

# 技 術 報 告 集

第 39 号

平成11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 ベンダーエレメントを組込んだ一面せん断試験装置による粘性土の変形・強度特性の評価	○荻野俊寛・三田地利之 澁谷 啓・池亀泰彦	1
② 振動時地盤における深さ方向の慣性力分布に関する模型実験	○澤田知之・近藤 崇 能町純雄	11
③ 遠心模型実験による盛土の地震時挙動(その3)	○江川拓也・西川純一 林 宏親	17
④ EPS材を用いた腹付盛土の動的解析例(株) 開発工営社	○野田洋昭・青地知也 清水誠一・松井義孝	23
⑤ 種々の载荷条件下にある構造物・地盤系の変形特性とその評価	室 工 大 工 学 部 室 工 大 院 北大院工学研究科 三浦清一	29
⑥ 静的及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動に関するFEM解析	専 修 大 道 短 大 室 工 大 院 北大院工学研究科 室 工 大 工 学 部 ○高橋朋代 三浦清一 川村志麻	37
⑦ 現場計測法 岩盤変化監視手法	……北海道開発コンサルタント ○大島英之・尾上祐之 関根達夫	47
⑧ 多成分コーン貫入試験機による堤防調査(その2)	北海道開発局開発土木研究所 ○佐藤厚子・西川純一 北野初雄・山澤文雄	49
⑨ GPSによる地すべり移動観測	……北海道開発局開発土木研究所 ○加賀屋芳之・鈴木哲也 疋田貞良	55
⑩ 表面波探査法の浅層地盤調査への適用——フィールド実験の評価——	(株) ジ オ テ ッ ク 北海道開発コンサルタント ○堀田 淳・北 健治 佐々木元茂 阪田義隆・堀内康光 岡田 廣	59
⑪ 岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究	北海道開発局開発土木研究所 北海道土質試験協同組合 ○日下部祐基・佐藤昌志 中井健司 佐田頼光・榎本義一 小林 諭	61
特別講演		
地震時における下水道管渠施設の被害——三地震における地盤液状化と浮上について——	……基礎地盤コンサルタント北海道支店 齊藤和夫	67
⑫ 冬期土工への凍結防止剤の適用に関する基礎実験	北海道日本油脂(株) 北 見 工 大 工 学 部 ○中地 章・角谷文彦 黒山 豊 鈴木輝之・澤田正剛	75

⑬ 多数アンカー式補強土壁背面土の凍結シミュレーション(2)	北見工大院 北見工大工学部 北海道開発局開発土木研究所 岡三興業(株) CSプランニング	○宇野裕教 鈴木輝之 月館司 安達謙二 上野邦行	81
⑭ 土の凍上試験法に関する研究	北見工大院 北見工大工学部	○酒井晃 鈴木輝之・澤田正剛 山下聡 宇野裕教	87
⑮ 土の締固めに及ぼす凍結の影響	北海道開発局開発土木研究所	○櫻庭満・西川純一	93
⑯ 土の凍上量・凍上力測定試験結果に影響する要因の検討	北海道開発局開発土木研究所	○金田尚・西川純一	99
⑰ 粘性土の凍上中の側方変位について	北海学園大工学部	○加藤幸輝・小野丘 武市靖	105
⑱ 廃棄ビニルシートの凍上抑制層材への活用に関する研究(2)	北海学園大大学院	○伊藤智明・久保宏	115
⑲ 火山灰土の繰返しせん断特性に及ぼす凍結融解履歴の影響	北見工大工学部 北見工大院 北見工大工学部	山下聡 成田純・○太田佳之 鈴木輝之	121
⑳ 粒度調整火山灰質土の液状化特性と相対密度依存性	北見工大工学部 北見工大院 北見工大工学部	山下聡 ○大城英樹・成田純 鈴木輝之	127
㉑ 大口径三重管サンプリング試料による支笏火山噴出物の力学的特性	北海道開発コンサルタント	○田中幸幸・池田光良 小林修司	133
㉒ 遺灰に分布する粗粒火山灰土の物理的性質	北大院農学研究科	○相馬魁之・鈴木伸治	139
㉓ 模型杭を用いた引抜き試験による火山灰の周面摩擦力	北海道工員コンサルタント	○浅利正明・菊池純 斉藤晃・石尾政男	147
㉔ 火山性粗粒土の粒子硬度と破砕特性の相関	株式会社 室工大 北大院工学研究科	八木一善 ○岩場信弘 三浦清一	153
㉕ 圧密履歴を有する破砕性火山灰土の液状化強度に及ぼす細粒分の影響	北大院工学研究科 室工大 株式会社	三浦清一 ○根本信二 八木一善	163
㉖ GEOTECHNICAL DESIGN PARAMETERS FOR INFRASTRUCTURE WORKS IN BANGKOK AREA	北大院工学研究科	○S. B. TAMRAKAR S. SHIBUYA T. MITACHI	173
㉗ 不攪乱状態で採取された蛇紋岩の吸水膨張による強度変化	北大院工学研究科	三田地利之・○和智真太郎 松永卓也	183
㉘ 弾性的変形特性に着目した粘性土の構造の定量化に関する一考察	北大院工学研究科 函館高専 北大院工学研究科	○天満稔 川口貴之 工藤豊・益谷啓 三田地利之	189
㉙ 石炭灰による流動化処理土への適用性に関する検討	北海道開発局開発土木研究所 北海道電力	○山澤文雄・西川純一 佐藤厚子 小林仁・柳原敦仁	197

⑩	表土処理土の盛土利用への検討	北海道開発局開発土木研究所	○渡辺 英・西川純一 林 宏親	203
⑪	粗粒子の存在が圧密特性に与える影響	函 館 高 専	○佐野信房・岩淵祐一 川口貴之	209
⑫	クリーブおよびせん断ひずみ履歴が粘性土の小ひずみ域での変形挙動に及ぼす影響	函 館 高 専 北 大 院 工 学 研 究 科	○川口貴之・佐野信房 三田地利之・遠谷 啓	215
⑬	芯材やケーシングを有する複合杭を伝播する弾性波挙動の解析	北 大 院 工 学 研 究 科 建 設 省 東 北 地 建	○長澤正明・三浦均也 金 潤相 塚田幸広	225
⑭	マイクロバイルで補強された直接基礎の砂地盤上における荷重一沈下挙動	北 大 院 工 学 研 究 科 建 設 省 東 北 地 建 北 大 工 学 部	○坪川将丈・三浦均也 西村右敏 塚田幸広 石戸瑞穂	233
⑮	遠心模型実験による基礎杭のNF機構の解析	北海道開発局開発土木研究所	○富澤幸一・西川純一 小旗利正	243
⑯	地盤別にみる多数アンカー式補強土壁の設計法	岡 三 興 業 株	○木村壮一・原田智嘉	249
⑰	異なる条件下でのジオグリッドの土中変形挙動について	苫 小 牧 高 専 北 大 院 工 学 研 究 科 苫 小 牧 高 専	○中村 努 三田地利之 池浦 毅	253
第20回地盤工学懇話会				259
第21回地盤工学懇話会				261
平成9年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告				262

# ベンダーエレメントを組込んだ一面せん断試験装置 による粘性土の変形・強度特性の評価

北大院工学研究科 ○学生員 荻野俊寛  
同上 正会員 三田地利之  
同上 正会員 澁谷啓  
同上 学生員 池亀泰彦

## 1 はじめに

およそ 10<sup>-3</sup>%以下の微小ひずみ域では地盤は弾性的な挙動を示すことが知られており、この領域におけるせん断弾性係数 G は地盤の変形問題を取り扱う場合に必要不可欠なパラメータである。

ベンダーエレメントは室内試験で G を求めるための計測手段の一つで、小型かつ構造がシンプルで室内試験で標準的に使用される多くの試験装置に装着することができるため、その簡便性と適用性の広さから近年注目を浴びている。本報告はベンダーエレメントを組込んだ一面せん断試験装置を紹介するとともに、実験結果に基づいて粘性土の変形・強度特性について考察したものである。

## 2 ベンダーエレメントを装着した一面せん断試験装置

### 2.1 ベンダーエレメント

本研究で用いたベンダーエレメント(以下 BE と略記)は大きさおよそ 13×10×0.5mm で、図 1 に示すように 2 枚のピエゾセラミック板を 3 枚の導体板で挟んだ構造をしており、極板間に電位差を与えることによって 2 枚のピエゾセラミック板がそれぞれ伸び方向および縮み方向に変形するような構造となっている。図 2 のように 1 対の BE を供試体の両端面に挿入し、一方から他方に向かって進行するせん断波を発生させ、せん断波の到達時間を測定する(ベンダーエレメント試験：以下 BET と略記)。これをもとに計算したせん断波の速度から G を算定することができる。Dyvik ら<sup>1)</sup>は BE の結線方法は直列と並列の 2 通り考えられ、発信用には並列、受信用には直列の結線をすることで感度が 2 倍になると報告している。しかし本研究では供試体高さが小さく発信および受信 BE 間の距離が短いため、発信用に直列結線のものを用いても問題なく受信波を測定できたことから BE 作成時の作業性と、受信用、発信用に同じ結線方法のものを使うことの利便性を考え両方とも直列結線のものを使用している。

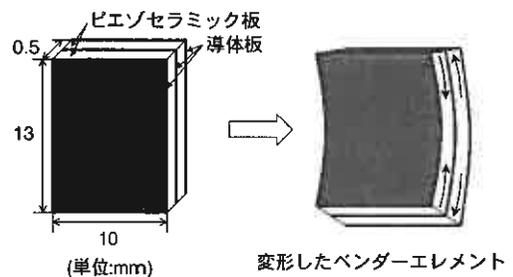


図 1 ベンダーエレメントの構造

### 2.2 一面せん断試験装置

本研究では H-II 型一面せん断試験装置<sup>2)</sup>に 1 対の BE を装着したものをを用いた。BE は載荷板および底板にそれぞれ垂直に装着されており、せん断方向と直交する方向に振動するように装着されている。図 3 は試験装置の全体図であり、図 2 は BE システムおよび BE を取り付けした土板、底板の拡大図である。本装置の特徴は以下のようである。

Evaluation of Deformation and Strength Characteristics of Clay by Using Direct Shear Apparatus with Bender Elements  
Toshihiro OGINO, Toshiyuki MITACHI, Satoru SHIBUYA, Yasuhiko Ikegame (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

1) BE によって非破壊試験が可能であることから、圧密時、せん断時に関わらず実験中何度でも簡単に同一の供試体の G を測定することができ、またその供試体から一次元圧密特性および一面せん断強度を得ることができる。このため不攪乱試料を用いる場合、試料を節約することができる。

2) 一面せん断試験の前段としての圧密過程では基本的にクリープ試験など長時間の試験が可能のため、長期にわたる G の変化を測定することができる。

3) 供試体に BE を挿入しなければならないため局部的に乱れを与えてしまうことは避けられない。一方、試料が硬質の場合、逆に BE を供試体に挿入できないので、比較的軟らかい土を対象が限定される。

4) また、圧縮性の高い試料を用いる場合は BE の高さや圧密沈下量との関係で上載圧に注意が必要である。

### 2.3 BE のケーシング方法

BE はそれ自体としては安価で一面せん断試験装置のほか圧密試験装置<sup>3)</sup>や三軸試験装置<sup>4)</sup>といったさまざまな実験装置に取り付けることができ、試験中任意の状態の G を知ることができるためその付加的価値は非常に大きい。

一方 BE はその表面が導体であるために接する供試体、間隙水およびペDESTAL やトップキャップなど試験装置本体への漏電を防ぐため防水性の絶縁体によってケーシングする必要がある。BE には試験中圧力や振動が作用するためケーシングの材料として強度、耐久性を考慮してエポキシ樹脂を用いるのが一般的であるが、ケースは薄すぎると強度、耐久性を損なってしまい、厚すぎると BE の剛性が大きくなり振動を妨げる恐れがあるため、特に BE の振動方向に対するケースの厚さには十分な考慮が必要である。またケースには継ぎ目、ひび割れ、気泡があってはならない。このため BE のケーシング作業には熟練を要するのでその方法はあまり知られていない。したがって各種試験装置に BE システムの導入を考えた場合、ケーシングの加工費を含む製作コストが BE の普及を妨げる一つの要因となっている。しかし本研究で用いた BE は結線からケーシング、試験装置への装着にいたるまで自作で行っており、実験の結果以下に示すような比較的簡単な方法によって精度、耐久性など問題なく使用できることが確認されている。よって以下にその方法の概要を紹介する。

BE ケーシングを作成する工程は大まかに①BE とリード線の結線②エポキシ板の作成③エポキシ板と BE の接着④ペDESTAL またはトップキャップへの装着からなる。以下に②~④の工程を説明する。

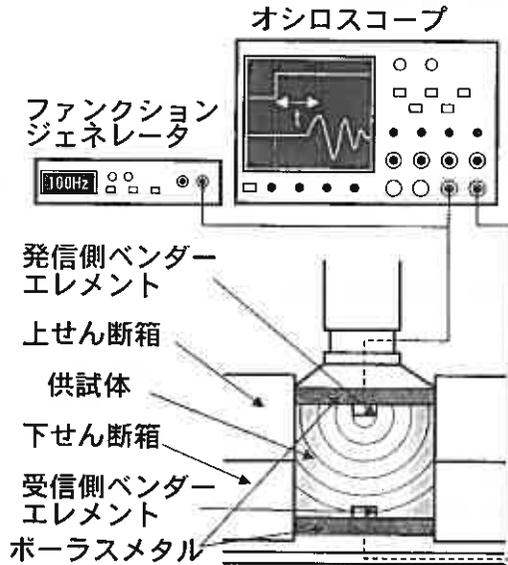


図 2 BE システム

- |               |           |
|---------------|-----------|
| ①鉛直力測定用ロードセル  | ⑩スペーサー    |
| ②せん断力測定用ロードセル | ⑪スクリージャッキ |
| ③鉛直変位測定用変位計   | ⑫自動停止装置   |
| ④水平変位測定用変位計   | ⑬モーター     |
| ⑤リニアローラーウェイ   | ⑭固定板      |
| ⑥上せん断箱        | ⑮固定ロッド    |
| ⑦下せん断箱        | ⑯リニアベアリング |
| ⑧載荷板固定用微調整ネジ  | ⑰鉛直荷重載荷板  |

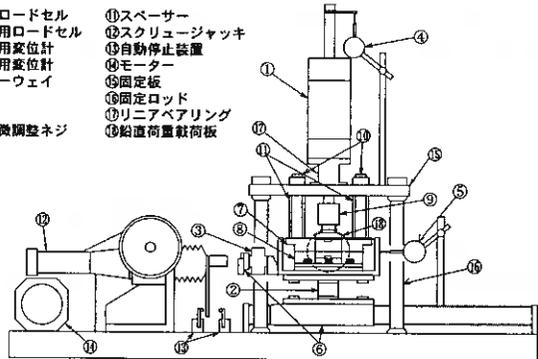


図 3 H-II 型一面せん断試験装置

### エポキシ板の作成

BE より一回り大きなプラスチック製の板(厚さ 1mm 程度)で湯せんで熱した半固形状のパラフィンに型をとり、エポキシ樹脂を流し込む。このとき気泡が混入しないよう注意する。

エポキシ樹脂が完全に硬化したら型から取り出しサンドペーパーで 15×12×0.5mm に整形した後、リード線との結線部にあたる部分を削り取る。

### エポキシ板と BE の接着

BE の表面にエポキシ樹脂を塗布し、気泡の混入に注意しながら図 4 のように 2 枚のエポキシ板で BE を挟み込むように接着する。さらに BE 外周のエポキシ板の隙間にもエポキシ樹脂を流し込み BE を完全にケーシングする(図 5)。

### 試験装置への装着

BE を装着するペダスタル、トップキャップ、ポーラスメタルにはあらかじめ BE よりも一回り大きなスロットとその底部からリード線を通す孔を設けておく。完成した BE をスロットに挿入後その隙間にエポキシ樹脂を充填し、樹脂が硬化するまで BE が装着面と垂直をなすよう固定する。

ポーラスメタルと BE の間はシリコンラバーで充填する(図 6)。

### 2.4 せん断波の到達時間および距離の決定法

せん断波を用いて G を測定する場合、BET に限らず PS 検層やサイスミックコーン試験など原位置試験においても式(1)を用いる。

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 = \rho_t \cdot \left(\frac{l}{t}\right)^2 \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

ここに  $\rho_t$ : 湿潤単位体積重量,  $V_s$ : せん断波速度,  $t$ : せん断波の伝播時間,  $l$ : せん断波の伝播距離である。式(1)に示されるように  $V_s$  は  $t$  および  $l$  によって算定される。ここで  $l$  に関しては Dyvic ら<sup>1)</sup> や Viggiani ら<sup>2)</sup> によって BE の先端間の距離を用いるべきであるという結論が実験的に導かれているのに対し、 $t$  に関しては必ずしも統一見解が得られていない。しかしこれまで発信波のピークが明確であるという理由から図 2 に示すように発信波に矩形波を用い、受信波の最初のピークが表れるまでの時間差を  $t$  とする方法が主流となっている。さらに Viggiani らはクロスコリレーション関数を用いた解析の結果から、G を若干過大評価するものの発信波に矩形波を用いた場

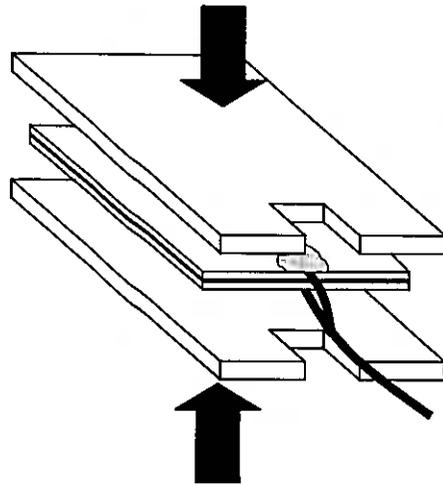


図 4 エポキシ板との接着

### ベンダーエレメント エポキシ板

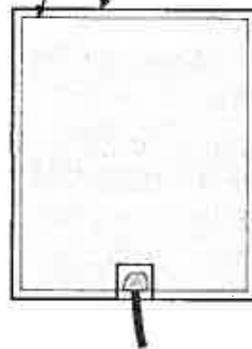


図 5 外周のケーシング

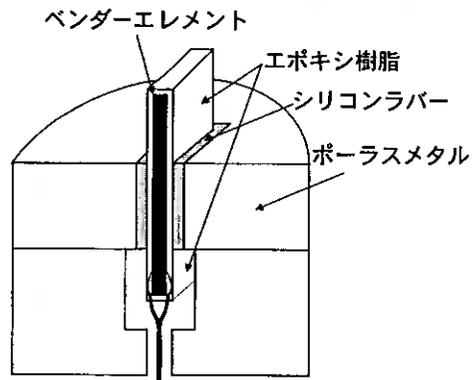


図 6 試験装置への装着

合、やはり受信波の最初のピークとするべきであるとしており、これまでの決定法の妥当性を報告している。以上から本研究では、 $t_v$  とともにこの決定法を採用した。

### 3 実験

#### 3.1 試料

試料は市販の NSFclay に蒸留水を加えて含水比を液性限界の 2 倍程度にして繰り返し、予圧密セル内で鉛直応力 150kPa の下 10 日間一次元圧密して作製したもので、物性値は  $\rho_s=2.78\text{g/cm}^3$ ,  $LL=55\%$ ,  $I_p=26$ , 粘土分は 99% である。なお実験には直径 60mm 高さ 20mm の供試体を使用した。

#### 3.2 実験概要

実験は圧密定体積一面せん断試験で、まず供試体に所定の圧密履歴を与えるために段階的に圧密、除荷を行う。各段階で圧密が終了するのを確認した後、それぞれの段階で BET を行い、 $G$  を求める。なお圧密の打ち切り時間は 3t 法に従う。所定の圧密履歴を供試体を与えた後定体積条件の下せん断速度 0.1mm/min. でせん断変位 7mm までせん断を行う。

表 1 は実験条件をまとめたものである。供試体の初期間隙比および含水比はほぼ等しく供試体の違いが実

表 1 実験条件

test No.	供試体の初期状態		圧密履歴 $\sigma_v'$ (kPa)	せん断前の OCR
	w(%)	e		
M1	48.3	1.40	150	1
M5	49.0	1.41	500	1
R1	48.6	1.39	150→40	3.8
R2	48.7	1.40	200→25	8
R3	47.6	1.37	300→100	3
R4	48.6	1.39	400→50	8
R5	48.2	1.39	500→63	8
C3	49.3	1.42	200→33→300	1

験結果に及ぼす影響はないと考えられる。実験は M シリーズ、R シリーズおよび C シリーズに分類され、次のような異なる圧密履歴を与えている。M シリーズは所定の応力で圧密し、R シリーズは所定の応力で圧密した後段階的に除荷を、また C シリーズは所定の応力で圧密した後、それぞれ繰り返し載荷および除荷を行う。なお M5 および R5 ではせん断中にも BET を実施しており、せん断に伴う  $G$  の変化を測定している。

本研究で用いた実験装置を含めて一般に一面せん断試験装置では側方有効応力  $\sigma_h'$  を測定することができないが、一面せん断試験の圧密過程では供試体の側方への変形が拘束されており、 $K_0$  状態にある。よって別途実施した NSFclay の  $K_0$  圧密三軸試験<sup>9)</sup>の圧密および膨張時における  $K_0$  値から一面せん断試験の圧密中の  $K_0$  値を式(2)によって推定し、平均有効主応力  $\sigma_m'$  を算出している。

$$K_0 = 0.29 * \ln OCR + 0.58, \quad \sigma_m' = \frac{1+2K_0}{3} \sigma_v' \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

### 4 実験結果

図 7 は表 1 に示す実験の結果について  $e-\ln \sigma_m'$  関係を示したものである。ここで図 7~図 9 における R シリーズの実験結果について正規圧密時のデータは  $\blacklozenge$ ,  $\blacktriangle$  等黒塗りで示されており、この点における  $\sigma_m'$  は先行圧密応力  $\sigma_{mv}$  に等しい。一方過圧密時のものは白抜きで示している。正規圧密時の  $e-\ln \sigma_m'$  関係が非常によい線形性を示していることから供試体の違いが実験結果に及ぼす影響はほとんど無いこと、また C, R シリーズおよび M シリーズの結果にほとんど差が無いことから実験の再現性が高いことが確認できる。また C, R シリーズの膨張線は正規圧密線とは対照的に一様に下に凸の曲線となっており、C シリーズではその

後の再载荷によってヒステリシスを描いている。また正規圧密線の傾きを $\lambda_{DS}$ 、膨張線を直線近似した傾きの平均値を $\kappa_{DS}$ 、 $\sigma_m'=1\text{kPa}$ に対応する間隙比を $\Gamma_{DS}$ および先行圧密応力 $\sigma_{my}'$ に対応する間隙比を $e_y$ とすると $e-\ln\sigma_m'$ 関係は式(3a)および式(3b)で表せる。

$$e = \Gamma_{DS} - \lambda_{DS} \cdot \ln \sigma_m' \cdots \cdots \text{式(3a)}$$

$$e = e_y + \kappa_{DS} \cdot \ln \sigma_{my}' - \kappa_{DS} \cdot \ln \sigma_m' \cdots \text{式(3b)}$$

なお $\lambda_{DS}=0.149$ 、 $\kappa_{DS}=0.0324$ および $\Gamma_{DS}=1.90$ であった。また図8は $e-\ln G$ 関係を示している。正規圧密時の $e-\ln G$ 関係は図7と同様に非常によい線形性を示している。また過圧密領域では下に凸の曲線となる図7と比較するとその傾向はほとんどなく、その結果Cシリーズではヒステリシスがかなり小さくなっていることからGは除荷・再载荷に関わらず間隙比に強く依存していることが確認できる。また図8における正規圧密線の傾きを $\nu_G$ 、膨張線を直線近似した傾きの平均を $\mu_G$ 、 $G=1\text{MPa}$ に対応する間隙比を $\Delta_G$ および先行圧密応力 $\sigma_{my}'$ に対応する間隙比を $e_y$ 、 $G$ を $G_y$ とすると $e-\ln G$ 関係は式(4a)および式(4b)で表せる。

$$e = \Delta_G - \nu_G \cdot \ln G \cdots \cdots \text{式(4a)}$$

$$e = e_y + \mu_G \cdot \ln G_y - \mu_G \cdot \ln G \cdots \cdots \text{式(4b)}$$

なお $\nu_G=0.221$ 、 $\mu_G=0.0500$ 、 $\Delta_G=1.98$ であった。図9は図7および図8に対応する $\ln\sigma_m'-\ln G$ 関係である。正規圧密時は線形関係を示しており、その傾き $n$ は0.674である。一方過圧密時は正規圧密時との差はあまりないものの、若干上に凸の曲線を描いており、さらにCシリーズの実験結果から繰り返し载荷によってヒステリシスを描いているのがわかる。ここで $\ln\sigma_m'-\ln G$ 関係の正規圧密時における傾きを $n$ 、過圧密時における傾きを $m$ 、 $\sigma_m'=1\text{kPa}$ に対応する $G$ の値を $S$ とすると $\ln\sigma_m'-\ln G$ 関係は式(5a)および式(5b)で表される。

$$G = S \cdot \sigma_m'^n \cdots \cdots \text{式(5a)}$$

$$G = S \cdot \sigma_{my}'^{n-m} \cdot \sigma_m'^m \cdots \cdots \text{式(5b)}$$

図10は一連の実験のせん断中の応力経路である。せん断開始前のOCRによって応力経路の形状が異なっており、ダイレイタンシーの傾向が変化しているのが確認できる。またOCRが同じ場合応力経路の形状は相似形を示していることからせん断過程においても実験の再現性は高いといえる。これらの実験から $\phi_{DS}=27.5^\circ$ を得た。

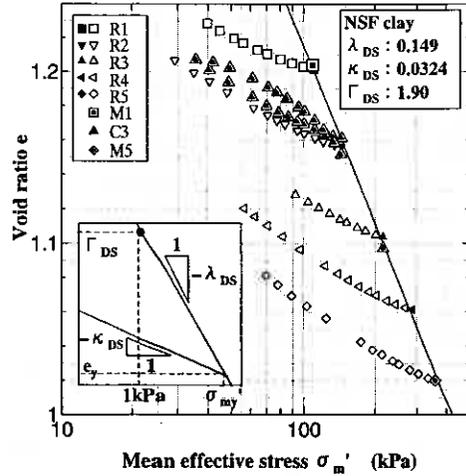


図7 e- $\ln\sigma_m'$ 関係

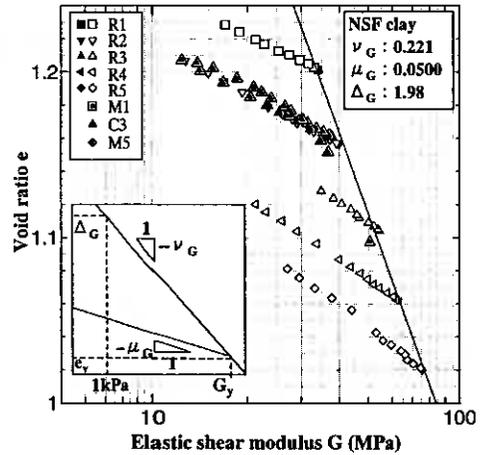


図8 e- $\ln G$ 関係

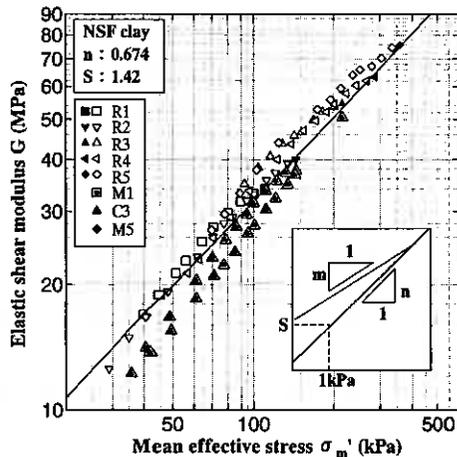


図9  $\ln\sigma_m'-\ln G$ 関係

一方  $K_0$  圧密非排水三軸圧縮試験<sup>9)</sup>から得られた  $M=1.2$  より  $\phi'$  を求めると  $\phi'=30^\circ$  となり、 $\phi_{DS}$  は  $\phi'$  よりも若干低い値を示した。

## 5 考察

5.1 圧密過程における  $G$  の定式化に関する考察  
式(3a)を式(4a)に代入し  $e$  を消去すると、正規圧密時における  $\sigma'_m$ - $G$  の関係式として式(6a)が得られる。

$$G = \sigma'_m \frac{\lambda_{DS}}{\nu_G} \cdot \exp\left\{\frac{\Delta_G - \Gamma_{DS}}{\nu_G}\right\} \dots\dots\dots \text{式(6a)}$$

同様に式(3b)を式(4b)に代入すれば過圧密時において式(6b)が得られる。

$$G = \sigma'_m \frac{\kappa_{DS}}{\mu_G} \cdot \sigma_{my} \frac{\lambda_{DS} - \kappa_{DS}}{\nu_G - \mu_G} \cdot \exp\left\{\frac{\Delta_G - \Gamma_{DS}}{\nu_G}\right\} \dots\dots\dots \text{式(6b)}$$

式(6a)、式(6b)は図 7および図 8の関係から図 9の関係を導いていることを意味しているため、式(5a)と式(6a)および式(5b)と式(6b)は同値であると考えられる。よってそれぞれのパラメータの関係から式(7)が得られる。

$$n = \frac{\lambda_{DS}}{\nu_G}, \quad m = \frac{\kappa_{DS}}{\mu_G}, \quad S = \exp\left\{\frac{\Delta_G - \Gamma_{DS}}{\nu_G}\right\} \dots\dots\dots \text{式(7)}$$

ここで式(6a)と式(6b)を比較すると  $\sigma'_m \leq \sigma_{my}$ 、 $\lambda/\nu - \kappa/\mu = 0.026$  から、これらの式では過圧密時の  $G$  が正規圧密時の  $G$  よりも大きくなっている。

しかし図 9の過圧密領域における低い応力レベルでは、等しい応力に対して間隙比がより小さな過圧密時の  $G$  が、間隙比のより大きい正規圧密時の  $G$  よりも小さくなっている。

この原因が何らかの誤差によるものと仮定すると、第一にせん断波の到達時間  $t$  の測定誤差の影響が考えられる。 $t$  の人為的測定誤差を  $\Delta t$ 、 $\Delta t$  によって生じる  $G$  の誤差を  $\Delta G$  とするとこれらの関係は式(8)で表される。

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{2 \cdot \Delta t}{t} \dots\dots\dots \text{式(8)}$$

低応力レベルでは  $t$  の値が小さいため  $G$  に対する  $\Delta G$  の割合は大きくなり、 $t$  を過小に測定した場合、つまり  $\Delta t$  が負の場合  $G$  を過小評価することになる。次に供試体側面とせん断箱の周面摩擦の影響で供試体に働く  $\sigma'_m$  が計算値と異なっている可能性も考えられる。本研究ではせん断箱内面にシリコングリースを塗布することにより周面摩擦を低減しているが、除荷時の周面摩擦の挙動について今後せん断箱内面に2方向ロードセルを取り付けて供試体側面に働く応力を把握することにより検証する予定である。

しかし図 9の現象は直感的には矛盾しているように見えるが、図 7の膨張線が下に凸であることを考慮すれば、理論的に全く矛盾しない。式(6b)がこの現象を表現できていないのは図 7の膨張線を直線で近似して導かれたためであり、さらに  $\sigma'_m$  が等しい場合、間隙比が小さい(過圧密比が大きい)ほど  $G$  が大きい、という命題は必ずしも真ではないということをこの実験結果は示している。以上から過圧密時の  $G$  の特性についてはさらに実験を行い検証する必要がある。

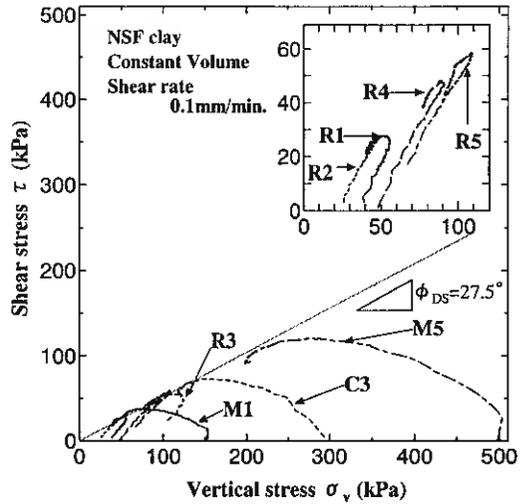


図 10 せん断中の応力経路

5.2 三軸試験より得られた強度，変形係数との比較

川口ら<sup>7)</sup>は微小ひずみレベルでの繰返し三軸試験結果から得られる等方応力状態での擬似弾性変形係数  $E_{CL}$  を正規圧密領域および過圧密領域においてそれぞれ式(9a)，式(9b)のように定式化している。

$$E_{CL} = \sigma_m'^{\frac{\lambda_{TC}}{\nu_E}} \cdot \exp\left\{\frac{\Delta_E - \Gamma_{TC}}{\nu_E}\right\} \dots\dots\dots \text{式(9a)}$$

$$E_{CL} = \sigma_m'^{\frac{\kappa_{TC}}{\mu_E}} \cdot \sigma_{my}'^{\frac{\lambda_{TC} - \kappa_{TC}}{\mu_E}} \cdot \exp\left\{\frac{\Delta_E - \Gamma_{TC}}{\nu_E}\right\} \dots\dots\dots \text{式(9b)}$$

ここに  $\lambda_{TC}$ 、 $\kappa_{TC}$  はそれぞれ  $e \sim \ln \sigma_m'$  関係における正規圧密時および過圧密時の傾き， $\Gamma_{TC}$  は  $\sigma_m' = 1 \text{ kPa}$  に対応する  $e_{CL}$  の値であり， $\nu_E$ 、 $\mu_E$  はそれぞれ  $e \sim \ln E_{CL}$  関係における正規圧密時および過圧密時の傾き， $\Delta_E$  は  $E_{CL} = 1 \text{ MPa}$  に対応する  $e_{CL}$  の値である。

図 11 は  $\sigma_m'$  に対する本研究における G，黄ら<sup>4)</sup>による G(三軸および圧密試験装置を用いた BET) および川口らによる  $E_{CL}$  の関係を示したものである。過圧密領域における BET の結果については R5 のみ掲載している。BET の結果は三者とも非常によく一致しており，BE を組込む試験装置が異なっても BET の結果に違いはないことがわかる。三軸試験装置による BET は供試体の周面に摩擦が作用しないことを考慮すると，このことから本装置

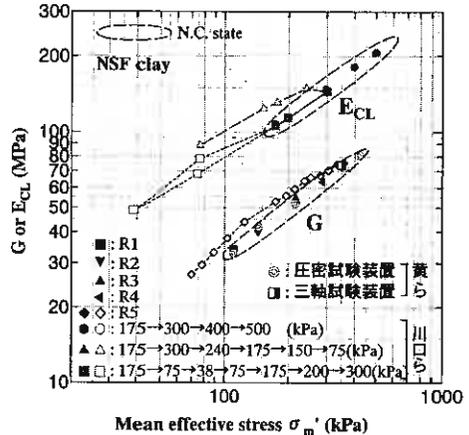


図 11 剛性と応力の関係

表 2 計算に用いたパラメータの値

$\lambda_{TC}$	$\kappa_{TC}$	$\Gamma_{TC}$	$\nu_E$	$\mu_E$	$\Delta_E$
0.151	0.0301	1.99	0.255	0.0715	2.41
$\lambda_{DS}$	$\kappa_{DS}$	$\Gamma_{DS}$	$\nu_G$	$\mu_G$	$\Delta_G$
0.149	0.0324	1.90	0.221	0.0500	1.98

における正規圧密時の周面摩擦の影響は小さいと考えられる。次に  $E_{CL}$  と G の関係に着目すると両者の関係は酷似しており，等しい応力状態，応力履歴で比較すると  $E_{CL}$  は後述の式(10)の関係からも明らかなように G よりも大きな値を示す。正規圧密領域に着目すると， $\ln \sigma_m' \sim \ln E_{CL}$  関係は G と同様に線形的に増加する傾向を示し，その傾きは 0.511 であり，図 9 の関係から得られる  $n=0.674$  と近い値となっている。一方過圧密領域ではその関係は上に凸の曲線を描いており，これも G の関係と一致している。これら 2 点は特に注目に値する点である。

図 12 は式(9a)および式(9b)から得られる  $E_{CL}$  と式(6a)および式(6b)から得られる G に関して  $\sigma_m'$  に対する  $E_{CL}/G$  の値を実験を行った応力の範囲(40~500 kPa)で示したものであり，表 2 には計算に用いたパラメータの値を示す。応力レベルによって，また OCR によって  $E_{CL}/G$  は変化し

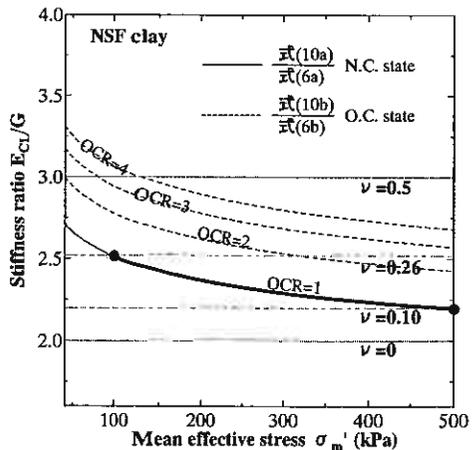


図 12 実験結果から計算される剛性の比の変化

ているものの、応力レベルが高くなるにつれその変化率は小さくなっている。特に正規圧密領域のうち実験を行った応力の範囲でその変化はかなり小さい。一方過圧密領域では正規圧密領域に比べその値、変化率とも大きくなっているが、式(6b) および式(9b)では図 7および図 8の過圧密領域で見られるヒステリシスを表していないため、正規圧密領域よりも実験値と計算値の差が大きいと考えられる。

次に試料が等方弾性体と仮定できる場合、 $E_{cl}$  および  $G$  の関係はポアソン比を  $\nu$  として式(10)で表せる。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots \text{式(10)}$$

非排水条件の場合  $\nu=0.5$  とすると式(10)からこのとき  $E_{cl}/G$  の値は応力レベル、応力履歴によらず 3 となる。

しかし図 12にも示されるように実験結果には反映されていない。実験値と計算値の差が小さい正規圧密領域に関しては  $E_{cl}/G$  は実験を行った応力の範囲(100~500kPa)で 2.20~2.51 となり、このとき式(10)から計算される  $\nu$  の値は 0.10~0.26 である。ここで  $G$  は 3.2でも述べられているように  $K_0$  状態で測定されているのに対し、川口らによる繰返し三軸試験の圧密過程は  $K=1$  であるため  $E_{cl}$  は等方状態で測定されている。また両者の測定ひずみレベルを考えると  $E_{cl}$  は片振幅軸ひずみ 0.005%の繰返し载荷によって求められているのに対し、せん断波速度から求められる  $G$  の場合、それよりも小さなひずみレベルであることは容易に推測できる。この場合相対的に  $G$  が大きな値をとり図 12の結果と一致した傾向を示すことから、両者の測定ひずみレベルの違いの影響は大きいと考えられる。

図 13は三軸試験および一面せん断試験から求めた強度増加率  $q_{max}/2/\sigma_{vc}'$  または  $\tau_{max}/\sigma_{vc}'$  と OCR の関係を両対数軸上に示したものである。一面せん断試験において  $\tau_{max}/\sigma_{vc}'$  は OCR の増加に伴い線形的に増加する傾向を示している。一面せん断試験では  $\tau_{max}/\sigma_{vc}'$  はせん断面上に作用している応力から直接的に求められるのに対し、一般に三軸試験では破壊面に作用している応力を直接求めることができないため破壊時のモールの応力円の頂点から強度増加率  $q_{max}/2/\sigma_{vc}'$  を求めている。このため三軸試験から求められた  $q_{max}/2/\sigma_{vc}'$  は  $\tau_{max}/\sigma_{vc}'$  よりも大きな値を示す。図 13においても  $\tau_{max}/\sigma_{vc}'$  は対応する三軸試験のものに比べ小さく、このことを裏付ける結果となっている。ここで破線は破壊時の有効応力のモール円と破壊包絡線の接点が破壊面を表すと仮定して、接点でのせん断応力を  $q_{max}/2$  の代わりに採用することにより三軸試験の結果を補正したものが図中の正規圧密の点(○)であり、この点を通して三軸試験結果を表す実線に平行に引いたものが図中の破線である。この補正によって一面せん断試験の結果に近づいており、特に正規圧密時においてはその差はほとんどなくなっている。

### 5.3 強度と $G_{50}$ およびせん断直前の $G$ の関係

せん断初期の剛性は供試体が弾性的な挙動を示す微小ひずみ域で発現し、これは BET によって求められるせん断直前の  $G$  に対応すると解釈できる。よって以下ではこの  $G$  をせん断初期の剛性として大ひずみ域での剛性  $G_{50}$  との比較を行う。

図 14はせん断直前の  $G$  と見かけのせん断剛性率  $G_{50}$  の関係を両対数で示したものである。 $G_{50}$  は上下せん断箱間の供試体のみが単純せん断モードで変形するという仮定<sup>9)</sup>で  $\tau_{max}/2$  に対応するせん断変位  $\delta h_{50}$  からせん断ひずみ  $\gamma_{50}$  を式(11)のように定義し、算出したものである。なおせん断箱の間隔  $d=0.2\text{mm}$  である。

$$G_{50} = \frac{\tau_{max}/2}{\gamma_{50}}, \quad \gamma_{50} = \frac{\delta h_{50}}{d} \dots\dots\dots \text{式(11)}$$

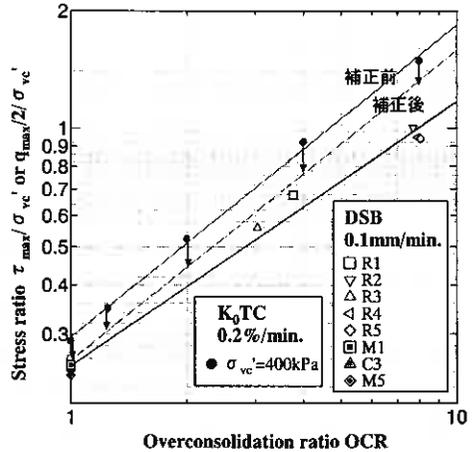


図 13 強度増加率と OCR の関係

lnG-lnG<sub>50</sub> 関係は線形な関係となっており、応力レベル、応力履歴に依存していないことがわかる。このことからせん断中の変形特性はせん断直前のGに強く依存していると考えられる。またこの関係が既知であればせん断中の応力-変位関係からG<sub>50</sub>を求めることによってBETを行わなくてもGを推定することができる。

#### 5.4 BETによって求められるせん断中のG

定体積せん断の場合せん断中供試体の体積変化が起こらない、つまり吸排水が起こらないため供試体内に過剰間隙水圧が発生しない。よって定体積せん断においては全応力と有効応力が等しくなるため、载荷した鉛直荷重から直接せん断面上の鉛直有効応力を求めることができる。しかし一面せん断試験はせん断面を強制的に水平に発生させるため、供試体内の主応力軸方向がせん断に伴って回転し、その方向と大きさは通常知ることができない。そこで小田<sup>9)</sup>は直接せん断型のせん断試験での最大主応力の方向に関して以下の簡略式を提案している。

$$\frac{\tau}{\sigma_N'} = \kappa \cdot \tan \psi \quad \dots \dots \dots \text{式(12)}$$

ここに $\tau$ 、 $\sigma_N'$ は水平面に加えられたせん断応力、垂直有効応力、 $\psi$ は最大主応力軸と鉛直軸のなす角、 $\kappa$ は実験条件によらない材料定数である。式(12)より最大有効主応力 $\sigma_1'$ 、最小有効主応力 $\sigma_3'$ は以下ようになる。

$$\sigma_1' = \frac{\tau^2 + \kappa \cdot \sigma_N'^2}{\kappa \cdot \sigma_N'}, \quad \sigma_3' = (1 - \kappa) \sigma_N' \quad \dots \dots \text{式(13)}$$

$\kappa$ については落合<sup>10)</sup>によって詳しく述べられているが、近似的に0.6としても大きな誤差を生じないことから本研究では $\kappa=0.6$ として式(13)を用いている。またせん断は定体積条件であることからせん断中過剰間隙水圧が発生せず、測定している応力は有効応力であるのでせん断中の $\sigma_m'$ を式(14)のように推定している。

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3} = \frac{1}{3} \left\{ \frac{\tau}{\kappa \cdot \sigma_N'} + (3 - 2\kappa) \sigma_N' \right\} \quad \dots \dots \dots \text{式(14)}$$

ただし、本研究の場合定体積条件での一面せん断試験であるので、測定される $\sigma_N'$ は有効応力である。図15は圧密、せん断過程における $\sigma_m'$ とGの関係を両対数軸上にプロットしたものである。圧密過程でのGの測定値については $\blacklozenge$ 、 $\blacktriangle$ 等の黒塗りで正規圧密時の結果を、またR5のみ過圧密時の結果を掲載しており、せん断過程についてはせん断開始からピーク強度までの結果について掲載している。せん断過程におけるGの変化に着目すると正規圧密状態のM5についてはせん断に伴う $\sigma_m'$ の減少に伴いGも減少しており、過圧密状態のR5については $\sigma_m'$ の増加に伴いGは増加している。両者の傾きはほぼ等しく、さらにその傾きは $\sigma_{m'}$ が等しいR5の圧密過程における過圧密時の傾きmに近い。せん断中間隙比の変化がないことを考慮すればこのことからせん断時においてもGは $\sigma_m'$ に関して一義的な関係で定まり、その関係は圧密過程のものと同じと考えられる。

ただし $\sigma_m'$ に関しては圧密時、せん断時とも本報告では推定式を用いて算出したものであるため、現在せ

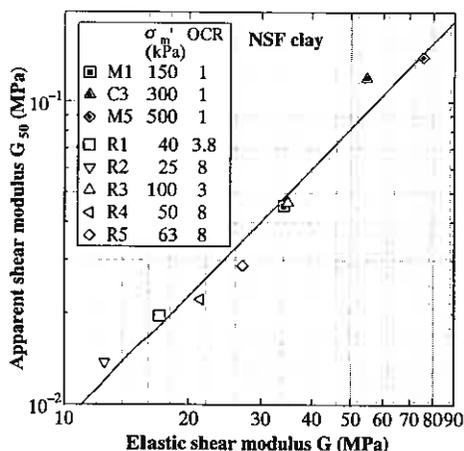


図14 せん断直前のGとG<sub>50</sub>の関係

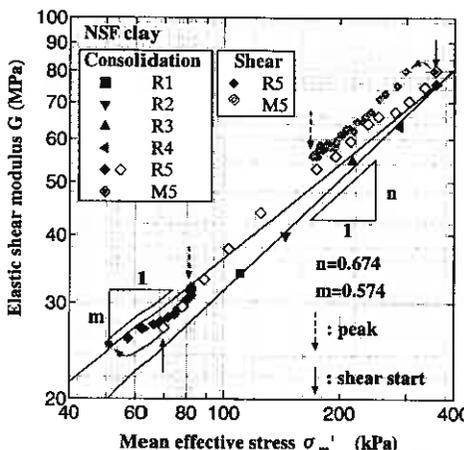


図15 圧密、せん断過程におけるGの変化の比較

ん断箱内側にロードセルを装着することで側方応力を測定し、直接 $\sigma_m'$ を求めることを検討中である。

## 6 結論

本報告から得られた知見は以下の通りである。

- 1) ベンダーエレメント(BE)を装着した一面せん断試験装置によってせん断弾性係数  $G$  を測定することができ、異なる試験装置に装着した既往の試験結果と一致した結果が得られることを確認した。
- 2) BE のケーシング方法を開発し、強度、耐久性とも問題なく使用できることを確認した。
- 3) 正規圧密および過圧密領域における  $G$  はそれぞれ $\sigma_m'$ の関数として式(6)のように与えられる。
- 4) 粘土の圧密(膨張)定体積せん断強さの過圧密比に対応する変化は、圧密(膨張)非排水三軸試験によって従来得られている関係と同様である。
- 5) せん断直前の  $G$  と  $G_{30}$  の関係は応力レベル、応力履歴に関わらず一義的な関係がある。
- 6) 定体積せん断中に測定される  $G$  はせん断中の $\sigma_m'$ の変化に対応して変化し、その関係は圧密中の各応力段階で測定された  $G \sim \sigma_m'$  関係に近い。

## 7 おわりに

本研究の一部は第2著者に対する文部省科学研究費基盤研究 B(2)(課題番号 09555148)の補助によって行われたものである。ここに記して謝意を表す。

### 参考文献

- 1) Dvycic and Madhus, C. 1985 Laboratory Measurements of  $G$  using Bender Elements, Proceedings of the ASCE annual convention, Detroit.
- 2) 高田増男, 澁谷啓, 三田地利之, 粘性土の一面せん断試験結果に及ぼすせん断速度の影響, 土質工学会北海道支部技術報告集第35号, 1995, pp.60-67
- 3) 三野秀作, 澁谷啓, 三田地利之, 田中洋行, 1994 Bender Element 試験による弾性せん断波速度の測定方法, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集 pp.502-503
- 4) 黄聖春, 館市弘達, 三田地利之, 澁谷啓, 粘性土の圧密およびせん断過程での微小ひずみ測定システムを備えた三軸試験装置の試作, 地盤工学会北海道支部技術報告集第37号, 1997, pp.191-200
- 5) Viggiani G. and Atkinson J.H. 1995b Interpretation of Bender Element Tests, Geotechnique45, No.1, pp.149-154.
- 6) 川口貴之, 大木基裕, 三田地利之, 1997  $K_0$  圧密・膨張後の過圧密粘性土の変形挙動に関する研究, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, 第3部(A), pp.100-101
- 7) 川口貴之, 三田地利之, 大木基裕, 1998 三軸圧縮・伸張下での粘性土の変形挙動, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第3部(A), pp.78-79
- 8) 澁谷啓, 土の一面せん断試験と結果の解釈における最近の進展, 直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム, pp.67-86
- 9) M.Oda, 1975 On the Relation  $\tau/\sigma_N = \kappa \cdot \tan \psi$  in the Simple Shear Test, Soils and Foundations, Vol.15, No.4, pp.35-41
- 10) 落合英俊, 1975 直接せん断試験における砂の挙動, 土木学会論文報告集, Vol.15, No.4, pp.93-100

## 振動時地盤における深さ方向の慣性力分布に関する模型実験

苫小牧工業高専 ○正員 澤田知之  
正員 能町純雄  
苫小牧工業高専 正員 近藤 崇

### 1. まえがき

本稿では、標準砂によるモデル地盤によって側壁に作用する動的土圧の振動台実験を行い、静止土圧との差で示される慣性力の深さ方向分布の測定を行った結果を報告する。振動時地盤には水平力方向の慣性力が作用し、側壁等に作用する動的土圧分布の形態や強度は常時と異なると考えられる。この検証を行うことを目的として、砂箱内のモデル地盤を作成して動的実験を行ったものである。一方、地盤底部は入力波動と同様に振動すると仮定した場合の動的2次元弾性論とフックの法則より導かれた基礎方程式に有限フーリエ変換を施して解析を進め、逆変換を行って求めた動的土圧を求めたもの<sup>1)</sup>に対する1, 2の検討結果も合わせて報告するものである。

### 2. 実験概要

写真-1 に示す実験供試体は縦 70cm、横 85cm、深さ 55cm のアクリル製砂槽内に作成した山口県豊浦産の標準砂（単位体積重量  $1.52\text{g/cm}^3$ ）のモデル地盤である。

予備実験より、実験装置自体の周波数特性及び供試体の周波数特性を求めた結果 6Hz での実験は行わないこととした<sup>2)</sup>。

また、標準砂の静止土圧係数は、 $K_0 = P/(H \cdot \gamma)$  の式より 4 点の土圧計から測定した結果の平均を基に 0.474 を用いた。ここで、P:各深さでの土圧、H:深さ、 $\gamma$ :標準砂の単位体積重量である。

実験は、図-2 に示すように正弦波による動的土圧分布の測定を行った。砂箱の片面に、砂の上面から各々 8.5cm、23.5cm、38.5cm、及び 48.5cm の位置に土圧計 (KYOWA BE2KC) を取り付ける (図-1)。動電型振動台 (IMV CVL-1000-5) により、2Hz から 8Hz まで各 1Hz ずつ周波数を増やして入力し、各周波数における入力加速度を 0.1G より 0.1 刻みで、0.5G まで順次入力して振動実験を行い、振動時土圧を測定して慣性力を求めた。

### 3. 実験結果及び考察

今、図-3 ~ 4 に入力加速度を 0.4G とし、本実験では低周波入力となる 2Hz 入力の場合と比較的高周波数となる 8Hz 入力の場合での深さ方向の慣性力分布を示す。これらの図より、分布は中央部にピークを持つ 2 次的モードの土圧を呈すると考えられる。図-5 に、入

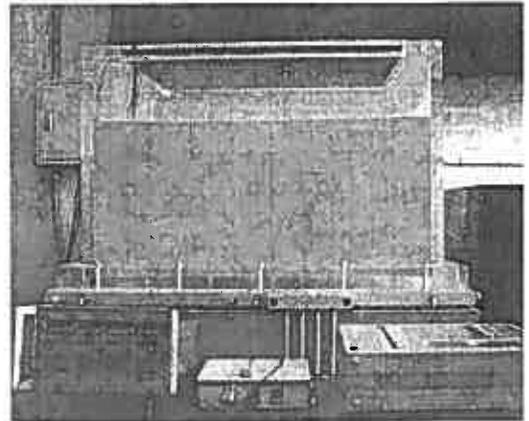


写真-1 実験供試体

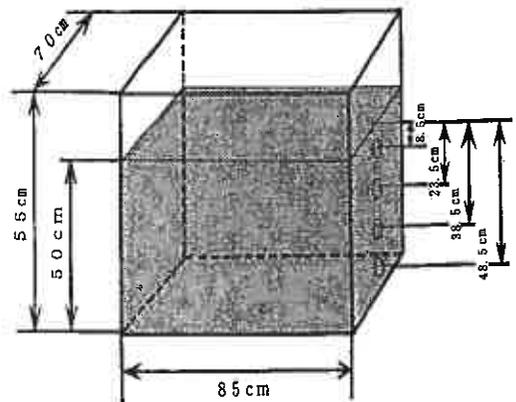


図-1 土圧計位置

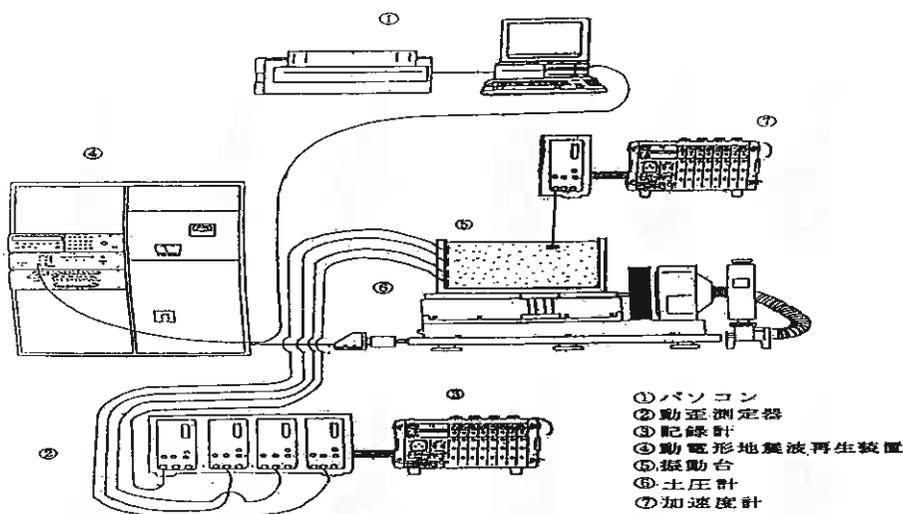


図-2 実験全体図

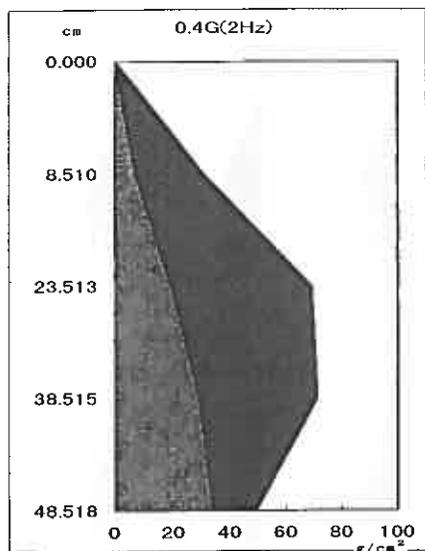


図-3 0.4G, 2Hz

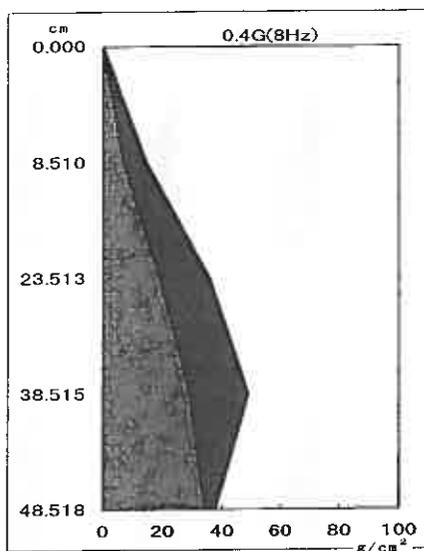


図-4 0.4G, 8Hz

力加速度と入力周波数を各々変化させた30例の実験結果を示す。縦方向には入力加速度を0.1G～0.5Gまで、横方向には入力周波数を2Hz～8Hzまで(6Hzを除く)増加した場合である。この結果より、同一加速度で見ると入力周波数が小さくなるに伴い、動的土圧は大きくなり、同一周波数では、入力加速度が大きい程、動的土圧は大きく示される。また、入力加速度が小さい場合は深さ方向にほぼ線形的動的土圧分布となり、慣性力は一定となることが示される。一方、入力加速度が大きくなる場合(今回の模型実験では、0.3Gより大きい場合)では、土圧分布は大きく変化し慣性力分布は非線形モードを示す傾向が見られる。よって、振動時主動および受動土圧であるとする物部・岡部の方法<sup>2),4)</sup>で計算される直線分布とかなり異なり、市原の実験結果<sup>5)</sup>と同傾向を示した。一概には言えないが、大地震の1つの境界と考えられている0.3G程度より大きな入力加速度に対して現行の震度法を適用することは検討を要すると考えられる結果となった。

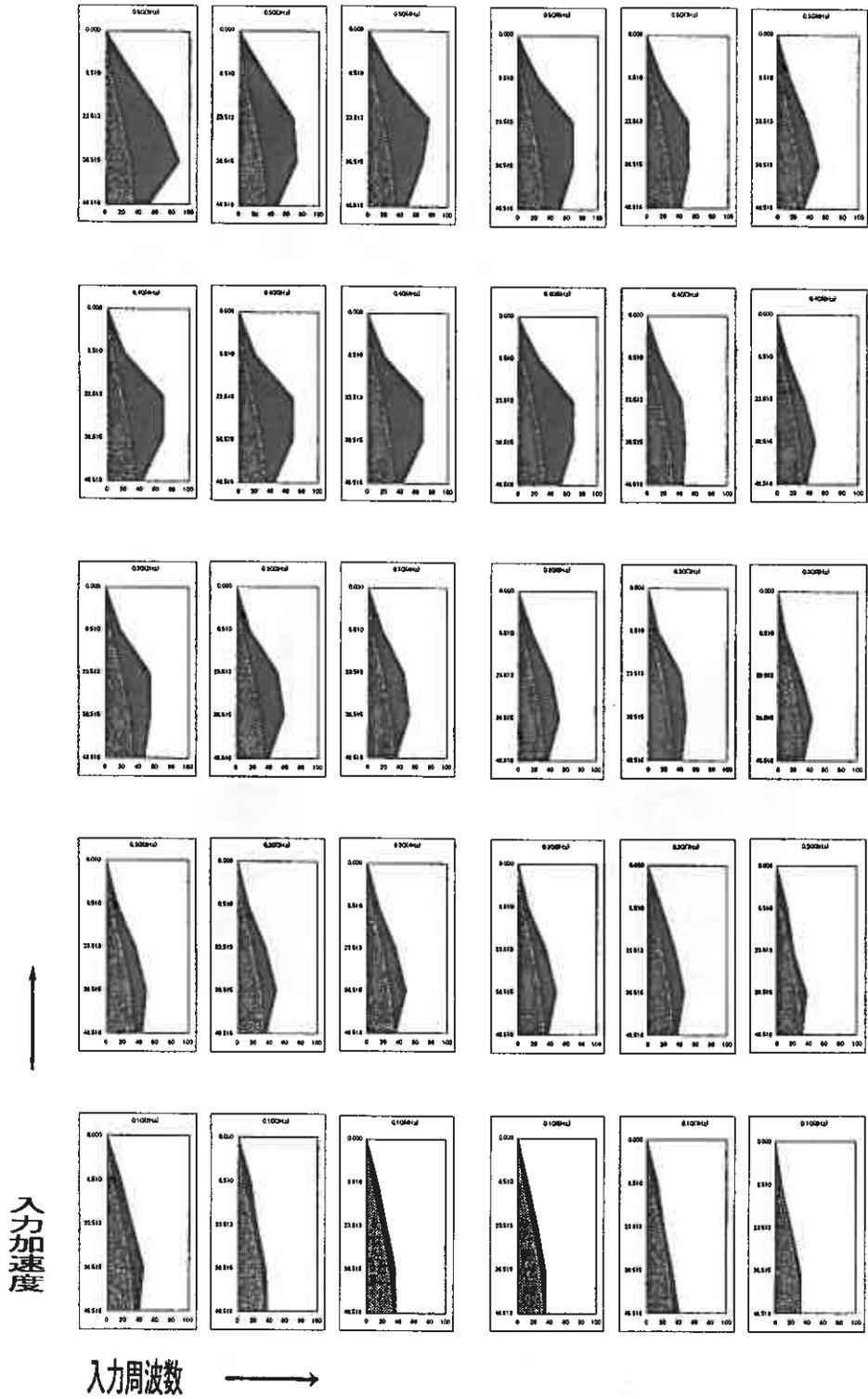


図-5 全慣性力分布

#### 4. 地盤を弾性体としての解析概要

図-6 より基礎方程式は、2次元弾性論より釣り合い式が、次のように示される。

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} - \rho \ddot{u} = \rho \ddot{u}_0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \rho \ddot{v} = -\rho g \quad (2)$$

$u$ ,  $v$  は各々  $x$  方向,  $y$  方向の相対変位で,  $u_0$  は振動台からの入力変位であり,

$$\ddot{u} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad \ddot{v} = \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}, \quad \ddot{u}_0 = \frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} \text{ である.}$$

また,  $\frac{2G + \lambda}{P} = C_1^2$ ,  $\frac{G}{P} = C_2^2$  であり,  $\rho$  は砂の

密度,  $C_1$  は弾性波速度,  $C_2$  は剪断波速度となる。

また, フックの法則より,

$$\sigma_x = \rho C_1^2 \frac{\partial u}{\partial x} + \rho(C_1^2 - 2C_2^2) \frac{\partial v}{\partial y} \quad (3)$$

$$\sigma_y = \rho(C_1^2 - 2C_2^2) \frac{\partial u}{\partial x} + \rho C_1^2 \frac{\partial v}{\partial y} \quad (4)$$

$$\tau_{xy} = \rho C_2^2 \frac{\partial u}{\partial y} + \rho C_2^2 \frac{\partial v}{\partial x} \quad (5)$$

ここで, (1), (2) 式に有限フーリエ定積分変換 ((1) 式に sine 変換, (2) 式に cosine 変換) を施し, (3) ~ (5) 式を代入する。境界条件を考慮して整頓し, 逆変換を施すことによって平面歪み問題をしての解が求められる<sup>1)</sup>。

$x$  方向の応力  $\sigma_x$  を示すと以下の (6) 式の様である。

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_x}{\rho C_1^2} = & \sum_m \frac{\{1 - (-1)^m\}}{2} \cos(M_x) \left[ \frac{4u_0}{b} e^{\left\{ (1 - Q_m(\eta)) \frac{p^2}{\beta_m^2} + 2h(Q'_m(\eta) - Q_m(\eta)) \right\}} \right. \\ & + \frac{2hA_m e \pi}{b^2 p^2} m e^{\left\{ -4(m e)^2 (R'_m(\eta) - R_m(\eta)) + 2p^2 R'_m(\eta) + 2(1 - 2h)p^2 R_m(\eta) \right\}} \\ & \left. + \frac{2\beta_m e}{b p^2} \left\{ 2h(m e)^2 \{ R_m(1 - \eta) - R'_m(1 - \eta) \} + p^2 (1 - 2h) R_m(1 - \eta) \right\} \right] \quad (6) \end{aligned}$$

ここで, 式中の各関数は次の通りである。

$$Q_m(\eta) = \frac{\cosh \left\{ \beta_m \pi \left( \frac{1}{2} - \eta \right) \right\}}{\cosh \left( \frac{\beta_m \pi}{2} \right)} \quad \left( = \frac{\cos \left\{ \beta_m \pi \left( \frac{1}{2} - \eta \right) \right\}}{\cos \left( \frac{\beta_m \pi}{2} \right)} \right)$$

$$R_m(\eta) = \frac{\sinh(\beta_m \pi \eta)}{\sinh(\beta_m \pi)} \quad \left( = \frac{\sin(\beta_m \pi \eta)}{\sin(\beta_m \pi)} \right)$$

$$R_m(1 - \eta) = \frac{\sinh \left\{ \beta_m \pi (1 - \eta) \right\}}{\sinh(\beta_m \pi)} \quad \left( = \frac{\sin \left\{ \beta_m \pi (1 - \eta) \right\}}{\sin(\beta_m \pi)} \right)$$

$$Q'_m(\eta) = \frac{\cosh \left\{ \beta'_m \pi \left( \frac{1}{2} - \eta \right) \right\}}{\cosh \left( \frac{\beta'_m \pi}{2} \right)} \quad \left( = \frac{\cos \left\{ \beta'_m \pi \left( \frac{1}{2} - \eta \right) \right\}}{\cos \left( \frac{\beta'_m \pi}{2} \right)} \right)$$

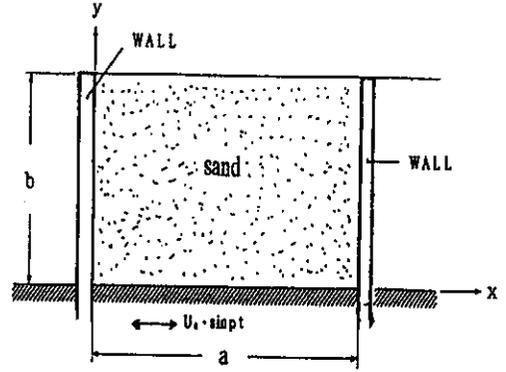


図-6 解析モデル図

$$R'_m(\eta) = \frac{\sinh(\beta'_m \pi \eta)}{\sinh(\beta'_m \pi)} \quad \left( = \frac{\sin(\beta'_m \pi \eta)}{\sin(\beta'_m \pi)} \right)$$

$$R'_m(1-\eta) = \frac{\sinh\{\beta'_m \pi(1-\eta)\}}{\sinh(\beta'_m \pi)} \quad \left( = \frac{\sin\{\beta'_m \pi(1-\eta)\}}{\sin(\beta'_m \pi)} \right)$$

尚、( ) 内は、虚数解の場合である。

ここで、

$$\beta^2 = (me)^2 - p^2$$

$$\beta'^2 = (me)^2 - p'^2 \quad p'^2 = \frac{p^2}{h}$$

$$M = \frac{m\pi}{a}, \quad \eta = \frac{y}{b}, \quad e = \frac{b}{a}, \quad h = \frac{C_2^2}{C_1^2} = \frac{G}{2G + \lambda} = \frac{a - 2\nu}{2(1 - \nu)}$$

G : 剪断弾性係数,  $\nu$  : ポアソン比,  $\lambda$  : ラーメの定数

## 5. 解析値と実数の比較

今、図-7, 8 に入力加速度が 0.1G と 0.5G の場合の実験と解析値の比較（入力波 10Hz, モデル地盤厚 40cm）を示す。このように、入力加速度が大きくなると入力加速度が小さい場合と比較して、動的土圧分布形態が異なることが示され、縁応力の存在を伺わせる結果となった。今後は、さらに数値計算を重ね、震度法に根拠をおいた、動的な問題を静的に取り扱う簡便法の適用との比較や、振動による内部摩擦面の変化など砂の性質の変化を考慮した振動時主動土圧、受動土圧との比較検討を行う必要があると考えられる。尚、そのほかの結果は当日発表の予定である。

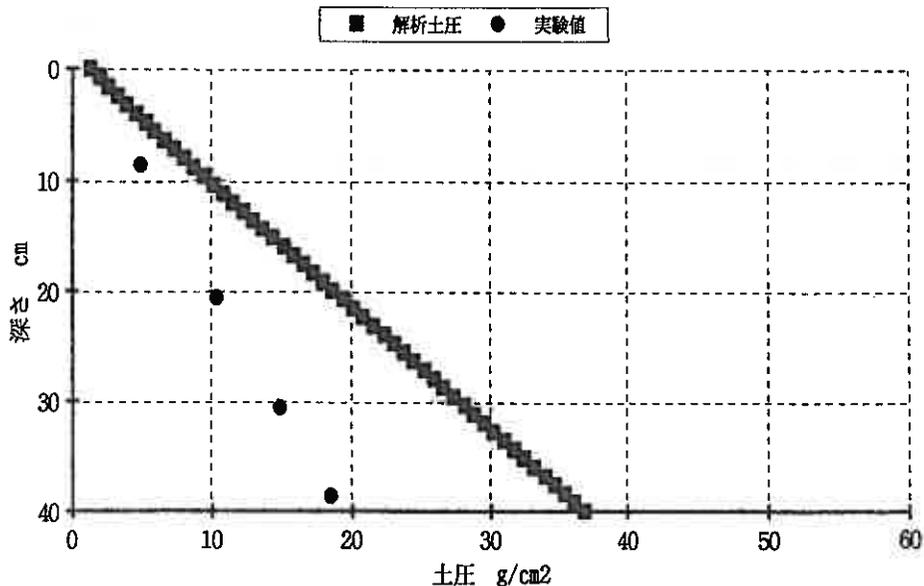


図-7 理論値と実験値の比較 (10Hz, 0.1G)

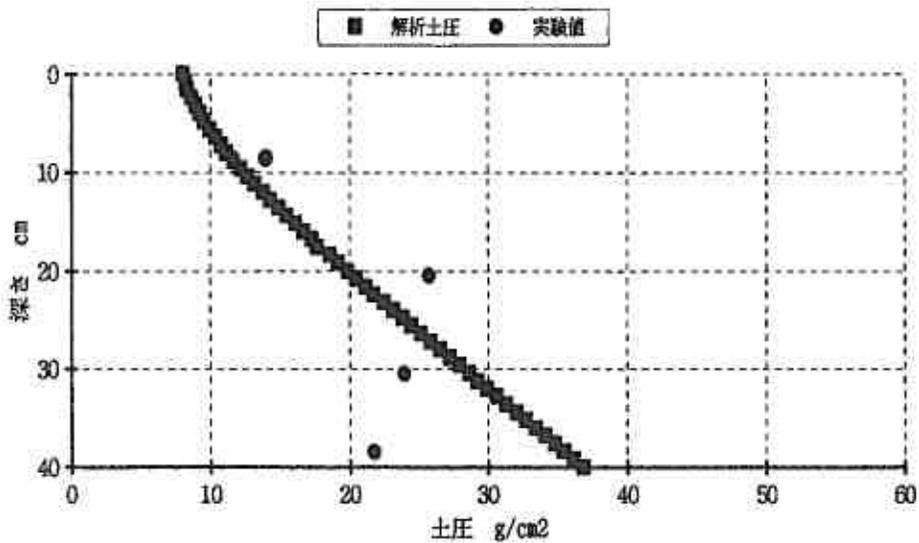


図-8 理論値と実験値の比較(10Hz, 0.5G)

#### 参考文献

- 1) 澤田・能町・近藤：振動台上の砂箱内地盤モデルにおける動的応力と変位の弾性解，苫小牧高専紀要，第32号，PP.95-111，1997
- 2) 物部長徳：地震上下動に関する考察ならびに振動雑論，土木学会誌，Vol.10，No.5，PP.1063-1094，1924
- 3) 澤田・能町・近藤：地震時地盤における深さ方向の慣性力分布の模型実験，土木学会第53回年次学術講演会概要集，I-B209，1998
- 4) 大原資生：耐震工学，森北出版社，PP.85-88，1974
- 5) Ichihara, M. and Matsuzaka, H. : Earth Pressure during Earthquake, Soils and Foundations, Vol.13, No.4, PP.75-86, 1973

## 遠心模型実験による盛土の地震時挙動 (その3)

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 江川 拓也  
 正員 西川 純一  
 正員 林 宏親

### 1. まえがき

現在、道路盛土や河川堤防などの土構造物の設計にあたっては、標準のり勾配で良好に施工された場合、ある程度の耐震性を本来的に有していること、たとえ被害が発生しても復旧が容易なことなどから、一般的に地震時の安定を考慮していない。しかし、ここ数年の北海道におけるいくつかの大地震によって、土構造物に大きな被害が生じており、道路盛土においても耐震性に関しての検討が進められている。

このような背景のもと、本研究では、道路盛土の地震時における挙動を動的遠心模型実験により把握し、耐震性向上に資する目的で検討を行っている。遠心模型実験は、実物と同じ応力状態を再現することが可能であり、特に土のように強い応力依存性を持つ材料の挙動を把握するのに有効である。ここでは、盛土の強度、盛土内浸透水の有無、傾斜基盤の有無および入力加速度などのパラメーターを変化させ、盛土内の応答加速度、盛土の沈下量、間隙水圧などの関係について検討を行った。

### 2. 道路盛土の被害事例

北海道においては、1993年に釧路沖地震と北海道南西沖地震、その翌年の1994年に北海道東方沖地震が発生し、各方面に甚大な被害をもたらした。これらの地震では、道路盛土の被害も数多く発生し、長期にわたる通行止めなど交通に大きな影響を与えた<sup>1) 2) 3)</sup>。

釧路沖地震では、沢地形もしくは集水地形の盛土において被害が生じた。この原因のひとつとして、盛土内が浸透水によって飽和していた可能性を示唆した報告<sup>4)</sup>がある。以上の知見から、前報<sup>5)</sup>において、盛土強度と盛土内浸透水をパラメーターに取った動的遠心模型実験について報告した。

本研究では、前述の被害箇所において、基盤が傾斜していたことを考慮に入れ、その影響を動的遠心模型実験によって確認することにした。

### 3. 実験方法

遠心模型実験は、遠心力を模型に作用させることにより、実物の応力状態を再現し、模型実験としての相似則を満足させるものである。今回は、実物の1/50縮尺である模型盛土を作成し、50g (g:重力加速度)の遠心加速度場において加振実験を実施した。実験装置は、日下部らの報告<sup>6)</sup>に記載されているものと同様である。実験ケースの一覧を表-1に示す。

表-1 実験ケース

ケース名	盛土高さ	のり勾配	盛土強度(細り度)	浸透水	傾斜基盤	加振条件
ケース1	10.0cm (5.0m)	1:1.5	高強度 (90%)	なし	なし	連続3回加振
ケース2	10.0cm (5.0m)	1:1.5	高強度 (90%)	なし	あり	連続3回加振
ケース3	10.0cm (5.0m)	1:1.5	高強度 (90%)	あり	なし	連続3回加振
ケース4	10.0cm (5.0m)	1:1.5	高強度 (90%)	あり	あり	連続3回加振
ケース5	10.0cm (5.0m)	1:1.5	低強度 (80%)	なし	なし	連続3回加振
ケース6	10.0cm (5.0m)	1:1.5	低強度 (80%)	なし	あり	連続3回加振
ケース7	10.0cm (5.0m)	1:1.5	低強度 (80%)	あり	なし	連続2回加振
ケース8	10.0cm (5.0m)	1:1.5	低強度 (80%)	あり	あり	連続3回加振

盛土高さ欄の ( ) は実物換算値である。

Behavior of Embankments during Earthquake by Centrifuge Experiments (Part3)

Takuya EGAWA, Jun'ichi NISHIKAWA, Hirochika HAYASHI (Civil Engineering Research Institute)

### 3. 1 模型および計測センサー

模型と計測センサーの配置を図-1に示す。盛土形状は半断面とし、全ケースにおいて統一した。加振方向の両端面には、緩衝材として厚さ 20mm のシリコンラバーを設置した。写真-1は、模型の一例である。

盛土および基礎地盤を構成する地盤材料は、豊浦標準砂とカオリン粘土を乾燥重量比で 8 : 2 に混合し、シリコンオイルによって最適含油比に調整した土である。ここで、最適含油比とは、土の締固め試験での最適含水比に相当するものである。締固め度を 90% と 80% に変化させることにより盛土強度の設定を行った。基礎地盤は、締固め度 90% に統一した。表-2に各々の物性を示す。液状化強度比は、繰返し非排水三軸試験による繰返し強度曲線のうち、軸ひずみ両振幅 5% 時の繰返し載荷 20 回に対応する値とした。

盛土内浸透水は、間隙流体の透水速度に関する相似則を満足させるために、水の 50 倍の粘度を持つシリコンオイルを用いた。浸透水としてのシリコンオイルは、脱気をした上で、50g 場においてポーラスストーンから不織布を伝わって盛土背面に供給され、所定の高さまで水位が達したことを間隙水圧計で確認した後、加振を行った。

傾斜基盤については、傾斜勾配を 1 : 1.5 (=33.7 度) に設定し、石こうで製作した。この時、幅 1.5mm 程度の段切りを傾斜基盤ののり面に設け基礎地盤とのなじみを良くした。傾斜基盤はいわゆる工学的基盤相当の強固さを想定したが、その確認を一軸圧縮試験と超音波伝播試験によって行った。その結果を表-3に示す。工学的基盤は、S波速度 300m/s 程度以上<sup>7)</sup>が目安とされるが、養生日数 3 日目からそれ以上の値が得られているのがわかる。また、模型実験では、各実験で同一の傾斜基盤を用いているが、養生日数が経過しても強度に大きな変化がないことから、加振実験中に傾斜基盤の強度がほぼ一定であったことも確認された。

盛土内部の応答加速度の計測センサーについては、盛土への影響を極力小さくするために、超小型の圧電型加速度計 (A1~A10) と、超小型の間隙水圧計 (P1~P8) を使用した。

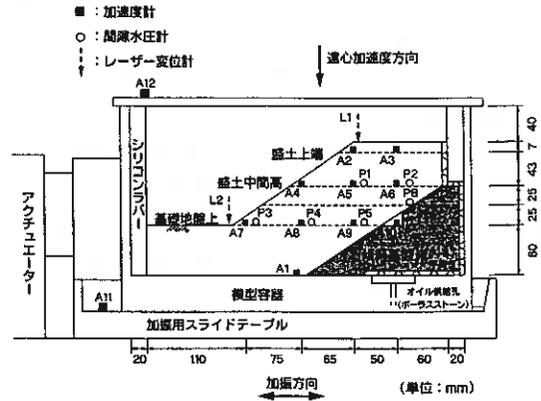


図-1 模型と計測センサー配置

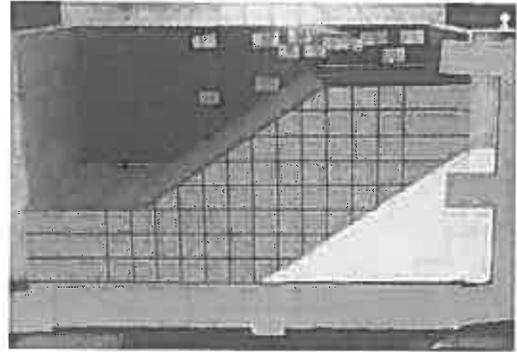


写真-1 模型の一例

表-2 材料土の物性

試験名称	高強度	低強度
模型盛土の締固め度	90%	80%
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.672	
塑性限界 PL (%)	NP	
液性限界 WL (%)	NP	
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.903	
最適含油比 $W_{opt}$ (%)	11.8	
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.915	1.702
有効応力強度 $C'$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0	0.05
$\phi'$ (度)	33.5	15.6
透水係数 $k$ (cm/sec)	$2.4 \times 10^{-3}$	$1.8 \times 10^{-4}$
液状化強度比 $R_{20}$	0.513	0.170

表-3 試験結果

養生日数	湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	一軸圧縮強さ $qu$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	超音波伝播速度 (m/sec)	
			P波	S波
3	1.084	112.2	$2.567 \times 10^3$	$1.410 \times 10^3$
7	1.082	118.0	$2.650 \times 10^3$	$1.421 \times 10^3$
14	1.086	132.9	$2.717 \times 10^3$	$1.380 \times 10^3$
28	1.086	117.6	$2.659 \times 10^3$	$1.363 \times 10^3$

### 3. 2 加振方法

入力する加速度波形は、全て周波数 100 Hz（実物換算 2 Hz）の正弦波とし、加振時間は 0.2 秒（同 10 秒）とした。加振方法は、入力加速度を 3 段階に分けて、同一模型に対して連続して加振する方法をとった。ただし、ケース 7 においては加振を 2 回で終了した。

## 4. 実験結果

各実験ケースでの結果を整理し、盛土挙動に対するパラメーターの影響を調べた。

ここで、加速度の応答波形は、時間軸に対して対象かつ一定の振幅を表すとは限らないことから、波形の最大値と最小値を読みとり、その平均値を応答加速度とした。

また、模型容器底面（A1）において計測された加速度の値を入力加速度としている。

### 4. 1 盛土の変形

図-2 から図-9 は、各ケース加振後の盛土の最終変形図である。

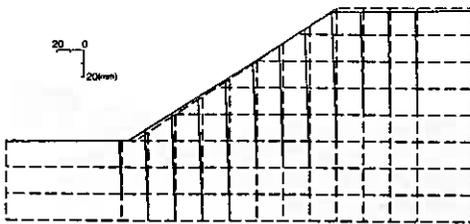


図-2 ケース 1（高強度）の最終変形

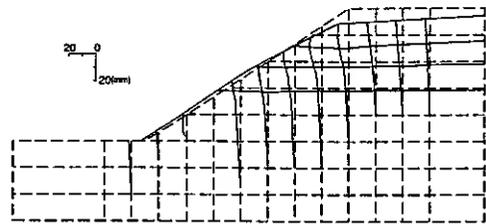


図-3 ケース 5（低強度）の最終変形

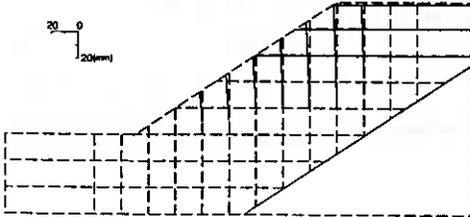


図-4 ケース 2（高強度）の最終変形

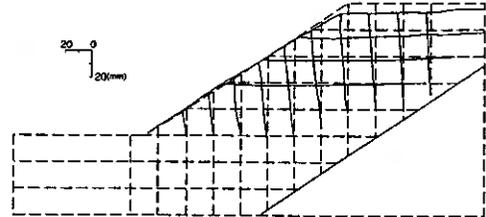


図-5 ケース 6（低強度）の最終変形

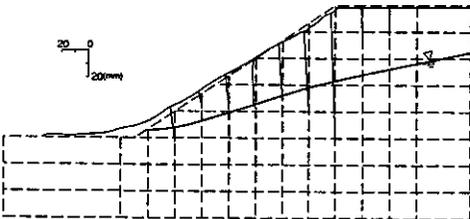


図-6 ケース 3（高強度）の最終変形

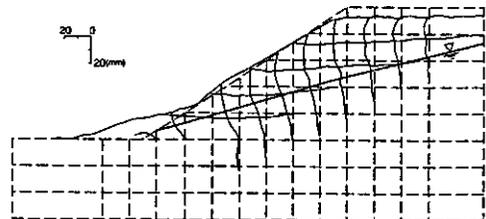


図-7 ケース 7（低強度）の最終変形

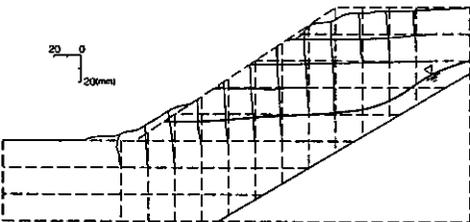


図-8 ケース 4（高強度）の最終変形

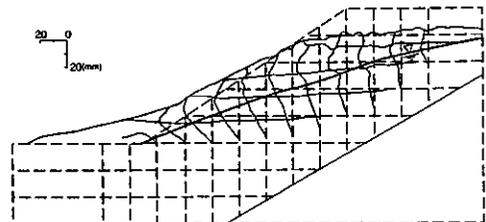


図-9 ケース 8（低強度）の最終変形

低強度・浸透水ありのケースにおいて傾斜基盤のある方が大きな変形を生じているが、その他のケースでは、傾斜基盤の有無による盛土の変形量に明瞭な差は認められない。低強度・浸透水ありのケースでは、過剰間隙水圧の発生に伴い盛土が流動化しており、傾斜基盤の影響により側方へ大きく移動したと考えられる。変形が生じた部分と生じていない部分との境界線は、どちらのケースも円弧に近い変形形状を示し、おおむね盛土本体内に発生している。また、いずれのケースにおいても盛土のり尻方向への流動に近い変形であり、明瞭なすべり面は現れていない。

一方、盛土強度の高低、浸透水の有無による盛土変形への影響は大きく、中でも浸透水の有無による変形量の差は著しい。傾斜基盤の有無に関係なく、低強度・浸透水のあるケースで、釧路沖地震の時に沢地形で特徴的に見られた盛土全体に及ぶ大規模な変形、崩壊土の大きな移動などが再現されている。

入力加速度と各加振段階におけるのり肩沈下量の関係を、実物換算値で表したものを図-10および図-11に示す。なお、低強度・浸透水あり・傾斜ありのケースでは、レーザー変位計の不調により加振2回目以降計測できなかった。高強度の盛土では、浸透水による沈下の差は若干あるものの、傾斜基盤の有無による影響は認められず、比較的同じ沈下の傾向を示した。一方、低強度盛土では、大きな沈下が生じており、特に浸透水のあるケースでは加振1回目から高強度における3回目と同等の沈下量を示した。しかし、傾斜基盤の有無による影響は認められない。

したがって、釧路沖地震によって生じた沢地形部における大規模な道路盛土の崩壊については、基盤の傾斜の影響よりも、切土面もしくは沢筋などからの湧水が盛土内に滞水していたことが支配的だったと推測される。

#### 4.2 応答加速度

基礎地盤および盛土内での加速度応答を見るために、盛土上端(A2、A3)において計測された応答加速度を入力加速度(A1)で除した値(加速度応答倍率)と入力加速度の関係浸透水あり・なしに分けて図-12と図-13に表す。

浸透水のないケースでは、基礎地盤および盛土内において加速度が増幅し、入力加速度が大きい程加速度応答倍率は大きくなっている。また、基盤傾斜を有する方が加速度応答倍率は小さい傾向にある。これは、基盤傾斜があることによって基礎地盤と盛土が相対的に薄くなっ

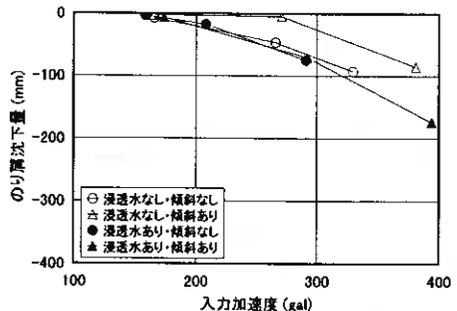


図-10 のり肩沈下量(高強度)

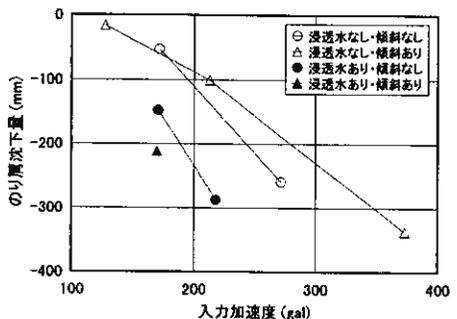


図-11 のり肩沈下量(低強度)

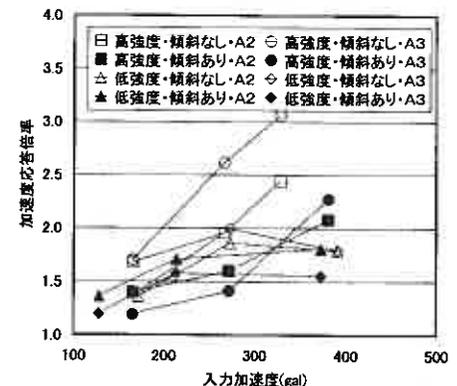


図-12 加速度応答倍率(浸透水なし)

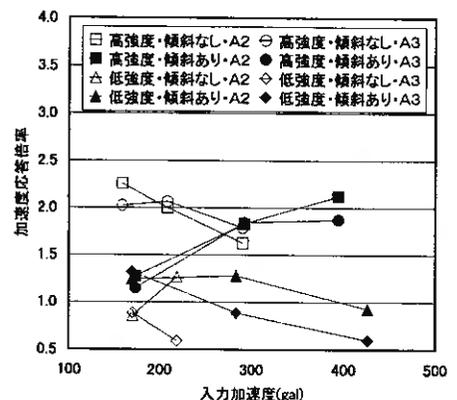


図-13 加速度応答倍率(浸透水あり)

ており、加速度の増幅が小さくなったと考えられる。低強度・浸透水のあるケースでは、その他のケースに比べ加速度の増幅が比較的小さい。

ここで、基盤の傾斜と盛土の横断方向の加速度応答差について見てみる。那須ら<sup>8)</sup>は、軟弱層下の基盤が傾斜した地盤条件において盛土の加振模型実験を実施し、基盤が傾斜していることによって盛土の左右で応答加速度が異なり、それが盛土の被害と関与したとしている。一方、今回の実験は、基礎地盤内での加速度増幅が少ない条件下で行われており、基盤傾斜によって盛土横断方向の加速度応答差はほとんどない。

以上のことは今回の実験において、基盤傾斜の有無と盛土の変形に明らかな関係が表われなかったことを説明しており、基礎地盤が軟弱かつ厚い場合、基盤傾斜の影響が表われることを否定するものではない。

#### 4. 3 間隙水圧

加振によって生じた過剰間隙水圧の最大値を有効上載圧で除した過剰間隙水圧比と、入力加速度の関係を盛土強度ごとに図-14と図-15に示す。ここで、過剰間隙水圧比は同じ深度で得られた値の平均値を使用した。図から、盛土強度の低いケースにおいて、実験したどの入力加速度においても、過剰間隙水圧比0.3以上の値が生じていることがわかる。このことから、低強度・浸透水ありのケースにおける加速度応答の低さ(図-13)は、高強度・浸透水ありのケースに比べ、過剰間隙水圧が大きく発生することによる盛土剛性の減少に起因していると推測される。

また、低強度・浸透水ありのケースで大きな盛土の変形が生じたのは、過剰間隙水圧の上昇による有効応力の低下が原因と考えられ、逆に低強度・浸透水なしのケースにおいて、盛土内で加速度が増幅し、地震時せん断力が大きくなっている割に変形が小さかったのは、この影響を受けなかったことによると考えられる。

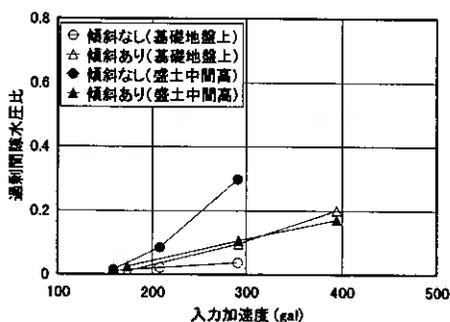


図-14 入力加速度と過剰間隙水圧比 (高強度)

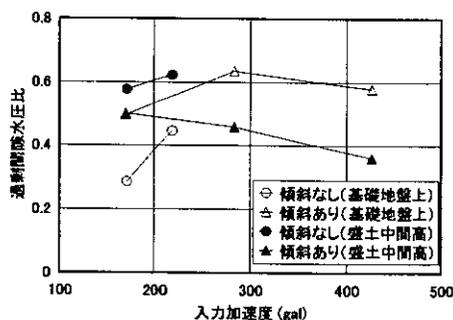


図-15 入力加速度と過剰間隙水圧比 (低強度)

#### 4. 4 地震時における盛土の安定性

地震時における盛土の安定性は、通常円弧すべり解析に代表される極限釣り合い法を用いて検討される。この方法で算出される安全率  $F_s$  は、概念的には地震時における盛土への外力と盛土の耐力との釣り合いを表している。ここで、地震による盛土への外力は、盛土内の応答加速度に対応した慣性力であり、これを静的な力に置き換えて分割片に作用させるのが一般的である(震度法)。一方、地震時の盛土の耐力は、盛土材の有効応力に大きく支配されるが、盛土材が砂質系の土で盛土内に浸透水が存在する場合、過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の低下は当然考慮しなければならない。

今回の実験結果を見ると、盛土内に浸透水が存在する場合の過剰間隙水圧の上昇、つまり有効応力の低下が盛土の大規模な変形と強く結びついていることが理解できる。その他の要因である盛土内の応答加速度(地震時の外力)および基盤の傾斜と比較しても有効応力の低下の占める割合は大きいといえる。すなわち実際の解析にあたっては、事前に過剰間隙水圧の発生量を推定することが重要となってくる。基礎地盤に関しては、その液状化抵抗率から過剰間隙水圧発生量の予測を行う方法が用いられていることから、今回の実験で得られた過剰間隙水圧比と液状化抵抗率の関係を盛土の強度別に図-16と図-17に整理した。液状化抵抗率は次式で表される。

$$F_L = R/L \quad (F_L: \text{液状化抵抗率} \quad R: \text{動的せん断強度比} \quad L: \text{地震時せん断応力比})$$

ここで、表-2に示した繰返し回数20回に対応する液状化強度比 $R_{20}$ を動的せん断強度比とした。また、応答加速度値を用いて地震時せん断応力比を求めた。

図中に、平成2年度版道路橋示方書<sup>9)</sup>で採用されていた予測式（過剰間隙水圧比=液状化抵抗率<sup>-2</sup>）で求めた計算値を併記した。高強度盛土では、加振1回目において計算値と実測値のほとんどが一致している傾向だが、それ以外は計算値より小さい過剰間隙水圧比となっている。低強度盛土では、液状化抵抗率が1.0を下回っているにもかかわらず、過剰間隙水圧比が1.0に達していない。これらのことは、加振履歴、液状化抵抗率算定にあたっての地震時せん断応力比の取り方などが影響していると考えられる。

## 5. 結論

動的遠心模型実験を実施し、盛土の耐震性を検討した。その結果、以下の結論が得られた。

- ① 沢地形部における盛土の崩壊は、基盤の傾斜の影響より、湧水が盛土内に滞水することによる影響が支配的であると推測される。
- ② ①のことは、過剰間隙水圧が上昇し、有効応力が低下することに起因する。
- ③ 過剰間隙水圧が発生することにより盛土剛性が減少し、加速度の応答性が小さくなる。
- ④ 盛土の安定性にあたっては、事前に過剰間隙水圧の発生量を推定することが重要であるが、今回の実験結果において液状化抵抗率と過剰間隙水圧比の間に有意な関係はなかった。

ただし、本報告は加振波形として正弦波を連続して同一の模型に与えた実験結果に基づく考察であり、盛土の地震時挙動を明らかにするためには十分とはいえない。現在、不規則波を用いた単発加振実験を実施中であり、機会を改めて議論していきたいと考えている。

## —参考文献—

- 1) 西川純一；1993年釧路沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第100号，pp.13-40，1993.9
- 2) 西川純一；1993年北海道南西沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第101号，pp.21-40，1994.1
- 3) 西川純一、小田島大、玉田隆志、松田泰明；1994年北海道東方沖地震被害調査報告，開発土木研究所報告第108号，pp.7-24，1995.3
- 4) 西川純一、吉田望；本当に盛土は崩れやすいのか？，第29回土質工学研究発表会特別セッション，pp.13-14，1995.7
- 5) 林宏親、西川純一、谷口啓二郎；遠心模型実験による盛土の地震時挙動（その2），地盤工学会北海道支部技術報告集第38号，pp.173-178，1998.2
- 6) 日下部祐基、西川純一、野並光昭、小田島大；遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験，土質工学会北海道支部技術報告集第35号，pp.76-81，1995.2
- 7) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説 耐震設計編，pp.43-48，1996.12
- 8) 那須誠、羽矢洋、今野政志、佐藤謙司；不整形地盤上盛土の模型振動実験，第26回土質工学研究発表会論文集，pp.943-944，1991.7
- 9) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説 耐震設計編，pp.44-45，1990.2

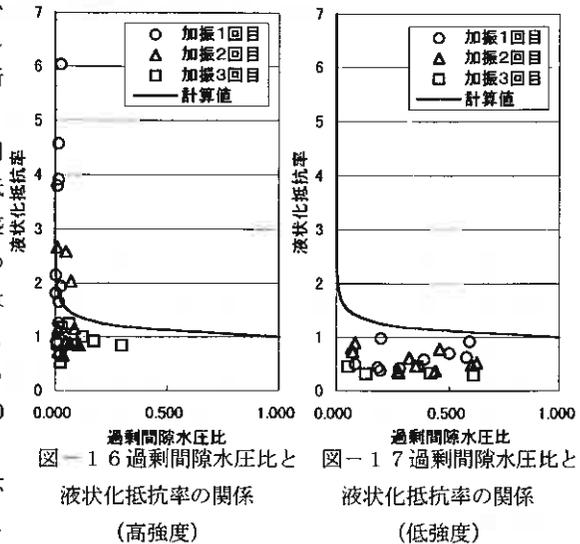


図-1 6 過剰間隙水圧比と

液状化抵抗率の関係

(高強度)

図-1 7 過剰間隙水圧比と

液状化抵抗率の関係

(低強度)

## EPS 材を用いた腹付盛土の動的解析例

(株)開発工営社 ○正会員 野田 洋昭  
(株)開発工営社 青地 知也  
(株)開発工営社 正会員 清水 誠一  
(株)開発工営社 正会員 松井 義孝

軟弱地盤上の腹付道路盛土においては、周辺地盤に対し有害な変位を与えることが容易に予想される。特に本報告箇所のように近接構造物がある場合の悪影響は大であり、何らかの対策が必要不可欠となる。そこで、この対策の一つとして、EPS を用いた軽量盛土工法を採用することとした。

なお、EPS を採用するに当たっては、この材料の振動特性が土や路盤材など他の材料のそれと異なり、地震時に不安定となる場合もあるため、地震応答解析による安全性の確認を行った。よって、ここにその解析結果を紹介する。

### 1. 概要

検討対象となる取付道路は本線の拡幅に伴うかさ上げ腹付け盛土である。この取付道路は泥炭層を主体とする軟弱地盤上に施工されかつ近接構造物(送電線の鉄塔)があるためかさ上げ腹付け盛土をした場合その構造物基礎に沈下等の悪影響を与える事が解析上明かとなった。このため対策工を検討し、経済性、施工性等を総合的に判断した結果、EPS を使用した腹付け盛土を採用することとした。

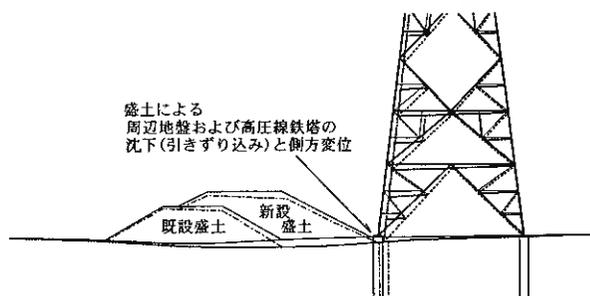


図-1 概要図

### 2. 解析の目的

当解析箇所のように軟弱地盤上に EPS を使用した腹付盛土はあまり例が無く地震時の安全性が懸念されたため以下の2点に着目して地震応答解析をおこない地盤全体系の安定性について照査した。

- ① 土と EPS のように剛性、質量の異なる材料を組み合わせて使用すると固有周期の違いから一体となった挙動を示さない可能性がある。
- ② EPS 盛土の上に路盤材が載るため、EPS 盛土部がトップヘビー構造になり耐震上不安定になる可能性がある。

### 3. 解析の流れ

図-2は解析のフロー、図-3は解析方法をイメージ図にしてまとめたものである。まず、地盤、盛土、EPS の各々の動的物性値を設定し、一定領域の地盤をモデル化する。次に基盤面に地震動を入力して複素応答解析を行う。これより地盤、盛土、EPS 各部分での応答値が得られ地震時のより正確な挙動を把握することができる。

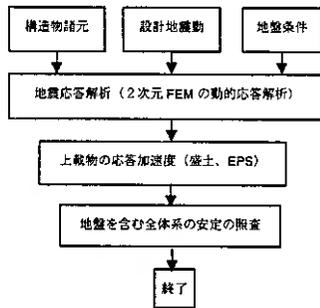


図-2 解析の流れ

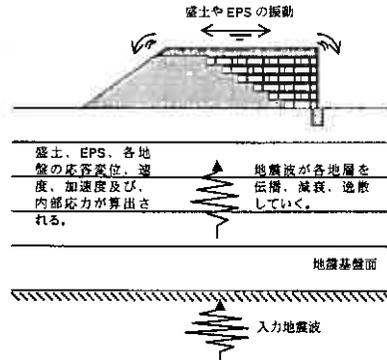


図-3 解析イメージ

#### 4. 解析モデル

道路横断方向の2次元解析とした。地震基盤を地表から約34m以深に設定し、それ以浅の地盤構成を有限要素によってモデル化した。地盤、盛土の要素については土の非線形性を考慮し、EPS および路盤材は線形要素とした。図-4に解析モデル図を示す。図中の $\gamma$ 、 $G_0$ 、 $\nu$ は、それぞれ、単位体積重量、動的せん断弾性係数、ポアソン比である。地盤は無限なので左右端部は伝達境界とした。

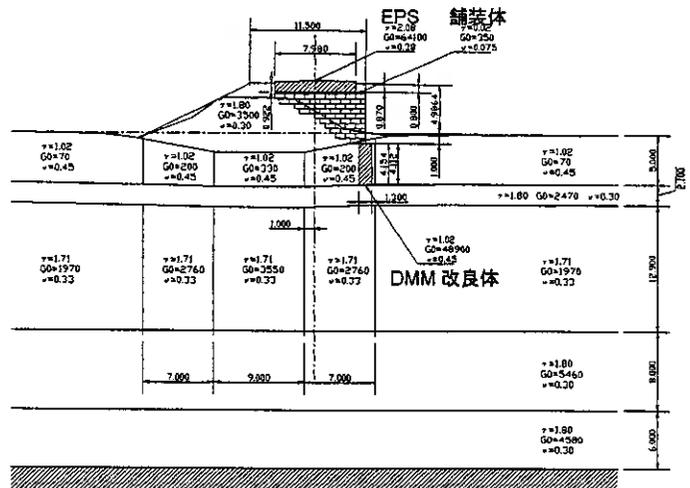


図-4 解析モデル図

#### 5. 地盤の動的物性値の設定

解析に用いる地盤のせん断弾性は動的なものを用いる。動的せん断弾性係数は参考文献-1に従い、次式により算出した。

$$G_D = \frac{\gamma_t}{g} \cdot v_s^2 \quad (\text{式-1})$$

ここに  $G_D$  : 動的せん断弾性係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_t$  : 単位体積重量 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (cm/s<sup>2</sup>)

$v_s$  : せん断波速度 (cm/s)

なお、 $v_s$ は次式からもとめる

$$v_s = 0.8 \cdot 80N^{1/3} \quad (\text{砂・盛土})$$

$$v_s = 0.8 \cdot 100N^{1/3} \quad (\text{下部粘性土})$$

ただし、上部の粘性土層および改良体 (EPS 保護板直下の泥炭層は深層混合処理により改良する) については次式により求めた。

$$G_D = 51.0 G_L \quad (\text{式-2})$$

ここに  $G_L$  : 静的せん断弾性係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

この式は、参考文献-4に示された速度から求めた剛性率とLLTによる剛性率の相関(これを図-5に示す)から得られたものであるが、ここで静的せん断係数は、弾性論により導かれる静的な地盤の弾性係数から次式を求めた。

$$G_L = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ここに  $E$  : 地盤の弾性係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )  
 $\nu$  : ポアソン比

$$E = \frac{1}{m_v} \cdot \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \quad (\text{上部粘性土})$$

ここに  $m_v$  : 体積圧縮係数 ( $\text{cm}^2/\text{kgf}$ )

$$E = (400-600)q_u \quad (\text{改良体})$$

ここに  $q_u$  : 一軸圧縮強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

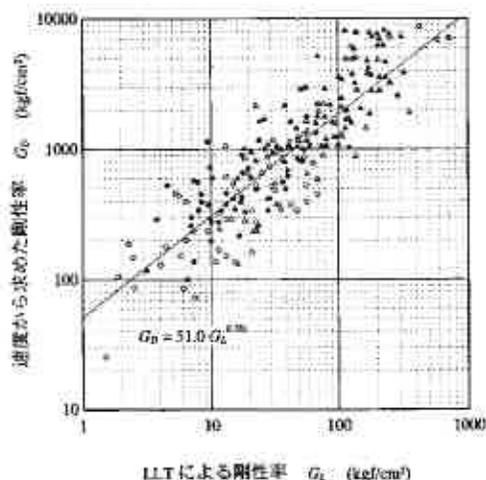


図-5 静的-動的せん断弾性係数の関係

表層部分の泥炭層は、他の層と異なり非常に軟弱な層となっている。このため、動的せん断係数の算出は一般的な方法によるものではなく、参考文献-2に示された次式で計算した。なお、既設盛土の応力下にある部分については強度増加を考慮するものとした。

$$G_D = 1740 w_c^{**0.7} (\sigma_c')^{0.25} \quad (\text{式-3})$$

ここに  $w_c$  : 含水比 (%)

$\sigma_c'$  : 拘束圧 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

地盤の非線形性を考慮するのにあたって図-6に示したせん断剛性比  $G/G_0$ ・減衰  $h$  - ひずみ  $y$  曲線を使用した。これらの値は、動的振動試験の結果より求まるものだが、今回は参考文献-2, 3により各土層の代表的な値を求めた。

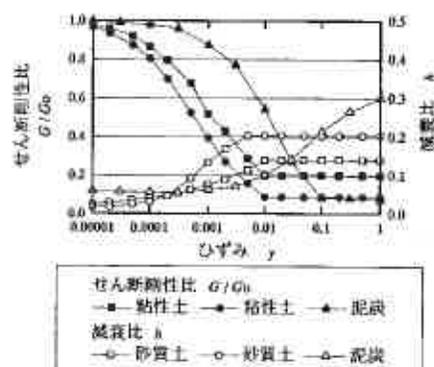


図-6 せん断剛性比・減衰-ひずみ曲線

## 6. 入力地震波

解析に使用する地盤の加速度波形は、「修正関北橋」の地震波 ( $\text{max}: 102 \text{ gal}$ ) を用いている。この地震波(これを図-7に示す)は、参考文献-1のなかで震度法による耐震設計結果の照査に用いる地震入力として規定されている加速度応答スペクトルに一致させた波形である。なお、この地震波の入力位置は、工学的基礎面と考えた地表面から  $-34 \text{ m}$  とした。

また入力時間は45秒、タイムステップは0.01秒、最大解析周波数10 Hzとしている。

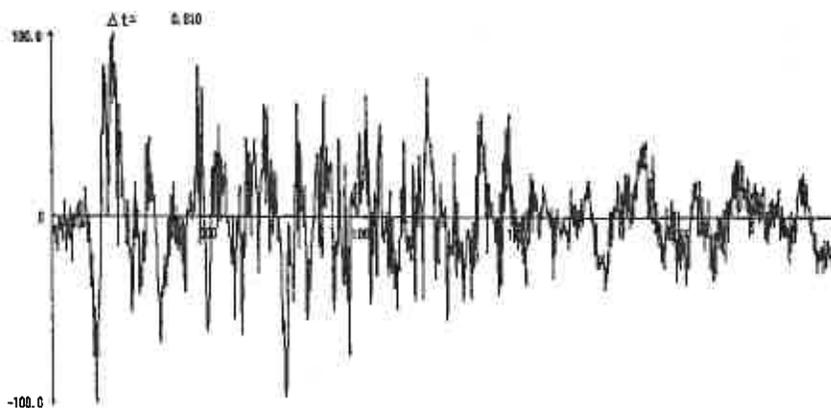


図-7 入力加速度波形 (修正開北橋 max :102gal)

## 7. 解析結果

### ① 土とEPSのように剛性・質量の異なる材料を組み合わせて使用した場合の挙動検討

図-8にEPS上端部(パネル側)と盛土内部の応答加速度波形を示す。この応答波形の形状を比較すると、EPS上端部(パネル側)と盛土内部では、ほぼ同様の形状を示していることから、同一周期で振動していることがわかる。また、最大応答値を比較するとEPS上端部(パネル側)124.920gal、盛土内部123.575galと差が1~2gal程度であることから、EPS部と盛土部とは一体となった挙動を示すといえる。

### ② トップヘビー構造における耐震検討

図-9にEPS盛土(パネル側)の上端部と下端部の応答加速度波形を示す。この応答波形の最大応答値を比較すると、EPS盛土の上端部では124.920gal、EPS盛土の下端部106.275galと差が18gal程度と小さいことから、EPS盛土部でロッキングや、変形(たわみ)の様な挙動はほとんど起こらず、地盤の水平振動に伴いEPS盛土が一体となって剛体運動すると思われる。

また、同様のことが図-10の最大応答変位分布、図-11の最大せん断歪み分布図からも確認できる。図-10の最大応答変位分布図を見ると、EPS盛土全体がほとんど変形せず、一体となって水平方向に剛体移動している様子が確認できる。このことから当初懸念されていた、EPSと盛土が個別に振動するような変形性状は発生しないことが確認できる。また、EPS盛土部に歪み、ロッキング現象が見られないことから、トップヘビー構造ではあるが耐震上問題のないことが確認できる。

## 8. まとめ

以上の解析により得た結果をまとめると次のようになる。

- ① 盛土、EPSのように剛性、質量の異なる材料を組み合わせて使用した場合でも、固有周期の違いから個別に振動するようなモードは見られず、一体となった挙動を示し耐震上問題ないことが確認できた。
- ② EPS盛土の上に路盤材が載る事により、EPS盛土部がトップヘビーの構造になるものの、耐震上、十分安定している事が確認できた。軟弱地盤上に盛土をした場合であっても今回検討したような条件では盛土部に大きな影響は無く、耐震上問題ないことが確認できた。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編 平成8年12月
- 2) 土岐、能登、熊谷、峰田：泥炭に関する研究討論会論文集「泥炭の動的変形特性に関する実験的研究
- 3) 土質工学会：土質工学ハンドブック
- 4) 土木学会：土質調査法 第2回改訂版

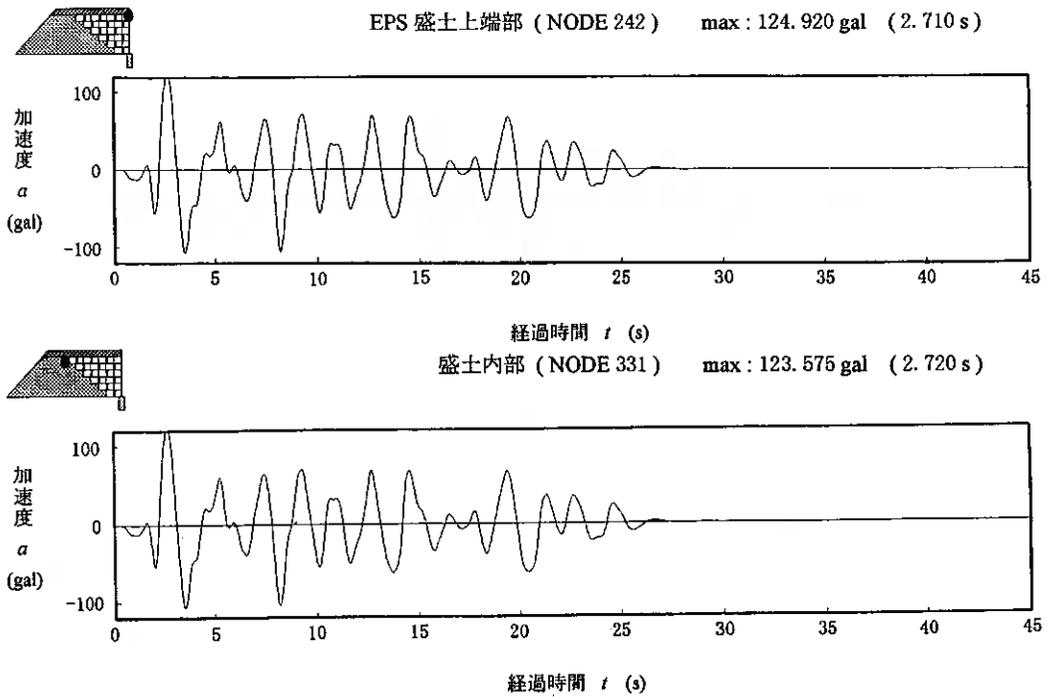


図-8 EPS 上端部 (パネル側) と盛土内部の応答加速度波形

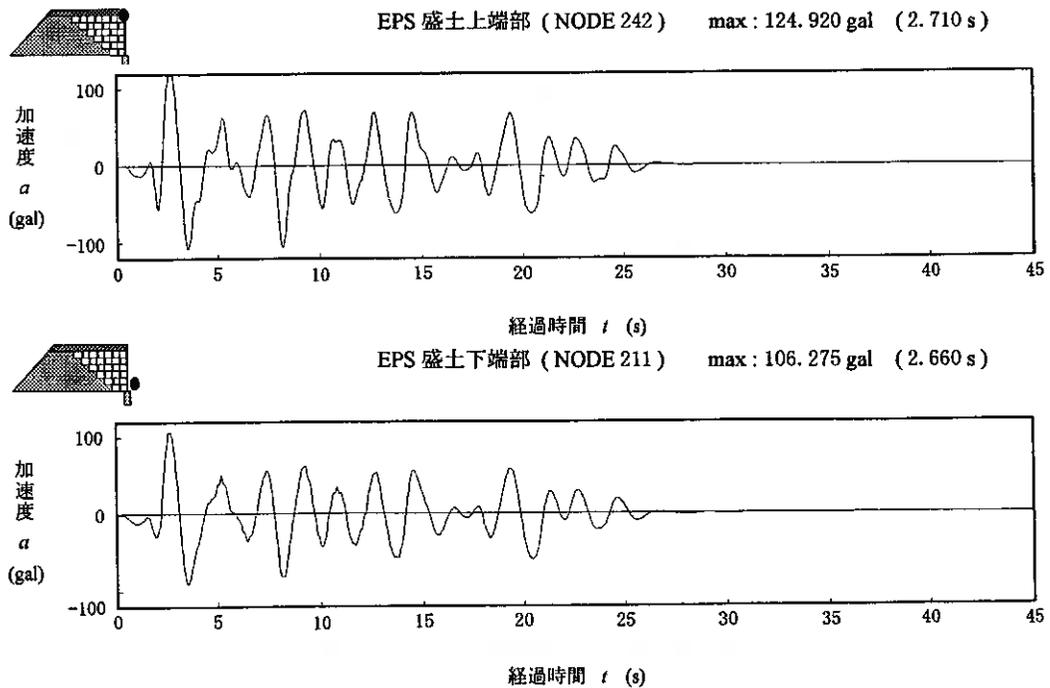


図-9 EPS 盛土 (パネル側) の上端部と下端部の応答加速度波形

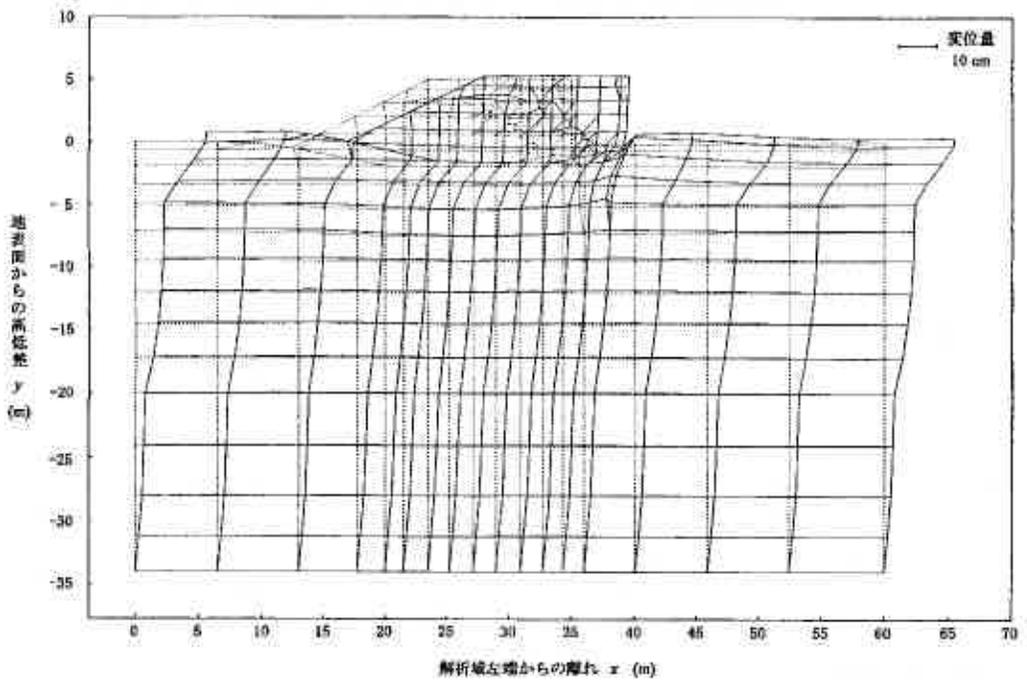


図-10 最大応答変位分布図

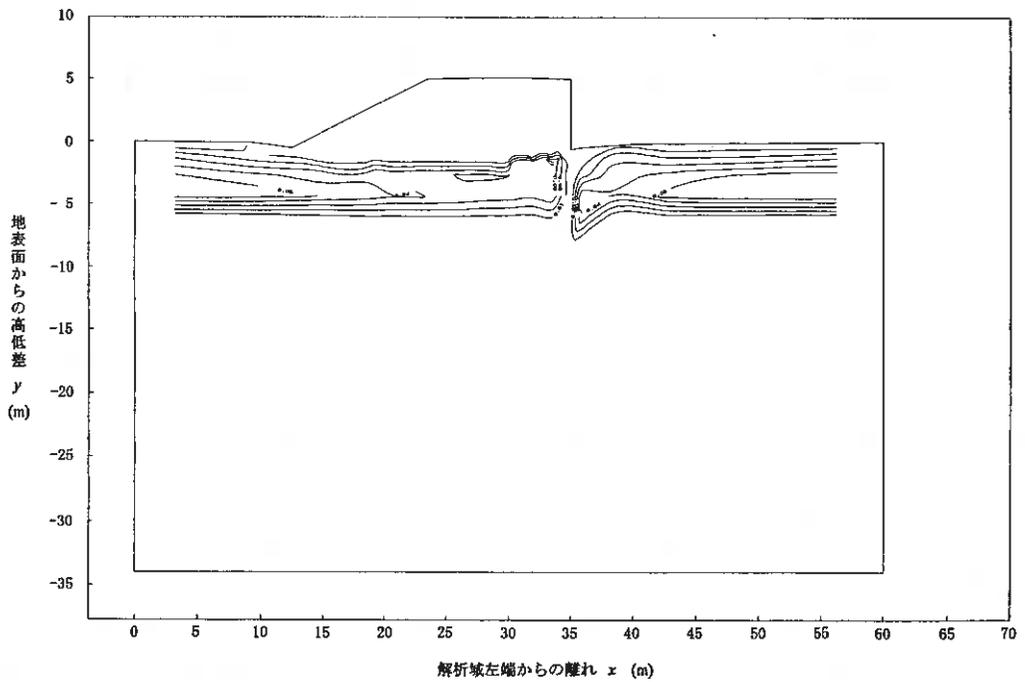


図-11 最大せん断ひずみ分布図

## 種々の載荷条件下にある構造物・地盤系の変形特性とその評価

室蘭工業大学 工学部 正会員 川村 志麻  
 室蘭工業大学 大学院 ○学生員 長谷 一矢  
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 三浦 清一  
 室蘭工業大学 大学院 学生員 宮浦 征宏  
 室蘭工業大学 大学院 学生員 飯田 和弘

### 1. まえがき

海洋構造物を支持する地盤では、外力の作用方向及び構造物の設置条件などによって、その破壊形態は種々変化する。しかしながら、その破壊形態を把握することは極めて困難であり、破壊形態の定義について明確に述べたもの<sup>1)</sup>は少ない。

このような背景から、筆者らは構造物・地盤系の破壊形態と地盤内変形特性との関連を、特に地盤内で生じている変形に着目して調べてきている<sup>2)</sup>。本研究では、静的条件及び繰返し荷重条件下にある構造物・地盤系の変形特性の変化を明らかにしようと試みた。得られた結果を基に、過去に提案された構造物・地盤系の推定式<sup>3)</sup>が波浪のような繰返し荷重を受ける場合だけでなく、徐々に沈下が進行するような場合やすべり破壊などのように側方流動が進行するような場合においてのその有効性を検討した。

### 2. 試験装置と試験方法

本試験に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 であり、前面には厚さ 20mm の強化ガラスが設置され、模型地盤の変形挙動が観察できるようになっている。

模型地盤は、頂角 30°、高さ 640mm のサンドホッパーにおいて豊浦標準砂 ( $\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax} = 1.648\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin} = 1.354\text{g/cm}^3$ ) を空中落下 (Air Pluviation Method) させて作製した。ホッパー底部には最大 20mm まで可変可能なスリットが取り付けられており、ホッパーの移動速度を 20cm/s、落下高さを

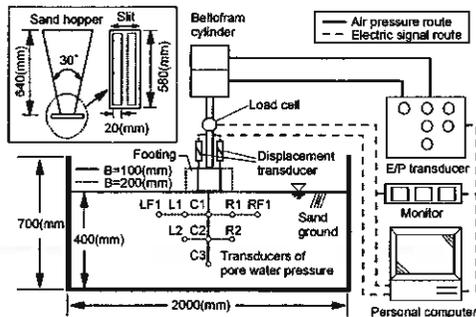


図-1 装置全体図

800mm に保った条件の下でスリット幅を変化させることにより、広範な相対密度が得られるようになっている。本研究では相対密度  $Dr = 50\%$  と  $80\%$  の地盤を作製している。砂層作製後、土槽底部に設置した 8 個のポーラス・ストーンにより通水し飽和化を図った。模型載荷板は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、重量 0.127kN の直方体と幅のみを 200mm にしたもの 2 種類であり、それらには地盤との接触面を完全粗とするため底面にサンドペーパー(G120)を貼り付けている。また、模型地盤内には間隙水圧計を模型載荷板直下に 100mm 間隔で 3 個、それらを中心として左右対称に 200mm 間隔で 6 個計 9 個設置し、側方流動にともなう間隙水圧挙動を追跡できるようにしている。また、地盤内には直径 1.9mm のスパゲッティ<sup>2),4)</sup>を鉛直方向に構造物の底端点から 25mm 間隔に深さ 200mm まで左右対称に 8 本挿入している。試験中、これらのスパゲッティの変位量をビデオカメラで撮影し、それらを定点測定することにより、地盤内の変形を定量化した。

Characteristics of deformation of structure-sand bed under several loading conditions and its evaluation : Shima KAWAMURA (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Seiichi MIURA (Graduate School, Hokkaido Univ.), Kazuya HASE, Masahiro MIYAURA, Kazuhiro IIDA(Graduate student, Muroran Institute of Technology)

静的載荷装置は、ペロフラムシリンダーから鉛直ロッドを介し、模型構造物に鉛直荷重を載荷できるようになっている。載荷位置を変化させることにより偏心載荷も可能である。鉛直ロッドにはロードセルが設置され、また模型構造物には2本の変位計が設置されていることから、必要とされる荷重及び変位量を計測している。

行った試験は、模型構造物の幅が  $B=100, 200\text{mm}$  の場合における静的載荷試験 (Static Loading Test; 以下 SLT と略称) である。SLT 試験では中心載荷条件 (Central Loading Condition; 以下 SLT-CL と略称) と載荷位置を移動させることにより偏心距離を変化させた試験 (Eccentric Loading Condition; 以下 SLT-EL と略称) を行い、偏心度の違いによる地盤内変形特性の

変化を調べた。載荷速度は土層厚 ( $H=400\text{mm}$ ) に対してひずみ速度が  $0.01\%/\text{min}$  になるように制御されている。偏心距離  $e$  (図-2 参照) は、模型載荷板の中心から載荷点までの距離と定義し、模型載荷板  $B=100\text{mm}$  では  $e=15, 30, 40, 50\text{mm}$ 、 $B=200\text{mm}$  では  $e=30, 60, 80, 100\text{mm}$  に設定した。これらの値は載荷板幅  $B$  に対して偏心度  $e/B$  がそれぞれ  $0.15, 0.3, 0.4, 0.5$  になるようにしたものである。

なお、図-2 には本研究で用いている変位量の定義を示している。構造物の左右の沈下量を  $S_{VL}, S_{VR}$ 、水平移動量を  $S_{HL}, S_{HR}$  とし、これらの卓越した方の沈下量と水平移動量を  $S_{Vmajor}, S_{Hmajor}$  と定義した。結果の整理にはこの指標を用いている。また地盤内の変形量を定量化するために、構造物の沈下した面積とスパゲッティの側方変位した面積から単位奥行き当たりの体積として沈下土量  $V_p$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ )、側方流動土量  $V_s$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) を算出している<sup>2), 3)</sup>。これらの条件の下で一連の静的載荷実験を行った。

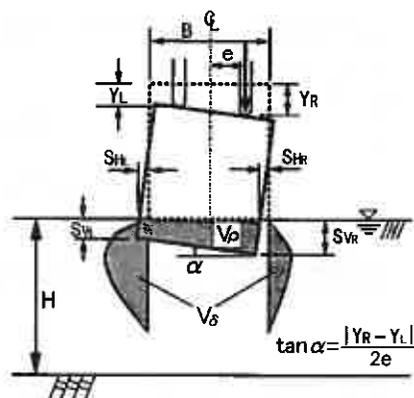


図-2 変位の定義

### 3. 試験結果と考察

#### 3-1 地盤内の変形特性

偏心度の違いによる支持力-変形特性の変化を調べるために、図-3(a), (b), (c), (d)は、相対密度  $Dr=50, 80\%$  における載荷板幅  $B=100, 200\text{mm}$  の静的載荷応力  $\sigma_s$  と沈下量比  $S_{Vmajor}/B$  との関係を示している。ここで沈下量比とは構造物の沈下量を構造物の幅で正規化して示したものである<sup>3)</sup>。図より、偏心度が増すにつれて、支持力値は低下する傾向にある。これは Meyerhof が示した有効幅の概念<sup>5)</sup>をよく説明したものであろう。また、相対密度の違いにより差が現れていることがわかる。特に密度が増加すると、ピーク応力に達した後、全般的にすべりが生じて急激な沈下が生じているという全般せん断破壊挙動を呈示するようになる。相対密度  $Dr=50\%$  では明確な極限支持力値がとらえにくい局部せん断挙動を確認できるが、沈下量比が  $S_{Vmajor}/B=0.1$  以上になればすべりが生じて沈下が進行するような現象がみられる。このひずみレベルでは、明瞭なくさびの形成がみられた<sup>6), 7)</sup>。なお、載荷板の幅が増加することによってこれらの傾向は顕著になるようである。

上述の結果を基に、載荷板幅の違いによる影響を調べた。図-4 は極限支持力  $\sigma_{su}$  を構造物の幅  $B$  と砂層の乾燥単位体積質量  $\gamma_d$  で正規化した値 ( $N=2\sigma_{su}/B\gamma_d$ ) と偏心度  $e/B$  との関係を示したものである。ここで図-3 においてピーク値が明確に現れていないものに対しては、明瞭なすべり線が確認された時点の応力を極限支持力としている。両相対密度において偏心度に関わらず載荷板の幅が増加することにより、正規化された支持力値は低下する傾向にある。このことは、de Beer<sup>8)</sup>、龍岡ら<sup>9)</sup>、Yamaguchi et al.<sup>10)</sup> が示した結果と同様に、載荷板幅  $B$  を増加させることによって寸法効果の影響が現れたことを示すものである。ただし、偏心距離が増えるにしたがって、その傾向は低下するようである。以上のことから、従来から指摘されている寸法効果の影響は極めて重要であることがわかる。

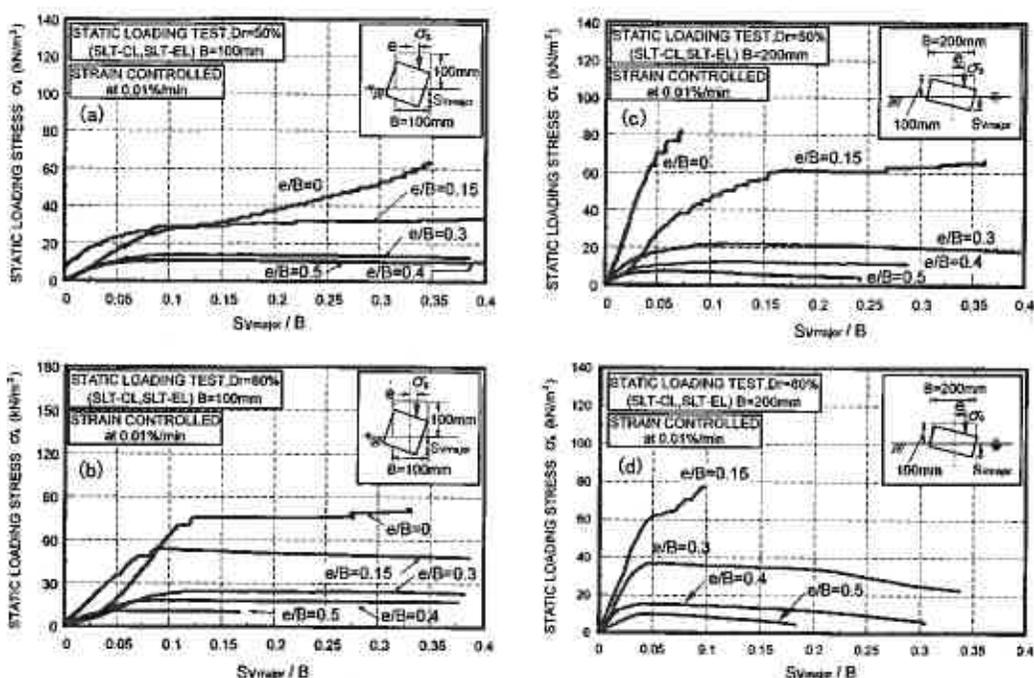


図-3 応力-沈下関係；(a), (b)  $B=100\text{mm}$  ;  $Dr=50, 80\%$ , (c), (d)  $B=200\text{mm}$  ;  $Dr=50, 80\%$

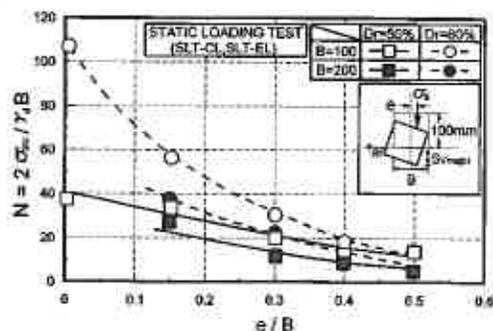


図-4 寸法効果の影響

次に地盤内の変形挙動を模式的に示してみた。図-5 (a), (b)は模型載荷板幅  $B=100\text{mm}$ 、沈下量  $S_{vmax}=10\text{mm}$  における  $e/B=0, 0.3$  の場合のスパグェティ変位量の代表的な傾向を示したものである。両図ともに構造物が沈下することによって側方にはらみだしている様子が伺える。特に偏心が無い場合は左右対称な変形特性を有するが、偏心がかかることによって沈下した方向とは逆方向でスパグェティの移動・変形が顕著になっている。このように、地盤内の変形挙動に差が現れている事実は構造物の沈下の仕方(形態)を把握することが地盤内の変形挙動を知るためには極めて重要であることを示

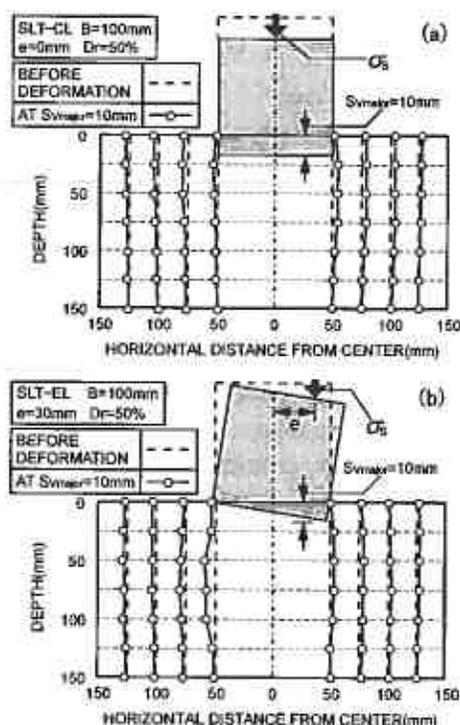


図-5 構造物の沈下と地盤内変形量；(a)  $e/B=0$  (b)  $e/B=0.3$

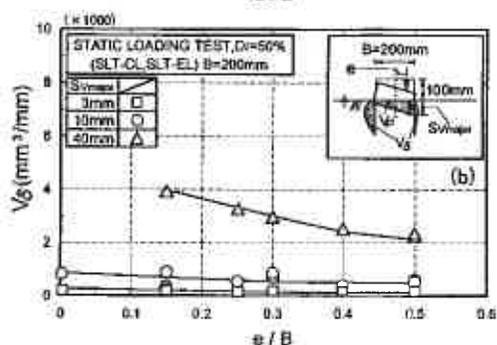
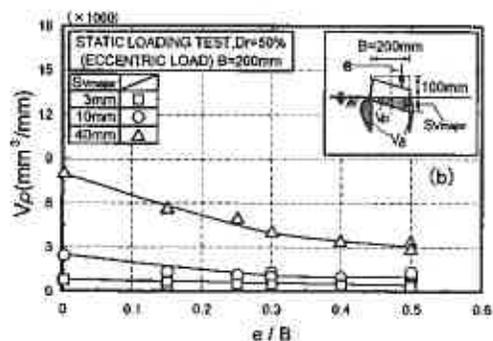
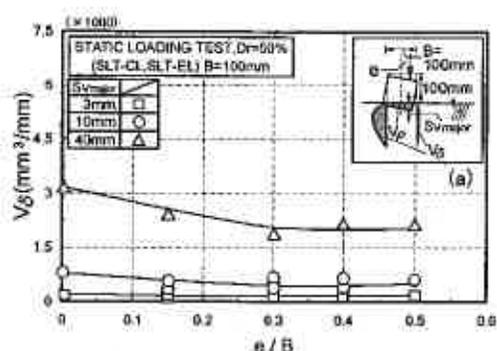
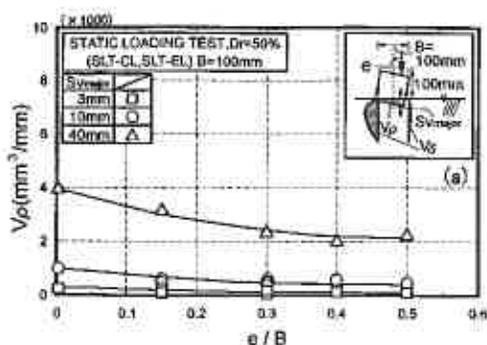


図-6 沈下土量と偏心率の関係：(a)  $Dr=50\%$ ,  $B=100\text{mm}$ , (b)  $Dr=50\%$ ,  $B=200\text{mm}$

図-7 側方流動土量と偏心率の関係：(a)  $Dr=50\%$ ,  $B=100\text{mm}$ , (b)  $Dr=50\%$ ,  $B=200\text{mm}$

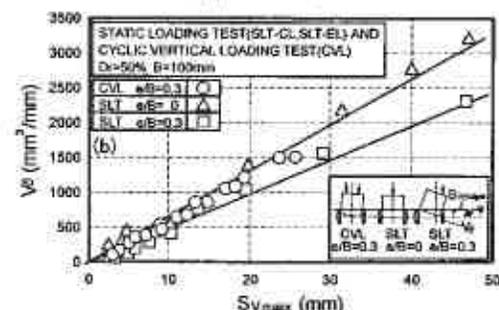
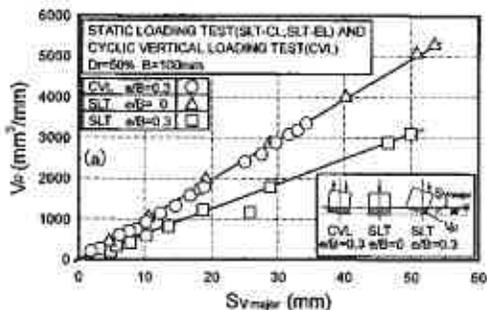


図-8 (a) 沈下土量と沈下量の関係, (b) 側方流動土量と沈下量の関係

すものである。

図-5のスバググティの変位量から地盤内変形挙動と偏心率  $e/B$  の関係を調べてみた。図-6 (a), (b) には相対密度  $Dr=50\%$  での両載荷板の同一沈下量  $S_{v_{max}}=3, 10, 40\text{mm}$  における偏心率  $e/B$  と沈下土量  $V_p$  の関係を、図-7 (a), (b) には偏心率  $e/B$  と側方流動土量  $V_g$  の関係を示している。当然のことながら、沈下量が増えるにつれて各土量は増加することがわかる。偏心率  $e/B=0$  の場合は両土量  $V_p$ ,  $V_g$  ともに大きく、偏心率  $e/B$  が増えるにつれて土量の減少する傾向が認められる。このことは偏心率が増えることによって有効幅の減少にともなう沈下土量  $V_p$  の減少と、この沈下量の減少にともなって側方流動土量  $V_g$  が減少した結果を示しているものであろう。このことから、偏心率の違いが地盤内の変形に影響を与えていることが伺える。

次に繰返し載荷試験(CVL)<sup>9)</sup>と静的載荷試験(SLT)との変形挙動の違いを調べた。図-8 (a), (b) は、相対密度  $Dr=50\%$ 、模型載荷板幅  $B=100\text{mm}$  における沈下量  $S_{v_{max}}$  と沈下土量  $V_p$  の関係及び沈下量  $S_{v_{max}}$

と側方流動土量  $V_s$  の関係を同一偏心度  $e/B=0.3$  で比較して示したものである。図中には  $e/B=0$  の場合の試験結果を併せて示している。図-8 (a) より、同一偏心度で比較すると、沈下土量  $V_p$  に差が現れていることがわかる。しかしながら偏心度  $e/B=0$  の SLT-CL 試験( $\Delta$ 印)では CVL 試験( $\circ$ 印)との間に明瞭な差が現れていない。これは、CVL 試験では不同沈下量が小さいために、不同沈下量が生じない SLT-CL 試験( $e/B=0$ )の結果と一致したものと考えられる(挿入図参照)。SLT-EL 試験( $e/B=0.3$ :  $\square$ 印)と CVL 試験( $\circ$ 印)との間に沈下土量の差が生じたのは、SLT-EL 試験では偏心距離の増加にともない不同沈下量が増加し、沈下土量  $V_p$  が減少していく傾向にある(図-6 参照)ことから、CVL 試験と SLT-EL 試験( $e/B=0.3$ )との不同沈下量の差がその原因であると考えられる。また、図-8 (b) に示すように、側方流動土量においても偏心度  $e/B=0$  の場合の SLT-CL 試験( $\Delta$ 印)と CVL 試験( $\circ$ 印)の結果がよく一致していることがわかる。一方、偏心距離 ( $e/B=0.3$ ) が等しい CVL 試験( $\circ$ 印)と SLT-EL 試験( $\square$ 印)の場合では、両者の側方流動土量は一致しないようである。これらの結果から、偏心距離が等しくても繰返し荷重を受ける場合と静的載荷の場合では地盤の変形挙動が異なるようであるが、CVL 試験と SLT-CL 試験( $e/B=0$ )のように沈下性状がほぼ等しいものでは沈下土量と側方流動土量が良く一致していることがわかる。よって沈下形態が等しければ地盤内の変形挙動は等しくなると言える。このことは沈下量が小さい場合では、各試験に差が現れていないことから推測できる。

以上のことから、地盤の変形挙動は静的あるいは繰返し載荷の影響というよりはもたらされた沈下性状の差によって変化すると指摘される。

図-9 は、SLT 試験における中心載荷条件 (SLT-CL) での模型構造物の沈下量比  $S_{V_{major}}/B$  と土量比  $V_s/V_p$  の関係を相対密度  $Dr=50\%$ 、模型載荷板幅  $B=100, 200\text{mm}$  について示したものである。沈下の進行にともない土量比  $V_s/V_p$  が増加していることがわかる。ある沈下量比 ( $S_{V_{major}}/B=0.1$ ) 以上では土量比はほぼ一定値を示している。なお、この  $V_s/V_p$  の増加域は極限支持力に至るまでの領域(くさびが明瞭に現れる領域)であり、土量比が一定になる点はすべり破壊が生じた領域である。

図-10 (a), (b) は、模型構造物の傾き  $\tan\alpha$  と土量比  $V_s/V_p$  の関係を示している。傾き  $\tan\alpha$  が増加するにつれて土量比  $V_s/V_p$  は増加し、ある傾きを超えると土量比はほぼ一定値を示す。図-9 と同様に、極限支持力に至るまでの領域(傾き  $\tan\alpha$  では 0.1 以下)において土量比  $V_s/V_p$  は直線的に増加し、すべり破壊が生じた領域(傾き  $\tan\alpha=0.1$  以上)では土量比は一定になるようである。また、 $e/B=0.15$  の場合では  $V_s/V_p - S_{V_{major}}$  の関係が他のものと異なっているが、これは  $e/B=0.15$  の沈下形態が  $e/B=0$  の沈下形態に類似

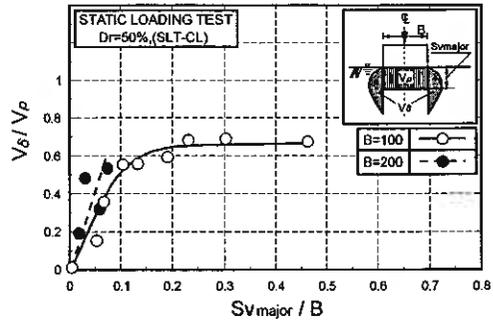


図-9 沈下量と土量比の関係

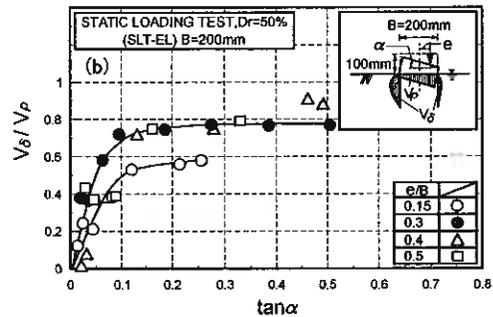
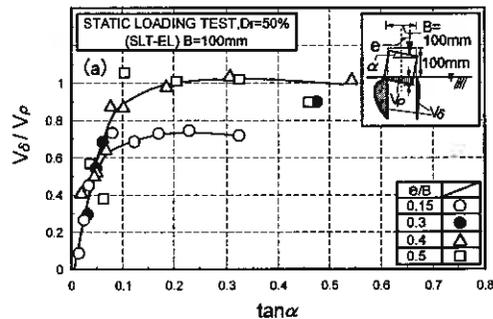


図-10 土量比と模型構造物の傾斜の関係:

(a)  $Dr=50\%$ ,  $B=100\text{mm}$

(b)  $Dr=50\%$ ,  $B=200\text{mm}$

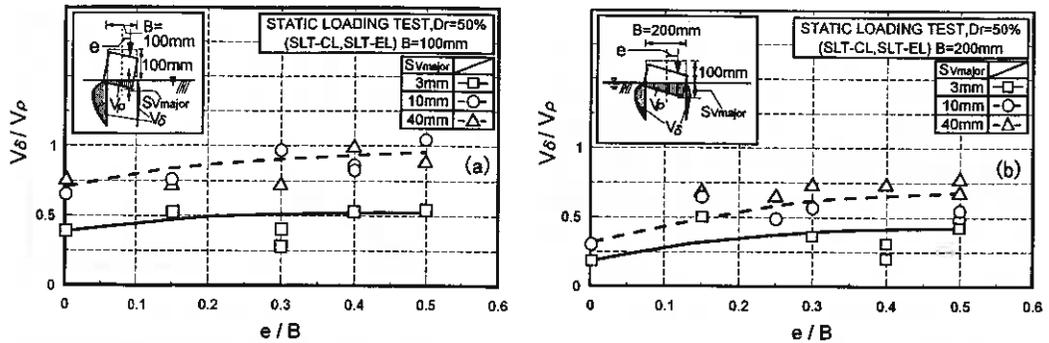


図-11 土量比と偏心度の関係：(a)  $Dr=50\%$ ,  $B=100\text{mm}$ , (b)  $Dr=50\%$ ,  $B=200\text{mm}$

していることによるものである。

次に偏心度  $e/B$  と土量比  $V_s/V_p$  との関係を示した (図-11 (a), (b))。模型載荷板幅  $B=100, 200\text{mm}$ , 相対密度  $Dr=50\%$  における沈下量  $S_{vmajor}=3, 10, 40\text{mm}$  の値である。図より、偏心度の増加にともない土量比も増加する傾向にあり、沈下が進行するほどその差は大きくなるようである。

以上のことから、静的載荷条件においても破壊モードの変化 (徐々に進行する沈下破壊モードからすべり破壊が主たる沈下モード) と構造物の沈下量及び傾きによって、地盤内の変形挙動は変化することが示された。

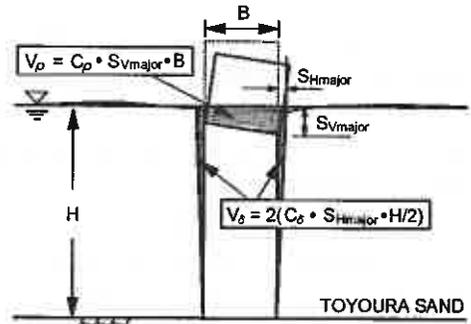


図-12 推定式における  $V_p$ ,  $V_s$  の仮定

### 3-2 変位量推定法の評価と妥当性

上述の結果を基に、過去に提案した構造物-地盤系の変位量推定式の妥当性を検討した。過去の研究では、波浪のような繰返し荷重を受ける構造物の変位量の推定を想定していたが、ここでは沈下が徐々に進行する場合やすべり破壊のような場合についての推定式の適用性を調べた。

本推定式は、側方流動特性をもとに構造物天端の中心から左右対称2点での鉛直変位により沈下量  $S_{vmajor}$ , 水平移動量  $S_{Hmajor}$  を推定しようとするものである<sup>3)</sup>。すなわち、次式のように表現できる。

$$S_{vmajor} = Y_R + (B/2 - e)(Y_R - Y_L) / 2e \quad (1)$$

$$S_{Hmajor} = (V_s/V_p) (C_p/C_s) (B/H) S_{vmajor} \quad (2)$$

ここで、 $Y_L$ ,  $Y_R$  (mm) は天端で計測された左右の鉛直変位、 $B$  (mm) は模型載荷板の幅、 $2e$  (mm) は計測点間の距離、 $H$  (mm) は土層厚を示す (図-2 参照)。図-12 に示すように、本推定式では沈下土量  $V_p$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) が沈下量と、側方流動土量  $V_s$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ) が水平移動量の関数になるように仮定したものであり、 $C_p$ ,  $C_s$  はその形状に関するパラメータを示している。

これらのパラメータを検討するために、上述の試験結果から  $C_p$ ,  $C_s$  を算出した。図-13 (a), (b) は相対密度  $Dr=50\%$  における沈下土量  $V_p$  と沈下量  $S_{vmajor}$ , 側方流動土量  $V_s$  と水平移動量  $S_{Hmajor}$  の関係を示したものである。なお、過去に行われた試験結果<sup>3)</sup> (繰返し鉛直載荷試験 (CVL), 繰返し水平載荷試験 (CHL)) を併せて示している。図-13(a)より、沈下量  $S_{vmajor}$  と沈下土量  $V_p$  の関係は CVL 試験, CHL 試験で得られた結果と同様に、偏心度, 模型載荷板幅の変化によらず直線関係が得られるようである。一方、図-13(b)では、偏心度, 模型載荷板幅の変化によってそれらの関係に顕著な相違が見られる。また、図-9, 10 と同

表-1 変形パラメータの代表値

	$C_p$	$C_\delta$	$\zeta$	$\eta$	
CVL	0.95	1.20	0.06	1.00	
CHL	0.95	0.50	0.06	1.00	
SLT-EL ( $e/B=0.3$ )	$B=100\text{mm}$	0.68	0.30	0.06	11.2
	$B=200\text{mm}$	0.68	0.27	0.06	7.00

様に、極限支持力を越えた領域を境に側方流動土量の発達の仕方が異なっている。すなわち、極限支持力に至るまでの領域と極限支持力を越えた領域では、側方流動変形特性に差があらわれている。このことから、本研究では極限支持力に至るまでの領域における傾きを  $C_\delta$  とした。

図-13 (c) は、直線関係が得られる領域での側方流動土量  $V_\delta$  と水平移動量  $S_{Hmajor}$  の関係を示したものである。(a) 図と同様に CVL, CHL の試験結果を併せて示している。この図から、偏心度、模型載荷板の幅によって直線の傾きが変化していることがわかる。

上述の結果に基づいて、得られた変形パラメータ  $C_p$ ,  $C_\delta$  の代表値 ( $B=100, 200\text{mm}$ ,  $e/B=0.3$  の場合) を表-1 に示す。また、(2) 式中には  $V_\delta/V_p$  のパラメータが含まれているが、これは以下のように求めている。前述のように、土量比は沈下量と構造物の傾きに影響を受けることから、構造物の沈下量と傾きの関数として表した。すなわち、

$$V_\delta/V_p = \zeta |Y_R + Y_L| / 2 + \eta |Y_R - Y_L| / 2e \quad (3)$$

$\zeta$  は模型構造物の沈下量と土量比  $V_\delta/V_p$  の勾配 (図-9 参照),  $\eta$  は傾き  $\tan \alpha$  と土量比  $V_\delta/V_p$  の勾配 (図-10 参照) を表している。ここでは2点の計測値の平均 ( $|Y_R + Y_L| / 2$ ) を沈下量とみなした。表-1 にはこのパラメータ  $\zeta$ ,  $\eta$  の代表値 ( $B=100, 200\text{mm}$ ,  $e/B=0.3$ ) も示している。(2) 式は (3) 式を用いて次式のようになる。

$$S_{Hmajor} = (\zeta |Y_R + Y_L| / 2 + \eta |Y_R - Y_L| / 2e) (C_p/C_\delta) (B/H) S_{Vmajor} \quad (4)$$

図-14 (a), (b) は、相対密度  $Dr=50\%$ , 模型載荷板幅  $B=100\text{mm}, 200\text{mm}$  偏心度  $e/B=0.3$  における沈下量  $S_{Vmajor}$ , 水平移動量  $S_{Hmajor}$  の経時変化を (1), (4) 式を用いて推定し、その結果を実験値と併せて示したものである。これらの図から模型載荷板幅に関わらず、沈下量では推定値は実験値 ((a) 図参照) を良く説明しているようである。また、水平移動量 ((b) 図参照) では極限支持力に至るまでの領域においてはある程度の一致がみられるものの、すべり破壊領域に入ると対応は良くない。これは推定式中の変形パラメータが直線関係にあるという仮定<sup>3)</sup>に基づいていることから、すべりが生じた場合での地盤内の変形挙動に追従できていないことに起因していると思われる。この破壊モードと地盤内の変形挙動の関連が明らかになれば、本推定式は有効のようである。

今後は、破壊モードに対応した変形パラメータを検討していく予定である。

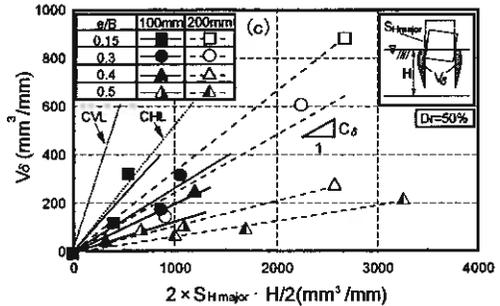
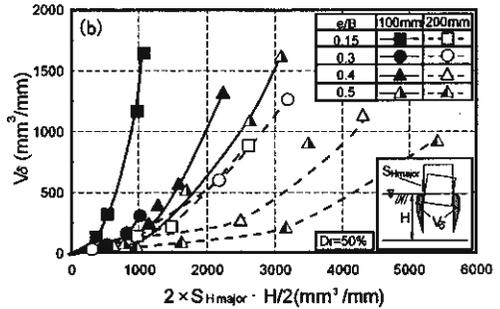
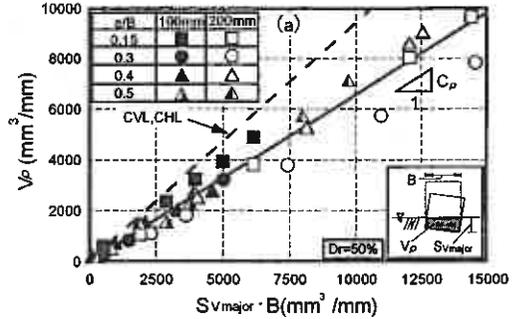


図-13 変形パラメータの算出図: (a)  $C_p$ , (b)  $C_\delta$ , (c)  $C_\delta$  の算出 (極限支持力に至るまでの領域)

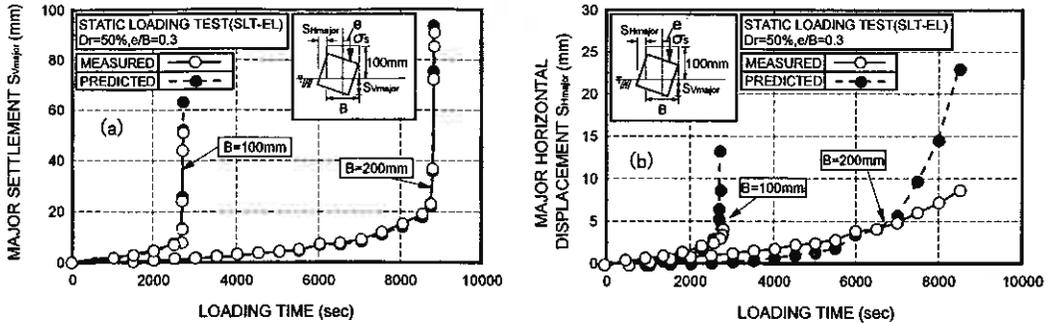


図-14 推定結果 ( $Dr=50\%$   $B=100, 200\text{mm}$ ,  $e/B=0.3$ ) : (a)沈下量, (b)水平移動量

#### 4. まとめ

一連の模型実験より次のような結果を得た。

- (1) 偏心-静的載荷試験では、偏心度が増えることにともない、支持力値は低下する傾向にある。これは、*Meyerhof*が示した有効幅の概念をよく説明したものである。
- (2) 幅の異なる模型構造物を用いて静的載荷試験を行った結果、従来から指摘されている寸法効果の影響は極めて大であった。
- (3) 繰返し載荷試験と静的載荷試験における地盤内の変形を定量化し、それらを比較した結果、地盤の変形は静的及び繰返し載荷の影響というよりは構造物の沈下性状に依存するようである。
- (4) 従来より提案している変位量推定式の有効性を静的載荷条件において検討した結果、極限支持力に至るまでの領域においては推定可能であることが示された。このことから、破壊モードに対応した変形パラメータを得ることができれば、本推定式は有効なものとなる。

【謝辞】最後に本研究の実験・データ整理に本学 4 年生 只野 尚徳、松井 淳 両君の協力を得た。また専修大学北海道短大 横浜勝司 講師には貴重なご意見を頂いた。記して深甚なる感謝の意を表します。

#### 〈参考文献〉

- 1) Zen, K., Jeng, D.S., Hsu, J.R.C and Ohyama, T. : Wave-induced seabed instability - difference between liquefaction and shear failure-, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.2, pp.37-47., 1998.
- 2) 川村志麻・三浦清一・長谷一矢・宮浦征宏・横浜勝司 : 繰返し荷重を受ける地盤の破壊形態の相違による流動変形特性の変化, 第 53 回土学会年次学術講演会講演集Ⅲ部門, pp.197-198., 1998.
- 3) 川村志麻・三浦清一・宮浦征宏・横浜勝司・長谷一矢 : 波浪場にある地盤及び構造物の変位量推定法, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集, Vol.38, pp.219-228., 1998.
- 4) 横浜勝司・高橋朋代・三浦清一・川村志麻 : 静的及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動に関する FEM 解析, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集, Vol.39 (投稿中)
- 5) Meyerhof, G.G. : The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. of 3rd ICSMFE*, Vol.1, pp.440-445., Zurich, 1953.
- 6) 瀧本聖吾 : 繰返し荷重を受ける飽和砂層の支持力・変形に関する研究, 室蘭工業大学修士学位論文, 1994.
- 7) Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T., Siddiquee, M.S.A. : Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand, *Proc. of Geotech. Engrg Congress, Special Publication*, No.27, ASCE, Vol.2, pp.788-802., 1991.
- 8) de Beer, E. E. : Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand, *Proc. of Symp. Bearing Capacity and Settlements of Foundations*, pp.15-33., 1965.
- 9) 龍岡文夫・生原修・福島伸二・川村大蔵 : 模型砂地盤の浅い基礎の支持力と要素試験強度の関係について, 砂質土及び砂地盤の変形・強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.141-148., 1984.
- 10) Yamaguchi, H., Kimura, T. and Fujii, N. : On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.4, pp.11-22., 1976.

## 静的及び繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の変形挙動に関する FEM 解析

専修大学北海道短大 正会員 横浜 勝司  
室蘭工業大学大学院 ○学生員 高橋 朋代  
北海道大学大学院工学研究科 正会員 三浦 清一  
室蘭工業大学工学部 正会員 川村 志麻

### 1 まえがき

海底地盤上にある海洋構造物の支持力・変形問題のように、繰返し荷重または静的な荷重が構造物を介して伝わるような場合の地盤の支持能力を解明することは極めて重要である。筆者らは、波浪力—構造物—地盤の相互作用問題を動的問題と静的問題にまたがる現象として考え、二次元平面ひずみ土槽装置を用いた室内実験から解明<sup>1)2)</sup>しようとしてきている。

本研究では、まず基本的な静的及び繰返し荷重条件下の構造物—地盤系の変形挙動を有限要素法を用いて解析している。特に得られた解析結果と室内試験結果の対応を詳細に検討することによって、解析手法の適用性を明らかにし、このような条件下にある変形挙動を解明するための基礎的なデータを得ることを目的とした。

### 2 模型試験の方法及び解析の手法

#### 2-1 FEM 解析条件

本研究では、FEM 解析結果と模型試験から得られた結果を基に、その解析条件及び得られた変形量の有効性を検討することによって、砂地盤の変形特性を把握することを目的としている。

模型実験結果を解析するに当たり、解析の範囲は長さ 2000mm、深さ 400mm とし、図-1 に示されるように要素の分割を行った。要素数・節点数は、解析の安定度を高めるために予め収束検証を行い、要素数 658・節点数 2097 と決定している。また境界条件は、底面・側面ともに固定端とした。解析範囲内の節点には図中に示すようなアドレスを与え、変位量はその点で整理している。例えば、鉛直方向断面は中心線を A 面とし、中心から右方向に B—I 面、左方向に B'—I'面としている。一方、水平方向断面は地表面の 0 から底面の 14 まで順番に番号を付けている。鉛直・水平方向の各断面が交わった点は A0、B0 のように定義し、以下の整理・考察を行っている。

解析は、二次元平面ひずみ状態で行っている。用いた有限要素は、平面 8 節点四角形要素であり、Gauss

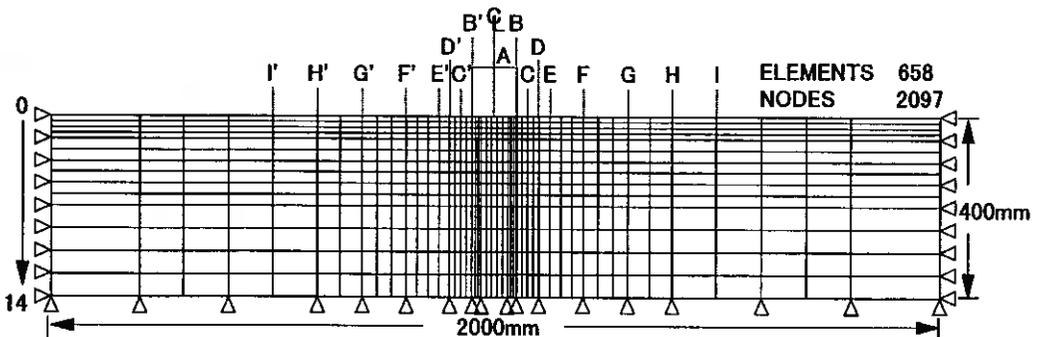


図-1 要素分割

Finite Element Analysis for Deformation Behaviors of Sand Ground-Structure System under Static or Cyclic Loading  
Conditions : Shoji YOKOHAMA(Hokkaido College, Senshu University), Tomoyo TAKAHASHI (Muroran Institute of Technology),  
Seiichi MIURA(Hokkaido University, Graduate School of Engineering), Shima KAWAMURA (Muroran Institute of Technology)

表-1 各試験におけるパラメータの決定

	STATIC LOADING TEST		CYCLIC LOADING TEST
	VERTICAL	ECCENTRIC	
ANGLE OF INTERNAL FRICTION	$\phi=35^\circ$	$\phi=35^\circ$	$\phi=35^\circ$
MODULUS OF ELASTICITY	$E=500\text{kN/m}^2$	$E=1000\text{kN/m}^2$	$E=1000\sim 7300\text{kN/m}^2$
POISSON'S RATIO	$\nu=0.333$	$\nu=0.333$	$\nu=0.333$

の積分点が4点のものである。本研究では、土の構成モデルとしては弾完全塑性体を基本とし、降伏関数には Mohr-Coulomb の破壊基準を採用している。塑性状態の応力-ひずみ関係

は、降伏関数と塑性ポテンシャルとが一致する関連流れ則を用いたひずみ増分理論によって誘導されている。すなわち、塑性状態での応力-ひずみ関係構成式は次式のように示される。

$$\{d\sigma\} = \left( [De] - \frac{[De]\{\partial f / \partial \sigma\}\{\partial f / \partial \sigma\}[De]}{g + \{\partial f / \partial \sigma\}[De]\{\partial f / \partial \sigma\}} \right) \{d\varepsilon\}$$

ここで、 $[De]$ は弾性応力マトリックス、 $g$ はひずみ硬化パラメータであり、 $\partial f$ は $df = [\partial f / \partial \sigma]\{d\sigma\}$  ( $df$ は塑性ポテンシャルの増分)で表される。また有限要素の離散化(平面に対する離散化)には Galerkin 法を用いており、 $\{R\} = [K]\{u\} - \{F\}$ のように定義される残差ベクトルの内積が最大値の0.1%以下になるまで繰返し計算を行っている。ここで、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{u\}$ は変位ベクトル、 $\{F\}$ は節点に作用する外力ベクトルを表している。

表-1には、本解析で用いたパラメータを示している。なお、表中の繰返し載荷条件における弾性係数は $E=1000\sim 7300\text{kN/m}^2$ となっているが、この決定法については、3-3節で後述する。

## 2-2 本解析が対象とした模型試験

本研究では、静的及び繰返し荷重を受ける地盤の変形特性を調べるために、二次元平面ひずみ土槽を用いた模型試験を行っている<sup>1)</sup>。試験装置は、静的載荷装置及び繰返し鉛直載荷装置である<sup>2),3)</sup>。

二次元平面ひずみ土槽は長さ2000mm、高さ700mm、幅600mmである。砂地盤は豊浦砂( $\rho_s = 2.65\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmax} = 1.648\text{g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin} = 1.354\text{g/cm}^3$ )を頂角 $30^\circ$ 、高さ640mmのサンドホッパーから空中落下させて、土層厚400mm、相対密度 $Dr=50\%$ の地盤を作成した。模型砂地盤作成後、土槽底部より通水し飽和させた。模型構造物は幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量0.127kN(13.2kgf)の直方体であり、地盤との接触面を粗とするために底面にサンドペーパー(G120)を貼り付けている。

模型構造物に載荷させる載荷装置は、静的載荷装置<sup>3)</sup>及び繰返し載荷装置<sup>2)</sup>からなり、それぞれ $\phi=180\text{mm}$ 及び $\phi=80\text{mm}$ のペロフラムシリンダーを用いて、載荷ロッドに想定した荷重を載荷させる装置である。両載荷装置にもロードセル及び変位計が設置されており、試験中に載荷した荷重と模型構造物の鉛直方向変位量が測定されている。静的試験装置を用いた試験は、模型構造物と載荷装置の相対的な位置関係を変化させることにより、任意の偏心荷重が載荷可能となっている<sup>3)</sup>。一方、繰返し載荷試験では構造物中心から荷重作用点までの偏心距離が30mmであり<sup>2)</sup>、このような条件の下で構造物に荷重が与えられている。

図-2(a)は本研究で行った静的載荷試験(STATIC LOADING TEST, 以下SLTと略す)の載荷方法を示したものである。SLTでは、模型構造物の中心に荷重を載荷する中心載荷(CENTRAL LOADING CONDITION, 以下SLT-CLと略す)と、構造物中心線から荷重作用点までの偏心距離を $e$ とする偏心載荷(ECCENTRIC LOADING CONDITION, 以下SLT-ELと略す)条件下の試験を行っている。例えば、SLT-CLでは鉛直ロッドから荷重 $P_s$ を応力 $\sigma_s$ が1分間に $0.3\text{kN/m}^2$ ずつ増加するように載荷している。またSLT-ELでは、構造物中心からの偏心距離 $e$ を30mmとして、鉛直ロッドから荷重 $P_s$ を中心載荷と同様に作用させ、応力 $\sigma_s$ を1分間に $0.3\text{kN/m}^2$ ずつ増加するように載荷させた。ここで、応力 $\sigma_s$ は荷重 $P_s$ を模型構造物の底面積で除したものである。なおFEM解析では、中心載荷・偏心載荷ともに模型試験の条件に相当するように荷重値及び偏心度の設定を行っている。

図-2(b)は繰返し鉛直載荷試験 (CYCLIC VERTICAL LOADING TEST, 以下 CVL と略す) の載荷方法<sup>2)</sup>を示している。この試験では、図のように繰返し半正弦波荷重を左右交互に周期4秒で2本の鉛直ロッド (左側ロッド:  $P_{VL}$ , 右側ロッド:  $P_{VR}$ ) により与えている。FEM解析では静的載荷試験と同様に、実験での載荷法と一致するような条件を与え、繰返し載荷を受ける構造物・地盤の変形挙動を求めた。

本研究では、これら3ケース (SLT-CL, SLT-EL, CVL) について、解析と模型試験から求まる変形量の比較を行った。

図-3は本実験で定義されている変位量を示している。図中に示すように、構造物底端点2箇所の沈下量のうち値が大きい方を  $S_{Vmajor}$ , 小さい方を  $S_{Vminor}$  とした。また、水平変位量についても沈下量と同様に、大きい方を  $S_{Hmajor}$ , 小さい方を  $S_{Hminor}$  としている。

模型試験では地盤内の変形量を定量化するために、地盤内に直径1.9mmのスパゲッティを鉛直方向に構造物の底端点から25mm間隔で左右対称に8本挿入している (図-1の解析範囲ではB,C,D,E,B',C',D',E'断面に対応している)。この地盤内に挿入されたスパゲッティの変形量を測ることにより地盤の水平変位量を測定している<sup>1)</sup>。なお、試験中は深さ200mm地点まで25mm間隔 (図-3で○印で示されている点) でこれらのスパゲッティの変位量を測定した。測定された地盤内の水平変位量のうち、その最大値を  $\delta_{max}$  として定義している。

図-4はスパゲッティの水浸時 (水温20℃) における剛性低下率と経過時間の関係を示したものである。スパゲッティの剛性がほぼ失われる (初期剛性  $EI_0$  の2%以下) 約140分後に各試験が開始されている。

### 3 解析結果と考察

#### 3-1 静的載荷試験 (SLT)

##### 3-1-1 静的中心載荷試験 (SLT-CL) の解析

図-5は、静的中心載荷条件におけるFEM解析と模型試験から得られた応力-沈下関係<sup>3)</sup>を示している。なお、沈下量  $S_{Vmajor}$  は構造物下部中心点(A0)で測定したものをを用いている。

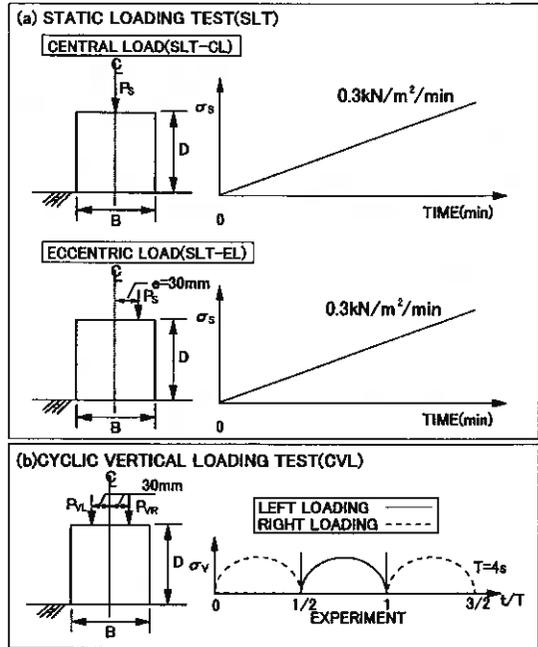


図-2 載荷方法 (a)静的載荷試験, (b)繰返し載荷試験

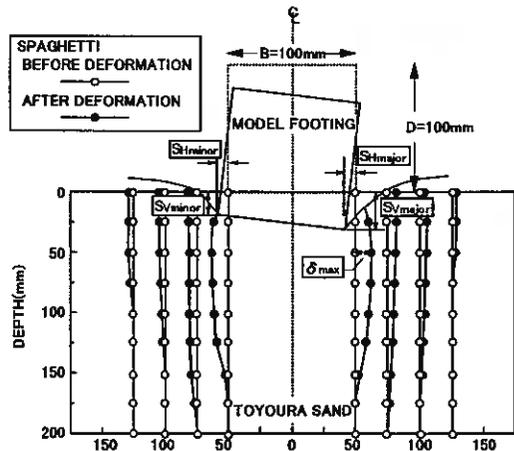


図-3 本試験・解析における変形の定義

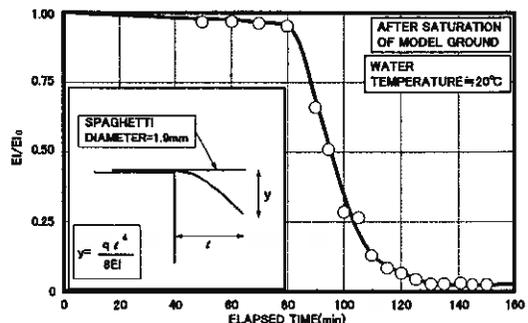


図-4 スパゲッティの剛性

図より、構造物の沈下に関しては FEM 解析と模型試験結果がよい一致を示しているようである。しかし図中の a 点を超えると、FEM 解析による沈下量より模型試験結果の方がやや大きくなるようであるが、全体的な傾向は模型試験結果をよく説明できているようである。この a 点は Tatsuoka ら<sup>4)</sup>、瀧本ら<sup>5)</sup>の研究から、模型試験結果での極限支持力値（明確なすべり線の形成が確認される状態）とされている。本研究では試験を応力制御で行ったためにピーク（a 点）後も応力が増加していくが、この時点では既に地盤は破壊状態に至っていると考えられる。

次に、地盤の側方流動特性の比較を行う。図-6 は構造物の沈下量  $S_{Vmajor}$  と最大水平変位  $\delta_{max}$  の関係を示している。図より、本解析手法はある範囲内の変形量までは追従可能のようであるが、模型試験結果がほぼ線形的な関係を示すのに対し、解析結果は沈下量が 15mm を超えると同じ沈下レベルでの水平変位を過大評価する傾向にある。これは用いた土の構成モデルが地盤破壊後の流動特性に追従できないことに起因している。なお、解析では水平変位の増加に伴い、地表面の盛り上がりが非常に大きくなる傾向が見られた。建築基礎構造設計指針<sup>6)</sup>等で規定されている許容沈下量は、本研究における沈下量 15mm (模型構造物の幅 100mm に対して 15%) で示すと、はるかに小さい。このことを考慮すれば、工学的な議論の対象となる範囲では、本解析手法は模型実験結果をよく説明しているといえよう。

図-7(a),(b)は、解析で得られた沈下量と模型試験結果のそれとが一致した  $S_{Vmajor} = 10\text{mm}$  の点と、極限

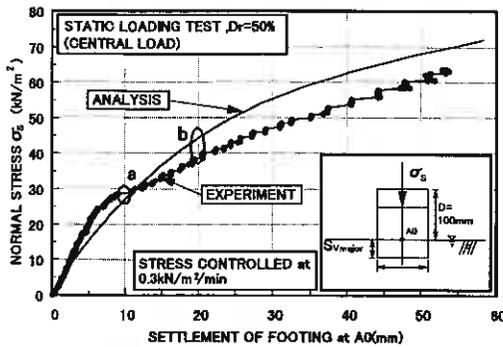


図-5 応力-沈下関係 (SLT-CL)

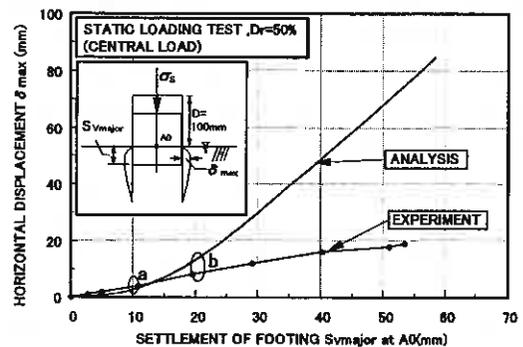


図-6 地盤内変位と沈下の関係 (SLT-CL)

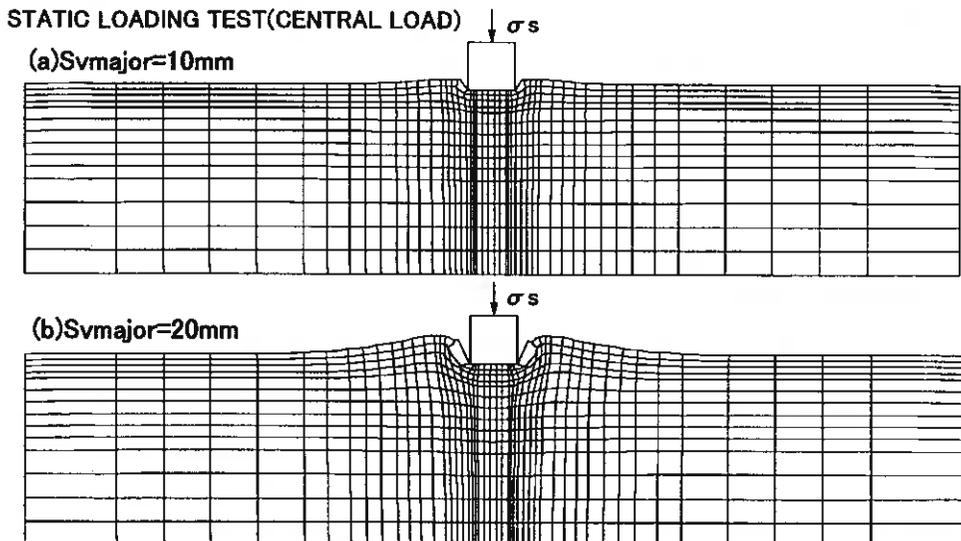


図-7 地盤の変形図 (SLT-CL) (a)  $S_{Vmajor} = 10\text{mm}$ , (b)  $S_{Vmajor} = 20\text{mm}$

支持力値に達した後の  $S_{V_{major}}=20\text{mm}$  の点における地盤の変形図を示したものである（それぞれ図-5, 6の a 点と b 点）。図よりフーチングの底端点付近の変形が極めて顕著なことがわかる。微小変形 FEM 解析は底端点の変形を過大評価することが中井ら<sup>7)</sup>によって示されており、本解析法においても同様の傾向が見られた。(b)図ではさらに地表面の変位が非常に大きく表れている。このことは図-6で示されたように、構造物の沈下が進行するにつれて地盤内の水平変位が過大評価されることに起因しているかもしれない。

さらに地盤内の変形挙動を調べるために、 $S_{V_{major}}=10\text{mm}$  の場合の地盤内変形状況を解析結果と模型試験結果で比較したものを図-8に示した。解析結果は模型試験の地盤内変形挙動をよく説明しているようであり、地表面における地盤の盛り上がりについてもよい一致が見られる。このことから静的中心荷が作用するときの地盤内の変形状況は、応力-沈下関係が模型試験において第1ピーク点（極限支持力値に相当）に達する以前ならば解析で地盤内の側方流動特性を説明できると思われる。

図-9に  $S_{V_{major}}=10\text{mm}$  における最大及び最小主ひずみの分布を示す。ひずみは構造物の底端点に集中しており、地盤が下方及び側方に流動している様子が伺える。

さらに、最終的な沈下における鉛直方向の各断面(A断面からI及びI'断面)での最大及び最小主ひずみの最大値を図-10に示した。最大及び最小の主ひずみの位置は一致している。図より、主ひずみが最大値及び最小値をとる位置は、Terzaghiの支持力式によって示されているすべり線<sup>8)</sup>と全体的により一致が見られる。また、瀧本ら<sup>9)</sup>の研究におけるすべり線の発生と対応した挙動であるといえる。したがって、古

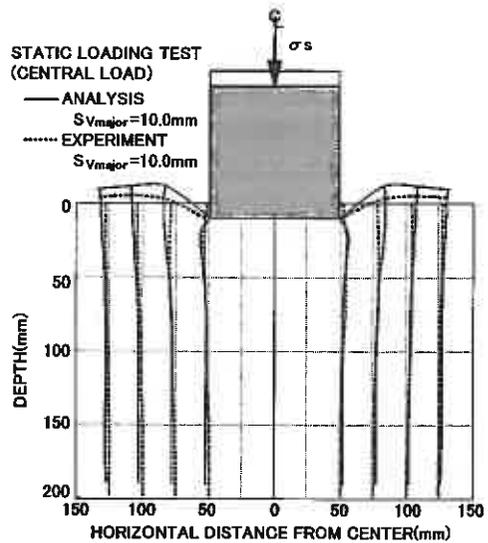


図-8 地盤内変位の比較 (SLT-CL)

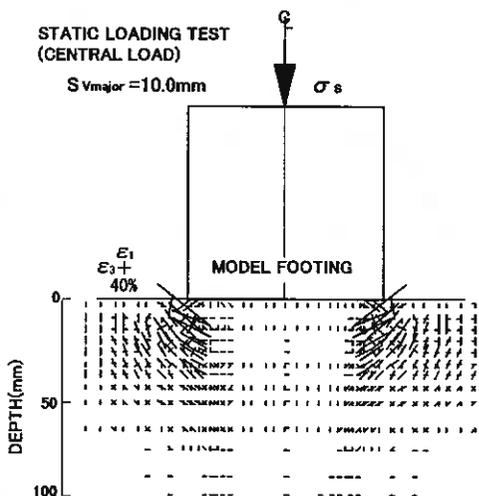


図-9 主ひずみ (SLT-CL)

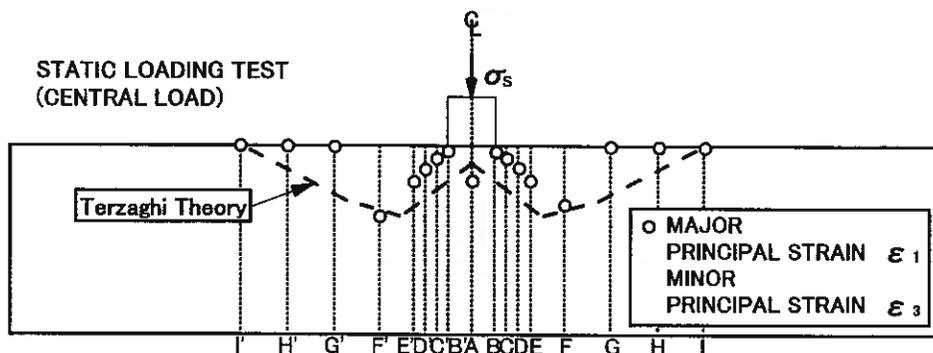


図-10 塑性域 (SLT-CL)

典解で得られる塑性域および実験から得られた塑性域の発達について、本解析手法によって追従することが可能であり、静的中心載荷条件下での変形挙動に対する解析の有用性が確かめられた。

### 3-1-2 静的偏心載荷試験(SLT-EL)の解析

次に偏心荷重が作用したときの構造物・地盤系の変形挙動を調べた。静的偏心載荷条件における FEM 解析結果と模型試験結果の応力-沈下関係<sup>3)</sup>を図-11 に示している。解析結果・模型試験結果ともに、図中の a 点（極限支持力値に相当）までは同様の沈下傾向を示している。しかし a 点を越えると、模型試験結果では構造物直下の土が側方に流動するような破壊挙動を示し、沈下が進行している。一方、解析ではその沈下挙動を表現できていない。この傾向は中心載荷の場合も見られたが、偏心載荷の場合ではさらに顕著に現れている。また、偏心載荷では中心載荷と比較して極限支持力に達する応力が小さくなっている。これは偏心載荷では地盤の異方性の影響が強く現れていることによるものと考えられる。しかし本研究では、異方性を考慮せず（内部摩擦角 $\phi$ は一定）、弾性係数 $E$ のみを変化させた解析を行った。

沈下量の違いが解析で見られる地盤内変形にどのような違いを与えているかを調べるために、図-12(a),(b)に、それぞれ沈下量が模型試験結果と一致する  $S_{Vmajor}=10\text{mm}$  と、解析で得られた最終沈下量の  $S_{Vmajor}=24\text{mm}$  (図-11 の a 点と b 点) における地盤の変形を示した。偏心載荷によって構造物が傾斜し、沈下が卓越する構造物右側での地盤内変形及び地表面の盛り上がり大きいが、中心載荷と同様に底端点の変形が極めて顕著である<sup>7)</sup>。また、(b) 図では構造物直下の要素が左方向に流動している様子が伺える。

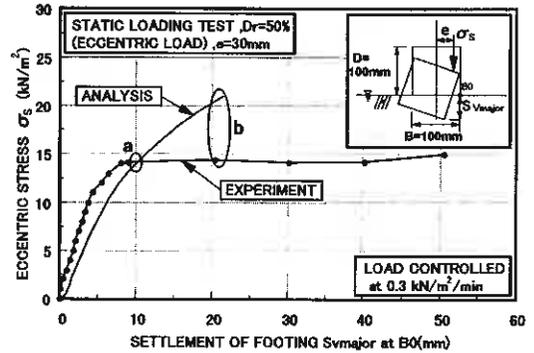


図-11 応力-沈下関係 (SLT-EL)

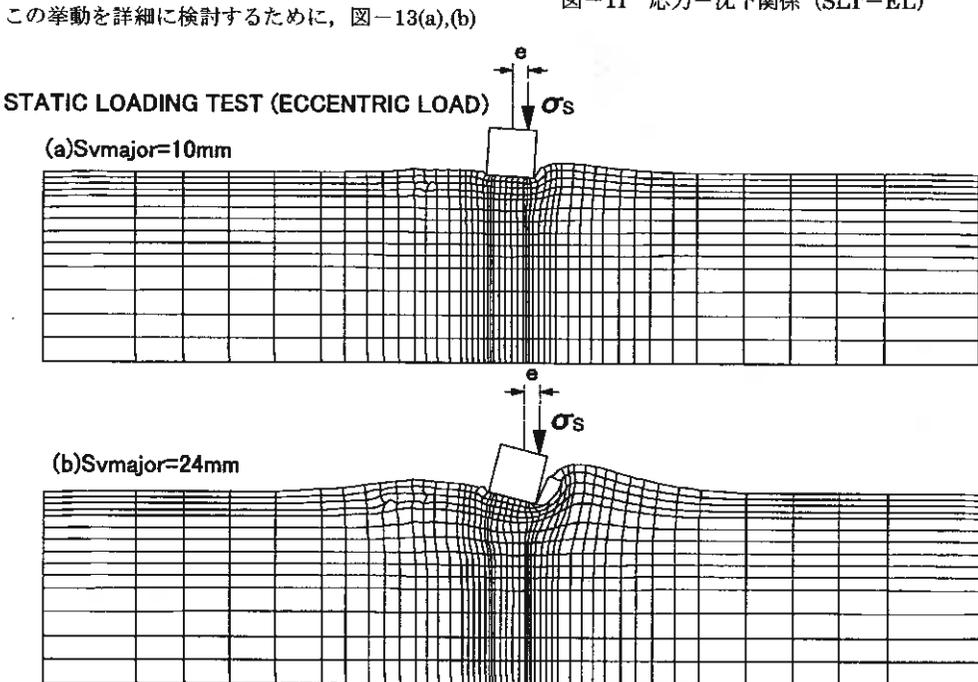


図-12 地盤の変形図 (SLT-EL) (a)  $S_{Vmajor}=10\text{mm}$ , (b)  $S_{Vmajor}=24\text{mm}$

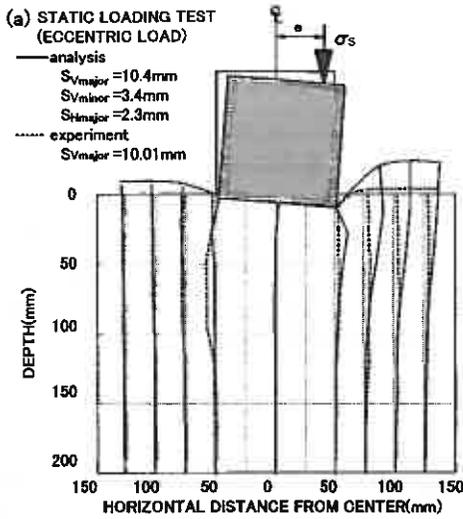
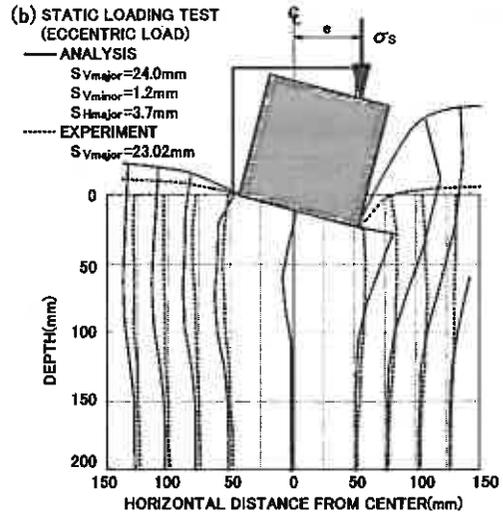


図-13 地盤内変位の比較(STL-EL)



(a)  $S_{Vmajor} = 10\text{mm}$ , (b)  $S_{Vmajor} = 24\text{mm}$

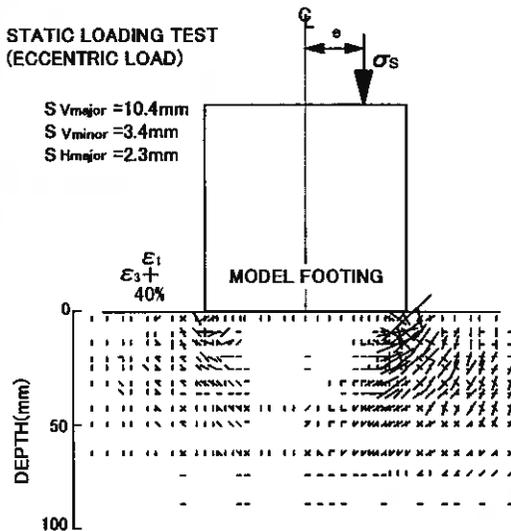


図-14 主ひずみ(SLT-EL)

に解析と模型試験の地盤内変位を比較して示した。それぞれ図-12(a),(b)に対応するものである。これらの図より次のことがいえる。

- ① (a)図より、構造物の沈下量が大きくなる中心線から右側の地盤内水平変位量及び地表面の盛り上がり量は模型試験のものよりも解析の方が大きくなる傾向にある。一方、中心線より左側の地盤には右側の変形に比べると水平変位量は小さいが、両者の間には、よい一致が認められる。
- ② (b)図では、全体的に水平変位及び地表面の盛り上がり量は(a)図よりさらに大きく実験値と差がでる結果となっているが、中心線より左側の水平変位量は比較的よい一致を示すようである。
- ③ 構造物の沈下量が大きくなる中心線より右側の地盤内変位が解析結果と模型試験結果の間で差がある。この理由として、模型試験では地盤と構造物の接触面を完全粗という条件にすることが困難であるために構造物・地盤間の接触面の変位が一致しないこと、微小変形 FEM 解析による底端点の変形の過大評価<sup>7)</sup>などが考えられる。

④ 中心載荷と同様に、模型試験結果における応力-沈下関係のピーク点(図-11の a 点)を超えると、解析では地盤内の水平変位量を過大評価する傾向が認められるが、中心線より左側については解析結果は模型試験結果の地盤内変位量を説明するようである。

これらのことから、応力-沈下関係がピーク点に達するまでの範囲ならば、静的偏心載荷を行う場合にも解析結果は構造物・地盤系の沈下挙動及びそれにとりもなう流動的変形を説明できているものと考えられる。

ここで、変形時のひずみ分布を調べるために、沈下量  $S_{Vmajor} = 10\text{mm}$  における構造物周辺の最大及び最小主ひずみを図-14 に示す。これらのひずみから、沈下が卓越している構造物右側の底端面で大きく、側方に流動していることがわかる。特に右方向に流動しているが、沈下の進行とともに構造物が傾くと左方向にも流動するようになってくる。

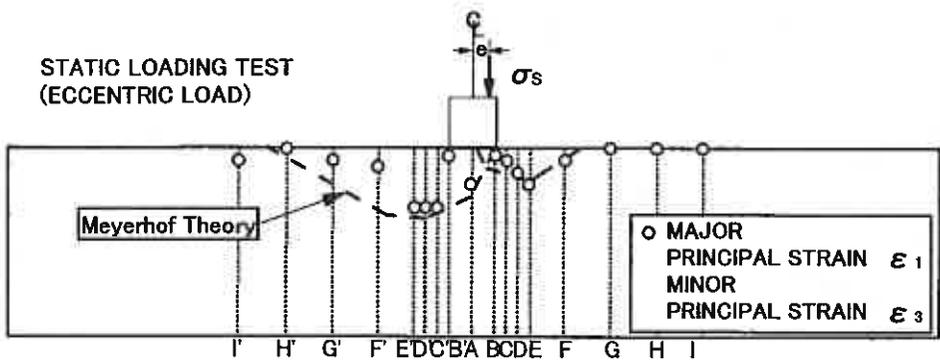


図-15 塑性域 (SLT-EL)

最終的な沈下の鉛直方向における各断面の最大及び最小ひずみの最大値を図-15 に示す。中心載荷と同様に最大及び最小のひずみの位置は一致している。図より、Meyerhofの支持力式によるすべり線<sup>9)</sup>と非常によい一致を示していることがわかる。

したがって、構造物が静的偏心載荷を受ける場合を想定した解析においても、ひずみ分布、地盤内水平変位の両方より地盤の側方流動変形を説明できるようであり、載荷応力が極限支持力に達する前までは本解析法によって流動特性を把握できそうである。

### 3-2 繰返し載荷試験(CVL)の解析

波浪力のような繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の挙動を本解析法によって検討するために、構造物が偏心荷重を繰返し受ける場合の地盤変形挙動についても併せて調べた。ここでは沈下挙動についてのみ検討を行っている。図-16(a),(b)は模型試験による繰返し載荷を行った際の応力-沈下関係を示しており、(a)図は  $S_{Vmajor}$ 、(b)図は  $S_{Vminor}$  についてのものである。模型試験では構造物に繰返し載荷を与えていくと、繰返し載荷回数の少ないときに急激な沈下量が発生し、その後ある一定値に収束する傾向が見られる<sup>2)</sup>。そこで、本解析法においても地盤の弾性係数を繰返し回数ごとに变化させる<sup>10)</sup>ことにより、繰返し載荷を受ける構造物の変形挙動を再現することが可能であると考えた。模型試験では実際の荷重として構造物に半正弦波荷重を与えているため、図-16(a),(b)に示されている応力-沈下関係は図中の点線で示すような曲線で表されている。本解析では、簡略化のため載荷されていない点から荷重が最大値に達する点を直線(図中の実線)で結んだものとし、弾性係数はこの応力とひずみ(沈下を地

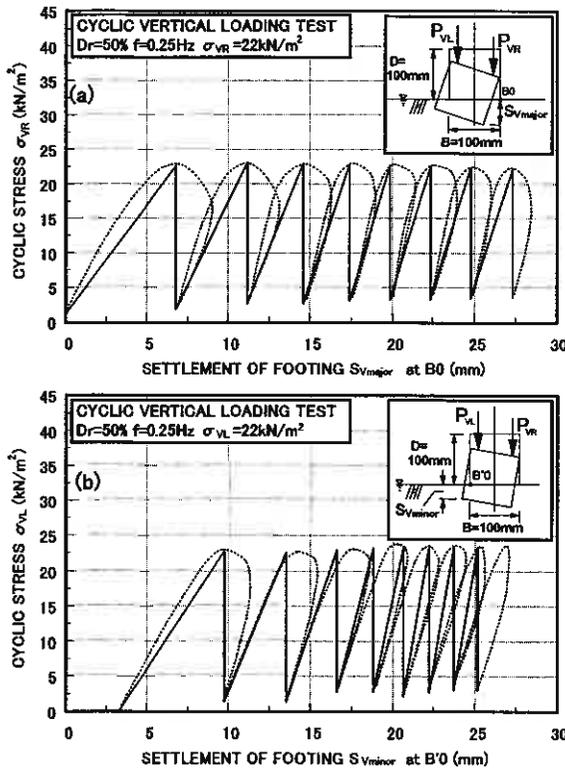


図-16 模型試験による応力-沈下関係

(a)  $S_{Vmajor}$ 、(b)  $S_{Vminor}$

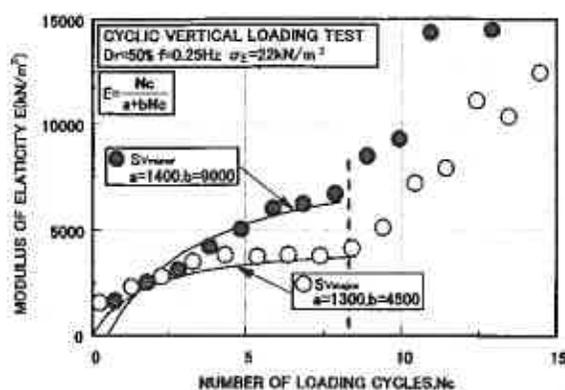


図-17 弾性係数と繰返し載荷回数  $N_c$  の関係

盤厚さで除したもの)の関係から導いている。

このような方法により弾性係数を算出した。図-17 に繰返し載荷回数  $N_c$  と弾性係数  $E$  の関係を示す。図より、繰返し回数  $N_c$  がある回数までは  $S_{Vmajor}$ 、 $S_{Vminor}$  とともに次式の関係により双曲線近似できる。

$$E = \frac{N_c}{a + bN_c} \quad (\text{ただし } a, b \text{ は定数である})$$

このケースでは、 $N_c$  が 8 回までの沈下挙動は繰返し回数によって弾性係数が徐々に増加する hardening を示しているが、その後は弾性係数の急増する傾向が見られ、上式の関係から明らかにはずれている。そこでここ

では、繰返し載荷回数  $N_c$  が 8 回までの挙動の再現を試みた。

図-17 に示された弾性係数を用いて、FEM 解析を行ったときの応力-沈下関係を示したものが図-18(a),(b)である。(a)図は右側 (B0 点) の沈下量、(b)図は左側 (B'0 点) の沈下量を示している。ここで除荷時の弾性変形はないものとして沈下量の計算を行っている。少なくとも繰返し回数の増加にともなう沈下量の収束傾向が表現されている。

このような計算で求めた沈下量を繰返し回数  $N_c$  の関係で示したものが図-19(a),(b)である。 $S_{Vmajor}$ 、 $S_{Vminor}$  とともに解析と模型試験でのよい一致が認められており、特に  $S_{Vmajor}$  については実際の挙動をよく説明して

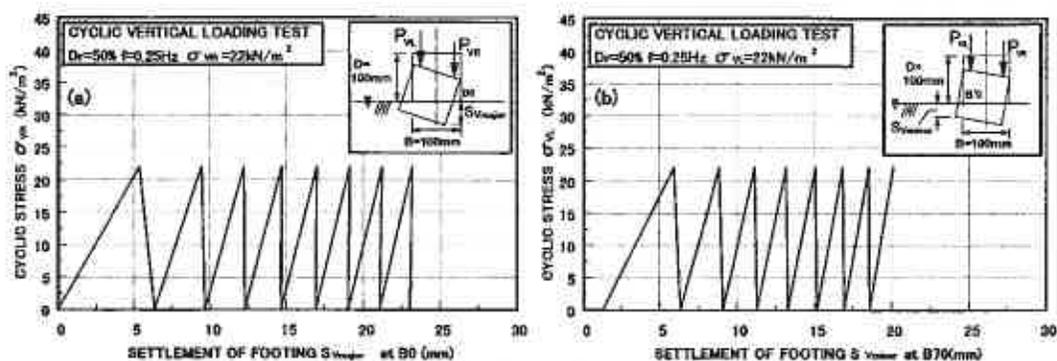


図-18 解析による応力-沈下関係(CVL) (a)  $S_{Vmajor}$  (b)  $S_{Vminor}$

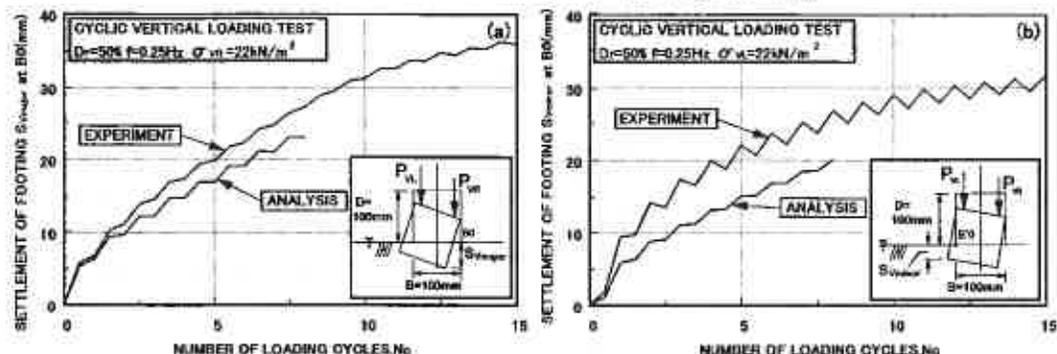


図-19 沈下量と繰返し載荷回数  $N_c$  の関係(CVL) (a)  $S_{Vmajor}$  (b)  $S_{Vminor}$

いるようである。このことから、地盤が hardening を起こすような場合では本手法は有効である。しかし、前述のように弾性係数が急増する場合や hardening から softening に移行するような場合ではさらなる検討が必要である。

以上のことから、繰返し荷重を受ける沈下挙動の解析は、hardening 挙動を示す範囲について、ほぼよい一致が得られた。しかし、繰返し荷重回数  $N_c$  が増加したときの弾性係数の変化傾向や地盤内変位など、まだ検討すべき点が多い。今後は、地盤内の hardening から softening 挙動に移行する場合の解析について検討する予定である。

#### 4 結論

- (1) 静的中心荷重条件における沈下挙動において、本解析法は模型試験結果をよく説明する。解析では地盤内流動挙動についても地盤が破壊に達するまではよい一致を示すが、その後の地盤内変位を過大評価するようである。
- (2) 静的偏心荷重条件における解析結果は、沈下挙動の初期部分において模型試験結果をよく表している。しかし、模型試験では極限支持力に達すると側方流動による沈下の進行が早く、解析では追従できなかった。地盤内変位は、模型試験で構造物・地盤を完全粗とする事が困難であるため、解析で得られる変位が大きくなるが、全体的によい一致が見られた。
- (3) 静的荷重試験（中心荷重・偏心荷重条件）において、解析で得られたひずみ分布は Terzaghi, Meyerhof 支持方式によるすべり線をよく説明する。
- (4) 繰返し荷重を受ける構造物・地盤系の挙動を Mohr-Coulomb の破壊条件に従うとする本解析法で検討する場合、地盤の hardening 挙動までは弾性係数を変化させることにより追従できるようである。

【謝辞】最後に本研究の実験・データの整理に室蘭工業大学大学院生である宮浦征宏、長谷一矢、飯田和弘各君の協力を得た。記して深甚なる感謝の意を表します。

#### 【参考文献】

- 1) 川村・宮浦・横浜・長谷(1998)：波浪場にある地盤及び構造物の変位量推定法：地盤工学会北海道支部技術報告集，第 38 号，pp.219-228
- 2) 宮浦・川村・横浜・長谷・三浦(1998)：消波構造物を支持する砂地盤の側方流動特性に関する模型実験，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 38 号，pp.211-218
- 3) 川村・長谷・三浦・宮浦・飯田(1999)：種々の荷重条件下にある構造物・地盤系の変形特性とその評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，第 39 号（投稿中）
- 4) Tatsuo, Okahara, Tani, Tanaka, Morimoto, Siddiquee(1991)：Progressive Failure and Particle Size Effect in Bearing Capacity of a Footing on Sand, Proc.of Geotech. Engrg Congress ASCE Special Publication No.27, ASCE, Vol.2, pp.788-802
- 5) 三浦・瀧本・川村・荻原(1994)：二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究，土質工学会北海道支部技術報告集，第 34 号，pp.194-201
- 6) 日本建築学会(1988)：建築基礎構造設計指針，pp.156-163
- 7) 中井・徐・國廣(1995)：中心荷重および偏心荷重を受ける粘性土地盤の支持力問題の有限要素解析，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 3 部，pp.426-427
- 8) Terzaghi, K.(1943)：Theoretical Soil Mechanics, pp.119-134
- 9) Meyerhof, G.G.(1953)：The bearing capacity of foundation under eccentric and inclined loads, Proc.of 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.440-445, Zurich
- 10) 河上房義・小川正二(1965)：繰返し応力を受けた締め固め土の弾性係数及び降伏応力について，土木学会論文集，No114, pp.8-16

## 現場計測法 岩盤変化監視手法

北海道開発コンサルタント(株) 正会員 ○大島英之  
正会員 尾上祐之  
正会員 関根達夫

### 1. はじめに

近年、大規模な法面崩壊が発生し、深刻な被害をもたらしている。その後、危険斜面の対策が急ピッチで進められ、さらに、危険度の高い斜面については1年に数回の斜面点検を実施している。このように、斜面管理の必要性が高まると共に、これに対する観測・評価の手法についての需要も高まっている。

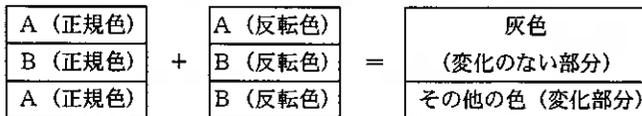
斜面の経時変化の情報は斜面管理(災害回避)に必要なものと考えられる。一般的に大規模な崩壊の前には、小規模な崩壊(前兆現象)が発生するといわれており、危険斜面の場合も経時変化を把握することが大規模斜面崩壊の予測につながると考えられる。

しかし、現状は斜面の経時変化を詳細に記録していた例は少ない。それは斜面点検が目視による斜面観察作業であり、微細な斜面変化(数10cm程度の落石等)を見逃しがちであることによる。また、詳細な斜面変化を記録するためには、2枚の写真を肉眼で比較判断していたが、この方法では作業には多くの労力を要するため、現実的にあまり利用できる方法ではなかったことよっている。

本研究は点検時の簡単な作業で、斜面の変化をとらえる手法を検討したものである。この手法は色の特性を利用して、斜面の変化箇所と変化のない箇所を分離し、簡単に変化箇所を抽出できる。

### 2. 原理

パソコン上に表示されている色はその種類に関わらず、その反転色を作成し、正規色(初期の色)に重ね合わせるとすべてが灰色になる。しかし、一部を他の色に変えたものを比較画像とした場合、反転画像を作成し重ね合わせると初期画像と同じ色彩部分は灰色になり、色を変えた部分は色彩が浮き上がる。この原理を岩盤変化箇所抽出に利用した。



### 3. 手法の概要

上記の原理を応用した斜面変化抽出は図-1の岩盤変化抽出フローに示すように、極めて簡単な機材と作業で行える。

- ① 初期写真・比較写真の撮影およびデジタル化(フィルムスキャナー等でパソコンに取り込む)
- ② 画像の統一(パソコン上で画像を変形させ2枚の被写体を同一の形にする)
- ③ 階調を反転して重ね合わせ(変化がない場合灰色を呈し、変化がある場合は灰色以外を呈する)
- ④ 変化箇所の抽出(灰色以外を呈した箇所をマーキングし抽出する。日照条件等によるノイズの除去は正規色画像を確認して行う。)

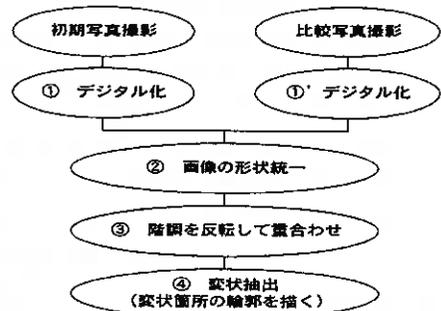


図-1 変化箇所抽出フロー

#### 4. 適応範囲

岩盤変化箇所抽出は2枚の画像を重ね合わせて、色の違いから抽出する方法である。したがって、撮影条件および日照条件には多少の制約がある。また、写真をベースにしているため、精度には限界がある。

実験は室内および現場で実施した。現場試験は人為的に、日々斜面が変化している岩切り工事現場で実施した。現場での撮影は1日4枚（作業前、作業中午前・午後、作業後）とし、1ヶ月程度継続して撮影した。これらのデータから以下の様な適応範囲が判明した。

##### ① 撮影条件

撮影位置が異なる場合は画像が重なり合わないため、変化箇所の抽出は困難になる。それ以外の条件（撮影アングル、写真のズーム、明るさ等）は補正により対応できるため、致命的な問題とはならない。ただし、撮影条件は前撮影の状況をできるだけ再現する事が望ましい。それによって、室内作業時間の軽減、抽出精度の向上がはかれる。

##### ② 日照条件

斜面変化は写真上の色の変化から認識するため、極端に日照条件が異なると変化箇所抽出は困難である。特に、部分的に明るさが違う場合は室内作業に多くの手間が必要である。例えば、晴れの日の午前中と午後の比較では影（暗部）の形が明らかに異なり、それらすべてが変化箇所のように表示される。これらのノイズを正規画像で確認して取り除くには多くの手間を必要とする。

全体的に明るさが異なる場合はパソコン上での明るさ補正作業により岩盤変化箇所の抽出は可能である。例えば、曇りの日と晴れた日の撮影した写真の比較は明るさを調整することにより、変化箇所の抽出は行えた。ただし、撮影時の日照条件を揃える（撮影時刻を統一する等）ことが望ましい。それによって、室内作業の軽減および精度の向上がはかれる。

##### ③ 抽出精度

変化箇所の抽出精度は撮影条件（機材、天候、岩盤状況等）によっても異なるが、数十 cm オーダーであれば抽出可能である。ちなみに、室内実験では撮影距離 5 m で標準レンズを使用し、1 mm の変化が認識できた。現場実験では（日当たりの良い同一時刻の撮影）撮影距離 50 m、35 mm のズームレンズを使用し、約 20 cm の落石を抽出できたが、一般的には気象条件が悪い程、抽出精度も悪くなる。ただし、精度は望遠レンズ等を利用することにより、いっそう向上できる。このため、写真撮影は必要とする抽出精度を考慮したものにすればよい。

#### 5. まとめ

①危険斜面の経時変化はカメラ（光学およびデジタル）とパソコンを利用して簡単に把握できる。ただし、撮影条件、日照条件はできるだけ同条件にする事が望ましい。少なくとも、撮影時刻の統一および撮影位置の統一は必要条件である。

②簡便性を重視したため、適応範囲は限定されるが容易に広範囲の監視が可能であり、斜面点検等に利用できると考えられる。

③今後の課題として、望遠レンズの利用により精度の向上を行い、割れ目の変状把握等に利用できるように改良していきたい。

#### 6. あとがき

斜面の大規模崩壊の前には前兆現象となる小規模崩壊が発生すると一般的にいられている。今後の斜面評価は現状のものだけでなく、斜面の経時変化も取り入れていくべきだと考えられる。既存の報告では、斜面崩壊の前兆現象を明確に分析した事例は数少ないため、このような広範囲に利用できる岩盤変化抽出手法を活用して事例の収集に努め、斜面崩壊予測を行えるようなものにしていきたい。

## 多成分コーン貫入試験機による堤防調査 (その2)

北海道開発局開発土木研究所 ○ 正 佐藤厚子  
正 西川純一  
北野初雄  
正 山澤文雄

### 1. はじめに

堤防は、河川の流水を一定の流路内に流下させ氾濫を防止するための重要な河川工作物のひとつであり、主に盛土によって築造される。近年、河川沿岸部への人口の集中が著しく、防災構造物としての堤防の重要性が高まっている。このため、一旦破堤するとその被害は莫大となることから堤防の一層の安定性の向上が必要である。

北海道では、過去に河川周辺に分布する多様な土を用いて堤防整備を急いできた経緯がある。このため、堤防の内部が不均質、不規則であることが推定され、堤体の強度は不明確な面がある。

これまで、堤防の構造を明らかにする目的で、簡易な調査法である多成分コーン貫入試験機を用いて河川堤防を調査し、この方法が砂質土と礫質土において有効であることを確認してきた<sup>1)</sup>。

本調査では、軟弱地盤上の堤防を対象として多成分コーン貫入試験機を用いて調査することにより軟弱土の堤防調査の有効性を確認するとともに、動的外力に対しての土の挙動分析に広く用いられるせん断弾性波速度 (S波) を多成分コーン貫入試験機と速度検層により測定し比較した。その結果、多成分コーン貫入試験機は、軟弱土の調査にも適用可能であり、S波の測定も可能であることがわかった。

### 2. 調査方法

#### 2.1 多成分コーン貫入試験機

調査に用いた多成分コーン貫入試験機は、オランダ式コーン貫入試験機のコーン先端部を、先端抵抗力と周面摩擦、間隙水圧を同時に測定できる電気式コーンにしたもので、貫入速度は約 2cm/sec である。使用したコーンの構造を図-1 に示す。測定は 5cm ごとで、その結果を判別土質名や推定N値とともにリアルタイムに画面表示し、プリントアウトできる装置である。

多成分コーン貫入試験機によるS波の測定は、先端抵抗力、周面摩擦、間隙水圧の測定と同時に行うことができる。先端抵抗力、周面摩擦、間隙水圧を測定しながら、コーンが予定深度に達したとき、貫入をいったん止め、図-2 に示すように地表に設置した剛板をハンマーで叩いて発生したS波を、コーンのサイスミック・センサーで感知するものである。

#### 2.2 調査箇所

調査対象箇所は、豊平川流域で野津幌川との合流点付近の堤防である豊平左岸堤 (T)、野津幌川流域川下地区の堤防である野津幌右岸堤 (N)、石狩川流域新篠津地区の堤防である枯木右岸築堤 (K) の3地点である。いずれの地点でも堤内地と堤外地

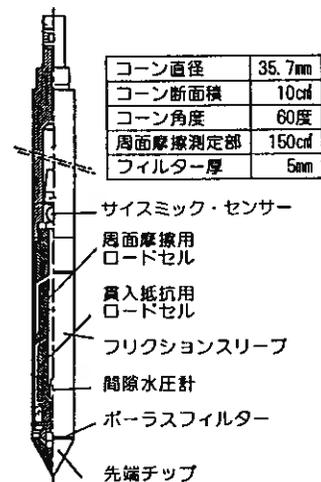


図-1 多成分コーン断面図

で3箇所、堤体中央部1箇所、できる限り盛土の影響を受けない箇所1箇所の計5箇所を調査した。各地点の測点番号は、堤外地から順に堤内地側へと大きくなっている。

### 2.3 測定方法

3地点のT1～T5、N1～N5、K1～K5の各箇所(図-3)で堤防を中心として、多成分コーン貫入試験により先端抵抗力(コーン支持力)、周面摩擦、間隙水圧を測定し、過去のボーリングデータと比較した。

また、豊平左岸堤T1において多成分コーン貫入試験機によりS波を測定した。同時にボーリング孔を掘り、速度検層によりS波を測定した。いずれも測定は1m間隔で、コーン貫入孔の影響を避けるため、コーン貫入孔より5m程度離れたところでボーリング孔を掘削した。

なお、速度検層には数種類あるが、本調査では、そのうち測定方法が多成分コーン貫入試験機によるS波の測定方法と最も似ているダウンホール方式板たたき法によりS波を測定した。

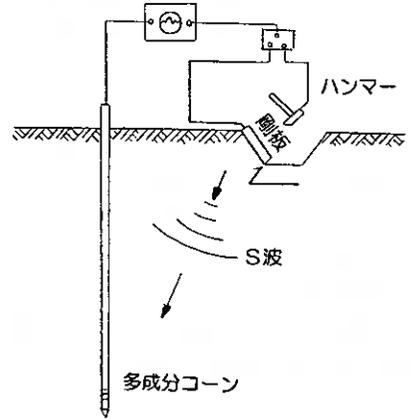


図-2 多成分コーン貫入試験機によるS波測定概略図

## 3. 調査結果

### 3.1 強度分布

各測定地点で得られた多成分コーン貫入試験によるコーン支持力から、堤防の強度分布を求めた(図-3)。その状況は次のとおりである。

#### (a) 豊平左岸堤

堤体上部は維持管理用の交通路が確保されているので大きな強度である。堤体及び堤防下部では  $q_c \leq 5 \text{ kgf/cm}^2$  の小さい強度である。堤体、地盤ともかなり低い強度であることから、十分な締固めのできない材料を用い軟弱地盤上に施工しなければならない条件であったと推測される。

#### (b) 野津幌右岸堤

堤外地の地表面は若干高い強度であるが、地表面より2m下では  $q_c \leq 5 \text{ kgf/cm}^2$  の軟弱な地盤である。堤体

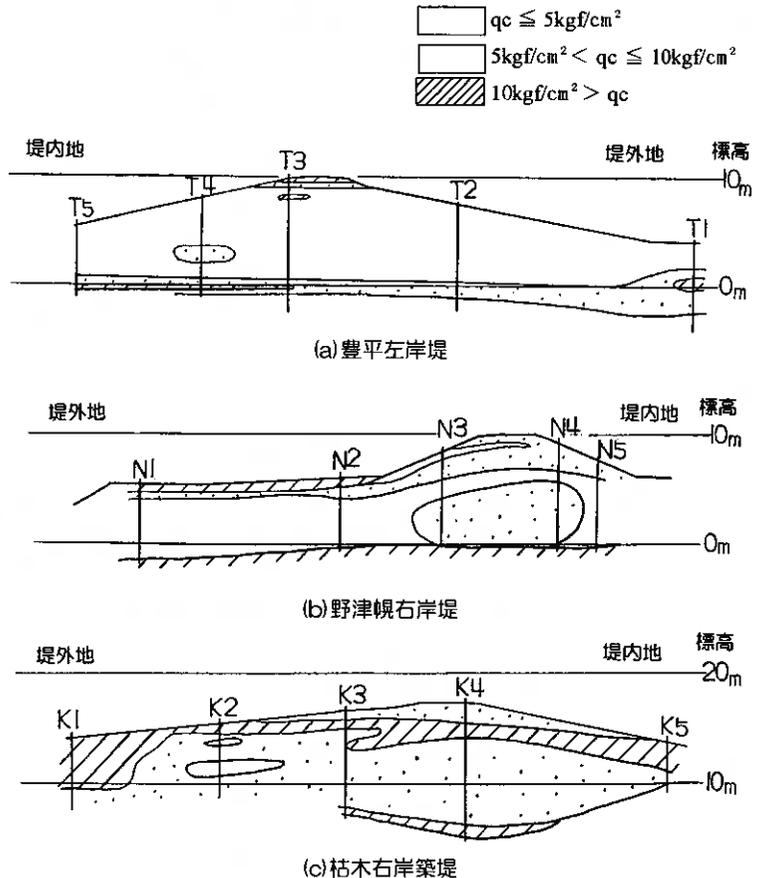


図-3 コーン支持力の分布

およびその下の地盤は、 $q_c = 5\text{kgf/cm}^2 \sim 10\text{kgf/cm}^2$ の強度で、築堤されていない地盤よりも大きな強度となっており、これは上載荷重と時間経過による強度増加と考えられる。軟弱地盤上の施工という点では豊平左岸堤と同じであるが、用いた材料は豊平左岸堤よりも締固まりやすい土質であったと推測される。

(c) 枯木右岸築堤

堤体および地盤の強度は  $q_c = 5\text{kgf/cm}^2 \sim 10\text{kgf/cm}^2$ の強度で、堤体中央部に  $q_c \geq 10\text{kgf/cm}^2$ の強度の大きい箇所が存在する。枯木築堤は、他の2つの堤防よりも強度のある地盤上に、かなり締固まりやすい材料で施工したものである。堤体中央部の高い強度の分布は、過去、締固めのしやすい材料で築堤工事を実施したものであると考えられる。

3.2 土層分布

本調査で使用した多成分コーン貫入試験機には、先端抵抗力と摩擦率（周面摩擦／先端抵抗力）の関係より図-4に示す土質を分類するチャート<sup>2)</sup>が組み込まれており、試験箇所土質が推定できる。

そこで、このチャートにより推定した堤防断面とボーリング調査による堤防断面を比較した。図-5は豊平左岸堤、図-6は野津幌右岸堤の推定土層断面である。いずれも(a)が多成分コーン貫入試験機により推定した土層断面、(b)がボーリング調査による土層断面である。なお、各図の多成分コーン貫入試験機により推定した土層断面には、間隙水圧の測定結果より推定した地下水位も合わせて示してある。

(a) 豊平左岸堤

多成分コーン貫入試験機により推定した堤防断面では、堤体の地表1m部分は粘土であり、この堤防工事の最後の盛土であったと考えられる。この下数mの堤体部は土層の判別ができなかった。この部分のコーン支持力は  $1\text{kgf/cm}^2$ 以下、周面摩擦は  $0.01 \sim 0.1\text{kgf/cm}^2$ の範囲であり、図-4のチャートからはずれた領

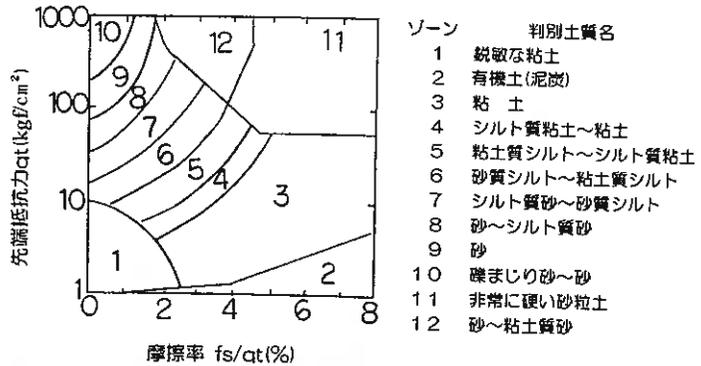


図-4 多成分コーン貫入試験機による土質判別

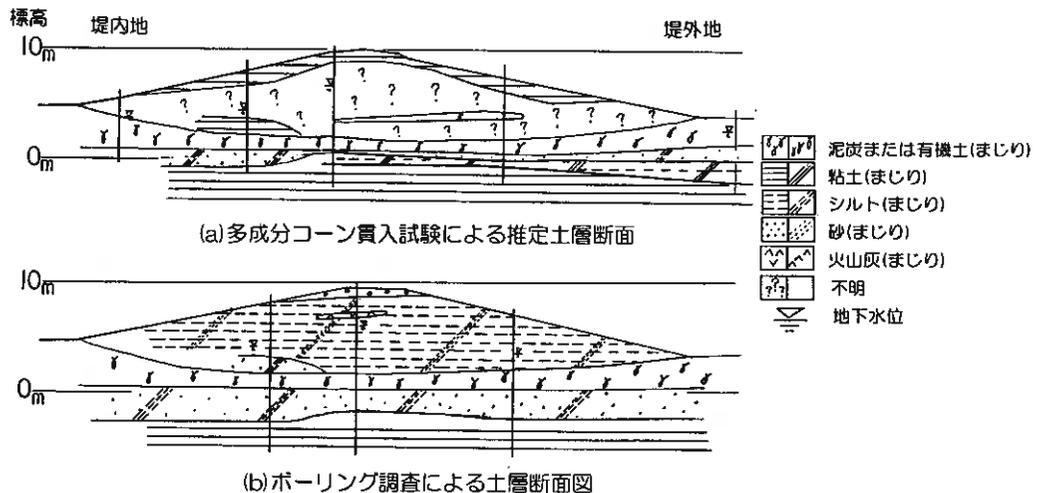


図-5 豊平左岸堤土層分布図

域である。このため、土質判別ができなかったが、ボーリング調査では砂質シルトである。前回の調査<sup>1)</sup>では、泥炭について土質判別が不可能であったが、今回の調査では、砂質シルトでも判別不可能であった。

北海道は、軟弱地盤が河川流域に広く分布することから、過去の工事では、軟弱地盤の処理を行わないで、堤防工事を実施していた。このため、十分な盛土の転圧ができないことから、強度の非常に低い堤防とな場合がある。豊平川流域も泥炭地盤が広く分布する箇所であり、図-5で確認されるように、基礎地盤には2.5mの厚さの泥炭が存在し、十分な締固めのできない堤防である。多成分コーン貫入試験機では、この部分の土質判別ができなかった。しかし、堤防の下層については、多成分コーン貫入試験機でも泥炭、シルト質砂、粘土が推定できており、その層厚もボーリング調査とほぼ等しい。

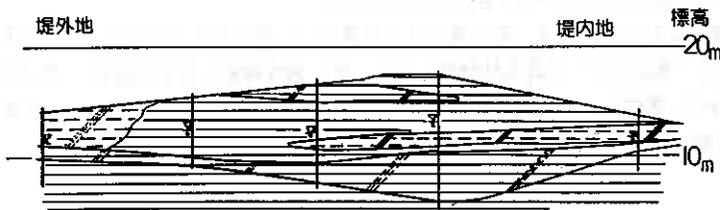
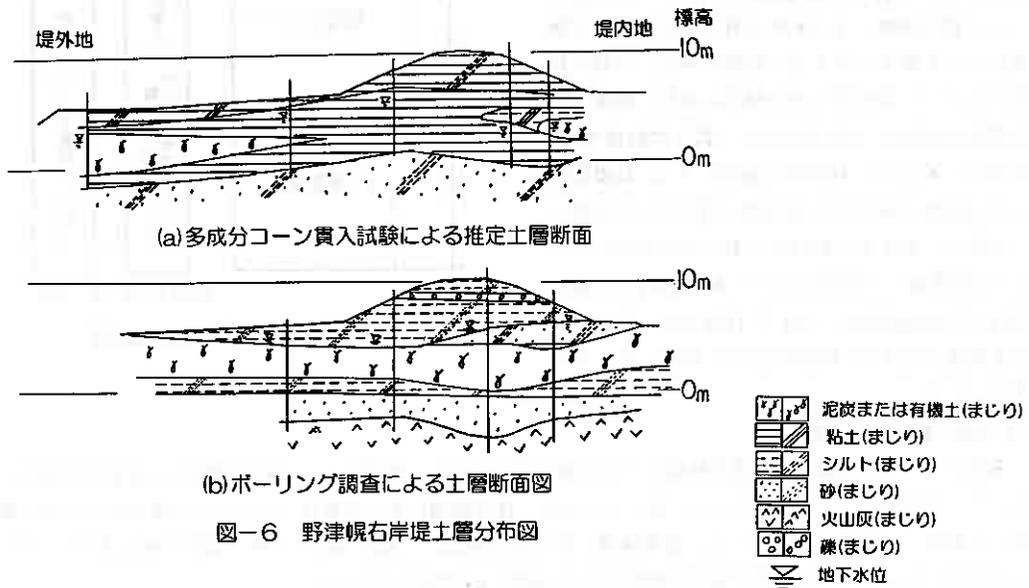
また、ボーリング調査による土層断面と同様、多成分コーン貫入試験による推定土層断面でも泥炭層の圧密沈下状態が確認でき、堤防の横断的な沈下形状を推定できる。

#### (b) 野津幌右岸堤

野津幌川流域も豊平川流域と同様泥炭地盤が広く分布する箇所である。多成分コーン貫入試験では、原地盤では泥炭層を確認できているが、堤体の下位では、泥炭層を確認できず粘土として判別している。しかし、この粘土層の下の砂質土については、ボーリング調査とほぼ同じ深さで確認できており、図-3のコーン支持力の分布と合わせて考えると、豊平左岸堤と同様、野津幌右岸堤でも横断的な沈下形状を推定できる。

#### (c) 枯木築堤

多成分コーン貫入試験により推定した枯木築堤の土層断面を図-7に示す。枯木築堤では、ボーリング調査は基礎地盤1箇所のみであり、地表から6m程度が泥炭、その下約2.5mが粘土、この下がシルト質土である。枯木築堤も他の2地点と同様、泥炭地盤上の堤防である。しかし、図-7では、泥炭層の確認ができ



なかった。近傍の表層地盤の泥炭には、200%程度の低い含水比で粘土分を多く含むものも存在することから、基礎地盤の泥炭層を粘土として確認したものと推定される。

また、堤防の粘土より下位のシルト質粘土と粘土との境界が、堤防の盛土高の大きいところで深く、盛土高の小さいところで浅いことから、枯木築堤でも横断的な沈下形状を推定できる。

(d) 多成分コーン貫入試験による土層の判別

今回行った調査では、ボーリング調査による土質と多成分コーン貫入試験による判別土質名とで一致するものと異なるものがあった。これがどのような傾向なのか確認するため、3箇所のボーリング調査による土質の組み合わせと多成分コーン貫入試験による判別土質名とを比較した(図-8)。基礎地盤では、ボーリング調査による土質と多成分コーン貫入試験による判別土質名とはほぼ同じである。しかし、盛土箇所では、ボーリング調査による土質に対して多成分コーン貫入試験による判別土質名が数種類存在する。この多成分コーン貫入試験による判別土質名はボーリング調査による土質よりも小さい粒径である。一般に粒度が大きいと強度も大きい傾向にあり、強度から土質名を判別する多成分コーン貫入試験機では、強度小=粒径小と判別する傾向にある。基礎地盤にある程度の強度がある場合の堤防では、強度小→粒径小、強度大→粒径大の考え方が適用できるが、今回調査した箇所のように軟弱地盤上の堤防では、十分な締固めができず、粒径大の材料であっても強度小であり、粒径小という判別になったと考えられる。

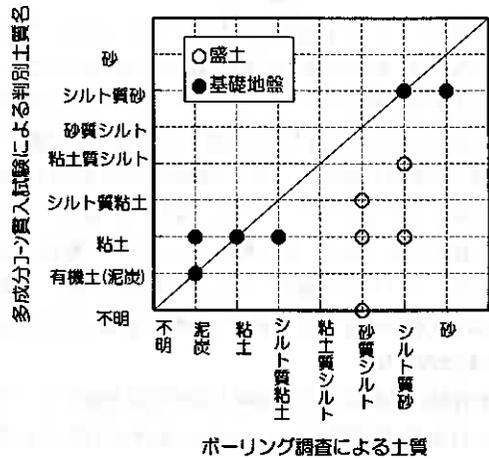


図-8 ボーリング調査による土質と多成分コーン貫入試験機による土質判別の対応

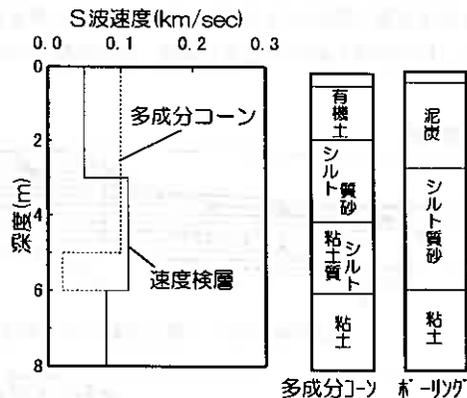


図-9 土質柱状とS波速度測定結果

3.3 S波(せん断弾性波速度)

多成分コーン貫入試験機と速度検層によるS波の測定結果を、多成分コーン貫入試験による推定柱状図とボーリング調査による柱状図とともに図-9に示す。速度検層によるS波は、すべての土層の変わり目に変化しており、土層に対応している。速度検層によるS波速度は、泥炭、粘土、シルト質砂の順に大きくなり、これは図-3のコーン支持力の分布の強度の小さい順によく対応している。

一方、多成分コーン貫入試験機によるS波速度は、粘土質シルトで異なった値を示しているものの、全体として同じような値である。しかし、多成分コーン貫入試験機によるS波と速度検層によるS波は、オーダ的にはある程度同じ値であるので、多成分コーン貫入試験によりS波の測定が可能である。今後データを積み重ね、さらに検証していく必要がある。

4. まとめ

今回の調査により次のことがわかった。

- ①多成分コーン貫入試験によるコーン支持力と多成分コーン貫入試験機により推定した土層断面により、堤防の施工状況および横断的な沈下形状を推定できる。
- ②多成分コーン貫入試験による判別土質名は、ボーリング調査による土質と基礎地盤において一致する。
- ③多成分コーン貫入試験による判別土質名は、ボーリング調査による土質と堤防本体で一致しないので、基礎地盤の土質判別法とは別に、乱した材料に関する土質判別方法が必要である。
- ④多成分コーン貫入試験機によりS波速度を求めることが可能である。

## 5. おわりに

今回の調査の結果から、多成分コーン貫入試験機により、横断的な沈下形状の推定やS波の測定がある程度可能であることがわかった。今後、さらにデータを重ね、多成分コーン貫入試験機による堤体盛土の土層の推定やS波速度の有効性について検討したいと考える。

最後に、各堤防の調査データおよび調査箇所を提供していただいた石狩川開発建設部の関係者の皆様に対し、心から謝意を表します。

### <参考文献>

- 1)佐藤厚子、西川純一、北野初雄、山澤文雄：三成分コーン貫入試験機による堤防調査、第38回地盤工学会北海道支部技術報告集、1998年2月
- 2)Robertson, P.K. Campanella, R.G., Gillespie, D. and Grieg, J.: Use of Piezometer Cone Data, Proc. of In-Situ', ASCE, Speciality Conference, Blacksburg, Virginia, 1986

## GPSによる地すべり移動観測

北海道開発局土木研究所 ○ 正会員 加賀谷 芳之  
正会員 鈴木 哲也  
正会員 疋田 貞良

### 1. はじめに

地すべり地における地表での移動量観測は伸縮計や地盤傾斜計によって行われており、これらの観測結果は地すべりに関する適切な情報を提供し、対策工の設計や地すべり発生予知の基礎資料として必要不可欠である。しかし、地すべり範囲が広い場合、伸縮計や地盤傾斜計によって地すべり全体の移動を把握するためには多大な経費を必要とし、このため安価で精度の高い観測手法が求められている。

近年、GPS(Global Positioning System:汎地球測位システム)が多くの分野に応用されている。これは地球の赤道面に対し約 $55^\circ$ 傾いた、高度約2万kmの6本の円軌道上(図-1参照)に各々4個ずつ配置(合計24個)された人工衛星から送信される電波を受信し、任意の受信点の測位を高精度に行うものである。このことから、地すべり地においては予め地すべり土塊上に設置した測定点を定期的に観測を行うことにより、地すべり地の地表移動量とその方向も捉えることが可能である。

本報告では、GPSを用いて地すべり斜面の地表移動量の観測を実施し、その滑動形態を調査した。また、従来より地すべり移動量の観測に使用されている伸縮計による測定結果との比較と、対策工(集水井)の効果を把握することにより、地すべり挙動監視への適用性について検討した。

### 2. 調査概要

本調査は、北海道東部の白糠町上茶路に位置する一般国道392号沿いの地すべりにおいて行った。調査地の地質は、古第三紀漸新世の砂岩と泥岩の互層よりなり、脆弱な凝灰岩層を地層境界に挟む。また、第四紀の段丘堆積物、地すべり崩土などがその上部を覆っている。地形的には、国道に沿って蛇行しながら流下する茶路川の長年月による浸食作用により、国道と茶路川の間には比高30~40m程度の浸食崖斜面が形成されている。また調査地の茶路川左岸の地層は $10\sim 20^\circ$ の緩い流れ盤の構造をなしている。本地すべりの誘因には、切土による地形の改変及び多量の降雨が上げられるが、潜在的な要因として河川による末端浸食作用や地質構造などが関与している。地すべりの規模は奥行き約500m、幅約250mであり、A・Bの2つのブロックに分けられる。

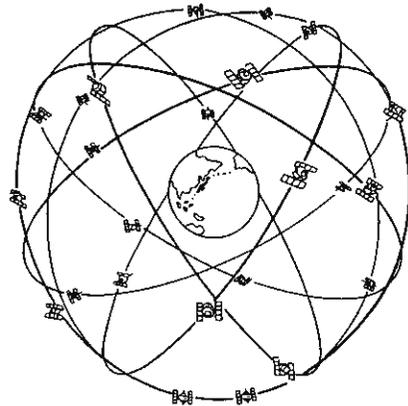


図-1 GPS衛星の軌道

地すべり地内外に6個(P1~P6)の測点を設置して、平成5年12月以降継続的に観測を実施した。GPS観測は、調査箇所近傍の不動土塊上に基準点(不動点)を設け、これと地すべり土塊上の測点との間でGPS衛星からの送信電波を同時に受信し解析する静的干渉測位によって行った。この方法は2点間で受信する電波(搬送波)の位相差を観測量として、人工衛星位置の経時変化などを考慮したアルゴリズムにより基線解析を行うものである。

Landslide monitoring Using GPS, Tetsuya Suzuki, Sadayoshi Hikita, Yoshiyuki Kagaya,  
Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau

測定精度は受信機の性能などによる精度が $\pm 5 \sim 10$  mm、測定距離(D)に比例する精度が $2 \text{ ppm} \times D$ であるが、これらの誤差は観測時間を長くすることで低減される。今回の観測では、米国 Trimble Navigation社製の受信機 4000SE LSIIを使用し、観測時間を1時間として行った。

### 3. 調査結果

観測はP1～6の6点において実施し、P1とP6は地すべり内、P2とP5は地すべり近傍、P3とP4は地すべりより離れた場所に設置した。図-2に各測点の位置と水平移動ベクトル、表-1に観測回数と日付を示した。

これまでの観測により、各測点においてある方向への明瞭な変位の累積が認められた。水平移動量はP1で約260mmと最大であり、P2で約70mm、その他の4測点では140～160mmであった。いずれの測点も、その移動方向はほぼ斜面傾斜方向となっており、A・Bのブロックのみならず広範囲にわたる物質移動を示唆している。

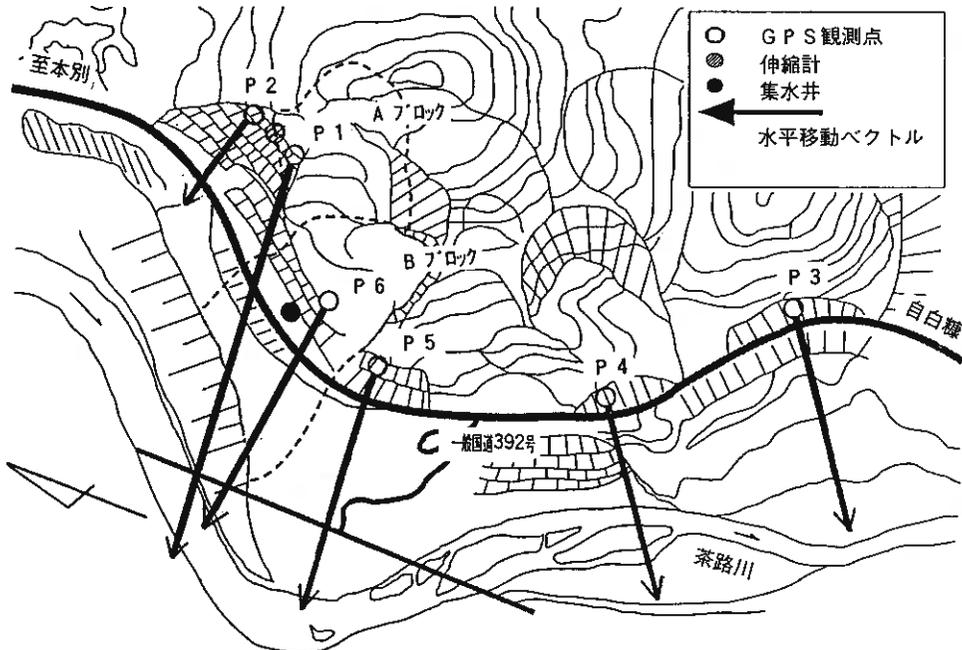


図-2 各測点の位置と水平移動ベクトル

表-1 観測回数と日付

回数	年月日	通算日数	回数	年月日	通算日数	回数	年月日	通算日数
第1回	平成5年12月2日	0	第7回	平成7年1月23日	417	第13回	平成9年3月26日	1,210
第2回	平成5年12月21日	19	第8回	平成7年3月7日	460	第14回	平成9年9月25日	1,393
第3回	平成6年3月2日	90	第9回	平成7年7月17日	592	第15回	平成9年10月22日	1,420
第4回	平成6年5月17日	166	第10回	平成7年11月9日	707	第16回	平成9年12月10日	1,469
第5回	平成6年9月5日	277	第11回	平成8年7月23日	964	第17回	平成10年7月22日	1,693
第6回	平成6年10月24日	326	第12回	平成8年10月16日	1,049	第18回	平成10年10月28日	1,791

#### 4. GPSと伸縮計の比較

測点P1の近傍に設置されている伸縮計と、GPSによるP1の観測結果の比較を図-3に示した。両者は観測位置ならびに、その地点における滑動量が異なるため、各観測毎累積移動量の最終観測時（第18回）に対する比を用いて比較した。両観測手法により得られた累積移動量はともに同様な増加傾向を示していた。このことからGPSによる観測は、地すべり移動量の測定に利用できる有効な方法であると言える。

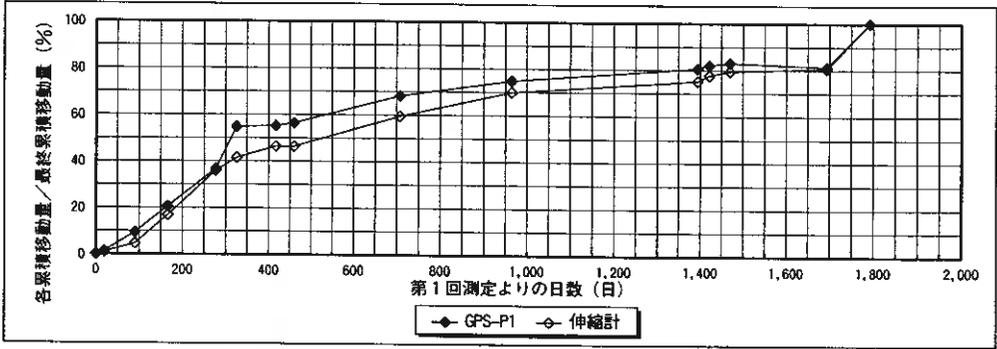


図-3 測点P1と伸縮計の観測結果の比較

#### 5. GPSによる集水井の効果の把握

P1・P3・P5およびP6の各測点における水平移動量の累積傾向を図-4に示した。図中には地すべり対策として集水井が施工された時期（完成）を示した。集水井の近傍に位置するP1・P5・P6の3測点については、集水井施工を境として移動量の累積傾向が明瞭に変化した。また、集水井の抑制効果が及ばない位置にあるP3では観測期間全体を通してほぼ一様な傾向で移動量が累積していた。図-5に各測点における測定期間ごとの降水量と移動量の関係を示した。P1・P5・P6では集水井施工前と後では降水量と移動量の関係が変化する傾向にあり、P3では同じ様な傾向は見られない。これらのことから、集水井の近傍では地すべり移動の抑制効果が確認できる。

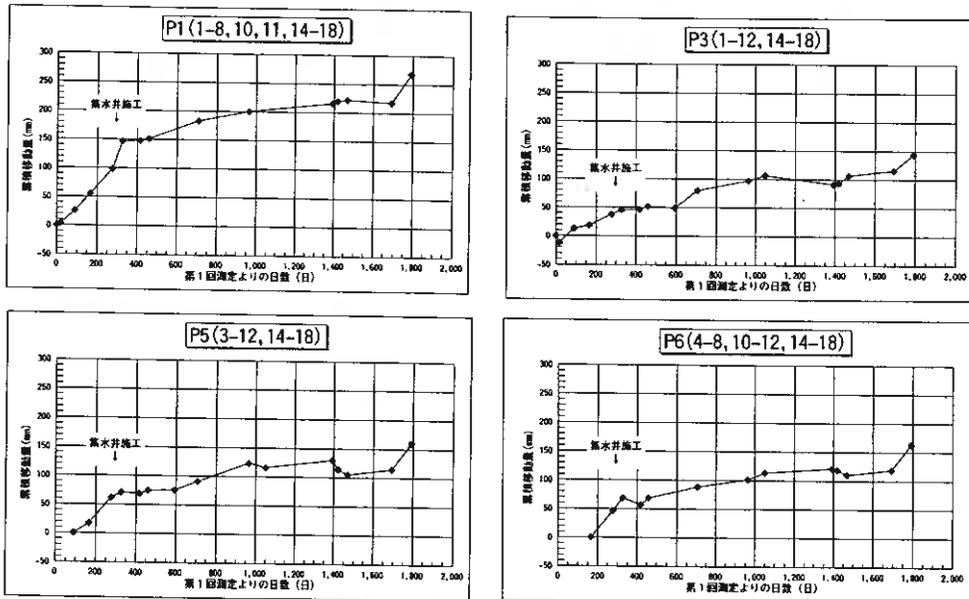
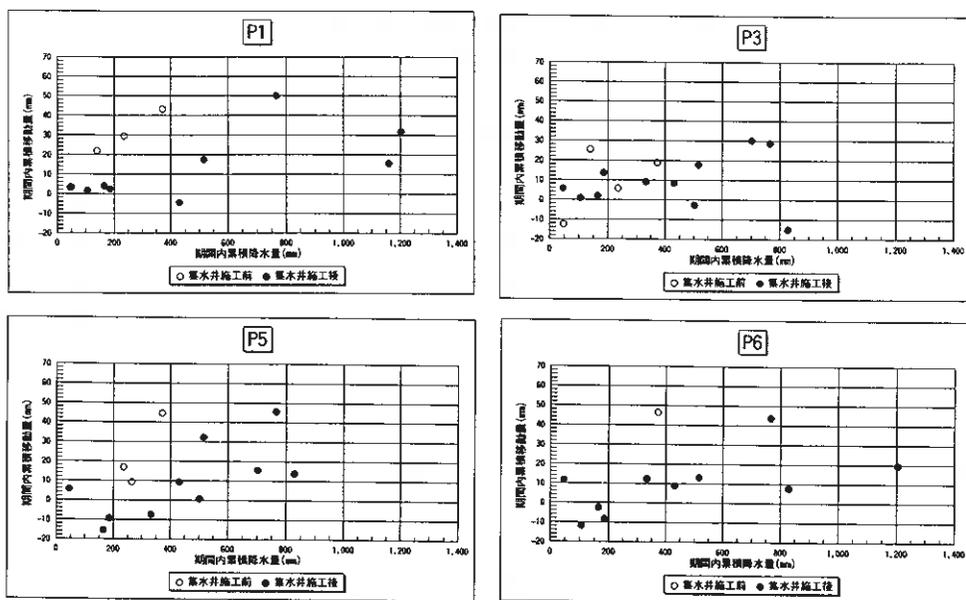


図-4 各測点の水平移動量の累積傾向



図一五 各測定期間毎の降水量と移動量の関係

## 6. おわりに

GPSを用いて地すべり挙動の継続観測を行った結果、広範囲にわたる斜面傾斜方向への移動が認められ、その移動量の累積傾向は伸縮計の観測とほぼ一致していることが確認された。また、地すべり対策工として施工された集水井による移動抑制効果も把握することができた。これらの結果からGPSが地すべりの挙動の観測に適用できる有効な手段であると考えられる。

今後は、多様な地すべり滑動の観測をGPSを用いて行い有用データを蓄積したい。また、観測に際しては通信体系等を利用することにより、経時変化の把握が可能で、かつ広範囲にわたる観測を簡易に行う方法を検討したい。

## 参考文献

- 1) 日本測地学会：新訂版GPS-人工衛星による精密測位システム-、(社)日本測量協会、1989
- 2) 土屋 淳・今給黎哲郎：GPS測量と基線解析の手引改訂版、(社)日本測量協会、1994
- 3) 建設省国土地理院：GPSを用いる公共測量作業マニュアル(案)、平成5年3月
- 4) 鈴木哲也・高橋孝夫・岡崎健治：GPSによる地すべり地の地表変動量の観測例、第30回土質工学研究発表会、平成7年度発表講演集、3分冊の1、pp141~142、1995
- 5) 鈴木哲也・疋田貞良・鳴海 令：GPSによる地すべり変動測定、開発土木研究所月報、No.512、技術資料、P43~46、1996. 1.

表面波探査法の浅層地盤調査への適用  
 -フィールド実験の評価-

株式会社ジオテック	正会員	○堀田 淳
同 上	正会員	北 健治
同 上	正会員	佐々木元茂
北海道開発コンサルタント株式会社		阪田 義隆
同 上		堀内 康光
同 上		岡田 廣

1. はじめに

弾性波による地下構造の推定手法としては、実体波であるP波およびS波を利用した屈折法および反射法が最も一般的であるが、近年表面波を利用するいわゆる表面波探査法が研究、開発されている<sup>1)2)</sup>。表面波探査法は表面波の1つであるレーリー波の分散性を利用した手法で、結果として得られる地盤の物性値が工学の分野で特に重要なS波速度であるという特徴を持っている。

これまで日本国内では起震器を用いた表面波探査装置が開発され<sup>3)</sup>、それを用いた調査結果も報告されているが、表面波探査法を1つの探査手法として確立するためにはさらに多くの事例研究が必要と考えられる。筆者らはいろいろなフィールドで実験的に表面波探査を実施し、調査地域の既存のボーリングデータ、P波およびS波の検層結果、屈折法探査結果などとの比較を通じて浅層地盤調査における表面波探査法の適用性の検討を行っており、これまでに得られた結果について以下に述べる。

2. データ取得およびデータ処理・解析

使用した機器は、屈折法や反射法のいわゆる地震探査に加え、表面波探査や他の弾性波探査にも適用できるよう開発された多機能型弾性波探査装置(SWS)で<sup>4)</sup>、データ取得、データ処理・解析のハードウェアおよびソフトウェアを1つのユニットとして構成した装置である。SWSは表面波探査法においては従来型の装置と比較して以下の特徴をもっている。

- ・衝撃起振によるデータを対象とするので、振源として特殊な装置を必要としない。
- ・AD変換にIFP方式を採用しているので、ダイナミックレンジが120dBと広い。
- ・マルチチャンネル(最大48チャンネル)でデータを取得するので、記録波形上で表面波を容易に識別できる。
- ・マルチチャンネルのデータを用いるので推定される位相速度の信頼性が高い。
- ・データ処理・解析の機能を備えており、会話形式で容易に実行できるので、現場で即座に結果を知ることができる。
- ・最終的に地下構造(S波速度構造)を推定する手法として、フォワード法およびインバージョン法両方の機能を有している。

測定は図1に示すように測線上に上下動地震計を等間隔に設置し、測線の延長上で起振してその際の地震計からの信号をSWSで同時収録する。収録されたデータは下記の手順により会話形式でインタラクティブに処理・解析が行われる。

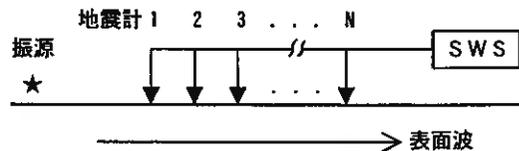


図1 測定の模式図

Application of Surface Wave Method to the Determination of Subsurface Structure - Appraisal of Field Tests -, Jun Horita, Kenji Kita, Motoshige Sasaki (GeoTech Co.,Ltd.), Yoshitaka Sakata, Yasumitsu Horiuchi and Hiroshi Okada (Hokkaido Engineering Consultants Co.,Ltd.)

- ・収録したマルチチャンネルの波形を表示して、表面波部分を抽出する。
- ・2次元フーリエ変換によりF-K（周波数-波数）スペクトルを算出する。
- ・ $C = 2\pi F / K$ （C：位相速度，F：周波数，K：波数）の関係を用いて、F-Kスペクトルから各周波数の位相速度を算出する。
- ・フォワード法、インバージョン法により算出された位相速度に合致する理論分散曲線を求め、それに対応するS波速度構造を最終結果とする。

### 3. 探査結果例

図3は探査を実施した盛土の断面を示しており、図中のT1からT6の位置に断面と垂直の方向にそれぞれ測線を設定した。測定は地震計間隔を2m、チャンネル数を12（測線長は22m）、オフセット（図1で振源と地震計1との距離）を10mとし、地表をハンマリングした。

上記の手順でT1からT6の各点でのS波速度構造を求めた。図2にT1において表面波探査から推定されたS波速度構造（実線）とS波速度検層結果（点線）およびボーリングから得られた土質区分を対比させた。この結果は良い対応を示している。

図3は各点において同等の値を示すS波速度区間を地質的に同じ層とみなして作成した、盛土を横断する断面でのS波速度構造で、既存のボーリング資料から想定された土質横断図との相関は非常に良い。

### 4. おわりに

ボーリング、速度検層により地下構造が既知である箇所では表面波探査を実施し、表面波探査で得られたS波速度構造がS波速度検層結果、ボーリング資料による土質区分と良い相関を示すことが確認された。同時に、SWSが実用性の高い表面波探査システムであることも確認された。SWSは迅速に測定を行える簡便なシステムなので、今後もいろいろな地盤条件での調査結果を蓄積するとともに、地盤条件に応じた地震計間隔、オフセットなどの測定条件の決め方を検討するつもりである。

また探査深度を向上するための測定方法、特に振源の起振方法に関して工夫が必要と考えられる。

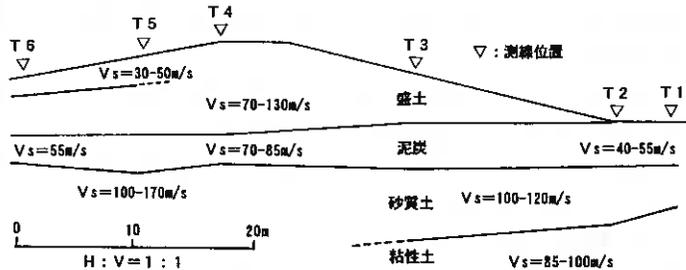


図3 表面波探査から得られた盛土、基礎のS波速度構造

### 参考文献

- 1) 毎熊輝記, 松岡達郎, 佐藤長範 (1988) 衝撃加振による表面波を利用した浅層地盤調査, 物理探査学会第79回学術講演会論文集, 55-59.
- 2) 物理探査学会 (1989) 図解物理探査, 31-33.
- 3) 高屋正, 小島正和, 今里武彦, 毎熊輝記 (1989) 起震器による波動の伝播速度とS波速度, 物理探査学会第80回学術講演会論文集, 93-96.
- 4) 劉雲禎, 王振東, 田中保士, 張忠良 (1996) マルチチャンネル表面波データ取得・処理システム (SWS-1) の開発と実験例, 探査学会第94回学術講演会論文集, 207-210.

# 岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究

北海道開発局 正会員○日下部祐基 佐藤昌志 中井健司  
北海道土質試験協同組合 佐田頼光 榎本義一 小林諭

## 1. まえがき

平成8年の豊浜トンネル崩落事故、および平成9年の第2白糸トンネル崩落災害を契機に、現在開発局では事故防止に関する対策工事や斜面監視に関する調査研究を、従前に増してより積極的に推進している。斜面監視に関する調査研究はこれまでも実施されているが、確立された手法がなく、現状の技術水準では岩盤崩落の前兆となる斜面や構造物の変状を把握することは非常に困難であるといわれている。

本研究では、岩盤崩落の変状を的確に捉えるために、既往の各種センサや測定装置の適用性について検証するとともに、それらを改良して実用化することを目的とした各種試験調査を実施している<sup>1)</sup>。ここでは、研究で対象とした各種センサ測定装置の内、物体が破壊しようとする時に発生するといわれている微電圧を測定して、斜面監視に利用する技術開発を報告する。

## 2. 試験概要

### 2.1 微電圧測定

現状、微電圧測定に関する研究では、地震予知に関連した報告<sup>2)</sup>があるが、岩盤破壊に関する研究は皆無である。筆者らは、これまでに100例以上の一軸圧縮試験時の微電圧計測を実施して、微電圧の変化点が供試体破壊前に現れることを確認した<sup>3)</sup>。そこで、この変化点を岩盤崩落の前兆現象として捕らえ、崩落監視する事を考案したものである。今後、この現象を実際の現場でどのようにして捕らえるかが、大きな問題となる。

微電圧計測自体は、これまでに電気探査や電気検層にある自然電位法で用いられている。ただし、地質調査の分野では、探査や検層の主目的は、広範囲の地層構成や地下水の概略を把握することにあるため、ここでの計測目的とは異なる。また、現在用いられている計測手法は、電流を地盤に流して抵抗を計測する比抵抗法が主流になっている。土木の分野では、比抵抗法を用いて地すべり計測や地盤改良効果の確認等に利用された事例<sup>4)</sup>がある。

自然電位法で測定される電圧（参考文献では、電位差あるいは電位と記されているが、ここでは用語を統一して電圧と呼ぶ。）の発生要因としては、下記のものが見られている<sup>5)</sup>。

- 1) 金属鉱床などにおいて金属のイオン化傾向による金属の溶出に起因する電圧
- 2) 酸化および還元に起因する電圧
- 3) イオン濃度差に起因する電圧
- 4) 河川・熱水移動等において見られるイオンを含んだ物質が流動することに起因する電圧
- 5) 自然界の起こる電氣的現象（雷、電離層による異常等）により誘導される電圧
- 6) 地殻・地盤内部の応力差に起因する電圧
- 7) 地球内部の流体の移動に起因する電圧

また、自然に発生する電圧以外に、電力施設・鉄道等から大地に漏れている迷走電流や、電極を設置するときに発生する電極端子の分極現象等があり、これらは自然電圧を測定するときの障害電圧となる。

これらの自然電圧のうち、ここで注目しているものは6)の電圧であり、他の自然電圧をできる限りキャンセルすることが必要になる。

---

A Study of Piezo-Electrical Signal on the Previous Rock Failure

Yuki Kusakabe, Masashi Sato, Kenji Nakai, Yorimitsu Sada, Yoshikazu Enomoto, Satoshi Kobayashi

さらに、この応力差に起因する電圧の発生原因の1つとして、岩石に含まれる鉱物の圧電効果<sup>6)</sup>によるものであることが推測される。圧電効果とは、中心対称性をもたない結晶族（ここでは鉱物）では、機械的応力を加えることにより電気分極（電圧）が生じる現象である。結晶はその対称性によって 32 の結晶族に分類され、そのうちの 20 の結晶族で圧電効果が発生することが知られている。また、この効果は一次の効果であり、圧力と張力では分極の向きが逆になる。

これらのことから、岩盤崩落前の微電圧発生形態は、岩石に応力が作用した時に発生する微電圧が、岩石の弾性ひずみ内では圧電効果等によりひずみと比例の関係を示し、弾性ひずみを越えると岩石内に何らかの変化（微小亀裂の発生による絶縁など）が生じて比例関係になくることが推測される。微電圧計測による斜面監視では、この変化点を計測して、破壊の前兆として利用しようとするものである。

## 2. 2 試験方法

試験は、図-1に示した試験装置を用いて、40×40×40~50×50×100の大型供試体を載荷圧縮し、発生する微電圧の測定を行った。載荷方法は、油圧サーボ方式300tfジャッキを用いて、0.04mm/secの変位制御とした。試験ケースは、表-1に示すように供試体形状や材質を変えて5ケース実施した。微電圧を測定するための電極には、鋼線と導電性接着剤を用いて点付け（以下、点貼付電極）あるいは線付け（以下、線貼付電極）する方法、および径9mm丸鋼鉄筋を埋め込む方法（以下、埋込電極）を用いた。各試験ケースの供試体には、これら3種類の電極を適宜配置した。図-2に1例として、ケース4供試体の電極配置図を示す。

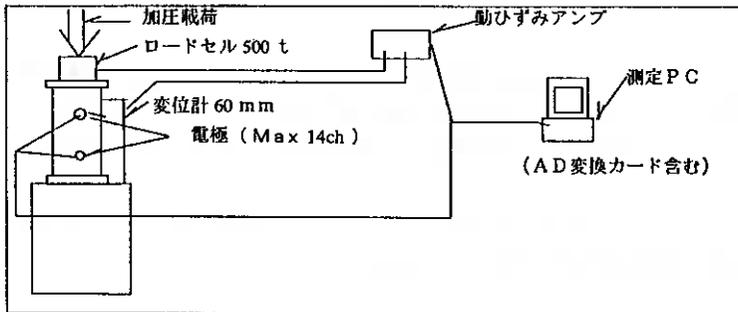


図-1 試験装置概略図

表-1 各試験ケース条件

Case No	供試体寸法 (cm)	供試体材質	電極数	備考
1	40 × 40 × 40	岩体(水冷破碎岩)	10	
2	50 × 100 × 50	同上	8	横置き端部載荷
3	φ 50 × 100	モルタル	13	
4	50 × 50 × 100	岩体(水冷破碎岩)	12	
5	50 × 50 × 100	モルタル	13	

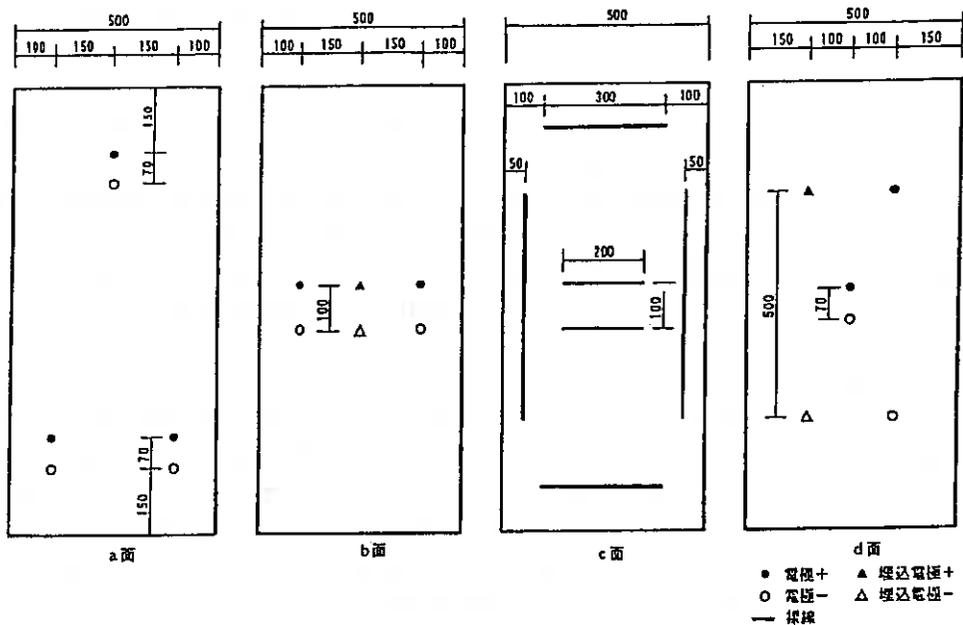


図-2 電極配置例 (ケース4 供試体)

### 3. 試験結果

試験結果の1例として、ケース3の線貼付電極および点貼付電極の微電圧測定値の経時変化を図-3, 4に示す。線貼付電極は、供試体破壊前に微電圧が急激に低下した例であり、点貼付電極は供試体破壊時まで微電圧が比例的に上昇した例である。この結果から、微電圧の発生形態は、電極の貼付方法に影響されることが推測される。

なお、今回の測定生データには、周辺機器などによるノイズが現れたため、フーリエ変換により含まれる周波数帯の内10%以下の高周波数データをカットした。

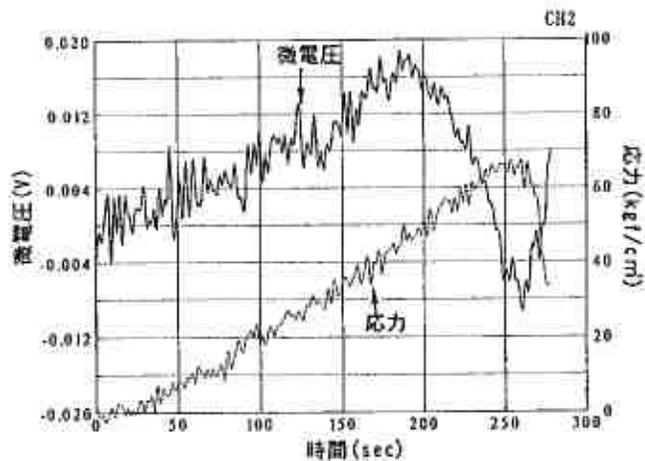


図-3 線貼付電極測定結果例

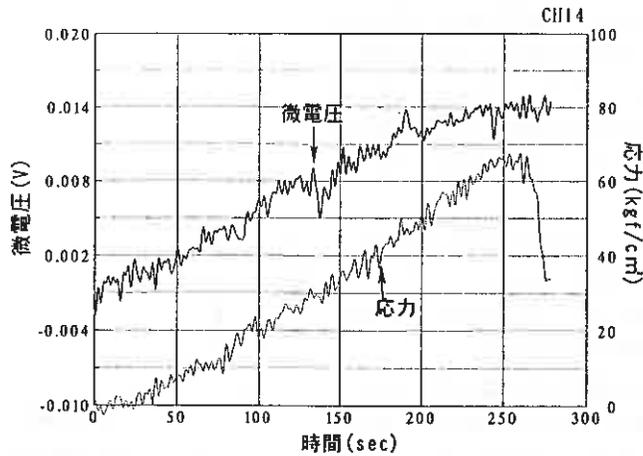


図-4 点貼付電極測定例

#### 4. 考察

##### 4. 1 電極貼付方法と微電圧変化点の判別に関する可能性

今回実施した試験は、室内試験の一軸圧縮試験供試体で測定された微電圧が、大型供試体でも測定されるか否か、測定されたとしてもその変化点を判別できるか否かの調査を大目的とした。その結果は、前述したように、全ての電極ではないが微電圧が測定され、変化点も認められた。ここでは、微電圧変化点の判別が可能と判断された電極が、どのような貼付方法を用いた電極に多いかを考察する。

図-5は、貼付方法別の変化点が判別可能な電極数の割合を示したものである。各貼付電極総数が、点貼付27電極、線貼付18電極、埋込11電極と異なるため、一概にはいえないが、この結果では線貼付電極および埋込電極が有効であることが推察される。

次に判別可能となった電極を微電圧測定方向別に分類した。図-6は、電極を載荷方向として上下に貼付したもの（以下、鉛直電極）と載荷方向に直角として左右に貼付したもの（以下、水平電極）に分類して、電極数の割合を示したものである。今回の試験では、埋込電極に水平電極を配置しなかったため、水平電極の判別可能な電極数割合がゼロになっているが、他の貼付方法では、水平電極の判別可能な電極数割合が鉛直電極に比べて大きくなっている。微電圧が発生する原因の1つとして想定している圧電効果には、電気分極に方向性があるといわれていることを考慮すると、この結果は載荷方向に対して直角に電気分極が多く生じていることが推察される。

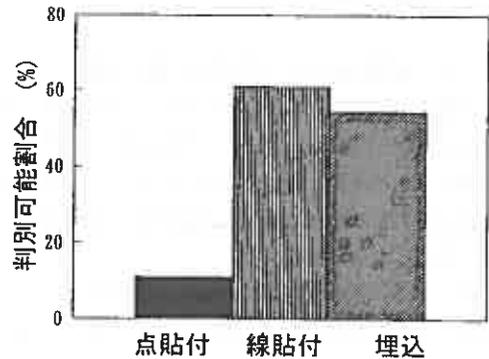


図-5 貼付方法別判別可能電極

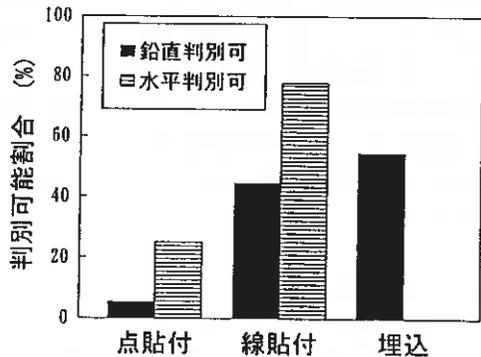


図-6 測定方向別判別可能電極

##### 4. 2 微電圧変化量

岩盤が応力を受けて発生する微電圧値は、応力の大きさと前述した電気分極の方向性から、供試体強度や測定方向等と関係することが考えられる。そこで、載荷開始から微電圧変化点までの微電圧変化量の絶対値と、供試体強度、材質、測定方向や間隔等の測定条件との関係を調査した。

図-7は、供試体強度と微電圧変化量との関係を示したものである。供試体強度  $70\text{kgf/cm}^2$  に1点  $50\text{mv}$  の大きな微電圧変化量を示すものがあるが、それ以外の測定値では両値に相関が認められない。

図-8は、測定方向と微電圧変化量との関係を示したものである。この関係においても前記1点を除くと鉛直電極と水平電極に大きな差が認められない。その他にも電極間距離や電極間に発生した亀裂数等と微電圧変化量との関係についても調査したが、有意な関係は認められなかった。

以上のことから、今回の試験結果では微電圧の定量的な考察ができなかった。今後、室内試験で岩種やモルタル供試体の強度を変化させた微電圧測定試験を実施し、検討する予定である。

#### 4. 3 微電圧変化点と供試体破壊点の関係

微電圧測定を岩盤斜面監視に用いる場合には、破壊の前兆として捕らえる変化点が時間的にどの程度手前に現れるかが問題となる。また、応力についても破壊応力に達するどの程度手前にあるかは、斜面監視としての重要な事項である。

図-9は、変化点および破壊点の時間比と応力比の関係を示したものである。時間比と応力比とも広範囲に分布しているが、いずれも  $0.6$  以上にある程度集中していることが分かる。

全体的な関係では、両比は  $1:1$  とならずに、時間比が応力比に比べて大きくなる傾向がみらる。この原因には、今回の載荷方法に変位制御を用いたために荷重時間曲線が凹形状になったことが起因している。実際の斜面崩壊は、クリープ的な現象として生じることが想定されることから、載荷方法について今後検討する必要がある。

#### 5. まとめと今後の課題

以上をまとめると次の通りである。

1) 室内一軸圧縮試験供試体で測定された微電圧は、大型供試体でも全部の電極ではないが測定され、破壊前に生じる微電圧変化点も認められた。

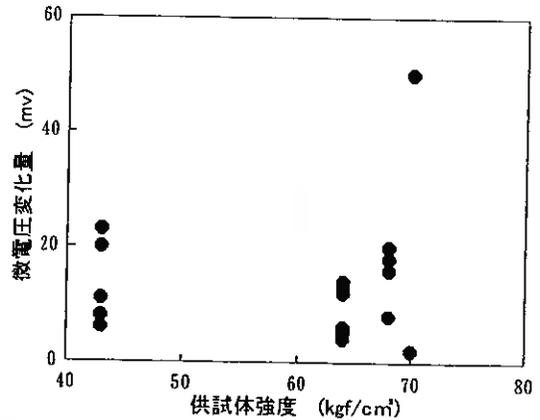


図-7 供試体強度と微電圧変化量

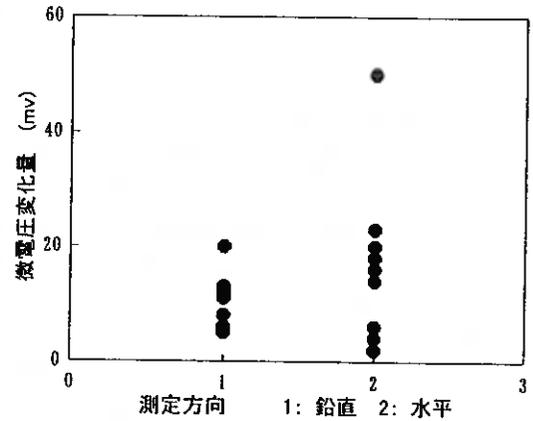


図-8 測定方向と微電圧変化量

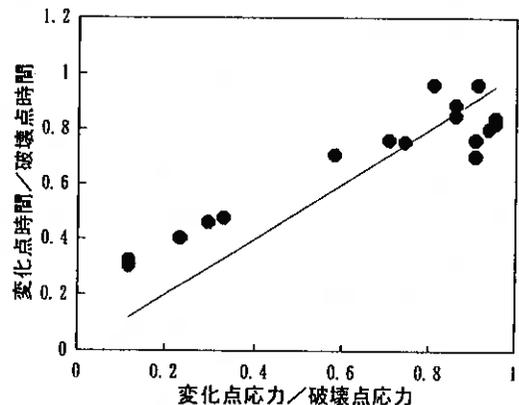


図-9 時間比と応力比

2) 微電圧変化点が判別可能となる電極は、貼付方法としては線貼付電極と埋込電極が、測定方向としては水平電極が有効となることが推察された。

3) 今回の実験結果では、微電圧変化量と供試体強度、材質、測定方向や間隔等の測定条件との相関が認められなかった。

4) 微電圧変化点と供試体変化点の関係では、時間比と応力比とも 0.6 以上にある程度集中していることが分かった。また、載荷方法については、実際の斜面変状現象を考慮した方法を検討する必要がある。

#### 6. あとがき

微電圧測定を岩盤斜面監視に利用する実験は、今年度（平成10年度）よりはじめたものである。今回の報告ではその基礎的実験を紹介した。今後、さらに実際の現場条件を考慮した実験を実施して、実用化を目指したいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 佐藤昌志, 中井健司, 日下部祐基: 斜面変状監視センサと斜面モニタリングに関する試験調査, 開発土木研究所月報, No.546, pp22 ~ 29, 1998.11
- 2) V.Hadjiconis and C.Mavromatou : Transient electric signals prior to rock failure under uniaxial compression., GEOPHYSICAL RESEARCH LETTERS, Vol.21, No.16, pp 1687-1690, AUGUST 1, 1994
- 3) 榎本義一, 小林諭, 日下部祐基: 一軸圧縮試験と圧電気, 北海道土質試験協同組合レポート, No.166, 1998.9
- 4) 地盤工学会編: 土質基礎ライブラリー 21 土と基礎の物理探査, 地盤工学会, pp6 ~ 11, 1981.6
- 5) 地盤工学会編: 岩の調査と試験, 地盤工学会, pp148 ~ 171, 1990.11
- 6) 熊谷三郎 編: 電子工学ハンドブック, 朝倉書店, pp167 ~ 168, 527 ~ 529, 1966.3

## 地震時における下水道管渠施設の被害

三地震における地盤液状化と浮上について

基礎地盤コンサルタンツ(株) 正会員 斉藤和夫

### 1. はじめに

北海道は 1994 年～1995 年に発生した先の 3 つの被害地震により、多くの人的、物的被害が生じた。下水道関連施設も同様であり、震源に近い道東、道南都市部に特に大きな被害が生じた。下水道関連施設の被害は地中構造物が多いことから、地盤条件のよくない地域において埋戻し土や周辺地盤の液状化に伴って地中構造物に特有の浮上による被害が多く発生した。これらの被害が大きく発生した釧路市、標津町、長万部町では、被害箇所と復旧工事における開削時の情報が詳細に記録されていた。被害多発地帯の地盤条件は、後背湿地では原地盤が泥炭地、氾濫原では緩い砂を主体とした氾濫原堆積物、台地部は造成した盛土地盤とそれぞれ異なるものとなっていた。ここでは低地部(後背湿地部と氾濫原)の被害に限定し、釧路市<sup>1)</sup>、標津町の管渠被害<sup>2)</sup>、長万部町のマンホール被害<sup>3)</sup>について被害箇所と無被害箇所の諸情報を統計的に比較しながら、被害箇所の浮上量観測情報を含めて、被害の原因について検証をした。

### 2. 被害地の地形・地質

図-1 には釧路市の模式平面図を示した。釧路市の地形は旧釧路川を挟んで東西に大きく 2 分される。東側は台地部が主体であり、2 段の段丘面からなるのに対し、西側は低地部からなり、釧路湿原と呼ばれる広大な湿地部が中心となる。また、河川沿線に氾濫原堆積物が分布するほか、海岸沿いには砂丘地形が発達する。低地部の地質のうち湿地部では表層に泥炭層(Ap 層)、氾濫原では沖積砂質土層(Asf 層)あるいはシルト層(Am 層)、砂丘部では砂層(Asd 層)が分布する。なお、湿地部の Ap 層には沈下対策のためのプレート工法や置換工法が実施されている。また、Ap 層の下位には Asf 層や Am 層が堆積している。いずれの地区も最上部が盛土層(F 層)覆われている。図-2 には低地部のうち湿地部 2 箇所と氾濫原の典型的な土層構成を示した。

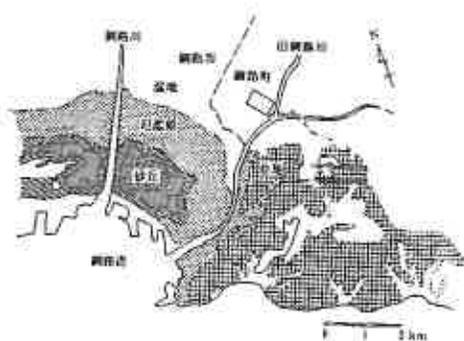


図-1 模式平面図(釧路市)

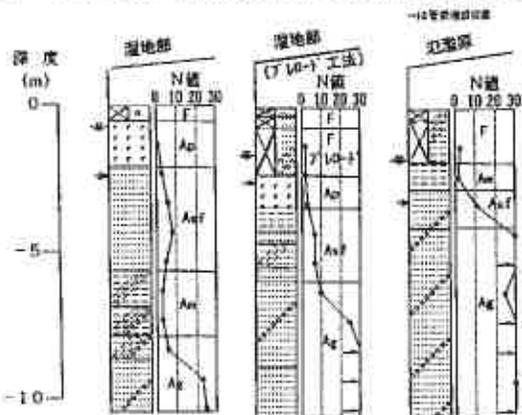


図-2 低地部の代表的な土層構成(釧路市)

図-3 には標津町の模式平面図を示した。標津町市街地は標津川がオホーツク海に注ぐ河口付近に位置し、標高は約 3～4m を示す。地形は標津川の後背地に位置した平坦な低地帯となっており、大別すると標津川の後背地から

Damage to sewer pipes and manholes on earthquake

Liquefaction and uplift cause 3 earthquakes in Hokkaido

Saito Kazuo (Kisojiban Consultants Co.Ltd)

なる部分とオホーツク海に面した海浜地帯に区分される。前者では標津川沿線に形成された三ヶ月湖などの旧河床跡が多数確認され、湿地化している地点が見られる。現標津町の大半がこの後背地上に位置する。一方、後者は野付崎につながる海岸砂州からなる海浜地帯である。後背地の地質は  $N \leq 10$  の緩い砂質土 ( $A_s$  層) と軟質な粘性土 ( $A_c$  層) からなる氾濫原堆積物が分布するが、表層に湿地性堆積物である泥炭層 ( $A_p$  層) が堆積していることが特徴的である。図-3 の模式平面図には  $A_p$  層の分布図を示した。また、海浜地帯は比較的締まった礫質土からなる海浜堆積物 ( $N_g$  層) が分布する。図-4 には東西方向 (A-A') の模式断面図を示した。下水管の被害の大半は後背地に発生し、海浜地帯にはほとんど被害がみられなかった。図-5 には後背地と海浜地帯の典型的な土層構成を示した。



図-3 模式平面図(標津町)



図-4 模式断面図(標津町)

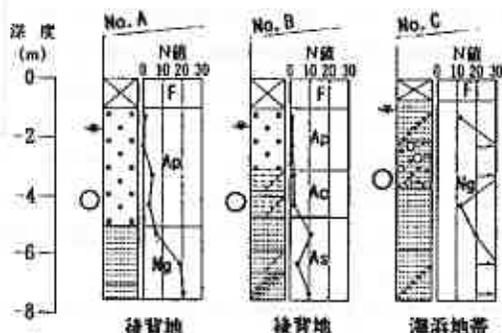


図-5 土層構成(標津町 Oは管渠埋設位置)

図-6 には長万部町の模式平面図を示した。長万部町周辺の地形は段丘地帯と低平地に区分される。段丘地帯の標高は  $10 \sim 50$  m で山地寄りの起伏に富んだ丘陵性の地形を示す。一方、低平地には国道5号線を挟んで現在の長万部町市街地が發展しており、標高は数mの平坦地からなる。この地帯は国道西側(山側)の緩い起伏を示す砂丘地帯と東側(海側)の標高  $2 \sim 5$  m の平坦地に区分される。被害が多かったのは後者の平坦地であり明治末頃まで、じゅんさい沼、小沼など旧沼地や、長万部川の流路変更に伴う旧河道が分布していた。

平坦地の地質は、氾濫原堆積物を主体とした砂質土からなる。被害箇所周辺の土層状況を図-7 に示した。表層地盤は全体的に砂層が卓越しており、その締まり具合によって2層に区分される。上部には厚さ  $1 \sim 4$  m 程度のゆるい砂層 ( $A_s 1$ ) が分布し、その下には  $N$  値  $20$  以上のやや締まった砂層 ( $A_s 2$ ) が分布する。

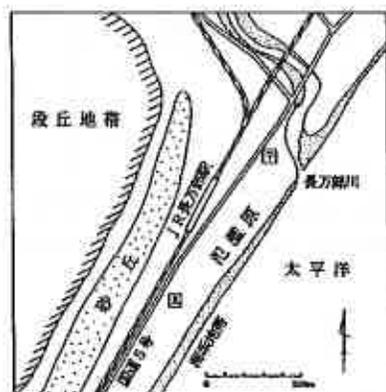


図-6 模式平面図(長万部町)

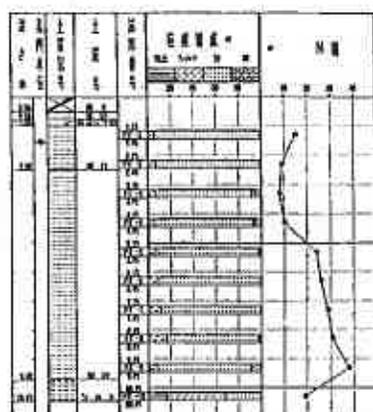


図-7 土層構成(長万部町)

### 3. 被害の概要

#### (1) 釧路市の被害

表-1には釧路沖地震と東方沖地震の釧路市・標津町の被害概要について示した。2回の地震による管路の被災延長は釧路沖と東方沖でそれぞれ11,415m、8,423mであり、2回の被害延長は19.8kmとなる。これは釧路市の平成4年度末の管路延長947.5kmに対して

約2%にあたる。管種はヒューム管と塩ビ管の2種類であり主として開削工法で施工されたものである。被害状況は管の浮上によるたわみ、亀裂、等の管路被害とひらき、ズレ、破損等の目地被害である。被害状況の確認方法は、釧路沖地震では、管路上の路面変状やマンホールの破損、流下能力の異常が認められた地点について詳細調査が行われたのに対して、

東方沖地震ではすべてのマンホールに対して流下能力の調査が行われている点で異なり、東方沖被災延長には釧路沖地震で既に被災した箇所が含まれていた可能性もある。なお、2回の地震で再被災した路線は2路線であり、延長は約100m程度であった。

#### (2) 標津町の被害

被害の大きかった東方沖地震による被害延長は10.537kmであり、これは地震当時の全敷設延長18.695kmの56%にあたる。管種は推進工法で施工された延長417.8mを除いて塩ビ管(円形および卵形管)であり開削工法で施工された。地震後にすべてのマンホールに対して目視による流下能力の調査が行われ、異常のあった管路についてはテレビカメラによって詳細に管の破損状況が調査された。さらに復旧のため開削工事の際に管の浮上量が測定され、継ぎ手の破損状況等が詳細に把握された。管径別の被害率を比較すると200~250mmの小口径の下水管に被害が多く、特に200mmの管では敷設延長の80%以上に被害が生じた。管の被害形態はほとんどが浮上による管のたわみ、継ぎ手の破損であり、浮上り量は管路部で最大1.5m、マンホールは最大0.4mであった。また、推進工法により敷設された区間の一部(延長103.9m)においても被害が生じた。

#### (3) 長万部町の被害

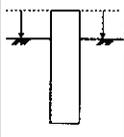
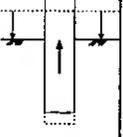
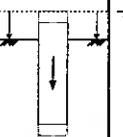
長万部町においても南西沖地震で管路には浮上によるたわみ、亀裂、等の管路被害とひらき、ズレ、破損等の目地被害が発生した。特徴的であったのは、マンホールの浮上であり、道路との段差のあったマンホールを中心に水準測量を行い、道路およびマンホールの鉛直残留変位量を測定した。段差量の最大は60.0cmであり、このうち、道路の沈下が17cmで、マンホール自体の浮上量は43cmであった。路面に段差が生じ、交通の傷害になったマンホールは、測定を行った47カ所中38カ所であり、残りの9カ所は無被害であった。段差発生のパターンを4つに分類して表-2にまとめた。

表-1 被害延長と被害率

		釧路沖	東方沖	総延長
釧路市	延長(Km)	11.4	8.4	19.8
	被害率(%)	1.2	0.9	2.1
標津町	延長(Km)	1.2	10.5	11.7
	被害率(%)	6.4	56.1	62.6

被害率=延長/敷設延長

表-2 マンホールの段差パターン

段差パターン	A	B	C	無被害
				
マンホール浮上		○		
マンホール沈下			○	
地盤沈下	○	○	○	
箇所数	16	16	6	9

#### 4. 被害検討

##### (1) 釧路市

釧路市西部の砂丘地帯については、被害路線に限られた区間であること、地質調査資料のあった箇所が少なかったことなどから検討の対象からはずした。調査は釧路沖地震後に実施した18点のボーリング調査(内10点は埋戻し土が対象)と既存調査資料に基づいて被害区間と無被害区間の縦断方向の地質断面図を作成した。さらに、これらの地盤情報より推定したそれぞれの地下水位、各土層の層厚等の頻度分布図を比較して被害原因の検討を行った。整理をした項目を図に示したものが図-8である。対象とした地点は釧路沖地震が被害、無被害地でそれぞれ56地点、35地点、北海道東方沖地震で50地点、14地点である。

##### 1) 埋戻し土の液状化層厚

被害地点の埋戻し土を対象にした地質調査によると、埋戻し土は火山灰、砂質土からなり、N値はいずれも5以下と極めて緩く堆積している結果が得られた。図-9(a)(b)には地下水位以下の埋戻し土がすべて液状化したと仮定し地下水位から管路中心までの距離をH4として、H4の頻度分布図を示した。被害地点の方が埋戻し土の液状化層厚H4が若干大きい傾向にあり、H4の平均値を比較するとそれぞれ、1.22m、0.84m

であり、被害地の方が無被害地を0.38m上回る。

##### 2) 原地盤の地盤種別

図-10(a)(b)は被害・無被害地点の管渠埋設深度における原地盤部の土層を前述のF層、Ap層、Asf層、Am層に分類し、頻度分布図に示したものである。これによれば、盛土層に埋設された管渠は被害が相対的に少なかったことがわかる。この理由として盛土層内に埋設された管渠は深度が浅いものが比較的多く、結果的にH4の液状化層厚が小さかったことが考えられる。

また、被害地と無被害地を比較すると被害地ではAsf層の頻度が多く、無被害地は少ない。これは管渠の被害が埋戻し土の液状化以外に原地盤の状態にも関連があることを示すものと考えられる。

##### 3) 原地盤部の液状化層厚

地下水位下のN値が10以下の沖積砂質土(Asf)が液状化したと想定し、液状化層の層厚をH2、管渠の中心深度から液状化層上面までの距離をH3として整理した。液状化層の上面が管渠中心より浅い位置にあるときにはH3を負の値として表示した。H2およびH3の頻度分布図を図-11、図-12に示した。被害地点、無被害地点の間に明確な相違は必ずしも見られない。表-3にはH2、H3の平均値を示した。これによれば被害地点のH2は大きく、H3は小さい結果となる。これは管渠の下にある液状化層厚は厚いほど、また、管渠

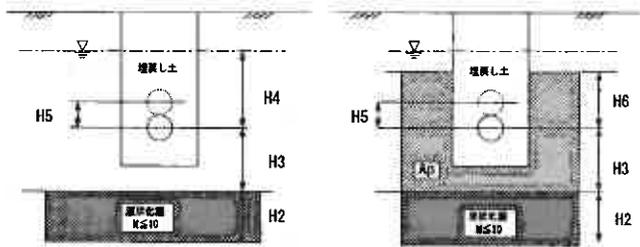


図-8 整理をしたパラメーター

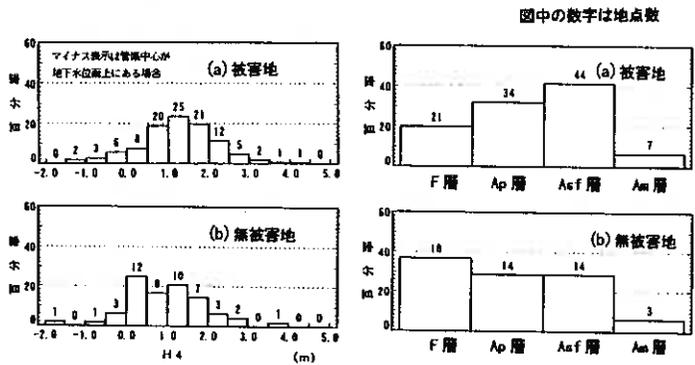


図-9 地下水位から管渠中心深度までの埋戻し土層厚 H4 頻度分布図

図中の数字は地点数

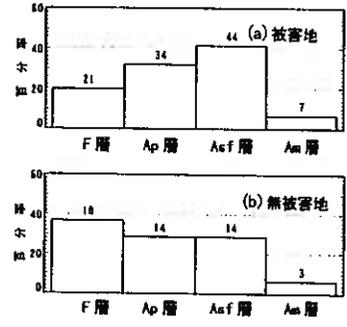


図-10 管渠埋設中心深度における原地盤の土層構成頻度分布図

表-3 管渠位置と液状化層(H2, H3)

	H2の平均値	H3の平均値
被害地点	3.55m	0.52m
無被害地点	3.35m	1.09m

は液状化層厚に近いほど被害を受けやすいことがわかる。

管渠埋設深度における原地盤部の土層がF層とAsf層である場合について、その埋設深度に対応するN値の頻度分布図を図-13(a)(b)に示した。被害地点のN値は2~4の範囲のものが全体の半数を占めており、それ以下のものを含めると65%になる。一方、無被害地ではN値が4以下の頻度は全体の20%程度にすぎない。それぞれの地区の平均値も3.4, 6.0と周辺地盤が緩い状態の方が被害が多い。

図-14(a)(b)はF層とAsf層の細粒分含有率Fcについての頻度分布図を示した。これによれば被害地は無被害地に対して全体的に細粒分の少ない結果が得られた。図-13の結果と合わせて考えると、管の周辺がF層、Asf層の場合、N値が低く、細粒分含有量がより少ない地点が被害を受けやすい結果となる。これは周辺地盤が液状化し易いと被害を受けやすいことを示していると考えられる。

#### 4) 原地盤部の不透水層厚

低地部のうち湿地部に堆積するAp層は透水性が低いため、地震時には不透水層と見なすことができる。周辺地盤が不透水層であることが埋戻し土が液状化した場合の管路の浮き上がり被害を大きくすることは、振動台実験<sup>4)</sup>や、北海道東方沖地震により標準町で生じた下水管路の被害事例<sup>5)</sup>により報告されている。被害・無被害地点について管渠中心深度より上方にある泥炭層のうち地下水位以下の飽和部分の層厚の頻度分布図を示したものが図-15(a)(b)である。これによれば被害地では1m程度のものが全体の半数であるのに対して、無被害地は0.4m未満が全体の2/3を占め、平均値もそれぞれ90cm, 31cmと被害地の方が大きかった。これは不透水層厚が厚くなるほど被害を受けやすいことを示していると考えられる。

#### (2) 標準町

今回の調査では管の浮上量が大きく、近隣に既存ボーリング資料がある被害区間とその周辺の無被害区間の管路縦断方向の地質断面図を作成した。これらに基づいてマンホール間での地下水位、各土層の層厚等を推定して

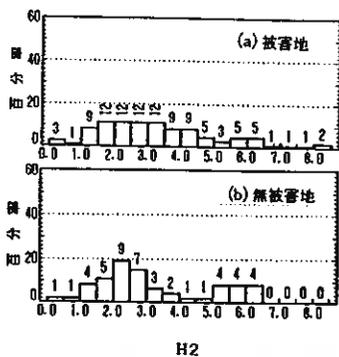


図-11 液状化層の層厚 H2 頻度分布図

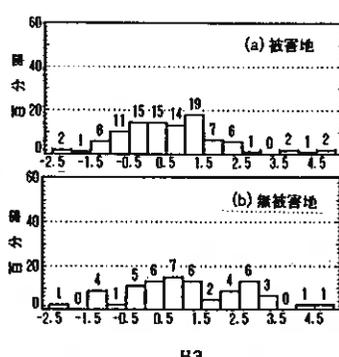


図-12 液状化層上端と管渠の鉛直距離 H3 頻度分布図

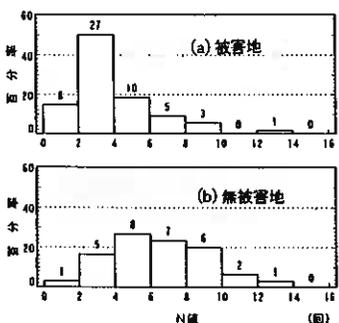


図-13 F, Asf層の埋設深度におけるN値頻度分布図

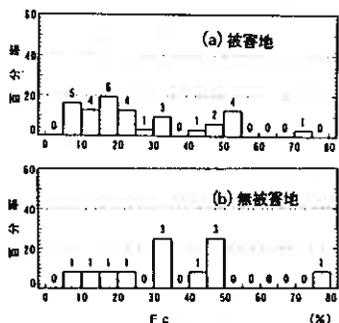


図-14 F, Asf層の細粒分含有率 Fc 頻度分布図

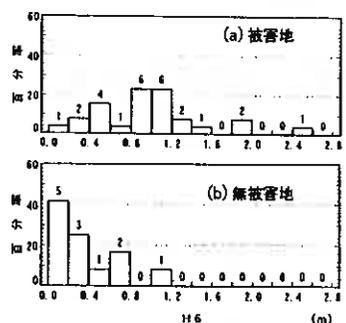


図-15 地下水位から管渠中心までの飽和泥炭層 H6 の頻度分布図

その頻度分布図を比較して被害原因の検討を行った。今回被害調査の対象とした区間は被害 100 箇所、無被害 49 箇所である。

### 1) 埋戻し土の液状化層厚

被災前に標津町の下水管路に用いられている埋戻し土は平均粒径  $D_{50}=1.2\text{mm}$ 、均等係数  $U_c=5$  の比較的粒径の粗い砂で、管の周辺は人力転圧、それ以浅のほとんどの範囲はタンパーによる転圧で埋戻された。この埋戻し土が液状化したことが、管の浮上を引起こしたと考えられる。そこで、図-16(a)(b)には飽和した埋戻し土の層厚として地下水位から管路中心までの距離の頻度分布図を示した。しかしながら、被害区間と無被害区間に有意な差がみられず、被害と無被害を分けた要因は埋戻し土の層厚以外の要因によることがわかる。

### 2) 原地盤の地盤種別

図-17(a)(b)は被害・無被害区間の管渠埋設深度における原地盤部の土層を前述の Ac 層、Ap 層、As 層、Tg 層に分類しその頻度分布図に示したものである。被害区間と無被害区間に明瞭に差異がみられ、被害区間は Ac, Ap, As 層が全体の約 80%を占めているのに対して無被害区間は Ng 層が全体の約 90%を占めていた。これは埋戻し土の液状化による下水管路の被害程度は、周辺の原地盤性状の影響も受けていることを示唆している。

### 3) 原地盤部の不透水層厚

図-18(a)(b)は地下水位から管渠埋設深度までの飽和原地盤の中から、不透水層と判断される Ap+Ac 層の層厚の頻度分布図を示したものである。ここで、不透水層が存在しない箇所は層厚0としてデータをカウントした。

被害区間の不透水層の平均層厚は 1.36m であった。これに対して、無被害区間のそれは 0.48m と薄かった。不透水層が厚くなることにより地震時に発生する過剰間隙水圧が消散しにくくなるため埋戻し土の液状化が起りやすかったこと、あるいは、原地盤で地震動が増幅しやすかったことなどが考えられる。

図-19は被害区間のうち浮上量の大きかった2路線(延長1,256m)についてマンホール間の最大浮上量と不透水層の厚さを縦断方向に並べたものである。不透水層の厚さに比例して浮上量が変化する明確な対応関係がみられる。図-20には不透水層層厚と浮上量の関係を標津町の他に釧路市の関係も併せて相関図として示した。これによれば不透水層厚が大きくなるほど管の最大浮上量も大きくなる傾向がみられる。

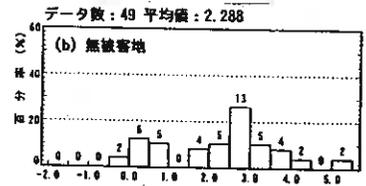
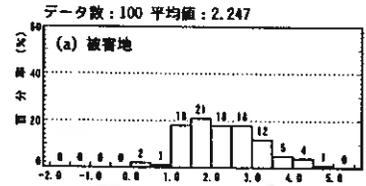


図-16 地下水位から管渠中心深度までの埋戻し土層厚 H4 頻度分布図

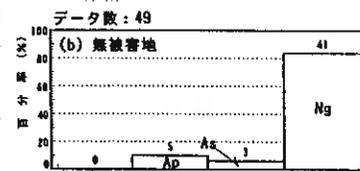
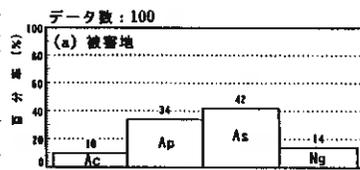


図-17 管渠埋設中心深度における原地盤の土層構成頻度分布図

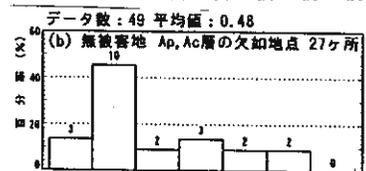
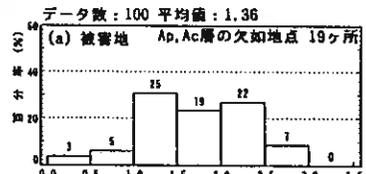


図-18 不透水層 (Ap+Ac) 層厚の頻度分布図

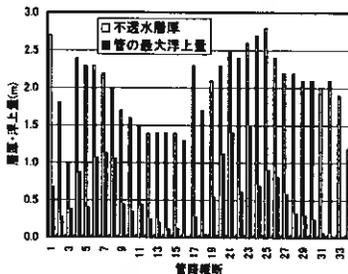


図-19 代表的被害路線の管路縦断

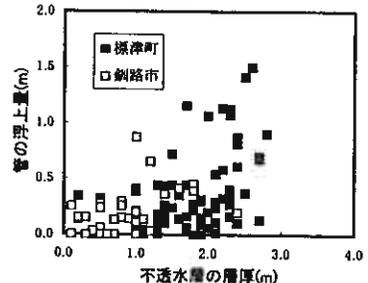


図-20 不透水層層厚と最大浮上量の相関

(3)長万部町

1)沈下測定結果

マンホール浮上量と設置深度の関係を図-21(a)に示した。マンホールの設置深度は2～3mに集中しておりそれより深い深度のマンホールはほとんど浮上が生じていない。長万部町の地盤は前述したとおり氾濫原堆積物からなる緩い砂の層厚は厚いところでも5m程度である。したがって、浮上の原因は周辺地盤の液状化により発生した過剰間隙水圧による揚圧力がマンホールを押し上げ、地震後の過剰間隙水圧の消散によって地盤沈下が生じることが言える。図-21(b)はマンホール浮上量と道路の沈下量の相関について示した。道路の沈下量とマンホールの浮上量とは必ずしも一致しているとは限らない。これは地盤が激しく液状化しても、マンホールの設置深度により浮上量が変化することを示している。

2)地盤の液状化特性

地盤の液状化特性を把握するために10地点の地盤調査を行った。地盤調査は被害発生箇所8点と無被害箇所2点である。液状化の判定には道路橋示方書により、地表最大化速度は180galとして検討した。図-22には段差パターンに対応した地盤調査結果と共に液状化解析をした結果を併記した。道路だけが沈下したパターンAはマンホール底面が締まったレキ混じり砂層に根入れされており周辺

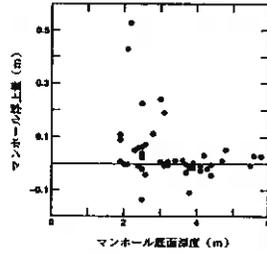


図-21(a)マンホール設置深度と浮上量の関係

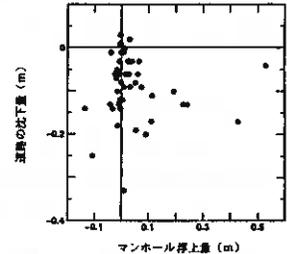


図-21(b)マンホール浮上量と道路沈下量との関係

地盤が液状化してもマンホールの浮上はなく、段差だけが発生したものと考えられる。パターンBはマンホール底面下に液状化層が確認されており、道路沈下に加えてマンホールの浮上が発生したものと考えられる。パターンCは地盤沈下と共にマンホールも沈下した箇所であり相対的にマンホールが浮き上がる形になり、段差が生じたものと考えられる。変状が生じなかった地点は液状化の可能性がない箇所であった。

3)地盤液状化とマンホール浮上量との関係

マンホールの浮上特性は地盤全体/マンホール底面の液状化程度(厚さ、FLの程度)に影響するものと考えられる。マンホールの浮上に対して液状化層厚と液状化指数PLの2つの対

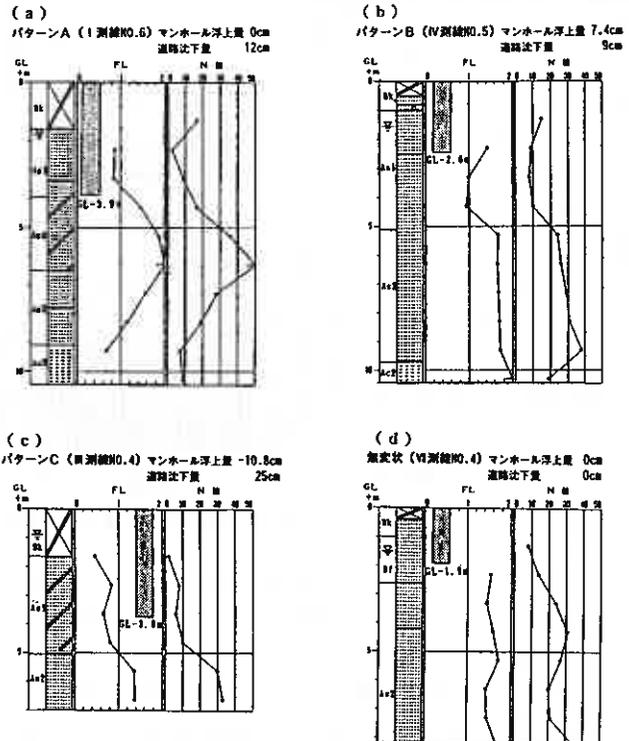


図-22 段差パターンと原地盤の液状化の可能性

応を検討した。図-23 (a) にはマンホール自体の浮上量と全液状化層厚、マンホール底面下の液状化層厚、埋戻し土の液状化層厚の相関図を示した。この中でマンホール底面下の液状化層厚の関係を見ると浮上量がなかったパターン (図注の○□) では浮上が全くない。しかし、浮上したパターン (●) では液状化層厚と浮上量との明確な対応は見られない。図-23(b)には原地盤 PL と浮上量との相関をとったが、浮上量は原地盤全体の PL 値とよい相関があることがわかる。マンホール浮上の原因が底面の過剰間隙水圧と対応があることから両者の相関がよいことが理解できる。図-23(c)原地盤 PL と道路沈下量との対応を示したが、1地点を除いて PL の増加に比例して道路沈下が大きくなる。これは過剰水圧消散による圧密沈下と考えられる。

### 5. まとめ

下水管渠関連施設の被害/無被害箇所の統計的な解析とさらに浮上量との関係を見ると、沖積低地 (後背湿地、氾濫原) における被害は埋戻し土の液状化が主因であり、原地盤の状態によって、被害の程度に影響が出ることが明らかになった。地形的な観点から見ると泥炭層を主体とする後背湿地においては不透水層の層厚が管渠の浮上量に影響があること、氾濫原では管渠、マンホールの基礎底面付近での緩い砂層が被害を起きやすくしていることが明らかになった。特に、均一な緩い砂層中に設置されたマンホールは地盤全体の液状化の程度が被害の程度に関係する可能性が明らかになった。

今回の下水道管渠施設の被害箇所・無被害箇所の情報として埋設深度・地盤構成・地下水情報を主にまとめたものであり、地震の局所的な増幅特性は検討していない。今後の課題といえる。

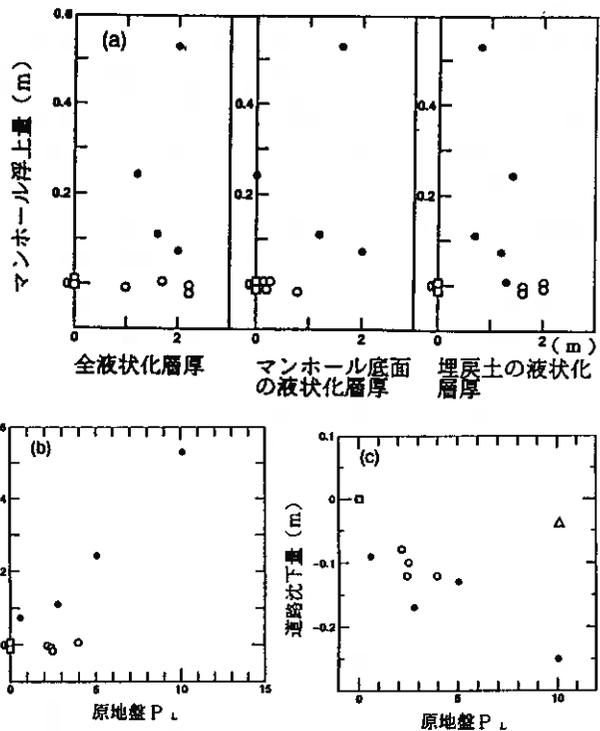


図-23 マンホール浮上量、地盤沈下量と液状化程度の関係

凡例	
○	パターンA
●	パターンB
△	パターンC
□	無液状

### 【参考文献】

- 1) 斉藤、古関、佐々木、松尾：釧路沖・東方沖地震による釧路市下水管路の被害特性、第 32 回地盤工学研究発表会、pp1041-1042、1997
- 2) 斉藤、佐々木、松尾、古関：1994 年北海道東方沖地震による標津町下水管路の被害特性、第 33 回地盤工学研究発表会、pp981-982、1998
- 3) 二宮、古関、塩路、阿保、斉藤、森本：北海道南西沖地震による下水道マンホールの残留変位量と液状化の関係、第 29 回土質工学研究発表会、pp997-1000、1994
- 4) 板東、安田、増田、永瀬、澤田：埋戻し土の液状化による地中構造物の浮き上がりに関する振動台実験、土木学会第 49 回年次学術講演会、第三部門、pp594-595、1994
- 5) 山下、斉藤、小西、長崎：北海道東方沖地震による液状化被害の特徴、土質工学会北海道支部技術報告集、第 35 号、pp260-265、1995

## 冬期土工への凍結防止剤の適用に関する基礎実験

北海道日本油脂(株) ○正会員 中地 章  
 北海道日本油脂(株) 角谷 文彦  
 北海道日本油脂(株) 黒山 豊  
 北見工業大学 正会員 鈴木 輝之  
 北見工業大学 正会員 澤田 正剛

### 1 はじめに

寒冷地域における冬期の土工作業は、地盤の凍結という特有の問題があるため、一般には行われないものとされているが、実際には作業工程の都合や埋設物の補修などの必要性から、土工作業を行わざるを得ないというのが現状である。現在やむなく冬期に土工作業を実施する場合、ブレーカーなどの強力な重機によって凍土を破砕しており、夏期施工に比較し工期が長くなったり、騒音、振動あるいは埋め戻しの問題等が指摘されている。このような問題点を解消し、さらには寒冷地域での通年施工を目指すためにも、合理的な冬期土工法を確立することは極めて重要であると考えられる。この様な状況の中で冬期土工について積極的にに行おうとする研究も幾つか行われている。北海道開発局では冬期土工の可能性と問題点を明らかにするための多くの実験を行い、冬期土工の適用指針ともなる報告書を示している<sup>1)</sup>。一方、冬期土工の新しい試みとして、凍結防止剤によって凍土を融解あるいは脆弱化して掘削・埋め戻しの作業を可能にしようとする方法が考えられる。具体的には、凍土に直接凍結防止剤を散布して凍土を融解あるいは脆弱化して土工を可能にする方法あるいは凍結前の地盤に凍結防止剤を散布し、凍土の形成を阻害するか、若しくは脆弱な凍土として土工を可能にする方法が考えられる。本研究は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、凍結防止剤の凍土融解特性と凍結防止剤を混合した凍土の圧縮強度を実験室規模で検討したものである。

### 2 実験方法

#### 2.1 凍結防止剤

本実験では、冬期土工へ適用するための凍結防止剤として図-1に示す酢酸カリウム系液状凍結防止剤(酢酸カリウム:43.75%、グリセリン:6.25%、水:50%)を使用した。本凍結防止剤の特徴としては、①液状であるため、速効性が有り、凍土への浸透性に優れる。②凝固点が $-75^{\circ}\text{C}$ 以下と低く、高い融氷能力を有することから、凍土融解能力に優れる。③他の凍結防止剤に見られるような高濃度領域での凝固点の上昇がないため、高濃度で使用することも可能である。④塩素系化合物を含有していないため、自然環境や金属、コンクリート等への薬害の影響が少ない。⑤生分解性が高く雪解け後の土中残留の心配が少ない等があげられる。

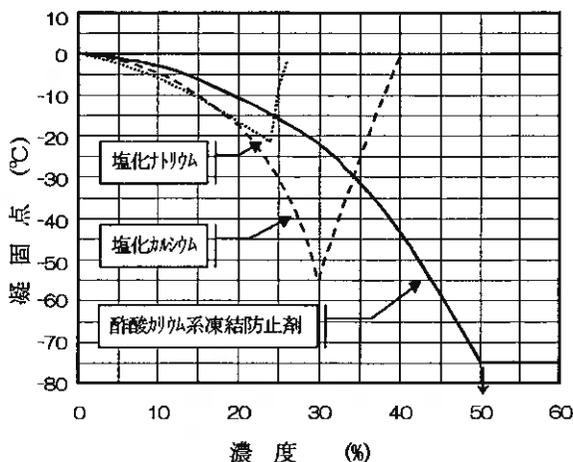


図-1 凍結防止剤の濃度と凝固点の関係

Fundamental experiment on application of anti-freeze agent to winter earth work

Akira Nakachi Fumihiko Sumiya Yutaka Kuroyama (Hokkaido NOF coporation),  
 Teruyuki Suzuki Seigou Sawada (Kitami Insutitute of Technology)

## 2. 2 土試料

土試料としては、いずれの実験についても、砂質土系と粘性土系の2種類を使用した。凍結防止剤による凍土融解実験では表-1に示す物理特性を有する豊浦砂と火山灰質粘性土を用いた。凍結防止剤を混合した凍土の圧縮強度を求める実験では表-1に示す豊浦砂と風化火山灰土を使用した。

表-1 土試料の物理特性

項 目		豊浦砂	火山灰質粘性土	風化火山灰土
土粒子密度	( $g/cm^3$ )	2.65	2.59	2.40
粒度	75 $\mu m$ 以下 (%)	0	6.7	53.4
	75~2000 $\mu m$ (%)	100	3.3	38.4
コンソメンスー	液性限界 (%)	—	44.9	38.8
	塑性限界 (%)	—	37.3	37.3
締固め特性	最適含水比 (%)	—	29.6	28.2
	最大乾燥密度 ( $t/m^3$ )	—	1.39	1.35
凍上特性	凍上率 (%)	0	109.4	136.5
	凍結様式	コブ状	霜柱状	霜柱状

## 2. 3 凍結防止剤による凍土融解実験

所定の含水比に調整した前記の土試料をJIS A1210 (突き固めによる土の締固め試験法)に定める10cmモールドと2.5kgランマーを用いて、3層25回で突き固めて供試体を得た。このときの含水比は火山灰質粘性土で10, 20, 30, 40%の4種、豊浦砂で15, 20%の2種とした。この突き固めた試料をモールドに入れたまま、低温恒温槽に約24時間放置し、 $-5^{\circ}C$ 、 $-10^{\circ}C$ の2種類の温度で凍結させた。次にモールド中の凍土表面に凍結防止剤を30gふりかけ、再度低温恒温槽に戻して所定の時間(3時間~10日間)放置し、凍土の一部を融解させた。そして、融解した部分の土をスプーンで削り取りその重量を測定した。

## 2. 4 凍結防止剤を混合した凍土の圧縮強度を求める実験

所定の含水比に調整した前記土試料に種々の割合で凍結防止剤を混合し、5cmモールドと1.0kgランマーを用いて3層25回で突き固めて供試体を得た。このときの含水比は風化火山灰土で10, 20, 30, 40%の4種、豊浦砂で15, 20%の2種とした。但し、供試体作成時の締固めエネルギーはJIS A1210 (突き固めによる土の締固め試験法)と同じになるようにして行った。この突き固めた試料を、 $-30^{\circ}C$ に維持した低温恒温器中に約3時間放置して凍結させた後、さらに実験温度( $-5^{\circ}C$ 、 $-10^{\circ}C$ )に24時間放置した。次に、実験温度に調整した低温恒温器内の一軸圧縮試験機に供試体を設置し、 $16 \times 10^{-2} mm/min$ の速度で載荷した。そして、供試体が破壊し強度が低下するか、または2mm歪むまで載荷を行い、そのときの最大圧縮強度を求めた。

## 3 実験結果

### 3. 1 凍結防止剤による凍土融解実験

液状凍結防止剤30gを凍土に注入し、24時間経過後に凍土の融解部分を削り取る操作を繰り返したときの、注入回数と累積融解土量の関係を示したのが図-2である。この図から明らかなように、凍結防止剤注入回数に比例して累積融解土量も増加していることが判る。これは凍結防止剤による凍土融解の再現性の良さを示しているものと考えられる。粘性土と砂質土の融解土量を比較すると、明らかに砂質土の融解土量が大きく、砂質土は粘性土の約3倍の融解土量を示した。砂質土は粘性土と比較し透水性が高いことから、この透水性の違いが

影響したものと考えられる。含水比については、粘性土、砂質土ともに含水比の低い試料ほど、高い融解土量を示す傾向であった。凍結温度 $-5^{\circ}\text{C}$ と $-10^{\circ}\text{C}$ の比較では、温度の高い方が大きな融解土量を示す傾向であった。

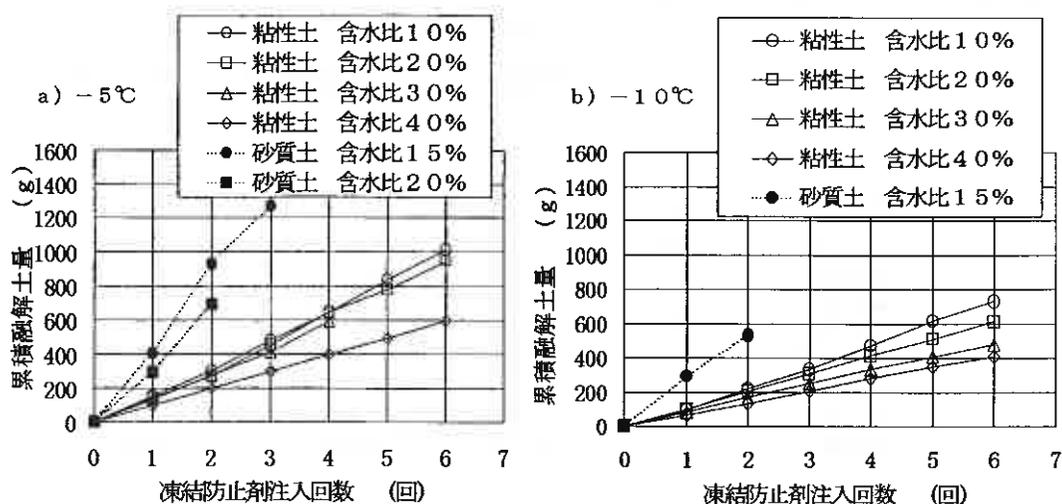


図-2 凍結防止剤注入回数と融解土量の関係

次に凍結防止剤30gを凍土に注入した後の経過日数(最大10日)と融解土量の関係を図-3に示す。注入後の日数経過とともに融解土量も増加する傾向にあるが、注入して1日後に大部分が融解し、その後は微増傾向であった。また、融解が十分に進行した後においても再凍結は認められず、効果の持続性も確認できた。

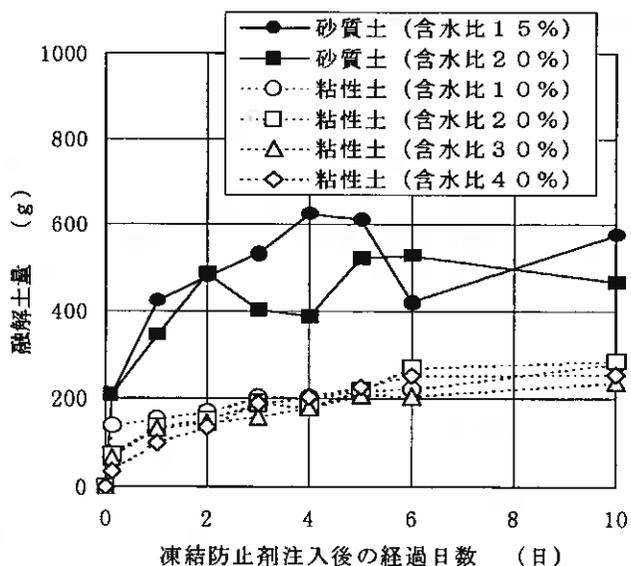


図-3 凍結防止剤注入後の経過日数と融解土量

### 3. 2 凍結防止剤を混合した凍土の圧縮強度試験

凍結防止剤を混合した凍土の圧縮強度の測定結果を、風化火山灰土については図-4に、豊浦砂については図-5それぞれに示す。図中の横軸に示す含有水量に対する凍結防止剤の含有率の算出にあたっては、凍結防止剤中の水分は含有水量（土試料中の水分）に含めて計算した。この図から明らかなように風化火山灰土、豊浦砂ともに凍結防止剤を混合することで凍土の強度が低下することが確認できた。そして、凍結防止剤の量が増加するにともない凍土の強度低下も大きくなる傾向であった。特に豊浦砂では凍結防止剤の有無による圧縮強度に大きな差が認められた。凍結防止剤を混合した凍土の強度が低下するのは凍土中の水が凍結防止剤の影響により脆弱化する為と考えられる。豊浦砂の場合、土粒子径が大きい為、土粒子同士の結合の影響が少なく、氷の強度の影響を受けやすいことが予想される。従って、豊浦砂では凍結防止剤の有無による圧縮強度の差が顕著になったと考えられる。逆に、風化火山灰土は土粒子径が小さい為、土粒子同士の結合の影響等があるため、凍結防止剤の有無による圧縮強度の差が豊浦砂ほど顕著にならなかったと考えられる。

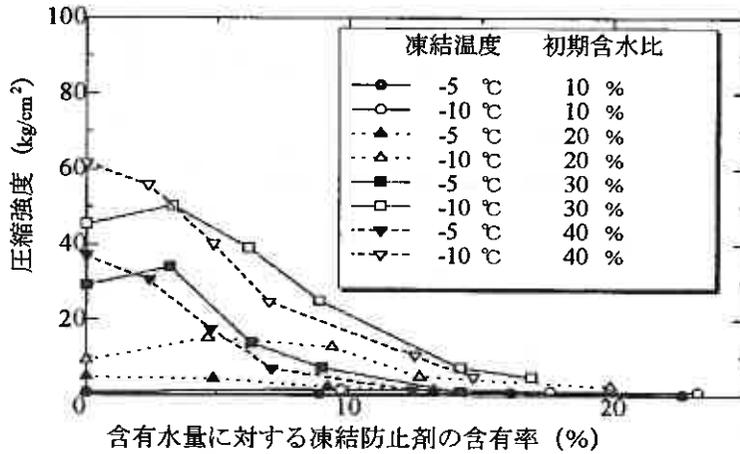


図-4 風化火山灰土の含有水量に対する凍結防止剤の割合と強度

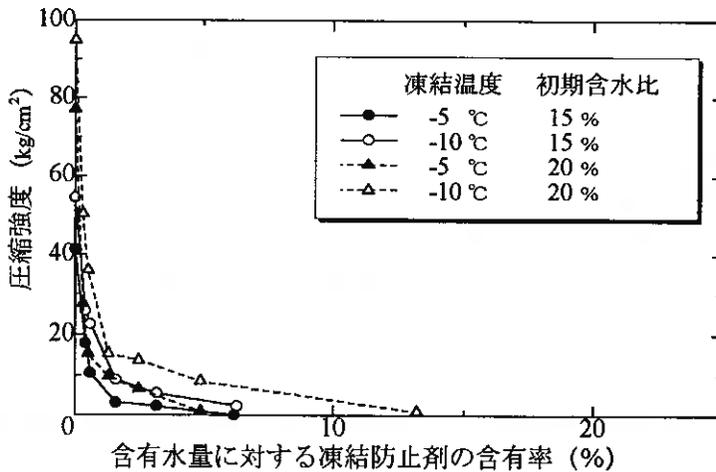


図-5 豊浦砂の含有水量に対する凍結防止剤の割合と強度

凍結温度と含水比の影響については、凍結温度が低く、初期含水比が多い凍土ほど、圧縮強度が高く、凍結防止剤の含有率の増加による圧縮強度の低下も鈍い傾向であった。

次に土全体量（土粒子量、初期含水量及び凍結防止剤の水分量の合計）に対する凍結防止剤の含有率と圧縮強度の関係を図-6、図-7に示す。この結果は実際の土工現場で凍結防止剤を使用する場合に目安になるものである。この結果からも少量の凍結防止剤で、凍土の脆弱化が可能であることが判る。

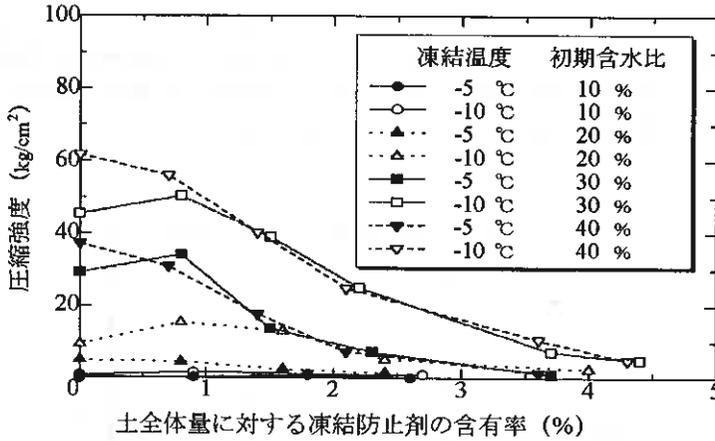


図-6 風化火山灰土の土全体量に対する凍結防止剤の割合と強度

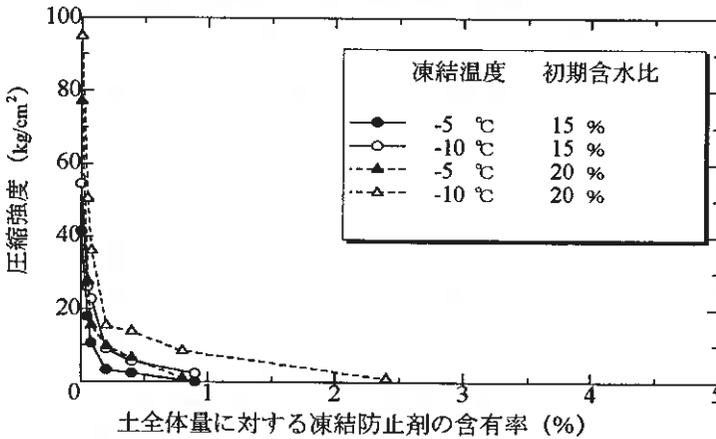


図-7 豊浦砂の土全体量に対する凍結防止剤の割合と強度

#### 4 まとめ

まず、凍結防止剤による凍土融解実験では以下のことが確認できた。①凍結防止剤の注入回数に比例して累積融解土量も増加した。これは凍結防止剤による融解土量の再現性の良さを示していると思われる。②土質によって融解土量には大きな差が認められ、砂質土では粘性土の約3倍の融解土量を示した。これは土試料の透水性の違いに起因したものと考えられる。③含水比の低い試料ほど大きな融解土量を示した。④凍結温度の高い

方が大きな融解土量を示した。⑤凍土の融解が十分進行した後においても再凍結は認められず、効果の持続性が確認できた。以上のように土質、含水比、温度を把握し、それに応じた凍結防止剤量を凍土に注入することで所定量の凍土融解が可能になることが確認できた。

次に凍結防止剤を配合した凍土の圧縮強度試験からは以下のことが明らかとなった。①土に凍結防止剤を混ぜることで、凍土の圧縮強度を低下させることができる。②凍土の圧縮強度は、凍結防止剤の含有率の増加にともない、低下した。③豊浦砂は風化火山灰土と比較し、凍結防止剤の有無による強度の差が顕著であった。④凍結温度の高い凍土の方が、低い圧縮強度を示す傾向であった。⑤含水比の低い凍土の方が、低い圧縮強度を示す傾向であった。以上のように凍土形成前の地盤に凍結防止剤を混合することで、凍土形成を阻害若しくは脆弱な凍土とすることが可能であることが確認できた。

本研究により、冬期土工への凍結防止剤の適用に関する基礎データを得ることができた。今後、本基礎データを基に屋外実験を行い工法の確立を目指す予定である。

#### 参考文献

- 1) 北海道開発局：冬期土工の施工に関する調査、第15回通年施工化技術研究協議会資料、1990.

## 多数アンカー式補強土壁背面土の凍結シミュレーション(2)

北見工大院	学员○宇野 裕教
北見工大	正員 鈴木 輝之
北海道寒地住宅都市研究所	月館 司
岡三興業(株)	安達 謙二
CSプランニング	正員 上野 邦行

### 1. まえがき

寒冷地における擁壁の凍上被害とその対策に関する検討は非常に少なく、凍上対策についての設計基準等の整備はほとんど進んでいないのが現状である。筆者らは北見工業大学構内に多数アンカー式補強土壁を試験設置し、4年間にわたって冬期間における裏込めの凍結状況や壁面への凍結土圧などの動態観測を行ってきた<sup>1)</sup>。観測の結果として、擁壁に加わる凍結土圧の特性をかなり定量的にとらえることが出来た。しかし、これらの結果は一つのケーススタディであり、凍上対策の設計に取り入れるためには一般化が必要である。

構造物における地盤凍上対策の具体的手法はいくつかあるが、現在でも最も多く用いられているのは、凍結が及ぶ土の部分为非凍上性の土と置き換えるいわゆる置換工法である。この工法の設計を行うためには、1)凍結が最も深くなった時点での凍結面の位置形状の推定、2)置き換える土材料が凍上性でない事の判定、の2つを行う必要がある。

本研究は、壁構造物の裏込め土中の凍結面形状を決定する一般的方法を見出そうとするものである。このために、土中温度分布を求めるコンピュータシミュレーション<sup>3)</sup>を行い、上記の動態観測結果との比較からシミュレーション手法の有効性を確認した。次に、このシミュレーションプログラムを用いて、より一般的な断面形状の擁壁での凍結面の特性を検討した。

### 2. 試験壁での計測内容と結果

試験壁は、支圧板と壁面ブロックをタイロッドで連結して垂直壁を形成する多数アンカー式補強土壁である<sup>1)</sup>。幅1.2mの試験壁を3つの区間に区切り、裏込めに凍上性粘性土を使った粘性土区間、壁面ブロック後方に断熱材を配置した断熱材区間、裏込めに非凍上性火山灰土を使った火山灰区間としている。図-1は、試験壁の断面の一般図である。凍結面の形状を計測するために、各区間において6本のメチレンブルー凍結深度計を所定の間隔で配置した。測定は、1)凍結深度、2)温度

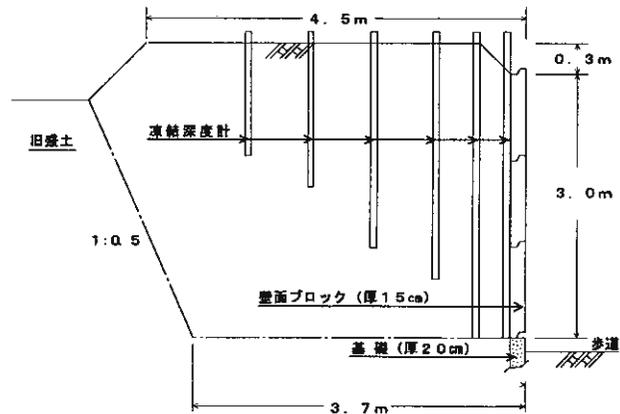


図-1 試験壁の断面図

(気温、背面土中、ブロック表面等の30カ所)、3)タイロッド張力(26カ所で計測)、4)壁面ブロックの張り出し、の4項目を4シーズンにわたって行った。また、2シーズン目には、夏季も含めて1年間通しての計測を行った。これらの計測結果については、既に、いくつか報告<sup>2)</sup>している。本文中では、シミュレーション結果との比較に必要な凍結面形状の実測結果の一部を示す。

図-2に2シーズン目の粘性土区間の凍結面の推移を示す。粘性土区間では断熱材を用いていないため、背面土表面と壁面ブロック表面の2面から凍結が進行する。背面土表面からの凍結面は表面に平行に形成されているが、壁面ブロック側からの凍結面は壁下端部に続く平坦地(歩道)の影響で傾いた形で形成されている。なお、この年の凍結は3月初旬に最も深くなった。

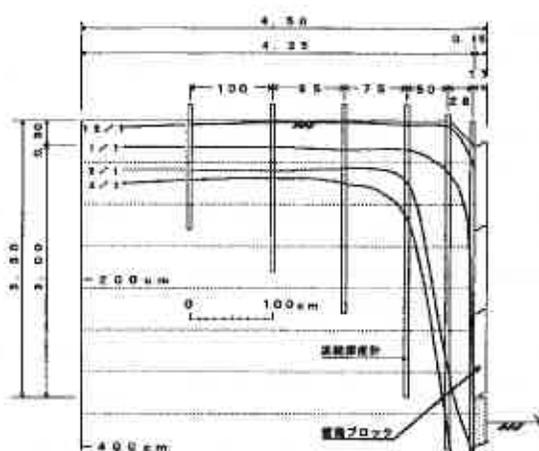


図-2 粘性土区間における凍結面の推移(2シーズン目)

図-3に2シーズン目の断熱材区間の凍結面の推移を示す。断熱材区間では、壁面ブロック背面に断熱材(厚さ100mm)を埋設しているため、そこからの熱流出は少なく背面土表面からの熱流出の影響だけを強く受ける。したがって、凍結面は背面土表面に平行に形成される。以上のように、設置条件とくに断熱材の設置状態が変わる事により、凍結面の進行状況や形状が大きく変化している。これらの凍結状況のシミュレーションを行い、実測された凍結面の形状と凍結深さを計算上で何処まで再現できるかを検討して行く。

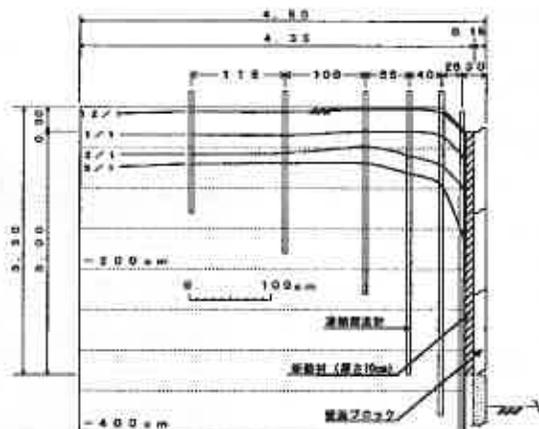


図-3 断熱材区間における凍結面の推移(2シーズン目)

### 3. シミュレーション手法

実測された気象データと仮定された壁体材料の物性値をもとにパソコンにより凍結面のシミュレーションを行った。今回使用したシミュレーションプログラム<sup>2)</sup>では、壁体の形状や断熱材の使用などの設置条件にかなり自由に対応できる。基本的には凍結潜熱を考慮した2次元非定常熱伝導方程式を差分法を用いて数値計算するものである。

シミュレーションは2次元で表現し、奥行き方向の熱伝達はないと仮定している。実測を行った試験壁では各設置区間の境界には厚さ50mmの断熱材を設置して奥行き方向の熱流を遮断している。

用いたシミュレーションプログラムでは、年間通しての気温、地中温度、風速、さらに壁体材料の物性値(熱伝導率、体積比熱、体積含水率)のデータを必要とする。この中で気温、地中温度は、2シーズン目(1992/1/1~1993/4/30)の実測データを用い、風速は北見工業大学構内に設けられた気象観測施設で計測しているデータを用いた。

表-1は、今回のシミュレーションで用いた物性値を示す。試験壁で用いた土の熱伝導率と体積比熱は実測していないので一般的と思われる値を仮定した<sup>3)</sup>。含水比は試験壁の凍結前の実測値を使用した。表-2に実験場所近くの大学構内に設けられた気象観測施設で観測された年平均地中温度を示す。本プログラムでは、深さ毎の年平均地中温度を初期温度として入力するのであるが、表-2の結果をもとにして今回は深さに関係なく9℃で一定値としている。

表-1 シミュレーションで用いた物性値

	熱伝導率 (kcal/mh <sup>2</sup> °C)	体積比熱 (kcal/m <sup>3</sup> °C)	体積含水率 (%)
コンクリート	1.4	480	0
土	1.5	620	50
断熱材(透水性断熱材)	0.04	8.5	0
断熱材(壁側)	0.034	11.0	0

表-2 各深さの土中温度

	土中の平均温度
1.0m	9.0
2.0m	8.9
5.0m	9.0

図-4はシミュレーションモデル図を示す。境界条件としては、a-c面、c-f面、f-g面を大気に開かれて熱の出入りが生じる面と仮定し、a-d面、d-h面、g-j面、h-j面を断熱された面と仮定した。また、試験壁の設置条件に合わせて、日射はa-b面のみが受けると仮定し、さらに壁周辺の積雪はないと仮定した。

このシミュレーションでは、まず大きく4つのブロック(a b e d、b c f e、d f i h、f g j i)に分け、各ブロック毎に格子状に細分化して、接点ごとに温度表示する。この温度分布から0℃の分布を結んでいくと凍結面の形状が出てくるという方法である。

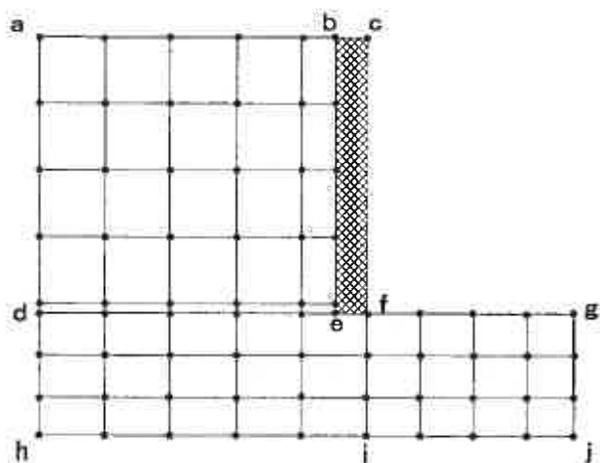


図-4 シミュレーションモデル図

#### 4. シミュレーション結果

図-5は、粘性土区間で2シーズン目の凍結深が最大になった時、すなわち図-2の3/1の凍結面を想定しシミュレーションを行った結果である。0℃面(凍結面)の形状は実測値にはほぼ近いものになっていることが分かる。また、直接比較が可能な平坦部の凍結深さを見ても、シミュレーションにおける値は、実測値と良く一致している事が確認できる。

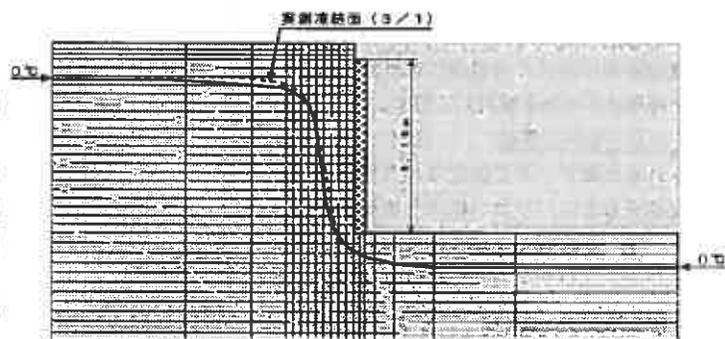


図-5 粘性土区間の凍結シミュレーション(2シーズン目)

図-6は、2シーズン目の断熱材区間で凍結深が最大になった時の凍結シミュレーションである。凍結面は壁面ブロック裏側の断熱材を通過することなく、背面土表面にほぼ平行した形状となっている。全体的には図-3の凍結面形状を良く表している。図-5と同様に、平坦部の凍結面の位置(凍結深さ)は実測値と一致している事が確認できる。

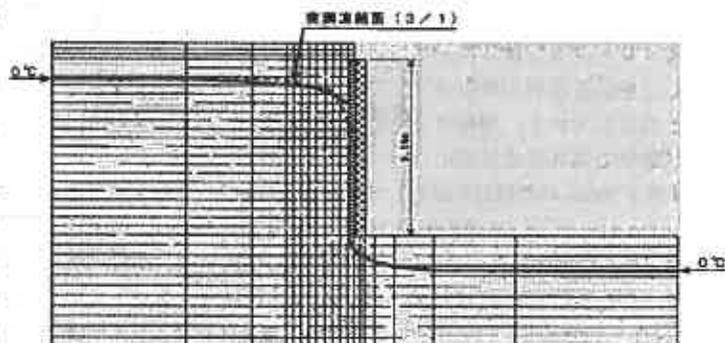


図-6 断熱材区間の凍結シミュレーション(2シーズン目)

図-5と同様に、平坦部の凍結面の位置(凍結深さ)は実測値と一致している事が確認できる。

図-7は、壁上端部から、45°の法面を有する上部盛土が立ち上がっている場合を想定したときのシミュレーション結果である。この場合、高さ1mの上部盛土の表面で熱の移動が止められていると設定している。気温データや土材料の物性値は、図-5及び6の場合と同じ値を用いている。凍結面は、盛土上部では法面とほぼ平行に入り、壁面ブロック上部から下部に移るにつれ、壁面ブロックと平行に入っている事が分

かる。凍結土圧は凍結面に対し垂直に発生するため、とくに壁面ブロック上段にかかる凍結土圧は上部盛土のない図-5の場合より大きくなる事が想定される。

図-8は、図-7の場合と同じ形状で上部盛土表面が大気が開かれ、熱の出入りがあるとしたときのシミュレーション結果である。この場合は上部盛土表面からの熱移動があるため図-7の場合に比べて、上部盛土部への凍結の入り方が深い事が分かる。実際の壁では、壁面ブロック上端からさらに法面を有する盛土が立ち上がっていることが多いようである。この場合、上部盛土部の凍結面形状は、図-7と図-8の中間的形状になると考えられる。ここで、注目すべき事は、壁面ブロックに凍結土圧をもたらすと想定される凍結面の部分（図-7のA点、図-8のB点より下の部分）の形状は、それ程違わない事である。言い換えれば、上部盛土が1m程度以上もあれば、その高さによらず凍結土圧を支配する凍結部分すなわち凍上対策として、非凍上性土で置き換えるべき範囲が決まってくる事が分かる。

図-9、10は、壁上端から小段（幅0.5m、1.0m）と傾斜角45°の法面を有する上部盛土

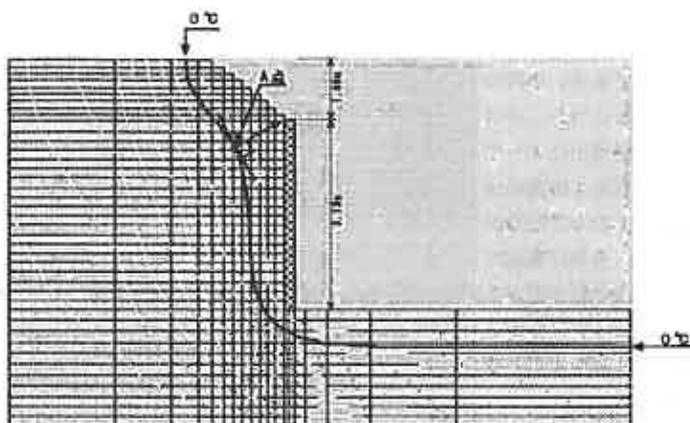


図-7 小段なし、上部盛土表面からの熱移動が無い場合

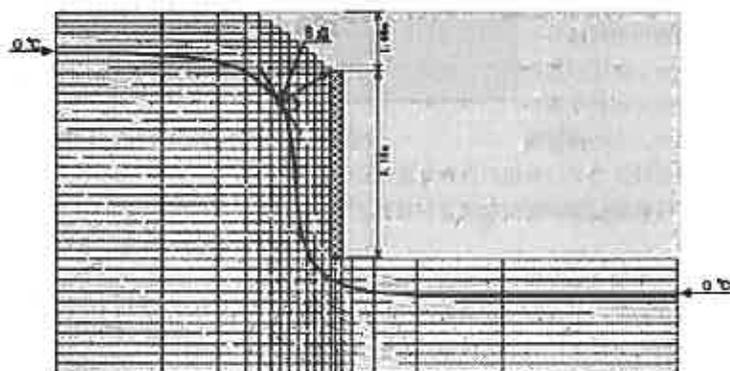


図-8 小段なし、上部盛土表面からの熱移動が有る場合

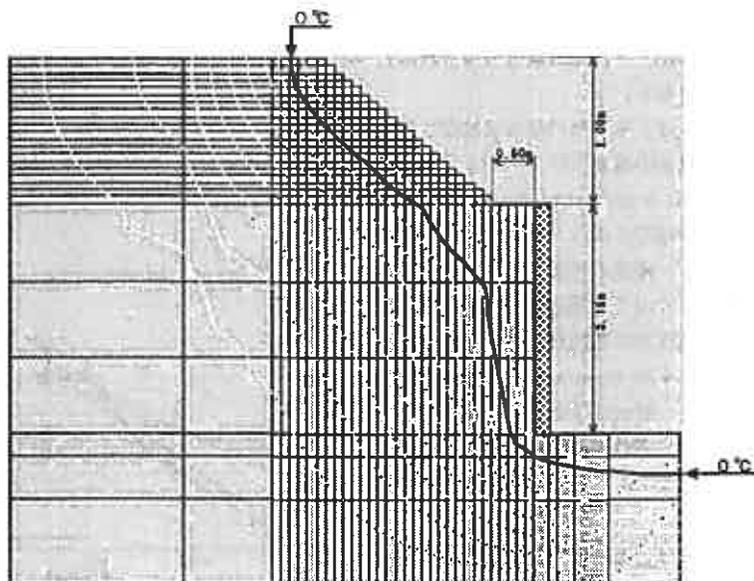


図-9 幅0.5mの小段と上部盛土が有る場合

が立ち上がっている場合を想定したシミュレーション結果である。小段の幅が広がるにつれ、その面からの熱流出によってブロック背面土の凍結面の角度が上の方で緩やかになっている事が確認できる。小段の幅が広がると上段ブロックにかかる凍結土圧は減少すると考えられる。

### 5. シミュレーションにおける気象条件の影響

前項までの結果を通して、凍結面の形状はシミュレーションによって合理的な推定の可能な事が確認された。この凍結面形状と凍結深さの2つを組み合わせる事によって、凍結面位置の簡便な決定が可能となる。

凍結深さを決める要件としては、気温を含めた気象条件、土や埋材料の熱物性などが挙げられる。以下において凍結深さのシミュレーション結果に及ぼす気象条件（風速、凍結指数）の影響について検討する。なお、シミュレーションプログラムは前項までのものを、一次元の温度分布計算に直したものである。

図-11は、平坦部の最大凍結深さの実測値と、風速の設定条件（0 m/s、実測した平均風速、5 m/s、10 m/s）を変えた時の最大凍結深さのシミュレーション値を示している。風速の増加とともに最大凍結深さも大きくなり、風速が5 m/s以上になると凍結深さの増加が止まる傾向が認められる。年平均10 m/s以上の風が常時吹くという、一般的にはあまりない条件まで設定しても、それが最大凍結深さに影響する範囲は高々10 cm程度であることも分かる。

図-12は、凍結指数と凍結深さの関係を示している。このシミュレーションでは、風速は0 m/sと設定した。最大凍結深

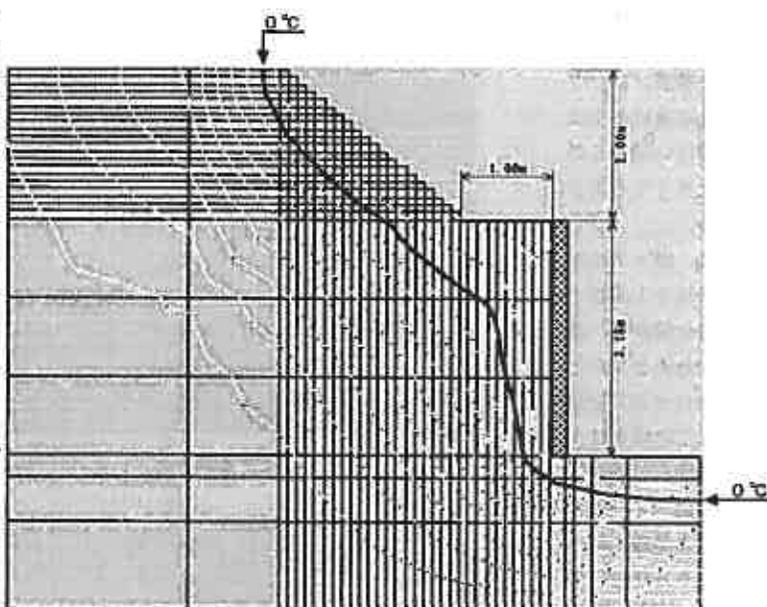


図-10 幅1.0mの小段と上部盛土がある場合

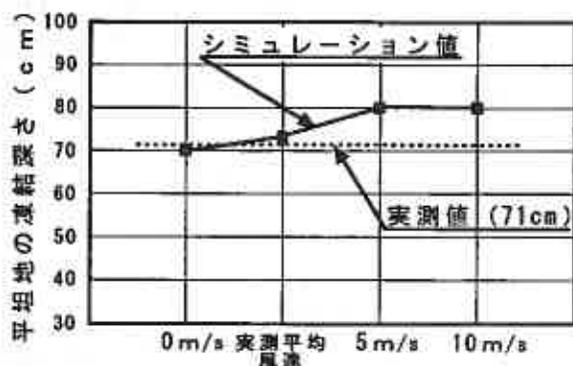


図-11 凍結深さに及ぼす風速の影響

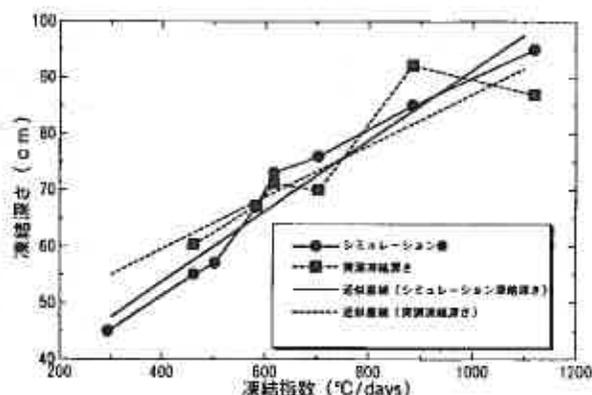


図-12 凍結指数と凍結深さの関係

さの実測値とシミュレーション値の年毎の差は、2 ～ 10 cm程度認められるが、凍結指数の範囲を限れば、実用的には最大凍結深さと凍結指数の間には直線関係が成立すると見なしても良さそうである。

## 6. まとめ

試験設置した多数アンカー式補強土壁で行った計測結果を設計に取り入れていくため、コンピューターによる凍結シミュレーションを行い実測値との比較を行った。得られた主な結果をまとめると以下のようである。

- 1) 凍結面の形状や平坦部の凍結深さのシミュレーション結果は実測結果と良く対応する事が確認された。
- 2) 擁壁背面に上部盛土を有する場合、壁面ブロックへの凍結土圧を発生すると想定される凍結面の部分形状は、上部盛土の高さが1 m以上であれば、その高さによってほとんど変化しない。
- 3) 擁壁上端の小段の幅を大きくとる事により、小段からの熱流出が大きくなり壁面上部では凍結面の角度が緩やかになる。この場合、壁面ブロックに加わる凍結土圧は減少すると推察できる。
- 4) 気象条件の入力情報（風速、気温）が凍結深さのシミュレーション結果におよぼす影響は2 cm ～ 10 cm程度の範囲でおさまる事が分かった。

本シミュレーションをより一般化するためには、今後壁体材料の物性値（熱伝導率、体積比熱、体積含水率）、土中温度の影響、日当たりの影響を検討する事が必要である。最終的には平坦部の凍結深さを推定し、それを基準とした凍結面位置の決定方法を完成させ、凍上対策の設計指針の作成に結び付けていきたい。

## 参考文献

- 1) 鈴木輝之、澤田正剛、上野邦行、安達謙二：多数アンカー式補強土壁の凍上対策に関する実物大模型実験、土と基礎、42-3, pp.51-56, 1994.
- 2) 鈴木輝之、宇野裕教、上野邦行、沢田正剛；地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動（2）：土質工学会北海道支部 技術報告集 第35号, pp.440～446, 1995
- 3) 月舘司、釜田幹男、富田和彦、岡喜秋、永沢徹、中野清幸、伊藤太郎；伝熱平板を使った温水式ロードヒーティングの期間シミュレーションによる評価：第9回寒地技術シンポジウム pp.440～446, 1993.
- 4) 土質工学会；土質基礎工学ライブラリー（23）土の凍結—その理論と実際—

## 土の凍上試験法に関する研究

北見工大院 学員 ○酒井 晃  
北見工大 正員 鈴木輝之  
北見工大 正員 澤田正剛  
北見工大 正員 山下 聡  
北見工大院 学員 宇野裕教

### 1. はじめに

土の凍上性判定は土構造物の凍上対策を行ううえで最も基本的な作業の1つである。この凍上性判定を、粒度やPF値などの物理試験の結果などを用いて間接的に行う方法もいくつか提案されているが、凍上試験で判定するのが最も望ましい<sup>1)</sup>。現在我が国で実用されている土の凍上試験としては、道路用土の凍上性判定を目的とした道路土工排水工指針<sup>2)</sup>と日本道路公団試験法<sup>3)</sup>、および低温ガスタンクにおける凍上被害の防止を目的とするLNG地下式貯蔵指針<sup>4)</sup>があり、それぞれの分野でその役割を果たしている。しかし、凍上対策手法の確立が必要な新たな構造物が増加していること、さらに構造物の種類や試験方法に関わらず凍上の基本原理は1つであることなどを背景として、汎用性のある標準化された土の凍上性判定試験法の確立が急がれている。

本研究は標準化を目指した凍上性判定試験装置の開発と適用規準の作成を目的としている。既にこれまでの研究で試作された装置が標準的な凍上試験装置として十分用い得ることが確認されている<sup>5)</sup>。今回は、具体的な凍上性判定試験方法を規定していくためのデータを得ようとするものである。

### 2. 実験概要

#### (1) 実験装置

実験装置のセル部分を図-1に示す。この装置の基本コンセプトは、高志ら<sup>6)</sup>が行った人工凍結地盤の挙動を求めるための凍上試験装置と類似である。すなわち、供試体の上下両端面の湿度を正確かつ自由に制御できることと、供試体端面への給水が自由にできることの二つを主要な着目点としている。セルは透明なアクリルの円筒であり、内径100mm、外径160mm、高さ200mmである。供試体への水分供給はジュレットからポーラスストーンを介して行い。供試体の両端面湿度は上盤あるいは底盤中を流れる循環水によって制御している。

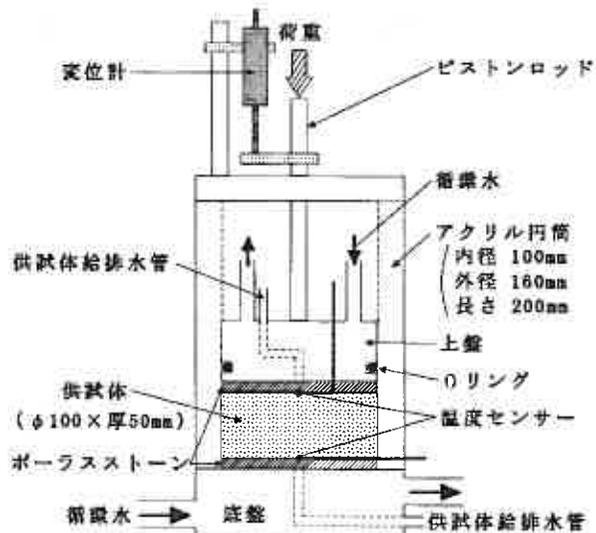


図-1 凍上試験セル部

## (2) 実験方法

土の凍上発生を支配するのは、土質、温度、水分および荷重の4つとされている。したがって、土質試験としての凍上性判定試験方法を規定するためには、供試体作成法の他に、a)温度条件、b)水分供給条件、c)荷重条件の3つの条件を設定する必要がある。これらの条件の中で最も設定が難しいのは温度条件といえるが、本実験では、供試体上下端面温度を常に一定に保つ試験（これを1-Step試験と呼んでいる）と、供試体端面の一方を連続的に低下させる試験（これをRamp試験と呼んでいる）の二つの方法を用いている。

本研究は実務的な土の凍上性判定試験の標準化を目的としており、その第1段階として既に1-Step試験において各種の考察を行っている<sup>7)</sup>。今回は第2段階としてRamp試験を行い、その考察と前回の1-Step試験、さらに現行規定である道路土工排水工指針<sup>2)</sup>での凍上試験との比較を行った。本実験での1-Step試験では供試体上面側を流れる循環水の温度を+5℃とし、下面側の循環水温度を-10℃として行った。Ramp試験では供試体上面側の循環水温度を0℃で一定とした。一方、下面側の循環水温度は、0℃で供試体の通水と養生をした後、氷核形成のためのサーマルショックとして一旦急低下させた後、再び0℃に戻し、そこから一定の速度で降下させていき、供試体全体が凍結するまで継続した。

供試体の作成は、最適含水比に調整した試料をセル内で3層に分けて突き固めた。このとき締め固め仕事量を標準締め固め試験の値  $E_c \approx 5.6 \text{ cm} \cdot \text{kgf/cm}^3$  に合わせた。供試体高さは約50mmに調整した。セル内壁にはシリコングリースを塗布して上盤とセルの間の摩擦を軽減させた。また供試体とセルとの凍着の影響を少なくするため供試体の下端側から冷却し、未凍土側を変位させる実験とした。供試体作成後、養生と初期温度条件の設定を目的として、1-Step試験では、循環水温度を上下端面とも5℃で一定として、Ramp試験では循環水温度を上下端面とも0℃で一定として24時間の通水を行った。

## 3. 実験結果

### 1) 凍上曲線の比較

図-2 (a) は1-Step試験における、図-2 (b) はRamp試験における時間と凍上量の関係を示したものである。1-Step試験のように供試体の両端面の温度を一定に保った場合、冷却初期の凍結が進行していく過程では、凍土中の温度勾配が大きくなるため凍上は大きく発生するが、その後凍土の厚さが増して凍土中の温度勾配が徐々に小さくなると、小さな凍上発生が長時間継続する。したがって時間と凍上量の関係は全体的に上に凸の曲線となる<sup>9)</sup>。Ramp試験においては供試体下面温度を連続的に降下させていくため、凍結面は一定の速さで進行する。このことは凍土中の温度勾配が一定になることとも対応し、凍上は時間の経過と共に直線的に発生する。この直線の傾きは凍上速度を表しており、以後本報告中においての凍上速度とはこの直線の傾きを表す。

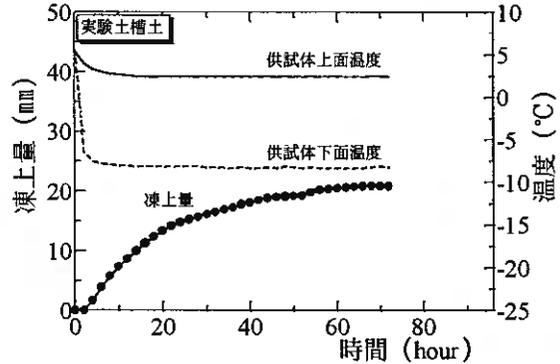


図-2 (a) 凍上曲線 (1-Step試験)

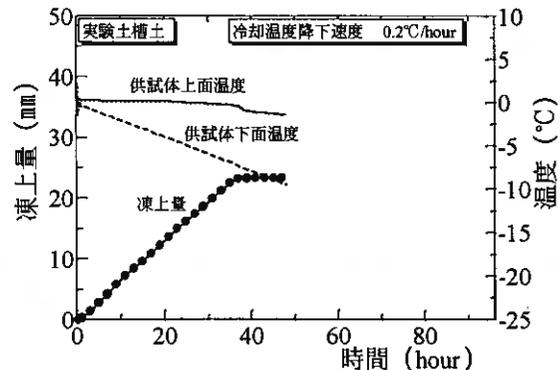


図-2 (b) 凍上曲線 (Ramp試験)

## 2) ランプ試験の特性

### a. サーマルショックの影響

Ramp試験では冷却側温度を0℃付近から徐々に低下させていくので、何らかの方法で水核を形成させないと過冷却の影響で凍上の開始が遅れる。水核形成の方法は幾つか有るが、最も一般的なのは冷却開始直前に端面を一時的に低温とする、いわゆるサーマルショックである。

図-3は冷却開始時に供試体下面にサーマルショックを与えたときと与えていないときの凍上曲線を比較したものである。本実験におけるサーマルショックでは下盤循環水温度を0℃から-7℃まで一気に降下させ、-7℃になると同時に-1℃まで上昇させる操作をした。その後、凍結過程では循環水温度を一定の速度で降下させた。サーマルショックを与えた場合、実験開始時から凍上が発生する。これに対して、サーマルショックを与えずに下盤循環水温度を0℃から一定速度で降下させていくと過冷却を破る温度になるまでに時間を要し、過冷却を破った後急冷をすることになるため急速に凍結面が移動して凍上量が抑えられる結果となっている。凍結初期の段階を除けばサーマルショックの有無による凍上速度の違いは少ないようである。しかし、過冷却がどの程度発生するかは土によって異なるものであるから、より正確な凍上性判定のためにはサーマルショックは必要である。

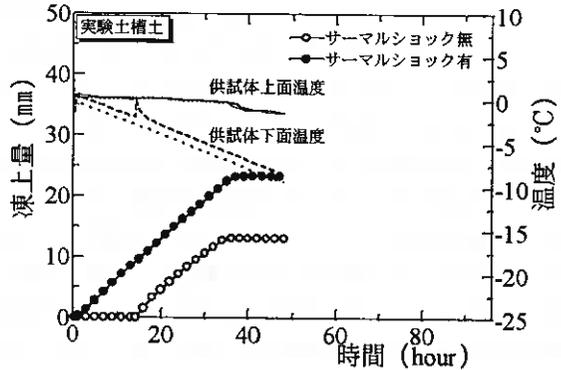


図-3 サーマルショックの影響

図-3は冷却開始時に供試体下面にサーマルショックを与えたときと与えていないときの凍上曲線を比較したものである。本実験におけるサーマルショックでは下盤循環水温度を0℃から-7℃まで一気に降下させ、-7℃になると同時に-1℃まで上昇させる操作をした。その後、凍結過程では循環水温度を一定の速度で降下させた。サーマルショックを与えた場合、実験開始時から凍上が発生する。これに対して、サーマルショックを与えずに下盤循環水温度を0℃から一定速度で降下させていくと過冷却を破る温度になるまでに時間を要し、過冷却を破った後急冷をすることになるため急速に凍結面が移動して凍上量が抑えられる結果となっている。凍結初期の段階を除けばサーマルショックの有無による凍上速度の違いは少ないようである。しかし、過冷却がどの程度発生するかは土によって異なるものであるから、より正確な凍上性判定のためにはサーマルショックは必要である。

### b. 冷却速度の影響

図-4は同一試料で冷却温度降下速度を変えて実験をし、その結果を比較したグラフである。温度の降下速度を速くすると、凍上速度は速くなるが、最終的な凍上量は小さくなるのが分かる。冷却温度の降下速度を速くすると、凍土側の温度勾配が大きくなるために凍上速度は速くなるが、一方で凍結面の移動速度も速くなるため供試体全体が凍結してしまうまでに発生する凍上量は小さくなると思われる。

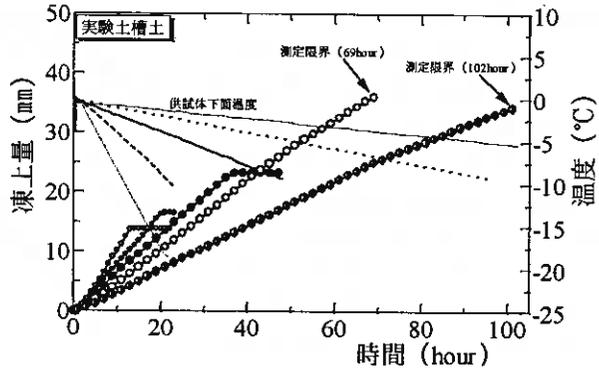


図-4 冷却温度降下速度による比較

### c. 凍上速度

Ramp試験における時間と凍上量の関係はほぼ直線的となるが、中には図-5のように、ある時間で直線の傾きが変化して一本の直線では表せない場合もあった。本実験では凍上中の給水を供試体の上面から行っている。この場合凍結面が供試体下部から上部に進行するにしたがって、凍結面の水分の供給が容易になり、凍上が促進されることが凍上曲線の曲がり方が原因の一つになっていると考えられる。図-5のような場

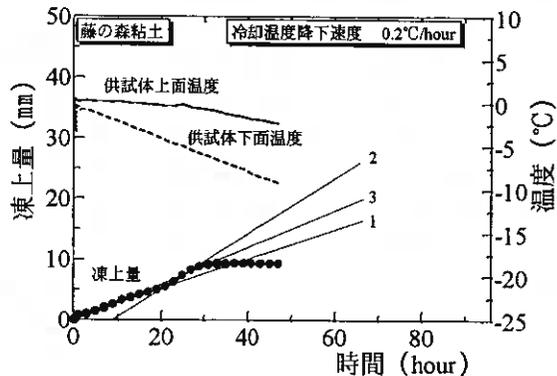


図-5 凍上速度

合は、凍上速度が直線1と2の二つあると言えるが、どちらの凍上速度もその土の性質を表していることは間違いないので、ここではそれらの凍上速度を平均するような直線3の値を用いることにした。

#### d. 凍上速度と凍上率の関係

種々の供試体でRamp試験を行ったときの凍上速度と凍上率の関係を図-6に示す。凍上速度と凍上率はよく対応した関係であり、凍上速度が速いほど凍上率が大きくなる結果となっている。このことから凍上速度は凍上率と同様に凍上性判定の指標になり得ることがわかった。しかし、この凍上率は供試体全体が凍結してしまったときの値である。各種の土を対象としたとき、どれほどの凍上量となるかは想定しがたい。本実験では高さ50mmの供試体で凍上量が最大35mmまで許容される装置を用いているが、幾つかの実験でこの許容量を越えた場合があった。一方、凍上速度を求めるためには、必ずしも供試体の凍結終了まで実験を続ける必要はなく、実験時間を短縮できる可能性もある。すなわち実用的な土の凍上性判定試験(Ramp試験)の判定指標としては、凍上率よりも凍上速度を用いる方が有利になると思われる。

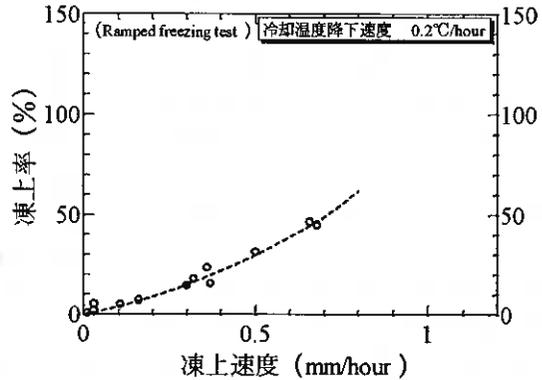


図-6 凍上速度-凍上率の関係 (Ramp)

### 3) 1-Step試験とRamp試験の特性

本研究では新しく開発した凍上試験装置を用いて、1-Step試験とRamp試験の二つを行っているが、実用上の見地から凍上性判定試験法としての両者の特性を比較すると次のようになる。

#### 1-Step試験

- ・ 温度の設定条件が簡単で分かり易い。したがって実験操作も簡単となる。
- ・ 凍結面が停滞し、その場所で集中してアイスレンズが造成される傾向があるため、アイスレンズの有無に対する視覚による判定がしやすい。
- ・ 時間-凍上量曲線が上凸の曲線となり、さらに凍上発生がいつまでも続くので、凍上性を判定するための指標の決定が不明確となる

#### Ramp試験

- ・ サーマルショックや、或いは何らかの水核形成を行う操作が必要である。
- ・ 供試体の完全凍結により実験が終了するので実験期間を規定する必要がない。
- ・ 時間と凍上量の関係が直線的になり、凍上速度が確実かつ容易に決定できる。

また、1-Step試験の24時間凍上量とRamp試験の凍上速度の関係を図-7に示す。1-Step試験においては冷却開始24時間後までに凍上の大部分が発生するため24時間凍上量を用いている<sup>7)</sup>。図-7はばらつきが大きく、かつデータの数も不十分であるが、1-Step試験とRamp試験の間には一定の関係があることは認められる。

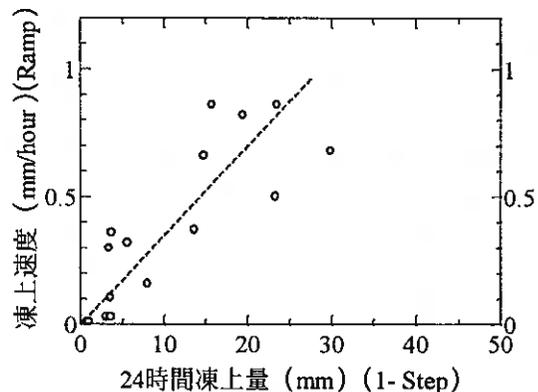


図-7 24時間凍上量(1-Step) - 凍上速度 (Ramp) の関係

#### 4) 各種試験法の比較

各種の試料において、Ramp試験、1-Step試験、道路土工排水工指針の凍上試験を行い、それらの結果を比較してみた。ここで使用しているRamp試験は冷却温度降下速度0.2℃/hourで実験を行っている。排水工指針の凍上試験は一試料を3個の供試体で実験しているが、各測定値のばらつきが大きいため平均値にはせず、個々の値をそのまま用いている。

図-8は排水工指針の凍上率とRamp試験での凍上速度の関係を示したものである。排水工指針の凍上性判定は凍上率20%以上で要注意もしくは不合格となり、凍上率20%が判定の目安となっている。ばらつきが大きく、かつデータも少ないため正確な対応は困難であるが、敢えて関係を見ると、排水工指針の凍上率20%はRamp試験での凍上速度0.1mm/hour程度に対応している。同様に図-9から排水工指針の凍上率20%に対応するRamp試験での凍上率は15%程度であった。排水工指針に定める凍上試験では供試体中の温度条件の制御は曖昧であるが、凍結面が移動して最後には供試体全体が凍結してしまうという点ではRamp試験に近いものと思われる。

図-10は排水工指針の凍上率と1-Step試験での24時間凍上量の関係を示している。排水工指針の凍上率20%は、1-Step試験での24時間凍上量の5mm程度に相当している。

#### 4. まとめ

土の凍上性判定試験を規定するうえで必要な基礎データを得る実験を行った。得られた結果のうち、主なものをまとめると以下の通りである。

- (1) Ramp試験では時間の経過と共に直線的に凍上するため、凍上速度を推定するのが容易である。
- (2) Ramp試験におけるサーマルショックの影響は凍上速度では小さいが、凍上量には大きな影響が現れる。正確に凍上性判定をするためにはサーマルショック、或いは何らかの水核形成の操作が必要である。
- (3) Ramp試験では冷却温度降下速度が速いほど凍上速度が速く、最終凍上量は小さくなった。
- (4) Ramp試験での凍上速度と凍上率はよく対応した関係であり、凍上速度は凍上率と同様に凍上性判定

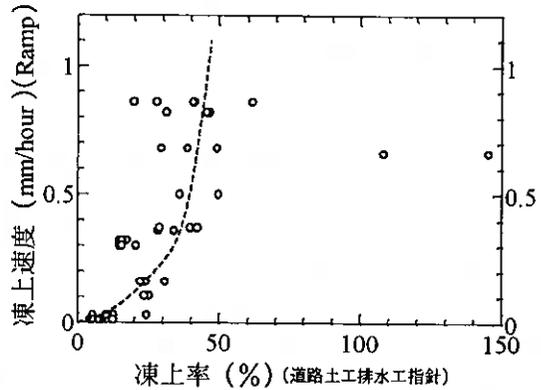


図-8 凍上率 (排水工指針) - 凍上速度 (Ramp) 関係

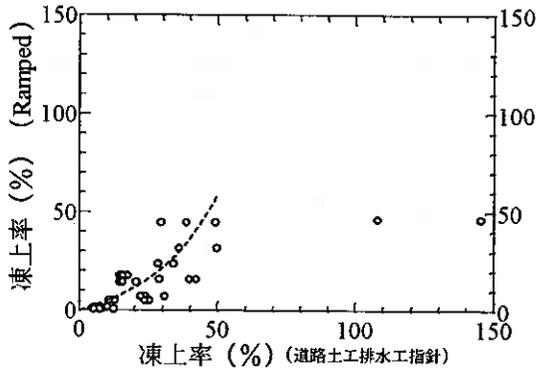


図-9 凍上率 (排水工指針) - 凍上率 (Ramp) 関係

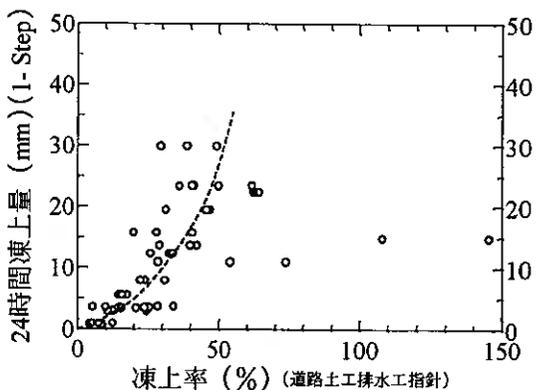


図-10 凍上率 (排水工指針) - 24時間凍上量 (1-Step) 関係

の指標になり得ることがわかった。

- (5) 現行の道路土工—排水工指針に定める凍上試験の凍上率20%に対応するおおよその値として、本実験のRamp試験での凍上速度0.1mm/hour、最終凍上率20%、1-Step試験での24時間凍上量5mmが各々得られた。

#### 参考文献

- 1) VIT SYMPOSIUM 94:Frost in geotechnical engineering Volume 1,Work reporet 1985-1989, pp.27
- 2) 日本道路協会：道路土工排水工指針
- 3) 日本道路公団：日本道路公団試験方法，土の凍上試験方法（KODAN 112-1985）
- 4) 日本瓦斯協会：LNG地下式貯蔵指針
- 5) 北村、鈴木、澤田：土の凍上性判定試験装置の開発，地盤工学会 北海道支部 技術報告集 第37号 pp.131~134, 1997
- 6) 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，雪水，36巻2号，pp.1~20, 1974
- 7) 酒井、鈴木、沢田、宇野：土の凍上性判定試験装置の開発（2），地盤工学会 北海道支部 技術報告集 第38号，pp.35~40, 1998
- 8) 福田正己、金 學三、金 玲鎮：標準サンプルを使った凍上実験について，第12回寒地技術シンポジウム，1996

## 土の締固めに及ぼす凍結の影響

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 櫻庭 満  
正員 西川純一

### 1. はじめに

近年、土木工事の大規模化により長期間の工期を必要とする工事が多くなっている。それに伴い、冬期にまたがる土工工事も試みられている。しかし、北海道のように冬期の気象条件が厳しい地域では、土の凍結による締固め不足や雪の影響などによって、満足する結果に至っていないのが実情である。これは、凍結土の工学的性質が十分に把握されておらず、各種の凍結土に対応したきめ細かな施工技術が確立されていないことが背景にある。昭和 51 年に建設省を中心とした「通年施工化技術協議会」が発足され、冬期施工に関する各種の調査研究が行われた。その結果、冬期土工の可能性についても一定の方向性を見出している<sup>1)</sup>。しかし、今日までこの成果が十分に活用されているとは言い難い。

本研究の目的は、過去に発表された事象の再確認を含め、冬期土工工事の促進に向けて凍結土の基礎的な性質を明らかにすることである。今回は、土の養生温度と突固め回数を変化させた締固め試験、土の養生温度と含水比を変化させた一軸圧縮試験、及び凍結土と未凍結土との混入割合を変化させた一軸圧縮試験などを行った結果を報告する。

### 2. 養生温度の異なる土の力学的試験

#### 2. 1 試験概要

##### 1) 温度と突固め回数を変化させた試験

土の温度が低下すると土粒子同士が氷結により結合され、大きな塊状に形成されやすい。そのために、冬期土工は夏期工事に比べて所定の密度を出しづらいと考えられる。その対策として、一般的に転圧作業を念入りに行うことが有効である。この試験では養生温度を変化させた土の突固め回数と密度との関係を調べ、転圧回数の増加が密度にどのように影響するのかを調べた。使用した試料の締固め曲線を図-1に示す。この試料を冷凍庫で一定時間養生し、比較的大きな塊になったものは、ある程度の粒度調整を行った。これを 0℃の低温室で所定の突固め回数で締固め、乾燥密度を測定した。比較するために養生温度 20℃の試料も常温で同様の試験を行った。試験方法を図-2と表-1に示す。

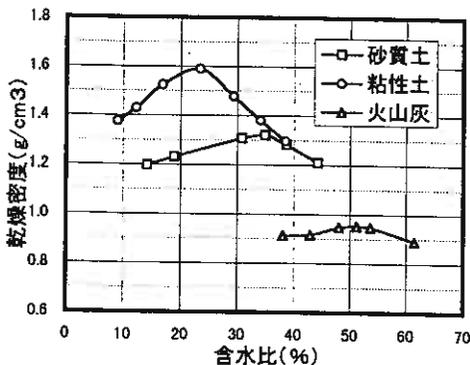


図-1 締固め曲線

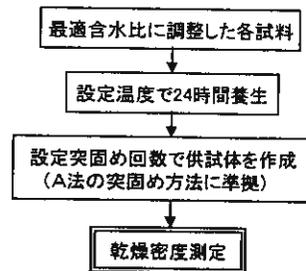


図-2 試験手順

土質名	最大乾燥密度 (g/cm³)	自然含水比 (%)	最適含水比 (%)	設定含水比 (%)	設定温度 (℃)	突固め回数
砂質土	1.323	32	34	34	20, 0	25回3層
粘性土	1.590	24	23	23		35回3層
火山灰	0.995	43	52	52	-15, -20	45回3層

表-1 設定条件

The influence of freezing on soil compaction

Mitsuru Sakuraba, Jun'ichi Nishikawa (Hokkaido Development Bureau)

2) 温度と含水比を変化させた試験

通常の土工工事では、含水比と締固め密度との関係が重要である。このことが冬期土工にも適用できるのか調べた。この試験では、前試験と同じ試料を用い、最適含水比を含む数種類の含水比に調整し、所定の温度に養生した土の締固め試験と一軸圧縮試験を行った。また、 $-5^{\circ}\text{C}$ で作成した試料については融解後の一軸圧縮試験も行った。試験方法を図-3と表-2に示す。この試験では $\phi = 5\text{ cm}$ のモールドを使用するために、供試体の作成をセメント協会標準試験方法に準拠した<sup>2)</sup>。この方法は質量1.5 kgのハンマーを20 cmの高さから自由落下させ、4層で突固める方法である。また、突固め回数は1層目から順に10回、20回、20回、40回と規定されている。

土質名	最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	自然含水比 (%)	最適含水比 (%)	設定含水比 (%)	設定温度 (°C)
砂質土	1.323	32	34	20,34,40,50	20, 0
粘性土	1.590	24	23	10,23,30,40	-5,-10
火山灰	0.995	43	52	40,52,60	-15,-20

表-2 設定条件

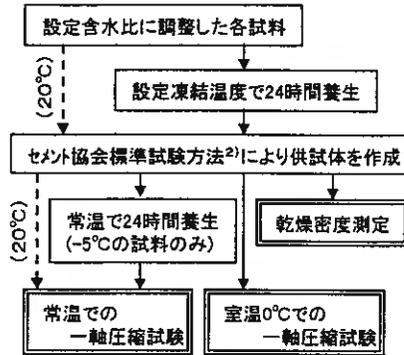


図-3 試験手順

3) 凍土混入率を変えた試験

前記の試験は凍結土単体の性質の確認を目的としている。実際の冬期土工工事では、土に雪が混入するのを回避するために十分な除雪を行い作業にかかる。しかし、春先に消滅する雪に比べ、凍結した表土の処理は難しい。また、融雪時期において盛土の強度低下も懸念される。この試験では実際の現場を想定して、凍結土と未凍結土を設定した割合で混合した。供試体作成はA法の突固めに準拠した方法で行い、乾燥密度を測定した。同時に凍結時、融解時の一軸圧縮試験を行い、また静的締固め方法<sup>3)</sup>により、所定の凍土混入率による締固め試験結果と同一密度に調整した常温土の一軸圧縮試験も行った。使用した試料の締固め曲線を図-4に、また試験方法を図-5と表-3に示す。

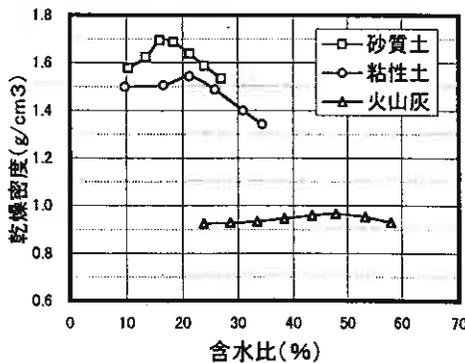


図-4 締固め曲線

土質名	最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	自然含水比 (%)	最適含水比 (%)	設定含水比 (%)	凍土混入率 (%)
砂質土	1.702	17	17	17	0, 10, 20
粘性土	1.544	26	21	21	30, 40, 50
火山灰	0.966	36	47	47	100

表-3 設定条件

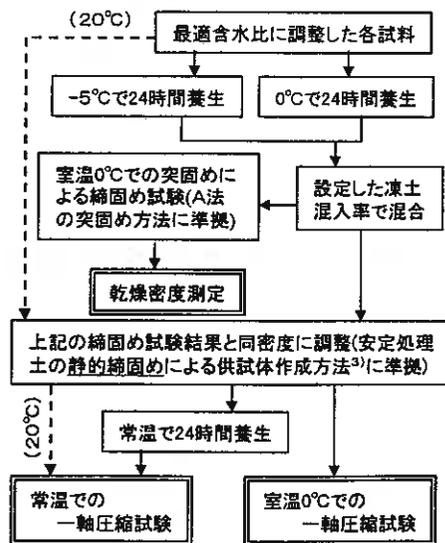


図-5 試験手順

## 2. 2 結果と考察

材料土の養生温度及び突固め回数の違いと乾燥密度の関係を図-6に示す。低温状態では各突固め回数による乾燥密度の違いは確認出来なかった。この原因として、土中に存在する水分の影響が考えられる。水分が凍結して氷になると、土粒子間を結合させる接着剂的な役割を果たす。このために塊状になった土を突固めても破壊されない程度の強度となる。この結果、突固め回数を変えた程度のエネルギーでは、乾燥密度の差が出なかったと考えられる。これから判断すると、冬期土工では転圧回数を増やしても締固め効果は低いと推測される。また、各試料とも0℃から-5℃にかけて密度が急激に低下している。この原因は、前述の水分の凍結によって塊状になった土粒子により空隙が増加したことに加えて、水分の凍結による体積膨張が影響したと考えられる。

養生温度が0℃以上の土は締固め度85%を満足した。このことは、冬期土工の可能性を検討する上でも重要である。冬期間であっても掘削が日々進行している土取り場で凍結しているのは、地表面下数cmにすぎない。つまり、その下は0℃以上に保たれているので、表面の凍結土を取り除いた後に掘削から転圧までの作業を迅速に行えば、夏期の工事に近い締固め度が得られると考えられる。

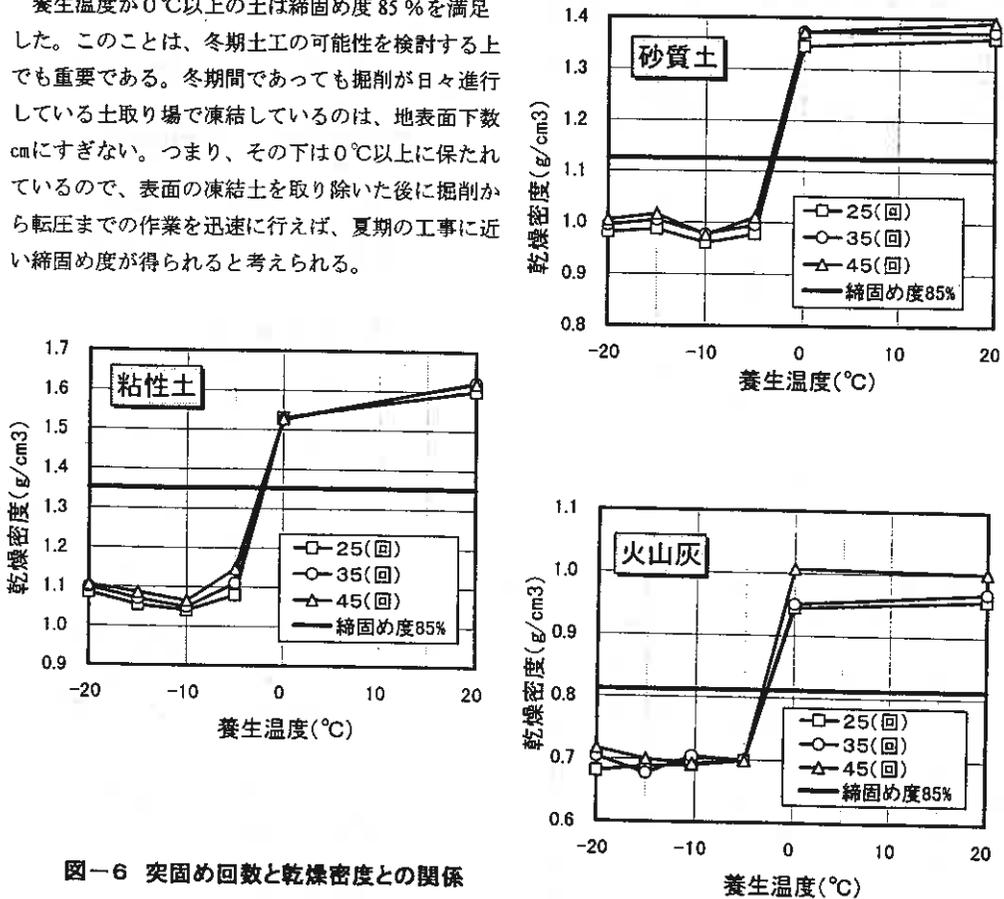


図-6 突固め回数と乾燥密度との関係

含水比と乾燥密度との関係を図-7に示す。養生温度0℃以上では、締固め度85%を概ね満足している。これにより、夏期工事で使用可能な範囲の高含水比の土であれば、土の温度が0℃付近でも所定の密度が出ることが分かる。また養生温度20℃では、当然の結果であるが最適含水比の土が最も大きな乾燥密度になっているのに対し、氷点下では含水比が低いほど乾燥密度が大きくなる。これは低含水比の土ほど、前記の試験結果が示すように密度低下の原因となった水分凍結による塊状化が発生しにくいとと考えられる。この結果から、高含水比の土を使用せざるを得ない場合には、石灰や石炭灰などの混合による低含水比化を検討することも必要である。

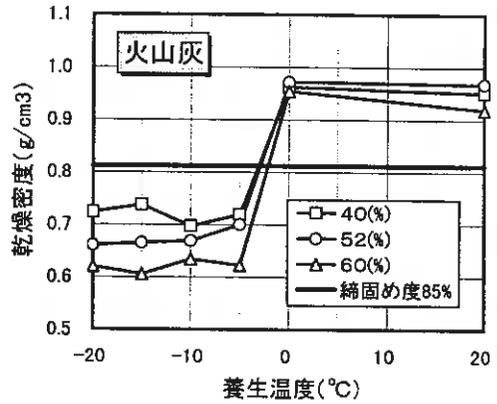
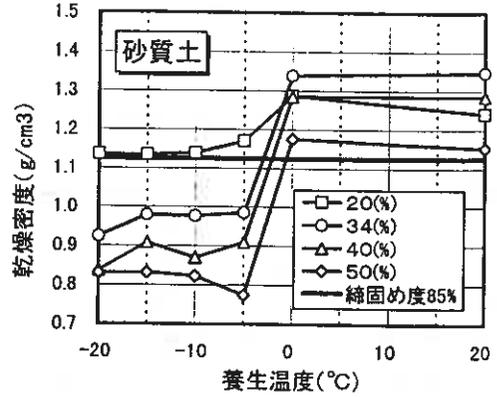
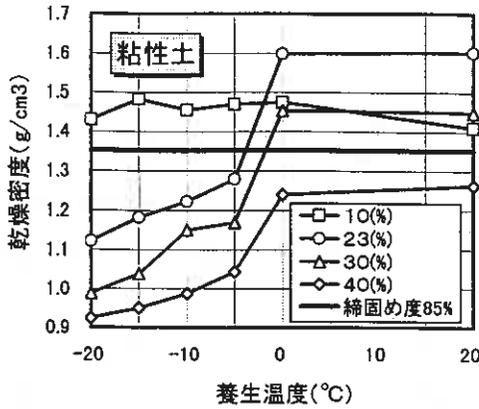


図-7 含水比と乾燥密度との関係

次に凍結時と融解後の一軸圧縮強さの関係を図-8に示す。この図によると、融解後の一軸圧縮強さは凍結時と比べて大きく低下している。これは前記の考察でも述べているが、土粒子間の結合に深く関与している氷が原因と考えられる。つまり凍結時では氷の発生により強度が大きくなるが、この氷が融解したために土粒子間の結合力が弱くなったと推測される。また、高含水比の土ほど強度が低下する傾向にあるが、これも融解後に氷が消滅する量に関係していると考えられる。

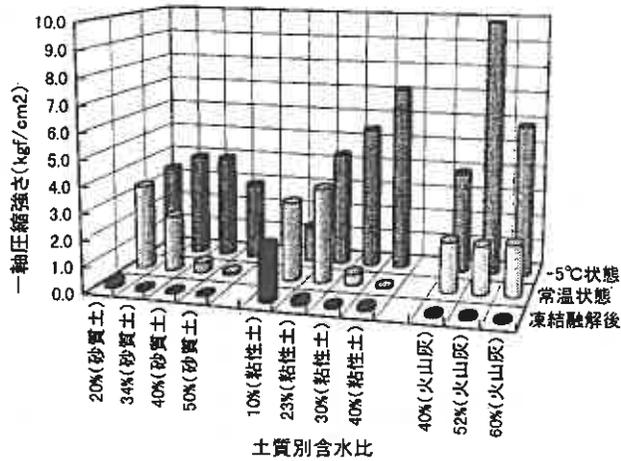


図-8 凍結融解後の一軸圧縮強さの違い

凍土混入率と締固め度の関係を図-9に示す。この図から、凍土の混入率の増加に伴い締固め度がほぼ直線的に低下しているのが分かる。前記考察と同様に、凍結による土粒子の塊状化が影響して密度が低下したと思われる。これにより、冬期に土工を行う場合は凍土の混入率が盛土の品質に大きく影響すると考えられる。逆に考えると、凍土混入率を下げることで盛土材への利用が可能となる。ただし実際の現場では、いかに均一に混合するかが重要な要素である。また施工工程を考えた場合、はぎ取った凍結土の一時堆積場所も必要となることなど課題は数多くある。

次に凍土混入率による一軸圧縮強さの違いを、締固め時及び締固め後の温度状態に分けて図-10に示す。ここでいう常温状態とは、静的締固め方法により所定の凍土混入率による締固め試験結果と同一密度に調整した常温土の一軸圧縮強さを表している。各土質とも凍結融解状態と常温状態との強度が似た傾向にある。このことは、凍結混入土であっても常温土と同一の密度が得られれば、融解後の強度も常温土と変わらないと考えられる。これから察すると、春先に見られる土の軟弱化は、凍結土が混入することによる密度の低下が最大の原因であり、冬期土工でも所定の締固め度を得られれば、融雪後も問題を生じないと考えられる。

火山灰に着目すると、凍土混入率が100%の試料では、凍結時の一軸圧縮強さが急激に増加している。この現象は他の土質には見られない。この原因として、含水比の影響が考えられる。他の試料の含水比が20%前後なのに対して、火山灰では47%と高い含水比である。これについても前記の考察と同様に、土中内の水分が氷になったためと再確認することが出来た。

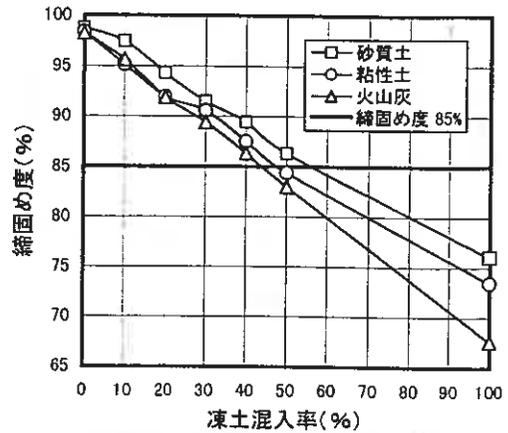


図-9 凍結混入率と締固め度との関係

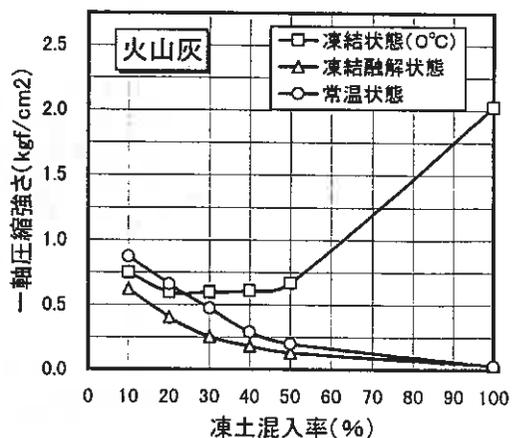
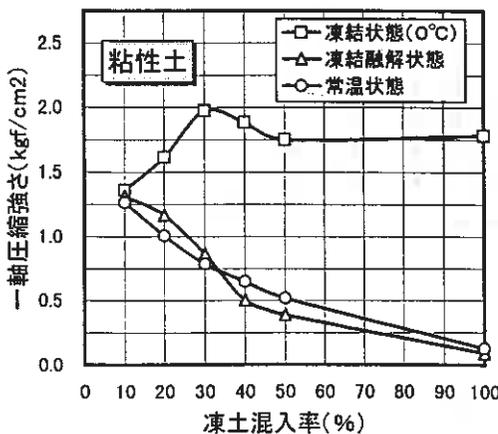
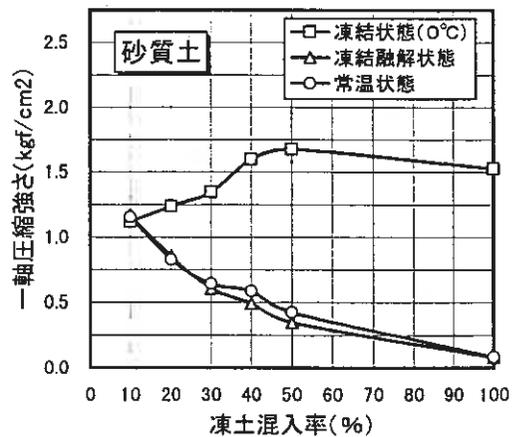


図-10 養生温度の違いによる一軸圧縮強さ

### 3. まとめ

これまでの実験結果から以下のことが言える。

- 1) 凍結土では、突固め回数を増加しても、締固め密度の増加は期待できない。
- 2) 土の温度が0℃付近までは、多少の高含水比土でも締固め度85%を満足する。
- 3) 低温状態では、含水比が低いほど締固め密度が増加する。
- 4) 凍結土の混入率が多くなるほど、締固め密度が低下する。
- 5) 凍結混入土でも常温土と同様の密度が得られれば、融解後の強度は常温土と変わらない。

### 4. あとがき

今回の試験により、冬期土工の可能性を再確認出来た。ただし、実際の試験では室内試験条件と異なっている点も多く、今回の結果も冬期の試験土工で確認していく必要がある。

### 参考文献

- 1) 川西 是、能登繁幸、奥田 稔；土工の通年施工に関する研究(第5報)、第28回北海道開発局技術研究発表会論文集、pp.73-84、1984.2
- 2) 社団法人セメント協会；セメント系固化材による地盤改良マニュアル [第二版]、pp.381-395、1994.8
- 3) 土質工学会；土質試験の方法と解説、pp.246-254、1990.3

土の凍上量・凍上力測定試験結果に影響する要因の検討

北海道開発局開発土木研究所○正会員 金田 尚  
 正会員 西川純一

1. はじめに

土の凍上性判定のための試験が各機関で行われている。著者らも独自規格で作製した凍上試験機で土の凍上量、凍上力の測定試験を実施してきた<sup>1) 2) 3) 4) 5) 6)</sup>。この試験は比較的大きな試料で土の凍上量、凍上力を測定し、表層地盤の凍上がアンカーに与える影響の検討を本来の目的としていた。一方、これら一連の試験結果を比較検討する中で試験条件が結果に与える影響がある程度理解された。これらには現在進められている凍上試験の標準化に関して参考になることも含まれていると考えられるので、報告する次第である。

2. 試験方法及び測定内容

凍上量、凍上力の測定装置を図-1に示す。この試験装置は、直径 15cm、高さ 35cm のアクリル製試料容器 6 個が水槽に配置され、6 個の供試体の同時試験が可能となっている。水槽の周囲は断熱材によって囲まれ、装置全体が低温室内に設置され、自然地盤が地表面から冷やされる状態を模している。試料は所定の高さで最大乾燥密度になるように締固め、24 時間水浸後、装置に取り付けている。試験で用いた試料の物性と通常の凍上試験<sup>7)</sup>の結果を示す(表-1)。また、各試験の試験条件についても整理した(表-2)。共通する条件は供試体の高さ 200mm、凍上量測定試験での上載圧は 0.8kPa である。

試験中の測定項目は、低温室内の温度、水槽内の水温、水槽内の温度、供試体中の温度、凍上量、凍上力、吸水量である。以下に各測定方法について記述する。温度は熱電対を用い、低温室内の温度、水槽内の水温、供試体中の温度を 1 時間毎に自動計測している。凍上量は、各供試体載荷板の位置を 1 日 1 回手動で計測している。凍上力は、試料容器の周りにフレームを設け、凍上による変位を拘束した時に発生する圧力をロードセルを介し 1 時間毎に自動計測している。供試体の吸水量は、給水タンクの水位を 1 日 1 回測定することにより求めている。各試験は凍上量、凍上力が収束した時点を終了の目安としている。

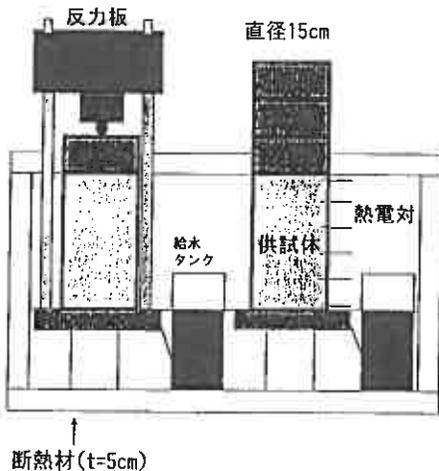


図-1 試験装置

表-1 試料土の性質

	稚内1	稚内2	稚内3	美幌
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.462	2.539	2.458	2.386
自然含水比 $w_n$ (%)	72.00	88.05	68.40	99.72
粒度分布 (%)				
礫分	0	0	1.0	0
砂分	3.5	12.3	18.0	3.0
シルト分	28.5	41.8	32.0	38.0
粘土分	68.0	45.9	49.0	59.0
液性限界 $w_L$ (%)	88.5	85.9	86.8	78.6
塑性限界 $w_p$ (%)	54.5	48.0	45.8	41.8
塑性指数 $I_p$	34.0	38.0	41.0	36.8
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.867	0.932	1.061	0.966
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	70.43	57.6	44.50	56.10
通常凍上試験 <sup>7)</sup>				
凍上率	71.8	66.4	26.0	74.2
凍上様式	霜降状	霜柱状	微細霜降状	霜柱状
盛土材としての判定	不合格	不合格	不合格	不合格

Examination of factors affecting results of soil frost heaving and frost heaving force test ;

Hisashi KANETA & Jun'ichi NISHIKAWA (Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

表-2 試験条件  
外気温が異なる試験条件

凍上量

試験名	試料名	設定外気温 Tt(°C)	設定水温 (°C)	測定平均 外気温 Tm(°C)	試料上面 平均温度 Ts(°C)	給水 条件	テフロン シート
試験1	稚内1	-5	2	-6.7	-2.4	有り	無し
試験2	稚内2	-15	2	-14.2	-4.7	有り	無し
試験3	稚内2	-5	2	-6.9	-2.1	有り	無し
試験4	稚内3	-5	2	-4.2	-0.7	有り	無し

凍上力

試験名	試料名	設定外気温 Tt(°C)	設定水温 (°C)	測定平均 外気温 Tm(°C)	試料上面 平均温度 Ts(°C)	給水 条件	テフロン シート
試験5	稚内1	-5	2	-6.7	-3.2	有り	無し
試験6	稚内2	-15	2	-14.2	-8.7	有り	無し
試験7	稚内3	-5	2	-4.2	-2.4	有り	無し
試験8	稚内2	-5	2	-6.9	-3.7	有り	無し

試料と容器内壁面の摩擦が異なる試験条件

凍上量

試験名	試料名	設定外気温 Tt(°C)	設定水温 (°C)	測定平均 外気温 Tm(°C)	試料上面 平均温度 Ts(°C)	給水 条件	テフロン シート
試験9	美幌	-5	2	-4.2	-0.7	有り	無し
試験10	美幌	-5	2	-5.0	-0.7	有り	有り
試験11	美幌	-5	2	-6.7	-0.5	有り	無し
試験12	美幌	-5	2	-6.7	-2.1	有り	有り

凍上力

試験名	試料名	設定外気温 Tt(°C)	設定水温 (°C)	測定平均 外気温 Tm(°C)	試料上面 平均温度 Ts(°C)	給水 条件	テフロン シート
試験13	美幌	-5	2	-4.2	-0.4	有り	無し
試験14	美幌	-5	2	-5.0	-1.9	有り	有り
試験15	美幌	-5	2	-6.7	-4.1	有り	無し
試験16	美幌	-5	2	-6.7	-4.0	有り	有り

給水が異なる試験条件

凍上量

試験名	試料名	設定外気温 Tt(°C)	設定水温 (°C)	測定平均 外気温 Tm(°C)	試料上面 平均温度 Ts(°C)	給水 条件	テフロン シート
試験1	稚内1	-5	2	-6.7	-2.4	有り	無し
試験3	稚内2	-5	2	-6.9	-2.1	有り	無し
試験4	稚内3	-5	2	-4.2	-0.7	有り	無し
試験17	稚内2	-5	2	-11.4	-2.9	無し	無し

凍上力

試験名	試料名	設定外気温 Tt(°C)	設定水温 (°C)	測定平均 外気温 Tm(°C)	試料上面 平均温度 Ts(°C)	給水 条件	テフロン シート
試験5	稚内1	-5	2	-6.7	-3.2	有り	無し
試験7	稚内3	-5	2	-4.2	-2.4	有り	無し
試験8	稚内2	-5	2	-6.9	-3.7	有り	無し
試験18	稚内2	-5	2	-11.4	-6.4	無し	無し

### 3. 試験条件が異なるときの凍上量、凍上力

#### 3.1 外気温が異なる場合の凍上量、凍上力

これまでの試験から、外気温の設定を変えた時の試験を選び(表-2)、結果を比較した(図-2)。試験装置の制約から外気温の設定と低温室内の実際の気温は必ずしも一致せず、さらに試料容器の位置によっても冷却効率が異なっていることが表面近くの試料中で測定された温度(試料上面温度と称する)から推定される。各図では設定温度のほか低温室の温度、試料上面温度を平均値で示している。

経過時間に対する凍上量の変化をみると(図-2)、試験1と試験4は凍上量の伸びが早く、次いで試験3が続く、試験2は凍上量も小さくその変化も遅い。

試験後に各供試体の凍上形態をみると、試験1では凍土と未凍土の境界は、試料下面から12cm付近にあり凍土側に厚さ0.5cm程度のアイスレンズが幾重にも無数に発生していた。試験2では、凍土と未凍土の境界は、試料下面から4cm付近に存在し、凍土内に細かい氷の結晶を含むコンクリート状の凍結を示していた。試験3では、凍土と未凍土の境界は、試料下面から12cm付近にあり、凍土側に厚さ8cm程度のアイスレンズが発生していた。試験4では、凍土と未凍土の境界は、試料下面から16cm付近に存在し、試料上面に厚さ8cm程度の凸形の霜柱が発生していた。

試料上面温度の近似している試験1と試験3を較べるとアイスレンズが形成されて凍上が発生するという点は共通しているが、凍上速度が大きく異なっている。すべての条件がほぼ共通する試験であるはずだが、ここでは試料に少し違いがある。ここで用いた試料は同一箇所からの採取であるが採取時期の異なることもあり、表-1に示すように粒度分布に少し違いがある。稚内1試料には最も凍上性が強いと言われていた0.005-0.002mmの粒径<sup>9)</sup>が多く含まれており、ここでは稚内1試料を用いた試験1の方が凍上速度が大きく現れたというようにみることができよう。一方、試料も全く同一である試験3と試験4は、試料上面温度の高い(-2.1℃)試験3で凍上量が大きく、同温度の低い(-4.7℃)試験2で小さいという結果がでている。かつ試験3ではアイスレンズがよく形成され、試験4ではコンクリート状の凍結であったことから、これらの状況は、温度によってアイスレンズが形成されやすい、形成されにくい場合があることを示しているとみられる。さらに、試料上面温度が-0.7℃と高かった試験4(稚内3試料)では、その温度の高さにも関わらず試験1と同様な凍上性を示しているが、これは霜柱の発生によるものでアイスレンズの形成によるものではない。温度の違いが凍上形態の違いをもたらしたことも考えられるが、用いた試料がやや異なることもあり、はっきりしたことはわからない。

次に凍上力の実験結果をみると(図-2)、試験5(試料上面温度-3.2℃、稚内1試料)で凍上力が大きく、試験6(試料上面温度-8.7℃、稚内2試料)、試験7(試料上面温度-2.4℃、稚内3試料)がほぼ同じで、試験8(試料上面温度-3.7℃、稚内2試料)が続いた。全く同一の試料を用いた試験6と8では温度の

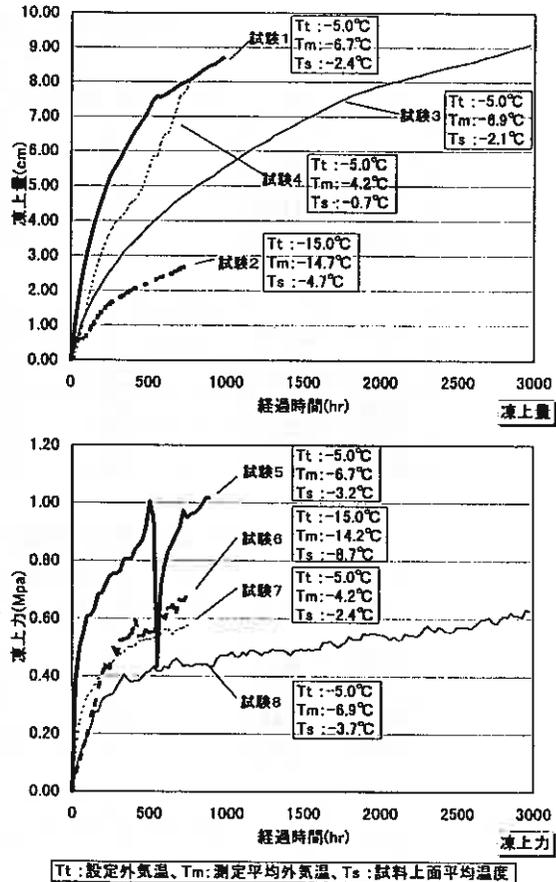


図-2 外気温が異なる場合の凍上量、凍上力

低い方が凍上力が大きいという結果になっているが、そのほかは試料の影響が大きいとみることができる。

### 3.2 試料と容器内壁面の摩擦が異なる場合の凍上量、凍上力

凍上試験では凍結時に試料と容器内壁面に凍着が発生し、試料の凍上が妨げられることがあり得る。そのため、用いた試験装置では容器をアクリル製にしているが、凍上試験後、容器から供試体を除去する際に凍着して試料を取り外しにくいことがあった。そこで試料容器内壁面にテフロンシート(厚さ0.05mm)を貼り、その中に供試体を作成し試験を行った。その効果を比較するためにテフロンシートを貼らない試験と比較している(表-2)。用いている試料(美観試料)は各試験に共通している。

凍上量の測定結果(図-3)をみると、試験11(試料上面温度-0.5℃、テフロン無)で凍上が早くでているが、そのほかは同じような傾向を示している。このうち試験12(試料上面温度-2.1℃、テフロン有)においてのみアイスレンズがみられた。試料下面から7cm付近に凍土よ未凍土の境界が凹形に存在し、境界から3cm付近に層状のアイスレンズが幾重に発生していた。他の試験9、10、11はいずれも試料表面に霜柱が発生するという凍上形態で、試料上面温度がいずれも-0.5~-0.7℃であったことと対応しているとみられる。これらの試験では、唯一アイスレンズが発生した試験においても凍上量の特徴はみられず、テフロンシートの有無による容器内壁面の摩擦軽減効果を確認する試験に至らなかった。

凍上力の測定結果(図-3)は、試験13(試料上面温度-0.4℃、テフロン無)、試験14(試料上面温度-1.9℃、テフロン有)で凍上力が大きく、試験15(試料上面温度-4.1℃、テフロン無)、試験16(試料上面温度-4.0℃、テフロン有)で凍上力が小さいことを示している。凍上力が大きい2つの試験は薄くアイスレンズが発生しているの対し、それが小さい2つの試験はコンクリート上に凍結しているという違いが観察されている。この試験では、テフロンシートの有無による違いがみられない、さらに、温度の低い方が凍上力が小さい結果になっている。後者についてはアイスレンズの発生が関わっている可能性があるが、はっきりとした理由はわからない。

### 3.3 給水が異なる場合の凍上量、凍上力

前項までに示した各試験は凍上量、凍上力測定ともに試料下面より給水を行っている。それに対し給水を行わない場合の試験結果を比較する(図-4)。比較している給水を行った試験は図-2に示した試験の一部である。給水を行わない試験17(試料上面温度-2.9℃)では凍上量は給水した試験に較べてかなり小さくなっている。給水がないためにアイスレンズの発生はなく、コンクリート状の凍結形態を示していた。

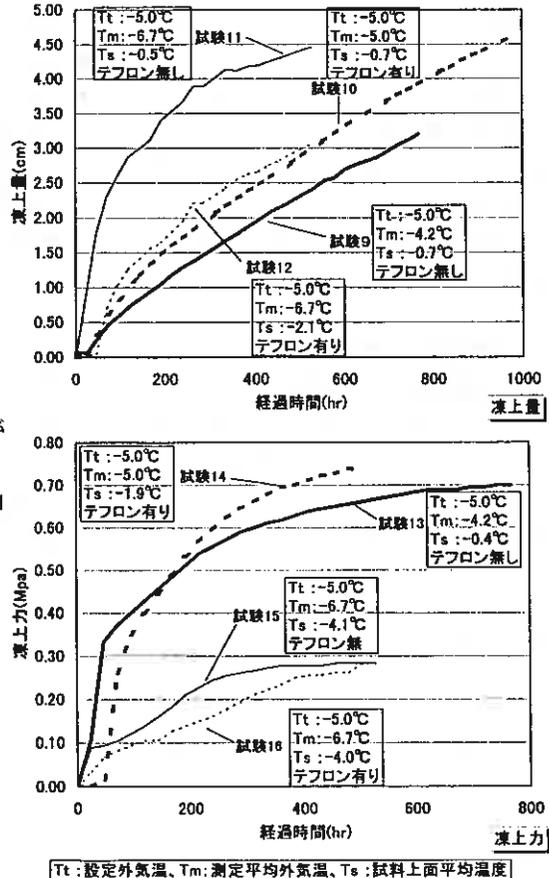


図-3 試料と容器内壁面の摩擦が異なる試験条件

凍上力を測定した試験 18 (試料上面温度-6.4℃) では試料下面から 5cm 付近に凍土の未凍土境界があり、境界から 2cm 付近に薄いアイスレンズが発生していた。凍上力は同一試料で給水をさせた試験 8 (試料上面温度-3.7℃) より大きな値を示した。ただし、試料上面温度がやや低いことも関わっている可能性もある。給水をした試験では凍上量、凍上力の収束にかなりの時間を要するか容易に収束しないのに対し、給水をさせない試験では凍上量、凍上力ともに早いうちに収束する。凍上に水の供給が不可欠なことが再確認された。

#### 4. 供試体作成の問題点

ここで比較検討した各試験における供試体作成は、道路土工排水工指針の凍上試験の方法を準用して、所定の高さで最大乾燥密度となるような量の試料を容器に詰め、ある程度突き固めた後、圧縮試験器を使用して所定の高さになるようにしている。1 試験に 6 供試体を同時に作成し、作成後に各供試体を観察すると不均一な間隙がみられる。これらの不均一な間隙の位置により、アイスレンズの発生位置、発生状況も変わってくる可能性が考えられる。例えば試験 1 と試験 3 の凍上量の違いはこのために生じているかもしれない。

#### 5. まとめ

凍上量、凍上力の試験結果に影響を及ぼすと考えられることをまとめると次の通りである。

- 1) 試料の凍上性を最大限に明らかにするために、試料の適切な冷却温度が存在する可能性がある。
- 2) 試料と試料容器内壁面の間摩擦軽減のためにテフロンシートの貼付が有効と考えられたが、今回の試験ではこの点を確認できなかった。
- 3) 給水を実施しない試験では給水した試験に較べて凍上量、凍上力が早い時期に収束することがあらためて確認された。
- 4) 供試体作成による不均一な間隙がアイスレンズの発生位置、発生状況に影響する可能性があるが、今後の詳しい検討が必要である。

#### 6. 今後の方向

今回の検討では、凍上量、凍上力に影響する要因について、不明確な点が残った。現在、新しい規格の凍上試験装置を試作し、予備的な試験を進めている。この過程でこれら不明確な点も再検討する予定である。

#### <参考文献>

- 1) 桑島正樹、西川純一、北野初雄；土の凍上力実験，土木学会第 51 回年次学術講演概要集 B, pp.740~74,

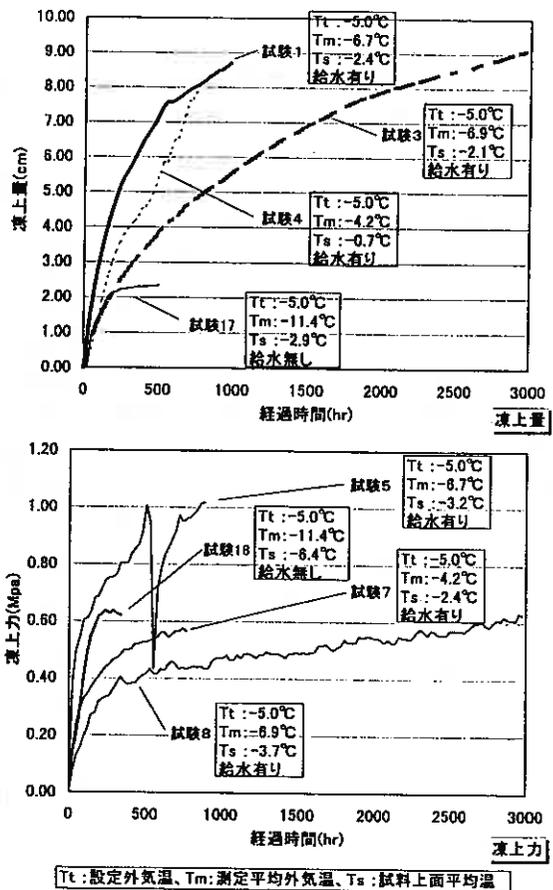


図-4 給水が異なる場合の凍上量、凍上力

1995.9

- 2) 金田尚, 西川純一, 多田秀一: アンカーの凍上力に関する室内実験, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 37 号, pp.147~150, 1997.2
- 3) 金田尚, 西川純一, 多田秀一: アンカーの凍上力に関する室内実験 (その 2), 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第 38 号, pp.87~90, 1998.2
- 4) 金田尚, 西川純一, 多田秀一: 土の凍上試験と凍上を考慮したグラウンドアンカーの設計, 開発土木研究所月報, 第 541 号, pp.24~31, 1998.6
- 5) 金田尚, 西川純一, 多田秀一: アンカーの凍上に関する室内実験, 第 33 回地盤工学研究発表会講演集 2 分冊の 2, pp.1767~1768, 1998.7
- 6) J.Nishikawa and H.Kaneta : Experiments on Frost Heaving Force of Ground Anchor, Cold regions impact on civil works, D.Newcomb ed., ASCE, pp.437~446, 1998
- 7) 日本道路協会: 道路土工-排水工指針-, pp.238~243, 昭和 62 年 6 月
- 8) 土質工学会編: 土の凍結-その理論と実際-[第 1 回改訂版], 土質基礎工学ライブラリー No.23, p.6, 1994

## 粘性土の凍上中の側方変位について

北海学園大学 大学院 学生員 ○加藤 幸輝  
北海学園大学 工学部 正会員 小野 丘  
同 上 正会員 武市 靖

### 1. はじめに

凍結・凍上現象を把握するために実施される凍上試験機の多くは、側方変位を拘束した、いわゆる“モールドタイプ”で行われている。一方、三軸応力条件の下で土を凍結させると、供試体の側方は応力値一定の境界となり、凍結中の自由な側方変位を許すことができる。筆者らは凍結・融解三軸試験装置を用いて、凍結・融解履歴が粘性土に与える影響について一連の研究<sup>1), 2), 3), 4), 5)</sup>を続けており、これまでに等方応力条件下で一次元的に凍結履歴を与えると、熱流方向への凍上の他に、熱流直角方向への膨張(側方の膨張)が生じることを肉眼で確認している(写真1、2)。この側方の凍結膨張現象について山本ら<sup>6)</sup>は、側方の変位を拘束しない三軸応力状態で凍上試験を行った後、大気圧下で供試体の直径を直接計測し、側方の膨張が凍結時の拘束圧力に依存することを示している。しかしながら、これまでに三軸応力条件下で凍結・凍上中における供試体の側方変位を連続的に記録し、詳細に検討した例はなく、凍結中の熱流に対して直角方向の変位についてはほとんど解明されていない状況にある。

そこで筆者らは、凍結中に供試体の側方変位を調べるために、レーザ変位計を利用した側方変位測定システム (*Lateral Displacement Measuring System*、以下 LDMS)を開発した。それを現在使用している凍結・融解三軸試験装置に設置し、凍結中の側方変位を等方三軸応力条件の下で測定した結果、凍上中における供試体の側方の変形量を知ることができた。

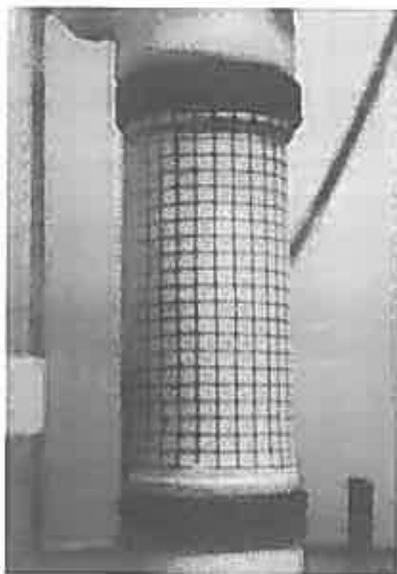


写真 1 凍結前の供試体の形状  
(メッシュは5mm方眼)

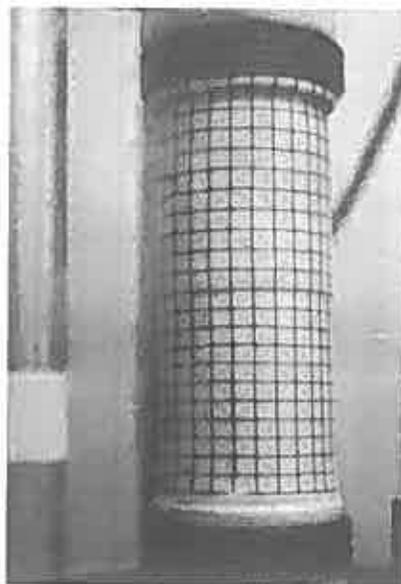


写真 2 凍上中の供試体の形状  
(凍結開始から25時間後)

Lateral displacement of clay during freezing, Takaki KATOH (Graduate student, Hokkai-Gakuen Univ.), Takashi ONO (Faculty of engineering, Hokkai-Gakuen Univ.), Kiyoshi TAKEICHI (ditto)

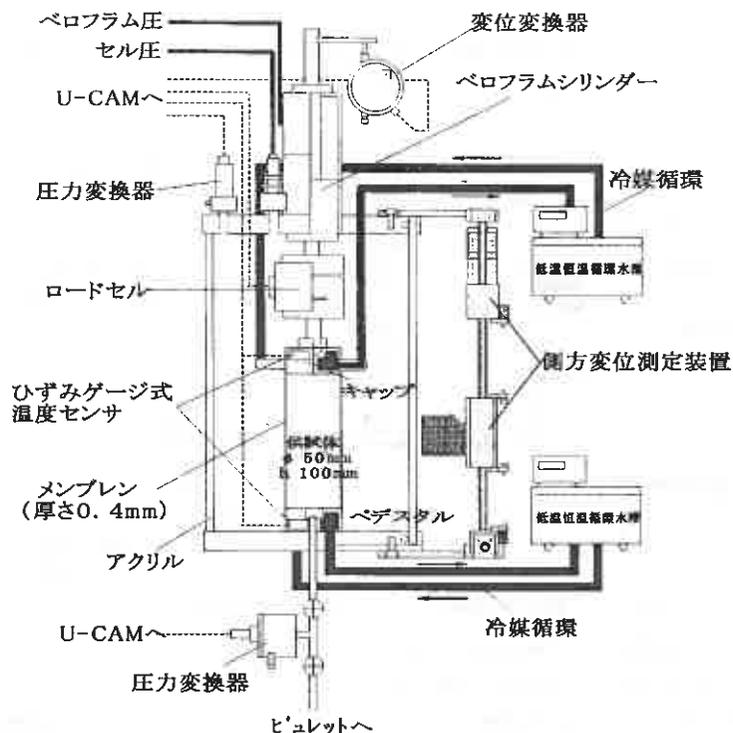


図 1 側方変位測定装置を有する凍結・融解三軸試験装置

表 1 レーザ変位計の仕様

型式 (センサヘッド)	LB-080
(アンプユニット)	LB-1100
基準距離	80mm
測定範囲	±15mm
光源	赤色半導体レーザ
波長	670nmクラス3B
出力	最大 3mW
スポット径	1×2mm (基準距離にて)
直線性	0.25% of P.S (白紙)
分解能	8 μm
アナログ電圧出力	±5V (3mm/V)

表 2 ステッピングモータの仕様

品名	UPK545-NBC
励磁最大静止トルク	0.24 N・m
ロータ慣性モーメント	$68 \times 10^{-7} \text{ kg} \cdot \text{m}^2$
定格電流	0.75 A/相
基本ステップ角	0.72°
絶縁階級	B種 (130°C)
電源入力	1.1 A
出力電流	0.75 A/相
励磁方式	フルステップ 0.72° /step

## 2. 凍結・融解三軸試験装置と側方変位測定システム

### 2.1 凍結・融解三軸試験装置

本実験に用いた凍結・融解三軸試験装置を図1に示す。この凍結・融解三軸試験装置の大きな特徴は、両端面内に冷媒を独立に循環させることにより、任意の温度勾配の下で凍結・融解作用を供試体に与えることができ、かつ、凍上による余分な反力が供試体に作用しないよう工夫しているところにある<sup>7)</sup>。

### 2.2 側方変位測定システム (LDMS)

図2にLDMSの概要を示す。このLDMSは供試体の変形を測定する「レーザ変位計」と、センサヘッドを上下移動させるための「ステッピングモータ」と「ボールネジ」およびそれらを支えて三軸セルに固定する「フレーム」で構成される。レーザ変位計の仕様を表1に、ステッピングモータの仕様を表2に示す。凍結中の側方変位は軸対称に発生すると仮定して、供試体の側方変位は側方一測線のみ測定した。

レーザ変位計：レーザ光を用いて距離を測定する方法は幾つか提案されているが、本研究で使用したレーザ変位計の測定原理は、レーザ光の強度を利用する方法によるものである。図3にセンサヘッドの構造を示す。センサへ

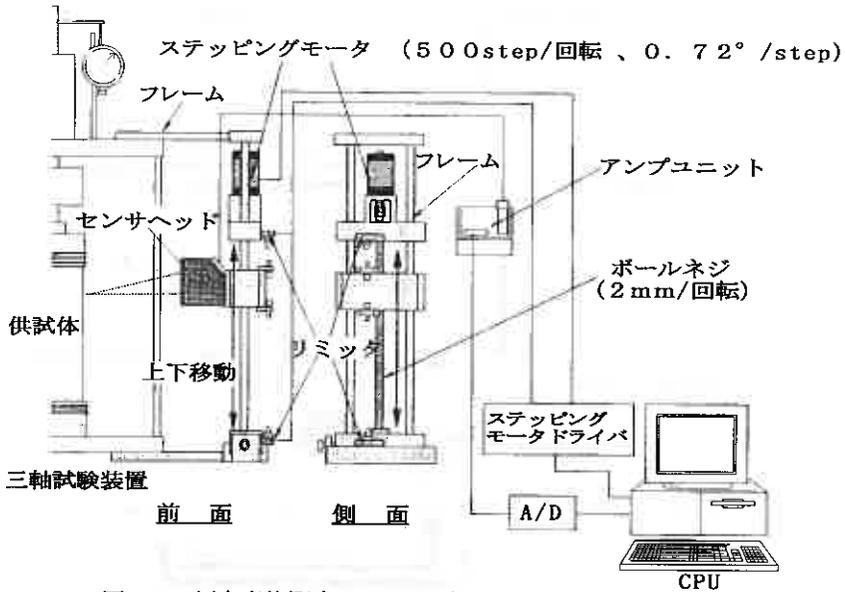


図 2 側方変位測定システム (LDMS)

ヘッドは発光素子と光位置検出素子で構成されている。半導体から発光されたレーザー光は投光レンズで集光され、測定対象物に照射される。そして対象物から拡散反射された光線の一部が受光レンズを通して光位置検出素子上にスポットを結ぶ。対象物が移動するとスポットも移動するので、スポット位置を検出することにより対象物の変位量が測定できる。測定物から反射されたレーザー光は光位置検出素子によって電圧に変換されるため、変位量はアナログ電圧として出力される。アンプを通したアナログ電圧値をパソコン側で A/D 変換し、変位量を電圧値として得る。さらにこのレーザー変位計は受光量を正確に得ることのできるように測定対象物の表面状態に合わせて最適な発光量と受光量に自動調整する機能がある。また受光レンズを非球面にしているため、収差を抑えた安定した受光量を検出できるように工夫されている。

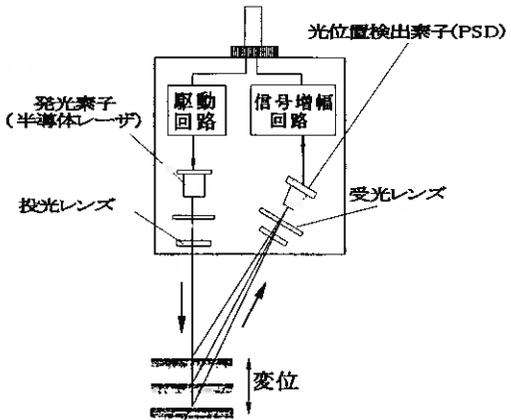


図 3 センサヘッドの構造

**ステッピングモータ**：ステッピングモータにボールネジを取り付けることによって、レーザー変位計のセンサヘッドを高さ方向に正確に移動させ、供試体の一定高さにおける側方変位を測定できるようにした。つまりモータに所要の回転数(ステップ)を与えることによりセンサヘッドを正確に上下移動できる訳である。本研究で用いたモータの位置決め分解能は一回転 $360^\circ$ を500分割しているため、 $0.72^\circ/\text{step}$  ( $500\text{step}/\text{回転}$ )である。またボールネジのリードを $2\text{mm}/\text{回転}$ に設定しているため、 $0.004\text{mm}/\text{step}$ の精度でセンサヘッドを上下に移動させることが可能である。

供試体の側方変位を測定するときは、センサヘッドを測定位置に移動させたのち、一旦モータを停止させてから距離を測定するという作業を繰り返して行った。したがって、初期高さ $100\text{mm}$ の供試体の下端から上端までを $5\text{mm}$ 間隔で測定した場合、一回の測定で一測線上に21点の電圧データが得られる。また、一回の測定にかかる時間は約2分で、その測定を30分間隔で繰り返した。なおセンサヘッドはペDESTAL端面の角を基準として上方 $120\text{mm}$ まで移動可能である。

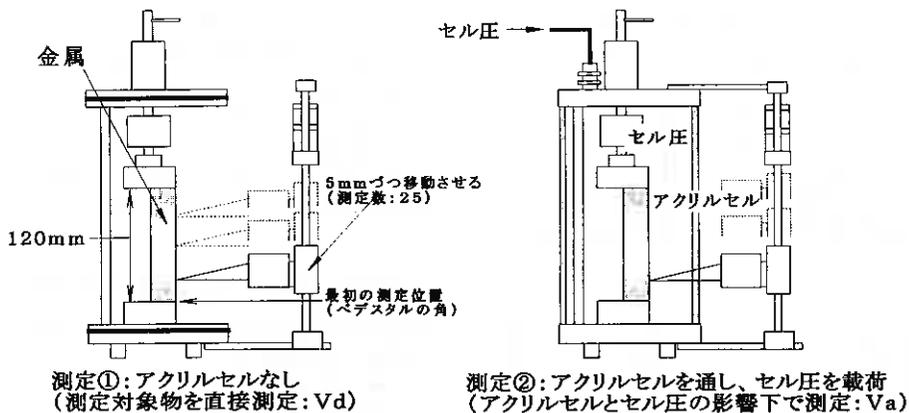


図 4 補正実験の概略図

### 3. 測定データの補正

#### 3. 1 アクリルおよびセル圧の影響

アクリルセルを介してセル内の供試体までの距離をレーザで測定する場合、レーザ光の一部がアクリルセルで反射するため、実際の距離とは異なって測定される。このためアクリルの影響を予め知っておき、データの補正を行った。また、セル内に圧力を載荷することによってアクリルセルが変形するため、圧力による影響も考慮した。さらに、試験の際にはアクリルセルの同じ箇所をレーザ光が透過するように、アクリルセル表面に透過範囲をマーキングした。

#### 3. 2 補正実験と測定値の補正方法

測定データに対してアクリルセルとセル圧の影響を考慮するために以下の補正実験を行った。

図4に示すように、キャップとペダスタルの間に、高さ120mmの平坦な金属を正確に置き、次の項目について測定を実施した。

- 測定①: アクリルセルなしで直接距離を測定  
(正しい測定値:  $V_d$ )
- 測定②: アクリルセルを通し、セル圧を載荷して  
距離を測定  
(圧力とアクリルの影響のある計測値:  $V_a$ )

まず、同一測線上で測定①を実施し、センサヘッドから金属面までの距離(電圧値)の真の計測値を  $V_d$ (単位: Volt)とした。次に同様に測定②をM回実施し、センサヘッドから金属面までの距離データ(電圧値)  $V_a$ を測定した。セル圧は、300kPaの下で実施した。

①、②の測定結果の一例を図5に示す。この結果から、セル内に圧力を載荷した状態でアクリルを介して測定すると、求める測定値よりも電圧値が低く出力されることが分かる。してがって、この電圧の低下量を各測定点ごとに把握することによって測定データを補正するものとする。

各測定位置における実測データとして得られる電圧  $V_m$ を、式(1)によって補正する。

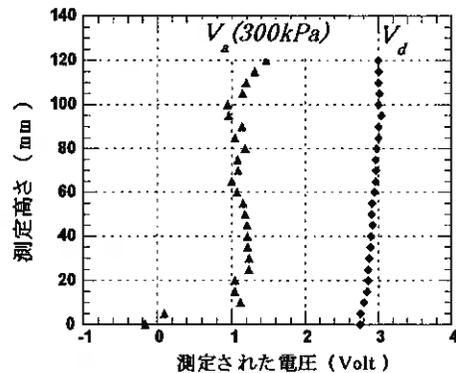


図 5 アクリルがない場合の電圧  $V_d$  とアクリルとセル圧がある場合の電圧  $V_a$

表 3 試料の物理的性質

土粒子の密度	2.742 g/cm <sup>3</sup>
粘土分 (5 μ m 以下)	74 %
液性限界	73 %
塑性指数	43
飽和度	100 %
初期間隙比	1.379
圧縮指数 C <sub>c</sub>	0.55

表 4 実験条件

背圧	100 kPa
冷却速度	-0.2 °C / hour
温度勾配	≒ 1.0 °C / cm
凍結速度	2 mm / hour
初期供試体寸法	φ = 50 mm h = 100 mm
凍結時間	55 hours

表 5 端面温度条件

	圧密時	凍結時
上端面温度	+2 °C	0 °C → -10 °C
下端面温度	+2 °C	+10 °C → 0 °C

表 6 凍結時の諸条件と凍上量および吸排水量

凍結時の有効拘束圧力	200 kPa
凍結直前の間隙比	1.072
最終凍上量 (mm)	10.72
最終吸水量 (cm <sup>3</sup> )	18.58

$$V_c = V_m + \frac{\sum (V_d - V_a)}{N} \quad (1)$$

ここに  $V_c$  : 補正された測定値 (Volt)

$V_m$  : 実験時の測定値 (Volt)

$V_d$  : アクリルセルがないときの測定値 (Volt)

$V_a$  : アクリルセルを通し、所要の圧力を載荷したときの測定値 (Volt)

$N$  :  $V_a$  の測定回数 (回)

式(1)より、レーザ変位計により測定されたデータを補正し、電圧値  $V_c$  を得る。この電圧値  $V_c$  を距離  $L$  (mm) に変換する場合は、本研究で用いたレーザ変位計の仕様より、式(2)によった。

$$L = 3V_c \quad (2)$$

ここに、 $L$  : センサヘッドから測定対象物までの距離 (mm)

$V_c$  : 式(1)による

### 3. 3 供試体半径

LDMSによって得られる測定データは、センサヘッドから供試体表面までの距離であるから、式(3)によって供試体の半径  $r$  を算出した。但し、メンブレンの厚さは考慮していない。

$$r = (3V_d + 25) - L \quad (3)$$

ここに、 $r$  : 供試体半径 (mm)

$V_d$  : アクリルセルがないときの測定値 (Volt)

25 : ベDESTALの半径 (mm)

$L$  : 式(1)による

## 4. 実験結果

予備圧密圧力100kPaで作成された供試体を有効拘束圧力200kPaまで等方圧密し、凍上試験を実施した。本報告では凍結中における凍上量と、LDMSによって計測された側方変位から、供試体の変形を調べた。試料の物性値、実験条件、端面温度条件、凍結時の諸条件を表3～表6に示す。

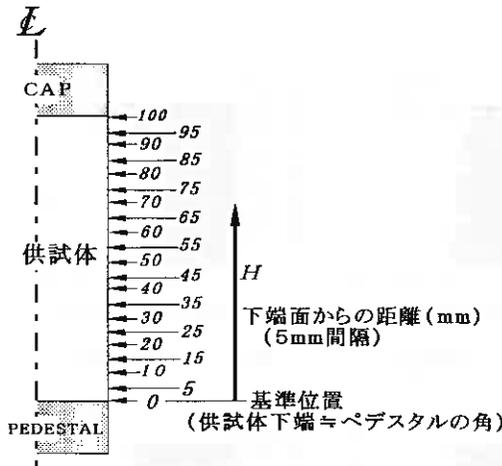


図6 側方変位測定位置

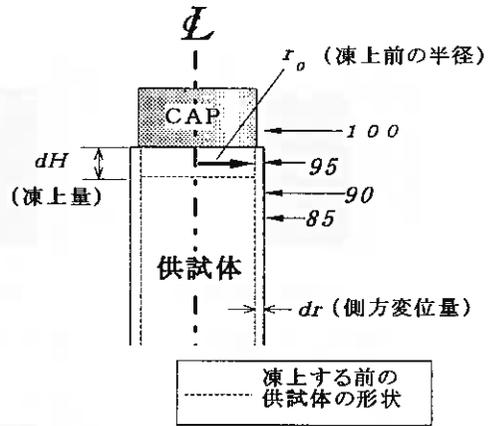


図7 凍上中の供試体の側方変位

#### 4. 1 凍結・凍上中における供試体半径の測定

図6に供試体側方変位の測定位置を示す。ペDESTALの角を供試体下端部とし、この位置から5mm間隔で上向きにセンサヘッドを移動させて、側方変位を計測した。また、5mm間隔で得られたデータは計測位置を基準に±2.5mm範囲の代表値として扱った。例えば、 $H=50\text{mm}$ の場合、 $H=47.5\sim 52.5\text{mm}$ においては、側方変位量は同一値であるとみなした。凍結進行中は凍上により供試体の高さが刻々と変化するので、図7のように、凍土部分の供試体の側方変位量は凍上前の供試体上端部の半径をもとに算定することとした。

凍結開始時から終了時までの代表的な供試体の変形の様子を図8(a)～(k)に示す。なお、図中に示している $0^\circ\text{C}$ 線の位置決定方法は、4.2で後述する。図8(a)～(k)は凍結開始後から5時間ごとにおける供試体の半径の変化を示したものである。これらの図より、 $0^\circ\text{C}$ 線より下の未凍土は、一旦半径方向に収縮し、 $0^\circ\text{C}$ 線が未凍土を通過した後、半径方向に膨張していることが分かる。この現象は凍結の際、 $0^\circ\text{C}$ 線近傍で有効応力が増加し、未凍土が収縮する、いわゆる脱水圧密<sup>8)</sup>によるものと考えられる。本報告では正規圧密試料に対して凍結・凍上実験を実施しているため、脱水圧密が顕著に現れたと考えられる。また、凍土側を注目すると $0^\circ\text{C}$ 線通過直後は供試体半径が増加していることから、凍土の成長があることが分かる。

#### 4. 2 各測定位置における供試体半径の時間変化

供試体の一定高さにおける半径の時間的推移を調べたのが図9である。図9では測定位置 $H=5\sim 90\text{mm}$ での供試体半径の時間的変化を示す。本実験で得られたデータは $H=0\sim 100\text{mm}$ であるが、図7に示したように、供試体上端部は凍上により凍結前の半径を仮定しないと変化量が算出できないため、図9では確実に凍結前の供試体半径と凍結による膨張が測定できる範囲である $H=5\sim 90\text{mm}$ までのデータのみで考察することにする。

図9より供試体の半径はある時間まで一旦収縮した後、膨張に転じることが分かる。収縮する量は約 $0.1\sim 0.3\text{mm}$ (平均 $0.185\text{mm}$ 、 $0.74\%$ )程度であり、供試体測定位置が低いところ程、収縮量が小さいことが分かる。この収縮から膨張に転じる現象は、前述したように、 $0^\circ\text{C}$ 線近傍で脱水圧密が生じ、未凍土が収縮した後、 $0^\circ\text{C}$ 線が通過したことにより凍結し、膨張したことによるものと考えられる。そこで、この収縮から膨張に転じる時間を、各測定位置における $0^\circ\text{C}$ 線通過時間と考えた。この方法に従って図8(a)～(k)の $0^\circ\text{C}$ 線を図中に示し、凍土と未凍土を区別してある。

図9において、凍結終了時の50hours～55hoursの間では半径の変化がほとんどないことが分かる。この間では冷却速度がゼロであり、凍上量、吸水量の変化もないことから、側方変位量は凍上現象と結び付けて説明できると考えられる。また、図9(a)～(g)での $0^\circ\text{C}$ 線通過後の凍土において、供試体半径の収縮が観測された。このような凍土の収縮は予想していなかった現象で、凍土中の不凍水量に関連すると推定されるがその原因は今のところ未解明である。

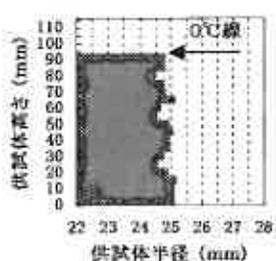


図 8 (a) 凍結開始

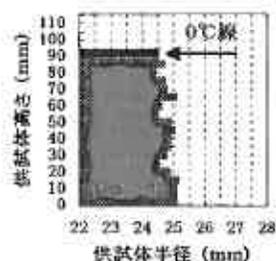


図 8 (b) 5時間後

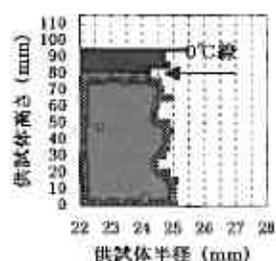


図 8 (c) 10時間後

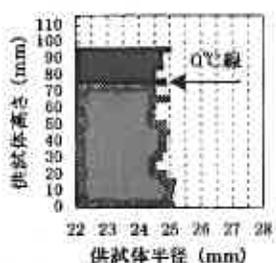


図 8 (d) 15時間後

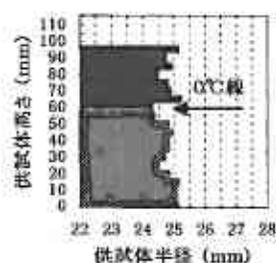


図 8 (e) 20時間後

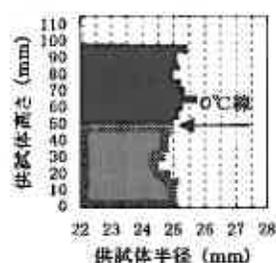


図 8 (f) 25時間後

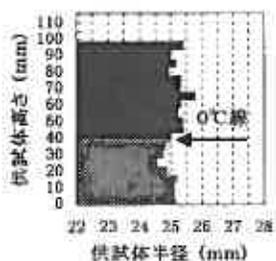


図 8 (g) 30時間後

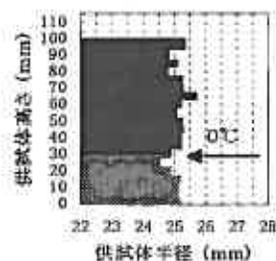


図 8 (h) 35時間後

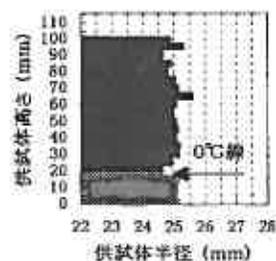


図 8 (i) 40時間後

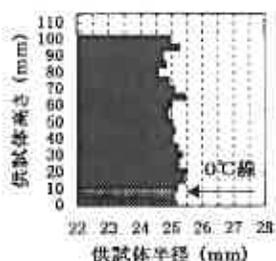


図 8 (j) 45時間後

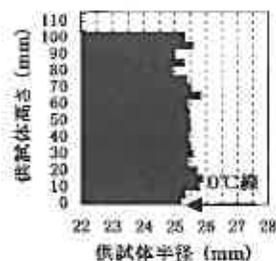
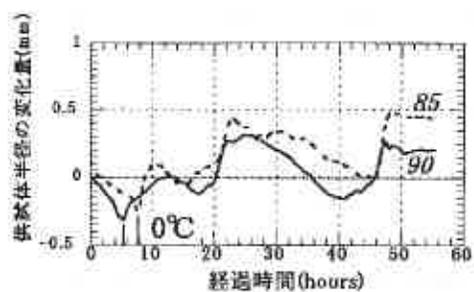


図 8 (k) 50時間後

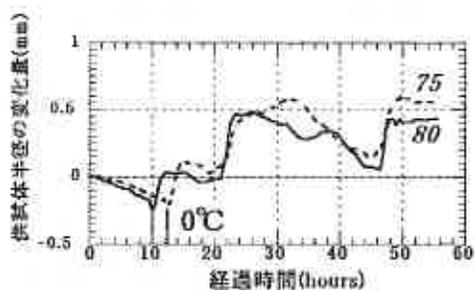


図 8 凍結中の供試体の側方変位



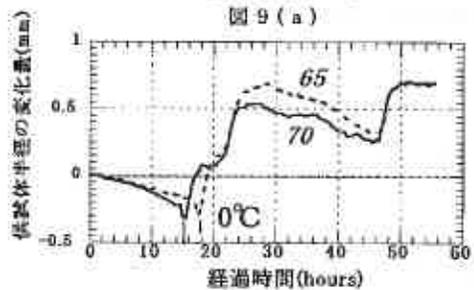
経過時間(hours)

図 9 (a)



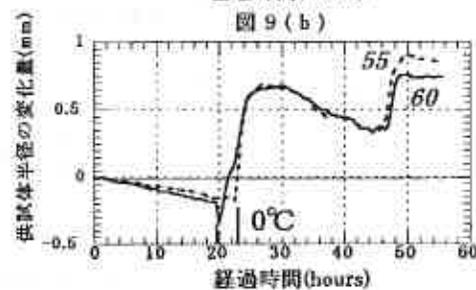
経過時間(hours)

図 9 (b)



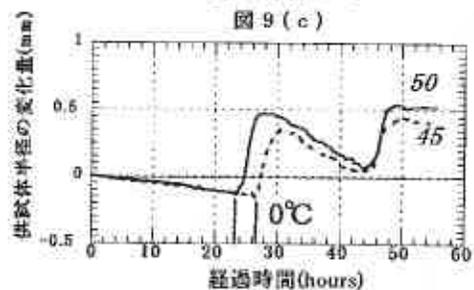
経過時間(hours)

図 9 (c)



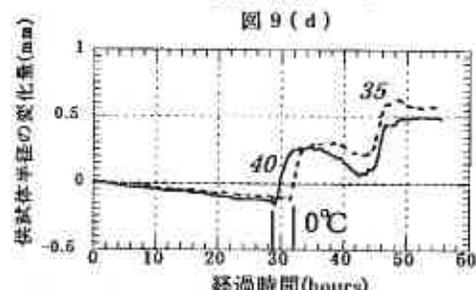
経過時間(hours)

図 9 (d)



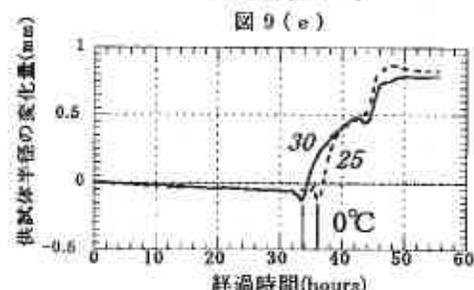
経過時間(hours)

図 9 (e)



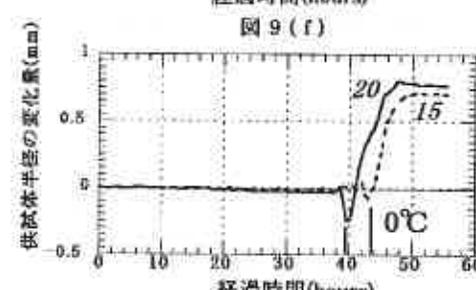
経過時間(hours)

図 9 (f)



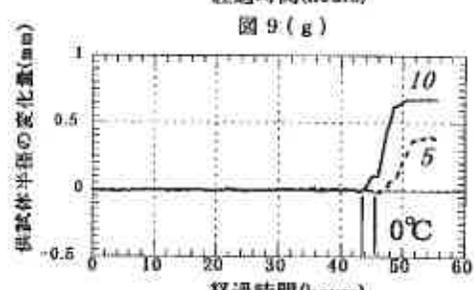
経過時間(hours)

図 9 (g)



経過時間(hours)

図 9 (h)



経過時間(hours)

図 9 (i)

図 9 各測定位置における供試体半径の時間変化  
(図中の数字は図6の高さを示す)

#### 4. 3 凍上率 $\xi_1$ と側方膨張率 $\xi_3$

側方の凍結膨張を考える場合、脱水圧密により一度収縮してから凍結膨張すると考えて、以下の式で側方膨張率  $\xi_3$  を算出した。

$$\xi_3 = \frac{dr + |dr_s|}{r_0 - |dr_s|} \times 100 \quad (\%) \quad (4)$$

ここに、 $\xi_3$  : 側方膨張率 (%)

$dr_s$  : 各測定位置における未凍土の収縮量 (mm)

$dr$  : 各測定位置における凍結前を基準とした凍結終了時の膨張量 (mm)

$r_0$  : 各測定位置における凍結前の供試体半径 (mm)

また、鉛直凍上率  $\xi_1$  は次式による。

$$\xi_1 = \frac{dh}{h_0} \times 100 \quad (\%) \quad (5)$$

ここに、 $\xi_1$  : 鉛直凍上率 (%)

$dh$  : 凍上量 (mm)

$h_0$  : 凍結前の供試体高さ (mm)

(5)式で計算した側方膨張率の分布を図10に示す。図10より側方膨張率  $\xi_3$  は供試体上下端部と中央部では小さく、下からの高さが20mmと60mmのところでは大きくなっており、 $\xi_3$  の値が様でないことが分かった。また、 $\xi_3$  の最も大きい値と小さい値との差は3%程度であった。このように側方膨張率が様にならない理由は不明である。供試体内の細かな性質のばらつきによるのか、または凍結方式や凍結速度といった実験条件に起因するのかを今後明らかにしてゆく必要がある。

$\xi_3$  の代表値を得るために平均値をとると、 $\xi_3 = 3.15\%$  となった。また(4)式によって計算した結果、 $\xi_1 = 11.53\%$  を得た。したがって側方と鉛直の膨張率の比は、 $\xi_3 / \xi_1 = 0.27$  となる。この結果を山本ら<sup>9)</sup> の同じ有効拘束圧力の結果と比較すると、 $\xi_3 / \xi_1 = 0.22$  となることから、本報告で得られた結果は山本らよりやや大きい値を示すことが分かった。

#### 5. まとめ

- 1 レーザ変位計を利用した側方変位測定システムを開発し、凍上中の側方変位を計測した。その結果、熱流直角方向の変位(側方膨張)を連続的かつ詳細に計測することができた。
- 2 凍上中における供試体の変形を経過時間ごとに調べたところ、0°C線が通過する前の未凍土の脱水圧密による収縮と通過後の凍結による側方膨張の様子が明瞭になった。
- 3 供試体の一定高さにおける各測定位置での側方変位を、経過時間ごとに調べた結果、未凍土の収縮量は供試体上部が多いことや、供試体半径が収縮から膨張に転ずるところで0°C線を推定できることが分かった。

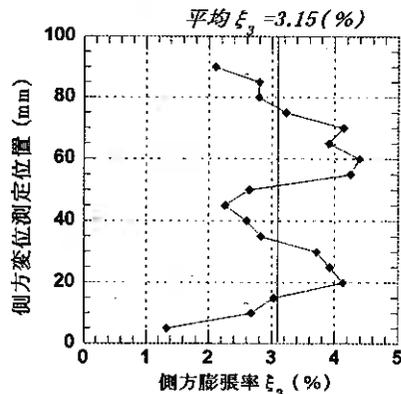


図10 側方膨張率  $\xi_3$  の分布

- 4 凍結前を基準とした未凍土の収縮量の平均値は0.185mmであった。これは凍結前の平均半径に対して0.74%であった。
- 5 側方膨張率 $\xi_3$ を式(4)で定義して高さ方向の分布を調べた結果、 $\xi_3$ は測定高さで値が異なり、最大で3%の差があることが分かった。また平均値は $\xi_3 = 3.15\%$ となった。
- 6 側方と鉛直の膨張率の比は、 $\xi_3/\xi_1 = 0.27$ であった。この値は山本らの報告よりやや大きいことが分かった。

謝 辞 本研究を進めるに当たって、北海学園大学工学部の高橋徳名氏には日頃からご支援頂いている。また、本学4年の大橋範久君にはデータ整理などに協力して頂いた。記して感謝の意を表します。

《参考文献》

- 1) 小野丘・三田地利之: 正規圧密飽和粘性土の三軸凍結・融解・せん断特性  
第31回地盤工学研究発表会講演集2-1, pp1179-1180, 1997.
- 2) 小野丘・三田地利之: 凍結・融解履歴を受けた飽和粘性土の圧密過程  
第52回土木学会年次学術講演会概要集, 3B, pp. 646-647, 1997.
- 3) 加藤幸輝・武市靖・小野丘: 飽和粘性土の凍結・融解履歴とその影響について  
地盤工学会北海道支部技術報告集第38号, pp. 63-70, 1998.
- 4) 加藤幸輝・武市靖・小野丘: 飽和粘性土における凍結・融解履歴と過圧密履歴について  
第33回地盤工学研究発表会, 2-1, pp. 1171-1172, 1998.
- 5) 加藤幸輝・武市靖・小野丘: 凍結・融解履歴を受けた飽和粘性土の非排水せん断挙動について  
第53回土木学会年次学術講演会概要集, III-B, pp. 766-767, 1998.
- 6) 山本英夫・上田保司・伊豆田久雄: 飽和土の三軸凍結膨張に関する実験的研究  
雪氷, 56巻4号, pp. 325-333, 1994.
- 7) 小野丘・三田地利之: 凍結・融解作用を受けた粘性土の示す非排水せん断特性について  
地盤工学会北海道支部技術報告集第36号, pp. 243-250, 1996.
- 8) 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, 39巻1号, pp. 53-64, 1977.

## 廃棄ビニルシートの凍上抑制層材への活用に関する研究(2)

北海学園大学大学院 ○学生員 伊藤智明  
北海学園大学工学部 正会員 久保 宏

### 1. まえがき

現在、農業用塩化ビニルシートが焼却によるダイオキシン等の有害物の発生でその処理方法が問題となっている。そのため、早急に塩化ビニルシートの新たな処理方法の開発が必要となった。また、北海道では凍上対策に使用される良質な砂利、砕石等が枯渇化傾向にあり、新たな代替材料の開発が望まれている。

本研究は、廃棄物処理困難な温室ハウス等の使用済み塩化ビニルシートの道路路盤材としてのリサイクル利用と道路凍上抑制層材としての置換材料の枯渇化への対策、この2つの社会的問題を同時に解決することを目的として、使用済み塩化ビニルシートから作成したリサイクル材料(廃ビペレットと略称)を用いて、基礎的性質を室内試験によって確かめるとともに、空知郡栗沢町の農道においてその凍上抑制層材としての適用性を調査した。

### 2. 廃ビペレットの製造方法

廃ビペレットの具体的生産方法については、これまで通り、温室ハウス等の使用済み塩化ビニルシートを回収し、裁断と水洗いを繰り返してフラフ状にしたものを145℃程度まで加熱し、液体化して成形している。また、野外試験において経験した、その層厚が大きくなれば転圧が不十分で締め固めにくいという転圧時の困難さの改善について、廃ビペレット表面の摩擦力の増大を図るため作成したフライアッシュ入り廃ビペレット(改良廃ビペレットと略称)の製造方法についても既報の通りである<sup>1)~5)</sup>。図-1に廃ビペレットの製造フローを示し、完成した廃ビペレットは写真-1に示す。

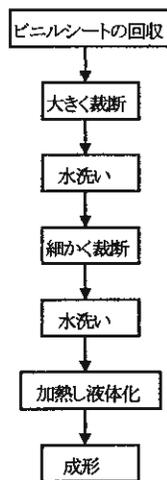


図-1 廃ビペレットの製造方法

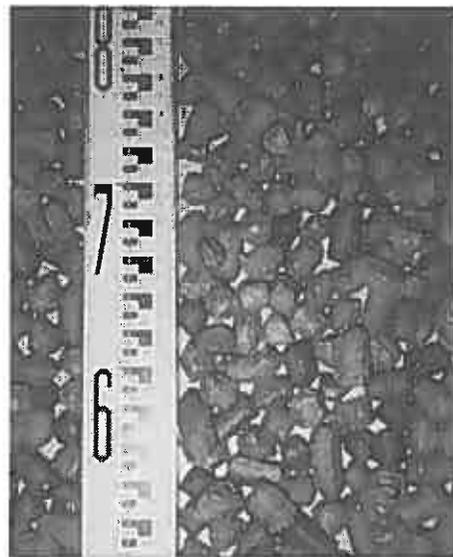


写真-1 廃ビペレット

### 3. 廃ビペレットの基礎的性質に関する室内実験

廃ビペレットを道路下層路盤材、凍上抑制層材、水路裏込め材などに使用する場合に必要な性質として粒度、比重、単位容積質量、熱伝導率、有害物溶出性、圧縮特性があげられる。本研究では、まずこれらの項目について室内試験を行ない、次に示すような結果が得られている<sup>1)~5)</sup>。

Experimental study on Waste Vinyl sheet as Frost-heave Preventive Materials of Pavements  
Tomoaki Ito, Hiroshi Kubo, Tomonori Sado, Takaharu Kitano

- (1) 粒度分布 : ふるい分け試験の結果、廃ビレットと改良廃ビレットはともに最大粒径 30mm で粒径がほぼ 20mm 前後の均等な材料であり、粒度分布における廃ビレット並びに改良廃ビレットの粗粒率は 7.5 程度である。
- (2) 比重 : 廃ビレット並びに改良廃ビレットの比重で 1.25 程度と一般的な砂や砂利が 2.50~2.70 であることから廃ビレットはそれら材料の 1/2 程度の比重である。
- (3) 単位容積質量 : 廃ビレット並びに改良廃ビレットの単位容積質量は 0.7g/cm<sup>3</sup>程度であり、一般的に使用されている路盤材の約 1/2 程度の材料である。
- (4) 有害物溶出性 : 廃ビレットを長期間使用したとき有害物の溶出が懸念される。これについて、水中凍結時 -18℃、融解時+5℃で300サイクルの凍結融解試験を行い、その融解水の分析を財団法人日本食品分析センターに依頼して行った。その結果、僅かに鉄分、マンガンが検出された以外はシアン、水銀などの有害成分は検出されず、土壌水に対する環境基準に合致するものであった。
- (5) 熱伝導率 : 熱伝導率の測定は、北海道立寒地住宅都市研究所に依頼し、現場で使用された場合を想定し平板直接法によって測定を行った。その結果、廃ビレットは砂利、碎石の 1/15~1/20 程度の熱伝導率であり、熱を伝えにくい材料であることがわかった。
- (6) 圧縮特性 : 廃ビレットの圧縮試験にはCBR試験用モールドを用い、13kN までの荷重を3回繰り返して加えた。そのときの廃ビレットの温度は室温の 15℃で行ない、その結果、廃ビレット並びに改良廃ビレットの圧縮特性は 13kN までの繰り返し荷重に対して最大 13%前後の大きな変位があることが分かった。

廃ビレットの原料はビニルであることから、温度によりその硬度が異なることが予想できる。実際、冬期における野外試験によって、その高い凍上抑制効果が確認できているが、夏期において廃ビレットの硬度が暑い気象条件のためどの程度変化するか把握しておく必要がある。そこで廃ビレットの設定温度を40℃、30℃、20℃、10℃、0℃として、温度によって廃ビレットの変位がどのように影響するか検討した。この設定温度は、過去の野外試験における地中温度測定結果を考慮して決定したものである。

図-2は、圧縮試験の要領で荷重を3回繰り返しかけたときの最大変位の平均値を示したものである。この結果から、設定温度が高くなるにつれて、変位が大きくなってきていることが分かる。しかし、10℃以下までは変位が9%程度となっているが、設置温度が20℃になると変位が18%程度と2倍になっていることから、廃ビレットの温度に対する依存性としては、10℃から20℃の間に変局点があり、20℃を超えると急激に硬度が低下し変位が増大するものと考えられる。したがって、廃ビレットを路盤などで使用した場合、夏期における路盤の温度上昇は、その変位が大きくなり路面の破壊をもたらす恐れがあると考えられる。

図-3は、図-2の圧縮試験と同様に廃ビレットの温度を40℃、30℃、20℃、10℃、0℃と設定してCBR試験を行った結果である。この結果から、温度が低いほどCBR値が大きくなっているのが分かる。これは、温度が低いほど

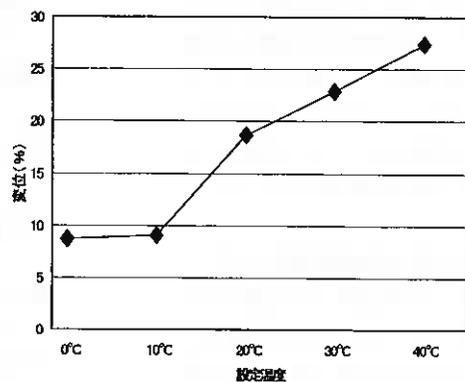


図-2 温度の違いによる変位の推移

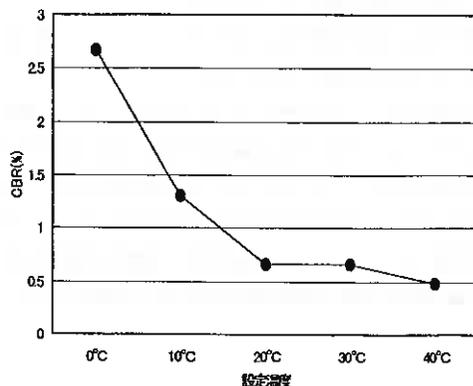


図-3 CBR試験結果

ど廃ビレットが硬化しているためと考えられる。しかし、設定温度 0℃においても廃ビレットのCBRは 2.7%程度と小さく、20℃以上になると 1%にも満たない。これは、廃ビレットを用いてこの試験を行った場合、廃ビレットの比重や表面摩擦係力が小さいためよく締め固まっていなかったことから、載荷時に試験モールド内で廃ビレットが逃げてしまう形となり、いずれの設定温度においても小さい CBR 値となったものと考えられる。

#### 4. 廃ビレットの適用性に関する野外実験

##### 4.1 空知管内三笠市における野外試験概要

空知管内三笠市の塩化ビニル樹脂再生工場構内において試験施工を行った。ここでは車道を想定して凍上抑制層に廃ビレット 10 cm、15 cm、20 cm とこの地域での標準工法として砂利 52 cm を設置した。また、歩道を想定してアスファルト安定処理をしない区間も作り、その箇所には廃ビレット 10 cm と砂利 10 cm を凍上抑制層として設置した。全体の施工面積は約 700m<sup>2</sup> である。施工時に各路盤に熱電対温度計を設置し、平成 9 年 12 月 2 日から翌年の 3 月末日までの冬期間の地中温度を 1 時間間隔で測定し、各置換深さについて冬期間における各層の地中温度の比較検討を行った。その試験施工現場の平面図と断面図を図-4 に示す。

##### 4.2 野外試験観測結果と考察

図-5 は車道部における凍上抑制層の上面と下面の温度差積算値を示したものである。これによると、廃ビレット 20cm 層が最も大きな温度差積算値となっており、3 月 29 日時点で砂利 52cm 層に比べおよそ 200℃・days 大きな値を示し、次いで廃ビレット 15cm 層で 100℃・days

大きな値となっている。廃ビレット 10cm 層についても層厚が砂利 52cm 層のおよそ 1/5 にも関わらずほぼ同様の積算値となっている。これは、凍上抑制層の上面と下面の温度差が大きいということで砂利 52cm 層よりも、路床土に地表からの寒気の進入を防いでいて、廃ビレットの熱伝導性の低さが大きく影響していると考えられる。

また、図-6 は歩道部における凍上抑制層の上面と下面の温度差積算値を示したものであり、この図からも同じ層厚の砂利層に比べ、廃ビレット層が大きい温度差積算値を示している。これらのことから、廃ビレットを用いると標準工法よりも薄い層厚で高い断熱効果が得られることを確認できた。

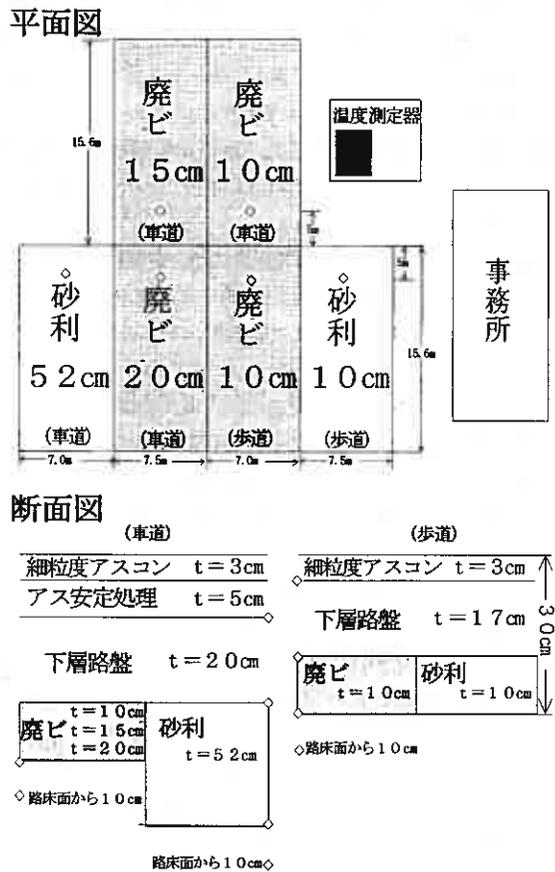


図-4 塩化ビニル樹脂再生工場構内の平面図と断面図

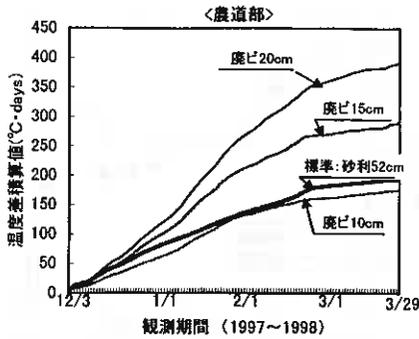


図-5 凍上抑制層上下面の温度差積算値(車道部)

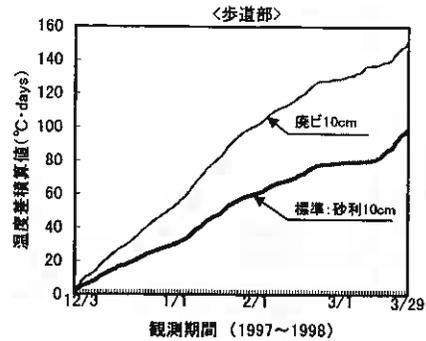


図-6 凍上抑制層上下面の温度差積算値(歩道部)

### 4.3 舗装の凍結深さ

一般に寒冷地における舗装の凍結深さを推定する場合、一般に①式に示すような修正 Berggren の式が用いられている<sup>6)</sup>。本研究では、廃ビペレットを用いた場合でも、設計上各々の地域における舗装厚の決定を行うために、気温による気象データで舗装の凍結深さを推定できるかどうかをこの式で検討した。この検討に用いた気象データは試験施工現場近くの Amedas データを使用し、舗装構成の熱常数については、施工時における現場の含水比と乾燥密度から求めた<sup>6)</sup>。ただし、廃ビペレットの熱伝導率は、室内試験の結果を用いた。計算に用いた各層における熱常数を表-1に示す。

$$Z = \alpha \sqrt{48F / (Lw / K)eff} \quad \text{.....①}$$

ここに、

Z: 推定凍結深さ (cm)

$$(Lw/K)eff = \frac{2}{X^2} \left\{ L_1 d_1 \left( \frac{d_1}{2K_1} \right) + L_2 d_2 \left( \frac{d_1 + d_2}{K_1 + 2K_2} \right) + L_3 d_3 \left( \frac{d_1 + d_2 + d_3}{K_1 + K_2 + 2K_3} \right) + \dots + L_n d_n \left( \frac{d_1 + d_2 + \dots + d_n}{K_1 + K_2 + \dots + 2K_n} \right) \right\}$$

X = d<sub>1</sub> + d<sub>2</sub> + …… + d<sub>n</sub>: 予想凍結深さ (cm)

d<sub>n</sub>: 予想凍結深さ内の各層の厚さで、

d<sub>1</sub> は最上層の深さ (cm)

K<sub>n</sub>: 各層の熱伝導率 (cal/cm·sec/°C)

L<sub>n</sub>: 各層の融解潜熱 (cal/cm<sup>3</sup>/°C)

α = f(μ · τ): 補正係数

μ = Q<sub>wt</sub> · F / L<sub>wt</sub> · t: 融解パラメータ

τ = C<sub>2</sub> | C<sub>1</sub> | = C<sub>2</sub> · t / F: 熱比

C<sub>1</sub> = F / t: 凍結期間中の平均気温 (°C)

C<sub>2</sub>: 年平均気温 (°C)

F: 凍結指数 (°C·days)

t: 凍結期間 (days)

Q<sub>wt</sub> = (Q<sub>1</sub>d<sub>1</sub> + Q<sub>2</sub>d<sub>2</sub> + …… + Q<sub>n</sub>d<sub>n</sub>) / X: 加重平均による熱容量で、Q<sub>1</sub> は最上層のもの (cal/cm<sup>3</sup>/°C)

L<sub>wt</sub> = (L<sub>1</sub>d<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>d<sub>2</sub> + …… + L<sub>n</sub>d<sub>n</sub>) / X: 加熱平均による融解潜熱で、L<sub>1</sub> は最上層のもの (cal/cm<sup>3</sup>)

表-1 熱常数の入力条件

	熱伝導率(K)	熱容量(Q)	融解潜熱(L)	
	(cal/cm·sec·°C)	(cal/cm <sup>3</sup> ·°C)	(cal/cm <sup>3</sup> )	
アスファルト層	0.0035	0.448	0.00	
下層路盤	0.0078	0.483	13.44	
凍上抑制層	廃ビ	0.0003	0.208	4.00
	砂利	0.0078	0.483	13.44
路床	0.0041	0.562	36.40	

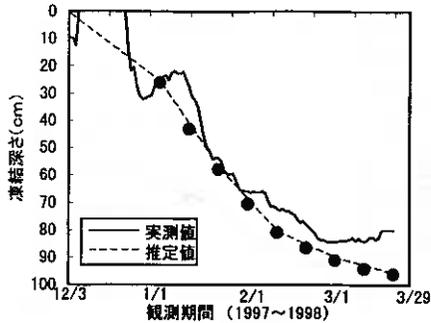


図-7 凍結深さの実測値と推定値(砂利52cm工区)

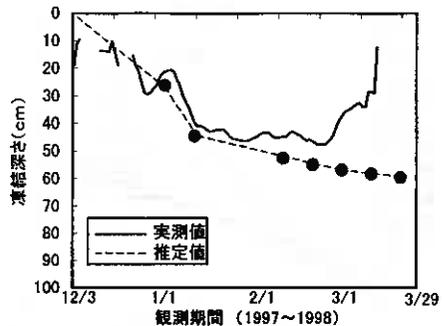


図-8 凍結深さの実測値と推定値(砂利20cm工区)

図-7と図-8は、車道部における標準工法である砂利52cm工区と廃ビペレット20cm工区について、それぞれの路面からの凍結深さの実測値と①式を用いて求めた推定値を示している。この2つの図を見ると、全体的に実測値と比べ推定値の方が若干大きな値となっている。これは、現場における積雪や日射量が影響していると考えられる。しかし、最大値を見るとそのずれが5cm程度の違いであることから、廃ビペレットを凍上防止のための路盤材として用いる場合でも、気象データからこの凍結深さ推定式により、容易に凍結深さを推定できることがわかった。

## 5. 結論

廃ビペレット並びに改良廃ビペレットの基礎的性質に関する室内実験及び空知管内三笠市での野外実験の結果をまとめると次のようになる。

- (1) 廃ビペレット並びに改良廃ビペレットの最大粒径はともに30mm、単位容積質量は $0.7\text{g}/\text{cm}^3$ 程度であり、特に比重は1.3程度と砂や砂利等の材料に比べて1/2と小さいことから、軟弱地盤における圧密沈下量の低減が期待できる。
- (2) 廃ビペレットの熱伝導率は $0.12\text{W}/\text{m}\cdot\text{C}$ と、他の材料に比べ小さく、砂利等の1/15~1/20の値であることから、廃ビペレットの高い凍上抑制効果が期待できる。
- (3) 廃ビペレット並びに改良廃ビペレットは、凍結融解試験から有害成分は検出されないことが分かり、長期使用時の安全性が確認された。
- (4) 廃ビペレットは温度に対する依存性が大きく、 $15\text{C}$ 前後での13kNまでの荷重に対して、最大13%前後の変位があることから、交通荷重の大きい国道や荷重分散効果の期待される路盤上層部に用いる場合には注意が必要である。
- (5) 廃ビペレットのCBRは、廃ビペレットの温度が $0\text{C}$ において最大で2.7%、 $20\text{C}$ 以上になると1%に満たさず、廃ビペレットの表面摩擦力の増大など、廃ビペレット自体の更なる改良が必要である。
- (6) 野外試験から、廃ビペレット使用工区では標準工法工区より大きな温度差積算値を示していることから、薄い層厚で標準工法と同等以上の凍上抑制効果が期待できる。
- (7) 廃ビペレットを使用した場合でも、気象データと既存の凍結深さ推定式により、各舗装構造における凍結深さを推定することができる。

## 6. 今後の研究方向

本研究の空知管内三笠市での野外実験において、廃ビペレットを用いた凍上抑制層厚は20cm、15cm及び10cmで行ったが、廃ビペレット10cmが標準工法より僅かに小さな温度差積算値を示していることから、施工地域での気温、積雪量を考慮した置換厚の決定が必要となる。また、施工性の問題では廃ビペレットの表面摩擦を高めるため、廃ビペレット中にフライアッシュを混ぜ込んだ改良廃ビペレットを用いて行ったが目に見えるほどの効果が得られなかった。そのため施工性の改善を図るための方法として、廃ビペレットを複数接着し、一枚の板状にしたものを用いることも一つの方向として考え、室内試験並びに野外試験でその適用効果を把握するための実験を続けていく必要がある。

廃ビレットは施工性など、まだ多くの問題を抱えているがビニルハウスなどの塩化ビニルシートは年々確実に増加するものと思われる。つまり、これらの諸問題が塩化ビニルシートのリサイクル問題の解決、寒冷地での砂利、碎石等の枯渇化問題の解決につながるものと思われる。

〈参考文献〉

- 1)伊藤、久保、佐渡:廃棄ビニルシートの農道路盤材への活用に関する研究、平成9年度農業土木学会大会講演会講演要旨集、pp.674～pp.675、1997、藤沢市
- 2)佐渡、久保、伊藤:廃棄ビニルシートの道路等の凍上抑制層材への活用に関する研究、平成9年度土木学会第52回年次学術講演会講演概要集 第5部、pp.120～pp.121、1997、八王子市
- 3)伊藤、久保、佐渡、北野:廃棄ビニルシートの農道凍上防止への適用に関する研究、農業土木学会北海道支部研究発表会講演集、pp12～pp17、1997、札幌市
- 4)佐渡、久保、伊藤、北野:廃棄ビニルシートの道路路盤材への活用に関する研究、寒地技術シンポジウム'97寒地技術論文・報告集Vol. 13、pp181～pp186、1997、苫小牧市
- 5)伊藤智明、久保宏、佐渡知典、北野隆春:廃棄ビニルシートの農道路盤材への活用に関する研究(2)、平成10年度農業土木学会大会講演会講演要旨集、pp.416～pp.417、1998、京都市
- 6)熊谷茂樹、有田政博:マイクロコンピュータによる凍結深さ推定プログラムについて、北海道開発局土木試験所月報 No.380、pp.25～pp.37、1985年1月

火山灰土の繰返しせん断特性に及ぼす凍結融解履歴の影響

北見工業大学工学部 正会員 山下 聡  
 北見工業大学大学院 学生会員 成田 純  
 同 上 学生会員 ○ 太田 佳之  
 北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. まえがき

原位置から砂試料を採取する場合、チューブサンプリングや原位置凍結サンプリングが行われる。何れのサンプリング方法においても、乱さない砂試料を採取して室内試験を行う場合、供試体は凍結・融解履歴を受ける。著者らは、既報<sup>1)</sup>で豊浦砂に種々の条件で凍結融解履歴を与え、繰返しせん断特性に及ぼす影響を調べた。一方、北海道には火山灰質土が広く分布し、土質材料として多用されており、乱さない試料を採取して室内試験を行う機会も多い。

そこで、本研究では凍結融解履歴の影響が土質材料によってどのように異なるかを明らかにするために、凍結・融解三軸試験装置を用いて、豊浦砂の粒度分布に一致するように粒度調整した火山灰質砂質土に種々の凍結・融解履歴を与え液状化強度特性を調べ、豊浦砂での結果と比較した。

2. 試験方法

試験装置は凍結・融解三軸試験装置を用いた。全体のシステムを図-1に示す。これは通常の空圧式繰返し三軸試験装置とほぼ同一であるが、供試体を凍結させるための低温循環水槽が二つあり、これによりキャップ及びベDESTAL内に任意の温度の冷媒を循環させることができる装置である。低温循環水槽は循環させる冷媒の温度を任意にプログラム制御できるもので、冷媒をキャップ及びベDESTAL内を循環させることによって、供試体に対して任意の温度勾配を与えることが可能な装置である。冷媒にはクーラントを使用した。

用いた試料は、常呂郡端野町の土取場から採取した屈斜路火山灰質土を豊浦砂の粒度分布に一致するように粒度調整した調整屈斜路火山灰<sup>2)</sup> ( $\rho_s=2.461\text{g/cm}^3$ ,  $e_{\text{max}}=3.061$ ,  $e_{\text{min}}=1.904$ )及び豊浦砂 ( $\rho_s=2.635\text{g/cm}^3$ ,  $e_{\text{max}}=0.964$ ,  $e_{\text{min}}=0.613$ )である。図-2に試料の粒度分布を示す。

供試体は、パイプレータでモールド側面に振動を与え作製した。供試体は直径7cm、高さ15cmの円柱供試体で、凍結・融解履歴を与える前の相対

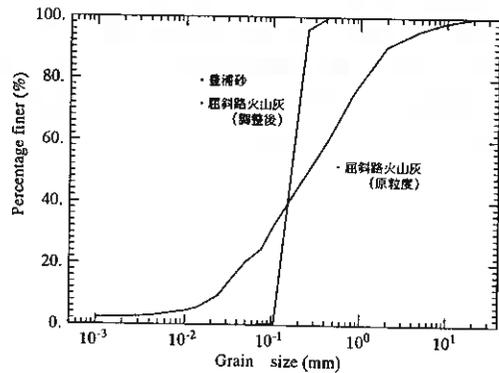


図-1 試料の粒度分布

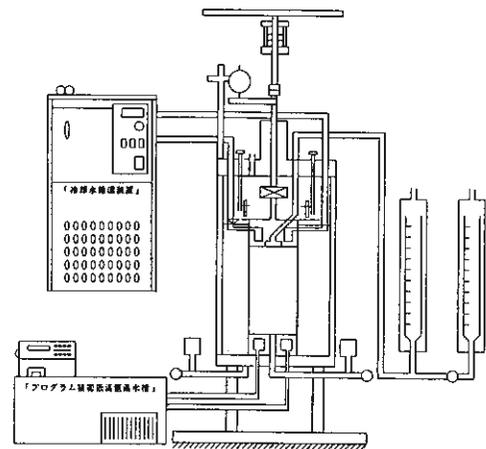


図-2 凍結・融解三軸試験装置

Effects of freeze and thaw histories on cyclic shear properties of volcanic ash soil  
 Yamashita, S, Narita, J., Ohta, Y. and Suzuki, T. (Kitami Institute of Technology)

密度を $D_r=80\%$ とした。供試体作製後、寸法を測り、 $CO_2$ 及び脱気水を通して飽和させたのち、キャップ温度、拘束圧、排水条件の異なる3ケースにおいて凍結履歴を与えた。ケースごとの凍結条件を表-1に、試験手順のフローを図-3に示す。

CASE-1~3は供試体を飽和後凍結させ、CASE-0は、凍結・融解履歴を与えない実験ケースである。なお、ペDESTAL内を循環させる冷媒の温度は、全てのケースで $-30^\circ C$ で一定とした。また、凍結時の温度制御は循環する冷媒の温度を制御し、凍結は室温でセル全体を断熱材で覆って行った。凍結時間は約17時間である。

CASE-1はペDESTALに $-30^\circ C$ 、キャップに $-2^\circ C$ の冷媒を循環させ、キャップにつながる排水経路を開けた排水状態で供試体下部から一次的に凍結させた。凍結時には等方的に $\sigma_{\text{eff}}=30\text{kPa}$ の拘束圧を与えた状態で凍結させた。なお、キャップに $-2^\circ C$ の冷媒を循環させた場合、供試体下部からの凍結が進行するまで供試体上部は凍結しなかった。この凍結条件は、原位置凍結サンプリングを模擬したものである。

CASE-2はCASE-1と同じ温度条件で、キャップにつながる排水経路を閉じた非排水状態で供試体下部から凍結させた。この時に $\sigma_{\text{eff}}=30\text{kPa}$ 、 $98\text{kPa}$ 、 $196\text{kPa}$ の何れかの拘束圧を与えて凍結させた。この凍結条件は、凍結サンプリングやチューブサンプリングにおいて排水障害が生じたときの凍結を想定した。

CASE-3はペDESTALに $-30^\circ C$ 、キャップに $-15^\circ C$ の冷媒を循環させ、キャップにつながる排水経路を閉じた非排水状態で供試体の上部および下部の双方から凍結させた。この時に $\sigma_{\text{eff}}=30\text{kPa}$ 、 $98\text{kPa}$ 、 $196\text{kPa}$ の何れかの拘束圧を与えて凍結させた。この条件は、意図的に凍結によって供試体を乱し、その影響を調べるために行った。

供試体の融解方法は、凍結後一旦側圧を開放し、セルをはずして凍結時の供試体寸法を測定し、再びセルを被せセル水を入れ、拘束圧 $30\text{kPa}$ のもとで排水可能とし3時間放置して解凍させた。融解後、凍結時と同様に、再びセルをはずして融解時の供試体寸法を測定し、セルを被せ、その後、再び $CO_2$ 及び脱気水を通して飽和させ、有効拘束圧 $\sigma_{\text{eff}}=98\text{kPa}$ (B.P.= $98\text{kPa}$ )で等方圧密して試験を行った。

その後、振幅一定、周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の正弦波荷重の非排水繰返し三軸試験を行った。

含水比試験は、凍結履歴を与えた後、装置から凍結している供試体ははずし、上、中、下に3分割し、それぞれの部分の含水比を測定した(CASE-2,3)。

### 3. 凍結・融解履歴による供試体形状の変化

凍結及び融解による体積変化を測定するために、凍結後及び融解後に供試体寸法を測定し初期状態から生じた軸ひずみ $\varepsilon_{\text{eff}}$ を求めた。また、供試体の含水比の変化を調べるために、同じ条件で凍結した供試体を上、中、下に3分割し、それぞれの部分の含水比を測定した(CASE-2,3)。各ケースごとの相対密度変化 $\Delta D_r$ の平均値と供試体の含水比の分布を表-1に、テストケースごとに凍結による体積変化量及び初期体積 $V_0$ と融解後の体積の変化量を図-3,4に示す。また、写真1~3は屈斜路火山灰をCASE-1, 2, 3の条件で凍結させた供試体の凍結時の形状を示したものであり、写真4はCASE-3の融解後の供試体形状である。

表-1 凍結条件と凍結による密度変化及び含水比分布

試料	テストケース	CAP (°C)	凍結時排水条件	$\sigma_{\text{eff}}$ (kPa)	$\Delta D_r$ (%)	$D_r$ (%)	$\omega$ (%)			$D_{\text{eff}}$ (%)		
							上	中	下	上	中	下
豊浦砂	CASE-1	-2	排水	30	-0.9	79.5	—	—	—	—	—	—
				98	-0.3	78.8	—	—	—	—	—	
				30	-10.2	70.9	—	—	—	—	—	
	CASE-2	-2	非排水	98	-3.5	75.9	—	—	—	—	—	
				196	-1.1	79.7	—	—	—	—	—	
				30	-20.2	59.9	24.2	28.1	26.6	80.3	42.9	51.2
CASE-3	-15	非排水	98	-19.8	60.8	—	—	—	—	—		
			196	-19.8	60.5	—	—	—	—	—		
			30	0.1	81.0	—	—	—	—	—		
屈斜路火山灰	CASE-1	-2	非排水	30	-2.1	76.4	—	—	—	—	—	
				98	-0.3	81.7	—	—	—	—	—	
				196	-0.2	81.4	—	—	—	—	—	
	CASE-2	-2	非排水	30	-12.3	70.1	80.5	84.4	84.4	77.9	68.9	68.8
				98	-10.9	71.3	81.0	81.3	83.5	76.6	77.4	71.0
				196	-8.9	72.0	—	—	—	—	—	—
CASE-3	-15	非排水	30	-12.3	70.1	80.5	84.4	84.4	77.9	68.9	68.8	
			98	-10.9	71.3	81.0	81.3	83.5	76.6	77.4	71.0	
			196	-8.9	72.0	—	—	—	—	—	—	

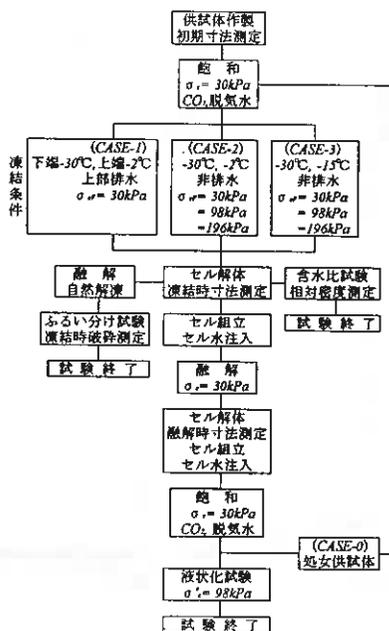


図-3 試験手順

写真1は、CASE-1の条件で拘束圧30kPaで凍結させた供試体を示したものである。凍結・融解履歴を与えていない通常の供試体と比べて変化は見られなかった。また、図-4に示すように凍結による体積膨張もほとんど認められなかった。これは供試体上部から排水可能な条件下で下部から一次的に凍結させたため、凍結による体積膨張分の間隙水が供試体下部から上部へ、上部から排水経路を通して供試体外部へと排水されたためと考えられる。

写真2は、CASE-2の条件で拘束圧30kPaで凍結させた供試体を示したものである。すなわち、CASE-1と同じ温度条件で非排水状態で凍結させたものである。CASE-1同様ほとんど変化が見られなかったが、中央部がやや膨らんだ。図-4からも拘束圧が低い場合体積膨張が起こっているのがわかる。これは、下部から徐々に凍結していき、供試体内の間隙水が供試体下部から上部方向へと移動するものの非排水状態であるため、最終的には外部に排水できず、供試体内の未凍結部の間隙水圧が上昇して膨張したためと考えられる。また、膨張部が中央付近で起こるのは、凍結中に自重により圧縮されつつ凍結しているためだと考えられる。

写真3は、CASE-3の条件すなわち供試体の上下両端から凍結させたときのものである。写真からわかるように明らかに供試体中央部が膨れた形に変形している。このCASE-3では、凍結時の拘束圧によらず全ての供試体の中央部が膨張した。このように、供試体中央部が膨張するのは、供試体の上下方向より凍結させているため、凍結の進行とともに間隙水が中央に追いやられ、中央部の間隙水圧が上昇するため有効拘束圧が低下し、最終的には側圧と等しくなり火山灰の自重により側方向に膨らみ、中央部になるに従って体積膨張量が大きくなったと考えられる。また、凍結後の供試体をメンブレンをはずした状態で観察すると、供試体の側面の膨張部分に氷が張り付いているのが分かった。これは、凍結中に、水分が凍結していない方に移動して最後にそこでまとまって凍結するためである。ここで含水比と拘束圧ごとの相対密度の変化を比較してみると、表-1に示したように含水比は上部がやや高くなっており、供試体全体で求めた相対密度は拘束圧に関わらず約9%程度減少している。なお、凍結時の拘束圧により供試体の上下方向における軸変位が変化した。図-4に示すように拘束圧が30kPaでは圧縮し、196kPaでは逆に引張側へ膨張した。

写真-4は凍結による変化が最も顕著に現れたCASE-3の融解時の供試体形状を示したものである。融解により図-5に示すように、凍結によって膨張した体積が初期体積付近にまで減少し、これに伴い、形状も凍結による膨張部が圧縮し、供試体表面に乱れが見られた。特に凍結により膨張した部分及び供試体上部のキャップ付近に大きな乱れが起こった。膨張部や供試体表面の乱れは、供試体内で凍結により膨張した水分子が入

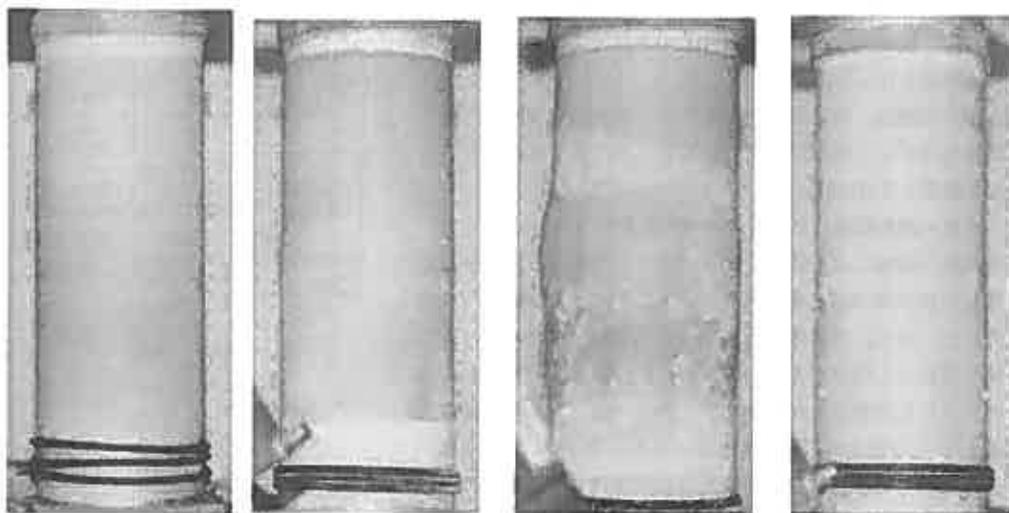


写真-1 CASE-1

写真-2 CASE-2

写真-3 CASE-3

写真-4 CASE-3 融解後

っていた間隙が、融解することによりスペースができ、側圧により圧縮され土粒子が入り込んだためと推測される。供試体上部の乱れは、凍結前に供試体内部に残ったわずかな空隙が凍結履歴の影響で供試体表面を覆っているメンブレンに浮き出て来て、セル水を下部から注入することにより空隙が供試体上部に集められ、側圧をかけることによって空隙が圧縮され供試体に乱れを生じさせている。

豊浦砂の場合も、凍結融解履歴により火山灰とほぼ同じ形状変化を起こすが、火山灰よりその変化量は大きい。図-6,7は屈斜路火山灰及び豊浦砂の凍結による軸ひずみ $\epsilon_{AF}$ をケースごとに示したものである。両試料共に凍結時の拘束圧が低いほど大きな影響が見られ、最も乱れたCASE-3で大きなひずみが見られている。また、豊浦砂は火山灰に比較し大きな変化が見られることが確認できる。これは供試体の上下方向から凍結するCASE-3の場合を例にとると、凍結は最後に中央部で凍結するため、豊浦砂の場合、中央部の有効拘束圧が低下しせん断強さを失うため自重の影響で膨張し軸ひずみが圧縮側へと大きく動いたが、火山灰では、粒子の大部分が火山ガラス質であり粒子が角張っており、豊浦砂よりも粒子が互いにかみ合っているため、有効応力が低下しても見かけの粘着力を有し、ある程度のせん断強さを保っているため、自重によって圧縮される量が少なかったのではないかと考えられる。つまり、豊浦砂の場合は、火山灰より有効拘束圧が低いときの強度が弱いため、水と一緒に膨張し構造の変化が激しかったのに対し、火山灰の場合は、有効拘束圧が低いときでも、ある程度の強さがあるので変化が少なかったと考えられる。

#### 4. 液状化強度に及ぼす凍結・融解履歴の影響

図-8は、火山灰の処女供試体(CASE-0)とCASE-1すなわち凍結時に排水可能とし下端から一次的に凍結させた供試体に対して行った液状化試験結果を、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ の時の繰返し応力比と載荷回数との関係で示したものである。図から、処女供試体と凍結・融解履歴を与えた供試体の液状化強度に相違が認められない。したがって、後藤<sup>3)</sup>および既報<sup>1)</sup>の豊浦砂の結果と同様、排水可能な条件で凍結させた場合は、細粒分のない火山灰では、凍結・融解履歴は液状化強度にまったく影響を及ぼさないと見える。

次に、図-9はCASE-2すなわちCASE-1と同じ温度条件で非排水状態で凍結させた供試体の液状化強度の変化を示したものである。凍結時の拘束圧が30kPa及び98kPaの場合は、処女供試体の液状化強度線とほぼ重なっており、凍結融解履歴の影響が見られないのに対し、196kPaの拘束圧で凍結した供試体では、処女供試体の液状化強度より強くなっていることがわかる。これは、凍結時に与えた拘束圧が液状化試験時の拘束圧より高い値であるためだと思われる。つまり、OCR=2の過圧密状態であるために液状化強度が増加したと推測される。また、この条件の凍結では、先に示したように凍結による体積変化もほとんど生じていないので凍結による影響が少なかったと考えられる。

図-10は、CASE-3すなわち供試体上部及び下部の両端から凍結させた

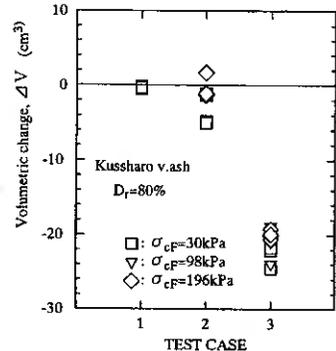


図-4 凍結による体積変化 火山灰

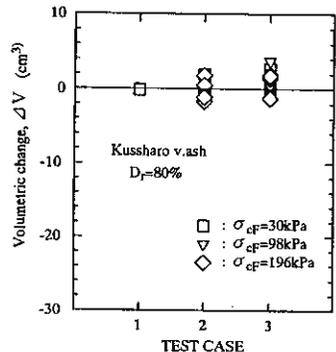


図-5 凍結・融解による体積変化

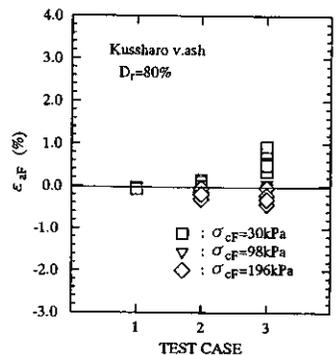


図-6 凍結による軸ひずみ 火山灰

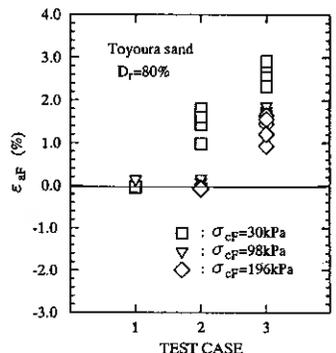


図-7 凍結による軸ひずみ 豊浦砂

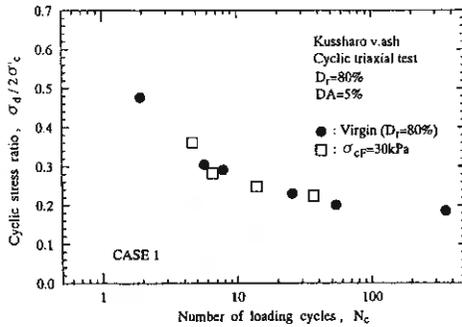


図-8 液状化強度に及ぼす影響 (火山灰 CASE-1)

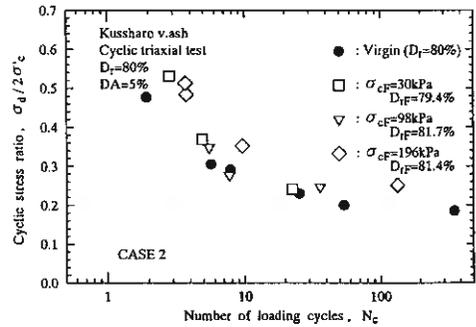


図-9 液状化強度に及ぼす影響 (火山灰 CASE-2)

供試体の液状化強度の変化を示したものである。この場合はCASE-2と異なり、凍結時に196kPaという大きな拘束圧を与えた過圧密状態の供試体の液状化強度でも、処女供試体付近かそれ以下に低下し、98kPaの拘束圧時の液強化強度線とほぼ重なっている。拘束圧30kPaの場合では全ての応力比において処女供試体の液状化強度より低下している。また、凍結時の拘束圧によらず、応力比が低くなるに連れて、液状化強度の低下の割合が減少していることが確認できる。これは表-1及び図-3に示したように、凍結時の拘束圧によらず相対密度が約9%程度低下し71%程度になったことと、凍結によって構造が乱れたためだと考えられる。

ここで、凍結による破碎の影響を調べるために、実際にCASE-3の拘束圧30kPaで凍結させた供試体を解凍させ、ふるい分け試験を行った結果を図-11に示す。試験前後を比較すると、凍結履歴により、0.25mm、0.105mm以上の粒子が減少し、その減少分だけ0.105~0.074mm、及び0.074mm以下の細粒分が増加していることが確認できる。この結果から、凍結による破碎によっても液状化強度が減少した可能性がある。ただし、試験前の試料は凍結以外の飽和過程等を受けていないので、その影響を今後検討する必要がある。

図-12,13には豊浦砂、図-14,15には火山灰の図-10と同様な関係をDA=1%及びDA=10%で比較したものである。図-12,13にはD\_r=60%の処女供試体での液状化強度も併せて示す。図-12,13の豊浦砂における比較では、既報<sup>9)</sup>により、DA=1%で比較した場合、応力比の高いところでは相対密度60%の処女供試体とほぼ同一の強度を示すのに対し、低い応力比では、60%の処女供試体よりも液状化強度が低くなっている。一方、DA=10%で比較すると、処女供試体よりもやや液状化強度が高く、低い応力比ではDA=1%での比較と同様に凍結した供試体の方が低くなることがわかった。このように、比較するひずみレベルおよび応力比によって、凍結によって相対密度が60%に低下した供試体と60%の処女供試体との液状化強度にやや相違が認められることから、密度の影響のみで供試体の液状化強度が低くなったものではなく、凍結による供試体の構造特性の変化、もしくは密度分布の不均質さによって処女供試体と異なる液状化強度を示したと確認された。

図-14,15の火山灰においても、CASE-0の処女供試体と比較すると、DA=1%,10%ともに、応力比の高いところでは処女供試体の液状化強度より低くなっており、一方、低い応力比では処女供試体の液状化強度とさほど変化が見られなかった。ひずみの出方においては、DA=1%,10%ともに一定であり、豊浦砂のように、

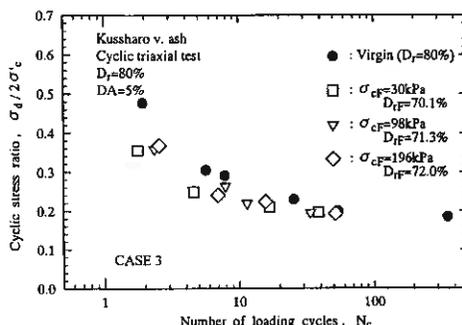


図-10 液状化強度に及ぼす影響 (火山灰 CASE-3)

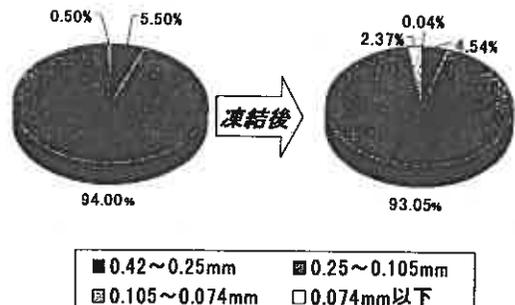


図-11 破碎の影響

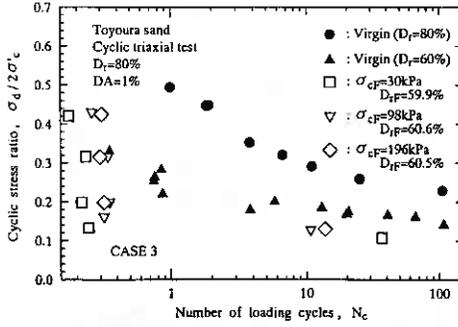


図-12 DA=1%における液状化強度(豊浦砂 CASE-3)

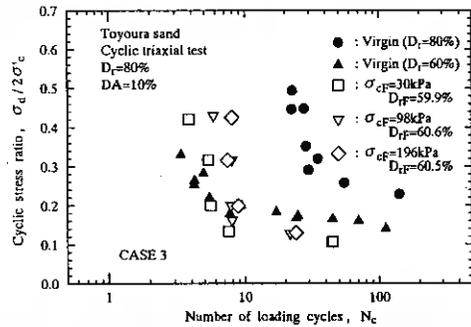


図-13 DA=10%における液状化強度(豊浦砂 CASE-3)

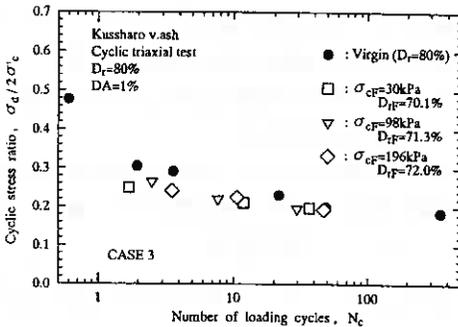


図-14 DA=1%における液状化強度(火山灰 CASE-3)

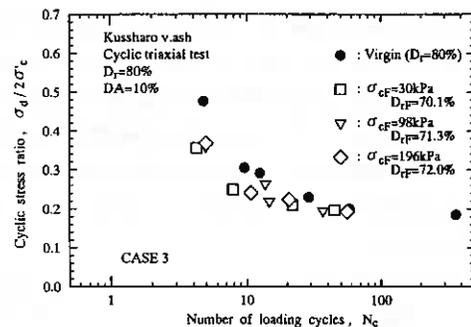


図-15 DA=10%における液状化強度(火山灰 CASE-3)

ひずみによる違いは認められなかった。これらのことから推察すると、豊浦砂の場合は凍結時に構造変化が大きかったため液状化強度も大きく変化し、ひずみの出方にも影響を及ぼしたが、火山灰の場合は水分が多いにも関わらず低有効応力時のせん断強さが大きい<sup>2)</sup>ので、凍結による構造変化が少なく液状化強度及びひずみの出方の変化が少なかったものと考えられる。

実際に、拘束圧30kPaで凍結させた供試体を3分割して含水比から相対密度を推定した値を表-1に示したが、豊浦砂では上部で80%、中央部で43%、下部で51%程度となり大きく異なっていたのに対し、火山灰では上部で78%、中央部で69%、下部で69%程度となっており、豊浦砂ほどの不均質さは認められなかった。

## 5. 結論

火山灰質砂質土に種々の条件で凍結・融解履歴を与え、液状化強度に及ぼす影響を調べた。その結果、以下のような結論が得られた。

- 1) 凍結によって間隙水圧が発生しないように凍結による水の膨張分を供試体外部に排水させた場合、細粒分の少ない火山灰においても凍結・融解履歴は液状化強度に影響を及ぼさない。
- 2) 凍結によって体積が膨張し密度が低下した供試体では、膨張量が多いほど液状化強度が低下する。火山灰は、豊浦砂に比べて粒子が角張っており、豊浦砂よりかみ合っているため、有効応力が低下しても見かけの粘着力を有し、ある程度のせん断強さを有しているため、自重によって圧縮量が少ない。
- 3) 豊浦砂の場合は、凍結時に構造変化が大きかったため、液状化強度も大きく変化した。火山灰の場合は、水分が多いにも関わらず低有効応力時のせん断強さが大きいので、凍結による構造変化が少なく、液状化強度の変化が少なかったと考えられる。

### 【参考文献】

- 1) 山下・成田・鈴木・太田・高村(1998)：凍結・融解履歴を受けた砂の繰返しせん断特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.38，pp.55-62。
- 2) 山下・大城・成田・鈴木(1999)：粒度調整火山灰質土の液状化特性と相対密度依存性，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.39。(投稿中)
- 3) Goto,S.(1993)：Influence of a freeze and thaw cycle on liquefaction resistance of sandy soils, Soils and Foundations, Vol.33, No.4, pp.148-158.

粒度調整火山灰質土の液状化特性と相対密度依存性

北見工業大学工学部 正会員 山下 聡  
 北見工業大学大学院 学生員 ○ 大城 英剛  
 同 上 学生員 成田 純  
 北見工業大学工学部 正会員 鈴木 輝之

1. まえがき

日本国内には地域を問わず火山灰質土が広く分布している。また、堆積環境や所在する地域によって、シラス、ローム、黒ぼく、北海道粗粒火山灰など様々な名前と呼ばれている。特に北海道では、その面積の約1/3が火山灰質土に覆われ、火山灰質土は盛土材や凍上抑制材として土木工事に多用されている。その一方で、近年北海道周辺で発生した地震において、火山灰造成盛土の崩壊や埋戻土の液状化被害が発生している。その原因が粗粒火山灰の特徴である破碎性や間隙比の高さなど火山灰特有の性質に起因したものを明らかにし、地盤材料としての火山灰質土の耐震性および有効性を評価する必要がある。

そこで、本研究では、粗粒火山灰質土の基本的なせん断特性を把握するために、豊浦砂と同粒度に粒度調整した屈斜路火山灰および九州シラスを用いて、三軸圧縮試験、繰返し非排水三軸試験を行い、豊浦砂との比較を行った。

2. 試料と試験方法

2-1 試料

用いた試料は、豊浦砂、常呂郡端野町の土取場から採取した粗粒火山灰質土(屈斜路軽石流堆積物)および鹿児島島始良地方の造成現場露頭から採取したシラス<sup>1)</sup>

である。屈斜路火山灰とシラスは、破碎させることなしにふるい分けし豊浦砂の粒度分布と一致するように粒度調整した調整屈斜路火山灰と調整シラスを作製した。また、屈斜路火山灰は1997年および1998年に採取しており、1997年に採取した試料を屈斜路火山灰1、1998年に採取した試料を屈斜路火山灰2とする。試料の物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。なお、表-1中の屈斜路(原粒)の値は、細粒分と礫分を除いた試料に対する結果である。

2-2 試験方法

供試体作製法は、乾燥試料をモールド内に堆積させた後、電動バイブレータでモールド側面に振動を与えて作製するバイブレーター法(VIB法)と、モールド内に湿潤試料を10層に分けてスプーンで詰め、あらかじめ所定の密度を得られるように予備実験を行って求めた締固め回数と加重で各層ごとに直径2cmの円盤で静的に突固めるロッキング法(rodning法)である。

rodning法は相対密度100%以上の高密度の供試体を作

表-1 物理的性質

試料名	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{s,org}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{s,org}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{max}$	$e_{min}$
豊浦砂	2.635	1.634	1.341	0.964	0.613
シラス	2.410	1.085	0.791	2.045	1.221
屈斜路1	2.411	0.844	0.598	3.034	1.858
屈斜路2	2.461	0.847	0.606	3.061	1.904
屈斜路(原粒度)	2.483	1.123	0.844	1.943	1.211

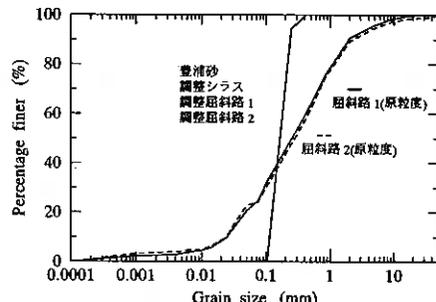


図-1 粒径加積曲線

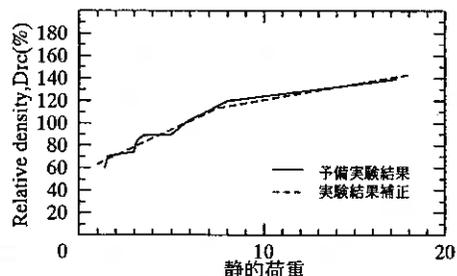


図-2 加重と相対密度の関係

*Liquefaction characteristics of graded volcanic ash soils and its dependency of relative density*

*Yamashita, S., Oshiro, H., Narita, J. and Suzuki, T. (Kitami Institute of Technology)*

製するために採用した。また、rodding法による加重と相対密度の関係を図-2に示す。

供試体の寸法は、直径7cm、高さ17cmである。供試体作製後、CO<sub>2</sub>および脱気水を通して飽和させた後、所定の有効拘束圧( $\sigma'_c=49, 98, 196kPa, B.P.=98kPa$ )のもとで等方圧密し、それぞれのせん断試験を行った。なお、全ての試験で間隙水圧係数 $B=0.95$ 以上が確保されている。

行ったせん断試験は、圧密排水(CD)三軸圧縮試験、繰返し非排水三軸試験である。三軸圧縮試験は必ずみ制御排水試験で、軸ひずみ速度は0.5%/minである。繰返し試験は荷重振幅一定試験で、繰返し载荷は周波数 $f=0.1Hz$ の正弦波荷重である。

### 3. 締固め特性

粗粒火山灰質土の締固め特性は、砂質土と同様な特性を示すものから粘土土に近い特性を有するものまで種々あり、火山灰質土の性状によりかなり異なる。火山灰質土の特徴をあげてみると、1)粒子表面が淘汰されていない、2)土粒子の密度が小さい、3)粒子破碎が生じやすい、4)粒子間隙に水分を保持するため含水比が高い、などである<sup>2)</sup>。これらの影響により、その締固め特性も通常の土とは異なる特性を示す。

図-3は、豊浦砂、原粒度屈斜路火山灰、調整屈斜路火

山灰に対して行った繰返し法および非繰返し法による締固め試験の結果である。なお、原粒度屈斜路火山灰は礫分のみ除いた試料に対して試験を行った。豊浦砂では最大乾燥密度が大きいのにに対し、原粒度屈斜路火山灰では土粒子の密度が小さく細粒分が多いので曲線は平坦でピークが不明瞭である。また、最大乾燥密度も低くなっている。調整屈斜路火山灰では原粒度屈斜路火山灰よりもさらに最大乾燥密度が低くなっている。

火山灰質土は粒子が多孔質で、破碎が生じやすいため、締固め曲線は試料の準備・使用方法の影響を受けるとされている<sup>3)</sup>。原粒度屈斜路火山灰では、顕著な差は認められないが、調整屈斜路火山灰では明らかに繰返し法による最大乾燥密度が非繰返し法による値よりも高くなっている。これは粒子破碎により細粒化し、締まりやすくなったためであると考えられる。

### 4. 三軸圧縮特性

火山灰質土と砂の静的強度特性を比較するために、粒度調整した屈斜路火山灰、シラスおよび豊浦砂に対して圧密排水三軸圧縮試験を行った。

図-4は、圧密後の相対密度 $D_{rc}=80\%$ で作製した豊浦砂、調整屈斜路火山灰1、調整シラス供試体に対して行った拘束圧 $\sigma'_c=49, 98kPa$ での試験結果を示したものである。供試体はすべてVIB法で作製している。屈斜路1およびシラスの両火山灰と豊浦砂とを比較した場合、初期の剛性が小さいにもかかわらず、明らかに火山灰の破壊強度が高くなっている。さらに、その差は低い拘束圧の方が顕著である。また、火山灰の間

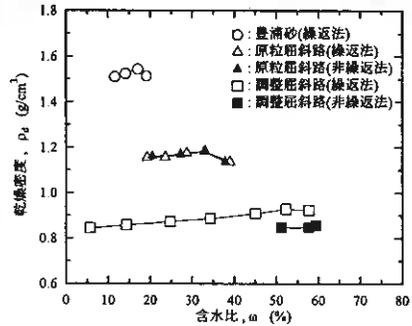


図-3 締固め曲線

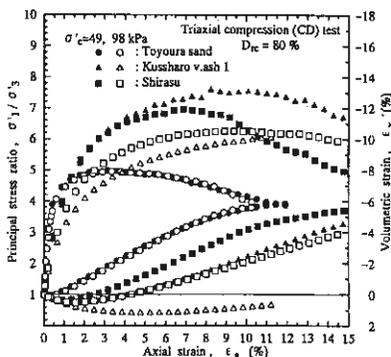


図-4 圧密排水(CD)圧縮試験結果

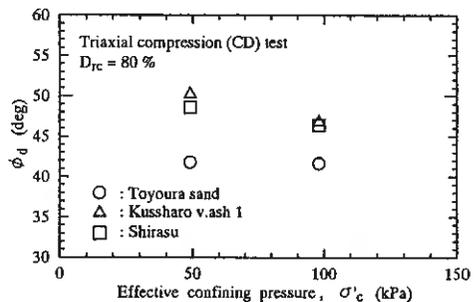


図-5 せん断抵抗角 $\phi_d$ と拘束圧の関係

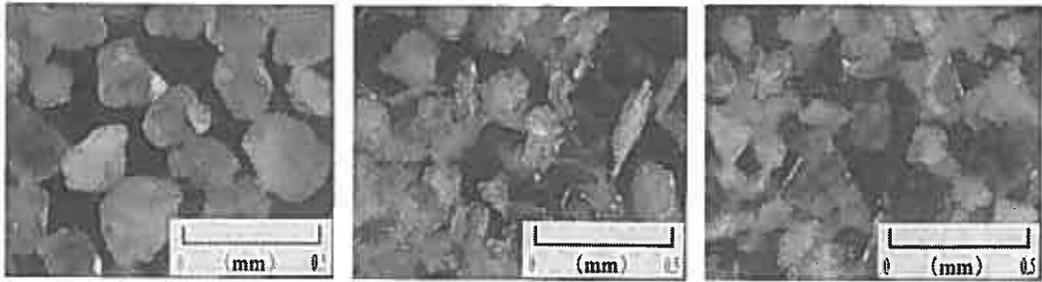


写真1 豊浦砂

写真2 調整屈斜路火山灰1

写真3 シラス

隙比が大きいことに起因して、豊浦砂よりも体積収縮量が大きくなっている。拘束圧の影響に関しては、豊浦砂の場合、 $49kPa$ と $98kPa$ で行った試験での応力～ひずみ関係がほぼ等しいのに対して、火山灰では拘束圧が低いほど、主応力比が高くなっている。

図-5には、破壊時のせん断抵抗角 $\phi_d$ との拘束圧の関係を示している。豊浦砂では、拘束圧により全く差がないのに対し、シラス、屈斜路火山灰1の順に拘束圧が低いほど $\phi_d$ が高くなっている。

このように、火山灰の三軸圧縮特性が豊浦砂と異なるのは、構成粒子の形状と破碎性によるものと考えられる。写真1～3は、豊浦砂、調整屈斜路火山灰1、調整シラスを光学顕微鏡30倍で撮影したものである。今回用いた火山灰は豊浦砂に比べて扁平な粒子や非常に角張った粒子で構成され、特にシラスよりも屈斜路火山灰の方が顕著である。そのため、最大・最小密度試験で求めた空隙比は火山灰では非常に大きくなり、同じ相対密度の場合、せん断時には体積収縮傾向が強くなるが、大変形に対しては抵抗力があるため圧縮強度が高くなったと考えられる。また、火山灰は破碎しやすい材料であるため、側圧一定の排水三軸圧縮試験では、試験時の拘束圧が高いほど破壊時の平均主応力も高くなり、より破碎が進行するため拘束圧が高い方が $\phi_d$ が低くなったものと考えられる。

## 5. 液状化特性

### 5.1 粒度分布の影響

火山灰と砂のせん断特性を評価するために、本研究では豊浦砂の粒度分布に一致するように粒度調整を行った試料を用いている。そこで、最初に粒度調整の影響が液状化強度特性に及ぼす影響を調べるために、粒度の異なる二種の火山灰に対して液状化試験を行った。用いた試料は粒度調整した調整屈斜路火山灰2と原粒度の屈斜路火山灰2から礫分(粒径 $2mm$ 以上)および細粒分( $0.075mm$ 以下)のみを除いた試料(以下ではこの試料を原粒屈斜路火山灰という)である。

図-6は、相対密度 $D_{rc}=80\%$ で作製したVIB法による供試体に対して行った拘束圧 $\sigma'_c=98kPa$ での繰返し非排水三軸試験結果を示したものである。同じ相対密度であるが、空隙比が異なるにもかかわらずほぼ同様な液状化強度を示している。礫分と細粒分を除いた試料が必ずしも本来の原粒度の液状化特性を表すとは言えないが、相対密度をそろえた場合、粒度調整の影響を比較的少なくすることができるようである。

### 5.2 異なる火山灰の液状化特性

次に粒度調整した屈斜路火山灰1、2およびシラスと豊浦砂の液状化強度を比較した。

図-7、8は、 $D_{rc}=60, 80\%$ で作製した豊浦砂、調整屈斜路火山灰1、2、調整シラス供試体に対して行った拘束圧 $\sigma'_c=98kPa$ での繰返し非排水三軸試験結果を示したものである。 $D_{rc}=80\%$ で比較すると明らかに火山灰よりも豊浦砂の繰返し非排水強度が高くなっているが、 $D_{rc}=60\%$ の場合は、その差が少なくなっている。

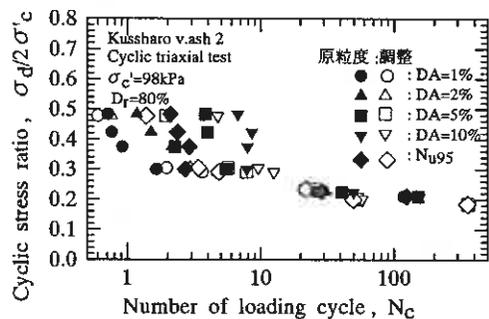


図-6 粒度分布の影響

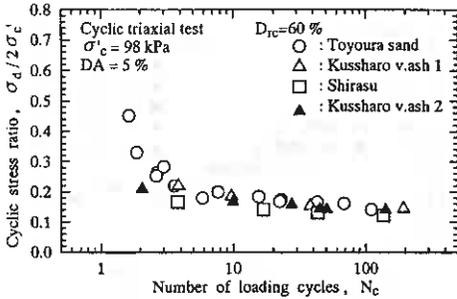


図-7 繰返し非排水三軸試験結果 ( $D_{rc}=60\%$ )

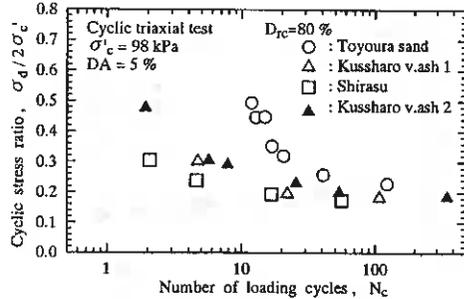


図-8 繰返し非排水三軸試験結果 ( $D_{rc}=60\%$ )

る。すなわち、豊浦砂の繰返し非排水強度は密度の影響を大きく受けるのに対し、火山灰は密度の影響が少ないといえる。これは、火山灰の間隙比が豊浦砂よりもはるかに大きいこと、相対密度の違いによる差が現れにくかったものと考えられるが、密度の影響については後に詳しく述べる。

また、屈斜路火山灰 1、2 とシラスを比較した場合、両密度において、産出地が異なるにもかかわらずほぼ同様な液状化強度を示している。

### 5.3 拘束圧依存性

4. で示したように、火山灰の静的強度特性は拘束圧の影響を大きく受けることが示された。同様な影響が液状化特性においても認められるかを調べるために三軸圧縮試験と同じ異なる拘束圧で非排水繰返し三軸試験を行った。

図-9、10は、豊浦砂、調整屈斜路火山灰 1、調整シラス供試体に対して  $\sigma'_c=49, 98, 196\text{kPa}$  で行った試験結果を比較したものである。豊浦砂の場合は、拘束圧の影響をやや受け、特に  $D_{rc}=80\%$  の場合、拘束圧が低いほど繰返し非排水強度がやや高くなっている。それに対し、火山灰では必ずしも拘束圧の違いによる繰返し非排水強度の相違が認められず、三軸圧縮試験結果とは異なっている。これは、繰返し非排水試験では、繰返し载荷とともに有効拘束圧が低下するため、粒子破碎の影響が三軸試験のように顕著に現れなかったと考えられる。

### 5.4 相対密度の影響

これまで、豊浦砂と火山灰の比較において、相対密度を統一して比較してきたが、異なる試料を比較する場合、必ずしも相対密度をそろえることが妥当とも言えない。たとえば、試料に同じエネルギーを与えて求められた締固め試験で得られた最大乾燥密度は、豊浦砂では  $D_{rc}=73\%$ 、調整屈斜路 2 (非繰返し法) では  $D_{rc}=103\%$  の相当する。また、原粒度屈斜路火山灰 (非繰返し法) の最大乾燥密度は、調整試料では  $D_{rc}=170\%$  にも相当する。したがって、同じ締固めエネルギーを与えて供試体を作製した場合には、たとえば豊浦砂の相対密度  $80\%$  は火山灰ではそれ以上の相対密度に相当することになる。そこで、より相対密度の高い供試体を作製して密度が液状化強度に及ぼす影響を調べた。

相対密度  $100\%$  以上の供試体は、湿润状態の火山灰試料を静的な加重と締固め回数で締固めることによ

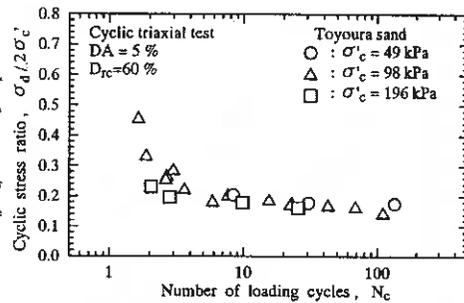


図-9 拘束圧の影響 ( $D_{rc}=60\%$ )

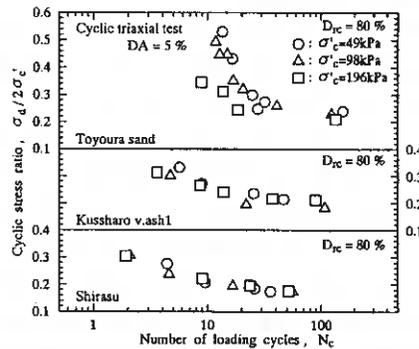


図-10 拘束圧の影響 ( $D_{rc}=80\%$ )

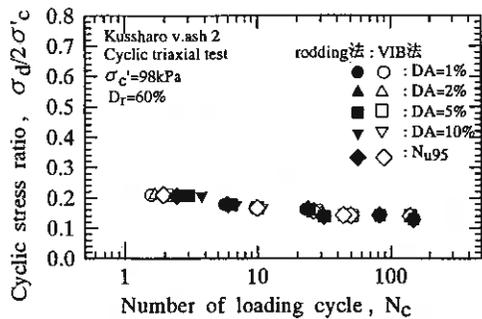


図-11 供試体作製方法による影響( $D_r=60\%$ )

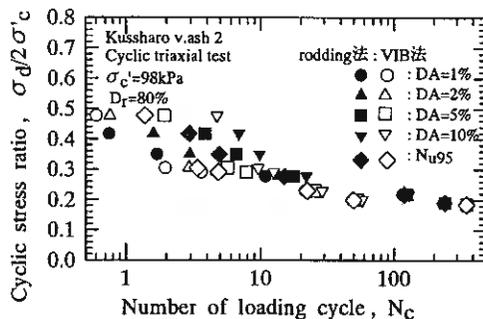


図-12 供試体作製方法による影響( $D_r=80\%$ )

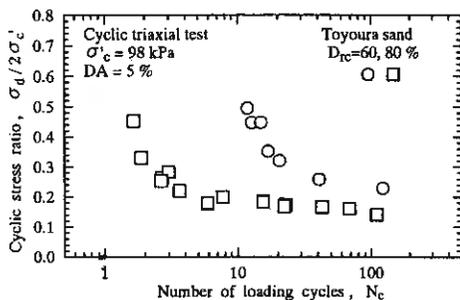


図-13 相対密度の影響(豊浦砂VIB法)

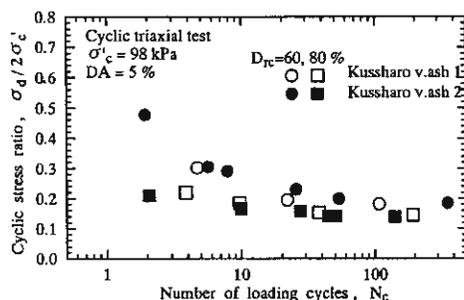


図-14 相対密度の影響(屈斜路火山灰VIB法)

って作製した(rodding法)。

最初に、これまで比較に用いてきたVIB法で作製した供試体との比較を行った。図-11, 12はVIBおよびrodding法で作製した相対密度60, 80%の調整屈斜路火山灰2供試体での比較である。液状化強度は供試体作製方法によって大きく異なることが知られている<sup>4)</sup>が、今回比較した方法では両相対密度において、ほとんど等しくなった。これは、供試体作製方法が異なっているが、粒子の堆積構造が近いと思われる。

次に、各試料における相対密度の違いによる液状化特性の変化を調べるために、VIB法で作製した豊浦砂、調整シラス、調整屈斜路火山灰1, 2供試体では、相対密度60, 80%で、rodding法で作製した調整屈斜路火山灰2供試体では、相対密度60~140%で比較した。

図-13~15は、VIB法で作製した豊浦、屈斜路1, 2, シラス供試体に対する比較である。豊浦砂では、相対密度が80%の供試体の方が確実に液状化強度が高くなっているのに対し、シラスや屈斜路火山灰では、相対密度60%と80%の液状化強度の差が豊浦砂よりも少ない。

また、図-16はrodding法で作製した屈斜路火山灰2の液状化強度を相対密度60~140%の範囲で比較したものである。VIB法で作製した供試体よりもやや相対密度の影響が大きいようである。これは、rodding法の場合VIB法よりも供試体作製時に粒子破碎が生じるためその影響も考えられる。

密度の違いが液状化強度に及ぼす影響をより分かりやすく説明するために、図-17は、載荷回数20回で両振幅軸ひずみDAが5%のときの繰返し応力比で定義した液状化強度と相対密度との関係をすべての試料に対して示したものである。全体的には、同じ相対密度の場合、火山灰の方が豊浦砂よりも液状化強度がやや低い。また、図-18は、豊浦砂とrodding法で作製した屈斜路火山灰2の液状化強度を異なるひずみで比較したものである。砂の液状化強度は相対密度が高くなるとサイクリックモビリティの影響により急激に上昇することが知られている。豊浦砂の場合、DA=10%で定義した液状化強度が相対密度80%において急激に上昇しておりその傾向が伺える。しかし、屈斜路火山灰の場合は少なくとも相対密度が100%までは急激な強度上昇は認められない。

このように、乱れた火山灰の液状化強度は同じ相対密度で比較した場合、砂の液状化強度よりもやや低く

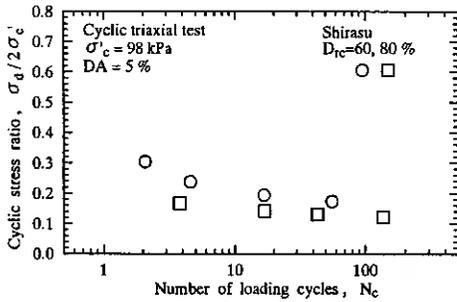


図-15 相対密度の影響(シラスVIB法)

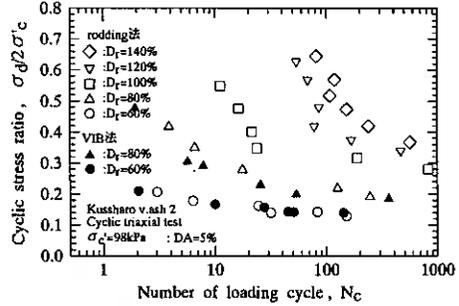


図-16 相対密度の影響(屈斜路火山灰ROD法)

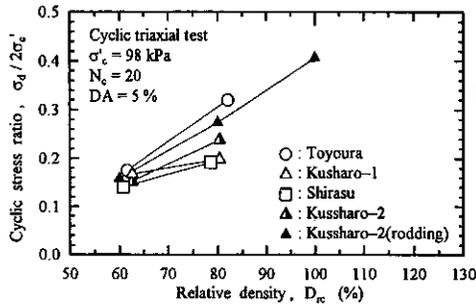


図-17 液状化強度と相対密度の影響

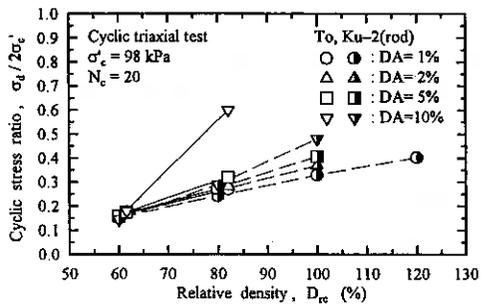


図-18 異なるひずみでの液状化強度の比較

なったが、同じエネルギーで供試体を締め固めて作製した場合には、逆に火山灰の方がやや液状化強度が高くなるようである。したがって、実際の盛土施工は締め固め試験での密度を前提として管理されたとすると、火山灰盛土の液状化強度は必ずしも低いとは言えない。

## 6. 結論

豊浦砂、屈斜路火山灰、シラス試料を用いて、種々の拘束圧、相対密度、供試体作製法のもとで三軸圧縮試験と非排水繰返し三軸試験を行った結果、以下のような結論が得られた。

- 1) 粒子が角張っている火山灰のCD三軸圧縮強度は、角張りの少ない豊浦砂よりもはるかに高く、また、破碎性の影響により拘束圧の影響を大きく受ける。
- 2) 火山灰の繰返し非排水強度に及ぼす密度および拘束圧の影響は、豊浦砂よりも小さい。また、同じ相対密度で比較した場合、静的強度と異なり豊浦砂よりも繰返し非排水強度は低くなるが、同じエネルギーで締め固めた供試体では逆に火山灰の方が高くなると推定される。
- 3) 産出地が異なるにもかかわらず、同じ粗粒火山灰である屈斜路火山灰とシラスは、非常に類似したせん断特性を示した。

## 謝辞

貴重なシラスをご提供いただいた片上典久氏(日建設計中瀬土質研究所)に、記して謝意を表します。

## 【参考文献】

- 1) 片上典久, 斎藤邦夫, 片桐雅明(1997): 破碎性地盤中の杭の支持力特性に関する実験的研究, 第32回地盤工学研究発表会, 熊本, pp.43-44.
- 2) 土質工学ハンドブック(1982): 第12章日本の土, 地盤工学会.
- 3) 地盤工学会北海道支部「火山灰質土の工学的分類委員会」(1997): 北海道火山灰土の性質と利用, 地盤工学会北海道支部.
- 4) 例えば Yamashita, S. and Toki, S. (1993): *Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths*, *Soils and Foundations*, Vol. 33, No. 3, pp. 92-104.

## 大口径三重管サンプリング試料による支笏火山噴出物の力学的特性

北海道開発コンサルタント(株)正会員 田中信幸  
 正会員 池田光良  
 正会員 小林修司

### 1 まえがき

支笏火山噴出物は道央に広く分布し、降下軽石堆積物と軽石流堆積物に区分される。これらに対しては、これまでに多くの試験結果が報告されており、トリプルチューブサンプラー等による乱さない試料を用いた力学試験も実施されている。

今回、道央の火山灰地盤において、力学的特性を把握する目的で、特に堆積層厚が厚い支笏火山噴出物の代表的な土層を対象に、従来より大口径に改良した三重管サンプラーで採取した試料(φ100mm)を用いて、多くの試験結果が得られたので、原位置試験結果を含めた強度定数の設定について報告する。

### 2 三重管型サンプラー

今回開発したやや大口径(掘削口径 146mm, 試料径 100mm)の三重管型サンプラー(図-1)は、基本的には従来型のトリプルチューブサンプラー(掘削口径 116mm, 試料径 75mm)と同じであるので、ここでは主な特徴を述べる。

- 1) 口径を大きくしたことでサンプリングチューブ(アクリルパイプ)付近を除き、コアの乱れが少ない。従来型と比較すると、地山の強度に近い値となっていると考えられる。
- 2) サンプルが大きくなることで、試料落下の危険性が増すが、従来型ではサンプリングチューブの内径よりカッピングシューの内径をわずかに少なく(2mm程度)することで試料落下の防止を図っているのに対し、本装置ではそれに加えて、ボールバルブによって気密を保つ方式を採用している。
- 3) 従来と同様の作業性を確保しており、礫質土を除く種々の地盤に対して適応可能である。特に、今回実施した火山灰、軽石、スコリア等に対しては適応性が高く、このサンプラーによる火山灰土のコア採取率は、1996~1997年の2年間で約98%であった。

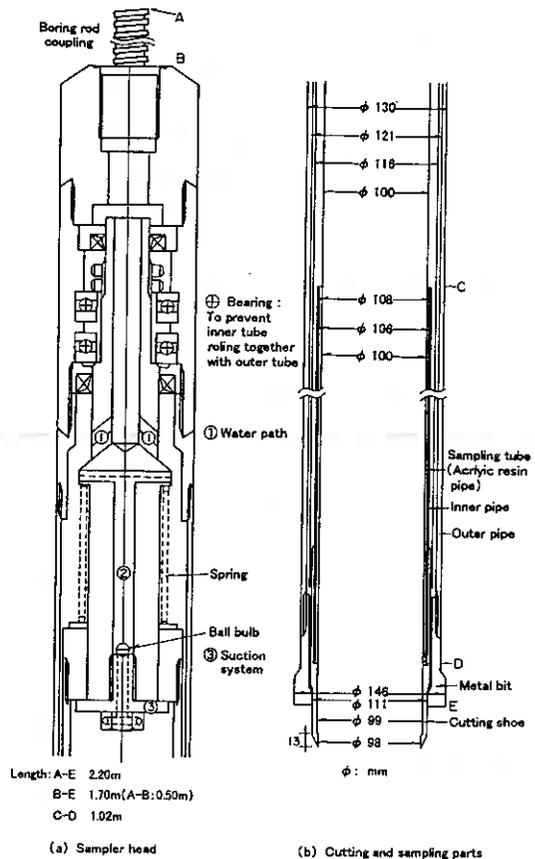


図-1 大口径三重管サンプラー

Mechanical properties of Shikotsu pumice deposits by means of a large diameter triple tube sampler  
 Nobuyuki TANAKA, Mitsuyoshi IKEDA, Shuji KOBAYASHI (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd.)

### 3 試験試料

試料採取地点は、千歳市、苫小牧市、早来町にまたがる17箇所（噴出源から30km程度）であり、対象土層は、図-2の模式図に示す支笏火山噴出物のうち、軽石流堆積物（Spf1）及び降下軽石堆積物（Spfa1~10）の中で層厚の厚い降下軽石（Spfa1）と降下スコリア（Spfa7）である。

採取した試料の物理的性質を表-1に、各土層の平均粒径加積曲線を図-3に示す。これらは既報告の範中にほぼ入る値であり、最大粒径は各試料とも20mm程度である。したがって、乱さない試料による三軸圧縮試験に用いる供試体寸法としては、粒度分布が良い場合でも、最大粒径の5倍程度以上が望ましいことから、今回、やや大口径のトリプルチューブサンプラーを用いて、φ100mmの試料を採取した。採取した試料は両端を密封し、凍結させて試験室へ運搬した。

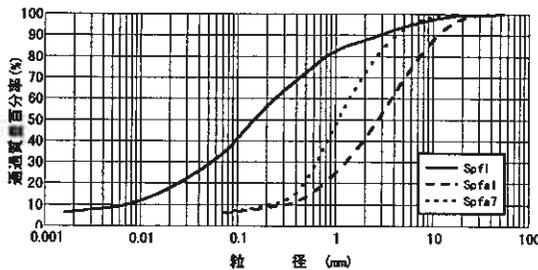


図-3 粒径加積曲線

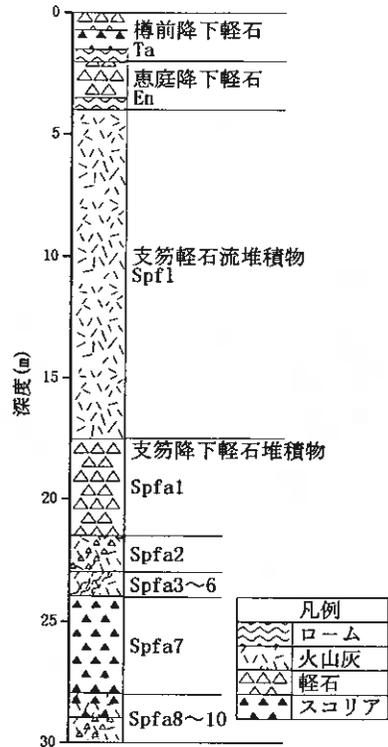


図-2 模式柱状図

表-1 物理的性質

土層名	試験深度 (m)	N値 (回)	土粒子の 密度Gs (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 Wn (%)	間隙比 e	湿潤密度 ρt (g/cm <sup>3</sup> )	粒度分布			最大粒径 (mm)	均等係数 Uc
							礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 (%)		
Spf1	7.0 ~ 19.0 13	6 ~ 50 25	2.08 ~ 2.49 2.28	49.3 ~ 60.9 54.4	1.06 ~ 1.95 1.38	1.31 ~ 1.56 1.48	3.5 ~ 16.7 12.2	28.8 ~ 59.8 51.5	29.9 ~ 44.2 36.1	9.5 ~ 37.5 21.9	20.0 ~ 70.7 33.8
Spfa1	8.0 ~ 29.0 21	4 ~ 13 8	1.98 ~ 2.50 2.02	69.5 ~ 144.5 101.9	1.94 ~ 4.33 3.04	0.91 ~ 1.28 1.11	34.5 ~ 86.6 59.9	11.4 ~ 56.5 34.5	0.0 ~ 10.6 5.0	19.0 ~ 37.5 25.0	3.9 ~ 52.6 12.4
Spfa7	18.0 ~ 36.0 28	13 ~ 40 28	2.64 ~ 2.94 2.87	24.0 ~ 41.6 32.0	0.93 ~ 1.36 1.14	1.54 ~ 1.90 1.77	8.7 ~ 45.3 26.5	45.7 ~ 86.8 66.9	1.8 ~ 12.3 6.6	9.5 ~ 19.0 17.3	2.6 ~ 85.2 14.1

下段：平均値

### 4 試験方法

三軸圧縮試験は地盤工学基準に従い、圧密排水条件（CD）で実施した。ひずみ速度は0.1%/minである。乱さない試料の供試体は、採取試料のままφ100mm（サンプラー内径と同じ）とし、高さは200mmに成形した。試験数量はSpf1、Spfa1が30試料、Spfa7が10試料程度である。また、Spf1及びSpfa1については、施工時の乱れ等による強度低下を把握する目的で、乱した試料に対しても試験を行った。供試体は粒子が破砕しない範囲で、密詰めと緩詰めとの2種類の密度で作成した。供試体寸法は乱さない試料と同様である。なお、三軸圧縮試験実施箇所とほぼ同一箇所でも孔内水平載荷試験（等分布荷重方式、1室型）を実施した。

## 5 試験結果

### 5-1 せん断強度

#### (1) 応力～ひずみ関係、ダイレイタンスー特性

図-4は各土層の応力～ひずみ曲線及び体積変化の代表例を示したものである。Spf1は乱さない試料では応力～ひずみ曲線にピーク強度がみられ、ダイレイタンスーも負から正に転じている。これに対して乱した試料ではピーク強度がみられず、体積変化は負のダイレイタンスーを示す。Spfa1では乱さない試料及び乱した試料とも明確なピーク強度はみられず、体積変化も単調な体積収縮が生じている。また、乱した試料の方が体積収縮が大きい。Spfa7はSpf1とSpfa1の中間的な挙動を示している。

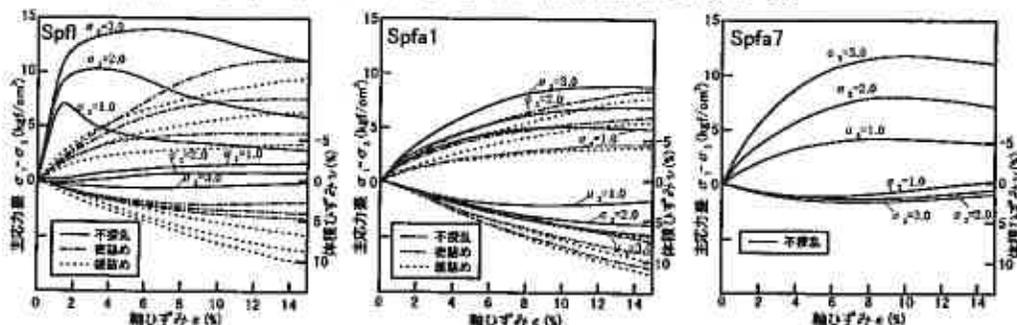


図-4 応力～ひずみ関係、ダイレイタンスー特性

#### (2) せん断定数

各土層の乱さない試料を用いて実施した三軸圧縮試験から得られた粘着力 $C_d$ と内部摩擦角 $\phi_d$ を表-2にまとめて示す。これらは、拘束圧 $\sigma_3 = 1 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の基で破壊包絡線を直線として求めた値である。

また、図-5は同一地点の乱した試料(密詰め、緩詰め)と乱さない試料の間げき比に対する $C_d$ 、 $\phi_d$ を示したものであり、乱さない試料と同一間げき比のときの乱した試料のせん断強度を外挿し、強度低下を推定した。ややばらつきはあるが、平均値で整理すると、乱した試料の間げき比が大きいほど粘着力 $C_d$ が小さくなる傾向がみられ、乱さない試料と同一間げき比で比べると、Spf1で30%程度、Spfa1で60%程度に低下する。なお、内部摩擦角 $\phi_d$ は、ほぼ一定の値となっている。

表-2 せん断強度(乱さない試料)

土層名	粘着力 $C_d$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	内部摩擦角 $\phi_d$ ( $^\circ$ )
Spf1	0.62~1.62 1.04	34.1~44.8 37.8
Spfa1	0.28~0.97 0.76	23.5~39.5 29.4
Spfa7	0.25~0.93 0.54	29.8~40.1 36.1

下段：平均値

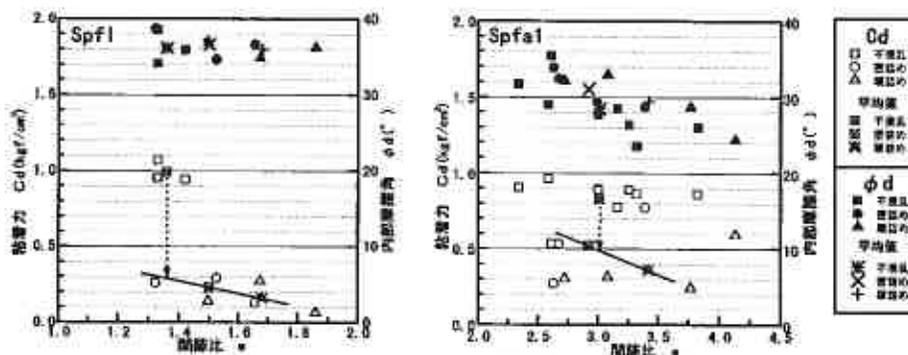


図-5 乱した試料と乱さない試料の比較 ( $e$ と $C_d$ 、 $\phi_d$ の関係)

(3) N値とせん断定数の関係

図-6はN値とせん断定数の関係を示したものである。CdはN値との明瞭な関係はみられず、0.3~1.5kgf/cm<sup>2</sup>程度の範囲でばらついている。φdは、N値<10回程度が主体のSpfa1では25~35°程度を示すが、N値≥10回程度が主体のSpf1、Spfa7では35~40°程度でほぼ一定である。

5-2 変形係数

(1) ひずみレベル依存性

図-7は乱さない試料を用いた三軸圧縮試験から得られたE50(1/2強度割線変形係数)及び孔内水平載荷試験から得られた変形係数EBをそのひずみレベル依存性について整理したものである。E50のひずみはSpf1、Spfa7で1~3%程度、Spfa1で1~5%程度であるが、EBは2~13%程度と大きい。また、各土層ともEBの値を含めても、明確なひずみレベル依存性を示しており、ひずみの増加に伴う変形係数の低下傾向は、Spfa1やSpfa7に比べてSpf1の方が顕著である。

(2) 変形係数

表-3は、各土層の変形係数とひずみをまとめたものである。各土層とも、E50よりもEBに対応するひずみが大きくなっており、Spf1ではE50に比べてEBが小さい。ただし、Spfa1、Spfa7ではE50とEBはほぼ同程度の値を示している。

図-8はせん断強度の場合と同様に変形係数について乱した試料と乱さない試料を比較したものである。また、図-9にはひずみとの関係を示すとともに同一箇所でも実施したEBもあわせて記入している。Spf1では、乱した試料のひずみレベルは大きくなり、孔内水平載荷試験のレベルに近づき、E50は乱さない試料の30%程度まで低下する。Spfa1ではひずみレベルは乱した場合もさほど大きくはならず、E50の低下は70%程度までである。

表-3 変形係数

土層名	三軸圧縮試験		孔内水平載荷試験	
	変形係数 E50 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ひずみ ε (%)	変形係数 EB (kgf/cm <sup>2</sup> )	ひずみ ε (%)
Spf1	154~998 462	0.4~2.7 1.2	41~433 191	1.4~13.3 7.2
Spfa1	58~649 166	0.6~5.0 2.4	51~329 175	1.4~8.0 4.2
Spfa7	114~439 271	0.7~3.1 1.5	116~366 267	1.9~7.5 4.8

下段：平均値

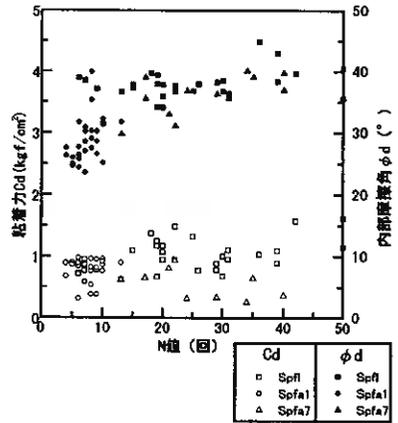


図-6 N値とCd, φdの関係

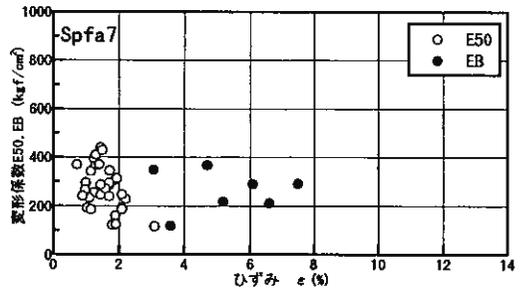
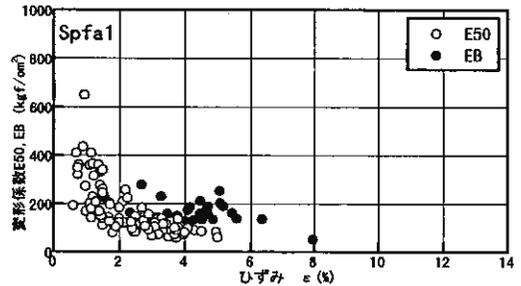
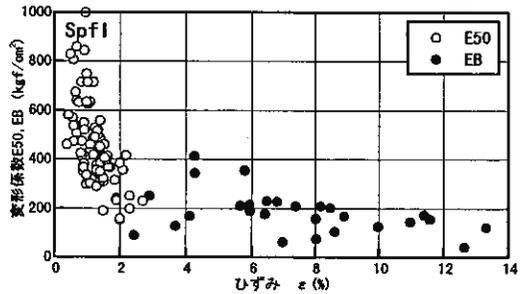


図-7 変形係数とひずみの関係

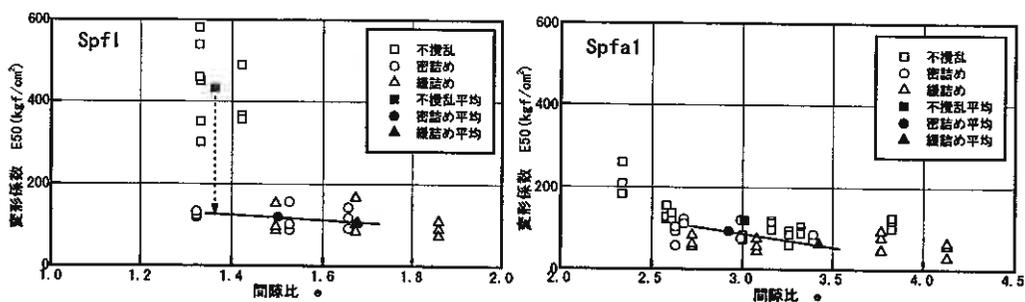


図-8 乱した試料と乱さない試料の比較 (E50とeの関係)

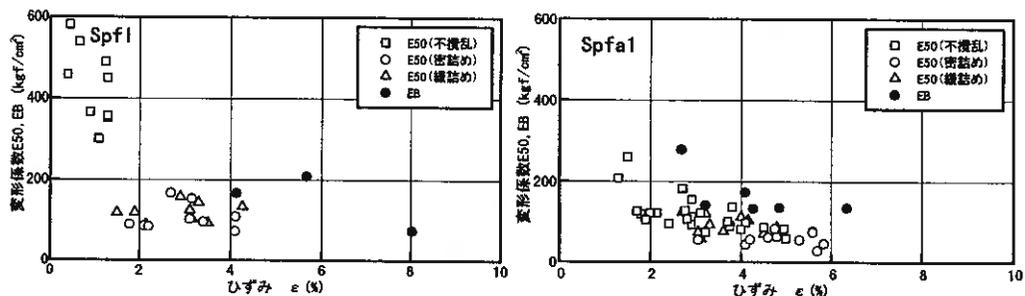


図-9 乱した試料と乱さない試料の比較 (E50, EBとひずみeの関係)

### (3) N値とEBの関係

図-10はN値とEBの関係を示したものである。粗粒火山灰は同一N値の粘土・砂・砂礫などに比べてEBが大きいことが知られており、今回の結果でも、ばらつきはあるものの同様の傾向がみられる。土層別では、Spf1がEB=7N程度と一般土と同程度であるのに対して、Spfa1ではEB=20N、Spfa7ではEB=10N程度の関係にある。Spf1がSpfa1、Spfa7に比べて同一N値でのEBが小さいのは、孔壁の乱れの影響が大きいと考えられる。

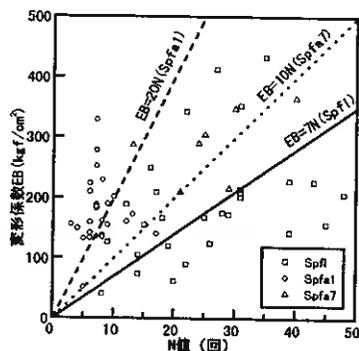


図-10 N値とEBの関係

## 6 強度定数の設定について

### 6-1 せん断強度

せん断強度については、標準貫入試験から得られるN値などから間接的に推定することもよく行われているが、試験結果のばらつきが大きいことや、火山灰、軽石については粒子破碎等の影響により過小評価する恐れがあることから、各土層の地山のせん断強度 (Cd, φd) としては、乱さない試料による三軸圧縮試験結果を採用することが望ましいと考えられる。また、施工時の攪乱による強度低下を評価する手法は確立していないが、これを考慮する場合に、今回実施した乱した試料による試験結果を参考にCdを低減することも可能と考えられる。なお、施工時の乱れの影響が大きい場合や、盛土材として用いる場合等については、Cdを無視しφdのみを設定することが考えられる。

今回実施した三軸圧縮試験の平均値からせん断強度を設定すると、表-4のとおりであり、特にSpf1では、乱れによる強度低下が大きいことから、施工条件等を勘案して定数設定が必要であると考えられる。

## 6-2 変形係数

変形係数は孔内水平載荷試験及び三軸圧縮試験から得られているが、孔内水平載荷試験は平板載荷試験などと載荷時の応力分布が異なり、孔壁近傍の地盤状況に大きく影響を受けることが知られている。

一方、孔内水平載荷試験から得られた変形係数と一軸や三軸圧縮試験から得られた変形係数は地盤材料にかかわらずほぼ一致するという報告もある。

ただし、当該土層のうち Spf1 においては、孔内水平載荷試験から得られた変形係数  $E_B$  が三軸圧縮試験から得られた変形係数  $E_{50}$  より小さくなっている。その理由としては、 $E_{50}$  の方が有効拘束圧の大きいデータが含まれていることが挙げられるが、それについては Spfa1 や Spfa7 も同様であり、乱した試料の試験結果からもわかるように、孔壁の乱れやそれに起因するひずみレベルの違いの影響が大きいものと考えられる。

表-4 に今回の試験結果から設定した変形係数を示すが、地山の変形係数は乱さない試料の三軸圧縮試験から得られた  $E_{50}$  を用い、乱れによる強度低下の小さい Spfa1、Spfa7 では孔内水平載荷試験の  $E_B$  も同じように評価できると判断される。ただし、Spf1 の  $E_B$  は地山の値を過小に評価する可能性があることから、施工時の乱れ等を考慮する場合に用いることが望ましいと考える。

なお、先に示したように各土層の変形係数にはひずみレベル依存性があり、今回の結果は  $10^{-2}$  レベルでの値であり、その関係(図-7)に微小ひずみでの試験値等を加えて、想定されるひずみレベルに対応する値を設定したり、各ひずみレベルに対応する変形係数を設定して、非線形解析を行うなどの手法も有効と思われる。

表-4 せん断強度及び変形係数の概略値

土 層	粘着力 $C_d$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		内部摩擦角 $\phi_d$ (°)	変形係数 $E$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
	地山強度	強度低下考慮		
Spf1	1.0	0~0.3	35~40	150~450
Spfa1	0.7	0~0.4	30	150
Spfa7	0.5	0~0.3	35	250

## 7 まとめ

- 1) 今回使用したやや大口径の三重管サンプラーは、支笏火山噴出物 (Spf1, Spfa1, Spfa7) に対して適応性が高く、良好な乱さない試料が採取できた。
- 2) せん断強度  $C_d$ 、 $\phi_d$  は、乱さない試料と乱した試料の比較で、 $\phi_d$  はあまり変化しないが、 $C_d$  は大きく低下する。その割合は Spfa1 より Spf1 が大きい。変形係数  $E_{50}$  も同様に Spf1 の低下が大きいことが明らかとなった。
- 3) 変形係数については実務で一般的に用いられている孔内水平載荷試験から得られた  $E_B$  と  $E_{50}$  を比較し、Spfa1、Spfa7 ではほぼ同程度であるが、Spf1 については  $E_B$  が小さいという結果を得た。これは孔壁の乱れの影響が大きいと考えられ、Spf1 の  $E_B$  をそのまま用いると地山の値を過小に評価する可能性があると考えられる。
- 4) 今回の試験結果より、支笏火山噴出物の力学的特性をある程度把握し、各層の概略的な強度定数を提案した。今後は、さらにデータを蓄積するとともに、乱れや施工条件に適応した定数設定の手法を検討していくことが重要と考えられる。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部火山灰質土の工学的分類委員会：北海道火山灰土の性質と利用，1997
- 2) 地盤工学会：地盤調査法，1995
- 3) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，1990
- 4) 地盤工学会：三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集，1991

## 道央に分布する粗粒火山灰土の物理的性質

北大大学院農学研究科 ○正会員 相馬 勉之  
非会員 鈴木 伸治

### 1. はじめに

日本統一土質分類で粗粒土に分類される粗粒火山灰土の特徴は、土粒子の多孔質性と多様な孔隙形態にある。とくに軽石質粗粒火山灰土の場合、構造単位となる軽石粒子は、表面孔隙に加えて多様な内部孔隙、すなわち活性孔隙および閉塞孔隙をもっている。軽石粒子の表面孔隙はまた、粒子間に凝集力が作用しない粗粒火山灰土の堆積状態の安定化にも関与している。軽石の孔隙形態は、さらに軽石粒子集合体としての粗粒火山灰土の間隙構造 Soil Porosity を複雑なものにしている。

本報告は、軽石質粗粒火山灰土の間隙構造と水分特性および熱伝導特性の関連性について、道央の粗粒火山灰土を用いて検討したものである。

### 2. 方法

#### 1) 試料

試料には、道央に累層状態で分布する樽前系（樽前-c；Ta-c・樽前-d；Ta-d），恵庭系（恵庭-a；En-a），支笏系（支笏軽石流；Spfl・支笏降下軽石；Spfa）の粗粒火山灰土（ボーリング試料）と、比較対照試料として厚田村の海岸砂丘未熟土（Sand；コアサンプリング試料）を用いた。基本物理性や水分特性、熱伝導率の測定に使用した供試体は、粗粒火山灰土ではφ7 cm・h 5 cmのコアサンプル、Sandの場合にはφ5 cm・h 5 cmのコアサンプルである。

#### 2) 実験方法

##### ①粗粒火山灰土の基本物理性

基本物理性として含水量，間隙量，容積密度（乾燥密度），飽和透水係数を測定した。このうち間隙量とは単位質量の固相 Matrix が形成する間隙体積 Specific Pore Volume (SPV) のことであり、間隙量  $SPV = V_p / M_s$  ( $cm^3/g$ ) となる。ここで、 $V_p$  は飽和含水量から求められる間隙体積であり、 $M_s$  は Matrix の質量である。間隙量を用いると（含水量／間隙量）から供試体の飽和度が求められ、供試土の水分状態を容易に推定できる利点がある。なお一般に用いられている間隙比  $e$  は、 $e = \rho_s \times SPV$  で求められる。

##### ②軽石の孔隙形態と軽石質粗粒火山灰土の間隙構造

Ta-d, En-a, Spfl, Spfa の表面孔隙および内部孔隙の形態を、走査型電子顕微鏡画像により実体観察した。次に構造単位としての軽石粒子の孔隙形態は図1のように模式化できるので<sup>1)</sup>、Ta-d, En-a, Spfl の粒径区分、10mm≦, 5~10mm, 2~5 mm の軽石粒子について、表面孔隙量(Spflを除く)と内部孔隙量(活性孔隙量・閉塞孔隙量)を測定した。まず閉塞孔隙量  $V_{pd}$  は軽石粒子の閉塞孔隙を含む密度  $D_{p1}$  と軽石粒子 Matrix の密度  $D_{p2}$  から次式により算出した。

$$V_{pd} = (D_{p1} - D_{p2}) / D_{p1} / D_{p2} \text{ (cm}^3\text{/g)}$$

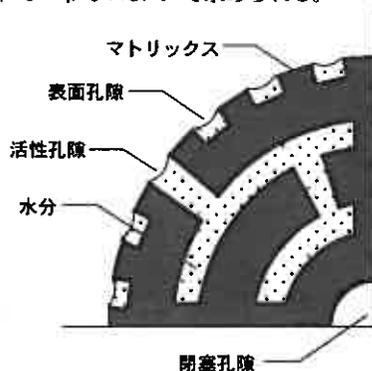


図1 軽石粒子の孔隙モデル

Physical Properties of Pumice Soils Distributed in Central Hokkaido;  
Katsuyuki Soma, Shinji Suzuki (Graduate School of Agriculture, Hokkaido University)

また活性孔隙量  $V_{pa}$  は、脱気飽和した軽石粒子から表面孔隙中の水分を取り除いたときの軽石粒子の含水量から求めた。従って、表面孔隙量  $V_{ps}$  は脱気飽和した軽石粒子の含水量から求められる孔隙量と  $V_{pa}$  の差で示される。

### ③軽石質粗粒火山灰土の水分特性

Ta-d, En-a, Spfl および Sand の乱さないコアサンプルを用いて、加圧板（膜）法により水分特性を測定した。

### ④軽石質粗粒火山灰土の熱伝導率

Ta-d, En-a, Spfl および Sand の乱さないコアサンプルを用いて、双子型サーマルプローブ法により 20℃ における熱伝導率を測定した。なお基準物質には 1% 寒天ゲルを使用した。

## 3. 結果及び考察

### 1) 粗粒火山灰土の基本物理性

図 2 に累層状態で堆積している粗粒火山灰土の基本物理性を示す。まず間隙量をみると、粗粒火山灰土は一般の粗粒土に比べて間隙量が多く、むしろ細粒土に匹敵するかあるいはそれ以上の間隙量を有している。すなわち、Ta-c や Spfl では間隙量は  $0.5 \sim 1.0 \text{ cm}^3/\text{g}$ 、En-a は  $1.0 \sim 1.5 \text{ cm}^3/\text{g}$ 、Spfa は  $1.5 \sim 2.0 \text{ cm}^3/\text{g}$ 、Ta-d では  $1.0 \sim 3.5 \text{ cm}^3/\text{g}$  と極めて多い。一般の粗粒土の間隙量が  $0.3 \text{ cm}^3/\text{g}$  以下で、また通常の粘性土の間隙量が  $0.3 \sim 0.8 \text{ cm}^3/\text{g}$  程度であることから、道央の粗粒火山灰土がいかにも多孔質であるかが類推できる。

地下水面下にある Spfl や Spfa がサンプリングの段階で脱水が生じてはいるものの、含水量においても粗粒火山灰土は粗粒土としては非常に多い。容積密度は間隙量とは逆に、一般の粗粒土に比べると非常に小さく、Ta-c で  $1.0 \sim 1.2 \text{ g/cm}^3$  である他は、火山灰土の国際的な指標である  $0.9 \text{ g/cm}^3$  以下を示している。すなわち En-a は  $0.5 \sim 0.7 \text{ g/cm}^3$ 、Spfl は  $0.7 \sim 0.9 \text{ g/cm}^3$ 、Spfa は  $0.6 \text{ g/cm}^3$  程度で、Ta-d の場合には  $0.3 \sim 0.7 \text{ g/cm}^3$  とバラツキはあるがいずれにしても小さな容積密度となっている。

飽和透水係数の値はほとんどが  $10^{-3} \text{ cm/s}$  を越えるが、Spfl と Spfa には  $10^{-4} \text{ cm/s}$  のオーダーのものもみられ、これは粗粒土としては比較的小さな透水係数であるといえる。

以上の結果から、道央の累層状態で堆積している粗粒火山灰土 (Ta-c, Ta-d, En-a, Spfl, Spfa) は極めて多孔質であり、含水量および飽和透水係数の値から、マクロ間隙およびミクロ間隙がともに多い間隙構造を有する特異な粗粒土であるといえる。

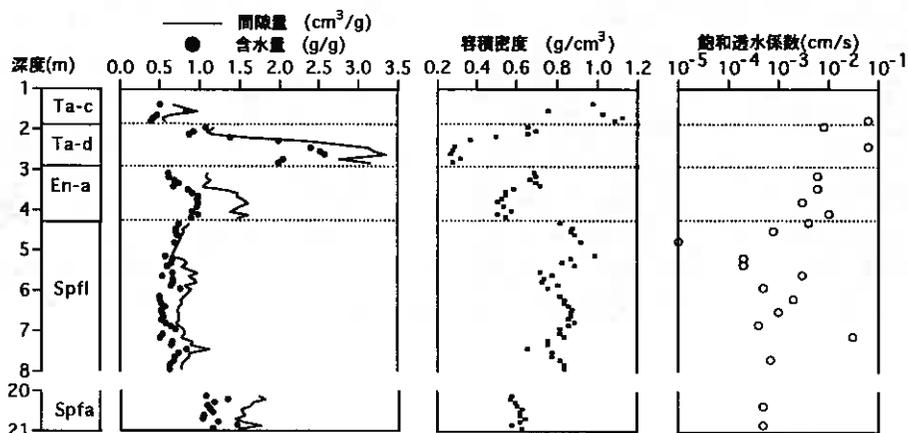
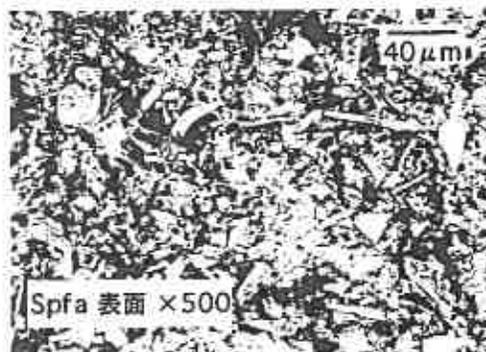
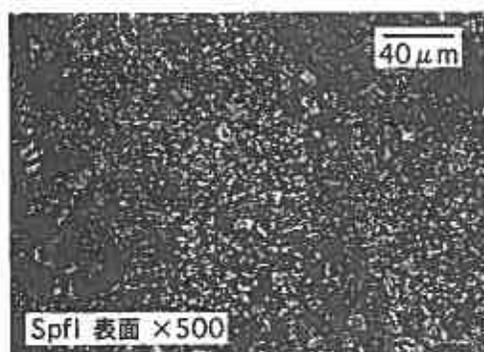
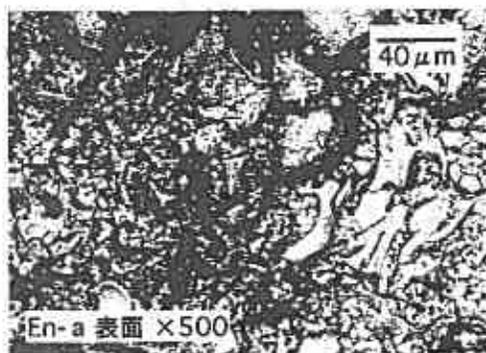
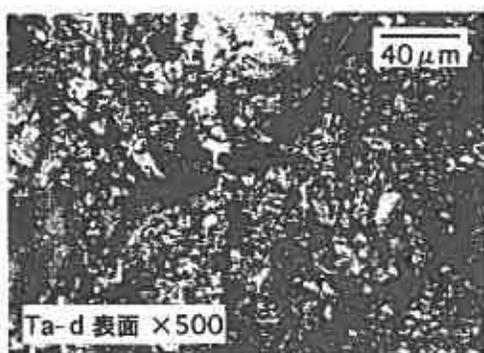
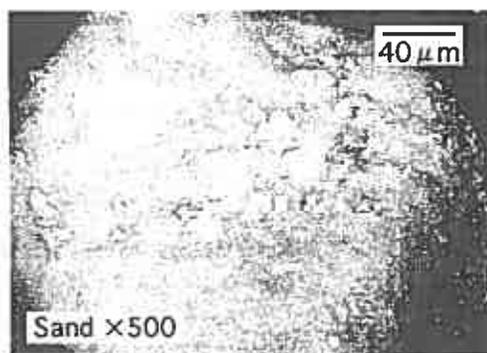


図2 粗粒火山灰土の基本物理性

2) 軽石の孔隙形態と粗粒火山灰土の間隙構造



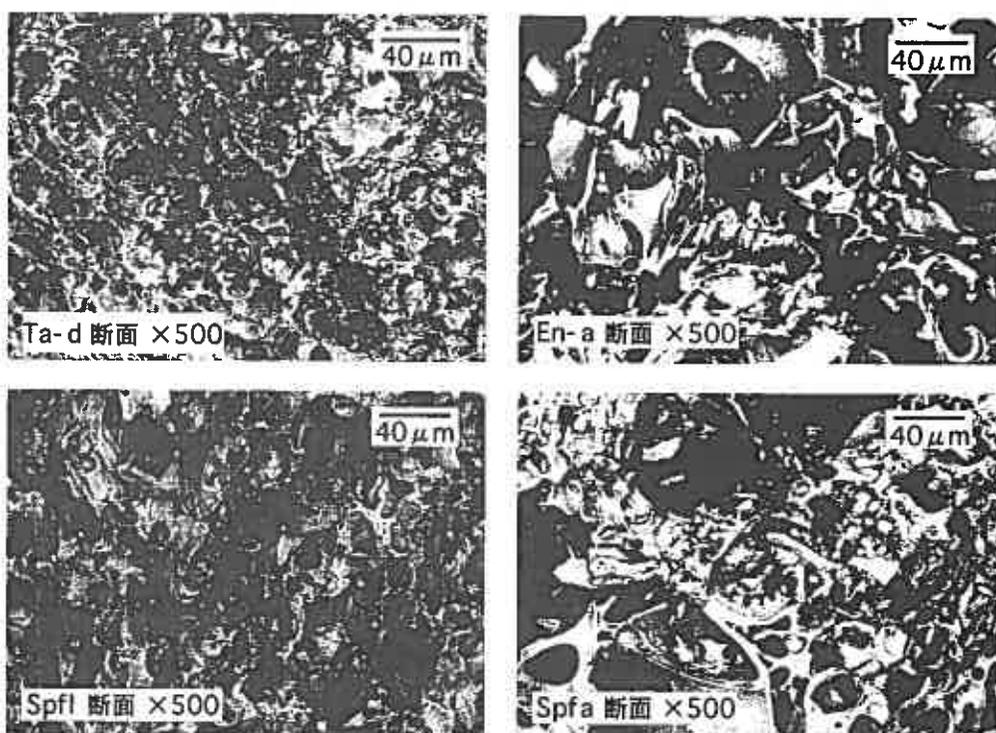


図3 軽石粒子の電子顕微鏡画像  
 (前頁：粒子表面，上：粒子内部)

軽石粒子の電子顕微鏡画像を図3に示す。Sandは粒子表面の凹凸がほとんどなく非常に滑らかであるのに対して、軽石は粒子表面に凹凸が激しく多様な表面孔隙が形成されている。また軽石の内部孔隙をみると、Ta-d、Spflには大小さまざまな孔隙が存在するのに対し、En-aやSpfaは比較的粗大な孔隙が多い。Spflでは内部孔隙の配列に方向性が認められる。

Ta-d、En-a、Spflについて軽石粒子の孔隙量を求めると、図4のようになる。いずれの軽石粒子も内部孔隙量のうちのVpdは少なく、とくにTa-dやEn-aではほとんど存在しない。一方、Vpaは1.0 cm<sup>3</sup>/g以上にもなり、Ta-dでは2.0 cm<sup>3</sup>/g以上のものもある。Ta-d、En-aについて測定したVpsをみると0.1~0.3 cm<sup>3</sup>/gであり、一般の粗粒土の間隙量に匹敵する値ではあるが、Vpaに比べると非常に少ないといえる。すなわちこれらの粗粒火山灰土は内部孔隙量、とりわけVpaが極めて多い構造単位（軽石粒子）から成っていることが判る。

図5はTa-dとEn-aの軽石粒子のMatrixと孔隙の組成を示したものであり、Matrixの組成割合はTa-dで10%程度、En-aでも20%程度と非常に小さい。一方、活性孔隙は70%にも達し、とくにTa-dの粒径区分5~10mmの軽石粒子では80%以上にもなる。表面孔隙は5~20%、また閉塞孔隙は1%以下であるから、これらの構造単位は体積の75~90%が活性孔隙で占められることになり、構造単位自体の保水性が著しく高いことが判る。

軽石質粗粒火山灰土の場合には、必然的に構造単位間隙すなわち軽石粒子間隙が存在する。そこでTa-d、En-aの乱さない供試体について、Matrixおよび孔隙、粒子間隙の組成割合を算出すると図6のようになる。ここでMatrix成分と軽石粒子の孔隙成分は、軽石粒子の粒径組成と粒径に対応した孔隙量（図4参照）を基にして算出した。なお粒径2mm以下の粒子とSandは表面・内部孔隙をもたないと仮定した。

図6から、表面孔隙が粒子間隙の一翼を担うと考えると、Ta-dとSandの粒子間隙の割合はほぼ50%であるのに対して、En-aは30%と小さい。しかし活性孔隙の割合はTa-dとEn-aでは40%で同じ割合となっている。堆積状態における粗粒火山灰土の保水性を担うのは粒子間隙と活性孔隙であり、

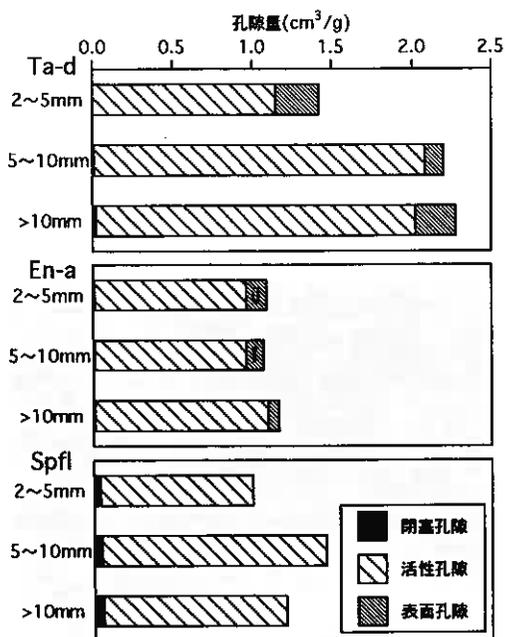


図4 軽石粒子の孔隙量

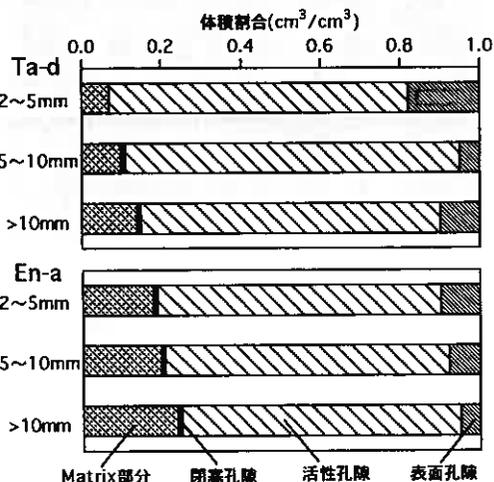


図5 軽石粒子の組成

Sand では供試体体積の 50% が関与するのに対して、En-a では 70% が、また Ta-d では実に 90% が保水性に関与することになる。すなわち Ta-d の場合は泥炭にも匹敵するといえる。

### 3) 軽石質粗粒火山灰土の水分特性

図 7 に供試体の水分特性曲線を示すが、一般的な粗粒土である Sand に比べて軽石質粗粒火山灰土の Ta-d, En-a, Spfl は保水性が高く、とくに Ta-d で顕著である。ここで図 7 の水分特性を土壌水分吸引圧・飽和度関係に変換して図 6 の結果を導入すると、Ta-d の粒子間空隙と粒子内空隙を区分する吸引圧は約 1000  $\text{cmH}_2\text{O}$  であるのに対して、En-a では約 70  $\text{cmH}_2\text{O}$  となり、相対的に Ta-d の方が En-a よりも粒子間空隙のサイズは小さいことが推察される (図 8)。

図 7 および図 8 より、軽石質粗粒火山灰土は通常の粗粒土よりも高い吸引圧においても多量の水分を保持できる空隙構造を有している。これは軽石質粗粒火山灰土が多量の粒子内空隙、すなわち構造単位の内部空隙 (活性空隙) とともに表面空隙が発達していることに起因する。

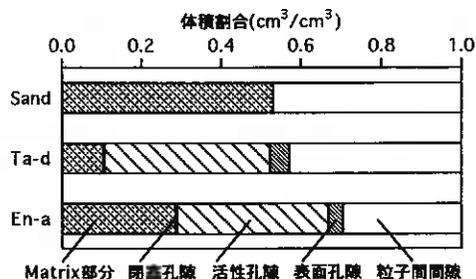


図 6 乱さない供試体の組成

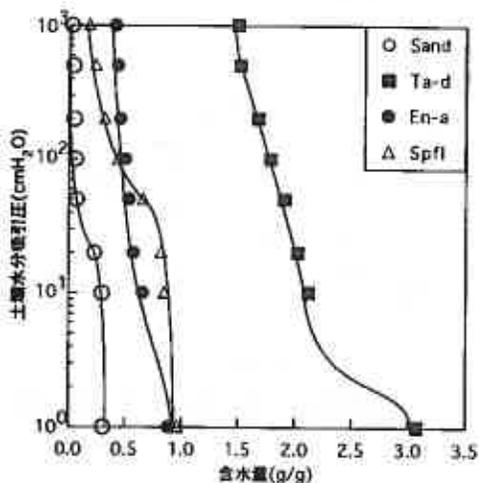


図 7 水分特性曲線(含水量表示)

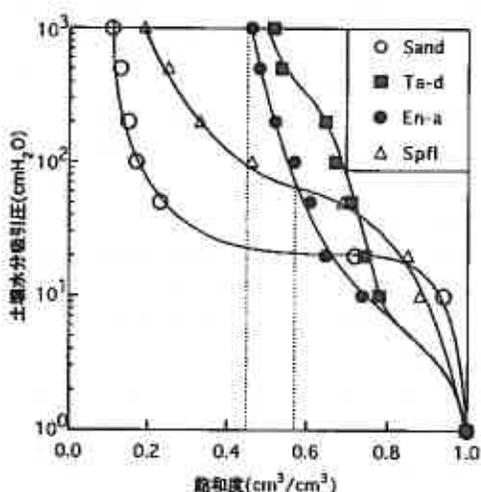


図 8 水分特性曲線(飽和度表示)

#### 4) 軽石質粗粒火山灰土の熱伝導特性

粗粒土としては特異な軽石質粗粒火山灰土の水分特性は、水分依存性を示す種々の理工学性に対しても大きな影響を及ぼす。図9は一例として、Ta-d, En-a, SpflおよびSandの熱伝導率の水分依存性を熱伝導率・含水量関係で示したものである。

Sand の場合の熱伝導率の水分依存性は、典型的な粗粒土のそれであり、極めて鋭敏な水分依存性がみられる。また飽和状態においても、構造単位(砂粒子)を通じた熱伝導経路が存在するために、熱伝導率は水の熱伝導率(約0.6W/m/K)よりもはるかに大きい。低水分領域におけるSandの熱伝導率の急激な減少は、粒子間隙中の空気の断熱効果によるものである。これに対して軽石質粗粒火山灰土の場合、熱伝導率の水分依存性はSandに比べると非常に小さい。また飽和状態の熱伝導率は、有機質火山灰土などと同様に水の熱伝導率とほぼ同じ値を示す。これは軽石質粗粒火山灰土では、構造単位(軽石粒子)内部の活性孔隙中に多量の水分が保持されるために、例えば構造単位を通じた熱伝導経路が形成されていても、その実体は水を介した熱伝導経路であるからである。

一般に土の熱伝導経路は、構造単位を通じた「直接経路」と構造単位間隙中の水分を通じた「間接経路」から構成されている。ここで間隙中の空気は断熱効果を発揮するから熱伝導経路を形成するとはみなさない。軽石粒子のように構造単位が内部孔隙を有する場合、「直接経路」は内部孔隙中の水分の存在により、「軽石粒子Matrix⇔水分間接経路」に変わるために、熱伝導経路は基本的には「間接経路」のみから成るといえる。

図9の熱伝導率の水分依存性を熱伝導率・飽和度関係に置換えると図10のようになるが、Sandの場合には飽和度の減少に伴う熱伝導率の低下の割合が、飽和度0.2~0.3 cm<sup>3</sup>/cm<sup>3</sup>で明らかに変化する。これは、水分の減少により飽和度がこの点まで低下すると、Sandの熱伝導経路の一部を担っていた間接経路が空気の侵入により機能しなくなり、断熱効果が現れるためと考えることができる。これに対して軽石質粗粒火山灰土は、飽和度の低下に伴う熱伝導率の低下の割合が小さく、とくに構造単位内外に多量の水分を保持するTa-dで著しい。またEn-aやSpflでは、構造単位内の水分が減少し始める飽和度

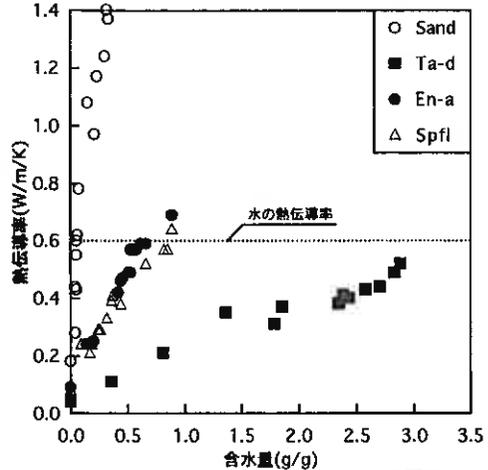


図9 熱伝導率の水分依存性(含水量表示)

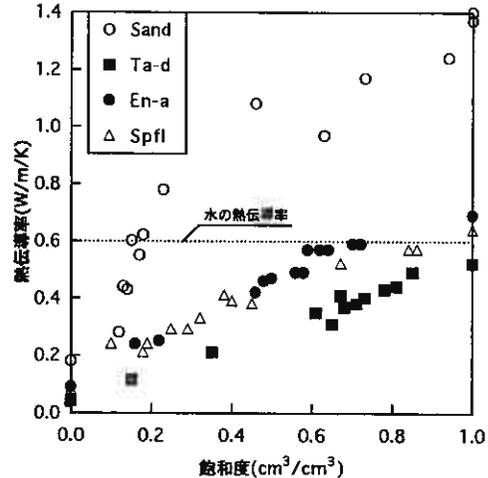


図10 熱伝導率の水分依存性(飽和度表示)

(図8参照)で熱伝導率の低下傾向が変化している。

#### 4. おわりに

道中に累層状態で堆積している粗粒火山灰土は、その多孔質性から一般の粗粒土とは著しく異なる性質を示す。とくに特異な間隙構造に起因する極めて大きな容水量 **Soil Water Capacity** は、水分変動や熱移動に対して軽石質粗粒火山灰土が緩和作用を発揮できることを示唆するものである。

#### 参考文献

- 1) 鈴木・相馬・柏木・池田；粗粒火山灰土の熱伝導特性、第45回農業土木学会北海道支部研究発表会講演集、56～57 (1996)

## 模型杭を用いた引抜き試験による火山灰の周面摩擦力

北海道土質コンサルト株式会社○正会員 浅利 正明  
正会員 菊池 純  
正会員 斉藤 晃  
石尾 政男

### 1. まえがき

砂質土の杭の周面摩擦力 $f_s$ は $N$ 値から $f_s = N / (3 \sim 5)$  (t/m<sup>2</sup>)として推定することが一般的であるが、火山灰の周面摩擦力については汎用化された推定式が見あたらない。このため火山灰も同一 $N$ 値の砂と扱って砂質土の推定式を用いたり、あるいは無視したりしているのが現状である。これは火山灰の周面摩擦力を測定した実績が少なく、十分な検討も行われていないためである。火山灰を対象とした適切な杭設計を行うためには、安易に‘砂と扱う’や‘安全側に無視する’のではなく、できるだけ正確な $f_s$ の評価を行うことが必要である。

杭の周面摩擦力を推定するための原位置試験法としては、実大試験杭を用いた載荷試験や引抜き試験が最も望ましいが、多大な費用や時間を要する。このため我々は、より安価で簡易に目的を達成できる試験法を現在検討中である。現段階で考えている方法は、次のものである。

- ① 標準貫入試験用サンプラーによる簡易引抜き試験
- ② ケーシングを用いた模型杭の引抜き試験

①試験法は、簡便で、深い深度でも大きな $N$ 値の地盤でも適用できることから、現段階において試験方法の軸と考えている試験法である。しかし、実際の杭とは口径や先端形状が異なり、この試験法で得られる周面摩擦力を杭の設計に適用できるのかどうかは課題である。一方、今回実施した②試験法で用いたSGP(φ90～φ114mm)は、実大基礎(鋼管杭を想定)より小さいが標準貫入試験用サンプラーより口径は大きく、先端形状も鋼管と同一である点から、①試験法より模型基礎として適している。

①試験法における $N$ 値とサンプラーの周面摩擦力の関係は、支笏軽石流堆積物(Spfl)に関しては明らかになっており<sup>\*1</sup>、②試験法によっても $N$ 値と周面摩擦力の相関に同様な結果が得られれば、今後①試験法の汎用性が高まると考える。

### 2. 試験地盤

今回試験の対象としたのは、支笏降下火山灰(Spfa)のうちの降下軽石(Spfa-1)である。Spfa-1は試験地において約6mの層厚を有し、 $N \approx 4 \sim 5$ (局部的に $N = 2 \sim 3$ )を示すものである。このSpfa-1の特徴は支笏軽石流堆積物に比べて軽石の粒径が均一で分級が極めてよく、軽石と軽石の間が空隙にとんでおり、軽石流堆積物にみられるような溶結現象がないことである<sup>\*2</sup>。試験地盤での物性値を表-1に示した。土粒子の密度や湿潤密度は軽石が主体となるため小さく、含水比は樽前や恵庭の降下軽石と同じように高い。

表-1 試験地における降下軽石(Spfa-1)の物性

土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	湿潤密度 $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	自然含水比 $w_r$ (%)	粒度配合 (%)		
				礫分	砂分	細粒分
2.25	0.80	0.42	83	54	46	0

Frictional Resistance of Pull-out Test using Model Piles in Volcanic Ashes.

Masaaki Asari, Jun Kikuchi, Akira Saito and Masao Isio, Hokkaido Doshitsu Consultant Co., Inc. Japan.

### 3. 試験方法

試験方法の概要は以下のとおりである。

- a) 試験深度 (1.0~5.0m) 直上までボーリングによる削孔を行う。
- b) 標準貫入試験と同様にサンプラーとケーシングをハンマーにより打設する。
- c) 試験装置 (図-1 参照) をセットして引抜き試験を行う。
- d) 载荷 (引抜き) 方法は、「杭の引抜き試験方法」(土質工学会)<sup>\*3</sup>に準じるものとし、引抜き方法は1サイクル方式 (単純引抜き) と多サイクル方式 (くり返し引抜き) の双方を行った。
- e) 試験はサンプラーが抜け上がった時点で終了とした。
- f) 周面摩擦力は、変位量が急激に増大し始める点を降伏荷重とし、この降伏荷重からロッド等の自重を実測して差し引き、サンプラーまたはケーシングの接地面積で除した値とした。

試験条件は引抜き方法の他に、ケーシングの口径や打込み長、打撃方法も変えて行っている。

表-2 に示した条件のうち、②と④の条件は、周面摩擦力が打込んだサンプラーまたはケーシングの全長にわたって等しく働くか否かを確認するためのものである。打設時の乱れの影響が、全長にわたって同じか、影響が無いのであれば打込み長さに関係なく単位面積当たりの摩擦力は等しくなる。条件⑥は打撃効率に注目したもので、小さな打撃エネルギーで数多く打込んだ場合と、大きな打撃エネルギーで打撃数を少なく打込んだ場合の周面摩擦力の差異を調べるためのものである。

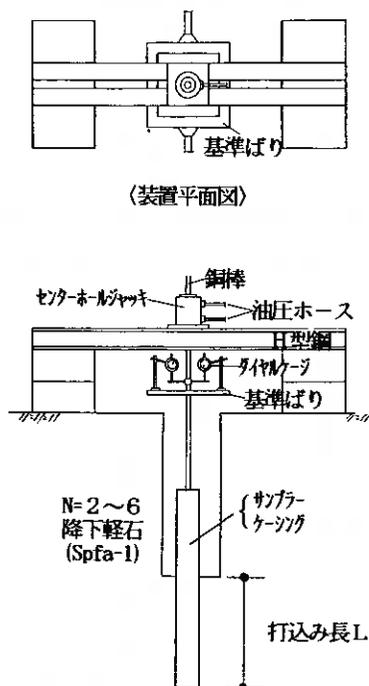


図-1 試験装置

表-2 試験条件一覧

条件番号	試験杭	外径 (mm)	肉厚 (mm)	打込み長 (cm)	打撃方法	試験実施
①	リフトサンプラー	51.0	16.0	50	標準貫入試験に準じる 重量W=63.5kgf 落下高H=73.5cm	打設直後
②				10~40		
③	ケーシング SGP φ60 SGP φ90 SGP φ114	60.5 89.1 114.3	3.8 4.2 4.5	(L/d≒10)		
				60		
				90		
④	SGP φ60, 114			30~160		
⑤					2週間養生後	
⑥	SGP φ90			90	重量は同じで高さ2倍 重量・高さともに2倍	打設直後と2週間養生後

#### 4. 標準貫入試験用サンプラーによる簡易引抜き試験結果

本試験で得られた周面摩擦力を「 $f_{ss}$ 」と表記する。

##### (1) N値と周面摩擦力 $f_{ss}$

条件①の結果から、周面摩擦力  $f_{ss}$  とN値を対比して図-2に示した。 $f_{ss}$  とN値の間には  $f_{ss} = N/5$  ( $\text{tf/m}^2$ ) を下限値として平均値  $f_{ss} = 0.56N$  ( $\text{tf/m}^2$ ) という関係が見られる。

図-3は支笏軽石流堆積物 (Spfl) における  $f_{ss}$  とN値の相関図<sup>\*1</sup>であるが、 $N \geq 10$ の範囲において  $f_{ss} = N/3$  という強い相関性を示している。これらの結果は、 $f_{ss}$  と実際の周面摩擦力の間に関係が見いだされれば、周面摩擦力のN値からの推定が可能であることを示唆するものである。

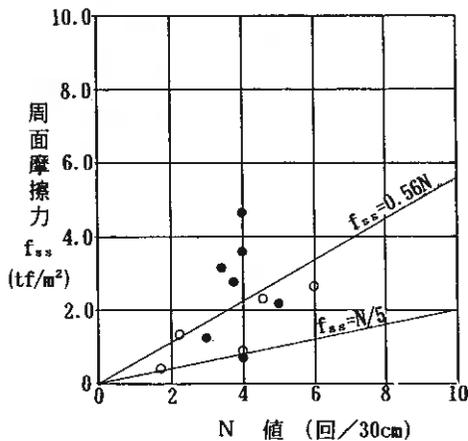


図-2  $f_{ss}$ -N相関図

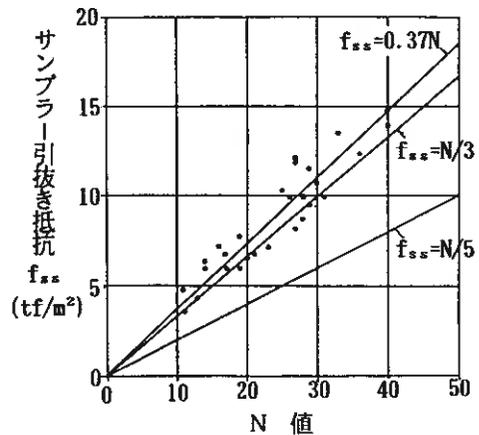


図-3  $f_{ss}$ -N相関図 (支笏軽石流堆積物)

##### (2) サンプラーの貫入量と周面摩擦力

図-4は条件②における貫入量と  $f_{ss}$  の関係を示したものである。 $f_{ss}$  は貫入量が高いほど大きくなる傾向があり、貫入量によって  $f_{ss}$  が変化することが分かった。この理由としては、サンプラーを長く打込むほど先端閉塞効果が強く、 $f_{ss}$  が増大するためであろうと考えている。

図-5は1回当たりの平均打撃貫入量と  $f_{ss}$  の関係を表したもので、1回当たりの平均打撃貫入量が多い (打込み易い→N値が小さい) 方が  $f_{ss}$  が小さくなっている。この結果は、当初から予測されていたことではあるが、わずかな貫入量の差でも  $f_{ss}$  の違いが大きいことが注目される。

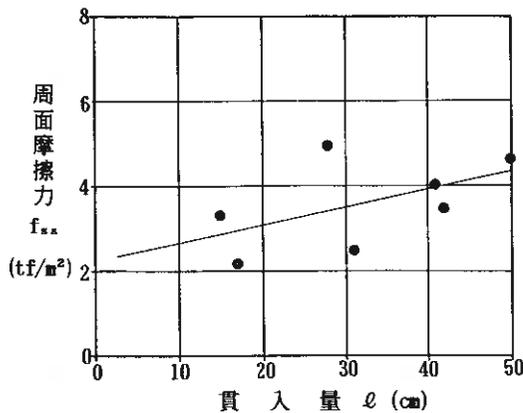


図-4 サンプラーの貫入量と周面摩擦力 (軽石,  $N=4$ , 同一地盤)

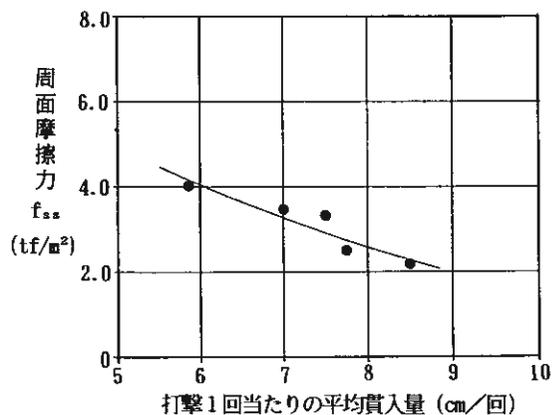


図-5 1回当たりの平均打撃貫入量と  $f_{ss}$

5. ケーシングを用いた模型杭の引抜き試験結果

本試験で得られる周面摩擦力を「 $f_{sc}$ 」と表記する。

(1) ケーシングの貫入量と周面摩擦力

条件③によるケーシング打設時の、打撃数と貫入量から求めた1回当たりの平均打撃貫入量と、周面摩擦力  $f_{sc}$  の関係を図-6に示した。この図から、以下のことがわかる。

- ・ 1回当たりの平均打撃貫入量が大きくなるほど  $f_{sc}$  も大きい。
- ・ 同じ平均打撃貫入量では、口径が大きいほど  $f_{sc}$  は大きい。

これらの傾向は、サンプラーによる試験結果とは逆の傾向を示すものである。

図-7は、 $\phi 60\text{mm}$ と $\phi 114\text{mm}$ のケーシングについて打込み長を変えて行った条件④の結果である。この結果もサンプラーを用いた場合とは逆の傾向を示し、長く打込んだ方が  $f_{sc}$  が小さくなっている。ただし、貫入量をさらに大きくしても  $f_{sc}$  が  $f_{sc} = 0 \text{ tf/m}^2$  となることはないから、ある一定値に収束していくものと予想される。

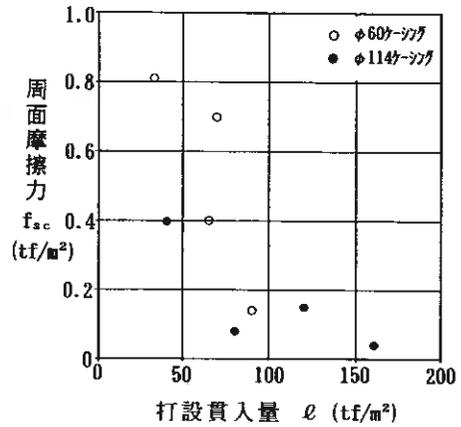
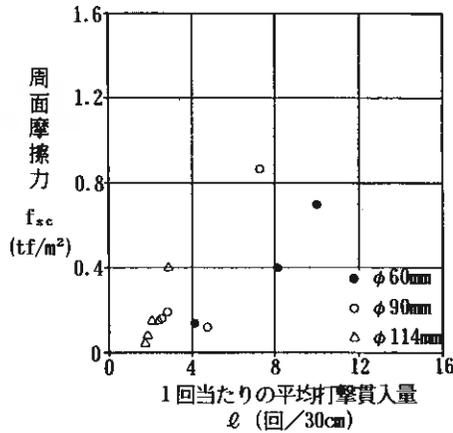


図-6 1回当たりの平均打撃貫入量と  $f_{sc}$       図-7 打撃貫入量による  $f_{sc}$  の違い

(2) 口径の違いによる周面摩擦力

口径の違いによる  $f_{sc}$  の違いを整理するため、条件③の結果を口径別にまとめて図-8に示す。打込み長さは長さ径比を一定とし、打撃エネルギーも同一として実施したが、口径が大きいほど  $f_{sc}$  が小さいという結果になっている。これは、打撃エネルギーが同じであれば口径が大きいほど1回当たりの平均打撃貫入量は小さくなり、口径が大きいほど打込み長が長いためと考えられる。

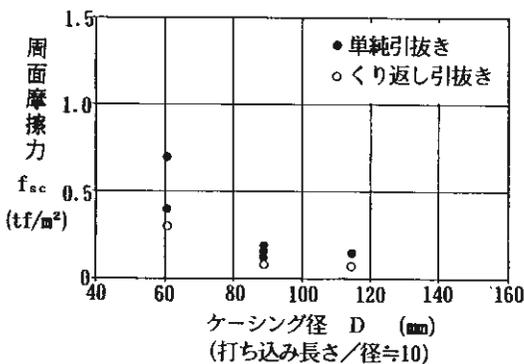


図-8 径の違いによる  $f_{sc}$

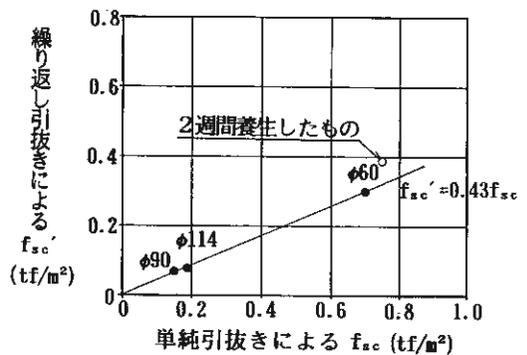


図-9 引抜き方法の違いによる  $f_{sc}$  (打設直後)

(3) 引抜き方法の違いによる周面摩擦力

条件③で、引抜き方法だけを変えた試験結果を図-9に示した。f<sub>sc</sub>は、単純引抜き試験よりくり返し引抜き試験の方が小さく、くり返し引抜きによる f<sub>sc</sub>が単純引抜きで求めた f<sub>sc</sub>の0.43倍となる関係にある。ただし、この関係は打設直後という条件にあるため、養生した場合での関係は不明である。

(4) 養生による周面摩擦力の変化

条件⑤の結果から、打設直後と2週間養生後の f<sub>sc</sub>を比較し図-10に示した。同図より f<sub>sc</sub>は明らかに養生することによって増加していることがわかる。ただし、その増加割合は打撃エネルギーの違いや引抜き方法の違いによって1.7~4.9倍と差がある。

(5) 打撃エネルギーの違いによる周面摩擦力の変化

図-11は、打撃エネルギーの違いによる f<sub>sc</sub>の変化を確認するため、条件⑤と⑥から打設直後のくり返し引抜き試験と、2週間養生後の単純引抜き試験の結果を示したものである。打設直後でも2週間養生した後でも、打撃エネルギーの大きい方が f<sub>sc</sub>は大きいことが顕著に現れている。

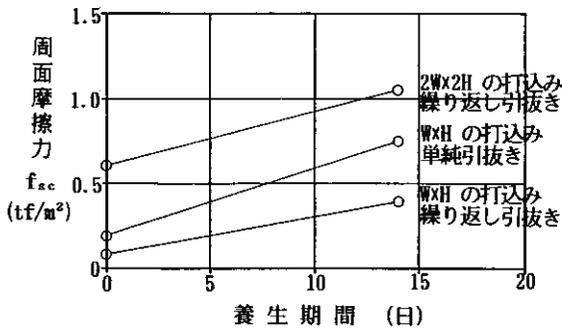


図-10 養生によるf<sub>sc</sub>の違い

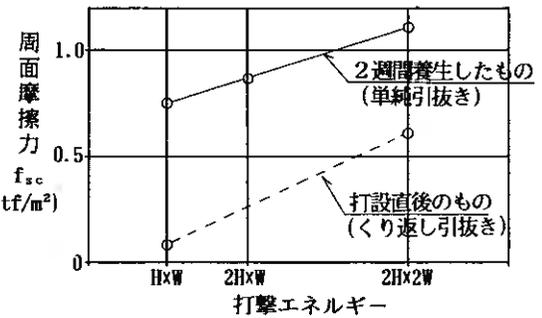


図-11 打撃エネルギーとf<sub>sc</sub>

以上の結果をまとめ表-3に示す。

表-3 引抜き試験結果のまとめ

比較項目		サンプラーの簡易引抜き試験による周面摩擦力 f <sub>ss</sub>		ケーシングの模型杭引抜き試験による周面摩擦力 f <sub>sc</sub>	
貫入量 (打設長)	長い	大		小	※打設直後
	短い	小		大	
1打当たりの平均貫入量 -打撃エネルギー-	大(易)	小	先端閉塞が原因と考えられる	大	
	小(難)	大		小	
口径の違い	大	-		大	※打設直後
	小	-		小	
引抜き方法	単純	大		大	
	くり返し	小		小	
養生時間	直後	-		小	
	2週間	-		大	

## 6. 結果のまとめ

今回行った引抜き試験結果についてまとめると、次のとおりである。

- ①  $N=2\sim 6$  の降下軽石 (Spfa-1) において  $f_{ss}$  と  $N$  値の間には、 $f_{ss} \approx N/2$  という関係があることがわかった。ただし、サンプラーはケーシングに比べ先端閉塞効果が大きく、実大基礎 (鋼管杭を想定) に対してこの試験で求まる  $f_{ss}$  は過大の  $f_s$  を与える可能性がある。
- ② ケーシングを用いた引抜き試験の結果から、 $f_{sc}$  は 1 回当たりの平均打撃貫入量が大きいほど大きく、同じ平均打撃貫入量にあっては口径が大きいほど大きいことがわかった。また、同じ打撃エネルギーでは貫入量が長く、口径の大きい方が  $f_{sc}$  は小さいという結果が得られた。この現象は、ケーシングを小さな打撃エネルギーで少しづつ打込むと、地盤の乱れを大きくし  $f_{sc}$  が小さくなることを意味する。反対に大きな打撃エネルギーで 1 回当たりの貫入量を大きくすれば、地盤の乱れを少なくおさえることができるため、 $f_{sc}$  は大きくなる。
- ③  $f_{sc}$  は打撃直後では小さく、養生することによって大きくなることが確認された。養生時間と  $f_{sc}$  の関係は不明であるが、養生期間によって  $f_{sc}$  が異なるのであれば、引抜き試験は実際の施工と同じような養生期間をもうけてから実施する必要がある。
- ④ 大きな打撃エネルギーでケーシングを打設し、2 週間養生させるという条件で  $f_{sc}=1.0\text{tf/m}^2$  の周面摩擦力が得られた。試験地盤の平均  $N$  値を  $N=4$  と扱った場合、 $f_{sc}=N/4$  ( $\text{tf/m}^2$ ) なる関係になる。また、 $f_{ss}$  と  $f_{sc}$  の間には  $f_{ss} \approx 2 f_{sc}$  なる関係も成り立つ。この  $f_{sc}$  を求めた条件は、実際の杭施工に近い状況を再現していると考えられるから、より実際の  $f_s$  に近いものと判断する。

## 7. むすび

今回の引抜き試験結果から、支笏降下軽石 Spfa-1 ( $N \approx 4$ ) の周面摩擦力  $f_{sc}$  は  $1.0\text{tf/m}^2$  と測定された。この値は口径  $90\text{mm}$  のケーシングで得られたものであり、実大基礎に対して採用できるか否かが問題として残る。今後、口径の違いと  $f_{sc}$  の詳しい関係を明らかにすること、広い範囲の  $N$  値と  $f_{sc}$  の関係を調べるのが課題である。

これらの課題を調べることにより、 $f_{sc}$  と  $f_{ss}$ 、および  $N$  値との相互関係が明確になり、 $f_{ss}$  から  $f_{sc}$  を推定することができ、さらに実際の周面摩擦力と  $f_{sc}$  の関係がわかれば、 $f_{ss}$  からの実際の周面摩擦力推定が可能である。その結果、簡易な標準貫入試験用サンプラーによる引抜き試験法の汎用性は高まることになる。

## 参考文献

- 1) 松本和正・川奈野博和・菊池純：支笏軽石流堆積物の周面摩擦抵抗について－原位置試験からの推定法、第27回土質工学研究発表会、1994年
- 2) 地盤工学会北海道支部：北海道火山灰土の性質と利用、1997年
- 3) 土質工学会：杭の引抜き試験方法・同解説、1992年

## 火山性粗粒土の粒子硬度と破碎特性の相関

(株)地崎工業 土木部技術課 正員 八木 一善  
室蘭工業大学 大学院 ○学生員 萱場 信弘  
北海道大学大学院 工学研究科 正員 三浦 清一

### 1. はじめに

一般の土質材料では、構成粒子の破碎を考慮に入れて工学的議論をすることは少ないが、高圧下においては砂や礫でも確実に粒子破碎が生ずることが知られている。また火山性粗粒土、しらす、まさ土などの多孔質で脆弱な粒子あるいは粗大粒子からなる地盤では、比較的低い圧力レベルでも無視できないほどの粒子破碎が生じる。このような火山性粗粒土について、三浦ら<sup>1),2)</sup>はその静的・動的力学挙動に及ぼす粒子破碎の影響は決して無視できるものではないことを明らかにし、圧密・せん断過程でもたらされる粒子破碎の特性とその定量化法<sup>3)</sup>について調べた。その結果、通常の応力レベルであれば、火山性粗粒土の粒子破碎特性を細粒分含有率の変化量 $\Delta F_c$ で評価することが可能であることが分かっている。

また火山性粗粒土の粒子破碎特性を決定する大きな要因の一つとして、構成粒子自体の硬さが挙げられる。噴出起源、堆積条件、風化の程度等によって異なる粒子の硬度を定量化できれば、火山灰土によって異なる粒子破碎特性を一般化して評価できるかもしれない。このため前報<sup>4)</sup>では、簡易な単粒子破碎試験により火山灰土の硬度を調べ、①粒子の破碎強度は粒径に依存することおよび②破碎強度と粒径は火山灰土ごとにユニークな関係にあることを明らかにした。

本研究では、さらに火山性粗粒土の単粒子硬度の評価を進めるために、載荷速度や載荷ロッドの形状を変更可能な簡易型粒子破碎試験機を作成している。この試験機を用いて、まず載荷ロッド形状および粒子の含水状態が破碎強度に及ぼす影響を調べた。またいくつかの火山灰土の単粒子硬度を粒径に依存しない硬度指標  $B_r$ を用いて評価することにより、その粒子破碎量 $\Delta F_c$ を一般化して表現しようと試みた。なお、この  $B_r$ と火山灰土粒子の吸水率との関係および三軸試験から求められたせん断強度との関連性も検討した。

### 2. 試験に用いた試料

試験に用いた火山性粗粒土は、北海道各地の自然堆積地盤から採取された 6 種類の降下火山灰である。その採取地点は森町姫川 (①森火山灰土 (MORI VOLCANIC SOIL))、千歳市美々 (②美々火山灰土 (BIBI VOLCANIC SOIL))、苫小牧市柏原 (③柏原火山灰土 (KASHIWABARA VOLCANIC SOIL))、門別町富川 (④富川火山灰土 (TOMIKAWA VOLCANIC SOIL))、中標津町西武佐 (⑤中標津M火山灰土 (NAKASHIBETSU-M VOLCANIC SOIL))、中標津町当幌 (⑥中標津T火山灰土 (NAKASHIBETSU-T VOLCANIC SOIL)) である。またそれぞれの火山灰土の噴出源は、森火山灰土が駒ヶ岳、美々火山灰土、柏原火山灰土および富川火山灰土が支笏第一カルデラ、中標津M・中標津T火山灰土は摩周となっている。いずれの火山灰土も、土被り約 1~2m の均一な切土面から採取されている。

各火山灰土の物理的性質を表-1 に、粒径加積曲線を図-1 に示す。噴出源を同じくする美々、柏原、富川火山灰土は類似した粒度分布を示すが、中標津M・中標津T火山灰土は他の火山灰土に比べてかなり粗粒である。また森火山灰土の平均粒径は最も小さいが、粒径 1mm 以下の構成粒子には硬質な黒色スコリアが多く含まれている。表-1 には、粒径 5mm 以上の粒子に関して求めた吸水率  $Q$  を示している。吸水率は、

Correlation between particle hardness and characteristic of particle breakage for volcanic coarse-grained soils: Kazuyoshi YAGI (Chizaki Kogyo Co.,Ltd), Nobuhiro KAYABA (Muroran Institute of Technology), Seiichi MIURA (Hokkaido University, Graduate School of Engineering)

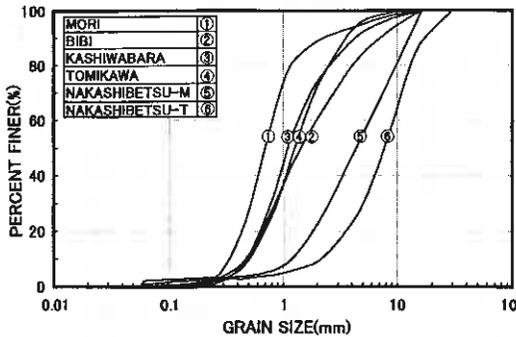


図-1 各火山灰土の粒径加積曲線

表-1 各火山灰土の物理的性質

SAMPLE NAME	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>		$\rho_d$ In-Situ g/cm <sup>3</sup>	D <sub>50</sub> mm	U <sub>c</sub>	F <sub>c</sub> %	JIS-A1110 Absorption Q %
		max	min					
① MORI	2.82	1.589	1.314	1.49	0.66	2.37	0.15	80.73
② BIBI	2.29	0.622	0.496	0.61	1.38	3.75	1.83	112.23
③ KASHIWABARA	2.38	0.604	0.491	0.53	1.08	2.79	1.03	124.29
④ TOMIKAWA	2.22	0.522	0.426	0.49	1.25	3.05	1.07	149.35
⑤ NAKASHIBETSU-M	2.46	0.407	0.287	—	4.60	5.10	1.83	222.69
⑥ NAKASHIBETSU-T	2.53	0.520	0.470	0.50	7.34	4.63	1.94	196.66

基本的に粗骨材の吸水率試験法 (JIS-A1110) <sup>6)</sup> に準じて求めたが、試料は 5mm ふるいに残留する 100 個の粒子 (150g~200g) としている。なお、福本ら <sup>6)</sup> による同様な吸水率試験の結果では、砂に関して 1.14~1.64%、まさ土に関して 2.603~4.18%、しらすに関して 72.62% という値が報告されている。表-1 に示される各火山灰土の吸水率は、これらの値よりもはるかに高く、特に中標津 M・中標津 T 火山灰土において極めて大きな値となる。これは、ポーラスな火山性粗粒土の粒子内部の空隙が、非常に大きいことを表している。

### 3. 試験方法

図-2 は本研究で使用した簡易型単粒子破砕試験機であり、荷重、変位の経時的な変化はコンピューターに記録される。載荷ロッドは、円錐形状 (点載荷ロッド) と面形状 (面載荷ロッド) の 2 タイプを用意しており、点載荷ロッドの先端形状は一般的な岩石用の点載荷器具と同形である<sup>7)</sup>。また載荷速度は、Speed Control Unit により 0.15mm/min ~ 2.5mm/min の範囲で可変である。

単粒子の破砕では、無作為に抽出した①絶乾状態 (DRY CONDITION) と②湿潤状態 (WET CONDITION) の火山灰土粒子に対し、それぞれ

50 個づつの試験を行っている。湿潤粒子は、吸水率試験に使用したものである。載荷時は粒子の上下を載荷ロッドで静かに挟み、粒子の初期高さを測定した後に変位制御にて破砕を行った。なお、載荷速度を変えた予備試験 <sup>8)</sup> により、0.3 mm/min の載荷速度の場合が最も粒子強度のばらつきが少なかったことから、一連の試験ではこの載荷速度を採用している。

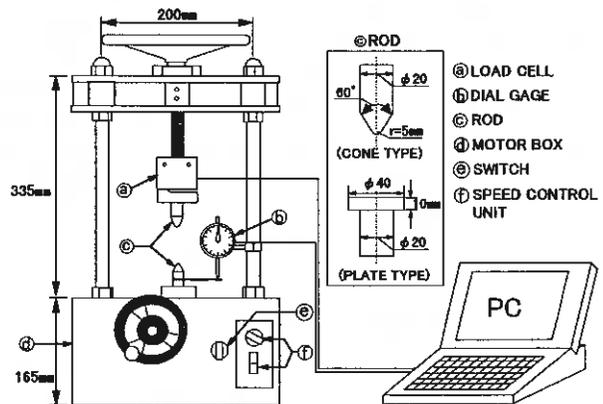


図-2 簡易型単粒子破砕試験機

### 4. 試験結果と考察

#### 4-1 火山灰土粒子の破砕形態

図-3 は、森火山灰土に対する点載荷破砕試験での荷重 P と変位 d (貫入量) の関係を示している。変位の進行に伴って荷重は増加しているが、荷重は単調に増加しているのではなく、粒子が割れる時の最大荷重 P<sub>MAX</sub> に至るまでに何度か荷重の低下-回復-上昇が生じている。また、最大荷重時の変位量 d は約 1.9mm

となり、载荷ロッドが粒子にかなり貫入してから割れていることがわかる。これは火山灰土粒子の内部空隙が変位の進行によって徐々につぶれ、粒子が耐える貫入量となった時に割裂するためと考えられる。なお、この粒子の内部構造に起因する破砕形態の特異性は、後述するように他の火山灰土でも同様に認められている。

表-2 は、各火山灰土粒子の破砕形態とその出現割合を示している。表中の図で示されるように、全ての粒子は上下の载荷ロッドを結ぶ線を含む面で割れ、大部分の粒子が破砕面にクラックが入った状態で破砕している (Pattern A)。また比較的粒子が硬質な森、美々火山灰土では、強くはじけて破壊する (Pattern B) ものが僅かに生じる。このことから、全ての火山灰土粒子の破砕形態は粒子の形状や硬さに関係なくほぼ同一と考えられ、粒子が割れる時の最大荷重  $P_{MAX}$  を用いて粒子の硬度を評価していくことが妥当だと思われる。ただし、 $P_{MAX}$  は粒子本体の強さを表しているために、粒子表面部で割れるような破砕まで包含しうるパラメータなのかはさらに今後の検討を要するところである。なお郭ら<sup>9)</sup> は、砂粒子の場合は粒子の種類によって破砕モードが異なるため、荷重-変位関係で最初に現れるピーク荷重を単粒子硬度のパラメータとして採用した。また日下部ら<sup>10)</sup> は、砂の粒子の破砕は粒子表面の「ぎざ破砕」と粒子本体そのものの「粒子破砕」から構成されると述べている。

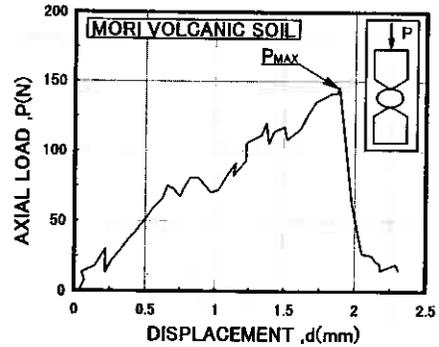


図-3 荷重-変位関係 (森火山灰土)

表-2 各火山灰土粒子の破砕形態

SAMPLE NAME	PATTERN A		PATTERN B	
	SPLIT MODE			
	DRY CONDITION	WET CONDITION	DRY CONDITION	WET CONDITION
MORI	47/50	50/50	3/50	0/50
BIBI	48/50	49/50	2/50	1/50
KASHIWABARA	50/50	50/50	0/50	0/50
TOMIKAWA	50/50	50/50	0/50	0/50
NAKASHIBETSU-M	50/50	50/50	0/50	0/50
NAKASHIBETSU-T	50/50	50/50	0/50	0/50

#### 4-2 単粒子破砕強度に及ぼす粒子の含水の影響

過去の研究<sup>4)</sup> では、火山灰土粒子の点载荷破砕強度  $St$  と破砕時の等価粒径  $D_2$  に良好な相関があることがわかっている。ここで、 $St$  は平松・岡<sup>7)</sup> が提案した式(1)によって算出される。

$$St = 0.9 \times \frac{P_{MAX}}{D_2^2} \quad \dots(1)$$

$P_{MAX}$ : 最大荷重 (破砕時の荷重)

$D_2$ : 破砕時の等価粒径 (载荷点間距離)

また、 $St-D_2$  関係を表す曲線は回帰式(2)によって求めることができる<sup>4)</sup>。

$$St = a \times D_2^b \quad \dots(2)$$

a, b: 係数

表-3 回帰式(2)における係数 a, b

	DRY CONDITION		WET CONDITION	
	a	b	a	b
MORI	1.71	-0.916	1.3	-1.19
BIBI	1.43	-1.09	1.46	-1.23
KASHIWABARA	0.667	-0.966	0.749	-0.798
TOMIKAWA	0.677	-0.995	0.676	-0.891
NAKASHIBETSU-M	0.334	-1.76	0.328	-1.94
NAKASHIBETSU-T	0.249	-1.31	0.294	-0.883

図-4 (a)~(f) に、絶乾状態と湿潤状態の火山灰土粒子に対する  $St-D_2$  関係を示した。また表-3には、図-4に示される各火山灰土の式(2)に関わる係数 a, b をまとめた。粒径の範囲が偏る富川火山灰土にて破砕強度のばらつきが大きくなるものの、火山性粗粒土に関する  $St-D_2$  関係は総じて相関性が良く、それは硬質砂岩に関するもの<sup>11)</sup> よりも良好である。また、各火山灰土の  $St$  には強い粒径依存性が認められ、特に  $D_2$  が 5mm 以下になると急激に  $St$  が増加する傾向にある。さらに湿潤粒子と絶乾粒子の  $St-D_2$  関係には明

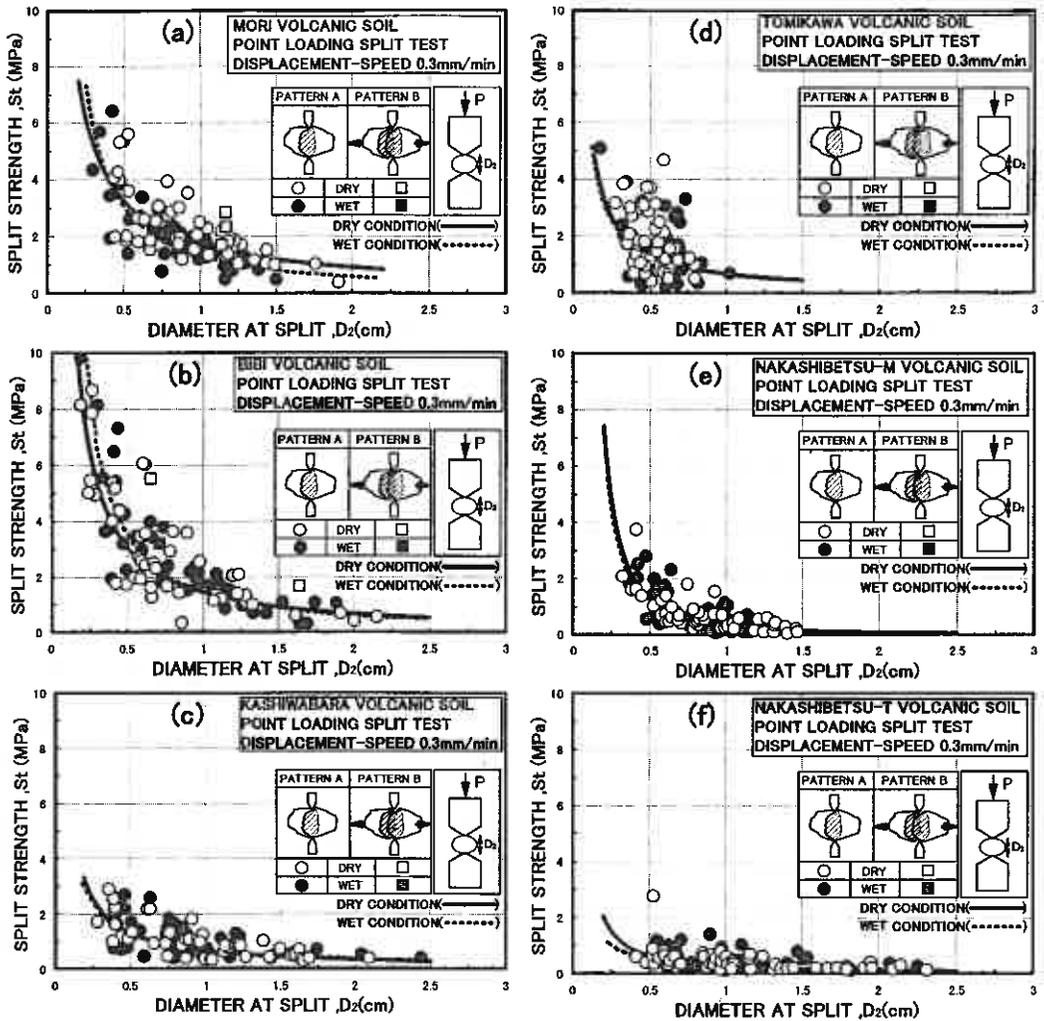


図-4 各火山灰土の点載荷破砕試験における  $St-D_2$  関係

確な違いはなさそうであり、火山性粗粒土の破砕強度に粒子の含水状態は大きな影響をおよぼさないと見える。なお、破砕形態 Pattern B の場合は、Pattern A の場合よりもやや  $St$  が高くなる傾向が見受けられる。

図-5 では、全火山灰土の絶乾粒子の  $St-D_2$  曲線と比較した。図から、森と美々火山灰土の破砕強度は他の火山灰土よりも高く、中標津M・中標津T火山灰土の破砕強度は著しく低い。また、それらの中間的な強度を示す柏原と富川火山灰土はほぼ同様の破砕強度曲線となる。なお、この単粒子に関する破砕強度の大小関係は、後述の粒子硬度指標とよい対応関係にある。

#### 4-3 単粒子破砕強度に及ぼす載荷ロッド形状の影響

図-6 は、破砕試験の載荷ロッドの組合せと粒子の応力状態を模式的に表している。破砕強度を比較し

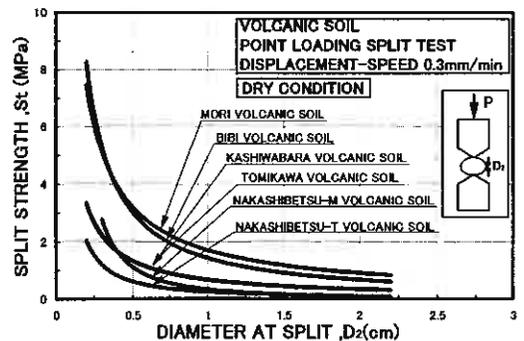


図-5 全火山灰土の破砕強度の比較

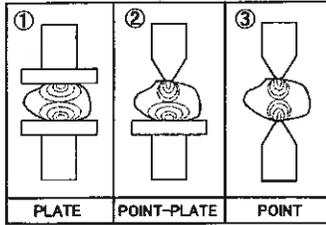


図-6 荷重ロッドの組合せと粒子内部の応力状態

た上下の荷重ロッドの組み合わせは、①面と面のロッド（面荷重破碎試験（Plate Loading Test）<sup>4)</sup>）、②円錐と面のロッド（点一面荷重破碎試験（Point-Plate Loading Test）<sup>4)</sup>）、③円錐と円錐のロッド（点荷重破碎試験（Point Loading Test））である。

図-7 (a)~(e)は、各火山灰土での荷重ロッドの違い①~③による  $St-D_2$  曲線の変化を比較している。図では荷重ロッドの形状によって破碎強度に差が現れ、それは粒径が小さくなるほど、かつ破碎強度が高い火山灰土ほど大きくなるようである。また全ての火山灰土粒子において、上下のロッドの形状が等しい①、③の場合よりも、上下のロッド形状が異なる②の破碎強度が最も低いという結果になっている。これは、各荷重ロッドにおいて粒子の破碎形態と応力状態が異なるためと思われる。すなわち、円錐のロッドの場合は荷重点を結ぶ面上にてきれいに粒子が割れるため、粒子内には引張応力が作用する直径  $D_2$  の球の応力状態にあると仮定できる<sup>7)</sup>。一方、面状のロッドでは粒子に圧縮力が作用するため、破碎は粒子内部の弱面、粒子形状や粒子の硬さによって変わる荷重面積に支配されて破碎の亀裂状況も複雑となる。

以上のことから、粒子が脆弱な火山性粗粒土においては、破碎形態や粒子内部の応力状態が明確な③点荷重破碎試験による単粒子破碎強度の評価が有効だと言える。

#### 4-4 火山灰土粒子の硬度指標

前述のように、火山性粗粒土に関する  $St-D_2$  関係には相関があり、粒子の破碎強度を比較するときにこの関係は便利である。しかし、 $St$  は粒径の影響を大きく受けるため、個々の火山灰土粒子の代表的な硬度値を得ることが難しいという問題もある。一方、岩石に対する試験結果から  $P_{MAX}$  と  $D_2$  には原点を通る直線関係が存在するという報告<sup>12)</sup>がある。もし火山灰土粒子においても同様な関係を見出すことができれば、粒径に依存しない硬度パラメータ  $B_f (=P_{MAX}/D_2)$  を得ることができる。

そこで図-8 (a)~(c)に、森・柏原・中標津T火山灰

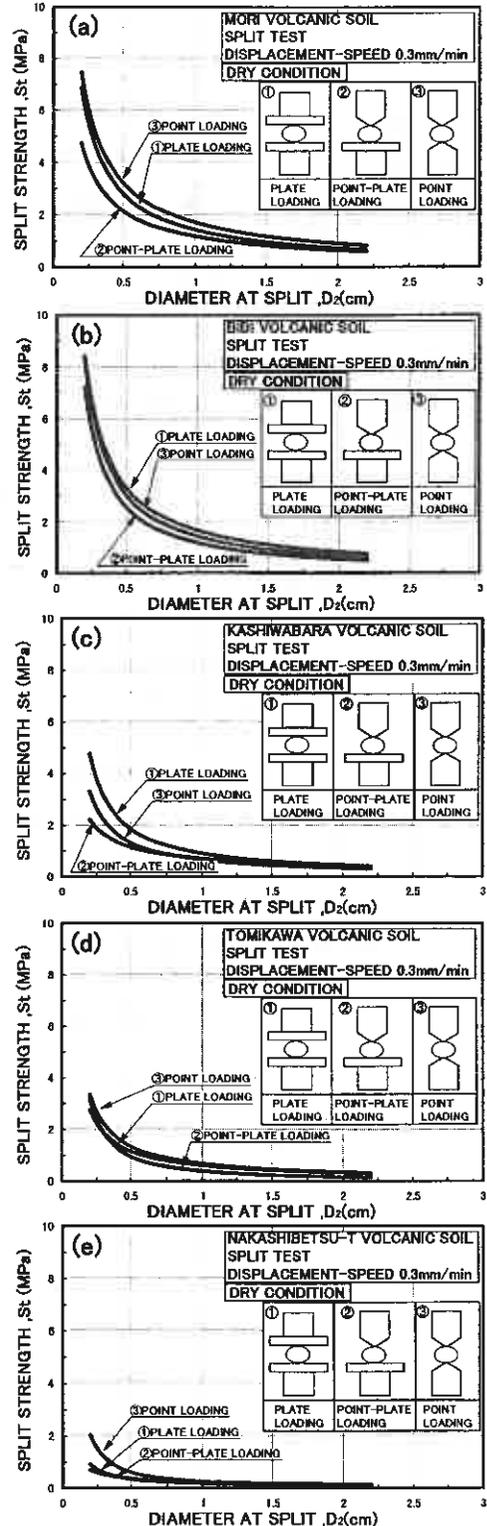


図-7 破碎強度に及ぼす荷重ロッド形状の影響

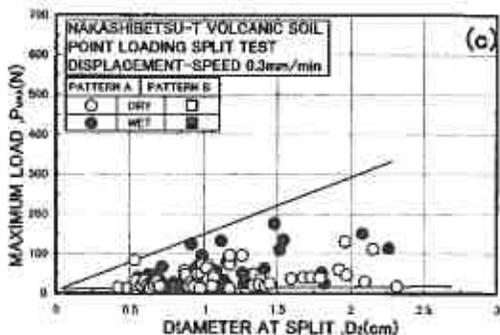
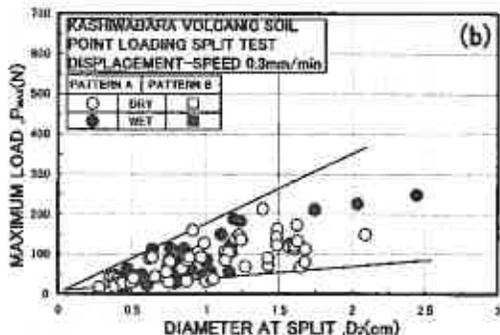
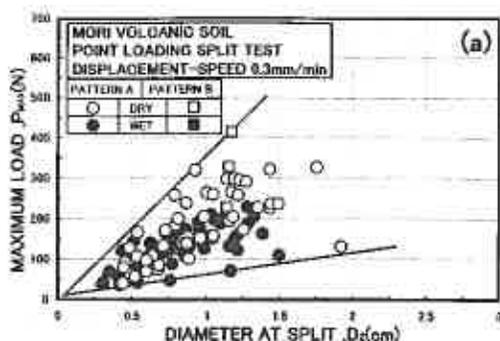


図-8  $P_{MAX}-D_s$ 関係: a)森火山灰土、  
b)柏原火山灰土、c)中標津T火山灰土

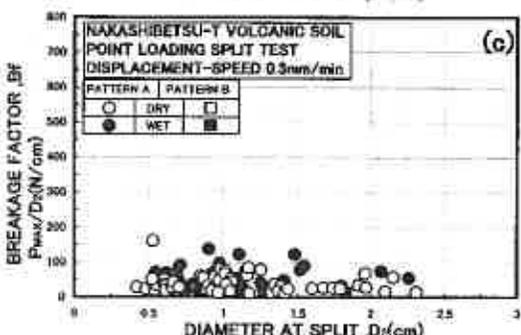
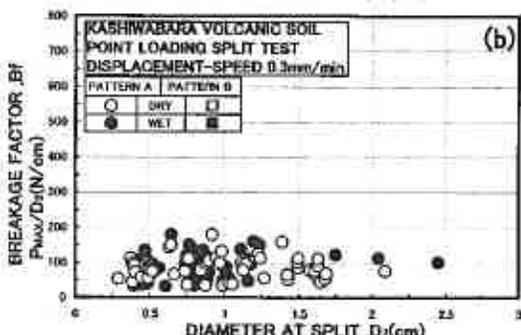
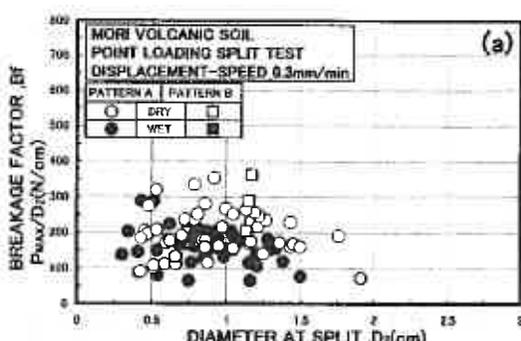


図-9  $B_f-D_s$ 関係: a)森火山灰土、  
b)柏原火山灰土、c)中標津T火山灰土

土に関する最大荷重  $P_{MAX}$  と  $D_s$  の関係を示した。図-8では、柏原・中標津T火山灰土において  $P_{MAX}-D_s$  関係に比較的良好な相関があり、この傾向は富川・中標津M火山灰土でも認められている。一方、それらの火山灰土よりも粒子の硬度が高い森・美々火山灰土では、 $B_f$  の値のばらつきがやや大きくなるようである。図-9(a)~(c)は、 $B_f (=P_{MAX}/D_s)$  と  $D_s$  の関係を示している。図-8と同様に、森火山灰土において  $B_f$  の値にばらつきがあるが、全ての火山灰土において  $B_f$  は粒径に依存しないある範囲に収まることが見出せる。

この硬度指標  $B_f$  値を  $10N/cm$  の級間隔にわけてヒストグラムで表すと、図-10(a)~(d)が得られる。図のヒストグラムの縦軸は頻度、横軸は硬度指標  $B_f$  としている。この図から、森火山灰土と美々火山灰土の  $B_f$  分布はピークを有する幅の広い分布となり、他の火山灰土は森・美々火山灰土よりもピークがやや高く範囲の狭い分布となることわかる。一方、富川火山灰土ではほぼ同程度のピークが二つ存在するため、図-10では各  $B_f$  分布を負の二項分布によって理論的に求めたラインも図示した。福本ら<sup>2)</sup>は、粒状土(砂、まき土、しらす)に関して粒子強度の分布特性が負の二項分布で良く近似できることを報告しており、この理論

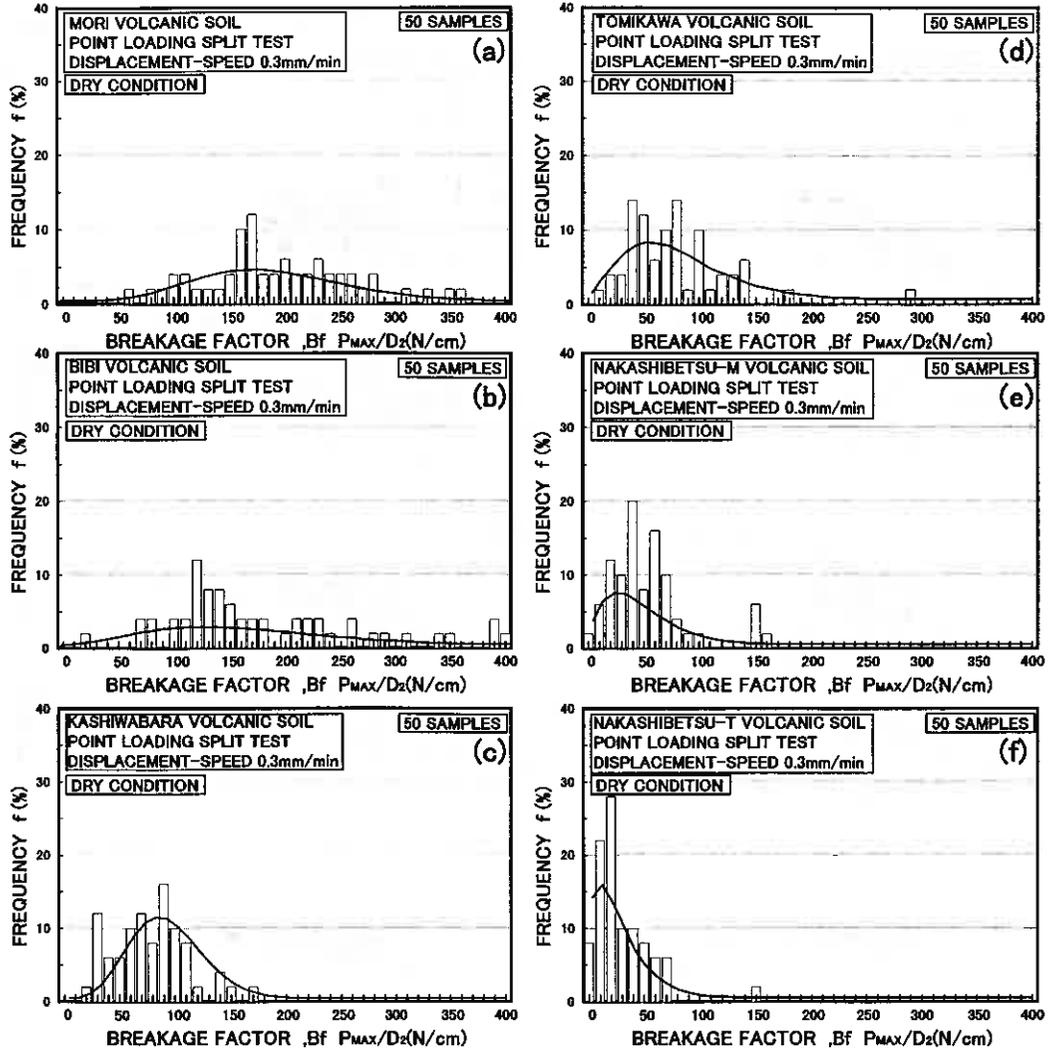


図-10 各火山灰土の  $B_f$  の分布特性

曲線は一般に式(3)で求めることができるとした。

$$f(n) = \binom{m+n-1}{n} \times (1-r)^m \times r^n \dots (3)$$

$f(n)$  : 理論確率密度、  $n=B_f/t$  ( $t$ : 級間隔)

式中  $m$  と  $r$  は、理論曲線の形状を決めるパラメーターであり (4) 式で算定される。

$$r = 1 - \frac{\mu}{\sigma^2} \dots (4a)$$

$$m = \frac{\mu(1-r)}{r} \dots (4b)$$

$\mu$  : 実測値の平均

$\sigma^2$  : 実測値の分散

各火山灰土の負の二項分布における  $\mu$ 、 $\sigma^2$  を表-4 に示す。

表-4 実測値の  $\mu$ 、 $\sigma^2$

	$\mu$	$\sigma^2$
MORI	19.46	45.81
BIBI	18.08	78.19
KASHIWABARA	9.02	10.78
TOMIKAWA	8.08	23.91
NAKASHIBETSU-M	5.38	13.16
NAKASHIBETSU-T	2.96	6.67

図-10 で示されるように、負の二項分布を適用した理論曲線はなめらかな実線となり、傾度が最大となる  $B_f$  値はほぼ実測と一致しているようである。ただし、いずれの火山灰土でも実測と理論曲線とのピーク値があまり一致していない。そこで今回は、実測傾度がピークとなる  $B_f$  をそれぞれの火山灰土の代表的な硬度指標値とした（表-5 参照）。

表-5 各火山灰土の  $B_f$  の値

	$B_f$
MORI	170
BIBI	120
KASHIWABARA	90
TOMIKAWA	80
NAKASHIBETSU-M	40
NAKASHIBETSU-T	20

図-11 に、表-5 の  $B_f$  と図-5 の  $St$  との関係を示す。図の破砕強度は  $D_2=0.5, 1.5\text{cm}$  に対応する値をプロットしている。図に示されるように、各火山灰土粒子の  $St-B_f$  関係は一義的な関係にあることがわかる。なお、この関係は他の  $D_2$  でも認められており、 $D_2$  が大きくなるほど  $St-B_f$  関係の相関は良くなる。

#### 4-5 硬度指標 $B_f$ と粒子破砕指標及び強度定数との関係

図-12 は、各火山性粗粒土の硬度指標である実測  $B_f$  と吸水率  $Q$  の関係を示している。前述のように、吸水率は粒子内部の空隙の多さを表し、粒子の脆弱さや粒子破砕量と密接な関係にあるパラメータの一つであると思われる。図-12 で示されるように、火山性粗粒土の  $B_f$  と吸水率  $Q$  には一義的な関係があり、内部空隙が粒子硬度に影響を及ぼす重要な因子であることが明らかである。

図-13 は、三軸圧縮試験の圧密・せん断過程で生ずる細粒分含有率の増加量  $\Delta F_c$  と  $B_f$  との関係を、破砕時の平均有効主応力  $p'_f=400\text{kPa}$  の場合について図示したものである。図-12 と同様に粒子破砕量  $\Delta F_c$  においても  $B_f$  との正の相関が得られ、粒子内部の空隙、粒子硬度および粒子破砕量それぞれが密接な関係にあることが理解できる。

また過去の研究<sup>3)</sup> から、この三軸圧縮試験で求まる  $\Delta F_c$  と破壊時の平均有効主応力  $p'_f$  には一義的な関係があることがわかっている。図-13 の結果をふまえて、各火山灰土の異なる  $\Delta F_c-p'_f$  関係を  $B_f$  によって一般化して定式化しようと試みたのが図-14 である。図から、 $p'_f$  と  $B_f$  をパラメータとする式(5)は、火山性粗粒土の粒子破砕量  $\Delta F_c$  をよく表現できることがわかる。

$$\Delta F_c = \alpha \times p'_f{}^\beta \quad \dots(5)$$

式(5)の係数  $\alpha$  と  $\beta$  は、式(6)によって求まる。

$$\alpha = 1.73e^{-0.0452B_f} \quad \dots(6a)$$

$$\beta = 0.501 + 0.0042B_f \quad \dots(6b)$$

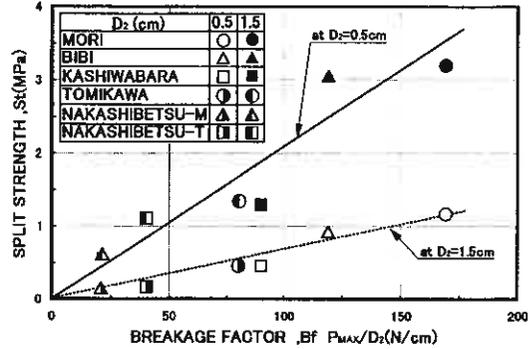


図-11 各火山灰土の  $St-B_f$  関係

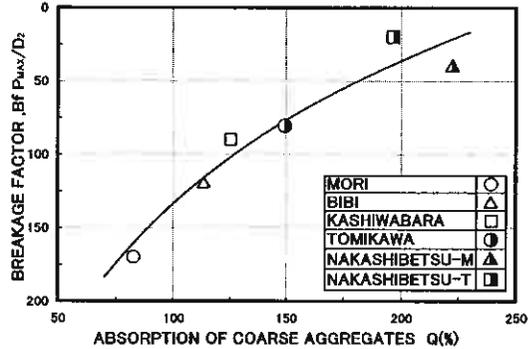


図-12  $B_f$  と吸水率  $Q$  の関係

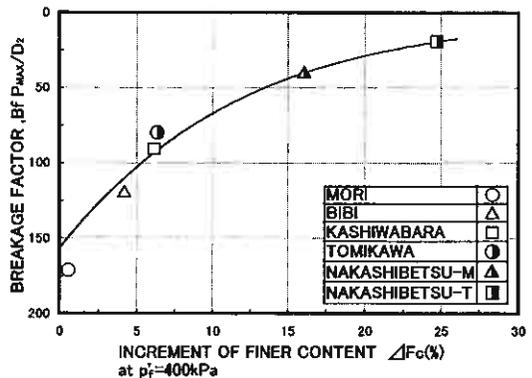


図-13  $B_f$  と粒子破砕量  $\Delta F_c$  との関係

ここで、図-14 で示したように粒子破砕量は有効平均主応力に支配される。この粒子破砕は火山性粗粒土のせん断強度にも影響を及ぼすため、せん断抵抗角  $\phi_d$  と  $\phi'$  及び破砕時の平均有効主応力  $p'_f$  にも一義的な関係があることがわかっている<sup>1)</sup>。図-15 は、各火山灰土における  $\phi_d$ 、 $\phi'$  と  $p'_f$  との関係を示したものである。 $p'_f$  の増加に伴って粒子破砕量は増加するが、同時にせん断強度が減少していくことが理解できる。特に粒子が硬質な森火山灰土は、有効平均主応力の増加にともなうせん断強度の低下割合が少なく、逆に粒子が脆弱な中標津T火山灰土はその低下割合が大きいようである。このように、せん断強度においても粒子破砕の程度を決定する粒子硬度は重要な影響因子と考えられるが、他に供試体密度や、粒度分布、粒子形状（アンギュラリティ）などの要因も考えられる。

図-16 は、平均有効主応力の増加に伴うせん断強度の低減 ( $\sigma_c=49\text{kPa}$  での非排水三軸圧縮試験におけるせん断強度からの減少量)  $\Delta\phi_d$ 、 $\Delta\phi'$  と破砕時の平均有効主応力  $p'_f$  の関係を示している。図-15 の結果と同様に、森火山灰土ではせん断抵抗角の低減がほとんど認められないが、中標津T・中標津M火山灰土は平均有効主応力の増加によってせん断強度が顕著な低下を示している。この  $\Delta\phi_d$ 、 $\Delta\phi'$ - $p'_f$  関係を、硬度指標  $B_f$  を用いて回帰したのが(7)式である。

$$\Delta\phi_d, \Delta\phi' = \kappa + \omega \times \ln(p'_f) \dots (7)$$

上式の係数  $\kappa$ 、 $\omega$  は、(8)式によって与えられる。

$$\kappa = 34.5 - 0.166B_f \dots (8a)$$

$$\omega = -8.55 + 0.0447B_f \dots (8b)$$

図-16 では、(7)式によって、森・美々・柏原・富川・中標津M火山灰土の  $\Delta\phi_d$ 、 $\Delta\phi'$ - $p'_f$  関係にある程度表現できるようであるが、中標津T火山灰土に関してはうまく説明しているとは言いがたい。なおこの評価は、比較するせん断強度の初期値の選択に曖昧なところもあるため、今後の検討を要する。

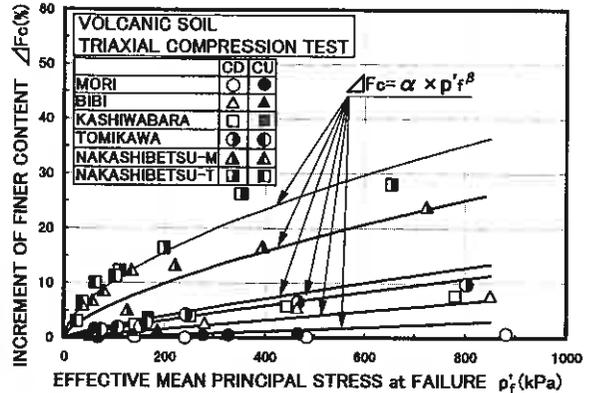


図-14 各火山灰土の  $\Delta Fc$ - $p'_f$  関係

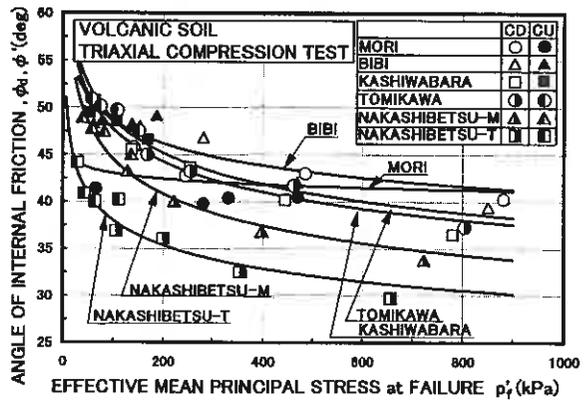


図-15 各火山灰土の  $\phi_d$ 、 $\phi'$  - $p'_f$  関係

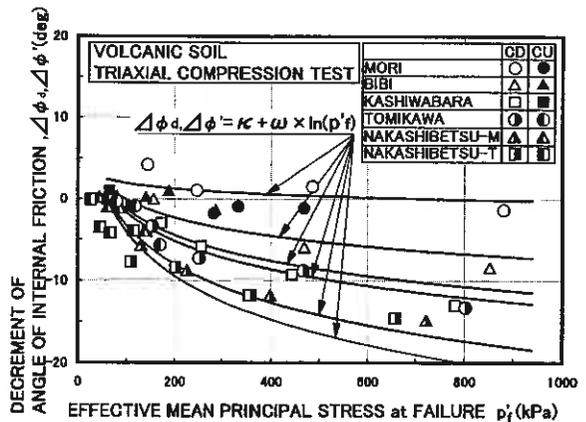


図-16 各火山灰土の  $\Delta\phi_d$ 、 $\Delta\phi'$ - $p'_f$  関係

## 5. まとめ

本研究では北海道各地から採取した 6 種類の火山性粗粒土に対して、粒子硬度を調べるための一連の単粒子破碎試験を行った。得られた結論は以下のようである。

- (1) 火山性粗粒土は多孔質な粒状体であるが、粒子の含水状態はその単粒子破碎強度に大きな影響を及ぼさないようである。
- (2) 載荷ロッドの形状は単粒子破碎強度に影響を及ぼす。これは粒子の破碎形態や応力状態が、点載荷と面載荷の場合では異なるためと考えられる。
- (3) 破碎時の最大荷重  $P_{MAX}$  と破碎時の等価粒径  $D_2$  には正の相関があり、 $B_f (=P_{MAX}/D_2)$  は粒径に依存しない粒子硬度パラメータである。この  $B_f$  のヒストグラムから求まる最大頻度での  $B_f$  値は、火山性粗粒土の硬度指標として有効である。
- (4) 火山性粗粒土の硬度指標  $B_f$  には、吸水率  $Q$  および粒子破碎量  $\Delta Fc$  と一義的な関係がある。また粒子の状態量である  $B_f$  を用いることで、火山性粗粒土ごとに異なる粒子破碎特性を一般化して定式化することができる。

## 謝辞

最後に、本研究を進めるにあたって実験及びデータ整理に澤田 慎志 君（室蘭工業大学 4 年生）の協力を得た。また、室蘭工業大学 川村 志麻 助手、根本 信二 君（室蘭工業大学大学院）、中田 隆文 氏（基礎地盤コンサルタンツ（株））には貴重な意見を頂いている。記して深甚なる謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 三浦 清一、八木 一善、川村 志麻：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、pp159-170、1996.
- 2) 三浦 清一、八木 一善、川村 志麻：破碎性粗粒火山灰土の繰り返し非排水変形一強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、No.547/Ⅲ-36、pp221-229、1996.
- 3) 三浦 清一、八木 一善：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、pp257-269、1997.
- 4) 中田 隆文、三浦 清一、八木 一善、笠井 隆治：火山性粗粒土の粒子硬度とその試験法、第 32 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.667-668、1997.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書（規準編）、1996.
- 6) 福本 武明、原 健夫：粒状土の粒子強度分布に関する研究、土木学会論文集、No.596/Ⅲ-43、pp91-99、1998.
- 7) 地盤工学会：岩の調査と試験、1989.
- 8) 澤田 慎志：火山性粗粒土の粒子硬度と破碎特性に関する実験、室蘭工業大学学士論文、1999.
- 9) 郭 敏、落合 英俊、安福 規之、大野 司郎：砂の状態量としての単粒子強さの特性とその工学的利用、第 33 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp21-22、1998.
- 10) 日下部 伸、森尾 敏、岡林 功、兵藤 正幸、村田 秀一：砂質土の単粒子破碎と非排水せん断挙動に関する考察、第 32 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp663-664、1997.
- 11) 土質工学会：粗粒材料の変形と強度、1986.
- 12) 城 まゆみ、里 優：点載荷試験における強度推定法の提案、土木学会第 51 回年次学術講演会講演集、Ⅲ-A350、pp700-701、1996.

圧密履歴を有する破砕性火山灰土の液状化強度に及ぼす細粒分の影響

北海道大学大学院 工学研究科 正員 三浦 清一  
 室蘭工業大学 大学院 ○学生員 根本 信二  
 ㈱地崎工業 土木部技術課 正員 八木 一善

1. はじめに

火山性粗粒土の構成粒子は非常にポーラスで脆弱であり、圧密・せん断過程でかなりの粒子破砕が生じることが分かっている<sup>1)</sup>。また過圧密・長期圧密過程における粒子破砕は、火山性粗粒土の構造的な変化に貢献してインターロッキングあるいはセメンテーション的な効果をもたらすため、砂の場合よりもはるかに液状化強度を増加させることが明らかにされている<sup>2), 3)</sup>。一方、このような粒子破砕は火山性粗粒土の細粒分を増加させることになるが、その粒子破砕特性は細粒分含有率の増加量によって定量的に評価できるとされている<sup>1)</sup>。しかし、一般的には細粒分が増加すると液状化強度は増加するといわれているので、このことが粒子破砕をともなうような圧密過程を有する火山性粗粒土の動的力学特性をより複雑にしている。

砂質土に含有される細粒分の物理的性質、すなわち細粒分の塑性の違いが液状化強度の変化に大きく影響するという報告<sup>4)</sup>がある。火山性粗粒土の粒子破砕によって生じる細粒分は、現在の試験方法ではしらすと同様にNPとなることが分かっているが<sup>5), 6)</sup>、圧密を行うとかなり試料が固結するという事実もある。このことから、人為的にコンシステンシー限界あるいは塑性指数の異なる細粒分を火山灰土試料に混合し、様々な圧密履歴を与えた火山性粗粒土の動的力学挙動を調べれば、その強度-変形特性に及ぼす細粒分の影響がより明確となるはずである。

そこで本研究では、火山性粗粒土を粉砕して作成した細粒分(破砕細粒分(Fc crushed))あるいはNSF-CLAY(塑性細粒分)を人為的に混合した試料に対して、過圧密および長期圧密履歴を与えた繰返し非排水三軸試験を実施し、それらの強度-変形特性を検討した。一連の試験から、試料に混合した細粒分の塑性の違いによって強度-変形特性は大きく異なるが、正規圧密条件では塑性細粒分を混合しても液状化強度は増加しなかった。また、過圧密履歴を有する火山性粗粒土の液状化強度は、細粒分の塑性によってその強度の増加傾向が異なることがわかった。

2. 試験試料

試験に用いた火山性粗粒土(中標津T火山灰土(NAKASHIBETSU-T VOLCANIC SOIL))は、中標津町当幌にて土被り厚約2mの切土斜面から採取されたものである。この火山灰土の噴出年代は約1.1~1.3万年前とされ、摩周の降下生成物(Ma-1)と推定されている。図-1に、中標津T火山灰土の原位置試料と細粒分含有量を変化させた試

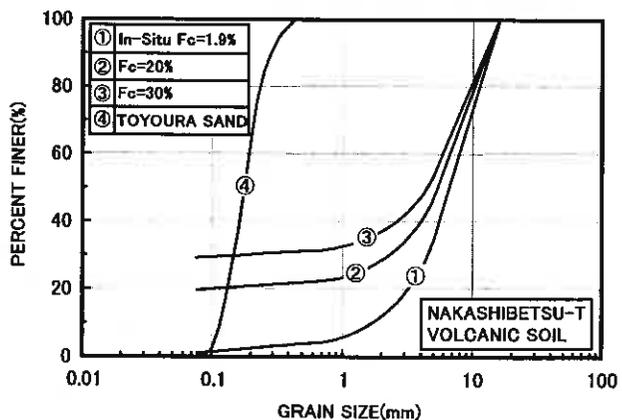


図-1 中標津T火山灰土の粒径加積曲線

Effect of finer content on liquefaction strength of crushable volcanic soils with consolidation history: Seiichi MIURA (Hokkaido University, Graduate School of Engineering), Shinji NEMOTO (Muran Institute of Technology), Kazuyoshi YAGI (Chizaki Kogyo Co., Ltd.)

料の粒径加積曲線を示す。使用した中標津T火山灰土は、15.9mmふるいを通したものである。また表-1には、原位置試料の物理的性質を示している。豊浦砂に比べて中標津T火山灰土は非常に粗粒であり、原位置

表-1 中標津T火山灰土の物理的性質

SAMPLE NAME	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	$\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>		$\rho_d$ In-Situ g/cm <sup>3</sup>	D <sub>50</sub> mm	U <sub>o</sub>	F <sub>c</sub> %
		max	min				
NAKASHIBETSU-T	2.53	0.520	0.470	0.500	7.34	4.63	1.94
TOYOURA SAND	2.64	1.639	1.336	—	0.18	1.60	0

の初期細粒分(In-Situ F<sub>c</sub>)は約1.9%と少ない。また中標津T火山灰土の粒子硬度に関する試験<sup>7)</sup>から、その構成粒子は多孔質で脆弱であり、著しい粒子破碎性を示すことが明らかにされている。なお、表-1に示した最大・最小密度は地盤工学会基準<sup>5)</sup>に基づいて求めたものであるが、試料の最大粒径は試験法の適用範囲を越えているので、あくまで参考値として載せている。

表-2 試料に混合した細粒分の物理的性質

SAMPLE NAME	$\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	WL %	Ip	Silt %	Clay %
Crushed NAKASHIBETSU-T (<75 $\mu$ m)	2.53	77.3	—	45	55
NSF-CLAY	2.76	54	26	0	100

試料に混合する細粒分は、中標津T火山灰土の粒子

を粉砕して作成したもの(破碎細粒分 75  $\mu$ m 以下(F<sub>c</sub> crushed))と、市販の NSF-CLAY の2種類としている。表-2には、それらの細粒分の物理的性質を示した。破碎細粒分の液性限界は約77%と非常に高いが、シラスの場合<sup>5)</sup>と同様に塑性限界は求まらずに NP となった。一方、NSF-CLAY はその力学的性質が福田ら<sup>8)</sup>によって明らかにされているが、液性限界は54、塑性指数は26となり、コンシステンシーと土粒子密度  $\rho_s$  が中標津T火山灰土の破碎細粒分と異なっていることがわかる。また、中標津T火山灰土の破碎細粒分は55%の粘土分、45%のシルト分で構成されている。

### 3. 試験方法

供試体は、乱した原位置試料(In-Situ F<sub>c</sub> を有する)と破碎細粒分(F<sub>c</sub> crushed)あるいは NSF-CLAY を所定の量だけ混合した試料を用いて、多重ふるい落下法(MSP法)により再構成している。圧密過程では粒子破碎により細粒分が増加するため、圧密後の全細粒分 F<sub>c</sub>' が所定の含有量になるよう初期の細粒分混合量を調整した。全供試体の圧密後の F<sub>c</sub>' は、目標 F<sub>c</sub>' に対して±2%の範囲にある。また圧密後の供試体密度  $\rho_{s0}$  は 0.52g/cm<sup>3</sup> を目標値としており、全ての供試体の密度は目標値に対して±5%以内の範囲にある。なお、三軸供試体の寸法は直径70mm、高さ170mm、用いたメンブレンの厚さは0.2mmである。

供試体を三軸セル内に設置し、二酸化炭素、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。この方法により、全ての供試体の間隙水圧係数B値は0.96以上の値を得ている。供試体に与えた圧密履歴は、①圧密時間(長期圧密)、②先行圧密圧力(過圧密)をそれぞれ変化させたものである。長期圧密では、圧密時間 t<sub>c</sub> を2hrから336hr(2週間)まで変化させた。なお、B値は長期の圧密過程で低下するため、バックプレッシャー段階でB値をできるだけ向上(0.99以上)させてから圧密を開始した。また過圧密では、所定の過圧密比OCRに対応する先行圧密圧力  $\sigma_{pc}$  で24hrの等方圧密を行い、圧密が完了した後に有効拘束圧49kPaのもとで等方的に膨脹(1hr)させた。

繰返し非排水せん断は、軸差応力振幅一定、載荷周波数0.1Hzの正弦波のもとで行っている。以上の試験が終了した後は、圧密・せん断後の細粒分含有量を調べるためにふるい分析を行っている。ここで、中標津T火山灰土の構成粒子は非常に脆弱なため、ふるい分けの過程で新たな粒子破碎がもたらされないように、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ている。また NSF-CLAY を混合した試料に関しては、粗大な粒子に細

粒分がまとわりつくため、従来のふるい分けを行うことが出来ない。このため、75 $\mu$ mふるいに残留する試料について、霧吹きによる水洗いにより分離し細粒分を抽出している。

#### 4. 試験結果と考察

##### 4-1 火山性粗粒土の液状化強度に及ぼす長期圧密と過圧密の影響

図-2は、原位置の細粒分 In-Situ  $F_c$  (= 1.9%)の中標津T火山灰土に関して、圧密時間  $t_c$  を変化させて行った繰返し非排水三軸試験結果 ( $\sigma'_c=49$ kPa, OCR=1) を示したものである。変化させた圧密時間はそれぞれ  $t_c=2$ hr、24hr、336hrの3タイプであり、図は両振幅軸ひずみ DA が5%生じるときの繰返し回数  $N_c$  と DA=1%に至るまでの繰返し応力比の平均値 SR (=  $\sigma_d/2\sigma'_v$ ) の関係で表している。図から、 $t_c=2$ hr と  $t_c=24$ hr の液状化強度に違いは認められないが、圧密時間が長期 ( $t_c=336$ hr) になると明らかに液状化強度が増加している。

この圧密時間の増加による液状化強度の変化を定量的に調べるために、図-3では圧密時間  $t_c$  と圧密時間の変化による液状化強度の変化率  $R_{tc}$  の関係を示している。図中の定義にあるように、 $R_{tc}$  は繰返し載荷回数  $N_c=10$  回あるいは 20 回で DA が5%生ずるときの繰返し応力比 SR を用いて、任意の圧密時間の SR を 2hr 圧密した供試体の SR で除したものである。また図には、中標津T火山灰土と噴出源を同じくする中標津町武佐で採取した火山灰土(中標津M火山灰土(NAKASHIBETSU M VOLCANIC SOIL))<sup>3)</sup> および豊浦砂(TOYOURA SAND)<sup>9)</sup> に関するラインも比較のために示している。図から、中標津T、中標津M火山灰土では 336hr の長期圧密によって液状化強度が 10%以上増加し、その増加割合は豊浦砂の場合よりも遥かに高いことがわかる。この火山灰土と砂の長期圧密による強度増加割合の違いは、主として圧密過程での粒子破碎による供試体の粒度組成の変化及び構造変化にあると思われる。

図-4に、中標津T火山灰土と中標津M火山灰土の長期圧密による細粒分含有率の変化  $\Delta F_c$  を示す。図で明らかのように、長期圧密によりいずれの中標津火山灰土も細粒分は約 2%ほど増加し、圧密過程で粒子破碎が生じていることがわかる。このように、自然の火山灰地盤においても長年の圧密過程で粒子破碎が生じ、構造的な変化

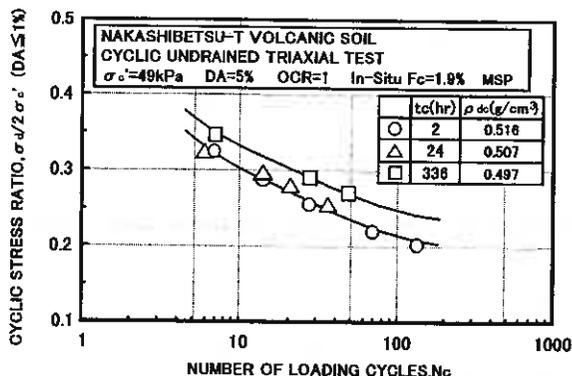


図-2 圧密時間を変化させた火山灰土の液状化強度

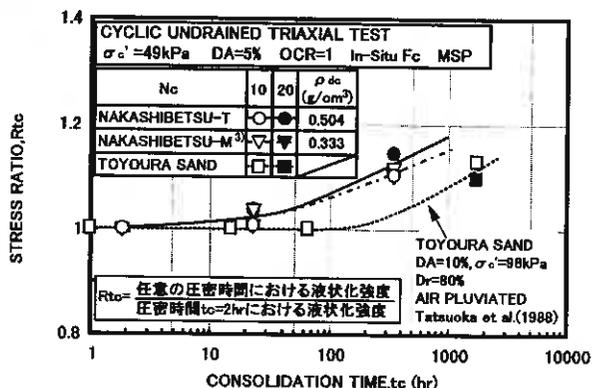


図-3 圧密時間の変化による液状化強度の変化

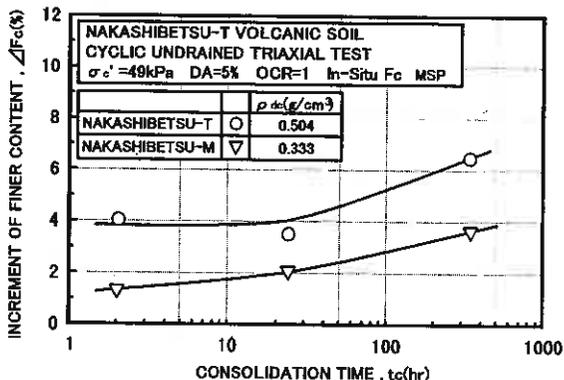


図-4 圧密時間と細粒分増加量の関係

がもたらされて液状化強度の増加に反映されていくことが推測できる。

一方、自然堆積地盤あるいは人為的に造成された火山灰地盤では、正規圧密状態にある場合だけではなく、過圧密状態にあることもしばしば見受けられる。粒子破碎性を示す火山灰土では、圧密により著しい粒子破碎がもたらされ、液状化強度の増加を導くことがわかっている<sup>2)</sup>。図-5は、原位置細粒分 In-Situ  $F_c (=1.9\%)$  の中標津T火山灰土を用いて24時間圧密した供試体に関し、過圧密比OCRを変化させて得た液状化強度線を比較したものである。図から、中標津T火山灰土の液状化強度は、先行圧密圧力の増加にもなって著しく増加することが明らかである。また図-3と同様に、中標津T火山灰土の過圧密による液状化強度の変化を示したものが図-6であり、他の火山灰土(富川・森・中標津M火山灰土)と豊浦砂のデータ<sup>2)</sup>も併せてプロットしている。ここで、OCR変化による液状化強度の増加割合  $R_s$  は、砂の場合と同様に次式で表すことができる<sup>2)</sup>。

$$R_s = (\text{OCR})^m$$

なお、図に示される各火山灰土の圧密後の供試体密度  $\rho_{dc}$  は、その目標密度に対して±5%以内の範囲にあるものについて密度補正されたもの<sup>2)</sup>である。

最も粒子破碎性の強い中標津T火山灰土は、豊浦砂や構成粒子が硬質な森火山灰土よりも過圧密による液状化強度の増加が大きく、その強度増加割合  $m$  は0.73となる。この  $m$  値は、同じく破碎性を示す富川・中標津M火山灰土の  $m$  値(=0.76)とほぼ同じである。以上のことから、破碎性火山灰土では正規圧密-過圧密の過程(所定の先行圧密圧力から除荷に至る過程)で粒子破碎が生じるとともに、粒子間接点でのインターロッキング、セメンテーション効果を与えるような粒子配列構造の変化がもたらされていると判断できる。

図-7には、過圧密履歴を受けた各火山灰土に関して、圧密後と繰返し非排水せん断後の粒子破碎量  $\Delta F_c$  をそ

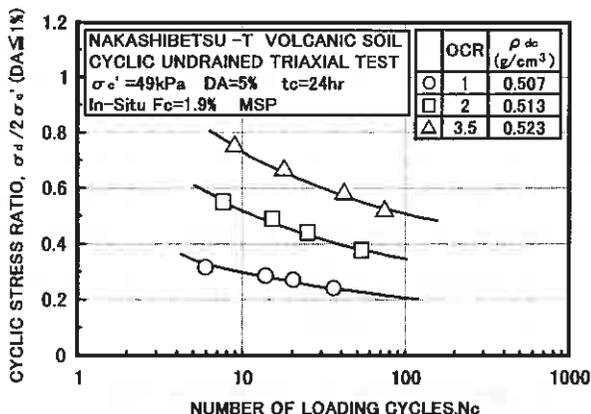


図-5 過圧密比を変化させた火山灰土の液状化強度

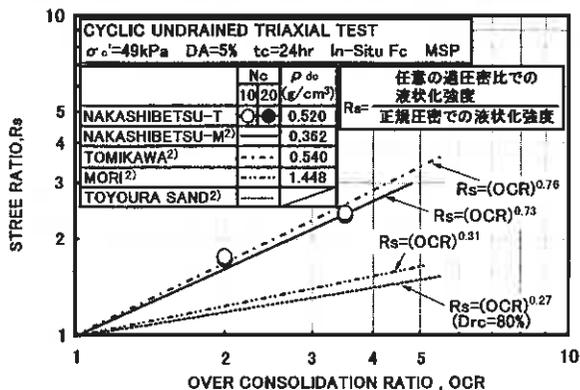


図-6 OCR変化による液状化強度の変化

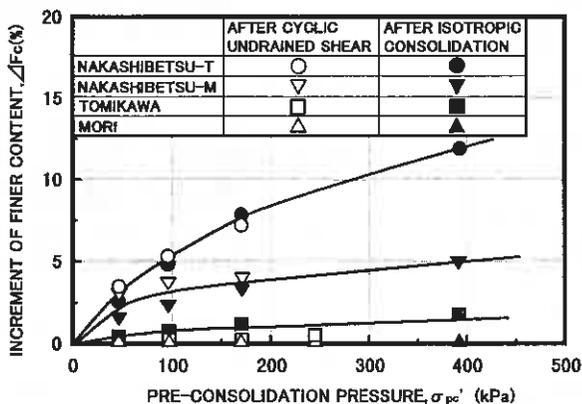


図-7 先行圧密圧力と細粒分増加量の関係

れぞれ比較した。既往の研究結果<sup>2)</sup>から、破砕性火山灰土の粒子破砕の大部分は圧密過程で発生するという結果を得ているが、他の火山灰土よりさらに構成粒子が脆弱な中標津T火山灰土においても、有効応力が減少する繰返しせん断時の粒子破砕量は無視できる程度である。しかし、他の火山灰土と中標津T火山灰土の粒子破砕性は異なっているにも関わらず、図-6では富川・中標津M火山灰土と中標津T火山灰土の過圧密による強度増加割合mはほぼ同等であるという結果になっている。その原因は明確でないが、各火山灰土の初期状態（供試体密度等）が異なること、圧密過程で生じた細粒分によって液状化強度が変化したという可能性も考えられる。このように、破砕性火山灰土では構造的な変化だけではなく、圧密過程で細粒分含有量の大きな変化も生じるためにその強度変化のメカニズムは複雑となる。

#### 4-2 細粒分の性質の違いによる液状化強度の変化

表-3に、砂質土の液状化強度に及ぼす細粒分の影響を調べた既往の研究結果の一覧を示す。これらの研究によれば、使用した砂質土や混合した細粒分の性質によって試験結果が異なる。例えば、非塑性あるいは低塑性の細粒分を砂質土に混合すると、ある含有量まで液状化強度は低下し続けるようである。一方、塑性指数の高い（粘土分の多い）細粒分を含む場合は、逆に液状化強度が増加するという結果が得られている。さらに正規圧密状態での中標津T火山灰土においても、NPとなる細粒分（Fc crushed）が増えるほどFc=50~60%まで液状化強度は低下し続けるという結果<sup>3)</sup>が得られている。このように、混合した細粒分の性質すなわち塑性指数の相違やその含有量により砂質土の液状化強度の増減が決まるものと考えられるが、それらの研究のほとんどが正規圧密砂に関するものであって過圧密の影響までを考慮したものは非常に限られる。

この見地から、中標津T火山灰土の圧密過程で発生する破砕細粒分も考慮し、圧密後の全細粒分含有率Fcが20%、33%になるよう破砕細粒分（Fc crushed）を混合した試料を作成した。また比較のために、NSF-CLAYを14%もしく

表-3 砂質土の液状化強度に及ぼす細粒分の影響を調べた既往の研究一覧

試料	細粒分の塑性 (Ip)	細粒分含有率	主たる結論	著者名(文献名)
豊浦砂+ ベンナイト (雲母粉) (鉱さい)	261 19 NP	10~67% (Ip=10.0~51.3)	塑性指数は粘土分が多いほど、粘土分の塑性が高いほど大きくなるが、Ipの高い試料ほど液状化強度が大きい。鉱さいのように非塑性の場合は、細粒分が増すと液状化強度は低下する	古閑、石原、藤井 (第21回土質工学研究発表会、pp.595-596、1986)
豊浦砂+シルト	NP	10,30,50,70,100%	OCRや相対密度に関係なくシルト分30%で液状化強度が最小、これは各粒子間のダイレイタンスによる抵抗力が最も小さいため。	黄、柳沢、菅野 (土木学会論文集No.463,III-22,pp.25-33,1993)
豊浦砂+ カオリン 藤の森粘土	36.6 37.7	0,10,20,30,40,100%	Ip=30以下で、塑性指数が増加すると液状化強度は若干増加。粘土分含有率が増えると液状化強度は増加する。ただし、活性度と強度との相関性はない。細粒分含有率の骨格同様に砂(Fc=0%)の最大間隙比の値と等しくなる細粒分含有量において、液状化強度は減少から増加に移行する。	美野、中澤、杉原、矢部 (第31回地盤工学研究発表会、pp.989-990、1996) (第31回地盤工学研究発表会、pp.993-994、1996)
豊浦砂+DLクレー まさ土+細粒分	NP 8.6	0.5,10,20,30,40% 0,10,20,40%	非塑性のシルトの増加に伴い液状化強度は激減。DLクレーほどではないが、まさ土においても細粒分増加により液状化は低下し、20%含有で最小となる。	佐藤、小田、風間、小瀬木 (土木学会論文集No.561,III-38,pp.271-282,1997)
豊浦砂+ フライアッシュ 沖積粘土Y N	NP 2.7 15.1	0.5,15% 0.15,30,100% 0.15%	低塑性な細粒分が多くなるほど液状化過程での流動性が大きくなり、液状化強度は小さくなる。	佐藤、ブランダ (土木学会第51回年次学術講演会、pp.164-165、1996)
豊浦砂+ セピオライト 木節粘土 カオリン	320.8 38.5 29.1	10% 10% 10%	カオリン、木節粘土と砂との混合試料はNP、セピオライトの場合はIp=15.7となる。液状化前後のせん断特性は、Ipが大きくなれば抵抗が大きくなるが、含有する細粒分の種類によってはIpのみに依存しない。	永瀬、廣岡、柳畑、井上 (第32回地盤工学研究発表会、pp.761-762、1997)
火山性細粒土+ 破砕細粒分	NP	0,20,30,50,60,100%	細粒分が増えるほど液状化強度は小さくなり、50~60%の細粒分で最小となる。また細粒分が多い供試体ほど、長期圧密による液状化の増加は顕著。	八木、左近、三浦、笠井 (土木学会第52回年次学術講演会、pp.150-151、1997)
久慈浜海岸砂+ カオリン DL 洗滌シルト(MC)	77 NP NP NP	10,20,100% 10,20,100% 10,20,100%	非塑性細粒分が増えるほど液状化強度は低下するが、初期密度を同一とすると細粒分が10%のときに液状化強度は最大。非塑性細粒分より一次鉱物や粘土からなる細粒分を混合した方が、強度は大きくなる。	足立、安原 (土木学会論文集No.596/III-43,pp.29-38、1998)
豊浦砂+砕砂+ 川崎粘土	2.5,10,30	17.25,35,73%	正規圧密で392kPaより低い拘束圧の場合、繰返し応力比は拘束圧にあまり依存しない。	野崎、桑野、中村 (土木学会第53回年次学術講演会、pp.166-167、1998)

は 30%混合し、圧密後の破碎細粒分を含む全細粒分  $F_c$  がそれぞれ 20%、33%になるよう試料調整した供試体も作成した。それらの試料に対して、過圧密履歴 ( $OCR=1, 2, 3.5$ ) を与えた繰返し非排水三軸試験結果を図-8 (a)、(b)、(c)に示す。図に示される試料の  $F_c$  は、 $OCR=1 \sim OCR=3.5$  における平均値であり、供試体の  $F_c$  は表示値に対して  $\pm 2\%$  の範囲にある。図-8 (a) の  $OCR=1$  の場合には、調整した細粒分の性質に関係なく  $F_c$  が増加すれば液状化強度は低下することがわかる。ところが NSF-CLAY を 30%混合した供試体では、破碎細粒分を同量混合した供試体よりも液状化強度は低いという結果になる。このことは、正規圧密状態の火山性粗粒土において、混合する細粒分の塑性指数の大小だけでは液状化強度の変化を説明できないことを意味する。なお圧密過程で発生する細粒分は、いずれの供試体でもほぼ同程度であり、初期細粒分が増加しても粒子破碎の程度に差異はなさそうである。

図-8 (c) の  $OCR=3.5$  の場合、原位置細粒分試料 ( $F_c=1.9\%$ ) の圧密過程で生ずる細粒分は粒子破碎により増加 ( $F_c'=9.4\%$ ) する。一方、細粒分を混合した供試体の粒子破碎量は、初期細粒分がばらつくために測定しづらいが、平均的には正規圧密の場合と同程度か僅かに大きい程度と推測される。また原位置細粒分の液状化強度は破碎細粒分  $F_c=20\%$  の供試体よりもやや低くなり、NSF-CLAY を 30%混合した供試体よりも遥かに高い。さらに、図-8 (a)、(b) と比較するとどの試料でも先行圧密圧力の増加にともなう液状化強度の増加が認められる。

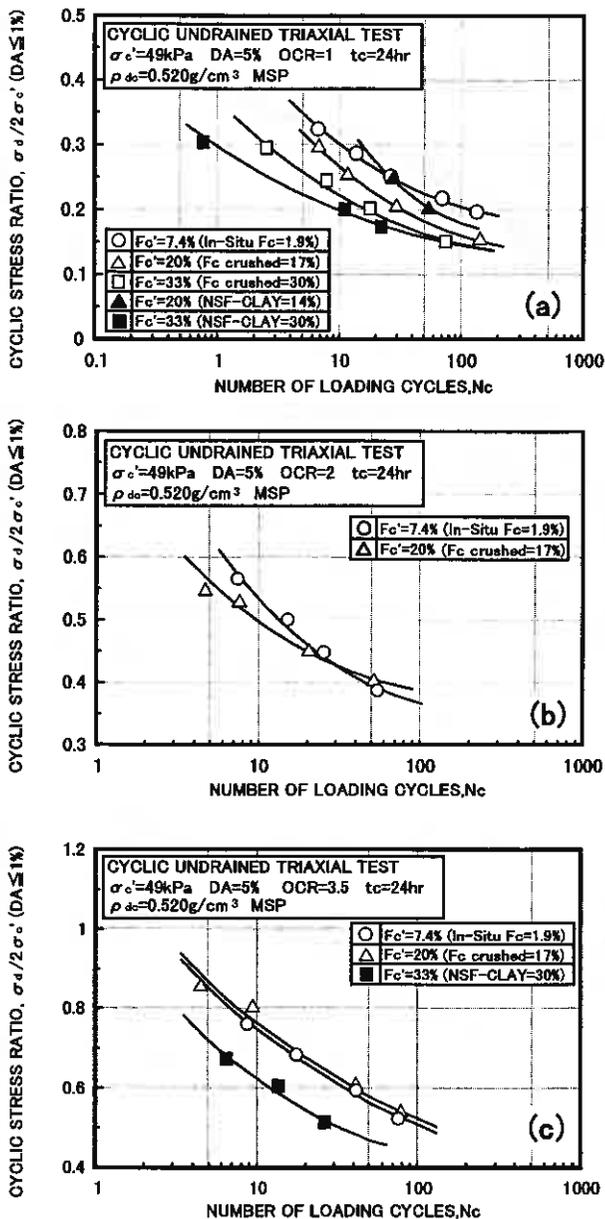


図-8 細粒分を含有する中標津T火山灰土の液状化強度  
(a)  $OCR=1$ , (b)  $OCR=2$ , (c)  $OCR=3.5$

#### 4-3 細粒分の性質の違いによる過剰間隙水圧、変形挙動の変化

図-9 は、有効拘束圧  $\sigma'_c$  で正規化した過剰間隙水圧  $\Delta u/\sigma'_c$  (過剰間隙水圧比) と両振幅軸ひずみ  $DA=5\%$  に至る繰返し載荷回数で正規化した繰返し載荷回数  $N_c$  (繰返し回数比) との関係を示したものである。 $OCR=1$  の場合は、細粒分が増加すると載荷初期の段階から過剰間隙水圧の蓄積がやや緩やかになり、液状化時の過剰間隙水圧比は 1 にならないことがわかる。また  $OCR=2$  あるいは  $3.5$  の場合は、原位置細粒分の供試体と破碎細粒分を混合

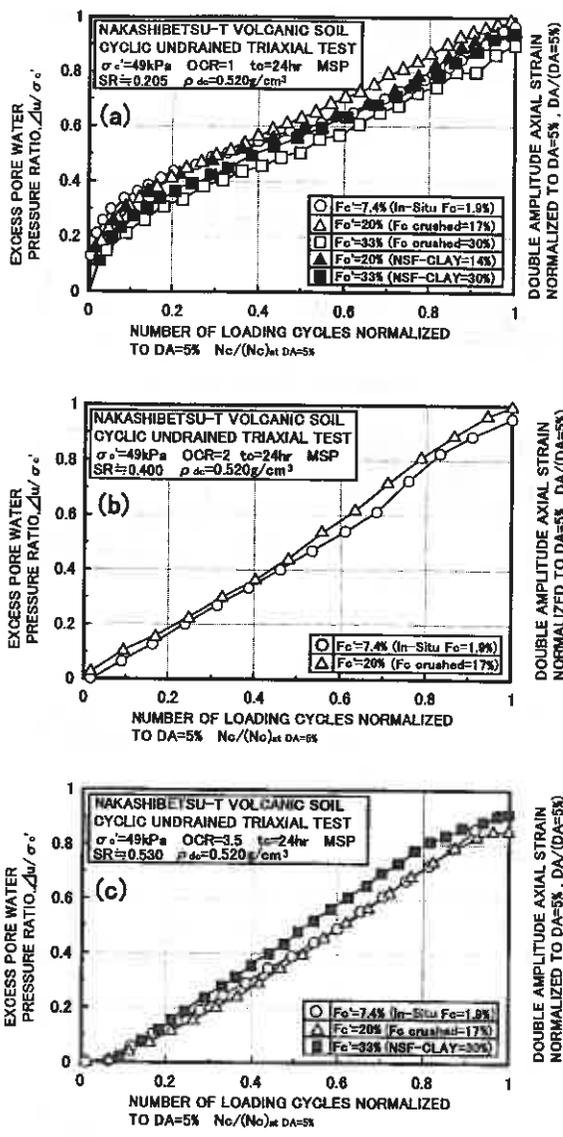


図-9 過剰間隙水圧比と繰返し回数比の関係  
(a) OCR=1, (b) OCR=2, (c) OCR=3.5

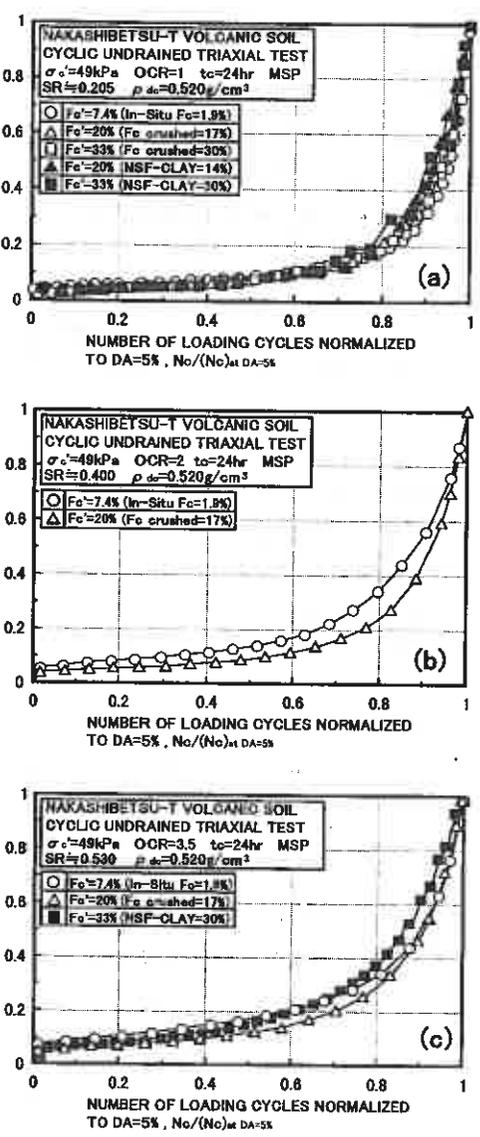


図-10 両振幅軸ひずみ比と繰返し回数比の関係  
(a) OCR=1, (b) OCR=2, (c) OCR=3.5

した供試体の間隙水圧挙動に明確な差異はないが、NSF-CLAY を 30%混合した供試体の方が過剰間隙水圧は若干ではあるが蓄積しやすくなるようである。なお、足立ら<sup>4)</sup>は、ほぼ同じ応力レベルの繰返し載荷にともなう軸ひずみ・過剰間隙水圧の発生挙動は、砂に混合した塑性のない細粒分の含有率が高いほど載荷回数にともなって顕著に増加すると報告している。

図-10 は、両振幅軸ひずみ DA を DA=5%で正規化した値（両振幅軸ひずみ比）と、DA=5%に至る繰返し載荷回数で正規化した繰返し回数  $N_c$ （繰返し回数比）との関係を示したものである。この図から、細粒分の塑性の有無や細粒分含有量の違いによらず、いずれの試料も OCR=1 では軸ひずみの進行がほぼ同一の傾向にあることが伺える。しかし OCR=2, 3.5 の場合は、破碎細粒分が 20%混合される供試体では原位置供試体よりもひずみの進行が遅

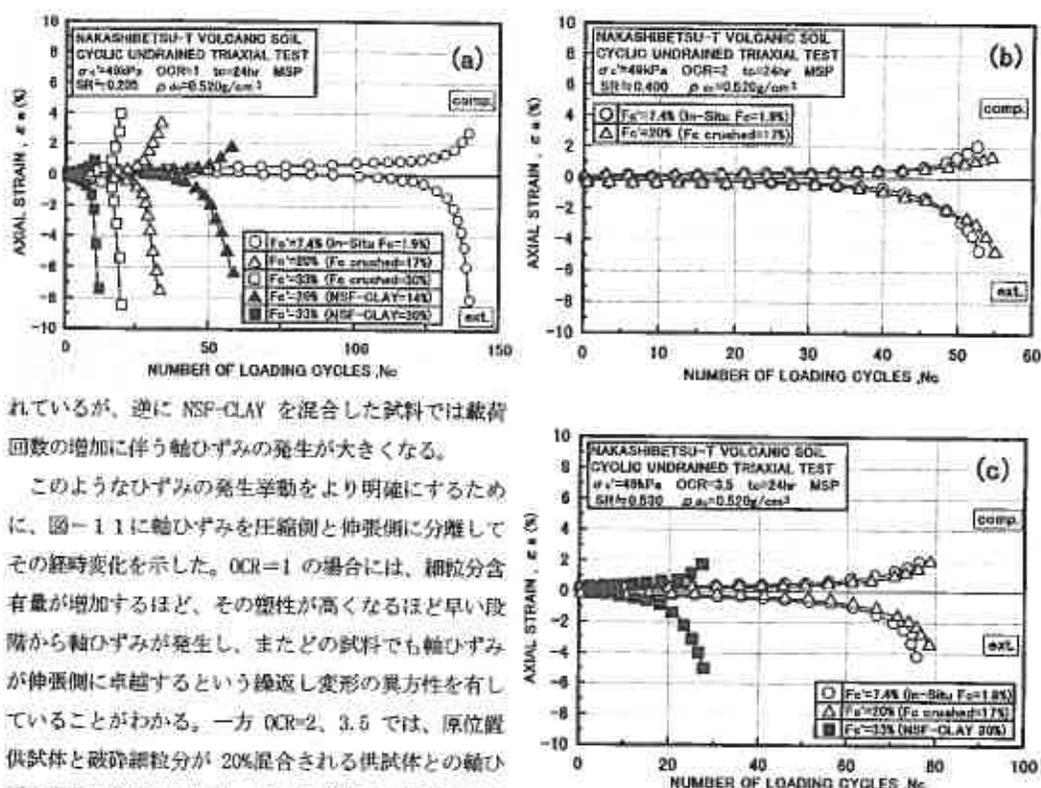


図-11 両振幅軸ひずみと繰返し回数の関係：  
(a) OCR=1, (b) OCR=2, (c) OCR=3.5

れているが、逆に NSF-CLAY を混合した試料では載荷回数の増加に伴う軸ひずみの発生が大きくなる。

このようなひずみの発生挙動をより明確にするために、図-11に軸ひずみを圧縮側と伸張側に分離してその経時変化を示した。OCR=1 の場合には、細粒分含有量が増加するほど、その塑性が高くなるほど早い段階から軸ひずみが発生し、またどの試料でも軸ひずみが伸張側に卓越するという繰返し変形の異方性を有していることがわかる。一方 OCR=2, 3.5 では、原位置供試体と破砕細粒分が 20%混合される供試体との軸ひずみ挙動に差がなくなり、塑性を有する NSF-CLAY を混合した供試体との挙動差が明確となる。OCR=1 の場合と比べて、過圧密比が高くなるほど等方的な変形挙動に変化していくことがわかる。これは、骨格をなしている火山性粗粒土の粒子配列構造の異方性が、細粒分の含有と過圧密という圧密履歴過程で失われていくことを示すものである。

以上のことから、細粒分含有量とその塑性は、過圧密履歴を与えた火山性粗粒土の動的強度-変形特性に無視できない影響を与えることが示唆された。

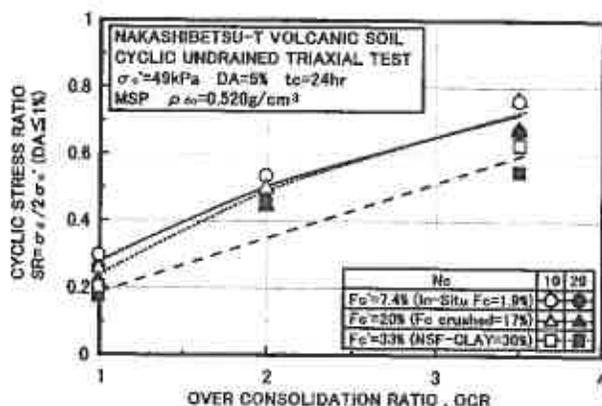


図-12 繰返し応力比 (DA=5%, Nc=10, 20) と過圧密比の関係

#### 4-4 細粒分の違いが過圧密による強度増加に及ぼす影響

各細粒分を混合した火山灰土の過圧密による液状化強度の変化を定量的に示すため、図-12では過圧密比 OCR と Nc=10, 20 で両振幅軸ひずみ DA=5%に至るような繰返し応力比 SR の関係を示した。この図から、先行圧密圧力の増加にともなって細粒分を混合した供試体の液状化強度は増加し、その増加傾向は原位置細粒分の供試体とほぼ同様であることがわかる。このように、過圧密による液状化

強度の増加機構は基本的に通常の砂の場合と同様であるといえる。

各供試体の過圧密による強度増加率  $R_s$  を調べるため、図-12の結果をもとに各細粒分条件の試料に関する強度増加率  $R_s$ -OCR 関係を図-13に示している。この図から、火山性粗粒土では混合される細粒分が増えるほど過圧密による強度増加は高くなるようであるが、その強度増加割合は破碎細粒分の場合  $m=0.88$  であり、NSF-CLAY の場合には  $m=0.89$  となりほぼ同一である。つまり、細粒分を混合した供試体の液状化強度は正規圧密状態で異なっているが、細粒分の性質や多少の含有量の違いが過圧密による液状化強度の増加割合  $R_s$  に与える影響は極めて小さいといえる。

次に図-14は、圧密後の細粒分含有量  $F_c'$  と液状化強度の増加率  $R_{fc}$  の関係を示したものである。図の縦軸の  $R_{fc}$  は、供試体の  $N_c=10$ 、20で  $DA=5\%$ に至るときの繰返し応力比  $SR$  と正規圧密状態 ( $OCR=1$ )における原位置細粒分 (In-Situ  $F_c=1.9\%$ )の供試体の  $SR$  の比である。図-14に示されるように、破碎細粒分の含有量を増やすと  $F_c'=60\%$ までは液状化強度が低下し、それ以上の  $F_c'$ 含有率になると強度は増加するものの、 $F_c=100\%$ になっても原位置細粒分の供試体よりは強度が低くなる<sup>9)</sup>

ようである。また、前述のように、NSF-CLAY を 30%混合した供試体の液状化強度は、同量の破碎細粒分を混合した供試体の場合よりも低くなることが明らかである。一方、 $OCR=2$ の過圧密履歴を受けた供試体は、正規圧密供試体と同様に破碎細粒分が増加すると強度の減少傾向を示すが、 $OCR=3.5$ になると逆に強度が増加する傾向となる。このことから、非塑性細粒分といえどもセメンテーション効果の発揮に寄与していることが理解できる。なお、NSF-CLAY を混合した供試体では、前述のように、強度増加割合  $m$  は破碎細粒分の場合と同程度であるが、その正規圧密状態での液状化強度が低いために  $OCR=3.5$ の場合の強度比  $R_{fc}$  は破碎細粒分の場合より低くなっている。なお足立ら<sup>10)</sup>によれば、シルトを含む砂質土は過圧密によって通常の砂のみの場合よりも液状化強度は高くなることから、過圧密土の液状化強度は細粒分の種類の影響を受けるとしている。また、非塑性のシルト分を混合した砂に関する黄らの研究結果<sup>11)</sup>では、シルト含有量が多くなっても過圧密による液状化強度の増加幅はきれいな砂と変わらないとしている。火山性粗粒土においては、さらに種々の細粒分の性質を有する条件において過圧密効果を検討する必要がある。

## 5. まとめ

(1) 粒子破碎性を示す火山灰土では、336hrの長期圧密によって液状化強度が10%以上増加し、その割合は豊

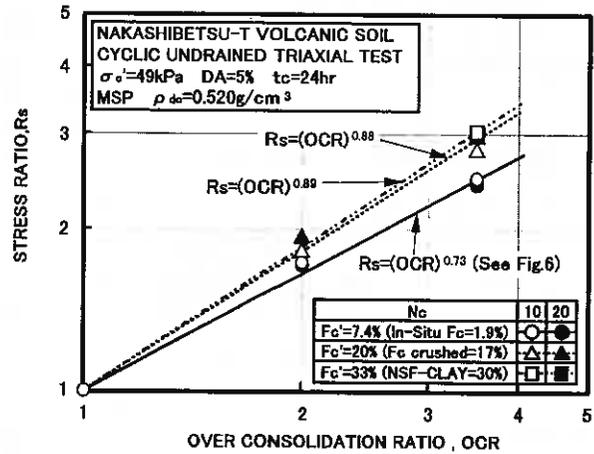


図-13 細粒分混合供試体の OCR 変化による液状化強度変化

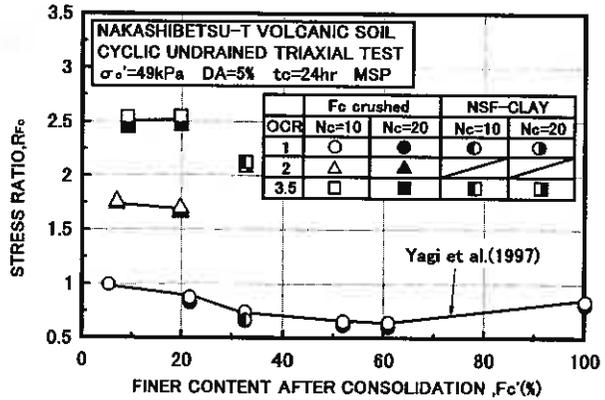


図-14 混合細粒分の種類と含有率の変化による強度変化

浦砂の場合よりも遥かに高い。これは、主として圧密過程での粒子破碎による供試体の構造的変化に起因すると思われる。

- (2) 正規圧密状態にある火山性粗粒土では、混合する細粒分の塑性に関係なくその含有量が増加すれば液状化強度は低下する。ただし NSF-CLAY を 30% 混合した供試体の液状化強度は、破碎細粒分を同量だけ混合した供試体よりも低くなる。
- (3) 混合する細粒分が増えるほど火山性粗粒土の過圧密による強度増加は顕著となる。その強度増加割合は  $R_s = (\text{OCR})^m$  で表すことができる。m は破碎細粒分を 20% 混合した場合に 0.88、NSF-CLAY30% 混合の場合で 0.89 となることから、本研究の範囲内では、塑性の違いが強度増加割合に及ぼす影響はかなり小さい。
- (4) 細粒分はその繰返し変形挙動にも影響を及ぼす。例えば正規圧密状態にある火山性粗粒土は細粒分を含有しても明確な変形の異方性を有しているが、過圧密履歴を受けるとより等方的な変形挙動に変化していくようである。

## 謝 辞

本研究では、実験及びデータの整理において室蘭工業大学 4 年の大西 正容、前 宗孝 各君の協力を得た。また北海道大学大学院 福田 文彦 助手、工藤 豊 技官には NSF-CLAY の提供を受けた。さらに、室蘭工業大学 川村 志麻 助手、萱場 信弘 君 (同大学 大学院) には貴重な意見を頂いた。記して深甚なる感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 三浦清一、八木一善、川村志麻：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.
- 2) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形-強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、NO.547/Ⅲ-36、pp.221-229、1996.
- 3) T. Asonuma and S. Miura: Variation of cyclic undrained triaxial strength of volcanic coarse-grained soils due to long-term consolidation, Proc. of the international symposium of problematic soils, IS-TOHOKU, pp.149-152、1998.
- 4) 足立雅樹、安原一哉、島袋淳：塑性のない細粒分を含む砂質土の液状化強度とそれに伴う体積変化特性、土木学会論文集、NO.596/Ⅲ-43、pp.29-38、1998.
- 5) 土質工学会：土質試験の方法と解説、1990.
- 6) 八木一善、左近利秋、三浦清一、笠井隆治：火山性粗粒土の液状化強度に及ぼす細粒分と圧密時間の影響、土木学会第 52 回年次学術講演会概要集、pp.150-151、1997.
- 7) 八木一善、萱場信弘、三浦清一：火山性粗粒土の粒子硬度と破碎特性の相関、地盤工学会北海道支部技術報告集第 39 号 (投稿中)
- 8) 福田文彦、三田地利之、渋谷啓、古川卓、堀井宣幸：正規圧密粘性土における非排水強度の異方性とその推定法について、第 28 回土質工学研究発表会発表講演集、pp689-690、1993.
- 9) F. Tatsuoka, H. Kato, M. Kimura and T. B. S. Pradhan: Liquefaction strength of sands subjected to sustained pressure, Soils & Foundations, Vol. 28, No.1, pp.119-131、1988.
- 10) 足立雅樹、安原一哉：細粒分を含む砂質土の液状化特性 (2) -過圧密比、および細粒分の種類の影響-、土木学会第 50 回年次学術講演会概要集、pp500-501、1995.
- 11) 黄大振、柳沢栄司、菅野高弘：シルトを含む砂のせん断特性について、土木学会論文集、NO.463/Ⅲ-22、pp.25-33、1993.

## Geotechnical design parameters for infrastructure works in Bangkok area

Hokkaido University Student O Surendra Bahadur Tamrakar  
Ditto Associate Professor Satoru Shibuya  
Ditto Professor Toshiyuki Mitachi

### Introduction

Bangkok (BKK) clay is well known in geotechnical engineering. Over the last decade, varieties of geotechnical works are going on including many excavation works associated with construction of high-rise buildings, sewage networks, underground and etc. In these excavation works, soil stiffness at small and intermediate strains should be correctly measured, and properly incorporated into design when predicting boundary values such as earth pressures on diaphragm wall, ground subsidence and etc. Neither information on such properties at strain levels, say from 0.001% to 1 %, nor undrained strength from various kinds of field and lab tests was much available till 1996.

### Description of test sites

In-situ and laboratory tests were carried out in 1996 and 1997 at three different sites in BKK (Fig. 1); AIT (Asian Institute of Technology, 40 km North from BKK), NNH (Nong Ngu Hao, planned 2nd international airport, 15 km East from BKK) and Sutthisan (Northern site of BKK Metro, central BKK). Soft BKK clay is the uppermost layer of Quaternary deposit of sedimentary soil deposits of the Chao Phraya basin. The thickness in the upper layer varies from 12 to 20 m, while the total thickness of clay layer including lower stiff clay is about 15 to 30 m (Balasubramaniam et al., 1996). The general ground surface of Bangkok area lies in between El. +1 to +1.2 m from MSL. Thicker deposits are found towards the Gulf of Thailand and it decreases towards North. Sensitivity of BKK lies within a range of 5 to 9 without the presence of any quick clay (Holmberg, 1977).

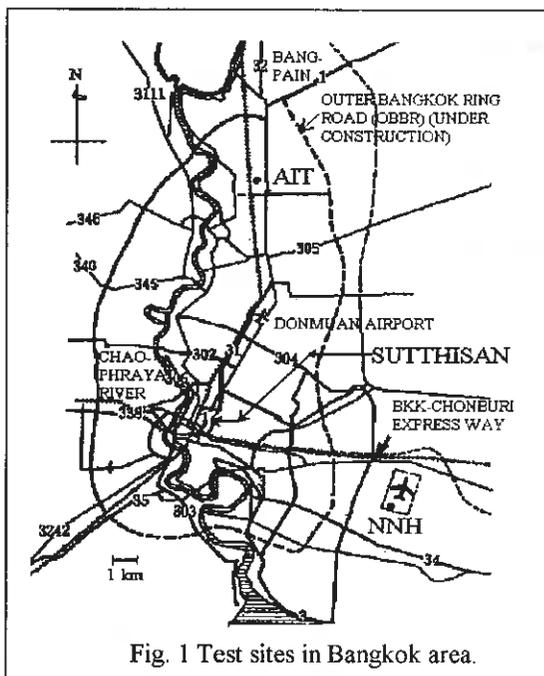


Fig. 1 Test sites in Bangkok area.

### Soil Properties at AIT Site (Fig. 2)

Weathered crust starts from the ground surface to 3.5 m depth, underlain by about 3.5 m thick soft clay layer. Medium clay extends from 7 to 11 m depths with thin sandy lense at 7 to 8 m depths where LL, PL and  $w_n$  showed the same value. Below 10 m depth is stiff clay which extends down to 17 m depth overlying on a thick sandy layer.

Down to 8 m depth, LL varies from 82 to 103% with PI varying from 59 to 77%, which classifies the soil as very highly plastic clay (CH). However, organic soils could be seen in some layer thereby making this soil as OH. The  $w_n$  value varies from 35 to 96% from the surface to 7.5 m depth, which is closer to LL. But below 7.5 m depth,  $w_n$  decreases towards PL. The GWL was found at 1.9 m depth and piezometric water pressure was found to be lower than hydrostatic pressure below 7 m depth. The OCR value from the oedometer test showed the value of 2.5 at the

Geotechnical design parameters for infrastructure works in Bangkok area

Surendra Bahadur TAMRAKAR, Satoru SHIBUYA and Toshiyuki MITACHI

Graduate School of Engineering, Hokkaido University.

weathered crust layer, and then it reduced to around 1 with the exceptions at 5.5 m and 7.5 m depths.

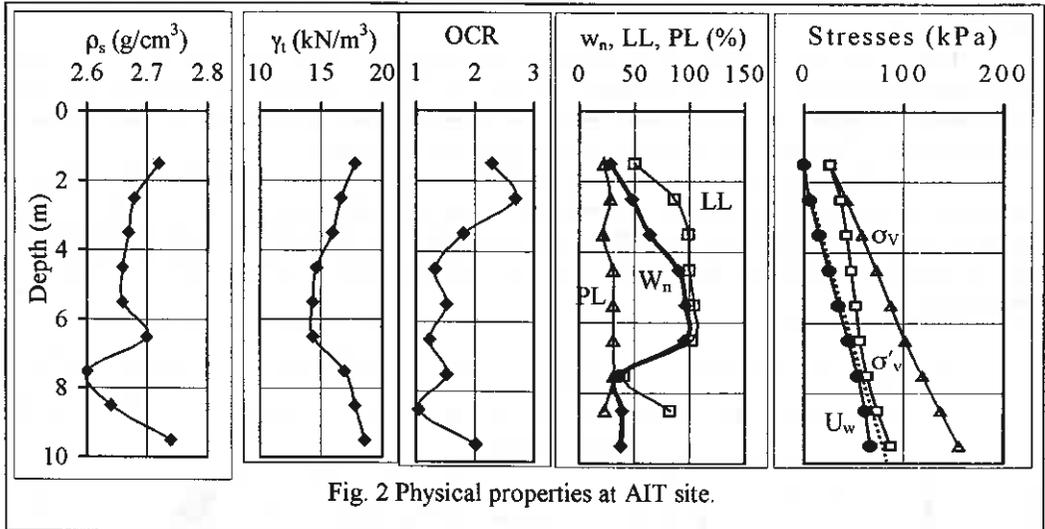


Fig. 2 Physical properties at AIT site.

**Soil Properties at NNH Site (Fig. 3)**

A weathered crust layer extends down to 2 m. The soft clay layer extends from 2 to 15.5 m. From 15.5 to 21 m depth, there lies the stiff clay layer which is light-brown in color. Dense sand layer is found at 21 to 30 m depths.

The value of  $w_n$  exceeded 100% in the middle part of soft layer being close to liquid limit. Both  $w_n$  and LL decreased below 11.5 m. The GWL was found at 0.6 m depth. The piezometric pressure is lower than hydrostatic pressure below 6 m depth, which is due to excessive pumping of underground water. In the weathered crust layer, OCR reached at 7 due to seasonal fluctuation of ground water level. It reduced to around 1 beyond that layer. The OCR value from oedometer test [AIT (J)] was slightly lower than those from the CRS (Constant rate of strain) test. Comparing the CRS data based on the samples obtained from Fixed piston sampler (J) and Shelby tube sampler (S), the former showed higher OCR values than the later.

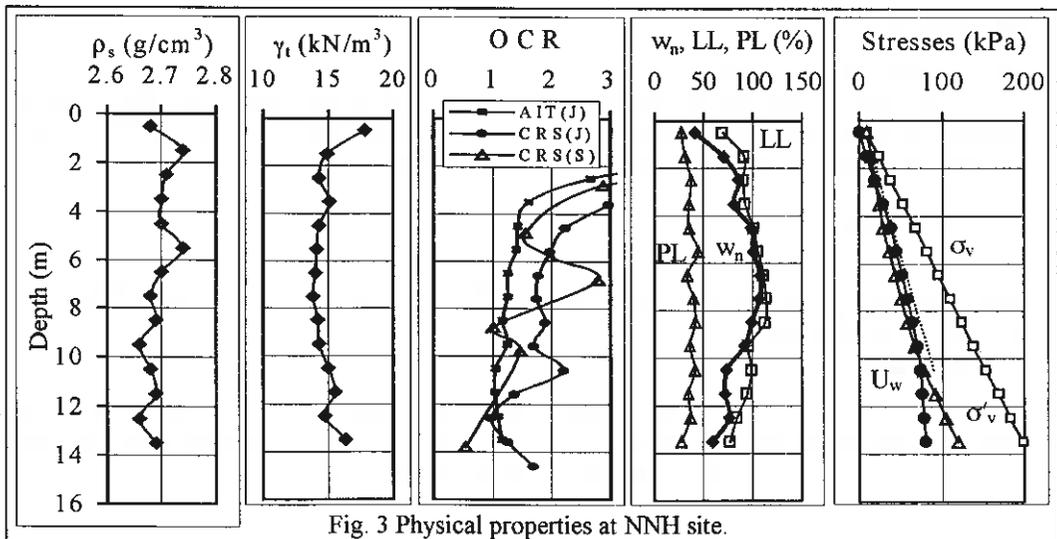


Fig. 3 Physical properties at NNH site.

### Soil Properties at Sutthisan Site (Fig. 4)

The weathered crust extends down to 4 m with water content varying from 47 to 54%. Soft clay layer extends from 4 to 15 m. A 5 m thick stiff clay lies below soft layer. Beyond 22 m depth is the sand layer.

From 5 to 10 m depth,  $w_n$  is close to LL whereas it decreases beyond 10 m depth approaching towards PL. GWL, as measured on Nov. 1997, was 1 m below the ground surface. Due to excessive pumping of underground water, a non-hydrostatic distribution of pore water is identified below 7 m depth and it reaches to almost zero at 22 m depth.

The OCR value refers to the results of the CRS test down to 14 m depth and from oedometer test below 14 m. The OCR values at the weathered crust are in the range of 1.2 to 1.7 down to the depth of 19 m. From 6 to 12 m depth, there is a steady decrease in the OCR value which might be due to recent consolidation taking place due to over-pumping of water from the sand layer underneath.

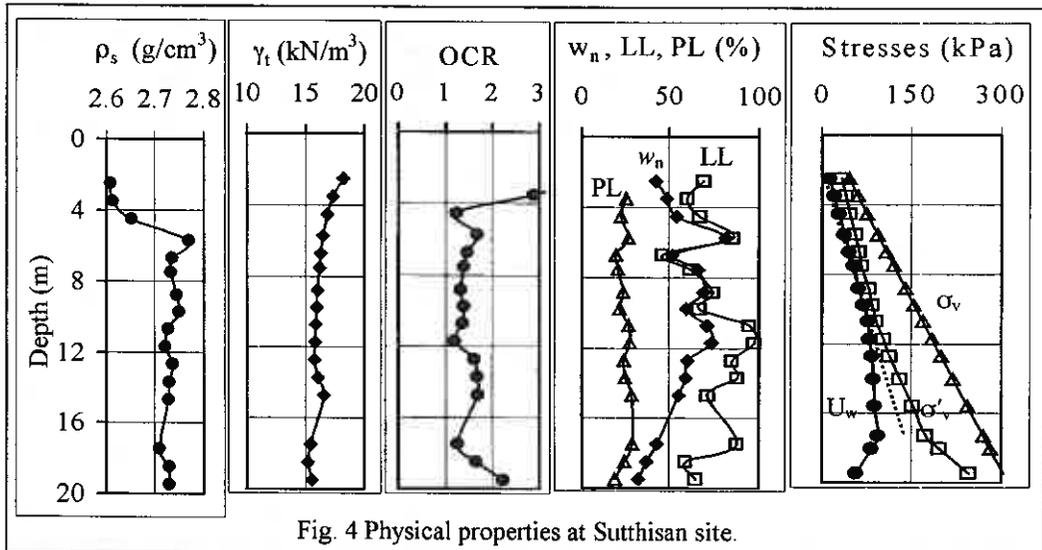


Fig. 4 Physical properties at Sutthisan site.

### Tests performed

#### 1 In-situ tests

##### 1.1 Seismic cone test (SCPT)

The type of cone having two receivers at 1 m interval was used. The shear wave was generated on the ground surface by plank hammering (for details, see Tanaka et al., 1994). The in-situ shear modulus,  $G_f$  is derived using the following equation;

$$G_f = (\gamma/g) V_s^2 \quad (1)$$

where the total unit weight of soil,  $\gamma_t$  is obtained from physical property test, and  $g$  refers to the gravitational acceleration.

##### 1.2 Field vane shear (FVS) test

The Geonor vane with the dimension of 5 cm in diameter and 10 cm in height was employed. The rate of angular rotation was approximately 0.1 degree per second. The FVS strength was corrected by using correction factors based on the PI values (Bjerrum, 1973).

### 1.3 Peizocone (CPTU)

The cone used had the cross-sectional area of  $10 \text{ cm}^2$  with the apex angle of 60 degrees. The pore water pressure was measured behind the cone tip. The speed of penetration was kept at a constant value of 2 cm per second.

## 2 Laboratory tests

### 2.1 Oedometer test and Constant-rate of strain (CRS) consolidation test

Conventional 24 hrs consolidation test by using an incremental loading was performed on the specimen of 6 cm in diameter and 2 cm in height. In the CRS test, the soil sample having the same dimension was subjected to a constant rate of straining of 0.02 mm/min, allowing drainage only at the top surface of the specimen.

### 2.2 Undrained monotonic triaxial compression (MTX) test

The apparatus used was Mark-1 type of Multi-Function triaxial apparatus, which has been developed at Hokkaido University (Shibuya and Mitachi, 1997). The tests were performed both at AIT and Hokkaido University (HU). A cylindrical soil sample having the dimension of 5 cm in diameter and 10 cm in height was subjected to  $K_0$  consolidation against back pressure of 200 kPa to in-situ effective overburden pressure, during which the lateral strain of the sample was maintained within 0.02% in the absolute value. When the consolidation curve reached at 3t-line (JSF T 522-1990) each sample was subjected to undrained shear by using a constant rate of axial straining of 0.05%/min (AIT) and 0.01%/min (HU) till the axial strain reached to 15%.

### 2.3 Undrained cyclic torsional shear (CTS) test

A hollow cylindrical specimen with the dimension of 3 cm inner diameter, 7 cm outer diameter and 7 cm high was isotropically consolidated to in-situ effective overburden pressure. The specimen was then subjected to a multi-stage undrained cyclic shear in which the cyclic amplitude of shear strain was increased in steps (for details, see JGS T 543-1995). In each cyclic stage involved with a fixed value of single amplitude of cyclic shear strain,  $\gamma_{SA}$  the shear stress was cyclically applied by ten cycles by using a sinusoidal waveform with the frequency of 0.1 Hertz. Interpretation of the test results was made in terms of peak-to-peak shear modulus of each hysteric stress-strain curve (i.e., equivalent shear modulus,  $G_{eq}$ ), together with the corresponding hysteric damping ratio,  $h$  (for definitions, see for example, Toki et al., 1994).

### 2.4 Constant-volume direct shear box (DSB) test

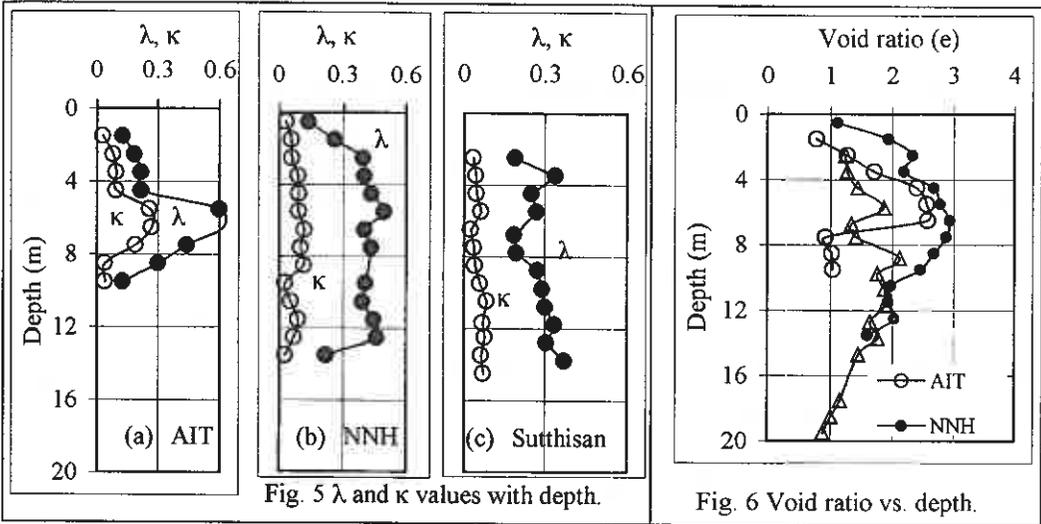
The direct shear box test was carried out both in AIT and HU by using the apparatus designed at HU (for detailed procedures, see Shibuya, Mitachi and Tamate, 1997). The apparatus used was a simplified and compact version, which was designed for testing clay samples. The rate of horizontal displacement was fixed at a value of 0.1 mm/min. The opening between the upper and lower halves of the box was maintained at a value of 0.2 mm. The conditions of constant-volume were maintained by physically not allowing vertical deformation of the clay sample during shear. The variation of the vertical load was measured by using a load-cell with an extremely low-compliance to assure the constant-volume condition.

### 2.5 Bender element (BET) test

The consolidometer apparatus used both in AIT and HU were equipped with a set of bender elements which enables one to measure the variations of horizontal stress and pseudo-elastic shear modulus,  $G_{max}$  under a constant value of vertical stress (for detailed procedures, see Shibuya, Hwang and Mitachi, 1997). The cylindrical specimen having 5 cm in diameter and 4 cm in height was subjected to consolidation by using an incremental loading. When the consolidation curve reached to 3t-line under a constant vertical stress, the  $G_{max}$  value was measured by using a set of bender elements pre-installed at the bottom and top of the specimen.

Presentation of laboratory and in-situ test results

We could observe the gradual increase of  $\lambda$  ( $= 0.434C_c$ ,  $C_c$ : compression index) and  $\kappa$  ( $= 0.434C_s$ ,  $C_s$ : swell index) values with depth in soft clay at Suthisan. But it increased with depth



down to 5.5 m and decreased below at AIT site. However, it remained almost constant at NNH site. The variations of  $\lambda$  and  $\kappa$  are shown in Fig. 5. Void ratio seems to increase with depth down to 6.5 m for AIT and NNH samples and up to 15 m depth in Suthisan samples (Fig. 6). A monotonic decrease in void ratio with depth cannot be seen as is generally for young clay deposits (Shibuya and Tanaka, 1996).

Piezcone test results, (each site with four tests) are shown in Fig. 7. In the uppermost crust down to 3 m, both of the cone resistance,  $q_t$  and skin friction,  $f_s$  showed considerably higher values.

At AIT site [Fig. 7(a)], excluding values at weathered crust, the  $q_t$  varies from 400 kPa to 800 kPa from 4 to 8 m depths. Similarly,  $f_s$  varies from 10 to 20 kPa at the same layer. But there is sudden increase of  $q_t$  to 4.8 MPa at 8 m depth thereby showing the existence of sandy seam. Beyond 9 m to 13 m depths,  $q_t$  extends up to 3 MPa. Below 13 m depth,

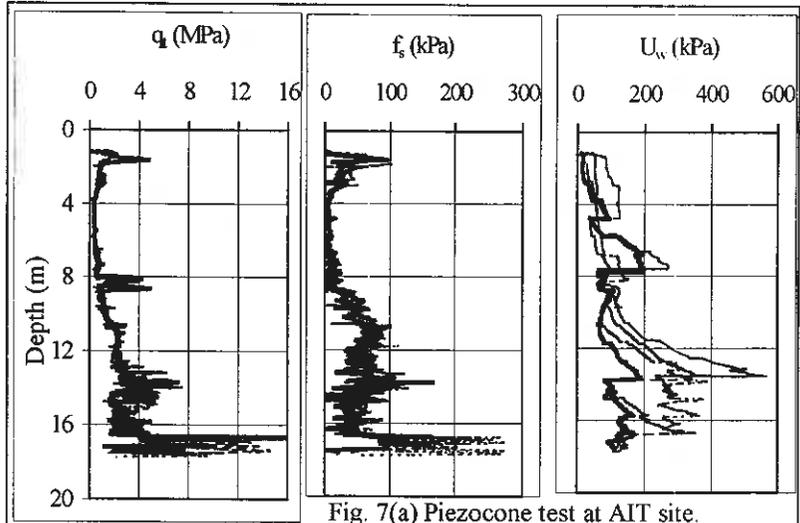


Fig. 7(a) Piezocone test at AIT site.

the  $q_t$  values are higher thereby showing the presence of sandy lenses. From 4 to 8 m,  $f_s$  remains within the range of 20 kPa. From 9 to 16 m depths, it varies from 20 to 150 kPa and beyond 17 m depth, it increases to very high value.

NNH test results of CPTU [Fig. 7(b)] showed the values of  $q_t$  and  $f_s$ , which are less than 0.8 MPa and 20 kPa respectively until 14 m depth. But it increases suddenly from 14 m downward with

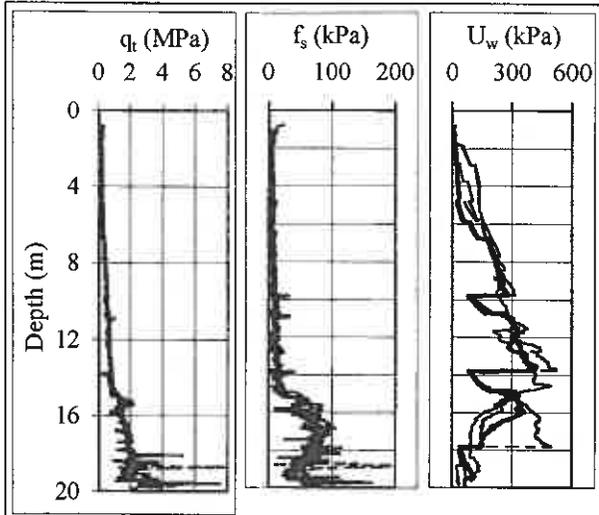


Fig. 7(b) Piezocone test data at NNH site.

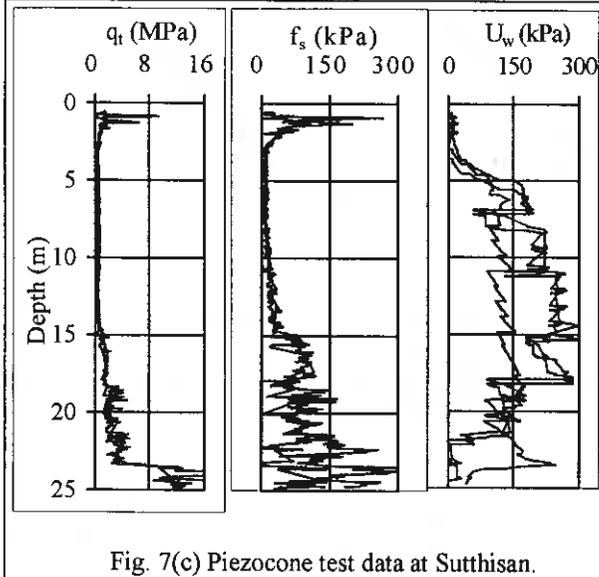


Fig. 7(c) Piezocone test data at Sutthisan.

$q_t$  and  $f_s$  values varying from 0.8 to 2 MPa and 20 to 80 kPa respectively. The pore water pressure responses showed the variation of excess pore pressure ranging from 100 kPa at 2 m depth to 500 kPa at 14 m depth.

Sutthisan site [Fig. 7(c)] showed the variation of  $q_t$  from 200 to 600 kPa in soft clay layer up to 15 m depth excluding the value at weathered crust. The  $q_t$  value increases to more than double in the stiff layer for depths from 15 to 20 m. Similarly,  $f_s$  value in soft clay layer varies from 10 to 30 kPa. But in stiff layer, beyond 15 m depth,  $f_s$  reaches more than 100 kPa. The response of pore water pressure suggests that the clay layers do not comprise any distinguishable sand layers.

In constant-volume DSB test, three series of tests were performed at each site; recompressing the sample to the vertical pressure equal to in-situ effective overburden pressure [ $\sigma'_{v(in-situ)}$ ], recompressed to twice the in-situ effective overburden pressure [ $2\sigma'_{v(in-situ)}$ ] and the tests on reconstituted samples. Fig. 8 shows the results at three sites. The ratio of  $S_u/\sigma'_{vc}$  was similar among three kinds of samples except for sample recompressed to  $\sigma'_{v(in-situ)}$ . Coulomb's strength parameters in DSB and Mohr-Coulomb's angle of shearing resistance in MTX are given by,

$$\tau_h = c' + \sigma'_v \tan \phi'_{ds} \quad (2)$$

$$\phi' = \arcsin[(\sigma'_1 - \sigma'_3)/(\sigma'_1 + \sigma'_3)] \quad (3)$$

The values of  $\phi'_{ds}$  and  $\phi'$  from DSB and MTX tests are summarized in Table 1.

## Design parameters

### 1. Undrained shear strength, $S_u$

The profile of  $S_u$  with depth at each test site is shown in Fig 9.

AIT site [Fig. 9(a)]: Corrected FVS strength shows comparatively lower value than  $S_u$  from DSB.  $FVS_{(cor)}$  varies from 13 to 18 kPa within the depth of 3.5 to 6.5 m. Below 6.5 m depth, it increases up to 58 kPa, which might be due to the presence of sandy seam. In soft layer,  $S_{u(DSB)}$  lies in the range of 15 to 28 kPa.

NNH site [Fig. 9(b)]: Here also, the  $FVS_{(cor)}$  strength is lower than  $S_{u(DSB)}$  values.  $S_{u(FVS)}$  remains 10 kPa up to 6 m depth. Below this depth it increases up to 48 kPa. Down to 6 m depth  $S_{u(DSB)}$  value lies within the range of 12 to 18 kPa and increases further with depth.

Table 1

Sample condition	AIT	NNH	Sutthisan
MTX test	N. A.	$\phi' = 38^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi' = 34^\circ$ $c' = 0$ kPa
Undisturbed [ $\sigma'_{v(in-situ)}$ ] DSB (soft clay)	$\phi'_{ds} = 31.8^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi'_{ds} = 30.6^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi'_{ds} = 26^\circ$ $c' = 0$ kPa
Undisturbed [ $2\sigma'_{v(in-situ)}$ ] DSB (soft clay)	$\phi'_{ds} = 17^\circ$ $c' = 18.2$ kPa	$\phi'_{ds} = 24.8^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi'_{ds} = 26.6^\circ$ $c' = 0$ kPa
Reconstituted DSB (soft clay)	$\phi'_{ds} = 17.5^\circ$ $c' = 4.3$ kPa	$\phi'_{ds} = 25.5^\circ$ $c' = 4.3$ kPa	$\phi'_{ds} = 23.5^\circ$ $c' = 8$ kPa
Undisturbed [ $\sigma'_{v(in-situ)}$ ] DSB (stiff clay)	N. A.	N. A.	$\phi'_{ds} = 26.6^\circ$ $c' = 30$ kPa

N. A. : Not Available

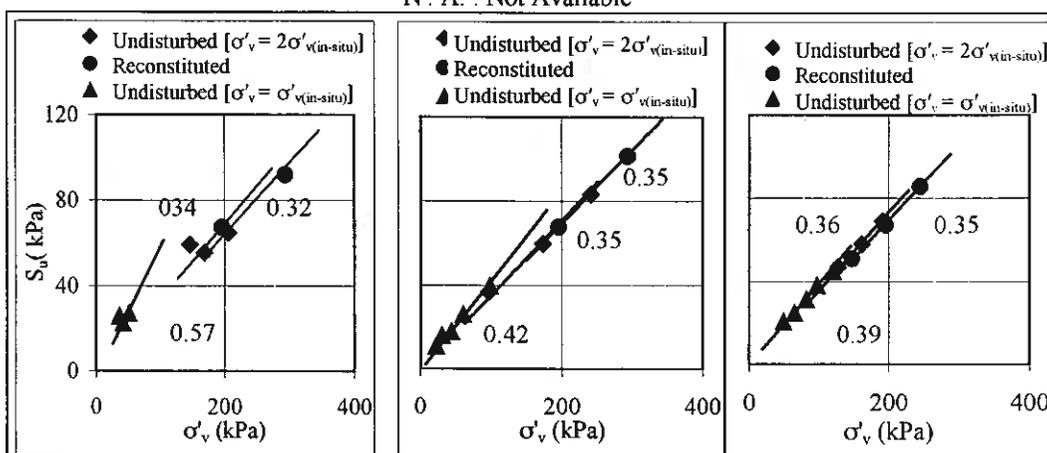


Fig. 8 Relationship between Undrained shear strength,  $S_u$  and effective overburden stress,  $\sigma'_v$ .

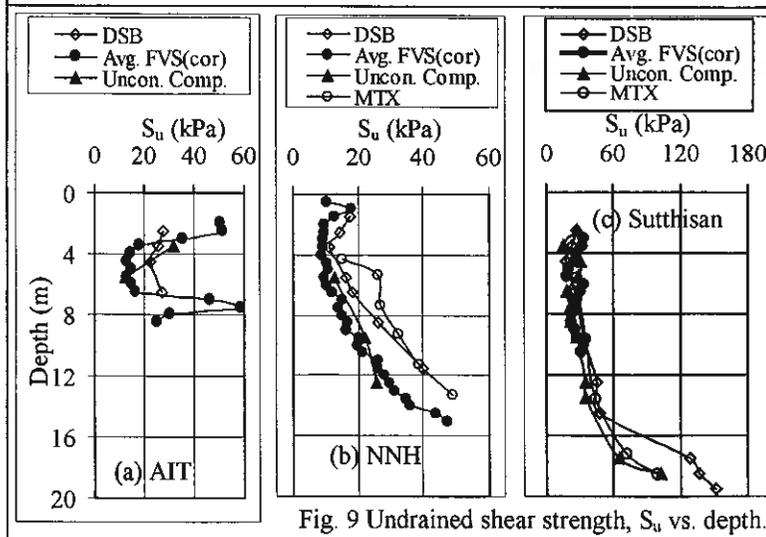


Fig. 9 Undrained shear strength,  $S_u$  vs. depth.

Sutthisan site [Fig. 9(c)]: In the soft clay, the  $FVS_{(corr)}$  strength varies from 18 to 33 kPa whereas  $S_{u(DSB)}$  varies from 18 to 50 kPa.  $S_{u(MTX)}$  values are slightly higher than others in soft clay layer. There is a marked increase in undrained strength beyond 15 m depth in all the cases due to the stiff clay layer.

2. Pseudoelastic shear moduli ( $G_f$  and  $G_{max}$ )

Fig. 10 shows the profile of shear modulus,  $G_{max}$  from different lab tests with depth. The difference in  $G_{max}$  values from  $G_f$  shows the sample disturbance during lab tests. Comparing the  $G_{max}$  value of BET test with

$G_r$  from SCPT, it was found that they were very close to each other at all three sites in soft clay layer. But the values of  $G_{max(MTX)}$  are slightly less than  $G_r$  in Sutthisan and NNH site. This might be

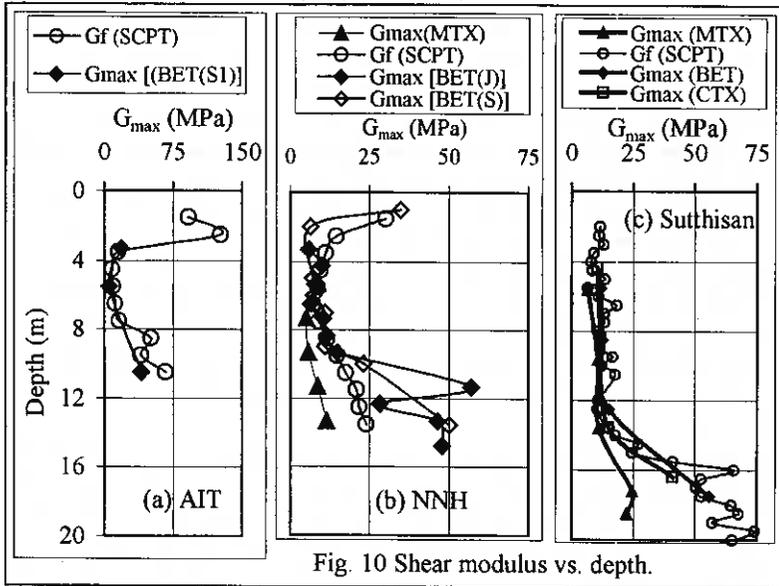


Fig. 10 Shear modulus vs. depth.

due to the difference in testing conditions of the samples. Also the  $G_{max(BMT)}$  from Shelby tube and Fixed Japanese sampler for NNH samples showed slightly higher values than  $G_r$  from SCPT. The difference in the values of shear stiffness showed the effect of sample disturbances. Note that  $G_{max(MTX)}$  was calculated by assuming isotropic-elastic properties; i.e.  $G_{max} = E_{max}/3$ .

### 3. Piezocone parameters for estimating $S_u$ and $G_r$

For short-term stability analysis, field vane shear strength along with UU or triaxial strengths are generally used in South East Asia. But piezocone test is more advantageous as the

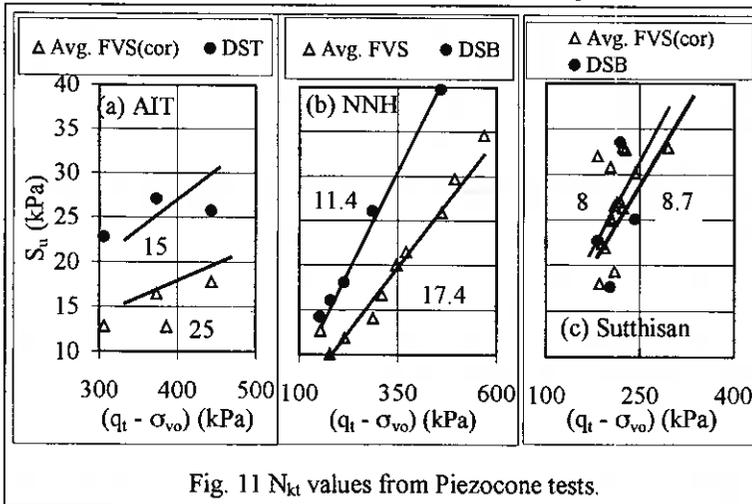


Fig. 11  $N_{kt}$  values from Piezocone tests.

results could be correlated with  $S_u$  from DSB, FVS, etc., using the equation;

$$N_{kt} = (q_t - \sigma_{vo})/S_u \quad (4)$$

$N_{kt}$  is the cone factor, which ranges from 8 to 15 against  $S_u$  from DSB for soft clays worldwide (Lunne et al., 1997). For Bangkok clay  $N_{kt}$  value obtained with  $S_u$  from DSB is 8.7 (Sutthisan), 15 (AIT) and 11.4 (NNH), whereas

with  $S_u$  from  $FVS_{(cor)}$ , it varied from 8 (Sutthisan), 25 (AIT) and 17.4 (NNH) [See Figs. 11(a), (b) and (c)].

### Conclusions

To provide design parameters for Bangkok clay, properties of the soft and stiff clays at different sites; AIT, NNH and Sutthisan were fully examined. The combined features are summarized as follows:

1. The stratigraphy at the site is simple such that the soft clay layer extends to 11 m depth towards northern site and up to 15 m towards the central and eastern site overlying around 3 to 5 m

thick stiff clay layer. The thick fine sand containing thin clay layers extends down to about 40 m depth showing the SPT N-value ranging from 10 to 50.

2. The results of piezocone test show that the clay layers comprise no distinguishable sand layers other than a thin sand layer at 8 m depth towards northern site (AIT). The water table was about 0.6 m (Eastern) to 1.9 m (Northern) down from the ground surface in December 1997 and 1998. Due to recent water pumping in the aquifer which is currently dried up, the water head in the clay layers exhibited non-hydrostatic distribution; it was lower than the hydrostatic line for depths below 7 m, and the pore water pressure was almost zero in the sand layer underneath.

3. On the basis of consolidation test results, both of the compression and swelling indexes showed gradual increase with depth in the soft clay. The OCR value ranged from 1 to 1.4 in the soft clay, and it was slightly higher of above 2 in the stiff clay and weathered surface crust.

4. In constant-volume direct shear box test on soft clay samples each recompressed to in-situ effective overburden pressure, the angle of shearing resistance,  $\phi'_{ds}$  varied from  $26^\circ$  to  $32^\circ$  (i.e.,  $\tan\phi'_{ds} = 0.49$  to  $0.62$ ) involved with the value of  $c'$  equal to zero. Similar tests on stiff clay showed the values of  $\phi'_{ds} = 26.6^\circ$  and  $c' = 30$  kPa. The  $\phi'$  value of soft clay in triaxial compression test varied from  $34^\circ$  to  $38^\circ$  with  $c' = 0$ .

5. Although there observed some difference in  $S_u$  obtained from different tests; DSB, MTX, FVS and Uncon. Comp. (Unconfined compression), on average, it increased gradually from about 15 kPa at 4 m depth to 50 kPa at 15 m depth. In the stiff clay  $S_u$  increased beyond 100 kPa. Undrained shear strength from DSB lies almost in the middle in all sites. However, the difference in the various test results might have been attributed due to the effects of sample disturbance, which could have been more significant in the cylindrical samples during the process of sample preparation.

6. In constant-volume DSB test, the  $S_u/\sigma'_{vc}$  values of soft clay was 0.32 - 0.34 (AIT), 0.35 - 0.35 (NNH) and 0.35 - 0.36 (Sutthisan) for undisturbed [ $\sigma'_v = 2\sigma'_{v(in-situ)}$ ] and reconstituted soils respectively. Despite of having the marked difference in the soil structures in those two samples, the  $S_u/\sigma'_{vc}$  value of undisturbed [ $\sigma'_v = 2\sigma'_{v(in-situ)}$ ] samples was close to  $S_u/\sigma'_{vc}$  of reconstituted sample, thereby showing the little effect of ageing on  $S_u$ . Similarly, the  $S_u/\sigma'_v$  values of soft clay was 0.32 - 0.57 (AIT), 0.35 - 0.42 (NNH) and 0.35 - 0.39 (Sutthisan) for undisturbed [ $\sigma'_v = 2\sigma'_{v(in-situ)}$ ] and undisturbed [ $\sigma'_v = \sigma'_{v(in-situ)}$ ] samples respectively.

7. The estimated values of cone factor,  $N_{kt}$  were 8.7 (Sutthisan), 15 (AIT) and 11.4 (NNH) and 8 (Sutthisan), 25 (AIT) and 17.4 (NNH) in relation with  $S_u$  obtained from the DSB test and the FVS test, respectively.

8. In all the sites,  $G_f$  ranged from 10 MPa to 25 MPa in the soft layer (excluding weathered crust). But below 8 m depth at AIT site,  $G_f$  is higher up to 50 MPa. In stiff clay (Sutthisan),  $G_f$  reached up to 75 MPa. The shear modulus,  $G_{max}$  from other tests are close to  $G_f$  with slight deviations at some depths, which might be due to sample disturbance.

## References

- Ali, J. 1997. Strength of Bangkok clay in constant-volume direct shear test. *M. Eng. Thesis*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Balasubramaniam, A.S., Bergado, D.T., Long, P.V., Ashford, S. and Noppadol, P., 1996. Development of Ground Improvement Techniques in the Bangkok Plain. *Proc. of 12<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical Conference*, Kuala Lumpur, Vol. 2, pp. 71-92.
- Bjerrum, L. 1973. Construction on soft clays. *Proc. of 8<sup>th</sup> ICSMFE*, Moscow, Vol. 3: 11-159.
- Dong, N.P. 1998. In-situ investigation of soft and stiff clay in Bangkok. *M. Eng. Thesis*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.

- Hanh, L.T. 1997. Properties of Bangkok clay as measured using piezocone. *M. Eng. Thesis*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Holmberg, S. 1977. Some engineering properties of soft Bangkok clay. *Geotechnical Engineering*, Vol. 8, No. 1: 1-19.
- Jamiolkowski, H., Lancellotta, R.H. and Lo Presti, D.C.F. 1994. Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays. In *Pre-failure deformation of Geomaterials* (eds. S. Shibuya, T. Mitachi and S. Miura), Vol. 2: 817-836. Rotterdam: Balkema.
- Kwunpreuk, W. 1997. Stiffness characterization of Bangkok clay by in-situ test. *M. Eng. Thesis*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice. *Backie Academic and Professional*, Chapter 5.
- Marchetti, S. 1980. In-situ tests by flat dilatometer. *Journal of the GE Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT 3, 299-321.
- Schmidt, B. 1966. Earth pressures at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 3, No. 4: 239-242.
- Shibuya, S., Tatsuoka, F., Teachavorasinskun, S., Kong, X.J., Abe, F., Kim, Y S. and Park, C.S. 1992. Elastic deformation properties of geomaterials. *Soils and Foundations*, Vol. 32: 26-46.
- Shibuya, S., Mitachi, T. and Tamate, S. 1997. Interpretation of direct shear box testing of sands and quasi-simple shear. *Geotechnique*, Vol. 47, No. 4: 769-790.
- Shibuya, S. and Tanaka, H. 1996. Estimate of elastic shear modulus in Holocene soil deposits, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4: 45-55.
- Shibuya, S. and Mitachi, T. 1997. Development of a fully digitized triaxial apparatus for testing solid and soft rocks. *Geotechnical Engineering*, Vol. 28, No. 2: 183-207.
- Shibuya, S., Hwang, C.S. and Mitachi, T., 1997. Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement. *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3 (in press): 593-601.
- Tanaka, H., Tanaka, M., Iguchi, H. 1994. Shear modulus of soft clay measured by various kinds of test. *Pre-failure Deformation of Geomaterial*, Balkema, Vol. 1: 235-240.
- Tatsuoka, F. and Kohata, H. 1994. Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications. *Pre-failure Deformation of Geomaterial*, Balkema, Vol. 2: 947-1063.
- Tenma, M. 1998. Stiffness of Bangkok clay over a wide strain range using a newly developed triaxial apparatus. *M. Eng. Thesis*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Theramast, N. 1998. Characterization of pseudo-elastic shear modulus and shear stiffness strength of Bangkok clay. *M. Eng. Thesis*, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.
- Toki, S., Shibuya, S. and Yamashita, S. 1994. Standardization of laboratory test methods to determine the cyclic deformation properties of geomaterials in Japan. In *Proceedings of the International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Vol. 2: 741-784.

不攪乱状態で採取された蛇紋岩の吸水膨張による強度変化

北海道大学大学院 正会員 三田地 利之  
 北海道大学大学院 学生員 ○和 智 真太郎  
 同 同 松 永 卓 也

1. はじめに

日本の各地の構造帯や変成帯には、種々の大きさの岩体をなして蛇紋岩が分布しており<sup>1)</sup>、道央を南北に縦断する神居古潭帯に分布する蛇紋岩地帯は日本有数のものである。したがって北海道の東西を結ぶ交通路の開発においては必然的にこの蛇紋岩地帯を通過することになり、トンネル掘削に伴う強大な土圧の発生等々過去に幾度となく難工事を強いられて来た。したがって、蛇紋岩の地質学的・鉱物学的観点から多くの研究がなされ、工事報告も多いが<sup>2)~4)</sup>、力学的な面からの研究は少ない。

当研究室では、過去に地すべりや斜面不安定の問題にからんで蛇紋岩の風化生成物の物理的・力学的性質を調べている<sup>5),6)</sup>。最近では、やはり地すべりに関連して横田らの一連の研究<sup>7)~9)</sup>がある。しかし、これらの研究はいずれも蛇紋岩風化粘性土あるいは蛇紋岩を粉砕して細粒化した土についてのものであって、いわゆる不攪乱状態で採取された蛇紋岩としての力学的性質を調べたものではない。

日本道路公団が夕張～トマム間的高速道路の建設を目ざして調査を進めている過程で、最新のサンプリング技術によって不攪乱状態で蛇紋岩試料を採取することが出来、これを用いて各種の三軸圧縮試験に供する機会を得たので、ここに報告するものである。

2. 試料および実験装置

本研究に用いた試料は日本道路公団北海道横断自動車道夕張～トマム間の計画路線上東占冠地区で採取されたもので、トリプルサンプラーを用い、ミストボーリング<sup>10)</sup>によって採取されたものである。採取深度

は地表面下 5.2m から 21.0m の範囲で、このうち 5.2～8.3m まではサンプラー先端のクラウンの構造上の問題から、サンプラー内壁にスライムが一部浸入している状況がみられた。深度 8.3m 以深についてはクラウンを交換した結果、この問題は解決されている。本研究では、採取後の試料を三軸試験機に問題なくセット出来、試験実施が可能かどうか未知の部分が多く、言わば手探り状態で実験を行ったので、試料節約の意味もあって、8.3m 以深のすべての試料を対象とすることにした。試料の初期状態と実験条件の一覧を表 - 1 に示す。

実験装置は硬質地盤材料用に開発<sup>11)</sup>した高精度デジタルサーボモーターによる多機能中圧三軸試験装置で最大 3MPa のセル圧の下で、静的載荷および繰返し載荷三

表 - 1

試験名	Depth (m)	湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	p <sub>v</sub> ' (kPa)	p <sub>v</sub> (kPa)	初期含水比 (%)	圧密開始時飽和度 (%)
UC-1	9.12~9.22	2.3	0	0	5.8	70.3
UC-2	10.19~10.29	2.33	0	0	7.5	90.2
UC-3	9.71~9.81	2.31	0	0	8.5	94.3
UU-3	9.87~9.97	2.31	197	197	6.8	80.8
UU-4	10.85~10.95	2.31	217	217	6.8	85.4
UU-5	12.42~12.52	2.41	254	254	5.2	95.9
CU-1	11.64~11.74	2.31	236	236	6.6	82.7
CU-2	13.37~13.47	2.38	276	276	5	86.3
CU-3	13.06~13.16	2.25	269	269	6.7	72.9
CU-4	15.35~15.45	2.36	323	323	6	93.6
CR0U-2	10.69~10.79	2.28	214	0	8.4	87.3
CR0U-3	11.48~11.58	2.24	232	0	7.5	76.6
CD-1	7.86~7.96	2.21	150	150	6.5	61.4
CR0D-1	7.18~7.28	2.25	134	0	8.1	75.8
CR2D-1	8.01~8.11	2.29	153	77	6	68.8
CR2D-2	8.51~8.61	2.29	164	82	8.1	86.6
CR3D-1	11.80~11.90	2.32	240	80	6.6	83.5
CR3D-2	12.26~12.36	2.38	250	84	6.8	100
CR4D-1	10.53~10.63	2.31	210	53	7.7	88.4

Change in shear strengths of undisturbed serpentine due to swelling

Toshiyuki MITACHI ( Graduate School of Engineering, Hokkaido University ), Shintaro WACHI, Takuya MATSUNAGA ( Graduate Student, ditto )

軸試験が可能である。

### 3. 試験手順

#### 3.1 供試体の作製

蛇紋岩は破碎変質の程度により、塊状、葉片状の2つに大別でき、これらは単独で1つの岩帯を形成するのではなく、塊状の相互の間隙を葉片状のものが縫うように交じり合って1つの岩帯を構成しているため、硬質ではあるが、剥離性が著しい。そのため、採取された蛇紋岩は非常にもろく、供試体の作製には細心の注意を払った。まず、クラックなどの入っていない良質な部分を選んで、供試体寸法分(高さ 100mm)の試料をアクリル製サンプルチューブ(内径 72.3mm,肉厚 3.9mm)ごとダイヤモンドカッターによって切断する方法をとった。また、その上下それぞれ 30mm の部分を用いて初期含水比を測定した。試料は上下切断面の整形を行わずに供試体として用いるため、切断時には上下端面が平行でかつ側面に直角になるように十分注意する。切断したサンプルチューブから試料を取り出すため、次にサンプルチューブを縦方向に切断する。金鋸によってサンプルチューブに6本程度、縦の切れ目(深さ 1.5mm 程度)を入れる。切れ目にマイナスドライバーを差し込み、ねじるようにしてサンプルチューブを割っていく。次にサンプルチューブを試料から剥がすのであるが、前述のように深度 8.3m までの試料に関してはサンプリング時に生じたスライムがサンプルチューブの内側に付着しているため、試料からサンプルチューブをそのまま引き剥がすと、試料側面はボロボロになってしまう。そこで、サンプルチューブを試料に沿って下方にスライドさせるようにすると(写真-1)、きれいに剥がすことができる。これで供試体(直径 約 72mm、高さ 約 100mm)の準備完了である(写真-2)。なお、スライムの侵入のない 8.3m 以深の試料に関してはサンプルチューブに入れる縦の切れ目は 3,4 本程度で十分であり、チューブをスライドさせ供試体と分離する作業も容易に行うことができた。



写真-1



写真-2



写真-3

#### 3.2 一軸および三軸圧縮試験手順

##### a. 供試体のセット

サンプルチューブからの抜き出し時より試料の膨張が始まるため供試体のセットは迅速に行う必要がある。メンブレンは厚さ 0.2mm のものを用い(一軸試験でも同様)、排水試験を行う場合には排水遅れ解消、排水機能向上のため、ろ紙を全周巻きにする。今回の試験では石膏等によるペディングエラー対策は行っていない。

本研究では後述の6種類の三軸圧縮試験を実施したがそれらは、等方圧密過程、応力解放過程、せん断過程、の三つの過程を組み合わせた手順を踏む。

##### b. 等方圧密過程

供試体セットからの条件を統一させるために、通水や段階载荷の手順を踏まずに等方圧密を開始する。背

圧の荷重は、セル圧を所定の等方圧密圧力(=p<sub>c</sub>')まで荷重した後、セル圧と同じ荷重速度で200kPaまで荷重する。供試体が完全飽和状態ではないため、圧密終了の判断基準として軸方向変位量に3t法を適用した。

### c. 応力解放過程

所定の有効拘束圧まで等方除荷し、供試体を吸水膨張させる。吸水膨張終了の判断基準としても同様に3t法を適用したが、軸方向変位量に明らかな収束が見られない場合には1440min(1day)をもって吸水膨張を打切った。

今回は、応力を0kPa, p<sub>c</sub>'/4, p<sub>c</sub>'/3, p<sub>c</sub>'/2まで解放した試験を行った。

### d. せん断過程

せん断速度および排水条件は試験によって異なり、以下に示すようである。



写真 - 4

## 3.3 実験概要

実験は前述のように圧密・応力解放・せん断の過程と排水条件の組み合わせになるが、本研究ではこれらの組み合わせで以下の6種類を実施した。このうち、CRD試験については応力解放の程度を4種類に変えている。また、実験結果の再現性を見るために、各試験条件について原則的に2回の実験を実施することとした。

- ① UC 試験 : 一軸圧縮試験 (ε<sub>a</sub>'=1.0%/min)
- ② UU 試験 : 非圧密(拘束圧=土被り圧) → 非排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=1.0%/min)
- ③ CU 試験 : 土被り圧まで等方圧密 → 非排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=0.1%/min)
- ④ CD 試験 : 同 上 → 排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=0.1%/min)
- ⑤ CRD 試験
  - CR0D : 同 上 → 応力解放(p<sub>s</sub>'=0) → 排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=0.1%/min)
  - CR2D : 同 上 → 応力解放(p<sub>s</sub>'=p<sub>c</sub>'/2) → 排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=0.1%/min)
  - CR3D : 同 上 → 応力解放(p<sub>s</sub>'=p<sub>c</sub>'/3) → 排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=0.1%/min)
  - CR4D : 同 上 → 応力解放(p<sub>s</sub>'=p<sub>c</sub>'/4) → 排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=0.1%/min)
- ⑥ CRU 試験
  - CR0U : 等方圧密 → 応力解放(p<sub>s</sub>'=0) → 非排水せん断 (ε<sub>a</sub>'=1.0, 0.1%/min)

## 4. 実験結果および考察

### 4.1 物理的性質

表-1に示すように本実験に用いた試料の自然含水比は6~8.5%で、飽和度60~100%、湿潤密度は2.21~2.41g/cm<sup>3</sup>の範囲に分布している。また、試料の削り屑を乳鉢で細粒化したものについて実施した土粒子の密度試験結果からP<sub>s</sub>=2.66~2.71g/cm<sup>3</sup>を得ている。

### 4.2 膨張特性

本研究のCRDおよびCRUシリーズではすべての供試体について最初に原位置の有効土被り応力で圧密した後、排水条件のまま応力を解放して吸水膨張を許している。膨張時の体積ひずみの時

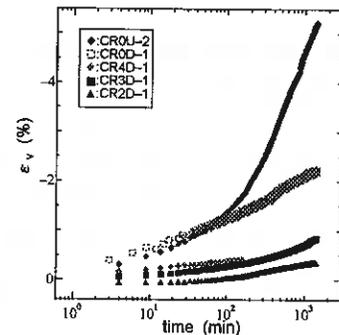


図-1 体積ひずみの経時変化

間変化を図-1に示す。なお、各試験記号の末尾の数字は同一条件で複数回実施した際の試験番号を示している。この図では煩雑さを避ける意味で各試験条件で1つのデータのみを示している。図から分かるように応力解放の程度に応じて負の体積ひずみが増大している。拘束応力をすべて解放した CR0U および CR0D は同じ条件であるが CR0U で特に大きな体積膨張を示している。今後、試料の鉱物分析との対比が必要と考えている。

### 4.3 せん断特性

図-2~5は一連のせん断試験から得られた応力ひずみ関係である。図-2は一軸(UC)およびUU三軸試験の結果で、主応力差 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ ~軸ひずみ $\epsilon_a$ 関係を表している。UC-2の供試体は良好な状態にあったが、UC-3は試験開始前からクラックの存在がみられたものである。UC試験結果のバラツキの程度とUU試験結果の比較から、拘束圧の効果は明らかである。図-3は排水三軸試験(CDおよびCRD)の主応力差 $q$ を圧密時(CRD試験の場合は先行圧密時)の圧密応力 $p_c'$ で正規化した $q/p_c' \sim \epsilon_a$ 関係を示している。応力解放を受けないCD試験との対比において、応力解放後の試験(CRD)結果は、応力解放度の順に低下していることが分かり特に、完全に応力解放を行ったCR0DではCDの1/10程度まで強度低下していることが分かる。これらの試験に対応するせん断中の体積ひずみ(吸・排水量の値から算出しており、供試体の飽和度が不高くないので必ずしも正確な値ではないが、ダイレイタンス傾向を読み取るには問題ないと考えられる)を示したのが図-4である。図から分かるように必ずしも応力解放度の順にデータが並んでいる訳ではないが、(CR3DとCR4Dの間に逆転がみられる)、応力解放の度合いが大きくなると排水せん断時に体積膨張( $\epsilon_v < 0$ )傾向が強く表れて吸水が生じ、これが図-3の強度低下につながっている。

図-5は圧密非排水試験シリーズ(CUおよびCRU)の応力ひずみ~間隙水圧関係を示したもので、この図においても応力解放による非排水強度の低下が読みとれる。試験後の供試体の典型的な例を写真-3に示す。CU試験では圧密応力 $p_c'$ を4種類に変えて実験を行っている。 $p_c'$ で正規化したこの図上では、CUの4データはほぼ近似した挙動を示すことが期待されたが、CU-2が突出しており、他の3本は低い強度を示している。供試体成形時に下部が一部破損したCU-1、写真-4に示すように、供試体の不均一の度合いが大きく上部・下部で大きく異なる変形を生じたCU-3等の挙動からみれば、強度のみからの判断ではこのシリーズの実験としてはむしろCU-2の値が信頼性が高いとみられる。これらの挙動の違いは間隙水圧にも現れており、強度の大きなCU-2の間隙水圧が負の値で最も絶対値が大きい。

図-6はDシリーズのすべての試験について主応力差最大( $q_{max}$ )時の $q$ とせん断開始前の有効応力 $p_s'$ (応力解放しないCD試験では

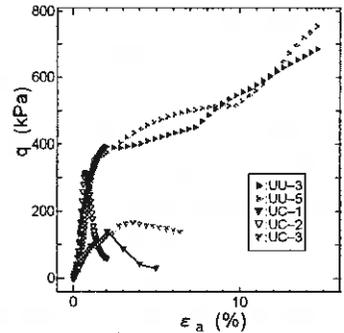


図-2 応力~ひずみ関係 (UU, UC試験)

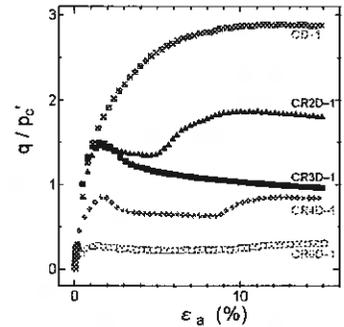


図-3 応力比~ひずみ関係 (CD, CRD試験)

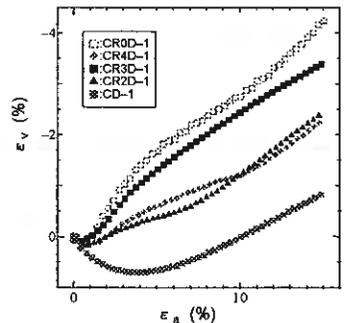


図-4 せん断中の体積ひずみ

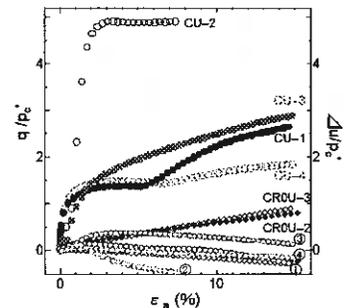


図-5 応力比, 間隙水圧比 ~ ひずみ関係 (CU, CRU試験)

$p'_s = pc'$  の関係を先行圧密応力  $pc'$  で正規化して示したものである。図-3の応力-ひずみ関係でも述べた通り、せん断強さ  $q_{max}$  は応力解放の度合いに応じて低下し、完全に応力を解放した時の CR0D の強度は応力解放のない CD 試験の強度の 1/10 程度まで低下することが分かる。

図-7は UC および UU 試験を除いたすべての試験についてのせん断中の有効応力経路を示したものであり、これを  $q_{max}$  の点のみに着目して表したのが図-8である。これらの図から分かるように、図-5の応力-ひずみ曲線で一見特異な挙動に見えた CU のデータも有効応力で表現すれば、統一的に説明可能であることが分かる。なお、本研究では表-1に示すような初期の飽和度を持つ試料を対象としており、背圧(200kPa)の载荷を除いては試験前に飽和度を高めるための特別な手段を講じていないので、U シリーズで測定される間隙水圧の精度はそれ程高くないと推測される。したがって計算上の有効応力にもそれが反映されていると考えられる。

図-8の直線の傾きと切片から算出した強度パラメータは  $c' = 15\text{kPa}$ 、 $\phi' = 33.4^\circ$  で  $\phi'$  の値は横田ら<sup>7)</sup>が占冠地区ののり面から採取した粘土状蛇紋岩の  $420\mu\text{m}$  フルイ通過分について行った圧密非排水三軸圧縮試験結果( $\phi' = 30.3 \sim 31.2^\circ$ )に近似している。北郷ら<sup>8)</sup>は神居古潭変成帯の南北各地から採取した蛇紋岩粘土およびその細粒分調整試料あわせて 10 種類について圧密非排水三軸圧縮試験を実施しているが、それらの結果は  $\phi' = 30 \sim 37^\circ$  の間に分布している。

## 5. おわりに

蛇紋岩は土被り圧が解放されると大きく膨張し、葉片状の蛇紋岩の場合には特に乱れが著しいことから、不攪乱の状態に室内試験用の試料を採取することは極めて困難であり、まして三軸試験に供することなど不可能と考えられて来た向きがある。しかし、最近のサンプリング技術に支えられて、何とか試験の実施が可能であることを示すことが出来た。

本研究はこのような背景の下に行われたものである。手探り状態で実験を実施しながら、実験手順を確認しつつ新たな実験計画を練るとい形で進められてきた。したがって現時点で得られているデータは質・量ともに十分なものではない。しかし、しっかりしたサンプリング技術によって試料の供給がなされれば、従来の三軸試験の手法がこの種の試料にも適用できることを確認できたのは収穫であると考えている。今後さらに実験を重ねることによって、より信頼性の高いデータを得るための手法を確立するとともに、蛇紋岩地帯における各種工事の設計・施工に役立ち得る形での資料が提供出来ればと考えている。

なお、本研究に用いた蛇紋岩試料は日本道路公団北海道支社より提供を受けたものである。ここに記して関係各位に深甚の謝意を表す。

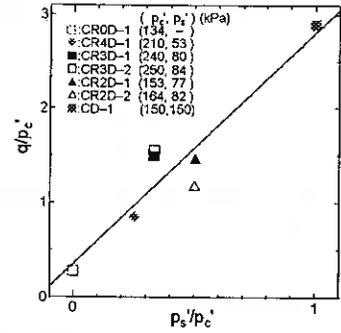


図-6  $q \sim p'_s$  関係

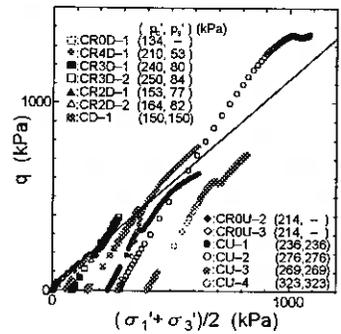


図-7 有効応力経路

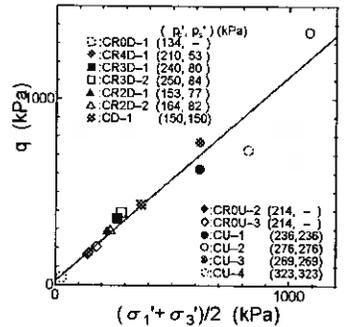


図-8  $q \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$  関係

<参考文献>

- 1) 橋本光男：日本の変成岩，岩波書店，pp.130-135，1987.
- 2) 野地正保：蛇紋岩と土木工事(第 1 報)—蛇紋岩と蛇紋岩化作用—，北海道開発局土木試験所月報 No.342,pp.10-19,1978年8月.
- 3) 野地正保：蛇紋岩と土木工事(第 2 報)—蛇紋岩地帯の陸水の水質—，北海道開発局土木試験所月報 No.342,pp.1-22,1978年11月.
- 4) 野地正保：蛇紋岩と土木工事(第 3 報)—神竜幹線導水トンネル—，北海道開発局土木試験所月報 No.378,pp.1-9,1984.
- 5) 北郷 繁：蛇紋岩の土質工学的性質，第 8 回土質工学研究発表会講演集,pp.65-72,1973.
- 6) 北郷 繁，寺崎靖則，掛橋隆晴，田中洋行：蛇紋岩粘土の土質工学的性質(第 2 報)，土質工学会北海道支部技術報告集，pp.33-41,1974.
- 7) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩の風化粘性土の強度特性，土木学会論文集,No.529/Ⅲ-33,pp.155-163,1995.
- 8) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩の風化粘性土に起因した切土のり面の崩壊に関する一考察，土木学会論文集,No.541/Ⅲ-35,pp.57-65,1996.
- 9) 横田公忠，矢田部龍一，八木則男：蛇紋岩帯の地すべりの発達に及ぼす粘土鉱物とせん断強度の影響，土木学会論文集,No.568/Ⅲ-39,pp.125-132,1997.
- 10) 馬場徹也，西山博之：地盤調査でのミスト工法に於けるボーリング及びサンプリング，土質工学会昭和 60 年度サンプリングシンポジウム，pp.97-102,1985.
- 11) 伊藤 晋，三田地利之，澁谷 啓，松永卓也：中圧三軸試験装置を用いたセメント改良砂質土の強度特性の評価，第 32 回地盤工学研究発表会，pp.1199-1200,1997.

北海道大学大学院	○学生員	天満	稔
北海道大学工学部	正会員	澁谷	啓
同上	正会員	三田地	利之
同上	正会員	工藤	豊
函館工業高等専門学校	正会員	川口	貴之

## 1. はじめに

粘性土の不攪乱試料と室内再構成試料との力学特性の違いは、土のもつ「構造」の違いが原因であると一般的に考えられている。この土の構造の違いに関して、粘土粒子が不特定の方向に組み合わさってある骨格を有するのが不攪乱試料であり、特定の有効応力状態において粘土粒子が最も密である安定した粒子配列を有するのが再構成試料であるといった程度のイメージでしかない。このイメージだけでは、構造の違いによる粘土の力学的挙動の違いを予測あるいは説明することは不可能である。よって自然堆積粘土とこれを室内で再構成した試料の違いを定量的に表現することがまず必要である。

自然堆積粘土ではとりわけ年代効果（二次圧密と粒子接点でのセメンテーションの発達）の影響が顕著である。一般的に年代効果により降伏面が拡大し見かけの降伏応力  $\sigma'_y$ 、降伏ひずみ  $\epsilon_y$  が増加する<sup>1),2),3)</sup>。一方、せん断弾性波速度測定試験から、排水クリープにより擬似せん断弾性係数  $G_{max}$  が増加することが確認されている<sup>4),5)</sup>。以上のことから、年代効果をうけた自然堆積地盤の構造によって変化する  $G$  あるいは  $\sigma'_y$  を用いて構造を定量化することが可能であると考えられる。このうち  $\sigma'_y$  については速度効果の影響を受け<sup>6)</sup> 変化してしまう点で、むしろせん断ひずみレベルが 0.0001% 程度で定義され速度の影響をほとんどうけない  $G_{max}$  のほうがより適切な指標であろうと考えた。今回の報告では、粘性土の  $G_{max}$  と年代効果の関係に着目し、一連の室内試験結果から自然堆積地盤の構造の定量化を試みている。

## 2. 自然堆積粘土の構造

粘土の構造は二つの異なるメカニズムから形成されていると考える。一つは堆積時にできる構造であり、他方は堆積後に年代効果（クリープ、粒子間結合）によって付加される構造である。粘性土の場合、堆積時の構造は温度、間けき水中の塩分濃度、堆積速度などの堆積環境に影響される。したがって同じ粘土であっても、堆積直後の飽和粘土を一次元圧縮すると、比較的小さい応力範囲では含水比と有効応力の関係は初期含水比によって異なる<sup>6),7),8)</sup>。以下、現在の土構造の形成要因を堆積時 (on-depositional) と堆積後 (post-depositional) に区別する。

三笠<sup>9)</sup>によれば粒子間結合がみられない飽和粘性土の有効応力  $\sigma'$  は土の種類、含水比  $w$  および土の構造により決まる。また  $G_{max}$  などの力学特性についても同様である。すなわち

$$\begin{aligned} \sigma' &= F_1(w, \text{年代効果による土の骨格構造})_{\text{堆積時の骨格}} \\ G_{max} &= F_2(w, \text{年代効果による土の骨格構造})_{\text{堆積時の骨格}} \end{aligned} \quad (1)$$

所定の初期含水比で作成した堆積後構造 (post-depositional soil structure) の影響を無視できる再構成粘土の含水比はそれぞれ  $\sigma'$  と  $G_{max}$  の単調減少関数になることに注意すると以下のように表わせる。

$$\begin{aligned} w &= \Phi_1(\sigma')_{\text{堆積時の骨格}} \\ w &= \Phi_2(G_{max})_{\text{堆積時の骨格}} \end{aligned} \quad (2)$$

図 1-a, 1-b, 1-c は NSF 粘土を用いた三軸試験結果である<sup>10)</sup>。図中の  $G_{max}$  は供試体を等方弾性体と仮

定し、著者が試験結果の  $E_{max}$  から算出した。NSF 粘土は粉末状の粘土で液性限界 55%、塑性指数 26 である<sup>11)</sup>。排水クリープの影響のない正規圧密状態の再構成粘土において、有効応力及び  $G_{max}$  がそれぞれ含水比によって一義的に定まる様子がわかる。さらに正規圧密状態における  $e$ - $\log G_{max}$  関係(図 1 中の  $\beta^*$ - $\beta^*$  線)は直線となる。過圧密状態の同様の関係も直線で表されるが  $\beta^*$ - $\beta^*$  線の内側に位置している。この図から  $G_{max}$  は間げき比と圧密応力履歴により決まり、 $\beta^*$ - $\beta^*$  線が  $G_{max}$  に関する状態境界線となっている。一方、従来から知られているように、有効応力に関しては図 1-a の  $\alpha^*$ - $\alpha^*$  線が状態境界線となる。

## 2. 自然堆積粘土と再構成粘土との構造の違いを比較する場合の問題点

式 1 と 2 は、自然堆積地盤のもつ構造を不攪乱試料と再構成試料との挙動を比較することにより定量化できることを示唆している。同一深度における不攪乱試料と再構成試料との比較試験は研究目的で大口径サンプラーを用いて試料採取する場合以外は一般的に不可能である<sup>12)</sup>。よって実際には、ある深度の範囲から集めた試料の切りくずを用いて再構成試料を作成することになる。しかし、一様であるとみなせる自然堆積地盤であっても液性限界、塑性限界、土粒子の密度などの地盤物性、粘土鉱物などは、深さにより微妙に異なるのが一般的である。さらに、異なる粘土の構造の程度の比較には、自然含水比  $w_n$  あるいは間げき比そのものをこの種の比較のパラメータとして用いることは不適当である。これらの問題は自然含水比を式 3 で示される液性指数に置き換えることである程度解決できる。

$$I_L = (w_n - w_p) / (w_L - w_p) \quad (3)$$

## 4. 自然堆積粘土と室内再構成粘土の $I_L$ - $\sigma_v'$ - $G_{max}$ の関係 (概念)

図 2-a の  $\alpha$ - $\alpha$  線と  $\alpha^*$ - $\alpha^*$  線は、含水比を液性限界のそれぞれ約 4 倍および 2 倍に調整したスラリー状態の室内再構成粘土を一次元圧縮して得られるであろう圧縮曲線を示す。圧縮は年代効果の影響をうけない程度の速度を想定しており、 $\alpha$ - $\alpha$  線と  $\alpha^*$ - $\alpha^*$  線には年代効果による堆積後構造の影響は含まれない。液性限界の 4 倍の初期含水比は原地盤で粘土が堆積する状況で

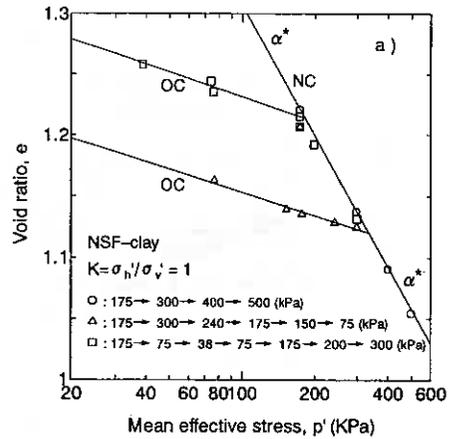


図 1-a NSF 粘土の間げき比と平均有効主応力の関係

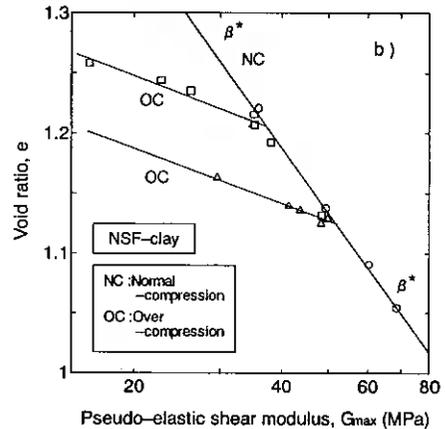


図 1-b NSF 粘土の間げき比～擬似せん断弾性係数の関係

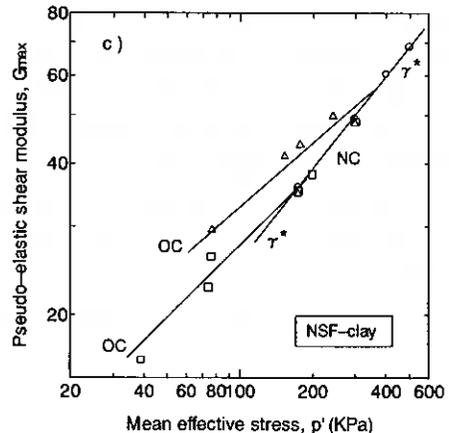


図 1-c NSF 粘土の擬似せん断弾性係数～平均有効主応力の関係

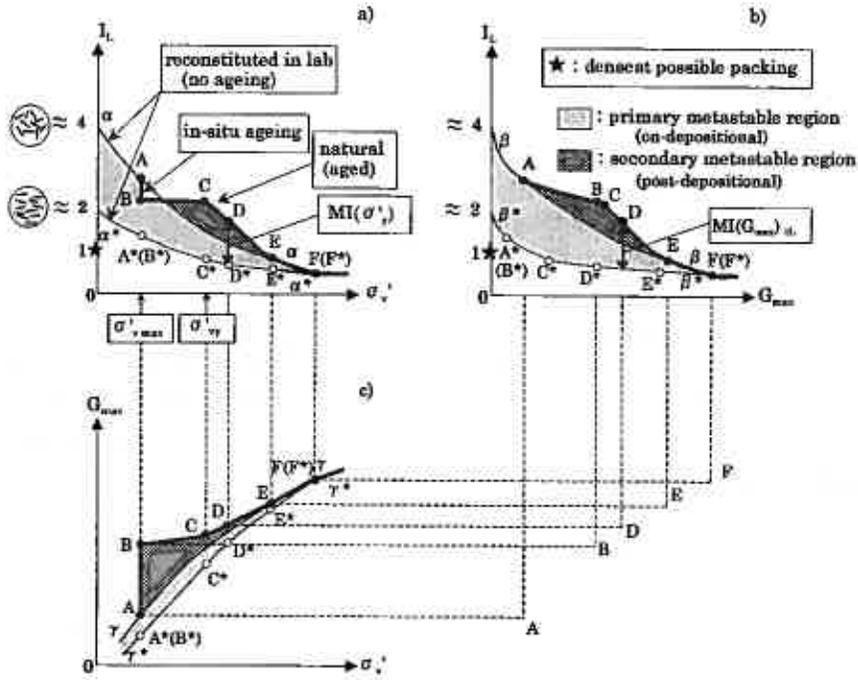


図 2 自然堆積粘土およびその室内再構成粘土における  $I_L \sim \sigma'_v \sim G_{max}$  の関係

の含水比に相当すると考えられる。一方、液性限界の2倍程度の含水比は室内再構成試料を作成するとき一般に用いられる含水比である<sup>13)</sup>。さらに液性限界の4倍と2倍の含水比は原地盤で粘土が堆積する状態での最も緩いおよび密な状態にも対応していると考えられる。図中の $\star$ 印 ( $I_L=1$ ) は堆積時において存在可能な最も密な状態を示しているがこれを室内で再現するのは難しい<sup>9)</sup>。

年代効果を受けた正規圧密状態にある粘土の圧縮曲

線は、年代効果を受けていない再構成粘土とは幾分異なる経路 ABCDEF をたどると考えられる。つまり有効鉛直応力  $\sigma'_v$  が堆積の進行とともに増加し、堆積終了時点で  $\alpha$ - $\alpha$  線上の点 A となる。以後  $I_L$  は年代効果により時間とともに点 A から減少し現在の点 B に至る。その間鉛直有効応力は堆積終了後ほぼ一定である。点 B から  $\alpha$ - $\alpha$ ,  $\alpha^*$ - $\alpha^*$  曲線と同じ速度で再圧縮した場合の経路は BCDEF のようになり  $e$ - $\sigma'_v$  関係において状態境界線  $\alpha$ - $\alpha$  線の右側へはみ出る場合もある。こ

の見かけの降伏点 C が  $\alpha$ - $\alpha$  線の右側に位置するのは堆積後構造（年代効果）による影響である<sup>9)</sup>。この結果、過圧密比つまり見かけの降伏応力と過去に受けた最大鉛直有効応力との比は 1 よりも大きくなる。載荷を続けると構造の破壊が以降の挙動に影響を及ぼし、点 E で  $\alpha$ - $\alpha$  曲線に交わる。そして最終的には完全に構造が破壊された点 F の状態になる。 $\alpha$ - $\alpha$  線と  $\alpha^*$ - $\alpha^*$  線で囲まれた網部分の領域は堆積時構造の違いによる領域、 $\alpha^*$ - $\alpha^*$  線上にはみ出る部分は堆積後構造により存在可能な領域と考えられる。

図 2-b の  $\beta$ - $\beta$  線、 $\beta^*$ - $\beta^*$  線に示すように、年代効果のない再構成試料の  $G_{max}$  は図 2-a の  $\alpha$ - $\alpha$  線、 $\alpha^*$ - $\alpha^*$  線と同様に  $I_L$  の減少に対して単調に増加する。 $\beta$ - $\beta$  線、 $\beta^*$ - $\beta^*$  線に囲まれた網掛けの部分は  $e \sim G_{max}$  関係における堆積時構造を示す領域である。点 A 以後、堆積後構造の発達により  $I_L$  の減少とともに  $G_{max}$  は増加し一般的な状態境界線  $\beta$ - $\beta$  から右側に離れ点 B に達する。点 B からさらに載荷すると弾性的な挙動を示し点 C に示す見かけの降伏点まで  $G_{max}$  はほとんど増加しない。その後のひずみにより堆積後構造が破壊し、点 F で  $\beta$ - $\beta$  線は  $\beta^*$ - $\beta^*$  線と交わる。その後は堆積時の構造による影響はみられない<sup>2),3)</sup>。図 2-c は  $G$  と  $\sigma_v'$  の関係を示す。図中の  $\gamma$ - $\gamma$  線、 $\gamma^*$ - $\gamma^*$  線はそれぞれ初期含水比が液性限界の 4 倍、2 倍である再構成試料に対応している。同一  $\sigma_v'$  における間げき比は  $\gamma$ - $\gamma$  線のほうが  $\gamma^*$ - $\gamma^*$  線より大きく、間げき比のみを考えれば  $\gamma^*$ - $\gamma^*$  線が  $\gamma$ - $\gamma$  線の上方に位置するが、堆積時構造による影響で順序は逆転する。堆積時構造の影響は応力が点 F をこえる範囲では十分小さくとなると考えられる。

### 5. 自然堆積粘土と室内再構成粘土の $I_L$ - $\sigma_v'$ - $G_{max}$ の関係 (事例)

図 3 と図 4 は有明粘土と Louiseville 粘土のベンダーエレメント試験結果を図 2 に対応する形に整理したものである。いずれの試料もラパールサンプラーを使用して同一深度から採取した自然堆積試料とその室内再構成試料を用いている。Louiseville 粘土（カナダ）地盤は、年代効果の影響により、正規圧密状態の粘土であるにもかかわらず、深度によらず降伏応力が土被り圧よりもほぼ一定値だけ大きいことがわかっている。辻ら<sup>10)</sup>によれば、この圧密降伏応力の分布特性からだけでなく、非排水せん断強度の深度方向分布から

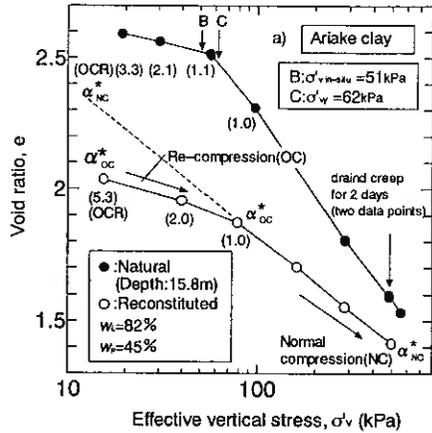


図 3-a 有明粘土の間げき比と平均有効主応力の関係

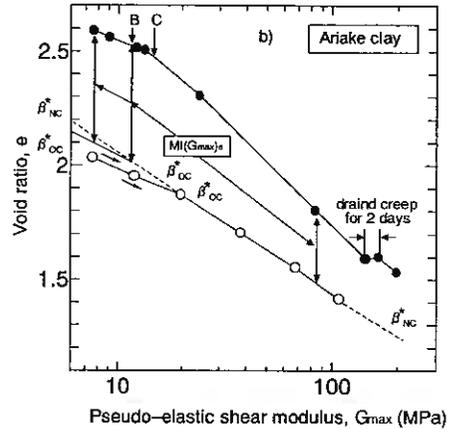


図 3-b 有明粘土の間げき比～擬似せん断弾性係数の関係

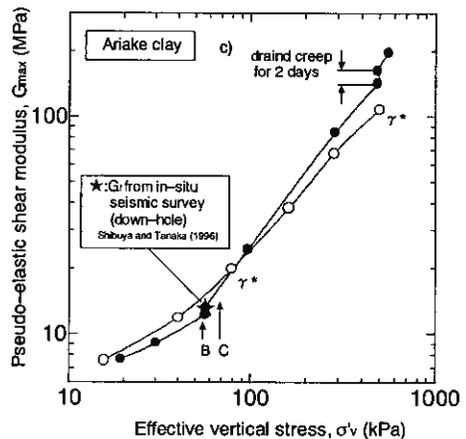


図 3-c 有明粘土の擬似せん断弾性係数～平均有効主応力の関係

も見かけの過圧密状態は粒子間結合の影響とされる。一方、有明粘土地盤では粒子間結合の兆候を示す実験データはない。

図3は、深度15.8mから採取した有明粘土について図2の $I_e - \sigma'_v - G_{max}$ 関係と同様に整理した図である。載荷開始から順に点Bに示す原地盤の鉛直有効応力の51 kPa (点B) まで再圧縮すると、間げき比は減小し $G_{max}$ は $\sigma'_v$ の増加に対して大きくなる。なお図3-c中の★印はせん断弾性波速度から求めた原地盤のせん断剛性率 $G_r$ である。室内での $G_{max}$ 測定値と一致しており、用いた試料の品質が良いことがわかる。さらに原地盤の鉛直有効応力をこえて処女載荷すると $\sigma'_{vy}$ が点Cに示す約62 kPaとなり過圧密比OCRは1.2であった。この試験では途中有効鉛直応力500 kPaにおいて二日間排水クリープをおこなったがその結果、間げき比はそれほど減少していないにもかかわらず $G_{max}$ は増加しており実験室での短時間での年代効果が確認できた。

図4に示すLouisville粘土の $I_e - \sigma'_v - G_{max}$ の関係は、有明粘土と若干異なる。有効土被り圧66 kPaまでの再圧縮過程での圧縮量は極めて小さく、 $G_{max}$ もほぼ一定であった。この有明とLouisvilleの自然堆積粘土の再圧縮特性の違いは堆積後構造の本質的な違いに原因があると考えられる。つまり有明粘土ではクリープによる影響が大きく、Louisville粘土ではクリープよりも粒子間結合の影響が大きいと考えられる。使用したLouisville試料は原地盤の有効上載圧での $G_{max}$ と $G_r$ がほぼ一致しており、有明粘土と同様に高品質であると考えられる。Louisville粘土で有効土被りをこえて圧密した点Cの圧密降伏応力は約170 kPaであった。以降構造の破壊が顕著になり $e$ 、 $\sigma'_v$ と $G_{max}$ 関係は最終的には再構成試料の曲線に300 kPaの点E(F)で交わる。除荷後の点U(OCR=63)での $G_{max}$ は、 $\sigma'_v$ が20 kPaでの点R(OCR=9)で示される再圧縮初期段階の $G_{max}$ と $e$ およびOCRの値がそれぞれ大きく異なるにもかかわらず一致している。これは処女載荷により粒子間結合が破壊した不可逆な挙動を示している。

以上の考察から、自然堆積粘土と室内再構成粘土の挙動を比較することで堆積時および堆積後構造の存在が確認できた。また構造の影響がなくなるまでに必要な鉛直有効応力の大きさに差があることが明らかになった。具体的にはLouisvilleの場合は原地盤の有効

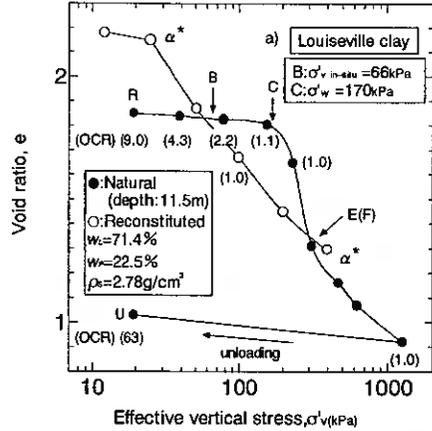


図 4-a Louisville 粘土の間げき比～平均有効主応力の関係 (データは Pradhan ら<sup>14)</sup>)

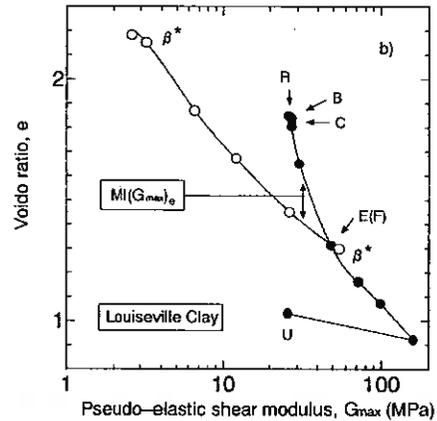


図 4-b Louisville 粘土の間げき比～擬似弾性せん断係数の関係

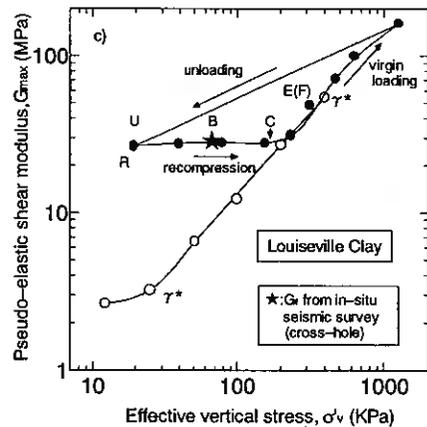


図 4-c Louisville 粘土の擬似せん断弾性係数～平均有効主応力の関係

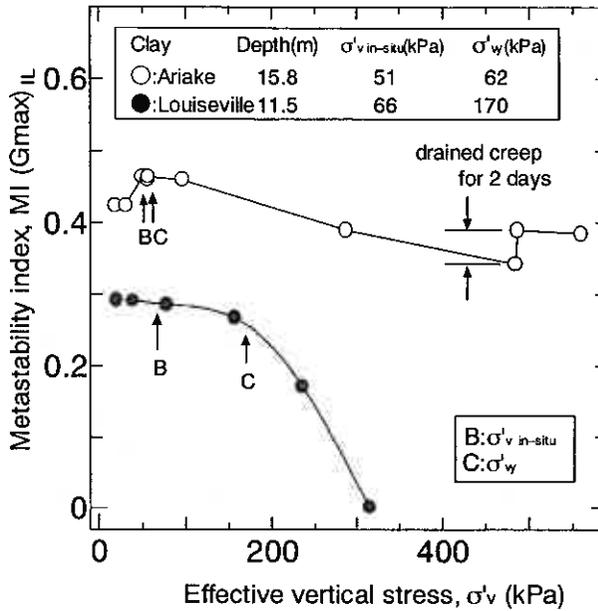


図 5 有明粘土および Louisville 粘土の  $MI(G_{max})_{IL}$  ~ 鉛直有効主応力の関係

鉛直応力の4倍で構造が完全に壊れたと考えられるが、有明粘土の場合には12倍でも堆積時の構造の影響が残留している。これは粒子間結合構造の卓越した Louisville 粘土では応力を増加することで明確に粒子間結合による構造が破壊するのに対して、一方堆積時構造の顕著な有明粘土においてはクリープによる構造の破壊は室内での短期間の試験では明確に認められない。

### 6. 構造安定化指数 $MI(G_{max})$ の導入

自然堆積粘土の有する構造には堆積時および堆積後構造があることに留意しつつ、再構成粘土と比較すること(つまり図2の曲線  $\alpha^* - \alpha^*$ ,  $\beta^* - \beta^*$ ,  $\gamma^* - \gamma^*$  との比較)により構造の定量的評価を試みる。原地盤における自然堆積粘土の構造の程度を表わすために構造安定化指数(MI)が提案されている。これは同じ  $\sigma'_{vy}$  での自然堆積粘土と再構成試料との液性指数の差をもって構造を定量化できるとされている<sup>10)</sup>。図2-aに示すように原地盤の自然堆積粘土のMIは以下の式で表

わせる。

$$MI(\sigma'_{vy}) = (I_L - I_{L\alpha^* \alpha^*}) \quad (4)$$

ここで明らかに  $MI(\sigma'_{vy})$  には2つの欠点がある。第一に  $\sigma'_{vy}$  はせん断の速度あるいは試料の乱れによって変化する。第二に一連の異なる年代効果をうけた試料であっても同じ値の  $MI(\sigma'_{vy})$  が存在するという問題がある。これでは一つの値  $MI(\sigma'_{vy})$  が特定の年代効果をうけた一つの構造に対応していないことになり、指標として使用するには問題がある。一方で図3および4から  $G_{max}$  の挙動は構造の影響をより適切に反映していると考えられる。そこで構造の程度を表現する以下の式を提案する。

一次的性質( $\rho_s, \omega_p, \omega_L$  等)の等しい粘土に対して

$$MI(G_{max})_e = (e - e^*)_{\text{current } G_{max}}$$

一次的性質( $\rho_s, \omega_p, \omega_L$  等)の異なる粘土に対して

$$MI(G_{max})_{IL} = (I_L - I_{L\beta^* \beta^*})_{\text{current } G_{max}} \quad (5)$$

これらを  $G_{max}$  で定義される構造安定度指標と呼ぶ。 $MI(G_{max})_{IL}$  は、自然堆積粘土と室内再構成試料での等価な  $G_{max}$  における  $e$  あるいは  $I_L$  の差で定義される。ここで  $e$  と  $e^*$  はそれぞれ自然堆積粘土、再構成粘土(初期  $I_L \approx 2$ )の間げき比である。

図 5 は Louisville 粘土と有明粘土について、この  $MI(G_{max})_{IL}$  を用いて原地盤の構造を評価した結果である。鉛直有効応力と  $MI(G_{max})_{IL}$  のプロットにおいて、有明粘土の場合には再圧縮部分と正規圧密部分で特徴が異なっていることがわかる。そこで  $MI(G_{max})_{IL}$  を計算する際に、図 3-b の  $\beta^* - \beta^*$  線の過圧密状態における直線部分  $(\beta^* - \beta^*)_{oc}$  と正規圧密状態における直線部分  $(\beta^* - \beta^*)_{nc}$  を比較の基準線とした。有明粘土では再圧縮部分の  $MI(G_{max})_{IL}$  は 4.2~4.5 でありさほど構造が壊されないが、さらに鉛直有効応力が増加した正規圧密部分では  $MI(G_{max})_{IL}$  は次第に減少し構造の破壊が進行していることがわかる。途中有効鉛直応力 500kPa で 2 日間クリープした結果、 $MI(G_{max})_{IL}$  が明らかに増加しており、室内での構造の高位化(re-structuration) が表現できている。Louisville 粘土においても再圧縮部分では  $MI(G_{max})_{IL}$  はおおよそ 3 で

一定であるが、鉛直応力が圧密降伏応力をこえ  $\sigma'_v$  を増加させると最終的に自然堆積粘土の構造が完全に破壊し、 $MI(G_{max})_{IL}$  はゼロとなる様子が定量的によく表現できている。

## 7. まとめ

1. 自然堆積粘土がもつ構造は、堆積時にできる構造と堆積後にクリープあるいは粒子間結合によって付加される構造とからなると考えられる。
2. 自然堆積粘土とその室内再構成試料(初期  $I_L \approx 2$ )の圧縮曲線およびせん断弾性係数  $G_{max}$  の比較から、年代効果による自然堆積粘土特有の構造の存在を確認した。構造の定量化のために  $e$ (あるいは  $I_L$ )~ $G_{max}$  に着目した構造安定度指数  $MI(G_{max})_{IL}$  関係を提案した。

謝辞: Louisville 粘土の試験データを使用させて頂いた横浜国立大学・故プラダンテージ先生、ロハーニ氏、有明粘土試料を提供して頂いた運輸省港湾技術研究所・田中洋行、田中正典氏に謝意を表します。また、データ整理に協力を得た本学卒論生の古道知弘君に感謝いたします。

## <参考文献>

- 1) Jardine, R.J. (1992): "Some observations on the kinematic nature of soil stiffness," *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.111-124.
- 2) Lerouiel, S. and Marques, M.E.S. (1996): "Importance of strain rate and temperature effect in geotechnical engineering," *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behaviour* (Sheahan, T.C. and Kaliakin, V.N. eds), ASCE GSP No.61, pp.1-60.
- 3) Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presiti, D.C.F., Di Benedetto, H. and Kodaka, T. (1997): "Characterizing the pre-failure properties of geomaterials," *Theme Lecture for Plenary Session 1, Proc. of 13th ICSMFE, Hamburg*, Vol.4(in print).
- 4) Kokusho, T. (1987): "In-situ dynamic properties and their evaluations," *Proc. of eight Asian Regional Conference on SMFE, Kyoto*, Vol.2, pp.215-240.
- 5) Anderson, D.G. and Stokoe, K.H. (1978): "Shear modulus: A time-dependent material property," *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP654, pp.69-90.
- 6) Leroueil, S. and Vaughan, P.R. (1990): "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks," *Geotechnique*, Vol.40, No.3, pp.467-488.
- 7) Imai, G. (1995): "Analytical examination for the foundations to formulate consolidation phenomena with inherent time-dependence," *Keynote paper, Proc. Inter. Sympo. on Compression and Consolidation of Clayey Soils* (Yoshikuni, H. and Kusakabe, O. eds), Balkema, Vol.2, pp.891-935.
- 8) Tsuchida, T. and Gympo, M. (1995): "Unified model of e-logp relationship with the consideration of

- the effect of initial void ratio," Compression and Consolidation of Clayey Soils (Yoshikuni, H. and Kusakabe, O. eds), Balkema, Vol.1, pp379-384.
- 9) 三笠 (1964) : 「繰り返し圧密による液性限界試験 (第1報)」第23回土質工学研究発表会, pp 195-196
  - 10) 川口・三田地・大木 (1998) : 「三軸圧縮・伸張条件下での粘性土の変形挙動」土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第3部 (A), pp. 78-79
  - 11) 澁谷・杉本 (1995) : 「正規圧密粘性土地盤における弾性せん断剛性率の簡易推定法」第30回土質工学研究発表会, pp. 913-914
  - 12) Oka, F., Yashima, A., Hashimoto, T. and Amemiya, M.(1996): " Application of Laval type large diameter sampler to soft clay in Japan," Soils and Foundations, Vol.36, No.3, pp.99-111.
  - 13) Burland, J.B. (1990): " On the compressibility and shear strength of natural clays," Geotechnique, Vol.40, No.3, pp.329-378.
  - 14) Pradhan, T.B.S. and Lohani, T.N. (1998): " Effect of soil structure on Gmax of clays " 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第3部 (A), pp.180-181.
  - 15) 辻・Loan・半沢 (1998) : 「有明, Bothkennar, Champlain および Drammen 粘土の一面せん断試験結果」土木学会論文集 No.603/III-44, pp.167-177
  - 16) Soga, K., Mitchell, J.K. and Hon, M. (1996): " Rate-dependent deformation of structured natural clays, " Measureing and Modeling Time Dependent Soil Behavior (Sheahan, T.C. and Kaliakin, V.N. eds), ASCE GSP No.61, pp.243-257.

石炭灰による流動化処理土への適用性に関する検討

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 山澤 文雄  
正会員 西川 純一  
正会員 佐藤 厚子  
北海道電力(株)総合研究所 小林 仁  
柳原 敦仁

1. まえがき

近年、発生土の処理が問題化している。そのため、リサイクル利用に向けた研究開発の取り組みが盛んな状況にある。石炭火力発電所から排出される石炭灰もこうした発生土の一つであり、従来からリサイクル利用の取り組みがなされている。

そこで、石炭灰の有効利用を推進する研究の一環として、付加価値を高めた土木材料のひとつである流動化処理土への利用を考えた。これまでに研究されている流動化処理土に関する技術<sup>1)</sup>を参考として、石炭灰を原材料とする流動化処理土を作成し、その特性および利用方法、可能性を検討した。その結果、石炭灰流動化処理土作成の可能性が明らかになったので報告する。

2. 試験概要

2.1 石炭灰

試験に用いた石炭灰は苫東厚真発電所より排出された外国炭の新生灰である。石炭灰の性状を表-1に示す。石炭灰の含水比はほとんど0%、コンシステンシー限界はN.P.である。今回使用した石炭灰のpHは12.5, 11.5と強アルカリ性である。苫東厚真発電所のボイラには、出力や製造年が異なる1号機と2号機のボイラがあり、それぞれのボイラより排出される石炭灰の性状が異なることから、1号機より排出される石炭灰を1号灰、2号機より排出される石炭灰を2号灰と称する。1号灰と2号灰とでは、強熱減量に大きな違いがあり、今回用いた石炭灰については、1号灰は17.3%、2号灰は3.7%で1号灰の方が未燃分が多い。

今回使用した石炭灰の粒径加積曲線を図-1、締固め曲線を図-2に示す。全体的に粒径は2号灰の方が1号灰より小さい。1号灰の最大乾燥密度は0.923g/cm<sup>3</sup>、最適含水比は43%、2号灰の最大乾燥密度は1.474g/cm<sup>3</sup>、最

表-1 石炭灰の性状

石炭灰名		1号灰*1	2号灰*2
基 本 物 性 値	含水比 w(%)	0.13	0.12
	土粒子の密度 ρs(g/cm <sup>3</sup> )	2.125	2.334
	粒 度 特 性		
	礫分 2~75mm(%)	0	0
	砂分 75μm~2mm(%)	17	6
	シルト分 5~75μm (%)	76	81
	粘土分 5μm未満(%)	7	13
	均等係数 Uc	3.74	4.00
	曲率係数 Uc'	1.56	1.51
	日本統一土質分類名	ML	ML
性 値	pH	12.5	11.5
	強熱減量 Li(%)	17.3	3.7
	最大乾燥密度 ρdmax(g/cm <sup>3</sup> )	0.923	1.474
	最適含水比 wopt(%)	43.0	19.2
化 学 物 性 値	二酸化けい素*3	47.0	59.1
	二酸化けい素	49.1	58.6
	酸化アルミウム	19.1	21.3
	酸化第二鉄	3.2	5.8
	酸化カルシウム	4.4	3.6
	三酸化硫黄	0.5	0.6
	酸化マグネシウム	1.0	1.5
	酸化ナトリウム	0.3	0.7
酸化カリウム	1.7	2.0	
二酸化チタン	0.9	1.1	
酸化マンガン	0.1	0.2	

\*1 MO40/OB60 オーストラリア(モース)40%とカナダ(オベット)60%の混炭

\*2 MO60/OB40 オーストラリア(モース)60%とカナダ(オベット)40%の混炭

\*3 JIS規格の分析

\*4 蛍光X線分析

A study on application of coal ash to liquefied stabilized soil

Fumio YAMASAWA, Jun'ichi NISHIKAWA, Atsuko SATO (Hokkaido Development Bureau)

Hitoshi KOBAYASHI, Atsuhito SAKAKIBARA (Hokkaido Electric Power CO., Inc.)

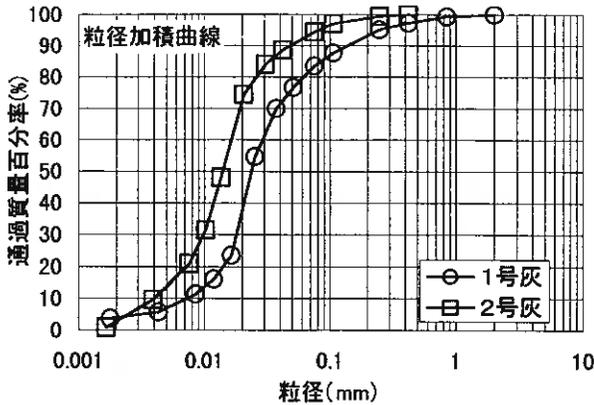


図-1 粒径加積曲線

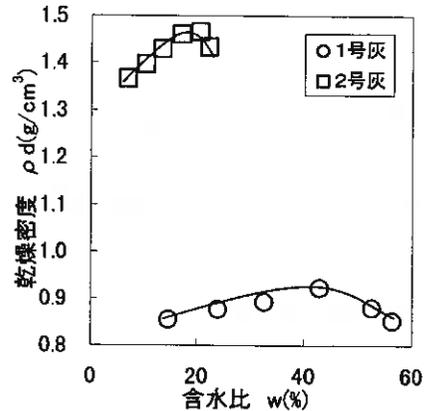


図-2 締固め曲線

適含水比は19.2%であり、締固め曲線は1号灰と2号灰で大きく異なり、2号灰は締固め曲線から最大乾燥密度を明確に求めることができる。一般に締固め曲線の形状は粒度特性の影響を大きく受けるが、2つの石炭灰の基本物性値は土粒子の密度が異なっているほかは、ほとんど等しく、一般の土砂とは異なった特性があるといえる。また、2つの石炭灰は最適含水比をすぎるとモールドから水分があふれ出て、締固め試験ができなくなる。このことから、最適含水比をすぎると石炭灰と水とが分離しやすくなり、流動化処理土の作成が不可能となるので加水量には注意を払う必要がある。

## 2. 2 試験方法

石炭灰に固化材と水を加えて流動化処理土を作成し、その物理特性、力学特性を求めた。石炭灰量、固化材量、加水量は配合時の流動性と7日養生後の一軸圧縮強さに着目して決めた。配合は表-2のとおりである。なお、固化材としては、少ない投入量で強度を確保できる一般軟弱土用固化材を用いるのが一般的であるが、一般軟弱土用固化材は高価であるため、普通ポルトランドセメントと比較し効果を確認した。加えた水は水道水である。流動化処理土は加水して作成することから、流動化処理土の含水比を調整含水比と呼ぶこととする。なお、この配合での固化材量、調整含水比ともに石炭灰の重量に対するものである。

流動化処理土を作成するにあたり、施工性に着目して特性を検討することとした。物理特性試験として、流動化処理土は加水量が多いため材料分離の影響を考えブリージング試験を、石炭灰および固化材のpHが高いことから環境への影響を調べるためpH試験を行った。なお、ブリージング試験は、土木学会基準「プレキャストコンクリートの注入モルタルのブリージング率および膨張率試験法（ポリエチレン袋方法）」<sup>2)</sup>で行った。測定開始より3～5時間後に

表-2 配合表

固化材名	1号灰		2号灰	
	固化材量	調整含水比	固化材量	調整含水比
軟弱土用固化材	2.5	57.5	1.5	30
		60		32.5
		65		35
		70		37.5
	5.0	57.5	2.5	30
		60		32.5
		65		35
		70		37.5
	7.5	57.5	3.5	30
		60		32.5
		65		35
		70		37.5
10	57.5	5.0	30	
	60		32.5	
	65		35	
	70		37.5	
ポルトランドセメント	5.0	60	1.5	30
				37.5
	7.5	57.5	5.0	32.5
		60		35
		65		37.5
		70		
	10	57.5	10	30
		60		32.5
		65		35
		70		37.5
15	57.5	15	30	
	60			
	65			
	70		37.5	

ブリージング率が最大になる<sup>3)</sup>のが一般的なので3時間経過後の値を採用した。

また、流動化処理土の施工はポンプ圧送となるので、ある程度の流動性が必要である。そこで流動性を調べる試験として、流動化処理土に一般的に用いられている試験法であるシリンダーフロー試験を行った。シリンダーフロー試験は、日本道路公団基準「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<sup>4)</sup>に従った。

また、力学特性試験として一軸圧縮試験を行った。供試体の作製は、地盤工学会「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」<sup>5)</sup>に従い、試験は7、28、91日養生後に実施した。

### 3. 試験結果及び考察

#### 3.1 物理特性

##### 3.1.1 ブリージング

ブリージングは加水量に関係することから、石炭灰と水を混合した時の調整含水比とブリージング率の関係を図-3に示す。ブリージング率の基準値を建設省土木研究所の要求案<sup>6)</sup>に従い地下空間、小規模空洞の充填の基準である3%未満とした。

ブリージング率は1号灰および2号灰を材料とする流動化処理土の調整含水比が増加するに従い大きくなる。また、2号灰を材料とする流動化処理土は調整含水比が大きくなってもブリージング率の変化は小さいが、1号灰を材料とする流動化処理土は調整含水比が大きくなるとブリージング率も大きく変化している。

一般軟弱土用固化材、ポルトランドセメントのいずれを用いても、1号灰および2号灰を材料とする流動化処理土のブリージング率に影響を与えない。しかし、多少のばらつきもあるものの固化材量が大きくなるとブリージング率は小さくなる傾向にある。

##### 3.1.2 pH

今回使用した2種類の石炭灰のpHは強アルカリ性である。このため、石炭灰を流動化処理土に用いる場合、環境の影響を考慮しなければならない。そこで、時間経過に伴うpHの変化を、1号灰にポルトランドセメント10%を添加した流動化処理土により求めた(図-4)。石炭灰流動化処理土のpHはともにほぼ12程度であり時間経過が大きくなるとpHは小さくなるものの、その変化はごくわずかである。他の流動化処理土でも同様の傾向である。

##### 3.1.3 フロー

流動性は加水量に関係することから、調整含水比とフロー値の関係を図-5に示す。

フロー値の基準値は、ポンプ圧送性や施工性を考慮して、160mm以上<sup>9)</sup>とした。固化材の種類や固化材量よりも調整含水比がフロー値に大きく影響を与えることがわかる。1号灰を材料とする流動化処理土は調

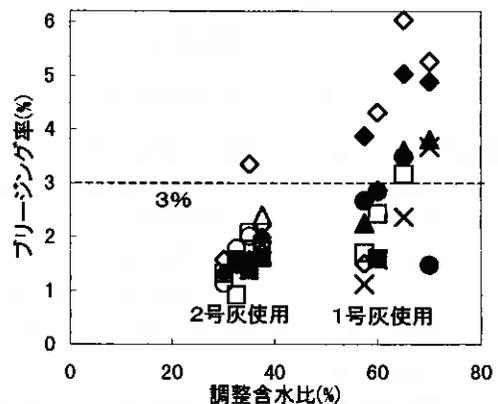


図-3 調整含水比とブリージング率の関係

S: 一般軟弱土用固化材

P: 普通ポルトランドセメント

○: S, 1.5%, □: S, 2.5%, △: S, 3.5%

◇: S, 5.0%, ●: S, 7.5%, ■: P, 5.0%

▲: P, 7.5%, ◆: P, 10%, ×: P, 15%

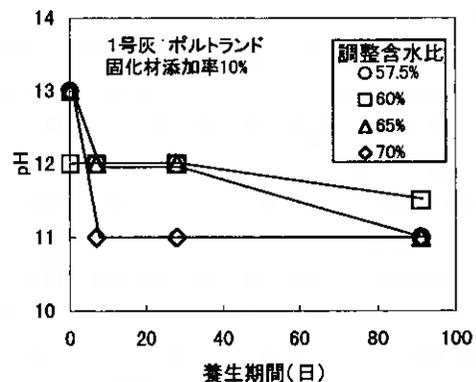


図-4 時間経過によるpHの変化図

調整含水比が大きくなってもフロー値の増加が小さいが、2号灰を材料とする流動化処理土は調整含水比が大きくなるとフロー値は大きく増加している。

### 3. 2 強度特性

強度特性を7日養生後の一軸圧縮強さで確認した。固化材および添加率の違いが調整含水比と一軸圧縮強さの関係に与える影響を図-6に示す。7日養生後の一軸圧縮強さの基準を建設省土木研究所の要求案<sup>9)</sup>に従い、地下空間、小規模空洞の充填の基準である $2\text{ kgf/cm}^2$ 以上とした。

いずれの流動化処理土でも調整含水比が大きくなると一軸圧縮強さは減少し、固化材添加率が増加すると一軸圧縮強さも増加する傾向がある。固化材の種類で比較すると、1号灰および2号灰を材料とする流動化処理土では、一般軟弱土用固化材も普通ポルトランドセメントもほぼ同じ強度である。このことから、石炭灰を材料とする流動化処理土では、高価な一般軟弱土用固化材を用いなくても普通ポルトランドセメントを利用できることがわかった。

次に、養生期間と一軸圧縮強さの関係を求めた。図-7は、1号灰を材料とし調整含水比60%の流動化処理土の一軸圧縮強さ変化を示したものである。どの固化材、どの添加率でも一軸圧縮強さは養生期間とともに増加している。また、固化材添加率が高い流動化処理土の方が、固化材添加率の小さい流動化処理土と比べて、養生期間による一軸圧縮強さののびは大きくなっている。今回の目標強度である7日養生後で $2\text{ kgf/cm}^2$ となる固化材添加率は、調整含水比によって多少異なるが1号灰および2号灰を材料とする流動化処理土ともに2%程度であることがわかった。

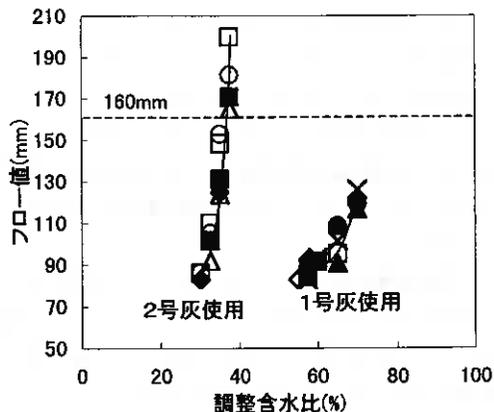


図-5 調整含水比とフロー値の関係

- S : 一般軟弱土用固化材
- P : 普通ポルトランドセメント
- : S, 1.5%、□ : S, 2.5%、△ : S, 3.5%
- ◇ : S, 5.0%、● : S, 7.5%、■ : P, 5.0%
- ▲ : P, 7.5%、◆ : P, 10%、× : P, 15%

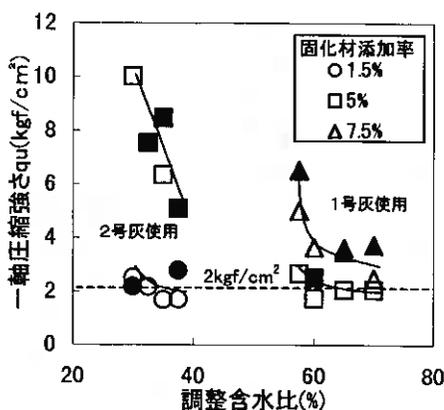


図-6 調整含水比と一軸圧縮強さの関係

- 白抜き : 一般軟弱土用固化材
- 黒塗り : 普通ポルトランドセメント

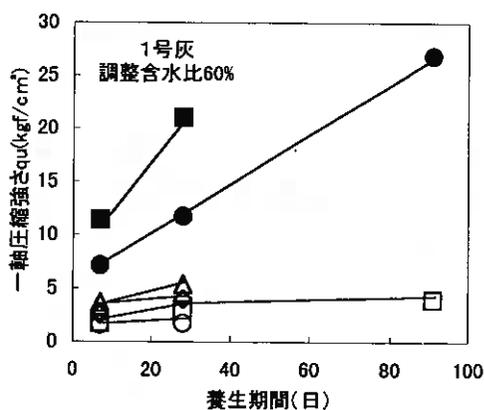


図-7 養生期間による一軸圧縮強さ

- S : 一般軟弱土用固化材
- P : 普通ポルトランドセメント
- : S, 2.5%、□ : S, 5.0%、△ : S, 7.5%
- ◇ : P, 7.5%、● : P, 10%、■ : P, 15%

### 3. 3 密度

石炭灰流動化処理土の調整含水比と7日養生後の湿潤密度の関係を図-8に示す。1号灰を材料とする流動化処理土の密度は1.5tf/m<sup>3</sup>程度、2号灰を材料とする流動化処理土の密度は1.75tf/m<sup>3</sup>程度となり、一般の砂、砂礫の単位体積重量<sup>7)</sup>である2.0tf/m<sup>3</sup>、粒土配合の悪い砂、粘性土の単位体積重量<sup>7)</sup>である1.8tf/m<sup>3</sup>よりも軽い。

石炭灰流動化処理土が一般の土よりも軽量であり、7日養生後には自立性を持っていることから、鉛直土圧、水平土圧の軽減の効果に期待した、軽量盛土、軽量充填材としての用途が考えられる。

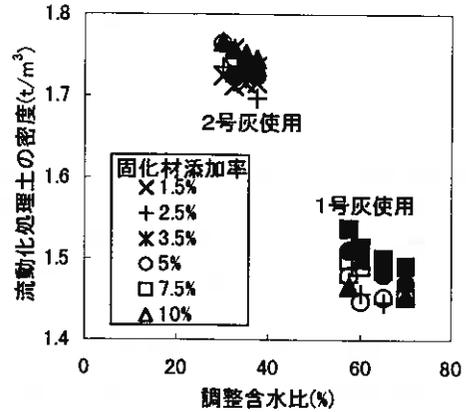


図-8 調整含水比と密度の関係

白抜き：一般軟弱土用固化材

黒塗り：普通ポルトランドセメント

### 4. 配合決定

流動化処理土を作成する場合の配合について検討した。1号灰および2号灰を材料とする流動化処理土に一般軟弱土用固化材を使用したときのブリージング率とシリンダーフロー値の関係を示した(図-9、図-10)。

ブリージング率の基準値は3%未満、フロー値の基準値は160mm以上である。1号灰を材料とする流動化処理土を作成するためには、調整含水比65%以上ではブリージング率が基準値の3%を越えるので、これより調整含水比を低くしなければならない。この調整含水比65%未満ではシリンダーフロー値は100mm程度であり基準を満たしていない。このことから、1号灰を材料とする流動化処理土は加水量の調整だけでは、ブリージング率とフロー値の両方の基準を満たすことができないので、フロー値をあげブリージング率をおさえるような何らかの対策が必要である。

一方、2号灰を材料とする場合は、今回の試験で行った調整含水比37.5%までは、ブリージング率の基

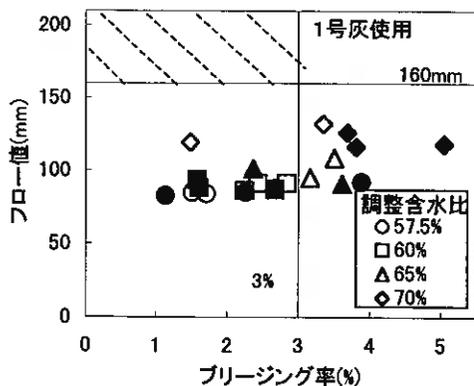


図-9 1号灰を材料とする流動化処理土のブリージングとフロー値の関係

斜線部はブリージング率3%未満、フロー値160mm以上の領域である。

白抜き：一般軟弱土用固化材

黒塗り：普通ポルトランドセメント

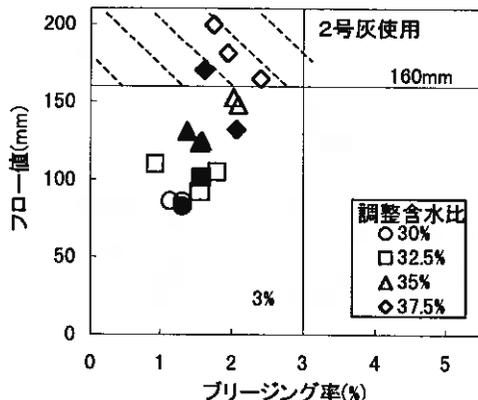


図-10 2号灰を材料とする流動化処理土のブリージングとフロー値の関係

斜線部はブリージング率3%未満、フロー値160mm以上の領域である。

白抜き：一般軟弱土用固化材

黒塗り：普通ポルトランドセメント

準値を満足している。シリンダーフロー値については、調整含水比37.5%以上でフロー値160mm以上を確保できる。このことから、2号灰を材料とする場合は調整含水比が37.5%以上となるよう加水量を調節すればよい。

## 5. まとめ

今回の苫東厚真発電所より発生した石炭灰の試験結果より、次のことが言える。

- ①石炭灰を材料とする流動化処理土は灰の種類により物理的、力学的性質が大きく異なる。
- ②特に流動化処理土の流動性は、石炭灰の種類にかかわらず固化材の種類や量よりも調整含水比が大きく影響する。
- ③石炭灰を材料とする流動化処理土の固化材には、一般軟弱土用固化材と普通ポルトランドセメントがほぼ同じ効果を発揮しているため、安価な普通ポルトランドセメントを利用できる。
- ④取り上げた2種類の石炭灰のうち、1号灰を材料とする場合は、ブリージング率をおさえる何らかの対策が必要であり、2号灰を材料とする場合は、調整含水比と固化材の調整で流動化処理土を作成できる。

## 6. あとがき

今回の試験では、石炭灰を流動化処理土の材料として適用できることがわかった。今後は、石炭灰のどの性質が影響があるのかを調べるため、石炭灰の種類、配合等を増やし流動化処理土の特性を調べたい。

最後に本研究を実施するにあたり北海学園大学 平成10年度4年生山田知也君には、試験等に協力していただいた。ここに記して謝意を表します。

## <参考文献>

- 1) 松田泰明、大江裕一、西川純一：現地発生土を用いた新しい軽量盛土・土圧軽減工法の開発について、第39回北海道開発局技術研究発表会、1996.2
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 基準編、1996
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書 施行編、1996
- 4) 日本道路公団：日本道路公団試験方法、1985
- 5) 地盤工学会：土質試験の方法と解説、1990
- 6) 建設省土木研究所：流動化処理土利用技術マニュアル、1997.12
- 7) 土木学会：国鉄建造物設計標準（基礎構造物、抗土圧構造物）、土木学会、1986

## 表土処理土の盛土利用への検討

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 渡辺 英  
" 正会員 西川 純一  
" 正会員 林 宏規

### 1. はじめに

道路建設、とりわけ山間部・丘陵地を通り、大土工となる高規格道路等の建設にあたっては、大量の伐根物及びすき取り物が発生している現状にある。このうち、表層のすき取り物については、処理施設の整備が遅れており、その処理に苦慮しつつ現在に至っている。また、現行の盛土施工における表土の取り扱い、有機物を多く含みそのまま盛土を行うと不同沈下などを生じる恐れがあることからすき取りを実施し、すき取り物を盛土材料とするのは本来好ましい方法とはいえないとしてきた。

しかし、近年、事業を行うに際し、再生資源を利用するよう努めるとともに、建設工事に係る副産物の全部若しくは一部を再生資源として利用することを促進することが要請されている。そこで、切土作業時に発生するすき取り物を取り上げ、その有効利用を目的に、すき取り物を盛土材料とする表土処理土の盛土利用について検討したので報告する。

### 2. 表土処理土の盛土材料としての現行の取扱い

これまでの道路土工の盛土施工に関し、すき取り物等の取り扱いについて記述している要領、指針及び仕様書がいくつかある。

日本道路協会の道路土工要綱<sup>1)</sup>及び道路土工—施工指針<sup>2)</sup>では、施工が容易で、せん断強度が大きく、圧縮性の小さい土が盛土材料として好ましいとされている。さらに、表土部分は草木根の混入が多く、かなり有機質であるので、盛土材料としての利用はあまり好ましくないとしている。

北海道開発局の道路・河川工事仕様書<sup>3)</sup>や道路工事設計施工要領<sup>4)</sup>にはすき取り物を盛土材料に利用するための直接的な規定はない。ただし、切土箇所及び土取り場において、すき取りを実施することが規定されている。

日本道路公団の設計要領<sup>5)</sup>によると、切土部分から発生する伐開除根土は原則として捨土するものとしているが、客土工事などでは一定の条件下、本体盛土への使用が許されている。これらの条件は、①高さが7m程度以上の盛土の下部に用い、厚さ1m程度を限度とする、②大きな切り株などは可能な限り取り除く、③傾斜地盤など盛土の安定上問題のある箇所は避ける、④十分な締固めを行う、である。

以上、すき取り物を盛土材料に利用する条件を定めている機関は日本道路公団だけである。これにおいても、すき取り物は原則として捨土するもので、本体盛土への使用にあたっては、条件が付帯されている。

### 3. 表土処理土の取り扱いと処分の実態

従来、すき取り物は、建設工事によって発生する建設副産物(図-1)のひとつとして、一般廃棄物処理場(最終処分場)へ搬出し、処分が行われてきた。これはすき取り物を建設発生土と見なす明かな規定がないこと、再資源化する方法が確立していないことが主な理由である。

したがって、北海道開発局内の各現場においては、「北海道開発局の建設副産物適正処理マニュアル」<sup>6)</sup>により、すき取り物処理を行ってきた。

現行の建設副産物対策の基本的な考え方<sup>7)</sup>を整理すると、次の通りである。

①発生の抑制、 ②再利用の促進、 ③適正処分の徹底

これを3本柱とし、関係者がそれぞれの責務を分担し、着実に実施していくことである。

Utilization of surface soil as filling materials

Suguru WATANABE, Jun'ichi NISHIKAWA, Hirochika HAYASI (Hokkaido Development Bureau)

また、「建設業に属する事業を行う者の再生資源の利用に関する判断の基準となるべき事項を定める省令」（平成3年10月25日建設省令第19号）の再生資源の利用の原則（第3条）にあるように、再生資源を建設資材として用いた施工を行うことが奨励されている。さらに、「建設発生土利用技術マニュアル（監修 建設省大臣官房技術調査室）」<sup>91</sup>の道路路体用盛土への利用においては、第1種建設発生土から第3種建設発生土に加え、第4種建設発生土についても土質改良若しくは施工上の工夫を選定しながら利用する考え方が示されている。

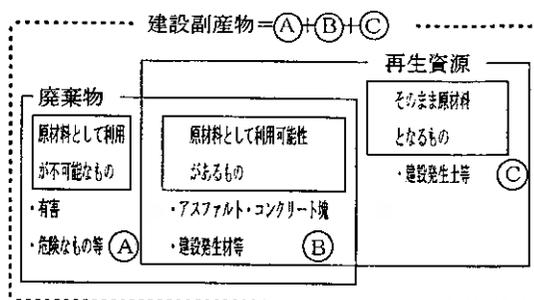


図-1 建設副産物の区分

#### 4. 盛土材料としての表土処理土の問題点

道路盛土に対して要求される性質は、次の3点に集約される<sup>9)</sup>。

- ①盛土の安定上必要なせん断強さがあること。
- ②盛土の沈下が路面に悪影響を及ぼさないこと。
- ③施工中の建設機械の走行性能を害さないこと（トラフィカビリティーの確保）。

すき取り物は、表土と草木及びその根が混在したものであることから、有機物を多く含み、含水比が高く、腐植による体積減少が著しい。従って、上記条件から考えると盛土材として必ずしも良い材料とは言えない。

以上のことから、無条件にすき取り物を盛土材料に適用することは出来ないので、適用する場合の条件を検討する必要がある。

#### 5. 室内試験による検討<sup>10)</sup>

表土処理土を盛土の一部に使用した場合における安定性の目安を得る目的で盛土の安定計算を行った。計算方法は、円弧すべり分割法とし、計算条件は以下の通りである。

①表土処理土を盛土の一部に敷設する位置は、原地盤から厚さ1mとする。

②表土処理土の湿潤密度は1.6 t/m<sup>3</sup>とし、強度定数は三軸圧縮試験結果の最低値である粘着力を3 t/m<sup>3</sup>、せん断抵抗角を2°とする。

③本体盛土の定数は砂質土を仮定し、湿潤密度を1.9 t/m<sup>3</sup>、せん断抵抗角を30°とする。

盛土高さとも最小安全率の関係を図-2に示す。盛土構造物に要求される安全率は、 $F_s \geq 1.2$ であることから<sup>11)</sup>、この計算においては盛土高さ10m程度までは安定上問題がない結果を得た。図-3は盛土高さと沈下量の関係である。有機物が分解すると仮定した場合、盛土高さ10m程度までであれば、沈下量が約30cm以下に収まる結果となった。

#### 6. 試験施工の概要

前述の室内試験の検討結果を踏まえ、現場において試験施工を実施し、以下の項目について検討を実施した。

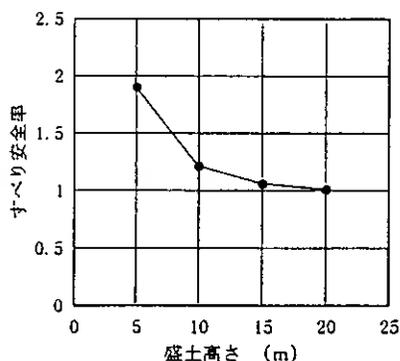


図-2 盛土高さと安全率

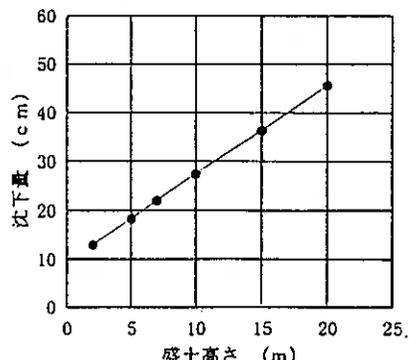


図-3 盛土高さと沈下量

- ①コーン指数  $3.0 \text{ kg f/cm}^2$  未満のすき取り物の改良方法（良質土との混合）。
- ②すき取り物を盛土に用いた場合の施工性（トラフィック能力と現場密度）。
- ③盛土に用いた場合の安定、長期的沈下。
- ④盛土に用いた場合の適切な施工及び品質管理方法。

施工試験箇所は、3カ所で開催しており、1箇所2試料が2箇所を含め計5試料において、試験施工を実施した。当該試験施工箇所での作業は、基本的に通常盛土作業と同様であり、表土処理土の材料であるすき取り物発生箇所から仮置ヤードに一時堆積後、試験施工ヤードに搬出し、1層30cmに転圧し、層厚60cm及び90cmの2ケースによる施工を実施した。下記に全体の試験施工の流れを図-4に示す。

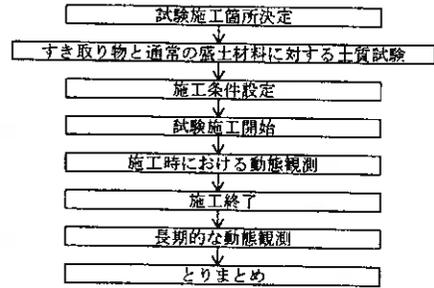


図-4 試験施工の流れ

また、各現場に共通した試験・調査項目とその目的は、以下の通りであり、計器等の配置を図-5に示す。

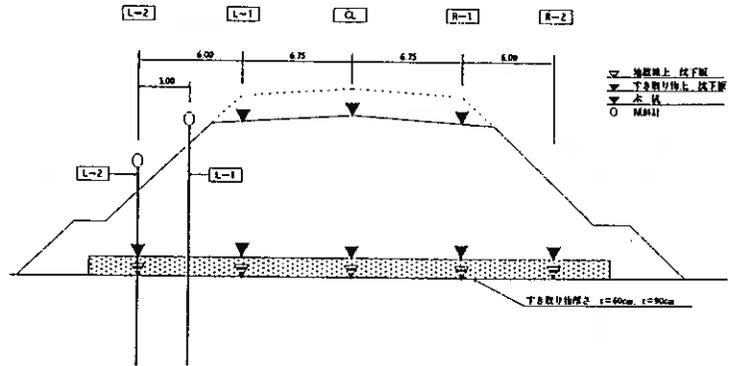


図-5 計測器等配置横断面図

(1) 沈下板による沈下計測  
 本体盛土施工に伴うすき取り物の圧縮量を把握するため、地盤線およびすき取り物上で沈下計測を実施した。

(2) 木杭による沈下計測  
 すき取り物の圧縮が盛土天端面に与える影響を調べるため、盛土天端面での沈下計測を実施した。

(3) 傾斜計による変位計測  
 本体盛土に伴うすき取り物の水平変位量を把握するため、傾斜計による計測を実施した。

(4) 品質試験  
 すき取り物も本体盛土同様に密度管理の対象とし、原位置においてコーンペネトロメーターによる貫入試験を実施した。

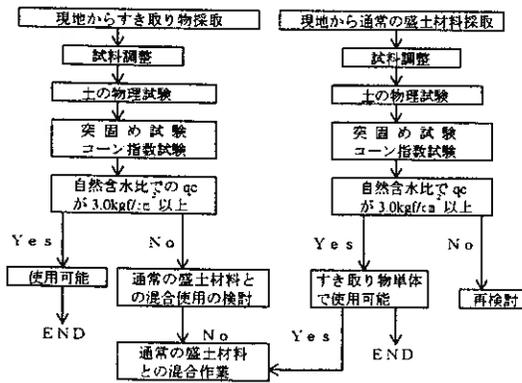


図-6 現場管理のための土質試験の流れ

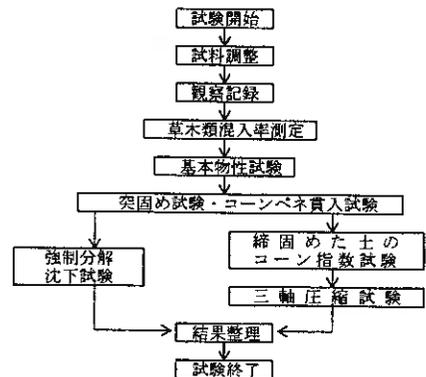


図-7 工学的特性把握のための土質試験の流れ

(5) 現場管理のための室内土質試験

すき取り物の盛土材料への適否判定および盛土に使用した場合の密度管理の根拠とするため、図-6に示す流れで各現場において土質試験を行った。

(6) 工学的特性把握のための室内土質試験

試験工事で使用されたすき取り物の土質工学的な特性を把握するために、図-7に示す流れで土質試験を実施した。

7. 試験施工の結果と考察

7.1 土質試験結果

すき取り物を実際に盛土材料の一部に使用し、室内における土質試験(表-1)を経て、試験施工を実施した。

室内土質試験では、湿地ブルドーザの走行に必要なコーン指数  $3\text{kgf/cm}^2$  を満足しないすき取り物があった。これらの試料に対して、良質土(本体盛土材)を混合した結果、工学的特性の改善が図られ、施工可能となったことから、コーン指数  $3\text{kgf/cm}^2$  を判断基準として、すき取り物と良質土の混合比率を決定した。これによる施工上の問題は生じなかった。また、三軸試験の結果、締固め度が高くなると、試料の違いに関係なく粘着力が増加す傾向がみられた。また、締固め度が高くなると、せん断抵抗角が若干小さくなる傾向があるが、粘着力の関係よりは試料ごとのばらつきが大きかった。コーン指数と粘着力の間にも、締固め度と同様な傾向がみられるが、締固め度と比べて試料ごとのばらつきが大きかった。一方、コーン指数とせん断抵抗角の間には、大局的には正の相関があるように見受けられるが、試料ごとにみると逆の関係がみられ、意味のある相関関係は認められなかった。

次に、締固め度の増加に伴う粘着力の増加、せん断抵抗角の若干の減少が、実際の現場の載荷重条件下では、せん断強さにどのように影響しているのかを明らかにするために、粘着力とせん断抵抗角を用いて、試料のせん断強さを算出し、通常の盛土(砂質土)の値も記載した。ここでの上載圧は、すき取り物盛土の上に砂質土の本体盛土が5mならびに10mが施工されると仮定した。通常の盛土材(砂質土)のせん断強さ(土圧  $9.5\text{tf/m}^2$  のとき  $5.48\text{tf/m}^2$ 、 $19\text{tf/m}^2$  のとき  $10.97\text{tf/m}^2$ )と比較して、せん断強さは1~5割程度と小さいものの、若干のせん断強さは見込めることがわかる(図-8)。

今回想定した盛土高においては、締固め度とせん断強さに正の相関関係が認められる。これは、この程度の上載圧では、せん断抵抗角よりは粘着力がせん断強さに強く寄与することを意味している。

表-1 各現場において実施した土質試験結果

試験名	A	B	C	D	E	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.55	2.26	2.26	2.47	2.44	
自然含水比 $W_n(\%)$	38.4	70.6	66.0	68.2	85.9	
粒度組成	礫分 (%)	45.5	19.7	18.3	0.0	0.0
	砂分 (%)	21.4	43.9	46.5	43.5	35.9
	シルト分 (%)	19.7	18.6	22.4	40.7	35.0
	粘土分 (%)	13.4	17.8	12.9	15.8	29.1
液性限界 $WL(\%)$	65.5	NP	NP	81.7	98.6	
塑性限界 $WP(\%)$	37.8	NP	NP	55.4	53.6	
塑性指数 $IP$	27.7	-	-	26.3	45.0	
統一分類	GC	SF	SF	MH	MH	
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	1.18	0.95	1.03	0.94	1.05	
最適含水比 $W_{opt}(\%)$	33.4	47.4	48.0	53.0	44.4	
コーン指数 $qc(\text{kgf/cm}^2)$	18.6	5.9	1.5	4.0	0.2	

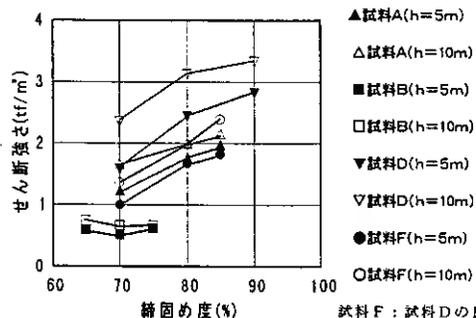


図-8 締固め度とせん断力

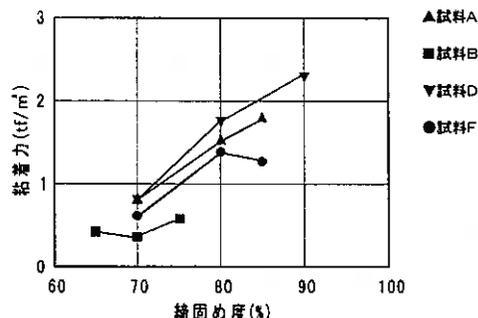


図-9 供試体の締固め度と粘着力

したがって、設計においては、せん断抵抗角を無視して、粘性土に準じた強度設定が安全側になると考えられる。また、せん断強さを支配する粘着力は、締固め度と比較的良好な相関を示す(図-9)。このことは、締固め度を用いた施工管理の合理性を示唆している。

### 7. 2 盛土の沈下量及び変位

試験施工において、沈下板によるすき取り物の圧縮量測定と傾斜計による動態観測が行われた。その結果、すき取り物の圧縮量は、初期圧縮が施工後50日程度を境に沈下速度が緩やかとなり、腐食に対する影響は1年経過時においても顕著な計測結果として現れなかった(図-10)。傾斜計による動態観測は、変形量とそのモードに違いはあるものの、盛土外側へ若干変形が生じているケースが多く観測された(図-11)。しかし、盛土放置期間において変位が極端に増加していないこと、通常の盛土においてもこの程度の変形が生ずる場合もあることから、崩壊に結びつくものとは考えにくい。

今後、傾斜計による盛土の水平変位を継続して計測し、盛土の安定性を確認していく予定であるが、1年経過後も変形等には特記すべき経過は見られない。

### 7. 3 盛土の安定

盛土の長期的沈下について検討した結果、強制分解沈下試験によるすき取り物に含まれる草木類の腐食分解に伴う長期的な沈下が、圧縮ひずみに換算して15~42%であり、残留沈下量の許容量からみて、すき取り物の層厚は60cmが限界であると考えられる(図-12)。また、円弧すべりの計算結果から、すき取り層厚を60cmとした場合、すべりに対する安定性を計算すると、盛土の限界高さは9mとなる(図-13)。さらに、滑動に対する計算結果から、盛土高9mの場合は、地盤傾斜が10%を越えると不安定になることも

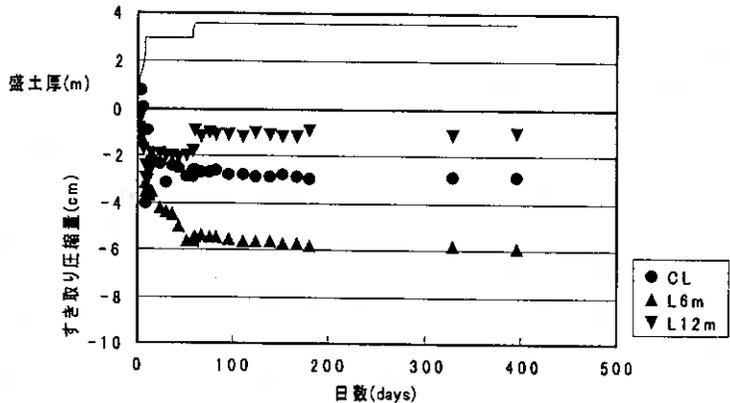
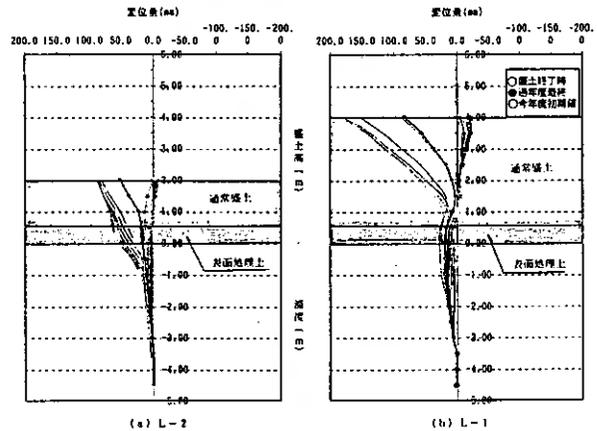


図-10 試料A(層厚60cm)での圧縮量



《盛土外側へ変位 (+)、盛土中央側へ変位 (-)》

図-11 地中変異料測定結果図(資料D施工箇所)

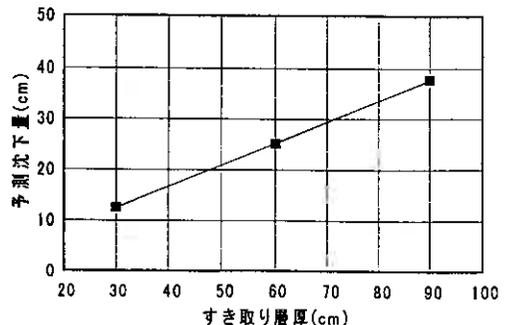


図-12 すき取り層厚と予想沈下量

明らかとなった(図-14)。

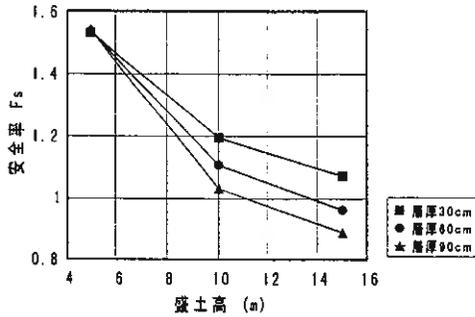


図-13 各層厚と盛土高の安全率

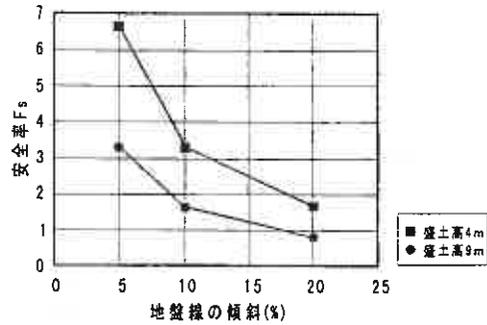


図-14 地盤傾斜と盛土高の安全率

#### 7. 4盛土のせん断力確認

試験施工箇所において1年経過時のせん断強度の確認として、資料D及びE箇所で電気式静的コーン貫入試験を実施した。試験結果によると、層厚60cm箇所では、 $S_u = 1.28 \sim 2.23$  (kg/cm<sup>2</sup>)、層厚90cm箇所では、 $S_u = 1.36 \sim 4.97$  (kg/cm<sup>2</sup>)を計測した。これは、想定により計算した結果とほぼ同等であった。このことにより、所定の密度管理を行えば、盛土材料としてのせん断強度を期待出来ることがわかった。但し、盛土施工完了直後のせん断強度を測定できなかったため、経時変化の推移は確認していない。

#### 8. まとめ

表土処理土は物性(コーン指数)、施工方法(厚さと締固め度)および使用箇所(盛土高、平坦地盤など)などの条件さえ満足すれば、使用できることが明らかとなった。

ただし、ここでの検討において明らかとはならなかった事項、すなわち、①すき取り物に含まれる草木類の腐植分解に伴う長期的な沈下、②すき取り物の圧縮に伴う強度増加、③盛土全体の長期的な安定性(水平変位)については、今後の課題と考えており、検討を継続する必要があると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会；道路土工要綱，pp.100，pp.237，pp.247，平成2年8月
- 2) 日本道路協会；道路土工施工指針，pp.99-100，昭和61年11月
- 3) 北海道開発局；道路・河川工事仕様書
- 4) 北海道開発局；道路工事設計施工要領，平成6年4月
- 5) 日本道路公団；設計要領第1集，pp.26，昭和58年4月
- 6) 北海道開発局；北海道開発局の建設副産物適正処理マニュアル
- 7) 建設省建設経済局建設業課；建設業と建設副産物対策，pp.85-86，平成9年7月
- 8) 建設発生土利用技術マニュアル(監修 建設省大臣官房技術調査室)
- 9) 土質工学会；土質工学ハンドブック pp.809-813，昭和57年11月
- 10) 日本道路協会；第22回日本道路会議「表土処理の盛土材料としての利用～盛土の安定性と長期沈下～」
- 11) 日本道路協会；道路土工のり面工・斜面安定工指針，pp.148-149，昭和61年11月

## 粗粒子の存在が圧密特性に与える影響

函館高専 環境都市工学科 ○ 正員 佐野侑房  
同上 同上 正員 岩瀬祐一  
同上 同上 正員 川口貴之

### 1. まえがき

フォールコーン法によるコンシステンシー限界の測定方法について継続的に研究を進めてきた。フォールコーン法はキャサグランデ法の有する測定上のあいまいさを無くして、これまでより有益な指示値を提供することが期待される測定法であり、液性限界を測定する方法として地盤工学会基準に制定された。基準に取り入れられていないが、液性限界と塑性限界を同時に決定できること、土の種類によってはキャサグランデ法によるコンシステンシー限界を決定できない場合についてもフォールコーン法は測定できること、なども新たな利点である。

筆者らは、0.425mm以上の粗粒分を含んだままコンシステンシー限界を測定することの可能性、その測定値から細粒分のみのコンシステンシー限界を算定する方法の開発において、ガラスビーズと市販粘土の混合土を試料として研究・解析したところ興味深いデータを得た。すなわち、細粒分の性質が卓越して粗粒分の性質が全く現れない領域、逆に細粒分の性質が全く見られない領域、そしてそれらの中間的領域存在がフォールコーン法でも明確にとらえられたことである。

地盤に関する設計において、せん断強さの発現、変形量、圧密速度、透水性など、粘土と砂・礫の挙動に大きな違いがあるので、地盤を粘土と砂・礫二つのいずれかに判別分類してから設計する手法が多数準備され、広く利用されている。したがってどこを境界にすべきかが重要事項となる。当然のことながら、いずれに分類すべきか迷う地盤に遭遇することも多いと聞いている。また、これまでの知識によれば当然砂礫と分類されるにもかかわらず、現実の挙動には細粒分の性格が強く現れ、急ぎ対策を検討する事例があるとも聞いており、改善の余地があるとのことである。すなわち、着目する特性により粘土と砂・礫領域の境界が異なり、幅が存在することも既往の研究成果に散見される。

本研究は、一次元圧縮性、圧密速度(透水性)に関して粘土、中間土、砂の境界、それらの境界がコンシステンシー限界に関する境界との関わりについて検討を加えるものである。

### 2. 研究方法

粘土分と砂分をいろいろの割合で混ぜ合わせる人工的に作成した混合土について圧密試験を実施して圧縮性と圧密速度への影響を検討する。

圧密試験方法として、両面排水条件の一次元圧密 J S F T 411-1990が広く採用されているが、測定に長期間を必要とすること、高い透水性の土の場合その値を低く見積もりことなどの欠点があると言われる。それゆえ本研究では、片面排水条件である定ひずみ速度圧密試験<sup>2)</sup> J S F T 412-1993を採用した。供試体の寸法は直径6.0cm高さ2.0cm、変形速度は毎分0.02mmである。実測された平均的圧密係数によれば0.2%/分、すなわち0.04mm/分より低速であることが要求され、設定したこの変形速度が適切であると判定される。測定間隔は10分以内が推奨されるので、初期は1分と5分、定常状態では10分とした。鉛直応力が急増する最終部や鉛直応力と過剰間隙水圧に変化が現れた時には随時10分より短い間隔を採用すべきであった。その後の研究に生かしている。

試料は、細粒分として市販の蛙目粘土(LL78, PL29, Ip49,  $\rho_s$ 2.56, 砂分2, シルト分48, 粘土分50)、粗粒分としてガラスビーズGBを、粒径2.0、0.8、0.4、0.2、0.1mmの5種類、混合は、質量比で細粒分混合率 Fc 100、80、60、40、30、(20)、15、(10)%の6~8種類である。フォールコーン法により決定したLLとPLに基づき、液性指数0.8になるように蒸留水で含水比を調整、24時間以上養生する。

試料は十分に練返し、飽和するように圧密リングに丁寧に押し込み、端面を整形する。両面にろ紙を敷いて圧密室を組み立てる。脱気水を圧密室に満たし、背圧を段階的に加えB値を算出して十分な飽和を確認する。

Influence of coarse particles on consolidation characteristics of soils.

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

### 3. 試験結果と考察

#### 3.1 圧密曲線への影響

定ひずみ速度圧密試験(CRS試験)による間隙比～圧密応力曲線を図-1に示す。ガラスビーズの粒径が0.1mmの事例である。細粒分含有率 $F_c$ が30～100%までは過圧密領域と正規圧密領域の区別が容易である。 $F_c$ が20%になると圧縮量が小さく、このままの目盛りよりの領域判別はむずかしい。判別が難しいということは不可能ということではなく、縦軸目盛りをさらに細かく拡大することにより、両領域の区別、圧密降伏応力の決定が可能にはなる。他の粒径についても同一傾向である。GB2.0の $F_c$ 30%の正規過同圧密領域の識別が困難になることから、粗粒分の粒径の影響のあることが分る。

細粒分のみを圧密曲線は最も間隙が多く、最上位に位置している。細粒分が減少するにつれて間隙は少なくなり下方に位置するようになる。しかし、細粒分がさらに減少し他方粗粒分が多くなると間隙の減少幅が狭まってくる。細粒分が減少するにつれ、個々の間隙が大きくなるものの間隙個数が極度に減少し、間隙体積の絶対量が低下するからである。

1000kPa程度の圧密応力を受けている時の間隙比は細粒分含有率 $F_c$ の減少と共に低下するが、 $F_c$ が20%や10%の場合にはむしろ高い間隙比を有している。 $F_c$ 30%が最小値となり、それより小さい $F_c$ の場合には圧縮されにくい。このことから、 $F_c$ 30%時には粗粒分のほとんどが接触して基本的な骨格を形成し、その間隙を細粒分が埋めている状態と判断される。

正規圧密領域の傾き圧縮係数 $C_c$ を求めて細粒分含有率 $F_c$ に対して示すと図-2が得られる。ガラスビーズの粒径を変数にしている。 $F_c$ の減少と共に $C_c$ が一次関数的に低下することが示されている。

GB0.1の場合 $F_c$ 15%で変化が出ており、 $F_c$ 15または10%が限度と見えるが、 $F_c$ 15%以下のデータが少ないこと、土の種類が少ないことから、これだけで結論は出せない。しかし、後節3.3に掲載している図-8を考慮に加えると、 $F_c$ 15%の場合圧密応力20kPaと1280kPaの間隙比変分が粗粒分のみの場合の間隙比変分と同じであり、粘土の間隙比変分はGBの間隙比変分に吸収されている。 $C_c$ は粘土と中間土の境界を示す物性値ではないが、砂と中間土の境界を示す数値と言えらる。

圧縮性に関して粘土と中間土の境界が存在しないのかとの疑問が残る。図-3は体積圧縮係数 $m_v$ が細粒分含有率 $F_c$ によってどのような影響を受けるかを示している。 $m_v$ は図-4に例示するように圧密応力の大きさに依存し、過圧密領域ではわずかに正比例関係、正規圧密領域では急な逆比例関係にある。ここから代表値として圧密応力400kPaに対する値を取り出して図-3が得られる。これによると、 $F_c$ 60～100%は粘土のみとほぼ同一の値であるから粘土分の性格が卓越する領域となる。 $F_c$ 40～60%は少し変化があり、次いで $F_c$ 15～40%は $m_v$ 値に大きな違いが現れる。 $F_c$ 0%すなわち粗粒分のみを圧縮性は計測していない。赤井は、ゆるい砂と密な砂の $m_v$ として、 $0.9 \times 10^{-4}$  l/kPa、 $0.19 \times 10^{-4}$

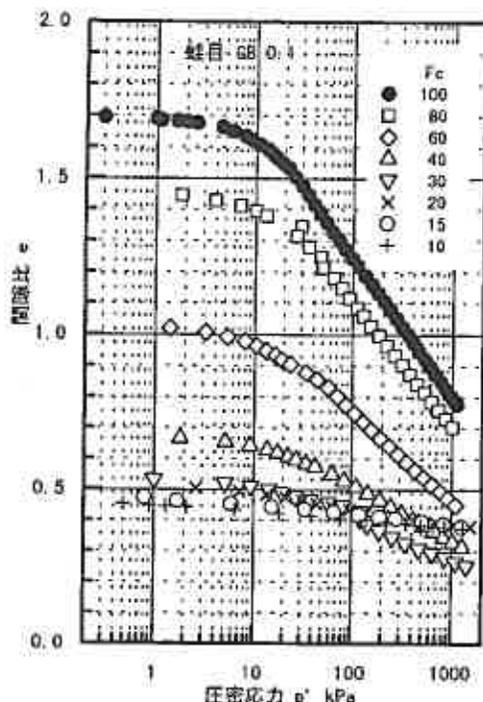


図-1  $e \sim \log p$  曲線

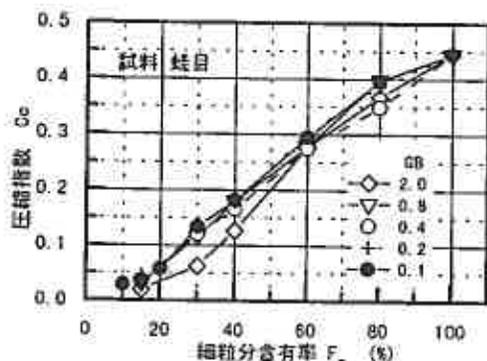


図-2 圧縮指数の変化

1/kPaを提示している<sup>2)</sup>。これに習うとFc15%付近は密砂の値に到達していることになる。Fc30%はゆるい砂にあたり、砂の相対密度による $m_v$ の変化が大きいことが観察される。大嶺らのカオリン粘土と豊浦砂の混合土によると、Fc17%の値がFc0%の値に一致するので、ここFc17%が砂と中間土の境界と結論づけている<sup>9)</sup>。粘土と中間土の境界については言及していないが、Fc40%で急変が出ており、本研究結果と同様である。粘土分としてどのような数値が妥当であるのか、ゆるい砂の $m_v$ はこれで良いのかさらに検討を必要とする。

### 3.2 圧密速度への影響

次に圧密速度について検討する。圧密係数 $c_v$ は前出図-4に示すように圧密応力の大きさによってその値を変化させる数値である。 $m_v$ と同様に、圧密応力400kPaに対する値を取り出して代表値とする。図-5がその結果である。図示していないが、透水係数 $k$ はこの $c_v$ と前節で検討した $m_v$ との積であることから、この $c_v$ と全く同一の傾向を示している。

図-5によると、GB0.1の場合Fc40~100%が、GB0.2~2.0の場合Fc60~100%が粘土と同じ性格を示している。それよりFcの小さい領域では $c_v$ が急変し、Fc15%では粘土のみの場合の1000倍や1万倍となる。GB0.1についてFc40~100%間は連続的な変化であり、中間土と砂の境界は指摘できない。目安値として、粘土 $1.0 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{min}$ 以下、砂 $1.0 \times 10^{11} \text{ cm}^2/\text{min}$ 以下<sup>2)</sup>を用いてGB2.0mmの場合の境界を決定すると、それぞれFc60%、20%が得られる。GB0.1mmの場合、それぞれFc40%、15%と判定される。粗粒分が骨格をつくり、その間隙を細粒分が埋めるものの、細粒分が十分になく、その大きな間隙を水が満たしているので透水性が著しく高くなり、 $c_v$ が大きくなる。Fcの大きい土の場合、粗粒分が団粒を形成するに至らず、周囲をすべて細粒分が囲んでいるので透水性は細粒分の値であり、 $c_v$ が低いままである。団粒が形成され、その団粒相互が接触可能になると透水性があがり、 $c_v$ が上昇してくると解釈される。

実際、試験開始時の密度から計算する飽和度は、Fcが大きい試料では高く十分飽和していると認定できる。しかしFcが小さい試料では当初の飽和度が低い。背圧をかけて脱気水を送りB値で飽和を確認後圧密している。

### 3.3 中間土の構造の推定

CRS圧密試験からはさらに明瞭な境界、特徴的な挙動が観察された。図-6、7はCRS圧密中の変位量、鉛直応力、過剰間隙水圧の時間的変化である。圧密変位量は当然一定の速さで増加を続けるが、土骨格が極度に大きな剛性を示すとひずみ速度が低下している。この時鉛直応力は急激な増加を見せる。

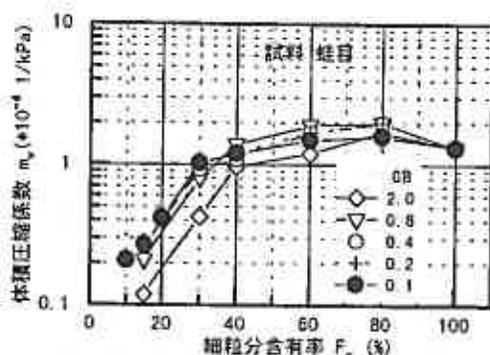


図-3 体積圧縮係数の変化

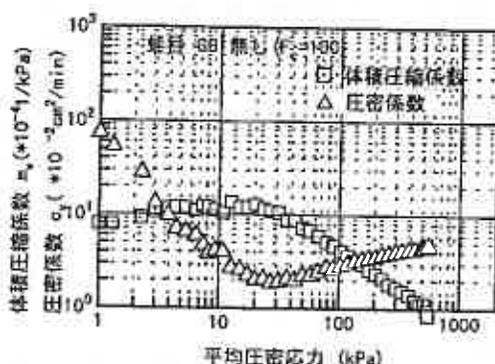


図-4 平均圧密応力による変動

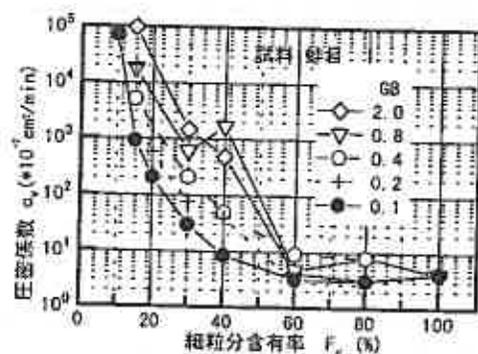


図-5 圧密係数の変化

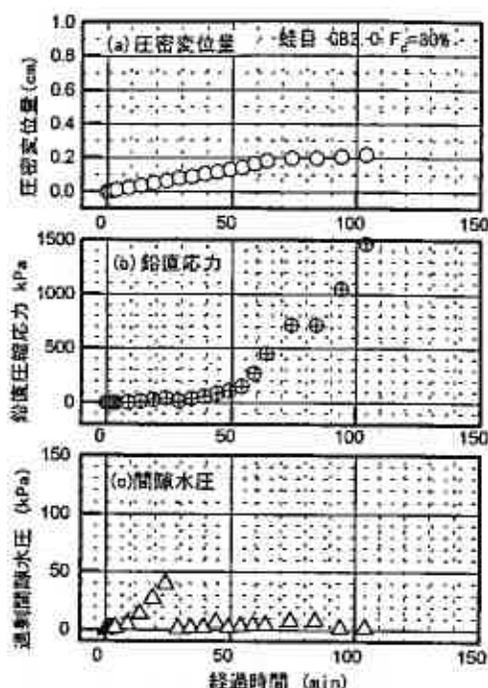


図-6 計測値の時間変化(G B 2.0)

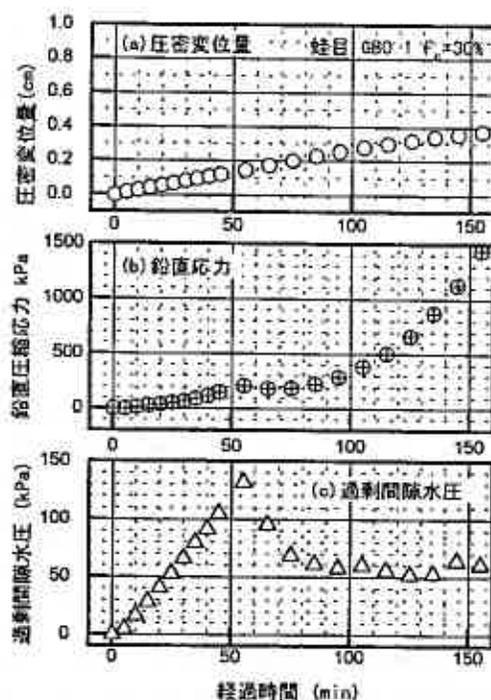


図-7 計測値の時間変化(G B 0.1)

鉛直応力は最初緩やかに供試体に働き、少しずつ増加速度が増して来る。変形が限界に近づく試験の最終部では急激に増加する。Fcが低い場合、鉛直応力が突然降下し、再びゆっくり増加する挙動が見られる。1度ならず2度突然降下する事例もある。一方これと連動して過剰間隙水圧 $\Delta u$ が急降下を見せる。この数値から判断すると鉛直応力の急降下は2度ではなく3度も発生していることになる。この挙動はFc100%では決して発生しない。Fcが小さくなること、GB粒径が大きくなることと強く関連している。

もう一つの特筆すべき挙動は、鉛直応力が増加するが過剰間隙水圧がほとんど発生しない供試体が存在することである。GB粒径が大きく、Fc=15、10%になると過剰間隙水圧が発生しにくくなる。GB 2.0mmでFc30%の場合、当初 $\Delta u$ が発生していたが、鉛直応力が増加するも急降下を見せた後は、鉛直応力の再度の増加にも拘わらず $\Delta u$ は非常に低い値のままである。

この現象から下記のことを判明する。過剰間隙水圧が鉛直応力と連動して増加し、鉛直応力の急降下時には過剰間隙水圧も同じく低下することは、粗粒分が団粒を形成し、その団粒が一つの観粒子として挙動すると考える。団粒の周りの細粒分、間隙水も共に圧縮されて鉛直応力と過剰間隙水圧が発生する。時として団粒は圧縮により破壊され、鉛直応力が急降下し、団粒内部の水が団粒外部へ排出され、過剰間隙水圧が低下する。他方、粒径が大きい場合や、Fcがさらに小さく粗粒分が多い場合には、粗粒分が当初から骨格を形成しており、粗粒分が時折その接点を変更し、より安定な状態へ移行するため鉛直応力が一時的に急降下するものの、過剰間隙水圧は当初からほとんど上昇しない。

大嶺らは、豊浦砂とカオリンの混合土のスラリーから再圧密した試料の水平断面を観察した。粗粒分は

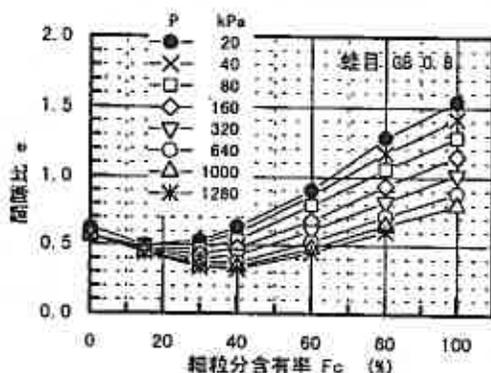


図-8 間隙比の変化

互いに接触したりあるいは接触せず単独で細粒分中に存在したり、決して均一に分布しているのではなくかなりランダムな状態にあることを報告している。

混合土の骨格を間隙比の面から検討してみる。図-8は、間隙比と細粒分含有率との関係である。圧密応力を変数にしている。Fc0%は、圧密試験ではなく砂の最大最小密度試験による最大間隙比と最小間隙比を掲載している。

Fcが小さくなると間隙比は低くなるがいつまでも低くなることはできず逆に間隙比が高くなってくる。GB 0.8mmの場合、極小点の得られる細粒分含有率を見ると、 $p = 20\text{kPa}$ 時Fc15%、 $p = 1280\text{kPa}$ 時Fc30%である。圧密応力が低いと粗粒分の圧縮が少なく、混合土中の細粒分の間隙比は粗粒分より高いので、Fcの小さい方が全体としての間隙比は低い。それに対して圧密応力が高くなると、粗粒分の骨格で間隙の減少が制限されるのに対して、細粒分による間隙はまだまだ圧縮され得るので、間隙比が最小になるFcはやや大きくなってくる。

### 3.4 中間土の領域

粗粒分が存在することにより、土の一次的性質であるコンシステンシー限界にどのような影響が発生するかについて筆者らは研究を進めてきた(たとえば文献6)。それによると、細粒分含有率Fcが減少するとLLやPLが一次関数的に低下するが、このことは良く知られ、文献4)にも例示されている。しかし、これは表面的なとらえ方であり、粘土と中間土の境界、特性の違いが全く現われていない。これに対して、土中の水分がすべて細粒分に受け持たれると考えて算出する含水比 $w_{ffc}$ で整理する(算出法文献6)と、細粒分が土全体にどれほど貢献しているかを明瞭に表示できると共に、粘土と中間土の境界を知ることができる。

文献6)の図-9によると、Fc60~100%の貫入曲線 $\log w_{ffc} \sim \log p$ は重なり合う。Fc60%以下のそれは少しずつその曲線の位置を上方に移し、Fc20%になるとかなり上方に位置する。このことをさらに明瞭に示すために図-9を提示する。これは、 $\log w_{ffc} \sim \log p$ より決定したLLを、

Fc100%のLLを1.0とした時の比で示している。GBの粒径により少し異なるが粘土、砂の境界は、それぞれFc40%、Fc20%であるから、中間土はFc20~40%と判定できる。

前節までに考察した圧密特性の観点からの中間土の領域は、圧縮指数 $C_c$ からはFc=15%~不明、体積圧縮係数 $m_v$ からは15~40%、圧密係数 $c_v$ からは20~60%となる。

コンシステンシー限界、 $C_c$ 、 $m_v$ は圧縮特性、せん断特性に関わる数値であり、境界に類似性が見られる。これに対して、 $c_v$ はせん断特性以外に透水性も加わっている。透水性は粗粒分による団粒の形成とその団粒による骨格構造効果が粘土分の特性を薄めて、境界を異なるものとしている。Fcによる変化率の大きい領域については供試体の選定に留意して測定することが大切である。

### 5. まとめ

圧密特性の観点から土を粘土、砂、および中間土と区別する境界について検討した。粗粒分はガラスビーズ、粘土は市販1種類、非再圧密試料であるなど、不十分な点があるが定みずみ速度圧密試験結果をもとに、以下のような知見を得た。

1. 圧縮性、せん断特性の境界と圧密速度の境界は別個に設定することが適切である。この境界は粗粒分粒径の影響を受ける。粒径が大きいと境界のFcが大きくなる傾向をもつ。
2. 圧縮指数 $C_c$ は、砂と中間土の境界を与えるが、粘土と中間土の境界を与えない。他の指示値を併用する必要がある。
3. 体積圧縮係数 $m_v$ について、いくつかの境界が観察されるが、いずれがどの境界に対応するかは今後の検討を必要とする。
4. 混合土は団粒を形成し、団粒の効果は圧密速度に強く現れ、圧縮性やせん断特性には弱い。

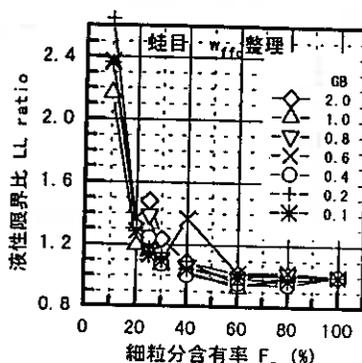


図-9 フォールコン試験における粗粒分による影響

混合土の圧密特性の特異点はFc10や15%など低い細粒分含有率にあることが確認できた。Fcの小さい条件での資料を今後さらに収集して詳細な検討を企画している。

本研究に用いたデータは、CRS圧密試験は元本校学生今井祐一君が、フォールコーン試験は元本校学生齊藤正剛君、高田優君が卒業研究として筆者らの指導の下に実施して得たものである。ここに記して謝意を表します。

#### 引用文献

- 1) 土質工学会[Mch 1990]土質試験の方法と解説、pp299-300
- 2) 土質工学会[Mch 1995]新規制定土質工学会基準・同解説 土の定ひずみ速度圧密試験方法、p32
- 3) 赤井浩一[May 1966]土質力学、朝倉書店、pp57-58
- 4) 大嶺聖・落合英俊[Dec 1992]土構造に着目した混合土の一次元圧縮特性、土木学会論文集、No.457、III-21、pp127-136
- 5) 土質工学会[Apr 1992]中間土 砂か粘土か、ジオテクノート、pp15
- 6) 佐野信房・岩瀬祐一[Feb 1997]粗粒子の存在がコンシステンシー限界に与える影響、地盤工学会北海道支部技術報告集、第37号、pp169-174

# クリープおよびせん断ひずみ履歴が粘性土の 小ひずみ域での変形挙動に及ぼす影響

函館工業高等専門学校 正会員 ○川口 貴之  
 北海道大学大学院 正会員 三田地 利之  
 北海道大学大学院 正会員 澁谷 啓  
 函館工業高等専門学校 正会員 佐野 侑房

## 1. はじめに

筆者らは原地盤における小ひずみ域での変形特性を把握することを目的とし、その足がかりとして応力履歴の影響や時間依存性が大きい粘性土、更には高い再現性を得ることを目的として繰り返し試料を対象を絞って検討を重ねている。中でも、弾性的な挙動を示す 0.001%程度以下のひずみ領域における変形係数に着目し、これに及ぼす諸要因の把握・検討、更には定式化を試みている。

本文では、等方圧密・膨張時における変形係数の変化と、 $\sigma$ - $\ln p$ 特性との強い相関によって導かれた定式化について検討した上で、原地盤挙動を把握する際に必要不可欠なせん断ひずみ（異方圧密）履歴や、排水クリープの影響を考慮した場合の定式化結果の適用性について検討する。

なお、本研究における実験はすべて非排水三軸試験で行ったため、得られる変形係数は非排水条件下におけるヤング率に相当し、本研究ではこれを擬似弾性変形係数と呼んでいる。

## 2. 記号の定義

本研究では弾性的な挙動を示す領域での変形係数を総称して擬似弾性変形係数と呼び、載荷方法の違いによって図1のように区別している。特別に断らない限り  $E_{ML}$  は単調載荷時の偏差応力  $q(=\sigma_1'-\sigma_3)$  と軸ひずみ  $\epsilon_a$  の関係において、 $\epsilon_a \leq 0.005\%$  での線形近似線の傾きとし、 $E_{CL}$  は片振幅軸ひずみ  $(\epsilon_a)_{SA}$  を 0.005% とした繰返し載荷試験から得られた  $q$ - $\epsilon_a$  関係の頂点を結ぶ傾きとした。なお、異方圧密終了時のように載荷開始時において偏差応力が 0 でない場合には載荷開始時からの偏差応力増分  $\Delta q$  を用いることによって比較している。また、擬似弾性変形係数を測定した時点での平均有効応力  $p(=(\sigma_1'+2\sigma_3)/3)$ 、間隙比  $e$  を表す際には、それぞれに該当する添え時を付けて表記している。

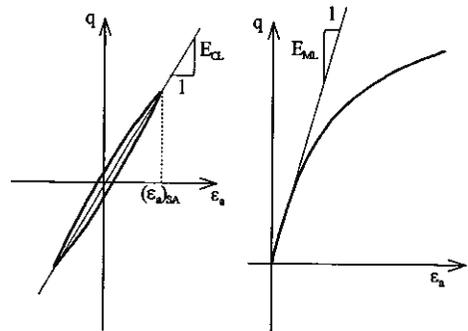


図1 擬似弾性変形係数の定義

Effects of creep and shear strain history on the behavior of clays at small strains.

Takayuki KAWAGUCHI \*, Toshiyuki MITACHI ‡, Satoru SHIBUYA § and Yoshihusa SANO \*

\* Department of Civil Engineering, Hakodate National College of Technology

‡ Graduate School of Engineering, Hokkaido University

### 3. 実験装置および試料

本研究におけるすべての実験は高精度デジタルサーボモーターを用いた三軸試験装置<sup>1)</sup>によるものであり、大部分の実験における試料は市販の NSF 粘土<sup>2)</sup> ( $w_L=55\%$ ,  $I_p=26$ )を用いている。供試体は粉末乾燥状態にある NSF 粘土に液性限界の 2 倍程度になるよう蒸留水を加えて十分に攪拌し、真空に近い状態に保った予圧密セル内で十分に脱気した後、鉛直応力 150kPa で一次元圧密したものを用いた。

### 4. 実験条件・方法

本研究では均質な供試体を数多く得る目的で、先に説明した方法によって作成された予圧密試料を用いている。しかし、実際には各供試体の初期含水比にバラツキが生じており、実験結果の解釈を困難にすることも多い。そこで、大部分の実験は 1 つの供試体に対して応力履歴あるいは排水クリープを与えていく過程で擬似弾性変形係数を測定し、間隙比や応力等に伴うその変化を正確に把握できるように試みている。以下に主要な実験について説明する。

まず、擬似弾性変形係数の定式化について検討するために応力履歴の異なる 3 つの実験 (実験①～③) を行っている。図 2 はこれらの実験の応力経路であり、各等方応力履歴は図 2 中の矢印に沿って与えられている。この間の圧密・膨張は応力載荷速度一定で行われており、矢印の先端に相当する応力点 (白丸) においては過剰間隙水圧の消散を確認するまでその応力状態を保ち、その後一旦排水を止めて繰返し載荷試験を行って  $E_{\alpha}$  を測定している。なお、圧密時の応力載荷速度は 0.5kPa/min (膨張時は 1.0kPa/min) であり、繰返し載荷については載荷速度を 0.2%/min とし、片振幅軸ひずみ ( $\epsilon_a$ )<sub>SA</sub> = 0.005%、繰返し回数は 5 回とした。

図 3 はせん断ひずみ履歴の影響について検討するために行った 2 つの実験 (実験④、⑤) の応力経路である。実験④は所定の平均有効応力まで等方圧密した後に  $p'$  一定のまま偏差応力  $q$  を変化させ、その過程において  $E_{\alpha}$  を測定している。 $q$  の載荷過程においては、側方応力を調節しながら軸応力載荷速度一定 (0.2kPa/min) で所定の  $q$  まで増加させており、実験①～③と同様な方法によって  $E_{\alpha}$  を測定している。ただし、繰返し回数については 3 回とした。 $E_{\alpha}$  を測定している各偏差応力段階については図 3 中に示す通りであり、ちなみに第 1 段階目 ( $q=0$ ) は  $p'_c=175$ kPa まで等方圧密した直後に等しい。実験⑤は軸応力載荷速度一定で  $K_0$  圧密する過程において実験①～③と同様な方法によって  $E_{\alpha}$  を測定している。なお、 $E_{\alpha}$  を測定している各鉛直応力段階については図 3 中に示す通りであり、繰返し載荷速度については 0.02%/min とした。

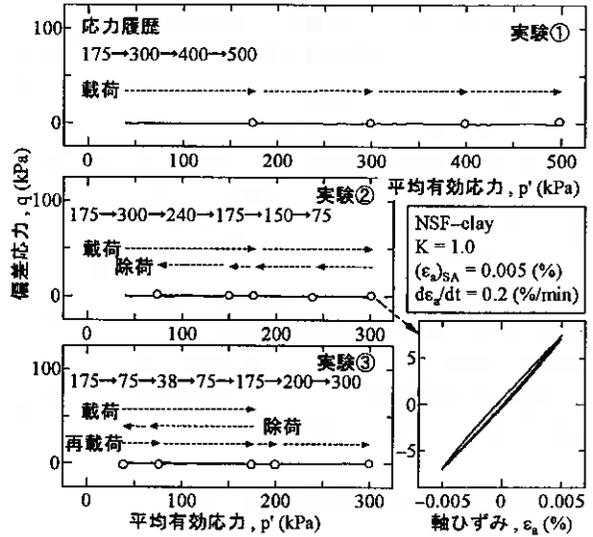


図 2 実験①～③の応力経路図

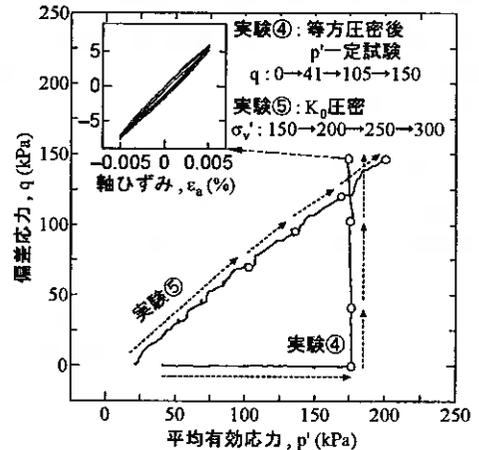


図 3 実験④、⑤の応力経路図

図4は排水クリープの影響について検討するためにに行った2つの実験結果(実験⑥, ⑦)の応力経路であり, 実験⑥は図中に示すように所定の平均有効応力( $p_{\alpha}=175\text{kPa}$ )まで等方圧密した後に応力状態を一定に保ったまま排水クリープを許し, 所定の排水クリープ時間(0, 600, 1400, 2700, 3600分)において一旦排水を止めて繰返し載荷を行い,  $E_{\alpha}$ を測定している. なお, 繰返し載荷条件については実験①~③と同様である. 実験⑦は所定の鉛直応力( $\sigma_v=400\text{kPa}$ )まで $K_0$ 圧密した後に, 所定の排水クリープ時間(0, 800, 1600分)において実験⑥と同様な方法によって $E_{\alpha}$ を測定している.

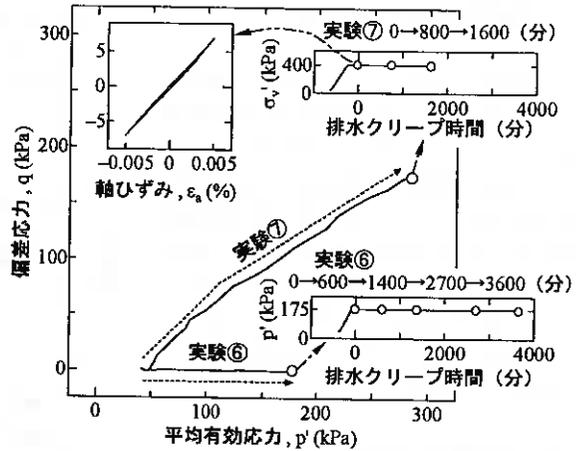


図4 実験⑥, ⑦の応力経路図

### 5. 擬似弾性変形係数の定式化について

図5(a)は圧密・膨張過程における正確な擬似弾性変形係数ならびに間隙比の変化を測定するために, 1つの供試体に対して段階的に応力履歴を与えていく過程で両者の値を測定した実験①~③における各応力段階から得られた繰返し載荷開始直前の間隙比 $e_{\alpha}$ と平均有効応力 $p_{\alpha}$ 'の関係, 図5(b)は $e_{\alpha}$ と擬似弾性変形係数 $E_{\alpha}$ の関係を示したものである. 両図には強い相関があり, 等方圧密・膨張時の $e_{\alpha}$ - $\ln E_{\alpha}$ 関係においてもそれぞれほぼ線形であることがわかる. そこで,  $e_{\alpha}$ - $\ln p_{\alpha}$ '関係における正規圧密, 過圧密時の傾きをそれぞれ $\lambda$ ,  $\kappa$ とし,  $e_{\alpha}$ - $\ln E_{\alpha}$ 関係における傾きを $\nu$ ,  $\mu$ とした. さらに,  $p_{\alpha}=1\text{kPa}$ ,  $E_{\alpha}=1\text{MPa}$ に相当する正規圧密時の間隙比をそれぞれ $\Gamma$ ,  $\Delta$ とした. 以上のパラメータを用いると, 正規圧密状態における両関係は式(1)および式(2)のように表現することができ, これらの式において $e_{\alpha}$ を消去すると,  $E_{\alpha}$ を式(3)に示すような $p_{\alpha}$ 'のみの関数として表現することができる.

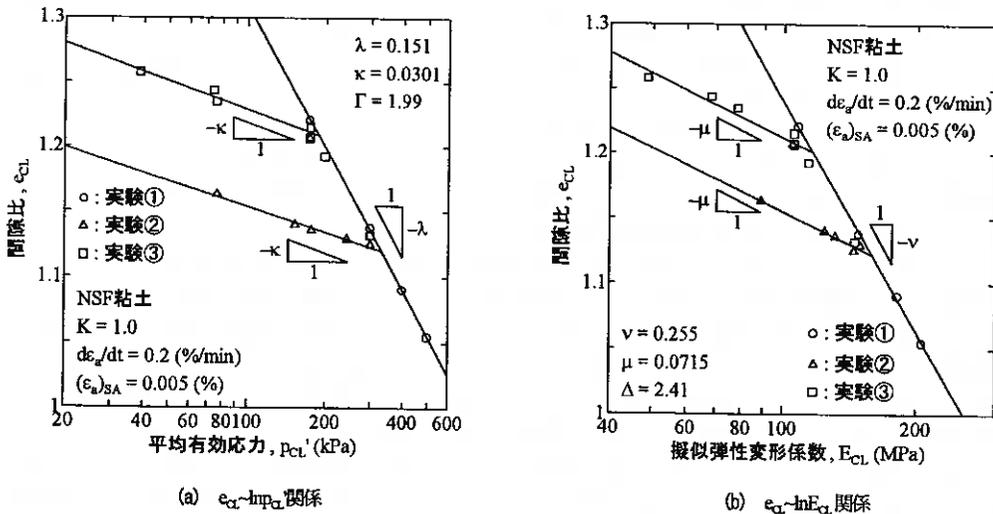


図5 等方圧密・膨張時における擬似弾性変形係数の変化

$$e_{CL} = \Gamma - \lambda \cdot \ln p_{CL}' \quad (1) \quad e_{CL} = \Delta - v \cdot \ln E_{CL} \quad (2)$$

$$E_{CL} = p_{CL}' \cdot \frac{\lambda}{v} \cdot \exp\left(\frac{\Delta - \Gamma}{v}\right) \quad (3)$$

さらに、過圧密状態における  $E_{CL}$  についても同様に  $e_{CL}$  を消去することによって先行圧密応力  $p_y'$  を用いた式(4)のように表現できる。

$$E_{CL} = p_{CL}' \cdot \frac{\kappa}{\mu} \cdot p_y' \cdot \frac{\lambda}{v} \cdot \exp\left(\frac{\Delta - \Gamma}{v}\right) \quad (4)$$

図6は式(3)および式(4)の関係式と実験結果を比較したものである。過圧密状態における  $E_{CL}$  において、 $e_{CL} \sim \ln p_{CL}'$  関係ならびに  $e_{CL} \sim \ln E_{CL}$  関係を線形と仮定しているために生じていると考えられる実験結果との若干の差が見られるものの、 $p_{CL}'$  に対する  $E_{CL}$  の変化がよく表現されていることがわかる。

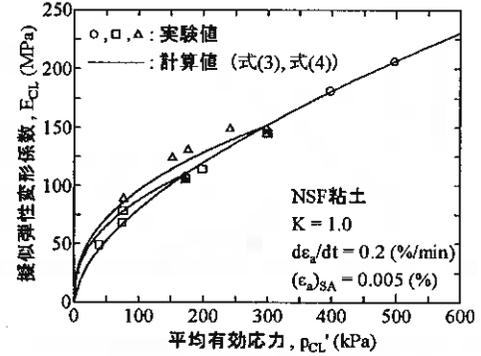
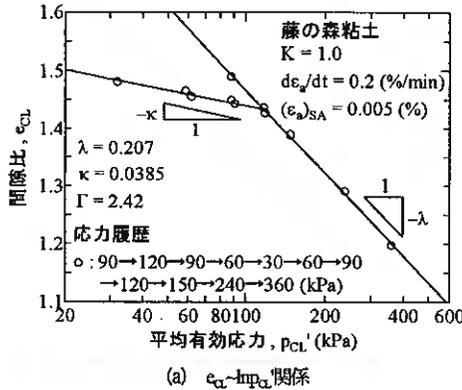


図6 定式化結果と実験結果の比較

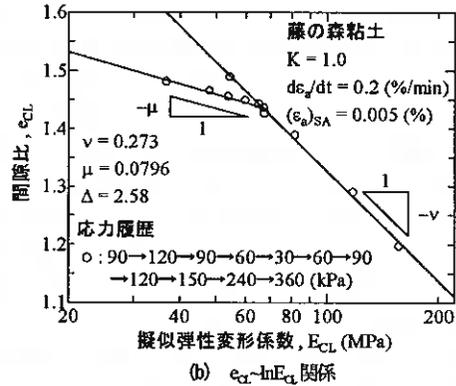


図7 藤の森粘土における等方圧密・膨張時での擬似弾性変形係数の変化

図7(a),(b)は藤の森粘土供試体( $w_L=62\%$ ,  $I_p=33$ )を用いて同様の実験を行った際の  $e_{CL} \sim \ln p_{CL}'$  関係ならびに  $e_{CL} \sim \ln E_{CL}$  関係であり、図8はこの実験から得られたパラメータを用いた式(3)および式(4)による計算値と実験値を比較したものである。NSF粘土同様、図8中における計算値は実験値をよく表現しており、ここで提案する等方圧密・膨張時の擬似弾性変形係数の関係式は適切なパラメータを用いることによって各種粘土試料に使用可能であることが推測される。

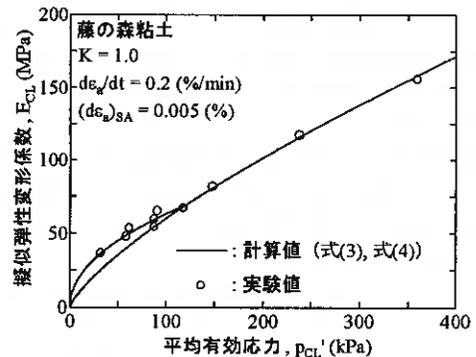


図8 藤の森粘土における定式化結果と実験結果の比較

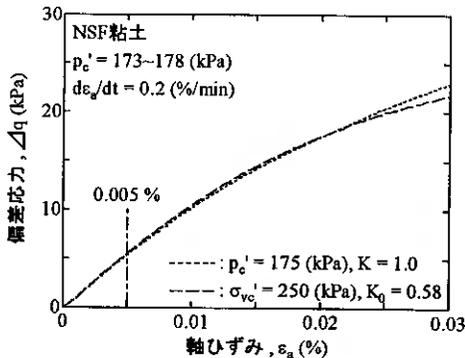


図9 等しい $p_c'$ まで $K_0$ ならびに $Q$ に等方圧密された後の $\Delta q$ - $\epsilon_a$ 関係

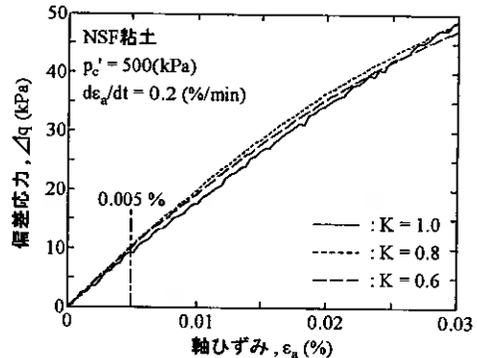


図10 等しい $p_c'$ まで応力比一定で圧密された後の $\Delta q$ - $\epsilon_a$ 関係

## 6. せん断ひずみ履歴が擬似弾性変形係数に及ぼす影響

周知のように原地盤内の土要素は異方応力状態にあり、堆積の過程においてせん断ひずみ履歴を受けていると考えられる。前章で提案した擬似弾性変形係数の関係式は等方応力条件下において実験結果を表現可能であることが示されているにすぎず、せん断ひずみ履歴を受けた異方応力状態における適用性について検討する必要がある。そこで、これについて以下に検討する。

図9はほぼ等しい平均有効応力 ( $p_c \approx 175 \text{ kPa}$ ) まで等方圧密および  $K_0$  圧密された後に行われた単調載荷試験時の  $\Delta q$ - $\epsilon_a$  関係であり、図10は等しい平均有効応力 ( $p_c = 500 \text{ kPa}$ ) まで応力比一定 ( $K = \sigma_{vc}' / \sigma_{vc}' = 1.0, 0.8, 0.6$ ) で行われた後の関係である。なお、両図中の実験結果における圧密の打ち切りは  $3t$  法によるものである。両図の結果から判断すると、等しい平均有効応力下における擬似弾性変形係数  $E_{ml}$  は等方、異方、 $K_0$  といった圧密方法によらないと思われる。

しかし、異方圧密時における  $\epsilon$ - $\ln p$  関係は等方圧密時の傾きと等しいものの、同一平均有効応力下における間隙比は等方圧密時に比べて小さいことが知られており (例えば三田地らの研究<sup>3)</sup>)、間隙比と平均有効応力の関係から導かれた前述の提案式に基づいて考えると、間隙比の減少分に相当するだけ異方圧密時の擬似弾性変形係数のほうが大きくなると考えることができる。この粘土の場合、図9および図10に示した実験結果における載荷開始時の間隙比の違いはそれぞれ0.01程度以下であり、両図中の結果は  $\epsilon$ - $\ln p$  平面上においてほぼ同一点に存在するが故に生じた結果と判断できる。一方、上野・プラダン<sup>4)</sup>は東京湾海成粘土を用いた繰返し三軸試験において、応力比の影響は小さいものの  $p'$ 一定で等方圧密した場合の変形係数は異方圧密状態での値より若干小さいことを報告している。

そこで、せん断ひずみ履歴 (異方応力履歴) に伴う間隙比の変化の影響について詳細な検討を行うために、所定の平均有効応力まで等方圧密した後に  $p'$ 一定のまま偏差応力  $q$  を変化させる実験④を行い、その過程において  $E_{\alpha}$  を測定した。図11は各偏差応力段階 ( $q = 0, 41, 105, 150$ ) での繰返し載荷試験における第2波目の応力-ひずみ関係を比較したものであり、図12は図11中に示した実験における繰返し載荷開始から軸ひ

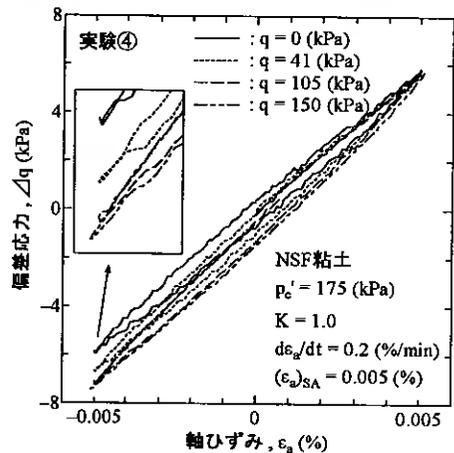


図11  $p'$ 一定試験中の各偏差応力段階における繰返し試験結果の比較

ずみ 0.005%までの応力～ひずみ関係を比較したものである。図 11 において偏差応力が大きいほど  $E_{\alpha}$  が大きくなっており、偏差応力が大きいほど除荷側のピークのみが下方へ移行していることが確認できる(図中の拡大部分参照)。しかし、図 12 においては  $q=0$  の実験結果(等方圧密直後)のみがわずかに下方に位置するもののほぼ等しい挙動を示しており、 $E_{\alpha}$  の増加は除荷側の変形挙動に大きく影響されていることがわかる。このような現象は偏差応力の増加あるいはそれに伴うせん断ひずみ増加によって擬似弾性領域が縮小し、擬似弾性領域外における圧縮、伸張時の変形挙動に差異が生じていることによると推測され、前述した上野・プラダンの研究結果はこの現象による影響も含んでいる可能性がある。

すなわち、測定技術上の制約があるものの本実験よりもかなり小さい片振幅軸ひずみで実験を行った場合には応力比の違いによる  $E_{\alpha}$  の差は小さくなると考えられる。また、両図に示した実験結果における  $e_{\alpha}$  の違いが最大 0.05 程度であることを考慮すると、図 9 および図 10 の結果は間隙比の差が小さいことによるものだけではなく、たとえ  $e_{\alpha}$  がある程度異なっているとしても、等しい平均有効応力下における擬似弾性変形係数は圧密方法によらないと考えるのが妥当と思われる。

図 13 は等方(実線)、異方圧密時(破線)の  $e_{\alpha} \sim \ln p_{\alpha}$  関係と  $e_{\alpha} \sim \ln E_{\alpha}$  関係の概念図であり、異方圧密時の  $\Gamma$ ,  $\Delta$  は等方圧密時に比べてそれぞれ  $a$ ,  $b$  だけ小さいとしている。等しい平均有効応力下における擬似弾性変形係数が圧密方法によらないとすると、異方圧密時においても式(3)が成立することを意味するが、この場合の条件は  $a=b$  である。

図 14(a), (b) は軸応力荷重速度一定で  $K_0$  圧密する過程において  $E_{\alpha}$  を測定した実験⑤から得られた  $e_{\alpha} \sim \ln p_{\alpha}$  関係ならびに  $e_{\alpha} \sim \ln E_{\alpha}$  関係を示したものであり、初期間隙比がほぼ等しく ( $e_0=1.374$ )、等方圧密条件下で行われた実験①の結果と比較している。なお、実験⑤における  $E_{\alpha}$  は図 11 に示した実験結果を考慮し、さらに実験⑤が他の実験の繰返し荷重速度よ

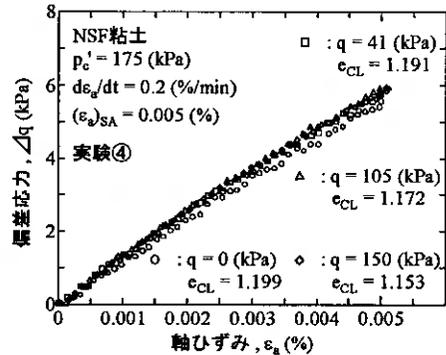


図 12 各偏差応力段階における繰返し試験開始から 0.005%までの  $\Delta q \sim \epsilon_a$  関係の比較

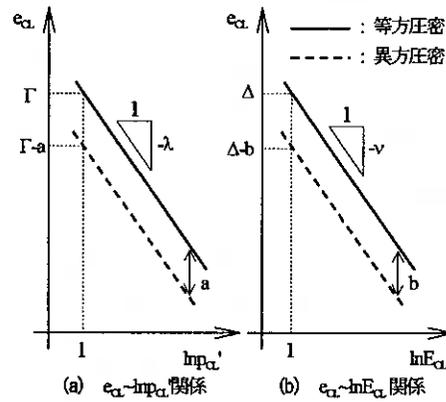


図 13 等方、異方圧密時における  $e_{\alpha} \sim \ln p_{\alpha}$  関係ならびに  $e_{\alpha} \sim \ln E_{\alpha}$  関係の概念図

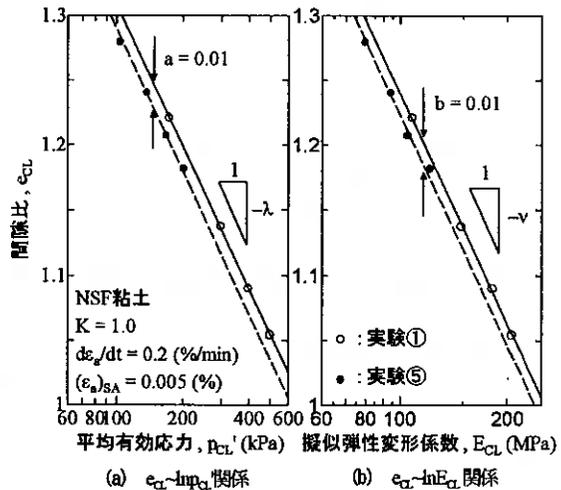


図 14 等方、 $K_0$  圧密時における擬似弾性変形係数の変化

り1オーダー小さいことによって擬似弾性領域が縮小している(例えば澁谷らの研究<sup>9)</sup>)可能性を考慮して、荷重開始から0.002%程度以内のデータの近似線から求めた。図14(a),(b)中の実線は実験①の近似線を示したものである。また、図14(a)中の破線は実験⑤の近似線であり、図14(b)中の破線は実線の傾きに等しく、かつ $a=b$ の条件が成立するとした際の関係である。両実験結果は概念図の内容と合致しており、異方圧密時の $e_{ca} \sim \ln E_{ca}$ 関係は等方圧密時と異なることを示している。この原因については未解明であるが、 $e_{ca} \sim \ln p_{ca}$ 関係の相違がせん断ひずみに伴うダイレイタンスー現象によるものだと考えるならば、 $e_{ca} \sim \ln E_{ca}$ 関係においてもせん断ひずみによると考えるのが妥当であろう。

図13に示した $p'$ 一定試験の各応力~ひずみ関係に対して実験⑤と同様に荷重開始から0.002%までのデータの近似線から $E_{ca}$ を求めたところ、その値は偏差応力の増加とともにわずかに増加しており、その差は最大で5MPa程度であった。図15は $p'$ - $q$ 平面上の同一点まで異方圧密した場合と等方圧密後に $p'$ 一定試験を行った場合における $E_{ca}$ の変化に関する概念図であり、(a)は応力経路、(b)は両試験中の間隙比の減少に伴う $E_{ca}$ の増加成分、(c)はせん断ひずみの増加に伴う $E_{ca}$ の減少成分を示している。両試験の最終的なせん断ひずみは異方圧密時の方が大きいことが知られており、 $p'$ 一定試験中の $E_{ca}$ の増加は、間隙比の減少による増加成分がせん断ひずみの増加による減少成分より卓越している(図中において $m > n$ )ことによると考えると、異方圧密時には両者の成分が相殺する(図中において $s=t$ )ことによって同一平均有効応力下における等方圧密時の $E_{ca}$ と等しくなると考えることができ、図14の実験結果と符号する。

以上の実験結果からせん断ひずみ履歴を受けた異方応力状態下における擬似弾性変形係数の変化について、そのメカニズムを解明したとは決して言えないが、本研究において提案している関係式が異方圧密時にも十分適用できることは示されたと思われる。

## 7. 排水クリープが擬似弾性変形係数に及ぼす影響

原地盤においては堆積後に長時間のクリープが進行しており、繰り返し試料による室内試験結果から得られた先の関係式において、この影響を定量化することは重要である。そこで、メンブレンの劣化による試験時間の制約内において行われた排水クリープ試験結果を用いて以下に検討する。

図16(a),(b)は所定の圧密応力に達した後に応力状態を一定に保ったまま排水クリープを許し、所定の排水クリープ時間において一旦排水を止めて行われた繰返し荷重試験時における $\Delta q$ - $\epsilon_a$ 関係の比較である。(a)は等方圧密後の所定の排水クリープ時間(0, 600, 1400, 2700, 3600分)において行われた実験⑥の比較であ

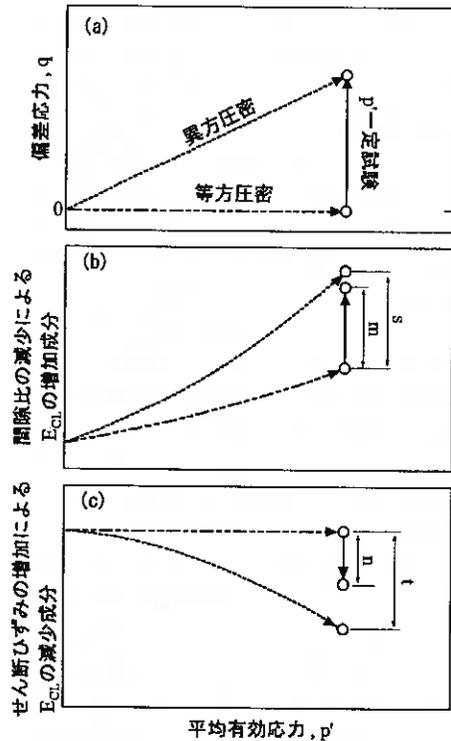


図15  $p'$ - $q$ 平面上の同一点まで異方圧密した場合と等方圧密後に $p'$ 一定試験を行った場合における $E_{ca}$ の変化に関する概念図

- (a) 応力経路
- (b) 間隙比の減少に伴う $E_{ca}$ の増加成分の概念図
- (c) せん断ひずみの増加に伴う $E_{ca}$ の減少成分の概念図

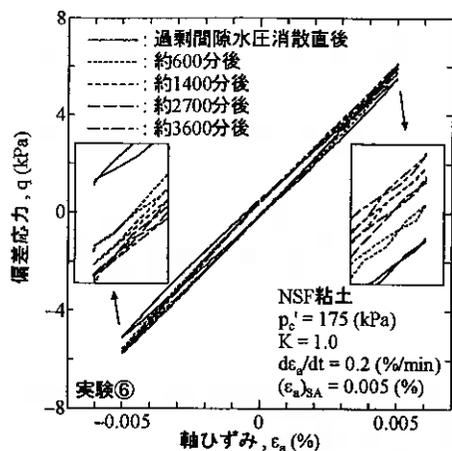


図 16(a) 等方圧密後に行われた排水クリープ下における擬似弾性変形係数の変化

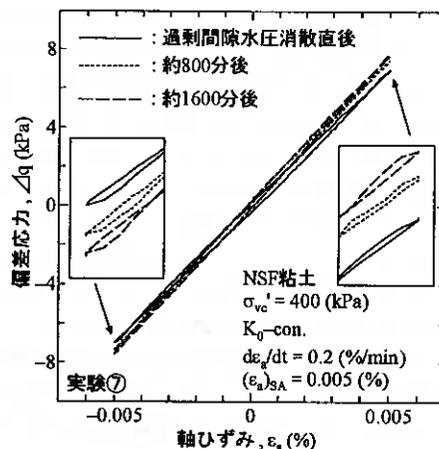


図 16(b)  $K_0$  圧密後に行われた排水クリープ下における擬似弾性変形係数の変化

り、(b)は $K_0$ 圧密後の所定の排水クリープ時間(0, 800, 1600 分)で行われた**実験⑦**のものである。両図において排水クリープの進行とともに $E_{\alpha}$ が増加していることがわかる。ところで、図 16(b)に示されている実験結果は $K_0$ 圧密後のものであるにもかかわらず、図 11 に示したような載荷・除荷側の挙動における非対称性は見られない。これについては、図 16(b)中の過剰間隙水圧の消散直後に行われた実験における、圧密応力の載荷終了から過剰間隙水圧消散までに要した時間は図 11 に示した実験のいずれに対しても 200 分程度長いことに起因していると考えられ、その間に生じたわずかな排水クリープによって擬似弾性領域が拡大したと推測される。

図 17 は図 16(a), (b)中に示した実験結果における $e_{CL} \sim \ln E_{\alpha}$ 関係を図 5(b)中にプロットしたものである。排水クリープ下における $e_{CL} \sim \ln E_{\alpha}$ 関係の傾きは等方、 $K_0$ 圧密後の関係ともに過圧密時の傾きである $\mu$ にほぼ等しい。したがって、排水クリープ下における $E_{\alpha}$ の増加は、同じ間隙比の変化量に対して比較すると圧密の進行に伴う増加よりも大きく、擬似弾性変形係数に及ぼす排水クリープの影響は非常に大きいことがわかる。

図 18 は両試験(実験⑥, ⑦)中における時間と間隙比の関係を示したものであり、二次圧密係数 $C_{\alpha}$ は圧密方法や圧密応力(図 4 参照)にほぼよらないことがわかる。図中には $K_0$ 圧密ならびにその後の排水クリープ下におけるせん断ひずみについても示

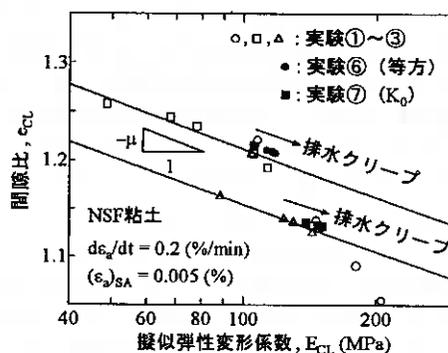


図 17 等方および $K_0$ 圧密後に行われた排水クリープ下における $e_{CL} \sim \ln E_{\alpha}$ 関係の変化

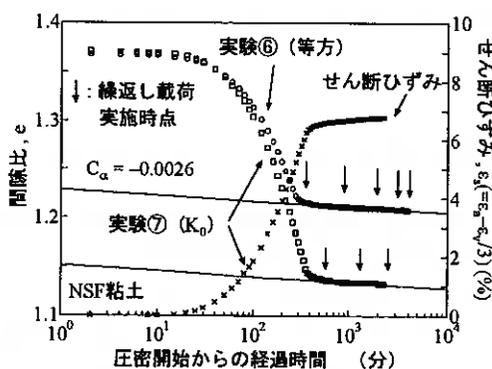


図 18 実験⑥, ⑦における試験中の間隙比ならびにせん断ひずみの変化

しており(実験⑦),排水クリーブ中におけるせん断ひずみの変化は非常に小さいことがわかる。せん断ひずみが大きいほど擬似弾性変形係数を減少させる効果があると考えらるならば,図17中において $K_0$ 圧密後の排水クリーブ下における $e_{CR} \sim \ln E_{CR}$ 関係の傾きが等方圧密後のものと等しかったことには,せん断ひずみの変化の少なさが要因として含まれていると考えられる。そこで,このような圧密方法によらない2つの特徴を用いて排水クリーブ下における擬似弾性変形係数の定式化を試みることにした。

排水クリーブ下における間隙比ならびに擬似弾性変形係数をそれぞれ $e_{CR}$ ,  $E_{CR}$ とし,圧密終了直後の両者を $e_y$ ,  $E_y$ とすると図17中の関係は式(5)のように表現できる。また,圧密開始から排水クリーブ下のある時点までの時間を $t_{CR}$ ,圧密終了直後までの時間を $t_y$ とすると図18中の関係は式(6)のように表現でき, $e_y$ ,  $E_y$ は式(1)および式(2)を満たすことを用いると最終的に両式は式(7)のように表現できる。なお, $p_y$ は圧密終了直後の平均有効応力に相当する。

図19は式(7)による計算値と実験値を比較したものであり,式(7)中の $C_{CR}$ は等方圧密後の関係から得られたものを使用し,その他のパラメータについては実験①~③によって得られたものとした。ただし, $t_y$ および $p_y$ はそれぞれの実験値を用いている。両関係において圧密終了直後の値に相違が見られるものの,計算値の傾向をよく表現しており,排水クリーブ時間と擬似弾性変形係数は両対数軸上において直線となることがわかる。なお,図中の実験値と計算値の差は,図18中における圧密終了直後の実験値と近似線に差があるためだと思われる。

## 8. まとめ

本研究で得られた知見について以下にまとめる。

- 等方圧密・膨張時の擬似弾性変形係数の変化は粘性土の $e \sim \ln p'$ 特性と強い相関があり,この関係から実験結果を表現できる関係式を提案した。
- 同一平均有効応力下における等方,異方圧密時の擬似弾性変形係数はほぼ等しいと考えられ,提案した関係式は等方,異方, $K_0$ といった圧密方法を問わず使用可能である。
- 排水クリーブに伴う擬似弾性変形係数の増加は,圧密に伴う変化と比べても非常に大きく,その関係は二次圧密係数ならびに過圧密時における擬似弾性変形係数の変化率を用いた関係式によって表現可能である。

$$e_{CR} = e_y + \mu \cdot \ln E_y - \mu \cdot \ln E_{CR} \quad (5)$$

$$e_{CR} = e_y + C_{CR} \cdot \ln t_y - C_{CR} \cdot \ln t_{CR} \quad (6)$$

$$E_{CR} = \left( \frac{t_{CR}}{t_y} \right)^{\frac{C_{CR}}{\mu}} \cdot p_y^{\frac{\lambda}{1-v}} \cdot \exp \left( \frac{\Delta - \Gamma}{v} \right) \quad (7)$$

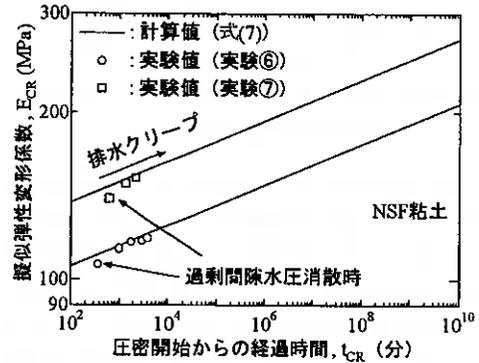


図19 排水クリーブ下における $E_{CR}$ の定式化結果と実験値の比較

今後は、乱さない試料を中心とした様々な粘土試料について同様の実験を行い、 $v$ ,  $\mu$ ,  $\Delta$ といった擬似弾性変形係数に関わるパラメータの推定方法の確立、更には繰り返し試料によってさらに長期間の実験を行い、提案した排水クリーブ下における関係式の適用性を把握した上で骨格構造の発達を伴う年代効果の影響についても検討していきたいと考えている。

謝辞：本研究における実験に関して、北海道大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻大学院生大木基裕君に多大な協力を受けた。ここに記して感謝の意を表す。

#### 参考文献

- 1) Shibuya,S. and Mitachi,T. : Development of a fully digitized triaxial apparatus for testing soils and soft rocks, *Geotechnical Engineering*, Vol.28, No.2, pp.183-207, 1997.
- 2) Shibuya,S., Mitachi,T., Fukuda,F. and Degoshi,T. : Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.18, No.3, pp.365-375, 1995.
- 3) Mitachi,T. and Kitago,S. : Change in undrained shear strength characteristics of saturated remolded clay due to swelling, : *Soils and Foundations*, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.
- 4) 上野恭宏, プラダン テージ : 粘性土の繰返し変形特性に及ぼす圧密条件の影響, 第 30 回土質工学研究発表会概要集, Vol.2, pp.915-918, 1995.
- 5) Shibuya,S., Mitachi,T., Hosomi,A. and Hwang,S.C. : Strain-rates effects on stress-strain behaviour of clay as observed in monotonic and cyclic triaxial tests, *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior, ASCE Geotechnical Special Publication*, No.61, pp.214-227, 1996.

北海道大学大学院	○ 学生員	長澤 正明
北海道大学大学院	正会員	三浦 均也
建設省東北地方建設局	正会員	塚田 幸広
北海道大学大学院	学生員	金 潤相

## 1. ま え が き

弾性波を利用した探査技術が各方面で実用化されている。建設分野も例外ではなく、地盤の探査や構造物の診断等に弾性波の特性を生かした応用技術が用いられている。構造物の基礎杭においても弾性波の利用が積極的に行われており、急速載荷試験による支持力の推定や品質管理、破損状況の把握などに弾性波の特性が応用されている。本研究では、鋼の芯材やケーシングを有してコンクリートで充填されたマイクロパイルのような、均質でない複数の材料からなる杭を伝播する弾性波の挙動を明らかにすることを目的としている。複合杭の場合の弾性波動については、「弾性波速度は鋼材の弾性波速度に等しいのだろうか、そうでなければ、充填材の影響はどのように発揮されるのであろうか」という基本的な問題を明らかにすることが目標である。

円形断面を有する均質なロッドを伝播する弾性波の挙動に関しては、既往の研究の蓄積があり Poshhammer-Chree<sup>1)</sup>により厳密解が示されている。ロッドの軸方向における圧縮変形のみに着目した単純化した考え方では、速度は  $v = \sqrt{E/\rho}$  (ロッドの密度を  $\rho$ 、ヤング率  $E$ ) となる。しかし、厳密解によると弾性波速度は短波長の弾性波に対しては顕著な周波数依存性を示す性質がある。すなわち、波長がロッド半径の 10 分の 1 あるいはそれ以下になると、ロッドの半径方向における変形と平衡条件が無視できなくなるために、弾性波の挙動は半径方向において一様ではなくなり、これに伴い弾性波速度は低下する傾向を示すようになる。材料が均質でない杭の場合に弾性波挙動を適切に把握するためには、材料間の相互作用、特に半径方向の相互作用を適切に考慮する必要があり、このためには、半径方向の変形を評価できる厳密解から始めなければならない。一方、弾性波の応用範囲を拡張するためには、数値解析手法を確立する必要もあり、周波数領域および時間領域で解析が可能な有限要素法を誘導し、かつ、無反射境界を取り入れて無限領域における杭の挙動も計算できるようにしている。

本論文では、まず、厳密解の誘導過程を簡単に示すとともに、厳密解を中空杭および同心円状に配置した多層材料からなる杭に拡張する。次に、中実杭と中空杭について、厳密解と数値解の比較を行ない、有限要素法の妥当性を明らかにする。最後に 2 層材料の複合杭について断面構成と弾性波の伝播特性の関係について検討している。

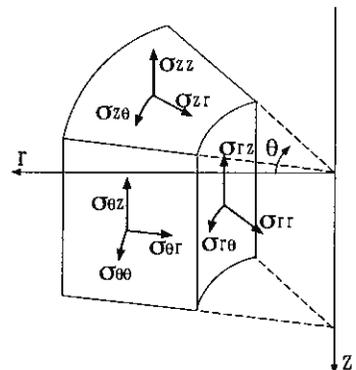


図 1 円筒座標系

## 2. 支配方程式の誘導と複合杭に対する弾性波伝播に関する厳密解

### 2.1. 応力とひずみの定義と線形弾性理論

円筒座標系は  $z$  軸を鉛直下方に取り、図 1 のように設定した。この座標系における変位成分  $[u_i]$  を  $u_r$ 、 $u_\theta$ 、 $u_z$  と定義する。変位から計

算されるひずみ成分 $[\varepsilon_{ij} = (u_{i,j} + u_{j,i})/2]$ は次のようになる。以下では、構造力学の慣例にしたがって引張側を正とし、図1には応力成分の状態を示すが、ひずみも同様である。

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r}, \quad \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta}, \quad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial u_z}{\partial z}, \quad \varepsilon_{r\theta} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} \right), \quad \varepsilon_{z\theta} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial z} \right), \quad \varepsilon_{rz} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r} \right) \quad (1)$$

ここでは、弾性範囲内の微小変形を対象としているので線形弾性理論に基づいて、応力-ひずみ関係を以下のように与えることができる。 $[\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda\varepsilon_{kk}\delta_{ij}]$

$$\sigma_{rr} = \lambda\Delta + 2\mu\varepsilon_{rr}, \quad \sigma_{\theta\theta} = \lambda\Delta + 2\mu\varepsilon_{\theta\theta}, \quad \sigma_{zz} = \lambda\Delta + 2\mu\varepsilon_{zz}, \quad \sigma_{z\theta} = 2\mu\varepsilon_{z\theta}, \quad \sigma_{rz} = 2\mu\varepsilon_{rz}, \quad \sigma_{r\theta} = 2\mu\varepsilon_{r\theta} \quad (2)$$

ここで、 $\varepsilon$  は体積ひずみ  $\Delta = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} + \varepsilon_{zz}$  で、 $\lambda$  と  $\mu$  は Lamé の定数で、ヤング率  $E$  と Poisson 比とは次

$$\text{式(1)の関係にある。} \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)}, \quad \mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

式(1)を式(2)に代入すると、応力成分は以下のようになる  $[\sigma_{ij} = \mu(u_{i,j} + u_{j,i}) + \lambda u_{kk}\delta_{ij}]$ 。

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial u_r}{\partial r} + \lambda \left( \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right), \quad \sigma_{\theta\theta} = (\lambda + 2\mu) \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \frac{u_r}{r} \right) + \lambda \left( \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right), \\ \sigma_{zz} &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial u_z}{\partial z} + \lambda \left( \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} \right), \\ \sigma_{z\theta} &= \mu \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial z} \right), \quad \sigma_{rz} = \mu \left( \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial r} \right), \quad \sigma_{r\theta} = \mu \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} \right) \end{aligned} \quad (3)$$

## 2.2. 平衡条件

— 3方向に対する、動的な平衡条件式は以下のようになり、

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r}, \quad \rho \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{z\theta}}{\partial z} + 2 \frac{\sigma_{r\theta}}{r}, \\ \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_{z\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rz}}{r} \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 $r$  方向と  $\theta$  方向の変形と平衡条件を小さいとして無視し、 $z$  方向の平衡条件式 (式(4)における第3式) のみを単純化して用いると、波動方程式  $\rho(\partial^2 u_z / \partial t^2) = E(\partial^2 u_z / \partial z^2)$  が得られる。

これは一次元初等理論で得られるものであり、弾性波速度は  $V_e = \sqrt{E/\rho}$  であることを示している。

次に、以下の回転成分とその相互関係を導入する。

$$2\tilde{\omega}_r = \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} - \frac{\partial u_\theta}{\partial z}, \quad 2\tilde{\omega}_z = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r u_\theta) - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta}, \quad 2\tilde{\omega}_\theta = \frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r \tilde{\omega}_r)}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}_z}{\partial \theta} + \frac{\partial \tilde{\omega}_z}{\partial z} = 0$$

式(4)は次式のように変形できる。

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial \Delta}{\partial r} - 2\mu \left\{ \frac{\partial \tilde{\omega}_z}{r \partial \theta} - \frac{\partial \tilde{\omega}_\theta}{\partial z} \right\}, \quad \rho \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial \Delta}{r \partial \theta} - 2\mu \left\{ \frac{\partial \tilde{\omega}_r}{\partial z} - \frac{\partial \tilde{\omega}_z}{\partial r} \right\}, \\ \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial \Delta}{\partial z} - 2\mu \left\{ \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r \tilde{\omega}_\theta) - \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}_r}{\partial \theta} \right\} \end{aligned} \quad (5)$$

さらに、変位成分を消去すると以下の式が基本式として得られる。

$$\rho \frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \left\{ \frac{\partial^2 \Delta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \Delta}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial z^2} \right\}, \quad \rho \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_r}{\partial t^2} = \mu \left\{ \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_r}{\partial r^2} + \frac{3}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}_r}{\partial r} + \frac{\tilde{\omega}_r}{r^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_r}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_r}{\partial z^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}_z}{\partial z} \right\},$$

$$\rho \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_\theta}{\partial t^2} = \mu \left\{ \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_\theta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}_\theta}{\partial r} - \frac{\tilde{\omega}_\theta}{r^2} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_\theta}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_\theta}{\partial z^2} + \frac{2}{r^2} \frac{\partial \tilde{\omega}_r}{\partial \theta} \right\}, \quad \rho \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_z}{\partial t^2} = \mu \left\{ \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_z}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}_z}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_z}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \tilde{\omega}_z}{\partial z^2} \right\} \quad (6)$$

### 2.3. 弾性波の解と境界条件

これを杭の弾性波問題にあわせて、 $\theta$ 方向の釣り合いと変形を考慮しない

で、整理すると  $\tilde{\omega} = \tilde{\omega}_\theta$ 、式(6)は次式となる。

$$\rho \frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \left\{ \frac{\partial^2 \Delta}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta}{\partial r} + \frac{\partial^2 \Delta}{\partial z^2} \right\}, \quad \rho \frac{\partial^2 \tilde{\omega}}{\partial t^2} = \mu \left\{ \frac{\partial^2 \tilde{\omega}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}}{\partial r} - \frac{\tilde{\omega}}{r^2} + \frac{\partial^2 \tilde{\omega}}{\partial z^2} \right\} \quad (6')$$

さらに、変形の周期性を角速度 $\omega$ と波数 $\kappa$ を導入して、 $u_r = U_r(r)e^{i(\alpha t - \kappa z)}$ と

$u_z = U_z(r)e^{i(\alpha t - \kappa z)}$ と表現し、同様に、 $\Delta = \Delta' e^{i(\alpha t - \kappa z)}$ 、 $\tilde{\omega} = \tilde{\omega}' e^{i(\alpha t - \kappa z)}$ 、

$\sigma_{zz} = S_{zz} e^{i(\alpha t - \kappa z)}$ 、 $\sigma_{rr} = S_{rr} e^{i(\alpha t - \kappa z)}$ 、 $\sigma_{r\theta} = S_{r\theta} e^{i(\alpha t - \kappa z)}$ 、とすると、式(6)は

最終的に、次式のように整理される (図2参照)。

$$\frac{\partial^2 \Delta'}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Delta'}{\partial r} + (h^2 - \kappa^2) \Delta' = 0, \quad \frac{\partial^2 \tilde{\omega}'}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tilde{\omega}'}{\partial r} - \frac{\tilde{\omega}'}{r^2} + (k^2 - \kappa^2) \tilde{\omega}' = 0 \quad (7)$$

ここで、 $h^2 = \rho \omega^2 / (\lambda + 2\mu)$ 、 $k^2 = \rho \omega^2 / \mu$ である。上式は解が Bessel 関数と

なることを意味しており、解は次のようになる。ただし、 $h'^2 = h^2 - \kappa^2$ 、 $k'^2 = k^2 - \kappa^2$ とする。

$$\Delta' = AJ_0(h'r) + BY_0(h'r); h' \geq 0, \quad \Delta' = AI_0(h'r) + BK_0(h'r); h' < 0$$

$$\tilde{\omega}' = CJ_1(k'r) + DY_1(k'r); k' \geq 0, \quad \tilde{\omega}' = CI_1(k'r) + DK_1(k'r); k' < 0 \quad (8)$$

この解を用いると、ひずみと応力の成分は以下ようになる。

$$U_r = -\frac{1}{h^2} \frac{\partial J_0(h'r)}{\partial r} A - \frac{1}{h^2} \frac{\partial Y_0(h'r)}{\partial r} B + \frac{i\kappa}{k^2} J_1(k'r) C + \frac{i\kappa}{k^2} Y_1(k'r) D$$

$$= U_{rA} + U_{rB} + U_{rC} + U_{rD}$$

$$U_z = \frac{i\kappa}{h^2} J_0(h'r) A + \frac{i\kappa}{h^2} Y_0(h'r) B + \frac{1}{k^2} \left[ \frac{1}{r} J_1(k'r) + \frac{\partial J_1(k'r)}{\partial r} \right] C + \frac{1}{k^2} \left[ \frac{1}{r} Y_1(k'r) + \frac{\partial Y_1(k'r)}{\partial r} \right] D$$

$$= U_{zA} + U_{zB} + U_{zC} + U_{zD}$$

$$S_{rr} = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial U_r}{\partial r} + \lambda \left( \frac{U_r}{r} + (-i\kappa) U_z \right) = S_{rA} + S_{rB} + S_{rC} + S_{rD}$$

$$S_{zz} = (\lambda + 2\mu) (-i\kappa) U_z + \lambda \left( \frac{\partial U_z}{\partial r} + \frac{U_r}{r} \right) = S_{zA} + S_{zB} + S_{zC} + S_{zD}$$

$$S_{rz} = \mu \left\{ (-i\kappa) U_r + \frac{\partial U_z}{\partial r} \right\} = S_{rA} + S_{rB} + S_{rC} + S_{rD} \quad (9)$$

境界条件は、図3のように3タイプ設定できる。

<境界条件 B1> - 円柱体の中心での変位の適合 -

$$\begin{cases} u_r(z, 0, t) = 0, & U_r(0) = 0 \\ u_z(z, 0, t) \neq \pm\infty, & U_z(0) \neq \pm\infty \end{cases}$$

<境界条件 B2> - 円柱体周面での自由境界 -

$$\begin{cases} \sigma_{rr}(z, r_f, t) = 0, & S_{rr}(r_f) = 0 \\ \sigma_{rz}(z, r_f, t) = 0, & S_{rz}(r_f) = 0 \end{cases}$$

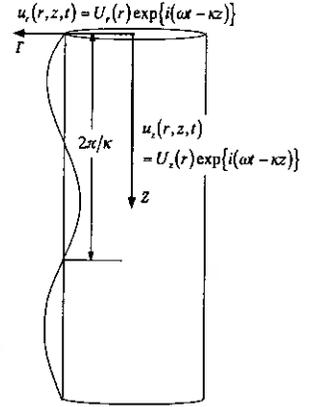
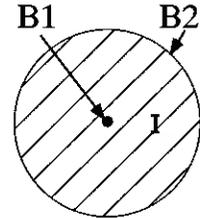
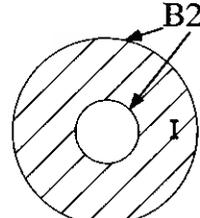


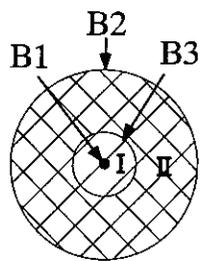
図2 軸対称条件における変位



(a) 中実円柱



(b) 中空円柱



(c) 2層円柱

図3 境界条件のタイプ

<境界条件 B3> — 円柱体内部の接触面での適合境界 —

$$\begin{cases} u_{zI}(z, r_b, t) = u_{zII}(z, r_b, t), & U_{zI}(r_b) = U_{zII}(r_b) \\ u_{rI}(z, r_b, t) = u_{rII}(z, r_b, t), & U_{rI}(r_b) = U_{rII}(r_b) \\ \sigma_{rzI}(z, r_b, t) = \sigma_{rzII}(z, r_b, t), & S_{rI}(r_b) = S_{rII}(r_b) \\ \sigma_{zrI}(z, r_b, t) = \sigma_{zrII}(z, r_b, t), & S_{zI}(r_b) = S_{zII}(r_b) \end{cases}$$

中実円柱、中空円柱、2層円柱に対する解は以下ようになる。

[中実円柱]

<境界条件 B1>

$$\begin{cases} U_{zI}(0) = 0 \\ U_{rI}(0) = \pm\infty \end{cases}$$

<境界条件 B2>

$$\begin{cases} S_{rI}(r_0) = 0 \\ S_{zI}(r_0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} S_{rAI}(r_0) & S_{rCI}(r_0) \\ S_{zAI}(r_0) & S_{zCI}(r_0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_I \\ C_I \end{Bmatrix} = 0 \\ \Rightarrow \det \begin{bmatrix} S_{rAI}(r_0) & S_{rCI}(r_0) \\ S_{zAI}(r_0) & S_{zCI}(r_0) \end{bmatrix} &= 0 \end{aligned}$$

[中空円柱]

<境界条件 B2>

$$\begin{cases} S_{rI}(r_1) = 0 \\ S_{zI}(r_1) = 0 \end{cases}$$

<境界条件 B2>

$$\begin{cases} S_{rI}(r_0) = 0 \\ S_{zI}(r_0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} S_{rAI}(r_1) & S_{rBI}(r_1) & S_{rCI}(r_1) & S_{rDI}(r_1) \\ S_{zAI}(r_1) & S_{zBI}(r_1) & S_{zCI}(r_1) & S_{zDI}(r_1) \\ S_{rAI}(r_0) & S_{rBI}(r_0) & S_{rCI}(r_0) & S_{rDI}(r_0) \\ S_{zAI}(r_0) & S_{zBI}(r_0) & S_{zCI}(r_0) & S_{zDI}(r_0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_I \\ B_I \\ C_I \\ D_I \end{Bmatrix} = 0 \\ \Rightarrow \det \begin{bmatrix} S_{rAI}(r_1) & S_{rBI}(r_1) & S_{rCI}(r_1) & S_{rDI}(r_1) \\ S_{zAI}(r_1) & S_{zBI}(r_1) & S_{zCI}(r_1) & S_{zDI}(r_1) \\ S_{rAI}(r_0) & S_{rBI}(r_0) & S_{rCI}(r_0) & S_{rDI}(r_0) \\ S_{zAI}(r_0) & S_{zBI}(r_0) & S_{zCI}(r_0) & S_{zDI}(r_0) \end{bmatrix} &= 0 \end{aligned}$$

[2層円柱]

<境界条件 B1>

$$\begin{cases} U_{zI}(0) = 0 \\ U_{rI}(0) = \pm\infty \end{cases}$$

<境界条件 B3>

$$\begin{cases} U_{zI}(r_b) = U_{zII}(r_b), & U_{zI}(r_b) = U_{zII}(r_b) \\ S_{rI}(r_b) = S_{rII}(r_b), & S_{rI}(r_b) = S_{rII}(r_b) \end{cases}$$

<境界条件 B2>

$$\begin{cases} S_{rI}(r_0) = 0 \\ S_{zI}(r_0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} U_{rAI}(r_b) & U_{rCI}(r_b) & -U_{rAII}(r_b) & -U_{rBII}(r_b) & -U_{rCII}(r_b) & -U_{rDII}(r_b) \\ U_{zAI}(r_b) & U_{zCI}(r_b) & -U_{zAII}(r_b) & -U_{zBII}(r_b) & -U_{zCII}(r_b) & -U_{zDII}(r_b) \\ S_{rAI}(r_b) & S_{rCI}(r_b) & -S_{rAII}(r_b) & -S_{rBII}(r_b) & -S_{rCII}(r_b) & -S_{rDII}(r_b) \\ S_{zAI}(r_b) & S_{zCI}(r_b) & -S_{zAII}(r_b) & -S_{zBII}(r_b) & -S_{zCII}(r_b) & -S_{zDII}(r_b) \\ 0 & 0 & S_{rAII}(r_0) & S_{rBII}(r_0) & S_{rCII}(r_0) & S_{rDII}(r_0) \\ 0 & 0 & S_{zAII}(r_0) & S_{zBII}(r_0) & S_{zCII}(r_0) & S_{zDII}(r_0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_I \\ C_I \\ A_{II} \\ B_{II} \\ C_{II} \\ D_{II} \end{Bmatrix} = 0 \\ \Rightarrow \det \begin{bmatrix} U_{rAI}(r_b) & U_{rCI}(r_b) & -U_{rAII}(r_b) & -U_{rBII}(r_b) & -U_{rCII}(r_b) & -U_{rDII}(r_b) \\ U_{zAI}(r_b) & U_{zCI}(r_b) & -U_{zAII}(r_b) & -U_{zBII}(r_b) & -U_{zCII}(r_b) & -U_{zDII}(r_b) \\ S_{rAI}(r_b) & S_{rCI}(r_b) & -S_{rAII}(r_b) & -S_{rBII}(r_b) & -S_{rCII}(r_b) & -S_{rDII}(r_b) \\ S_{zAI}(r_b) & S_{zCI}(r_b) & -S_{zAII}(r_b) & -S_{zBII}(r_b) & -S_{zCII}(r_b) & -S_{zDII}(r_b) \\ 0 & 0 & S_{rAII}(r_0) & S_{rBII}(r_0) & S_{rCII}(r_0) & S_{rDII}(r_0) \\ 0 & 0 & S_{zAII}(r_0) & S_{zBII}(r_0) & S_{zCII}(r_0) & S_{zDII}(r_0) \end{bmatrix} &= 0 \end{aligned}$$

上に示した、行列式を満たす $\kappa$ を見つけることによって、波長 $L=2\pi/\kappa$ と速度 $V=\omega/\kappa$ が求められる。

### 3. 弾性波解析のための有限要素法

弾性波の伝播特性の杭への広い条件での応用を考えると、有限要素法による数値解析手法を準備しておく必要がある。この研究では、弾性体の変形解析が可能な有限要素法を、杭の弾性波の伝播特性の解析のために改造した。弾性体の動的な挙動を記述する一般的なマトリックス方程式は以下のものである。

$$\iint [M^e] dv \{\dot{s}\} + \iint [C^e] dv \{s\} + \iint [K^e] dv \{s\} = \{f\} \quad (10)$$

プログラムでは、各要素のマトリックスを要素内の4点で円筒座標系において数値積分している。プログラ

ムでは、差分法によって解くことで時間領域で解析し、時刻歴を得ることが出来る。また、次のように角加速度 $\omega$ を用いて式を展開することによって、周波数領域において複素数で解析することができる。

$$\{(-\omega^2[M^e] + i\omega[C^e] + [K^e])\} dv\{S\} = \{F\} \quad (11)$$

ただし、 $\{s\} = \{S\}e^{i\omega t}$ 、 $\{f\} = \{F\}e^{i\omega t}$ としている。

弾性波の反射を制御するために、無反射境界を導入しているが、その定式化は以下のようなものである（図4参照）。

<せん断波>

$$u_i = a_s e^{i(\omega t - \kappa x)} \quad [\kappa_s = \omega \sqrt{\rho/\mu}]$$

$$\tau = \mu(-\partial u_i / \partial n) = i\mu \kappa_s u_i = i\omega \sqrt{\mu\rho} u_i = \sqrt{\mu\rho} \dot{u}_i = c_s \dot{u}_i$$

<圧縮波>

$$u_n = a_d e^{i(\omega t - \kappa_d x)} \quad [\kappa_d = \omega \sqrt{\rho/(2\mu + \lambda)}]$$

$$\sigma = (2\mu + \lambda)(-\partial u_n / \partial n) = i(2\mu + \lambda)\kappa_d u_n$$

$$= i\omega \sqrt{(2\mu + \lambda)\rho} u_n = \sqrt{(2\mu + \lambda)\rho} \dot{u}_i = c_d \dot{u}_i$$

また、図5に解析モデルの例を示す。

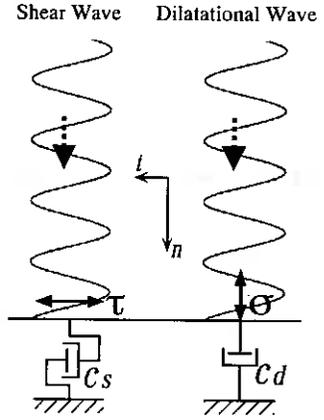


図4 無反射境界の定式化

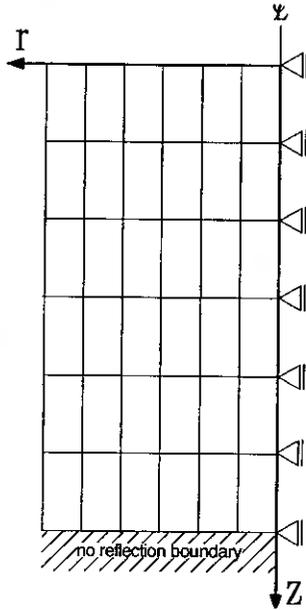


図5 有限要素解析モデル例

#### 4. 解析結果および考察

以下では、杭中を伝播する弾性波の速度を求めるために解析する。厳密解では行列式に基づいて波数 $\kappa$ および波長 $L$ を求めてから速度 $V = \omega/\kappa = 2\pi\omega L$ に換算し、また、有限要素法では周波数領域で解析を実施することによって波長 $L$ を求め、速度を換算して求めている。

##### 4.1. 中実および中空杭における弾性波伝播特性

図6、図7には、中実杭と中空杭について求めた行列式を正規化した値を、速度を1次元解析で得られる速度で正規化した $V/V_e$ に対してPoisson比 $\nu$ が0.2の条件でプロットしている。先に示したマトリックスでは角振動数 $\omega$ と波数 $\kappa$ がパラメータであり、ここでは、所定の半径-波長比 $r/L = 0.001, 0.1, 0.2, 0.3$ に対応する $\kappa$ を求め、その条件のもとで、

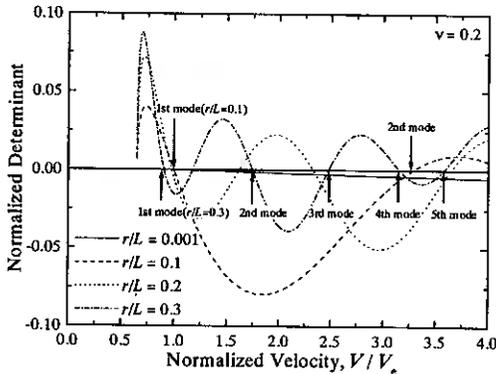


図6 正規化行列式—速度比関係（中実杭）

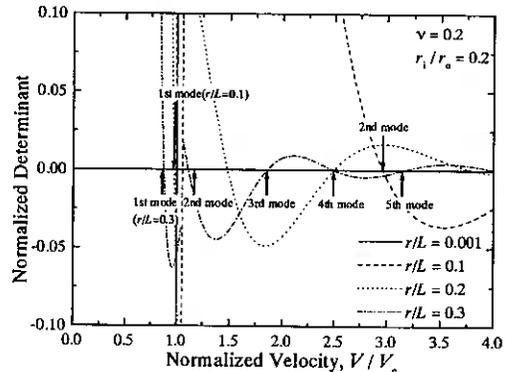


図7 正規化行列式—速度比関係（中空杭）

$\omega$ を変化させている。図では、多少わかりにくいだが、波長が十分に大きな  $r/L=0.001$  で行列式は  $V/V_e=1$  で一旦 0 となり、その後は負の方向に発散している。したがって、この長波長領域では弾性波のモードは 1 つしか存在せず、その速度は一次元解析で得られる  $V_e = \sqrt{E/\rho}$  に等しいことがわかる。一方、波長が杭の半径の十倍程度まで大きくなると、図示のように行列式は複数の速度で 0 となり、弾性波の伝達モードおよび速度は複数存在することがわかる。 $r/L=0.3$  のケースに対しては、図上で 5 次モードまで確認することができる。

複数のモードの中でも最も重要と思われる一次モードを見ると、半径-波長比  $r/L$  が大きくなるにつれて速度は減少する傾向が認められる。所定の Poisson 比に対し行列式が 0 となる条件を数値的に見つけて半径-波長比に対して連続的に曲線で示したのが図 8 である (図には有限要素法による結果を記号で示している)。図示のように波長の減少に伴って速度が減少する傾向が明らかであり、また、Poisson 比に依存して関係は若干変化している。

図 9 には中空杭 (内径-外径比  $r_i/r_o=0.2$ 、 $\nu=0.2$ ) に対する行列式の変化を示している。中実の杭と同様に長波長条件 ( $r/L$  が小さい条件) では、単一のモードしか見られず、弾性波速度  $V$  は一次元解析による値に  $V_e$  に等しいが、半径-波長比  $r/L$  が大きくなると複数のモードが見られ、一次モードでの速度は減少していくことがわかる。一次モードにおける弾性波速度と波長との関係を図 9 に示している。中空杭と同様に波長が短くなるにつれて速度も減少する傾向がはっきりと認められるが、この傾向は内径-外径比  $r_i/r_o$  に依存している。すなわち、 $r_i/r_o$  が大きく薄い杭ほど速度の減少傾向はより顕著である。

有限要素法による解析結果は、図 8 と図 9 において、記号でプロットしている。図示のように、中空杭と中空杭、いずれにおいても有限要素法による結果は、厳密解の結果とよく一致している。

図 10 には、弾性波伝播中の杭内における変形の様子を示している。長波長領域にあつて  $r/L$  が十分に小さければ、図 10(a) が示すように変形は一次的であり、杭の両面においても ( $r=r_o$ ) 変形は半径方向ではほとんど見られず、軸方向の変形が卓越している。このように、一次的な変形条件が満足されている場合には、図 8 や図 9 で示したように、弾性波速度  $V$  は一次元解析で得られる速度  $V_e$  に等しいことが理解できる。一方、図 10(b-d) に見られるように、波長が短くなり半径の 10 倍程度までになると、杭表面においては半径方向の変位も徐々に見られるようになり、 $r/L_e=0.2$  では半径方向の変位は軸方向の変位と同じレベル、 $r/L_e=0.3$  では半径方向の変形のほうが主体となっている。この様子は、図 11 に模式的に示している。

以上のように、有限要素法は杭中を伝播する弾性波に十分適用できることが確かめられ、弾性波伝播の波長依存性もうまく説明できることがわかった。

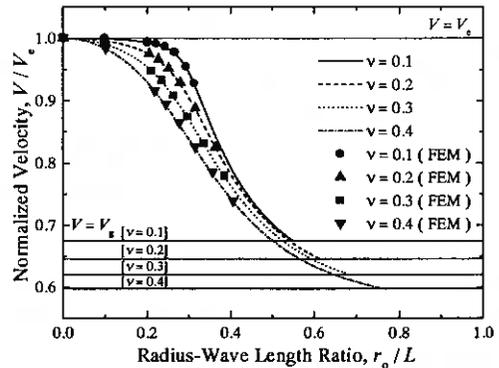


図 8 速度比と半径-波長比の関係(中実杭)

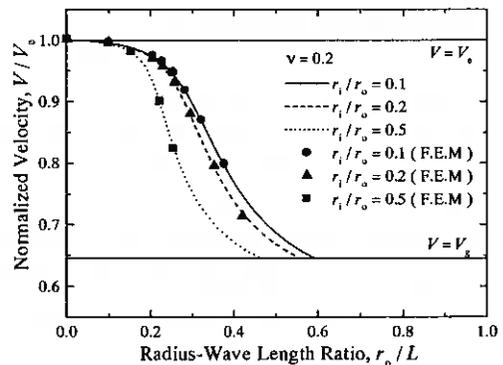


図 9 速度比と半径-波長比の関係(中空杭)

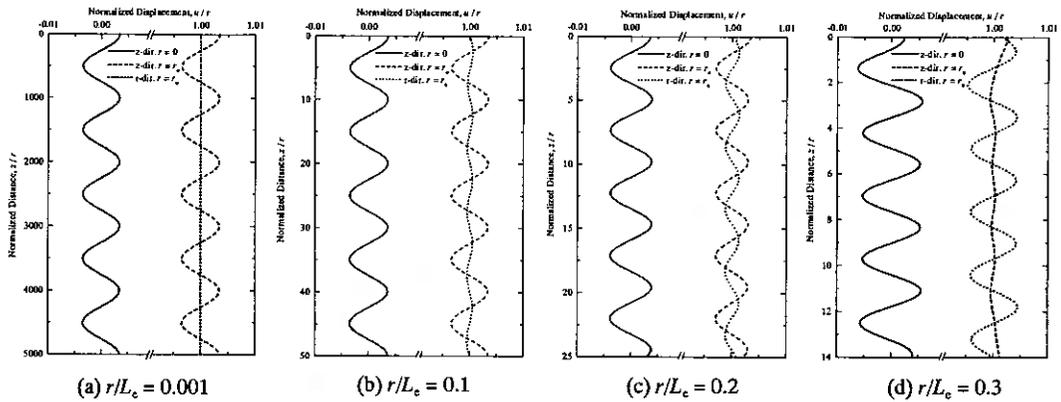


図10 弾性波伝播中の杭内における変形

#### 4.2. 複合杭における弾性波伝播特性

剛性が異なる2種類の材料からなる杭の解析を有限要素法によって解析している。図3(c)に示した断面を想定し、内側を材料I ( $E=E_i$ )、外側を材料O ( $E=E_o$ )とし、外半径を $r_o$ 、中心から接触面までの距離を $r_i$ としている。ここでは、剛性の比率 $E_i/E_o$ と材料Iをパラメトリックに変化させている。図12には解析によって得られた、長波長領域( $r/L_c=0.001$ )一次モードの弾性波速度を示している。図示のように、弾性波速度は面積率と剛性の比率に大きく依存して変化している。検討しているケースに限られているので一般的な結論とはできないが、ここで検討した範囲では、弾性波速度は面積(体積)で平均化したヤング率と密度を用いれば一次元解析で得られる解とおおよそ等しいと言える。今後はさらに一般的な条件で検討する必要がある。

図13には、一次モードの弾性波速度を半径-波長比に対して示している。中実杭や中空杭の場合と同じように、明瞭な弾性波速度の低下傾向が見られる。この弾性波速度の低下傾向は剛性の比率 $E_i/E_o$ の影響を受け、材料の剛性が異なるほど速度の低下は著しいと言える。

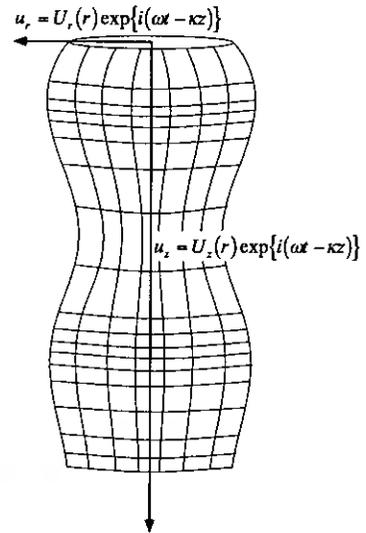


図11 杭内における変形の模式図

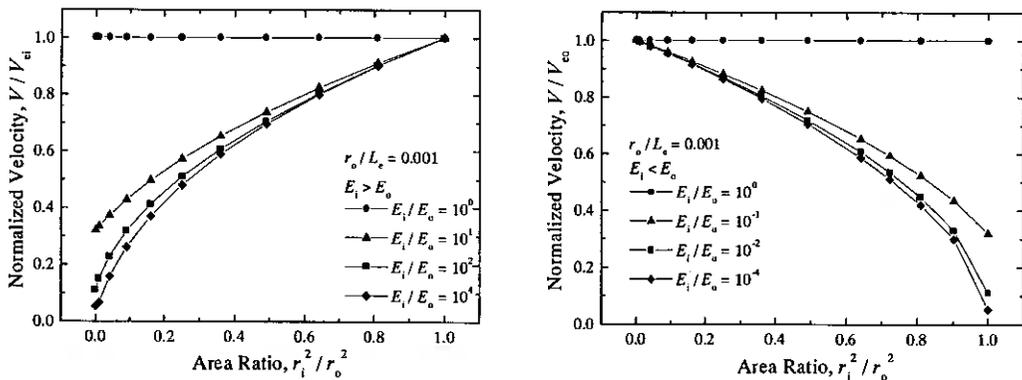


図12 長波長領域での一次モードの弾性波速度と面積率、剛性の関係

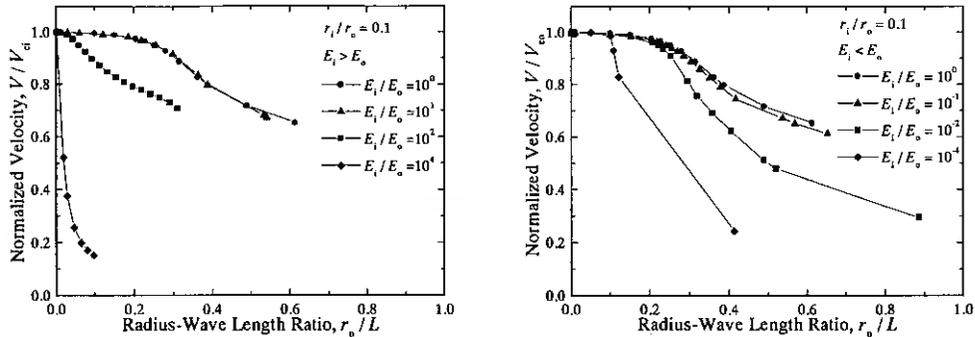


図 13 長波長領域での一次モードの弾性波速度と半径一波長比、剛性の関係

#### 4.3. 無限弾性体内における杭における弾性波の伝播特性

図 14 には、周面に無反射境界を配置した場合の弾性波の伝播特性を有限要素法によって解析した結果を示している。図では、一次モードの速度を剛性の比率  $E_1/E_0$  に対してプロットしている。図からわかるように、 $E_1/E_0$  が小さくなり 1 に近くなり材質が近い状態では、弾性波は弾性体に分散する傾向が強くなり、速度はかなり小さくなる。逆に、 $E_1/E_0$  が大きくなると、弾性波速度は周辺の半無限弾性体の影響を受けにくくなり弾性波速度は、一次元解析で得られる弾性波速度に近づいていく傾向が確かめられた。この解析条件では、剛性比  $E_1/E_0$  が  $10^6$  程度になれば、半無限弾性体の地盤の影響は無視できることがわかる。

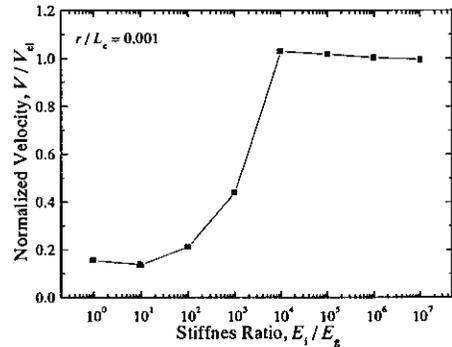


図 14 弾性波速度と周辺の剛性との関係

#### 5. あとがき

杭における弾性波の伝播特性を明らかにするために、既存の厳密解を材料が均質でない杭に適用できるように拡張した。また、有限要素法も弾性波の伝播特性に適用できるように拡張し、無限境界を用いて時間領域と周波数領域で弾性波の伝播特性が解析できるように準備した。中実杭、中空杭、2種類の材料からなる杭における弾性波の伝播特性を検討した結果は以下のようである。

- (1) 中実杭と中空杭において弾性波の伝播特性を検討し、弾性波速度の波長への依存性を示すとともに、それらが及ぼす Poisson 比の影響および中空杭の内径比の影響を明らかにした。この弾性波速度の波長への依存性は有限要素法によっても適切に表現でき、弾性波の問題に有限要素法が十分に適用できることがわかった。
- (2) 杭の半径に比べて波長が短くなるほど、杭の周面における半径方向の変形が顕著になる。このことが原因で、弾性波速度は減少する。このような傾向も、有限要素法によって十分に解析できることが分かった。
- (3) 二種類の材料からなる複合杭について有限要素法によって解析を行った結果、弾性波速度は断面の構成と材料の剛性比に強く依存することが明らかになった。検討を行った範囲では断面における平均の剛性と密度を用いることによって、一次元解析で得られる弾性波速度で近似できることが分かった。
- (4) 半無限弾性体中の杭における弾性波速度は弾性体の影響を強く受け、杭の弾性波速度は低下するが、解析を行った条件（半径と波長の比が 0.0001）では、剛性の比率が  $10^6$  より大きければ、弾性波速度は半無限弾性体の影響を受けずに杭単独での弾性波速度におおよそ等しいと言えることが分かった。

[参考文献] 1)Abramson, H.N., Plass, H.J., and Ripperger, E.A. Stress Wave Propagation in Rods and Beams :

Advances in Applied Mech., 5 (1958) pp113-139

北海道大学大学院	○ 学生員	坪川 将丈
北海道大学大学院	正会員	三浦 均也
建設省東北地方建設局	正会員	塚田 幸広
北海道大学	学生員	石戸 瑞徳
北海道大学大学院	正会員	西村 右敏

## 1. はじめに

マイクロパイル（以下ではMPと省略）は直径 30cm 程度のボーリング孔において、異形棒鋼を芯材としセメントミルクやセメントモルタルをグラウト材として圧入して作製する場所打ち杭の一種である<sup>1)</sup>。この様なMPを地盤内に複数配置するマイクロパイル工法は、施工機械の小型化、施工時の低振動、低騒音などのメリットを生かして、斜面や掘削の安定化や構造物基礎の補強に利用実績を高めている工法で（図1参照）、最近では既設基礎の耐震性能の強化に対しても有効な工法として注目されている。しかし、付着力が十分に期待できる反面、たわみ性の大きいMPの地盤中における力学的挙動、および複数のMP同士やフーチングとの相互作用については未解明な部分が多く、合理的な設計手法を確立するためには、これらの解明を急ぐ必要がある。

本研究の目的は、支持力を向上させるために直接基礎を複数のMPで補強した複合的なマイクロパイル基礎（以下ではMP基礎、写真1参照）の補強メカニズムを明らかにすることであり、MPで補強した模型円形基礎に対して一連の室内載荷実験を実施した<sup>2)</sup>。種々の密度に調整した模型乾燥砂地盤において、MPの寸法や剛性、配置（本数と設置角度）をパラメトリックに変化させて実験をすることで、MPによる基礎支持力の補強効果の影響要因について分析した。

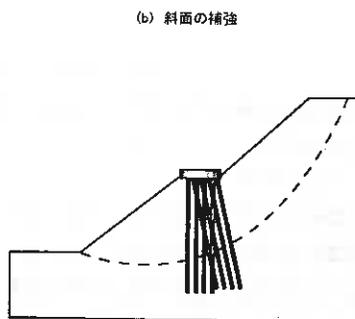
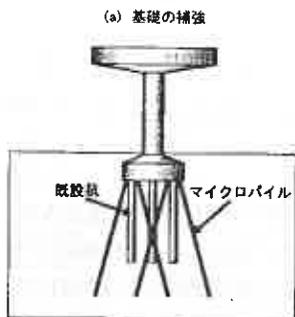


図1 MPの利用例

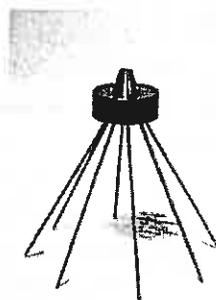


写真1 実験に用いたMP基礎模型  
( $n=8, \theta=30^\circ$ )

## 2. 模型実験の方法

模型実験に用いた載荷試験装置を図2に示す。鉛直方向2機と水平方向1機、計3機のダイレクトドライブモーターを有しており、載荷台にセットした模型基礎に対して水平・鉛直変位と回転を考慮して偏心・傾斜荷重を載荷できる設計になっているが、本研究では軸対称な円形基礎に対して水平変位と回転を固定して鉛直荷重のみを変位制御（1mm/min）で載荷している。砂地盤は図3に示す模型土槽に砂を落下・堆積させて作製し、表面に（根入れが無い状態で）MP基礎を設置した。基礎の寸法およびMPの放射状配置を図3、

Load-Settlement Behavior of Spread Foundation Reinforced with Micro-Pile on Sand Ground : Yukitomo TSUBOKAWA, Kinya MIURA, Mizuho ISHITO, Migitoshi NISHIMURA (Hokkaido University) & Yukihiro TSUKADA (Ministry of Construction)

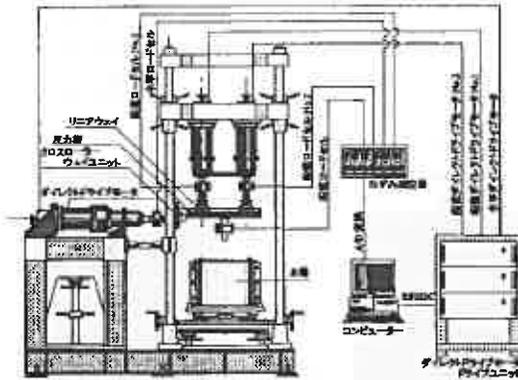


図2 載荷試験装置

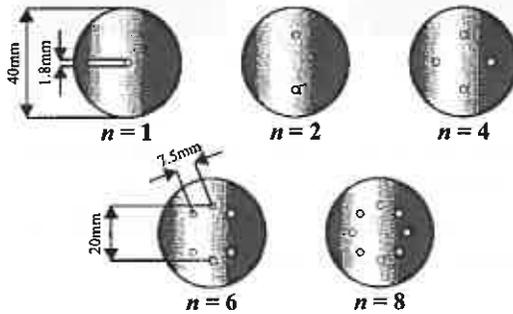
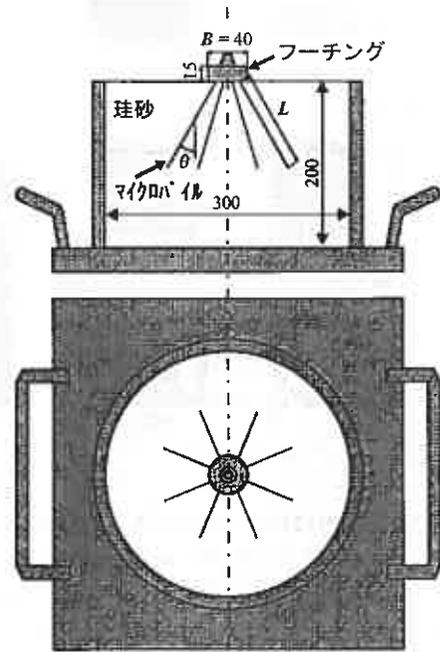


図4 MP取付け孔の配置



単位 : mm

図3 実験土槽とMP基礎の模型

4に示しており、MPの本数を  $n$ 、長さを  $L$ 、鉛直方向から測定した設置角度を  $\theta$  と定義している。用いた乾燥砂の物理的・力学的特性を表1に示すが、排水三軸圧縮試験で求めた内部摩擦角は本研究で採用した3種類の密度（密詰・中密詰・緩詰）に対して求めたものである。図5に断面を示すMPは(a)、(b)が直径1.8mmの鋼製棒、(c)が直径2.0mmのプラスチック棒を芯材として作製した。図6に示すような両端支持中央載荷条件での曲げ試験より求めた鋼製棒、プラスチック棒の曲げ剛性  $EI$  は表2に示すようで、それぞれ  $0.118\text{N}\cdot\text{m}^2$ 、 $0.002\text{N}\cdot\text{m}^2$  であり、換算したヤング率  $E$  は  $2.106 \times 10^5\text{MPa}$ 、 $0.031 \times 10^5\text{MPa}$  であった。また(b)、(c)には模型MPと地盤との十分な付着を確保するために、MPの表面にスプレー糊を塗布した後に地盤材料と同じ珪砂を貼り付けて乾燥させている。以下では(a)鋼棒の表面に何も処理を施さないものを S-Type、(b)鋼棒の表面に珪砂を貼り付けたものを R-Type、(c)プラスチック棒の表面に珪砂を貼り付けたものを pR-Type と表記する。

表1 砂の物理的・力学的特性

土粒子の密度	$\rho_s$	$2.717\text{g}/\text{cm}^3$
最大間隙比	$e_{max}$	1.165
最小間隙比	$e_{min}$	0.688
50%粒径	$D_{50}$	0.18mm
均等係数	$U_c$	1.82
内部摩擦角 $\phi_d$		
密詰地盤	( $Dr = 95 \pm 2\%$ )	38.5 deg.
中密詰地盤	( $Dr = 68 \pm 2\%$ )	36.2
緩詰地盤	( $Dr = 50 \pm 2\%$ )	34.8

表2 MP模型の特性

	S-Type	R-Type	pR-Type
材 質	鋼	鋼	プラスチック
周 面 粗 さ	Smooth	Rough	Rough
直 径 $D(\text{mm})$	1.8	2.0	2.2
曲げ剛性 $EI(\text{N}\cdot\text{m}^2)$	1.18E-01	1.18E-01	2.45E-03

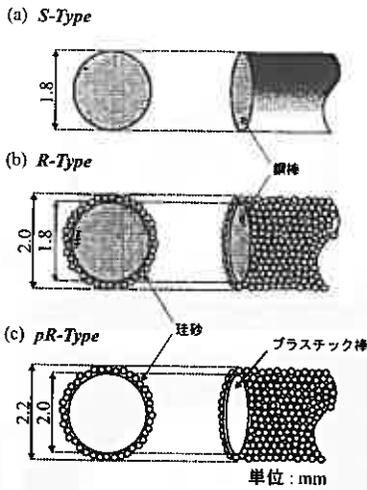


図5 棒型MP

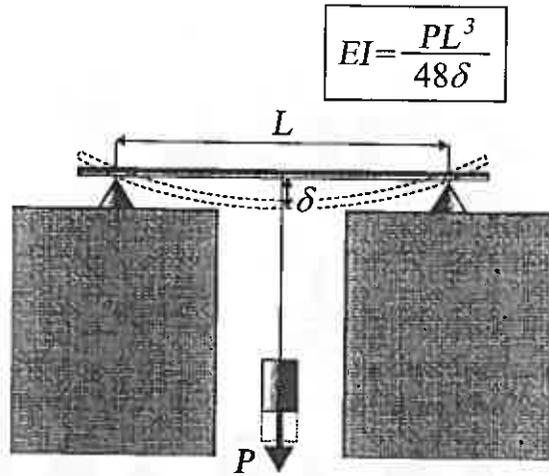


図6 両端支持中央載荷条件による曲げ試験

模型砂地盤の作製とマイクロパイル基礎の設置方法は図7に模式的に示すように、炉乾燥した珪砂をノズルから46cmの高さで均等に10層に分けて落下・堆積させ、層毎にハンマーで打撃振動を与えることによって所定の相対密度に調整した。実際のMPは場所打ち杭に分類される。したがって、初期状態におけるMPの過度なプレストレスおよび周辺地盤における過度の応力集中と乱れを生じさせないために、図示のようにMP基礎を空中で支えた状態で地盤を作製した。

以下では、MP基礎の支持力度（平均底面応力）を $q$ 、フーチングのみの支持力度を $q_s$ 、MPのみの支持力を $Q_{mp}$ としている。

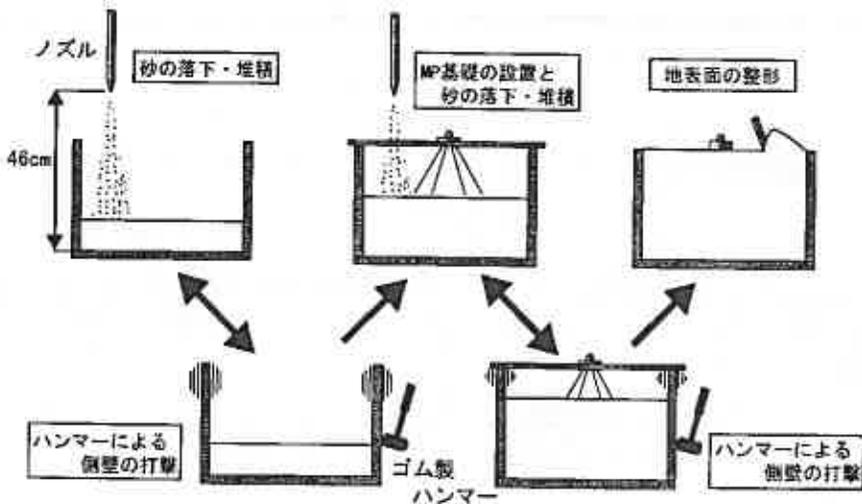


図7 模型地盤の作製方法

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1. 直接基礎の支持力特性

図8にMPを装着していない模型直接基礎の載荷実験の結果を支持力度  $q_s$  - 沈下量  $S$  関係で示している。前節で説明した地盤作製法では、基礎を空中に支持した状態で地盤を作製するので、基礎直下における地盤の均質性が心配された。したがって、予備的な実験として、密詰地盤において地盤作製が完了した後に直接基礎を設置したケースも合わせて図示している。直接基礎設置が地盤作製の途中か完了後かによらず、支持力度 - 沈下量関係には明瞭な差は見られていない。したがって、ハンマーによる打撃によって砂は基礎直下に十分回り込んでおり、地盤作製時における基礎の影響は小さくて支持力への影響は無視できると言える。

密詰地盤の場合には地盤の破壊形式は全般せん断破壊型となり、支持力度  $q_s$  はピーク後に顕著な減少を示し、地表面にも破壊面が現れていた。しかし、地盤が中密詰および緩詰の場合は破壊形式が局所せん断型に変化し、支持力度 - 沈下量曲線は下方にシフトして単調増加し、地表面にはほとんど変化が見られなかった。支持力も地盤が密詰の場合に比べると大幅に減少している。

#### 3.2. マイクロパイル (MP) の支持力特性

##### 3.2.1. MPの長さの影響

図9はMPの単独あるいは複数での荷重  $Q_{mp}$  - MPの地中長さ  $L_s$  関係を表している。ここでは、MPの設置角度は  $\theta=0^\circ$  で、直接基礎を地盤の表面から15mm浮かせた状態で支持してから地盤を作製し、MPの地中部分の長さ(根入れ長)を  $L_s$ 、初期の根入れ長を  $L_{s0}$  としている。図示しているどの条件においても、荷重の初期の段階においては荷重の増加は急激であり、その後は根入れ長  $L_s$  の増加にともなって支持力  $Q_{mp}$  が増加している。ただし、MPが8本 ( $n=8$ ) のケースでは若干異なっており、荷重の初期には明瞭なピークを示した後に一旦支持力が低下し、その後根入れ長の増加に合わせて単調増加に転じている。

単独のMP ( $n=1$ ) に対しては、荷重初期の荷重が急増する段階を除いた部分を近似した放物線 ( $Q_{mp(n=1)} = aL_s^2$ ;  $a=2.1\text{ kN/m}^2$ ) を破線で示している。放物線による近似の精度は十分であり、本研究の実験条件ではMPが小口径であるために支持力が先端支持力よりも周面摩擦に強く依存しており、さらに周面摩擦(杭表面のせん断応力)は深さにほぼ比例して増加することを示唆している(図10参照)。MPの本数が増えると  $L_{s0}=100\text{ mm}$  の場合から分かるように、支持力  $Q_{mp}$  は  $n$  とともに大きくなるようで

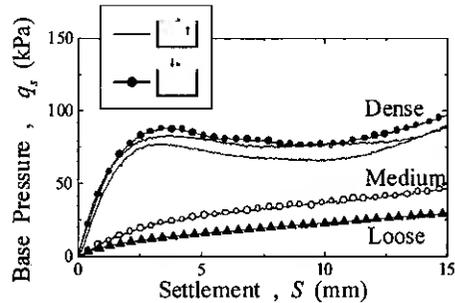


図8 円形直接基礎の荷重-沈下曲線

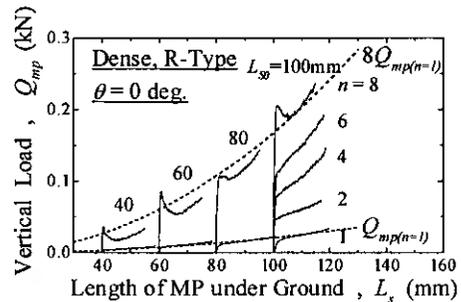


図9 MPの荷重-沈下曲線

$$Q_{mp} = aL_s^2$$

$$a = 2.1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

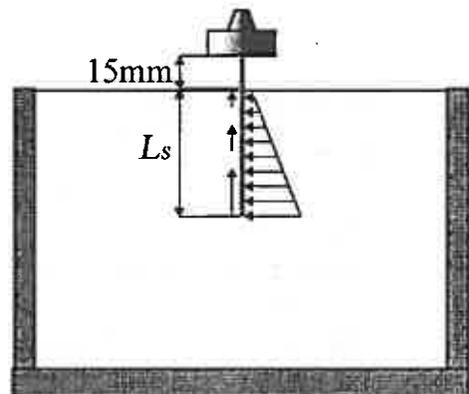


図10 MPの周面摩擦による抵抗の概念図

ある。 $n=8$  の例に対しては、 $n=1$  のケースで得られた近似放物線が与える支持力  $Q_{mp(n=1)}$  を 8 倍した値  $8Q_{mp(n=1)}$  を破線で示している。ピーク荷重は破線を上回るが、ピーク後の荷重は下回る傾向が見られ、杭間における極端な相互作用（群杭効果）は無いと言える。また、根入れ長  $L_s$  が大きい範囲では近似曲線から推定される支持力よりも大きくなる傾向を示しているが、この場合には模型土槽の底板（深さ 200mm）の影響が若干現れているのかもしれない。

### 3.2.2. MPの摩擦特性の影響

図 1 1 は MP 表面の摩擦特性を調整した 2 種類の MP を用いて、MP が 8 本 ( $n=8$ )、MP の設置角度  $\theta=0^\circ$  のケースにおける荷重  $Q_{mp}$  - MP の地中長さ  $L_s$  関係を表している。周面摩擦（杭表面のせん断応力）が深さにほぼ比例して増加することからもわかるように、 $L_s$  が短い場合は両者の支持力に大きな差は認められないが、 $L_s$  が長くなるにつれて、R-Type の方がより大きな支持力が得られ、S-Type との差は顕著になっている。放物線で近似すると R-Type では S-Type のおおよそ 1.7 倍、珪砂を貼り付けたことによる直径と表面積の増加を考慮すると、おおよそ 1.5 倍の支持力が得られている。

### 3.2.3. 地盤密度の影響

図 1 2 は密度を調整した 3 種類の地盤における実験結果を示している。

得られた結果をそれぞれ放物線で近似し、密度ケースを比較すると中密詰、緩詰のケースでは密詰のケースに比べて支持力が大幅に減少している。このことは中密詰、緩詰の地盤は密詰地盤に比べて正のダイレイタンスーが十分に発揮されず、MP が貫入し地盤に乱れが生じることによる拘束圧の増大が見込めないことが原因であると思われる。

## 3.3. マイクロパイル基礎（MP基礎）の支持力特性

### 3.3.1. MPの本数の影響

図 1 3 には密詰地盤における MP 基礎の支持力度  $q$  - 沈下量  $S$  関係を示す。ここでは、MP の本数  $n$  をパラメータとして MP の設置角度  $\theta=0^\circ$  と  $30^\circ$  の場合を整理している。MP の設置角度  $\theta$  によらず MP の本数  $n$  の増大に伴って支持力は増大しており、MP による支持力の補強効果が認められる。図 1 4 では MP 基礎の直径  $B$  に対する相対沈下量  $S/B$  が 5%、10%、20% に対応する基礎の支持力度  $q$  を  $\theta=0^\circ$  の場合について MP の本数  $n$  に対してプロットしている。図には直接基礎のみ ( $n=0$ ) の場合の支持力度  $q_s$  を水平な破線で示し、また、その値  $q_s$  に図 1 0 に示した MP のみの支持力  $Q_{mp}$  を基礎底面の面積  $A_s = \pi B^2/4$  で

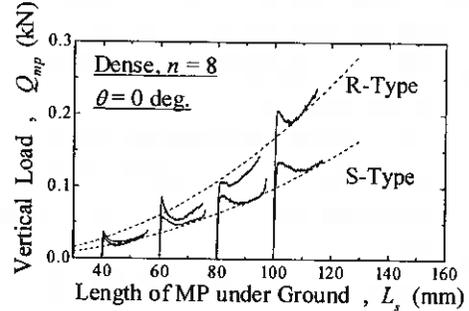


図 1 1 摩擦特性を変化させた MP の荷重 - 沈下曲線

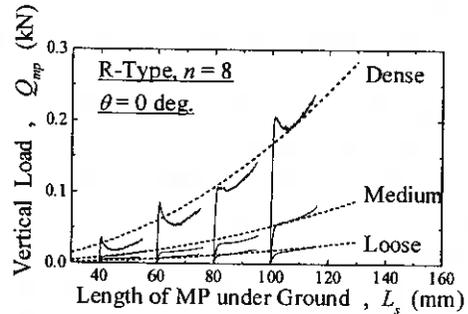


図 1 2 密度を変化させた地盤における MP の荷重 - 沈下曲線

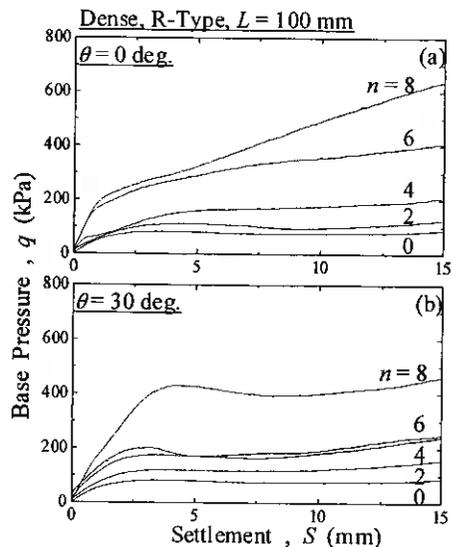


図 1 3 MP の荷重 - 沈下曲線に及ぼす MP 本数  $n$  の影響

正規化した値を単純に加えた値 ( $q_s + Q_{mp}/A_s$ ) も比較のために示している。図 1 4 に示すように、いずれの相対沈下量においても MP の本数  $n$  の増大に伴い支持力度  $q$  は増大している。また、相対沈下量  $S/B$  が 5% と小さな場合には、支持力度  $q$  の測定値と推定値 ( $q_s + Q_{mp}/A_s$ ) との間に顕著な差が認められないが、 $S/B$  が 20% と大きくなり本数  $n$  が増大すると、 $q$  は ( $q_s + Q_{mp}/A_s$ ) を大きく上回る傾向を示している。このような、フーチングと MP の相互作用による支持力の増大は図 1 5 のように説明することができる。すなわち、フーチングの沈下に伴って、フーチング直下の地盤はダイレイタンスーに起因する体積膨張を伴いながら、側方に変位して地盤が破壊しようとする。しかし、MP がある程度密に配置されていると、地盤の側方への変位は妨げられ、基礎直下の地盤の拘束 (拘束圧) が増大する。拘束圧の増大は、フーチング底面の地盤反力を増大させると同時に、杭の周面応力と摩擦抵抗も増大させる結果になる。

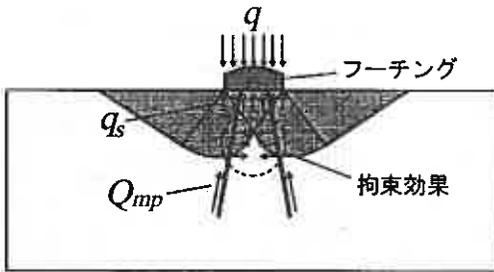


図 1 5 MP とフーチングとの相互作用の概念図

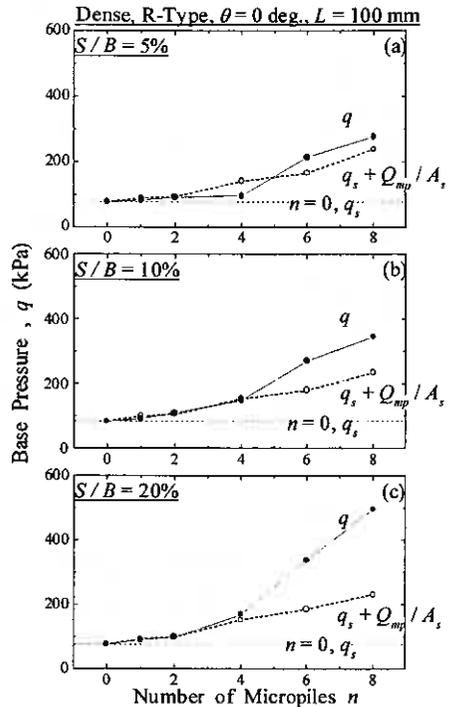


図 1 4 MP 基礎支持力の MP 本数  $n$  への依存性

### 3.3.2. 地盤密度と MP の設置角度の影響

図 1 6 は MP 基礎の支持力度  $q$  - 沈下量  $S$  関係を模型地盤の密度毎に、MP の設置角度  $\theta$  をパラメータとして示し、図 1 7 は MP 基礎の直径  $B$  に対する相対沈下量  $S/B$  が 5%、10%、20% に対応する MP 基礎の支持力度  $q$  を、MP の設置角度  $\theta$  をパラメータとして整理している。MP 基礎の支持力特性は MP の設置角度  $\theta$  に対して大きく変化しているが、前述のように、特に密詰地盤では地盤の正のダイレイタンスー特性が発揮されるため、特に設置角度の影響を受けるようである。それに伴い、破壊性状も変化し、図 1 6 (a) と写真 2 (a) に示すように、密詰地盤での  $\theta=0^\circ$  の場合は拘束効果によってせん断面が地表面には明瞭に現れず、支持力度が沈下に伴い単調に増加する局所せん断型の破壊性状を示すようになる。これに対し、 $\theta$  が増大すると拘束効果は次第に弱まり、破壊性状は全般せん断型へと変化している (図 1 6 (a) と写真 2 (b) 参照)。



(a)  $\theta=0^\circ$  (局所せん断破壊)



(b)  $\theta=60^\circ$  (全般せん断破壊)

写真 2 MP 基礎の沈下による地盤の変形状況

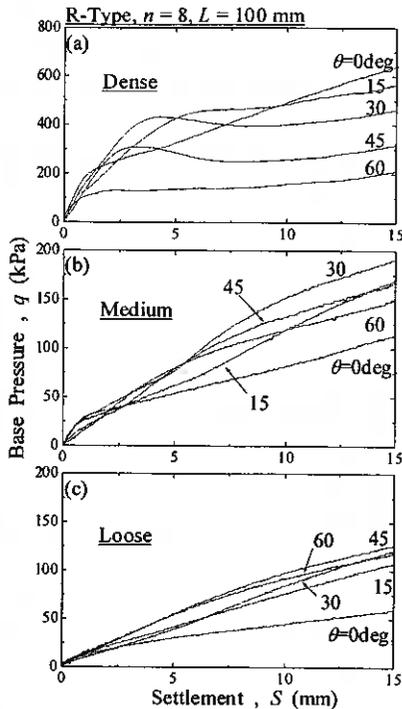


図 16 密度を変化させた地盤における MP 基礎の荷重-沈下曲線

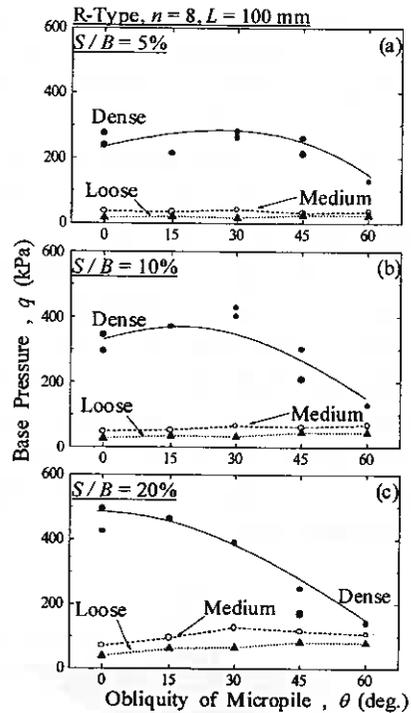


図 17 MP 基礎支持力の MP 設置角度  $\theta$  への依存性

フーチングとMPの間の相互作用を定量的に把握するために、図 18 には直接基礎のみ ( $n=0$ ) の場合の支持力度  $q_s$  にMPのみの支持力  $Q_{mp}$  を基礎底面の面積  $A_s = \pi B^2/4$  で正規化した値を単純に加えた値 ( $q_s + Q_{mp}/A_s$ ) とMP基礎の支持力度  $q$  の比率を  $R$  ( $= q / (q_s + Q_{mp}/A_s)$ ) として、 $\theta=0$  のケースについて示している。この比が1よりも大きいことは相互作用がプラスに作用し、基礎が良好に補強されたことを意味している。図示のように、地盤が密詰の場合には補強効果が認められ、特に基礎の沈下が進んだ段階では、支持力は2倍以上にも改善されている。その反面、中密詰あるいは緩詰の場合には比率  $R$  は1を下回り、相互作用は発揮されないという結果になっている。これは、地盤が正のダイレイタンスー特性を示さないために、基礎直下の圧力が上昇しないためと考えられる。

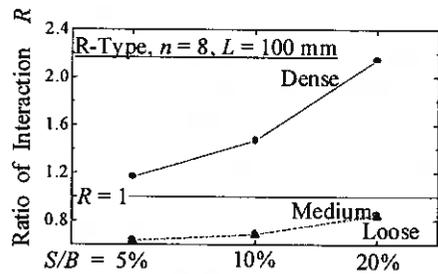


図 18 MP 基礎支持力における支持力補強率

MPの設置角度  $\theta$  の影響を密詰地盤での実験結果で詳しく見ると、 $L=100\text{mm}$  では、相対沈下量  $S/B$  が5%と小さな場合には  $\theta=30^\circ$  のときにもっとも大きな支持力度を得るが、相対沈下量  $S/B$  が20%と大きな場合にはMPを鉛直に配置した場合 ( $\theta=0^\circ$ ) に支持力度が最大となっている。このことは、沈下の初期の段階ではMPの摩擦抵抗よりも曲げ抵抗が発揮されるが、沈下が進行するにしたがって、地盤はMPの周辺で局部的に降伏し、曲げ抵抗が働きにくくなること、さらに、フーチング直下の土を拘束する効果はMPを鉛直に配置 ( $\theta=0^\circ$ ) した方が大きい、図 14 に示したように拘束効果が発揮されるにはある程度のフーチングの沈下が必要であることが理由であろう。すなわち、MP基礎の場合、沈下の初期には杭の曲げ剛性による補強効果が発揮されるが、基礎の沈下に伴いMPによる地盤の拘束効果が顕著になったと説明できる。

### 3.3.3. MPの摩擦特性と曲げ剛性の影響

図19はMP基礎の支持力  $q$  - 沈下量  $S$  関係をマイクロパイルのタイプ毎に、MPの設置角度  $\theta$  をパラメータとして示している。R-Type と S-Type との間では支持力 - 沈下量曲線にはあまり変化はなく、破壊形態にも大きな変化はないが、pR-Type では荷重が進行しても支持力の増加は見られずむしろ低減する傾向にある。これは写真3に示すように、プラスチック棒を芯材として用いたMPが地盤の側方への変位に耐えられなくなり、MPに塑性変形が生じたことによるものであり、このMPの塑性変形は特に設置角度  $\theta$  が小さいケースで認められた。MPの設置角度  $\theta$  が小さいケースではMPが地盤の側方への変位を妨げる効果が大きいため、このような現象が起きたと考えられる。

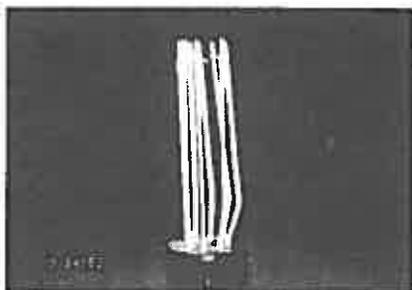


写真3 塑性変形が生じたMP (pR-Type,  $n=8, \theta=0^\circ$ )

図20、図21はMP基礎の直径  $B$  に対する相対沈下量  $S/B$  が5%、10%、20%に対応するMP基礎の支持力  $q$  を、MPの設置角度  $\theta$  をパラメータとして整理している。R-Type と S-Type との比較では(図20参照)、MP基礎の支持力に対するMPの周面摩擦抵抗の寄与が無視できないほど大きいと考えられることがわかり、MPの設置角度  $\theta$  が小さいケースほど S-Type の支持力は相対的に小さくなっている。また R-Type と pR-Type との比較では(図21参照)、 $\theta=30^\circ$  程度のケースにおいて、曲げ剛性の影響が顕著に認められた。図22にはフーチングとMPの相互作用を明らかにするために、前出の支持力補強率  $R$  をプロットしている。図示のように R-Type と S-Type では同様な傾向が見られ、摩擦特性の影響は小さいといえる。一方、pR-Type では沈下が進行した段階で相互作用による補強効果が減退している。したがって、補強効果を発揮するためには、より大きなMPの剛性が必要であるといえる。

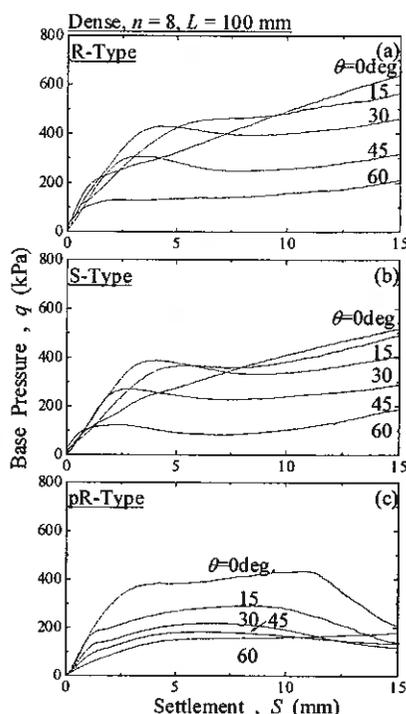


図19 MP基礎の荷重-沈下曲線に及ぼすMPの摩擦特性、曲げ剛性の影響

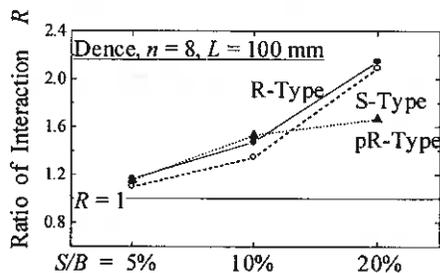


図22 MP基礎支持力における支持力補強率

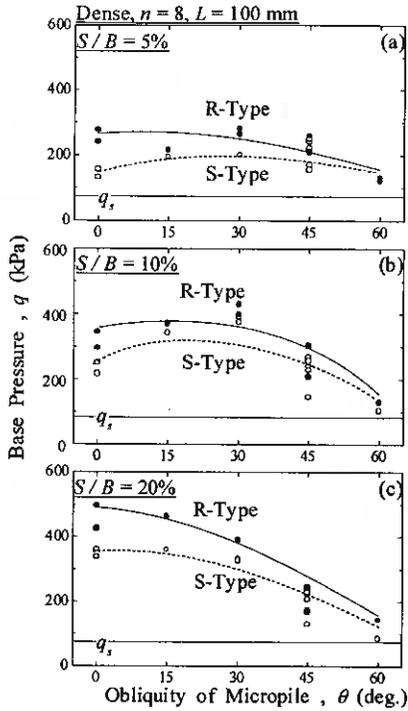


図 20 MP 基礎支持力の  
MP 設置角度  $\theta$  への依存性

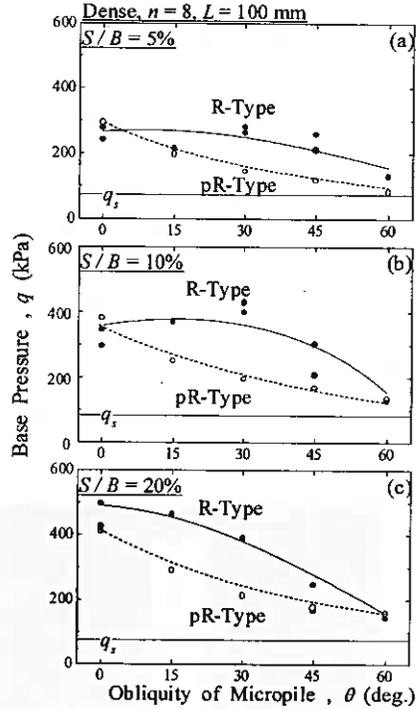


図 21 MP 基礎支持力の  
MP 設置角度  $\theta$  への依存性

### 3.3.4. MP の長さ $L$ の影響

図 23 は MP 基礎の直径  $B$  に対する相対沈下量  $S/B$  が 5%、10%、20% に対応する MP 基礎の支持力度  $q$  を、MP の長さ  $L$  を 100mm、50mm と変化させたケースについて、MP の設置角度  $\theta$  をパラメータとして整理している。MP の長さ  $L$  が 50mm と短い場合には MP の周面摩擦抵抗がほぼ 1/4 に減少するため、 $\theta$  が小さいほど  $L=100\text{mm}$  のケースよりも支持力度の低下が激しい。ただし、MP の摩擦抵抗や地盤の拘束効果よりも曲げ抵抗が主体となる  $\theta$  が大きいケースでは、MP の長さ  $L$  の減少による支持力度の低下はほとんど生じていないこともわかる。

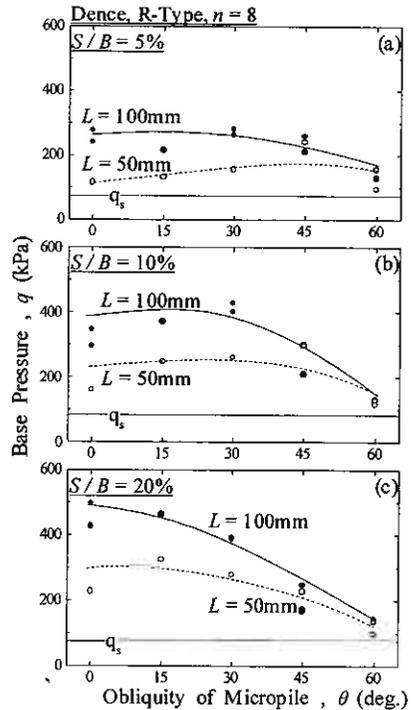


図 23 MP 基礎支持力の  
MP 設置角度  $\theta$  への依存性

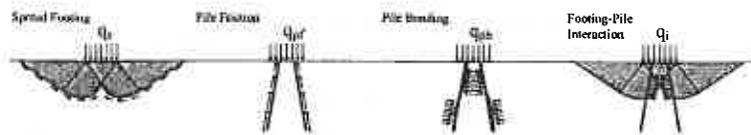


図 2.4 MP基礎支持力メカニズム

表 3 MP基礎支持力に及ぼす影響因子

	$D_r$	$\theta$	$n$	$L$	Friction	Bend Stiffness
$q_s$	++	—	—	—	—	—
$q_{pf}$	++	-	+	++	++	0
$q_{pb}$	++	++	+	+	0	++
$q_i$	++	—	++	++	0	++

#### 4. おわりに

実験結果から総合的に判断して、MP基礎の支持力メカニズムを図2.4に挙げる4つ（直接基礎による支持力、MPの摩擦による支持力、MPの曲げによる支持力、直接基礎とMPとの相互作用による支持力）に分解し、各々の支持力に及ぼす影響因子を整理すると表3のようにまとめることができる。また主要な結論は以下のようなものである。

- 1) マイクロパイル（MP）の支持力は先端支持力よりも周面摩擦に強く依存し、根入れ深さの2乗に比例する傾向が認められた。また、この実験条件では、MPの群杭効果など、MP同士の相互作用による効果は認められなかった。
- 2) MP基礎の支持力は、MPで補強していない場合の直接基礎の支持力とMPのみの支持力の和が期待できるが、さらに密詰地盤では、直接基礎とMPの相互作用による補強効果が発揮されることが分かった。すなわち、直接基礎が全般せん断型の破壊を示すような地盤では、複数のMPによるフーチング直下の地盤材料の拘束効果が認められ、この相互作用によって支持力は大きく改善された。ただし、地盤の密度が小さく、正のダイレイタンスを示さないような場合には、このような補強効果は期待できないので、注意を要する。
- 3) この相互作用は、ある程度基礎の沈下が進み、地盤の変形が大きい段階でより顕著に表れるが、それ以前の沈下量が小さい段階ではMPの曲げ剛性による支持力増大が主体となっている。曲げ剛性による支持力増大を発揮させるためには鉛直からある程度の角度でMPを設置する必要がある。拘束効果と曲げ剛性の効果を総合すると、本実験条件で地盤が密詰の場合には、鉛直方向から30°の設置角度が最も効果的であった。

#### 参考文献

- 1) Drilled and Grouted Micropiles , State-of-Practice Review , Volume, 1, (1997) U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration
- 2) 富田学(1998)：砂地盤上のマイクロパイルの鉛直支持力特性に関する実験的研究，北海道大学工学部卒業論文
- 3) 塚田幸宏、三浦均也、坪川将丈(1998)：“砂地盤上マイクロパイル基礎の鉛直荷重支持力の模型載荷実験”，第33回地盤工学研究発表会, pp.1601-1602.

#### 謝辞

本研究を実施するに当たっては、模型実験の実施及びデータの整理において、北海道大学工学部地盤解析学分野の富田学君をはじめとする学生諸君にお世話になった。これらの方々には、甚大な謝意を表します。

## 遠心模型実験による基礎杭のNF機構解析

北海道開発局 開発土木研究所 ○正会員 冨澤幸一  
正会員 西川純一  
小熊利正

### 1. はじめに

軟弱地盤中に長尺杭を利用した大型構造物の施工が可能となってきた 1960 年代に入り、負の周面摩擦力（ネガティブフリクション、以下 NF と略す）による構造物の不同沈下等の影響及びその際の基礎杭の適正な支持力照査が問題化してきた。そのため、NF に関する実験的研究が種々実施されてきたが、単純模型実験では相似率による問題から定量的解明が難しく、一方実大実験では大規模施設を必要とした長期的計測を要すること等から、今だ NF のメカニズムについては不明瞭な部分も残されている。

また、基礎杭の NF 判定法については各機関で提案されており、道路橋における設計法<sup>1)</sup>は NF 荷重の最大値（中立点軸力）に杭頭荷重を単に加算する手法を採用しているが、これは NF に対し力で抵抗させる方法であり周辺地盤との不同沈下の要因ともなっていることも事実である。

本報では、遠心力載荷装置を用いた基礎杭の NF に関する模型実験を実施し、軟弱地盤のせん断及び圧密特性の影響・軸力発現機構・先端地盤条件による中立点変動等のメカニズムを明らかにすることにより、NF 作用時における基礎杭の支持力判定手法及び現場計測データとの整合を含めた NF 機構に関する実用的理論解について考察し報告する。

### 2. 遠心力載荷実験

#### 2. 1 実験装置

遠心力載荷試験に用いた模型全体の概略図を図-1に示した。模型槽の大きさは、幅 50cm・高さ 50cm・奥行 20cm で、模型地盤の圧密速度を増加させるためにその内部底面、側面及び背面に不織布を敷設して上部の排水面と連通させ両面排水を可能としている。また、アクリル板表面にはワセリンを塗布し試料との摩擦影響を極力軽減させている。計測装置として、自重圧密終了後上載荷重載荷用のゴム容器を設置し、地盤の沈下を測定するレーザー変位計及び上載荷重測定用の土圧計をセットしている。また、模型容器底面には、杭先端の支持条件を変化させるため穴を空けたステンレス板を設置し、その上に模型杭ガイドを取付け試料の流入を防止している。杭先端にはゴム板もしくは EPS を設置し支持条件を変化させている。

模型杭は、杭径 20mm、杭長 50mm のアルミニウム製パイプを用いた。試験時の周面摩擦力測定のため 2 つ割れになった内部の縦断方向 7 点にひずみゲージを貼付し、校正試験により作動を確認している。杭表面にはサンドペーパーを貼り試験試料との粗度調整を行っている。

#### 2. 2 実験方法

試験試料には、カオリン粘土と標準砂を用いた。各試料の物理及び力学的特性を表-1に示した。模型地盤造成は、模型容器内に模型杭を所定の位置に設置した後、カオリン粘土は含水比を液性限界の 1.7 倍に調整しスラリー状にロートで所定層厚まで試料投入し、また試験ケースにより互層とする標準砂については締固め度が相対密度の 90 % を確保するように行った。実験では、試料投入後に遠心加速度 100G 場で模型地盤を自重圧密させて模型杭に作用する軸力を測定した後、模型地盤表面を整形し上部不織布及び上載荷重用のゴム膜を設置し、その後、遠心加速度 100G 場でロータリージョイントを介してゴム膜上にシリコンオイルを流し込むことにより上載荷重を 4 段階(0.3, 0.6, 0.9, 1.2kgf/cm<sup>2</sup>)に変化させ、杭頭と地盤地表面沈下量及び NF を主体とする杭軸力をしていく。また、本試験終了後、主に NF との性状比較を目的に正の周面摩擦力

An analysis on negative friction mechanism of foundation piles from centrifuge experiments  
Kouiti TOMISAWA, Jun'ichi NISIKAWA, Tosimasa KOGUMA (Hokkaido Development Bureau)

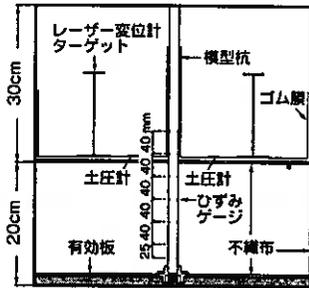


図-1 模型概略図

(ポジティブフリクション、以下PFと略す)を主体とする軸力測定のため、本試験と同様の遠心加速度100G場において基礎杭の鉛直載荷試験を実施した。さらに全試験終了後に、遠心場における地盤強度測定のためコーン貫入試験及びシンウォール管による深さ方向の含水比測定を実施している。

遠心模型実験は種々のケースを実施したが、NFの基本性状については既に報告<sup>3)</sup>済みであることから、本報では代表的ケースとして表-2に示した主に先端地盤条件の違いによる中立点を含めたNFの発現機構確認を目的とした単層地盤3ケース、上部工反力に相当する杭頭荷重とNF荷重が同時に作用した際の基礎杭の挙動に注目した2ケース及び現場地盤を再現したカオリン粘土と標準砂の複合地盤の3ケースの計8ケースの実験結果を主体に考察する。

表-1 室内土質試験

試料名	カオリン土	標準砂
土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.76	2.65
液性限界 WL (%)	35.9	—
塑性限界 WP (%)	25.8	—
塑性指数 IP (%)	8.6	—
圧縮指数 C <sub>c</sub>	0.363	—
三軸	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.263
	φ (度)	20.3
圧縮	C' (kgf/cm <sup>2</sup> )	—
	φ' (度)	—

表-2 模型実験ケース

ケース	模型地盤	杭頭荷重	杭先端剛性
1	カオリン粘土 20cm	無	硬質ゴム
2	カオリン粘土 20cm	無	EPS (DX29)
3	カオリン粘土 20cm	無	EPS (D20)
4	カオリン粘土 20cm	有	硬質ゴム
5	カオリン粘土 20cm	有	EPS (DX29)
6	カオリン 10cm+標準砂 10cm	無	EPS (DX29)
7	標準砂 15cm+カオリン 5cm	無	EPS (DX29)
8	標準砂 5cm+カオリン 5cm+標準砂 10	無	EPS (DX29)

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 単層地盤

カオリン粘土単層地盤での実験 CASE-1、2、3の上載荷重 1.2kgf/cm<sup>2</sup> で得られた軸力分布を図-2に示す。実験 CASE-1、2、3の杭先端には、それぞれ硬質ゴム、EPS (DX29)、EPS (D20)を設置して杭沈下を制御したが、杭頭最終沈下量は順に徐々に大きくなる傾向を示した。図によれば、CASE-1では深さ方向の杭全長にNF荷重が発生していることが分かる。これは、地盤の圧密沈下量に対し杭沈下量が非常に小さかったために中立点が地盤内に存在しなかったことによる。また、CASE-2、3では、地盤内のほぼ中でNF荷重がPF荷重に変換する軸力が最大値となる中立点が存在しており、中立点位置は一般に言われる傾向と同様に、杭沈下量の大きいCASE-3がCASE-2より上部にあることが分かる。

図-3には、代表的事例としてCASE-3における上載荷重 0.3kgf/cm<sup>2</sup>、0.6kgf/cm<sup>2</sup>、0.9kgf/cm<sup>2</sup>における深さ方向の杭周面摩擦力度  $f_s$  (kgf/cm<sup>2</sup>)を示した。図によれば、 $f_s$ は軸力分布と同様に地盤のほぼ中でNF荷重からPF荷重に変換しており、若干ではあるが上載荷重が大きくなるに従い中立点位置が下方に移行していることが分かる。これは、上載荷重が増加することにより杭沈下量に対する地盤沈下量いわゆる相対沈下量が增大

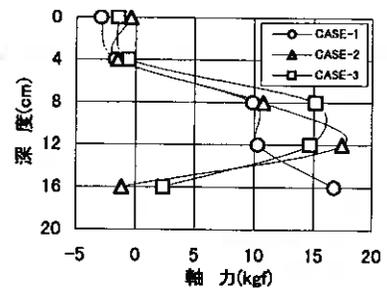


図-2 単層軸力分布図

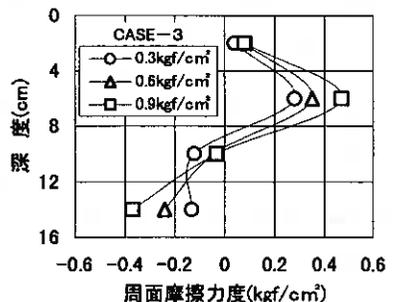


図-3 杭周面摩擦力度分布図

していくためと考えられる。

ここで、遠心力載荷試験の結果得られた NF の発現機構を道路橋示方書・IV下部構造編（以下 道示）での判定手法と対比して考察する。道示判定によれば、NF 荷重は圧密層全層の最大周面摩擦力とするとしているが、実験結果によれば必ずしも中立点以浅の周面摩擦力が極限状態の NF 荷重として發揮されておらず、図-3 からも明らかなように周面摩擦力  $f_s$  は中立点以浅のほぼ中間から中立点に向けて極限に至らずに収束していることが分かる。また NF 荷重を考慮した基礎杭の許容支持力  $Ra'$  は、道示では杭重量等を無視すれば中立点以深の地盤支持力から NF 作用荷重  $Rnf$  を差し引いた  $Ra' = Ru' / 1.5 - Rnf$  で算定されることになるが、実際には圧密層の最大周面摩擦力の面積比で約 6 割程度しか  $Rnf$  として基礎杭に作用しておらず、道示での判定手法がかなり安全側に設定されていることになる。また、中立点位置では NF と PF が釣り合い状態を保つことになり、安全率 1.5 の根拠も不明瞭といえる。さらに、中立点位置についても道示では圧密層深さの 75 ~ 95 % あるいは圧密層下端とするとされているが、実験結果では必ずしも全てにおいてそうなっておらず、一義的に定めることは難しく中立点位置は杭と地盤の相対変位によって決定することになる。

### 3. 2 杭頭作用荷重

現在までの NF に関する研究は、杭頭荷重が無い状態での実験的研究が大部分であるが、実際の基礎杭には上部工反力等を含め杭頭荷重が作用しているのが通常である。ここでは、杭頭荷重 100g (遠心場 10kg) を作用させ杭先端条件を変化させた CASE-4, 5 の実験結果により、杭頭荷重と NF 荷重が同時に作用した際の基礎杭の挙動について検証する。図-4 には、CASE-4 における各上載荷重段階別の周面摩擦力度分布を示した。CASE-4 は、杭頭荷重の有無から CASE-1 と対比することになるが、杭頭沈下量については杭頭荷重により当然のことながら非排水状態の即時沈下が発生するため、NF 荷重のみに対し沈下速度は速くなっている。図によれば、CASE-4 での中立点については、杭頭荷重を作用させることにより CASE-1 で中立点が発生していなかったのに対し、深い位置ではあるが発現が認められている。この傾向は CASE-5 の CASE-3 に対するものも同様であるが、杭頭荷重が作用することにより中立点が浅い位置に移行する発現機構が確認されている。また、中立点位置は上載荷重の増加と共に一時的に下方に移動し、その後相対沈下が大きくなることにより上方に移行する動きを示した。杭頭荷重による作用力は杭体へは NF 荷重同様圧縮力として作用するため、深さ方向の軸力は杭頭荷重により若干ではあるが増加傾向を示した。つまり見掛け上の NF 荷重は大きくなることになり、そのため杭体応力としては杭頭荷重と NF 荷重の合力で照査する必要があると考えられる。

### 3. 3 複合地盤

現場地盤は、決して単一層ではないことから粘性土層と砂質土層が互層となった複合地盤における遠心模型実験での NF の発現機構について検証する。図-5 には、CASE-6, 7, 8 における深さ方向の杭周面摩擦力度分布を示した。CASE-6 の模型地盤は、現場地盤を想定して下層 10cm に基礎地盤となる標準砂と上層 10cm に圧密層のカオリン粘土としたケースである。そこで、全層カオリン粘土とした CASE-2 と対比して現象を確認する必要がある。軸力は、相対的に杭頭沈下量が小さいことから下部砂質土層の影響により全体的に小さなものとなっているが、同時に地盤沈下量は小さくなるものの杭との相対沈下量が大きくなっていることから、中立点位置は砂質土層と粘性土層のほぼ境界に生じていることが図-5 から分かる。それは砂質土層の中間まで NF 荷重として深い位置まで作用し、中間以下からは大きく PF 荷重として回復している。

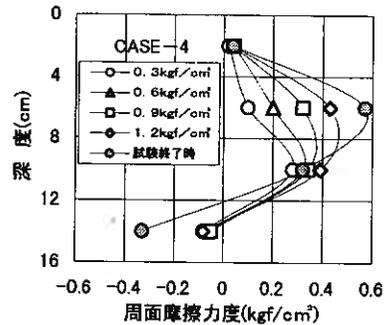


図-4 CASE-4 周面摩擦力度

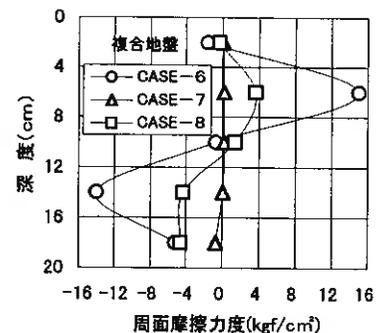


図-5 複合地盤周面摩擦力度

CASE - 7については、CASE - 6とは逆に下層 5cm をカオリン粘土・上層 15cm を標準砂とした模型地盤での実験ケースである。軸力は、上部砂質土層内で直線的な緩い勾配で NF 荷重として発生し、粘性土層との境界上端で PF 荷重に変換している。また、図-5 によれば砂質土層の周面摩擦力度は  $f_s=0.02\text{kgf/cm}^2$  程度と非常に小さく、相対沈下量の関係で算定される基礎杭と周面地盤のスベリ係数  $C_s$  は粘性土に対し 1/5 程度の過小の結果が得られている。道示によれば、基礎杭に作用する NF 荷重は中立点より上にある全層の最大周面摩擦力とするとされているが、このケースでは砂質土層の最大周面摩擦力度は、土質試験結果から  $f_s = C+K \sigma \tan \phi$  ( $K$ : 水平土圧係数 0.5) より  $f_s \approx 0.5\text{kgf/cm}^2$  程度の確保できることになるが、杭沈下量が非常に小さいこともあり単層での事例同様、NF 荷重として十分に発揮されているとは言い難い結果となった。

また、CASE - 8については、粘性土層 5cm を砂質土層でサンドイッチ型にした模型地盤での実験ケースであるが、砂質土層の沈下量が非常に小さいことから全体的に軸力は小さくなっている。図-5 によれば、周面摩擦力度はカオリン粘土層内で最大になり中立点は下部砂質土層の上端に生じているのが分かる。

複合地盤においては、NF の発現機構は煩雑であり中間層が多層系で介在する場合は中立点が数点発生することも考えられるが、今回の CASE - 6, 7, 8 の複合地盤での杭挙動はいずれも単層解析の延長上で、相対変位の関係から理論的に説明可能な現象として示されていると考える。

### 3. 4 鉛直載荷

本試験終了後、遠心加速度 100G 場において基礎杭の鉛直載荷試験を実施している。そこで、鉛直載荷試験結果より得られた正の周面摩擦力 PF と負の周面摩擦力 NF の性状を対比する。図-6 には、CASE - 1, 2, 3 における PF と NF の周面摩擦力度を地盤と杭沈下の関係から得られる相対変位の関係で示した。図によれば、PF 及び NF は  $f_s \approx 0.5\text{kgf/cm}^2$  程度を境界に取れんする任意のパイリニアな非線形カーブで表されている。沈下の初期段階での弾性域における直線勾配は杭と地盤のスベリ係数  $C_s$  となるが、試算では PF でのスベリ係数  $C_s \approx 0.29\text{kgf/cm}^3$  であるのに対し、NF は約 3.5 倍の  $C_s \approx 1.09\text{kgf/cm}^3$  の結果が得られている。一般の考察では、NF については PF と同様の性状という位置付けで議論されているが、本実験結果からは、圧密の初期段階では NF はかなり大きく発現していることが明らかとなり、これは曲線の収束から判断し地盤収縮に伴い周面摩擦力が疑似弾性域から塑性域に進行するにつれて、軸力・中立点の発現に至り PF 性状と同様となるものと考えられる。

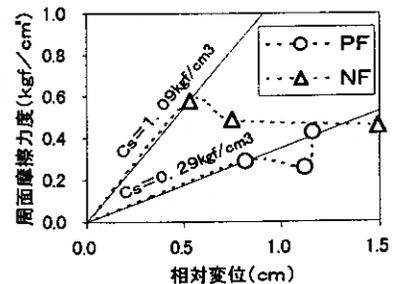


図-6 スベリ係数  $C_s$

## 4. 理論解

### 4. 1 理論解の提案

NF 判定法で主として問題となるのは、杭体応力照査のための基礎杭に作用する NF 最大荷重と中立点位置である。そのため、NF に関する理論解については種々提案されているが、本報では遠心模型実験による一連の基礎杭の NF 機構解析結果に基づき、NF 荷重の算定に関する現場に即応した簡便な理論解を示す。

—理論仮定— 遠心模型実験による NF 発現機構より、以下の仮定を設定する。(数式記号は概念図参照)

仮定 1: 地盤は粘性土単層と仮定し、地盤沈下量は地表面最大・杭先端部で 0 となる直線分布とする。

仮定 2: 杭体は剛体とし、杭先端地盤は弾性体とする。

仮定 3: 杭周面摩擦力度は、極限值に至るまで相対変位量  $\Delta x$  に比例する。

仮定 4: 極限周面摩擦力度  $f_{max}$  は、深さ方向に直線増加する。

概念図より力の釣合いは、  $P_o + R_{mf} + R_{nf} + R_f = R_p$  ・・・ (1)

で表される。ここに、 $R_{mf}$ : 杭周面摩擦力度が極限值で作用する深度までの負の周面摩擦力 ( $t$ )

$R_{nf}$ : 杭周面摩擦力度が極限值に至らない深度から中立点までの負の周面摩擦力 ( $t$ )

$R_f$ : 中立点より下方の正の周面摩擦力 ( $t$ )

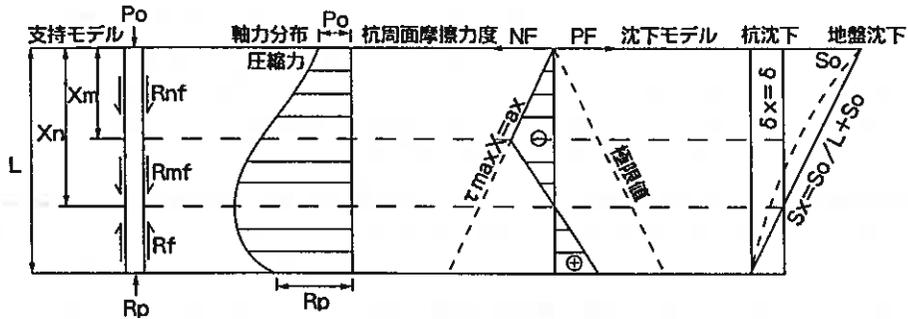


図-7 理論仮定概念図

(1)式の各周面摩擦力は、各深度間の周面摩擦力度を積分して杭周長Uを乗じた次式で求められる。

$$Po + U \int_0^m f_{max} dx + U \int_m^L f_x dx = Rp \quad \dots (2)$$

$f_{max}$  : 杭周面摩擦力度の極限值 ( $tf/m^2$ )     $f_x$  : 杭周面摩擦力度 ( $tf/m^2$ )

沈下量については、仮定1より深度xの地盤沈下量  $S_x = So + So \cdot x/L$ 、

$$\text{仮定2より杭沈下量 } \delta = \delta_x = \text{一定}$$

となり、杭沈下量  $\delta$  は中立点位置の地盤沈下量  $S_{xn}$  と等しいことから次式が得られる。

$$\delta = S_{xn} = So - So \cdot xn / L = So(1 - xn / L) \quad \dots (3)$$

相対変位量  $\Delta x$  と杭周面摩擦力  $f_x$  の関係は仮定3より、 $f_x = Cs \cdot \Delta x = Cs \cdot So(xn - x) / L$

で表される。この際のスベリ係数  $Cs$  は、軸力・中立点発現時点での実験解析結果を踏まえ正負の周面摩擦力度の場合とも同値とする。また、各深度の杭周面摩擦力度の極限值  $f_{max}$  は増加係数  $a$  とおけば仮定4より、 $f_{max} = a \cdot x$  で示される。さらに、 $f_{max}$  が作用する最下端深度を  $xm$  とすれば  $xm$  点の相対変位量  $\Delta m$  は、 $\Delta m = a \cdot xm = So(xn - xm) / L$  となる。そのため、中立点深さ  $xn$  については、次式で求められる。

$$xn = (1 + a \cdot L / Cs \cdot So) xm \quad \dots (4)$$

また、杭先端支持力  $Rp$  は仮定2より、 $Rp = kv \cdot A \cdot \delta$  ( $kv$ : 杭先端地盤反力係数  $kg/cm^3$ ) で求められるが、これら各仮定から得られる関係式を(2)式に代入して、 $xm$  を杭長比  $\mu m$  の関係で解くと次式が得られる。

$$\mu m = (1+x) \cdot \sqrt{x^2 + \{a \cdot L(1+2x) + 2P/(L \cdot U)\} / (a \cdot L + So \cdot Cs)} \quad \dots (5)$$

$$\text{ただし } x = kv \cdot A / U \cdot L \cdot Cs$$

上式より  $xm = \mu m \cdot L$  を算定すれば、杭沈下量が(3)式より中立点深度が(4)式より計算できることになる。

また深さ方向の軸力分布については、以下の式で求められる。

$$\text{深度 } 0 \sim xm \quad Rx = Po + U \cdot a \cdot x^2 / 2$$

$$\text{深度 } xm \sim L \quad Rx = Po + U \cdot a \cdot xn^2 / 2 + U \cdot Cs \cdot So(x - xm)(2xn - x - xm) / 2L$$

つまり、中立点位置の杭最大軸力は、

$$R_{nx} = Po + U \cdot a \cdot xn^2 / 2 + U \cdot Cs \cdot So(x - xm)^2 \text{ で算定できる。}$$

図-8には、代表的事例としてCASE-2の上載荷重  $0.6kgf/cm^2$ 、 $1.2kgf/cm^2$  載荷時での軸力測定値に対する理論解によって算定された計算値を対比して示した。理論解の解析では地盤定数として  $Cs$ 、 $a$ 、 $kv$  を確定する必要があるが、周面摩擦力と沈下量関係の実測値から  $0.6kgf/cm^2$ 、 $1.2kgf/cm^2$  載荷時でそれぞれ  $Cs=0.37kgf/cm^2$ 、 $a=0.08kgf/cm^3$ 、 $kv=1.93kgf/cm^3$  及び  $Cs=0.65kgf/cm^2$ 、 $a=0.13kgf/cm^3$ 、 $kv=1.94kgf/cm^3$  としている。図によれば、理論解では地盤沈下量を直線分布としているためと考えられる要因などから若干大きめの値を示したが、中立点位置を含めて測定値に対し概ね合致した結果が得られているといえる。

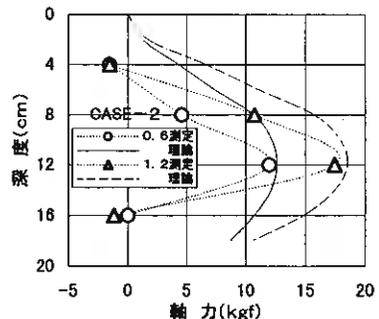


図-8 実験軸力分布

#### 4. 2 現場計測データ

次に現場計測値に対する理論解の適合性について検証する。日高自動車道苫東道路の沼の端区間は、火山灰を含む支持層まで30数mの軟弱地盤地帯であることから、構造物変状の安全性を確認する目的から擁壁基礎の鋼管杭φ600mm、L=31.5mにひずみゲージを設置し、主にNFによる杭応力を測定している。測定は平成5年6月から実施しているが、平成10年現時点の発生軸力は杭本体許容応力度内に収束している。図-9には、平成9年12月測定の実測値に対する前項で示した理論解により算定された計算値を示した。この際の地盤定数は、簡便にスベリ係数Csについては地盤の平均N値よりCs=N/15としてCs=800tf/m<sup>2</sup>、杭先端地盤反力係数kvについては

$kv = \alpha E_0/30 \cdot (D/30)^{3.4}$ よりkv=44950tf/m<sup>2</sup>としている。さらに、実験結果よりxmは、中立点位置xnのほぼ中位にあることから簡便にxm=xn/2として、上述した(4)式よりa=So・Cs/Lで表され、a=0.66tf/m<sup>2</sup>が得られる。そのため、中立点位置の杭最大軸力はRnx = Po + U・a・xn<sup>2</sup>とさらに簡略式で表されることになる。図によれば、理論解は実測値に対しかなりの精度で合致している。このことから、NFが想定される現場地盤では単層に置き換えたとしても杭挙動の説明は十分に可能であり、提案した理論解の妥当性が確認されたと考える。

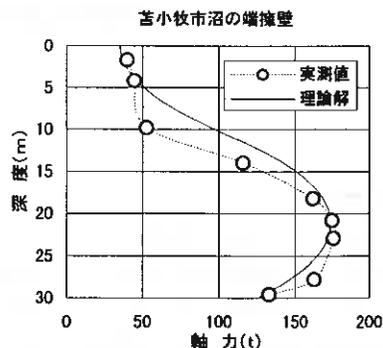


図-9 現場軸力分布

#### 5. 結論

遠心模型実験による基礎杭のNF機構解析の結果、以下の結論が得られた。

- (1).NF発生機構は杭と地盤との相対変位により決定するが、単層地盤における中立点位置は杭沈下量が大きくなるに従い浅い位置に移動する傾向が認められた。また、NFによる杭周面摩擦力は、圧密全層で極限值に至らない状態で中立点が発現しており、道示判定法は安全側の設定がなされていると考えられる。
- (2).杭頭作用荷重により、NF中立点発生位置は上部に移動する傾向を示す。その際の杭体応力は杭頭荷重とNF荷重の圧縮合力として照査する必要がある。
- (3).複合地盤のNF発現機構は複雑となるが、単層解析の延長上で相対変位の関係から説明が可能である。
- (4).NFは圧密初期段階では発現力が大きく、PFとの機構性状の違いが認められるが、地盤収縮に伴う軸力・中立点発現に至り同様の性状が確保されると考えられる。

次に、理論解によるNF解析から、次の結論が得られた。

- (5).提案理論解により、必要地盤定数のスベリ係数Cs、周面摩擦増加係数a、杭先端地盤反力係数kvが確定できれば基礎杭の挙動については予測が可能である。また、現場実測値に対しても複層地盤を簡便に単層に置き換えることによりかなりの精度で適合させることが可能であり、提案した理論解の妥当性が確認されたと考える。

#### 6. おわりに

一連の遠心模型実験により、負の周面摩擦力NF機構に関する数多くの定性的及び定量的事項が明らかになったと考える。また、本報では実験結果に基づく理論解を提案したが、現場への適応性を考慮したなるべく簡便な手法を心掛けたものである。理論解を取りまとめるに当たり御協力頂いた開発土木研究所 地質研究室 日下部研究員に深甚なる感謝の意を表します。本報告が、今後の基礎杭設計において、NFに関する諸問題を検討するに当たって一つの参考資料となれば幸いである。

#### —参考文献—

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ下部構造編、pp.338-342、1996.12
- 2) 坂野、西川、日下部：杭のネガティブフリクションに関する遠心模型実験、第31回地盤工学会研究発表会講演集 1996
- 3) 坂野、西川、日下部：杭のネガティブフリクションに関する遠心模型実験(その2)、地盤工学会北海道支部技術報告集 第37号

## 地盤別に見る多数アンカー式補強土壁工法の設計法

岡三興業株式会社 正会員 原田智嘉  
岡三興業株式会社 ○正会員 木村壮一

### 1.はじめに

補強土壁工法は一般的に、垂直もしくは急勾配法面を形成できるため必要最低限の用地で施工が可能であり、また技能職人を必要としない単純施工が可能であり、経済性に優れている。そのような理由から、近年、各種の補強土壁工法が盛んに用いられている。しかし、その設計法において各工法の設計思想や、設計項目に違いがあるのが現状である。今回は補強土壁工法の中でもコンクリート性壁面材の薄型化により従来品に比較してさらなるコスト縮減に成功している、多数アンカー式補強土壁工法に着目した。

多数アンカー式補強土壁工法は、平成6年に(財)土木研究センターから発行された「多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル」<sup>1) 2)</sup>にもとづき設計を行っている。このマニュアルによる検討項目は、補強部材の破断等に対する内的安定の検討、補強土壁構造物の滑動、支持力、円弧すべり等の安全に対する外的安定の検討である。そこで本稿は、多数アンカー式補強土壁を構築する基礎となる地盤種が異なるときの、補強部材の設計について、また支持力検討の必要性について実大実験による結果<sup>3) 4) 5)</sup>を踏まえて報告するものである。

### 2.工法原理

多数アンカー式補強土壁工法は、コンクリート製壁面材背面にかかる主働土圧を盛土内に配置したタイバーを介してアンカープレートに伝達し、アンカープレートの引き抜き抵抗力により安定を図り、壁面材と補強材とが一体化した垂直盛土を構築するものである。加えて、柔な構造特性を有し一体的な盛土としての挙動が期待できる<sup>1) 2)</sup>。工法原理を図-1に、概要図を図-2に示す。

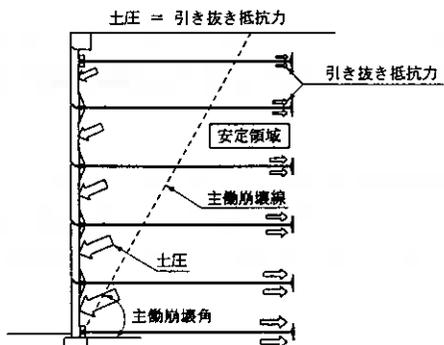


図-1. 多数アンカー式補強土壁の工法原理

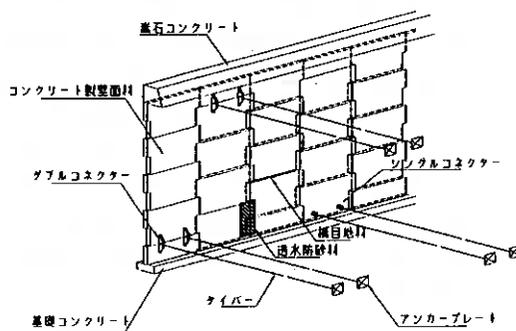


図-2. 多数アンカー式補強土壁の概要図

### 3.盛土材料

多数アンカー式補強土壁は、先述したように、アンカープレートの引抜けに対する盛土材料のせん断抵抗力を前提として安定を保つ構造である。したがって盛土材料は砂や砂質土のみならず、礫質土や粘質土等、広範囲の土質に対応できるため、現場発生土を利用できるという特徴がある。そしてこのアンカープレートの引抜き抵抗力を大きくとる為には、内部摩擦角の大きなあるいは粘着力の大きな盛土材料を用いるのが有利である。

The Design Method According to The Various Foundation for Multi-Anchor Reinforced Soil  
Tomoyoshi HARADA, Soichi KIMURA

#### 4.設計概要

多数アンカー式補強土壁工法の設計には大別して内的安定の検討と外的安定の検討がある。前者は補強土壁構造物の一体化と内的な安定性を評価することである。後者は補強土壁構造物を含む盛土全体の安定性を評価することであり、この中には、補強土構造物の滑動、基礎地盤の支持力、盛土全体のすべり安定などの検討が含まれる。

##### 1) 内的安定の検討

- ①タイバー等の破断に対する検討
- ②アンカープレートの引抜きに対する検討

##### 2) 外的安定の検討

- ①補強土壁構造物の安定に対する検討（滑動）
- ②基礎地盤の支持力に対する検討  
（壁面直下および補強土壁全幅の支持力）
- ③補強土壁構造物を含む全体の安定に対する検討  
（補強領域をとおる円弧すべり、および補強領域をとおらない円弧すべり）

設計にあたっては、それぞれの検討を行うとともに、現地の状況に適合し、かつ施工性・経済性をも兼ね備えたものとなるようにしなければならない。図-3に設計フローを示す。

#### 5.設計条件概要

多数アンカー式補強土壁工法の設計に用いる盛土材料の土質諸数値は、使用する盛土材料について施工条件、含水比等を考慮した土質試験により定め、多数アンカー式補強土壁を設置する支持地盤の土質諸数値は、地盤調査および土質試験により定めることを標準とする。また前壁および補強土壁背面の仮想壁面には盛土材料による壁面摩擦角（ $\delta$ ）が作用することを標準とする。

盛土材料の土質諸数値は、土質試験により定めることを標準とするが、土質試験を実施できない場合には、表-1の値を用いることができる<sup>1) 2)</sup>。

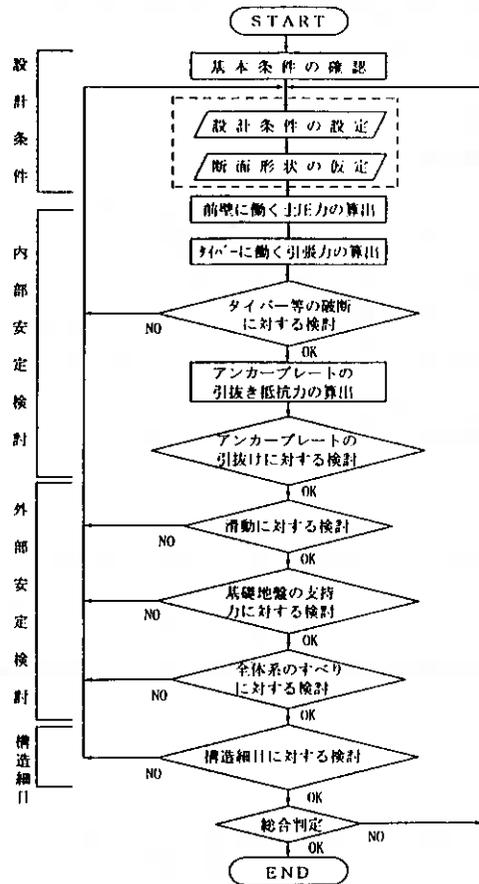


図-3. 設計フロー（常時および地震時）

表-1. 盛土材料の土質諸数値

土の種類	単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	粘着力 $c$ (tf/m)
(1) 粒度のよい砂、砂礫、岩ずり	2.0	35	考慮しない
(2) 一般の砂、砂礫	2.0	35	
(3) 粒度のわるい砂質土	1.9	30	
(4) 細粒土 (WL < 50%)	1.8	25	

## 6. 設計

多数アンカー式補強土壁を構築する基礎となる地盤種が異なるときの、補強部材の設計をするにあたり、検討する地盤は、①礫-密実または粒度のよいもの、②砂質土-密実なもの、③粘性土-固いもの以上の3種とした。これらの土質諸数値は日本道路公団設計要領第一集<sup>6)</sup>より用いるものとする。盛土材料は表-1より粒度のわるい砂質土とする。それぞれの設計条件は表-3.①、表-3.②、表-3.③に示すとおりである。

また、外的安定の検討による設計安全率を表-2に示すとおりとする<sup>1) 2)</sup>。

表-2. 外的安定の安全率

項目	常時	地震時
滑動	1.5	1.2
支持力	3.0	2.0
円弧すべり	1.2	1.0

## 7. 結果

地盤①礫-密実または粒度のよいもの

表-3.① 礫地盤のときの設計条件

設計条件	
壁高	8m
盛土材料	$\gamma=1.9\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$
基礎地盤	$\gamma=2.0\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=40^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$
設計水平震度	$Kh=0.15$
上載荷重	$q=1.0\text{tf/m}^2$

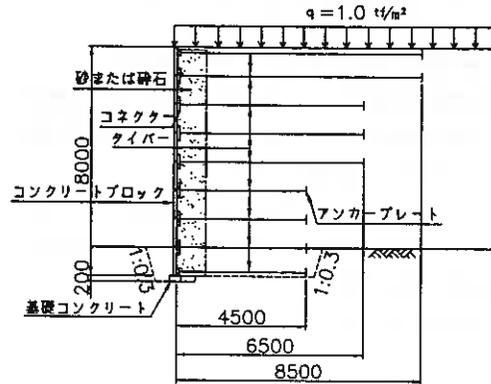


図-4. 礫地盤のときの設計結果断面図

外的安定は、滑動、支持力、円弧すべりの検討において、安全率を満たし、図-4に示す断面にて安定する結果となった。壁高8mに対して補強領域最下段の補強材長が4.5mとなるのは礫地盤の土質が良いことに起因している。壁高および盛土材料にもよるが、このように基礎地盤が十分な反力をもつとき、内的安定にて補強材長が決定することが多く、経済的な設計となりやすい。また、施工性を考慮し、最小補強材長は通常4.5mとしている<sup>1) 2)</sup>。

②砂質土-密実なもの

表-3.② 砂質土地盤のときの設計条件

設計条件	
壁高	8m
盛土材料	$\gamma=1.9\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$
基礎地盤	$\gamma=1.9\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$
設計水平震度	$Kh=0.15$
上載荷重	$q=1.0\text{tf/m}^2$

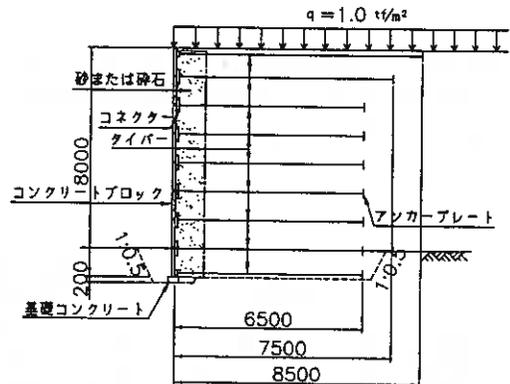


図-5. 砂質土地盤のときの設計結果断面図

図-5より、補強領域最下段の補強材長が6.5mとなったのは、礫地盤に比較して砂質土地盤の反力が小さいため、補強土壁全幅の支持力が不足し、補強材長を延長することで安全率を満たしたことによるものである。その他の検討項目についても図-5に示す断面にて安定する結果となった。

③粘性土一固いもの

表-3.③ 粘性土地盤のときの設計条件

設計条件	
壁高	8m
盛土材料	$\gamma=1.9\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$
基礎地盤	$\gamma=1.8\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=25^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$
設計水平震度	$Kh=0.15$
上載荷重	$q=1.0\text{tf/m}^2$

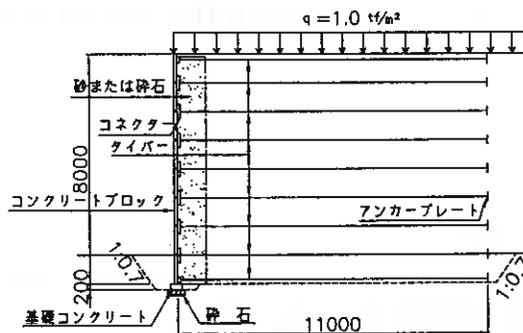


図-6.粘性土地盤のときの設計結果断面図

図-6 に示す断面にて安定する結果となった。ここでは、壁面直下にかかる鉛直土圧に対して、粘性土地盤の反力が不足するため、基礎コンクリート下に 20cm の砕石置換えを行っている。さらに補強領域最下段の補強材長が 11.0m となったのは、他の地盤に比較して粘性土地盤の反力が小さいため、補強土壁全幅の支持力が不足し、補強材長を延長することで安全率を満たしたことによるものである。このように、基礎地盤の反力が小さいと、内的安定の検討による補強材長では補強土壁を構築するのは難しく、外的安定の検討により補強材長が決定する場合が多い。今回の検討断面では地盤をフラットとしている為、支持力の検討により補強材長が決定しているが、特に補強土壁が利用されている現状では急斜面上も多く、円弧すべりにより補強材長が決定する場合もある。このときは、補強領域をとる円弧すべりが一番安全率が小さくなる傾向を示し、補強領域をとらない円弧すべりにて決定するよりも安全な設計が行える。

8. 考察

特に、基礎地盤の支持力の検討においては、補強土壁全幅および壁面直下の荷重に対して耐え得る地盤反力が必要である。また、多数アンカー式補強土壁工法の設計においては、基礎地盤の土質諸数値に大きく左右されることから、構築予定個所の事前調査では既存資料の収集や現地踏査を行い、地形、地質、地盤の状態から、多数アンカー式補強土壁工法の適用性について把握しておく必要がある。

冒頭で述べたとおり、補強土壁の中でも、その設計法において各工法の設計思想や、設計項目に違いがあるのが現状である。そこで多数アンカー式補強土壁工法の検討項目である支持力の検討について着目すると、数々の実大実験の結果<sup>3) 4) 5)</sup>では、壁面直下にはコンクリートブロックの自重以上の鉛直荷重が作用すると述べられている。つまり、補強土壁における地盤支持力の検討は、安定した土構造物を構築する上で極めて重要であり、設計項目として揚げられることは最も妥当であると考えられる。北海道においては、南茅部町八木改良工事においても同様の試験結果が得られている。さらに現在計測中である函館新道工事においても同様の試験結果が得られるものと思われる。

9. まとめ

多数アンカー式補強土壁の設計は、盛土材料および地盤の諸数値に大きく左右される。また多くの実験結果や現場計測をもとに確立された設計法をもち、より安全な設計ができる補強土壁工法である。詳しい設計法に関してはマニュアル<sup>1) 2)</sup>を参照願いたい。

《参考文献》

- 1) 財団法人 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル・1994
- 2) 財団法人 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル・第2版、1998
- 3) 小野寺、土橋、三澤、大木ら：補強土擁壁の全体安定に関する実物大実験(その1)、土木学会第49回年次学術講演会、p1670-p1671
- 4) 中村、長内、境、小野寺：補強土擁壁の全体安定に関する実物大実験(その3)、土木学会第49回年次学術講演会、p1668-p1669
- 5) 宮武、土橋、中村、辰井、三浦：沈下を制御したアンカー補強土壁の実大模型実験、土木学会第52回年次学術講演会、p378-p379
- 6) 日本道路公団：設計要領第一集、土工・舗装・排水・造園、p28,表3-7,1983

## 異なる条件下でのジオグリッドの土中変形挙動について

苫小牧高専 ○ 正会員 中村 努  
 北大院工学研究科 正会員 三田地 利之  
 苫小牧高専 正会員 池浦 勲

### はじめに

土とジオグリッドの摩擦特性を室内で評価するための手段として現在引抜き試験が多く行われているが、一般に土中端は引抜き方向には固定されていない<sup>1) 2) 3)</sup>。一方、筆者らはこれまで一面せん断試験に着目し<sup>4) 5)</sup>、せん断試験結果を用いて土中でのジオグリッドの変形挙動を計算により推定する方法を示してきた<sup>6)</sup>。その推定式においてもジオグリッドの土中端は引抜き方向には自由であると仮定して計算を行っている(図-1 (a))。しかし、実現場でジオグリッドを敷設する際、ジオグリッドのたるみを無くし緊張を与えるため、杭等により土中端を固定する場合<sup>7)</sup>や、盛土全面にわたってジオグリッドが敷設されている場合で、その中心軸から片側での安定計算を行う際には必ずしも自由端とはいえない。また、すべり土塊側でのジオグリッドの引抜き現象を考慮すると、のり面をジオグリッドと結合した土のう等によって保護している場合、のり面側でのジオグリッドの端部は固定条件となる(図-1 (b))。

一方、図-2に示すような補強盛土において図中のようなすべりを想定すると、盛土上部に敷設されたジオグリッド(a)の定着長 $l_a$ 、盛土下部に敷設された(b)の定着長 $l_b$ とは異なっている。また、土かぶり圧の違いにより、(a)にかかる垂直応力 $\sigma_a$ は(b)にかかる $\sigma_b$ よりも小さい。土中のジオグリッドの変形挙動はジオグリッド自体の剛性やこのような敷設条件による様々な影響を受けると考えられる。そこで本研究では、ジオグリッドの土中端を完全固定とした場合の変形挙動について、土とジオグリッドの一面せん断試験結果を用いて定着長、剛性を変化させたときの土中のジオグリッドの変形挙動を推定し、土中端を自由とした場合との比較を行っている。また土かぶり圧や締固めの状態に影響を受ける土中のジオグリッドにかかる拘束圧についても検討を行っている。

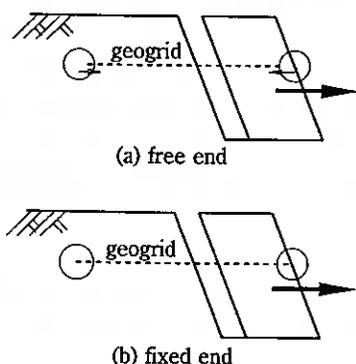


図-1 土中端の拘束条件

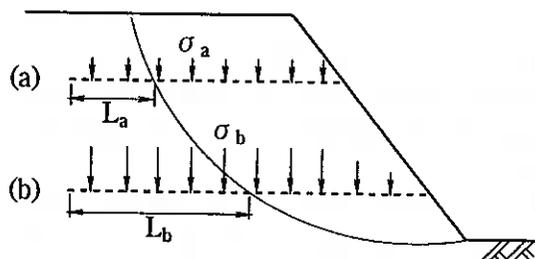


図-2 補強盛土内の定着長および垂直応力

In-soil deformation behavior of geogrid under different conditions. Tsutomu NAKAMURA & Isao IKEURA (Tomakomai National College of Technology), Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering Hokkaido University.)

### 固定端での土中変形挙動の推定方法

土中の微小部分で生じている土とジオグリッドのせん断応力  $\tau$  ~ 水平変位  $u$  関係を図-3の様に単純化すると、土中のジオグリッドに働くせん断応力は引抜きにともない土中にひろがり図-4の様に表される。ここで土中端からの距離を  $x$  とすると土とジオグリッドの相対変位:  $u = u_0$  となる点を  $x = x_p$  とし、 $x_p$  よりも①土中端側 ( $0 \leq x \leq x_p$ ) と②引抜き端側 ( $x \geq x_p$ ) に分けて、土中端を固定されたジオグリッドの相対変位  $u$ 、せん断応力  $\tau$ 、張力  $T$  の分布を以下のように表すことが出来る<sup>9)</sup>。

①  $0 \leq x \leq x_p$  のとき

$$u = \frac{u_p}{\sinh(ax_p)} \sinh(ax) \quad \text{ここで } a = \sqrt{\frac{2k}{S}} \quad (5-1)$$

$$\tau = ku = \frac{ku_p}{\sinh(ax_p)} \sinh(ax) \quad (5-2)$$

$$T = T_0 + \int_0^x 2\tau dx = \frac{au_p S}{\sinh(ax_p)} + \frac{2ku_p}{\sinh(ax_p)} (\cosh(ax) - 1) \quad (5-3)$$

$$T_0 = \frac{au_p S}{\sinh(ax_p)} \quad (5-4)$$

$S$ : ジオグリッドの変形係数

$T_0$ : 土中端における張力

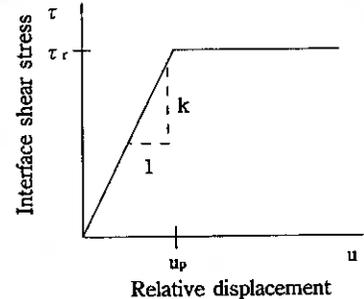
②  $x \geq x_p$  のとき

$$u = \frac{\tau_r}{S} (x - x_p)^2 + \frac{T_p}{S} (x - x_p) + u_p \quad (6-1)$$

$$T = T_p + \int_{x_p}^x 2\tau dx = T_p + 2\tau_r (x - x_p) \quad (6-2)$$

$$T_p = T_0 + \int_0^{x_p} 2\tau dx = \frac{au_p S}{\sinh(ax_p)} + \frac{2ku_p}{\sinh(ax_p)} (\cosh(ax_p) - 1) \quad (6-3)$$

$T_p$ :  $x = x_p$  での張力



$\tau_r$ : 残留せん断応力  
 $u_p$ :  $\tau_r$  に至る水平変位

図-3 土とジオグリッドの摩擦特性

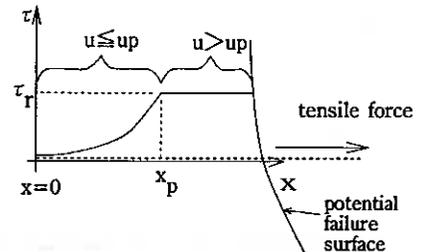


図-4 せん断応力の分布

以上の結果について、 $x$  にジオグリッドの定着長  $L$  を代入することにより、引抜き端における張力  $T$  を引抜き力  $F$ 、相対変位  $u$  を引抜き量  $d$  として計算することが出来る。

### 計算結果

#### 定着長の影響

図-5は引抜き端での引抜き量  $d$  による、任意の点  $x$  での土とジオグリッドの相対変位  $u$ 、せん断応力  $\tau$ 、張力  $T$  の分布を示したものである。計算に用いた各パラメータは、ジオグリッドの変形係数  $S = 637 \text{ kN/m}$ 、一面せん断試験から得られた  $\tau_r = 39 \text{ kPa}$ 、 $u_p = 0.7 \text{ cm}$  である<sup>9)</sup>。またジオグリッドの破断強度は  $80 \text{ kN/m}$  と設定した。図には計算上引抜きが起こる ( $L = 300 \text{ cm}$  の場合には破断が起こる) ときの引抜き端での引抜き量  $d$  の値付近までの計算結果を示した。室内での引抜き試験を想定して  $L = 50 \text{ cm}$  とした場合、土中端 ( $x = 0$ ) に着目すると固定条件の場合には  $u, \tau$  共に常に  $0$  であるが、自由の場合には引抜きに伴い  $u, \tau$  が増加しており、土中端での固定条件の違いの影響がよく表されている。また同じ引抜き量でも自由の場合、固定と比較して大きな  $u, \tau$  分布を示す。しかし、固定条件の場合には引抜きに伴い土中端 ( $x = 0$ ) でジオグリッドに張力が発生している。その結果、より大きな張力分布を示し引抜き端 ( $x = 50 \text{ cm}$ ) においても自由端と比べ大きな張力が発生している。

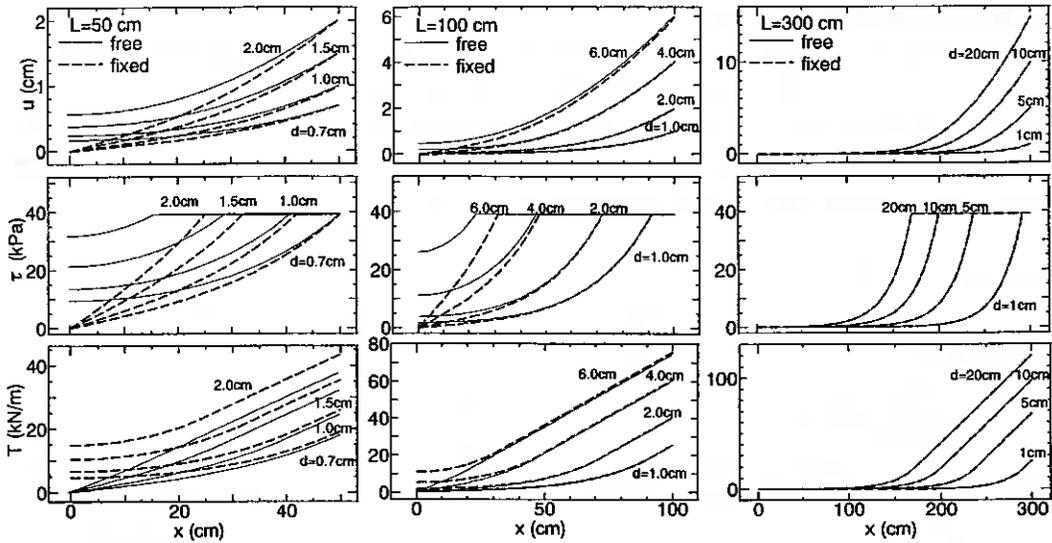


図-5 相対変位、せん断応力、張力の分布

以上のように $L=50\text{cm}$ の場合、土中端での固定条件が明らかに $u$ ,  $\tau$ ,  $T$ の分布に影響を及ぼしていることが分かる。一方、 $L=100\text{cm}$ とした場合には $u$ ,  $\tau$ ,  $T$ の分布の差は小さくなり、さらに $L=300\text{cm}$ とした場合には固定条件の違いの影響はほとんど現れず、それぞれの分布は一致している。すなわち定着長が長い場合、張力は土中端にまで及んでおらず、土中端の固定条件は $u$ ,  $\tau$ ,  $T$ の分布に影響を及ぼさない。

図-6に土中端を固定した場合の引抜き端( $x=L$ )での引抜き力  $F$ ～引抜き量  $d$  関係を示す。図より、引抜きがある程度進むと $F$ ～ $d$ 関係は直線で表され、その傾きから定着長が短いほど小さな引抜き量で同じ引抜き抵抗を発揮できることが分かる。また、土中端を固定しているため引抜け状態は存在せず、 $F$ が破断強度(80kN/m)を超えた後も計算上では増加し続ける。図-7に土中端を固定した場合と自由とした場合との比較を示す。自由とした場合、計算上は定着長をどれだけ長くしても引抜け状態に至る点が存在するが、実際には引抜ける前に破断強度に達するため破断強度(80kN/m)付近までを图示している。図より、定着長  $L$  が小さい( $L=50\text{cm}$ )場合、土中端を固定することにより、引抜き初期から自由の場合と比べ大きな引抜き抵抗を発揮し、同じ引抜き抵抗を発揮するためにより少ない引抜き量ですむ。また土中端が自由の場合のように引抜けることなく、ジオグリッドの破断強度に至るまで引抜き抵抗を発揮することがわかる。次に $L=100\text{cm}$ とした場合には、固定の場合の曲線は自由の曲線側へ近づき、 $L=300\text{cm}$ とした場合の $F$ ～ $d$ 関係は、破断強度以下では土中端の固定条件によらず一致し、この図からも実現現場での規模では(定着長を大きくすると)土中端の固定条件がジオグリッドの土中変形挙動に対して全く影響を及ぼしていないことが分かる。

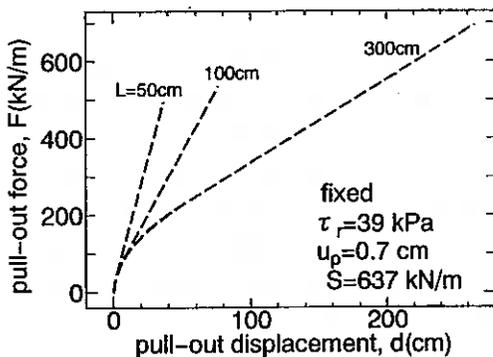


図-6 引抜き力～引抜き量関係

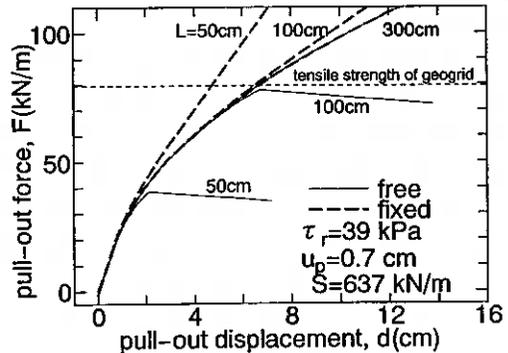


図-7 引抜き力～引抜き量関係

### ジオグリッドの剛性の影響

ジオグリッドの剛性の違いが土中変形挙動に及ぼす影響を明らかにするために、 $L=100$  cmとし $S=300, 637, 1000$  kN/mの3種類について計算を行った ( $S=637$  kN/mの結果については図-5参照)。図-8は引抜き端での引抜き量  $d$  による、任意の点  $x$  での土とジオグリッドの相対変位  $u$ 、せん断応力  $\tau$ 、張力  $T$  の分布を示したものである。図より、ジオグリッドの剛性が大きい ( $S=1000$  kN/m) ほど土中端近傍まで変位が生じ、その結果固定した場合、土中端に張力が発生し、自由の場合と比較してより大きな引抜き

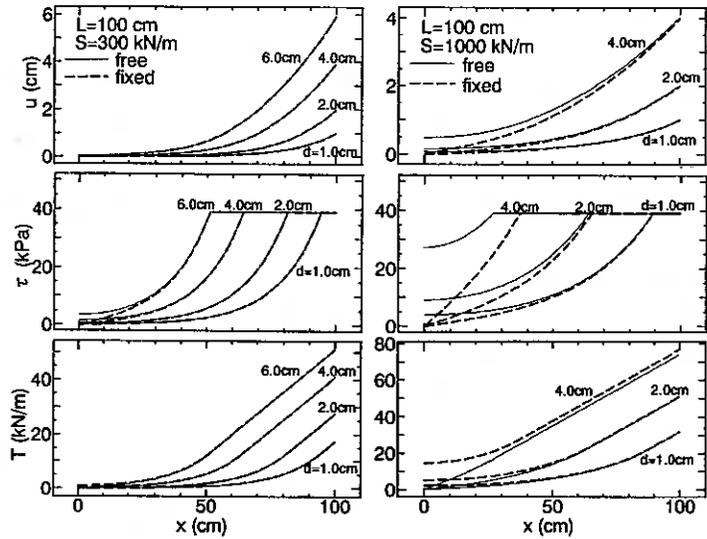


図-8 相対変位、せん断応力、張力の分布

抵抗が得られる。すなわち、剛性の大きなジオグリッドを用いた場合、定着長を短くした場合と同様に土中端の固定条件によって  $u, \tau, T$  の分布に差が見られる。逆にジオグリッドの剛性を小さく ( $S=300$  kN/m) した場合、小さな引抜き量では土中端側では小さな引抜き抵抗しか働いておらず、引抜き抵抗の大部分を引抜き端付近で受け持っている。また、それぞれの分布を見ると土中端の固定条件によらずほぼ一致している。図-9に土中端を固定した場合と自由とした場合の引抜き量  $d$  ~ 引抜き力  $F$  関係の比較を示す。土中端自由の場合に着目すると、ジオグリッドの剛性の違いは引抜け状態での抵抗力へは影響を与えず、引抜けに至る引抜き量に影響を及ぼすことが分かる。土中端を固定した場合には、引抜き初期には自由の場合の曲線と一致するが引抜きが進むにつれ上方へ離れて行き、剛性の大きなジオグリッドほど少ない引抜き量で固定条件の差が生じる。逆に、剛性の小さな場合 ( $S=300$  kN/m) には引抜けるまでの大部分で両者の曲線は一致している。以上より、ジオグリッドの剛性が大きいほど土中端の拘束条件の違いによる影響が顕著であることが分かる。

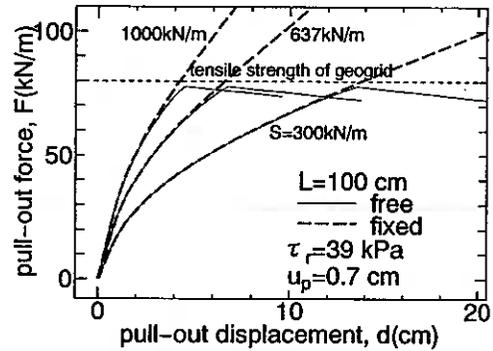


図-9 引抜き力～引抜き量関係

### 土中のジオグリッドにかかる拘束圧の影響

土とジオグリッド間のせん断応力  $\tau_r$  は、土中のジオグリッドにかかる拘束圧、すなわち土かぶり圧や締固めの状態によって大きく異なり、その違いがジオグリッドの土中変形挙動に影響を及ぼすと考えられる。そこで、土とジオグリッド間のせん断応力  $\tau_r$  の違いがジオグリッドの土中変形挙動に及ぼす影響を明らかにするために、 $L=100$  cm、 $S=637$  kN/mとし  $\tau_r=20, 39, 78$  kPaの3種類 ( $\sigma=24.5, 49, 98$  kPa に相当) について計算を行った ( $\tau_r=39$  kPaの結果については図-5参照)。

図-10は、引抜き端での引抜き量  $d$  による、任意の点  $x$  での土とジオグリッドの相対変位  $u$ 、せん断応力  $\tau$ 、張力  $T$  の分布を示したものである。図より、土とジオグリッド間のせん断応力が小さいほど ( $\tau_r=20$  kPa)、土中深くにまで引抜き抵抗が伝達され、その結果土中端の固定条件の違いにより明らかにそれぞれの分布に差が見られる。一方、土とジオグリッド間のせん断応力が大きい場合 ( $\tau_r=78$  kPa) には、土中端の固定条件によらずにほぼ等しい分布を示す。

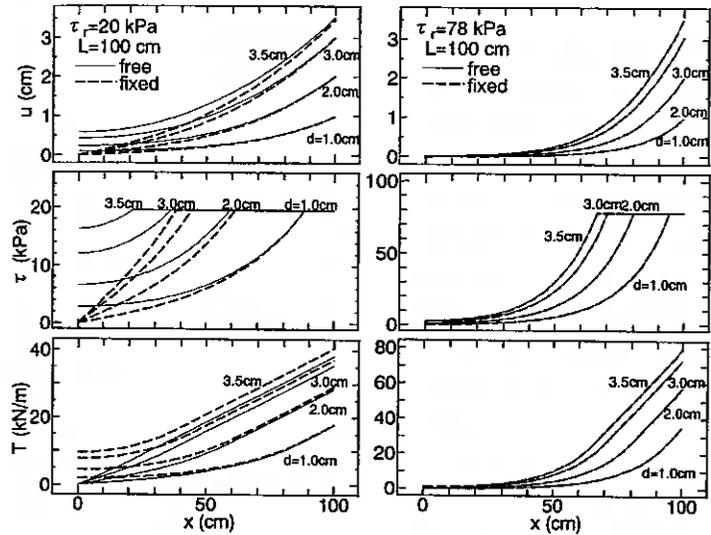


図-10 相対変位、せん断応力、張力の分布

図-11は、上述の条件での計算結果を、引抜き端での引抜き

力  $F$  ~ 引抜き量  $d$  関係で示したものである。図より、ジオグリッドの破断強度以下の範囲では、土とジオグリッド間のせん断応力  $\tau_r$  が大きいほど、すなわちジオグリッドにかかる拘束圧が大きいほど、小さな引抜き量で大きな引抜き力を発揮し、また土中端の固定条件の影響は受けないことが分かる。逆に、土かぶり圧が小さい場合や、比較的締固めの弱いり面部など土とジオグリッド間の摩擦力が小さいような場合にはジオグリッドの端部を固定することは有効であると考えられる。また、図-7、図-9および図-11に示したように、引抜き初期における引抜き力  $F$  ~ 引抜き量  $d$  関係は、ジオグリッドの定着長、土中端の固定条件によらず、ジオグリッドの剛性や土とジオグリッド間のせん断応力によって決まる。すなわち、どれだけ長くジオグリッドを敷設しても、また土中端を固定しても剛性の大きなジオグリッドを用い、また土とジオグリッド間の摩擦応力が十分に発揮されなければ、初期の変形を小さく抑えることが出来ない。

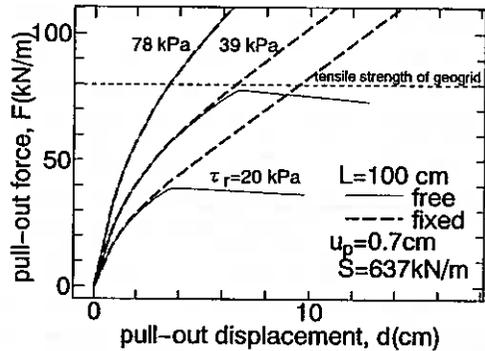


図-11 引抜き力～引抜き量関係

## まとめ

- 1) ジオグリッドの土中端を固定した場合の土中変形挙動の推定式を示した。
- 2) ジオグリッドの土中端を固定すると、土とジオグリッドの相対変位およびせん断応力の分布は土中端自由の場合と比較して小さいが、引抜きに伴い土中端に張力が発生するためより大きな張力分布を示す。
- 3) ジオグリッドの定着長が長く、剛性が小さいほど、また土とジオグリッドの摩擦力が大きいほど土中端での固定条件は土中変形挙動に影響を及ぼさない。
- 4) 引抜き初期における引抜き力～引抜き量関係は、ジオグリッドの定着長、土中端の固定条件によらず、ジオグリッドの剛性および土とジオグリッドの摩擦力によって決まる。

## [参考文献]

- 1) 地盤工学会; 基準案 土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法 JSF T941-199X、土と基礎、第42巻、第1号、pp. 93-102、1994.
- 2) Alfaro, M.C. et. al; Soil-geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests, Geotechnical Testing Journal, Vol.18, No.2, pp.157-167, 1995.
- 3) Hayashi, S. et. al; Dilatancy effects of granular soil on the pullout resistance of strip reinforcement, Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, pp.39-44, 1996.
- 4) Nakamura, T. et. al; Some factors affecting the results of soil-geogrid direct shear test, Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, pp.123-128, 1996.
- 5) 中村努、他; 異なるせん断試験方法によるジオグリッドの土中挙動の推定結果について、地盤工学会北海道支部技術報告集、第38号、pp. 229-234、1998.
- 6) Mitachi, T. et. al; Estimation of in-soil deformation behavior of geogrid under pull-out loading, Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, pp.121-126, 1992.
- 7) 斜面・盛土補強土工法技術総覧編集委員会; 斜面・盛土補強土工法技術総覧、1995.
- 8) 中村努、他; 土中端の固定条件がジオグリッドの土中変形挙動に及ぼす影響、ジオシンセティックス論文集、第13巻、pp. 289-295、1998.

## 第20回地盤工学懇話会

日時：1997年12月10日(水) 13:00~17:00

場所：北海道大学学術交流会館 第1会議室

テーマ：岩盤崩落予知のための計測監視技術について

参加者：85名

第20回地盤工学懇話会は、地盤工学会の「北海道古平町国道229号岩盤崩落調査委員会」(委員長：三田地利之先生)が1997年7月にまとめた報告書をもとに、前半は報告書の執筆者でもある話題提供者から報告書の内容説明をしていただき、後半は最近の計測監視技術について各専門家の方々から話題提供を戴き、参加者を交えたディスカッションを行なった。話題提供者及び司会は以下の方々をお願いした。

<前半>

司会：三上 隆氏(北海道大学)

- |  |                    |
|--|--------------------|
| ・報告書の概要                                  | 三田地利之氏(北海道大学)      |
| ・北海道内の落石崩壊地の特徴と想定される崩壊の原因                | 大島紀房氏(㈱構研エンジニアリング) |
| ・岩盤の性質およびトンネルの被災状況                       | 三浦均也氏(北海道大学)       |
| ・岩盤崩落の原因と発生メカニズムに関する考察                   | 伊藤 洋氏((財)電力中央研究所)  |
| ・防災点検および計測監視技術の現状と岩盤崩落予知のための計測監視技術の開発の動向 | 佐々木寿朗氏(日本工営㈱)      |

<後半>

司会：三田地利之氏

- |                         |                      |
|-------------------------|----------------------|
| ・斜面安定の評価方法              | 菅原紀明氏(応用地質㈱)         |
| ・斜面安定の評価方法              | 高橋輝明氏(北海道開発コンサルタント㈱) |
| ・AEの現場測定例               | 根岸正充氏(北電興業㈱)         |
| ・AEの解析方法                | 塩谷智基氏(飛鳥建設㈱)         |
| ・AEの応用                  | 佐々木寿朗氏(日本工営㈱)        |
| ・ケーブルセンサーによる落石の検知       | 氏平増之氏(北海道大学)         |
| ・光ファイバーセンサーによるひずみ測定について | 野引 敦氏(NTT)           |
| ・光ファイバーセンサーの用途について      | 大河原正文氏(岩手大学)         |
| ・CCDカメラを使った計測システム       | 小櫻義隆氏(㈱横河ブリッジ)       |

前半は三上氏の司会の下で、まず三田地氏より報告書の概要説明がなされたあとに、大島氏から、道内の落石崩壊は日本海沿岸・えりも・層雲峡で多く、北海道の気候に関連する凍結・融解の発生が顕著であることの説明があり、危険と思われる個所が必ずしも先に崩壊しているとは限らず、斜面の個性や亀裂の強度が関連しているらしいことの指摘があった。三浦氏からは、豊浜トンネル付近の地形・地質、ボーリング調査結果および岩石試験結果などについて説明があり、豊浜地区の岩石の物性は、他の地区のそれと際立った違いはないが、破壊ひずみが小さい傾向があるとの報告がなされた。また、地下水の水頭が高いなどの特徴が見られたことにも言及があった。伊藤氏は、岩盤崩落の原因を素因と誘因にわけて説明し、定量的な評価はできないが、シーティングジョイント・オーバーハング・スメクタイトの存在・凍結融解・トンネル掘削の影響などが複雑に絡みっていると指摘した。佐々木氏は、過去の防災・震災点検についての問題点を指摘し、計測監視技術について典型的なものを説明した。特にAEや光ファイバーが有効であるとの説明があった。前半の報告書の解説に関しては、クラック

の進行スピードはわかるか、との質疑があり、計器を用いての測定例は全国にあるが目視では無理であること、後付けの解釈は可能である、といったやり取りがあった。

後半は三田地氏の司会で進行し、菅原氏が、斜面安定の評価方法としてすべりとの比較で岩盤崩落について言及し、速度( $\theta$ )による評価を提案した。また、高橋氏は、種々のイベント要因が関与している風化の進行と斜面の安全率の関係を捉えることが、計測方法や計測個所の選定に役立つことを指摘した。根岸氏は、層雲峡での現地測定例を紹介し、塩谷氏は、室内試験やモデル実験の結果を紹介した上で、地震活動度の目安となっている  $b$  値が崩壊予測でも有効であることを説明をした。また、佐々木氏は、現在進行中である AE の現場測定例として、石灰岩のオーバーハング地点で、対策工を施工する際のモニターとして利用している例を示した。氏平氏は、覆道上に岩石が落ちた時に、その位置と大きさをケーブルセンサーにより検知するシステムの実験例を紹介した。また、野引氏は、光ファイバーにひずみが発生すると、その部分で散乱現象が発生することを利用するひずみ測定法について説明し、地盤変形を模擬した実験を行い、ひずみゲージによる測定とよい一致をみたことを示した。さらに、センサーの長所および短所にも言及した。大河原氏からは、光ファイバーセンサーの本来の用途以外の利用法についての説明がなされ、無人ヘリコプターの利用についても紹介があった。また、小櫻氏は、CCD カメラを使った計測システムによる、ゆっくりした地山の変動を捉える動態計測システムを紹介した。

後半の計測監視技術に関しては以下のような質疑・応答があった。

Q1. 天候や電源など各計測システムの問題点は？

A1. 光ファイバーやケーブルセンサーは 100V 電源が必要。AE は太陽電池でも可能。CCD カメラは“もや”が問題となる。

Q2. CCD カメラによる取得画像の解析方法は？夜間はターゲットが利用できないのでは？

A2. 2次元では目視でも可能。夜間はターゲットに LED を利用すれば問題ない。

Q3. CCD カメラのターゲットについて。

A3. ターゲットに座標はいらぬ。地形に特徴があればターゲットはいらぬが、地形は変化する可能性があるのであった方がよい。

Q4. AE の波形解析で発生源の破壊モード(せん断 or 曲げ)を特定できるか？

A4. 間接法でカバーできる。ケーブルセンサーでは困難である。

Q5. 光ファイバー測定における問題点は何か？

A5. リアルタイムの測定ができない、価格、システム化ができていないなど。

Q6. ケーブルセンサーはどんな物理量を測定しているのか？

A6. 接触電位である。

Q7. 各計測手法で岩盤崩落の予知は可能だと思うか？

A7. データの蓄積が先決である。

最後に三田地氏から、基礎的な技術開発は進んでいるが、これからはデータの蓄積が必要であり、そのためには、それらをどんどん使うことが求められ、それが最終的には予知につながる、というまとめがあった。

## 第21回地盤工学懇話会

日時：1998年2月6日（金） 15：15～17：30

場所：室蘭市ホテルサンルート

テーマ：凍結・融解

参加者：46名

第21回地盤工学懇話会は、例年と同じように年次技術報告会の特定テーマである「凍結・融解」を題材に話題提供者による発表とフロアから質疑を交えたディスカッションという形式で行なわれた。今回は以下の方々「凍結・融解」に関する話題提供をお願いした。

司会：鈴木輝之氏（北見工業大学）

- |                |                           |
|----------------|---------------------------|
| ・試験法・評価法       | 小野 丘氏（北海学園大学）             |
| ・凍上被害の実情と凍上対策  | 武田勇光氏（日本道路公団北海道支社札幌技術事務所） |
| ・凍結工法の紹介と最近の話題 | 田中益弘氏（鹿島建設㈱技術研究所）         |

小野氏は、現在ある土の凍上試験方法がもつ問題点を一斉試験結果などから整理し、土の凍上試験法を今後標準化して行く上での要点を示した。また、その際に共通に使用されるべき凍上試験機の具体的な案が提示され、説明がなされた。武田氏は、道路公団における凍上対策設計法についての解説と、排水溝や法面における凍上被害の実態や凍上による路面の不陸の実情を説明した。また、凍上対策工の概要とその効果について述べた。一方、田中氏は、国内では30年以上の歴史を持つ地盤の人工凍結工法について概観し、特に土被り圧力の大きい大深度での凍結工法が効果的に行なわれていることの説明があった。また、ふたつのシールドを両者の前面で地中接合する場合に採用された凍結工法の最近の例を挙げ、凍上量の予測と実測データとの比較を示して凍結工法の有用性について述べた。

参加者からは、凍上試験を実際に行なっている立場からの悩みや要望が出され、将来の試験法へ取り入れて行くことが示唆された。また、凍上被害発生の要因やその実態把握の現状、また、設計における凍結深度についての質疑があり、道路のような線形構造物における凍上被害の特徴が認識された。人工凍結工法に関しては、凍上による地表面の変位の予測方法やその対策に関する質疑があり、数値解析による地表面変位はある程度正確に予測できるもの、観測施工により対応しているのが実情である旨の説明があった。

最後に司会の鈴木氏から、以下のような総括がなされた。

1. 自然凍上の問題は、ルーチンワーク的に扱われるようになって久しく、技術者の間でも基本的な対策技術の考え方が風化しつつあるように感じられる。しかしながら、それ程までに技術的問題が解決して居るのかどうかは疑問である。
2. 最近の新しい工法も含めて、土留め壁に作用する凍土圧、あるいはカルパート上の盛土など土関係構造物の凍結・凍上対策技術はまだ不十分な状況にある。また、現実の被害も増えつつあるようである。
3. 最近、自然凍結、人工凍結を統合する標準的な凍上試験方法を地盤工学会で設定しようとする動きがある。
4. 地盤の凍上・凍結問題は古い歴史を持つが、例えば自然凍結に関してはいまだに定量的な予測ができていない現状であることなど、今後解決しなければならない問題が多い分野であることを認識すべきである。

懇話会担当幹事 小野 丘、稲 直美、小西康人、武田 覚、佐野信房、武田勇光

## 平成9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	三田地利之	北海道大学大学院工学研究科教授
委員	小林俊介	日本道路公団北海道支社建設部長
〃	高橋耕平	北海道電力(株)土木部次長
〃	田中富男	北海道開発コンサルタント(株)取締役
〃	能登繁幸	北海道開発局開発土木研究所研究調整官
〃	林勝朗	北海道立寒地住宅都市研究所環境科学部長

### 選考経過

平成10年3月4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、つぎの3編を授賞論文として選考した。

### 論文名 凍上試験法の問題点と改良法の提案

著者 武田勇光 益村公人 横田聖哉

受賞者 武田勇光

### 選考理由

高速道路等における凍上対策として、凍上を起こしにくい土質材料により理論最大凍結深の70から100%を置換える工法が広く用いられている。この工法では、現地発生材の有効利用の観点から使用する土質材料の凍上性の判定が重要であり、凍上試験を実施して凍上率及び凍結様式によりその判定を行っている。しかし、現行の凍上試験では、地下水位や気象などの現地条件を踏まえていないこと及び凍結様式の判定に主観が入りやすいなど種々の問題が指摘されているところである。

そこで著者らは、 $-6^{\circ}\text{C}$ に冷却された空気の循環で $\phi 15\text{cm}$ 長さ $12.5\text{cm}$ の供試体の上部から凍結させ、供試体下部は $+3^{\circ}\text{C}$ の水に浸ける現行試験方法で種々の土質材料に対しての凍上試験を実施し、次の問題を明らかにした。

1) 試験機内の位置の違いにより供試体上面の温度に大きな違いが生じ、風の吹き出し口から供試体が離れるほど温度が高く、これに伴い凍結深さも小さくなる傾向があること。

2) 凍上率は、凍結深さが深くなるにつれて小さくなり、現行試験による求め方では客観性に欠けること。

さらに、供試体長さを $5\text{cm}$ に、下部の水温を $+1^{\circ}\text{C}$ 、上部の気温を4種類( $-4^{\circ}\text{C}$ 、 $-6^{\circ}\text{C}$ 、 $-8^{\circ}\text{C}$ 、 $-10^{\circ}\text{C}$ )に、試験時間を半分程度に短縮するなどの改良型試験方法を提案し、凍上率と温度勾配に良い相関があることや現行法による凍上率5%が改良型の8%から10%に相当することなどを明らかにした。

これらの成果は、土質材料の凍上性判定試験の精度並びに再現性の向上のために有用な知見を与えており、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。

**論文名 動的載荷試験を用いた大口径鋼管矢板の施工管理**

**著者 伊東靖彦 本田幸一 赤石浩司 並松由克**

**佐々木慎一 大貫浩幸**

**受賞者 伊東靖彦 大貫浩幸**

**選考理由**

大口径で長尺な鋼管杭の施工管理においては、支持力の確認が重要な技術的課題の一つであり、静的載荷試験をはじめ多くの方法が試みられている。

杭の打撃記録に基づく鋼管杭の支持力の推定法には、杭の動的な先端極限支持力の算定に波動理論を取り入れた「道路橋示方書による打止め管理式」が広く用いられている。道路橋示方書による打止め管理式は、打設中の周面摩擦力は無視できるものとしており、小口径で支持層が浅く先端支持力が周面摩擦力に比べて大きい場合は適用できる。一方、大口径で長尺な鋼管杭の場合には十分な先端支持力が発現されず打設中の周面摩擦が大きいため、道路橋示方書による打止め管理式の適用性に限界があることが知られている。また、構造物の大型化や軟弱地盤での施工等により、載荷装置を用いた従来の静的載荷試験による施工管理は経済性や所用期間等の面から難しくなっている。

このため、著者らは、我が国で最大規模となる鋼管矢板井筒基礎（杭径1.2m、杭本数219本、井筒の長径及び短径61mと35m）を施工した美原大橋において、施工管理手法として動的載荷試験法を採用した。なお、美原大橋の基礎工施工箇所は石狩川と夕張川の合流点直下に位置し、軟弱な沖積層が厚く堆積しており、鋼管杭の杭長は55～65mの長尺である。

その結果、動的載荷試験法が大口径で長尺な鋼管杭の先端支持力の確認手法として有効であること、また、打撃回数が非常に多くなる場合に杭体の打撃応力管理等に有効であることを確認した。さらに、今回の施工結果においても、鋼管矢板の継手による影響が確認されており、今後詳細について検討を加えることで、動的載荷試験法が大口径長尺な鋼管杭の施工管理手法として充分活用できることが期待されるものである。

本成果は、動的載荷試験が大口径で長尺な鋼管矢板に実用可能な方法であることを示したものとして、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者ら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 波浪場にある地盤及び構造物の変位量推定法

著者 川村志麻 三浦清一 宮浦征宏

横浜勝司 長谷一矢

受賞者 川村志麻

### 選考理由

実海域において構造物と地盤の変位量を推定することは、施工管理面または構造物の安定性を評価する上で極めて重要である。特に構造物の変位情報から地盤内の変形量を予測または把握することができれば、海底地盤の不安定化の兆候を知る1つの手掛かりになりうる。陸上地盤では、盛土または構造物の構築時に地盤変位を計測することが原則となっているが、海洋構造物の支持地盤では、そのような計測管理体制は未だ確立されていないのが現状である。

著者らは、従来より、このような波浪-構造物-海底地盤の相互作用により誘発される地盤の流動化機構並びにそのような力学条件下にある地盤破壊の阻止策について、造波装置を用いずに波浪力によりもたらされる地盤内応力の再現が可能な2次元平面ひずみ模型土槽装置を用いて解明しようとしている。特に本研究において著者らは、簡便な計測が可能な構造物天端の任意の2観測値から地盤内の変形量を推定する式を、模型実験で計測された沈下土量と側方流動土量から得られた変形パラメータを用いることによって、すなわち地盤のダイレイタンス特性を考慮して導いている。次いで、波浪場のような種々の載荷条件を再現した模型実験から、提案された予測式の妥当性及び構造物・地盤系の破壊形態と地盤の流動特性との関連を詳細に調べている。論文では、破壊形態に強く依存する地盤の流動特性が明らかにされるとともに、提案式による予測値は観測値を良く表現できることを示している。

本研究は、地盤の動的力学挙動の予測に関する研究に新たな知見を提供するとともに、破壊形態の特定が難しい海底地盤の変形-破壊機構の解明に有用な示唆を与えるものであり、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)

### 土木・建設

か 鹿島建設株式会社	9
み 宮坂建設工業株式会社	7

### コンサルタント・その他

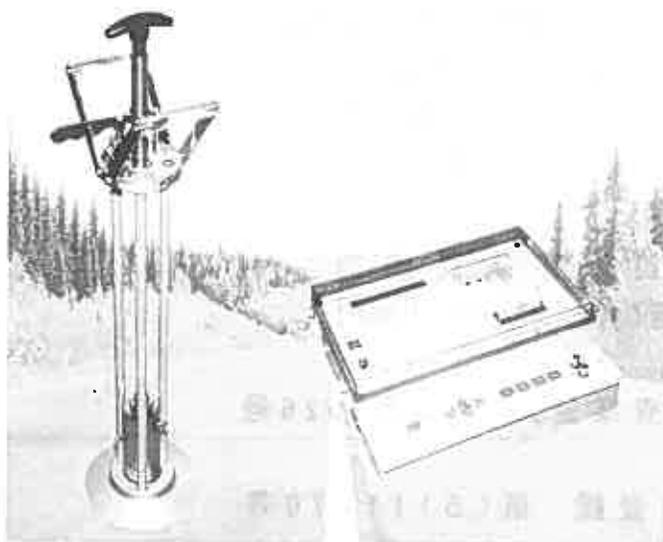
か 社団法人寒地港湾技術研究センター	9
き 基礎地盤コンサルタンツ株式会社	3
株式会社北日本ソイル研究所	3
こ 株式会社構研エンジニアリング	4
し 株式会社ジャコム	1
た 株式会社ダイヤコンサルタント	4
に 日本舗道株式会社	9
は パシフィックコンサルタンツ株式会社	5
ほ 北電興業株式会社	2
北海道開発コンサルタント株式会社	5
北海道共同石灰株式会社	6
北海道土地改良事業団体連合会	6
北海道農業土木コンサルタント株式会社	7
ゆ 株式会社ユニオンコンサルタント	8
わ 稚内建設協会	8

# 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、氷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

21 世紀への確かな未来を拓く高い技術力

# 北 電 興 業 株 式 会 社

## 技 術 部

### 登 録 業 種

・建設コンサルタント業登録 建6第 2542 号

港 湾 及 び 空 港 部 門

電 力 土 木 部 門

造 園 部 門

地 質 部 門

土 質 及 び 基 礎 部 門

鋼構造及びコンクリート部門

・地質調査業登録 質6第 1526 号

・測量業登録 第(5)11276号

取締役社長 酒 井 賢 一 (技術士)

常務取締役 小山田 博

技術部長 湯 浅 健 二 (技術士)

〒060-0031 札幌市中央区北 1 条東 3 丁目 1 番地

TEL 011-261-1476 FAX 011-210-7180

当社は地盤工学をベースにした建設分野のコンサルタントとして

技術開発と技術力の向上に努力しております

# 基礎地盤コンサルタント株式会社

代表取締役社長 森 研 二

技術顧問 石 原 研 而 (東京大学名誉教授：東京理科大学教授)

土 岐 祥 介 (北海道大学名誉教授：北海道工業大学教授)

北海道支社支社長 三 浦 盛 男

〒003-0807 札幌市白石区菊水7条2丁目7番1号SEビル

TEL 011-822-4171 FAX 011-822-4727

釧路支店 TEL 0154-22-8356

函館事務所 TEL 0138-24-3037

苫小牧事務所 TEL 0144-57-5956

## 環境基盤の計画・調査・設計に貢献 地質調査・土質調査・測量設計・コンサルタント

地質調査業登録(旧)第1079号  
測量業登録第6-8374号



## 株式会社 北日本ソイル研究所

地質調査・土質調査・土壌調査・測量設計  
施工管理・樹木調査・森相調査・パース

代表取締役  
農学博士  
技術教育顧問  
北大名誉教授  
顧問  
室工大名誉教授

常松 哲

前田 隆

中村作太郎

専務取締役 橋本 成男

常務取締役 伊藤 昌男

チーフアドバイザー 鈴木 義昌

営業部長 倉持 允昭

本 社 〒007-0895 札幌市東区中沼西5条1丁目8番1号 ☎(011)791-1651 FAX(011)791-5241  
函館支社 〒041-1214 亀田郡大野町字東前76-55 ☎(0138)77-7131 FAX(0138)77-7126  
帯広支社 〒080-0111 河東郡音更町木野大通東14丁目 ☎(0155)31-8933 FAX(0155)31-8593  
北見支店 〒099-2104 常呂郡端野町端野2-11 ☎(0157)56-3576 FAX(0157)56-3578

# ゆたかな未来を

道路・橋梁・河川・環境・地質調査・計画・設計



株式会社 構研エンジニアリング

取締役会長	仲 保夫
代表取締役社長	南 隆
専務取締役	斎藤 紘
専務取締役	大島 紀房

〒065-8510 札幌市東区北18条東17丁目1番1号

Tel. (011)780-2811(代表)

Fax. (011)785-1501

- 〔業務内容〕
1. 道路・トンネル・その他構造物の計画・設計
  2. 地質調査及び土質調査解析
  3. 地上りの調査解析



株式会社 ダイヤコンサルタント

専務取締役  
北日本支社長 長 尾 俊 雄

札幌支店長 佐々木 厚

北日本支社札幌支店 〒011-0010 札幌市北区北10条西2丁目13-2

TEL(代) 011(729)2701

FAX 011(729)2687



# パシフィックコンサルタンツ株式会社 北海道支社

支社長 川 口 敏 夫

札幌市北区北7条西1丁目2番地6

NSS・ニューステージ札幌

TEL(011)700-5222 FAX(011)700-5220

道東事務所 釧路市栄町9丁目9番1号

TEL(0154)25-6781 FAX(0154)25-6681

道南営業所 函館市若松町6番7号

TEL(0138)23-3361 FAX(0138)23-3363



## 総合建設コンサルタント

# 北海道開発コンサルタント株式会社

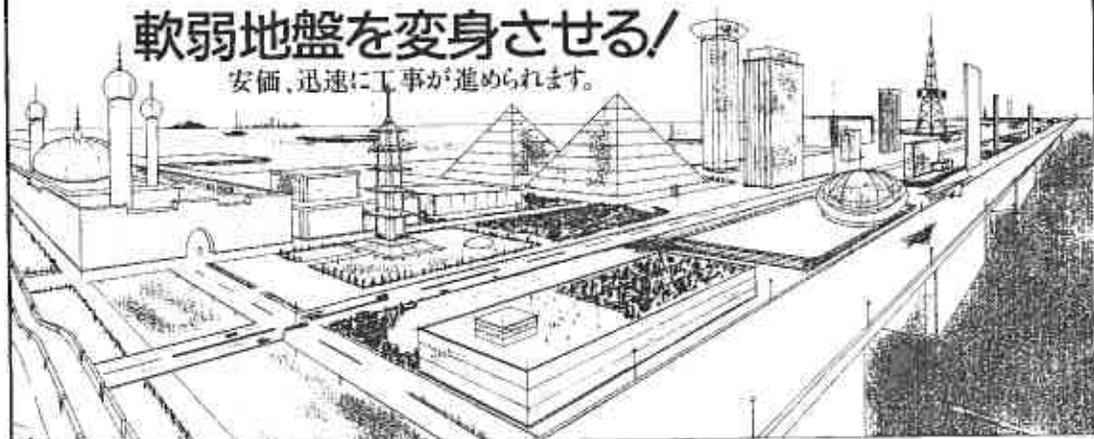
代表取締役社長 大 串 國 弘

代表取締役副社長 青 木 弘

本 社 〒004-8585 札幌市厚別区厚別中央1条5丁目4番1号  
電話(011)801-1500 FAX(011)801-1600  
URL:<http://www.docon.co.jp>

# 軟弱地盤を变身させる!

安価、迅速に工事が進められます。



## □土質安定材ベストキーパーシリーズ

種別	製品名	成分	対象土質
石灰	ベストキーパーD	生石灰	高含水比の軟弱土、ヘドロ、凍害土層を改良。速速による急速改良
	ベストキーパーC	消石灰	低含水比の軟弱土の安定化改良
石灰系	ベストキーパーD20	生石灰+特殊改良剤20%	高含水比から低含水比までの軟弱土、ヘドロ、凍害土層を改良。根水による改良に加え、速速材の浸透効果で安定度の増加を促進する。土性により、最も適した品種を選定する。
	ベストキーパーD30	生石灰+特殊改良剤30%	
	ベストキーパーD40	生石灰+特殊改良剤40%	
乾燥固化剤	ベストキーパーD10-DR	生石灰	"キープロン"で乾燥の特性を改善することにより安定材本来の特性を損なうことなく乾燥発酵を防止し、作業簡便、即効効果の改善に効果を得る。セメント系の加工も可能です。
	ベストキーパーD15-DR	生石灰	
	ベストキーパーD20-DR	生石灰	
	ベストキーパーD30-DR	生石灰	
セメント系	ベストキーパーC	セメント系改良材	シルト、粘性土以外の軟弱土に効果を得る



北海道共同石灰株式会社

本社/〒053-0006  
 苫小牧市新中野町3丁目1番12号  
 電話 (0144)32-7520  
 FAX (0144)32-7535

代表取締役社長 藤原充浩



「土・人・水」のハーモニー  
 農業農村整備

豊かで活力ある農村づくりをめざす

事業計画—実施設計—施工管理—  
 維持管理の技術指導まで一貫した  
 技術援助、指導を行います。

## 北海道土地改良事業団体連合会

総合技術センター

〒061-1268 北広島市輪厚中央5丁目8番地12  
 TEL(011)376-3111 FAX(011)376-3287

豊かな明日を拓く土地改良

農業土木の総合コンサルタント

## 北海道農業土木コンサルタント株式会社

代表取締役社長 堀 井 健 次

専務取締役 前 佛 榮 一

顧問 塚 本 健 二

☎060-0807 札幌市北区北7条西6丁目2番地5

☎011(747)7321・FAX011(758)5491

技術と信頼で明るい未来を創造する



## 宮坂建設工業株式会社

代表取締役社長 宮 坂 寿 文

本 社	☎080-0014	帯広市西4条南8丁目12番地 TEL(代表)0155-23-9151番
札幌支店	☎064-0807	札幌市中央区南7条西10丁目1027番地 はなぞのビル3階
営業所 出張所	☎085-0046	TEL(代表)011-561-2035番 釧路市新橋大通3丁目2番126号 旭川・苫小牧・占冠・東京



よりよい調査で  
住みよい国土を目指す  
総合地質コンサルタント

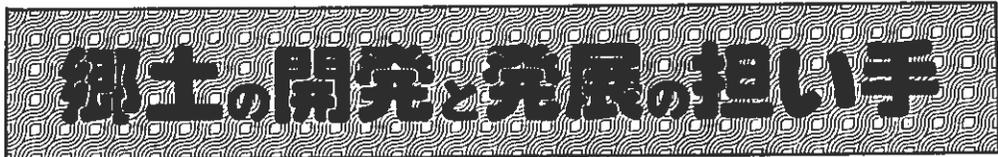
地質・土質・水・地熱温泉の調査と地回り対策調査・環境アセスメント  
物理探査・物理検層・地化学探査・試錐・土木設計と測量  
水質汚濁・土壌汚染の調査解析と対策

登録／建設コンサルタント・地質調査業・測量業  
許可／さく井業

株式 株式会社 ユニオン・コンサルタント

代表取締役 理学博士 斎藤 昌之  
技術士

〒001-0045 札幌市北区麻生町7丁目3番12号U. C. BLD  
電話 (011) 746-8281 (代表)  
FAX (011) 746-8284



# 稚内建設協会

〒097-0001 稚内市末広4丁目4-2

☎(代)0162-33-5364 FAX0162-33-5353

会 長 富 田 勉

快適な環境を創造する

# 鹿島

KAJIMA CORPORATION

取締役支店長 鷗 飼 進

札幌支店 ● 札幌市中央区北3条西3丁目1-4

電話 ● 011(231)5181(代)

運輸大臣許可

社団法人 **寒地港湾技術研究センター**

会長 尾 崎 晃

積雪寒冷地の港湾は厳しい自然条件におかれております。この条件を創意工夫により制御及び利用し、質の高い構造物の設計施工技術の開発研究を推進する研究センターです。積雪寒冷地域が今後一層発展し豊かな社会を形成するため積極的な諸活動を行っております。

● 主な事業内容 ●

● 寒地港湾技術の調査研究受託 ● 資料の収集 ● 出版物の刊行 ● 講演会、講習会、シンポジウムの開催

〒060-0807 札幌市北区北7条西2丁目  
8番地 北ビル9F  
TEL 011-747-1688  
FAX 011-747-0146

— 大地を生かし、快適空間を創造する —



# 日本舗道株式会社

## 北海道支店

取締役支店長 片 山 一

北海道支店：札幌市豊平区中の島1-2-2-15 ☎011-842-8855  
本 社：東京都中央区京橋1-19-11 ☎03-3563-6711