に表れている。すなわち、A試料では载荷初期に E_{tan}/E_{max} が急減し、B試料では E_{tan}/E_{max} が急減しない。このことからA試料の $q \sim \epsilon_a$ 関係は非線形性が強くB試料の $q \sim \epsilon_a$ 関係はA試料に比べ非線形性が弱いと判断される。特にB試料の場合には $q/q_{max}=0.1 \sim 0.4$ 程度までで、 E_{tan}/E_{max} が 0.5 程度の値を示しており、この間はほぼ線形的な $q \sim \epsilon_a$ 関係にあることが分かる。

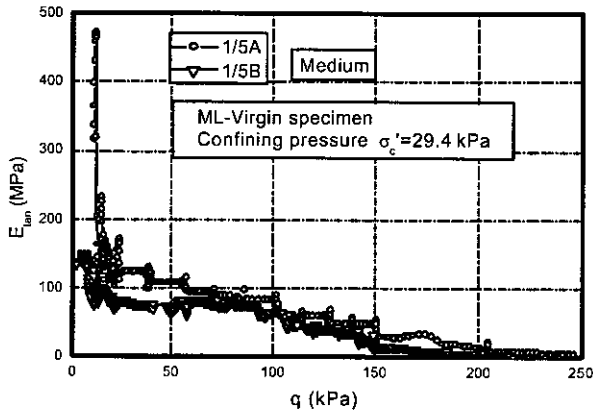


図-13 q と E_{tan} の関係

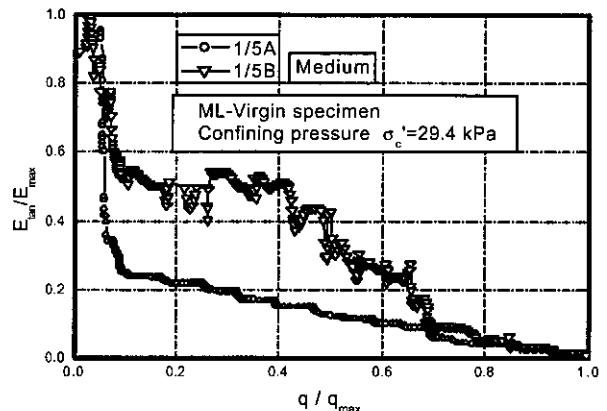


図-14 q/q_{max} と E_{tan}/E_{max} の関係

3.3.3 等価変形係数 E_{eq}

図-15 には単調載荷三軸圧縮試験中に実施した微小な除荷・再載荷による、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係から得られる等価変形係数 E_{eq} と q の関係を示す。また、図-16 は軸差応力 q を最大軸差応力 q_{max} で正規化した q/q_{max} と、等価変形係数 E_{eq} を初期変形係数 E_{max} で正規化した E_{eq}/E_{max} の関係を示したものである。図-15 を見るとバラツキはあるものの、A 試料の E_{eq} は概ね一定値を示す傾向にあるのに対して、B 試料の E_{eq} は増加傾向にある。図-16 ではその傾向が顕著である。礫や砂など、セメンテーションがない粒状材料では、せん断中の微小な除荷・再載荷によって得られる E_{eq} は軸方向応力依存性が大きいために、増加傾向を示すことが報告されている⁵⁾。B 試料に見られる傾向は、同様の傾向であると考えられる。一方、A 試料は E_{eq} の軸方向応力依存性とせん断に伴う粒子間のマイクロ構造の損傷程度とのバランスで顕著な増加傾向を示さなかったと思われる。以上より、A 試料に比べて細粒な B 試料のほうがせん断に伴う損傷程度が小さく、沈下が生じにくい粒度であることが推察される。

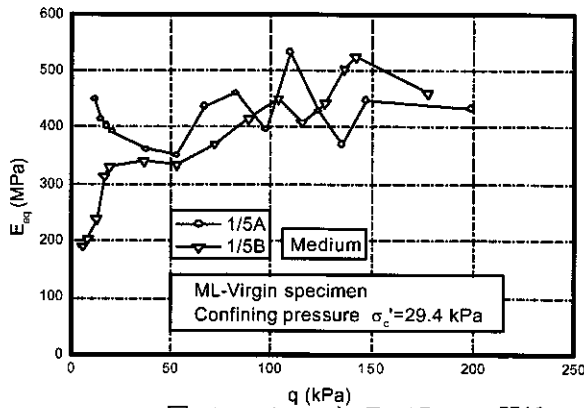


図-15 q/q_{max} と E_{eq}/E_{max} の関係

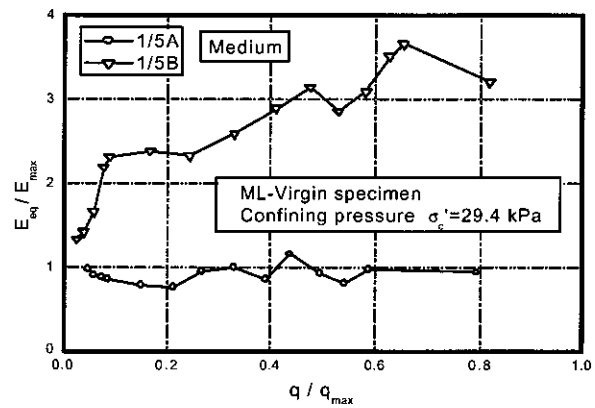


図-16 q/q_{max} と E_{eq}/E_{max} の関係

4. まとめ

実際の道床バラストの粗粒な場合と細粒な場合の粒度分布（2種類）に相似な粒度（相似比 1/5）に調整した単粒度碎石に対して、沈下抑制粒度の検討をするために実施した繰返し三軸試験および単調載荷三軸圧縮試験の結果より以下の知見が得られた。

- 1) 供試体作製時の初期乾燥密度は A 試料に比べて B 試料のほうが大きい傾向にある。これは A 試料に比べて B 試料のほうが細粒な試料であるためと考えられる。
- 2) 緩い供試体による繰返し載荷中の変形特性として、供試体作製時のエネルギーを一定にして初期相対密度を同程度にすると、粗粒な A 試料に比べ細粒な B 試料のほうが累積軸ひずみおよび累積体積ひずみの発生量が小さいことが明らかになった。
- 3) 中位な供試体の場合、せん断中の微小な除荷・再載荷から得られる等価変形係数 E_{eq} は、A 試料の場合概ね一定値を示す傾向にあるのに対して、B 試料の場合には増加傾向を示した。このことから、A 試料に比べて細粒な B 試料のほうがせん断に伴う損傷程度が小さく、道床バラストの沈下抑制粒度に適していることが推察される。

謝辞 本研究の遂行にあたって、実験および結果の整理については室蘭工業大学 4 年、武田吉史君、更谷聡彦君に多大な協力を得た。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 石川達也・関根悦夫・三浦清一・中村貴久：模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動に及ぼす移動荷重の影響評価、地盤工学会北海道支部技術報告集、第 43 号、pp.263-272、2003
- 2) Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoque, E. and Kodaka, T.: Modelling the Non-linear Deformation Properties of Stiff Geomaterials, Geotechnique, Vol.47, No.3, pp.563-580, 1997.
- 3) 木幡行宏・三浦宏介・井口充・関根悦夫：相似粒度による単粒度碎石の強度・変形特性、鉄道力学論文集、第 7 号、pp. 25-30、2003
- 4) 木幡行宏・三浦宏介：単粒度碎石の強度・変形特性に及ぼす密度および粒度分布の影響、土木学会北海道支部論文報告集、第 60 巻、pp.494-497、2004.
- 5) 木幡行宏・龍岡文夫：三軸圧縮状態での地盤材料の変形係数に関する考察、第 29 回土質工学研究発表会講演集、pp.695-698,1994.

不連続変形法によるバラスト軌道の繰返し塑性変形挙動解析

北海道大学大学院工学研究科 ○学 小林慶祐
 北海道大学大学院工学研究科 正 石川達也
 鉄道総合技術研究所 正 関根悦夫
 北海道大学大学院工学研究科 正 三浦清一

1. はじめに

我が国の在来線線路の約 90%を占めるバラスト軌道（図 1）は、列車荷重が長期に亘り繰返し作用することによって、道床バラストと呼ばれる粒状材料で構成される部位（以下「道床」と称す）に塑性沈下が生じるという不可避免的な欠陥を有している。この構造上の欠陥によって引き起こされる軌道面の不整（軌道変位）は、列車の走行安全性や乗り心地等に支障をきたすため、軌道の変形量の測定を定期的に行い、基準値を超過した場合には補修作業を行っている。このため、鉄道線路施設の効率的な維持管理を行うには、列車荷重繰返し載荷時の道床の変形・沈下特性を解明する必要がある。

従来、バラスト軌道の変形挙動解明の一環として、軌道や路盤を対象とした変形・沈下特性検討のための構造解析手法が提案されてきた¹⁾²⁾。これらの構造解析手法の多くは、道床をマクロな構造体として扱うパネーダッシュポッド-質点系モデル（図 2 参照）³⁾であり、粘弾性論を理論的骨子にしている。このため、これらの理論では、理論の核となる道床の塑性変形特性を塑性変位量が道床に作用する圧力（レール圧力 P_r ）と道床内に生じる振動加速度（道床振動加速度 y'' ）に比例するという実験式で表現しており、解析モデル自体は塑性学的な理論展開をせずに構築されている。しかし道床部塑性変形の本質と考えられる道床バラスト粒子の移動傾向は、まくらぎや道床の形状等軌道構造の幾何学形状に依存して変化すると予想されることから、道床バラストの材料特性を充分考慮していない実験式の一般性は保証されたものではなく、道床の繰返し塑性変形機構の解明にはいたっていない。そのため粒状材料である道床バラストの変形挙動の本質を捉えるには、道床を粒状集合体と考えた理論検討を行うことが現時点でもっとも適切であると考えられ、粒状体の粒状性を考慮したモデル化による解析が有効となる。この場合の数値解析モデルの手法としては不連続体解析手法の適用が考えられる。

本研究では、このような状況を踏まえ、道床バラストの材料特性を考慮した新しい軌道構造解析手法を構築するために、道床の変形挙動解析に対する不連続体解析手法の適用性について検討する。具体的には、DDA(Discontinuous Deformation Analysis)の 2次元平面ひずみ解析により、バラスト軌道の模型載荷試験として 1/5 縮尺模型による線路縦断面方向の繰返し一点載荷試験⁴⁾のシミュレーションを行う。その解析結果と別途行われた模型試験結果を比較検討することにより、道床の変形挙動解析に対するDDAの適用性について実現象の数値モデル化の観点から検討する。

2. 解析概要

2.1 解析方法

(1) 解析モデル

本研究では、DDA（不連続変形法）⁵⁾を用いて解析を行う。DDAは、任意形状の多角形で構成された弾性ブロック群の動的および準静的な挙動を解析する数値解析手法であり、変分原理により各ブロックの剛体変位、剛体回転、要素ひずみを未知数とする平衡方程式を組み立てるため、ポテンシャルエネルギー最小化原理に基づく不連続体解析手法の一種であるといえる。

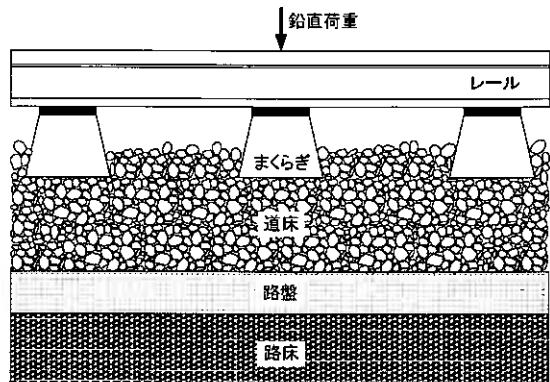


図 1 バラスト軌道の縦断面図

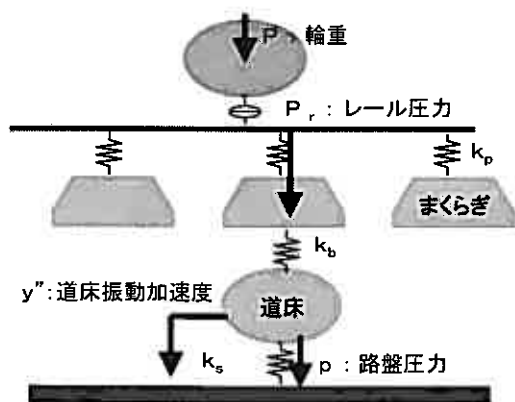


図 2 従来の構造解析モデル

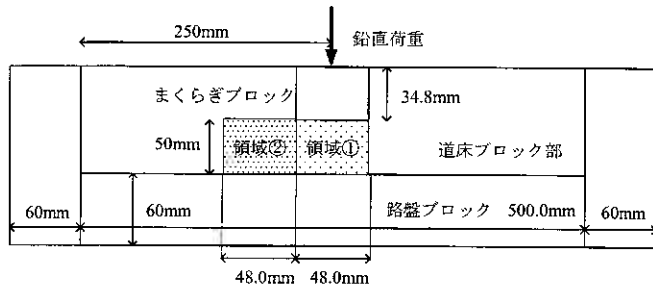


図3 解析モデルの概略図

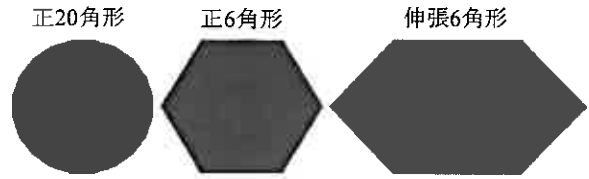


図4 道床ブロックの要素形状

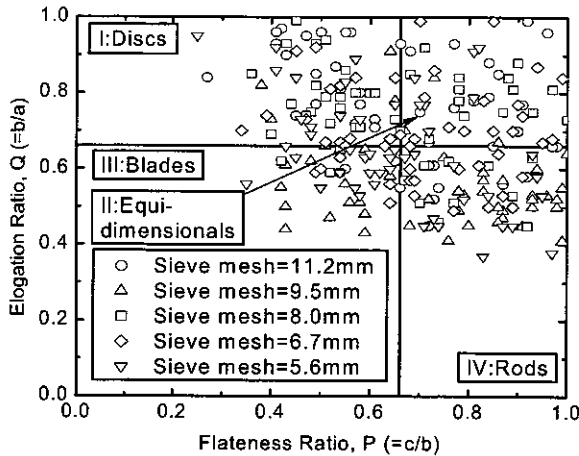


図5 道床バラストの形状分類

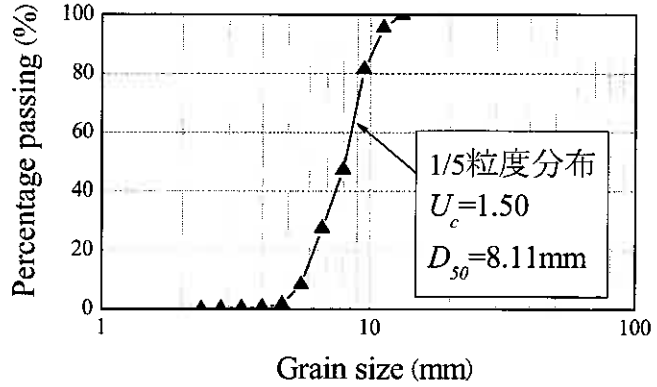


図6 道床バラストの粒度分布

1/5 縮尺模型バラスト軌道の繰返し一点載荷試験を模擬した線路縦断面方向の解析モデルの概略を図3に示す。解析モデルは、道床バラスト粒子を表現する「道床ブロック」、まくらぎを表現する「まくらぎブロック」、路盤を表現する「路盤ブロック」から構成されており、個々のブロックはブロック境界で不連続となっている。なお、以下では、領域①を「まくらぎ直下」と称し、領域②を「まくらぎ直下横」と称する。道床ブロックの要素形状が解析結果に与える影響について考察するため、道床ブロックの要素形状を図4に示す正20角形、正6角形、伸張6角形の3種類とした。これらを用いた理由は、正20角形は円形を想定し、残りの2つは以下による。道床バラストの形状を2次元的に評価した河野等の研究⁶⁾によると、実際の道床バラスト粒子の角数は多くても6とされていることから、道床ブロックの要素形状を正6角形に、さらに実粒子に近づけるため伸張率を考慮した伸張6角形を採用した。ただし、伸張6角形は、実際の道床バラスト粒子をZinggの方法⁷⁾で分類した結果に基づき(図5参照)⁸⁾、正6角形を任意方向に伸張して作成した。解析モデルは、模型試験における道床の締め固め状態、特に粒子間空隙や粒子配列のランダム性を表現するため、まくらぎブロックおよび道床ブロックを重力1G作用下で道床の所定断面形状に積み上げる解析を行うことにより作成した。また、道床ブロックの粒度については、各要素形状とも模型試験における道床バラストの粒度分布(図6)を考慮して以下のように作成した。

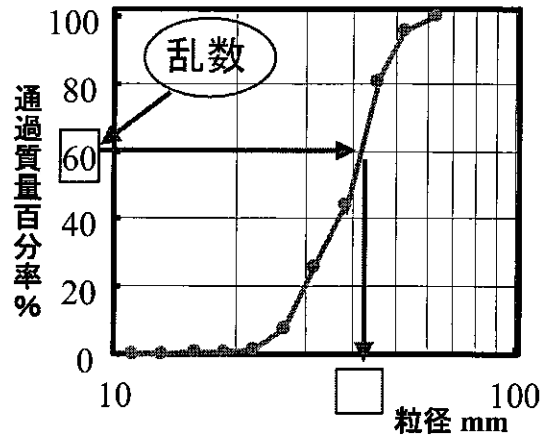


図7 道床ブロックの粒度決定法

- ①道床ブロックの粒度分布が道床バラストの粒度分布に従うとして、0~100の乱数を必要な道床ブロックの個数だけ発生させる。
- ②発生させた乱数が図6の縦軸の通過質量百分率であると考え、対応する粒径を読み取る(図7参照)。
- ③読み取った半径の円を外接円とする正多角形(正20角形、正6角形)で置き換える。また、伸張6角形の場合には、正6角形を任意方向に伸張させる。
- ④作成した道床ブロックおよびまくらぎブロックを平面上に配置する。重力1G作用下で初期安定解析を行い、全てのブロックが静止した時点で終了し、これを初期解析モデルとして採用する。

作成した各解析モデル図を図8に、各解析モデルの道床ブロック部の粒子数、間隙比を表1に示す。

(2) 道床ブロック部の形状評価

道床ブロックの形状評価は、偏角関数を用いて行った。偏角関数は、図9に示すように基準点Sからx進んだ点P_xにおける接線と基準線の角度θ_(x)であり、閉曲線の全長をLとすると、θ_(x+L)=θ_(x)+2πであることから、式(1)に示すように正規化される。

$$\theta_{N(x)} = \theta_{(x)} - 2\pi \frac{x}{L} \dots \dots \dots (1)$$

したがって、正規化偏角関数θ_{N(x)}は周期Lの周期関数であることから、式(2)に示すフーリエ級数に展開でき、式(2)から第k次の振幅スペクトルは式(3)で表せる。

$$\theta_{N(x)} = \frac{b_0}{2} + \sum_{k=1}^{\infty} \left\{ a_k \sin\left(2\pi \frac{kx}{L}\right) + b_k \cos\left(2\pi \frac{kx}{L}\right) \right\} \dots \dots (2)$$

$$C_k = \sqrt{(a_k^2 + b_k^2)} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

$$a_k = \frac{2}{L} \int_{x_0}^{x_0+L} f(x) \sin\left(2\pi \frac{kx}{L}\right) dx \quad k=1,2,3\dots$$

$$b_k = \frac{2}{L} \int_{x_0}^{x_0+L} f(x) \cos\left(2\pi \frac{kx}{L}\right) dx \quad k=0,1,2\dots$$

であり、x₀は基準点の位置を表す。

$$\text{偏角関数値} = \sum_{k=3}^{20} C_k \dots \dots \dots (4)$$

河野らの研究⁶⁾により、式(4)に示す3次～20次までの振幅スペクトルの和が粒子の角張りの程度(稜角性)を表すことがわかっているため、式(4)から得られる偏角関数値により道床ブロック部を形状評価した。表2に各解析モデルの偏角関数値を示す。表から正20角形、正6角形、伸張6角形の順に実際のバラスト粒子のもつ稜角性に近づくことがわかる。

2.2 解析条件

DDAの静的解析で用いる解析パラメーターを表3に示す。本研究で用いたブロックは2次元平面ひずみ要素で、その要素特性は線形弾性である。DDAでは、ブロック境界の力学特性としてブロック間の粘着力C_μと摩擦角φ_μを用いるが、本研究ではC_μすべてゼロに設定し、φ_μだけを道床ブロックと接触するブロックの材料特性に応じて表3のように設定した。ここで、粘着力C_μと摩擦角φ_μは粒子間の解析パラメーターであることからμの添字を付した。なお、道床ブロック同士が接触する場合のφ_μについては、文献9に示されているφ_μ=55°を採用し、道床ブロックと道床ブロック以外のブロックが接触する場合のφ_μについては、文献10に示されているφ_μ=37°を採用した。一方、ブロックの入力定数(密度ρ、ヤング率E、ポアソン比ν)については、過去の材料試験結果¹¹⁾や解析条件¹²⁾等を参考にして設定した。なお、模型道床は実軌道で使用されている安山岩の道床バラストを1/5相

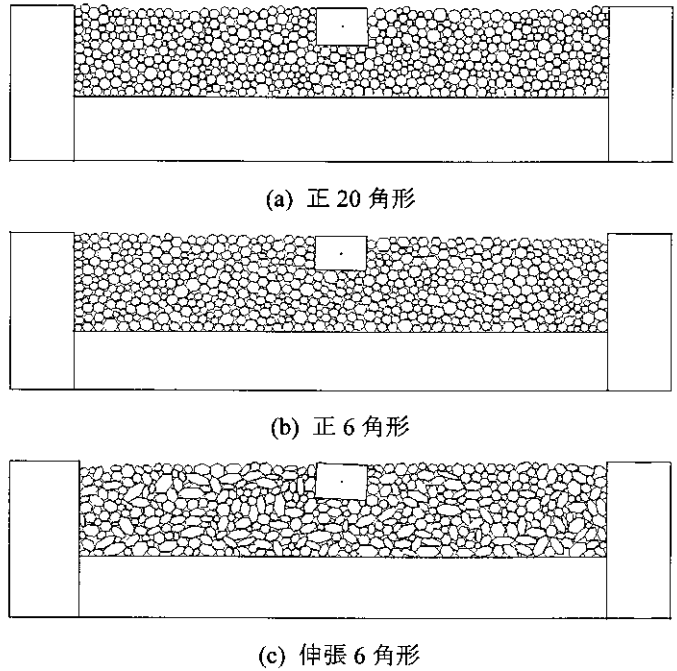


図8 初期解析モデル

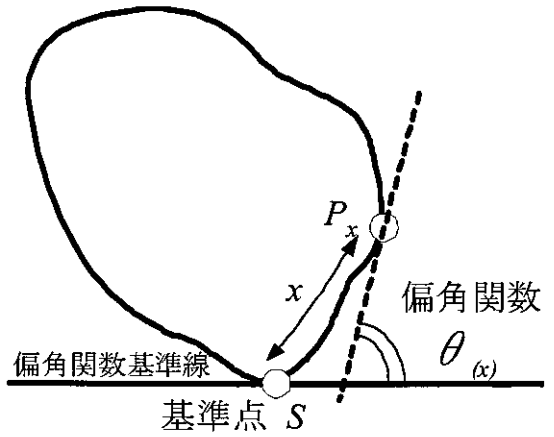


図9 偏角関数の概略図

表1 道床ブロック部の粒度特性

解析モデル	粒子数(個)	間隙比
正20角形	610	0.24
正6角形	598	0.25
伸張6角形	451	0.27

表2 各解析モデルの偏角関数値

解析モデル	正20角形	正6角形	伸張6角形	バラスト粒子
偏角関数値	10.7	35.9	63.3	73.7

表3 解析パラメーター

部材	まくらぎ	道床	路盤
密度ρ(g/cm ³)	2.7	2.7	7.8
ヤング率E(GPa)	70	20	210
ポアソン比ν	0.3	0.1	0.3
摩擦角φ _μ (deg.)	37	55	37
粘着力C _μ (deg.)	0	0	0

似粒度に粒度調整した単粒度砕石，まくらぎはアルミ製，路盤は鉄製のものである。

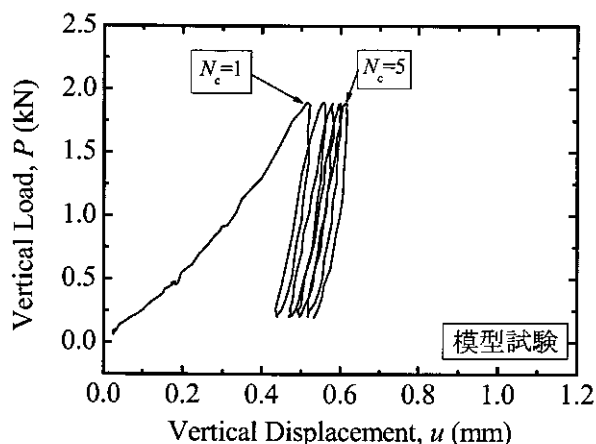
繰返し載荷解析では，初期解析モデルを用いて，模型試験の鉛直繰返し荷重 $P_{max}=2kN$ と同様の荷重強度で鉛直繰返し荷重の繰返し載荷を行った．荷重載荷点はまくらぎブロック中央とした．載荷周波数は，解析時間の関係から模型試験より早い1.0Hzとし，繰返し荷重強度の負荷・除荷を正弦波波形で $N_c=5$ 回まで繰返した．なお，繰返し載荷解析中はこの他に常時1Gが作用している．

3. 解析結果

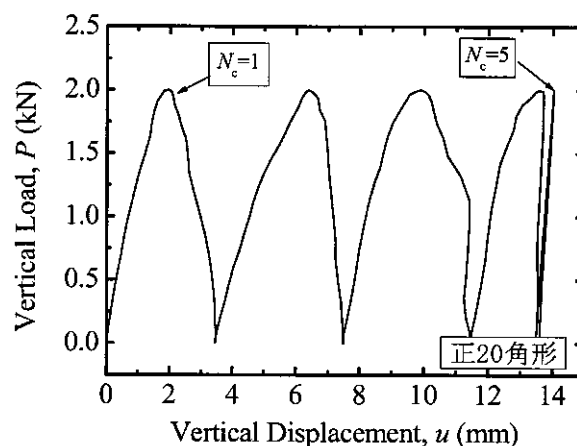
3.1 荷重～変位関係

繰返し載荷解析の荷重～変位関係および繰返し載荷に伴う鉛直変位量の推移を模型試験結果と比較する．図10は各要素形状の解析モデルから得られた繰返し載荷回数 $N_c=1$ 回から5回までの P_{max} 負荷・除荷時の荷重～変位関係を模型試験結果と比較したものである．図11は載荷直前時から載荷終了時のまくらぎ近傍の道床ブロック部の変位ベクトル図である．また図12は，要素形状が正6角形および伸張6角形の解析結果について，繰返し回数 N_c と最大鉛直変位量 u_{max} および残留鉛直変位量 u_{res} の関係を示したものである．ここで， u_{max} は P_{max} 負荷時の弾塑性鉛直変位量を， u_{res} は P_{max} 除荷時の塑性鉛直変位量を表す（図13参照）．

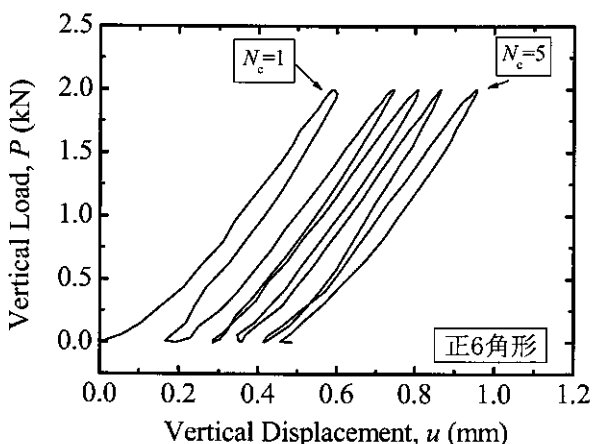
始めに，道床ブロックの要素形状が解析結果に与える影響について検討する．図10から，要素形状が正20角形の解析結果の荷重～変位関係は正6角形と比較して顕著な差があることがわかる．正20角形，正6角形ともに，各回での繰返し荷重の負荷・除荷により残留鉛直変位量が蓄積していくものの，その大きさは異なり，前者では塑性変形が後者では弾塑性変形が進行していく．また，図11からも両者に顕著な差があることがわかる．両者ともまくらぎ下の道床ブロックは側方に流動する傾向にあるがその変位量は大きく異なることがわかる．これは，正20角形に比べ稜角性のある（偏角関数値が高い）正6角形では，道床ブロックの剛体回転が抑制され，道床ブロック部の塑性流動が生じ難くなったことによると考えられる．しかし，正6角形よりも稜角性のある（偏角関数値が高い）伸張6角形の解析結果の荷重～変



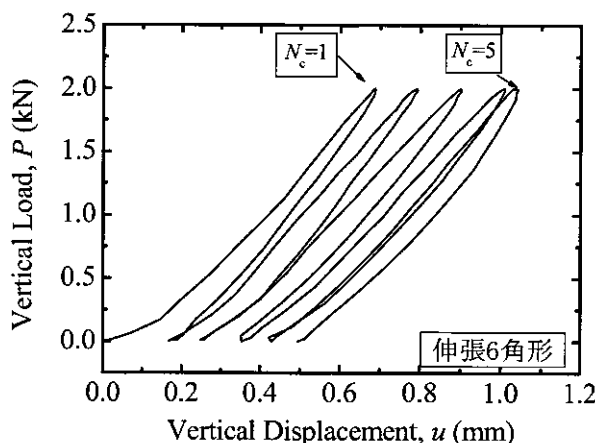
(a) 模型試験



(b) 正20角形



(c) 正6角形



(d) 伸張6角形

図10 模型試験および繰返し載荷解析の荷重～変位関係

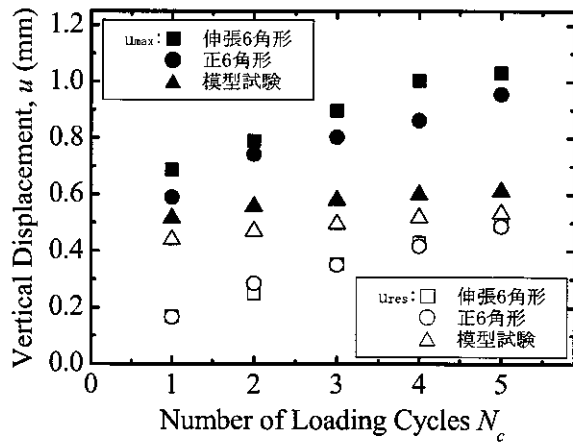


図 12 鉛直変位量と繰返し载荷回数との関係

位関係および変位ベクトル図は、正 6 角形と顕著な差は見られなかった。以上のことから、DDA を用いた今回の解析条件においては、ブロック形状の偏角関数値がある程度高くなると解析結果にさほど影響を与えないことがわかる。

続いて、DDAによる道床バラストの不連続体モデル化の妥当性について検討する。まず図 10 から定性的に試験結果と解析結果を比較すると、正 20 角形の荷重～変位関係は塑性変形が主体で試験結果と大きく異なるものの、正 6 角形と伸張 6 角形では残留鉛直変位量が次第に蓄積され弾塑性変形が進行しており、正 6 角形と伸張 6 角形を用いた解析結果は模型試験結果と一致する傾向にある。一方、 $N_c=1$ 回目の変形挙動について試験結果と解析結果を比較してみると、試験結果は残留鉛直変位量が大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すのに対し、正 6 角形・伸張 6 角形の解析結果は、残留鉛直変位量が小さく弾性傾向の強い弾塑性状態を示しており、傾向が若干異なっている。また、図 12 から定量的に試験結果と解析結果（正 6 角形・伸張 6 角形）を比較すると、解析結果の $N_c \sim u_{max}$ ・ $N_c \sim u_{res}$ はそれぞれ線形関係にあり、その傾きは同じである。これは模型試験結果と一致する傾向にある。一方、 $N_c \sim u_{max}$ ・ u_{res} の傾きおよび各载荷回数での弾性鉛直変位量 ($u_{max}-u_{res}$) は両者で異なることがわかる。以上のことから、粒子形状を考慮した場合、道床部の繰返し塑性変形挙動に対して DDA の適用可能性が認められる一方、解析手法自体にまだ改善すべき点があると考えられる。

3.2 まくらぎの支持状態

道床ブロックの要素形状が粒状構造物の力学挙動に及ぼす影響について検討する。図 14 は各要素形状の解析モデルから得られた $N_c=1$ 回目 P_{max} 負荷時のまくらぎ近傍の道床ブロック部の主応力ベクトル図である。図から、 P_{max} 負荷時において道床ブロックの要素形状

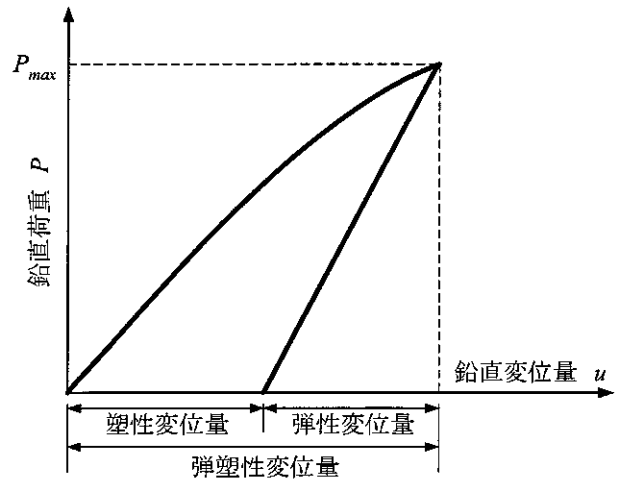
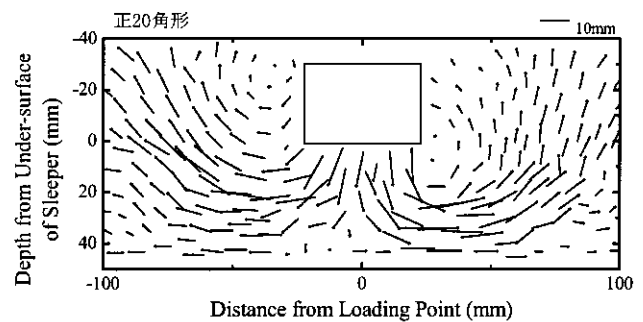
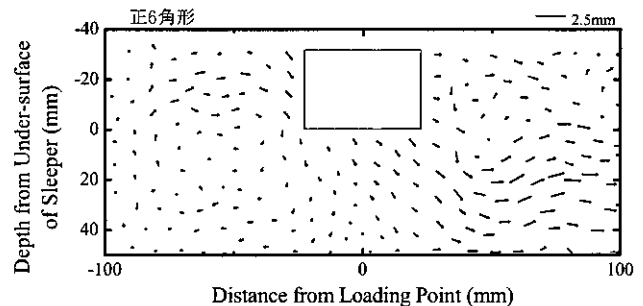


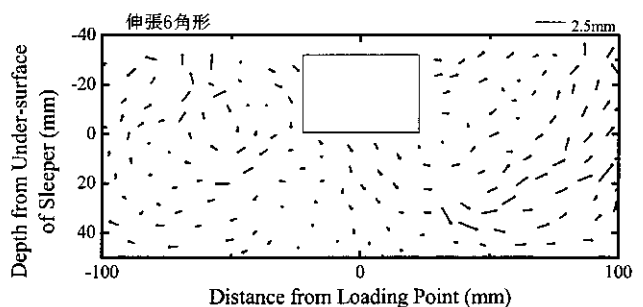
図 13 変位量の定義



(a) 正 20 角形

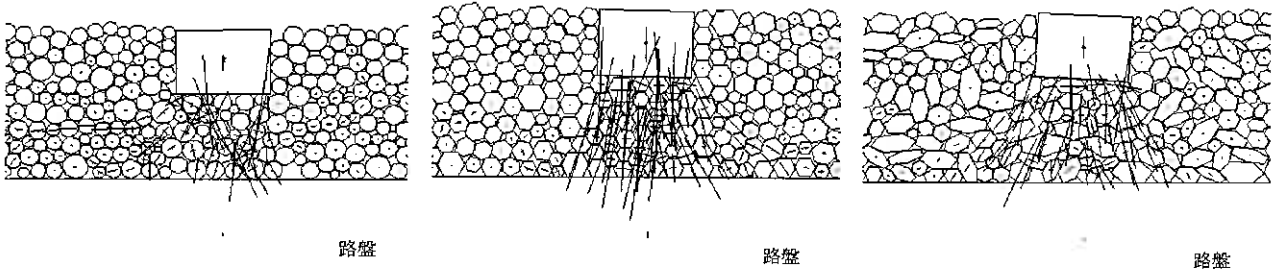


(b) 正 6 角形



(c) 伸張 6 角形

図 11 道床ブロックの変位ベクトル図



(a) 正 20 角形

(b) 正 6 角形

(c) 伸張 6 角形

図 14 道床ブロックの主応力ベクトル図

により主応力の分布傾向が異なり，正 6 角形・伸張 6 角形では主応力が鉛直方向に主に作用するのに対し，正 20 角形では水平方向にも分散していることがわかる。

一般に粒状体では堆積後にせん断を受け主応力が回転すると粒子回転が発生し応力の主軸と粒子の骨格構造の主軸が一致するように，あるいはせん断面形成後では粒子の骨格構造の主軸がせん断面に平行な向きを向くように再配列する¹³⁾¹⁴⁾。このような傾向は，負荷された鉛直荷重を効率よく支持できるように粒子の骨格構造が応力状態に応じて再配列されるために生じる粒状体特有の現象である。したがって，上記のような主応力の分布傾向は，繰返し負荷に伴う粒子の骨格構造の変化と関係があると考えられる。そこで，次に，粒子の骨格構造の変化と道床ブロック部の変形挙動の差異について考察する。粒子配列の構造変化を定量的に捉えるため，各領域に存在するすべての道床ブロックについて，荷重載荷直前時の初期状態および $N_c=1, 5$ 回目の P_{max} 負荷時，除荷時の主応力ベクトルの VM(vector magnitude)と主方向 $\theta_{principal}$ および平均配位数 N の関係を要素形状別・領域別(領域①・②については図 3 参照)にまとめて表 4 に示す。ただし，VMは，式(5)¹⁵⁾で定義される配向度の指標であり，主応力ベクトルの方向 θ の頻度分布が一樣であればゼロに，特定方向に集中すれば 1 になる。一方，式(6)¹⁵⁾で定義される $\theta_{principal}$ は，主応力ベクトルの卓越方向である。なお，主応力ベクトルの方向 θ は水平面から時計回りに測っている。また， N は 2 次元状態の 1 ブロック当たりの平均的な接点数であり，(総接点数 $\times 2$ /ブロック数)で算出した。

$$VM = \frac{1}{M} \left\{ \left(\sum_{k=1}^M \cos 2\theta_k \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^M \sin 2\theta_k \right)^2 \right\}^{1/2} \dots \dots \dots (5)$$

$$\theta_{principal} = \frac{1}{2} \arctan \frac{\sum_{k=1}^M \sin 2\theta_k}{\sum_{k=1}^M \cos 2\theta_k} \quad (0 \leq \theta < 180^\circ) \dots \dots \dots (6)$$

ここで， M は道床ブロック数である。

各要素形状の変形挙動の特徴について考察する。各要素形状とも鉛直荷重の負荷に伴い，両領域の VM は増加し，領

表 4 要素間接触の発生状況

(a) 正 20 角形

載荷状態	領域①			領域②		
	VM	θ	N	VM	θ	N
初期状態	0.31	103.24	5.6	0.11	94.56	6.2
$N_c=1$ 回 P_{max} 負荷	0.51	86.48	5.5	0.37	58.31	5.6
$N_c=1$ 回 P_{max} 除荷	0.31	92.83	5.3	0.16	87.99	5.4
$N_c=5$ 回 P_{max} 負荷	0.47	70.87	3.5	0.34	53.11	4.5
$N_c=5$ 回 P_{max} 除荷	0.38	81.57	3.5	0.23	83.82	4.3

(b) 正 6 角形

載荷状態	領域①			領域②		
	VM	θ	N	VM	θ	N
初期状態	0.14	83.92	6.5	0.34	92.63	6.2
$N_c=1$ 回 P_{max} 負荷	0.69	93.95	6.4	0.35	81.77	6.2
$N_c=1$ 回 P_{max} 除荷	0.37	84.67	6.5	0.17	89.23	6.1
$N_c=5$ 回 P_{max} 負荷	0.71	93.81	6.3	0.38	80.01	6.1
$N_c=5$ 回 P_{max} 除荷	0.34	79.85	6.5	0.16	91.02	6.1

(c) 伸張 6 角形

載荷状態	領域①			領域②		
	VM	θ	N	VM	θ	N
初期状態	0.12	95.70	5.3	0.27	84.51	5.2
$N_c=1$ 回 P_{max} 負荷	0.65	88.11	5.2	0.57	73.01	5.2
$N_c=1$ 回 P_{max} 除荷	0.21	97.06	5.3	0.25	81.24	5.2
$N_c=5$ 回 P_{max} 負荷	0.65	85.76	5.2	0.58	72.12	5.1
$N_c=5$ 回 P_{max} 除荷	0.22	97.86	5.3	0.25	81.19	5.2

域①の $\theta_{\text{principal}}$ は鉛直方向に、領域②では $50^\circ \sim 80^\circ$ 方向に向く傾向にある。これは、各要素形状とも領域①では圧縮変形が、領域②ではせん断変形が主体になることを示している。実際の道床部の変形挙動では、道床内の主応力がまくらぎ下面から離れるに伴い徐々に周囲に拡がりながら伝達されること、まくらぎ直下では圧縮変形が、まくらぎ端部下からまくらぎ下面下 45° 方向ではせん断変形が主体になることが知られている¹⁶⁾¹⁷⁾。したがって、前述の荷重载荷に伴うVMや $\theta_{\text{principal}}$ の傾向は、試験結果と一致するものであり、粒状構造物の挙動解析手法としてDDAが有用であることを示す結果である。しかし、正20角形の解析結果を正6角形・伸張6角形の解析結果と比較すると、領域①のVMおよび領域②の $\theta_{\text{principal}}$ が正6角形・伸張6角形よりも小さく、両領域ともNが鉛直荷重の負荷や繰返し载荷の進行に伴い減少する傾向にあることがわかる。この結果、正20角形を用いた解析では、荷重負荷時にまくらぎブロック下にある道床ブロックだけでは鉛直荷重を充分支持できずに、まくらぎブロック周辺の道床ブロックが側方流動したと考えられる（図11参照）。また、正6角形と伸張6角形の荷重負荷時のVMおよび $\theta_{\text{principal}}$ の傾向を比較すると、領域①では正6角形の解析結果で圧縮変形の傾向が強く、領域②では伸張6角形でせん断変形の傾向が強いことがわかる。以上のことから、粒子形状の違いが、粒状集合体の荷重支持機構に影響を与え、道床ブロック各部の変形挙動を異なった傾向のものにしたため、正20角形と正6角形・伸張6角形の解析結果の荷重～変位関係に差が生じたり、試験結果や解析結果で道床部の塑性変形挙動が乖離する結果になったと考えられる。

4. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下のようになる。

- (1) 道床ブロックの粒子形状を考慮し、DDAを用いて道床部の繰返し塑性変形挙動を解析した結果、DDAがバラスト軌道の挙動解析手法として適用可能であることを示し、実粒子形状のモデル化が解析精度の向上に強く影響を及ぼすことを明らかにした。
- (2) 粒子形状を評価する指標の一つである偏角関数値が異なる道床ブロックを用いて、繰返し载荷試験のシミュレーションを行った結果、偏角関数値が高い場合、塑性流動が抑制されることを示した。ただし、偏角関数値がある程度高くなると、解析結果にあまり影響を及ぼさなくなる傾向も確認された。
- (3) 荷重負荷時・除荷時の粒子配列の構造変化を定量的に検討した結果、まくらぎ直下では圧縮変形が、まくらぎ直下横ではせん断変形が主体になることを明らかにし、粒状構造物の挙動解析手法としてDDAが有用であることを示した。
- (4) 道床ブロックの稜角性の差異が、荷重負荷時の粒子の移動のしやすさや道床内部の応力状態に差異を生み、このことが各解析モデルの力学挙動の違いになることを、粒子構造の主応力ベクトルの分布傾向や粒子配列の構造変化の観点から示した。

本研究では、道床バラストの材料特性を考慮した新しい軌道構造解析手法を構築するために、道床の変形挙動解析に対する不連続体解析手法の一種であるDDAの適用性について検討した。その結果、道床ブロックの稜角性が粒状構造物内部の応力状態や支持機構に大きく影響を及ぼすことを定量的に示した。しかし実務レベルでDDAを利用するためには、改善すべき課題は多く、解析モデルの密度変化や道床厚の違いなど様々な条件下で研究を進め、解析精度の向上を進めていく必要がある。

参考文献

- 1) 尾高達男, 佐藤吉彦: 軌道破壊理論(Ⅲ)の提案と車両条件の影響の検討, 土木学会第40回年次学術講演概要集, IV-37, pp.73-74, 1985.
- 2) 三浦重: 軌道構造の動特性モデルの構築, 鉄道総研報告, Vol.9, No.12, pp.7-12, 1995.
- 3) 佐藤吉彦: 新軌道破壊理論の構成, 鉄道技術研究所速報, No.77-47, 1997.
- 4) 石川達也, 関根悦夫, 三浦清一, 中村貴久: 模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動に及ぼす移動荷重の影響評価, 第43回地盤工学研究発表会講演集, pp.263-272, 2003.
- 5) Shi, G.H.: Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis, Univ. of California, Berkeley, Dept. of Civil Eng., 1989.
- 6) Kono, A., Sekine, E., and Kohata, Y.: A study on shape evaluation method of granular material, Proceedings of the 5th International Symposium on Unbound Aggregates in Road, Nottingham, UK., 35-40, 1999.
- 7) Zingg, T.: Beitrag zur Schotteranalyse, Schweiz. Min. Petrol. Mitt., 15, pp.39-140, 1935.
- 8) 石川達也, 関根悦夫, 河野昭子, 小林慶祐: 各種離散化解析手法による模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動解析, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第44号, pp.321-330, 2004.
- 9) 石川達也, 大西有三: 道床バラストの繰返し変形挙動に対する不連続変形法(DDA)の適用, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.205-217, 1998.

- 10) 佐藤吉彦, 宮井徹: 各種道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性, 鉄道技術研究所速報, No.76-150,1976.
- 11) 桜井孝, 高橋昭教: 三軸圧縮試験における硬岩の変形特性, 鉄道技術研究所速報, No.82-155, 1982.
- 12) 須長誠: 鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第6号, 1996.
- 13) Oda,M.: Deformation mechanism of sand triaxial compression test, Soils and Foundations, Vol.12 No.4, pp.45-63,1972.
- 14) 松岡元, 山本修一: 個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察, 土木学会論文集, No487/III-26, pp.167-175, 1994.
- 15) 粒状体力学に関する国内委員会: 粒状体の力学, 土質工学会, 1993.
- 16) 大塚勝, 村本勝己, 関根悦夫: 繰返し荷重を受けるバラスト道床の変形特性に関する検討, 第36回地盤工学研究発表会, 2001.
- 17) 関根悦夫, 河野昭子, 石川達也: 列車荷重を受けるバラスト軌道の変形特性に及ぼすバラスト厚さの影響, 第39回地盤工学研究発表会, 2004.

多重リングせん断試験機による碎石の繰返し変形挙動予測

北海道大学大学院工学研究科 ○学 杉山圭大
 北海道大学大学院工学研究科 正 石川達也
 北海道大学大学院工学研究科 正 三浦清一
 鉄道総合技術研究所 正 関根悦夫

1. はじめに

我が国の在来線線路の約 90%を占めるバラスト軌道(図 1)は、列車荷重が長期に亘り繰返し作用することによって、道床バラストと呼ばれる粒状材料で構成される部位(以下、「道床」と称す)に塑性沈下が生じるといふ不可避的な欠陥を有している。この構造上の欠陥によって引き起こされる軌道面の不整(軌道変位)は、列車走行安全性や乗り心地等に支障をきたすため、軌道の変形量の測定を定期的に行い、基準値を超過した場合には補修作業を行っている。このため、鉄道線路施設の効率的な維持管理を行うには、列車荷重繰返し載荷時の変形・沈下特性を解明する必要がある。

従来、バラスト軌道の変形挙動解明の一環として、軌道や路盤を対象とした変形・沈下特性検討のための模型載荷試験が数多く実施されている¹⁾。これらの試験では多くの場合軌道模型のある断面に集中荷重を加える定点載荷方式が用いられ、繰返し集中荷重で列車荷重を模擬してきた。しかし、近年国内外の研究者から、定点載荷方式では実現象を過度に簡略化する可能性が指摘されている²⁾。その一因として、定点載荷では、道床・路盤において主応力方向が繰返し載荷中に回転しないが、実現象では、荷重の移動に伴って道床・路盤の各要素の応力は大きさと同時に方向も時々刻々と変化していることが上げられる³⁾。そこで主応力方向の変化を考慮した模型試験として、静的荷重を作用させた載荷輪を走行させる移動載荷試験が行われ、繰返し定点載荷試験とは異なる挙動が確認された^{4) 5)}。また一方で、近年、道床バラストの強度・変形特性の基礎的研究として三軸試験が利用されている。しかし、主応力方向が繰返し載荷中に変化しない拘束圧一定・応力振幅一定の片振り繰返し三軸圧縮試験では、移動荷重載荷時に道床バラストが受ける応力状態あるいは応力履歴を再現しえない可能性が指摘されている⁶⁾。

本研究ではこのような状況をふまえて、粗粒材料を用いるのに適した単純せん断試験装置である多重リングせん断試験機を用い、主応力軸の回転が粒状地盤材料の繰返し変形に及ぼす影響を検討するとともに、繰返し移動荷重作用時にバラスト軌道が受ける応力履歴を模擬した要素試験方法の確立を目的として検討を行う。具体的には、移動荷重作用時に模型試験で粒状路盤構造が受けた応力履歴を模擬して多重リングせん断試験を行い、模型試験で得られた粒状路盤構造の繰返し塑性変形挙動と多重リングせん断試験結果を比較して、移動載荷繰返し作用下の粒状構造物の変形挙動予測に対する多重リングせん断試験の適応性について検討を行う。

2. 試験試料と試験方法

2.1 試験試料

試験に用いた試料は、実軌道で使用されている山梨県大月市で産出される安山岩の道床バラスト(1/1 試料)を 1/5 相似粒度に粒度調整した単粒度碎石(1/5 試料)である。図 2 に両試験の粒径加積曲線を示す。図に示すように、我が国の鉄道で用いられている道床バラストは図中の破線で囲まれた範囲に粒度が分布している。本研究では、ふるい分け作業により分級した単粒度碎石を、最も粗粒な粒度分布 A(均等係数 $U_c=1.52$)をもつ「1/1 試料 A」と最も細粒な粒度分布 B(均等係数 $U_c=1.65$)をもつ「1/1 試料 B」の平均粒径の 1/5 相似粒度に粒度調整して、2 種類の粒度調整済み試料を作成し試験試料とした。用いた試料の物理的性質は「1/5 試料 A」で $D_{50}=8.11\text{mm}$, $D_{\max}=13.2\text{mm}$, $U_c=1.50$ と「1/5 試料 B」では $D_{50}=6.28\text{mm}$, $D_{\max}=13.2\text{mm}$, $U_c=1.73$ である。

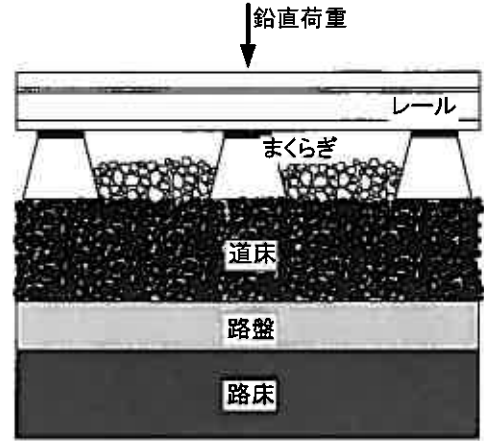


図 1 バラスト軌道の縦断面図

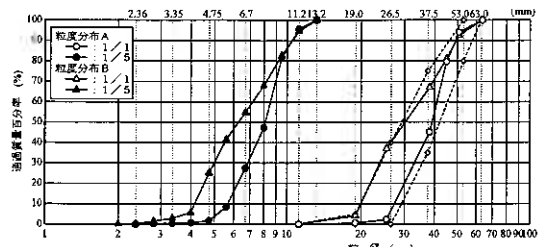


図 2 試料の粒径加積曲線

2.2 軌道模型試験

(1) 試験装置

試験に用いた移動荷重載荷試験装置・模型の概略と計測器配置図を図3に示す。本研究で用いる移動荷重載荷試験装置とは、鉛直荷重を作用させた載荷輪を往復走行可能な試験装置である。試験に用いた軌道模型は縮尺比 1/5 とし、移動載荷方式の試験では模型レール、模型まくらぎ (15 本)、道床厚 50mm (まくらぎ下から路盤表面までの距離) の模型道床で、定点載荷方式の試験では模型まくらぎ (1 本) と道床厚 50mm の模型道床で各々構成されている。模型道床は土槽 (高さ 410mm, 幅 2000mm, 奥行き 30mm) 内に道床バラストを想定した 2 種類の粒度分布 (図2の 1/5 試料Aと 1/5 試料B) の気乾燥試料を投入し、最大密度 (1/5 試料A: 1.65 g/cm^3 , 1/5 試料B: 1.70 g/cm^3) の 90% 程度を目標として締固めて作成した (1/5 試料A: 1.43 g/cm^3 , 1/5 試料B: 1.48 g/cm^3)。その後、まくらぎあるいは模型レールを設置した。なお、軌道模型が線路縦断方向を同一断面と仮定した 2 次元平面ひずみ状態を確保するために、土槽側面方向に対して変形を拘束するとともに、土槽側面 (アクリル板) と模型道床の間にはシリコングリースを塗ったラテックスメンブレンを挟んで側面摩擦を軽減している。また、試験装置底面・鋼製路盤にはサンドペーパーを貼り付けて表面粗度を高めた。試験では、各模型まくらぎの鉛直変位 (高感度変位計)、各模型まくらぎの受ける荷重 (2 方向ロードセル)、模型中央部 (模型まくらぎ No.8 付近) の路盤圧力 (2 方向ロードセル) を測定した。

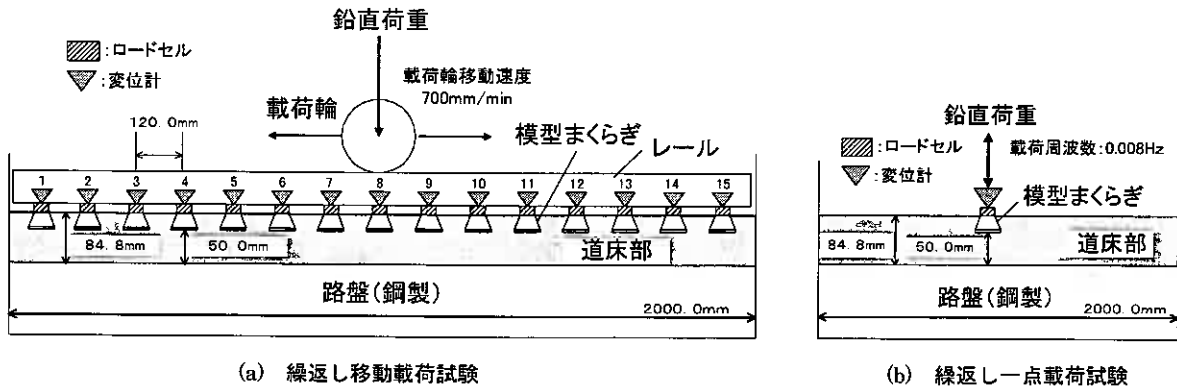


図3 模型試験概略図

(2) 試験方法

本研究では、1/5 試料Aと 1/5 試料Bの 2 種類の模型道床に対して、移動載荷方式を採用した繰返し移動載荷試験を行った。繰返し移動載荷試験における載荷は、空圧にて静的鉛直荷重 $P=4.0 \text{ kN}$ を作用させた載荷輪を定速度 706 mm/min で軌道模型上を 100 往復 (繰返し載荷回数 $N_c=200$ 回) 走行させることにより行った。この際、図4に示すように、急激な荷重載荷により模型軌道がレール方向に対して不同沈下しないように静的荷重を車輪走行に伴い徐々に増加させるとともに、模型軌道の両端付近では荷重が端部の模型まくらぎに集中しないようにコンピュータ制御により載荷荷重を徐々に減少させた。一方、繰返し一点載荷試験における載荷は、模型レールを使用せず 1 本の模型まくらぎに正弦波の繰返し荷重を載荷することにより行った。なお、一点載荷試験の載荷荷重は、繰返し移動載荷試験時に模型まくらぎ No.8 において観測される荷重波形と同等の荷重振幅と周期を有する正弦波荷重 (荷重振幅: $P_r=2.0 \text{ kN}$, 周波数: $f=0.008 \text{ Hz}$) とした。各試験時の模型道床の初期乾燥密度を表1に示す。

表1 模型道床の初期乾燥密度

試験条件	試料名	初期乾燥密度
移動載荷	1/5試料A	1.43 g/cm^3
	1/5試料B	1.48 g/cm^3
一点載荷	1/5試料A	1.40 g/cm^3
	1/5試料B	1.46 g/cm^3

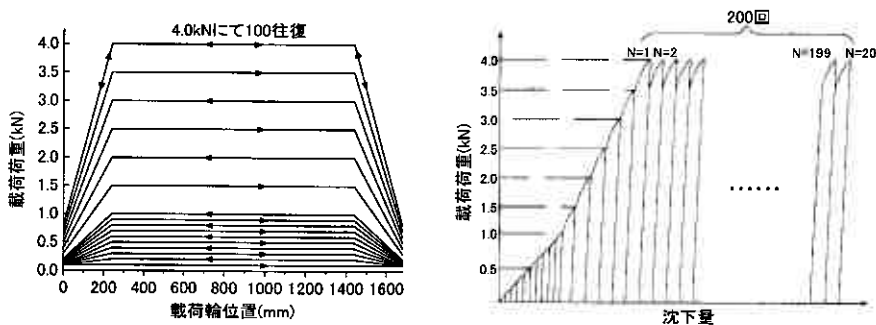


図4 繰返し移動載荷試験の載荷パターン

2.3 多重リングせん断試験

(1) 試験装置

粗粒材料の要素試験においては、寸法効果（供試体寸法に対する最大粒径）やメンブレンペネトレーションの影響のため、試験機の大型化や様々な補正手段が提案されてきた。例えば、従来、中空ねじりせん断試験試験機を用いたねじり単純せん断試験が行われているが、中空円筒試供体を用いて単純せん断変形を満足させるには、試供体の内・外壁の変位を許さないように内・外側圧を独立に制御する必要がある。このため、汎用性、利便性の観点から、簡素な構成で精度良い試験結果が得られる試験機の開発が望まれている。石川らは、これまでに粗粒材料を対象としたねじり単純せん断試験機として“多重リングせん断試験機”を試作し、種々の試験条件でせん断試験を行った結果から、多重リングせん断試験が粗粒材料の単純せん断試験として有用であることを検証している^{7) 8)}。

試作した多重リングせん断試験機 (Multi-ring shear apparatus) の概略を図5に示す。本試験機では供試体を支持する下盤がトルク載荷用ダイレクトドライブモータ (DDM) により回転し、上盤・下盤・内外リングで拘束された供試体にねじり力 (トルク) を加えることができる。また、上盤に設置した鉛直方向のDDMを駆動し、供試体に鉛直荷重を与えることができる。この際、内外リングが上盤・下盤から独立しており、試料や他のリングとの間に摩擦を生じさせない設計になっている。供試体寸法は内径 120mm、外径 240mm、高さはリングの段数を変えることで 40~100mm に設定できる。本研究では模型道床厚が 50mm

であることを考慮して、リングの段数を 3 段 (60mm) に固定して試験を行った。なお、当該試験機は、中空ねじりせん断試験機と比べると、①メンブレンを用いないためにメンブレン張力の影響が無く大きな変位まで連続的にせん断できる、②供試体の幅が 60mm 程あるため粒径の大きな試料を使用できる、③半径方向への変位が剛なリングによって拘束されるため半径方向ひずみ、周方向ひずみはゼロとなり単純せん断変形条件を満足する、などの特徴がある。また、図に示すように、鉛直応力および鉛直ひずみは、上盤に設置した軸荷重測定用ロードセルおよび外部変位計 (Dial Gauge, DG) でそれぞれ計測した。せん断ひずみは、トルク載荷用 DDM に与えられる回転角変位の制御値と外部変位計による鉛直変位から算定される。せん断応力は、下盤に設置したトルク変換器と上盤に設置したトルク測定用ロードセルで各々計測した。ただし繰返し載荷試験では、トルク測定用ロードセルの機構上の問題から、せん断応力はトルク変換器のみで計測した。

一方、試験機の制御には、NI 社製 LabVIEW によりリアルタイムフィードバック型の載荷・計測制御プログラムを作成し、多様な載荷条件で試験可能な多機能載荷システムを開発した。これにより、当該試験機では、定圧試験と定体積試験の双方が実施可能である。本研究では、圧密および単調載荷試験中に鉛直荷重測定用ロードセルで得た値をフィードバックして鉛直載荷用 DDM を制御し、鉛直荷重一定の定圧試験を実施したが、開発した載荷システムにより各試験とも鉛直荷重は設定値の ± 1% 程度の誤差で制御されている。

(2) 試験方法

本研究では、試料 A と試料 B を用い、幅 6cm、高さ 6cm の試験供試体を模型試験の密度に近づくように突固めて作製し、圧密排気条件で単調載荷試験と繰返し載荷試験を行った。単調載荷試験では、供試体を所定の上載圧で 1 時間程度圧縮し、その後、上載圧一定 ($\sigma_a = 156.8 \text{ kPa}$) の定圧条件下で、せん断ひずみ速度 0.1%/min で単調ねじりせん断を行った。なお、上載圧は荷重強度 4kN の最大軸応力を参考に決定した。また、繰返し載荷試験では以下の内容について試験を行い、鉛直応力、せん断応力ともに模型試験と同一の載荷周波数 $f = 0.008 \text{ Hz}$ で繰返し載荷回数 $N_c = 200$ 回とした。

繰返し載荷試験の載荷条件を表 2 に、各試験の供試体の初期乾燥密度を表 3 に示す。

① 移動載荷試験模擬

軌道模型の移動載荷試験の荷重条件 (静的荷重強度 $P = 4.0 \text{ kN}$) を模擬する場合には、軌道模型の移動載荷試験において 2 方向ロードセルで測定される各模型まくらぎの受ける荷重 (図 6) を参考にして、多重リングせん断試験の鉛直応力 σ_a とせん断応力 τ_{ag} を図 7 のように設定した。また今回の試験では、荷重条件が変化した場合 (静的荷重強度 $P = 2.0, 6.0 \text{ kN}$) についての試験も行った。その制御応力も図 7 にあわせて示す。

② 一点載荷試験模擬

鉛直応力 σ_a のみを繰返し作用させることにより模型試験における繰返し一点載荷試験 (荷重振幅: $P_r = 2.0 \text{ kN}$) の応力状態を再現した。鉛直応力は、移動載荷試験で静的荷重強度 $P = 4.0 \text{ kN}$ を模擬する場合と同じである (図 7(a))。

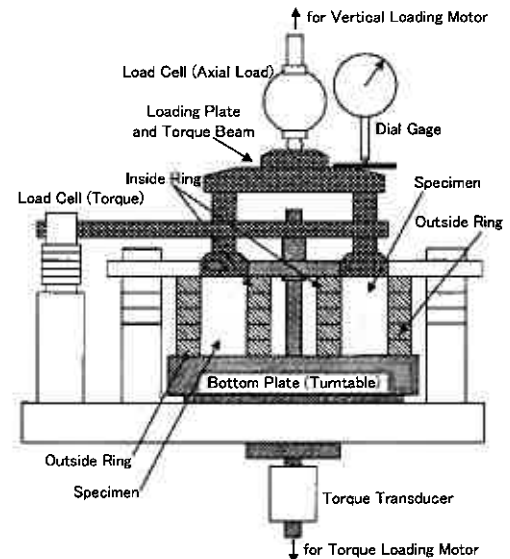


図5 多重リングせん断試験機

表2 繰返し載荷試験の載荷条件

荷重強度	鉛直応力 σ_v	せん断応力 τ_{nf}
	max	max
2kN	80kPa	13kPa
4kN	156kPa	26kPa
6kN	231kPa	38kPa

表3 リング試供体の初期乾燥密度

試験	試験条件	荷重強度	試料名	初期乾燥密度
単調	-	-	1/5粒度分布A	1.42g/cm ³
			1/5粒度分布B	1.48g/cm ³
繰返し	移動載荷模擬	2kN	1/5粒度分布A	1.42g/cm ³
			1/5粒度分布B	1.48g/cm ³
		4kN	1/5粒度分布A	1.42g/cm ³
			1/5粒度分布B	1.48g/cm ³
		6kN	1/5粒度分布A	1.43g/cm ³
			1/5粒度分布B	1.47g/cm ³
一点載荷模擬	4kN	1/5粒度分布A	1.43g/cm ³	
		1/5粒度分布B	1.47g/cm ³	

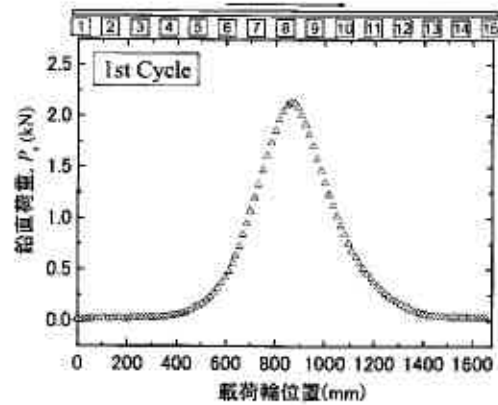
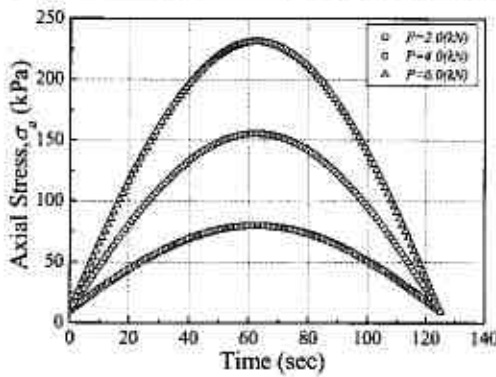
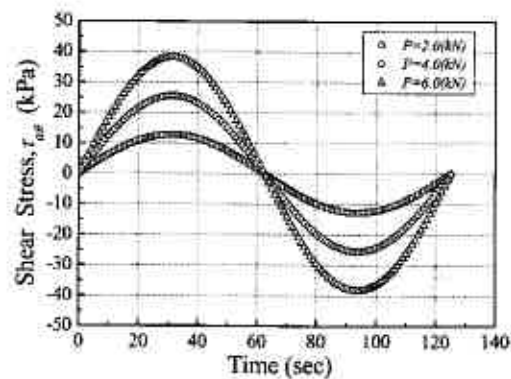


図6 鉛直荷重～載荷輪位置の関係



(a) 鉛直応力 σ_a



(b) せん断応力 τ_{nf}

図7 繰返し載荷1周期分の載荷パターン

3. 試験結果と考察

3.1 軌道模型試験

(1) 移動載荷試験結果

図6に模型中央の模型まくらぎNo.8が載荷輪の移動により受ける荷重波形の一例を示す。図から、載荷輪の移動に伴って模型まくらぎの受ける鉛直荷重 P_v は変動することがわかる。同図では、載荷輪が3本隣の模型まくらぎ(No.5)に接近すると、模型まくらぎNo.8に鉛直応力が生じ始め、載荷輪が同まくらぎ直上に来た時 P_v は最大となる。

図8に載荷輪が模型まくらぎNo.8直上にある場合の模型まくらぎ(No.6～No.10)の荷重分担率 P_i/P と繰返し載荷回数 N_c の関係を示す。図から、載荷点直下にあるまくらぎ、その両隣、2本隣のまくらぎの荷重分担率 P_i/P の比は、荷重振幅一定($N_c=1\sim 200$ 回では $P=4.0kN$)にも関わらず繰返し載荷により増減はするものの、平均的には粒度分布や繰返し載荷回数に関わらず、5:2:0.5程度になることがわかる。

図9に模型まくらぎNo.8の受ける鉛直応力 P_v と鉛直変位量 u の関係を試料ごとに示す。なお、初めて載荷荷重 $P=4.0kN$ が載荷された点を図中の $N_c=1$ で示した。図から、鉛直荷重の載荷により模型道床には塑性沈下が生じるが、繰返し載荷回数の増加に伴って履歴ループの面積は減少し、変形挙動は徐々に弾性化することがわかる。

図10にまくらぎNo.6～No.10までの繰返し載荷試験中の負荷時 $P_{r,max}$ の最大鉛直変位量 u_{max} ・除荷時 $P_{r,min}$ の最小鉛直変位量 u_{min} を平均化した値と繰返し載荷回数 N_c の関係を示す。図を見ると、各試料とも模型まくらぎの沈下は繰返し載荷に伴い減少する傾向にある。このため、模型まくらぎの沈下傾向は、繰返し載荷初期段階の急激な沈下部分とその後の穏やかな沈下部分とに分けることができると考え、鉄道構造物等設計標準(案)軌道構造[有道床軌道]⁹⁾に準じて図10に示す方法で繰返し載荷による初期沈下量 α と初期沈下収束後の沈下速度 β を算定し、図11に整理した。この結果、均等係数の小さな試料Aが試料Bより初期沈下量 α 、沈下速度 β ともに大きかった。

(2) 一点載荷試験結果

図12に模型まくらぎの受ける鉛直荷重 P_v と鉛直変位量 u の関係を、図13に繰返し載荷試験中の負荷時の鉛直変位量 u_{max} ・除荷時の鉛直変位量 u_{min} と繰返し載荷回数 N_c の関係をそれぞれ示す。図12、図13をもとに移動載荷試験結果と一点載荷試験結果における $P_v\sim u$ 関係を比較すると、1/5縮尺模型バラスト軌道の繰返し載荷試験を行う場合、粒度分布の違

いによる沈下量の違いは一点載荷試験よりも移動載荷試験でより顕著に表れ、そして粒度分布の違いによらず移動載荷試験の方が一点載荷試験よりも沈下量は大きくなることわかる。

また、図 13 をもとに沈下量と載荷回数関係を線形回帰し、得られた初期沈下量 α 、沈下速度 β を図 11 に整理した。同図から、同じ載荷方式の場合、試料 B よりも均等係数の小さくより分級された試料 A の方が α 、 β ともに大きくなること、および同じ粒度分布の場合、 α 、 β ともに移動載荷試験の方が一点載荷試験よりも大きくなることわかる。また、粒度分布の違いによる α の差は移動載荷試験の方が一点載荷試験よりも大きく、載荷方式の違いによる α の差は試料 A の方が試料 B よりも大きい。一方、粒度分布の違いによる β の差および載荷方式の違いによる β の差はほぼ同じになった。

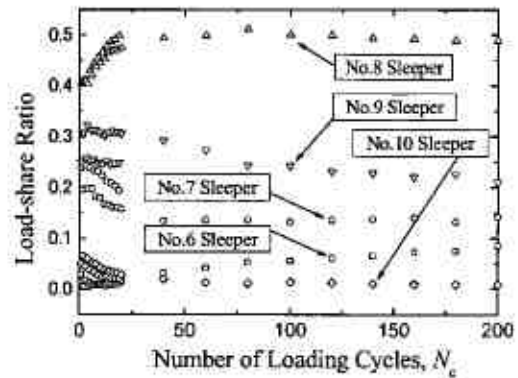
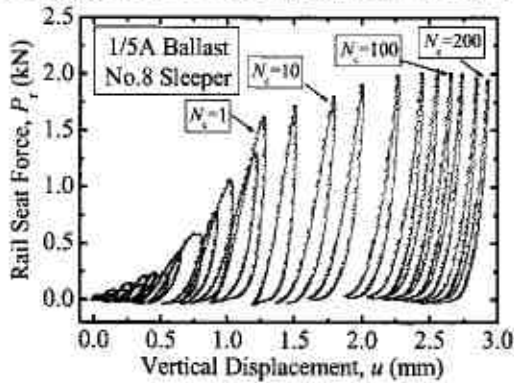
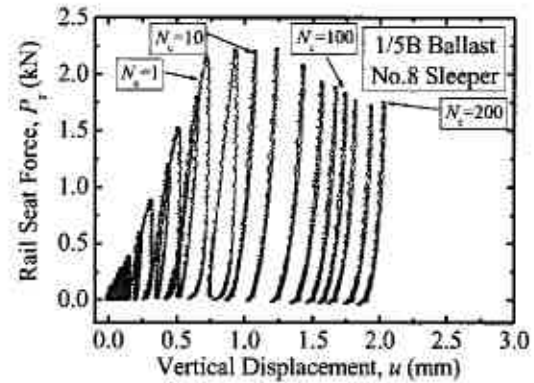


図 8 荷重分担率～繰返し載荷回数関係

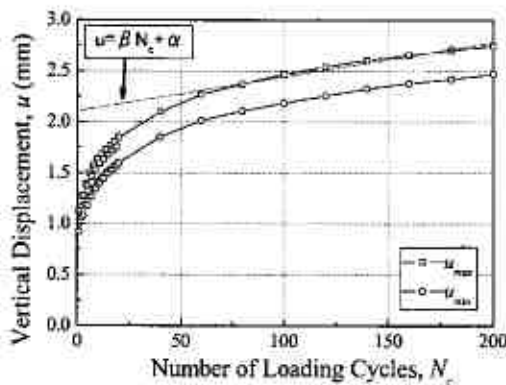


(a) 試料 A の試験結果

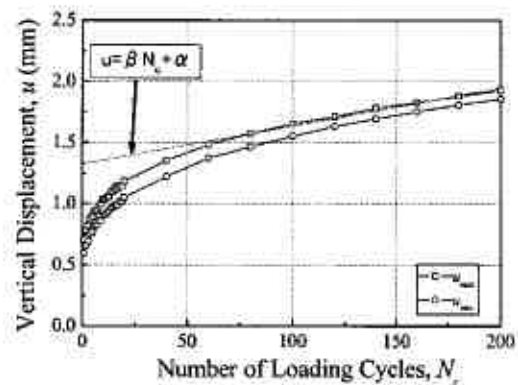


(b) 試料 B の試験結果

図 9 鉛直荷重～鉛直変位量関係 (移動載荷試験)



(a) 試料 A の試験結果



(b) 試料 B の試験結果

図 10 鉛直変位量～繰返し載荷回数関係 (移動載荷試験)

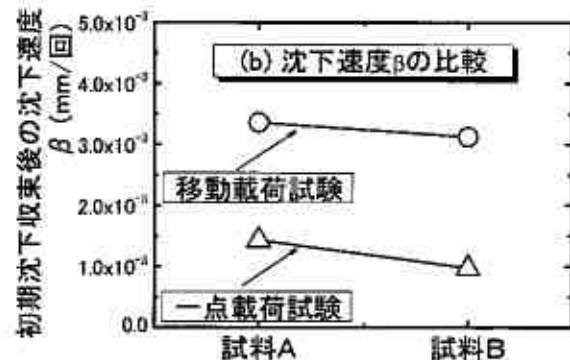
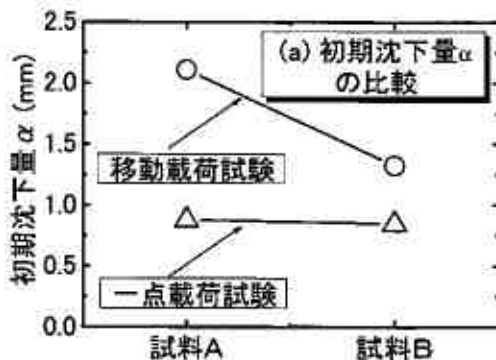


図 11 試験条件による沈下特性の差異 (模型試験)

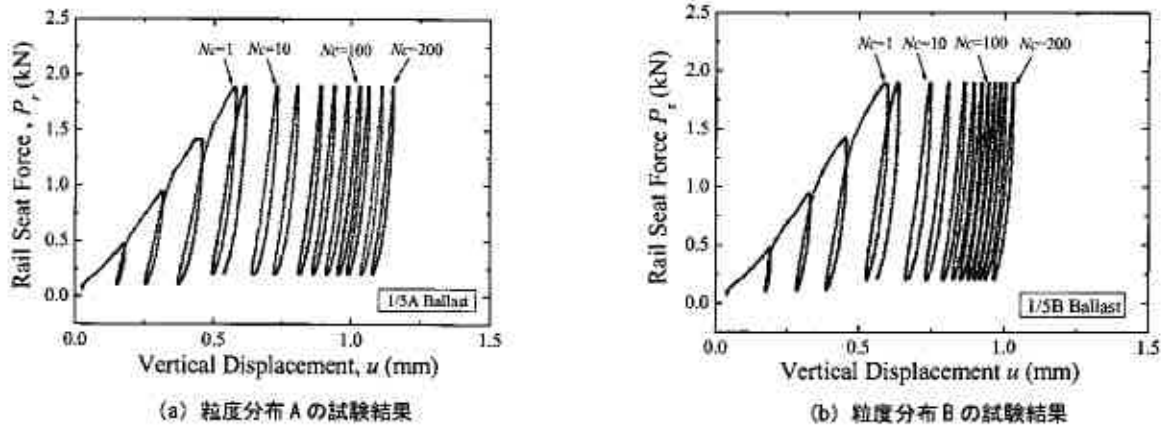


図 12 鉛直荷重～鉛直変位量関係（一点載荷試験）

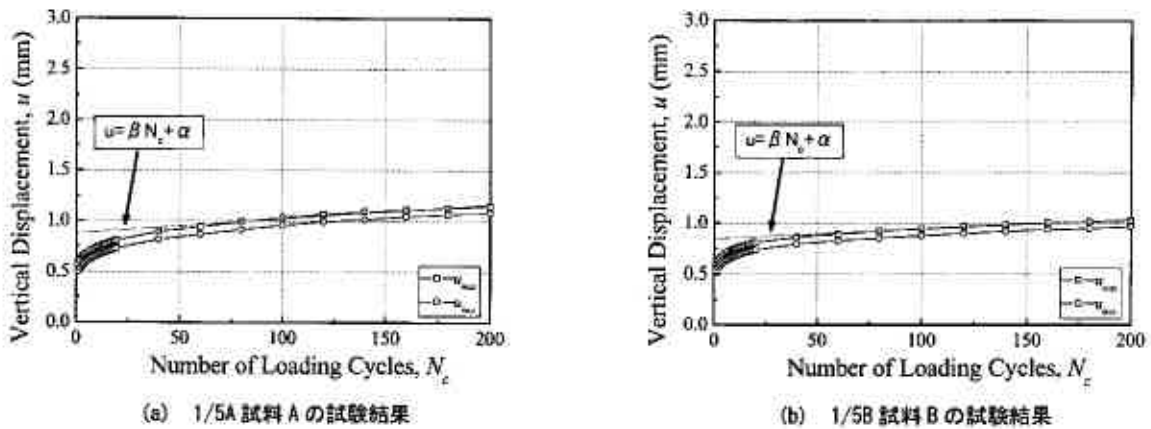


図 13 鉛直変位量～繰返し載荷回数関係（一点載荷試験）

3.2 多重リングせん断試験結果

(1) 単調載荷試験結果（せん断時における摩擦の検討）

繰返し載荷試験では機構上、上盤に設置されたトルク測定用ロードセルでの試験が行えないため、下盤に設置したトルク変換機で計測されたせん断応力で試験を行っている。多重リングせん断試験は、試料や他のリングとの間に摩擦を生じないような機構に設計されているものの、完全にはその影響を排除できないことが想像される。その為、同一せん断ひずみレベルで上・下盤で計測されたせん断応力を比較した場合、上盤で計測されたせん断応力は、下盤で計測されたせん断応力よりも低くなることが予想される。そこで、せん断時における摩擦の検討をするために、パラストを用いた単調載荷試験で、上・下盤のせん断応力の比較を行った。

図 14 に単調載荷試験から得られたせん断応力 τ_{ss} ～せん断ひずみ γ_{ss} の関係を示す。この図では、下盤に設置されたトルク変換機で計測されたせん断応力 τ_{ss} と上盤に設置したトルク測定用ロードセルで計測されたせん断応力 τ_{ss} をそれぞれ用いたせん断応力 τ_{ss} ～せん断ひずみ γ_{ss} 関係を比較している。

図から、同一せん断ひずみレベルで上・下盤で計測されたせん断応力を比較した場合、各試験とも、上盤で計測されたせん断応力と下盤で計測されたせん断応力はほぼ等しいことがわかる。よって、粒度分布や初期乾燥密度の違いに関わらず、せん断応力は損失無く伝達されていることがいえ、今回のパラストを用いた繰返し載荷試験では、せん断時における摩擦が試験結果に及ぼす影響はないといえる。

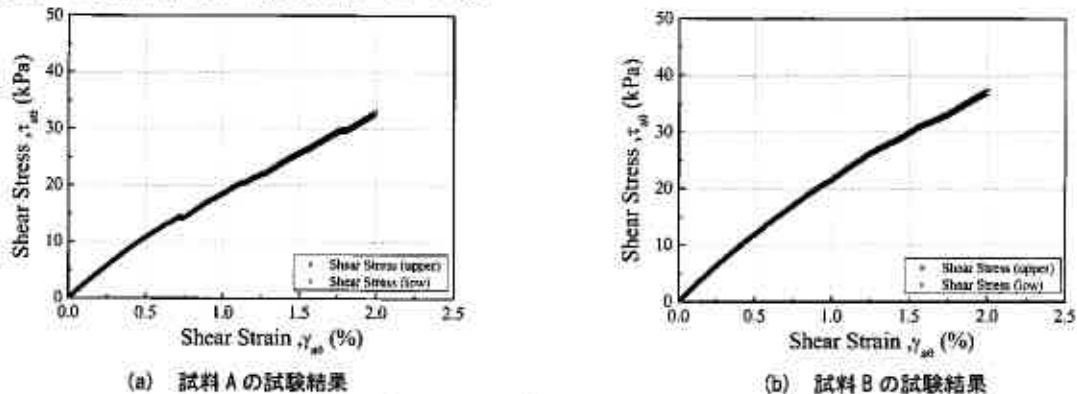


図 14 せん断応力～せん断ひずみ関係

(2) 繰返し載荷試験結果

①移動載荷試験模擬

図 15 に繰返し載荷試験 (静的荷重強度 $P=4.0\text{kN}$) から得られた 1/5 試料 A と 1/5 試料 B の鉛直応力 σ_a ~ 鉛直変位量 u_a 関係を示す。図 16 は、繰返し載荷試験中の鉛直ひずみ ε_a と繰返し載荷回数 N_c の関係を、図 17 は、繰返し載荷試験中の鉛直変位量 u と繰返し載荷回数 N_c の関係を試料ごとに示したものである。ただし、図 16 の ε_{max} 、図 17 の u_{max} は 1 回の繰返し載荷中に鉛直応力 σ_a が最大となった時の鉛直ひずみ、鉛直変位量を、同じく ε_{min} 、 u_{min} は 1 回の繰返し載荷終了時の鉛直ひずみ、鉛直変位量をそれぞれ表している。ここで、1 回の繰返し載荷とは、無限遠の距離から車輪が特定のまくらぎに接近し、まくらぎ上を通過してまた無限遠に離れるまでに受ける荷重履歴と定義する。このため、 ε_{max} 、 u_{max} はまくらぎ直上に模型車輪がある状態を、 ε_{min} 、 u_{min} は車輪が通過後に最も遠ざかった状態をそれぞれ模擬している。図から、各試験条件とも繰返し載荷初期には残留鉛直ひずみの増加は大きく塑性の卓越する傾向を示すが、繰返し載荷回数の増加に伴い、残留鉛直ひずみの増加量が減少し弾性化が進行することがわかる。

また、図 17 をもとに模型試験同様に繰返し載荷による初期沈下量 α と初期沈下収束後の沈下速度 β を算出し、図 18 に整理した。この結果、初期沈下量 α は試料 A が試料 B より大きくなり、沈下速度 β は若干、試料 B が試料 A より大きくなった。

一方、静的荷重強度を $P=2.0\text{kN}$ 、 6.0kN に変えた場合の繰返し載荷試験から得られた、1/5 試料 A と 1/5 試料 B の鉛直応力 σ_a ~ 鉛直変位量 u_a 関係を図 19 ($P=2.0\text{kN}$) と図 20 ($P=6.0\text{kN}$) に示す。図 21 は、繰返し載荷試験中の鉛直ひずみ ε_a と繰返し載荷回数 N_c の関係を、図 22 は繰返し載荷試験中の鉛直変位量 u と繰返し載荷回数 N_c の関係を試料ごとに示したものである。図 21 から、荷重強度が増加すると累積ひずみ量も強度に比例し、増加することがわかる。

②一点載荷試験模擬

図 23 に鉛直応力 σ_a のみを繰返し作用させた時に得られた 1/5 試料 A と 1/5 試料 B の鉛直応力 σ_a ~ 鉛直変位量 u_a 関係を示す。図 24 は、繰返し載荷試験中の鉛直ひずみ ε_a と繰返し載荷回数 N_c の関係を、図 25 は、繰返し載荷試験中の鉛直変位量 u と繰返し載荷回数 N_c の関係を試料ごとに示したものである。また一点載荷試験模擬の試験結果においても繰返し載荷による初期沈下量 α と初期沈下収束後の沈下速度 β を算出し、その結果を図 18 に整理した。その結果、移動載荷試験を模擬した時と同様に、初期沈下量 α は試料 A が試料 B より大きくなり、また沈下速度 β は若干、試料 B が試料 A より大きくなった。

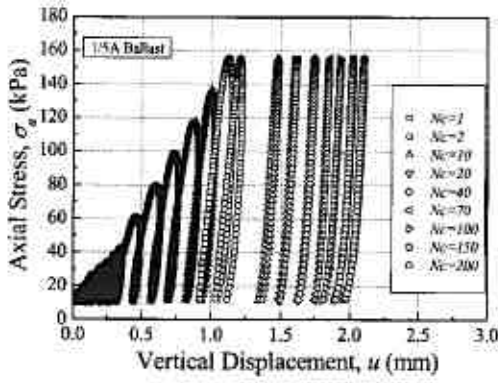
荷重強度 4kN の多重リングせん断試験結果 (図 15, 17, 18, 23, 25) と軌道模型の移動載荷試験結果 (図 9 ~ 図 13) の比較から、次のようなことがわかる。

まず多重リングせん断試験で、一点載荷試験を模擬した鉛直応力 σ_a のみによる繰返し載荷試験では、粒度分布の違いによる累積軸ひずみの発生量にほとんど差のないことがわかる。一方で、鉛直応力 σ_a とせん断応力 τ_{ag} による繰返し載荷試験 (移動荷重作用時に粒状地盤構造が受ける応力履歴を模擬した多重リングせん断試験) では、累積軸ひずみの発生量に顕著な差異の生じていることがわかる。このことは、「1/5 縮尺模型バラスト軌道の繰返し載荷試験を行う場合、粒度分布の違いによる沈下量の違いは一点載荷試験よりも移動載荷試験でより顕著に表れる」とよく似た結果であり、バラスト軌道の沈下特性を検討する要素試験として多重リングせん断試験の有用性を示すものであると考えられる。また、粒度分布の違いにより、累積軸ひずみの発生に対する影響度が異なったことは、せん断中の主応力回転や中間主応力の変化が礫材の力学的挙動に強い影響を及ぼすことを示す結果であり、本試験で行った車輪の通過による荷重増減と主応力方向の変化を考慮した載荷方法が実現象に近い荷重制御方法であったことを立証する結果である。

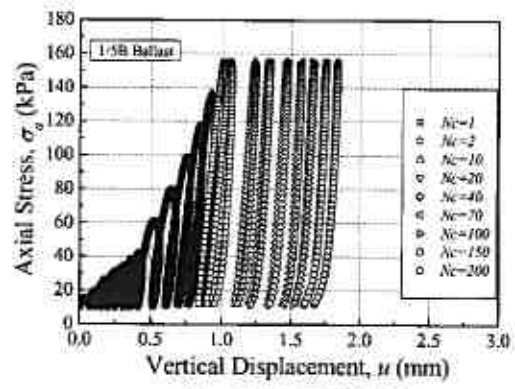
初期沈下量 α 、沈下速度 β については、同じ載荷方式での、試料 A・B の β の発生傾向に違いがあるものの、同じ粒度分布の場合 α 、 β ともに移動載荷試験の方が一点載荷試験よりも大きくなることや、粒度分布の違いによる α の差は移動載荷試験の方が一点載荷試験よりも大きく、載荷方式の違いによる α の差は試料 A の方が試料 B よりも大きくなる傾向は、多重リングせん断試験でもみとめられた。

なお、図 10 と図 17 から、繰返し載荷試験中の累積鉛直変位は多重リングせん断試験よりも移動載荷試験の方が試料 A、B とも若干大きいことが、この要因としては、試験中の拘束条件が異なることが上げられる。多重リングせん断試験の供試体は、側面はリング、上面は上盤、下面は下盤で拘束されている。しかし、移動載荷試験の供試体は、側面はアクリル板、下面は剛性路盤で拘束されているものの、上面はまくらぎが等間隔に配置されているだけで完全に拘束がされていない。このため荷重を受けたまくらぎ下の試料が、非拘束状態のまくらぎの間隔に流動することが考えられる。

したがって、これら試験条件の違いを考慮した場合には、多重リングせん断試験と模型試験の繰返し塑性変形特性は定性的に一致するだけでなく、定量的にもほぼ一致すると考えられる。このことは、移動荷重繰返し作用下の粒状構造物の変形挙動に対する多重リングせん断試験の適応性の高さを実証する結果である。



(a) 試料Aの試験結果



(b) 試料Bの試験結果

図15 鉛直応力～鉛直変位量関係 (移動載荷模擬: 荷重強度 4kN)

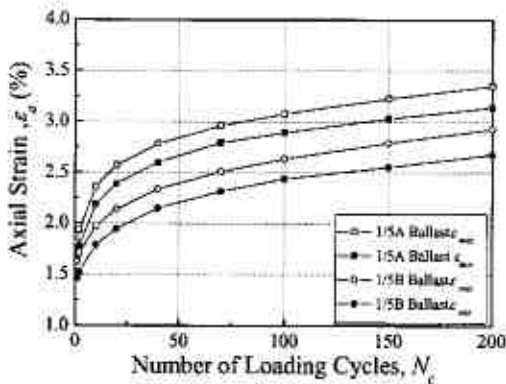


図16 鉛直ひずみ～繰返し載荷回数関係

(移動載荷模擬: 荷重強度 4kN)

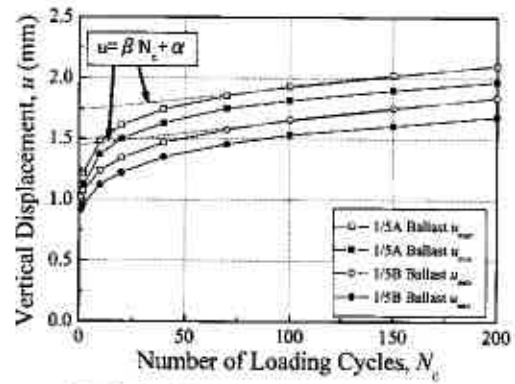


図17 鉛直変位量～繰返し載荷回数関係

(移動載荷模擬: 荷重強度 4kN)

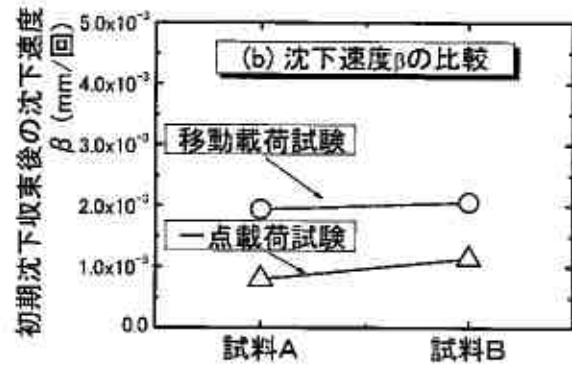
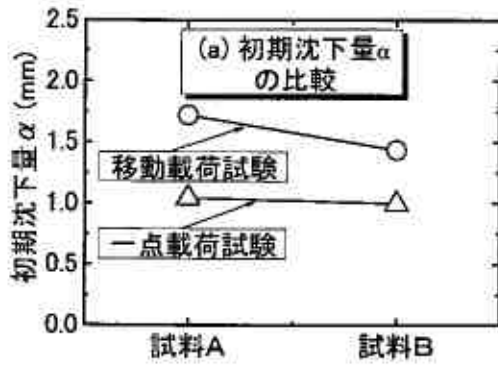
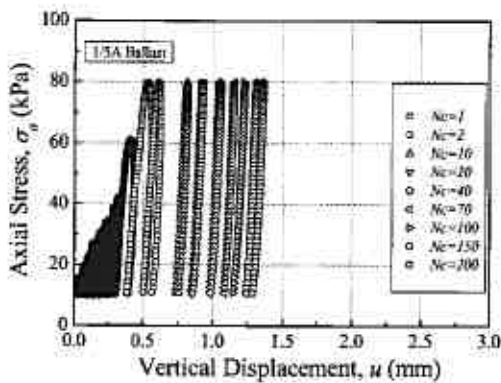
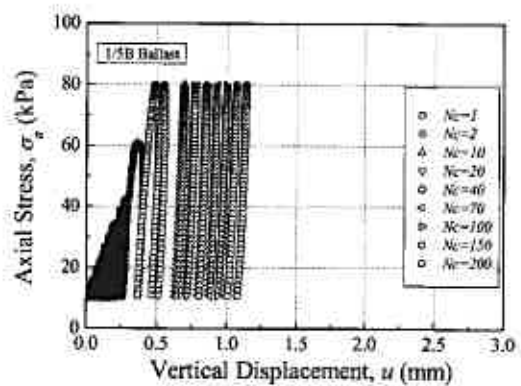


図18 試験条件による沈下特性の違い (多重リングせん断試験)

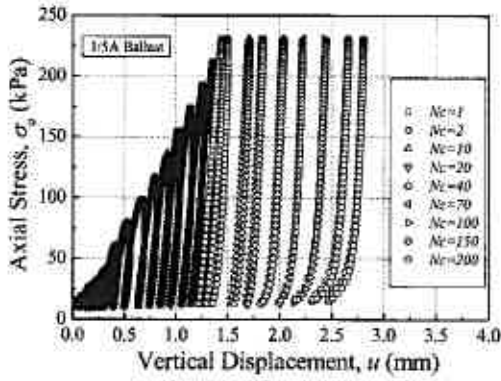


(a) 試料Aの試験結果

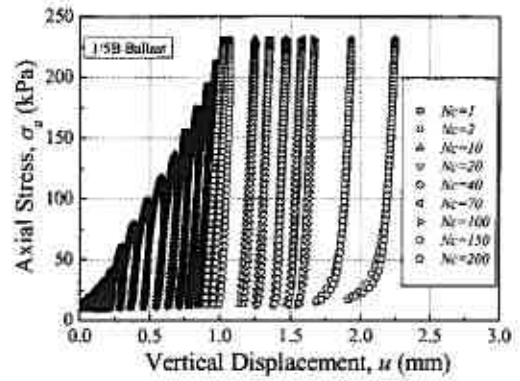


(b) 試料Bの試験結果

図19 鉛直応力～鉛直変位量関係 (移動載荷模擬: 荷重強度 2kN)

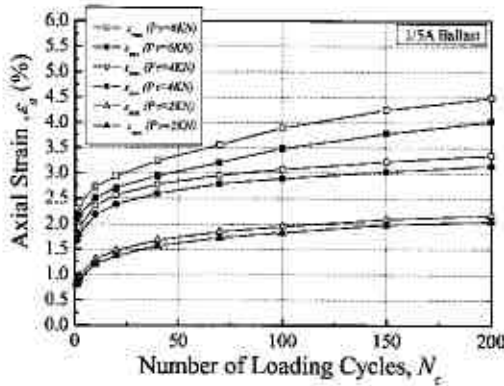


(a) 試料 A の試験結果

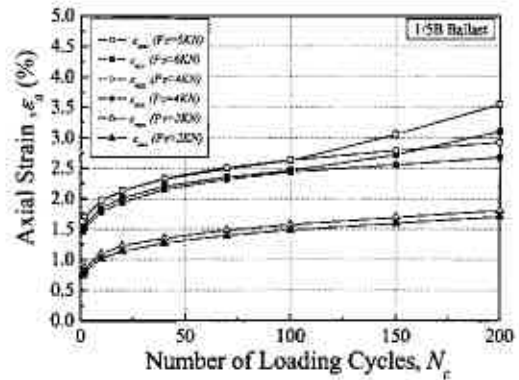


(b) 試料 B の試験結果

図 20 鉛直応力～鉛直変位量関係 (移動載荷模擬: 荷重強度 6kN)

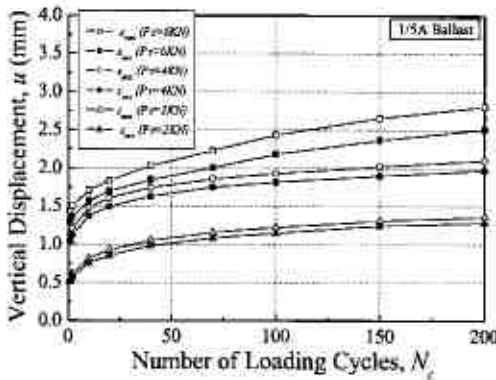


(a) 試料 A の試験結果

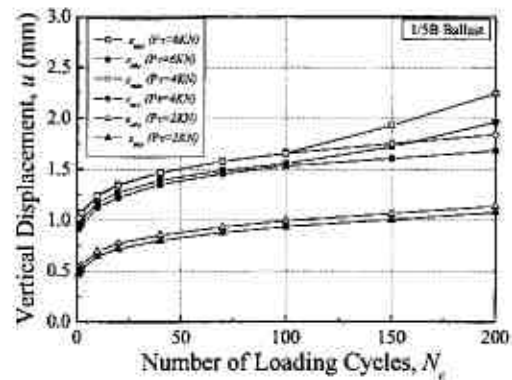


(b) 試料 B の試験結果

図 21 鉛直ひずみ～繰返し載荷回数関係 (移動載荷模擬: 荷重強度 2, 4, 6kN)

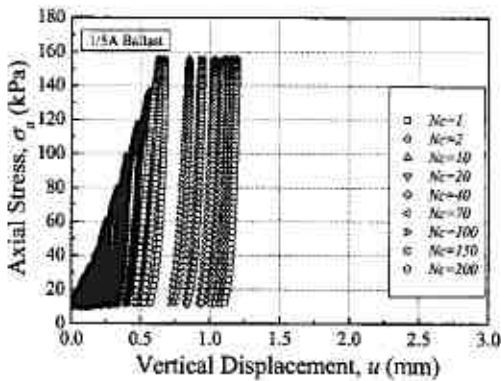


(a) 試料 A の試験結果

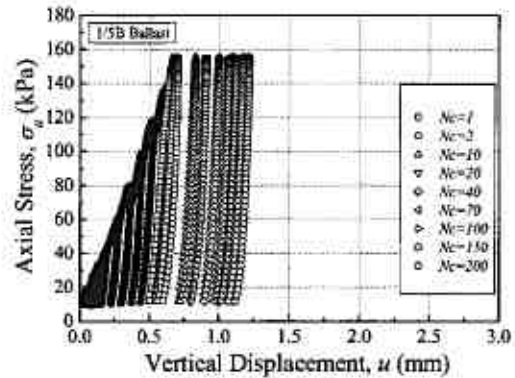


(b) 試料 B の試験結果

図 22 鉛直変位量～繰返し載荷回数関係 (移動載荷模擬: 荷重強度 2, 4, 6kN)



(a) 試料 A の試験結果



(b) 試料 B の試験結果

図 23 鉛直応力～鉛直変位量関係 (一点載荷模擬: 荷重強度 4kN)

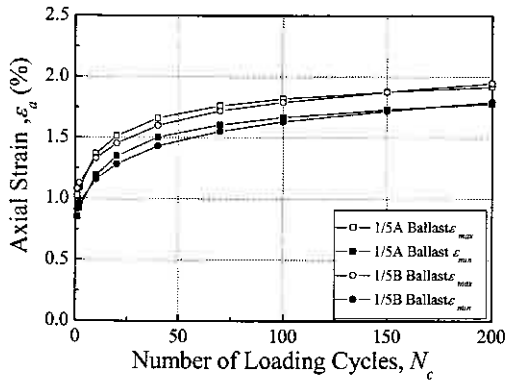


図 24 鉛直ひずみ～繰返し载荷回数関係
(一点载荷模擬：荷重強度 4kN)

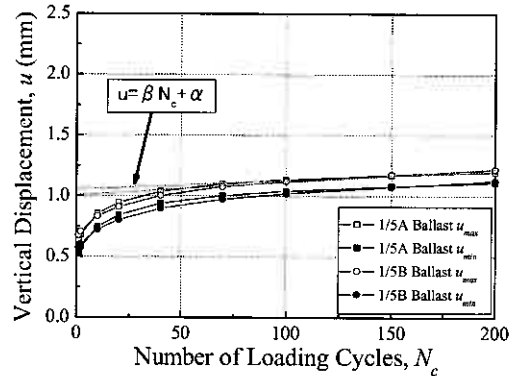


図 25 鉛直変位量～繰返し载荷回数関係
(一点载荷模擬：荷重強度 4kN)

5. まとめ

本研究で得られた知見は以下のようになる。

(1) 粒度分布が異なる 2 種類の単粒度碎石で多重リングせん断試験を行った結果、鉛直応力 σ_a とせん断応力 $\tau_{a\theta}$ による繰返し载荷試験では累積軸ひずみ発生量に顕著な差異が生じたが、鉛直応力 σ_a のみによる繰返し载荷試験ではほとんど差異がみとめられなかった。これは、模型試験での移動载荷試験結果と一点载荷試験結果にも同様なことがいえる。

(2) 多重リングせん断試験において、粒度分布の違いにより累積軸ひずみの発生に対する影響度が異なったことは、せん断中の主応力回転や中間主応力の変化が礫材の力学的挙動に強い影響を及ぼすことを示す結果といえる。

(3) 模型試験結果と多重リングせん断試験結果がよく似通った結果となったことは、多重リングせん断試験が、粒状地盤の材料の繰返し変形挙動に及ぼす主応力軸の連続的な回転による影響を評価することが可能な試験であることを示すものである。

(4) 多重リングせん断試験の単調载荷試験結果に基づき、せん断時における摩擦の影響を検討した結果、今回のバラストを用いた多重リングせん断試験ではせん断応力は損失無く伝達されていることを明らかにした。

本試験では、移動荷重作用時に模型試験で粒状路盤構造が受けた応力履歴を模擬して多重リングせん断試験を行い、模型試験で得られた粒状路盤構造の繰返し塑性変形挙動と多重リングせん断試験結果を比較して、移動载荷繰返し作用下の粒状構造物の変形挙動予測に対する多重リングせん断試験の適応性について検討をした。その結果、移動荷重作用時に模型試験で粒状路盤構造が受けた応力履歴を模擬した多重リングせん断試験結果が、模型試験で得られた粒状路盤構造物の繰返し塑性変形特性に近いことを示し、移動荷重繰返し作用下の粒状構造物の変形挙動予測に適した粒状地盤材料の材料特性の評価方法として多重リングせん断試験が有効であることを示した。

今後はさらに、多重リングせん断試験で列車荷重や道床厚が変化した場合の粒状構造物の変形挙動予測を進め、鉄道線路施設の合理的な維持管理方法の構築に寄与する考えである。

参考文献

- 1) 石川, 名村; 実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討, 土木学会論文集, No.512/IV-27, pp.47-59, 1995.
- 2) 平川, 川崎, 桃谷, 龍岡; 軌道模型実験における载荷方法の影響, 第 56 回年次学術講演会講演概要集, 3-A, pp.428-429, 2000.
- 3) 村本, 関根, 桃谷; 軌道模型の繰返し载荷試験における载荷方法の影響, 第 56 回年次学術講演会講演概要集, 3-A, pp.434-435, 2001.
- 4) 石川, 関根, 三浦, 中村; 模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動に及ぼす移動荷重の影響評価, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 43 号, pp.263-272, 2003.
- 5) 関根, 石川, 木幡; 道床バラストの繰返し塑性変形に及ぼす移動荷重の影響, 鉄道総研報告, Vol.18, No.3, pp.17-22, 2004.
- 6) 村本, 関根, 蔣; 繰返し荷重をうける道床バラストの粒度と強度・変形特性に関する検討, 第 36 回地盤工学研究会概要集, pp.1185-1186, 2001.
- 7) 石川, 堀田, 柏谷, 三浦; 粗粒材料を対象とした単純せん断試験機の試作と性能評価, 第 39 回地盤工学研究発表会講演集, pp.863-864, 2004.
- 8) 杉山, 石川, 三浦, 関根; 多重式リングせん断試験機による単粒度碎石の繰返し変形挙動に及ぼす主応力回転の影響の検討, 第 40 回地盤工学研究発表会講演集, pp.546-547, 2005.
- 9) 鉄道総合技術研究所編; 鉄道構造物等設計標準・同解説「軌道構造 [有道床軌道] (案)」, 鉄道総合技術研究所, 1997.

1. はじめに

我が国の在来線線路の約 90%を占めるバラスト軌道(図1)は、列車荷重が長期に亘り繰返し作用することによって、鉄道線路の下部構造を構成する道床バラストと呼ばれる粒状材料で構成される部位(以下、「道床」と称す)に塑性沈下が生じるという不可避免的構造上の欠陥を有している。この欠陥によって引き起こされる軌道面の不整(軌道変位)は、列車の走行安全性や乗り心地等に支障をきたすため、軌道の変形量の測定を定期的に行い、基準値を超過した場合には補修作業を行っている。このため、鉄道線路施設の効率的な維持管理を行うには、列車荷重繰返し載荷時の道床の変形・沈下特性を解明する必要がある。従来、バラスト軌道の変形挙動解明の一環として、軌道や路盤を対象とした変形・沈下特性検討のための構造解析手法が提案されてきた^{1) 2)}。これらの解析手法の多くは、道床部をマクロな構造体として扱うバネ-ダッシュポッド-質点系モデル(図2参照)であり、粘弾性論を理論的骨子にしている。このため、これらの理論では、理論の核となる道床部の繰返し塑性変形特性を塑性変位量が道床部に作用する圧力(レール圧力 P_r)と振動加速度(道床振動加速度 \ddot{y})に比例するという実験式で表現しており、解析モデル自体は塑性学的な理論展開をせずに構築されている。しかし、道床部塑性変形の本質と考えられる道床バラスト粒子の移動傾向がまくらぎや道床部の形状等軌道構造の幾何学形状に依存して変化すると推定されることから、道床バラストの材料特性を充分考慮していない実験式の一般性は保証されたものではなく、列車荷重載荷時のバラスト軌道の変形・沈下機構の解明には至っていない。

本研究では、このような状況を踏まえ、道床の力学挙動に着目したバラスト軌道の構造解析手法を構築するために、粒状構造物の変形挙動解析に対する各種数値解析手法の適用性について検討する。粒状地盤材料の力学挙動の評価方法を分類すると、連続体近似を導入して解く連続体構成モデルと、離散体として直接解く不連続体モデルに大別される。このため、本研究では、前者のアプローチとして FEM (Finite Element Method) を、後者のアプローチとして DDA (Discontinuous Deformation Analysis) をそれぞれ選択し、2つの異なった視点から両数値解析手法の適用性について基礎的な検討を行う。

2. 連続体解析手法の適用性に関する検討

FEM の2次元平面ひずみモデルを用いて荷重載荷時の道床の静的線形弾性解析を行い、道床バラストの累積ひずみ特性を考慮した FEM 解析による道床の塑性変形量の推定方法について検討する。

2.1 解析方法

(1) 解析モデル

模型バラスト軌道の繰返し一点載荷試験³⁾を模擬した線路縦断面方向の2次元平面 FEM 解析モデルの概略を図3に、解析メッシュ図を図4に示す。同図に示すように解析モデルは、模型まくらぎ中心線を対称軸とした1/2対称モデルであり、境界条件は、路盤底辺完全固定・2側辺スライド拘束(側辺と直角方向のみ固定)である。また、解析モデルは、まくらぎ部、道床部、路盤部から構成されているが、本研究では、模型試験における道床部と異なりまくらぎ下面以下の模型道床のみをモデル化した。なお、まくらぎ部と道床部および路盤部と道床部の境界には、両者と道床部

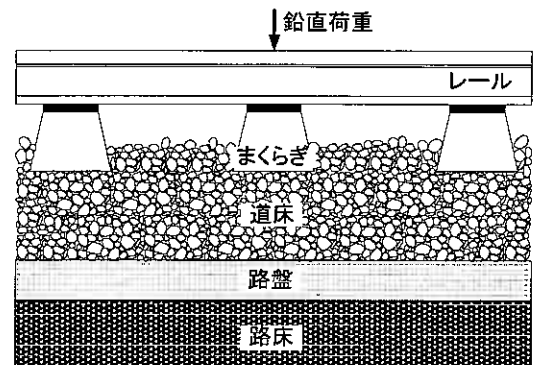


図1 バラスト軌道の縦断面図

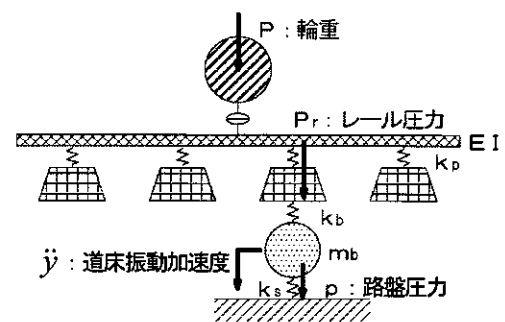


図2 従来の構造解析モデル

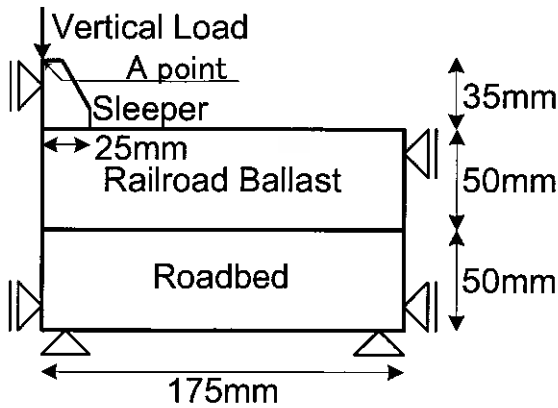


図3 FEM解析モデルの概略

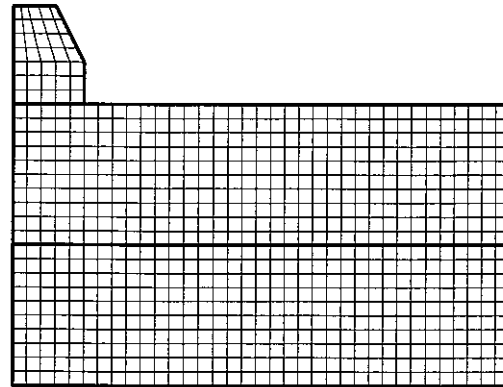


図4 FEM解析メッシュ図

表1 FEM解析に用いたパラメータ

Material	Unit mass γ (g/cm^3)	Young's Modulus E_0 (GPa)	Poisson's Ratio ν
Sleeper	2.38	30.0	0.20
Ballast	1.40	0.07*	0.49
Roadbed	7.85	210.0	0.30
Boundary	0.00	0.003	0.10

*：初期変形係数

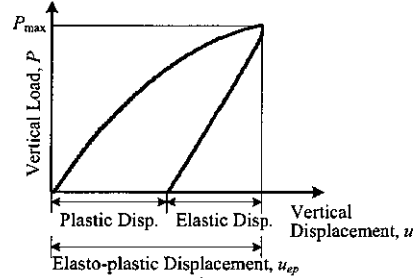


図5 鉛直変位量の定義

の不連続性を考慮するため、剛性が低く薄い要素（以下、「境界要素」と称す）をそれぞれ挿入した。また、解析には汎用有限要素法プログラム MSC.MARC⁴⁾を用いた。

(2) 解析条件

FEMの静的線形弾性解析で用いる解析パラメータを表1に示す。このうち、まくらぎ部および路盤部の材料定数（密度 ρ 、変形係数 E 、ポアソン比 ν ）については、模型試験と同じコンクリート製まくらぎと鉄製路盤を想定し、鉄道構造物等設計標準⁵⁾等で用いられている一般的な値を採用した。一方、道床部の密度とポアソン比、および後述する初期安定解析・初期応力解析時の変形係数（初期変形係数）については、模型試験の試験条件と模型試験の道床部の応力状態を想定した繰返し三軸圧縮試験結果⁶⁾を参考にして設定した。なお、初期応力解析以降の道床部のヤング率の設定方法については、累積損傷度理論の適用手順と併せて次節で詳しく説明する。また、境界要素の変形係数とポアソン比は、繰返し荷重1回目のまくらぎ上面での弾性鉛直変位量（図5）およびまくらぎ直下近傍の路盤圧力分布が、FEM解析結果と模型試験結果でほぼ一致するように設定した。

荷重条件は、模型試験との整合性をとるため、繰返し一点荷重試験の最大鉛直荷重強度 $P_{max}=2.0\text{kN}$ 相当の鉛直線荷重（解析上の単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 P_{max2D} ）を、解析モデルの対称性等を考慮してまくらぎ中心線に沿ってまくらぎ上面に荷重した。最大鉛直荷重強度 P_{max2D} の値設定にあたっては、道床部の荷重支持状態についてまくらぎ側面とまくらぎ底面の応力分担率の比が1:3程度になる⁷⁾ことおよび1/2対称モデルであることを考慮した。なお、後述する累積損傷度理論の適用過程のうち、初期安定解析では重力 9.8 m/s^2 のみを考慮し、初期応力解析・繰返し応力解析・永久変形解析では、鉛直線荷重と重力を荷重した。

2.2 累積損傷度理論を応用したFEMによる永久変形解析

(1) 粒状地盤材料の累積ひずみ特性

本研究では、道床バラストの累積ひずみ特性が、平野ら⁸⁾が提案した砂質土盛土材料の累積ひずみ特性と同様に式(1)のように表すことができると仮定し、道床バラストの1/5相似粒度の礫材に対する繰返し三軸圧縮試験結果⁶⁾をもとに式(1)の $a1\sim a6$ の係数を同定し、初期せん断応力比 SR_s 、動的せん断応力比 SR_d 、繰返し荷重回数 N_c と累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ の関係を求める。なお、各応力の定義を図6に示す。

$$(\epsilon_a)_{max} = \left(\frac{SR_d}{a1 \cdot (1 - a2 \cdot SR_s^{a3}) \cdot N_c^{a4}} \right)^{a5 \cdot N_c^{a6}} \quad (1)$$

ここに、 SR_s ：初期せん断応力比、 $SR_s = \tau_s / \sigma_m = \sigma_s / (2\sigma_m)$ 、 SR_d ：動的せん断応力比、 $SR_d = \tau_d / \sigma_m = \sigma_d / (2\sigma_m)$ 、 σ_s ：初期せん断応力、 σ_d ：繰返しせん断応力振幅、 σ_m ：平均主応力

図7は、式(1)に基づく道床バラストの累積ひずみ特性の一例として、 $(\epsilon_a)_{max} \sim N_c$ 関係を $SR_s \cdot SR_d$ 別に求めたものであ

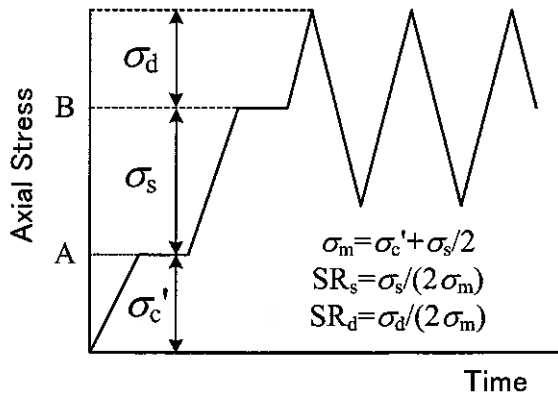


図6 各応力の定義

る。同図から、道床バラストの累積ひずみ特性に関して以下のことがわかる。

- ・初期せん断応力比 SR_s と動的せん断応力比 SR_d が一定の場合、累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ は繰返し载荷回数 N_c の増加とともに増加する。
- ・初期せん断応力比 SR_s と繰返し载荷回数 N_c が一定の場合、累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ は動的せん断応力比 SR_d の増加とともに増加する。
- ・動的せん断応力比 SR_d と繰返し载荷回数 N_c が一定の場合、累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ は初期せん断応力比 SR_s の増加とともに増加する。

(2) 累積損傷度理論に基づく FEM 解析方法

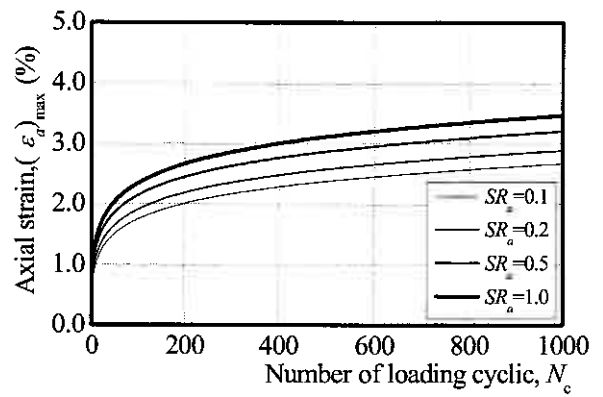
堀井ら⁹⁾が提案した砂質土盛土の地震による残留沈下予測方法を参考にして、累積損傷度理論を取り入れた FEM 解析による繰返し荷重載荷時の道床バラストの弾塑性変形量の推定方法を提案する。なお、本研究では、地盤材料の累積ひずみ特性を考慮し、地盤材料のせん断剛性を低下させて、繰返し荷重載荷時の地盤構造物の弾塑性変形を推測する理論を、「累積損傷度理論」と称することにする。前述の FEM 解析モデルにおける道床部の変形係数の設定方法および弾塑性変形量の推定方法の概略を図8に示す。ただし、計算過程では、道床以外の部材は繰返し载荷により損傷しないと考え、道床部の変形係数以外は材料定数を変更しないで FEM 解析を行う。

累積損傷度理論による解析手順を以下に示す。

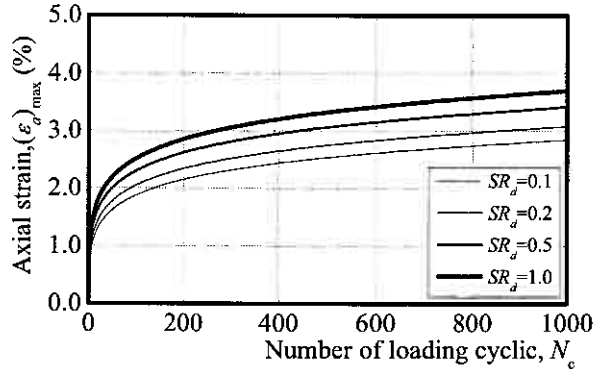
①道床各要素に損傷していない状態の変形係数 E_0 を設定し、自重による初期安定解析および自重と載荷荷重による初期応力解析を FEM の静的線形弾性解析でそれぞれ行い、道床各部の応力 $(\sigma_s, \sigma_s + \sigma_d)$ と、自重変位 u_i 、初期変位 u_0 を算出する (図8の処理手順 1, 2)。ただし、 E_0 としては、道床バラストの三軸圧縮試験において等方圧密状態からせん断開始後 $\epsilon_c = 0.001\%$ 程度の微小ひずみ領域で定義される初期接線変形係数を採用する。

②上述の応力分布に基づき、道床各要素の $\sigma_s, \sigma_d, \sigma_m$ を求めて式(1)に代入し、 $N_c = 1$ において繰返し载荷1回目・収束計算 n 回目の累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ を算出する。その後、道床各要素の繰返し载荷による損傷後の変形係数 (軟化変形係数) $E_1(n)$ を式(2)により算出する (図8の処理手順 3)。

$$E_1(n) = (\sigma_s + \sigma_d) / (\epsilon_a)_{max} \tag{2}$$



(a) $SR_s = 0.5$



(b) $SR_s = 0.7$

図7 $(\epsilon_a)_{max} \sim N_c$ 関係の推定曲線

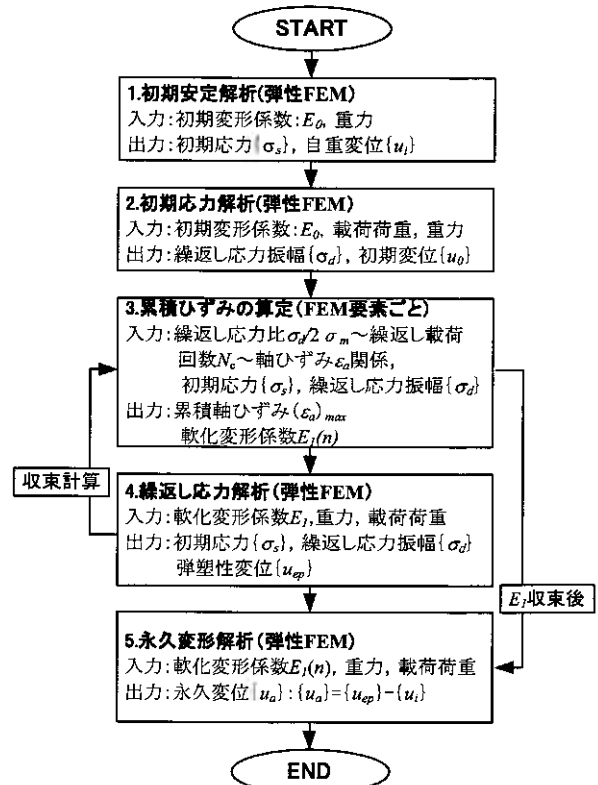


図8 永久変形解析の手順

③軟化変形係数 $E_1(n)$ を用いて自重と載荷荷重による繰返し応力解析を行い、収束計算 $n+1$ 回目の道床の応力分布と弾塑性変位 u_{ep} を算出する。その後、再度累積損傷度理論により累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ と軟化変形係数 $E_1(n+1)$ を算出し、解析前後の軟化変形係数を比較して両者が一致しない場合には、処理手順 3, 4 を収束するまで繰り返す (図 8 の処理手順 4)。

④ $E_1(n)$ が収束した場合、各要素はその応力状態における当該材料の累積ひずみ特性を満足すると考え、収束した軟化変形係数 $E_1(n)$ を用いた自重と載荷荷重による永久変形解析を行い、自重と載荷荷重による弾塑性変位 u_{ep} を算出する。なお、載荷による最終的な永久変位 u_a は、弾塑性変位 u_{ep} から自重変位 u_i を差し引いて算出する (図 8 の処理手順 5)。

⑤繰返し載荷を行う場合、繰返し載荷回数 N 回目では式(1)において $N_c=N$ として、①～④の計算過程を繰り返す。

(3) 累積損傷度理論の適用上の仮定

図 8 に示す累積損傷度理論の適用過程でまず問題になるのは、初期せん断応力 σ_s 、繰返しせん断応力振幅 σ_d 、平均主応力 σ_m の決定方法である。累積損傷度理論では、 σ_s 、 σ_d 、 σ_m が決まれば式(1)に基づき累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ を算定し、軟化変形係数 $E_1(n)$ を求めることができる。しかし、三軸圧縮試験のように軸圧が載荷されても側圧が一定に保たれる応力状態と異なり、一般に地盤内の応力状態はある方向から荷重が載荷されれば、その方向の応力状態が変化するだけでなく、それと直交する他の二方向の応力状態も変化する。この傾向は FEM 解析においても同様である。したがって、地盤中の自重のみが載荷された場合の応力状態と自重と載荷荷重が載荷された場合の応力状態で、三軸圧縮試験の等方圧密状態の応力状態と軸差応力載荷時の応力状態を近似することが必要になる。本研究では、以下の近似方法を提案する。なお、各近似方法の σ_s 、 σ_d 、 σ_m 、 σ_c' と各載荷状態の最大・最小主応力 σ_1 、 σ_3 との関係を図 9 に示す。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \{ \sigma_1^{sp} - \sigma_3^{sp} - (\sigma_1^s - \sigma_3^s) \} / 2 & \sigma_d &= \sigma_s \\ \sigma_c' &= (\sigma_1^s + \sigma_3^s) / 2 & \sigma_m &= \sigma_c' + \sigma_s / 2 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、 σ_1^{sp} : 自重と載荷荷重負荷時の最大主応力、 σ_3^{sp} : 自重と載荷荷重負荷時の最小主応力、 σ_1^s : 自重負荷時の最大主応力、 σ_3^s : 自重負荷時の最小主応力

次に問題になるのは、損傷発生の方向性である。例えば、三軸圧縮試験では、軸圧の載荷方向と最大主応力 σ_1 の方向は一致しているが、地盤内では載荷荷重の方向と最大主応力 σ_1 の方向は必ずしも一致しない。このため、地盤内では必ずしも載荷荷重と平行な方向の剛性ばかりが低下するわけではなく、累積損傷度理論を用いる場合でも損傷の発生方向を考慮する必要がある。しかし、本研究では、計算の簡略化のため材料特性については等方性を仮定することとし、損傷発生の方向性についてはその影響を無視し、損傷は要素内で一様に発生するものとする。

さらに、繰返し載荷を行う場合の累積損傷度理論の適用方法についても検討が必要である。図 8 に従って、繰返し載荷を行う場合の計算方法としては、道床各要素を損傷していない状態 (載荷荷重載荷前の状態) に再度設定して繰返し載荷回数 N 回目の計算過程を実行する方法と、 $N-1$ 回の計算で収束した軟化変形係数の分布を初期状態として引き続き繰返し載荷 N 回目の計算過程を実行する方法が考えられる。本研究では、計算の簡略化のため、少ない計算量で解析結果の得られる前者の解析方法を採用することにした。

2.3 解析結果

累積損傷度理論を応用した FEM 解析を用いて、繰返し荷重載荷時の模型バラスト軌道の塑性変形量を推定した結果を以下に示す。ここでは、繰返し応力解析の計算過程で得られた軟化変形係数の分布と収束傾向、収束後の永久変形解析より得られたまくらぎ上面での永久鉛直変位量 u_a (図 3 中に示す A 点) の繰返し載荷に伴う推移をもとに、累積損傷度理論を応用した FEM 解析の適用性について検討する。

(1) 応力状態近似方法の適用性の検証

繰返し載荷回数 $N_c=1$ の解析に対して、前述した応力状態近似方法の適用性を検証する。図 10 は、式(4)で定義される「平均損傷度 $(E/E_0)_{ave}$ 」が収束計算回数に応じて推移する様子と、収束計算の進行に伴うまくらぎ上面での永久鉛直変位量 u_a の推移を示したものである。

$$(E/E_0)_{ave} = \frac{100}{m} \sum_{k=1}^m E_{N,k}(n) / E_0 \quad (4)$$

ここに、 m : 道床部の全要素数、 $E_{N,k}(n)$: 繰返し載荷回数 N 回目・収束計算 n 回目の道床要素 k の軟化変形係数

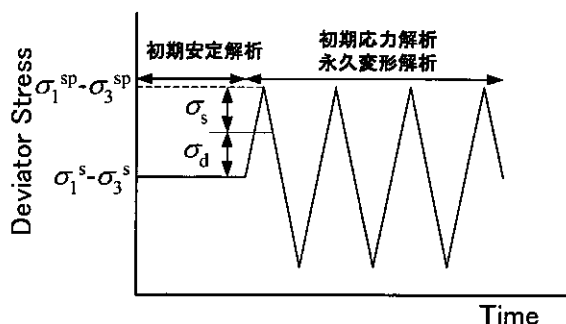


図 9 最大主応力・最小主応力と σ_s ・ σ_d の関係

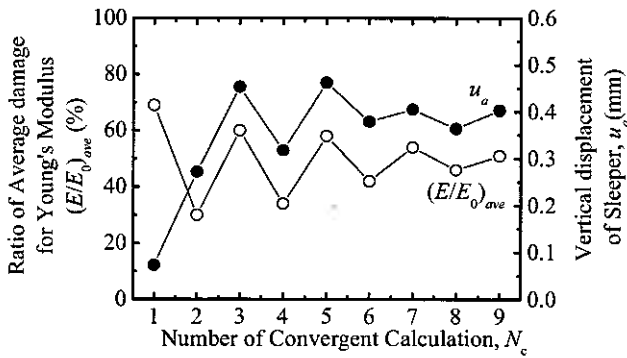


図 10 収束計算中の $(E/E_0)_{ave}$ と u_a の推移 ($N_c=1$)

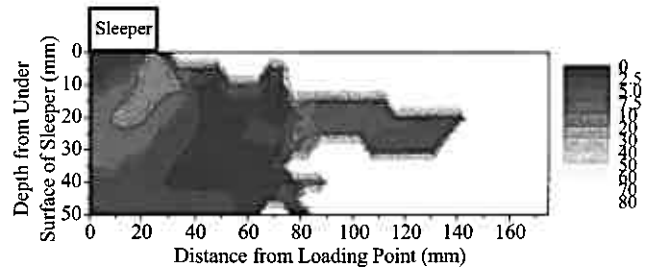


図 11 道床部の軟化変形係数 $E_1(n)$ の分布状況 (収束計算 9 回目)

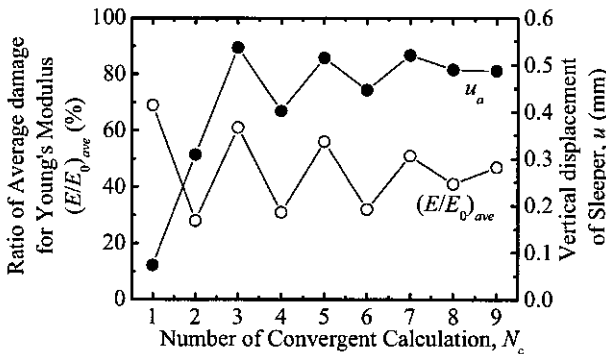


図 12 収束計算中の $(E/E_0)_{ave}$ と u_a の推移 ($N_c=2$)

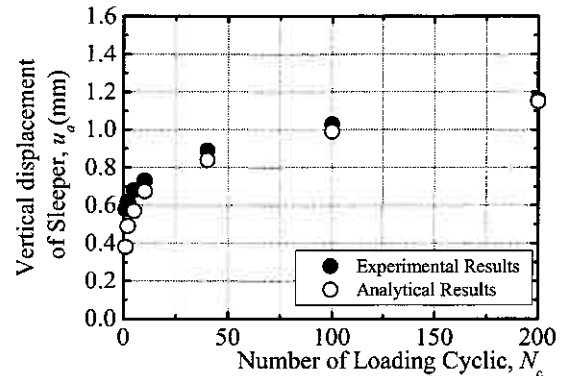


図 13 解析結果と実験結果の比較

図から、道床部の平均損傷度、永久鉛直変位量ともに収束計算 9 回目ではほぼ収束していることがわかる。また、収束計算 9 回目の $u_a=0.40\text{mm}$ は、模型試験結果³⁾の鉛直変位量 0.58mm と比較して若干小さいものの、簡易予測手法としては十分な精度を有していると考えられる。

図 11 は、解析結果より得られた道床部の軟化変形係数 $E_1(n)$ の分布状況 (収束計算 9 回目の解析結果) をコンター図にしたものである。同図では、色の濃い部分ほど荷重によって損傷し、変形係数が初期値より減少した要素を表している。図から、鉛直荷重の荷重による要素の損傷は、まくらぎ直下とまくらぎ端部周辺域で激しく、荷重点より離れた道床部の要素では鉛直荷重を荷重しても損傷しないことがわかる。また、同一深さにある場合には要素の損傷は荷重点直下から外周部に向けて比較的緩やかに伝搬していること、荷重点からの水平距離が等しい場合にはまくらぎ下面に近いほど損傷度が大きくなるのがそれぞれわかる。模型試験結果³⁾で模型まくらぎ付近の道床バラスト粒子の移動傾向を観測したところ、模型まくらぎ直下および端部近傍の道床部では粒子の移動が顕著に見られたが、模型まくらぎより離れた外周道床部ではほとんど移動が見られなかった。剛性の低下と道床バラスト粒子の移動には相関関係のあることが明らかになっていること⁷⁾から、図に示す $E_1(n)$ の分布状況は試験結果と定性的に一致すると考えられる。

(2) 繰返し荷重に伴う弾塑性変形の推移

繰返し荷重回数 $N_c=2$ の解析に対して、前述した繰返し荷重解析方法の適用性を検証する。図 12 は、平均損傷度 $(E/E_0)_{ave}$ が収束計算回数に応じて推移する様子と、収束計算の進行に伴うまくらぎ上面での永久鉛直変位量 u_a の推移を示したものである。図から、道床部の平均損傷度、永久鉛直変位量ともに収束計算 9 回目ではほぼ収束していることがわかる。この場合の平均損傷度は 47% であり、永久鉛直変位量は 0.49mm であった。これらの結果は、繰返し荷重回数 $N_c=1$ の解析結果で平均損傷度と永久鉛直変位量の収束値がそれぞれ 51%、 0.40mm であったことを考慮すると、繰返し荷重に伴って道床部が損傷し塑性変形が進行する様子を表していると考えられる。また、収束計算 9 回目の $u_a=0.49\text{mm}$ は、模型試験結果³⁾の鉛直変位量 0.62mm と比較して若干小さいものの、簡易予測手法として妥当な値が得られたと考えられる。

次に、多数回の繰返し荷重解析を行い、繰返し荷重荷重時の道床部の弾塑性変形量の推定に対する累積損傷度理論を応用した FEM 解析の適用性について検討する。図 13 は、解析結果のまくらぎ上面での永久鉛直変位量 u_a と繰返し荷重回数 N_c の関係を模型試験結果³⁾と比較したものである。なお、解析結果の u_a は、道床部の平均損傷度、永久鉛直変位量ともに収束している収束計算 9 回目の値である。図から、解析結果の u_a は、その大きさもまた繰返し荷重に伴う増加傾向も試験結果にほぼ等しいことがわかる。したがって、累積損傷度理論を応用した FEM の永久変形解析を用いた場合、簡易な線形弾性解析でも繰返し荷重時の模型道床の弾塑性挙動をある程度推定できると考えられる。

3. 不連続体解析手法の適用性に関する検討

DDA の 2 次元平面ひずみ解析により道床の支持力試験を解析し、解析モデルや解析条件等の解析方法に関する検討を行い、道床の変形挙動解析に対する DDA 解析の適用性について検討する。

3.1 解析方法

(1) 解析モデル

本章では、不連続体解析手法の一種である不連続変形法 (DDA) ¹⁰⁾ を用いて解析を行う。DDA は、任意形状の多角形で構成された弾性ブロック群の動的および準静的な挙動を解析する数値解析手法である。1/5 縮尺模型バラスト軌道の支持力試験を模擬した線路縦断面方向の DDA 解析モデルの概略を図 14 に示す。解析モデルは、道床バラスト粒子を表現する「道床ブロック」、まくらぎを表現する「まくらぎブロック」、路盤を表現する「路盤ブロック (側壁ブロックも同じ物性)」から構成されており、個々のブロックはブロック境界で不連続となっている。道床厚は 20, 50, 80mm の 3 種類とした。また、道床ブロックの粒度分布については、各要素形状とも模型試験における道床バラストの粒度分布 (図 15) を考慮して作成した¹²⁾。さらに、道床ブロックの要素形状が解析結果に与える影響について考察するため、道床ブロックの要素形状を正 20 角形 (regular icosagon, 要素形状 A と表記)、正 6 角形 (regular hexagon, 要素形状 B と表記)、6 角形 (伸張) (expanded hexagon, 要素形状 C と表記) の 3 種類とした。粒子形状を 2 次的に評価する指標として稜角性と球形度が考えられるが、ここでは正 20 角形と正 6 角形の解析結果の比較により稜角性の影響を、正 6 角形と 6 角形 (伸張) の比較により球形度の影響を検討する。ただし、6 角形 (伸張) は、実際の道床バラスト粒子を Zingg の方法¹¹⁾ で分類した結果 (図 16¹²⁾) に基づき、正 6 角形を任意方向に伸張して作成した。解析モデルは、模型試験における道床部の締め固め状態、特に粒子間空隙や粒子配列のランダム性を表現するため、まくらぎブロックおよび道床ブロックを重力 9.8m/s² 作用下で道床部の所定断面形状に積み上げる解析を行うことにより作成した。なお、以下では、解析モデルを要素形状、粒度分布、道床厚の組合せにより呼称する。例えば正 20 角形、粒度分布 A、道床厚 20mm の解析モデルは「AA-20」と称する。また、図 15 に示す 2 種類の粒度分布のうち、粗粒な粒度分布 A (均等係数 $U_c = 1.50$) の解析モデルを総称して「1/5 解析 A」と称し、細粒な粒度分布 B ($U_c = 1.73$) の解析モデルを同じく「1/5 解析 B」と称する。作成した各解析モデルを図 17 に、各解析モデルの道床ブロック部の粒子数、空隙率 n 、密度を試験結果と比較して表 2 に示す。表から、道床厚・粒度分布が同じである場合、粒子数は、6 角形 (伸張)、正 6 角形、正 20 角形の順に増加すること、および同一要素形状・同一道床厚で 1/5 解析 A と 1/5 解析 B を比較すると、1/5 解析 A の空隙率が 1/5 解析 B より若干大きいことがわかる。



図 14 DDA 解析モデルの概要

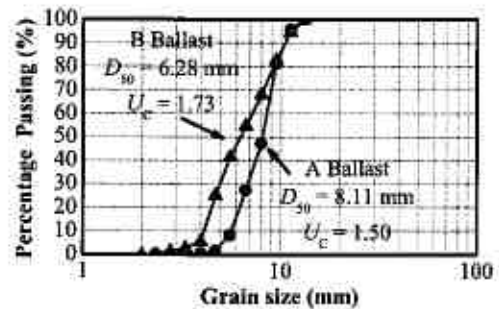


図 15 道床バラスト試料の粒径加積曲線

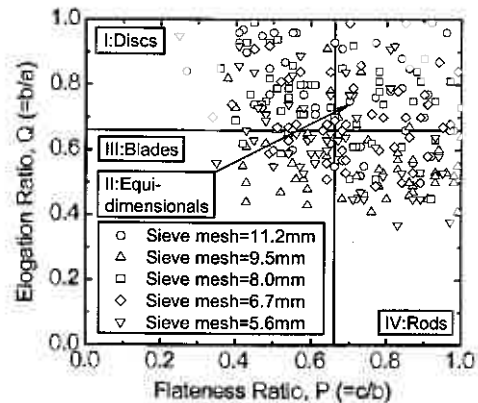
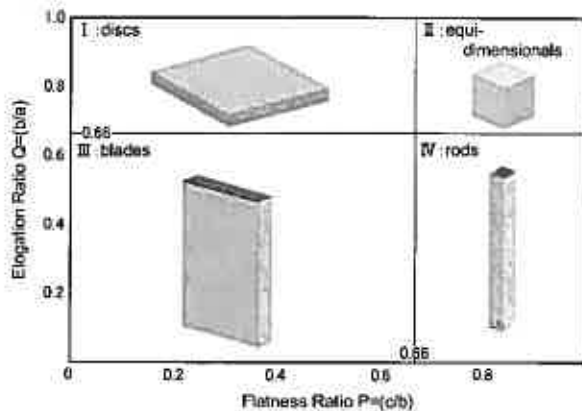


図 16 Zingg の方法による道床碎石の形状分類

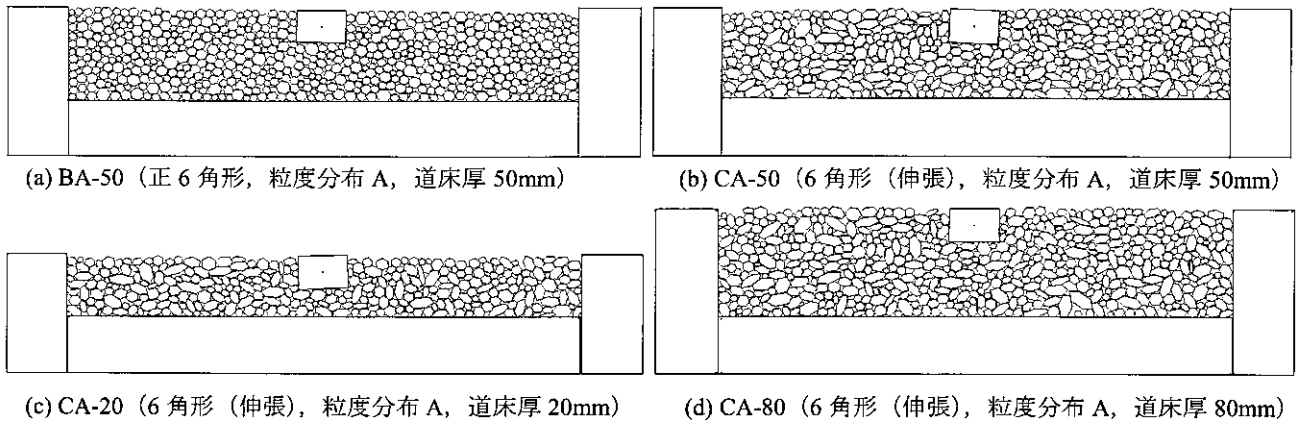


図 17 DDA 解析モデルブロック図

表 2 各解析モデルの道床ブロック群の粒度特性

道床厚	モデル名 ブロック形状	1/5 解析 A			1/5 解析 B		
		要素数	間隙率 (%)	密度 (g/cm ³)	要素数	間隙率 (%)	密度 (g/cm ³)
20mm	正六角形	465	20.1	2.16	610	18.4	2.20
	正六角形	445	18.7	2.20	552	18.3	2.21
	六角形(伸張)	318	21.8	2.11	389	17.5	2.23
50mm	正六角形	610	19.0	2.19	913	17.7	2.22
	正六角形	598	20.1	2.16	853	18.3	2.21
	六角形(伸張)	451	21.4	2.12	552	16.9	2.24
80mm	正六角形	803	18.5	2.20	1153	17.5	2.23
	正六角形	751	18.5	2.20	1061	16.7	2.25
	六角形(伸張)	548	21.0	2.13	718	16.3	2.26

表 3 DDA 解析に用いたパラメータ

要素物性	枕木	道床	路盤
密度(g/cm ³)	2.7	2.7	7.8
ヤング率(GPa)	70.0	20.0	210.0
ポアソン比	0.3	0.1	0.3
摩擦角(deg.)	37.0	55.0	37.0
粘着力	0	0	0

(2) 解析条件

DDA の静的解析で用いる解析パラメータを表 3 に示す。本章で用いるブロックは 2 次元平面ひずみ要素で、その要素特性は線形弾性である。DDA 解析では、ブロック境界の力学特性としてブロック間の摩擦角 ϕ_μ と粘着力 C_μ を用いるが、ここでは C_μ はすべてゼロに設定し、 ϕ_μ だけを道床ブロックと接触するブロックの材料特性に応じて表 3 のように設定した。ここで、粘着力 C_μ ・摩擦角 ϕ_μ は粒子間の解析パラメータであることから μ の添字を付した。なお、道床ブロック同士が接触する場合の ϕ_μ については、文献 13 に示されている $\phi_\mu = 55^\circ$ を採用し、道床ブロックと道床ブロック以外のブロックが接触する場合の ϕ_μ については、文献 14 に示されている $\phi_\mu = 37^\circ$ を採用した。一方、ブロックの入力定数 (密度 ρ 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν) については、模型試験の試験条件に合わせて過去の材料試験結果¹⁵⁾ や解析条件¹⁶⁾ 等を参考にして設定した。なお、道床部の解析パラメータが DDA 解析と FEM 解析で異なるのは、前者では道床バラスト原石の試験結果に基づきそれらを設定しているのに対し、後者では道床バラストの繰返し三軸圧縮試験結果を参考にして設定したことによる。載荷は、初期安定解析終了後の初期解析モデルを用いて、模型試験の鉛直荷重 $P = 5.0 \text{ kN}$ に相当する荷重強度まで鉛直線荷重を荷重制御で増加させる単調載荷を行った。この際の鉛直線荷重の載荷点は、解析領域中央のまくらぎブロック中央とした (図 14)。なお、解析中は鉛直線荷重以外に常時重力 9.8 m/s^2 が作用している。また、模型軌道の支持力試験では試験中、鉛直荷重 P が 1, 2, 3, 4 kN に達した時に、除荷、再載荷を行っているが、解析では解析時間の関係からこれを割愛した。

3.2 解析結果

(1) 荷重～変位関係

図 18 は、1/5A 解析モデル (道床ブロックの各要素形状) による支持力解析から得られた鉛直荷重 P ～鉛直変位 u の関係を道床厚さごとに模型試験結果と比較したものである。ここで、鉛直変位 u はまくらぎ重心の鉛直変位である。同様に、図 19 は 1/5B 解析モデルによる支持力解析結果の荷重～変位関係を道床厚さごとに示したものである。また、道床厚～鉛直荷重 $P = 5 \text{ kN}$ 載荷時のまくらぎ沈下量関係を図 20 に示す。なお、本研究でいうバラスト軌道の「支持力」とは、鉛直荷重 $P = 5 \text{ kN}$ 載荷時のまくらぎ沈下量 (鉛直変位 u) で定義する。このため、鉛直荷重 $P = 5 \text{ kN}$ 載荷時の鉛直変位 u が小さいほど、DDA 解析モデルの道床バラスト部分は大きな支持力を有していると考えられる。

まず、道床ブロックの要素形状がバラスト軌道の支持力に及ぼす影響について検討する。同一道床厚で異なる要素形状の解析モデルの支持力を比較した場合、粒度分布に依らず、バラスト軌道の支持力は正 20 角形、正 6 角形、六角形 (伸張) の順に大きくなること、および要素形状による支持力の差に着目すると正 20 角形と正 6 角形の差は道床厚にかかわ

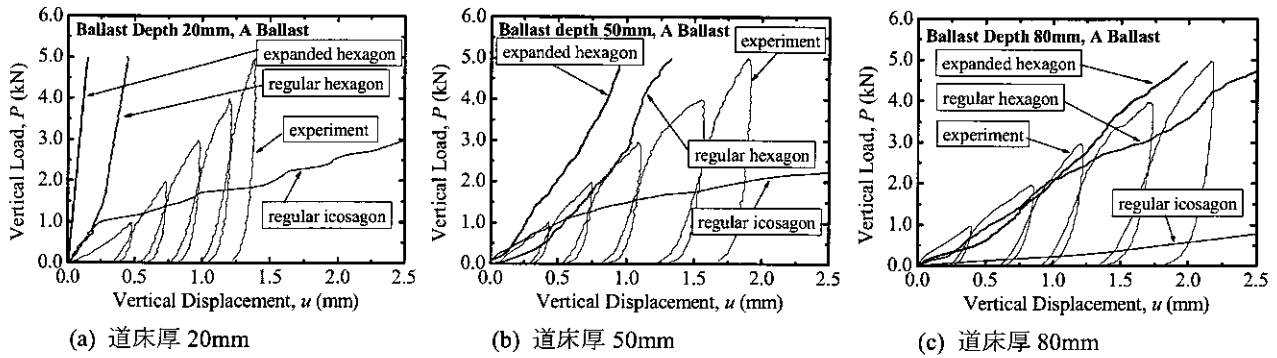


図 18 鉛直荷重 P ～鉛直変位 u の関係 (1/5A 解析モデル)

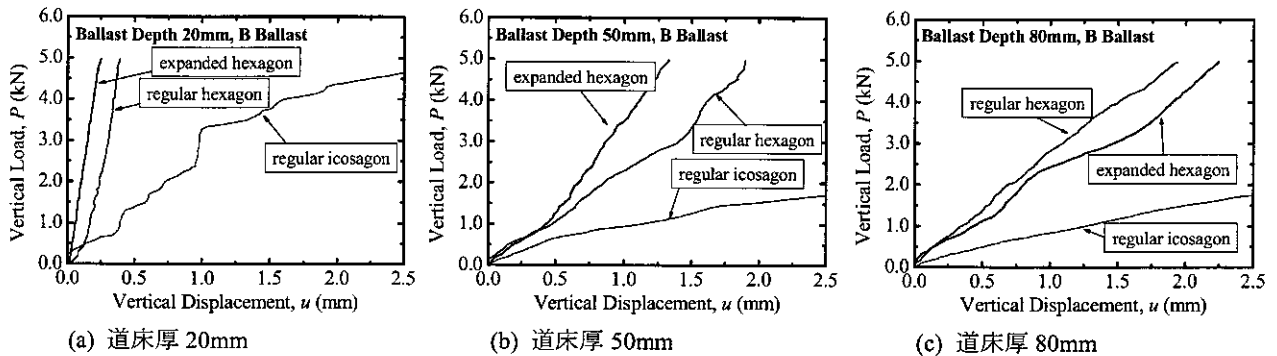


図 19 鉛直荷重 P ～鉛直変位 u の関係 (1/5B 解析モデル)

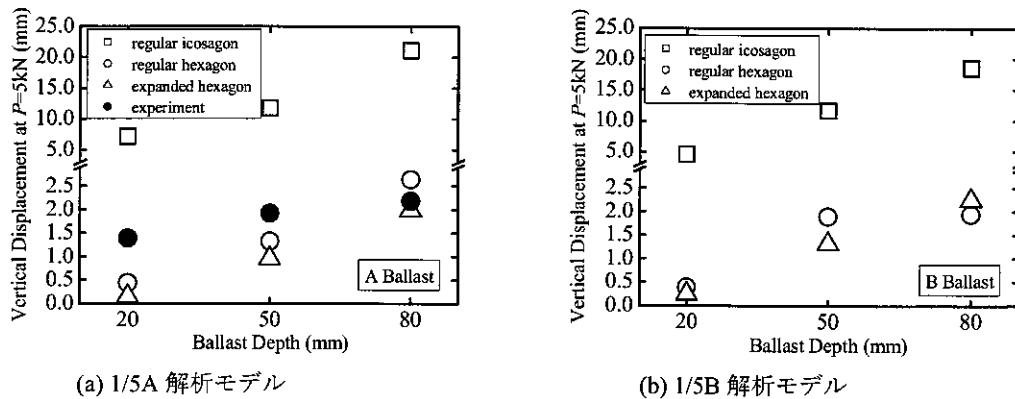
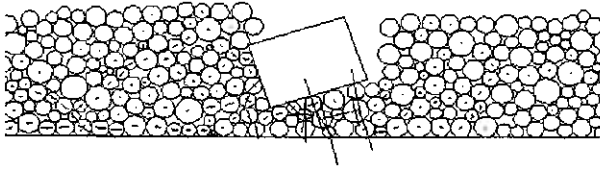


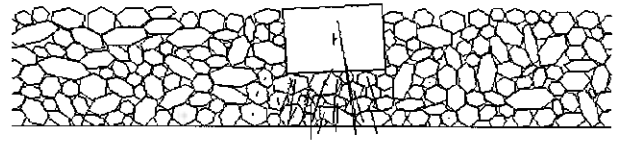
図 20 バラスト軌道の支持力の比較

らず顕著であることがわかる。これは、正 20 角形に比べ稜角性のある正 6 角形では、道床ブロックの剛体回転が抑制され、道床ブロック部の塑性流動が生じ難くなったことによると考えられる。しかし、正 6 角形と 6 角形 (伸張) の差は正 20 角形と正 6 角形の差ほど顕著ではない。これは、細長い粒子 6 角形 (伸張) の解析モデルの間隙率が正 6 角形の解析モデルより高いことに起因すると考えられ、同程度の間隙率であれば正 6 角形と 6 角形 (伸張) の差は広がると推定される。以上のことから、DDA 解析モデルでは、道床ブロックの要素形状はバラスト軌道の支持力に強く影響することがわかる。次に、道床ブロックの粒度分布がバラスト軌道の支持力に及ぼす影響について検討する。同一道床厚で異なる粒度分布の解析モデルの支持力を比較した場合、正 20 角形では粒度分布 A の支持力は粒度分布 B よりも大きい、他の要素形状では明確な傾向は認められない。これは、要素形状と比較して粒度分布がバラスト軌道の支持力に及ぼす影響は小さいため、粒度分布の影響よりも解析モデルの間隙率の違いの影響が表面化したことによると考えられる。

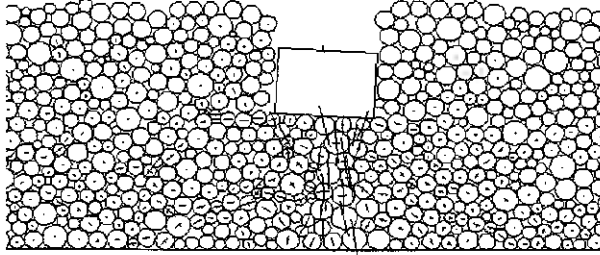
続いて、DDA による道床バラストの不連続体モデル化の妥当性について検討する。図 18、図 19 を見ると、各解析モデルともに鉛直荷重の増加に伴ってまくらぎは沈下し、道床厚が厚いほど沈下量は増加する傾向にある。これは模型試験結果と一致する傾向であり、道床の支持力解析に対する DDA 解析の適用可能性を示唆するものであると考えられる。一方、定量的に試験結果と解析結果を比較した場合には、正 20 角形では、道床厚に依らず試験結果と比較してかなり沈下量が大きいものの、正 6 角形と 6 角形 (伸張) では、道床厚が厚いほど、解析結果の荷重～変位関係は模型試験結果に近づく傾向にある。これは 3 次元状態にある実際の模型道床を DDA で 2 次元平面ひずみ近似した場合、実現象と比較して道床バラスト粒子の数が少なくなる。この影響は、道床厚が薄いほど表面化し、不連続境界面の減少は粒子の移



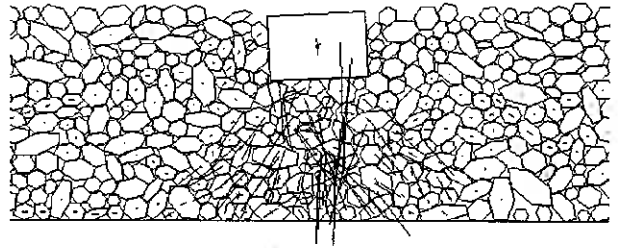
(a) AA-20 (正 20 角形, 粒度分布 A, 道床厚 20mm)



(b) CA-20 (6 角形 (伸張), 粒度分布 A, 道床厚 20mm)



(c) AA-80 (正 20 角形, 粒度分布 A, 道床厚 80mm)



(d) CA-80 (6 角形 (伸張), 粒度分布 A, 道床厚 80mm)

図 21 道床ブロック部の主応力ベクトル図

動性を制約する結果となるため、道床厚が薄いほど解析結果の剛性は高くなったと推定される。したがって、前述のように、道床厚が厚いほど 3 次元問題に対する 2 次元近似誤差が軽減され、解析精度は高くなったと考えられる。以上の結果から、道床ブロックの要素形状として正 6 角形あるいは 6 角形 (伸張) を用いて DDA 解析を行った場合、模型道床の弾塑性挙動をある程度推定できると考えられる。道床バラストの形状を 2 次元的に評価した河野らの研究¹⁷⁾によると、実際の道床バラスト粒子の角数は多くても 6 であるとされているが、前述のような検討結果が得られたことは、粒状構造物の挙動解析を行う際には、実粒子の形状を忠実に再現することが解析精度の向上に不可欠であることを示していると推定される。

(2) まくらぎの支持状態

図 21 は、粒度分布 A の正 20 角形と 6 角形 (伸張) の解析結果から得られた鉛直荷重 $P=5kN$ 載荷時のまくらぎ近傍の道床ブロック部の主応力ベクトル図を道床厚 20mm と 80mm について示したもの (AA-20, CA-20, AA-80, CA-80) である。まず、道床ブロックの要素形状が粒状構造物の力学挙動に及ぼす影響について検討する。図から、道床ブロックの要素形状により主応力の分布傾向が異なり、6 角形 (伸張) では主応力が鉛直方向に主に作用するのに対し、正 20 角形では水平方向にも分散していることがわかる。また、まくらぎブロック下にある道床ブロックの主応力の大きさも、6 角形 (伸張) に比べて正 20 角形は小さい。これは、正 20 角形を用いた解析モデルの粒子間のせん断抵抗力が 6 角形 (伸張) に比べてかなり小さく、まくらぎブロック下にある道床ブロックだけでは鉛直荷重を充分支持できないことによると考えられる。その結果、まくらぎブロック周辺の道床ブロックが側方流動し、正 20 角形ではまくらぎブロックが大きく沈下する結果になったと推定される。以上のことから、DDA 解析では、粒子形状の評価指標である稜角性と球形度が、荷重載荷時の粒子の移動のしやすさや道床内部の応力状態に差異を生み、このことが解析結果の道床の支持力など解析モデルの力学挙動の違いになると考えられる。次に、道床厚の違いが粒状構造物の力学挙動に及ぼす影響について検討する。図 21(b) と同図 (d) を比較すると、道床厚 80mm の場合には、道床ブロックの主応力がまくらぎブロック下面から離れるに伴い徐々に周囲に拡がりながら伝達されていくのに対し、道床厚 20mm の場合には、道床ブロックの主応力はあまり拡がらず路盤ブロックに伝達されている。この傾向は模型試験結果³⁾と一致するものであり、実粒子の形状を忠実にモデル化すれば、粒状構造物の挙動解析手法として DDA 解析が有用であることを示す結果であると考えられる。

4. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (1) 道床部の変形挙動解析に対する各種離散化解析手法の適用性について検討した。その結果、従来の構造解析手法では十分な検討が行えなかった道床部の繰返し塑性変形挙動に対する軌道構造各部材の形状効果や、粒子形状や粒子間空隙等の材料特性の影響を簡易に評価できるような新しい構造解析手法を連続体解析と不連続体解析の観点から構築した。

- (2) FEMの2次元平面ひずみモデルを用いて荷重載荷時のバラスト軌道の変形挙動解析を行い、繰返し荷重作用時の粒状構造物の変形挙動予測に対する礫材の要素試験結果の適用方法について検討した。その結果、道床バラストの累積ひずみ特性を考慮したFEMの静的線形弾性解析によるバラスト軌道の挙動解析法を確立し、繰返し荷重載荷時の粒状構造物の弾塑性変位量の簡易推定方法を提案した。
- (3) DDAの2次元平面ひずみ解析によりバラスト軌道の支持力解析を行い、構成粒子のモデル化方法に起因する解析精度の向上について検討した。その結果、粒子形状が解析精度に強く影響を及ぼすことを定量的に示すとともに、実粒子形状を模擬した不連続体解析による粒状構造物の挙動解析方法を提案した。

本研究では、連続体解析による粒状構造物の繰返し載荷試験のシミュレーションおよび不連続体解析による粒状構造物の支持力試験のシミュレーションを行い、粒状構造物の繰返し塑性変形機構の検討および応力状態の推定に対する離散化解析手法(FEM・DDA)の適用性について検討した。その結果、粗粒材の強度・変形特性という道床部の材料特性に論拠を置く離散化解析手法を応用した汎用的な軌道構造解析手法を提案し、軌道構造各部材の複雑な幾何学的形状や材料物性の空間的分布を有する境界値問題を扱うことが可能になったことは、今後バラスト軌道の設計手法を保守の経済性を考慮して合理化する上で、また多様化する軌道構造各部材の設計値を理論的根拠を明確にして決定する上で意義のある成果になると考える。しかし、実務レベルで数値解析手法を利用するには、現象のモデル化方法や解析自体の適用方法に関してまだ多くの課題があり、今後解析の適用性や解析精度の向上に関する研究を、実データを用いたケーススタディにより一層深化させる予定である。

謝辞：本研究の遂行にあたっては、(財)鉄道総合技術研究所 関根悦夫氏には貴重な御助言を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。なお、本研究の一部は、平成15年度～平成16年度科学研究費補助金(基盤研究(C)(2)、課題番号：15560420、研究代表者：石川達也)の交付を受けて実施されたものある。

参考文献

- 1) 尾高達男, 佐藤吉彦: 軌道破壊理論(Ⅲ)の提案と車両条件の影響の検討, 土木学会第40回年次学術講演概要集, IV-37, pp.73-74, 1985.
- 2) 三浦重: 軌道構造の動特性モデルの構築, 鉄道総研報告, Vol.9 No.12, pp.7-12, 1995.
- 3) 石川達也, 関根悦夫, 三浦清一, 中村貴久: 模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動に及ぼす移動荷重の影響評価, 第43回地盤工学会発表会講演集, pp.263-272, 2003.
- 4) エムエスシーソフトウェア(株): "Solutions/Software/SimOffice/MSC.Marc", <http://www.mssoftware.co.jp/solutions/software/p_marc.htm>, (accessed 2005-3-31)
- 5) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説「軌道構造[有道床軌道](案)」, 鉄道総合技術研究所, 1997.
- 6) 木幡行宏, 三浦宏介: 単粒度砕石の強度・変形特性に及ぼす密度および粒度分布の影響, 平成15年度土木学会北海道支部論文報告集, 第60号, pp.494-497, 2004.
- 7) 石川達也, 大西有三, 堀池高広: 不連続変形法(DDA)による道床バラスト部繰返し塑性変形機構の検討, 土木学会論文集, No.645/Ⅲ-50, pp.15-28, 2000.
- 8) 平野圭一, 蔭摩栄, 館山勝, 筑摩栄, 龍岡文夫: 砂質土盛土材の変形特性・累積ひずみ特性, 土木学会第52回年次学術講演会, Ⅲ-73, pp.146-147, 1997.
- 9) 堀井克己, 館山勝, 小島謙一, 古関潤一: 砂質土盛土の地震による残留沈下予測, 土木学会第52回年次学術講演会, Ⅲ-74, pp.148-149, 1997.
- 10) Shi,G.H.: Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis, Univ. of California, Berkeley, Dept. of Civil Eng., 1989.
- 11) Zingg, T.: Beitrag zur Schotteranalyse, Schweiz. Min. Petrol. Mitt., 15, pp.39-140, 1935.
- 12) 石川達也, 関根悦夫, 河野昭子, 小林慶祐: 各種離散化解析手法による模型バラスト軌道の繰返し塑性変形挙動解析, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第44号, pp.321-330, 2004.
- 13) 石川達也, 大西有三: 道床バラストの繰返し変形挙動に対する不連続変形法(DDA)の適用, 土木学会論文集, No.589/Ⅲ-42, pp.205-217, 1998.
- 14) 佐藤吉彦, 宮井徹: 各種道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性, 鉄道技術研究所速報, No.76-150, 1976.
- 15) 桜井孝, 高橋昭教: 三軸圧縮試験における硬岩の変形特性, 鉄道技術研究所速報, No.82-155, 1982.
- 16) 須長誠: 鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第6号, 1996.
- 17) Kono, A., Sekine, E. and Kohata, Y.: A study on shape evaluation method of granular material, Proceedings of the 5th International Symposium on Unbound Aggregates in Roads, Nottingham, UK., 35-40, 2000.

火山灰質粒状体のクリープ特性と粒子破碎の関係

基礎地盤コンサルタンツ 技術部 ○学生会員 中田 隆文
 北海道大学大学院 工学研究科 国際会員 三浦 清一
 地崎工業 土木部技術課 国際会員 八木 一善

1. はじめに

粒子が脆弱な火山灰質粒状体では圧密・せん断時に粒子破碎が生じやすく、その静的・動的力学特性は粒子破碎が生じない砂とは異なることが明らかにされている¹⁾。また、破碎性火山灰土のクリープ試験結果^{2),3)}では、クリープ特性において粒子破碎の影響が極めて大きいことが示されている。

筆者ら⁴⁾によれば、このような破碎性土の粒子破碎は次の a)～c)の要因に支配される。

- a) 粒子集合体の初期構造
- b) 粒子自体の破碎強度(粒子の硬さ)
- c) 試験条件で変わる変形や有効応力の大きさ

ここで、軽石の b) 粒子の硬さは主として次の①～④によって定まるものと考えられる。特に、粒子が脆弱な軽石は多孔質であり、多くの開口および閉塞された③粒子内間隙を有している。

- ① 粒子の構成物質(鉱物組成)
- ② 粒子形状(粒径やアンギュラリティなど)
- ③ 粒子内部構造の存在(粒子内間隙)
- ④ 風化の程度

Wesly⁵⁾は軽石の粒子間間隙(Inter-particle void)と粒子内間隙(Intra-particle void)をそれぞれ評価し、間隙比に及ぼす粒子内間隙の影響は大であることを示した。また筆者⁶⁾は、火山灰質粒状体の力学特性、粒子破碎性および状態量である間隙比を評価する上で軽石の粒子内間隙の考慮は不可欠であると考え、通水可能な表面孔隙と通水不可の閉塞された粒子内間隙を考慮した間隙構造モデルを示した。また対象とした軽石の開口された粒子内間隙量は、試験時に定めた密度において全間隙量の約50～70%を占めることを明らかにした。このように火山灰質粒状体の粒子内間隙量は全間隙の大部分を占めているため、それが粒子破碎や力学特性に及ぼす影響は無視できない。また多孔質な軽石の場合は、土の状態量である間隙比の値が極めて大きくなるために、粒子内に空隙などの内部構造を有していない通常の土の場合と同義で間隙比を扱えなくなる。

そこで本研究では、せん断応力比一定条件下で一連のクリープ試験を行い、豊浦砂とは異なる破碎性火山灰質粒状体のクリープ特性を示した。また火山灰質粒状体の粒子内間隙 e_{intra} について、それぞれ通水可能な開口間隙 $e_{intra-o}$ と通水不可の閉塞間隙 $e_{intra-c}$ を評価している。さらに、クリープによる軸ひずみはクリープ時の粒子破碎量と密接に関係していること、粒子破碎は粒子内間隙に支配されていることを明らかにした。

2. 試験に用いた火山灰土の物理的性質

表-1に、試験対象とした豊浦砂、富川火山灰土および当幌火山灰土の物理的性質を示す。両火山灰土は豊浦砂よりも粗粒な降下軽石であり、多孔質であるために乾燥密度 ρ_d や土粒子の密度 ρ_s が低い値である。また豊浦砂は非破碎性粒状体であるが、当幌火山灰土の破碎性は富川火山灰土よりも高く、極めて脆弱な粒子から成ることが明らかにされている^{1),4)}。なお、表中の最大・最小密度は地盤工学会基準⁷⁾に基づいた試験結果であるが、火山灰土は試験の適用範囲外となる粒径を含んでいることから参考値として示している。また表中には、火山灰

表-1 豊浦砂、富川火山灰土、当幌火山灰土の物理的性質

試料名		豊浦砂	富川火山灰土	当幌火山灰土
火山灰記号		—	Spfa-1	Ma-1
ρ_s	g/cm ³	2.65	2.22	2.44
$\rho_{s\text{ crush}}$	g/cm ³	—	2.82	2.76
ρ_{dmax}	g/cm ³	1.64	0.56	0.68
ρ_{dmin}	g/cm ³	1.34	0.47	0.48
D ₅₀	mm	0.18	1.20	3.60
F _c	%	0	1.0	2.0

Relationship between creep property and particle crushing of volcanic coarse-grained soils :

Takafumi Nakata (Kiso-jiban Consultants), Seiichi Miura (Hokkaido University) and Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo)

土の粒子を粉砕した細粒分の土粒子の密度 $\rho_{s\text{ crush}}$ を示した。 $\rho_{s\text{ crush}}$ は粒子を粉砕しない ρ_s よりも高いだけでなく、含有鉱物の影響を受けてシリカ砂 ($\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$) よりも高い値となる。この ρ_s と $\rho_{s\text{ crush}}$ の差は、閉塞された粒子内間隙によるものである。

3. 試験方法

3-1 クリープ試験

図-1に、クリープ試験で使用した試験装置の図を示す。用いた装置は静的三軸圧縮試験機であり、ペロフラムシリンダー内における上下2室の空圧差によってピストンロッドを動かし、荷重制御を行っている。また試験中の体積変化は、2本の二重管ピュレットの水位差を高精度の差圧計で読み取ることにより測定している。

三軸供試体は、空中落下法 (AP 法) によってモールド内に試料を堆積させて作製した。目標とした供試体密度は、豊浦砂が相対密度80%であり、火山灰土の場合は圧密後の乾燥密度 $\rho_{dc} = 0.55\text{g/cm}^3$ である。円柱供試体の寸法は、直径70mm、高さ170mmとなる。用いたメンブレンの厚さは0.3mmであるが、メンブレンの貫入補正は行っていない。

供試体を三軸セル内に設置し、二酸化炭素と脱気水を通した後に196kPaのバックプレッシャーを供給することにより飽和させている。全ての供試体の間隙水圧係数 B は0.96以上の値を得た。さらに、有効拘束圧 $\sigma'_c = 49\text{kPa}$ のもとで24時間の等方圧密を行っている。

図-2と図-3に、排水せん断と非排水せん断の場合の有効応力経路をそれぞれ示す。図の縦軸は主応力差 q 、横軸は有効平均主応力 p' である。等方圧密後の排水・非排水せん断は0.3%/minのひずみ速度で行った。排水せん断は、所定の主応力比 ($\sigma'_1/\sigma'_3 = 2.0, 2.5, 3.0$) に達した時点をクリック時間ゼロとして、応力比一定 ($\eta = q/p = 3.0$) の排水クリープ試験を開始している。

また非排水せん断は、 q の増加に伴い p' が減少するため、所定の主応力比 ($\sigma'_1/\sigma'_3 = 1.25, 1.5, 1.75, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0$) に対応する q に至った時点で終了し、排水によって過剰間隙水圧が消散した時点をクリック時間ゼロとして応力比一定 ($\eta = 3.0$) の排水クリープ試験を開始している。

なお、クリープ試験では供試体の変形に伴って供試体の断面積が変化するため、応力比 η 一定の条件を保持するために断面積変化を考慮した応力の補正を行っている。また、クリープ時間の最大は700000s (=195hr) であるが、クリープ完了後の間隙水圧係数 B 値は0.96以上であることを確認している。

クリープの際に生じる粒子破砕を評価するために、試験前後およびクリープ時間ゼロ (すなわち圧密完了となる: $t=0$) の際の供試体の細粒分含有率 F_c を調べた。クリープ時の粒子破砕によって生じる細粒分含有率の増加量 $\Delta F_{c\text{ Creep}}$ を式(1)によって求めている。

$$\Delta F_{c\text{ Creep}} = F_c - F'_c \quad (1)$$

ここで、 $\Delta F_{c\text{ Creep}}$: クリープによる細粒分含有率の増加(%), F_c : 試験後の供試体の細粒分含有率(%)

F'_c : $t=0$ の時の供試体の細粒分含有率(%)

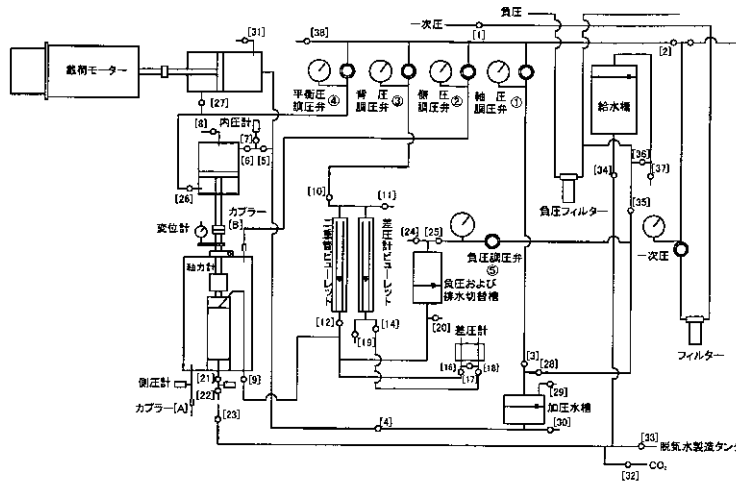


図-1 三軸試験装置概要図

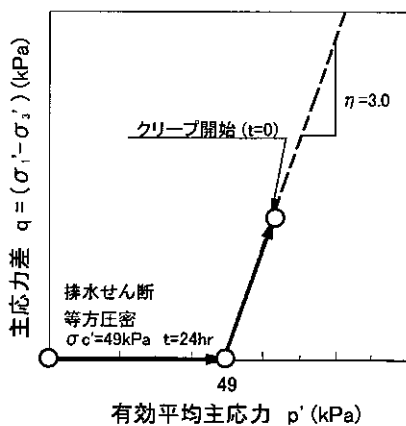


図-2 排水せん断の有効応力経路

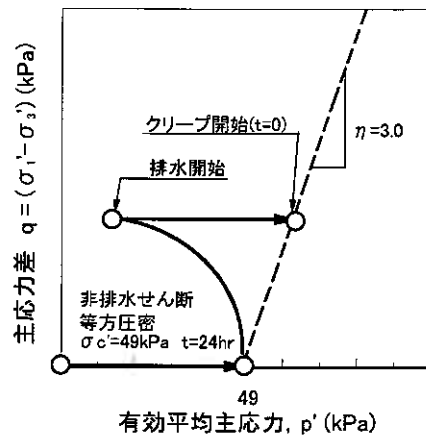


図-3 非排水せん断の有効応力経路

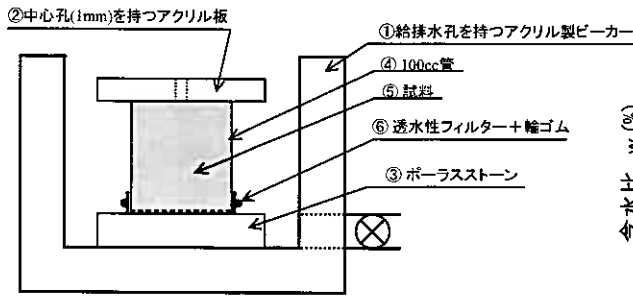


図-4 粒子内間隙比の測定試験装置

3-2 粒子内間隙比の測定試験

図-4に、火山灰土の粒子内間隙を調べるために行った試験の装置を示す。φ50mm、高さ50mm(体積100cc)の供試体を設置し、脱気水を供給して円盤の中央の孔②まで通水した時点から粒子間隙の飽和状態とみなして重力排水を行った。なお、脱気水の給水速度はビーカー内の高さ5mm/hを目安とした。次に、経時的に供試体の重量を測定して含水比wの変化を調べている。

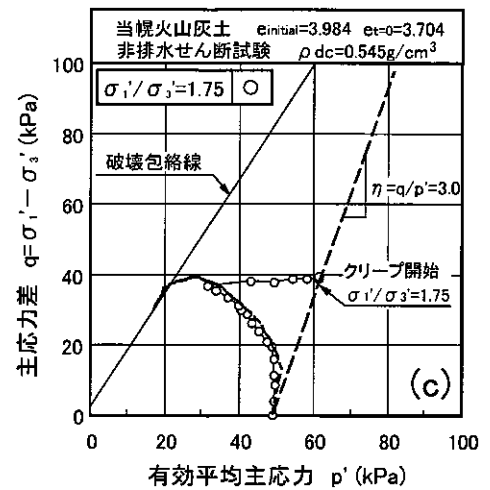
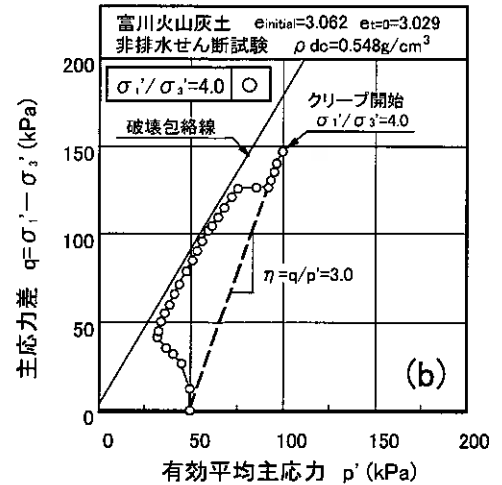
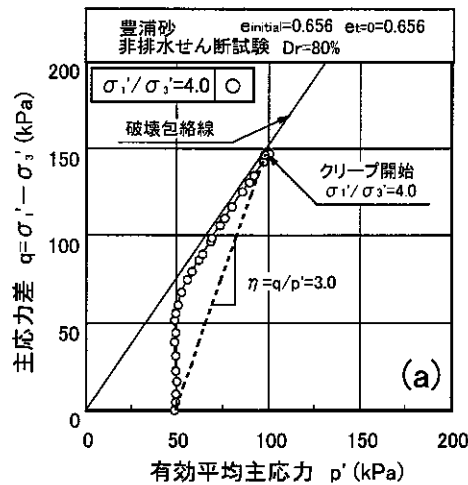


図-6 有効応力経路:

(a) 豊浦標準砂, (b) 富川火山灰土

4. 試験結果と考察

4-1 せん断時の有効応力経路

図-6に、豊浦砂と火山灰土に関する非排水せん断時の有効応力経路を示す。図中には、等方圧密前の初期間隙比 $e_{initial}$ とクリープ開始直前 ($t=0$) の間隙比 $e_{t=0}$ も示した。豊浦砂と富川火山灰土では、主応力比 $\sigma_1'/\sigma_3'=4.0$ の場合でもせん断時に q は増加し続ける。しかし、当幌火山灰土の $\sigma_1'/\sigma_3'=1.75$ の場合はせん断開始から有効平均主応力は低下し、 q の値が最大値を示した後は破壊包絡線に沿って p' と q が低下する。このため、非排水せん断では $t=0$ の際に $\sigma_1'/\sigma_3'=2.0, 2.5, 3.0$ となるクリープ試験を行うことができず、この主応力比に対応する試験ケースは排水せん断で行っている。

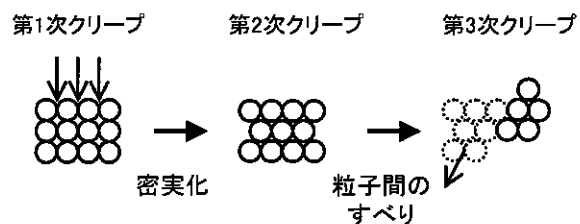


図-7 豊浦砂のクリープ時の粒子の挙動

4-2 豊浦砂と火山灰土のクリープ特性

非破砕性粒状体の軸ひずみ挙動は、第1次クリープ(遷移クリープ)、第2次クリープ(定常クリープ)、第3次クリープ(進行クリープ)の3段階で成り立つことが明らかにされている⁸⁾。図-7に示すように、第1次クリープではクリープ荷重によって密実化し、間隙構造の変化が起こる。次に第2次クリープでは軸ひずみの増加がやや停滞し、第3次クリープの段階に至ると粒子間のすべりが生じて軸ひずみが再び増加する。

図-8は、豊浦砂、富川および当幌火山灰土のクリープ時間と軸ひずみの関係である。非破砕性粒状体の豊浦砂におけるクリープ時間と軸ひずみの関係は、図-7で示した粒子挙動のように第1次→第2次→第3次クリープと遷移し、軸ひずみは第1次と第3次クリープで大きく増加している

一方、富川および当幌火山灰土のクリープ挙動では豊浦砂のような第1次から第3次までのクリープの遷移は示さず、クリープ開始時点から軸ひずみが増加する。その軸ひずみの増加はクリープ開始時の主応力比が高くなるほど著しくクリープで生ずる軸ひずみは豊浦砂よりもはるかに大きい。このようなクリープ挙動は、後述の粒子破砕と密接に関係している。

図-9には、クリープ時間とクリープ速度(軸ひずみと時間の比: $\Delta \epsilon_a / \Delta \log t$)の関係を示した豊浦砂のクリープ速度は、どの主応力比に関するケースでも $t=100s$ から低下し、第2次クリープ時の $t=10000s$ で最小値となった後はクリープ速度が急激に増加する。

一方、富川および当幌火山灰土はクリープの初期段階からクリープ速度が増加傾向を示し、概ね $t=100 \sim 10000s$ の範囲でクリープ速度が最大となる試験結果が多いことがわかる。また破砕性の高い当幌火山灰土の $t=700000s$ におけるクリープ速度は、主応力比に依らず0.17程度の値に収束するようである。

4-3 破砕性粒状体と非破砕性粒状体のクリープ特性の比較

クリープ開始時の応力状態に着目して火山灰土と豊浦砂のクリープ特性を比較するためにせん断破壊時の主応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_f$ とクリープ開始時の主応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_{t=0}$ の比をクリープ動員応力比 $CR = (\sigma_1'/\sigma_3')_{t=0} / (\sigma_1'/\sigma_3')_f$ と定義し、 $(\sigma_1'/\sigma_3')_{t=0}$ と CR の関係を示したのが図-10である。図のように、全ての試料において同様な CR 値が得られる試験結果があるのは60%の場合のみとなる。そこで図-11に、 $CR \approx 60\%$ に関する豊浦砂($(\sigma_1'/\sigma_3')_{t=0} = 2.5$)、富川火山灰土($(\sigma_1'/\sigma_3')_{t=0} = 3.5$)および当幌火山灰土($(\sigma_1'/\sigma_3')_{t=0} = 2.0$)のクリープ時間 t と軸ひずみ ϵ_a の関係の比較を行なった。同じ CR 値で比較しても、非破砕性の豊浦砂に比べて破砕性火山灰土の軸ひずみ量は極めて大きいことがわかる。そこで以下では、このクリープ時に生ずる軸ひずみ量と粒子破砕量との関係について述べる。

4-4 クリープ軸ひずみと粒子破砕および粒子内間隙との関係

(1) クリープによる粒子破砕量

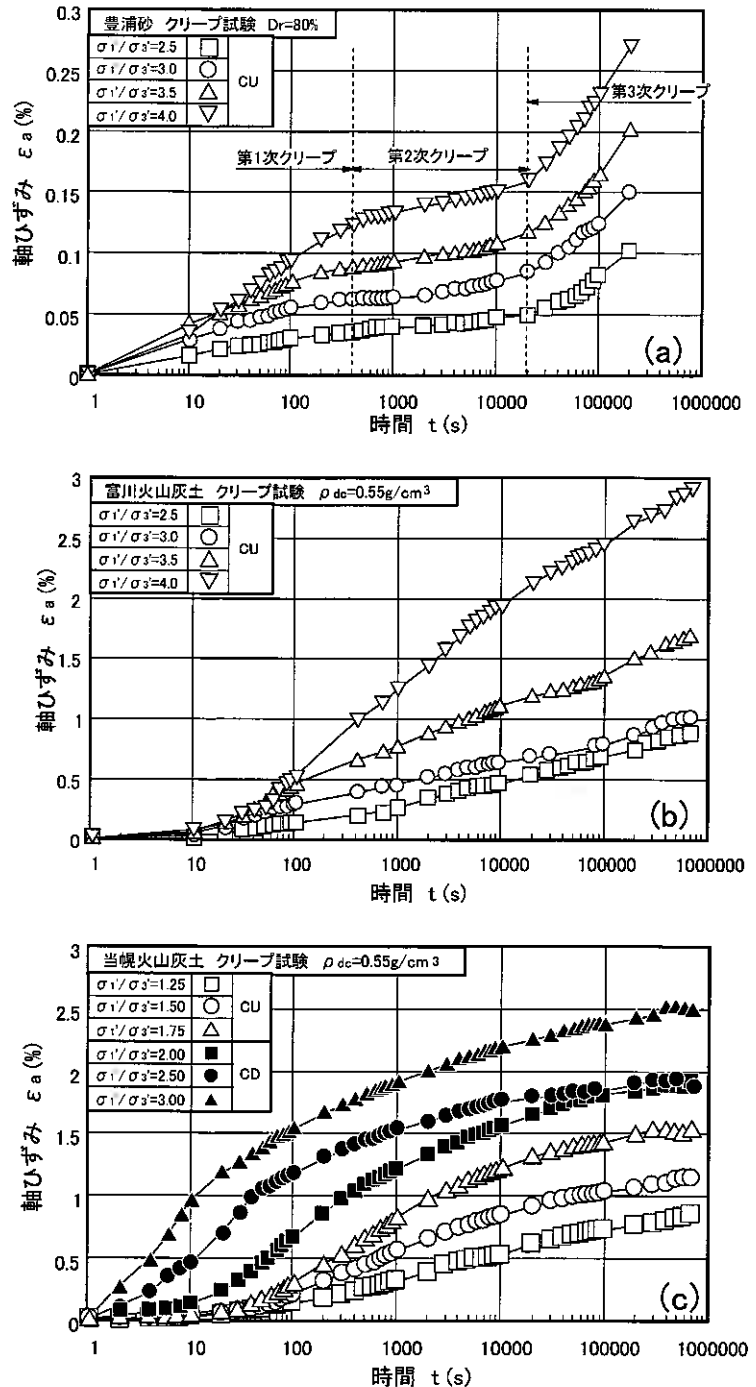


図-8 クリープ時間と軸ひずみの関係：

(a) 豊浦砂, (b) 富川火山灰土, (c) 当幌火山灰土

図-12に、富川および当幌火山灰土のクリープ時間 t と式(1)によって定義したクリープによる細粒分含有率の増加 $\Delta F_{c, Creep}$ の関係を示す。両火山灰土は、クリープ時間とクリープ開始時の主応力比の増加によって $\Delta F_{c, Creep}$ が増加している。特に、排水および非排水せん断それぞれで主応力比が高くなるほどクリープ時間の変化による $\Delta F_{c, Creep}$ の増大は著しい。この細粒分増加は、クリープ時に粒子破碎が生じて火山灰土の粒子が細粒化したものである。また図では、富川火山灰土よりも粒子が脆弱な当幌火山灰土の $\Delta F_{c, Creep}$ の方が大きな値であることも示されている。このように、破碎性火山灰土のクリープによる粒子破碎量は、主応力比、クリープ時間、粒子自体の硬さの影響を受けていることがわかる。

(2) クリープによる軸ひずみと粒子破碎との関係

図-13では、両火山灰土の $\Delta F_{c, Creep}$ と軸ひずみ ϵ_a の関係を整理している。富川火山灰土の ϵ_a は $\Delta F_{c, Creep}$ の増加に伴って増加する。一方、当幌火山灰土の場合はわずかな ϵ_a の増加により大きな $\Delta F_{c, Creep}$ の増加が生じている。

次に図-14では、CR=60%の場合で両火山灰土の $\Delta F_{c, Creep}$ とクリープ時間 t の関係を比較した。同じCRの場合で比較しても富川より当幌火山灰土の粒子破碎量は多く、クリープ時間と粒子破碎は一義的な関係にあることがわかる。

図-15では、同じくCR=60%に関して両火山灰土の ϵ_a と $\Delta F_{c, Creep}$ の関係を比較した。なお、富川火山灰土は $t=100000s, 200000s, 500000s, 700000s$ 、当幌火

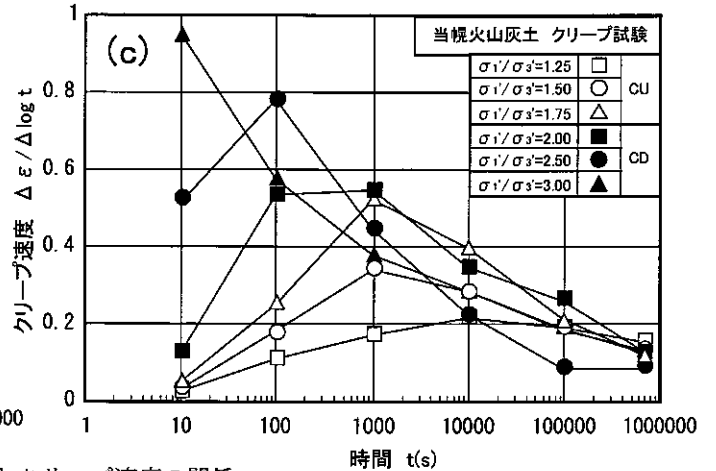
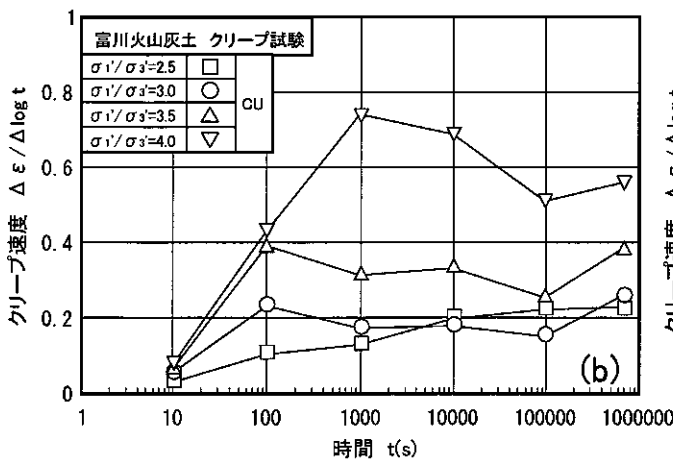
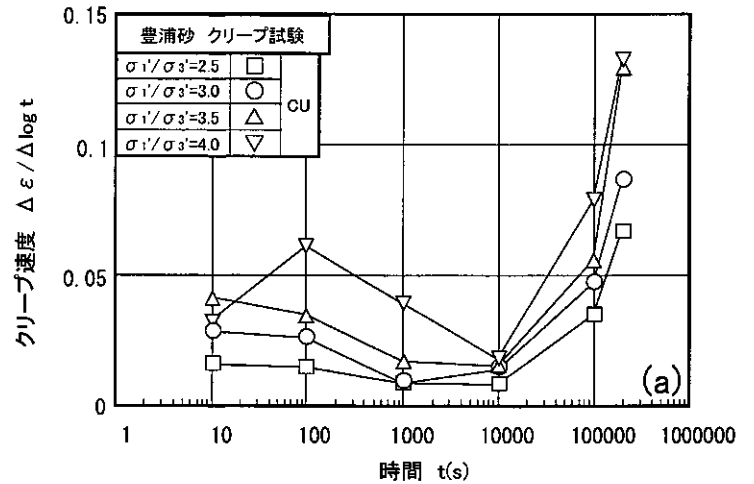


図-9 クリープ時間とクリープ速度の関係：
(a) 豊浦砂，(b) 富川火山灰土，(c) 当幌火山灰土

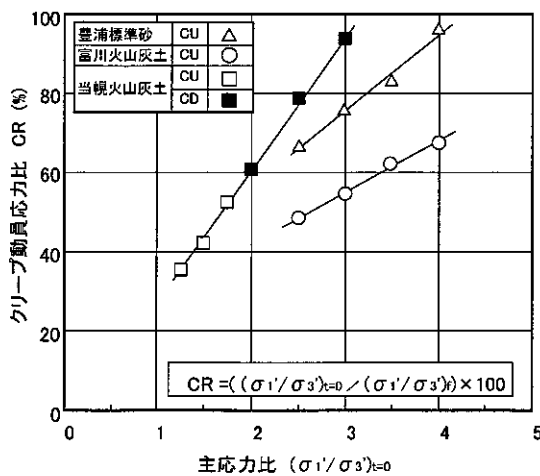


図-10 主応力比とクリープ動員応力比の関係

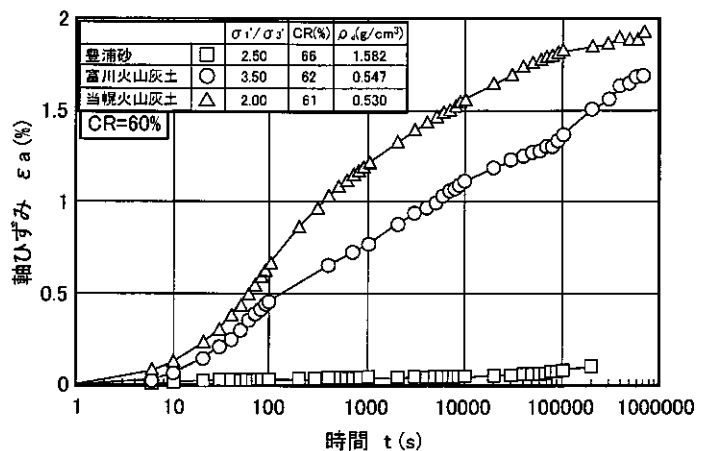


図-11 クリープ時間と軸ひずみの関係

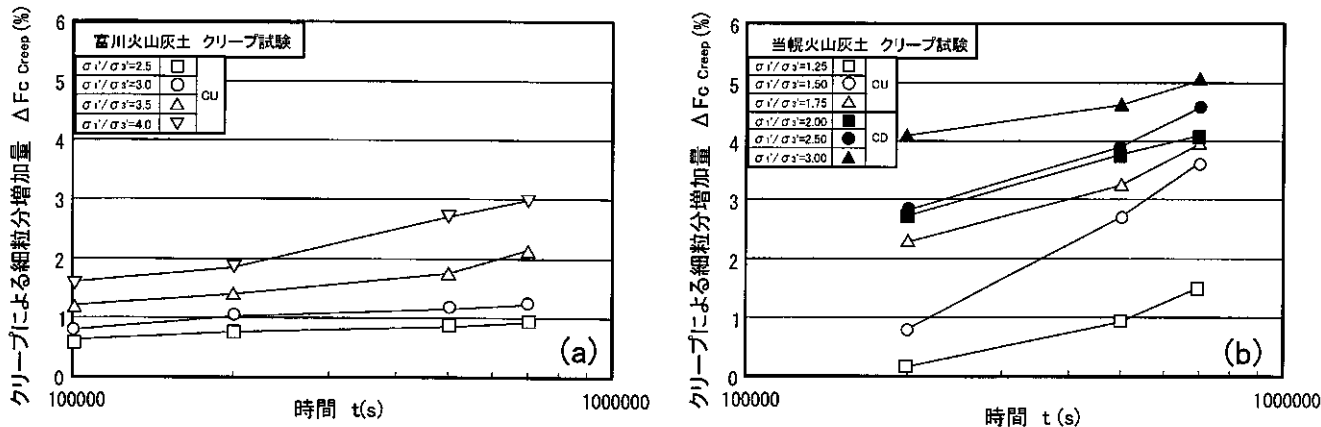


図-12 クリープ時間と粒子破碎増加量の関係：(a) 富川火山灰土，(b) 富川火山灰土

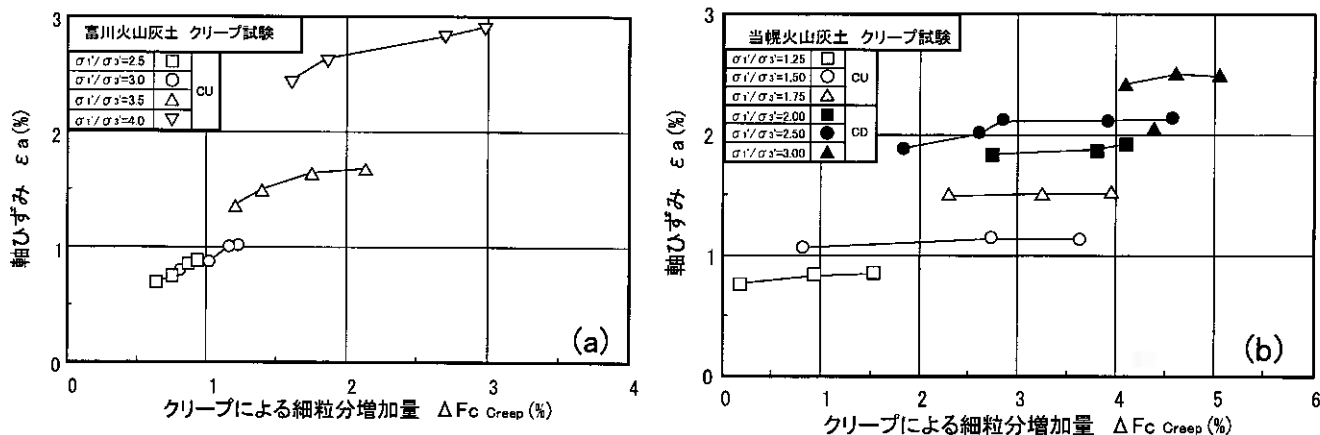


図-13 粒子破碎増加量と軸ひずみの関係：(a) 富川火山灰土，(b) 富川火山灰土

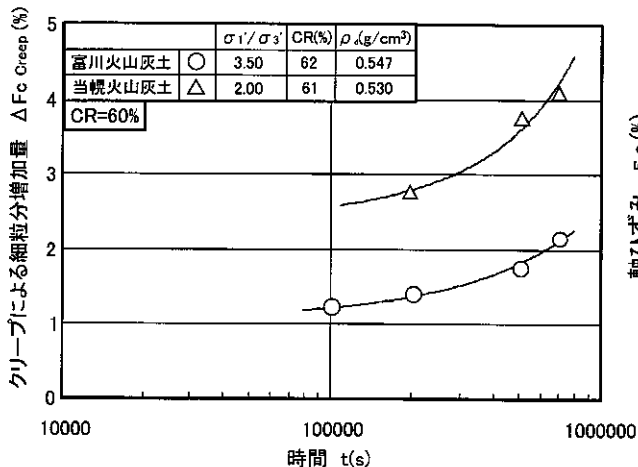


図-14 クリープ時間と粒子破碎増加量の関係

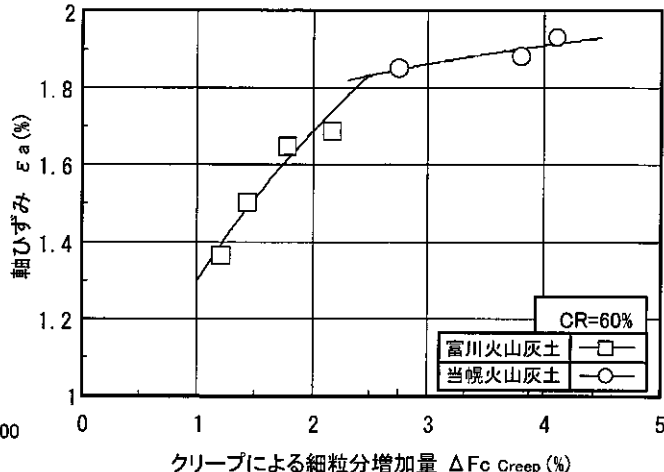


図-15 粒子破碎増加量と軸ひずみの関係

火山灰土は $t=200000, 500000s, 700000s$ に関する試験結果で整理している。この図から、両火山灰土ともに ϵ_a と $\Delta F_{c \text{ Creep}}$ は良い対応関係にあり、粒子破碎を伴った粒子の再配列が軸ひずみを増大させていることが明らかである。なお、 $CR=60\%$ に関して両火山灰土の ϵ_a と $\Delta F_{c \text{ Creep}}$ の関係を定式化すると式

(3) のようになる。表-2には、各火山灰土の定数 a, b を示している。

$$\epsilon_a = a \cdot (\Delta F_{c \text{ Creep}})^b \quad (CR=60\%, t = 100000 \sim 700000) \quad (3)$$

表-2 定数 a, b

	a	b
富川火山灰土	1.30	0.377
当幌火山灰土	1.69	0.089

(3) 火山灰土の粒子内間隙の評価

前述のように、火山灰土の粒子破碎は粒子の硬さの影響を大きく受ける。また、その粒子の硬さを支配する要因の1つに粒子の内部構造すなわち粒子内間隙の影響があることを述べた。そこで以下では、各火山灰土の粒子内間隙を調べ

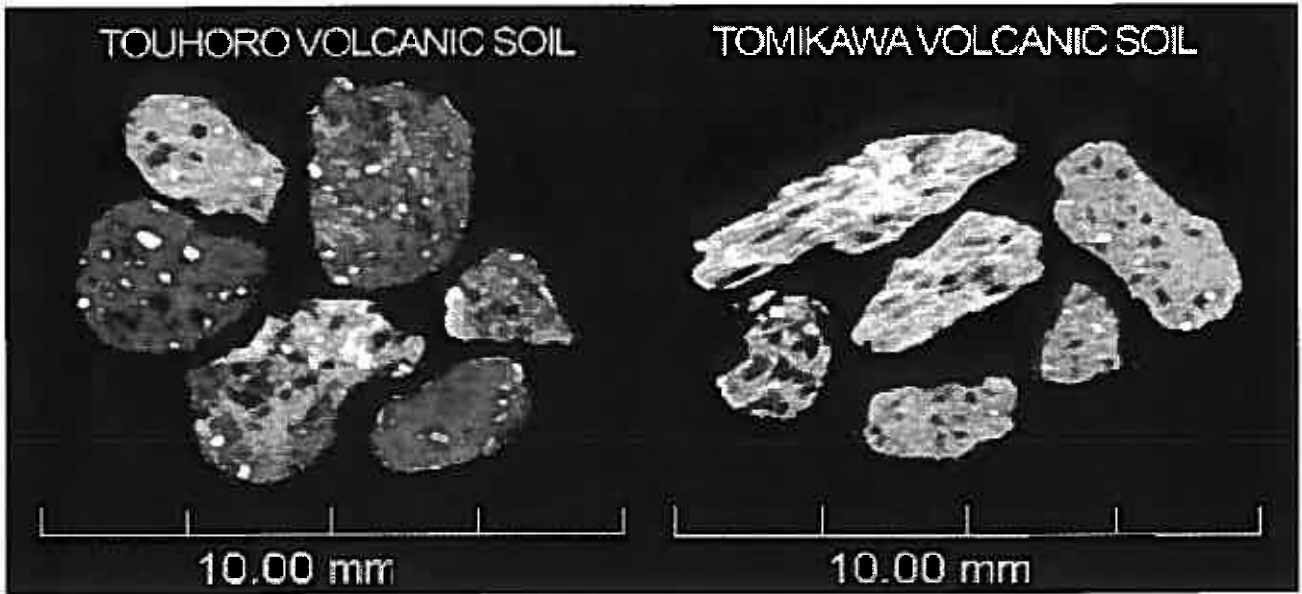


写真-1 X線CT画像による粗粒火山灰土の断層写真

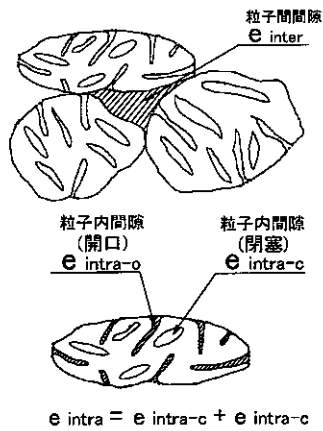


図-16 粒子間隙 e_{inter} と粒子内間隙 e_{intra}

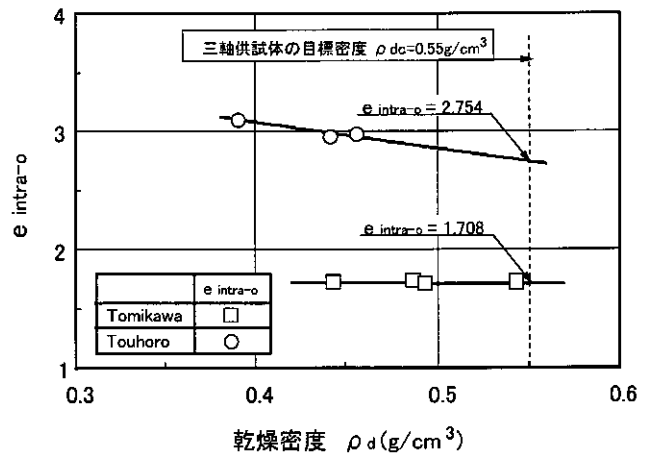


図-17 火山灰土の乾燥密度と $e_{intra-o}$ の関係

た結果やそれとクリープによる粒子破碎との関係について示す。

写真-1は、X線CTによる火山灰土の粒子断面の画像である。写真は断面方向1mm間隔で撮影している。写真のように軽石の粒子表面には凹凸があり、粒子内には多数の間隙(黒点)と鉱物(白点)が存在することを確認することができる。

次に、この粒子内間隙を模式的に表したのが図-16である。多孔質な軽石の間隙は粒子間隙 e_{inter} と粒子内間隙 e_{intra} に大別することができる。また粒子内間隙 e_{intra} には、通水可能な開口間隙 $e_{intra-o}$ と通水不可能な閉塞間隙 $e_{intra-c}$ が存在する。

図-16の $e_{intra-o}$ は、試験方法で示した粒子内間隙の測定試験の結果を用いて式(2)から定量的に求めることができる。一方、 $\rho_{intra-c}$ の定量的な評価は行っていないが、土粒子の密度 ρ_s と粒子を粉碎した細粒分の土粒子の密度 $\rho_{s\text{ crush}}$ との差 $\Delta\rho$ は閉塞内部空隙によって生じたものと考えて、式(4)で定まる密度比 $\Delta\rho$ の値が各火山灰土の粒子における $e_{intra-c}$ の割合を表すパラメーターとした。

$$\Delta\rho = (\rho_{s\text{ crush}} - \rho_s) / \rho_{s\text{ crush}} \quad (4)$$

図-17に、粒子内間隙比の測定試験結果に基づく ρ_d と $e_{intra-o}$ の関係を示す。両火山灰土の $e_{intra-o}$ は極めて高い値になることが示されている。また、当幌火山灰土の $e_{intra-o}$ は ρ_d が低くなると減少する傾向にあるが、富川火山灰土の $e_{intra-o}$ は ρ_d の変化の影響をほとんど受けていないようである。ここで、クリープ試験時の三軸供試体の目標密度 ($\rho_d=0.55\text{g/cm}^3$) に対応する $e_{intra-o}$ は、それぞれ富川火山灰土で1.708、当幌火山灰土で2.754となる。

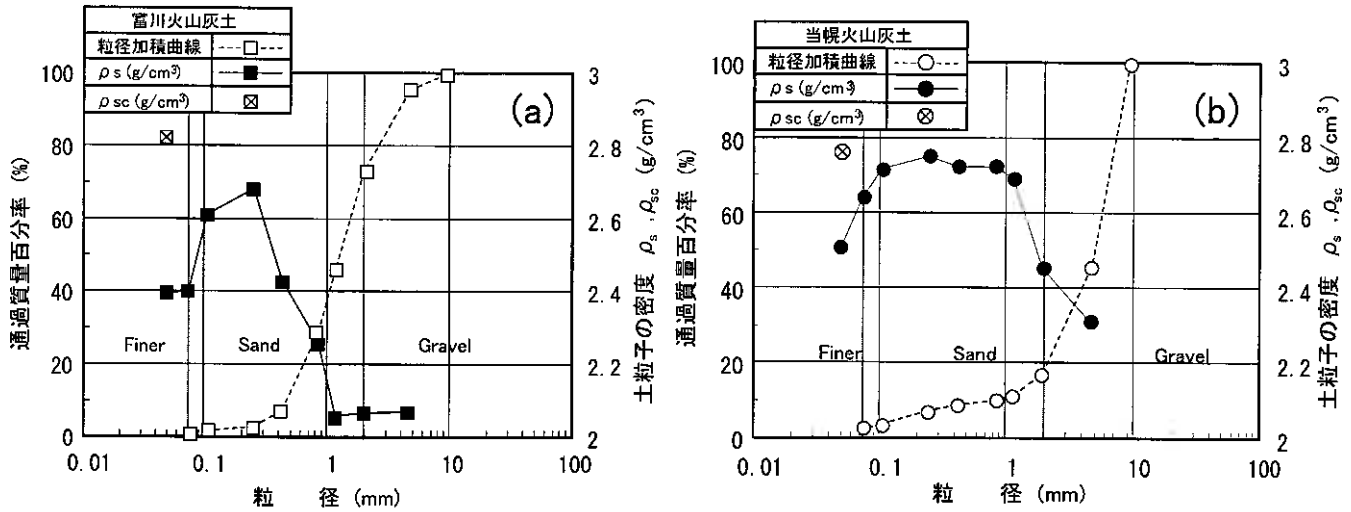


図-18 粒径加積曲線および粒径と土粒子密度の関係：(a) 富川火山灰土，(b) 当幌火山灰土

表-3 各粒径ごとの土粒子密度と $\Delta \rho$

D (mm)	富川火山灰土				当幌火山灰土			
	ρ_s (g/cm ³)	残留率 R(%)	$\Delta \rho$	$R \cdot \Delta \rho$	ρ_s (g/cm ³)	残留率 R(%)	$\Delta \rho$	$R \cdot \Delta \rho$
4.75	2.069	4.63	0.266	1.232	2.306	54.44	0.165	8.962
2.00	2.067	22.57	0.267	6.026	2.451	28.63	0.112	3.206
1.18	2.057	26.76	0.271	7.240	2.690	5.63	0.025	0.143
0.85	2.260	17.12	0.199	3.400	2.721	1.19	0.014	0.017
0.425	2.429	21.59	0.139	2.994	2.721	1.42	0.014	0.020
0.250	2.681	4.67	0.049	0.230	2.751	1.49	0.003	0.005
0.106	2.610	0.99	0.074	0.074	2.715	3.60	0.016	0.059
0.075	2.401	0.60	0.149	0.089	2.640	1.66	0.044	0.072
細粒分	2.394	1.07	0.151	0.162	2.505	1.94	0.092	0.179
Σ	—	100	—	21.447	—	100	—	12.663
$\Delta \rho = \Sigma (R \cdot \Delta \rho) / \Sigma R = 0.214$				$\Delta \rho = \Sigma (R \cdot \Delta \rho) / \Sigma R = 0.127$				

次に、 $\Delta \rho$ を求めるために富川と当幌火山灰土の各粒径区分における ρ_s と $\rho_{s\text{ crush}}$ の変化を整理したのが図-18である。 ρ_s と $\rho_{s\text{ crush}}$ の値は粒径によって変化が生じるため、表-3では各粒径ごとの ρ_s 、 $\Delta \rho$ を示し、原位置試料の粒度分布に相当する $\Delta \rho$ 値を算出している。表-1で示したように、富川火山灰土の $\rho_{s\text{ crush}}$ は当幌火山灰土よりも高い値になるにも係らず、富川火山灰土の $\Delta \rho$ は当幌火山灰土よりも大きな値になることがわかる。

以上の結果から、供試体密度に対応した粒子内間隙を表す各パラメータを取りまとめたのが表-4である。前述のように $\Delta \rho$ は富川火山灰土の方が大きい、 $e_{\text{intra-o}}$ は当幌火山灰土の方がはるかに大となる。また $e_{\text{intra-o}}$ の全間隙比に対する割合 $e_{\text{intra-o}}/e$ で評価すると富川火山灰土は0.553、当幌火山灰土では0.684となり、両火山灰土の粒子内空隙量は極めて大きいことが明らかである。

表-4 供試体密度に対応する粒子内間隙のパラメーター

	ρ_{dc} (g/cm ³)	e	$e_{intra-o}$	$\Delta \rho$	$e_{intra-o}/e$
富川火山灰土	0.520	3.269	1.710	0.214	0.523
当幌火山灰土	0.530	3.604	2.798	0.127	0.776

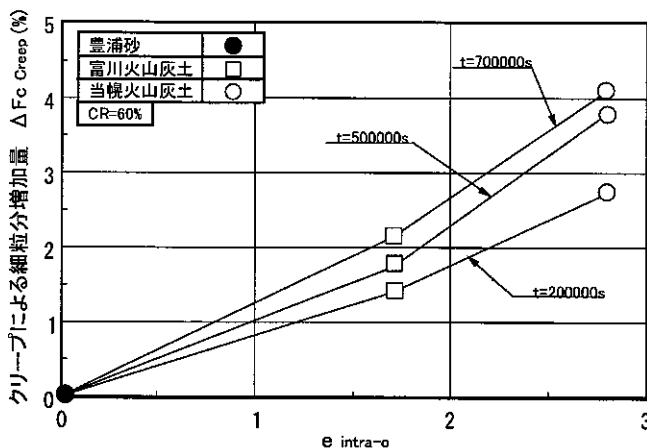


図-19 $e_{intra-o}$ と細粒分増加量の関係

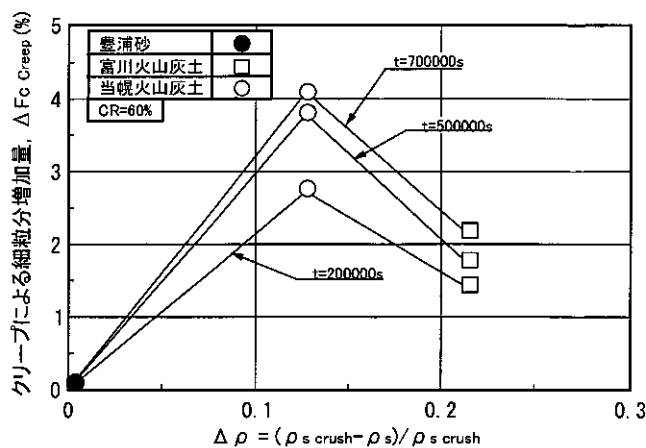


図-20 $(\rho_{sc} - \rho_s) / \rho_{sc}$ と細粒分増加量の関係

(4) 粒子内間隙と粒子破砕量との関係

図-19には、火山灰土のCR=60%に関する $e_{intra-o}$ と $\Delta F_{c,Creep}$ の関係をクリープ時間ごとに整理している。豊浦砂は非破砕性であるため、内部空隙は存在しないものとして $e_{intra-o} = 0$ として示している。図のように、開口した粒子内間隙 $e_{intra-o}$ が増加すると、クリープによる粒子破砕量 $\Delta F_{c,Creep}$ も増加することが明らかである。このことから、間隙比の値の大部分を占めている $e_{intra-o}$ の存在は、破砕性火山灰質粒状体の粒子破砕を支配する要因であるといえる。

また図-20には、閉塞した粒子内間隙を表すパラメーターの $\Delta \rho_s$ と $\Delta F_{c,Creep}$ との関係を示している。両者の関係は $e_{intra-o}$ の場合のような正の相関ではなく、粒子破砕の増加量は閉塞された粒子内間隙比の影響を大きく受けていないことを示唆するような結果である。

以上の結果から、火山灰質粒状体の粒子破砕特性は開口した粒子内間隙に支配されている。一方、閉塞した粒子内間隙のパラメーターと粒子破砕量が正の相関を示さないことは、それが開口した粒子内間隙量よりも小さな量であるための可能性が考えられる。したがって、今後は閉塞した粒子内間隙量について求める方法も考察し、定量化された閉塞および開口した粒子内間隙量の両者が粒子破砕に及ぼす各々の影響を定量的に照査する必要がある。

5. まとめ

豊浦砂と粒子破砕が生じる2種類の火山灰質粒状体（軽石）に対し、主応力比とクリープ時間を変化させたクリープ試験の結果とクリープ特性に及ぼす粒子破砕の影響について考察を行った。一連の試験結果から得られた結論は以下の通りである。

- ① 粒子破砕性を示す火山灰質粒状体のクリープ挙動は豊浦砂のそれとは異なり、クリープ開始初期の段階から軸ひずみが増加する。また発生軸ひずみは、粒子が脆弱な当幌火山灰土で著しい。
- ② 破砕性火山灰土のクリープによる粒子破砕量は、同一のクリープ動員応力比で評価するとクリープによる軸ひずみと一義的な関係にある。
- ③ クリープによる粒子破砕は主応力比、クリープ時間および粒子自体の硬さの影響を受けている。このうち、粒子の硬さを支配する大きな要因の1つに粒子内間隙の存在が挙げられる。この粒子内間隙は、X線CT画像によって捉えることができた。
- ④ 富川および当幌火山灰土の開口した粒子内間隙 $e_{intra-o}$ は、全間隙の52~78%を占めている。データは限られているものの、破砕性火山灰土のクリープによる粒子破砕量 $\Delta F_{c,Creep}$ は $e_{intra-o}$ と正の相関にあることが明らかとなった。

【謝辞】

本論文で示した火山灰土の X 線 CT 写真は、北海道大学大学院工学研究科 森吉昭博 教授および東本崇 助手により提供頂いた。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) Miura S., Yagi K. and Asonuma T. : Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, 43(4), pp.47-57, 2003.
- 2) 松田正大, 三浦清一, 安田龍太郎 : 破碎性粒状体のクリープ挙動に関する研究, 第38回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.417-418, 2003.
- 3) 木村充宏, 三浦清一, 中田隆文 : 破碎性粒状体のクリープ特性の評価, 第40回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.853-854, 2005.
- 4) 八木一善, 三浦清一 : 破碎性火山灰土地盤の力学特性の評価, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.221-234, 2004.
- 5) Wesley, L. D. : Determination of Specific gravity and Void ratio of pumice material, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol.24, pp.418-422, 2001.
- 6) 中田隆文, 三浦清一, 相馬尅之 : 土の間隙構造と力学特性の関係, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.45, pp.187-192, 2005.
- 7) 地盤工学会 : 土質試験の方法と解説 - 第1回改訂版 -, 2000.
- 8) 村山朔朗, 栗原則夫, 関口秀雄 : 粘土のクリープ破壊について, 京大防災研究所年報第13号 B, 1970.

北海道大学大学院 ○学生員 堀田大介
 北海道大学大学院 正会員 三浦清一

1. はじめに

日本に分布する火山灰土の中には自然含水比が 100%を越えるような多孔質の粒子で構成されるものが多く、粗大粒子ほど脆弱性を示す傾向にある¹⁾。著者らはこうした火山灰土を用いた一連の力学試験から、特に北海道に分布する火山灰土は通常の工学的な応力下においても顕著な粒子破碎が生じることを指摘してきた^{2), 3)}。このような特性を示す地盤材料は北海道に限らず全国に広く分布しており、九州南部に分布する火山性堆積物のしらすや、中国・四国北部、東北部に多く分布する花崗岩起源の風化残積土であるまさ土などがその典型例として挙げられる。これらに関する研究によれば、例えば岡林ら⁴⁾は、しらすを用いた非排水繰返しせん断試験から、その液状化強度は粒子破碎の影響によって拘束圧依存性の現れ方が他の粒状体とは異なると報告している。また、鬼塚、吉武⁵⁾は、まさ土を用いて一面せん断試験を行い、垂直応力を増加させるほど粒子破碎が顕著となり、粘着力 c_d の増加およびせん断抵抗角 ϕ_d の減少がもたらされることを指摘している。

この他にも、粒子破碎のメカニズムに関する研究として、単粒子の強度から粒状体の破碎過程を論じたり⁶⁾、粒子破碎が収束するような大変形時の力学挙動を調べたり⁷⁾するような研究が行われている。また、事例研究としては、標準貫入試験における粒子破碎と N 値の関係⁸⁾や、打ち込み杭沈降に生じる粒子破碎と周面摩擦力の関係⁹⁾、さらに、フィルダム底部のような高圧環境と粒子破碎の関係¹⁰⁾を調べた研究等が挙げられる。しかしその一方で、粒状体要素に働く応力状態から粒子破碎を定量化しようという試みは全体を見渡しても少ないように思われる。先述のように粒子破碎は材料特性のみならず、例えば繰返し荷重や高圧などの周辺環境の影響を多分に受けるため、起こりうる多様な変形状、応力条件における粒子破碎パターンについて考える必要がある。このことは、特定の試験方法によって粒子破碎現象を捉えるべきではないことを示唆していると言えよう。

そこで、本研究では平均有効主応力一定条件のもと、主応力軸回転を含む任意の応力条件下における一連の繰返しねじりせん断試験を行い、各々の試験で生じる粒子破碎について詳細に調べた。そして、繰返し載荷条件下における粒子破碎の定量化についての検討や、主応力軸回転が粒子破碎特性に及ぼす影響について考察を試みた。また、過圧密履歴を与えた際に生じる粒子破碎が、供試体の剛性変化に及ぼす影響についても併せて論じている。

2. 試験条件

2. 1. 中空ねじりせん断試験

本研究で製作した中空ねじりせん断試験機¹¹⁾は、2台のダイレクトドライブモーターと応力のフィードバック制御を可能としたプログラムを用いることにより、図-1(a)に示すような中空円筒供試体(寸法:外半径 $r_o=50\text{mm}$, 内半径 $r_i=30\text{mm}$, 高さ $H=200\text{mm}$)の上端面に鉛直荷重 F (または鉛直変位 ΔH)、ねじり力 T (または回転角 $\Delta\theta$)を精度良く独立に載荷することができる。また、供試体側面には内外2枚のメンブレンを介し外側圧 p_o 、内側圧 p_i を独立に与えることが可能となっているが、本研究ではすべての試験において内・外側圧は一定とした。よって、供試体に作用する周方向応力 σ_θ と半径方向応力 σ_r は常に等しい(図-1(b)参照)。供試体の上下端面は6枚の鋼製リブをポーラスストーンに取り付けることにより、ポーラスストーンと試料間のすべりを防止している。

中空ねじりせん断試験においてはせん断応力 $\tau_{a\theta}$ 、せん断ひずみ $\gamma_{a\theta}$ の半径方向における非一様性¹²⁾が問題となるが、せん断応力は供試体の物性を剛塑性体と仮定して求めた値、せん断ひずみは平均半径における値をそれぞれ用いることとした。これらを式(1)、(2)に示す。せん

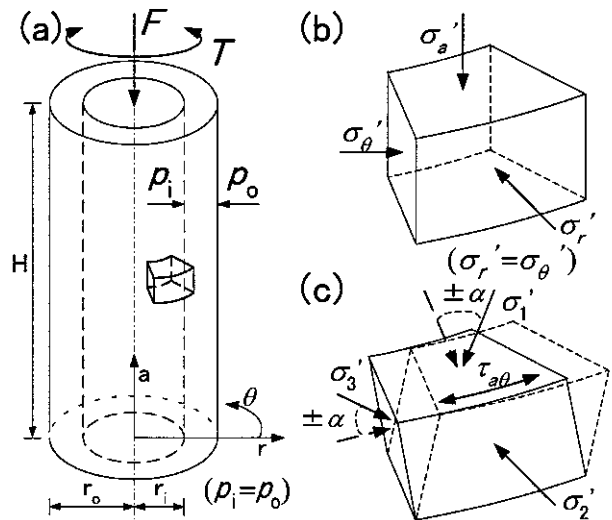


図-1 荷重および応力-変位の定義

Particle breakage characteristics due to cyclic shear stress and its evaluation

Daisuke HOTTA, Seiichi MIURA (Hokkaido University, Graduate School of Engineering)

$$\tau_{a\theta} = \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} \quad \dots(1)$$

$$\gamma_{a\theta} = \frac{\Delta\theta(r_o + r_i)}{2H} \times 100 \quad \dots(2)$$

$$\sigma_1', \sigma_3' = \frac{\sigma_a' + \sigma_\theta'}{2} \pm \frac{\sqrt{(\sigma_a' - \sigma_\theta')^2 + 4\tau_{a\theta}^2}}{2} \quad \dots(3)$$

$$\sigma_2' = \sigma_r' \quad \dots(4)$$

$$\alpha = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_2' - \sigma_3'}{\sigma_1' - \sigma_3'} \right)^{\frac{1}{2}} = \sin^{-1} b^{\frac{1}{2}} \quad \dots(5)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \quad \dots(6)$$

$$q = \sigma_1' - \sigma_3' \quad \dots(7)$$

$$K = \frac{\sigma_r'}{\sigma_a'} \quad \dots(8)$$

$$OCR = \frac{p_c'}{p_s'} \quad \dots(9)$$

断時の最大有効主応力 σ_1' 、最小有効主応力 σ_3' は式(1)で求めたせん断応力 $\tau_{a\theta}$ を用いて式(3)で表される。なお、中間有効主応力 σ_2' は試験時の供試体に作用する内・外側圧が常に等しいのでせん断応力の値によらず常に半径方向応力に等しい(式(4)、図-1(c)参照)。また、本研究では鉛直軸と最大主応力軸がなす角を式(5)のように主応力軸回転角 α として定義した。ここで、 b は中間主応力パラメータである。さらに、本研究においては供試体の応力状態を平均有効主応力 p' 、偏差応力 q 、土圧係数 K (以降、 K 値とする)と過圧密比 OCR によって定義している。それぞれの値は式(6)~(9)で算定される。ここで、 p_c' は先行圧密時の最大平均有効主応力、 p_s' はせん断時の平均有効主応力である。

2. 2. 試験試料

本研究に用いた試料は北海道中標津町当幌地区より採取した火山灰土である。この火山灰土は噴出年代が1.1~1.3万年前と推定される摩周火山起源降下軽石層のうち、土被り約1~2mの地盤に位置するより強い風化を受けたものである。火山砕屑物は降下火砕堆積物と火砕流堆積物に分類されるが、本試験に用いた火山灰土は前者に相当するものであり、この多くは多孔質で脆弱な粒子で構成されている。

著者らは噴出源の異なるいくつかの火山灰土について圧密およびせん断過程における粒子破碎特性を詳細に調べており³⁾、中でも本試験に用いた火山灰土は特に顕著な破碎性を示すことが明らかとなっている。本研究ではこの火山灰土のうち、ふるい分けにより5.6mmふるいを通過し4.75mmふるいに残留したものをを用いた(図-2参照)。以下本論文では、これを単一粒度分布試料とする。なお、図中には自然粒度分布試料の粒径加積曲線も併記した。

また、試料の物理的性質については表-1に示すとおりである。ただし、ここで最大・最小密度を求めるために行った試験では、用いた試料の粒度分布が日本工業規格「砂の最小密度・最大密度試験方法」(JIS A 1224)の示す適用範囲(2mmふるいを通過し、75mmふるいに95%以上残留する砂)を満たしていないため、求められた値については参考値とみなすべきである。

2. 3. 供試体作製方法

試験供試体は空中落下法により作製した。落下高さおよび落下流量はすべての供試体について同じではあるが、初期供試体密度にはある程度のバラツキが生じた。これは供試体が先述のような多孔質性を有する粒子で構成されているためであるが、本研究ではこのバラツキを誤差の範囲としている。供試体を19.6kPaの負圧で自立させ初期供試体寸法を計測したのち、負圧を19.6kPaの側圧に切り替えた。

供試体の飽和は二酸化炭素の通気、脱気水通水を経て背圧196kPaを載荷することによって行った。すべての供試体において間隙水圧係数 B 値が0.96以上であることを確認したのち、次節に示す所定の方法で圧密を行っている。

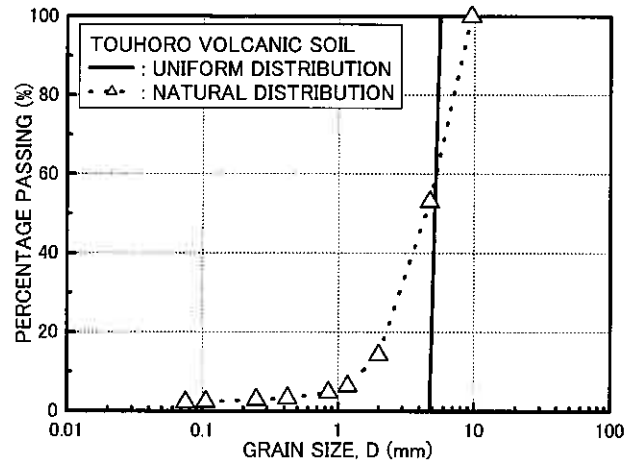


図-2 用いた試料の粒径加積曲線

表-1 用いた試料の物理的性質

	TOUHORO VOLCANIC SOIL	
	UNIFORM DISTRIBUTION (5.6 ≥ D > 4.75mm)	NATURAL DISTRIBUTION (D ≤ 9.5mm)
ρ_s (g/cm ³)	2.55	2.55
ρ_{dmax} (g/cm ³)	0.277	0.654
ρ_{dmin} (g/cm ³)	0.236	0.485
D_{50} (mm)	5.17	4.48
U_c	1.1	3.5
F_c (%)	0.0	2.2

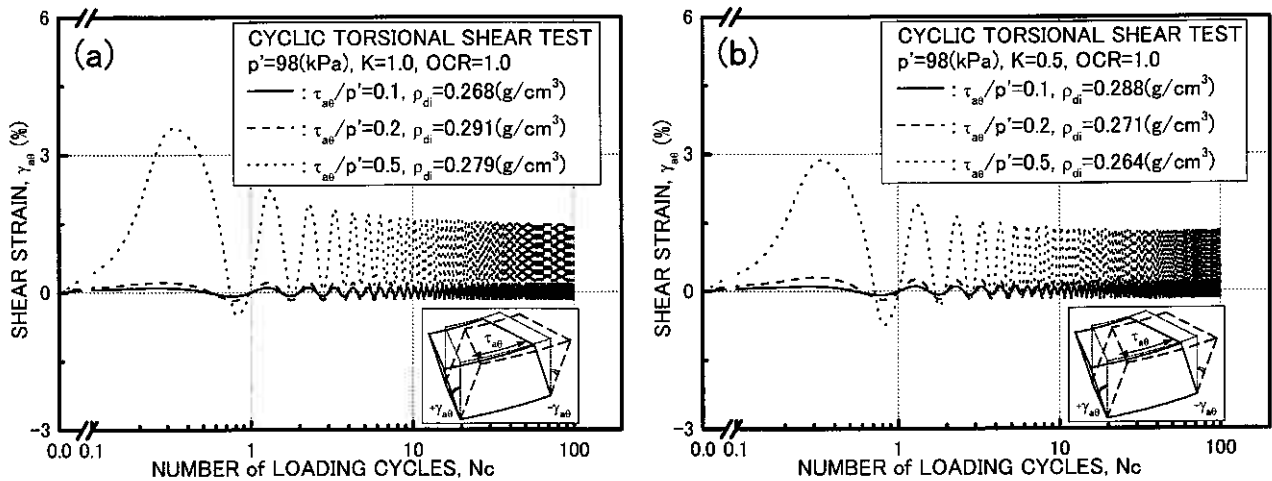


図-3 $p'=98\text{kPa}$, $OCR=1.0$ におけるせん断ひずみ振幅
(a) 等方圧密供試体 (b) 異方圧密供試体

2. 4. 試験方法

本研究で行った試験は応力制御による繰返しねじりせん断試験である。このほかに圧密過程で生じる粒子破砕量を調べるための試験も必要に応じて行った。各試験は等方圧密と異方圧密の両方について検討を行い、一部の試験は過圧密履歴を与えている。

圧密時の平均有効主応力 p' は 49kPa , 98kPa , 147kPa のいずれかである。 K 値は、等方圧密では $K=1.0$, 異方圧密では $K=0.5$ となるように制御を行った。破砕性粒状体は圧密過程においても時間依存性の破砕挙動を示す¹³⁾ことが知られているので、すべての試験において圧密時間は4時間としている。また、せん断時の平均有効主応力は 49kPa または 98kPa のいずれかであり、過圧密履歴を与える試験ではすべて 49kPa まで除荷したのちに載荷を行った。

繰返しねじりせん断試験は、正規圧密供試体を用いる際には圧密時の平均有効主応力および K 値を保持したまま、平均有効主応力に対するせん断応力の片振幅の比、すなわち繰返しせん断応力比 τ_{sh}/p' が 0.1 , 0.2 , 0.5 となるように制御し、繰返し載荷回数 N_c が1回, 10回, 100回まで排水状態で載荷した。また、過圧密供試体を用いる際には圧密時の K 値を一定に保持したまま平均有効主応力を 49kPa まで除荷(過圧密比 3.0 , 2.0) したのちに、繰返しせん断応力比が 0.5 , 繰返し載荷回数が100回まで排水状態で載荷した。

なお、試験に用いた試料は粗大な粒子で構成されているためメンブレンペネトレーションの影響は少なくないが、これに対する補正は行わず、せん断力に及ぼすメンブレン張力についてのみ補正を行った。

すべての試験後、試料はふるい分析により粒度分布を調べている。ふるい分析は十分な時間をかけて所定の回数だけふるいを前後左右に動かすことを基本とし、必要に応じて手でふるいをたたくなどの軽い衝撃を与えるようにしている。本研究ではこうして得られた試験後試料の粒径加積曲線と図-2に示した試験前試料の粒径加積曲線から細粒分増加量 ΔF_c を算出し、これを粒子破砕評価指標として用いている。細粒分増加量は式(10)に示すように初期状態の細粒分含有率 F_{ci} と試験後の細粒分含有率 F_{cf} との差により求められる。この評価指標については、既往の研究によりその有用性³⁾が確かめられている。

$$\Delta F_c = F_{cf} - F_{ci} \quad \dots (10)$$

3. 試験結果と考察

3. 1. 繰返しねじりせん断試験における力学特性

3. 1. 1. 正規圧密領域における力学挙動

図-3 (a), (b)には平均有効主応力 $p'=98\text{kPa}$ における繰返しねじりせん断試験から得られた繰返し載荷回数 N_c とせん断ひずみ振幅 γ_{sh} の関係を示した。(a)には等方正規圧密供試体, (b)には異方正規圧密供試体の結果を示している。両図より、 K 値によらず繰返しせん断応力比 $\tau_{sh}/p'=0.5$ の場合に限っては供試体の変形が非対称形を呈しており、さらにひずみ振幅の減衰が生じている。一方で、せん断応力比 0.2 , 0.1 の場合ではすべての試験においてひずみ振幅一定に近い変形が生じているのがわかる。このようなせん断応力比の大きさに伴う変形挙動の相違は、応力-ひずみ関係におけるせん断応力比 0.1 , 0.2 と 0.5 に相当する点の変形性状の違いとして考えられよう。すなわち、せん断応力比 0.5 に相当する点では 0.1 , 0.2 の点に比べて塑性変形が卓越していることを意味している。このことから、せん断応力比 0.5 のケースでは塑性変形が進行することにより供試体の非対称変形が顕著に現れたと考えられよう。また、塑性変形を受けた

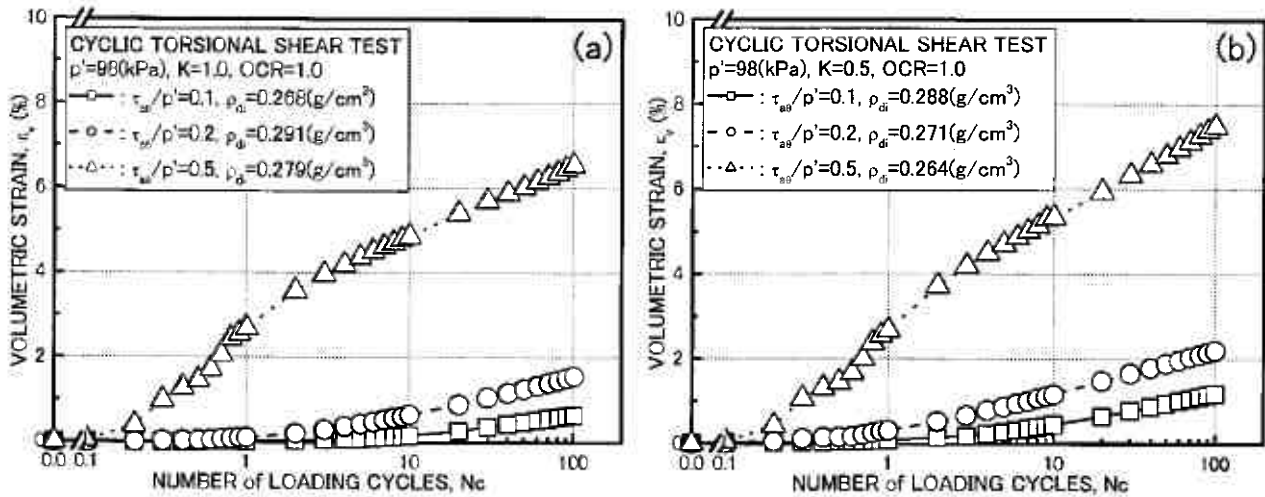


図-4 $p'=98\text{kPa}$, $OCR=1.0$ における体積ひずみ
(a) 等方圧密供試体 (b) 異方圧密供試体

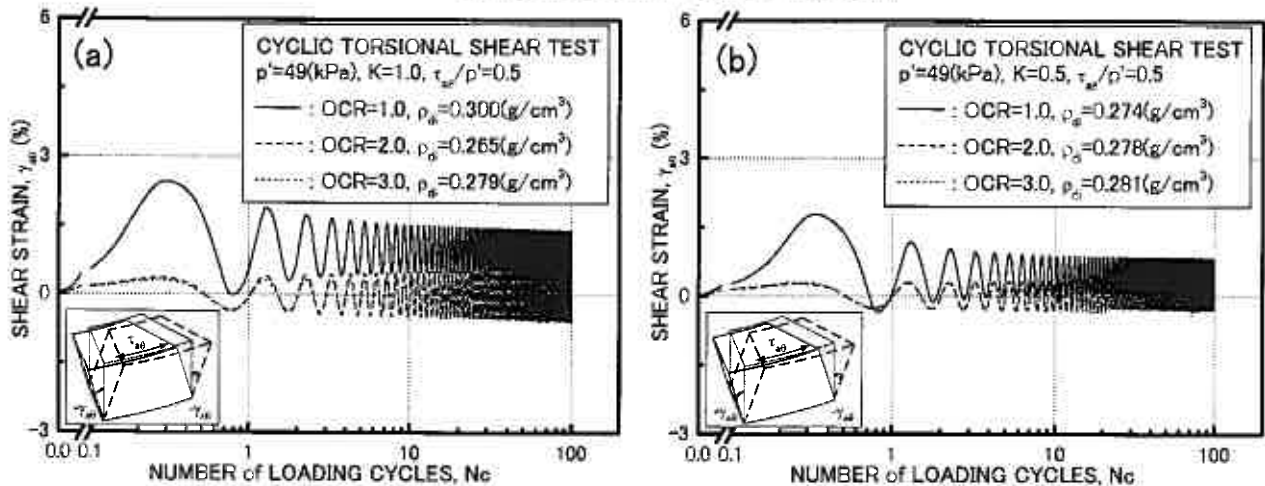


図-5 $p'=49\text{kPa}$, $\tau_{vo}/p'=0.5$ におけるせん断ひずみ振幅
(a) 等方圧密供試体 (b) 異方圧密供試体

供試体はそれ以前に保持していた安定な粒状体の配列構造を失うため、繰返し載荷初期のせん断ひずみ振幅はより大きくなったと思われる。その一方で、繰返し載荷回数に連れ粒子破碎の進展を受けながらもより安定した配列を得るべく再配列・充填化することにより供試体剛性が回復し、せん断ひずみ振幅が減衰してくるものと推察される。また、のちに示す体積収縮および粒子破碎挙動も、供試体剛性の回復に影響を及ぼしたことを示唆している。さらに、等方圧密供試体に比べて、異方圧密供試体に生じるせん断ひずみ振幅が小さいことが指摘できる。これは、同じ平均有効主応力で圧密された供試体であっても、その剛性は異方圧密を受けた供試体の方が高いことを表している。

続いて、図-4 (a), (b)には平均有効主応力 $p'=98\text{kPa}$ の繰返しねじりせん断試験から得られた繰返し載荷回数 N_c と体積ひずみ ϵ_v の関係を示した。(a)には等方正規圧密供試体、(b)には異方正規圧密供試体の結果を示している。両者を比較すると、等方圧密供試体に比べて異方圧密供試体の体積収縮が著しく、この傾向はせん断応力比 τ_{vo}/p' が高いほど顕著といえる。なお、等方圧密供試体に比べて異方圧密供試体の体積収縮が卓越したことは、図-3 (a), (b)において異方圧密供試体のせん断ひずみ振幅の方が小さい値に収束したこと、すなわち異方圧密供試体の剛性回復がより進んでいることを示唆している。

このように K 値やせん断応力比の相違によって異なる体積ひずみ挙動を示すことは、繰返し載荷における再配列・充填効果の他に、後に述べる連続的な主応力軸回転の影響を強く受けていることを示唆するものである。ただし、本研究の試験条件では中間主応力パラメータ b や、せん断抵抗角 ϕ がそれぞれの試験条件毎に異なる変化を呈している。これらが力学挙動に及ぼす影響の評価については別途検討の必要があり、本研究の結果と併せて破碎性粒状体の体積変化特性を支配する要因を特定することが今後の課題である。

3. 1. 2. 過圧密領域における力学挙動

図-5 (a), (b)には、過圧密比 OCR の異なる供試体に対して行った繰返しねじりせん断試験から得られた繰返し載荷

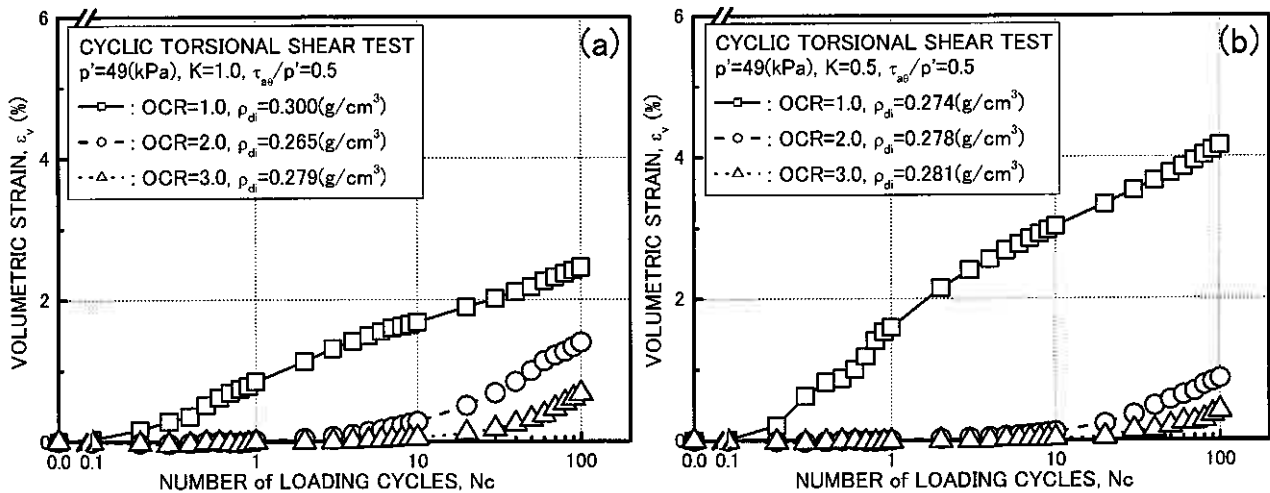


図-6 $p' = 49 \text{ kPa}$, $\tau_{a0}/p' = 0.5$ における体積ひずみ
(a) 等方圧密供試体 (b) 異方圧密供試体

回数 N_c とせん断ひずみ振幅 γ_{a0} の関係を示した。なお、試験時の平均有効主応力は $p' = 49 \text{ kPa}$ 、繰返しせん断応力比は $\tau_{a0}/p' = 0.5$ であり、(a) には等方圧密供試体、(b) には異方圧密供試体の結果を示している。図が示すように、等方圧密、異方圧密の違いによらず、正規圧密領域の供試体ではせん断ひずみ振幅が非対称形であり、なおかつ載荷回数の累積とともに減衰している。しかしながら、過圧密領域の供試体ではほぼ対称形のせん断ひずみ振幅となっており、載荷回数の累積に伴う振幅の増大や減衰は認められない。

次に、図-6 (a), (b) には図-6 に示した各試験の繰返し載荷回数 N_c と体積ひずみ ϵ_v の関係を示した。図-5 と同様に (a) は等方圧密供試体、(b) は異方圧密供試体の結果を表している。図より、正規圧密領域では等方圧密供試体に比べて異方圧密供試体の体積収縮が顕著であるが、過圧密領域では両者の関係が逆転しており等方圧密供試体の体積収縮が卓越している。

このような複雑な大小関係は、圧密および繰返し載荷時における応力状態を図-7 に示す p' - q 平面上で考えることにより説明可能である。まず、先行圧密時の応力状態について考えると、等方圧密供試体では $K=1.0$ であるから平均有効主応力 p' を 49 kPa , 98 kPa , 147 kPa と増加させても偏差応力 q は常にゼロ (プロットは図中 $q=0$ 軸上を①, ②, ③と移動) であるが、異方圧密供試体では $K=0.5$ なので平均有効主応力を 49 kPa , 98 kPa , 147 kPa と増加させるにつれて偏差応力もこれに伴い 36.75 kPa , 73.5 kPa , 110.25 kPa と増加してゆく (プロットは図中 $K=0.5$ 線上を④, ⑤, ⑥と上昇)。続いて、過圧密履歴を与えるため平均有効主応力を 49 kPa まで除荷すると、等方圧密供試体では偏差応力は常にゼロ (プロットは図中 $q=0$ 軸上を③, ②, ①と移動) であるが、異方圧密供試体の偏差応力は平均有効主応力の除荷に伴い 36.75 kPa まで減少してゆく (プロットは図中 $K=0.5$ 線上を⑥, ⑤, ④と下降)。次に、繰返し載荷時 (繰返しせん断応力比 $\tau_{a0}/p' = 0.5$) の応力状態について考えると、等方圧密供試体には繰返し偏差応力 49 kPa が生じる (振幅は図中⑦の範囲) のに対して、異方圧密供試体では繰返し偏差応力 61.25 kPa が生じる (振幅は図中⑧の範囲)。

ここで、各供試体が正規圧密領域にあるとき、 K 値による体積収縮の大小関係は、繰返し偏差応力の大きさに従って説明できよう。つまり、繰返し偏差応力が大きい異方圧密供試体に生じる体積変化の方が大きく、繰返し偏差応力の小さい等方圧密供試体に生じる体積変化は小さい。一方で、過圧密領域にある場合は、偏差応力の履歴を考えることで体積収縮の大小関係を説明することができる。異方圧密供試体に作用する繰返し偏差応力は、先行圧密応力 98 kPa , 147 kPa の点における偏差応力よりも小さい。また、等方圧密供試体では先行圧密応力 98 kPa , 147 kPa を与えても偏差応力は生じないので、繰返し載荷時の偏差応力は先行圧密応力の大きさによらず一連の履歴の中で最大のものである。つまり、先行圧密時の偏差応力が繰返し偏差応力を上回る異方圧密供試体の体積収縮は、先行圧密時に偏差応力の生じない等方圧密供試体の体積収縮よりも小さくなる。ただし、過圧密供試体の体積収縮は、先行圧密過程における粒子破碎とこれに伴う密実化の影響により、 K 値によらず正規圧密供試体の体積収縮よりも小さくなることは言うまでもない。

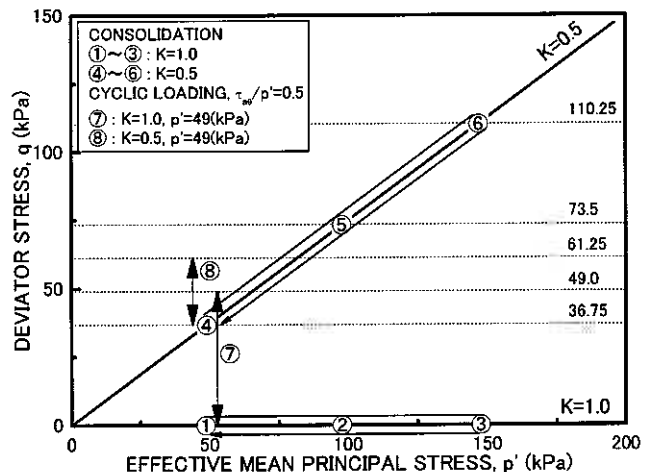


図-7 圧密および繰返し載荷時における応力状態

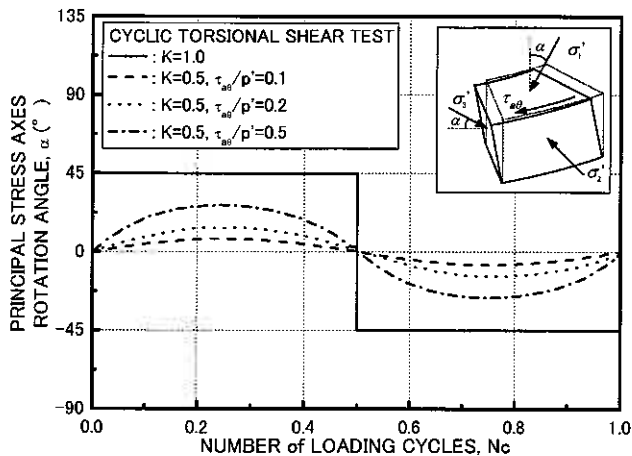


図-8 繰返しねじりせん断試験における主応力軸回転

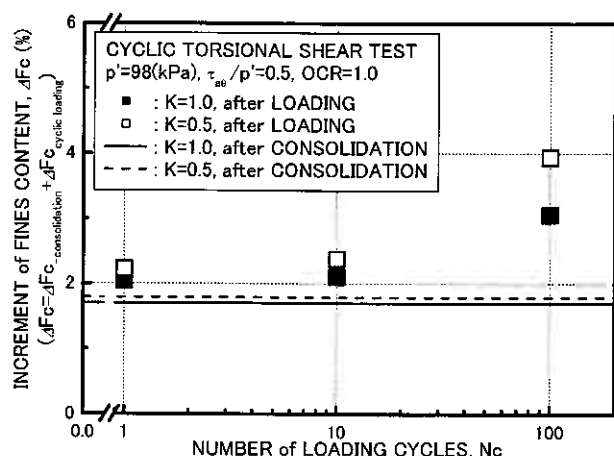


図-9 繰返し載荷回数毎の粒子破碎

このような理由から、過圧密領域における体積収縮は正規圧密領域のそれと傾向を異とする結果をもたらしたと考えられる。なお、ここでは主応力軸回転の有無については考慮せず、偏差応力についてのみ着目している。主応力軸回転の影響については粒子破碎特性との関連性について述べる。

3. 2. 繰返しねじりせん断試験における粒子破碎特性

3. 2. 1. 主応力軸回転が粒子破碎に及ぼす影響

図-8には各試験条件において繰返しせん断応力 τ_{a0} が1サイクル載荷された際に起こる主応力軸回転角 α の振幅を模式的に表した。繰返し載荷回数 $N_c=100$ 回の試験ではこれが100サイクル生じることになる。なお、この振幅は平均有効主応力 p' や過圧密比 OCR の大きさには依存しない。図から、等方圧密供試体では $\pm 45^\circ$ の入れ替わりであるのに対し、異方圧密供試体では載荷されるせん断応力の大きさによって振幅が異なるものの、緩やかかつ連続的な主応力軸回転の様子が伺える。既往の研究において、例えばIshihara and Towhata¹⁴⁾は連続的な主応力軸回転によって液状化抵抗が著しく低下することを示した。また、Miura et al.¹²⁾は連続的な主応力軸回転によって特異なダイレイタンシー特性が生じることを明らかにしている。これらの研究成果と同様に、本研究においても連続的な主応力軸回転下において著しい体積収縮が生じており、この連続的な主応力軸回転が粒子破碎に対しても何らかの影響を及ぼす可能性が考えられる。ただし、本研究における試験条件はIshihara and Towhata¹⁴⁾やMiura et al.¹²⁾の研究に比べて主応力軸回転の範囲が狭い。また、中空円筒供試体の内・外圧が等しく、三主応力の値、すなわち中間主応力パラメータ b が変化していることに注意を要する。

以上のことを念頭において、図-9には繰返し載荷回数 N_c と細粒分増加量 ΔF_c の関係を示す。なお、図中には所定の圧密過程で生じる細粒分増加量と、各繰返し載荷過程終了後の細粒分増加量とを示している。図より、いずれの繰返し載荷回数を比較しても、等方圧密供試体より異方圧密供試体に生じる細粒分増加量が多いことがわかる。また、繰返し載荷回数が増加するとともに、両者の開きが拡大していくことも指摘できる。このように、異方圧密された供試体に対する繰返しせん断応力の載荷では、等方圧密された供試体に対する載荷に比べて体積ひずみ挙動だけでなく粒子破碎特性においてもその特異性が指摘できる。このことから、連続的な主応力軸回転は既往の研究が示してきた特異なダイレイタンシー特性のみならず、粒子破碎に対しても無視し得ない影響を及ぼすと言えよう。

3. 2. 2. 供試体になされる仕事と粒子破碎

図-10(a), (b)には細粒分増加量 ΔF_c について、繰返しせん断応力比 τ_{a0}/p' と繰返し載荷回数 N_c 毎に整理している。(a)は平均有効主応力 $p'=49\text{kPa}$ 、(b)は平均有効主応力 98kPa の結果を示している。なお、図中にはそれぞれの圧密過程で生じた細粒分増加量の値も表示している。

ここで例えば、繰返しせん断応力比0.2において繰返し載荷回数100回と10回のとときに生じる細粒分増加量を比較する場合、載荷回数10回のデータが示されていないので改めて試験を行い両者の関係を調べる必要が生じる。また、載荷回数100回の細粒分増加量は平均有効主応力や K 値によって異なるので、平均有効主応力、 K 値毎の検討を行う必要がある。つまり、繰返しねじりせん断試験における粒子破碎を評価する場合、圧密条件や載荷条件によって変化するパラメータを用いて整理を行うと、未実施の試験結果を類推するような場合に不都合が生じる。このような背景から、図-9や図-10(a), (b)のような粒子破碎評価はその定量化手法としてはあまり実用的とは言えない。繰返し載荷過程における粒子破碎を定量化するためには、繰返しせん断応力比や繰返し載荷回数、 K 値といった様々な影響因子を総合的に評価できることが望ましい。

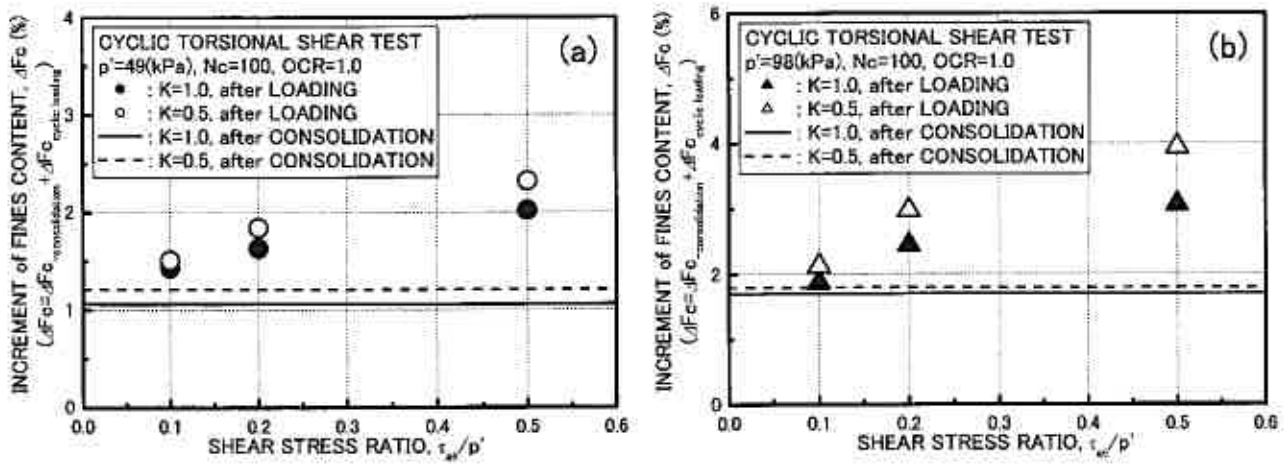


図-10 繰返しせん断応力比と細粒分増加量の関係

(a) 平均有効主応力 49kPa (b) 平均有効主応力 98kPa

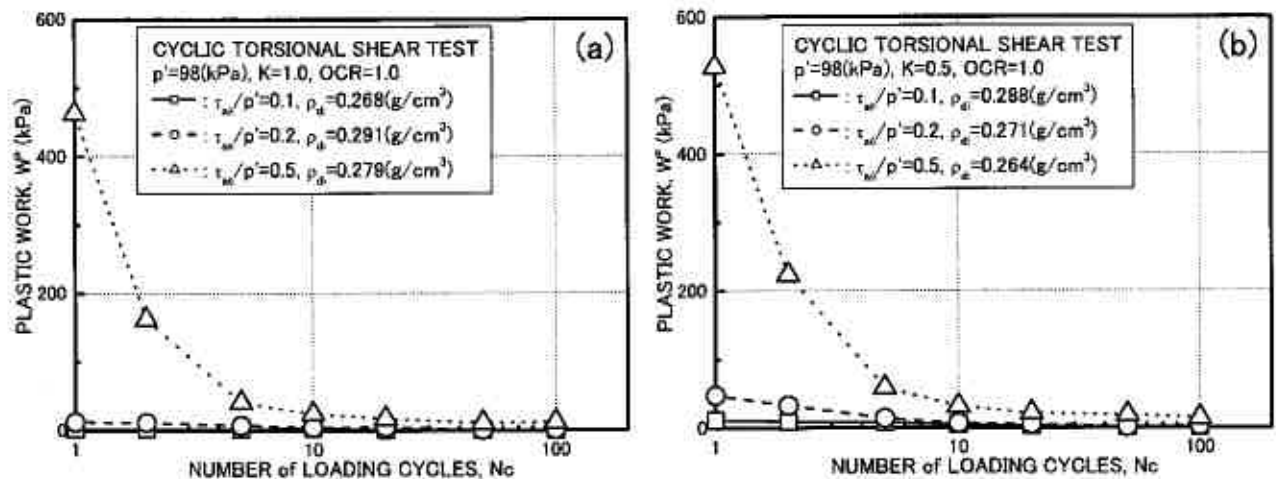


図-11 $p'=98\text{kPa}$, $OCR=1.0$ における塑性仕事

(a) 等方圧密供試体 (b) 異方圧密供試体

このような観点から、本研究ではエネルギー的考察による粒子破碎評価を試みた。そもそも、粒子破碎とエネルギーに関しては三浦、山内¹⁵⁾の研究において詳しく調べられている。三浦、山内は高圧三軸圧縮応力下における豊浦砂の粒子破碎を詳細に調べ、粒子破碎量を定義する試料の表面積増加と塑性仕事の密接な関係を指摘した。また、阿曾沼ら¹⁶⁾は粗粒火山灰土の動的変形特性を求める過程で生じる粒子破碎は、繰返し載荷によって供試体に与えられる累積エネルギーすなわち塑性仕事の総和によって表されるとした。この塑性仕事は繰返し荷重を受けた土の応力-ひずみ関係を示す履歴ループの面積で表され、風間ら¹⁷⁾はこれを損失エネルギーとして同様に定義し、土の靱性を加味した液状化強度の評価を試みている。

このように塑性仕事は既往の研究における実績が豊富であり、なおかつ応力とひずみの時刻歴のみによって与えられる有用なパラメータであることから本研究では塑性仕事による評価を試みた。ねじりせん断試験における塑性仕事は主応力軸および図-1(a)に示す $a-\theta-r$ 軸の両方について考察されるが、本研究では後者の方法を用いた。また、繰返し載荷においては、弾性ひずみ増分は打ち消し合うためゼロであり、以上より塑性仕事 W^p は式(11)のように定義されることになる。

$$W^p = \int \sigma_a' d\epsilon_a^p + \int \sigma_\theta' d\epsilon_\theta^p + \int \sigma_r' d\epsilon_r^p + \int \tau_{a\theta} d\gamma_{a\theta}^p \quad \dots(11)$$

上式を用いて各試験の繰返し載荷回数毎の塑性仕事を求めたものが図-11である。(a)は等方正規圧密供試体、(b)は異方正規圧密供試体の結果を表しており、いずれも平均有効主応力 $p'=98\text{kPa}$ で圧密された供試体の繰返し載荷回数 N_c と塑性仕事 W^p の関係を表している。図より、 K 値によらず繰返しせん断応力比 $\tau_{a\theta}/p'=0.1, 0.2$ の場合に比べて 0.5 における塑性仕事が極めて大きいことがわかる。これは図-3(a)、(b)に示したせん断ひずみ振幅からもわかるように、せん断応力比 0.5 の繰返し載荷を受けた供試体の塑性変形が卓越していることを表している。

図-9や図-10(a)、(b)に示した細粒分増加量 ΔF_c について、図-11(a)、(b)から求められる各繰返しねじりせん断

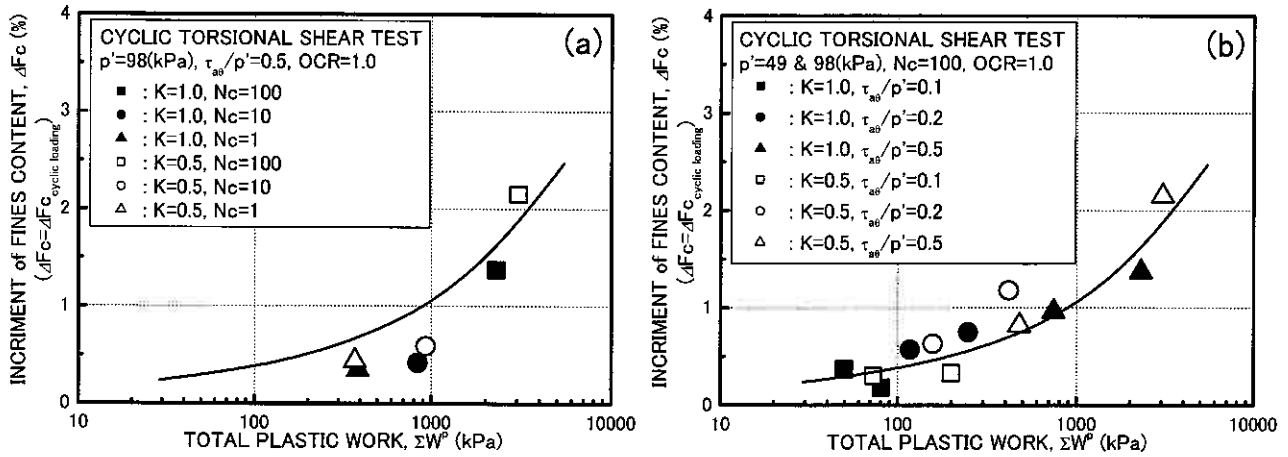


図-12 累積塑性仕事量と細粒分増加量の関係
 (a) 繰返し載荷回数の影響 (b) 繰返しせん断応力比の影響

試験の累積塑性仕事量 ΣW^P との関係として表したのが図-12(a), (b)である。(a)は繰返し載荷回数の影響, (b)は繰返しせん断応力比の影響についてまとめている。両図から、多少のバラツキを持つものの、累積塑性仕事量と細粒分増加量の間には明瞭かつ同一な相関性を認めることができる。このように、累積塑性仕事量という新たなパラメータを導入することにより、繰返しせん断応力比や繰返し載荷回数、 K 値などが異なる場合においても生じる細粒分増加量を予測することができる。このことから、累積塑性仕事量は繰返し載荷過程で生じる粒子破碎を定量化するパラメータとして有用であると言える。

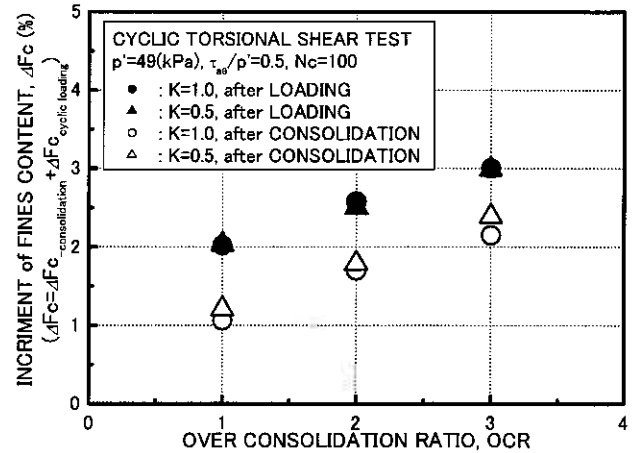


図-13 各圧密領域における粒子破碎

3. 2. 3. 過圧密履歴が粒子破碎に及ぼす影響

前項までは正規圧密領域における粒子破碎について考察し、その定量化および推定法について論じてきた。しかしながら、実地盤での適用性を検討するにはプレローディングや転圧等の施工過程を考慮して、過圧密領域における粒子破碎についても詳細に調べる必要がある。そこで、本項では過圧密履歴を与えた供試体に対して行った繰返しねじりせん断試験における粒子破碎について述べる。

はじめに、図-13には過圧密比 $OCR=1.0$ (正規圧密領域) および、過圧密比 2.0, 3.0 (過圧密領域) の供試体に繰返しせん断応力比 $\tau_{90}/p'=0.5$ 、繰返し載荷回数 $N_c=100$ の繰返し載荷を与えた際に生じる細粒分増加量 ΔF_c についてまとめた。なお、図中には繰返し載荷前、つまり過圧密終了後の供試体に生じた細粒分増加量についても併せて表記している。図より、圧密後、繰返し載荷後のいずれにおいても、等方圧密供試体に比べて異方圧密供試体に生じる細粒分増加量が卓越しているのがわかる。同じ平均有効主応力 p' で圧密された供試体に生じる細粒分増加量が異なるのは、異方圧密供試体に生じる偏差応力 q のためであり、このことは文献³⁾に詳しい。一方、繰返し載荷後の細粒分増加量が異なるのは、圧密過程における粒子破碎の差に加えて、先に示した連続的主応力軸回転の影響が圧密領域の違いによらず発揮されていることを示す結果といえる。

さらに過圧密履歴の影響については、過圧密比が大きくなるにつれて先行圧密後と繰返し載荷後のプロット間隔が狭まっていることを指摘できる。これは過圧密比の増大が、繰返し載荷過程で生じる細粒分増加量を減少させていることを示すものである。この事実は、過圧密履歴を受けた供試体が粒子破碎を伴う密実化のため、その剛性を増していると考えるのが妥当である。過圧密に伴う粒子破碎の進展は図-13から説明が可能であるが、粒子破碎の進展が供試体の剛性増加に及ぼす影響を把握する必要がある。

そこで、図-14(a), (b)には各繰返し載荷回数 N_c における履歴曲線の傾き、すなわちせん断剛性率 G を示した。(a)は等方圧密供試体、(b)は異方圧密供試体の結果を表しており、いずれも平均有効主応力 $p'=49\text{kPa}$ で圧密された供試体の結果を示している。なお、ここで示したせん断剛性率は、せん断応力とせん断ひずみの時刻歴によって描かれる履歴曲線の傾きから算出している。

図中の繰返し載荷回数 $N_c=1$ 回目のせん断剛性率に着目すると、正規圧密供試体(過圧密比1.0)のせん断剛性率に比べ、過圧密供試体(過圧密比2.0, 3.0)のせん断剛性率がおよそ3倍以上の値を示していることがわかる。これが、図

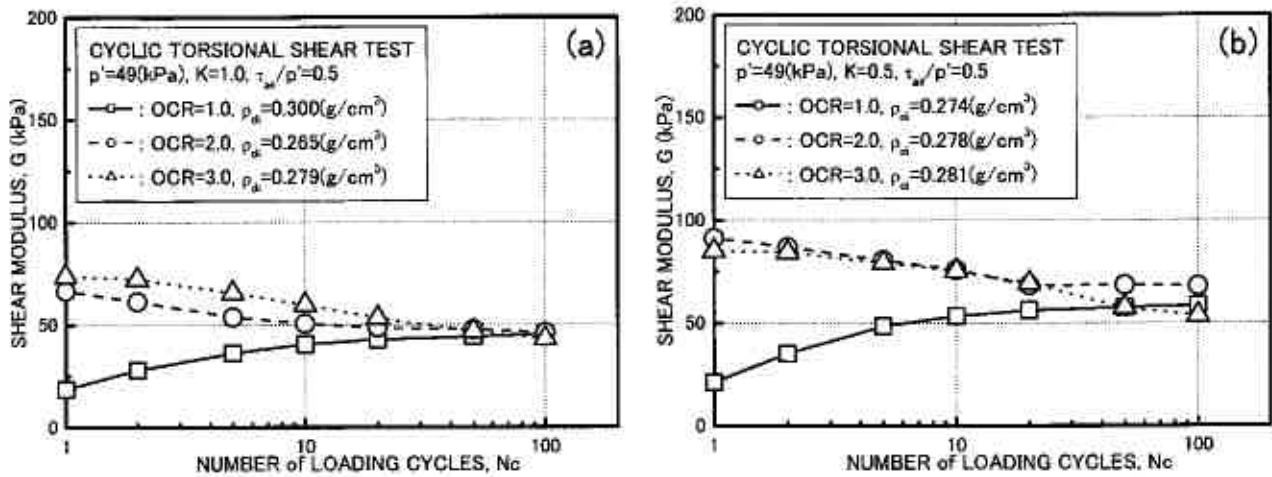


図-14 $p'=49\text{kPa}$, $\tau_{d0}/p'=0.5$ におけるせん断剛性率

(a) 等方圧密供試体 (b) 異方圧密供試体

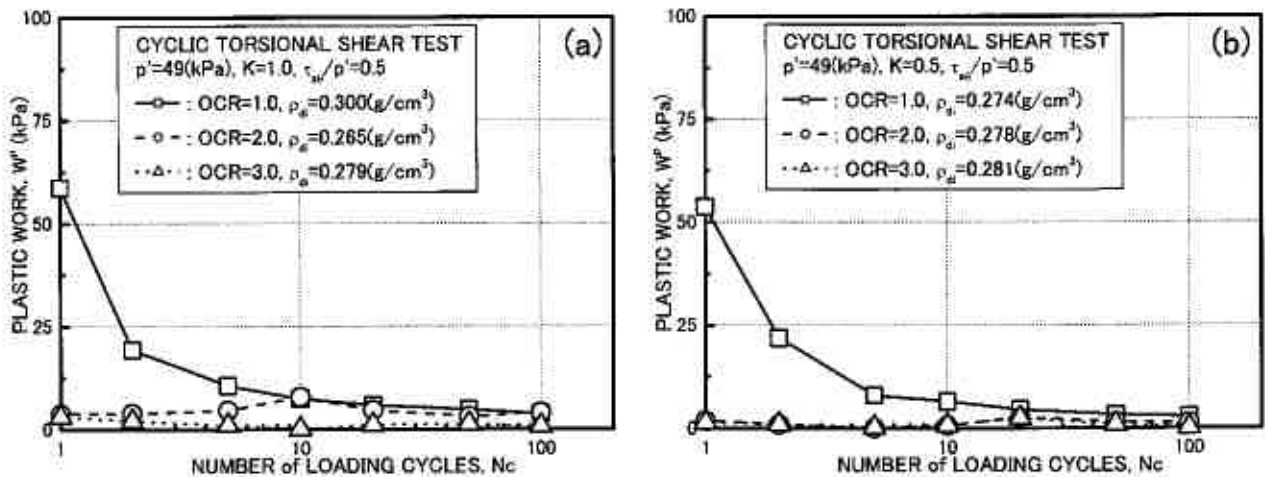


図-15 $p'=49\text{kPa}$, $\tau_{d0}/p'=0.5$ における塑性仕事

(a) 等方圧密供試体 (b) 異方圧密供試体

-13 に示した先行圧密応力の増加による粒子破碎の進展と、それに伴う供試体の密実化の証明といえる。なお、八木、三浦は粗粒火山灰土を用いた一連の非排水繰返しせん断試験から、圧密によりもたらされる破碎細粒分が液状化強度に及ぼす影響について報告している¹⁵⁾。これによると、正規圧密領域では破碎細粒分の増加に伴って液状化強度が低下するものの、過圧密領域では粗粒子間に存在する破碎細粒分が粒子間接点力をもたらし液状化強度の増加に貢献している。本研究においても先行圧密応力増加による破碎細粒分の増加と過圧密履歴によるせん断剛性率の増加が生じており、この結果は八木、三浦の結論¹⁵⁾を支持するものといえよう。

続いて、繰返し載荷回数を10回、100回と増やしていく過程について着目すると、正規圧密供試体では次第にせん断剛性率が増加し、過圧密供試体ではいずれもせん断剛性率が低減している。両者の値は載荷回数の増加に伴って互いに漸近しており、載荷回数100回目付近になるとほぼ同一の値に収束しているように見える。本試験では載荷回数100回目までしか検討していないため、更に載荷回数を増やすとどのような振る舞いを示すかは今後の課題となる。しかしながら、本研究で示した範囲について考えると、異なる過圧密比の供試体においてせん断剛性率に収束が見られることから、破碎性粒状体には応力で規定される材料固有の破碎限界が存在する可能性がある。

次に、図-15(a)、(b)には繰返し載荷回数 N_c と塑性仕事 W_p の関係を図-11(a)、(b)と同様に示した。(a)は等方圧密供試体、(b)は異方圧密供試体の結果を表しており、いずれも平均有効主応力 $p'=49\text{kPa}$ 、繰返しせん断応力比 $\tau_{d0}/p'=0.5$ の試験結果を示している。この図から、正規圧密供試体では載荷回数1回目から10回目において顕著な塑性仕事が生じているものの、異方圧密供試体においては載荷回数1回目から100回目までほとんど塑性仕事が生じていないことがわかる。これは図-14(a)、(b)に示したように、過圧密過程で生じる粒子破碎および密実化によって供試体剛性が増加したため、過圧密供試体の力学挙動がより弾力的なものとなったことを示している。また、図-13において過圧密比が大きくなるほど繰返し載荷過程における粒子破碎が減少するのは、このような供試体剛性の増加に伴って塑性仕事が増加するためといえる。

以上のように圧密領域の違いに関わらず、繰返し載荷過程で生じる粒子破碎は塑性仕事によって表される可能性が示された。これを受けて図-16には図-12(a), (b)と同様に、図-15(a), (b)から求めた累積塑性仕事量 ΣW^p と、図-13から求めた繰返し載荷過程で生じる細粒分増加量 ΔF_c の関係を示す。図より、ここで得られた試験結果は累積塑性仕事量の分布範囲が狭いものの、図-12(a), (b)に示した試験結果に一致していることが分かる。これは、累積塑性仕事量による粒子破碎評価が、圧密条件や載荷条件の異なる場合においても極めて有効な推定法になることを示唆している。

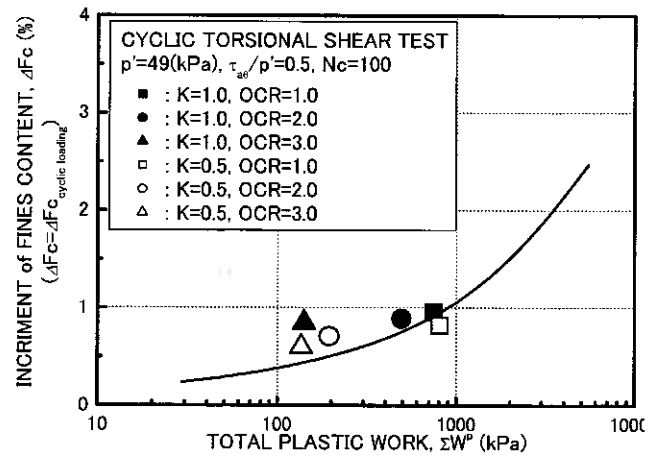


図-16 粒子破碎に及ぼす過圧密履歴の影響

4. まとめ

一連の繰返しねじりせん断試験より、火山灰土の力学

特性、その破碎特性に及ぼす主応力軸回転の影響、および過圧密履歴の影響について幾つかの知見を得た。それらを要約すると以下のものである。

- (1) 正規圧密領域では、連続的な主応力軸回転が生じる異方圧密供試体は、等方圧密供試体に比べて体積収縮および粒子破碎が卓越した。主応力軸回転がダイレイタンス特性に影響を及ぼすことは既往の研究においても明らかにされてきたが、本研究の成果は連続的な主応力軸回転が粒子破碎特性にも影響を及ぼすことを示すものである。
- (2) 過圧密領域の供試体における体積収縮は、先行圧密による粒子破碎およびこれに伴う密実化の影響によって正規圧密領域の供試体の体積収縮よりも小さくなる。また、先行圧密時の最大偏差応力よりも載荷時における繰返し偏差応力が小さくなる異方過圧密供試体では、他の条件に比べて体積収縮が小さくなっており、過圧密領域における体積収縮挙動は偏差応力の履歴によって説明できることが示された。
- (3) 繰返しねじりせん断過程で供試体になされた塑性仕事の総和である累積塑性仕事量を算出し、粒子破碎との対応を検討したところ、両者の間には良好な相関関係が認められた。この種のパラメータによって、任意の過圧密比、平均有効主応力、 K 値、繰返しせん断応力比および繰返し載荷回数における粒子破碎を定量化することが可能となる。また、地盤内の応力状態やそこに作用する外力を適切に評価することにより、累積塑性仕事量は実地盤における粒子破碎の推定にも適用できると考えられる。
- (4) 正規圧密供試体と過圧密供試体のせん断剛性率を比較することにより、過圧密効果によってもたらされる供試体の剛性増加が認められた。これは、先行圧密過程で生じた粒子破碎による供試体の密実化、および過圧密領域において破碎細粒分が粒子間接点力を発揮した結果によるものと推定される。

謝辞： 試料サンプリングでは八木一善氏（㈱地崎工業）、市川和宏氏（川崎重工業㈱）の協力を得た。末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献： 1) 地盤工学会北海道支部：実務者のための火山灰土，2004。2) 三浦ら：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎，土木学会論文集，No.547/III-36，pp.159-170，1996。3) 三浦，八木：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価，土木学会論文集，No.561/III-38，pp.257-269，1997。4) 岡林ら：乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動，土木学会論文集，No.499/III-28，pp.97-106，1994。5) 鬼塚，吉武：破碎性まさ土の低圧条件下におけるせん断特性，土木学会論文集，No.400/III-10，pp.141-150，1988。6) Nakata et al.：One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength, *S&F*, Vol.41, No.2, pp.39-51, 2001。7) Coop et al.：Particle breakage during shearing of a carbonate sand, *Geotechnique* Vol.54, No.3, pp.157-163, 2004。8) 三浦清一：火山灰質地盤における N 値評価と活用上の留意点，基礎工，Vol.31, No.2, pp.58-62, 2003。9) Noorany, J.：Side friction of piles in calcareous sands, *proc. 11th ICSMFE*, pp.1611-1614, 1985。10) 三浦ら：粗粒材の材料定数と応力ひずみ特性，土と基礎，Vol.33, No.6, pp.13-18, 1985。11) 江口ら：火山灰質粒状体の強度-破碎特性に及ぼす応力系の影響，火山灰地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.121-126, 2002。12) Miura et al.：Deformation behavior of anisotropic dense sand under principal stress axes rotation, *S&F*, Vol.26, No.1, pp.36-52, 1986。13) 松田，三浦：火山性粗粒土の破碎によるクリープ挙動と評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，第43号，pp.291-298, 2003。14) Ishihara and Towhata：Sand response to cyclic rotation of principal stress directions as induced by wave loads, *S&F*, Vol.23, No.4, pp.11-26, 1983。15) 三浦，山内：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，土木学会論文集，No.260, pp.109-118, 1977。16) 阿曾昭ら：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法，土木学会論文集，No.708/III-59, pp.161-173, 2002。17) 風間ら：定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性，土と基礎，Vol.46, No.4, pp.21-24, 1998。18) 八木，三浦：火山性粗粒土の強度-変形特性に及ぼす破碎細粒分の影響，土木学会論文集，No.694/III-57, pp.305-317, 2001。

北海道大学大学院 ○学生会員 山木 正彦
北海道大学工学部 学生会員 所 哲也
北海道大学大学院 国際会員 三浦 清一
北海道大学大学院 国際会員 石川 達也
北海道大学大学院 国際会員 横浜 勝司

1. はじめに

北海道のような積雪寒冷地域において、地盤の凍結・融解は避けられない自然現象の一つであり、凍結・融解に起因する被害は今なお大きな問題となっている。従来、凍結融解作用が土の力学特性の変化に及ぼす影響については種々調べられている。代表的なものは凍結・凍上現象に関する研究で、凍結・凍上が発生するメカニズム¹⁾や構造物に与える影響²⁾である。また、凍結融解履歴が地盤強度の変化に及ぼす影響に関する研究^{3)~5)}も行われているが、地盤に含まれる細粒分の存在が凍上性に強い影響を与える主たる因子の1つとして考えられるため、粘土やシルトといった細粒分を多く含む土に関する研究が主となっている。しかし北海道のような積雪寒冷地域においては、凍結融解履歴を複数サイクル受ける気温変化条件下にあるため、細粒分をほとんど含まない粒状材料の動的力学特性を調べることは、地盤の安定性を適切に評価するためにも必要である。なお、砂のような粒状材料に関する凍結の有無が力学特性に及ぼす影響に関しては、砂のサンプリングにおける凍結の有無が繰返し強度に及ぼす影響⁶⁾⁷⁾⁸⁾について調べられており、凍結サンプリングによって採取された砂供試体によって原位置の液状化強度を適切に測定可能であることが指摘されている。しかし粒状材料の動的力学特性に及ぼす複数回の凍結融解履歴の影響を調べた研究は少ない。

本研究の最終的は、火山灰土のような破碎性粒状体の凍結融解挙動の解明にあるが、議論の第一段階として凍結融解作用を繰返し受ける砂の動的力学挙動に及ぼす影響を調べることにしている。具体的には人工砂地盤を想定したブロック供試体に所定回数の凍結融解履歴を与え、そこから採取した供試体を用いて一連の繰返し三軸試験を行った。その結果を用いて凍結融解履歴の違いによる動的力学特性の変化を評価した。

2. 試験に用いた試料および供試体作製方法

本研究では前述のように、粒子破碎を生じない試料として豊浦砂を用いた。その物理的性質および粒径加積曲線を図-1示す。参考のため富川および当幌火山灰土のデータも示した。試験では、豊浦砂に凍結融解履歴を与えない供試体（以下、再構成供試体と称する）と凍結融解履歴を与えた供試体（以下、凍結供試体と称する）を用いた。以下に供試体作製方法を示す。

(1) 再構成供試体

再構成供試体（非凍結供試体）は、堆積構造ができるだけ均質になるように、7層のふるいを通して砂粒子を自由落下させるMSP法により、厚さ0.3mmのメンブレンを密着させた三軸供試体モールド（直径70mm、高さ170mm）内に堆積させて作製した。

(2) 凍結供試体

凍結試料は、乾燥した豊浦砂を空中落下法によりブロックサンプラー（300×300×300mm）に堆積させた後、所定の飽和度に調整した試料を、冷蔵庫（設定温度：-25℃）に入れて2日間凍結、庫外に出して常温（18℃）で2日間放置する作業を繰返すことで作製した（図-2参照）。繰返し三軸試験に用いる凍結供試体は、所定の凍結融解履歴を与えた凍結試料をトリミングにより直径70mm、高

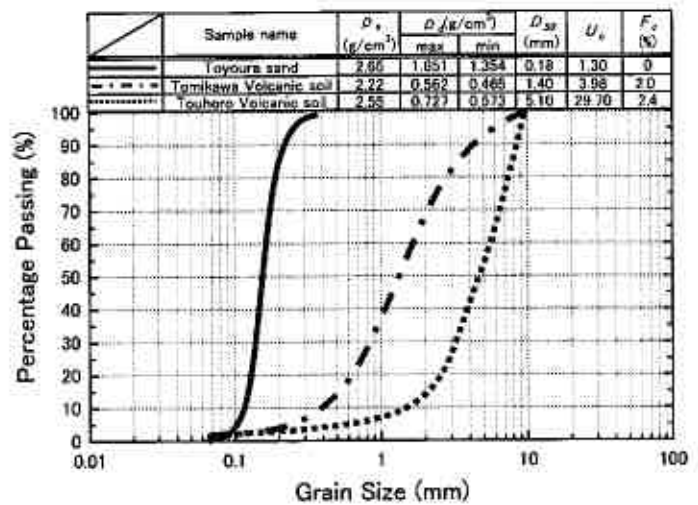


図-1 試料の物理的性質および粒径加積曲線

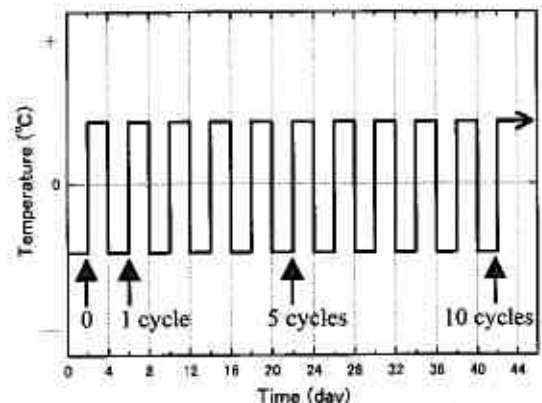


図-2 試料に与える凍結融解履歴

Change of dynamic mechanical behavior of granular ground due to freeze-thaw sequence

Masahiko Yamaki, Tetsuya Tokoro, Seiichi Miura, Tatsuya Ishikawa and Shoji Yokohama (Hokkaido University)

さ 170mm の円柱供試体に成形した。ただし、凍結試料の作製にあたり、以下の 2 種類の凍結方法を試みた。

①急速凍結法

試料堆積後、通水・脱水を経てブロックサンプラーごと冷蔵庫内に入れ凍結させる方法。

②緩速凍結法

試料堆積後、通水・脱水を経てブロックサンプラーを断熱ボックス内に入れて密閉し、冷蔵庫内で凍結させる方法。ただし、凍結時のみブロックサンプラーを断熱ボックスに入れた。

なお、両凍結方法とも、試料堆積後初めての凍結の際は、ブロックサンプラーの 6 面全てを拘束した状態で凍結させたが、その後の凍結融解時には上部の拘束盤をはずし、ブロック供試体の膨張・収縮を許容した状態で凍結融解させた。また、凍結融解履歴を与えている途中、霧吹きを用いて供試体上面表層部に水を供給させて水分の逸散を防ぎ、含水比の顕著な低下を抑えた。写真-1 は凍結融解履歴 0 回の凍結供試体を作製している状況を示している。これより凍結融解 0 回では凍結試料の表面に乱れが発生していないことが確認される。しかし急速凍結法では、緩速凍結法と比較してブロック供試体内で密度のばらつきが生じた。図-3 に試料凍結中の急速凍結試料と緩速凍結試料の温度の経時変化を示す。与える凍結融解回数は、急速凍結法で作製した凍結試料に対しては凍結融解回数 0 回、5 回、10 回の凍結融解履歴を与え、緩速凍結法で作製した凍結試料に対しては凍結融解回数を 0 回、1 回、5 回とした。なお、本研究でいう凍結融解回数 0 回とは、試料堆積後初めての凍結が終了した状態を指し、その後、再度凍結融解作用を加える度に凍結融解回数を 1 回とカウントする。

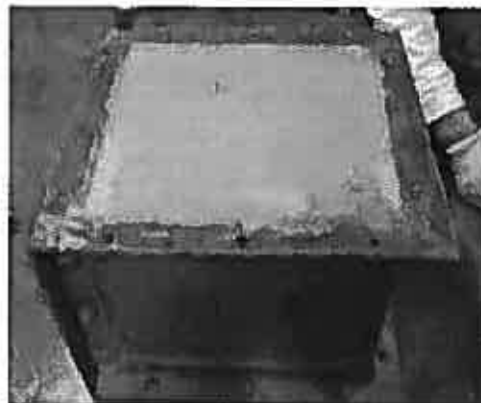


写真-1 凍結融解履歴 0 回の凍結試料

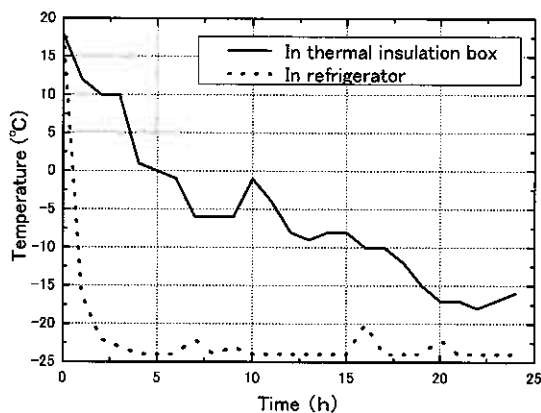


図-3 冷却温度の経時変化

3. 試験方法

本研究で使用した試験機は応力制御式繰返し三軸試験機、および変位制御式繰返し三軸試験機である。供試体を三軸セル内に設置し、CO₂、脱気水を供試体内に所定の時間供給した後、196kPaのバックプレッシャーを与えて供試体を飽和させた。間隙水圧係数B値が 0.96 以上の値であることを確認した上で、49kPaの有効拘束圧で 1 時間等方圧密を行う。

その後、応力制御式繰返し三軸試験機を用いて非排水条件下で軸差応力 (σ_a) 振幅一定、載荷周波数 0.1Hzにて繰返しせん断を与えて液状化特性を調べた。

一方、変位制御式繰返し三軸試験機を用いて動的変形特性も調べた。1つの供試体で片振幅せん断ひずみを段階的に増幅させるステージ載荷を実施した。試験時の設定片振幅変位を 0.001mmから 0.7mmまでの範囲で 16 段階に分け、段階ごとに載荷周波数 0.1Hzで所定の変位振幅の正弦波を 11 波与えている。載荷終了後、間隙水圧を消散させ次の段階の試験を行う。10 波目の波形から得られた履歴曲線を用いて等価せん断剛性率 G_{eq} 、および履歴減衰比 h を算出している。また、せん断ひずみ振幅 10^{-6} 時における等価せん断剛性率を初期せん断剛性率 G_0 と評価した。

4. 試験結果と考察

(1) 急速凍結法による凍結供試体を用いた実験の結果と考察

先に述べたように、この方法により作製したブロック供試体内で密度のばらつきが見られたため、相対密度 D_r が 80% の供試体を選出し試験を行った。図-4 は急速凍結法による供試体を用いて測定した動的変形特性を等価せん断剛性率 G_{eq} と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係として示した。凍結融解 0 回の供試体だけ相対密度がやや高い値を示しているもの(図中の表を参照)、3 種類の凍結供試体はすべて再構成供試体に比べて初期せん断剛性率 G_0 が低い値を示している。なお表中には初期せん断剛性率を間隙比で正規化した $G_0/f(e)$ を表記した。なお $f(e)=(2.17-e)^2/(1+e)$ である⁹⁾。また、図より $\gamma_{sa}=10^{-4} \sim 10^{-3}$ での等価せん断剛性率の減少傾向に違いが見られた。

図-5 は履歴減衰比 h と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係を示している。これより、 $\gamma_{sa}=10^{-4} \sim 10^{-3}$ における凍結融解 5 回、10 回受けた供試体の h の増加傾向は再構成供試体、凍結融解 0 回の供試体に対して顕著でないことがわかる。図中の表には $h \sim \gamma_{sa}$ 関係の外挿により求まる $h_{max}^{10)}$ の値を示した。再構成供試体と凍結供試体の h_{max} を比較すると凍結供試体の方が高い値を示している。これらのことから凍結作用により砂供試体の変形特性に何らかの影響が出たものと考えられ

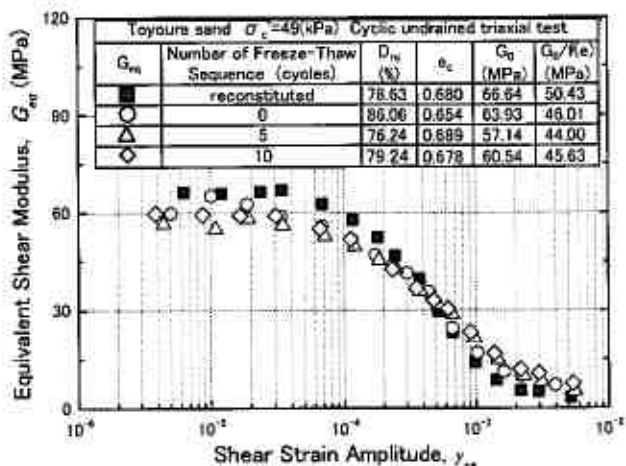


図-4 等価せん断剛性率のひずみ依存性 (急速凍結法)

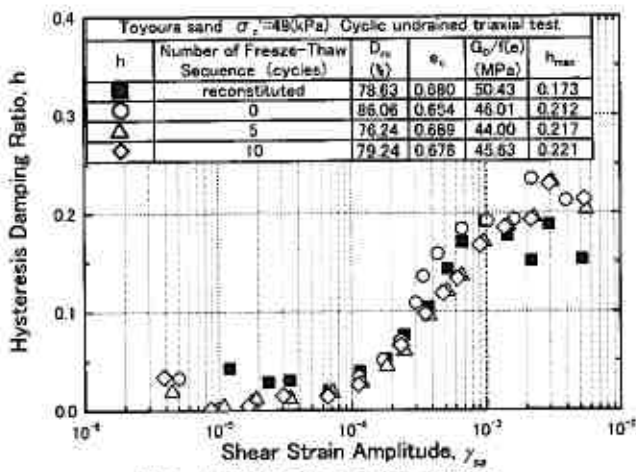


図-5 履歴減衰比のひずみ依存性 (急速凍結法)

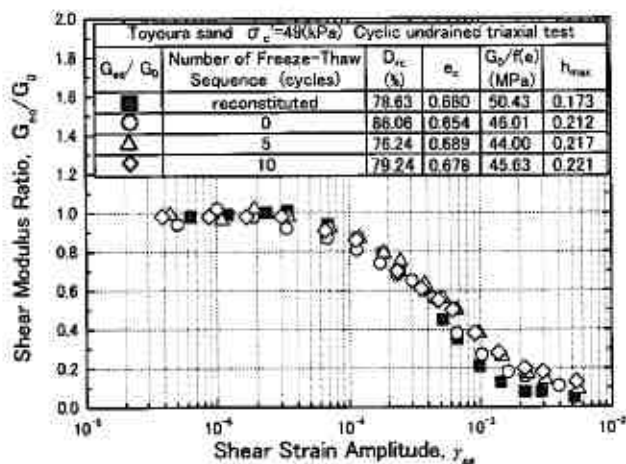


図-6 せん断剛性率比のひずみ依存性 (急速凍結法)

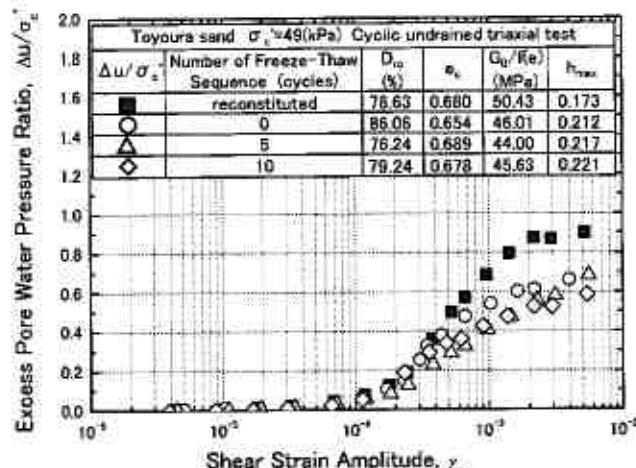


図-7 過剰間隙水圧比のひずみ依存性 (急速凍結法)

る。また、 $\gamma_{sa} = 10^{-3} \sim 10^{-2}$ においてすべてのデータにばらつきがみられるが、これは初期液状化が生じたためだと考えられる。

次に G_{eq} のせん断ひずみ依存性をより明確に示すため、図-6は等価せん断剛性率を初期せん断剛性率で正規化したせん断剛性率比 G_{eq}/G_0 と γ_{sa} の関係を示している。これより、 γ_{sa} の増加に対して G_{eq}/G_0 の減少傾向は成供試体、凍結融解0回の供試体で大きくなっている様相が見られた。また再構成供試体、凍結融解0回、5回、10回の凍結供試体の順に減少傾向が緩くなっているようである。この G_{eq}/G_0 と γ_{sa} の関係は間隙比にほとんど影響を受けないことから、これらの相違は凍結融解回数によるものである可能性があると言える。

次に間隙水圧発生特性を調べるために、図-7には繰返し載荷中に発生する過剰間隙水圧を有効拘束圧 $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$ で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ と γ_{sa} の関係を示している。図より、片振幅せん断ひずみ γ_{sa} が $10^{-4} \sim 10^{-3}$ に達すると過剰間隙水圧の増加傾向に及ぼす履歴回数の違いの影響が顕著になっている。さらに再構成供試体、凍結融解0回、5回、10回の凍結供試体の順にその増加量が大きくなる傾向が見られた。このことは、図-6で示したせん断剛性率比 G_{eq}/G_0 の減少傾向と関連していると考えられる。しかし再構成供試体と凍結供試体の過剰間隙水圧発生傾向を比較すると大きく異なっていることが見られる。この原因の1つとして凍結融解0回の供試体は拘束条件下での凍結ではあるが、凍結時においてブロックサンプラー内の土中水の動きなどにより砂供試体の構造的変化が生じたことが推察される。

(2) 緩速凍結法による凍結供試体を用いた実験の結果と考察

供試体凍結方法の違いが試験結果に及ぼす影響を調べるために、緩速凍結法によって作製された供試体による一連の試験を実施した。選出した凍結供試体の相対密度 D_{rc} はおおよそ60%である。図-8は等価せん断剛性率 G_{eq} と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係である。図より初期せん断剛性率 G_0 は凍結融解回数を重ねると低下する傾向が見られる。また図-4で示した結果と同様に、 $\gamma_{sa} = 10^{-4} \sim 10^{-3}$ では凍結供試体の等価せん断剛性率の減少傾向は再構成供試体のそれと比べて緩やかである。

図-9は履歴減衰比 h と片振幅せん断ひずみ γ_{sa} の関係を示している。 γ_{sa} が 10^{-3} 以上では再構成供試体の履歴減衰比が凍結供試体のそれより高く、かつ凍結供試体と比較して $\gamma_{sa} = 10^{-3} \sim 10^{-2}$ で履歴減衰比が大きく乱れているのがわかる。

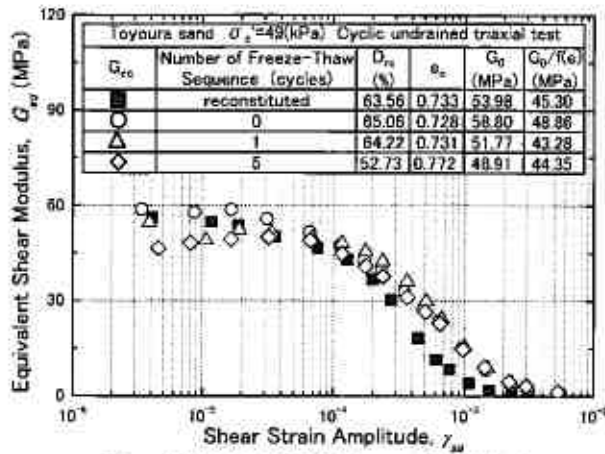


図-8 等価せん断剛性率のひずみ依存性 (緩速凍結法)

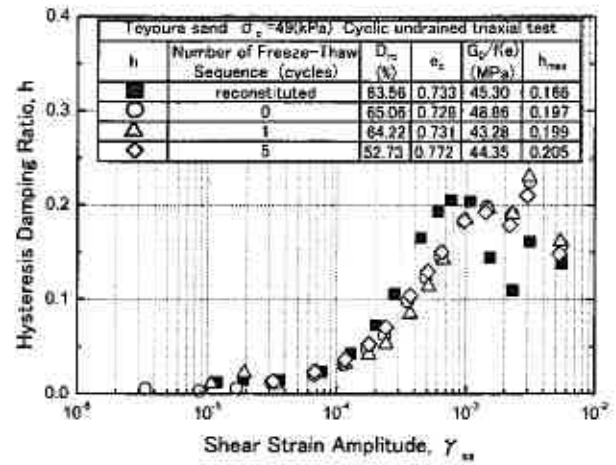


図-9 履歴減衰比のひずみ依存性 (緩速凍結法)

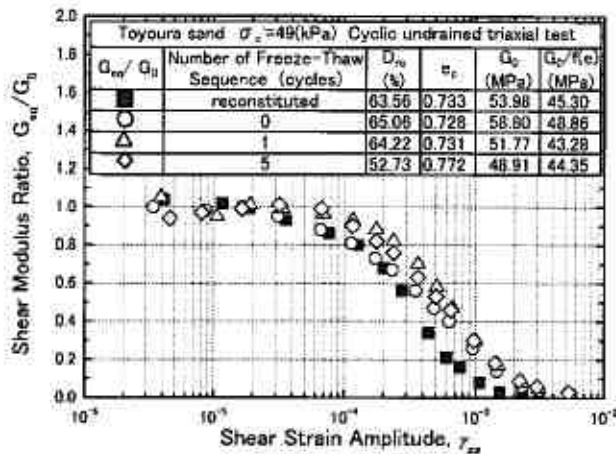


図-10 せん断剛性率比のひずみ依存性 (緩速凍結法)

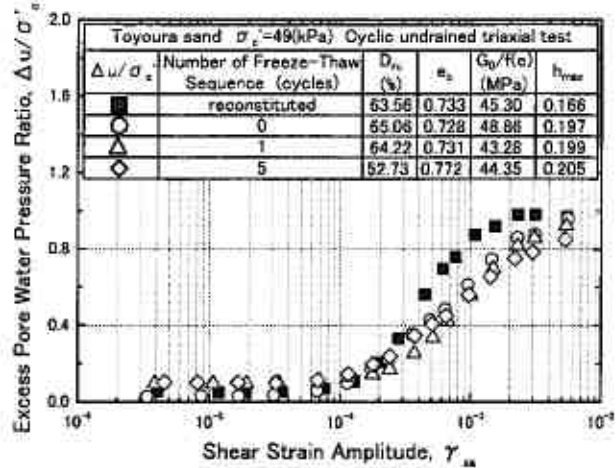


図-11 過剰間隙水圧比のひずみ依存性 (緩速凍結法)

図-10 はせん断剛性率比 G_w/G_0 と γ_w の関係を示している。せん断剛性率の低下傾向は急速凍結法のそれと同様で、凍結融解履歴を受けた供試体は減少傾向が緩やかであり、履歴回数が多くなるに従いその傾向は顕著になっている。

図-11 には過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ と γ_w の関係を示した。傾向は急速凍結法のそれと変わらず、凍結融解履歴を受けた供試体のほうが過剰間隙水圧の増加傾向が緩やかである。 γ_w が 10^{-3} 以上に達すると急速凍結法の結果と異なり、再構成供試体との差が小さくなっている。

次に凍結方法の違いが動的変形特性に及ぼす影響を調べるために、図-12 は急速凍結法および緩速凍結法で作製した凍結融解 0 回のせん断剛性率比と片振幅せん断ひずみの関係を示している。図中には再構成供試体の結果も併せて載せている。図より再構成供試体と比較して両者とも減少傾向が緩やかであるが凍結方法による差は小さい。このことから供試体を受ける凍結の速度の違いはせん断ひずみの増加に伴う G_w/G_0 の減少挙動にはそれほど影響を及ぼさないことが示された。

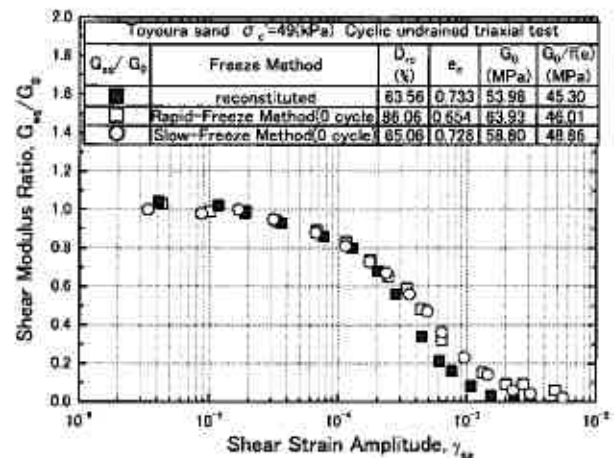


図-12 凍結方法の違いによるせん断剛性率比の比較

図-13 は初期せん断剛性率を $\bar{\sigma}'_c$ で正規化したものと凍結融解履歴の関係を示している。図より凍結融解 0 回における初期せん断剛性率に関しては急速凍結法による値が緩速凍結法の値より若干小さいようである。その他の履歴回数においては、両者の違いは履歴 0 回での差に比べて顕著ではない。これより、凍結方法の違いは凍結融解 0 回での初期せん断剛性率の大きさに影響を及ぼすことが示唆された。

以上より、急速凍結法および緩速凍結法いずれの方法によっても、一度凍結された砂の動的変形特性は凍結作用を受けない供試体と比べて変化することが明らかになった。ただし初期せん断剛性率に注目すると緩速凍結法により凍結さ

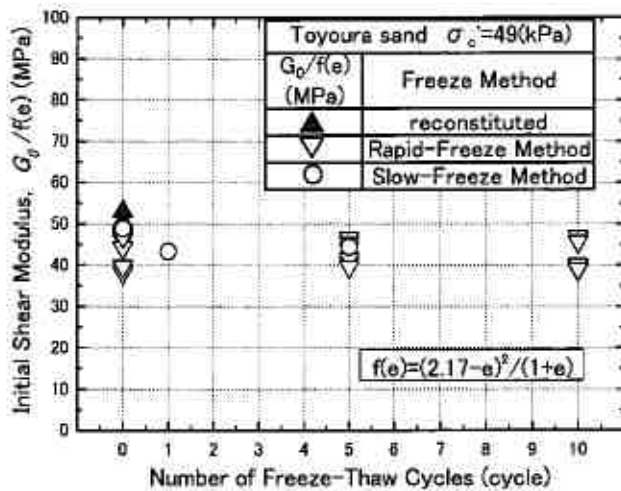


図-13 $G_0/f(e)$ と凍結融解履歴回数との関係

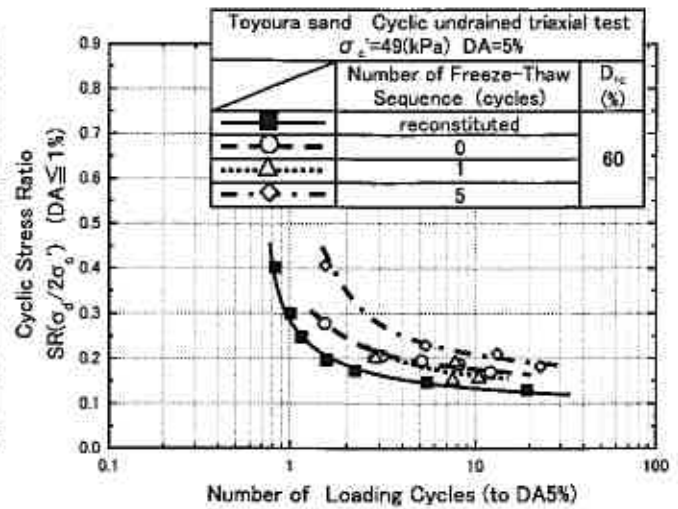


図-14 凍結融解履歴を受けた砂の液状化強度線

せたほうがその影響は少ないようである。また凍結融解回数が多くなるに従い過剰間隙水圧の発生が抑制されることから、凍結融解履歴が砂の変形特性に及ぼす影響は無視できないと言える。

(3) 緩速凍結法にて凍結融解履歴を受けた砂の液状化強度特性

凍結融解履歴を受けた砂の強度特性を調べるために一連の液状化試験を実施した。ここでは緩速凍結法によって作製された供試体を用いた試験結果を示している。図-14は再構成供試体と凍結融解0回、5回、10回の各凍結供試体の液状化強度を示したものである。再構成供試体の結果は1987年に実施された飽和砂の全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果¹¹⁾を参考とした。また各試験結果には密度補正を行っている。図より、凍結融解履歴を受けた供試体の液状化強度は再構成供試体のそれより高い値を示しているのがわかる。また凍結融解0回、1回の凍結供試体の結果には差は見られなかったが、凍結融解5回の凍結供試体に関して強度増加を顕著に見ることができる。動的変形特性試験を行った結果、凍結融解履歴によって砂の等価せん断剛性率や履歴減衰比の値、および過剰間隙水圧の発生特性に変化が見られたことから、砂供試体内には凍結融解履歴によって構造変化が生じていることが推測できる。

次に液状化に至るまでの力学挙動を調べるために、図-15(a)~(f)は再構成供試体、凍結融解0回および5回の凍結供試体を用いた液状化試験の一例を有効応力経路と軸差応力~軸ひずみ関係を用いて示した。凍結融解履歴を受けた供試体の試験結果は繰返し応力比 $\sigma_d/(2\sigma'_c)$ が1.7~1.8であるものを採用した。図より、有効応力経路(a)~(c)図を見ると、再構成供試体では平均有効主応力が急激に減少し液状化に至るのに対して、凍結融解回数0回、5回の結果では、有効応力が失われるまでの載荷回数が再構成供試体に比べて多くなっていることがわかる。また(b)および(c)図を比べると、履歴0回と5回での液状化に至るまでの有効応力の減少挙動が異なっていることがわかる。

次に応力~ひずみ関係(d)~(f)図に着目すると、凍結融解回数が増えるに伴い圧縮側より伸張側への軸ひずみ発生量が卓越する傾向が見られた。このように凍結融解履歴の回数は供試体の伸張側の軸ひずみを発達させる構造的変化を導くことが予測される。

このような凍結融解履歴による液状化特性の変化を過剰間隙水圧の発生挙動に着目して調べた。図-16は過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ と繰返し回数 N_c を $DA=5\%$ に達したときの繰返し回数 $N_{c, DA=5\%}$ で正規化した値との関係である。 $N_c/(N_{c, DA=5\%})$ が0.5付近までは再構成供試体と凍結供試体の過剰間隙水圧発生挙動は異なっており、凍結融解履歴を受けた供試体では再構成供試体に比べて間隙水圧が多く蓄積していることがわかる。一方、 $N_c/(N_{c, DA=5\%})$ が0.6より大きくなる場合でも凍結供試体での間隙水圧の蓄積量が再構成供試体に比べて若干上回ることが見られた。この原因として凍結融解履歴を受けた砂の内部に構造的な変化が生じたことが考えられる。以上より、液状化強度特性および過剰間隙水圧発生挙動は凍結融解履歴作用の影響を受けることが示された。

5. まとめ

一連の実験から得た主たる結論は以下の通りである。

- (1) 2種類の供試体作製方法による供試体の動的変形特性の違いを調べた。凍結による影響は両者とも同様な傾向を見せたが、緩速凍結法による供試体の方が、再構成供試体と凍結融解0回供試体の $G_0/f(e)$ の差は小さい。
- (2) 凍結作用を受けた砂供試体の片振幅せん断ひずみ $\gamma_{su}=10^{-4} \sim 10^{-3}$ における等価せん断剛性率の低下挙動および履歴減衰比の増加挙動は再構成供試体の挙動とは異なる。それらは凍結融解回数の影響も受けることが示された。
- (3) 凍結融解履歴を受けた砂の液状化強度は、凍結融解回数の増加とともに高くなる傾向が示された。

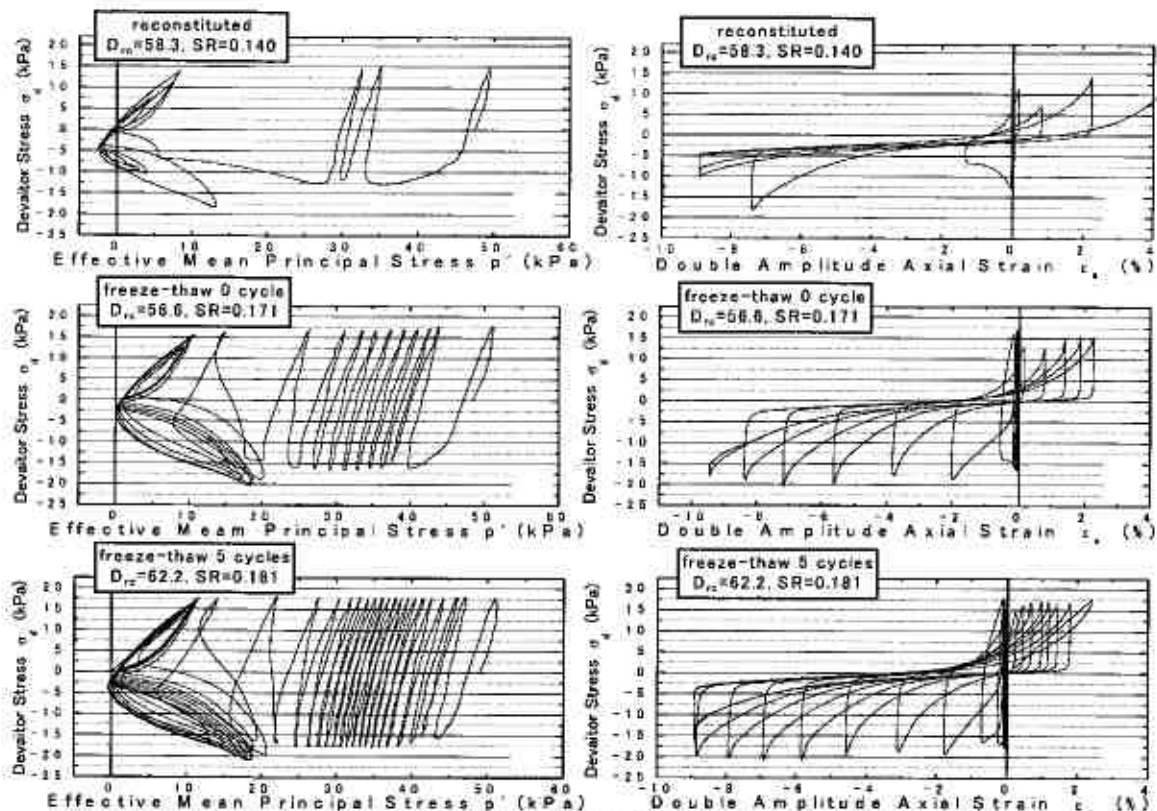


図-15 凍結融解履歴を受けた豊浦砂の有効応力経路と応力～ひずみ関係

- (a) : 有効応力経路(再構成)、(b) : 有効応力経路(履歴 0 回)
 (c) : 有効応力経路(履歴 5 回)、(d) : 軸差応力-軸ひずみ関係(再構成)
 (e) : 軸差応力-軸ひずみ関係(履歴 0 回)、(f) : 軸差応力-軸ひずみ関係(履歴 5 回)

【参考文献】

- 赤川：凍上現象におけるアイスレンズの発生条件，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 41 号，pp.133-138, 2001.
- 久保ら：用水路の凍上被害とその対策に関する研究，第 26 回土質工学研究発表会講演集，No408，pp.1097-1098, 1991.
- 青山ら：凍結-融解を受けた土の性質，土と基礎，Vol25, No7, pp.41-46, 1977.
- 小野ら：粘性土の軸 対称三軸応力下における凍結・融解履歴について，土木学会論文集，No617/III-46, pp.275-282, 1999.
- YOSHIMI, Y. et al. : Undisturbed Sampling of Saturated by Freezing, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.3, pp.59-73, 1978.
- YOSHIMI, Y. et al. : Undrained cyclic shear strength of a dense NIIGATA sand, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.4, pp.131-145, 1984.
- 横田ら：サンプルの凍結が動的せん断強度に及ぼす影響，土木学会第 33 回年次学術講演概要集，1978.
- 土岐ら：不攪乱砂の液状化特性，地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.18, pp.555-558, 1983.
- KOKUSHO, T. : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.45-60, 1980.
- 屋良ら：破碎性粗粒土の動的変形特性に及ぼす圧密時間の影響と評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 45 号，pp.157-160, 2005.
- 地盤工学会：土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集，1988.

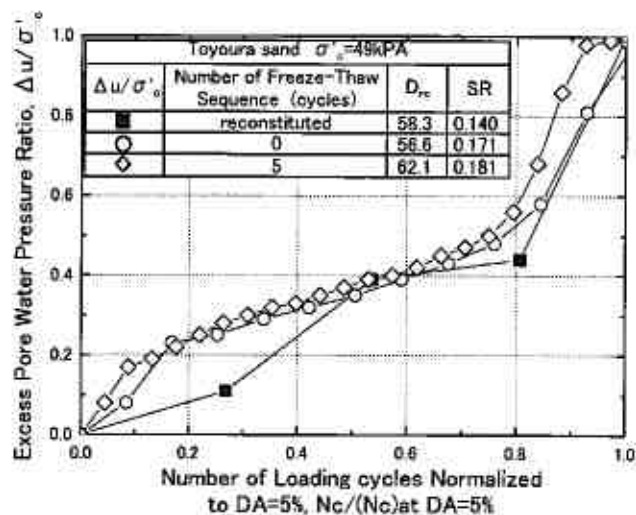


図-16 過剰間隙水圧発生挙動の比較

2003年十勝沖地震によって液状化した火砕流堆積物の 液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響

北海道大学大学院工学研究科 ○学 生 員 志比川清史
北海道大学大学院工学研究科 国際会員 三浦 清一
地崎工業土木部技術課 国際会員 八木 一善

1. はじめに

北海道の表層地盤の約40%は、火山を噴出源とする火山砕屑物で覆われている。近年、北海道周辺で頻発した大地震によって火山灰地盤の崩壊や液状化が発生した。それらの液状化被害は、駒ヶ岳・支笏カルデラ・屈斜路カルデラ等を起源とする火砕流堆積物の盛土で多く発生している^{1),2)}。このような北海道の火山灰地盤は、噴出源、噴出条件、噴出年代、堆積環境などが変化する複雑な累積構造状態を呈するため、それらの耐震性能の評価と把握は容易ではない。

2003年十勝沖地震においても、札幌市清田区の住宅地と端野町（北見市近郊）の農地で火砕流堆積物による盛土の液状化被害が認められている²⁾。これらの被災箇所と震央との距離は230km以上と非常に離れていることから、地形的・材料特性的に液状化しやすい条件にあったものと推測された。

そこで本研究では、火山灰盛土の耐震性能の評価や密度管理を行うための基礎資料を得るために、2003年十勝沖地震の際に液状化被害が生じた2地点から乱した火砕流堆積物を採取し、物理的性質および細粒分のみの示標的性質を詳細に調べた。また、密度を変化させた再構成供試体に対する繰返し非排水三軸試験を実施し、液状化強度に及ぼす密度の影響を検討した。

一方、火山性粗粒土の粒子破碎によって生じる細粒分は、その液状化強度に大きな影響を及ぼす³⁾。正規圧密履歴を受けた供試体は非塑性の破碎細粒分の増加に伴って液状化強度が低下すること、過圧密履歴を受けた供試体は細粒分含有率や先行圧密圧力が高いほど液状化強度における過圧密効果は顕著であることが分かっている^{3),4)}。液状化発生箇所にて採取した火砕流堆積物の細粒分含有率は約20~45%であり、非塑性であることから、過圧密履歴を与えた場合の液状化強度の変化も調べた。

2. 試験試料と物理的性質

2-1. 試験に用いた試料

三軸試験に用いた火山灰土は、札幌市清田団地の自然堆積地盤で採取したものである（写真-1）。この清田火山灰土は支笏カルデラを噴出源とする支笏軽石流堆積物（Spfl、噴出年代：3.1万年前～3.4万年前）である。また比較のために、札幌市美しが丘の液状化発生箇所（盛土：噴砂試料）、北見市近郊の端野町協和における流動崩壊箇所の上端で採取したものの試験結果⁵⁾も以降で示している。札幌市美しが丘の液状化発生箇所にて採取した火山灰土は、清田火山灰土と同じく支笏軽石流堆積物 Spfl である。また、端野町協和の盛土から採取した火山灰土は、屈斜路カルデラを噴出源とするクッチャロ軽石流堆積物（Kc-4、噴出年代：10万年前～12万年前）となる。以下では、これらを美しが丘および北見火山灰土と称している。これらの火山灰土のうち、清田・北見火山灰土にはスコリアが含まれ、美しが丘火山灰土にスコリアはほとんど含まれてはいない。



写真-1 札幌市清田団地の自然堆積地盤

これらの火山灰土の物理的性質を評価する際に、細粒分が含まれることから、先に試験結果に及ぼすふるい分析の方法や試料の乾湿の影響を調べている。粒度分析では、試料を炉乾燥あるいは自然乾燥させてから、所定の回数ふるう方法と水洗いによる方法でふるい分を行い、両者の試験結果を比較している。また液性限界は、炉乾燥試料と湿潤状態（自然含水状態）の試料の試験結果を比較した。

2-2. 粒度試験結果に及ぼす試料の乾燥とふるい分析の方法の影響

粒度試験の方法は「土の粒度試験方法」（JIS A 1204:2000）に準拠して行った⁶⁾。図-1は清田火山灰土の粒径加積曲線を示している。試験は、試料の乾燥方法やふるい分析の方法を変えて3回ずつ行った。表-1は、その試験結果に基づく
Effect of Overconsolidation on Pumice Flow Deposits Liquefied by 2003 Tokachi-Oki Earthquake
Shihikawa Kiyoshi, Miura Seiichi (Hokkaido University) and Yagi Kazuyoshi (Chizaki Kogyo)

清田火山灰土の細粒分含有率の平均値を示している。

この表から、各ふるいの方法による炉乾燥した

試料と自然乾燥した試料の細粒分含有率に差はなく、加熱（炉乾燥）による粒子破碎はほとんど生じていないことがわかる。

次に、ふるいの方法を変えた結果を図-1で比較してみると、所定の回数ふるい方法と水洗いの方法では、粒径が0.40mm以上の通過質量百分率がほぼ同じ値となっている。しかし、0.40mm未満の粒径になると、水洗いを行った場合は通過質量百分率が低下する傾向が示される。清田火山灰土では、ふるい分析の際に粒子破碎はほとんど生じていないことを確認しているため、水洗い法ではふるい目が小さくなるほど水の表面張力の影響が生じ、十分に土粒子をふるい分けできなくなることが原因と考えられる。その結果として、表-1では水洗い法のFcがふるいを所定の回数ふるい方法よりも約5%低い値となり、細粒分含有率が過小評価されている。

以上より、細粒分が多く破碎性の低い火砕流堆積物の場合は、試験前に炉乾燥し、所定の回数ふるい方法で粒度分析を行うと良い。

図-2では、この方法による清田・美しが丘火山灰土と札幌市真駒内で採取したSpfi(表層、深度5m(地山))、と北見火山灰土の粒径を比較している。清田と真駒内火山灰土の粒径はほぼ同様であり、粒径1mm以上の場合は美しが丘火山灰土も同じである。しかし、噴砂試料である美しが丘火山灰土は細粒分が多く、自然堆積地盤から採取した清田・真駒内火山灰土よりもFcは10%ほど高い値である。なお、美しが丘で実施されたボーリングのデータ⁷⁾から、その細粒分が多くなることは噴砂による粒径淘汰ではないことがわかっている。北見火山灰土に関しては、清田・真駒内火山灰土に類似する粒度分布である。

以上より、札幌市内に堆積する支筋軽石流堆積物は地域によって細粒分含有率の差が多少生じるものの、粒度分布は良い状態にある。また、噴出源が異なるクッチャロ軽石流堆積物に関するふるい分析結果を含めて考えると、2種類の大規模火砕流の粒度分布は類似するといえる。

2-3. コンシステンシーに及ぼす試料の乾湿の影響

液性・塑性限界試験は、「土の液性限界・塑性限界試験方法」(JIS A 1205:2000)に準じて行った⁶⁾。一般的に、粘性土は乾燥処理によってコンシステンシー特性が変化することが知られている⁸⁾。そこで、細粒分を含む清田火山灰土について乾燥によりコンシステンシー特性は変化するか調べてみた。

表-2は、(a)0.425mmふるい通過分と(b)75 μ mふるい通過分(細粒分)の清田火山灰土に対して、液性・塑性限界試験(各3回)を行った結果による液性限界 W_L と塑性指数 I_p の平均値を示している。また図-3には、液性限界試験の結果を全てプロットしており、炉乾燥後と自然含水状態から試験を行った場合の黄銅皿の落下回数⁹⁾が25回における含水比の上・下限値を示し、その平均値を W_L として図中の表に示している。なお、自然含水状態とした細粒分の試料は、原位置試料のままふるい分けはできなかったため、水洗いによって細粒分を取り出した後に原位置の自然含水比($\omega_0 = 26.6\%$)になるまで自然乾燥したものである。

図から、清田火山灰土の液性限界に明確な試料の乾湿の影響は見られず、(a)と(b)の試料の液性限界はほぼ一致すると

表-1 清田火山灰土の細粒分含有率に及ぼす試料の乾燥とふるい方法の影響

所定の回数をふるい	炉乾燥後(%)	空気乾燥後(%)	水洗い	炉乾燥後(%)	空気乾燥後(%)
1回目	20.93	20.16	1回目	14.03	16.40
2回目	21.27	23.63	2回目	17.20	14.19
3回目	20.21	22.50	3回目	16.35	15.59
Fc:平均	20.8	22.1	Fc:平均	15.9	15.4

種類	試料の状態	ふるいの方法	試験回数
DS	炉乾燥後	所定の回数ふるい	3回
DW	炉乾燥後	水洗い	3回
NS	自然乾燥後	所定の回数ふるい	3回
NW	自然乾燥後	水洗い	3回

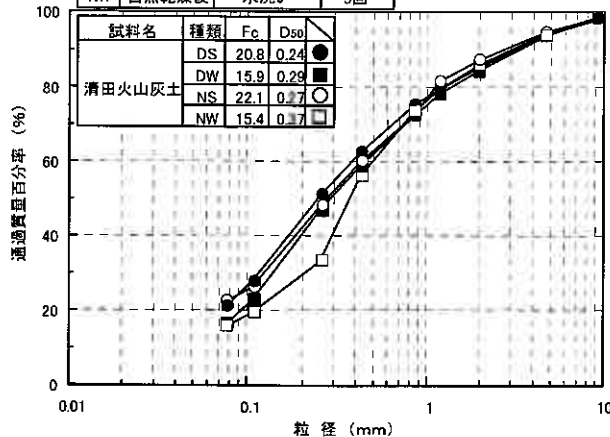


図-1 清田火山灰土の粒径加積曲線

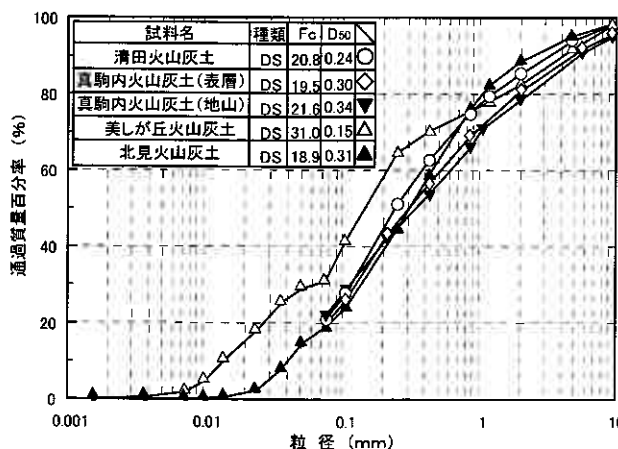


図-2 清田・美しが丘・北見火山灰土の粒径加積曲線

表-2 清田火山灰土の液性・塑性限界試験結果

	試料の状態	W_L (%)				IP
		1回目	2回目	3回目	平均	
(a)0.425mmふるい通過分	炉乾燥後	47.5	51.0	47.4	48.6	N.P.
	自然含水状態	48.6	53.2	50.6	50.8	N.P.
(b)75 μ mふるい通過分	炉乾燥後	48.2	44.1	42.3	44.9	N.P.
	自然含水状態	40.4	46.2	42.7	43.1	N.P.

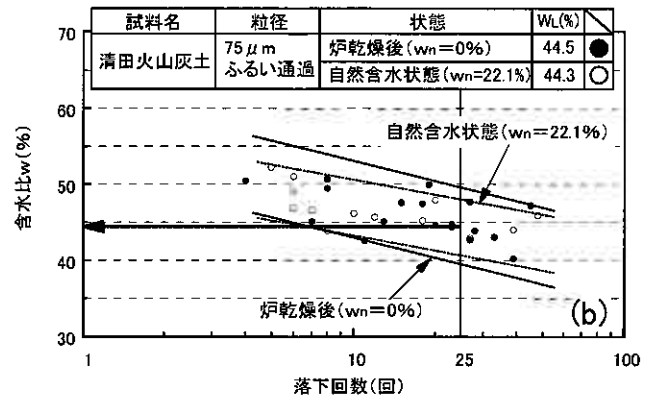
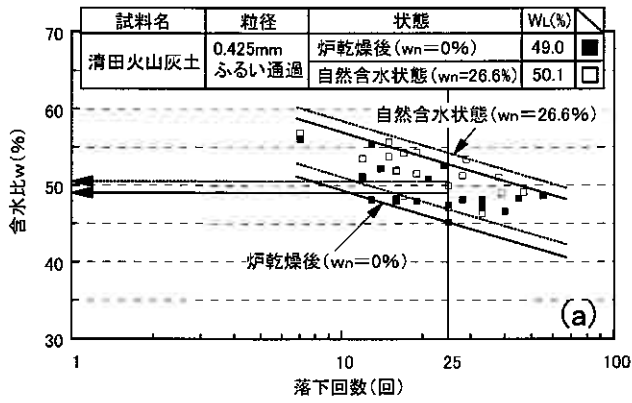


図-3 清田火山灰土の液性限界試験結果：(a) 0.425mmふるい通過分，(b) 75μmふるい通過分

表-3 液状化した火山灰土の物理的性質の一覧

火山灰記号	試料	採取深度	ρ_s (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)		ω_0 (%)	D_{50} (mm)	F_c (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	WL (%)	I_p
				max	min									
支笏 軽石流 堆積物 (Spfl)	清田 火山灰土 (清田団地)	地山 (-2.0m)	2.31	1.15	0.81	26.6	0.27	20.8	12.8	65.1	—	—	50.1	N.P.
		地表噴砂 (0m)	2.39	0.99	0.65	59.4	0.11	42.6	0.1	57.3	—	—	61.2	N.P.
	美しが丘 火山灰土 (美しが丘)	地表噴砂 (0m)	2.28	0.96	0.65	76.0	0.20	31.0	15.6	57.5	18.4	8.5	68.1	N.P.
		液状化層 ⁷⁾ (-2.0~-2.5m)	2.39	—	—	51.0	0.18	35.6	19.3	45.1	27.3	8.3	41.1	9.1
		液状化層 ⁷⁾ (-4.0~-4.5m)	2.43	—	—	49.5	0.25	31.1	30.2	38.7	26.2	4.9	61.1	—
	真駒内 火山灰土 (真駒内)	表層 (0m)	2.48	0.97	0.71	38.7	0.30	19.5	19.2	61.3	—	—	45.3	N.P.
地山 (-4.0m)		2.31	1.19	0.87	25.8	0.34	21.6	21.7	56.7	—	—	46.2	N.P.	
クツチャロ 軽石流 堆積物 (Kc-4)	北見 火山灰土 (端野町)	地山 (-0.5m)	2.48	1.21	0.88	19.8	0.31	18.9	11.5	69.6	16.6	2.3	56.1	N.P.

いう結果を得た。この液性限界における試料の乾湿の影響が現れない理由としては、表-2で示したように清田火山灰土およびその細粒分が非塑性(N.P.)であり、粘土鉱物は乏しいことが挙げられる。また、落下回数25回時の含水比が(b)75μmふるい通過分よりも(a)0.425mmふるい通過分の方がやや高くなる原因は、粗粒子(軽石)の内部に開口した粒子内間隙があり、それに蓄えられた水分が(a)の含水比に影響したためと考えられる。

2-4. 液状化した火山灰土の物理的・示標的性質

各火山灰土の物理的性質を表-3に示す。清田火山灰土(地山)と清田団地で採取した噴砂試料、美しが丘火山灰土(噴砂試料)とボーリング調査による試料⁷⁾、真駒内火山灰土、北見火山灰土について整理している。これらの火山灰土は、多孔質な軽石を含むために土粒子の密度($\rho_s=2.28\sim 2.48\text{g/cm}^3$)や乾燥密度が低い値である。その傾向は、北見火山灰土よりも清田・美しが丘・真駒内火山灰土で顕著となる。いずれも細粒分含有率を19~43%の範囲で含有して粒度分布が良い。また美しが丘火山灰土の物理的性質は、噴出物とボーリング試料とに大差は無いことがわかる。

表-4に、清田・美しが丘および北見火山灰土の細粒分のみに関する示標的性質を示す。各火山灰土の細粒分の ρ_s は、表-3で示した現位置粒度の ρ_s の値と大きな違いはない。これは、粒子内間隙の影響が軽石のみの場合より小さいためである。また美しが丘・北見火山灰土はともに粘土分含有率が低く、シルト分が多いという特徴もある。この火山灰土に含まれる細粒分は風化作用がもたらしたものではなく、火山からの流下堆積の過程で生じたものと考えられ、両火山灰土の現位置試料やその細粒分はいずれも非塑性である。

なお、北見火山灰土の現位置の湿潤密度は $0.96\sim 1.02\text{g/cm}^3$ (平均値 1.00g/cm^3)、相対密度は31~52%(平均値44%)であることがわかっている。

表-4 液状化した火山灰土の細粒分の示標的性質

3. 試験の方法

供試体($\phi=70\text{mm}$)はAP法で試料を空中落下させた後にモールド側面に所定の回数の打撃を与え、目標密度(相対密度 D_r で50%, 70%, 90%に相当)に調整した。全ての供試体の相対密度は目標値にたいして $\pm 3\%$ 以内の範囲に

試料	採取深度	シルト (%)	粘土 (%)	ρ_s (g/cm ³)	WL (%)	I_p
清田 火山灰土	地山 (-2.0m)	—	—	2.40	50.1	N.P.
美しが丘 火山灰土	地表噴砂 (0m)	68.4	31.8	2.57	43.2	N.P.
北見 火山灰土	地山 (-0.5m)	88.0	12.0	2.46	60.7	N.P.

ある。

三軸セル内に供試体を設置後、二重負圧法の適用、脱気水の通水、196kPaのバックプレッシャーの供給により飽和した。供試体のB値は全て0.96以上を得ている。飽和が完了した後は、過圧密比OCR=1.0, 2.0, 3.5に対応する先行圧密圧力 $\sigma_{pc}'=49\sim 171.5\text{kPa}$ で等方圧密し、体積ひずみの変化率が $1.0\times 10^{-4}\%/min$ 以下になった時を先行圧密完了とした。図-4に、圧密および繰返し非排水せん断過程の応力経路を示す。圧密完了は、有効拘束圧 $\sigma_c'=49\text{kPa}$ のもとで等方的に膨張(1hr)させた。次に、軸差応力振幅一定、載荷周波数0.1Hzのもとで繰返し非排水せん断を行った。

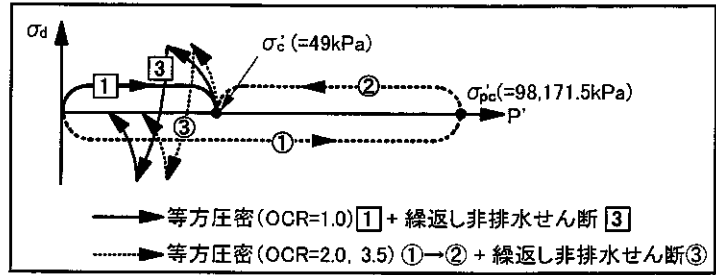


図-4 圧密および繰返し非排水せん断試験の応力経路

4. 試験結果と考察

4-1. 各火山灰土の液状化強度

図-5~図-7に、正規圧密(OCR=1.0)した清田・美しが丘・北見火山灰土の液状化強度線を両振幅軸ひずみDA=5%についてそれぞれ示す。試験結果はDri=50, 70, 90%について示している。

各火山灰土の液状化強度は、豊浦砂と同様に密度依存性が存在することがわかる。また、その液状化強度は相対密度Dri=50と70%で著しく低下する。

美しが丘と清田火山灰土の採取地は約3kmしか離れていないが、その液状化強度を比べると明らかに美しが丘火山灰土の方が低いことが分かる。この美しが丘火山灰土の液状化強度が低くなる原因は、今のところ明らかとはなっていない。ただし、清田火山灰土の細粒分含有率はFc≒22%であるのに対して、美しが丘火山灰土の場合はFc≒31%であり、細粒分が10%ほど高い値となる。この非塑性の細粒分の増加が、液状化強度に影響を及ぼしている可能性も考えられる。

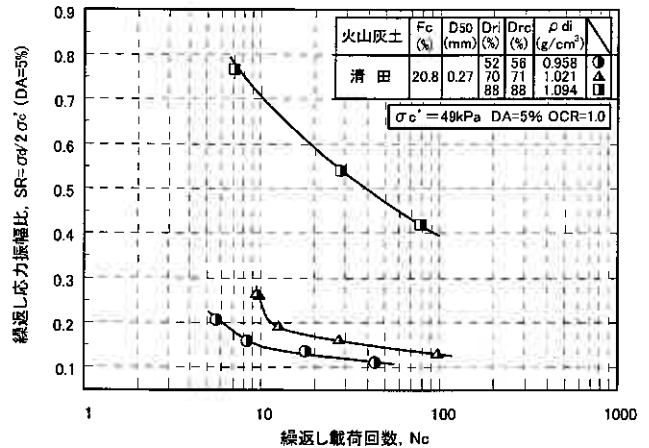


図-5 清田火山灰土の液状化強度線

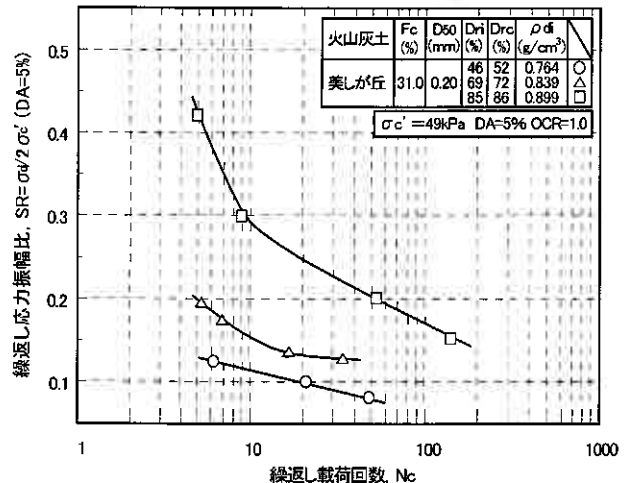


図-6 美しが丘火山灰土の液状化強度線

4-2. 液状化強度に及ぼす密度の影響

図-8(a), (b)では、繰返し載荷回数Ncが10回あるいは20回でDA=5%となるときに繰返し応力振幅比をSR10およびSR20と定め、 ρ_{di} やDriとの関係を豊浦砂^{9), 10)}と比較している。

図-8(a)より、清田・美しが丘火山灰土における供試体密度の増加による液状化強度の増加は、相対密度Dri=70~90%に相当する ρ_{di} の範囲で顕著にみられる。特にその傾向は清田火山灰土で著しい。一方、北見火山灰土は供試体密度の増加による液状化強度の増加がやや小さいことも分かる。

また、相対密度によって整理した図-8(b)では、SRが0.15以上になると密度増加に伴う液状化強度の増加割合が高くなることが示されている。また図-8(a)の場合と同じく清田火山灰土では、Driが70%を越えると液状化強度が大きく増加する傾向にある。逆にSRが0.15以下(Dri=70%以下)では、各火山灰土の密度増加による液状化強度の変化は小さいことが明らかである。

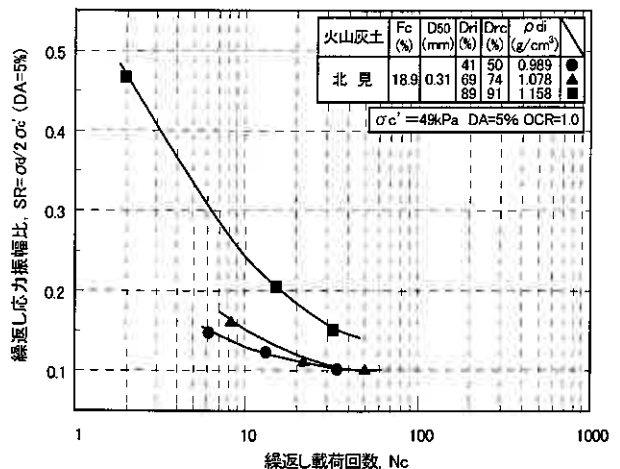


図-7 北見火山灰土の液状化強度線

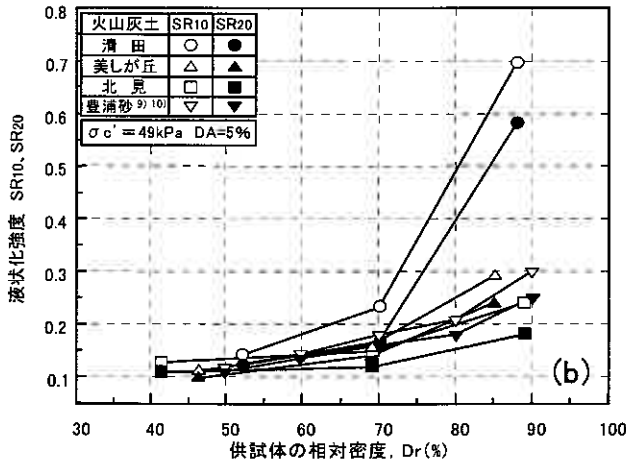
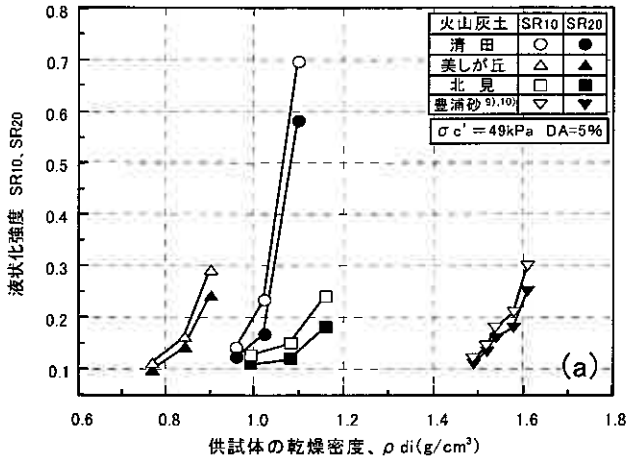


図-8 (a) 乾燥密度と液状化強度の関係、(b) 相対密度と液状化強度の関係

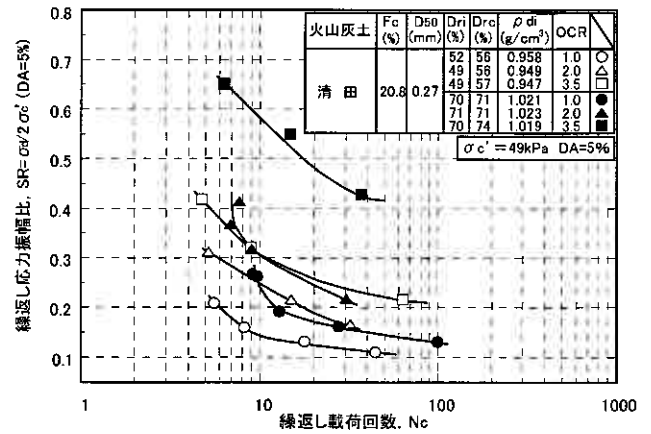


図-9 液状化強度に及ぼす過圧密の影響

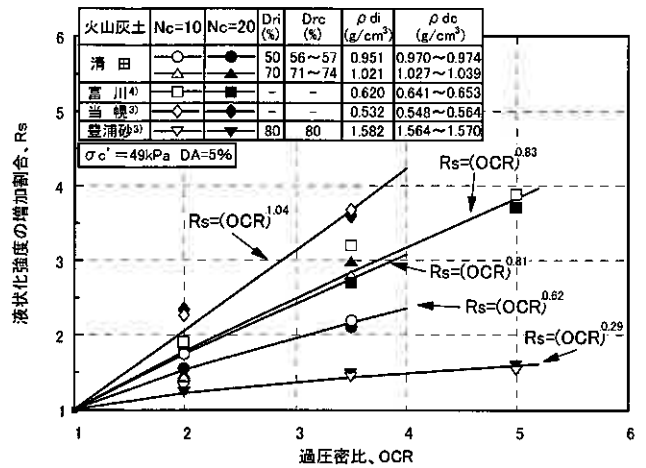


図-10 過圧密による強度増加割合 Rs と OCR の関係

4-3. 液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響

図-9では過圧密履歴 (OCR=2.0, 3.5) を与えた相対密度 $D_{ri}=50\%$ と 70% の清田火山灰土の液状化強度を正規圧密した場合 (OCR=1.0) と比較している。過圧密により、清田火山灰土の液状化強度は確実に高くなることが明らかである。特に、 $D_{ri}=70\%$ の OCR=3.5 において過圧密による液状化強度の増加は著しい。

図-10は、清田火山灰土に関して過圧密による液状化強度 SR_{10} および SR_{20} の増加割合 R_s と OCR との関係求めたものである。また図中には、豊浦砂³⁾ や非塑性の破碎細粒分を30%含有する降下軽石 (当幌³⁾・富川火山灰土⁴⁾) のデータも示した。なお、過去の研究³⁾ から火山灰土の強度増加は $R_s = (OCR)^m$ で表すことができることが明らかにされている。

清田火山灰土の過圧密効果を表す指数 m は、 $D_{ri}=50\%$ で $m=0.62$ 、 $D_{ri}=70\%$ で $m=0.81$ であり、豊浦砂 ($m=0.29$) よりもはるかに高い値となる。すなわち、 $D_{ri}=70\%$ の場合は粒子破碎性を示す富川火山灰土の $m=0.83$ に近い値となるが、清田火山灰土の過圧密過程での粒子破碎は検出されていない。したがって、清田火山灰土の過圧密による液状化強度の著しい増加は、先行圧密圧力が増加する条件下での密実化と非塑性細粒分による粒子間接点力の動員³⁾ によるものと判断される。また、 $D_{ri}=70\%$ の方が過圧密効果は高いことから、過圧密による密実化よりも粒子間接点力の動員の方が強度増加に大きく貢献しているものと推察される。

図-11、図-12では OCR=1.0, 2.0, 3.5 における相対密度 $D_{ri}=50\%$ と 70% の有効応力経路および応力-ひずみ関係を示している。これらの図は、基本的に繰返し載荷回数 N_c が10回あるいは20回前後で両振幅軸ひずみ DA が5%発生するときの試験結果で整理を行った。

OCR=1.0における各相対密度の有効応力経路では、第一波目の載荷段階から過剰間隙水圧の蓄積が認められるが、 $D_{ri}=70\%$ の過圧密供試体では過剰間隙水圧の発生がやや緩やかになっている。このように、過圧密履歴を受けたことによる過剰間隙水挙動の変化が明瞭に現れている。

応力-ひずみ関係に関しては、 $D_{ri}=50\%$ においては緩げめの豊浦砂と同様な挙動を示しており、脆性的なひずみが発生しているのが分かる。また $D_{ri}=70\%$ に関しては、圧縮側よりも伸張側で軸ひずみが卓越するという変形挙動の異方性が現れている。特に OCR=3.5 においてその異方的な変形挙動が顕著となっている。

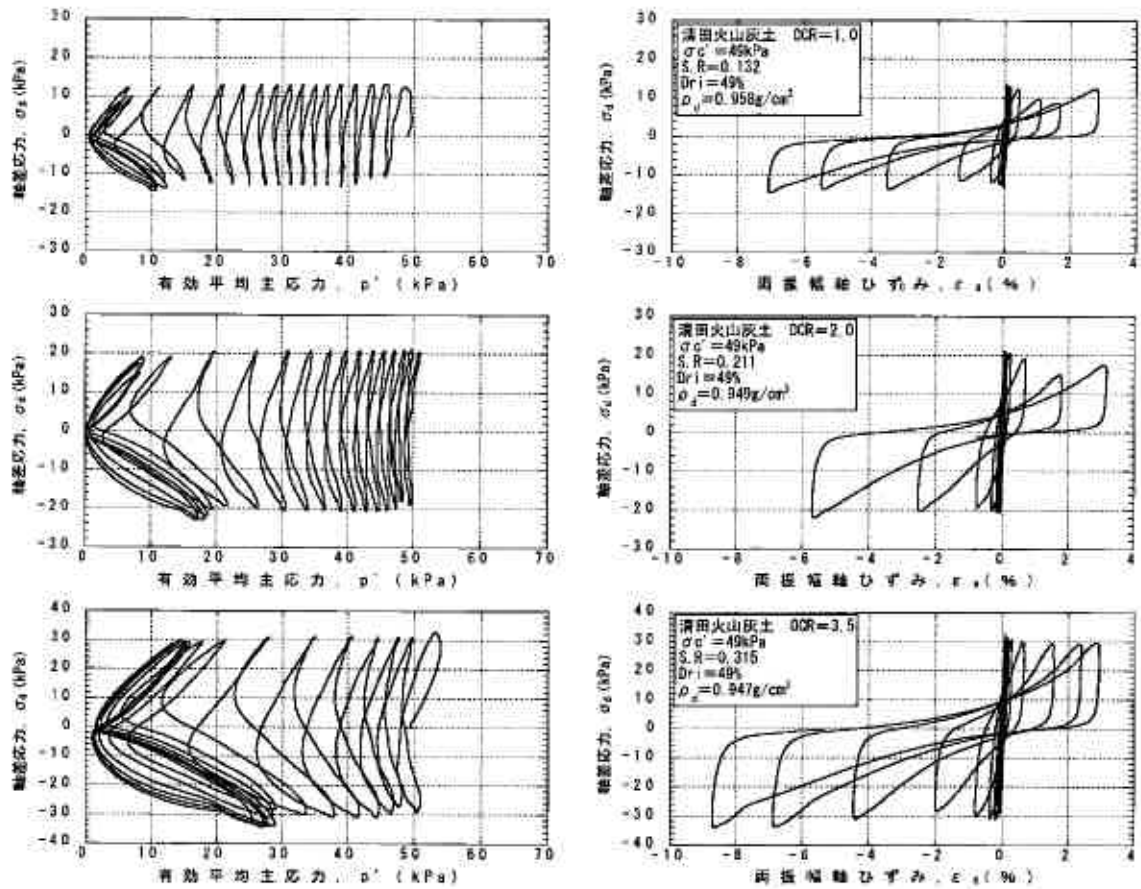


図-11 清田火山灰土 Dri=50%の有効応力経路と応力 - ひずみ関係

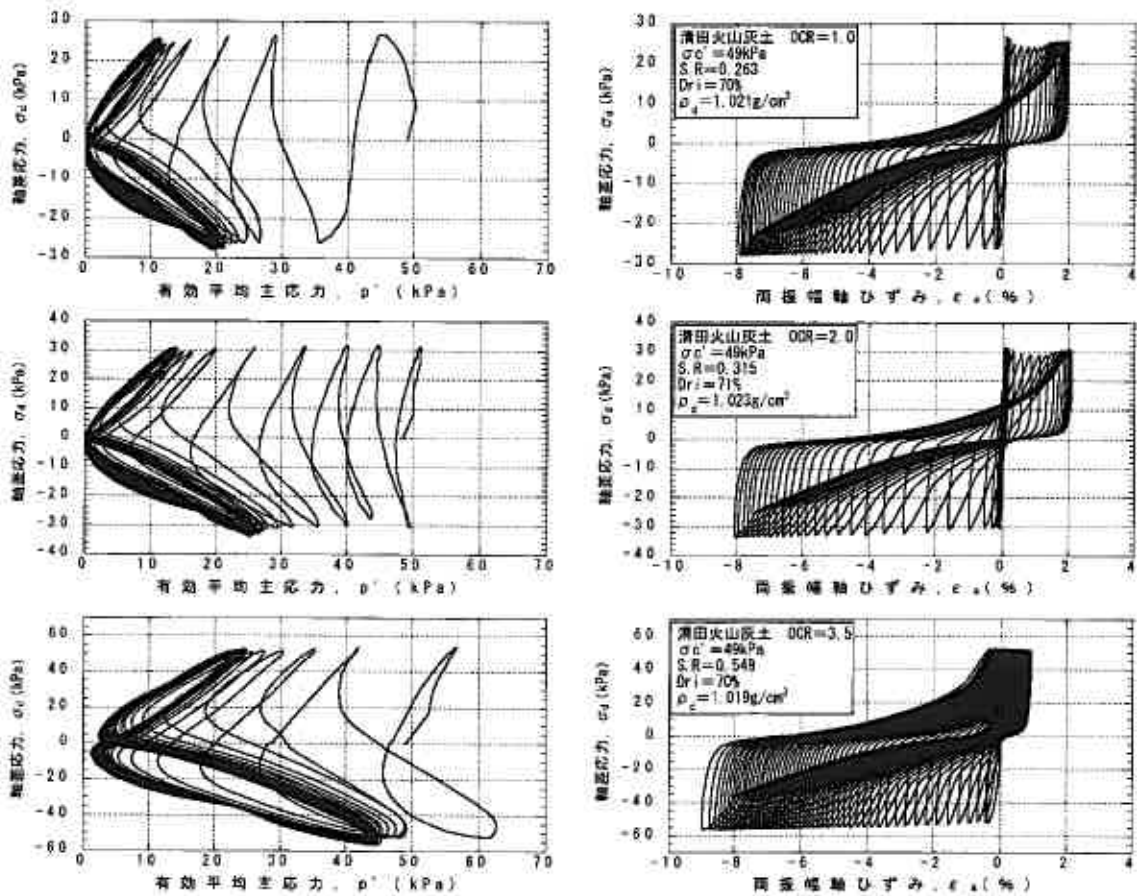


図-12 清田火山灰土 Dri=70%の有効応力経路と応力 - ひずみ関係

図-13では、図-9で示した試験結果に関して過剰間隙水圧の発生特性を示している。図の縦軸は、過剰間隙水圧 Δu を有効拘束圧で正規化した過剰間隙水圧比であり、図の横軸は繰返し載荷回数 N_c を $DA=5\%$ となるとき N_c で正規化した繰返し載荷回数比である。図より、 $D_{ri}=50\%$ では過圧密による過剰間隙水圧の発生特性の変化はほとんど認められず、緩やかに過剰間隙水圧が上昇する傾向が伺える。

一方、 $D_{ri}=70\%$ では $D_{ri}=50\%$ の場合よりも過剰間隙水圧の発生が早く、密な砂に類似した挙動が示されている。また過圧密履歴を受けた供試体では、正規圧密供試体の場合よりも載荷初期の段階から過剰間隙水圧が上昇しやすい。

次に図-14は、両振幅軸ひずみ DA を $DA=5\%$ で正規化した値と繰返し載荷回数比との関係である。過剰間隙水圧挙動の場合と同様に、 $D_{ri}=50\%$ では正規圧密供試体と過圧密供試体の軸ひずみ挙動に大きな変化は認められず、繰返し載荷回数比が 0.8 を越えると急激に軸ひずみが増加するという脆性的な破壊となっている。一方、 $D_{ri}=70\%$ の場合は過圧密比が高くなるほど両振幅軸ひずみは緩やかに上昇する傾向を示している。

4-4. 液状化強度とせん断剛性率との相関

美しが丘と北見火山灰土、鹿児島らしらす¹²⁾、豊浦砂に関して、微小ひずみレベルにおけるせん断剛性率 G と繰返し非排水三軸試験によって求めた $DA=5\%$ 時の液状化強度 SR_{20} との関係調べた。なお、らしらすのせん断剛性率はひずみ制御式の繰返し三軸試験（ステージ試験）の結果¹²⁾によるものであり、それ以外の試料についてはベンダーエレメント試験¹³⁾によってせん断剛性率を求めている。なお、各試験の方法については既報^{12), 13)}で述べている。

図-15に、それらのせん断剛性率と液状化強度との相関を示す。両者を求める際の供試体の密度は、ほぼ一致していると考えて良い。豊浦砂を除くと、噴出源が異なっても、火砕流堆積物の液状化強度はせん断剛性率と一義的な関係にあり、密度が増加すると共に高い値となる。また相対密度 30~90% の範囲では、供試体密度に関係なく SR_{20} を G の関数式で表すことができる。

$$SR_{20} = 0.0286G^{0.46} \quad (\sigma'_c = 49\text{kPa}, Dr = 30 \sim 90\%) \quad (1)$$

このような結果は、液状化試験を行わなくても単一供試体で求められるせん断剛性率によって液状化強度が推定できる可能性を示している。

5. まとめ

本研究では、2003年十勝沖地震の際に液状化した火砕流堆積物について物理的性質および液状化特性を調べ、さらに液状化強度に及ぼす密度と過圧密履歴の影響について考察を進めた。

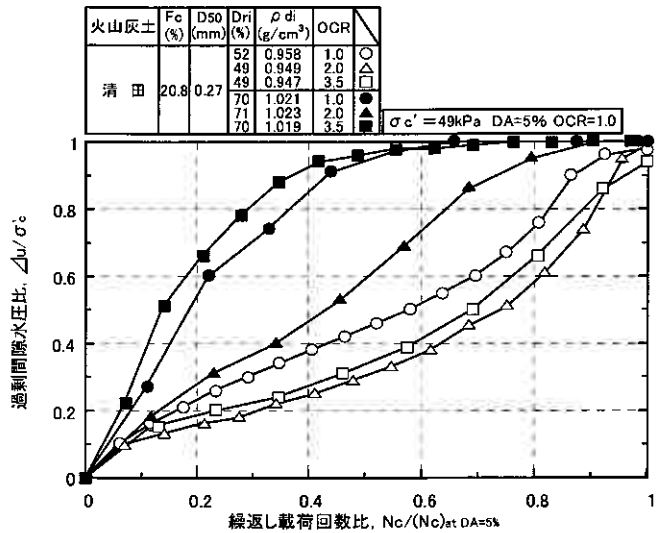


図-13 清田火山灰土の過剰間隙水圧発生特性

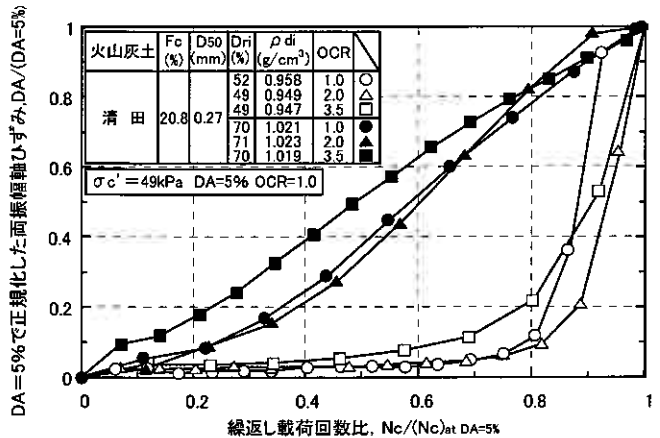


図-14 清田火山灰土の軸ひずみ発生特性

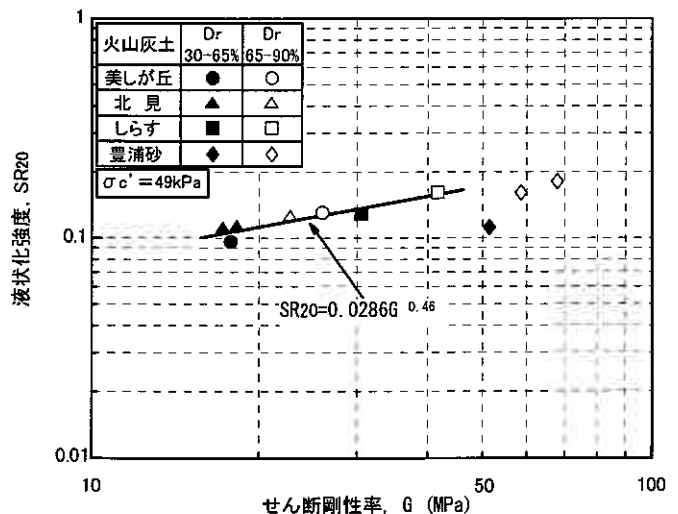


図-15 せん断剛性率と液状化強度の相関

一連の試験結果から得られた結論は、以下の通りである。

- 1) 支笏およびクッチャロ軽石流堆積物は、相対密度が70%以下になると液状化強度は著しく低くなる。また、札幌市内のいくつかの支笏軽石流堆積物は、物理的性質と液状化強度に及ぼす密度の影響が類似した傾向を示した。したがって、その盛土の耐震性能の評価や密度管理では工学的な判断が必要となる。
- 2) 過圧密履歴は清田火山灰土の繰返し非排水せん断特性に影響を及ぼし、それは相対密度50%の場合よりも70%の場合で明確となる。また、過圧密による液状化強度の増加は相対密度50%よりも70%の場合で著しい。ただし、いずれも通常の砂よりはるかに強い過圧密効果が示される。
- 3) この火砕流堆積物の液状化強度における強い過圧密効果は、圧密過程で大きく密度増加はしていないことから、供試体の密実化の影響というよりも、含有細粒分による粒子間接点力の動員が大きく貢献していると推察される。今後は、その機能を明らかにする必要がある。
- 4) 北海道と南九州の火砕流堆積物では、密度に関係なく液状化強度とせん断剛性率とに一義的な関係が認められた。これは、火砕流堆積物の液状化強度をせん断剛性率で推定できる可能性を示している。

謝辞:本研究を進めるにあたり、北海道大学地盤解析学分野のスタッフから貴重なご意見、ご協力を頂いた。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 北海道火山灰土の性質と利用に関する研究委員会（委員長：北海道大学 三浦清一）：実務者のための火山灰土，地盤工学会北海道支部，2003.
- 2) 2003年十勝沖地震 地盤災害調査委員会（委員長：北海道大学 三浦清一）：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書，地盤工学会，2004.
- 3) 八木一善，三浦清一：火山性粗粒土の繰返し非排水せん断特性に及ぼす破碎細粒分の影響，土木学会論文集，No.694/III-57，pp.305-317，2001.
- 4) 市川和弘，三浦清一，八木一善：破碎細粒分を有する火山性粗粒土の液状化強度に及ぼす圧密履歴の影響，地盤工学会北海道支部技術報告集第43号，pp.313-322，2003.
- 5) 八木一善・三浦清一・志比川清史・松本和正：液状化した火砕流堆積物の動的力学特性に及ぼす密度の影響，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.60，3-510，2005.
- 6) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000.
- 7) 札幌市：美しが丘地質調査報告書，2003.
- 8) 清水正喜，風間基樹：火山灰質土—その性質と設計施工— 4.火山灰質粘性土の工学的性質，土と基礎，vol.53，No.12，pp.107-114，2005.
- 9) 岡林巧，兵動正幸，安福規之，村田秀一：乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動，土木学会論文集，No.499/III-28，pp.97-106，1994.
- 10) 土岐祥介・三浦清一：飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について，土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集，pp.1-35，1988.
- 11) 兵動正幸，荒牧憲隆，岡林巧，中田幸男，村田秀一：破碎性土の定常状態と液状化強度，土木学会論文集，No.554/III-37，pp.197-209，1996.
- 12) 阿曾沼剛，三浦清一，八木一善，田中洋行：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法，土木学会論文集，No.708/III-59，pp.161-173，2002.
- 13) Timpong, S. and Miura, S. : Shear moduli of volcanic soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25(2), pp.157-165, 2005.

株式会社 開発工営社 ○正 会 員 高橋 慶行
北海道開発局 小樽開発建設部 橋内 英治
株式会社 佐々木組 平沢 信雄
株式会社 開発工営社 国際会員 西村 右敏

1. はじめに

柔構造樋門とは、樋門本体を函軸たわみ性構造（柔構造）とし、その基礎を柔支持基礎として樋門本体が地盤の沈下分布に追従できる構造系で、函体底版下の空洞化発生が抑制され、周辺堤防への悪影響を最小限に押さえようというものである。

樋門設計に際しては、従来の樋門設計とは異なり、樋門と周辺堤防の相互作用を考慮したもので「柔構造樋門設計の手引き¹⁾」に基本的考え方が示されている。しかし、柔構造樋門の設計法は、確立したものではなく、今後の実績の積重ねや新技術・新工法の開発により修正する必要性が残されている。

また樋門施工に際しては、河川堤防の開削を伴うことから、出水に対する安全性および仮設費を考慮した経済性の面から冬期施工となる場合が多く、冬期土工に関する問題も多い。

本報告では、平成15および16年度に尻別川において実施された樋門改築工事を例に、地盤に関する調査、設計および施工概要を述べ、当該樋門設計を動態観測結果によって検証するとともに、施工時における土工上の工夫を紹介する。

2. 地形・地質および樋門概要

2.1 地形・地質概要

田中樋門と三浦樋門の改築工事箇所を図-1に示す。

田中樋門は、尻別川 KP11.4 左岸に位置しており、付近は河岸段丘に囲まれた低地である。また、三浦樋門は、KP10.4 左岸の河岸段丘下に位置している。

地質は新第三紀中新世の堆積岩及び火山岩類からなる磯谷層を基盤とし、上部を鮮新世の堆積岩類からなる尻別川層が被覆して分布する。さらにその上部を第四紀更新世の扇状地堆積物が覆い、それぞれの山麓には尻別川により形成された段丘堆積物が分布する。尻別川沿いの低地帯では、第四紀の礫、砂、粘土からなる現河床堆積物が厚く堆積している。

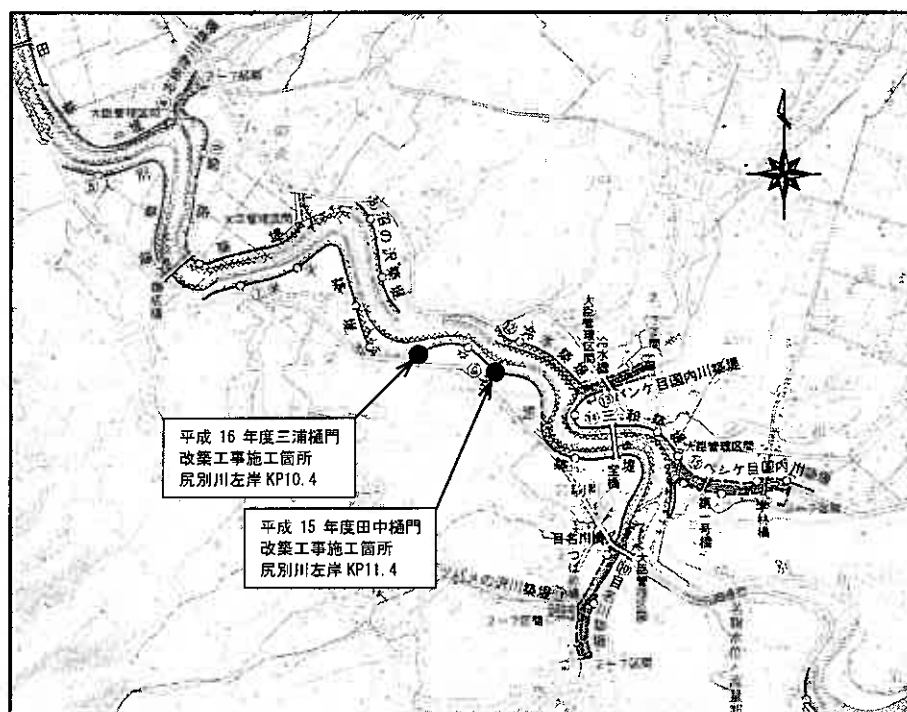


図-1 施工箇所位置図

2.2 樋門概要

田中樋門および三浦樋門の改築工事は、既設函体の流下断面不足によって河川増水に伴う近郊農地等の被害防止を目的として実施されたものである。

両樋門は、ともに杭基礎形式で昭和46年度に施工されたものであり、函内観察によって函体の老朽化および函体クラックが確認されていた。また、旧樋門撤去に伴う築堤開削では、函体外周のクラック(写真-1参照)と、函体底版下の空洞化(写真-2参照)が直接確認されている。

Design and construction case of the flexible sluices in the Shiribetsu river : TAKAHASHI Yoshiyuki, NISHIMURA Migitoshi (Kaihatsu Koei. Co., Ltd), KITUNAI Eiji (Hokkaido Regional Development Otaru development and construction department), HIRASAWA Nobuo (Sasakigumi. Co., Ltd)



写真-1 函体クラック発生状況（田中樋門）



写真-2 函体底版下の空洞化（田中樋門）

2.3 地盤調査結果

地盤調査によって得られた田中樋門および三浦樋門改築工事箇所の想定土層断面図を図-2 および図-3 に示す。

調査は、堤内側、築堤天端、堤外側において、機械ボーリングと標準貫入試験、オランダ式二重管コーン貫入試験を実施し、土層構成および深さ方向の強度を把握している。

調査深度は、『柔構造樋門設計の手引き¹⁾』に従い、砂層・砂礫層ではN値が大略30以上、粘土層では20以上を目安とし、良質な支持層として層厚が3m以上連続して存在することを確認する深さとした。

また、柔構造樋門設計に際して必要な地盤の変形特性を把握するために、床付け面下の土層を対象に各層を代表する深度で孔内水平載荷試験を実施した。さらに、圧密特性を把握するために、粘性土層を対象にシンウォールサンプリングによる乱さない試料を用いた圧密試験を実施している。

図-2 に示されるように田中樋門箇所は、地表面下より緩い砂質土(N値=2~4)および軟らかい粘性土(N値=1~4)がEL=-23m程度まで互層状に堆積している。EL=-23mで深より、洪積の砂礫層(N値 \geq 30)が堆積している。

当該地盤では、基礎地盤の土層が深さ方向に変化するため、多層地盤を考慮した換算変形係数を用いて即時沈下量を算出している。このときの影響範囲は、開削幅（載荷幅）の3倍以上¹⁾とされており、当該樋門設置に必要な開削幅は約6mであることから、即時沈下の影響範囲は床付け面から18m程度の深度を目安に設定する必要があると考えられた。このため良質な支持層である洪積砂礫層以浅において各種試験を実施している。

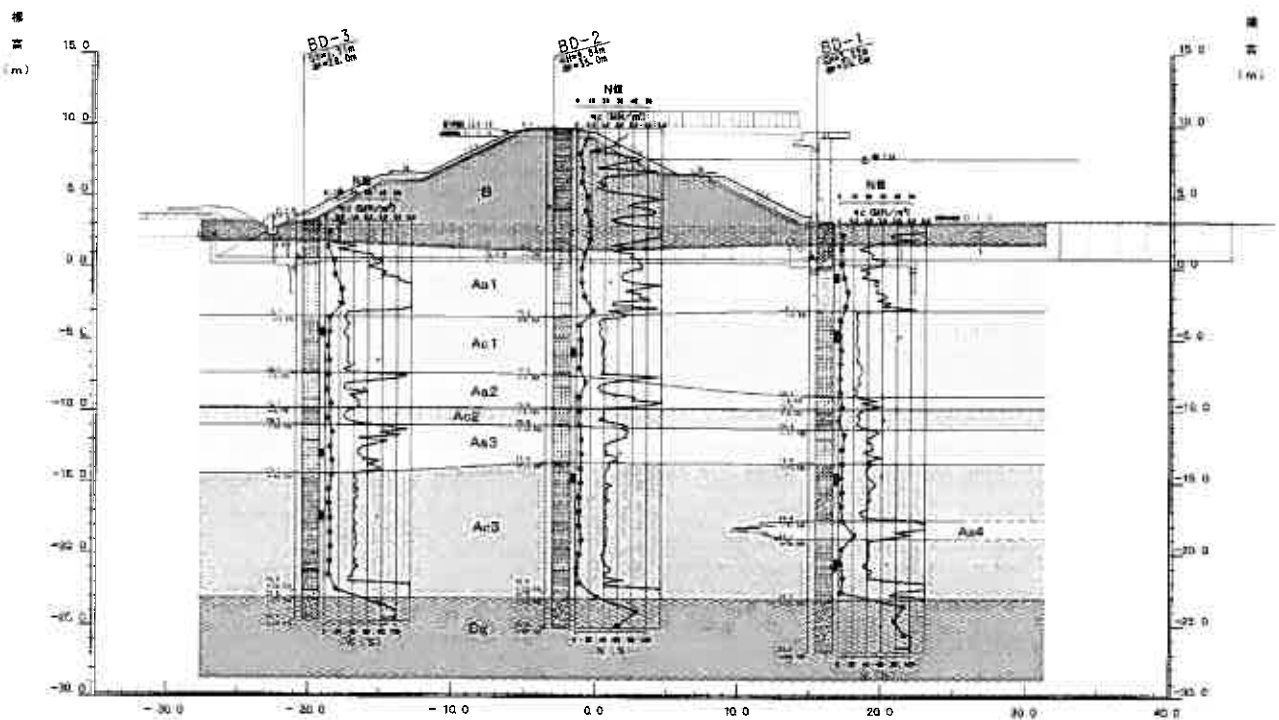


図-2 田中樋門箇所の想定土層断面図

図-3 に示されるように三浦樋門箇所は、床付け面直下に緩い砂質土(N値=4~7)が分布し、シルトまたは砂礫層を介しており、以深は良質な砂で構成されている。

当該箇所では、凝灰岩層が堤内から堤外へ向かって傾斜して分布している。この凝灰岩層は、堤内側で EL=-11m、堤外側で EL=-25m の標高でそれぞれ確認されている。

当該地盤における即時沈下量の影響範囲は、樋門設置に必要な開削幅としては約 7.5m であることから、床付け面より 22m 程度の深度を目安に設定する必要があると考えられた。このため良質な支持層である凝灰岩層以浅において各種試験を実施している。

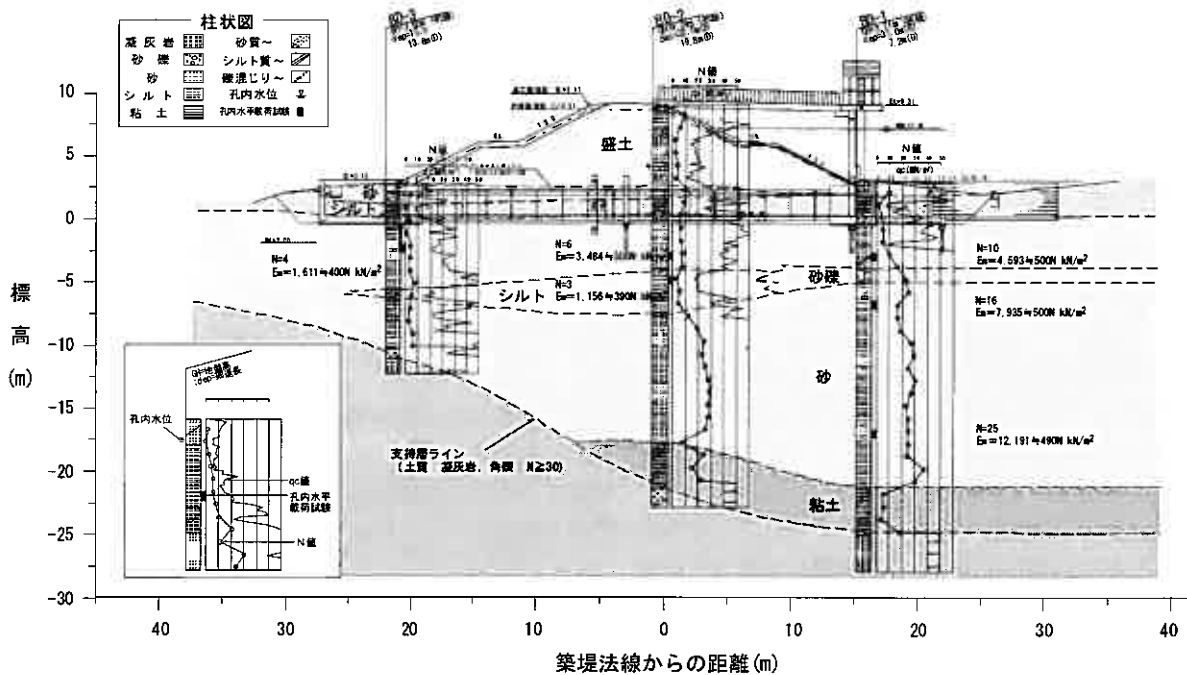


図-3 三浦樋門箇所の想定土層断面図

3. 検討内容および検討結果

3.1 地盤変形の検討¹⁾

『柔構造樋門設計の手引き』に示されている基礎地盤の検討の概略を以下に示す。

残留沈下量は、函体施工後に堤体盛土荷重により予測される函体直近の地盤における沈下量で、即時沈下量と圧密沈下量の和として定義される(図-4、5 参照)。

即時沈下量および側方変位量は、地盤を半無限弾性体とみなして基礎地盤面(床付け面)上の埋戻し土および盛土を等価な複数の帯状荷重に近似して分布を求める。多層地盤の場合は、影響範囲まで単一層とした換算変形係数を用いて算出される。

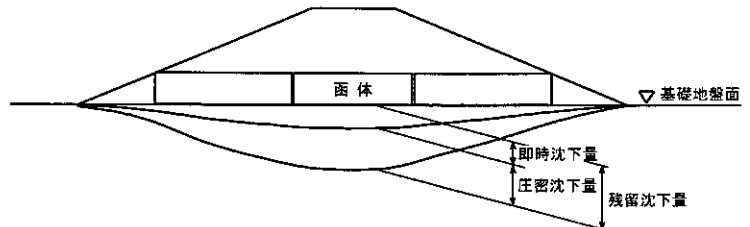
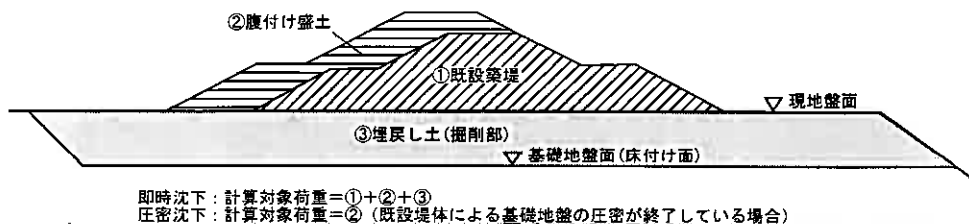


図-4 地盤の残留沈下量の分布例

圧密沈下量は、地盤内の増加鉛直応力に対して、圧密沈下対象層の合計として算出される。

残留沈下の算定位置は、函体の挙動に影響を与える函体周辺地盤の沈下量を地盤変位として設計に考慮するために、函体直近の基礎地盤面(床付け面)に設定される。

樋門の構造形式は、このように推定された函軸方向の残留沈下量分布を基に、地盤変位への追従に配慮して選定される。



即時沈下: 計算対象荷重=①+②+③
 圧密沈下: 計算対象荷重=② (既設堤体による基礎地盤の圧密が終了している場合)

図-5 沈下計算に考慮する荷重区分

また、側方変位の影響が大きいと予測される場合には、函軸緊張構造として函体の水平変位を抑制する検討がなされる。

樋門の基礎形式が柔支持基礎か直接基礎かは、残留沈下量が5cm程度を目安に判断される。柔支持基礎の残留沈下量の許容値は、30cm程度が目安とされ、残留沈下量が50cm程度まではキャンパー盛土（最大20cm程度まで）を考慮することで対応可能である。このような過大な沈下が発生する場合には、その沈下量に応じて、地盤改良またはキャンパー盛土による対策が行われる。図-6にキャンパー盛土を考慮する場合の残留沈下量の概念図を示す。

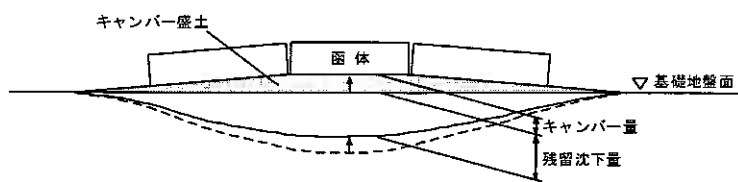


図-6 キャンパー盛土を考慮する場合の残留沈下量

3.2 沈下検討結果

田中樋門の残留沈下量は、「柔構造樋門設計の手引き¹⁾」の参考式により算出した。図-7は、検討モデルおよび計算により得られた残留沈下量分布を示したものである。

図-2の想定土層断面図に示されるように、当該地盤の土層構成はほぼ水平に互層堆積していることから、多層地盤を考慮した換算変形係数を用いて即時沈下量を算出した。

柔構造樋門設計に際して、基礎地盤の即時沈下および側方変位を推定するために用いる変形係数 E_s は、孔内水平載荷試験による測定値 E_m および一軸圧縮試験の E_{50} 、標準貫入試験の N 値より推定する場合の $700N$ が一般に用いられている。ここでは、孔内水平載荷試験と N 値の関係を整理し、その相関から各層毎の平均 N 値をもとに $E_s=700N$ (kN/m^2)として設定した(図-8参照)。

即時沈下の影響範囲は、開削幅(約6m)の3倍以上とされているが、経験上過大な沈下量が算出されると考え、床付け面から14mの深度に設定した。

その結果、残留沈下量は、最大29cm程度(即時沈下量26cm、圧密沈下量3cm)が発生するものと推定された。

当該樋門では、許容残留沈下量を目安である30cm程度以下であるため、沈下抑制工等の対策は必要なしと判断された。しかし、残留沈下分布より不同沈下対策として、最大キャンパー量20cmのキャンパー盛土を採用した。

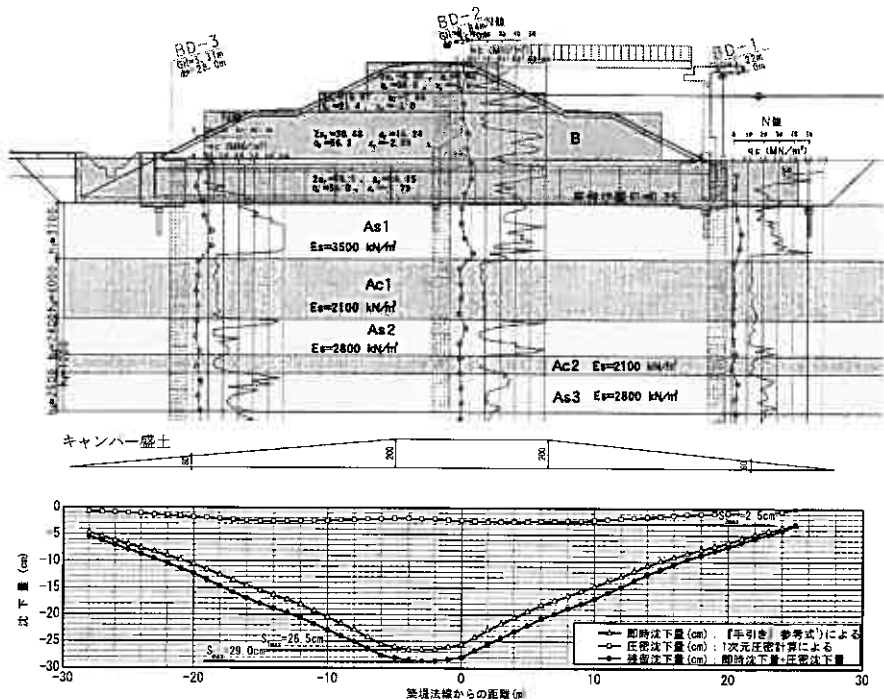


図-7 田中樋門箇所の検討モデルと残留沈下量分布図

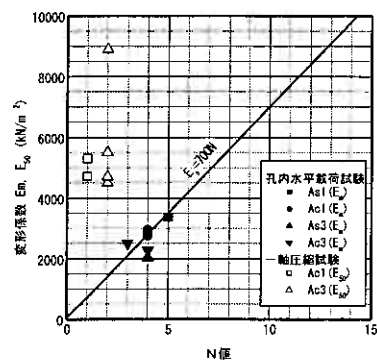


図-8 N値と変形係数の関係

一方、三浦樋門の残留沈下量は、図-3の想定土層断面図に示されるように、基盤の傾斜とともに、不連続な中間層を挟んでおり、現行の算定法では地盤構成が複雑で適切にモデル化できないため、弾性有限要素法解析(FEM)を実施し推定した。図-9は、検討モデルおよび計算により得られた残留沈下量分布を示したものである。

モデル化は、まず土質区分および強度(N 値、 q_{cd} 値)分布から、土層毎で区分を行った。次に孔内水平載荷試験による変形係数と N 値との関係を整理し、各土層の平均 N 値からその層の変形係数を算出した。異なる土質でも変形係数の近

似する土質は、同一土層と見なしてモデル化を行った。図-10 は、有限要素法解析で用いた解析メッシュ図および変形メッシュ図を示したものである。

残留沈下量は、当該地盤の土層構成から圧密対象層が存在しないと判断し、最大 17cm 程度の即時沈下量が発生するものと推定した。

許容残留沈下量の目安である 30cm 程度以下であるため、沈下抑制工等の対策は必要なしと判断されたが、残留沈下分布から、不同沈下対策として最大キャンバー量 15cm のキャンバー盛土を採用した。

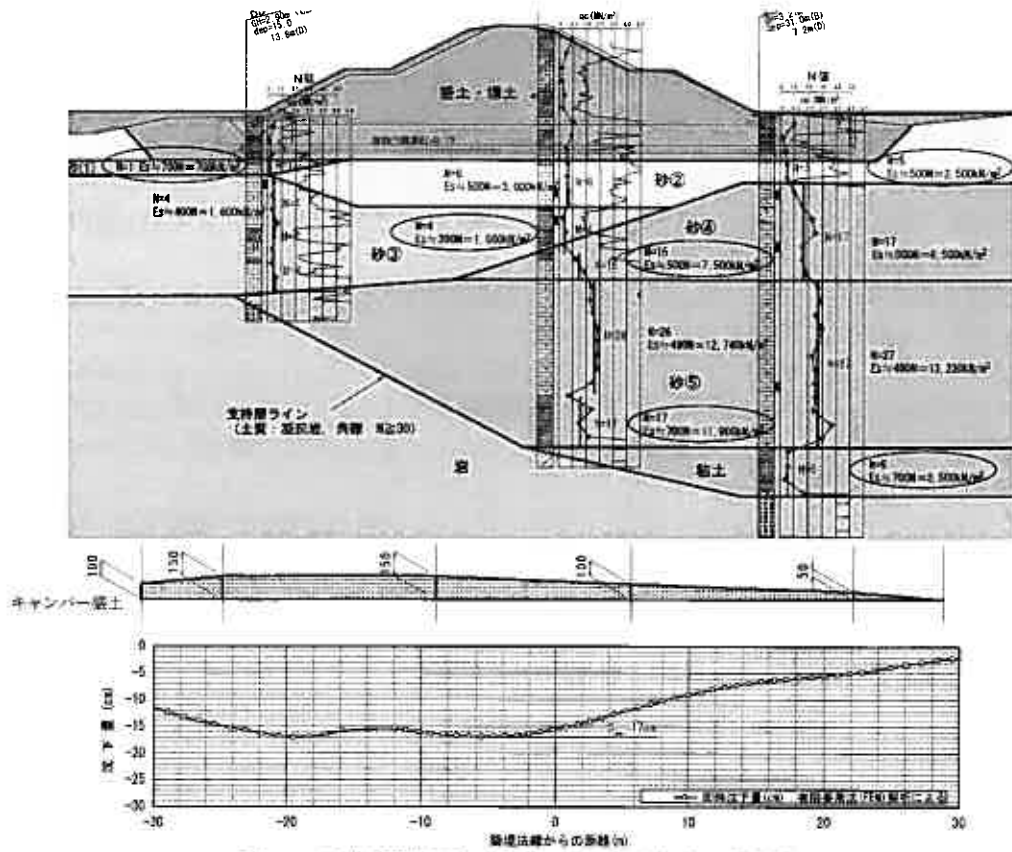


図-9 三浦樋門箇所の検討モデルと残留沈下量分布図

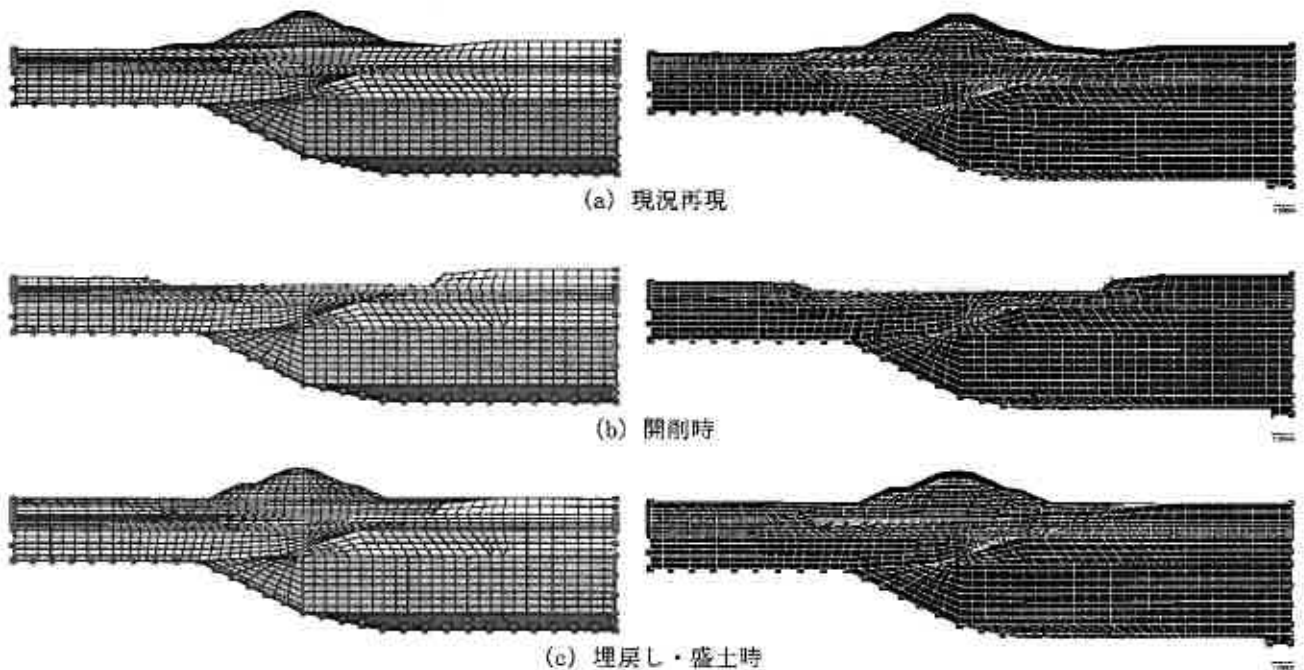


図-10 有限要素解析メッシュおよび変形メッシュ図

5. 施工時における土工上の工夫

(1) 地下水対策

田中樋門、三浦樋門ともに調査時の地下水位が高く、開削時における法崩れの誘発が懸念された。

そこで、湧水状況を確認しながら開削を行い、小規模な釜場を設置して集水し、周辺地下水位を徐々に低下させるとともに、湧水による床付け面の乱れの防止に努めた(写真-3参照)。しかし、両樋門箇所での床付け面は、細砂または砂質シルトでかなり乱れが生じたため、函体設置時の影響範囲を砂質土で20cm厚さの置換えを行った。

(2) 盛土材料の凍結防止、雪混入対策

開削に発生した土砂は、樋門函体施工後に再度盛土材料として利用されるまでの間、仮置土される。しかし、冬期施工の盛土の品質確保は、夏期施工時に比べ難しい。桜庭ら²⁾によると、盛土内に混入した凍結土が融解期に盛土沈下を誘発させるため、凍結土の混入が冬期土工の品質低下に大きく影響を及ぼすことが、実大盛土実験によって検証されている。

当該工事では、置土期間中の凍結を防止するために、掘削後の集積段階毎に置土表面に液状凍結防止剤を散布し、現地発生土を全量利用している。この液状凍結防止剤は、グリセリンを主成分とし、従来の塩素化合物タイプ(塩化カルシウム)に比べ、金属・コンクリートへの腐蝕の影響が無く、動植物への影響もほとんど無い、自然環境に配慮したものである。田中樋門における液状凍結防止剤の適用は、北海道開発局発注河川工事における初めての実績となったと思われる。液状凍結防止剤の冬期土工への適用性については、文献 3)、4) に詳細が報告されている。

さらに、凍結防止剤散布後の置土期間中は、シート養生を行い雪の混入を極力防いでいる(写真-4参照)。

(3) 盛土工および切土工

盛土工および切土工の実施に際しては、土工の基本である以下の点に注意した。築堤上は、施工中においても上下流を結ぶ重要な搬入出路ともなる。しかし、運搬路確保のため同一断面で過大な切土先行や盛土先行を行うと、地盤に乱れを生じさせることになる。このため、切土時または盛土時において、堤内外のバランスを保つように極力、層状の掘削および盛土施工を実施した(写真-5、6参照)。工事用車輛の通行確保のため、止むを得ず片切りする場合があるが、その高低差は、極力つけないことが床付け面を乱さないためには重要であると考えた。

河川堤防では通常1層あたりの締固め後の仕上がり厚さを30cm以下となるように管理するが、当該工事では仕上がり厚さを25cmとし締固めを密に行い、R1計器を用いた締固め管理を行った。また、オーバーコンパクションを避けるため、転圧機械を小型化した。

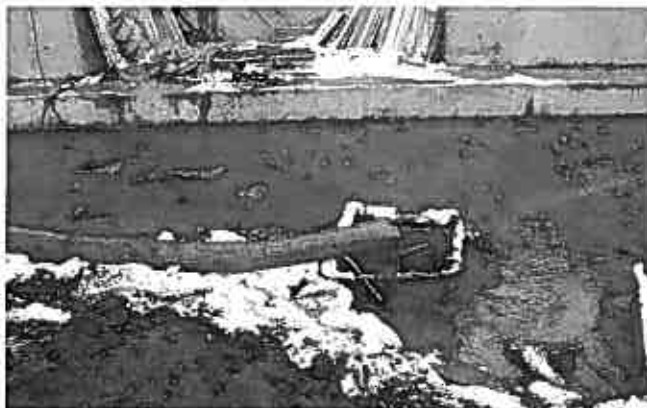


写真-3 小規模釜場による排水処理



写真-4 置土期間中における養生（雪混入防止）



写真-5 築堤盛土状況（25cm 敷均し）



写真-6 築堤開削状況（層状掘削）

6. 樋門の動態観測

6.1 動態観測の概要

動態観測は、樋門施工中の地盤と構造物の沈下および変位を計測し、樋門本体の安全性の監視と今後の合理的な設計・施工方法を確立していくためのデータ集積を目的としている⁵⁾。

本報告では、地盤および函体の鉛直方向の変位に着目し、築堤開削時のリバウンド量、埋戻しおよび盛土時における即時沈下量、函体沈下量の関係について述べる。

6.2 動態観測結果

(1) リバウンド計測

リバウンドは、ボーリング孔を利用して地中にスクリー式のリバウンド計を設けて、築堤および地盤開削段階に計測するもので、土の除荷によって発生する。

リバウンド量は、即時沈下量との相関性が良いことから、函体施工後の即時沈下量の推定に利用される。図-15、16は、田中樋門および三浦樋門箇所における築堤掘削開始時から床付け面開削完了時までの累計リバウンド実測値を樋門縦断方向について示したものである。これによると、最終計測値におけるリバウンド量は、ともに築堤天端箇所(R-2)で最大値を示しており、土の除荷荷重が多くなる盛土天端付近で、リバウンド量が大きく発生する傾向が見られた。

(2) 地表面沈下計測

田中樋門、三浦樋門における地表面沈下計測定結果をもとに、設計沈下量との比較を行う。

まず、田中樋門の計測結果を図-17および18に示す。

図-17は、天端箇所の地表面沈下計(T-3)に着目し、埋戻し開始時からの沈下量の経時変化を示したものである。これによると、盛高に応じて沈下が発生するが、特にステップ高以降の築堤盛土(3/8)において沈下傾向は大きく現れている。盛土完了(3/11)以降において沈下の増加が若干見られるが、施工時に残留沈下のほとんどが終息したものと考えられる。

図-18は、函体縦断方向における各施工段階の地表面沈下計の計測値をプロットしたものであり、

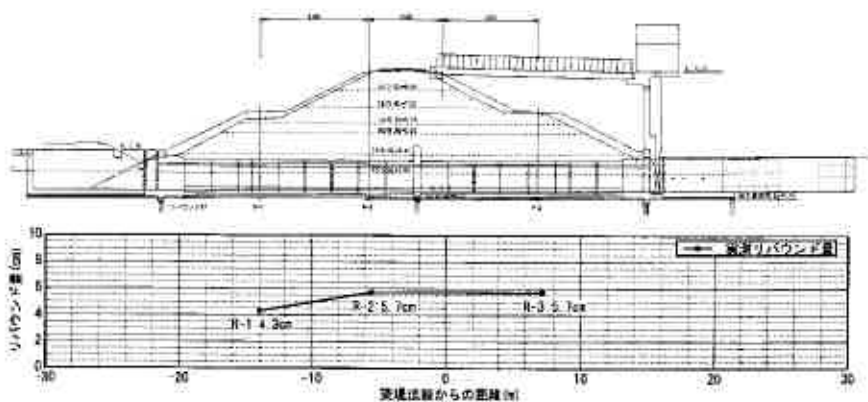


図-15 田中樋門のリバウンド実測値

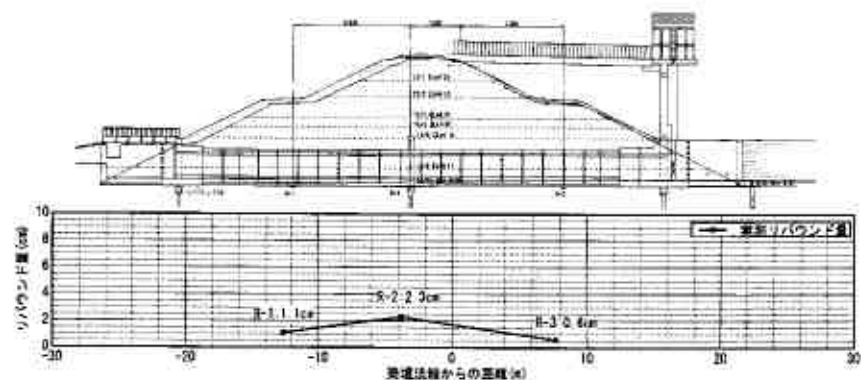


図-16 三浦樋門のリバウンド実測値

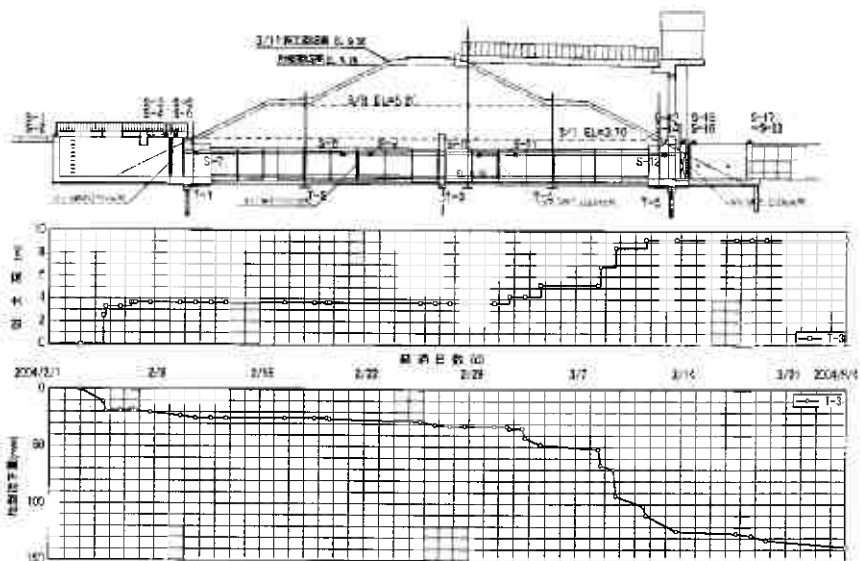


図-17 地表面沈下計の経時変化図 (田中樋門; T-3)

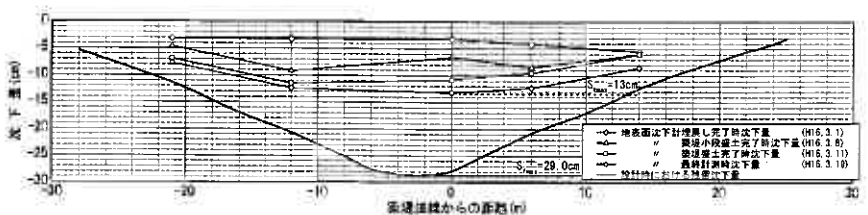


図-18 地表面沈下計経時変化図 (田中樋門縦断方向)

併せて設計時の推定残留沈下量分布を示している。

これによると、設計時沈下量の最大値 29cm に比べ、地表面沈下計の最大値は 13cm と小さい値であり、樋門縦断方向において実測値は、設計値の概ね 50~70% の範囲であった。

次に、三浦樋門の計測結果を図-19 および 20 に示す。

図-19 は天端箇所の地表面沈下計 (T-3) の経時変化を示したものである。これによると、盛高に応じて沈下が発生するが、ステップ高以降の築堤盛土放置期間中 (2/15~3/10) において 2/22 以降時間の経過に伴う沈下傾向が現れている。しかしこの沈下は、3/2 を境に終息傾向が観察された。

また、盛土完了以降において沈下の増加が若干見られるが、施工時に残留沈下のほとんどが終息したものと考えられる。

図-20 は、各施工段階における地表面沈下計の計測値を示したものであり、併せて設計時の推定残留沈下量分布を示している。設計時沈下量の最大値 17cm に比べ、地表面沈下計の最大値は 7cm と小さい値であった。また、樋門縦断方向において実測値は、設計値の概ね 30~40% の範囲であった。

(3) 函体沈下量計測

計画盛土によって発生する基礎地盤の沈下・水平変位に追従して、樋門本体も変形が生じる。この樋門本における沈下量は、沈下測定紙によって計測する。樋門各部の沈下と基礎地盤の沈下との相対沈下量からは、空洞化の有無が推定される。

図-21 および 22 は、田中樋門と三浦樋門の地表面沈下量および函体沈下量の実測値をプロットしたもので、樋門縦断方向における地盤と函体との相対変位量を表したものである。これによると、函体の沈下分布は比較的滑らかな形状となっており、周辺地盤の沈下分布に追従していると考えられ、局所的な応力集中は発生しないものと推察される。

6.3 設計と実測沈下量に関する考察

(1) 即時沈下量について

田中樋門および三浦樋門では、築堤断面変更に伴う増加荷重がほとんど無く、即時沈下量が卓越した残留沈下量となる。田中樋門では、設計沈下量の最大値 29cm に対し、実測沈下量の最大値は 13cm であった。この大きな原因は、函体設置の影響範囲において砂質土による 20cm 厚の置換えを実施したことによると考えられる。

しかし、三浦樋門では、置換えを考慮した解析を行ったが、設計沈下量の最大値 17cm に対し、実測沈下量の最大値は 7cm であった。

これらは、設計時における沈下対象層(即時沈下の影響範囲の深さ)の設定や、設計地盤定数、特に地盤の即時沈下量

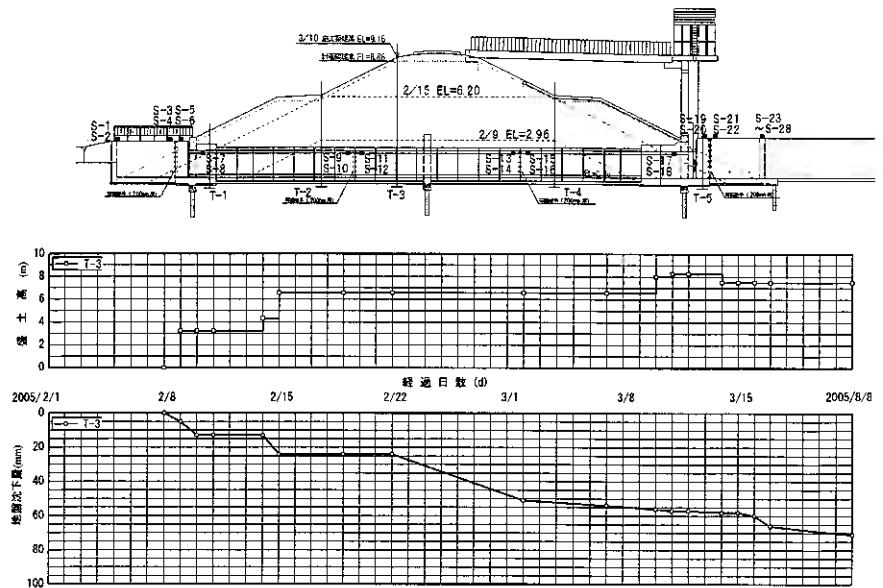


図-19 地表面沈下計経時変化図 (三浦樋門 : T-3)

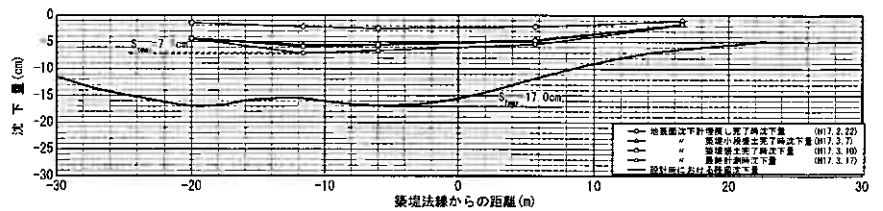


図-20 地表面沈下計経時変化図 (三浦樋門縦断方向)



図-21 函体と地盤との相対変位量 (田中樋門縦断方向)



図-22 函体と地盤との相対変位量 (三浦樋門縦断方向)

の算定に大きく影響する変形係数を安全側の過小に評価したことが要因として考えられる。柔構造樋門の挙動は地盤変位分布に大きく依存するため、今後の設計にあたっては、地盤定数（変形係数）の評価について、「柔構造樋門の手引き」に示されている $E_s=700N(kN/m^2)$ との妥当性も含め、適正な地盤定数の評価方法について検討の必要があるものとする。

(2) キャンバー盛土について

本工事では、設計時に推定した残留沈下量に対し、キャンバー盛土による不同沈下対策を行った。しかし、実測沈下量は設計沈下量に比べ小さい値となり、その結果、疎通能力の阻害にはならなかったが設計の敷高に対し高止まりとなった。

キャンバー盛土の採用にあたっては、前述の即時沈下量の評価によっては、設計値とは異なる過小な沈下量により高止まりとなる可能性も考えられる。このような点を踏まえ、高上がりを防ぐためには、圧密沈下が発生しない場合に限って、設計時の残留沈下量（即時沈下量）が許容値以内であれば、キャンバー盛土を現行の設定より「小さくする」あるいは「用いない」選択も考えられる。

(3) リバウンド量について

既設堤防の開削による地盤のリバウンド量は、即時沈下量との相関性が良く、函体施工後の残留沈下量（即時沈下量）を推定するための情報として利用されるが、明確な相関関係については土質の性状の違いや施工方法（掘削または盛土）の違いなどから明らかにされていない。

このことから、今回の施工事例をはじめ、過去の樋門工事や今後実施される工事について、掘削時に計測されたリバウンド量と実測沈下量のデータを集積し、基礎地盤の土質の違いによる相関関係を求め、リバウンド量から設計沈下量の見直しあるいはキャンバー盛土の見直しが可能となるよう、検討を重ねることが必要である。

7. おわりに

本報告では、蘭越河川事業所管内尻別川における柔構造樋門の設計・施工事例を述べた。

柔構造樋門は、樋門本体に大きな沈下・変位を許容するなど、他の土木施設の構造に比べて異質なところが多いため、設計法が十分確立されていないのが現状である。

基礎地盤の過大な残留沈下とともに融雪期における盛土変状が、河川堤防としての機能のみならず樋門構造にも悪影響を及ぼすと考え、本工事ではこれらを極力さけるため、以下に示す施工上の工夫、盛土材料管理を実施した。

- ① 掘削および盛土は、同一断面で過大な切土先行や盛土先行を行うと、作用応力の不均衡が発生し地盤に乱れを生じさせることになるため、堤内外のバランスを保つように極力、層状の施工を行った。
- ② 掘削土は、盛土材料として再利用するため仮置きとなるが、液状凍結防止剤を散布し、シート養生により雪の混入を防ぐことで、築堤盛土材として品質を確保するとともに全量を活用することが可能となった。
- ③ 盛土施工時は、転圧1層あたりの仕上がり厚を25cmとし、小型の転圧機械を用いてオーバーコンパクションを避け、締固め度が密になるように行った。

これらによって、融雪期においても沈下等の盛土変状もなく、また、函体の沈下分布は周辺地盤の沈下分布に追従しており、柔構造樋門として十分機能を発揮しているものと考えられる。

しかし、キャンバー盛土は、即時沈下量の設計値が実測値に対して過大であったため、不同沈下対策としては十分な効果を発揮したものの高止まりを生じてしまった。

特に当該工事のように圧密沈下が発生しない場合は、キャンバー盛土の設定は即時沈下量に大きく依存するため、即時沈下量の推定精度の向上が大きな課題であるとする。

今後も動態観測データの収集・整理を行い、残留沈下量の推定精度の向上に努めるとともに、調査・設計法の確立に貢献していきたい。

参考文献

- 1) (財)国土技術研究センター編：柔構造樋門設計の手引き，(株)山海堂，平成10年11月。
- 2) 桜庭 満，西川純一：冬期土工の可能性について—土木工事の通年化に向けての研究—，開発土木研究所月報No. 580，pp. 38-43，2002. 7。
- 3) 中地 章，角屋文彦，黒山 豊，鈴木 輝之，澤田正剛：液状凍結防止剤の冬期土工への応用に関する基礎実験Ⅱ，寒地技術シンポジウム'98寒地技術論文・報告集Vol. 14，pp. 245-250，1998. 12。
- 4) 中地 章，黒山 豊，鈴木 輝之，小宮則夫：液状凍結防止剤を用いた冬期土工の屋外実験，寒地技術シンポジウム'98寒地技術論文・報告集Vol. 14，pp. 680-686，1998. 12。
- 5) 石狩川開発建設部 工務課：柔構造樋門動態観測要領(案)，平成14年5月22日付事務連絡。

夕張川河川敷の地盤調査結果

北海道大学大学院 工学研究科 ○田中洋行・西田浩太
 北海道開発土木研究所 林 宏親
 東亜建設工業 深沢 健・中村明教
 ソイルアンドロックエンジニアリング(株) 吉村 貢
 (株)ダイヤコンサルタント 小泉和広
 応用地質(株) 中島 睦

1. はじめに

2005年7月に夕張川の河川敷で地盤調査を行った(具体的な場所は図-1参照)。この地点は、道央自動車道の江別東インターチェンジ(IC)の近くに位置している。このICの建設の際、あるいは供用開始後においても最も大きな沈下が報告されている¹⁾。通常のボーリングによる試料採取の他に、表-1に示す種々の原位置試験を行った。筆者らは、これまでに我が国の海成粘性土を対象として、各地で地盤調査を行ってきた。これらの調査と比較して、今回の調査で得られた注目される事項は、次の2つである。①泥炭層の下部にある粘性土が、海成粘土と比べてかなり異なること。具体的には過圧密比が大きく、また一見乱れの大きな試料の特徴を有する粘土である。②地盤のせん断波速度を測定するためにサイスミックコーンを実施したが、泥炭層の減衰が大きい。本報告では、これらの興味深い結果を下に、本地盤調査で明らかにされた地盤の特性について述べる。



図-1 調査地点

表-1 本調査で行った原位置試験

ベーンせん断試験
電気式静的コーン貫入試験
Tバー静的コーン貫入試験
サイスミックコーン貫入試験
地表面波探査

2. 地盤の特性(室内試験結果を主として)

この地点の地盤は、図-2に示すように、地表面から5mまで泥炭層、その下に砂層を挟んで3層の粘性土層がある。泥炭層だけを抜き出して、主な特性を図-3に示す。

2.1 物理特性

図-3に示すように、泥炭の含水比(w)は粘性土と比べて著しく大きく、全ての層で200%を超えている。泥炭層を詳細に見ると、特に上部2mの泥炭層の w は大きく、表層付近では900%を超えている。同様に強熱減量(L_i)も深さ2mで区分することができ、上部では60%以上の大きな値を示している。含水比が大きく、また土粒子の密度(ρ_s)も通常の粘性土より小さいため、泥炭層の湿潤密度(ρ_t)は1.0付近とかなり小さい。このため、土の有

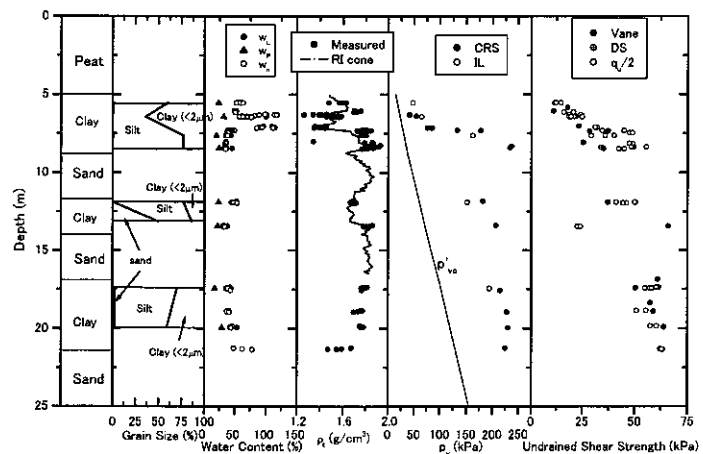


図-2 泥炭層を除く土質柱状図と主な地盤特性

Characterization of Yuubari peat and clay by in situ and laboratory testing. Tanaka, H., Nishida, K. (Hokkaido University), Hayashi, H. (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido), Fukazawa, T., Nakamura, A. (Toa Construction), Yoshimura, M. (Soil and Rock Engineering), Koizumi, K. (Dia Consultant), Nakajima, A. (Oyo Consultant)

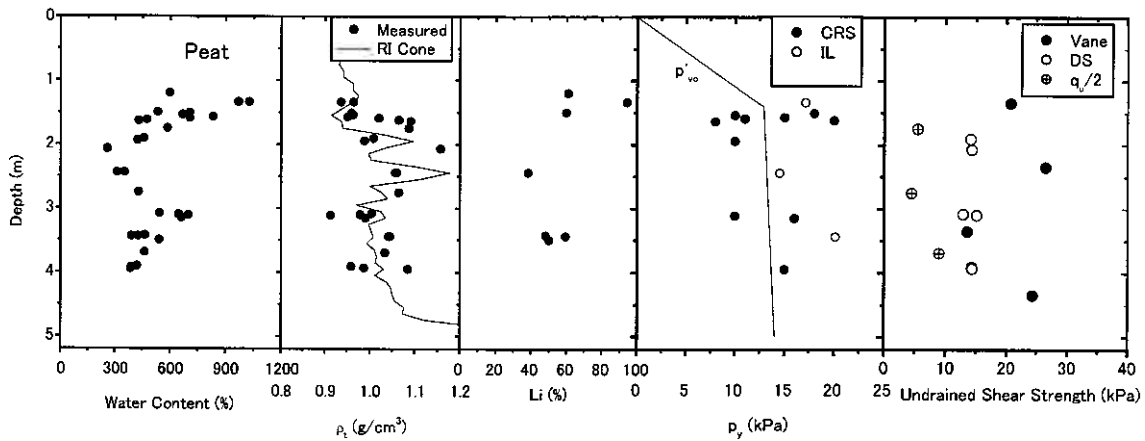


図-3 泥炭層の主な地盤特性

効土被り圧(p'_{vo})もかなり小さくなる。

ρ_t は2つの方法によって計測した。一つの方法は、サンプリングされた試料を整形し、供試体の体積と質量から求めた(図-2および3に点で示す値)。他の方法は、RIコーン貫入試験²⁾によって得られた値である(図中、実線で示す)。RIコーンによる ρ_t は下部の粘性土層を含めて、供試体によって求められた ρ_t の平均値を示しているのがわかる。今回のような土層が大きく変化する地盤に対して、RIコーンを用いて地盤の密度を計測する方法は非常に有効である。

5m以深の地層は所々有機物を含んだ粘土層であり、このため図-2に示すように深さ7mまで非常に含水比が高く、またバラツキが大きい。この深度を除くと、上部粘土、中間粘土および下部粘土層を含めて、 w はおおむね50%以下である。図-2に各粘土層の粒度区分(ただし、粘土分は粒径 $2\mu\text{m}$ 以下とした)、およびアッターベルグ限界値(w_L :液性限界、 w_p :塑性限界)を示す。

図-4に、粘土分含有量(粒径は $2\mu\text{m}$ 以下)と塑性指数(I_p)の関係を示す。この関係において、傾きが活性度と呼ばれる値で、粘土鉱物と大きな関係がある値である。下部粘土の活性度は、各層ともほぼ同じ約1.0で、本州の粘土(有明粘土)と比べて低いのがわかる。

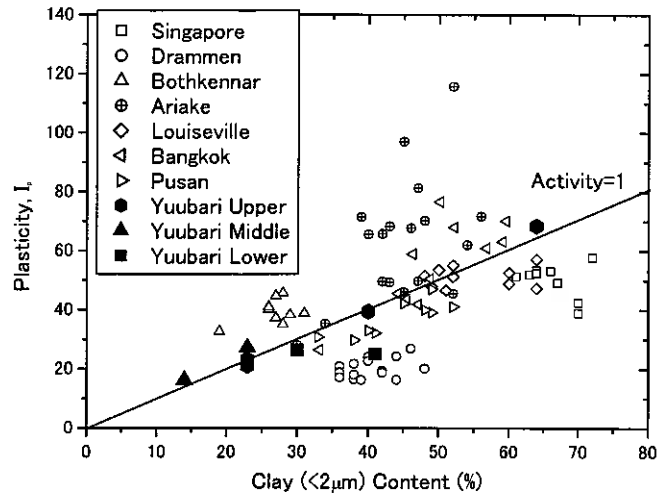
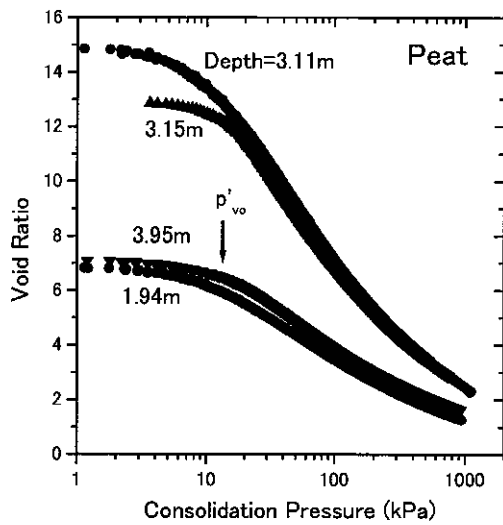


図-4 活性度の比較

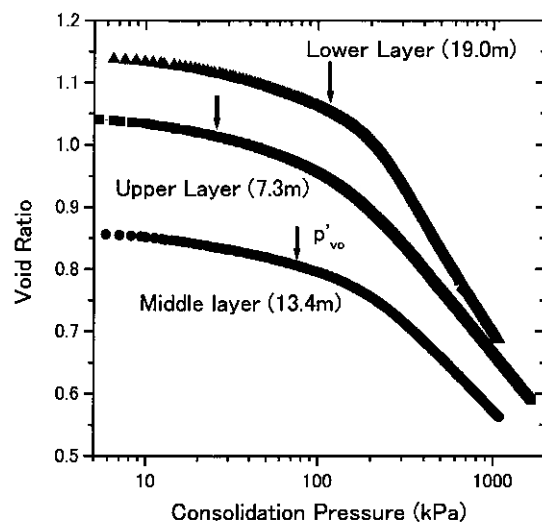
2.2 圧密特性

図-2および3に、段階荷重試験(IL)と定ひずみ速度荷重試験(CRS)から求められた圧密降伏応力(p_y)を示す。試験はいずれの荷重試験も日本工業規格(JIS)に従って行った。泥炭の p_y は p'_{vo} を中心にばらついており、ほぼ正規圧密状態と判断される。しかし、その下の粘性土層の p_y は p'_{vo} よりかなり大きい。上部粘性土層は深度とともに急激に p_y が増加し8mを超えると p_y の値は240kPaとなる。この値は、過圧密比(OCR)6.7に対応する。中間および下部粘性土層の p_y は多少減少するが、それでも p'_{vo} より125kPaほど大きい。この原因として、過去にこれらの土層が現在より大きな土被り圧を受けていたのが、何らかの原因で除荷された可能性が考えられる。しかし、堆積年代も含めて、地質学的な応力履歴の解明は今後の研究課題である。

CRS試験から求められた e - $\log p$ 関係を図-5に示す。泥炭は初期間隙比が大きく、また圧縮性もかなり大きいのがわかる。泥炭層の ρ_t は、すでに述べたように1.0に近い数値であるので、 p'_{vo} は深度方向に増加せず、ほぼ一定であり、図に示すように、15kPa程度である。圧密圧力(p)が p'_{vo} に至る前にかなりの間隙比(e)の変化が認められるが(特に初期間隙比の大きな試料)、これはサンプリング時、および試料の整形あるいは試験のセット時に生じた乱れの影響によるものと思われる。この e - $\log p$ 関係において、特徴的なのは荷重が正規圧密領域に至っても e - $\log p$ 関係はかなり非線形を有していることである。すなわち、 e - $\log p$ の傾きである圧縮指数(C_c)が p によって変化する。



(a) 泥炭層



(b) 粘土層

図-5 e-logp 関係

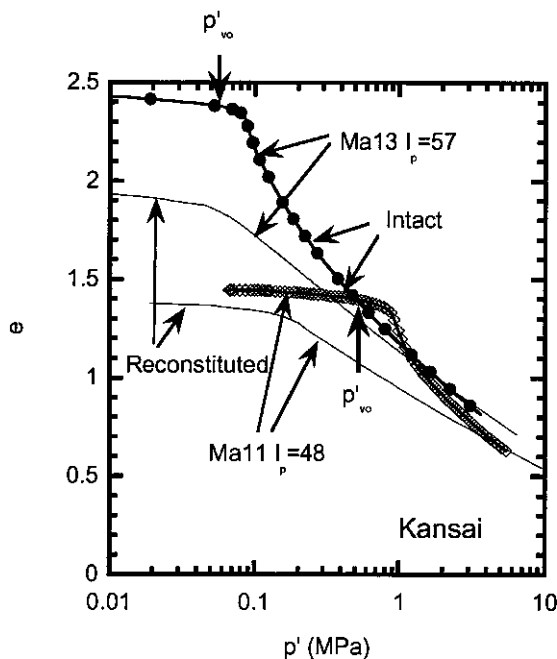


図-6 大阪湾の更新世粘土の e-logp 関係

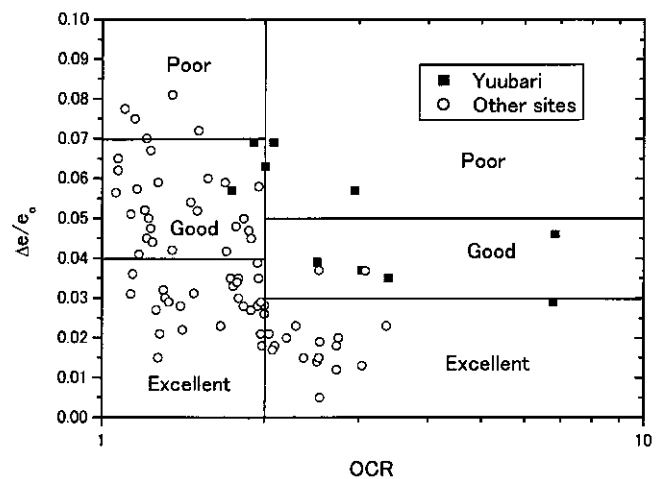


図-7 世界各地と本調査で得られた $\Delta e/e_0$ の比較

粘性土層の e - $\log p$ 関係を見てみると、すでに述べたように p'_{vo} より p_y はかなり大きい。すなわち、これら粘土層は明らかに過圧密粘土である。段階荷重試験と比べて、CRS 試験から得られた e - $\log p$ 関係は連続的にデータが得られるので、 p_y が明瞭に認められるのが普通である。図-6 に示す e - $\log p$ 関係は大阪湾の完新世 (Ma13) と更新世 (Ma11) の粘性土地盤から採取された試料から得られたものである。この粘性土は年代効果やセメンテーションによって高位な構造を有していることが知られている。この粘性土では、明瞭な p_y が認められ、圧密応力が p_y を超えると急激な e の減少が認められる。一方、本調査で得られた粘性土の e - $\log p$ 関係では、明瞭な p_y は認めることができず、また p_y 以降の正規圧密領域においては、 e - $\log p$ 関係は直線関係にある。このように、両者の e - $\log p$ 関係には大きな違いが認められ、この原因として試料の品質が考えられる。すなわち、サンプリングによって試料が乱されると、地盤が有していた構造が壊され、練り返された試料と同様な e - $\log p$ 関係を示すことが知られている。したがって、本調査においても試料の乱れによって図-5 に示した e - $\log p$ 関係が得られた可能性がある。

試料品質の評価方法は地盤工学においても大きな課題であり、これまでに多くの研究者によって様々な評価方法が提案されている。この中で、Lunne, 他³⁾が提案した再圧密時の空隙比の変化を用いる方法が多く使われている。すなわち、

圧密試験において、原位置と状態と同じ土被り圧である p'_{vo} を載荷したときに生じる間隙比の変化 (Δe) を初期の間隙比 (e_0) と正規化した値, $\Delta e/e_0$ で評価する方法である。今回の CRS 試験で得られた $\Delta e/e_0$ を Tanaka, 他⁴⁾ が日本のサンプラーを用いて世界各地で行った結果と比較して, 図-7 に示す。また同図に Lunne, 他による品質評価基準も示す。彼らの評価方法では, OCR によって $\Delta e/e_0$ の基準値が異なっている (彼らの提案では OCR は 2 以下の粘土だけを対象としているが, 今回の調査では便宜上 OCR を 10 まで適用している)。Lunne, 他の基準は北欧特にノルウェーの粘性土を対象としているので, Tanaka, 他が指摘しているように, 彼らの基準は多少厳しいようである。とにかく, 彼らの評価方法で今回の試料の品質を評価すると, 多くの試料は "good" となる。しかしながら, 図からわかるように, 同一の OCR で Tanaka, 他が得られた $\Delta e/e_0$ と比較すると, 今回得られた $\Delta e/e_0$ はかなり大きい。試料の品質については, 再度次節 2.3 で議論する。

図-8 に段階載荷(IL)試験から得られた e と透水係数(k)の関係を示す。粘性土の場合には e と $\log k$ の関係に直線関係が認められている。図に示すように, 今回の調査でも泥炭地盤においても, e - $\log k$ の関係が認められる。しかし, 泥炭の場合には e が大きいにもかかわらず, k は下部粘土とほぼ同じオーダーである。さらに興味深いのは, 圧密圧力の増加によって e は減少する結果, k もかなり小さくなることである。粘性土だけに注目すると (図-9), 深度 5m の試料を除いて, e と $\log k$ との間には直線関係が認められる。Tanaka, 他⁵⁾ は世界中の様々な粘性土に対して, 図-10 に示すような e と $\log k$ 関係を求めている。今回の調査で行った粘性土層の e - $\log k$ 関係は図の右下, すなわち e が小さいにもかかわらず, k が大きい, これが堆積環境によるものか, あるいは Tanaka, 他⁵⁾ が指摘しているように間隙の大きさの違いによるものかは, 今後のさらなる研究が必要である。

2.3 非排水せん断強さ

図-2 と 3 に一面せん断試験(DS), 一軸圧縮試験 ($q_u/2$) および現場ベーンせん断試験(Vane)から求められた非排水せん断強さ (s_u) を示す。いずれの試験も JIS あるいは地盤工学会の基準(JGS)にしたがって試験を行った。一面せん断試験の供試体の大きさは泥炭地盤に対して直径 75mm, 高さ 20mm, 粘性土地盤では直径 60mm, 高さ 20mm である。 p'_{vo} の下で再圧密したのち, 0.5mm/min の変位速度でせん断した。せん断試験中は体積一定で行った(等体積せん断試験)。一軸圧縮試験の供試体は直径 35mm, 高さ 70mm の円柱で, 1%/min の軸歪み速

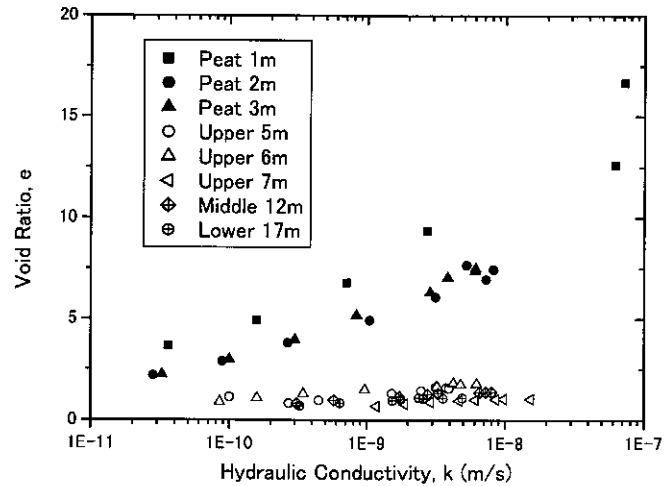


図-8 間隙比と透水係数の関係 (泥炭層と粘土層の比較)

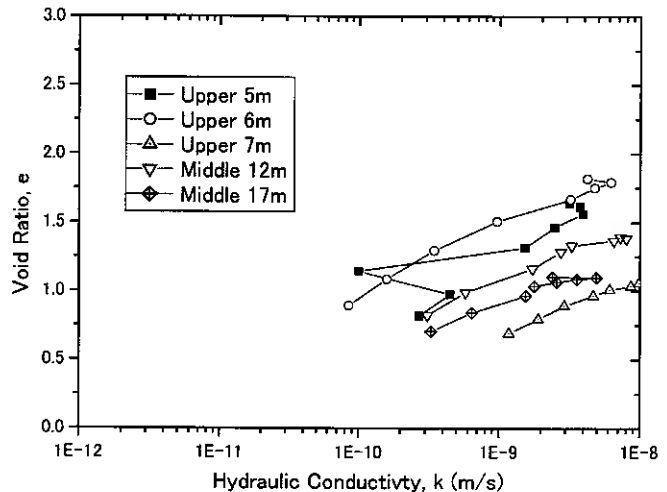


図-9 下部粘土層の間隙比と透水係数の関係

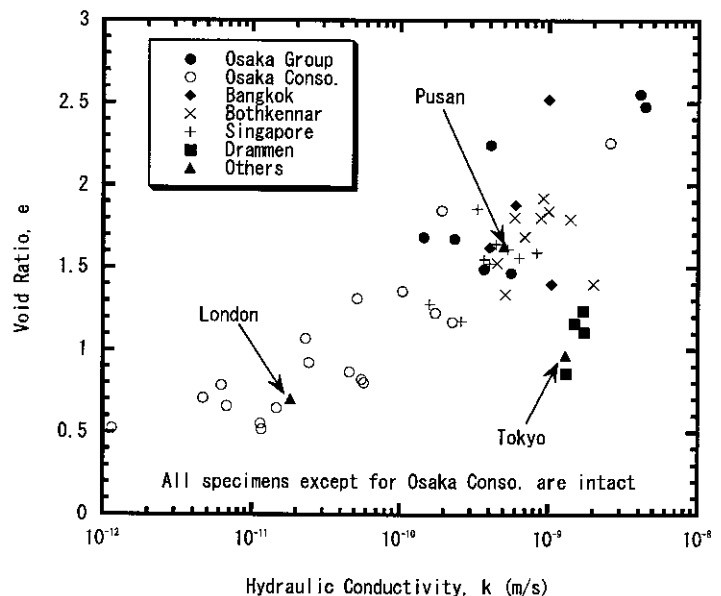


図-10 世界各地の粘性土の間隙比と透水係数の関係

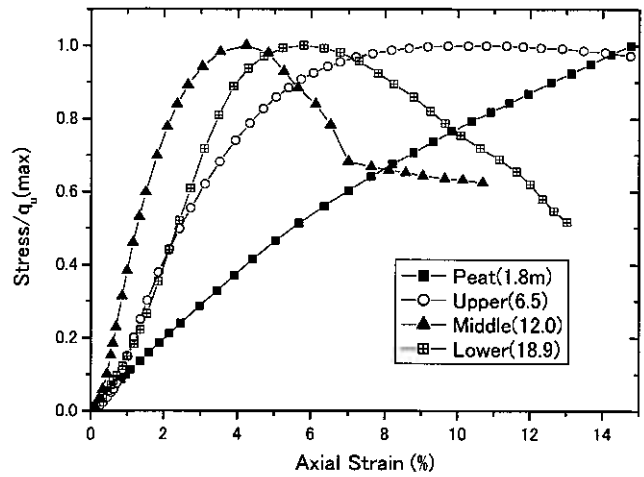
度で載荷試験を行った。現場ベーンせん断試験は、ボーリング孔を伴わない貫入式タイプで、外管とベーンを回転させる内管との間にはベアリングを設け、摩擦を極力小さくしている。また、ベーン大きさは直径 40mm、高さ 80mm で、回転速度は 6°/min で行った。

各試験で求めた泥炭地盤の s_u は、 $q_u/2$ が一番小さく DS、Vane の順で大きな値が得られた。Vane と $q_u/2$ で得られた s_u を比較すると約 5 倍もの違いが認められる。一方、粘性土層では泥炭層で見られたような試験の違いによる強度の差は認められないが、上部粘性土層で DS による強度が多少小さい。深度 13m における $q_u/2$ は極端に小さいが、これは供試体に砂を含んでいたためと考えられる。

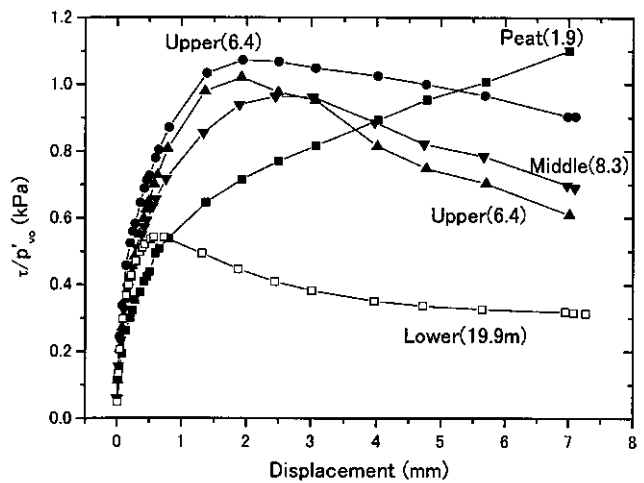
試験方法の違いによって異なる s_u 値が得られる理由に、試験から得られる応力～ひずみが異なることが考えられる。図-11 に各試験から得られた応力～ひずみ関係を示す。泥炭地盤においては、一面せん断試験や一軸圧縮試験においても所定の変形やひずみに達しても (JIS あるいは JGS によると、一軸圧縮試験では軸ひずみ (ϵ) が 15%、一面せん断試験では水平変位は 7mm)、ピーク値に達していない。とくに一軸圧縮試験の場合には強度の発現が非常に小さい。一方、現場ベーンせん断試験では、他の粘性土層と比べてピークに達する回転角度が多少大きな傾向にあるが、一軸圧縮試験や一面せん断試験に見られる差ほどではない。

次に、一軸圧縮試験から得られた粘性土地盤の応力～ひずみ関係を見ても。乱れの少ない通常の海成粘性土であれば、破壊ひずみ (ϵ_f) は大きくても 3% 程度である。しかし、今回得られた結果をみると、 ϵ_f が小さな場合でもその値は 4% であり上部粘土の場合には明確なピークが認められない。このように ϵ_f だけを見ると、今回採取された試料の品質は悪いことになる。また、2.2 の圧密試験から得られた e - $\log p$ 関係からも、試料が乱れていた可能性が考えられる。しかしながら、試料の品質が悪いと供試体内のサクシオンが小さくなり、 $q_u/2$ は著しく低下するはずである。すでに述べたように、粘性土における $q_u/2$ は DS や Vane と比べて同様な強度をしており、また西田、他⁶⁾ が述べているように採取された試料のサクシオンはかなり大きい。したがって、上で述べた特性は試料の乱れによるものではなく、土そのものの特性であると判断できる。

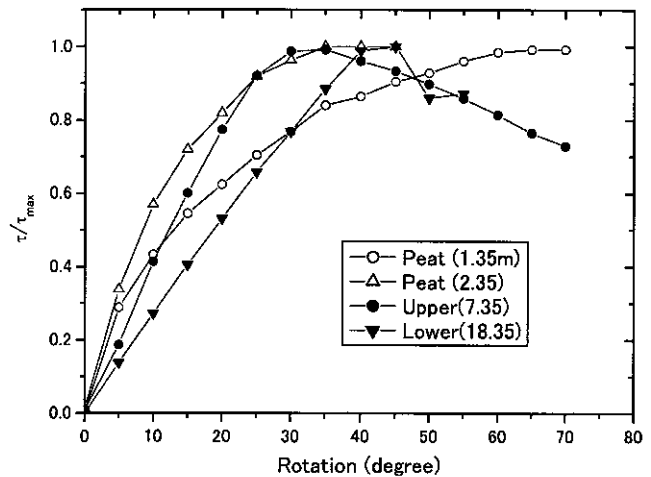
DS 試験では非排水せん断試験に相当する等体積条件で試験を行った。したがって、試験中に鉛直応力 (σ_n) がせん断中に変化する。一面せん断試験から得られた応力径路を図-12 に示す。粘性土に着目すると深度が深くなるにつれ、応力径路は左側に移動して行くのがわかる。すなわち、深度が浅い供試体は、OCR が大きいのでせん断中に生じる正のダイレタンシーのために応力



(a) 一軸圧縮試験



(b) 一面せん断試験



(c) ベーンせん断試験

図-11 各試験で得られた応力～ひずみ関係

がわかる。すなわち、深度が浅い供試体は、OCR が大きいのでせん断中に生じる正のダイレタンシーのために応力

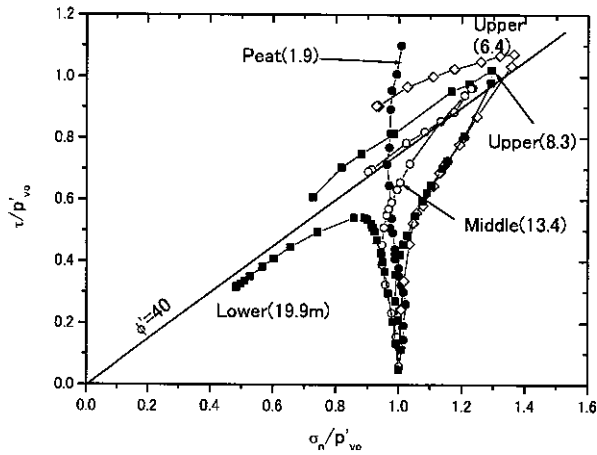


図-12 一面せん断試験から得られた応力径路

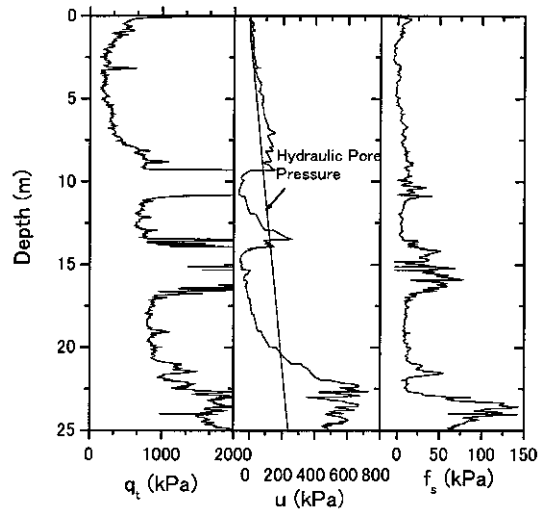


図-13 CPTによって得られた地盤の特性

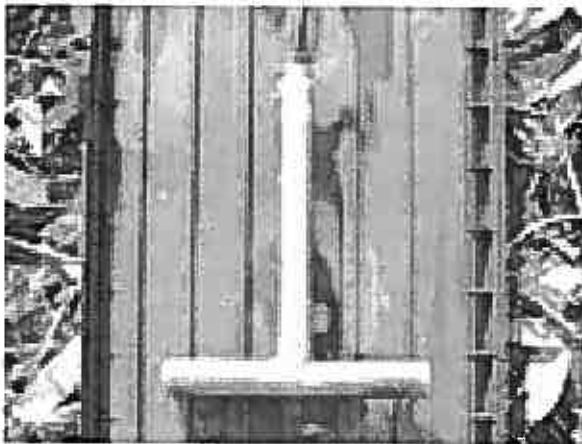


図-14 Tバーの先端

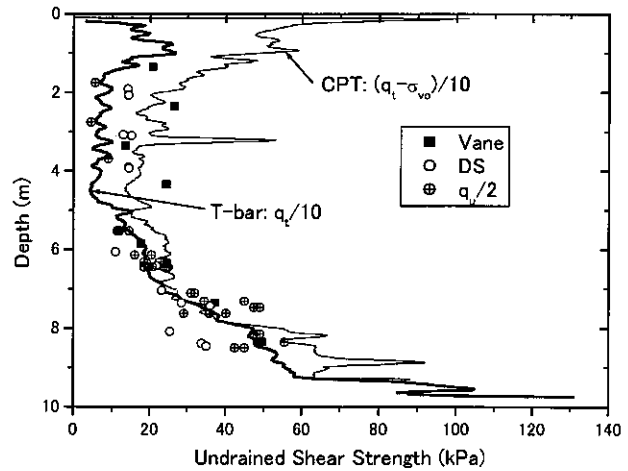


図-15 Tバーと通常のCPTから得られた試験結果の比較

径路は右側に移動する。しかし、深くなるにつれOCRが小さくなり、深さ19.9mの供試体では、正規圧密地盤に類似した応力径路が得られた(図-2に示すようにOCRは2に近いが)。図に内部摩擦角(ϕ') $=40^\circ$ の破壊包絡線を参考までに描いておく。これから、今回の粘土地盤の ϕ' はかなり大きい。同図に泥炭の応力径路も記す。せん断中の σ_n の大きな変化は認められずに直線的にせん断力(τ)が増加していくのがわかる。また、泥炭の ϕ' はかなり大きいことが、この図からも読み取ることができる。

3. ベーン試験以外の原位置試験による地盤特性

3.1 CPT

電気式静的コーン貫入試験結果を図-13に示す。上部と中間粘土層、あるいは中間と下部粘土層との間には砂層があり、この深度の先端抵抗(q_t)は大きいので、図に示すスケールからはみ出している。泥炭層の q_t は深度とともに減少して行く傾向が認められる。図-2の室内試験からもわかるように、深さ7mから s_u や p_y が増加するので、 q_t もまた大きくなる。間隙水圧(u)は泥炭層ではほぼ静水圧となっており、砂層では正のダイレタンスによって負圧が発生している。また、中間および下部粘土層の上部でも静水圧より小さな u が発生しており、これは高いOCRのためと考えられるが、上部粘土層の u は静水圧より大きい。これらの異なった挙動は u が単にOCRだけで決まるのではなく、他の特性も反映している可能性があり、今後の研究課題としたい。

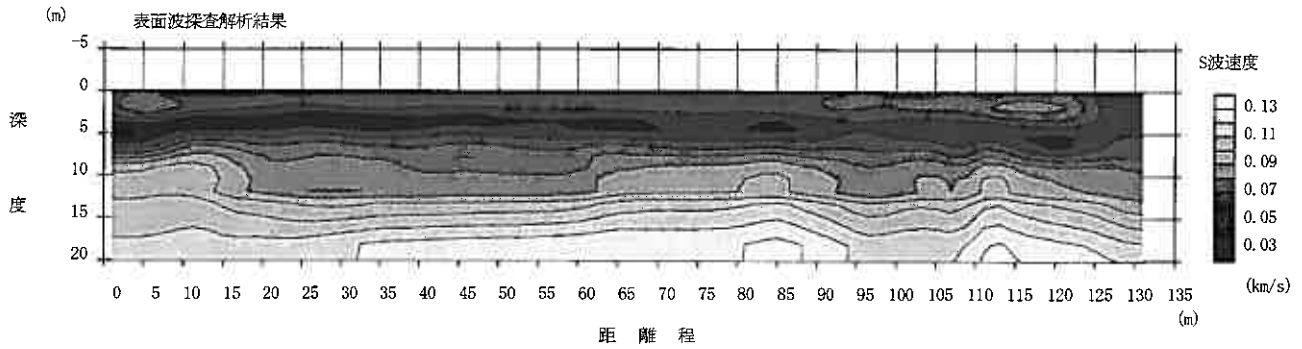


図-16 表面波探査によって得られた地層構造

3.2 Tバー

CPT から強度を求める場合には、次式に示すように q_t から全土被り圧 σ_{vo} を差し引く必要がある。

$$s_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad (1)$$

ここに、 N_{kt} はコーン係数である。

$(q_t - \sigma_{vo})$ はネットレジスタンスとも呼ばれ、この値がせん断抵抗や変形係数と関連がある。したがって、地盤が軟弱な場合には、 q_t の精度だけではなく σ_{vo} の値も重要となってくる。一方、Tバーと呼ばれる貫入試験が最近注目を浴びている。Tバーは図-14に示すように、コーンの先端がアルファベットの”T”状になっており、このため貫入中に土が回り込むため σ_{vo} の影響を考慮する必要はなくなる⁷⁾。さらに、通常のCPTと比べて断面積が大きくなるため、 q_t そのものの測定精度が良くなる。今回の実験では直径3.57cm、長さ25.0cm（上から見たときの投影面積：89.3cm²）のバーを通常のCPTに取り付けて貫入試験を行った。結果を図-15に示す。どちらの N_{kt} も10と仮定して、 $q_v/2$ 、DSおよびVane試験から得られた強度と比較した。図から、泥炭層の場合には、CPTから求められた $(q_t - \sigma_{vo})$ の方が、Tバーの q_t より大きい。その下の粘土層の場合には両者はほぼ同じとなった。また、 N_{kt} を10とすれば、ほぼ s_u を精度良く表すことがわかった。泥炭層で両試験の結果が異なるのは、泥炭層のばらつきによるものか、形状の違いによるものか、あるいは他の原因によるものなのかについては、今後の研究課題としたい。

3.3 サイズミックコーン

地盤のせん断波速度や微小ひずみレベルのせん断剛性率を求めるために、サイズミックコーンを実施した。地表面から板たたき法によってせん断波を発生させ、コーンの先端に取り付けられた速度計によって到達時間を測定する試験である。軟弱な粘性土の場合でも、30mから40mの深さまでせん断波が到達する⁸⁾が、今回の調査では泥炭層におけるせん断波の減衰が非常に大きく、6m以深の計測ができなかった。また、泥炭層においてもせん断波の反転が確認できず、これが本調査地点だけの現象なのか、あるいは泥炭全般に当てはまるかについては、今後のデータの集積をまちたい。

3.4 表面波探査

地盤の地表付近を伝わる表面波（レイリー波）を用いた表面波探査も行った。この調査方法は、PS検層のようにボーリング孔や、サイズミックコーンのように大規模な貫入装置を必要としないで、地層の状況を把握することができる。今回の調査では、カケヤによる打撃を起振源とした。調査結果を図-16に示す。地表面から5mまでは、 v_s が50m/s以下の軟弱な土層が、12m以深では100m/s以上の比較的堅い層が存在するのがわかる。これは、図-2と比較すると、50m/s以下の層が泥炭層、100m/s以上の層が砂層、その間にあるのが上部粘土層に相当すると思われる。地表面波探査は迅速でかつ広い範囲を容易に調査できるので、泥炭層の分布を求める場合には非常に有効な手段と考えられる。

4. まとめ

今回の調査では、多くの機関が参加して、様々な角度から泥炭地盤およびその下部の粘性土地盤の特性を把握した。参加者の多くは、本州の地盤を対象として調査を行って来たので、今回得られた結果については新鮮な印象をもった。特に泥炭については、初めての経験であったので、貴重な体験であった。一方、粘性土においても、本州や九州で得ら

れた特性と異なる点が多かった。これが、海成と陸成、あるいは気候などを含めた大きな意味での地域性の違いによるかについては、今後の研究課題としたい。

参考文献

- 1) 豊田邦男・辻野英幸・門田浩・坪田邦治：道央道（札幌～岩見沢間）の軟弱地盤における沈下と維持管理について－供用開始後 20 年目における評価を中心として－，技術報告集，第 45 号，地盤工学会北海道支部，pp259-262，2005.
- 2) 三村衛・Shrivastava, A. K.・柴田徹・延山政之：RI コーンによる砂質地盤の原位置含水比・湿潤密度検層とその精度評価について，土木学会論文集，No.638，III-49，pp227-240，1999.
- 3) Lunne, T., Berre, T. and Strandvik, S. (1997): Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. *Proc. of the Conference on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, 81-102.
- 4) Tanaka, H., Ritoh, F. and Omukai, N. (2002): Quality of samples retrieved from great depth and its influence on consolidation properties, *Canadian Geotech. J.*, **39**, 1288-1301.
- 5) Tanaka, H., Shiwakoti, D. R., Omukai, N., Rito, F., Locat, J. and Tanaka, M. (2003): Pore size distribution of clayey soils measured by mercury intrusion porosimetry and its relation to hydraulic conductivity, *Soils and Foundation*, **43**(6), 63-73.
- 6) 西田浩太・田中洋行・林宏親・深沢健・中村明教・三田地利之：せん断弾性波速度および残留有効応力による試料の品質評価，技術報告集，第 46 号，地盤工学会北海道支部，2006。（投稿中）
- 7) Randolph, M. and Hope, S. : Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures, *Proc. of the International symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits (IS Osaka)*, 147-152.
- 8) 田中洋行・田中政典：電気式静的コーン貫入およびダイラトメーター試験を用いた地盤調査方法，港湾技研資料，No.837，1996.
- 9) 林宏一・鈴木晴彦：二次元表面波探査の地盤調査への適用、第 38 回地盤工学研究発表会、pp33-34、2003.

先進ボーリングデータに基づくトンネル地山分類に関する分析

北海道開発土木研究所 ○正会員 中川伸一
 同 上 正会員 伊東佳彦
 同 上 岡崎健治

1. はじめに

道路トンネルの設計では、岩種を区分して地山弾性波速度と組み合わせることで地山等級を評価している。これは、地山弾性波速度は、一般に設計時において全区間について得られる唯一のデータであり、また、地山の良し悪しを支配する岩石自体の力学的性質と亀裂の状況の両者を比較的網羅して評価できるためである。

平成15年に改訂された道路トンネル技術基準（以下、技術基準）でもこの仕組みを踏襲している。ただし、平成元年版技術基準（以下、旧技術基準）が岩種を5つに分類していたのに対し、改訂版では劣化のしかた（塊状、層状）と岩石の硬さ（硬質、中硬質、軟質）などによって8つに分類（表-1）し、各々の弾性波速度との組み合わせにより地山等級を評価している（図-1）。これは、地山評価の精度を向上させるための措置と考えられる。

本報告では、地山分類における岩種グループ分けに着目して、北海道の地山について、弾性波速度と岩石の力学的性質に関して分析した結果について述べる。分析においては、亀裂などの条件を排除して岩種に焦点をあてるために、ボーリングコア試験データを用いた。

2. 分析データ

北海道の国道トンネル16箇所（図-2）の先進ボーリングコアの岩石試験データを分析対象とした。施工時期は、概ね平成11～15年度である。

先進ボーリングは、弾性波探査結果と実際の地質状況は必ずしも一致しないことから、施工時における地質的な検討と実施パターンの照査および施工安全的見地から、トンネル掘削に先行して実施されるもので、コアの一軸圧縮強度試験、弾性係数測定などの岩石試験が併せて実施される。

今回用いた岩種別のデータ数を技術基

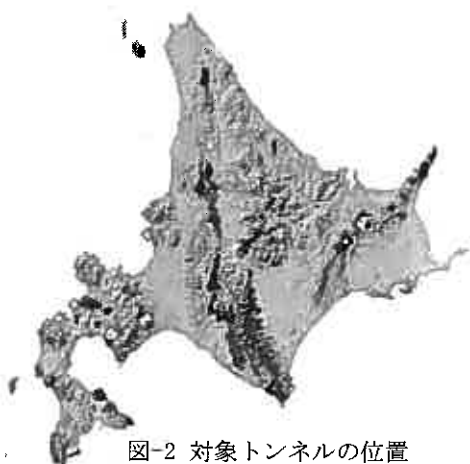


図-2 対象トンネルの位置

表-1 岩種グループ（技術基準 表-3.1.2 より）

岩種の初生的性質を反映した新鮮な状態での強度の区分				
H (硬質岩) 80N/mm ² 以上		M (中硬質岩) 20~80N/mm ²	L (軟質岩) 20N/mm ² 以下	
劣化のしかたによる区分	塊状岩盤	はんれい岩、かんらん岩 閃緑岩 花崗閃緑岩 花崗岩 石英斑岩、輝緑岩 花崗斑岩 ホルンフェルス 角閃石岩 H塊状(1)	安山岩 玄武岩、輝緑凝灰岩 石英安山岩 流紋岩 M塊状(1) ひん岩 第三紀層砂岩、礫岩 M塊状(2)	蛇紋岩 凝灰岩 凝灰角礫岩 L塊状
	層状岩盤	中・古生層砂岩 石灰岩、チャート (珪岩) 片麻岩 H層状(2)	粘板岩 中・古生層頁岩 M層状	千枚岩 L層状(1) 黒色片岩、石炭片岩 緑色片岩 第三紀層泥岩 L層状(2)

地山等級	岩石グループ	代表岩石名	弾性波速度 Vp(km/s)				
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
C I	H塊状	(1) 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス					
	M塊状	(2) 中生層砂岩、チャート					
	(1) 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩						
	(2) 第三紀砂岩、礫岩						
	L塊状	蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩、中生層頁岩					
C II	L層状	黒色片岩、緑色片岩 第三紀層泥岩					
	H塊状	花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス					
	M塊状	中生層砂岩、チャート 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英安山岩					
	L塊状	第三紀砂岩、礫岩 蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩、中生層頁岩					
	L層状	黒色片岩、緑色片岩 第三紀層泥岩					

図-1 岩種グループと弾性波速度
 (技術基準 図-3.1.1 より抜粋)

表-2 岩種とデータ数

岩種グループ	岩種名	データ数	
H塊状(1)	ホルンフェルス	101	101
H塊状(2)	中生層砂岩・礫岩	38	38
M塊状(1)	安山岩	330	635
	火山角礫岩	305	
M塊状(2)	第三紀砂岩・礫岩	58	58
	凝灰角礫岩	290	
L塊状	火山礫凝灰岩	25	423
	火山円礫岩	29	
	凝灰岩	30	
	凝灰質砂岩・礫岩	49	
	粘板岩	66	
M層状	砂岩・粘板岩互層	78	162
	中生層泥岩	18	
L層状(1)	(該当データなし)	0	0
L層状(2)	第三紀泥岩	41	41
計		1458	

準に示される8つの岩種グループと併せて表-2に示す。M塊状(1)、L塊状に該当する火山岩の割合が高く、またL層状(1)に該当する岩種が含まれていない。

3. 弾性係数 (E_c) と一軸圧縮強度 (σ_c)

地山の良し悪しに強く関わる一般的な力学的指標としては、 E_c と σ_c が挙げられる。弾性波速度 (V_{pc}) との関係进行分析する前の予備的な検討として、 E_c と σ_c の関係について分析を行った。

この2つの指標が高い相関を持ち、対数において直線などで近似できることが、これまでにも報告されている¹⁾。コアの岩石試験結果に基づく今回の分析でも、両指標は両対数において高い相関を示した(図-3)。

また、岩種グループ別に分析を行った(図-5)ところ、右上を中心に分布するもの、左下を中心に分布するものなど、グループにより異なる特徴を示したが、岩種グループによらずほぼ同じ回帰直線を持つことがわかった(図-4)。よって、対数を用いた相関分析においては、両者ともほぼ同じ特徴を示すと考えられる。

よって、以下では、 E_c を用いて検討を行った。

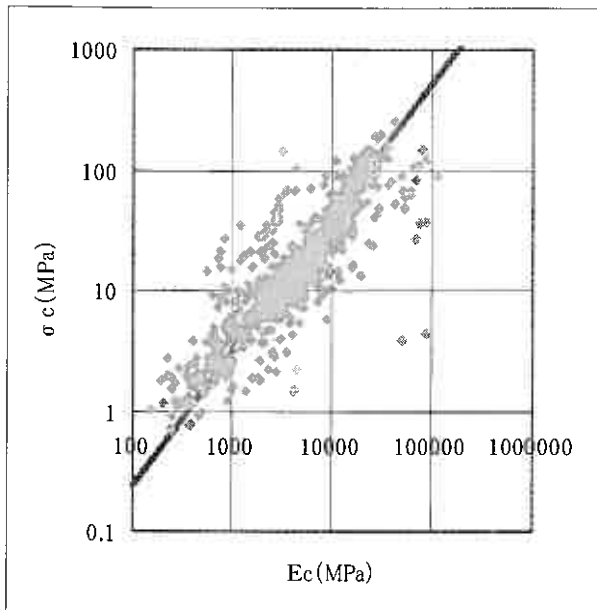


図-3 $E_c - \sigma_c$

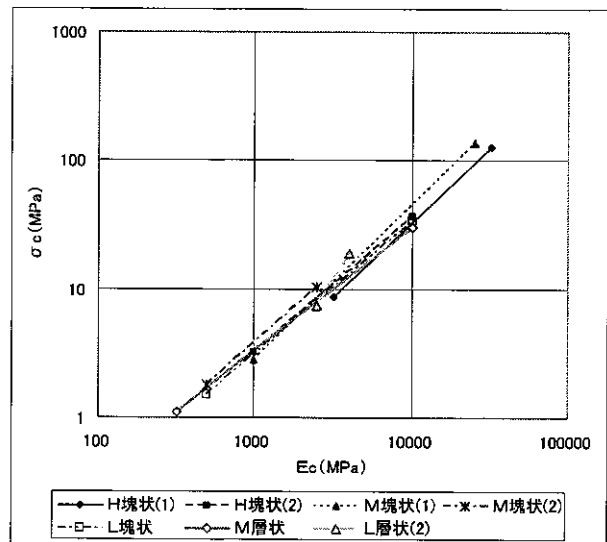


図-4 $E_c - \sigma_c$ (岩種グループ別回帰直線)

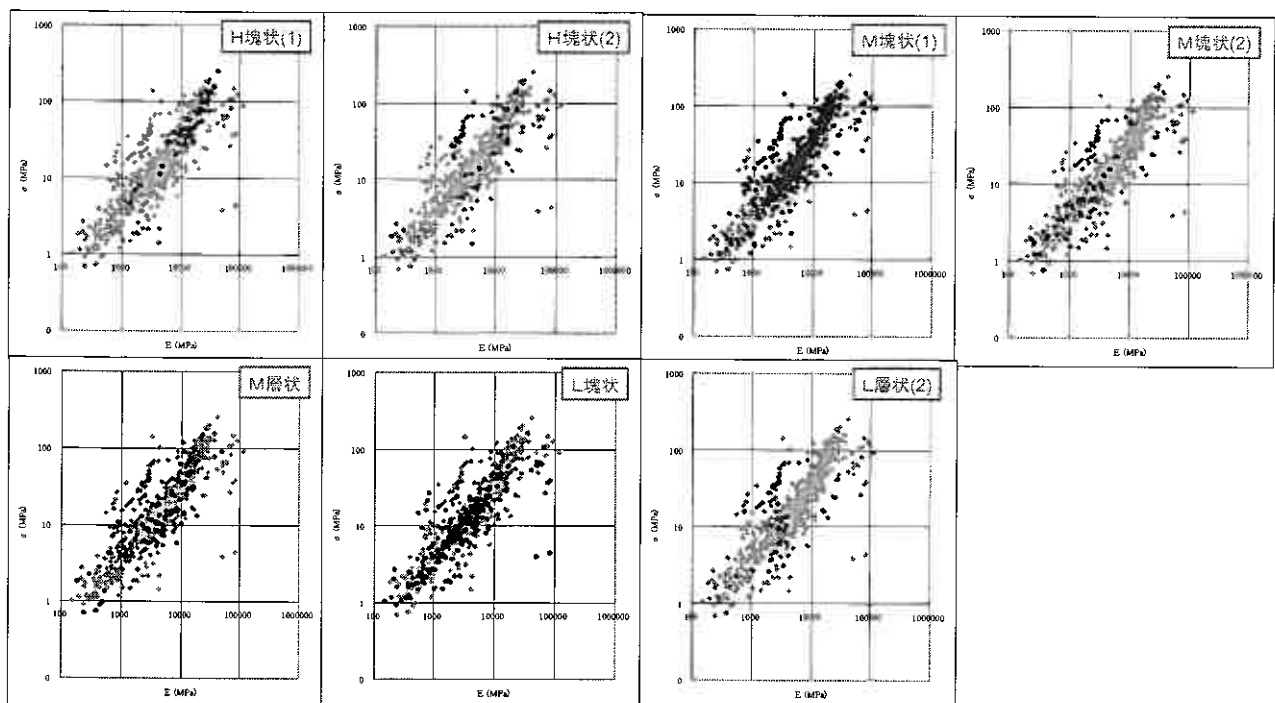


図-5 $E_c - \sigma_c$ (岩種グループ別分布)

4. 弾性波速度 (V_{pc}) と弾性係数 (E_c)

E_c とコアにおける弾性波速度 V_{pc} との相関を図-6 に示す。両指標の相関は比較的高いが、岩石の密度などに依存するため、かなりのばらつきがある。

岩種グループ別の分布 (図-7) を見ると、同じ回帰直線上で分布の中心が異なるだけでなく、M層状のように回帰直線が明らかに異なるグループが見られた。

岩種グループ別の回帰直線を図-8 に示す。 E_c に対して、H塊状(1)が比較的低い V_{pc} を示し、M層状が比較的高い V_{pc} を示した。

また、技術基準地山分類基準の各地山等級の欄に示される地山弾性波速度の下限値を図-9 に示す。H塊状(1)には低い V_p が示され、M層状が比較的高い V_p が示されており、図-8 と整合的である。しかし、L層状(2)については、傾向が一致しない。これは、該当データが比較的小さく、特

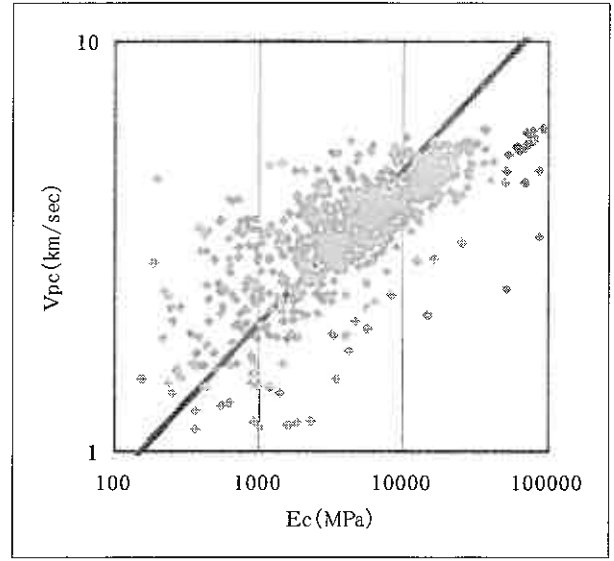


図-6 $E_c - V_{pc}$

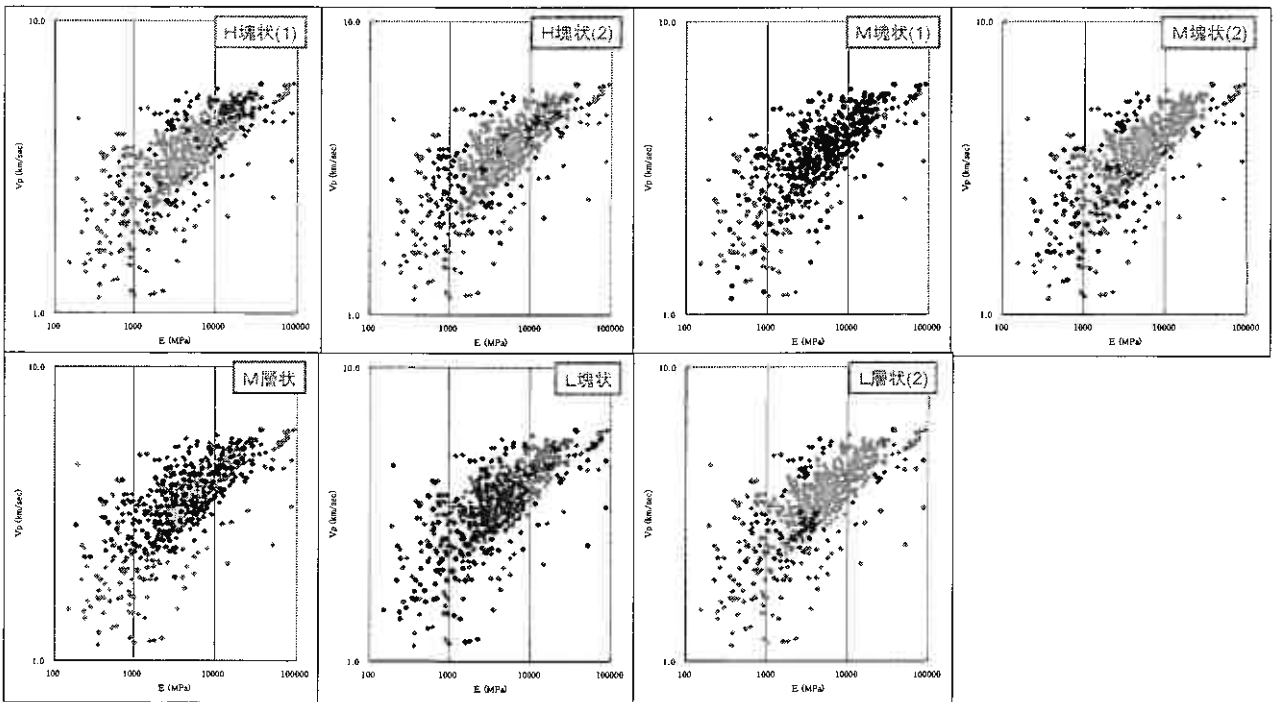


図-7 $E_c - \sigma_c$ (岩種グループ別分布)

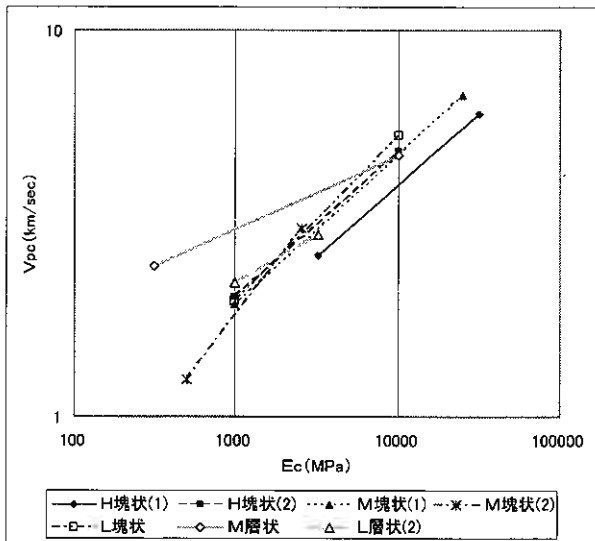


図-8 $E_c - V_{pc}$ (岩種グループ別回帰直線)

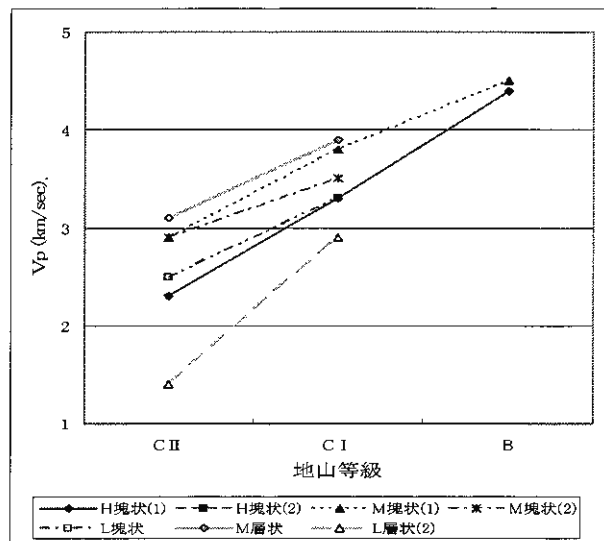


図-9 地山等級と V_{pc}

に E_c が小さいデータが含まれていなかったことが原因の一つと推測される。

次に、旧技術基準での岩種グループ分けと対比して検討を試みる。本分析対象データに含まれる岩種を新旧の岩種グループに分類すると、表-3 に示すように、現行基準のH塊状(2)とM層状が旧bに、M塊状(2)、L塊状、L層状(2)が旧dに含まれる。この岩種グループの変更に着目して、旧bおよび旧dについて岩種別に回帰直線を求めた。

旧b (図-10) については、H塊状(2)に含まれる中生層砂岩・礫岩が、M層状の岩種より高い E_c を示し、岩石自体の力学的性質が重要となるD地山において、H塊状(2)とM層状の地山弾性波速度の基準が異なることと整合的であり、技術基準改訂時の岩種の細分化が弾性波速度による地山分類の精度向上につながっているものと考えられる。

旧d (図-11) については、岩種細分化の効果が判然としなかった。

表-3 新旧岩種区分

		旧岩種区分(平成元年版)				
		a	b	c	d	e
新岩種区分	H塊状(1)	ホルンフェルス				
	H塊状(2)		中生層砂岩・礫岩			
	M塊状(1)			安山岩 火山角礫岩		
	M塊状(2)				第三紀砂岩・礫岩	
	L塊状				凝灰角礫岩 火山礫凝灰岩 火山円礫岩 凝灰岩 凝灰質砂岩・礫岩	
	M層状		粘板岩 砂岩・粘板岩互層 中生層泥岩			
	L層状(2)				第三紀泥岩	

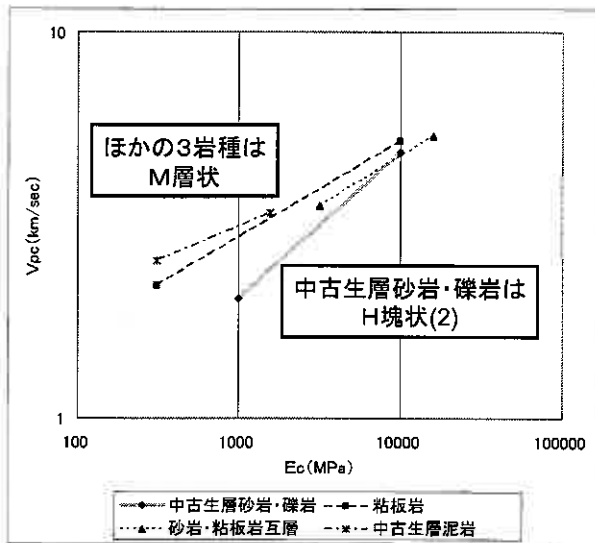


図-10 $E_c - V_{pc}$ (旧bグループ該当の岩種別)

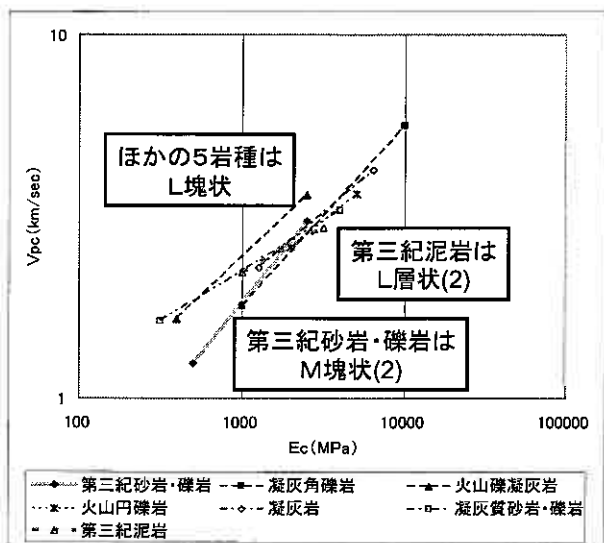


図-11 $E_c - V_{pc}$ (旧dグループ該当の岩種別)

5. まとめ

・地山の良し悪しを E_c に代表させたところ、分析結果は、技術基準における岩種グループごとの地山弾性波速度の基準と整合的であった。

- ・ $E_c - \sigma_c$ は、相関が高く、岩種の影響は小さい。
- ・ $E_c - V_{pc}$ は、相関が比較的高いが、岩種の影響が比較的大きい。

地山分類における岩種グループ分けについては多くの場合は施工実績を根拠として述べられるが、その背景には岩種ごとの力学的性質の違いも少なからず影響していることが、本分析において示唆された。

6. おわりに

トンネルの地山分類技術の向上には、多くの経験と平行して分析が必要であるが、その一方で分析用のデータが得づらい分野であるように思われる。施工時におけるデータを有効に活用をはかるよう、努めていきたい。

<参考文献>

- 1) 長尾俊雄、高橋輝明、川北稔、石川一：NATMにおける岩盤分類および標準設計の一手法、土木学会岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集17、pp.226-230、1985.2

空知支庁管内地盤資料のGIS化について

○応用地質(株) 正会員 新藤 和男
 北海道空知支庁 三谷 正彦
 応用地質(株) 谷地 武晴
 全 上 吉兼 理説

1. はじめに

空知支庁管内は、軟弱地盤から岩盤まで様々な特性を持つ地盤により構成されており、構造物等の設計の際には、ボーリング調査等が必至となっている。このため、これまで多くの地質調査が行われており、空知支庁で実施したボーリング調査等の本数は4,000本を超える状況となっている。

これらのデータは、新たな事業計画を考える上で重要な資料であり、このデータを基に調査計画、予算計画を実施している。しかし、これらのデータは、紙ベース（報告書および資料集）であったため、検索に多大な時間を要したり、調査データの存在に気がつかず、重複した調査計画を立案する等、計画策定時に支障をきたすことが多くなってきた。

そこで、これまでに集積した地盤資料検索の省力化を図ると共に、新事業における重複調査を避け密度の高い調査を行うことを前提とし、地盤資料の電子化を行うと共に、地理情報システム（GIS）を活用した、地質データ検索システムを作成した。

2. システムの概要

システムは、GIS（Geographic Information System：地理情報システム）上で構築しているものである。

データベース作成のために、空知支庁管内（図-1）の既往地質調査資料、地形図、地質図を収集し、以下のデータベースを作成した。

- ①既往地質調査データ
 - ②地形図
 - ③各調査地点の位置情報
 - ④泥炭層の上下境界面、洪積層上面のコンター図
- また、システムは次の機能を有するものとした。
- ・地図から既往地質データの検索
 - ・調査位置に地形図等の投影
 - ・簡易地質断面図の作成（任意測線における断面図作成と断面に周辺の既往調査データの投影）
 - ・地層断面図に泥炭層厚、洪積層の位置を表示
 - ・柱状図等の検索・出力
 - ・3次元の立体的な図示

システムの基本となるGISソフトは市販ソフト（MapInfo Professional版、MapInfo Runtime版）を採用し、これをカスタマイズしている。

カスタマイズにより、GISデータを簡易に素早く操作できるようにユーザーインターフェイス、画面構成などに改良を施した。また、ごく一般的なコンピュータを用い、かつ他ソフト等にも対応できるようにデータを構築し、一般的なファイルの属性を採用することによって互換性も保つようにした。

なお、システムの動作環境は表-1のとおりである。

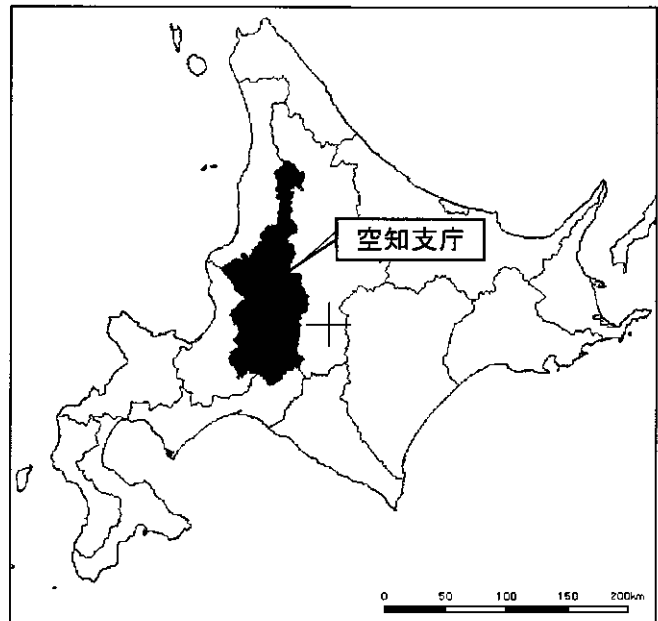


図-1 対象地域

表-1 地質データ検索システムの動作環境

OS:	Microsoft Windows 98/2000/XP (WindowsXPを推奨)
CPU:	PentiumIII 650MHz 程度 (PentiumIII 1GHz 推奨)
メモリ:	64MB (128MB 以上推奨)
ハードディスク容量:	16MB (MapInfo 必要容量、データ容量は含まず)
ディスプレイ:	1024×768 (XGA) 以上表示可能なもの (1024×768 以上表示可能なもの推奨)
プリンタ:	A3出力可能なもの (カラー出力可能なもの推奨、カラーA0プリンタ推奨)

Geographic Information System of Soil Data in SORACHI Subprefectural Area

Masahiko MITANI (Hokkaido Sorachi Subprefectural Government), Kazuo SHINDOU, Takeharu YACHI and Masanori YOSHIKANE (OYO Co. Ltd)

3. GISシステムの内容

3.1 データベース作成について

(1) 地質調査データのデジタル化

地質調査データは総計で4000本を超える数量となったが、これらのデータには、位置、標高等が明確でないものもあり、これらは入力の対象外とした。また、同一地点（あるいはすぐ近傍）でオランダ式二重貫コーン貫入試験を実施しているものについては、データベースの使用用途を考慮し表層軟弱部（深度10m程度まで）の強度がより正確に把握できるオランダ式二重管コーン貫入試験のデータを優先した。この結果、システム作成時点でのデータ数は 総計4,093本（ボーリング3,166本、オランダ式二重貫コーン貫入試験927本）となった。

なお、ボーリング柱状図のデータ形式は、国土交通省の電子納品要領に準じたXML形式を用いており、オランダ式二重貫コーン貫入試験のデータも、XML形式とした。

(2) 地形図のデジタルデータ化

地図は国土地理院発行1/25,000、1/2,500の地形図（数値地図）を用いた。（空知支庁内の使用に当っては許可承認済）

(3) 各調査地点の位置情報のデジタルデータ化

調査地点位置は地図上における図面上に設定し、座標（緯度経度を基準）から平面直交座標に対応させた。また、各地点の表示（地点番号）は隣接区域（支庁、市町村）への拡張を考慮し、メッシュコード（一次～三次まで）を用い、さらに枝番を付して同一メッシュコード内にあるデータを区分した。なお、地点番号には調査方法により、先頭に、BED（ボーリング地点）、DHC（オランダ式二重管式コーン試験）の記号を付けて区分した。（地点番号例：BED64415587-001）

(4) 等高線図作成

対象箇所の概略的な地盤状況を把握するために、「泥炭層下面の等高線図」、「洪積層上面等高線図」を作成した。

等高線図の作成については、地形等の特徴を考慮した断面図を作成し、各データを3次元の座標として捉え、ボーリングデータ等とは別のファイルとしてデータベース化した。また、等高線の作成に当っては、それぞれの座標データから自動計算させ、想定と異なる部分は新たな座標データを追加して等高線を修正した。

①泥炭の等高線図

泥炭層の分類は地層上部に分布する腐植土および繊維質の有機質土を対象としており、泥炭層が優位層となる場合には対象層全体を泥炭層として取り扱い、その層厚を算定した。

優位層の判定は泥炭層厚とこれに狭在する層の比率を算定して設定した。

また、泥炭の深度（上端部、下端部）から標高計算させ、上端部の等高線と下端部の等高線として表現した。なお、山地、台地周辺部には境界線を設定し、分布厚を収束させた。

②洪積層等高線

洪積層上部境界は、周辺の地形、層序、N値より総合的に判断を行い設定した。なお、N値は同一地層であっても値のバラツキが見られるため、あくまで層区分のための参考値としたが、概ね以下の値を洪積層の目安とした。

（洪積層の目安）

粘土・粘性土 N値5～10以上、砂質土・砂 N値15～30以上、
礫質土・砂礫 N値20～50以上



図-2 泥炭下面3次元図

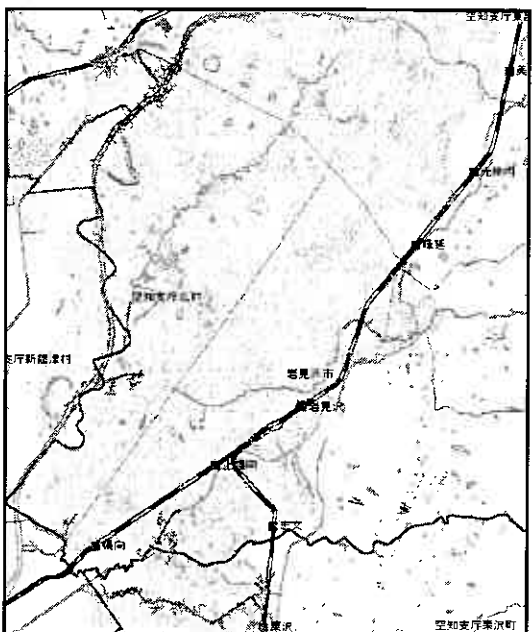


図-3 泥炭下面等高線

3. 2 システム概要

(1) ソフトの機能について

①検索機能

画面上の調査地点のデータを選択すると、地点検索時に情報テーブルによる情報表示を行えるようにした(図-4、5参照)。また、検索キーワードによる条件検索も可能とした(図-6参照)。

②簡易断面作成機能

地図上で選んだ任意断面(直線または折線)に対して簡易地質断面図の出力を可能とした。簡易地質断面図には、簡易柱状図(柱状図取得範囲内)、泥炭等厚線、洪積上面境界を表記し、選定箇所(3次元)の立体的な図示、各種平面図の投影を可能とした(図-7~9参照)。

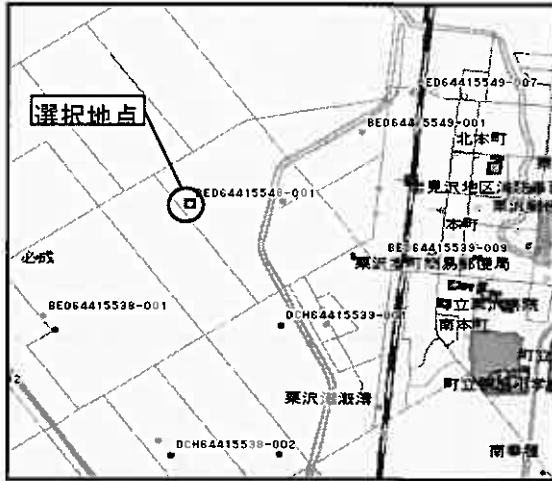


図-4 地図上の地点選択

情報テーブル	
項目	内容
ボーリング名	BED64415548-001
種別	ボーリング
調査年度	2000
総掘進長	15.5
孔口標高	9.1
報告書名	平成12年度 土地総(担い手育成)自地区 地質調査
地名	空知郡栗沢町字
オブジェクトタイプ	ポイント
ID	52-2
APLID	955

図-5 情報テーブル表示

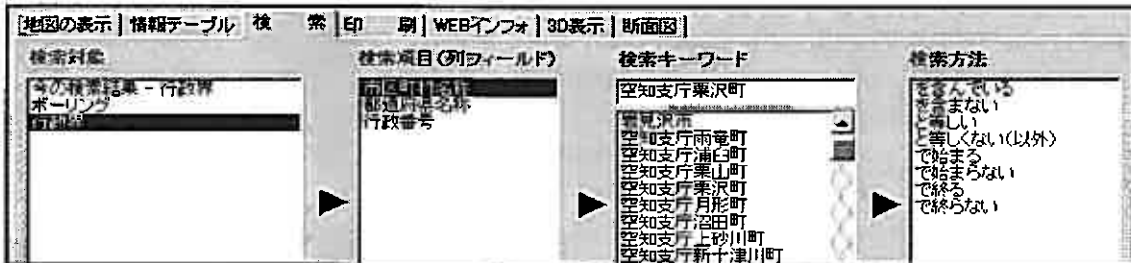


図-6 条件検索画面

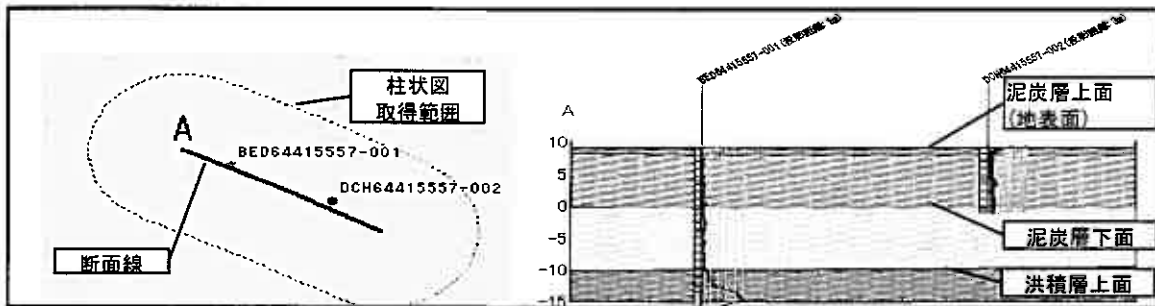


図-7 簡易断面図の作成



図-8 3次元立体図の表示



図-9 重ね図
例) 地図と洪積層等高線の重ね合わせ

(2) データのアウトプット

データのアウトプットは、A3用紙に出力するものとし、平面図、断面図の出力の他、ボーリング柱状図（JACIC、簡易様式）、オランダ式二重管コーン貫入試験結果（簡易様式）の出力を設定した（図-10、11 参照）。

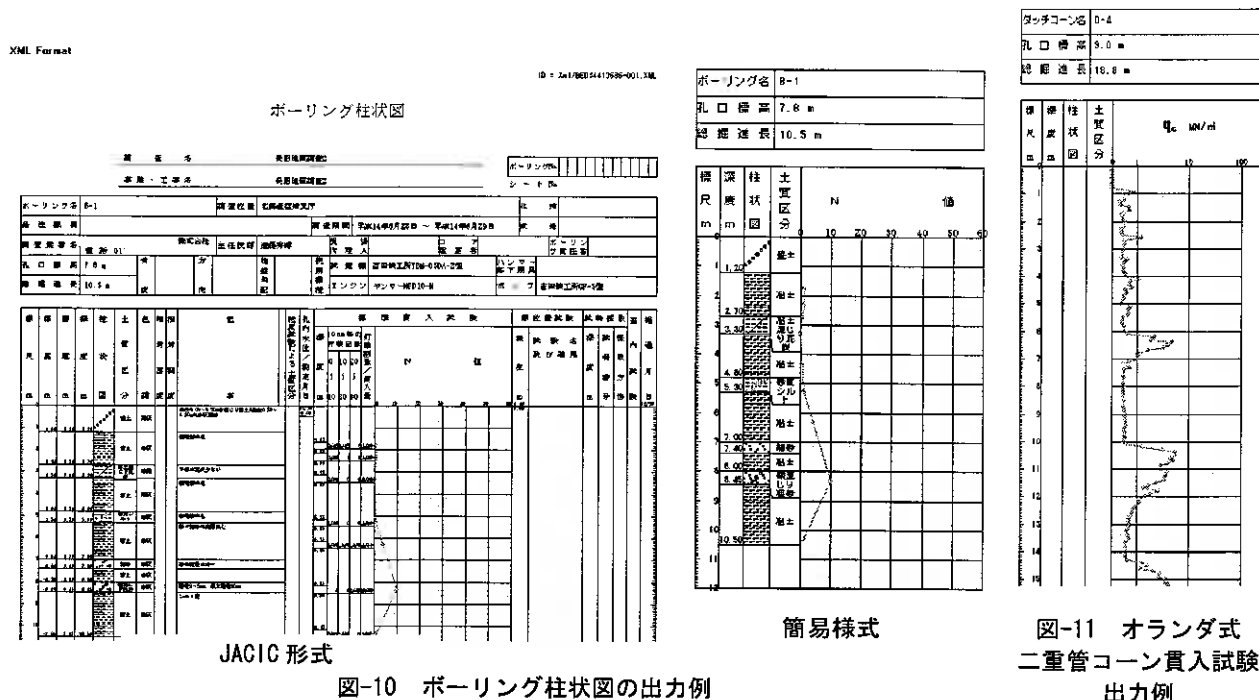


図-10 ボーリング柱状図の出力例

図-11 オランダ式二重管コーン貫入試験出力例

(3) その他の機能

ボーリング等の地盤調査は、今後も継続されるため、入力本数は50,000本程度の追加が可能とし、必要に応じて、航空写真、地質図、土地利用図等の投影が可能な拡張性を設けた。

さらに、システム操作系のインターフェースの特徴として、ナビゲーター（作業リストから作業したい項目を選択）、インフォメーション（ナビゲーターで作業リストを選択すると自動的にインフォメーション表示）、地図表示機能（地図の拡大縮小・スライド等の操作）、関連情報表示機能（地図リストから関連情報を表示）を設定した。

4. 著作権について

本システムでは、地盤データの他、市販のソフトウェア、国土地理院発行の地図を使用しているため、使用に当たっては著作権が生じる。当該システムの著作権は以下に示すとおりで、利用に当たっては、著作権を侵害しないような対処（許可あるいは購入）が必要である。

- ①データベース：著作権は、空知支庁に帰属
- ②当該システムを操作するために開発されたソフトウェア：著作権は、応用地質株式会社に帰属
- ③ソフトウェアの一部を形成している市販のソフトウェア(GISエンジン)：著作権は、MapInfo社に帰属
- ④ソフトウェアが使用している国土地理院の地図データ：著作権は、国土地理院に帰属

5. あとがき

本システムは、紙ベース資料と異なり、コンピュータディスプレイ内の地図平面上からボーリング柱状図等の地質データでの検索が可能であり、他の情報との併用により多くの情報を短時間にて得られるシステムである。また、今後の柱状図等のデータの追加が可能で、必要に応じて各種データの追加などが可能であり、拡張性の高いGISシステムとなっている。また、市販GISソフトのインターフェースを利用したことにより、一般的に数千万円かかるシステム構築を安価にて構築することができた。

しかし、本システムを運用するに当たっては、「地盤データの追加作業が煩雑」、「機能が多いため慣れるまで時間がかかる」、「等高線図は機械的に描いているため、データ数の少ないところや境界部付近では精度がやや低下する」等の課題があり、今後は、これらを修正してより使いやすく、精度の高いシステムを構築していきたいと考えている。

苫小牧液状化アレーで観測された2003年十勝沖地震の地震動の特徴

北海道開発土木研究所 ○国際会員 西本 聡
 飛鳥建設防災 R&D センター 国際会員 三輪 滋
 飛鳥建設防災 R&D センター 正会員 池田隆明

1. はじめに

苫小牧市北東部の近接する2地点の軟弱地盤において、液状化対策の効果、軟弱な表層地盤の増幅特性の評価などを目的に、1990年以來、液状化アレー観測が実施されている。観測地点の位置を図-1に示す。2001年までに1993年釧路沖地震の際の水圧が上昇した記録など10地震の良好な記録が得られ、様々な角度から分析検討されている^{1),2),3)}。2003年十勝沖地震では、上昇が明瞭な間隙水圧記録と120cm/s²を超え、また4秒以上のやや長周期成分が優勢な加速度記録を観測することができた^{4),5),6)}。ここでは、観測された記録の分析により、表層地盤の非線形増幅特性、間隙水圧上昇特性、やや長周期地震動の特徴などを検討する。

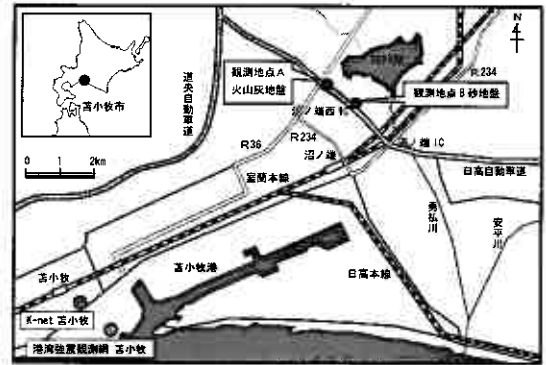


図-1 液状化アレー観測点

2. 液状化アレーで観測された2003年十勝沖地震の地震動記録

2.1 観測された時刻歴

液状化アレー観測地点の地盤柱状図と観測機器の配置を図-2示す。観測システムや地盤条件、液状化対策については、文献1)2)3)に詳しい。苫小牧液状化アレーでは2003年9月26日4時50分に発生した2003年十勝沖地震のほか、同日6時8分の最大余震が観測されている。本震記録は当観測点で得られたもっとも大きな加速度記録である。2004年までに新たに観測された地震の諸元と観測記録の最大値を表-1に示す。

観測された記録のうち、観測地点B(以下、砂地盤と呼ぶ)

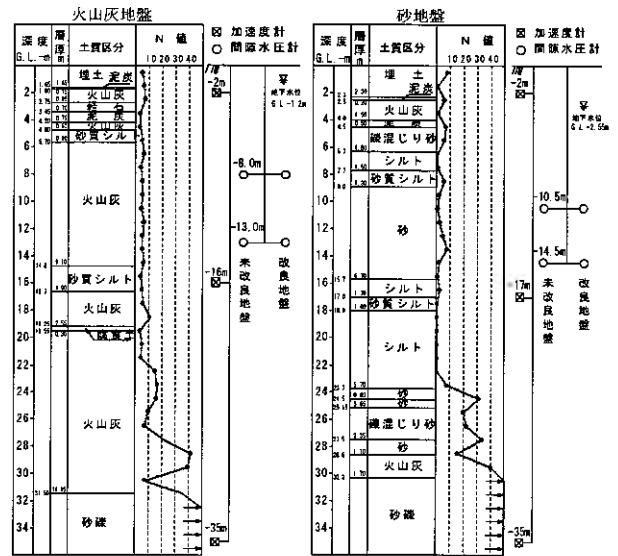


図-2 地盤柱状図と地震計、間隙水圧計の設置位置³⁾

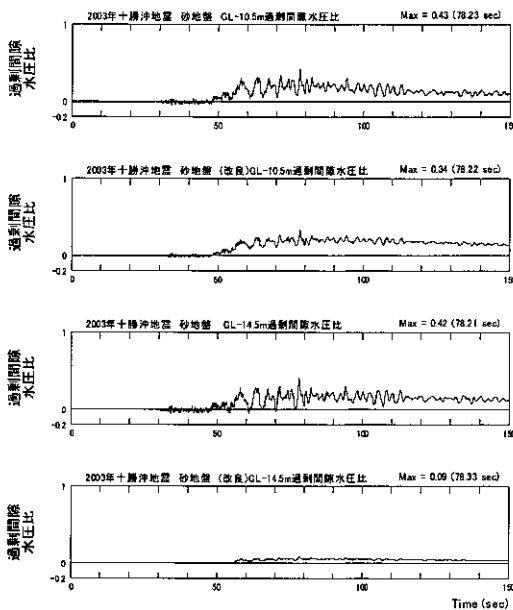


図-4 2003年十勝沖地震の過剰間隙水圧(砂地盤)

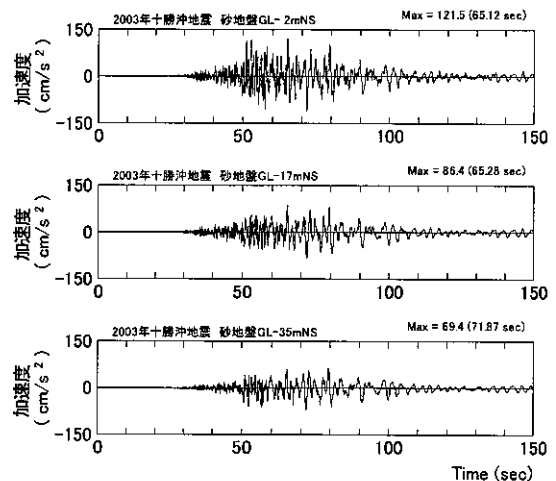


図-3 2003年十勝沖地震の加速度記録(NS成分・砂地盤)

Strong motion of the 2003 Tokachi-oki earthquake observed at Tomakomai liquefaction array and Analysis of the records, Satoshi Nishimoto, Civil Engineering Research Institute of Hokkaido, Shigeru Miwa, R&D Center, Tobishima Corporation, Takaaki Ikeda. ditto.

表-1 観測された地震の諸元と最大値

No.	地震名および発震時刻 発生日時	地震の諸元 ¹⁾			震源深度 (km)	震源位置 上段・最大 下段・最大	震源距離 (km)	観測地点	観測開始日時	観測時間 (s)	観測記録の諸元											
		M	位置	最大加速度 (cm/sec ²)									最大間隙水圧 (kN/m ²)									
				GL.-2m							GL.-17m			GL.-35m			-8.0m	-13.0m	-8.0m	-13.0m		
				NS							EW	UD	NS	EW	NS	EW	UD	改良地盤	未改良地盤	改良地盤	未改良地盤	
1	浦河沖の地震 1991.11.27 04:40:48.9	6.3	41° 59.8' 142° 39.9'	64	E W	118.0 97.1	火山灰 砂	91.11.27 04:41:48.73 91.11.27 04:41:26.31	217 249	11.6 13.6	13.1 17.5	4.4 8.3	6.9 9.0	9.7 11.3	6.0 7.8	8.8 9.1	3.9 3.3	1.30 1.26	1.54 0.55	2.38 1.98	- ²⁾ 2.11	
2	鶴岡沖の地震 1993.01.15 20:06:07.2	7.5	42° 55.0' 144° 21.4'	101	E W	234.5 208.7	火山灰 砂	計測できず ³⁾ 93.01.15 20:06:47.87	- 309	- 1003	- 1038	- 46.6	- 68.0	- 66.7	- 63.2	- 53.1	- 25.0	- 20.20	- 9.36	- 82.91	- 21.91	
3	北海道南西沖の地震 1993.07.12 22:17:11.7	7.8	42° 46.8' 139° 11.0'	35	E W	216.0 213.3	火山灰 砂	93.07.12 22:18:11.46 93.07.12 22:18:05.25	283 294	15.0 16.7	13.8 20.8	5.9 6.7	11.9 13.4	12.7 15.8	10.5 10.4	10.7 12.7	4.4 5.2	2.98 2.98	1.35 1.35	15.38 4.83	- ²⁾ 4.83	
4	北海道南西沖の地震の余震 1993.08.08 04:42:43.6	6.3	41° 57.3' 139° 53.1'	24	E W	220.0 218.5	火山灰 砂	93.08.08 04:43:49.01 93.08.08 04:43:41.52	193 203	8.7 7.7	8.9 12.3	2.5 2.7	5.1 4.4	5.7 7.7	3.8 3.7	4.4 3.5	2.3 2.2	0.66 0.56	0.62 0.17	0.77 3.58	- ²⁾ 0.88	
5	苫小牧沖の地震 1993.12.04 18:30:14.2	5.4	41° 43.4' 141° 59.3'	80	E W	160.2 139.4	火山灰 砂	93.12.04 18:30:42.76 93.12.04 18:30:49.47	195 204	14.4 23.6 ⁴⁾	9.9 -	2.9 -	7.5 5.1	7.2 10.7	4.4 8.7	5.1 7.6	2.8 8.1	0.50 2.5	0.34 0.32	0.32 1.62	- ²⁾ 0.20	
6	北海道東方沖の地震 1994.10.04 22:22:56.9	8.2	43° 22.3' 147° 40.7'	26	E W	469.8 468.9	火山灰 砂	94.10.04 22:24:29.88 94.10.04 22:24:21.31	343 356	44.3 86.8	51.1 79.8	24.8 36.3	29.6 43.8	23.3 39.6	20.3 34.0 ⁵⁾	20.8 -	11.3 16.0	4.81 6.93	3.65 3.19	6.51 7.08	- ²⁾ 9.43	
7	三陸はるか沖の地震 1994.12.28 21:19:20.9	7.6	40° 25.0' 145° 44.9'	0	E W	305.4 305.4	火山灰 砂	94.12.28 21:21:11.90 94.12.28 21:21:10.74	305 296	61.6 61.4	61.0 51.5	10.1 15.4	32.7 39.0	30.7 36.6	27.6 20.0 ⁶⁾	21.5 7.7	7.8 5.28	3.05 2.26	4.42 2.48	5.90 4.84	- ²⁾ 6.42	
8	岩手県沖の地震 1995.01.07 07:37:27.1	7.2	40° 13.2' 142° 18.9'	48	E W	283.3 279.2	火山灰 砂	95.01.07 07:38:53.33 95.01.07 07:38:54.18	258 260	15.9 16.8 ⁶⁾	23.6 -	4.9 6.1	10.9 11.7	13.2 13.8	8.2 10.2 ⁶⁾	11.1 -	3.8 3.5	1.51 1.13	1.58 0.46	2.48 1.57	- ²⁾ 2.28	
9	浦河沖の地震 1997.02.20 16:55:00.3	5.9	41° 45.4' 142° 52.9'	49	E W	150.0 141.8	火山灰 砂	計測できず ³⁾ 97.02.20 16:55:45.58	- 196	- 6.0	- 5.7	- 3.0	- 5.3	- 4.0	- 3.0	- 2.7	- 1.5	- -	- -	- -	- -	
10	釧路支庁中南部の地震 1999.05.13 02:39:23.1	6.3	42° 57.9' 143° 54.9'	106	E W	271.1 182.6	火山灰 砂	99.05.13 03:00:21.90 99.05.13 03:00:17.22	256 219	15.7 23.4 ⁶⁾	10.2 -	5.0 5.5	9.1 13.5	5.9 8.8	4.9 8.8	3.6 6.2	3.0 1.3	0.75 1.48	0.44 1.09	1.22 1.54	- ²⁾ 1.03	
11	青森県東方沖の地震 2001.08.14 05:11:34.9	6.4	40° 59.5' 142° 26.4'	38	E W	202.1 198.5	火山灰 砂	01.08.14 05:12:20.31 01.08.14 05:12:19.03	275 228	11.2 8.5	14.4 8.7	6.0 2.6	7.0 13.8	7.6 8.6	-3.3 8.8	4.6 6.2	2.4 3.3	1.52 1.15	1.69 -	0.52 -	- ²⁾ 1.28	
12	宮城県沖の地震 2003.05.26 18:24:33.4	7.1	38° 49.0' 141° 39.2'	72	E W	436.6 430.6	火山灰 砂	03.05.26 18:26:37.69 03.05.26 18:26:36.20	221 217	9.0 13.6	12.7 13.8	3.0 3.4	5.9 6.2	7.3 9.1	4.6 7.0	5.1 5.8	2.0 2.3	0.78 -	0.13 -	0.75 -	- ²⁾ -	
13	十勝沖の地震 2003.09.26 04:50:07.6	8.0	41° 46.7' 144° 4.7'	42	E W	224.4 220.4	火山灰 砂	03.09.26 04:50:56.00 03.09.26 04:50:55.32	384 382	100 122	93 114	30 54	81 86	72 62	66 69	62 67	25 26	11.9 33.3	16.1 12.5	24.1 32.4	- ²⁾ 42.7	
14	十勝沖の地震の余震 2003.09.26 06:08:01.3	7.1	41° 42.4' 143° 41.7'	21	E W	198.4 197.3	火山灰 砂	03.09.26 06:08:56.57 03.09.26 06:08:46.39	295 305	55 54	44 57	18 32	31 40	29 39	24 28	20 31	12 16	2.8 7.3	2.7 2.6	6.1 6.4	- ²⁾ 9.9	
15	十勝支庁南部の地震 2004.06.11 03:12:10.1	5.2	42° 19.1' 143° 8.0'	48	E W	124.4 133.3	火山灰 砂	計測できず ³⁾ 04.06.11 03:12:49.69	- 342	- 15.1	- 15.5	- 5.9	- 9.4	- 9.1	- 8.8	- 6.5	- 2.0	- 0.32	- 0.21	- 0.37	- 0.55	
16	鶴岡沖の地震 2004.11.29 03:32:14.5	7.1	42° 56.0' 145° 16.7'	48	E W	293.7 297.6	火山灰 砂	04.11.29 03:33:33.00 04.11.29 03:33:32.46	291 291	17.1 20.9	18.6 20.7	4.7 6.6	9.5 12.0	10.9 10.2	6.7 9.2	7.5 12.6	4.1 3.7	1.18 1.8	0.67 0.6	2.05 2.1	- ²⁾ 3.1	
17	鶴岡沖の地震 2004.12.06 23:15:11.8	6.9	42° 50.7' 145° 20.8'	46	E W	298.5 302.1	火山灰 砂	04.12.06 23:16:39.31 04.12.06 23:16:34.08	254 275	12.2 15.9	14.2 17.6	4.3 4.8	8.6 12.4	9.3 12.9	6.9 7.2	6.8 9.1	4.1 3.4	1.2 1.9	0.4 0.5	1.9 2.3	- ²⁾ 3.4	

過剰間隙水圧計設置深度は観測地点 A(火山灰地盤)が GL.-8m と GL.-13m、観測地点 B(砂地盤)が GL.-10.5m、GL.-14.5m

1) 震源情報：気象庁震度情報 D B 2) なんらかの機械的原因で計測できず、3) トリガーレベルに達しなかった

4) N340E 成分を表示、5) N026E 成分を表示

6) 釧路支庁中南部の地震で震度 4 の地域：足寄町上郷南、帯広市東 4 条、十勝清水町南 4 条、本別町北 2 丁目、広尾町並木通、弟子屈町美里、釧路市善舞町、音別町尺別

7) 青森県東方沖の地震で震度 4 の地域：平内町小湊、石町上明堂、北町中央南、東北町塔ノ沢山、天間林村森ノ上、下田町中下田、五戸町古館、名川町平福地村吉米地、青森県南村市野沢、倉石村中市、二戸市福岡

8) 宮城県沖の地震で震度 6 弱の地域：大船渡市大船渡町、江刺市大通り、次川村古戸、平泉町平泉、釜巻村役場、石巻市泉町、涌谷町新町、築駒町岩ヶ崎、高清水町中町、金成町沢辺、桃生町中津山

9) 十勝沖の地震で震度 6 弱の地域：新冠町北星町、静内町ときわ、浦河町潮見、鹿追町東町、幕別町本町、豊頃町茂岩本町、忠類村忠類、釧路町別保、厚岸町尾崎村

10) 十勝支庁南部の地震で震度 3 の地域：苫小牧市しらべ、新冠町北星町、静内町ときわ、浦河町潮見、鹿追町東町、幕別町東町、非道町東 2 条、更別村更別、忠類村忠類

の加速度記録と間隙水圧記録をそれぞれ図-3 と図-4 に示す。S 波速度が 400m/s 程度の GL.-35m の NS 成分で約 70cm/s²、GL.-2m の NS 成分で約 122cm/s² であり、表層の軟弱地盤内で約 1.5 倍に増幅している。これは、EW 成分でもほぼ同等である。観測地点 A(以下、火山灰地盤と呼ぶ)では GL.-2m での加速度最大値はやや小さく 100cm/s² である。加速度記録を見ると、25 秒付近で地震動が到達し、40 秒付近から周期の短い成分も含む振幅の大きな主要動となる。55 秒付近から徐々に周期の長い成分が目立ち始め、70 秒を越えるあたりから長周期成分を主体とした地震動が長く継続する。これらの特徴は、火山灰地盤にも共通して見ることができる。

過剰間隙水圧には、未改良地盤、サンドコンパクションパイル(SCP)工法による改良地盤ともに明瞭な残留成分が見られる。未改良地盤では振動成分を除いた過剰間隙水圧比の最大値は GL.-10.5m において 27%、GL.-14.5m において 26% 程度の上昇であった。それぞれ液状化に至る上昇ではないものの、表層地盤の非線形増幅特性に影響をおよぼす可能性がある上昇量である。付近一帯では液状化の痕跡はなく、道路盛土にも被害は見られず、観測された過剰間隙水圧の状況とは調和的である。改良地盤でも過剰間隙水圧に残留成分が見られた。GL.-10.5m の過剰間隙水圧比は 22% 程度、GL.-14.5m では 7% と未改良地盤よりも小さく、SCP による地盤改良効果が現れていると考えられる。火山灰地盤でも水圧上昇が見られるが、未改良地盤の過剰間隙水圧比は 15% 程度であり、砂地盤ほど水圧上昇は見られない。

2.2 地震動の振動数特性

地震動の振動数(周期)特性を見るために、図-5に砂地盤のGL-35mとGL-2mの加速度応答スペクトルを示す。加速度レベルでは周期1秒付近で卓越している。速度レベルでは、1.5秒から3秒にかけてと、5秒から8秒にかけて卓越が見られる。1秒付近の成分を中心に0.2秒から3秒の間のスペクトルが地中から地表の間の表層地盤内で増幅していることがわかる。これらの周期帯に関しては表層地盤の影響が大きいと考えられる。一方、5秒から8秒にかけての周期での卓越は地中・地表とも、周期・強度ともほとんど一致して表層での増幅はほとんど見られない。特にEW成分では、5秒以上8秒近くまでの周期帯が卓越していることがわかる。火山灰地盤においてもこの周期帯の卓越と強度は地表と地中でほぼ一致している。これらのことから、この周期帯での卓越はそれぞれの地点での表層地盤内の増幅ではなく、さらに深い地盤構造に起因して励起された地震動であると考えられる。

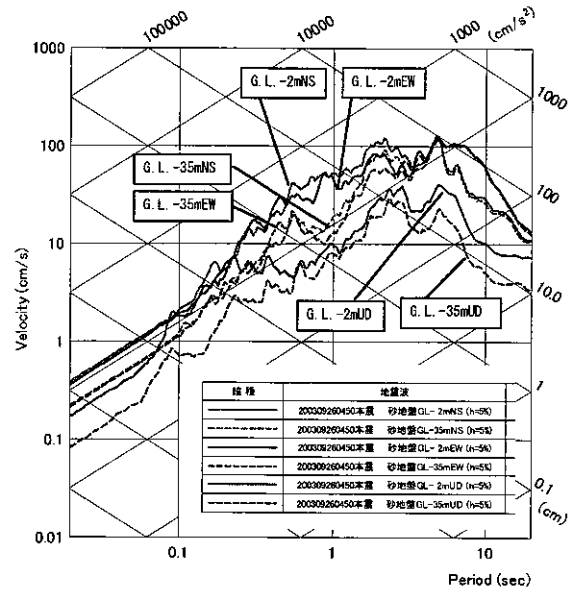


図-5 加速度応答スペクトルの比較(砂地盤)
(減衰定数5%, トリパタイト表示)

3. 表層地盤の非線形増幅特性

3.1 長周期成分による表層地盤の非線形性への影響

十勝沖地震ではやや長周期成分が卓越しているが、この周期帯の卓越が表層地盤の非線形増幅特性に与える影響を検討した。図-6に示すGL-35mとGL-2mの伝達特性から、周期5秒以上の成分ではほとんど地中と地表の位相差が見られず、表層地盤内にせん断変形は生じていないと考えられる。5秒以上のやや長周期成分を除いた相対変位波形ともとの波形を図-7に示すが、両者とも表層地盤の卓越振動数である1.16Hz付近が卓越しやや長周期成分の影響はほとんど見られない。すなわち表層地盤の非線形増幅特性は、長周期成分が支配的ではないと考えられる。ただし、長周期地震動そのものは深い地盤構造の影響で卓越しており、液状化した地盤や長周期構造物が存在する場合には、その挙動に十分な注意が必要である。

3.2 過剰間隙水圧の発生特性

図-8に地震動レベルと過剰間隙水圧の振動成分を除いた残留成分の最大値との関係を示す。地震動レベルが大きくなるにしたがい過剰間隙水圧の上昇程度は大きくなる。地表加速度が約80cm/s²、地表速度が約15cm/sを越えると過剰間隙水圧の残留成分はより明瞭に増加することがわかる。また、改良地盤での水圧上昇が低いことから地盤改良の効果も確認できる。十勝沖地震の記録を加えることで、これらの特性がより明らかになった。

過剰間隙水圧の上昇に伴って、有効拘束圧が減少することで、せん断ひずみに依存した剛性低下に加えて、有効上載圧に依存した剛性低下も生じると考えられる。せん断剛性が有効上載圧の1/2乗に比例すると考える⁷⁾と、十勝沖地震の場合、過剰間隙水圧の上昇に伴う有効上載圧の減少は火山灰地盤で15%、砂地盤で27%であり、これに伴う剛性低下はそれぞれ8%、15%程度となる。このように、観測された地震動から求まるせん断剛性低下には、過剰間隙水圧の上昇による影響が10%前後含まれていると考えられる。

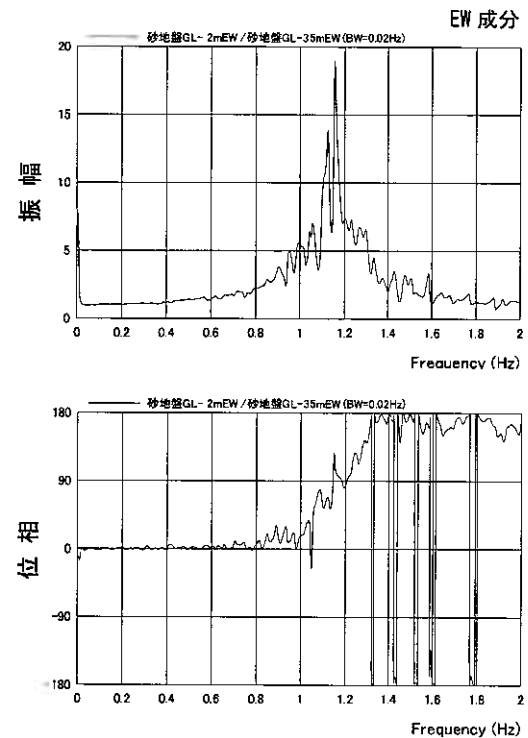


図-6 G.L.-35mとG.L.-2mの伝達特性

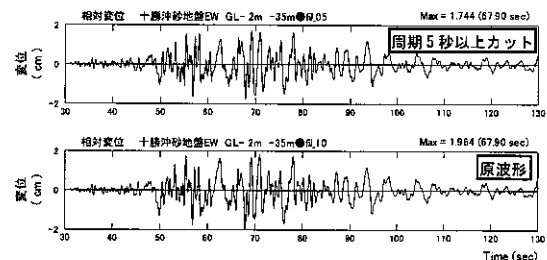


図-7 G.L.-2mとG.L.-35mの相対変位
(原波形と周期5秒以下の波形)

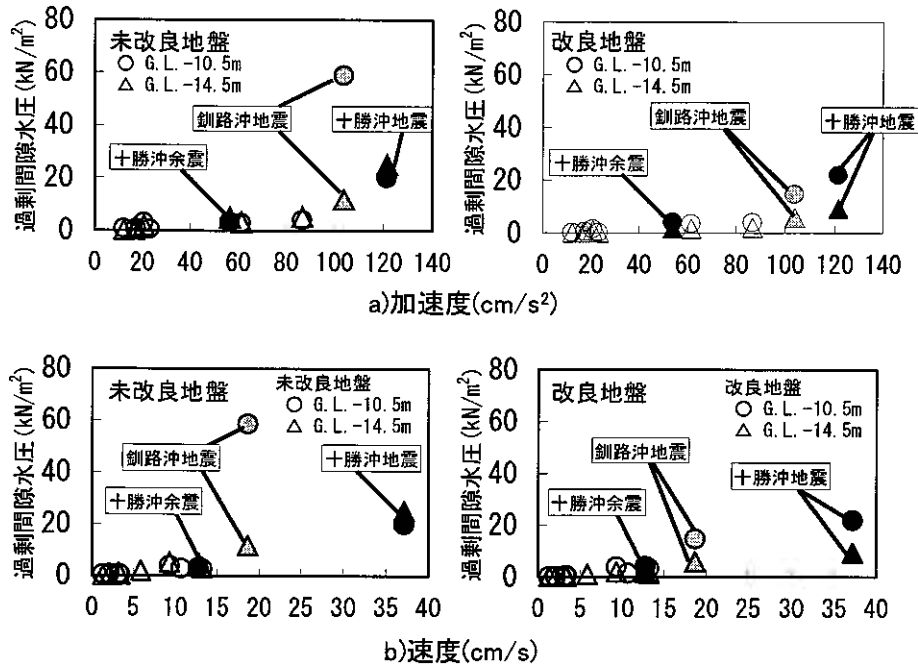


図-8 地表の地震動レベルに対する残留過剰間隙水圧の最大値の関係 (文献3)の図に加筆)

3.3 卓越振動数, 振幅比に見られる非線形性

図-9に十勝沖地震, 十勝沖地震の最大余震, また, 比較的小さな地震動として宮城県沖の地震の地中(G.L.-35m)に対する地表(G.L.-2m)の振動数領域の振幅比と1次と2次の卓越振動数を示す。地震動レベルが大きくなるにしたがい, 1次および2次の卓越振動数が低下することが明瞭である。十勝沖地震の場合の振動数の低下は, 最も小さな地震動レベルの卓越振動数に比べ, 火山灰地盤で86%~89%程度, 砂地盤で84%程度であった。次に, 地中に対する地表の加速度, 速度最大値の比を図-10に示す。図中に黒く示した点が, 2003年十勝沖地震とその余震の記録である。水平動に関しては, 加速度レベル, 速度レベルが大きくなるにしたがい, 振幅比が小さくなり, 加速度では, 地中加速度が 30cm/s^2 を越えて2倍以下となる。速度では, 地中速度が 10cm/s を越えると1.5倍以下となる。十勝沖地震では, 加速度で1.5倍~1.7倍, 速度で1.1倍~1.3倍である。このように地震動レベルの増加にしたがい, 剛性低下による卓越振動数の低下, 減衰の増加による振幅比の低下という地盤の非線形性が明瞭に表れている。

3.4 せん断剛性の低下

地盤の1次固有周波数を f_1 とし, 微小ひずみレベルの f_1 を f_{1m} , 地震時の f_1 を f_{1e} とすると, f_{1e}/f_{1m} で示されるそれらの比 rf により, 表層地盤の平均的な剛性低下が得られる。せん断剛性 G とせん断弾性波速度 V_s は, 地盤の質量密度 ρ を介して $G = \rho \cdot V_s^2$ の関係にあり, 1次固有周波数は $1/4$ 波長則より $f_1 = V_s/4H$ (H :層厚)で表されるので, 地震時のせん断剛性 G_e と微小ひずみレベルでのせん断剛性 G_m の比で表される剛性低下率 G_e/G_m は,

$$G_e/G_m = (\rho \cdot V_{se}^2)/(\rho \cdot V_{sm}^2) = (f_{1e}/f_{1m})^2 = rf^2 \quad (1)$$

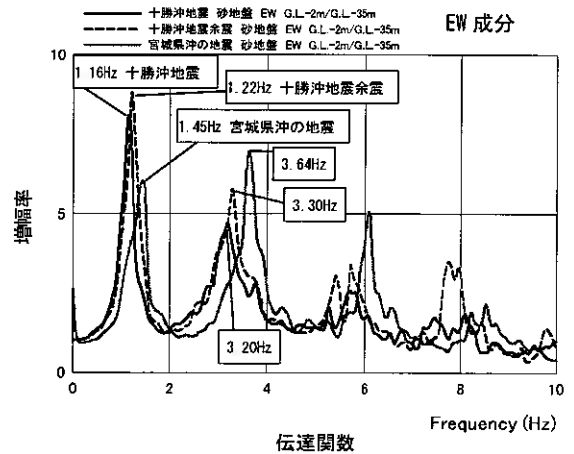


図-9 観測地点BのG.L.-35mとG.L.-2mの伝達関数

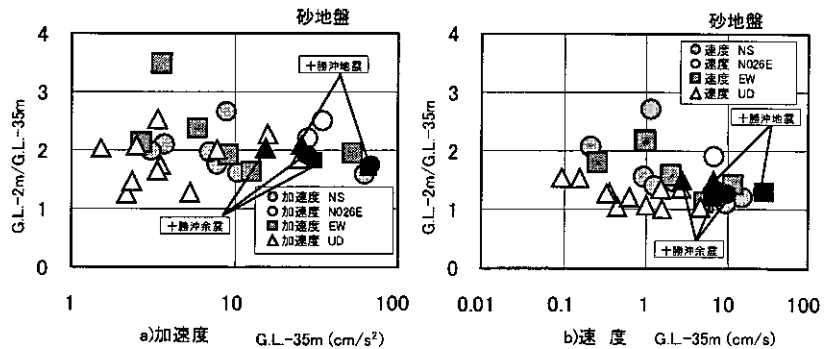


図-10 地中の地震動レベルに対する地震動増幅率最大値 (文献3)の図に加筆 (黒印: 十勝沖地震とその余震)

で求められる³⁾。地震動レベルの小さな地震の f_{1m} は、常時微動の水平鉛直スペクトル比から推定される $f_{1m} = 1.35 \sim 1.5$ Hzとほぼ同等であり、剛性低下はほとんどないと考えられる。この f_{1m} を基準として剛性低下率を見ると、火山灰地盤では70%~78%，砂地盤では64%程度にまで剛性低下していたと推定される。この中には、前述のような過剰間隙水圧の上昇による剛性の低下への影響も10%前後含まれていると考えられる。

3.4 せん断剛性とせん断ひずみ

発生するせん断ひずみとせん断剛性の関係を検討した。まず、G.L.-2mとG.L.-35mの観測記録を2階積分して得た変位記録の差から相対変位を求め、これを層厚で除して、各観測点の平均的なせん断ひずみを求めた。さらに、せん断ひずみの最大値の65%を有効最大せん断ひずみとした。有効せん断ひずみとせん断剛性の低下の関係を図-11に示す。有効ひずみが 1×10^{-5} を越えて剛性低下が見られ、 1×10^{-4} からは低下の程度が大きくなる。十勝沖地震では有効ひずみは $4 \sim 6 \times 10^{-4}$ のオーダーである。砂地盤の室内動的変形特性試験で得られた変形特性の一例をあわせて示す。観測記録から得られた有効せん断ひずみは室内試験結果を下回っている。

G.L.-2mとG.L.-35mでは、その間にさまざまな種類の層が存在するため、それらの平均的なひずみとなる。そこで、緩い砂層が厚くせん断ひずみがより大きくなると考えられるG.L.-2mとG.L.-17mの間およびG.L.-17mとG.L.-35mの間のせん断ひずみを検討し図-12に示す。緩い砂層を含むG.L.-2mとG.L.-17mの間は、全層に比べ大きなせん断ひずみが生じている。ある程度の層厚がある種類の異なる土層では、ひずみの最大値が現れる時刻が違う可能性があり、地盤内のせん断ひずみを詳細に検討する場合には、個別の層の相対変位に着目する必要があると考えられる。隣接する2深度の平均的なひずみで見た場合には、室内試験の結果とおおむね一致している。ひずみレベルが大きな場合において、実験結果をやや下回るのは、過剰間隙水圧の上昇による剛性低下の影響が現れていること、有効せん断ひずみの設定の仕方などに起因すると考えられる。

4. やや長周期成分の卓越の検討

加速度時刻歴や加速度応答スペクトルに示されるように、十勝沖地震では地震動の後半を中心に5秒から8秒のやや長周期成分の卓越が見られた。これらの周期成分は地中G.L.-35mと地表G.L.-2mで大きさがほとんど変わらない。このような長周期成分の卓越は、近接する苫小牧の港湾強震観測網やK-netの観測点においても観測されている^{8),9)}。また、

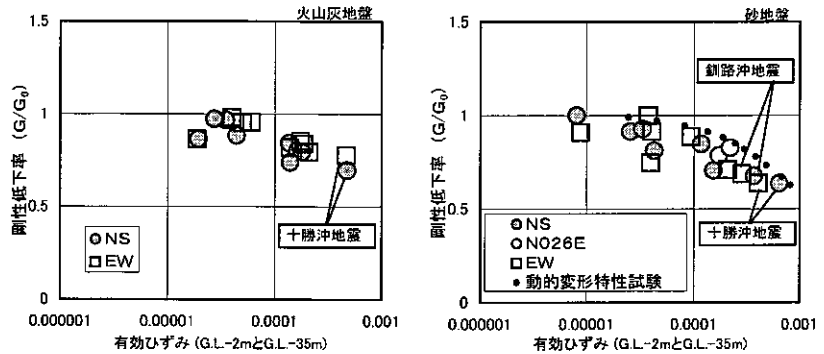


図-11 せん断ひずみとせん断剛性低下率の関係

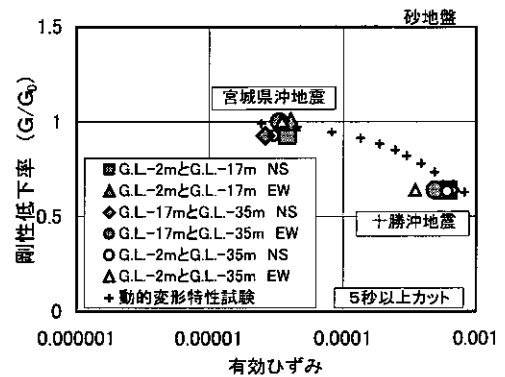
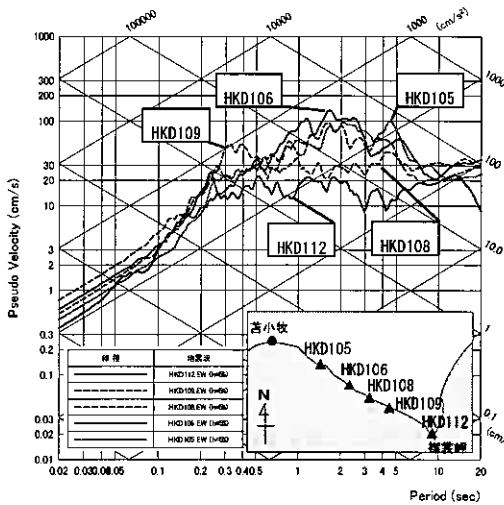
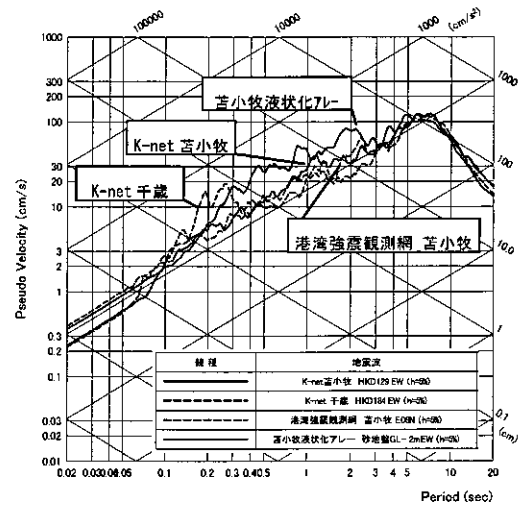


図-12 深さの違いによるせん断ひずみと剛性低下



a) 震源から勇払平野の手前までの観測点



b) 苫小牧近傍の観測点

図-13 加速度応答スペクトルの比較(減衰定数5%, トリパタイト表示)

震源から苫小牧に至る区間の観測網では、そのようなやや長周期成分の卓越が見られないことが報告されている¹⁰⁾。震源から苫小牧に至る地点や近傍で観測された地震動の加速度応答スペクトルを図-13に示す。近傍のK-net苫小牧、千歳、港湾強震観測網の苫小牧においては同様のやや長周期地震動が卓越し、それ以外の地点では卓越が見られないことがわかる。このようなことから、これらのやや長周期成分の地震動は、勇払平野の深い地盤構造によって励起されたと考えられる。このような長周期地震動の卓越は、勇払平野に限られることなく、深い堆積地盤構造を持つ平野部では重要な課題である。

5. 結 論

苫小牧液状化アレー観測点において、2003年十勝沖地震の記録が観測された。観測された地震動記録と過去の記録の分析から以下のことが明らかとなった。

- 1) 観測地点 A の火山灰地盤、観測地点 B の砂地盤において加速度で 100cm/s^2 を越え、過剰間隙水圧の明瞭な残留が見られる記録が得られた。
- 2) 地震動レベルの増加に伴い、表層地盤の増幅特性の非線形性が顕著となる傾向が明らかとなった。加速度では、地中加速度が 30cm/s^2 を越えて 2 倍以下となる。速度では、地中速度が 10cm/s を越えると 1.5 倍以下となる。十勝沖地震では、速度で 1.1 倍～1.3 倍、加速度で 1.5 倍～1.7 倍であった。
- 3) 過剰間隙水圧比は火山灰地盤で 15%、砂地盤で 27% 程度の上昇があり、地表加速度が約 80cm/s^2 、地表速度が約 15cm/s を越えると過剰間隙水圧の残留成分は急激に増加することがより明瞭となった。
- 4) 剛性低下率は火山灰地盤では 70%～78%、砂地盤では 64% 程度、有効せん断ひずみは火山灰地盤で 4×10^{-4} 、砂地盤で $4 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$ のレベルであった。
- 5) 苫小牧アレー観測点の十勝沖地震の記録は、5 秒から 8 秒にかけてのやや長周期の地震動が卓越した。勇払平野の深い地盤構造で励起された地震動の影響と考えられる。

参考文献

- 1) 林宏親：自動化された液状化観測システムの設置—高規格幹線道路日高自動車道(北海道)—，土と基礎，Vol.39，No.1，pp.117-118，1991。
- 2) 西川純一・小田島大・森伸一郎・三輪滋：1993年釧路沖地震における液状化アレー観測，土と基礎，Vol.42，No.3，pp.57-62，1994。
- 3) 西川純一・林宏親・江川拓也・三輪滋・池田隆明・森伸一郎：異なる2つの地盤における液状化アレー観測と記録の分析，土木学会論文集第I部門，No.703/I-59，pp.327-343，2002。
- 4) 西本聡・江川拓也・林宏親・三輪滋・池田隆明：2003年十勝沖地震における液状化アレー観測，平成15年度地盤工学会北海道支部技術報告集，pp.217-226，2004。
- 5) 西本聡・江川拓也・林宏親・三輪滋・池田隆明：2003年十勝沖地震における苫小牧液状化アレー観測の地震動記録の分析，第39回地盤工学研究発表会，pp.2007-2008，2004。
- 6) 西本聡・江川拓也・三輪滋・池田隆明：2003年十勝沖地震における苫小牧液状化アレー観測記録の特徴，第50回地盤工学シンポジウム論文集，pp.21-28，2005。
- 7) Kokusho, T: Cyclic triaxial test of dynamic soil property for wide strain range, S & F, Vol.20, No.2, pp.45-60, 1980.
- 8) 港湾地域強震観測システム：<http://www.eq.ysk.nilim.go.jp/>
- 9) 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-net：<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 10) 三輪滋・沼田淳紀・池田隆明・柴田登・大槻政文・貫洞悟：2003年十勝沖地震における被害調査と地震動，平成15年度地盤工学会北海道支部技術報告集，pp.171-180，2004。

二次元動的解析による交通振動の予測と対策工の評価

(株)ドーコン 一般会員 ○小林 智穂
国際会員 峯田 一彦

1. はじめに

我が国では、高度成長期を契機に様々な環境問題が発生し、振動問題もそのうちの一つである。振動の発生源には、工場等からの作業振動、工事現場における重機の作業振動および工事用車両の走行振動、一般の車両および列車等の交通振動などが挙げられるが、このうち交通振動は発生源が常に移動し、また恒久的に発生するためその予測および対策の検討が難しい。

交通振動の予測手法について主なものに1)振動を地表面を伝達するレイリー波として扱うもの、2)現況の振動レベルと各種交通量及び道路断面形状等から推定するもの等がある。しかし1)は二次元的な断面形状を考慮できず、2)は対策が必要となった場合、その対策工施工後の評価が出来ない等の問題がある。

そこで本論文では二次元的な断面形状を考慮し、道路建設後及び対策工施工後を同一手法により同レベルで評価する手法として、二次元動的 FEM 解析を用いた手法を紹介する。

2. 検討条件

2-1 検討箇所

検討地は、河川堤防上を縦断する片側1車線の幹線市道で(大型車交通量:2千台/日)河川管理用道路も兼用する街路である。河川計画の変更による堤防のかさ上げに伴い、管理用道路との兼用を解消する為、堤防上から民地側に平面線形が変更され、周辺家屋への交通振動の影響が懸念された。

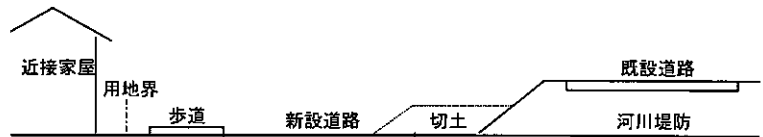


図-1 検討箇所概略図

そこで既設道路による振動を、車道端、用地界および近接家屋で測定し、その交通振動を基に新設道路による交通振動を予測し、対策工法を検討した。

2-2 検討断面

既設道路による振動は二箇所(地点A, B)で測定し、それを基に新設道路における振動予測は以下の四箇所で行った。

地点A: 道路位置は変わらないが側溝が埋められる箇所

地点B: 新設道路が堤防上から家屋側に移るが、盛土高が高く軟弱地盤対策としてEPSを5段施工する箇所

地点C: 新設道路が堤防上から家屋側に移り、軟弱地盤対策としてEPSを1段施工する箇所

地点D: 新設道路が堤防上から家屋側に移り、EPSを施工しない箇所

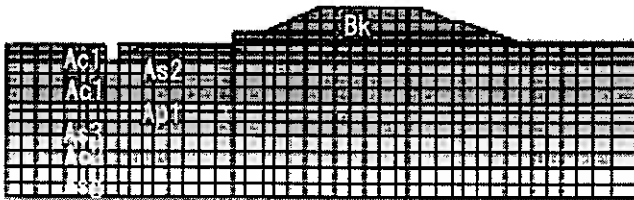


図-2.1.1 解析メッシュ図(地点A)[現況]

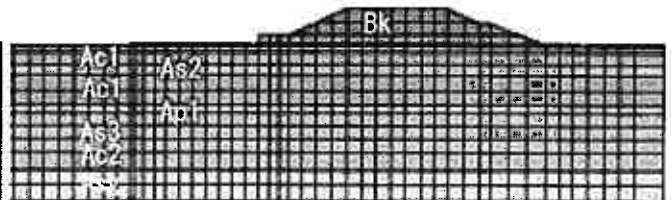


図-2.1.2 解析メッシュ図(地点A)[工事後]

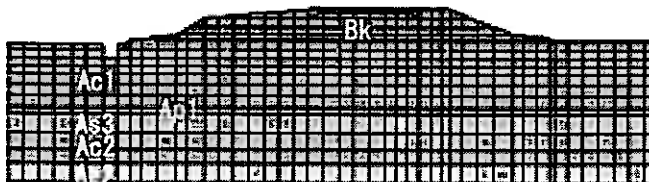


図-2.2.1 解析メッシュ図(地点B)[現況]



図-2.2.2 解析メッシュ図(地点B)[工事後]

Prediction of traffic vibration and evaluation of a measure method of construction in two-dimension dynamic analysis.

Chiho Kobayashi, Kazuhiko Mineta (Docon co., Ltd)

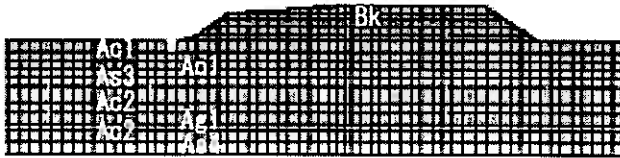


図-2.3.1 解析メッシュ図(地点C) [現況]

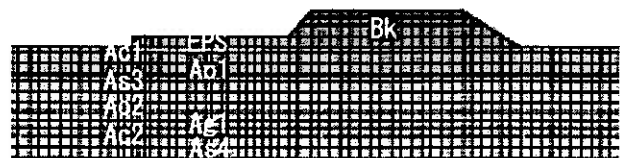


図-2.3.2 解析メッシュ図(地点C) [工事後]

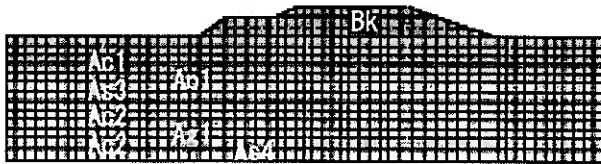


図-2.4.1 解析メッシュ図(地点D) [現況]



図-2.4.2 解析メッシュ図(地点D) [工事後]

2-3 土層条件および土質定数

各地点の土層条件および土質定数を表-1 に示す。

表-1 土質定数一覧表

位置	土層区分	土層記号	層厚	湿潤密度 ρ_t (t/m^3)	弾性波速度 S波 (m/sec)	弾性波速度 P波 (m/sec)	動ポアソン 比 ν_d	せん断剛性Gd (kN/m^2)	減衰定数h
地点A	盛土	Bk	—	1.80	65	400	0.486	7605	0.020
	粘性土(上部)	Ac1	4.40	1.56	65	900	0.497	6591	0.020
	砂質土(上部)	As2	1.00	1.70	65	900	0.497	7183	0.020
	泥炭	Ap1	0.75	1.07	65	900	0.497	4521	0.020
	砂質土(下部)	As3	2.25	1.80	200	1500	0.491	72000	0.020
	粘性土(下部)	Ac2	2.90	1.66	200	1500	0.491	66400	0.020
地点B	盛土	Bk	—	1.80	65	400	0.486	7605	0.020
	粘性土(上部)	Ac1	5.35	1.56	65	900	0.497	6591	0.020
	泥炭	Ap1	0.60	1.07	65	900	0.497	4521	0.020
	砂質土	As3	1.65	1.80	200	1500	0.491	72000	0.020
	粘性土(下部)	Ac2	2.70	1.66	200	1500	0.491	66400	0.020
	砂礫	Ag2	1.80	2.00	200	1800	0.494	80000	0.020
地点C, D	盛土	Bk	—	1.80	65	400	0.486	7605	0.020
	粘性土(上部)	Ac1	3.7/2.9	1.56	65	900	0.497	6591	0.020
	泥炭	Ap1	0.80	1.07	65	900	0.497	4521	0.020
	砂質土	As3	1.00	1.80	200	1500	0.491	72000	0.020
	粘性土(下部)	Ac2	3.70	1.66	200	1500	0.491	66400	0.020
	砂礫	Ag1	1.90	1.90	200	1500	0.491	76000	0.020
	砂質土	As4	1.20	1.80	200	1500	0.491	72000	0.020
	EPS			0.02	590	885	0.100	6962	0.015

3. 現況の再現

二次元動的 FEM 解析の妥当性を検証するために、地点 A, B で振動調査を行い、実測値と解析値の比較を行った。解析は、現況車道端で実測された振動の加速度波形を入力波とし、用地界および家屋前面で実測された振動の最大加速度と解析値の比較を行った。

図-3 に各地点での実測値と解析結果の最大加速度の比較を、図-4.1~4.2 に各地点での実測振動加速度波形(入力波形)を、図-5.1~5.2 にそれぞれの検討位置での実測の加速度波形と解析による加速度波形を示す。

図-3 および図-5.1 より地点 A では用地界および家屋前面(道路端+35m)の地点共に解析結果は概ね実測波を再現している。

また図-3 および図-5.2 より地点 B では用地界では解析結果は概ね実測波を再現しているが、家屋前面(道路端+35m)では解析結果の方が大きな加速度を示している。

地点 B で家屋前面の解析結果が実測値より大きな加速度を示しているのは、解析に用いた減衰定数が実際より小さいためと二次元で評価していることによると考えられるが、用地界での実測値

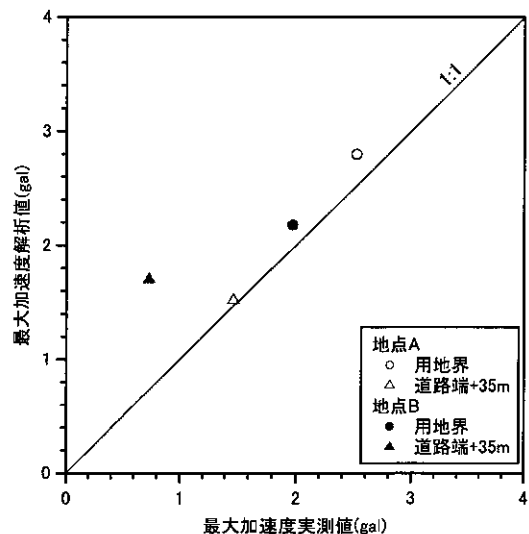


図-3 最大加速度の実測値と解析値の比較

を概ね再現できていること、地点Aで用地界および家屋前面共に実測値を概ね再現できていることから、解析手法、解析定数共に妥当と判断した。

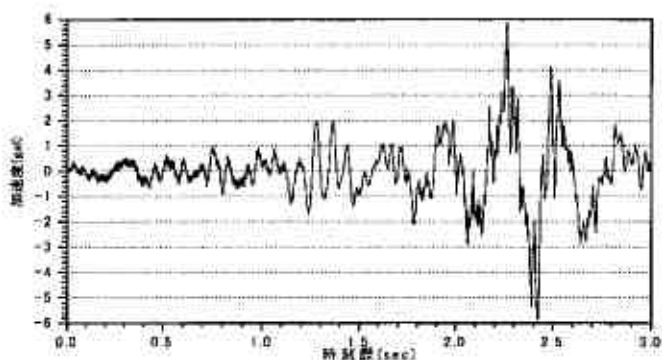


図-4.1 加速度波形(現況車道端実測値)[地点A]

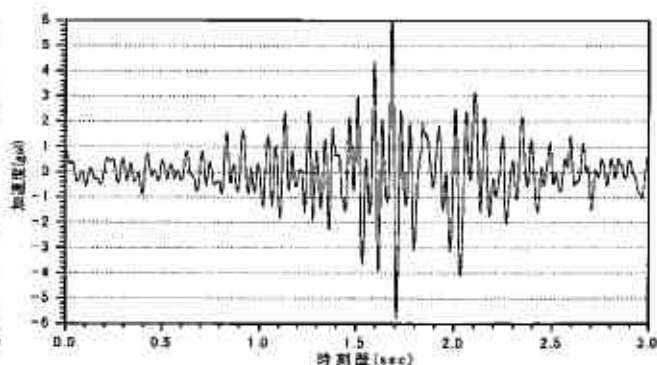


図-4.2 加速度波形(現況車道端実測値)[地点B]

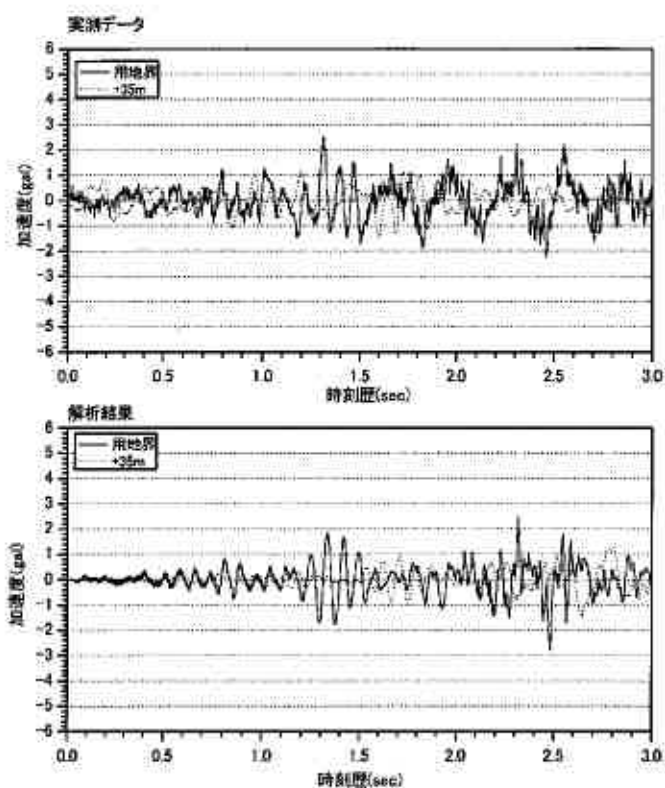


図-5.1 加速度履歴の実測値と解析値の比較(地点A)

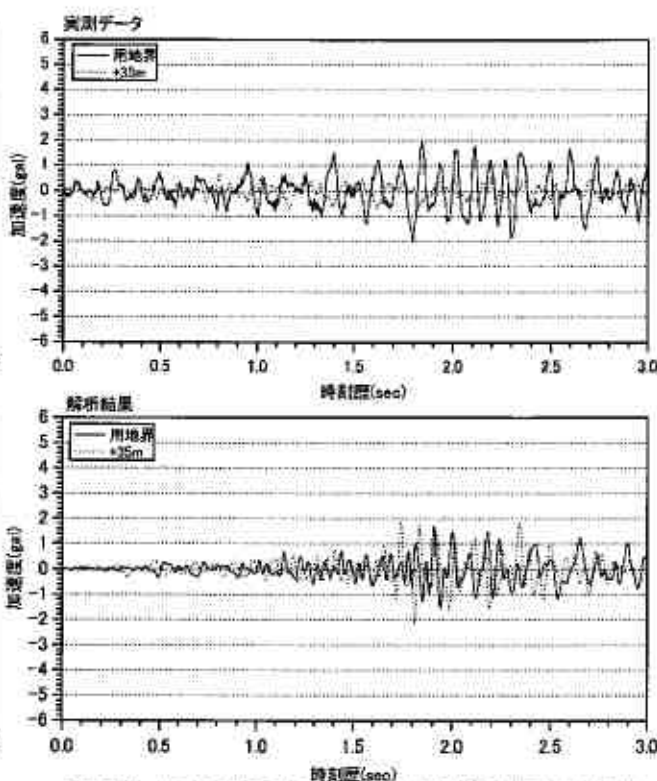


図-5.2 加速度履歴の実測値と解析値の比較(地点B)

4 工事後の振動予測

図-6に観測された振動レベルと加速度の関係を示す。本検討地は振動規制法に基づく道路交通振動に関わる要請限度において、第2種区域と区分され、要請限度は夜間で65デシベルである。図-6より要請限度である65デシベルは加速度で5galとなった。

図-7.1~7.4に二次元FEM解析による工事後前後の用地界での加速度波形を、図-8.1~8.4に用地境界からの距離と最大加速度の分布を示す。これよりいずれの地点も用地界において、工事後、要請限度の5galを越えない結果となった。しかし現況と比較すると、工事後盛土高が高くなる地点BはEPSにより交通振動が吸収され、現況よりも振動は小さくなると予測されるが、地点A(側溝が工事により埋められる)、地点C(EPS1段施工)および地点D(EPS施工無し)では、工事後の方が現況よりも振動は大きくなると予測された。

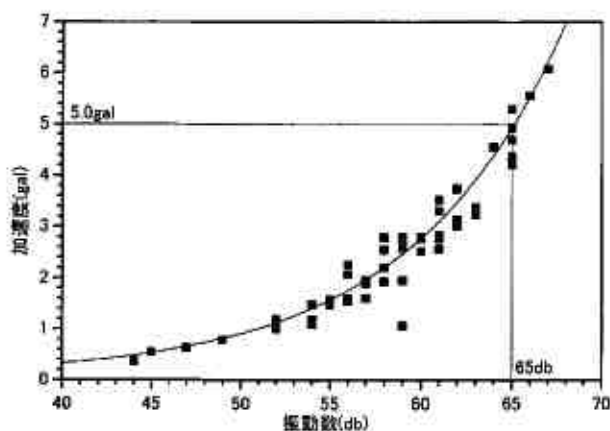


図-6 観測振動レベルと加速度の関係

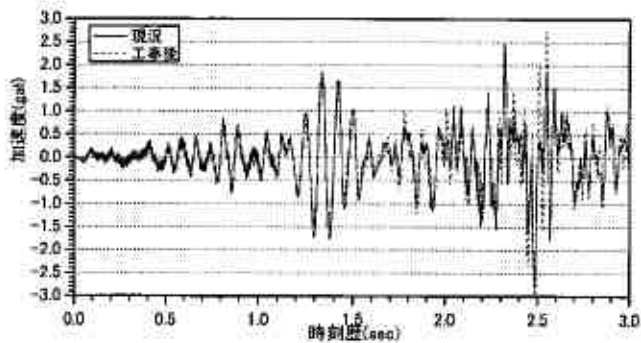


図-7.1 工事前後の用地界での加速度波形(地点A)

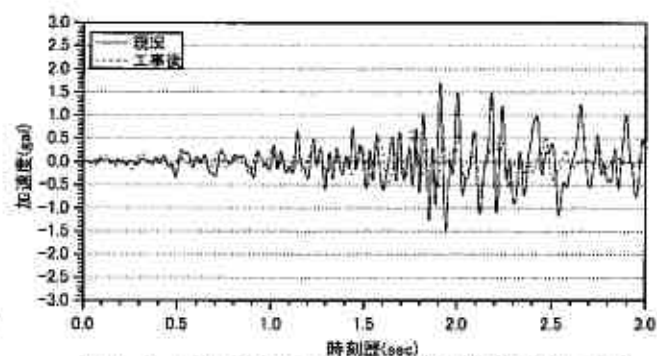


図-7.2 工事前後の用地界での加速度波形(地点B)

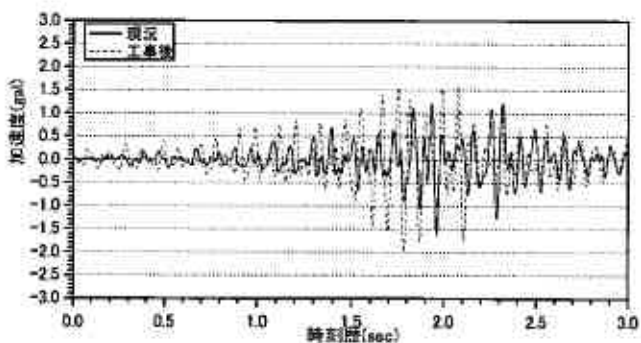


図-7.3 工事前後の用地界での加速度波形(地点C)

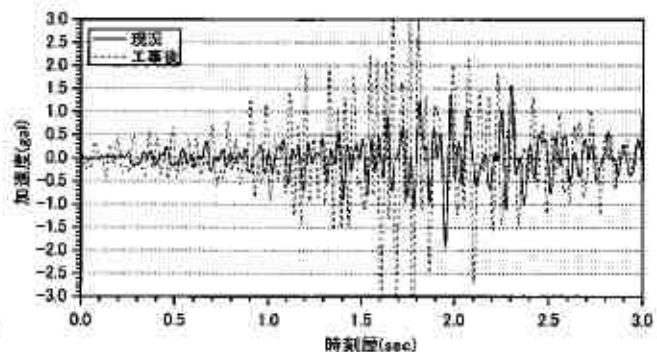


図-7.4 工事前後の用地界での加速度波形(地点D)

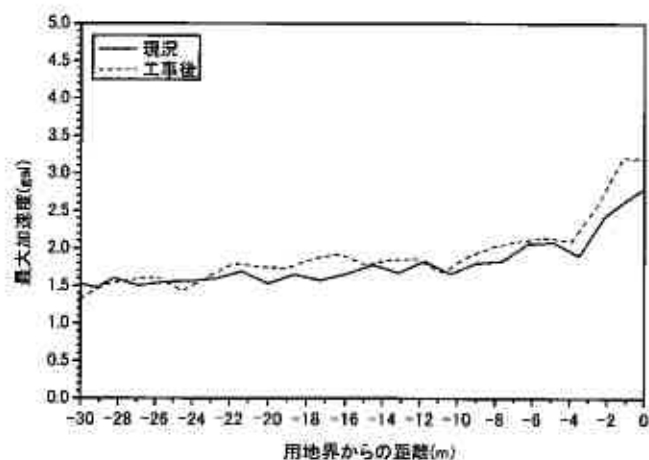


図-8.1 用地境界からの距離と最大加速度(地点A)

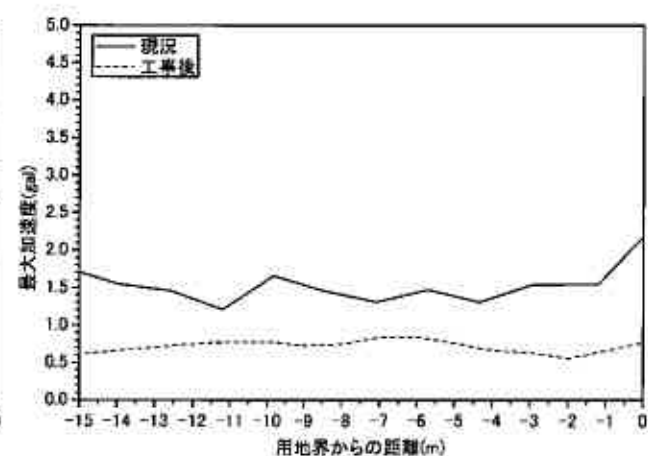


図-8.2 用地境界からの距離と最大加速度(地点B)

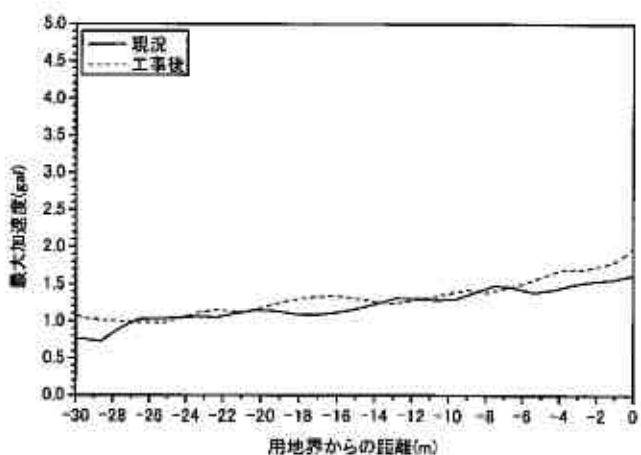


図-8.3 用地境界からの距離と最大加速度(地点C)

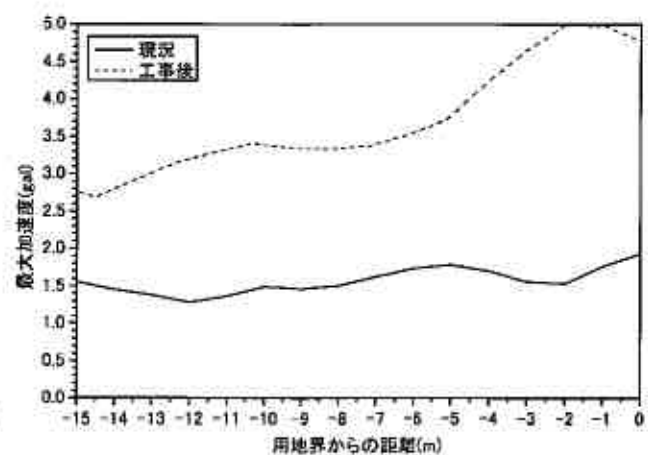


図-8.4 用地境界からの距離と最大加速度(地点D)

5 対策工の検討

要請限度はいずれの地点でも満たしているものの民家が隣接しているため、現況と比較して工事後の方が振動が大きくなると予測される地点A, C, Dについて対策工を検討した。

5-1 対策工法の選定

振動低減対策工については大きく

- 1) 振動伝播経路（地盤）対策
- 2) 振動源対策

の二つの対策に分けることが出来る。このうち2)振動源対策は本検討で対象とする振動が交通振動であるため、振動源に直接対策を施す事は困難である。よって1)振動伝播経路対策について選定を行った。

振動伝播経路対策は実績等から主に

- 1) EPS 埋設による振動抑制
- 2) 地盤改良による振動抑制
- 3) 防振溝による振動抑制

等があげられるが、3)防振溝は用地的な問題で本検討地では施工が困難である。よって1), 2)について検討を行った。

5-2 検討条件

検討断面は地点A, C, Dの3断面とし、それぞれEPS施工および地盤改良の2ケース、計6ケースで検討を行った。なおEPSは現地盤の地下水位がGL-1.5mと高く浮力の問題から、一段50cmで敷設厚さは3段までとし、車道下部から用地界まで布設幅を広げて低減効果を高めた。地盤改良は1列を70cmとし、地盤改良長は軟弱層を伝播する振動を抑制する目的でAp1層までとした。

各種土質定数は表-1の通りとし、地盤改良の土質定数は参考文献³⁾より $G=700000\text{kN/m}^2$, $\nu=0.490$, $\gamma=17\text{kN/m}^3$, 経験値から $h=0.001$ とした。

5-3 検討結果

図-9.1~9.3に対策工前後の用地界での加速度波形を、図-10.1~10.3に用地境界からの距離と最大加速度の分布を示す。また表-2に必要な対策工の規模を示す。

これよりEPS施工が行われない地点Dでは、EPSの場合は3段でも現況を上回る振動となり、地盤改良の場合は4列で現況を下回る振動となった。EPSが1段施工される地点Cでは、EPSの場合は1段、地盤改良の場合は1列、側溝が埋立てられる地点AではEPSの場合は3段、地盤改良の場合は1列の施工で現況を下回る振動とする事ができた。

表-2 対策工規模一覧

地点	対策工	
	EPS	地盤改良
A	4.5m×3段	6m×1列
C	13m×1段	3m×1列
D		4.5m×4列

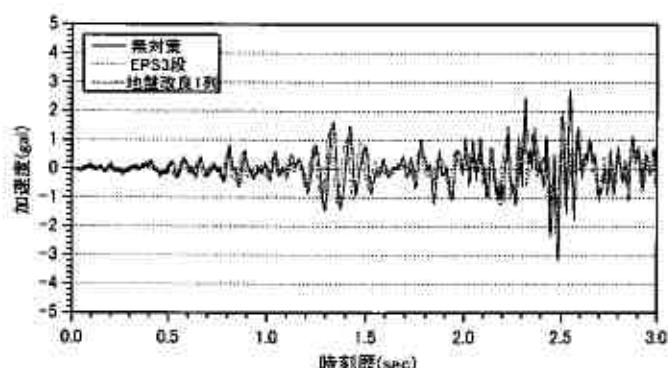


図-9.1 対策工施工後の用地界での加速度波形(地点A)

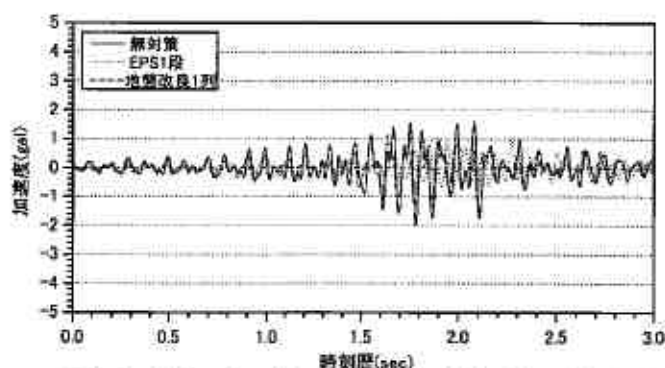


図-9.2 対策工施工後の用地界での加速度波形(地点C)

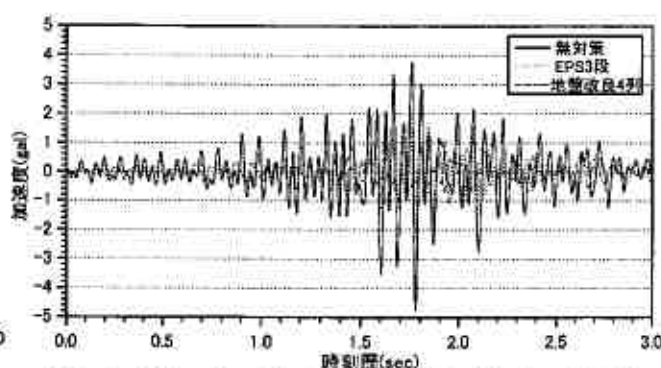


図-9.3 対策工施工後の用地界での加速度波形(地点D)

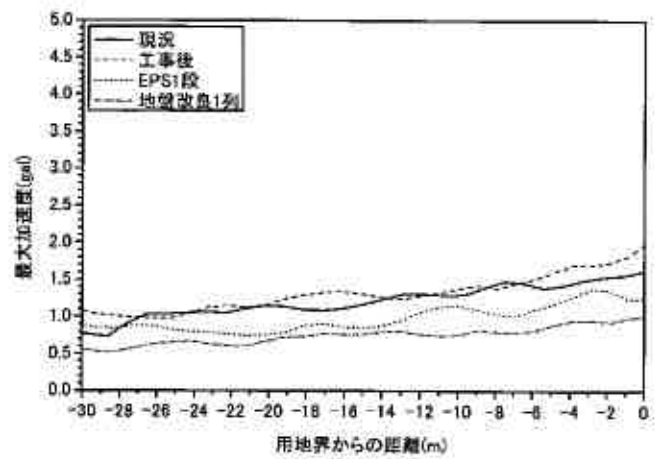
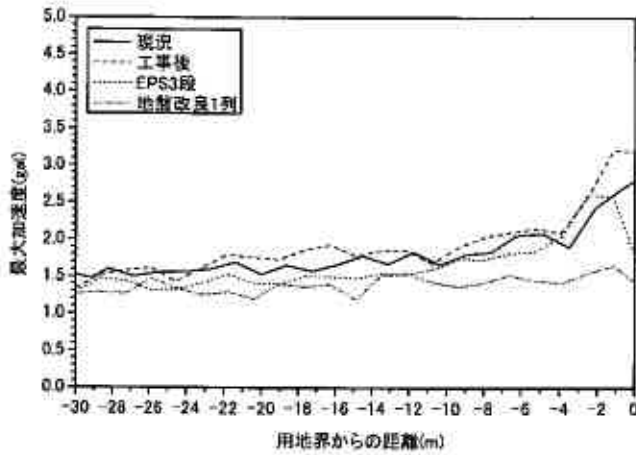


図-10.1 用地境界からの距離と最大加速度(地点 A) [対策後] 図-10.2 用地境界からの距離と最大加速度(地点 C) [対策後]

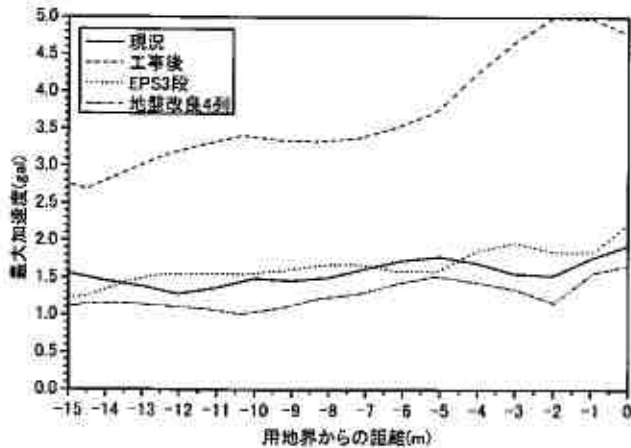


図-10.3 用地境界からの距離と最大加速度(地点 D) [対策後]

6 まとめ

- 1) 現況の振動を二次元 FEM 解析により、再現することができた。
- 2) 交通振動について、二次元的な断面形状を考慮し、工事後及び対策工施工後を同一手法により同レベルで評価することができた。
- 3) 工事終了後に振動の観測を行い、二次元 FEM 解析で予測した交通振動および対策工の効果を検証する予定である。

参考文献

- 1) J. Lysmer, T. Udaka, C. F. Tsai, H. B. Seed, "FLUSH A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems", EERC No.75-30 (1975)
- 2) EPS の振動低減効果に関する模型振動実験とそのシミュレーション解析～土木学会構造工学論文集 Vol. 44A(1998年3月)
- 3) 横浜火力発電所建設工事における基礎地盤改良工事～日本建築学会大会学術講演梗概集(1994年9月)

北海道内に自生する植物のファイトレメディエーションに関する調査について

(独) 北海道開発土木研究所 ○正会員 田本 修一
 (独) 北海道開発土木研究所 正会員 伊東 佳彦
 愛媛大学理学部 榊原 正幸
 愛媛大学理学部 牧野 純子
 (株) フジタ 近藤 敏仁
 (株) フジタ技術センター 永島 玲子

1. はじめに

土木建設工事に係る環境問題としては、騒音、振動、粉塵、地盤沈下などが一般に認識され、汚染地盤による環境汚染は鉱山地周辺の限られた地域の問題として扱われる場合が多かった。昨今の工場跡地等の再開発に伴い、重金属、揮発性有機化合物等による土壌汚染が顕在化してきたことを背景として、平成15年2月に「土壌汚染対策法」が施行されるなど、環境汚染、特に土壌・地下水に対しての問題が注目されている。しかし、同法は人為的活動による土壌汚染を対象として制定された法律であり、自然由来の重金属による土壌汚染は対象としていない。そこで、平成15年7月に土壌汚染の影響を適切に考慮して工事を進めるための「建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）」¹⁾ が発刊された。

北海道における海成の堆積岩や熱水変質の影響を受けた火山岩等一般的に見られる地質においても、環境基準を超過して溶出される有害重金属や酸性水の流出が発生する事例が確認されている。これらは、適切な処理を施して汚染の拡散を防止する必要がある、道路建設事業における処理方法として遮水もしくは遮断型の埋設処分が主体となっている。これらの処理方法は、汚染土壌を浄化するのではなく、周辺環境への漏洩を防止する観点から行われている。

浄化は、コストおよび事業の工程的に困難であることが多いが、長期的な安定性を考慮すると最善の方策の一つである。本調査は、その方策の一つである積雪寒冷地における植物による浄化工法（ファイトレメディエーション）の構築を目的とし、ここでは北海道内に自生する植物の中から重金属を吸収する能力のある種を見出すための調査について報告するものである。

2. ファイトレメディエーションについて

ファイトレメディエーションとは、図-1²⁾ に示すように水分や養分を吸収・分解する植物の性質・能力を利用して、汚染された土壌や水などの環境を浄化する技術である。この技術は、他の環境浄化技術と比較して、①低コスト、②エネルギー消費がほとんどない、③環境調和型の技術、という特徴を有している³⁾。

ファイトレメディエーションと、バイオレメディエーションなど他の浄化手法との違いを表-1⁴⁾ に示す。ファイトレメディエーションは、コスト的に優位であるが、環境要因の影響が大きく、即効性が低いなどの適用上の問題を抱えている。すなわち、植物の生育が気候に左右されること、建設工事期間中に浄化が完了しないこともあり、確実性の観点から重金属を含む建設発生土の浄化をファイトレメディエーション単独で行うことには難点もあるが、覆土の植生として補助的に用いることや、発生土が少量である場合には有効な手法となる可能性があり、全体として処理にかかるコストの低減、安全性の向上へ寄与できるものと考えられる。

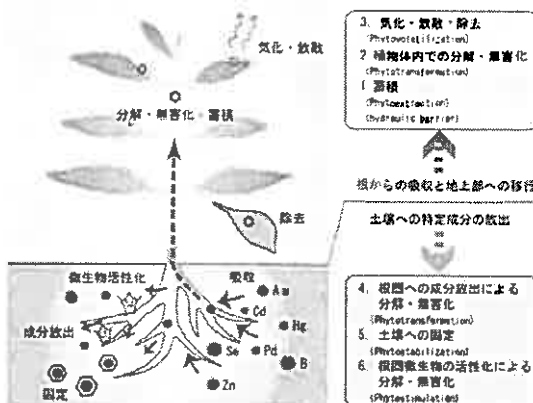


図-1 ファイトレメディエーションの概念図

表-1 ファイトレメディエーションと他の環境修復手法の違い

	ファイトレメディエーション	微生物によるバイオレメディエーション	物理・化学的手法
コスト(初期コスト)	低い	やや高い	高い
適用可能な濃度範囲	やや狭い	やや広い	広い
持続性	長い	やや短い	手法により異なる
即効性	低い	やや高い	高い
環境要因の影響	大きい	やや大きい	小さい
他生物相との相互影響	少ない	やや多い	他からの影響は少ないが、影響を与える可能性が高い
物質の回収と再利用	可能	場合により可能	可能
組織入体の導入・管理	容易	困難	-

The investigation concerning the phytoremediation in Hokkaido Shuichi TAMOTO, Yoshihiko ITO (Civil Engineering Research Institute of Hokkaido), Masayuki SAKAKIBARA, Junko MAKINO (University of Ehime), Toshihito KONDO, Reiko NAGASHIMA (Fujita corp.)

3-2 室内試験（植物分析）

植物分析は、植物中の重金属を測定するため ICP-MS 分析（誘導結合プラズマ質量分析）を行った。分析前処理として分析試料は、20mg に 61%硝酸 4mL を加えて 120℃ で加熱し、乾燥して固化させた。その後、3%硝酸を 2mL 加え、分析前に試料を 20mL ポリエチレンボトルに移し、3%硝酸で希釈した。分析精度・精度の検定は、国立環境研究所で調整した NIES No.1 リョウブ（pepperbush）を用いた。分析項目は銅、鉛、亜鉛、カドミウム、砒素などの調査地で確認された高濃度の重金属類を測定した。ICP 質量分析装置は ELAN6000（パーキンエルマー製）を用いた。なお分析対象は、草本類とした。

4. 調査結果

4-1 現地調査結果

(1) 植生調査

調査地で確認された種は 57 科 178 種を数えた。特に鉱床周辺で酸性や重金属含有量の多い土壌の分布域に出現頻度の高いハルガヤ、ススキ、オオイタドリ、ヒメスイバ、オオヨモギ、ヒメノガリヤス、ズミを対象種として図-3 に示す植物分布図を作成した。現地の空中写真判読をみると、30 年前まで裸地が広がっており、現在では二次遷移が進行したシラカンバを主体とする落葉広葉樹林が広がっていた。全般的には北海道西南部の丘陵地から山地に普通に分布する種で構成されており、際だって特異な群落あるいは種は観察されなかった。また、環境省および北海道で選定されている貴重種にあたる植物はみられなかった。

(2) 迅速含有量試験

迅速含有量試験の分析結果を各土壌区分毎に整理したものを表-2 に示す。分析の結果、当該地点においては、砒素、鉛で比較的高い値が検出されており、銅、鉛、亜鉛、水銀なども一部で高濃度を示した。また、概ね図-4 に示す順番で重金属、特にヒ素と鉛が含まれていた。これは、未風化の鉱床で濃度が最も高く、風化形成物の灰色土や赤色土で低くなっていることがわかった。

表-2 各土壌区分による重金属含有量

土壌区分	データ数		Fe	As	Se	Pb
			g/kg	mg/kg	mg/kg	mg/kg
褐鉄鉱鉱床	1	分析値	9.7	659.3	41.6	1077.2
硫化鉄鉄鉱床	5	最小値	15.1	32.3	12.3	70.4
		最大値	21.3	461.3	79.9	602.8
		平均値	17.9	278.6	31.7	373.3
灰色土	17	最小値	4.0	<10	<10.0	30.0
		最大値	24.6	486.7	74.2	1052.1
		平均値	12.0	210.6	28.7	451.6
白色土	5	最小値	17.2	78.2	17.9	163.2
		最大値	34.2	229.4	51.2	646.3
		平均値	21.6	149.4	27.4	308.2
ガレ場(崩積土)	6	最小値	15.4	46.7	<10.0	57.8
		最大値	38.6	216.9	36.2	176.4
		平均値	26.5	145.0	21.9	129.1
植生(褐色土壌)	17	最小値	8.3	10.0	<10.0	30.3
		最大値	22.4	355.6	46.8	285.5
		平均値	13.8	75.3	15.1	67.3
赤色土	14	最小値	6.2	13.8	<10.0	41.1
		最大値	24.2	392.5	25.3	479.1
		平均値	11.8	71.0	13.1	136.8
盛土	1	分析値	10.9	14.1	<10.0	34.0
湖底	2	最小値	15.1	142.1	15.6	189.7
		最大値	24.1	150.1	80.3	330.9
		平均値	19.6	146.1	47.9	260.3

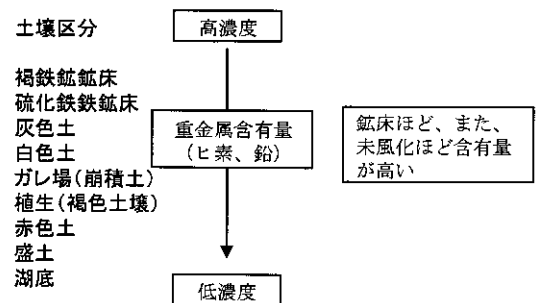


図-4 土壌区分による含有量の模式図

4-2 室内試験結果（植物分析）

植物分布図で示した植物中の重金属含有量の測定結果を表-3 に示す。分析の結果、ヒメノガリヤスが高い砒素濃度を示し、その値は 80.99ppm であった。この植物の重金属の吸収・蓄積能の評価については、さらに詳細な検討を要するが砒素の高集積植物（ハイパーアキュムレーター）としての可能性が期待される。

表-3 植物分析結果一覧表

分析元素	ハルガヤ(A-44)	ススキ(A-3)	オオイトドリ(A-45)	オオイトドリ(B-73)	ヒメスイバ(A-48)	ヒメスイバ(B-65)	オオヨモギ(B-43)	ヒメノガリヤス(B-83)
Li-7	0.073	0.094	0.009	0.297	0.089	0.209	0.068	0.661
Be-9	0.004	0.054	ND	0.005	ND	ND	ND	0.012
Al-27	63.00	120.0	32.00	141.0	406.0	743.0	348.00	18.00
V-51	0.180	0.311	0.104	0.143	0.628	2.579	0.575	39.26
Cr-53	0.281	0.492	0.113	ND	0.341	0.889	0.748	2.740
Mn-55	241.0	447.7	10.21	69.18	312.1	148.1	289.2	573.5
Co-59	0.097	0.278	0.077	2.740	0.668	1.054	0.874	1.621
Ni-60	0.526	1.014	0.723	1.197	1.897	0.875	1.259	2.807
Cu-63	4.019	10.62	4.901	4.526	6.016	3.747	6.268	19.24
Zn-66	12.56	26.17	11.76	12.37	23.46	43.04	23.67	46.42
Ga-69	0.377	0.689	0.373	0.102	0.430	2.006	0.442	5.175
As-75	0.256	0.186	0.953	0.082	0.753	1.297	0.225	80.99
Rb-85	25.22	19.70	19.45	22.88	51.84	27.56	20.14	25.50
Sr-88	16.46	35.23	34.58	3.049	12.31	16.28	20.96	13.95
Cd-111	0.293	0.078	0.004	0.052	0.474	0.462	0.434	0.400
Cs-133	0.033	0.083	0.009	0.079	0.510	0.306	0.235	0.086
Ba-137	15.46	26.19	15.67	3.401	16.22	71.65	17.70	63.54
Pb-208	0.596	0.696	0.760	ND	1.815	ND	ND	ND

※単位: ppm

5. おわりに

ファイトレメディエーションの現状として、国内における重金属を吸収する植物に関する研究例はあるものの、屋外への適用例は少ない。重金属の高集積植物（ハイパーアキュムレーター）としては、モエジマシダ、ヘビノネゴザ等が知られているが、生育環境に関する制限もあり適用できる場所も限定されている。北海道においては、自然環境への影響（外来植物の排除）や寒冷地への適応性等を考慮すると、自生植物の中から見つけるのが望ましいことは言うまでもない。筆者らは、道内の鉱山や重金属の高濃度濃集地帯に自生する植物を調査することにより、先の条件を満たす高集積植物の取得を目指している。

なお、本調査は愛媛大学、(株)フジタおよび(独)北海道開発土木研究所の共同研究「寒冷地における植物を用いた建設発生土の重金属処理に関する研究」で行われたものである。

ここで、本調査にご協力頂いた関係各位に謝意を表する。

<参考文献>

- 1) (独) 土木研究所：建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル（暫定版）、土木研究所資料第 3903 号 2003.7.
- 2) 国立大学法人愛媛大学理学部環境浄化研究グループホームページ：
<http://www.sci.ehime-u.ac.jp/earth/sakaken/faitore%20zul%20kakudai.htm>
- 3) 近藤敏仁、阪本廣行：ファイトレメディエーション、土木技術 58 巻 10 号、pp.90-95、2003.10.
- 4) 吉原利一、後藤文之、増田太郎：植物による環境修復（1）－現状と遺伝子工学の適用に関する調査一、電力中央研究所報告 調査報告、pp.1-36、2000.

粒状凍結防止剤を用いた冬期土工に関する室内実験

北見工業大学大学院 ○学生員 小沢太一
北見工業大学 正会員 鈴木輝之
" 正会員 山下 聡
北海道日本油脂 (株) 時田和司

1. はじめに

寒冷地域における冬期土工作業は、地盤の凍結による凍土の扱いの困難さにより、一般的には行なわれないものとされている。しかし、現実には河川工事や冬期間の補修工事など、冬期土工作業を行なわなければならない場合は多くある。現在やむなく冬期土工を行なう際には、大型重機により凍土を破碎する工程が入るため、夏期間に行なう土工作業よりも、工期が長くなるなどの問題が生じる。

本研究は新しい冬期土工法として、凍結防止剤を用いて凍土を脆弱化することによって、掘削・埋め戻し等の作業を容易にする方法の開発を目的としている。著者らの研究室ではこれまでに、液状の凍結防止剤の効果を検討した実験を行った¹⁾。今回の実験では、粒状の凍結防止剤を用いた冬期土工法の基礎データを得るため、凍結防止剤を混入させた土を -10°C で冷却した状態で一軸圧縮試験を行い、凍結防止剤の効果を検証した。本実験の結果、試料として用いた火山灰質粘性土及び豊浦砂ともに、土を冷却する前に粒状の凍結防止剤を混入することで凍土が形成しにくくなり、 -10°C の環境下でも強度の増加はほとんど認められなくなることが分かった。また、このときの凍結防止剤の混入割合は含有水分量の10%程度、土重量の1~2%程度であった。

2. 実験概要

2.1 凍結防止剤

本実験で用いた粒状凍結防止剤の主成分は酢酸ナトリウムであり、それに20%程度の水分を含んでいる。この材料は水分と会ったときの潮解性は高いが、製品としての出荷時や土との混合時は粒状である。粒状凍結防止剤の特徴として、次のような点が挙げられる。

- ①液体の凍結防止剤に比べ、土との均一な混合が容易であり作業性もよい。
- ②含んでいる水分が少ないため、混入による土の軟化が少ない。
- ③バックホー等で機械的に混合することを想定した場合でも混入範囲や混入割合のコントロールが容易である。

2.2 実験方法

実験のフローチャートを図-1に示す。

実験手順は以下のようなものである。

(1) 供試体作成：所定の含水比に調整した土に所定量の凍結防止剤を混合して試料とした。引き続き24時間養生後に径5cm、高さ10cmのモールドと重量1.0kg落下高さ8cmの特製ランマーを用いて、3層25回で突き固めて円柱供試体を作った。供試体作成時の単位体積あたりの締固めエネルギーは、突き固めによる土の締固め試験(JIS A 1210A 法)と同じになるようにした。

(2) 供試体凍結：突き固めて形成した円柱供試体についてアイスレンズの形成を抑えるために、 -30°C に維持した低温恒温器中に、約3時間静置して急速凍結させた。その後、凍結した供試体を実験温度である -10°C に維持した恒温器内に24時間静置し、供試体中の温度を均一化した。

(3) 一軸圧縮強度試験：実験温度(-10°C)に維持してある恒温機内で一軸圧縮試験を行った。このときの軸ひずみ速度は1%/分(1mm/分)とし、圧縮強度にピークが表れるか、供試体のひずみが15%になった時点で、試験を終了した。

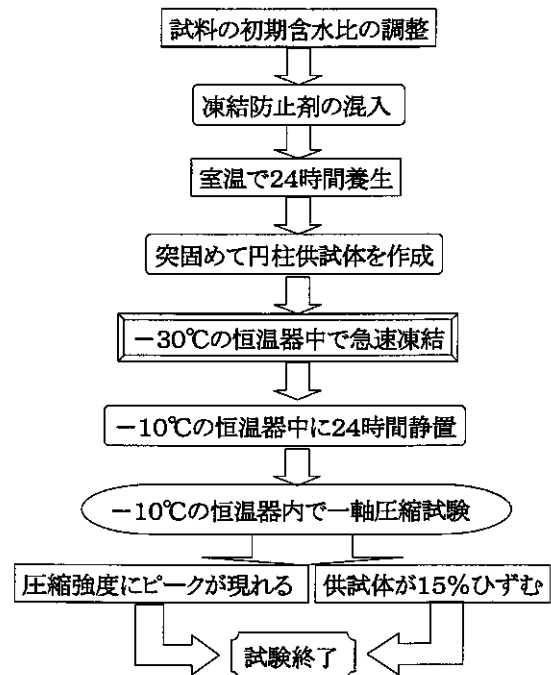


図-1 実験手順

Laboratory studies about winter earth work with granular anti-freezing admixture
Taichi OZAWA, Teruyuki SUZUKI, Satoshi YAMASHITA (Kitami Institute of Technology)
Kazusi TOKITA (Hokkaido Nihonyusi Co.)

2・3 実験装置

一軸圧縮試験機を図-2に示す。一軸圧縮応力は容量20kNのロードセルで、変位量はダイヤルゲージ形のひずみゲージ式変位計で計測した。供試体キャップと連結したロードセルを固定し、供試体を乗せた台座をモーターで一定速度(1mm/分)で上昇させるときの軸圧縮力と軸ひずみ量を計測した。

2・4 実験試料

本実験で用いた試料土は火山灰質粘性土と豊浦砂である。両試料土の物性値は表1のようになっている。火山灰質粘性土の初期含水比は10%、20%、30%、40%として実験を行った。また、豊浦砂の初期含水比は15%、20%で実験を行った。



図-2 実験装置

土粒子の密度試験(JIS A 1202) (g/cm ³)		火山灰質粘性土	豊浦砂
		2.47	2.65
粒度試験 (JIS A 1204)	粗礫分%	0	0
	中礫分%	0.1	0
	細礫分%	1.5	0
	粗砂分%	33.0	0
	中砂分%	10.1	6.5
	細砂分%	17.4	93.5
	シルト分%	22.1	0
締固め試験 (JIS A 1210)	最適含水比(%)	28.6	14.1
	最大乾燥密度(g/cm ³)	1.341	1.736
	粘土分%	15.9	0

表-1 火山灰質粘性土の物性値

2・5 養生日数の決定

本研究で用いた凍結防止剤は粒状体のため、土に混入したあと間隙水に溶解させるために養生をする必要がある。そこで、凍結防止剤添加後の養生時間が圧縮強度に及ぼす影響を調べた。養生時間は凍結防止剤混入直後と、1日、3日、7日間として、各々の凍結後の一軸圧縮強度を調べた。試料は火山灰質粘性土を用いた。試料の初期含水比は30%、凍結防止剤の含有率は試料の重量に対して3%とした。

結果を図-3に示す。この結果から、本実験で用いる火山灰質粘性土において、凍結防止剤の効果は養生時間1日で十分に現れる事がわかった。また吸着水を持たない豊浦砂では、必要な養生時間はさらに短くなると想定される。以後の実験では凍結防止剤混合から、供試体を成形して凍結を開始するまでの養生時間を1日として実験を行った。

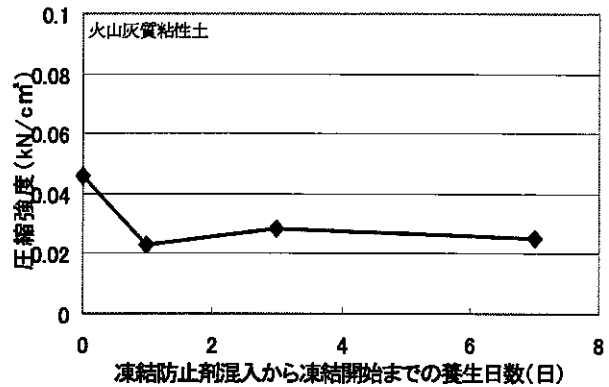


図-3 養生試験

3. 実験結果

3・1 応力-ひずみ関係

図-4は火山灰質粘性土で、初期含水比を30%とした時の応力-ひずみ曲線を示す。図より、凍結防止剤の混入割合が大きくなるほど、最大圧縮強度が小さくなる事が分かる。また、最大圧縮強度が大きいものほど、応力ひずみ曲線にピークが現れるのが遅くなるが、曲線の立ち上がりは急

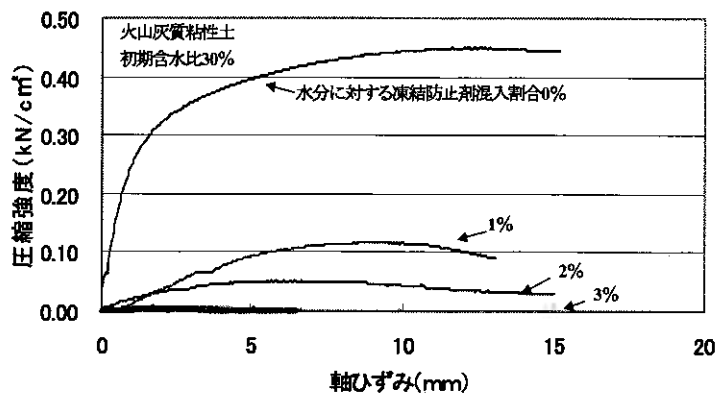


図-4 凍土の応力-ひずみ曲線

で、変形係数は大きくなっていることが分かる²⁾。

図-5は火山灰質粘性土において、土重量に対する凍結防止剤の混入割合を1%としたときの、初期含水比別の応力-ひずみ曲線を示す。ここで例えば初期含水比20%のときの含有水分量に対する凍結防止剤の割合は6%となる。図-4、図-5から分かるように凍土の強度は、含有水分量に対する凍結防止剤の割合に強く支配される。一般に土にセメント等の添加剤を加えて性質を改善する場合、その添加剤の量は土の重量に対する混合比で表すことが多い。これは施工管理上の都合であり、凍結防止剤の効果はあくまでも水分量に対する混合割合に支配される。

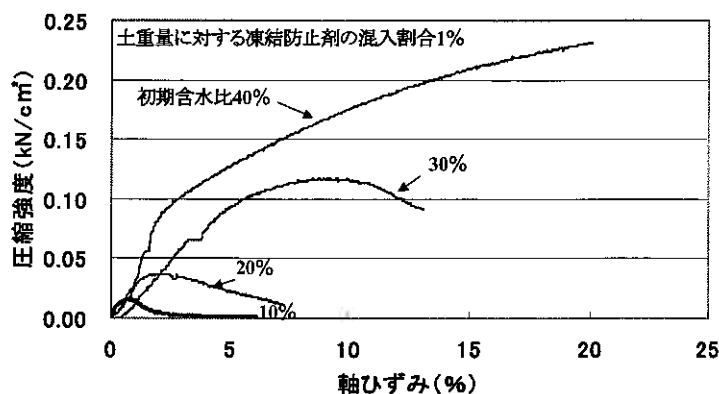


図-5 凍土の応力-ひずみ曲線

3・2 凍結防止剤混入割合と圧縮強度の関係

(1) 火山灰質粘性土

各初期含水比の土における凍結防止剤の混入割合と圧縮強度の関係を図-6、図-7に示す。図中の縦軸は、供試体の圧縮強度を示しており、横軸は凍結防止剤の混入割合を示している。また、図-6は横軸を土の含有水に対する凍結防止剤の重量比とし、図-7では土の重量に対する凍結防止剤の重量比とした。これらの図から、各供試体とも凍結防止剤を混入することで、凍結時の土の強度は著しく低下することが分かる。

土の凍結は、土中含有水分の凍結である。したがって、凍結防止剤の効果は基本的には含有水分量に対する混入割合で決まると考えてよい。図-6及び図-7から火山灰質粘性土で初期含水比20%以下の土においては、凍結防止剤の混入割合を含有水分量に対して5%程度、土の重量に対しては1%程度とすればよいことが分かる。また、初期含水比30%以上の場合には含有水分に対して10%程度、土の重量に対しては、2%程度混入すれば凍土の脆弱化は十分に図ることができる。

(2) 豊浦砂

凍結防止剤の混入割合と強度の関係を図-8、図-9に示す。データが少ないために、凍結防止剤の効果が見れ始める混入割合の境界を正確に見ることはできないが、以下のようなことは分かる。含有水分に対する重量比では5%程度、土に対する重量

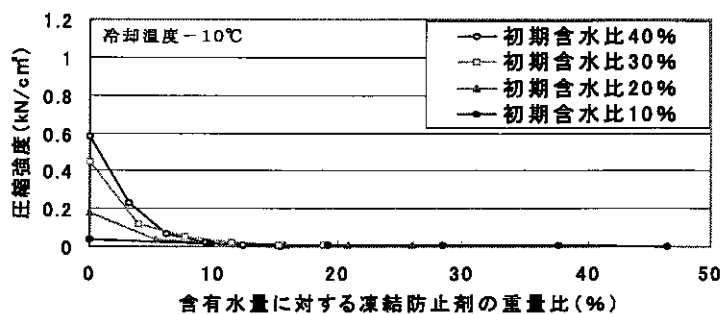


図-6 含有水分量に対する凍結防止剤の割合と一軸圧縮強度の関係 (火山灰質粘性土)

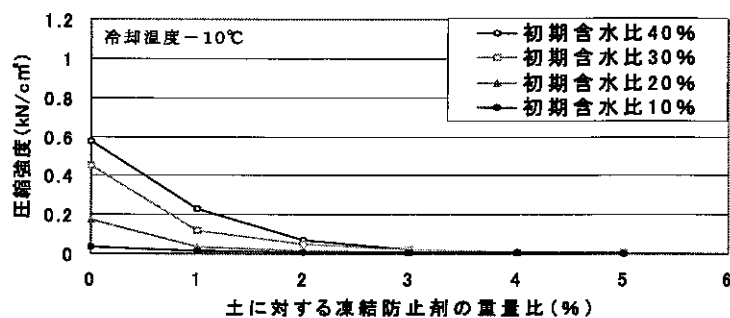


図-7 土の重量に対する凍結防止剤の割合と一軸圧縮強度の関係 (火山灰質粘性土)

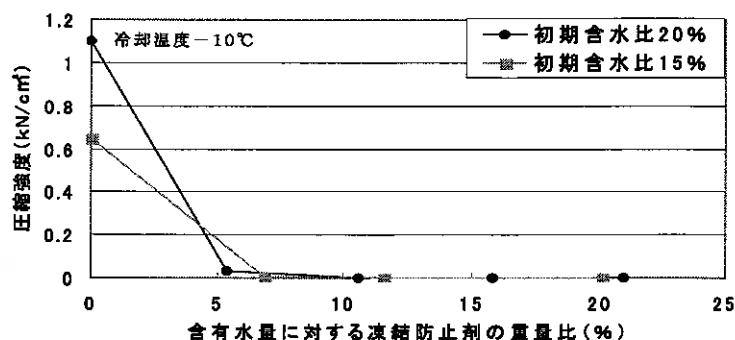


図-8 含有水分量に対する凍結防止剤の割合と一軸圧縮強度の関係 (豊浦砂)

比としては、1%程度以上凍結防止剤を混入すれば、-10℃の冷却条件下での凍結による強度増加は現れない。粗粒分を含まない豊浦砂のような砂では、一般に自然含水比が低いため、凍結防止剤の必要量は少なくなる。したがって、土重量に対する凍結防止剤の割合も少なくなる。一方、図-6、図-7に示す火山灰質粘性土の場合であっても、初期含水比が20%以下であれば、凍結防止剤の必要量も豊浦砂の場合と同程度になることも分かる。

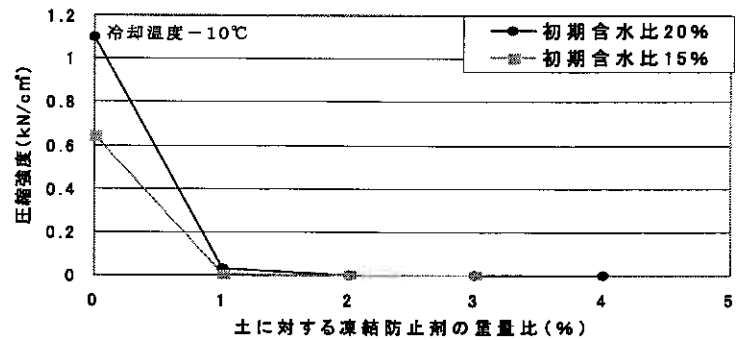


図-9 土の重量に対する凍結防止剤の割合と一軸圧縮強度の関係 (豊浦砂)

(3) 凍結防止剤の濃度と凝固点

凍結防止剤の主成分である酢酸ナトリウム水溶液の濃度と凝固点の関係を図-10に示す。前項(2)では凍結防止剤は含有水分に対して5%程度混入すれば-10℃の冷却条件下での凍結による強度増加は現れなかった。しかし、図-10によれば、酢酸ナトリウム水溶液における5%濃度での凝固点は-2~-3℃となっている。この結果から、凍土の強度を低下させるために必要な酢酸ナトリウムの濃度は、同じ温度下で水溶液を凝固(凍結)させないための濃度より小さくなることが分かる。

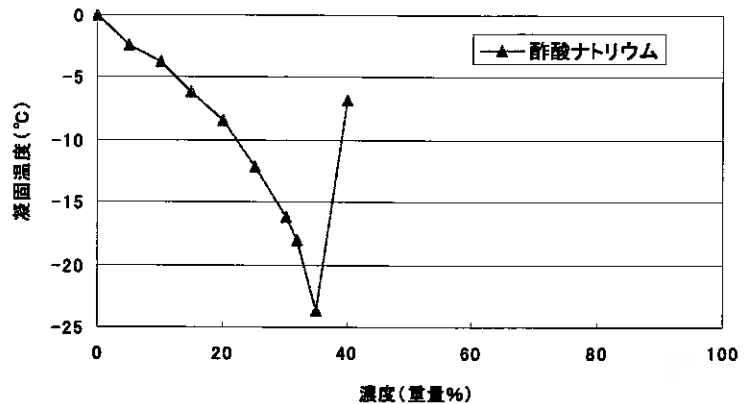


図-10 酢酸ナトリウムの濃度-凝固点関係

4. まとめ

火山灰質粘性土と豊浦砂について、凍結防止剤を混入して、-10℃で冷却した供試体について一軸圧縮試験を行った。土に凍結防止剤を混入することで冷却時(凍結時)の強度を低下させることができる。凍土の脆弱化に必要な土の重量に対する凍結防止剤の混入割合は、土の初期含水比によって異なる。本実験の結果では、-10℃の冷却条件下で初期含水比20%以下の土で凍結防止剤の混入割合1%程度、初期含水比30~40%の土でも混入割合2%程度で、十分な強度低下となることが分かった。また、この混入割合は火山灰質粘性土と豊浦砂で大差ないことも分かった。この程度の凍結防止剤の混入で土の凍結が防止できるとすれば、経済的にも実用化が可能になることが期待できる。

5. 参考文献

- 1) 中地 章、角谷 文彦、黒山 豊、鈴木 輝之、澤田 正剛：液状凍結防止剤の冬期土工への応用に関する基礎実験Ⅱ、1998寒地技術シンポジウム、pp.245~250
- 2) 高志勤、生頼孝博、山本英夫、岡本純、赤見坂裕：塩分含有凍土の一軸圧縮強度、第14回土質工学研究発表会、pp.669-672、1979

1. まえがき

自然の寒気の下では、泥炭地盤が凍結凍上したという事例はほとんどないものと思われる。凍結したとしても地表面からごく浅い部分までのようである。泥炭は凍結しないという報告は過去にもあり¹⁾、一般的にそのように考えてもよいであろう。自然の寒気による温度低下で泥炭地盤があまり凍結しないと考えられる理由は、通常の土に比べ泥炭には大量の水分があり、低温環境になっても含まれる水分の凍結に伴う潜熱の発生が多く、凍結線が深く地中に進行しないためであろうと考えられる。したがって、泥炭の凍結問題を工学的な対象とすることはまれである。しかしながら、寒冷地に住む我々は、これから冬期の冷熱エネルギーを積極的に利用する技術を持つべきであり、かつ、周囲を見回すと泥炭地盤上にも社会基盤は構築されている。そこで、泥炭地盤を凍結させて工学的に利用できないかという発想が成り立つ。例えば、ヒートパイプを利用すると北海道のような寒冷地での冬期の寒冷気候を利用して人工凍土を地中に造成することができることが分かっており、その技術の実用性はすでに確かめられている²⁾。もし、泥炭地盤中に低コストで凍土を造成できれば、凍土の強度に期待する軟弱地盤対策工法の開発が可能になるばかりでなく、他の施工法に比べ施工終了後は地中に何も残さないという環境に配慮した、優れた工法となるはずである。

本報告は、将来、凍結した泥炭地盤を工学的に利用するための基礎データの一助になればと考え、泥炭試料に対して地盤工学会基準に則って凍上試験を実施した結果の一部をまとめたものである。

2. 泥炭試料

凍上試験に使用した試料は石狩郡新篠津村で採取した乱れの少ない泥炭試料である。採取地点の地盤をピートサンプラーで調査した結果、泥炭層がほぼ連続してGL-6mまで続いており、地下水位はGL-0.77m付近であることが分かった。また、試料採取深さでの泥炭を構成している主な植物はヨシであった。

乱れの少ない試料の採取は 250mm×300mm×400mmの容器寸法に合わせて切り出すブロックサンプリング法で行った。採取深さは地表面から約 0.7m の位置で、作業性を考慮して地下水が湧き出る直前でのサンプリングとした。ブロックサンプリングと同時に採取位置傍の地盤からコアサンプラーにより試料を採取して、湿潤密度および自然含水比を調べた。そのほかの物理指標と

表 1 乱れの少ない泥炭試料の物理的指標 (全て平均値)

自然含水比	369	%
体積含水率	79.9	%
湿潤密度	1.03	g/cm ³
乾燥密度	0.230	g/cm ³
間隙比	9.19	
飽和度	89.1	%
土粒子の密度	2.223	g/cm ³
75 μm 以下細粒分含有率	31	%

もにその結果を表 1 に示す。ブロックサンプリングした試料は、実験室内でφ60mm のカッターで抜き取り、端面を成形して凍上試験用供試体とした。

3. 凍上試験

凍上試験は、地盤工学会基準「凍上量予測のための土の凍上試験方法」³⁾ に則って実施した。この基準は、主として人工地盤凍結において地盤の凍結・凍上を定量的に取り扱うための指標を得る凍上試験として位置付けられている。その根拠となっている考え方は高志らの行った一連の研究の成果^{4), 5)} である。つまり、土の凍上量は基本的には有効土被り圧力と凍結速度に依存するとする立場である。したがって、この基準による凍上試験は、必要に応じて拘束応力依存性と凍結速度依存性を知るために試験を行うことを基本としている。今回の凍上試験の目的は、泥炭地盤を人工的に凍結させる場合を想定して、その凍結凍上および解凍沈下特性を把握することにあるが、拘束圧依存性を知るための実験を実施していないので、凍上試験は拘束圧力(上載圧力)を一定(50kPa)とした結果を示す。表 2 に異なる凍結速度で 5 回実施した凍上試験の試験条件を示す。

4. 凍上試験結果

現時点までに得られている泥炭試料による凍上試験結果一覧を表 2 に示す。以下に各試験過程の詳細を述べる。

4. 1 圧密(通水)過程

図 1 は凍上試験の凍結過程に先立って行った通水過程での鉛直変位の例である。通水過程は供試体の飽和度 90%以上を確保するために行われる過程である。今回用いた泥炭試料は、コアサンプラーによる平均飽和度が約 90%であったが、供試体成形後の飽和度が低かったので

表2 凍上試験条件および測定結果一覧

試験番号			1	2	3	4	5
載荷応力 σ kN/m ² / 試料直径 D cm			50 / 6.0				
初期含水比	w_0	%	457	186	176	244	735
初期飽和度	Sr_0	%	89.6	90.2	88.0	89.4	82.5
圧密沈下量		mm	18.7	5.98	7.72	14.0	15.2
凍結過程直前の供試体高さ	H_i	mm	44.92	48.90	61.10	51.07	66.55
凍結過程直前の間隙比	e_1		7.70	3.97	3.92	4.53	15.8
凍結過程直前の間隙率	n_1		0.89	0.80	0.80	0.82	0.94
凍結過程直前の飽和度	Sr_1	%	84.7	88.7	96.8	109	92.6
下部冷却盤温度降下速度		°C/h	-0.5	-0.3	-0.3	-0.3	-1.4
凍上速度	U_f	mm/h	0.21	0.10	0.16	0.13	0.28
凍結速度	U	mm/h	3.81	2.79	2.54	2.53	5.32
凍結終了時の凍上量	ΔH_f	mm	1.47	0.96	1.30	1.05	0.78
凍結膨張率	ξ	%	3.27	1.96	2.13	2.06	1.18
凍結終了までの単位断面積当たりの吸排水量	ΔH_{wf}	mm	-0.61	-1.44	-1.85	-1.85	-3.28
吸排水率	ξ_w	%	-1.4	-2.9	-3.0	-3.6	-4.9
供試体初期高さからの解凍沈下量	ΔH_t	mm	-	-	-11.14	-15.26	-22.59
供試体初期高さからの解凍沈下率	ξ_t	%	-	-	-18.2	-23.5	-27.6
凍結過程直前からの解凍沈下量	ΔH_{t1}	mm	-	-	-3.38	-1.12	-7.36
凍結過程直前からの解凍沈下率	ξ_{t1}	%	-	-	-5.5	-2.2	-11.1

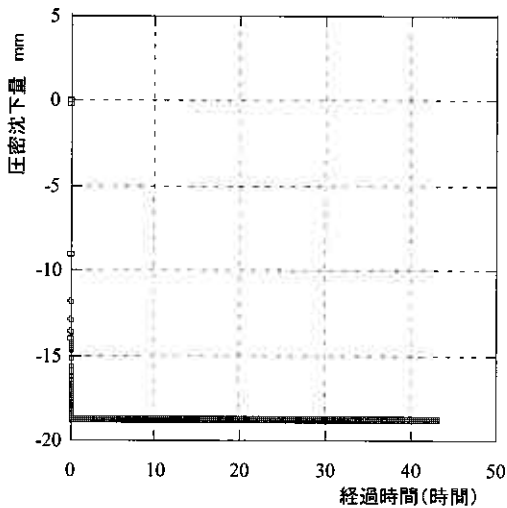


図1 圧密（通水）過程

通水飽和処理した。図1に示すように、荷重を載せた瞬間からの鉛直変位が大きく、沈下が収束するまでに1日から2日を要した。試料の採取深さと湿潤密度から考えると50kPaの載荷重は圧密過程を意味していることになるので、凍上試験に先立って通水飽和と同時に圧密履歴を与える試験となった。このようなことは対象とする深さの土被り圧力が小さな場合には当然起こることである。凍上試験法における50kPaという荷重の大きさは試験法における最初の条件統一のために決めた値であり、必ずしも圧密過程を前提としている訳ではないが、試験の対

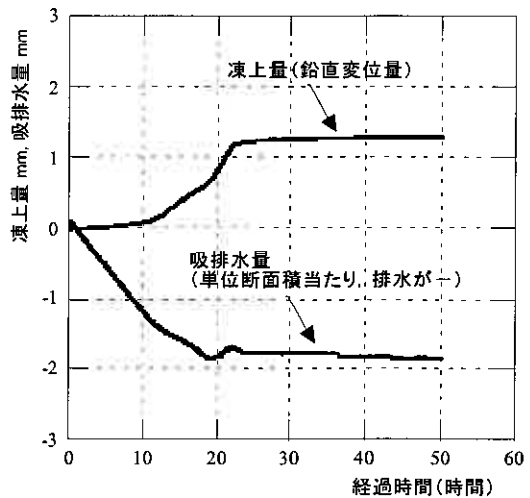
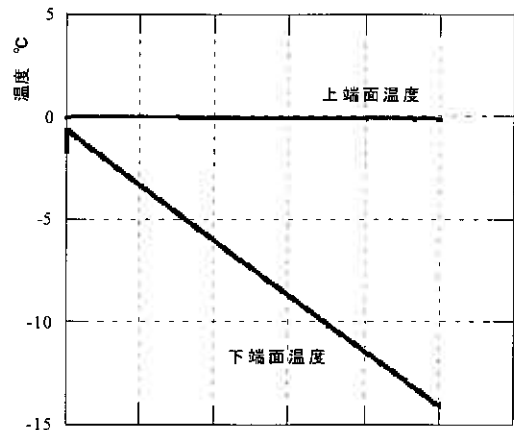


図2 時間-凍上量，温度制御の代表例

象とする深さの土被り圧や試験目的に応じて適当に選択すべき数値である。ただし、今回は載荷重を 50kPa のままで行った。

表 2 に示すように通水・圧密過程によって飽和度が低い供試体はおおむね飽和度が增加することが確認された。したがって、今回実施した試験は乱れの少ない飽和泥炭試料での凍上試験であるとしてよい。

4. 2 凍結過程

図 2 は凍結過程における時間-凍上量（鉛直変位）と温度制御の例である。試験法に従い上端面温度を一定に保って下端側面温度を一定勾配で降下させる制御を行った。図 3 は実施した 5 回の試験結果をまとめて示した図である。今回実施した範囲では最大で 3% 程度の凍結膨張が認められる。ただし、図 3 は凍結速度の異なる場合の結果を含んでいる。ここで、凍結速度 U 、凍結膨張率 ξ 、吸排水率 ξ_w を以下のように定義する³⁾。

$$\text{凍結速度 } U = 10H_1 / t_f \quad (\text{mm/h}) \quad \text{式 (1)}$$

H_1 : 凍結過程直前の供試体高さ (cm)

t_f : 凍結開始から終了までの経過時間 (h)

$$\text{凍結膨張率 } \xi = (\Delta H_f / H_1) \times 10 \quad (\%) \quad \text{式 (2)}$$

ΔH_f : 凍結終了時の凍上量 (mm)

ただし、凍上を正 (+)、沈下を負 (-) とする。

$$\text{吸排水率 } \xi_w = (\Delta H_{wf} / H_1) \times 10 \quad (\%) \quad \text{式 (3)}$$

ΔH_{wf} : 凍結終了までの単位断面積当たりの吸排水量 (mm) 　ただし、吸水を正 (+)、排水を負 (-) とする。

凍結速度とは、凍結線 (0℃線) が未凍土供試体内を進む速度のことを意味しており、一般に、凍結速度が増加すると凍結膨張量は減少する。また、同じ温度条件下では、凍上性のある土では凍結速度が遅くなる。したがって、凍結速度の条件を考慮しなければ凍結膨張率を比較する意味が薄れることに注意すべきである。

図 3 より、飽和泥炭試料は排水凍上することが分かる。つまり、凍結過程では供試体から排水されながら凍結膨張する。いわゆる凍上性のある土質は、外部から吸水しながら凍上が起こる現象が多く見られる。これは、凍結過程に土中の不凍水膜を通して未凍土側から水が供給されアイスレンズが成長するためであると説明できる。しかし、土中には土粒子に吸着されない自由水が多く存在しており、この水は当然凍結過程に氷に相変化する。水が氷に相変化すると体積が約 9% 増加するので、この体積増加が供試体のまだ凍結していない部分の自由水を押し出すはずである。したがって、自由水を持つ土の凍結に伴う吸排水には必ず排水成分があることになる⁴⁾。⁵⁾ 凍上性の土が、結果として吸水しながら凍上するのは、自由水の相変化に起因する排水量よりアイスレンズ

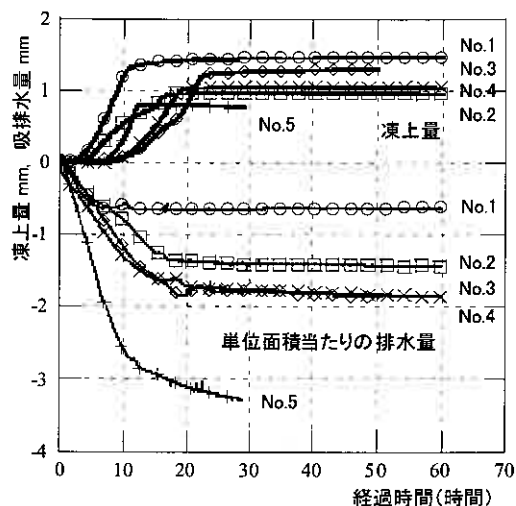


図 3 凍上試験結果

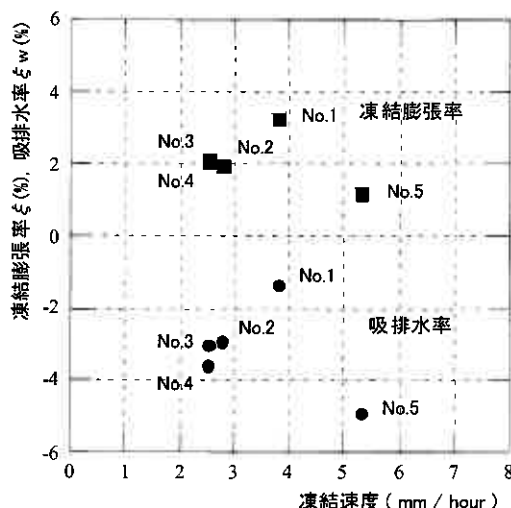


図 4 凍結膨張率と吸排水率

生成に用いられる吸水量のほうが多いからである。もし、凍結速度が充分大きければ凍上性の土でも排水凍上することが考えられ、また、不凍水分を持たない飽和砂は凍結速度に関わらず 9% 分の排水凍上をしようとする。

今回用いた泥炭試料には、表 1 に示すように 75 μm 以下の細粒含有率が平均 31% あり、粒度組成からだけ判断すると不凍水分の存在が類推できるので、凍上性のある土質であると推論できる。ただし、今回の結果では、肉眼ではアイスレンズを確認することはできていない。一方、体積含水率は平均約 80% あり、大量の自由水を保持している試料でもある。したがって、今回の実験結果で飽和泥炭が排水凍上したのは、自由水の相変化に伴う排水量が圧倒的に吸水量を上回った結果であると解釈できる。

凍結過程直前の供試体内の含水量もしくは間隙率が同じで、かつ不凍水分を持つ試料であれば、凍結速度が小さくなると吸水側 (+側) になる傾向を示し、凍結膨張率も大きくなると考えられる。そこで、図 4 に式 (2)

および式(3)で定義した凍結膨張率 ξ と吸排水率 ξ_w を凍結速度 U で整理した結果を示す。前述したように一般的には両者とも凍結速度の増加とともに減少すると考えられ、供試体の初期条件などのばらつきを考慮すると、図4の結果にはそのような弱い傾向があると見ることもできる。つまり、凍結速度が図4のデータ範囲より小さくなると、凍結膨張率も吸排水率ももう少し大きくなるのが予想される。

前述したように、細粒分含有率から類推すると今回用いた泥炭試料は凍上性があるものと考えられるので、凍結中は未凍土側の間隙水圧が低下して圧密が促進されていると思われる⁶⁾。その結果、凍結中の排水成分には自由水の相変化による排水成分のほかに、圧密による排水成分が含まれることになる。凍結速度が大きくなると圧密による排水が間に合わないか、または、未凍土内の有効応力の増加が抑制されて排水量が減少するものと考えられる。図2の排水曲線をよく観察すると、排水凍上中に排水曲線が吸水側(上向き)になっている部分が存在する。この現象はどの試料においても凍上速度が大きくなる時期と対応している。この結果は、未凍土部分の圧密により透水係数が低下したこと(動水抵抗の増加)による排水の遅れとの解釈も可能であるが、この泥炭試料には不凍水分があり、この試料の凍上性が吸水を促進したことを示していると推定することも可能である。もしそうであれば、特に圧密沈下の大きいと考えられる泥炭では、凍結速度との関係を示す図4には、常に未凍土の圧密による排水成分の影響が少なからず含むと考えなければならない。ただし、乱れの少ない泥炭試料は採取位置によって性質が著しく異なることから、試料のばらつきの要因をできるだけ排して実験数を増やし、凍結膨張率 ξ 、吸排水率 ξ_w と凍結速度 U の関係をより一層はつきりさせる必要があると考えている。

4.3 解凍過程

供試体初期高さからの解凍沈下率 ξ_t と凍結過程直前からの解凍沈下率 ξ_{t1} を以下のように定義する³⁾。ただし、凍上を正(+), 沈下を負(-)とする。

$$\text{解凍沈下率 } \xi_t = (-\Delta H_t / H_0) \times 10 \quad (\%) \quad \text{式(4)}$$

ΔH_t : 供試体初期高さからの解凍沈下量 (mm)

H_0 : 供試体初期高さ (cm)

$$\text{解凍沈下率 } \xi_{t1} = (-\Delta H_{t1} / H_1) \times 10 \quad (\%) \quad \text{式(5)}$$

ΔH_{t1} : 凍結過程直前からの解凍沈下量 (mm)

H_1 : 凍結過程直前の供試体高さ (cm)

図5は解凍(融解)過程の結果である。解凍過程では供試体上下の温度を+2℃に設定して、融解沈下が収束するまで待った。

解凍沈下率を式(4)および(5)によって求めた結果を表2に示した。飽和泥炭試料は凍結後解凍すると、

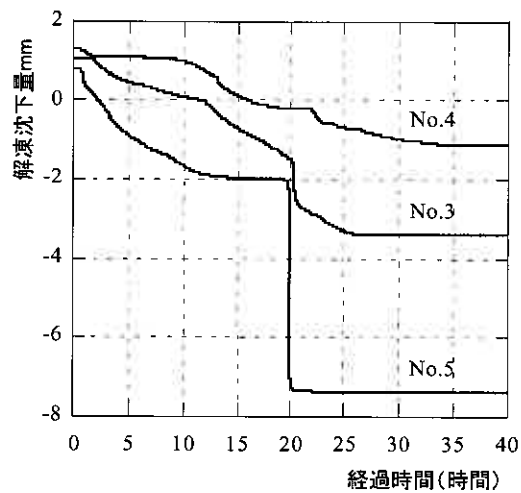


図5 解凍(融解)過程

凍結直前より11%程度沈下する場合があることが分かった。

5. まとめ

乱れの少ない飽和泥炭試料に対して、地盤工学会基準に従って凍上試験を実施したところ、以下のような結果を得た。

- 1) 今回使用した泥炭試料は排水凍上することが分かった。
- 2) 凍結速度2.5~5.3mm/hの範囲では、凍結膨張率が約2~3% (凍上), 吸排水率が約-1~-5% (排水), 凍結直前の高さに対する解凍沈下率が約-2~-11% (沈下) という結果を得た。
- 3) 凍結膨張率と吸排水率に凍結速度依存性が伺われるが、供試体初期状態、未凍土の圧密特性、載荷重、細粒分含有量などの影響を考慮した実験を重ねる必要がある。

参考文献

- 1) 多田哲司・神谷光彦: 室内凍上試験による泥炭の凍上特性, 北海道工業大学研究紀要, 第16号, pp.1-8, 1988
- 2) 土谷富士夫・了戒公利: 冷熱エネルギーを利用した凍土低温貯蔵システム, 農業土木学会誌, 第64巻, 第3号, pp.231-235, 1996
- 3) 地盤工学会: 凍上量予測のための土の凍上試験方法 (JGS 0171-2003), 新規制定地盤工学会基準・同解説VII (2003年度版), 2003
- 4) 高志勤・益田稔: 拘束圧下における土の凍上量と間隙水移動について, 雪氷, 第33巻, 第3号, pp.1-11, 1971
- 5) 高志勤・益田稔・山本英夫: 土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度, 有効応力の影響に関する研究, 雪氷, 第33巻, 第3号, pp.1-20, 1974
- 6) 高志勤・生頼孝博・山本英夫: 一次元定速度凍結における凍結面前方の間隙水圧と脱水圧密, 雪氷, 第39巻, 第2号, pp.1-12, 1977

実地盤の熱伝導率に関する研究

北見工大 大学院 ○学员 畢 春蕃
 (株式会社) ドーコン 正員 林 啓二
 北見工大 工学部 正員 鈴木輝之
 北見工大 工学部 正員 山下 聡

1. まえがき

北海道ような寒冷地では地盤の凍上による道路、トンネル、擁壁、あるいは鉄道などの土木構造物の被害が多く発生する。地盤の凍上を抑制するには、1) 断熱材などによって凍結侵入を抑制する、2) 凍上に必要な水分の供給を遮断する、及び 3) 凍結が侵入する範囲の土を非凍上性土で置換え、あるいは非凍上性土に改良する工法がある。これらの工法の中で、現在のところ最も有効でかつ多く用いられている凍上対策工法は、予想される凍結範囲内の凍上性の土を非凍上性材料で置き換える置換工法である。置換工法の設計では、①凍結が及ぶ置換範囲の決定、②非凍上性の置換材料の選定の2点が検討事項となる。このうち、置換範囲は最大凍結深さに強く支配される。最大凍結深さに影響する地盤材料の熱物性値としては、熱伝導率、比熱、潜熱発生などが挙げられる¹⁾。これらの中で、熱伝導率が重要であるが、定量的な推定が困難な物性値でもある。

凍上対策に用いる置換材料としては従来から砂利(碎石)や砂などの地盤材料が用いられている。これに対して、最近その代替材料の開発が課題となっている。溶融スラグなどの粒状廃棄物は一般的に熱伝導率が小さく、さらに非凍上性材料と見なし得るものが多いので、凍上抑制用の置換材料としての有効利用は大いに期待される。筆者らは室内実験で非定常法のプローブ法を用いた各種粒状廃棄物の熱伝導率の測定結果を報告している²⁾。

本実験では、北見工業大学構内の実験フィールドにおいて、凍上性の地盤土を廃棄物を含む各種粒状材料で置き換え、2003年11月から2004年4月末までの冬期間に、各置換地盤の凍結深さ、凍上量、土中温度及び熱流などを連続的に計測した。これらの測定値から各置換地盤の凍結・凍上特性を明らかにするとともに、その挙動を支配する主因子である熱伝導率を算出した。本報告では、各材料で置換された地盤において実測される熱伝導率の特性について述べている。また同一置換材料において室内実験で求められた熱伝導率との比較を行ない、室内実験による熱伝導率測定の有用性について検討を加えた。

2. 測定方法

(1) 実験地盤

実験施設は北見工業大学構内にある屋外凍上実験フィールドに設置した。フィールドは深さ2mまでを凍上性の火山灰質粘性土で置き換えて造成された均一な平坦地盤であり、以後「原地盤」と呼ぶ。この実験地より30m程度離れた場所で行ったボーリング結果では、地下水位は19.6mとなっている³⁾。

測定器械の設置状況と測定状況を図-1及び写真-1に示す。実験地盤では厚さ100mmの断熱材で原地盤を区切って、深さ70cm、広さ1970mm×1820mmの屋外凍上実験土槽を4つ造成した。置換材料として想定される粒状廃棄物を含めた粒状材料を各土槽に詰め、置換地盤を造成した。用いた各置換材料の性質を表-1に、原地盤土の性質を表-2に示す。

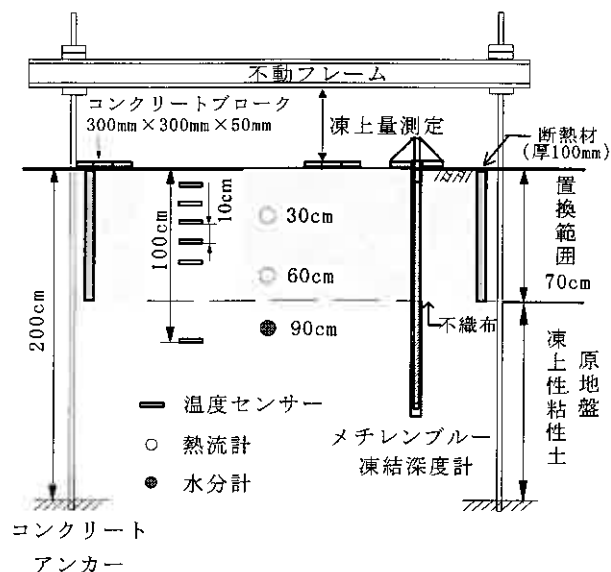


図-1 実験地盤の設置状況

Study on the Thermal Conductivity of Experiment Field

Chunlei BI(Graduate Student, Kitami Institute of Technology), Keiji HAYASHI(Docon Co., Ltd.), Teruyuki SUZUKI and Satoshi YAMASITA(Kitami Institute of Technology)

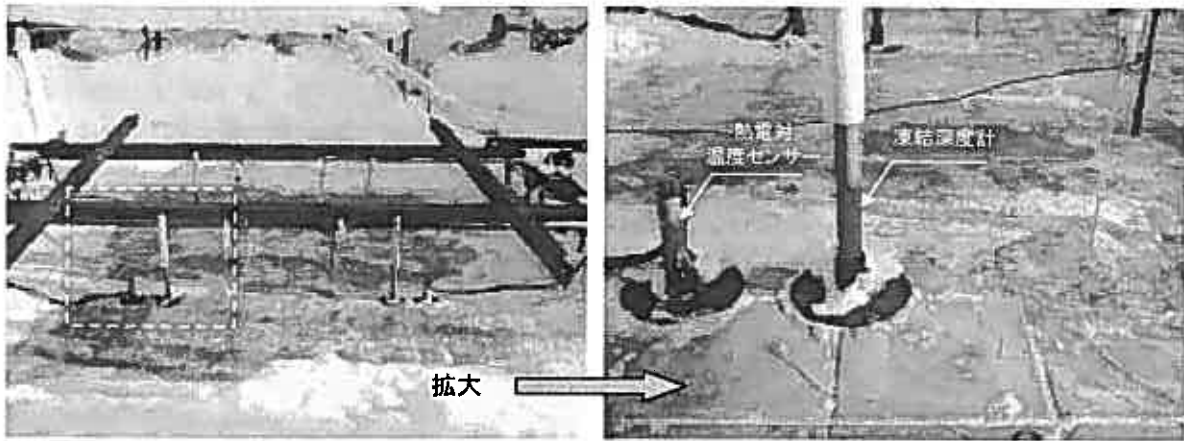


写真-1 実験地盤の様子

表-1 置換材料の性質

置換材料	含水比試験 設置時の含水比(%)	密度試験			粒度試験	
		砂置換法による		土粒子の密度 (g/cm ³)	最大粒径 (mm)	D ₆₀ (mm)
		湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)			
ガラスカレット	0.13	—	—	2.496	19	8.3
溶融スラグ	0.27	—	—	2.813	9.5	1.9
改良土	29.70	1.48	1.15	2.510	9.5	0.35
改良碎石	4.80	2.36	2.25	2.986	37.5	15.9

ガラスカレットは廃ガラス瓶を破砕したものである。溶融スラグ（水砕スラグ）は、ゴミ焼却灰を 1400～1500℃の高温溶融状態から水冷破砕して生成したもので、CaO と SiO₂ を主成分とした硬く、細かいガラス状の粒状体である。

改良土は、原地盤の凍上性の土に、1m³ 当り 120kg の高炉 B 種セメントと 0.6kg の短繊維（ビニロン製、太さ 43μm、長さ 30mm）を加えてバックホーによって現地攪拌したものである。改良碎石は、含水比を 5% に調整した道路用粒度調整碎石 M-40 に、1m³ 当り 65kg の高炉 B 種セメントと短繊維 0.9kg を加えて、現地攪拌した材料である。この材料は凍上対策を考慮した補強土壁での使用を想定して選んだものである⁴⁾。

置換材料に原地盤の土が混入しないように各置換材料と原地盤の境には透水性の良い不織布を敷いた。各土槽の材料は厚さ 20～30cm の層ごとにプレートコンパクタで均一に締固めた。また、各置換材料を設置後の地表面には、計測時の飛散を防止することと、凍上量を正確に測定するために、コンクリートブロック（300mm×300mm×50mm）を敷き詰めた。

(2) 測定内容

図-1 と写真-1 に計測器の設置状況と冬期間の実験地盤の様子を示している。土中熱流と土中温度はそれぞれ熱流計及び熱電対温度センサーを用いて 5 分間隔で自動計測した。用いた熱流計は薄層板型のもので、寸法は長さ 50mm×幅 30mm

表-2 原地盤土の性質

土粒子の密度		2.510g/cm ³
粒度	砂分	47.7%
	シルト分	39.3%
	粘土分	13.0%
締固め試験	最適含水比	26.0%
	最大乾燥密度	1.395g/cm ³
凍上試験 (JGS 0172-2003)	冷却速度	0.2℃/hour
	凍上速度	0.48mm/hour
	凍結仕様	微細霜降状凍結
	判定	不合格

×厚さ 3mm である。熱流計は各置換地盤中の深さ 30cm 及び 60cm の二箇所を設置した。熱電対温度センサーは地表面から 100cm まで 10cm 間隔で 11 箇所を設置した。

水分移動の状況を把握するために、土壌水分計を深さ 90cm (原地盤中) に設置し、含水比の経時変化を測定した。以上の計測は比較のために凍上性の土で構成される原地盤でも同様に行った。測定期間は 2003 年 11 月 1 日～2004 年 4 月 30 日までの冬期間とした。また、積雪の影響を除くために、各置換地盤及びその周囲 1m の範囲までの地表面は常に除雪を行った。

3. 実験地盤の熱伝導率

(1) 土中温度及び熱流

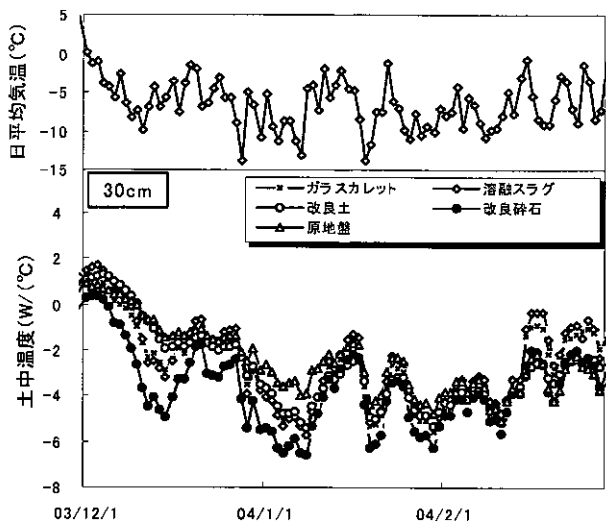


図-3(a) 外気温と深さ30cmにおける土中温度

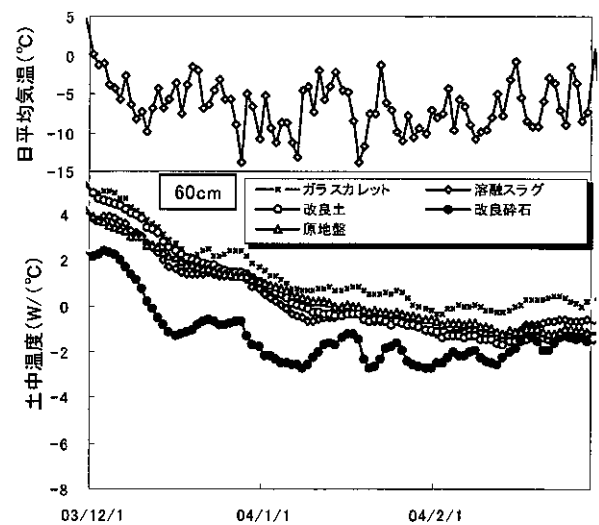


図-3(b) 外気温と深さ60cmにおける土中温度

図-3 外気温と土中温度の推移

図-3 に外気温 (日平均気温) と深さ 30cm 及び 60cm における土中温度の推移を示す。短期的な気温変動の影響は地表面に近いほど受けやすい。下層になると変動が小さくなるだけでなく、その変動が時間的遅れをともなって現われる^{6),7)}。図-3 に示す深さ 30cm と 60cm の土中温度の経時変化を比較すると、深さ 30cm の土中温度は短期的な変動が大きく、外気温の影響を受けやすいことが分る。また、土中温度は深さによって変化の状況が異なるだけでなく、同じ深さであっても材料の熱物性によって異なる。図-3 によれば、後述する熱伝導率が大きい改良砕石では、外気温変動の影響を受けやすく、さらに温度の値も他の材料に比べて明らかに低い。

図-4 に深さ 60cm における土中熱流の実測値と外気温の推移を示す。ここでプラスの熱流は下方から地表面に向かう熱流を示す。土中温度と同じように、熱流は気温変動に対応して変動している。図-4 によれば、熱流の値さらにその変動幅ともに特に改良砕石で大きく、熱伝導性の高さに対応している。

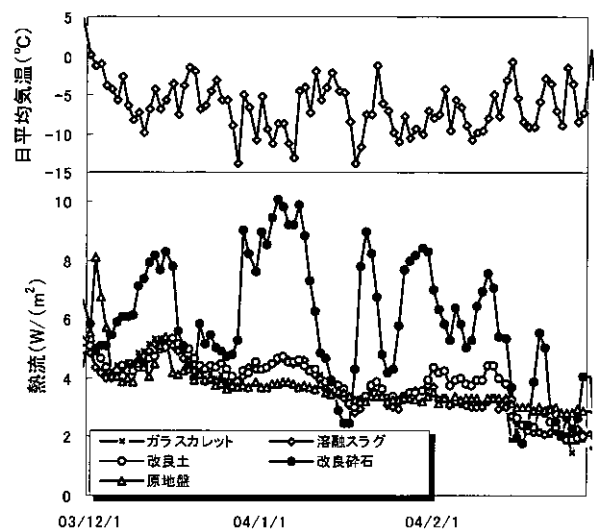


図-4 外気温と深さ60cmにおける土中熱流

(2) 熱伝導率

実測された温度勾配及び熱流量と、その地盤の熱伝導率の間には次の関係が成立する。

$$\lambda = \frac{Q}{\alpha} \quad (1)$$

ここに、 λ は熱伝導率(W/(m・K))、 Q は熱流(W/m²)、 α は温度勾配(K/m)である。本実験では地盤の熱流量と温度勾配を実測し、これらの測定値から地盤の熱伝導率を算出した。土中の熱移動はほとんどが伝導によってもたらされるが⁹⁾、実地盤では、水分の移動による熱移動や、凍結面付近での潜熱発生の影響などによって、式(1)によって算出される値は物理的に厳密な意味での熱伝導率とはならない場合がある。このように算出された熱伝導率を「見かけの熱伝導率」と呼んで区別することもあるが、ここでは式(1)によって計算された値を地盤の熱伝導率と呼ぶこととする。

図-5に各置換地盤における深さ60cmでの熱伝導率の推移を示す。改良砕石、改良土及び原地盤の3つでは、深さ60cmの測定点を凍結面が通過している。凍結面が通過する時は含有水分の相変化、あるいは潜熱の発生によって熱伝導率は変化する場合があるが⁹⁾、図-5では、その影響は明瞭には現われていない。

図-6は各置換地盤の凍結期及び未凍結期における熱伝導率の平均値と、平均値からのばらつきを示す。改良砕石、改良土及び原地盤の3つでは、凍結及び未凍結の状態での熱伝導率が求められたが、両者の値に明瞭な違いは認められない。次に、各置換材料を比較すると、改良砕石の熱伝導率が最も大きく、図-4に示す熱流が大きいことと対応している。溶融スラグとガラスカレットは共に主成分はガラスであるが、熱伝導率の値は異なっている。この違いの理由として溶融スラグの粒子が多孔質であることが考えられる。

(3) 含水比

土の熱伝導率に影響する因子は複雑であるが中でも含水量は大きな影響を及ぼす因子とされている¹⁰⁾。松本・大久保¹¹⁾の研究によると、土の熱伝導率に及ぼす水分の影響は見かけの保水膜厚がおおよそ $0.5 \times 10^{-2} \mu\text{m}$ となる含水状態で顕著となり、最適含水比以上では含水量による熱伝導率の変化はほとんどないことが示されている。土中水分は土粒子どうしを熱的につなぐ熱橋として働き、一般的には含水比が高い時、さらにその水分が凍結した時、熱伝導率は大きくなる^{10), 12)}。

実地盤の熱伝導率は水分の移動や相変化のため、凍結の進行とともに変化する⁹⁾。凍結時の3月1日に行った各置換地盤のボーリングで測定した深さごとの含水比を図-7に示す。大きな凍上が発生した原地盤では、下からの水分の吸上げによって含水(氷)比が最大で17%程増加している。一方、凍上発生がほとんど認められないガラスカレットやスラグでは、最大でも5%程度の含水比増加となっている。

本実験で用いた置換材料では、土壌水分計による含水比の連続的測定は困難であったが、各置換材料下の深さ90cmの原地盤中に水分計を設置して、その位置での含水比の変化を連続的にとらえた。図-8は各置換材料下の原地盤含水比

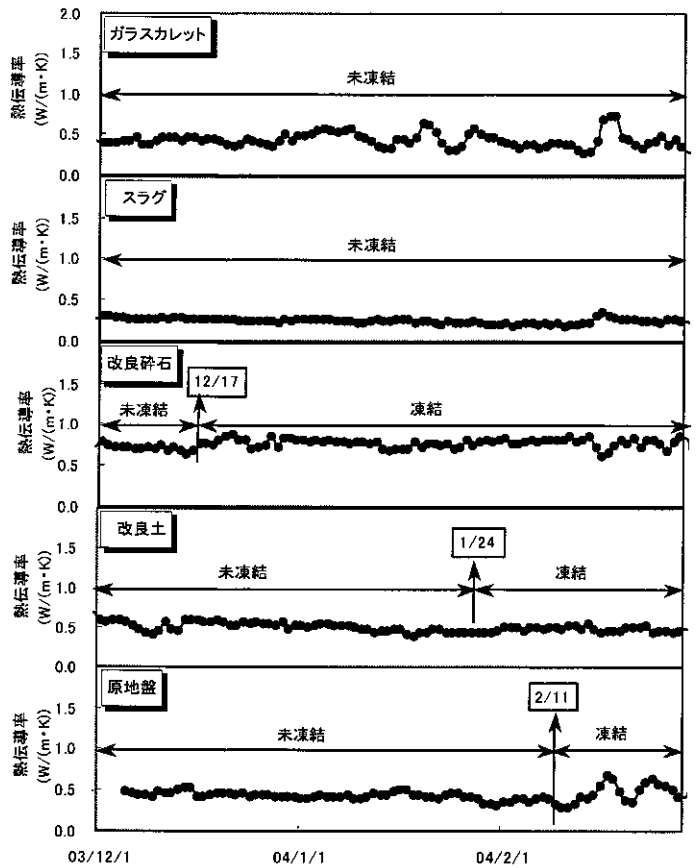


図-5 深さ60cmにおける算出熱伝導率の推移

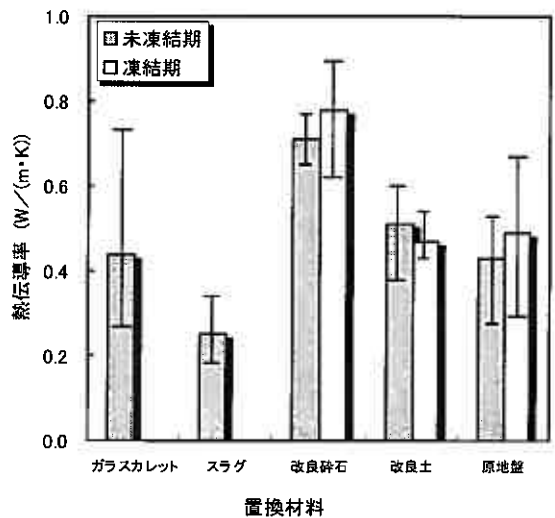


図-6 各置換地盤の熱伝導率の算出値

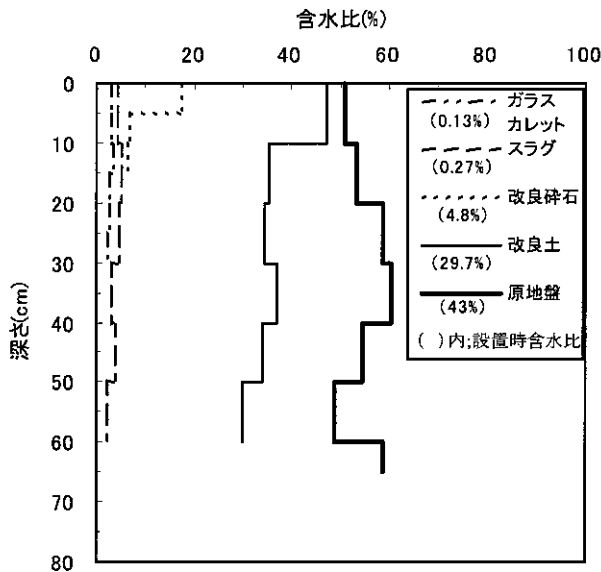


図-7 ボーリングによる含水比測定結果
(2004年3月1日)

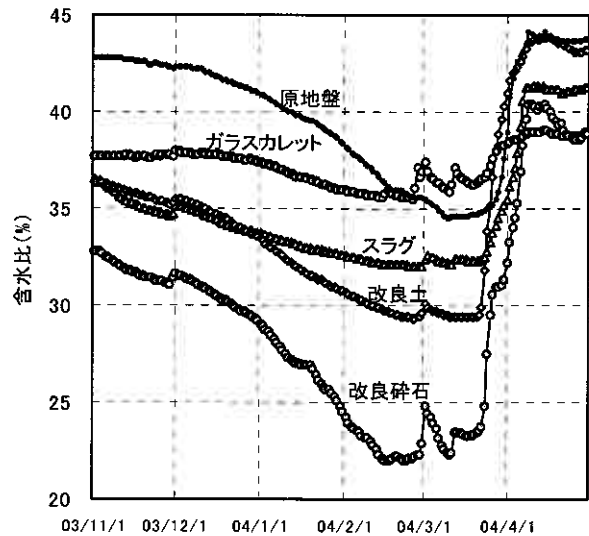


図-8 各置換材料下(深さ90cm)における
原地盤の含水比の推移

を示す。ガラスカレットおよび溶融スラグの下では、含水比の変化が比較的小さく、最大でもそれぞれ2.2%と4.5%程度の減少となっている。また、改良砕石の下では1月5日に凍結面が置換範囲の70cmを超えて原地盤に入った後に、含水比が7%程度低下している。これは、原地盤中への凍結侵入によって、そこで凍上が発生し、下方の未凍土側から凍結面へ水分移動が生じたためと思われる。

次に、図-8で原地盤の含水比変化を見ると、1月末から3月上旬にかけての含水比低下が著しい。原地盤が大きく凍上しているのは、凍結初期の12月初旬から1月下旬にかけてである。すなわち、凍上発生は主として凍結面直下の水分によってもたらされ、地表面付近での大きな凍上発生による水分移動の影響が深さ90cmでの含水比変化に影響してくるまでには時間的遅れをとる。

4. 室内実験による熱伝導率の測定と結果の適用性

ここでは、前章で述べた置換地盤の熱伝導率と、同じ材料で行ったプローブ法による室内実験の結果との比較から、室内実験の有効性を検証する。屋外実験と室内実験から求められた熱伝導率の比較を図-9に示す。

(1) ガラスカレットの熱伝導率

図-9(a)に示すガラスカレットでは、屋外実験で求めた熱伝導率は室内実験の結果より大きい。ガラスカレットは瓶などを砕いた材料であり、扁平な粒子が多い。このような粒子からなる地盤の粒子配列構造は異方性が高く、熱伝導性にも異方性が現われることが想定される。室内のプローブ法では、締固め方向に対して直角方向への熱伝導率を測定することになり、一方、置換地盤では締固め方向と同じ方向への熱伝導率を測定している。この違いが図-9(a)に示す室内と屋外の熱伝導率の差となって現われていると考えられる。ちなみに、ガラスの熱伝導率は $0.55\sim 0.75\text{W/m}\cdot\text{K}$ とされている¹³⁾。これが破砕された時の熱伝導率は、粒径19mm以下の乾燥状態で $0.15\text{W/m}\cdot\text{K}$ 程度であった¹⁴⁾。

(2) 溶融スラグの熱伝導率

図-9(b)に溶融スラグの熱伝導率を示す。溶融スラグの熱伝導率は、室内実験と屋外実験とではほぼ同じ値となっている。図-10は室内実験で求めた溶融スラグの含水比と熱伝導率の関係を示す。この図から溶融スラグの熱伝導率は含水比の増加とともに増加することが分る。

含水比が8.8%と大きい試料の熱伝導率は凍結状態の方が未凍結状態より大きい。これに対して含水比の低い試料では未凍結状態の熱伝導率の方が凍結状態より大き目であることが分る。水が凍結すると熱伝導率は約3~4倍の値になる。このため、一般的には土が凍結すると、熱伝導率は大きくなると考えられる。しかし、図-10によれば、土中水の変化するかわち土の凍結は必ずしも熱伝導率の増加に結びついていない。姚・柳沢¹⁵⁾の研究によれば、凍土の熱伝導率が未凍土のそれより大きくなる体積含氷率あるいは含水飽和度の境界が存在することが示されている。

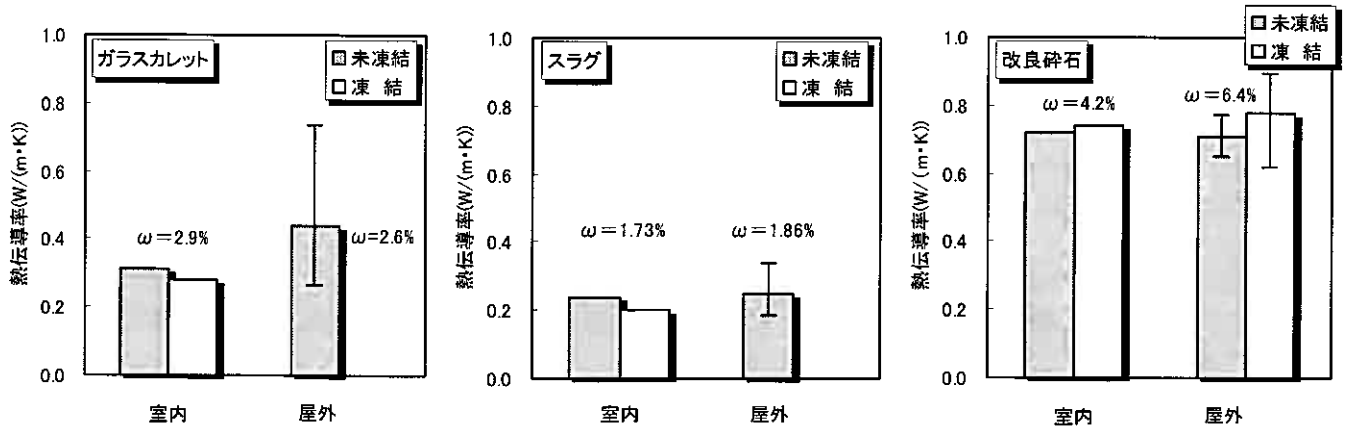


図-9(a) ガラスカレットの熱伝導率

図-9(b) 溶融スラグの熱伝導率

図-9(c) 改良碎石の熱伝導率

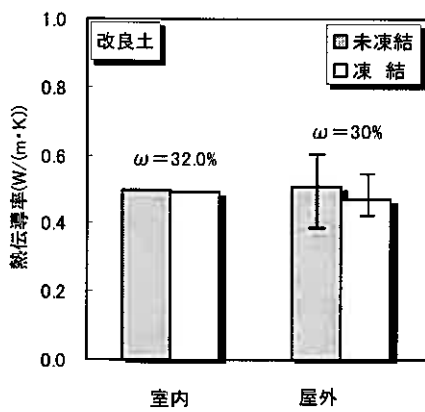


図-9(d) 改良土の熱伝導率

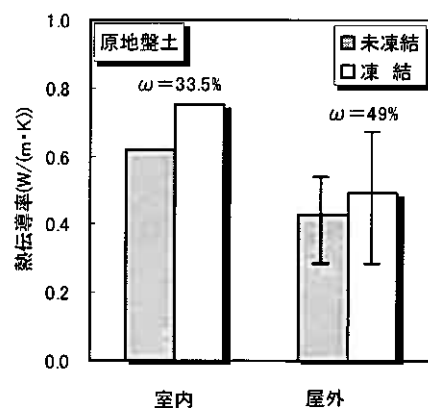


図-9(e) 原地盤土の熱伝導率

図-9 室内実験と屋外実験における熱伝導率の比較

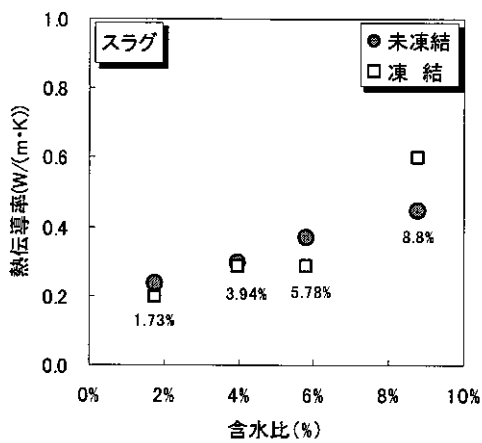


図-10 溶融スラグの含水比と熱伝導率の関係

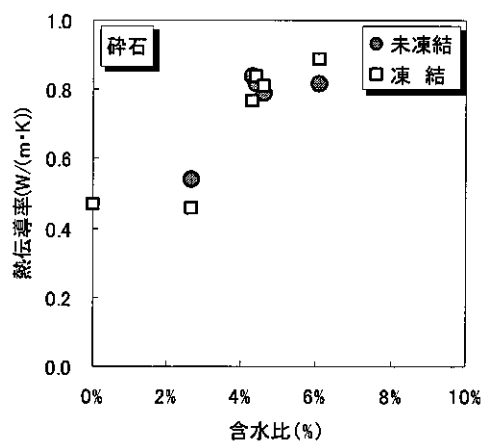


図-11 碎石の含水比と熱伝導率の関係

(3) 改良砕石及び砕石の熱伝導率

図-9(c)に改良砕石の熱伝導率を示している。屋外実験で求めた熱伝導率と室内実験の結果はほぼ一致する。図-11に室内実験で測定した砕石の含水比と熱伝導率の関係を示す。砕石の熱伝導率は含水比の増加にともなって増加し、水分を含むことによって乾燥状態に比べて1.5倍程の値となる。土中の水分は粒子と粒子をつなぐ熱橋を形成する。北野・仁平¹⁶⁾によれば、含水量の少ない粗粒土を凍結すると、粒子接触部に比較的弱い力でリング状に保持されている水分が結晶分離作用によって吸収されてしまい、凍結前には有効に働いた熱橋が細くなったり切れたりする現象が起こるため、熱伝導率が凍結する前より小さくなると説明されている。一方、乾燥土をマイナス温度まで冷却すると、熱伝導率が減少傾向を示す実験結果もある¹⁷⁾。以上のように含水比が低い粗粒土では、凍結にともなう熱伝導率を決める因子は単純ではない。しかし図-10、図-11の結果から分るように自然含水比の範囲では、凍結が熱伝導率に与える影響は定量的には小さいものである。

(4) 原地盤及び改良土の熱伝導率

図-9(d)に改良土の熱伝導率を示す。熱伝導率の値は室内実験の結果とほぼ一致している。図-7に示すように、凍結期におけるボーリング調査によれば、改良土地盤では、地表面付近の部分を除いた深さ10cmから60cmの間での含水比の変化は小さい。熱伝導率を求めた深さ60cmの含水比は30.0%となっている。設置初期の改良地盤の含水比は29.7%であり、凍結期における含水比とほぼ同じであった。しかし、地表面への水分の集中、さらには、図-8に示す深さ90cmにおける水分量の変化からすると、凍結にともなう地盤中の水分の移動はかなりあったはずであり、深さ60cmにおける含水比が凍結の前後で同じになったのは偶然である。

一方、図-9(e)に示す原地盤土の熱伝導率の室内実験結果と屋外実験で求められた結果は異なっている。原地盤の凍結前の含水比は深さにかかわらず30%~40%程度と推定される⁹⁾。図-7に示すボーリング調査結果によれば、凍結期(3月1日)の原地盤の含水比は50%~60%程度と高くなっている。原地盤では凍上が発生したことを示している。一方、室内実験における土の凍結は水分移動が発生しないように-20℃の下で急速に行っている。このような水分の移動やアイスレンズの発生が図-9(e)に示す原地盤土の室内実験と屋外実験における熱伝導率の違いをもたらしていると推測される。

5. まとめ

- (1) 温度勾配と熱流の実測値から算出された置換地盤の熱伝導率は、経時的に小刻みに変動するが、その値には凍結時と未凍結時の明確な違いは見られなかった。
- (2) 実地盤での観測によって求めた熱伝導率は室内実験で測定された結果と良く一致し、室内実験の有効性が確認された。しかし、凍上によるアイスレンズの発生や、構造的異方性を再現して、その熱伝導率を正確に求める必要がある。
- (3) 溶融スラグ及び砕石の熱伝導率は含水比の増加にともない増加する。凍結状態と未凍結状態の熱伝導率の違いは粒子間の熱橋を形成する水分量で決まるが、本実験では両者の違いは小さかった。

参考文献

- 1) 石崎武志, 赤川敏: 土の凍結と地盤工学, 土と基礎, Vol. 51, No. 4, pp. 59-62, 2003.
- 2) 畢春蓄, 鈴木輝之, 澤田正剛, 山下 聡: 凍上対策に用いる粒状材料の熱伝導率, 土木学会論文集, No. 785/III-70, pp. 83-92, 2005.
- 3) 鈴木輝之, 澤田正剛, 水元尚也, 尾中孝美: 北見市における各種地盤の凍結・凍上観測結果について, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第31号, pp. 189-196, 1991.
- 4) 伊藤秀行, 弘中淳市, 谷津淳, 鈴木輝之: 改良土とジオグリッドを組み合わせた補強土壁の凍上対策ならびに寒冷地施工に関する検討, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第44号, pp. 287-292, 2004.
- 5) 川端伸一郎, 神谷光彦: 水分特性の変化が石灰安定処理土の凍上特性に与える影響, 土木学会論文集, No. 666/III-53, pp. 261-268, 2000.
- 6) 楊照宇, 鈴木輝之, 澤田正剛, 山下 聡: 凍結期における自然地盤の熱流特性, 土木学会論文集, No. 750/III-65, pp. 135-144, 2003.
- 7) 土谷富士夫, 松田 豊: 畑地の土壌凍結について, 農業土木学会論文集, No. 110, pp. 51-57, 1984.
- 8) 粕淵辰昭: 土の熱的性質, 土と基礎, Vol. 37, No. 6, pp. 107-111, 1989.
- 9) 楊照宇, 畢春蓄, 鈴木輝之, 澤田正剛, 山下 聡: 凍結期における地盤の水分挙動と熱伝導率の測定, 日本雪氷学会誌, Vol. 66, No. 5, pp. 591-597, 2004.
- 10) 粕淵辰昭: 土壌の熱伝導率に及ぼす水分の影響, 日本土壌肥料学雑誌, Vol. 43, No. 12, pp. 437-441, 1972.
- 11) 松本順一郎, 大久保俊治: 土の伝熱特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 257, pp. 43-50, 1977.
- 12) Sawada, S. and Suzuki, T.: Experiment study on thermal conductivity close to the freezing front in the

- ground, Proc. of Third International Symposium on Cold Region Heat Transfer, pp. 323-329, 1991.
- 13) 理科年表：文部省国立天文台編，p. 478, 2001.
 - 14) 畢春蕾，鈴木輝之，澤田正剛，山下 聡，平田広昭：粒状化した廃棄物の熱伝導率について，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 43 号，pp. 123-128, 2003.
 - 15) 姚義久，柳沢栄司：土の伝熱特性，土の凍結に関するシンポジウム発表論文集，pp. 75-80, 1986.
 - 16) 北野雅治，仁平勝行：土の熱伝導率について，土木試験所報告，No. 333, pp. 1-10, 1981.
 - 17) Sawada, S. and Ohno, T. : Laboratory studies on thermal conductivity of clay, silt and sand in frozen and unfrozen states, Proc. of Fourth International Symposium on Ground Freezing, pp. 53-58, 1985.

1. はじめに

土の凍上現象は、土質、水の供給、気象条件の3要素が兼ね備わったときに顕著に発生する。土の室内凍上試験²⁾³⁾は、水の供給およびある温度条件の下での土の凍上性を示してくれるが、自然状態における地盤の凍上性状まで示すものではない。そこで、将来的に自然状態における土の凍上量予測を行うことを目標に、自然状態における土の凍上性に関する基礎資料を蓄積するべく、試験土槽に盛土地盤をつくり、3種類の土質において地下水位の違いが凍上量、凍上圧にどのように影響するかを2000～2003年の3箇年にわたり調査した。

しかし、3箇年の気温（凍結指数）変動が大きく、必ずしも地下水位の影響を把握するには至らなかった。そこで、統一した条件下でのデータ蓄積の必要性から、新たに単一土質における地下水位と気温の違いによる凍上量、凍上圧への影響を3箇年の継続調査により調査することとした。本文は、新規3箇年の継続調査2箇年の結果から、凍結深、凍上量、凍上圧および、凍上圧と土中温度の相関についての検討を行い、報告するものである。

2. これまでの試験概要

調査内容は、過去の3箇年調査と同じく3基の試験土槽を用いた屋外凍上試験、土質は火山灰質土混じり礫質砂で、水位をそれぞれGL-0.5m, GL-0.75m, GL-1.0mに保ち凍上状況を観測する（表-1）。条件の変更は行わず、気象状況の変化のみで凍上状況の変化を観測する。現在、2箇年を経過している。

表-1 試験で用いた土の物性値

土質材料の 工学的分類	記号	自然 含水比 (%)	土粒子の 密度試験 (g/cm ³)	粒度分布(%)				最大 乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適 含水比 Wopt (%)	凍上性判定		熱伝導率 (W/m·K)
				礫分	砂分	シルト分	粘土分			道路土工排 水工指針に よる方法・ 凍上率 ξ (%)	新凍上試験 による方 法・凍 上速度U _h (mm/h)	
火山灰質土 混じり礫質砂	SG-V	74.59	2.395	39.3	51.9	8.8	-	0.792	77.90	17.6	4.8	0.35

3. 試験内容

試験土槽は、苫小牧市街から東に15kmほど離れた北海道開発土木研究所苫小牧施工試験フィールド内にある。この敷地内には、外気温、風向、風速、降雨量、積雪量などの気象観測機器が設置されており、そのデータは1時間毎に観測室のパソコンに自動保存されている。

苫小牧は全道的にみると降雪量が比較的少なく、最低気温は-20℃に達する。寒さの程度を累積的に表す凍結指数⁴⁾は、600℃・daysを上回る比較的大きな値である。しかし、2003～2004年は360℃・days、2004～2005年は530℃・daysで、平年に比べ暖冬だった（図-1）。

試験土槽は、縦5m、横5m、深さ2.3mのコンクリート製で、3基設けられている。土槽には、1年目の夏期に試料が投入、転圧され、その後荷重計、変位計などの計測機器が設置された（図-2）。別途設けられた屋内水槽から土槽内に管路を通じて、あらかじめ設定された水位になるように、水が自動的に供給された。

土槽毎に凍上量、凍結深、凍上圧、土中温度を測定した。凍上圧については、凍上前の基準面に設置した直径10cmの受圧板により測定した。また、2月上旬にボーリングによるサンプル採取を行い、深度毎の凍結状態、含水比を確認した。さらに、積雪の保温効果による凍上の阻害を防ぐため除雪を行った。

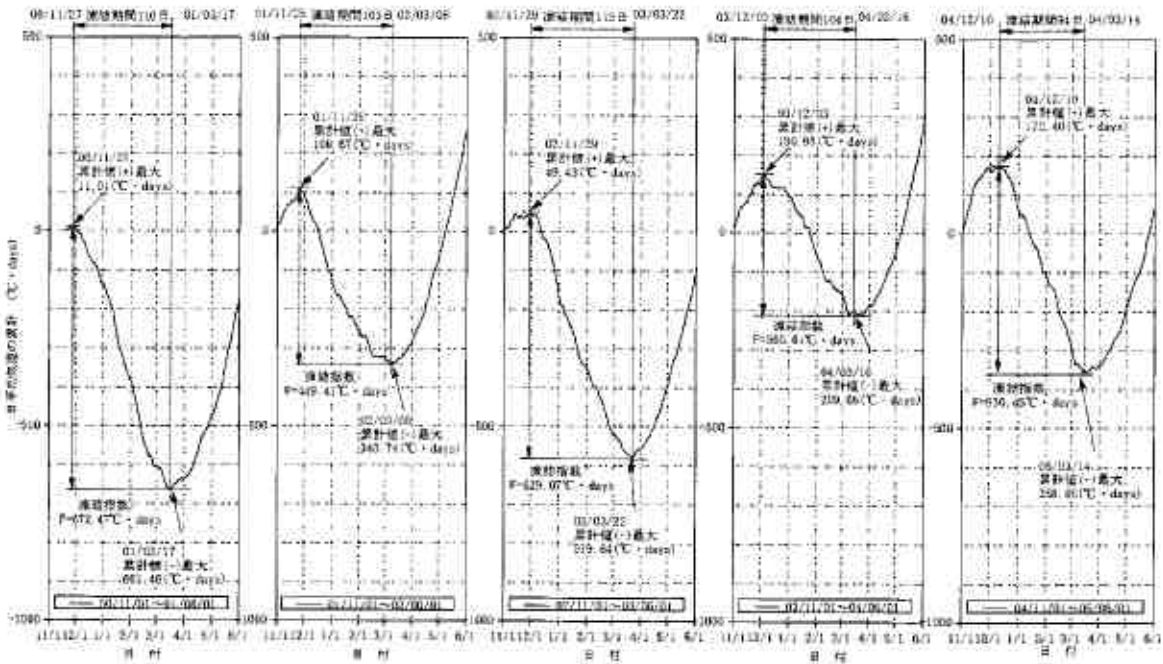


図-1 日平均気温の累計と凍結指数

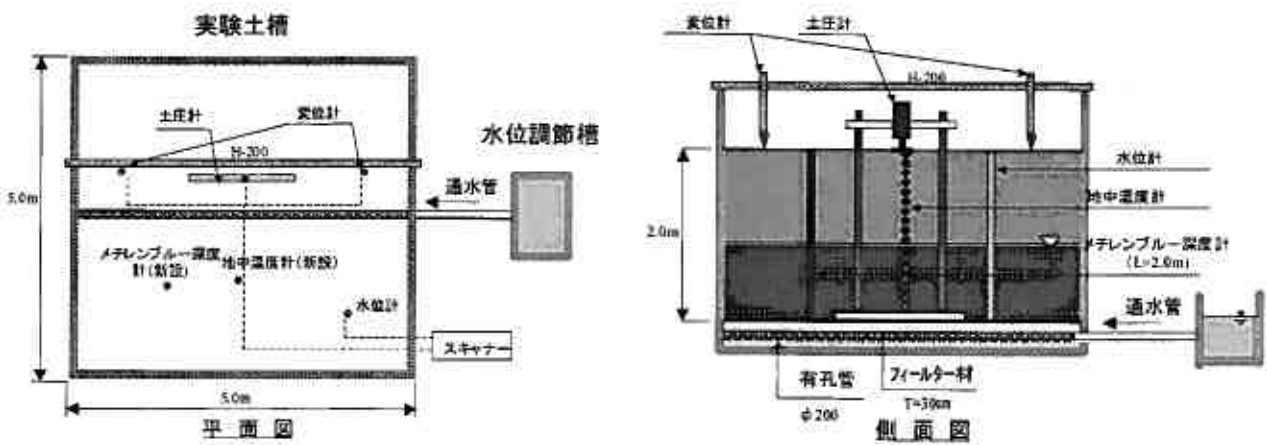


図-2 計測機器の配置

4. 試験結果と考察

4.1 凍結深

凍結深(図-3)は、凍結指数が大きかった2004年～2005年の方が大きい結果となった。しかし、暖冬であることを反映し、最大値は、GL-0.5m 44.6cm, GL-0.75m 46.0cm, GL-1.0m 43.8cmに留まっている。試験前には、熱容量の大きな地下水が凍結深に対して影響を及ぼすことが予想されたが、凍結指数が小さいこともあり、その影響はほとんど見られなかった。

今後、凍結指数が600°C・days程度まで達した場合、地下水位の違いが影響を及ぼすものと考えられる。

4.2 凍上量

凍上量(図-4)も、凍結指数が大きかった2004年～2005年の方が大きい結果となった。2003年～2004年では大きな数値の差が見られなかったGL-0.5m, GL-0.75mにおいても、明確な数値の開きが見られた。また、2003年～2004年では2月中旬にピークを迎えた後、3月中旬まではほぼ一定に保たれているが、2004年～2005年では、3月上旬にピークを迎えるまで上昇を続けている。これは、2月中に平均気温で0°Cを上回るような暖気がたびたび訪れている2003年～2004年に比べ、2004年～2005年では同時期に0°Cを上回ることがほとんどなかったためと思われる。

傾向としては、水位によってその大きさが明らかに変化しているのがわかる。2003年～2004年では、より水位の高いGL-0.5mが1月上旬に大きく凍上しており、以降はGL-0.75mとほぼ同じ勾配で凍上量が増えている。

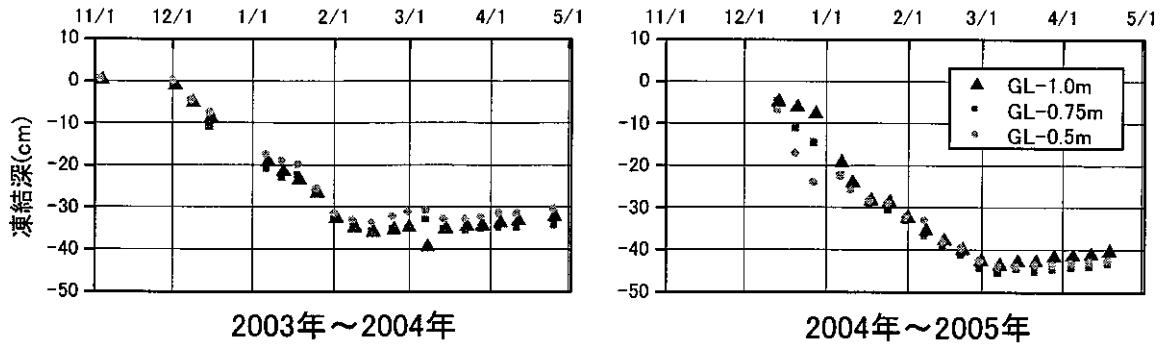


図-3 凍結深の変化

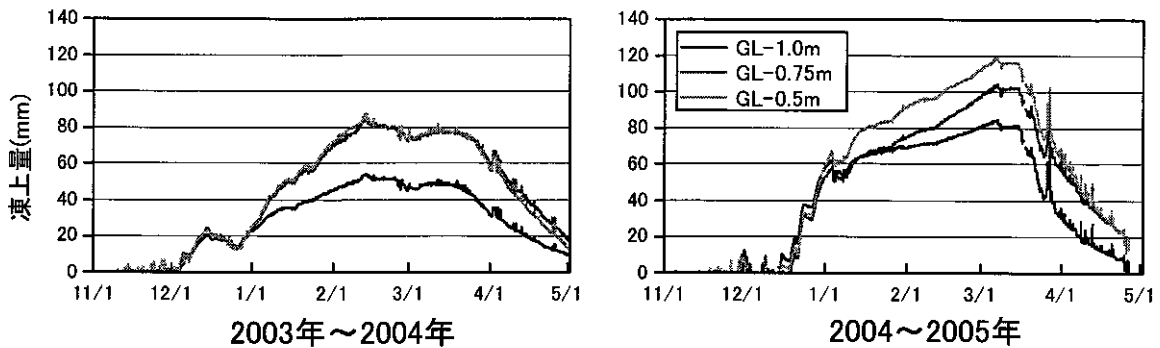


図-4 凍上量の変化

4.3 凍上圧

凍上圧の最大値は、2004年～2005年で6.7MPa(GL-0.5m), 7.9MPa(GL-0.75m), 5.9MPa(GL-1.0m)となった(図-5)。2003年～2004年と比較すると、全水位とも約2MPa高い数値となっている。最大値の発生は、日平均気温が0℃を下回る真冬が続くことで次第に上昇し、上回ると凍上圧は急速に低下する。発生時期は、両年とも凍上量の最大期と一致している。また、GL-0.75mが最大値を発現する傾向も一致している。GL-0.5mとは、約1MPaの差が見られる。

この要因として、水位差による土中温度に着目した。図-6は、凍上圧が一端低下した2月20日から最大値に至る3月上旬にかけての土中温度分布(深度0.05m, 0.15m, 0.24m, 0.45m)である。深度0.15mでは、GL-0.75mとGL-0.5mにほとんど差はないが、深度0.05mではGL-0.5mの方が温度上昇時において、GL-0.75mより低温状態である。深度0.24mでは、GL-0.75mの方が全般に低温状態となるが、その差は0.3℃程度に留まり、深度0.45mでは全ての水位で0℃近くになだらかなグラフとなり、気温の影響を受けにくくなっている。

これらのことから凍上圧の上昇は、凍上量の上昇と連動していることがわかる。水位による最大値の差については、土中温度との関係は見いだせなかった。

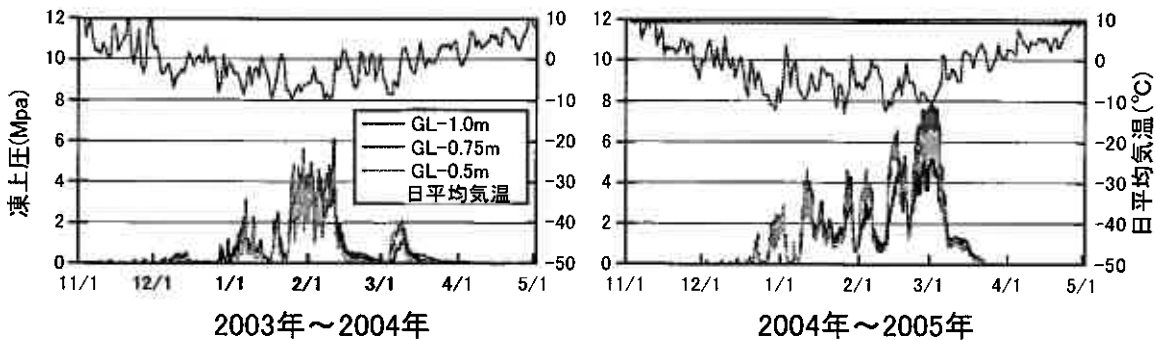


図-5 凍上圧の発生と日平均気温の変化

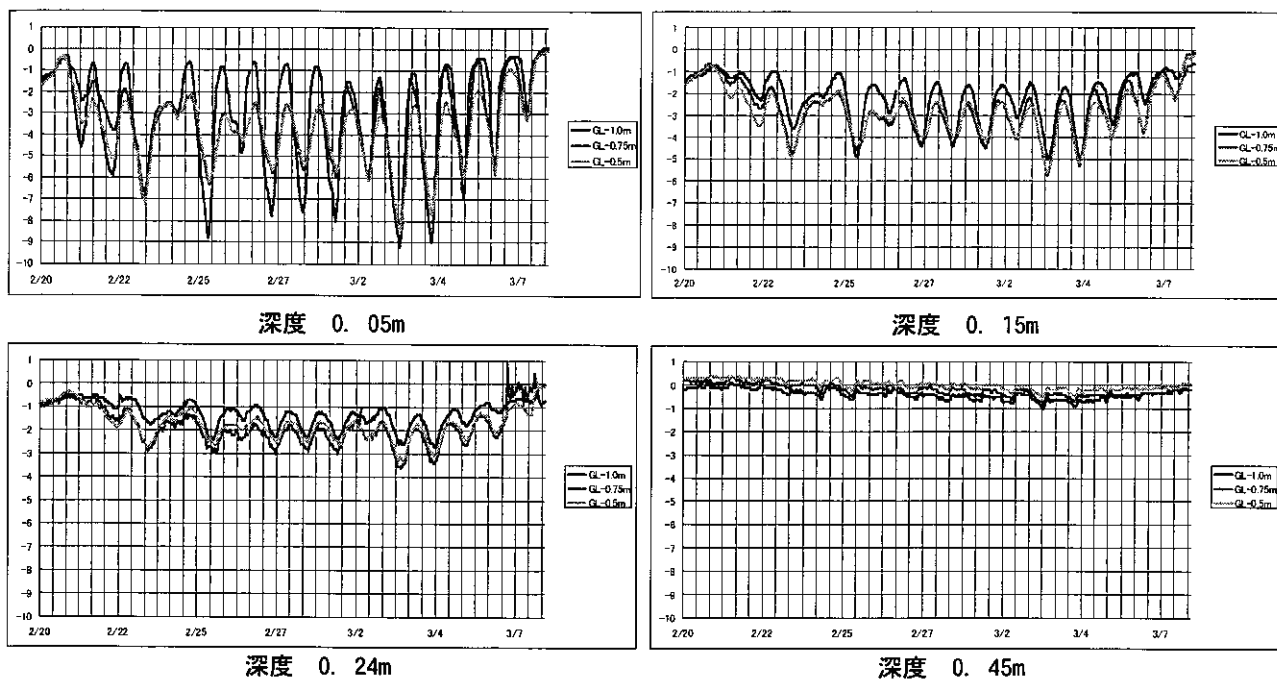


図-6 最大凍上圧発生時の土中温度の変化(2004年～2005年)

5. まとめと課題

2箇年のデータから比較すると、以下のことがわかった。

- 1) 2箇年とも暖冬だったこともあり、地下水位による凍結深の変化は見られなかった。
- 2) 地下水位による凍上量の変化が見られ、GL-1.0mでは明らかに低い値となった。やや気温の低かった2004年～2005年では、GL-0.5mが最大値となった。
- 3) 凍上圧は、日平均気温が連続して0℃を下回ることにより、増大していく。変位状況は、気温・水位等により推察できるものの、水位差により最大値には大きな開きがある。2箇年ともGL-0.75mが最大値を示したが、土中温度からはその原因を見いだせなかった。

今後は、同条件による観測を継続することにより、凍上に影響するパラメータの定量的整理を進めるとともに、凍上圧に対する他の外的要因の検索、評価手法についても検証していきたい。

参考文献

- 1) 高志勤・益田稔・山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究、雪氷、36.2, pp. 1-20, 1974.
- 2) 日本道路協会：土の凍上試験方法、道路土工—排水工指針—、資料-10, pp.238-243, 1987.
- 3) 地盤工学会：新規制定地盤工学会基準・同解説VII（2003年度版）、50p, 2003.
- 4) 前掲1), pp.230-237.

寒冷地における切土のり面小段工の凍上対策に関する検討

札幌道路エンジニア㈱ ○正会員 外塚信
東日本高速道路㈱北海道支社 正会員 豊田邦男
東日本高速道路㈱北海道支社 水野津与志
札幌道路エンジニア㈱ 佐藤幸久
札幌道路エンジニア㈱ 萬 隆

1. はじめに

北海道を始めとする寒冷地では、冬季に気温が低下することによって凍上現象が発生する。これまで北海道支社管内（以下「管内」という）における凍上対策は、路床やボックスカルバートを対象として、数々の検討が行われてきたが、切土のり面に関しては、試験的に行われるものがほとんどで、建設、管理段階における対策工は未だ確立されていないのが現状である。

平成7年度に供用を開始した道東自動車道十勝清水IC～池田IC間では、冬季の気象条件が少雪で、寒冷度が高いことから、のり面凍上が多数発生し、鋼製のり枠の浮き上がり、小段排水溝・シールコンクリート及びたて溝等に損傷が発生した（写真1）。これらの被害実態も踏まえ、今後の延伸区間の建設および供用後の維持管理では、のり面凍上に関する凍上対策を確立することが重要な課題である。

本研究では、凍上被害によって大きな排水機能障害をもたらす小段排水工について着目し、管内の被害実態の把握、冬季の小段排水工周辺の土中温度計測、気象条件などの調査を行い、損傷原因の究明とその対策工の選定について検討・提案を行った。



写真1 小段排水工の凍上被害状況

2. 管内の凍上被害実態

管内の小段排水工の被害状況を把握するために、平成10年度に代表的な切土を選定し、小段部の現地実態調査（詳細調査）、平成16年度に管理事務所ヒアリング及び各種対策工の効果検証追跡調査を行った。

各管理事務所区間別の小段排水工の被害発生割合を図1に示す。現地調査結果から、損傷程度を排水機能の低下状況に応じて「大」、「中」、「小」、「なし」の4つに区分した。

管内の被害状況としては、帯広管内の被害が最も多く、損傷「大」が、調査切土全体の約2割程度を占め、「中」、「小」を合わせると約8割が被害を受けている。逆に最も被害が少ないのは旭川管内で、損傷「大」がなく、損傷「中」が1件とほとんど被害が見られない状況である。また、札幌管内及び岩見沢管内は、多雪地域であることから、小段排水工周辺の被害報告がほとんど見られなかった。

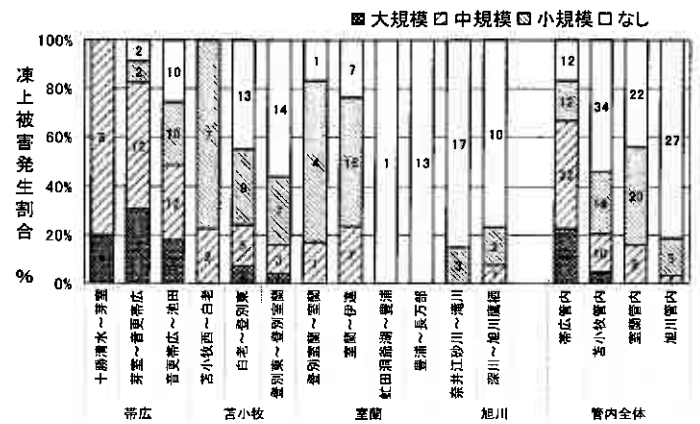


図1 IC区間別 小段排水工の発生割合

3. 気象条件と凍上被害発生地域の関係

管内の各地域における積雪深、凍結指数および F_{20} を図2に示す。積雪深が浅く、凍結指数が比較的高い地域である帯広管内（本別～釧路間、足寄～北見間含む）、苫小牧～室蘭管内は F_{20} （10年再現値）が $200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ を超えている。一方、岩見沢～旭川管内は、凍結指数は大きくなるが積雪深が深くなるために F_{20} は $100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 以下と小さく、道南の

Field Verification on Frost Heaving Prevention of Berm Drainage Canal at Face of Cut Slope in Cold Area

S. Tozuka Sapporo Road Engineer Co.,Ltd
K.Toyota,T.Mizuno East Nippon Expressway Co.,Ltd
Y.Satoh and T.Yorozu Sapporo Road Engineer Co.,Ltd

函館管内はほぼ両者の中間、100～200 の値となっている。第2章の凍上被害実態と比較すると、 F_{20} （10年再現値）が〔Aランク〕 $200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ を超える帯広、苫小牧、室蘭管内は小段排水工の凍上被害が確認され、逆に F_{20} （10年再現値）が〔Cランク〕 $100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 未満である旭川管内では、凍上被害がほとんど見られないことから、 F_{20} （10年再現値）を小段排水工の凍上対策の必要性を判断する寒冷度の指標と考えることが可能と考えられる。

(*) F_{20} ：積雪 20 cm 以上の日が 7 日間以上連続する日を除いた凍結指数¹⁾

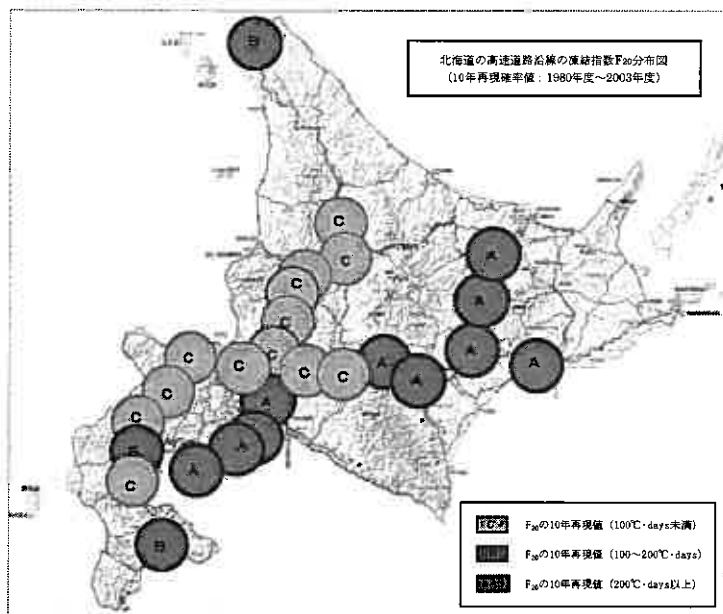
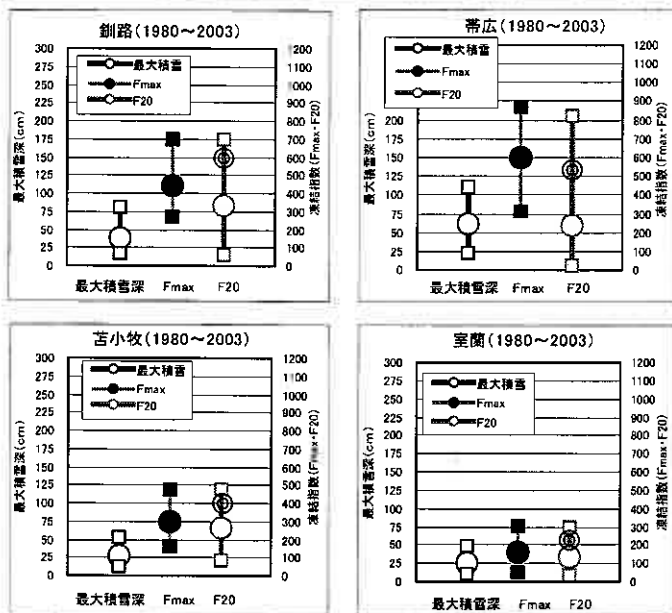


図2 北海道の F_{20} 凍結指数（10年再現確率値）の分布概要

表 道内主要アゲスの F_{20} 再現確率値 単位： $^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$

F_{20}	Aランク			Bランク			Cランク				
	釧路	帯広	苫小牧	室蘭	稚内	函館	札幌	旭川	小樽	岩見沢	倶知安
5年再現	469	351	350	201	117	118	50	37	26	21	16
10年再現	600	533	429	261	196	140	92	57	52	38	26
15年再現	678	665	474	297	255	163	125	70	73	51	33
20年再現	734	762	506	323	301	179	152	80	91	62	38



凡例

◎： F_{20} （10年再現値）

4. 小段周辺の土中温度分布計測

小段排水工の損傷メカニズムを解明するために、平成16年度冬季に帯広管内池田IC付近の切土部小段工において、写真2、3に示すような2種類の試験ヤード（人工除雪ヤード、自然積雪ヤード）を設けて、小段排水工の横断方向4測線で深さ1.5mまでの地中温度計測を行い、積雪の有無の違いによる地中凍結の侵入状況を確認した。

1冬期間を通した2種類の試験ヤード別の積算寒度に対する凍結深さ変化を図3に、特に最大凍結深さに達した3月上旬の除雪・積雪ヤードの土中温度分布を図4に示す。自然積雪ヤード（最大積雪深65cm）では、積雪20cmまでの初冬期（ $F_{20}=21^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ）に約20cm地中凍結が進行した後、ほとんど凍結深さの増加がなく、積雪量が幾分少ないのり肩部でも、凍結深は最大45cmにしか達しない。これに対して、除雪ヤード（ $F_{20}=600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ ）では、積算寒度とともに地中凍結が進行し、小段面・のり面両側から寒気による地中熱伝導の影響を受けやすいのり肩部付近の凍結深さが最大117cmまで侵入している。両試験ヤードの凍結深さ比（＝積雪箇所／除雪箇所）は、場所毎の積雪深さ条件の違いで0.30(Pu～法肩間)～0.35(法肩)で冬期間を通してほぼ一定値で推移しており、積雪による保温効果が凍結深さに大きく影響することがわかる。このように積雪深さに応じた F_{20} 凍結指数が小段工の凍上被害と密接に関連性がある寒冷度の判断指標となることが明らかとなった。

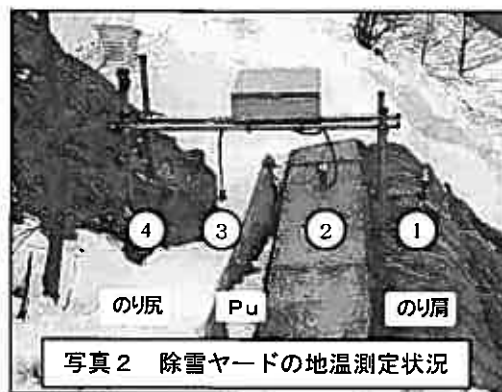


写真2 除雪ヤードの地温測定状況

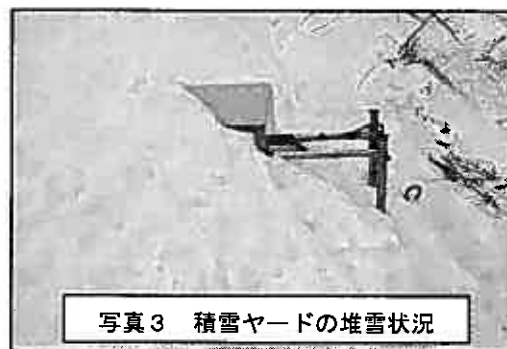


写真3 積雪ヤードの堆雪状況

図5には、除雪ヤードについて凍結進行期～融解期に至るまでの凍結深度(0℃線)の変化状況を表わす(測定個所のPuが山側のり尻側に傾いているのは、調査年に先立つ過年度の寒冷年冬期に、顕著な凍上被害を受けたことを示す現場証拠である)。除雪ヤードの凍結深さは、水路工周辺で一樣ではなく、切土のり面からの寒気の地中熱伝導の影響を受けるり肩部付近が最も大きく、のり尻側に行くに従って浅くなる傾向が確認された。(a)地中凍結が進行し始める12月初旬～3月上旬までは、切土小段部では谷側のり肩部の地中凍結が進行しやすく、一方、(b)3月中旬以降の融解期には、地表面からの融解が進行して水路工周辺部は次第に融解していくが、谷側のり肩部に凍結領域が最後まで残存していることがわかる。このような凍結進行期～融解期にかけた不均一な地中凍結状態が、凍結土圧の変動に伴って水路工に凍上被害を及ぼす可能性が高いと考えられる。図中の白抜き矢印は地中凍結に伴って水路部に加わると推定される凍上力の向きを示す。

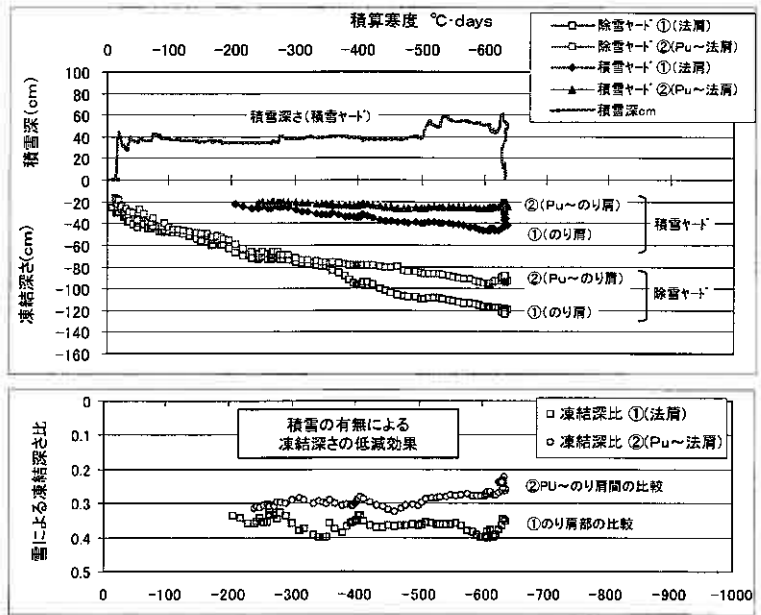


図3 試験ヤード別の凍結深さ変化図(積雪、除雪ヤード)

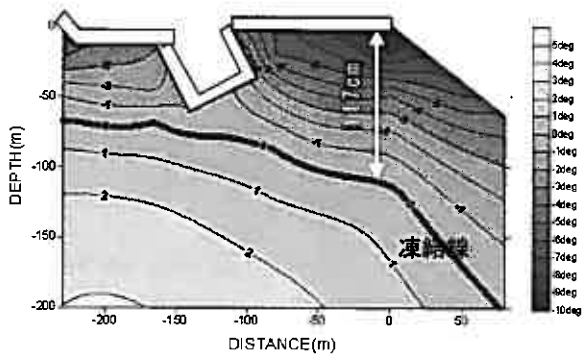


図4-1 除雪ヤードの土中温度分布(最大凍結深期)

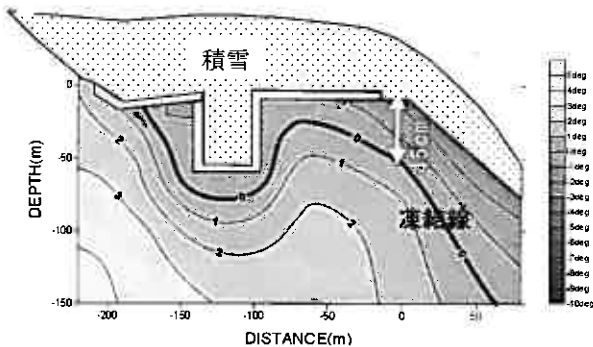


図4-2 積雪ヤードの土中温度分布(最大凍結深期)

5. 各種凍上対策工の追跡調査結果

これまで切土のり面小段排水工の凍上対策は、建設段階の試験施工、管理段階の補修工において、表1に示す水路部・小段面の凍上損傷の低減、凍上抑制、通水阻害の低減を目的に、様々な対策工が行なわれている。図6は対策工のタイプ別概略図を示す。

これらの対策工法について平成16年度に現地追

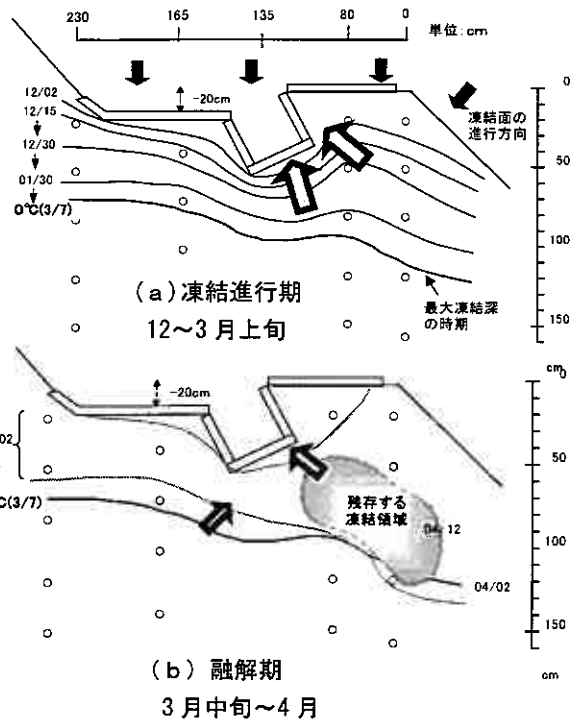


図5 凍結～融解時期の小段工周囲の凍結深度変化(除雪ヤード)

表1 凍上対策工のタイプ別分類

対策区分	対策目的		
	凍上損傷の低減	凍上抑制	通水阻害の低減
水路部の対策	③ フレキシブル構造(シート張り工)	○	○
	水路部材強化(強化プラスチック)	○	
	断熱材		○
	地下排水工の併設		○
小段面の対策	② 砕石間詰め(地下排水式水路)	○	○
	① 植生保護工(種吹付工、張芝工)	○	
	③ フレキシブル構造(シート張工、土のう敷設)	○	○
遮水シートによる補充(シート張工)			○

跡調査を行なった結果、表2にまとめるように、①シールコンクリートを省略した張芝などの植生工、②碎石間詰工 (Pu 内に地下排水工併設)、③Pu+瀝青シート工の3工法が良好な排水機能を維持していることが確認された。

1) ①植生工は水路部に枯れ草の堆積が見られるが、これまで通水被害の報告がなく、凍上被害の大きな帯広地区で施工実績があることから、総合評価は最も高い“良”と位置付けられる(写真4-1)。

2) ②水路内地下排水工は帯広管内で水路の変形がなく、土のうに植生の侵入が僅かに発生している程度で、総合評価は“良～やや良”と位置付けられる(写真4-2)。

3) ③シール張工は凍上条件が激しくない地区に機能すると考えられるが、帯広管内ではシートの破損や水路部の変形が発生しているため総合評価はやや“良”とする(写真4-3)。

その他の対策工では、全面シート張りおよびプラスチック製水路で変形、断熱材で持ち上がりなどの変状が確認された(写真4-4、4-5)。

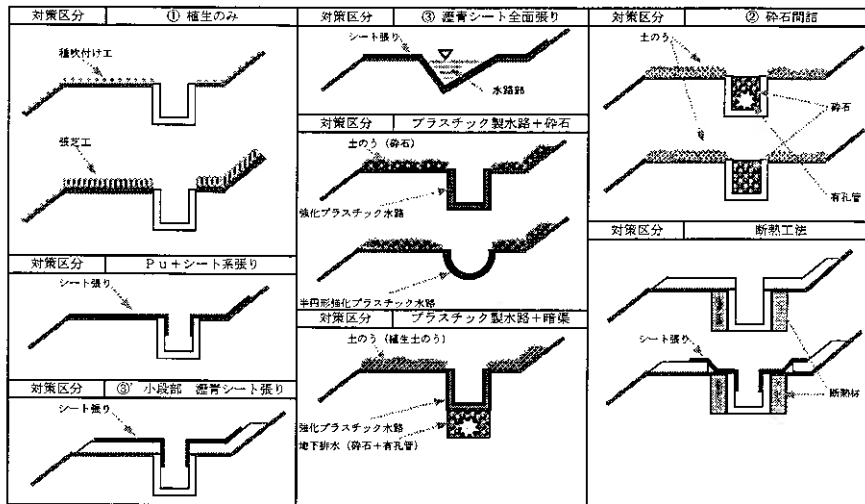


図6 凍上対策工のタイプ別概略図



写真4-1 小段植生工



写真4-2 水路内地下排水工



写真4-4 プラスチック製水路の変形



写真4-3 全面瀝青シート張り



写真4-5 断熱材の持ち上がり

表2 切土小段部 各種凍上対策工の評価検討

対策工の種類	部位	変状等安定性	材料等耐久性	通水等機能維持	保護等機能維持	経済性	総合評価
① 小段面植生工	水路部	—	—	やや不良	—	◎	良
	小段部	良	良	—	良		
② 碎石間詰 水路内地下排水工	水路部	良	良	やや不良	—	○	良～やや良
	小段部	やや良	やや良	—	やや良		
③ 水路・小段部とも シート張工	水路部	やや良～不良	良～不良 (良:瀝青シート)	やや良～不良	—	△	やや良 (瀝青シート)
	小段部	やや良	良～不良	—	良～不良		
水路部プラスチックPu 小段部土のう	水路部	やや不良 (不良:半円型)	やや不良	やや不良	—	×	やや不良
	小段部	やや良	やや良	—	やや良		
水路部 (Pu+断熱材) 小段部 (コンクリートシール+シート張)	水路部	やや良	不良	不良	—	×	不良
	小段部	不良	不良	—	不良		

6. 凍上対策に関する提案

1) F_{20} 寒冷度指標を用いた凍上被害規模の分類

高速道路の供用開始以降に経験した最大の F_{20} (ほぼ10年再現値に相当) と調査時点の損傷規模の関係を図7に示す。 F_{20} が $50^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度を超えると小規模な損傷が発生し始め、さらに F_{20} が $150^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 以上になると中～大規模な損傷が複数発生していることから、 F_{20} を用いて凍上被害規模を決めることが可能と判断される。

また、凍結指数と凍結深には、次の関係がある²⁾。

$$D_{\max} = \alpha \sqrt{F_{20}}$$

ここで、 D_{\max} は積雪下の最大凍結深 (cm)

α は凍結係数、 F_{20} は F_{20} 凍結指数 ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)

この関係式に、 $\alpha = 3.7$ (砂利など凍上しにくい粒状土質について F が $100^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ までの最大値) を仮定し、 $F_{20} = 50$ を代入すると、 $D_{\max} = 26\text{cm}$ となり、この程度の凍結では、シールコンクリート厚 (10cm) を考慮すれば小段シール下面部の凍上が発生し始め、シールコンクリートの移動程度の損傷が発生すると考えられる。さらに寒冷度が大きくなって、 $F_{20} = 150$ 程度になると、 $D_{\max} = 45\text{cm}$ となってコンクリート側溝の半分以上の深さまで凍結が進行して凍上被害が増大することが予想される。

図8には除雪箇所測定された積算寒度と小段工 P_u 周辺の凍結深さの関係を表す (図3の除雪ヤードの測定結果を拡大表示)。 $F_{20} = 50$ の時に約 30cm 、 $F_{20} = 150$ の時に約 50cm の地中凍結が進行することから、ほぼ上記の計算結果を示唆する測定結果になっている。

以上のことから、 F_{20} (10年再現値) の値に応じた凍上損傷の程度は以下のように区分できよう。

- $F_{20} < 50$ 凍上損傷はないか極めて小さい
- $50 \leq F_{20} < 150$ 凍上損傷はやや大きい
- $F_{20} \geq 150$ 凍上損傷が大きい

2) 細粒土の自然含水比と凍上被害の関係

現場採取の土壌試料について、自然含水比と凍上被害の有無の関係を土質分類別に図9に表わす。砂など粗粒土質では含水比が20%以上、火山灰質土と細粒土が多い土質では30%以上の時に凍上被害が発生する可能性が高いと考えられる。

3) 粒度構成比と凍上損傷の関係

土の凍上性は、粒度構成における $75\mu\text{m} \sim 5\mu\text{m}$ の土粒子であるシルト分量に関係する。

図10には礫分を除いた粒度構成と凍上損傷の関係を表わす。火山灰質土、火山灰質土以外の別によらず、シルト分の含有率が35%付近を境にして、凍上損傷箇所と未損傷箇所の境界が見られることから、シルト分の含有量の違いによって砂粒土の影響で非凍上性となる領域と細粒土の影響で凍上性となる領域が存在することが考えられる。しかし、明確に区分するにはまだ資料不足であるため、砂粒土量に対して細粒土量を60%以上含む土 (図10の斜線よりも下側の領域) は凍上被害を考慮する必要があると判断される。

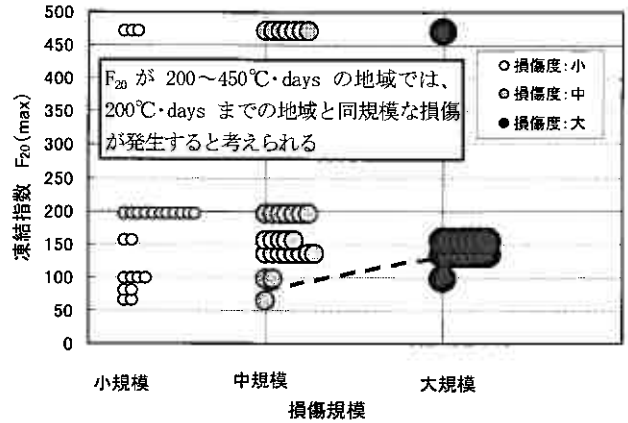


図7 小段工の凍上被害規模と F_{20} (10年再現値) の関係

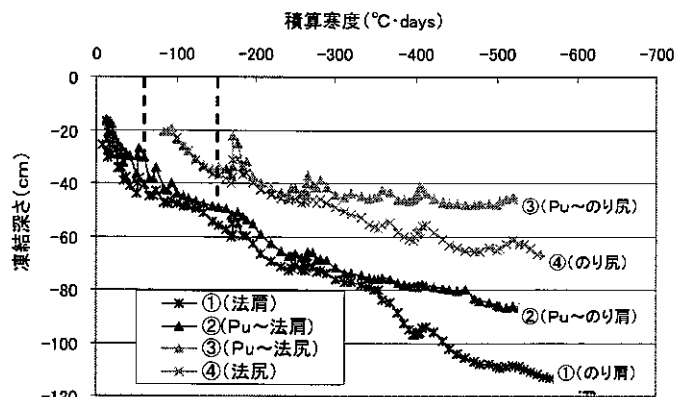


図8 積算寒度と凍結深さの関係 (除雪ヤード)

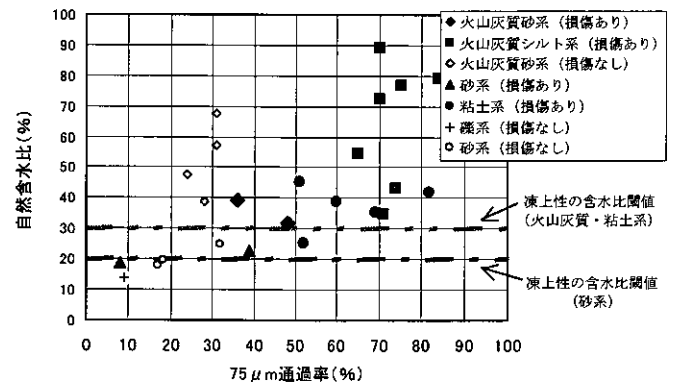


図9 細粒土の自然含水比と凍上損傷の関係

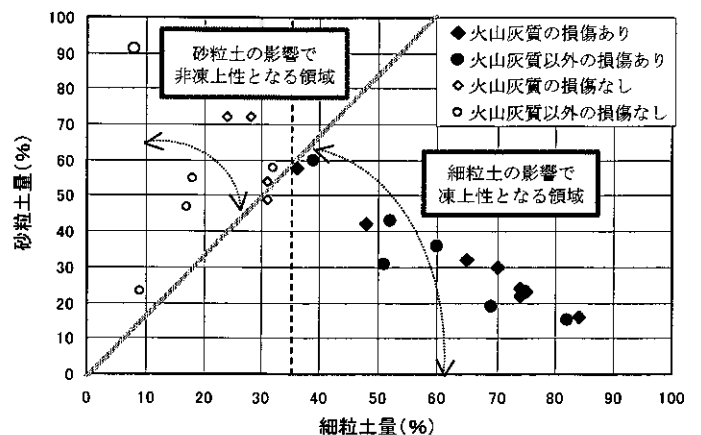


図10 粒度構成比と凍上損傷の関係

4) 小段部の凍上対策工提案

表3にまとめられる凍上要因の組み合わせ結果をもとに、小段排水工に対する凍上危険度別の適用対策工選択フロー(案)は図11のように提案される。

被害実態と気象条件 F_{20} (10年再現値)の関係から、 $F_{20} < 50^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ となる地域では損傷が確認されていないこと、帯広管内のように F_{20} が $150^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ を大きく上回る地域では、シート系材料が凍上による持ち上がりにより追従できない恐れがあることを考慮し、 $50^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で対策の必要性の有無を区分し、 $150^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で対策工の種類を区分した。対策工は、表4に示すように、損傷の大きさに応じて、追跡調査で良好な結果が得られた上記3工法を選択するのが適切と考える。

- ①小段面植生工(シールクongリートなし)
- ②砕石間詰工(水路内地下排水工併設)
- ③全面瀝青シート張工

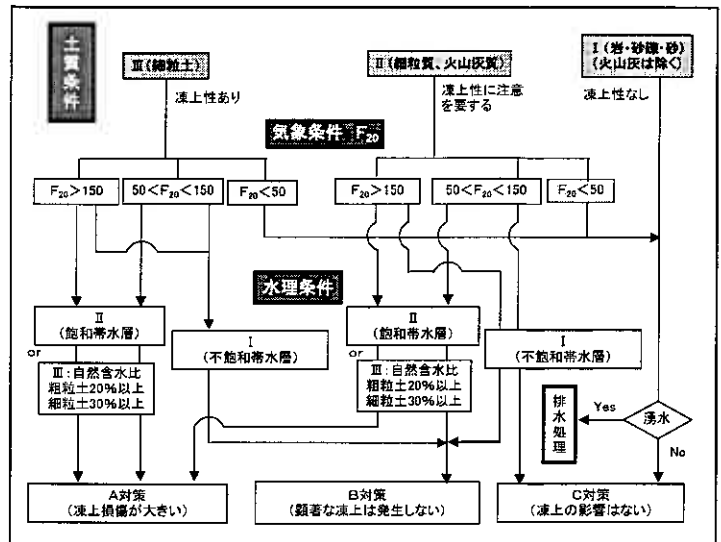


図11 凍上対策工選択フロー(案)

表4 凍上危険度別の適用対策工一覧

地質・土質分類		凍上性の判定
土質分類Ⅰ	岩、砂礫、砂に分類されるもの(火山灰質を除く)	なし~極めて小さい
土質分類Ⅱ	細粒質、火山灰質	注意を要する
土質分類Ⅲ	細粒土	あり

水理特性		凍上性の判定
水理特性Ⅰ	互層にならない砂礫等の帯水層がある	不飽和帯水層
水理特性Ⅱ	互層構造の砂礫等の帯水層がある	飽和帯水層
水理特性Ⅲ	自然含水比が30%以上	粗粒土20%以上 細粒土30%以上

気象特性 F_{20} (10年再現確率値)		凍上被害の規模
気象特性Ⅰ	F_{20} 凍結指数が50以下	なし~極めて小さい
気象特性Ⅱ	F_{20} 凍結指数が50を超え150未満	凍上損傷がやや大きい
気象特性Ⅲ	F_{20} 凍結指数が150以上	凍上損傷が大きい

対策工種別	凍上被害の危険度分類		
	A対策 凍上損傷が大きい	B対策 顕著な凍上は発生しない	C対策 凍上の影響はない
①小段面植生	○	○	○
②砕石間詰め 水路内地下排水	○	△	△(割高)
③全面シート張	△	○(瀝青シート使用)	△(割高)

対策区分	① 小段面植生工	対策区分	② 砕石間詰 水路内地下排水工
対策区分	③ 全面シート張り工	対策区分	③' 小段部シート張り工

7. 調査結果のまとめ

(1) 気象条件 (F_{20}) と凍上被害地域の関係

F_{20} が $150^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 以上の地域では小段排水工の凍上被害が顕著に発生する一方、 F_{20} が $50^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 未満の地域では凍上被害はほとんど発生しない。

(2) 小段周辺の土中温度分布

- a) 積雪の保温効果が凍結深さに大きく影響するため、除雪ヤードに比べて自然積雪ヤードの凍結深さは、積雪条件の違いに応じて、冬季間を通して30%(Pu)~35%(法肩)のほぼ一定範囲内の変動が見られた。
- b) F_{20} が $150^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ (小段工のり肩の凍結深さ 50cm) 以上の寒冷度になる地域では、凍結融解期の不均一な地中凍結分布に伴って、のり肩周辺の凍結土圧の変動が水路工に凍上被害を及ぼす可能性が高い。

(3) 小段部の有効な凍上対策工の選定

良好な排水機能を維持させるために、気象条件 (F_{20} (10年再現値))、土質条件 (砂礫、細粒土、火山灰質)、水理条件 (飽和帯水層、不飽和帯水層、自然含水比) の違いによって、凍上被害の危険度に応じた上記提案の3工法を適材適所に選択すべきである。

8. おわりに

北海道支社管内の気象条件、被害実態および施工事例の検証を行なった結果、適材適所の対策選定を行なうことで、被害抑制と経済性を両立させた提案をすることができた。今後は、被害実態と土質の関係をデータ蓄積し、気象条件および土質条件の分析精度を向上させることで、建設・管理段階の有効な対策工として役立てていく計画である。

【参考文献】

- 1) 福田正己: 自然積雪下の凍結深さの推定手法について, 北海道大学低温科学研究所業績, 2446号, pp.55~74, 1982
- 2) 土谷富士夫: 十勝地方における火山灰土壌の凍結・凍上が農地に及ぼす影響に関する研究, 北海道大学学位論文, 1985

寒冷地におけるトンネル内路面凍上対策に関する検討

東日本高速道路㈱北海道支社 ○正会員 豊田邦男
 東日本高速道路㈱北海道支社 西岡恵治
 札幌道路エンジニア㈱ 正会員 外塚信

1. はじめに

北海道の高速道路建設は、日高山脈をはじめとする急傾斜山岳地帯の工事へと展開している。北海道横断自動車道（以下「横断道」という）夕張IC～十勝清水IC間は、トンネル延長の占める割合が、総延長約30km（延長比で37%）で大小15本にもおよぶトンネル主体の建設区間である。また、この区間の気象条件は占冠地区に代表されるように、北海道の中でも寒さが厳しく、トンネル坑内においてもより厳しい温度条件となることが予想される。近年、トンネル坑口から坑内において、凍上による路面不陸が発生し、非凍上性材料に置換えた事例も発生した。

現在、インバート埋戻し部の材料規定は路床材規定となっており、凍上に関する材料規定がない。今後、暫定二車トンネルの供用となり、補修作業も困難を極めることが予想され、確実に路面凍上を抑制することが重要な課題である。

本報告は、トンネル内の凍結予測範囲の検討（写真1）として、北海道土木技術会トンネル研究委員会の理論手法を用いた、高速道路トンネルにおける気温推定の実測値による検証、今後建設する横断道トンネルの延長方向に対する凍結範囲および理論最大凍結深さを予測検討したので報告する。

2. トンネル内気温の推定手法の概要

北海道内では、北海道開発局等をはじめとするトンネルにおいて覆工コンクリート背面に断熱材による凍結防止対策が行なわれている。この断熱材の最適な施工範囲を算出するために、北海道土木技術会トンネル研究委員会においては、AMeDASと道内のトンネル実測データをもとに算出した坑口部気温の補間および気温推定手法（以下「理論式」という）から、トンネル坑口気温およびトンネル延長方向の気温の推定を行っており、本検討においてもこの理論式を用いて推定を行なうこととした。理論式を用いて、トンネル延長方向の各測点における理論最大凍結深さを算出するまでの流れを図1に示す。この推定手法の手順としては、最寄のAMeDASより年平均気温と平均振幅を求める（図2）。坑口部気温を補間するにはSemi-Variogramを採用し、年平均気温 U_m と年振幅 A_y それぞれの推定値 $z^*(x_r)$ は下式の示す重み係数 $\lambda_i(x_r)$ を用いた線形式とする。推定式を下記に示す。

$$z^*(x_r) = \sum_{i=1}^N \lambda_i(x_r) z(x_i)$$

次に対象トンネルの気象条件、縦断勾配などから3タイプ（①坑内気温の上昇が低いタイプ、②坑内気温の上昇が平均的なタイプ、③坑内気温の上昇が高いタイプ）に区分し、タイプ別の気温推定式により、延長方向の気温を算出し、代表的な測点の年間気温推移および理論最大凍結深さを推定するものである。



写真1 トンネル内の凍結予測範囲検討

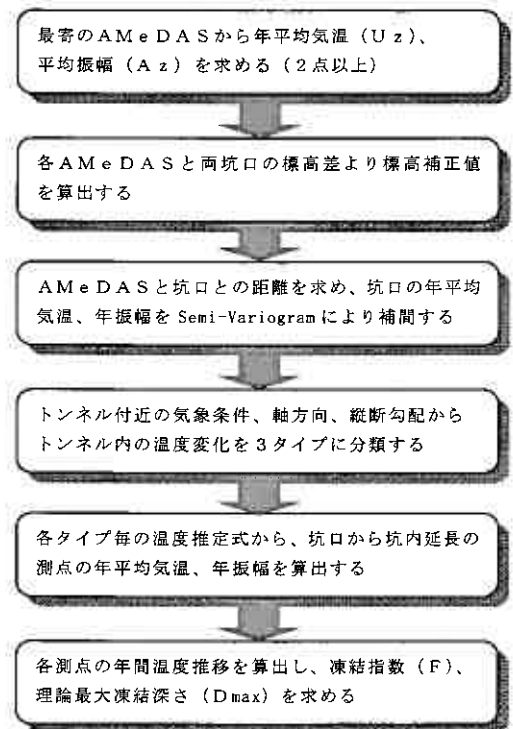


図1 坑内気温推定までの流れ

Investigation of Frost Heave Prevention for Expressway Tunnels located in Cold Region

K.Toyota,K.Nisioka

East Nippon Expressway Co.,Ltd

S. Tozuka

Sapporo Road Engineer Co.,Ltd

3. 高速道路トンネルの坑口・坑内気温の測定

トンネル坑口・坑内気温の推定手法の有効性を高速道路トンネルの現場データを用いて比較検証するため、H16年1月から、現在供用中の1000m以上のトンネル延長を有する、旭川地区常磐トンネル、豊浦地区金山トンネルの2トンネルについて、坑内外、十数箇所の位置に気温記録計を設置して、H15年度冬季、H16年度冬季、2冬季のトンネル坑内外の気温測定を実施した。測定箇所は、両坑口から0, 50, 100, 200, 300, 500mおよびトンネル中央部となっている。図3~4には2トンネルのトンネル坑口~坑内の日平均気温（月最低）を比較する。常磐トンネルの場合、冬期間、西坑口に比べて東坑口から風の吹き込みが大きく、3%上り勾配を吹き上げるような形で、寒気流入の影響が東坑口から1000m以上まで現れる結果、西坑口寄り500m付近の坑内気温が最も高くなっていることがわかる。一方、金山トンネルの場合、常磐トンネルほどの寒気流入の規模ではないが、寒気流入が小さい西坑口に比べて、東坑口から平均的な風が2%上り勾配で吹き込むため、東坑口寄りの500m付近に坑内気温が最も高いピークが現れている。

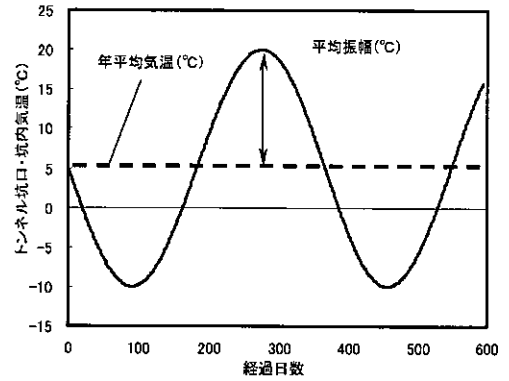


図2 年平均気温・平均振幅の概念図

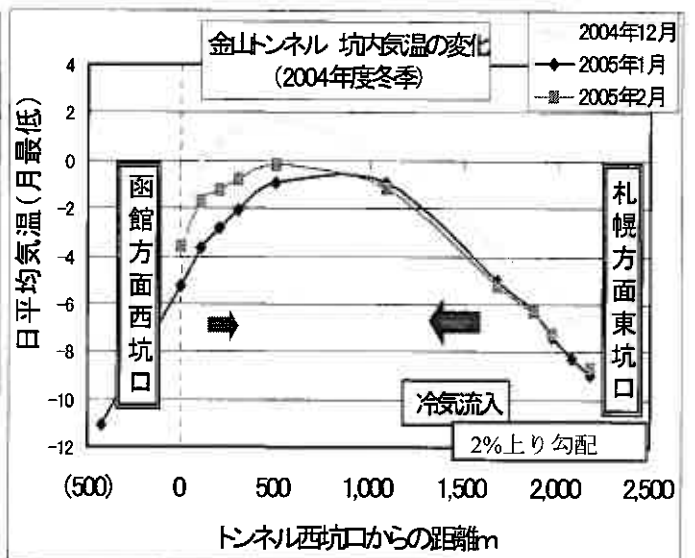
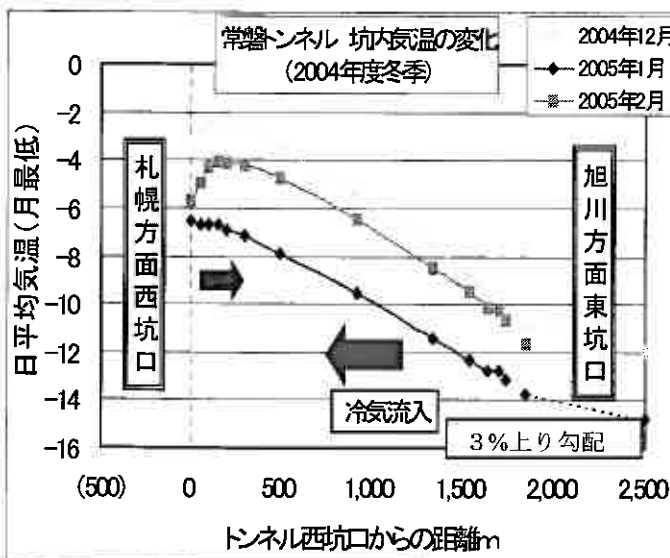
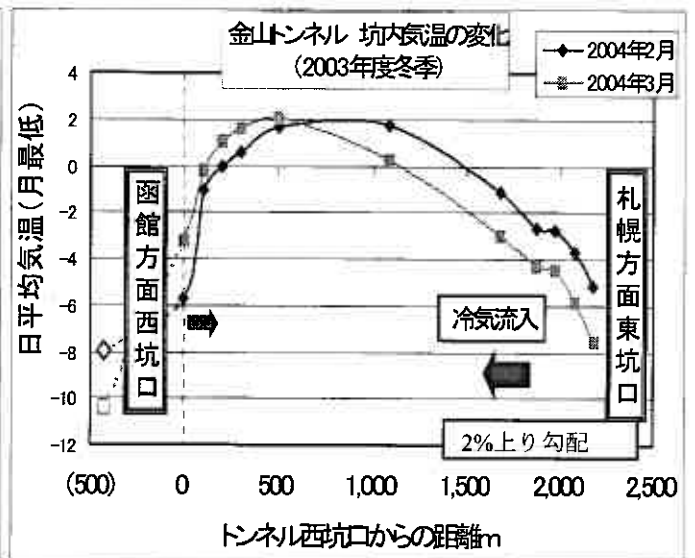
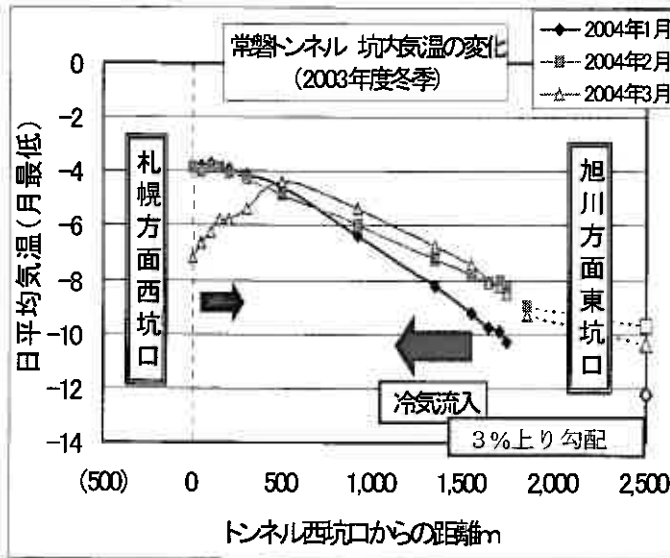


図3 常磐トンネル坑内気温（月最低気温）の比較（2003、2004 冬季）

図4 金山トンネル坑内気温（月最低気温）の比較（2003、2004 冬季）

4. 高速道路トンネルの気温推定の実測値による検証

平成 15 年度冬季より、旭川地区常磐トンネル、豊浦地区金山トンネルの 2 トンネルにおいて、トンネル内温度計測を行っている。この調査結果を用いてトンネル研究委員会理論式と比較し、推定気温の精度を検証した。ここでは、常磐トンネル東坑口から-100m 坑内に入った測点の実測値と理論式による推定値を図 5 に示す。

この結果より、大幅な温度のズレは生じておらず、トンネル坑内の気温変動の推定としては、十分に予測可能な精度と考えられる。なお、実測値と推定値の検証結果については、第 21 回寒地シンポジウムの論文「高速道路トンネルにおける坑内・坑外の気温推定の実測値による検証」P34 を参照されたい。

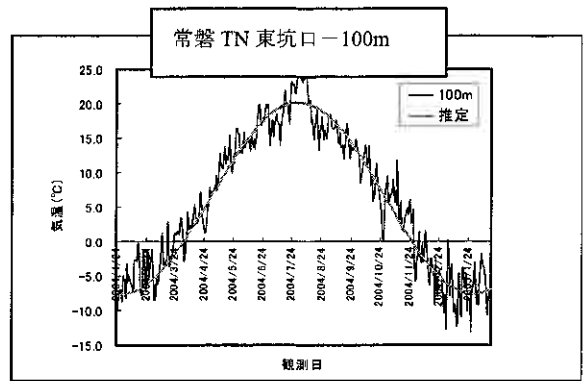


図 5 実測値と推定値の比較

5. 建設区間のトンネル凍結指数と凍結深さの推定検討

本検討では、トンネル延長距離に応じた坑内気温の違いから凍結指数と理論最大凍結深さを推定する。

この場合、最近 10 年間の平均気温から確率・統計的補間手法を用いて推定した気温に加えて、最近 10 年間の最寒冷年である 2000 年度冬季（15～20 年再現確率値に相当する寒さの年）をベースとした凍結指数の推定、路面凍上対策を検討する必要がある。調査対象地域内における、10 年平均値（年平均気温、年平均振幅から推定される sin 波形）と 10 年最寒冷年である 2000 年度冬季の気温変化を表 1 に示す。

表1-冬季平均気温（10年平均と2000年度冬季）

		冬期10年平均 (11-3月)	2000年冬期 平均(11-3月)	冬季較差°C
常磐	旭川	-3.6	-5.2	-1.6
	深川	-3.9	-5.4	-1.5
金山	長万部	-1.2	-2.8	-1.6
	大岸	-1.3	-2.6	-1.3
道東道	夕張	-3.6	-5.2	-1.6
	占冠	-6.2	-7.9	-1.7
	日高	-4.4	-6.1	-1.7
	幾寅	-5.0	-6.6	-1.6
	新得	-3.1	-4.9	-1.8

道央道、道東道の地域によらず、10 年最寒冷年の冬季平均気温（11～3 月）は 10 年冬季平均気温に比べて平均 1.6～1.8℃低いことがわかる。このことから、10 年平均気温から 10 年最寒冷年の冬季気温を推定する場合、11～3 月の冬季間、日平均気温を 1.6～1.8℃低く下方移動することで、10 年最寒冷年の凍結指数を算出した。図 6 に占冠アメダスの例を示す。

トンネル坑内の気温上昇のタイプ分類より、横断道夕張～十勝清水 I C 間の 15 トンネルについて、トンネル研究委員会の理論式を用いて、10 年最寒冷年である 2000 年度冬季（15～20 年再現確率値に相当する寒さの年）を仮定したトンネル坑内の理論最大凍結深さの推定結果を図 7 に示す。また、図 9 には 1000m 以上の 9 トンネル、図 10 には 1000m 以下の 6 トンネルについて、坑口～坑内の凍結深さ（10 年最寒冷年値）を示す。特に延長距離 2000m 以上の長大 7 トンネルでは、①上り勾配が緩く西坑口からの風の吹き込みが比較的弱いと予想される穂別トンネル、② 2% 上り勾配で西坑口からの風の吹き込みが強い一方、東坑口からの風の吹き込みが弱いと予想される拌み勾配形状の大夕張トンネル、③坑口気温が低く（あるいは年振幅が大きい）、西坑口から数% 上り勾配で風の吹き込みが強いと予想される占冠・東占冠・おかま・第一狩勝・第二トンネルの順にトンネル坑内の凍結深

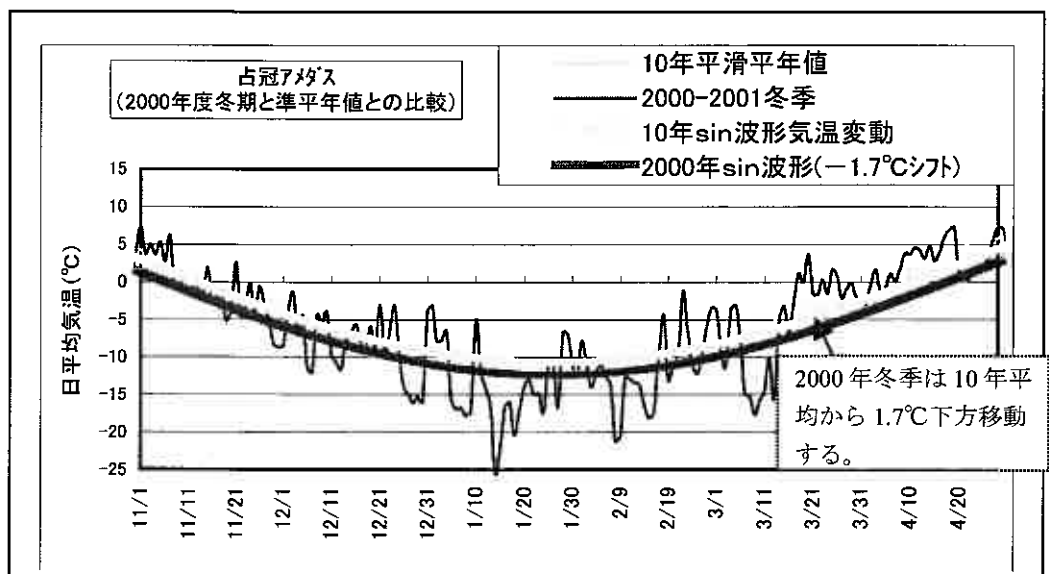


図 6 10 年平均 sin 波形と 2000 年度冬季の日平均気温の推移（占冠アメダスの例）

さ（10 年最寒冷年値）を示す。特に延長距離 2000m 以上の長大 7 トンネルでは、①上り勾配が緩く西坑口からの風の吹き込みが比較的弱いと予想される穂別トンネル、② 2% 上り勾配で西坑口からの風の吹き込みが強い一方、東坑口からの風の吹き込みが弱いと予想される拌み勾配形状の大夕張トンネル、③坑口気温が低く（あるいは年振幅が大きい）、西坑口から数% 上り勾配で風の吹き込みが強いと予想される占冠・東占冠・おかま・第一狩勝・第二トンネルの順にトンネル坑内の凍結深

さが大きくなると推定される。また、坑内で最も気温が高い箇所の凍結深さの比較結果を表2に分類する。長和および占冠トンネル以東に位置する1000m以上のトンネルでは、坑内最暖部でも凍結深さが120cm(10年最寒冷年)以上に達する事が予想されるため、湧水又は凍上性の材料が発生する場合は、非凍上性材料で100cm(置換率80%と仮定)深さまで置換える凍上対策が必要であると考えられる。

表2-トンネル坑内最暖部の凍結深さ(10年最寒冷年)

Dmax	50cm以下	60cm	80~90cm	120cm	140cm
トンネル名称	久留喜	穂別	ユーパロ	占冠	長和
		広内	大夕張	滝の沢	東占冠
			タンネナイ	第一狩勝	ホカムイ
			占冠中央	第二狩勝	
			下トママ		

IC区間	トンネル名称	標高m	縦断勾配	トンネル延長距離	坑口気温 推定結果(semi-variogram)					坑内温度タイプ		坑口坑内D _{MAX} の範囲	備考
					年平均気温℃	年平均振幅℃	年最低気温℃	凍結指数℃・days	F _{2000年} ℃・days	夕張側	清水側		
夕張	久留喜	185 182	↓1.0	471m	6.5	13.8	-7.3	596	823	平均(吹抜け)		146~50	下り勾配の西坑口から平均的冷気が吹抜けるため坑内凍結深さは比較的小さい
	ユーパロ	220 249	↑3.0	1933m	6.1	13.9	-7.7	649	882	低い	平均	152~90	西坑口から冷気吹き込みが強いいため坑内凍結深さは大きい
穂別	大夕張	252 250	↑2.0 ↓2.0	4181m	6.0	14.0	-8.0	686	922	低い	高い	157~80	西坑口からの冷気吹き込みが強い反面、東坑口からの吹き込みが弱いため坑内凍結深さは中~大程度
穂別	長和	317 353	↑3.0	1540m	4.3	14.9	-10.6	1016	1281	低い	平均	187~140	西坑口から非常に寒い冷気の吹き込みが強いいため坑内凍結深さは非常に大きい
	穂別	355 277	↑0.3 ↓2.495	4335m	4.5	14.8	-10.4	985	1247	平均	高い	185~60	緩い上り勾配の西坑口から平均的冷気が吹き込む一方、東坑口から吹き込みが弱いため坑内凍結深さは中程度
占冠	占冠	270 346	↑2.0	3890m	4.4	14.9	-10.4	997	1259	低い	平均	186~120	西坑口から非常に寒い冷気の吹き込みが強いいため坑内凍結深さは非常に大きい
	タンネナイ	349 348	↓0.306	809m	4.2	14.9	-10.7	1028	1294	平均	高い	188~80	緩い上り勾配の西坑口から平均的冷気が吹き込む一方、東坑口からの吹き込みが弱いため坑内凍結深さは中程度
	占冠中央	344 345	↑0.19	519m	4.2	14.9	-10.6	1022	1287	平均(吹抜け)		188~80	緩い上り勾配の西坑口から平均的冷気が吹抜けるため坑内凍結深さは中程度
占冠	東占冠	395 414	↑0.764	2419m	4.0	14.7	-10.8	1061	1319	低い	平均	190~120	西坑口から非常に寒い冷気の吹き込みが強いいため坑内凍結深さは非常に大きい
	滝の沢	416 429	↑1.625	998m	4.0	14.7	-10.7	1044	1312	低い	平均	178~140	同上
トママ	ホカムイ	437 466	↑1.625	2083m	3.9	14.6	-10.8	1054	1324	低い	平均	190~140	同上
	下トママ	467 459	↓1.345	760m	3.7	14.6	-10.8	1051	1321	平均(吹抜け)		190~80	下り勾配の西坑口から平均的冷気が吹抜けるため坑内凍結深さは中程度
トママ	第一狩勝	617 601	↑3.0 ↓1.089	2583m	3.8	13.6	-9.8	949	1217	低い	平均	184~120	西坑口から非常に寒い冷気の吹き込みが強いいため坑内凍結深さは非常に大きい
	第二狩勝	571 520	↓1.97	2576m	4.1	13.6	-9.4	894	1156	低い	平均	179~120	同上
清水	広内	436 408	↓3.0	944m	4.9	13.5	-8.6	773	1023	平均	高い	166~60	下り勾配の北坑口から西寄りの横断風による平均的冷気が吹き込むため坑内凍結深さは中程度

図7 2000年度冬季を仮定したトンネル坑内凍結指数・理論最大凍結深さ推定結果

図8に大夕張トンネルの10年最寒冷年から推定した凍結指数と理論最大凍結深さの結果例を示す。

本図では、西坑口からの坑内風がより強く、坑内温度が風の影響を受け、両坑口からの延長方向の凍結深さに異なる分布が発生していることを示している。

また、理論最大凍結深さは、坑口部で約160cm、坑内で最も気温が高い箇所でも凍結深さ80cm~90cmを示している。

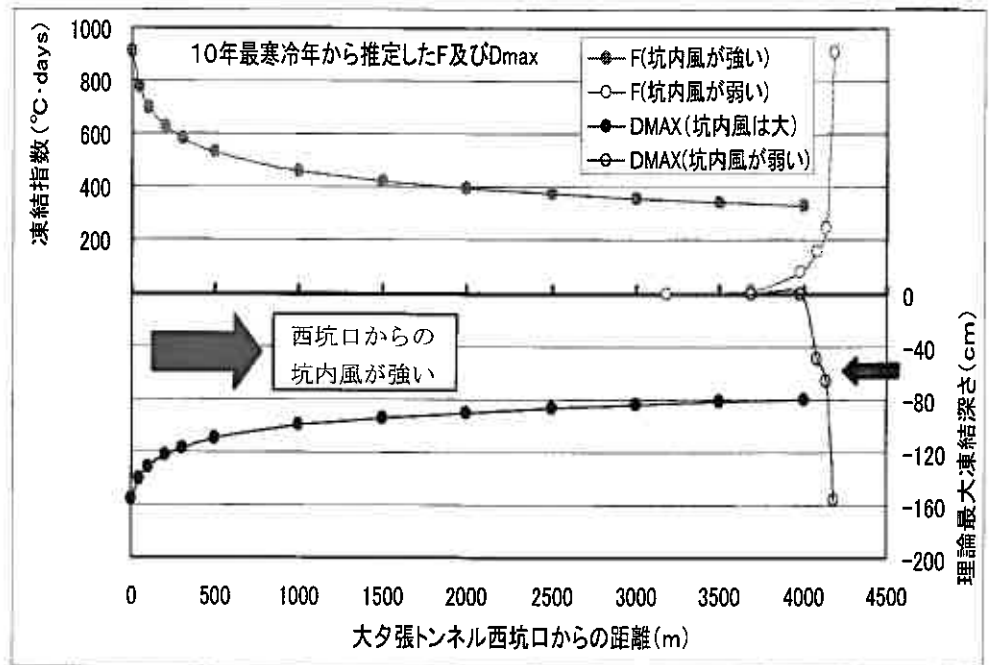


図8 大夕張トンネルの凍結指数・理論最大凍結深さの推定結果の例

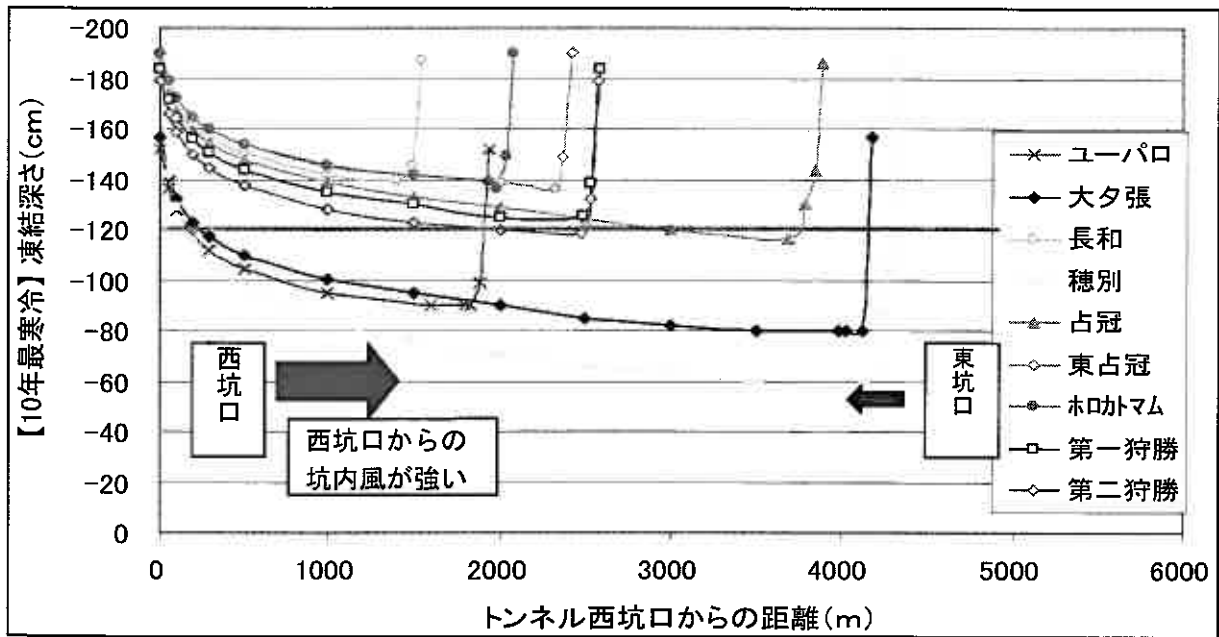


図9 9トンネル（1000m以上）坑口・坑内の凍結深さ（10年最寒冷年値）の推定結果比較

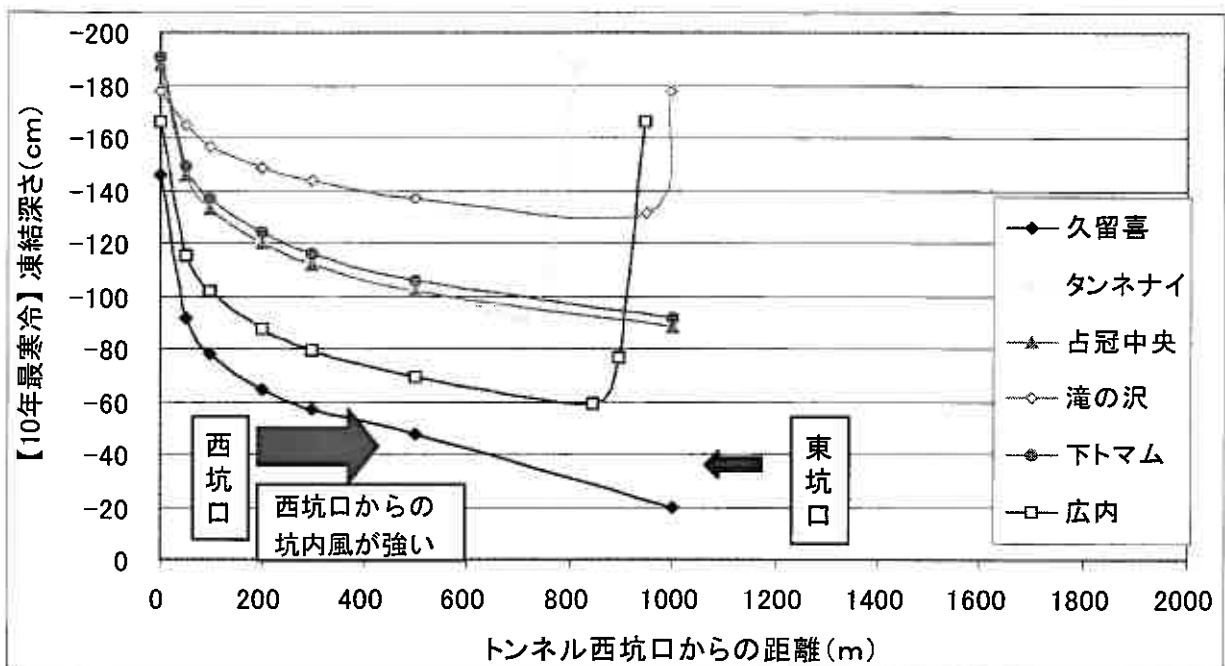


図10 6トンネル（1000m以下）坑口・坑内の凍結深さ（10年最寒冷年値）

6. まとめ

- (1) 高速道路トンネル坑口、坑内の気温実測値と理論式より得られた推定値を比較した結果、十分な予測精度であることがわかった。
- (2) 横断道の計画トンネル内の理論最大凍結深さを推定した結果、表2に示す7トンネルが坑内最暖部でも120cm（10年最寒冷年）以上と推定され、非凍上性材料で置換える凍上対策が必要である結果が得られた。参考として図11にトンネル内標準断面の例を示す。

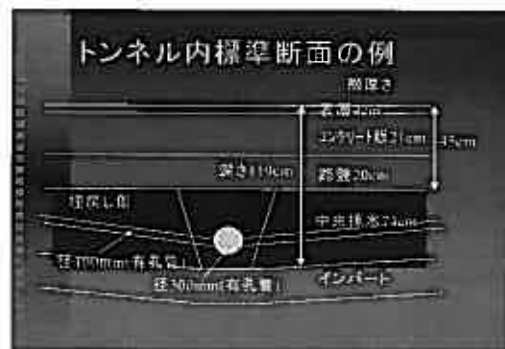


図11 トンネル内の標準断面の例

7. 今後の検討課題

本検討では、高速道路トンネルにおける気温実測を行い理論式より得られた推定値との精度を確認した上、その理論式より建設区間の横断道トンネル内の凍結指数と理論最大凍結深さを予測した。

今後は、さらに横断道で貫通している広内トンネルおよび供用区間の栗山トンネルで坑口部の風向、風速等の計測、坑内風の吹き抜け状況や坑内温度の上昇など調査を行い推定精度の向上を図っていく。

また、現行基準の『道路トンネル設計施工要領』北海道開発局建設部道路建設課監修 H11.9 によるとトンネル坑内気温分布とつらら発生終点位置は坑口から 100m 程度まで急激に外気温が低下（図 12）し、覆工コンクリートの断熱材設置範囲は坑口より 100m 程度と記載されている。

これらの基準、トンネル内路面凍上被害影響範囲の実績または本成果で得られた路面凍上対策範囲、現地工程も踏まえた適用時期など総合的に判断し、トンネル内における路面凍上問題を解決していきたい。

<参考文献>

- 1) 三上隆, 林憲造, 権田静也:寒冷地道路トンネルの断熱材設計のための実用的な温度計算式の提案, 土木学会論集, No.498/VI-24, pp.87-93, 1994. 9,
- 2) 須藤敦史, 岡田正之, 飯塚哲善:トンネル内(延長方向)の気温変動について, 寒地技術論文・報告集, Vol.17, pp.66-73, 2001

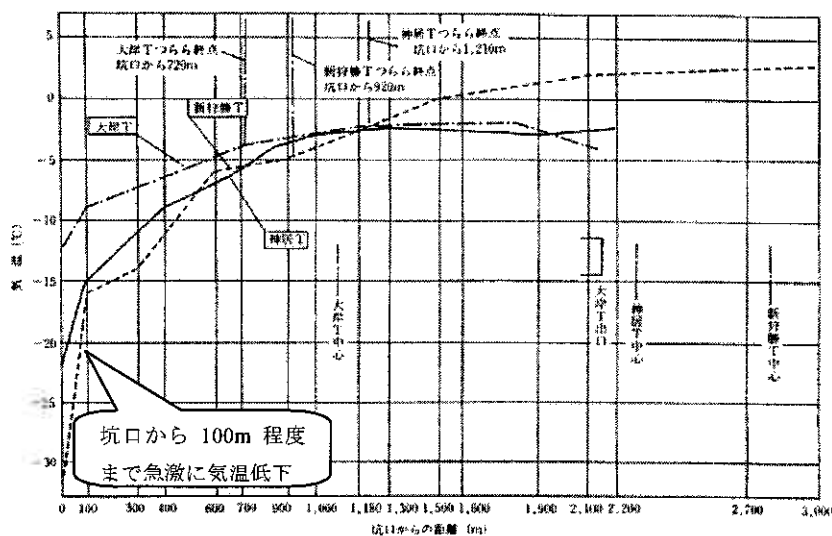


図 12 トンネル坑内気温分布とつらら発生終点位置

寒冷地における C-Box 凍上対策と FEM による二次元熱解析

株式会社 ドーコン ○正会員 林 啓二
 東日本高速道路株式会社 正会員 豊田 邦男
 北見工業大学 正会員 鈴木 輝之
 札幌道路エンジニア株式会社 萬 隆

1. はじめに

寒冷地道路におけるボックスカルバート（以下、C-Box と呼ぶ）凍上被害については、図-1 に示すように二つの現象が確認されている。

- i) 路面からと C-Box 内部からの二方向から土中に浸入する凍結に伴い、C-Box 直上の路面を凸状に押し上げることで舗装面に横断クラックが形成され、車両の走行障害や舗装破壊をもたらすもの。
- ii) C-Box 内部からの凍結の浸入により側壁部に凍結土圧（凍上圧）が作用し、側壁部にクラックを発生させるような構造的機能障害をもたらすもの。

これらの凍上被害を防止するために置換工法や断熱工法が採用されてきている。しかし、この置換工法についてはその範囲や規模、土被り厚さ、凍結指数との関係等が明確ではなく、これらの関係については、断熱工法についても同様となっている。

これらを解決するため、図-2 に示す前回の支部報告会で発表した北見工業大学大型冷凍庫内で実施した C-Box 内空断面 5m×5m、土被り厚さ 6m を想定した 1/20 スケールの室内モデル試験結果²⁾を基に、そこで用いた土の乾燥密度 ρ_t と含水比 W より熱物性値を決定し、FEM による二次元熱伝導解析（『TEMP/W』, GEO-SLOPE International Ltd.）を行った結果の

報告である。

2. 熱伝導解析と解析条件

前回報告の冷凍庫内でのモデル実験は 3 ケースで行われた²⁾が、今回の解析では、Case-2（強制対流状態、断熱材無し）を用い、モデル盛土全体を +5℃ で十分養生し、土中内全体が +5℃ になった時点から一気に -5℃ まで温度を降下させた試験を再現した。このとき、冷凍庫内の冷氣については扇風機を用いて盛土表面および C-Box 内を循環させた状態とした。

今回使用する二次元 FEM 解析プログラム『TEMP/W』の特徴としては、氷から水および水から氷という相変化による潜熱の解析が定式化されていることにある。

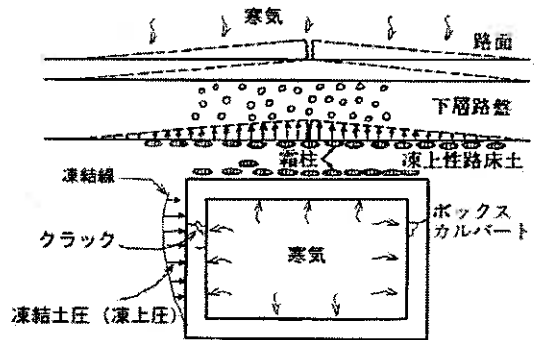


図-1 C-BOX の凍上被災概念図¹⁾

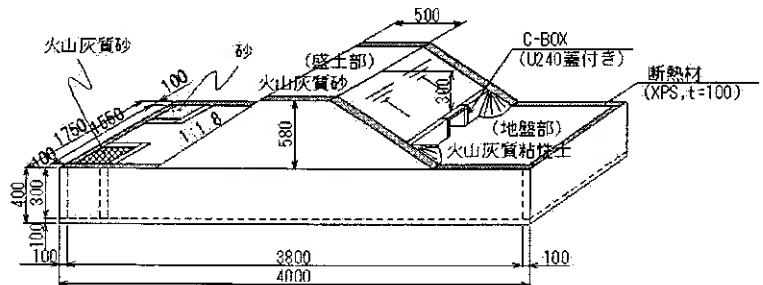


図-2 モデル盛土形状²⁾

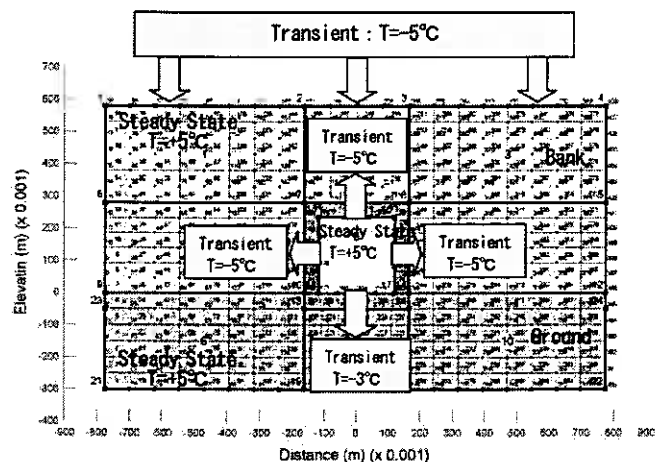


図-3 FEM 解析モデルと温度条件

Study on the shape of freezing front and frost heave damage of C-Box structure in cold regions
 Keiji Hayashi (Docon Co., Ltd.), Kunio Toyota (East Nippon Expressway Co., Ltd.)
 Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology), Takashi Yorozu (Sapporo Road Engineer Co., Ltd.)

解析については、図-3のFEM解析モデルと温度条件に示すように、始めにモデル試験条件と同様に、モデル盛土上面と下面およびC-Box内部の境界部の節点に初期温度(+5℃)を設定し定常解析(Steady State)を実施した。その解析結果に寒気が作用するモデル盛土上面とC-Box内部境界部の節点に温度境界条件として-5℃を設定して非定常解析(Transient)を実施した。このとき、C-Box底面については地盤部からの温度の影響により-3℃となっていたため、それをそのまま解析の温度条件として取り入れた。また、両サイドの境界部については無限外縁となっている。

この二次元FEM解析プログラム『TEMP/W』で用いられている熱流束方程式を以下に示す。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) + Q = \left(c + Lw \frac{\partial W_u}{\partial T} \right) \frac{\partial T}{\partial t}$$

Where:

- T = temperature,
- k_x = thermal conductivity in x-direction,
- k_y = thermal conductivity in y-direction,
- Q = applied boundary flux,
- c = volumetric heat capacity (material property)
- L = latent heat of water,
- w = volumetric water content of the soil,
- W = unfrozen water content (0 ≤ W_u ≤ 1), and
- t = time.

3. 解析に用いた土質材料の熱物性値

本解析において必要となる土の熱物性値は、熱伝導率(凍土・未凍土)、体積熱容量(凍土・未凍土)、体積含水率(未凍土)である。本解析においては、盛土部(砂質火山灰)、地盤部(砂質火山灰質粘性土)およびC-Box(コンクリート)におけるそれぞれの熱物性値が必要となる。ここに、水から氷(氷から水)の変化による潜熱(Latent heat of water)はL=3.35×10⁵kJ/m³としている。これら諸定数について以下に算定方法について述べる。

(1) 凍結および未凍結の熱伝導率(Thermal conductivity)

一般的に含水のある土は未凍結から凍土に変化した場合、その熱伝導率は変化する。土によって未凍土から凍土になる温度は異なるが、本解析では代表土質によりそれを入力するようになっているため、それを採用して土の熱伝導率を未凍土から凍土に変化させて定義した。また、熱伝導率の推定式については、多くの研究者^{3)~8)}により提案されているが、一般に用いられている推定式として、乾燥密度ρ_dと含水比Wから推定したKersten⁹⁾の実験式がある。この式は砂質土と粘性土に分けて熱伝導率を推定しているが、それには±25%程度の誤差があるといわれており、これに対して石英含水量および不凍水量を考慮したJohansen³⁾の式が最も実測値に近いとされている。しかし、実務的な観点からすればこれらの要素を取り入れることは困難であるため、ここでは、前者のKerstenによる実験式を用いるものとした。このKerstenの土質分類については、“砂質土が粒径0.05mmより細かい粒子が50%未満の土、シルト・粘土は粒径0.05mmより細かい粒子が50%以上の土”とされている。また、この実験式については、現在、道路の置換厚を決めている理論最大凍結深さの算出に凍土と未凍土の平均値が用いられている⁹⁾。

【Kerstenの熱伝導率λの推定式】

【Unit: J/sec·m·°C (=W/m·K)】	
シルト・粘土に対して、	<未凍土> λ _u =[(0.9·log ₁₀ W-0.2) × 10 ^(0.6242ρ_d-3.4628)] × 418.6 <凍土> λ _f =[0.01 × 10 ^(1.320ρ_d-3.4628) +0.025W × 10 ^(0.8739ρ_d-3.4628)] × 418.6
砂質土に対して、	<未凍土> λ _u =[(0.7·log ₁₀ W+0.4) × 10 ^(0.6242ρ_d-3.4628)] × 418.6 <凍土> λ _f =[0.011 × 10 ^(1.335ρ_d-3.4628) +0.026W × 10 ^(0.9114ρ_d-3.4628)] × 418.6

(2) 凍結および未凍結の体積熱容量C (Volumetric heat capacity)

通常の土中に存在する岩石や鉱物の比熱は、温度の降下に伴って小さくなり、0℃付近では0.16~0.17で、多くの場合0.17とした方が実際に近いことがわかっており、未凍土および凍土の熱容量を乾燥密度ρ_dと含水比Wの関係にした伊福部による算定式¹⁰⁾を採用するものとした。

【Unit: J/m³·K】	
未凍土に対して、	C _u =ρ _d ⎛0.17+ $\frac{W}{100}$ ⎞ × 4.186 × 10 ⁶
凍土に対して、	C _f =ρ _d ⎛0.17+ $\frac{0.5W}{100}$ ⎞ × 4.186 × 10 ⁶

(3) 体積含水率 (Volumetric water content)

体積含水率V_wについては、乾燥密度ρ_dと含水比Wから次式によって求められる¹¹⁾。これも未凍土から凍土に変化

する場合、土によってその温度は異なることになる。本解析ではこれについても代表土質によりそれを入力するようになっており、それを用いて土の未凍結含水率を定義した。

$$V_w = \rho_d \cdot W$$

(4) C-Box 部コンクリートの物性値

コンクリートの熱物性値については、舗装構成材料の熱的定数⁹⁾よりその一般値を採用した。

(5) 各材料の熱物性値

(1)~(4)により、本解析に用いた各材料の熱物性値を表-1 に示す。盛土部および地盤部の密度および含水比については、それぞれ各層内の2箇所で実施した密度試験結果の平均値を用いた。

表-1 各材料の熱物性値

材料名	分類	凍土 or 未凍土	湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 【Kersten】	凍結潜熱	体積熱容量 【伊福部】	体積含水率
			ρ_t (g/cm^3)	w (%)	ρ_d $= \rho_t / (1+w/100)$ (g/cm^3)	λ ($W/m \cdot K$) ($J/sec \cdot m \cdot ^\circ C$)	$L \approx 3.35w \cdot \rho_t$ (J/m^3)	C ($J/m^3 \cdot K$)	W_v $= \rho_d \cdot w$ (%)
地盤部 (砂質火山灰質粘性土)	シルト・粘土	未凍土	1.581	34.12	1.179	0.926	134.7E+06	2.522E+06	40.2
		凍土				1.370		1.681E+06	
		平均				1.148		2.059E+06	
盛土部 (砂質火山灰)	砂質土	未凍土	1.211	24.48	0.973	0.801	79.6E+06	1.689E+06	23.8
		凍土				0.739		1.191E+06	
		平均				0.770		1.418E+06	
ボックスカルバート部	コンクリート				0.938	000.0E+00	2.009E+06		

4. 二次元 FEM 熱伝導解析結果と評価

以上の物性値を用い、二次元 FEM 熱伝導解析を実施した結果を図-4 の 0°C 線の推移、ならびに図-7 の土中温度分布 (→は熱流束を表す) に示した。これらより、経過時間の初期においては、盛土天端からの寒気の土中への進入と C-Box 内部からの冷気の進入が C-Box 上部において干渉し合っていることがわかり、時間の経過とともに C-Box を取り囲むように凍結線が発達していく状態が確認できる。しかし、C-Box 底部への凍結線はある程度時間が経過するとほぼ一定になっていることがわかる。

図-5 にモデル試験と二次元 FEM 解析結果の比較として、盛土天端および C-Box 側壁背面の土中内への凍結線の推移を示した。また、図-7 に前回報告したモデル試験による土中温度分布を示した²⁾。その結果、盛土天端から進行する寒気の進入については、ほぼ両者が同様の進行状況となっていることがわかる。しかし、C-Box 側壁部からの土中への寒気の進行については、解析結果の方が約 2 倍の凍結深さとなっている。これは、モデルと解析の境界条件の相違によるもので、C-Box 内がトンネル状態となっており、扇風機による内部空気の循環が円滑では無いため凍結時に発生する潜熱が C-Box 内部に滞り、初期における冷凍庫内の温度低下が C-Box 背面土中に伝わっていないためによるものと考えられる。これについては、実際の C-Box においても内部の凍結指数が外気温の凍結指数より 2 割ほど高かった報告もある¹²⁾。

しかし、これは現場条件によって大きく左右されることになるので、現時点においてはその低減を考慮しないで検討するべきものと判断する。ここでは、盛土天端からの凍結の進行状況がモデル試験と FEM 解析でほぼ一致することより、この解析結果がほぼ妥当であると判断した。また、C-Box 周辺土中への寒気の進行条件として最も厳しい条件 (外気温=C-Box 内気温) であると考えれば、今回の解析結果は今後実施していく現場への適用にも十分対応可能であると判断して問題といえる。

また、モデル試験においては、側壁部および底面部に 10cm の断熱材により寒気の進入を縁切りしていたが、実際には時間の経過とともに少しずつ影響を受けており、5 日目ぐらいには図-6 の土中温度分布に影響が確認できており、それについても境界部の土中温度に解析と相違がみられる。

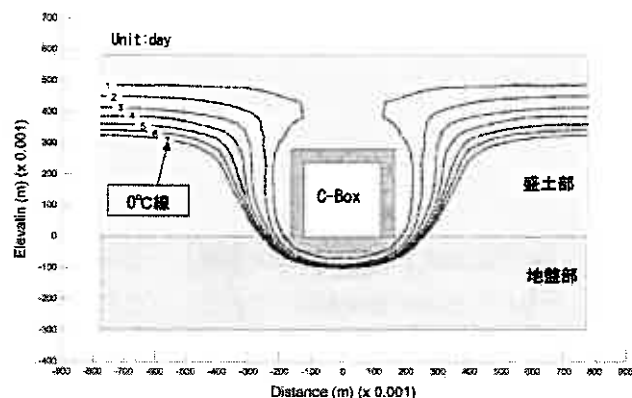


図-4 FEM による 0°C 線の推移 (1~7day)

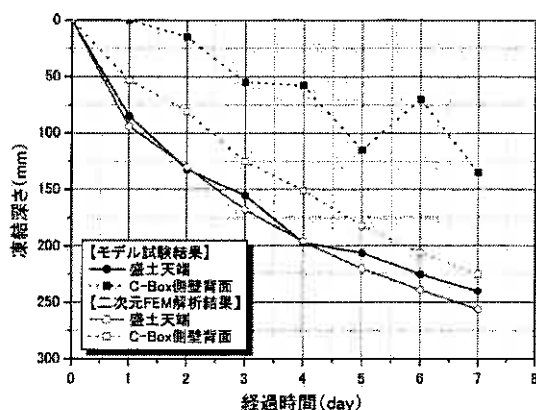


図-5 経過時間と凍結深さ

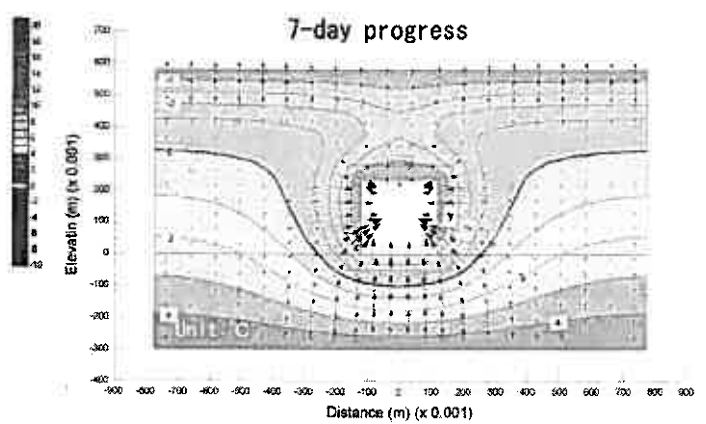
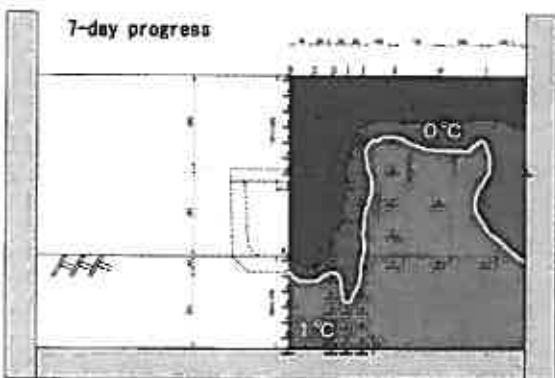
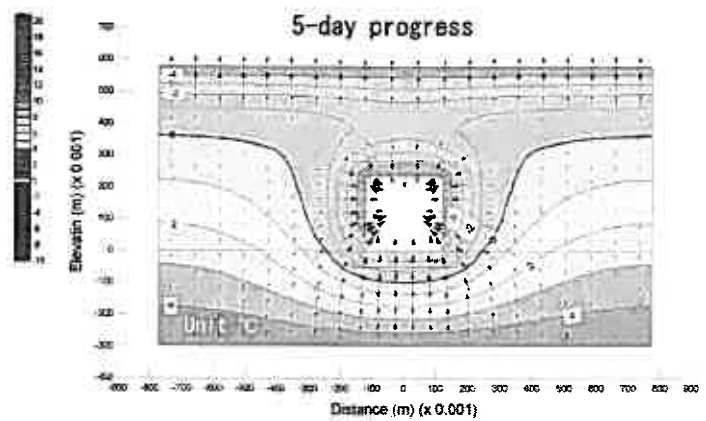
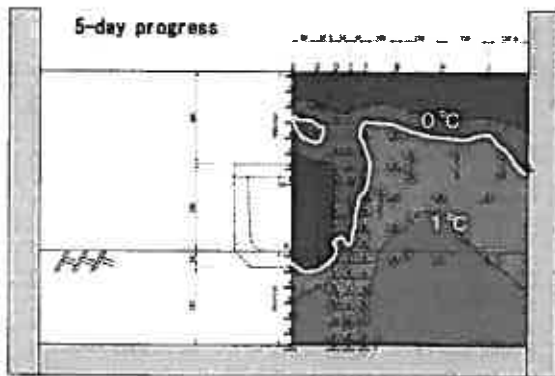
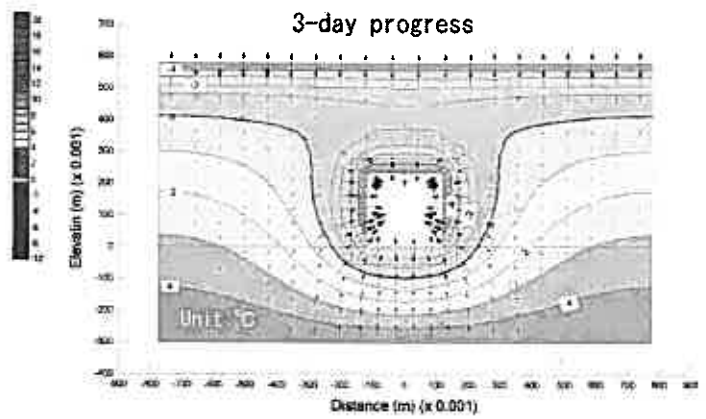
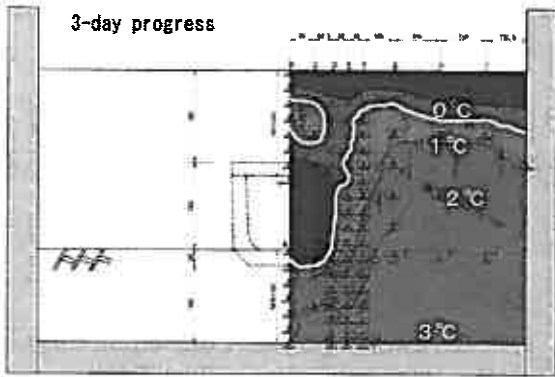
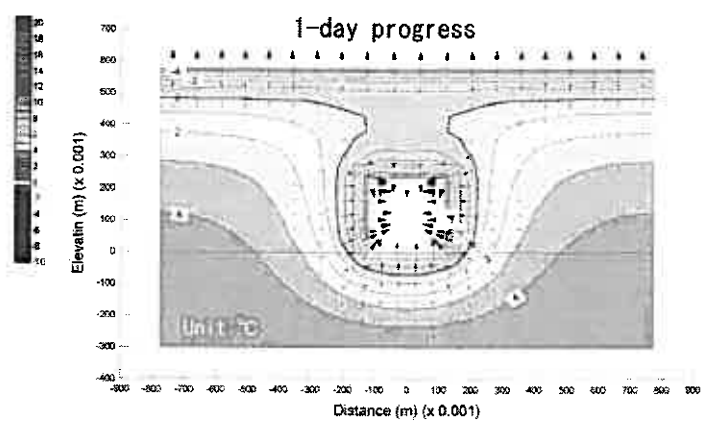
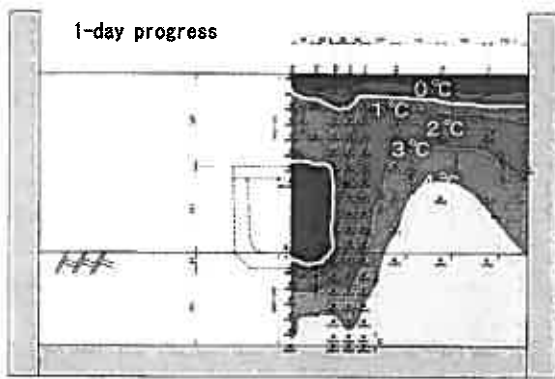


図-6 モデル試験による土中温度分布

図-7 二次元 FEM による土中温度分布

5. 熱流束と凍結線および凍結土圧（凍上圧）

図-7 に示す→が熱流束の方向と大きさを示している。この熱流束の方向は、温度勾配による土中水の移動と一致するため、アイスレンズはこれに直行する状態で成長することになり、したがって、凍結土圧もこの方向に作用することになる。また、凍結土圧の作用する方向を凍結線の推移で判断する場合には、経時的に推移する凍結線に対して直角方向に作用するものとされている。

FEM 解析結果では、C-Box 周辺の熱流束は側壁部が頂版および底版より大きくなっており、その方向はどの壁面もそれに直角方向に発生していることがわかる。したがって、これに伴い凍土の厚さが経時的に増加していくと壁面への凍結土圧も増加することになる。

この C-Box に作用する凍結土圧は、その反対側の未凍土側へ応力が作用することで土の圧密が起こりその応力を抑制するようであり、凍上条件が揃っていたとしても一概に全ての C-Box に凍結土圧が作用するものではない。実際には、頂版直上に作用する凍結土圧については、路面の凍上として現れ（土被り厚さによる）、側壁についても C-Box 設置箇所が盛土体であれば未凍土側に応力が分散し、C-Box 壁面にはそれほど大きな凍結土圧は作用しないものと考えられる。ただし、比較的締まった状態の地山部に設置した場合で、その側壁背面の埋戻し土が凍上性材料であった場合には側壁に働く凍結土圧の背面土への分散範囲が小さいので、壁面に比較的大きな凍結土圧が作用してしまうことになると考えられる。この凍結土圧については、凍土の粘弾性的な性質やその厚さ、および寒気の連続性等の関係によりその力の大きさは変化してくるので、今後の対策工の規模を決定する場合にそれらの点を留意すべきと考えている。

6. 理論最大凍結深さと二次元 FEM 熱伝導解析による凍結深さ

現在、道路の置換厚等を求めるには理論最大凍結深さの考え方が用いられており、この理論最大凍結深さと本解析による二次元 FEM 熱伝導解析から求まる凍結深さについて検証しておくことが、今後の現場への適用を考えれば不可欠となる。この理論最大凍結深さについては、粗粒材を考慮した乾燥密度 $\rho d = 1.80 \text{ g/cm}^3$ 、含水比 15% から Kersten および伊福部による熱伝導率、熱容量の推定式を用い、熱比や融解パラメーターを用いて Aldrich 式（修正 Berggren）により一次的に計算したものである。今回の FEM 熱伝導解析での熱物性値の推定方法もこれと同様であるため、これら 2 方法による凍結深さを比較するとともに、地盤内の温度境界面を変化させたときの FEM による各凍結深さを算出した結果を図-8 に示した。この解析条件についても、前段と同様に地表面とモデル土層底面の境界部を +5°C にて定常解析し、それに地表面境界を -5°C にて非定常解析を行ったものである。このとき、底面の温度境界は GL-2~10m に変化させ、凍結指数については $-5^\circ\text{C} \times (\text{日数})$ とした。表-2 に本解析で用いた理論最大凍結深さの算出に用いられている粗粒材の熱物性値を示す。

図-8 より、理論最大凍結深さと FEM による凍結深さ（温度境界の影響がほとんど受けない +5°C 温度境界が GL-10m もの）では、凍結指数 $F = 200 \sim 1000^\circ\text{C} \cdot \text{days}$ の範囲で約 15~20cm 程度 FEM 解析の方が深くなっているが、長時間経過した状態での結果であるので、実際の道路構造物に対する置換厚さやその他の対策工の検討を行う上では、ほぼ合致しているとしても大きな問題にはならないと判断できる。また、地盤底面に作用する温度境界の影響については、当然、地表面からの距離が近づけばその凍結深さに影響を及ぼすことになるが、これには掲載していないが、GL-15m と GL-10m の凍結深さに相違が無かったことを考慮すると温度変化の作用する面から 10m 程度の地点にしておけばそれによる影響は凍結深さに現れないものと考えられる。これは、自然状態に置き換えたとき、凍結前の地盤内の温度条件が凍結深さに大きく影響することを示唆している。

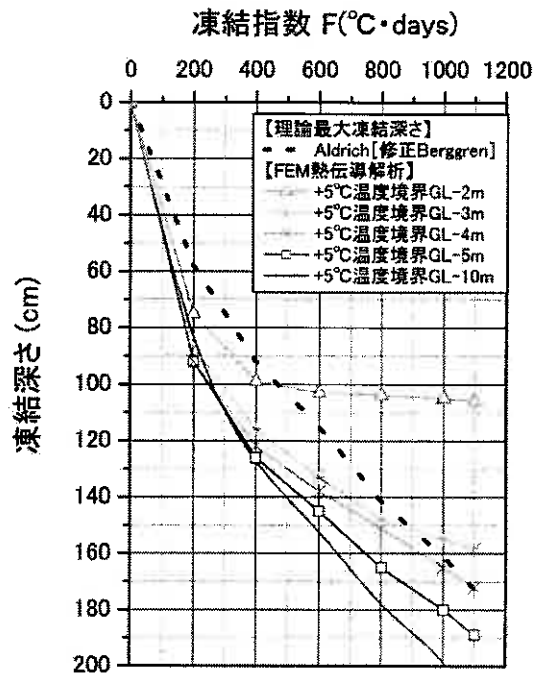


図-8 温度境界条件の相違による凍結深さ

表-2 理論最大凍結深さの算出に用いられている粗粒材の熱物性値

土質	土質分類	凍土 or 未凍土	湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 [Kersten]	凍結潜熱	体積熱容量 [伊福部]	体積含水率
			ρt (g/cm^3)	w (%)	ρd (g/cm^3)	λ ($\text{W/m}\cdot\text{K}$) ($\text{J/sec}\cdot\text{m}\cdot^\circ\text{C}$)		C ($\text{J/m}^3\cdot\text{K}$)	
粗粒材 (B曲線)	砂質土	未凍結土	2.070	15.00	1.800	2.344	90.5E+06	2.411E+06	27.00
		凍結土				2.860		1.846E+06	
		平均				2.602		2.110E+06	

8. まとめ

- ① C-Box 部での道路盛土内への寒気の進入状態については、土の熱物性値を乾燥密度 ρ_d と含水比 W から推定される熱伝導率 λ 、体積熱容量 C および体積含水率 w_v を用いることで、室内モデル試験結果からの凍結深さおよび土中温度分布形状を二次元 FEM 熱伝導解析で再現できることが確認された。ただし、FEM 解析において、C-Box 内気温を外気温と同様にした境界条件としているため、C-Box 内部からの土中内への寒気の拡がりには自然状態での最も厳しい温度条件を再現したものとなっている。
- ② 二次元 FEM 熱伝導解析結果では、各要素での熱流束の方向と大きさが表示されてくるので、土中内の熱移動や土中水の移動および凍結土圧（凍上圧）の作用する方向が明確となるため、今後の対策工の規模や範囲を決定するのに活用できる。
- ③ Aldrich 式（修正 Berggren）を用いた理論最大凍結深さと同熱物性値を用いた二次元 FEM 熱伝導解析による凍結深さの比較においては、FEM 解析での温度境界条件を $-5^{\circ}\text{C} \times (\text{日数})$ により凍結指数 F を設定して計算した結果、長時間経過した状態であっても凍結指数 $F=200\sim 1000^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の範囲で約 $15\sim 20\text{cm}$ 程度 FEM 解析の方が深くなっている程度であるので、この条件で現場条件を再現しても問題は無いものと判断できる。しかし、このとき地盤底部に作用させる温度境界条件についてはその影響を考えた設定としなければならない。

9. あとがき

今後は、この二次元 FEM 熱伝導解析を用いて、実際の構造物での現場温度計測データとの検証を行い、材料物性値、土被り厚さ等の諸条件を変えた解析を繰返し、現場の凍上対策に反映させていこうと考えている。

参考文献

- 1) 土質基礎工学ライブラリー23 土の凍結—その理論と実際— [第一回改訂版]: 土質工学会 1994, p176 図-4.1 に加筆.
- 2) 林啓二, 豊田邦男, 辻野英幸, 鈴木輝之, 小林修司: C-Box モデルによる周辺土中温度分布計測と解析, 地盤工学会北海道支部年次報告会報告集第 45 号 pp. 37-44, 2005. 2.
- 3) Faruqi, O. T. :Evaluation of methods for calculating soil thermal conductivity, US Army Corps of Engineers, CRREL REPORT 82-8, 1982.
- 4) Kersten, M. S. :Thermal properties of Soils, University of Minnesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Bulletin, No. 28, 1949.
- 5) Sawada, S. and Ohno, T. :Laboratory studies on Thermal Conductivity of clay, silt and sand in frozen and unfrozen states, Fourth International Symposium on Ground Freezing, pp. 53-58, 1985.
- 6) Penner, E., Johnston, G. H. and Goodrich, L. E. :Thermal conductivity laboratory studies of some Mackenzie Highway soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, Number 3, pp. 271-288, 1975.
- 7) 姚義久: 舗装道路の凍結深さの予測に関する基礎的研究, 東北大学博士論文, 1989. 3.
- 8) 松本順一郎, 大久保俊治: 土の伝熱特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 257, pp. 43-50. 1977.
- 9) 熊谷茂樹, 有田政: マイクロコンピュータによる凍結深さ推定プログラム, 土木試験所月報, No. 380, pp. 25-30, 1985. 1.
- 10) 伊福部宗夫: 北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究, 土木試験所報告, 第 26 号, pp. 19, 1962. 3
- 11) 宇野裕教, 鈴木輝之, 澤田正剛, 安達謙二: 寒冷地における多数アンカー式擁壁の凍上対策, 土木学会論文集, No. 701/III-58, pp. 243-252. 2002. 3.
- 12) 日本道路公団北海道支社: 平成 15 年度道路構造物凍上対策調査検討 報告書, 株式会社ドーコン, 2004. 3

地中レーダによる非破壊凍結深調査手法の検討

○川崎地質株式会社 正会員 原田克之
 川崎地質株式会社 鈴木敬一
 川崎地質株式会社 長嶺浩人
 東日本高速道路株式会社 正会員 豊田邦男

1. はじめに

北海道や東北・北陸地方の山間部などでは、厳冬期に地盤が凍結し、地表面が盛り上がる凍上現象が問題となっている。土粒子間に存在する地下水が凍結することにより体積が増加し、地表面が盛り上がるのである。このような凍上現象は、舗装や埋設物などの破壊を引き起こし、高速道路などでは乗り心地が悪くなるなどの弊害を生じる。

従来は、凍結前と凍結中に道路の凹凸を測定（「IRI」という）し、その差により凍結範囲を推定していた。本件では、物理探査手法のうち地中レーダ探査を用いて、凍結深度を非破壊的に探査する方法を検討したので報告する。

2. 調査手法

凍結によって生じる地盤内のアイスレンズは非常に薄いため、可能な限り周波数帯域の広いアンテナを用いる必要がある^{2),3)}。本件で用いた地中レーダ探査装置は、中心周波数 1GHz のものである。また、地盤が凍結すると、凍結前より電磁波伝搬速度が増加（あるいは導電率が低下）することが報告されている⁵⁾。そのため、プロファイル測定だけでなくワイドアングル測定を行って電磁波速度の変化を捉えることができるように、バイスタティック方式とした。ワイドアングルの測定箇所は、前述の IRI 測定の結果を参考に、30 箇所で行った。

地中レーダ探査は、凍上前の 11 月と凍上中の 3 月上旬に実施した。凍上中の測定時に、凍上前の測線が再現できるように、30m ごとに塗料によるマーキングを行い、測線の再現性の確保に努めた。

地中レーダ探査の前後で各断面の差分処理を行い、電磁波速度及び断面の変化のあった箇所をボーリング調査 6 箇所と開削調査 2 箇所を行った。

ボーリング及び開削調査結果を元に地中レーダ探査結果を見直し、凍結箇所の推定方法を検討した。

3. 調査位置

調査位置は、北海道千歳市の千歳東インターチェンジから勇払郡追分町の追分インターチェンジの間である (Fig.1)。調査は車線規制を伴うため、片側 2 車線の区間を避けて実施した。調査測線は各区間において、路肩、走行車線、追い越し車線の 3 本設けた。調査区間及び測線長を Table 1 に示す。

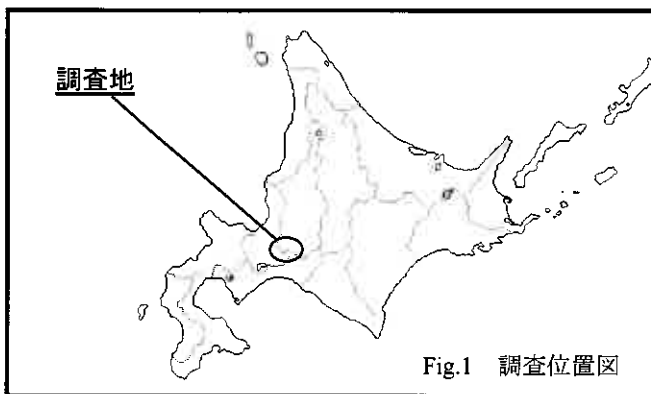


Table 1 調査区間及び測線長一覧

路線	区間	測線長
下り線	KPE 14.90~15.24	340m×3 本
	KPE 21.02~21.42	400m×3 本
上り線	KPE 14.88~15.90	1020m×3 本
	KPE 21.20~21.42	220m×3 本
合計	延べ 5.94km×2 回=11.88km	

4. 調査結果

(1)プロファイル測定結果

Fig.2~4 に IRI によって凍上前と凍上期の IRI の変化が大きい箇所 1) のプロファイルの一部を示す。順に凍上前、凍上中、両者の差分処理結果である。差分処理は、凍上中の波形（絶対値）から、凍上前の波形（絶対値）を差し引いたものである。グレースケールは Fig.4 のみに示したが、全て共通である。深度への換算は、ワイドアングル測定により得られた凍上前の RMS 速度（30 箇所の平均値 8.9cm/nsec, 比誘電率=11.3）を用いた。

Investigation of the non destructive prospecting method for frost penetration depth of soil using by the GPR

Katsuyuki Harada¹⁾, Keiichi Suzuki^{*1)}, Hiroto Nagamine¹⁾ and, Kunio Toyota²⁾

¹⁾Kawasaki Geological Engineering Co., Ltd., ²⁾East Nippon Expressway Co., Ltd.

凍上前と凍上中で明らかにプロファイルに変化が見られる。凍上前は深度 0.8~0.9m 付近に比較的水平的な反射面が連続しているが、凍上中はそれより深い 1m 付近に凹凸のある反射強度も大きい反射面が連続している。

この断面は全ての測線中でも特に差が大きかった箇所である。このように変化が大きかったところを 4 箇所、変化のなかったところを 2 箇所、計 6 箇所のボーリングと、2 箇所の開削工による調査を行った。

(2) ワイドアングル測定結果

Fig.5 に Fig.2 の中央 (水平距離 90m, 上り線 KPE15k810) のワイドアングル記録を示す。横軸はトレース数である。測定はアンテナ間距離 50cm から 10cm ごとに 300cm まで (26 トレース行った)。測定中の STC とスタッキング (60 回) 以外のデータ処理は適用していない。Fig.6 に凍上前と凍上中の速度スペクトルを示す。凍上前と凍上中で電磁波速度値が、8.2 cm/nsec から 8.6cm/nsec に増加しているため凍結が生じているものと推定される。

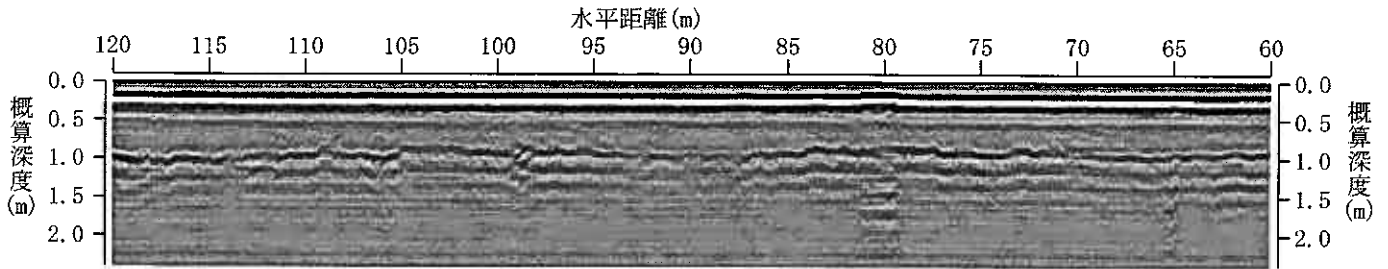


Fig.2 凍上前のプロファイル (11月測定)

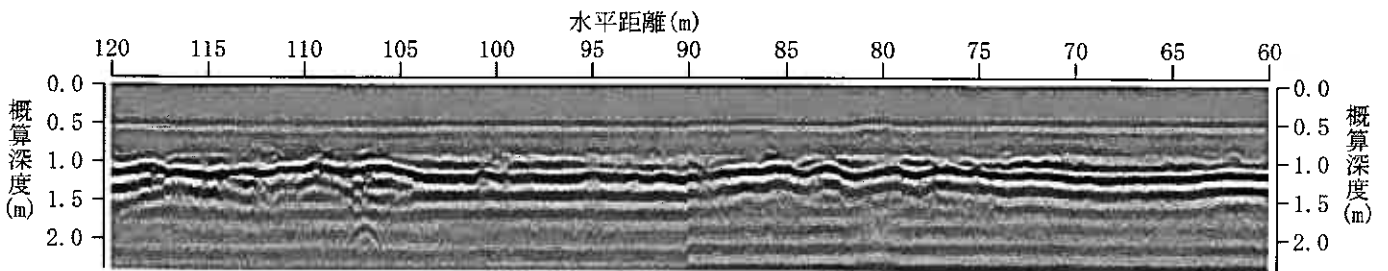


Fig.3 凍上中のプロファイル (3月測定)

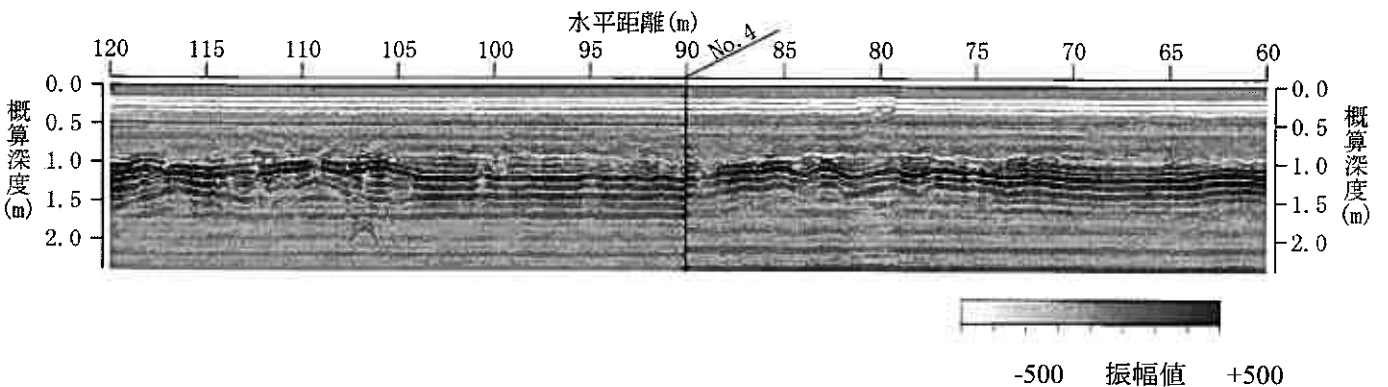


Fig.4 No.4 孔付近の差分処理断面

(3) ボーリング及び開削工調査結果

ボーリングは上り線 KPE15k810 で行った (位置は Fig.4 中に示した)。ボーリング調査による観察記録を Fig.7 に示す。ボーリング調査によると、GL-0.80m までは凍上抑制層としての砂礫が分布しており、それ以深は半固結状のシルト質細砂が分布している。このうち凍上抑制層直下の GL-0.80~1.00m 間では、コアの凍結、アイスレンズが確認された。特に 0.95m 付近には、厚さ 1cm のアイスレンズが発達している。Fig.7 中に示した凍結様式は文献 4 (Fig.8) による分類である。この分類は、凍結の段階を表すものではなく、地形・土質条件や地下水位等によって変化するものと考えられている。

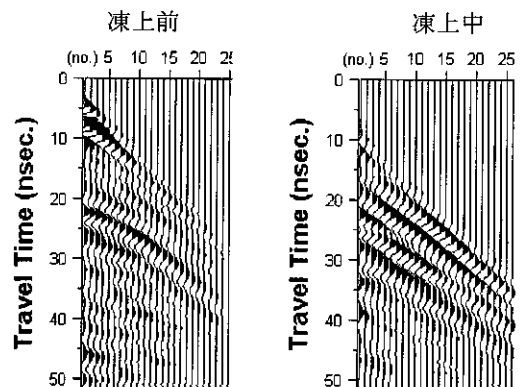


Fig.5 凍上前と凍上中の波形データの比較

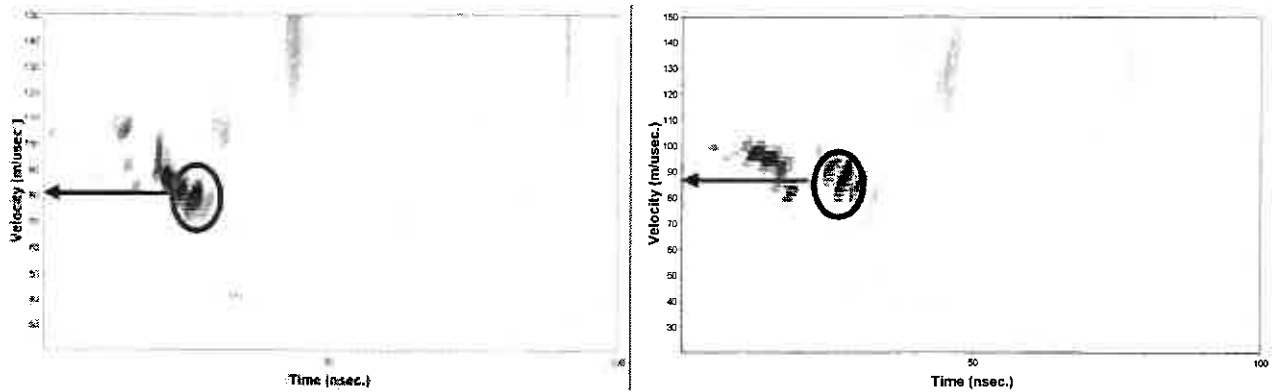


Fig.6 凍上前 (左) と凍上中 (右) の速度スペクトルの比較

舗装		凍上抑制層(砂礫)		砂岩	
無水張り		無水張り		無水張り	
アスファルト舗装。上部4cmは高機能舗装。	40-0切込砂利を主体とする。礫は匝円礫主体。無水張りにて掘削するが、明瞭な凍結は確認できない。	シルト質砂(低固結の砂岩)内にアイスレンズが明瞭に発達。最大厚さ約1cm。		シルト質砂(低固結の砂岩)内にアイスレンズが明瞭に発達。最大厚さ約1cm。	
凍結様式:	1	5		5	
水位: GL-1.10m		0.18m		0.80m 0.90m	
三層管式サンダー配置		無水張り (φ66mm)		無水張り (φ66mm)	
固結度は極めて低く半固結状。全体にシルト分を少量含む細砂を主体とするが、上部はシルト分が多い。全体に新鮮、未風化で暗灰色を呈する。GL-0.80~1.00m間で凍結しており、長さ1~2cm、厚さ0.1~1cmのアイスレンズが明瞭に認められる。GL-1.00m以深は凍結していない。(GL-1.30m以深φ66mmにて掘削) ※ 水位は層解け水流入の可能性あり。					
凍結様式:					

Fig.7 ボーリング調査観察記録 (上り線 KPE15k810)

番号	1	2	3	4	5
様式	コンクリート状凍結	微細霜降状を含むコンクリート状凍結	微細霜降状凍結	霜降状凍結	霜柱状凍結
形状					
説明	氷晶が全く認められない。	一部に氷晶が細かく入っている。	氷晶が非常に細かく切れぎれに入っている。	1~2mm厚程度の氷晶が入っている。	純霜柱の発達したものの。

Fig.8 凍結様式の分類⁴⁾

Fig.9には同じ箇所の開削工調査の結果である。下層路盤および凍上抑制層は粘土混じり砂礫に分類され、最大礫径は30~40mm程度である。アイスレンズや氷塊は認められないものの全体に凍結しており、凍結形態としては、「コンクリート状凍結 (凍結様式1)」に分類される。

地温は、舗装付近より凍上抑制層下限に相当するGL-0.80mまでは-0.4~-1.0℃と、0℃以下を示す。GL-0.80m以深には、地山である砂岩が分布する。本層は調査地周辺の基盤層に位置づけられる新第三紀層であるが、固結度が非常に低いため、性状としてはシルト質砂に分類できる。このうちGL-0.80~1.00m間において、砂岩中に多数のアイスレンズが認められる。いずれも上に凸の形状を示し、厚さは2~5mmを主体に最大10mm程度が確認されることから、凍結形態としては「霜降り状凍結 (凍結様式4)」~「霜柱状凍結 (凍結様式5)」に分類される。

5. 調査結果の考察

Fig.10にNo.4孔付近の差分処理後のプロファイルを示す。ボーリング柱状図を重ねて示す。グレースケールはFig.4と同じである。白く見える部分は、凍上前には存在した反射面が凍上中に消失したものの、黒く見える部分はその逆である。

ボーリング柱状図と対比すると、凍結区間の下面で、凍上中に反射面が消失したことを示す白色を呈している。これは凍結したことにより、地山と凍上抑制層との電磁波速度の差がなくなったため生じたものと考えられる。凍上中に現われた反射面 (黒色) は、地下水面に相当している。

同様の傾向は、他のボーリング調査を参照すると凍結様式4または5に相当している。凍結様式1~3の場合には電磁波速度があまり変化しないため、電磁波速度の変化だけではなく、プロファイルと両方を組み合わせて評価する必要がある。

5. まとめと今後の課題

凍上前と凍上中の差分処理を行ってプロファイルの変化と、ワイドアングル測定による電磁波速度の変化を捉えることにより凍結深 (ただし、「霜降り状凍結 (凍結様式4)」~「霜柱状凍結 (凍結様式5)」) を推定することができた。コンクリート状凍結は凍結前後の比誘電率の差があまり無いため、検出はできないものと考えられる。しかし、凍上を引き起こすのは霜降り状~霜柱状凍結であるため、それらの凍結深さは地中レーダにより、推定できるものと考えられる。

なお、本調査では電磁探査 (EM38) による調査も実施したが、冬季は凍結防止剤 (NaCl) を路面に散布するため表面の導電率が上昇し、凍上中に導電率が低下することはなかった。凍結防止剤をサンプリングする地域では、電磁法による探査は適用できないと考えられる。

深度(m)	凍結形態	土層名	備考	地温(°C)
0.10	—	舗装	アスファルト基層	-0.3
0.15				-0.7
0.20				-1.0
0.30	1	下層路盤	40-0 切込砂利。コンクリート状凍結を呈しており、氷晶は認められない。	-1.0
0.40				-0.4
0.50				-0.4
0.60	1	凍上抑制層	40-0 切込砂利。コンクリート状凍結を呈しており、氷晶は認められない。下層路盤との違いはほとんどなく、境界は不明瞭である。	-0.8
0.70				-0.8
0.80				-0.9
0.80	4~5			-0.7
0.90				-0.7
1.00	1.00	砂岩	調査地周辺の基盤層。固結度は非常に低く、シルト質砂状を呈する。GL-1.0mまで厚さ2~5mm、最大10mm程度のアイスレンズが確認され、凍結形態は「霜降り状凍結」~「霜柱状凍結」に分類される。GL-1.0m以深は凍結しておらず、少量の湧水が見られる。	-0.7
1.10	—			-0.7

Fig.9 開削調査結果（上り線 KPE15k810）

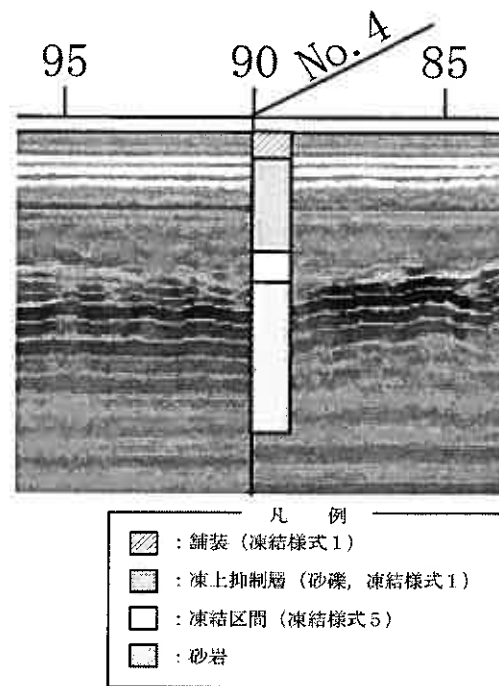


Fig.10 No.4 孔付近の拡大図

今後は、本調査で得られた結果を検証するため、室内試験による凍結前後での電磁波速度の変化と、その値を用いた計算機シミュレーション、さらに車線規制を伴わずに高速走行によるデータ取得が可能な探査装置の開発や、電磁波速度を算出するためのマルチチャンネル化などを図る必要がある。

参考文献

- (1)日本道路公団北海道支社, 札幌道路エンジニア株式会社(2002):平成13年度北海道支社管内凍上路面修繕計画検討報告書.
- (2)応用地質株式会社(2003):平成14年度地下水位非破壊調査手法検討報告書.
- (3)日本道路公団北海道支社札幌技術事務所, 応用地質株式会社(2004):平成15年度非破壊による凍結深調査手法検討報告書.
- (4)土質工学会編(1982):土の凍結—その制御と応用—, 土質工学会, pp.268.
- (5)Ulriksen(1982): Application of impulse radar to civil engineering, Lund Univ. Dr. Thesis.

平成16年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	三浦 清一	北海道大学大学院工学研究科教授
委員	神谷 光彦	北海道工業大学工学部教授
〃	坂本 容	北海道電力(株) 土木部次長
〃	武田 覚	(株) ドーコン 地質部長
〃	西川 純一	(独) 北海道開発土木研究所構造部長
〃	馬場 敦美	日本道路公団北海道支社建設部長

選考経過

平成17年3月17日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、次の2編を授賞論文として選考した。

論文名 土構造物の地震時変形量の簡易評価法
著者 土屋 智穂

論文名 断熱材を用いた凍上対策に関する検討
著者 豊田邦男 辻野英幸 山内智

論文名 土構造物の地震時変形量の簡易評価法

著者 土屋 智穂 峯田 一彦

受賞者 土屋 智穂

選考理由

地震時に生じる液状化に伴う土構造物の被害は、1964年新潟地震以降しばしば報告され、重要な社会基盤である道路盛土、河川堤防等の耐震上の大きな課題である。現在の多くの設計基準類では、円弧すべり計算法に水平震度あるいは過剰間隙水圧を組み合わせた方法によるすべり安全率で、盛土の地震被害発生の有無を判定している。

しかし、土構造物の耐震性能を評価する場合、被害発生の有無のみならず被害の程度(=沈下量)を定量的に評価することが重要である。近年、土構造物の地震時変形量を解析する手法が著しく進歩してきているものの、実務においては、その手法の簡便さから過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算法(Δu 法)によるすべり安全率と沈下率との関係から沈下量を把握しているのが現状である。この手法は、長い延長から危険区間をラフに抽出する1次スクリーニングに適しているが、液状化の程度が考慮されていない($F_L \leq 1.0$ では F_L によらず評価が一定)ため予測精度が低く、沈下率は過去の被害事例による沈下率の最大値を包含する線で設定されていることから、沈下量を過大評価するという問題点を含んでいる。

筆者らは、過剰間隙水圧を考慮した有効応力法による動的有限要素解析プログラムであるFLIPを用いたモデル解析を行うことで、液状化の程度を示す液状化抵抗率 F_L 値が沈下量に及ぼす影響を求め、すべり安全率および液状化抵抗率を用いて、地震時に生じる液状化に伴う土構造物の変形量を簡易的に評価する手法を提案した。さらに、本手法の妥当性を過去の被害事例での実測沈下量を基に検証したところ、現在の Δu 法により得られる沈下量は実測値を過大評価するのに対し、本手法で得られる沈下量は、定性的、定量的に実測値を良く再現できることを確認した。

以上のように、本論文は、地震時に生じる地盤の液状化に伴う土構造物の沈下量を、現行の Δu 法に液状化の程度の違いを考慮することで、より実測値に近い値を予測可能としている。提案法は簡便で、実務においても有力な手法になりうるとともに、地盤動力学並びに地盤耐震工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、筆者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 断熱材を用いた凍上対策に関する検討

著者 豊田邦男 辻野英幸 山内智

受賞者 同上

選考理由

北海道をはじめとする寒冷地においては、冬期に気温が低下することにより路床内等でアイスレンズが生成され凍上現象が起こる。この現象により、路面には不陸が生じ、構造物に対しては凍上圧により倒壊やクラック等が発生することから、凍上被害は、道路利用者へのサービス低下や構造物の損傷に繋がる重要な問題である。

凍上の起こる原因には、土質・温度・水分条件の3要素があり、これらの1つの条件を除くことにより凍上被害を抑制することが可能となることから、これまでの凍上対策工法は一般的に凍上性材料を非凍上性材料に置換える、「置換工法」が用いられてきた。

今後、凍結指数が $1,200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ を超える気象条件が厳しい山岳道路の建設展開がでてくる中、現行の置換工法では、置換厚さの増加（170cm前後）やこれに伴う切土部路床の掘削量の増加により建設コストが高くなることから、いかに低コストで機能を満足させることが重要である。

さらに、従来の4車線施工に対し、今後建設する区間の殆どが暫定二車区間であり、供用後に凍上被害が発生した場合、段差修正工等を施工する際に、片側交互規制又は通行止めを伴うため、道路利用者の安全性、サービス低下に繋がることから、確実に凍上を抑制することが維持管理の面からも求められると考えられる。

このような背景から、さらなる建設コストの縮減・切土部における凍上路面問題の適切な解決法の構築のため、本研究では、従来の置換工法に替わる対策手法の一つとして、断熱材の適用性について実地検証を試みた。これらの検証実施に当たっては、17年経過した断熱材試験施工ヤードを開削し採取した試験片を用いて、断熱材の熱伝導率、含水率、圧縮強度、曲げ強度、内部セルの観察結果を分析し、含水率と熱伝導率の関係、断熱材内部の含水率分布、さらに室内凍結融解繰返し試験を行い、断熱性能が大幅に低下する傾向がないことを明確にしている。これらの検証試験結果から、断熱材の耐久性に問題ないことを確認したうえで、現地での適用性を検証する目的で、置換工法ヤードと4種類（35,40,50,75mm）の厚さの断熱工法ヤードを用いた凍上対策試験施工を実施した。暖冬のため置換工法との凍上量に明瞭な差異は確認されていないが、断熱材を設置することによって、凍結線は断熱材を貫通することはなく、路床部への凍結の浸入を抑制可能であるとしている。

以上のように、本研究は、凍上対策工法における断熱材の評価・適用性に関して重要な知見を提供しており、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者は地盤工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次 (五十音順)

応用地質 株式会社	1
株式会社 ジャコム	2
株式会社 イーエス総合研究所	3
株式会社 ダイヤコンサルタント	3
株式会社 ドーコン	4
西松建設 株式会社	4
株式会社 早水組	5
北海道士質コンサルタント 株式会社	5
益村測量設計 株式会社	6

S&DL水位計にmini が新登場！！ OYO



高性能・低価格・コンパクト



本体価格

¥63,000 (税込み)

S&DL miniは絶対圧タイプの水位計です。任意のケーブル等で吊り下げるだけですので設置が簡単です。水位データへの換算には大気圧補正が必要です。大気圧測定用のS&DL miniバロメータも安価でご用意しています。

- 丈夫な設計
- 材質は316ステンレス。筐体表面を窒化チタンアルミPVCでコーティング。
- 超低消費電力システム
- 電池交換不要の構造で最長6～8年（1時間毎に測定した場合）使用可能。
- 大容量メモリ
- メモリ容量は30000データ収録可能。
- データ収録が簡単
- 専用クレードルを介して、ノートPCなどでデータ収録することが可能です。
- 温度も測定が可能
- 水位の他に温度センサーも内蔵しております。測定範囲は-20℃から+50℃。
(水位の温度補正に使用する温度範囲は0℃から40℃まで。)
- 大気圧補正
- S&DL miniは絶対圧式水位センサーですが、S&DL miniバロメータを別途ご用意いただくことで、大気圧補正された水位データに換算することができます。

会社名



応用地質株式会社 札幌支社

住所

札幌市白石区南郷通1丁目北9-20

TEL
URL

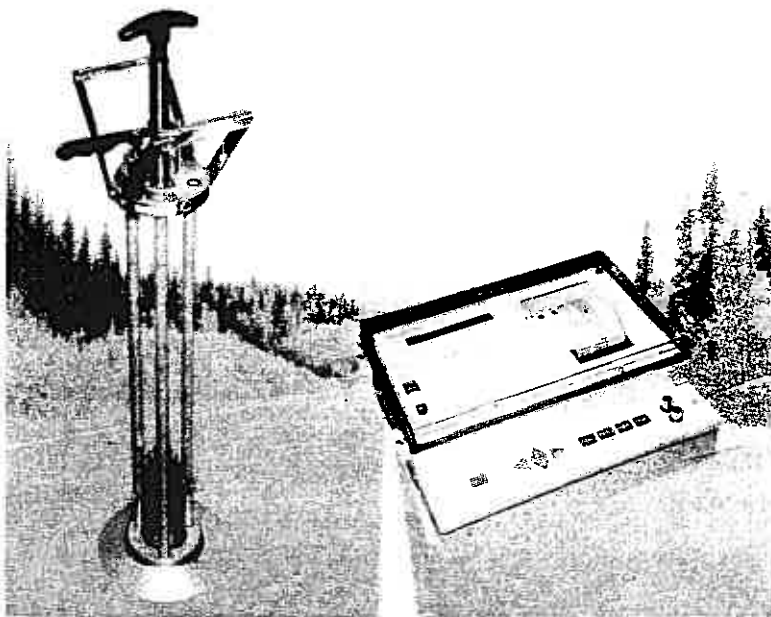
011-863-6711 FAX 011-864-5162
<http://www.oyo.co.jp/product/>

迅速性、容易さを要求される
施工管理に最適です!!

盛土の品質管理に

衝撃加速度測定装置

JSE-212G



営業内容

1. 河川、海岸、港湾等の水理試験装置、各種実験用水路、潮汐回流発生装置、水の水平摩擦試験装置、その他
2. 土木試験装置全般、大型三軸試験及び振動三軸試験装置、突固め試験機、自動一軸圧縮試験機、圧密試験機、その他
3. アスファルト試験機、ミキサー、カッター、ホイートラッキング

道知事許可 般60-6048

株式会社 ジャコム

代表取締役 濱口 義明

本社 〒060-0041 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656

総合建設コンサルタント

ISO9001:2000認証

環境調査

家屋調査

地質調査

騒音・振動調査

アスベスト含有分析

土木設計

水質・土壌分析

コンクリート診断

施工管理

建設コンサルタント業・地質調査業・測量業・計量証明事業
一級建築士事務所・土壌汚染状況調査指定機関・補償コンサルタント業



株式
会社

イーエス総合研究所

(旧社名：株式会社北日本ソイル総合研究所 ES:Environment Survey)

本社／札幌市東区中沼西5条1丁目8-1 電話(011)791-1651番 FAX(011)791-5241番
函館支店／北斗市東前76-55 電話(0138)77-7131番 FAX(0138)77-7126番
帯広支店／河東郡音更町木野大通東14丁目 電話(0155)31-8933番 FAX(0155)31-8593番
北見支店／常呂郡端野町端野2-11 電話(0157)56-3576番 FAX(0157)56-3578番
道北支店／深川市音江町2丁目12-16 電話(0164)26-3222番 FAX(0164)26-3223番
釧路支店／釧路郡釧路町中央3丁目16 電話(0154)40-5522番 FAX(0154)40-5525番
苫小牧支店／苫小牧市沼ノ端920-95 電話(0144)52-5501番 FAX(0144)52-5505番
伊達出張所／伊達市舟岡町304-16 電話(0142)25-7711番 FAX(0142)25-7712番

- 【業務内容】
1. 道路・橋梁・トンネル・その他構造物の計画・設計
 2. 土質・地質・地すべりの調査解析
 3. GIS構築および数値解析



株式会社ダイヤコンサルタント

北海道支社長 長谷川 達也

本社 〒101-0032 東京都千代田区岩本町1丁目7番4号 (東急岩本町ビル)

TEL 03(5835)1711 FAX 03(5835)1712

北海道支社 〒001-0010 札幌市北区北10条西2丁目13番地2

TEL 011(729)2701(代表) FAX 011(729)2687(総務・営業)



Docon

— 総合建設コンサルタント —

株式会社ドーコン

代表取締役社長 柳川 捷夫

本 社

〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号 TEL.011-801-1500 FAX.011-801-1600
<http://www.docon.jp>

毎日ふれあう技術



西松建設

取締役支店長 山 本 享 司

札幌支店/札幌市北区北7条西2丁目20番東京建物札幌ビル4階 ☎(代表)011-728-0211



株式会社 早水組

取締役社長 早水 均

本社 / 網走市潮見1丁目356番地2

TEL(0152)43-4551

支社 / 札幌市豊平区西岡2条1丁目2-6 第3早水ビル TEL(011)853-6551

営業所 / 東京・沖縄



北海道の
土と岩に精通した
技術者たちが
お応えします。

   
ISO 14001
JSAE 382 JAB
ISO 9001
JSAO 622 JAB
QS ACCREDITED

北海道士質コンサルタント 株式会社

〒062-0931 札幌市豊平区平岸1条2丁目5番16号
TEL(011)841-1466 FAX(011)841-5490

ISO9001 : 2000 認証登録 (本社)



MASUMURA

益村測量設計 株式会社

道路, 河川, 港湾, 農業用施設及び開発行為に関する調査・測量・
設計, 物件調査, GIS 構築サポート及び土木施工管理

代表取締役会長 益 村 清 子

代表取締役社長 益 村 公 人

本 社 : 〒093-0046 網走市新町1丁目7番14号 TEL0152-44-7335 FAX0152-43-3379

E-mail : masumura@masumura.co.jp URL : <http://www.masumura.co.jp/>

道央営業所 : 〒068-0822 岩見沢市日の出1丁目2-15 TEL0126-32-0158 FAX0126-32-0158

道北営業所 : 〒070-0875 旭川市春光5条3丁目9-37 TEL0166-54-1068 FAX0166-54-1068

札幌出張所 : 〒005-0022 札幌市南区真駒内柏丘4丁目2-12 TEL011-588-4555 FAX011-588-4555

05-A-3