

技 術 報 告 集

(創立40周年記念)

第 37 号

平成9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	場所打ちコンクリート短杭の鉛直支持力 北海道開発局開発土木研究所 北海道開発局函館開発建設部	○日下部祐基・西川純一 富澤幸一	1
②	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） 北海道開発局開発土木研究所	○坂野俊一・西川純一 日下部祐基	9
③	PS検層による深層混合処理の改良評価について 北海道開発局開発土木研究所	○山口 悟・西川純一 林 宏親	13
④	最近の深層混合処理工法について 不 動 建 設 ㈱	酒井成之・○高野重久 日置和昭	21
⑤	カルバートに作用する土圧の軽減に関する遠心力載荷実験 北海道開発局開発土木研究所	○大江祐一・多田秀一 西川純一	27
⑥	繰り返し一面せん断試験によるカオリ粘土のせん断面の構造 —とくにプレカット供試体について— 岩 手 大 工 学 部 北 海 道 大 工 学 部 岩 手 大 大 学 院	○大河原正文 三田地利之・米田哲朗 工藤 隆	31
⑦	逆算強度に基づく地質別すべり面強度の考察 応 用 地 質 ㈱	○阿部雅彦・中村謙治	37
⑧	光ファイバ歪センサを用いた構造物歪分布測定法の提案 NTTアクセス網研究所	○倉嶋利雄・田中郁昭 薄 知規	41
⑨	欠番		
⑩	AE間接法による地山の変状計測監視 日 本 工 営 ㈱	○佐々木寿朗・高柳則男 太田敬一	47
⑪	斜面軟岩地盤上の直接基礎の支持力模型実験 北 海 道 大 工 学 部	○西村右敏・三浦均也 鳴海英樹・土岐祥介	55
⑫	積雪寒冷地域の斜面災害 北海道開発コンサルタント㈱	高橋輝明	65
特別講演「岩盤崩落と変動帯の地質構造 —豊浜トンネル坑口斜面岩盤崩落の教訓」 北海道大学大学院理学研究科教授		渡辺暉夫	73
⑬	波浪を受ける砂地盤の側方流動と評価法 室 蘭 工 大 大 学 院 室 蘭 工 大 室 蘭 工 大 大 学 院	○横浜勝司 川村志麻・三浦清一 宮浦征宏	79
⑭	波浪を受ける構造物・地盤系の流動破壊阻止に関する実験 室 蘭 工 大 室 蘭 工 大 大 学 院 室 蘭 工 大	○川村志麻 横浜勝司・宮浦征宏 三浦清一	89
⑮	地震時における重力式岸壁の挙動に関する模型振動台実験 北 海 道 大 工 学 部 北 海 道 大 大 学 院 北 海 道 開 発 局 北日本港湾コンサルタント㈱ 佐 藤 工 業 ㈱	○三浦均也 ○小濱英司 栗田 悟 大塚夏彦 吉田 望	99
⑯	遠心模型実験による盛土の地震時挙動 北海道開発局開発土木研究所	○林 宏親・西川純一 谷口啓二郎	109

⑰	過圧密履歴を受けた種々の砂試料の繰返しせん断特性	北見工大	○山下 聡・鈴木輝之	115
⑱	地盤を伝播する波動の連成解析とそれに基づいた地盤特性の評価法	北海道大工学部 佐藤工業(株)	○三浦均也 吉田 望	121
⑲	土の凍上性判定試験装置の開発	北見工大大学院 北見工大	○北村 巖 鈴木輝之・沢田正剛	131
⑳	TC8による一斉凍上試験の国内での結果について	北海学園大工学部 北海道大低温科学研究所	○小野 丘 福田正己	135
㉑	石灰安定処理土の水分特性が凍上性に与える影響	北海道工大大学院 北海道工大	○中村宏彰 川端伸一郎・神谷光彦	141
㉒	アンカーの凍上力に関する室内実験	北海道開発局開発土木研究所	○金田 尚・西川純一 多田秀一	147
㉓	自然地盤における凍着凍上力の深さ方向分布	北見工大大学院 北見工大	○中村哲也 鈴木輝之・沢田正剛 山下 聡	151
㉔	ボックスカルバート上の道路凍上現象(2)	北海道開発コンサルタント(株) 北海道開発局稚内開発建設部 北見工大	○林 啓二・本間公康 櫻庭 満 鈴木輝之	155
㉕	古タイヤチップの水路裏込め材への適用に 関する研究	北海学園大工学部 北海学園大大学院 北野コンクリート(株)	久保 宏 ○佐渡知典 北野隆春	163
㉖	粗粒子の存在がコンシステンシー限界に与える影響	函館高専	○佐野信房・岩淵祐一	169
㉗	高分子系改良剤による浚渫土砂の改良効果について	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	175
㉘	練り返し粘土の変形挙動に発現する誘導異方性(第2報)	北海道大工学部	○福田文彦・三田地利之 澁谷 啓・勝屋弘昭	181
㉙	粘性土の圧密及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	北海道大工学部	○黄 聖春・館市弘達 三田地利之・澁谷 啓	191
㉚	火山性粗粒土の圧密・せん断による粒子破碎とその定量化	室蘭工大大学院 室蘭工大 (株)地崎工業 室蘭工大大学院	○中田隆文 三浦清一 八木一善 笠井隆治	201
㉛	火山性粗粒土の繰返し非排水せん断強さ—細粒分の影響—	室蘭工大大学院 (株)地崎工業 室蘭工大 室蘭工大大学院	○左近利秋 八木一善 三浦清一 笠井隆治	211
㉜	締め固め乾燥密度のvoid ratioを求め る解析	(株)ロック建設技術研究所	今井芳雄	221
㉝	砂礫層のN値および数値化した土質による土質ポーリング記録の分類を基にした地盤図表示と解釈—帯広市を例として—	室蘭工大	○朝日秀定・武藤 章 後藤典俊・中村精次	223
㉞	石狩湾新港における液状化特性(その2)	北海道開発局小樽開発建設部 基礎地盤コンサルタンツ(株)	妹尾英世・根本任宏 斎藤和夫・○長崎 淳	229

㉔	地震による道路盛土の被害要因に関する考察	北海道開発局開発土木研究所	○谷口啓二郎・西川純一 林 宏親	239
㉕	地下水人工涵管に関する現地試験について	北海道開発局石狩川開発建設部	○秋山泰祐・米津仁司 武田耕一	247
		日 本 工 営 協 会	柳田三徳	
㉖	EPSブロック盛土の振動特性の実験と解析	北海道大大学院 北海道大工学部	○高原利幸 三浦均也	253
	第16回・17回地盤工学会懇話会			263
	平成7年度地盤工学会北海道支部賞選考経過報告			265
	地盤工学会北海道支部 創立40周年記念集			268

場所打ちコンクリート短杭の鉛直支持力

北海道開発局開発土木研究所○正会員 日下部祐基
同 上 西川 純一
北海道開発局函館開発建設部 同 上 富澤 幸一

1. まえがき

橋梁基礎では、現場条件により場所打ちコンクリート杭（以下 CCP）の大口径短杭基礎が採用されるケースがある。これらの杭では、杭長杭径比 l/D が 10 以下の短杭になる場合が多い。現行（平成 6 年度改訂版）の道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾（以下 道示）では、CCP の先端極限支持力度 q_d の算定条件に杭長杭径比 l/D が 10 以上という規定が示されているため、各機関で q_d の算定手法が不統一な現状にあった。平成 8 年度改訂の道示では、この条件が外されたことから今後は杭長杭径比に関係なく同一の先端極限支持力度 q_d が採用されることになる。

道示にある CCP の先端支持力度算定法では、施工による先端地盤の乱れおよびスライムの影響を考慮し q_d を低めに与えている²⁾。しかし、短杭では掘削深度が浅いため、施工上の問題点が少なからず解消されることが予想されることから、 q_d を道示の算定値に対し大きく設定できる可能性があると考えられる。

また、打込み鋼管杭における短杭の先端支持力に関する研究³⁾では、先端支持力が杭長に関係する有効土被り圧に起因することを考察しているが、このことは CCP 短杭でも同様の現象として影響をもつことが考えられ、施工上の問題とは別に周面および先端地盤条件が実際の支持力に関与することが予想される。

以上のことから施工条件や地盤条件を考慮すると、短杭・長杭ともに同一の先端地盤強度を定義し適用することは簡易な手法であるが、合理的な設計法としては課題を持つと考える。

また、杭の軸方向バネ定数 K_v についても、道示の推定式には適用条件として杭長杭径比 l/D が 10 以上という規定が示されている。このため、この条件から外れる杭の K_v 推定法が、各機関で統一されていないのが実情である。

本報告では、北海道開発局で近年施工された函館・札幌・留萌各開発建設部管内の現場で実施された CCP 短杭の鉛直載荷試験結果をもとに、今後の設計法の参考指標とするための CCP 短杭の支持力評価、および基礎杭挙動の一要因となる軸方向バネ定数 K_v の評価法について検討を加えた。

2. 試験概要

CCP 短杭の鉛直載荷試験は、一般国道 230 号今金町 新花石橋（A 現場）・一般国道 12 号滝川市 東町高架橋（B 現場）・一般道道増毛当別線雨竜町 恵岱別大橋（C 現場）のそれぞれ 3 現場で実施した。載荷試験方法は、地盤工学会基準⁴⁾に準拠した多サイクル方式による標準的な静的鉛直載荷とし、載荷重は周辺杭および載荷梁を反力装置とする油圧ジャッキ加力の反力方式によった。

表-1、表-2 に、各現場における試験杭諸元および代表的地盤調査結果を示す。各試験杭には、荷重段階での軸力分布を測定するために、地層境界付近に鉄筋計およびコンクリート歪計を設置した。図-1～3 に各試験杭における土質柱状図、および試験杭根入れ位置を示す。各杭とも支持層が比較的浅く、中間層には打込み杭あるいは中掘り杭施工が困難と思われる砂礫層が厚く狭在している。

A Bearing Capacity of Cast-in-place Concrete short pile

Yuki KUSAKABE, Jun'ichi NISHIKAWA, Kouichi TOMISAWA (Hokkaidou Development Bureau)

表-1 試験杭諸元 (オールケーシング工法)

現場名	杭径 D (mm)	杭長 L (m)	杭長杭径比 (L/D)
新花石橋 A現場	1000	5.40	5.40
東町高架橋 B現場	1000	5.95	5.95
恵倍別大橋 C現場	1000	7.90	7.90

表-2 土質試験結果

現場名	先端地盤				N 値	周面地盤 土質
	地質	密度 ρ_s (g/cm ³)	一軸圧縮強度 qu (kgf/cm ²)	変形係数 E (kgf/cm ²)		
A	砂岩	—	11.8	—	50以上	砂礫・泥岩砂岩
B	火山灰質砂	2.637	—	316	50以上	砂礫
C	砂岩	2.144	42.0	3330	50以上	砂礫

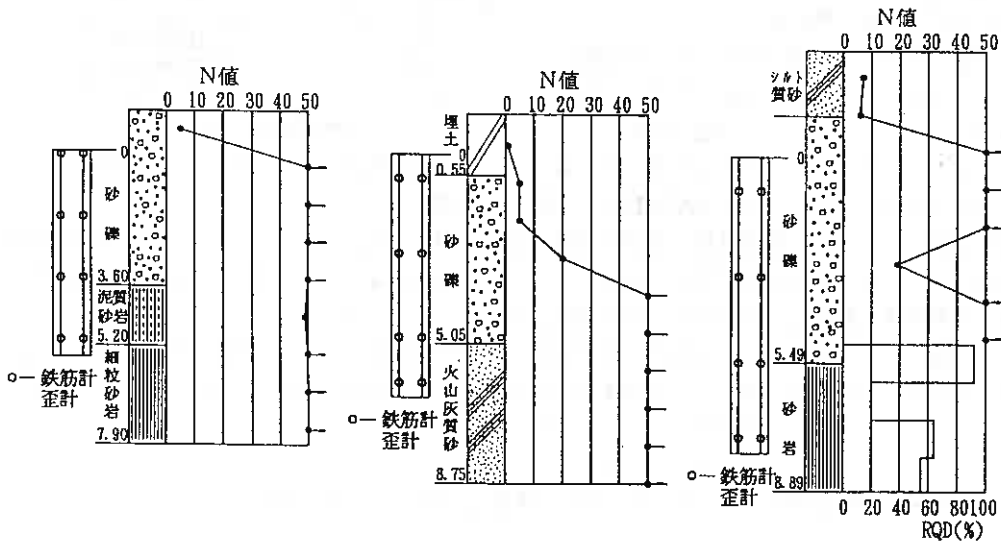


図-1 A現場土質柱状図

図-2 B現場土質柱状図

図-3 C現場土質柱状図

3. 試験結果

載荷試験の結果から得られた各現場の杭頭荷重（処女荷重）-沈下曲線を図-4に示した。図によれば、各曲線とも試験最大荷重に至っても直線的に延びる傾向を示しており、沈下量は道示で極限支持力の目安とされている山肩⁵⁾の提案による杭径の10%に対し、過小の値を示している。また、残留沈下量については、杭径に対し1~2%程度と若干大きめの値を示しているが、これは初期荷重による地盤の馴染みやコンクリートの圧縮変形の影響と推定され、この時点での極限状態を論じる判断とはならないと考える。荷重-沈下量の関係を両対数表示して検討した結果では、A現場で降伏荷重に相当する第1限界荷重の折点が500tf

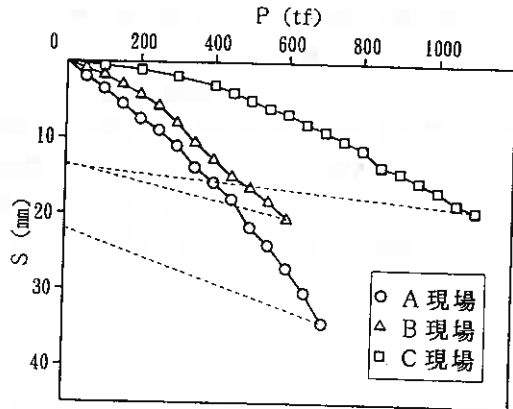


図-4 各現場の荷重-沈下量曲線

(破線：除荷後の沈下戻り量)

前後で確認されたが、他現場においては設計極限支持力を上回る試験最大荷重においても明確な第1・第2限界荷重は見受けられず、その後の荷重に対して非排土杭特有の進行性破壊状態の沈下が連続していくものと推定された。

4. CCP短杭の鉛直支持力特性

4.1 鉛直支持力

杭の載荷試験結果から、設計に必要な降伏荷重あるいは極限荷重を判定する方法は従来から種々提案されているが、代表的方法²⁾を以下に示す。

- ① 杭径の10%沈下時荷重より推定
- ② 荷重-沈下量曲線急変点
- ③ 残留沈下量による推定
- ④ 沈下量と荷重の増分比
- ⑤ 荷重-時間-沈下量の関係による判定法
(S-logt法・ $\Delta S/\Delta \log t$ -P法・log S-log P法・Paraz法・Housel法)
- ⑥ 荷重-沈下量の数学モデルを基本とする判定法
(Van der Veen法・勾配逆数法・宇都らの方法)

今後の考察においては、極限状態で支持力評価をする必要がある。①～⑤については、各現場試験最大荷重において変局点が明確に現れていないことから今回の判定利用には無理があるため、載荷試験における各現場の極限支持力の判定は⑥の判定法によることとした。

ただし、数学モデルを基本とする推定方法は、荷重・変位量軸のスケールの取り方などによって判定に個人差が生じる場合がある。そのため極力主観を入れずに支持力評価する目的から、下式の数学モデルで示される宇都ら⁹⁾の方法によることとした。

$$P = P_{\max} \{1 - \exp(-S/S_0)^m\}$$

ここに、 P_{\max} ：極限荷重、 S ：沈下量、 S_0 ：基準沈下量、 m ：変位指数

この際、各現場統一した判定をするため以下の手順により整理をしている。

- ① 沈下量 S に杭径の10% (10cm) を代入し、周面摩擦力度、先端支持力、杭頭支持力を算定。
- ② 周面摩擦力度を固定し、各層の周面摩擦力を算定。
- ③ 各層の周面摩擦力を合計し、杭1本当りの周面摩擦力とする。
- ④ 杭頭支持力から③の周面摩擦力を差し引き、杭先端支持力を算定。
- ⑤ ①で求めた杭先端支持力と④を比較し安全側の値を杭先端支持力とする。
- ⑥ ③の周面摩擦力と⑤の先端支持力の和を杭極限支持力とする。

図-5に、上述した宇都らの方法による実測極限支持力と設計極限支持力との関係を示した。図によれば、実測極限支持力は設計値を2倍近く上回った値を示しておりA・B・C各現場とも確認試験の目的は概ね達せられているといえる。

4.2 先端支持力

道示では、CCPの先端極限支持力度 q_d を砂質地盤については地盤強度にかかわらず $q_d = 300 \text{ tf/m}^2$ に統一し、硬質粘性土地盤についてはケーソン基礎に準じて $3q_u$ (q_u ：一軸圧縮強度 (tf/m^2)) としている。図-6に、これらの道示値 q_d' と載荷試験結果より得られた実測先端極限支持力度 q_d を比較して示した。実測 q_d は、道示で地盤の乱れを考慮して採用された $q_d = 300 \text{ tf/m}^2$ を

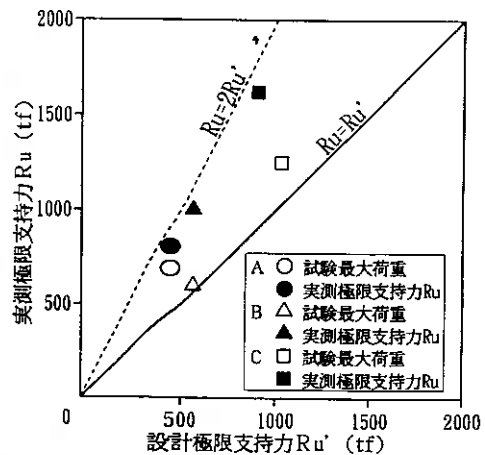


図-5 極限支持力の設計値と実測値比較

全ての杭で確保しており、ケーソン基礎に準じて一軸圧縮強度から求めた q_d' と比較的良好な相関がみられる。このことから、CCP短杭の杭先端支持力は、先端地盤強度に関係していることが推測される。

地盤強度定数である粘着力 c および土の内部摩擦角 ϕ と杭先端支持力度の関係は、過去に多くの理論式が示されている。各地盤強度定数についても、地盤種別¹⁾・地盤調査結果^{7) 8)}をもとに各種推定法が提案されている。図-7は、各杭の先端地盤強度定数を既存推定法を用いて算出し、理論式による q_d' を求めて実測 q_d と比較したものである。なお、計算に用いた各杭の地盤強度定数を表-3に示す。

ケーソン基礎式は、道示にあるTerzaghiの式である。図には粘着力 c を無視した場合と考慮した場合の2ケースの計算値を示したが、いずれも実測 q_d に対し過小値を示している。これは、この理論式では杭先端より上にある地盤の抵抗を自重のみとし、土のせん断抵抗を無視されていることが起因していると考えられる。

Vesic'の式⁹⁾は、二次元の剛塑性体表面に剛な棒を押し込む時の抵抗を塑性論に基づいて解析したPrandtlの理論に、実験から観察されたパンチングせん断破壊の形態を取り入れて解かれたものである。この計算値もケーソン基礎式と同様に実測 q_d に対し小さな値を示している。この原因は、Vesic'の式は深い基礎を対象にしているため、粘着力 c および土の自重が考慮されていないためと推測される。

山口の式¹⁰⁾は、地盤内に球空洞を考え、その空洞の内圧を加えたときの極限内圧が杭先端地盤の極限支持力度に等しいと仮定した、球空洞押抜け理論を用いて導かれたものである。さらに山口は各定数に一般値を用いて簡便式を示している。図に示した値は、簡便式から求めた計算値であるが、他の理論計算値と同様に実測 q_d に比べて小さい値を示しており、この原因はVesic'の式と同様に粘着力 c が考慮されていないためと推定される。

岸田・高野の式¹¹⁾は、Prandtl系の理論と球空洞押抜け理論を組み合わせたものである。この計算値は、実測計算値とある程度の相関がみられる。この式では、粘着力 c および土の自重を考慮し、さらに杭基礎特有の破壊形態であるパンチングせん断破壊が取り入れられている。相関がみられた原因には、これらの仮定が本現場条件と合致したためと考えられる。

以上のことから、CCP短杭の先端極限支持力度は、地盤強度にかなり依存しており、道示の推定値を用いることは、十分安全側にあることが明らかになった。

ここでは、データ数が少ないことから地盤強度定数による推定式を提案するまでには至っていない。しかし、実測 q_d および岸田・高野の計算値を参考にすれば、今回載荷試験を実施した現場の条件

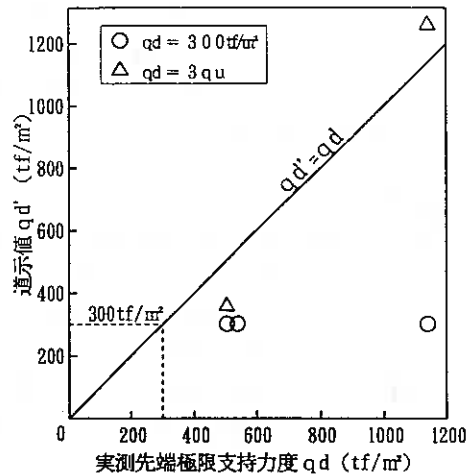


図-6 実測先端支持力度と道示値の比較

表-3 地盤強度定数(推定値)

現場名	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (tf/cm ²)
A	30	1.5
B	45	0.0
C	35	3.0

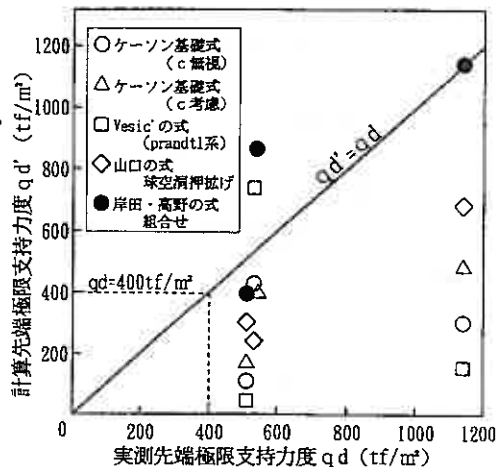


図-7 実測先端支持力度と各理論値の比較

(杭長杭径比 $l/D < 10$, 杭先端地盤の N 値 ≥ 50 の砂、砂礫あるいは岩盤, 杭周面地盤の単位体積重量が極端に小さくないなど)と同様な現場では、推定値として $400\text{tf}/\text{m}^2$ 程度確保できることが推察される。今後、同条件の現場でさらに載荷試験を実施して、現場条件の定量化および合理的な推定法の確立が必要と考える。

4.3 周面摩擦力

地盤種別の実測区間最大周面摩擦力度 f と、換算 N 値¹²⁾(N 値 50 以上の場合、打撃回数と貫入量を比例関係として貫入量 30cm の打撃回数を計算したもの)の関係を図-8に示した。図には、道示の砂質土における N 値と推定最大周面摩擦力度の関係および粘性土の推定上限値を示した。砂礫では、全ての実測 f が道示の推定値を上回っているが、火山灰質砂および砂岩では、道示の砂質土推定値を下回っており、特に砂岩でその傾向が顕著に現れている。これは火山灰質砂では推定上の誤差が原因と推測されるが、砂岩については本現場の施工法にオールケーシング工法が採用されていることから、掘削面粗度が滑らかになり地盤とコンクリートの付着力が小さくなったためと考えられる。

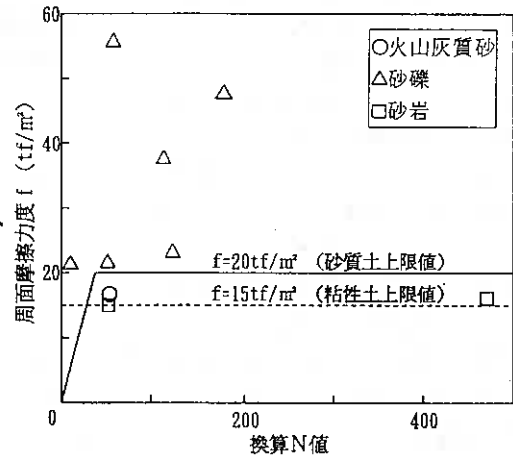


図-8 換算 N 値と周面摩擦力度の関係

この結果は、現在北海道開発局で採用している岩盤の杭周面摩擦力度として、砂質土または粘性土の値のうち安全側の値を採用するとした推定法¹³⁾の妥当性を示唆しているといえる。

4.4 軸方向バネ定数

杭の軸方向バネ定数 K_v は、杭反力の算定や杭基礎の弾性沈下量の推定、およびフーチングの剛体照査に用いられる定数の一つである。道示では、軸方向バネ定数 K_v を推定する方法として、杭種別に杭長杭径比 l/D との関係式が示されているが、適用条件として $l/D \geq 10$ であることとされている。 $l/D < 10$ の杭では、類似した条件の載荷試験記録などを参考にして、地盤調査結果による推定法をあわせて行い、総合的に K_v を決定することになる。

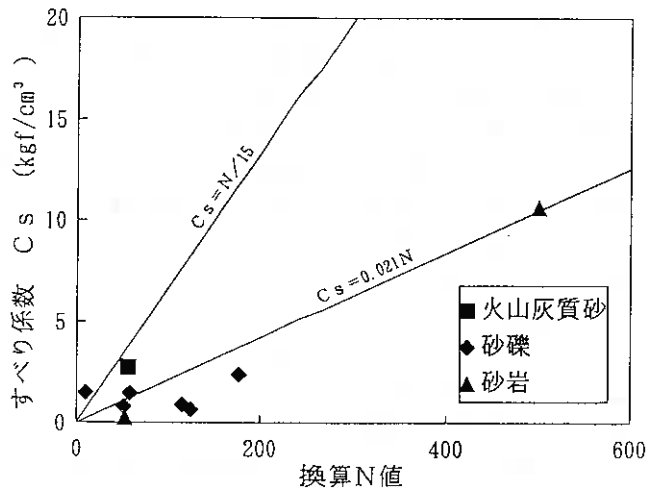


図-9 換算 N 値と地盤種別すべり係数の関係

地盤調査結果から K_v を推定するには、地盤定数としてすべり係数 C_s と先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 k_v (以下、先端地盤反力係数 k_v)を求める必要がある。各地盤定数と地盤調査結果の関係は、過去の研究からいくつか提案されたものがある。載荷試験を行った場合には、杭頭沈下量と杭体はずみから求めた各層での杭沈下量と周面摩擦力度曲線の割線勾配としてすべり係数 C_s が、同様にして求めた杭先端沈下量と杭先端軸力度曲線の割線勾配として先端地盤反力係数 k_v が求められる。

図-9に、換算 N 値とすべり係数の関係を示す。過去の研究では、駒田ら¹⁴⁾が $C_s = N/15$ 、岡

原ら¹⁵⁾が $C_s = 0.021N$ という関係式を提案している。同図には、これらの関係式も示した。試験結果との関係では、岡原らの式にある程度相関がみられる。

図-10は、先端地盤反力係数の試験結果による実測 k_v と、換算N値および各種試験による変形係数から求めた計算 k_v （比例関係にあるとして計算）を比較したものである。実測 k_v が大きいC現場の杭で計算 k_v が過大に算出されていることがわかる。このことから先端地盤反力係数 k_v は、換算N値や変形係数と単純な比例関係にないことが推測される。

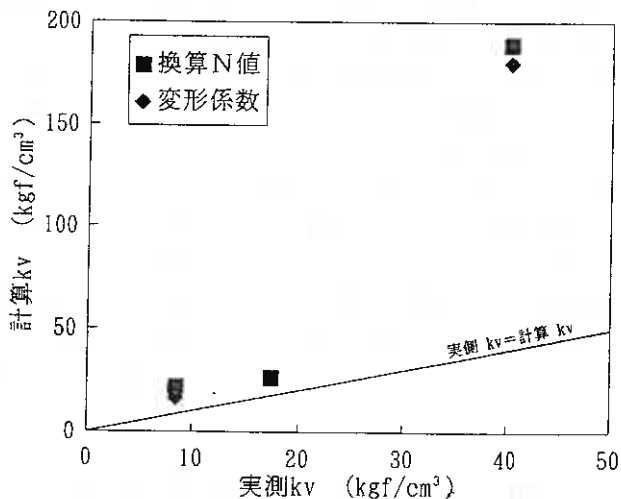


図-10 先端地盤反力係数の実測値と計算値の比較

これらの関係を用いて杭の軸方向バネ定数 K_v を推定し、実測 K_v と比較したものを図-11に示す。同図には、載荷試験結果より求めた C_s と k_v を用いた計算値、道示の適用条件を無視して杭長杭径比 l/D の関係を取り入れて計算した値、および杭長杭径比の適用条件最低値 $l/D=10$ を取り入れて計算した値を示した。

なお、地盤定数を用いて杭の軸方向バネ定数を計算で求めるには、杭長地盤を単層としてすべり係数 C_s を決定しなければならない。ここでは、以下に示す各層厚を考慮した式により求めたすべり係数 C_{sav} を用いている。

$$C_{sav} = Z \cdot \frac{C_{s0}}{Z_0} \cdot \frac{1}{(1 + \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_i \dots)}$$

ここに、 $\beta_i = \frac{Z_i}{C_{si}} \cdot \frac{Z_0}{C_{s0}}$
 C_{s0}, Z_0 : 基準とした地層のすべり係数(kgf/cm²), および層厚(m)
 C_{si}, Z_i : i番目の地層のすべり係数(kgf/cm²), および層厚(m)
 Z : 全層厚(杭根入れ長)(m)

地盤調査結果(N値より算出)から求めた軸方向バネ定数 K_v と実測 K_v の関係では、実測 K_v が小さいA, B現場の杭である程度一致がみられるが、実測 K_v が大きいC現場の杭では過大に算出されていることがわかる。これは、前述した杭先端地盤反力係数 k_v の計算値の傾向が影響したためである。なお、C現場の杭では、すべり係数も多少大きく推定されている。

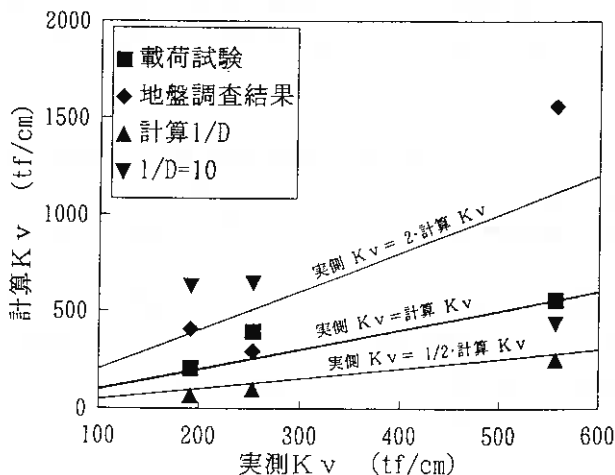


図-11 杭の軸方向バネ定数の実測値と計算値の比較

杭長杭径比の関係式を取り入れて計算した K_v は、全ての杭で実測 K_v より過小になっている。筆

者らの過去の調査結果では、 $l/D < 10$ の打込み鋼管杭にこの関係式を用いると、計算された K_v は実測値を過大に評価することを報告³⁾した。このことから、道示の杭長杭径比の関係式と $l/D < 10$ の杭の実測 K_v との関係は、杭種によって傾向が異なることが推察される。

$l/D = 10$ として計算した K_v は、実測 K_v が小さいA、B現場の杭では過大に算出されているが、実測 K_v が大きいC現場の杭ではある程度的一致がみられる。周面地盤および先端地盤の換算N値が大きな値になる場所打ち杭には、この推定法がある程度適用できることが期待される。

A現場の杭の設計 K_v を $1/2K_v$ 、 $2K_v$ とした安定計算の試算結果では、杭頭反力・地中部最大曲げモーメントがわずか2%程度の差異しかみられないという結果が得られた。このことから、軸方向バネ定数の推定誤差の許容範囲は、 $1/2 \sim 2$ 倍程度としても良いことが考えられる。

以上のことから、 $l/D < 10$ の場所打ち杭の軸方向バネ定数 K_v を推定する手法としては、地盤調査結果を用いて先端地盤を考慮した式、および $l/D = 10$ として杭長杭径比との関係式を取り入れた計算から K_v を求め、いずれか小さい方の値を用いる方法が妥当と考えられる。ただし、以上の考察は数限られたデータによるものであり、今後データ数を増やして検討する必要がある。

5. まとめ

CCP短杭の鉛直載荷試験による検討結果をまとめると、以下のとおりである。

- ① 載荷試験結果より、各現場のCCP短杭の実測極限支持力 R_u は設計極限支持力 R_u' を確保していることから、基礎の安定性には問題ないと判断された。
- ② CCP短杭の杭先端支持力度 q_d は、周面摩擦力に支配されることなく比較的大きな値が得られている。種々の手法による検討の結果、先端地盤強度との強い関わりが認められ、一定の現場条件を満たす砂・砂礫・岩盤地盤では、推定値として $q_d = 400 \text{ tf/m}^2$ 程度確保できると推察される。
- ③ 杭周面摩擦力は、特に短杭としての特殊性はなく、砂質土地盤において道示算定値と概ね合致している。岩盤地盤についても現行推定法がほぼ妥当と評価できる。
- ④ 杭の軸方向バネ定数 K_v の評価手法としては、データ数が少ないことから断定はできないが、地盤調査結果を用いて先端地盤を考慮した式、および $l/D = 10$ として杭長杭径比との関係式を用いて K_v を求め、いずれか小さい方の値を用いる方法が考えられる。

6. あとがき

ここで実施したCCP短杭の鉛直載荷試験は、現場担当技術者が抱える問題解決を目的に、3建設部の現場が代表して行ったものである。今回の検討により、CCP短杭の支持力およびバネ定数の評価手法をある程度示すことが出来たと考えている。本報告が今後の設計・施工の一助となれば幸いである。

最後に、本報文を取りまとめるにあたり、調査計画から御尽力頂いた局道路建設課橋梁係長 別宮邦紀氏、および現場試験に直接携わり御協力を頂いた札幌開発建設部滝川道路事務所第1工事課第1建設係長 鈴木伸二氏、留萌開発建設部留萌開発事務所第2道路課第1建設係長 釜台孝志氏はじめ関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、1994.8
- 2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、1992.10
- 3) 日下部祐基・西川純一：軟岩を支持層とする鋼管短杭の鉛直支持力、開発土木研究所月報、pp48～56、1996.8

- 4) 土質工学会編：杭の鉛直載荷試験・同解説、1993. 6
- 5) 山肩邦男：支持杭の載荷試験における降伏荷重の力学的意義に関する研究(第1報)，日本建築学会論文報告集第79号、pp24～28, 1962. 11
- 6) 宇都一馬・冬木衛・近藤博・桜井学：クイの載荷試験の一整理法，第13回土質工学会研究発表会講演集、pp813～816, 1978. 6
- 7) 日下部祐基・西川純一・坂野俊一：岩盤強度定数推定法と現場調査結果，第31回地盤工学会研究発表会講演集、pp1469～1470, 1996. 7
- 8) 土質工学会編：杭基礎の設計法とその解説、1989. 1
- 9) Vesic', A. S. : Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A S C E, Vol. 98, No. SM3 1972
- 10) 山口柏樹：無限土中における空洞押拡げの弾塑性解析と応用，東京工業大学土木工学科研究報告、No. 15、pp1～11, 1973. 12
- 11) 高野昭信・岸田英明：砂地盤中のNon-displacement pile 先端部地盤の破壊機構，日本建築学会論文報告集第285号、1979. 11
- 12) 日本道路公団：設計要領第2集、pp6-6～6-12, 1990. 7
- 13) 北海道開発局：道路橋設計施工要領、p96, 1994. 4
- 14) 駒田敬一・山川朝生：杭の支持力と変形特性に関する調査，土木研究所資料第963号、1974
- 15) 岡原美知夫・中谷昌一・松井謙二：杭の鉛直および水平方向の支持特性に関する研究，構造工学論文集、Vol. 37 A, 1991

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)

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 坂野 俊一
 ” ” 西川 純一
 ” ” 日下部 祐基

1. はじめに

軟弱地盤上に建設された重要構造物は、その基礎として長尺な杭が打設されることが多い。軟弱地盤中に打ち込まれた杭は、地下水の汲み上げや盛土などの影響による、杭周辺の軟弱層の沈下に伴い、杭の周面にネガティブフリクションが作用する。これにより、杭先端への伝達荷重が増加して、構造物に不同沈下が起こる恐れがある。したがって、ネガティブフリクションの発生機構の把握とネガティブフリクション、および杭体の応力度と沈下量の定量的な予測が必要である。

本研究は、遠心力载荷装置を用いた室内実験や現場の計測データを収集、解析することにより、ネガティブフリクションの発生機構の把握と沈下量などの定量的な予測手法を確立することを目的としたものである。本報文では、前回報告¹⁾²⁾に引き続き遠心力载荷装置を用いて杭に作用するネガティブフリクションの模型実験を行ったので報告する。

2. 試料、実験装置および実験方法

2.1 試料

実験には、カオリン粘土、カオリン粘土とベントナイトの混合物(K/B20)を用いた。各試料の物理特性、力学特性を、表-1に示す。

2.2 実験装置

模型全体の概略を図-1に示す。模型容器の下部、側面および背面に不織布を敷いて、上部の排水面と連通させ、両面排水が可能となるようにし、模型地盤の圧密速度を増した。自重圧密終了後、地盤地表面に不織布を敷設し、上載圧力载荷のためのゴム膜を設置した。またゴム膜内部に、地表面沈下量測定のためのレーザー変位計用ターゲットおよび上載圧力測定用の土圧計を取り付けた。

容器底面には、杭先端の支持地盤を変えられるように、穴を開けたステンレス板を設置し、その上に杭ガイドを設置して、模型地盤試料の流入を防いだ。支持地盤は、アルミ盤、ゴム盤硬度90(Hs90)、ゴム盤硬度50(Hs50)の3種類を用いた。図-2に支持地盤の荷重と変位の関係を示す。

模型杭は、アルミニウム製パイプの構造で2つ割れになっており、内部にひずみゲージ(9点)を貼付した後、接着剤で張り合わせた。

2.3 実験方法

模型容器内に模型杭を所定の位置に設置し、含水比を70%に調整したスラリー状の地盤材料を所定層厚になるまでロートを用いて静かに流し込んだ。材料投入後、遠心加速度100g場で所定の沈下量になるまで自重圧密させ、そのときの模型杭に作用する軸力を測定した。自重圧密終了後、地盤地表面を整形し、上部不織布

表-1 室内土質試験一覧表

試料名		カオリン土	K/B20
土粒子の酸度 ρ_s (g/cm ³)		2.792	2.772
液性限界 WL (%)		36.4	40.5
塑性限界 WP (%)		21.9	23.7
塑性指数 IP (%)		14.5	16.8
圧縮指数 Cc		0.299	0.345
三軸 軸力	全応力 C_o (kgf/cm ²)	1.121	
	C_u/p (°)	13.8	
圧縮 効力	有効応力 C_d (kgf/cm ²)	0.252	
	ϕ, ϕ_d (°)	27.9	

Centrifuge Model Testing on Negative Friction of Piles (Part2)

Shun'ichi SAKANO, Jun'ichi NISHIKAWA, Yuki KUSAKABE (Hokkaido Development Bureau)

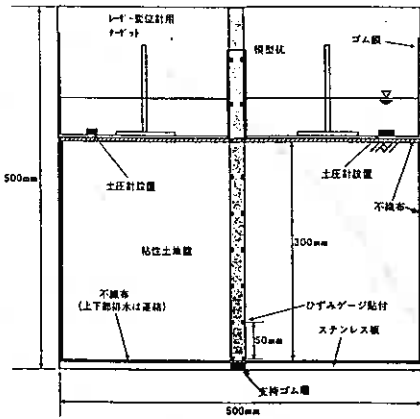


図-1 模型の概略

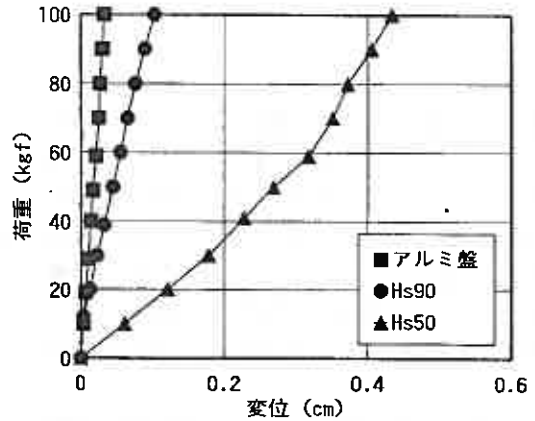


図-2 荷重と変位の関係

および上載圧力載荷用のゴム膜を設置した。その後、再び遠心加速度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/cm²)に変化させ、杭頭と地盤地表面の沈下量および杭軸力を測定した。

実験は、表-2に示すとおり13ケースを行った。

表-2 実験ケース

ケース	模型	地盤	支持地盤	杭径	杭粗度	遠心加速度
1	カオリン	アルミ	アルミ	2cm	#180	100G
2	カオリン	Hs90	Hs90	2cm	#180	100G
3	カオリン	Hs50	Hs50	2cm	#180	100G
4	K/B20	アルミ	アルミ	2cm	#180	100G
5	K/B20	Hs90	Hs90	2cm	#180	100G
6	K/B20	Hs50	Hs50	2cm	#180	100G
7	カオリン	Hs90	Hs90	4cm	#180	50G
8	カオリン	Hs90	Hs90	2cm	#180	100G
9	カオリン	Hs90	Hs90	1cm	#180	200G
10	カオリン	Hs90	Hs90	4cm	#180	100G
11	カオリン	Hs90	Hs90	1cm	#180	100G
12	カオリン	Hs90	Hs90	2cm	#100	100G
13	カオリン	Hs90	Hs90	2cm	なし	100G

3. 実験結果と考察

ネガティブフリクションが作用して杭が沈下した場合には、杭と地盤の沈下量が等しくなる深度に周面摩擦力度が0になる中立点が発生する。杭のネガティブフリクションを考慮する設計³⁾では、中立点の深度が杭の鉛直支持力や杭体応力度に関係する。

周面地盤に同一地盤を用いた実験ケースでは、杭先端地盤強度が小さいほど中立点は浅い深度に生じることになる。図-3は、先端地盤強度を変化させた実験ケース1,2,3の周面摩擦力度の深度分布を示したものである。杭先端地盤に用いたゴム盤硬度の小さい(Hs50)実験ケースの中立点が最も浅い深度にあり、杭の沈下を許さないアルミ盤を用いたケースでは、杭全長に負の周面摩擦力度が生じていることがわかる。

中立点深度は、地盤沈下量の深度分布がわかると、それから杭沈下量を差し引いた相対沈下量が0になる深度としても求めることができる。今回の実験では、地盤の地表面沈下量は計測しているが、地中沈下量は計測していない。そこで、地中沈下量を計算で求め、杭の沈下量として実測した杭頭沈下量を用

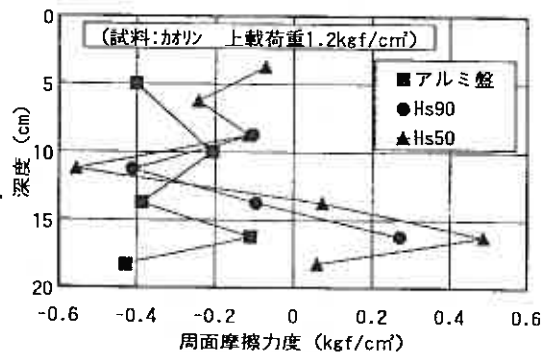


図-3 周面摩擦力度分布図

いて中立点深度を求めた。

地中沈下量を求める計算法には、全層厚を 1cm ごとに分割し、各分割片より上方にある土被り圧と上載荷重を圧密圧力として分割片の圧密沈下量を物性値から求め、それを下層から累計する方法を用いた。杭の沈下量としては、厳密には杭体の弾性圧縮量を考慮する必要があるが、模型実験では微小なため無視した。図-4 に一例として、実験ケース 3 の地盤沈下量分布の計算結果と、杭沈下量の実測値を示す。地盤と杭の沈下量分布線の交点として中立点が求められている。

図-5 は、中立点深度を杭長との比として、周面摩擦力度の深度分布から求めた値と、地盤と杭の相対沈下量分布から求めた値を比較したものである。これらの関係には、ある程度的一致がみられることから、ここで求められた中立点深度は信頼性が高いことが推察される。

各深度の地盤と杭の相対沈下量が求められると、周面摩擦力度との関係から摩擦力度沈下量曲線が得られる。図-6 は、各荷重段階における杭のひずみ測定間中心の相対沈下量と周面摩擦力度の関係を示したものである。これらの関係を定量的に表すために、宇都らの方法⁴⁾を用いて、各測定位置の極限值と割線勾配を求めた。極限值および割線勾配の深度分布図が図-7、8 である。図-7 には、三軸圧縮試験から求めた地盤のせん断強度分布と実験値を回帰分析して得られた分布もあわせて示した。宇都らの方法で求めた極限值は、地盤のせん断強度よりも小さいことがわかる。図-8 には、割線勾配の平均

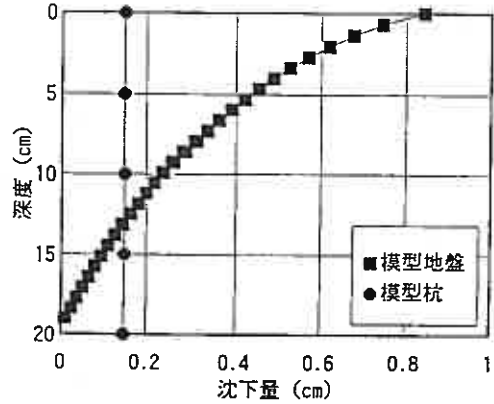


図-4 沈下量分布

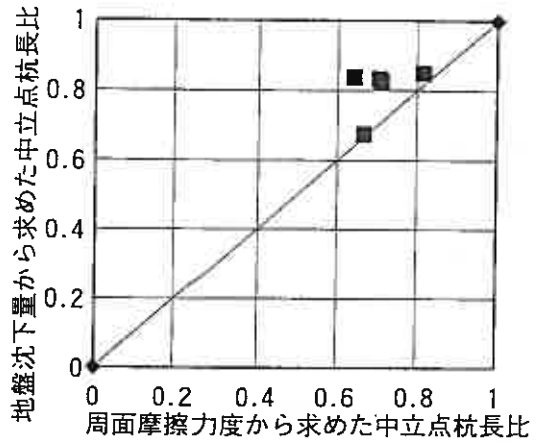


図-5 中立点の比較

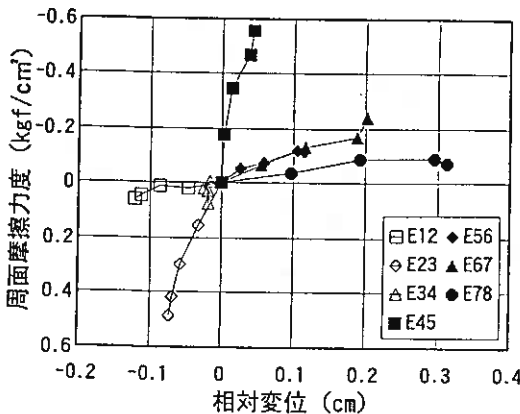


図-6 摩擦力度沈下量曲線

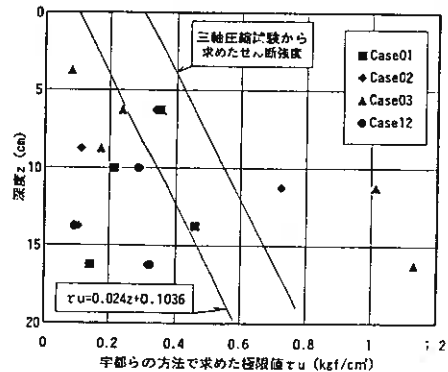


図-7 極限値の深度分布

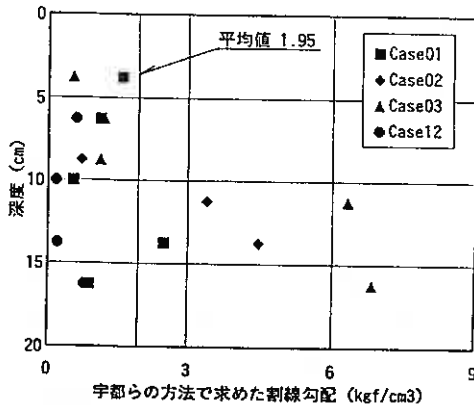


図-8 割線勾配の深度分布

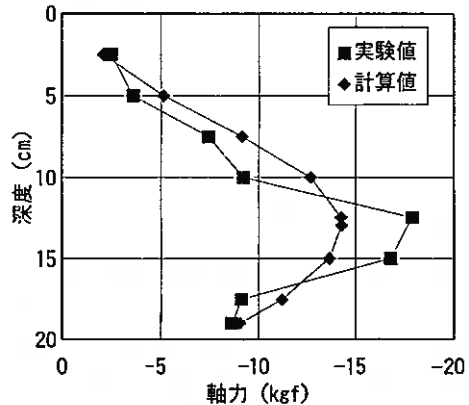


図-9 軸力分布図

値も図示している。これらの値と中立点深度を図-4で求まる深度と仮定し計算した軸力分布図が、図-9である。同図をみると、計算値が実験値とほぼ同じ結果になっていることがわかる。このことから、中立点がわかれば極限值と割線勾配は、計算上の軸力を求める値として妥当であることがわかった。今後、中立点深度を推定する手法を検討する必要がある。

4. まとめ

以上のことをまとめると次のとおりである。

- 1) 圧密沈下量の計算から求めた中立点深度は、実験値とほぼ一致したことから、信憑性が高いことがわかった。
- 2) 宇都らの方法で求めた極限值と割線勾配は、計算上の軸力を求める値として妥当である。

5. おわりに

今回の実験で、中立点がわかれば極限值と割線勾配を用いて軸力を推定できることがわかった。今後、地盤定数から中立点を推定する手法を検討し、ネガティブフリクションの定量的な予測手法を提案する予定である。

—参考文献—

- 1) 坂野俊一，西川純一，日下部祐基：杭のネガティブフリクションに関する遠心模型実験，地盤工学会北海道支部技術報告集，第36号 pp.223-226, 1996
- 2) 坂野俊一，西川純一，日下部祐基：ネガティブフリクションが作用する杭の遠心模型実験，第31回地盤工学会研究発表会講演集，pp.1615-1616, 1996
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，pp.284-288, 1994
- 4) 宇都一馬，冬木衛，近藤博，桜井学：クイの载荷試験の一整理法，第13回土質工学会研究発表会講演集，pp.813-816, 1978

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 山口 悟
 正会員 西川 純一
 正会員 林 宏親

1. はじめに

深層混合処理工法による改良柱体の強度評価は、採取試料の一軸圧縮強さによって行われるのが一般的である。この方法は、改良柱体の原位置における亀裂性状や改良不良部分での試料が採取できないことなどが考慮されていないため、改良柱体の強度をよりの確に把握できる方法の開発が望まれている。

一般的に岩や土の強度と弾性波速度は良い相関を示すことが言われており¹⁾、長谷川ら²⁾は、深層混合処理工法の改良柱体から採取した試料の一軸圧縮強さと、P S 検層による原位置 S 波速度には良い相関が見られるとしている。そこで改良柱体の強度を P S 検層などの原位置試験により、総合的に評価するために検討をすすめてきた^{3) 4) 5)}。

今回は、これまでに得られた結果を整理するとともに、孔内起振受振方式の P S 検層により計測を行った結果をとりまとめたので報告する。

2. 改良柱体から採取した試料に対する室内試験

高規格幹線道路深川・留萌自動車道の深川市から沼田町間(以下沼田)、日高自動車道の厚真町厚真川地域(以下厚真)、函館・江差自動車道の函館市桔梗町から大野町間(以下函館)、美幌バイパスの美幌町(以下美幌)の改良柱体において、P S 検層と試料を採取し一軸圧縮試験を実施した。P S 検層と試料を採取するためのボーリング孔は同一とし、改良柱体の外側から3分の1 D (D=改良柱体の径)の位置とした。採取した試料は、室内にて供試体に整形し、室内P波速度、室内S波速度(P波共振周波数66KHz±5% S波共振周波数33 KHz±10%)を測定後、一軸圧縮強さを求めた。改良柱体から採取された供試体の室内P波速度、室内S波速度と一軸圧縮強さの関係を、一軸圧縮強さ30kgf/cm²以下で、泥炭と粘性土別に図-1, 2, 3, 4に示す。また、回帰直線と相関係数を併記した。

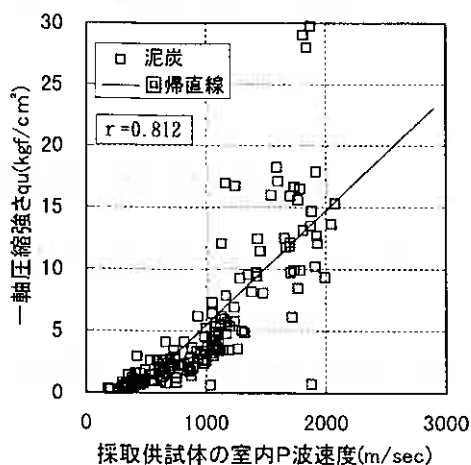


図-1 採取供試体の泥炭室内P波速度とquの関係

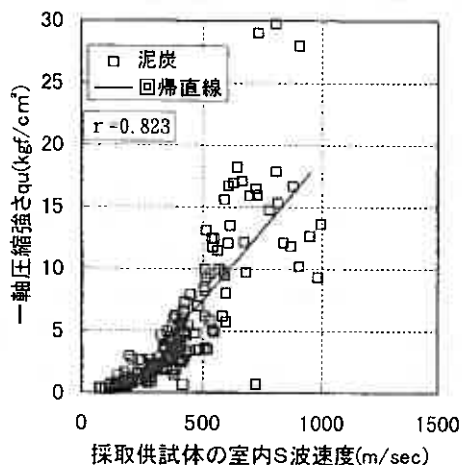


図-2 採取供試体の泥炭室内S波速度とquの関係

PS velocity of ground stabilized by the Deep Mixing

Satoru YAMAGUCHI (Hokkaido Development Bureau), Jun'ichi NISHIKAWA, Hirochika HAYASHI

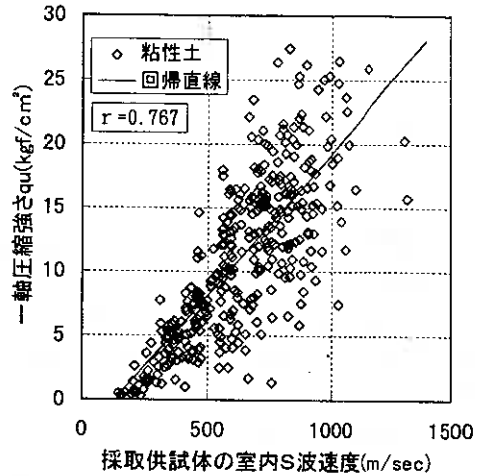
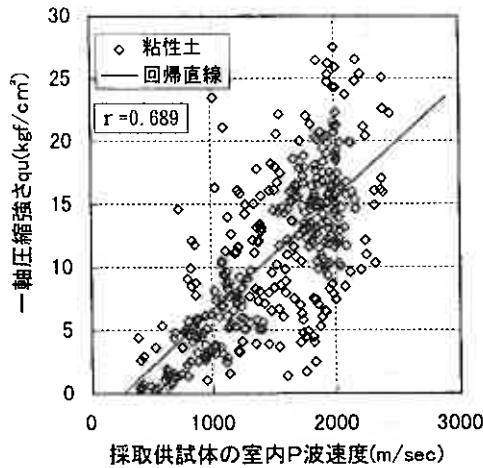


図-3 採取供試体の粘性土室内P波速度と q_u の関係

図-4 採取供試体の粘性土室内S波速度と q_u の関係

ここで、各回帰直線に着目すると、室内P波速度の回帰直線は、泥炭の800m/sec付近で一軸圧縮強さが5kgf/cm²、1900m/sec付近で一軸圧縮強さが15kgf/cm²となっており、粘性土では900m/sec付近で一軸圧縮強さが5kgf/cm²、2000m/sec付近で一軸圧縮強さが15kgf/cm²となっている。室内S波速度の回帰直線は、泥炭と粘性土は共に、300m/sec付近で一軸圧縮強さが5kgf/cm²、700m/sec付近で一軸圧縮強さが15kgf/cm²となっている。ここで、各土質毎に分けずに回帰直線した時と、各土質毎の回帰直線の比較を行うと、その回帰直線の傾きは室内P波速度、室内S波速度共、ほぼ同じ傾きを得た。このことから、採取供試体の室内P波速度、室内S波速度において、各土質毎の差はそれほど生じないといえる。

3. 原位置試験

3.1 原位置試験概要

沼田、厚真、函館、美幌の4現場において、PS検層と採取試料に対する一軸圧縮試験を実施した。

PS検層にはその起振方式、受振方式に様々な種類があり、ダウンホール方式と孔内起振受振方式に大別することが出来る。PS検層は、ボーリング孔を利用して地盤内を伝播する弾性波速度の深さ方向の分布を測定するものであり、今回は以下の4種類を行った。

- ① 地表起振・孔内単一受振（以下、「単一」）
- ② 地表起振・孔内多連受振（以下、「多連」）
- ③ 地表起振・孔内水圧受振（以下、「孔内水圧」）
- ④ 孔内起振・孔内受振（以下、「孔内起振受振」）

測定は「JGS 1122-1995 地盤の弾性波速度検層方法」に準じて行った。地表起振は掛け矢打撃を起振源とし、孔内起振は電磁ハンマーにより、ボーリングの孔内水を介して孔壁に間接的に振動を与えるものである。「単一」の受振器は、1個の受振器を孔内にお

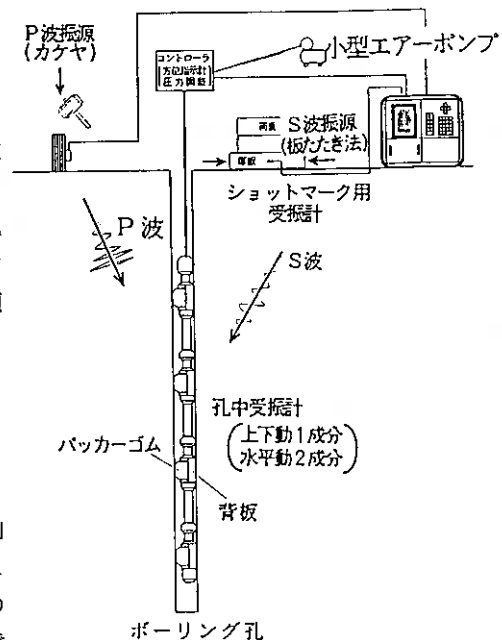


図-5 「多連」装置の測定方法

いてパッカーゴム等により孔壁と圧着させるダウンホール方式である。「多連」は「単一」の受振器が1m間隔で4個連なったものである。「孔内水圧」は孔内水の水圧変化をとらえる圧電素子 hidroホンアレー(受振器間隔1m×12個 P波測定)により原位置P波速度を計測するものである。「孔内起振受振」の受振器は、起震源からフィルターチューブを介し2.15m及び1m離れた位置で、孔内水を介して、原位置P波速度、原位置S波速度を受振器1m間で計測するものである。「多連」と「孔内起振受振」の検層装置の構成を図-5.6に示す。

3.2 P S 検層各方式の比較

各方式の内、深層混合処理工法で改良された地盤の改良効果判定に一番有効な測定方式を選定するため、4現場の内2現場において比較検討を行った。P S 検層の比較検討は、4つの方法を用いて沼田にて同一のボーリング孔において試験を行った。上記のP S 検層はボーリング孔、2孔(以下A孔、B孔)により行った。

沼田の各測定方式別に深度方向に対して、一軸圧縮強さと原位置P波速度、原位置S波速度の関係について図-7.8に整理する。地盤は地表から、1.0mのサンドマット、3.5mの泥炭層(上層)、1.5mの砂層、3.5mの泥炭層(下層)となっており、セメント配合量は泥炭層(上層)と砂層が210kg/m³、泥炭層(下層)が250kg/m³となっている。一軸圧縮強さの、深度5.0m以浅は5~15kgf/cm²であるのに対し、深度5.0m以深では20~50kgf/cm²となっている。これは、土質・セメント投入量の変化によるものと考えられる。一軸圧縮強さはA孔の深度2.0~3.0m、6.0~9.0mとB孔の深度8.0~9.0mの1m間で6~7個の計測がされているが、B孔の深度2.0~3.0m、6.0~7.0mでは、1m間で一軸圧縮強さは1個の計測しかされていない。このような結果においても、現行の管理基準「供試体数は、改良深さ1m毎に1本以上」を満足する結果となっている。

P S 検層の結果では、A孔、B孔とも一軸圧縮強さの増加に伴い原位置P波速度、原位置S波速度の速度は大きくなっている。「単一」の原位置P波速度、原位置S波速度は、A孔では深度3.5mで、B孔は深度4.5mで、それぞれ原位置P波速度、原位置S波速度とも変化している。B孔の原位置P波速度、原位置S波速度の変化位置は、泥炭層(上層)と砂層の土層境界にあたり、一軸圧縮強さも同じように変化している。これは、泥炭層(上層)と砂層へのセメント投入量は同じであるが、泥炭層(上層)よりも砂層の方がセメントとの反応が良かったためである。A孔の「単一」原位置P波速度、原位置S波速度の速度変化位置は土質の変化位置とはなっていない。「多連」の原位置P波速度、原位置S波速度は、A孔では原位置P波速度が一軸圧縮強さと同じ様な変化位置となっている。また、B孔の原位置P波速度、原位置S波速度の速度変化位置は「単一」と同じ変化位置となっている。「孔内水圧」の原位置P波速度は、B孔では「単一」、「多連」と同じく土層境界での変化位置となっているが、A孔の原位置P波速度、原位置S波速度の変化位置は土層やセメント投入量、一軸圧縮強さとは対応していない。「孔内起振受振」の原位置P波速度、原位置S波速度は、孔内1m区間の原位置P波速度、原位置S波速度を計測したものであり、その速度変化位置は一軸圧縮強さと同様である。ここで、B孔の一軸圧縮強さが1m区間で1つしか計測出来なかった、深度2.0~3.0mと「孔内起振受振」の結果を見ると、1m区間の原位置P波速度、原位置S波速度は深度方向で一番小さい値となっている。これはボーリングコアを見た時の出来具合と一致する。この区間は泥炭の繊維質とセメントの反応が良くなく、1個の供試体しか作成できなかった区間である。

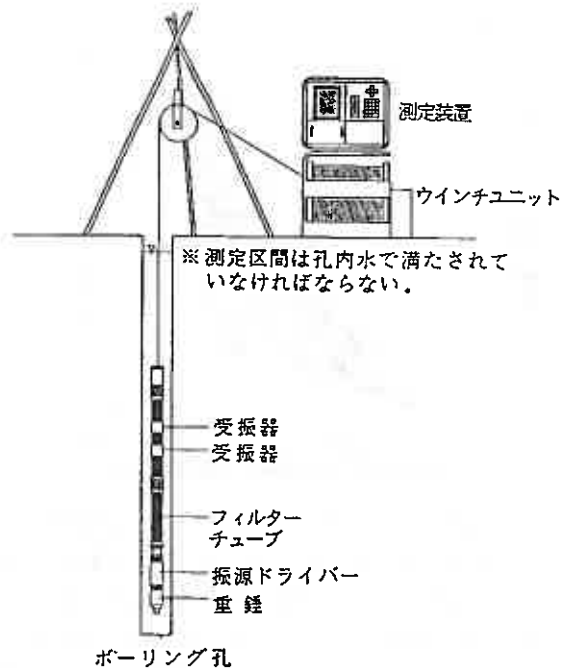


図-6 「孔内起振受振」装置の測定方法

P S検層各方式の弾性波速度を見ると、A孔、B孔共に一軸圧縮強さが得られていない区間についても、原位置P波速度、原位置S波速度が測定できている。中でも、一軸圧縮強さを1m区間の速度で測定する「孔内起振受振」は、深層混合処理工法の改良柱体の強度評価に有効と考えられる。

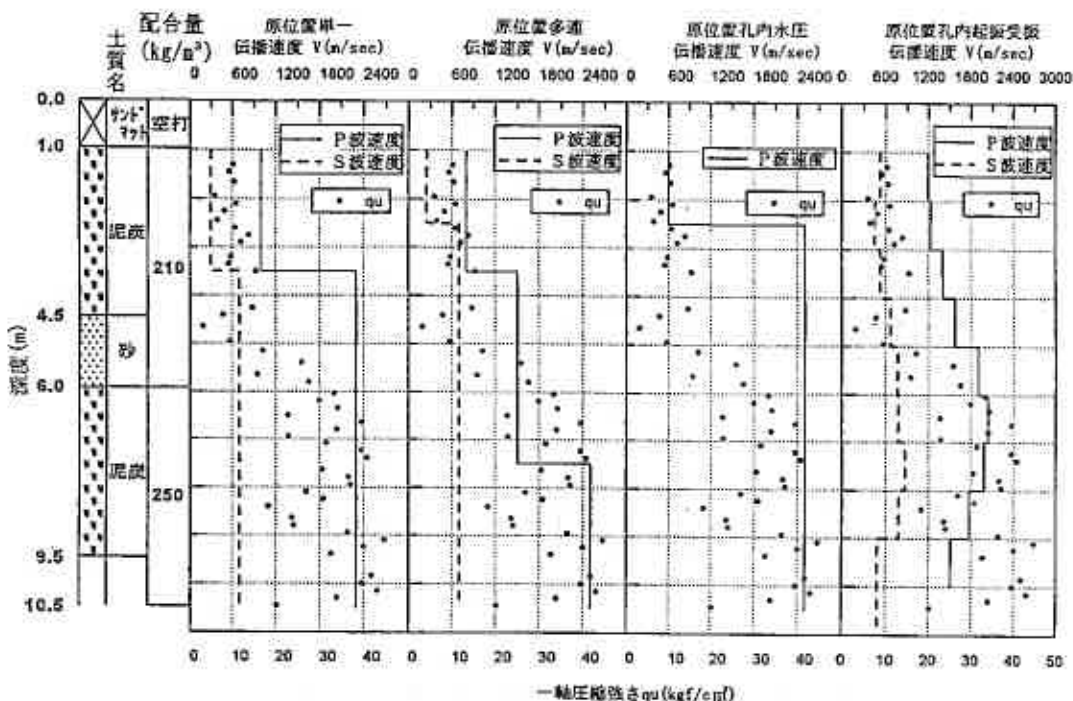


図-7 沼田A孔における一軸圧縮強さとP S検層結果の深度分布

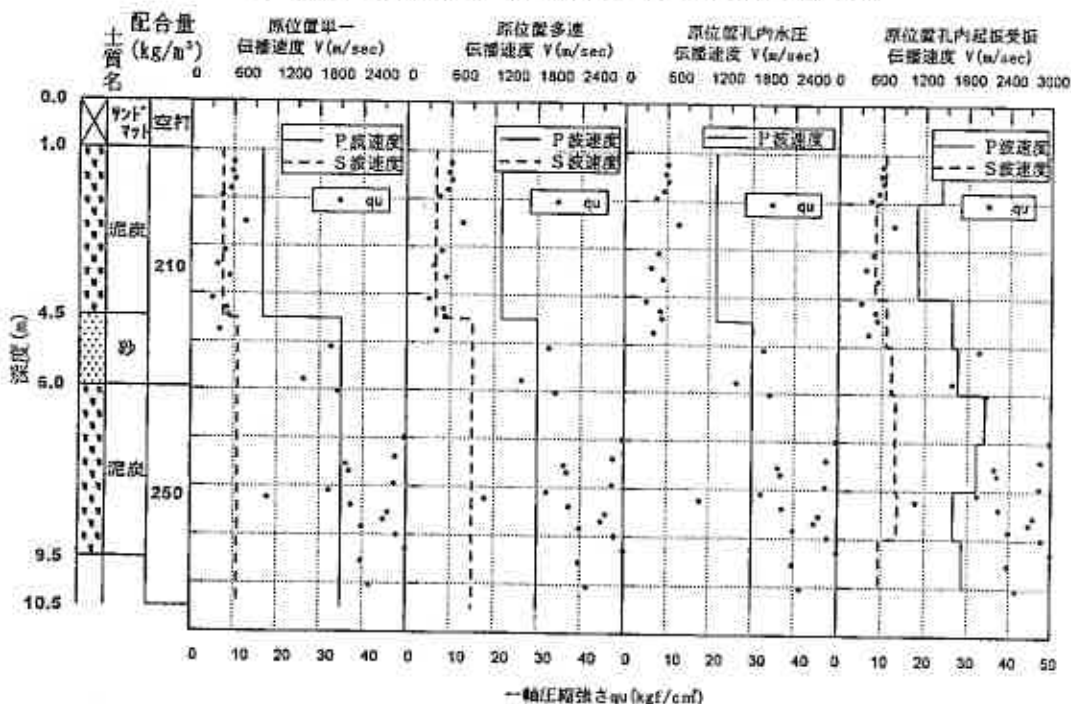


図-8 沼田B孔における一軸圧縮強さとP S検層結果の深度分布

次に、厚真の2つのボーリング孔(以下A孔、B孔)において、「多連」と「孔内起振装置」の試験を行った。各測定方式別に深度方向に対する一軸圧縮強さと原位置P波速度、原位置S波速度の関係について図-9.10に整理する。

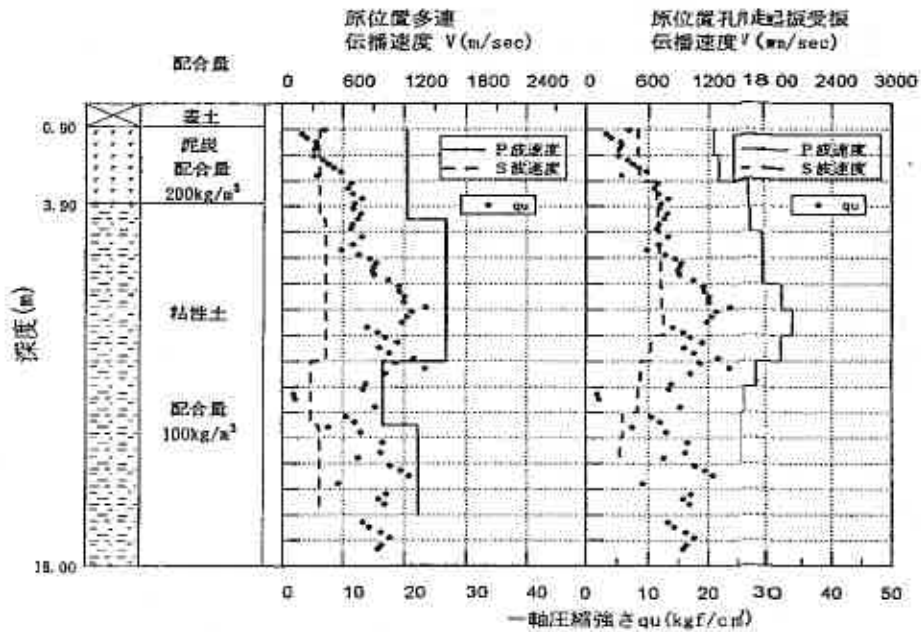


図-9 厚真A孔における一軸圧縮強さとP S検層結果の深度分布

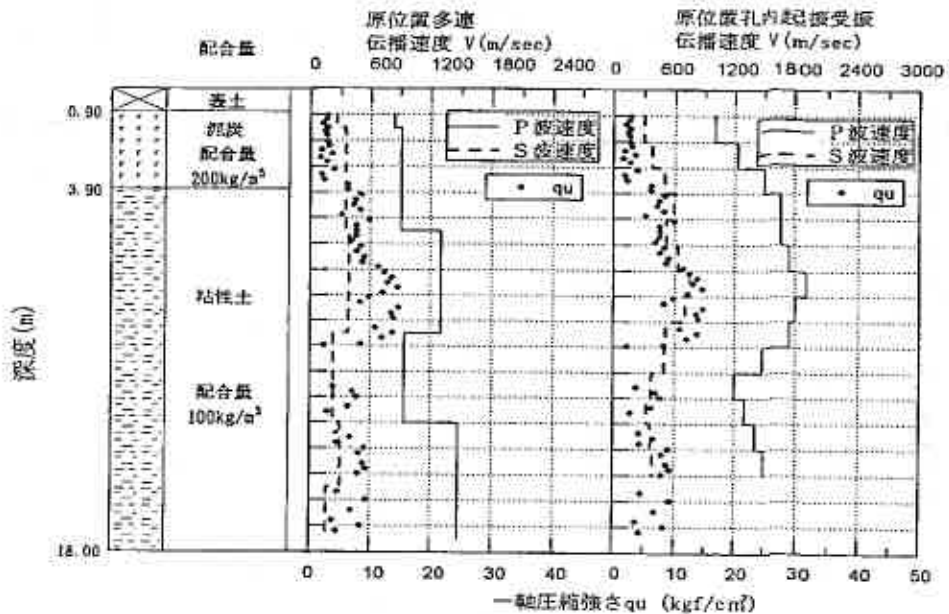


図-10 厚真B孔における一軸圧縮強さとP S検層結果の深度分布

地盤は地表から、0.9mの表土、3.0mの泥炭層、14.1mの粘性土層となっており、セメント配合量は泥炭層が200 kg/m^3 、粘性土層が100 kg/m^3 となっている。一軸圧縮強さは、A孔では深度8.0m以浅で3 kgf/cm^2 から

22kgf/cm²へと、深度方向に対して比例的に増加している。これに対し、深度8.0m以深では11.5m付近の低い値を除いて、おおむね一軸圧縮強さが10~20kgf/cm²の間にある。また、B孔も深度8.0mまでは、一軸圧縮強さが2kgf/cm²から15kgf/cm²へと、深度方向に対して比例的に増加しており、深度8.0m以深では、おおむね2kgf/cm²から10kgf/cm²の間にある。A孔、B孔とも深度7.0m~10.0m間がいちばん一軸圧縮強さが大きい。しかし、B孔の深度10.0~11.0mの1m区間では一軸圧縮強さは計測されていない。

PS検層の結果では、A孔、B孔とも一軸圧縮強さの増加に伴い原位置P波速度、原位置S波速度は大きくなっている。「多速」と「孔内起振受振」の原位置P波速度、原位置S波速度は、A孔、B孔共、一軸圧縮強さの高い深度7.0~10.0mにおいて大きくなっている。特に「孔内起振受振」は「多速」に比べ、その大きい値の深度方向分布は、より一軸圧縮強さの変化傾向に近い。泥炭の深度方向に対する一軸圧縮強さの変化傾向を「孔内起振受振」はA孔、B孔ともによく表している。B孔の粘性土層内の一軸圧縮強さの変化傾向を、「孔内起振受振」の原位置S波速度はよく表している。また、「孔内起振受振」の測定結果は、A孔では深度14.0m、B孔では深度15.0mまでの測定結果となっている。これは、「孔内起振受振」の弾性波速度を測定する1m区間が起振源よりも上部にあり、「孔内起振受振」により弾性波速度を測定する場合には4~5mの余剰を必要とすることを示している。ここで、B孔の一軸圧縮強さが計測されていない深度10.0~11.0mのPS検層の結果を見ても、「多速」では原位置P波速度、原位置S波速度とも、その深度を挟んで同じ速度となっている。「孔内起振受振」の原位置P波速度は、その深度で1m上と下の区間速度のほぼ中間値の速度となっている。また、原位置S波速度は中間値とはなっておらず、深度9.0~10.0mの値に近い。これはボーリングのコアを見たときの出来具合と一致する。この区間は指で押しても凹まない程度のボーリングコア(経験的に2kgf/cm²以上の一軸圧縮強さを期待できる)が得られたが、水平方向のクラックが多く、所定の長さの供試体が確保できず、一軸圧縮強さの測定が行えなかった。このように一軸圧縮強さの測定を行えない区間であっても、PS検層の「孔内起振受振」を用いることにより、1m間の区間速度を求めることが出来る。

3.3 孔内起振受振の詳細検討

これまでの結果から、深層混合処理工法によって改良された改良柱体評価のためのPS検層としては「孔内起振受振」方式が優れていると見られる。そこでより詳細に検討するため、美観の2孔(以下A孔、B孔)において「孔内起振受振」を用いた測定を行った。A孔、B孔の結果を図-11、12に示す。

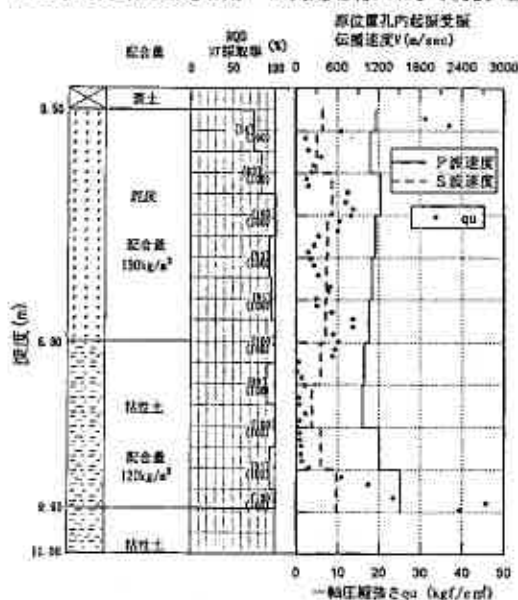


図-11 美観A孔における一軸圧縮強さとPS検層結果の深度分布

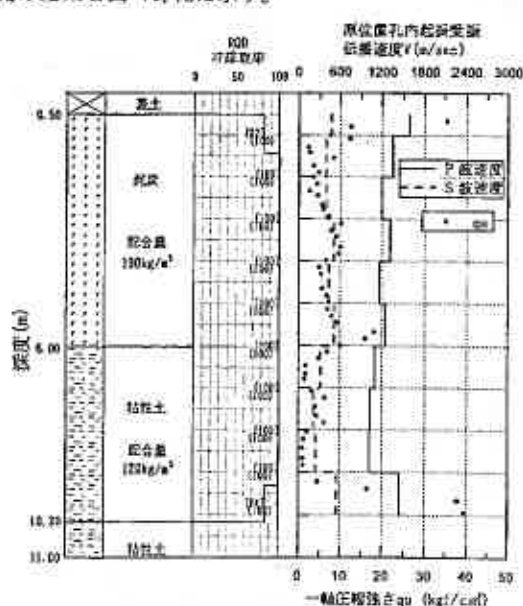


図-12 美観B孔における一軸圧縮強さとPS検層結果の深度分布

地盤は地表から、0.5mの表土、5.5mの泥炭層、4.0mの粘性土層となっており、セメント配合量は泥炭層が $190\text{kg}/\text{m}^3$ 、粘性土層が $120\text{kg}/\text{m}^3$ となっている。ボーリングによるコアの採取率は全てにおいて100%であり、また、コアの状態を表す指標RQD（深度1m区間の中で10cm以上のコアの長さを積算し百分率で表した値）は、最低値で74%であり、その平均値はA孔92.7% B孔96.6%であった。一軸圧縮強さは、A孔、B孔共、深度1.0m以浅と深度9.0m以深で、 $10\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上と大きい。これに対し、深度1.0m以深から深度9.0mまでは、深度3.0m付近と深度6.0m付近で $10\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上を示すもの、おおむね $1\sim 10\text{kgf}/\text{cm}^2$ の間にある。各土層内の一軸圧縮強さは、土質とセメント投入量の変化によるものと考えられる。RQDと一軸圧縮強さの関係では、A孔のRQDの低い区間では一軸圧縮強さも低い傾向を示しているが、B孔ではその傾向は見られない。

PS検層の結果では、A孔、B孔とも一軸圧縮強さの増加に伴い原位置P波速度、原位置S波速度は大きくなっている。「孔内起振受振」の原位置P波速度、原位置S波速度は、A孔、B孔とも、一軸圧縮強さの $10\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上の深度3.0m付近、深度6.0m付近において、おおむね大きい値を示している。深度方向に対する一軸圧縮強さの変化傾向を、「孔内起振受振」の弾性波速度はA孔、B孔ともによく表しているといえる。

4. 「孔内起振受振」による結果の比較検討

沼田、厚真、美幌の現場で実施した「孔内起振受振」によるPS検層の結果を比較した。原位置P波速度、原位置S波速度と深度方向1m区間の一軸圧縮強さの平均値との関係を泥炭と粘性土に分けて示す(図-13~16)。

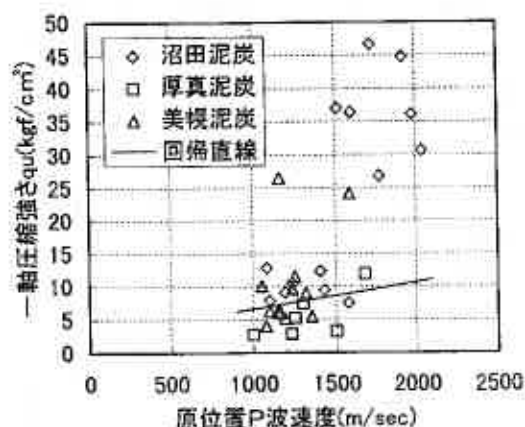


図-13 泥炭の原位置P波速度と q_u の関係

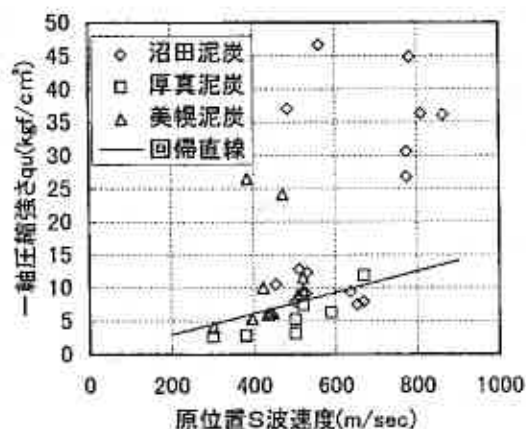


図-14 泥炭の原位置S波速度と q_u の関係

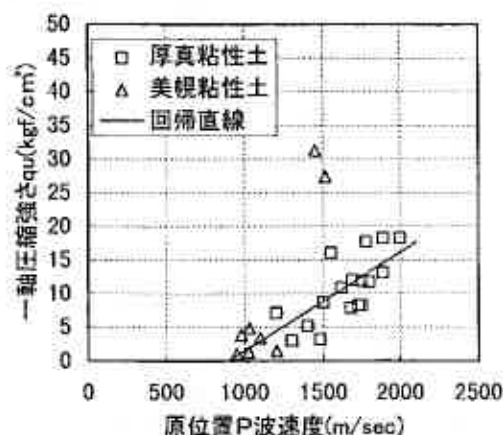


図-15 粘性土の原位置P波速度と q_u の関係

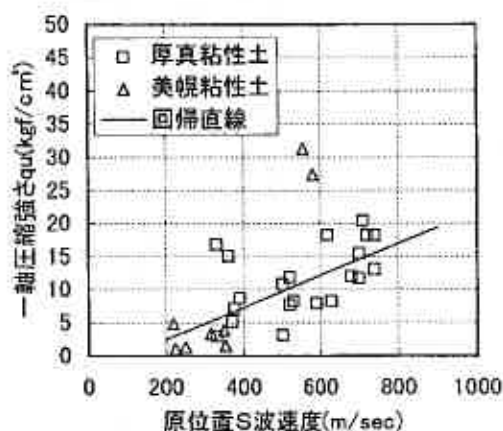


図-16 粘性土の原位置S波速度と q_u の関係

供試体の一軸圧縮強さがP S検層の測定単位区間(「孔内起振受振」の場合1 mとなる)の一軸圧縮強さをきちんと代表しているならば、図-13~16において、ある程度の直線関係が見られるものと考えられる。それは、改良柱体から採取した試料に対する室内試験から、室内P波速度、室内S波速度が大きくなれば、一軸圧縮強さも大きくなる傾向がみられたためである。しかし、これらの図には大きくはみ出る測定(一軸圧縮強さはかなり大きいのに原位置P波速度、原位置S波速度はそれほど大きくない)がある。これらは、ボーリングコアの観察によると、不均一な仕上がりや、深度方向に対して水平に亀裂が多かったことが原因と考えられる。また、1 m区間の一軸圧縮強さのバラツキも大きく、得られた供試体はその区間を代表していないとみられる。そこで、こうした測定を除くと図に示したような回帰直線を引くことができる。この関係を利用すると、P S検層により測定対象区間の一軸圧縮強さを推定できると考えられる。しかし、この程度の回帰直線では、尺度としてそのまま使うには正確さに欠ける面があり改良を必要とする。

5. まとめ

以上をまとめると以下ようになる。

1. 改良柱体の評価のためのP S検層には、1 m区間での測定が可能な「孔内起振受振」方式が有効である。
2. P S検層による改良柱体の評価は、改良柱体からの供試体採取が不可能な場合に特に有効となると考えられる。
3. 「孔内起振受振」をはじめとするP S検層による速度測定と一軸圧縮強さの関係式を求めることには、やや難しさがある。しかし、P S検層は一軸圧縮強さによる評価ができない区間に適用でき、改良柱体を1 m区間あるいはそれより長い区間にわたって総合的に評価できる可能性がある。今後、この点を生かして改良していく必要がある。

参考文献

- 1) 物理探査学会：「土と岩」の弾性波速度-測定と利用-，1990
- 2) 長谷川健一ほか：速度検層を用いたセメント系深層混合処理工法の評価その5，土質工学会北海道支部技術報告集，第34号，PP. 284-289，1994
- 3) 山口 悟ほか：深層混合処理工法の改良評価に関する基礎実験，セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集，PP. 117-120，1996
- 4) 西川純一ほか：P S検層による深層混合処理工法の強度の評価について，第1回地盤改良シンポジウム発表論文集，PP. 203-206，1994
- 5) 山口 悟ほか：速度検層による深層混合処理工法の改良評価に関する研究，第31回地盤工学研究発表会，PP. 221-222，1996

最近の深層混合処理工法について

不動建設株式会社 正会員 酒井 成之
 " ○正会員 高野 重久
 " 正会員 日置 和昭

1. はじめに

深層混合処理工法（機械攪拌式）は、主としてセメント系の固化材を軟弱地盤中に注入して原位置土と攪拌混合することによって地盤を化学的に固化し、地盤の強度を大幅に増加させる工法である。

機械攪拌式深層混合処理工法は昭和49年に開発されて以来、年々、施工実績を伸ばしてきており、現在は地盤改良工法の中核を占めるまでに至っている。反面、施工目的の多様化、あるいは施工環境の変化によって施工上、もしくは施工管理面で解決すべき課題が見られるようになった。それらに対処するための研究・開発が続けられた結果、新しいタイプの機械攪拌式深層混合処理工法が実用化されてきているので報告する。

2. 深層混合処理工法について

深層混合処理工法は、図-1¹⁾に示すように、一般に機械攪拌式と高圧噴射式に大別される。

機械攪拌式は、セメントなどの固化材と原位置土を攪拌翼によって強制的に攪拌混合するものであるが、固化材の圧送形態によって、さらに、スラリー系と粉体系に分類される。

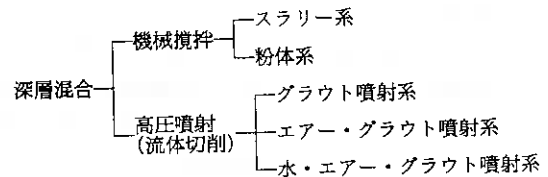


図-1 深層混合処理工法の分類¹⁾

スラリー系は固化材を水と混ぜてスラリー状態として地盤中にグラウトポンプで供給する工法である。一方、粉体系は固化材を粉体のままエア-圧を利用する粉体圧送機で地盤中に供給する工法である。

なお、高圧噴射式はスラリー状にした固化材を単体のまま、あるいはエア-と併用、さらにはエア-とウォーター-ジェットとの併用によって地盤中に高圧で噴射供給して、地盤を切削すると同時に固化材と原位置土を混合する工法である。

以下、本文では機械攪拌式深層混合処理工法を対象とする。深層混合処理工法の施工模式図（スラリー系）を図-2に示す。深層混合処理工法は、近年、多方面で施工されるようになって

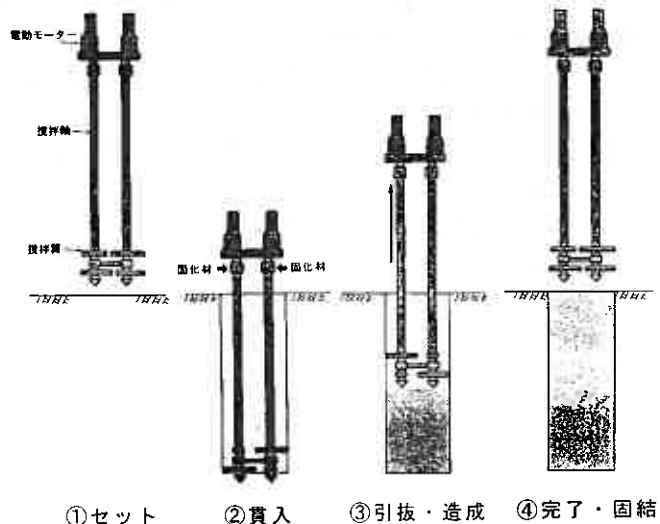


図-2 深層混合処理工法(スラリー系)の施工模式図

A Study On Recent Deep Mixing Methods,

Shigeyuki Sakai, Shigehisa Takano, Kazuaki Hioki (Fudo Construction Co. LTD)

きたが、その理由として他の地盤改良工法に比べて以下に示すような利点があるからと考えられる。

- ・早期に大きな強度が得られるので、工期短縮が可能である。
- ・地盤のせん断強度を大きくとることができる。
- ・地盤の沈下量を大幅に減らすことができる。
- ・施工時の振動、騒音が小さい。すなわち、周辺環境に与える影響が少ないため、都市部での施工が可能である。
- ・プレロード工法に比べて、捨て土の必要がない。

しかしながら、多くの施工事例にもかかわらず、まだ解決すべき課題がある。例えば、

- ・施工時に周辺地盤が変位する。
- ・矢板など、既設構造物への密着施工ができない。
- ・現場強度にバラツキがある。
- ・工期短縮は可能であるが、他工法に比べて相対的に高価である。

などが存在する。これらの課題を解決するため新しい深層混合処理工法が開発、実用化された。

3. 最近の深層混合処理工法

3.1 排土式深層混合処理工法

深層混合処理工法は地盤改良工法の中でも、施工時に発生する周辺地盤の変位は少ない工法であるが、近年、都市部での地盤改良工事の増加に伴い、周辺地盤に対する変位の影響を極力小さくする必要性が増えてきている。深層混合処理工法を施工する際に変位が発生する原因のうち、主なものは地盤中に固化材が供給されることによって地盤の体積が増大するからであると考えられ、この体積の増大を抑えれば変位の発生を防ぐことができる。そのため、従来は体積増大による変位の発生を施工範囲と対象構造物との間に設けた変位吸収孔（溝）によって吸収していたが、孔（溝）を掘るために別の施工機械が必要であった。排土式深層混合処理工法（以下、変位制御CMC工法）は、固化材の供給量に相当する土を施工の過程において強制的に排出して、地盤体積の増大を未然に防ぐことによって、1台の施工機で地盤の変位を防ぐ工法である。

変位制御CMC工法には、土を排土する方法によって図-3に示すように2軸タイプと3軸タイプの2種類がある。

2軸タイプは攪拌軸に排土用のスパイラルを巻き付けたもので、処理機の貫入時に土の排土を行い、引抜き時に固化材を供給して原位置土と攪拌混合する工法である。

また、3軸タイプは2本の攪拌軸とは別に排土専用管（排土管付きスパイラル）を装備したもので、この

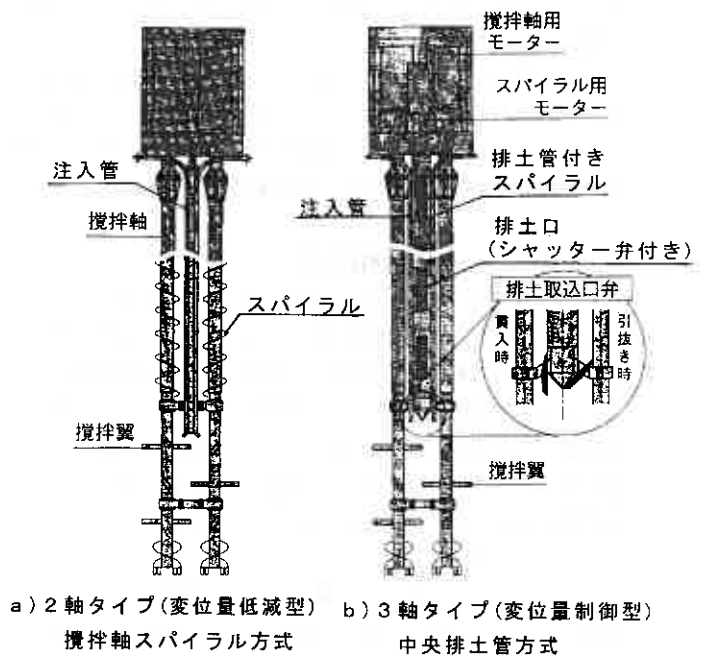


図-3 変位制御CMC工法の排土システム

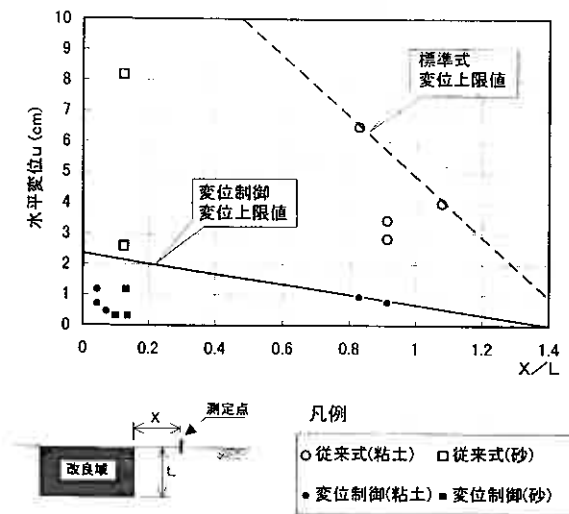


図-4 地表面の水平変位測定結果

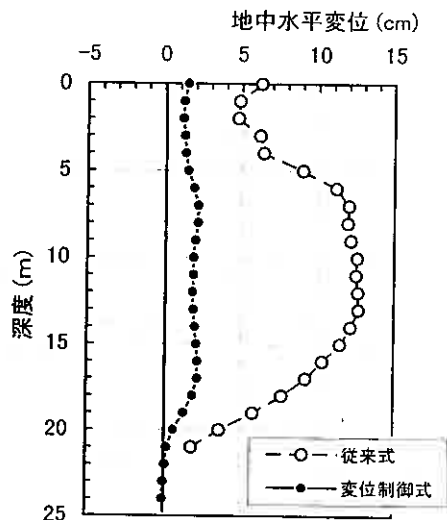


図-5 地中の水平変位測定結果²⁾

スパイラルの回転をコントロールし任意の量の土を任意の深度から排出することで変位量を制御することが可能である。

図-4は変位制御CMC工法と排土をしない従来の深層混合処理工法による地表面での水平変位量を比較したもので、変位制御CMC工法の変位量が従来工法に比べて大幅に少ないことがわかる。特に改良域近く($X/L < 0.2$ の位置)での変位低減効果が顕著である。また、図-5²⁾は地中の水平変位を深度分布に示したもので、変位制御CMC工法の変位低減効果がよくわかる。

3.2 交差噴流式複合攪拌工法

深層混合処理工法は、改良に攪拌翼を使用する関係上、矢板や残置杭などの地中構造物や、既に施工され強度が発現している改良杭との密着施工が困難であった。密着施工が必要な場合は高圧噴射工法との併用で対応していた。機械攪拌と高圧噴射の特長を生かして1台の機械で密着施工ができるように開発された工法が図-6に示す交差噴流式複合攪拌工法(Jet And Churning System Management; 以下、JACSMAN工法)³⁾である。

JACSMAN工法の施工概念図を図-7に示す。この図からわかるように、JACSMAN工法は中央部の機械攪拌部と外周部の噴射攪拌部から構成される。機械攪拌部は従来の深層混合処理工法と同様に、供給された固化材と原位置土を攪拌翼で混合する部分である。噴射攪拌部は上下2段の攪拌翼の先端に装着したノズルから高圧で固化材を交差するように噴射(超高圧交差噴流)させて、原位置土と混合攪拌する部分である。

JACSMAN工法は機械攪拌と噴射攪拌を一体として



図-6 JACSMAN工法の処理機

施工することによって次のような特長を持っている。

- ・ジョイントのないソイルセメントブロックを造成できる。
- ・交差噴流の採用により地盤性状に影響されずに、改良体の径を一定に保つことができる。
- ・既設構造物との密着施工が確実にできる（図-8）
- ・従来の工法（断面積 $A_0=1.5m^2$ ）に比べ大断面（ $A_0=6.38m^2$ ）の改良体を造成できる。
- ・交差噴流を噴射・停止することによって、任意の深度で改良体の径を変えることができる。
- ・従来の高圧噴射工法に比較して、噴射攪拌部に交差噴流を採用し攪拌性能が向上したため、高能率（高速）施工が実現し、かつ、均一な改良体を造成できる。

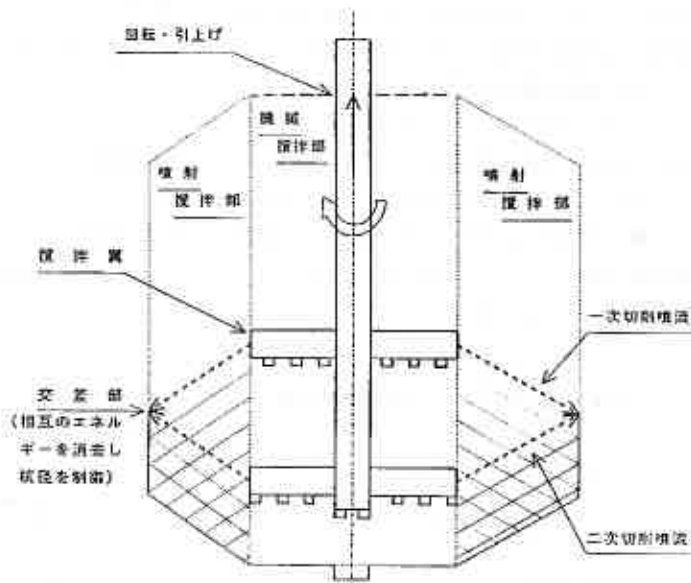
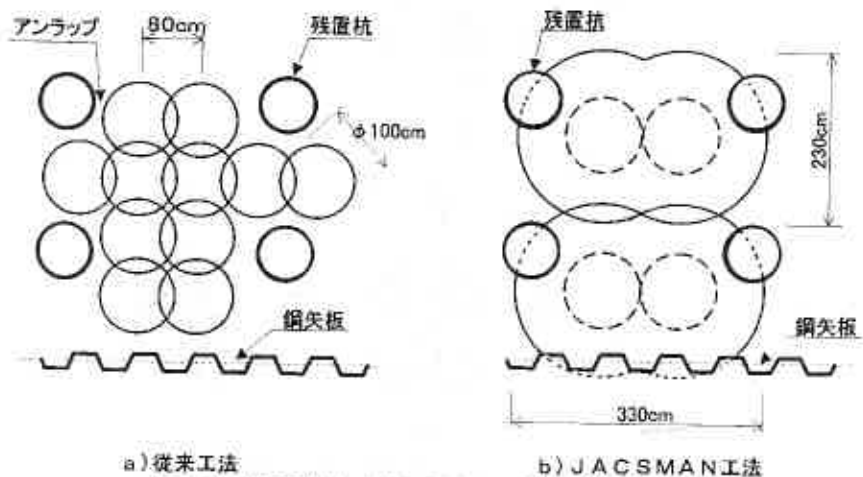


図-7 JACSMAN工法の施工概念図



a) 従来工法

b) JACSMAN工法

図-8 従来工法とJACSMAN工法の改良断面の比較

3.3 複合攪拌式深層混合処理工法

従来の深層混合処理工法では、室内配合試験で得られる室内一軸圧縮強さ (q_{ur}) と実際に現場の深層混合処理工法から採取した供試体による現場一軸圧縮強さ (q_{ur}) は、一般に $q_{ur}/q_{ur} = 1/3 \sim 1/5$ の関係であると言われている。これは、土層の違いなども関係しているものの、主として室内試験と現場での攪拌効率の相違によるものと考えられる。つまり、室内試験では攪拌時間や攪拌方法がほぼ理想に近いのに対し、現場では攪拌時間、攪拌方法とも一定の制約下で施工せざるを得ないからである。従って現場での攪拌効率を向上させれば、現場強度と室内強度は近づきバラツキの少ない改良体の造成为可能となる。このようなことを目的として開発された工法が複合攪拌式深層混合処理工法 (Contrivance Innovation CMC; 以下、CI-CMC工法)⁴⁾ である。

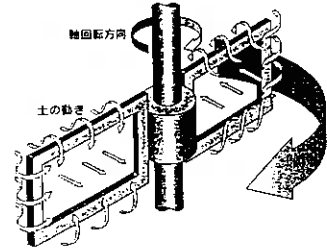
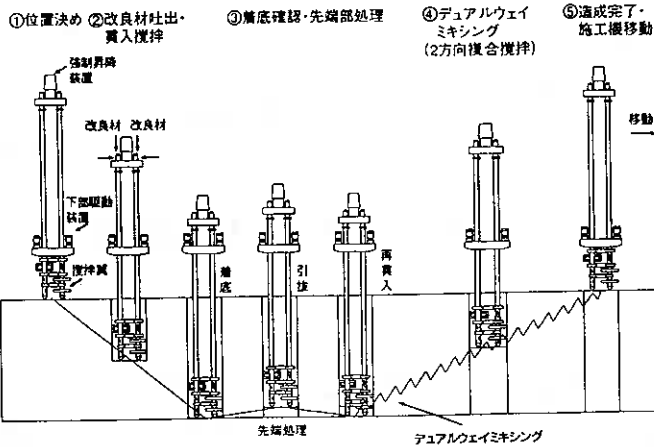
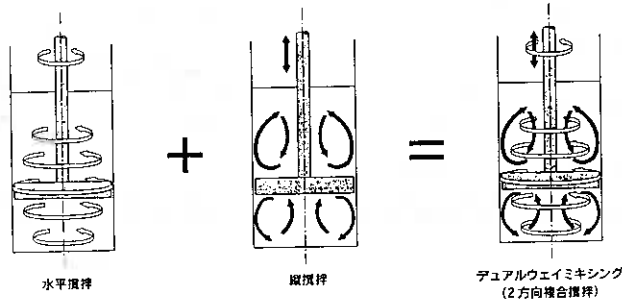


図-9 オープン翼

CI-CMC工法は、従来の深層混合処理工法の水平単純回転による攪拌混合に加え、特殊攪拌翼（オープン翼、図-9）を上下動させて鉛直攪拌も同時にできる2方向複合攪拌（デュアルウェイミキシング）を採用した工法である。図-10に施工手順を示すが、図-2の従来の深層混合処理工法と比較すると、引抜き時に処理機の上下動を繰り返しながらデュアルウェイミキシングを行うことにより、攪拌効率が大幅に増加し、高品質の改良体を早く造成できるようになった。



a) 施工手順



b) デュアルミキシング (2方向複合攪拌) の概念図

図-10 CI-CMC工法の施工手順

CI-CMC工法と従来の深層混合処理工法の攪拌状況を比較した結果を図-11に示す。この図は室内模型実験で造成した改良体を縦割りにしたものであるが、従来の方法では攪拌された部分が互層状となっているのに対し、CI-CMC工法は均一に攪拌混合されていることがわかる。

また、現場試験による改良体の一軸圧縮強さの結果を図-12に示すが、従来工法の結果に比べ変動係数が小さく、強度が大きな改良体が造成されていることがわかる。

ちなみに、従来の深層混合処理工法の改良体の径が $\phi=1.0\text{m}$ であるのに対し、CI-CMC工法の径は $\phi=1.3\text{m}$ と一回り大きくなっている。

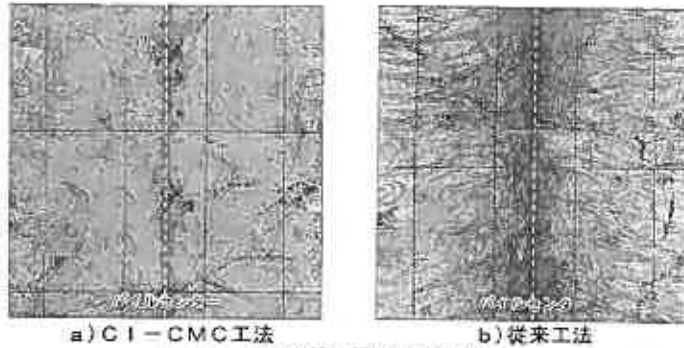


図-11 改良体の縦割り断面状況

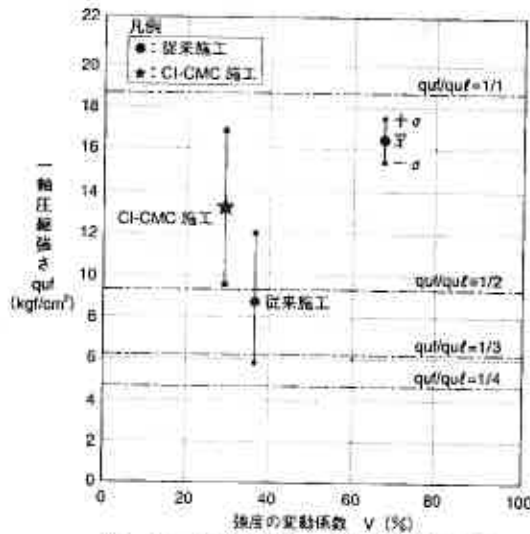


図-12 現場試験による改良効果の比較

4. おわりに

従来の深層混合処理工法が持っていた課題を解消すべく開発された3種類の新しい深層混合処理工法について紹介させて頂いた。これらの工法は開発されて日が浅く施工実績の多くない工法もあるが、今後、現場での実績を増やしそれぞれの効果を検証していきたいと考えている。

参考文献：1) (社)土質工学会編：軟弱地盤対策工法-調査・設計から施工まで-、第4巻、1988

2) 岩佐・久保、非土式深層混合処理工法の現場実験結果について、土質工学会北海道支部技術報告集、pp. 136~141、1995

3) 織田・三好・吉田、超高压交差噴流を用いた複合攪拌工法の開発、土木技術、第49巻第5号、pp. 88~94、1994

4) 日下部・前田・川崎、攪拌翼および新施工方法に関する室内模型実験、地盤工学研究発表会、pp. 135~136、1996

カルバートに作用する土圧の軽減に関する遠心力載荷実験

北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○大江 祐一
 // 多田 秀一
 // 正会員 西川 純一

1. まえがき

近年、高規格道路の建設に伴って高盛土下のカルバートが増加している。このような土被りの大きなカルバートや杭基礎のカルバートでは、盛土の相対沈下差によって直上の土被り圧よりも大きな鉛直土圧がカルバートに作用し、施工費が割高となる。さらに、土被り 10m を越えるものについては設計法が確立されておらず¹⁾、設計鉛直土圧よりもかなり大きな土圧がカルバートに作用している例も報告されている^{2)~4)}。

盛土の相対沈下差を少なくし、鉛直土圧を軽減する目的でカルバートの直上部に圧縮性材料のEPSを薄く設置する工法について検討している。これまでに模型実験、数値解析、試験施工、遠心力載荷実験によってその有効性を確認している^{5)~9)}。

試験施工では、高規格道路の水路カルバートで、厚さ1mのEPSを設置した箇所と無対策箇所を比較しており、盛土施工は現在までに土被り22.5mまで行っている。

その結果、鉛直土圧は無対策箇所でカルバート中央の鉛直土圧の割増し係数 α (実測土圧/直上の土被り圧)が1.55となったのに対し、EPS設置箇所での鉛直土圧の割増し係数 α は、0.80, 0.99となった。EPSを用いたことにより、鉛直土圧は半分程度となり土圧軽減効果を確認している。

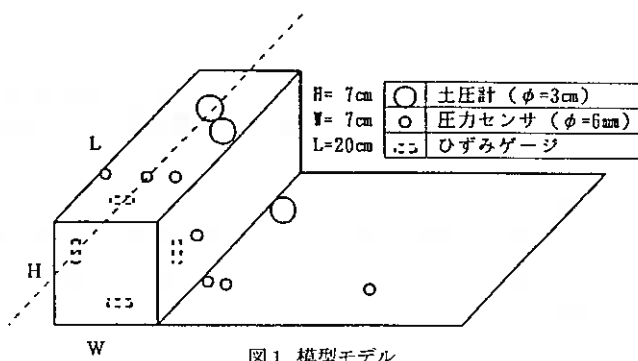
盛土の沈下は、無対策箇所ではカルバート上部よりもカルバート側方部分の方が大きく、周辺地盤の土圧がカルバートに作用し、直上の土被り圧よりも大きな土圧が作用したと考えられる。EPS設置箇所では厚さ1mのEPSが75cm圧縮し、現在25cm程度となっているため、カルバート上部の方が沈下が大きい。このためカルバート上部に作用する鉛直土圧が軽減されたといえる。

以上の試験施工の結果を取りまとめて今後、本工法の設計法の提案を行う予定である。その際に現場での相対沈下差の求め方とEPSの設置厚さを決める必要がある。そこで本報文では遠心力載荷装置を用いたこれまでの実験結果と、盛土の沈下差を極端に大きくした場合の土圧の作用の仕方の確認、さらにFEM解析による現場での盛土の沈下量を求める考え方についてまとめたので報告する。

2. これまでの遠心力載荷実験

2.1 実験概要

これまでに土被り厚を3段階に変えて実験を行っている⁹⁾。実験に用いた模型モデルを図1、模型容器を図2、各材料の諸元を表1に示す。ボックスカルバート模型は厚さ5mm、幅・高さが7cmの硬質アルミ製で土圧計と圧力センサを埋め込んでいる。また、カルバート内側にはひずみゲージをあらかじめ貼り付け、盛土の沈下量の測定にはレーザー変位計を



Centrifuge experiments on vertical earth pressure reduction of culverts.

Yuichi OOE, Shuichi TADA, Jun'ichi NISHIKAWA (Hokkaido Development Bureau)

用いている。

実験では遠心加速度を100gとした。このためカルバートは実大換算で7.0mに相当する計算となる。また、盛土の作成はホッパーを用いて空中落下法により密度が一定となるよう行った。

実験は無対策とEPSを設置した場合の土圧を比較するために、土被りをそれぞれ10、20、30cmと変えて、厚さ1cmのEPSを用いた場合と砂盛土のみの場合を比較している。

2.2 実験結果

100g場におけるカルバート天端の土圧計で計測した鉛直土圧と土被り圧の関係を図3に示す。無対策の場合、土被りより求めた計算値と比較すると鉛直土圧係数(実測土圧/直上の土被り圧)は $\alpha=1.3$ 程度となり、しかも土被りが変わっても α はほぼ一定の値となった。

EPSを設置した場合、 $\alpha=0.3$ 程度となりEPSの効果を確認できた。EPSを用いた場合は土被りが大きくなってカルバートにかかる応力は比例的に増加しなかった。これはカルバート周辺地盤が沈下すると、EPSも共に圧縮し、カルバート上部の方が周辺地盤よりも沈下量が大きくなったためと考えられる。

また、これらの実測値は現場計測値に比べると小さな値となっている。これは乾燥した標準砂を用いたことや計測器の種類の違い、模型容器の壁面摩擦の影響によるものと考えられる。

3. 沈下差を大きくした実験

土被り30cmでカルバートの横にスポンジを用いて強制的に大きな沈下差を生じさせた場合の土圧の比較と、割増し土圧の発生の確認を行った。

図4は土被り30cm、100g場でカルバート周辺の鉛直土圧分布を圧力センサで測定したものである。それまでの実験結果である無対策とEPSを設置したケースを比較すると、無対策の場合カルバートに大きな土圧が作用しており、特に天端のコーナー部分に土圧が集中していることが分かる。これに対し、EPSを設置した場合はカルバートに土圧が集中せず、ほぼ均等に土圧が分布している。

表1 実験使用材料

盛土材	豊浦標準砂	$\rho_s=1.585 \text{ t/m}^3$
EPS	D-20タイプ	密度 20kg/m^3

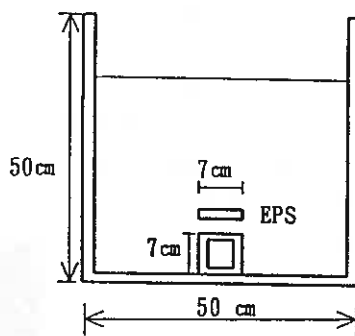


図2 模型容器断面

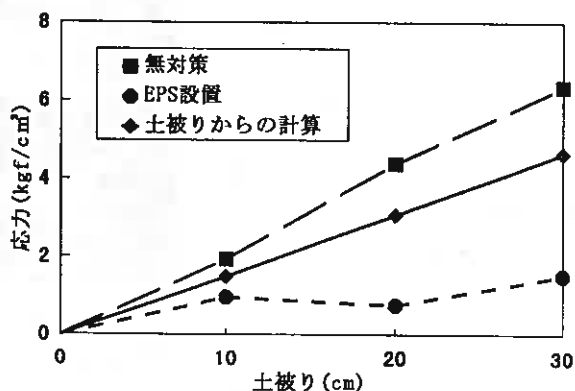


図3 天端の鉛直土圧

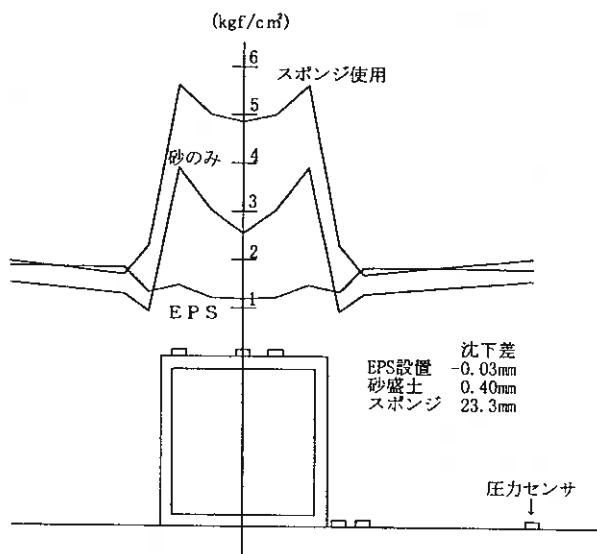


図4 土圧分布図

このことからEPSの土圧軽減効果が確認できる。

つぎに今回行った実験であるスポンジを用いて強制的に大きな沈下差を生じさせた場合(写真1)は、砂盛土のみの場合と比較するとカルバートに土圧の集中が大きくなっていることが分かる。よって今回の実験は極端な例だが、盛土施工終了後も含めて沈下差が大きくなることにより土圧は大きくなる可能性があることが分かった。このことによりEPSの厚さを決定する際には沈下差を十分考慮し、安全側の設計を行わなければならない。

また、圧力センサで計測した値は土圧計に比べ計測値が全体的に小さくなっているが、これは圧力センサの受圧面が極めて小さいことが影響していると考えられる。しかし、これらの実験値は現場計測の値と比べて小さいが、定性的には実際と同様の傾向を示していると思われる。

写真1は実験終了後の断面を示している。標準砂に黒く色をつけたため、底面のスポンジの大きな圧縮に伴いカルバートの周辺の盛土が大きく沈下しカルバート上部の盛土との間に沈下差が生じ、カルバートの両肩からおよそ 20° の角度で盛土中に大きなズレが発生している。これは大きく沈下した両側の盛土が、カルバート上部の逆台形状の盛土部分に対し上記のズレを境に下向きの摩擦力を発生させたようにみとれる。これが割増しの土圧の発生機構を表しているものと解釈できる。

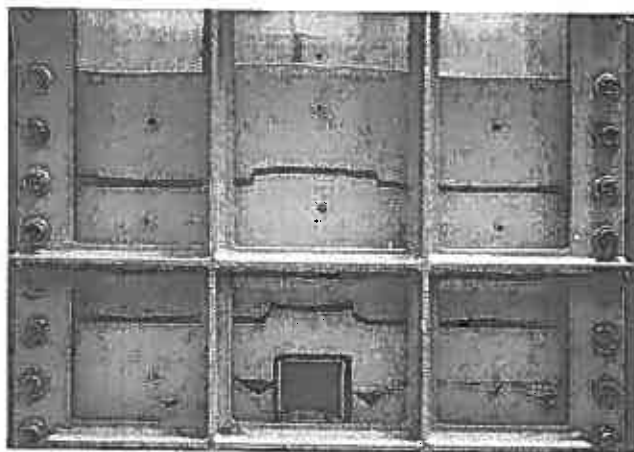


写真1 スポンジを用いた実験(土被り30cm)

今回の実験条件は極端な例であり、はっきりと割増し土圧の発生機構を視覚的に確認できた。沈下差が小さくても割増しの土圧が発生しているのでこの場合も同様の機構が働いているものと考えられる。

4. 沈下量の求め方

この工法の設計法の提案を行うためには、現場での盛土の沈下差を推定しEPSの設置厚を決めなければならない。そこで、盛土材を弾性変形するものとし、試験施工の沈下量を参考にし、2次元FEM解析の試行により、その弾性係数を求めた。試験施工の条件で弾性係数は約 240 tf/m^2 となった。この試験施工は沈下量が予想よりも大きかったため、この弾性係数を他の現場で用いた場合、かなり安全側の設計になるものと考えられる。また、盛土材料、土被り厚、施工方法によってその値は変化するものと考えられるが、EPSの厚さを決定する際にはこの値を目安とすれば安全側の設計が行えるものと考えられる。

上記の弾性係数で沈下差を推定しても、通常施工されている大きな土被り(30m程度まで)と高いカルバート(7m程度)という条件下でも1m厚のEPSで十分その土圧軽減効果を発揮させることができる。

5. まとめ

- ①乾燥砂を盛土材料とした遠心力載荷実験でこの工法の効果が確認でき、また割増し土圧の機構を視覚的に確認できた。さらに同じ土被りでも沈下差を大きくした場合は大きな土圧が作用することが分かった。
- ②FEM解析により設計法の提案を行う際の盛土の沈下量を目安となる弾性係数を算定し、土被り30m程度でもEPSの厚さは1mで十分、土圧軽減効果が得られることが分かった。

6. あとがき

今回の実験により盛土の沈下差の大小によってカルバートに作用する土圧に影響があることが分かった。このため本工法の設計法の提案を行う際には、実際の現場での盛土の沈下量の把握が重要となると考えられた。現場での沈下量は今回求めた弾性係数によりある程度推定できるが、盛土材料、土被り厚、施工方法により変わるものと考えられる。今後は試験施工の結果を基本とし、他の現場での盛土の沈下測定結果を参考にしながら、条件の変化に対応でき、かつ簡易的にEPSの厚さが決められるよう検討していく予定である。さらにEPSを用いることによりカルバートに作用する水平土圧が若干大きくなる傾向があるので躯体にどのような影響があるか検討する予定である。

—参考文献—

1) (社)日本道路協会；道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針—，1987年5月。 2) 田中他；カルバートに作用する鉛直土圧の評価，北海道開発局土木試験所月報，No. 402，1986年11月。 3) 佐藤他；高盛土下の剛性カルバートに作用する鉛直土圧の軽減について，土と基礎，1981年12月。 4) 島田；カルバート設計における鉛直土圧係数の改訂提言，日本道路公団技術情報94号1988年10月。 5) 松田他；EPSを用いた高盛土下におけるカルバートの土圧軽減，土木学会第48回講演会概要集，1993年9月。 6) 三原他；高盛土下のカルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法，第29回土質工学研究発表会講演集，1994年6月。 7) 松田他；カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法，土木学会第49回講演会概要集，1994年9月。 8) 松田他；カルバートに作用する鉛直土圧の軽減工法—試験施工と数値解析—，土木学会第50回講演会概要集，1995年9月。 9) 大江他；カルバートに作用する土圧軽減工法について—試験施工と遠心力載荷実験—，第36回地盤工学会北海道支部技術報告集，1996年2月。

繰り返し一面せん断試験によるカオリン粘土のせん断面の構造 -とくにプレカット供試体について-

岩手大学工学部 ○正 大河原文
 北海道大学工学部 正 三田地利之
 北海道大学工学部 米田 哲朗
 岩手大学大学院 工藤 隆

1. はじめに

地すべり安定解析における強度パラメータの決定方法として、室内せん断試験から得られる3つのせん断強度定数（ピーク強度、完全軟化強度、残留強度）を用いる方法が提案されている¹⁾。繰り返し一面せん断試験機を用いることにより、これら3つのせん断強度定数を簡便にしかも比較的短時間で求めることができる。この試験機は、不攪乱試料による試験の実施や、小型・軽量化による原位置試験の実施²⁾など、即応性と実務性に優れており、強度パラメータの設定を逆算法による $c-\tan\phi$ 図に頼っている現状では、この試験機のもつこれら特徴はとりわけ重要と考える。しかし、残留状態に至るまでの大変位を繰り返しせん断により与えているため、実際の地すべりでの一方向せん断とはせん断の機構が異なっている。このため、繰り返し一面せん断試験により形成されたせん断面の構造を明らかにし、残留強度の測定値の妥当性と安定解析への適用性を検討する必要がある。

筆者らは、これまでに圧密定圧条件での繰り返し一面せん断試験によるカオリン粘土のせん断面の構造とその形成過程を明らかにしてきた^{3), 4)}。この報告では、プレカット供試体による圧密定圧条件での繰り返し一面せん断試験後のせん断面の構造とその形成過程について報告する。すなわち、プレカット時（累積変位 0mm）、せん断方向逆転前（累積変位 6mm）、残留強度測定前（累積変位 48mm, せん断回数 2回）、残留強度測定時（累積変位 720mm, せん断回数 30回）、残留強度測定後（累積変位 1440mm, せん断回数 60回）の5つの供試体について、走査型電子顕微鏡（SEM）とマイクロコンピュータを用いて、せん断面の構造とベッド⁵⁾の配向性を評価した。

2. 試料

実験に用いた試料は、南白老鉱山において製紙用原料として精製されている粉末状のカオリン粘土である。X線回折実験から、本試料はカオリナイトに同定された。SEM観察によると、粒子は単独で存在せず、複数の粒子が集合した不定形板状のベッドとして存在している。ベッドの長さは約10-20 μ mで、厚さは約1 μ mである。

3. 実験方法

実験用の供試体は、粉末状のカオリン粘土に蒸留水を加え含水比200%以上で繰り返して、10日間200kPaで予備圧密し、直径5cm、高さ2cmと4cmの円柱状に整形したものを用いた。

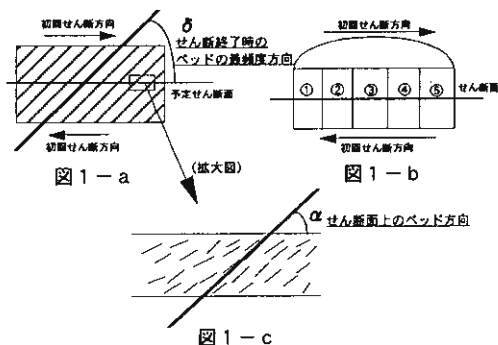


図1 せん断面と δ 、 α との関係および供試体分割方法

Structure of Shear Surface of Kaolin Clay during Cyclic Direct Shear Test -On the Pre-Cut Specimen-
 Masafumi OKAWARA: Faculty of Engineering, Iwate University. Toshiyuki MITACHI: Faculty of Engineering, Hokkaido University. Tetsuro YONEDA: Faculty of Engineering, Hokkaido University. Takashi KUDO: Graduate Student, Faculty of Engineering, Iwate University.

この供試体を、図1-aに示すようにせん断方向とせん断終了時のせん断面以外のペッドの最頻度配向方向とのなす角 δ (deg.)が 0° になるように軟岩用自動繰り返し一面せん断試験機⁶⁾にセットし、水浸状態で圧密定圧条件での繰り返し一面せん断試験を行った。せん断断面間隔は0.3mmとし、フラットタイプ⁷⁾のせん断箱を使用した。圧密圧力は600kPaに設定して3t法により圧密終了を判定した後、直径0.26mmの釣り糸を用いて供試体をカットした。カットは、初回のせん断方向に対して逆方向に行ったが、一度に引き切ることができず、一方向ずつ糸を交互に引くことによってカットした。所要時間は約30分である。プレカット後、直ちにせん断を開始した。せん断速度は水平変位3mmまでは0.01mm/min、その後は0.5mm/minとした。また、せん断時の最大水平変位量は前後それぞれ6mmとした。設定変位量までせん断後、供試体をせん断箱から取り出し自然乾燥させた。そして供試体中央部から2つに破断し、図1-bに示したようにさらに5つに分割した。これら分割片をせん断面に垂直な面が観察できるようにSEMに装着し観察した。得られたSEM写真をスキャナーでマイクロコンピュータに読み取り、せん断面に垂直な方向でのせん断面を構成するペッドの配向方向を測定した。測定結果は、 10° 間隔の度数分布として集計し、以下に示すような配向度Mで評価⁸⁾した。

$$M = \frac{100}{\sum n_i} \sqrt{(\sum n_i \sin 2\theta_i)^2 + (\sum n_i \cos 2\theta_i)^2}$$

n_i : 頻度分布での 10° 間隔ごとに含まれる粒子数

θ_i : それぞれの間隔における平均方向

配向度Mは、ペッドが完全にランダムなときは0%であり、ペッドがある方向に完全配向しているときは100%である。なお、せん断面を構成している粒子の配向方向を α (図1-c)とし、その最頻値を α modeとした。

4. 実験結果

プレカット時供試体 (累積変位 0mm)

プレカット面付近のSEM写真を図2に示す。SEMで観察されるところのカット面は、0.3mm程度の厚さをもった「カット帯」であり、ここではペッドが大きく湾曲している。このカット帯は、カット方向に対して反対方向に凸部をもった弓状の構造 (図3) をなしており、また、内部には交互に糸を引いたときに形成されたとみられる亀裂が認められる。カット帯と不攪乱部との境界付近には、波状あるいは階段状の分離

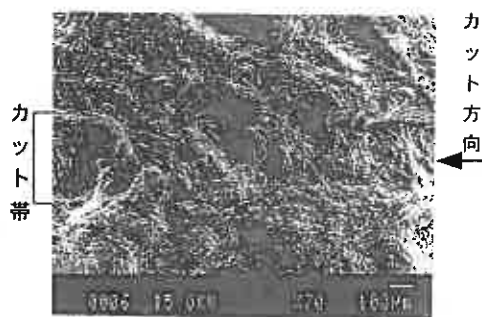


図2 プレカット面付近のSEM像

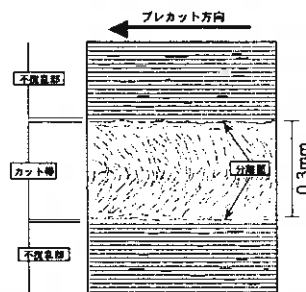


図3 プレカット面 (帯) 模式図

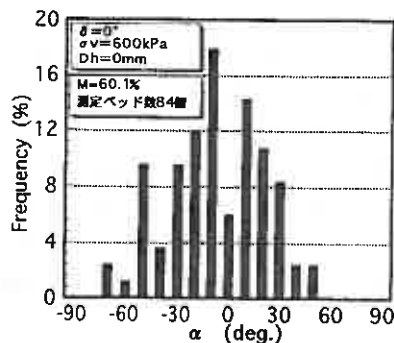


図4 分離面の配向頻度分布 (プレカット時)

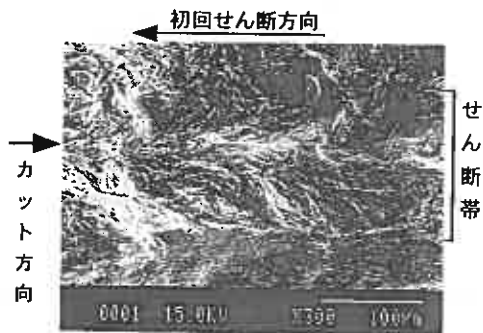


図5 せん断方向逆転前 (累積変位6mm) 供試体のせん断面 (帯) 付近のSEM像

面が形成されており、上部の分離面は連続性が良く明瞭であるのに対し、下部の分離面は不明瞭である。

図4に、カット帯上部の分離面を構成するペッドの配向分布を示す。最頻度配向方向 α_{mode} は -10° とせん断面にはほぼ平行なペッドが最頻値を示すものの、配向度 M は 60.1% と分散度が高い。

せん断方向逆転前供試体 (累積変位 6mm)

図5は、せん断方向逆転前、つまり通常の一面せん断時と同じせん断状態におけるせん断面付近のSEM写真である。この供試体は、前述のプレカット時供試体と同方向の破断面を作成することに失敗したため、カット方向が逆になっている。

せん断面は、ここでも一定の厚さをもつ「せん断帯」として観察されるが、厚さは 0.1mm とプレカット時の $1/3$ に減少している。せん断帯の構造は、プレカット時の弓状に湾曲していたペッドが明瞭な2方向に分かれて再配列し、弓が中央から折れたような「くの字状」の構造を呈している。ここではこれを鍵状構造とする。このせん断帯と上下不攪乱部との境界には、連続した変位せん断面が形成されており、また、ゾーン中部付近の凸部にあたる場所にも変位せん断面が形成されている。これら上部と中部、中部と下部の変位せん断面に挟まれた2つの層状部では、初回のせん断方向に対してそれぞれ逆目、順目になるようにペッドが傾斜して配列している。ここではこれら層状部を、逆目ペッドゾーン、順目ペッドゾーンとする(図6)。SEM観察によると、上部逆目ペッドゾーンにおいて、ペッドのめくり上がり現象と推定される構造が観察された(図5左上)。

上部、中部、下部の変位せん断面のうち、連続性の良い中部の変位せん断面の配向度 M を図7に示す。配向度 M は、 79.2% とプレカット時の分離面の配向度 ($M = 60.1\%$) より高い値を示している。また、図8はせん断帯内部の順目・逆目ペッドゾーンの配向分布であるが、下部の順目ペッドゾーンの配向度 M が 74.6% と比較的配向性が良いのに対し、上部の逆目ペッドゾーンの配向度 M は 16.9% と非常に低い値を示しているのが特徴的である。

残留強度測定前供試体 (累積変位48mm, せん断回数2回)

この供試体は試験終了後、せん断面を境に上下2つに分離したため、上下別々にSEM観察を行った。図9に示したSEM写真は上部供試体の写真で、せん断面

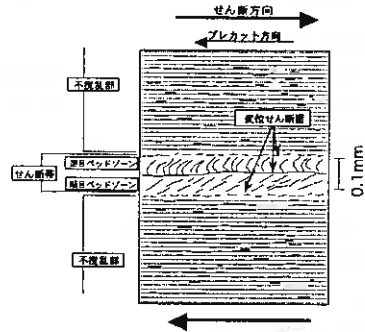


図6 せん断方向逆転前 (累積変位6mm) のせん断面 (帯) 模式図

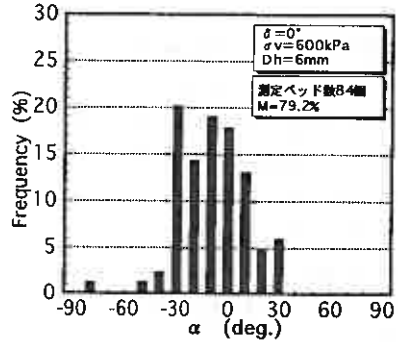


図7 中部変位せん断面の配向頻度分布 (せん断方向逆転前: 累積変位6mm)

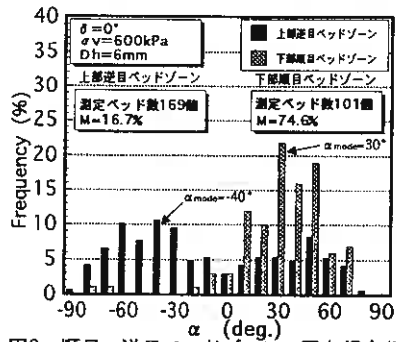


図8 順目・逆目ペッドゾーンの配向頻度分布 (せん断方向逆転前: 累積変位6mm)

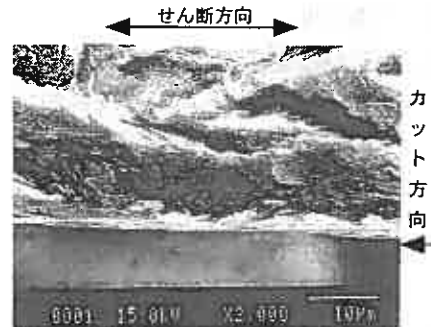


図9 残留強度測定前 (累積変位48mm) の分離面 (変位せん断面) のSEM像

は写真下側にあたる。

せん断帯の構造は、前述のせん断方向逆転前の構造と類似しているが、変位せん断面の発達が極めて良好である。SEM写真に示されたとおり、分離面（変位せん断面）を構成しているペッドは、面に平行に配向している。

図10は、この分離面を構成しているペッドの配向分布である。配向度Mは99.2%と極めて高い値を示している。その上、ペッドの最頻度配向方向 α_{mode} が 0° であることから、分離面である変位せん断面は完全配向している。

残留強度測定時供試体(累積変位720mm, せん断回数30回)

せん断面付近のSEM写真を図11に示す。SEM写真に示されたように、ここでもせん断帯は明瞭な鍵状構造を呈しており、上部、中部、下部に形成された3面の変位せん断面と順目・逆目ペッドゾーンの組み合わせから成り立っている。せん断帯の厚さは約0.1mmとせん断方向逆転前、累積変位48mmのときと同じである。なお、以前実施したプレカットしていない供試体に見られたような不規則ペッドゾーン⁴⁾は認められない。

これら変位せん断面のうち、連続性の良い上部と中部の変位せん断面の配向頻度分布を図12に示す。配向度Mは、平均87.1%と前述の累積変位量が48mmのときと比べて低くなっているものの、 α_{mode} は 0° であり、依然、配向状態は良好であると考えられる。また、図13は、順目・逆目ペッドゾーンの配向分布であるが、順目ペッドゾーンの配向度Mは86.9%、逆目ペッドゾーンは89.4%であり、両者とも高い配向性を示している。

残留強度測定後供試体(累積変位1440mm, せん断回数60回)

この供試体も試験終了後、せん断面を境に上下2つに分断したため、上下別々にSEM観察を行った。図14に示したSEM写真は下部供試体の写真で、せん断面は写真上側にあたる。

せん断帯内部の構造は、720mmと類似しているが、新たに変位せん断面が上下方向に形成されている。そのため、せん断帯の厚さも0.2mmと720mmのときの2倍になり、順目・逆目ペッドゾーンも4、5層に増加している。図15に示されたように、分離した面（変位せん断面）を構成しているペッドの配向度Mは、94.8%

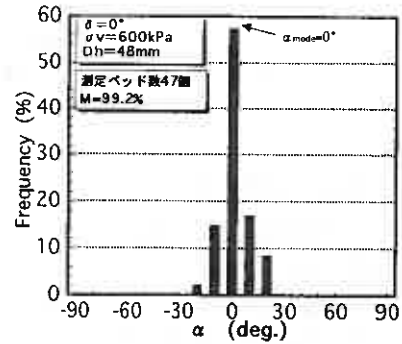


図10 分離面（変位せん断面）の配向頻度分布（残留強度測定前：累積変位48mm）

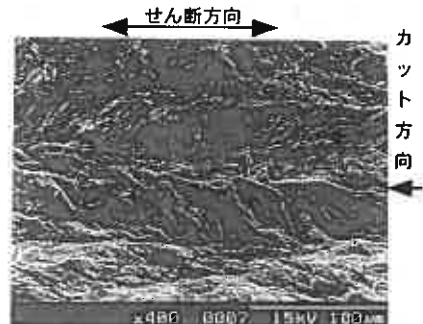


図11 残留強度測定時（累積変位720mm）供試体のせん断面（帯）付近のSEM像

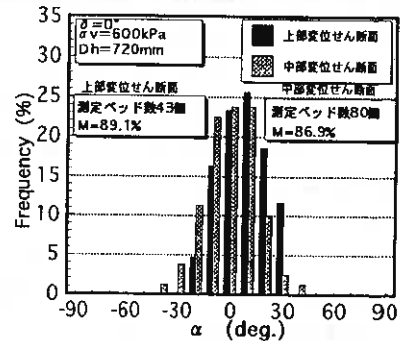


図12 上部・中部変位せん断面の配向頻度分布（残留強度測定時：累積変位720mm）

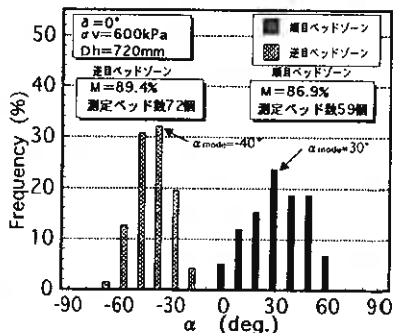


図13 順目・逆目ペッドゾーンの配向頻度分布（残留強度測定時：累積変位720mm）

と非常に高い値をとっており、しかも最頻度配向方向 α modeは 0° であることから、変位せん断面はほぼ完全配向している。順目・逆目ベッドゾーンの配向方向は、順目で80.1%、逆目で77.4%と720mmのときより、分散度が高くなっている(図16)。

変位せん断面の配向度：M

図17に各変位量ごとの分離面あるいは変位せん断面の配向度Mを示す。プレカット時のベッドの配向度Mは、60.1%と低い値をとるのに対して、せん断後の6mm変位においては、配向度は79.2%に増加している。さらに変位が進んで48mm変位においては、配向度は99.2%と非常に高い値をとり、ベッドは完全定向配列している。また、累積変位が720mmのときは、配向度が87.1%と一時分散傾向を示すが、累積変位量が1440mmでは、94.8%と再び配向してくる。

5. せん断面(帯)の形成過程

以上のSEM観察結果から、プレカット供試体におけるせん断面の形成過程は次のようであると考えられる。

まず、プレカット時には、カット方向に対して反対方向に凸部をもった弓状の「カット帯」が形成される。このとき、波状あるいは階段状の分離面が不攪乱部との境界付近に形成されている(図18-b)。カット終了と同時に開始したせん断において、せん断方向逆転前(水平変位6mm)では、これら分離面は連続した変位せん断面へと転化する。このとき、弓状の凸部付近にも連続性の良い変位せん断面が新たに形成され、これに伴い弓状に湾曲していたベッドは順目と逆目の2方向に分かれて再配列する。これら上部、中部、下部の変位せん断面とこれに挟まれた順目・逆目ベッドゾーンからなる「鍵状構造」がこのとき形成される(図18-c)。なお、逆目方向のベッドの一部には、せん断による引きずりが原因とみられる「めくり上がり現象」が見られる。続いて、繰り返しせん断に移り、2cycle目の累積変位量48mmのときには、とくに変位せん断面の発達が良好で、配向度Mは99.2%、最頻度配向方向 α modeは 0° で、ベッドは完全定向配列している(図18-d)。その後、せん断変位量と繰り返し回数増加とともに、鍵状構造はより明瞭になり(図18-e)、さらに変位が進み、累積変位量が1440mmに至ると、新たに変位せん断面が供試体の上下方向に形成される。このとき、これら変位せん断面に挟まれた層状部は順目・逆目ベッドゾーンとなる(図18-f)。

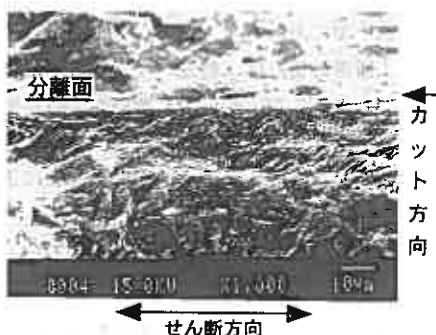


図14 残留強度測定後(累積変位1440mm)の分離面(変位せん断面)のSEM像

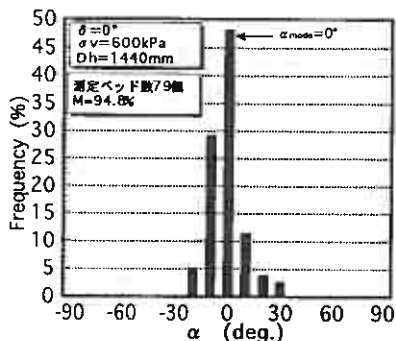


図15 分離面(変位せん断面)の配向頻度分布(残留強度測定後:累積変位1440mm)

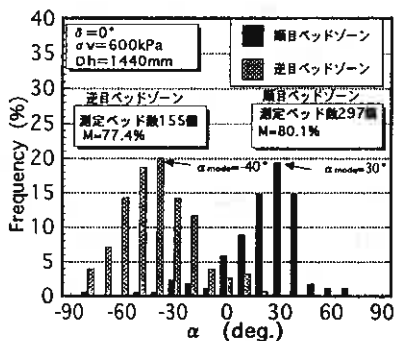


図16 順目・逆目ベッドゾーンの配向頻度分布(残留強度測定後:累積変位1440mm)

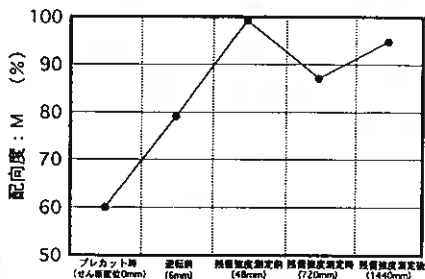


図17 各変位量における分離面および変位せん断面の配向度

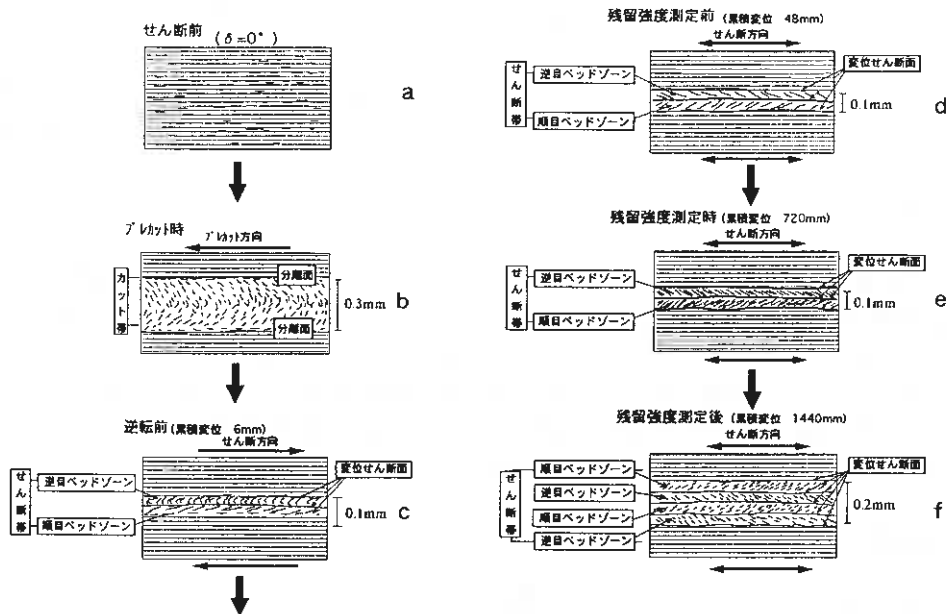


図18 繰返し一面せん断試験機によるプレカット供試体のせん断面(帯)形成過程

6. まとめ

- (1)プレカットにより形成されたカット面は、カットに用いた糸の太さと同程度の厚さ(0.3mm)をもった「カット帯」として存在する。このカット帯は、カット方向に対して反対方向に凸部をもつ弓状の構造をなしており、不攪乱部との境界付近には、波状あるいは階段状の分離面が形成されている。
- (2)プレカット供試体による繰返し一面せん断試験後のせん断面は、累積変位が720mmまでは、0.1mm程度の厚さをもつ「せん断帯」として存在する。このせん断帯は、上部、中部、下部の3つの変位せん断面とこれに挟まれた順目・逆目ベッドゾーンからなる鍵状構造をなしている。さらに変位が進み累積変位が1440mmに至ると、供試体の上下方向に新たに変位せん断面が形成され、複数段の順目・逆目ベッドゾーンが形成される。
- (3)変位せん断面の配向度Mは、プレカット時の分離面が60.1%、せん断方向逆転前の累積変位6mmで79.2%、累積変位48mmで99.2%、累積変位720mmでは87.1%、そして累積変位1440mmにおいては94.8%であった。プレカット供試体の変位せん断面を構成するペッドは、累積変位量が48mmの小さな変位量において既に完全定向配列している。

<参考文献>

- 1)佐野彰・三田地利之・大河原正文：地すべり安定解析用強度パラメータの決定方法，地すべり，Vol. 33, No. 3, pp. 1-7., 1996.
- 2)眞弓孝之：すべり面粘土の現場一面せん断試験～定体積試験の試み～，第35回地すべり学会研究発表講演集，[8-2]，pp. 333-336., 1996.
- 3)大河原正文・三田地利之・米田哲朗・多田元彦・佐野彰：繰返し一面せん断試験後の粘土および軟岩のせん断面のSEM観察，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，[Ⅲ-192]，pp. 384-385., 1995.
- 4)大河原正文・三田地利之・米田哲朗・工藤隆：繰返し一面せん断試験によるカオリン粘土のせん断面の構造，第35回地すべり学会研究発表講演集，[8-1]，pp. 329-332., 1996.
- 5)松尾新一郎・嘉門雅史：粘土の構造に関する用語について，土と基礎，Vol. 24, No. 1, pp. 59-64., 1976.
- 6)佐野彰・三田地利之・澁谷啓：地すべり面強度定数決定のための軟岩用自動繰返し一面せん断試験機の開発，地すべり，Vol. 31, No. 2, pp. 41-45., 1994.
- 7)佐野彰・三田地利之・澁谷啓・中根理：改良型軟岩用繰返し一面せん断試験機と2, 3の実験例，平成4年度地すべり学会北海道支部研究発表論文集，pp. 9-14., 1992.
- 8)松尾新一郎・嘉門雅史：粘性土の構造の表示法に関する考察，第8回土質工学研究発表会，pp. 93-96, 1973.

逆算強度に基づく地質別すべり面強度の考察

応用地質株式会社 札幌支社 ○阿部 雅彦
同 上 中村 謙治

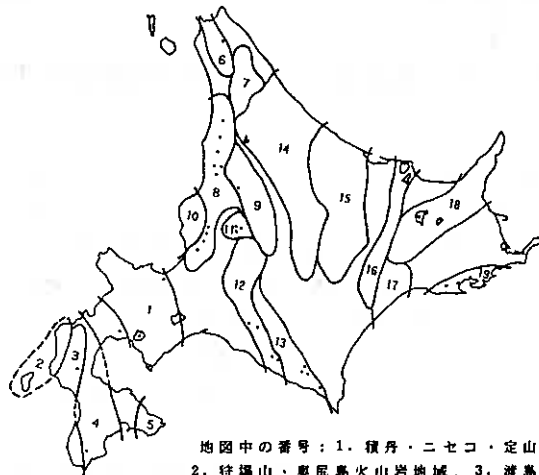
1. はじめに

地すべりの安定計算に用いるすべり面強度の決定は、すべり面粘土の採取や試験が非常に難しく、また、試験の結果得られた強度は実際の地すべり活動を表す値を示さない場合がほとんどであり、一般には逆算法によって行われていることが多い。この方法は、1つの条件から2つの強度を求めるため、計算上の仮定が強度に反映するため多くの問題があるが、地すべり地全体の強度を推定するには有用な方法である。

この逆算強度と地質や地すべり面勾配には関係が見出されており（高速道路調査会 1985）、今回、北海道内で調査した地すべり地の逆算強度を整理し、地質、地形の考察を行った。

2. 検討方法

検討に用いた資料は北海道内で調査した53ヶ所のものでその位置を図-1にしめす。地すべり学会北海道支部(1993)によると、大規模地すべり地形が分布する頻度の高い地域はキャップロック構造の火山岩地域、新第三紀の変質火山岩類からなるグリーンタフ地域、白亜紀-第三紀の泥岩地域、蛇紋岩・緑色岩分布地域であるとされ、詳細には右図の19地域に区分される。今回の資料は、このうち白亜紀-第三紀の泥岩分布域が多く、地すべりタイプでは風化岩、崩積土である(表-1)。



地図中の番号：1. 積丹・ニセコ・定山溪・オロフレ火山岩地域、2. 狩場山・奥尻島火山岩地域、3. 渡島半島西部グリーンタフ地域、4. 渡島半島東部新第三紀泥岩地域、5. 亀田半島火山岩地域、6. 宗谷新第三紀泥岩・夾炭層地域、7. ポロヌプリ・音威子府蛇紋岩地域、8. 中川・留萌・月形白亜紀-新第三紀泥岩地域、9. 樺加内・神居古潭蛇紋岩地域、10. 釧路別火山岩地域、11. イルムケップ火山岩地域、12. 芦別・三笠・夕張白亜紀-第三紀泥岩地域、13. 富良野・日高・樺似蛇紋岩・緑色岩地域、14. 枝幸・名寄・大雪山火山岩地域、15. 紋別・留辺蘂・糠平グリーンタフ地域、16. 網走・津別・足寄新第三紀砂岩泥岩地域、17. 白糠古第三紀砂岩泥岩地域、18. 阿寒・知床火山岩地域、19. 釧路・厚岸白亜紀-第三紀層砂岩泥岩礫岩地域。

図-1. 地すべり調査箇所位置

A consideration of strength parameters due to back calculation in rock types : Masahiko ABE , Kenji NAKAMURA (Oyo corporation)

表-1. 地質、地すべりタイプの内訳

岩 種	崩 積 土	風 化 岩
泥 岩	8	31
変 成 岩 ※	3	5
火 山 碎 屑 岩	5	1

※ 蛇紋岩、緑色岩、粘板岩

せん断強度の推定は、地すべりの発生を大型せん断試験に見立てるもので安定計算式を用いて τ と $\sigma'n$ を求めるものである。

クーロンの破壊規準

$$\tau = c' + \sigma'n \tan \phi \quad \text{----- (1)式}$$

簡便式

$$F_s = \frac{\Sigma c' \ell + \Sigma (W \cos \alpha - u \ell) \tan \phi'}{\Sigma W \sin \alpha} \quad \text{----- (2)式}$$

(2)式を変形すると

$$\frac{F_s \cdot \Sigma W \sin \alpha}{\Sigma \ell} = c' + \frac{\Sigma (W \cos \alpha - u \ell)}{\Sigma \ell} \tan \phi' \quad \text{----- (3)式}$$

(1)式と関係づけると次のようになる

$$\tau = \frac{F_s \cdot \Sigma W \sin \alpha}{\Sigma \ell} \quad \text{----- (4)式}$$

$$\sigma'n = \frac{\Sigma (W \cos \alpha - u \ell)}{\Sigma \ell} \quad \text{----- (5)式}$$

今回は、地すべり発生時の安全率を1.0として τ 、 $\sigma'n$ を求めた。

3. 検討結果

(1) 岩種毎のせん断強度

岩種別の $\sigma'n$ と τ の関係を図-2にしめす。全岩種においては全体的にはバラツキがみられるが、平均有効垂直応力 $\sigma'n$ の増加に伴って、平均せん断応力 τ は直線的に増加する。岩種毎のせん断強度を表-2にしめす。変成岩では粘着力の要素が小さく、内部摩擦角の要素が大きい傾向にある。

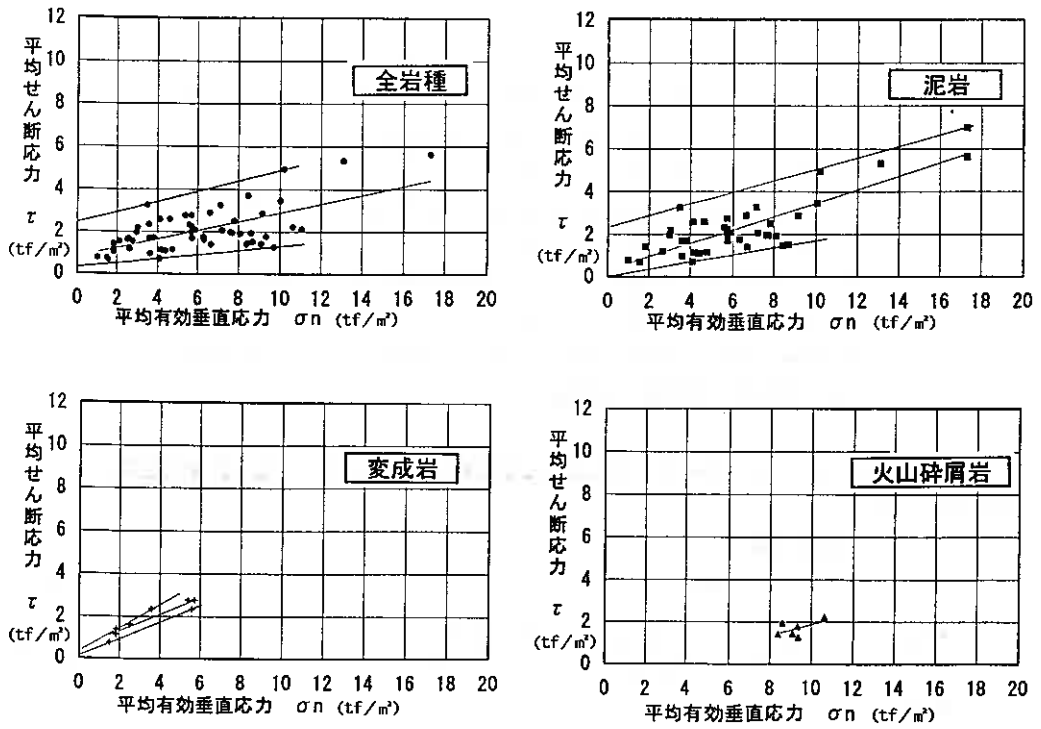


図-2. 岩種別の平均有効垂直応力と平均せん断応力の関係

表-2. すべり面の強度特性 (逆算値)

地 質	す べ り 面 強 度		
	上 限 値	下 限 値	平均値※
全 岩 種	$\phi = 14^\circ$ $c = 2.4 \text{ t/m}^2$	$\phi = 6^\circ$ $c = 0.3 \text{ t/m}^2$	$\phi = 12^\circ$ $c = 0.8 \text{ t/m}^2$
泥 岩	$\phi = 15^\circ$ $c = 2.3 \text{ t/m}^2$	$\phi = 10^\circ$ $c = 0 \text{ t/m}^2$	$\phi = 18^\circ$ $c = 0.3 \text{ t/m}^2$
変 成 岩	$\phi = 28^\circ$ $c = 0.4 \text{ t/m}^2$	$\phi = 21^\circ$ $c = 0.1 \text{ t/m}^2$	$\phi = 21^\circ$ $c = 0.5 \text{ t/m}^2$

※ 最小自乗法による。

(2) すべり面勾配とせん断強度の関係

泥岩のすべり面勾配別のせん断強度を図-3及び表-3にしめす。

すべり面勾配が大きくなるにつれてせん断抵抗角が増大する傾向をしめす。また、すべり面勾配がゆるいほどバラツキがある。

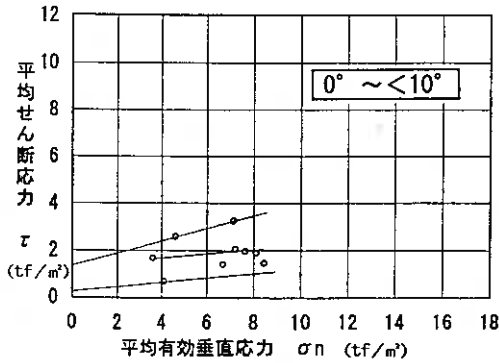


表-3. 勾配別のすべり面強度特性

すべり面勾配	すべり面強度		
	上限値	下限値	平均値※
0° ~ <10°	$\phi = 15^\circ$ $c = 1.3 \text{ tf/m}$	$\phi = 5^\circ$ $c = 0.4 \text{ tf/m}$	$\phi = 5^\circ$ $c = 1.3 \text{ tf/m}$
10° ~ <20°	$\phi = 13^\circ$ $c = 2.6 \text{ tf/m}$	$\phi = 6^\circ$ $c = 0.6 \text{ tf/m}$	$\phi = 16^\circ$ $c = 0.6 \text{ tf/m}$
20° ~ <30°	$\phi = 20^\circ$ $c = 1.0 \text{ tf/m}$	$\phi = 20^\circ$ $c = 0 \text{ tf/m}$	$\phi = 20^\circ$ $c = 0.6 \text{ tf/m}$

※ 最小自乗法による。

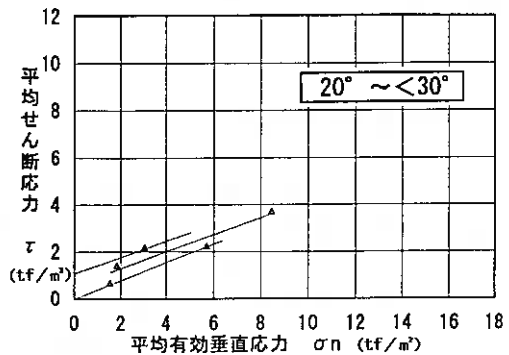
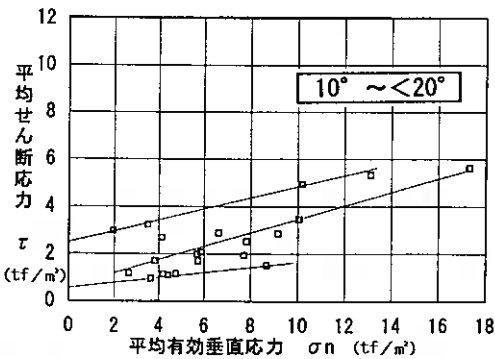


図-3. 泥岩のすべり面勾配別のせん断強度

4. まとめ

今回の検討対象の大半が泥岩であり、これ以外のデータが少ないが、泥岩に比べ生成時代の古い変成岩ではcが小さく、φが大きい傾向にある。また、火山砕屑岩ではφが小さく、cの要素が大きいようであり、地すべり土塊の母岩の強度特性が影響していると考えられる。すべり面勾配ではデータの多い泥岩を対象として検討したが、高速道路調査会資料と同様にすべり面勾配が大きくなるにしたがって、せん断抵抗角も大きくなる傾向にある。

(参考文献)

- 1) 高速道路調査会(1985)：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告
- 2) 地すべり学会北海道支部(1993)：60万分の1北海道地すべり地形分布図説明書

光ファイバ歪センサを用いた構造物歪分布測定法の提案

NTTアクセス網研究所 ○正会員 倉嶋利雄

田中郁昭

薄 知規

1. まえがき

大型構造物に蓄積された歪を正確に評価することは、構造物の信頼性を診断する上で極めて重要な課題である。今日、重要構造物では、歪の発生状態を常時監視し、異常が確認された場合に即時に対応するためのモニタリングシステムの構築が強く望まれている。構造物表面に歪ゲージを点在させて張り付ける、従来の歪評価方法では連続的な歪計測は困難であった。本報告は、著者らが世界で初めて開発した分布型光ファイバセンサを用いて、構造物の歪を連続的に計測する手法を提案するものである。本センサは、従来、個別の測定器であった光ファイバ歪分布測定器 (Brillouin optical time domain reflectometer : BOTDR) と光損失分布測定器 (Coherent optical time domain reflectometer : COTDR) を効果的に一体化し、高距離分解能歪分布計測・高データレートの光損失分布計測を可能とした歪・損失統合型 OTDR⁽¹⁾ である。本論では、歪・損失統合型 OTDR の紹介と、本測定器を用いた歪分布測定例について述べる。

2. 光ファイバセンサの利用法

光ファイバセンサは、光ファイバの利用という観点から分類すると、光ファイバを被測定物理量の情報を含んだ信号の伝送路として用いる離散的なセンシング方式と、光ファイバ自体をセンサとして用いる連続的なセンシング方式の2種類に大別される。どちらも光ファイバの利点である低損失性、無誘導性、細径、軽量等の特徴を生かし、長距離、広域にわたって分布する被測定物理量の計測を目的とするものである。特に、後者の連続的分布型光ファイバセンサは、光ファイバ長さ方向の任意の点が、それぞれ外的要因に対してセンサ機能を持つため、光ファイバに沿った被測定物理量を連続的に計測可能である。これまでに提案されている連続的分布センシング方法の大部分は、OTDR (Optical time domain reflectometry)⁽²⁾ の測定手法を使用している。OTDR の測定手法は、入射されたパルス光が光ファイバを伝搬中に各種の光散乱要因により、一部後方散乱された光のパワーを時間分解測定するものである。従って、光ファイバの後方散乱係数、損失、あるいは、伝搬光の偏光状態等が、被測定物理量により変化するならば、OTDR を用いて被測定物理量の連続分布センシングが可能となる。これらの方法の中で、レイリ散乱光⁽³⁾ やラマン散乱光⁽⁴⁾ の散乱係数の温度依存性を利用した温度分布センシングは、その応用範囲が広く、最近、研究が活発化している。ただし、一般的に、光ファイバセンサが、従来の点情報しか得られないセンサよりも被測定物理量の測定精度の高いデータを得ることは現状では難しい。光ファイバセンサの役割は、測定精度よりはむしろ、長期・リアルタイム・広範囲・空間分布という、質的に異なるデータを得るためのものであると考える。本論では、主に、光ファイバ中のラマン散乱光を用いた歪分布センシング、および、その適用例について報告する。

3. 測定原理・測定方法

3.1 ブリルアン散乱光の歪依存性

ブリルアン散乱は、入射光が光ファイバ媒質中において熱的に励起された超音波と非線形相互作用し、その周波数が媒質固有の周波数だけシフトして入射端側に後方散乱される現象である。この周波数 ν_B は、ブリルアン周波数シフトと呼ばれる。筆者らは、 ν_B が光ファイバに生じた歪 ϵ に比例して変化することを初めて明らかにした⁽⁵⁾。通常の光通信に使用される石英系単一モード光ファイバにおける ν_B の歪依存性を図1に示す。上記光ファイバにおける無歪状態の ν_B は、12.68GHzである。図1より、光ファイバの歪に比例して、 ν_B が直線的に増加していることが分かる。また、その係数は、光源波長 $\lambda=1.32\mu\text{m}$ において、 $581\text{MHz}/10^{-2}$ 歪である。 ν_B は λ の逆数に比例する⁽⁶⁾。従って、後述する歪・損失統合型 OTDR で使用している $\lambda=1.55\mu\text{m}$ では、歪係数 $493\text{MHz}/10^{-2}$ である⁽⁷⁾。ここで、 ν_B の変化を光源の線幅程度、例えば、1MHzの精度で測定可能であるとする、上記の歪係数より、光ファイバの歪を 2.0×10^{-5} の精度で測定可能であることが分かる。以上のことから、光ファイバの歪は、ブリルアン散乱光の周波数の歪による変化から測定することができる。

光ファイバの光損失は、レイリー散乱光のパワー変化から求めることができる。レイリー散乱光は、光ファイバに本質的に存在する屈折率のゆらぎによる散乱光であり、周波数シフトを伴わない。

3.2 歪分布測定原理

歪分布測定 (BOTDR) : 「3.1 ブリルアン散乱光の歪依存性」を利用することにより、光ファイバの長さ方向の ν_B が分かれば、歪の分布が求められる。このためには、パルス光を光ファイバに入射し、その後方

ブリルアン散乱光を時間分解する測定手法、すなわち、OTDR⁽¹⁾の技術を使用すれば良い。本測定法は、OTDRと同様に、光ファイバの片端からブリルアン散乱光を時間領域で解析するため、BOTDR (Brillouin OTDR) と名付けた。BOTDRでは、光ファイバ中で発生する微弱な後方自然ブリルアン散乱光を感度良く測定するために、コヒーレント検波法を利用する。図2に、BOTDRの基本構成と信号波形を模式的に示す。光源からの出力光 (光周波数: ν) は、光方向性結合器により、プローブ光と参照光に分岐され、その後、プローブ光は、パルス光に変調される。パルス光の周波数 ν_p は、光周波数変換回路で ν_B に近い周波数 $+\nu_s$ だけシフトされ、 $\nu_p = \nu + \nu_s$ となる。光ファイバ中で後方ブリルアン散乱されたパルス光の周波数 $(\nu + \nu_s - \nu_B)$ は、入射パルス光に対して $-\nu_B$ だけシフトして光源の周波数 ν に近くなるため、コヒーレント検波器を用いたブリルアン散乱光の高感度測定が可能となる。ここで、区間 $[Z_1, Z_2]$ のみに歪 ϵ が生じている光ファイバについて考える。入射パルス光の周波数を離散的に変える毎に後方散乱光パワーの時間分解測定を

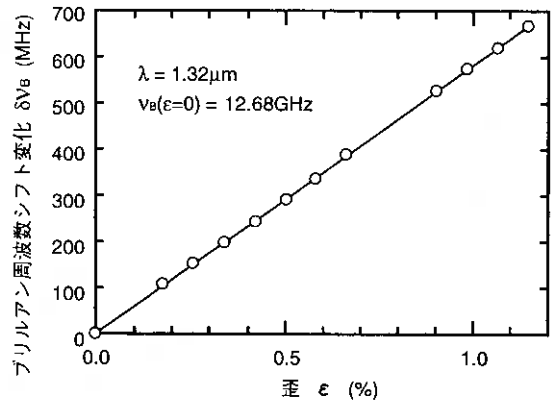


図1 ブリルアン周波数シフトの歪依存性

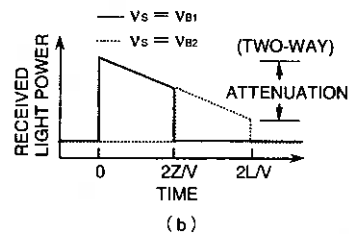
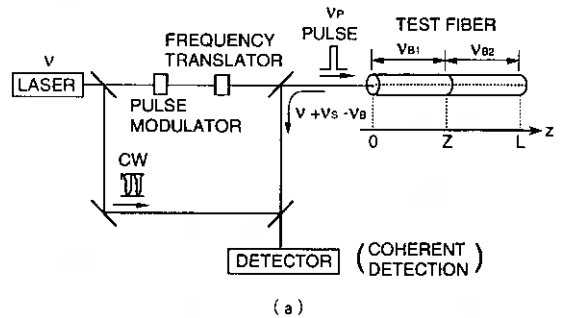


図2 (a) BOTDRの構成、(b) 信号波形

繰り返すことにより、図3に示すようなBOTDR波形群が得られる。区間 $[0, Z_1]$ 、 $[Z_2, L]$ では、光周波数 $f=f_0$ のとき、散乱光パワーが最大となり、一方、区間 $[Z_1, Z_2]$ では、 $f=f_1$ のとき、散乱光パワーが最大となることが分かる。このようにして、各位置毎に散乱光パワーが最大となる光周波数から $\Delta f=f_1-f_0$ を求め、 V_B の歪係数を用いて、光ファイバ長さ方向の歪分布に変換する。

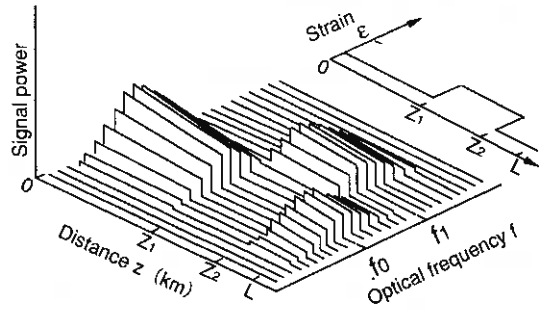


図3 BOTDR 波形群

光損失分布測定 (COTDRモード) : 光周波数変換回路を介せずに光ファイバにパルス光を入射し、そのとき、光ファイバ中で発生するレイリー散乱光を、ヘテロダイン検波器を用いて高感度検出する。レイリー散乱光パワーを時間分解測定することにより、光ファイバ長さ方向の光損失分布を求めることができる。本測定法は、レイリー散乱光をコヒーレント検波法を用いて高感度検出しており、従来の直接検波法を用いたOTDRと区別するために、COTDR (Coherent OTDR) と名付けている。

歪・光損失の発生位置 Z は、従来のOTDRと同様に、パルス光を光ファイバに入射してから後方散乱光を検出するまでの遅延時間差 T を用いて、 $Z=VT/2$ (V は光ファイバ中の光速) から求めることができる。距離分解能 ΔL は、光ファイバに入射する光パルス幅 W に依存し、 $\Delta L=WV/2$ で表される。

4. 測定器の構成と特性

4.1 構成

図4に、歪・損失統合型OTDRの構成を示す⁽¹⁾。統合型OTDRを効率良く構成するために、光周波数変換回路 (BOTDRモード)・電気ヘテロダイン受信器 (COTDRモード) 以外の光学系・電気系を共有化した。

BOTDRモードでは、半導体レーザーDFB-LDの出力光 (光周波数 V_0) は、光方向性結合器を用いてプローブ光と参照光に分波される。プローブ光は音響光学スイッチAO1によりパルス変調 ($V=V_0+V_{AO}$) され、光ファイバ増幅器EDFA1とAO2から構成される光周波数変換回路に入射される。プローブパルス光は回路内で任意回数だけ周回することにより、波長 $1.55\mu\text{m}$ におけるブリルアン周波数シフト $V_B \approx 11\text{GHz}$ に近い周波数シフト (V_S) を受け、電気光学スイッチEOで任意のパルス幅に変調される。パルス光 ($V+V_S$) はEDFA2で光増幅され、AO3でEDFAから発生する自然放光 (ASE: Amplified spontaneous emission) を取り除くための波形整形後 (V_0+V_S)、被測定光ファイバに入射される。コヒーレント受信部の偏波依存性を要因とした受光信号波形のゆらぎを相殺するために、偏波回転素子FCを用いて、パルス光の偏波状態を平均化した。光ファイバ中で発生した後方ブリルアン散乱光は、入射パルス光の周波数 (V_0+V_S) から V_B だけシフトして ($V_0+V_S-V_B$)、参照光の周波数 V_0 に近くなるため、ヘテロダイン検波を用いた高感度検出が可能である。パルス光の周波数を離散的に掃引する毎に、ブリルアン散乱光の時間分解測定を繰り返すことにより、光ファイバ長さ方向の各位置におけるブリルアンベクトルを測定する。スペクトル強度が最大となる光周波数から、各位置の V_B を求めることにより、光ファイバ長さ方向の

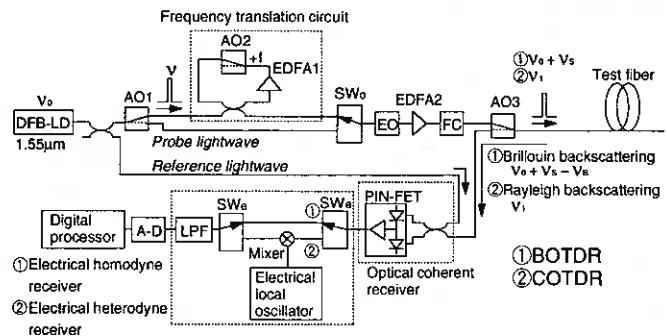


図4 測定系

V_B 分布を得る。従って、 V_B の歪依存性を用いて光ファイバが長さ方向の歪分布を求めることができる。

COTDRモードでは、EOで任意のパルス幅に変調されたプローブ光は、EDFA・AO3で増幅・整形された後 ($V_i = V_0 - V_{AO}$)、光ファイバに入射される。フェージングノイズ⁽⁸⁾を低減するために、FCを用いてプローブ光の偏波状態を平均化し、同時に、受信信号の加算平均時にDFB-LDの温度を変化させることにより、光源の光周波数を掃引させた⁽⁹⁾。光ファイバ中で発生した後方レイ・散乱光は、ヘテロダイン検波を用いて高感度検出される。レイ・散乱光パワーを時間分解測定することにより、光ファイバ長さ方向の光損失分布を求めることができる。

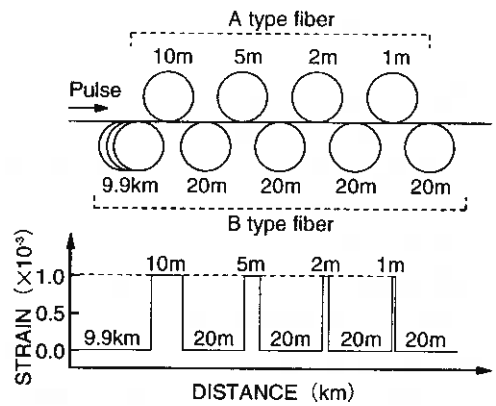


図5 被測定光ファイバ

4.2 特性

(a) 高距離分解能歪分布測定

被測定光ファイバは、歪分布を模擬するため、 V_B が $50 \pm 1\text{MHz}$ だけ異なる2種類の光ファイバを接続した。その構成を図5に示す。 V_B の差は、 V_B の歪係数から換算すると、歪 1×10^{-3} に相当する。

図6に、光パルス幅を15ns、加算平均化回数を 2^{12} 回としたときの V_B 分布の測定結果を示す。このとき、パルス幅から計算される距離分解能は1.5mである。図6より、2m以上のファイバAにおける V_B 測定値は、真値 ($V_B = 50 \pm 1\text{MHz}$) と良く一致しているが、1mのファイバAの V_B 測定値は、約40MHzであり真値に比べ小さいことが分かる。距離分解能 ΔL より短い区間Lで変化している V_B をBOTDRで測定したとき、測定されるブリルアンシフトは区間Lと区間 ΔL のスペクトルの重ね合わせになる。BOTDRでは、スペクトル強度が最大となる光周波数を V_B とみなしているため、区間Lが短いほど V_B の変化は小さく、すなわち、 V_B 測定値は真値に比べ小さくなる。 V_B の測定誤差は $\pm 5\text{MHz}$ 未満であり、これは歪測定誤差 $\pm 1 \times 10^{-4}$ に相当する。

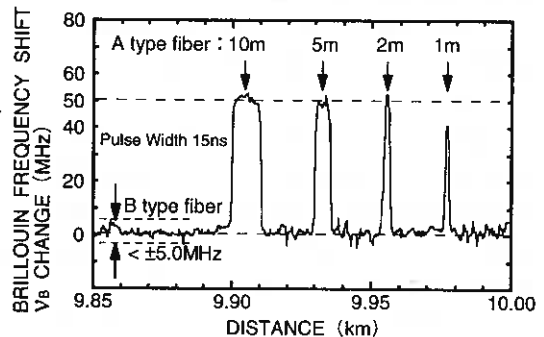


図6 V_B 分布測定結果

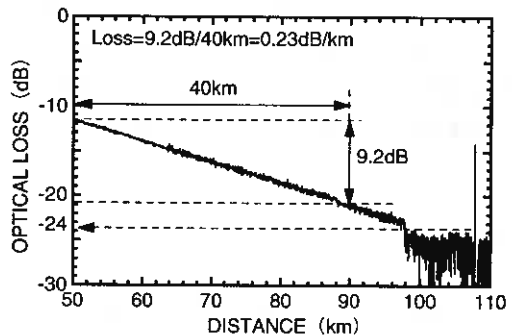


図7 光損失分布測定結果

(b) 高ダイミクレンジ光損失分布測定

図7に、光パルス幅を100ns、加算平均化回数を 2^{16} 回としたときの光損失分布測定結果を示す。パルス幅から計算される距離分解能は10mである。前述したフェージングノイズの低減化により、COTDR波形上の振幅変動幅を0.3dB以下に抑えた。図7より、被測定光ファイバの損失は0.23dB/kmであること、ノイズレベルを基準としたときのダイミクレンジ(測定可能距離)は、24dB(光ファイバ片道損失値)であることが分かる。

5. 歪分布測定例

地盤の変形状態を、光ファイバを用いて測定するための基礎実験について紹介する。

地盤の変形を模擬するために、高さ500mm、幅1000mm、長さ1000mmの鋼製型枠を18個並べ、その中に粘土を充てんし、光ファイバを貼付した塩ビ管(直径30mmφ)、および、歪ゲージを1m毎に貼付したアクリルパイプ(直径30mmφ)を埋設した粘土ブロックを用意した。塩ビ管、および、アクリルパイプの埋設した深さは、型枠上面から、それぞれ、250mm、200mmである。各型枠は、図8に示すように、型枠の上下を高さ150mm、幅1000mmの鋼製仕切板で仕切られている。実験に使用した光ファイバは、外径0.9mmのナイロ被覆光ファイバである。荷重方法は、図9に示すように、光ファイバ、および、歪ゲージを貼付した面と反対方向から粘土ブロックを階段状に荷重した。荷重による粘土ブロックの変位量としては、歪分布測定器側から10番目(9~10mの位置)のブロックに、最大40mmの変位を与え、その前後のブロックの変位量を10mmずつ階段状に減少させた状態とした(荷重範囲は、7~13番目のブロック)。粘土ブロックを用いた変形試験の試験結果の一例を図10に示す。■印が各ブロックに貼付した歪ゲージによる測定結果であり、○印が各ブロック毎の歪分布測定結果の平均値を表す。図10から、光ファイバを用いた光ファイバ長さ方向の歪分布測定結果と歪ゲージによる各ポイント毎の歪測定結果が、ほぼ同様な値を示していることが分かった。

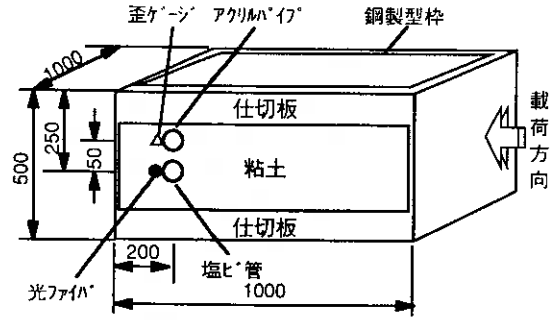


図8 粘土ブロックの断面図(単位mm)

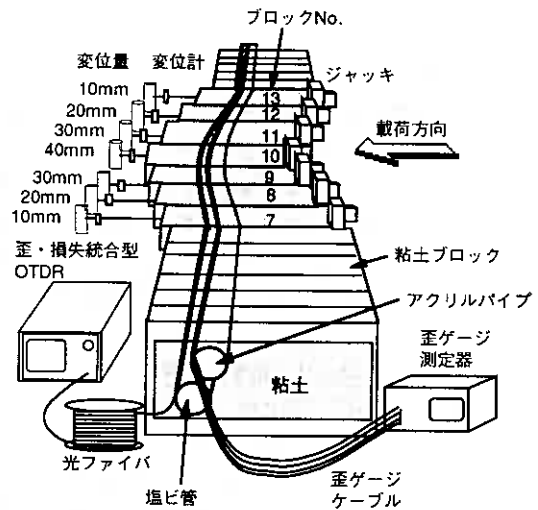


図9 粘土ブロックを用いた変形試験

6. まとめ

- (1) 光ファイバ中のブリルアン散乱光を用いた光ファイバ歪センサを紹介した。この中で、本センサが、光ファイバに発生した歪分布を、歪測定誤差 $\pm 1 \times 10^{-4}$ 、距離分解能1.5mで測定可能であることを示した。
- (2) 歪分布測定例として、粘土ブロックを用いた地盤変形模擬実験について紹介した。この中で、光ファイバ歪センサを用いた測定結果が、歪ゲージの測定結果とほぼ同様な値を示すことが分かった。このことから、光ファイバ歪センサが測定対象物に発生した歪を連続的に計測可能

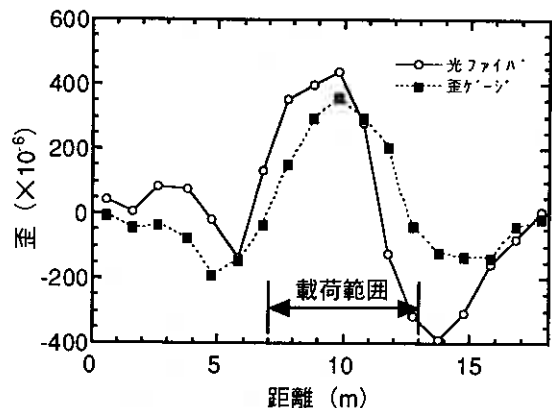


図10 粘土ブロックを用いた変形試験結果

であることを実証した。

今後は、光ファイバ歪センサの歪測定精度、および、距離分解能を向上させると共に、構造物の歪を計測するための光ファイバの適用条件について検討していきたい。

参考文献

- 1) T. Kurashima, M. Tateda, K. Shimizu, T. Horiguchi, and Y. Koyamada, " A high performance OTDR for measuring distributed strain and optical loss ", European Conference on Optical Communication (ECOC'96), TuD.3.7, 1996.9.
- 2) M. K. Barnoski and S. M. Jensen, " Fiber waveguides:a novel technique for investigating attenuation characteristics ", Appl. Opt., Vol. 15, No. 9, pp. 2212-2215, 1976.9.
- 3) A. H. Hartog, "A distributed temperature sensors based on liquid-core optical fibers ", IEEE J. Lightwave Technol., Vol. LT-1, No. 3, pp. 498-509, 1983.9.
- 4) J. P. Dakin and D. J. Pratt, " Distributed optical fiber Raman temperature sensor using a semiconductor light source and detector ", Electron. Lett., Vol. 21, No. 13, pp. 569-570, 1985.6.
- 5) T. Horiguchi, T. Kurashima, and M. Tateda, " Tensile strain dependence of Brillouin frequency shift in silica optical fibers ", IEEE Photonics Technol. Lett., Vol. 1, No. 5, pp. 107-108, 1989.5.
- 6) D. Cotter, " Stimulated Brillouin scattering in monomode optical fiber ", J. Opt. Commun., Vol. 4, No. 1, pp. 10-19, 1983.3.
- 7) T. Kurashima, T. Horiguchi, M. Tateda, and Y. Koyamada, " Large extension of dynamic range in distributed fiber strain measurement using Brillouin spectroscopy ", Conference on Laser and Electro-Optics (CLEO'91), CThN5, pp. 416-417, 1991.5.
- 8) P. Healey, " Fading noise in Heterodyne OTDR ", Electron. Lett., Vol. 20, No. 1, pp. 30-32, 1984.1.
- 9) H. Izumita, S. Furukawa, Y. Koyamada, and I. Sankawa " Fading noise reduction in coherent OTDR ", IEEE Photonics Technol. Lett., Vol. 4, No. 2, pp. 201-203, 1992.2.

A E 間接法による地山の変状計測監視

日本工営(株) 技術本部 高柳 則男
日本工営(株) 中央研究所 ○正会員 佐々木寿朗
日本工営(株) 中央研究所 太田 敬一

1. はじめに

豊浜トンネル崩落のような災害を防ぐには、調査・設計・点検方法の改善はもとより予兆をできる限り早期に捕らえる計測監視技術が必要である。このような計測監視技術として以下に示すAE（アコースティックエミッション）間接法が有効と考える。

AE法は、計測対象物の微小な変化に伴って発生する弾性波を直接計測するため、原理的には対象の規模に関係なく破壊の前兆を捕らえるが、地山の不均質性、異方性、および含水状態の変動などがAE波形や伝播速度および減衰に影響するほかノイズの問題もあり、計測データによる現象の把握を難しくしている。中島¹⁾は、この事実を踏まえ、AEモニタリングロッド（以降、AEロッドと略記する）を開発した。これは、地山に埋設したAEロッドが、地山の変状に伴って発するAEを計測することによって地山の変状を計測監視するものである。従来のAE法が計測対象物の発するAEを計測し、計測対象物の変状を探る、いわば直接法であるのに対し、この方法はAE間接法といえる。この方法による地すべりの早期すべり面検出²⁾や、長柱岩体のトップリング直前のAE計測³⁾が報告されている。

しかしながら、この技術の本格的な普及には、以下の課題があった。

- 1) リアルタイム計測監視のためのハードの開発
- 2) 代替AE発生材の開発
- 3) AE発生材の破壊の進展によるAE発生特性の劣化に対する対策
- 4) AEロッドの小断面化

以下では、当社が進めてきたこれらの課題に対する開発成果と計測事例を報告する。

2. システム構成

開発したシステムの主要分は、概ね3つの部分、AEロッド（センサー部）、AE計測装置、および出力装置からなる（図-1）。計測対象物に埋設されるAEロッドの構造を図-2に示す。AE発生材がAEロッドの僅かな変形で破壊し特有の卓越周波数を持つAE（図-3）を発する。AE発生累積数は変位量に応じて増加する。個々のAEはウェーブガイドを伝搬し、AEロッド両端に取り付けたトランスジューサで受感される。トランスジューサによってAEは、電気信号に変換・増幅され、ケーブルを介してAE計測装置（写真-1）に送られる。AE計測装置は、リアルタイムにAEをアナログ回路でフィルタリング・増幅し、イベントの発生時間、カウント数およびイベントの発生位置をパラメータとして個々のAEを捕らえる（図-

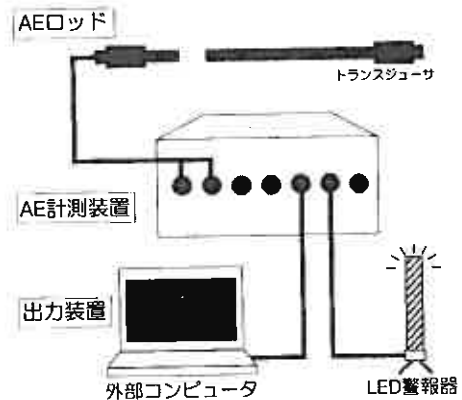


図1 システム構成図

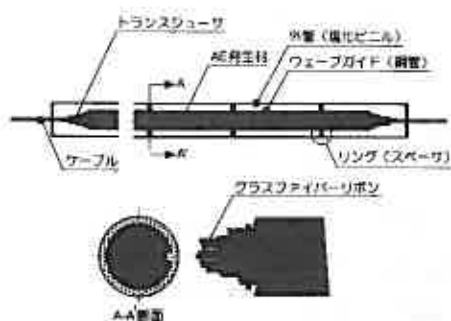


図-2 AEロッドの構造

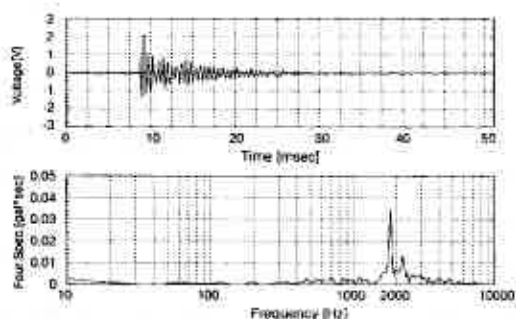


図-3 AE波形(上)と周波数分析結果(下)



写真-1 AE計測装置

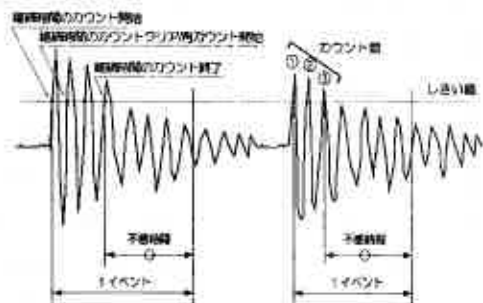


図-4 イベントとカウント

4)。すなわち、設定したしきい値をAE波の波高が越えた時点でそのイベントの継続時間の計測を開始し、設定した不感時間以内にしきい値を超える新たな波高が検知される毎にカウント数が累積される。そして、その都度イベントの継続時間の計測は中断・初期化され、計測が再開される。しきい値を超える波高が不感時間以内に検知されなくなる時点までが1イベントである。したがってイベントとカウント数はしきい値と不感時間で規定される。イベントの発生位置は、同一のAEが両端のトランスジューサによって受感される時間差とAEがウェーブガイドを伝播する伝播速度から求められる。そして、発生位置およびカウント数は内蔵したCPUを介し発生時刻毎のレコードとして内部メモリー上に記録される。

AEロッドは、変位量とイベント累積数の関係(AE発生特性)が図-5のように線形になるよう設計されている。AEロッドによる計測は、この線形関係が成り立つ限度内でおこなう必要がある。AE計測装置は、AEロッドの単位区間(全長の1/200)毎の計測を保证するために単位区間毎のイベント累積数を更新・保持している。単位区間毎のイベント累積数は、接続した外部コンピュータ(出力装置の一部)のモニター上に、リアルタイムで表示される。

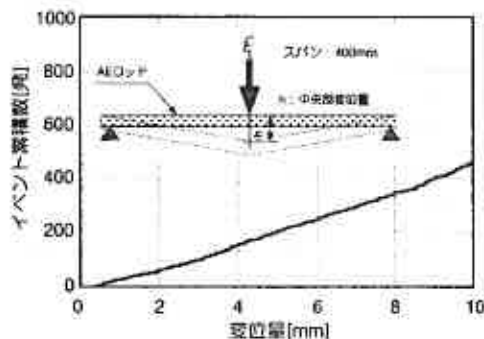


図-5 AE発生特性曲線

AE計測装置のROMが持つ変状発生の検知用の判定基準によって、条件成立時、AE計測装置は出力装置に検知信号を送る。

なお、1台のAE計測装置は、AEロッド2系統分のAE波の処理から変状発生を検知・出力までを同時並列で行う。表-1にAE計測装置の諸元を示す。

表-1 AE計測装置 (AEMR-01A) の諸元

項 目		設 定
系 統 毎 の 設 定	ハイパスフィルタ	両端独立に、100、1,000Hz、無効のいずれか
	ローパスフィルタ	両端独立に、3、4、5 kHz、無効のいずれか
	増幅率	両端独立に、10、20、30、40dBのいずれか
	しきい値	0.01~0.99V
	不感時間	5、10、30、50、100msecのいずれか
	発信周波数 ^{注)}	2.7~315.4kHz
項 目	判定基準	区間毎の直近3組の時系列データ (イベント発生時間、位置、カウント数) による基準をプログラムする
電源		直流12、24V、交流100、200Vのいずれか
寸法・重量		400(H) x 300(W) x 160(D) mm、約9 kg
通信インターフェイス		RS-232C (4,800bps)
位置標定分解能		系統毎にロッド全長の1/200
フェールセーフ機能		電源不全、トランスジューサ不全、断線の検知
防止回路		避雷・放送電波受信防止回路
許 容 環 境	温度	JIS E3019 -10°C ~ +60°C
	防水	JIS D0203 噴水1時間で、漏水なし
	耐震	JIS E3014 40Hzを0.23mm振幅で150分間3方向
	衝撃	JIS E3015 40Gを6msec間、3方向

^{注)} 発生位置標定用

3. AEロッドと代替AE発生材

AEロッド (図-2) 外管とウェーブガイドの間にあるスペーサは、ウェーブガイドが計測対象物と直接接触することを防ぐ。ウェーブガイドを直接、計測対象物に埋設すると、計測対象物との接触によりAEは計測対象物に逸散し、ウェーブガイドを伝搬するAEが極度に減る。加えて、計測対象物から侵入する音を受感し、両者の識別が不可能となる可能性もある。また、スペーサはウェーブガイドと外管の接触面を減らし、AEロッドのAEがウェーブガイド上で減衰することも抑制している。この働きによって1本に連結したAEロッドで150m区間の計測も可能である。なお、定尺のAEロッド (1.5m) を現場でねじりめ連結し所定長としている。

らせん形・ブラシ状のグラスファイバーリボンが、加熱溶融したAE発生材でウェーブガイドの中心軸に埋め込まれている。このリボンは個々のAEの大きさをそろえる働きをしている。

AEロッドの性能は、AE発生材に強く依存し、AE発生特性曲線の直線性が高く、線形区間が広く、なおかつこの関係の再現性のよい材料がAE発生材として望ましい。既往のAEロッド^{1)、2)、3)}は、天然ロジンをAE発生材としている。天然ロジンは、品質が一定せず、AEロッドの品質設計が難しく、かつコストが高い。

そこで、常温で脆い固体となり、100℃程度で溶融するこれに替わる発生材として、1分子中のモノマー率が高く、規則正しい分子構造を持つ分子量が600～3,000程度の石油樹脂の中から、芳香族系のモノマーをカチオン共重合させた融点140℃のペトロジン（商品名）を代替材として選定した。この代替材によって、AEロッドの品質設計、品質管理および安定供給が容易となった⁵⁾。このペトロジンのAEの卓越周波数は、約1.8kHzの可聴音である。図-6 に天然ロジンとペトロジンのAEの比較を示す。

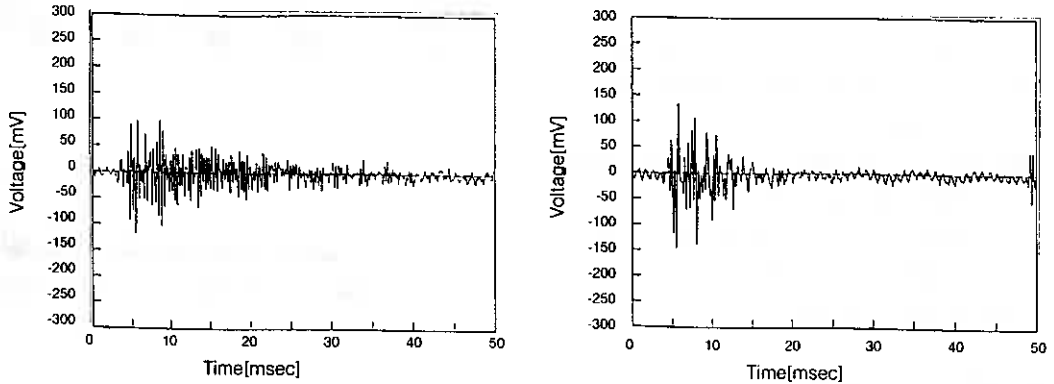


図-6 天然ロジン（左）とペトロジン（右）のAEの比較

4. AEロッドの初期化

AEロッドは、AE発生材の破壊という非可逆過程をセンサの動作原理としているため、（1）輸送時の衝撃、急激な温度変化、および設置作業時の曲げ等によりAEが発生した場合、計測開始前にすでに計測に利用可能なAE発生特性曲線の線形区間が狭められる可能性がある。また、（2）このようなAE発生を避けるための輸送時の防振、温度制御、設置作業上の制約等、取り扱いが煩雑になる、（3）設置後、計測開始にあたり、利用可能なAE発生特性曲線の線形区間があとどの程度残されているかの判断が難しい。更に、（4）限られた線形区間を利用した計測であるため、利用可能な線形区間を越えてイベント累積数が増加した場合、計測不能になる。

これらに対する解決策として、埋設状態のまま、AEロッドの中心軸に配した電熱線（ニクロム線）に通電、発熱させて、AE発生材を再溶融しAE発生材の内部に生じた亀裂を消失させ、その後通電を停止、自然冷却し、AEロッドのAE発生特性を初期の状態に戻す初期化機能を開発した⁶⁾。図-7 に初期化機能付きAEロッドを、図-8 にAEロッド外周囲の温度変化を示す。

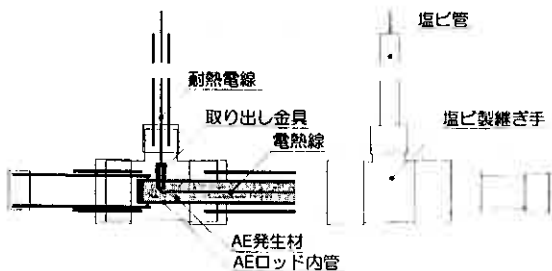


図-7 初期化機能付きAEロッド

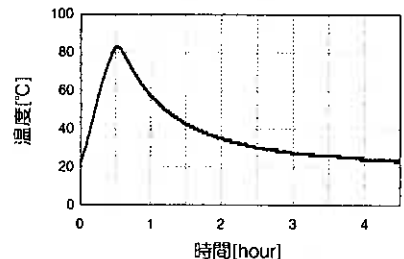


図-8 AEロッド外周囲の温度変化図

AE発生特性が劣化し変位量に対する発生イベントが減少したAEロッドを初期化し従前のAE発生特性を回

復できるかどうかを図-9に示す同一AEロッドによる9回の3点曲げ試験で確認した。試験は以下のようにおこなった。最初の曲げ試験のAE発生特性曲線を得た後、(1) AEロッドを裏返し、曲げ戻し、再度曲げ試験を行い、(2) そのAEロッドを曲げ戻し、初期化を行った後に曲げ試験を行った。以下(1)(2)を順次3回行った。(1)の試験で得られたものが図-9の上段の初期化前の発生特性曲線であり、(2)の試験で得られたものが図-9の下段の初期化後の発生特性曲線である。同様の結果が同時に行った他の2本のAEロッドについても得られた。以上より初期化できることが確認できた。またこれによって、初期化と計測を順次繰り返し行うことで、大変形の計測の可能性も得られた。

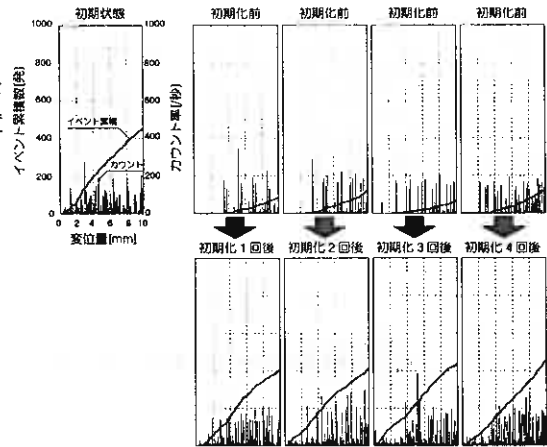


図-9 3点曲げ試験における変位量とイベント累積数の関係

5. AEロッドの小断面化

既往のAEロッド^{1)、2)、3)}の外径は78mmである。このAEロッドをボーリング孔に埋設する場合、ボーリングの孔径は86mm以上必要とする。地質調査で一般的なボーリング孔径は66mmであり、ボーリング孔径66mmに対応可能な外径48mmの小断面AEロッドを開発した。AEロッドの定尺長も1.8mから1.5mに変更し、扱いやすくしている。なお、ボーリング孔とAEロッドの間は砂やセメントミルクで充填する。

6. 他の計測技術との比較

計測技術の適合性は、変状の発生形態、計測目的などによって異なる。ここでは特に急激に進行する崩落などの早期の検出、計測監視に関するAEロッドの適合性を他の計測監視技術と比較する。

1) 不連続面に係る計測

崩落は、不連続面で最終的に分断された岩塊が個々に剛体的に、場合によっては地山および岩塊と相互干渉しながら落下する形態で起こる。したがって岩塊内部の変形や応力の分布などよりは、崩落規模を規定する不連続面の位置および不連続面上での不安定化の進行速度の計測が、予兆を含め初動を捕らえるには有効である。

2) 技術要件と方法の比較

付帯的な要件として以下のものが上げられる。

- ・ 地中計測 不連続面の生成など多くの予兆は地中で進行するため、地中計測可能なこと
- ・ 鋭敏性 できるだけ早期の受感が必要なため感度が高いこと
- ・ 監視域 どの程度広く空間的な範囲を計測監視域としてカバーできるか
- ・ 受感域 センサが離散型か分布型か、言い換えれば不連続面の位置標定の分解能の高低
- ・ 即時性 急激に現象が進行するので実時間による計測監視の可否(イベントレポートであること)
- ・ 耐久性 何時始まるともわからない予兆を捕らえるためには耐久性に優れ長期間利用可能なこと
- ・ 計測性 単に崩落の検知にとどまらず、予兆を計測できるか否か
- ・ 耐候性 温度変化、温度勾配等の影響を受けにくいこと

各種計測監視技術をこれらの観点で比較した結果を表-2に示す。結果として、AEロッドが諸元上、優れていることが分かる。

表一 2 崩落に関する地中不連続面の計測監視方法の比較

方 法	対 象	地中計測	鋭敏性	監視域	受感域	即時性	耐久性	計測性	耐候性	実績注1)	摘 要
多段地中伸縮計	伸縮量	○	×	△	×	○	△	○	△	◎	
パイプひずみ計	ひずみ	○	×	△	×	○	×	○	△	◎	
設置式地中傾斜計	傾斜	○	×	△	×	○	△	○	△	◎	
滑面検知センサ	亀裂位置	○	○	△	○	○	-	×	○	×	
アンカー軸力計	軸力	○	○	△	×	○	○	×	△	◎	
ボアホールカメラ	映像	○	△	△	○	×	-	△	-	○	
熱赤外線 ^{注2)}	亀裂位置	○	△	△	○	×	-	△	-	×	今後の研究開発テーマ
ジオトモグラフィ ^{注3)}	亀裂位置	○	×	○	○	×	-	×	-	○	研究中
トルク計測 ^{注4)}	亀裂位置	○	○	△	○	×	-	×	-	×	研究中
AE(直接)法	AE	○	○	△	○	○	○	×	○	×	研究中
AEロッド(間接法)	亀裂位置	○	○	○	○	○	○	○	○	×	試験運用中
光ファイバー ^{注7)}	亀裂位置	?	?	◎	○	○	?	?	?	×	研究中

- 注1) 地すべりなどほかの目的に使用された場合も含む。
 実績に関する記号の意味、◎；多用されている。○；よく利用される。×；あまりない。
 注2) 開発事例はないが、ボーリング孔に熱赤外線カメラを入れ亀裂を探る。
 注3) 電磁波、比抵抗、および弾性波トモグラフィを含む。
 注4) ボーリング中のロッドのトルク低下を計測し、1mm程度までの不連続面を検知する。

なお、上表中の、AEロッドの鋭敏性は、図-10²⁾のパイプひずみ計とAEロッドによるすべり面検知の比較による。また、多段地中伸縮計、パイプひずみ計および設置式地中傾斜計の全域受感性は、計測区間または受感部が孔全長に対して離散的であるため×印とした。たとえば、それらの中間に薄い不連続面ができた場合これに沿うせん断的な微小な動きは検出しえない可能性が高い。図-11に設置式地中傾斜計の例を示す。

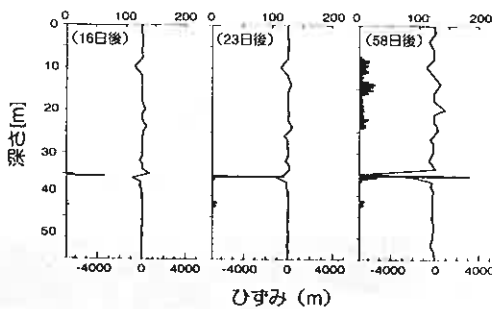


図-10 パイプひずみ計とAEロッドによるすべり面検知の比較

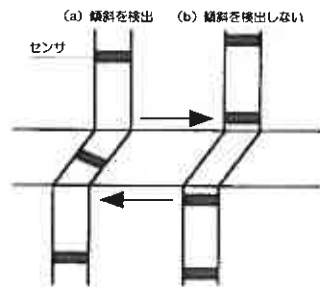


図-11 設置式地中傾斜計による検知

7. 計測事例

7.1 岩盤すべり

道路新設に伴う風化花崗岩の斜面掘削により、岩盤斜面のはらみ出しと部分的なくさびすべりが発生した。そこで最下段の斜面掘削を中止し、抑えとしてこれを残すよう道路線形を変更し、その後、最下段を掘削した。その後の動きを監視する目的で約1年間実施された動態観測のうち、下から2段目の小段から鉛直に15

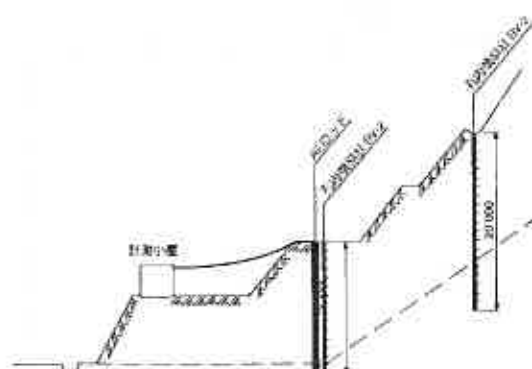


図-12 設置断面図

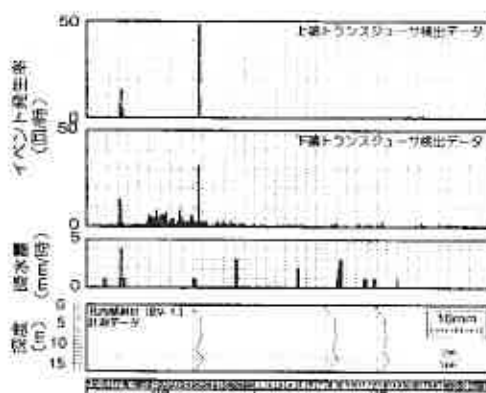


図-13 計測結果①

m設置した挿入式孔内傾斜計とAEロッドによる計測の結果をに示す。図-12に設置断面を示す。

1) 早期検出のためのAE計測の有効性

AEロッドは平成6年11月18日及び、同11月25日にイベントを検出した(図-13)。一方、孔内傾斜計は11月10日から同25日までの間に生じた変位を検出している。その後は孔内傾斜計の計測では明らかな変位は検出されていない。またこの間はイベントも検出されていない。したがって、上記イベントは岩盤の変状に伴って発生したものと判断できる。挿入式孔内傾斜計による計測は時間的に離散的だが、AEロッドは連続計測であり、計測対象物の変状をリアルタイムに検出する点で有効なことがわかる。

2) 岩盤すべりの特性

計測期間中イベントがあったと判断された全14回(日)のうち、降雨によるものが12回(日)あった。特に11月18日は降雨に伴ってイベントが発生するが、以後降雨のない6日間はイベント発生はない(図-13)。7日目の25日に降雨があり、イベントが検出されている。典型的な降雨による例であろう。無降雨にもかかわらずイベントが観測されている例は全14回のうち2回あり、5月10日及び5月15日である(図-14)。5月10日のイベントが計測された時点では降雨は観測されていないが、数時間後に約7mmの降雨記録がある。降雨観測地点と計測現場が隔たっているため雨域の移動に要した時間のずれとも思われる。また、5月15日は無降雨だが、前日の14日夜中まで降雨が継続した。5月15日のイベントは、14日の降雨に起因する岩盤の変状を捉えたものとも思われる。以上、この岩盤のイベントの殆どが降雨に関係して生じたものと思われる。

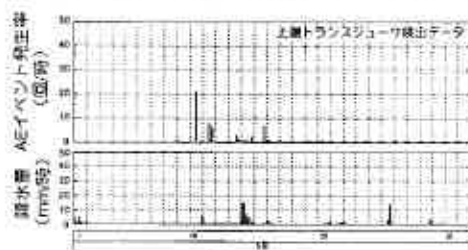


図-14 計測結果②

7.2 盛土崩壊検知

盛土崩壊のAEロッドによる検知の検証実験をJ R西日本⁴⁾との協力で、山陰本線の福知山付近の廃線盛土を利用し実施し(写真-2、図-15、16)、盛土崩壊を検知できることを確認している。

7.3 崩壊位置標定

盛土斜面の肩に168mのAEロッドを水平埋設(図-17)し、小規模な崩壊試験を行なった。図-18のように崩壊位置は、十分標定できることを確認している。

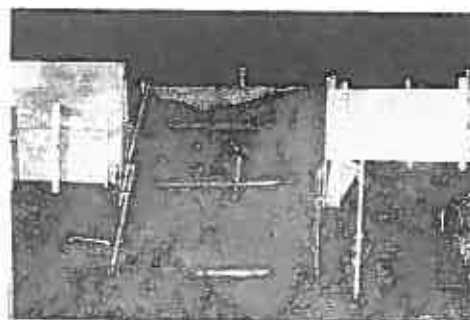


写真-2 廃線盛土における崩壊試験

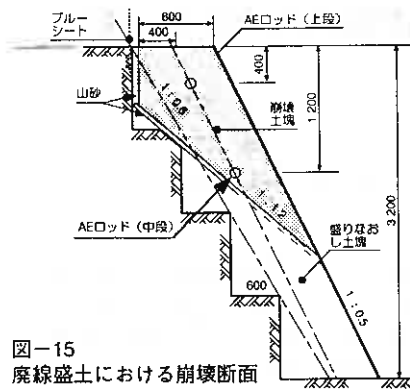


図-15 崩線盛土における崩壊断面

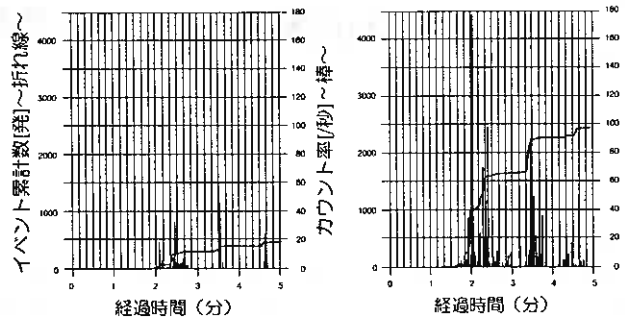


図-16 崩線盛土での崩壊試験結果 (左:上段ロッド、右:中段ロッド)

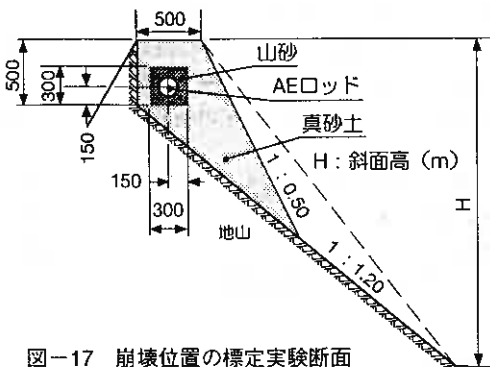


図-17 崩壊位置の標定実験断面

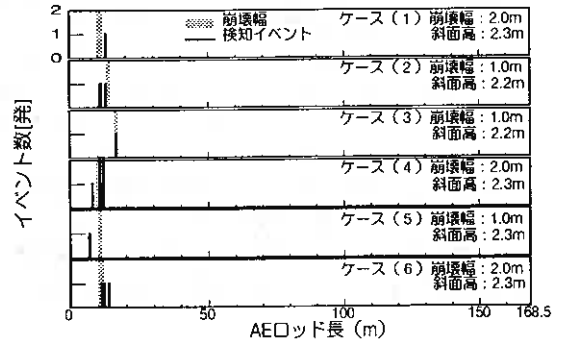


図-18 崩壊位置の標定実験結果

8. おわりに

- 1) AEロッドは、従来の計測装置では困難であった計測対象物の微小変状を早期に捉えることが可能な計測装置として、必要な改良が施され、実用化の段階に到達していることを示した。
- 2) 豊浜トンネル崩落事故のような災害を未然に防ぐ技術の開発には、破壊のメカニズムの解明をはじめ、2次災害を防ぐためにも、計測データの収集が不可欠であり、今後、AEロッドによる計測が貴重なデータをもたらすものと期待される。

謝辞

この研究開発成果は、北海道大学工学部資源開発工学科の中島巖教授の的確なご指導によるところが多い。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Nakajima I.: The Observation of Landslide by the Acoustic Emission Monitoring Rod, Proceedings of The 9th International Acoustic Emission Symposium kobe Japan, pp.273~281,1988.11
- 2) Nakajima I.,Negishi M.,Ujihira M.,Tanabe T.: Application of the Acoustic Emission Monitoring Rod to Landslide Measurement, The 5th Conference on Acoustic Emission/Micro seismic Activity in Geologic Structures and Materials, pp.1~15,1991.6
- 3) 根岸・中島「層雲峡溶結凝灰岩の柱状節理における亀裂進展とすべり破壊」応用地質34巻2号1993年
- 4) 中岡他「災害検知装置の開発」土木学会第49回年次学術講演会講演概要 第4部門pp.486~487、1994年
- 5) 「AE波の計測装置」特願平6-224124号、平成6年8月
- 6) 「AE波の計測方法およびAE計測ロッド」特願平8-209391号、平成8年7月
- 7) 倉嶋他「光ファイバ歪センサを用いた構造物歪分布評価法の提案」第23回地震工学研究発表会1995年

斜面軟岩地盤上の直接基礎の支持力模型実験

北海道大学工学部
 北海道大学工学部
 北海道大学工学部

○ 正会員 西村 右敏
 正会員 三浦 均也・土岐 祥介
 学生員 鳴海 英樹

1. まえがき

山岳部における道路の建設に際しては、傾斜した軟岩地盤上に橋梁などの構造物の基礎を建設する機会が多い。しかし、支持力についての地盤工学的な研究は粘土や砂地盤については蓄積があるが、比較的良好な支持地盤として期待される軟岩地盤の支持力特性についての研究は少ないのが現状である。また、基礎の形態についても、実際には基礎形状のみならず地盤の幾何学的条件および破壊形態も3次元的であり、2次元帯基礎に比べ支持力の解析的な取り扱いはいずれも一層困難である。

本研究の目的は軟岩地盤上の支持力特性を明らかにすることであり、水平地盤および傾斜地盤における3次元的な基礎を対象としている。これまでの研究において^{1), 2), 3)}軟岩地盤の荷重支持特性は密な砂地盤において見られるような全般せん断型の破壊を示さず、顕著な局所せん断型あるいはパンチング型⁴⁾の破壊性状を示すことが明らかになっている。また、地盤の力学特性のみならず地盤の傾斜などの条件によっても破壊性状が強く影響を受けることも分かっている。

本研究では、軟岩地盤の力学的性質の相違による支持力特性の変化を明らかにするために、力学的性質の異なる4種類の人工軟岩地盤を作成し、これらについて模型支持力実験を行っている。本論文では、最初に一軸圧縮試験と三軸圧縮試験の結果を示して軟岩地盤の要素としての変形特性を示す。次に、水平地盤および軟岩地盤において行った模型支持力実験の結果を示し、その結果について要素試験の結果と比較、検討している。

2. 模型軟岩地盤の力学的性質 2.1. 軟岩地盤の作成方法

人工軟岩地盤は、固結材としての焼石膏と砂にNSFカオリンと水を混合している。カオリンは材料の分離を抑える混和材としての役割を果たしている。焼石膏はセメント系の材料に比べると強度の発現が著しく早く、安定しているために、本研究のようなパラメトリックに模型実験を行うには適していると考えている。使用した2種類の砂は幌延砂と珪砂7号で、ともに水洗い後に炉乾燥し、気乾状態で使用した。幌延砂は1180 μ mふるいによって大粒径粒子を除去している。平均粒径 D_{50} は、幌延砂が0.36mm、珪砂が0.18mmである。

配合条件によっては、材料の分離が著しくなったり強度の発現にばらつきが大きくなるなどの問題が起きるので、カオリンと水の配合条件は、種々の条件の下で作製した軟岩について一軸圧縮試験を繰返して行い、供試体の一様性と剛性および強度の再現性を確認して決定した。

一軸圧縮試験と三軸圧縮試験に用いる供試体は、配合試料に水を加えて5分間練り混ぜ、内径50mm×高さ150mmの塩化ビニール管に2層に別けて流し込み、各層ごとにパイプレータで締め固めを行い、2~4時間養生後に上下両端部削り、直径50mm×高さ100mmの円柱形に整形した。

一連の予備的な検討を行った結果、表-1に示すような4種類の配合条件を採用した。Case-Aでは幌延砂、Case-B, C, Dでは珪砂7号を使用している。

表-1 人工軟岩の配合条件(重量百分率) 単位: (%)

	試料名	Case-A	Case-B	Case-C	Case-D
試料砂	砂	72.8	73.3	68.0	68.0
固結材	焼石膏	6.6	4.8	9.0	11.5
混和材	カオリン	8.0	4.8	3.0	0.5
練混水	水	12.6	17.1	20.0	20.0

Bearing Capacity Model Tests of Shallow Foundation on Slope Soft Rock Ground: Migitoshi NISHIMURA, Kinya MIURA, Shosuke TOKI (Hokkaido University, Faculty of Engineering), Hideki NARUMI (Hokkaido University, Undergraduate Student)

2.2. 一軸圧縮試験および三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は、C D (圧密排気) 条件で、軸ひずみ速度は0.5%/minで行った。図-1, 2は、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験によって得られた応力-ひずみ関係をあわせて示したものである。これにより得られた基本的な性質は、表-2にまとめるとおりである。表中の三軸試験結果における強度定数はピーク時の強度から求めたものである。

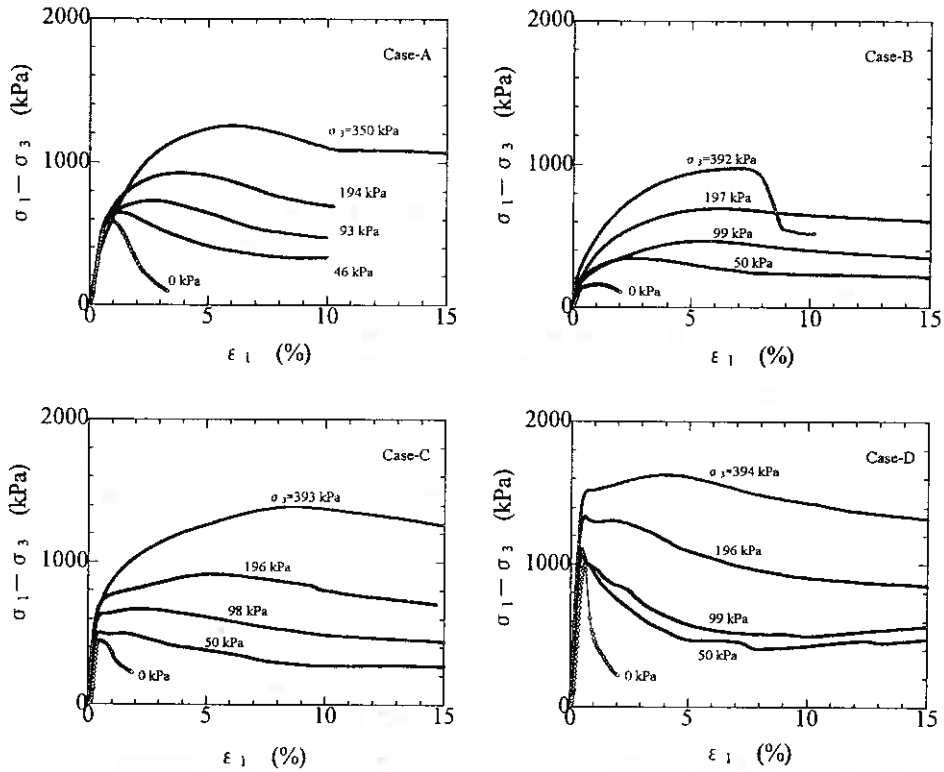


図-1 主応力差～軸ひずみの関係

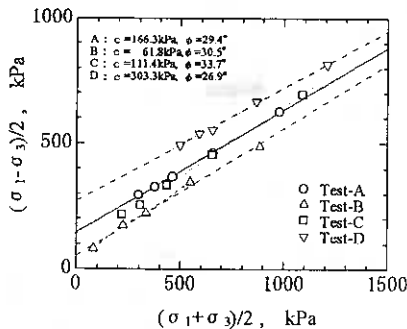


図-2 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ の関係

以下に、各々のケースにおける力学挙動の特徴を述べる。

(Case-A)

一軸圧縮試験と拘束圧の低い三軸圧縮試験 ($\sigma_2 = 46 \text{ kPa}$) では顕著な脆性的な破壊形式が見られ、変形初期においては線形的な応力-ひずみ関係が見られるものの弾性限界を超えるとせん断応力は急激に低下してい

表-2 人工軟岩の力学的性質

	単位	Case-A	Case-B	Case-C	Case-D
湿潤単位体積重量 γ_t	gf/cm ³	2.09	1.90	2.02	2.07
乾燥単位体積重量 γ_d	gf/cm ³	1.85	1.60	1.66	1.70
一軸試験結果	—	—	—	—	—
一軸圧縮強度 q_u	kPa	589.7	160.4	447.0	990.9
破壊ひずみ ϵ_u	%	0.783	1.028	0.318	0.448
変形係数 E_{50}	kPa	870	422	1453	1588
変形係数 E_s	kPa	1168	464	2301	3038
三軸試験結果	—	—	—	—	—
粘着力 c	kPa	166	61.8	111.4	303.3
内部摩擦角 ϕ	deg	29.4	30.5	33.7	26.9

る。拘束圧が大きくなると供試体は初期においても弾力的な特性を示さなくなり、破壊はより延性的で、弾性限界以降のより大きなひずみ($\sigma_3=350\text{kPa}$ では $\epsilon_1=5\%$ 以上)においてピークを示すようになる。このように、拘束圧が低い範囲では軟岩のセメンテーションによる効果が強く認められるが、拘束圧が大きくなるとその効果は小さくなり、変形は粒状体が示す通常の変形に近い弾塑性的な挙動に変化している。拘束圧の増加にともないセメンテーションによる構造が消失し、粒状体としての構造へ再構成されていると考えられる。(Case-B)

一軸圧縮試験においても初期に見られる弾力的な変形の範囲は小さく、弾性限界を超えた後に大きな変形を示し、その後せん断強度はピークに達している。他のケースと比較して分かるように、この軟岩地盤ではセメンテーションの効果が最も小さく、延性的な変形-破壊挙動を示すのが特徴である。

(Case-C)

Case-Aに比較的近い変形-破壊挙動およびその拘束圧依存性を示している。拘束圧 $\sigma_3=98\text{kPa}$ においても明瞭な弾性限界が認められ、破壊性状は脆性的である。

(Case-D)

この地盤はセメンテーションの効果が最も強く、変形-破壊挙動は脆性的な特性を最も強く示している。図-2が示すように、破壊強度は最も大きく、また、小ひずみ領域における弾性係数も最大となっている。

3. 支持力実験概要

模型地盤を作製する円筒形土槽は直径386mm、深さ300mmの鋼製である。作製にあたっては、石膏、砂、カオリンの混合試料に水を加えミキサーで5分間攪拌した後、土槽内でパイプレータを用いて、脱気するとともに締固めている。石膏が硬化し強度の発現が終了した後に、ストレートエッジを用いて所定の斜面傾斜角度を有する模型地盤を作成した。

実験装置は図-3に示すように、変位制御および荷重制御が可能な高性能ダイレクトドライブモータを3機使用している。これによって、偏心・傾斜荷重を模型基礎に与えることが可能となる。実験中の制御および計測はパソコンで行っている。模型基礎部分は薄型ロードセル(容量19.613kN(2tf))を用いて鉛直荷重を計測している。また、鉛直および水平ロードセルによって、フーチングに作用するモーメントを算出することが可能である。軸変位量はダイレクトドライブモータの位置検出機能を利用して測定した。載荷部のアタッチメントを交換することによって、異なった寸法および形状の模型基礎を取り付けることができる。

用いたフーチングは、直径 $B=40.0\text{mm}$ の底面滑な円形で、鋼製である。載荷ロッドとフーチングは剛結されている。また、載荷方式は変位制御で、載荷速度は 0.1mm/min である。

載荷終了後は、地盤内部の観察を行っている。

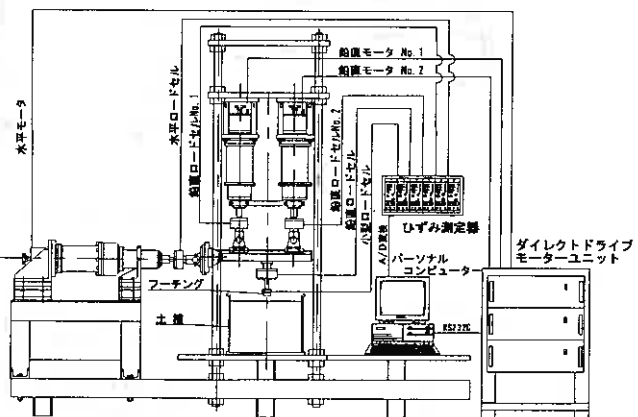


図-3 支持力実験装置システム図

4. 力学特性の異なる水平軟岩地盤における支持力特性 4.1. 荷重強度～沈下量関係

図-4は、水平地盤における荷重強度 q と沈下量 s の関係を示している。すべてのケースにおいて $q \sim s$ 関係には明確なピーク強度が得られないバンチング型⁴⁾の破壊形式を示している。Case-Dを除いて、B, A, Cの順に荷重～沈下曲線は非線型の傾向が強く見られる。また、このような大変形時において、その強度の順列は一軸圧縮強度とは同じでなく、Case-AとCで逆転していることが分かる。

図-5は、基礎幅に対して10%(4mm)までの $q \sim s$ 関係を示したものである。また、図には各々の地盤における一軸圧縮強度をあわせて記している。力学試験においてセメンテーションの効果を強く示したCase-A, C, Dでは、ほぼ一軸圧縮強度に対応する荷重強度で地盤が降伏しているのが見られた。特に明瞭な地盤の

降伏は、セメンテーションの効果を顕著に有するCase-CおよびDで観察された。

以上のことから、基礎の荷重～沈下関係における変形挙動は、載荷初期に見られる降伏においては一軸圧縮試験で観察されるようなセメンテーションの効果に強く依存する特性を示しているが、載荷の進行とともに基礎直下の拘束圧力が増大するので、拘束圧の大きい範囲の三軸圧縮試験で見られる延性的な変形・破壊特性を強く反映したのとなっていると言える。

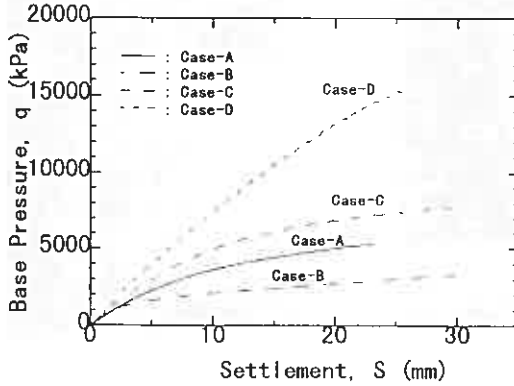


図-4 荷重強度～沈下量関係

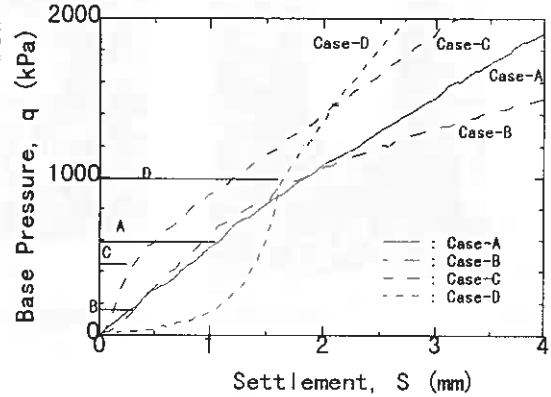


図-5 荷重強度～沈下量関係

4.2. 地盤の変形・破壊メカニズム

Case-Bを除くケースにおいては、試験終了後、基礎の近傍においても地盤表面には変化はほとんど見られず、亀裂や膨れあがり等は認められなかった。Case-Bでは、フーチングから亀裂が放射状に発達し、また、フーチング周辺では地表面の沈下が観察された。写真-1および2は、各試験の載荷終了後に観察された断面を示している。フーチングの中心線に沿って鉛直に断面を切り出し、表面に霧吹きでインクを均質に塗布し、その後表面をストレートエッジで薄く削ったものである。写真で軟岩の色が白く見えているのは、基礎の沈下によって地盤が局部的に圧縮して構造が密になったためにインクが染込まなかった部分、インクの色が濃くなっているのは、亀裂の発達した、または地盤の乱されて構造が緩くなった部分である。どのケースにおいてもせん断破壊面は基礎底面の端部から外側に向かって伸展するが、その先端は地表面には達せず、地盤内部にとどまっている。更に、載荷が続けられると深部に新たな破壊面が形成されていることが確認された。特に、Case-A, C, Dは典型的なパンチングせん断型の破壊性状を示している⁴⁾。Case-Bにおいても地盤内部の破壊形態は基本的にパンチングせん断型であると言える。ただし、フーチング周辺の地盤面が沈下を起こし、これによって地盤が全体的に地盤内部に引っ張り込まれようとするために、テンション亀裂が地盤表面に現われたと考えられる。このケースでは、フーチング周辺が他のケースより極端に乱されている傾向にある。

基礎直下における圧縮して密化した領域については次のようである。Case-B, Cではフーチング直下の圧縮領域は比較的小さく円錐状であることが分かる。本報告には載せていないが、これよりも小さい沈下量での切り出し断面においてもこの傾向は変わらなかった。Case-A, Dにはフー

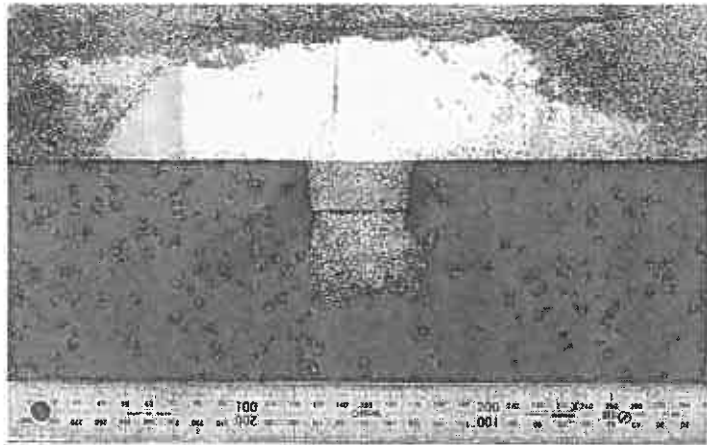


写真-1 地盤の変形・破壊状況(Case A, s 23mm)

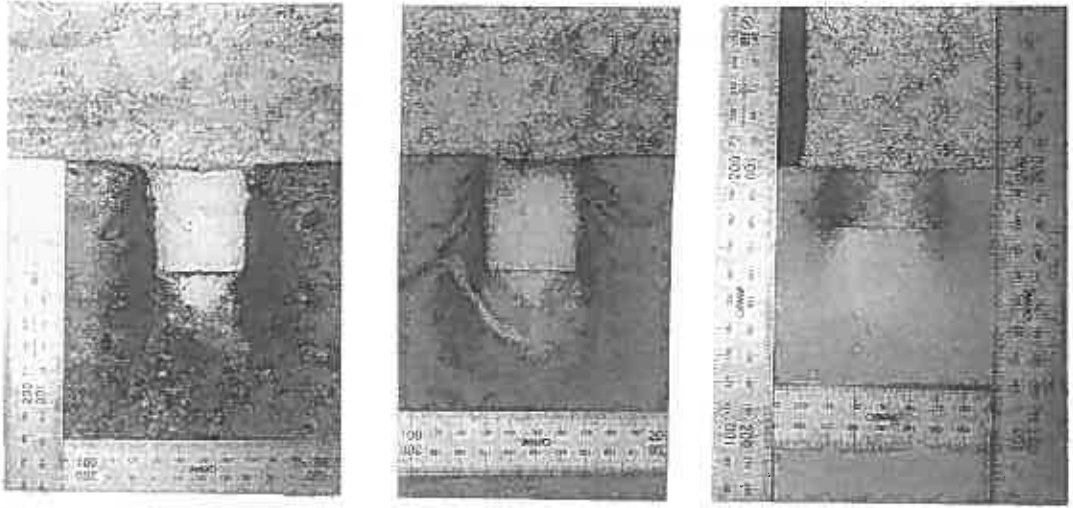


写真 2 地盤の変形・破壊状況

(左から Case B, $s = 50\text{mm}$, Case C, $s = 50\text{mm}$, Case D, $s = 26\text{mm}$)

チング直下により大きな圧縮領域の存在が認められる。このようにフーチング先端の圧縮領域の形状が円錐形である場合には、载荷の進行に伴い周囲の地盤を側方向に押し退ける様に乱す傾向にあるが、圧縮領域が大きいCase-A, Dでは地盤の乱れは小さくなっている。

5. 傾斜軟岩地盤における支持力特性 5.1. 実験条件

この節では、地盤をCase-Aに限定し、斜面傾斜角および天端余裕幅の異なる基礎の挙動を比較している。

模型基礎の地盤条件は次の通りである。

- ・ 斜面傾斜角度は、 $\beta = 0, 30, 45, 60, 90^\circ$ の5ケース
- ・ 天端余裕幅は、 $\alpha = 0, 0.5, 1.0$ の3ケース

なお、 α および β は、図-6に示す通りである。

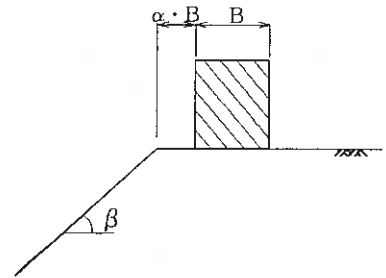


図-6 斜面上の基礎

5.2. 荷重強度～沈下量関係

図-7は天端余裕幅 $\alpha = 0$ で、斜面傾斜角 β を変えた $q \sim s$ 関係を示している。水平地盤に相当する $\beta = 0^\circ$ における破壊モードは典型的なパンチングせん断型であるのに対し、作成した斜面地盤ではすべてピーク強度を迎える全般せん断型で破壊した。

図-8は基礎に作用している荷重の傾斜角と沈下量の関係を示したものである。フーチングが固定されているにもかかわらず荷重が斜面とは反対側に傾斜するのは、水平地盤のようにフーチングの全底面が軸対称的に地盤反力を受けるのではなく、基礎底面における地盤の一部(斜面側)がその反力を十分に発揮できないことを示している。図-7の $q \sim s$ 関係と対比すると、沈下量が10mm付近までは $\beta = 30^\circ$ 地盤は水平地盤とほぼ同様な挙動を示しているが、荷重～沈下曲線が水平地盤と離れるに従い傾斜角が増大している。他の斜面傾斜角の地盤においては、载荷初期では荷重の傾斜は見られず共通しているが、斜面傾斜角の大きな地盤ほど小さな沈下量で荷重傾斜角が増大する傾向にある。

図-9は基礎幅に対する偏心量と沈下量の関係を示したものである。 $q \sim s$ 関係で、荷重の増加が緩やかになり始めた付近で荷重作用位置は基礎中心から徐々に斜面の反対側に離れ始め、ピークに達すると急激に増加する傾向が見られる。ただし、完全に地盤が崩壊してしまう $\beta = 90^\circ$ 地盤を除いて、支持力が残留状態でも、最大の偏心率は基礎幅の1/3程度であると言えよう。

図-10, 11は、それぞれ斜面傾斜角 $\beta = 45^\circ, 60^\circ$ で、天端余裕幅を変えた実験の $q \sim s$ 関係を示している。载荷の進行に伴い α が大きい地盤ほどピークの荷重強度は大きくなっている。両図とも、 $\alpha = 1.0$ の地盤はピーク後に急激な強度低下を生じ、残留状態では強度は、天端余裕幅の小さな地盤と逆転している。

5.4. 地盤の変形・破壊メカニズム

基礎直下の斜面側にくさびが形成され、斜面前面を押し出すようにすべり線が発達している様子が観察された。水平地盤の場合と同様な手法によって地盤内部の変形を調べて、その様子をスケッチしたのが図-12および13である。写真-1のように、水平地盤ではパンチングせん断型の破壊が見られるが、このように斜面を有する地盤では、地盤の条件に依存して全般せん断型の破壊挙動も観察された。この時、斜面の表面近くの部分は押し出され剥がれ落ちるように崩壊していた。なお、基礎の斜面と反対側の地盤内には斜め下向きに亀裂が発生しており、水平地盤で見られるようなパンチングせん断型で破壊が進行していることが分かる。

このような観察から、破壊形式の決定には地盤の基本的な力学的性質(破壊強度や圧縮性)のみならず、地盤の傾斜などの幾何学的境界条件と地盤内における亀裂の伸展などの関係が破壊性状に及ぼす影響がかなり大きいことが分かる。地盤の破壊形式は、設計等に用いる地盤の支持力を算定する場合の最も重要な要素であり、破壊形式と地盤物性や地盤条件との関係を明らかにすることが重要である。

まず、天端余裕幅 $\alpha=0$ で斜面傾斜角の異なる実験ケースに着目すると、どの傾斜角においても斜面反対側に基礎の隅各部より斜め外側下方 $40\sim 55^\circ$ に向かって亀裂の伸展が見られる。一方、斜面の反対側では水平地盤と同様なパンチング型のメカニズムで、地盤内の亀裂の伸展と基礎直下地盤の高密度化が生じていることが分かる。 $\beta=30^\circ$ のケースでみると、基礎直下の圧縮領域に近接して基礎の斜面側端部から発生したせん断破壊面に囲まれた扇状の過渡的な領域が出現している。この領域と斜面表面との間には受働領域が形成され、受働領域は斜面

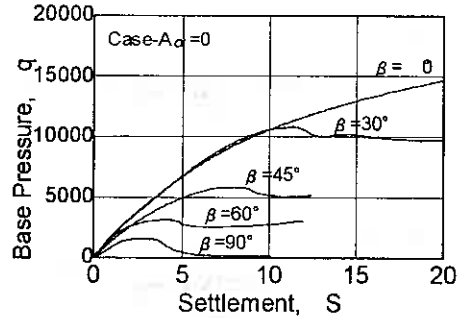


図-7 荷重強度～沈下量関係(Case-A, $\alpha=0$)

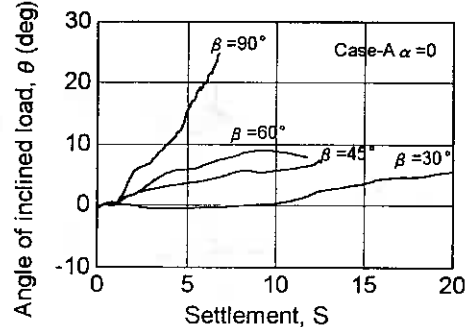


図-8 荷重傾斜角～沈下量関係(Case-A, $\alpha=0$)

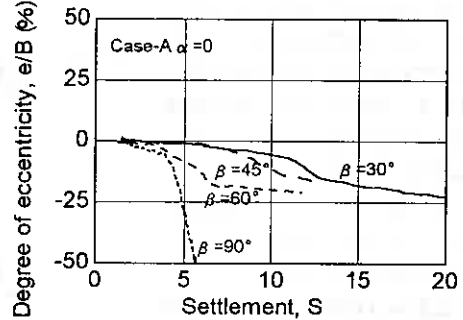


図-9 偏心率～沈下量関係(Case-A, $\alpha=0$)

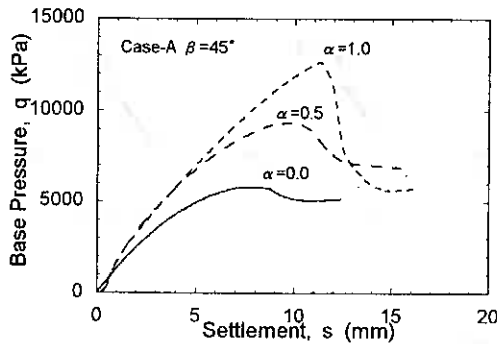


図-10 荷重強度～沈下量関係(Case-A, $\beta=45^\circ$)

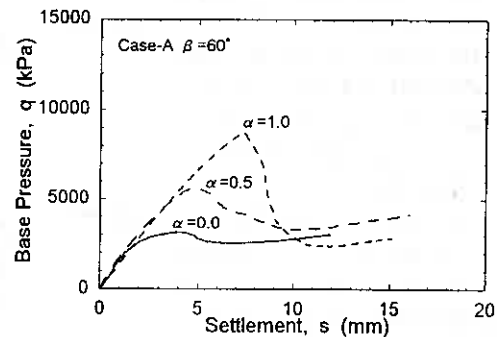


図-11 荷重強度～沈下量関係(Case-A, $\beta=60^\circ$)

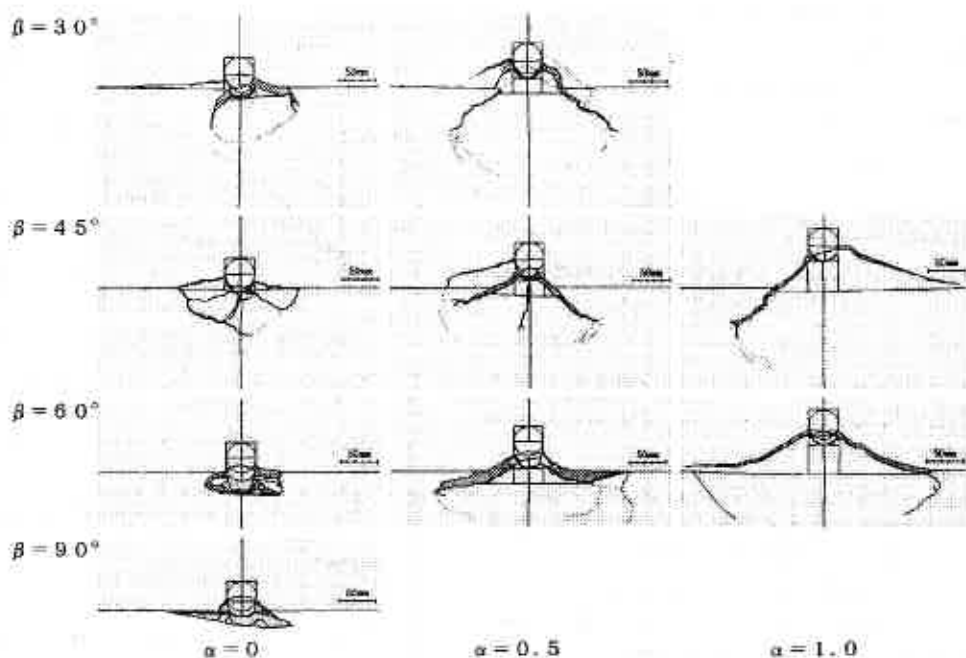


図-12 地盤の破壊状況(平面図)

表面に向かって水平に押し出されている。傾斜角が大きくなるにつれて基礎直下の圧縮領域は減少する傾向にあり、せん断破壊面は基礎端部からではなく、基礎の中央よりの位置から発生する。 $\beta=90^\circ$ の斜面が直立するケースでは、斜面直下における圧縮領域はほぼ消滅し、せん断破壊面は基礎の斜面反対側端部から発生し、斜面まで連続している。傾斜角が大きくなるにつれて、斜面に達するせん断破壊面の勾配は大きく、直立した斜面では斜面上に現われる破壊領域が最も大きくなっている。荷重の進行にともなうメカニズムとしては、最初に基礎直下の土塊が圧縮し、これによってパンチング型のせん断が進行するが、荷重が進行すると基礎端部や中央部から発生したせん断破壊面が伸展して斜面表面に達し、傾斜地盤を斜面側へ押し広げる全般的せん断型の破壊形式に変化すると理解できる。

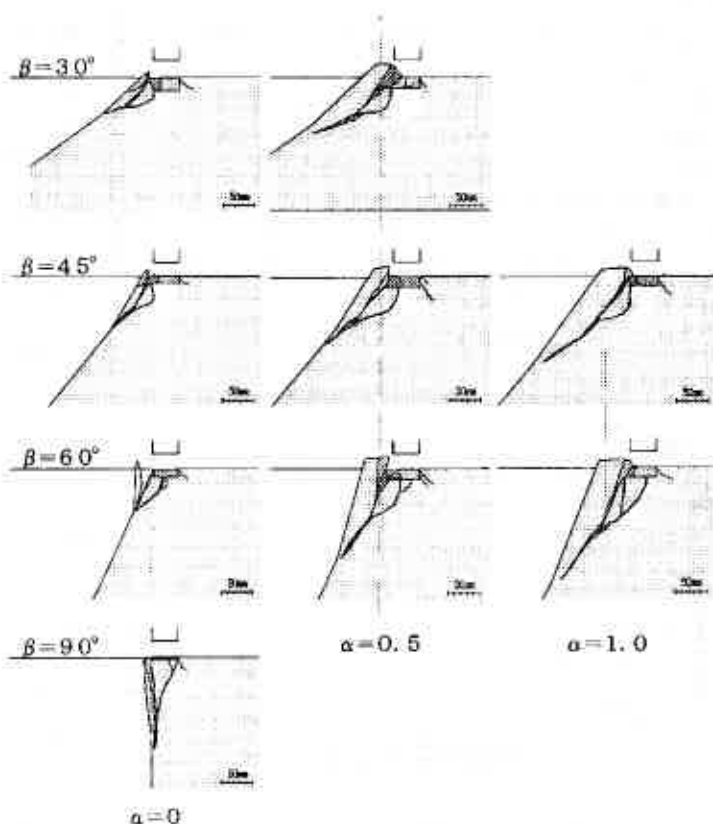


図-13 地盤の破壊状況(断面図)

次に、斜面傾斜角 $\alpha=60^\circ$ における天端余裕幅の異なるケースに着目する。天端余裕幅が大きくなるにしたがって、斜面表面近くに発生する受働領域は次第に大きくなる傾向にある。また、基礎直下における圧縮領域もわずかながら拡大する傾向にあるが、これは天端余裕幅が大きくなるほど水平地盤の挙動に近づくためと考えられる。一方、基礎直下の圧縮領域と受働領域の間に囲まれた過渡的な領域の形状は、天端余裕幅の影響を比較的受けずに余り変化しないといえる。これらの天端余裕幅に依存する地盤の破壊特性の傾向は他の傾斜角においても概ね一致するものである。

6. 地盤材料の異なる傾斜軟岩地盤における支持力特性 6.1. 実験条件

ここでは、力学的性質の異なる4種類の地盤について斜面上基礎の挙動を比較する。地盤条件は斜面傾斜角を $\beta=45^\circ$ に限定し、天端余裕幅 α は0と0.5の2ケースのみ行っている。

6.2. 荷重強度～沈下量関係

図-14は載荷実験で得られた各地盤ケースにおける $q \sim s$ 関係を水平地盤とともに示している。

Case-A, C, Dの載荷初期における荷重～沈下挙動は、4.1. で述べた水平地盤での挙動と同様に一軸圧縮強度に相当する荷重強度までは斜面の形状に関係なくほぼ同じで、セメンテーションの効果を強く受ける傾向が見られた。一方、力学試験において最もセメンテーション効果が小さかったCase-Bでは、載荷初期の段階においても荷重～沈下挙動は斜面条件によって大きく異なっている。

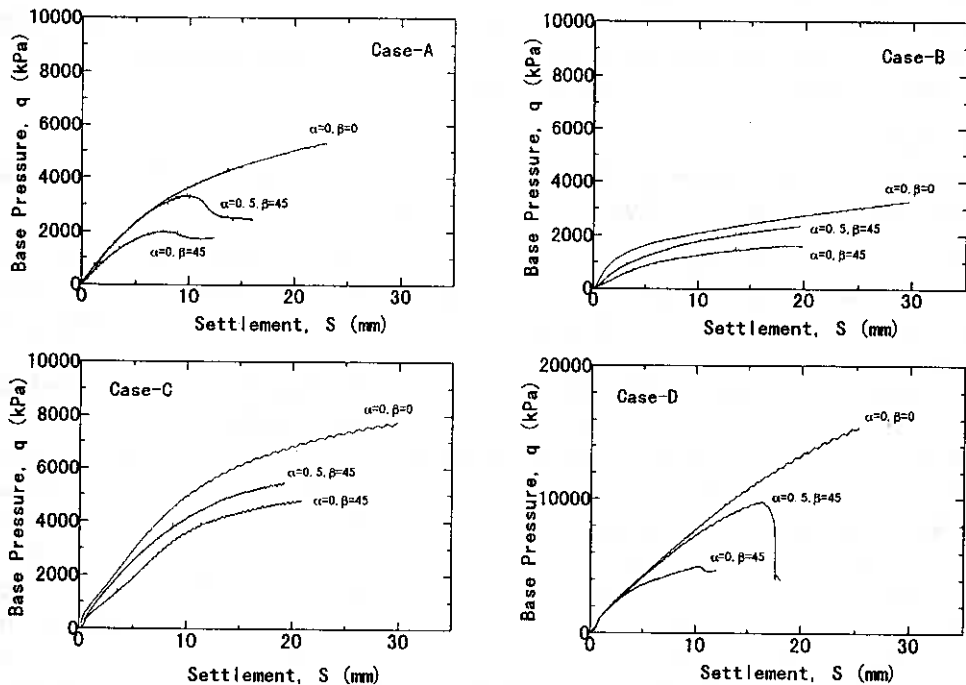


図-14 荷重強度 q - 沈下量 s 関係

載荷が更に進行すると、荷重～沈下挙動は全般せん断型とパンチングせん断型の2種類に大きく分類できる。すなわちCase-AとDでは荷重の急激な低下が見られ、この点から地盤の全般型せん断破壊が生じていると思われる。破壊形式の相違は三軸圧縮試験等の結果から説明できそうであり、Case-Bについては要素試験で得られた変形～破壊挙動は他のケースと比較して明らかに延性的で、斜面上においてもパンチング型の変形破壊挙動を示すことが予想できる。Case-CはCase-Aと比較すると拘束圧の高い範囲では三軸試験で得られる破壊時のひずみが大きくなる傾向が見られ、このことが、Case-Cでは斜面においてもパンチング

型の荷重～沈下挙動を示す理由ではないかと考えられる。

以上のことから、斜面軟岩地盤上基礎の荷重～沈下挙動において、載荷初期に見られる降伏はセメンテーションに強く依存する特性を示している、要素試験で見られる弾性限界あるいは一軸圧縮試験で得られる破壊強度によって説明できそうである。載荷が進行した後の破壊形態を特徴づけるものは、載荷の進行とともに増大する基礎直下の拘束圧力の下での軟岩の変形～破壊挙動であり、破壊時のひずみ量によってある程度説明ができそうである。

6.3. 地盤の変形・破壊メカニズム

図-15は $\beta=45^\circ$ の傾斜地盤における最終破壊状況の平面的な模型地盤の変状および実験後に切り出した鉛直断面を示している。

Case-AおよびDの観察断面では、天端余裕幅によらず上述の荷重～沈下関係から示唆される全般せん断型の破壊形態が観察された。すなわち明瞭なせん断破壊面が形成され、斜面表面まで発達している。載荷の初期段階では、水平地盤で見られたパンチングせん断型で破壊が進行するが、フーチング直下の圧縮領域は徐々に斜面反対側のみ集中し、全般せん断破壊型に移行したと推定できる。この場合、5節で示したような斜面前面は受働領域が形成され、せん断破壊面の発達により斜面表面へ押し出される格好になっている。

Case-BおよびCにおいては、 $\alpha=0.5$ のケースで両者とも水平地盤と同様なパンチングせん断型の破壊形態が観察された。しかし、 $\alpha=0$ の断面において、セメンテーション効果の最も小さいCase-Bの断面では、せん断破壊面は斜面表面には達しないものの斜面側の地盤はかなり乱されている様子が観察され、載荷を続けていたなら全般せん断型の破壊に移行していた可能性もある。また、同じ $\alpha=0$ のケースでもCase-Cでは、全般せん断型の破壊形態が観察された。ただし、この場合においても、フーチング直下の圧縮領域が斜面側から徐々に剥離するように斜面前面に押し出されるような形で進行し、明瞭な受働領域が形成されなかったために、荷重～沈下関係ではパンチングせん断型の挙動を示していたと考えられる。

7. あとがき

力学特性の異なる軟岩模型地盤を作成し載荷実験を行った。その結果、地盤の力学的性質の違いが地盤の支持力および変形～破壊挙動に与える影響についてまとめると次のようである。

(1) セメンテーションを有する地盤の荷重～沈下量関係において、載荷段階初期に見られる降伏はそのセメンテーション効果に強く依存する特性を示している。一軸圧縮試験で得られる破壊強度 q_u に相当する荷重強度付近で基礎の荷重～沈下挙動における降伏が認められた。このことは水平地盤および傾斜地盤においてもほぼ同様であった。

(2) 水平地盤では本研究で準備した模型地盤はすべてパンチング型の破壊特性を示し、荷重～沈下関係においては沈下の進行にともなう荷重の低下は認められなかった。この時の地盤内部の変形性状は共通しており、基礎直下には高密度化した圧縮領域が形成され、基礎端部からは外側に向かってせん断破壊面の伸張が複数見られるものの地表面には達せずにいる。セメンテーション効果が最も小さいCase-Bでは地盤表面に放射状の亀裂と基礎近傍での沈下が認められたが、他のケースでは地表面の乱れはほとんど見られなかった。

(3) 斜面上の基礎の荷重～沈下関係における変形挙動は、斜面の形状や基礎との位置関係によって異なり、地盤の力学特性に依存してパンチング型あるいは全般せん断型の破壊に別れた。基礎の載荷初期における挙動は地盤のセメンテーションに依存しているとみられ、セメンテーションの比較的小さい地盤(Case-BとC)では、載荷の初期においても斜面の影響を強く受けて荷重～沈下挙動は変化していた。一方、セメンテーションの効果が大きく見られる地盤では、載荷初期の段階では斜面の影響は認められず、荷重～沈下関係は斜面形状と天端余裕幅に関係なく同一のものとなっている。

(4) セメンテーションの効果が大きく変形～破壊特性が脆性的で、拘束圧が大きくても破壊時のひずみが小さい地盤(Case-AとD)において、傾斜地盤では水平地盤と異なり全般せん断型の破壊形態が見られた。この場合、基礎直下に発生する圧縮による高密度化した領域は斜面反対側に偏り、せん断破壊面は基礎の斜面側端部ではなく中央付近から斜面に向かって発生する。圧縮領域の斜面側にはせん断破壊面に囲まれた過渡的な領域が現れるとともに斜面の表面では受働領域が形成されて、これが水平方向に押し出されて剥離するような破壊形態が見られた。ただし、セメンテーションによる効果が最も小さいCase-Bでは、斜面近傍においても明瞭にパンチング型の荷重～沈下挙動および地盤内部の破壊性状を示していた。

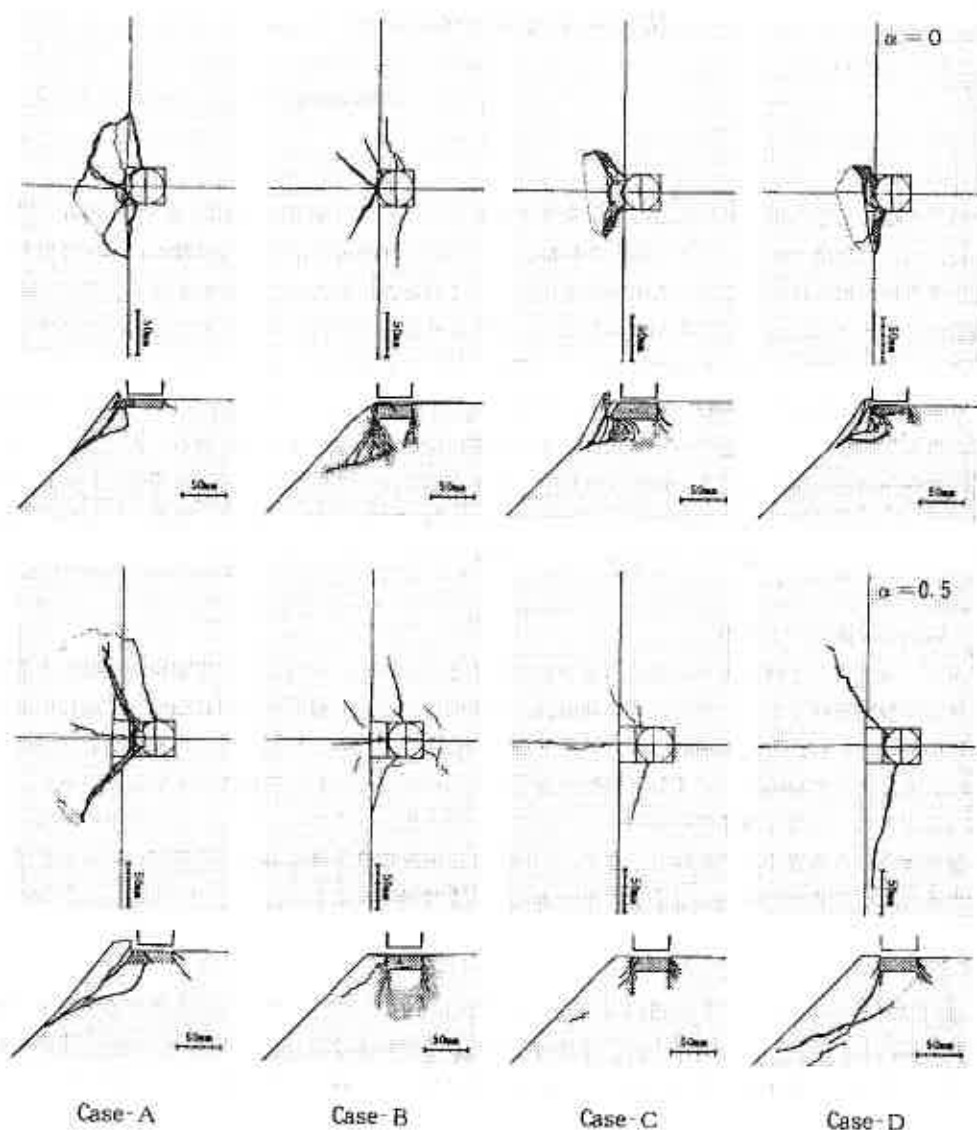


図-8 地盤の破壊状況平面および断面図 ($\beta=45^\circ$)

支持力算定において、地盤の圧縮性を考慮した研究が幾つか見られるが^{5), 6)}、載荷の進行に伴う基礎底面下の地盤密度の増加や地盤内の拘束条件の変化など、進行性の現象を取り入れたものはない。本研究の結果から、力学試験を用いることによって荷重～沈下挙動をある程度説明できる可能性があることが分かった。

今後の課題としては、水平地盤においても全般せん断型の破壊形態を示す地盤を作成するなどして地盤の条件を広げて、より広範囲に検討を進めるとともに、力学試験と支持力挙動の関係について説明できるパラメータを見つけることである。また、物性の異なる地盤での地盤破壊の三次元性を考慮した支持力評価手法についても並行して検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 森村右敏, 三浦均也, 土岐洋介, 谷口基樹, 岩澤正之: 軟弱地盤の支持力換型実験, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第26号, 1996, pp.129-138
- 2) 森村右敏, 三浦均也, 岩澤正之, 土岐洋介: 傾斜軟弱換型地盤上の基礎の支持力特性, 第31回地盤工学研究発表会, 1996, pp.1563-1564
- 3) 西村右敏, 三浦均也, 岩澤正之, 土岐洋介: 傾斜軟弱換型地盤の破壊メカニズムと内側構造, 第31回地盤工学研究発表会, 1996, pp.1565-1566
- 4) Vesic, A.S.: Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation, ASCE, Vol.99, No. SM1, January, 1973, pp.46-73
- 5) Vesic, A.S.: EXPANSION OF CAVITIES IN INFINITE SOIL, MASS, ASCE, Vol.98, No. SM3, March, 1972, pp.265-290
- 6) 木村武, 斎藤雅夫, 日下部治, 町代明: 砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について, 土木学会論文報告集, 第319号, 1982, pp.105-113

積雪寒冷地域の斜面災害

北海道開発コンサルタント(株) 会員 高橋輝明

はじめに

積雪や融雪水等の積雪寒冷地域の気象条件と地すべりの発生、動態の機構については調査・研究がなされ、報告も蓄積されつつある。落石や崩壊については、北海道内における経験から、融雪期や冬期に発生する例が知られているが、この種の事例についての調査・報告例は比較的少なく、特に冬期の斜面崩壊のメカニズムについて詳細な考察を加えた報告は非常に少ない。平成8年2月10日に発生した余市町豊浜トンネル坑口における崩壊事例は、当該地における最寒冷期に発生した例である。

本報告では北海道内の落石・崩壊の発生地域の内、3地域について最大17年から数年間にわたる長期間の落石等の記録から、地すべり・土砂崩壊等を除いた岩盤斜面で発生する落石・岩石崩壊について季節的な発生状況を整理し、その特性が各地域の降雨や融雪水の供給特性と密接な関係にあることを示した。また、積雪寒冷地域の気象特性としての積雪や地盤凍結が、各々の地域の地形・地質特性と密接に結びついて、はじめて斜面不安定要因としての意味を有する点について考察した。

1 検討の対象とする現象

落石・崩壊は、土砂斜面でも岩盤斜面でも発生する。しかし、本報告では岩盤斜面で発生する現象に着目して検討を行うこととする。その理由は、昭和62年国道39号層雲峡天城岩崩壊、平成元年国道305号越前岬海岸における岩石崩壊、平成8年国道229号余市町豊浜トンネル坑口における岩石崩壊等、多くの人名を失った崩壊は、いずれも岩盤斜面で発生したが、その発生機構には不明な点が多く、災害予防の観点から、早急な機構解明に向けての努力が必要と思われるからである。これらの斜面はいずれも岩盤斜面特有の急峻な地形をなし、また、そのために崩壊物は急速に落下するなど、様々な点で地すべりや土砂崩壊と異なる側面を有するため、土砂斜面を対象とはしない。

2 検討対象地域

検討対象とした地域は、北海道内で災害記録の残されている斜面の中から、垂直に近い急崖の発達する3地域(A, B, C)を選定した。これら各地域の急崖斜面は各々、地質時代、岩質(特に亀裂状況)が異なるほか、気象条件に差異がある。これらの各地域特性を纏めると、表-1のとおりである。

3 検討の方法

既往の災害記録および著者の現地調査資料に基づいて、地すべり・土砂崩壊・土砂流出等を極力除外し、落石および岩石斜面崩壊を抽出した。これらの事例は、発生時期が判明しているため、各月毎に集計し、季節的な発生状況を調べた。この内、100 m³以上の規模の崩壊は、かなり数が限られるが更にその中から著者が現地調査を行った15例について、季節的な発生状況や崩壊深に関するとりまとめを行い、気象条件との対応を検討した。

なお、災害記録の集積期間は、各地域によって異なるが、5~17年間である。

On the rock fall caused by snow-melting and ground-freezing in the cold district.

表1 調査地域と地形・地質・気象条件

地 域		A. 日本海沿岸地域	B. 太平洋沿岸地域	C. 道央内陸地域
地 形		海食崖が発達	海食崖が発達	柱状節理性亀裂に 規制された急崖
地 質		・新第三紀 火山岩類 ・亀裂の少ない岩盤	・中生代粘板岩・ 砂岩主体 ・亀裂の多い岩盤	・第四紀火山岩類 ・柱状節理の発達 する岩盤
気 象 条 件	①代表地	寿 都	浦 河	旭 川
	②月最大降雨量	9月：147mm	8月：150mm	8月：168mm
	③年間降雨量	1253 mm	1182 mm	1158 mm
	④最大積雪深	78 cm	21 cm	94 cm
	⑤積雪深20cmを 超える積雪日数	76 日	4 日	115 日
	⑥降雪期間	10月～4月	11月～4月	10月～5月
	⑦月別平均気温 のマイナス値の累計	12月～2月： -5.6℃・月	1月～3月： -6.2℃・月	12月～3月： -23.4℃・月

注) ②, ③：統計期間1951～1980年（理科年表）

④, ⑤：統計期間1961～1991年（土の凍結：土質工学会編 土質基礎資料リ-23）

⑥, ⑦：統計期間1951～1980年（理科年表）

4 落石・岩石崩壊の季節的発生状況

A・B・C各地域の落石・岩石崩壊の季節的発生状況は、図-1～3に示すとおりである。各図の内、上段は落石と岩石崩壊を含む集計結果で、下段は落石のみを抽出した結果である。また、各地域内およびその周辺地域で発生した岩石崩壊の内、崩壊量が100m³以上の例について崩壊規模毎に区分し、同様のまとめを行ったのが図-4である。

A地域では、落石・岩石崩壊の発生頻度は4月と8～9月がピークとなる（図-1）。当地域は、日本海沿岸の多雪地帯である。3月には、月平均気温が0℃を上回るが降雪は4月まで観測され、3～4月が融雪期である。また、月別降水量は9月にピークとなるが、8月にもピーク値より若干少ない程度の降水があり、8から9月にかけて降水量が多い。このような気象特性から、地表水および（浅層）地下水の供給は、3～4月および8～9月にかけて盛んに行われ、図-1に示す落石・岩石崩壊の発生時期と良く対応する。

B地域では、落石・岩石崩壊の発生は8月にピークとなる（図-2）。

当地域は、太平洋沿岸に位置し、冬期間の積雪が少ない点が特徴で、他の気象特性はA地域と類似する。このため地表水・（浅層）地下水の供給はほとんど8月に集中してみられ、図-2に示す落石などの発生時期と良く対応する。

C地域は、内陸の標高650mを越え、他地域に比して冬期間の気温は道内でも最も低い地域に属する。月平均気温がマイナスとなる期間は12月から3月で、降雪は10月から5月にかけてみられる。融雪期は、付近の観測結果から、4月から6月にかけてみられ、5月にピークとなる。図-

3に示す落石・岩石崩壊の発生は5月にピークを示し、融雪期のピークと時期的に一致する。夏期降雨は他地域と同様、8月に最多雨期を迎えるが、この時期に落石等の多発は特に認められない。しかし、本報告で除外した土石流や小溪流からの土砂流出等の発生には、大きく関係している。

以上に示すように、3地域のそれぞれにおける落石・岩石崩壊の季節的発生状況は、多雨期や融雪期に密接に関連していることが分かる。特に、融雪期や冬期間に発生する例が、かなりの比率を占めることが分かる。ここに示された例は、概ね100m³以下の小規模な落石・岩石崩壊が主体で、斜面表層で発生した破壊現象である。しかし、被害の観点からみると大規模崩壊が問題となることから、100m³以上の岩石崩壊について各地域およびその周辺地域の事例を気象条件・規模と関連づけ、月毎に取りまとめたのが図-4である。同図に示すように、規模の比較的大きな崩壊についても夏期の多雨期に発生している例はあるが、凍結融解期や融雪期に発生する例が最も多い。特に、1万m³以上の大規模な崩壊は冬期（凍結期）から融雪期にかけて発生している傾向が分かる。因みに、豊浜トンネル坑口の崩壊は当地域の最寒冷期にあたる2月に発生している。これらの事例から、規模の大きな崩壊についても寒冷期の気象条件が崩壊に関係していることが推察される。

5 寒冷期の気象条件と落石・岩石崩壊の関連性に関する考察

以上に述べた事例から、寒冷期の気象的要因が落石や岩石崩壊に密接に関与していると思われる。この場合の気象要因としては、地盤凍結・凍結融解・融雪水が重要な要因と考えられる。前2者は、構造土やインポリューションのような周氷河現象に示されるように、地盤への直接的な影響として機械的擾乱を与える。このような地盤凍結の及ぶ範囲は、現在の北海道の気温条件では、1.5～2.0m以下の範囲である。さらに、積雪状況によってはその断熱効果によって、凍結深度は減少する。従って、地盤凍結が直接的に原因して発生する落石・崩壊等の現象は、斜面のごく表層に限られると考えられる。図-5は、図-4に示した100m³以上の規模の崩壊例、15例について崩壊深を調べたものである。崩壊量が10³m³以下では、平均崩壊深は、ほぼ2～3m以下である。10～10m³では、約3～10mの崩壊深、10m³以上では、崩壊深は約20mとなる。このように崩壊量が小さい場合、崩壊深は浅く、崩壊量が大規模になるにつれて、崩壊深も深くなる傾向が分かる。また、崩壊深が浅い崩壊ほど発生頻度が高いことも分かる。以上に述べた事実から、落石および崩壊深が2～3m以浅の“表層崩壊”については、凍結深の規模と比較しても地盤凍結が崩壊等に密接に関与していることが理解される。

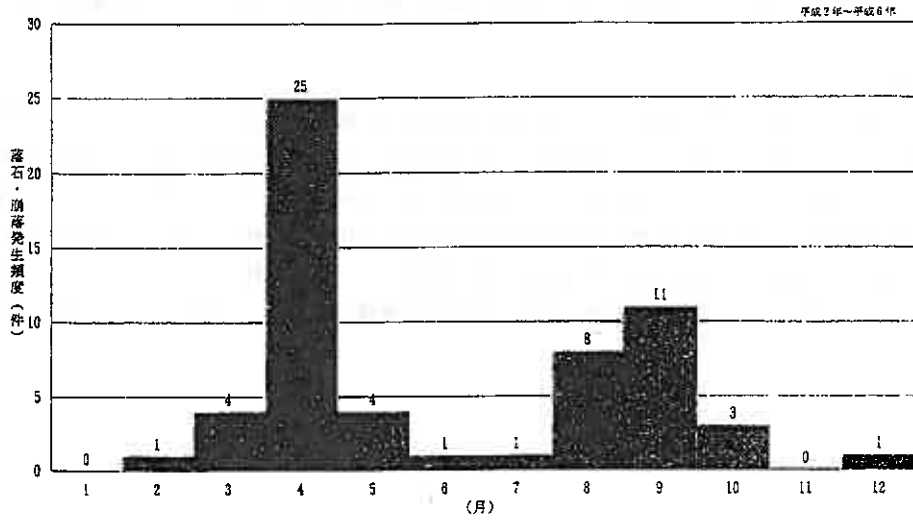
崩壊深が深い大規模崩壊では、現象的に冬期間に崩壊が発生していることから、寒冷な気象条件が崩壊に何らかの関係があると推察されるが、少なくとも地盤凍結の直接的影響は凍結深と崩壊深のオーダーの違いから可能性は考えられない。K. Terzaghi (1962)は、急斜面下の岩盤内において凍結期における斜面表層の凍結によって地下水水位が上昇することにより、亀裂面の間隙水圧を高め、摩擦抵抗力を減少させてすべり破壊を誘発する原因となることを述べている。本報告で述べた3地域の斜面はいずれも勾配が60度以上の急峻な地形を呈する。道内での調査例では、積雪層は斜面勾配約55度以上では発達しないことが確認されている。20cm以上の積雪層は、大きな断熱効果を有するとされているが、これらの斜面では、急峻なため、少なくとも断熱効果を発揮するような厚い積雪層は発達しないことは、現地調査からも確認されている。このため一般に50数度以上の勾配を有する急峻な斜面に於いては、降雪の有無、多少に係わらず斜面内には積雪層は発達しないため、気温条件に応じた斜面表層の凍結が進行するものと考えられる。この場合、背後斜面に水系が発達する場合や厚い積雪層が形成されると融雪水の供給によって、冬期間でも斜面内には地下水が貯留される可能性が考えられる。すなわち、地盤凍結は海食崖等の急峻な崖地形と地下水供給の条件が整えば、遠因として斜面崩壊を誘発する要因となる可能性があるといえる。このような機構で崩壊が発生するとすれば、崩壊深は深く、従って規模の大きな崩壊となる場合が考えられる。しかし、大規模崩壊の発生条件は図-6に示すように亀裂状況や重力作用

など地形・地質的条件が重要な要因となり、発生機構は複雑である。いずれにしても寒冷地域に特有な地盤凍結現象は、直接的にも間接的にも斜面崩壊の発生に大きく関与しているものと推察される。

6 まとめ

積雪寒冷地域に特有な気象要因として、地盤凍結や融雪水の影響は斜面に直接的、間接的に作用して落石や崩壊の発生に密接に関与する。地盤凍結や凍結融解による直接的影響に原因する落石・岩石崩壊は、ほぼ凍結深度の深さで発生する斜面の”表層破壊”で、小規模ではあるが発生頻度が高い。崩壊深の深い大規模崩壊は、発生条件が地形・地質的要因に大きく作用され、複雑であるが、地形や地下水供給条件と複合して地盤凍結も遠因として崩壊に大きく関わっている可能性がある。この場合、崩壊規模が大きくなる可能性があり、防災上の観点からも崩壊発生機構の解明に、今後実証的な究明が急がれる課題である。

月別落石・崩壊発生状況



月別落石発生状況

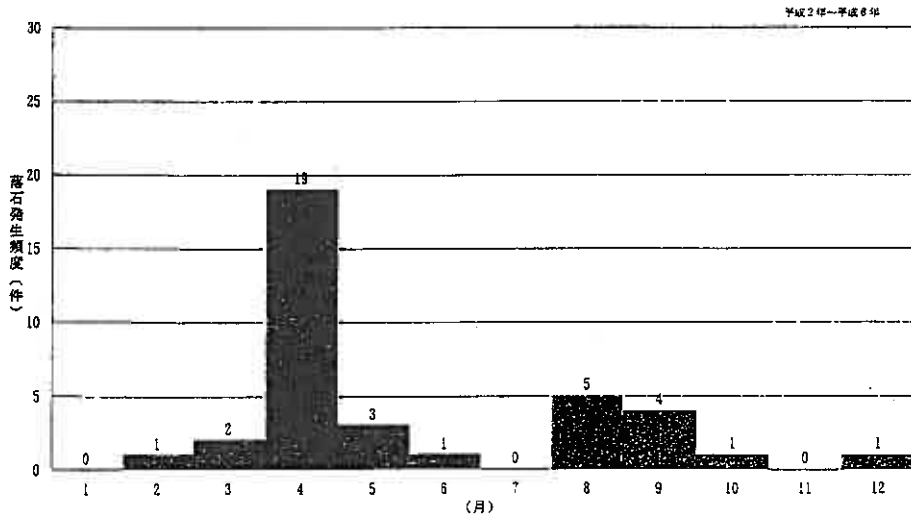
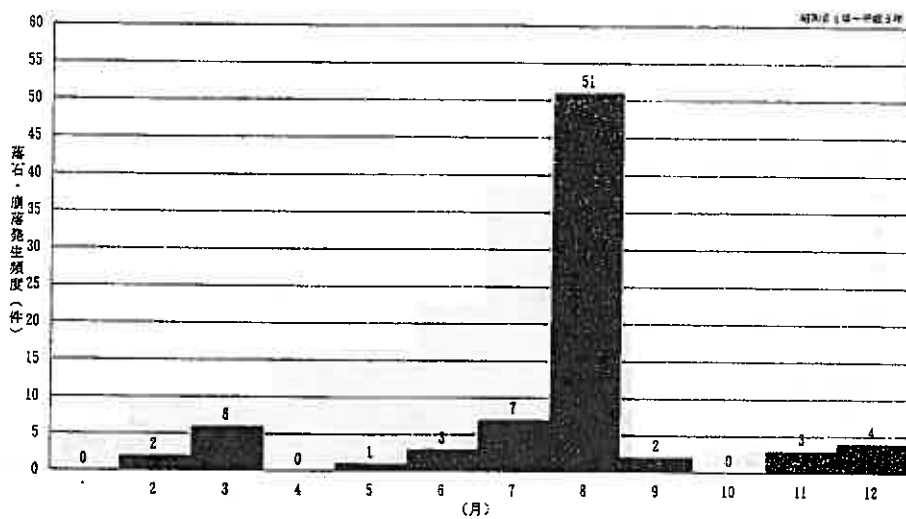


図1 A地域の月別落石・崩壊発生状況

月別落石・崩壊発生状況



月別落石発生状況

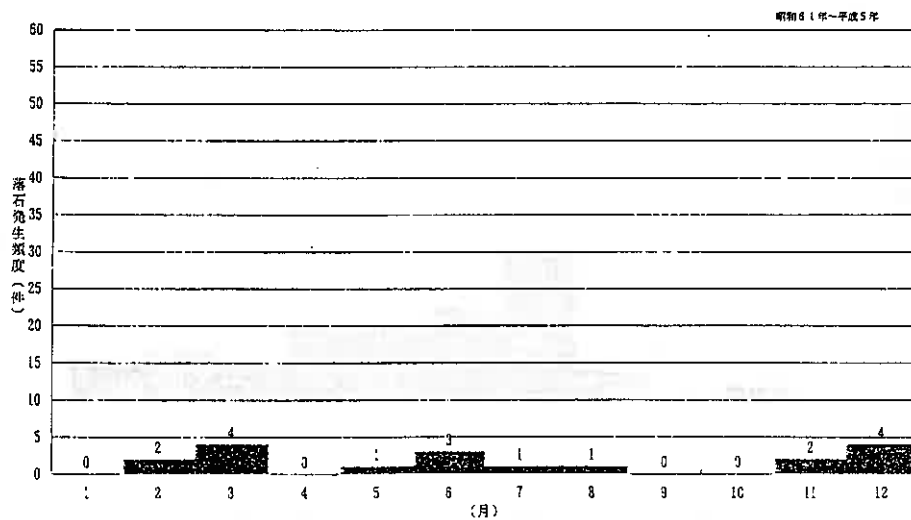
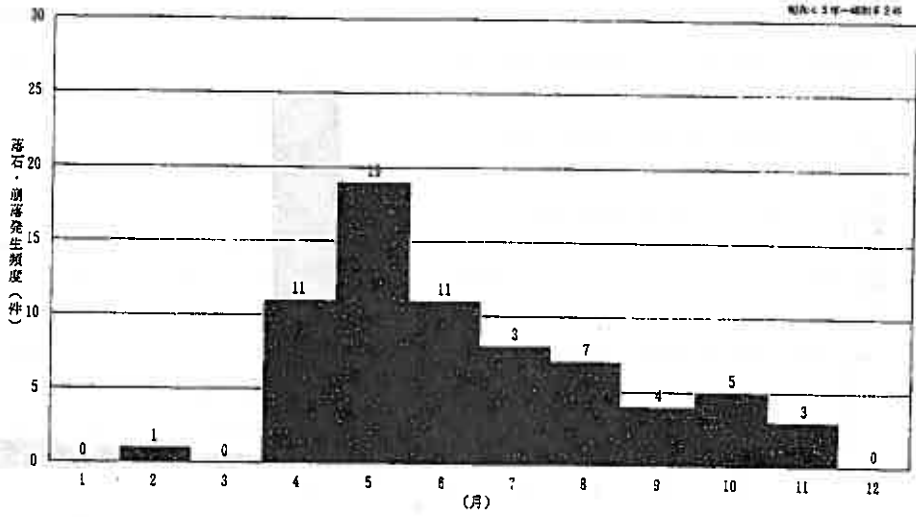


図2 B地域の月別落石・崩壊発生状況

月別落石・崩壊発生状況



月別落石発生状況

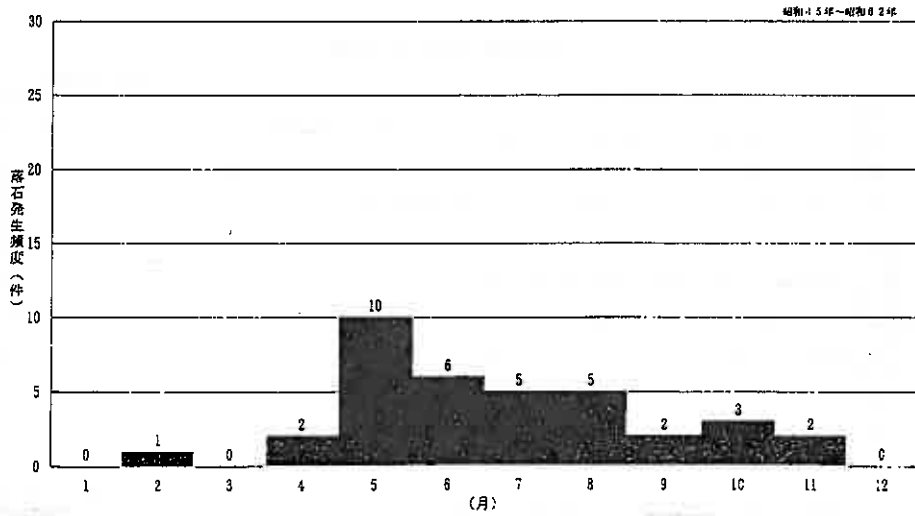


図3 C地域の月別落石・崩壊発生状況

(V=100m以上)

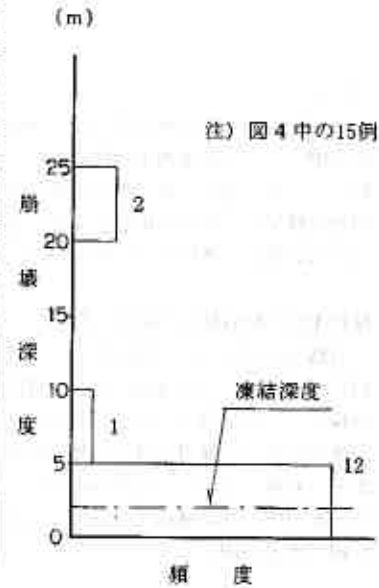
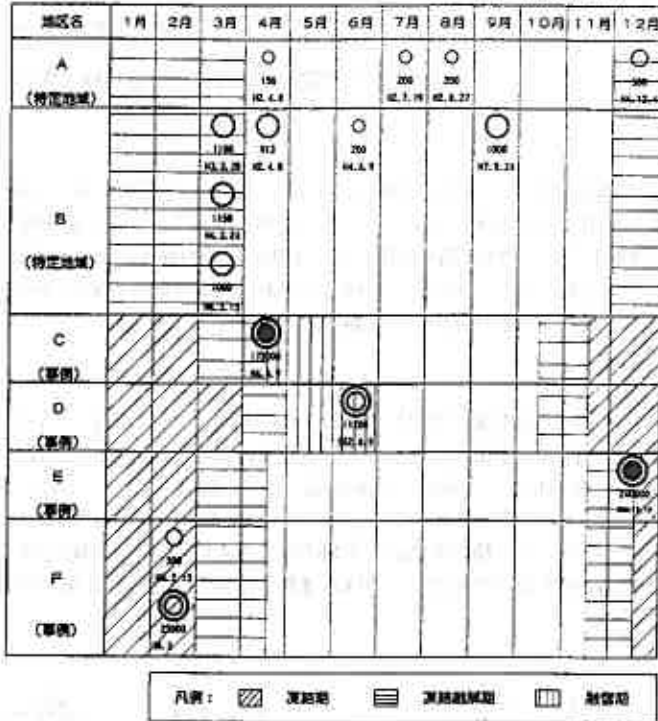


図 - 5 崩壊深度の頻度

図 4 岩石崩壊の月別発生状況

崩壊規模	斜面破壊の深度	斜面破壊を規定する主要因	崩壊様式
$10^0 \sim 10^1 m^2$	2 ~ 3 m	気象的要因 ("風化") [凍結・凍結融解・融雪]	"表層破壊型"
$10^2 m^2$			(両者の混在)
$10^3 m^2$			
$10^4 m^2$	10 m 以上	地質構造的要因 岩質劣化・流れ盤	"深層破壊型"
$10^5 m^2$			
$10^6 m^2$ 以上			"巨大崩壊" (a)

注) 千木良雅弘: 風化と崩壊, 近畿堂社, 1995, p.93

図 - 6 崩壊規模と崩壊様式・要因を示す模式図

はじめに

1996年2月10日午前8時10分頃、国道229号線の豊浜トンネル古平側坑口上部の急斜面が崩落し、トンネルを破壊、トンネル通過中の路線バスおよび乗用車1台を押しつぶした。この突然の惨事で、20名が命を奪われた。また、危うく難を逃れた乗用車を運転していた女性1名も負傷した。本報告はこの痛ましい事故の原因を地質学の立場から検討してきた結果をまとめたものである。この報告が事故の再発を防ぐために多少なりとも貢献し、尊い命が二度と再びこの様な事故で失われないことを願い、執筆する。

積丹半島の地質構造と地形の特徴

岩盤崩落現場は、周知のように、北西に向かって日本海に突出した積丹半島の北側の「付け根」にあり、石狩低地帯から石狩海盆に連なる沈降地帯の南西縁に位置している。石狩低地帯は新第三紀末以降堆積物が累積している地帯で、170万年前以降の第四紀を通じて、大局的に沈降を続けてきた地域である。一方で、山地を形成する積丹半島の主体は新第三紀中期から後期（約1500万年前から170万年前）の水冷火砕岩類であり、新第三紀には大部分海底であった。したがって、積丹半島は、人類の時代ともいわれる第四紀を通じて、北東側の沈降運動に対して、山地として隆起を続けてきた。この構造運動の境界が積丹半島北東縁の海岸線である（図1）。

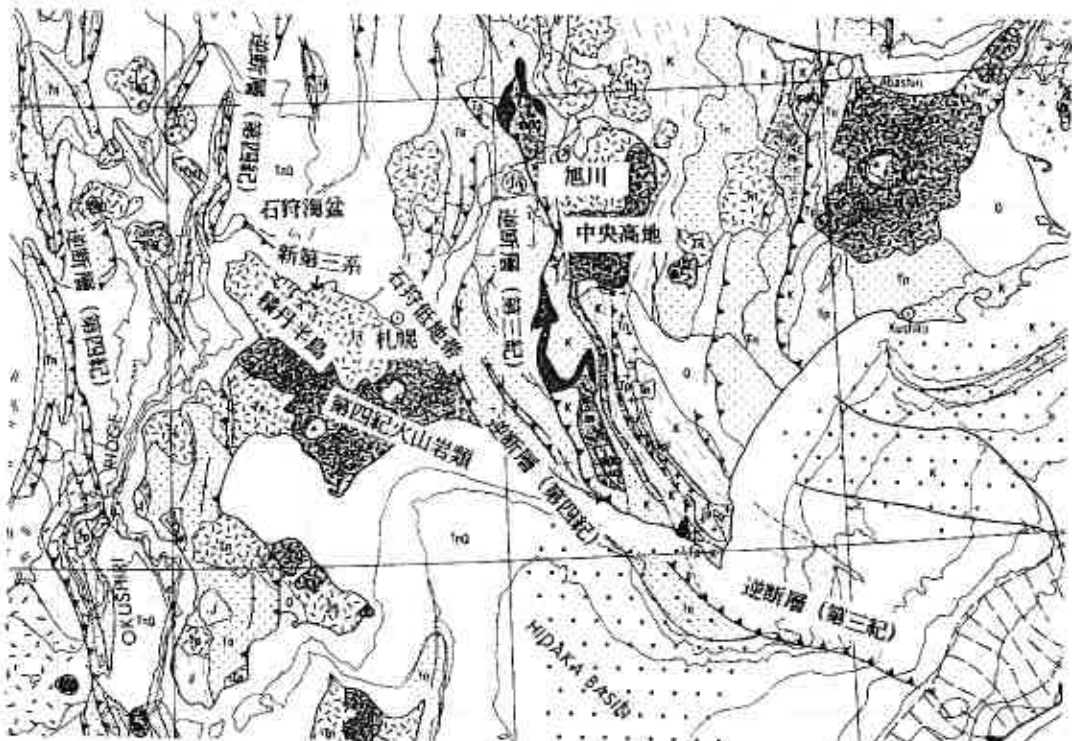


図1 積丹半島—石狩低地帯の周辺の地質構造の概要（地質調査所、日本地質アトラス、第2版より、1992）

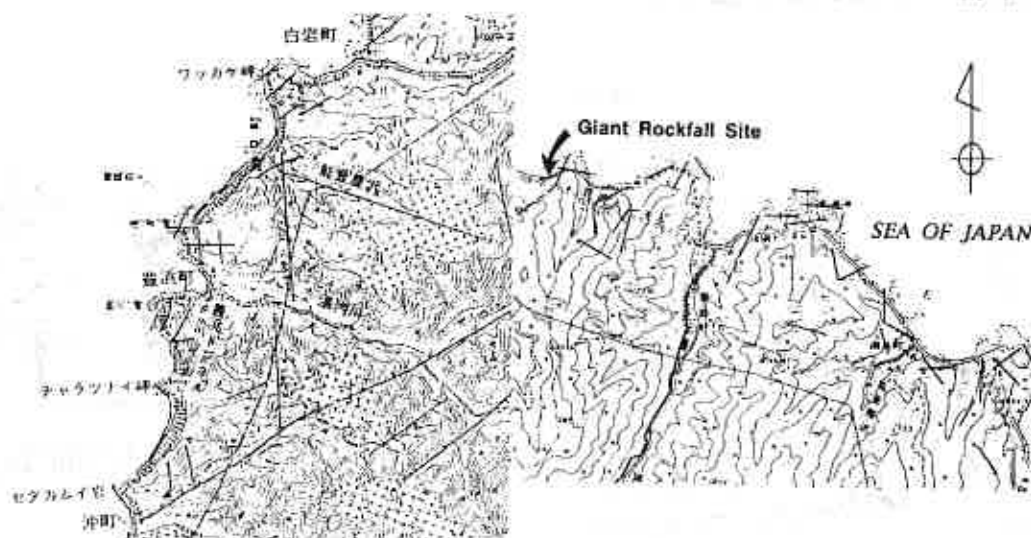
Giant Rockfall and Geological Structure — What tell us the slope collapse at the mouth of Toyohama Tunnel?

Watanabe Teruo (Earth & Planetary Sciences, Graduate School of Science, Hokkaido University)

積丹半島の北東縁の急崖は、この第四紀（人生80年の21,250倍の長さ、あるいは20世紀の850倍）という時間スケール——人間の歴史から見れば気の遠くなるような、しかし、地球の歴史から見れば170万/460000万（地球の歴史を1年に換算したときの3時間15分ほど）という短い時間——の中での変動の産物である。貝塚ら（1985）の紹介によれば、第四紀の石狩低地帯の沈降量は500mを越え、積丹半島の上昇量も500を越える。このような沈降—隆起帯が近接しているところは日本の中でも特異である。こうした激しい上下変動は一般にプレートの衝突境界付近に認められている。日本で第四紀に1000mを越える隆起がもっとも顕著に認められるのはフォッサ・マグナの西に位置する中部山岳地帯で、これは日本海北東縁部から南北に連なるプレート境界（ユーラシア・プレートと北米プレートの境界）のすぐ西にある。中部山岳地帯は太平洋プレート方面からの圧縮が作用し、第四紀に上昇を続けてきた。このプレート境界に沿って、日本海海底に南北性の活断層が数多く認められる（図1）。1993年7月の北海道南西沖地震がこのプレート境界の活動と関係あることはマスコミ報道などを通して良く知られていることであろう。しかし、積丹半島の北西への延びはこの周辺の構造から見ても一般的ではないので、南北に延びるプレート境界の動きを反映しているというのは無理がある。積丹半島北側の海底には第1図に示すように北西に走る逆断層（南側の上昇を示しているようである）が知られているが、一体、この北西—南東に走る逆断層の方向は何を意味するのであるか？ 実は確たる答えを私はもっていない。が、私は日高海岸沖から南西に延びる第三紀の逆断層の方向に一致していることに注目している。この第三紀の逆断層は西進した千島弧（—北海道東部）と北海道西部の衝突帯の前縁である。太平洋プレートの西進は今日でも続いているから、衝突帯の前縁であった部分は第四紀にはさらに西側に移動しているはずである。石狩低地帯の東縁を限る馬追丘陵に見られる活断層はこのような移動した衝突帯前縁の断層である。類似の断層が何方向かに枝分かれして、恐らく積丹半島沖まで延びているのであろうというのが、私の推測である。つまり、積丹半島北東縁がまだ十分に認識されてはいなかった第三紀に形成されはじめたプレート衝突の派生境界であろう。今後さらに顕著な地形的対照をうみ出す可能性を含んでいるのではないかとと思われる。こう考えて見ると、第四紀という時間スケールでは、積丹半島の北東縁は日本海側では奥尻島周辺と並んで特に活動的な地帯であったのではないだろうか？ 今後の周辺の地下構造の探査からこの推測に対する厳密解を得ることは重要だと考えている。

豊浜トンネル周辺の地質と地形

さて、これまでは北海道や周辺地域から積丹半島を見て、北西—南東の地形の急変に注目してきた。ここでさらに細かい点に注目すると、豊浜トンネル周辺には違った特徴がある。セタカムイ、チャラツナイ、錯の穴、ワッカケと西から続く岬が北西—南北方向を切って（概して北北東—南南西に）突出している（図2）。



豊浜トンネル崩落事故調査委員報告書より 山岸、1996より
第2図 豊浜トンネル周辺の地形とリニアメント（地形図は国土地理院発行のものを複製）

これは尾根にも続く。特にセタカムイ、チャラツナイ間では200mを越える尾根が海蝕崖まで迫っている（この海蝕崖の反対側は地滑り滑落崖である、高橋伸幸）。積丹半島の中でもこれほど高度さのある崖は稀である。突出一湾入を繰り返す地形は2方向のリニアメントとしても認めることができる（図2）。

突出部はやがて波蝕によって削られるのが自然の摂理である。突出部先端がどのようにして削られてゆくかはワッカ岬の崩落（1993～1994年冬期）や旧セタカムイトンネル坑口の例によって示された。そして、突出部側面がどう削られかという1例が今回の豊浜トンネル坑口の斜面崩壊である。崩落の直接の原因はさておき、長期に渡って、水のしたたり出る場で、水砕火砕岩中の割れ目がつながってしまった結果が大崩落へとつながっていった。「水みち」と割れ目の入り方が問題の根底にあったと考えている。ここで、更めて、地質について述べて見よう。

豊浜トンネル古平側坑口部は高さ120mにおよぶ垂直に近く切り立った海蝕崖であり、小規模なオーバーハングも多数認められる。この海蝕崖は海側（NE）に緩く傾いた新第三紀中新世の尾根内層（山岸、1986）とよばれる水砕火砕岩あるいは水砕破砕岩（ハイアロクラスタイト）より構成されている。この地域にこれまで落石が続いていたことは崖錐の様子および渡辺・大場（1996）の報告などからも明らかである。それでは、この急崖地にはどの程度の傾度で、どのくらいの規模の崩落が発生しているのでしょうか？ この答えは是非とも見出し、防災に役立てたいものである。しかし、一般に急崖の崩壊は突発的であって、予測は難しい（藤田、1996、足立ほか、1996など参照）。しかし、出来るだけ長期の経年変化から、崩落規模と傾度の経験則を見出し、この問いに対する答えを準備することは防災上も道路建設上も重要である。とはいえ、今出せるこの経験則は大変大雑把なものになる。そこで、より正確さを追及する第一歩としてここで岩盤崩落現場の特徴を記載し、今後の留意点を明らかにすることに努めた。

崩落崖は岩相によって、三つのユニットに分けられる（図3、箕浦ほか、1996a；山岸、1996より）。上部と下部のユニットは輝石安山岩質の角礫を主体とし、平行葉理の発達したReworked hyaloclastite（再堆積した水砕岩）である。層厚70m+の上部のユニットは頻繁に砂岩を挟むが、層厚30m+の下部の層にはほとんど認められない。上部と下部に挟まれた中部のユニットは厚さ約20mの輝石安山岩質水砕破砕岩で、層理面と20-30度斜交する何枚かの層からなり、堆積物の供給源に近い。事実、崩落崖西方50mの急崖上部にはフィーダーダイク(Feeder dike)がみとめられる。今回の崩落岩塊の頂部は、ちょうどこの中部と上部とのユニット境界に当たり、高さは約60mである（山岸、1996；宇井、1996）。崩落崖の周辺部には、植生の付着によって推定される、5-20m間隔の割れ目が10数本認められるが、多数の細かな剥離亀裂はあまり発達していないことから、一見均質で堅硬な岩盤に見える。

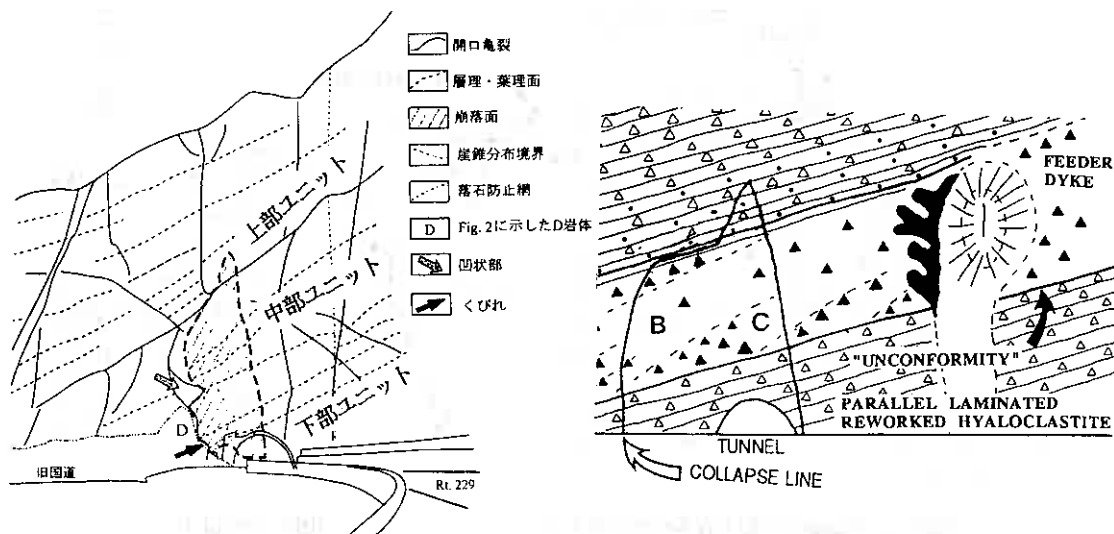
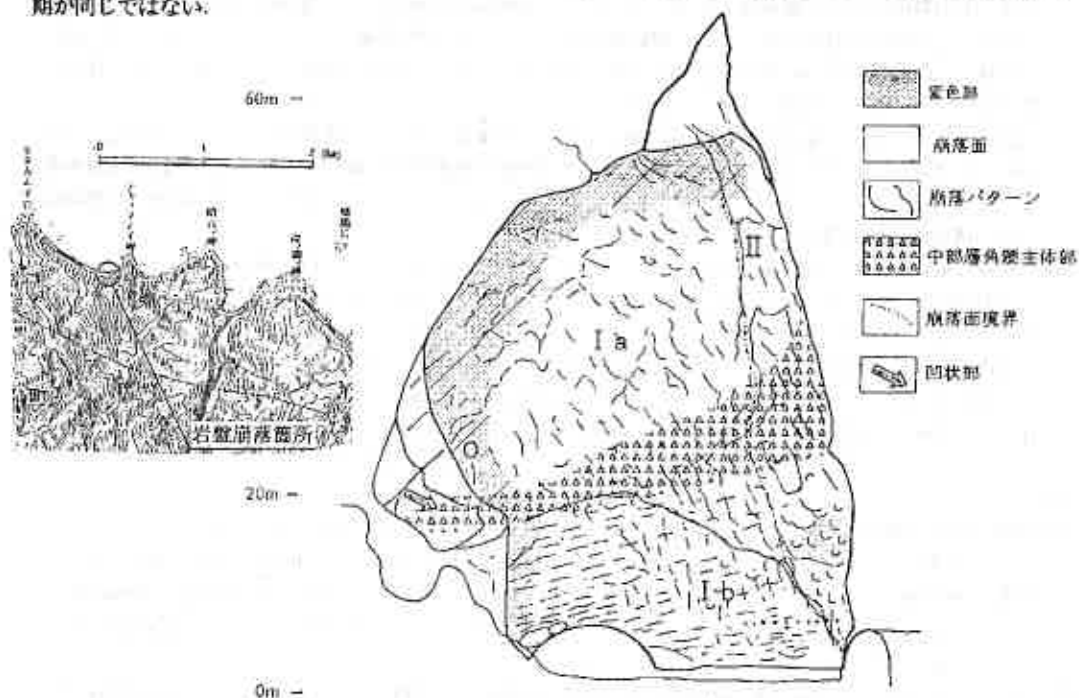


図3 豊浜トンネル古平側坑口の地質構造（箕浦ほか、1996a；山岸、1996より）

上部と中部、中部と下部のユニット境界付近は、崩落後に水柱が成長してきたことからわかるように「水みち」であった。開発局事故調査委員会の報告書によれば、最大水圧は上部-中部間の部分で1.37kgf/cm²、中部-下部で1.16kgf/cm²であった。不幸にして、この水の供給状態は上を覆う岩盤で隠されていたと思われる。トンネルはこの海蝕崖に対して約35度斜交して掘削されているが、古平側トンネル坑口はすぐ左（海側）に数年前に落石があった窪み地形があるものの、中部ユニットが浸食に耐えてやや突き出ている。また、坑口右側にははっきりとした亀裂が見られ、またフィーダーダイクからの落石が頻繁にあり、崖壁がたまりやすくなっている。後に述べる背後の亀裂やユニット境界の「水みち」の重さを十分理解していないと坑口は安全そうに見えたであろう。崩壊したトンネル巻き立て部は実際には半トンネルといわれる部分からトンネル部にかけてである。片側のみが急崖に連なる被覆岩盤(overburden)と海側支持部は約5mあるいは以下という薄い支持岩盤の部分である。この支持部が薄かった岩盤背後の左上部には、急崖にほぼ平行な亀裂がかなり以前から存在していたと判断される(渡辺, 1996; 箕浦ほか, 1996b)。岩盤の強度が特に不足していたわけではないから(豊浜トンネル事故調査委員会報告書, 1996; 藤井, 1996)、亀裂の位置が多少でも違えば、あのような崩落が起こることはなかったであろう。このことは急崖斜面に斜交して作られるトンネルには特別の積査が要求されることを示しているが、事故防止には、隠れた亀裂とその進展を見抜くということが要求された。このことは極めて至難である。現状では地質時間スケールでの危険性をもっと重視していただかないのではないだろうか。

以下、箕浦ほか(1996b)にしたがって、崩落面の状況を紹介する。問題の亀裂は崩落崖正面の左側および上部の褐色変質部である(図4)。崩落崖のすぐ左に前述の窪み地形が形成されている。変色部のさらに右側奥に相対的に変色の弱い、浅い凹状のもう一つの面がある。最も厚い岩盤が剥がれたのはこの部分であり、この岩盤剥離を想定し得たか否かが、予知・予測の判断の鍵を握る。この二つの面は現在は連続しており、崩落面正面上部を構成している。崩落面上部の右側面は正面とは高角で交わるNW-SE性の面であり、ここに引張によって形成される「すき棚構造」が見られる(渡辺, 1996)。恐らく崩落岩盤が最後まで付着していた部分であろう。崩落正面の高さ25mのところやや突き出たリッジ部があり、正面下部はふたたび浅い凹状の面を作り、平面的にはENE-WSW方向からE-W方向に緩い弧を描く。つまり、崩落面全体は単純な一面ではなく、いくつかの面から構成され、しかも各々の面はゆるい曲面である。これらの面は形成時期が同じではない。



第4図 崩落面の状況(箕浦ほか, 1996bより)

中部ユニット上部にはスメクタイト（モンモリロナイト）の濃集部がある。さらにこの周辺の多くの岩石にも少量ながらスメクタイトが検出されており変質作用によるものではなく風化による生成が考えられている（松枝他、1996）。崩落の経過については、目撃者がいないため不明である。唯一予兆と思われる現象の目撃談によれば、「トンネルを余市側から古平側に通過中、古平側の出口近くに近づくと、砂や小石が車のフロントガラスに落ちてきた……上を見るとトンネルの天井部分に無数の亀裂が生じ、砂のようなものが滝のように落下していた……亀裂はトンネル軸にほぼ平行で、3mぐらいの長さで、トンネル天井全体にはなく、向かって右側（海側）にのみ見られた……時計を見たら7時40分であった」という（藤原：1996）。この事から、崩落のあった8時10分より、少なくとも25分以上以前から崩壊が始まっていたことがわかる。

崩壊以前に撮影された1993年10月の斜め空中写真やさらに以前のトンネル正面の写真から、崩落面とほぼ平行な亀裂の存在が植生の付着によって推定できる。恐らく開口していたものと思われるが、どの程度開口していたのか、また深さ等については不明である。またこの亀裂は不規則にしか発達せず、このことが存在予測を難しくしている。ただし、今回の調査では亀裂とユニット境界の交点に水の集中的湧出部（窪み）があること、大まかに言えば、20m間隔ほどで窪みが見られることがわかった。亀裂の性格を検討する上で現場のすぐ西のセタカムイの岩はくびれに見られる正断層（変位は小さいが）と関連した亀裂の形成は今後検討をすべき課題であろう。崩落岩盤には顕微鏡下では微細な擦れが生じている場合もあること（川村による）などから、構造運動と亀裂形成の関係が注目されるのである。ただし、ここで問題にしている亀裂は一般に構造性節理と呼んでいるものとは同一には扱えない。亀裂の発達・進展の要因については、風化・地下水圧・凍結圧・地震動等いろいろ考えられるが、事故調査委員会では岩盤表層の凍結による間隙水圧の上昇に注目した。それぞれがどのように亀裂の進展・発達したのかを定量的に把握することはできないが、「亀裂がトンネル坑口背後にはじめからあった」という前提で豊浜トンネルの斜面崩壊を論ずることは観察事実と合わない。

まとめに代えて

以上述べてきた地質学の立場から、岩盤崩落事故の教訓を導き出すと

- 1) 積丹半島北東縁の北西一南北にのびる急崖は、第四紀の堆積盆の形成や山地形成から判断されるように日本でも有数の活発な変動境界である。このような変動境界を検出し、岩盤崩壊に対処することが重要である。この場合の時間スケールは一般に第四紀という170万年を考慮すべきであろう。なお、北海道南西部では、最近の50万年が特に変動が大きいとの指摘もある（赤松、1988）。いずれにせよ、社会の歴史をはるかに越える時間スケールである。
- 2) 岩盤崩落につながった亀裂の形成は岩相境界（ユニット境界）あるいは地層境界にそって存在した「水みち」による影響が大きかった。地質構造の正確な把握と透水性や変質に関する岩質の正確な理解が重要である。亀裂の発生は一般に構造性節理と呼ばれているものと同一視はできないが、断層・岩盤隆起などの構造運動との関係は否定できない。
- 3) 大規模な亀裂の進展する位置や様式について今後の研究が重要であるが、研究の現状如何にかかわらず、防災対策としては、安全性についての基準を厳しくすることが求められよう。少なくとも第四紀の変動という時間スケールで自然災害をとらえることが求められている。
- 4) 今回の崩落には凍結面の存在と水圧の上昇が重要との指摘がある（事故調査委員会報告書）。寒冷地での岩盤の振る舞いには今後研究すべき点が多い。凍結融解の長期に渡る影響は岩盤の脆弱化を促す（福田ほか、1996）。水みち沿いの窪み地形と凍結融解の関係は注目される。

文献

- 赤松守雄 1988 北海道における中期更新世海進とその背景 地質学雑誌 94巻 173-186。
足立紀尚・大西有三・荒井克彦 1996 福井県越前岬の崩壊と災害の教訓 月刊「地球」18巻 589-595。
宇井忠英 1996 豊浜トンネル岩盤崩落事故現場の水冷火砕岩の岩石記載学的特徴 北海道地区自然災害科学資料センター報告 vol. 11, 25-30. 北海道地区自然災害科学資料センター（北海道大学工学部）
藤井義明 1996 豊浜トンネル岩盤斜面崩壊に関する材料試験と応力解析 北海道地区自然災害科学資料センター報告 vol. 11, 77-89. 北海道地区自然災害科学資料センター（北海道大学工学部）

- 藤田崇 1996 斜面変動と第四紀変動 月刊「地球」18巻 595-601.
- 福田正己・播磨屋敏生・原田紘一郎 1996 岩石の凍結-融解による風化が基盤崩落に与える影響について 月刊「地球」18巻 574-588.
- 貝塚爽平・成瀬洋・大田陽子 1985 日本の平野と海岸 (日本の自然 4) 岩波書店 226p.
- 松枝大治・平間正男・渡辺暉夫 1996 積丹半島豊浜トンネル崩落崖付近の水冷火砕岩の変質作用 北海道地区自然災害科学資料センター報告 vol. 11, 71-76. 北海道地区自然災害科学資料センター (北海道大学工学部)
- 箕浦名知男・藤原嘉樹・渡辺暉夫 1996a 豊浜トンネル崩落に関する地質・地形的特徴について 北海道地区自然災害科学資料センター報告 vol. 11, 31-47. 北海道地区自然災害科学資料センター (北海道大学工学部)
- 箕浦名知男・渡辺暉夫・宇井忠英・藤原嘉樹・川村信人・松枝大治 1996b 豊浜トンネル古平側坑口斜面崩落の地質学的・地形学的特徴・背景. 第33回自然災害科学総合シンポジウム 要旨集 25-28. 地質調査所 (編) 1992 日本地質アトラス (第2版) 朝倉書店.
- 豊浜トンネル崩落事故調査委員会 1996 豊浜トンネル崩落事故調査報告書 (北海道開発局)
- 渡辺暉夫・大場与志男 1996 豊浜トンネル崩落崖の30年の変化 北海道地区自然災害科学資料センター報告 vol. 11, 49-52. 北海道地区自然災害科学資料センター (北海道大学工学部)
- 山岸宏光 1996 ハイアロクラスタイトと岩盤崩落 北海道地区自然災害科学資料センター報告 vol. 11, 9-24. 北海道地区自然災害科学資料センター (北海道大学工学部)

室蘭工業大学 大学院 ○学生員 横浜 勝司
室蘭工業大学 工学部 正 員 川村 志麻
室蘭工業大学 工学部 正 員 三浦 清一
室蘭工業大学 大学院 学生員 宮浦 征宏

1. はじめに

筆者らは海洋構造物を支持する地盤の流動化機構について室内模型実験および解析的研究により解明しようとしている。前報までの報告では繰返し荷重を受ける構造物の動きを天端の変位量のみから推定する式を沈下土量と側方流動土量が等しいという仮定を立てることから導いた^{1) 2) 3)}。その結果、天端の変位量から導かれる構造物の沈下量の推定式は模型実験結果と良い一致を得ることができた。しかしながら、構造物の水平方向の移動量の推定はそれほど良い一致は得られなかったようである。また、それら一連の推定式の仮定について本模型実験における検証を行っていなかった。そこで本稿では、まず模型実験の沈下土量と側方流動土量を測定し、その地盤内の流動特性を明らかにした。また、その結果より推定に用いた仮定と推定式の再検討を行った。さらに、本模型実験の結果と実際に被災したケーソン混成堤のデータを比較し、それらの対応関係を併せて検討している。

2. 沈下土量および側方流動土量

2-1 繰返し鉛直載荷試験による地盤内の

側方流動特性

波浪場において簡便な位置での測量で地盤内の変形挙動を推定することは、実務上においても非常に重要である¹⁾。よって、この推定を行う上で必要となる側方流動土量と沈下土量の関係を繰返し鉛直載荷試験^{1) 2) 3) 4)}をもとに調べてみた。本研究ではこの流動特性を調べるために模型砂層中の深さ100mmまでスパゲティ (径1.9mm) を左右25mm間隔に8本挿入し⁵⁾、繰返し回数 N_c が100、200、500、1000、1500、2000回時でのそれらの変位を測定した。図-1は繰返し回数 N_c が100、2000回時の側方変位の変化を示したものである。変位が進行するとともに挿入したスパゲティは次第に外側にはらみ出るようであり、その傾向は模型載荷板直下において顕著である。ここで、これらの挙動を定量化するために図-2に示すように沈下土量 V_s を模型載荷板が砂層内に沈下した体積、側方流動土量 V_b を模型載荷板底部端点に挿入したスパゲティの変位量から計算された体積を単位奥行当り

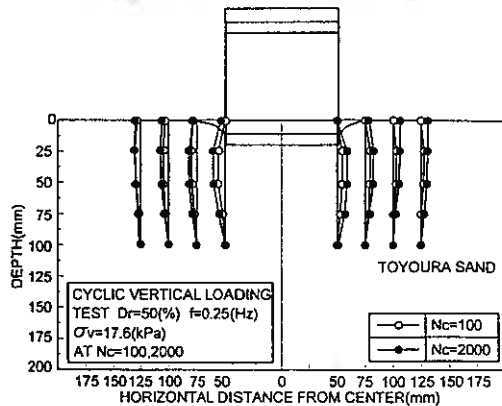


図-1 模型実験における側方流動特性の模式図

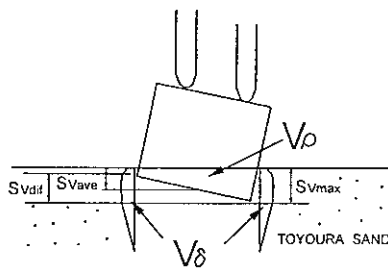


図-2 側方流動土量と沈下土量の定義

Characteristics of sand flow failure induced by ocean wave and its evaluation : Shoji Yokohama, Shima Kawamura, Seiichi Miura, Masahiro Miyaura (Muroran Institute of Technology)

の側方流動土量として定義した。なお変形中に隆起した砂の体積は今回は考慮していない。また沈下量の評価は模型載荷板が最も沈下した距離を最大沈下量 $S_{v,max}$ 、沈下量の平均値を平均沈下量 $S_{v,ave}$ 、模型載荷板底部の沈下量の差を不同沈下量 $S_{v,dif}$ として定義し、変形挙動をこの3つの沈下量で表している¹⁾。図-3は相対密度 $D_r=50\%$ における一連の試験から得られた沈下土量 V_s と側方流動土量 V_b を繰返し回数 N_c との関係で表したものである。これより繰返し回数 N_c が100回程までに各土量は最終土量の約50%を生じているようである。このことは沈下土量および側方流動土量の発生は荷重の初期段階 (N_c が約100回程程度) までに急激に進行し、荷重直後の挙動が全変形挙動の支配的な要因であることを示している。そのことをさらに詳細に検討するために、図-4に各回数での各土量をそれぞれの最終土量で正規化したものと繰返し回数 N_c との関係で示した。この図から側方流動土量と沈下土量の間には同一の挙動を示していることが注目される。すなわち沈下土量と側方流動土量には1対1の関係があるようである。次にこの土量の相対的な関係を調べるために、図-5に繰返し回数 N_c と沈下土量に対する側方流動土量の比の関係で示してみた。この図からもわかるように土量比は荷重初期に急激に増加し、その後定常状態に落ちつくようである。なおその値は約0.6前後を示しており、沈下土量に対して側方流動土量が100%生じるわけでないようである。

以上のことから消波構造物を支持する砂地盤の破壊は、波浪による荷重が作用した直後の側方流動土量および沈下土量の急激な変化が主要な要因をなしていると考えられ、このことはこの初期段階の挙動を追従することができればこれらの挙動を阻止する1つの手段となり得ることを示唆している。

さらにこの土量比 V_b/V_s の繰返し回数 N_c に対する変化について検討を行った。図-6 (a)に繰返し回数 N_c が2000回の場合の土量比 V_b/V_s と模型載荷板底部中心に生じたモーメントの関係、図-6 (b), (c), (d)に繰返し回数 N_c が2000回の場合の土量比と模型載荷板の最大沈下量 $S_{v,max}$ 、平均沈下量 $S_{v,ave}$ 、不同沈下量 $S_{v,dif}$ との関係

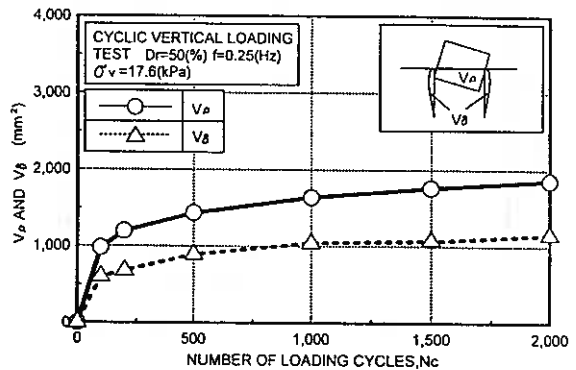


図-3 沈下土量と側方流動土量の経時変化

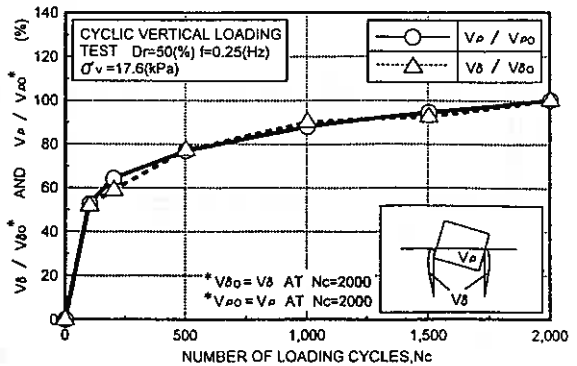


図-4 各土量の変化率の経時変化

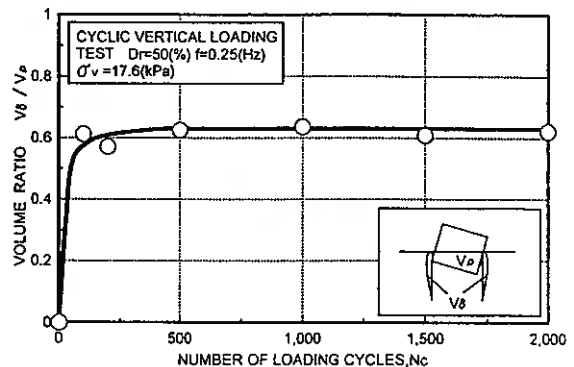


図-5 土量比の経時変化

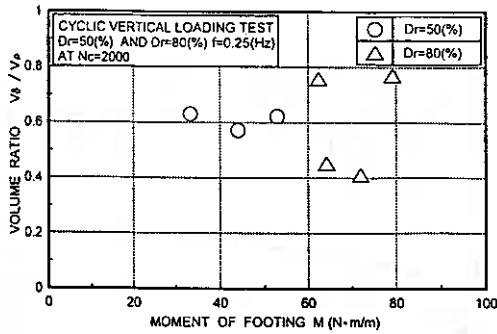


図-6 (a) 最終土量比と載荷モーメントの関係

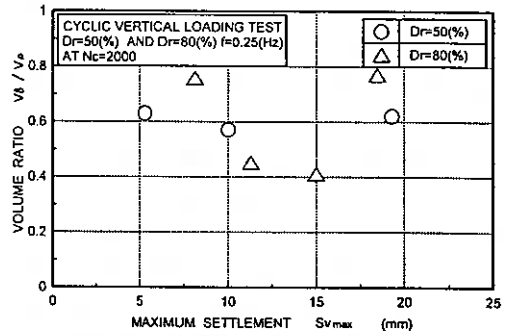


図-6 (b) 最終土量比と最大沈下量の関係

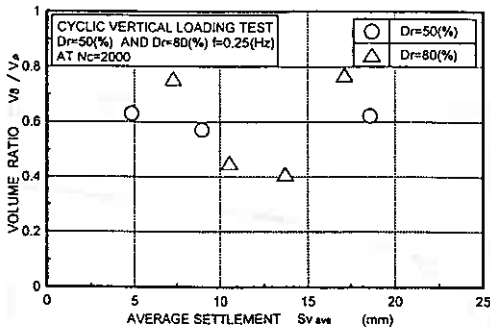


図-6 (c) 最終土量比と平均沈下量の関係

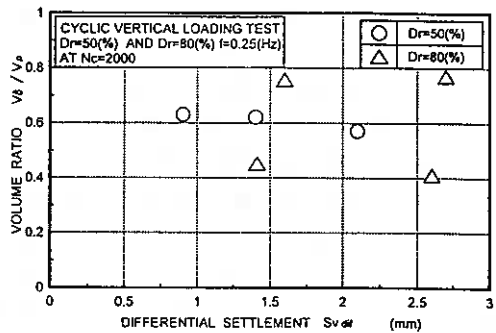


図-6 (d) 最終土量比と不同沈下量の関係

をそれぞれに示した。これらの図より土量比 V_s/V_{s0} は載荷荷重の大きさに影響されないようである。また構造物の各沈下量に対しても明確な関係は得られていない。なお、本実験では相対密度 $D_r=50\sim 80\%$ の間では0.4から0.8の範囲であった。このことより、土量比は載荷荷重、相対密度、構造物の変形量には影響されないことが云えよう。

2-2 矢板を設置した繰返し鉛直載荷試験による地盤内の側方流動特性

本研究では側方流動阻止効果を調べるために地盤内に矢板を敷設し、その敷設効果⁴⁾を調べている。ここでは矢板敷設による側方流動土量と沈下土量の変化を調べた。なお敷設した矢板は地盤内で移動しないように両端を固定している。また矢板の深さは $L_w=200\text{mm}$ であり、矢板の敷設位置は模型載荷板からの距離を $T_w=70\text{mm}$ および $T_w=190\text{mm}$ に変化させて設置し、繰返し鉛直載荷を行い側方流動土量および沈下土量を求めた⁴⁾。

図-7 (a)は模型載荷板から矢板までの距離が $T_w=70\text{mm}$ のときの相対密度 $D_r=50\%$ における試験から得られた側方流動土量および沈下土量と繰返し回数 N_c の関係で表したもので、図-7 (b)は矢板までの距離を $T_w=190\text{mm}$ に設定したときの各土量と繰返し回数 N_c の関係で示している。両図より矢板の設置距離が $T_w=70\text{mm}$ における繰返し回数 N_c が2000回時の沈下土量および側方流動土量は、矢板の設置距離が $T_w=190\text{mm}$ のものと比較して沈下土量で約6.8%、側方流動土量で約6.6%の減少が見られた。また図-3と図-7 (b)から分かるように矢板を敷設しない時の土量と矢板の設置位置が $T_w=190\text{mm}$ の上量ではそれほど大きな差は現れていない。した

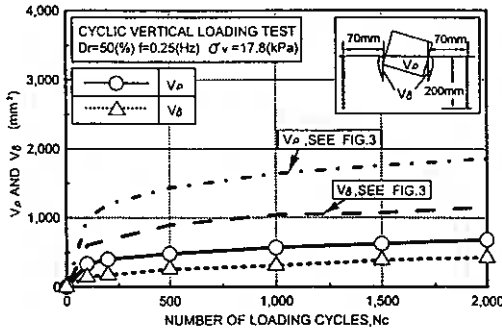


図-7 (a) 矢板設置位置 $T_w=70\text{mm}$ 時の各土量の経時変化

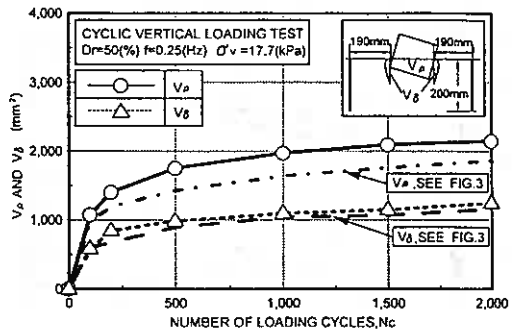


図-7 (b) 矢板設置位置 $T_w=190\text{mm}$ 時の各土量の経時変化

がって側方流動阻止には矢板の敷設置位置が大きく影響することが明確になった。なお本模型実験では矢板の距離を構造物の幅の1.9倍程度にすると矢板による側方流動阻止効果はほとんど見られなかった。

さらに矢板の側方流動阻止効果を詳細に検討するために図-8 (a), (b)は各矢板設置位置での沈下土量に対する側方流動土量の比 V_b/V_p と繰返し回数 N_c との関係を示している。これらの図より矢板の設置が狭い場合には、矢板無しおよび矢板設置位置が広い場合と比べてその変形は緩やかに進むようである。また定常状態に至るまでの繰返し回数 N_c は他の設置位置の場合および矢板無しの場合と比較して約4倍程度の回数がかかっている。これは矢板を狭く設置することで沈下に対して側方流動が敏感に反応できずこのような結果になったと思われる。よってこのように矢板を狭く設置することは沈下、傾斜を伴う急激な変形を抑えることができる1つの有効な手段であることが示された。

次に各土量の変化を詳しく調べるために図-9 (a), (b)に各矢板設置位置での沈下土量、側方流動土量を全沈下土量および全側方流動土量で正規化したものと繰返し回数 N_c の関係を示している。これらの図より矢板が狭い場合には先程の矢板無しの場合(図-4参照)と比べて沈下変形、側方流動変形に明確な差が表れている。特に側方流動土量の発達が緩やかであることから、矢板を設置することで側方に流動せず、ゆり込

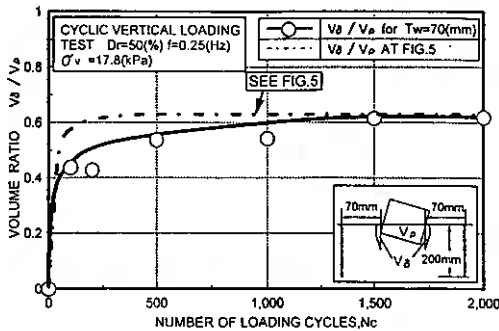


図-8 (a) 矢板設置位置 $T_w=70\text{mm}$ 時の土量比の経時変化

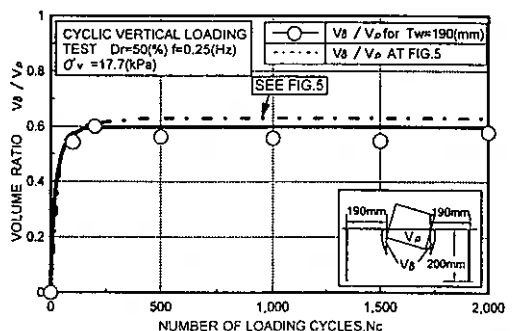


図-8 (b) 矢板設置位置 $T_w=190\text{mm}$ 時の土量比の経時変化

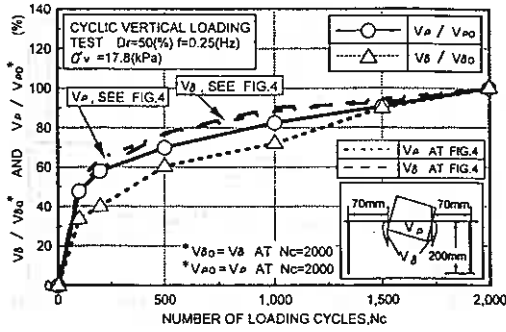


図-9 (a) 矢板設置位置 $T_w=70\text{mm}$ 時の各土量の変化率の経時変化

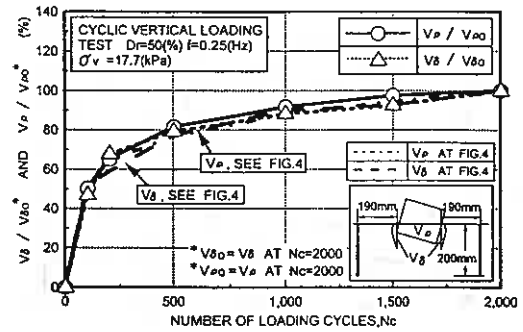


図-9 (b) 矢板設置位置 $T_w=190\text{mm}$ 時の各土量の変化率の経時変化

み沈下的な現象になっているようである。しかしながら模型載荷板と矢板の距離が $T_w=190\text{mm}$ の場合は矢板を敷設しないとときに同様に沈下土量と側方流動土量はほぼ同じ割合で発生している。したがって、このことから側方流動の阻止に矢板の敷設は有効ではあるが、その敷設位置が大きく影響し、またその敷設位置によっては載荷初期段階の側方流動の発生を効果的に阻止できるようである。さらに 図-10 (a) に模型載荷板底部中心に生じるモーメントと繰返し回数 N_c が2000回時の土量比 V_δ / V_ρ の関係を、図-10 (b) に繰返し回数 $N_c=2000$ 回時の模型載荷板の最大沈下量 $S_{v,max}$ と土量比 V_δ / V_ρ の関係を示した。これらの図から最終の土量比と模型載荷板に作用させたモーメントおよび沈下量には矢板を敷設しないとときにそれほど変化は無く、0.4から0.6の値をとるようである。なお土量比 V_δ / V_ρ と模型載荷板の平均沈下量 $S_{v,ave}$ の関係および土量比 V_δ / V_ρ と模型載荷板の不同沈下量 $S_{v,diff}$ の関係でも図-10 (a)、(b)と同様の傾向が見られた。これより、矢板を敷設した場合でも、最終の土量比は載荷モーメントおよび構造物の変位量には影響されないようである。したがって、側方流動土量の阻止効果を説明するには沈下土量および側方流動土量の変化の割合で整理する方がその傾向をつかみやすいと云える。

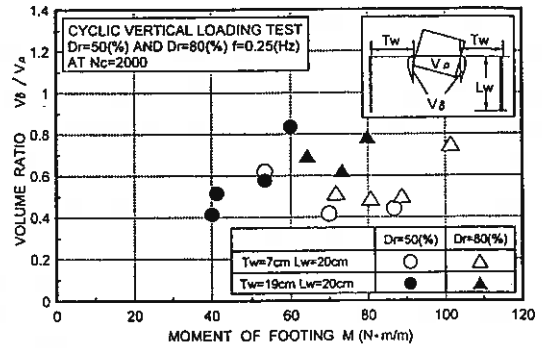


図-10 (a) 矢板敷設時の最終土量比と載荷モーメントの関係

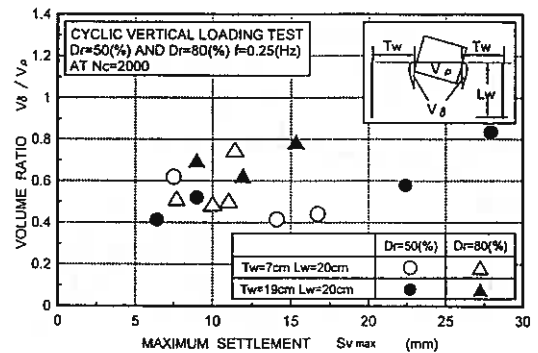


図-10 (b) 矢板敷設時の最終土量比と最大沈下量の関係

3. 構造物の変位量推定式の検討

前章では繰返し荷重を受ける構造物を支持する砂地盤の沈下土量および側方流動土量の特性について述べてきた。ここではそれらの結果を用いて構造物の変位量を推定する式^{2) 3)}を再検討し、新しく導かれた推定式で構造物の変位を推定してみる。^{*}

推定式の誘導には図-11のような仮定を用いた。すなわち図-2のように沈下土量 V_s は模型載荷板が沈下した体積としたが、側方流動土量 V_b は砂層表面で側方変位を最大水平移動量 S_{Hmax} 、砂層底部での変位を0とした直線分布になるものとし、その体積を側方流動土量とした。そして沈下土量 V_s 、側方流動土量 V_b は、定数 C_s および C_b を用いてそれぞれ以下のような関係になると仮定した³⁾。また以前の推定式では沈下土量と側方流動土量が等しいとして計算している³⁾。

$$V_s = C_s (W \cdot S_{Vmax}) \quad (1)$$

$$V_b = C_b (H \cdot S_{Hmax}) \quad (2)$$

ここで W は模型載荷板の幅 (=100mm)、 H は砂層の深さ (=400mm)、 S_{Vmax} および S_{Hmax} は図-12に定義されるように模型載荷板の最大沈下量および最大水平移動量、 C_s および C_b はそれぞれ沈下に関する形状係数と側方変位の深さ方向分布に関する形状係数である。よってこれらの式から模型載荷板の沈下量と水平移動量の関係を仮定し、幾何学的関係³⁾によって模型載荷板の動きを推定できることになる。(1)、(2)式より S_{Vmax} と S_{Hmax} の関係を求めると

$$S_{Hmax} = (V_b/V_s) (C_s/C_b) (W/H) S_{Vmax} \quad (3)$$

のようになる。また(3)式の関係を模型載荷板の幾何学的関係に用いると2つの鉛直変位計の測定値のみで模型載荷板変位量の推定式が導かれる。なおそれらの式は回転角を微小近似することによって以下のように表される。

$$S_{Vmax} = Y_R + (W/2 - c + X_R) (Y_R - Y_L) / 2c \quad (4)$$

$$S_{Hmax} = X_R - a (Y_R - Y_L) / 2c \quad (5)$$

$$S_{Vd,i} = W (Y_R - Y_L) / 2c \quad (6)$$

ここで Y_R 、 Y_L は鉛直方向の変位量の測定値、 X_R は水平方向の変位量の測定値、 a は地表面から水平変位計までの距離、 $2c$ は2つの鉛直変位量の測定点間の水平距離である(図-12参照)。これより(3)、(4)、(5)式を用いて S_{Vmax} および S_{Hmax} を鉛直方向の2点の測定値 Y_R 、 Y_L の関数で表すと次式のようになる。

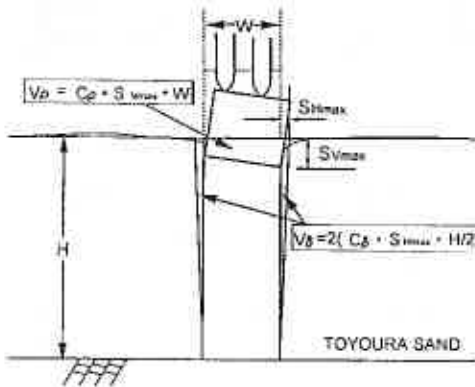


図-11 推定式に用いた各土量の仮定

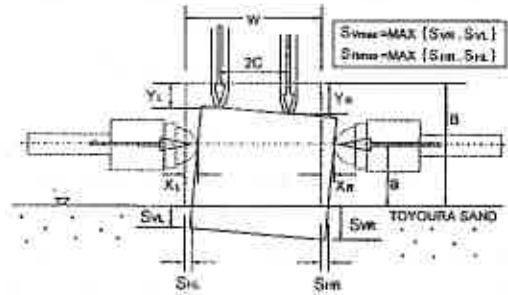


図-12 本模型実験における幾何学的関係

$$S_{v_{max}} = \{Y_R + (W/2-c)(Y_R - Y_L)/2c + a((Y_R - Y_L)/2c)^2\} / \{1 - (V_s/V_p)(C_s/C_s)(W/H)(Y_R - Y_L)/2c\}$$

$$\approx \{Y_R + (W/2-c)(Y_R - Y_L)/2c + a((Y_R - Y_L)/2c)^2\} \quad (7)$$

$$S_{H_{max}} = (V_s/V_p)(C_s/C_s)(W/H)S_{v_{max}} \quad (8)$$

ここで(7)式の最大沈下量に関する推定式は、構造物の回転角を微小近似すれば土量比および形状係数の比には依存しない関数で表現できる。よって、土量比および形状係数は(8)式の構造物の最大水平移動量の推定式にのみ用いられることになる。そこで上記の推定式の中にある土量比 V_s/V_p および形状係数の比 C_s/C_s の値を決定するために上述した矢板を設置しない場合の繰返し鉛直載荷試験⁴⁾の結果を用いて(1)、(2)式の間係を調べた。図-13(a)、(b)は各土量と模型載荷板の最大沈下量 $S_{v_{max}}$ および最大水平移動量 $S_{H_{max}}$ の関係で整理したものである。これらの図より沈下土量 V_s と模型載荷板の沈下量 $S_{v_{max}}$ の間には右上がりの関係が得られている。一方、側方流動土量 V_s と最大水平移動量 $S_{H_{max}}$ の関係は多少のばらつきがあるものの、図-13(a)と同様に右上がりの関係が存在するようである。また形状係数 C_s 、 C_s はそれぞれ図-13(a)、(b)の直線の傾きとして求められ、それらの直線の勾配は図-13(a)、(b)より一定のようである。したがって上述の形状係数の仮定が満足され、沈下および側方流動に関する形状係数はそれぞれ $C_s = 0.9$ 、 $C_s = 1.5$ のように求めることができた。ここで土量比 V_s/V_p は、上述したように矢板を設置しない場合の載荷試験においては、相対密度、載荷荷重および模型載荷板の沈下量に関係なく一定値(0.4から0.8程度)をとることが前述の結果より明らかであるのでここでは代表値として0.6を用いることにする。

以上の値を用いると本模型載荷試験における推定式は、以下のように表現される。

$$S_{v_{max}} = 0.014Y_R^2 + 0.028Y_R Y_L + 0.014Y_L^2 + 1.33Y_R + 0.33Y_L \quad (9)$$

$$S_{H_{max}} = 0.09 \cdot S_{v_{max}} \quad (10)$$

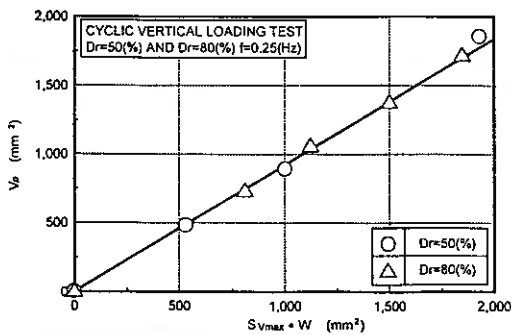


図-13(a) 沈下土量と最大沈下量の関係

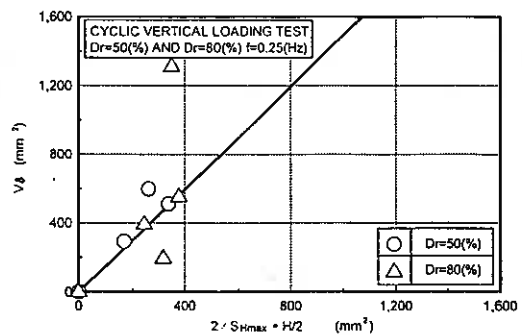


図-13(b) 側方流動土量と水平移動量の関係

次にこの推定式を検証するために、本模型実験の結果を用いて模型載荷板の変位量の実測値と推定値の比較を行った。この試験で載荷した荷重は実際の波高が3.0mに対応したものである¹⁾。図-14のマーカー(○印および△印)がそれぞれ模型載荷板の沈下量および水平移動量の実測値であり、(9)、(10)式で求められた推定値は各種の曲線で示されている。模型載荷板の沈下量および水平移動量は実測値と推定値でほぼ一致しているようである。このことは模型実験での波浪荷重の再現が正しいとするならば推定式は実現象においても用いることができることを意味している。

さらにこの推定式の正当性を調べるため、柏崎港の被災時データ⁴⁾を用いて沈下量および水平移動量の推定を行った。図-15(a)は柏崎港の断面図を、図-15(b)は平面図と縦断面図を示している。また図中の括

弧付で示している数値が推定式で算出した結果である。この図より推定した沈下量は被災時の沈下量とほぼ一致しているが、波浪が作用する方向（A-A方向）の水平移動量については測定値と推定値がかけ離れているようである。これは波浪の水平力によって地盤が破壊されずに構造物が大きく滑動し、その後ロッキング振動等で沈下が生じたためと考えられる。また波浪が作用する方向と直角方向（A-A方向と直角方向）については沈下量、水平移動量ともに測定値と推定値はほぼ一致していた。このことより、沈下が進行するような破壊モードの場合では上述した推定式は有効であるが、滑動破壊モードが主たる破壊の場合はその滑動量の推定は本推定式では非常に困難であることがわかった。

このように実際の被災事例では破壊モードが複雑に組み合わさっており破壊モードの判定は難しいようである。しかしながらその関係が何らかの形で表すことができれば消波構造物の沈下量、滑動量ともに求めることができると考えられる。なお下迫、高橋³⁾はケーソン混成堤についての滑動量の推定式を求めている。

以上のことから、波浪を受ける構造物・地盤系の沈下量、水平移動量は土量比の関係を用いることで推定することができた。またこの推定式は破壊モードと密接な関係にあり沈下を生じるような破壊モードが主たる原因の場合に良い一致を見ることができた。

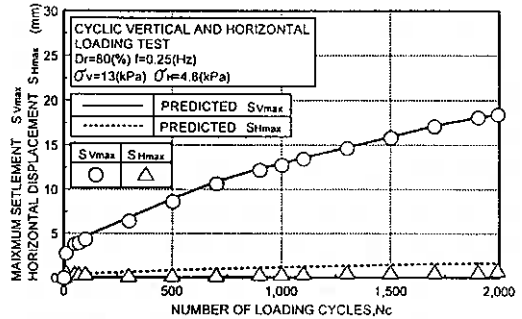


図-14 本模型実験結果と推定値の比較

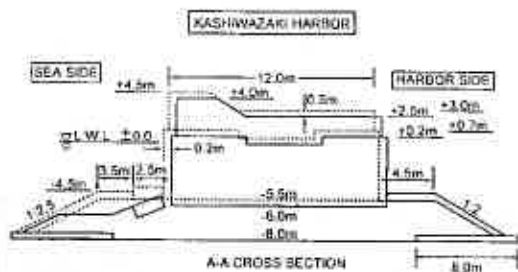


図-15(a) 柏崎港被災時の断面図

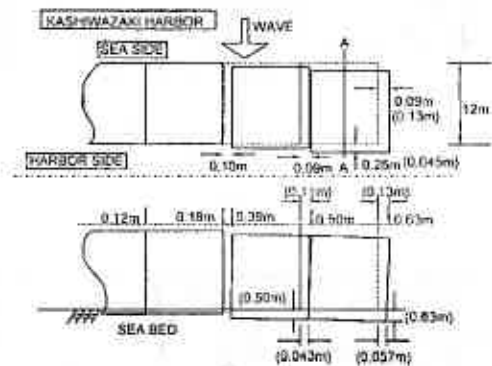


図-15(b) 柏崎港被災時の平面図、縦断面図

4. 本模型試験での変形特性と実際の被災事例との比較

本模型試験によって波浪を受ける構造物を支持する海底地盤の挙動を論じる場合には、実際の被災事例との比較を行い構造物・地盤系の変形挙動について本模型実験の結果との対応関係を論じる必要がある。ここでは構造物の挙動についてそれらの関連性を調べた。

図-16(a)は組合せ繰返し鉛直・水平載荷試験¹⁾および繰返し水平載荷試験²⁾での結果を模型載荷荷の

水平移動量が最大になったときの沈下量と水平移動量が整理したものである。また図-16(b)は被災事例のデータを破壊モード別に同様に整理したものである⁹⁾。この図には関口らが示した被災事例のデータ⁶⁾もあわせてプロットしている。これらの図より各破壊モードは一義的な関係にあるようである。また本模型試験における構造物の挙動(1点鎖線)は、被災事例における滑動沈下(▲印)、滑動転倒(■印)および関口らが示したデータ(○印)と同様に右上がりの傾向を示しているようであるが、その直線の勾配はかなり高く現れている。このことは被災事例において滑動成分が沈下よりも卓越していることより、本模型実験と明確な差となって現れていると考えられる。このことをさらに調べるために、図-17(a)に過去に行った組合せ繰返し鉛直・水平載荷試験⁷⁾および繰返し水平載荷試験⁸⁾の結果を用いて水平載荷応力と鉛直載荷応力の比(ただし繰返し水平載荷試験の場合は水平載荷応力と模型載荷板自重の比を用いた)と構造物の水平移動量と沈下量の比の最大値で整理したもの、および図-17(b)に被災事例データを用いて同様に整理したもので示した。図-17(a)より本模型実験においては応力比が1.5で曲線が急激に立ち上がるのが見られる。また図-17(b)より、被災事例ではある程度の範囲でばらつきがみられるものの応力比が約1.0~1.5程度で曲線が急激に立ち上がる傾向がみられる。滑動沈下が伴うような場合において曲線の傾きの急激な変化が存在するようであり、破壊モードの変化⁹⁾が明確に現れるようである。この結果から推測すると、応力比が1.5程度までの範囲で本模型試験と同様な結果が得られると考えられる。よって、本模型試験においてこの範囲が適用可能のようである。

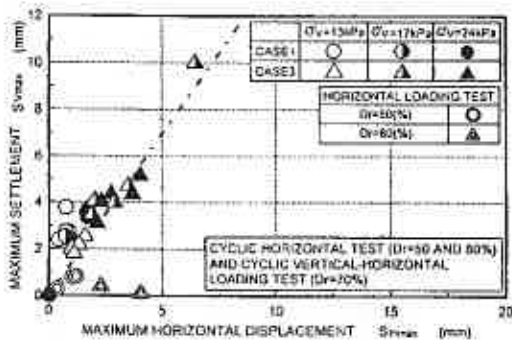


図-16(a) 模型実験の水平移動量と沈下量の関係

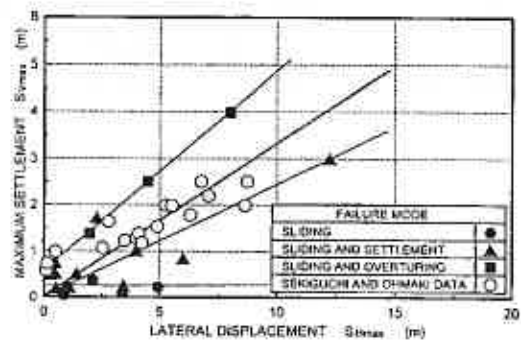


図-16(b) 被災事例データによる水平移動量と沈下量の関係

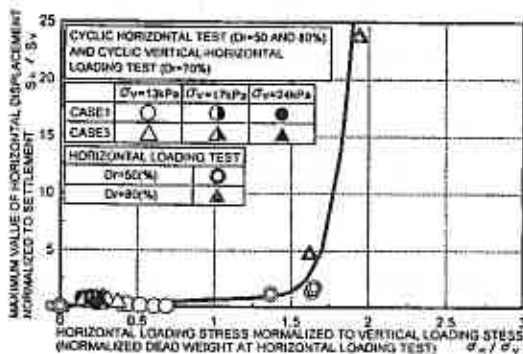


図-17(a) 模型試験の応力比と変位量比の関係

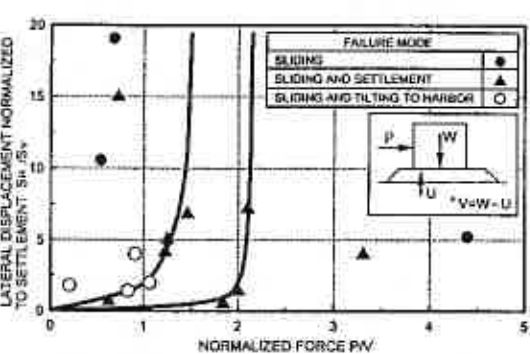


図-17(b) 被災事例の応力比と変位量比の関係

5. まとめ

以上の研究から次の結論を得た。

(1) 砂地盤上の構造物に繰返し鉛直荷重を載荷させると沈下土量および側方流動土量が生じる。これらの挙動は、比較的初期に最終土量の半分程度の量を生じることが示された。また、側方流動土量と沈下土量の比は載荷モーメント、相対密度および構造物の変形量には影響されないことが明らかになった。

(2) 砂地盤中に矢板を敷設した繰返し鉛直載荷試験では構造物の沈下量は低減される。また、側方流動土量と沈下土量の比は矢板を敷設しない場合と比べても変化は見られないが、側方流動土量そのものが減少していることがわかった。このことより、矢板敷設によって載荷初期段階の側方流動による沈下が抑えられるのではないかとと思われる。

(3) 本模型試験と海洋構造物の被災事例とでは、構造物・地盤系の挙動は類似している部分が多い。特に、海洋構造物の被害の滑動沈下モードではその傾向が強く表れている。また、本推定式は被災事例と良く一致しているようであるが、破壊モードによりその適用範囲に制限があることがわかった。

《謝辞》

本研究の実験・データの整理に本学4年生である長畑智、長谷一矢両君の多大なる協力を得た。またこの研究は文部省科学研究費奨励研究(A)の補助をうけたものである。記して感謝の意を表します。

《参考文献》

- 1) 三浦・川村・田中(1996)：波浪を受ける消波構造物・地盤系の流動破壊とその評価、海岸工学論文集第43巻(2)、pp1016～pp1020
- 2) 川村・横浜・三浦・萩原(1996)：波浪を受ける地盤・構造物系の動的評価のための試験法と解析法、地盤工学会北海道支部技術報告集第36号、pp187～pp194
- 3) 川村・三浦・横浜・萩原(1996)：波浪を受ける地盤構造物系の変形挙動と評価、第31回地盤工学会研究発表会講演集、pp945～pp946
- 4) 川村・横浜・宮浦・三浦(1997)：波浪を受ける構造物・地盤系の流動破壊阻止に関する実験、地盤工学会北海道支部技術報告集第37号(投稿中)
- 5) 谷(1995)：海洋構造物の支持力特性 6. 大型重力式構造物のスカート基礎、土と基礎 Vol. 43 No2 Ser. No. 445、pp55～pp60
- 6) 関口・柴田：地盤の支持力、鹿島出版会
- 7) 萩原・三浦・川村・横浜(1996)：構造物を支持する地盤の波浪による流動化に関する実験、地盤工学会北海道支部技術報告集第36号、pp177～pp186
- 8) 三浦・萩原・萩原・川村(1995)：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(第二報)、地盤工学会北海道支部技術報告集第35号、pp188～pp197
- 9) 下迫・高橋(1994)：混成防波堤の期待滑動量の計算法、海岸工学論文集第42号(2)、pp756～pp760

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 横浜 勝司
室蘭工業大学大学院 学生員 宮浦 征宏
室蘭工業大学工学部 正会員 三浦 清一

1. はじめに

現在までに海底地盤の安定問題を調べた研究は数多くあるが、そのほとんどは液状化の可能性とその発生領域の存在について言及している。しかしながら、このような波浪場にある構造物・地盤系の支持力特性および破壊モードは外力の大きさと作用方向によって複雑に変化し、その主たる原因が何であるかを判断することは非常に難しい。そこで本研究では、まず、過去38年間に起こったケーソン混成堤の被災事例を基にして、被災時の地盤・構造物系の力学挙動を工学的に分類し、その外力と破壊モードの関連性を調べた。このような波浪外力を受ける構造物・地盤系の破壊モードの中で沈下が生じるような破壊モードの場合は、外力の加わり方にもよるが、側方流動破壊を示すことが過去の研究により明らかにされている¹⁾。そこで流動破壊の阻止に対する矢板工の効果を調べた。また、沈下量及び間隙水圧挙動の関連性を調べ、流動破壊の推定についても検討している。

2. 被災事例の工学的分類

波浪場にある地盤・構造物系の破壊機構を調べる上で重要なことは、被災事例の照査を十分に行った上でそれらの挙動を判断することである。しかしながら、現在までにその被災事例の明確な工学的分類^{2) 3) 4)}を行った研究は、少なかったようである。本研究では過去38年間に起こったケーソン混成堤の被災事例^{5) 6) 7) 8)}について検討を行った。ここで採用した被災事例は港内側に被害が生じたケーソン混成堤であり、港外側に被災したものと及びその他の消波構造物は除いている。なお、波力と揚圧力は合田式により算出している。また、被災事例のデータは不明確なものが多いので、そのものについては括弧で示した。

表-1は、今回調べた被災港の外力と変形量を4つの破壊モード別に示したものである。なお、これらの破壊モードは被災事例の資料^{5) 6) 7) 8)}で用いられている分類である。したがって、表中の滑動-傾斜モード及び滑動-転倒モードは、滑動して捨石マウンドから滑落、転倒したものと考えられるので滑動モードに含まれるかもしれない。この表から、当然ではあるが、すべての破壊モードは滑動の伴う破壊モードであることがわかる。このことは捨石マウンドとケーソンとの摩擦係数との関係がかなり消波構造物の被災に影響を及ぼしていると云えよう。図-1は、上記の分類を基に被災時の構造物底部中心に生じるモーメントMをケーソンの幅Bで正規化したものと波力Pを有効鉛直力V (=構造物の自重W-揚圧力U)により正規化した値で示している。いわゆる摩擦係数との関係でプロットした。図中には併せて消波構造物の設計⁹⁾で用いられている摩擦係数 $\mu=0.6$ の値を破線で示している。この図からわかるように全被災事例において通常の設計に用いられている条件： $P/(W-U) < \mu$ を満たしているものは全体の約1/3であった。このことは上述のように、ほとんどの破壊モードが滑動を伴う被害であることを裏付けている。また各破壊モードともにそれらの関係に一義的な関係が存在している点も興味深い。すなわち滑動(●印)、滑動-転倒(■印)、滑動-傾斜モード(○印)は、摩擦係数 $\mu=0.6$ 付近から生じており、モーメントの増加にはあまり左右されていないようである。しかし滑動-沈下モード(▲印)ではモーメントの増加によって破壊時の摩擦係数値も増

表-1

	港名	被災年月日	波高 H _{max} (m)	合 式 に よ る 破 力 P (t/m)	堤 体 重 量 W (t/m)	合 式 に よ る 揚 圧 力 U (t/m)	有 効 鉛 直 力 V (t/m)	モ ー メ ン ト M (t・m/m)	M ₀ B	P/V	最 大 水 平 移 動 量 S H (m)	最 大 沈 下 量 S V (m)	S.H. S.V.
滑動モード (黒丸)	1 般若港	S. 34. 9. 25	11. 7	166	104	49	55	813	108	3	2.1	0.4	5. 23
	2 岩内港	S. 40. 12. 15	9	47	133	47	86	843	73	0.53	0.85	0.08	10. 63
	3 尻屋瀬港	S. 42. 9. 21	8. 1	73	87	17	70	442	67	1.04	0.87		
	4 小名浜港	S. 43. 1. 31	9	89	215	37	178	596	40	0.5	0.96		
	5 宮古港	S. 46. 1. 16	8. 3	100	121	24	97	646	68	1.03	1.94		
	6 鹿島港	S. 47. 1. 12	12. 6	221	393	83	310	2331	137	0.7	4. 74		
	7 八戸港	S. 47. 1. 13	8. 3	126	224	66	158	765	48	0.79	0.08		
	8 鹿島港	S. 47. 12. 24	12. 6	198	343	75	268	2006	118	0.74	3. 83		
	9 梶毛港	S. 49. 10. 31	8. 7	93	97	65	32	435	30	2.9	2.9		
	10 深浦港	S. 54. 3. 31	10. 1	133	322	98	224	1065	52	0.59	3. 41	0.152	22. 43
	11 深浦港	S. 54. 3. 31	10. 1	133	430	98	332	1065	51	0.4	0.35		
	12 宮之浦港	S. 55. 10. 13	10. 6	145	136	47	91	1061	92	0.98	2. 6		
	13 小名浜港	S. 56. 8. 26	9	124	265	54	211	940	63	0.58	(1. 75)		
	14 金華山港	S. 56. 8. 27	7. 1	67	226	29	197	456	30	0.34	0.52		
	15 深浦港	S. 57. 1. 19	10. 2	131	472	58	414	1278	62	0.31	0.56		
	16 新宮港	S. 57. 8. 1	6	92	270	61	209	703	33	0.32	3. 3		
	17 宮之浦港	H. 2. 9. 19	9	105	196	37	159	787	63	0.67	1. 9		
	18 久慈港	H. 3. 2. 15	10. 6	153	162	91	71	1035	58	0.65	1. 2		
	19 むつ小川原港	H. 3. 2. 16	14. 7	255	512	138	374	2831	118	0.68	4. 96	0.26	19. 1
滑動一様斜 モード (白丸)	1 紋別港	S. 40. 1. 8	5	46	114	21	231	233	26	0.2	4. 5	2. 5	1. 8
	2 志布志港	S. 55. 9. 10	10. 1	123	224	76	148	948	51	0.83	(2)	(1. 4)	(1. 43)
	3 勝本港	S. 61. 8. 28	9. 4	180	194	45	149	1146	106	1. 2			
	4 由良港	H. 2. 9. 17	6. 2	61	89	22	67	309	42	0.91	(12)	(3. 0)	(4)
	5 八戸港	H. 3. 2. 16	13. 2	209	293	96	197	1848	109	1.06	(8)	(4. 0)	(2)
	6 川内港	H. 3. 9. 27	15. 7	303	426	94	332	3290	194	0.91			
	7 小本港	H. 3. 9. 27	8. 1	63	131	14	117	460	51	0.53			
滑動一様側 モード (黒三角形)	1 姫路港	S. 39. 9. 25	6. 8	65	73	20	53	324	43	1. 22	12. 2	(3)	(4. 1)
	2 姫路港	S. 39. 9. 25	6. 8	67	70	16	54	342	53	1. 24	1. 1	(0. 2)	(5)
	3 和歌山下津港	S. 40. 9. 10	11. 3	179	152	63	89	1029	74	2	(2. 3)	1. 7	1. 35
	4 宍形港	S. 44. 2. 6	10. 3	121	125	48	77	656	66	1. 83	0. 24	0. 46	0. 37
	5 鹿尻港	S. 44. 2. 5	9	140	111	29	82	532	59	1. 46	3. 4	0. 5	6. 8
	6 新高港	S. 51. 10. 28	10	171	337	62	275	1683	112	0. 62	(0. 5)	0. 72	0. 69
	7 酒田港	S. 55. 10. 26	9. 2	128	73	29	44	620	95	2. 1	(6)	(0. 83)	(7. 2)
	8 酒田港	S. 55. 10. 26	10. 3	116	66	31	35	461	71	3. 3	(4)	(1. 0)	(4. 0)
	9 紫海港	S. 57. 7. 31	10. 5	130	194	54	140	873	62	0. 92	(4. 7)		
	10 宮古港	H. 3. 2. 15	8. 7	99	126	37	89	503	56	1. 11	(4. 5)		
	11 川内港	H. 3. 9. 27	15. 7	340	348	80	268	3878	298	1. 27			
	12 高島港	H. 3. 9. 27	5	45	47	5	42	169	36	1. 07			
	13 本島港	H. 3. 9. 27	4. 4	27	57	3. 6	53	156	34	0. 5			
	14 鹿野港	H. 3. 9. 27	6. 4	94	148	20	128	809	102	0. 73	(3. 45)	(0. 2)	(15)
滑動一様側 モード (黒四角)	1 神戸港	S. 39. 9. 25	6. 8	68	122	17	105	447	56	0. 56	(5)	1. 03	4. 6

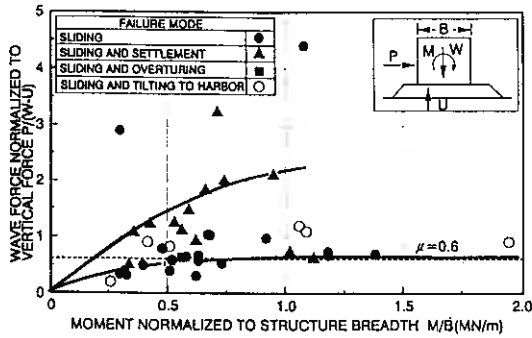


図-1 被災事例でのモーメントと摩擦係数の関係
加傾向になるようである。

このことをさらに詳細に調べるために図-2、図-3は波力PとモーメントMの関係及び有効鉛直力VとモーメントMの関係を示した。これらの図から、波力とモーメントの間には破壊モードの差によらず、右上がりの関係が存在するものの、有効鉛直力との間ではある破壊モードを除いて、そのような明確な関係は得られていない。すなわち沈下が生じるような破壊モードのみに有効鉛直力とモーメントの間にユニークなライン(斜線部分)が存在するようである。このように、沈下を生じるような破壊ではモーメントの貢献が重要であり、そのほかの破壊モードではモーメントよりも波力と摩擦係数との関係が重要であることが示された。このことは波浪場にある消波構造物は、波力によって必ずモーメントは生じるものの、その大きさによって破壊モードを推定できることを示している。

次に波力の大きさの違いによる破壊モードの変化を調べるために、図-4に波力と有効鉛直力との関係を示した。この図から、各破壊モードで右上がりの傾向があるようである。詳述すれば滑動、滑動-転倒、滑動-傾斜モードでは、上述のように波力 $P = \mu V$ (実線) 付近で破壊に至っており、滑動-沈下モードでは波力と有効鉛直力との関係がほぼ $P \geq V$ を満たした時に生じていることが明確である。しかしながら、このことは捨石マウンドの剛性によって左右されると考えられることより、今後さらなる検討が必要である。

以上のことから、今回整理したケーソン混成堤の破壊は、滑動、滑動-傾斜及び滑動-転倒破壊モードでは、波力と摩擦係数の関係、滑動-沈下破壊モードではモーメントの大きさ($P \geq V$ の時)によって、破壊モードの推定が可能なのことがわかった。

3. 矢板を設置した繰返し鉛直載荷試験

上述の被災事例から分かるように、波浪場にある消波構造物は波力とモーメントを正確に把握することが

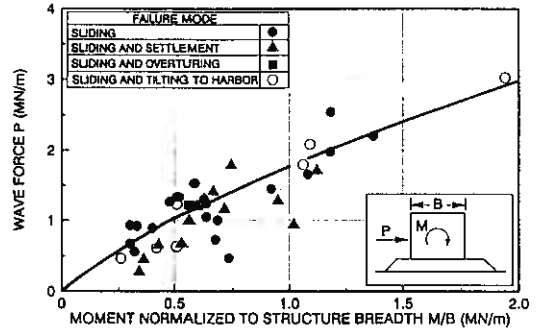


図-2 被災事例でのモーメントと波力の関係

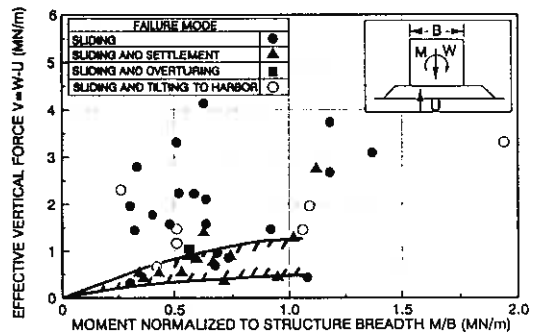


図-3 被災事例でのモーメントと有効鉛直力の関係

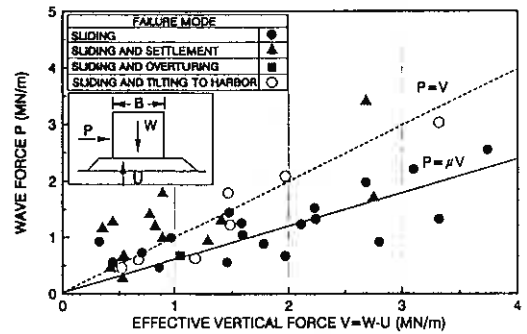


図-4 被災事例での波力と有効鉛直力の関係

重要であることが明確になった。筆者らは、このような波浪場の破壊モードにおいて、沈下が生じるような破壊の支持力-変形特性を現在まで研究している^{1) 10) 11) 12)}。前報までの報告¹⁾では、構造物底部に側壁を設けることによって側方流動阻止にある程度の効果があることが分かっており、またそれらの挙動は液化が主因となる沈下現象ではなく、側方流動的破壊であることが模型実験より明らかにされている¹⁾。そこで本研究では、側方流動阻止に効果があると考えられる矢板を模型地盤内に設置した場合の地盤の動的力学挙動を調べた。

3. 1 試験方法

図-5は本試験に用いた試験装置の全体図を示している。模型土槽の内寸法は長さ 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、模型地盤の変動挙動が随時観察できるようになっている。波浪力を再現する繰返し載荷装置は、鉛直および水平方向の繰返し載荷装置と波浪による変動水圧をシミュレートする変動拘束圧載荷装置からなる。この鉛直・水平載荷装置は、それぞれ 2 個のペロフラムシリンダーにより 2 本のロッドを介して偏心正弦波荷重が載荷できるようになっている。また各ロッドにはそれぞれ変位計とロードセルが設置されている。変動拘束圧の載荷は、模型土槽上部に拘束板(アルミ・ハニカムサンドイッチパネル)を設置することにより載荷可能である。模型地盤は、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° 、高さ 640mm のサンドホッパーにより空中落下 (Air Pluviation Method) させて作製した。ホッパー底部には可変できるスリットが取り付けられており、ホッパーの移動速度と砂の落下高さ及びスリット幅を変化させることで任意の相対密度が得られるようになっている。模型地盤作製後は、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している。また、模型地盤内には模型載荷板直下に 100mm 間隔に 3 個、左右 200mm 間隔に 6 個、計 9 個の間隙水圧計を設置して地盤内の間隙水圧挙動を追跡できるようにしている。

模型載荷板は、幅 100mm、高さ 100mm、奥行き 580mm、重量 13.2kgf の直方体であり、地盤との接触面を粗とするため底面にはサンドペーパー (G120) を貼り付けている。なおこの載荷板は重心を変化させることなく重量を可変(8 ~ 15kgf)できるように制作されている。

これらの装置を用いて本研究では模型地盤内に矢板を設置して繰返し鉛直載荷試験を行った。敷設した矢板は図-6に示すように不透水性 (a 図) と透水性 (b 図) の矢板である。この矢板は縦 200mm、横 560mm、厚さ 12mm の木製であり、地盤の側方流動によって矢板が変位しないように両端は固定している。また、透水性矢板は、試験的に矢板側面に直径 5mm の穴を面積開口率が 5% になるようにあけた。また、試験中砂が移動しないためにメッシュ状のサンドペーパー (G120) を貼付けている。矢板の設置位置は模型構造物の底端部より左右対称に 70mm または 190mm に設置している。

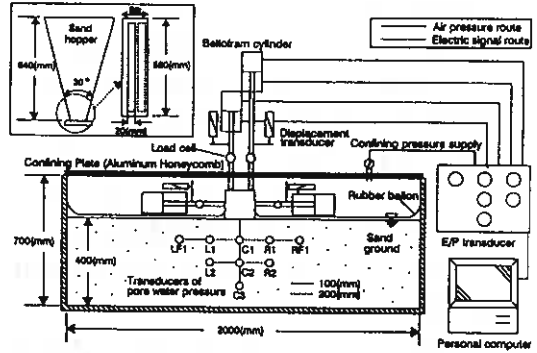


図-5 本研究で用いた試験装置

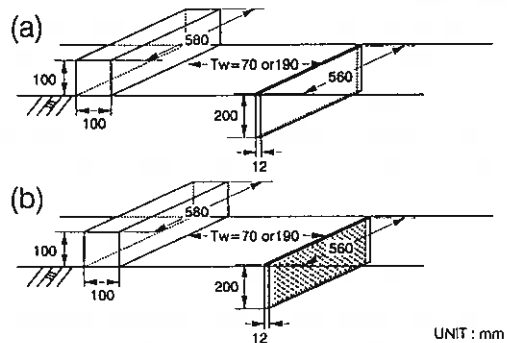


図-6 矢板の形状及び設置位置

この条件の下で繰返し正弦波荷重を載荷周期4秒で2本の鉛直ロッドにより載荷し、矢板設置が与える地盤の支持力変形特性の変化を調べた。

3.2 試験結果と考察

3.2.1 不透水性の矢板を使った繰返し鉛直載荷試験

図-7(a)、(b)は、矢板の有無と矢板設置位置の違いによる動的挙動の変化を調べるために、相対密度 Dr が50%と80%の地盤について、構造物底部中心に生じるモーメントと最大沈下量比 $Sv_{max}/W^{1,2)}$ が所定の値に至るまでに必要な繰返し回数 Nc との関係で示している。ここで繰返し強度をモーメントで整理しているのは、上述の被災事例や造波装置を用いた消波構造物の安定実験^{1,4)}及び本模型実験^{1,2)}においてもモーメントにより評価ができることが示されているからである。これらの図より相対密度に関わらず矢板の設置位置 $Tw=70mm$ のモーメントは矢板を設置しないものと及び矢板設置位置が $Tw=190mm$ に比べて、かなり高いモーメント値を示していることがわかる。また、矢板を設置しないものと矢板設置位置 $Tw=190mm$ のものでは明確な差が生じていない。このことは側方流動阻止としての影響範囲を十分考慮すべきであることを示している。

このことをさらに詳細に示すため、図-8は各相対密度における矢板の設置位置 Tw と矢板を設置しない場合のモーメントで各設置位置でのモーメントを正規化して示したものである。ここで図中には側壁が $tw=12mm$ 、 $lw=50mm$ の値^{1,10)}も併せてプロットしており、この値を $Tw=0mm$ の矢板の値とした。この値において、側壁の長さ lw と矢板の長さ Lw が異なっているのは、側壁の長さが $lw=50mm$ 以上では繰返し強度に影響を与えないことが過去の研究^{1,10)}により明らかにされており、その事実から今回は比較の対象とした。また図中の $Tw=360mm$ の点は、繰返し強度に影響を及ぼさない塑性流動域の最端部を示しており、矢板を設置しない場合($Tw=0$ 、 $Lw=0$)の繰返し強度と同値である。なお、図中には後述する透水性矢板の値もプロットしている。この図から当然ではあるが、矢板の設置位置が模型構造物より離れることによってその効果は減少していることがわかる。例えば、相対密度が50%の $Tw=70mm$ の場合は1.7倍程度、 $Tw=190mm$ になると約1.2倍程度になっている。また、 $Tw=0mm$ の場合(側壁 $tw=12mm$ 、 $lw=50mm$)は、その強度増加率は最も顕著に現れている。なお、地盤の密度によって強度増加傾向も変化していることも注目すべき点である。このことは模型構造物と側壁が一体

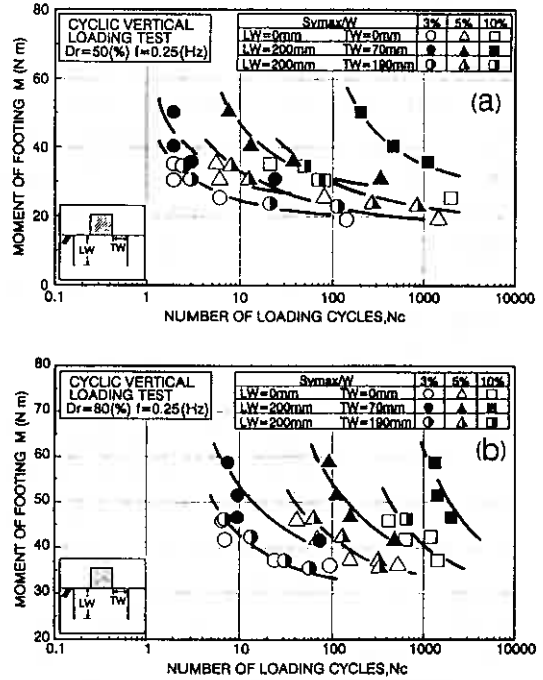


図-7 本模型試験でのモーメントと繰返し回数の関係

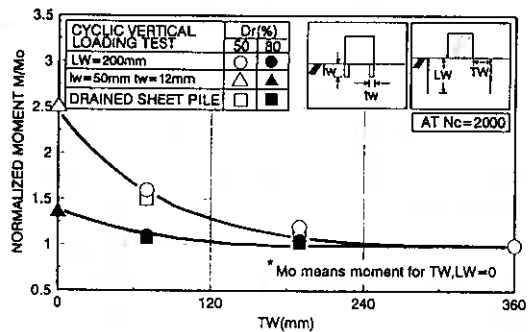


図-8 矢板設置位置によるモーメントの変化

化することにより、沈下に影響のあるモーメントの伝達が減少しているために沈下の進行が阻止されていると考えられる。また、矢板の場合は限りなく模型構造物に近づけることでその効果は増加するが、一体化していないことで少なからず沈下が生じ、側壁付設効果よりも効果が現れていないようである。

以上の事実から、波浪力のような繰返し荷重を受ける地盤・構造物の強度特性はモーメントの大きさによって左右され、その効果は矢板よりも側壁設置の方が効果が大きいことが示された。

次に矢板敷設による沈下挙動の違いを調べるために、図-9(a)、(b)は各同一応力レベルにおける沈下量と繰返し回数 N_c の関係で整理した。相対密度に関わらず、矢板の設置によってかなりの沈下阻止効果が現れていることがわかる。たとえば矢板設置位置が $T_w=70\text{mm}$ の場合は、矢板が無い場合に比べて両相対密度とも沈下量が半減している。また相対密度の違いによる沈下挙動の相違も無視できないようである。相対密度 $D_r=50\%$ の場合は載荷初期 ($N_c=100$ 回程度) までに急激に沈下は進行しているが、その後は緩やかに沈下が進行しているようである。しかしながら、相対密度 $D_r=80\%$ の場合はそのような沈下量の急激な立上がりよりも、載荷回数に伴って徐々に沈下が進行していくような変形挙動が顕著に現れている。このことをさらに詳細に調べるために全沈下量 St に対する立上がり部分の沈下量 St_i (図-9(a)、(b)参照) との関係調べた。図-10は立上がり部分の沈下量 St_i を全沈下量 St で正規化した値と相対密度 D_r との関係で示している。また図中には全沈下量 St から立上がり部分の沈下量 St_i を差し引いた値を St_i' として示している。この図より相対密度の増加とともに右下がりの傾向が存在していることがわかる。これは地盤の密度が増加すれば初期に生じる沈下量 St_i が減少し、沈下量 St_i' が卓越するようである。またこの沈下量は、沈下と側方流動の関係から得られる土量比の関係¹³⁾より、沈下量 St_i は側方流動に起因するものであり、沈下量 St_i' は揺込み沈下によって生じるものようである。いずれにしても消波構造物のような天端高の確保が重要な構造物では、揺込み沈下量と側方流動による沈下量に対して十分な検討が必要であることが示された。

次に、矢板の設置による沈下阻止効果を調べてみた。図-11は繰返し回数 $N_c=2000$ 時の矢板を設置しない場合の沈下量 St_0 と各設置位置の沈下量との差 ($St_0 - St$) を沈下量 St_0 により正規化して示している。この図から強度増加と同様に矢板を設置することにより、かなりの沈下阻止効果が現れている。特に $D_r=50\%$ では矢板なしの場合の沈下量に比べて約60%の沈下量が減少している。このことから設置位置による影響は重要ではあるが、矢板工は側方流動による沈下阻止にかなりの効果があることがわかった。

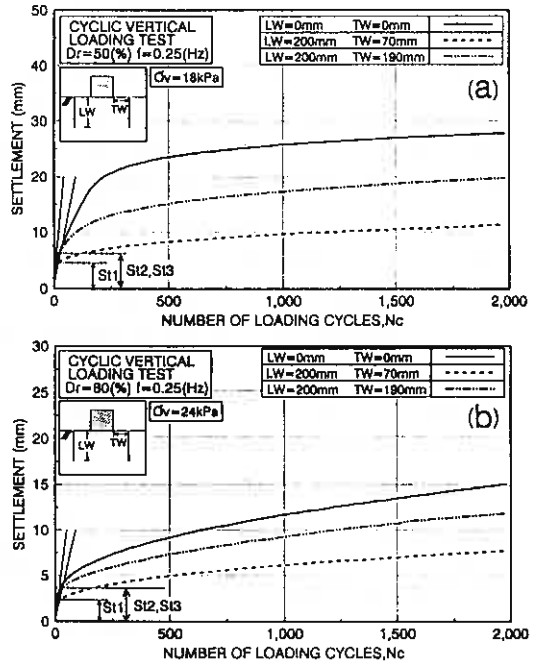


図-9 沈下量と繰返し回数の関係：
(a) $D_r=50\%$, (b) $D_r=80\%$

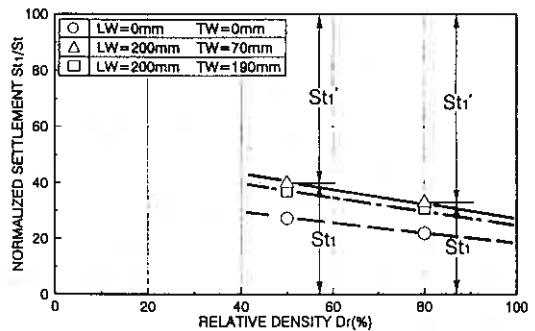


図-10 相対密度と正規化した沈下量の関係

次に矢板敷設による間隙水圧挙動の違いを調べた。

図-12(a)、(b)は構造物直下100mm地点での過剰間隙水圧 Δu を初期有効土被り圧 σ'_{vo} で正規化した値を繰返し回数 N_c との関係で示している。なお、このデータは上述の沈下データに対応する間隙水圧値である。これらの図より相対密度による間隙水圧挙動の差が明確に現れている。特に相対密度 $Dr=50\%$ の矢板設置位置が狭い場合、間隙水圧は初期の段階に急激に蓄積されており、間隙水圧比は0.24という値を示した。また、矢板が広い場合及び矢板なしの場合の間隙水圧挙動はそうのように顕著な挙動は現れていない。なお、相対密度 $Dr=80\%$ では各間隙水圧挙動ともに載荷回数の増加に伴って徐々に蓄積されるようである。図-13は、さらに矢板の設置位置による間隙水圧値の増加傾向を調べるために、矢板設置位置 T_w と各間隙水圧値を矢板無しの場合の間隙水圧値で正規化した値との関係で示している。この図から相対密度 $Dr=50\%$ では矢板が狭い状態($T_w=70\text{mm}$)に約3.5倍の間隙水圧が上昇していることがわかる。また矢板が広い場合にはそのような顕著な上昇はしないようである。このように矢板設置位置による間隙水圧挙動は、矢板の設置位置によって明確に異なるが、その上昇の仕方は沈下挙動(図-9参照)に沿って生じているようである。このことは、前報までの報告と同様に沈下挙動と間隙水圧挙動の間には明確な関係が存在していることを示すものである。

次にその沈下量と構造物直下C1点での間隙水圧の関係性を調べるために、相対密度 $Dr=50\%$ における各設置位置を最大沈下量 S_{vmax} 及び平均沈下量 S_{vave} と最大間隙水圧 Δu_{max} との関係を図-14(a)、(b)に示した。これらの図より各沈下量と間隙水圧の関係にはユニークな関係が存在していることがわかる。また矢板が無い場合及び矢板の設置位置が $T_w=190\text{mm}$ の場合では、ある沈下レベルを越えたところから間隙水圧の消散が始まることも興味深い。なお、矢板設置位置 $T_w=70\text{mm}$ の場合は図中の値以上に沈下が進行しなかったため間隙水圧の消散現象は現れなかった。

以上のことから、沈下量を把握することは間隙水圧の蓄積、消散過程の推定を可能にすることを示しており、実波浪場において天端等の測量から得られるデータを用いることで簡便に地盤内で生じている間隙水圧挙動を推定できることを示唆するものである。

次に、他の設置位置での間隙水圧挙動と変形挙動の関係を調べた。ここで用いた試験ケースは上述のように間隙水圧値が沈下量と一義的な関係があることから同一沈下量レベルで比較している。図-15(a)、(b)は相対密度 $Dr=50\%$ での各測点(図-5参照)の間隙水圧比(載荷回数 $N_c=1000$ と2000回時)と模型構造物の沈下状況の関係で示している。ここで矢板が狭い場合には矢板付近にも間隙水圧計を設置している

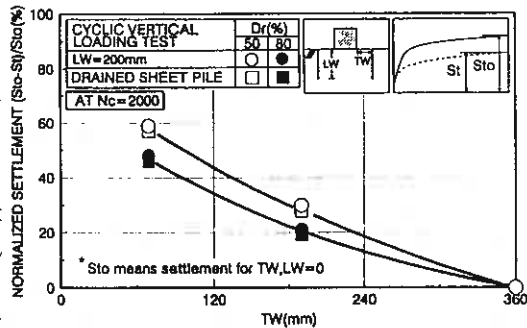


図-11 矢板設置位置による沈下阻止効果

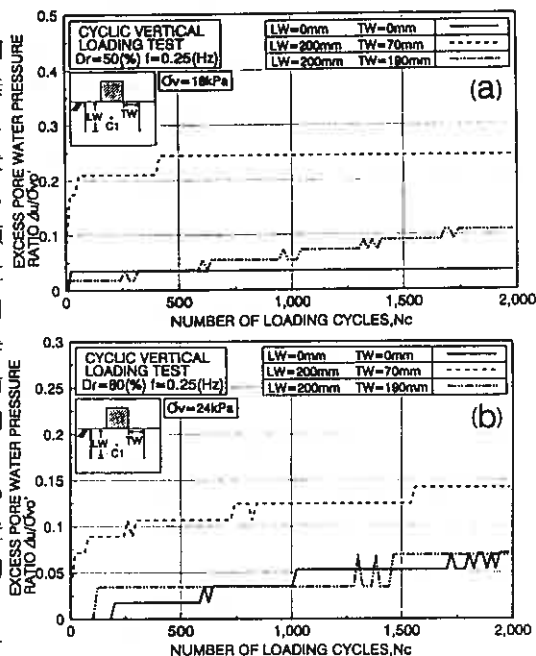


図-12 過剰間隙水圧の経時変化：
(a) $Dr=50\%$ 、(b) $Dr=80\%$

(挿入図参照)。これらの図より矢板設置位置が広い場合は構造物直下の間隙水圧値 (C1) より両側の間隙水圧値 (R1, L1) が増加していることがわかる。これは矢板の設置が間隙水圧の消散を妨げていること、及び沈下に起因して両側に流動した土量によって圧縮が生じ、間隙水圧が上昇したと考えられる。なお構造物の沈下では明確な不同沈下が現れていないため、ほぼ対称な間隙水圧値になっているようである。また矢板が狭い場合ではさらに間隙水圧が蓄積されており、特に左側の間隙水圧値が高い値 ($\Delta w/\sigma'_{vo} \approx 0.9$) を示している。このことは、卓越した沈下方向とは逆側に塑性流動域が発達し左側に間隙水圧が卓越したものと考えられるが¹⁾、矢板が狭い場合は矢板周辺で液状化が生じる可能性があることを示している。もし矢板付近で液状化が発生するとすれば矢板付近の土粒子が移動し、その結果、矢板が変位することで設置効果に影響を与える可能性がある。このことから矢板設置の際にはこの間隙水圧挙動の十分な把握が必要であることが示された。

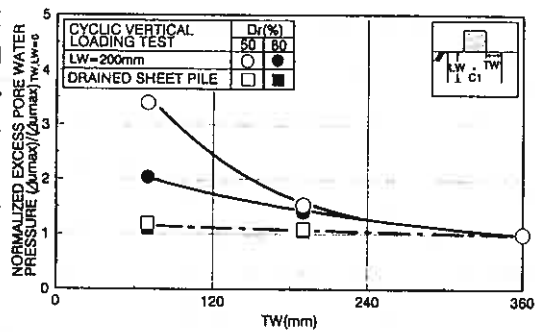


図-13 矢板設置位置による間隙水圧値の変化

卓越した沈下方向とは逆側に塑性流動域が発達し左側に間隙水圧が卓越したものと考えられるが¹⁾、矢板が狭い場合は矢板周辺で液状化が生じる可能性があることを示している。もし矢板付近で液状化が発生するとすれば矢板付近の土粒子が移動し、その結果、矢板が変位することで設置効果に影響を与える可能性がある。このことから矢板設置の際にはこの間隙水圧挙動の十分な把握が必要であることが示された。

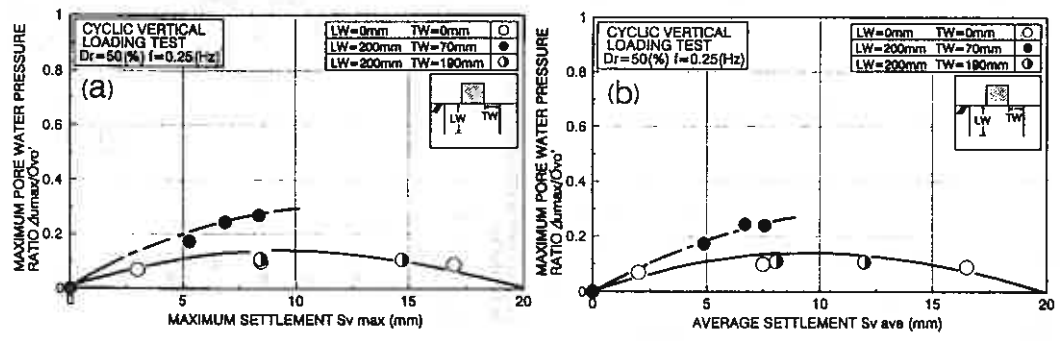


図-14 最大間隙水圧値と沈下量の関係：(a)最大沈下量，(b)平均沈下量

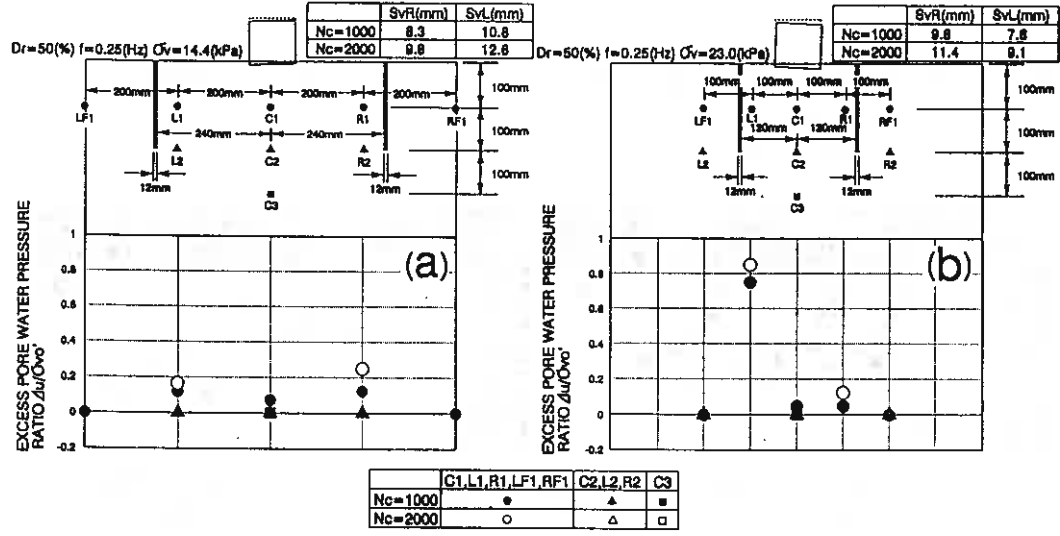


図-15 構造物の沈下状況と間隙水圧との関係：(a)Tw=190mm, (b)Tw=70mm

3.2.2 透水性矢板を使った繰返し鉛直載荷試験

上述のように不透水性の矢板ではその矢板付近で間隙水圧が上昇し、液状化の可能性があることが考えられる。よって矢板を透水性にし上述の挙動を検討してみた。近年、このような透水性矢板を用いた工法の検討が模型実験等でも調べられている¹⁵⁾。また波浪場のような変動拘束圧場のブロックの沈下現象においても側壁を透水性にすることにより砂の廻込み等の現象が押さえられ、沈下阻止にかなりの効果があることが報告されている¹⁶⁾。よって本研究でもこれらの方法を基にして透水性矢板を用いた一連の実験を行った。

図-16(a),(b)は相対密度50%の矢板設置別の模型構造物の沈下状況と各測点の間隙水圧の関係を載荷回数 $N_c=1000$ (●印)、 2000 (○印) 時の値で示している。この図から両設置位置においても透水性矢板にすることで間隙水圧の確実な消散が認められる。特に矢板設置位置が狭い場合はその傾向は顕著である。このことから矢板を透水性にすることにより、間隙水圧は消散できることが明らかにされた。

次に透水性にすることによる繰返し強度の変化を調べてみた。図-17(a),(b)は相対密度50%、80%における透水性有無によるモーメントと繰返し回数との関係、また図-18(a),(b)は沈下量の経時変化を示している。これらの図から両相対密度において透水性有無による繰返し強度および変形挙動の差は明確に現れていないことがわかる。これは、前述のように矢板周辺で液状化が発生し設置効果に影響を及ぼすと考えられたが、その影響はあまり受けないことを示唆するものであろう。しかしながら、本模型実験では矢板を両端で固定していること

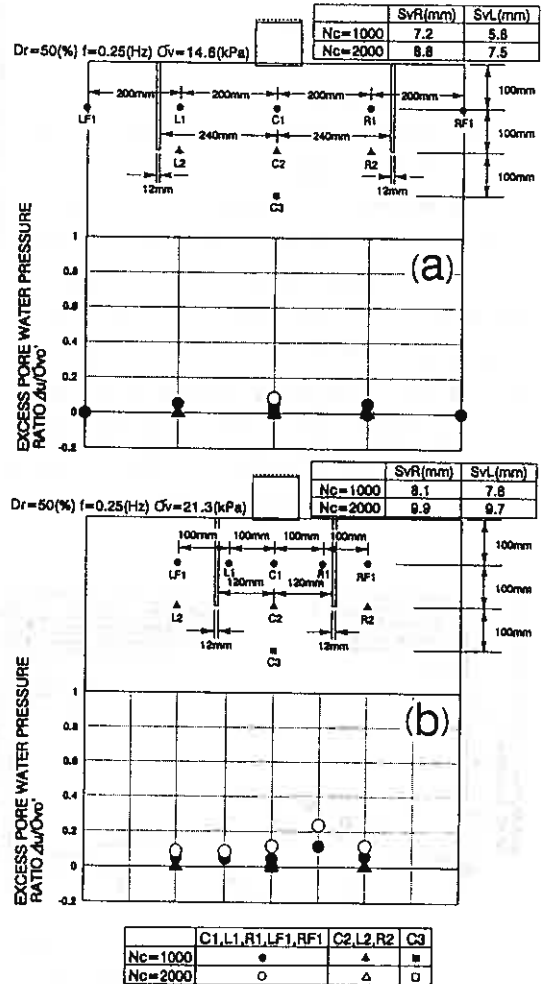


図-16 構造物の沈下状況と間隙水圧との関係：(a) $T_w=190$ mm, (b) $T_w=70$ mm(透水性矢板)

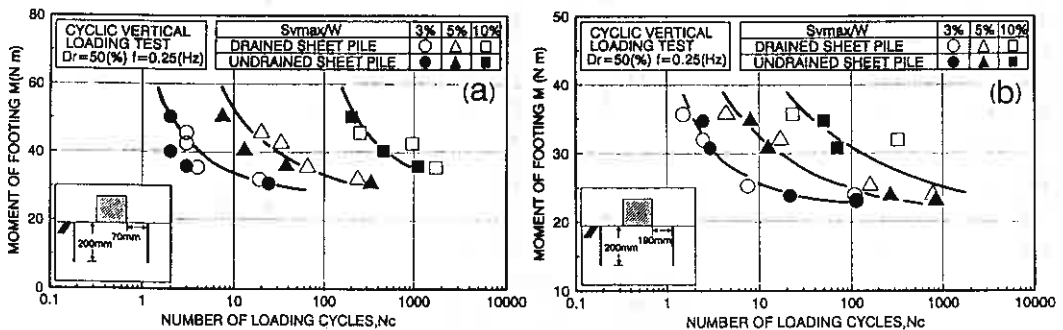


図-17 モーメントと繰返し回数との関係：(a) $T_w=70$ mm, (b) $T_w=190$ mm(透水性矢板)

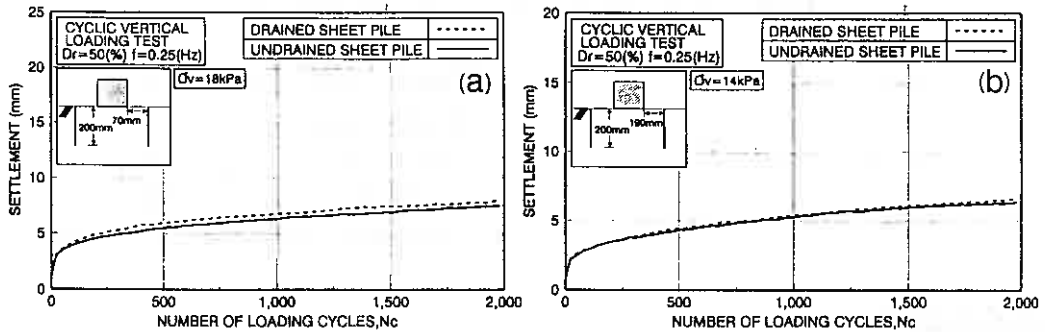


図-18 沈下量と繰返し回数との関係：(a)Tw=70mm, (b)Tw=190mm(透水性矢板)

により強度-変形挙動に明確な差が現れていないことが考えられる。また前述の図-8、11、13には、この透水性矢板の強度増加率、沈下阻止効果及び間隙水圧の増加率（相対密度 $Dr=50\%$ （□印）、 $Dr=80\%$ （■印））の値も併せてプロットしている。これらの図からも強度増加率（図-8参照）及び沈下阻止効果（図-11参照）には透水性にすることによる差は現れていないが、間隙水圧の増加率（図-13参照）では、透水性にすることにより、排水効果が十分に発揮されているようである。

以上のことから本模型試験では透水性有無による強度及び変形挙動に明確な差は見られなかったが、実際の地盤では矢板付近において液状化発生の可能性がある。よって矢板設置に対しては排水効果及び設置位置の影響範囲の十分な検討が必要であると云える。

4. まとめ

一連の被災事例の調査及び模型実験より次のような結果を得た。

- (1) 被災事例を基にした工学的分類では、破壊モードをモーメント、波力、鉛直力の3つの力で評価できることが示された。特に沈下が生じるような破壊の場合には、モーメント力が重要なパラメータとなる。
- (2) 波浪を受ける構造物の沈下は、矢板の設置によって抑制されるものの、その効果は設置位置で異なる。また、沈下挙動には側方流動と揺込み起因する沈下の両方を考慮する必要がある。
- (3) 矢板の設置により地盤の繰返し強度は増加するが間隙水圧の消散が妨げられ、矢板付近ではかなりの間隙水圧の上昇が認められた。しかし、これは矢板を透水性にすることにより防ぐことができる。

《謝辞》最後に本研究の実験・データの整理に本学4年生 長畑 智、長谷一矢両君の協力を得た。また本研究は、文部省科学研究費奨励研究(A)の補助を受けている。記して深甚なる感謝の意を表します。

《参考文献》(1)三浦・川村・田中(1996)：海岸工学論文集、Vo.43, pp.1016-1020. (2)鹿島・今泉・戸田(1986)：海岸工学論文集、Vo.33, pp.626-630. (3)五明ら(1995)：海岸工学論文集、Vo.42, pp.901-905. (4)Oumeraci.H(1994)：Coastal Engineering, Vol.22, pp.3-29. (5)北島ら(1968)：港湾技研資料、No.58, 239p. (6)武山・中山(1975)：港湾技研資料、No.200, 255p. (7)服部・柴田・大堀(1984)：港湾技研資料、No.485, 281p. (8)宮井・大平・塩見(1993)：港湾技研資料、No.765, 248p. (9)運輸省港湾局監修(1989)：港湾の施設の技術上の基準・同解説、第7編、pp.28-29. (10)三浦ら(1995)：海岸工学論文集(1995), Vol.42, pp.1016-1020. (11)Miuraら(1995)：Proc.of 1st ICEGE, pp.743-748. (12)川村ら(1995)：地盤工学会北海道支部技術報告集第36号、pp.187-pp194. (13)横浜・川村・三浦・宮浦(1997)：地盤工学会北海道支部技術報告集第37号(投稿中) (14)金谷ら(1996)：海岸工学論文集、Vo.43, pp.1046-1050. (15)西谷・喜田(1993)：第28回土質工学研究発表会論文集、pp.1295-1296. (16)名合ら(1994)：海岸工学論文集、Vol.41, pp.601-605.

地震時における重力式岸壁の挙動に関する模型振動台実験

北海道大工学部 正会員 三浦 均也
 北海道大大学院 ○学生員 小濱 英司
 北海道開発局 栗田 悟
 北日本港湾コンサルタント(株) 大塚 夏彦
 佐藤工業(株) 正会員 吉田 望

1. はじめに

大きな地震が発生するたびに、港湾地域、特に埋め立て地では大規模な液状化現象が見られ、港湾施設に多大な被害が発生している。本研究で対象としているケーソンタイプの重力式岸壁の場合には、背後地盤の液状化に促されるようにしてケーソンが海側へ移動、沈下、回転し、岸壁の機能が大きく損なわれている。北海道において 1993 年以來相次いで発生した、釧路沖地震、北海道南西沖地震、北海道東方沖地震における港湾の被害を比較した結果^{1,2)}、地震動による岸壁の被害は岸壁背後の埋め立て地盤と密接な関係があり、液状化の有無によって被害の程度が明瞭に異なることが分かっている。北海道では 1983 年日本海中部地震における秋田港の被害を教訓として港湾地域で液状化防止対策が積極的に行われてきたが、この効果によって液状化しなかった岸壁は被害岸壁と近接していても被害が軽微に止まっている。

重力式岸壁に被害を発生させる要因は、以下のように整理できよう。

- (1) 岸壁本体に作用する慣性力
- (2) 背後地盤による土圧
- (3) 基礎地盤の支持力の低下

慣性力は基礎地盤から入力される振動によって堤体自身に作用する物体力で、加速度と逆向きの慣性加速度に堤体の質量を乗じたものであり、岸壁の安定性においては最も大きな成分であると考えられる。堤体の背面に作用する土圧については、静的成分と変動成分を考えなければならない。変動成分は基本的には裏込地盤の振動によって発生するが、裏込地盤と岸壁堤体の相互作用に大きく依存していると考えられる。また裏込地盤が液状化する場合には、性質の変化に伴う土圧の静的成分の変

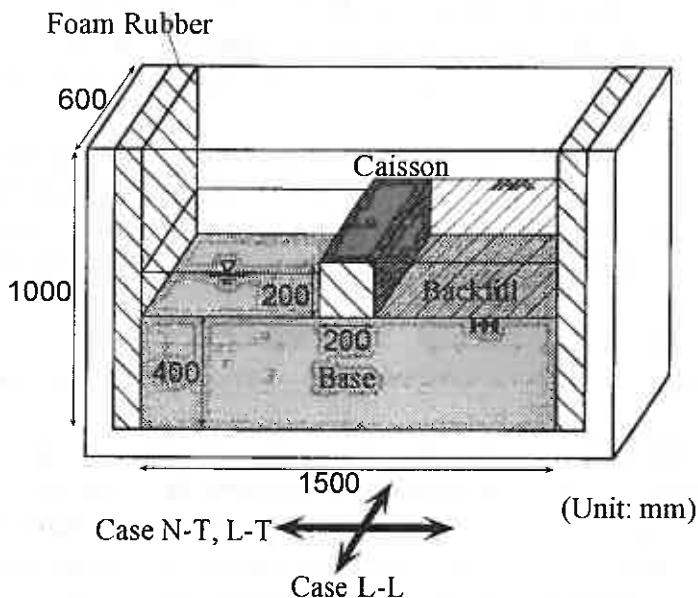


図1 (a) 実験土槽および模型岸壁

Model Shaking Table Test of the Behavior of Gravity Type Quay Wall During Earthquake: Kinya MIURA (Hokkaido Univ. Faculty of Engineering), Eiji KOHAMA (Hokkaido Univ. Graduate Student), Satoru KURITA (Hokkaido Development Bureau), Natsuhiko OHTSUKA (North Japan Port Consultants Co., Ltd.), Nozomu YOSHIDA (Sato Kogyo Co., Ltd.)

表1 最初に検討する3つの実験ケース

Test Case	Relative Density D_r	Liquefaction	Vibration Direction
N-T	72%	No Liquefaction	Transverse
L-T	31%	Liquefaction	Transverse
L-L	38%	Liquefaction	Longitudinal

化も考慮しなければならない。基礎地盤が軟弱な粘土層である場合や、1995年兵庫県南部地震で多くの事例が報告されているような^{3,4)}置換した基礎砂層が液状化して流動化する場合には、基礎地盤の剛性あるいは強度の不足が原因で岸壁に被害が生じることがある。本研究では、岸壁の被害要因を(1)と(2)に絞り、著者らが行った室内模型振動台実験の結果に基づき、裏込地盤の液状化の影響に重点を置いて地震時に重力式岸壁が移動するメカニズムを検討する。

2. 振動台模型実験方法

地震時におけるケーソン岸壁の挙動を観察するために行った模型振動台実験で用いた、土層および模型ケーソンの概略を図1(a)に示している。ケーソンは鉄製の箱で、全体質量が50kg(2.2t/m³)となるように調整した。基盤(Base)と裏込地盤(Backfill)は同じ砂(市販の珪砂7号、 $G_s=2.72\text{t/m}^3$ 、 $D_{50}=0.18\text{mm}$)を用いて、十分に高い飽和度を得られるように水中落下法によって作成した⁵⁾。基盤の作成時には段階的に振動を加えて、相対密度90%以上を確保している。裏込地盤は砂を堆積させるときの水の厚さを帰ることによって密度を種々に設定し、ケーソン挙動に与える密度の違いの影響に注目した。模型実験における圧密現象の相似則を合わせるための特別な配慮は、本研究ではしていない。ケーソンや地

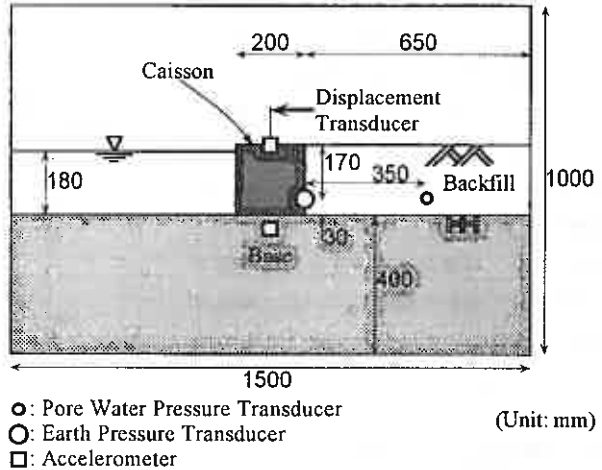


図1(b) 計測器配置図

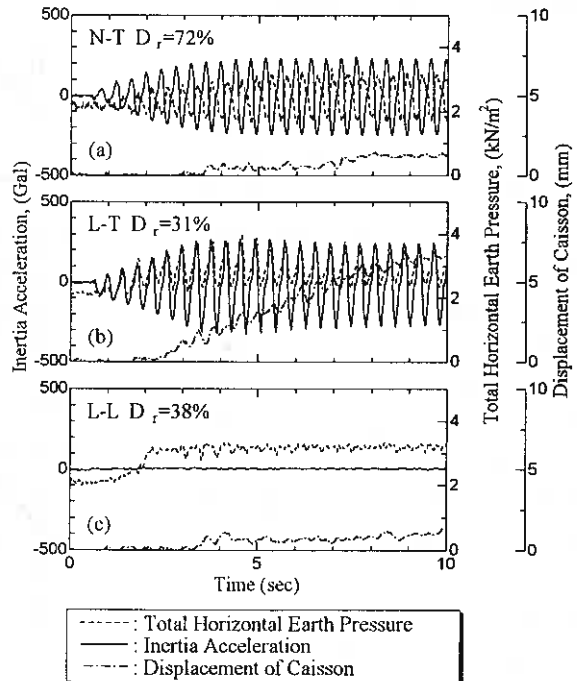


図2 加速度、土圧、変位の時刻歴：
(a) Case N-T、(b) Case L-T、(c) Case L-L

盤の挙動を測定するために、幾つかの加速度計、間隙水圧計、(全)土圧計、変位計を取付けて実験を行ったが、本研究では図1(b)に示す位置に設置した、ケーソンの変位、加速度、(全)背面土圧、裏込地盤の間隙水圧についてのみ示すことにする。変位計はワイヤーを用いるポテンシオメータ式で、加速度計、全土圧計および間隙水圧計は防水仕様のひずみゲージ式である。ここで紹介する実験では、3段階の密度 (Loose: $D_r=30-40\%$, Medium: $D_r=50-60\%$, Dense: $D_r=70-80\%$) で裏込地盤を準備し、加振は正弦波であり、周波数と加速度をある範囲で変化させて挙動を観察している。実験方法の詳細については参考文献^{6,7)}を参照して頂きたい。

3. 実験結果および考察

最初に検討する実験ケースは表1に示す3種類で、加振は一樣な正弦波であり、加速度振幅を約220gal、周期0.4secに統一している。またCase N-T、L-Tはケーソンの長さ方向(軸方向)に直交して加振したが、Case L-Lのみ加振方向が異なり、ケーソンの長さ方向に加振している。図2(a-c)にはこれらの実験で観察された、ケーソン天端での慣性方向の加速度、ケーソンに作用する土圧、ケーソンの水平移動量を時刻歴で示している。図2(b, c)のCase L-T、L-Lでは加振と同時に、液状化によると見られる土圧の静的な増大が認められる。ただし、図2(c)のCase L-Lでケーソン天端での加速度がほとんど検出されないのは加振方向が異なるからであり、またCase L-T、N-Tとは異なり、土圧に動的な変動成分が認められない。ケーソンの水平変位についてはCase L-Lが3mm程度であるのに対して、Case L-Tでは12mm(ケーソン高さの6%)程度にも及んだ。図2(a)の

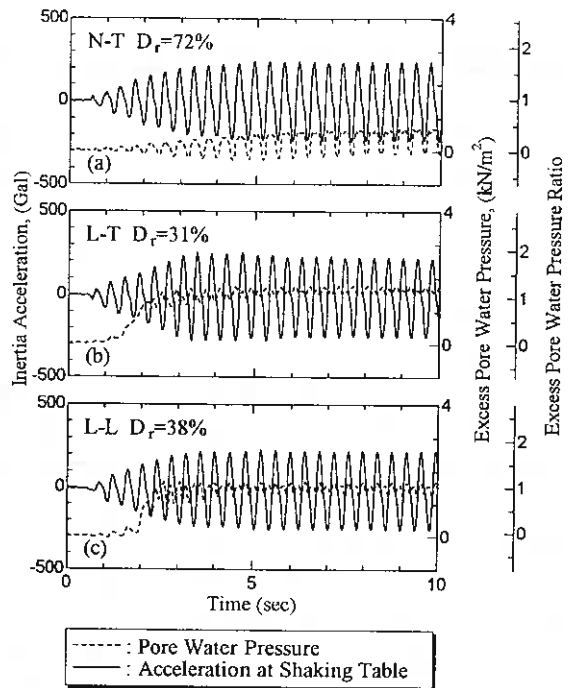


図3 加速度、間隙水圧の時刻歴:
(a)Case N-T、(b)Case L-T、(c)Case L-L

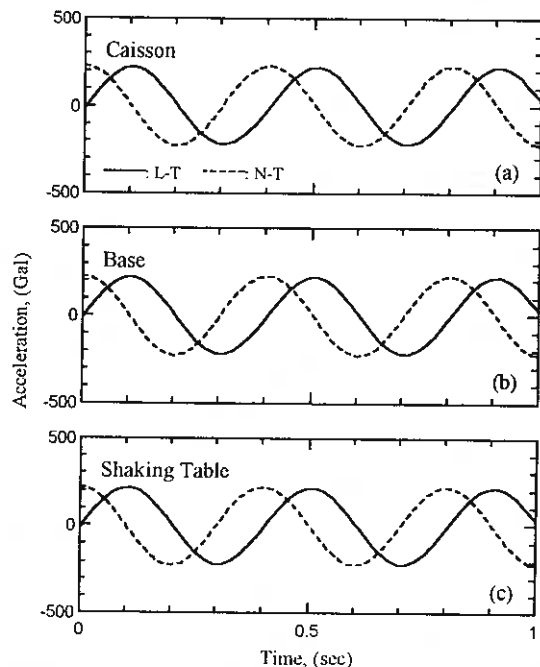


図4 加速度の卓越周期成分
(a) 振動台、(b) 危難上部、(c) ケーソン天端

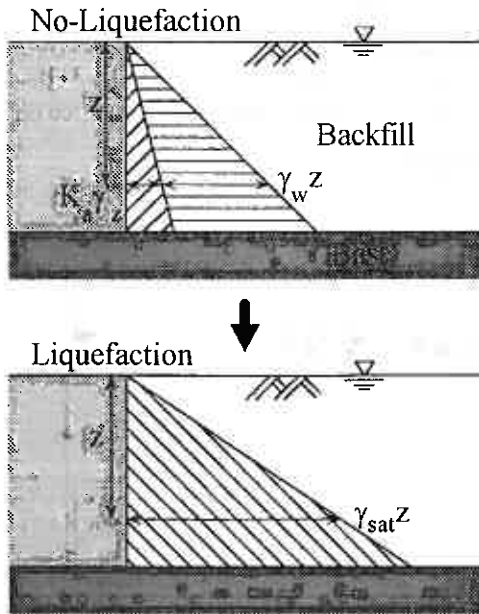


図5 液状化に伴う有効応力喪失による土圧の静的成分の変化

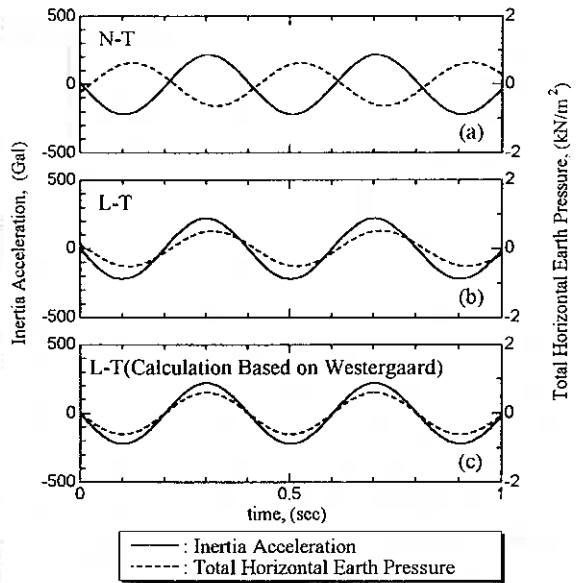


図7 慣性加速度と土圧の卓越周期成分
(a) Case N-T, (b) Case L-T, (c) Case L-T (計算結果)

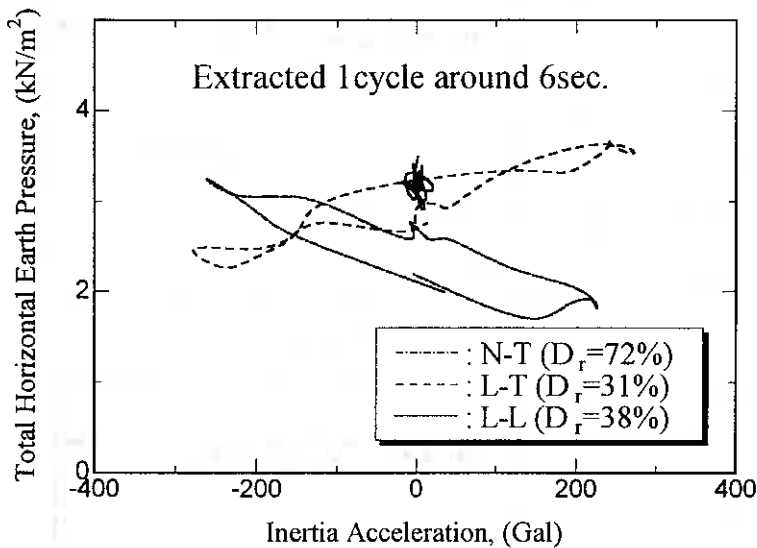


図6 慣性加速度と土圧の関係

化が発生している。一方、図3(a)のCase N-Tでは間隙水圧の上昇はわずかで、有効応力は初期の50%程度しか減少していない。図4(a-c)には、Case N-T, L-TについてFourier分析を行い卓越周期成分のみを取り出し、振動台、危難上部(模型ケーソン直下)、ケーソン天端における加速度を示している。図では、Case N-T, L-Tのどちらの場合にも、振動台、危難上部、ケーソン天端における加速度に有為な差は認められない。これは、間隙水圧の発生などによる基盤の剛性の低下がごくわずかで、基盤とケーソンが一体となり剛体として挙動していることを示している。

Case N-Tでは、Case L-T, L-Lのような土圧の静的な増大は認められず、初期の値を中心に動的に変動する。またケーソン変位については3mm程度であった。

図3(a-c)は、振動台の加速度と裏込地盤内の間隙水圧を時刻歴で示している。図3(b, c)が示すように、Case L-TとL-Lでは間隙水圧の上昇が著しく、加振3秒程度で有効応力はほぼゼロとなり液状

結果として、図 2(a c)に見られるように Case L-T においてのみケーソンの顕著な移動が見られ、裏込地盤が液状化しなかった Case N-T、および裏込地盤が液状化したけれども加振方向がケーソン軸方向であった Case L-L とは対照をなしていた。また、Case L-T においても加振の終了と同時にケーソンは停止した。実験条件で、ケーソンと基盤との摩擦角を 35° として算定した震度法による滑動に対する安全率は、主働土圧を用いた常時で 2.65、ケーソンに作用する慣性力と地震時主働土圧を静的に考慮した地震時では 0.71 であった ($k_h = 220/980$)。液状化が発生した地盤ではケーソン背面に作用する土圧は図 5 のように増大すると考えられるが⁹⁾、慣性力に加えてこのような土圧を静的に考慮した場合の滑動の安全率はさらに小さく 0.52 となった。この計算によると、地盤が液状化しない Case N-T の場合でもケーソンは十分に移動すると考えられるが、実験での移動量は 3mm 程度 (高さの 2%以下) でしかなかった。転倒についての安全率はどの場合も 1 以上で、実験においてもケーソンの移動は回転を伴っていなかった。以上のことから、ケーソンの移動には、ケーソンへの (軸と直角方向での) 慣性力および液状化による土圧の増大と変動の両者が必要であることが示唆される。著者らはここに示した以外にも裏込地盤の相対密度を段階的に変化させて種々の加振条件で実験を繰り返しているが、液状化の発生の有無によってケーソンの移動量は大きく異なっており、このことは地震時に見られる港湾での岸壁の被害の実態と良く対応している。

表 2 実験ケース

Density	Relative Density, Dr	振動数	f=2.5, 8, 17, 33 Hz
Loose	30~40%	加速度振幅	$\alpha = 50, 100, 200$ Gal
Medium	50~60%		
Dense	70~80%		

裏込地盤の密度

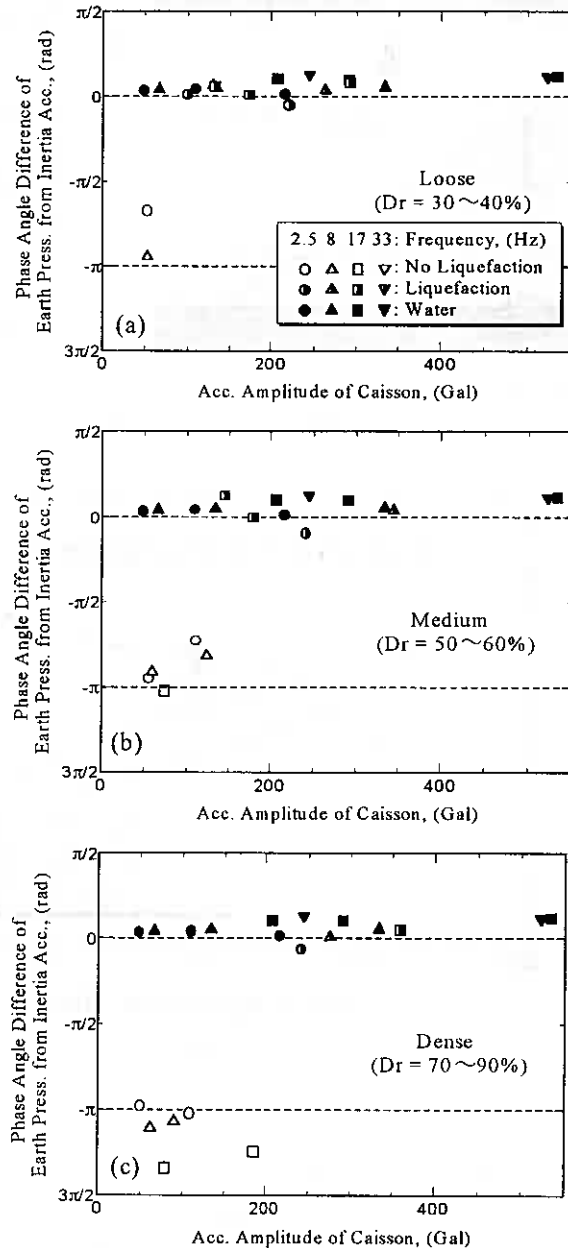


図 8 ケーソンの加速度振幅と位相差の関係

(a) Loose, (b) Medium, (c) Dense

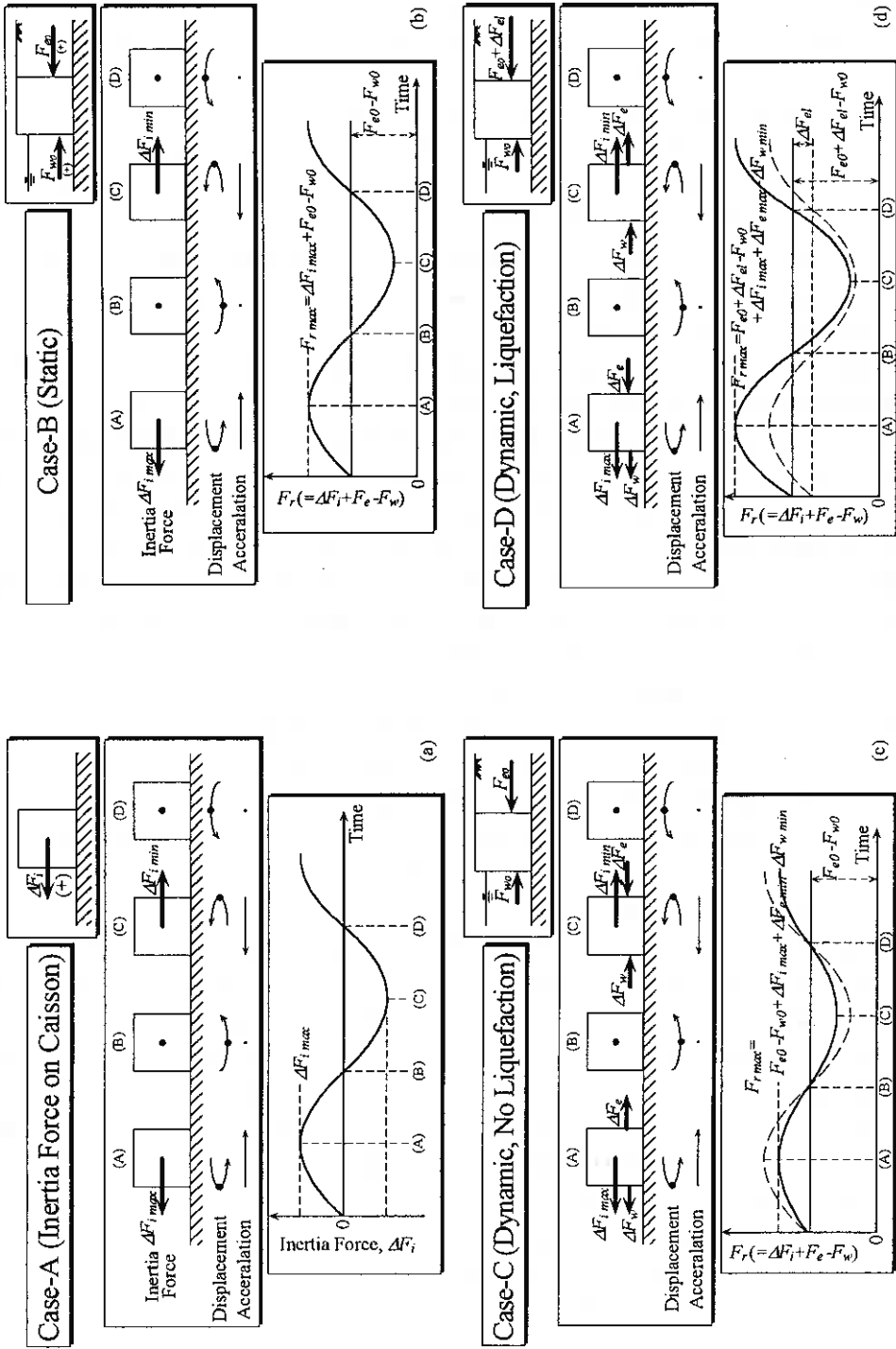


図9 ケーソンに作用する力の説明
 (a) 慣性力、(b) 作用力の静的成分、(c) 振動時の外力 (非液化化時)、(d) 振動時の外力 (液化化時)

慣性力と土圧の関係を検討するため、図6に実験開始後およそ6秒後における1周期分の挙動を慣性方向の加速度と水平土圧の関係で示した。振動台の加速度が実際にはきれいなサイン波形をしていないこと、および地盤の非線型な変形特性と間隙水圧発生特性などによって、実験結果はかなりいびつなループをなしている。ここで興味深いのは、Case N-TとL-Tではループの傾きが明らかに異なっていることである。これはケーソンに作用する慣性力と土圧の振動成分（動土圧成分）が、裏込地盤の液状化しない場合（Case N-T）では向きがほぼ逆向きになっているが、液状化すると慣性力と動土圧の方向が一致することを明示している。この傾向は、図2(a-c)を注視することによっても読み取ることができる。Case L-Lでは振動方向が測定方向と異なっているのでループは描かれていないが、裏込地盤が液状化したCase L-TとL-Lでは共に、慣性力0に相当する土圧の大きさが図5に示したようなメカニズムによって、Case N-Tより明らかに大きくなっていることも分かる。

土圧の振動成分のみに着目するために、得られた結果に対して時刻5秒～9秒の範囲でFourier解析を行い、卓越周期0.402秒の成分だけを取り出したものを図7(a, b)に示している。ここでも、Case N-Tでは慣性力と動土圧が打ち消し合う方向に位相がずれているが、対照的にCase L-Tでは慣性力と動土圧の位相はほとんど一致しており、ケーソンの安定性は裏込地盤が液状化の方が厳しいことが明らかである。図8(a-c)では表2に示すような実験ケースのすべてについて、Fourier解析によって抽出した慣性力と土圧の位相差を加速度振幅に対して示している。また、図には比較のために行った、水を裏込地盤の代わりに用いた実験結果も示している。図から明らかなように裏込地盤の密度や加振周波数、振幅に関係なく、液状化が発生したケースでは位相差がほとんど無く、慣性力と土圧の振動成分の向きはほぼ一致している。しかし、液状化が発生しないケースでは位相のずれが激しく、ばらつきがあるものの、土圧と慣性力の向きはほぼ逆になっている。裏込地盤の代わりに水を用いた場合では、ケーソンに作用する水圧と慣性力の関係は、液状化した場合と同じように、位相差がなく向きがほぼ一致する結果となった。

図9(a-d)ではこのような慣性力と動土圧の位相差の関係を段階的に追って模式的に示している。

- 図9(a)は海水と裏込地盤を考えない場合で、地盤の振動と慣性力 ΔF_i の関係のみを示している。図示のように、慣性力は基盤の加速度と向きが逆であり、ケーソンが変位した方向に慣性力が作用していることになる。ここでは、裏込地盤と海の影響を無視しているので、ケーソンに作用する力は慣性力だけであり、原点を中心に対称に変動している。
- 図9(b)は海の水圧 F_w と裏込地盤の静的な土圧成分 F_{s0} を考慮した段階で、水圧よりも土圧のほうが大きいことから、図9(a)に示した関係は上方にシフトし、ケーソンと基盤との間に作用する力の最大値はこの静的な成分の分だけ増大している。ここでは、水圧と土圧の変動成分を考慮していない。
- 図9(c)では裏込地盤が液状化しない場合を想定して示している。実験結果に基づくと土圧の変動成分 ΔF_e は慣性力 ΔF_i と比べて向きが逆になる傾向がある。ここでは、海による水圧の振動成分も動水圧 ΔF_w として示し、この成分は慣性力と同じ向きになるが、 $\Delta F_w > \Delta F_e$ となるので、ケーソンと基盤の間に作用する力の最大値は、図9(b)の静的な状態よりも $\Delta F_{e\min} - \Delta F_{w\min}$ だけ小さくなると説明できる。
- 図9(d)では液状化する場合を想定して示している。液状化が発生すると図5の説明のように土圧の静的成分が ΔF_{el} だけ増加すると考えられる。さらに、土圧の振動成分 ΔF_e の向きが慣性力と一致することによって、図9(d)ではケーソンと基盤の間に作用する力の最大値は動的成分を考慮しないときよりも $\Delta F_{el} + \Delta F_{e\max} - \Delta F_{w\min}$ だけ増大することになり、最大値が減少する図9(c)の液状化が発生しないケースと対照を成している。

4. 液状化した裏込地盤による土圧の解析

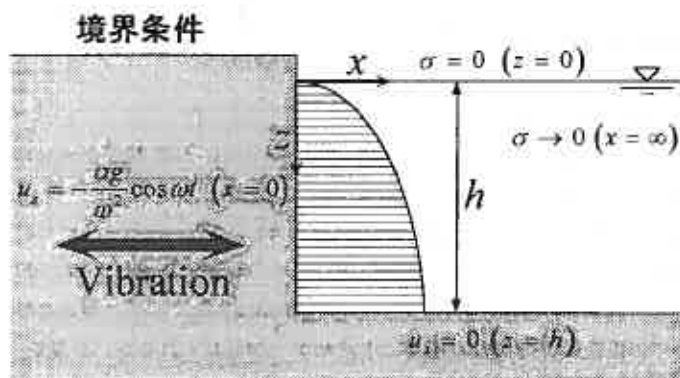
ここでは、液状化した裏込地盤の土圧の振動成分について、Case L-Tの条件に合わせて解析的に検討す

る。Case L-T では、地盤が液状化して有効応力を失った極限の状態が見られた。そのような状況では、土はあたかも流体のように挙動するので地盤を液体としてモデル化した。振動時に発生する動水圧については、Westergaard (1933) が厳密解を誘導している¹⁰⁾。

$$\sigma = \frac{8a\rho_f g h}{\pi^2} \sum \frac{1}{n c_n} e^{-\lambda_n z} \left(\sin \frac{n\pi}{2h} z \right) \cos \omega t, \quad \left(c_n = \sqrt{1 - \frac{4h^2 \rho_f \omega^2}{n^2 K_f \pi^2}}, \lambda_n = \frac{n\pi}{2h} c_n \right)$$

ここで、 σ : 動水圧、 ag : 振動の加速度振幅、 ω : 角振動数、 ρ_f : 流体密度、 K_f : 流体の体積圧縮係数である。この解は直立した剛体壁に作用する水圧の振動成分を与えるもの(図10)で、図3(b)のように透刺間隙水圧が1.0まで上昇し、図4(a-c)のように基盤の剛性の低下が認められず基盤とケーソンが一体となって振動している Case L-T については、Westergaard による数式解を適用できると考えられる。数式解の適用に当たっては、 ρ_f に液状化した地盤の密度 $\gamma_{sat} = 1.96 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 、 K_f に地盤の体積圧縮係数 $\beta = 0.933 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ (参考文献^{10,11}より推定)を使用した。ただし、Westergaard が示した近似解^{10,11}では体積圧縮係数と同波数が省略されているように、厳密解における体積圧縮係数と加振周波数の影響は大きくない。

厳密解による計算結果を図7(c)に実測値と比較して示している。図7(c)と図7(b)の比較から、液状化した裏込地盤の土圧の変動成分は動水圧の厳密解によって定量的にも説明でき、慣性力と土圧の



支配方程式

$$\begin{cases} K_f \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} - \rho_f \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z \partial x} = 0 \\ K_f \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} - \rho_f \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z \partial x} = 0 \end{cases}$$

図10 Westergaardによる数式解の境界条件および支配方程式

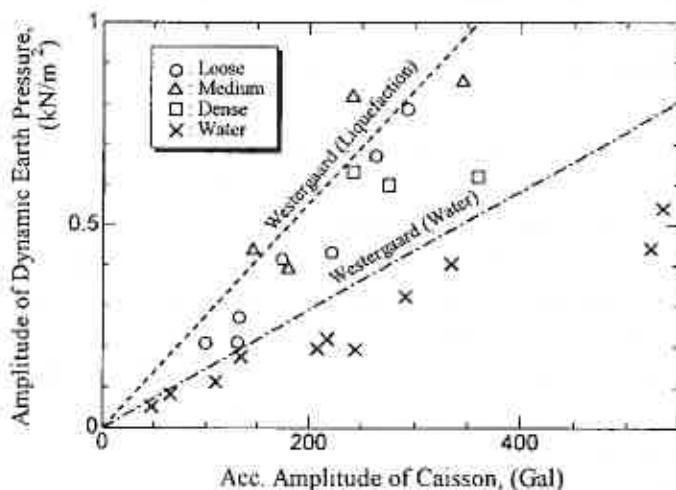


図11 土圧の振動成分振幅とケーソンの加速度振幅の関係

振動成分の方向が実験結果と同様に一致することを示している。Westergaardはこの位相差に関する現象を示し、ダム設計における動水圧の重要性を強調している。図11はすべての実験ケースの中で、裏込地

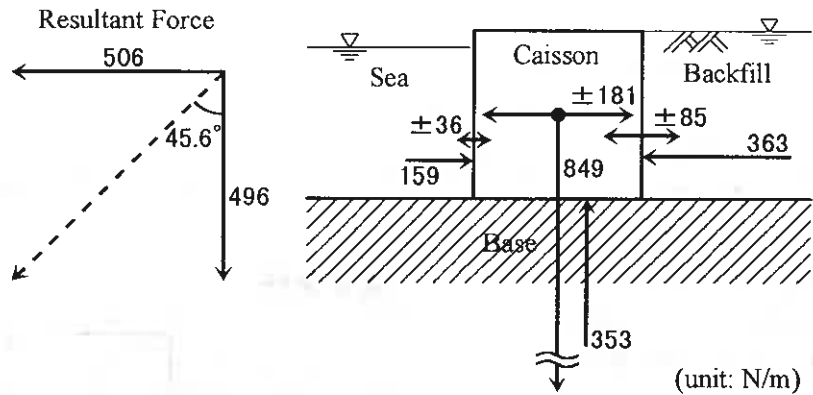


図12 模型ケーソンに作用する力

盤が液状化したケースと裏込地盤の代わりに水を用いたケースについて、Fourier解析によって抽出した卓越周期に相当する土圧および水圧の振幅を、加速度振幅に対して示している。図示のように、水の場合と裏込地盤とは密度が異なるので、計算結果が別れている。裏込地盤がMediumとDenseの場合においては土圧の振動成分の振幅が極端に小さなケースも見られるが、計算値は実測値をやや過大評価する傾向を示すものの、両者はよく合っていると云える。

図12はCase L-Lについて、模型ケーソンに作用する力をWestergaardの数式解を用いて計算し、模式的に示している。裏込地盤が液状化した場合には、重力849N/mに対して最大でその36%に当たる302N/mの水平力が振動して作用していることになる。土圧と水圧の静的な成分も考慮すると、最大の水平合力は506N/mとなり、浮力を考慮したケーソン重量が496N/mとなるので、ケーソンが容易に活動し得ることが理解できる。

5. あとがき

振動台を用いた重力式岸壁の模型実験の結果を紹介し、地震時においてケーソンが移動するメカニズムを土圧と慣性力の関係に注目して検討した。実験結果を比較検討すると、ケーソンの移動は、慣性力と裏込地盤の液状化による土圧の増大とその振動成分の位相によって支配されることが分かった。このことは地震時におけるケーソンの被害が、裏込地盤の液状化した岸壁に集中しているという実態に良く対応している。このような位相差に関する現象は、地震時における加速度や土圧を静的に置換えて安定性を評価している震度法の限界を示唆するものである。また、地盤反力や土圧の評価に仮想バネを用いることが良く行われるが、このような手法の動的挙動への適用にも限界があることを示している。また実験結果では、液状化未発生時には土圧の振動成分と慣性力が逆向きになる傾向にあった。この事がさらに明らかになれば、このことを考慮してケーソン式岸壁のよりコンパクトな設計が可能となる。

Westergaardによる動水圧の数式解を液状化した裏込地盤に適用し、土圧の変動成分が十分に説明できることがわかった。筆者らはさらに有限要素法¹³⁾によって、せん断剛性を有する地盤の振動時における土圧の算定を試みている。しかし、土圧の評価に際しては、「地盤物性の同定」、「非線型性の考慮」、「境界条件の設定」などについて検討を要し、とりわけ裏込地盤とケーソンの共振、壁面摩擦などの影響が支配的であることが分かっている。一方、紹介した実験については、「小規模な模型実験であるために境界の影響が含まれていること」、「圧密現象に対して相似率を満足していないこと」、等の主にスケールに関する問題が含まれており、実験結果の一般性については慎重な議論が必要であると考えている。今後は、原位置での実測体制を整えるなどして、この問題に広い角度から取り組む必要がある。

本研究を実施するに当たって、東京電機大学理工学部安田進先生には実験方法についてご指導頂いた。また、北海道大学土岐祥介教授、および北海道開発局開発土木研究所港湾研究室の前室長笹島隆彦氏と現室長明田定満氏には、本研究を進めるに当たってご支援頂いた。北海道大学 4 年生の原田君には実験およびデータの整理などに協力して頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 北海道開発土木研究所・寒地港湾技術研究センター(1996)：港湾構造物の耐震性向上に関する調査業務報告書
- 2) 土質工学会(1994)：1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書、pp.175-182.
- 3) Igarashi, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T. (1996)：Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port, Special Issue of Soils and Foundations, pp.119-136.
- 4) 輪湖建雄、及川研、松永康男、成瀬英治(1996)：1995年兵庫県南部地震による神戸港の被害とその復旧工法、土と基礎、Vol.44, No.3, pp.59-61.
- 5) 規矩大義(1993)：液状化地盤の永久変位に関する研究、九州工業大学博士論文
- 6) 小濱英司、三浦均也、岡宜克、笹島隆彦、大塚夏彦(1996)：重力式岸壁の地震時挙動の振動台実験、第31回地盤工学研究発表会、pp.1199-1200.
- 7) 岡宜克(1996)：模型振動実験による重力式岸壁の地震時安定性に関する研究、北海道大学学士論文
- 8) 吉見吉昭(1985)：砂地盤の液状化、土と基礎、Vol.33, No.8, pp.3-8.
- 9) 土木学会(1985)：「水理学公式集」、pp.342-343.
- 10) 西村正規(1996)：「地盤中を伝播する波動に関する解析的研究」、北海道大学学士論文.
- 11) 土木学会(1994)：海岸波動、pp.481-483.
- 12) Westergaard, H. M. (1933)：Water Pressures on Dams during Earthquakes, Trans. ASCE, Vol.98, pp.418-432.
- 13) Miura, K, and Hayashi, M. and Yoshida, N. (1991)：Applicability of Analytical Methods for Seabed Response to Ocean Waves, Proc. of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, Vol, pp.609-614.

遠心模型実験による盛土の地震時挙動

北海道開発局開発土木研究所 〇正員 林 宏親
 同 上 正員 西川 純一
 同 上 正員 谷口啓二郎

1. まえがき

近年、北海道において発生したいくつかの大地震によって、道路盛土や河川堤防などの土構造物に大きな被害が生じた¹⁾²⁾³⁾。土構造物は被害が発生しても復旧が容易なことなどから、地震に対する配慮がなされないのが、現在のところ一般的である。しかし、今回の被害を契機に地震に強い土木構造物が求められており、道路盛土についても耐震設計を取り入れようという流れにある。

このような背景のもと、道路盛土の耐震性向上に関する研究を実施しており、その一環として盛土が地震時に示す挙動を動的遠心模型実験によって再現し、検討を行っている。ここでは、盛土高、のり面勾配および盛土材料の含水比を変化させて実験を行った結果、これらのパラメーターと地震時応答との関係が明らかとなったので報告する。

2. 実験方法

遠心模型実験は、遠心加速度を縮小模型に作用させて、実物の応力状態を再現し、模型実験として相似則を満足させるものである。今回は、実物の 1/50 縮尺である模型地盤を作成し、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。実験装置については、松田らの報告⁴⁾に詳細が述べられているので参照されたい。

2.1 実験条件

土構造物が地震時に示す安定性は、以下に示すようなパラメーターによって、様々に影響されると考えられる。

- ①幾何学的パラメーター 盛土高、のり面勾配、基礎地盤の層厚、傾斜など
- ②材料的パラメーター 材料土質、締固め度、施工含水比など
- ③地震パラメーター 加速度、振動周期(周波数)、継続時間など
- ④水理パラメーター 地下水位、浸透水の有無など

このうち、②の締固め度と④の浸透水の有無については、地震時の盛土挙動と密接な関係があることが既に明らかになっている⁴⁾。ここでは、①、②および③に関するパラメーターのうち盛土高、のり面勾配、盛土材料の含水比および入力加速度を変化させて、実現場で想定される盛土の状況を再現することとした。なお、盛土本体の地震時応答を明確にするため、基礎地盤は不飽和状態とし、地震時に有効応力の低減が発生しないようにした。実験ケースの一覧を表-1に示す。

表-1 実験ケース

実験名称	盛土材料		地盤形状		加振条件	パラメーター
	標準砂：カオリン	設定含水比	盛土高さ	法面勾配		
ケース1	8 : 2	W _{opt} (11.3%)	10.0cm (5.0m)	1:1.5	連続加振	材料 A 基本ケース
ケース2	8 : 2	W _{opt} (#)	6.0cm (3.0m)	1:1.5	#	材料 A 盛土高さ：低
ケース3	8 : 2	W _{opt} (#)	14.0cm (7.0m)	1:1.5	#	材料 A 盛土高さ：高
ケース4	8 : 2	W _{opt} (#)	10.0cm (5.0m)	1:2.0	#	材料 A 法面勾配：緩
ケース5	2 : 8	W _{opt} (20.0%)	10.0cm (5.0m)	1:1.5	#	材料 B 基本ケース
ケース6	2 : 8	W _{opt} +4.0% (24.0%)	10.0cm (5.0m)	1:1.5	#	材料 B 含水比：高
ケース7	8 : 2	W _{opt} (11.3%)	10.0cm (5.0m)	1:1.5	単発加振	材料 A 加振方法

盛土高さ欄の()は実物換算値である。

Behavior of Embankments during Earthquake by centrifuge experiments

Hirochika HAYASHI, Jun'ichi NISHIKAWA, Keijiro TANIGUCHI (Civil Engineering Research Insutitute)

2.2 模型地盤

模型地盤と計測センサー配置の一例を図-1に示す。盛土形状は、標準的な道路盛土を想定したもので、半断面とした。加振方向端面には、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、模型容器と地盤の全景である。

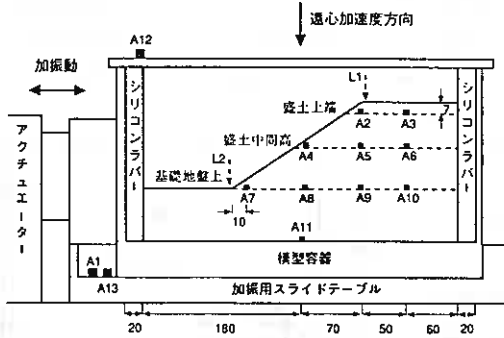


図-1 模型地盤と計測センサー

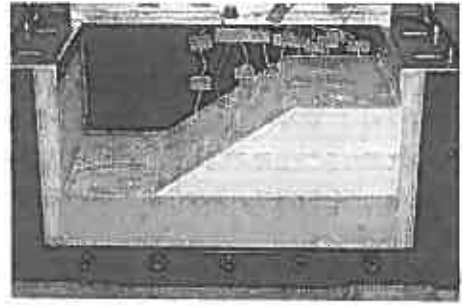


写真-1 模型全景

①地盤材料

盛土材料としては、2種類(盛土材A、盛土材B)を設定した。盛土材Aは、標準砂とカオリンを乾燥重量比で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。盛土材Bは、標準砂とカオリンを乾燥重量比2:8で混合し、シリコンオイルで最適含油比に調整したものである。ただし、含油比をパラメーターにしたケース6では、最適含油比より4%高く設定している。基礎地盤に用いた地盤材料は、盛土材Aと同じ材料である。

材料の物性を表-2に示す。コンシステンシーから判断すると、盛土材Aは砂質土、盛土材Bは粘性土として概略的に分けられる。また、シリコンオイルを用いることによって、自然状態と物性上の差がないことを確認するために水を用いた場合と比較を行った。表-2から両者には有意な差がないことがわかる。

②地盤形状

模型地盤の形状は、各ケースによって異なるが、全ケースとも奥行きは 20cm (実物換算 10m) であり、盛土の天端幅は 11cm (同 5.5m) に統一した。

③作成方法

基礎地盤、盛土とも、D値 90% (締固め試験結果から得られた最大乾燥密度の 90%) に締固めて作成した。締固めにあたっては、地盤が均一となるよう何層かに分けて突き固めた。

2.3 計測装置

①加速度計

入力加速度は、加振用スライドテーブル上に設置したひずみゲージ式加速度計 (A1) により計測した。地盤内部の加速度応答値は、地盤への影響を考慮し、超小型の圧電型加速度計 (A2 ~ A10) によって計測した。

②変位計

盛土のり肩ならびにのり尻に生じる鉛直変位量を測定するために、レーザー式変位計 (L1, L2) を設置した。また、加振終了後、盛土および基礎地盤の変形を観察した。

表-2 材料土の物性

材料土	盛土材 A		盛土材 B	
乾燥重量比 (標準砂:カオリン)	8:2		2:8	
混合液体	オイル	水	オイル	水
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.665	2.665	2.739	2.739
液性限界 W_L (%)	NP	NP	38.2	30.7
塑性限界 W_p (%)	NP	NP	23.9	19.0
最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm ³)	1.905	1.871	1.639	1.656
最適含油(水)比 W_{opt} (%)	11.3	11.0	20.0	19.7
有効応力指数 C (kgf/cm ²)	0	0.03	0.04	0.05
ϕ' (度)	35.0	34.6	31.3	31.5
せん断剛性率 G_{max} (kgf/cm ²)	540.6	425.0	457.9	548.6

2.4 加振方法

入力する加速度波形は、全て周波数 100Hz (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、同一模型地盤に対して連続して加振する方法 (以下、連続加振とする) をとった。表-3 に加振条件を示す。

ただし、既に加振履歴を受けている模型地盤が、次の加振段階で示す挙動は、初めて加振を受ける場合 (以下、単発加振とする) と比べて異なることも考えられた。そこで、予備実験として連続加振と単発加振とを比較し、連続加振が与える影響を評価した。

2.5 予備実験

盛土材 A の基本ケースであるケース 1 と同じ条件で模型地盤を作成し、ケース 7 として単発加振を行った。入力加速度は、連続加振での最大加速度 (加振 3 回目) である 19 g に設定し、ケース 1 の加振 3 回目と比較した。

連続加振と単発加振ののり肩とのり尻における鉛直変位を表したのが図-3 である。ここでの変位量は、各加振段階ごとにおける値である。のり肩での変位量を見ると、連続加振では加振 1 回目、2 回目において 0.1 mm、0.5 mm の沈下が生じた後、3 回目の加振で 2.9 mm の沈下が生じている。これに対し、単発加振では 3.4 mm の沈下が生じ、わずかだが連続加振より大きい値を示した。一方、のり尻では、ほとんど変位量に差がない。

次に、応答加速度について比較する。ただし、両ケースにおいて入力加速度に 0.8 g 程度の差があったため、各応答加速度の入力加速度に対する比率 (以下、加速度応答比率とする) で検討する。図-4 は、その結果である。基礎地盤上では連続加振に比べ、単発加振の加速度応答比率が大きく、盛土中間高では、同程度の加速度応答比率を示した。

総体的に見ると、加振履歴を受けた地盤が次の加振段階で示す変形、応答性は、加振履歴を受けていない処女地盤と比較して、若干低下するという結果が得られた。しかし、その差は決して大きいものとはいえないことから、本実験においては連続加振を模型地盤に与えて、各パラメーターで比較を行うこととした。

3. 実験結果と考察

各実験ケースでの結果を整理し、パラメーターが盛土の挙動に与える影響を調べた。

ここで、応答加速度については、以下の方法で評価することとした。

(1) 応答加速度の大きさ

地盤内加速度の応答波形は、時間軸に対して対称かつ一定の振幅を示すとは限らない。したがって、応答波形から加速度の大きさを次のようにして読みとった。

・波形振幅がほぼ安定している場合、振幅の大きさが比較的一定値を示す 10~12 波目の 3 波で最大値と最小値を読みとる

表-3 加振条件

加振回数	加振条件	
	周波数 (実物換算)	加速度振幅 (実物換算)
1 回目	100Hz (2Hz)	7.5g (147gal)
2 回目	100Hz (2Hz)	12g (235gal)
3 回目	100Hz (2Hz)	19g (372gal)

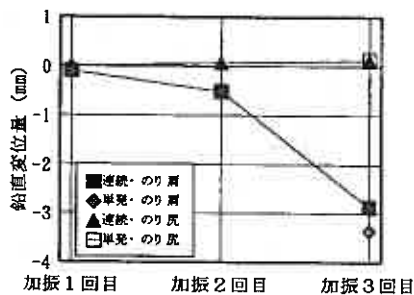


図-3 予備実験での鉛直変位

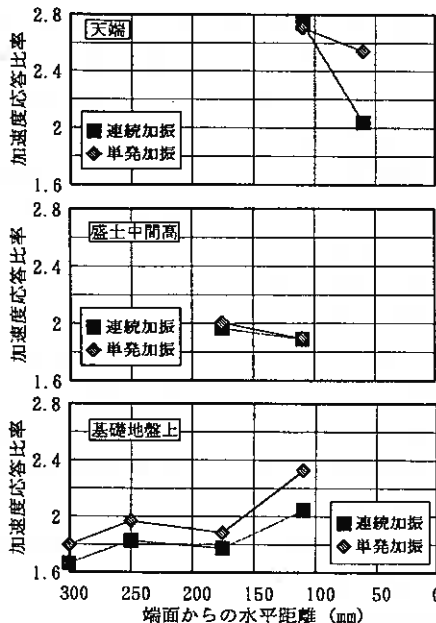


図-4 予備実験での加速度応答比率

- ・波形振幅が次第に広がっていく場合、最も大きい振幅値を示す18～20波目の3波で最大値と最小値を読みとる。
- ・読みとった振幅の最大値と最小値から、その平均値を計算し、応答加速度の大きさを表す指標とする。

(2) 応答加速度の比較

加振テーブル上で測定した入力加速度については、加振装置の性能上必ずしも一定とはならないことがわかった。したがって、ここでは、各ケースを比較するにあたって加速度応答比率を用いることとした。

3.1 盛土高の影響

盛土の高さが異なるケース1(盛土高10 cm)、ケース2(同6 cm)およびケース3(同14 cm)を対象に比較する。

図-5は、のり肩において各加振段階ごとに生じた沈下量を表している。ケース2とケース1を比較すると、のり肩沈下量は、盛土高に大きく依存していることがわかる。この傾向は、加振3回目において顕著である。ケース1の加振3回目では2.2 mm(実物換算110 mm)の沈下が生じている。また、ケース1、2とも加振2回目では0.5 mm(同25 mm)程度の変位であったのに比べ加振3回目では大きな変位が生じている。加振2回目において入力加速度が約12g(実物換算240 gal)

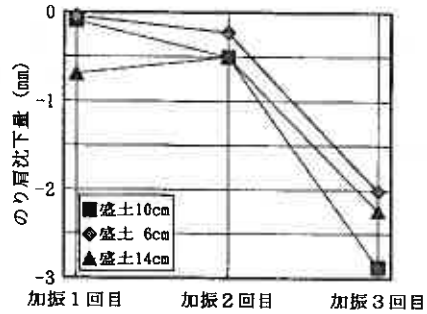


図-5 盛土高とのり肩沈下の関係

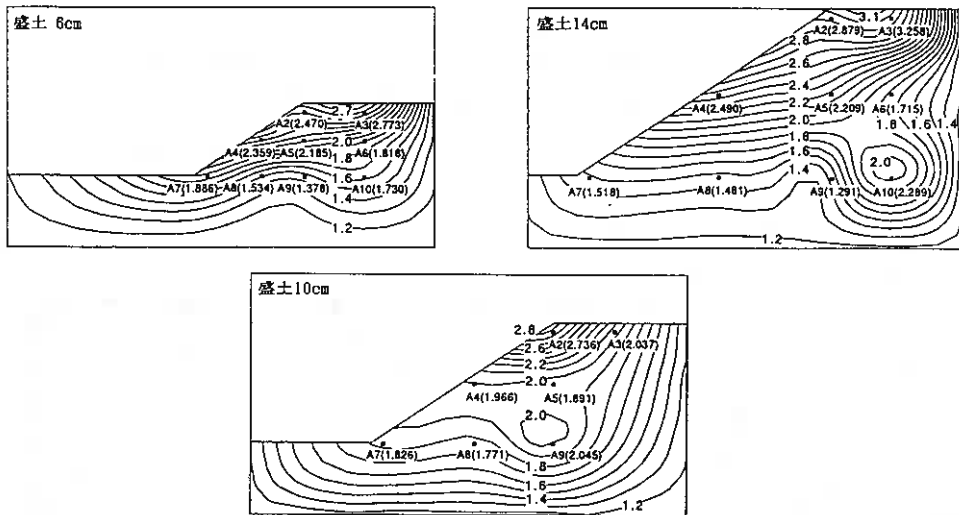


図-6 盛土高と加速度応答比率の関係

なのに対し、3回目では約19g(同370 gal)であり、実際の地震で考えると震度6強程度で大きな変形が発生したといえる。ケース3は、各加振段階において装置の不調に起因するプレシヨックによって、他のケースよりも多く繰返し加振を受けている。これに伴い密度が上がったため、盛土が高い割に生じた変位量が小さかったと考えられる。加振後の観察では、いずれのケースにおいてものり肩からのり尻へかけてのり面のはらみ出しと天端面での引張りクラックが認められた。これらは、盛土高が高くなるほど顕著であった。これらの変状形態は、実際の被害状況と一致している。

応答加速度の違いを見るために、各ケースの加振3回目における加速度応答比率の分布を図-6に表す。いずれのケースにおいても、基礎地盤内では基礎面に平行に加速度応答比率が増幅されており、盛土のり肩において増幅が著しいことがわかる。このことは、実際の地震被害事例に盛土のり肩の変状が多いという事実と合致しており、本実験は実際の挙動を再現していると考えられる。各ケースを比較すると、盛土高が高くなるにつれてのり肩での加速度応答比率は若干大きくなる。

3.2 のり面勾配の影響

のり面勾配の異なるケース1とケース4を比較検討する。

のり肩の各加振段階ごとに生じた沈下量を図-7に示す。のり肩沈下量は、のり面勾配の緩いケース4の方が小さく、加振3回目の変位量は、ケース1のおおよそ1/2の値を示した。このことから、地盤材料が同じ盛土では、緩いのり面勾配を有する方が、変形に対する安定性が高いことが確認できた。特に、加速度の大きい加振3回目でその傾向が著しい。また、ケース4では、天端面でのクラックがほとんど見られなかった。

加振3回目での加速度応答比率を図-8に示す。のり肩付

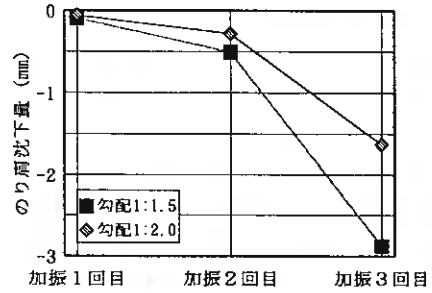


図-7 のり面勾配とのり肩沈下の関係

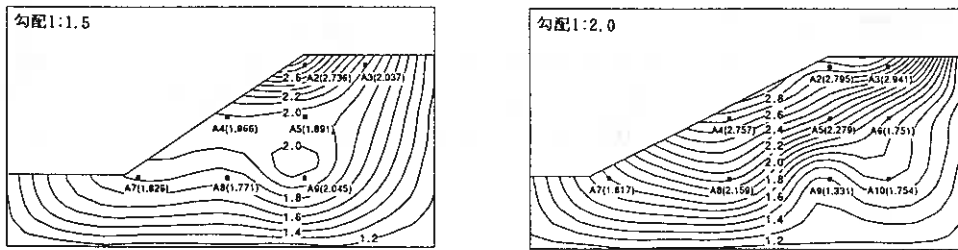


図-8 のり面勾配と加速度応答比率の関係

近では差が見られず、盛土中間高さではケース4の方が高い応答を示している。この理由は明らかではないが、概念的には地震時せん断力を表す応答加速度が、わずかではあるが大きく発生しているにもかかわらず、それによって生じた変形が小さいことは興味深い。

3.3 盛土材料の含水比の影響

細粒土においては、その含水比が変形特性に大きな影響を与える。そこで、カオリンの混合率が高く、細粒土と見なせる盛土材Bに対して含水比を変化させた実験を行った。設定したケースは、最適含水比のケース5と最適含水比+4%のケース6である。これは、実際の現場において最適含水比よりも湿潤側の土が比較的多く見受けられることを考慮したものである。なお、ケース6の含水比は、塑性限界程度である。

のり肩における各加振段階ごとに生じた沈下量を図-9に示す。各加振段階におけるのり肩の沈下量は、いずれも

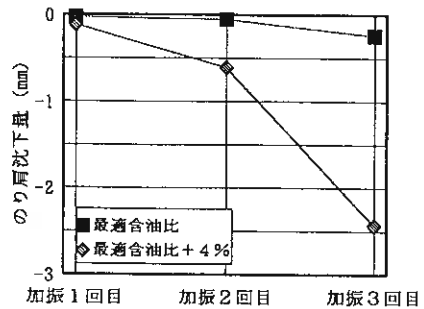


図-9 盛土材料の含水比とのり肩沈下の関係

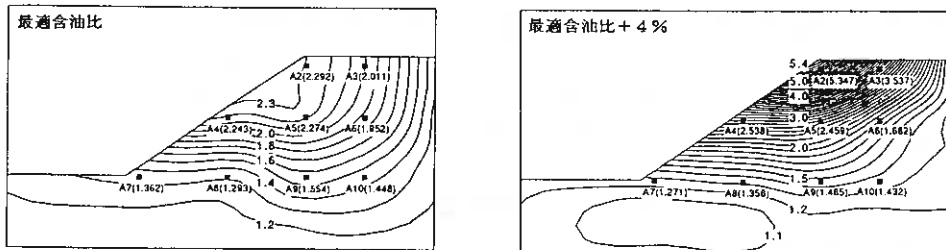


図-10 盛土材料の含水比と加速度応答比率の関係

ケース6の方が大きく、加振3回目の沈下量はケース5の約10倍の2.5 mm (実物換算125 mm)を示した。さらに、ケース6では加振2回目の段階でも沈下量が比較的多く生じている。盛土材の含油比増加に伴って、加振時の変形性も高くなったといえる。なお、図には示していないが、含油比の高いケース6では遠心載荷段階において1.0 mm程度の自重沈下が生じた。

加振3回目における加速度応答比率分布を図-10に示す。地表面での加速度応答比率は、両ケースともに1.3程度であるが、盛土内での増幅に著しい差が認められる。ケース5ののり肩付近では約2.3の加速度応答比率であるのに対し、ケース6では5.4にも及んでいる。ケース6の加振後の観察によると、盛土ののり面は大きくはらみ出しているものの、天端でのクラックは生じていなかった。

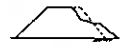
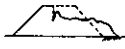
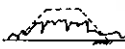


3.4 実際の被害事例との関係

表-4は、被災パターン分類の一例である⁹⁾。本実験で得られた変形形態は、その沈下量および目視による観察から被災パターンI型に分類できる。本実験では震度6強程度の地震力を与えたにもかかわらず、比較的軽微な被害状況を再現したことがわかる。

今回の実験では、盛土密度は管理基準値⁹⁾であるD値90%に設定しており、盛土内の浸透水を供給していない。さらに、基礎地盤は良好である。一方、盛土密度を低くしたり、盛土内に浸透水を存在させて実験した場合、崩壊に至る被害が再現されている⁹⁾。

以上のことは、強固かつ平坦な基礎地盤上の場合、盛土が健全であれば地震に対して相当な耐力を有しており、震度6強程度の地震に対しても交通に障害が起きるほどの被害は生じないことを示唆している。

表-4 被災パターン分類表

被災パターン	被災様式図
I型	
II型	
III型	
IV型	
V型	

4. あとがき

今回の実験結果から、盛土の形状や材料の性質、加振条件の違いで加振時に示す盛土の挙動が異なることが明らかとなった。ただし、その変形量の絶対値はさほど大きくなく、比較的軽微な盛土被害を再現したと⁹⁾えられる。

今後は、実際の現場状況をも考慮した実験条件を設定して、動的遠心載荷実験を実施していく考えである。さらに、現場での被害調査結果をも加味した総合的な検討を行い、地震による盛土の被害原因の究明および対策工法に関する研究を進めていく予定である。

一参考文献一

- 1) 北海道開発局開発土木研究所;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年9月.
- 2) 北海道開発局開発土木研究所;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年1月.
- 3) 北海道開発局開発土木研究所;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年3月.
- 4) 松田泰明、西川純一、大江祐一;盛土の動的遠心力模型実験について, 地盤工学会北海道支部技術報告集第36号, pp.199~202, 1996年2月
- 5) 日本道路協会;道路震災対策便覧(震災復旧編), pp.54, 1988年2月.
- 6) 北海道開発局;道路・河川工事仕様書, pp.446.

過圧密履歴を受けた種々の砂試料の繰返しせん断特性

北見工業大学工学部 正会員 ○ 山下 聡
 同上 正会員 鈴木 輝之

1. まえがき

過圧密履歴を受けることによって、砂質土の単調および繰返しせん断特性は影響を受ける。これまでの研究を概観すると、1) 圧密排水強度は過圧密履歴の影響をほとんど受けない。2) 細粒分を含まない砂においては、過圧密履歴を受けることによって微小ひずみ領域の変形特性はほとんど変化しないが、中ひずみ領域以降では剛性が増加する。3) 液状化強度は過圧密履歴の影響を大きく影響を受け、その強度増加率は過圧密比OCRのn乗に比例する。ただし、nの値は試料によって異なる。などがあげられる。

このように、過圧密履歴を受けることによって、砂質土のせん断特性は影響を受けるが、これまで同一の試料に対して単調および繰返しせん断特性に及ぼす影響を系統的に研究した例は少ない。

そこで、本研究では粒径および細粒分含有量が異なる数種の砂試料に対して過圧密比OCR=2, 4の履歴を与え、三軸圧縮試験、液状化試験、繰返し変形試験を行い、それぞれの試験結果に及ぼす過圧密履歴の影響が試料によってどのように異なるかを調べた。さらに、それぞれの試験から得られる土質定数の比較、および圧密特性や単調せん断特性から過圧密履歴による液状化強度の変化を推定した。

2. 試料および試験方法

用いた試料は、珪砂3, 5, 7号と、豊浦砂および豊浦砂に重量比で5%および10%のカオリン粘土を含有させた試料の合計6種類である。用いた試料の物理的性質および試験ケースを表-1に、粒度分布を図-1に示す。

供試体は電動バイブレータでモールド側面に振動を与え作製した。供試体作製後CO₂および脱気水を通して飽和させたのち、過圧密履歴を与える場合は、所定の拘束圧で等方圧密($\sigma'_{vo}=2.0, 4.0\text{kgf/cm}^2$, 圧密時間30分)し、その後等方的に膨張させ過圧密履歴を与え、全ての試験で有効拘束圧 $\sigma'_{vo}=1.0\text{kgf/cm}^2$ (背圧1.0kgf/cm², 圧密時間30分)の等方圧密状態からそれぞれの試験を行った。

三軸圧縮試験は、直径5cm、高さ11cmの円柱供試体を用いた。せん断は側圧一定のひずみ制御排水試験で、ひずみ速度は0.5%/minである。液状化試験は、直径7cm、高さ17cmの円柱供試体を用いた。繰返し載荷は、側圧一定の非排水条件で振幅一定、周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の正弦波荷重を与え行った。繰返し変形試験は、直径

表-1 試料の物理的性質と試験ケース

Sample name	D ₅₀ mm	F _c %	U _c	ρ_s g/cm ³	e_{max} * ρ_{dmin}	e_{min} * ρ_{dmax}	σ'_{vo} kgf/cm ²	D _{r,c} (%) * ρ_{dc}	OCR	液状化 試験	三軸圧 縮試験	繰返し 変形試験
Toyoura	0.20	0	1.3	2.635	0.968	0.606	1.0	60,80	1, 2, 4	○	○	○
To+Kaolin5%	0.195	5	1.4	2.641	-	-	1.0	*1.570	1, 2, 4	○	○	○
To+Kaolin10%	0.190	10	2.8	2.647	-	-	1.0	*1.570	1, 2, 4	○	○	○
K-3	1.25	0	1.27	2.620	0.953	0.680	1.0	80	1, 2, 4	○	○	○
K-5	0.60	0	1.38	2.610	1.053	0.665	1.0	80	1, 2, 4	○	○	○
K-7	0.13	15.4	2.54	2.650	1.178	0.633	1.0	80	1, 2, 4	○	○	○
Ishikari-2	0.13	8.3	1.8	2.700	1.338	0.790	0.6, 1.7	92	1, 2, 2.8, 4	○		
Ishikari-3	0.12	12.7	1.8	-	*1.123	*1.493	0.6, 2.1	100	1, 2, 3.5	○		
Koto-A1	0.022	100	-	-	-	-	0.5	-	1.5, 2	○		
Koto-A2	0.06	58	-	-	-	-	0.5	-	1.5, 2	○		
Koto-B	0.28	15	-	-	-	-	0.5	-	1.5, 2	○		
Suzaki	0.009	100	-	-	-	-	0.5	-	1.5	○		
Takasago	0.17	0	-	-	-	-	0.5	-	1.5, 2	○		
N	0.16	1.5	1.4	2.740	1.407	0.909	1.0	91	1, 2, 4, 8	○		三浦ら(1985)
Sengenyama	0.39	2.4	2.44	2.710	0.918	0.564	1.33	80	1, 2, 4	○		Tatsuoka, et al 1988

Cyclic shear behavior of sands subjected to overconsolidation history

Yamashita, S. and Suzuki, T. (Kitami Institute of Technology)

7 cm, 高さ17cmの円柱供試体を用いた。繰返し载荷は、振幅一定、周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の正弦波荷重を11サイクル与えた後、再び圧密し荷重を増加させて変形特性を求めるステージ試験によって行った。なお、繰返し载荷はすべて排水状態で行った。

3. 三軸圧縮特性に及ぼす過圧密履歴の影響

豊浦砂、カオリン粘土を5%含有した豊浦砂、珪砂3, 5, 7号で作製した供試体に過圧密比 $\text{OCR}=2, 4$ の履歴を与え、三軸圧縮特性に及ぼす影響を調べた。

図-2は、過圧密履歴が応力-ひずみ特性に及ぼす影響を珪砂5号の場合について例示したものである。軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_a 関係においては、せん断初期においてやや過圧密履歴によって立ち上がり急になっている。また、体積ひずみ $\epsilon_v \sim$ 軸ひずみ ϵ_a 関係では、過圧密履歴を与えることによって、体積収縮傾向が低下している。一方、破壊強度には明確な過圧密履歴の影響は認められない。

一般に、過圧密履歴は静的強度特性には影響を及ぼさないとされている。図-3は、試験を行った全ての試料について、破壊時の内部摩擦角 ϕ_i および体積ひずみが収縮から膨張に転じる時の内部摩擦角 ϕ_{cv} と試料の平均粒径 D_{50} との関係を示したものである。図に示すように、試料の粒径や細粒分の含有量によらず ϕ_i および ϕ_{cv} には、従来言われているように過圧密履歴の影響は認められない。

図-4は、体積ひずみが収縮から膨張に転じる時の体積ひずみ $\epsilon_{v,cv}$ と D_{50} との関係を同様に示したものである。この場合は、過圧密履歴によって体積収縮傾向が抑制されているのが分かる。また、粒径が小さいほど、細粒分が多いほど過圧密履歴の影響が大ききようである。

図-5は、破壊時の軸ひずみ ϵ_r と D_{50} との関係を同様に示したものである。破壊時の内部摩擦角と異なり、過圧密比が大きくなるほど破壊時の軸ひずみは低下している。また、図-6には、 ϵ_{50} との関係も示しているが、過圧密履歴を受けることによって ϵ_{50} が増加している。

このように、単調载荷時の変形-強度特性に及ぼす過圧密履歴の影響は、従来から言われているように、

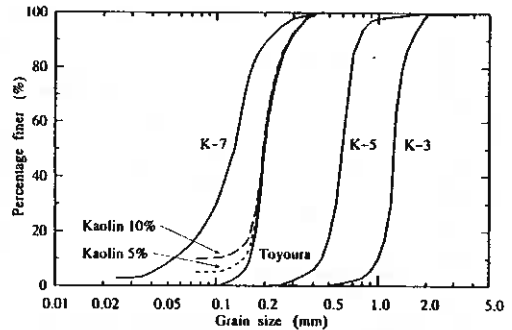


図-1 試料の粒度分布

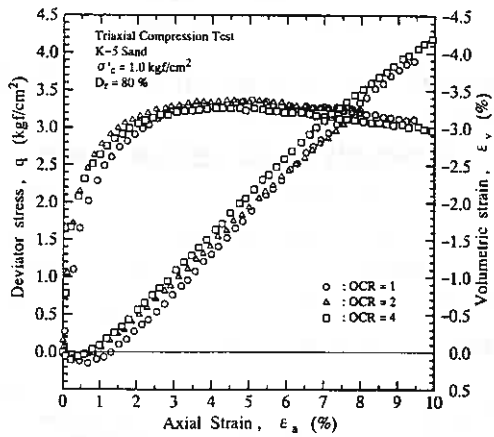


図-2 応力-ひずみ曲線の一つ例(珪砂5号)

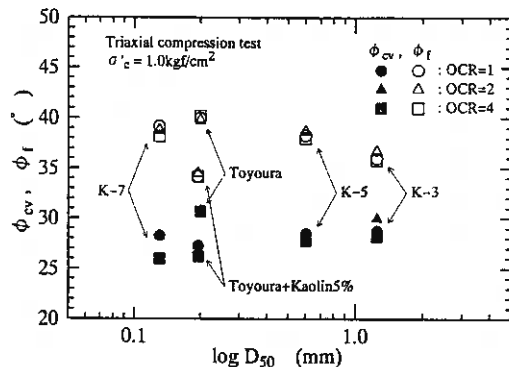


図-3 $\phi_{cv}, \phi_i \sim D_{50}$ 関係

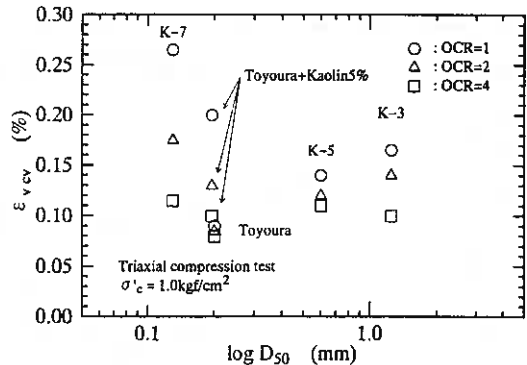


図-4 $\epsilon_{v,cv} \sim D_{50}$ 関係

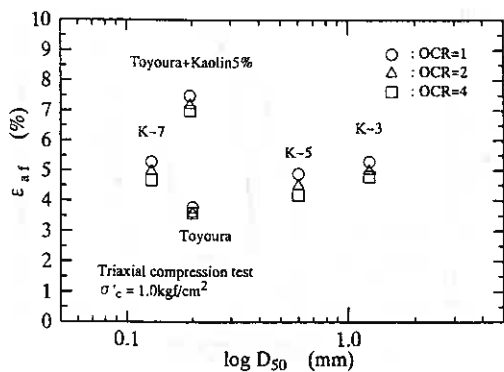


図-5 $\varepsilon_{vf} \sim D_{50}$ 関係

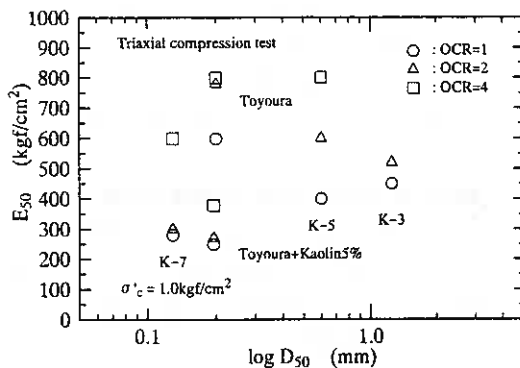


図-6 $E_{50} \sim D_{50}$ 関係

破壊強度にはほとんど影響を及ぼさないが、変形特性には影響を及ぼし、過圧密比の増加とともに供試体の剛性が高くなること分かる。

4. 液状化強度特性に及ぼす過圧密履歴の影響

図-7~10は、過圧密比OCR=2, 4の履歴を与えた場合の液状化強度の変化を4種の試料に対して示したものである。図より同じOCRであっても液状化強度の変化の程度が異なること分かる。例えば、図-7の豊浦砂に比べ、図-8の細粒分を10%含有させた豊浦砂の方が、過圧密履歴による液状化強度の変化が大きい。また、図-9の珪砂3号と図-10の珪砂7号を比較すると、粒径が小さな珪砂7号の方が過圧密履歴による液状化強度の増加が大きい。このように、試料によって過圧密履歴の影響が異なること分かる。

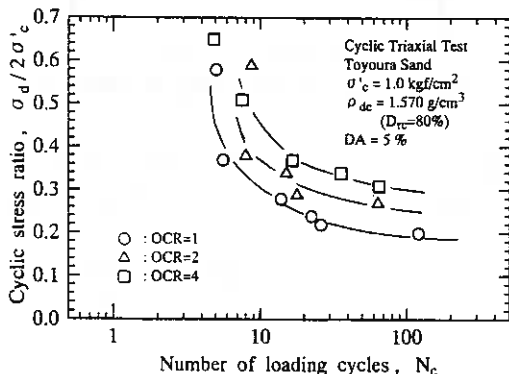


図-7 過圧密履歴の影響（豊浦砂）

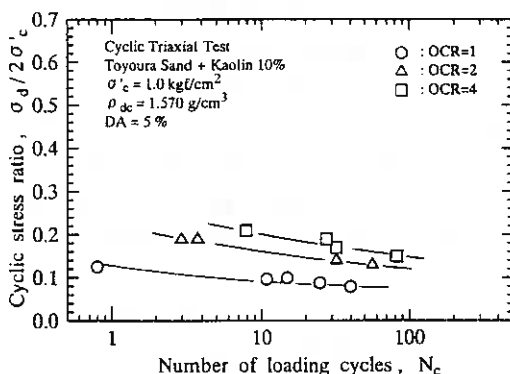


図-8 過圧密履歴の影響（豊浦砂+カオリン10%）

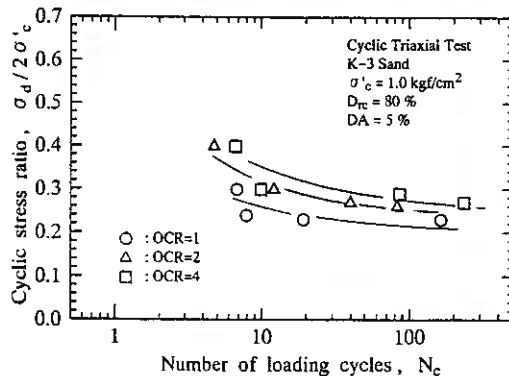


図-9 過圧密履歴の影響（珪砂3号）

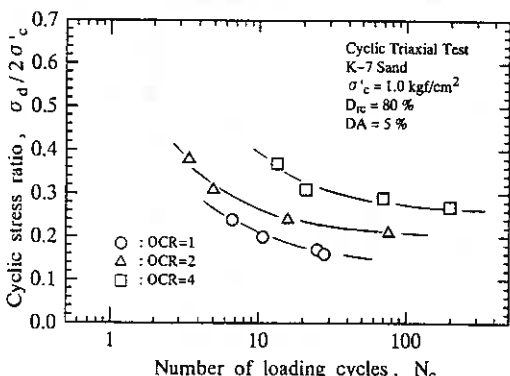


図-10 過圧密履歴の影響（珪砂7号）

また、過圧密比と液状化強度の関係について、過圧密履歴による強度増加率 R_s 。(=過圧密試料の液状化強度/正規圧密試料の液状化強度)は OCR^n に比例するとされている¹⁾。図-11は、全ての試料について強度増加率 R_s 。(N_c=20回, DA=5%)とOCRの関係を示したものである。試料によらず両対数紙上でほぼ直線関係にあり強度増加率は OCR^n に比例しているようである。ただし、その増加割合は試料によって大きく異なり、今回実験を行った試料では $n=0.14\sim 0.6$ の範囲にあり大きく異なっている。石原ら²⁾によれば、過圧密履歴による液状化強度の変化は粒径の小さなほど、細粒分含有量が大きいほどその影響が大きいとされている。そこで、図-12, 13には、 n と平均粒径 D_{50} および細粒分含有量 F_c との関係を示した。図中には、山下ら³⁾、石原ら²⁾、三浦ら⁴⁾、龍岡ら⁵⁾の結果(表-1参照)も併せて示している。大略的には、石原らが述べているように、粒径が小さいほど、細粒分が多いほど過圧密履歴による液状化強度の増加割合は大きくなっている。ただし、ばらつきも大きく、例えば図-13中の細粒分0%の試料では $n=0.14\sim 0.46$ までの範囲にある。しかし、少なくとも細粒分を含有する試料のみでは比較的一義的な関係があるようである。

過圧密履歴による強度増加は密度変化によるものではなく、過圧密履歴によって塑性ひずみが生じることに一因がある。図-14は、拘束圧 σ'_{c0} (=1.0kgf/cm²)から所定の拘束圧まで圧密した後、再び初期拘束圧 σ'_{c0} (=1.0kgf/cm²)まで戻したときに発生する塑性軸ひずみ ε_a^p とOCRとの関係を示したもので

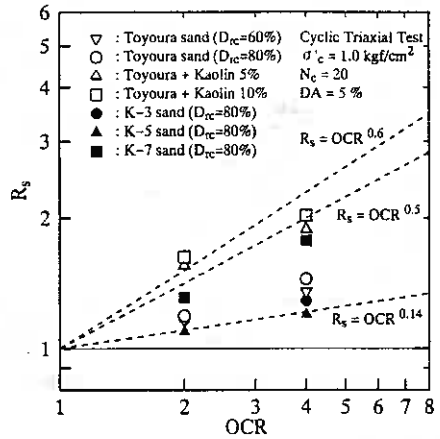


図-11 強度増加率と過圧密比の関係

図-12, 13には、 n と平均粒径 D_{50} および細粒分含有量 F_c との関係を示した。図中には、山下ら³⁾、石原ら²⁾、三浦ら⁴⁾、龍岡ら⁵⁾の結果(表-1参照)も併せて示している。大略的には、石原らが述べているように、粒径が小さいほど、細粒分が多いほど過圧密履歴による液状化強度の増加割合は大きくなっている。ただし、ばらつきも大きく、例えば図-13中の細粒分0%の試料では $n=0.14\sim 0.46$ までの範囲にある。しかし、少なくとも細粒分を含有する試料のみでは比較的一義的な関係があるようである。

過圧密履歴による強度増加は密度変化によるものではなく、過圧密履歴によって塑性ひずみが生じることに一因がある。図-14は、拘束圧 σ'_{c0} (=1.0kgf/cm²)から所定の拘束圧まで圧密した後、再び初期拘束圧 σ'_{c0} (=1.0kgf/cm²)まで戻したときに発生する塑性軸ひずみ ε_a^p とOCRとの関係を示したもので

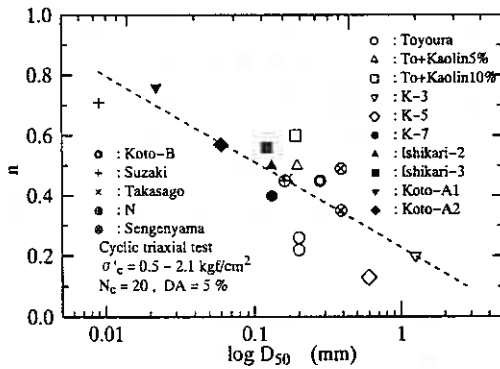


図-12 $n \sim D_{50}$ 関係

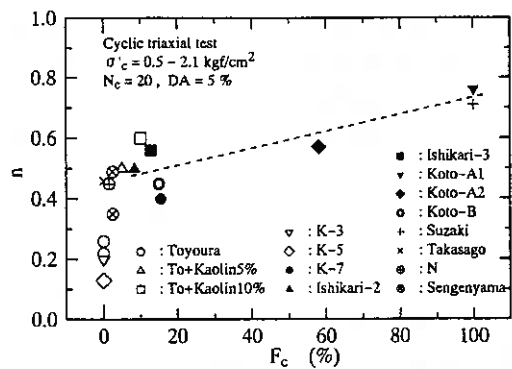


図-13 $n \sim F_c$ 関係

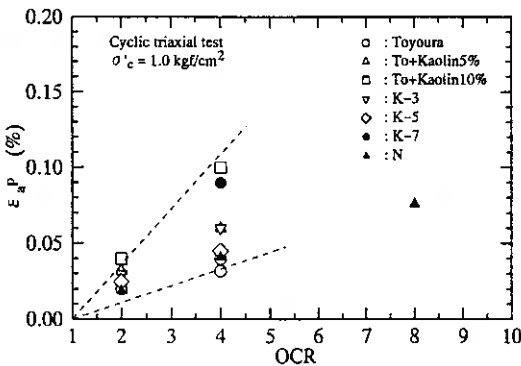


図-14 $\varepsilon_a^p \sim OCR$ 関係

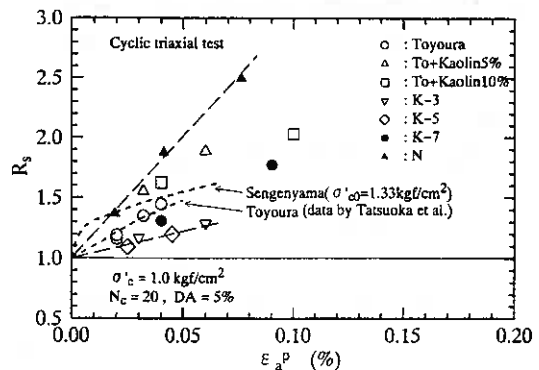


図-15 $R_s \sim \varepsilon_a^p$ 関係

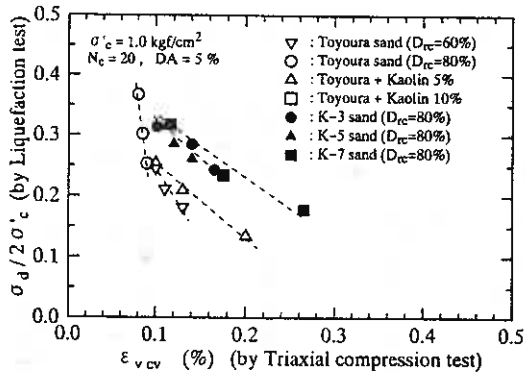


図-16 液状化強度と $\varepsilon_{v cv}$ の関係

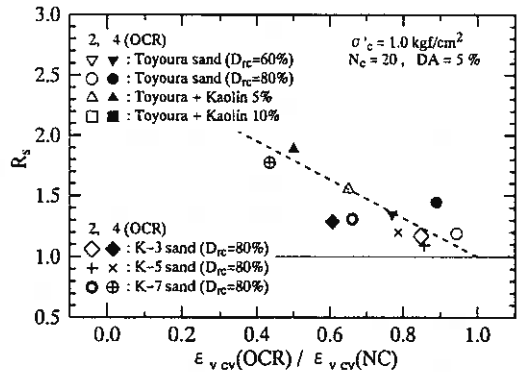


図-17 R_s と $\varepsilon_{v cv}$ の関係

ある。図中には、三浦ら⁴⁾が行ったN砂に対する関係も示している。図に示すように過圧密比が大きくなるほど同じ砂では塑性軸ひずみが大きくなっていることが分かる。図-15には塑性軸ひずみ ε_p と強度増加率 R_s の関係を示している。図中には、豊浦砂と浅間山砂に対して同様な試験を行った龍岡ら⁵⁾の結果も示している。この図からも塑性軸ひずみが大きいほど強度増加率が大きくなっており、過圧密履歴による液状化強度増加の原因の一つは塑性ひずみの発生量の相違が影響を及ぼしていると言える。ただし、同一の試料では、強度増加率と塑性軸ひずみの関係はOCRによってほぼ線形関係にあるが、試料によるばらつきも大きい。例えば、試料の相対密度が低いほど、塑性軸ひずみが増加するのに対し、密度変化に伴う強度増加率の変化は低く、必ずしも試料や相対密度によらず一義的な関係になるわけではない。

このように、過圧密履歴は液状化強度を増加させるが、この傾向は、単調排水載荷試験においては体積変化特性に影響を及ぼし、図-4に示したように、過圧密履歴によって塑性ひずみが発生することによって、せん断時の体積収縮傾向を抑制する。液状化強度は土のダイレタンシー特性に影響されるものである。図-16には三軸圧縮試験での最大体積ひずみ収縮量 $\varepsilon_{v cv}$ と、液状化試験で載荷回数 $N_c=20$ 回、 $DA=5\%$ の時の応力比との関係を示している。図より、三軸圧縮試験での体積収縮量が大きいほど、液状化強度は低くなっていることが分かる。また、全ての試料で多少のばらつきがあるが、同じ試料であれば、過圧密比の違いによって、その関係は、ほぼ線形関係となっており、過圧密履歴が液状化強度特性に及ぼす影響は、単調載荷試験での体積変化特性に密接に関係していることが分かる。そこで、図-17では、過圧密履歴による液状化強度増加率と過圧密履歴を与えた試料の三軸圧縮試験での $\varepsilon_{v cv}(OCR)$ を正規圧密試料での $\varepsilon_{v cv}(NC)$ で正規化した値との関係を示したものである。図に示すように、試料によらず液状化強度増加率と正規化した三軸圧縮試験での $\varepsilon_{v cv}$ はほぼ線形関係となっており、過圧密履歴を与えた試料の単調載荷時の体積変化特性から過圧密履歴による液状化強度の増加率を推定できるようである。

5. 繰返し変形特性に及ぼす過圧密履歴の影響

これまで述べたように、過圧密履歴は破壊強度には影響を及ぼさないものの、変形特性、体積変化特性、液状化強度には大きな影響を及ぼすことが分かった。次に、過圧密履歴が微小ひずみ時の変形特性に及ぼす影響について述べる。

試験は、過圧密履歴の影響が比較的大きかった、豊浦砂にカオリン粘土を含有させた試料に対して行った。図-18は、豊浦砂⁶⁾、カオリン5%および10%を含有させた豊浦砂に対してOCR=2, 4の過圧密履歴を与え、繰返し変形特性に及ぼす影響を示したものである。図に示すように等価ヤング率 E_{eq} には、細粒分の含有量に関わらず、過圧密履歴の影響はほとんど生じていないことが分かる。

一方、減衰特性は $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 程度のひずみレベルで、正規圧密試料では、細粒分が含有することによってやや減衰率 h が大きくなっている。また、過圧密履歴の影響は豊浦砂のみの試料ではほとんど変化はないが、細粒分が増加するとともに、同様に $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 程度のひずみレベルで、減衰率の低下割合が大きくなってい

る。すなわち、同一のひずみレベルで比較した場合、過圧密履歴を受けることによって、細粒分が多い試料ほど正規圧密砂よりも弾性的な挙動に変化する程度が大きいと言える。

6. 結論

粒径および細粒分含有量が異なる数種の砂試料に対して過圧密比2, 4の履歴を与え、三軸圧縮試験、液状化試験、繰返し変形試験を行った。その結果、以下のような結論が得られた。

- 1) 過圧密履歴は、試料によらず従来言われているように破壊時の内部摩擦角には影響を及ぼさない。
- 2) 過圧密履歴によって破壊時の軸ひずみの低下、体積収縮傾向の抑制、 E_{50} の増加等、変形特性においては剛性を増加させる傾向がある。ただし、微小ひずみの剛性には試料によらず全く影響を及ぼさない。
- 3) 過圧密履歴による液状化強度増加率は、試料によらずOCRに比例するもののnの値は試料によって大きく異なる。一般に、細粒分が多いほど、粒径が小さいほど過圧密履歴による強度増加率が大きい。
- 4) 過圧密履歴による液状化強度の変化は、圧密時に発生する塑性ひずみや単調載荷時の体積変化特性の変化からある程度推定することができる。

謝辞 本研究を行うに当たって、実験およびデータ整理に本学4年生 酒井玲二、植木将史、成田 純、渡辺武治各君に協力を得た。記して謝意を表します。また、本研究の一部は文部省科学研究費基盤研究(A)(1) (代表土岐祥介北海道大学教授)および奨励研究(A)の補助で行ったものである。

【参考文献】 1) Ishihara, K. and Takatsu, H. (1979): Effects of overconsolidation and K_o conditions on the liquefaction characteristics of sands, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.4, pp.59-68. 2) Ishihara, K., Sodekawa, M. and Tanaka, Y. (1978): Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines, *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, pp.246-264. 3) 山下聡・土岐祥介・三浦均也 (1990): 過圧密履歴を受けた不攪乱砂の液状化強度, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp.737-740. 4) 三浦清一・土岐祥介・岡積敏雄 (1985): 過圧密履歴を有する異方性砂の変形-強度特性, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp.581-584. 5) Tatsuoka, F., Kato, H., Kimura, M. and Pradhan, T.B.S. (1988): Liquefaction strength of sands subjected to sustained pressure, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp.119-131. 6) 稲原英彦・山下聡・土岐祥介 (1994): 砂の繰返し変形特性に及ぼす応力履歴の影響, 「地盤および土構造物の動的問題〜」〜国内シンポジウム, pp.175-186.

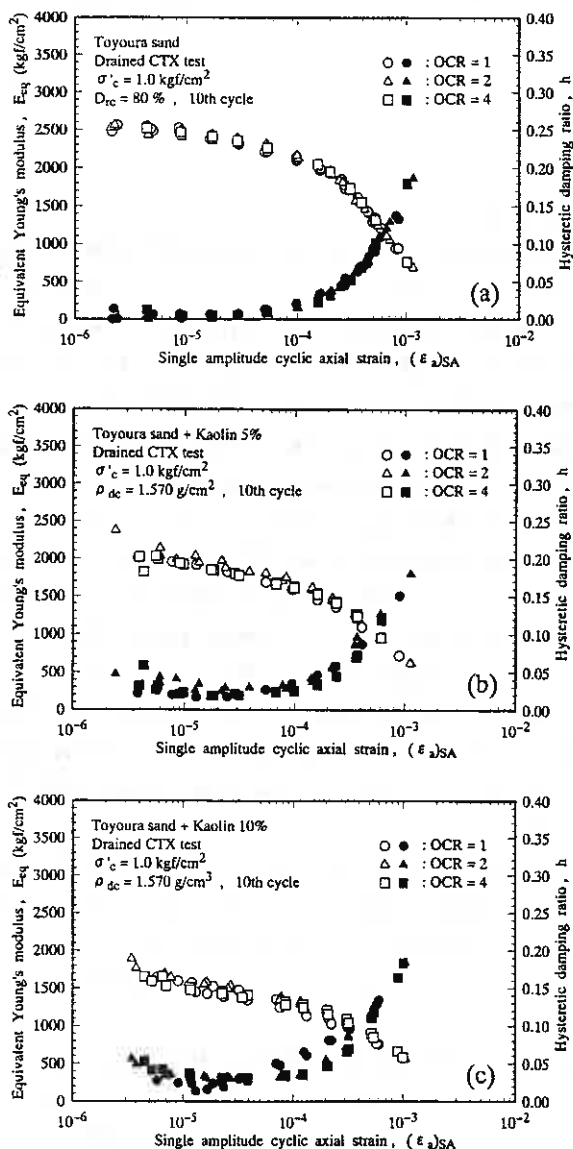


図-18 繰返し変形特性に及ぼす過圧密履歴の影響
(a) 豊浦砂, (b) カオリン5%, (c) カオリン10%

北海道大工学部 ○正会員 三浦 均也
佐藤工業㈱ 正会員 吉田 望

1. ま え が き

土は固体構造を形成する土粒子と間隙流体（間隙水と間隙空気）から成っている。したがって、地盤や土構造物の挙動に関する工学分野においては、土を単一相系の材料としてモデル化することが少なくとも無いが、本質的な土の挙動を記述する際には、土を構成しているこれらの要素の個々の挙動およびそれらの間の相互作用を考慮しなければならない。土を二相系材料として取り扱う理論は、Biot (1941)によって弾性的な圧密現象を記述するために初めて導かれた。後に、その理論は Biot と他の研究者によって動的な問題に拡張された（例えば、Biot, 1956a and 1956b; Zienkiewicz, O.C.ら, 1980; Prevost, 1993）。地盤工学においては、この理論は通常 Biot の方程式または二相系材料の方程式として知られている。

飽和した地盤を伝播する波動もまた、土を二相系材料として取り扱う必要がある工学的な問題の一つである。波動の伝播を取り扱った研究はいくつかあり、Bowen (1982)は飽和媒体中を一次元的に伝播する波動の基本式を一般的な混合媒体理論から誘導した。この理論において場の方程式と構成方程式を線形化すると、Biot の方程式と等価になる。Prevost (1993)は Biot の理論に基づいて二相系媒体の波動方程式を示し、それらを一次元伝播条件において解いたが、飽和地盤中を伝播する波動の特性全般については十分に議論されていない。Wyllie ら(1962)は飽和岩供試体中を伝播する波動を測定し、波動の減衰特性およびその周波数依存性を明らかにした。Hamilton(1972)および Yamamoto(1990)は海底地盤中を伝播する波動を原位置において測定することに成功した。Yamamoto ら(1992)は弾性波の周波数依存性が地盤特性を評価するために応用できることを示した。

この論文では、Biot の理論に基づいて飽和中を伝播する波動の方程式を誘導し、それを連成して解いている。せん断波と圧縮波における土粒子骨格と間隙流体の挙動の厳密解を誘導している。その結果、飽和地盤中を伝播する波動は強い周波数依存性を有し、その特性は単一相媒体中を伝播する波動とは明瞭に異なることが明らかになった。さらに、波動の周波数依存性を利用して地盤の力学特性を評価する手法を提案している。

2. 土の二相系材料としての理想化、構成式および場の条件

本研究では、せん断波と圧縮波を解析しており、これら2種類の波動はともに z -方向に伝播するとしている。せん断波の通過により土要素は x -方向に振動し、圧縮波により z -方向に振動する。

[二相系材料の変位、ひずみおよび応力] 土の状態とそれを支配する法則を記述するために、ここではテンソル表示を用いている。固体相の変位と応力、ひずみはテンソル u_{si} 、 σ_{sj} と ε_{sj} によって、液体相の変位と応力、ひずみはテンソルは u_{lj} 、 σ_{lj} と ε_{lj} によって表示している。添え字 's' と 'l' はそれぞれ固体相と液体相を表し。添え字 'i' と 'j' は値 1, 2, 3 をとり、それぞれ x -, y -, z -方向に対応している。

応力テンソル σ_{sj} は土粒子骨格が担う応力、 σ_{lj} は間隙流体が担う応力で、間隙流体はせん断応力を分担できないので、 σ_{lj} は次式で定義される。

$$\sigma_{lj} = p\delta_{ij} \quad (1)$$

ここで、 p は間隙圧、 δ_{ij} は Kronecker のデルタである。

ひずみは変位の微分によって与えられ、微小ひずみの仮定の下では次式で誘導される。

$$\Delta \varepsilon_{sj} = -(\Delta u_{sj} + \Delta u_{sj})/2, \quad \Delta \varepsilon_{ji} = -(\Delta u_{ji} + \Delta u_{ji})/2 \quad (2a, b)$$

ここで、添え字における‘, i’は偏微分演算子を示している。また、式中における負号は地盤工学における慣例による応力とひずみの圧縮成分を正としていることに対応している。

[構成則] 通常の地震動によって生じるような微小ひずみ領域において、固体相の応力-ひずみ関係は線形で表すことが許される。固体相の構成側は線形弾性理論に基づいてテンソル方程式により以下のように書くことができる。

$$\Delta \sigma_{ij} = 2G_s \Delta \varepsilon_{ij} + \delta_{ij} \lambda_s \Delta \varepsilon_{kk} \quad (3)$$

添え字においては、ダミーインデックスについて総和規約を適用し、 $\Delta \varepsilon_{ii}$ は固体相の体積ひずみである。パラメータ λ_s と G_s は固体相のLaméの定数で、これらはYoung率 E_s とPoisson比 ν_s と次式の関連がある。

$$\lambda_s = \frac{E_s \nu_s}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} = \frac{2G_s \nu_s}{1 - 2\nu_s}, \quad G_s = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)} \quad (4)$$

一次元条件 ($\Delta u_{xy} = \Delta u_{xz} = 0$) では、構成則は次式のように書き直される。

$$\Delta \sigma_{zz} = 2G_s \Delta \varepsilon_{zz} + \lambda_s (\Delta \varepsilon_{11} + \Delta \varepsilon_{22} + \Delta \varepsilon_{33}) = (2G_s + \lambda_s) \Delta \varepsilon_{zz} = E_{us} \Delta \varepsilon_{zz} \quad (5)$$

ここで、 $E_{us} (= \lambda_s + 2G_s)$ は固体相の一次元弾性圧縮率である。

流体相の構成側は次のように与えられる。

$$\Delta p = K_f \Delta \varepsilon_{fi} \quad (6)$$

ここで、 K_f は間隙流体の体積圧縮率、 $\Delta \varepsilon_{fi}$ は流体相の体積ひずみ増分である。間隙流体が間隙水と間隙空気からなる場合、平均的な体積圧縮率によってそれらを単一相として取り扱うことができる。

$$\frac{1}{K_f} = \frac{1}{K_w} S_r + \frac{1}{K_a} (1 - S_r) \quad (7)$$

ここで、 K_a と K_w は間隙空気と間隙水の体積圧縮率で、 S_r は飽和度である。

[連続条件] 間隙水の移動は以下のような体積変化を生じる。

$$(1-n) \Delta \varepsilon_{si} + n \Delta \varepsilon_{fi} = (1-n) \frac{\Delta p}{K_s} + n \frac{\Delta p}{K_f} = \frac{\Delta p}{B_f} \quad (8)$$

ここで、 n は間隙率、 K_s は土粒子の体積圧縮率である。Skempton (1954) が示したように、一般には $K_s \gg K_f$ の関係が満たされるので、式(8)における第1項は無視することができる。この場合、 $B_f (= K_f/n)$ は間隙流体の平均化した体積圧縮率である。

式(2)を式(8)に代入すると、間隙圧増分 Δp は変位の関数として与えられる。

$$\Delta p = -B_f \{ (1-n) \Delta u_{si} + n \Delta u_{fi} \} \quad (9)$$

[平衡連続条件] 二相系材料のそれぞれの構成要素の平衡条件は次式で与えられる。

$$\begin{cases} (1-n) \rho_s \Delta \ddot{u}_{si} - (1-n) \rho_s \Delta b_i + (1-n) \rho_f (\Delta b_i - \Delta \ddot{u}_{fi}) + s_{ij} (\Delta \dot{u}_{sj} - \Delta \dot{u}_{ij}) + \Delta \sigma_{sj,i} = 0 \\ n \rho_f \Delta \ddot{u}_{fi} - n \rho_f \Delta b_i - (1-n) \rho_f (\Delta b_i - \Delta \ddot{u}_{fi}) - s_{ij} (\Delta \dot{u}_{sj} - \Delta \dot{u}_{ij}) + \Delta p_j \delta_{ji} = 0 \end{cases} \quad (10a, b)$$

ここで、上付きの‘ \cdot ’は時間微分を表し、 ρ_s と ρ_f は固体相と液体相の密度、 ρ_f は次式で与えられる。

$$\rho_f = S_r \rho_w + (1 - S_r) \rho_a \quad (11)$$

ρ_a と ρ_w は間隙空気と間隙水の密度で、さらに、 ρ_d と ρ_l は乾燥状態と湿潤状態に対応する密度である。

$$\rho_d = (1-n) \rho_s, \quad \rho_l = (1-n) \rho_s + n \rho_f \quad (12a, b)$$

式(10a)と式(10b)はそれぞれ固体相と液体相の平衡条件である。各々の方程式における最初の3項はそれぞれ慣性力、体積力および浮力に対応している。 z -方向の重力場においては、単位質量当たりの体積力ベクトル b_i は $\{0, 0, g\}$ に等しい。第4項はStokesドラッグと言われ、 s_{ij} は等方透水性の下ではDarcyの法則から導かれるテンソルである。

$$s_{ij} = \frac{n\rho_w g}{k} \delta_{ij} \quad (13)$$

ここで、 k は透水係数である。式(10)の最終項は固体相と流体相における応力勾配である。

式(2)、(3)、(9)を代入して式(10)から σ_{sij} と p を消去すると、平衡条件は変位の形式で得られる。

$$\begin{cases} (1-n)\rho_s \Delta \ddot{u}_{si} - (1-n)\rho_s \Delta b_i + (1-n)\rho_f (\Delta b_i - \Delta \ddot{u}_{fi}) + s_{ij} (\Delta \dot{u}_{sj} - \Delta \dot{u}_{fj}) \\ \quad - G_s \Delta u_{s,ij} - (G_s + \lambda_s) \Delta u_{s,j,i} = 0 \\ n\rho_f \Delta \ddot{u}_{fi} - n\rho_f \Delta b_i - (1-n)\rho_f (\Delta b_i - \Delta \ddot{u}_{fi}) - s_{ij} (\Delta \dot{u}_{sj} - \Delta \dot{u}_{fj}) \\ \quad - B_f (1-n) \Delta u_{s,j,i} - B_f n \Delta u_{f,j,i} = 0 \end{cases} \quad (14a, b)$$

静的な平衡状態において動的な振動を考える場合には、重力の影響を無視することができる。

$$\begin{cases} (1-n)\rho_s \ddot{u}_{si} - (1-n)\rho_f \ddot{u}_{fi} + s_{ij} (\dot{u}_{sj} - \dot{u}_{fj}) - G_s u_{s,ij} - (G_s + \lambda_s) u_{s,j,i} = 0 \\ n\rho_f \ddot{u}_{fi} + (1-n)\rho_f \ddot{u}_{fi} - s_{ij} (\dot{u}_{sj} - \dot{u}_{fj}) - B_f (1-n) u_{s,j,i} - B_f n u_{f,j,i} = 0 \end{cases} \quad (15a, b)$$

これ以降の節では、 u_{si} と u_{fi} は土の動的振動によってのみ生じるとしている。

3. 地盤内における波動の連成解析

〔一次元せん断波の連成解析〕 z -方向に進行し x -方向に振動するせん断波では、 u_{sy} 、 u_{sz} 、 u_{fy} および u_{fz} は0である。変位 u_{sx} と u_{fx} はともに z と t の関数なので、変数分離法によって次式のように書ける。

$$u_{sx} = U_{sx}(z) \exp(i\omega t), \quad u_{fx} = U_{fx}(z) \exp(i\omega t) \quad (16a, b)$$

ω は波動の角振動数で、 $U_{sx}(z)$ と $U_{fx}(z)$ は z の関数である。式(15)は以下のように書き直される。

$$\begin{cases} [\{ -(1-n)\rho_s \omega^2 + \frac{ing\rho_w \omega}{k} - G_s D^2 \} U_{sx}(z) + \{ (1-n)\rho_f \omega^2 - \frac{ing\rho_w \omega}{k} \} U_{fx}(z)] \exp(i\omega t) = 0 \\ [\{ -\frac{ing\rho_w \omega}{k} \} U_{sx}(z) + \{ -\rho_f \omega^2 + \frac{ing\rho_w \omega}{k} \} U_{fx}(z)] \exp(i\omega t) = 0 \end{cases} \quad (17a, b)$$

ここで、 D は z に関する微分演算子で ($D = \partial/\partial z$)、式(17)はマトリックス形式の特性方程式である。

$$\begin{vmatrix} -(1-n)\rho_s \omega^2 + i\rho_f \omega_0 \omega - G_s D^2 & (1-n)\rho_f \omega^2 - i\rho_f \omega_0 \omega \\ -i\rho_f \omega_0 \omega & -\rho_f \omega^2 + i\rho_f \omega_0 \omega \end{vmatrix} = 0 \quad (18)$$

なお、 $\omega_0 (= ng\rho_w/k\rho_f)$ は特性角振動数で、 ω の ω_0 に対する比を正規化角振動数 Ω として導入すると式

(18)は次式となる。

$$\begin{cases} (\Omega - i)G_s D^2 U_{sx} + [\Omega(1-n)\rho_s - i\{(1-n)\rho_s + n\rho_f\}] \omega^2 U_{sx} = 0 \\ (\Omega - i)G_s D^2 U_{fx} + [\Omega(1-n)\rho_s - i\{(1-n)\rho_s + n\rho_f\}] \omega^2 U_{fx} = 0 \end{cases} \quad (19)$$

式(19)の解は次のように得られる。

$$\begin{cases} DU_{sx} = \pm \eta_s U_{sx} = \pm (i\lambda_s + \kappa_s) U_{sx} \\ DU_{fx} = \pm \eta_s U_{fx} = \pm (i\lambda_s + \kappa_s) U_{fx} \end{cases} \quad (20)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \eta_s &= \omega \sqrt{\frac{-\{(1+\Omega^2)(1-n)\rho_s + n\rho_f\} + i\Omega n\rho_f}{(1+\Omega^2)G_s}} = i\lambda_s + \kappa_s \\ \lambda_s &= \omega \sqrt{\frac{\sqrt{\Omega^2 n^2 \rho_f^2 + \{(1+\Omega^2)(1-n)\rho_s + n\rho_f\}^2} + \{(1+\Omega^2)(1-n)\rho_s + n\rho_f\}}{2(1+\Omega^2)G_s}} \\ \kappa_s &= \omega \sqrt{\frac{\sqrt{\Omega^2 n^2 \rho_f^2 + \{(1+\Omega^2)(1-n)\rho_s + n\rho_f\}^2} - \{(1+\Omega^2)(1-n)\rho_s + n\rho_f\}}{2(1+\Omega^2)G_s}} \end{aligned} \quad (21a-c)$$

パラメータ η_s は複素数で、その実部と虚部は κ_s と λ_s である。変位 u_{sx} と u_{fx} の一般形は次式である。

$$\begin{cases} u_{ss}(t, z) = A_{ss} \exp\{i(\omega t - \lambda_s z) - \kappa_s z\} + B_{ss} \exp\{i(\omega t + \lambda_s z) + \kappa_s z\} \\ u_{fs}(t, z) = A_{fs} \exp\{i(\omega t - \lambda_s z) - \kappa_s z\} + B_{fs} \exp\{i(\omega t + \lambda_s z) + \kappa_s z\} \end{cases} \quad (22a, b)$$

A_{ss} と B_{ss} 、 A_{fs} 、 B_{fs} は未定係数である。これらの定数間の関係は式(22)を式(17)に代入して、 z に関する恒等式を解くことによって得られる。

$$A_{fs} = \xi_s A_{ss}, \quad B_{fs} = \xi_s B_{ss} \quad \text{ただし、} \quad \xi_s = \frac{1 - i\Omega}{1 + \Omega^2} \quad (23a, b)$$

波速 V_s 、波長 L_s 、指数減衰距離 δ_s 、対数減衰比 ψ_s および限界減衰比 h_s は以下のように計算される。

$$V_s = \frac{\omega}{\lambda_s}, \quad L_s = \frac{2\pi}{\lambda_s}, \quad \delta_s = \frac{1}{\kappa_s}, \quad \psi_s = \frac{2\pi\kappa_s}{\lambda_s},$$

$$h_s = \frac{\psi_s}{\sqrt{\psi_s^2 + 4\pi^2}} = \frac{\kappa_s}{\sqrt{\kappa_s^2 + \lambda_s^2}} \quad (24a-e)$$

変位 u_{ss} と u_{fs} の間の関係は液体相の固体相に対する振幅比 α_s と位相角差 $\Delta\theta_s$ によって説明できる。

$$\frac{A_{fs}}{A_{ss}} = \frac{B_{fs}}{B_{ss}} = \alpha_s \exp(i\Delta\theta_s) = \xi_s \quad (25)$$

$$\alpha_s = |\xi_s| = \frac{1}{\sqrt{1 + \Omega^2}}, \quad \Delta\theta_s = \Im \ln \xi_s = \arctan(-\Omega) \quad (26a, b)$$

波動の特性は特性振動数状態の周辺 ($\omega = \omega_0$ または $\Omega = 1$) で急激に変化する。この角振動数 ω によるせん断波動の遷移を明らかにするために、特性振動数状態と2つの極限状態 (低振動数状態 ($\omega \rightarrow 0, \Omega \rightarrow 0$) と高振動数状態 ($\omega \rightarrow \infty, \Omega \rightarrow \infty$)) について計算を行った。

[低振動数状態]

$$V_{s(0)} = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_f}}, \quad \psi_{s(0)} = 0, \quad \alpha_{s(0)} = 1, \quad \Delta\theta_{s(0)} = 0 \quad (27a-d)$$

[特性振動数状態]

$$V_{s(1)} = \sqrt{\frac{G_s}{\sqrt{n^2 \rho_f^2 + \{2(1-n)\rho_s + n\rho_f\}^2 + 2(1-n)\rho_s + n\rho_f}}},$$

$$\psi_{s(1)} = \sqrt{\frac{\sqrt{n^2 \rho_f^2 + \{2(1-n)\rho_s + n\rho_f\}^2} - \{2(1-n)\rho_s + n\rho_f\}}{\sqrt{n^2 \rho_f^2 + \{2(1-n)\rho_s + n\rho_f\}^2 + 2(1-n)\rho_s + n\rho_f}}},$$

$$\alpha_{s(1)} = \frac{1}{\sqrt{2}}, \quad \Delta\theta_{s(1)} = -\frac{\pi}{4} \quad (28a-d)$$

[高振動数状態]

$$V_{s(\infty)} = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_d}}, \quad \psi_{s(\infty)} = 0, \quad \alpha_{s(\infty)} = 0, \quad \Delta\theta_{s(\infty)} = -\frac{\pi}{2} \quad (29a-d)$$

添え字 '(0)', '(1)', '(∞)' はそれぞれ低振動数状態、特性振動数状態、高振動数状態に対応している。

低振動数状態では固体相と液体相は同じ変位で有し ($\alpha_{s(0)} = 1, \Delta\theta_{s(0)} = 0$)、そしてせん断波は減衰しない。この低振動数領域における解は式(16)において $u_{sl} = u_{fs}$ とし非排水状態を仮定した非連成解と等価で、非連成解では波動の特性は振動数に依存しない。高周波数状態では固体相のみが振動し ($\alpha_{s(\infty)} = 0$)、波速は低振動数状態に比べて大きくなる。しかし、低振動数状態と同様に波動は減衰しない。対数減衰比 ψ_s は低周波数状態と高周波数状態においてゼロに漸近するが、特性状態付近で以下のような最大値を有していることは重要である。

$$\psi_{s,\max} = \sqrt{\frac{\{n\rho_f + 2(1-n)\rho_s\}\sqrt{n\rho_f + (1-n)\rho_s} - 2\{(1-n)\rho_s + n\rho_f\}\sqrt{(1-n)\rho_s}}{\{n\rho_f + 2(1-n)\rho_s\}\sqrt{n\rho_f + (1-n)\rho_s} + 2\{(1-n)\rho_s + n\rho_f\}\sqrt{(1-n)\rho_s}}}$$

$$\text{at } \omega = \omega_{s,\max} = \omega_0 \sqrt{\frac{(1-n)\rho_s + n\rho_f}{(1-n)\rho_s}} = \omega_0 \frac{V_{s(\infty)}}{V_{s(0)}} \quad (30a-d)$$

[一次元圧縮波の連成解析] 紙幅の関係で誘導過程および圧縮波については結果のみを示すことにする。ただし、せん断は異なり、圧縮波には2種類(圧縮波1と圧縮波2)が存在する。

せん断波と同じように、波速 V_{d1} と V_{d2} 、波長 L_{d1} と L_{d2} 、指数減衰距離 δ_{d1} と δ_{d2} 、対数減衰比 ψ_{d1} と ψ_{d2} および限界減衰比 h_{d1} と h_{d2} 、さらに、振幅比 α_{d1} と α_{d2} および位相角差 $\Delta\theta_{d1}$ と $\Delta\theta_{d2}$ を低振動数状態($\omega \rightarrow 0$, $\Omega \rightarrow 0$)と高振動数状態($\omega \rightarrow \infty$, $\Omega \rightarrow \infty$)に対して以下に示す。

[低振動数状態]

$$V_{d1(0)} = \sqrt{\frac{E_{us} + B_f}{\rho_t}}, \quad \psi_{d1(0)} = 0, \quad \alpha_{d1(0)} = 1, \quad \Delta\theta_{d1(0)} = 0 \quad (31a-d)$$

$$V_{d2(0)} = 0, \quad \psi_{d2(0)} = 2\pi, \quad \alpha_{d2(0)} = \frac{(1-n)B_f + E_{us}}{nB_f}, \quad \Delta\theta_{d2(0)} = -\pi \quad (32a-d)$$

[高振動数状態]

$$V_{d1(\infty)} = \frac{2nE_{us}B_f}{\rho_f(E_{us} + B_f) - n(2\rho_f - \rho_t)B_f} \sqrt{\frac{\rho_f(E_{us} + B_f) - n(2\rho_f - \rho_t)B_f}{\rho_f(E_{us} + B_f) - n(2\rho_f - \rho_t)B_f} - 4n(\rho_t - n\rho_f)\rho_f E_{us} B_f}}, \quad \psi_{d1(\infty)} = 0,$$

$$\alpha_{d1(\infty)} = \frac{\rho_f(E_{us} + B_f) - (n\rho_t + 2n\rho_f - 2n^2\rho_f)B_f}{2n(1-n)\rho_f B_f}, \quad \Delta\theta_{d1(\infty)} = 0 \quad (33a-d)$$

$$V_{d2(\infty)} = \frac{2nE_{us}B_f}{\rho_f(E_{us} + B_f) - n(2\rho_f - \rho_t)B_f} \sqrt{\frac{\rho_f(E_{us} + B_f) - n(2\rho_f - \rho_t)B_f}{\rho_f(E_{us} + B_f) - n(2\rho_f - \rho_t)B_f} + 4n(\rho_t - n\rho_f)\rho_f E_{us} B_f}}, \quad \psi_{d2(\infty)} = 0,$$

$$\alpha_{d2(\infty)} = \frac{-\rho_f(E_{us} + B_f) + (n\rho_t + 2n\rho_f - 2n^2\rho_f)B_f}{2n(1-n)\rho_f B_f}, \quad \Delta\theta_{d2(\infty)} = -\pi \quad (34a-d)$$

すべての振動数領域において、圧縮波1は圧縮波2比べて波速が大きく減衰が小さい。圧縮波2の波速は低振動数領域において0に漸近している。圧縮波1では低振動数状態においては固体相と液体相は同じ変位を有し減衰しないが、高振動数状態では固体相は液体相よりも振幅が大きく、減衰もしない。一方、圧縮波2では、低振動数状態では液体相は固体相よりも振幅が大きいが、著しい減衰を有しているために検知するのは難しいと思われる。低振動数状態における圧縮波1の解は、先にせん断波について説明したように非連成解析の解と等価である。

4. 地盤中の波動の振動数依存特性の計算結果と考察

地盤を伝播する波動の振動数依存特性を明らかにするために、前節までに説明した連成解析に基づいて波動特性を計算している。ここでは、選択した7種類の典型的な土を表1に列挙している。表1で ρ_f から k までの土の基本的性質は、土木学会(1994)が波浪による海底地盤の挙動に関する共同研究を行う際に、地

表 1 本研究で採用した典型的な土の物理的および力学的性質一覧

Material Type	Loose Sand	Dense Sand	Silt	NC Clay	OC Clay	Gravel	Soft Rock	Note
ρ_s : bulk density of wet material (kg/m^3)	1.90×10^3	2.00×10^3	1.80×10^3	1.80×10^3	2.00×10^3	1.75×10^3	2.10×10^3	
ρ_s' : density of solid phase (kg/m^3)	2.65×10^3	2.65×10^3	2.65×10^3	2.75×10^3	2.75×10^3	2.36×10^3	2.61×10^3	
n : porosity	0.454	0.394	0.515	0.543	0.429	0.448	0.315	
G_s : shear modulus of solid phase (N/m^2)	0.4×10^8	1.2×10^8	0.3×10^8	0.3×10^8	0.8×10^8	1.0×10^8	9.0×10^8	
ν_s : Poisson's ratio	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	
B^* : Skempton's B-value in 1-D	0.40	0.70	0.80	0.80	0.80	0.60	0.30	
k : coefficient of permeability (m/s)	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-9}	1.0×10^{-2}	1.0×10^{-7}	
e : void ratio	0.832	0.650	1.052	1.188	0.750	0.812	0.460	$e = n/(1-n)$
λ_s : Lamé's constants (N/m^2)	0.6×10^8	1.8×10^8	0.45×10^8	0.45×10^8	1.20×10^8	1.50×10^8	13.5×10^8	$\lambda_s = 2G_s\nu_s/(1-2\nu_s)$
E_s : Young's modulus of solid phase (N/m^2)	1.04×10^8	3.12×10^8	0.78×10^8	0.78×10^8	2.08×10^8	2.60×10^8	23.4×10^8	$E_s = 2(1+\nu_s)G_s$
E_{1D} : stiffness in 1-D of solid phase (N/m^2)	1.40×10^8	4.20×10^8	1.05×10^8	1.05×10^8	2.80×10^8	3.50×10^8	31.5×10^8	$E_{1D} = 2(1-\nu_s)G_s/(1-2\nu_s)$
K_f : bulk modulus of fluid phase (N/m^2)	0.424×10^8	3.86×10^8	2.16×10^8	2.28×10^8	4.80×10^8	2.35×10^8	4.25×10^8	$K_f = nE_{1D}B^*/(1-B^*)$
B_f : averaged bulk modulus (N/m^2)	0.933×10^8	9.80×10^8	4.20×10^8	4.20×10^8	11.2×10^8	5.25×10^8	13.5×10^8	$B_f = K_f/n$
S_r : degree of saturation of pore (%)	99.30	99.93	99.87	99.88	99.95	99.88	99.94	$S_r = (1/K_s - 1/K_f)/(1/K_s - 1/K_w)$
ρ_f : bulk density of fluid phase (kg/m^3)	9.930×10^2	9.993×10^2	9.987×10^2	9.988×10^2	9.995×10^2	9.988×10^2	9.994×10^2	$\rho_f = \rho_s(1-S_r) + \rho_w S_r$
ρ_s : bulk density of dry material (kg/m^3)	1.45×10^3	1.61×10^3	1.29×10^3	1.26×10^3	1.57×10^3	1.30×10^3	1.79×10^3	$\rho_d = (1-n)\rho_s$
ω_0 : characteristic angular frequency (rad/sec)	4.48×10^2	3.87×10^2	5.06×10^2	5.33×10^2	4.21×10^2	4.40×10^2	3.09×10^2	$\omega_0 = n\eta\nu_s/k\rho_f$

bulk modulus of saturated water, $K_w = 2.31 \times 10^9$ (N/m^2) bulk modulus of air, $K_a = 3.03 \times 10^5$ (N/m^2)
 bulk density of water, $\rho_w = 1000.0$ (kg/m^3) bulk density of air, $\rho_a = 0.0$ (kg/m^3)

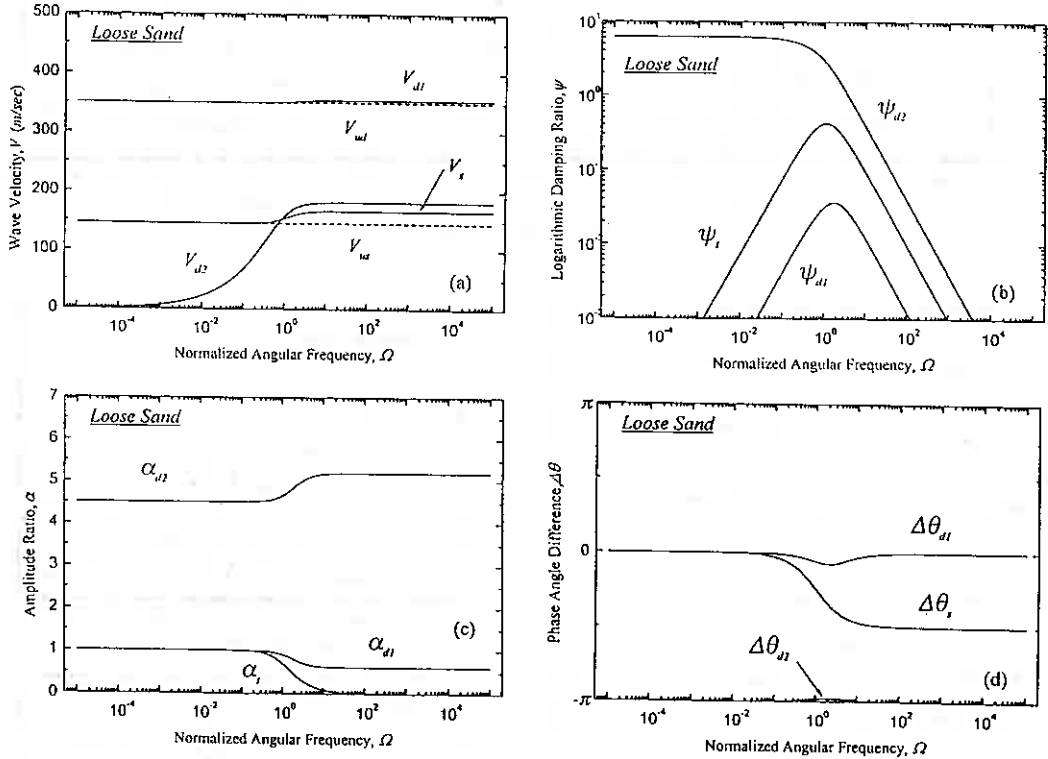


図 1 (a-d) 緩詰め砂における波動特性

盤工学における共通認識に基づいて先験的に与えたもので、これに基づいて他のパラメータを計算した。緩詰め砂に対する計算結果を図 1 において正規化角振動数 $\Omega (= \omega/\omega_0)$ に対して示している。図では V_{us} と V_{ud} は非連成解析によってせん断波と圧縮波に対して得られた波速である。これらの図に示すように、波動の性質は角振動数とともに変化しているがこれは非連成解析では説明できない性質である。3 種類の波動（せん断波 1 種類と圧縮波 2 種類）すべてにおいて、波速は角振動数の増加とともに増大する傾向がある。すべての振動数領域で圧縮波 2 は最大の減衰性を示すが、せん断波と圧縮波 1 は特性状態 $\Omega = 1$ の周辺においてのみ減衰特性を示す。低振動数状態では、振幅比は圧縮波 2 において最も大きい、しかし、一次

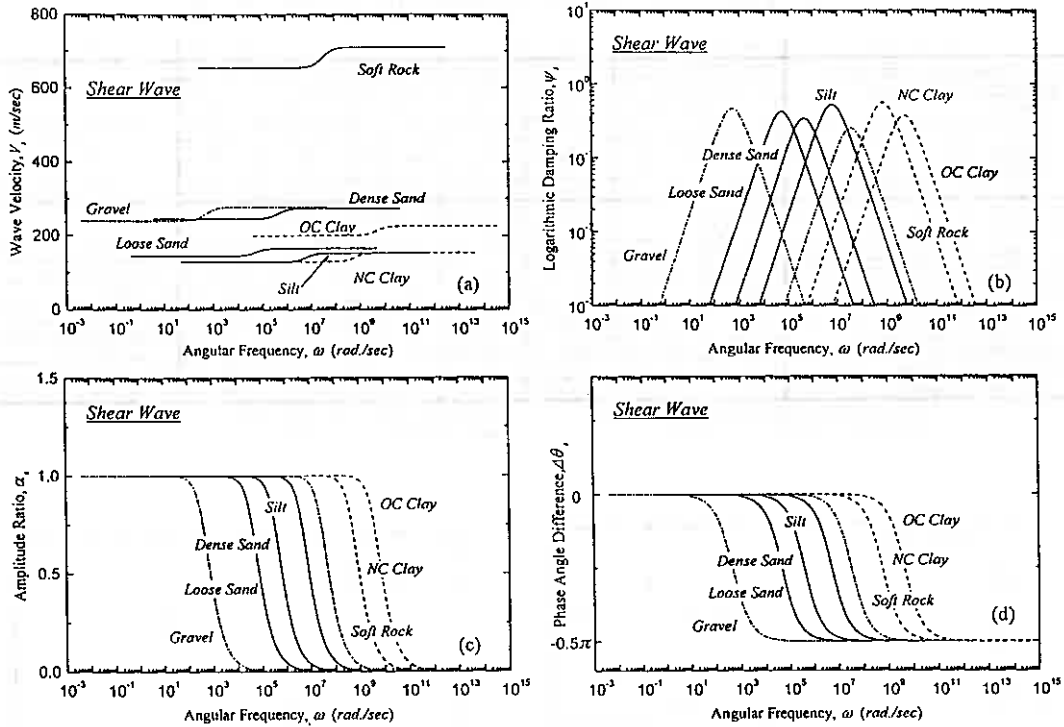


図2 (a-d) せん断波の波動特性

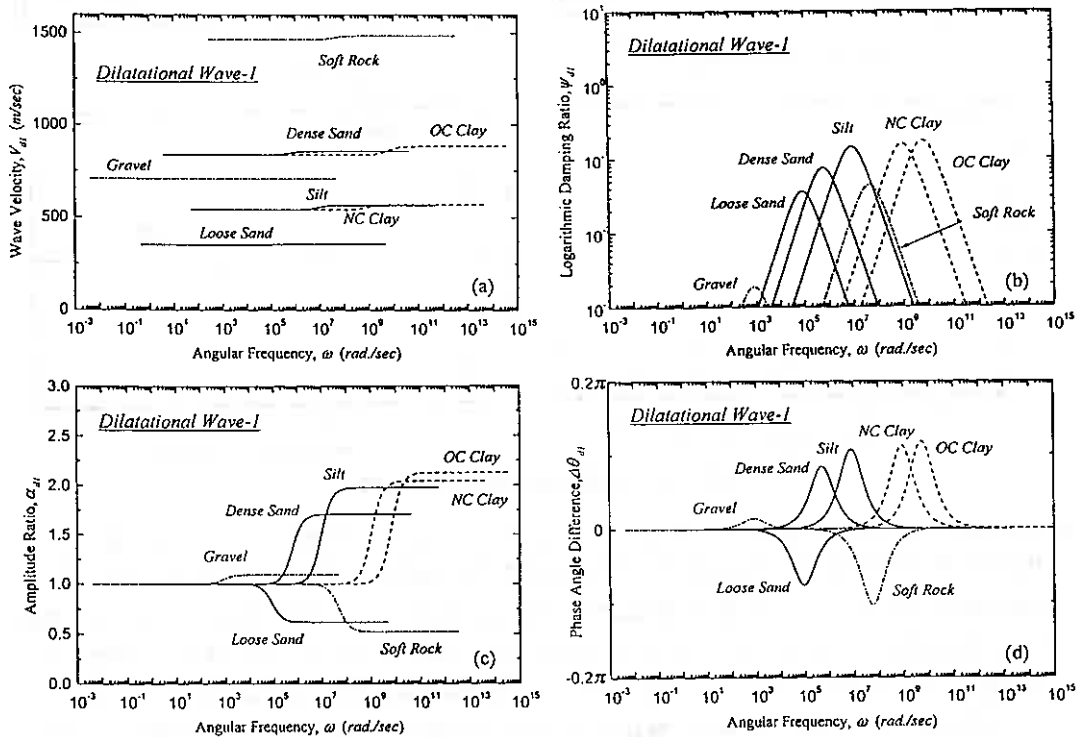


図3 (a-d) 圧縮波1の波動特性

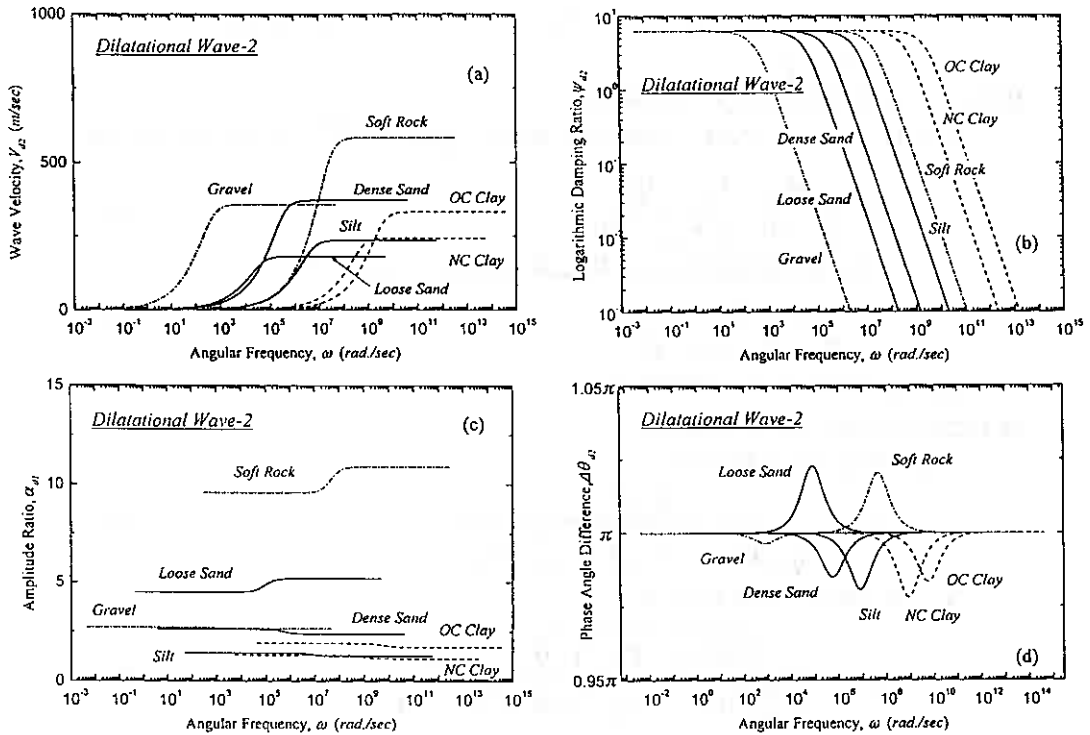


図4 (a-d) 圧縮波2の波動特性

一次元でのSkemptonの B' の値に依存して角振動数の増加に伴ない増加あるいは減少する。せん断波について位相角差の変化を見ると、低振動数状態では液体相は固体相と同じ方向で振動しているが、高振動数状態では位相角差は $\Delta\theta_{cs} = -\pi/2$ へと移動する。また、圧縮波1では液体相は固体相とほぼ同じ方向で振動するが、圧縮波2では反対の方向で振動している。

図2-4では、計算した波動の特性を角振動数 ω に対してプロットしている。図1に示したように波動特性は特性状態($\Omega = 1$ 、 $\omega = \omega_0$)の周辺で急激に変化する。波速、減衰、振幅比および位相角差の遷移は、土の力学的性質に依存して異なる角振動数において生じている。特性角振動数 ω_0 は $ng\rho_w/k\rho_f$ に等しいので、地盤における波動特性が変化する角振動数は透水性または粒子寸法に強く支配されていると考えられる。このことにより、透水係数が最も大きな礫が最も小さな角振動数で波動伝播特性を遷移させ、最も透水性が悪い過圧密粘土が最大の角振動数で波動特性を遷移させていることが分かる。Yamamotoら(1992)は地盤の弾性波探査において、このような性質を利用して地盤断面を描いている。

5. 波動特性から土の力学特性を評価法の提案

これまでに説明したように、波動特性やそれらの振動数依存性は波動が伝播する土の力学特性の本質的なものである。このことは、土の力学特性を振動数に依存する波動特性を測定することによって評価できる可能性を示している。その評価手順は以下のようなものである。

- 土の密度 ρ_s および間隙流体の密度 ρ_f

: ρ_s は乱した試料が採取できれば、実験室において直接測定することができる。

: ρ_f は飽和度 S_r の関数であり、 S_r はこの手順の後半において式(11)によって算定することが可能であるが、ここでは、 ρ_f に第一近似として仮に与えることができ、地下水以下の土に

対しては $\rho_f \approx \rho_w$ とすることが許され、そうでなければ、仮定した飽和度 S_r から式(11)によって算定する。

- 間隙率 n および土の乾燥密度 ρ_d と湿潤密度 ρ_t

: n はせん断波においての $V_s - \omega$ 関係から得られる速度 $V_{cs(0)}$ と $V_{cs(\omega)}$ から次式により計算できる

$$n = \frac{(V_{cs(\omega)}/V_{cs(0)} - 1)\rho_s}{\{\rho_f - (V_{cs(\omega)}/V_{cs(0)} - 1)\rho_s\}} \quad (35a)$$

または、圧縮波の速度 $V_{d1(\omega)}$ と $V_{d2(\omega)}$ から次式により計算できる。

$$n = \frac{\rho_s}{\alpha_{d1(\omega)}\alpha_{d2(\omega)}\rho_f + \rho_s} \quad (35b)$$

: ρ_d と ρ_t は式(12)により計算できる。

- 特性状態 ($\omega = \omega_0$) における波動特性

: $V_{s(1)}$ は次式により計算できる。

$$V_{s(1)} = \frac{2V_{s(0)}V_{s(\omega)}}{\sqrt{\sqrt{2(V_{s(0)}^4 + V_{s(\omega)}^4)} + V_{s(0)}^2 + V_{s(\omega)}^2}} \quad (36)$$

: $\psi_{v(1)}$ は次式によって計算できる。

$$\psi_{s(1)} = 2\pi \frac{\sqrt{2(V_{s(0)}^4 + V_{s(\omega)}^4) - (V_{s(0)}^2 + V_{s(\omega)}^2)}}{\sqrt{2(V_{s(0)}^4 + V_{s(\omega)}^4) + (V_{s(0)}^2 + V_{s(\omega)}^2)}} \quad (37)$$

- 特性角振動数 ω_0

ω_0 は以下に示す5つの選択肢のうちから可能なものによって計算できる:

1. 観測された $V_s - \omega$ 関係から $V_{s(1)}$ に相当する角振動数を決定する。
2. 観測された $\psi_s - \omega$ 関係から $\psi_{s(1)}$ に相当する角振動数を決定する。
3. 観測された $\alpha_s - \omega$ 関係から式(28c)に基づき $\alpha_s = \alpha_{s(1)} = 1/\sqrt{2}$ に相当する角振動数を決定する。
4. 観測された $\Delta\theta_s - \omega$ 関係から式(28d)に基づき $\Delta\theta_{s(1)} = \pi/4$ に相当する角振動数を決定する。
5. 最大減衰 $\psi_{s,\max}$ を示す角振動数 $\omega_{\psi_s,\max}$ を観測された $\psi_s - \omega$ 関係から決定する。

$$\omega_0 = \omega_{\psi_s,\max} \sqrt{\frac{(1-n)\rho_s}{(1-n)\rho_s + n\rho_f}} = \omega_{\psi_s,\max} \frac{V_{s(0)}}{V_{s(\omega)}} \quad (38)$$

- 透水性 k

: k は次式により計算できる。

$$k = \frac{ng\rho_w}{\rho_f\omega_0} \quad (39)$$

- 固体相の剛性 G_s 、 E_{us} 、 E_s および ν_s

: G_s は以下のいずれかの式から計算できる。

$$G_s = \rho_t \cdot V_{cs(0)}^2, \text{ or } G_s = \rho_d \cdot V_{cs(\omega)}^2 \quad (40a, b)$$

: E_{us} は次式により計算できる。

$$E_{us} = \frac{(1-n)\rho_s\rho_f(V_{d1(\omega)}^2 + V_{d2(\omega)}^2) - (1-n)\{n\rho_f + (1-n)\rho_s\}\{(1-n)\rho_f + n\rho_s\}V_{d1(0)}^2}{n\{(2-n)\rho_f - (1-n)\rho_s\}} \quad (41)$$

: E_s は次式により計算できる。

$$E_s = \frac{3E_{us} - 4G_s}{E_{us} - G_s} G_s \quad (42)$$

: v_s は次式により計算できる。

$$v_s = \frac{E_s - 2G_s}{2G_s}, \text{ or } v_s = \frac{E_{us} - 2G_s}{2(E_{us} - G_s)} \quad (43a, b)$$

- 流体相の剛性 B_f 、 K_f および B

: B_f は次式により計算できる。

$$B_f = \frac{\rho_f\{n\rho_f + (1-n)\rho_s\}V_{d1(0)}^2 - (1-n)\rho_s\rho_f(V_{d1(\omega)}^2 + V_{d2(\omega)}^2)}{n\{(2-n)\rho_f - (1-n)\rho_s\}} \quad (44)$$

: K_f は次式により計算できる。

$$K_f = nB_f \quad (45)$$

: B は次式により計算できる。

$$B' = \frac{E_{us}}{E_{us} + B_f} \quad (46)$$

- 飽和度 S_r

: S_r は次式によって計算できる。

$$S_r = \frac{K_f K_w - K_a K_w}{K_f K_w - K_f K_a} \quad (47)$$

6. あとがき

地盤中を一次元的に伝播する弾性波動の特性を与える厳密解をBiotの多孔質弾性体理論に基づいた連成解析によって誘導した。この連成解析によって非連成解析では説明できない波動特性の顕著な振動数依存性が明らかになった。また、この特性を利用して土の密度や間隙率、透水係数、飽和度、間隙流体の体積圧縮率を誘導した定式化に基づいて評価する方法を提案した。

北海道大学大学院西村正規君には、図表の整理に協力していただいた。また、北海道大学土岐祥介教授には日頃よりご支援頂いている。ここに記して感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) Biot, M. A. (1941): "General theory of three-dimensional consolidation," *Journal of Applied Physics*, Vol.12, pp.155-169.
- 2) Biot, M. A. (1956a): Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. I low-frequency range, *Journal of Acoustical Society of America*, Vol.28, pp.168-178.
- 3) Biot, M. A. (1956b): Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. II high-frequency range, *Journal of Acoustical Society of America*, Vol.28, pp.179-191.
- 4) Bowen, R. M. (1982): "Compressible porous media models by Use of the mixtures," *International Journal of Engineering Science*, Vol.20, No.6, pp.697-735.
- 5) Hamilton, E. L. (1972): "Compressional-wave attenuation in marine sediments," *Geophysics*, Vol.37, pp.620-646.
- 6) 土木学会 (1994): "海岸波動" pp.781-483.
- 7) Prevost, J. H. (1993): "Nonlinear dynamics response analysis of soil and soil-structure interacting system, Section 1," *Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering*, pp.49-74.
- 8) Skempton, A. W. (1954): "The pore-pressure coefficients A and B" *Geotechnique*, Vol.4, pp.143-147.
- 9) Stoll, R. D. (1977): "Acoustic waves in ocean sediments," *Geophys.* Vol. 42, pp. 715-725.
- 10) Wyllie, M. R. J., Gardner, G. H. F. and Gregory, A. R. (1962): Studies of elastic wave attenuation in porous media, *Geophysics*, Vol.27, pp. 569-589.
- 11) Yamamoto, T. (1990): "Measurement of acoustic wave velocities and attenuation in marine sediments," *Journal of Acoustical Society of America*, Vol. 87, pp. 2376-2381.
- 12) Yamamoto, T., Nye, T., Kuru, M., Sakaki, T., Okumura, I., Hashimoto, O., Ishihara, K., Sakakibara, J., Yoshioka, Y., Wakiya, Y. and Kusanagi, H. (1992): "Porosity, permeability and shear strength (P*2S) cross-well tomography experiments of a noisy foundation," *SEG/SEGJ 2nd International Symposium*, Vol.2, pp.401-416.
- 13) Zienkiewicz, O. C., Chang C. T. and Bettess, P. (1980): "Drained, undrained, consolidation behavior assumptions in soils, limits of validity," *Geotechnique*, Vol.30, pp.385-395.

土の凍上性判定試験装置の開発

北見工大 大学院 学員 ○北村 巖
北見工大 工学部 正員 鈴木 輝之
北見工大 工学部 正員 沢田 正剛

1. まえがき

地盤の凍上現象とその対策に関する研究の歴史は古いが、当初の工学的研究の対象は主として道路や鉄道の凍上対策に向けられていた。道路は自然凍上が問題となりやすく、さらに広く普及した構造物であるから、そこに凍上研究の目的が集中することは必然のことであった。しかし、ここ20年ほどの間に寒冷地における地盤凍結問題だけでなく、LNG地下タンク、あるいは地盤凍結工法などの、いわゆる人工凍結での凍上問題が新しく加わった。また寒冷地の自然凍結においてもトンネル、ボックスカルバート、水道などのライフライン、さらに新しい工法による垂直土留壁など、凍上対策手法の確立が急がれる構造物は益々増加している。これらの構造物では、いったん凍上による被害が発生してしまうとその後の復旧や凍上対策が非常に困難になるものが多い。構造物の進化とともに対策工法を決める上で新たな検討課題が生まれているのが現状である。

どのような構造物においても地盤に凍上を発生させないようにするのが凍上対策の基本である。ここで最も重要になるのは土が凍上性であるかどうかの判定である。物理的あるいは化学的試験の結果を用いて土の凍上性を間接的に判定する方法はいくつかあるが、信頼し得る判定は直接的な凍上試験による必要がある。土の凍上性を判定することにより、凍上対策の必要性の有無、その土の材料としての適否など、凍上対策工法を決めるうえでの基本が明らかになる。

現在我国で実用されている土の凍上性判定試験方法として、日本道路協会の道路土工排水工指針¹⁾と、日本道路公団試験方法²⁾の2つがある。しかしこれらは両方とも道路用土の凍上性判定を目的としたものである。現在道路以外の構造物では凍上対策に関する規定を持たないか、あるいは非常に不備な状態にある。このため重要な構造物においても思わぬところでの凍上被害がしばしば発生している。一般的な構造物を対象とした標準化された土の凍上性判定試験の確立が急がれている。

本研究は、土の凍上性判定試験装置を新しく開発し、さらにその適用方法を設定して行こうとするものである。実用的な凍上試験法を決める作業を敢えて分けると、凍上試験装置の開発と、それで得られる結果を実構造物に適用していくための基準を決めることの2つになる。当研究室では、前者の試験装置の開発に関する基礎実験を既にいくつか行っておりその成果を発表している。³⁾

本報告ではこれらの基礎実験から得られた知見を基にして、具体的な凍上試験装置を開発し、その装置による2、3の凍上試験の結果を示している。

2. 凍上試験の役割と備えるべき要件

自然地盤の凍上発生が、土質、水分、温度の3要素によって決まることはよく知られている。凍上性判定試験はこれら3要素の中で、対象となる土が凍上性であるか否かを判定する土質試験である。実用的かつ一般的な土の凍上性判定試験の装置として備えるべき要件は、次のような内容が挙げられる。

- 1) 凍上の基本原理を忠実に再現する装置であること。
- 2) 土の凍上発生を支配する、温度、水分、荷重の条件を正確かつ任意に制御できる。

Development of the frost susceptible test apparatus of soil;Iwao KITAMURA, Teruyuki SUZUKI,
Seigo SAWADA(Kitami Institute of Technology)

- 3) 測定が簡単で、測定者による個人誤差のはいる余地が少ない。
- 4) 測定装置が簡明で普及性に優れている。
- 5) よりレベルの高い凍結・凍上実験も可能になるような発展性のあるものであること。

3. 実験装置及び方法

今回開発した、凍上試験装置の全体図を図-1に、また凍上セル部の詳細を図-2に示す。この装置の基本コンセプトは、高志ら⁴⁾が行った人工凍結地盤の挙動を明らかにするための凍上実験の装置と同じである。参考のために、道路土工排水工指針で規定する凍上試験装置を図-3に示す。図-3の装置との比較において、図-2の装置の特徴を挙げれば次のようになる。

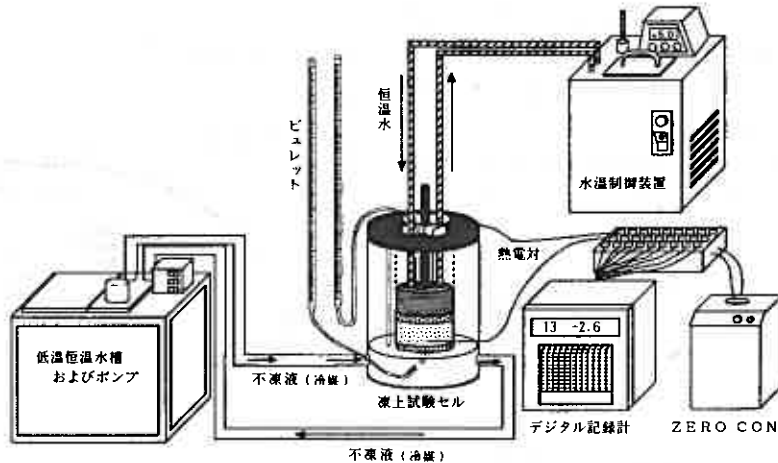


図-1 凍上試験装置

- 1) 供試体の凍結は下面から行い、凍上が発生したときは未凍土側が変位する。
- 2) 未凍土側に変位することにより、試料とセル内壁との凍着による摩擦を防ぐことができる。
- 3) 水の供給は、管を通して供試体の上面あるいは下面に接するポーラスストーンに直接行われる。
- 4) 凍上試験セルが透明なアクリル性なので、実験中の試料の様子やアイスレンズの状態を見ることができる。
- 5) 土の凍上を支配する、温度、水分、荷重の条件を正確に制御でき、さらに試験条件の設定が柔軟にできる。
- 6) 給排水量の正確な測定、凍上力による凍上性の評価、さらにバックプレッシャーの付加など、多目的な凍上実験も可能である。

用いた試料は凍上性であることが既に確認されている風化火山灰土⁵⁾である。ちなみに、道路土工排水工指針による凍上試験(図-3)の結果では、凍上率109.4%、霜柱状凍結である。

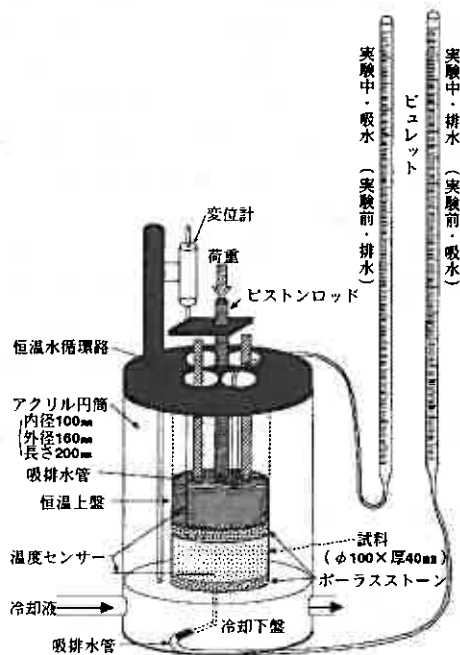


図-2 凍上試験セル部

今回は初めての実験であり予備実験的性格が強いが、一応将来の土の凍上性判定試験方法を想定しつつ実験条件を設定した。今回の実験手順は次のようである

① 供試体作成：試料を最適含水比に調整し、セル内で3層に分けて突固めた。このとき締め固め仕事量は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。突固め後試料の高さを $40 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ に調整し、表面を水平にする。

② 供試体の吸水：装置全体を組立てた状態で、冷却下盤、および恒温上盤に $+5^\circ\text{C}$ の循環水を通し供試体の下面から上面に向かって、24時間通水する。

③ 供試体の圧密：供試体に荷重をかける場合は、試料の吸水が終わった後に 50 kPa で24時間圧密させ凍結中もその荷重をかけ続けた。また荷重ゼロの場合は、吸水完了後すぐに次の冷却過程に入る。

④ 冷却：吸水および圧密過程を終了後、下盤の循環水温度を $+5^\circ\text{C}$ から所定の温度（今回は -5°C 、 -10°C 、 -15°C ）に低下させて一定温度で冷却する。

以上の実験過程での測定項目は、吸水量、吸水膨張量、圧密排水量、圧密沈下量、循環水温度、供試体上下面温度、凍上量、凍上時吸水量である。

4. 測定結果および考察

図-4、図-5は、上盤の温度 $+5^\circ\text{C}$ 、下盤の温度 -15°C としたときの実験結果を示す。この中で図-4は上載荷重ゼロ、図-5は上載荷重を 50 kPa とした場合である。上載荷重ゼロの時の実験終了時の未凍土厚 1.1 cm 、凍上率（凍上量/凍結部分の初期厚さ）は 134.9% であった。また、上載荷重 50 kPa のときの未凍土厚は 0.4 cm 、凍上率 31.5% であった。図-6は上載荷重がない場合の冷却温度別の凍上曲線を示す。

図-4、図-5から分かるように、供試体上面と下面の温度はほぼ一定の値に保持されており、凍上中の吸水量は凍上量によく対応している。これらの結果はこの実験装置が凍上発生を支配する、温度、水分、荷重の条件を正確かつ任意に制御できることを示唆している。

図-6によれば、冷却温度が低くなるほど凍上量が大きくなること、さらに凍上は最初の段階で大きく発生しその後ある値に落ち着く傾向が認められる。しかし凍上量が完全に落ち着くことはなく、72時間後でも少しずつではあるが凍上が進行している。これは供試体上面と下面の温度を一定にしているため、供試体中のどこかで凍結面が停滞することによりこのような結果がでると考えられる。

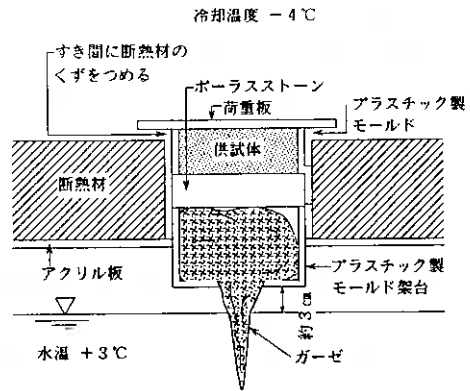


図-3 凍上試験装置（道路土工排水工指針）

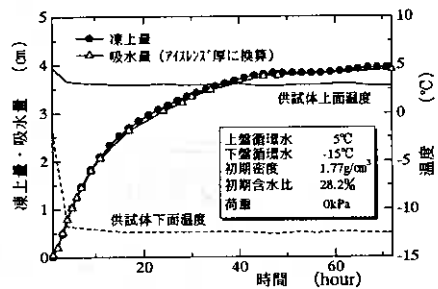


図-4 凍上試験結果（荷重なし）

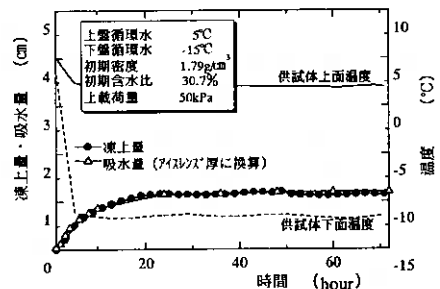


図-5 凍上試験結果（荷重あり）

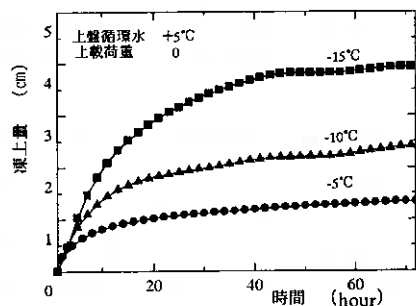


図-6 凍上量と冷却温度の関係

図-7は 72時間冷却後の凍上量と下盤循環水温度の関係を示している。上載荷重がない場合の最終凍上量は、供試体下面の温度が低いほど大きくなるが、50kPaの上載荷重を加えた場合の凍上量は下面温度よりも上載荷重の影響の方が大きく現れるようである。また○印と△印は2台の凍上セルを用いて、同一条件の2つの実験を並行して行った結果である。2つの実験は同一条件で行っていても凍上量に少し違いが認められる。しかし、その差は常に一定の傾向を示しており、装置の改良によってかなり再現性のよい実験となることは期待される。

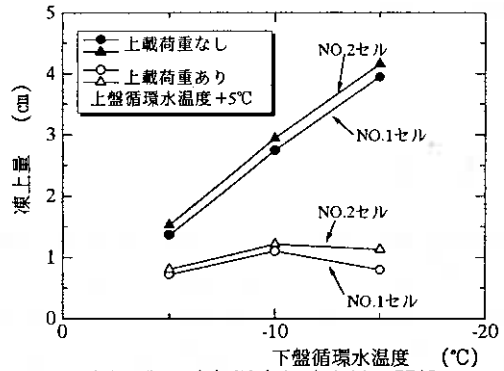


図-7 冷却温度と凍上量の関係

4.まとめ

実務的な凍上性判定試験をめざした装置を試作して、いくつかの実験を行った。データの数はごく限られたものであるが、この装置によって土の凍上性判定をより高い精度で行う可能性は確認できたと考えている。今後多くの条件下で実験データを蓄積して、実験装置と実験手法の改善を進めるとともに、凍上性判定基準を明確にしていきたい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工排水工指針。
- 2) 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）。 3)
 沢田、鈴木、小松：簡易室内凍上試験装置の開発（I），第30回土質工学研究発表会講演集，pp.1123～1124，1995。
- 4) 高志 勤、益田 稔、山本 英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究，雪氷，36巻2号，pp.1～20，1974。
- 5) 劉、鈴木、沢田：砂利および透水性断熱材を用いる遮水層の凍上抑制効果，土木学会論文集，N0.487/III-26，pp.265～270，1994。

TC8による一斉凍上試験の国内での結果について

北海学園大学工学部 ○正会員 小野 丘
北海道大学低温科学研究所 福田 正己

1 まえがき

国際土質基礎工学会の凍上に関する技術委員会 (ISSMFE Technical Committee on Frost, TC8) が1995年10月に一斉凍上試験の計画を発表し、委員会の構成員を通して各国に参加が求められた。これを受けて日本でも国内の各機関に呼びかけて一斉凍上試験を実施することとなり、1996年10月に国内9機関の参加の下に行われた結果をまとめ、委員会に提出することができた¹⁾。本報告はTC8による今回の一斉試験の国内の結果を取りまとめたものである。

土の凍上に関する一斉試験は日本では過去に一度行われた経緯がある²⁾。その報告によると試験実施機関によって得られた結果のばらつきが大きく、一定の傾向を見い出せずに終わっている。今回のTC8による一斉試験は、使用した試料、参加機関数、試験方法などに異なる部分があり、かつまた得られた結果から凍上試験の方法と凍上率・吸水率の間に関連を見い出すことができた。

2 一斉凍上試験

2.1 凍上試験の目的

TC8が今回の一斉試験の目的として掲げているのは、凍上試験結果のばらつきを起こさせる要因の分析である。試験結果はカナダLaval大学のProf.Konradとその研究グループが解析して凍上試験のガイドラインを出す、としている。国内においては、前回の一斉試験でははっきりしたことが言えなかったことから、もう一度改めて一斉試験を実施してみようとする意識が参加各機関にあったと理解できる。

2.2 試験試料

凍上試験に用いた試料はTC8で人工的に作製して用意したもので、全機関同一である。その物理的性質を表1に示す。成分はシルトが粉碎した石英、粘土はカオリナイトである。これは経験的に凍上量が多い組成であると説明されている。凍上試験は液性限界の1.5倍の含水比のスラリーから100kPaで圧密した後、25kPaで除荷したものをを使うことと規定された。

表1 一斉試料の物理的性質

粘土分	60%
シルト分	37%
砂分	3%
液性限界	46%
塑性限界	28.8%
土粒子の密度	2.62g/cm ³

2.3 凍上試験方法

凍上試験は基本的にはそれぞれの機関で備えている試験装置および試験方法で行うこととし、温度勾配の与え方などの詳細な規定は設けられていない。以下にTC8が示した試験方法等を記す。

- 1) 試料をよく乾燥させ、加水する前によく混合する。
- 2) 乾燥した試料に乾燥重量の70%の水を加え、できれば真空状態の下でよく攪拌する。
- 3) 作製したスラリーを凍上セルに入れ、100kPaで圧密する。圧力ステップは20、40、100

Domestic test results of the comparative frost heave tests on TC8 sample, Takashi Ono (Faculty of Engineering, Hokkai-Gakuen Univ.) and Masami Fukuda (Institute of Low Temperature Science, Hokkaido Univ.)

kPaとする。圧密中に沈下量と排水量を測定する。

- 4) 圧密終了後25kPaまで除荷して、その後各機関で行っている通常の方法で凍上試験を始める。凍上中、片面はいつも -4°C 以下にすることとする。 -10°C ないし -15°C 以下で氷晶を形成している場合はその方法でよい。必ず 0°C 以下で氷が存在していることが必要である。
- 5) 凍結が終了したら供試体の写真を撮り、含水比分布を調べる。1cmくらいのスライスで充分である。
- 6) 試料を再利用する場合の載荷重は12kPaとし、それ以外の場合の載荷重は50kPaとする。
- 7) 報告事項
 - ・次のグラフを作成する
凍上量-時間、給水量-時間、温度分布-時間、推定凍結深さ-時間、含水比-深さ(高さ)
 - ・凍結後の写真(スケールを添える)
 - ・凍上試験方法の詳細(凍結の方向や温度降下方法など)

以上のように、この試験方法は供試体中間部分の温度分布測定のできるモールド型による凍上試験を前提としていと考えられる。しかしながら、国内でそのような凍上試験機を使用している機関はごく限られており、またモールド型以外に三軸型の試験機もあるのが現況である。したがって、この試験方法に対応できない国内の参加機関に対しては、できる範囲で柔軟に対処してもらうこととした。

2.4 参加各機関の試験条件

今回の一斉試験の趣旨に賛同し、試験を実施してデータを提供した国内の機関は全部で9機関である。

表2に各機関の試験条件をまとめた。ひとつの機関で条件の異なる複数の試験データがある場合は全て区別してある。

表中の凍結方法の欄で両端面一定とは、凍結中の供試体上下端面の温度が一定である試験方法を意味している。同様に片面降下とは、上下端面のどちらか一方の温度を一定に保ち、もう一方の端面温度を時間とともに降下させる試験である。また、両面降下とは時間とともに供試体の両端面の温度を降下させて、常に同じ温度勾配を供試体に与えながら凍結させる試験のことである。

凍結温度は、それぞれの凍結方法で供試体に与えた温度または温度範囲を示している。左が供試体の上端面側、右が下端面側の温度をそれぞれ表している。

温度降下速度は、片面もしくは両端面の温度を時間とともに降下させる試験の場合の冷却面の温度降下速度である。

凍結進行速度は凍結中に供試体内を 0°C 線が進む速度を意味している。したがって凍結進行速度は、厳密には供試体中間での温度分布を時間に対して正確に測定することで得られる値であるが、ここでは上下端面の温度および温度降下速度から推定できる場合、その値を示してある。

試験機の型の欄でモールド型とは、アクリル円筒などでできたモールド内に直接供試体を作成して凍結させる方式で、試料とモールド内壁との間に発生する摩擦力が不明確なので供試体の全応力境界条件を明確にすることはできないが、試験としては比較的簡単にできる特徴を持つ。一方、三軸型とは通常の三軸試験機を低温恒温室内に置いて供試体を三軸セルにセットした状態で凍結させる試験のことで、拘束圧力を自由に制御できるが、試験装置や方法が複雑となる。

表2から、上記の三つの異なる凍結方法(両端面一定・片面降下・両面降下)のデータがそれぞれほぼ同数集まっているという特徴があることもわかる。

表2 一斉凍上試験に参加した各機関の試験条件

機関名	初期直径 cm	初期高さ cm	凍結方法	凍結方向	上載圧 kPa	凍結温度℃	温度降下 速度 ℃/hour	凍結進行 速度 mm/hour	試験機の 型	凍上量 mm	最終 凍上率 %	最終 吸水率 %
開発土木研究所	7.95	6.28	両端面一定	下から	55.6	1, -2		1.6	モールド型	27.5	43.8	
八戸工業大学	8	3	両端面一定	下から	9.4	(6, -5)			モールド型	3.8	12.7	
道路公団1	10	4	両端面一定	下から	49	1, -4		2.5	モールド型	12.9	32.6	27.9
道路公団2	10	4	両端面一定	下から	49	1, -4			モールド型	8.5	21.2	27.5
精研1	6	4.53	両端面一定	下から	50	1, -6		5	モールド型	12.1	26.7	19.3
清水建設1	6	8.5	両端面一定	上から	50	2, -8		2.3	三軸型	18.79	22.2	13.7
北大低温研1	10	7	両端面一定	下から	25	5, -5			モールド型	15.5	22.1	2.7
鴻池組	2.8	4	片面降下	上から	50	6, -3/-10	0.06		特殊	84	210	177.1
精研2	6	4.42	片面降下	下から	50	0, 0/-8	0.2	1.6	モールド型	16.52	37.4	27.9
精研3	6	4.47	片面降下	下から	50	0, 0/-5	0.1	0.9	モールド型	23.56	52.7	44.2
鹿島建設1	6	3.47	片面降下	下から	50	15, 0/-9	0.1	1.45	モールド型	9.8	28.2	
鹿島建設2	6	3.34	片面降下	下から	50	15, 0/-9	0.1	2.1	モールド型	9	26.4	
鹿島建設3	6	2.95	片面降下	下から	50	15, 0/-9	0.1	0.82	モールド型	9.7	32.8	
清水建設2	6	6.82	片面降下	上から	50	3/0, -0.5/-3	0.1	1.5	三軸型	21.7	31.8	23.86
北海学園大学	4.8	9.75	両面降下	上から	50	10/0, 0/-10	0.2	2.95	三軸型	26.98	27.7	25.4
北大低温研2	10	7	両面降下	下から	25	2/0, 0/-2	0.04		モールド型	14.89	21.4	
北大低温研3	10	7	両面降下	下から	25	3/0.5, 0/-2.5	0.04		モールド型	14.11	20	
北大低温研4	10	7	両面降下	下から	25	4/1.5, 0/-2.5	0.04		モールド型	12.51	17.9	
北大低温研5	10	7	両面降下	下から	25	5/2.5, 0/-2.5	0.04		モールド型	11.94	17.1	
北大低温研6	10	7	両面降下	下から	25	7/4, 0/-3	0.04		モールド型	10.73	15.7	

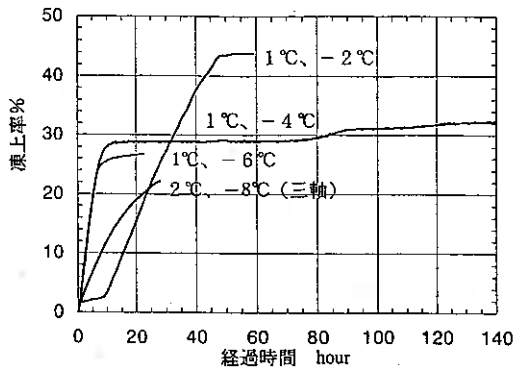


図1 時間-凍上率(両端面一定)

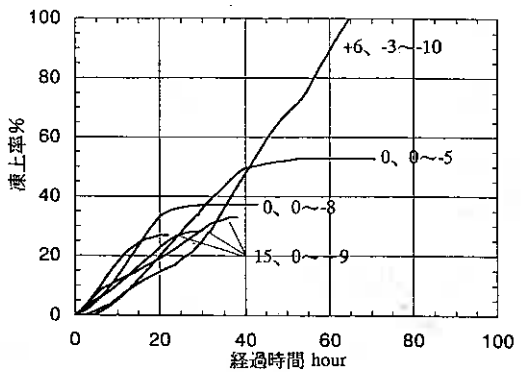


図2 時間-凍上率(片面降下)

3 一斉試験結果

3.1 時間-凍上率

図1～図3は凍結方法別に時間-凍上率をまとめたものである。ここでいう凍上率とは、供試体初期高さに対する凍上量の比率である。両端面一定の図1では、三軸型の場合の形状が他とやや異なっている。片面降下の図2では、どの温度の場合でもほぼ同じような勾配をもった凍上過程を示すと見て良い。両面降下の図3では、最初の10時間程度は凍上率が極めて小さいという特徴を持つようである。

3.2 時間-吸水率

同様に図4～図6は凍上中の時間-吸水率を表している。ここで吸水率とは供試体初期体積に対する吸水量の比率のことである。両端面一定の図4では、やはり三軸型のデータが他の二つと異なり初期に排水が起っている。この初期における排水現象は未凍結部分の脱水圧密の影響によるものであると考えられる³⁾。片面降下の図5は、一つを除いて凍上率の場合と同様に温度によらずほぼ同じような勾配を示している。図6の三軸の場合は、かなり類似した吸排水現象を示すことができる。

このように凍上率、吸水率とも凍結方法、凍結温度、温度勾配、温度降下速度等に依存して曲線の形状や傾きが異なると言わざるを得ない。これは、凍上率や吸水率といった基本的な指標が凍上試験法に依存することの端的な現われであるとしてよい。この点では、前回国内で実施された一斉試験の結果と本質的に変るところはない。しかしながら、このことは逆に凍上試験方法ごとには一定の傾向を持っていると考えることができる。

3.3 端面温度差による整理

高志ら⁴⁾によれば、凍上率は有効拘束圧力と凍結速度に依存するとされている。今回の一斉試験で

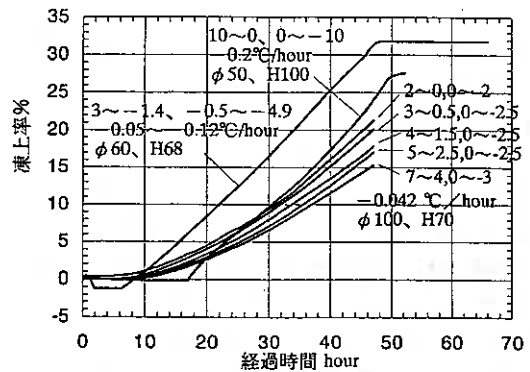


図3 時間-凍上率(両面降下)

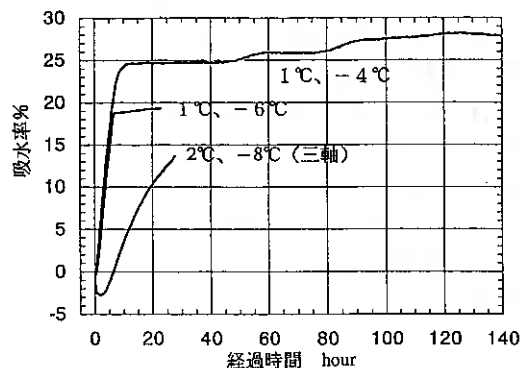


図4 時間-吸水率(両端面一定)

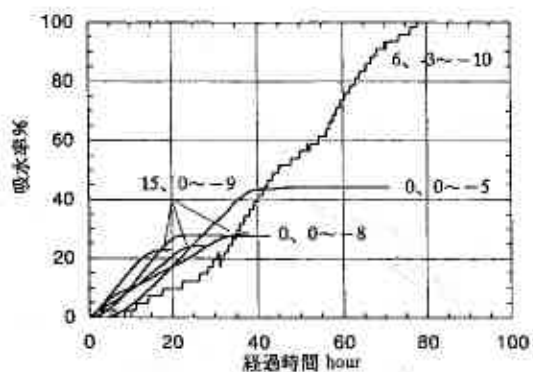


図5 時間-吸水率 (片面降下)

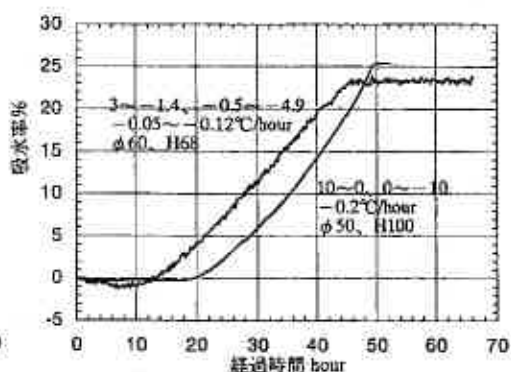


図6 時間-吸水率 (両面降下)

は載荷重がほぼ等しいので、凍上率は主に凍結速度（凍結進行速度）によって説明できることになる。しかしこの凍結進行速度を正確に得るには精度のよい温度制御と温度計測技術が必要であり、実用的には使いにくい指標である。そこで、適当な指標を探索した結果、横軸のパラメータとして凍結最終段階での供試体の端面温度の差がそれぞれの試験における最終凍上率と最終吸水率をよく説明できることがわかった。それを示したのが図7と図8である。

凍結最終段階での端面温度差をとった理由は、どの凍結方法の場合でも凍結の最終段階での供試体端面の温度のデータは必ずあるとして期待できると考えたからである。また、図8で最終吸水率のデータ数が少ないのは、吸水量を測定できる試験装置が少なかったためである。

図7より、温度降下方法の違いによって値は異なるものの、凍上最終段階での供試体両端面の温度差が大きくなれば最終凍上率が小さくなる関係を示すことがわかる。また、図8でも、三軸の場合を除いて最終吸水率は端面温度差の増大とともに小さくなるのがわかる。

これらの図における直線の傾きや縦軸の差が凍上試験法に依存した凍上率・吸水率の定量的差を表していると考えて良いとすれば、それぞれの凍上試験方法の間の定量的差異を試験方法や装置の統一によって標準化するか、もしくは適切な補正をすることによって、これまでばらばらであった凍上試験の結果を一本化できる可能性があることを示唆しているものと考えられる。

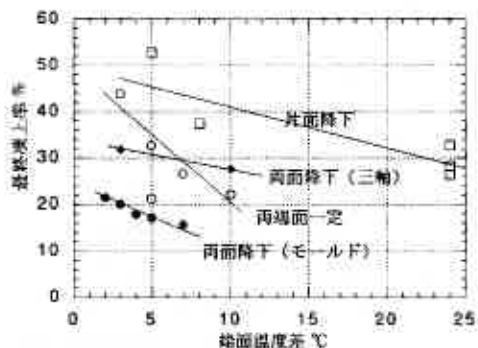


図7 端面温度差-最終凍上率

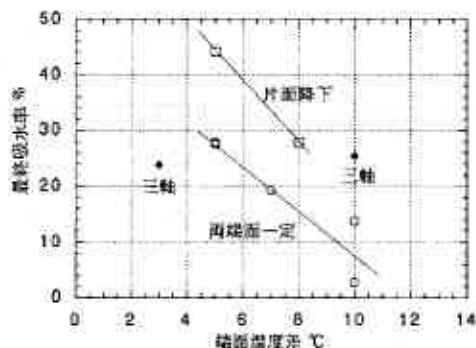


図8 端面温度差-最終吸水率

4 まとめと展望

国際土質基礎工学会の凍上に関する技術委員会 (ISSMFE Technical Committee on Frost,TC8) による一斉凍上試験の一環として、国内では9つの機関の参加の下に試験を実施し、その結果の大筋をまとめた。各機関の試験条件は表2に示したとおりである。試験に参加した機関ごとに試験装置と試験方法が異なっているが、図7・図8のように凍上最終段階での供試体両端面の温度差をパラメータとしてとると、最終凍上率・最終吸水率が試験方法ごとにほぼ直線化できることがわかった。

凍上・凍結試験装置は研究者の数だけ存在するといわれるほど異なった試験機が存在している。それは、それぞれが必要なデータを得るために工夫した結果であると思われる。確かに自然凍結現象と人工凍結現象を全く同じ試験装置で解明しようとするには無理があるかもしれない。また、定量的な結果が得られなくては役に立たない場合と定性的な結果で充分であるとする立場があるのも承知している。しかし、最近実施した凍結・凍上試験装置に関する意見の調査結果によると、ほぼ全員が標準試験機が必要であるとする点に賛意を示している。これは実務・研究の双方の立場から、標準試験機を策定する時期が来ているとするのに十分な状況にあると理解できる。今回の一斉試験からわかるように、一見ばらばらな結果を示すように見える凍上試験もパラメータの取り方や見方によってはまとめられる性質を持っていると考えられるので、標準凍結・凍上試験機および試験方法を作成することに悲観的になる必要は全くないものとする。

参考文献

- 1) 小野 丘：TC8による一斉凍上試験 —国内の結果—、1996年10月
- 2) 土質工学会凍害対策と寒さの利用に関する研究委員会：凍上予測と一斉凍上試験、凍害対策と寒さの利用に関するソポゾム委員会報告III、pp.21-30、平成4年10月
- 3) 高志 勤、生頼 孝博、山本英夫：一次元定速度凍結における凍結面前方の間隙水圧と脱水圧密、雪氷、第39巻第2号、pp.1-12,1977
- 4) 高志 勤、益田 稔、山本英夫：土の凍結膨張率に及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究、雪氷、第36巻第2号、pp.1-20,1974

石灰安定処理土の水分特性が凍上性に与える影響

北海道工業大学大学院 学生員 ○中村 宏彰
北海道工業大学 正会員 川端伸一郎
北海道工業大学 正会員 神谷 光彦

1. まえがき

北海道や東北地方のように寒冷な地域では、道路のような凍結作用をうける土構造物に対しては、凍上性の土を非凍上性の粗粒土で置換する置換工法が凍上抑制工法の主流である。しかし、粒状材料の枯渇や置換対象土の残土処理問題などから、凍上性の土や原位発生土などを利用する技術の開発が必要となってきた。

このような背景から筆者らは石灰等の固化材による凍上抑制に着目して石灰安定処理土の強度特性や凍上特性について研究を行って来た^{1) 2)}。さらに、これまでの研究では石灰安定処理が原位置においても凍上抑制に効果があることを確認している³⁾。

セメントや石灰などの安定処理が凍上を抑制する原理としては、ポズラン反応による粒子間力の増大や透水性の減少が寄与していると考えられている。しかし、安定処理土の凍上抑制機構に関する研究は非常に少なく、このような原理も明確にはされていない。

凍上に影響を与える因子のうち土質に関連するものとしては土の熱的性質と土中の水分特性が考えられる。この場合の水分特性とは凍結面への水分移動に関連する事項としてアイスレンズの成長に大きく影響を与えるものである。すなわち、未凍結部からの水分移動の多くは間隙径に依存する毛細管現象であるとする考え方から、土の凍上性の判定の多くが細粒分含有率で行われるのもこのためである。

本報告は、土の凍上性と密接に関連する水分特性に着目して、安定処理土の凍上特性に与える影響因子について考察をしたものである。

2. 試験試料と実験方法

図-1に試料の粒径加積曲線を、表-1に物理的性質を示す。石灰安定処理は石灰と粘土鉱物の化学的反応を利用した改良法であるため、粘土鉱物の種類や含有量が重要である。本試験試料の含有粘土鉱物はX線粉末回析試験により、クローライト、カオリナイト、雲母が同定され、粘土鉱物以外に石英、斜長石が確認された。クローライトやカオリナイトなどは石灰と反応性が高いといわれている⁴⁾。試料は砂分が多いシルト質土(SM)であり、均等係数や曲率係数からは粒度分布が良いと判断される。また、自然含水比は最適含水比より湿潤側に位置している。

試験含水比は自然含水比とした。改良材は自然含水比が最適含水比より湿潤側にあるため、含水比の低下を目的に生石灰を用いた。なお、改良材の添加率は土の乾燥重量に対して3~10%の範囲とし、養生方法は供試体の水分蒸発や吸水がないよう密封した後、20±1℃の恒温室で気中養生を行った。

行った試験は、pF試験と透水試験および凍上試験である。

pF試験は砂柱法(pF0~pF1.8)と加圧板法(pF1.8~pF3)の2種類の試験法⁵⁾の組み合わせで行った。供試体は求められた締固め曲線(地盤工学会基準C法)より自然含水比に対応する乾燥密度(1.55g/cm³)となるように、内径5cm高さ2.5cmの50mlの円筒コアサンプラーに静的に締固めて作成した。なお、他の試験についても供試体の乾燥密度は同じ基準としている。養生期間は0日(養生期間を設けないもの)と4日および6日間気中養生を行う3パターンを設定した。試験に際しては養生後、供

試体を飽和させるため1日毛管力により吸水させた。

透水試験は変水位法(JGF T 311)で行った。供試体は内径 10cm 高さ 12.7cm のモールドを使用し、4.5kg ランマーにより3層 42 回(C法とほぼ等しい)で突固めて作成した。透水係数の測定は供試体作成直後から24時間間隔で7日間測定した。

凍上試験は開式凍上で、筆者らが考案したアクリル製二つ割りモールドを用いて行った⁶⁾。供試体は直径 8cm 高さ 7cm に静的に締固め、養生期間は0, 3, 5日間とした。試験期間は凍上開始から7日間とし、凍上量は試験終了時の値とした。また試験の温度条件は気中温度-6℃、水温+1℃である。

3. 試験結果と考察

3.1 水分特性

図-2に試料(無添加)の水分特性曲線(脱水過程)を示す。土の間隙径とpF値の関係はpF1.8を境に非毛管間隙と毛管間隙に分けられる⁷⁾。非毛管間隙はpF1.8以下の水分が占める間隙で、間隙径が大きいので毛管力で水分が保持されない。毛管間隙はpF1.8~pF4.2の水分が占める間隙である。この結果から本試料の自然含水比はpF2.0程度であり、含水比の一部は毛管間隙で保持されている水量であることがわかる。

土に石灰を添加すると比較的早期に期待できる効果としては土粒子へのカルシウムイオンの吸着による団粒化が挙げられる。これにより粒度組成などが改良されるため間隙分布なども変化すると考えられる。

図-3に安定処理土の水分特性曲線を示す。(A)は0日養生、(B)は4日養生、(C)は6日養生の場合である。各養生日数とも安定処理土の水分特性曲線は無添加に比べ、生石灰の添加により低含水比側に移動している。これは飽和過程における含水比(pF=0)の違いによるものであり、日数の延長によってもあまり影響しないことから石灰混合による前述した早期段階の効果が吸水能力に違いを与えていると考えられる。また、曲線形状は養生日数の延長に伴い、勾配が急になる傾向を示しており、pF=2.0程度(図-2の自然含水比に対応する点)を境界にみると高pF領域で養生日数の延長に伴い間隙

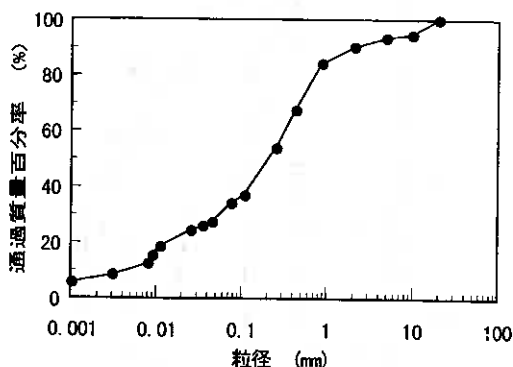


図-1 試料の粒径加積曲線

表-1 試料の物理的性質

土粒子の密度 (g/cm ³)	2.710
液性限界 (%)	NP
塑性限界 (%)	NP
塑性指数 (%)	NP
細粒分含有率 (%)	35
日本統一土質分類	SM
ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.708
W_{opt} (%)	19.1
自然含水比 (%)	26.8

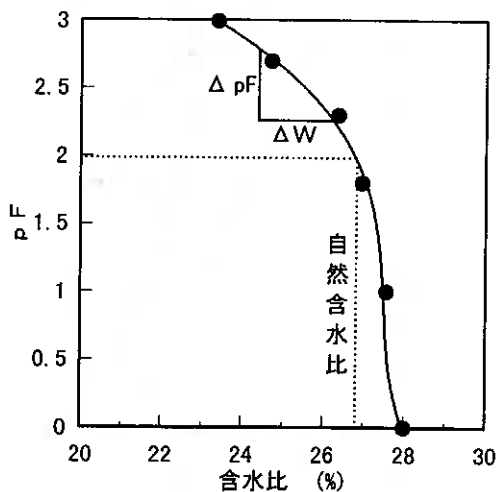


図-2 試料の水分特性曲線

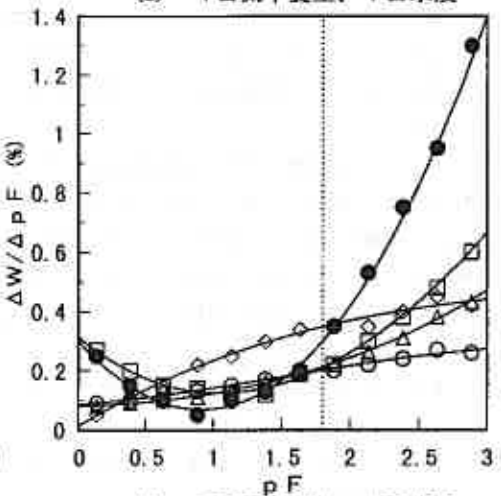
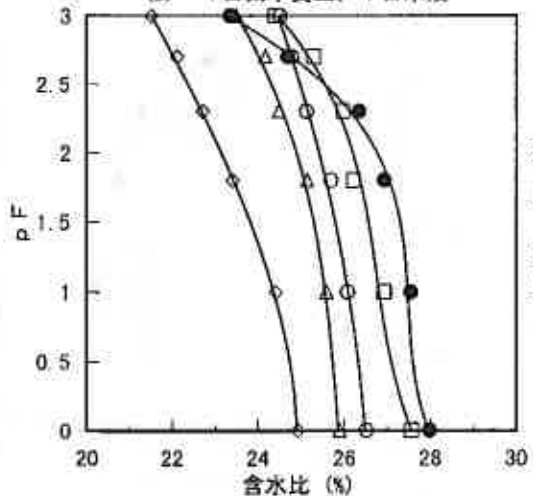
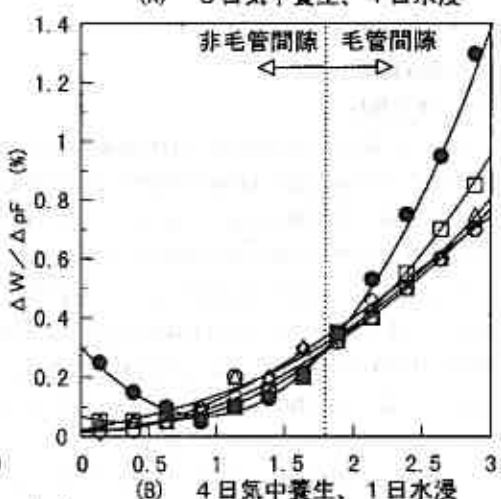
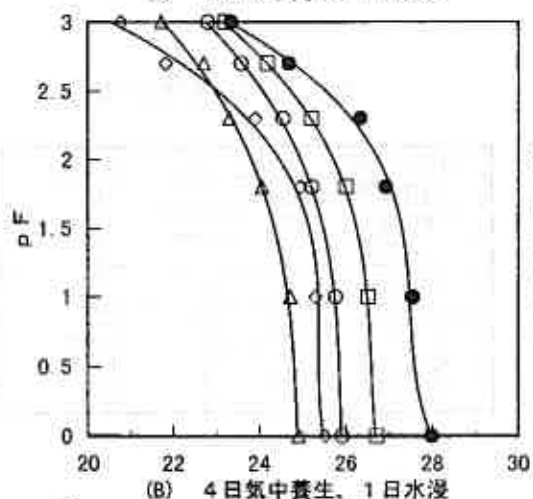
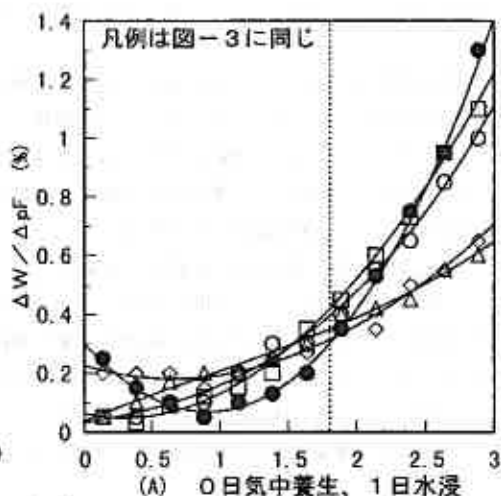
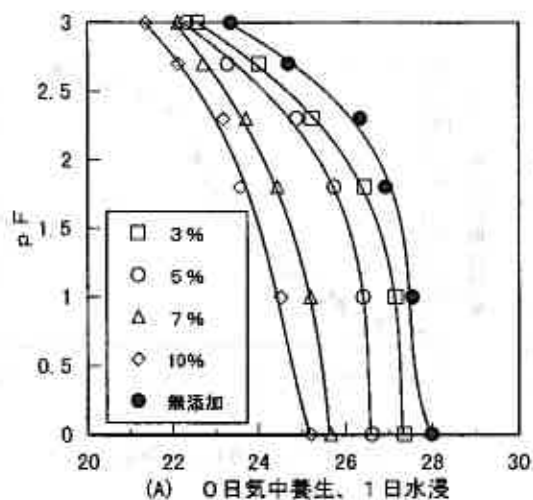


図-3 安定処理土の水分特性曲線

図-4 安定処理土の水分分布曲線

水の拘束力が増加していることが判る。

つぎに、安定処理土の水分分布曲線を図-4に示す。水分分布曲線は、水分特性曲線(図-3)から単位変化量(本例では $\Delta pF=0.25$ とした)当たりの含水比の変化量(ΔW)の比($\Delta W/\Delta pF$)を、単位変化量で区切られた pF 範囲の中間値に該当する pF との関係で示したものである。多田ら⁹⁾は水分分布曲線を用いることで間隙分布を分類している。この分類によると試験試料(無添加の状態)は壁状構造に当たり、 $pF1.8$ 以下に分布する含水比の変化量が少ないことから粗間隙の発達が悪い。また、 $pF1.8$ 以上の高 pF 域で保持された水分量が多いことから微細間隙に富んでおり、毛管水も多いことが言える。なお、このような構造の土は排水性が低いとされる。図から各養生日数とも安定処理土は無添加に比べ $pF1.8$ 以上の高 pF 域での含水比の変化量が少なくなる傾向にあり、このような関係は養生日数の延長により顕著に表れている。また、毛管間隙で保持された水量のみが減少していることは微細間隙内の水分がポズラン反応による生成物により間隙内に閉塞され、日数や添加率の増加に伴い自由水から拘束水に変化するためであると考えられる。

さらに、毛管間隙の割合をみるために、図-4の各水分分布曲線における $pF1.8 \sim pF3$ までの面積を S と定義する。この S は値が小さくなると毛管間隙が少なくなることを示している。図-5に添加率と S の関係を示す。両者の関係は無添加に比べ添加率の増加や養生日数の延長に伴い S が小さくなる傾向にある。

以上のことから安定処理土は改良前の状態と比べると、早期段階では石灰の添加による団粒化が見かけの間隙径を大きくし毛管力を減少させ、日数の経過や添加率の増加に伴い反応生成物により微細間隙の閉塞化が起こることにより毛管間隙が減少すると考えられる。

3.2 透水性

安定処理土はポズラン反応による反応生成物などにより間隙が充填され緻密化が進行することにより、透水性が減少すると考えられている⁹⁾。

図-6に安定処理土の養生日数と透水係数の関係を示す。安定処理土の透水係数は無添加の値と比べるとすべての条件で添加直後(0日目)から小さくなっており、石灰添加率に従って、減少している。また、添加率7、10%では4日目で1オーダー($10^{-6} \rightarrow 10^{-7}$)近い透水係数の低下が確認されているが、

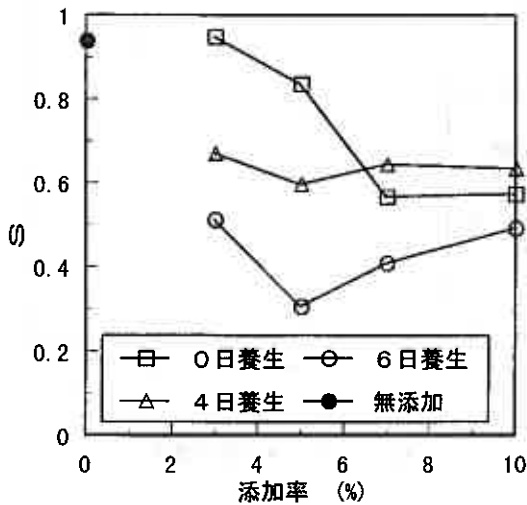


図-5 添加率と S の関係

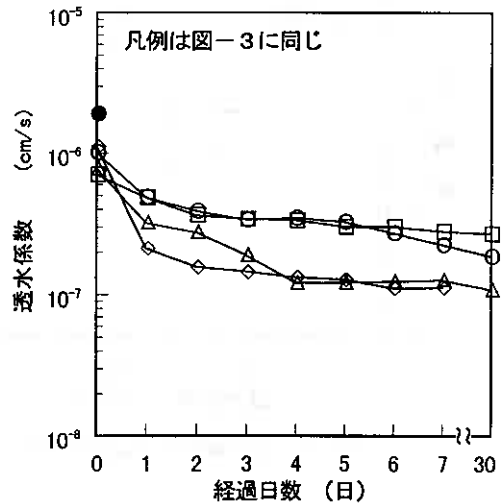


図-6 経過日数と透水係数の関係

5日目付近から変化割合は小さくなり30日まで延長した場合でも大幅な変化はみられない。このことから石灰添加による透水係数の変化は早期段階でほぼ終了し、強度特性のように日数と一義的な関係にないことが判る。ポゾラン反応は長期的な反応であるため、初期段階における透水係数の減少は生石灰による含水比の低下による不飽和化や石灰粒子による通水間隙の変化が影響したものである。

3.3 凍上性

図-7に本試料の養生日数と凍上量の関係を示す。多少の変動があるが凍上量は添加率の増加や養生日数の延長に伴って減少する傾向にある。

つぎに、図-8に凍上量と透水係数の関係を示す。透水係数が減少すると凍上量も減少する傾向を示している。しかし、0日養生や3日養生の傾向をみると、透水係数はほとんど変化していないにもかかわらず凍上量は変化している。また、凍上量 60mm

付近を見ると透水係数が1オーダー(10^{-6} → 10^{-7})近く減少しているのに対し凍上量はほとんど変化していない。したがって、凍上の抑制が単に透水係数の減少だけではないことが予想される。

図-9は凍上量とSの関係である。Sが減少すると凍上量も減少する傾向にある。特に、0日養生ではその傾向は顕著である。このことから安定処理により毛管間隙が少なくなり、水分移動に必要なサクションが小さくなるのが直接的に凍上量に影響していると考えられる。

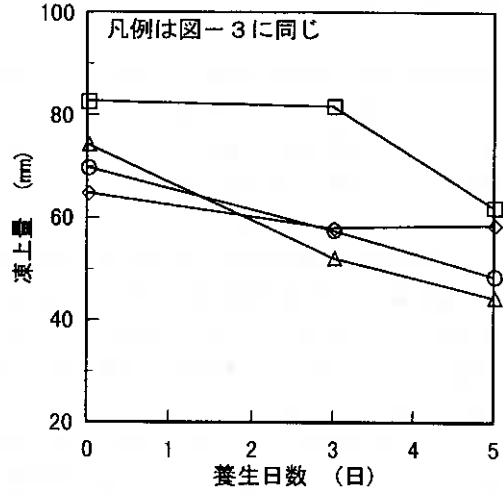


図-7 養生日数と凍上量の関係

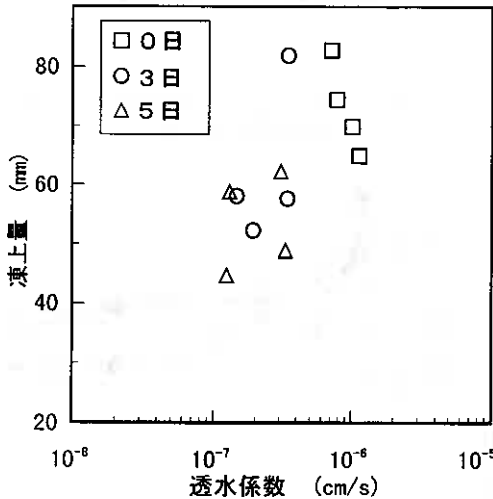


図-8 透水係数と凍上量の関係

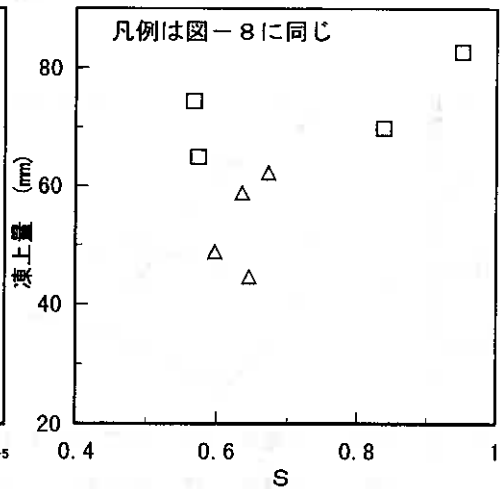


図-9 Sと凍上量の関係

4. まとめ

石灰安定処理土の水分特性の変化について着目し、pF 試験、透水試験および凍上試験を行った。以下にその結果を述べる。

- 1) 水分分布曲線より安定処理土の間隙構造の変化を知ることができ、改良前と比較すると毛管間隙が少なくなり、石灰の添加率や養生日数の延長に伴い減少傾向は顕著になる。
- 2) 安定処理土の透水係数は比較的早期に1 オーダー (10^{-6} → 10^{-7} cm/s) 近い透水係数の低下が確認された。しかし、養生日数の延長による透水係数の変化は少なく、一般に考えられている安定処理土の凍上抑制原理である透水係数の低下は強度特性のような養生日数との一義的な関係はみられない。
- 3) 安定処理土の凍上性は水分特性で整理することができ、石灰を添加することによる間隙構造の変化が凍結面への水分供給に影響を与えている。凍上抑制機構は単に透水性の低下だけではなく、石灰添加による水分保持能力(サクション)の差が凍上性に影響すると考えられる。

以上、今回の報告は単一試料の結果のみであるため明確な結論には至らなかったが、pF 試験などの水分特性を利用することにより安定処理土の凍上抑制効果を明確にすることが可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 柄澤治・川端伸一郎他(1994)：石灰と微粉末スラグを用いた安定処理土の強度と凍上，土質工学会北海道支部技術報告集，第34号，pp248～251
- 2) 川端伸一郎・神谷光彦(1995)：石灰を用いた安定処理土の凍上特性について(第二報)，土質工学会北海道支部技術報告集，第35号，pp110～113
- 3) 川端伸一郎・久佳純雄他(1996)：建設残土を用いた試験盛土の石灰安定処理による凍結抑制効果，地盤工学会北海道支部技術報告集，第36号，pp25～30
- 4) 日本石灰協会土質安定処理工法委員会編：石灰による土質安定処理工法，山海堂，pp154～156
- 5) 土壌標準分析・測定委員会編：土壌標準分析・測定法，博友社，pp36～54
- 6) 川端伸一郎・神谷光彦他(1992)：土の凍上試験法と凍上特性について，凍害対策と寒さの利用に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp99～102
- 7) 多田敦・河野英一(1987)：講座「pFの理論と応用」，土と基礎，Vol.35，No.5，pp77～83
- 8) 多田敦・河野英一他(1979)：農業土木技術者のための土壌知識とその応用(その2)，農業土木学会誌，Vol.47，No.3，pp208～209
- 9) 土質工学会編：土の凍結—その理論と実験—，土質基礎工学ライブラリー23，pp196～197

北海道開発局開発土木研究所 ○正員 金田 尚

同上 正員 西川純一

同上 多田秀一

1. はじめに

近年、斜面の安定を図る目的でグラウンドアンカーの使用実績が増加している。これは、永久アンカーとして、安全性、経済性が広く認められ、その信頼性が高まったことによる。しかし、寒冷地である北海道においては、凍上によるとみられるアンカーの頭部破壊やテンドンの破壊事例が報告されている。そこで、地盤の凍上を考慮したアンカーの設計を検討するために、土の凍上力、凍上量の関係を明らかにする実験を行った。この結果、凍上を完全に押さえ込むには大きな拘束力を必要とするが、ある程度の凍上変位を許容すると凍上力はかなり小さくなることがわかった。この関係を利用して凍上を考慮したアンカーの設計が実施できる可能性がある。

2. 室内実験

2. 1 実験装置

実験装置の概略を、図-1に示す。試料容器は、直径15cm、高さ30cmのアクリル製のシリンダーで、不凍液で満たされた水槽内に設置されている。不凍液の温度は自在に変えることができ、試料内への給水は、水槽内に設置された給水タンクから、ビニールチューブと試料下面のポーラスストーンを介して行われる。このため、給水タンクの水温は、試料の下面の温度と等しく保つことが出来る。水槽には試料上面の高さに断熱蓋を付け、試料容器を水槽ごと低温室に設置し、試料を上面から冷却している。

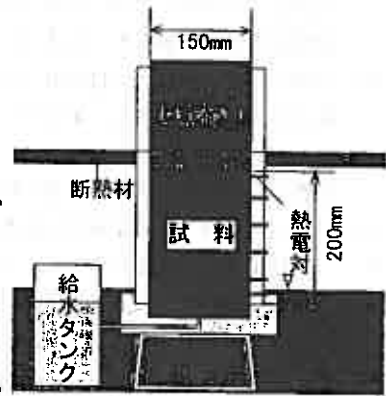


図-1 実験装置概略図

2. 2 実験方法

実験に使用した試料は、新十津川町で採取したシルト2試料（試料1、試料2）と稚内市サラキトマナイの粘性土（試料3）である。それらの物性を、表-1に示す。粒度分布をみると、試料2、試料1、試料3の順にシルト、粘土分が多くなる。

試料1は、高液性限界のシルト、試料2は、低液性限界のシルト、試料3は、粘土に土質分類される。これらの試料を、それぞれ6個のモールドに入れ、20cmの高さで最大乾燥密度になるように締め固め、24時間水浸したのち、吸水後の供試体の重量から含水比、飽和度を求め、水槽にセットした。6個のモールド中の試料上面にかかる荷重はそれぞれ変化させることができる。また、そのうちの1個のモールドには、周りにフレームを組み、試料上面から、凍上による変位を押さえ込むことが可能である。

表-1 試料土の性質

	試料1	試料2	試料3
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.665	2.713	2.462
自然含水比 w_n (%)	40.39	27.40	72.00
粒度分布 (%)			
砂分	37.6	47.1	3.5
シルト分	40.6	35.0	28.5
粘土分	21.8	17.9	68.0
液性限界 w_L (%)	53.3	36.8	88.5
塑性限界 w_p (%)	31.1	22.7	54.5
塑性指数 I_p	22.2	14.1	34.0
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.424	1.505	0.867
最適含水比 w_{opt} (%)	26.53	23.14	70.43

Experiments on Frost Heaving Force of Ground Anchor ;

Hisashi KANETA, Jun'ichi NISHIKAWA, Shuichi TADA (Hokkaido Development Bureau)

表-2 水浸後の供試体の状態と試験時荷重

	モールドNo.	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
共通	上載荷重(kg)	1.320	16.410	31.453	46.512	61.584	完全
	上載圧(gf/cm ²)	7.7	94.4	180.3	264.3	354.4	拘束
試料 1	湿潤密度(g/cm ³)	1.862	1.853	1.852	1.851	1.857	1.859
	含水比(%)	30.6	31.0	28.0	30.7	31.8	31.5
試料 2	湿潤密度(g/cm ³)	1.917	1.906	1.899	1.886	1.910	1.914
	含水比(%)	27.4	26.2	29.7	27.7	27.6	27.1
試料 3	湿潤密度(g/cm ³)	1.538	1.510	1.479	1.510	1.513	1.507
	含水比(%)	72.5	69.2	71.6	70.4	71.4	70.5

このときに発生する凍上力は、ロードセルにより計測できる。今回の実験では、5つのモールドについては、モールドごとに異なった荷重をかけ、試験中の荷重はそれぞれ一定とした。それぞれの供試体の水浸後の状態、上載荷重などを表-2に示す。

また、各モールド内には、試料下端から4cmおきに熱電対が設置してあり、実験中の試料内の温度変化を計測できる。そのほかの計測項目は、低温室内の気温、水槽内不凍液の温度、試料頭部の変位、ロードセル荷重、吸水量（給水タンク内の水位観測による）などである。

実験は、室内温度を-5℃、水槽内温度を2℃に保って行った。そして、凍上量、凍上力が収束した段階で終了とした。しかし、実験3では、冷却装置故障により、実験途中で打ち切った。

2.3 実験結果と考察

実験に先立ち、試料の凍上性を判定する目的で「道路土工-排水工指針」¹⁾に準じて凍上試験を実施した。

試料の凍上率及び凍上様式を表-3に示す。試料1から試料3の順に、凍上率が大きい。各実験時における試料内の温度は-5℃~2℃の範囲にあり、供試体上面から下端に向け、温度が高くなる。実験終了時の供試体の断面を見ると、実験1では、上載荷重の小さい供試体No.1~No.3でアイスレンズが発生した。供試体No.2のアイスレンズは未凍土と凍土の境界に発生した。

供試体No.1、No.3では未凍土-凍土境界から凍土側に5cm~10cm上昇した箇所に発生した。未凍土-凍土境界は各供試体とも供試体下端から5cm~8cmの範囲にあった。実験2では、各供試体ともにアイスレンズは発生しなかった。未凍土-凍土境界は、供試体No.1で下端から11cm、供試体No.5では同じく4cmとなり、上載荷重が大きいほど低くなっている。実験3では、拘束している供試体No.6以外でアイスレンズが発生した。アイスレンズは、それぞれ、未凍土-凍土境界付近に発生した。未凍土-凍土境界は供試体No.6を除くと、供試体No.1では下端から12cm、供試体No.5では同じく6cmとなり、やはり上載荷重が大きいほど低くなっている。

① 凍上変位

図-2に実験1~3のNo.1からNo.5までの凍上変位の経時変化、No.6の凍上力の変化をそれぞれ示す。各実験に共通して、上載荷重の小さいものほど、凍上による変位は大きい。上載荷重の最も小さいNo.1の変位量に対して、0.1kgf/cm²の上載荷重で50%~60%、0.2kgf/cm²の上載荷重で40%~50%、0.3kgf/cm²の上載荷重では、30%~40%程度までに減少している(図-3)。実験1と実験3のNo.1の凍上変位では、事前の凍上試験の凍上率は、実験3の方が実験1より1.5倍程度大きかった。この実験後の凍上変位も実験3がいわば途中結果であるのにも関わらず実験1の1.5倍近くになった。実験1と実験2をみると、事前の凍上

表-3 各試料の凍上率及び凍上様式

材料名	日本統一土質分類	凍上率 (%)	凍上様式	盛土材として判定
試料 1	M H	39.8	霜降り状凍結	不合格
試料 2	M L	48.4	霜降り状凍結	不合格
試料 3	C H	71.8	霜降り状凍結	不合格

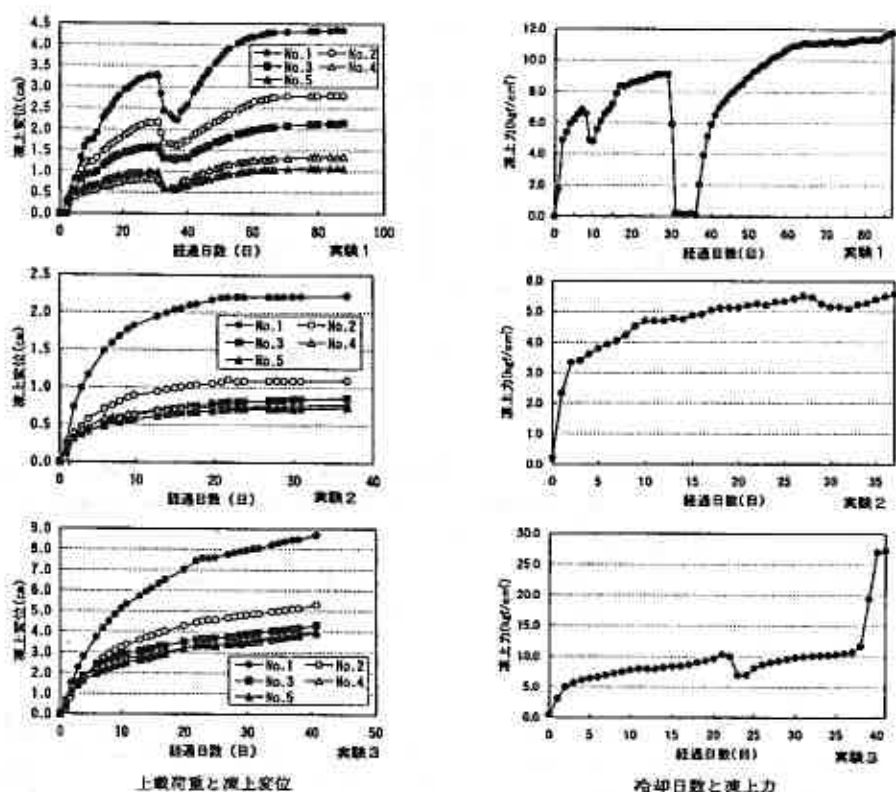


図-2 経過時間と凍上変位、凍上力

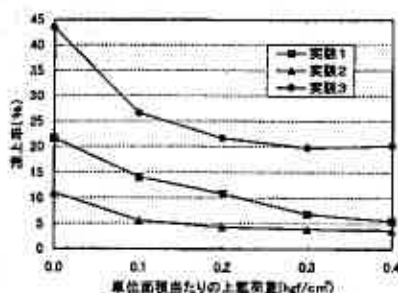


図-3 単位面積当たりの上載荷重と凍上率の関係

試験で凍上率が低かった試料1が試料2を上回る凍上変位を起こし、この実験の方が、シルト以下の細粒分の多い土質ほど凍上変位が大きい²⁾という一般的傾向に合致している。また、図-2の実験1で、凍上変位が急に減少しているところがあるが、これは停電により不凍水の恒温装置が作動せず、未凍土側の温度が1℃から2℃上昇した時期に相当する。この前後の両者の挙動を比較してみると、凍上力の変化は、1サイクル目(C1)と2サイクル目(C2)とで、似通った挙動を示している。それに対して、凍上変位の経時変化を見ると、C1に対してC2では、立ち上がりの凍上速度が小さく、むしろC1の終了直前の凍上速度に近いことがわかる。これは、完全拘束の場合には、土粒子の移動も押さえられるため、C1とC2とで、試料の間隙比などの条件がさほど変化していないのに対して、拘束荷重が小さいNo.1～No.5では、間隙比が増大し、試料内の水の移動速度などに影響を与えているためと考えられる²⁾。

② 凍上力

凍上力の大きさには土質によって違いがあり、変化の収束した値を最大凍上力と推定すると、試料1は 11.8kgf/cm^2 、試料2は 5.5kgf/cm^2 。また、試料3は実験途中終了時の値であり、図-2から最大凍上力を推測すると 15.0kgf/cm^2 程度となる。

図-2の実験1、実験3で急激に凍上力が下降している部分があるが、これは、実験1は停電、実験3は、冷却装置の故障が発生し、室温が上昇した為である。故障解消後、双方の実験の凍上力は、最初と同じ速度で増加している。実験3では、この後、実験水槽の恒温装置故障で、水温が 3°C 程度下がり、実験続行が不可能になり、この時の値は 27.5kgf/cm^2 程度まで増加した。温度変化によって、凍上力は敏感に反応するとみられる。

③ アンカーの設計との関係

今回の実験で計測された凍上力を直ちに実地盤に当てはめて考えるわけにはいかないが、アンカーのように地表の変位を押さえる場合に発生し得る凍上力はかなり大きくなると予想される。しかし、ある程度の変位が発生する場合の上載荷重は凍上力に比べてはるかに小さいという実験結果から、若干の変位を許容できるアンカーならば、凍上に対応した設計ができる可能性がある。

3. まとめ

- (1) アイスレンズは、凍上変位量、凍上力の大きい試料に発生した。変位を拘束するとアイスレンズは発生しなかった。未凍土-凍土境界は、上載荷重が大きいと低くなり、凍土の範囲が広がる傾向にある。
- (2) 上載荷重が大きくなると、凍上変位量は反比例的に小さくなる。変位を拘束して測定した最大の凍上力は 5 ないし 15.0kgf/cm^2 であった。
- (3) 変位を許したときの凍上力はかなり小さくなると予想されるので、凍上を考慮したアンカーの設計に生かせる可能性がある。

4. 今後の方向

今後、室内実験で、雰囲気温度の変化、層厚の違い、水供給の制限による凍上変位量、凍上力の変化の確認をする。そして、各土質の凍上力を評価し、凍上を考慮したアンカーの設計に反映させていきたい。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会；道路土工-排水工指針一, pp238-243, 1987.6
- 2) 土質工学会編；土の凍結-その理論と実際一, 土質工学ライブラリー No.23, pp97-98, 1994
- 3) 桑島正樹、西川純一、北野初男；土の凍上力測定実験、土木学会第 51 回年次学術講演概要集 B, pp740-741, 1995

自然地盤における凍着凍上力の深さ方向分布

北見工大 大学院 学員○中村 哲也
 北見工大 工学部 正員 鈴木 輝之
 北見工大 工学部 正員 沢田 正剛
 北見工大 工学部 正員 山下 聡

1. はじめに

最近、雨水枡や下水道マンホールに見られるように、凍着凍上による構造物の被害が多くなっている。著者は、模型杭を用いてコンクリート表面に作用する自然地盤の凍着凍上力の測定を行ない、ある程度定量的なとらえを可能にできた¹⁾。一般に土の凍着力は含水比や凍土の温度などのいくつかの因子に支配される。これらの因子は、自然地盤中では深さ方向に分布するのが普通であり、したがって構造物に作用する凍着力も均一にはならない²⁾。本実験では、自然地盤中で深さ方向の凍着力の分布を実測し、その特性を調べた。

2. 実験内容

本実験に用いた装置の設置状況を図-1、2に示す。実験は1993年11月～1996年4月までの3回の冬期シーズンに渡って行った。深さ方向の凍着凍上力分布を求める実験では、図-1に示すように直径10cm、長さ12cm（最上段のみ28cm）の鋼管リングを六個接続して地盤に埋設した。各リングは荷重計によって接続され、下端部は固定底板によって未凍土層中で固定されている。一方、1本の連続した円柱に加わる凍着凍上力は、図-2に示すように直径10.1cm、長さ100cmの鉄パイプを地盤に埋設し、その持ち上りを反力フレームでゼロに拘束した。反力フレームと鉄パイプの間には、ロードセルを設置し、持ち上がる力すなわち凍着凍上力を測定した。各荷重計、ロードセルの読み、地表面の持ち上がり量、および凍結深さの測定は一日に一回決められた時刻に行った。また、気温や土中温度は2時間間隔で自動測定した。

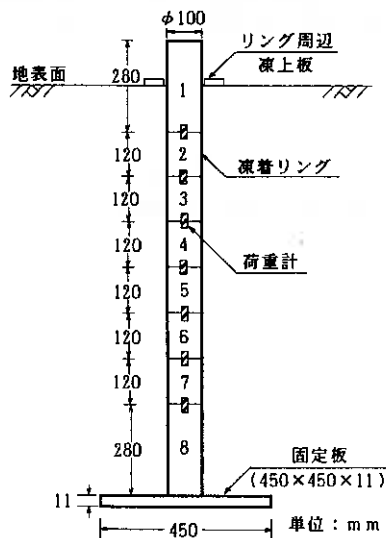


図-1 層別凍着凍上力測定装置

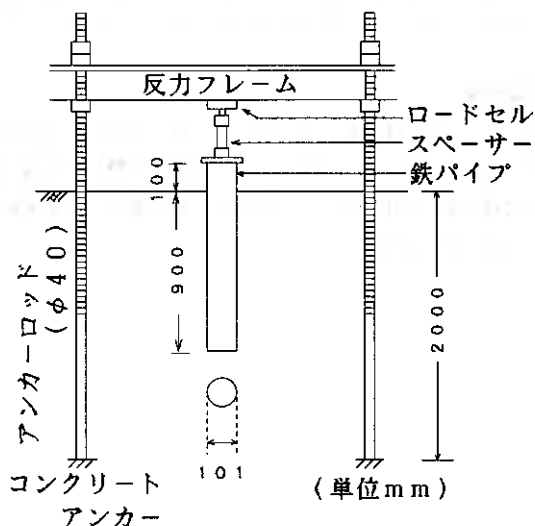


図-2 鉄パイプの設置状況

Distribution of Adfreeze Strength in Natural Ground; Tetsuya NAKAMURA, Teruyuki SUZUKI, Seigo SAWADA, Satoshi YAMASHITA (Kitami Institute Technology)

図-1の実験で、各リングに作用した凍着凍上力及び凍着強度は次の式で計算した。

$$F_n = P_n - P_{n-1} \quad \dots\dots(1)$$

$$R_n = F_n / A_n \quad \dots\dots(2)$$

ここで P_n : 第n番目の荷重計で測定された力
 F_n : 第n番目のリングに作用した全凍着凍上力
 R_n : 第n番目のリングに作用した単位面積あたりの凍着凍上力
 A_n : 各リングの凍着面積

以上の数値で F_n を層別凍着凍上力、 R_n を層別凍着応力とそれぞれ呼ぶことにする。

実験場所は、深さ2mまでを凍上性の土と置き換えて造成された均一な平坦地盤である。地盤土の性質を表-1に示す。地下水位の正確な測定はされていないが、隣接地の地盤調査結果によれば-10m程度と推定される。また、地表面の温度条件を均一にするため実験場所は常に除雪し、さらに地表面への直射日光は垂直壁によって遮断した。

比重	Gs	2.56
粒度	砂分	47%
	シルト分	37%
	粘土分	16%
締め固め試験	最適含水比	26.1%
	最大乾燥密度	1.38g/cm ³
※凍上試験	凍上率	42%
	凍結様式	霜降状凍結

※道路土工排水工指針による

表-1 実験地盤土の性質

3. 気象条件

実験を行った3シーズンの凍結指数、地表面の凍上量、及び凍結深さを図-3に示す。3シーズンとも暖冬傾向にあり、凍結指数の差も80°C·days程度と小さい。これに対応して、最大凍結深さは71~74cmの範囲にあり、シーズンによる差は小さい。一方、最大地表面凍上量は5~10cmの範囲で、シーズンによる差が大きい。最大凍結深さは、寒さのレベルすなわち凍結指数に強く支配されるが、凍上量は寒さだけでは決まらない。融解期の気候による土中水分の違いの影響などが考えられる。

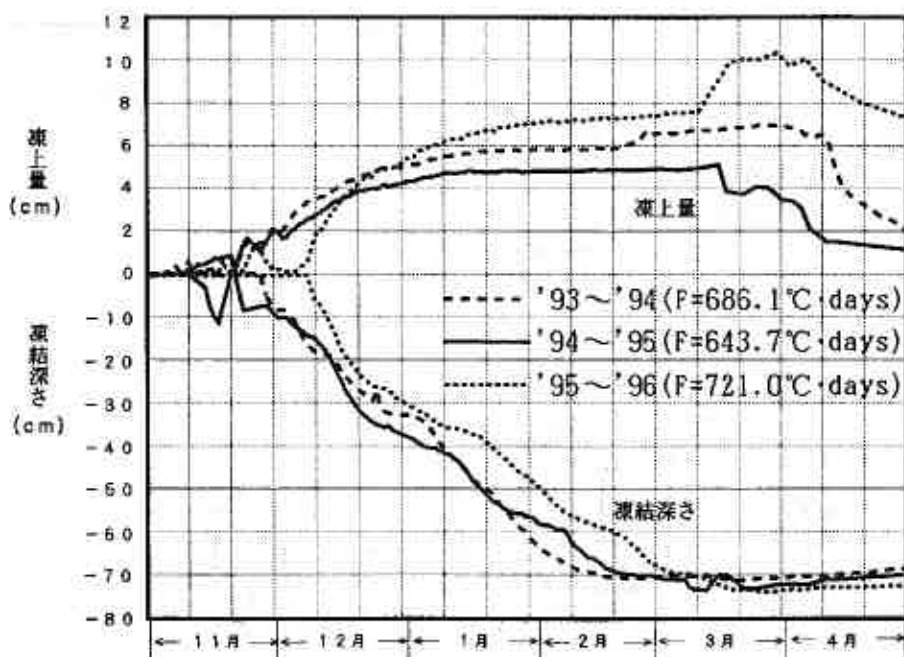


図-3 測定シーズンの地盤凍結と凍上

4. 結果と考察

図-4に荷重の測定例として平成6年度の P_1 、 P_3 と鉄パイプへの凍着凍上力の変化を示す。ここで、荷重計の力は引っ張り、すなわちリングへの上向きの凍着凍上力を正としている。凍着凍上力は12月10日頃から加わり始めて、1月と2月に大きな力となり、3月末にはほとんど消失する。この間、凍着凍上力は小刻みに変動するが、これは短期的な気温変動のためである。全体的に P_1 より P_3 が大きいということは、各々のリングに上向きの凍着凍上力が作用したことを示している。また、鉄パイプへの力は、原理的には各リングへの力を加え合わせたものに等しくなるはずで、これが最大となるのは当然である。

図-5は(1)式と(2)式によって1番目と3番目のリングに加わる層別凍着応力 R_1 、 R_3 を求めプロットしたものである。図から分かるように、上方にある1番目リングの凍着応力は最大78kPaに達しているのに対し、下方の3番目リングでは相対的に小さな値となっている。

図-6に各リングに作用する凍着応力の1月、2月の平均値を示す。測定された最大凍着応力は、1シーズン目のリング1に作用した165kPaである。図-6によれば大きな凍着応力は、1シーズン目ではリング1に、2、3シーズン目ではリング2に作用していることが分かる。いずれの場合であっても大きな凍着応力は、地表面に近いところで発生すると言える。この実験では、その深きはリング2まで、すなわち25cmとなる。

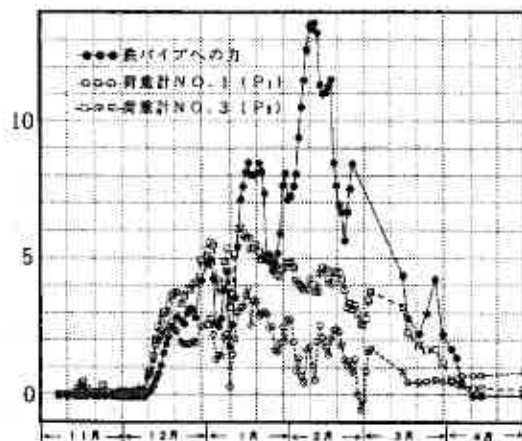


図-4 荷重の読みの推移

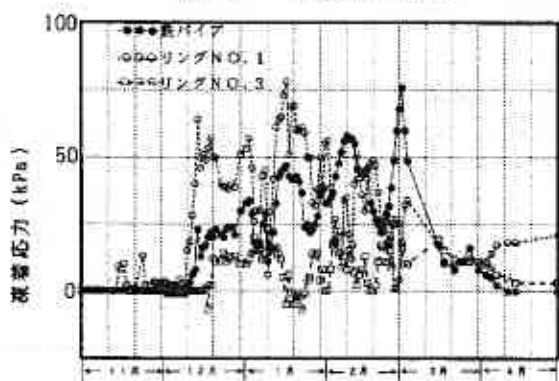


図-5 凍着応力の推移

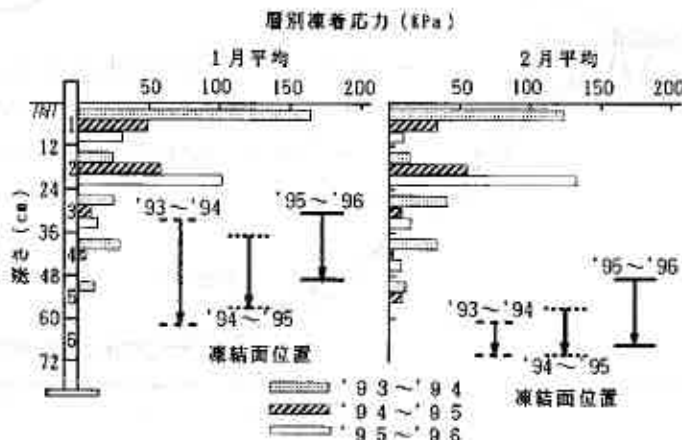


図-6 層別凍着応力の深さ方向分布

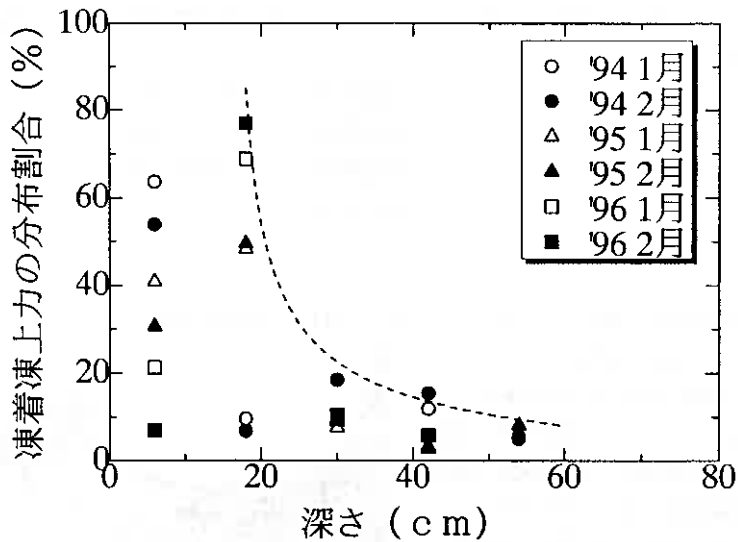


図-7 層別凍着凍上力の深さ方向分布割合

図-7は、全体の凍着凍上力に対する層別凍着凍上力の割合をプロットしている。また、図中の点線はプロットから現れる境界を示している。図を見ると、1個のリングに働く凍着凍上力の割合の最大値は80%近くまで達している。しかし、大きな凍着凍上力が発生するのは2個目のリング（深さ24cm）までであり、それより下のリングでは発生していないことが分かる。

5. まとめ

自然地盤の凍着凍上力は凍着面に均一に作用するのではなく、地表面に近い位置に集中して作用する。本実験の結果、冬期間特に寒さの厳しい1~2月に地盤中の杭に作用する大きな凍着応力は、地表面から深さ25cmまでの層で発生することが分かった。定量的には、杭全体に加わる凍着凍上力の7~8割が地表面から深さ25cmまでの層に集中して作用している。

この結果は、地下導管類の引き出し部やマンホールなどの凍着凍上被害への対策工法を決めるうえで有効と考える。

参考文献

- 1) 鈴木、朱、沢田、山下；自然地盤の凍着凍上力実験、土と基礎、44巻7号、pp.11-14、1996。
- 2) 鈴木、沢田、朱；自然地盤の層別凍着凍上力に関する実験的研究、土木学会第49回年次学術講演会、第3部、1994。

ボックスカルバート上の道路凍上現象(2)

北海道開発コンサルタント㈱ ○正員 林 啓二
北海道開発コンサルタント㈱ 正員 本間 公康
北海道開発局権内開発建設部 櫻庭 満
北見工業大学 正員 鈴木 輝之

1 まえがき

平成4年度国道40号改修工事に伴い、KP≒240.1km、稚内市更喜苫内に設置されたボックスカルバート上の路面が冬期間に持ち上がる現象が発生した。この持ち上がりは、夏期にはほとんど元に戻る(歩道部では残留を残している)ことより、凍上現象と判断し、盛土材の土質試験、凍上試験及び現場での凍上、凍結の観測を平成5年度に実施した¹⁾。

この結果、ボックスカルバート内部から拡がる冷えが路面から進行する冷えと干渉し合うような状態となり、ボックスカルバートの影響を受けない一般部の凍結深さ(約100cm)より約50cmも深く凍結が進行していることがわかった。これは、ボックスカルバート上においては、一般部より凍結に要する熱エネルギーが小さくてすむためと考えられ、したがって、ボックスカルバート部からの冷えを緩和することで、一般盛土部と同条件に近い状態にすることができるものと判断した。

その後、平成6年度国道40号改修工事(KP≒239.3km)に伴い同条件の新設ボックスカルバート設置箇所において、外側断熱工法による対策工を採用し、その年の冬期間において路面の凍上は認められなかったのに対し、対策工を施していないKP≒240.1kmの箇所については路面の凍上が目視及び車での走行によって確認された。

それより、平成7年度には断熱材の効果を知るために現場計測を実施した。

その結果、外側断熱工法を採用したKP≒239.3kmでは路面上の隆起は約2cm程度、歩道部では1.5cm程度ほどしか認められなかったのに対し、対策工を施していないKP≒240.1kmでは路面の隆起が7cm程度歩道部で10cm近い観測結果が認められ、断熱材の有無で明瞭な差が現れた。

以上、図-1に調査位置図を示し、図-2に調査概要フローチャートを取りまとめた。



図-1 調査位置図



図-2 調査概要

Road Frost Heaving on Box Culvert (2).

Keiji Hayashi, Hiroyasu Honma (Hokkaido Engineering Consultant Co., Ltd), Mituru Sakuraba (Hokkaido Development Bureau), Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)

2 測定内容とその目的 (図-3参照)

(1) 路面の縦断方向の凍上量

車道部センターからL側, R側ともに3.0mと歩道上の縦断方向で, その測定点はカルバート中心軸とその前後に9点ずつとした。測定はレベル計測とし路面の凍上量の縦断方向の凍上量及びその経時変化を把握するために実施した。

(2) 路面の横断方向の凍上量

カルバート中心軸上の路面及び法肩に測定点を設定した。この測定もレベルによって行い, カルバート中心軸上の凍上量及びその経時変化を把握するために実施した。

(3) 凍結深さ

凍結深さは, 車道上のカルバート中心軸上に1点とカルバートの影響を受けない一般部の計2点で計測した。測定はメチレンブルー凍結深度計を用い, 凍結深さを求めた。

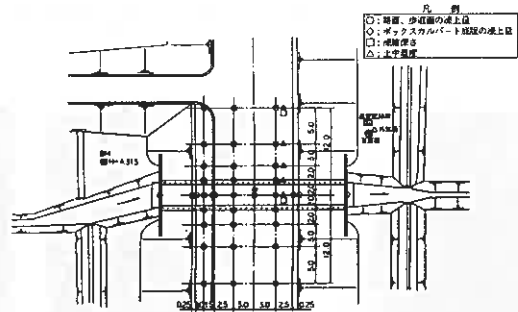
(4) 土中温度分布

土中温度は歩道部に図-4に示すようにT熱電対を配置した。今回, 熱電対はカルバート上に着目し計28点を設置し, カルバート内からの寒気の進入による土中温度分布の経時変化を測定した。

(5) 外気温, カルバート内気温

これらについてもT熱電対により, 各1点ずつ配置した。外気温は現地の気温の推移とともに凍結指数を求める。また, カルバート内気温については, その推移と外気温との比較をした。

(a) KP=240.1 (断熱材無し)



(b) KP=239.3 (断熱材有り)

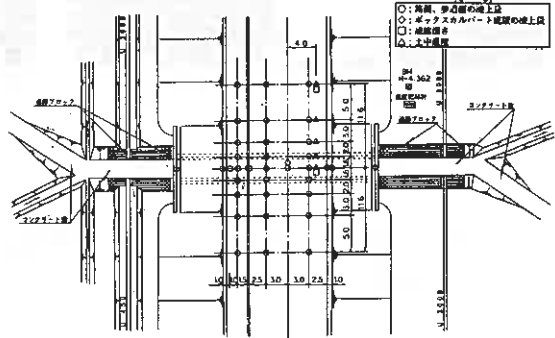
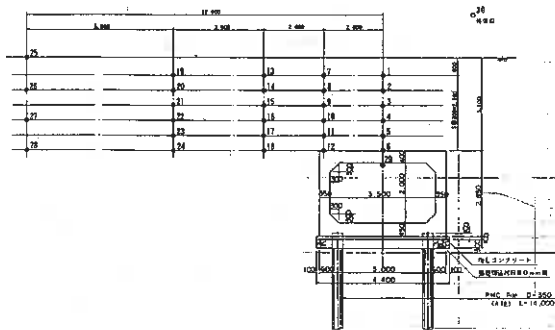


図-3 計器設置平面図

(a) KP=240.1 (断熱材無し)



(b) KP=239.3 (断熱材有り)

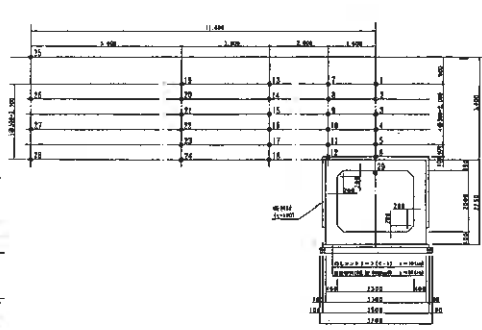


図-4 カルバート断面と温度センサー配置図

3 盛土材の土性

盛土材の土性を知るため、土粒子の密度(比重)・粒度・含水比・液性、塑性限界試験と凍上試験を実施した。この試験は、カルバート上の法面部のL側とR側からそれぞれ1試験料ずつ採取したものをを用い、その結果を表-1に示した。両箇所とも全体としてはシルト～粘土が主体となっており、凍上試験の結果も霜柱状凍結の様式を示し強い凍上性を有する材料であると判断できる(写真-1, 2)。

表-1 盛土材の土性

試験採取地点	KP≒240.1(断熱材無し)		KP≒239.3(断熱材有り)		
	L側	R側	L側	R側	
比重 G _s	2.484	2.428	2.826	2.328	
含水比 (%)	72.94	84.92	75.70	68.81	
粒度	砂分 (%)	34.0	4.9	29.6	28.0
	シルト分 (%)	27.5	32.1	29.5	33.8
	粘土分 (%)	38.6	63.0	40.9	38.2
液性限界 (%)	85.22	102.71	77.9	85.4	
塑性限界 (%)	49.97	35.73	58.7	53.0	
凍上率 (%)	82.9	206.7	117.4	209.7	
凍上特性	凍上様式	霜柱状凍結	霜柱状凍結	霜柱状凍結	
	判定	不合格	不合格	不合格	

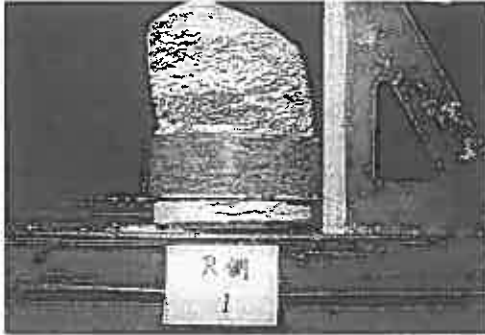


写真-1 KP≒240.1(断熱材無し)の凍上試験結果

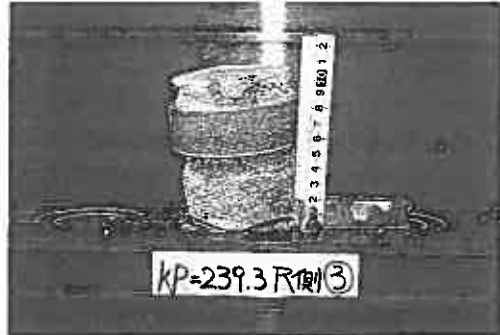


写真-2 KP≒239.3(断熱材有り)の凍上試験結果

4 測定結果と考察

(1) 外気温

図-5に1時間毎の外気温の推移と日平均気温の推移を示す。これを見ると、今シーズンは、12月の下旬頃から日平均気温がマイナスになり始め、12月下旬から1月上旬と1月中旬頃に暖気が入り込んでプラスとなっているが、概ね1月上旬頃から連続的にマイナスになり始めている。厳寒期は、2月上

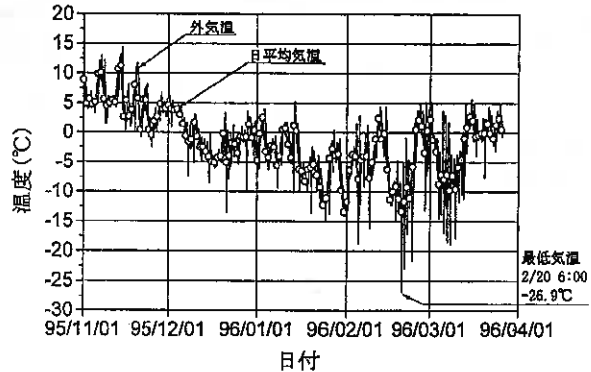


図-5 外気温と日平均気温の推移

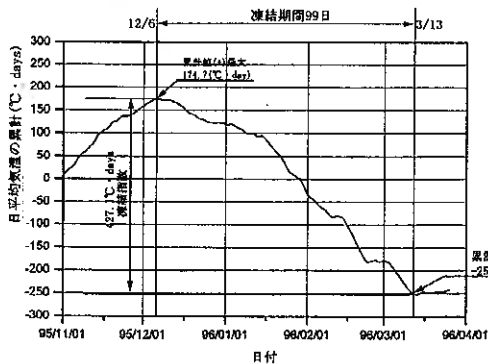


図-6 日平均気温から求めた凍結指数

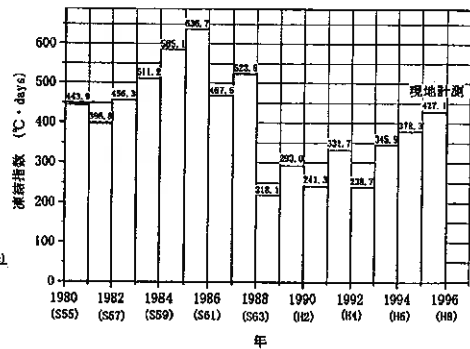


図-7 稚内気象台データによる年度別凍結指数

旬に一時的暖気があるが、概ね1月下旬から2月下旬まで日平均気温 $-5^{\circ}\text{C}\sim-10^{\circ}\text{C}$ が続いている。その後、暖気が入っているが3月上旬に再度 -10°C 弱の日平均気温の寒気が入り込み、その後 0°C 前後が3月末まで続いている。

今シーズンの凍結指数は、図-6に示すように $F=427.1^{\circ}\text{Cdays}$ で排水工指針(昭和62年6月)P233に掲載されている1968~1978年の10年間最大凍結指数 $F_{\text{max}}=690^{\circ}\text{Cdays}$ であるので、これと比べると暖冬傾向であるが、図-7の1980年(昭和55年度)から1995年(平成7年度)までの凍結指数をみると近年(過去7年)の暖冬傾向の内では最も高い値であり、徐々に増加傾向となっていることがわかる。

(2) ボックス軸上の路面の凍上量の推移

一般に、凍上は日平均気温が連続的にマイナスになり始める頃と同時に発生し始め、厳寒期に急激に増加する。その後、日平均気温がマイナスの間は、その速度はゆっくりであるが増加を続け、日平均気温が連続的にプラスになると急速に凍上量は減少する傾向となっている。

図-8に示す路面のポイントの測定結果より、図-9にそれぞれ両調査箇所での凍上量の推移を示す。これらの図より、前記したように凍上の3要素である土質・温度・水の条件は同一であることより断熱材の効果が見えており、以下に詳細を示す。

① 厳寒期(1月下旬~2月上旬)の凍上速度は、 $KP=239.3$ (断熱材有り)では歩車道に関係なく 0.2 mm/day 程度に対し、 $KP=240.1$ (断熱材無し)では歩道で 2.1 mm/day 、車道で $1.8\sim 1.9\text{ mm/day}$ と平成5年度の調査でも 2.0 mm/day 弱の値が得られており、同様の値が得られた。

② 最大凍上量は、 $KP=239.3$ (断熱材有り)では、歩車道に関係なく $1\sim 2\text{ cm}$ 程度に対して、 $KP=240.1$ (断熱材無し)では歩道で 10 cm 弱、車道で $6\sim 7\text{ cm}$ 程度となっている。

③ $KP=240.1$ (断熱材無し)の方では、車道の凍上が凍上量の大きい歩道の凍上に引きずり上げられていることがわかる。これについても、平成5年度と同傾向が見られている。

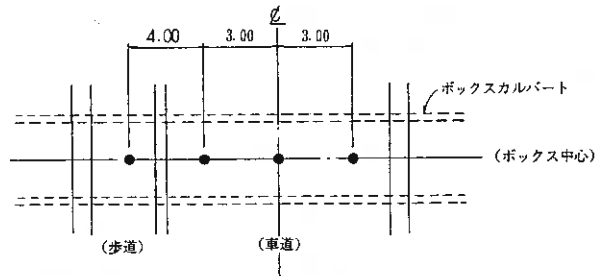
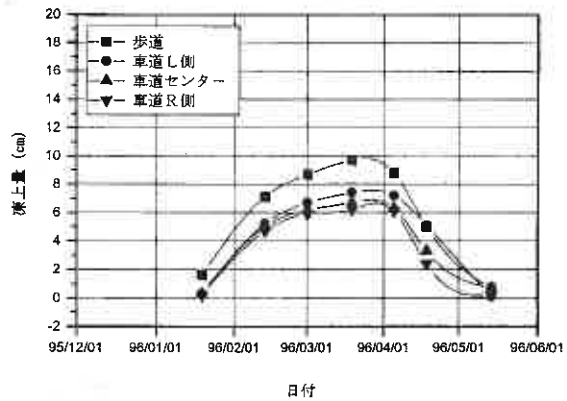


図-8 測定結果

(a) $KP=240.1$ (断熱材無し)



(b) $KP=239.3$ (断熱材有り)

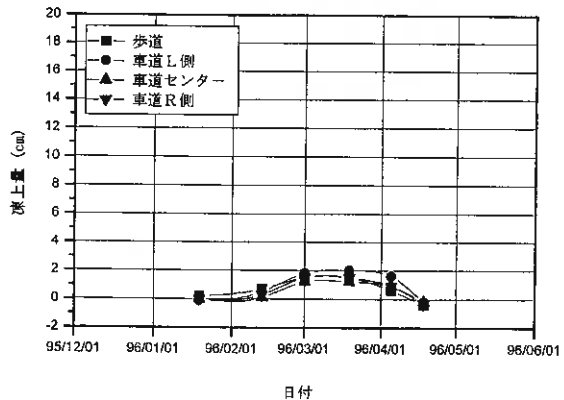


図-9 凍上量の推移

(3) 縦断、横断方向の路面の凍上量

図-10, 11に縦断、横断方向の路面の凍上量を示す。

縦断方向の凍上量については、車道部L側を示すが、KP=240.1(断熱材無し)をみると、路面の凍上量は平成5年度の結果と同様に、ボックスカルバート上を最大として、約6~7.5cmの凍上が発生している。この凍上は、カルバート幅を越えると急激に減少しており、約1~3cmの凍上量となっていることがわかる。一方、KP=239.3(断熱材有り)についても同傾向が現れているが、その最大値は2cm程で、歩道部についてもその値は1.5cm程度の凍上量となっていることがわかる。横断方向の凍上量についてはKP=239.3(断熱材有り)では歩車道で目立った相違はみられないが、KP=240.1(断熱材無し)では、平成5年度と同様に、凍上量の大きい歩道部に車道(L側方向)が引きずり上げられている様子が見られる。

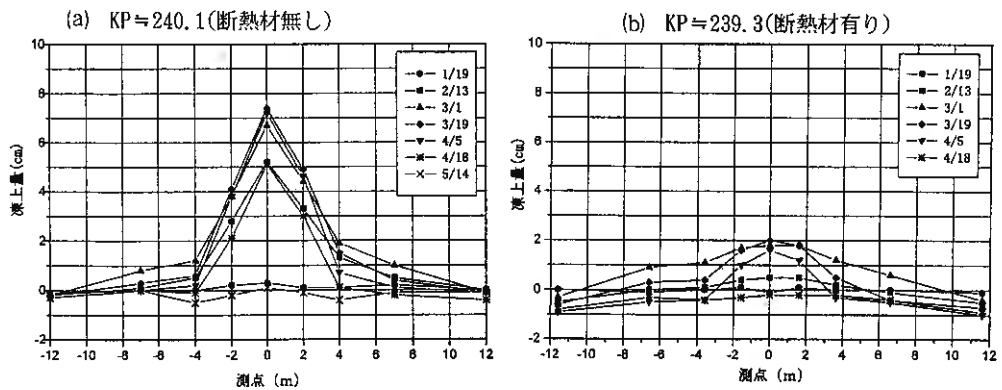


図-10 縦断方向の路面の凍上量(車道部L側)

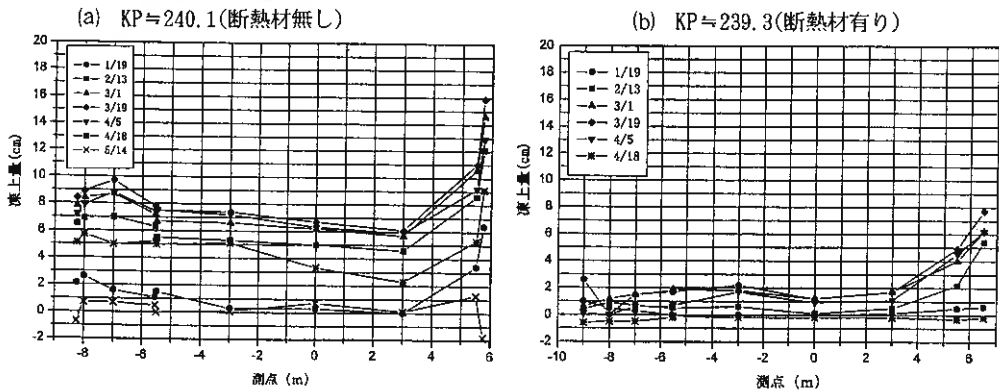


図-11 横断方向の路面の凍上量(カルバート中心軸上)

(4) 凍結深さ

図-12にそれぞれKP=240.1(断熱材無し)とKP=239.3(断熱材有り)の凍結深さの推移を示す。

路面からの凍結深さは、両箇所とも路面からの凍結は、一般部、ボックス部ともに1月上旬頃(日平均気温が連続的にマイナスになるとき)から進行し始め、厳寒期(1月下旬~2月下旬)を過ぎてもピークに近い値を保持し続けることがわかる。その後、一般部は3月下旬頃から暖気により融解が進むが、ボックス部

は4月上旬になっても上方からの融解は進むが、凍結面からの融解がほとんど進まず、その深度を保っていることがわかる。これは、凍結面とボックスカルバート間が冷やされた状態のままであることを意味するものである。また、ボックス内部から直上に成長する凍結をみると、 $KP=239.3$ (断熱材有り)においては確認できなかったのに対し、 $KP=240.1$ においては、厳寒期に進行し始め4月の融解期にも若干であるが成長しており、約60cm程度になっている。

これら両箇所、最大凍結深さを表-2に示す。

表-2 最大凍結深さ

	最大凍結深さ (cm)		
	一般部 (路面)	ボックス (路面)	ボックス上
$KP=239.3$ (断熱材有り)	120.5 (3/19)	119.5 (3/1)	0
$KP=240.1$ (断熱材無し)	102.5 (3/1)	116.0 (3/25)	59.0 (4/5)

(5) ボックス断面上方の土中温度

① 土中温度の推移

図-13に $KP=240.1$ (断熱材無し)と $KP=239.3$ (断熱材有り)の路面とボックスカルバート上の土中温度の推移を示す。

両箇所とも、路面とボックスの両側から冷やされていることがわかる。また、3月下旬になっても土中温度は、低温状態を継続していることがわかる。

ボックス中心上の断面での両者を比較してみると、 $KP=240.1$ (断熱材無し)においては、ボックス上(T6)に0℃以下の温度が分布しており、3月下旬にはT1~T6まで全てが概ね1℃以下になっていることがわかる。一方、 $KP=239.3$ (断熱材有り)においては、ボックス上には0℃以下の温度は分布していないことがわかるが、低下傾向となっており、ボックスからの低温が土中内に伝わっていることがわかる。

② 土中温度分布

図-14には、12月15日(凍結初期)、2月1日(最大厳寒期)2月20日(厳寒期後半)、3月15日(融解期)の土中温度分布を示す。これらをも、路面からの低温域の進行とともにボックスカルバートからの進行が明確に現れており、 $KP=240.1$ (断熱材無し)においては、ボックス上に凍結域の分布が認められ、3月15日時点では、路面とボックス間はすべて1℃以下となっていることがわかる。この時点での外気温はすでにプラスとなっているにもかかわらず、その間の土中内は上下の低温域が干渉し合う状態となり、低温域を保持し続けている。

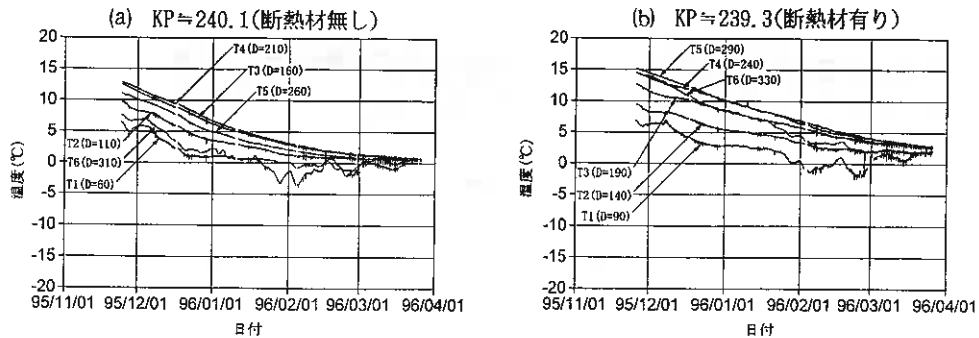


図-13 土中温度の推移(カルバート中心上)

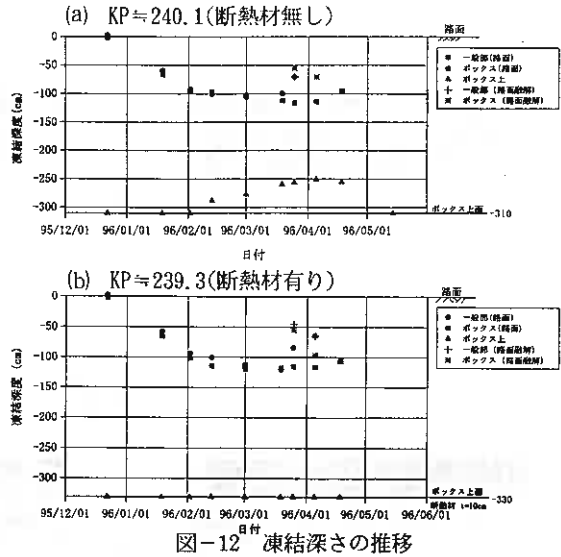


図-12 凍結深さの推移

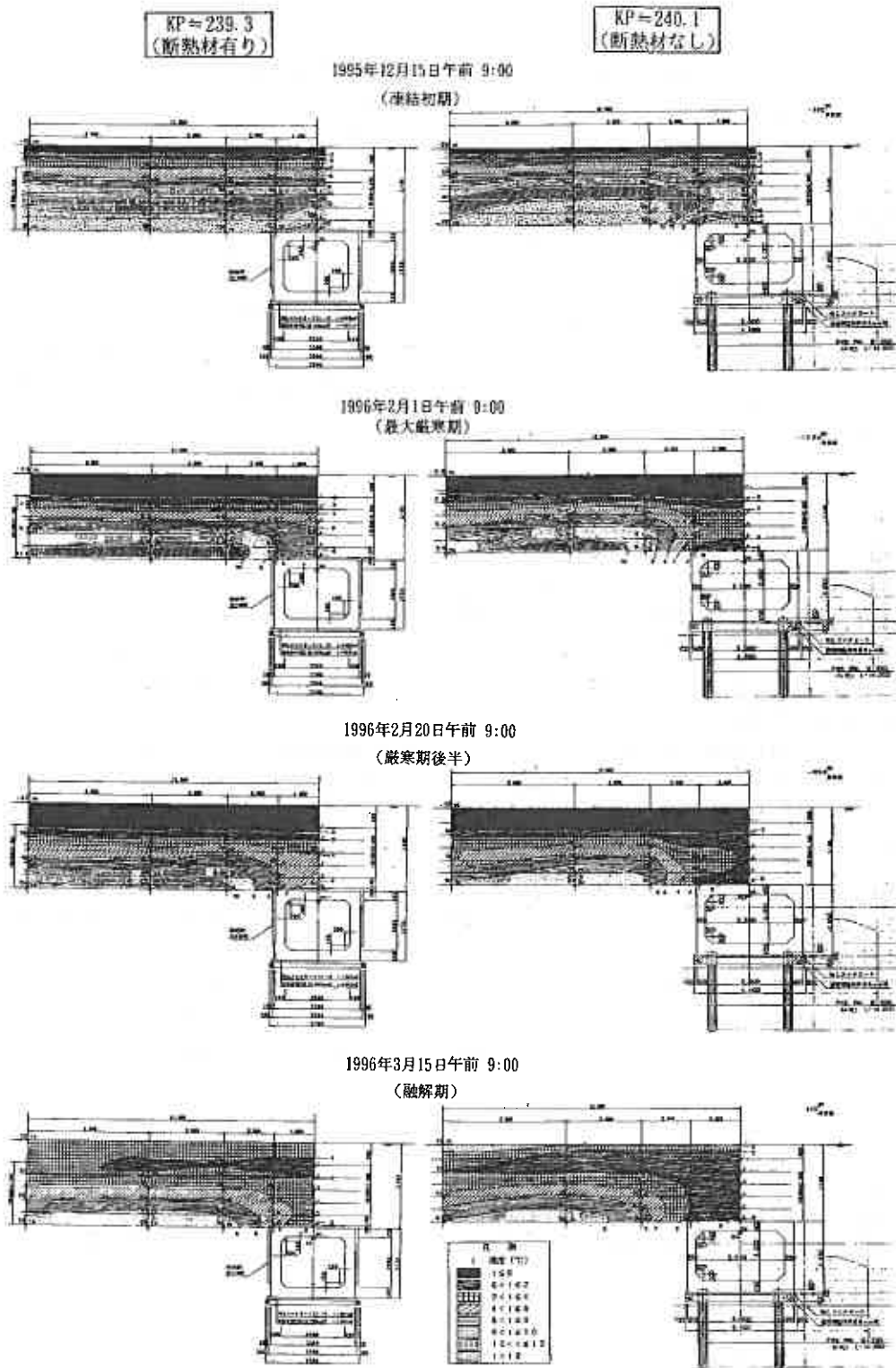


図-14 土中温度分布

5 測定結果のまとめ

KP≒240.1(断熱材無し)の箇所については、図-15に示すようにボックスカルバートの内側と路面の双方から冷却され、路面からだけでなくボックスカルバートの上方にも凍結が進行する。この盛土材が凍上性の材料であるので、一般部よりも凍上量が大きくなって道路の横断方向に凸形の出っ張りを伴ったクラックが路面に発生したものである(写真-3)。

一方、KP≒239.3(断熱材有り)の箇所については、ボックスカルバート周辺に断熱材(t=10cm)を巻いて、その上方に進行する凍結を抑制するため、その凍上量を約2cm弱におさえており、KP≒240.1のような目視で確認できるような路面の変形や亀裂は発生しなかった。ただし、土中温度をみると、ボックスカルバート内からの寒気を完全にシャットアウトしているのではなく、断熱材によって伝わりにくくしているものであることがわかり、おおきな寒波のシーズンには断熱材の上方に凍結が発生し、路面に変形や亀裂が発生する可能性がある。

盛土内への寒気の進入は、一般盛土部では路面からだけであるのに対し、ボックスカルバート部については、路面からとボックスカルバート内の双方から凍結が進行し、その場所の路面に凍上を発生させており、盛土材が凍上性の材料であれば、ボックスカルバートの設計の際には、凍上対策工法を採用する必要がある。図-16に凍上対策選定フローチャート(案)を示すが、ここで既設のボックスカルバートの外側に断熱材を巻く工法には、施工時に迂回路、もしくは片側通行が可能かといった問題点があり、断熱材をボックスカルバートの内側に採用する工法がより現実的なものとなろう。

今後は、この断熱材をボックスカルバートの内側に採用した場合の現場計測を行い、その効果を確認していきたい。

6 あとがき

今シーズンの結果より、ボックスカルバート上の路面の凍上対策として外側断熱工法の効果が明らかとなった。今後、既設ボックスカルバート上の路面の凍上対策として、採用される可能性の高い内側断熱工法の現場計測を実施し、その効果を確認したい。

最後に、現場計測及び整理にご協力いただいた宗谷測量株式会社側氏、有限会社若林土木設計調査谷沢氏及び株式会社測機舎商会長谷川氏に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 函渠工部の道路凍上測定：林 啓二、本間公康、櫻庭 満、鈴木 輝之：第31回地盤工学研究発表会、平成8年度発表講演集、P1333~1334 (1996)
- 2) 道路土工 排水工指針：日本道路協会、平成元年、P238
- 3) 土質基礎工学ライブラリー23、土の凍結-その理論と実際-第一回改訂版、土質工学会、P176、平成6年

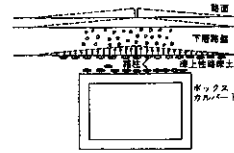


図-15 ボックスカルバートでの凍上被害の概念図³⁾

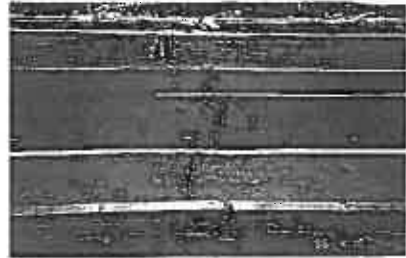


写真-3 KP≒240.1 横断クラック状況

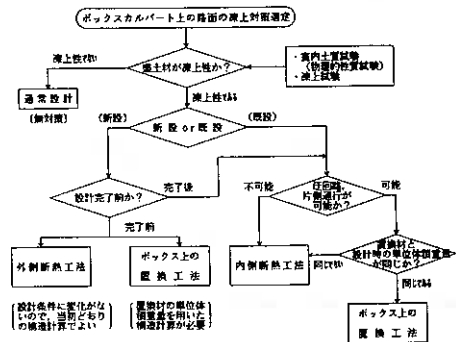


図-16 ボックスカルバート上の路面の凍上対策選定フローチャート(案)

北海学園大学工学部 正会員 久保 宏
 北海学園大学大学院 ○学生会員 佐渡 知典
 北野コンクリート(株) 北野 隆春

1. まえがき

最近、自動車用古タイヤが1年間に大量に捨てられており、大きな社会問題となっている。また、北海道でもスバイクタイヤの使用規制により、磨耗が早いスタッドレスタイヤに移行しこの問題に拍車をかけている。古タイヤは廃棄物処理が困難であるため大量に山積みされ放置されている。この山積み古タイヤは引火した場合消火が困難であり、有毒ガスを発生する。また、景観上望ましくないなどの問題がある。一方、北海道東部のような雪が比較的少なく、寒さが厳しい地域では農業用排水路の凍上対策用の置換材料としての良質な砂利、碎石等が不足しそのことによる材料費の高騰が見込まれ、代替材料が求められている。

本研究は、古タイヤの処理問題と置換材料の枯渇化の2つの社会的問題を同時に解決することを目的とし、古タイヤの建設材料への適用性について室内及び野外実験にて検討したものである。⁰⁻⁸⁾

2. 古タイヤチップの基礎的性質に関する室内実験

古タイヤチップとは、まず古タイヤを大きく裁断し太いワイヤーを取り除いたのち、シュレッダと呼ばれる裁断機で3~5cmの大きさに裁断し、さらにその一部を1~3cmに再裁断し両者を混合し生産したものである。従って、細いワイヤーやナイロンネットなどを含むタイヤチップとなっている。札幌市近郊にあるこの種の裁断機での一日の生産能力は15t程度である。

(1) 粒度分布

古タイヤチップの粒径は最大粒径50mmとし寒冷地道路舗装等の路盤用に一般的に使用されている「40mm級切込砂利」と同等のものである。また、古タイヤチップの粒度分布における均等係数は3.5である。これは、図-1の粒径加積曲線を見てもわかるように、ほぼ5mm以上の均等な粒度の材料といえる。この古タイヤチップは米国の道路の凍上抑制層や軟弱地盤対策として使用されるようになった古タイヤチップと同様の粒径である。⁹⁻¹⁰⁾また、図-1に示す路盤用粒状材料(40mm級)の粒度範囲と比較すると、粗い材料であることがわかる。これは、タイヤを裁断するシュレッダの性能に限界があるためである。

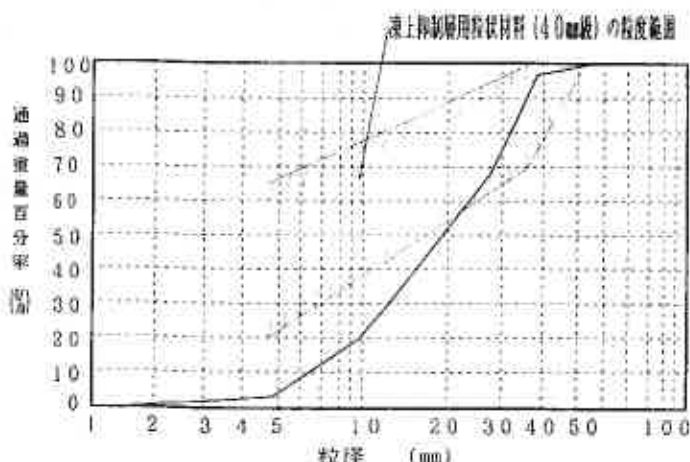


図-1 古タイヤチップの粒度分布

Experiments on Tire Chips as Insulating Backfill Materials behind Drainage Channels,
 Hiroshi Kubo, Tomonori Sado and Takabaru Kilano

(2) 単位体積質量

この試験は直径 15 cm の CBR モールドと質量 4.5 kg、落下高 45 cm のランマーを用い、7 日水浸の古タイヤチップをモールドに入れて 3 層 2.5 回で締固めを行った。その結果、締固めエネルギーによる古タイヤチップの凝結状態での単位体積質量は 0.6 g/cm^3 程度である。

(3) 透水係数

用排水路の裏込め材として使用する古タイヤチップの透水係数を定水位透水試験より求めた。

図-2 に示すように古タイヤチップの透水係数は、 $9 \sim 11 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ とみることができ、土質では「きれいな礫」に相当する材料である。

(4) 有害物溶出性

農業用の用排水路等の裏込め材として長期間使用したときの古タイヤチップから有害物が溶出するのが心配である。古タイヤチップをゴム製の袋に入れ水道水で満たして 300 サイクルの凍結融解試験を行い試験水の化学分析を行った。凍結融解試験は土木学会基準

「コンクリートの凍結融解試験方法」¹¹⁾に従ってゴム製袋の外側から水中凍結時 -18°C 、融解時 $+5^\circ\text{C}$ のサイクルで行った。その結果、土壌中における環境基準として法令で規定する有害成分であるシアン、水銀、鉛、六価クロム、カドミウム、ヒ素、PCB は全く検出されなかった。僅かに検出されたのは、ラジアルタイヤのワイヤーに含まれる鉄分のみで環境基準上何ら問題はなかった。

(5) 熱伝導率

室内実験で測定した古タイヤチップの熱伝導率は、表-1 の通りである。これから古タイヤチップの熱伝導率は、スタイロフォームなどの断熱材より約 4 倍と大きい。通常の裏込め材である砂利、碎石の 1/15 ~ 1/20 程度であり、古タイヤチップは凍上対策から極めて好ましい建設材料といえる。

($\times 10^{-2} \text{ cm/s}$)

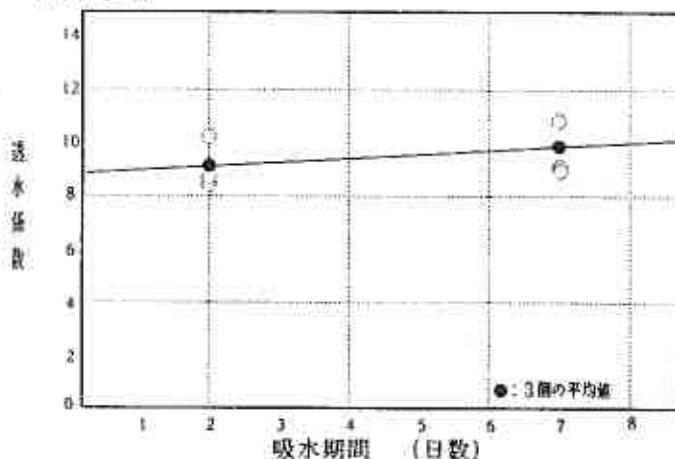


図-2 古タイヤチップの透水係数

表-1 切込砂利、碎石、古タイヤチップの熱伝導率

材 料 名	熱伝導率		摘 要
	($\text{kcal/mh}^\circ\text{C}$)	($\text{W/m}^\circ\text{C}$)	
切込碎石	1.83	2.13	乾燥密度 2.0 g/cm^3 、含水比 5%、空隙率 48%
切込砂利	2.16	2.51	乾燥密度 2.0 g/cm^3 、含水比 7%、空隙率 65%
凍上性路床土	1.23	1.43	乾燥密度 1.15 g/cm^3 、含水比 50%、空隙率 31%
古タイヤチップ	0.12	0.14	乾燥密度 0.6 g/cm^3 、含水比 5%、空隙率 48%

3. 農業用排水路での野外実験

千歳市東千歳・新幌地区の農業用V型コンクリート製トラフ（高さ60cm、幅60～96cm）を図-3のように配置し、その背面に凍上対策用裏込め材として標準工法である切込砂利60cmと古タイヤチップ15cmを設置した。トラフ、裏込め材背面にそれぞれ深さ20cmと40cmの位置に熱電対温度計を設置し、冬期間の地中温度を1時間間隔で測定した。なお、図中の番号は、地中温度計の平面位置を示す。また、図-3に示す茶色トラフとは茶色顔料をセメント質量の4%だけ普通トラフ作製時に混入したものである。この茶色トラフは普通トラフと強度、太陽熱吸収性、景観面において比較するものである。

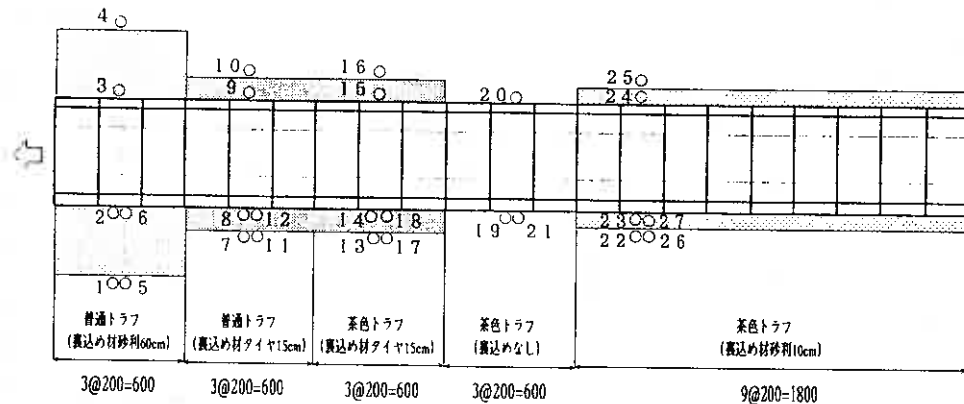


図-3 千歳市東千歳地区での野外実験平面図

3.1 野外実験の観測結果と考察

裏込め材の種類と裏込め厚並びに色の異なる5種類のトラフについて、冬期間におけるトラフ背面と裏込め材背面の地中温度を平成6年11月23日から翌年3月25日まで測定し比較検討した。図-4は3種類のトラフの背面の地中温度を積算し示したものである。この図より裏込め材が砂利の場合、比較的高い積算値を示しているのに

対し、タイヤチップの積算温度の絶対値は観測深さを問わず大きい。裏込め材が茶色の両方のトラフとも深さ20cmで低い積算値を示している。これは、深さ20cmで外気温からの影響を受けやすいためである。また、普通と茶色トラフとでは普通トラフの方が深さ20cm、40cmとも低い積算値を示している。これは、

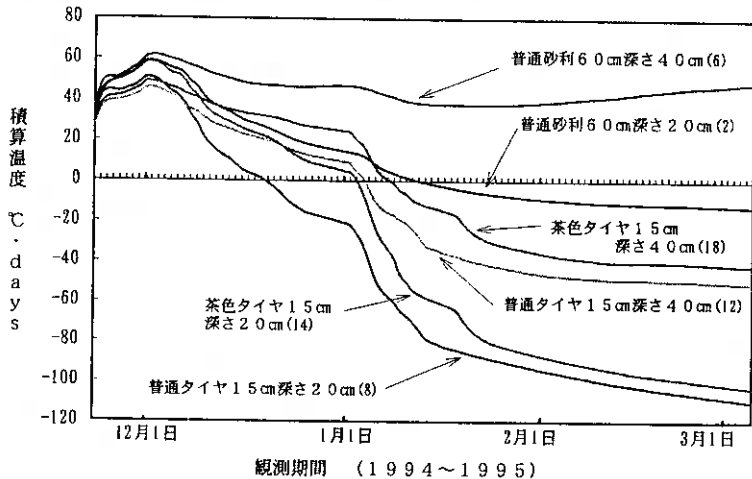


図-4 トラフ背面の積算温度

茶色トラフが太陽熱を吸収しトラフ背面の温度を上げていると考えられる。タイヤチップの場合、裏込め材による地盤からの熱の移動を遮断しているためトラフ背面の温度が低温側に移行しているものと考えられる。

図-5は、冬期間における裏込め材背面の深さ20cmと40cmの地中温度を積算したものである。この図から裏込め材がタイヤチップの場合、深さ20cm、40cmともにグラフがほぼ水平かプラスになっている。これは裏込め材背面が常に0℃以上であり凍結が裏込め材内で止まっていることを示している。また、深さにおいて20cmでの温度は40cmのものに比べ低い積算値を示している。これは、地表に近い分外気温の影響を受けやすいためであり、40cmでは地盤からの熱の移動により高い積算値を示していると考えられる。

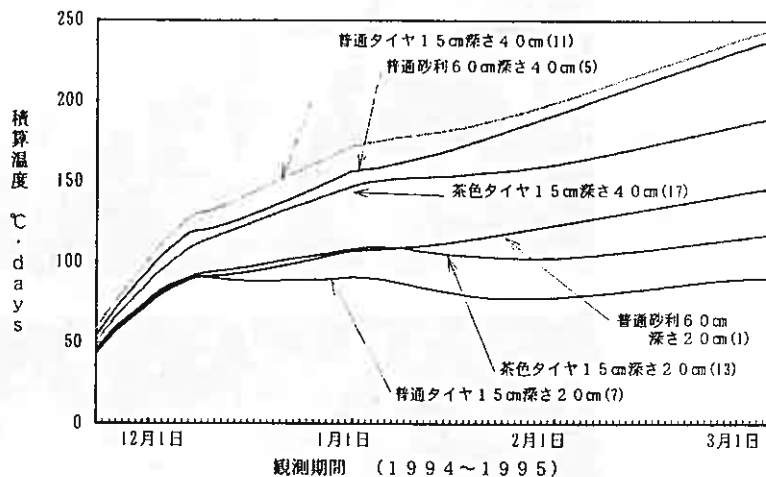


図-5 裏込め材背面の積算温度

図-6は裏込め材の表面と背面の温度差を積算したものである。これから、裏込め材がタイヤチップの場合、標準工法と比較して同等以上の積算値を示しておりタイヤチップの熱伝導率が低いことがわかる。深さでは、40cmが高い積算値を示している。これは地盤からの影響により裏込め材背面の温度が大きくなるためである。トラフの色の違いでは、普通トラフが茶色より高い積算値を示している。これは茶色トラフの方が太陽熱吸収性がよいため、トラフ背面の温度が下がらず裏込め材背面温度と大きな差が出ないためである。従って、この図から裏込め材がタイヤチップの場合標準工法と比較して裏込め厚が1/4で同等以上の凍上抑制効果が期待できる。

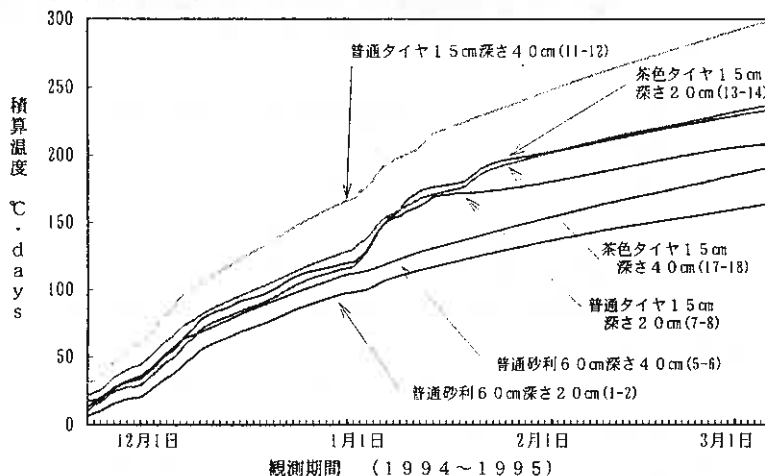


図-6 裏込め材表裏の温度差の積算温度

4. 今後の研究の方向

千歳市東千歳地区での野外実験ではタイヤチップを型枠に詰めて施工したが、施工性を考えて現在では写真-1に示すポリプロピレン製の土嚢袋に詰めるか、写真-2に示すようにウレタンで固めてボード状にしたもので実験中である。この土嚢袋、タイヤチップボードは将来何らかの理由で用排水路を移設する場合にも好都合であると考えられる。この土嚢袋は厚さ30cm、幅40cmである。また、タイヤチップをウレタンで固めた「タイヤチップボード」は縦横50cm、厚さ5cmである。これは施工時にトラフに貼り付けて施工できるため、施工面では型枠を使用するタイヤチップより優れていると思われる。また、このタイヤチップボードを駐車場の凍上抑制層としての適用性についても実験中である。



写真-1 タイヤチップを詰めた土嚢袋

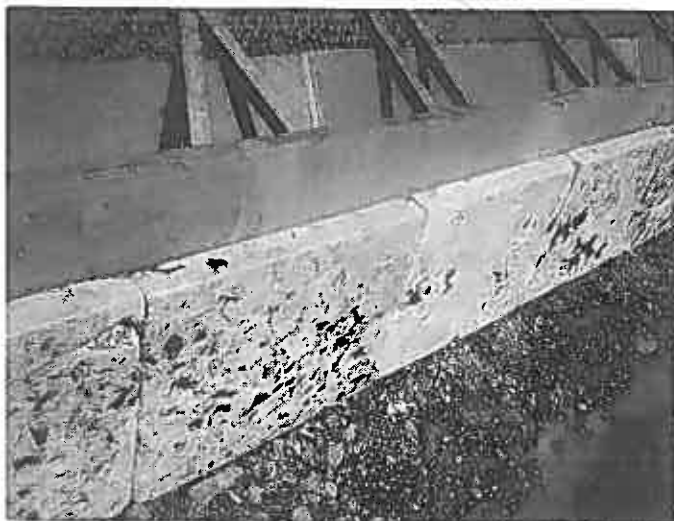


写真-2 水路背面に設置したタイヤチップボード

5. 結論

自動車古タイヤから生産した40mm級タイヤチップの基礎的性質に関する室内実験並びに千歳市東千歳地区での野外実験の結果をまとめると次のようになる。

- (1) 古タイヤチップの最大粒径は50mm、均等係数は3.5であり「40mm級切込砂利」と同等のものである。
- (2) 40mm級古タイヤチップは単位体積重量 0.6 g/cm^3 、透水係数は約 10^{-1} cm/s である。
- (3) 40mm級古タイヤチップは長期間使用した場合の有害物の溶出もなく、用排水路の凍上対策用裏込め材として十分利用できる。
- (4) 裏込め材としてタイヤチップを用いた場合、標準工法と同等以上の積算値を示していることからタイヤチップの熱伝導率が低いことがわかる。
- (5) 用排水路の凍上対策として古タイヤチップを用いることで、砂利による標準工法と同等以上の凍上抑制効果が期待できる。

謝辞

古タイヤチップの水路裏込め材への適用に関する室内実験及び千歳市東千歳地区での野外実験において、本学大学院工学研究科 宮下成秀氏には大変お世話になったのでここで謝意を表します。

参考文献

- 1) 久保 宏：古タイヤチップの土木材料への利用に関する研究、土木学会第49回年次学術講演会概要集、V部門、pp.126～127、平成6年9月、札幌市
- 2) 久保 宏：古タイヤチップの用排水路への適用に関する研究、第43回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、pp.96～99、(1994)、札幌市
- 3) 久保 宏：自動車用古タイヤの用排水路裏込め材への適用に関する研究、農業土木学会誌第63巻第5号、pp.467～470、(1995)
- 4) 久保 宏：使用済み古タイヤの建設材料への利用に関する研究、第22回技術士全国大会講演集、pp.13～14、平成7年9月、札幌市
- 5) 久保、小野：古タイヤチップの土木材料への利用に関する研究(2)、土木学会第50回年次学術講演会概要集、III部門、pp.784～785、平成7年9月、札幌市
- 6) 久保、宮下、北野：古タイヤの凍上対策裏込め材への適用に関する研究、平成8年度農業土木学会大会講演会講演集、pp.510～511、平成8年6月、山形市
- 7) 久保、宮下、佐渡、北野：古タイヤの排水路裏込め材への適用に関する研究、平成8年度土木学会第51回年次学術講演会概要集、VI部門、pp.632～633、平成8年9月、名古屋市
- 8) 久保、宮下、佐渡、北野：使用済み古タイヤの排水路裏込め材への適用に関する研究、第45回農業土木学会北海道支部研究発表会講演要旨集、pp.44～49、平成8年10月、札幌市
- 9) D. N. Humphrey and R. A. Eaton: Tire Chips as Insulation beneath Gravel Surfaced Roads, Proc. of 2nd International Symposium on Frost in Geotechnical Engineering, pp.137～149, (1993), Anchorage, U. S. A.
- 10) D. E. Newcomb and A. Drescher: Engineering Properties of Shredded Tires in Lightweight Fill Applications, Transportation Research Board, 73rd Annual Meeting, preprint (1994), Washington D. C., U. S. A.
- 11) 土木学会：コンクリート標準示方書、規準編「コンクリートの凍結融解試験方法」 pp.440～442

粗粒子の存在がコンシステンシー限界に与える影響

函館高専 環境都市工学科 ○ 正員 佐野信房
 同上 同上 正員 岩瀬祐一

1. まえがき

フォールコーン法によりコンシステンシー限界を決定する方法について継続的に研究を進めている。コンシステンシー限界は元来細粒土に関する大切な性質であると認識されている。細粒分とはどのような寸法の粒子であるかを考えてみると、土の工学的分類上からは0.074mm以下、すなわちシルト分と粘土分が細粒分と定義される。しかし、現在のコンシステンシー限界試験基準における試料の取り扱いによると、0.425mmフルイ通過分を対象に測定することになっており、礫や粗砂（以下粗粒子と呼ぶ）は除くものの、細砂を含めている。しかも粗粒子を含んでいたが取り除いて測定した土と元来粗粒子を含まない土の測定結果はコンシステンシー限界値として区別されることはない。

他方、測定に用いる試料は十分に練り返し、土の構造を確実に破壊することが大切である。練り返しの程度によりコンシステンシー限界が変動することが知られている。すなわち、十分に練り返すことにより液性限界は低下する¹⁾傾向が確認されている。自然採取土を練り返し0.425mmフルイを通過させることはかなりの労力を必要とすると言われ、さらに細かい0.074mmフルイを通過を義務づけることは現実的でない。

地盤に関する設計方法やその適用範囲、パラメーターの設定には、粘性土、砂質土の判定を必要とすることがよくある。両者の間は中間土という名称で呼ばれており、設計技術者が判定に悩むところである。

粗粒分の存在することが、細粒分だけのコンシステンシー限界にどのような影響を与えるのか、粗粒子の間を埋めている細粒分が土全体の性質を決定づけるのはどのような割合であるのか、粗粒子の粒径はどのように関わっているのかを実験的に検討することが本研究の目的である。

2. 実験方法

試料は、細粒分として市販の蛙目粘土（LL80, PL33, Ip47, Gs2.60, 砂分0, シルト分20, 粘土分80）、粗粒分としてガラスビーズ（略称GB, 比重2.47）で、粒径4.0、2.0、0.8、0.4mmの4種類を用いる。混合割合Rは、粘土の質量に基づいて、100、80、60、40、30、20、10%の6種類とする。

測定はキャサグランデが提案した皿落下法による液性限界と転延法による塑性限界、スウェーデンで提唱された60°60gコーンを用いたフォールコーン試験である。含水比のため乾燥質量 m_b を計測した後、水洗いしてGBのみを取り出し、さらに乾燥後GBの質量 m_d を計測する。

3. 含水比の定義

含水比 w は湿潤時の質量 m_a 、乾燥時の質量 m_b 、容器の質量 m_c を用いて土中水の質量 $m_w = m_a - m_b$ を土中の固体部分の質量 $m_s = m_b - m_c$ で除す（1）式により得られる。ガラスビーズを混合した場合にも同様にガラスビーズを固体部分に含めることにより含水比が計測される。この値を w_g とおく。

$$w_g = m_w / m_s = (m_a - m_b) / (m_b - m_c) \quad \dots\dots (1)$$

土に含まれるガラスビーズの質量 $m_d - m_c$ が判明するので、粘土分のみで土中の全ての水分を受け持つと仮定した時の含水比 w_{ff} は（2）式で計算される。このことについて4.2節で考察する。

$$w_{ff} = m_w / m_{st} = (m_a - m_b) / (m_b - m_d) \quad \dots\dots (2)$$

ここに、 m_{st} は細粒分の質量である。
 土中に混入されたガラスビーズも水を表面に付着する能力

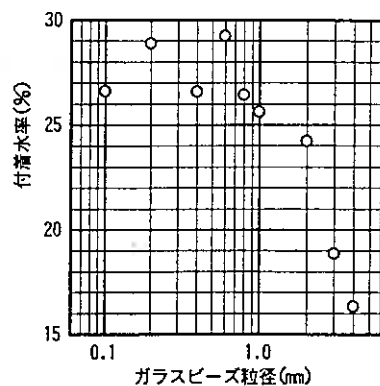


図-1 ガラスビーズへの付着水率

w_{11} を持っている。これを実測してみると図-1に示すような値である。粒径1mm以上になると低下するが、粒径1mm以下0.1mmまでの間、今回の計測法による限り大きな差は見られない。混合土に与えられた水分が、粗粒分と細粒分それぞれにどのように配分されるか、細粒子表面を全て覆うためにどれほどの含水比であるかを計算することは、電気二重層の厚さ、粒子の形状などから決まるであろう細粒子の表面積に深く関わっており、現在のところ不能である。

一つの試みとして、粗粒分を全て覆った残りの水分が細粒分の周りや過剰の水分であると考え、この時の細粒分に対する含水比 w_{11} は(3)式で求められる。このことについては4.3節にて考察する。

$$w_{11} = (m_{ar} + m_{ar'}) / m_{11}$$

$$= ((m_s - m_b) - w_{11} * (m_s - m_b)) / (m_s - m_b) \dots (3)$$

ここに、 m_{ar} は細粒子全表面の水の質量、 $m_{ar'}$ は過剰水の質量である。

4. 試験結果と考察

4.1 混合率の影響

粗粒子が存在するとしても、それがほんのわずかであるとなれば、粗粒子の存在が土全体としての性質に与える影響は小さいかほとんど無いと推察される。一方、粗粒子が大量に存在するともはや細粒子の存在が否定される状況になると推察される。

北大グループは、1971年²⁾から1979年³⁾にかけて「混合土」について、強度特性、主として三軸圧縮伸張特性について検討を加え、粘土分が40%~30%の付近で特性に差が見られると述べている。

東京工大グループは、当初から低塑性土を中間土と称して、砂と粘土の中間の土の特性はどうとらえるべきかを検討している。

京都大グループは、二次圧密、弾性係数についてみると30~40%の間が中間域であると述べている⁴⁾。

本研究では、2種類の方法でコンシステンシー限界を求めている。キャサグランデ法による実験結果を図-2、フォールコーン法による実験結果を図-3に示す。ガラスビーズ粒径0.8mmの場合であり、細粒分混合率に関わらず、それぞれが良い直線関係を示す。細粒分混合率が低下するにつれて直線の位置は下方に移動することが明白である。最適直線の傾きについては比較が困難であるので、細粒分のみ(R=100)による数値で除いた傾き比と切片比を図-4、5に示すと、これらの関係が明瞭になる。パラメーターはガラスビーズの粒径である。キャサグランデ法による流動曲線($w \sim \log N$)の傾きは細粒分が低下するにつれて全体的には緩やかになり、含水比により土の強度が敏感になることを示している。しかし粒径が細かいと細粒分が90%に低下しても傾きが不変であるのに対して、粒径が粗くなると、細粒分が少し低下しても敏感に反応している。切片については混合率の影響は細粒分混合率に正比例して低下しており、粒径、表面積、含水比が密接に結びついていることを示している。

フォールコーン法による貫入曲線($\log w \sim \log p$)の場合、混合率が60%~100%にある間の傾きは変化が小さく、ガラスビーズの粒径が細かいならばさらに

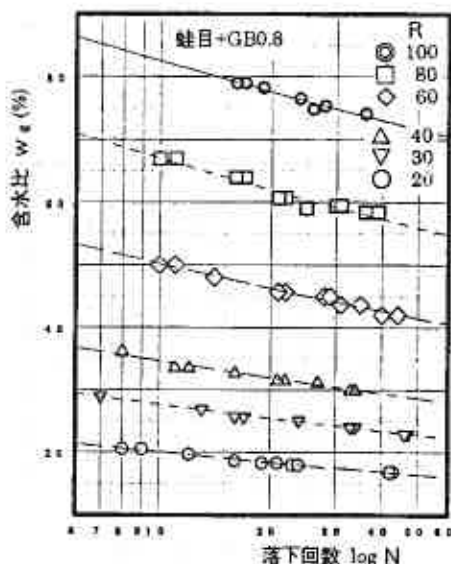


図-2 流動曲線(w による整理)

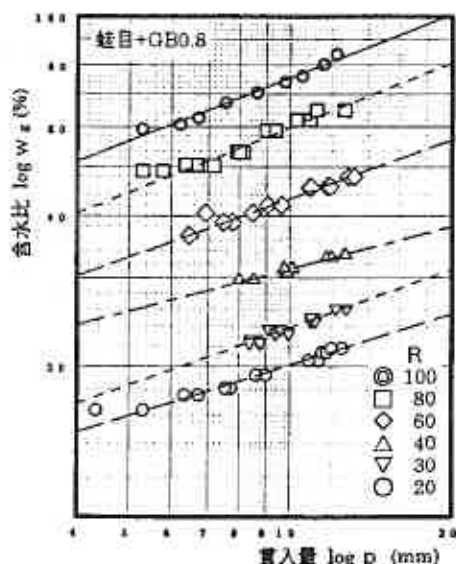


図-3 貫入曲線(w による整理)

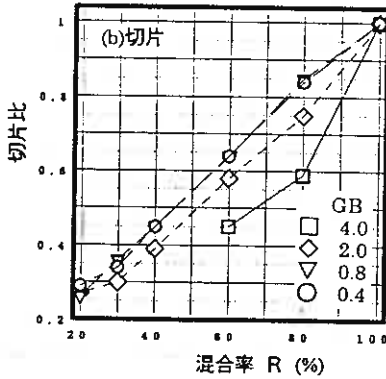
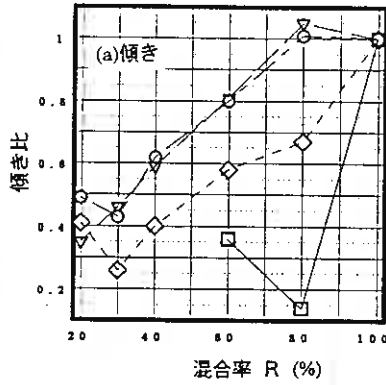


図-4 混合率と流動曲線特性

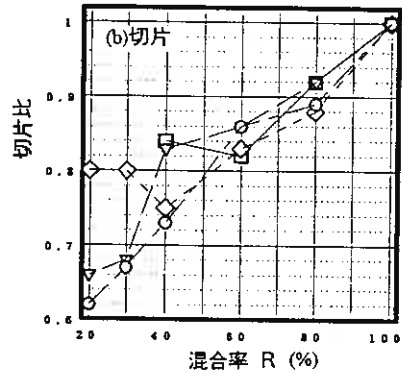
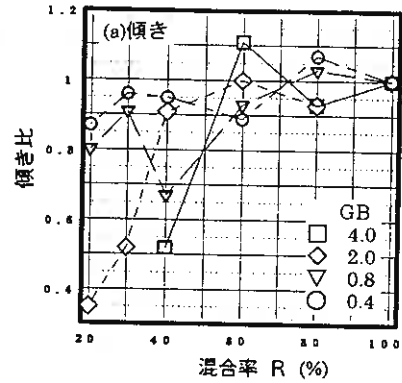


図-5 混合率と貫入曲線特性

低混合率であっても傾きの変化は小さいままである。粒径の粗い場合にのみ緩やかな傾きに変わるだけである。これに対して、切片は粒径による違いはわずかで、混合率に正比例の関係が強い。

切片は各曲線の位置を反映する数値であり、含水比の計算法、すなわち粒子の質量、粒子の径、表面積に関わる項目である。従ってキャサグランデ法、フォールコーン法の切片が同じような傾向を有することが理解される。しかし傾きについては少しく傾向が異なっている。キャサグランデ法は何度も繰り返し皿を落下させて衝撃を土に与えている。フォールコーン法は、静的試験に比して1000~2500倍の動的現象ではあるもののただ1回の衝撃である。そのことが、混合率が下がって粗粒分が増えても含水比の変化に対する強度の変化を小さく保ったままにしていると考えられる。

コンシステンシー限界に対しての影響を検討する。キャサグランデ法による結果を図-6、フォールコーン法による結果を図-7に示す。細粒分の混合率が減少するにつれてコンシステンシー限界が低下する傾向が見られる。このことは従来の研究報告で述べられているとおりであるが、それらの研究では粗粒分として豊浦標準砂が用いられている。それゆえ、細粒分の寸法は0.425~0.106mm程度ということであり、本研究の図中○印のデータに相当する。本研究ではさらに大きな粒径のガラスビーズを含む事例についてコンシステンシー限界を求めている。

キャサグランデ法の場合、0.8mm (▽印)は0.4mmとほとんど同一の挙動を示している。2.0mm (◇印)は、塑性限界について変化率の違いが現われている。4.0mm (□印)は液性限界で変化率の違いが現われている。塑性限界は3mmのひも状という定義を満足できないので当初から実施していない。塑性指数については4.0mmの40%以下の測点が無いのであるが見事に一直線上に並んでいる。フォールコーン法の場合には、試料成型に難しさは無いので、大きい粒径でも細粒分が極度に少なくとも計測は可能であることが多い。加水しても貫入量が増えない、加水しても土粒子に水が付着せず完全に分離するようになると測定を中断することになる。液性限界において、粒径2.0mm、混合率80%が粒径4.0mmよりも低下するとの結果が得られているが理解できない傾向であり、再試験を必要とする。

フォールコーン法の塑性限界は、貫入曲線を下方に外挿し、1.4mm貫入する時の含水比として決定している。4.0mm、40%、2.0mm、30%と20%は、貫入曲線が他の混合率のそれに比して水平に近づく傾向にあ

り、それぞれ大きく計算されてくる。これについても再試験で確認する必要がある。

このようなことがあっても塑性指数はかなり明瞭な傾向が現われる。すなわち4.0mmの全てと2.0mmの80%以外は、混合率と一様な線型関係を有している。塑性限界の差は小さいので液性限界に吸収されてしまうのである。

フォールコーン法によると、現行測定法では全く不可能な粗粒分を含む土をフルイにより分離することなく直接測定することができ、しかもミン切りが難しい土、含水比による強度差の極度に大きな土にも適用可能である。

4. 2 粗粒子の存在を無視する場合

3章で述べたように、混合土に含まれる水は、細粒分、粗粒分にどのように配分されるかは不明である。

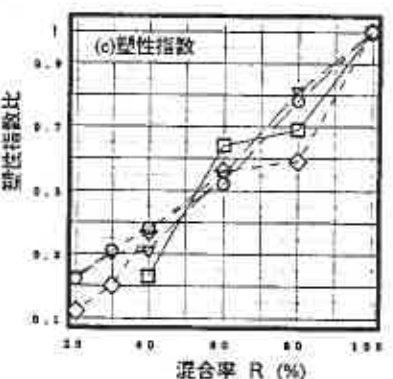
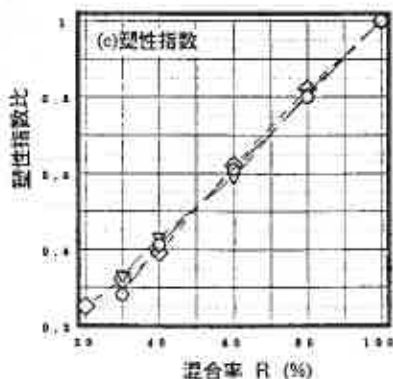
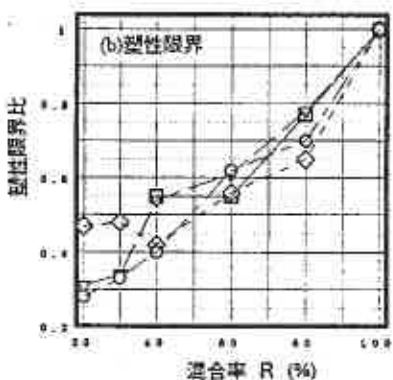
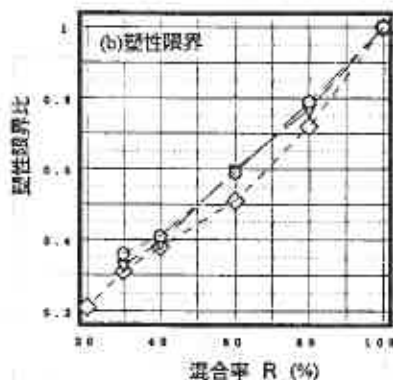
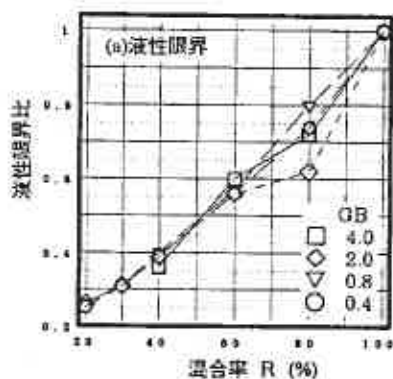
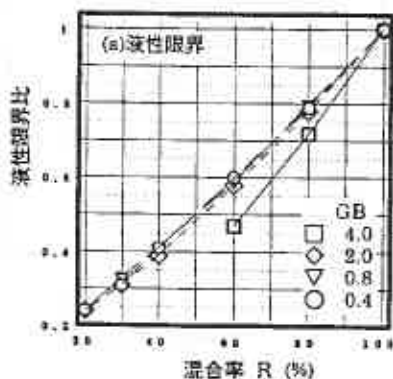


図-6 混合率とコンシステンシー限界 (キャサグランデ法)

図-7 混合率とコンシステンシー限界 (フォールコーン法)

一方土としての性質がいずれかにより決定づけられるのか、あるいは中間であるのかは研究者のみならず実務者にとって興味深い事項である。

4.1節は、通常定義による含水比 w_g により整理した考察である。粗粒子を無視して全ての水分を細粒分が受け持つと仮定した時の含水比 w_{ffc} により整理すると図-8、9が得られる。キャサグランデ法の場合 $R=100\sim80\%$ の流動曲線の位置は大差がなく、 R が40%や30%などに低下すると上位に位置し、粗粒分の存在が土の挙動に現われることになる。別の観点からは、 R が60%以上の土での粗粒分は、土の骨格の形成にあずからず、細粒分の中に浮いた状態にある。そして R が40%以下になると粗粒分が土の骨格形成に大きな影響を持つようになり、細粒分はその間隙を埋めるのみで、重要な役割を果たさなくなり、見掛け上含水比 w_{ffc} が高く計算されている。もちろんガラスビーズの粒径が小さくなれば流動曲線の位置が変わらない混合率の範囲は広くはなってくる。フォールコーン法の場合にも同様のことが観察されている。

フォールコーン法は非排水せん断試験に近い力学的試験と考えられている。既往の研究結果(文献3や4)によると $R=30\sim40\%$ に境界があると指摘されているが、中間的な領域はもう少し広く、さらに粗粒子の径が大きくなると大きい R のうちに始まり、粗粒子径が小さくなると小さい R になってようやく中間的な領域が始まることになることが分かる。

4. 3粗粒分の分担を考慮する場合

粗粒子の表面に付着する水分を控除して、残りの水分が細粒分に与えられるとして計算した含水比 w_{fs} により整理してみる。一例としてガラスビーズ粒径0.8mm、キャサグランデ法の流動曲線を図-10に示す。

流動そのものに粗粒子が関わらず、しかも粗粒子表面を十分に覆っていると仮定するならば、 w_{fs} による流動曲線は、混合率に左右されず同一曲線となるはずであるが、図示のようにいずれの混合率の場合にも細粒分のみによる曲線より下方に位置している。 R が大きい時粗粒子の存在自体が流動に与える影響は小さいと推測されるから、粗粒子表面を水が覆っているとの仮定に無理があるためと結論できよう。 R が低くなると w_{fs} は負値になる。粗粒分に水分が十分に行き渡ると、細粒分に配分される水分がもはや無いということになり、このことは練り混ぜ中の観察と異なることから裏付けられる。粒子の径の小さい方が水分を付着させる能力が大きく、 w_{ffc} の方が w_{fs} よりも真実に近い状況を表現していると推測される。3種類の含水比計算法による流動曲線の一例(ガラスビーズ粒径0.8mm、 $R=60\%$ 、キャサグランデ法)を図-11に示しておく。

5. まとめ

ガラスビーズを粗粒子に見立てて、いろいろの混合率におけるキャサグランデ法とフォールコーン法に

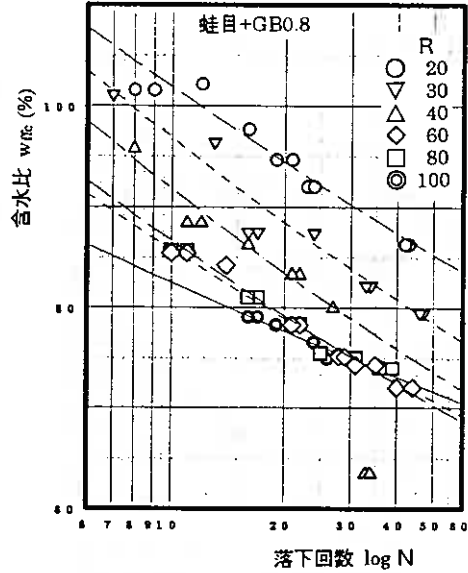


図-8 流動曲線(w_{ffc} による整理)

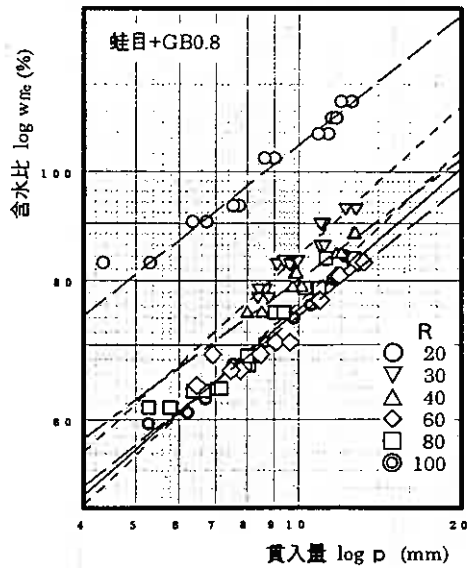


図-9 貫入曲線(w_{ffc} による整理)

よるコンシステンシー限界を測定して、以下のような知見を得た。

1. 混合率が低くなると流動曲線、貫入曲線は下方に位置する。
2. 流動曲線の傾き、切片は混合率が低くなるにつれて小さくなる。この時粗粒子の大きさが影響を与える。
3. 貫入曲線の傾きは、混合率の影響を受けにくく、粗粒子径の大きい時に現われる。貫入曲線の切片は、混合率が低くなるにつれて小さくなる。
4. 液性限界、塑性限界、塑性指数はいずれも混合率が低下するにつれて小さくなる。粗粒子の径は塑性限界に影響する可能性があるが再試験により確認する必要がある。
5. 混合土ではあるが、径0.8mm、混合率60%位までは細粒分が土の性質を決定し、混合率40%以下となって粗粒子が骨格をつくり、細粒分の性質は土全体の性質に影響しにくくなる。
6. 混合土の中で、水分は粗粒子よりも細粒子に先に付着するようである。

本研究に用いたデータは、元本校学生斉藤正剛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。

参考文献

- 1) 小川富美子・小林正樹 [Dec 1995] Influence of remoulding on the liquid and plastic limits of soil. Soils & Foundations, Vol. 35, No. 4, pp115-121
- 2) 北郷繁・鈴木輝之 [Oct 1971] 砂と粘土の混合土の強度特性について、土木学会第26回年次学術講演会講演集、Ⅲ、pp339-340
- 3) 三浦清一・北郷繁 [Oct 1980] 正規圧密状態における混合土の非排水せん断特性、土木学会第34回年次学術講演会講演集、Ⅲ、pp65-66
- 4) 村山朔郎・井上治 [Oct 1980] 砂と粘土の混合割合によるクリープ、応力緩和特性の変化について、土木学会第35回年次学術講演会講演集、Ⅲ、pp91-92

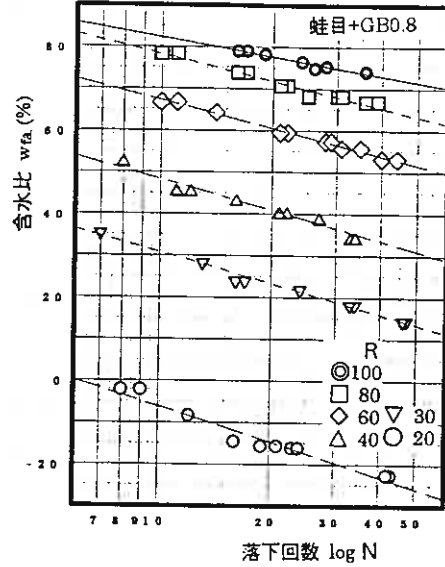


図-10 流動曲線(wfaによる整理)

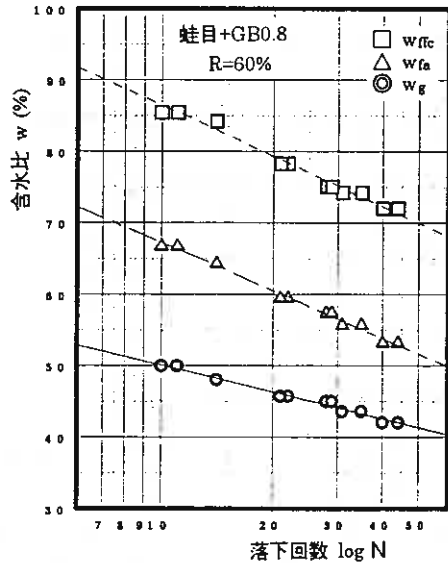


図-11 水分負担方法による違い

高分子系改良剤による浚渫土砂の改良効果について

北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○ 佐藤厚子
正会員 西川純一
北野初雄

1. はじめに

これまで、河川浚渫で発生する土砂のうち高含水比土は、そのままの状態では盛土材として使用できないので捨土処分されてきている。しかし、環境問題がクローズアップされている社会情勢において、処分地の確保が極めて困難であること、資源として活用することの重要性から、浚渫土砂の利用の手法開発が求められている。

そこで、浚渫土砂を有効利用するための手法の一つとして、高分子系改良剤および生石灰による改良を取り上げ、その効果を確認するとともに、改良した土砂の強度特性を明らかにした。本報告は、その結果を取りまとめたものである。

2. 目的

一般に現地から発生した土砂を有効利用する場合は、採取箇所が使用箇所である場合を除いては、採取箇所より使用箇所まで運搬しなければならない。含水比の比較的低い土砂であれば、ダンプトラックによる運搬が一般的であるが、含水比の高い浚渫土砂はスラリー状であるため、土砂の移動は、タンク車または、ポンプ圧送によらなければならない。しかし、どちらの方法でもダンプトラックによる運搬と比較して経費が大きく、また、ポンプ圧送には距離に限界がある。さらに、現地へ運搬された土砂は高含水比であり、そのままでは使用できないことから何らかの対策が必要となる。この対策のひとつとして固化材による安定処理法を採用する場合には、高含水比のために添加する固化材量が大きくなる。

そこで、高分子系改良剤が土中の遊離水を吸収し土を団粒化させる特性を有することに着目し、高分子系改良剤による浚渫土砂の改良効果を確認するとともに、改良した土砂に固化材を混入して強度を持つ材料にし、その強度特性を明らかにすることを本研究の目的とした。

3. 試験方法

3.1 試料

高分子系改良剤の改良効果を確認するため、蘭越、江別の2か所の浚渫現場より土砂を採取した。

蘭越試料：尻別川の浚渫土砂のうち、高分子系凝集剤による処理を行い、排泥池に沈澱して約半年経過したもの

江別試料：石狩川の浚渫土砂のうち、沈澱池を経過し、排泥池に沈澱したもの

その基本物性値を表-1に示す。どちらの試料も自然含水比は100%前後で、粘土に分類され、江別試料の方が、蘭越試料と比較して細粒分が多い。また、フォールコン試験による液性限界は蘭越試料で82%、江別試料で125%であり、どちらも高液性限界の試料である。

表-1 材料土の基本物性値

試料名		蘭越	江別
土粒子の密度 ρ_s (t/cm ³)		2.647	2.609
自然含水比 w_n (%)		104.9	98.4
粒度特性	礫分 (mm)	0	0
	砂分 (mm)	0	0
	シルト分 (mm)	22	0
	粘土分 (mm)	78	100
	最大粒径 (mm)	2	0.85
液性限界 w_L (%) *		82	125
日本統一土質分類名		粘土	粘土

*液性限界はフォールコン試験による

An Improvement Effect of Dredged Soil using Polymeric Soil Treating Agent.

Atsuko SATO, Jun'ichi NISHIKAWA, Hatsuo KITANO (Hokkaido Development Bureau)

3.2 試験方法

①含水調整

含水比の変化にともなう改良効果の違いを確認するため、蘭越と江別の各試料を含水調整した。目標含水比は、蘭越試料で105、135、160、180%、江別試料で100、125、150、175%とした。

②高分子系改良剤による改良

含水調整後の各試料について、高分子系改良剤を湿潤重量に対して適当量添加し、ホバート型ミキサーで10分間混合した。

高分子系改良剤添加後の試料について、コンクリートのスランプ試験（JIS A 1101）の試験手順にしたがいスランプを求めた。ただし、使用機器はJIS A 1101の1/2サイズの機器とした。

また、スランプ試験に用いた試料について、地盤工学会「土質試験の方法と解説」フォールコーン試験方法にしたがってフォールコーンの貫入量を求めた。

③生石灰による改良

高分子系改良剤添加後の江別試料に対して、生石灰を添加し、ホバート型ミキサーで10分間混合した。生石灰が消石灰に変化するための時間として混合した試料を24時間¹⁾ビニール袋で養生した後、直径5cm、高さ12cmのモールドに、2.5kgランマーを使用し、1層当たり6回、3層締め固め、供試体の密度を求めた。この密度で地盤工学会「安定処理土の静的締め固めによる供試体作製」により供試体を作製し、7日養生後の一軸圧縮強さを求めた。

なお、目標強度は、7日間で盛土高2.5m以上の盛土施工を想定して、この場合のすべり安全率1.2を確保できる強度となるように、7日養生後の一軸圧縮強さを1.5kgf/cm²以上とした。

同時に、高分子系改良剤を添加しない供試体の強度を求め比較した。また、28日養生後の一軸圧縮強さを求めた。

4. 試験結果

4.1 高分子系改良剤による改良

高分子系改良剤による土砂の性質の変化を、スランプとフォールコーン貫入量で確認した。

①スランプ

江別試料について、高分子系改良剤の添加率とスランプの関係を示したものが図-1である。どの含水比でも高分子系改良剤の添加率が大きくなるにしたがいスランプは小さくなっている。また、どの含水比でも高分子系改良剤の添加率が0.1%で、スランプが0.5cm程度に低下し、それより高分子系改良剤の添加率が大きくなっても、スランプの大きな変化はない。このことから、スランプの低下に対して、有効的な高分子系改良剤の添加率は0.1%であり、含水比が高いほどスランプの低下に与える高分子系改良剤の効果が大きいといえる。この傾向は、蘭越試料についても同じであり、土質による傾向の違いはないといえる。このスランプの変化を示したものが写真-1である。この写真は含水比175%の江別試料の状態を示しているが、高分子系改良剤無添加で運搬不可能な試料であっても、高分子系改良剤を添加することにより、自立する試料となり、運搬可能な試料へと変化したことがわかる。

一方、試料に高分子系改良剤を添加していくと、土が直径5mm程度の円盤状に団粒化し、この周囲に土中の水分が付着し、水が分離したように見える状

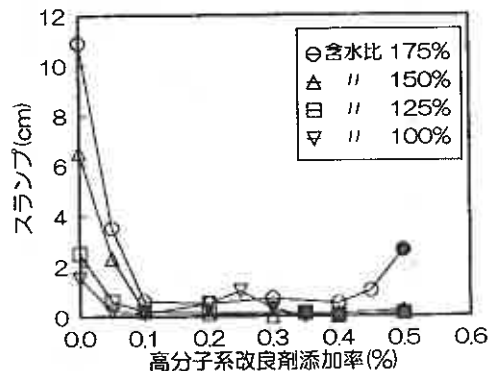


図-1 高分子系改良剤添加率とスランプの関係

態となる。この状態を図中では黒塗りで示す。目視では強度が若干低下しているようにみえたが、スランブには現れなかった。

高分子系改良剤添加後の試料を土木材料として用いる場合には、高分子系改良剤による改良効果が持続されなければならない。これを確認するため、含水比105%と135%の蘭越試料について高分子系改良剤を0.1%添加し、添加直後と5か月後のスランブを測定した。その結果を図-2に示す。図中の黒塗りは、高分子系改良剤無添加を示す。高分子系改良剤添加直後のスランブは含水比にかかわらず、0.2cm程度、5か月後では1cm程度で、添加直後より若干大きな値である。しかし、高分子系改良剤無添加の場合のスランブは、含水比105%で約5.2cm、135%で約8.7cmであり、これらと比較するとかなり小さい値であることから、時間経過によるスランブの低下はほとんどないといえる。

② フォールコーン貫入量

次に、スランブを測定した試料について、高分子系改良剤の添加率とフォールコーン貫入量の関係を求めた。江別試料の両者の関係を図-3に示す。高分子系改良剤の添加率が大きくなるにしたがい、フォールコーン貫入量は小さくなり、ある一定値となる。フォールコーン貫入量が最も小さくなるのは、含水比にかかわらず高分子系改良剤の添加率が0.2~0.3%であった。図中の黒塗りで示したものは、円盤状に団粒化した状態であるが、フォールコーン貫入量はスランブの変化と異なり、若干大きくなっており、強度低下を表している。

また、フォールコーン貫入量は、高分子系改良剤の添加率が同じであれば、高分子系改良剤を添加する前の含水比が高いほど大きくなっている。

以上のことから、フォールコーン試験は、使用する試料が少ないこと、突き棒で突く作業がともなわないので試料の成型に対する誤差が少ないことなどから、強度が極めて低い試料の状態変化を把握する場合には、スランブ試験よりも適しているといえる。

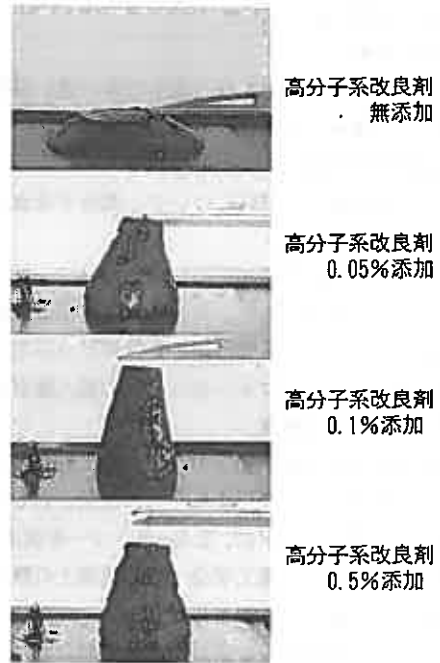


写真-1 高分子系改良剤の添加によるスランブの変化

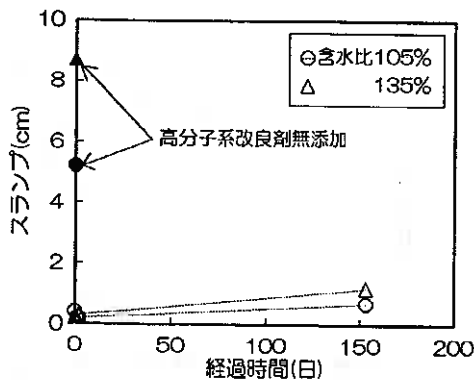


図-2 高分子系改良剤添加土の時間経過によるスランブの変化

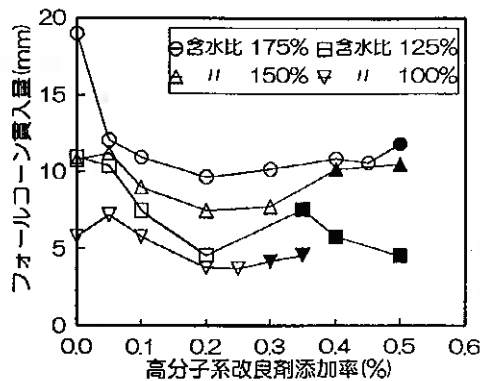


図-3 高分子系改良剤添加率とフォールコーン貫入量の関係

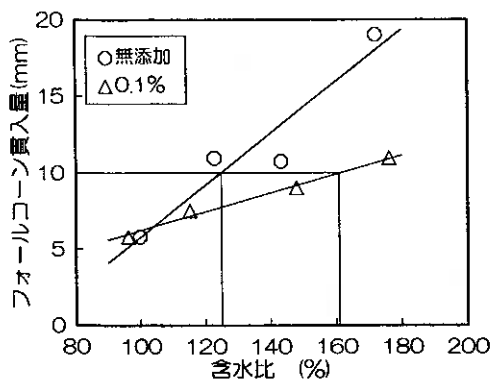


図-4 フォールコーン貫入量による液性限界の推定 (江別)

次に、フォールコーン貫入量と含水比の関係から、液性限界を推定した。地盤工学会液性限界試験によれば²⁾、フォールコーン貫入量10mmのときの含水比が液性限界である。図-4は、江別試料の含水比とフォールコーン貫入量の関係を示したものである。この図から、液性限界約125%の試料が高分子系改良剤を0.1%添加することにより、液性限界が約160%になり、材料の性質が変化していることがわかる。

4.2 生石灰による改良

①生石灰による強度変化

高分子系改良剤により、材料土の性質がかなり変化することを確認できたが、高分子系改良剤だけでは、強度のある材料とはならないので、盛土材として使用できない。そこで、高分子系改良剤添加後の試料について固化材を添加して強度特性を求めた。固化材は、材料土の含水比が高いことから生石灰とした。なお、高分子系改良剤添加後の試料を生石灰で安定処理した土を、これ以降、改良土と呼ぶこととする。

改良土作製の場合の生石灰を添加する際の高分子系改良剤の添加率は、次のとおりとした。スランプおよびフォールコーン貫入量の低下に対して有効的な添加率である0.1%、フォールコーンの貫入量が最小になる0.2%、さらに、それぞれの含水比についてフォールコーン貫入量が大きくなり始める添加率である。図-5は、江別試料について、生石灰の添加率と7日養生後の一軸圧縮強さの関係を高分子系改良剤の添加率ごとに示したものである。どの含水比においても、生石灰の添加率を大きくするにしたがい、一軸圧縮強さは大きくなっている。特に、高分子系改良剤を添加した場合には無添加と比較してかなり大きな一軸圧縮強

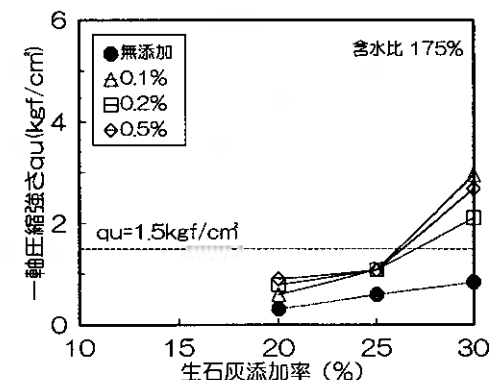
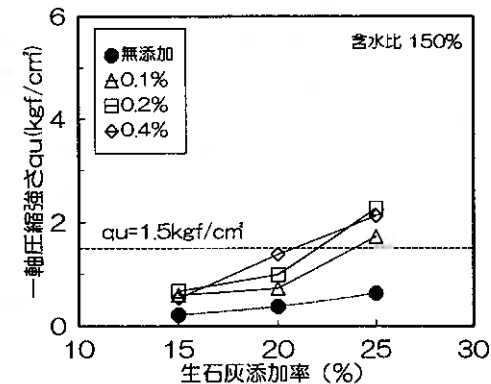
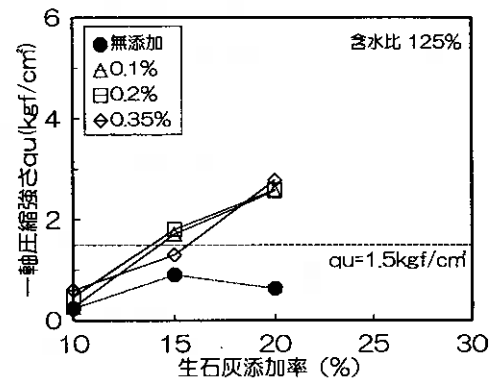
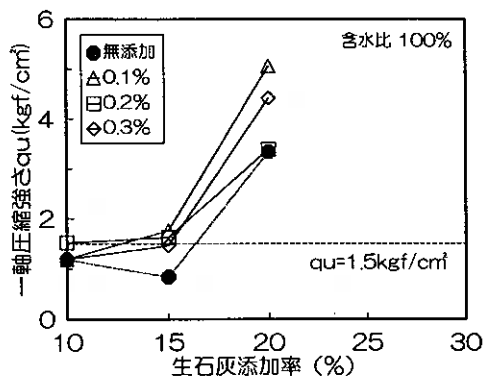


図-5 生石灰添加率と一軸圧縮強さの関係

さになっている。しかし、高分子系改良剤の添加率による差はほとんど無いことから、高分子系改良剤の添加率が一軸圧縮強さに与える影響はほとんどないといえる。このことから、高分子系改良剤の添加率はスランプおよびフォールコン貫入量の低下に対して有効的な添加率である0.1%程度で良いと考えられる。

次に図-5から、各含水比ごとに目標強度である7日養生後の一軸圧縮強さが1.5kgf/cm²となる生石灰添加率を求めた。その結果を示したものが図-6である。なお、高分子系改良剤無添加の場合は、試験の範囲では、7日一軸圧縮強さが1.5kgf/cm²となる生石灰添加率を求められなかったため、図より生石灰添加率を推定した。初期含水比が高くなるほど改良土と生石灰安定処理土との強度差が大きくなっており、初期含水比が125%以上では高分子系改良剤を添加することにより、生石灰添加率は10%以上少なくとも同じ強度を得ることができる。このことから、高分子系改良剤により目標強度を得ることのできる生石灰の添加率を軽減することができる。

②改良土の28日強度

高分子改良剤添加後の試料のスランプは、5か月経過しても添加直後とほぼ同じ値であった。強度に関しても同様に安定していることが望ましいことから、28日養生後の一軸圧縮強さ (qu_{28}) を求めた。図-7は、含水比175%の試料に高分子系改良剤を0.1%、0.2%、0.5%添加し、生石灰を25%添加した改良土の強度変化を示したものである。高分子系改良剤の添加率にかかわらず、 qu_{28} は、7日養生後の一軸圧縮強さ (qu_7) よりも大きくなった。

次に、 qu_7 から qu_{28} を一定の関係式で推定できれば、設計上の計算が簡略化できると考え、 qu_7 と qu_{28} の関係を求めた。これを示したものが図-8である。盛土材に改良するとして $qu_7=1.5\text{kgf/cm}^2$ 付近で考えると、高分子系改良剤の添加率にかかわらず、 qu_{28} は qu_7 の約1.4倍の強度であり、高分子改良剤無添加の qu_7 と qu_{28} の関係と同じである。このことから、改良土の qu_7 と qu_{28} の関係は、安定処理土と同じ関係を示すといえる。

5. まとめ

今回の実験の結果によりわかったことは次のとおりである。

①高分子系改良剤は、高含水比土の性質改善に効果的であり、含水比が高いほど効果が大きい。

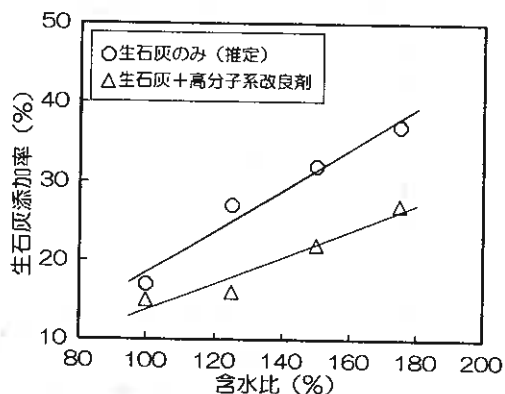


図-6 7日養生後の一軸圧縮強さが1.5kgf/cm²である生石灰添加率

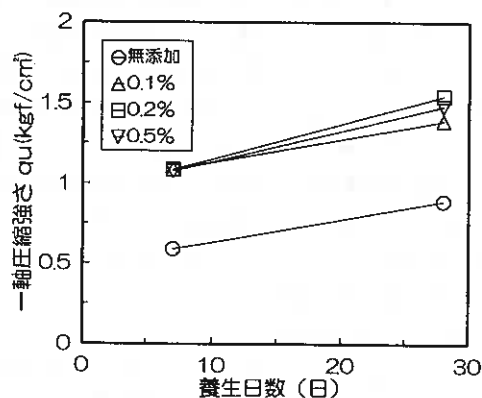


図-7 養生日数と一軸圧縮強さ

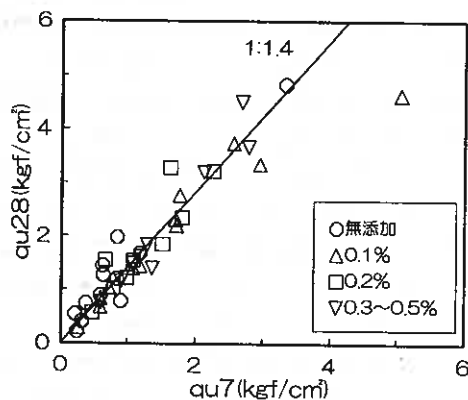


図-8 7日と28日養生後の一軸圧縮強さ

②高分子系改良剤を添加した試料に生石灰を添加すると強度を持つ材料となる。また、高分子系改良剤を添加することにより、生石灰の添加率を軽減できる。

6. おわりに

今回の実験の結果、高分子系改良剤を用いることにより、自然含水比状態では液体状の高含水比土を、自立できる試料に改良できることを確認できた。これにより、運搬可能な材料となることから、運搬の距離や方法に対する範囲が広くなり、有効利用する際の工法の選択肢が増えた。また、高分子系改良剤添加後の試料に生石灰を添加することにより、強度を持つ新しい材料に改良できることを確認できた。さらに、高分子系改良剤により、生石灰の添加率を軽減できるため、経済的な効果も確認できた。今後、試料を増やして同様の実験を行いデータを蓄積するとともに、具体的な利用方法について検討していきたいと考える。

<参考文献>

- 1) 松尾新一郎:土質安定工法便覧、1972年12月
- 2) 地盤工学会:土質試験の方法と解説、第5章 液性限界試験、塑性限界試験、1990年3月
- 3) 佐藤厚子、西川純一:含水比土の有効利用に関する実験、地盤工学会北海道支部技術報告集、1996年2月
- 4) 佐藤厚子、西川純一、北野初雄:高含水比土の有効利用に関する検討、第31回地盤工学会研究発表講演集、1996年7月

練り返し粘土の変形挙動に発現する誘導異方性

第2報

北海道大学工学部 正会員 ○橋 田 文 彦
同 同 三田地 利 之
同 同 澁 谷 啓
北海道大学学部生 勝 屋 弘 昭

1. はじめに

粘土はせん断中の主軸の方向に応じてその変形特性や強度特性が変化する現象、つまり異方性が非常に強く現れる材料であることが知られている。そしてこの異方性は粘土のせん断応力履歴やせん断ひずみ履歴の影響を非常に強く受けると言われており、このように履歴に依存する異方性を特に誘導異方性と呼んでいる。さて著者らはこの粘土の誘導異方性を明らかにするために種々の実験を積み重ねてきたが、本論文ではこれらの実験から明らかになったせん断履歴を受けた粘土の降伏挙動に現れる誘導異方性のメカニズムについて報告する。

2. 実験

2-1 試料

実験に用いた粘土試料は陶器用の粘土であるNSF-Clayであり、粉末乾燥状態のNSF-Clayに蒸留水を加えて十分に練り返してスラリー状態にした後、このスラリーを真空状態に保った予圧密セル内に約二日間放置して飽和度を十分に高めた。その後上載圧150kPaで10日間にわたり一次元予圧密を行い、予圧密終了後、粘土ブロックを鉛直方向に切り出して供試体とした。この試料の物性値は $\rho_s=2.76\text{g/cm}^3$ 、 $LL=54\%$ 、 $I_p=26$ 、粘土分100%である。

2-2 中空ねじり試験装置

図-1は本研究で使用した中空ねじり試験装置の概略図である。この装置は実験中の各種制御とデータの収録をパーソナルコンピューターによって行う自動化試験装置である。この装置の供試体寸法は高さ12cm、外半径5cm、内半径3cmであり、軸力、ねじりトルク、外側圧、内側圧はそれぞれベロフラムシリンダー(A)、ステッピングモーター(B)、電-空変換器(④⑤)によって載荷され、これらの荷重および圧力と間隙水圧はそれぞれ軸力とトルクの両方を計測することができる2成分ロードセル(F)と圧力変換器(⑦⑧⑨)によって測定される。なお試料キャップ(I)には半径方向にステンレス製の刃が付いたポーラスストーンを使用した。

供試体の変形はダイヤルゲージ(C)によって軸変位を、ポテンショメーター(D)によって回転角を、差圧計とビュレット(10およびK)によって供試体の体積変化量を、電子てんびん(11)によって供試体中空部の体積変化量を測定した。なお電子てんびんによって供試体中空部の体積変化量を測定するため、供試体中空部の体積変化量には電子てんびん上のピーカーに挿入した導水管によってピーカーの断面積が変化するために生

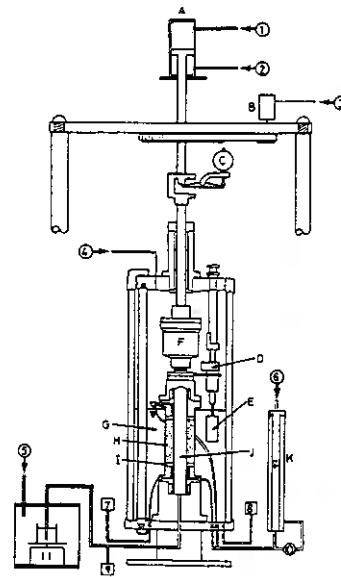
Induced anisotropy appeared in the deformation behavior of remolded clay (second report)

Fumihiko Fukuda, faculty of engineering, Hokkaido univ., Toshiyuki Mitachi, ditto,

Satoru Shibuya, ditto, Hiroaki Katsuya, graduate student, Hokkaido univ.

じる誤差と、⑤から加えられる内側圧の変化に伴って電子てんびんとビーカーの両方に働く浮力が変動するために生じる誤差が含まれる。これらの誤差は、Pradhanらの補正式¹⁾と空気の圧力と密度の関係をもとにした補正式によりそれぞれ補正を行った。また特に前者の誤差補正の正確さを期すため、断面積の変化が極めて小さい精密メスシリンダーと精密ステンレス管をビーカーおよび導水管として使用した。

以上が装置本体の概要であるが、次にパーソナルコンピューターによる応力の自動制御について説明する。今回の実験ではまず予め決めておいた応力経路、載荷速度および経過時間より所用の軸荷重、ねじりトルク、外側圧および内側圧を計算し、次にこれらの荷重および圧力と各測定器から得られる実際の荷重および圧力とを比較して、所用の値に対する測定値の偏差が規定値以上の場合にはベロフラムシリンダー、ステッピングモーター、電-空変換器を操作して偏差が規定値以下に収まるよう制御を行った。この方法により、特にせん断応力の制御についてはステッピングモーターによる擬似的な応力制御となるにも関わらず、応力制御による精度の良いせん断試験を実施することができた。ちなみに本試験装置の応力の制御精度は $\pm 1.5\text{kPa}$ である。



- A: Belfram cylinder for axial load (W)
- B: Stepping motor for torque (M_t)
- C: Dial gauge for axial deformation (w)
- D: Potentiometer (θ)
- E: Counter-weight
- F: Two-component load cell (W and M_t)
- G: Outer cell
- H: Specimen
- I: Porous stones
- J: Inner cell
- K: Burrette for volume change of specimen
- 1: Control pressure for axial load (W)
- 2: Base pressure
- 3: Digital pulse
- 4: Outer cell pressure (P_o)
- 5: Inner cell pressure (P_i)
- 6: Back pressure
- 7: Pressure gauge(P.G.) for pore-water pressure
- 8: P.G. for outer cell pressure
- 9: P.G. for inner cell pressure
- 10: Differential pressure transducer for volume change of specimen
- 11: Electric balance for volume change of hollow

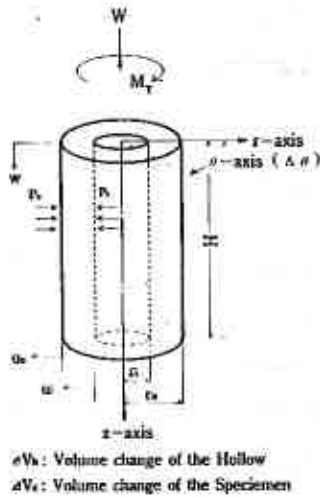
図-1 中空ねじり試験装置

2-3 中空ねじり試験の応力とひずみ

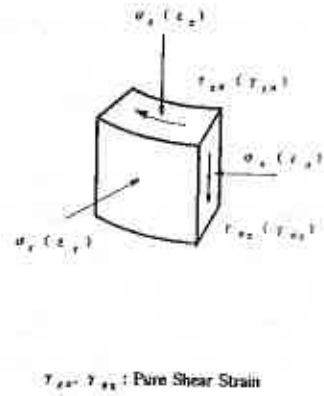
中空ねじり試験では図-2(a)に示すように中空円筒供試体に載荷する軸力(W), ねじりトルク(M_T), 外側圧(P.)および内側圧(P.)を調節することによって図-2(a)のように設定した $z-r-\theta$ 座標系に対応する図-2(b)の直応力 $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$ とせん断応力 $\tau_{z\theta}$ をそれぞれ独立に制御することが可能である。従ってこの試験では図-2(c)のモール円および図-2(d)に示すように最大および最小主応力の大きさ(σ_1 , 式-(1)および σ_3 , 式-(2))とその方向(α_1 , 式-(7))を自由に設定することが可能である。一方ひずみについては図-2(a)に示す供試体の鉛直変位(w), 回転角($\Delta\theta$), 内半径変位(u_i)および外半径変位(u_o)を測定することにより、図-2(b)に示す直ひずみ $\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta$ とせん断ひずみ $\gamma_{z\theta}$ を求めることが可能である。なお u_i および u_o については供試体中空部の体積変化(ΔV_h), 供試体の体積変化(ΔV_s)および w から求めることができる。本研究ではこれらの応力($\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{z\theta}$)とひずみ($\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta, \gamma_{z\theta}$)を、直応力および直ひずみについては圧縮を、またせん断応力およびせん断ひずみについては供試体外側から見て反時計回りの方向を正と規約し、Hightらの方法²⁾により計算した。これらの応力は全て有効応力であり、ひずみは自然ひずみである。またせん断ひずみについては純粋せん断ひずみである。なお図-2(b)以外の応力とひずみの計算式を式-(1)から式-(9)に示す。

最大および最小主応力 (σ_1, σ_3)

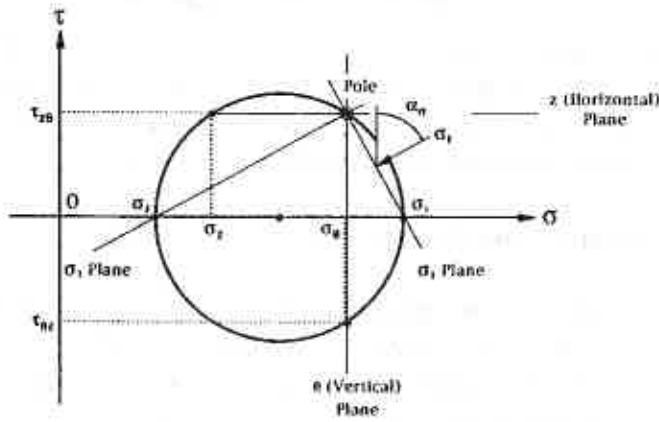
$$\sigma_1, \sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{z\theta}^2} \quad \text{式-(1), (2)}$$



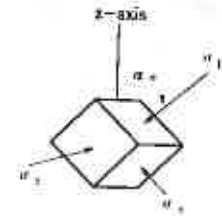
(a) 供試体に載荷される荷重・圧力と変位



(b) 微小要素の応力およびひずみ



(c) Mohr円で表した供試体の応力状態



(d) 主軸の回転

図-2 中空ねじり試験の応力とひずみ

中間主応力 (σ_2)

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad \text{式-(3)}$$

平均応力 (p)

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{式-(4)}$$

最大せん断応力面上のせん断応力 (τ_{max})

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{式-(5)}$$

中間主応力パラメーター (b)

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad \text{式-(6)}$$

z軸に対する最大主応力軸の回転角 (α_σ) (図-2(d))

$$\alpha_\sigma = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2 \tau_{z\theta}}{\sigma_z - \sigma_\theta} \right) \quad \text{式-(7)}$$

最大せん断応力面上のせん断ひずみ ($\gamma_{\tau_{\max}}$)

$$\gamma_{\tau_{\max}} = \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_\theta}{2} \cos(2\alpha_\sigma) + \gamma_{z\theta} \sin(2\alpha_\sigma) \quad \text{式-(8)}$$

体積ひずみ(v)

$$V = \varepsilon_z + \varepsilon_r + \varepsilon_\theta \quad \text{式-(9)}$$

2-4 実験手順

本研究では等方圧密が終了した後、直ちにせん断を行うI-Test(Isotropic Test)と、等方圧密終了後、初期せん断と除荷を行って異方性を誘起した後、再びせん断を行うA-Test(Anisotropy induced Test)の二種類の実験を実施した。これらの実験は全て応力制御による排水せん断試験であり、等方圧密を開始する時点から200kPaの背圧を加え、また供試体からの排水は供試体の上下両端部分に設置したポーラスストーンを通して行った。図-3に本研究で実施した実験の概略を、また表-1に実験条件を示す。なおI-Testについては同じ実験を2度行っている。(IおよびI(Re))

実験ではまず試料を等方圧密し、予圧密によって生じた異方性を消失させる。等方圧密の圧密圧力(p)は300kPaであり、漸増载荷($\Delta p/\Delta t=1\text{kPa}/\text{min.}$)によって圧力を载荷し、3t法によって圧密を打ち切った。以後この過程を「等方圧密過程」と呼ぶことにする。

等方圧密過程が終了した後、A-Testでは異方性を誘起するために実験ごとに主軸の方向(α_σ , 式-(7))を変えて初期せん断と除荷を行う。この初期せん断において载荷する最大の τ_{\max} (式-(5))は50kPa(T-50 Series)と100kPa(T-100 Series)の二種類であり、初期せん断が終了した後、主軸の方向を初期せん断の時と同じ方向に保ったまま初期せん断で载荷したせん断応力を除荷し、応力状態を再び等方状態にする。以後この初期せん断と除荷をあわせて「誘起過程」と呼ぶことにする。

誘起過程(I-Testでは等方圧密過程)が終了した後、実験によらず主軸の方向を45°に保ちながら再びせん断を行い、誘起過程で生じた異方性を評価する。以後この過程を「評価過程」と呼ぶことにする。

以上の誘起過程と評価過程における平均応力(p)は300kPaで一定、中間主応力パラメーター(b)も0.5で一定、更に主応力比増減速度($\Delta(\sigma_1/\sigma_3)/\Delta t$)も $\pm 0.00075/\text{min.}$ (I-Testのみ $0.00050/\text{min.}$)で一定であり、別に行った予備実験からせん断中に過剰間隙水圧がほとんど発生しないことを確認した(<1kPa)。また誘起過程から評価過程に移行する際の主軸の回転角を ψ と定義する。(式-(10))

$$\psi = (\alpha_\sigma)_{\text{Eva}} - (\alpha_\sigma)_{\text{Ind}} \quad \text{式-(10)}$$

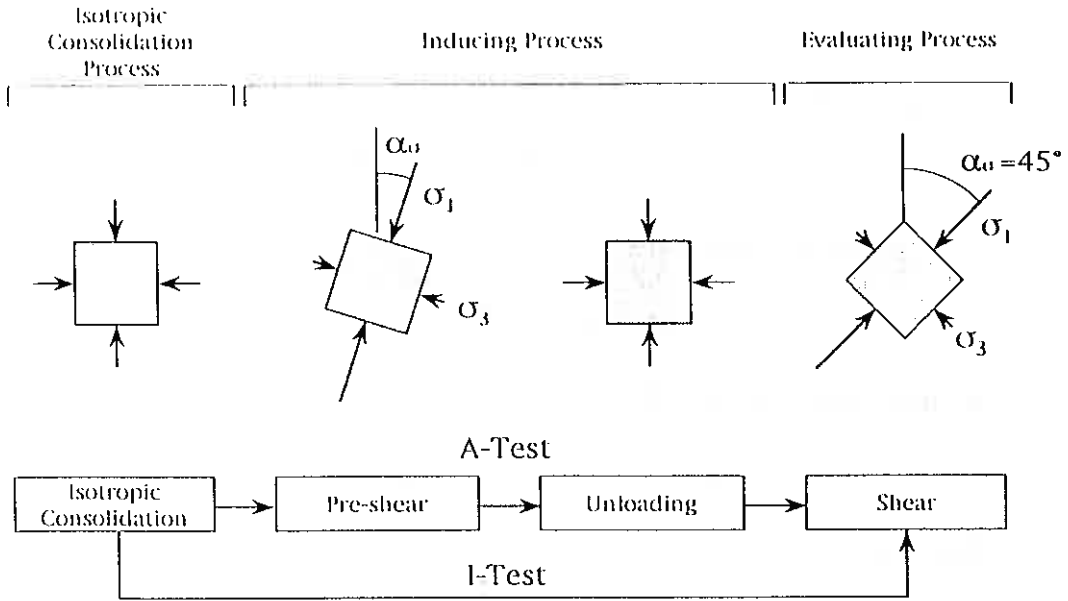


図-3 実験手順

表-1 実験条件

Test No.	Common Test Parameters throughout the Inducing and Evaluating Processes			Inducing (Pre-shear and Unloading) Process		Evaluating (Shear) Process	ψ (Deg.)	
	p (kPa)	b	Rate of the σ_1/σ_3 (/min.)	α_0 (Deg.)	Maximum τ_{max} (kPa)	α_s (Deg.)		
I	300	0.5	0.00050	-	-	45	-	
I(Re)								
T50-Y00			45	50	0		45	
T50-Y23			23					
T50-Y45			0					
T50-Y68			-23					
T50-Y90			-45					
T100-Y00			45		100			0
T100-Y11			34					
T100-Y23			23					
T100-Y34			11					
T100-Y45			0					
T100-Y68			-23					
T100-Y90			-45					

3. 実験結果および考察

3-1 評価過程の変形および強度特性に現れる誘導異方性

図4(a)はT-50Seriesの評価過程において正の最大せん断応力が生じる面上のせん断応力 τ_{max} (式(5))と同じ面上におけるせん断ひずみ $\gamma_{\tau_{max}}$ (式(8))の関係を示したグラフであり、図4(b)はT-100Seriesの同じ関係を示したグラフである。なお本研究で行った実験の評価過程における α_σ は 45° であり、従って水平面が評価過程の正の最大せん断応力面になることから、図-2(b)の τ_{σ_0} が τ_{max} に、 γ_{σ_0} が $\gamma_{\tau_{max}}$ になる。これらのグラフより誘起過程で荷重した最大の τ_{max} が50kPaであるT-50Seriesについては ϕ に関わらずI-Testとほぼ同じような挙動を示している。それに対して誘起過程で荷重した最大の τ_{max} が100kPaであるT-100Seriesについては ϕ によってその挙動が大幅に変化しており、また一般にI-Testとは異なった挙動を示す。従って評価過程の

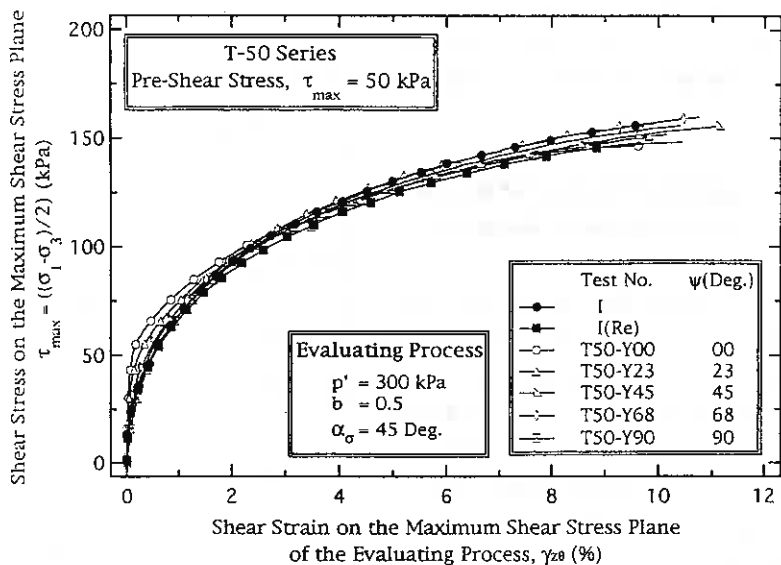


図-4 (a) T-50 Seriesのせん断ひずみ挙動

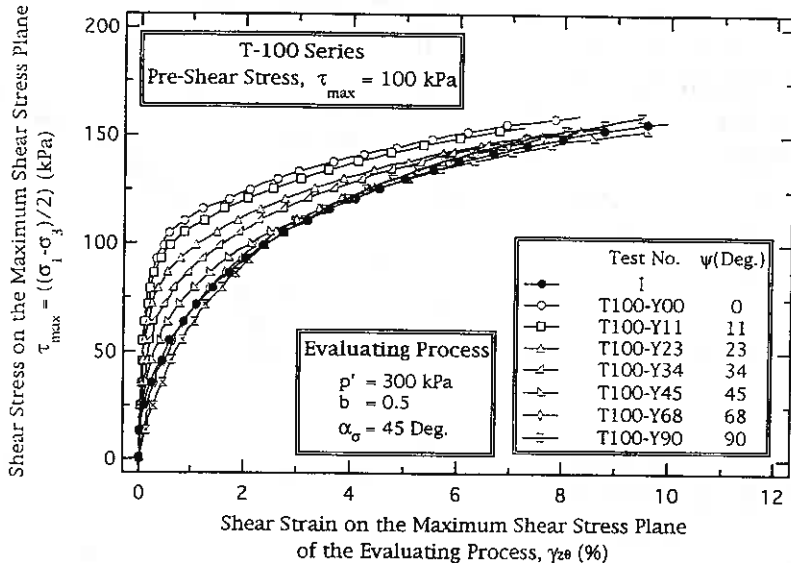


図-4 (b) T-100 Seriesのせん断ひずみ挙動

せん断変形挙動に現れる誘導異方性の強弱は誘起過程で荷重するせん断応力の大小に依存し、荷重するせん断応力が小さな場合の異方性は弱く、またその変形挙動はI-Testのそれと似たものになるのに対し、荷重するせん断応力が大きな場合には強い異方性が現れ、一般にその変形挙動はI-Testのそれとは大幅に異なったものになることが分かる。

次に排水せん断抵抗角(ϕ_a)について考える。表-2はせん断応力 τ_{max} のピークを破壊点と定義し、その点の ϕ_a をまとめたものである。表よりT50-Y00, T50-Y23およびI(Re)を除き ϕ_a は 31° から 32° となっている。またT50-Y00およびT50-Y23の ϕ_a はそれぞれ 29° と 30° であり他と比較して若干低めの値を示しているが、T50-Y00およびT50-Y23と同じ予圧密ブロックの試料で行ったI-TestであるI(Re)の ϕ_a も 30° であり、従ってT50-Y00およびT50-Y23の ϕ_a の低下はせん断履歴によるものではなく、実験に使用した粘土試料の物性が他と比

較して多少異なっていたために生じたのであろう。以上より粘土の排水せん断抵抗角はせん断履歴を受けても変化せず異方性も示さないといえる。

3-2 誘起過程開始点からの累積せん断ひずみ挙動から見た誘導異方性

本節では評価過程の最大せん断応力面上に着目し、この面上における誘起過程開始点からの累積せん断ひずみの挙動をもとに、せん断履歴を受けた粘土のせん断変形挙動に異方性が現れるメカニズムの考察を進めていく。まず誘起過程で載荷した最大の τ_{max} が100kPaであるT-100Seriesについて考える。

図-5(a)はT-100 Seriesの評価過程の最大せん断応力面上における誘起過程開始点からの累積せん断ひずみ挙動を表したグラフであり、図-5(b)は図-5(a)から評価過程の挙動のみを抽出したグラフである。これらのグラフより誘起過程で載荷する最大の τ_{max} が同じであってもその主軸方向の違いによって評価過程の最大せん断応力面上に発生する残留せん断ひずみの大きさが異なることが確認できる。

そして誘起過程により評価過程のせん断方向と同方向の残留せん断ひずみが生じるT100-Y00, T100-Y11, T100-Y23およびT100-Y34については、評価過程のせん断経路がI-Testのせん断経路に達する点を境として、それ以前のせん断経路は誘起過程の除荷経路とおよそ一致するのに対し、それ以降のせん断経路はI-Testのせん断経路とほぼ一致していることが分かる。一方、評価過程の最大せん断応力面上に残留せん断ひずみが生じないT100-Y45や、評価過程のせん断方向とは反対方向の残留せん断ひずみが生じるT100-Y68およびT100-Y90についてはこのような現象は認められない。またこの場合には評価過程の開始点をひずみの原点とした図-4(b)においてこれらの実験のせん断経路とI-Testのせん断経路がほぼ一致している。

次に誘起過程で載荷した最大のせん断応力が50kPaであるT-50Seriesについて考える。図-6(a)はT-50 Seriesの評価過程の最大せん断応力面上における誘起過程開始点からの累積せん断ひずみ挙動を表したグラ

表-2 排水せん断抵抗角・降伏応力・他

Test No.	τ_{max} on the Inducing Process (kPa)	ψ (Deg.)	Initial Water Content (%)	τ_{max} at the Yield Point (kPa)	ϕ_d (Deg.)	Water Content at Failure (%)
I	-	-	47.8	-	32	39.4
I(Re)	-	-	46.0	-	30	39.2
T50-Y00	50	0	47.0	57	29	40.7
T50-Y23		23	46.8	48	30	39.3
T50-Y45		45	45.5	0	31	40.3
T50-Y68		68	46.3	0	32	39.5
T50-Y90		90	45.8	0	31	39.9
T100-Y00	100	0	48.2	105	32	39.1
T100-Y11		11	47.7	96	31	39.7
T100-Y23		23	47.9	90	31	39.3
T100-Y34		34	46.9	64	31	38.9
T100-Y45		45	48.3	0	31	39.1
T100-Y68		68	47.5	0	31	38.9
T100-Y90		90	47.3	0	32	39.2

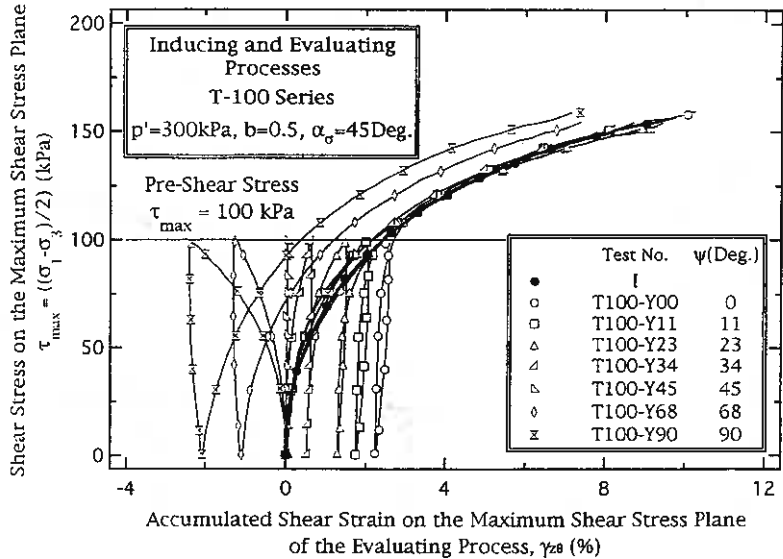


図-5 (a) T-100 Seriesの累積せん断ひずみ挙動

フであり図-6(b)は図-6(a)の原点付近を拡大したグラフであるが、T-50SeriesについてもT-100Seriesと全く同様の挙動が認められることが分かる。

以上よりせん断履歴を受けない粘土のせん断経路がせん断履歴を受けた粘土の挙動を分ける境界線となっており、せん断履歴を受けた粘土の最大せん断応力面上における累積せん断ひずみが、同じせん断応力におけるせん断履歴を受けない粘土の同面上におけるせん断ひずみよりも大きい場合、その粘土は除荷経路と再せん断経路とが一致する弾性的な挙動を示すのに対し、せん断履歴を受けた粘土のせん断ひずみが、同じせん断応力におけるせん断履歴を受けない粘土のせん断ひずみと同じかそれよりも小さい場合、除荷経路と再せん断経路は一致せず、非弾性的な挙動を示すことが分かる。そして特に非弾性的な挙動を示す場合については、誘起過程により評価過程のせん断方向と同方向の残留せん断ひずみが生じる場合については図-5(a)および図-6(a)上において、また評価過程のせん断方向と逆方向の残留せん断ひずみが生じる場合については図-4(a)あるいは(b)上においてせん断履歴を受けた粘土のせん断経路とI-Testのせん断経路が一致することから、非弾性域の粘土のせん断ひずみ増分($d\gamma_{r,max}/d\tau_{max}$)挙動はせん断履歴の影響を受けず、せん断応力によって一義的に決まるものであるといえる。

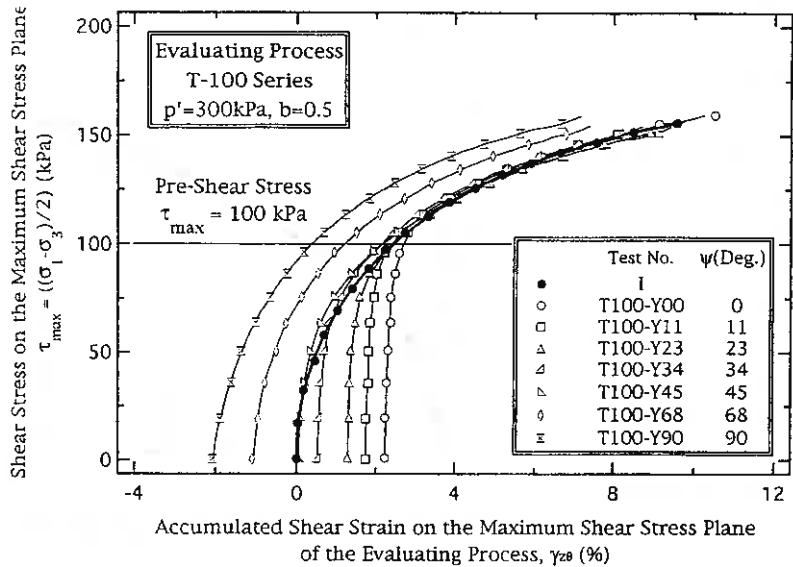


図-5 (b) T-100 Seriesの累積せん断ひずみ挙動 (図-5 (a)より評価過程の挙動のみを抽出したもの)

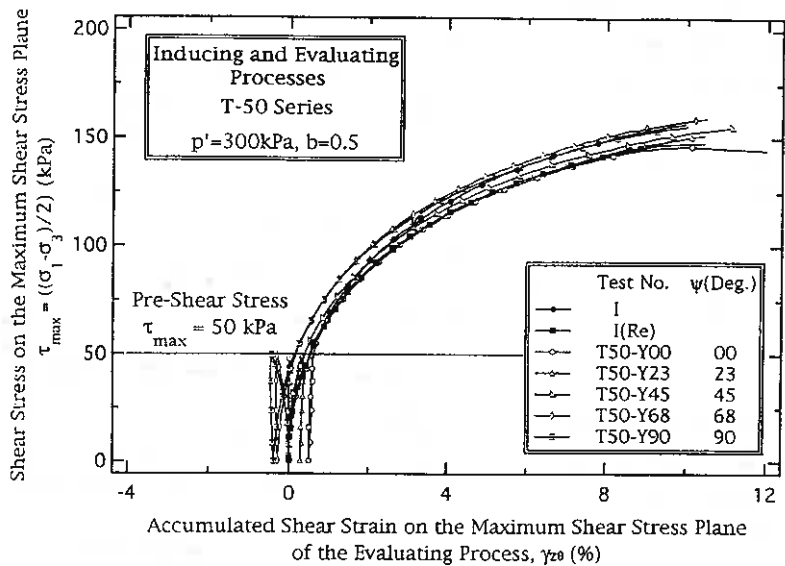


図-6 (a) T-50 Seriesの累積せん断ひずみ挙動

示す場合については、誘起過程により評価過程のせん断方向と同方向の残留せん断ひずみが生じる場合については図-5(a)および図-6(a)上において、また評価過程のせん断方向と逆方向の残留せん断ひずみが生じる場合については図-4(a)あるいは(b)上においてせん断履歴を受けた粘土のせん断経路とI-Testのせん断経路が一致することから、非弾性域の粘土のせん断ひずみ増分($d\gamma_{r,max}/d\tau_{max}$)挙動はせん断履歴の影響を受けず、せん断応力によって一義的に決まるものであるといえる。

3-3 降伏点と体積ひずみ挙動

前節よりせん断履歴を受けた粘土の降伏点は図-5(a)(b)あるいは図-6(a)(b)上において評価過程のせん断経路とI-Testのせん断経路の交点ということになる。従ってこの交点から求めた表-2の降伏応力も異方性を示す。さてT-50SeriesおよびT-100Seriesの評価過程におけるせん断初期部分の体積ひずみ挙動を表した図-7(a)(b)においてグラフ中の矢印は表-2の降伏応力に対応する点を指し示しているが、グラフ中の矢印は体積ひずみ挙動の降伏点をほぼ指し示しており、累積せん断ひずみ挙動の降伏点と体積ひずみ挙動の降伏点がほぼ一致することが分かる。

4. 結論

1. 今回行った研究から、せん断履歴を受けた粘土の最大せん断応力面上の累積せん断ひずみが同じ応力のときにおける等方圧密粘土の最大せん断応力面上のせん断ひずみよりも大きな場合、その粘土は弾性的な挙動を示すのに対し、最大せん断応力面上の累積せん断ひずみが、同じ応力のときにおける等方圧密粘土のせん断ひずみと同じかあるいはそれよりも小さな場合、その粘土は非弾性的な挙動を示すことが明らかになった。

2. 従ってせん断履歴を受けた粘土のその後のせん断変形挙動を決定する第1の要因は履歴によってそれに続く過程の最大せん断応力面上に生じるせん断ひずみの大きさであり、履歴を与える過程から再びせん断を行

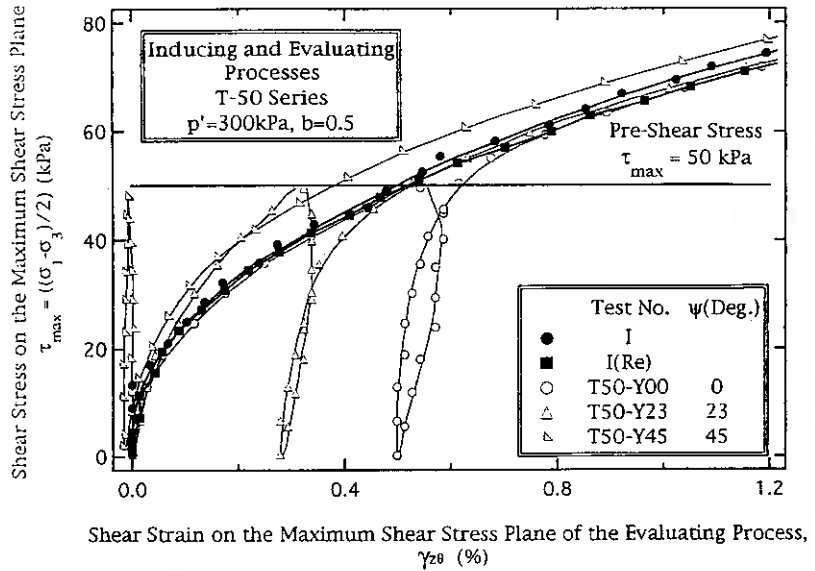


図-6(b) T-50 Seriesの累積せん断ひずみ挙動
(図-6(a)の原点付近を拡大したもの)

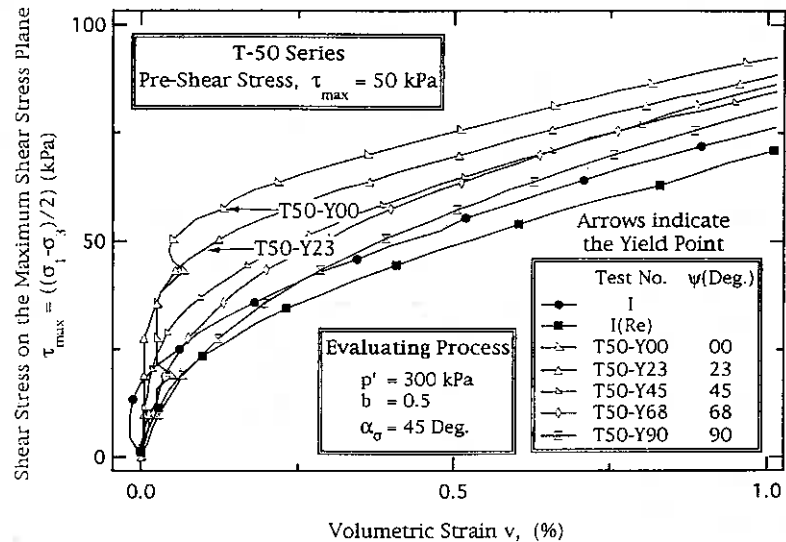


図-7(a) T-50 Seriesの体積ひずみ挙動

う過程に移行する際の主軸の回転によってこの面上のせん断ひずみが増えるため、せん断履歴を受けた粘土の変形挙動には異方性が現れることになる。

3. また今回行った実験からせん断履歴を与える際のせん断応力が増加するに従ってその後現れる異方性もより強いものとなることが明らかになったが、これは履歴を与える際のせん断応力が大きくなる

にしたがって主軸の回転に伴う最大せん断応力面上の残留せん断ひずみの変化がより大きくなるために生じる現象である。

4. せん断ひずみ挙動の降伏点と体積ひずみ挙動の降伏点は一致する。

5. せん断履歴を受けても粘土の排水せん断抵抗角は等方性を示す。

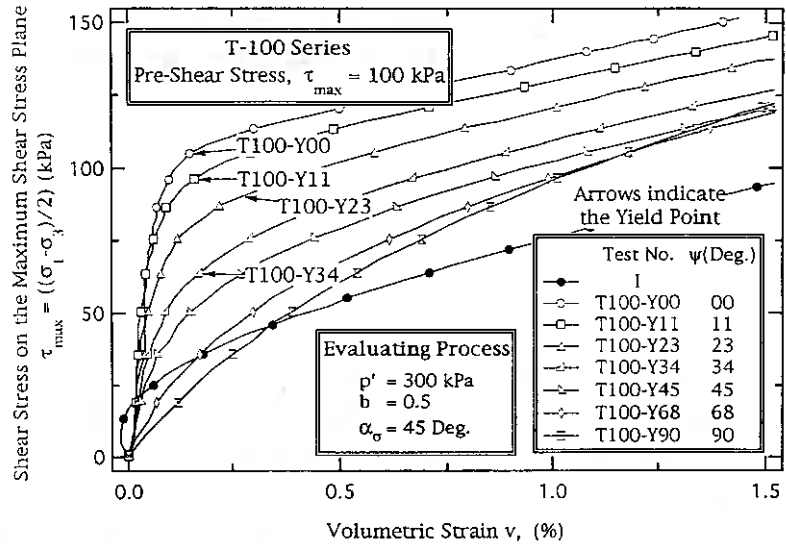


図-7 (b) T-100 Seriesの体積ひずみ挙動

5. 今後の研究の展開について

今回の研究から粘土のせん断変形挙動は最大せん断応力面上のせん断ひずみに支配されており、主軸の回転に伴う最大せん断応力面上のせん断ひずみの変化を考慮することによって誘導異方性も説明可能であることが明らかになったが、しかしこれは平均応力が一定という条件付きの話である。一方カムクレイモデルに代表される間隙比や体積ひずみを中心とした粘土の変形挙動に関する理解では、誘導異方性を説明あるいは表現することはできないものの、非排水条件の場合も含め平均応力が変化する場合の粘土の変形挙動を考慮することが可能である。そこで今後はカムクレイに今回の研究成果を取り込むことにより、誘導異方性を表現することが可能な構成モデルの開発に取り組む所存である。

参考文献

- 1) Tej B.S.Pradhan, Fumio Tatsuoka and Frans Molenkamp(1986) : Accuracy of Automated Volume Change Measurement by Means of a Differential Pressure Transducer, Soils and Foundations, Vol.26, No.4, pp 150-158
- 2) D.W.Hight, A.Gens and M.J.Symes(1983) : The Development of a New Hollow Cylinder Apparatus for Investigating the Effects of Principal Stress Rotation in Soils, Geotechnique, Vol.33, No.4, pp 355-383

粘性土の圧密及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

北海道大学大学院 学生員 ○黄 聖春
同 上 館市 弘達
北海道大学工学部 正会員 三田地 利之
同 上 澁谷 啓

1. まえがき

粘性土地盤における土要素の微小ひずみ域から破壊に至るまでの変形挙動を正確に把握するためには、広範囲なひずみ領域での変形特性を精度よく表現可能な実験装置を必要とする。また、最近のパソコン及び制御装置の目覚しい発達によって現場での様々な応力・変形条件を実験室において再現し、その条件下での地盤の強度及び変形挙動を直接に測ることも容易になってきた。このような背景から実験条件の面においては、等方圧密圧縮より異方圧密圧縮及び K_0 圧密圧縮試験がより重要性を持つようになってきた。また、三軸圧縮試験装置による測定精度の面においては、微小ひずみレベル (0.001% 以下) での変形量の測定が可能になりつつある²⁾。そして、原位置弾性波試験に対応する状態を実験室で再現し、地盤の静的・動的特性の直接的な比較検討が可能となって来た³⁾。

本論文は、このような一連の流れにそって、当研究室において新しく開発された粘性土用の全自動三軸装置の概要及びその装置を用いて最近行われた一連の実験から得られた結果を報告する。

2. 試作された軟弱粘性土用三軸試験システムの概要

写真-1、図-1は軟弱粘性土用(軸力の容量 250kgf ≈ 2.5 kN)として試作された全自動多機能三軸試験装置である。また、写真-2、図-2はこの三軸装置に取り付け、軟弱粘性土のせん断剛性率を測定するベンダーエレメント装置の概略図およびその実験から受振された波形の様子である。本試験装置の主な特徴は、①軸変位・応力載荷システムに高精度・高トルクのデジタルサーボモーター(商品名:メガトルクモーター、(株)日本精工製)を用いていること⁴⁾、②軟弱粘性土用として非接触変位計を用いて新しく開発された微小ひずみ測定システム(LSMS: Local Strain Measuring System)を利用し、微小ひずみ測定が可能であること、③ベンダーエレメントを取り付けたトップキャップとペDESTALを装着することによって三軸試験中の供試体の弾性波測定が可能であること等を挙げる事ができる。

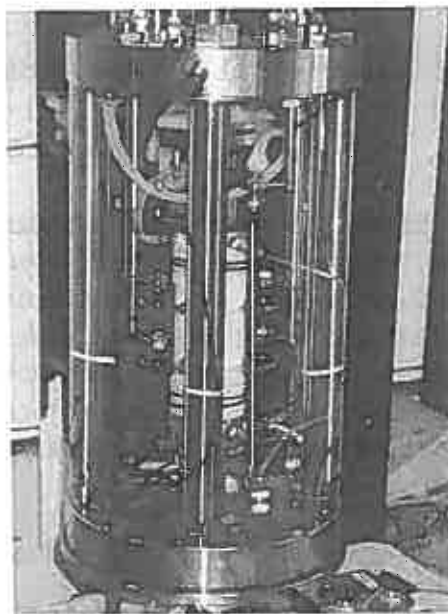


写真-1 全自動多機能三軸試験装置

A New Triaxial Test Apparatus with Small Strain Measuring System : Seong Chun HWANG(Graduate student, Hokkaido Univ.), Koutatsu TATEICHI(ditto), Toshiyuki MITACHI(Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.), Satoru SHIBUYA(ditto)

(1)三軸試験装置の概要

三軸セルの構造：軸力の反力はセル内の3本の支柱と上・下盤で受け持たれるため、セル外部の載荷枠が不要になる。また、微小ひずみ測定を目的として開発されたので、支柱は十分な剛性を持つ材質及び太さにした。また、支柱はセル内部にあるので、供試体セット時に供試体とロードセルを剛結することが容易にでき、圧縮試験はもちろん、伸張試験も簡単にできる構造になっている。載荷方法として、下部載荷型（ペDESTAL移動、キャップ固定型）になっている。これにより上盤への微小ひずみ測定システムの取り付け空間が確保された。

応力・変形の測定：微小な軸荷重と軸変形を正確に測るため、ロードセルはセル内部に設置し、

測定値は供試体に作用する軸力に等しい。また、高剛性ロードセルを用いているので、ロードセル自身の微小な変形量で高出力を得ることができ、微小ひずみ領域での軸ひずみ速度を正確に所定の値に保つことが出来る。供試体の軸方向変位としてセル外部（モーターの回転数から算定）、供試体全体（非接触変位計により測定、図-1の②）、微小ひずみ測定システム（LSMS: Local Strain Measuring System、図-1の③）の3種類の測定方式によるデータが得られるが、LSMSによれば、供試体内のひずみの不均一性およびベディングエラーの影響を受けない軸方向変位が測定可能である。

軸変位・応力載荷システム：高精度・高トルクのデジタルサーボモーターを用い、パソコンに付属するRS232C回路を経由して、専用のドライブユニットへ命令を送ることにより所定の軸変位速度を与えることが出来る。使用したモーターの位置決め分解能(M_R)は、1回転(360°)を409,600分割するため 8.79×10^{-4} (度)である。また、モーターの回転速度の最大及び最小値(M_{smax} および M_{smin})は、それぞれ4.5rpsと0.0045rpsである。そして、本システムではモーターの回転運動を軸方向の上下運動に変換する必要があるため、公称ゼロバックラッシュのスプライン付きボールネジを(図-1の

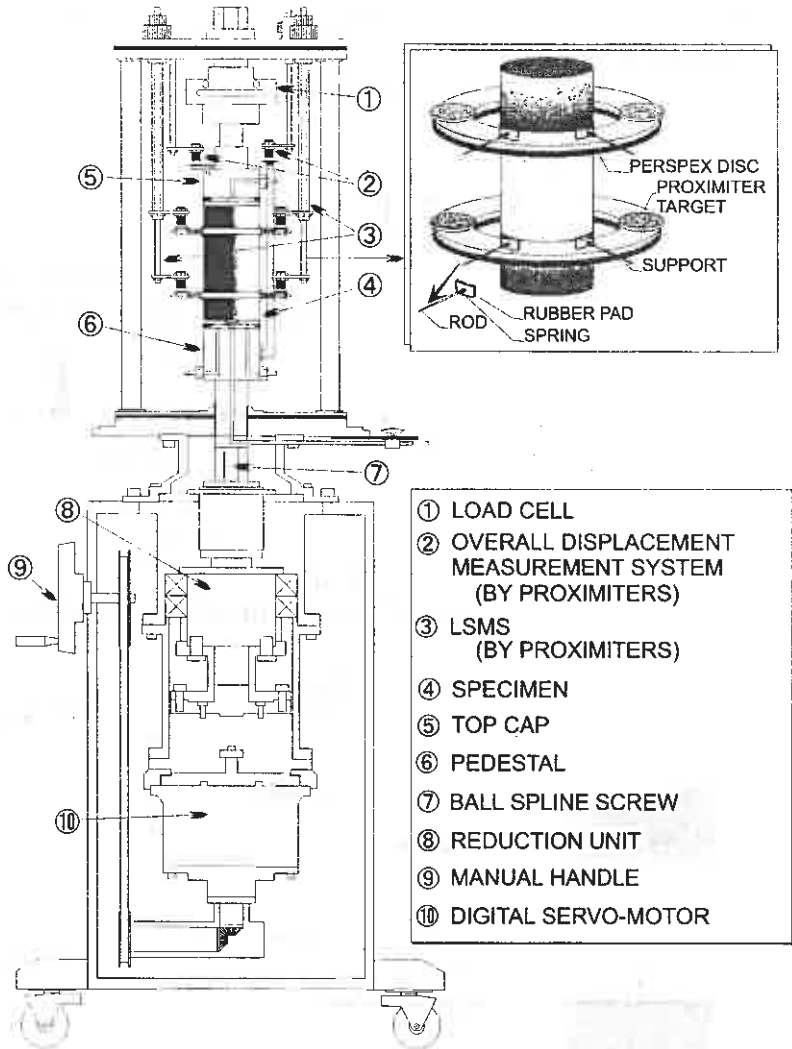
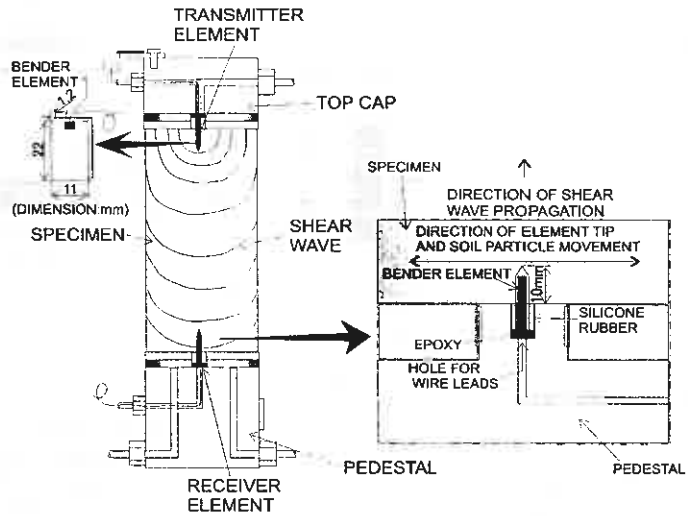
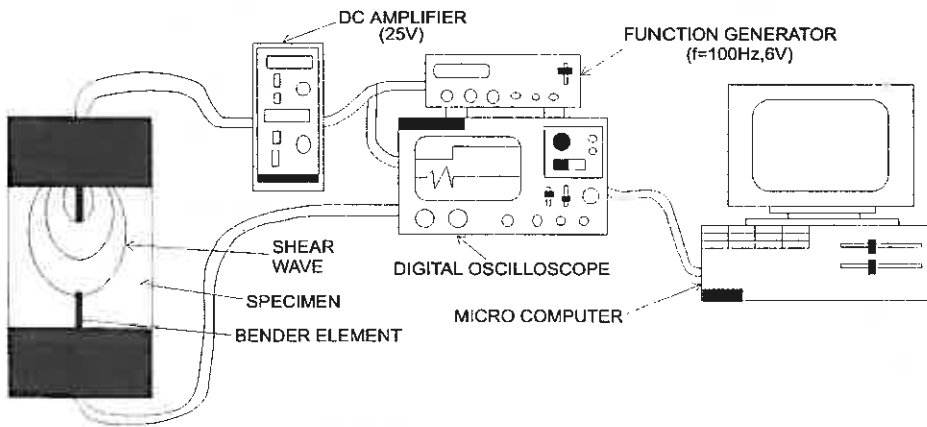


図-1 全自動多機能三軸試験装置

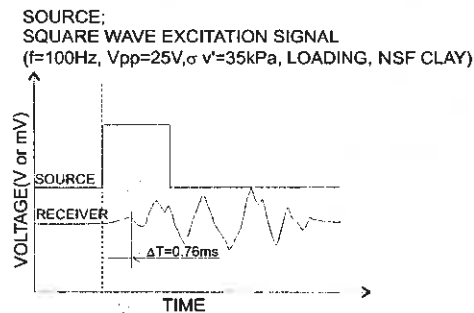
⑦)使用している。また、所定の軸変位制御分解能を得るため、本試験装置では公称ゼロバックラッシュの減速機を用いている。



(a) DETAIL OF BENDER ELEMENT



(b) SCHEMATIC SET UP OF TEST SYSTEM



(c) TYPICAL EXAMPLE FROM BENDER ELEMENT TESTS

図-2 ベンダーエレメント試験の概要

本システムでは、減速比 (R) を 1/160、ボールネジのリード (L) を 10 (mm/回転) に設定している。したがって、高さ H=100mm の供試体の場合、軸ひずみの制御分解能は理論上 1.525×10^{-9} 、軸ひずみ速度の設定範囲は 0.0169~16.9(%/min)である。

(2)微小ひずみ測定システム (LSMS: Local Strain Measuring System)

一般的に、再構成粘土や、沖積粘土供試体で圧密中の軸ひずみが 1%以上であるような供試体ではベディングエラーの影響は小さいことが知られている。しかし、せん断中の供試体の両端部と中央部におけるひずみの不均一性に関しては、まだ、正確に分かっていない。また、洪積粘土のような硬質な材料で圧密時の軸ひずみが 1%未満であるような供試体の場合、かなりのベディングエラーが生じることが知られている⁹⁾。したがって、粘性土の場合でも、他の地盤材料と同じように微小ひずみ測定が必要である。しかし、粘性土の場合、他の地盤材料と異なり、圧密過程で大きな軸ひずみが発生する。従来、

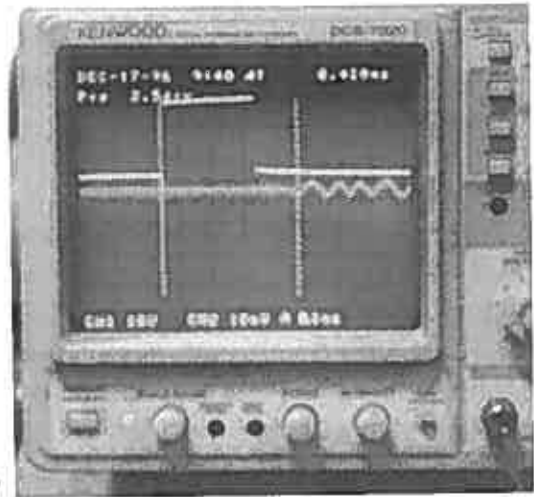


写真-2 ベンダーエレメントの受振波形(NSF-Clay)

開発されてきた粘性土用の微小ひずみ測定システムにおいて、精度 (分解能) を重視したものでは圧密過程の軸ひずみが追跡できず、また、圧密過程の軸ひずみが追跡できるシステムでは分解能が悪くせん断初期の微小ひずみ測定には無理があった。そこで、当研究室では図 1 のように 4 個の非接触変位計を組み合わせ、粘性土用の微小ひずみ測定システム (LSMS: Local Strain Measuring System、以下 LSMS) を開発した。本システムの主な特徴として圧密過程の軸ひずみの追跡が可能であることと、圧縮試験だけでなく伸張試験時においても微小ひずみ測定ができること、さらに操作が簡単であることを挙げることができる。

構造としては、外径 100mm、内径 70mm、厚さ 5mm のアクリル円盤を二つ用いて非接触変位計のターゲットを設けた。また、供試体の側面と接する部分は一つの円盤について 3 カ所であり、供試体側面に接触させるための細い鋼製ロッドにはばねが入っていて、ばね定数を変えることによって、供試体の種類に応じて側面拘束力を変更することが可能である。このロッドの先端には鋼製の小さなプレートがついていて、供試体側面のメンブレンとの間にはシリコンゴムパッドを介することによって摩擦を増やす仕組みになっている。2つのアクリル円盤の重さは合計約 74g である。また、非接触変位計の取り付けロッドは実験途中でセルの外部からもその位置を変えることが出来る仕組みになっていて、圧密過程での大きい軸ひずみにも対応できるようになっている。

(3)三軸装置に組み込まれたベンダーエレメントシステム (せん断波発振および受振装置)

当研究室では、数年前から、圧密試験装置にベンダーエレメントを取り付け、圧密過程におけるせん断波速度を測定することによりせん断剛性率を測ってきた⁹⁾。本システムは、圧密及びせん断の全過程におけるせん断波の測定を目的とし、三軸試験機のキャップおよびペDESTALにベンダーエレメントを設けるようにした。即ち、通常の試験用のキャップおよびペDESTALの代わりにベンダーエレ

メントを装着したものを入れ替えることによって、弾性波の測定が可能である。ベンダーエレメントの寸法は高さ 20mm、幅 10mm、厚さ 1mm であり、材質は圧電セラミックである。また、入力電圧は約 25V である（詳細は図-2 参照）。

3.本システムより得られた実験結果および考察

本研究における一連の実験は室内再構成粘性土供試体（ $\phi=50\text{mm}$, $H=100\text{mm}$, 一次元予圧密圧力 150kPa, NSF-Kaolin Clay 及び Drammen Clay）と不攪乱粘性土供試体（ $\phi=50\text{mm}$, $H=約 90\text{mm}$, Drammen Clay）を用いて行われた。

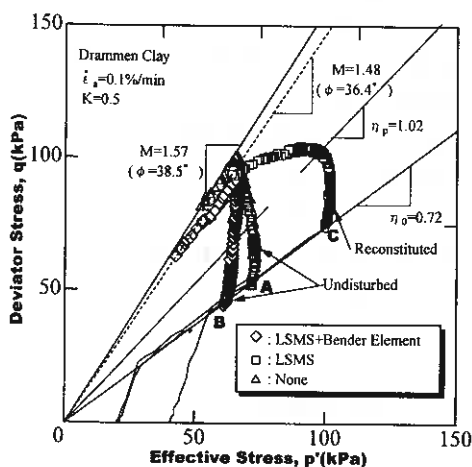
(1)実験概要

実験方法：表-1 に示すように再構成の NSF Kaolin Clay を使用して、① LSMS 装着の場合、② LSMS を装着しない場合、③ LSMS+ベンダーエレメント装着の場合、④ LSMS+ベンダーエレメント装着の伸張試験と、再構成の Drammen Clay を用いて、① LSMS 装着の場合、② LSMS を装着しない場合の実験を行った。また、不攪乱の Drammen Clay を用いて、② LSMS を装着しない場合、③ LSMS+ベンダーエレメント装着の場合の実験を行った。これらはいずれも有効主応力比 $K=0.5$ で異方圧密後の非排水三軸圧縮（伸張）試験である。

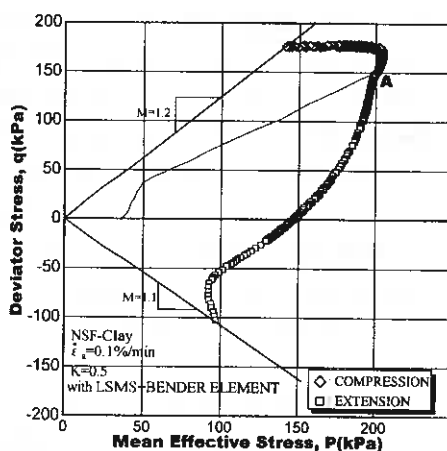
表-1 実験条件

	① LSMS 装着	② LSMS なし	③ LSMS+BE	④ LSMS+BE (伸張)
再構成(NSF-Clay)	○	○	○	○
再構成(Drammen Clay)	○	○		
不攪乱(Drammen Clay)		○	○	

室内再構成粘性土供試体の場合：初期有効応力 35~40kPa（背圧 200kPa）の等方状態から、供試



(a)



(b)

図-3 応力経路

体につながる排水バルブを開けた状態で、軸応力増加速度 $d\sigma'_a/dt=0.5\text{kPa}$ 一定で軸方向圧密応力を増加させた。主応力比 $K(=\sigma'_r/\sigma'_a)=0.5$ に到達した後、その後の σ'_a の増加にともなって K が変化しないように側方有効応力 σ'_r を調整し、平均有効主応力 $p'=(\sigma'_a+2\sigma'_r)/3=200\text{kPa}$ (Drammen Clay=100kPa) まで圧密した。所定の最終有効応力状態 (図 3-(a), (b) の A, C 点) に到達した後に、 σ'_a 及び σ'_r をそれぞれ保持した状態での体積ひずみ~時間関係を $3t$ 法を適用して圧密を打ち切った (図-4)。

圧密終了後に、微小ひずみ (ϵ_a) $\leq 0.002\%$ 領域で非排水繰返し載荷試験を行った後に、一定の軸ひずみ圧縮及び伸張速度 ($d\epsilon_a/dt=0.1\%/min$) で非排水せん断を行った。

不攪乱粘性土供試体の場合：試料はノルウェーのオスロ郊外で採取された Drammen Clay を用いた。試料の物性値は図-5 に示す通りで、深さ 15m までは水圧式 F.P. サンプラーで、15m 以上はディスプレイメント法で行われた。実験条件は室内再構成粘性土供試体の場合と全く同じである。(図-3 の(a))。ここで、図-3 の(a)の A, B 点は各々の実験での最終有効応力状態を示している。実験条件及び実験結果を表-2 に示す。

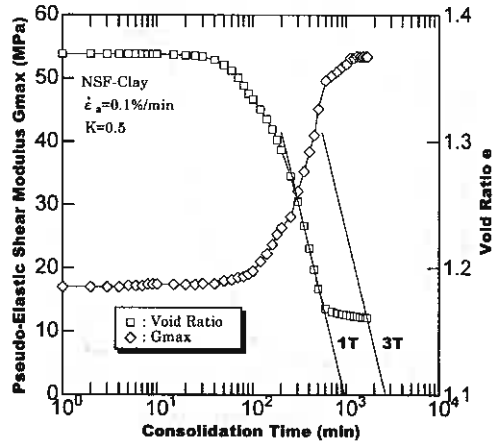


図-4 NSF Clay の間隙比とせん断剛性率の関係

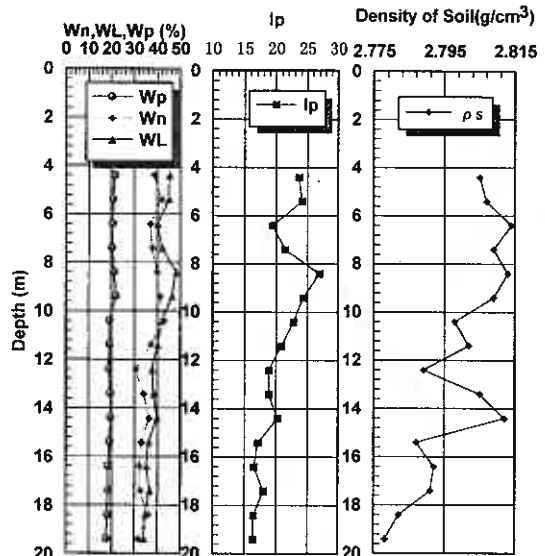


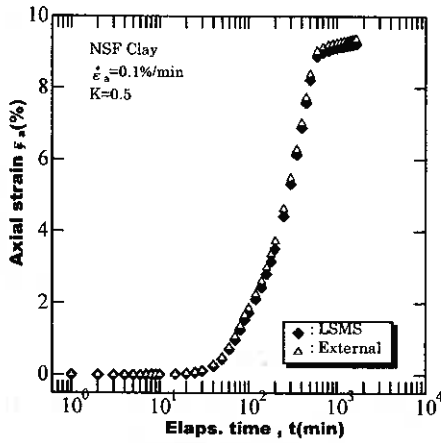
図-5 Drammen Clay の物理的性質

表-2 実験条件及び実験結果

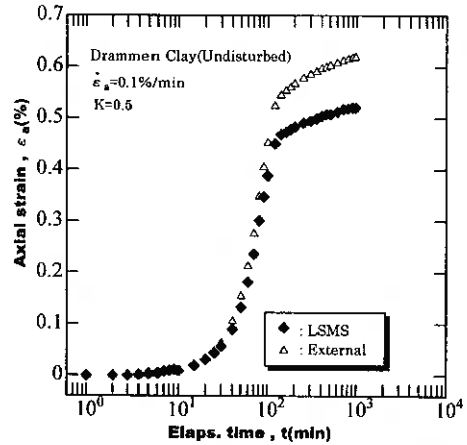
試験	深さ (m)	$\sigma'_{v \text{ in-situ}}$ (kPa)	$\sigma'_{v \text{ (kPa)}}$	K	圧密終了時の間隙比 e_c	Q_{max} (kPa)	$(\epsilon_a)_{EL}$ (%)	E_{max} (MPa)	M
DRA.6	9.8	91	90	0.51	1.136	92	0.0078	87	1.57
DRA.8	11.4	107	106	0.51	1.094	100	0.0080	89	1.56

(2) 実験結果及び考察

図-6 は主応力比 $K(=\sigma'_r/\sigma'_a)=0.5$ で圧密を行った室内再構成粘性土供試体(NSF Kaolin Clay)と不攪乱粘性土供試体(Drammen Clay)の圧密中の軸ひずみ~経過時間の関係を表している。この図から分かるように室内再構成粘性土の場合(図-6 (a))、外部(Motor の回転数)から測定した軸ひずみ ϵ_a と LSMS から測定した軸ひずみ ϵ_a との差はほとんど無いことが分かる。

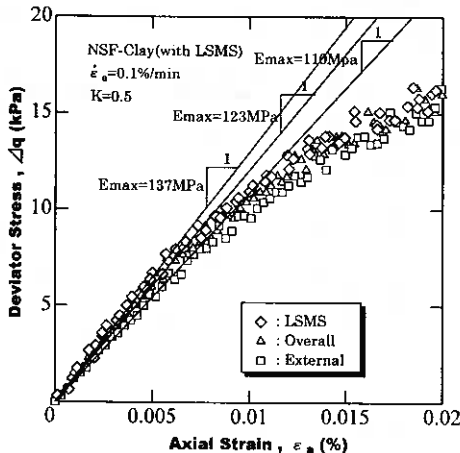


(a)

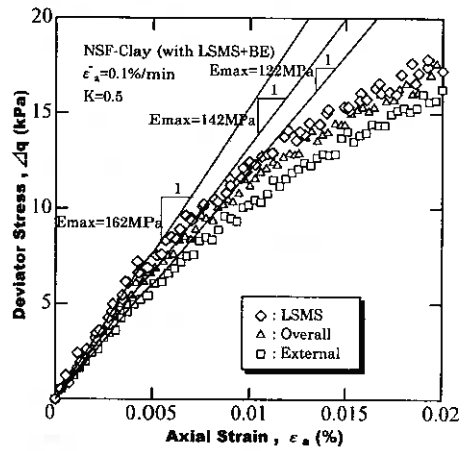


(b)

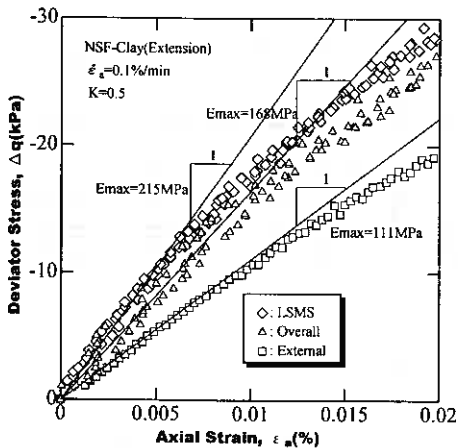
図-6 軸ひずみ~経過時間の関係



(a)



(b)



(c)

図-7 軸ひずみと軸差応力の関係

また、不攪乱粘性土の場合(図-6 (b))は明らかに LSMS のほうが軸ひずみが小さい。したがって供試体の均質度の劣る不攪乱試料においては、局部での変形の測定が重要になる。

図-7 は室内再構成粘性土供試体(NSF Kaolin Clay)のせん断時の微小ひずみ領域において LSMS で測ったひずみと非接触変位計から測った全体ひずみ (以下 Overall) 及び外部のもーターの回転数から計算した全体ひずみ (以下 External) を示している。(a)図は① LSMS 装着の場合、(b)図は③ LSMS+ベンダーエレメント装着の場合、(c) 図は④伸張試験の LSMS+ベンダーエレメント装着の場合である。(a),(b)は殆ど同一の傾向を示して

いる。

すなわち、ベンダーエレメント装着による試料の乱れの影響は確認できなかった。また、若干ではあるが、ひずみの大きさは LSMS < Overall < External である。LSMS によるものは供試体中央部の圧縮ひずみであり、ほかの 2 つは供試体端部のひずみ及びわずかながら、ロードセル等のひずみの影響を含んでいる。したがって、要素試験としての供試体のひずみとしては、LSMS によるものがより真に近いと考えてよい。また、Overall と External の差はモーターから三軸セルペダスタルに至る軸力伝達システムコンプライアンスによるものと考えられる。(c)図は伸張試験における微小ひずみ領域での応力-ひずみ関係を表している。図から分かるように大まかな傾向は圧縮の場合((a), (b)図)と同一であるが、External のひずみが大きく測定されるのは、供試体の変形速度に比べて実験に採用したひずみ速度(0.1%/min)が過大であった可能性が考えられる。この点は今後、ひずみ速度を変えた実験により確認する必要がある。

図-8 (a) は室内再構成粘性土供試体(Drammen Clay)を用いて、LSMS を装着したことによるせん断中の応力-ひずみ関係の測定値に及ぼす影響をみるために、LSMS を装着した場合としない場合の応力-ひずみ関係を External 変位で表したものである。両試験ともに、 $E_{max}=100\text{MPa}$ で同じ結果を与える。この結果から分かるように微小ひずみ領域での応力-ひずみ関係に及ぼす LSMS の拘束力による影響は無いと考えてよい。また、図-8(b), (c) は再構成と不攪乱粘性土供試体について、軸ひずみ ϵ_a が 15% までのひずみの範囲で LSMS 装着の影響をみたものである。この結果から室内再構成粘性土供試体(NSF Kaolin Clay)、不攪乱粘性土供試体(Drammen Clay)にかかわらず、応力-ひずみ関係のピーク前後までは、LSMS 装着の有無による違いがほとんどみられない。

図-9 は微小ひずみ領域での繰り返し載荷($f=0.1\text{Hz}, (\epsilon_a)_{SA}=0.002\%$) 試験結果とその後の

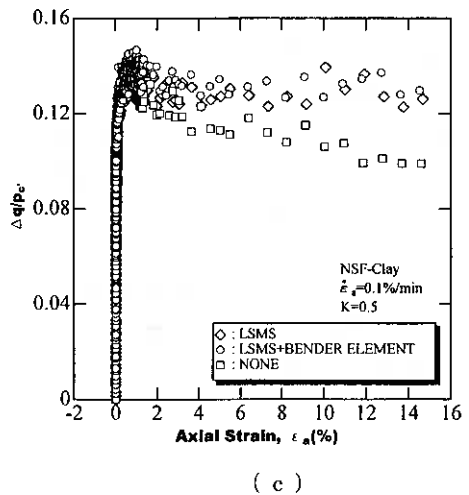
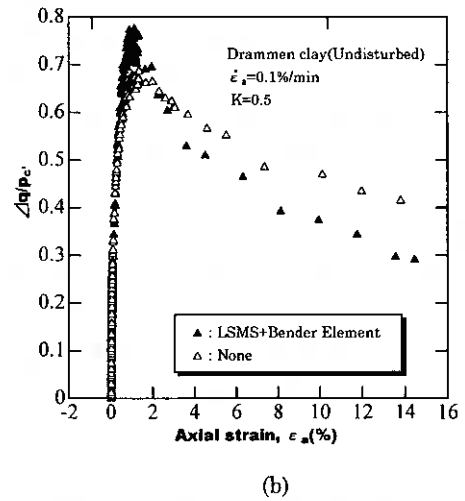
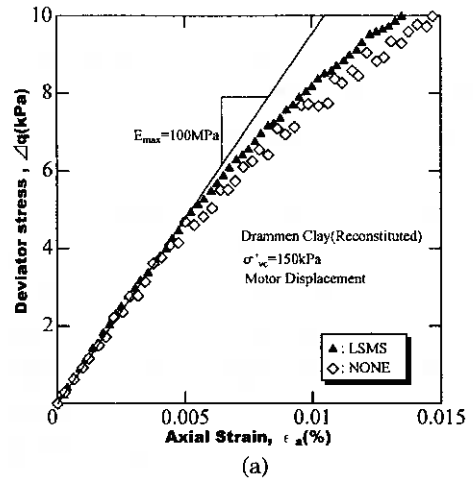


図-8 応力-ひずみ関係

単調載荷試験から得られた応力-ひずみ挙動を示したもので、繰り返し載荷による $E_{eq}=144\text{MPa}$ で単調載荷の $E_{max}=144\text{MPa}$ と一致している。

図-4、10 は本試験機に装着したベンダーエレメントシステムによる圧密およびせん断中のせん断波速度の測定値から計算されたせん断剛性率 G_{max} の変化を表している。図-4 は圧密過程での間隙比、せん断剛性率~圧密時間の関係である。せん断剛性率は間隙比の変化に大きく依存して変化している。図-10 はせん断過程でのせん断剛性率~軸ひずみの関係である。せん断に伴う有効応力の減少とともにせん断剛性率が著しく減少することが分かる。図-11 は圧密試験装置に取り付けたベンダーエレメントシステムと本システムから得られたせん断剛性率~有効鉛直応力 σ'_v 関係の対応を示したものである。有効鉛直応力 σ'_v の全測定領域において直線性がみられ、その傾き $m=0.58$ で両試験システムによる測定値がわよく一致している。

4.まとめ

粘性土の圧密及びせん断過程での微小ひずみの測定およびベンダーエレメントによるせん断波速度の測定が可能な三軸試験装置を試作した。再構成と不攪乱粘性土供試体を用いて一連の実験を行い、次のような結果を得た。

- ①高精度・高トルクのデジタルサーボモーターを用いることによって、軸変形・応力の制御精度を高めることが出来た。
- ②新しく粘性土供試体用の微小ひずみ測定システム (LSMS) を開発し、圧密からせん断の全過程 (圧縮・伸張) にわたって再構成・不攪乱粘性土を問わず、供試体の軸ひずみを精度よく測定出来ることを確認した。
- ③ベンダーエレメントを取り付けることにより、実験全過程を通じせん断波速度を精度よく測ることが出来、圧密及びせん断中のせん断剛性率の変化を把握することが可能となった。

参考文献

- 1) 三田地利之：地盤工学における土質試験の役割、

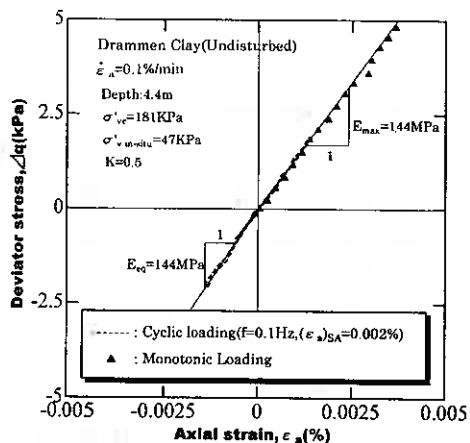


図-9 単調及び繰り返し試験結果

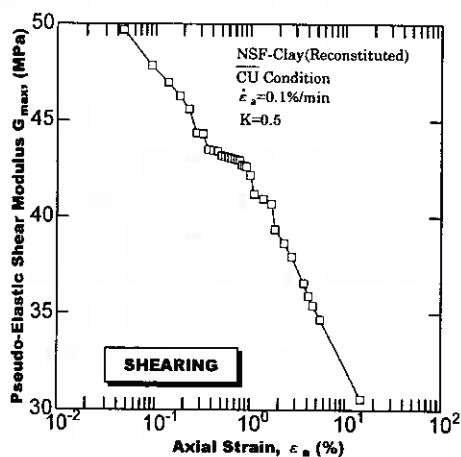


図-10 せん断剛性率~軸ひずみの関係

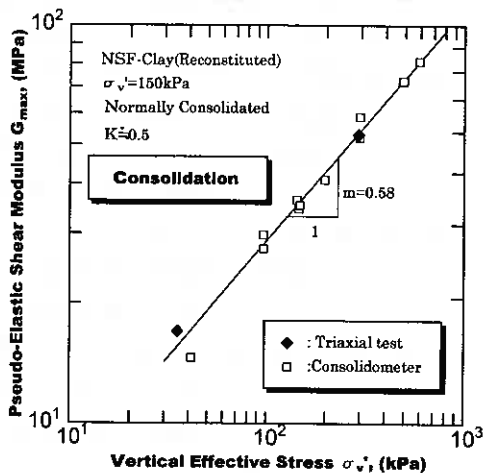


図-11 せん断剛性率~有効鉛直応力 σ'_v 関係

土と基礎、43巻、11号、1~2項、1995.

- 2) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S. and Kim, Y-S. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soil and Foundations, Vol.31, No.1, pp. 169~180,1991.
- 3) Dyvik, R. and Madshus : Lab measurements of Gmax using bender elements. Pro. ASCE Annual Convention. Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions. Detroit, Mich. 1985.
- 4) 渋谷 啓・三田地利之・大森荘一郎・本田章人 : 第 28 回土質工学研究発表会、53~56 項、1993.
- 5) Tatsuoka, F., Shibuya, S. : Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Keynote Lecture(Session No.1), Proc. 9th Asian Regional Conf. On SMFE, Bangkok, 1991, 2, 101-170.
- 6) 三野ら : Bender Element 試験による弾性せん断速度の測定方法、土木学会第 49 回年次、札幌、pp. 502~503. 1994.
- 7) 黄ら : 各種室内試験による Drammen Clay のせん断特性 (その 3) 、第 31 回土質工学研究発表会、北見、1996.

火山性粗粒土の圧密・せん断による粒子破碎とその定量化

室蘭工業大学 大学院 ○学生員 中田 隆文
室蘭工業大学 工学部 正 員 三浦 清一
(株)地崎工業 技術開発部 正 員 八木 一善
室蘭工業大学 大学院 学生員 笠井 隆治

1. はじめに

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材料は、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とが知られている^{1),2),3)}。一方、高圧下においては、砂や礫においても粒子破碎が生じることが知られており、以前よりその粒子破碎を定量的に評価する指標についての研究が進められてきている⁴⁾。筆者らも、幾つかの火山性粗粒土について一連の圧密・せん断試験を実施し、圧密・せん断過程でもたらされる粒子破碎の特性やその定量化法について調べてきた。それらの試験結果から、火山性粗粒土の粒子破碎が静的・動的力学特性に及ぼす影響は決して無視できるものではないことがわかった^{3),5)}。

一方、このような火山性粗粒土の粒子破碎の程度を決定する要因の一つに構成粒子自体の硬さがある。噴出起源や風化の程度等によって異なる火山性粗粒土の構成粒子の硬度を定量化できれば、圧密・せん断過程で生ずる粒子破碎を一般化して評価できるかもしれない。そこで本研究では、まず火山性粗粒土の粒子硬度を調べるために、粗粒土を対象とした簡易的な圧裂試験を実施した。これらの試験結果より、点載荷及び面載荷圧裂強度は構成粒子の粒径に依存するものの、粒径によって変化する火山性粗粒土の硬度を定量的に評価できることがわかった。

また本研究では、火山性粗粒土の圧密・せん断過程でもたらされる粒子破碎を調べる一環として、一連の等方圧密試験と一面せん断試験を実施している。等方圧密試験結果から、既往の試験結果³⁾と同様に等方圧密過程でもたらされる細粒分増加量 ΔF_c は圧密時の有効平均主応力と一義的な関係にあることがわかった。また一面せん断試験では、 ΔF_c はせん断変位の大きさに依存することが明らかにされている。

2. 試験に用いた試料

本試験で対象とした火山性粗粒土は、北海道各地の自然堆積地盤から採取された 5 種類の降下火山灰である。それぞれの採取位置と噴出起源を図-1 に示す。森町姫川 (①森火山灰土 (MORI VOLCANIC SOIL)) で採取された駒ヶ岳降下火砕堆積物 (Ko-d) は、1640 年に噴出したものである。門別町富川 (②富川火山灰土 (TOMIKAWA VOLCANIC SOIL))、苫小牧市柏原 (③柏原火山灰土 (KASHIWABARA VOLCANIC SOIL)) および千歳市美々 (④美々火山灰土 (BIBI VOLCANIC SOIL)) は支笏第 1 カルデラを噴出源とする支笏第 1

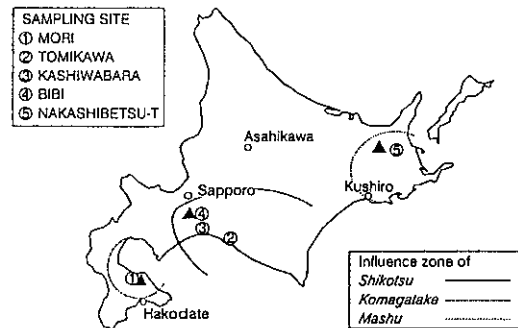


図-1 試料採取地点

テフラ (Sp1-1) に属しており、その噴出年代は 3.1~3.4 万年前と推測されている。また道東の中標津町当幌 (⑤中標津火山灰土 (NAKASHIBETSU-T VOLCANIC SOIL)) で採取された摩周噴出堆積物 (Ma-1) は 1.1~1.3 万年前に

Particle breakage of volcanic soils due to consolidation-shearing and its evaluation: Takafumi Nakata (Muroran Institute of Technology), Seiichi Miura (Muroran Institute of Technology), Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co., Ltd.), Ryuji Kasai (Muroran Institute of Technology)

噴出したものである。いずれの火山灰土も、土被り厚約1~2mの切土面から採取されている。

各火山灰土の物理特性を表-1に、粒径加積曲線を図-2に示す。噴出源を等しくする富川、柏原、美々火山灰土は類似した粒度分布を示し、森火山灰土よりも若干粗粒である。また中標津火山灰土は他の火山灰土よりもかなり粗粒である。森火山灰土の構成粒子は黑色鉱物を含むためにかなり硬質で、通常の応力レベルでは非破砕性粒状体として扱ってよい。中標津町武佐で採取された中標津火山灰土(武佐)は、過去の研究³⁾で顕著な破砕性を示していることが明らかにされているが、本研究で採用された同一噴出源の中標津火山灰土(当幌)はより脆弱で高い破砕性を示す。また、いずれの火山灰土の細粒分(75 μm)含有率も2%以下と極めて少ない。なお、採取した試料には構成粒子として極めて多くの軽石と火山ガラスが含まれ、これらの軽石は非常に多孔質で粒子内間隙の占める割合が大きいため、各火山灰土の原位置乾燥密度 $\rho_{d \text{ in-situ}}$ が低い値をとる主因となっている。

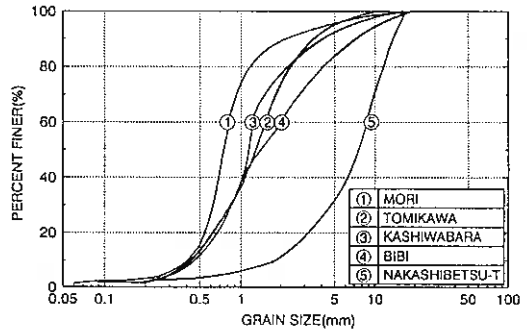


図-2 粒径加積曲線

表-1 各火山灰土の物理的性質

SAMPLE NAME	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³		ρ_d In-Situ g/cm ³	D ₅₀ mm	U _c	F _c %
		max	min				
① MORI	2.82	1.589	1.314	1.49	0.66	2.37	0.15
② TOMIKAWA	2.22	0.522	0.428	0.49	1.25	3.05	1.07
③ KASHIWABARA	2.38	0.604	0.491	0.53	1.08	2.79	1.03
④ BIBI	2.29	0.622	0.496	0.65	1.38	3.75	1.83
⑤ NAKASHIBETSU-T	2.64	0.520	0.470	0.50	7.34	4.63	1.94

3. 試験方法

3-1 圧裂試験 (Split-Test)

図-3は硬度測定用に作製した圧裂試験装置の図である。図-3に示されるように、一軸圧縮試験装置の載荷部分に①点載荷試験及び②面載荷試験用のロッドを取り付けている。①点載荷ロッドは、先端が60°のはさみ角と、r=5mmの曲率で加工されたコーン形状をしており、一般的に岩石などの点載荷器具と同型である^{6,7)}。②面載荷ロッドは、先端が直径40mmと厚さ10mmの円形平面を有している。

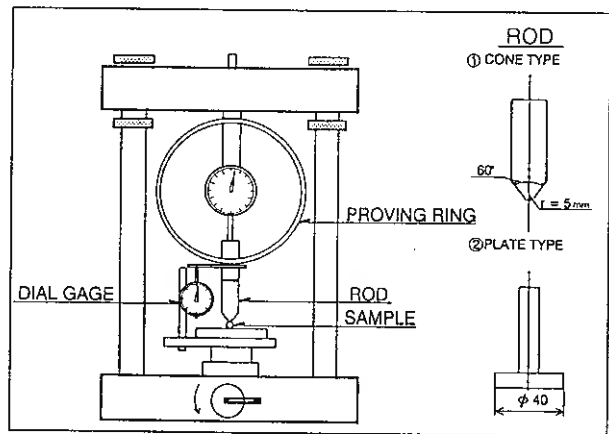


図-3 圧裂試験装置図

以下では、これらの載荷ロッドを取り付けた圧裂試験をそれぞれ点載荷圧裂試験、

面載荷圧裂試験と称する。圧裂試験では全火山灰土を対象として、ひずみ速度一定(0.3mm/min)で載荷した。また

載荷前の直径(D₁)と圧裂時の粒子直径(D₂)をダイヤルゲージにより測定している。

ここで、平松・岡らが提案した点載荷圧裂強度 St は(1)式で算出される^{6,7)}。

$$St = 0.9 * P / D_2^2 \dots \dots \dots (1)$$

P : 最大荷重、D₂ : 圧裂破壊時の粒子の直径

上式では、点載荷を行ったときに破壊が発生すると思われる部分の応力状態は、載荷点を結ぶ直径を有する球の応力状態であると仮定し、球の中央部付近で引張強度に達したときに破断が起こるものとして点載荷圧裂強度 St を定義している。

また圧裂試験では、粒子形状が粒子硬度に与える影響を明らかにするために、同一形状に整形した中標津火山灰土の粗粒子を対象とした一連の試験を実施している。粒子の整形では、粗粒な粒子を 24hr 水浸させ、引続き 24hr 凍結させた後に粒子を直径 9.6~14.5(mm)、高さ 13.1~22.5(mm)の円柱形に整形した。この粒子整形に対し、図-4 に示す 4 種類の圧裂試験(Type1、Type2、Type3、Type4)を行っている。点載荷圧裂試験で行われる Type1、Type2

は、円柱型の粒子を方向を変えて点荷重を与え、粒子形状と載荷方向の影響を調べることを目的としている。面載荷試験で行われる Type3、Type4 では、面載荷方向を変えて破壊状態を引張破壊と圧縮破壊にしている。なお、試験では載荷点を結ぶラインに破壊面が生じたもののみ採用している。

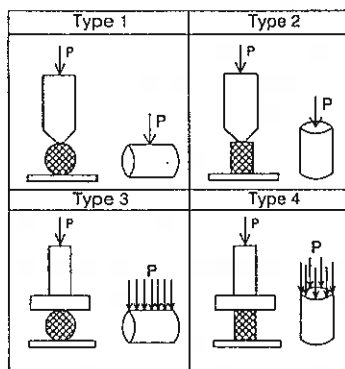


図-4 整形粒子圧裂試験

3-2 等方圧密試験

森火山灰土を除く全ての火山灰土の供試体($\phi=70\text{mm}$, $H=170\text{mm}$)は、表-1 の原位置密度になるよう多重ふるい落下法³⁾により再構成した。この方法により、富川、柏原、美々火山灰土はほぼ満足できる均一な供試体を得ている。しかし、中標津火山灰土では粗粒子が集中して堆積することがあるため、分級の起こらない状態が確認された供試体のみが本試験で採用されている。供試体を三軸セルに設置し、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して飽和させた。この方法により、全ての供試体の間隙水圧係数 B は確実に 0.96 以上の値を得ている。引続き、所定の圧密時間($t=2\text{hr}$ あるいは 24hr)、有効拘束圧($\sigma'_v=49\sim 392\text{kPa}$)のもとで等方圧密試験を行った。試験が終了した後は、ふるい分析を行って試験前後の粒度変化を調べている。なお、粗粒子を対象としているためメンブレン貫入の影響は小さくないと考えられる⁶⁾が、本研究でこれに対する補正は行っていない。

3-3 一面せん断試験

一面せん断試験では、中標津火山灰土(9.5mm ふるい通過試料)を対象としてその粒子破砕性を調べている。供試体は 30cm の高さに設置された漏斗から乾燥試料を空中落下させることにより作製した。供試体の密度は、表-1 に示した原位置密度 $\rho_{s, in-situ}$ を目標値として $\pm 5.0\%$ の範囲としている。供試体高さは 20mm と 12mm の 2 ケースであり、供試体直径は 60mm である。また試験条件は乾燥状態(Dry Condition)とし、せん断変位は 3、6、10mm の 3 ケースである。供試体設置後に所定の圧密圧力 $\sigma'_v (=0, 49, 98\text{kPa})$ を 2 時間載荷し、その後せん断速度一定(0.3mm/min)でせん断試験を行った。ここで圧密圧力 $\sigma'_v = 0$ では、実際には上蓋及びポーラストーンの重さを考慮すると供試体高さ 20mm では $\sigma'_v = 1.352\text{kPa}$ 、また供試体高さ 12mm では 1.367kPa となっている。

4. 試験結果と考察

4-1 圧裂試験

点載荷、面載荷圧裂試験によって求められる粒子径と圧裂強度 St の関係を求めるために、各火山灰土のランダムな 50 サンプル(粒子)について試験を実施した。図-5(a)~(e)は、点載荷圧裂試験による圧裂時の粒子径 D_2 と St の関係 ($St-D_2$ 関係)を、また図-6(a)~(e)では面載荷圧裂試験による同様な試験結果をそれぞれ示している。

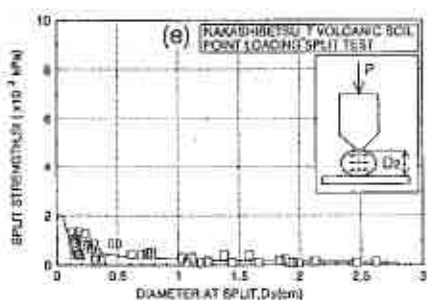
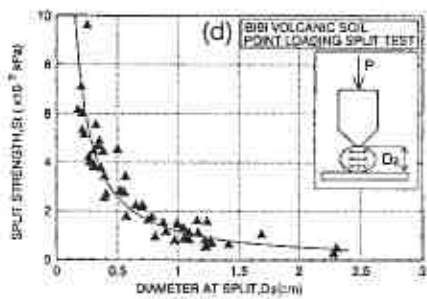
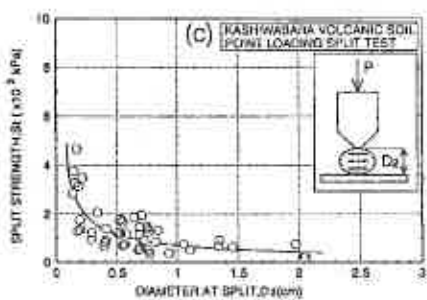
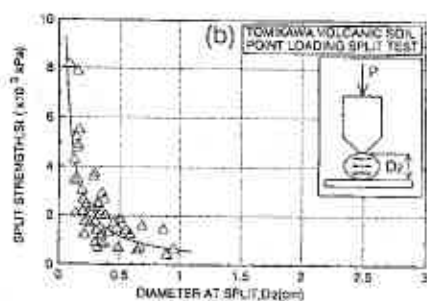
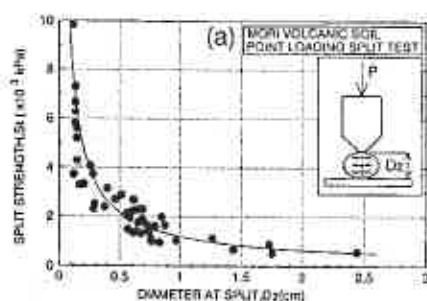


図-5 点載荷圧裂試験における S_t - D_s 関係

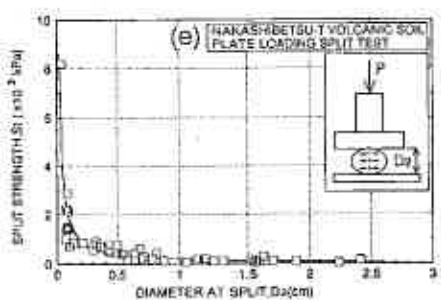
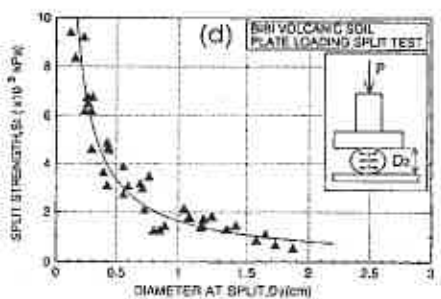
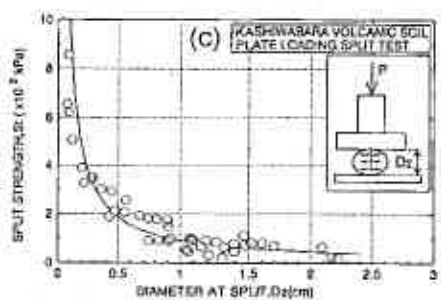
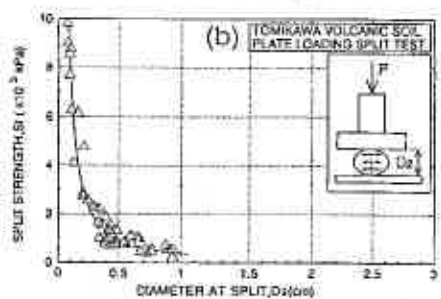
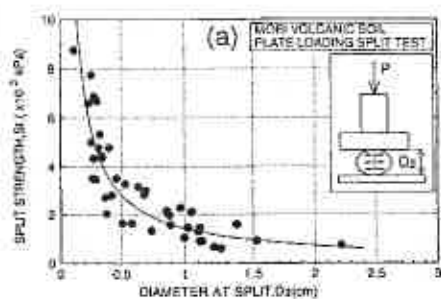


図-6 面載荷圧裂試験における S_t - D_s 関係

図のように、点載荷及び面載荷圧裂試験の St と D_2 の関係では粒径の減少に伴って圧裂強度が増加し、粒径 5mm 以下で急激に St が増加する傾向が認められる。さらに、各粒径の圧裂強度を点載荷と面載荷の場合で比較すると、やや面載荷のほうが圧裂強度が大きくなるようである。このことは、面載荷時に粒子が変形して載荷面積が与えられるのではないかと推察される。また図-7(a)、(b)では、全火山灰土の圧裂強度を比較すると点載荷、面載荷とも同様に森火山灰土と美々火山灰土の粒子の硬度がやや高く、また中標津火山灰土の粒子は非常に脆弱であることが示されている。このような各火山灰土の粒径 D_2 と圧裂強度 St の関係は (2) 式によって定量化できる。

$$St = aD_2^b \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで各火山灰土の定数 a 、 b を表-2 に示す。

表-2 a-b 関係

	POINT LOADING		PLATE LOADING	
	a	b	a	b
MORI	1179.398	-0.865	1427.890	-0.976
TOMIKAWA	604.435	-0.943	388.562	-1.305
KASHIWABARA	708.906	-0.710	912.108	-1.028
BIBI	1180.175	-1.125	1656.721	-1.010
NAKASHIBETSU	233.541	-0.691	178.214	-1.018

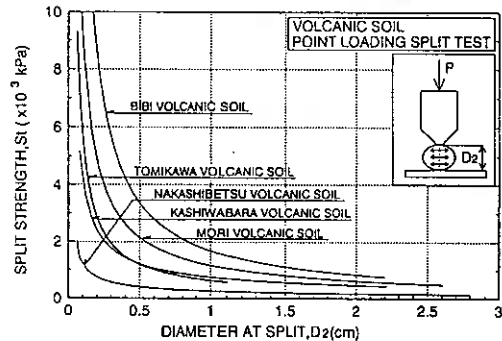
なお図-8 では、硬質砂岩における点載荷圧裂強度の範囲⁹⁾と森火山灰土の場合のそれを比較している。圧裂強度と粒径 D_2 の関係は硬質砂岩においても火山性粗粒土と同様の傾向を示しているが、森火山灰土と比べるとその圧裂強度ははるかに高く、また同一粒径における強度の範囲も幅広いことが明らかである。このことから、火山性粗粒土においては載荷ロッドの形状に関係なく粒径と圧裂強度に岩石よりもはるかに良好な相関関係があり、火山灰土粒子の硬度を定量的に示す指標として圧裂強度は適切ではないかと判断される。

次に、圧裂強度に及ぼす粒子形状の影響と載荷方向の影響を調べるために、中標津火山灰土の粗粒子(直径 9.6~14.5mm)を円柱形に整形したものに対して点載荷および面載荷圧裂試験を実施した。円柱供試体に対する載荷方向は円柱の軸方向と半径方向(図-4 参照)である。なお、円柱供試体の高さ H と直径 D の比の範囲は $H/D=1.1 \sim 1.4$ となっている。また、円柱供試体に対する面載荷圧裂試験では圧縮強度 σ 、引張強度 σ_t は (3)、(4) 式により定義される。

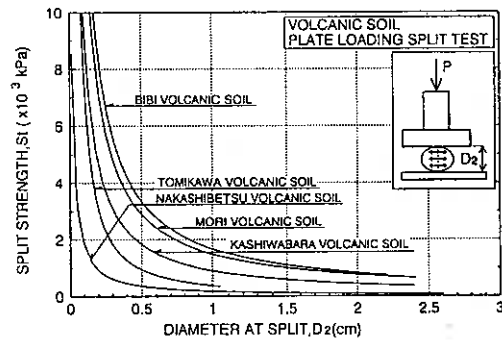
圧縮強度 (軸方向載荷) $\sigma = P/A \quad \dots \dots (3)$

引張強度 (半径方向載荷) $\sigma_t = 2P/\pi dl \quad \dots \dots (4)$

ここで、 P : 圧裂時の荷重、 A : 載荷断面積、 d : 円柱の直径、 l : 円柱の長さである。



(a) 点載荷圧裂試験 (全火山灰土)



(b) 面載荷圧裂試験 (全火山灰土)

図-7 各圧裂試験の圧裂強度の $St-D_2$ 関係

図-9 は、半径方向(Type1)、軸方向(Type2)に載荷した場合の点載荷圧裂試験における圧裂強度 S_t と圧裂時の供試体高さ D_2 との関係を示している。図示したデータは、全て円柱供試体が載荷点方向で2分するように割裂したもののみのプロットした。図-9では、Type1の S_t-D_2 関係は図-5(e)で求められたその関係をほぼ満足する結果が得られている。

一方 Type2 では、図示された曲線関係よりも全ての円柱供試体の圧裂強度がやや低くなっており、載荷方向の違いによる強度の差異が若干現れている。この原因として粒子整形時に生ずる粒子の乱れが考えられるが、むしろ Type2 のみ強度が低下していることから、粒子の長軸方向に載荷した場合は短軸方向に載荷した場合よりもやや強度が低くなると考えられよう。

図-10 は、面載荷圧裂試験(Type3、Type4)による、 σ_c-D_2 と σ_t-D_2 の関係である。図から、円柱供試体の引張強度 σ_t (Type3 □) は圧縮強度 σ_c (Type4 ▲) よりも著しく低いという岩石試験での一般的見解と同じ結果が得られている。また圧縮強度は、供試体高さの変化に関わらずそのばらつきはかなり大きい。このことから、面載荷試験では載荷方向の違いにより粒子の強度に大きな差異が生じることが明らかである。

以上のことから、粒子の硬さを定量的に評価するための圧裂試験方法としては、点載荷圧裂試験の方が適切であると考えられる。

4-2 等方圧密試験

等方圧密過程でもたらされる粒子破砕の特性を調べるために、富川、柏原、美々、中標津(当磯)火山灰土を対象とした等方圧密試験を実施した。図-11(a)、(b)は、圧密時間 2hr 及び 24hr における軸ひずみ ϵ_a 、圧密過程で生じる細粒含有率の増加量 ΔF_c と有効平均主応力 $p(\sigma = \sigma'_v)$ の関係である。なお火山灰土は、構成粒子が硬質なために等方圧密過程ではほとんど粒子破砕しな

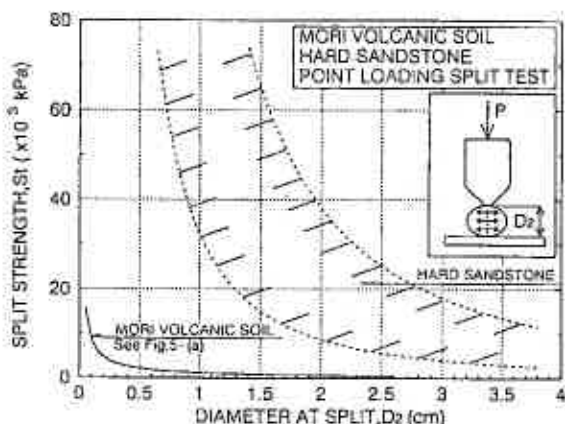


図-8 硬質砂岩と森火山灰土の圧裂強度の関係

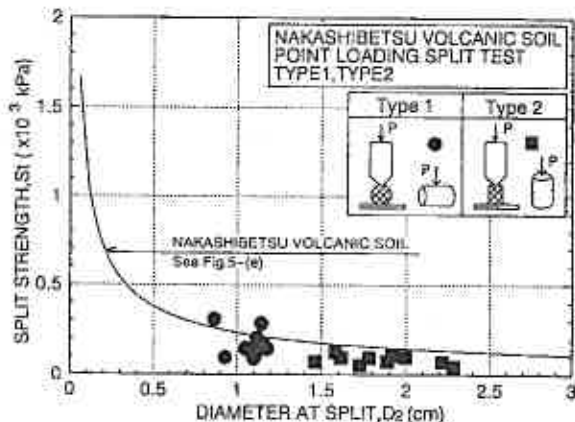


図-9 粒子整形試験による圧裂強度と粒径の関係
(Type1, Type2)

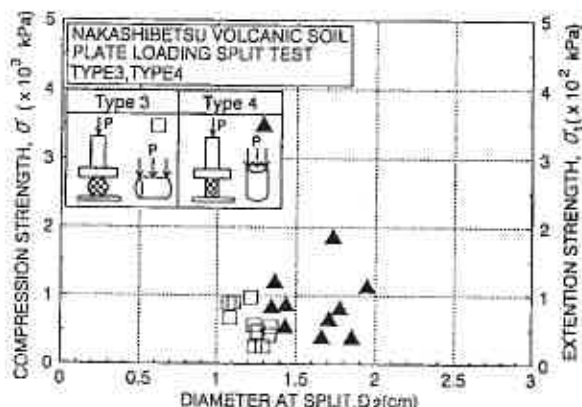


図-10 引張強度と粒径の関係
(Type3, Type4)

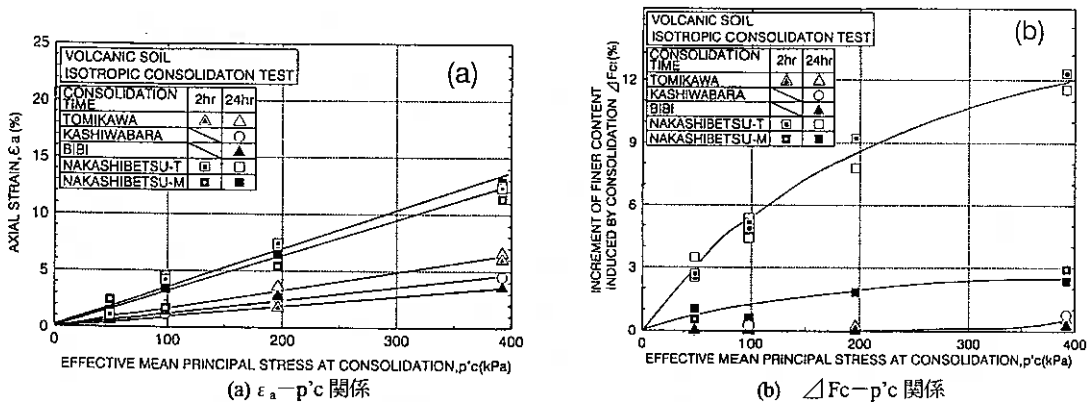


図-11 等方圧密による発生軸ひずみと粒子破碎挙動

いことが明らかになっており、また図-11には既往の研究による中標津火山灰土(武佐)のデータ³⁾も併記している。これらの図から、各火山灰土 ϵ_a - p'_c 関係、 ΔF_c - p'_c 関係は圧密時間 24hr 以内ではほぼ一義的な関係で整理できることが示されている。また図-11(b)では支笏降下生成物(富川、柏原、美々火山灰土)が破碎しにくく、特に美々火山灰土の ΔF_c が小さいことが示されている。

一方、中標津火山灰土 (NAKASHIBETSU-T(当幌)、NAKASHIBETSU-M(武佐))の粒子破碎性が著しい。ただし、本試験で用いた中標津火山灰土(当幌)は同じ噴出起源を持つ中標津火山灰土(武佐)より遙かに粒子破碎が卓越する結果となった。この原因として同じ噴出起源をもつ試料であっても風化の度合いによって粒子が脆弱となり、これが粒子の硬度に影響していると考えられる。

また図-11(a)に示した各火山灰土の発生軸ひずみの大小関係と ΔF_c の大小関係が一致していることから、軸ひずみと粒子破碎量は密接な関係にあることがわかる³⁾。さらに、図-11(b)の各火山灰土の粒子破碎性と前述の粒子圧裂強度の大小関係とはほぼ一致していることが注目される。

4-3 一面せん断試験

①せん断変位(d)、鉛直変位(δh)及びせん断応力比 $R(= \tau / \sigma_v)$ の関係

図-12(a)、(b)は、中標津火山灰土のそれぞれ高さ 2.0cm、1.2cm の供試体に圧密圧力 $\sigma_v = 0, 49, 98\text{kPa}$ を載荷して一面せん断試験を実施した場合の、せん断変位 d —鉛直変位 δh —せん断応力比 R の関係を示している。 d — R 関係では、供試体高さによらず類似したせん断挙動を示している。圧密圧力 $\sigma_v = 0, 49\text{kPa}$ では R はせん断変位の

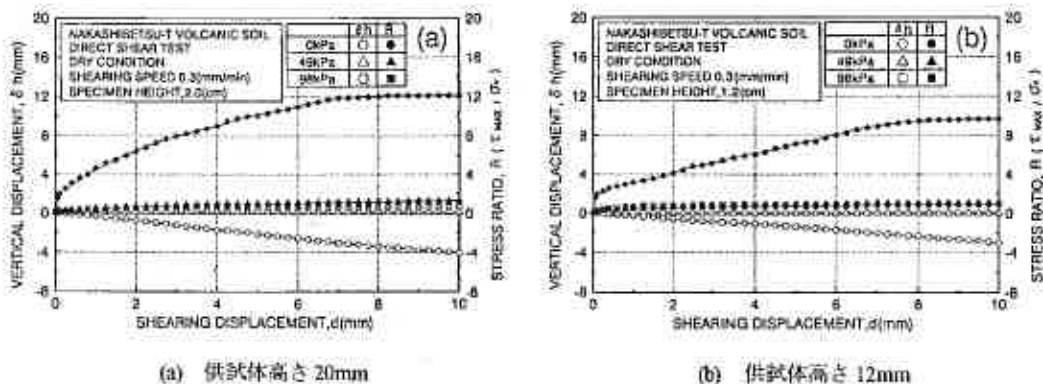


図-12 せん断変位—鉛直変位—せん断応力比の関係

進行に伴ってわずかに漸増するが、 $\sigma_v=98\text{kPa}$ ではせん断変位の増加によって R が単調に増加するというひずみ硬化型の挙動を表している。この時の R のピークはおおむねせん断変位が 7~8mm に達したときに得られており、その後の変位では R は一定値に収束する傾向が認められる。また圧密圧力が大きいほど緩やかな傾向になっていて、 $d-R$ 関係には圧密応力依存性があると言えるだろう。またせん断変位 d -鉛直変位 δh 関係においては、 $\sigma_v=49, 98\text{kPa}$ では負のダイレタンシー挙動を呈しているものの、 $\sigma_v=0\text{kPa}$ で鉛直変位の増加に伴って供試体高さによらず正のダイレタンシー挙動を呈している。

②一面せん断による火山性粗粒土の粒子破砕

次に図-13(a), (b)は、中標津火山灰土のそれぞれ高さ 20mm、12mm の供試体における細粒含有率の増加量 ΔF_c と σ_v の関係である。図では圧密圧力の増加に伴って ΔF_c が増加し、また $\Delta F_c - \sigma_v$ 関係はせん断変位ごとに正の相関関係にあることが示されている。また供試体高さ 20mm よりも 12mm の方が粒子破砕量は多くなっており、これは供試体体積に対するせん断層の占める割合が供試体高さが小さくなるほど大きくなるためと考えられる。ここで既往の研究から、標準砂におけるせん断幅は一般的に平均粒径の 10~20 倍とされている¹⁰⁾。中標津火山灰土の平均粒径は砂と比べると 7.34mm (表-1 参照) と非常に大きく、このため図-14 に示すように供試体全体にせん断層が広がり、粒子破砕は供試体高さの変化の影響を受けやすいものと考えられる。

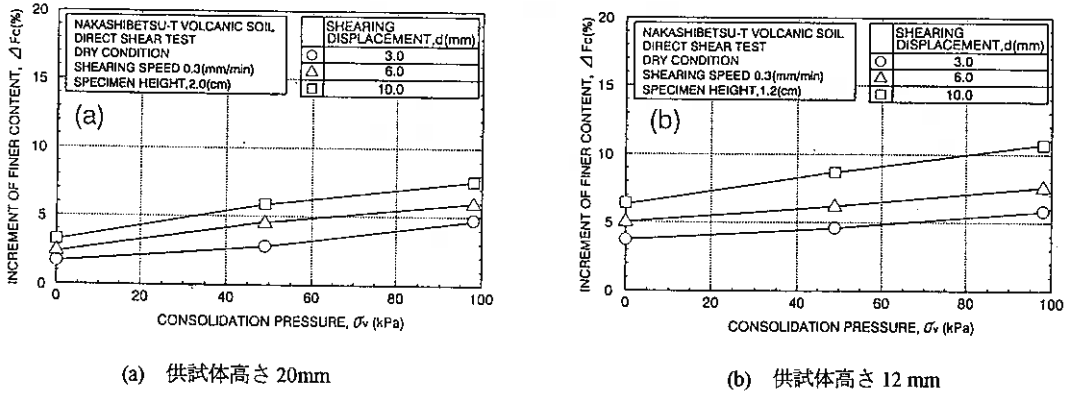


図-13 圧密圧力 σ_v と ΔF_c の関係

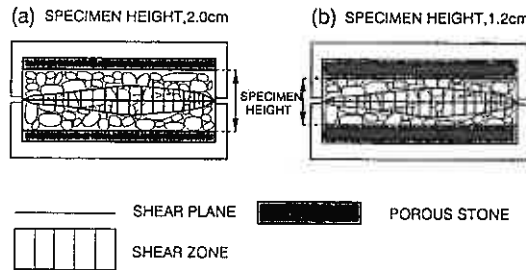


図-14 せん断層と供試体高さの関係

ここで図-15(a), (b)では、せん断のみで生ずる粒子破砕量 ΔF_{cs} とせん断変位 d の関係を示した。せん断のみで生ずる ΔF_{cs} は、全破砕量 ΔF_c から圧密によって生ずる粒子破砕量を除することにより求められる。図では、せん断変位の増加に伴って各圧密圧力 σ_v における ΔF_{cs} がかなり発生することが示されており、その増加は圧密圧力が大きくなるほど、供試体高さが小さくなるほど著しくなる傾向にある。

次に、 ΔF_{cs} とせん断応力比 R との関係を示したのが図-16(a)、(b)である。図から、粒子破砕はせん断応力比の増加で卓越する傾向にあり、その増加傾向は圧密圧力 $\sigma_c = 49, 98\text{kPa}$ が急激であるのに対して $\sigma_c = 0\text{kPa}$ は緩やかなものになっている。これは、圧密応力が増加するほどせん断層における粒子破砕量が大きくなることを意味している。また、図-15と同様に、供試体高さが大きくなるほど R の増加に伴って粒子破砕量はさらに増加する傾向を示している。

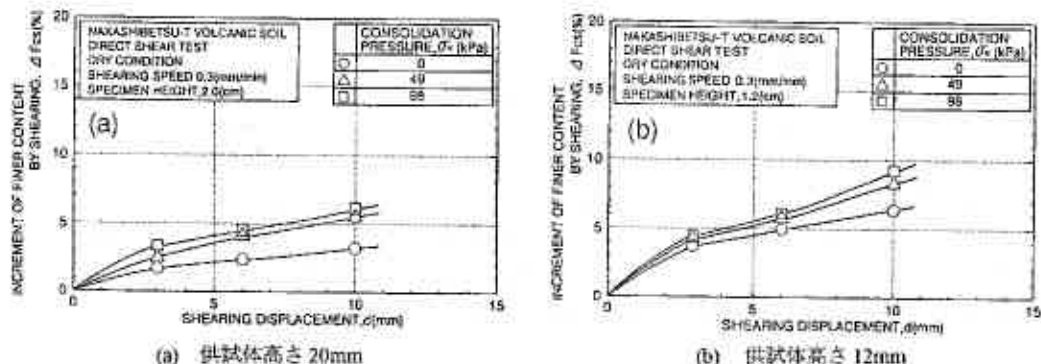


図-15 せん断変位 d と ΔF_{cs} の関係

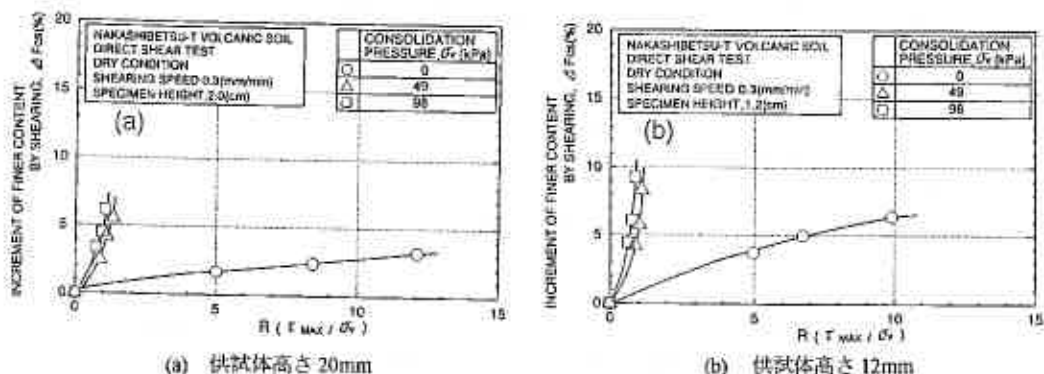


図-16 最大せん断応力比 R と ΔF_{cs} の関係

5. まとめ

本研究ではまず北海道各地から採取した5種類の火山性粗粒土に対して、粒子の硬度を調べるための一連の圧裂試験を行い、各火山灰土における粒子自体の圧裂強度を調べた。また一連の等方圧密試験、一面せん断試験を行って、火山性粗粒土の圧密・せん断に伴う粒子破砕特性を調べてみた。上記の試験結果から以下の結論が得られている。

- (1) 点載荷及び面載荷圧裂試験の $St - D_p$ 関係には良好な相関関係があり、いずれの相関関係においても粒径の減少に伴って圧裂強度が増加し、粒径 5mm 以下で急激に St が増加する傾向にある。
- (2) 点載荷と面載荷の場合で比較すると、面載荷のほうが圧裂強度が大きくなる傾向にあり、この原因として面載荷時に粒子の載荷面が圧縮されてわずかながら載荷面積が与えられることによる影響と考えられる。
- (3) 粒子を同一形状に整形した点載荷圧裂試験では、載荷方向の違いによる強度の差異が若干現れ、これは粒子の長軸方向に載荷した場合は短軸方向に載荷した場合よりもやや強度が低くなると考えらる。また面載荷圧

裂試験では、載荷方向の違いにより粒子の強度に大きな差異が生じることが明らかとなった。

(4) 各火山灰土の等方圧密における $\epsilon_v - p'c$ 関係、 $\Delta Fc - p'c$ 関係は圧密時間 24hr 以内ではユニークな関係にある。また、支笏降下生成物（富川、柏原、美々火山灰土）が破碎しにくく、中標津火山灰土(当幌)の粒子破碎性が著しいことが分かった。

(5) 一面せん断試験の結果から、細粒分増加量 ΔFc は圧密圧力の増加に伴って増加し、また $\Delta Fc - \sigma_v$ 関係はせん断変位ごとに正の相関関係にある。また供試体高さ 20mm よりも 12mm の方が粒子破碎量は多くなり、供試体体積に対するせん断層が占める割合が供試体高さに影響することがわかった。

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石川 秀明、沼畑 淳一（室工大 4 年）各君のご協力を得た。また、室蘭工業大学 川村 志麻 助手には貴重なご意見を頂いている。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 鬼塚 克忠、吉武 茂樹：破碎性まさ土の低圧条件下におけるせん断特性、土木学会論文集、No.400/III-10、pp.141-150、1988.
- 2) 岡林 巧、兵藤 正幸、安福 規之、村田 秀一：乱した一次しらすの非排水単調および繰返しせん断挙動、土木学会論文集、No.499/III-28、pp.97-106、1994.
- 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、1997.3（掲載予定）
- 4) 福本 武明：粒子破碎の程度を示す指標、土と基礎、Vol.29、No.12、pp.64-65、1981.
- 5) 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.159-170、1996.
- 6) 地盤工学会：岩の調査と試験、1989
- 7) 山口 梅太郎、西松 祐一：岩石力学入門、東大出版、1973
- 8) Seiichi Miura, Shima Kawamura: A Procedure Minimizing Membrane Penetration Effects in Undrained Triaxial Test, Soils and Foundations, Vol.36, No.4, pp.119-126, 1996
- 9) 地盤工学会：粗粒材料の変形と強度、1986
- 10) 地盤工学会：わかりやすい土質力学原論、1992

室蘭工科大学院 ○学生員 左近 利秋
(株)地崎工業 正会員 八木 一善
室蘭工業大学 正会員 三浦 清一
室蘭工科大学院 学生員 笠井 隆治

1. はじめに

日本では火山灰質土が広範に分布している。特に北海道では激しい火山活動により生成された比較的歴史の新しい未風化火山灰土(火山性粗粒土)地帯が多く、それらは近年の大地震発生時に液状化による著しい被害を受けたことが報告されている¹⁾。

一方、脆弱な火山性粗粒土では圧密・せん断過程においてかなりの粒子破砕が生じることが知られ^{2),3)}、原地盤においては長期の自重作用、盛土による過圧密履歴あるいはせん断により構成粒子の破砕が進行することが考えられる。またこのような粒子破砕により、細粒分(75 μ m以下)含有量が増加することも明らかにされている^{1),2),3)}。

そこで本研究では、火山性粗粒土の液状化強度に及ぼす細粒分の影響を調べるために、初期細粒分含有率 F_c を変化させた繰返し非排水三軸試験を実施した。試験結果によれば、砂に関する既往の研究成果と同様^{4),5),6)}、火山性粗粒土における細粒分の増加はその液状化強度に大きな影響を及ぼすことが分かった。また初期細粒分 F_c を増加させていくと、ある F_c にて液状化強度が最も低下する傾向が認められた。このような液状化強度の極小点の存在は、骨格間隙比の概念^{4),5)}により説明された。

2. 用いた試料

本研究で対象とした火山性粗粒土は、図-1で示すように①中標津町当幌(中標津火山灰土(NAKASHI-BETSU-T VOLCANIC SOIL))で採取したものである。この中標津火山灰土は摩周降下生成物(Ma-1)であり、その噴出年代は約1.1~1.3万年前と推定されている。中標津火山灰土の原位置試料及び細粒分含有率を変化させた調整試料の粒径加積曲線を図-2に、砂に関する既往の桑野ら⁵⁾の粒径加積曲線を図-3に同様に示す。ここで、図-2の75 μ m以下の粒度分布は沈降分析により求めた。また表-1では中標津火山灰土の物理的性質をそれぞれ②豊浦標準砂(TOYOURA SAND)と比較している。図-2、表-1から、中標津火山灰土の原位置試料は豊浦砂等と比較するとかなり粗粒であり、その初期細粒分 F_c は2%以下とかなり少ないことがわかる。また中標津火山灰土の粒子の硬度に関する一連の試験結果から、その構成粒子は多孔質で脆弱であり、著しい粒子破砕性を示すことが明らかにされている⁸⁾。ここで桑野ら⁵⁾も先に指摘しているように、細粒分だけを増加させた人工調整試料の粒度分布は、実地盤にみられるような滑らかな粒度分布とはほど遠く非常に不連続なものとなる。滑らかな粒度分布における実験は今後の課題かもしれない。

表-2に中標津火山灰土の細粒分のみを対象とした物理試験結果を示した。中標津火山灰土の細粒分は粘土分(5 μ m以下)の含有量が約50%と多いが、液性限界 ω_L が約80%と非常に高く、塑性限界は求まらない。このことは、火山性粗粒土の細粒分がシラスの場合と同様⁷⁾に非塑性であることを示している。ここで表-1、表-2に示した中標津火山灰土の最大・最小密度は地盤工学会基準⁷⁾に基づいて求めたものである。従って、粒径などに試験法の適用範囲を越えているものがあることから、ここで決定された値は一つの参考指標とみ

Effect of finer content on cyclic undrained strength of volcanic coarse-grained soils; Toshiaki Sakon (Muroran Institute of Technology), Kazuyoshi Yagi (Chizaki Kogyo Co.,Ltd.), Seiichi Miura (Muroran Institute of Technology), Ryuji Kasai (Muroran Institute of Technology)

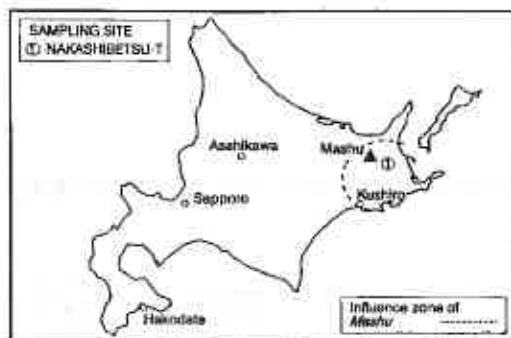


図-1 試料採取地点

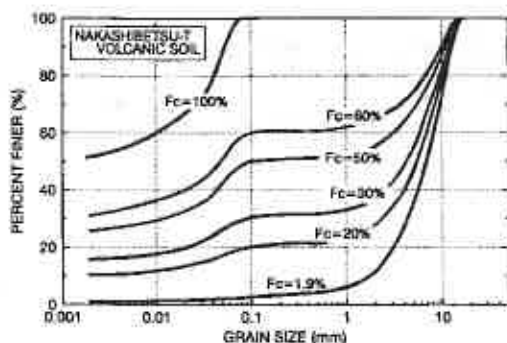


図-2 粒径加積曲線

表-1 物理的性質

SAMPLE NAME	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³		ρ_d In-Situ g/cm ³	D_{50} mm	U_c	F_c %
		max	min				
① NAKASHIBETSU-T	2.53	0.525	0.470	0.500	7.54	4.63	1.94
② TOYOUURA SAND	2.64	1.639	1.336	—	0.18	1.60	0

表-2 細粒分のみの物理的性質

NAKASHIBETSU-T	W_L (%)	W_p (%)	I_f	K (cm ² /s)
	77.30	—	24.89	1×10^{-8}
	ρ_d g/cm ³		e_{max}	e_{min}
	max	min	5.20	2.91

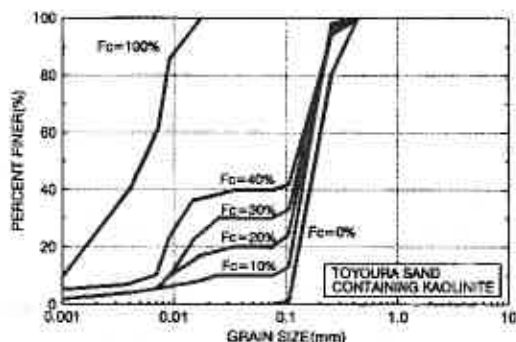


図-3 既往の研究に用いられた
粒径加積曲線の例²⁾

なすべきかもしれない。

3. 試験方法

三軸供試体の寸法は直径 70mm、高さ 170mm であり、用いたメンブレンの厚さは 0.2mm である。供試体が所定の細粒分含有量 F_c となるように乱した試料を再調整し、 $F_c=1.9$ (in-situ)、20、30、50、60%のときは多重ふるい落手法¹⁾(MSP法、ふるい目の大きさ 20mm、10層)、 $F_c=100\%$ のときは空中落手法(AP法)により供試体を作成した。なお、試験供試体を作成する前に同一試料における供試体の初期 F_c 値を照査し、所定の値が得られるよう細心の注意を払った。また、中標津火山灰土は供試体内の粗粒子が集中することがあるため、均一であることが確認された供試体のみが試験で採用されている。

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、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た。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。

有効拘束圧 $\sigma'_v=49kPa$ で等方圧密(圧密時間 $t_c=2$ あるいは 24hr)を行った後に、空圧式の繰返し三軸試験装置を用いて軸差応力振幅一定、載荷周波数 0.1Hz の正弦波のもとで繰返し非排水載荷を行った。以上の試験が終了した後は、粒子破砕量を調べるためにふるい分析を行って試験前後の粒度変化を調べている。ここで、中標津火山灰土の構成粒子は脆弱なため、ふるい分けの過程で新たな粒子破砕がもたらされることな

ようにしている。具体的には、十分な時間をかけて所定の回数だけふるいを上下左右に動かすことを基本とし、必要に応じて手でふるいをたたくなどの極めて軽い衝撃を与えるようにしている。

4. 試験結果と考察

4-1. 中標津火山灰土(武佐地区)と中標津火山灰土(当幌地区)との液状化強度の比較と圧密時間の影響

図4は、昨年まで使用していた中標津火山灰土(武佐地区)と今年度新たに採取した中標津火山灰土(当幌地区)における繰返し非排水三軸試験($\sigma'_c=49\text{kPa}$)の結果を示したものである。この図は、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ が生じたときの繰返し回数 N_c と、 $DA=1\%$ に至るまでの繰返し応力比の平均値 $\sigma_d/2\sigma'_c (=SR)$ の関係で表されている。武佐及び当幌火山灰土は採取地点は違うものの噴出源及び噴出年代は同じとみられる。しかし採取地点が異なるため浸水や風化の違いにより液状化強度が武佐より当幌のほうが低い値を示す。圧密時間の相違による液状化強度の変化は武佐、当幌ともに圧密時間が2時間と24時間では液状化強度に有意な差異は認められないようであるが、武佐では336時間になるとやや高めの値を示していることがわかる。また、武佐、当幌ともに圧密時間2時間以内で軸ひずみ及び体積ひずみの変化はほぼ収束しており、圧密はほぼ完了していると判断された。以上のことから、今回の F_c を変化させた各試験の圧密時間は2時間と規定している。

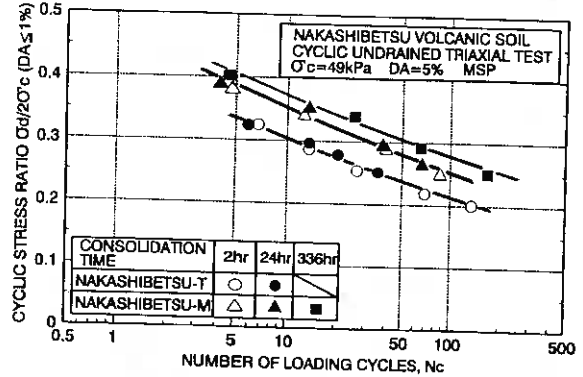


図-4 中標津-T(当幌)と中標津-M(武佐)との比較

4-2. 細粒分含有率 F_c の変化が液状化強度に及ぼす影響

図5は、初期細粒分含有率 F_c を1.9、20、30、50、60、100%に変化させた繰返し非排水三軸試験($\sigma'_c=49\text{kPa}$)の結果を示したものである。この図は、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ が生じたときの繰返し回数 N_c と、 $DA=1\%$ に至るまでの繰返し応力比の平均値 $\sigma_d/2\sigma'_c (=SR)$ の関係で表されている。

図5より、 F_c を増加させていくと $F_c=50、60\%$ にて液状化強度が最も低くなり、その後 F_c の増加とともに液状化強度も増加する傾向が認められる。しかし、 $F_c=100\%$ になっても $F_c=1.9\%$ の液状化強度までは増加しないようである。また、この火山灰土は密な砂の特徴である高い繰返し応力比での液状化強度線の急激な立ち上がりは

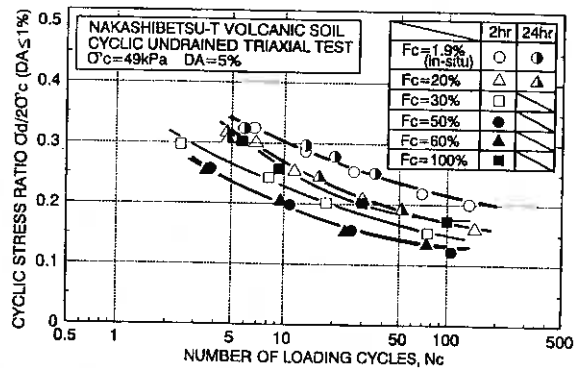


図-5 細粒分含有率の変化による液状化強度の変化

見られず、むしろ繰返し回数に対する繰返し応力比の変化は鈍く、緩い砂の強度線に近い傾向を示している。

4-3. 細粒分含有率 F_c の変化が繰返し変形挙動に及ぼす影響

図6は、中標津火山灰土の F_c を変化させた各試験での代表的な有効応力経路および軸差応力-軸ひずみ関

係を示している。これらのタイムヒストリーは、それぞれ繰返し応力比 $SR=0.25$ の結果を比較している。図から、 F_c の違いによって繰返し非排水変形挙動は著しく変化することが明らかである。

これらの F_c の違いによる軸ひずみ挙動の変化を明確にするために、図-7 では非排水繰返し載荷における第一波目の圧縮側のみの軸ひずみ発生量 $\varepsilon_{al\ comp}$ 及び第一波目の全軸ひずみ発生量 ε_{al} と F_c との関係を示した。各 F_c における載荷第一波目の軸ひずみ ε_{al} を比較すると、 $F_c=50\%$ 、 60% の時に他の F_c と比べて軸ひずみ発生量が大きく、供試体が変形しやすくなっていることがわかる。また、 $\varepsilon_{al\ comp}$ と ε_{al} を比較すると $F_c=30\%$ 以下の場合には ε_{al} のほとんどが $\varepsilon_{al\ comp}$ で発生していることがわかる。しかし、そのような傾向は $F_c=50\%$ 以上の供試体では認められず、圧縮側及び伸張側の軸ひずみがほぼ均等に発生していることは興味深い事実である。

このことは、図-8 のような結果の整理を試みることによってより明確となる。この図はすべての F_c の試験の発生軸ひずみ DA を圧縮側と伸張側に分けて、載荷繰返し回数との関係で整理している。繰返し応力比は図-6 と同様に $SR=0.25$ で整理している。 F_c が少ない供試体では、両振幅軸ひずみ $DA=1\%$ が発生し始めるまでは伸張側ではほとんど軸ひずみが発生せず、その後圧縮側及び伸張側の変形量が等しくなりはじめ、最終的には圧縮側よりも伸張側で軸ひずみの発生量が卓越してくるという特徴を有している。また、 F_c が増加するにしたがって載荷初期の段階から圧縮側及び伸張側で軸ひずみが発生し、ある載荷回数で急激に変形が進

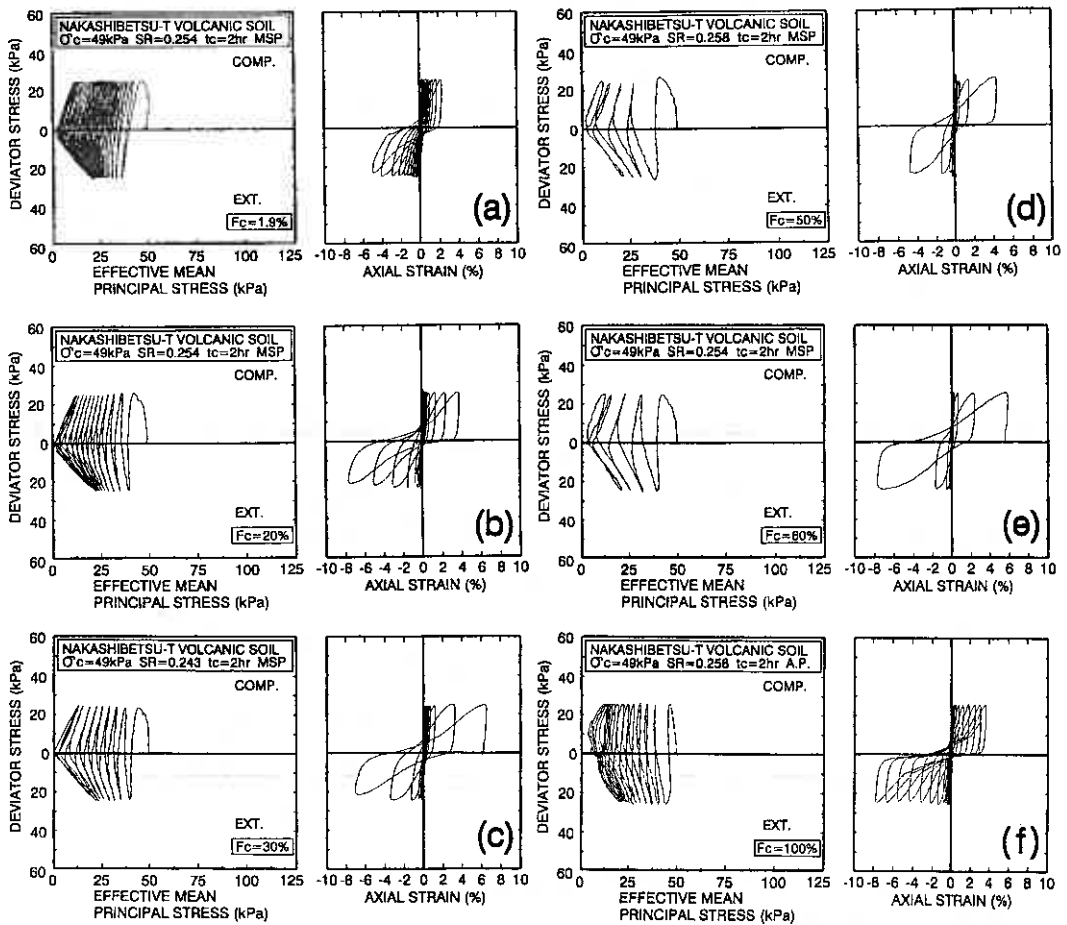


図-6 細粒分含有率の違いによる有効応力経路と軸差応力-軸ひずみの変化：(a) $F_c=1.9\%$ 、(b) $F_c=20\%$ 、(c) $F_c=30\%$ 、(d) $F_c=50\%$ 、(e) $F_c=60\%$ 、(f) $F_c=100\%$

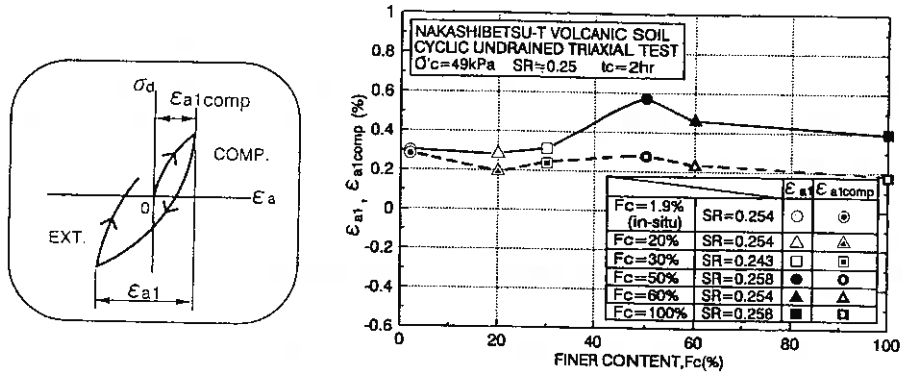


図-7 繰返し非排水せん断第一波目に発生する軸ひずみと細粒分含有率との関係

行して破壊に至っている。また $F_c=100\%$ の供試体では、載荷初期の段階から圧縮側と伸張側で同程度の軸ひずみが発生することが示されている。

以上のことより、砂に関する既往の研究結果と同様⁹⁾、細粒分含有率 F_c が 60% 以下の火山性粗粒土では初期構造の異方性が存在し、ある変形レベルで脆性的な破壊に至ることが明らかである。このような異方的力学挙動は、不攪乱火山灰土の繰返し非排水せん断挙動においても存在していることが示されている¹⁾。また $F_c=100\%$ に至るとそのような初期構造の異方性は認められなくなり、穏やかな軸ひずみの増加と共に等方的な挙動に移行していくようである。

図-9 では、両振幅軸ひずみ DA を $DA=5\%$ で正規化した値と繰返し回数 N_c を $DA=5\%$ に達した時の繰返し回数 $N_{c \text{ at } DA=5\%}$ で正規化した値（繰返し回数比）との関係で示したものである。繰返し応力比は同様に $SR \approx 0.25$ で整理している。この図では、中標津火山灰土が緩い砂に近い軸ひずみの挙動を示し、また F_c の違いによってその軸ひずみ挙動にわずかな差異が生じていることが示されている。例えば、 $F_c=30\%$ 以下では $F_c=50\%$ 以上の場合よりも軸ひずみの発生が若干遅れていることが理解できる。

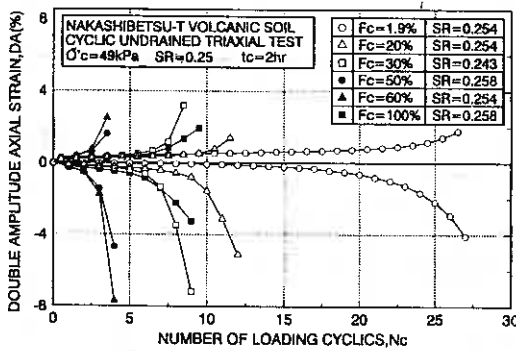


図-8 圧縮側と伸張側に分けた両振幅軸ひずみと繰返し回数との関係

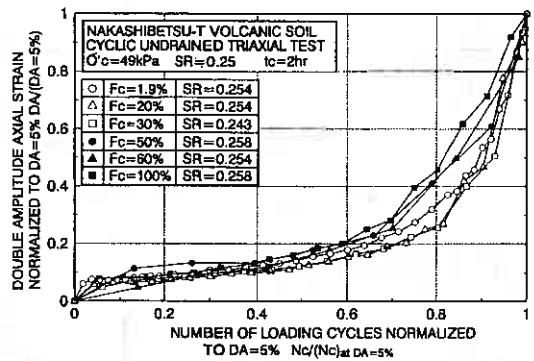


図-9 正規化した両振幅軸ひずみと繰返し回数比との関係

4-4. 細粒分含有率 F_c の変化が過剰間隙水圧発生挙動に及ぼす影響

F_c の相違による過剰間隙水圧挙動の変化を明らかにするために、各 F_c に関して過剰間隙水圧 Δu を初期有効拘束圧 $\sigma'_v = 49 \text{ kPa}$ で正規化した値と繰返し回数比の関係を調べたのが図-10 である。繰返し応力比は $SR \approx 0.25$ で結果を整理している。図-10 から、どの F_c においても過剰間隙水圧が徐々に上昇して初期液状化に至

るが、いずれの供試体も $\Delta u_i / \sigma'_c = 1$ には達せず、 $F_c = 100\%$ の供試体で最もその傾向が著しいことが示されている。また F_c が増加するほど、過剰間隙水圧の蓄積は小さくなる傾向が認められる。

図-11では、繰返し載荷第1波目で発生する過剰間隙水圧 Δu_i を有効拘束圧 $\sigma'_c = 49\text{kPa}$ で正規化した値（間隙水圧比）と F_c の関係を示している。また図には、第一波目の圧縮側のみで発生する間隙水圧比 $\Delta u_{i, \text{comp}} / \sigma'_c$ と F_c の関係もプロットしている。この図では、 F_c が変化したことによる発生間隙水圧の変化が明瞭に示されている。 $F_c = 50\%$ の場合に他の F_c に比べて明らかに高い間隙水圧の蓄積が認められ、それ以上の F_c では Δu_i は抑制される傾向を示している。

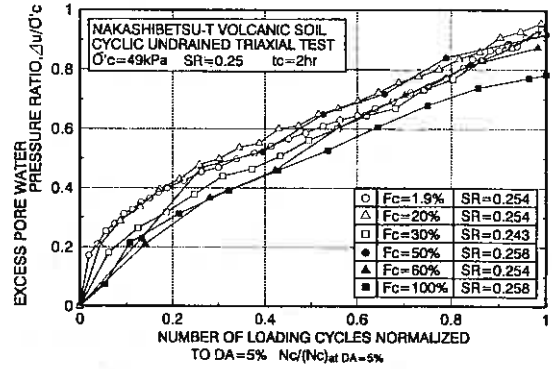


図-10 正規化した過剰間隙水圧と繰返し回数比との関係

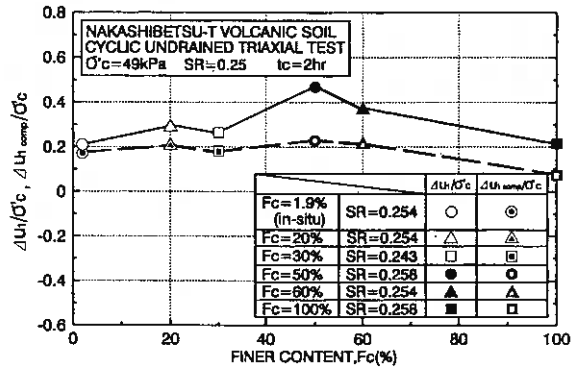
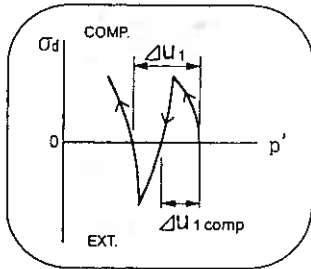


図-11 繰返し非排水せん断第一波目に発生する過剰間隙水圧と細粒分含有率との関係

4-5. 圧密、繰返しせん断過程で生じる細粒分増加

中標津火山灰土の粒子破碎特性を調べるために、図-12では圧密時間 $t_c = 2, 24\text{hr}$ の等方圧密過程のみでもたらされる細粒分含有率の増加 ΔF_c と圧密時の有効平均主応力 $p'_c (= 49 \sim 392\text{kPa})$ の関係を調べてみた。なお、初期細粒分は $F_c = 1.9\%$ の状態で供試体を作成している。図-12より、中標津火山灰土の圧密圧力 392kPa における粒子破碎量 ΔF_c は圧密時間の相違によらず約 12% 程度となり、著しい粒子破碎性を示すことが理解できる。これは、中標津火山灰土の構成粒子が非常に脆弱であることに起因している⁸⁾。このことから、実地盤においても粒子破碎により細粒分増加がもたらされることは容易に理解できよう。

次に、同様に作成した供試体 ($F_c = 1.9\%$ 、

$\sigma'_c = 49\text{kPa}$) に繰返し非排水載荷を行い、繰返し載荷過程のみで生ずる粒子破碎量を調べたものが図-13であ

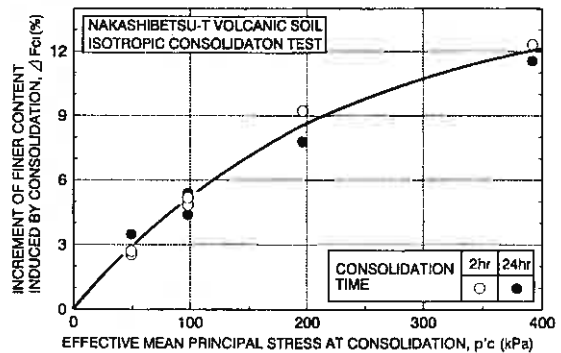


図-12 細粒分含有率の増加量と圧密時の有効平均主応力との関係

る。なお、 ΔF_{cs} は繰返し載荷後の細粒分増加 ΔF_c から等方圧密過程のみで生じる細粒分増加 ΔF_{ci} を引いた値である($\Delta F_{cs} = \Delta F_c - \Delta F_{ci}$)。図-13より、繰返し載荷回数が増えると若干ではあるが ΔF_{cs} は増加する傾向が認められる。ただし、中標津火山灰土の繰返し載荷でもたらされる粒子破砕量 ΔF_{cs} は2%以下とかなり小さな値である。

図-14では、繰返し載荷後のふるい分析によって求めた細粒分含有率 F'_c の範囲を示した。これは図-5に F'_c の範囲を入れたものである。この図より、各試料の初期細粒分に多少のばらつきが認められ、その範囲は初期細粒分含有率 $F_c=1.9\%$ で繰返し載荷後の細粒分含有率 $F'_c=6.7 \pm 1.8\%$ 、 $F_c=20\%$ で $F'_c=22.2 \pm 0.9\%$ 、 $F_c=30\%$ で $F'_c=32.9 \pm 1.3\%$ 、 $F_c=50\%$ で $F'_c=53.6 \pm 1.8\%$ 、 $F_c=60\%$ で $F'_c=61.5 \pm 1.5\%$ となっている。このばらつきの原因として、MSP法による供試体作成時にもたらされる初期細粒分の誤差、前記の圧密・繰返し載荷時に生じる粒子破砕などが考えられる。ただし、いずれの細粒分変動も2%以下となっており、それが液状化強度に及ぼす影響はかなり小さいことが推測される。

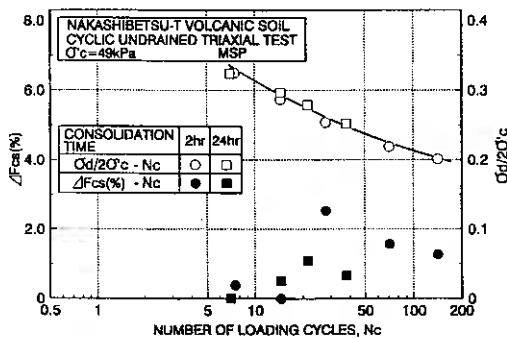


図-13 繰返し非排水せん断による粒子破砕

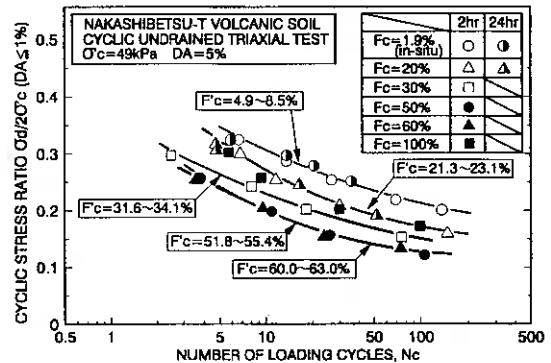


図-14 繰返し非排水せん断後における細粒分含有率

4-6. 細粒分含有率 F_c の変化にともなう液状化強度の変化

細粒分含有率の違いによる液状化強度の変化を定量的に調べるため、繰返し載荷回数 $N_c=10$ 、20回で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ が生ずるに必要な繰返し応力比と F_c との関係を表したのが図-15である。 $N_c=10$ 回、20回共に同様な傾向が得られ、また図-5で示した結果と同様に $F_c=50\%$ 、 60% において液状化強度が最も低くなることが明確に示されている。なお砂に関する既往の研究結果³⁾では、 $F_c=20\%$ 前後にて液状化強度が最も低くなることが明らかにされている。

それらの強度低下の程度を定量的に示すために、強度増加率 R_{Fc} と F_c との関係を示したのが図-16である。ここで強度増加率 R_{Fc} を次式のように定義した。

$$R_{Fc} = \frac{\text{任意の } F_c \text{ 供試体における液状化強度}}{F_c=1.9\%(\text{in-situ}) \text{ 供試体における液状化強度}}$$

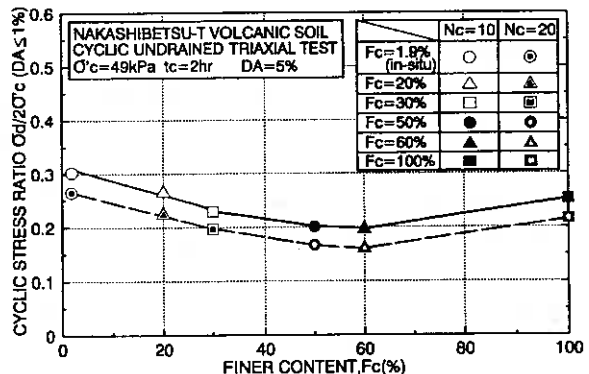


図-15 繰返し応力比と細粒分含有率 F_c との関係

図-16では、初期細粒分含有量 F_c が変化することにより若しく液状化強度が低下することが示され、例えば $N_c=10$ の場合 $F_c=20\%$ では約 12%、 $F_c=30\%$ で約 24%、 $F_c=50\%$ で約 33%、 $F_c=60\%$ で約 35%、 $F_c=100\%$ で約 16%の液状化強度の低下がもたらされる。

以下では、このような細粒分増加に伴う液状化強度の低下の要因について考察する。

4-7. 細粒分含有率 F_c の変化による供試体密度と間隙比の変化

細粒分含有率 F_c の増加による供試体密度及び間隙比の変化を調べるために、図-17では繰返し載荷後の F_c と、圧密後の乾燥密度 ρ_{sk} との関係を示した。この図では、 F_c と ρ_{sk} に正の相関があり、細粒分が増加すると確実に供試体密度が増加することが示されている。なお、 $F_c=1.9\%$ の ρ_{sk} に対する $F_c=100\%$ の ρ_{sk} の増加割合は約 28%となっている。

また図-18では、繰返し載荷後の F_c と圧密後の間隙比 e_v の関係を示している。 F_c と e_v 関係で示されたように、 F_c が増加すると圧密後の間隙が減少しているが、これは F_c の増加によって粗粒子間の空隙に細粒分が配置されることで説明できよう。このように F_c の増加に伴って供試体密度は増加（あるいは間隙比は減少）するにも関わらず液状化強度が低下する原因は、次の骨格間隙比の概念によって説明することができる。

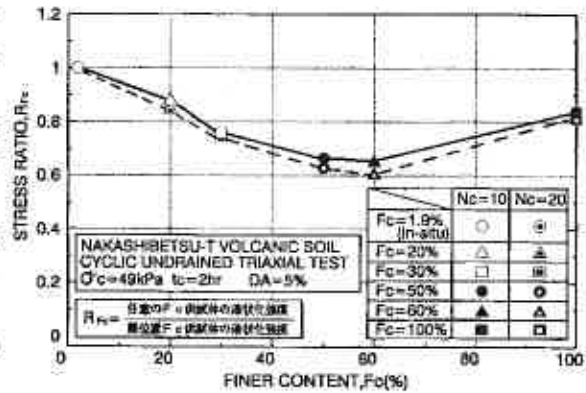


図-16 強度増加率 R_{fc} と細粒分含有率 F_c との関係

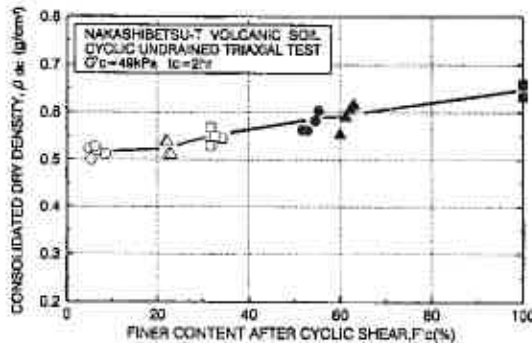


図-17 繰返し載荷後の F_c と圧密後の供試体密度 ρ_{sk} との関係

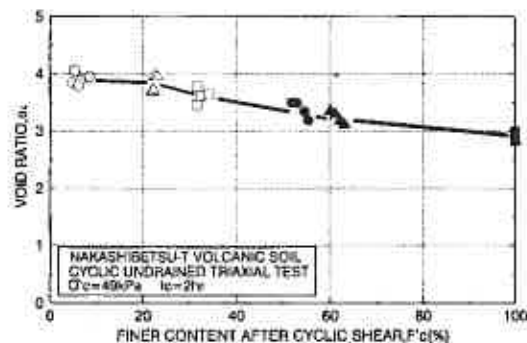


図-18 繰返し載荷後の F_c と圧密後の間隙比 e_v との関係

4-8. 細粒分の増加による骨格構造の変化

細粒分含有率の増加による液状化強度の変化は、粒子間の骨格構造の変化⁴¹⁾及び細粒分の性質に起因すると考えることができる。中標津火山灰土の細粒分は非塑性性を呈することは前述した。ここで、細粒分が増加することによる供試体内部の粒子間骨格構造の変化を模式的に説明したのが図-19である。

まず全体の体積に対して細粒分を除いた粒子骨格のみによる骨格間隙比 e_{s1} ⁴¹⁾と繰返し載荷後の F_c の関係を評価したのが図-20である。この図では、中標津火山灰土の骨格間隙比は細粒分の増加とともに増加し、繰返し載荷後の F_c が約 40%前後の時に細粒分を除いた最大間隙比とほぼ同程度の値になることが示されている。このことは、細粒分の増加とともに粒子間の空隙に細粒分が配置され、結果として供試体密度が増加する原因となっている。しかし、 F_c が約 40%以上になると、粒子間同士のかみ合わせ効果が減少し、さら

に細粒分の増加にともなって粒子が細粒分中に浮いた状態となり、構造上非常にゆるい状態になると考えられる。また、このような状態における供試体液状化強度においては、粒子間同士のかみ合わせなどによる構造的なものが弱くなり、粒子間を埋める細粒分の影響がしだいに強くなっていくものと考えられる。

次に図-21では、細粒分だけの骨格を考慮した骨格空隙比 e_s と繰返し載荷後の F_c の関係を示している。この図から、細粒分だけの骨格空隙比は細粒分の増加とともに急激に減少し、繰返し載荷後の F_c が約60%前後の時に細粒分だけの最大空隙比とほぼ同程度の値となっていることが明らかである。このことから、 F_c が約60%前後で骨格構造は最も緩い状態になり前述のように液状化強度が著しく低下するものと考えられる。なお砂に関する既往の研究結果^{11,12)}では、 $F_c=20\%$ 前後にて液状化強度が最も低くなるということが明らかにされている。この砂の F_c 値に対して火山性粗粒土の F_c 値がはるかに大きな値を示しているのは、火山性粗粒土の方が粗粒で空隙も大きく空隙を埋める細粒分が多くなるためと考えられる。

以上のことから、中標津火山灰土における細粒分が非塑性であること、また F_c の増加にともなう空隙への細粒分配置によって、粒子間の骨格構造が壊れて液状化強度が著しく低下するものと考えられる。また、 F_c が約60%前後の値になると構造上最も緩い状態となって液状化強度が最小値を示す。さらに F_c がそれ以上の値になると細粒分自体の性質が支配的となって、圧密過程においてもたらされるセメンテーション的効果な

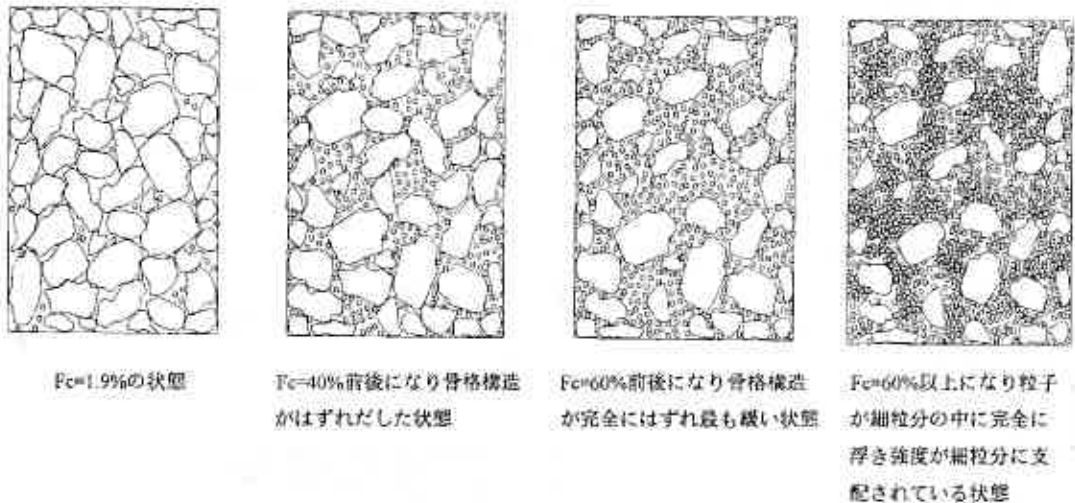


図-19 細粒分含有率の増加による供試体内部の構造変化

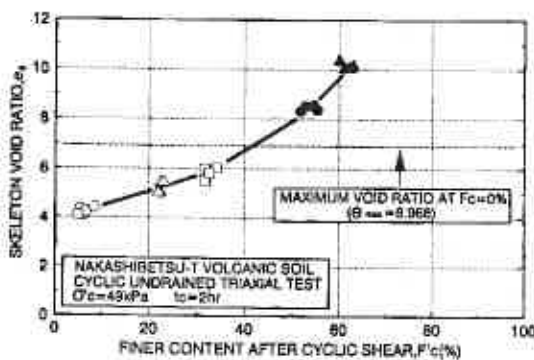


図-20 細粒分を除去した骨格空隙比 e_s と繰返し載荷後の F_c との関係

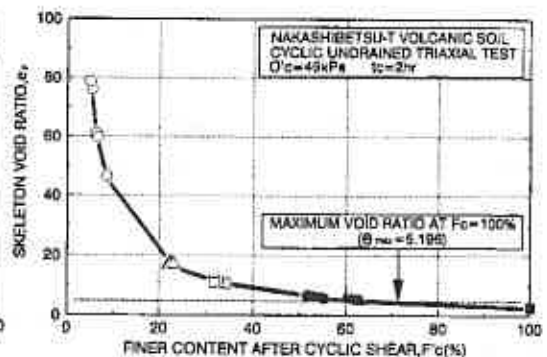


図-21 細粒分だけの骨格を考慮した骨格空隙比 e_s と繰返し載荷後の F_c との関係

どにより液状化強度が増加するものと考えられる。しかし、細粒分が非塑性であるためにそのセメンテーションの効果は $F_c=1.9\%$ ほどの液状化強度まで復元する効力を発揮していないことは明らかである。

まとめ

本研究では、細粒分含有率 F_c を変化させた火山性粗粒土（中標津火山灰土）の動的力学挙動の変化について考察した。その結果、以下の結論が得られた。

- (1) F_c を変化させた中標津火山灰土の液状化強度は、細粒分が増加するとある細粒分含有率で最小値を示し、その後細粒分の増加とともに液状化強度は増加する。
- (2) F_c が少ない場合は、火山性粗粒土においても初期構造の異方性が認められるが、 F_c の増加とともにその傾向は弱くなり、次第に等方的な供試体に移行しているようである。
- (3) 構成粒子が脆弱な中標津火山灰土では、圧密・繰返しせん断過程で粒子破砕が生ずる。ただし、繰返し非排水せん断過程の粒子破砕でもたらされる細粒分増加は2%以下と小さく、液状化強度にほとんど影響を及ぼさないと考えられる。
- (4) F_c を増加させると供試体の間隙比は減少し、最大間隙比で最も緩い状態となる。またその最大間隙比前後における供試体の液状化強度の低下が最も著しい。
- (5) F_c を変化させた中標津火山灰土の液状化強度の減少の主因は、非塑性の細粒分が粒子骨格を不安定化するためである。

謝辞

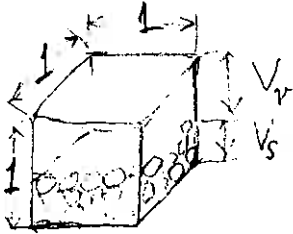
本研究では、実験およびデータの整理において本学4年の前田淳、石川秀明、沼畑淳一各君の協力を得た。また本学川村志麻助手には貴重なご意見を頂いた。末筆ながら、記して深甚なる感謝の意を表する。

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砕，土木学会論文集 NO.547/Ⅲ-36, pp.159-170, 1996.
- 2) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破砕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) 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砕とその評価，土木学会論文集, 1997. 3. (掲載予定).
- 4) 小瀬木克己、佐藤正行、小田匡寛、風間秀彦、柴田昌則：埋立地盤の液状化特性に及ぼす細粒分の影響（その1），第31回地盤工学研究発表会講演集 pp.973-974, 1996.
- 5) 桑野二郎、中澤博志、杉原弘一、矢部浩史：細粒分を含む砂の非排水繰返しせん断強度，第31回地盤工学研究発表会講演集 pp.993-994, 1996.
- 6) 足立雅樹、安原一哉：細粒分を含む砂質土の液状化特性（3），第31回地盤工学研究発表会講演集 pp.995-996, 1996.
- 7) 土質工学会：土質試験の方法と解説, 1990.
- 8) 中田隆文、三浦清一、八木一善：火山性粗粒土の圧密・せん断による粒子破砕とその定量化，地盤工学会北海道支部技術報告集第37号, 1996. (投稿中).

締め固め乾燥密度のVoid ratioを求める解析

(株)ロック建設技術研究所 正会員 今井 芳雄

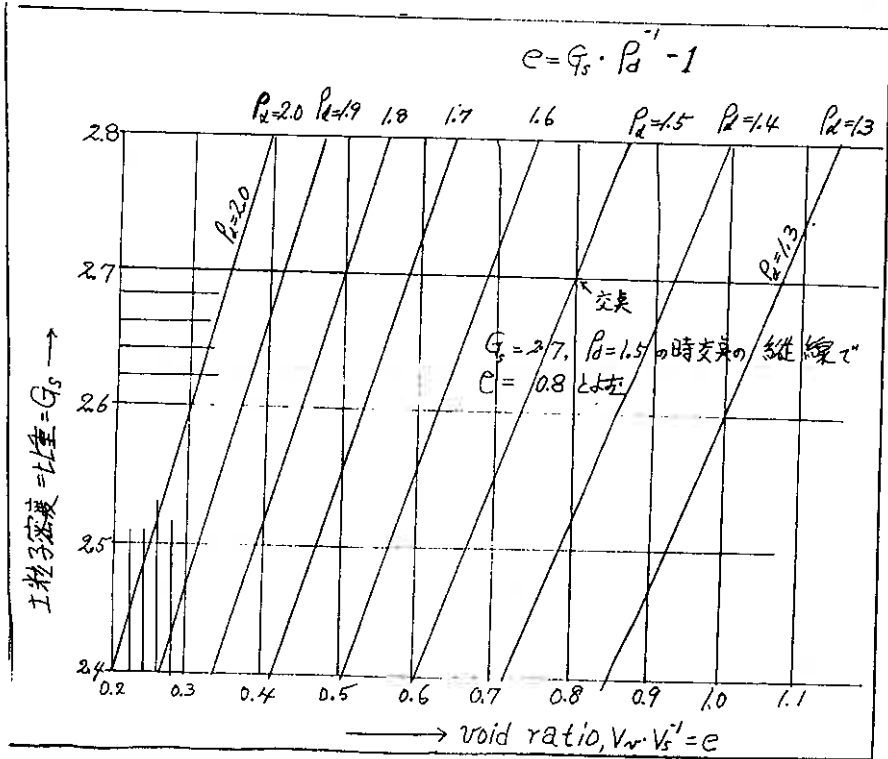


$$V_s = \text{Solid volume} = \rho_d \cdot G_s'$$

$$V_v = \text{Void} = 1^3 - V_s = 1^3 - \rho_d \cdot G_s'$$

$$\rho_d = \text{乾燥密度} \quad G_s' = \text{比重}, \quad \chi^{-1} = \frac{1}{\chi}$$

$$\begin{aligned} V_v \cdot (V_s)^{-1} &= e = (1^3 - V_s) \cdot (V_s)^{-1} = 1^3 \cdot V_s^{-1} - 1 \\ &= 1^3 \cdot (\rho_d \cdot G_s')^{-1} - 1 = G_s' \cdot \rho_d^{-1} - 1 \end{aligned}$$



Analysis to get void ratio from the density compacted completely dry, soil

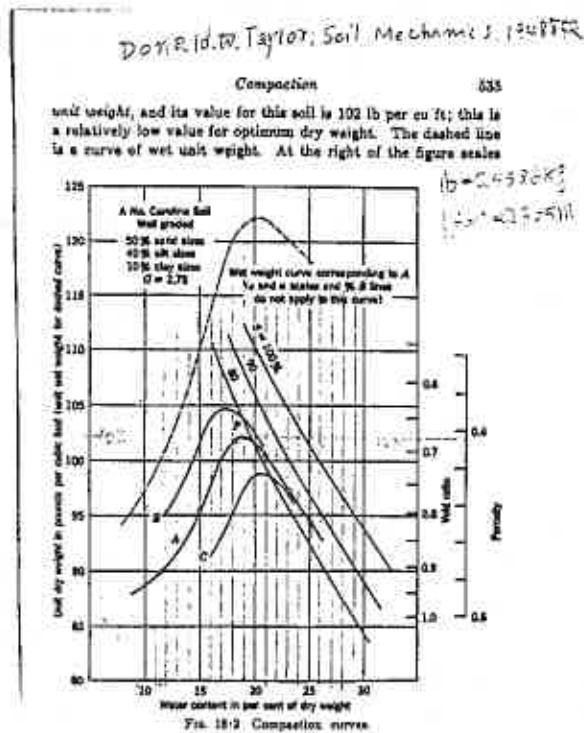
§1. 要旨 土の締め固め密度は重量(Weight)の数字である。

締め固めると、同じ容積の土はだんだん締まって重くなる。

しかし、締め固まった度合はもう1つ空隙(Void)がどうであるかの観点は欠かせない着目点である。

この点1948年版:Donald.W.Taylor著,Soil Mechanics P.535のCompaction curveにVoid ratioのグラフが沿えてある。

$G_s=2.75$ もちゃんと明記されている。



結言：土に関しては比重と空隙は欠かせない要素である筈

締め固め試験報告には比重 G_s も是非必要である。

(1996 - 9 - 27)

砂礫層の N 値および数値化した土質による土質ボーリング記録
 の分類を基にした地盤図表示と解釈 - 帯広市を例として -

○室蘭工大 朝日 秀定
 // 武藤 章
 // 後藤 典俊
 // 中村 精次

1. はじめに 本報告では、土質ボーリング資料集を利用し、土質の数処理による地盤区分の一方法を示す。まず、土質ボーリング資料集における土質名をカテゴリにまとめ、このカテゴリに数値を当てはめる。多くのボーリングをこの数値でクラスター分析し、この結果を用いた地盤区分と、礫層の N 値を基に地盤区分を行った結果を重ね合わせた。既に、土質をクラスター分けした場合、クラスターを代表する平均的なボーリングの抽出方法を報告²⁾したので、本報告では、この地盤の土質構成、 N 値の組み合わせにより、同一土質構成でまとめられる地盤も別の類別として表示されることを示す。

2. 資料 解析に使用した資料は、北海道建築士会十勝支部帯広分会青年部により収集された帯広市のボーリング資料集¹⁾である。この資料集の全収録記録数620本余のうち、掘削深度が10mを越えるものは380本であり、10mを越えるものは急に少なくなる。よって、掘削深度10mを越える記録の深度10mまでの土質と N 値を解析の対象にした。また、解析した資料の深度10mまでを構成する土質の48%は礫または砂礫土である。380本の記録の内これらの土質を含まないものは17本のみである。深度ごとに各カテゴリの占める比率を示すと第1図のようになる。この図より明らかなように、深度3m付近の礫、または礫質土の占める割合は約72%を示し、礫、礫質土層はこの地域の施工対象地盤の最も重要な層であろう。

3. 解析方法 記録の土質名を第1表に示す13のカテゴリに分け、同表に示す数値を尺度論の立場より各カテゴリに当てはめた³⁾。この準備の下に、ボーリング土質を0.1m刻みに数値に置き換えボーリングのクラスター分析をおこなった。分析は、ボーリングの親近度を示すクラスター距離はつぎのユークリッド距離で、併合はウォード法によった。

$$d_{ij} = \sum_{k=1}^n (\xi_{ki} - \xi_{kj})^2 \quad (1)$$

第1表 カテゴリに当てはめた尺度

カテゴリ	尺度値	カテゴリ	尺度値
表土	1	砂質土	7
高有機質土	2	砂	8
火山灰質		礫質土	9
粘性土	3	礫	10
有機質土	4	凝灰岩類	11
粘性土	5	硬質土	13
シルト	6	岩類	15

ここに

d_{ij} : 任意の2本のボーリング i, j 間のクラスター距離

n : 変数の数 (=100=10m/0.1m)

=解析深度/サンプリング間隔,

ξ : カテゴリ尺度値(第1表)

N 値は、よく知られているように対象となる土質によりその持つ意味合いが異なる。 N 値をもって地盤区分をおこなうには、土質を限定する必要がある。前述(2.資料)の理由より、礫、礫質土層の N 値を利用して地盤区分をおこなう。各ボーリングの礫、礫質土層の N を平均し、その等値

Representation and Construction of Ground Zoning map on the Basis of the Classification of Numerized Soil Names and N -values of Drilling-logs in Soil Drilling File - An Instance of Obihiro City Area -

Hideyasu ASAH, Akira MUTO, Noritoshi GOTO, Seiji NAKAMURA (Muroran Institute of Technology)

線表示でN値の地盤区分をおこなった。任意地点のN値の補間はずぎの観測方程式を用いた最小2乗法によりおこなった。

$$N = aX^3 + bY^3 + cX^2Y + dXY^2 + eX^2 + fY^2 + gXY + hX + iY + j \quad (2)$$

ここで N; 任意地点での推定平均N値,
X, Y; 任意地点の座標, a...j; 回帰係数

4. 盤区分の表示方法 クラスタ分析の結果, 各ボーリングにクラスターに番号を付けるがその番号はずぎのようである。土質カテゴリに当てはめた尺度値とそのカテゴリの占める割合の積和の平均の小さい順に番号つけた。すなわち,

$$V = \frac{1}{I} \sum_{k=1}^I \sum_{g=1}^M \xi_{kg} \times p_{kg} \quad (3)$$

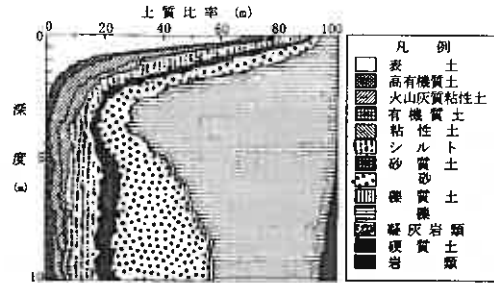
ここに I: クラスタを構成するボーリングの数,
 ξ_{kg} : カテゴリgの尺度値, M: カテゴリ数,
 p_{kg} : ボーリングでのカテゴリgの比率 (= l_{kg}/L_k),
 L_k : ボーリングの解析長 (=10m),
 l_{kg} : カテゴリgの L_k に占める長さ

Vの小さい順にクラスターに番号をつける。クラスターを構成する土質の数値表現の大小とその占める割合がある程度反映される。各ボーリングに所属クラスター番号をふり, 任意地点のクラスター番号を, 第2図に示すようにその地点より最も近いボーリングのクラスター番号で現す。クラスター番号で10以上の数値は16進数に倣って, 10をA, 11をB, 12をC, ...のように表示した(第3図)。礫, 礫質土層のN値の平均を等値線でクラスター地盤図に重ねて示した。

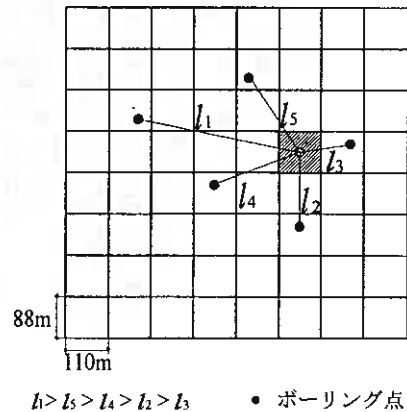
5. 解析結果と観察 クラスタ分析の結果はクラスター数は36個にした。各クラスターを代表するボーリングの土質構成を付図に示す。クラスター分析結果より得た地盤図を第3図に示す。同図中には, 同じクラスター番号で表示される地域が何組かみられる。これらの地盤は似た土質構成になっている(第6図)。

次に, 礫, 砂礫層におけるN値とその平均が50未満の出現ひん度が正規分布に従うと仮定して, 正規確率紙上にこれらの出現ひん度の比率を表示した(第4図)。平均値では27に変化点が認められる。しかし, 27以下の平均を示すボーリングは少ない。このことから, N値27以上の情報を示すために, 原資料での礫層, 礫質土層のN値のひん度もN値の区分に利用する。このひん度も同図中に示した。原資料のN値では10, 38に変化点が認められた。因みに, 礫, 礫質土層のN値の平均が0~10未満のボーリング数は5本, 10~27未満のものは35本, 27~38未満のものが130本, 38以上のものが193本であった。これらの数値をしきい値としてボーリングを分類した。その散布図を第5図に示す。この表示ではN値の大小が入り乱れており, 分布を検討しづらい。そこで, 等値線図表示をおこない, N値の分布を表示する。ただし, このN値平均が30と40の等値線は表示上煩雑になるので本報告では省いた。

等値線を第3図に重ねて表示した。N値が10以下の地域は極狭く, 中央北部にわずかに分布する。また27の等値線で示される地域も広くはなく, 独立した点が解析地域の南西~北東にかけて飛び石状に並



第1図 深度-カテゴリ比率の変化



第2図 任意点でのクラスター番号の決め方

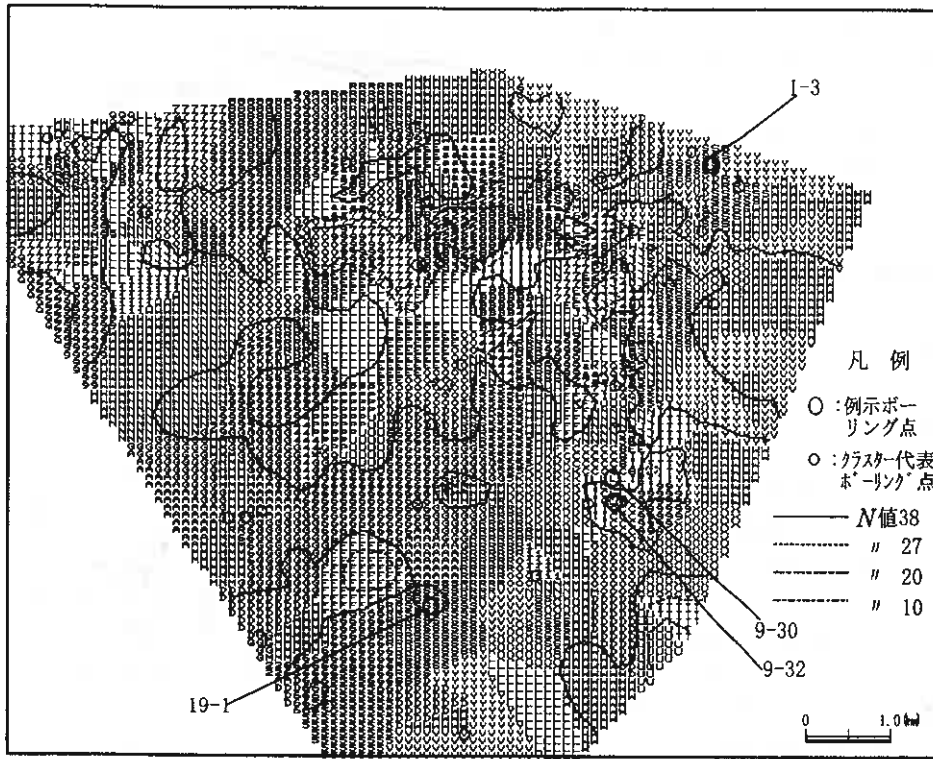
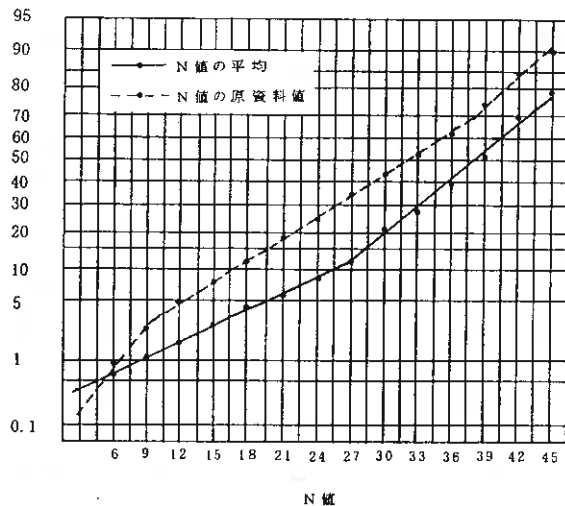


表 示	クラスター番号
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	A
12	B
13	C
14	D
15	E
16	F
17	G
18	H
19	I
20	J
21	K
22	L
23	M
24	N
25	O
26	P
27	Q
28	R
29	S
30	T
31	U
32	V
33	W
34	X
35	Y
36	Z
	a

第3図 クラスター分布と礫、礫質土層のN値平均の等分布図

ぶ。多少広い分布域として南北中央の北部に10の値で囲まれる地域を含んで存在する。この地域は、帯広川の流域にあたるが、流域の他の場所に27の等値線で囲まれることはない。N値が38以上の地域は全般的な広がりを見せ、この地域の礫、礫質土層のN値は極めて高いことがわかる。礫、礫質土層のN値の平均の分布図を重ね合わせることで同一クラスターで表示される地盤でも、N値に相違があることが同一図で表示できる。第6図に、同一クラスターに所属するボーリングであっても、礫、礫質土層のN値による分類が異なる資料例を示す。この例でもわかるように、土質構成で同一クラスターに分類されるボーリングも、礫、砂礫層のN値を比較することで、別の類別として認識できる。第6図のクラスター21の柱



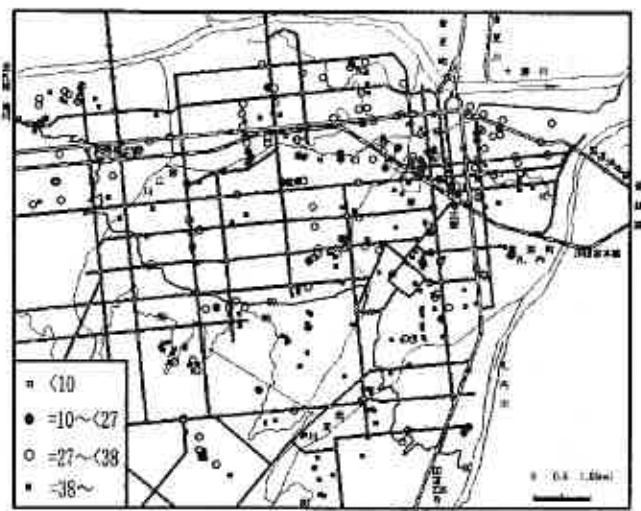
第4図 平均値の累積出現ひん度

状図を参考にすると、第3図のLで表示される地域の土質は、表土の下位に深度0.7m付近までシルト層、その下位には深度3.6m付近まで礫層が、さらに深度10mまではシルトで構成されるが、礫層のN値は9-

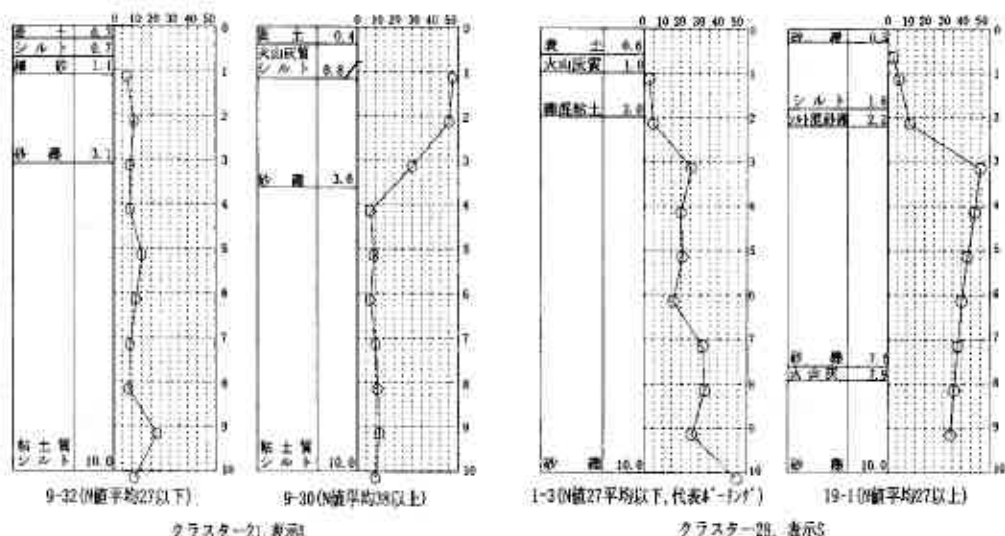
32のある地域で27以下、9-30のある地域は38以上になると示される。同様に、Sで示されるクラスター28の場合、代表ボーリングにより土質が大まかにイメージされ、 N 値については1-3のあるSで示される地域は27以上に、19-1のある地域は27~38であることが示される。

6. おわりに この地域の地盤を構成する土質は、ほぼ半分が礫または礫質土である。また、この層の N 値は総じて高く、値が10以下の地域は中央北部に極一部観察されるのみである。礫または礫質土層の N 値の平均の正規確率紙上でのひん度では27付近に変化点が認められるが、この変化点の示唆する

ところを本報告では明らかにすることはできなかった。土構成を基に地盤区分をするクラスター地盤図と N 値を利用した地盤区分を重ねて表現することで、クラスター地盤で表現して地続きの同一クラスター表現される地域でも異なる N 値を示す場合が観察することができた。



第5図 ボーリング点での N 値の平均の大きさ



第6図 同一クラスターで表示されて、礫、礫質土層の N 値の平均が異なる例

参考文献

- 1) 北海道建築士会十勝支部帯広分会青年部編：帯広市の地盤、北海道建築士会十勝支部帯広分会、1986
- 2) 朝日秀定・ほか：北海道内5市を代表するボーリング柱状図－室蘭・苫小牧・岩見沢・帯広・釧路を対象にして－、地盤工学会北海道支部技術報告集、第36号、pp77-84、1996
- 3) 朝日秀定・ほか：土質名を数値化したボーリング資料のスペクトル解析－スペクトル地盤図の土質柱状図推定への利用－、情報地質、Vol. 6, No. 1, pp1-12、1995

土質名	下限 深度 (m)
砂質シルト	1.1
砂礫	4.8
シルト	5.9
礫混粗砂	9.3
腐植土	10.5

(9-23) クラスタ-19

土質名	下限 深度 (m)
粘土	0.6
礫混粘土	1.7
砂礫	4.8
粘土質砂	7.5
シルト	10.5

(9-41) クラスタ-20

土質名	下限 深度 (m)
腐植土	0.5
シルト	1.2
砂礫	4.8
凝灰質シルト	4.1
凝灰質砂	5.6
凝灰質シルト	6.4
凝灰質砂質シルト	9.5
凝灰質シルト	10.0

(12-20) クラスタ-21

土質名	下限 深度 (m)
粘土	0.2
ローム	1.8
凝灰質	2.4
凝灰質シルト	3.0
凝灰質砂	3.3
砂礫	10.0

(21-15) クラスタ-22

土質名	下限 深度 (m)
成層粘土	0.6
火山灰	0.9
凝灰質	7.3
火山灰	10.0

(9-27) クラスタ-23

土質名	下限 深度 (m)
表土	1.0
凝灰質砂質シルト	1.9
砂礫	5.2
粗砂	10.0

(7-36) クラスタ-24

土質名	下限 深度 (m)
腐植土	0.7
礫混砂質シルト	1.8
砂礫	4.0
粗砂	8.9
固結シルト	10.0

(6-8) クラスタ-25

土質名	下限 深度 (m)
シルト	0.5
砂礫	4.5
凝灰質火山灰	5.8
砂質	10.0

(12-17) クラスタ-26

土質名	下限 深度 (m)
砂礫	0.9
凝灰質シルト	1.2
凝灰質シルト	2.0
凝灰質砂	2.5
凝灰質シルト	2.9
砂礫	6.3
凝灰質砂質シルト	8.0
砂礫	10.0

(1-4) クラスタ-27

土質名	下限 深度 (m)
表土	0.6
火山灰	1.0
凝灰質	2.0
凝灰質砂	2.5
砂礫	3.7
凝灰質中粗砂	5.0
砂礫	7.0
火山灰	7.8
火山灰質砂	9.4
火山灰	10.0

(1-3) クラスタ-28

土質名	下限 深度 (m)
腐植土	0.1
砂礫	0.8
凝灰質中粗砂	2.5
砂礫	3.7
凝灰質中粗砂	5.0
砂礫	7.0
火山灰	7.8
火山灰質砂	9.4
火山灰	10.0

(12-42) クラスタ-29

土質名	下限 深度 (m)
砂礫	1.2
砂質シルト	2.0
砂礫	9.7
腐植土	10.3

(2-7) クラスタ-30

土質名	下限 深度 (m)
表土	0.7
火山灰	1.0
火山灰	1.5
砂礫	7.6
火山灰	10.0

(10-26) クラスタ-31

土質名	下限 深度 (m)
凝灰土	0.4
細中砂	1.4
細中砂	1.5
細中砂	2.5
砂礫	5.4
砂混礫	10.0

(2-15) クラスタ-32

土質名	下限 深度 (m)
砂質シルト	1.3
砂礫	5.3
凝灰質砂	6.2
砂礫	10.0

(4-34) クラスタ-33

土質名	下限 深度 (m)
細砂	1.4
粗砂	1.9
砂礫	10.0

(11-14) クラスタ-34

土質名	下限 深度 (m)
粘土質シルト	1.1
細砂	2.6
砂礫	7.2
砂質シルト	7.8
固結シルト	8.5
中砂	8.9
固結砂	10.2

(1-1) クラスタ-35

土質名	下限 深度 (m)
表土	1.0
砂礫	6.3
固結シルト	10.0

(9-53) クラスタ-36

土質名	下限 深度 (m)
砂質シルト	1.1
砂礫	4.8
シルト	5.9
礫混砂	9.3
腐植土	10.5

(9-23) クラスタター19

土質名	下限 深度 (m)
粘土	0.6
泥岩	1.7
砂礫	4.8
粘土質砂	7.5
シルト	10.5

(9-41) クラスタター20

土質名	下限 深度 (m)
腐植土	0.5
シルト	1.2
砂礫	4.8
凝灰質シルト	4.1
凝灰質砂	5.6
凝灰質シルト	6.4
凝灰質砂	9.5
凝植土	10.0

(12-20) クラスタター21

土質名	下限 深度 (m)
粘土	0.2
ローム	1.8
凝灰質砂	2.4
凝灰質シルト	3.0
凝灰質砂	3.9
砂礫	10.0

(21-15) クラスタター22

土質名	下限 深度 (m)
凝植土	0.6
火山灰	0.9
凝灰質砂	7.3
火山灰	10.0

(9-27) クラスタター23

土質名	下限 深度 (m)
粘土	1.0
凝灰質シルト	1.9
砂礫	5.2
粗砂	10.0

(7-36) クラスタター24

土質名	下限 深度 (m)
腐植土	0.7
凝灰質砂	1.8
砂礫	4.0
粗砂	8.9
固結シルト	10.0

(6-8) クラスタター25

土質名	下限 深度 (m)
シルト	0.5
砂礫	4.5
凝灰質火山灰	5.8
砂礫	10.0

(12-17) クラスタター26

土質名	下限 深度 (m)
砂礫	0.9
凝灰質シルト	1.2
凝灰質シルト	2.0
凝灰質砂	2.5
凝灰質シルト	2.9
砂礫	6.3
凝灰質砂	8.0
砂礫	10.0

(1-4) クラスタター27

土質名	下限 深度 (m)
凝植土	0.5
火山灰	1.0
凝灰質砂	2.0
砂礫	3.7
凝灰質砂	5.0
砂礫	7.0
火山灰	7.8
凝灰質砂	9.4
砂礫	10.0

(1-3) クラスタター28

土質名	下限 深度 (m)
凝植土	0.1
凝灰質砂	0.8
凝灰質粗砂	2.5
砂礫	3.7
凝灰質砂	5.0
砂礫	7.0
凝灰質砂	9.4
凝植土	10.3

(12-42) クラスタター29

土質名	下限 深度 (m)
凝植土	1.2
凝灰質砂	2.0
砂礫	9.7
凝植土	10.3

(2-7) クラスタター30

土質名	下限 深度 (m)
凝植土	0.7
凝灰質火山灰	1.0
凝灰質火山灰	1.5
砂礫	7.6
凝灰質砂	10.0

(10-26) クラスタター31

土質名	下限 深度 (m)
凝植土	0.4
凝灰質粗砂	1.4
凝灰質粗砂	1.5
凝灰質粗砂	2.5
砂礫	6.4
凝灰質砂	10.0

(2-15) クラスタター32

土質名	下限 深度 (m)
凝灰質シルト	1.3
砂礫	5.3
凝灰質砂	6.2
砂礫	10.0

(4-34) クラスタター33

土質名	下限 深度 (m)
凝灰質粗砂	1.4
凝灰質粗砂	1.9
砂礫	10.0

(11-14) クラスタター34

土質名	下限 深度 (m)
凝灰質シルト	1.1
凝灰質砂	7.2
凝灰質シルト	7.8
凝灰質粗砂	8.5
凝灰質粗砂	8.9
凝灰質粗砂	10.2

(1-1) クラスタター35

土質名	下限 深度 (m)
凝灰質粗砂	1.0
凝灰質粗砂	6.3
凝灰質粗砂	10.0

(9-53) クラスタター36

付図(II) クラスタターの代表的ボーリングの土質記載。(解析深度10m, クラスタター19~36)

石狩湾新港における液状化特性(その2)

北海道開発局小樽開発建設部 妹尾 英世
同 上 根本 任宏
基礎地盤コンサルタンツ(株) 正員 斎藤 和夫
同 上 ○正員 長崎 淳

1. まえがき

石狩湾新港の公共岸壁は、中央地区及び東地区に配置され、中央地区は地盤高+5~+6mを掘込方式により、東地区は水深-2~-6mの地盤を浚渫・埋立方式によりそれぞれ建設されている。地盤は均一な粒径の沖積砂が厚く堆積し、地震時の液状化が懸念されるため、岸壁の建設にあたっては、液状化の調査・検討が実施されてきた。特に中央地区は、完成後の地中応力が過圧密状態となるため種々の検討が加えられ、粒度とN値による判定と繰返し三軸試験による判定結果から、過圧密による応力履歴を反映した繰返し三軸試験による判定の必要性が報告されている¹⁾。原位置により採取された不攪乱試料によって過圧密による液状化特性について述べられた報告は少なく、研究レベルで行われたものが数編報告されている²⁾。本論文は、これまで(S63~H8)の9年間にわたり当港で実施した液状化調査結果をとりまとめるとともに、掘込方式による中央地区と埋立方式による東地区の液状化特性を比較し、地中応力の履歴の違いが液状化特性に与える影響を比較・検討した。また最後に今後の液状化対策工の方向性について考察した。

2. 土層構成と性質

石狩湾新港は、北部の厚田村から小樽市にかけて広がる砂浜海岸の中央部に位置し、地盤標高は+5~+6mを有する。土層構成は、現海岸線付近に分布する石狩砂丘堆積物とその背後の浜堤列堆積物から構成され、その土層の構成と特徴を図2-2、表2-1に示す。また、各層の物性値を表2-2、図2-3に示した。図2-3よりAs1層は粒径のそろった均一な砂層であり、特に液状化に対して詳細な検討を必要とする層になっている。なお、図2-3に示した粒度範囲は、後述する液状化判定法の中の粒度による土の分類であり、As1層は全体が特に液状化の可能性のある粒度に分類されている。

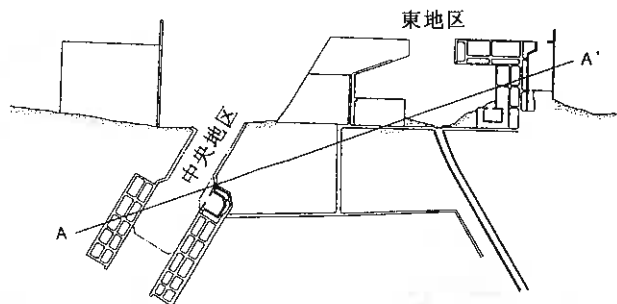


図2-1 調査位置図

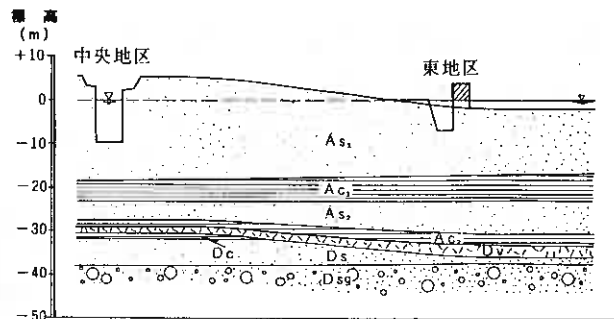


図2-2 土層構成図(A-A')

Liquefaction behaviour at New port of Ishikari bay(part 2)

Eisei Senoo, Takahiro Nemoto(Hokkaido Development Bureau), Kazuo Saito, Jun Nagasaki (Kisojiban Consultants Co.Ltd)

表2-1 土層の特徴

地質時代	記号	N値	層厚 (m)	土層名	特徴
第四紀 更新世	As1	13	15~24	第1砂層	粒径均一な粗～中砂主体。 所々に貝殻片、腐植物を混入する。
	Ac1	8	3~6	第1粘性土層	粒子均質なシルト、部分的に砂質を呈す。 貝殻片混入する。
	As2	12	4~7	第2砂層	細砂とシルトとの互層状である。
	Ac2	8	2~4	第2粘性土層	所々砂質を呈す。 一部に火山灰や細砂を挟む。
	Dv	13	1~3	火山灰質土層	火山灰質を呈したシルトまたは砂からなる。 部分的に有機質土が卓越して分布する。
	Os	21	~1	砂層	砂は粒径不均一な粗～粗砂。 所々に軽石や礫を混入する。
	Dc	13	1~6	粘性土層	所々砂質を呈す。 腐植物を混入する。
	Os-g	43	-	礫混じり砂層	砂は細～粗砂、礫はφ10mm以下主体、最大40mmの円～近円礫。

表2-2 物理特性

土層	ρ_s (g/cm ³)	Wn (%)	Fc (%)
As1	2.70	28	13
Ac1	2.69	47	82
As2	2.69	33	50
Ac2	2.58	48	75

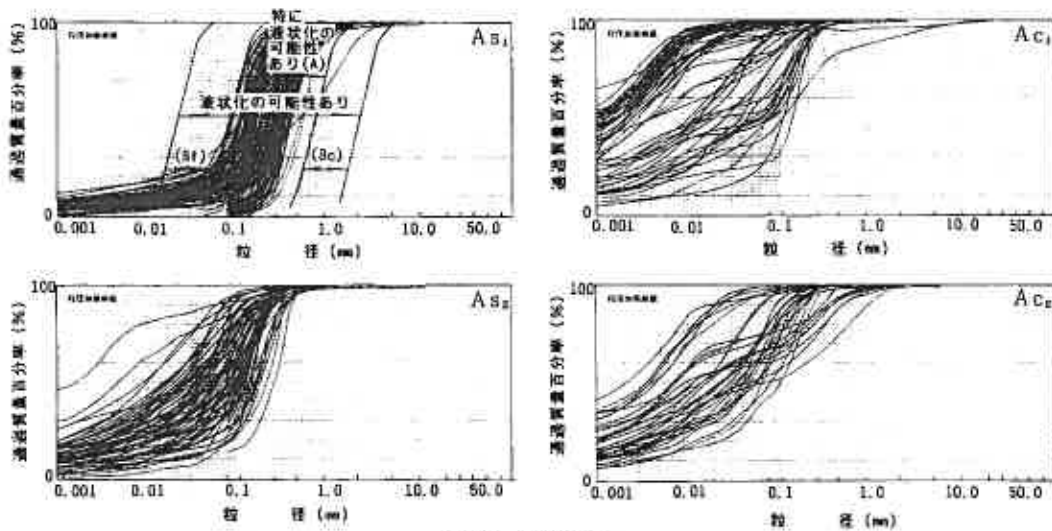


図2-3 粒度分布

3. 岸壁構造の特徴

中央地区・東地区の岸壁水深はそれぞれ7.5m及び10.0mで、天端高は12.8mである。図3-1にはそれぞれの岸壁構造図を示した。

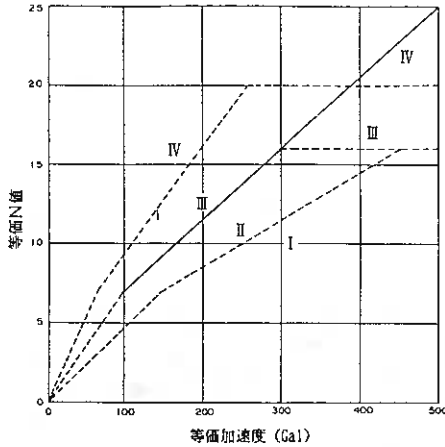
中央地区は地盤標高+5～+6mの箇所を液漂・翻削により建設される岸壁で、完成後、岸壁前面・背面ともに地盤の地中応力は過圧密状態となる。特に前面は掘削深が深いため、大きな過圧密比となる。なお、本文中での過圧密比(OCR)は式(3-1)で定義した。

$$OCR = \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v1}} \dots \text{式(3-1)}$$

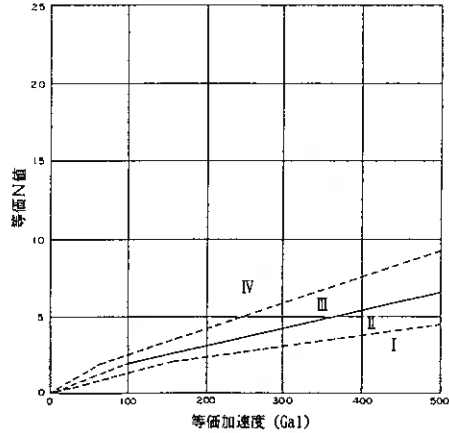
ここに、OCR：過圧密比

σ'_{v0} ：調査時の原地盤標高での有効土被り圧

σ'_{v1} ：岸壁完成時の地盤高での有効土被り圧



(a) 粒度範囲Aの土層に対するもの



(b) 粒度範囲B,およびBcの土層に対するもの

図4-3 等価加速度と等価N値による液状化予測のための土層分類¹⁾

本方法の特徴である等価N値とは、測定されるN値が土の相対密度の他に有効上載圧力により大きく支配される点に基づき、各土層のN値を有効上載圧力が0.66kgf/cm²の場合に基準化し、その状態での相対密度に対するN値を換算で求めたものである。これは、概略的に地下水水位が2mにある地盤の地下水水面下約3mの位置における地盤の応力状態でのN値を想定したものであり、液状化の可能性に対する判定基準の重要な要素のひとつとなっている。その等価N値算定式及びチャートを式(4-1)、図4-4に示す。

$$(N)_{0.66} = \frac{N - 1.828(\sigma'_v - 0.66)}{0.399(\sigma'_v - 0.66) + 1} \quad \text{式(4-1)}$$

ここに、 $(N)_{0.66}$ ：等価N値

N：土層のN値

σ'_v ：土層の有効上載圧力

なお、液状化の検討は岸壁の完成後、即ち、浚渫、掘削又は埋立後の状態を想定して行うが、等価N値の算定は調査時における有効上載圧力を用いることに留意することが必要である。

表4-1 粒度とN値による土層ごとの液状化予測判定¹⁾

ラジ	粒度とN値による液状化の予測	粒度とN値による液状化の判定
I	液状化する。	液状化すると判定する。
II	液状化する可能性が大きい。	液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定するかを決定する。
III	液状化しない可能性が大きい。	液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定するかを決定する。 構造物に特に安全を見込む必要がある場合には、液状化すると判定するか繰返し三軸試験により判定するかを決定する。
IV	液状化しない。	液状化しないと判定する。

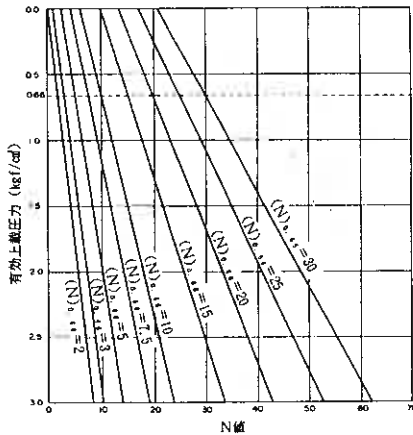


図4-4 等価N値算定用チャート¹⁾

(2) 繰返し三軸試験による予測・判定

粒度とN値による検討のみで判定出来ない場合(一般的には判定のII・III)は、繰返し三軸試験による詳細な検討が行われる。この方法は、地震応答解析により求めた地震時の地中のせん断応力と繰返し三軸試験によって得られる地盤の液状化強度を比較することにより、液状化発生の有無を予測するものである。本方法

では、まず地中に発生するせん断応力の最大値(最大せん断応力 τ_{\max})をもって地震により発生するせん断応力を代表させる。さらにこのせん断応力に対応する地盤の液状化強度 τ_{\max} を繰返し三軸試験をもとに求め、両者を比較して液状化安全率 F_L を求めることにより、液状化の予測を行う。式(4-2)には F_L 算定式を示した。

$$F_L = \frac{R_{\max}}{L_{\max}} \dots \text{式(4-2)}$$

ここに、 F_L : 液状化安全率

R_{\max} : 液状化強度比 (τ_{\max}/σ'_v)

L_{\max} : 最大せん断応力比 (τ_{\max}/σ'_v)

τ_{\max} : 液状化強度

τ_{\max} : 最大せん断応力

σ'_v : 有効上載圧力

液状化強度比 R_{\max} は、図4-5に示した繰返し三軸試験結果から繰返し载荷回数20回 (DA=5%) で液状化する繰返しせん断応力比 ($\sigma_d/2\sigma'_v$) を基に、想定地震波形による補正、等方圧密と実地盤の K_0 圧密の補正、地震波の多方向性に関する補正を行って求められる。液状化安全率 F_L が1より小さければ液状化すると判定される。

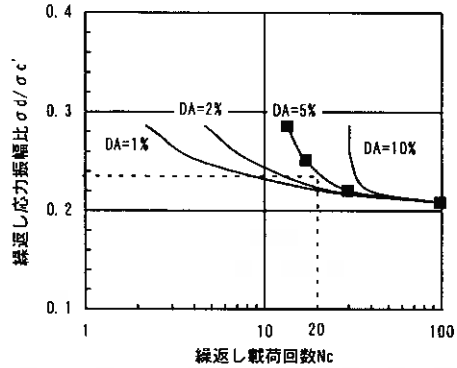


図4-5 繰返し応力振幅比—繰返し载荷回数

5. 液状化予測・判定結果

石狩湾新港において、これまでに液状化検討のために行った地質調査箇所(不攪乱試料採取箇所)を図5-1に示す。また、粒度とN値及び繰返し三軸試験による液状化予測・判定結果を表5-1に示す。

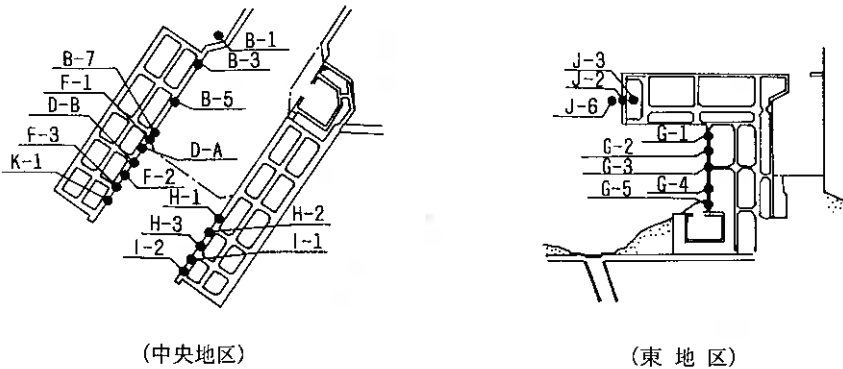


図5-1 地質調査箇所図

(1) 粒度とN値による予測・判定

主たる液状化層となるAs1層の中央地区前面・背面及び東地区の前面・背面の粒度とN値による判定結果を図5-2(a)(b)及び図5-3(a)(b)に示す。これらは、対応する深度で繰返し三軸試験を実施した箇所についてのみ示したものである。この結果、As1層においてIと判定される箇所がみられ、液状化の可能性があると判定される。特に掘込み港湾で過圧密の状態になる中央地区前面においてIに判定される部分が多く分布している。

表5-1 液状化学剂判定結果一覽表

地点	試料番号	深 高 (m)	土質	σ _v 採取時 kgf/cm ²	Fc (k)	D ₅₀ (mm)	粒度-分布(特定)		n, 無次元	R ₁	振動三軸(1)		OCX (σ _v /σ _v ¹)	検討
							5-75 ²	5-12.0			5-252	5-12.0		
B-1	HP1-1	-12.00	-12.74	Ac1	2.18	21	0.11	I	0.220	0.93	1.07	1.7	前液	
B-1	HP1-2	-15.15	-15.91	Ac1	2.58	15	0.12	I	0.217	0.97	1.26	1.2	前液	
B-1	HP1-3	-20.65	-21.28	Ac1	2.98	88	0.039	IV	0.268	1.33	1.12	2.2	前液	
B-1	HP1-4	-25.15	-25.95	Ac2	3.42	26	0.09	III	0.290	1.73	3.02	3.3	前液	
B-1	HP1-5	-12.00	-12.74	Ac2	2.18	21	0.11	IV	0.220	1.18	1.23	1.2	前液	
B-2	HP2-1	-12.15	-12.95	Ac1	2.14	5	0.12	III	0.285	0.88	1.05	4.3	前液	
B-2	HP2-2	-16.15	-16.95	Ac1	2.54	11	0.14	III	0.287	0.79	0.93	3.6	前液	
B-2	HP2-3	-25.15	-25.95	Ac2	3.22	70	0.041	II	0.244	1.06	1.84	2.3	前液	
B-2	HP2-4	-12.15	-12.95	Ac1	2.14	5	0.15	IV	0.289	1.34	1.85	4.4	前液	
B-5	HP5-1	-8.65	-9.45	Ac1	1.72	6	0.25	IV	0.159	1.16	1.24	1.4	前液	
B-5	HP5-2	-12.65	-13.45	Ac1	2.32	12	0.15	I	0.185	0.97	0.94	1.3	前液	
B-5	HP5-3	-20.65	-21.45	Ac1	3.06	40	0.11	I	0.500	1.01	1.27	3.1	前液	
B-5	HP5-4	-25.15	-25.95	Ac2	3.40	37	0.11	II	0.415	1.08	1.60	2.4	前液	
B-5	HP5-5	-12.65	-13.45	Ac1	2.32	13	0.15	IV	0.295	1.14	1.27	1.2	前液	
B-7	HP7-1	-12.65	-13.45	Ac1	1.81	11	0.15	III	0.254	1.00	0.99	4.5	前液	
B-7	HP7-2	-16.65	-17.45	Ac1	2.61	8	0.15	IV	0.247	1.08	1.18	3.3	前液	
B-7	HP7-3	-25.15	-25.95	Ac2	3.38	60	0.027	I	0.295	1.12	1.48	2.3	前液	
D-A	A-1	-2.05	-2.65	Ac1	1.11	2	0.29	III	0.345	2.72	2.57	1.5	前液	
D-A	A-2	-8.02	-8.93	Ac1	1.74	10	0.14	III	0.217	2.50	3.60	1.3	前液	
D-A	A-3	-12.03	-12.84	Ac1	2.10	13	0.14	III	0.420	1.53	3.13	1.2	前液	
D-A	A-4	-16.03	-17.01	Ac1	2.44	15	0.12	III	0.317	2.16	3.16	1.2	前液	
D-A	A-5	-22.02	-22.98	Ac1	2.84	87	0.028	I	0.275	0.98	1.64	2.2	前液	
D-A	A-6	-26.02	-27.03	Ac2	3.16	12	0.28	I	0.267	1.04	1.79	2.0	前液	
D-B	B-1	-8.01	-8.98	Ac1	1.87	17	0.14	III	0.830	5.39	4.05	1.2	前液	
D-B	B-2	-12.01	-12.94	Ac1	2.11	10	0.14	III	0.850	5.24	3.98	4.2	前液	
D-B	B-3	-16.01	-16.94	Ac1	2.37	7	0.16	III	0.850	4.87	3.07	4.7	前液	
D-B	B-4	-22.01	-22.98	Ac2	3.12	12	0.13	I	0.695	2.47	3.65	2.1	前液	
D-B	B-5	-26.01	-26.98	Ac2	3.32	14	0.12	I	0.745	0.58	1.75	2.4	前液	
F-1	F1-1	-8.51	-9.50	Ac1	1.78	7	0.16	I	0.580	1.25	1.53	3.4	前液	
F-1	F1-2	-14.51	-15.45	Ac1	2.40	8	0.16	I	0.680	2.89	4.23	3.4	前液	
F-1	F1-3	-20.51	-21.45	Ac2	3.10	25	0.10	I	0.160	1.00	1.47	2.4	前液	
F-2	F2-1	-2.50	-3.90	Ac1	1.18	4	0.30	I	0.240	1.12	1.11	1.7	前液	
F-2	F2-2	-8.50	-10.00	Ac1	1.74	10	0.17	I	0.222	1.07	1.28	2.3	前液	
F-2	F2-3	-14.50	-16.00	Ac2	2.12	27	0.10	I	0.260	1.08	1.81	2.1	前液	
F-3	No.38	-4.11	-5.37	Ac1	1.23	5	0.21	II	0.385	2.72	1.97	1.5	前液	
F-3	No.39	-10.11	-11.45	Ac2	1.96	23	0.12	I	0.394	1.57	2.29	2.0	前液	
F-3	No.36	-16.11	-17.57	Ac1	1.84	14	0.12	II	0.331	1.76	2.35	1.3	前液	
H-1	H1-1	-4.25	-5.85	Ac1	0.79	5	0.32	III	0.311	1.50	1.24	0.8	前液	
H-1	H1-2	-10.25	-11.85	Ac1	1.61	11	0.16	III	0.338	1.04	1.24	2.2	前液	
H-2	H2-1	-2.50	-3.50	Ac1	1.11	5	0.20	III	0.238	1.50	1.14	1.1	前液	
H-2	H2-2	-8.50	-9.50	Ac1	1.88	14	0.12	III	0.440	1.84	1.74	3.4	前液	
H-2	H2-3	-14.50	-15.50	Ac1	2.05	2	0.12	III	0.390	0.82	1.27	1.3	前液	
H-2	H2-4	-20.50	-21.60	Ac2	2.66	58	0.056	I	0.280	0.82	1.38	2.0	前液	
H-3	H3-1	-2.50	-3.50	Ac1	1.42	4	0.21	III	0.435	2.77	2.96	1.2	前液	
H-3	H3-2	-8.50	-9.50	Ac1	1.81	4	0.22	III	0.290	1.32	1.50	3.0	前液	
H-3	H3-3	-14.50	-15.50	Ac1	2.12	21	0.12	I	0.352	1.02	1.39	2.1	前液	
H-3	H3-4	-20.50	-21.50	Ac1	2.66	73	0.15	I	0.290	1.02	1.05	4.1	前液	
H-3	H3-5	-26.50	-27.50	Ac2	3.14	10	0.15	III	0.350	1.05	1.32	3.5	前液	
I-1	I1-1	-10.50	-11.45	Ac1	2.09	22	0.12	III	0.400	1.18	1.39	4.2	前液	
I-1	I1-2	-16.50	-17.45	Ac1	2.28	15	0.14	I	0.440	1.20	1.45	4.8	前液	
I-1	I1-3	-22.50	-23.50	Ac1	2.47	48	0.028	I	0.270	1.02	1.77	1.5	前液	
I-2	I2-1	-2.50	-3.50	Ac1	1.34	2	0.24	III	0.6	0.916	1.02	1.01	2.2	前液
I-2	I2-2	-8.50	-9.46	Ac1	1.71	6	0.24	III	0.232	0.83	0.85	1.7	前液	
I-2	I2-3	-14.50	-15.40	Ac2	2.19	61	0.022	I	0.275	1.10	1.52	2.3	前液	
X-1	No.1A	-4.54	-5.54	Ac1	1.59	13	0.15	I	0.231	0.98	1.34	1.4	前液	
X-1	No.1B	-10.54	-11.44	Ac1	2.11	8	0.15	I	0.221	0.97	0.95	3.6	前液	
X-1	No.1C	-16.54	-17.44	Ac1	1.99	27	0.10	I	0.285	0.76	0.91	3.9	前液	
X-1	No.1D	-22.54	-23.44	Ac2	1.77	28	0.12	I	0.153	0.55	0.50	3.5	前液	

地点	試料番号	深 高 (m)	土質	σ _v 採取時 kgf/cm ²	Fc (k)	D ₅₀ (mm)	粒度-分布(特定)		n, 無次元	R ₁	振動三軸(1)		OCX (σ _v /σ _v ¹)	検討
							5-252	5-12.0			5-252	5-12.0		
G-1	T1-1	-3.00	-3.00	Ac1	0.36	11	0.223	II	1.1	0.249	1.34	1.57	0.5	前液
G-1	T1-2	-7.00	-7.00	Ac1	0.64	9	0.21	III	1.2	0.230	1.50	1.54	0.4	前液
G-1	T1-3	-11.00	-11.00	Ac1	0.97	11	0.146	III	1.7	0.300	1.91	1.29	0.4	前液
G-1	T1-4	-15.00	-15.00	Ac1	1.26	11	0.15	III	0.8	0.244	0.59	1.00	1.7	前液
G-1	T1-5	-19.00	-19.00	Ac2	2.02	49	0.030	I	1.1	0.227	2.61	2.97	1.4	前液
G-2	T2-1	-3.00	-3.00	Ac1	0.14	2	0.21	III	0.3	0.204	0.93	0.73	0.2	前液
G-2	T2-2	-7.00	-7.00	Ac1	1.19	9	0.148	III	0.5	0.329	0.81	1.17	2.0	前液
G-2	T2-3	-11.00	-11.00	Ac1	1.40	73	0.151	III	0.8	0.272	0.78	1.16	1.8	前液
G-2	T2-4	-15.00	-15.00	Ac1	1.64	64	0.05	I	1.4	0.277	1.07	1.21	1.4	前液
G-2	T2-5	-19.00	-19.00	Ac1	0.40	11	0.197	I	1.1	0.212	0.72	0.53	0.6	前液
G-2	T2-6	-23.00	-23.00	Ac1	1.28	15	0.156	III	0.8	0.158	1.27	1.26	1.7	前液
G-4	T4-1	-13.00	-13.00	Ac1	1.01	7	0.152	I	0.8	0.350	0.85	1.29	1.7	前液
G-5	T5-1	-8.10	-8.10	Ac1	0.72	5	0.16	III	0.5	0.273	0.83	1.12	1.4	前液
I-2	T2-4	-8.70	-8.70	Ac1	1.16	22	0.128	III	1.1	0.251	1.47	1.68	1.1	前液
I-2	T2-5	-14.70	-14.70	Ac1	1.25	17	0.1472	III	1.4	0.244	1.48	1.47	1.0	前液
I-2	T2-6	-20.70	-20.70	Ac1	1.58	8	0.1647	III	1.6	0.219	1.11	1.39	1.0	前液
I-2	T2-9	-26.70	-26.70	Ac1	2.03	9	0.1614	III	2.1	0.159	0.94	1.39	1.0	前液
I-3	T3-4	-8.20	-8.20	Ac1	1.10	7	0.133	I	1.1	0.267	1.31	1.41	1.0	中央(前液)
I-3	T3-5	-14.20	-14.20	Ac1	1.31	8	0.1327	III	1.3	0.286	2.41	1.43	0.9	中央(前液)
I-3	T3-6	-20.20	-20.20	Ac1	1.35	6	0.1347	III	1.5	0.263	1.36	1.59	1.0	中央(前液)
I-3	T3-7	-26.20	-26.20	Ac1	1.47	87	0.0300	I	2.5	0.290	2.01	2.58	1.0	中央(前液)
I-3	T3-8	-32.20	-32.20	Ac2	2.68	59	0.0444	I	2.7	0.262	1.91	2.44	1.0	中央(前液)
I-3	T3-12	-38.20	-38.20	Ac2	3.11	74	0.0382	I	3.1	0.278	2.02	2.66	1.0	中央(前液)
I-6	S6-1	-11.50	-11.50	Ac1	0.71	97	0.0092	I	0.8	0.384	1.61	2.09	1.0	前液
I-6	S6-5	-27.50	-27.50	Ac1	1.15	89	0.0267	I	1.1	0.333	2.05	2.40	1.0	前液
I-6	S6-6	-33.50	-33.50	Ac2	1.54	92	0.0263	I	1.4	0.345	2.20	2.60	1.0	前液
I-6	S6-7	-39.50	-39.50	Ac2	1.87	79	0.0207	I	1.9	0.329	2.43	2.82	1.0	前液

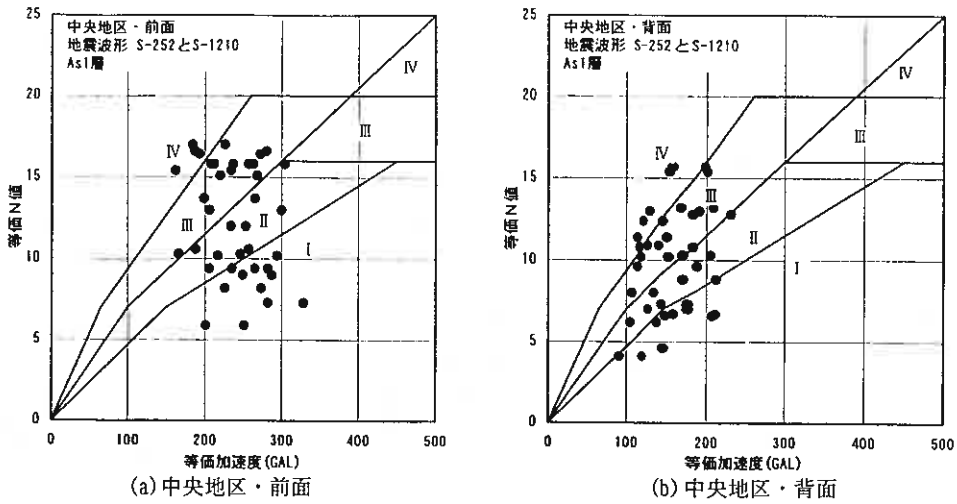


図5-2 粒度とN値による液状化予測・判定結果(中央地区)

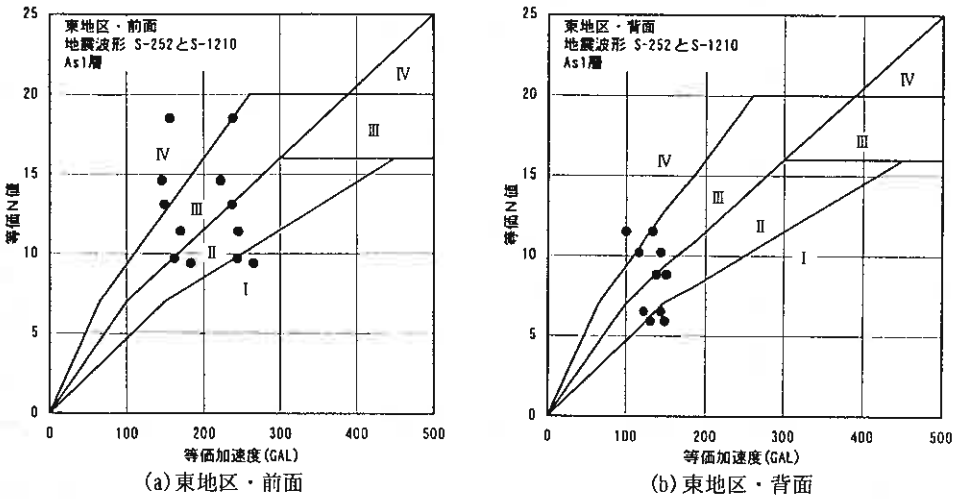


図5-3 粒度とN値による液状化予測・判定結果(東地区)

(2) 繰返し三軸試験による予測・判定

繰返し三軸試験は液状等の施工に伴う応力履歴を考慮して実施したもので、岸壁完成後の地中応力が正規圧密となる箇所(東地区の背面)と過圧密となる箇所(中央地区の前面・背面、東地区の前面)の繰返し三軸試験の判定と粒度とN値による判定の相関関係を図5-4~5に示す。なお、繰返し三軸試験を行った箇所のOCRの範囲を表5-2に示す。この結果、正規圧密箇所においてはデータ数が少ないが、粒度とN値による検討で“液状化する”(判定I)と判定された箇所では繰返し三軸試験による F_L はほとんどが1.0未満であり、判定結果はほぼ一致する傾向にあるといえる。しかし、過圧密となる地盤においては、粒度とN値による方法で“液状化する”(判定I)と判定された箇所の大部分が繰返し三軸試験の判定結果による液状化安全率 F_L が1.0以上となり、“液状化しない”という結果となった。

表5-2 OCRの範囲

地区名	位置	OCR
中央地区	前面	1.2~4.7
	背面	1.2~4.4
東地区	前面	1.4~2.0

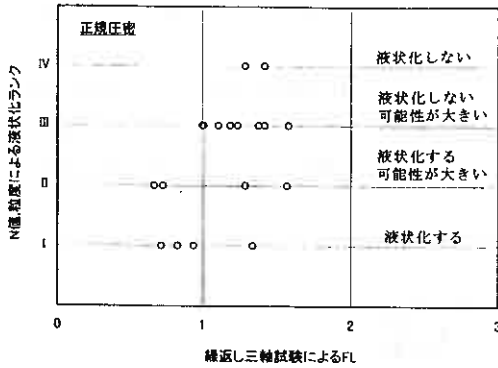


図5-4 粒度とN値による液状化判定と繰返し三軸試験による液状化安全率(F_L)の相関図(As1層：正規圧密)

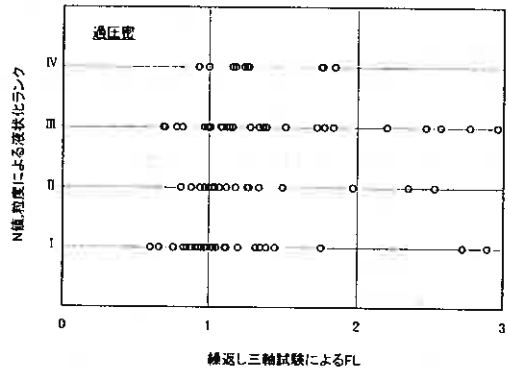


図5-5 粒度とN値による液状化判定と繰返し三軸試験による液状化安全率(F_L)の相関図(As1層：過圧密)

(3) 判定結果の比較

過圧密状態となる地盤の粒度とN値による液状化予測・判定で“液状化する”(判定I)となった箇所が、繰返し三軸試験による詳細な判定法では逆の“液状化しない”という結果は、平成4年に本報文と同じく当港中央地区の過圧密地盤を対象に行った調査・解析結果においても今回と同様の傾向であり³⁾、本報文はそれらを追認する結果となった。液状化を支配する地盤側の主な要因は、①土の種類、②粒度分布、③相対密度(締め具合)、④地中応力履歴、等が考えられる。粒度とN値による判定法は正規圧密による砂地盤に対する検討法が前提となっており、前記の主な要因の①～③を考慮しているが、④については考慮されていないと考えられる。即ち、浚渫等によって有効上載圧が除荷されても土の液状化強度比(等価N値)は変わらないという前提条件にたったものといえ、過圧密地盤の液状化強度を低く評価してしまうものと考えられる。このことから、浚渫等により完成後の地中応力が大きく過圧密状態となる地盤の液状化予測・判定については、粒度とN値による概略判定法とともに、繰返し三軸試験による詳細な検討も併せて行う必要がある。なお、平成5年度以前における振動三軸試験による予測法は累積損傷理論により F_L を求めている。当方法は、地震により発生する不規則なせん断応力から等価なせん断応力を求め、累積損傷理論より、それに対する等価な波数を計算して、液状化強度比Rを求めるものである。当検討方法は現手法に比べ、やや小さな F_L が得られるものとされている⁴⁾。

6. 繰返し三軸試験による液状化特性

過圧密比(OCR)と繰返し三軸試験による液状化強度比 $R_l(\sigma_v/2\sigma'_v)$ の関係を図6-1に示す。これによると、OCRの増加に伴って R_l が比例的に増加する傾向にある。ただし、前面の一部には全く増加しない部分もある。このOCRと液状化強度比の関係を定量的に検討するため、過圧密による液状化強度増加率 R_s とOCRの関係を整理したものが図6-2である。ここで、液状化強度増加率 R_s とは、過圧密による液状化強度を正規圧密による液状化強度で除したもので、正規圧密による液状化強度は図6-1よりOCR=1に対応する $R_{ln}=0.2$ とした。砂の液状化強度増加率 R_s とOCRの関係は下記の指数式で示されることが報告されている⁵⁾。

$$R_s = (OCR)^m \cdots \text{式(6-1)}$$

ここに、 R_s ：液状化強度増加率

OCR：過圧密比

m ：乗数

これを図6-2にあてはめると、乗数はおおよそ $m=0.3\sim 1.0$ にあり、平均で $m=0.6$ となる。龍岡ら⁵⁾は標準砂を使用した室内実験で $m=0.5$ を提案しており、バラツキはあるものの、それに近い結果が得られた。以上の結果から、過圧密による液状化強度は正規圧密地盤($OCR=1$)に比較して、過圧密地盤($OCR=2\sim 4$)の液状化強度は1.5~2.3倍の強度が期待できると考えられる。また、過圧密地盤の液状化強度が大きくなる理由は明確ではないが、平均N値10程度の緩い地盤であっても、粒子構造の安定化⁶⁾や長期圧密に伴う土粒子間のセメンテーション効果によるものとされている。

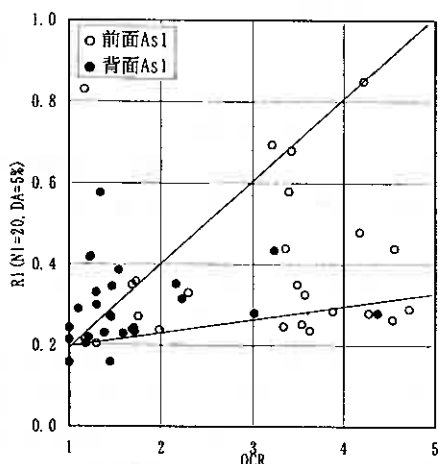


図6-1 過圧密比(OCR)と繰返し三軸試験による液状化強度比R_lの関係

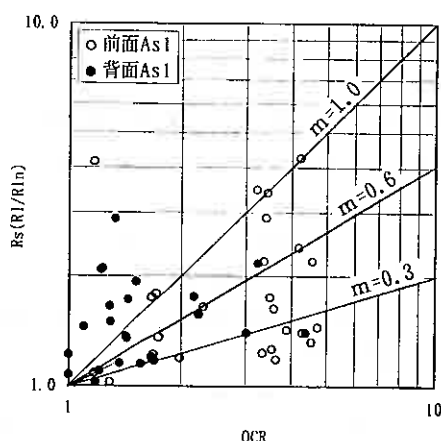


図6-2 液状化強度増加率 R_s と過圧密比(OCR)の関係

7. 今後の液状化対策工

現在の液状化対策は地盤改良による方法と、液状化に対してそれを考慮した構造設計を行うことで処理されている。前者の地盤改良に着目すると、改良原理はサンドコンパクションパイル工法に代表される締め固め工法、グラベルドレーン工法に代表される間隙水圧消散工法、深層混合処理工法に代表される固結工法が主なものとなる。これらは、いずれも多くの工事費と工期を必要とするほか、工法によっては周辺地盤に大きな変位等を与え、既存の施設に悪影響を及ぼすものもある。

石狩湾新港の中央地区は掘込み港湾という事情から、建設後は過圧密となり、高い液状化強度が期待できる好条件があった。今後の液状化に対する地盤改良原理として、人為的に地盤を過圧密にすることが液状化対策工法のひとつに考えられる。その具体的な工法例は、プレローディング工法であり、これは地盤に盛土を行う載荷重工法と地下水位を一時的に低下させる地下水低下工法とがある。プレローディング工法は一般に粘性土地盤に対して沈下・安定対策として多くの実績を持つが、液状化対策工法として以下に示す地盤に有効な工法となる。

- ① 細粒分を多く含む砂地盤で締め固め工法やドレーン工法などの適用が困難な場合
- ② 砂層と粘土層の複雑な互層地盤の場合
- ③ 既設構造物直下の液状化対策が必要な場合

また、既設の裏込め土に対して工費、工期の大幅な短縮が期待できるものとなる。ただし、現時点では液状化対策工法の実績はなく、設計・施工法は確立されていない。実施に向けては試験工事による効果の確認が必要となる。

8. まとめ

石狩湾新港の地盤を対象に、浚渫等によって地中応力が過圧密履歴を受ける地盤の液状化特性を粒度とN値による概略検討法と繰返し三軸試験による詳細検討法で比較・検討を行った。この結果、

- ① 粒度とN値による検討法でIに判定され“液状化する”という判定結果でも、応力履歴を考慮した繰返し三軸試験による詳細検討が必要である。
- ② 石狩湾新港の過圧密地盤(OCR=2~4)の液状化強度増加率は「 $R_s=(OCR)^{0.6}$ 」の関係式で表され、正規圧密地盤の1.5~2.3倍の強度と推定される。

砂地盤の応力履歴による液状化強度特性が、原位置の不攪乱試料によって確認された例は少ない。結果は、現時点までに報告された攪乱試料で行った結果と近似した結果が得られた。ただし、結果にはかなりバラツキが見られており、これらのバラツキは今後、詳細な検討が必要となろう。本報文が過圧密応力履歴を受ける地盤の液状化予測・判定方法の参考となれば、幸いである。

最後に、本報文のとりまとめにあたり、ご協力をいただいた関係各位に深く感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 窪内・岸・斉藤・作田：石狩湾新港における液状化特性、土質工学会北海道支部技術報告集第32号、P 83~88、1992
- 2) 山下・土岐・三浦：不攪乱砂の液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響、土質工学会北海道支部技術報告集第30号、P55~64、1990
- 3) 港湾の施設の技術上の基準・同解説：(社)日本港湾協会、1989
- 4) 埋立地の液状化対策ハンドブック：(財)沿岸開発技術研究センター、1993
- 5) Tatuoka, F., Kato, H., Kimura, M. and Pradhan, T. B. S. (1988): "Liquefaction strength of sands subjected to sustained pressure," Soils and Foundations, Vol. 28, NO. 1, pp. 119-131.
- 6) 液状化の調査から対策工まで：安田 進、1988

地震による道路盛土の被害要因に関する考察

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 谷口啓二郎

同 上 正会員 西川 純一

同 上 正会員 林 宏親

1. はじめに

地震における被害の一つに道路盛土の崩壊がある。被害の原因を考察することは、耐震性を考慮した盛土を施工し、災害時の交通を確保するために重要である。近年の地震後の調査などによっておおよその傾向が把握されてきた¹⁾。しかし不明な点は依然多く、盛土高さ、地形、基礎地盤などの道路盛土に関する要因の相互の関連については示す事が難しいのが現状である。

今回、道東地方の2本の国道の一定区間を対象に、釧路沖地震および北海道東方沖地震による被災箇所を含む全盛土箇所について調査した。調査の目的としては、

- 全盛土箇所のうちのどれくらいの箇所が被災したかを明らかにすること、
- 類似した条件の盛土であっても一方は被災したが他方は非被災だったという場合の要因の違いは何かを考察すること、

を考へており、被害と被害をもたらす要因との関連を明らかにしたいと考へている。これが今後の道路盛土の耐震設計の一助となること、また既存の道路盛土についての維持管理および安全性判定の一手法となることを目標にしている。

2. 地震による釧路地方の道路盛土の被害調査について

北海道において、1993年1月15日に釧路沖地震、同年7月12日に北海道南西沖地震、そして1994年10月4日に北海道東方沖地震という3つの大規模な地震が短期間に連続して起こり、各方面に甚大な被害を及ぼした。

道路盛土の被害調査としては、個別的な分析に重点を置いた被災箇所についての調査が主に行われている。釧路沖地震において大規模な被害を受けた道路盛土4箇所の被害内容を記載しその崩壊機構を推定したもの²⁾、東方沖地震において3箇所の盛土被害事例をとり上げその被害内容と崩壊機構を推定したもの³⁾、などである。このような調査を基に、北海道における近年の三大地震による道路被害についてのまとめた報告³⁾では、被害が顕著だった盛土の形態について、傾斜地盤上の盛土、軟弱地盤箇所の盛土、橋梁背面盛土、沢地形での盛土、地盤の液状化による盛土変状、そして高盛土を挙げている。

一方、軽微な被害を受けた箇所も含めて多くの箇所を対象に複数の要因について調査したのも多い。釧路沖地震における釧路地方の道道の被災地点128箇所について、各種要因と被災パターンとの関係を調査したもの⁴⁾、釧路沖地震における釧路周辺地域の主要国道の被害について、被害数あるいは道路延長当たりの被害数(=被害率)を算出して各種要因との関係をまとめたもの⁵⁾などがある。また、東方沖地震の被災箇所285箇所と非被災箇所79箇所について、被害のランクと各種要因との関係を多変量解析法(数量化理論Ⅱ類)を用いて分析し、大地震における盛土被災の将来的安全度評価を試みた報告⁶⁾もある。これらはいずれも、全道路から被災した箇所を中心に抽出して行った調査・研究であるといえる。

それに対して今回の調査は、道路盛土の調査対象を地震の被害の結果によらずに選定しているところに特徴がある。すなわち、ある区間の盛土の全箇所を対象とすることで被害要因をより明確にすることができると思へた。

A Study about Road Embankment Damages Caused by Earthquakes;
Keijiro TANIGUCHI, Jun'ichi NISHIKAWA, Hirochika HAYASHI
(Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

3. 調査方法

調査を行った路線は、図1に示すとおり、

- 国道272号：国道44号との交点（銅路町）～国道243号との交点（別海町），L=58.0km
- 国道391号：国道44号との交点（銅路町）～国道274号との交点（弟子屈町），L=66.8km

で、それぞれ連続した区間の全盛土箇所である。盛土箇所は、一連の盛土においては盛土の要因が変化する地点で区切り、国道272号で197箇所、国道391号で215箇所、合計412箇所とした。

調査項目は、1993年の釧路沖地震および1994年の東方沖地震におけるそれぞれの被害規模・被害形態という「結果」と、各調査箇所における地形・盛土高さなどの、被害に対する「要因」と思われる項目についてである。表1にその全てを示す。なお、このうちここで報告する項目の詳細については後述する。

この調査の特徴としては、以下の2点が挙げられる。

- 一定区間の全盛土箇所について同一の調査をした。つまり被災箇所だけでなく非被災箇所も同様に調査した。
- 釧路沖地震と東方沖地震の二つの大きな地震による盛土被害について同一の基準で調査した。



この地図は国土院地形資料の10万分の1地形図「北海道」を引用したものである。

—— 調査路線

図1. 調査実施路線図

表1. データの種類と形式

項目	被害規模	被害形態	盛土高さ・天端幅	のり勾配	盛土形状	のり面保護	
種類・範囲	A(通行止め)	I(クラック)	0-29m	0-19m	平坦面盛り 傾斜面盛り 傾斜片盛り	Ⅰブロック	
	B(通行規制)	Ⅱ(のり面破壊)				1.2	張芝
	C(補修)	Ⅲ(車線破壊)				1.3	張芝・フトン織
	N(被害無し)	Ⅳ(全体破壊)				1.5	張芝・横工
		Ⅴ(全体沈下)				1.8	張芝・法面ネット
		Ⅵ(背面盛土沈下)				2.0	張芝・擁壁

排水施設	橋台取り付け盛土	基礎角度	基礎地盤	地形	集水地形	地形変換点	推定震度(東方沖)
橋新 側溝 無し	該当有り 該当無し	0-33°	火山灰 岩盤 洪積 泥炭地 乱整地	丘陵地 湿地 沢地 低地	明確で大きい 明確で小さい 不明瞭で大きい 不明瞭で小さい 無し	有り 無し	Vs V Vls

4. 調査結果の集計

4.1では、釧路沖地震と東方沖地震による被害規模の関係を集計したものを示す。

4.2～4.6では、釧路沖地震、東方沖地震のそれぞれの被害規模に対する各要因の分布の集計を行った。そして、既往の報告などで指摘されている盛土の被害要因のうち、本調査結果に関連している項目について検討し、その中で傾向が読み取れた項目について示す。

また、地震による盛土の被害について最も重要な要因が地震力であると考えれば、全体を集計することのみでは考察が不十分と思われる。そこで、4.7～4.9では、全箇所のうち連続した数十箇所を抽出し、同様の集計を行う。

4-1. 釧路沖地震・北海道東方沖地震による被害の関係

はじめに、釧路沖地震と東方沖地震による被害の関係を図2に示す。

両地震においてともに被害規模Aであるという箇所はない。釧路沖地震において通行止めを行った被害箇所では、東方沖地震においては通行規制を伴うほどの被害は再発しなかったことが分かる。

また、被害の連続性をみるために、国道391号および国道272号について、盛土箇所を路線に沿って並び、釧路沖地震および東方沖地震の被害を合わせて表したものを図3に示す。ここで横軸は距離でなく、盛土箇所を順番に並べたものである。

地域によって被害の分布に大きく偏りがあることが分かる。国道391号については、全般にわたって釧路沖地震によって補修を要する規模の被害を受けており、通行規制を伴う規模の被害を受けた箇所は集中している。同時にこの区間は東方沖地震においても大きな被害を受けている。国道272号については、よりはっきりと傾向が読み取れる。釧路町側の大部分では両地震を通じて無被害である一方、弟子屈町側では両地震を通じて多くが通行規制を伴う被害を受けている。

4-2. 盛土高さとの被害規模との関係

釧路沖地震における被害規模と盛土高さとの関係を図4に、東方沖地震における被害規模と盛土高さとの関係を図5に示す。

ここでいう「盛土高さ」は、道路維持台帳図を基に、のり面勾配(1:X)、のり尻～のり肩の水平距離Lを読み取ることで算出した、いわば「最大盛土高さ H_{max} 」である。図6にその模式図を示す。なお、水平距

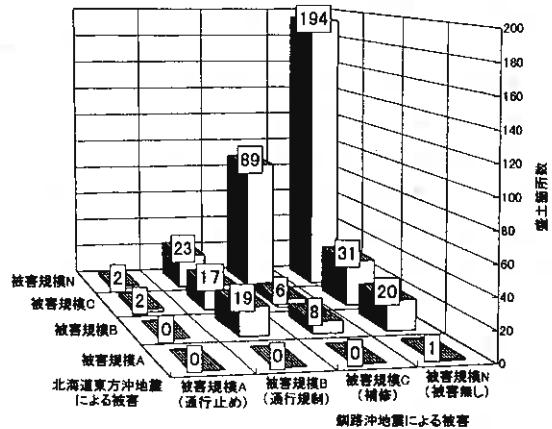


図2. 釧路沖地震と東方沖地震による被害の関係 (その1)

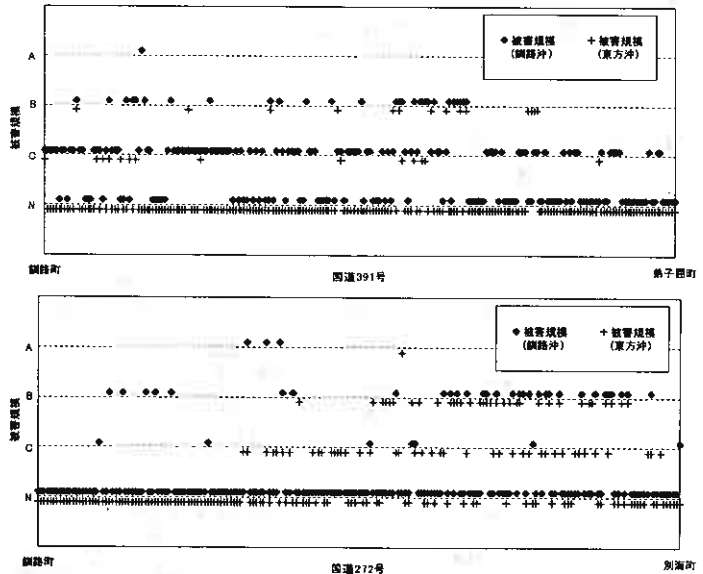


図3. 釧路沖地震と北海道東方沖地震による被害の関係 (その2)

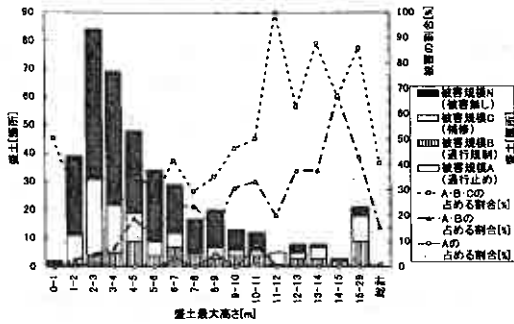


図4.盛土高さと被害規模（釧路沖）との関係

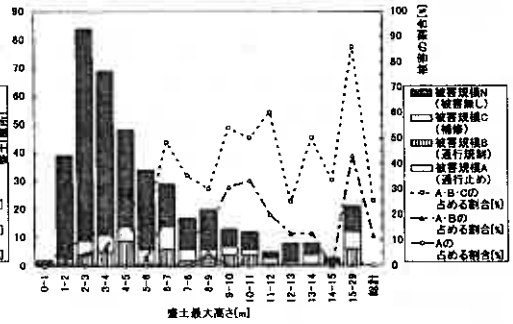


図5.盛土高さと被害規模（東方沖）との関係

離からの小段分は無視した。

両地震の違いに関して注目すべき点は、補修を要する以上の被害（被害規模 A・B・C）および通行規制を伴う以上の被害（被害規模 A・B）の率が、ほとんどの盛土高さにおいて釧路沖地震の方が高いことである。これは釧路沖地震と東方沖地震の地震力の差によるものと思われる。

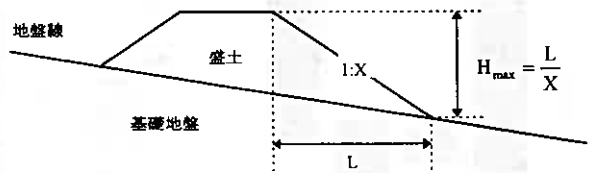


図6.最大盛土高さの模式図

盛土箇所数の分布をみると、11m以上のものについては各区分で10箇所以下とサンプル数が少ないものの、両地震ともに盛土高が高いほど被災率が高い傾向が読み取れる。釧路沖地震について、盛土高さ10m未満のものと10m以上のものに分類して被害率を算出してみると、補修を要する以上の被害が、前者の34.6%に対して75.4%、通行規制を伴う以上の被害が、同様に11.5%に対して38.6%である。東方沖地震では、補修を要する以上の被害が21.4%に対して49.1%、通行規制を伴う以上の被害が9.9%に対して22.8%である。

4-3.基礎地盤と被害規模との関係

釧路沖地震における被害規模と基礎地盤との関係を図7に、東方沖地震における被害規模と基礎地盤との関係を図8に示す。

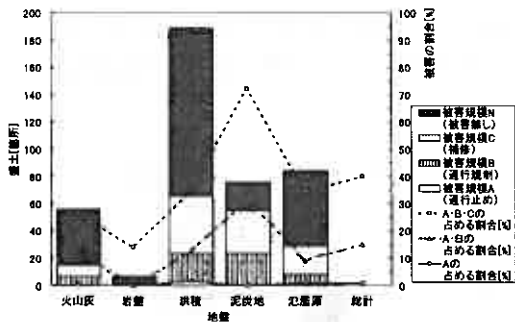


図7.基礎地盤と被害規模（釧路沖）との関係

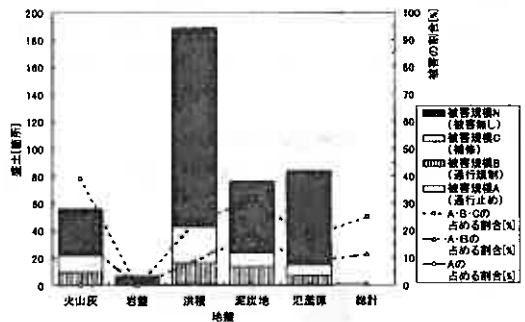


図8.基礎地盤と被害規模（東方沖）との関係

基礎地盤の調査においては、各々50,000分の1の地質図から判定し、不明な点は現地調査での周辺地形からの目視評価で補足するという方法を用いた。

釧路沖地震では泥炭地での被害が最も大きい。泥炭地盤での被害を明確にするために、泥炭地盤以外の箇所との比較を行う。補修を要する被害率が泥炭地盤以外で33.0%であるのに対し、泥炭地盤でのそれは72.4%である。また、通行規制を伴う被害率は、泥炭地盤以外で11.6%に対し、泥炭地盤では31.6%となっている。いずれも、泥炭地盤での被害率が著しく高い。これは391号線における泥炭地盤に該当する箇所が

他の箇所よりも、釧路沖地震における震源に近かったことも原因の一つと考えられる。

一方、東方沖地震では、補修を要する被害率が泥炭地盤以外で23.8%に対し泥炭地盤では31.6%、通行規制を伴う被害率は同様に10.1%と18.4%で、被害率において顕著な差がみられない。特徴的なのが東方沖地震における火山灰地盤の被害で、釧路沖地震の火山灰地盤や東方沖地震の泥炭地よりも、補修を要する以上の被害を受けた率が高い。一般に火山灰地盤は比較的良質な地盤であるといわれていることから、これは他の要因も重なったゆえの結果とも考えられる。東方沖地震の震源により近かった部分に火山灰地盤が多く分布していたことも原因の一つと考えられる。

4-4. 地形と被害規模との関係

釧路沖地震における被害規模と地形との関係を図9に、東方沖地震における被害規模と地形との関係を図10に示す。

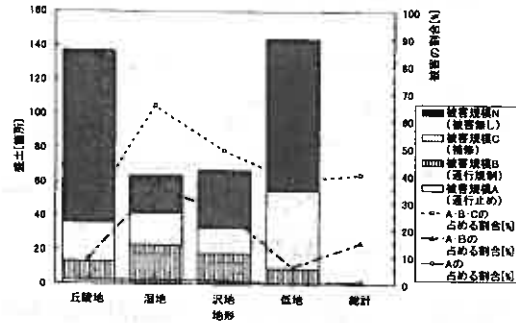


図9.地形と被害規模（釧路沖）との関係

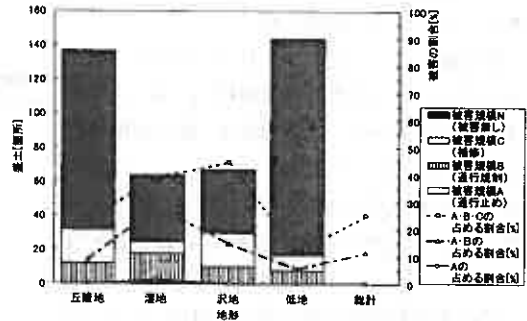


図10.地形と被害規模（東方沖）との関係

ここでは地形の定義を、

湿地：周辺に土地利用された跡がない、泥炭性軟弱地盤を想定

沢地：原則として盛土延長50m以下の沢地横断箇所

低地：民家・田畑等の土地利用可能な平坦地

丘陵地：原則として傾斜地

とした。地形は基礎地盤と相関が高く、丘陵地の多くに洪積地盤あるいは火山灰が分布し、谷には氾濫原が発達し、その上に泥炭が分布する 경우가多くみられる。

釧路沖地震についてみると、湿地～沢地の順に被害が大きく、丘陵地・低地での被害は相対的に低い。一方、東方沖地震では、低地よりも丘陵地で被害が大きいのが特徴の一つで、既往の報告②が確認されたといえる。

4-5. 集水地形と被害規模との関係

釧路沖地震における被害規模と集水地形との関係を図11に、東方沖地震における被害規模と集水地形との関係を図12に示す。

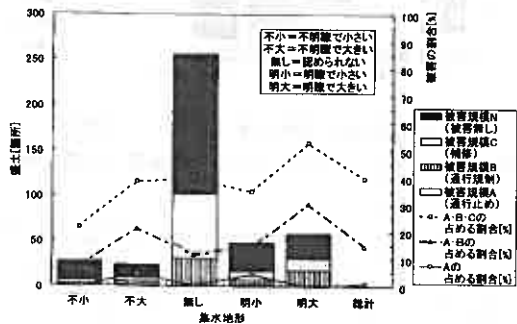


図11.集水地形と被害規模（釧路沖）との関係

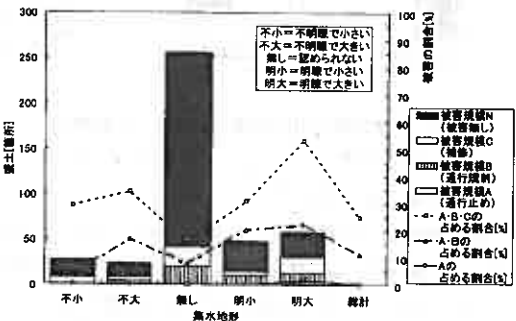


図12.集水地形と被害規模（東方沖）との関係

ここでは集水地域の大小の定義を、

集水地域大：集水幅が大きく、盛土の手前に湿地が形成される場合

集水地域小：切土上に集水地形がみられる場合

とした。集水地形は地形と相関の高い項目で、沢地のほとんどは何らかの集水地形となっている。

両地震を通じて集水地域大・明瞭の盛土の被害率が分類項目中最も被害率が高い。集水地域不明瞭と明瞭各々の中で集水地域小と大とを比較すると、大の方が被害率が高い。また同様に、集水地域小と大とを分けて集水地域明瞭と不明瞭とを比較すると、明瞭の方が被害率が高い。このことから、表流水および地下水が盛土被害に対して何らかの影響を与えている可能性があるかと推測できる。しかし、必ずしも被害率が大～小～無しの順になっていない。

4-6. 地形変換点と被害規模との関係

釧路沖地震における被害規模と地形変換点との関係を図 13. に、東方沖地震における被害規模と地形変換点との関係を図 14. に示す。

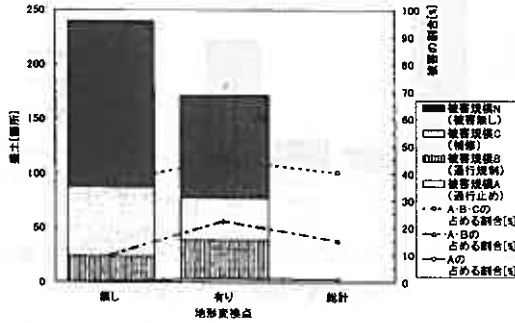


図 13. 地形変換点と被害規模（釧路沖）との関係

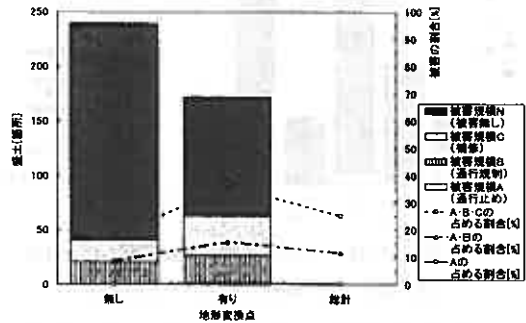


図 14. 地形変換点と被害規模（東方沖）との関係

地形変換点とは、盛土形状が地形の変化により、切土→盛土または盛土→切土に変化する箇所、道路維持台帳図から地形の変換点を読み取るという方法で調査した。このような地形変換点での盛土被害が多いといわれている。図 13. および図 14. を見ると確かに地形変換点の有る箇所の方が被害が多い傾向が認められるが、それほど明瞭な差ではない。

4-7. 国道 391 号「茅沼～五十石」における地形と被害規模との関係

国道 391 号における「茅沼～五十石」間合計 46 箇所の盛土を対象に各被害要因について集計した。そのうち、釧路沖地震における被害規模と地形との関係を図 15. に、東方沖地震における被害規模と地形との関係を図 16. に示す。

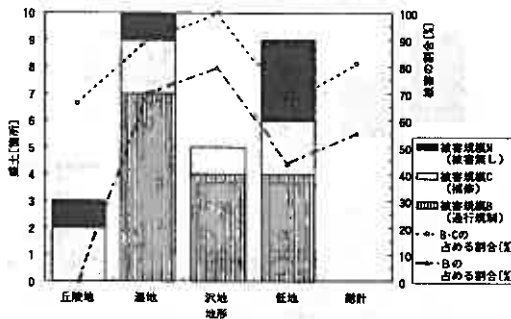


図 15. 国道 391 号「茅沼～五十石」における地形と被害規模（釧路沖）との関係

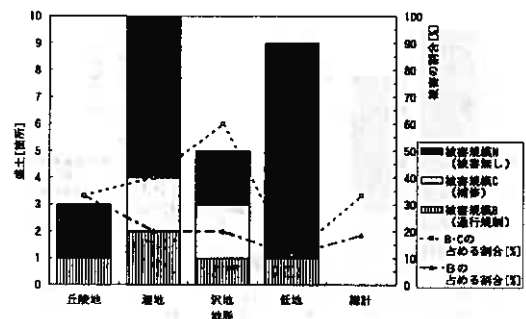


図 16. 国道 391 号「茅沼～五十石」における地形と被害規模（東方沖）との関係

この区間は釧路湿原の東端の部分であり、該当する地形の分布は全体を示している図 9. および図 10. と比

較すると大きく異なっている。

この区間は釧路沖地震で被害が多かった区間の一つであり、湿地における被害が多い。同じ平坦部分でも、低地の方は被害が相対的に少ないことが分かる。また、沢地における被害は区分中最も高い。一方東方沖地震では被害の割合は他の区間よりわずかに高い程度である。地形の違いによる被害の傾向も、全盛土を対象にした場合と余り変わらない。

4-8. 国道 272 号「国道 44 号交点～観月橋」における盛土高さ・地形と被害規模との関係

国道 272 号における「国道 44 号交点～観月橋」間合計 63 箇所の盛土を対象に各被害要因について集計した。そのうち、釧路沖地震における被害規模と盛土高さとの関係を図 17. に、釧路沖地震における被害規模と地形との関係を図 18. に示す。

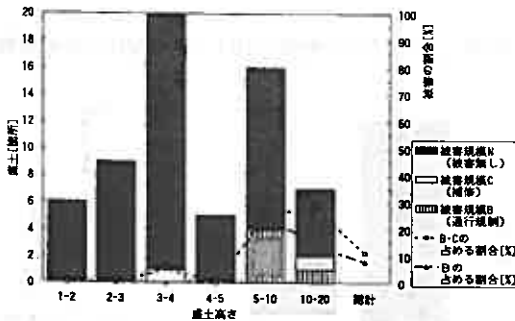


図 17. 国道 272 号「国道 44 号交点～観月橋」における盛土高さ（釧路沖）と被害規模（釧路沖）との関係

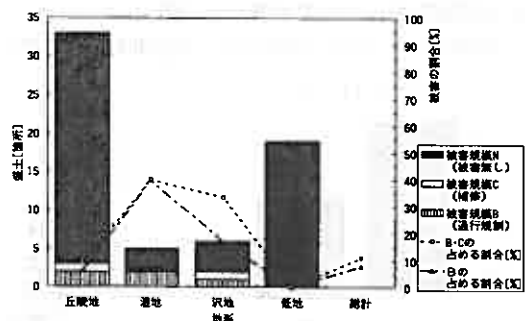


図 18. 国道 272 号「国道 44 号交点～観月橋」における地形と被害規模（釧路沖）との関係

この区間は、国道 44 号線交点側である釧路町の大部分では山間部を流れる別保川に沿った低地であり、他の部分の多くは丘陵地である。

この区間では釧路沖地震での被害は少なく、東方沖地震での被害はみられなかった部分である。被災した盛土の特徴についてみると、該当する盛土が少ないものの、盛土高さ 5m 以上のもの、湿地および沢地における被害が他に比べて被害が多い傾向にあることが分かる。低地においては両地震を通じて非被災だったことが際立っている。

4-9. 国道 272 号「茶安別橋～別寒橋」における基礎地盤と被害規模との関係

国道 272 号における「茶安別橋～別寒橋」間合計 39 箇所の盛土を対象に各被害要因について集計した。そのうち、釧路沖地震における被害規模と基礎地盤との関係を図 19. に、釧路沖地震における被害規模と基礎地盤との関係を図 20. に示す。

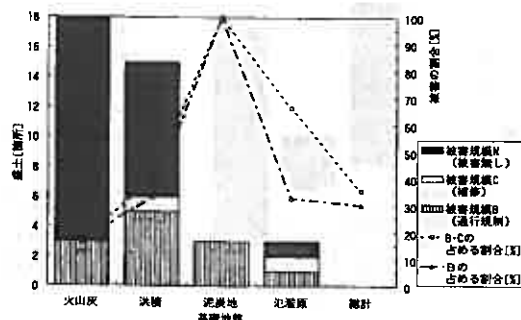


図 19. 国道 272 号「茶安別橋～別寒橋」における基礎地盤と被害規模（釧路沖）との関係

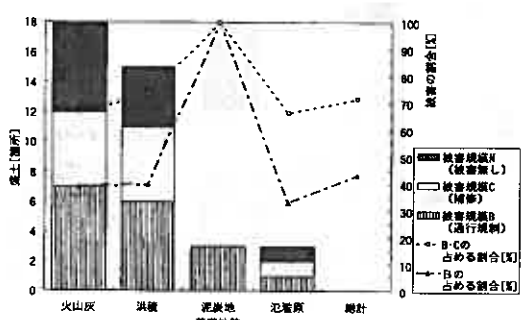


図 20. 国道 272 号「茶安別橋～別寒橋」における基礎地盤と被害規模（東方沖）との関係

この区間は、丘陵地と多数発達した谷を横断する部分であり、地形の区分では丘陵地が 14 箇所、沢地が 18 箇所という分布となっている。この区間は東方沖地震において被害が多かった部分である。

この区間では両地震を通じて泥炭地の区分の盛土が全て通行規制を伴う被害を受けている。もっとも、この区間で区分として泥炭地になっている箇所ではその分布が表層のごく薄い部分に限られているため、この場合は氾濫原の区分と同一に考えることもできる。その場合、両地震を通じてその区分が被害を多く受けていることになる。東方沖地震では、火山灰地盤・洪積地盤でも高い被害率で、全箇所を通じて被害を多く受けていることが分かる。

5. まとめ

以上の集計結果のうち、主なものをまとめると以下の通りである。

- (1) 高盛土ほど被害を受ける率が高く、盛土高さ 10m 以上の箇所では、10m 未満の箇所の 2 倍程度の被害が生じている。
- (2) 泥炭地盤での被害は、全箇所と比較すると多く生じている。その傾向は、釧路沖地震において顕著である。
- (3) 東方沖地震では、泥炭地盤より火山灰地盤における被害が多い。
- (4) 集水地形と盛土被害の関係より、表流水および地下水が盛土被害に何らかの影響を与えている可能性があるかと推測できる。

6. 今後の課題

本報告では調査結果の集計および簡単にとどまった。今後、多変量解析などの手法で明確な崩壊のメカニズムを調査結果から得ることを目指したい。同時に、個別により多くの被災・非被災の事例を検討する手法からも盛土の崩壊要因を考察していきたいと考えている。

また、盛土被害に大きな影響を及ぼすといわれている他の項目も併せて考察していく予定である。具体的には、地下水の分布、湧水の有無、排水施設の機能障害の有無、あるいは盛土材料および地盤材料の物性などを考えている。

参考文献

- 1) 西川純一：1993 年釧路沖地震被害調査報告 3 道路関係施設の被害と対策，開発土木研究所報告第 100 号，pp.33-40，1993 年 9 月
- 2) 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 3 道路関係施設の被害と対策 3.1 道路盛土，開発土木研究所報告第 108 号，pp.17-24，1995 年 3 月
- 3) 北海道開発局 建設部道路維持課・開発土木研究所：地震による道路被害の教訓と対策 釧路沖・南西沖・東方沖の北海道 3 地震に学ぶ，1995 年
- 4) 狩野俊介・本田忠征・和泉孝夫・林啓二：1993 年釧路沖地震における道路盛土の被害状況，土質工学会北海道支部技術報告集，第 34 号，pp.32-37，1994.2.
- 5) 稲直美・加治屋安彦：釧路沖地震に見る道路盛土の地震被災確率，土質工学会北海道支部技術報告集，第 34 号，pp.24-31，1994.2.
- 6) 原田邦光・浅野基樹・阿部富次：防災盛土点検システム，第 21 回日本道路会議論文集，pp.462-463，1995.10.
- 7) 北海道開発庁：5 万分の 1 地質図幅説明書（標茶一第 23 号），1963.3.

北海道開発局 ○正会員 秋山泰祐
米津仁司
武田耕一
日本工営(株) 正会員 柳田三徳

まえがき

ラムサール条約登録湿地となっているウトナイ湖及び美々川湿原は都市近郊に位置する貴重な自然環境であり、また動植物の優れた生育環境を伴っている。

これらの自然環境を保全するため千歳川放水路の建設に伴う地下水対策は、美々川の主要な水源となっている地下水が放水路に流出しない為の止水壁を設け、従前美々川に供給されている地下水を集水して美々川の主要な左支川まで導水補給し、同川の流況を確保することとしている¹⁾。

さらに、これらの地下水対策効果をより自然状態に近づけることを目的に、集水した地下水を同一帯水層に注水補給して、美々川源流部の湧水についても極力その形態を保全することの可能性を探ることとした。本報告は、現地において実際の帯水層を用いての試験を実施し、地下水人工涵養の可能性及び今後の環境保全の対策工法を具体的に進めるための考察を行う。

1、地質構造と地下水の状況

地下水対策を検討している美々川周辺の地層構造は、下層から支笏降下軽石層(Spfa)、支笏火砕流堆積物層(Spf1)、恵庭・樽前降下軽石層(En・Ta)が広く分布し、これらはいずれも透水性が高いが、Spf1層では強～弱溶結部の存在によって相対的な不透水層が形成され複数の帯水層系をなしている。

この帯水層の構成を地質調査、地下水観測など行った結果、美々川周辺の台地部における帯水層構造は、図-2の様になる。

美々川を中心とした地下水位(頭)は、不圧帯水層(Spf1)、被圧帯水層(Spfa)共に類似しており、いずれの帯水層も東側の馬追丘陵部及び西側の支笏湖山麓部で地下水位(頭)が高く、それぞれ美々川に向かって流出する形態を示している。

2、美々川の保全対策

放水路建設により、美々川の主要な水源となっている地下水帯水層のSpf1層及びSpfa層を開削することになる。このため、周辺地下水が放水路に流出し、美々川も含めた広い範囲で地下水位の低下が起き、結果として、美々川の流量が減少することが懸念される。



図-1 千歳川放水路周辺地形図

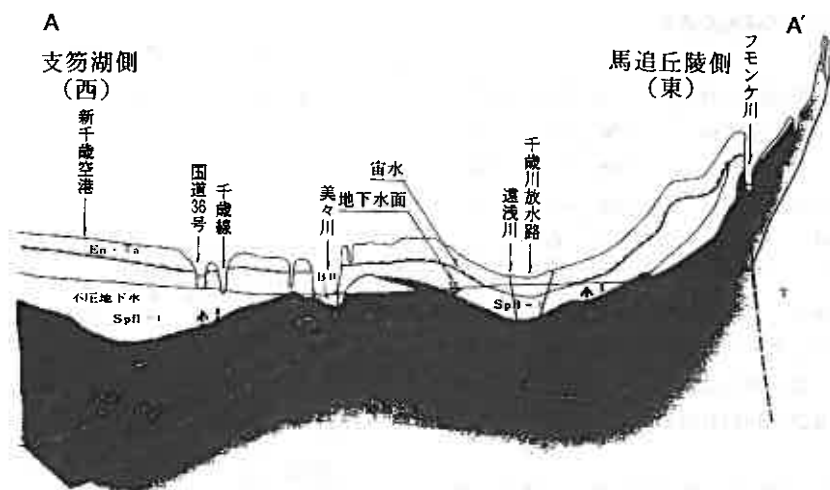


図-2 帯水層構造図

このため、地下水が放水路へ流出することのないよう放水路の両岸に止水壁を施工し、さらに放水路により流動が分断される東側の地下水を西側に受け渡すこととする。これにより美々川の流水を従来と同様に確保し、その水位を保持するものとする(図-3)。この止水壁の深度は、Spfa層の下位の難透水層であるフモンケ層(F_w-c)までとする。

さらに、美々川源流部の湧水や地下水により涵養されている湿原についても極力その形態を保全する観点から、受け渡した地下水を帯水層に涵養して補給することも必要である。

このような背景から、帯水層へ長期的に安定して地下水を涵養することが可能かどうかを検証する目的で、放水路ルート予定地の近傍において揚注水試験施設を建設し、平成7年度より試験を行っている。

また、これらの地下水対策については地下水、地質、河川などの学識経験者等で構成された『地下水工法調査委員会』が平成6年10月に発足し、技術的な指導助言を得て今後最終的な工法を選定することとしている。この委員会は公開を前提としており、過去3回の委員会を開催し、調査・検討結果を公表している。

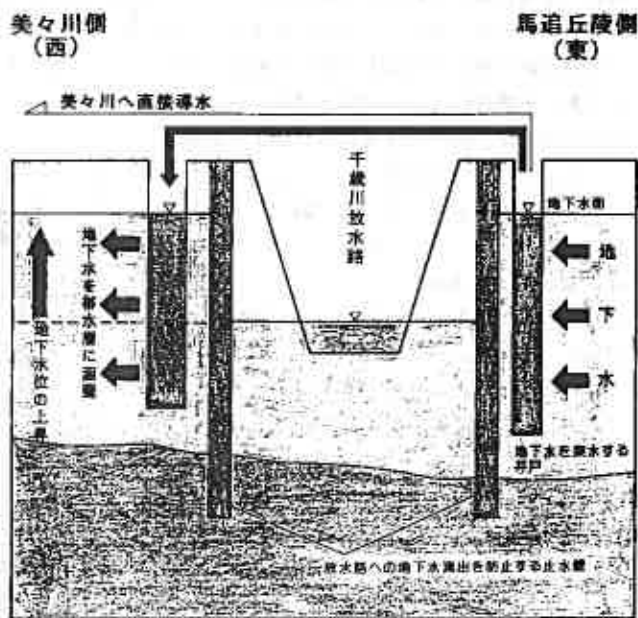


図-3 地下水の集水・受け渡し図

3、揚注水試験施設概要

表-1 試験井の概要

名称	対象層	井戸内径	リーナード	井戸深度
揚水井	Spfa	450mm	4.10m	GL-24.90m
注水井	Spf1	450mm	6.00m	GL-19.00m
注水井	Spfa	450mm	4.10m	GL-25.80m

観測孔 (試験井周辺の地下水観測孔)
VP50m 32孔 (対象層 Spfa, Spf1層)

試験施設の概要は表-1及び図-4、5に示すとおり、地下水流動の上流側にSpfa層を取水層とした揚水井を設置し、約370m離れた下流側にSpf1及びSpfa層を対象とした2本の注水井を設置した。

揚水した地下水は埋設管を通じて各注水井まで送水するが、この試験では貯水槽を経由する方法と直接注水井に注水する直送方式の2通りを採用し、将来的な施設の可能性を検討することとした。貯水槽経由は、揚水した地下水の細粒分の除去を目的とし、直送方式は外気との接触による水質変化を抑制する構造とした。

Spfa, Spf1 両注水井に設置した揚水ポンプは注水試験終了後に注水能力の変化を把握する上で実施する機能検定 (段階揚水試験) のためのものであるが、同時に注水井で目詰まりが確認された場合の井戸の逆洗浄用でもある。また、汲み上げた地下水は排水管にて約 600m離れた河川に排水することとした。

4、揚注水試験計画

地下水人工涵養のうち特に地下水補給施設が具備すべき条件としては、

- 1) 長期的に安定して地下水を供給できること。
 - 2) 目詰り等の障害が発生しないようなシステムであること。
 - 3) 維持管理の容易な施設であること。
 - 4) 施工性・経済性に優れていること。
- 等が挙げられる。

この様な背景から、揚注水試験は今後以下の2点を主たる目的として実施することとした。

- ① 対象帯水層 (Spf1層, Spfa層) の水理特性、注水特性及び両層の水理的関連性を評価する。
- ② 地下水補給施設の構造と配置間隔、注水の際の許容動水勾配、維持管理方法といった補給システムの基本的な設計基準を設定する。

揚注水試験計画は以上の事項を段階的に確認することとし、図-6に試験フローを示す。



図-4 試験位置図及び水位等高線図

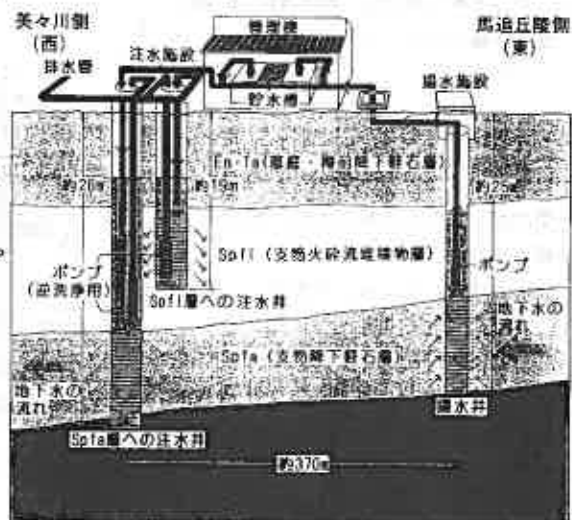


図-5 揚注水試験施設概要図

第1次試験

試験設備の機能確認、揚注水特性の概略把握
(短期段階揚水・注水試験)

第2次試験

水理定数の確認
(96時間連続揚水試験)

中期的な注水特性の確認
(1.5～30日間連続注水試験)

地盤の限界揚注水量の把握
(段階揚水・注水試験)

第3次試験

長期注水試験
(1年間の連続注水試験)

具体的な揚水・注水井戸の
施設検討

維持管理手法も含めた
井戸施設的设计

図-6 揚注水現地試験フロー

平成7年度より開始した第1次試験(短期試験)では、1)試験設備の機能確認、2)中長期的な試験に向けて揚注水特性の概略的な把握、が目的であった。

短期的な段階・連続揚水試験においては、揚水に伴う地下水位低下ならびに注水に伴う地下水位上昇は、短時間で定常的な状態を確認することが出来た²⁾。

また、表-2は試験地周辺で過去に行われた揚水試験と今回実施した試験地での揚水試験の解析結果であり、Spfa層の透水性及び層厚とも、美々川上流周辺においてほぼ同様と考えられ、本層が 10^{-1} cm/sオーダーの高透水性の帯水層であることが確認された。

表-2 透水係数と帯水層厚

地点	解析法	透水係数 k (cm/s)	帯水層厚 (m)
試験地	平衡式(器耕)	4.90×10^{-1}	6.0
	"(器耕)	4.50×10^{-1}	5.8
1	非平衡式	8.90×10^{-1}	5.0
2	"	6.00×10^{-1}	4.0
3	"	5.30×10^{-1}	5.0
4	"	4.64×10^{-1}	6.0

(試験地点は図-4を参照)

5、揚注水能力の低下と対策

第1次試験及び第2次試験途中での注水井～観測孔の動水勾配と揚水量の関係を図-7に示す。揚水量の増加に伴って井戸近傍の動水勾配は大きくなるが、その関係は概ね比例関係にあり急激な動水勾配の変化は認められない。

しかしながら、第2次試験の96時間連続揚水試験後の機能検定(段階揚水試験)結果からすると、動水勾配値は同一揚水量で初期状態よりも、大きくなっており注水井内で揚水能力が低下していることが判明した。

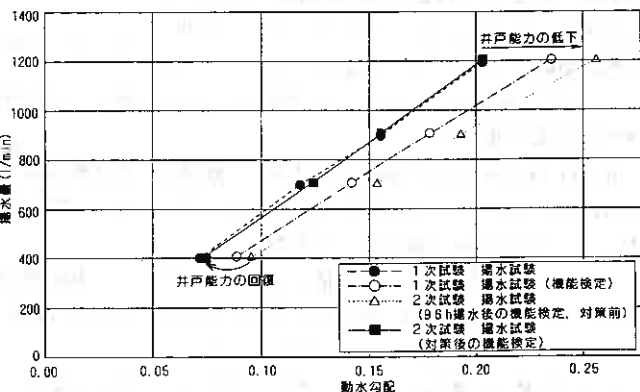


図-7 注水井～観測孔の動水勾配と揚水量の関係

一般的に井戸能力低下の原因として、①注入水中の懸濁物、②微生物の増殖、③空気泡、④帯水層の化学反応、⑤土粒子の配列変化、などが挙げられる³⁾。

このため、井戸内にボアホールカメラを挿入し目視点検した結果、スクリーン部に茶褐色の物質が付着しているのが確認された。また、井戸内の水質分析を行った結果、全鉄と溶解性鉄の量が第1次試験での分析値に比べ著しく高い値を示した。

井戸洗浄時に採取した付着物質を同定するため、X線回折した結果、フェリハイドライト (Fe507(OH)4H2O, 水酸化第2鉄) と推定され、また電子顕微鏡による観察結果、鉄バクテリアの一種であるガリオネラ菌が確認された。

この鉄バクテリアは好気性菌で、鉄分が供給されかつ、酸化状態の環境で活性化することが知られており、井戸及び送水管等に鉄を使用していたことと、Spfa層の地下水中に溶存酸素が飽和状態近くまで含まれていたため、鉄バクテリアが大量に繁殖し井戸の機能が低下したと考えられる。

この対策として、①井戸構造 (図-8) 及び送水管等の非鉄化の改造、②水質及び水温変化を極力抑えるため直送管の採用、③井戸内洗浄の徹底、を行った結果、初期の井戸能力に回復したことが確認された (図-7)。

6. 帯水層の注水能力

1) 限界注水試験

Spfa層の注水井～観測孔の動水勾配と揚注水量 (図-9) において、その要因は不明であるが揚水能力より注水能力が高いことが確認された。

また、ポンプ能力の関係から限界注水量の確認は出来なかったが、短時間ではあるものの 2,000 ℓ / 分の注水量が確認され、有望な涵養層であると考えられる。

2) 中期的な注水特性

井戸能力低下の要因の一つである“土粒子の配列変化”を防ぐには過度な動水勾配を与えない様に注水する必要がある。このため、15～30日間の注水試験は許容動水勾配の把握を目的に、注水水位を一定とする条件にて注水量を制御した。注水井周辺の透水量係数 (動水勾配から算出した透水性) の経時変化図を図-10に示す。

静水位+0.75m×15日間では、注水井～観測孔の透水性は低下傾向を示しているが、観測孔間での透水性は低下していないことから、井戸直近傍にて注水能力が低下していると言える。しかし、この傾向も後半にてややその勾配も緩くなってきた。

このため、連続注水にて静水位+1.00mに切替え、より動水勾配を高めた場合の能力を試験した。試験初期においては若干の低下傾向も見受けられたが、1か月間ほぼ注水能力の低下も見られず、最大で1,500 ℓ / 分を帯水層に涵養することが出来た⁴⁾。

なお、非鉄化の徹底を計ったものの、スクリーン部は亜鉛メッキのため洗浄時に傷をつけ、鉄バクテリアの発生も否定出来ないことと、電子顕微鏡により確認されたガリオネラ菌は流速が早い条件では繁殖しにくい可能性もある。このため、逆に静水位+0.50mの注水速度が遅い条件での注水能力の変化を見ることとしたが、安定して注水することが出来た。

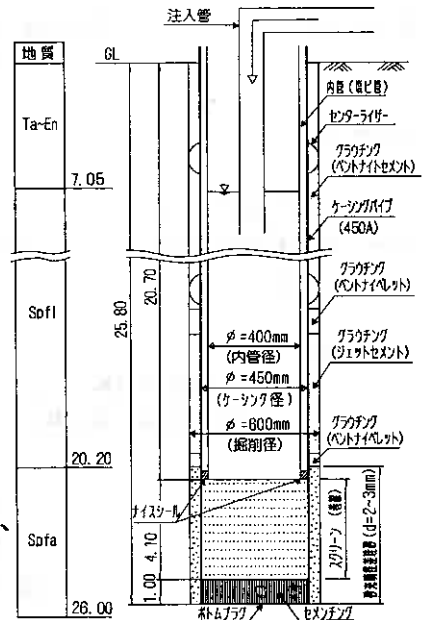


図-8 改造後の井戸構造

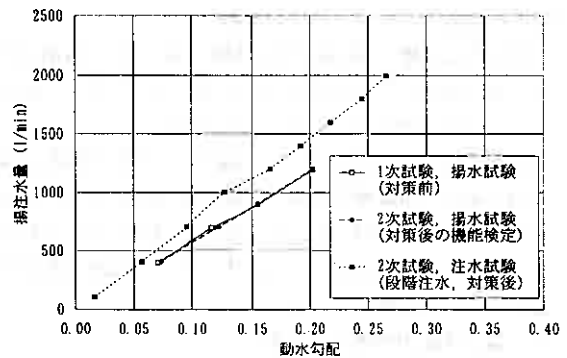


図-9 注水井～観測孔の動水勾配と揚注水量の関係

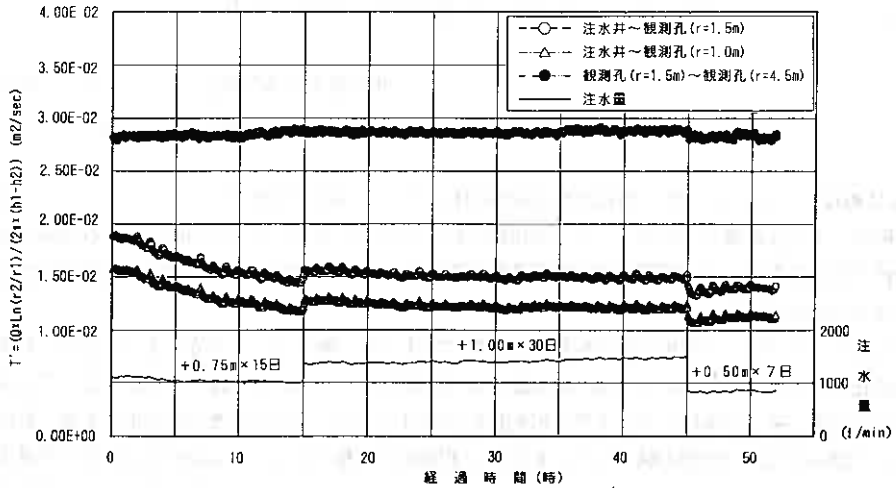


図-10 注水井周辺の透水量係数の経時変化図

第2次試験で安定して注水することが確認されたため、現在第3次試験の長期注水試験を注水量 1.600 ℓ /分の一定量にて試験継続しているが、約8ヶ月を経過した時点でも注水能力の低下傾向は見受けられず、良好な試験データが得られている。

7、まとめ

今回の試験結果から、以下のとおり考察する。

- 1) Spfa層の透水性及び層厚とも、美々川上流周辺においてほぼ一様であり、 $K = 4 \sim 8 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ の高透水性の帯水層であることが確認された。
- 2) 今回の井戸能力を低下させた原因は、鉄バクテリアを繁殖させる要因が試験施設に有していたためである。
- 3) 地下水対策工の施設設計を検討する上で、①施設の非鉄化、②水質及び水温変化を極力を抑えること、③地下水を常に流動状態においておくこと、が必要である。
- 4) 静水位+0.75m×15日間では、注水能力の低下傾向を示しその原因が解明出来なかったものの、静水位+1.00mでは、1ヶ月間で最大1,500 ℓ /分の地下水を帯水層に安定して注水することが確認出来た。今後、長期注水試験の実施により注水能力低下時の適切な対応と原因の究明も含めた、適切な維持管理手法を確立させ、また他の実績例^{5) 6) 7)}も参考にしつつ、具体的な井戸構造や井戸配置計画など地下水対策工の施設設計に生かしたい。

参考文献

- 1) 北海道開発局；第4章、美々川及びウトナイ湖の保全対策、千歳川放水路計画に関する技術報告、pp 4-1～4-56、平成6年7月
- 2) 武田耕一、平野令緒、秋山泰祐；地下水人工涵養に関する現地試験について、北海道開発局技術研究発表会概要集、共通部門、pp71～76、平成8年2月
- 3) 建設省総合技術開発プロジェクト；地下水涵養技術の開発報告書、pp151～153、昭和56年3月
- 4) 北海道開発局石狩川開発建設部；第3回千歳川放水路地下水工法調査委員会資料、平成8年5月
- 5) 宇野尚雄、西垣誠、永井宏、柳田三徳；地下水保全のための復水工法の設計、土質工学会、第38回土質工学シンポジウム—建設工事と地下水に関する諸問題論文集、pp153～158、1993
- 6) 大東憲二、植下協、高木利則、安江勝男；掘削道路建設における地下水状態への影響評価に関する研究、土と基礎、Vol143, No9, pp27～29, 1995
- 7) (財)北海道河川防災研究センター；新ミュンヘン空港の地下水保全対策、ヨーロッパにおける環境保全対策と環境デザインの現状に対する調査、pp68～85、平成8年3月

1.はじめに EPSブロック集合体の振動特性についての過去の研究から、EPSブロック間の摩擦が全体の剛性へ大きな影響を与えることなどが指摘されており、またブロック間の衝突による減衰効果の増大や剛性の低下を適宜考慮して、有限要素法解析や弾性梁を仮定した解析方法と結び付けた共振周波数の解法の提案がなされている^{1),2),3),4)}。

しかし、EPSブロックの集合体の振動特性、特に盛土全体の剛性は、荷重等による拘束圧の影響による摩擦力の変化だけではなく、ブロック個々の振動中の回転運動や、それに伴う衝突の影響を受けているのではないと思われる。そこで本研究ではまず、振動特性におけるブロック数の影響や載荷重の影響、緊結金具の効果について調べるために模型実験を行い、その後、多層弾性地盤を仮定した場合のせん断波の重複波理論や、数値解析手法として用いた個別要素法の解析結果を実験結果と比較し、それらの適用性について検討を行っている。

2. 振動台模型実験 2.1. EPS集合体模型の作成

用意したEPS模型盛土は5種類で、図-1(a)-(e)にモデル図を示す。用いたEPSブロックの密度は 20kg/m^3 の型内発泡法により作成されたものであり、Model-A, B, C1は外形が $1.0 \times 2.0 \times 0.5\text{m}$ の同一の模型である。Model-Aは実際に施工時に用いられるEPSブロックと同じ寸法で、中実の一体成型ブロックである。Model-BはModel-Aを5個の大型ブロック片に切り分けたもので、 $0.5 \times 1.0 \times 0.5\text{m}$ のブロックが3個と $0.5 \times 0.5 \times 0.5\text{m}$ のブロックを2個使用している。Model-C1は $0.125 \times 0.25 \times 0.5\text{m}$ のブロック60個と $0.125 \times 0.125 \times 0.5\text{m}$ のブロック8個の合計68個の小型ブロックを用いたモデルである。

残りの模型はEPSブロック集合体の形状による影響を調べるために用意されたもので、Model-C2はModel-C1の高さを

半分にしたもの、Model-C3はModel-C2の幅を半分にしたものである。また、図中の黒丸は加速度計の配置位置を示しており、それぞれ、Ch2~Ch4ないしCh2~Ch6のチャンネル番号を付しているが、加速度計は図-2に示すようにEPSブロックに溝を設け、奥行き方向の中央に設置した。振動テーブルにも加速度計が取り付けられており、これをCh1(Base)としている。それぞれ盛土の最上段の中央のブロックに取り付けられた加速度計を単にCenter、その左右に加速度計が取り付けられている場合にはLeft、Rightとして以降の図中に示して

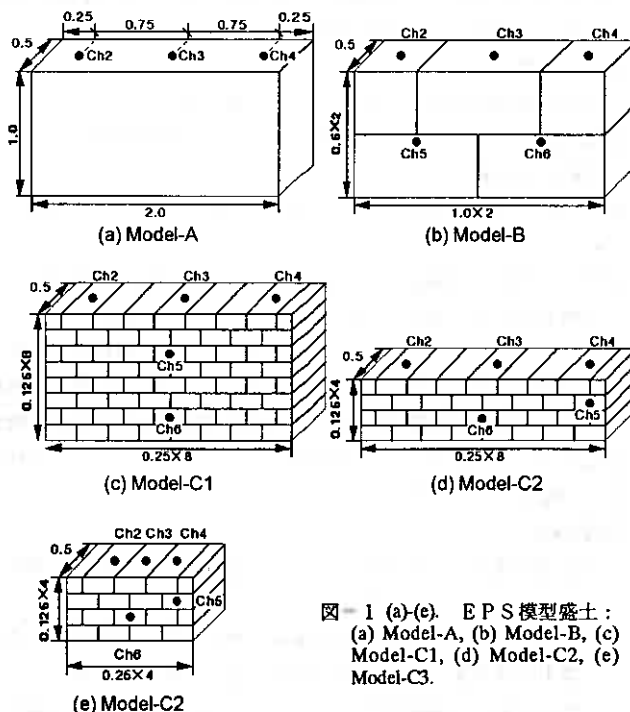


図-1 (a)-(e). EPS模型盛土：
 (a) Model-A, (b) Model-B, (c) Model-C1, (d) Model-C2, (e) Model-C3.

Analytical and Experimental Study on Vibration properties of EPS Block Fill; Toshiyuki TAKAHARA (Grad. Student, Hokkaido Univ.), Kinya MIURA (Fac. of Engin., Hokkaido Univ.)

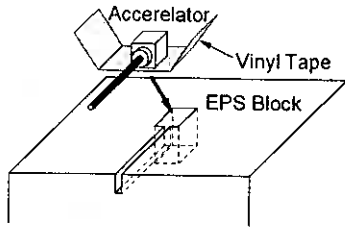


図-2. 加速度計の設置

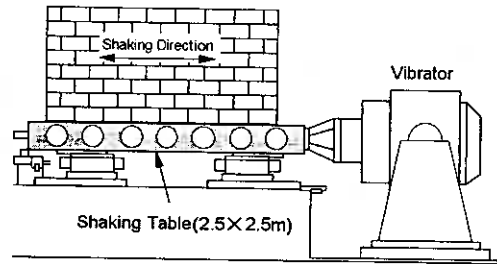


図-4. 振動台装置図

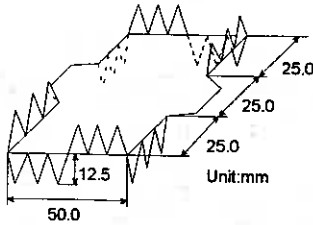


図-3. 緊結金具

表-1. 実験条件

Model	Number of Blocks	Fasteners ○: installed ×: not installed	Surcharge, (kPa)				Aimed Input Frequency, (Hz)		Amplitude of Acceleration, (gal)
			0.0	0.55	1.1	2.2	without Surcharge	with Surcharge	
Model-A	1	-	○	-	○	-	3~140	3~50	200, 300
Model-B	5	○/×	○	-	○	-	3~80	3~50	200, 300
Model-C1	68	○/×	○	-	○	-	3~50	3~50	200, 300
Model-C2	34	×	○	○	○	-	3~60	3~50	200, 300
Model-C3	18	×	○	○	○	○	3~80	3~50	200, 300

いる。

緊結金具を取り付けた実験はModel-BおよびModel-C1のみであるが、この場合は図-3に示す形状の緊結金具を各段の上の層のブロックのつなぎ目を止めるように配置し、ブロックの大きさを考慮してModel-Bでは各つなぎ目に2個ずつ計4個、Model-C1では各つなぎ目に1個ずつ、計98個を配置した。用いた緊結金具は、実際に現位置で使用されるものの長さスケールで1/2のものである。

E P Sブロック集合体上面に、0.7×25.0×50.0cmで1枚約7.0kgの荷重用鉄板を載せ、最大0~2.2kPaの範囲で載荷応力を変化させて実験を行っている。

図-4には実験に使用した振動台装置の略図を示しており、加振方向は図の左右方向である。

2.2. 実験およびデータ整理方法

実験のパラメータはモデル形状、集合体上面における載荷重、緊結金具、加振加速度の4つで、合計で34ケースの実験を行っている。表-1に各モデルに対する実験条件を示すが、最大112kgの荷重用鉄板を上面に載せた場合と荷重なしの場合、緊結金具(図-3)を挿入した場合についても実験を行っている。模型盛土の形状が異なるので、載荷重の大きさは上面における応力で示している。載荷応力の範囲は0~2.2kPaで、最大応力時においても、実際のE P S盛土が平均的に受ける約10kPaの1/5程度である。なお、荷重用の鉄板はE P S上面に両面テープにより固定して実験を行った。

加振に用いた波形は正弦波で、共振周波数を得るために各模型について予備実験を行い、共振点付近で2Hz刻みで加振し、明らかに共振周波数からはずれていると思われるところでは5~10Hz刻みで加振した。また、加振加速度の片振幅は200galと300galの2種類で行った。

図-5(a)にModel-C1の目標20Hz、300galで加振した、緊結金具なし、載荷応力1.1kPaの場合の実験結果の一部を示す。Ch1の加速度計が振動テーブルに固定されているものであるが、図を見て分かるように20Hzよりは若干小さい振動数であることが分かる。これは今回使用した加振装置の特性で、目標周波数の約80%の周波数になる傾向があった。このため、以下に示すようにFFTで得られた周波数を実際の周波数として採用した。図-5(b)は先の実験結果をFFTにかけたものであるが、実験では加振初期と終了時には加速度が目標値に達しないことから、Ch1の振幅が安定した15秒間のデータを所定のサンプリング間隔で取得したものである。サンプリング間隔は目標周波数の10倍以上なるように設定し、全測定時間は一律25秒間とし、その間の定常状態の15

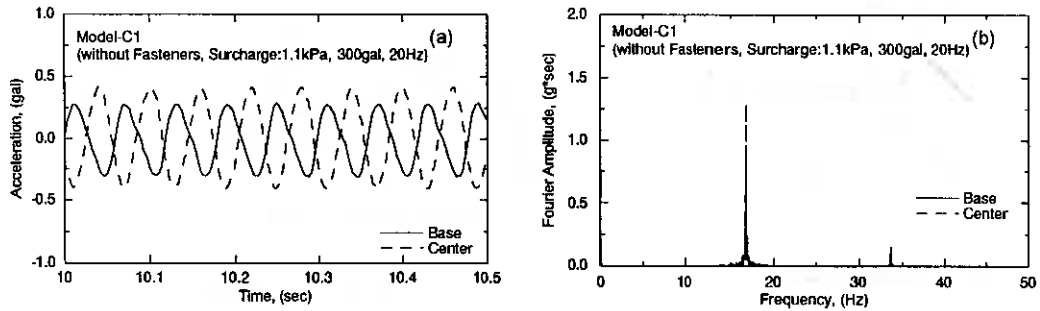


図-5 (a), (b). 実験データの整理方法 : (a) 加振データ、(b) スペクトル図

秒間のデータについてFFT解析を行った。図-5(b)を見ると分かるように全ての加速度計は振動台テーブルに取り付けられたCh1の加速度計と同じ、17Hz付近で最大複素フーリエ振幅を与えており、ほとんど強制振動成分によって振動していることが分かる。これは、全ての実験ケースにおいて確認されており、この最大複素フーリエ振幅を与える周波数を実際に与えられた加振周波数とした。さらに共振曲線を得るために、この決定された各加振周波数でのCh1の加速度計の複素フーリエ振幅に対する他の加速度計から得られた複素フーリエ振幅の比を取って増幅率を求めた。

3. 実験結果および考察 3.1. 全体的な傾向

まず純粋なブロック集合体の特性を把握するために、緊結金具を用いないで実験を行ったケースについて結果と考察を示す。

紙面の関係上、全ての共振曲線図を載せることはできないので、図-6(a)-(e)と図-7(a)-(e)にそれぞれ加振加速度が200galと300galの場合の、載荷応力1.1kPaで、緊結金具を使用しない条件の実験から得られた共振曲線図を示している。横軸に周波数を、縦軸にBase (Ch1)に対する増幅率を取っている。共振点や増幅率をグラフから正確に決定することは難しいが、表-2に図-6や図-7にあるような共振曲線図から、スプライン補間を用いてモデル表面中央の加速度計Center (Ch3)での共振周波数と最大増幅率を決定したものを示す。

図-6や図-7全体を通して、集合体の上面における増幅率が大きく、一般的な弾性体の共振特性と同様な傾向を示していると言える。また、図示しないが荷重なしの場合は、中央に取り付けられたCenter (Ch3)の増幅率は左右の端に近いLeft (Ch2)およびRight (Ch4)の増幅率よりも1~2割程度小さいことが確認されている。Center (Ch3)の増幅率がLeft (Ch2)およびRight (Ch4)よりも小さくなることはEPSブロック集合体全体のロッキング振動の影響というよりは、個々のブロックのロッキング振動的な挙動によって、上段中央のブロックが隣接する左右のブロックへの衝突を繰返すために減衰し、増幅率が抑えられていると考えられる。なぜならば、荷重を載せた場合のCenter, Left, Rightの増幅率の差はほとんどなく、載荷板の接着や荷重による拘束圧の増加によって、EPSブロックが拘束され衝突による減衰が小さくなったと考えられるからである。

表-2. 実験から得られた増幅率と共振周波数

Model	Surchage (kPa)	Amplitude of Acceleration (gal)	Maximum Amplification Ratio	Resonant Frequency (Hz)
Model-A	0.0	200	5.0	83
		300	5.3	84
	1.1	200	3.4	19
Model-B	0.0	200	2.6	44
		300	2.2	45
	1.1	200	2.4	14
Model-C1	0.0	200	1.8	13
		300	2.5	19
	1.1	200	1.8	17
Model-C2	0.0	200	2.3	10
		300	2.0	9
	0.55	200	2.0	40
Model-C3	0.0	200	2.0	40
		300	1.9	40
	1.1	200	2.6	19
Model-C3	0.55	200	2.6	16
		300	2.0	16
	1.1	200	2.6	16
Model-C3	1.1	200	2.1	14
		300	2.1	14
	2.2	200	2.3	17
Model-C3	2.2	200	1.7	16
		300	1.7	16
	2.2	200	2.2	14
Model-C3	2.2	200	2.2	14
		300	1.7	13

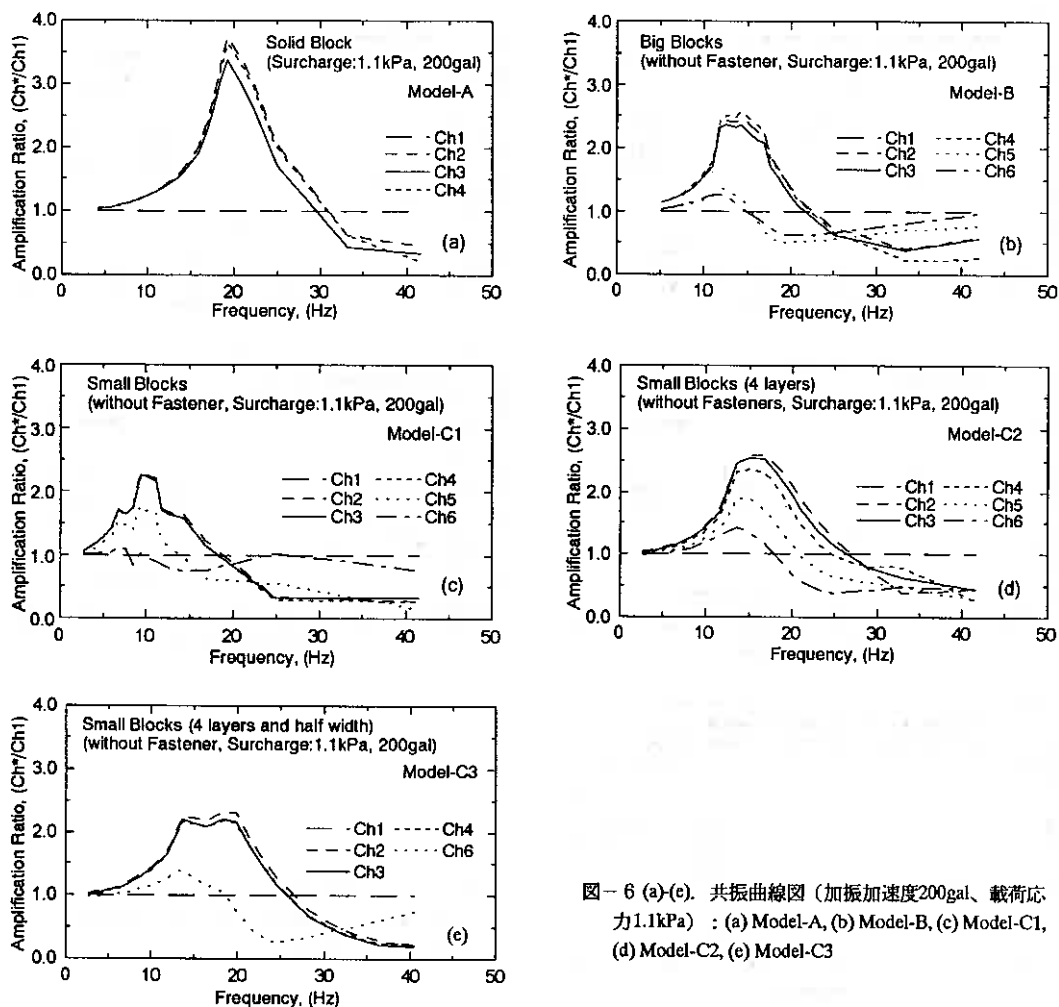


図-6 (a)-(e). 共振曲線図 (加振加速度200gal、載荷応力1.1kPa) : (a) Model-A, (b) Model-B, (c) Model-C1, (d) Model-C2, (e) Model-C3

3.2. 加振加速度の影響 同一モデルにおける加振加速度の影響について、図-6と図-7の同一模型盛土の共振曲線を比べて見ると、一体成型型のModel-A以外は、加振加速度が大きい方が増幅率が小さくなり、さらに上に凸な共振曲線となっていないことが分かる。これは加振加速度が大きくなると、慣性力がブロック集合体の各段におけるブロック間の摩擦抵抗力よりも大きくなり、すべり出してしまうことによるものであると考えられ、実際、実験で共振周波数付近で増幅率が平らになっている部分では、EPSブロックのずれが認められている。また、若干ではあるが加速度が大きい方が共振周波数が小さくなるようで、これも加速度が大きくなると慣性力の増大で滑動したり、個々のブロックが振動中に回転モーメントを受けて傾くため接触面積が小さくなり、摩擦抵抗力を減少させるなどの影響が複合して、せん断抵抗力を低下させるためと考えられる。表-2から載荷重がないときも加振加速度が大きいほど増幅率は小さくなり、共振周波数は同じかまたは若干低下しており、載荷重ありの場合と同様な傾向を示していることが分かる。

3.3. ブロック数および載荷応力の影響 図-6と図-7において外形が同一であるModel-A、Model-B、Model-C1を比べると、集合体を形成しているブロックの数が増えるほど共振周波数が小さくなり、全体の剛性が低下するような挙動を示している。また増幅率もブロック数が増えるほど小さくなる傾向が認められ、

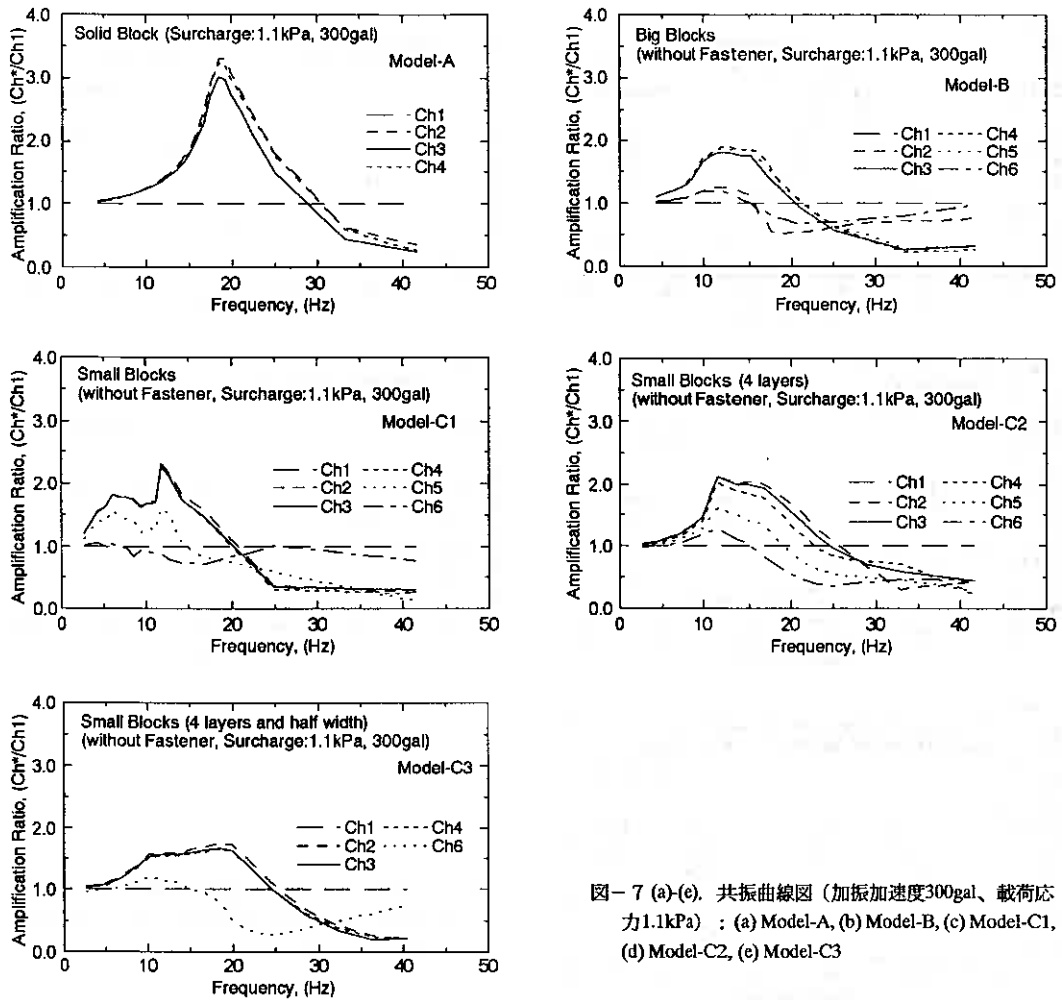


図-7 (a)-(e). 共振曲線図 (加振加速度300gal、載荷応力1.1kPa) : (a) Model-A, (b) Model-B, (c) Model-C1, (d) Model-C2, (e) Model-C3

減衰が大きくなる傾向を示している。ブロックの個数が増加するほど、個々のブロックの回転運動による接触面積の減少や隣接するブロックとの衝突によって、集合体としての特性が強くなり、全体の剛性が低下するものと考えられる。

集合体全体の高さや幅の形状効果について、小型ブロックを用いて高さや幅を変えたModel-C1、Model-C2、Model-C3の載荷応力1.1kPaの結果を比較してみると、模型盛土の共振周波数は連続弾性体と仮定した場合、Model-C2が最も大きくなると考えられ、Model-C3は幅がModel-C2の半分であることから全体の剛性は低下し、共振周波数は小さくなると予想された。しかし、実際にはModel-C1に対して、高さが半分のModel-C2とModel-C3の共振周波数がそれぞれ16.3Hzと16.9Hzでほぼ同じであり、盛土幅の影響は小さいことが分かる。これもブロック数の影響であると考えられ、Model-C3はModel-C2の幅が半分であるが、ブロック数も半分になるので、互いの影響が相殺しあっているものと考えられる。

載荷重の影響については、荷重レベルが上がるとブロックの密着度が増して全体の剛性が大きくなるのではないかとと思われるが基準となる剛性がないので、解析解との比較のところで詳しく述べることにする。

3.4. 緊結金具の効果 表-3にModel-BとModel-Cに緊結金具を配置した場合の最大増幅率と共振周波数を示す。加振加速度の影響は緊結金具を配置しない場合に比べて小さく、EPSブロックの滑動を防ぐ効果があ

表-3. 緊結金具を配置した場合の増幅率と共振周波数

Model	Surcharge (kPa)	Amplitude of Acceleration (gal)	Maximum Amplification Ratio	Resonant Frequency (Hz)
Model-B	0.0	200	2.3	30
		300	2.4	30
	1.1	200	2.3	13
		300	2.2	13
Model-C1	0.0	200	2.9	14
		300	2.8	14
	1.1	200	2.2	7
		300	2.0	6

ることが分かる。しかし、同じ载荷条件の緊結金具を用いない場合と比べると、Model-B、Model-C1ともに緊結金具を配置した方が共振周波数は小さくなっており、予想に反して緊結金具を配置した場合の方が剛性が低くなる傾向が認められた。このことから、今回の実験のように载荷応力が小さい場合には、緊結金具の刃の部分とEPSブロックとの点接触に近くなり、全体の剛性は緊結金具とEPSブロック間のせん断抵抗力に大きく左右されるのではないかと考えられる。したがって、緊結金具はずれ止めとしての効果は期待できるが、集合体全体を連続体と仮定できるほど一体性を向上させる効果は期待できないのではないと思われる。

4. 解析手法

EPSブロック集合体の振動特性を解析するために、連続層構造モデルと層間にせん断バネ、ダッシュポット、スリップエレメントを挿入し、層間のすべりを考慮した連続層構造モデルの2種類の解析解の導出を行った。また、個別要素法による数値解析も行っている。

4.1. 連続層構造モデル 図-8(a)に示す成層地盤と考えると、均質な地盤の運動方程式を第0層の上面に集中荷重 m がかかっており、第 n 層の下に加速度を与え、各層間でのせん断応力と変位が等しいという境界条件で解くことによって第 n 層を基準層とする増幅率を求めることができる。

4.2. すべりを考慮した層構造モデル 図-8(b)に示すように、各層の間にせん断バネとダッシュポットおよびスリップエレメントを挿入し、これによって各層の摩擦力による作用を考慮する方法である。摩擦係数 μ は参考文献⁷⁾から実験的に求められた0.64をそのまま用いた。

4.3. 個別要素法 個別要素法は元来地盤の崩落現象を解析するために開発されたものであり、集合体の解析には最も適していると思われる数値解析手法の一つである。

筆者らは既に静的解法による個別要素法のプログラムコードを開発し、EPS集合体の荷重伝達挙動についてその適用性を確認しているが⁷⁾、今回動的解法を用いた個別要素法の解析コードを新たに開発して解析を行った。

表-4に解析に用いたパラメータを示す。個別要素法は要素を剛体とみなし、変形を接触点におけるバネで表現するものであるが、要素を弾性体として仮定してもそのバネ定数は非線形なものである。そこで本研究で

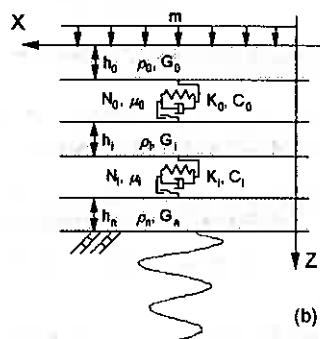
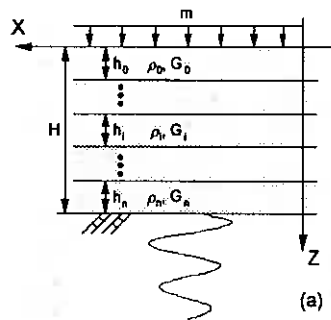


図-8 (a), (b). 弾性地盤を仮定した場合のせん断波の重複反射理論: (a) 連続層構造モデル、(b) すべりを考慮した層構造モデル

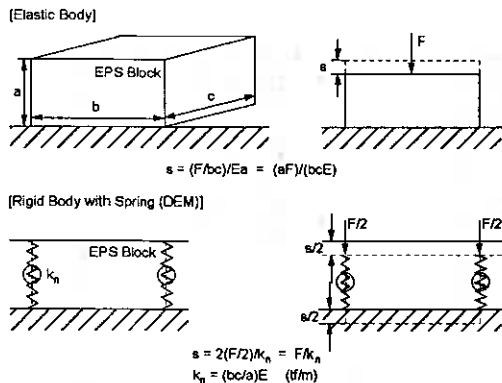


図-9. バネ定数の決定

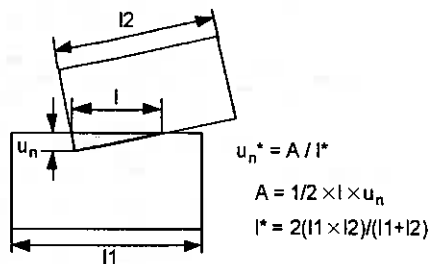


図-10. 接触の非線形性

表-4. 個別要素法に用いたパラメータ

	EPS
Density : ρ (kg/m ³)	20.0
Young's Modulus : E (MN/m ² /m)	6.0
Stiffness of Normal Spring : $k_n = (bc/a)E$ Stiffness of Tangential Spring : $k_t = k_n/10$	-
Coefficient of Friction : μ	0.64
Damping Ratio : h ($C=2h\sqrt{mk}$)	0.2
Time Step : Δt (10 ⁻⁵ sec)	1.0

は、図-9に示すように剛体壁に囲まれた弾性体ブロックが示す圧縮挙動と等価な圧縮性を発揮するように法線方向のバネ定数 k_n を決定し、さらに接触している辺の長さを考慮して、図-10に示すようにオーバーラップ量 u_n を補正することによって、法線方向の接触の非線形性を表現した。接線方向の非線形性は考慮していない。

振動実験の解析において、荷重は最上段のブロックの密度を増加させ、荷重用鉄板はモデル化していない。加振は10波程度で最下段のブロックに入力した。個別要素法において、要素は剛体であるので要素内での弾性変形は考慮されていないが、EPSブロック1個の高さに対して入力加速度の波長が大きいと、要素を剛体とみなしても差し支えないと考えられる。最もその波長比が小さくなるModel-Bにおいて、用いられるブロックの高さが0.5mであるのに対し、最大入力振動数は70Hzであり、このときEPSのせん断剛性率 G を下限値の2.5MPaを用いて、入力加速度の波長を計算すると、 $\lambda \approx 5.1m$ となりブロックの高さの10倍以上である。また、実際に施工に用いられるEPSブロックの高さも通常0.5mであり、各ブロックは剛体と仮定してよいと考えられる。

5. 解析結果と実験結果の比較および考察

5.1. 層構造モデルを用いた逆解析による実験結果の再評価 まず、理論的な解法である2つの2次元層構造モデル適用性について考えると、実験結果から盛土幅の影響はブロック数との関係で相殺されることが分かったので、この点では適用性に問題はないと考えられる。しかし、外形が同じModel-A、Model-B、Model-C1において、同一の载荷条件でもブロック数が多いほど共振周波数が小さくなることが認められており、集合体全体の剛性は低下しているようで、連続層構造モデルに参考文献⁹⁾にある実験的に求められたパラメータを入力しただけでは実験結果を説明できないことは明らかで、ブロック数の影響を考慮しなければならないことが分かる。また、すべりを考慮した層構造モデルにおいても単一のバネ定数で実験結果を表現することはできなかった。

そこで共振曲線において、実験結果と連続層構造モデルとの間で逆解析的に各モデルの全体のせん断剛性率 G や減衰定数 h を求め、このせん断剛性率 G を評価基準として用い、実験結果の再評価を試みた。また、すべりを考慮した層構造モデルでは、Model-Aで载荷重がない場合の結果から逆解析によって得られたせん断剛性率 G および減衰定数 h をEPS部分の物理定数とし、せん断バネのバネ定数 k （全層間で一定とした）と減衰定数 h_s を逆解析で求めた。EPSのヤング率は参考文献⁹⁾などから5.0~7.0MPaとされているので、ここで設定されたせん断剛性率 $G=2.2MPa$ は多少小さいが妥当な値であると言える。表-5に逆解析で求められたせん断剛性率 G およびバネ定数 k を示す。また、加振加速度による剛性の低下は逆解析を行うには小さいものであるため、

表-5. 逆解析によるせん断剛性率とバネ定数

Model	Surcharge (kPa)	Fasteners ○: installed X: not installed	Shear Modulus (MN/m ² /m)	Stiffness of Tangential Spring (MN/m/m)
Model-A	0.0	—	2.20	—
	1.1	—	1.80	—
Model-B	0.0	X	0.60	0.98
	0.0	○	0.29	0.42
Model-B	1.1	X	0.90	1.50
	1.1	○	0.70	1.00
Model-C1	0.0	X	0.12	0.90
	0.0	○	0.063	0.46
Model-C1	1.1	X	0.50	4.60
	1.1	○	0.25	2.00
Model-C2	0.0	X	0.12	0.80
	0.55	X	0.40	2.90
Model-C2	1.1	X	0.60	5.00
	1.1	X	0.18	1.23
Model-C3	0.0	X	0.45	3.30
	0.55	X	0.65	5.30
Model-C3	1.1	X	0.90	9.00
	2.2	X	0.90	9.00

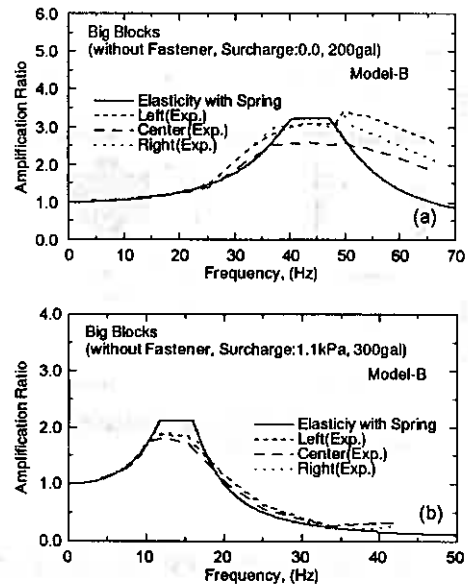


図-11 (a), (b). すべりを考慮した層構造モデルによる増幅率と実験結果との比較: (a)加振加速度200gal, 載荷応力0, (b)加振加速度300gal, 載荷応力1.1kPa

200galで加振したデータからのみ算出した。

逆解析によるせん断剛性率もバネ定数も、小型ブロックを使ったModel-C1、Model-C2、Model-C3においては、せん断剛性率やバネ定数はモデルの外形に関係なく、同一の載荷条件ではそれぞれほぼ同じ値を示し、且つ載荷応力に比例していることが分かる。一方、大型ブロックを用いたModel-Bのせん断剛性率は同一の載荷応力のModel-C系の約2倍で、逆にバネ定数は約1/3となり、ブロックサイズ毎に特性が異なるようである。

図-11 (a),(b) は、Model-Bで載荷応力0, 1.1kPa、緊結金具なしの条件で、200galと300galで加振した場合の増幅率をすべりを考慮した層構造モデルと比較したものである。摩擦が考慮されているので、増幅率の平坦化は、その大きさとともに良く表現できるようである。このときの摩擦係数 $\mu=0.64$ は室内試験⁹⁾から得られた値をそのまま用いている。すべりを考慮した層構造モデルを用いると、バネによって緊結金具を用いたモデルの結果も良く説明することができる。詳しくは参考文献⁷⁾を参照していただきたいが、図-12(a),(b)に示すように緊結金具とEPSブロックのせん断抵抗を調べるための実験を行っており、2枚の拘束板に緊結金具を取り付け、その間に直方体のEPSブロックを挟み込んで、緊結金具のみで支持している状態で一軸試験機において押抜き実験を行った。その結果は図-13に示すようで、初期接線の傾きから緊結金具1個の1層あたりのバネ定数は0.125~0.15MN/mと求められた。Model-B1の緊結金具の個数は4個、Model-C1の一層あたりの平均の緊結金具の個数は7.6個で、実験の奥行0.5mを考慮して2倍とすると、1層あたりの合計のバネ定数はModel-Bで $0.125 \times 4 \times 2 = 1.0$ (MN/m)、Model-C1で $0.125 \times 7.6 \times 2 = 1.9$ (MN/m)となり、すべりを考慮した層構造モデルで求められたバネ定数1.0および2.0(MN/m)と良く対応している。

5.2. 数値解析手法(個別要素法)との比較 緊結金具がない場合のみの解析結果を示す。また、Model-C系の実験から載荷応力によってEPSブロック間の密着度が増し全体の剛性が増加する傾向が認められているので、接触量に応じて接線方向のバネ定数を線形的に変化させた個別要素法解析を行った。このとき、Model-Bの載荷応力1.1kPaの場合を接触量の基準値とした。

図-14 (a),(b) にそれぞれModel-BとModel-C1の加振加速度片振幅200gal、載荷応力1.1kPaの解析結果を、図-15 (a), (b) にModel-C3の同じく200gal、載荷応力1.1kPaおよび2.2kPaの結果を、最上段中央のブロックに取

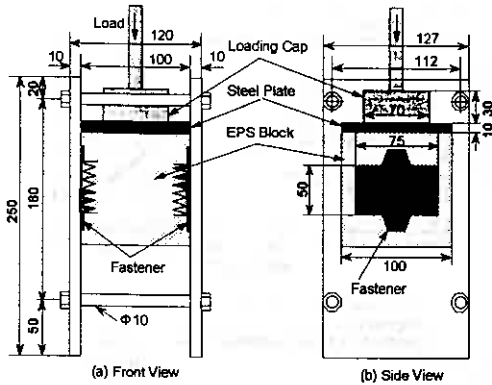


図-12(a), (b). 緊結金具せん断抵抗試験機：
(a)正面図、(b)側面図

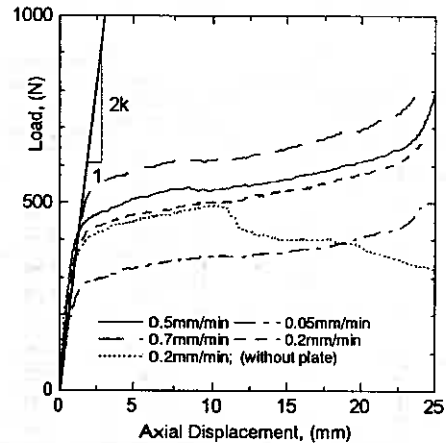


図-13. 緊結金具せん断抵抗試験結果

り付けられた加速度計Centerの実験結果と併に示している。

個別要素法は要素を剛体と仮定するが、先に述べたように入力加速度波はブロックの高さの10倍以上の波長であることから、ほぼ剛体とみなせるようで、共振周波数だけでなく増幅率の大きさや、滑動を起こして共振点付近の増幅率が平坦になる様子を良く再現できている。また、外寸が同一のModel-BとModel-C1における剛性の変化を表現できていることから、ブロックサイズで異なる個々のブロックの振動特性を的確に表現できることが分かった。今回の解析では、荷重用鉄板の効果を考慮せずに単に上段ブロックの密度を増加させただけなので、載荷板接着による拘束の影響を考慮することはできず、載荷応力が上がってもCenter (Ch3)とLeft (Ch2)およびRight (Ch4)との差は縮まらなかった。

EPS集合体の性質である、載荷応力の増加にともなうせん断抵抗力の増加を考慮すれば、単一の増加法則と実験室から得られた材料定数を用いて、ブロックの個数、盛土形状、載荷応力の影響を個別要素法で評価できることが分かった。

6. まとめ EPS集合体の振動台実験結果から明らかになったことをまとめると次のようになる。

- (1) EPS集合体の振動特性は、集合体を構成するブロックの個数の影響を受け、ブロック数が多くなるほど集合体全体の剛性は低下し、増幅率は減少する。
- (2) 加振加速度が大きくなると全体の剛性は若干低下するようである。
- (3) 緊結金具はずれ止めとしての効果はあるが、集合体全体の剛性は緊結金具とEPSブロックのせん断抵抗特性に依存するので、逆に剛性が低下し、共振周波数も低下する傾向にあった。

各解析手法との比較から明らかになったことは以下のとおりである。

- (1) 載荷応力の増大にともなってブロック層間の密着度が増し集合体全体の剛性は高くなる。
- (2) 解析的な手法、数値的な手法のいずれにおいても載荷応力の増加に伴う集合体全体の剛性やブロック層間のせん断抵抗バネの値の変化を適切に表すことが重要であることが分かった。しかし、今回導出した解析解は2次元のものであるので、水平方向に並んでいるブロックの個数や個々のブロックの振動の影響を表現することはできなかった。
- (3) ブロック層間にせん断バネと摩擦によるすべり要素を考慮した層構造モデルを用いると、増幅率は定量的に求められることが分かった。さらに、緊結金具の効果も要素試験から得られたバネ定数で表現できることが分かった。

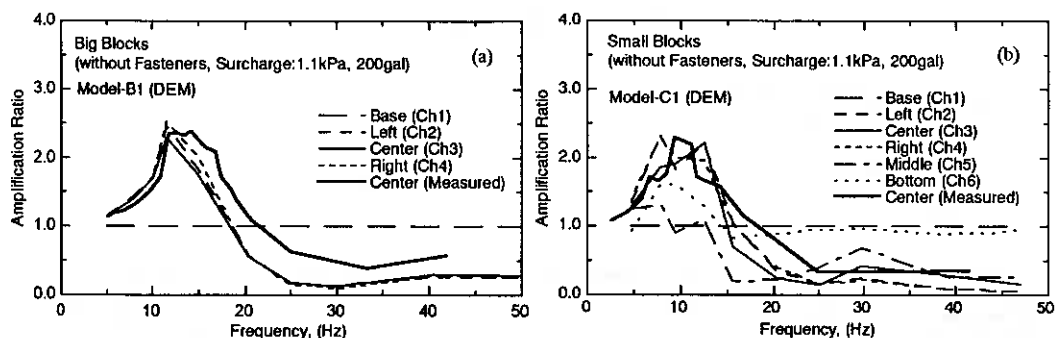


図-14 (a), (b). 共振曲線における個別要素解析と実験結果の比較 (载荷応力1.1kPa、加振加速度200gal) :
(a) Model-B1、(b) Model-C1

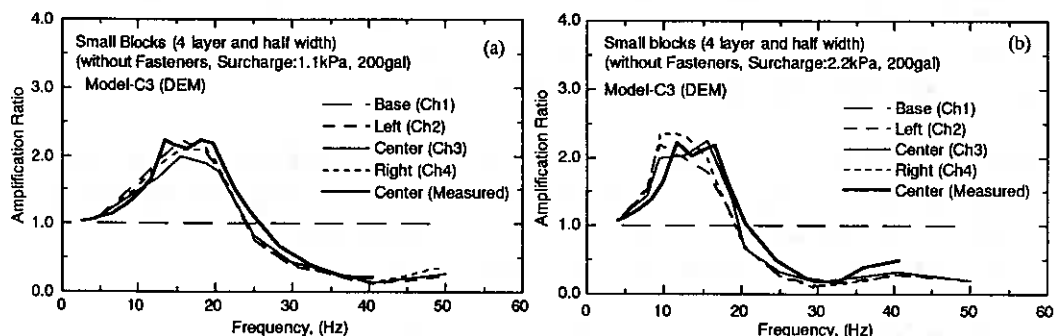


図-15 (a), (b). 共振曲線における個別要素解析と実験結果の比較 (Model-C3、加振加速度200gal) :
(a) 载荷応力1.1kPa、(b) 载荷応力2.2kPa

(4) 個別要素法はブロック相互の衝突を表現できるため、各ブロック毎の回転運動や滑動、衝突の影響を表現できるので、個々のブロックの物性値は同じでも、ブロックの個数が異なることによる盛土全体の剛性変化を表現できることが分かった。また、接触量によって接線方向のバネ定数を線形的に増加させることで、载荷応力の影響も表現できることが分かった。

今後、さらに载荷応力条件を変化させた個別要素法解析を行い、载荷応力条件による影響を解析的に明らかにして、連続体解析手法でのせん断剛性率の修正法の提案を試みていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 後藤恵之輔、持下輝雄、松村明博、向井逸平：模型実験による軽量盛土の地震時安定性と対策工法、土と基礎、第37巻、第2号、pp.37-42、1989。
- 2) 田村重四郎、小長井一男、宇波邦宣、福住隆二：発泡スチロール (EPS) ブロック構造体の動特性に関する基本的研究、土木学会第44回年次学術講演会、第1巻、pp.952-953、1989
- 3) 堀田光、黒田修一、杉本光隆、小川正二、山田金喜：橋台背面裏込めEPS盛土の振動特性 - シミュレーション解析一、第27回土質工学研究発表会、pp.2533-2534、1992
- 4) 古賀泰之、古閑潤一、島津多賀夫：EPS盛土の耐振性に関する検討、土木研究所資料、第2496号、1991
- 5) 発泡スチロール土工法開発機構編：EPS工法、理工図書、1993
- 6) 発泡スチロール土工法開発機構編：材料マニュアル、発泡スチロール土工法開発機構、1988
- 7) 高原利幸、三浦均也、松田泰明：EPS盛土の力学的特性の模型実験と解析、第40回地盤工学シンポジウム、pp.199-206、1995
- 8) 高原利幸、三浦均也、喜多孝昭：不同沈下を受けたEPS盛土の力学的性質の解析、第40回地盤工学シンポジウム、pp.207-214、1995
- 9) Takahara, T., Miura, K.: Analytical and Experimental Study on Load Propagation Characteristics of EPS Fill, Asian-Pacific Conference on Computing Method (APCOM'96), Vol. 2, Computational Mechanics, pp.1189-1194, 1996

第16回地盤工学懇話会

日時：平成7年11月22日

会場：KKR札幌

テーマ：地盤工学におけるトラブルと対策

参加者：14名

実際の現場において発生するトラブル事例の情報は、暗闇の中に葬り去られるケースが多く、なかなか表面にでにくい側面がある。今回の懇話会はトラブル事例と、それらに対してどういう解決策が講じられたか、といった点について話題が提供され、実務上での技術的な問題点の実態と、解決法の実際についての情報・意見が交換された。

話題された提供は、軟弱地盤地帯に建設された橋台部の変状に関するもの、札幌市周辺部における広域地盤沈下に関するトラブル、地質調査の不足と調査結果の情報伝達不足によるトラブル、土質試験結果の取り扱いに関するトラブル、2度の地震に再被災した盛土のトラブル、以上5件であった。以下には、提供された話題と討議された内容を概略的にまとめて示した。

- 1) 跨道橋橋台が鉛直、水平方向へ移動した。基礎形式は杭基礎であり、土層構成は中間層に火山灰層とシルト層であり、その下位にある砂れき層を支持層としていた。原因は、中間層に負の周面摩擦力が発生し、しかも先端支持力が十分でなかったことから、盛土を軽量盛土に変更して対応した。このような地盤に対しては負の周面摩擦力に対する配慮が必要である。
- 2) 泥炭地盤の地域にはパイルスラブ形式の道路を建設して、道路は破壊することなくその役割を果たしている箇所がある。しかし、周辺の住宅とその近隣の取り付け道路は沈下を続け、すりつけを必要とする上、それが急勾配となり冬道での事故を誘発している。また、スラブ下の空間への侵入防止策も必要となる。
一方、道路整備に伴う下水道の敷設により、地下水低下に起因した地盤沈下が発生すると、杭基礎で支持されている一般住宅との間に段差等の問題が生じている。広域沈下問題は、社会問題に発展する可能性を残しており、解決には事業者の立場を越えた広い横の連絡が必要である。
- 3) 事前調査や先行調査が不足すると施工時や供用開始後に不都合が生じる。地すべり地帯からの地下水供給を無視した擁壁の変状や、岸壁裏込めの間隙水圧によるケーソン岸壁の滑動などの事例が紹介された。原因をたどると発注者の理解不足や調査担当者と設計者の意志疎通不足がある。
- 4) 土質試験において、試験結果が材料の仕様に合格していない場合、発注者から不当な要求がでる場合がある。このようなケースは、発注者が仕様を十分に理解していない場合に多いが、試験値に対して発注者も試験者も良心をもって接する態度が必要となる。
- 5) 軟弱地盤上の盛土には、釧路沖地震と東方沖地震の2回の地震に対して連続して被害を受けたところがある。最初の被災時における調査と対策が不十分で、再び同じような被害を受けていた。貴重な経験が生かされなかった事例といえる。

失敗の事例、反省した事例は本人が次に仕事をする上で非常に有益な経験になっている。しかし、一人の経験は限られており、同じ事例が極めて近くで且つ頻繁に発生していると推測される。次に向けて前向きに話し合うこと、啓蒙しあうことはとても貴重であり、公益の団体である地盤工学会の最大の目的である。懇話会は自由な発言の場であるので、今後も多数の会員の参加を期待するものである。

第17回地盤工学懇話会

日時：平成8年2月7日

会場：函館市民会館

テーマ：地盤環境

参加者：約50名

あらゆる産業活動において、いまや環境問題は避けては通れないほど、注目されている。地球温暖化、オゾン層破壊、酸性雨、海洋汚染、砂漠化、有害廃棄物質の地下浸透など、関連するキーワードを目にしに日がないといっても過言ではない。今回の懇話会は、技術報告会のテーマの「地盤環境」について、パネルディスカッション式で行った。以下には、提供された話題と討議された内容を概略的にまとめて示した。

1) 汚染土壌浄化技術の現状について

藪田英明氏（大成建設）

欧米では汚染土壌に対する浄化技術が先行しており、有害物質は数百種が数えられている。日本においても監視を要する物質について約50種が指定されている。話題提供では日本における浄化技術の現状が紹介された。質疑応答では有害ガスの処理方法についての質問に対して、活性炭による吸着法が紹介された。

2) 廃棄物の減容化対策について

池田通陽氏（海洋工業株式会社）

千葉県のごみ処分地の減容化対策として実施された動圧密工法についての事例が紹介された。動圧密工法は当初、安定化が目的であったが、その後、減容化が注目されるようになった経緯、改良効果はゴミの種類によって変化することなどが紹介された。これに対して、改良効果と地下水位との関連や、効率的な改良層厚、遮水シートへの影響、設計法についての問い合わせなど、活発な質疑応答があった。当工法に対する関心の高さが特徴的であった。

3) 寒冷地における電気炉スラグの路盤材への適用について

神谷光彦先生（道工大）

有効利用が進んでいる高炉スラグに対して、電気炉スラグは処理過程に放置期間が必要であるため、あまり進んでいない。話題提供は札幌市が行った電気炉スラグを下層路盤に用いた試験工事の概要であった。その中で電気炉スラグと碎石について修正CBRや、たわみ量の測定を実施して、両者における差はほとんどなかった点などが紹介された。それに対して、スラグの入手方法、供給の質的、量的な安定性、品質上の問題点などについて質疑応答が交わされた。

懇話会幹事 ○三浦均也、斉藤和夫、佐野信房、前浜光爾、藪 正樹、柚木政基（○はチーフ幹事）

平成7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	北海道大学工学部教授
委員	阿部宏郁	道立寒地住宅都市研究所環境科学部長
〃	田中富男	北海道開発コンサルタント(株)取締役
〃	谷藤和三	北海道電力(株)土木部長
〃	平井正樹	日本道路公団札幌建設局建設部長
〃	星清	北海道開発局開発土木研究所研究調整官

選考経過

平成8年3月6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2編を授賞論文として選考した。

論文名 気泡混合固化土の現場施工結果について

著者 西川 純一, 松田 泰明, 大江 祐一, 長谷川健一, 桑原 正彦, 村田 基治

受賞者 松田 泰明, 村田 基治

選考理由

近年、わが国では建設工事などによって発生する残土の処理が経済性や環境の面から重要な問題となっており、その利用促進に向けて現地発生土の高付加価値化技術の開発が必要とされている。

一方、建設工事の高度化にともない、地盤や構造物に作用する土圧の軽減が重要な課題となっている。この対策として盛土材料や裏込め材料の軽量化・固結化が考えられ、最近ではEPSやエアモルタルなどの新材料が部分的に用いられているが、このような軽量盛土や裏込め材料に現地発生土を利用することが期待されている。

そこで著者らは、北海道に広く分布している火山灰を材料土とし、これに水・固化材・気泡を現地で混合する気泡混合固化土について、基礎研究をもとに現場施工を行い施工管理方法や品質管理方法さらに土圧軽減効果について検討し、本工法の実用性を検証した。

その結果、スラリーの密度とフロー値の管理を十分行うことにより、目標とする品質の気泡混合固化土を適正に製造できることを示した。また、長期間にわたる強度試験と沈下観測により、寒冷地の現場における長期材令強度および土圧軽減効果を確認し、本工法が実現場へ適用可能であることを明らかにした。

さらに著者らは、衝撃加速度と一軸圧縮強さの関係に着目し、現在、盛土の品質管理に用いている衝撃加速度試験機を使って気泡混合固化土の強度管理が簡単かつ迅速に行えることを明らかにした。

これらの成果は、砂質系の現地発生土を軽量盛土や土圧軽減を目的とした構造物の裏込材料に利用する際に有益な資料となるものであり、現地発生土の有効利用の観点から地盤工学に貢献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 燃料タンク基礎への深層混合処理工法の採用について

著者 岩佐 英昭，宇野 誠，白川部秀基，関 輝義，久保 慎一

受賞者 白川部秀基，関 輝義

選考理由

これまで深層混合処理工法による地盤改良は、橋梁基礎や建物基礎での施工例が多く消防法の適用を受ける特定屋外貯蔵タンク基礎の地盤改良として採用された事例はほとんどないため、設計・施工に関する「運用基準」も整備されていなかった。

このような状況において本工法の採用にあたり著者らは、事前に室内・現場試験工事を入念に行うことで改良体の品質を確保できることを確認するとともに、セメント使用量およびセメントスラリー注入時の盛り上がり土量の低減を考慮した配合を選定する事でコスト低減を図ることが可能であることを示した。また、過去の施工事例を元に隣接する構造物への側方圧低減を目的とした施工パターンについて、試験工事での動態観測により、影響低減効果を確認した。

そのうえで、燃料タンク基礎の地盤改良工法として大規模な深層混合処理工法を採用し、本工法が適切な設計・施工管理を行うことにより重要構造物である大型タンク基礎の改良に十分適用可能であることを明らかにした。

このように、今回実施した地盤改良工法は、隣接する既設構造物に影響を与えることなく、品質の確保およびコスト低減等を図ることが出来たほか、設計および施工中に得られた地盤改良の諸データは、消防法における「深層混合処理工法を用いた特定屋外貯蔵タンクの地盤の運用基準」を改めるにあたり貴重な基礎資料を提供するだけでなく、他の重要構造物の今後の地盤改良にも深層混合処理工法が十分適用可能であることを明らかにしており、地盤工学の発展に寄与するところが大きい。

よって、著者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。

**地盤工学会北海道支部
創立40周年記念集**

地盤工学会北海道支部
創立40周年記念式典・祝賀会

期 日：平成8年11月27日（水）
会 場：札幌後楽園ホテル



写真-1 記念式典風景



写真-2 来賓祝辞を述べる石原研而会長



写真-3 挨拶をする土岐祥介実行委員長



写真-4 記念講演を行う河野文弘氏



写真-5 式典の司会をする鈴木輝之幹事長



写真-6 支部功労賞を受ける坂上孝幸氏



写真-7 記念講演を行う梅田安治氏



写真-8 祝賀会開会の挨拶をする三田地利之副実行委員長



写真-9 来賓代表祝辞を述べる
松田豊農業土木学会支部長



写真-10 祝賀会風景



写真-11 地盤情報データベースのデモンストレーションと
記念出版物「北海道火山灰土の性質と利用」の展示

目 次

口絵写真

地盤工学会北海道支部創立40周年を祝して

	創立40周年記念事業実行委員長	土岐 祥介 …………… 275
祝 辞	地盤工学会会長	石原 研而 …………… 277
祝 辞	農業土木学会北海道支部長	松田 豊 …………… 280
支部功労者の寄稿		
地盤工学と私	北海学園大学	河野 文弘 …………… 281
土質工学に生かされて	北海学園大学	坂上 孝幸 …………… 283
泥炭地開発のはじめ—新渡戸稲造と時任一彦—	農村空間研究所	梅田 安治 …………… 286

創立40周年記念行事の報告

1. 記念式典 ……………	290
2. 記念祝賀会 ……………	291
3. 功労者表彰 ……………	291
4. 地盤工学の普及事業 ……………	293
5. 地盤情報のデータベース化委員会 ……………	293
6. 火山灰質土の工学的分類委員会 ……………	295

北海道支部の歩み(1986～1995)

1. 北海道支部の現況 ……………	298
2. 社団法人地盤工学会定款 ……………	300
3. 社団法人地盤工学会規則 ……………	304
4. 社団法人地盤工学会北海道支部規定 ……………	308
5. 社団法人地盤工学会北海道支部賞授与規定 ……………	309
6. 社団法人地盤工学会北海道支部協賛会制度 ……………	309
7. 歴代役員・幹事 ……………	310
8. 特別会員・支部協賛会員 ……………	329
9. 支部賞受賞者 ……………	332
10. 技術報告集掲載論文一覧 ……………	333
11. 北海道支部講習会年表 ……………	348
12. 北海道支部講演会(含 若手セミナー)・映画会一覧 ……………	354
13. 北海道支部見学会 ……………	357
14. 北海道支部土質工学懇話会一覧 ……………	358
15. 地盤工学会研究発表会等の記録 ……………	359
地盤工学会北海道支部創立40周年記念行事実行委員会委員名簿 ……………	368

地盤工学会北海道支部創立40周年を祝して

地盤工学会北海道支部長 土岐 祥介
支部創立40周年記念事業実行委員長

地盤工学会北海道支部は、平成8年、創立40周年記念を祝った。これも偏に、これまで支部を支えて来られた会員各位、北海道開発局、北海道庁、関係各公団、北海道電力を初めとする道内企業各位、道内各教育研究機関、また、歴代の支部役員、事務局をお勤め下さった機関と事務局のお陰と心から感謝申し上げる。

記念式典は、平成8年11月27日、札幌後楽園ホテルで挙行された。

実行委員長挨拶に引き続き、本式典のため遠路お出で下さった石原研而会長からお祝辞を頂き、本支部および地盤工学会の沿革、地盤工学の特色、その発展の足跡、地盤工学の現状と課題等について講演が行われた。

次いで、永年にわたって支部の発展と地盤工学の進展に貢献された、北海学園大学工学部 河野文弘氏、北海学園大学工学部 坂上孝幸氏ならびに農村空間研究所 梅田安治氏のお三方に、表彰状と記念品をお渡しした。御功績に、支部会員一同心から御礼申し上げるところである。式典後の懇親会では、この40年の話題に花が咲いた。

40年前の日本では、経済白書が我が国の発展を強調し、「もはや戦後ではない」、「神武景気」の言葉がもてはやされていたが、社会基盤、科学技術の進展に対応する体勢等の整備には、未だ先進諸国に比べて格段の遅れが見られた。

1936年、第1回国際土質基礎工学会議がハーバード大学で開催され、近代地盤工学が開幕した。1948年、第2回国際土質基礎工学会議がロツテルダムで開催され、その最終日の6月26日、国際土質基礎工学会が結成された。多くの巨大な運河、壮大な寺院、城壁あるいは古代都市の遺跡等、世界の各地に残されている文化遺産に見られるように、長い年月をかけて人類は地盤

工学を育ててきており、この会議の設立を契機に体系的な現代地盤工学が地盤工学技術者に手交され始めた。国際会議論文集、地盤工学の歴史に残る著名な出版物、例えば、D. W. Taylor, K. Terzaghi の著書、がそれらの代表と言われている。

このような国際情勢を受けて、我が国では、土木学会と建築学会との協力のもと、1949年、日本土質基礎工学会が結成された。国際土質基礎工学会が結成された翌年のことであった。1954年5月、日本における土質基礎工学会の設立総会がもたれ、前記委員会は土質工学会と改名された。土質工学が対象とする分野が広がり、学会名についての国際的論議の中、学会名は1995年5月、さらに地盤工学会と改名された。この間、1953年には機関誌「土と基礎」が、1960年には英文雑誌「Soils and Foundations」が創刊されている。

北海道支部は、1956年1月23日、道庁前にあった札幌鉄道クラブで発会式が行われた。北海道支部創立40周年の今、国際土質基礎工学会の設立が48年前であることを考え、本支部の歴史の重みを感じる。東北支部に次いで、わが国で2番目に設立され支部として、以来多くの支部会員によって、地域に密着しつつ地盤工学の発展に貢献が為されてきた。

1986年、支部創立30周年記念の、式典、講演会、祝賀会が全日空ホテルで盛会裡に行われた。北海道における地盤工学の発展が振り返られ、記念誌が支部の記念碑として残された当日が、昨日のように思い出される。

北海道の地盤工学の発展の歴史を的確に遡るのは容易ではないが、1890年代の鉄道建設の時代には、線形および土工の面から、可能な限り平坦な地形で、かつ軟弱地盤を避け良好な地盤

に路線選定を行う手法が、土質、地質、微地形、植生等から判定する手法が確立していた、と先達から伺ったことがある。

北海道大学では、1930年代、擁壁裏込めの滑り面に関する研究が進められている。

1939年、当時の鉄道省札幌鉄道局において、凍上問題の研究が凍上研究委員会によって始められた。太平洋戦争中は、飛行場滑走路の急速建設方法、凍上防止、地中で爆発が起きた際の地盤の挙動等が研究されている。

1951年、北海道開発局土木研究所において、当時の道路研究室、堰堤研究室が中心となって地盤工学の研究が本格的に始められた。道路の凍上問題に関する一連の研究を開始している。この年代には、泥炭地の特殊問題とその解決方法、杭の設計方法、貫入試験、土質試験方法、試験盛土等の現地観測試験が行われるようになった。1952年に発生した十勝沖地震は、各地に大きな災害をもたらした。北海道として最初の大規模かつ組織的災害調査が行われ、耐震設計法の地盤工学への適用の緊急性を、本道の地盤技術者に示した。

60年代に入り、計測技術および計算手法の進展に伴い、さらに合理的な試験法と設計法の確立への要求が、土の性質の評価方法、ならびに大規模かつ精密な現地試験の実施とその解析方法の研究に向けられた。

70年代には、洗練された室内ならびに原位置試験方法が普及し、これを利用した研究と技術開発が積極的に進められるとともに、新しい試験および観測方法の開発、試験結果の解釈に係わる研究が意欲的に進められた。80年代にはこれらが一層進展し、特に北海道の地盤工学技術者を悩ましてきた、軟弱地盤に係わる諸問題についての研究は、特色有る優れた成果を挙げた。

この時期には、すでに道支部の多くの会員が、研究委員会等の学会活動に主導的立場で参画することが多くなった。全国大会、シンポジウム、I S-Hokkaidoに代表される国際研究集会等が活発に開催され、それ等はいずれも支部会員

の御尽力により好評を戴き大きな成果が挙げられた。本支部は、地盤工学会の活動の重要な一翼を担ってきた。

支部会員数714名が全正会員数13,084名に占める割合は大きくはないが、幹事各位、あるいは支部協賛会々員各位の御尽力により、定常的ならびに新しい企画の事業が確実に進められてきた。

この様な中で、今回の記念事業が行われた。記念式典、担当委員会委員が献身された、「北海道（道央地区）地盤情報データベース」の作成と「北海道火山灰土の性質と利用」の編纂は、支部40周年記念のモニュメントでありハイライトで、これらの成果の継続的発展が期待される。

工学と理学の違いが時として話題になっており、いくつかの定義が提起されている。理学が、「法則あるいは原理のように、既に有るものを発見する」のに対し、工学は、「新しい素材、あるいは技術のような、現在無いものを創造する」役割を分担する学問、との定義もある。また、ヨーロッパでは、大学の理学部の卒業生と、工学を指向している専門教育を受けた人材との比率が、理学1に対し0.7~8であるのに対し、我が国ではそれとは逆に、1:5~6となっている。

我が国が世界の科学技術において先導的な立場にあるためには、我が国におけるこのような側面を熟知し、工学は、単に技術革新と生産とに力を注いでいるだけではその責を全うし得ない時代となっていることを認め、象牙の塔の中での研究と呼ばれるような学術の基となる領域にも、我が国の工学が、そして私たちの地盤工学が進展を図るべきと考える。

地盤工学では、地盤の調査・試験方法、災害調査、環境影響評価、構造物の設計法を始め、極めて広範な分野、すなわち、「好奇心に出発するような学術から実学まで」をカバーしなくてはならない。

本道の地盤工学は、これまで、地域特性に密着した分野から、地盤工学の先端に至る広い領

域についての成果を上げてきた。しかし、本道内にお互いのライバルが多いとはあまり言えない、本道は官主導型の事業の占める割合が多い、巨大プロジェクトに恵まれる機会が比較的少ない、ほか幾つかの社会的条件が課せられている。

このような状況の打開には、さらに地盤工学の基本に係わる原理法則の追求から新しい解析手法の開発に至るまでの研究と、本道内での様々なプロジェクトについての詳細な工学的考察と追求があって、地盤工学の発展に更に寄与が可能であると考えます。

祝 辞

地盤工学会会長 石原 研而

地盤工学会北海道支部の創立 40 周年を心からお祝い申し上げます。本日の記念式典ならびに祝賀会に際してお招きを頂き、皆様方と懇親の機会をもてますことは、本部と支部のパイプ役を果たすということで大変意義深いことと思っております。私個人としましても北海道の地盤関係の皆様方並びに諸先生とは、過去にいろいろお付き合い願った歴史がありまして、再びこの様な席でお話しさせて頂く時、昔を思い出して懐かしく感じる次第でございます。

釧路空港の拡幅工事では、盛土規模が 60 万 m³もある大規模な土工量を取扱い、しかも地震多発地帯に位置することから、調査設計について当初計画から参画させて頂きました。1993 年の釧路沖地震の際には、被害発生が大変心配になりましたが、幸いにも盛土の局所的すべりという小規模被害にとどまり、大事を免れたということでほっといたしました。それどころか、災害発生時において釧路空港が唯一の交通手段として大変役立ったことが世間で非常に高く評価されて、勇気づけられました。これも北海道支部の皆様方のご功績が大きかったと感謝しているわけでございます。ところが、昨年 6 月頃でしたか小型航空機が誘導路に墜落したニュー

この度当支部は、創立 40 周年記念を祝うに至った。偏に、先達の並々ならぬ御尽力と、日本建築学会、農業土木学会、土木学会を初めとする近隣学会のお力添えが有ったのことに感謝申し上げます。

また、会員各位から戴いた御尽力に深甚の謝意を表させて頂くとともに、支部の発展の足跡を振り返り、次の十年を見つめ、地盤工学と本支部の一層の発展のためのこれ迄以上の御活躍をお願い申し上げ、記念号の御挨拶を結ばせて頂く。

スを聞きまして、心を痛めました。しかし、直ぐ回復してカテゴリスリー 3 と称する日本では最も高精度の計器着陸能力をもつ定期空港として機能しております。私としては、釧路空港の件に関して産、学、民の方々と 10 年以上もお付き合いいただき、大変思い出深い経験でございました。

地盤工学会最大の年中行事であります第 31 回地盤工学研究発表会は、本年 7 月に北見工業大学を主会場として開催されました。研究発表会は、参加者 2285 名、論文数 1279 編の多くを数え、北方の比較的小さな都市で開催するというハンデはありましたが、充実した思い出深い大会を成功裏に実施できましたことに、学会として心より感謝している次第でございます。

2 年前には国際土質基礎工学会と地盤工学会の主催になります I S - H O K K A I D O が北海道大学で開催され、委員長の土岐先生をはじめ国際学会の会長等関係者の皆様方が出席されて、非常に内容のある成果の大きい会議をもつことができました。その結果、立派なプロシーディングスが発行されて、いま若い方々を中心に重要な参考文献として使われております。

このように、私と北海道支部との関係も非常に深いわけでごさいます、本日 40 周年記念を迎えられましたことを心からお祝い申し上げますと同時に、お招きいただいたことに対し、深く感謝している次第であります。

地盤工学会の創立 50 周年は、1999 年に迎えることとなりますが、この記念行事の計画をいま立案中のごさいます。それにつけても、すでに創立 40 周年記念式典を迎えられた北海道支部の活動は、非常に早い時期から行われていたことを痛感している次第のごさいます。

次に地盤工学会本部で起きていることを、簡単に御紹介しておきたいと思ひます。現在低金利の状況の中で、地盤工学会が金利で運営している部分の予算をカットせざるを得ない窮状にあり、来年度の予算もこの緊縮財政の枠内で、いま検討しているところであります。何とかこの窮地を脱しまして、将来は平穩に運営できる潤沢な学会に成長していくための努力をしている次第のごさいます。

このような最近の学会の状況の中で、財政的な窮状を救う 1 つの方法は、公的資金を導入すべく努力をすることだと思ひます。今年 6 月に、種々の学会代表者が一同に集まり、学術会議主催の討論会がおこなわれました。その際に配布された最も重要な資料は、学会が果たすべき役割に関する学術会議の第 5 部の答申書であります。その中で大きくうたわれているのは、評価機能を果たす機関としての学会の役割のごさいます。つまり、論文集の投稿や土と基礎への投稿等をすると、第 3 者の立場で様々な方がレビューをするわけであります。あるいは国際学会の論文を出す場合でもレビューをお願いして客観的に評価をしていただくこととなります。このような評価が、横並びの同じ研究者間の世界でおこなわれるのは他の機関では見られないことで、私は非常に重要な学会の役割の一つであると考えております。外国等ではそれが進みまして、学会が Accreditation と称する専門的教育の基準を作製している学会もあります。ある

いは、教育基準の適否の評価を行う国の認定期間の一つとして学会が関与するという動きも外国にはあります。アメリカ等はそれが段々拡張する方向にあり、日本もこの様な活動を学会として進んでおこなわなければ、国際的に遅れていくことが指摘されております。

昨年 11 月に、政府は科学技術基本法を成立させました。それに基づき、科学技術基本計画が今年の 7 月の閣議で決定されました。その内容としては、科学技術関係の基本的な研究に対して、5 年間に 17 兆円費やすことを政府が決定したわけでごさいます。政府関係の予算決定で額と期間が明示されたのは、防衛予算以外になく、非常に政府が重点を置いた、ある将来までコミットした形の大きなプロジェクトの 1 つになるものと考えております。この公的資金の適用については、学術会議の中には、基礎的な研究を重視すること、そして 5 年から 10 年位近い将来において成果が得られる目的を持った戦略的な研究も同様に重視して援助していく必要があるという意見が出されております。日本の重要な政策は、役所が立案し立法化して実施する傾向が非常に強かったことと、マスコミに左右されて政府が決定するという面もあり、反省すべき点が多々にあるわけです。したがって、妥当性のある政策決定を可能ならしめるために、学会がしっかりした発言を適宜行っていく必要があると考えます。

もう 1 つ最近では、NGO と一般にいわれております非政府組織の活動が盛んでございます。ODA のような海外援助にしましても、やはり非政府組織の意見を十分に聴取し、それに対して公的資金を導入すべきであるとの風潮が各所で高まってきております。その流れの一つでも言ひましょうか、科学技術計画法に基づく資金の利用について、大学・政府の研究機関のみに限らず学会等にも配分して、衆知を集めた成果を挙げるような機運が高まってきております。その一環として、科学技術庁の科学技術研究調整費というのがありますが、学会に対しても応

募・勧誘してきております。地盤工学会からは3テーマを提出いたしました。そのテーマは環境の問題、地震の関係した地盤の問題、アジア地域の地盤関係のデータOA化等を選びまして、科学技術庁に提出いたしました。これが採用されますと、学会を通して政府の資金を使用できるルートが開けるのではないかと期待しております。科学技術庁の他にも文部省、通産省等からも研究費支出の気運が高まっておりますので、その事を皆様十分ご認識されたうえで、機会を逃さず積極的にアプリケーションを出していただきたいと考えます。

次に、地盤工学会としてISO(国際標準化機構)に積極的に参加していくことが必要だと思います。APEC会議が大阪で開催されました際に、日本政府も国際的な規準化に向けて積極的に取り組むという合意がなされました。その結果、ISO-9000(品質保障の管理システム)、ISO-14000(地球環境の管理システム)さらに労働安全衛生マネジメントシステム等がISOのシステムとして導入されております。以上のような事に関しては建設省等で様々な議論がおこなわれておりまして、民間会社等でもISO-9000を積極的に取り入れることによって、会社の評価を高め、その発展に役立てることが期待されています。

地盤工学会としては、地味な活動ですが、土質試験法、地盤調査法等を通して国際的に通用する基準案を提案し、それが採択されるように努力することが非常に重要なことと思います。このことは一朝一夕にできることではなく、シンポジウムやセミナー等を通じて日本が発言力を高めて、日本の地盤関係の規準がなるべく国際規準になるようにする、すくなくともアジア地域の中で共通した規準になるように努力することが非常に重要なことと考えております。

次に国際学会のことを簡単に申しあげます。国際土質基礎工学会は古い学会として有名ですが、日本はその1つの支部として仕事をしております。今年11月に第2回環境地盤工学国際会

議(ISO-OSAKA)が大阪で開催されました。約600名の参加者数があり非常に盛会でした。国際学会は、4年に1度の会議に加えて国際環境土質工学会議を新しい催し物として採用する方針を決定しており、2年後にはポルトガルで予定され、以後4年おきに行うことになっております。環境問題に対して学会が黙って手をこまねいていると様々なグループ活動が発生して、国際学会としてまとまりがなくなることを懸念し、このような計画が実現されることになったわけであります。

また、西暦2000年を記念いたしまして、国際岩盤力学学会議と国際地質工学会議と土質基礎工学会議の合同会議を実施することになっておりまして、オーストラリアでその組織作りが現在進行しているところでございます。

少し話題を変えたいと思います。

日本の大学教育というのは、理学部が1に対して工学部が5~6倍ありますので、ヨーロッパの大学の対応する比率0.7~0.8に比べて非常に比率が高いということが、土岐先生のお話にございました。このことにつきまして私が思い出すのは、北海道で有名なクラーク先生でございます。この先生はそのお弟子さんを通して大きな影響を残されましたが、同じ時期に来日して大きな功績を残された人がいます。明治の改革直後の1873年にイギリスのスコットランドからこられたヘンリー・ダイヤーという先生です。工部省の工部大学校の教頭として9年間滞在し、日本の工学教育の基礎を作られた方だということがわかっております。広島大学の三好信浩先生が「ダイヤーの日本」という本を書かれまして、そこで詳しくヘンリー・ダイヤーさんの事跡を紹介しておられます。その中で、ヘンリー・ダイヤーさんの方が業績が大きいと考えられるにもかかわらず、クラーク先生に比較して名前が知られていないのは残念だと言うことが書いてありました。その理由として、本人が地味な性格の方であったとか、資料が関東大震災で焼失して残っていないとか、さらに、農学と工学の

間の体質のちがい等を挙げておられました。農学といいますのは、歴史を非常に重視し、先人の業績をしっかり評価して次世代に伝えるという伝統があるようです。それに対して工学は、過去の事は早く忘れて明日あるいは明後日のことを考えていくような風潮があります。日本では工部大学校の設立に伴い実務教育が始まったようです。誇りだけ高くても何もできない、しかし、優秀で貧乏な武士の師弟を集めて、血と汗を流して実務にたずさわることが重要であることを教える工学教育が始まったわけです。それ以後、日本の工学は理学と文学等の学問とほぼ平行な評価をされ、市民権を得て現在にいたっております。ヨーロッパでは工学は学問でなく、天文学、数学あるいは倫理学が本当の学問であると見なされてきました。さらに時代が経過して法学と医学が学問として取り上げられ

てきました。しかし、工学については最近まで、大学でも学問分野として認められてもおらず、専門学校扱いでした。しかし、数年前からイギリスの大学の工学部が、専門学校からの昇格に伴い急増しております。地盤工学も工学の1つとして立派な地位を確保することができるようになっております。

最後になりますが、現在は国際化やポータレス化の世の中といわれている一方で、地域性や地方の時代ともいわれます。今後、その特色を活かした地域の活性化の時代が訪れることと思われまします。北海道支部の皆様におかれましては今後とも、このような役割があることもご認識いただきまして、一層のご発展に向かって尽力されんことを祈念いたします。

(本稿は記念式典での来賓祝辞を掲載したものです)

祝 辞

農業土木学会北海道支部長 松田 豊

地盤工学会北海道支部が創立 40 周年を迎えられ、本日記念式典が挙行されましたことを心からお祝い申し上げます。

地盤工学会は昭和 24 年に「日本土質基礎工学委員会」として発足し、昭和 29 年になれ親しんだ会の名称「土質工学会」に、さらに平成 7 年に、「地盤工学会」に改められました。

これは、当初は「土質工学およびその応用技術の普及」が主題でしたが、時代とともに対象とする分野が広くなり、それをわかりやすく表現するために「地盤工学会」と変更したのですが、地盤工学会とは「建設事業、国土保全事業に関連する地盤の工学的問題を扱う学問。土質工学、岩盤工学、地質工学などが含まれる。」と位置づけられております。すなわち、土木、建築、農業土木等の分野の地盤に関連する問題を対象に対応するものと考えております。

北海道においては、昭和 31 年に北海道支部

が創立され今年 40 周年を迎えられました。

この間、北海道の開発・社会資本の整備に、この分野から多大の貢献をされてきましたことは明白であります。

私は農業土木の人間ですから、その立場から見ますと、農業開発・整備をする場合には、初めはどうしても条件の良いところから行います。したがって、残っているところは条件が悪いくところとなります。

このような条件は地盤工学という立場からもいえる事で、今後、ますます研究・技術開発の必要性が増すものと考えております。

本日は 40 周年を 1 つの区切りとして、これまで築き上げられた実績をもとに、新しい時代に向かって、さらに地盤工学の研究・技術者集団として、社会の発展に大きく貢献されますよう心からご期待申し上げます。

ここに、地盤工学会北海道支部の栄えある創立

40周年の業績をたたえ、今後益々の発展を祈念してお祝いの言葉といたします。

(本稿は祝賀会での来賓代表祝辞を掲載したものです)

【支部功労者の寄稿】

地盤工学と私

北海学園大学 河野文弘

地盤工学会北海道支部が東北支部につづき、全国2番目の支部として札幌の地に設置されたのは昭和31年である。早い時期に支部が設立されたのは、北海道には地盤工学に関心を持つ技術者が多かったからであろう。

私が大学を出たのは昭和24年である。この年、東京で地盤工学に強い関心をもつ若い研究者・技術者が中心となり、会員122名で日本土質基礎委員会を発足させた。この委員会は昭和28年に2,327名の会員を擁する土質工学会に発展し、その3年後に北海道支部が設立されたのである。支部の設立総会は北3条西4丁目にあった国鉄(現・JR)の職員集会所で催された。この集会所は、後に取り壊され、現在はその跡に日本生命ビルが建っている。

私は当時、北海道開発局道路課に所属しており、会員ではなかったが、上戸斌司道路課長の代理で設立総会に出席した。会員になったのは6年後の昭和35年12月である。土木試験所(現・開発土木研究所)に配置換えになり、「凍上に関する研究」を担当して、土質の知識が必要になったこともあって、入会したのである。以来、支部幹事を皮切りに昭和48年からは論文審査委員、有機質土研究委員、調査部特別委員、土質工学用語辞典執筆委員、表彰委員、凍結土の力学的性質に関する研究委員会アドバイザー、有機質土の熱的性質研究委員長、本部理事、役員候補者選考委員などを引き受け、学会と深くかかわってきた。

戦前、国立大学で「土の力学」に関するカリキュラムがあったのは北大土木だけで、私は昭和21年頃、真井耕象先生から土性力学という

名称で地盤工学の講義を受けた。土木工学科の教室会議で「土木には土の工学に関する教育が必要」と議決され、当時、最も若かった真井先生にその担当が回ってきたとのことである。真井先生は益々ご健在で、現在、函館で悠々自適の日々を過ごされている。

昭和37年4月土質研究室長に就任してからは、職務がら地盤とその周辺の問題に関わることになり、以来、今日まで地盤工学一筋に過すことになった。当時は北海道の主要産業であった石炭産業に、そろそろ斜陽の兆しが見えはじめていた頃で、炭鉱からの地質技術者たちの入会もあり、地盤工学会は活況を呈しはじめていた。

わが国には、泥炭、岩手ローム、関東ローム、マサ土、シラス、ヨナ、コーラルなど数多くの地域的な特殊土があり、性質も千差万別である。このうち、われわれは郷土の地盤だけを勉強すればよいのである。北海道の総面積は785万haで、わが国総面積の20%強、北方四島を入れると22%という大面積である。この広い地域には、当然、さまざまな土が分布している。泥炭性軟弱地盤は、埋没泥炭地盤も含めると40万haを下らないであろう。それは農業分野で調査した耕地の泥炭地面積約20万haから推測した値である。火山灰地盤は北海道全面積の20%強の170万haといわれている。蛇紋岩質土や重粘土、昭和43年の十勝沖地震で証明済みの液状化しやすい砂、僅かであるがマサ土や珪藻土も分布している。さらに、土の凍結や凍上という厄介な現象や掘削後の法面処理としての植生工も、われわれの守備範囲である。私は、これら

の地盤や現象などすべてに、一応はかかわってきたが、なかでも泥炭地盤との付き合いが最も長くなった。

北海道の泥炭地盤は主要河川の下流域の平野部に分布し、われわれの生活と密着して利用度が高く、開発事業の対象になる機会が多い。泥炭地については、明治2年の北海道開拓使設置以来、政府や北海道農業試験所などが耕地化を目的として、作物生育との関連で組織的な研究を行ってきたが、建設工学の地盤としての研究はなかった。明治14年から10年間かけて囚人たちの手で完成した月形～峯延間の道路は、泥炭地盤上では敷ソダの上に盛土をして沈下を抑制するなどしているが、これは対症療法的な工法にすぎない。

また、昭和5年から10年間かけた鉄道建設工事では、泥炭地盤の地域で盛土基礎の破壊や沈下で苦労しているが、湿地などは地上植生で判断したとのことである。わずかに60～70年前でさえ、泥炭地盤の土質工学的性質を科学的に知る方法がなかったのである。

土が土木の3本柱として体系付けられ、独立して研究されるようになったのは、テルツァギーが圧密理論を発表した1925年以降のことである。1925年は私が生れた年であるが、地盤工学はそれほど新しい学問なのである。それまでは地盤の問題を工学的立場で扱う場はなく、土圧は構造力学の擁壁、浸透流は水理学の土中の水理で扱われていた。北海道の実際現場で、泥炭地盤の工学的性質が本格的に取り上げられるようになったのは、戦後の昭和30年頃からである。

土質工学会が発足した翌年の昭和29年に道路整備5か年計画が実施に移され、北海道では泥炭地盤上にも本格的な舗装道路が建設される時代に入った。昭和30年には篠津地域泥炭地開発事業が発足して、広大な篠津の泥炭地は機械力による大規模な開発によって、耕地化されることになった。高橋敏五郎札幌開発建設部長は、これらの事業を合理的に遂行するために、

現・開発土木研究所へ泥炭地盤の調査研究を要請した。宮川勇堰堤研究室長は、これを受けて「泥炭および泥炭地盤の土質工学的研究」をテーマとして取り上げた。堰堤研究室は、間もなく土質研究室と改称された。土質研究室は、その後、土質研究室と基礎工研究室に分離されたが、再び合併してもとに戻り、現在は土質基礎研究室と命名されている。

泥炭地盤は荷重を載せると、大きな沈下が長く継続するか、地盤が破壊する。それは一般の土に比べて剪断強さが極めて小さく、圧縮定数が並外れて大きいからである。泥炭地盤の剪断強さは $0.05\sim 0.4\text{kgf/cm}^2$ 程度で、石狩地域の泥炭の下にある軟弱粘土地盤の $0.2\sim 0.8\text{kgf/cm}^2$ 程度にくらべても半分以下の強度しかない。一方、圧縮沈下量は極端に大きく、例えば見かけ高さ2mくらいの盛土は地面の下にも2m前後も潜っており、併せると盛土材料は4m程度にもなるということも珍しくない。粘土地盤の場合は見かけ高さ2mくらいの盛土の沈下量はただか20cm程度であるからひと桁も違うのである。粘土の圧縮の場合は二次圧密量はわずかで、実用上一次圧密部分に含めて差支えないが、泥炭土の圧縮の場合は一次圧密部分は短い時間で終了し、二次圧密部分が卓越して長く続くので、泥炭の沈下量の時間的推移は粘土のようにテルツァギーの理論で求めることができない。目下のところ、泥炭地盤の沈下速度は、現場での定期観測を長時間続けるのが、最も確かな方法なのである。

戦後、泥炭地盤上で道路工事をはじめた頃、現場では益近くなるとスベリ破壊が頻々と起こった。盆を前にして建設業者が盛土の施工速度を上げるので、限界盛土高さがオーバーするためであった。これに懲りて、地盤が破壊しない程度に、わずかずつ盛り上げ、何年もかかって道路を築造するようになった。いわゆる緩速段階施工法である。その後、泥炭地盤の工学的性質が明らかになるにつれて、次第に工期を短縮すると同時に耐久性を考慮した泥炭地盤改良工

法が普及した。泥炭地盤上の盛土を無事に済ませる方法は、時間をかけるか、金をかけるか、二つに一つであった。今では、泥炭地盤での道路盛土工事で、スベリ破壊のような事故は見られなくなった。

地盤工学は、この40年間に目覚ましい進歩発展を遂げ、かつ、全般にわたって実際現場の隅々にまで普及した。このことは地盤工学会で発行している「試験法」や「調査法」の内容の推移にも明らかに見ることができる。最初の解説書は昭和31年2月に「土質試験法解説」という書名で発行された。建設省土木研究所の福岡正己さんが編集委員長となり12人でまとめたもので、淡褐色の薄い表紙で200ページ程度の小冊子であった。4年後の昭和35年8月にその改訂版が東京大学の三木五三郎さんが改定委員長を勤め、7人の委員で書き直して出版された。表紙は濃紺で、初版とくらべると内容には大幅に手が加えられ、国内における、この分野の急速な発展を物語っていた。

さらに4年後の昭和39年3月に「土質試験法」、5月に「土質調査法」が発行され、土の試験調査に関する解説書は、はじめて室内試験の部と野外調査の部とに分けられた。試験法は、本文438ページ、調査法は本文531ページで、執筆には全国から幅広く研究者・実務者が選ばれた。判は一回り大きくなり、内容も格段に充実して、第一線で地盤工学に携わる技術者の強力な“みちしるべ”となった。試験法は5年

後の昭和44年10月に第1回改訂版(本文643ページ)、昭和54年12月に第2回改訂版(本文722ページ)を出版した。調査法の第1回改訂版は試験法より3年遅れて昭和47年3月に第1回改訂版(本文730ページ)、昭和57年12月に第2回改訂版(本文821ページ)と、つぎつぎと充実した解説書を発刊した。現在、土質試験法は「土質試験の方法と解説」(平成2年発行)、土質調査法は「地盤調査法」(平成7年発行)と書名を改め、A5版からB5版へ大型になった。

地盤工学会では、このほか会員の共同執筆になる多数の出版物を刊行している。私も土質調査法(第1回改訂版)、日本の特殊土(昭和49年)、土質工学ハンドブック(1982年版)、土質工学用語辞典(昭和60年)、技術手帳3(平成4年)などに分担執筆し学会活動に協力してきた。昭和32年に道路研究室に配属されて以来、私は地盤工学とともに歩んで40年になる。この間、昭和54年の創立30周年記念には本部から地盤(土質)工学会功労章を受け、本年5月29日に地盤工学会名誉会員に推挙された。また昭和61年に全国大会が札幌で開催された際は、北海道支部長の榮に浴した。

このたび、支部創立40周年記念にあたって、はからずも功労表彰を頂戴することとなった。この栄誉を誇りとし、謹んで会員の皆様へ感謝申し上げるとともに、地盤工学会北海道支部のさらなる発展を祈念するものである。

【支部功労者の寄稿】

土質工学に生かされて

北海学園大学工学部 坂上 孝幸

平成7年5月に、学会名を伝統ある土質工学会から地盤工学会へと発展的に改名した地盤工学会北海道支部が、この度、創立40周年を迎えられたことは大変喜ばしいことでありご同慶の至りに存じます。

そして、その記念式典の席上において、私が地盤工学会北海道支部功労者として表彰されたことは誠に光栄の至りであり、特に、地元北海道支部から一私大に籍をおく者に与えられたことの意義は大変大きなものとして誠に嬉しく存

じております。ここに改めて、今日まで私をお引立て下さりお力添えを賜った諸先生をはじめ、多くの会員の皆様にご心から御礼を申し上げる次第でございます。

私は、昭和28年3月に大学の工学部土木工学科を卒業し、住友石炭鉱業(株)に入社いたしました。そして、当時三笠市にあった奔別鉱業所で約10年間、昭和30年代の石炭鉱業の技術と管理システムを結集し、奔別100年の計として当時東洋一ともいわれた内径6.4m、掘削深度735mの立坑施設を中心とし、企業としては画期的なドイツ立坑方式を導入した本格的な立坑深部開発事業や、建築を含めた各種建設工事に土木技術者として参画できたことは大きな幸せでありました。

私が、地盤工学会北海道支部と深いご縁ができたのは、現在の北海学園大学工学部の前身であった北海短期大学土木科で、将来の北海学園大学唯一の理系の工学部設立に向けて、その布石として若手の現場経験者を求めているのが発端でありました。当時、開発局土木試験所に勤務し、北海短期大学土木科の非常勤講師として水理学を担当しておられた大学同期の小川芳昭氏(現建設維持管理センター代表取締役)が、偶然の機会から私を推薦して下さいました。昭和39年10月、専任助教授として着任し、土質工学を担当することになり、その後、私大関係者の一人として当時の土質工学会北海道支部の幹事としてお手伝いすることになったのであります。大学への転身は、それまでの物づくりから人づくりへの人生の大きな転換でもありました。そして、土木科長であった故伊福部宗夫先生から、土質工学が土木の重要科目であるということで、その担当者としてのお話があったとき、現場での経験から土のむずかしさを徹底的に知らされていたこともあって、いささか自信なく戸惑っていた私に、「わからないからやるしかない」といわれた一言で決心したことが懐しく思い出されます。また、数多い学会の中で土質工学会が最も親しみがあり、土質工学と

もに一生の伴侶となり得たのも奇しきご縁があったのことも知れません。

昭和43年4月、北海道に定着する建設技術者の育成を目的として、土木工学科と建築工学科からなる工学部(現在電子情報工学科を含む3学科と、大学院の修士・博士課程を設置)が設立されました。その頃、工学部設立に伴う大学全体の運動用施設として、昭和42年11月から札幌近郊清田地区において、大規模なグラウンド整備工事が実施されておりました。ご承知のように、清田地区は支笏火砕流堆積物を主体として各種の火山灰で形成された火山灰丘陵地帯で、昭和43年5月16日のいわゆる“1968年十勝沖地震”の際に、新しく開発された清田団地の盛土部分を中心に大きな被害を受けました。また、昭和50年・56年8月には集中豪雨により、同地区や同じような火山灰地帯に被害が集中しました。これらの身近かな実態から、私の研究対象は自ら、火山灰地帯の開発と防災に視点を置き、特殊土の一つである火山灰の土質工学的諸問題の解明と、元々関心のあった積雪寒冷地という北海道地域の特性に対応した凍上対策として、道路などの断熱工法に焦点を絞りました。

火山灰の研究に関しては、清田火山灰の基礎的実験をはじめとして、同僚の早川寛志氏(現工学部教授)や高橋徳名氏(現土質実験室主任)などのご協力を得て、手作りの模型可動壁を有する大型実験用土槽での土圧実験や報告書の作成など、学会発表準備のために徹夜に近い日々が続いたのも記憶に新しいところであります。また、平成元年(1989)3月13~15日に、フィンランドのヘルシンキの遙か北方のラップランドに位置するサリセルカ(Saariselkä)において、凍上に関する第1回国際シンポジウムが開かれました。私と、当時開発局開発土木研究所に勤務し、本学工学部の非常勤講師として雪寒地道路工学を担当しておられた久保宏氏(現工学部教授)とは、共同研究として“A Preventing measure against frost actions of

airport shoulder pavements with insulation method”を發表しました。これは今までの研究の断熱工法に関する集大成の一つとして意義深いものでした。その上、この論文は昭和63年度土木学会北海道支部技術賞の対象となった帯広空港の置換工法と断熱工法の組合せによる凍上対策の理論的根拠となったものであります。そして、国際シンポジウム後の学会主催の研修旅行は、別のテーマで発表された同僚の武市靖氏（現工学部教授）らの若手グループと合流して、国境越えのノルウェーの北極圏に位置するハンメルフェスト（Hammerfest）へのワゴン車2台による2泊3日のもので、すばらしい好天の下で初めての体験でした。北緯70°39'48”，東経23°48'のハンメルフェストは、北極海に開かれた港町で、途中各所で見られた氷瀑や、極寒の地での生活や建設工事に対する人々の工夫と努力には敬意を表するとともに、我々参加者にとっては大きな刺激とともに貴重な示唆が与えられました。

大学は今、より本質的な大学としての存在意義が問われ、それぞれの大学の建学の理念・目的に応じた自主的責務として教育・研究の高度化と個性化が求められております。そして、国際化と情報化の大きな流れの中で、時代を超えて変わらない価値の追求と、変わる時代への柔軟かつ的確な対応が求められております。私は、昭和48年10月から同49年9月までの1年間、北海学園大学の在外研修員として、主な研修先のアメリカ合衆国カリフォルニア大学バークレー校で6ヶ月、イギリスロンドン大学インペリアルカレッジとスウェーデン国立土質力学研究所でそれぞれ3ヶ月と、土質工学に関係した研究をする機会に恵まれました。恩師の北郷繁先生（現北大名誉教授）から暖かいご紹介状をいただき、カリフォルニア大学のシード（H. B. Seed）教授、インペリアルカレッジのピショップ（A. W. Bishop）教授そして国立土質研究所のプロムス（B. B. Broms）博士にご指導をお

願いしました。短い滞在期間でしたが、それぞれの研修先で得られた貴重な体験は、その後の私の仕事や人生の上で大変大きな力となりました。

生きた学問や組織などのあり方は、実現すべき理念の探求を伴わない限り盲目であり、社会の実情との関係を考えない限り空虚であり、厳密な解決のためのシステムを伴わない限り無力であるといえます。また、最近とくに各方面でバリアフリー（障壁の除去）化の必要性が問われておりますが、地盤工学会は土質工学会として設立当初から、この問題をクリアーしてきた希少価値を誇れる学会であり、特に、北海道支部はその特性が生かされていて、今後の大きな発展が期待されるところであります。

土木技術者として10年、建設会社設立のお手伝いとして営業職に近い経験を1年、そして教職の30年を経て、平成4年4月には青天の霹靂ともいえる学長職に就任し、貴重な体験をさせていただきました。元北海道知事であり、北海学園大学工学部教授もなされた堂垣内尚弘先生（現北海学園理事）から、「土木屋は学長も務めなければならない」と激励されて、4年の任期を満了し無事責任を果して退任することができました。学長職のときには、多様な価値観をもっている各教授会との対応に、土の多様性から普遍性を求めてきた思考などに助けられたことも事実でした。後任の若い小野丘氏（現工学部助教授）をお迎えし、若い感性に刺激されながら、再び工学部教授として、愛情と忍耐を基に土に親しむことができるように土質工学を教えて行けることになりました。

立場こそ違っても、物をつくり、人と接し、人を育てる厳しさを、楽しさ、喜びを心身ともに健康で味わうことができ、時になんて歩めばよしとの心境で、人生いろいろそして人間到る所青山ありと、日々を送れることに幸せを感じております。

泥炭地開発のはじめ—新渡戸稲造と時任一彦—

農村空間研究所 梅田 安治

この度は地盤工学会北海道支部 40 周年にあたり、地盤工学と学会支部運営に功績があったとうことで図らずも表彰の栄に浴しました。これも偏に恩師・先輩のご指導、同僚、若き友人達の温情ご支援の賜物と感激しております。ありがとうございます。ここで学問の進展とか支部学会の歴史的なお話をすべきかとも存じますが、学会活動などのことは先の 30 周年記念に際して座談会などに加えていただき、すでに話す機会を得ております。その後の 10 年のことは若い方々が十分ご存知のことです。

ここでは、地盤工学会には等閑視されてきた自然状態・農地など無載荷での地表面の沈下（変動）を地下水位の変動との関係でみた話をさせていただきます。

表彰式の当日はこのようなことで「泥炭地の地下水位と地盤の挙動について」と題して OHP を使用して話をすすめました。しかし、これは多くの図表なくしては話がすすめ難いので、ここでは北海道（日本で）泥炭地開発の先駆者研究をすすめられた新渡戸稲造先生と時任一彦先生の話させていただきます。

泥炭地の農業的利用の歴史は、排水の歴史である。とに角、泥炭地＝湿地なのであるから排水が、その土地利用の第一歩である。

西ヨーロッパでは 17 世紀後半から 18 世紀前半にかけて、一般経済の発展とともにない、排水工事による土地利用改良工事・農地拡張がすすめられていた。1652 年にスウェーデンのチャールス 5 世は泥炭地の排水に関する法令を定めている。そして、プロシヤでは 1738 年には 25 万ヘクタールの泥炭地が排水された。しかし、19 世紀末まであまり進展したとは云い難い状態であったようである。1877 年にはプレーメンに泥

炭地農業試験場が設置された。同じドイツではあるが南と北では農業環境だけでなく、泥炭も若干異なったものようである。ほぼ同じ頃、スウェーデン泥炭地農業連合会が仕事を開始している。わずかに遅れて 1902 年にノルウェー泥炭地協会が発足している。因みに、アメリカ西部での畑地カンガイが開始されたのがほぼこの頃である。

ロシヤでも排水工事がその頃なされていたという。ロシヤ農業のパイオニアといわれているポロクが編集していた「Ekonovicheskii Magazin」などが指導的役割をはたしていた。すなわち、泥炭の採掘や家畜の敷わら、肥料としての利用などについて普及につとめた。

第 1 回万国博覧会が 1851 年にロンドンで開催されたが、それには 1840 年に発明されていた排水用の土管の成型機が出品されていて、ヨーロッパ大陸へ普及して行き、排水工事の著しい進捗をみたのである。もっとも、これ以前にも土管による排水は極くわずかなされていた暗キヨ用土管の大量生産可能化は排水の進展に大いに役立ったようである。

わが国には 1878 年（明治 11 年）に、札幌農学校へブルックらによって持って来られていた。翌年、明治天皇の前で試作したという記録がある。また製品は札幌農学校の農場に埋設し使用された。また、江別の町村牧場でも利用されたということである。

新渡戸稲造というと、教育者・国際連合事務次長などというイメージが浮かぶのが普通であろう。百科事典によると、農政学者・思想家ともあげられている。その広い活動からして当然のことである。この新渡戸稲造が、北海道泥炭地開発のための技術研究の先導者でもあったのである。先生は「読書と人生」の中の「北海道

に御奉公の出来たのは読書のお陰」の項で次のごとく述べている。

「それから其後ははずっと後のことであるが独逸へ留学して居った。さうして色々和本を集めて帰って来た所が、或る時北海道の長官が是非僕に来て呉れと言ふから行った所が、

「此の頃内地から土地の請願者が沢山来るが、石狩の原野にはもう余った土地がないと言って一々断って居る。さうかと言って十勝へ行けと言ふと、いや成るべく石狩に移住したいと言うのだが、もう土地はない」と言ふ。それで私は石狩の原野を歩いて廻ったが、「まだ不毛の原野が何万町歩と云ってあるではないか」と言ふと、「いやあの土地は泥炭地と云って役に立たぬのである。併しあれを何とか役に立たすことは出来ないか」と言ふ。「いや、役に立たぬこともなからう」と言ふと、「それでは何とか一つ案を立てて見て呉れ」と言ふ。僕は「宜しい」と引受けてしまった。たいへんなことを引受けたものである。それから僕は自分が独逸から買って来た本の中にモアーボーデンと云ふ、泥炭地と云ふ本がある。それから本を読み乍ら泥炭地の調査をした。是は現在其の泥炭地に住んで居る百姓などの話を聴いた。

「此の土地は斯う斯うした土地ではないか。排水をすると土地が大変下るか」と尋ねると「下る」と言ふ。「10年に3尺位は下るだらう」と言ふ。それで其本を見るとそれが書いてある。それでは此本に書いてあるのと凡そ同じものであると思った。それで其の土地の土を分析して見ても、大体其の書物に出て居るのは同種類であると云ふことが分かり、それならば之を改良する方法はやはり此筆法で行けば宜しいと言ふので、『泥炭地改良論』と云ふものを僕は書いたことがある。石狩原野の今日何万町歩と云ふものの開墾は僕の効能ではありませぬけれども、今開墾になって居るのも幾らか此本が与て力があったのではなからうか、一つには北海道に御奉公の出来

たのも全く書物の御陰である。其の時も書物と云ふものは有難いものであると思った。

この中で述べられている『泥炭地改良論』なるものは、残念ながら新渡戸稲造の著作の中に見出すことが出来ない。公刊されずにしまい、其の後の収集からも漏れてしまったのであろう。残念である。また、この時参考にしたというモアーボーデンなる本も、新渡戸稲造蔵書目録の中に見出すことが出来ない。先生はあまり書物を収集することなく、周囲の者に与える習慣があったというから、モアーボーデンもその1冊となってしまうのであろう。

先生は明治24年に留学から帰り、24年に札幌農学校の教授として迎えられていた。その当時のことであろう。明治14年、札幌農学校卒業のときは“Opening up”（開拓）が第一志望であった先生は、その後東大を経て、米国ジョンス・ホプキンス大学で3年学んだ後、ボン大学で農政学、農業経済学を、ベルリン大学で農業史・統計学を学んだ。さらにハレ大学で農業経済学・統計学を研究し、Ph.D.の学位を授与されての帰国であった。教授として、農政学、農史、農学総論、植民論、経済学などを担当していた先生にとって泥炭地開発の技術は異質のものであったようにもみえるが、また、「コモンセンス」を旨とし、実用的なものを重んじ、ドイツ流の学問に反抗するところの多かった先生としてはこの種の問題こそ意義あるものの一つであったのかも知れない。

明治26年に、北海道庁は対雁に泥炭地試験地を設置した。そして、その直接指導にあったのが、北海道庁の技師を兼任していた新渡戸稲造である。ここでは、客土の効果に関する試験が中心的に取扱われていた。札幌から江別へ向かうとき、角山付近で、ペンキのはげかかった「対雁泥炭地試験場跡」という標杭をみかけることができる。その標識と、これを立てるべき場所がいつまでも保存されることを切に願うものである。なお、この対雁と同時に幌向にも泥炭地試験場が設置されたが、明治29年に廃止

されている。対雁は明治 42 年まで継続されたのである。そして明治 43 年第 1 期北海道拓殖計画が立てられるとともに、琴似町発寒に泥炭地試験場が設置されたのである。

「泥炭地改良及泥炭利用論」なる著書が大正 3 年に時任和彦によって著わされている。これは、北海道の泥炭地が交通の便なところにあり、また平坦で水理の便を得やすいところにありながら、開発がすすまないのは泥炭の性質・利用方法が理解されていないからであるとして、時任がドイツ留学の成果を踏まえて、泥炭地の改良法・泥炭の利用法の可能性を求めたものである。

時任一彦は岡山の出身の人であるが、年代的にみると新渡戸稲造が対雁の泥炭地に関与しているところには札幌農学校に在学し、明治 30 年に卒業している。後年、宮部金吾、半沢洵、高岡態雄らの回顧談によると「時任は新渡戸稲造先生に非常に寵愛されていた、時任が腸チブスにかかったとき先生はご自分のベッドを彼の部屋へ持ち込んで看病なさった」とまで言われている。

このような師弟—新渡戸と時任—の間で、師が多忙の中ですすめている仕事・研究テーマに弟子が傾斜して行ったことは想像に難くない。これには確固たる証明をするすべもないが新渡戸と時任の関係を窺い知るものとして、時任の二度目の欧米旅行中の日記に次のごとき部分がある。

8月17日(金)晴 Geneve 滞在 今日ハ8時過迄朝寝スル近頃朝寝ノ出来タノハ珍ラシイ事デアル。朝飯後 Auto ヲ馳セテ新渡戸先生ヲ国際聯盟ニ訪フ旅行中不在トハ知り居タレドモ、誰レカ日本人ニ会ハン為メナリ然レドモ不在、先生ハ月曜日ハ歸ラルルコトガ分かッタ会ハズ去ルハ残念ナレドモ又伊太利旅行ノ時訪問ノ機アルベキト思ヒ諦メル。

これは大正 11 年のことである。不在を知りつつも師をたずねる弟子の心情は思うにあまりあるものがある。

時任は札幌農学校卒業後、直ちに母校の助教授となり、明治 34 年からドイツへ 3 年間、アメリカへ 6 ヶ月間留学して明治 38 年に帰朝している。ドイツでは主としてミュンヘン大学にあって、泥炭地を主とする土地改良の研究をしていた。土地改良と云っても、「農芸物理」とでも称すべきもので、今日の土地改良に農業機械・気象などまでも含むものであったようである。

ミュンヘンへ留学したことは、十分に調べての結果であったのか否かははっきりしないが、ヨーロッパの中でも、この周辺の泥炭地が生成的にも構成的にも、北海道の泥炭地に類似したものであることが最近の研究成果からわかって来ている。すなわち、時任先生が、その日本語表現を示されて以来使われている。高位泥炭、中間泥炭、低位泥炭なる分類はその他の多くの分類の中で、北海道と南ドイツ・オーストリア周辺では極めて典型的に表現しうる状態に泥炭地があるのである。

こと泥炭地に関しては、新渡戸は極めて直接的に利用のための調査研究であったのに対して、時任は、ドイツ留学の成果からか、その生成論に立脚して改良・利用を考えていた。

大正 2 年には、北海道の泥炭に関する調査結果から、その生成発達過程の解明とヨーロッパとの対比をこころみている。すなわち、対雁で 1.8 m までの泥炭の構成植物をみることによって、ヨーロッパの様に極端な気候変化はなく、わずかの気候変動と河川の影響をうけながら生成したのもであることを“Ueber Den Aufban Des Tsuishikari-Moores” (対雁泥炭地の構成に就いて) で明らかにしている。なお、この中ですでに、「対雁泥炭地は従来はミズゴケ泥炭地であるが、数十年來人為の影響で灌木泥炭化、草泥炭化(中間泥炭化・低位泥炭化)する傾向にある」ことを指摘している。そして今、対雁泥炭地は未だその面影を残しているが、時任が泥炭を学んだミュンヘンでは消去のものとなっているようである。

時任は樺太のツンドラ調査に活躍しながら「泥炭地」にとどまることなく、農業機械、農業気象の分野に多くの業績を残している。土管暗キヨ排水にも情熱をそそぎ、遅々として進まないその実施については、講義の中で学生に託したということである。また学外にあっては熱

心なキリスト教徒として社会教育に情熱と精力を注いだのである。

新渡戸稲造先生の実に多くの仕事業績の中から「泥炭地利用」を継承した時任一彦先生は見事に開花させ結実させたと言って良いであろう。

創立40周年記念行事の報告

1. 記念式典

記念式典・講演会は、創立40周年記念事業のメインイベントであり、平成8年11月27日(水)15時より、札幌後楽園ホテルピアリッジホールAの間で、本部より石原研而会長、関連学・協会の北海道支部長などを招いて約120名の参加で挙行された。

式次第

1. 開 会 支部幹事長 鈴木 輝之
2. 実行委員長挨拶
地盤工学会北海道支部長 土岐 祥介
3. 来賓祝辞 地盤工学会 会長 石原 研而
4. 支部功労者表彰
北海学園大学工学部 河野 文弘
北海学園大学工学部 坂上 孝幸
農村空間研究所 梅田 安治
5. 功労者記念講演
6. 閉 会 支部幹事長 鈴木 輝之

式典は、鈴木幹事長の開会の辞に続き、土岐支部長より「現在、支部会員数は約700名、企業会員100社、協賛会員100社程度の規模となっており、これも会員皆様方の大きな力添えによるものである。前回の記念式典のときに30年間のレビューがおこなわれたが、その後10年間をふりかえっても、全国大会・国際会議等の行事を開催し活発に活動してきている。今日地方の時代といわれているが、北海道に課せられている課題は多い。それを克服するために本支部は、地盤工学会の基本にかかわる原理・法則のさらなる追求と、新しい解析手法の開発と研究等を積極的に推進し、地盤工学の発展に寄与する努力が必要である。」と挨拶があった。

続いて、石原会長が祝辞の中で、「北海道支部は、地域特有の泥炭地盤の工学的研究や寒冷地における特殊な土質問題の解明をはじめ、釧路

空港整備では、地震にさいして重要な役割を果たしてきた。さらに、支部関係各位の多大なご尽力と協力により、地盤工学研究発表会、国際学会などが開催され、土質基礎工学の推進と地域の発展に多大に貢献した。」と支部活動を強調した。

つぎに、支部発展の運営に尽くした功労者を表彰した。表彰を受けたのは次の3氏である。

- 河野 文弘氏 (北海学園大学工学部)
坂上 孝幸氏 (北海学園大学工学部)
梅田 安治氏 (農村空間研究所)

土岐支部長より3氏に賞状と記念品を贈り、その榮譽をたたえた。

以上で式典を終了し、休息ののち、功労者記念講演に移った。

功労者記念講演は、河野文弘氏による「土質工学と私」、坂上孝幸氏による「土質工学に生かされて」、梅田安治氏による「泥炭地の地下水位と地盤の変動」の3題である。

河野氏は、支部の発足時期、北海道に分布する土質などを取り上げ、過去の変遷を振り返りながら、北海道の開発における、特に泥炭地盤との苦闘の歴史について講演した。

坂上氏は、大学に奉職するに至る経緯、アメリカ・イギリス留学の思い出、支部活動との係わり合いについて述べられ、特に学長という要職を全うできたのは、土質工学を学んだ影響が大なること、昨今のバリアフリーの時代に進歩的な学会が今後果たすべき役割について講演した。

梅田氏は、泥炭の生成過程の相異、開発による地下水変動についての具体的な事例を挙げ、泥炭の保水機能や沈下・排水モデルを理論を交えて解説され、恒常的な地下水変動の範囲を越

えると、沈下は累積し、泥炭の生成と構成植物・地下水の変動規模を把握することで、沈下量の

予測可能であることを講演した。

2. 記念祝賀会

功労者記念講演会終了後、会場を同ホテルのピアリッジホールBの間に移し、午後5時より、記念祝賀会を開催した。本部より石原会長、関連学・協会の北海道支部長、歴代支部長などを招き、約120名の参加で実施された。

式次第は次の通りである。

式 次 第

1. 開会の辞

記念行事実行委員会副委員長 三田地利之

2. 実行委員長挨拶

地盤工学会北海道支部長 土岐 祥介

3. 来賓代表挨拶

農業土木学会北海道支部長 松田 豊

4. 乾 杯

地盤工学会会長 石原 研而

5. 懇 談

6. 万歳三唱

地盤工学会北海道元支部長 石崎 嘉明

7. お 開 き 支部幹事長 鈴木 輝之

三田地副委員長の開会の辞、土岐支部長の挨拶のあと、来賓の挨拶に移り、関連学会を代表して松田氏より「本学会は、北海道の開発・社会資本の整備に地盤工学の立場から多大な貢献されてきた。40周年を1つの区切りとして、これまで築いた実績をもとに、地盤工学の研究・技術者集団として、社会の発展に大きく貢献されることを祈念する。」とのお祝いの言葉をいただいた。

つづいて、石原会長の音頭で乾杯が行われ、祝宴に入った。

会場では、北海道支部ゆかりの諸先輩、若手参加者が集い、設立当時の話や、仕事の話し、なかには営業の話も混じって、なごやかな雰囲気懇談が約2時間にわたってつづけられた。

そして、昭和56年度支部長であった石崎氏の音頭で、北海道支部の今後の一層の発展を祈念して、万歳三唱ののち、鈴木幹事長の挨拶により閉会した。

3. 功労者表彰

・支部創立40周年を迎えるにあたり、当支部の運営と発展ならびに北海道における地盤工学の進展に功績のあった方々の御尽力に報いるべく表彰させて頂くことになった。支部創立40周年記念行事実行委員会内に設けられた表彰担当委員会において、長年に亘って支部の発展に貢献してこられた多数の会員を代表して、下記の3名の方が功労者として選出された。

平成8年11月28日に開催された支部創立40周年記念式典において表彰が行われ、大勢の参列者の敬意と感謝の意を込めた拍手のうちに、土岐実行委員長から表彰状とともに記念品目録が贈呈された。

お三人の功労者には表彰式終了後記念講演を行って頂いたが、以下にご略歴を紹介させて頂く。

河野文弘氏

大正14年北海道深川市でお生まれになり、北海道大学工学部土木工学科を昭和24年に卒業、北海道江部乙農業高等学校講師を経て北海道土木部留萌土木現業所に奉職、その後北海道開発局の設置に伴って移籍され、昭和31年北海道開発局土木試験所に異動、土質研究室長等を経て、昭和50年に土木試験所長に就任された。昭和52年に退官、その後室蘭工業大学教授、北海学園大学教授を歴任、現在は北海学園

大学講師を続ける傍ら(株)中山組技術顧問、上山試錐工業(株)取締役、(株)土木技術コンサルタント顧問としてご活躍されている。

土質工学会北海道支部では、設立間もない昭和34年以来、幹事、監査委員、評議員、支部賞選考委員などをお引き受けになり、昭和42年に幹事長、昭和61年度に支部長に就任、さらに昭和60年からは本部理事として、長きにわたり土質工学会の発展に尽力された。また、現在に至るまで若手技術者の指導に当たられるとともに、泥炭地盤の工学的諸問題、寒冷地におけるのり面植生、不良土対策などの広範な研究に従事され、北海道の開発事業の展開に大きく寄与された。このような功績に対し、昭和54年に土質工学会功労賞を受賞され、平成8年には地盤工学会名誉会員に推挙された。

坂上孝幸氏

昭和6年北海道旭川市にお生まれになり、昭和28年に北海道大学工学部土木工学科を卒業後、住友石炭鉱業(株)奔別鉱業所に約10年間勤務されました。その後、昭和39年に北海短期大学の助教授として教職の道に入られ、以後、昭和40年に北海学園大学短期大学部助教授、昭和43年に北海学園大学工学部助教授、昭和48年に同学部教授に昇任され、平成3年からは大学院工学研究科建設工学専攻も担当されています。この間、寒冷地の道路における断熱工法や火山灰地帯における開発と防災等の研究に精力的に従事されています。

昭和48年にはアメリカ、イギリス、スウェーデンに留学され、また国内では昭和51年より10年間室蘭工業大学講師も兼任されています。さらに、昭和52～60年の二期に渡り北海学園大学工学部長を歴任され、また学校法人北海学園の評議委員、北海学園大学就職部長として秀でた才知を発揮され、平成4年に工学部からは初めて、北海学園大学学長に就任されました。学長任期中には大学院の設置、人文学部

新設などに尽力され、多大な業績を残されました。

地盤工学会北海道支部におきましては、幹事を昭和45年から4年間、評議員を昭和51年から6年間務められ、昭和54年に幹事長、平成5年に支部長に就任されて学会活動に貢献されています。さらに、平成6年からは北海道支部の顧問を引き受けられています。

以上のような功績に対し、平成元年に土質工学会功労賞を受賞されています。

梅田安治氏

昭和7年北海道札幌市にお生まれになり、北海道大学農学部農業物理学科を卒業後、昭和30年北大農学部助手に就任された。その後助教授を経て、昭和61年教授に昇任され、平成8年3月停年退官を迎えられるまで、大学での教育と研究に従事された。この間、評議員として大学の運営にあたられたほか、学外にあっては、農業土木学会副会長、日本学術会議研究連絡委員、文部省学術審議会専門委員、北海道開発審議会特別委員、北海道農業振興審議会委員、札幌市公害対策審議会委員ほか多数の委員会委員・委員長を歴任され、学識経験者として広い分野で活躍された。現在、北大名誉教授であるとともに、農村空間研究所の所長として北海道の農村地域の発展に尽力されている。

地盤工学会においては、昭和38年より昭和60年までの長きにわたって支部幹事として支部活動の発展と運営にあたられたほか、平成2年には土質工学会参与に就任された。

同氏は、農業基盤および農村環境整備に関する幅広い事象を研究対象とされてきたが、特に北海道が我が国の主要な食糧生産地域としての地位を確立するに寄与した泥炭地の開発に関する研究を進められ、とりわけ泥炭の理工学性に関して詳細な研究を進めるなど、北海道の農業分野から環境分野にわたる地盤工学の発展に大きく寄与された。

4. 地盤工学の普及事業

「土質工学のPR事業」（途中から普及事業に名称変更）が北海道支部創立40周年記念行事のひとつとして提案されて、その内容について実行委員会で話し合われた結果、

- ・本年度だけで終りとしめない地盤工学の長期的PR
 - ・札幌以外で講習会を開催するなどといった地方への学会活動のPR
- という二つの方針が出された。

これを受けて担当委員により具体的な案の検討を進めた。基本的には今回札幌以外で講習会を実施してみて、次年度以降に引き継いでゆくこととして意見を求めた。委員の中からは、地方での講習会は地元の状況がよくわからないうちは地元の要求に添うものがないのではないか、と心配する意見とともに、札幌以外で行う講習会はこれまで一度も実施したことがないのでやる価値があるとする積極的な意見も出た。また、講習会を開催する地域としては釧路地方が候補にあがった。これは釧路地方には土木系の学科を持った大学・高専がないことや、札幌で開催する講習会に出席する機会は少ないであろうことなどが理由として考えられた。結局、釧路地域の事情を調査して、現地で関係者と接触した上で具体案を作成することとなった。

委員の中の一人の紹介で釧路市にある釧根測量設計業協会に計画の説明をするために向いたところ、地域の技術力を向上させることになるとして講習会開催に対して快諾を得ることができた。そこで、以下のような要領で講習会を開催する運びとなり、実行委員会の了承を得た。開催日時：1997年1月28日（火）

場所：釧路市内のホテル
名称：「斜面の安定と土留め構造物の設計・施工に関する講習会」

テキスト：土質基礎工学ライブラリー7「実用数式・図表の解説」

内容：斜面の安定・保護対策、擁壁の設計（作用土圧と安定）

会費：7300円（テキスト代を含む）、3000円（テキスト代を含まない）

講師：3名

対象地域：釧路支庁、根室支庁

主催：地盤工学会北海道支部

共催：釧根測量設計業協会

講習会には官公庁・民間企業、初心者・ベテランを問わず広く出席を呼びかけることとし、協会を通して情報を流してもらうこととなった。支部としては講師の依頼、テキストの数量確保、講習会開催通知、講習会当日の運営、実施後の状況把握などが主な仕事となる。特に、今後の継続性を考えて講習会終了後に出席者の意識調査をする予定である。

これまでの地元の関係者との話し合いを通して感ずることは、地域の技術レベルを少しでも高くしたいと願っている人達が少なからずいるということである。現時点ではまだ講習会が実施されていないので実施状況の報告はできないが、もし今回の試みが地域にとって有効に働くようであれば今後とも継続することが望ましいし、また継続できるように支部として努力すべきであるとする。押し付けとならずかつ形式的にもなることのない形でこの活動が引き継がれてゆくことを期待する。

5. 地盤情報のデータベース化委員会

平成8年11月下旬に「北海道（道央地区）地盤情報データベース」が公開されました。これは札幌市を中心とする道央地区において行われた地盤調査の結果を取りまとめたものです。調

査結果は地図一冊とCD-ROM一枚に集積され、添付される簡易ソフトを用いることによってパソコン上でデータを検索して利用できるようになっています。

各種の構造物の建設に際して多くの地盤調査が行われており、北海道においても年間の調査数は相当の数になると思われます。ところが、ボーリング等によって得られるこれらの地盤データの殆どは調査を計画した事業にのみ限定して利用されるだけで、これまでに非常に多くのデータが有効利用されずにきました。ここ数年において社会の情報化が急速に進んだことなどを背景として、地盤工学に関わっている技術者・研究者の間ではこれらの地盤情報を集積してより効果的に利用することの重要性が認識されるようになってきています。

地盤情報をデータベースにまとめようという動きは10年ほど前に始まり、地盤工学会の30周年にあたる昭和61年に地盤工学会北海道支部においてデータベース公開への一般の関心や、その実現可能性について検討されました。その後、平成3年に土木技術会土質基礎委員会に小委員会を設置して、地盤情報データベース化の実現に向けて解決しなければならない問題点の検討を開始した。

地盤情報を取りまとめることは、すでに大阪市や名古屋市で行われており、地図とデータを印刷物として取りまとめたいわゆる地盤図という形で出版されていました。今回の地盤情報のデータベース化は、データを記事としてではなくデジタルデータとしてCD-ROMに取りまとめ、パソコンによってより効率的にデータを利用可能にしたことに特徴があります。地盤情報は土木に限らず、建築、地質、農業などの多岐にわたる共通の財産でもあることから、平成5年からはデータベース化事業の主体を地盤工学会北海道支部に移し、これらの分野を横断した事業として行われました。

東京などの都市部においては地盤情報の取りまとめが自治体あるいは電力会社などの事業主体毎に数多く行われており、北海道においても例外ではありませんでした。しかし、これらの事業の多くにおいてデータの収集範囲が限定され、小規模にならざるを得なかった主な原因は、

著作権と所有権の問題です。地盤調査結果の著作権は調査した会社或いは技術者側にあるが、その所有権は地方自治体や公的機関などの事業主体側にあるというのが現在の共通認識です。北海道におけるこのデータベース化事業では、土木学会北海道支部、北海道土木技術会・土質基礎研究委員会、応用地質学会北海道支部、建築士会北海道支部が協賛し、北海道開発局、北海道、札幌市加えて地質調査業協会北海道支部が後援することによって幅広い協力体制が作られたことが、この事業の際立った特徴であると言えます。各方面より提供され、収集したデータは1万1千(内札幌市約6千本)に達しました。データ収録の対照とした地域は次の地域です。

札幌市、小樽市、江別市、石狩市、北広島市、恵庭市、千歳市、苫小牧市、岩見沢市、美唄市、三笠市、当別町、北村

データは柱状図とN値、コーン貫入抵抗の分布図からなり、これにより地盤構成とその力学的性質を評価することが可能です。CD-ROM一枚に収められたデータベースには操作プログラムとデータの位置を示す地図を添付され、Windows 3.1. またはWindows95が作動するパソコン上で使用することも可能です。データは特殊な加工を施していない状態で配布されますので、それらを独自に加工して多方面に利用することが可能です。7月に予約受け付けを開始したところ、道内ですでに140件以上の申し込みがあり、これまでに要した費用との比較から、価格は8万6千円となりました。

データベースの活用は基本的には利用者の自由であり、多方面に渡り、種々の活用法が、調査・研究において考えられます。予想される活用法としては・札幌市など広域的な地盤特性を把握する(マップを作成する)ための基礎資料として活用する。「軟弱地盤の分布」、「地震時における地盤の振動特性」、「地震時における液状化危険度」、「地下水の分布、浸透特性」などの評価に利用されると考えられます。

・各種の開発事業などの策定に際して、地質調

査の総合計画を立案する再の予備資料として活用し、必要な調査規模・調査項目を決定する際の予備資料として活用する。これにより、詳細な調査計画を効率的に立案することが可能になると考えられます。

- ・公共施設や住宅など種々の構造物の建設に当たって、基礎の形式等を決定するための予備資料として活用する。調査の重点を初期において把握し、地盤特性に合わせた重点的な調査を計画することが可能になると考えられます。

データベースの活用にはむしろ予想がつかない面があり、各方面において活用方法が研究され、より効果的に利用されるのを期待しているところです。今後、公開されるデータベースの活用状況を見て、データを補強すること、また、現在は道央圏に限定している対象地域を拡張することなどを今後検討していくことになると思われま

- ・問い合わせ先：

三浦 均也（北海道大学工学部土木工学科基礎地盤工学講座）

TEL. 011-706-6202 FAX. 011-726-2296

林 宏親（北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室）

TEL. 011-841-1111 FAX. 011-741-7333

道脇 正則（北海道寒地住宅都市研究所都市防災科）

TEL. 011-621-4266 FAX. 011-621-4215

北海道地盤情報のデータベース化委員会名簿
委員長：

三田地利之 北海道大学工学部土木工学科
幹事委員：

三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科

道脇 正則 北海道立寒地住宅都市研究所

(山本 浩之) 同上

林 宏親 北海道開発局開発土木研究所

(谷村 昌史) 同上

(桑島 正樹) 同上

委員：

笠原 成雄 (株)建設コンサルタント

蟹江 俊仁 大成建設(株)札幌支店

(清野 浩一) 同上

小林 法夫 基礎地盤コンサルタント(株)北海道支社

(稲 直美) 同上

新藤 和男 応用地質(株)札幌支社

(利藤 房男) 同上

塚原 則彦 札幌市建築局

(桜庭 伸吾) 同上

西川 純一 北海道開発局開発土木研究所

能登 繁幸 北海道開発局開発土木研究所

林 啓二 北海道開発コンサルタント(株)

(加藤 敦彦) 同上

ニツ川健二 北海道土質コンサルタント(株)

() は、前任者

(文責 北海道大学工学部・三浦均也)

6. 火山灰質土の工学的分類委員会

平成4年3月に北海道支部の主催で「火山灰土に関する研究討論会」が開催され、その翌日「火山灰土を考える」のテーマで第10回懇話会が開催された。その中での討論を通じて、現行の日本統一土質分類法では火山灰土の分類法は不十分で、火山灰土についての分類法の確立が必要であるとの意見が出された。(詳細は技術報告集第33号, pp.244~246, 平成5年)

これらの意見を受けて平成4年度に、次のような趣旨で「火山灰質土の工学的分類検討準備委員会」を設立した。

火山灰質土は火山国日本においては至るところに分布すると言っても過言ではなく、特に九州と北海道ではその分布範囲が広く、堆積量も多い。九州ではシラスと呼ばれ、工学的分類法が一応確立されているようであるが、

北海道ではすべての火山灰質土を一括して火山灰と総称していることが多く、工学的な区分の方法がないのが実状である。

火山灰質土は堆積時の地質成因によって力学的性質が大きく異なることが多く、地耐力、斜面安定、切盛土工などの土木工事において有益な工学的分類の必要性が会員から寄せられている。そこで、北海道支部として火山灰質土の工学的分類が可能かどうかを検討すべきでないかと考え、ここに委員会の設置を提案する。

委員会は、今年度中に分類の意義、分類の可能性、分類の方法などを検討し、可能であれば、明年度より「分類委員会」（仮称）を設置して、具体的な分類にとりかかる。

「分類委員会」（仮称）は平成8年度までとし、支部40周年にむけて報告書を取りまとめるようにする。

さらに、「分類委員会」（仮称）は東北、九州などの支部と連携して、全国的な規模での火山灰の分類方法を確立することについても検討する。

この委員会は3回開催され、その中で①現行の日本統一土質分類法分類方法、各機関で用いられている分類方法、文献などで報告されている分類法、理学的分類法などの調査、②調査・研究・設計・施工・環境保全の各分野で望まれている分類法の検討、③分類の対象とする火山灰質土の範囲の検討などを行った。その結果「火山灰質土の工学的分類委員会」の設立が必要であることを確認し、平成5年度より本委員会が発足した。委員の構成は前年度と同じであり、現在は他に2名の協力委員を加えて活動している（委員名簿は後記）。

委員会はこれまでに23回開催した。

平成5年度には、つぎのような内容を検討し、それに関連する調査・分析を行った。

- ・乱した火山灰質土、特に粗粒なものを主な分類の対象とし、現行の「日本統一土質分類法」を基礎として、さらに、火山灰質土の性状を

表現できるパラメータを加えることを基本的方針とした。

- ・既往の文献や各委員の所有する資料により、上の方針のもとに整理を行った。
- ・各委員が分類に必要なパラメータや試験方法を提案し、それらについての検討を行った。また、1部の機関において数種の火山灰について統一した方法での試験を行い、分類に必要な手法を検討した。
- ・北海道の火山灰質土に関して、イメージ、設計・施工での問題点、日本統一土質分類法による火山灰質土の分類法の不満や火山灰の工学的判定法などについてのアンケートを実施し、166名より回答を得た。その結果を取りまとめて、技術報告集（No.34, pp.334～343）に掲載し、技術報告会で発表した。
- ・本部の「火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会」に4人の委員が参加し、これとの連携により、全国的な規模での火山灰質土の分類方法を確立することを検討した。平成6年度においては、既往の文献や各委員の所有する資料により火山灰土の特性をまとめ、分類方法の大枠を決めた。さらに、委員会の研究成果を100ページ程度のまとめ、土質工学会北海道支部創立40周年記念事業の一環として出版することとした。

平成7年度は出版に向けて、北海道の火山灰土に関する物理的、力学的データの収集、火山灰土工に関する施工事例の調査、口絵写真の収集などを行うとともに、これらの成果の一部を「火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム」や支部「技術報告会」での発表した。

平成8年度は出版に向けての執筆および内容の調整を行っており、今春出版の予定となっている。その目次（案）はつぎのようである。

「北海道火山灰土の性質と利用」

第1章 北海道に分布する火山灰土

1-1 噴出源と分布

- 1-1-1 火山灰の噴火様式
- 1-1-2 北海道における代表的な火山噴出物
- 1-2 火山灰土の定義
- 1-2-1 火山砕屑物と火山灰質土
- 1-2-2 降下火砕堆積物と火砕流堆積物の特徴
- 1-2-3 火山灰層の基本単位と命名
- 1-3 火山灰土の分類
- 1-3-1 分類の方法
- 1-3-2 層位学的方法
- 1-3-3 岩石記載的方法
- 1-4 代表的な土層断面
- 1-5 火山灰土の代表的施工例
- 1-6 火山灰地盤の代表的な被災事例

第2章 火山灰土の工学的性質

- 2-1 粗粒火山灰土の工学的性質
 - 2-1-1 基本的性質
 - 2-1-2 せん断特性
 - 2-1-3 原位置の工学的性質
- 2-2 細粒火山灰土の工学的性質
 - 2-2-1 基本的性質
 - 2-2-2 圧密・せん断特性
 - 2-1-3 原位置の工学的性質
- 2-3 火山灰土のその他の性質
 - 2-3-1 締固め特性
 - 2-3-2 透水性
 - 2-3-2 トラフィカビリティー
 - 2-3-4 凍結・凍上
 - 2-3-5 侵食性

第3章 火山灰土の既往の分類法

- 3-1 日本統一分類法による火山灰土の判別分類
 - 3-1-1 火山灰土の位置付け
 - 3-1-2 日本統一分類法による火山灰土
 - 3-1-3 日本統一分類法による火山灰土の分類における問題点
 - 3-1-4 火山灰土の分類に用いられている判別指標

- 3-2 北海道の火山灰土の工学的分類に向けて

- 3-2-1 北海道の火山灰土の特徴
- 3-2-2 北海道内で用いられている火山灰土の判別指標

第4章 北海道の火山灰土の工学的分類

- 4-1 火山灰土の判定
- 4-2 統一分類法にのっとりた分類
- 4-3 物理的性質による分類
- 4-4 分類手法と工学的特徴
 - 4-4-1 火山灰土分類の手法
 - 4-4-2 分類土の工学的特徴
 - 4-4-3 分類案と問題点

火山灰質土の工学的分類委員会名簿

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部土木工学科

幹事委員：

池田 晃一 北海道土質コンサルタント(株)

神谷 光彦 北海道工業大学土木工学科

委員：

斉藤 和夫 基礎地盤コンサルタンツ(株)北海道支社

境 吉秀 清水建設(株)北海道支店

佐藤 厚子 北海道開発局開発土木研究所

相馬 尅之 北海道大学農学部農業工学科

高橋 輝明 北海道開発コンサルタント(株)

武田 勇光 日本道路公団千歳工事事務所

(問谷 邦利) 同上

三浦 清一 室蘭工業大学建設システム工学科

協力委員：

浅利 政明 北海道土質コンサルタント(株)

知本 康男 基礎地盤コンサルタンツ(株)北海道支社

() は、前任者

(文責 北海道工業大学・神谷光彦)

北海道支部の歩み（1986～1995）

1. 北海道支部の現況

1) 会員

昭和30年に会員数440名（正会員440，特別会員8）で発足した北海道支部は，昭和38年度に389名まで激減したが，その後順調に会員数が増加し，昭和55年には855名（正752，特別81，学生22）まで増加した。しかし，その後は，図-1にみられるように次第に減少し平成2年には761名となったが，平成7年には846名まで回復した。創立30周年の昭和61年と会員数を比較すると，正会員数は減少しているが，学生会員数の増加により全体ではやや増加している。また，支部の協賛会員は昭和61年度に130社まで増加したが，その後はやや減少し現在は124社となっている。

正会員数を全国で割合で見ると，図-2のように全国の5.5%を占めている。これを10年前と比較すると，全国の正会員数が740人増加しているのに対し，北海道支部は変化がないので比率は5.8%から5.5%に減少している。

支部の正会員の職業別構成内訳を図-3に示す。明確な職業分類ができない部分もあるが，建設コンサルタントの会員の増加割合が大きく，10年前の34%から53%に増加している。学校関係は微増しているが，他は横ばいもしくは減少となっており，特に官公庁が22%から12%

に減少している。学会の役割として計画・設計・施工・研究に携わる多くの会員の情報交換の場であることを考えると，官公庁や建設業からの会員の増加が望まれる。

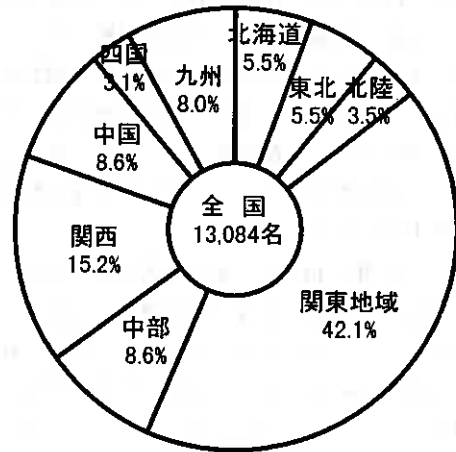


図-2 支部別の正会員数の分布

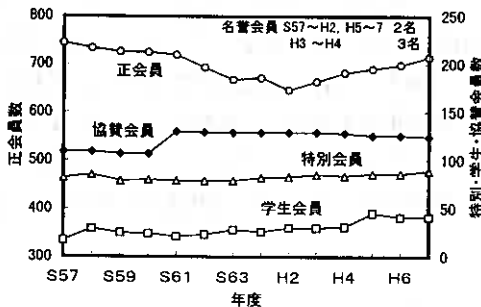


図-1 北海道支部会員数の推移

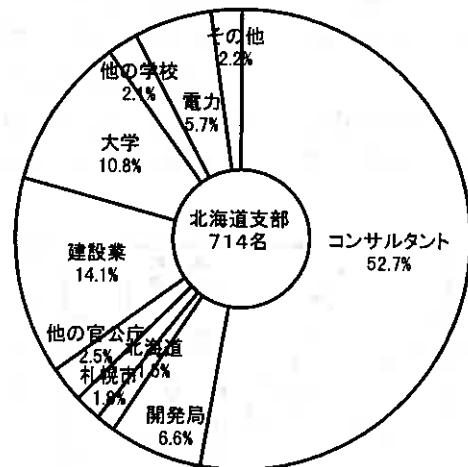


図-3 北海道支部正会員の職業別構成内訳

2) 支部行事

a. 技術報告会

技術報告会の論文数と参加者数の推移を図4に示す。論文数は10年前は20数件であったものが年々増加し、昭和62年度からは30件を超える年が多くなっている。そのため、平成4年度より技術報告会は懇話会と併せて2日間の開催となった。

昭和62年度からは懸案であった地方都市での開催に踏み切り、札幌と隔年で地方都市で開催し、函館、室蘭、北見、苫小牧の順で行っている。平成元年度の室蘭での技術報告会は特別講演を行い、平成2年度からは技術報告会にテーマを設けて論文を募集するとともに、北海道内外より講師を招いて、テーマに関連する特別講演を実施している。

ここ3年間の117件の発表の内訳についてみると、発表者では大学等の教育機関が56人で最も多く、次いでコンサルタントの28人、研究所関係の19人となっており、建設業や研究機関をのぞく官公庁の発表が少なくなっている。発表内容はテーマにより年度毎の偏りはあるが、全体として教育・研究機関の土の力学的性質に関する基礎的な研究が多くを占めている。また、1993年に大きな地震災害が相次いで発生したため、地盤災害に関するものが3年間で30件に上っている。他には、地盤調査関係10件、凍上関係13件で多くあり、北海道の特殊土である泥炭(5件)、火山灰(7件)は相

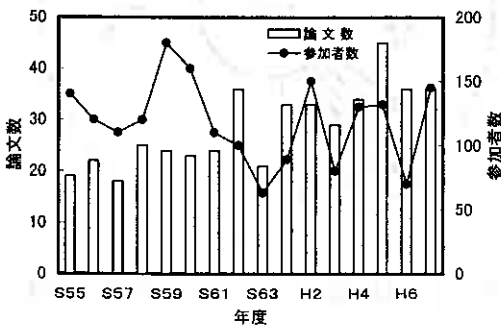


図4 技術報告会の論文数と参加者の推移

対的に少なくなっている。さらに、近年の傾向として施工事例の報告が少なくなっており、これは官公庁や建設業の会員の減少とも関連していると思われるが、技術報告会としてはこのような報告も望みたいものである。

技術報告会の他に平成4年3月に北海道支部の主催で「火山灰土に関する研究討論会」が開催され、全国から論文や参加者が集まった。

b. 講習会

講習会は学会本部主催、支部主催と併せて年2～3開催しており、平均して100名程度が参加している。

講習会のテーマは本部主催では主に新刊行物をテキストとして、支部主催では会員の要望の多いものを中心に行っている。また、昭和61、62年度には土質調査法の、平成6年度には室内せん断試験の実技を伴う講習会を実施した。

c. 講演会・映画会・若手セミナー

講演会は土木学会北海道支部との共催で年1回、講演と映画の集いとして行っている。テーマは北海道の開発に関連する将来計画についてのものが多い。

映画会は単独としては行われず、主に講演会とセットで行われている。また、平成2年度までは、大学等で教育の一環として学生映画会が開催されたが、近年は行われていない。

若手セミナーは平成3年度より開催されたもので、7年度までに11回行われている。主に北海道内の第一線で活躍している技術者を講師として招き、会員、非会員を問わず50名程度の若手技術者を集めて、地盤工学に親しんでもらうことを主目的として行っている。さらに、地下鉄や高速道路などの現場見学も実施している。

d. 見学会

見学会は土木学会北海道支部との共催で年1回実施している。札幌からの日帰りの圏内で行

われており、毎回 30～60 人程度が参加している。平成元年には十勝岳の見学を行い、噴火の予知や泥流対策等についての講演も実施した。

e. 懇話会

懇話会は支部 30 周年記念行事として始められたもので、平成 7 年度までに 17 回開催されている。形式は 2 種あり、20～30 名程度で行う懇談会形式と自由に参加できるシンポジウム形式である。後者は室蘭の技術報告会から始められ、技術報告会と前後して開催されていたが、技術報告会が 2 日制になってからは、初日に行われている。テーマは技術報告会と同一として、技術報告会での発表をさらに深めようとする目的で行われている。

懇談会形式のものは、テーマを絞って少人数で行われ、技術報告会等では公表しにくいような内容のものが紹介されることもあり、自由に意見を述べる場となっている。

3) 支部の決算

支部の決算の推移を図-5 に示す。支部通常

総会で報告される決算額は繰越金が入っているため、支部の予算規模が把握しにくいと、図は当該年度の収入と支出で示した。

決算の規模は行事の多寡にもよるが、ここ 10 年は 900～1200 万円程度となっている。

昭和 57 年度までは収入が支出を上回り、その剰余金は特別会計として積み立てられ、支部の記念行事等に利用されていたが、それ以降は支出が上回る年も多くなってきている。最近の 10 年ではほぼ収支が均衡しており、本部と同様に支部の予算状況もやや厳しくなっている。

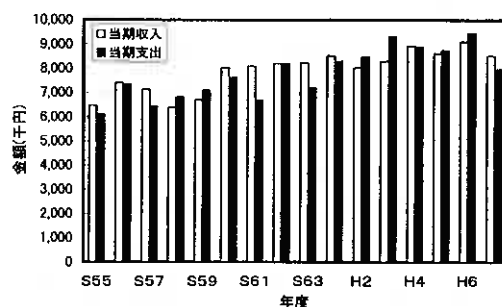


図-5 決算額の推移

2. 社団法人 地盤工学会定款

(昭和 35 年 5 月 27 日一部改正) (昭和 36 年 5 月 25 日一部改正) (昭和 39 年 5 月 27 日一部改正)
 (昭和 40 年 5 月 26 日一部改正) (昭和 41 年 3 月 14 日一部改正) (昭和 41 年 5 月 25 日一部改正)
 (昭和 45 年 5 月 8 日一部改正) (昭和 46 年 5 月 31 日一部改正) (昭和 47 年 5 月 30 日一部改正)
 (昭和 48 年 5 月 23 日一部改正) (昭和 49 年 5 月 23 日一部改正) (昭和 50 年 5 月 23 日一部改正)
 (昭和 52 年 5 月 18 日一部改正) (昭和 52 年 9 月 26 日一部改正) (昭和 54 年 5 月 23 日一部改正)
 (昭和 55 年 5 月 28 日一部改正) (昭和 58 年 5 月 20 日一部改正) (昭和 60 年 5 月 21 日一部改正)
 (昭和 63 年 5 月 24 日一部改正) (平成 3 年 5 月 23 日一部改正) (平成 4 年 5 月 29 日一部改正)
 (平成 7 年 5 月 31 日一部改正)

第 1 章 総 則

第 1 条 この法人は、社団法人地盤工学会という。

第 2 条 この法人は、事務所を東京都千代田区神田淡路町 2 丁目 23 番地におく。

第 3 条 この法人は、理事会の議決を経て必要の地に支部をおくことができる。

第 2 章 目的、事業

第 4 条 この法人は、地盤工学に関する理論と

その応用の研究調査を行い、その成果を広く内外に発表し、あわせて地盤工学の研究の連絡を促進し、もって学術文化の発展に寄与することを目的とする。

第 5 条 この法人は、前条の目的を達成するために次の事業を行う。

1. 地盤工学に関する基礎理論およびその応用の研究
2. 地盤工学に関する研究の普及および連絡
3. 学会誌、論文報告集、研究報告および資

料の刊行

4. 講演会、講習会および研究会の開催
5. 地盤工学に関する研究の奨励及び研究業績の表彰
6. 地盤工学に関する調査研究の受託ならびに技術指導
7. 国際土質基礎工学会に関する事項
8. その他この法人の目的を達成するために必要な事項

第3章 会 員

第6条 この法人の会員の種別は次のとおりとする。

1. 正会員 次の資格の一つをそなえる者
 - (1) 地盤工学について学識または経験のあること。
 - (2) 地盤工学に密接な関係にあること。
2. 学生会員 大学(大学院・短期を含む)、工業高等専門学校、高等学校およびこれに準ずる学校において、地盤工学に関係のある学科に在学している者
3. 国際会員 正会員若しくは特別会員で、かつ国際土質基礎工学会の日本メンバーソサエティに加入する者
4. 賛助会員 この学会の目的に賛同し、かつ事業に著しく貢献し、理事会において推薦された個人または団体
5. 特別会員 この法人の事業を後援するものまたは法人もしくは団体
6. 名誉会員 地盤工学の発達に関し功勞のあった者または地盤工学に関する建設事業に関し功績が特に顕著である者のうちから総会の決議をもって推薦する者

第7条 会員になろうとする者は、規則に定める入会手続をなし、理事会の承認を受けなければならない。

第7条の2 会員は規則の定めるところにより会費を納入しなければならない

第8条 会員は、この法人が刊行する学会誌の配布をうけるとともに、この法人の刊行する

図書の入手および事業への参加について特典を有する。

第9条 会員は、次の理由によってその資格を喪失する。

1. 退会
2. 禁治産および準禁治産の宣告
3. 死亡、失踪宣告、もしくは会員たる法人または団体の解散
4. 除名

第10条 会員で脱退しようとするものは、理由を付して脱退届けを提出しなければならない。

第11条 会員が次の各号の一に該当するときは、総会の議決を経て会長がこれを除名することができる。

1. 会費を滞納したとき
2. この法人の会員としての義務に違反したとき
3. この法人の名誉を傷つけ、またはこの法人の目的に反する行為のあったとき

第12条 既納の会費は、いかなる理由があってもこれを返還しない。

第4章 役員、職員

第13条 この法人には次の役員をおく。

理事 15名以上20名以内(うち会長1名、副会長3名、専務理事1名)

監事 2名

第14条 理事および監事は、総会で選任し、理事は、互選で会長1名、副会長3名および専務理事1名を定める。

第15条 会長は、この法人の事務を総理し、この法人を代表する。副会長は、会員を補佐し、会長に事故があるとき、または欠けたときは、会長があらかじめ指名した順序によって、その職務を代行する。専務理事は、会長および副会長を補佐し、理事会の議決に基づき日常の事務に従事し、総会の議決した事項を処理する。

第16条 理事は、理事会を組織し、この定款に定めるもののほか、この法人の総会の権限に属せしめられた事項以外の事項を議決し執行する。

第17条 監事は、民法第59条の職務を行なう。

第18条 この法人の役員任期は、選任された通常総会から次々期の通常総会までとする。ただし、再任を妨げない。

補欠による役員任期は、前任者の残任期間とする。役員は、その任期満了後でも後任者が就任するまでは、その職務を行なう。

役員は、この法人の役員としてふさわしくない行為があった場合、または特別の事情のある場合には、その任期中であっても、総会および理事会の議決により、会長がこれを解任することができる。

第19条 この法人の事務を処理するため職員をおく。

職員は、会長が任免する。

職員は、有給とする。

第5章 会 議

第20条 通常総会は毎年1回会計年度終了後2ヶ月以内に会長が招集する。

臨時総会は、理事または監事が必要と認めたとき、いつでも招集することができる。

第21条 会長は、会員現在数の5分の1以上から会議に付議すべき事項を示して総会の招集を請求された場合には、その請求のあった日から20日以内に臨時総会を招集しなければならない。

第22条 通常総会の議長は、会長とし、臨時総会の議長は会議のつど会員の互選で定める。

第23条 総会の招集は、少なくとも10日以前に、その会議に付議すべき事項、日時および場所を記載した書面をもって通知する。

第24条 次の事項は、通常総会に提出してその承認を受けなければならない。

1. 事業計画および収支予算に関する事項
2. 事業報告および収支決算に関する事項

3. 財産目録および貸借対照表

4. その他理事会において必要と認めた事項

第25条 総会は、会員現在数の10分の1以上出席しなければ、その議事を開き議決することができない。ただし、当該議事につき書面をもってあらかじめ意志を表示した者は、出席者とみなす。

第26条 総会の議事は、この定款に別段の定めがある場合を除くほか、出席者の過半数をもって決し、可否同数のときは、議長の決するところによる。

第27条 総会の議事の要項および議決した事項は、会員に通知する。

第28条 理事会は、毎月1回会長が招集する。ただし、会長が必要と認めた場合、または理事現在数の3分の1以上から会議の目的たる事項を示して請求のあったときに、臨時理事会を招集しなければならない。

理事会の議長は、会長とする。

第29条 理事会は、理事現在数の3分の2以上出席しなければ議事を開き議決することができない。ただし、当該議事につき書面をもってあらかじめ意志を表示した者は、出席者とみなす。

理事会の議事は、この定款に別段の定めがある場合を除くほか、出席理事の過半数をもって決し、可否同数のときは、議長の決するところによる。

第30条 総会及び理事会の議事録は、議長が作成し、議長及び出席者代表2名以上署名押印のうえ、これを保存する。

第6章 資産、会計

第31条 この法人の資産は、次のとおりとする。

1. 別紙財産目録記載の財産
2. 会費
3. 事業に伴う収入
4. 資産から生ずる果実
5. 寄付金品

6. その他の収入

第 32 条 この法人の資産を分けて、基本財産および運用財産の 2 種とする。

基本財産は、別紙財産目録のうち、基本財産の部に記載する資産および将来基本財産に編入される資産で構成する。

運用財産は、基本財産以外の資産とする。寄付金品であって、寄付者の指定あるものは、その指定に従う。

第 33 条 この法人の基本財産のうち現金は、理事会の議決によって確実な有価証券を購入するか、または定期郵便貯金とするか、もしくは、確実な信託銀行に信託するか、あるいは定期預金として、会長が保管する。

第 34 条 基本財産は、消費し、または担保に供してはならない。ただし、この法人の事業遂行上やむを得ない理由があるときは、理事会および総会の議決を経、かつ、文部大臣の承認を受けて、その一部に限り処分し、または担保に供することができる。

第 35 条 この法人の事業遂行に要する費用は、会費、事業に伴う収入および資産から生ずる果実等の運用財産をもって支弁する。

第 35 条の 2 特別大きくかつ重要な業務遂行に要する費用の一部に充てるため、特別会員から通常の会費のほかに臨時会費を徴収することができる。ただし、臨時会費の額は会費の年額を超えてはならない。臨時会費の具体的徴収金額、徴収時期および方法等については、理事会の議決によりこれを定める。

第 36 条 この法人の事業計画およびこれに伴う収支予算は、毎会計年度開始前に会長が編成し、理事会の議決を経て文部大臣に届け出なければならない。事業計画および収支予算を変更した場合も同様とする。

第 37 条 この法人の収支決算は、毎会計年度終了後 2 ヶ月以内に会長が作成し、財産目録、貸借対照表、事業報告書および会員の移動状況書とともに監事の意見をつけ、理事会およ

び総会の承認を受けて文部大臣に報告しなければならない。

この法人の決算に剰余金があるときは、理事会の議決および総会の承認を受けて、その一部もしくは全部を基本財産に編入し、または翌年に繰り越すものとする。

第 38 条 収支予算で定めるもの除くほか、新たに義務の負担をしまはたは権利の放棄をしようとするときは理事会および総会の議決を経、かつ、文部大臣の承認を受けなければならない。借入金（その会計年度内の収入をもって償還する一時借入金を除く）についても同様とする。

第 39 条 この法人の会計年度は、毎年 4 月 1 日に始まり、翌年 3 月 31 日に終わる。

第 7 章 定款の変更、解散

第 40 条 この定款は、理事会および総会においておのおの 3 分の 2 以上の議決を経、かつ、文部大臣の許可を受けなければ変更することができない。

第 41 条 この法人の解散は、理事会および総会においておのおの 4 分の 3 以上の議決を経、かつ、文部大臣の許可を受けなければならない。

第 42 条 この法人の解散に伴う残余財産は、理事会および総会においておのおの 4 分の 3 以上の議決を経、かつ、文部大臣の許可を受けて、この法人の目的に類似の目的を有する公益事業に寄付するものとする。

第 8 章 補 則

第 43 条 この定款施行についての細則は、理事会および総会の議決を経て別に定める。

付 則

第 44 条 従来土質工学会及び社団法人土質工学会に属した会員および権利義務の一切は、この法人で継続する。

第 45 条 この定款は、文部大臣の設立許可の

あった日から施行する。

付 則

- 1. 第 6 条の変更規定は、昭和 47 年 4 月 1 日から実施する。

付 則

- 1. 第 35 条の 2 の規定は、昭和 48 年 4 月 1 日から実施する。

付 則

- 1. 第 6 条の変更後の規定は、昭和 49 年 4 月 1 日から実施する。

付 則

- 1. 第 6 条の変更後の規定は、昭和 50 年 4 月 1 日から実施する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可のあった日からこれを施行する。
ただし、第 6 条の会費の金額は昭和 52 年 4 月 1 日から適用する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可のあった日からこれを施行する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可のあった

日からこれを施行する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可のあった日から施行し、昭和 56 年度会費から適用する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可のあった日から施行し、昭和 59 年度会費から適用する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可のあった日から施行し、昭和 61 年度会費から適用する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可あった日から施行し、昭和 64 年度会費から適用する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可あった日から施行し、平成 4 年度会費から適用する。

付 則

- 1. この定款の変更は、文部大臣の許可あった日から施行し、平成 5 年度会費から適用する。

付 則

- 1. この定款は、文部大臣の許可あった日から施行する。

3. 社団法人 地盤工学会規則

(昭和 35 年 5 月 27 日一部改正) (昭和 36 年 5 月 25 日一部改正) (昭和 39 年 5 月 27 日一部改正)
 (昭和 40 年 5 月 26 日一部改正) (昭和 42 年 5 月 25 日一部改正) (昭和 44 年 5 月 28 日一部改正)
 (昭和 45 年 5 月 28 日一部改正) (昭和 46 年 5 月 31 日一部改正) (昭和 49 年 5 月 23 日一部改正)
 (昭和 57 年 5 月 21 日一部改正) (昭和 63 年 5 月 24 日一部改正) (平成 3 年 5 月 23 日一部改正)
 (平成 7 年 5 月 23 日一部改正)

第 1 章 総 則

第 1 条 この学会の機構、業務の運営、会務の分掌、職制等の定款施行に必要な事項は、他の規則規程に定めあるもののほかこの規則の定めるところによる。

第 2 条 この規則の制定および変更は、理事会および総会の議決を経るものとする。

第 2 章 会費、会員名簿、入会、退会

第 3 条 この学会に会員名簿を備え会員の氏名、生年月日、住所および職業を記載し、そ

の記載事項に異動があった場合にはすみやかに整理するものとする。

第 4 条 この学会に入会しようとする者または法人もしくは団体は、住所、氏名、生年月日、職業、履歴の概要および会員の種別を記載した入会申込書に会費を添えてこの学会に提出しなければならない。

第 4 条の 2 会費は会員の種別に応じて次のとおりとする。

種 別	年 額
正 会 員	9,600 円

学生会員 3,000円
国際会員 正会員会費もしくは特別会員会費
のほかに2,000円

特別会員
特級 300,000円
一級 240,000円
二級 160,000円
三級 100,000円
四級 60,000円

第5条 理事会において入会を可決したとき、
会長はすみやかに会員名簿に登録し、かつ、
所属支部ならびに本人にその旨通知する。

第6条 会員名簿記載事項について異動があっ
たときは会員はその旨を記載した届出書を本
学会に提出しなければならない。

第6条の2 学生会員は学生としての資格を失
うと同時に正会員となる。

第7条 特別会員が法人もしくは団体である場
合は、下記標準によりこの学会に対する代表
者を定めて届出なければならない。

特級会費を納める特別会員	10人以内
1級	5人以内
2級	3人以内
3級	2人以内
4級	1人以内

第8条 法人もしくは団体である特別会員は、
前条代表者に変更があった場合はすみやかに
その旨をこの学会に届出なければならない。

第9条 第6条および第8条の規程による届出
があったときおよび退会届を受理した場合は、
会長は会員名簿を整理し、所属支部にその旨
を通知する。

第3章 顧問、参与、論文審査員

第10条 この学会に顧問をおくことができる。
顧問は、理事会の推薦によって、会長が委嘱
する。
顧問は、理事会の諮問に応じ、会長に対し必
要と認める事項について助言する。
顧問は、この学会のすべての会議に出席して

意見を述べることができる。

第11条 この学会に参与若干名をおく。

参与は、理事会で選出し、会長が委嘱する。
参与は、会員以外からも選出することができる。

参与は、会長の諮問事項について審議し答申
する。

参与はの任期は2年とし、再任を妨げない。
補欠による参与の任期は前任者の残任期間と
する。

参与は、その任期満了後でも後任者が就任す
るまでは、その職務を行う。

参与は、特別の事情がある場合には、その任
期中であっても理事会の議決により、会長が
その委嘱を解くことができる。

第11条の2 論文の審査を行うため、この学会
に論文審査員をおくことができる。

論文審査員は、理事会の推薦によって会長が
委嘱する。

論文審査員の任期は、3年とし、再任を妨げ
ない。

第4章 会務分掌、職制

第12条 この学会は、会務を分掌するため、
総務、会誌、事業、調査および基準の5部を
おく。

第13条 総務部は、総会および理事会に関す
る事務、各部門の調整、国際土質基礎工学会
との連絡、国際会議その他渉外に関する事項
ならびに予算、決算、金銭および物品の出納、
保管、財産管理、その他一般経理のほか、他
部に属さない一般庶務に関する事項を掌る。

第14条 会誌部は、学会誌および論文報告集
の刊行に関する事項を掌る。

第15条 事業部は、土質工学に関する図書の
刊行（基準・規格の制定に関するものを除く）
および講習会、講演会、見学会に関する事項
を掌る。

第16条 調査部は、土質工学に関する理論と
応用の調査研究、技術指導およびこれらにつ

いての受託のほか、研究発表会、シンポジウムに関する事項を掌る。

第 17 条 基準部は、土質工学に関する基準・規格の制定、管理およびこれらに関する図書の刊行に関する事項を掌る。

第 18 条 部に部長をおく。

部長は理事の中から理事会の推薦により会長が委嘱する。

部長は理事会の議決に従い、部の所掌事務を統括する。

部長は、必要あるときは、部員若干名を置くことができ、会長がこれを委嘱する。

部員は、部長の命令を受け、分掌事項を処理する。

第 19 条 定款第 19 条による職員を以て事務局を構成する。

事務局は会長の指揮を受ける。

事務局の組織、職員に関する規程および職務の取扱細則、理事会の議決を経て別にこれを定める。

第 5 章 国際土質基礎工学会

第 20 条 この学会は国際会員が国際土質基礎工学会の会員であるために必要な義務として、同工学会に毎年会員名簿、会員分担金および会員規約を送るとともに、同工学会の実行委員会に正式代表 1 名派遣する。

第 6 章 委員会

第 21 条 この学会は、業務随行上必要あるときは、理事会の議決を経てそれぞれ当該専門業務について委員会を設けて調査審議する。

第 22 条 委員は、会員中より業務別に学識経験ある者につき、理事会で選衝し会長が委嘱する。

第 23 条 委員会に委員長 1 名をおき、必要に応じ副委員長 1 名、幹事若干名をおくことができる。

これらは、いずれも委員の互選により推薦し、会長が委嘱する。

委員長は、委員会の事務を統括する。

副委員長は、委員長を補佐し、委員長不在のときは、これを代理する。

幹事は委員長を補佐し委員会の業務を処理する。

第 24 条 委員長は委員会における調査審議の経過および結果を主管部長を経て、会長に報告しなければならない。

第 25 条 委員の任期は 1 年とし、再任を妨げない。

第 7 章 会計

第 26 条 会長は会計経理に関する総括責任者とする。

第 27 条 この学会の会計経理の方法は、複式簿記の原則によることとし、資産勘定、負債勘定、収入勘定および支払勘定に区分して経理しなければならない。

第 28 条 総務部長は、各部の要求その他の資料によって、毎年 2 月末日までにこの学会の翌年度予算案を作成し会長に提出しなければならない。

第 29 条 会長は、前条の予算案を事業計画とともに調査審議し、3 月 20 日までに翌年度の収支予算について理事会の決議を経なければならない。

第 30 条 予算に計上された各費目の支出および同一項内の各目間の予算の流用は、別に定めある場合のほか会長が専行する。

第 31 条 予算の変更、予算超過または予算外支出については、理事会の議決を経なければならない。ただし、会長が重要事項と認めた場合は総会の承認を得るものとする。

第 32 条 総務部長は、収入ならびに支払および小切手作製の業務を掌る。

第 33 条 会長の指定する職員が現金の出納保管の事務を行う。

会長は現金支払のため、当該職員に資金は前渡することができる。

第 34 条 正会員の会費は毎年 4 月、10 月の 2

回に、特別会員の会費は毎月分納することができる。

新たに入会した会員は、入会の月から、その資格に相当する会費を月割で納付しなければならない。

第35条 会計の帳簿組織、決算書類の作成等、会計事務の取扱手続は、理事会の議決を経て別にこれを定める。

第8章 支 部

第36条 この学会は、次の各地区に支部をおく。

北海道地区 北海道

東北地区 福島県、宮城県、岩手県、青森県、秋田県、山形県

北陸地区 新潟県、富山県、石川県

中部地区 静岡県、愛知県、三重県、岐阜県、長野県

近畿地区 大阪府、京都府、兵庫県、和歌山県、滋賀県、奈良県、福井県

中国地区 岡山県、広島県、山口県、島根県、鳥取県

四国地区 愛媛県、香川県、徳島県、高知県

九州地区 福岡県、大分県、宮崎県、長崎県、佐賀県、熊本県、鹿児島県、沖縄県

第37条 会長は必要に応じ、理事会の議決を経て、前条支部の区域を変更し、支部を増設し、または統合することができる。

第38条 支部は次の事項について、この学会の目的達成に協力するものとする。

1. 会務に関する支部連絡事項を、支部の区域内に属する会員に伝達すること。
2. 会務の執行について、理事会が委嘱または承認した事項を行なうこと。
3. 支部の区域に属する会員の意見を理事会に進達すること。
4. 支部の区域に属する会員相互の親睦を図ること。

5. その他支部規程に定めた事項。

第39条 会員は、その住所を管轄区域とする支部の会員となる。

第40条 支部に下の役員をおく。

1. 支 部 長 1名
2. 副支部長 3名以内
3. 幹 事 若干名

第41条 支部の役員は支部総会において選任する。

第42条 支部長は支部を代表し、支部に属する事務を処理する。

副支部長は支部長を補佐し、かつ支部長に事故があるときその職務を代行する。

幹事は、支部に属する事務の執行に参加する。

第43条 支部の経費は、当学会よりの交付金ならびに寄付金その他の収入をもって支弁する。支部交付金は、当該支部に属する特別会員会費の70%および正会員会費の10%以内を、理事会の議決によりその支部に交付することができる。

支部長は、事業年度の終りに財産目録およびその他の財務諸表を作製し、当該事業年度経過後1ヶ月以内にこれを会長に報告しなければならない。

支部が保有する財産は、会長に代わり支部長が管理する。

第44条 支部規程の制定または変更は、理事会の承認を得なければならない。

第45条 支部において決定した事項は、これを会長に届出なければならない。

第9章 会誌等刊行物

第46条 この学会は学会誌「土と基礎」を発行し会員および顧問に配布し、その一部を市販することができる。

第47条 この学会は論文報告集を発行し、名誉会員、顧問および講読料を納めた者に配布し、その一部を市販することができる。また、その中の英文の部分だけを「Soils and Foundations」として市販することができる。

第48条 学会誌および論文報告集以外の印刷物の刊行は理事会の議決を経なければならない。

第49条 学会誌その他の刊行物の寄贈先は理事会で決める。

第10章 講演会等会合

第50条 この学会は、毎年2回以上講演会その他の会合を開催する。

第51条 この学会は、毎年1回以上見学会を行なう。

付 則

第52条 この規則は、総会の議決のあった日

から施行する。

付 則

1. 第11条の変更後の規定は、昭和49年4月1日から実施する。

付 則

1. 第47条の変更後の規定は、昭和64年4月1日から実施する。

付 則

1. 第43条の変更後の規定は、平成3年4月1日から実施する。

付 則

1. 第4条の変更後の規定は、定款第6条および7条の変更が文部大臣の認可のあった日から実施する。

4. 社団法人地盤工学会北海道支部規定

(昭和45年5月一部改定) (平成元年5月一部改定)
(平成5年5月一部改定) (平成7年5月一部変更)

第1章 総 則

第1条 社団法人地盤工学会定款第3条に基づき北海道地区に支部を設け、社団法人地盤工学会北海道支部（以下支部という）と呼ぶ。支部の事務所は札幌市におく。

第2条 支部は北海道地区在住の会員をもって組織する。

第3条 支部は地盤工学に関する研究発表会、講習会、講演会、見学会および地盤工学に関する調査研究その他評議員において、必要ありと認めた事業を行う。

第2章 役 員

第4条 支部につきの役員をおく。

支部長1名、副支部長2名、評議員若干名、幹事若干名とする。このほかに顧問をおくことができる。

第5条 支部長は支部を代表し、その会務を総理する。

2 副支部長は、支部長を補佐し、支部長に事故あるときはその職務を代行する。

3 評議員は支部に関する事業計画および予算、

規程の制定および変更、総会提出議案その他支部運営の基本事項を評議する。

4 監査は支部の会計を監査し、第9条に定める総会において、その結果を報告する。

5 幹事は評議員会の議決に基づき会務を処理し幹事長はこれを総括する。

6 顧問は役員の諮問に応ずる。

第6条 支部長、評議員、監査および顧問は、評議員会が支部所属の会員のうちから推せんし、総会の承認を受けて選任する。

2 副支部長は、評議員のうちから支部長が委嘱する。

3 幹事長および幹事は、支部所属会員のうちから支部長が委嘱する。

第7条 役員任期は総会から次期総会までとする。ただし、再任を妨げない。

第8条 支部役員は、所属支部を変えたときただちに支部長に報告し、その任を辞さなければならない。

この場合、その補充は支部長の委嘱による。新役員の任期は残任期間とする。

第3章 会 議

第9条 支部の会議は、総会、評議会および幹事会とする。

- 2 通常総会は毎年5月にこれを開き、臨時総会は支部長が必要と認めたとき臨時にこれを開くものとし、支部長が議長となる。
- 3 評議員会は支部長が必要と認めたとき随時これを開き、支部長が議長となる。
- 4 顧問および幹事長は評議員会に出席して意見をのべることができる。
- 5 幹事会は幹事長が必要と認めたとき随時これを開き、幹事長が議長となる。
- 6 会議の議決は出席者の過半数をもって決定し可否同数のときは議長の決定による。

第4章 会 計

第10条 支部の会計年度は、毎年4月1日に始まり翌年3月31日に終わる。

第11条 支部の経費は交付金、行事参加費お

よびその他の収入をもってあてる。

第12条 支部の予算および決算は評議員会の議決を経て総会の承認を受け、これを会長に報告しなければならない。

第5章 付 則

第13条 支部長は評議員会の議決を経て会務運営上必要な事項に関する内規を作成することができる。

第14条 この規程を改廃しようとするときは、総会の議決を経なければならない。

第15条 この規程は、平成5年5月より実施する。

付 則

1. 社団法人土質工学会総会において学会名称の変更が議決され、それに伴う定款の変更があった場合には、当支部の名称はこれに従うものとする。

5. 社団法人地盤工学会北海道支部賞授与規定

(趣 旨)

第1条 地盤工学会北海道支部賞（以下「支部賞」という）の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受賞者は、地盤工学会北海道支部（以下「支部」という）所属の会員で、地盤工学会北海道支部賞選考委員会（以下「選考委員会」という）において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告集」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、地盤工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与する

と認められるものの中から選ぶものとする。

(選考委員会)

第4条 選考委員会は、委員3人以上をもって構成する。

2 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3 選考委員会に委員長をおく。

4 委員長は委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部通常総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規定は、昭和42年度より施行する。

6. 社団法人地盤工学会北海道支部協賛会制度

(目 的)

地盤工学会北海道支部は、地盤基礎工学の進

歩と、建設事業の発展を図ることを目的とする土木技術者の団体である。

この目的を北海道において実現するため、支部活動の発展を期し、次により支部協賛会制度を設ける。

(会 員)

- 1 北海道支部協賛会員とは、支部事業増進の目的に賛同し、第3項に定める会費を納めた人または団体をいう。
- 2 北海道支部協賛会員は、支部における各種

の行事に参加でき、支部刊行の技術関係資料を無償で配布される。

(会 費)

- 3 北海道支部協賛会員は、年額一口 10,000円以上の会費を支部に納めるものとする。
- 4 北海道支部協賛会員の会費経理は、すべて支部会計で処理し総会に報告する。

7. 歴代役員・幹事

1) 歴代支部長・幹事長

◎昭和 61 年度

支部長：

河野 文弘 北海学園大学工学部教授

幹事長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

◎昭和 62 年度

支部長：

金谷 重亮 (佐藤 良助)

日本道路公団札幌建設局長

幹事長：

渡辺 喬二 (土屋 雄治, 小野寺 衛)

日本道路公団札幌建設局技術部長

◎昭和 63 年度

支部長：

佐藤 嘉晃 (美藤 恭久)

日本鉄道建設公団札幌支社長

幹事長：

高木 憲治

北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部課長

◎平成元年度

支部長：

伊藤 蔵吉 北海道土木部長

副支部長：

野島 廣紀 札幌市水道局工務部長

小林 治郎 清水建設(株)取締役支店長

幹事長：

鶴東 淑朗 北海道土木部技監

◎平成 2 年度

支部長：

魚住 昌也 札幌市建設局長

副支部長：

高橋 陽一 北海道開発局札幌開発建設部長

土肥 稔 大成建設(株)常務取締役支店長

幹事長：

櫻田 充郎 札幌市建設局参事

◎平成 3 年度

支部長：

戸部 智弘 北海道開発局長

副支部長：

谷藤 和三 北海道電力(株)土木部土木工事課長

神部 寿行 鹿島建設(株)札幌支店長

幹事長：

新山 惇 北海道開発局建設部道路建設課長

◎平成 4 年度

支部長：

織田 紀雄 北海道電力(株)土木部長

副支部長：

三田地利之 北海道大学工学部教授

神部 寿行 鹿島建設(株)取締役札幌支店長

幹事長：

谷藤 和三 北海道電力(株)土木部土木部計画・建設グループリーダー

◎平成 5 年度

支部長：

坂上 孝幸 北海学園大学学長

副支部長：

浜田 義継 日本道路公団札幌建設局技術部長

加藤 譲嗣 (株)大林組札幌支店副支店長

幹事長：

三田地利之 北海道大学工学部教授

◎平成6年度

支部長：

川瀬 昌万 日本道路公団札幌建設局長

副支部長：

能登 繁幸 北海道開発局開発土木研究所構造部長

加藤 譲嗣 (株)大林組札幌支店副支店長

幹事長：

小野 正二 日本道路公団札幌建設局技術部長

◎平成7年度

支部長：

小山田欣裕 北海道開発局開発土木研究所長

副支部長：

鈴木 輝之 北見工業大学工学部教授

金井拓一郎 大成建設(株)札幌支店副支店長

幹事長：

能登 繁幸 北海道開発局開発土木研究所構造部長

2) 歴代支部賞選考委員

◎昭和61年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

稲垣 浩司 北海道開発局土木試験所長

岡添 保 北海道電力(株)土木部長

佐々木敏雄 北海道開発コンサルタント(株)社長

持田 潤 北海道立寒地建築研究所長

諸岡 薫 元日本国有鉄道北海道総局

◎昭和62年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

小坂 久基 北海道開発局土木試験所長

梶山 義夫 北海道電力(株)土木部長

佐々木敏雄 北海道開発コンサルタント(株)取締役会長

持田 潤 北海道立寒地建築研究所長

山崎 正博 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長

◎昭和63年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

梶山 義夫 北海道電力(株)土木部長

城戸 欽也 北海道開発コンサルタント(株)専務取締役

林 信雄 北海道開発局開発土木研究所長

持田 潤 北海道立寒地建築研究所長

山崎 正博 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長

◎平成元年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

小山田 博 北海道電力(株)土木部長

川瀬 昌万 日本道路公団札幌建設局技術部長

川治 正則 北海道立寒地建築研究所長

城戸 欽也 北海道開発コンサルタント(株)常務取締役

久保 宏 北海道開発局開発土木研究所長

◎平成2年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

小山田 博 北海道電力(株)土木部長

川瀬 昌万 日本道路公団札幌建設局技術部長

城戸 欽也 北海道開発コンサルタント(株)常務取締役

高橋 陽一 北海道開発局開発土木研究所長

古矢 恒夫 北海道立寒地住宅都市研究所長

◎平成3年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

小山田 博 北海道電力(株)土木部長

城戸 欽也 北海道開発コンサルタント(株)顧問

西本 藤彦 北海道開発局開発土木研究所長

舟崎 恒義 日本道路公団札幌建設局技術部長

古矢 恒夫 北海道立寒地住宅都市研究所長

◎平成4年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

太田 利隆 北海道開発局開発土木研究所長

田中 富男 北海道開発コンサルタント(株)理事

土田 征夫 北海道電力(株)土木部主幹

中村 裕史 北海道立寒地住宅都市研究所長

舟崎 恒義 日本道路公団札幌建設局建設部長

◎平成5年度

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

委員：

阿部 宏侑 北海道立寒地住宅都市研究所環境科学部長

織田 紀雄 北海道電力(株)土木部長

清崎 晶雄 北海道開発局開発土木研究所長

田中 富男 北海道開発コンサルタント(株)取締役

浜田 義継 日本道路公団札幌建設局技術部長

◎平成6年度

委員長：

三田地利之 北海道大学工学部教授

委員：

阿部 宏侑 北海道立寒地住宅都市研究所環境科学部長

織田 紀雄 北海道電力(株)土木部長

小山田欣裕 北海道開発局開発土木研究所長

田中 富男 北海道開発コンサルタント(株)取締役

平井 正樹 日本道路公団札幌建設局建設部長

◎平成7年度

委員長：

三田地利之 北海道大学工学部教授

委員：

阿部 宏侑 北海道立寒地住宅都市研究所環境科学部長

田中 富男 北海道開発コンサルタント(株)取締役

谷藤 和三 北海道電力(株)土木部長

平井 正樹 日本道路公団札幌建設局建設部長

星 清 北海道開発局開発土木研究所研究調整官

3) 歴代役員

◎昭和61年度役員

支部長：

河野 文弘 北海学園大学工学部教授

評議員：

荒川 利輝 (株)大林組取締役札幌支店長

内山 博 北海道開発局石狩川開発建設部長

石上 勇 北海道農地開発部長

飯塚 一力 日本国有鉄道北海道総局札幌工事事務所次長

渡辺 竹男 北海道開発局営繕部長

上山 博明 上山試錐工業(株)代表取締役社長

大窪 敏夫 北海道開発局建設部長

大屋 満雄 北海道土木部長

小野寺 純 札幌市建設局土木部長

太田 裕 北海道大学工学部教授

岡添 保 北海道電力(株)土木部長

大窪 進 農用地開発公社北海道支社長

笠松 義弘 北海道住宅都市部長

熊倉 勉 北海道開発局港湾部長
 小坂 久基 北海道開発局札幌開発建設部長
 小西 輝久 日本舗道(株)取締役支店長
 小林 治郎 清水建設(株)北海道支店長
 佐々木敏雄 北海道開発コンサルタント(株)代表取締役社長
 佐藤 良助 日本道路公団札幌建設局長
 坂上 孝幸 北海学園大学工学部教授
 四條 博司 (株)地崎工業北海道支社土木部長
 篠原 紘 日本鉄道建設公団札幌支社計画部長
 関谷 幸正 札幌市建築局建築部長
 土岐 祥介 北海道大学工学部教授
 土肥 稔 大成建設(株)取締役支店長
 芳賀 義雄 (株)竹中工務店北海道支店長
 野島 廣紀 札幌市水道局拡張部長
 前田 隆 北海道大学農学部教授
 稲垣 浩司 北海道開発局土木試験所長
 持田 潤 道立寒地建築研究所長
 山瀬 俊一 北海道開発局農業水産部長
 吉富 和男 伊藤組土建(株)営業本部取締役部長
 和田 輝義 西松建設(株)札幌支店長
 監査：
 小野寺 衛 日本道路公団札幌建設局技術部長
 古屋 茂利 (成田 豊信)
 (株)間組取締役支店長
 顧問：
 真井 耕象 北大名誉教授
 岩本 常次 北海道電力(株)相談役
 赤井 醇 地崎商事(株)社長
 大橋 康次 北電興業(株)顧問
 高瀬 正
 板倉 忠三 北大名誉教授
 横道 英雄 北大名誉教授
 小寺 一阜 (株)石山組代表取締役副社長
 小池 竜夫 北海道コンクリート販売(株)取締役相談役
 岡田 光夫 (株)北海道熱供給公社常務取締役

山田 照一 札幌工業(株)代表取締役社長
 尾崎 晃 北海道工業大学土木工学科教授、北大名誉教授
 秋谷 元 北電興業(株)常務取締役
 小野 中 平田測量設計(株)取締役副社長
 国本 康夫 北海道議會議員
 大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役副社長
 北郷 繁 北大名誉教授
 石崎 嘉明 北海水力発電(株)取締役社長
 村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長
 岡本 成之 日本ダクタイル鉄管協会北海道支部長
 眞田 眞
 黒田 充 北電興業(株)監査役

◎昭和 62 年度役員

支部長：

佐藤 良助 日本道路公団札幌建設局長

評議員：

荒川 利輝 (株)大林組取締役札幌支店長

稲垣 浩司 北海道開発局土木試験所長

石上 勇 北海道農地開発部長

井波 宏之 北海道開発局港湾部長

内山 博 北海道開発局石狩川開発建設部長

上山 博明 上山試錐工業(株)代表取締役社長

五十嵐柳幸 (株)地崎工業北海道支社土木部長

大窪 敏夫 北海道開発局建設部長

大屋 満雄 北海道土木部長

小野寺 純 札幌市建設局土木部長

太田 裕 北海道大学工学部教授

岡添 保 北海道電力(株)土木部長

笠松 義弘 北海道住宅都市部長

小坂 久基 北海道開発局札幌開発建設部長

小西 輝久 日本舗道(株)取締役支店長

小林 治郎 清水建設(株)北海道支店長

佐々木敏雄 北海道開発コンサルタント(株)代表取締役社長

坂上 孝幸 北海学園大学工学部教授

島 博保 日本道路公団札幌建設局札幌管

理事務所長

篠原 紘 日本鉄道建設公団札幌支社計画部長

関谷 幸正 札幌市建築局建築部長

田中 義幸 農用地開発公社北海道支社長

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

土肥 稔 大成建設(株)取締役支店長

中村 和哉 北海道開発局農業水産部長

芳賀 義雄 (株)竹中工務店北海道支店長

野島 廣紀 札幌市水道局拡張部長

前田 隆 北海道大学農学部教授

持田 潤 道立寒地建築研究所長

山崎 正博 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長

吉富 和男 伊藤組土建(株)常務取締役営業担当第2営業部長

渡辺 竹男 北海道開発局営繕部長

和田 輝義 西松建設(株)札幌支店長

監 査 :

森 康夫 北海道開発局土木試験所第3研究部長

古屋 茂利 (株)間組札幌支店長

顧 問 :

真井 耕象 北大名誉教授

岩本 常次 北海道電力(株)相談役

赤井 醇 地崎商事(株)社長

大橋 康次 北電興業(株)顧問

高瀬 正

板倉 忠三 北大名誉教授

横道 英雄 北大名誉教授

小寺 一阜 (株)石山組代表取締役 副社長

小池 竜夫 北海道コンクリート販売(株)取締役相談役

岡田 光夫 (株)北海道熱供給公社常務取締役

山田 照一 札幌工業(株)代表取締役社長

尾崎 晃 北海道工業大学土木工学科教授、北大名誉教授

秋谷 元 北電興業(株)常務取締役

小野 中 平田測量設計(株)取締役副社長

国本 康夫 北海道議会議員

大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役 副社長

北郷 繁 北大名誉教授

石崎 嘉明 北海水力発電(株)取締役社長

村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長

岡本 成之 日本ダクティル鉄管協会北海道支部長

真田 真

黒田 充 北電興業(株)監査役

河野 文弘 北海学園大学工学部教授

◎昭和 63 年度役員

支部長 :

美藤 恭久 日本鉄道建設公団札幌支社長

評議員 :

荒川 利輝 (株)大林組取締役札幌支店長

井波 宏之 北海道開発局港湾部長

井上 昭伸 北海道住宅都市部技監

五十嵐柳幸 (株)地崎興業北海道支社土木部長

上野 正人 北海道開発局札幌開発建設部長

上山 博明 上山試錐工業(株)代表取締役社長

大窪 敏夫 北海道開発局建設部長

小野寺 純 札幌市下水道局施設部長

太田 裕 北海道大学工学部教授

梶山 義夫 北海道電力(株)土木部長

川治 正則 道立寒地建築研究所第2研究部長

北川 修三 日本鉄道建設公団札幌支社計画部長

小坂 久基 北海道開発局開発土木研究所長

小西 輝久 日本舗道(株)札幌支店取締役

小林 治郎 清水建設(株)北海道支店長

斉藤 省吾 北海道土木部長

佐々木敏雄 北海道開発コンサルタント(株)取締役会長

坂上 孝幸 北海学園大学工学部教授

田中 義幸 農用地開発公社北海道支社長

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

土肥 稔 大成建設(株)常務取締役支店長

中村 和也 北海道開発局農業水産部長

野島 廣紀 札幌市水道局工務部長

林 信雄 北海道開発局石狩川開発建設部長
 平野 鉄也 北海道農政部技監
 前田 隆 北海道大学農学部教授
 柳町 菊造 札幌市建築局建築部長
 山崎 正博 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長
 吉富 和男 伊藤組土建(株)常務取締役営業担当第2営業部長
 渡辺 竹男 北海道開発局営繕部長
 渡辺 喬二 日本道路公団札幌建設局技術部長
 和田 輝義 西松建設(株)札幌支店長
 監査：
 古屋 茂利 (株)間組札幌支店長
 森 康夫 北海道開発局開発土木研究所道路部長
 顧問：
 真井 耕象 北大名誉教授
 岩本 常次 北海道電力(株)相談役
 赤井 醇 地崎商事(株)社長
 大橋 康次 北電興業(株)顧問
 高瀬 正 北大名誉教授
 板倉 忠三 北大名誉教授
 横道 英雄 北大名誉教授
 小寺 一阜 (株)石山組代表取締役副社長
 小池 竜夫 北海道コンクリート販売(株)取締役相談役
 岡田 光夫 (株)北海道熱供給公社常務取締役
 山田 照一 札建工業(株)代表取締役社長
 尾崎 晃 北海道工業大学土木工学科教授、北大名誉教授
 秋谷 元 北電興業(株)常務取締役
 小野 中 平田測量設計(株)取締役副社長
 国本 康夫 北海道議会議員
 大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役副社長
 北郷 繁 北大名誉教授
 石崎 嘉明 北海水力発電(株)取締役社長
 村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長
 岡本 成之 日本ダクタイル鉄管協会北海道

支部長
 真田 眞
 黒田 充 北電興業(株)監査役
 河野 文弘 北海学園大学工学部教授
 金谷 重亮 日本道路公団札幌建設局長

◎平成元年度役員

支部長：
 伊藤 歳吉 北海道土木部長
 評議員：
 荒川 利輝 (株)大林組取締役札幌支店長
 五十嵐柳幸 (株)地崎興業北海道支社土木部長
 井上 昭伸 北海道住宅都市部技監
 上山 博明 上山試錐工業(株)代表取締役社長
 鶴束 淑朗 北海道土木部技監
 梅田 安治 北海道大学農学部教授
 太田 裕 北海道大学工学部教授
 小澤 榮 北海道開発局港湾部長
 梶山 義夫 北海道電力(株)土木部長
 神谷 忠一 札幌市下水道局施設部長
 川治 正則 道立寒地住宅都市研究所長
 北川 修三 日本鉄道建設公団札幌支社計画部長
 城戸 欽也 北海道開発コンサルタント(株)専務取締役
 桑野 英治 札幌市建築局建築部長
 小西 輝久 日本舗道(株)札幌支店取締役
 小林 治郎 清水建設(株)取締役支店長
 坂上 孝幸 北海学園大学工学部教授
 白崎 練一 北海道農政部技監
 高橋 陽一 北海道開発局札幌開発建設部長
 田中 義幸 農用地開発公社北海道支社長
 土岐 祥介 北海道大学工学部教授
 土肥 稔 大成建設(株)常務取締役支店長
 中村 和也 北海道開発局農業水産部長
 野島 廣紀 札幌市水道局工務部長
 林 信雄 北海道開発局開発土木研究所長
 福井 敏行 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部担当部長
 増田 懋隆 北海道開発局石狩川開発建設部

長

松岡 健一 室蘭工業大学工学部教授

山口 甲 北海道開発局建設部長

山谷 友吉 北海道開発局営繕部長

吉富 和男 伊藤組土建(株)常務取締役営業担当第2営業部長

渡辺 喬二 日本道路公団札幌建設局技術部長

和田 輝義 西松建設(株)札幌支店長

監査:

古屋 茂利 (株)間組札幌支店長

森 康夫 北海道開発局開発土木研究所道路部長

顧問:

真井 耕象 北大名誉教授

岩本 常次 北海道電力(株)相談役

赤井 醇 地崎商事(株)社長

大橋 康次 北電興業(株)顧問

板倉 忠三 北大名誉教授

横道 英雄 北大名誉教授

小寺 一卓 (株)石山組代表取締役副社長

小池 竜夫 北海道コンクリート販売(株)取締役相談役

岡田 光夫 (株)北海道熱供給公社常務取締役

山田 照一 札幌工業(株)代表取締役社長

尾崎 晃 北海道工業大学工学部教授、北大名誉教授

秋谷 元 (株)北洋エンジニアリング技師長

小野 中 平田測量設計(株)取締役副社長

国本 康夫 北海道議会議員

大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役副会長(北海道本店長)

北郷 繁 北大名誉教授

石崎 嘉明 北海水力発電(株)取締役社長

村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長

岡本 成之 日本ダクタイル鉄管協会北海道支部長

真田 真 岩田建設(株)取締役副社長

黒田 充 北電興業(株)取締役事業部長

河野 文弘 北海学園大学工学部教授

佐藤 嘉晃 日本鉄道建設公団札幌支社長

◎平成2年度役員

支部長:

魚住 昌也 札幌市建設局長

評議員:

五十嵐柳幸 (株)地崎工業北海道支社土木部長

上山博明 上山試錐工業(株)代表取締役社長

鶴束 淑朗 北海道土木部技監

遠藤 紀寛 北海道開発局農業水産部長

梅田 安治 北海道大学農学部教授

小澤 榮 北海道開発局港湾部長

小山田 博 北海道電力(株)土木部長

鏡味 洋史 北海道大学工学部教授

神谷 忠一 札幌市下水道局施設部長

古矢 恒夫 道立寒地住宅都市研究所長

川瀬 昌万 日本道路公団札幌建設局技術部長

城戸 欽也 北海道開発コンサルタント(株)専務取締役

久保 宏 北海道開発局開発土木研究所長

桑野 英治 札幌市建築局建築部長

小西 輝久 日本舗道(株)札幌支店取締役

小林 治郎 清水建設(株)取締役支店長

坂上 孝幸 北海学園大学工学部教授

櫻田 充郎 札幌市建設局参事

島 泰 北海道住宅都市部技監

白崎 練一 北海道農政部技監

高橋 陽一 北海道開発局札幌開発建設部長

近間 利之 (株)大林組札幌支店長

照井 進一 北海道開発局営繕部長

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

土肥 稔 大成建設(株)常務取締役支店長

戸部 智弘 北海道開発局建設部長

福井 敏行 北海道軌道施設工業(株)取締役営業部長

増田 懋隆 北海道開発局石狩川開発建設部長

松岡 健一 室蘭工業大学工学部教授

溝口 健二 日本鉄道建設公団札幌工事事務

所所長

吉田 重一 農用地開発公団北海道支社長

吉富 和男 伊藤組土建(株)常務取締役営業担当第2営業部長

和田 輝義 西松建設(株)札幌支店長

監 査 :

芹沢 達治 (株)間組札幌支店長

森 康夫 北海道開発局開発土木研究所構造部長

顧 問 :

真井 耕象 北大名誉教授

岩本 常次 北海道電力(株)相談役

赤井 醇 地崎商事(株)代表取締役社長

大橋 康次 佐藤工業(株)札幌支店顧問

板倉 忠三 北大名誉教授

横道 英雄 北大名誉教授

小寺 一阜 (株)石山道路取締役社長

小池 竜夫 北海道コンクリート販売(株)顧問

岡田 光夫 (株)北海道熱供給メンテナンス(株)取締役社長

山田 照一 札建工業(株)代表取締役社長

尾崎 晃 北大名誉教授、(社)寒地港湾技術研究センター会長

秋谷 元 (株)北洋エンジニアリング技師長

小野 中 平田技術コンサルタント(株)代表取締役

国本 康夫 北海道議会議員

大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役副社長(北海道支店長)

北郷 繁 北大名誉教授、岩田建設(株)技術開発室技術顧問

石崎 嘉明 北海水力発電(株)取締役社長

村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長

岡本 成之 日本ダクタイル鉄管協会北海道支部長

真田 眞 岩田建設(株)取締役社長

黒田 充 北電興業(株)常務取締役

河野 文弘 北海学園大学工学部教授

佐藤 嘉晃 北海道軌道施設工業(株)代表取締役社長

伊藤 藏吉 北海道土木部長

◎平成3年度役員

支部長 :

戸部 智弘 北海道開発局長

評議員 :

五十嵐柳幸 (株)地崎工業北海道支社土木部長

鶴東 淑朗 北海道土木部技監

梅田 安治 北海道大学農学部教授

遠藤 紀寛 北海道開発局農業水産部長

長内 戦治 北海道開発局港湾部長

鏡味 洋史 北海道大学工学部教授

神谷 忠一 札幌市下水道局施設部長

川瀬 昌万 日本道路公団札幌建設局技術部長

神部 寿行 鹿島建設(株)札幌支店支店長

城戸 欽也 北海道開発コンサルタント(株)常務取締役

桑野 英治 札幌市建築局建築部長

小西 輝久 日本舗道(株)札幌支店取締役

小林 治郎 清水建設(株)取締役支店長

小山 勝雄 北海道開発局営繕部長

斎藤 昌之 北海道地質調査業協会理事長

坂上 孝幸 北海学園大学工学部教授

櫻田 充郎 札幌市建設局参事

島 泰 北海道住宅都市部技監

白崎 練一 北海道農政部技監

高橋 陽一 北海道開発局開発土木研究所長

谷藤 和三 北海道電力(株)土木部土木工事課長

近間 利之 (株)大林組札幌支店長

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

土肥 稔 大成建設(株)常務取締役支店長

新山 惇 北海道開発局建設部道路建設課長

福井 敏行 北海道軌道施設工業(株)取締役営業部長

古矢 恒夫 道立寒地住宅都市研究所長

松岡 健一 室蘭工業大学工学部教授

溝口 健二 日本鉄道建設公団札幌工事事務

所長

柳川 捷夫 北海道開発局建設部長
 吉田 重一 農用地整備公団北海道支社長
 吉富 和男 伊藤組土建(株)常務取締役営業担当第2営業部長
 和田 輝義 西松建設(株)札幌支店長

監査:

芹澤 達治 (株)間組札幌支店長
 森 康夫 北海道開発局土木試験所構造部長

顧問:

真井 耕象 北大名誉教授
 岩本 常次 北海道電力(株)相談役
 赤井 醇 地崎商事(株)代表取締役社長
 大橋 康次 佐藤工業(株)札幌支店顧問
 板倉 忠三 北大名誉教授
 横道 英雄 北大名誉教授
 小寺 一阜 石山道路(株)取締役社長
 小池 竜夫 北海道コンクリート販売(株)顧問
 岡田 光夫 北海道熱供給メンテナンス(株)取締役社長
 山田 照一 札建工業(株)代表取締役社長
 尾崎 晃 北大名誉教授、(社)寒地港湾技術研究センター会長
 秋谷 元 (株)北洋エンジニアリング技師長
 小野 中 平田技術コンサルタント(株)代表取締役
 国本 康夫 北海道議会議員
 大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役副会長(北海道本店長)
 北郷 繁 北大名誉教授、岩田建設(株)技術開発室技術顧問
 石崎 嘉明 北海水力発電(株)取締役社長
 村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長
 岡本 成之 日本ダクタイル鉄管協会北海道支部長
 真田 眞 岩田建設(株)取締役社長
 黒田 充 北電興業(株)常務取締役
 河野 文弘 北海学園大学工学部教授
 佐藤 嘉晃 北海道軌道施設工業(株)代表取締役

役

伊藤 藏吉 北海道土木部長
 魚住 昌也 札幌市建設局長

◎平成4年度役員

支部長:

織田 紀雄 北海道電力(株)土木部長

評議員:

芦田 淳 札幌市建築局建築部長
 飯塚 一力 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長
 五十嵐柳幸 (株)地崎工業北海道支社土木部長
 梅田 安治 北海道大学農学部教授
 岡崎 悠吾 北海道住宅都市部技監
 長内 戦治 北海道開発局港湾部長
 鏡味 洋史 北海道大学工学部教授
 神部 寿行 鹿島建設(株)取締役札幌支店長
 菊池 昭憲 北海道土木部技監
 久保 宏 北海学園大学工学部教授
 熊谷 勝弘 北海道開発局建設部道路建設課長
 小西 輝久 日本舗道(株)北海道駐在常任参与
 小林 治郎 清水建設(株)北海道支店常務取締役支店長
 斎藤 昌之 北海道地質調査業協会理事長
 櫻田 充郎 札幌市建設局参事
 柴野 直行 北海道農政部技監
 島田 一功 札幌市下水道局施設部長
 田中 富男 北海道開発コンサルタント(株)理事
 谷藤 和三 北海道電力(株)土木部計画・建設グループリーダー
 近間 利之 (株)大林組札幌支店長
 土岐 祥介 北海道大学工学部教授
 土肥 稔 大成建設(株)常務取締役札幌駐在
 中村 裕史 道立寒地住宅都市研究所長
 長尾 新 農用地整備公団北海道支社長
 西本 藤彦 北海道開発局開発土木研究所長
 舟崎 恒義 日本道路公団札幌建設局建設部長
 堀井 健次 北海道開発局農業水産部長

松岡 健一 室蘭工業大学工学部教授
 溝口 健二 日本鉄道建設公団札幌工事事務所長
 三田地利之 北海道大学工学部教授
 柳川 捷夫 北海道開発局建設部長
 山端 良幸 北海道開発局営繕部長
 吉富 和男 伊藤組土建(株)常務取締役営業担当第2営業部長
 和田 輝義 西松建設(株)札幌支店長

監 査 :

芹沢 達治 (株)間組札幌支店長
 森 康夫 北海道開発局開発土木研究所構造部長

顧 問 :

真井 耕象 北大名誉教授
 岩本 常次 北海道電力(株)相談役
 赤井 醇 地崎商事(株)代表取締役社長
 大橋 康次 佐藤工業(株)札幌支店顧問
 板倉 忠三 北大名誉教授
 横道 英雄 北大名誉教授
 小寺 一阜 石山道路(株)取締役社長
 小池 竜夫 北海道コンクリート販売(株)顧問
 岡田 光夫 北海道熱供給メンテナンス(株)取締役社長
 山田 照一 札建工業(株)代表取締役社長
 尾崎 晃 北大名誉教授、(社)寒地港湾技術研究センター会長
 秋谷 元 (株)北洋エンジニアリング技師長
 小野 中 平田技術コンサルタント(株)代表取締役
 国本 康夫 北海道議会議員
 大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役副会長(北海道本店長)
 北郷 繁 北大名誉教授、岩田建設(株)技術開発室技術顧問
 石崎 嘉明 北海水力発電(株)取締役社長
 村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長
 岡本 成之 日本ダクタイル鉄管協会北海道支部長
 真田 眞 岩田建設(株)取締役社長

黒田 充 北電興業(株)常務取締役
 河野 文弘 北海学園大学工学部教授
 佐藤 嘉晃 北海道軌道施設工業(株)代表取締役
 伊藤 藏吉 (財)北海道地域総合振興機構常務理事総務部長
 魚住 昌也 札幌市助役
 戸部 智弘 北海道開発局長

◎平成5年度役員

支部長 :

坂上孝幸 北海学園大学学長

評議員 :

芦田 淳 札幌市建築局建築部長
 阿部 宏侑 道立寒地住宅都市研究所環境科学部長
 飯塚 一力 北海道旅客鉄道(株)取締役工務部長
 池内 憲造 清水建設(株)北海道支店土木部長
 梅田 安治 北海道大学農学部教授
 大塚 知義 北海道開発局営繕部建築課長
 大貫 富夫 日本鉄道建設公団札幌工事事務所長
 奥野 隆夫 鹿島建設(株)札幌支店土木部長
 加藤 譲嗣 (株)大林組札幌支店副支店長
 金井拓一郎 大成建設(株)札幌支店土木部長
 木村 省三 北海道開発局農業水産部農業設計課長
 鏡味 洋史 北海道大学工学部教授
 久保 宏 北海学園大学工学部教授
 小西 輝久 日本舗道(株)北海道駐在常任参与
 斎藤 昌之 北海道地質調査業協会理事長
 櫻田 充郎 札幌市石狩町茨戸下水処理場管理組合事務局長
 鈴木 新一 札幌市下水道局施設部長
 高橋 銀平 北海道農政設計課参事
 高橋 繁樹 北海道開発局建設部河川工事課長
 高本 清彦 北海道住宅都市部都市整備課長
 谷藤 和三 北海道電力(株)土木部次長

- | | | | |
|-------|--------------------------|----------|-------------------------|
| 土岐 祥介 | 北海道大学工学部教授 | 北郷 繁 | 北大名誉教授、岩田建設(株)技術開発室技術顧問 |
| 時川 和夫 | 北海道開発局港湾部港湾建設課長 | 石崎 嘉明 | 北電管配エンジニアリング(株)取締役社長 |
| 長尾 新 | 農用地整備公団北海道支社長 | 村田 孝雄 | 岩田建設(株)取締役副社長 |
| 能登 繁幸 | 北海道開発局開発土木研究所構造部長 | 岡本 成之 | 日本ダクタイル鉄管協会北海道支部長 |
| 長谷川 紘 | 北海道土木部道路課参事 | 真田 眞 | 岩田建設(株)取締役社長 |
| 浜田 義継 | 日本道路公団札幌建設局技術部長 | 黒田 充 | 北海水力発電(株)代表取締役社長 |
| 林 延泰 | 北海道開発局建設部道路建設課長 | 河野 文弘 | 北海学園大学工学部教授 |
| 平野 良弘 | 伊藤組土建(株)取締役土木部長 | 佐藤 嘉晃 | 北海道軌道施設工業(株)代表取締役社長 |
| 藤野 暢一 | (株)地崎工業北海道本店土木部長 | 伊藤 藏吉 | 北海道土地開発公社専務理事 |
| 松岡 健一 | 室蘭工業大学工学部教授 | 魚住 昌也 | 札幌市助役 |
| 益田 栄治 | 北海道開発コンサルタント(株)地質部長 | 戸部 智弘 | 北海道開発庁事務次官 |
| 三田地利之 | 北海道大学工学部教授 | 織田 紀雄 | 北海道電力(株)土木部長 |
| 吉川 邦彦 | 西松建設(株)札幌支店次長 | | |
| 監 査 : | | ◎平成6年度役員 | |
| 芹沢 達治 | (株)間組札幌支店長 | 支部長 : | 川瀬 昌万 日本道路公団札幌建設局長 |
| 森 康夫 | 北海道開発局開発土木研究所研究調整官 | 評議員 : | 安彦 和之 北海道開発局港湾部港湾建設課長 |
| 顧 問 : | | | 阿部 宏侑 道立寒地住宅都市研究所環境科学部長 |
| 真井 耕象 | 北大名誉教授 | | 池内 憲造 清水建設(株)北海道支店土木部長 |
| 岩本 常次 | 北海道電力(株)相談役 | | 梅田 安治 北海道大学農学部教授 |
| 赤井 醇 | 地崎商事(株)相談役 | | 瓜田 一郎 札幌市建設局土木部長 |
| 大橋 康次 | 佐藤工業(株)札幌支店顧問 | | 大貫 富夫 日本鉄道建設公団札幌工事事務所長 |
| 横道 英雄 | 北大名誉教授 | | 奥野 隆夫 鹿島建設(株)札幌支店土木部長 |
| 小寺 一阜 | 石山道路(株)代表取締役社長 | | 鏡味 洋史 北海道大学工学部教授 |
| 小池 竜夫 | 北海道コンクリート販売(株)監査役 | | 樫野 喜明 北海道農政部設計課参事 |
| 岡田 光夫 | (株)興陽技建取締役会長 | | 加藤 譲嗣 (株)大林組札幌支店副支店長 |
| 山田 照一 | 札建工業(株)取締役会長 | | 金井拓一郎 大成建設(株)札幌支店副支店長 |
| 尾崎 晃 | 北大名誉教授、(社)寒地港湾技術研究センター会長 | | 金子 正之 北海道開発局建設部河川工事課長 |
| 秋谷 元 | (株)北洋エンジニアリング技師長 | | 木戸 清男 札幌市建設局建設部長 |
| 小野 中 | 平田技術コンサルタント(株)代表取締役 | | 久保 宏 北海学園大学工学部教授 |
| 国本 康夫 | | | 小西 輝久 日本舗道(株)北海道駐在常任参与 |
| 大越 孝雄 | (株)地崎工業代表取締役副会長 | | |

- | | | | |
|-------|--------------------------|----------|-------------------------|
| 小林 徳宏 | 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長 | 国本 康夫 | |
| 斎藤 昌之 | 北海道地質調査業協会理事長 | 大越 孝雄 | (株)地崎工業代表取締役副会長 |
| 鈴木 新一 | 札幌市下水道局施設部長 | 北郷 繁 | 北大名誉教授、岩田建設(株)技術開発室技術顧問 |
| 高本 清彦 | 北海道住宅都市部都市整備課長 | 石崎 嘉明 | 北電管配エンジニアリング(株)取締役社長 |
| 谷藤 和三 | 北海道電力(株)土木部次長 | 村田 孝雄 | 岩田建設(株)取締役副社長 |
| 能登 繁幸 | 北海道開発局開発土木研究所構造部長 | 岡本 成之 | 日本ダクティル鉄管協会北海道支部長 |
| 長谷川 紘 | 北海道土木部道路課参事 | 真田 眞 | 岩田建設(株)取締役社長 |
| 浜田 義継 | 日本道路公団札幌建設局技術部長 | 黒田 充 | 北海道水力発電(株)代表取締役社長 |
| 林 延泰 | 北海道開発局建設部道路建設課長 | 河野 文弘 | (社)北海道開発技術センター理事 |
| 平野 良弘 | 伊藤組土建(株)取締役土木部長 | 佐藤 嘉晃 | 北海道軌道施設工業(株)代表取締役社長 |
| 藤野 暢一 | (株)地崎工業北海道本店土木部長 | 伊藤 藏吉 | 北海道土地開発公社専務理事 |
| 堀井 健次 | 農用地整備公団北海道支社長 | 魚住 昌也 | 札幌市助役 |
| 松岡 健一 | 室蘭工業大学工学部教授 | 戸部 智弘 | 北海道開発庁顧問 |
| 益田 栄治 | 北海道開発コンサルタント(株)地質部長 | 織田 紀雄 | 北海道電力(株)土木部長 |
| 三田地利之 | 北海道大学工学部教授 | 坂上 孝幸 | 北海学園大学学長 |
| 山本 義弘 | 北海道開発局農業水産部農業設計課長 | | |
| 吉川 邦彦 | 西松建設(株)札幌支店次長 | | |
| 監 査 : | | ◎平成7年度役員 | |
| 阿部 英夫 | (株)間組札幌支店長 | 支部長 : | 小山田欣裕 北海道開発局開発土木研究所長 |
| 西川 純一 | 北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室長 | 評議員 : | 安彦 和之 北海道開発局港湾部港湾建設課長 |
| 顧 問 : | | 阿部 宏侑 | 道立寒地住宅都市研究所環境科学部長 |
| 真井 耕象 | 北大名誉教授 | 梅田 安治 | 北海道大学農学部教授 |
| 赤井 醇 | 地崎商事(株)相談役 | 瓜田 一郎 | 札幌市建設局土木部長 |
| 大橋 康次 | 佐藤工業(株)札幌支店顧問 | 大貫 富夫 | 日本鉄道建設公団札幌工事事務所長 |
| 横道 英雄 | 北大名誉教授 | 奥野 隆夫 | 鹿島建設(株)札幌支店次長 |
| 小寺 一阜 | 石山道路(株)代表取締役社長 | 小野 正二 | 日本道路公団札幌建設局技術部長 |
| 岡田 光夫 | (株)興陽技建取締役会長 | 鏡味 洋史 | 北海道大学工学部教授 |
| 山田 照一 | 札幌工業(株)取締役会長 | 樫野 喜明 | 北海道農政部設計課参事 |
| 尾崎 晃 | 北大名誉教授、(社)寒地港湾技術研究センター会長 | 金井拓一郎 | 大成建設(株)札幌支店副支店長 |
| 秋谷 元 | (株)北洋エンジニアリング技師長 | 金子 正之 | 北海道開発局建設部河川工事課 |
| 小野 中 | 平田技術コンサルタント(株)代表取締役 | | |

長

木戸 清男 札幌市建設局建設部長

久保 宏 北海学園大学工学部教授

小西 輝久 日本舗道(株)北海道駐在常任参与

小林 徳宏 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部長

斎藤 昌之 北海道地質調査業協会理事長

鈴木 新一 札幌市下水道局施設部長

鈴木 輝之 北見工業大学工学部教授

高本 清彦 北海道住宅都市部都市整備課長

田中 晃 北海道開発局営繕部建築課長

高橋 耕平 北海道電力(株)土木部土木技術グループリーダー

野坂 隆一 北海道開発局建設部道路建設課長

能登 繁幸 北海道開発局開発土木研究所構造部長

長谷川 紘 北海道土木部道路課参事

八戸 裕 (株)大林組札幌支店営業部長

平野 良弘 伊藤組土建(株)取締役土木部長

藤野 暢一 (株)地崎工業北海道本店土木部長

古田 政美 北海道開発コンサルタント(株)地質部長

堀井 健次 農用地整備公団北海道支社長

三浦 清一 室蘭工業大学工学部助教授

水梨 弘 清水建設(株)北海道支店土木部長

三田地利之 北海道大学工学部教授

山本 義弘 北海道開発局農業水産部農業設計課長

吉川 邦彦 西松建設(株)札幌支店次長

監 査 :

阿部 英夫 (株)間組札幌支店長

西川 純一 北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室長

顧 問 :

真井 耕象 北大名誉教授

大橋 康次 佐藤工業(株)札幌支店顧問

横道 英雄 北大名誉教授

小寺 一卓 石山道路(株)代表取締役社長

岡田 光夫 (株)興陽技建取締役会長

山田 照一 札建工業(株)取締役会長

尾崎 晃 北大名誉教授、(社)寒地港湾技術研究センター会長

小野 中 平田技術コンサルタント(株)代表取締役

国本 康夫

大越 孝雄 (株)地崎工業代表取締役副会長

北郷 繁 北大名誉教授、岩田建設(株)技術開発室技術顧問

石崎 嘉明 北電管配エンジニアリング(株)取締役社長

村田 孝雄 岩田建設(株)取締役副社長

岡本 成之 日本ダクティル鉄管協会北海道支部長

眞田 眞 岩田建設(株)代表取締役社長

黒田 充 北海水力発電(株)代表取締役社長

河野 文弘 北海学園大学工学部教授

佐藤 嘉晃 北海道軌道施設工業(株)代表取締役社長

伊藤 藏吉 (株)北英建設代表取締役社長

魚住 昌也 札幌市助役

戸部 智弘 北海道開発庁顧問

織田 紀雄 北海道電力(株)土木部長

坂上 孝幸 北海学園大学学長

川瀬 昌万 日本道路公団札幌建設局長

4) 歴代幹事

◎昭和 61 年度幹事

幹事長 :

土岐 祥介 北海道大学工学部教授

幹 事 :

三浦 清一 室蘭工業大学工学部土木工学科

加治屋安彦 北海道開発局土木試験所土質研究室

長沢 徹明 北海道大学農学部

池田 晃一 北海道土質コンサルタント(株)

大島 紀房 (株)構研エンジニアリング

小山内一夫 北海道土木部砂防災害課

沼尻 龍生 飛鳥建設(株)札幌支店

荒 厚 日本道路公団札幌建設局札幌工

事事務所

神谷 光彦 北海道工業大学工学部土木工学科
 唐牛 義夫 札幌市水道局工事部施設建設課
 玉木 史郎 日本鉄道建設公団札幌支社計画部計画課
 三田地利之 北海道大学工学部土木工学科
 由良 桂一 北海道開発コンサルタント(株)地質部
 寺井 勝之 北海道開発局建設部道路計画課
 嶋 隆司 北海道旅客鉄道(株)
 獅子原 悟 鹿島建設(株)札幌支店土木部
 藪 正樹 北海道電力(株)土木部土木工事課

◎昭和 62 年度幹事

幹事長：

渡辺 喬二 日本道路公団札幌建設局技術部長

幹事：

三浦 清一 室蘭工業大学工学部土木工学科
 片倉 浩司 北海道開発局土木試験所基礎工研究室
 池田 晃一 北海道土質コンサルタント(株)
 佐野 信房 函館工業高等専門学校
 一條 昌幸 北海道旅客鉄道(株)工事課
 大島 紀房 (株)構研エンジニアリング
 山水 惟久 北海道土木部砂防災害課
 菅原 紀男 飛島建設(株)札幌支店
 荒 厚 日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所
 神谷 光彦 北海道工業大学工学部土木工学科
 坂田 和則 札幌市水道局工事計画課
 玉木 史郎 日本鉄道建設公団札幌支社計画部計画課
 三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科
 武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)地質部
 長沢 徹明 北海道大学農学部
 岳本 秀人 北海道開発局建設部道路計画課

平山 純 鹿島建設(株)札幌支店土木部
 植矢 一彦 日本道路公団札幌建設局技術技術第 2 課
 藪 正樹 北海道電力(株)土木部土木計画課

◎昭和 63 年度幹事

幹事長：

高木 憲治 北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部工務部工事第 2 課長

幹事：

三浦 清一 室蘭工業大学工学部土木工学科
 片倉 浩司 北海道開発局土木研究所土質基礎研究室
 池田 晃一 北海道土質コンサルタント(株)
 佐野 信房 函館工業高等専門学校土木工学科
 野島 誠 北海道旅客鉄道(株)工務部管理課
 大島 紀 (株)構研エンジニアリング
 長沼 利彰 北海道土木部砂防災害課
 菅野 紀男 飛島建設(株)札幌支店
 荒 厚 日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所
 神谷 光彦 北海道工業大学工学部土木工学科
 坂田 和則 札幌市下水道局工事計画課
 玉木 史郎 日本鉄道建設公団札幌支社計画部計画課
 三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科
 武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)地質部
 長沢 徹明 北海道大学農学部
 岳本 秀人 北海道開発局建設部道路計画課
 平山 純 鹿島建設(株)札幌支店土木部
 植矢 一彦 日本道路公団札幌建設局技術部技術第 2 課
 水口 洋 北海道電力(株)土木部土木計画課

◎平成元年度幹事

幹事長：

鶴束 淑朗 北海道土木部技監

池田 晃一	北海道土質コンサルタント(株)	岸 徳光	室蘭工業大学工学部土木工学科
岸 徳光	室蘭工業大学工学部土木工学科	谷村 昌史	北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室
三浦 均也	北海道大学工学部土木工学科	齊藤 和夫	基礎地盤コンサルタント(株)札幌支社
片倉 浩司	北海道開発局土木研究所土質基礎研究室	大島 紀房	(株)構研エンジニアリング
齊藤 和夫	基礎地盤コンサルタント(株)札幌支社	国重 賢一	北海道土木部砂防災課
大島 紀房	(株)構研エンジニアリング	和泉 晶裕	北海道開発局建設部道路計画課
国重 賢一	北海道土木部砂防災課	仲村 清美	札幌市下水道局工事部施設建設課
佐野 侖房	函館工業高等専門学校土木工学科	神谷 光彦	北海道工業大学工学部土木工学科
岳本 秀人	北海道開発局建設部道路計画課	佐野 侖房	函館工業高等専門学校土木工学科
神谷 光彦	北海道工業大学工学部土木工学科	窪田 敬宜	(株)山下設計札幌支社
仲村 清美	札幌市下水道局工事部施設建設課	池浦 勲	苫小牧工業高等専門学校土木工学科
玉木 史郎	日本鉄道建設公団札幌支社計画部計画課	武田 覚	北海道開発コンサルタント(株)地質部
池浦 勲	苫小牧工業高等専門学校土木工学科	深沢 幸雄	北海道旅客鉄道(株)工務部管理課
武田 覚	北海道開発コンサルタント(株)地質部	長沢 徹明	北海道大学農学部
長沢 徹明	北海道大学農学部	坂元 伸樹	鹿島建設(株)札幌支店土木部
平山 純	鹿島建設(株)札幌支店土木部	宮永 孝志	北海道電力(株)土木部水路課
水口 洋	北海道電力(株)土木部土木計画課	(西村 哲治)	
(西村 哲治)		鈴木 幾雄	日本道路公団札幌建設局技術部
植矢 一彦	日本道路公団札幌建設局技術部	(本江 裕之)	技術第2課
(本江 裕之)	技術第2課	柴田 登	飛島建設(株)札幌支店土木部土木課
柴田 登	飛島建設(株)札幌支店土木部土木課	村橋 敏孝	日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所
荒 厚	日本道路公団札幌建設局札幌工(問谷 邦利) 事事務所	鈴木 輝之	北見工業大学工学部土木工学科
(問谷 邦利)	事事務所		
鈴木 輝之	北見工業大学工学部土木工学科		

◎平成2年度幹事

幹事長：

櫻田 充郎 札幌市建設局参事

幹事：

三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科

池田 晃一 北海道土質コンサルタント(株)

◎平成3年度幹事

幹事長：

新山 惇 北海道開発局道路計画課長

池浦 勲 苫小牧工業高等専門学校土木工学科

池田 晃一 北海道土質コンサルタント(株)

池田 義明 大成建設(株)札幌支店土木技術室

大島 紀房 (株)構研エンジニアリング

大町 良治 北海道旅客鉄道(株)経営企画室投資計画係

神谷 光彦 北海道工業大学工学部土木工学科

川端 隆 札幌市建設局道路維持部スパイクタイヤ対策課

岸 徳光 室蘭工業大学工学部建設システム工学部

窪田 敬宜 (株)山下設計札幌支社

斉藤 和夫 基礎地盤コンサルタンツ(株)札幌支社

坂元 伸樹 鹿島建設(株)札幌支店土木部

佐野 侑房 函館工業高等専門学校土木工学科

柴田 登 飛島建設(株)札幌支店土木部土木課

渋谷 啓 北海道大学工学部土木工学科

鈴木 幾雄 日本道路公団札幌建設局技術部技術第2課

鈴木 輝之 北見工業大学工学部土木工学科

武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)地質部

長沢 徹明 北海道大学農学部農業工学科

野口 恒久 清水建設(株)北海道支店土木技術部

幡本 篤 北海道開発局建設部道路計画課

三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科

宮嶋 正憲 岩田建設(株)技術開発室

(今井 正博)

宮永 孝志 北海道電力(株)土木部水路課

村橋 敏孝 日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所

山水 惟久 北海道土木部砂防災害課

◎平成4年度幹事

幹事長：

谷藤 和三 北海道電力(株)土木部次長

幹事：

池浦 勲 苫小牧工業高等専門学校土木工学科

大町 良治 北海道旅客鉄道(株)経営企画室投資計画係

小山田 和 北海道電力(株)土木部技術開発グループ

(宮永 孝志)

神谷 光彦 北海道工業大学工学部土木工学科

岸 徳光 室蘭工業大学工学部土木工学科

工藤 康雅 北海道土質コンサルタント(株)

窪田 敬宜 (株)山下設計札幌支社

小林 正樹 NTT北海道総合技術センター

斉藤 和夫 基礎地盤コンサルタンツ(株)札幌支社

酒田 秀幸 岩倉建設(株)札幌支店土木部

坂元 伸樹 鹿島建設(株)札幌支店土木部

坂本 容 北海道電力(株)土木部設備運営グループ

佐野 侑房 函館工業高等専門学校土木工学科

柴田 登 飛島建設(株)札幌支店土木部設計課

渋谷 啓 北海道大学工学部土木工学科

白井 一義 札幌市下水道局工事部西部工事課

鈴木 幾雄 日本道路公団札幌建設局技術部技術第2課

鈴木 輝之 北見工業大学工学部土木工学科

清野 浩一 大成建設(株)札幌支店土木技術室

(池田 義明)

武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)地質部

中村 隆昭 北海道土木部砂防災害課

長沢 徹明 北海道大学農学部農業工学科

野口 恒久 清水建設(株)北海道支店土木技術部

幡本 篤 北海道開発局建設部道路計画課

林 宏親 北海道開発局開発土木研究所土質基礎研究室

三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科

村橋 敏孝 日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所

和田 康三 (株)構研エンジニアリング

◎平成5年度幹事

幹事長：

三田地利之 北海道大学工学部教授

幹事：

池浦 勲 苫小牧工業高等専門学校土木工
学科

大町 良治 北海道旅客鉄道(株)経営企画室投
資計画係

小山田 和 北海道電力(株)土木部技術開発グ
ループ

神谷 光彦 北海道工業大学工学部土木工学
科

工藤 康雅 北海道土質コンサルタント(株)

窪田 敬宜 (株)山下設計札幌支社

桑島 正樹 北海道開発局開発土木研究所土
(林 宏親) 質基礎研究室

斉藤 和夫 基礎地盤コンサルタント(株)札幌
支社

坂元 伸樹 鹿島建設(株)札幌支店土木部

坂本 容 北海道電力(株)土木部設備運営グ
ループ

佐々木 進 NTT北海道総合技術センター
(小林 正樹)

佐野 侑房 函館工業高等専門学校土木工学
科

柴田 登 飛鳥建設(株)札幌支店土木部設計
課

渋谷 啓 北海道大学工学部土木工学科

鈴木 輝之 北見工業大学工学部土木工学科

清野 浩一 大成建設(株)札幌支店土木技術室

武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)地
質部

田所 将 札幌市都市整備局区画整理部指
導課

豊田 邦男 日本道路公団札幌建設局札幌工
事事務所

長沢 徹明 北海道大学農学部農業工学科

西尾 正巳 北海道土木部砂防災害課

野口 恒久 清水建設(株)北海道支店土木技術
部

幡本 篤 北海道開発局建設部道路計画課

正城 泰夫 日本道路公団札幌建設局建設部
技術第2課

三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科

三浦 清一 室蘭工業大学工学部土木工学科

門田 明久 岩田建設(株)土木技術部

和田 康三 (株)構研エンジニアリング

◎平成6年度幹事名簿

幹事長：

小野 正二 日本道路公団札幌建設局技術部
長

幹事：

池浦 勲 苫小牧工業高等専門学校土木工
学科

石川 育 大成建設(株)札幌支店土木技術室

稲 直美 (株)アクセス

大町 良治 北海道旅客鉄道(株)経営企画室投
資計画係

小野 丘 北海学園大学工学部土木工学科

小山田 和 北海道電力(株)土木部技術開発グ
ループ

神谷 光彦 北海道工業大学工学部土木工学
科

工藤 康雅 北海道土質コンサルタント(株)

窪田 敬宜 (株)山下設計札幌支社

桑島 正樹 北海道開発局開発土木研究所土
質基礎研究室

斉藤 和夫 基礎地盤コンサルタント(株)札幌
支社

坂元 伸樹 鹿島建設(株)札幌支店土木部

佐々木 進 NTT北海道総合技術センター

佐野 侑房 函館工業高等専門学校土木工学
科

柴田 登 飛鳥建設(株)札幌支店技術部

渋谷 啓 北海道大学工学部土木工学科

武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)地
質部

田所 将 札幌市都市整備局区画整理部指導課
 谷口 秀之 北海道開発局建設部道路計画課
 豊田 邦男 日本道路公団札幌建設局千歳工事事務所
 長沢 徹明 北海道大学農学部農業工学科
 野口 恒久 清水建設(株)北海道支店土木技術部
 橋本 達則 北海道土木部道路課
 正城 泰夫 日本道路公団札幌建設局建設部技術第2課
 三浦 均也 北海道大学工学部土木工学科

委員：三田地利之(H2)
 ◎広報委員会
 委員長：三田地利之(H6)
 ◎国際土質基礎工学会第8回アジア地域会議実行委員会：
 委員：土岐祥介(S61)
 学術部会部員：三田地利之(S61)
 ◎IS-Hokkaido'94 実行委員会
 別掲
 ◎IS-Tokyo'95 実行委員会
 委員：土岐祥介(H6)
 ◎Mechanics of Granular Materials 国内委員会
 委員：三浦均也(H6,H8)

5) 歴代事務局員名簿

事務局長：

小住 勝雄 昭和61年6月～昭和62年5月
 秋田 稔 昭和62年6月～現在

書記：

高橋 光枝 昭和62年6月～平成3年7月
 林 美和子 平成3年8月～現在

◎Progressive Failure Geo-Structure 国内委員会
 委員：三浦均也(H6,H8)
 ◎Stress-Strain Testing of Geomaterials in the Laboratory 国内委員会
 委員兼幹事：澁谷啓(H8)
 ◎IS-Tohoku'98 実行委員会
 学術部会長：三田地利之(H8)
 委員：神谷光彦，三浦清一，土岐祥介，能登繁幸(以上H8)

6) 本部役員・委員会委員(支部関係分)

注) 会員名簿(隔年発行)より抽出
 () は名簿の発行年度を示す

1. 総務部会

◎理事・総務部長：土岐祥介(H2)

◎役員候補者選考委員会

委員：岡本成之(S63)，小山田博(S63,H2)，河野文弘(S63)，土岐祥介(S63)，久保宏(H2,H4)，坂上孝幸(H2,H4)，前田隆(H4,H6)，鏡味洋史(H6,H8)，梅田安治(H8)，能登繁幸(H8)

幹事：土岐祥介(H2)

◎表彰委員会

委員：土岐祥介(S61,H2)，前田隆(H2)

◎国際委員

委員：土岐祥介(S61,S63,H2,H4)，三田地利之(H6,H8)

◎長期計画検討委員会：

副委員長：土岐祥介(H2)

◎地盤工学会災害連絡会議

地方委員：三田地利之(H8)

地方連絡委員：鈴木輝之，土谷富士夫，三浦均也，池浦勲，三浦清一，佐野侖房(以上H8)

2. 会誌部会

◎「土と基礎」編集委員会

委員：八戸裕(S61)，池浦勲(S61)，鈴木輝之(S63,H2)，澁谷啓(H2)，神谷光彦(H4)，三浦清一(H6,H8)

◎「論文報告集」編集委員会

委員：三田地利之(S61)，澁谷啓(H2,H4)，三浦清一(H2,H4)，三浦均也(H6,H8)

3. 事業部会

◎理事：三田地利之(H6)

◎粗粒材料の変形と強度編集委員会

- 委員：岸洋一(S61)
- ◎土質調査・試験結果の解釈と適用例改訂編集委員会
委員：土岐祥介(H4,H6,H8)
- ◎土の凍結—その理論と実際—改訂編集委員会
委員長：木下誠一 (H4,H6)
委員：久保宏, 武市靖, 土谷富士夫, 福田正己 (以上 H4,H6)
- ◎土質工学ハンドブック改訂編集委員会
出版担当理事：三田地利之(H6)
執筆主査：三田地利之(H8), 福田正己 (H8)
- #### 4. 調査部会
- ◎調査部会
部員：鈴木輝之(H6)
特別委員：土岐祥介(S61), 河野文弘(S63), 坂上孝幸(H2), 能登繁幸 (H6), 下倉宏(H8), ニツ川健二(H8)
- ◎飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会
委員長：土岐祥介(S61,S63)
委員：三浦清一(S61,S63)
- ◎高有機質土の力学的性質および試験方法に関する研究委員会
委員：能登繁幸, 三田地利之(以上 S61,S63)
- ◎粒状体力学に関する研究委員会
委員：三浦清一(S63,H2,H4)
- ◎新しい調査・計測技術の土質工学への対応に関する研究委員会
委員：澁谷啓(H2)
- ◎凍害対策と寒さの利用に関する研究委員会
委員長：木下誠一(H2,H4)
幹事委員：石崎武志(H2,H4)
委員：金森久(H2,H4), 神谷光彦(H4), 久保宏(H2,H4), 武市靖(H2,H4), 土谷富士夫(H2,H4), 問谷邦利(H2,H4), 福田正己(H2,H4), 水島達郎(H4)
- ◎高有機質土の力学的定数に関する研究委員会
委員：能登繁幸, 三田地利之(以上 H2,H4)
- ◎地盤の破壊とひずみの局所化に関する研究委員会
委員：三浦均也(H4)
- ◎堆積軟岩による盛土の工学的諸問題に関する研究委員会
幹事委員：谷茂(H4,H6)
- ◎土のコンシステンシーに関する研究委員会
幹事委員：佐野侑房(H4,H6)
- ◎基礎構造物の限界状態設計に関する研究委員会
幹事委員：土屋勉(H4,H6)
- ◎産業廃棄物の処理と有効利用に関する研究委員会
幹事委員：神谷光彦(H6)
- ◎地盤情報データベースの評価と高度利用に関する研究委員会
幹事委員：谷茂(H6)
- ◎火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会
幹事委員：池田晃一(H6)
委員：斉藤和夫, 佐藤厚子, 相馬尅之(以上 H6)
- ◎1993年地震災害調査委員会
委員長：土岐祥介(H6)
委員兼幹事：三浦均也(H6)
委員：坂本容, 谷茂, 西川純一, 水野雄三(以上 H6)
- ◎地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会
委員：三浦均也(H8)
- ◎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(H8)
委員兼幹事：三浦均也(H8)
委員：大島紀房, 藤井義明, 三上隆(以上 H8)
- #### 5. 基準部会
- ◎基準部会
部員：三浦清一(S63)
- ◎土質試験基準検討委員会○一軸・三軸試験小委員会
委員：三田地利之(S63,H2)
- ◎三軸圧縮試験方法基準化委員会

- 委員兼幹事：三田地利之(S63,H2)
- ◎飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法基準化委員会
委員長：土岐祥介(S63)
委員：三浦清一(S63)
- ◎土質試験基準検討委員会
委員：三田地利之(H4,H6)
委員長：三田地利之(H8)
- ◎土質調査基準検討委員会
委員：谷茂(H4,H6)
- ◎土質調査基準検討委員会○現地計測小委員会
委員兼幹事：谷茂(H4)
- ◎土の動的変形定数試験方法基準化委員会
委員兼幹事：土岐祥介， 澁谷啓(以上 H4)
委員：三浦清一， 山下聡(以上 H4)

- ◎土の一面せん断試験方法検討委員会
委員：澁谷啓(H4,H6)
- ◎土のK₀圧密三軸試験方法基準化委員会
委員長：三田地利之(H6)
- ◎フォールコーン試験方法基準化委員会
顧問：佐野佑房(H6,H8)
- ◎土質調査法改定編集委員会
委員：土岐祥介(H6)
- ◎土の一面せん断試験方法基準化委員会
委員：澁谷啓(H8)
- ◎土のねじりせん断試験方法基準化委員会
委員兼幹事：山下聡(H8)
- ◎力学試験用試料の取扱い方法検討委員会
委員：澁谷啓(H8)

8. 特別会員・支部協賛会員

1) 特別会員

1級 伊藤組土建(株)

岩田建設(株)
鹿島建設(株)札幌支店
清水建設(株)北海道支店
日本道路(株)北海道支店

2級 札建工業(株)

(株)田中組
(株)中山組
北海道電力(株)

3級 (株)石山組

岩倉建設(株)
(株)岩崎
(株)熊谷組札幌支店
東急建設(株)札幌支店
西松建設(株)札幌支店
(株)間組札幌支店
パシフィックコンサルタンツ(株)北海道支社
不二建設(株)
北海道開発局旭川開発建設部
前田建設工業(株)北海道支店
(株)松本組

4級 曾澤高压コンクリート(株)

(株)アサヒ建設コンサルタント
アルファ計画(株)
荒井建設(株)
勇建設(株)
上山試錐工業(株)
アースコンサルタント(株)
(株)大林組札幌支店
(有)小野村土質
(株)開発工営社
門脇建設(株)
川田工業(株)
(社)寒地港湾技術研究センター
基礎地盤コンサルタンツ北海道支社
北日本港湾コンサルタント(株)
(株)北日本ソイル研究所
(有)北見土質調査事務所
草野作工(株)
五洋建設(株)札幌支店
札幌道路エンジニア(株)
(有)札幌土質試験
サンコーコンサルタント(株)札幌支店

(株)三幸測量設計社
三和土質基礎(株)
三和ポーリング工業(株)
(株)シーイーサービス
新太平洋建設(株)
(株)ジャコム
(株)ズコーシャ
ソフトブレーション(株)
大成建設(株)札幌支店
大成ロテック(株)北海道支社
東興建設(株)札幌支店
道東ポーリング開発(株)
東邦コンサルタント(株)
トキワ地研(株)
戸田建設(株)札幌支店
豊羽鉱山(株)
(株)道北開発試験センター
(株)中神土木設計事務所
ニチゴ産業(株)
(株)日さく北海道支店
日特建設(株)札幌支店
日本セメント(株)北海道支店
日本舗道(株)北海道支店
(株)N T T ファシリティーズ北海道支店
(株)フジタ
富士建設(株)
不動建設(株)北海道支店
北電興業(株)
北土建設(株)
北海鋼機(株)
(株)北開水工コンサルタント
(株)北海道宇部
北海道開発コンサルタント(株)
北海道機工(株)
北海道情報処理専門学校
(株)北海道ソイルリサーチ
北海道土質コンサルタント(株)
北海道土質試験協同組合
北海道旅客鉄道(株)
北海道土地改良事業団体連合会

丸石基礎工業(株)
明治コンサルタント(株)札幌支店
(株)森川組
(株)未来開発コンサルタント
(株)ユニオン・コンサルタント
(株)レックエンジニアリング

2) 支部協賛会員

葵建設(株)
(株)青木建設札幌支店
秋津道路(株)
旭川開発建設部
荒井建設(株)札幌支店
五十嵐建設(株)札幌支店
(株)生駒組
(株)石山組
伊藤組土建(株)
岩田建設(株)
(株)岩野建設
植村土建(株)
応用地質(株)札幌支店
大木建設工業(株)
(株)太田測量器械店
(株)大林組札幌支店
加藤組土建(株)札幌支店
川崎製鉄(株)札幌支店
川島建設(株)
川田工業(株)
河村工業(株)
(株)菅野組
基礎地盤コンサルタント(株)北海道支社
北日本港湾コンサルタント(株)
(株)北日本ソイル研究所
協和土建(株)
(株)草別組
(株)釧路製作所
(株)熊谷組札幌支店
(株)栗本鉄工所北海道支店
(株)構研エンジニアリング
郷土建工業(株)

(株)小金澤組
 五洋建設(株)札幌支店
 (株)斉藤組
 酒井建設(株)
 坂本建設(株)
 佐藤工業(株)札幌支店
 札幌北建工業(株)
 島田建設(株)
 清水建設(株)札幌支店
 新太平洋建設(株)
 新日建設(株)
 (株)ジオテック
 杉原建設(株)
 住鋁コンサルタント(株)札幌支店
 住石扶桑工業(株)
 世紀東急工業(株)札幌支店
 (株)銭高組札幌支店
 大栄土木管理(株)
 (株)泰進建設
 大成建設(株)札幌支店
 大成ロテック(株)北海道支社
 大都工業(株)札幌支店
 大平工業(株)室蘭支店
 太平洋総合コンサルタント(株)
 大豊建設(株)北海道支店
 (株)ダイヤコンサルタント札幌支店
 タカハタ建設(株)
 (株)竹中土木北海道支店
 (株)田中組
 (株)地崎工業北海道支社
 千葉ポーリング工業(株)
 中央開発(株)札幌支店
 東亜建設工業(株)北海道支店
 東亜道路工業(株)北海道支社
 東邦建設(株)
 東洋建設(株)北海道支店
 道路建設(株)
 戸田建設(株)札幌支店
 飛島建設(株)札幌支店
 ナカタ工業(株)

中村建設(株)
 西江建設(株)
 日本国土開発(株)札幌支店
 日本データサービス(株)
 日本道路(株)北海道支店
 日本ヒューム管(株)札幌支社
 日本物理探鑛(株)札幌営業所
 (株)間組札幌支店
 橋本建設工業(株)
 (株)鼻和組
 原田建設工業(株)
 菱中建設(株)
 (株)廣野組
 (株)福田組札幌営業所
 (株)藤田組
 不動建設(株)
 不動建設(株)北海道支店
 豊成建設(株)
 北成建設(株)
 北星コンサルタント(株)
 北炭建設(株)
 (株)北土開発
 北東工業(株)
 北海道開発コンサルタント(株)
 北海道士質試験協同組合
 北海道機工(株)
 堀松建設工業(株)札幌支店
 北興工業(株)
 北海道機械開発(株)
 北旺建設(株)
 北海道共同石灰(株)
 (株)北雄産業
 前田建設工業(株)北海道支店
 前田道路(株)北海道支店
 (株)松本組
 丸紅建設(株)北海道支店
 三井道路(株)北海道支社
 宮永建設(株)
 水元建設(株)
 (株)南組

宮坂建設工業(株)
三井不動産建設(株)北海道支店
村井建設(株)
村井舗道(株)
(株)盛永組
(株)山田組

安田建設(株)
(株)山口工業所
ユニオンコンサルタント(株)
(株)吉本組
米田土木(株)
稚内建設協会

9. 支部賞受賞者

◎昭和 61 年度

坂本 容, 岩佐 英昭
「動圧密工法による岩砕埋立地の地盤改良」

◎昭和 62 年度

峯田 一彦, 加治屋安彦
「泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第3報)」
近藤 幸雄, 佐々木元茂
「樋門側方移動係数の提案と適用について」

◎昭和 63 年度

土屋 勉
「軟弱地盤に支持される構造物の沈下過程実用計算法とその応用例」

◎平成元年度

樫木 俊一, 片倉 浩司
「地盤から水平外力を受ける基礎の挙動に関する模型実験」

◎平成 2 年度

三浦 均也, 上野 勝利
「せん断強度の応力依存性を考慮した直接基礎の極限支持力」

◎平成 3 年度

下倉 宏
「弾塑性モデルによる軟弱地盤のFEM解析事例」
稲 直美
「釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答特性」
池野 英昭, 鹿内 賢司
「大断面トンネル掘削における計測および挙動解析」

◎平成 4 年度

林 宏親, 阿部 康明
「深層混合処理工法による泥炭地盤改良効果」
山下 聡
「砂の繰返し変形特性に及ぼす諸因子の影響」

◎平成 5 年度

長谷川健一, 本間 公康
「速度検層を用いたセメント系深層混合処理工法の評価 その5」
玉田 隆志, 日下部祐基
「三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法の提案」
工藤 豊
「サクシヨンの測定を伴う一軸圧縮試験による原位置強度推定方法(第3報)」

◎平成 6 年度

二ツ川健二, 松本 和正
「札幌市の表層地盤と沖積層の構造」
松村 瑞哉, 阿曾 康夫
「石炭灰を利用した地中連続壁の設計・施工と挙動について」
斉藤 和夫, 門田 浩
「北海道南西沖地震における下水道マンホールの浮上と対策工」

◎平成 7 年度

松田 康明, 村田 基治
「気泡混合固化土の現場施工結果について」
白川部秀基, 関 輝義
「燃料タンク基礎への深層混合処理工法の採用について」

10. 技術報告集掲載論文一覧

昭和61年度技術報告会 (技術報告集第27号)

昭和62年2月12日

於：札幌市民会館， 参加者：110名

1. 泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第2報)
北海道開発局土木試験所 能登 繁幸
" 加治屋安彦
北海道開発コンサルタント(株) 峯田 一彦
2. 泥炭の繰返し載荷および乾湿繰返しによる圧縮特性
北海道工大 神谷 光彦
3. 泥炭凍土の一軸圧縮特性について
北海道工大 多田 哲司・神谷 光彦
4. 地盤凍結にともなうコンクリート製Uトラフの被害に関する実験
北見工大 鈴木 輝之
北見工科大学院 山田 利之
5. 締固め含水比が締固め土の物理性とその凍結・融解による変化に及ぼす影響
北大農学部 矢沢 正士
" 谷口 泉・前田 隆
6. 不かく乱土と締固め土の凍上性の比較検討
北大農学部 相馬 尅之・藤原 幸彦
" 前田 隆・濱田 浩正
7. 軟弱地盤における沈下観測結果の考察
北海道開発局室蘭開発建設部 秋元 文雄
北海道開発コンサルタント(株) 河合 裕志
" 由良 桂一・本間 公康
8. セメント系固材材による有機質ヘドロの固化処理について
日鐵セメント(株) 田村 哲夫・新崎 義幸
9. 沖積・洪積粘土の物性値
北海道土質試験協同組合 近藤 努
" 谷木原幹弘・折笠 章
10. 過圧密粘性土の排水せん断特性
北大大学院 木幡 行宏
北大工学部 三田地利之・工藤 豊
11. 正規圧密粘性土の応力~ひずみ~時間挙動
北大工学部 小田 美明・三田地利之
12. 粘性土の三軸圧縮試験におけるひずみと塑性間隙水圧の関係
函館高専 佐野 佑房・岩淵 祐一
13. 異方圧密粘土のダイレイタンスー特性
苫小牧高専 池浦 勲
北大工学部 三田地利之
14. 飽和砂の液状化特性におよぼす異方圧密履歴の影響
北大工学部 山下 聡・土岐 祥介

- 室蘭工大 三浦 清一
北大工学部 三浦 均也
15. 三軸液状化試験における飽和砂の構造変化と再液状化
北見工大 鈴木 輝之
大日本土木(株) 鈴木 利文
16. 砂の三軸変形強度特性におよぼす単純せん断履歴の影響
北大工学部 青野 哲成・土岐 祥介
室蘭工大 三浦 清一
北大工学部 三浦 均也
17. 任意応力経路下にある砂の弾塑性変形挙動
室蘭工大 三浦 清一
北大工学部 土岐 祥介
室蘭工大 横田 聖哉
北大工学部 劉 朝綱
18. 粗粒土の三軸せん断挙動に対する供試体寸法と構造依存性に関する研究
室蘭工大 磯崎 真一・新田 登
19. 軟弱地盤上の道路における交通振動について
応用地質(株) 新藤 和男・村上 弘行
20. 地すべり抑止杭の挙動観測結果と解析について
北海道開発局土木試験所 阿部 和明
" 黒川 國夫・木村 誠一
21. 道央東幹線における鋼管杭の水平載荷試験について
北海道電力(株) 高八卦利光
基礎地盤コンサルタント(株) 照井日出夫
22. 基礎の水平抵抗における形状効果とバネ特性
北海道開発局土木試験所 富沢 幸一
" 根岸 正充
23. 白鳥大橋主塔基礎の設計手法について
北海道開発局室蘭開発建設部 渋谷 元
" 佐藤 謙二・大沼 秀次
24. 動圧密工法について
北海道電力(株) 湯浅 健二
" 坂本 容・岩佐 英昭

昭和62年度技術報告会 (技術報告集第28号)

昭和63年2月14日

於：函館工業高専， 参加者：100名

1. コンクリート製小型Uトラフ背面土の凍結状況について
北見工大 鈴木 輝之

- 山上高圧コンクリート(株) 穴田 博
 " 阿部 英俊
 北見工科大学 山田 利之
 2.地盤凍結にともなうコンクリート製Uトラ
 フの被害に関する実験(第2報)
 北見工大 鈴木 輝之
 北見工科大学 山田 利之
 3.土の凍上性に与える凍結融解履歴の影響
 北大農学部 相馬 尅之・藤原 幸彦
 " 前田 隆・鈴木 慎一
 4.土の締固め密度が凍上性に及ぼす影響につ
 いて
 専修大学道短期大学 常松 哲
 (株)北日本ソイル研究所 浦波 幸雄
 " 谷本 輝光・高橋 裕之
 " 梁瀬 潔・葉師 伸彦
 5.安定処理による堤体材料土の強化について
 北海道開発局土木試験所 原田 厚子
 " 能登 繁幸・加治屋安彦
 6.セメント系固着材による安定処理土の一軸圧
 縮強さの推定について
 日鐵セメント(株) 新崎 義幸
 " 西田 浩行・阿部 清
 7.白鳥大橋築島中詰材(石炭灰スラリー)の配
 合試案
 北海道開発局土木試験所 山崎 達哉
 " 能登 繁幸・加治屋安彦
 北海道開発局室蘭開発建設部 安保 良一
 8.下水汚泥焼却灰の土木材料としての有効利用
 に関する研究(1)―下水汚泥焼却灰の物理的・
 力学的性質―
 札幌土木技術専門学校 大工 信也
 専修大学道短期大学 常松 哲
 札幌市下水道資源公社 川上 哲司
 " 青柳 弘
 9.正規圧密粘土の塑性間隙水圧と鉛直軸ひずみ
 の関係
 函館高専 佐野 信房・岩渕 祐一
 10.正規圧密粘土の応力緩和特性(第2報)
 北大工学部 小田 美明・三田地利之
 11.異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動について
 (第3報)
 苫小牧高専 池浦 勲・小野 丘
 12.正規圧密粘土のせん断挙動
 北大工学部 三田地利之
 北大大学院 古川 達夫
 運輸省港湾技術研究所 水上 純一
 13.排水せん断の変形速度と透水性の関連
 函館高専 佐野 信房・岩渕 祐一
 14.異方過圧密粘性土の排水せん断特性
 北大大学院 木幡 行宏
 北大工学部 三田地利之
 15.衝撃載荷時における粘性土の挙動特性に関
 する知見
 北大農学部 沢沢 栄
 16.函館港における粘土地盤の強度特性と地史
 北海道開発局函館開発建設部 窪内 篤
 北海道土質コンサルタント(株) ニツ川健二
 " 工藤 康雅
 17.異なった主応力軸方向でせん断履歴を受け
 た砂の変形・強度特性
 北大工学部 三浦 均也
 北大大学院 島屋 進
 北大工学部 土岐 祥介
 18.飽和砂の液状化特性に及ぼす初期構造と異
 方圧密履歴の影響
 北大工学部 山下 聡・土岐 祥介
 室蘭工大 三浦 清一
 19.飽和砂の液状化強度に及ぼす繰返し応力の
 非対称性の影響
 北大工学部 土岐 祥介・青野 哲成
 室蘭工大 三浦 清一
 北大工学部 三浦 均也
 20.粒状体の三軸試験におけるメンブレン貫入
 について
 室蘭工大 三浦 清一
 北大工学部 土岐 祥介
 室蘭工大大学院 彦坂 茂
 北大工学部 山下 聡
 21.軽石・火山灰質土の物性値と若干の検討
 北海道土質試験協同組合 近藤 務
 谷木原幹弘・恒川 晃・花田 耕吉
 22.粗粒材料の圧密による強度特性の変化につ
 いて
 北海道工大 多田 哲司・神谷 光彦
 23.粗粒土の非排水三軸せん断挙動
 室蘭工大 磯崎 真一・新田 登
 24.北海道における農業用ダムロック材の変形
 挙動について
 北海道開発局土木試験所 秀島 好昭
 " 中村 和正
 上山試験工業(株) 加地 真
 25.泥炭の繰返し圧密における圧密時間の影響
 について
 北海道工大 神谷 光彦
 26.泥炭の動的変形特性に関する実験的研究(第
 3報)―泥炭地盤の地震応答解析―
 北海道開発コンサルタント(株) 峯田 一彦
 北海道開発局土木試験所 加治屋安彦
 " 能登 繁幸

27. 登別海岸平野の地盤特性(1)－登別市若草町
周辺の軟弱地盤の例－
室蘭工大 河内 邦夫
" 後藤 典俊・武藤 章
室蘭工大大学院 鈴木 定義
室蘭工大学生 平塚 智幸・浅井 弘二
28. 札幌市米里地区における泥炭地の対策工と
地盤沈下特性
北海道土質コンサルタント(株) ニツ川健二
" 菊池 純
29. 道央自動車道(札幌～岩見沢間)の軟弱地盤
の供用後の沈下について
日本道路公団札幌建設局 荒 厚
" 高田 保
応用地質(株) 藤岡 雄二
30. 道央自動車道(三笠～滝川間)の地すべりに
ついて
日本道路公団札幌建設局 中嶋 将博
" 荒 厚
31. 道央自動車道美唄市山の手地区のトップリ
ング解析について
日本道路公団札幌建設局 中嶋 将博
" 後藤 英一
基礎地盤コンサルタント(株) 生川 淳一
32. 側方流動の杭基礎に及ぼす影響について
北海道開発局土木試験所 黒川国夫
" 根岸正充・木村誠一
33. 樋門側方移動係数の提案と適用について
北海道開発局石狩川開建 近藤 幸雄
北海道開発コンサルタント(株) 高安 隆郎
" 佐々木元茂
34. 場所打ち杭を用いた摩擦杭の鉛直載荷試験
例
北海道釧路土木現業所 遠藤克彦
基礎地盤コンサルタント(株) 斉藤 教良
35. 鋼管杭の杭頭処理法と挙動
北海道開発局土木試験所 田中 博明
" 根岸 正充
36. 小樽内発電所 発電所掘削に伴う地山挙動に
ついて
北海道電力(株) 谷藤 和三
" 高橋 昌東・峯田 稔
- 昭和63年度技術報告会(技術報告集第29号)
平成元年2月9日
於:札幌市民会館, 参加者:63名
1. 2, 3の火山灰の液状化特性
北大工学部 青野 哲成
" 土岐 祥介・三浦 均也
2. 火山灰質粒状体の三軸力学特性
室蘭工大 三浦 清一
室蘭工大大学院 宮永 孝志
3. 火山灰土の強度・変形特性に関する実験的研
究－密度, 構造, 供試体寸法の影響－
室蘭工大 磯崎 真一・新田 登
4. 材料土の改良結果の一例について
北海道土質コンサルタント(株) ニツ川健二
" 工藤 康雅・松本 和正
5. 不飽和土の圧縮と圧縮土の構造性
北大農学部 矢沢 正士
" 三橋 剛・前田 隆
6. ボーリング柱状図のスペクトル化による地盤
分類－土質名の数値化による交番解析の試み
－
室蘭工大 朝日 秀定
" 白幡 浩志・西野 敏朗
7. 最大粒径と均等係数の異なる砂の変形・強度
特性
北大工学部 三浦 均也・土岐 祥介
北大大学院 長谷川敬寿
8. 砂の非排水繰返し三軸強度に及ぼす影響要因
の解析－特に繰返し応力の載荷法と波形につ
いて－
室蘭工大 三浦 清一
室蘭工大大学院 鎌田 強・扇谷 治
9. 自動制御による動的中空ねじりせん断試験
北大工学部 山下 聡
" 土岐 祥介・三浦 均也
10. 地盤凍結にともなうコンクリート製U-トラ
フの被害に関する実験(第3報)
北見工大 鈴木 輝之
11. 融雪とすべり面機構
(有)仲野防災技術研究所 仲野昭治郎
12. 道央自動車道(三笠～滝川間)の地すべりに
ついて(その2)
日本道路公団札幌建設局 井上 惇夫
" 荒 厚
基礎地盤コンサルタント(株) 生川 淳一
13. 地すべり抑止杭の挙動観測結果－一般国道
274号占冠村名石の泥岩地すべりについて－
北海道開発局開発土木研究所 黒川 國夫
" 菅野 誠
北海道開発局室蘭開発建設部 里 輝政
14. 軟弱地盤に支持される構造物の沈下過程実
用計算法とその応用例
室蘭工大 土屋 勉
室蘭工大大学院 荒 真一
15. 軟弱地盤における沈下観測結果の考察(その
3)

- 北海道開発コンサルタント(株) 本間公康
北海道開発局室蘭開発建設部 山口 守之
北海道開発コンサルタント(株) 由良 桂一
16. 正規圧密粘土の応力-ひずみ-時間式に関する研究
北大工学部 三田地利之
北大大学院 樺沢 孝人
17. 異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動について(第4報)
苫小牧高専 池浦 勲・小野 丘
18. カオリン粘土における塑性間隙水圧と鉛直軸ひずみの関係
函館高専 佐野 信房・岩淵 祐一
19. 粘性土の強度に及ぼすサンプリング時の応力解放の影響-一軸及び三軸 CU 試験手順のシミュレーション-
北大工学部 三田地利之・工藤 豊
札幌市 桜庭 久
20. 遠心力模型試験による杭の鉛直支持力について
開発局開発土木研究所 日下部祐基
" 能登 繁幸・片倉 浩司
日本工営(株)技術研究所 中橋 貞雄
21. 高分子吸水材を用いた土質改善
北大農学部 相馬 尅之
" 藤原 幸彦・前田 隆
共和コンクリート工業(株) 進藤 邦雄
" 高島 清光

平成元年度技術報告会 (技術報告集第30号)

平成2年2月10日

於: 室蘭工業大学, 参加者: 89名

1. 凍上過程における水分・熱移動の相互関連性
北大大学院 鈴木 慎一
北大農学部 相馬尅之・前田 隆
2. 地盤凍結にともなうコンクリート製U-トラフの被害に関する実験(第4報)
北見工大 鈴木 輝之
(株)中神土木設計事務所 上野邦行
3. 地盤の自然凍上と地下水条件に関する実験的研究
北見工大 鈴木輝之
" 澤田 正剛・末岡 伯従
4. 凍上による路床材の強度低下について
日本道路公団札幌建設局 稲葉 和男
" 林 信行
(株)ロック建設技術研究所 加藤 誠一
5. 欠番
6. サイズミットモグラフィーを利用した原石

山の調査

- 北海道渡島支庁 吉牟礼康男・佐藤 克之
応用地質(株) 瀬田 修
7. 不飽和土における比抵抗の特性(その1)
応用地質(株) 村上 弘行・宮尾 浩一
8. 砂のせん断強度について-安息角および粒子破碎性に着目して-
北大工学部 三浦 均也
北大大学院 松本 吉英
北大工学部 土岐 祥介
9. 拘束圧による砂の変形・破壊挙動の変化
北大工学部 三浦 均也
北大大学院 長谷川敬寿
北大工学部学生 前田 健一
北大工学部 土岐 祥介
10. 不攪乱砂の液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響
北大工学部 山下 聡
" 土岐 祥介・三浦 均也
・特別講演「土質工学会と土質工学の研究動向」
-技術報告集30号発刊によせて-
北海道大学工学部教授 土岐 祥介
11. 火山灰質粒状体の非排水三軸試験におけるメンブレンコンプライアンス
室蘭工大 三浦 清一
室蘭工大大学院 扇谷 治・益村 公人
12. 不攪乱火山灰質粒状体の非排水せん断挙動
室蘭工大 三浦 清一
室蘭工大大学院宮永 孝志・益村 公人
13. 2, 3の火山灰の動的特性
北大工学部 土岐祥介
" 青野 哲成・三浦 均也
14. 火山灰土の強度・変形特性~粒子破碎・応力経路の影響~
室蘭工大 磯崎 真一・新田 登
室蘭工大学生 宮永 孝志
15. 現場観測データによるクッタラ火山灰の工学的分類の試み
室蘭工大大学院 辻野 敏文
室蘭工大 河内 邦夫・武藤 章
・特別講演「泥炭地帯における高速道路盛土の建設と管理」
東関東道路エンジニア(株)
代表取締役社長 持永龍一郎
16. 地盤から水平外力を受ける基礎の挙動に関する模型実験
北海道開発局開発土木研究所 樫木俊一
富澤 幸一・片倉 浩司・能登 繁幸
17. 臨海埋立地における建築構造物の沈下過程解析

- 室蘭工大 土屋 勉
室蘭工科大学院 梅津 朋岳
18. 軟弱地盤における掘削工事時の地盤変移に対する一考察
NTT 北海道総合技術センター 山田 敏之
山崎 敏郎・恒吉 和夫・岡本 保幸
19. 被圧層を有する軟弱地盤の掘削における安定管理-清幌床止改築工事での大規模掘削-
北海道開発コンサルタント(株) 星 敏彦
北海道開発局石狩川開建 秋山 泰祐
北海道開発コンサルタント(株) 佐々木元茂
20. 市街地道路における EPS 土工法の施工例
北海道開発コンサルタント(株) 和泉 孝夫
北海道開発局札幌開発建設部 成田 健一
" 高橋 渡
21. 泥炭の繰返し圧密における載荷条件の影響
北海道工大 神谷光彦
22. 一面せん断試験および引抜き試験におけるジオグリッドの変形挙動
北大工学部 三田地利之
北大大学院 柏倉 博・奥田 一朗
北大工学部学生 三上 慶三
23. 格子状鉄筋を用いた補強土擁壁の構造特性
新日本製鐵(株)室蘭製作所 山上 佳範
" 矢崎 尚・村井 秀人
24. 鉄筋による斜面補強の施工について
日本道路公団札幌建設局 森田 登
" 進藤 俊朗・佐久間 仁
25. 砂散布による埋立て工法について-超軟弱土の新処理工法-
苫小牧東部開発(株) 倉橋 理雄
応用地質(株) 高橋 政一・林 法雄
26. 速度検層による深層混合処理工法の強度評価法
北海道開発コンサルタント(株) 本間 公康
北海道開発局室蘭開発建設部 藤野 一志
" 西村 克弘・佐藤 浩治
27. 廃棄物埋立て地盤の地盤特性
網走市役所 伊藤雅美
基礎地盤コンサルタンツ(株) 齊藤 和夫
" 小西 彰
28. 数値化ボーリング土質名のスペクトル解析による地盤区分-スラント変換による場合-
室蘭工大 朝日 秀定・白幡 浩志
(株)北開水工コンサルタント 若松 信治
" 木村 峰樹
29. 地盤工学への境界要素法の応用について
北大工学部 三田地利之・木幡 行宏
苫小牧高専 池浦 勲・小野 丘
北大大学院 柏倉 博
30. 人工再圧密試料のせん断特性に及ぼす簡易な保存法の影響
函館高専 佐野 信房・岩淵 祐一
31. 三主応力下における粘性土の応力-ひずみ挙動について
苫小牧高専 池浦 勲・小野 丘
32. 中空ねじりせん断試験装置による粘性土の単純せん断特性
北大工学部 木幡 行宏・三田地利之
北大工学部学生 福田 文彦
33. 一軸試験と三軸試験による粘性土の強度増加率の比較
北大工学部 三田地利之・工藤 豊
北大大学院 梅木 宏也
J R 東日本 谷口 善則
- 平成 2 年度技術報告会 (技術報告集第 31 号)
平成 3 年 2 月 7 日
於: 札幌市民会館, 参加者: 150 名
テーマ「基礎」
1. 弾性地盤に支持される自立群杭の応力・変形解析-鉛直荷重が作用する場合-
室蘭工大 土屋 勉・長谷井秀昭
2. 速度検層による深層混合パイルの強度評価について (第 2 報)
北海道開発コンサルタント(株) 本間 公康
北海道開発局室蘭開発建設部 岡部 博道
" 阿部 康明・佐藤 浩治
3. 遠心力模型実験による杭の鉛直支持力について (その 2)
開発局開発土木研究所 日下部祐基
" 能登 繁幸
日本工営(株)技術研究所 中橋 貞雄
4. 軟弱地盤における橋脚の設計及び施工について
北海道開発局石狩川開建 多田 智
北海道開発局札幌開発建設部 切石 堯
" 三田村 宏
5. 白鳥大橋アンカレイジ基礎について-ニューマチックケーソンの設計と施工-
北海道開発局室蘭開発建設部 柳原 優登
" 児玉 浩文・宮川 浩幸
北海道開発コンサルタント(株) 鷲尾 昭夫
6. 白鳥大橋主塔基礎について-地中連続壁併用逆巻剛体基礎の施工-
北海道開発局室蘭開発建設部 玉木 博之
" 横田 貞市・榎木 利弘
(株)長大 安部 善憲
7. 大深度連続地中壁構造体の地震時挙動

- メイセイエンジニアリング(株) 小針 憲司
室蘭工大 岸 徳光・松岡 健一
北海道開発局 米田 義弘
- 8.せん断強度の応力依存性を考慮した直接基礎の極限支持力
北大工学部 三浦 均也
北大大学院 上野 勝利
日本道路公団 前田 良刀
- 9.火山灰地盤における基礎の引揚げ試験について
北海道電力(株) 栗原 研作
北海道土質コンサルタント(株) 工藤 康雅
" 外崎 徳二
- 10.火山灰土の動的強度と地盤の改良について
北海道開発コンサルタント(株) 峯田 一彦
室蘭工大 三浦 清一
北海道開発局室蘭開発建設部 真田 英夫
室蘭工大大学院 益村 公人
- 11.褶曲作用を受けた軟岩の強度・変形特性と透水性
北大工学部 土岐 祥介・三浦 均也
応用地質(株) 持田 文弘
- 12.廃棄物埋立て地盤の地盤特性(その2)
網走市役所 佐藤 信之
基礎地盤コンサルタンツ(株) 山下 正良
" 小西 彰・斉藤 和夫
- ・特別講演「土木工事と周辺住宅基礎の沈下に関する諸問題について」
北海道開発コンサルタント(株)
建築都市部参与 渡辺 幸雄
- ・特別講演「大口径杭に関する最近の話題」
宇都宮大学工学部助教授 日下部 治
- 13.繰返し三軸試験および中空ねじり試験による液状化強度に及ぼす構造異方性の影響
北大工学部 山下 聡・土岐 祥介
- 14.火山灰粗粒土の粒子破碎性状と定量化
室蘭工大 磯崎 真一・新田 登
- 15.北海道火山灰土の繰返し非排水強度の評価法に関する研究
室蘭工大 三浦 清一
室蘭工大大学院 益村 公人
北海道開発コンサルタント(株) 峯田 一彦
北海道開発局 真田 英夫
- 16.支笏軽石流堆積物の力学的性質
応用地質(株) 若松 幹男
" 成田 収司・持田 文弘
- 17.浸透施設における地盤の透水性と目詰りについて
札幌市 設楽 洋・永井誠二郎
北海道土質コンサルタント(株) 和田 和正
- " 浅利 正明
- 18.植毛暗渠パイプによる地下水排除機構(1)
(有)仲野防災技術研究所 仲野昭治郎
- 19.等方応力変化が繰返再圧密供試体の間隙水圧に与える影響
函館高専 佐野 信房・岩渕 祐一
- 20.静的圧縮過程における土中の水分・密度分布
北大農学部 相馬 尅之・前田 隆
" 高氏 昇・石田 勲
- 21.高有機質土の K_0 値について
北大工学部 小田 美明・三田地利之
北大工学部学生 大沼 敏
- 22.泥炭性軟弱地盤の地震応答特性について—泥炭性軟弱地盤と土構造物の地震被害—
北海道開発局開発土木研究所 加治屋安彦
基礎地盤コンサルタンツ(株) 稲 直美
- 23.大格子鉄筋による補強盛土の建設と動態観測
新日本製鐵(株)室蘭製鉄所 山上 佳範
" 矢崎 尚
室蘭工大 三浦 清一
- 24.凍結融解、凍上が路床土の CBR 値に与える影響
(株)北日本ソイル研究所 常松 哲
" 浦波 幸雄
札幌工科大学 藤橋 美検
北大農学部 前田 隆・相馬 尅之
- 25.北見市における各種地盤の凍結・凍上観測結果について
北見工大 鈴木 輝之・澤田 正剛
水元建設(株) 水元 尚也
北見工大 尾中 孝美
- 26.U-トラフの凍上被害対策に関する実験的研究
(株)中神土木設計 上野 邦行
北見工大 鈴木 輝之
北見工大大学院 林 啓二
- 27.ジオグリッドの土中変形挙動
北大工学部 三田地利之・山本 陽一
北大大学院 村木 俊介
- 28.ジオグリッドによる補強土工法の試験例について
北海道開発局開発土木研究所 林 宏親
三井石化産資(株) 末石 辰広
北海道土質試験協同組合 恒川 晃
" 菊池 正人
- 29.数量化ボーリング土質名のスペクトル表示による地盤区分—使用数値について—
室蘭工大 朝日 秀定
- 30.自重を考慮した境界要素法による半無限体

の弾性変形

苫小牧高専 小野 丘
北大工学部 三田地利之
苫小牧高専 池浦 勲・澤田 知之

31.白鳥大橋主塔基礎について—地中連続壁発
生材の有効利用について—

北海道開発局室蘭開発建設部 坂場 武彦
" 三上 優三・古賀坂俊昭

32.小口径管推進工法による河川横断施工報告

NTT北海道総合技術センタ- 谷口 繁実
" 浦 宏・長沢 敏明

33.地下トンネル(電話ケーブル用トンネル)に
おける石炭灰の有効利用に関する一考察

NTT北海道総合技術センタ- 今野 敏明
" 佐藤 厚司・福井 豊一

平成3年度技術報告会(技術報告集第32号)

平成4年2月7日

於:北見工業大学, 参加者:80名

テーマ「軟弱地盤」

1.深層混合処理工法における強度特性について

北海道開発局室蘭開発建設部 太田 政一
" 阿部 康明・菅野 誠

北海道開発コンサルタント(株) 加藤 敦彦

2.深層混合処理工法による周辺地盤変形防止

北海道開発局開発土木研究所 林 宏親
能登 繁幸・谷村 昌史・小田島 大

3.地盤改良工法に関する最近の動向

不動建設(株)東京本社 安藤 裕
" 川本 憲二

不動建設(株)北海道支店 日下部史明
" 山口博久

4.速度検層によるセメント系地盤改良工法の評
価について(その3)—P S地震探査,地下
レーダ探査を用いた地盤改良範囲の強度評価

北海道開発局室蘭開発建設部 岡部 博道
" 阿部 康明・佐藤 浩治

北海道開発コンサルタント(株) 本間 公康

5.地盤改良における変位低減対策事例—高圧噴
射攪拌工法施工時における変位観測および低
減対策について—

北海道開発コンサルタント(株) 本間公康
小野田ケミコ(株)札幌支店 黒沼 卓夫

" 立石 光一

6.軟弱珪藻土地盤の工学的特性および下水道布
設工事例

網走市水道部 高橋 重之・吉田 憲弘
北海道開発コンサルタント(株) 田中 信幸

長岡技術科学大 下島 恒二

7.泥炭地盤における沈下時間解析法の比較例

北海道土質試験協同組合 恒川 晃

8.欠番

・特別講演「火山灰の分類および地盤改良時の
問題」

応用地質(株) 若松 幹男

・特別講演「軟弱地盤対策工法の実施例」

北海道開発局室蘭開発建設部 真田 英夫

9.土の凍上試験方法の改良について

北海道工大 神谷 光彦

深川農業高等学校 多田 哲司

北海道工大 川端伸一郎

10.地盤の自然凍上と地下水位条件に関する実
験的研究(2)

北見工大 鈴木 輝之・沢田 正剛

北見工大大学院 林 啓二

11.慣性力を受ける斜面構造の安定性状につい
ての模型実験

苫小牧高専 澤田 知之

室蘭工大 松岡 健一

日本大学生産工学部 能町 純雄

12.橋梁基礎工事に伴う仮設締め切り内におけ
る浸透力による地盤の破壊—事例とその解
析—

北大工学部 三浦 均也

北海道開発局札幌開発建設部 今福 守

北大工学部学生 高治 一彦

北大大学院 古川 美典

13.石狩新港における液状化特性

北海道開発局小樽開発建設部 窪内 篤

" 岸 哲也

基礎地盤コンサルタンツ(株) 斉藤 和夫

" 作田 一之

14.広範なひずみレベルにおける砂の動的変
形・強度特性

北大工学部 山下 聡・土岐 祥介

15.等方応力変化が粘土供試体中の間隙水圧係
数B値へ与える影響

函館高専 佐野 侑房・岩渕 祐一

16.火山灰粗粒土の三軸伸張強度特性と粒子破
砕の影響について

室蘭工大 磯崎 真一・新田 登

17.軟岩用繰返し一面せん断試験機の試作と実
験結果

北大大学院 佐野 彰

北大工学部 三田地利之・渋谷 啓

北大大学院 大森壮一郎

北大工学部学生 中根 理

- 18.不織布の一面せん断による摩擦特性と土中
変形挙動の予測
北大工学部 三田地利之
北大大学院 山本 陽一
北大工学部学生 小山田 和
- 19.土質ボーリング試料のクラスター分析と地
盤区分
室蘭工大 朝日 秀定
- 20.自重を考慮した境界要素法による半無限体
の弾性変形(第2報)
苫小牧高専 小野 丘
北大工学部 三田地利之
苫小牧高専 池浦 勲・澤田 知之
- 21.弾塑性モデルによる軟弱地盤のFEM解析
事例
日本工営(株) 下倉 宏
北大工学部 三田地利之
(株)熊谷組 梅木 宏也
北海道開発局開発土木研究所 林 宏親
- 22.釧路地域の地震環境と表層地盤の地震応答
解析
基礎地盤コンサルタンツ(株) 稲 直美
北海道開発局開発土木研究所 加治屋安彦
- 23.大断面トンネル掘削における計測および挙
動解析-高見発電所励磁室-
北海道電力(株) 池野 英昭・真鍋 明義
北電興業(株) 鹿内 賢司・佐藤 宏幸
- 24.多層地盤中に円形に配置された鋼管鋼矢板
構造の応力解析
メイセイエンジニアリング(株) 小針 憲司
室蘭工大 岸 徳光・松岡 健一
日本大学 能町 純雄
- 25.北海道美幌町活汲峠地すべり地での地すべ
り崩土
北見工大 伊藤 陽司
- 26.遠心力模型実験による地すべり抑止杭の挙
動について
北海道開発局開発土木研究所 池 高啓
" 黒川 國夫
日本工営(株)技術研究所 伊藤 民夫
- 27.原位置試験による杭の周面摩擦力の推定法
について
北海道開発局開発土木研究所 玉田 隆志
能登 繁幸・日下部祐基・松田 泰明
- 28.シンウォールサンプリングにおける採取方
法の違いが強度に与える影響
北海道土質コンサルタント(株) 川奈野博和
" 松本 和正・浅利 正明
- 29.泥炭地盤における鋼矢板の横方向地盤反力
係数について

応用地質(株)

新藤 和男

平成4年度技術報告会(技術報告集第33号)

平成5年2月8~9日

於:札幌市民会館, 参加者:130名

テーマ「新材料・新工法」

- 1.北海道の軟弱地盤における多成分コーン試験
の問題点と展望
北海道開発局開発土木研究所 玉田 隆志
北海道土質試験協同組合 高柳美樹人
基礎地盤コンサルタンツ(株) 斉藤 和夫
- 2.発泡材の緩衝効果と凍上力モデルの検討-水
路側壁背面に用いた発泡スチロールの凍上対
策について-
北海道釧路支庁 坂井 盛二
北王コンサルタント(株) 小堀内弘明
- 3.EPS土工法による土圧低減を考慮した橋
台の一設計例
札幌市 駒ヶ嶺正文
(株)構研エンジニアリング 川瀬 良司
" 森脇 雅彦・黒森 武
- 4.気泡混合補強土の耐久性について
建設省土木研究所 森 範行
清水建設(株) 草刈 太一
フドウ技研(株) 入島 文雄
住友セメント(株) 吉原 正博
日本国土開発(株) 山 英伸
(株)東京ソイルリサーチ 石塚 信夫
- 5.深層混合処理工法による泥炭地盤改良効果
北海道開発局開発土木研究所 林 宏親
" 西川 純一
北海道開発局室蘭開発建設部 阿部 康明
北海道開発コンサルタント(株) 加藤 敦彦
- 6.超高压噴射攪拌工法の変位対策事例
小野田ケミコ(株) 黒沼 卓夫・西尾 経
羽角 恵佐・市川 公彦・立石 光一
- 7.釧路港における水中ストラット式鋼製岸壁-
設計と力学的挙動について-
北海道開発庁 栗田 悟・関野 高志
運輸省港湾技術研究所 高橋 邦夫
" 清宮 理
新日本製鐵(株) 佐藤 光一
- 8.札幌市の路盤材再利用システムについて
北海道工業大学 神谷 光彦
札幌道路維持公社 星 昇
" 渡邊 啓了
北海道工業大学 笠原 篤
・特別講演「ゼネコンにおける地盤技術の開発」

- 清水建設(株)技術開発本部 小田原卓郎
清水建設(株)技術研究所 堀内 澄夫
・特別講演「土質工学分野における新材料・新
工法」
北海道開発局開発土木研究所 能登 繁幸
9. 現地発生土を用いた気泡混合固化土の基本物
性と模型実験
北海道開発局開発土木研究所 松田 泰明
" 三原 慎弘・西川 純一
不動建設(株) 桑原 正彦
" 村田 基治・日下部史郎
10. 市街地道路におけるEPS土木工法
北海道開発コンサルタント(株) 加藤 敦彦
" 泉 孝夫
北海道開発局札幌開発建設部 成田 健一
11. EPS模型地盤の変形・荷重伝達特性の解析
手法
北海道大工学部 三浦 均也・高原 利幸
北海道開発局開発土木研究所 松田 泰明
12. 補強盛土の長期動態観測
新日本製鐵(株) 山上 佳範
室蘭工大 三浦 清一・川村 志麻
" 梶川 正純・西川 孝弘
13. N値について一支筋軽石流堆積物の例
北海道士質コンサルタント(株) 工藤 康雅
浅利 正明
14. 石狩湾新港島防波堤の沈下特性について
北海道開発局小樽開発建設部 窪内 篤
" 森 信幸
応用地質(株) 利藤 房男
15. 小型コンクリート杭の凍着凍上力に関する
屋外試験
北見工大 鈴木 輝之・沢田 正剛
北海道開発コンサルタント(株) 林 啓二
16. U字溝の側壁に加わる凍結土圧に関する屋
外模型実験
北見工大 鈴木 輝之・沢田 正剛
" 前多 隆樹・尾中 孝美
17. 火山灰土の土質分類に対する土壌物理的検
討
北海道大農学部 相馬 剋之
" 前田 隆・柏木 淳一
18. 試料初期状態がコーン貫入特性に及ぼす影
響
函館高専 佐野 侑房・岩渕 祐一
19. サクシヨンの測定を伴う一軸圧縮試験によ
る原位置強度推定法
北海道大工学部 工藤 豊
三田地利之・橋詰 哲治・福田 文彦
20. 一般応力条件下における粘性土のダイレイ
タンシーと非排水強度
北海道大工学部 福田 文彦
三田地利之・渋谷 啓・古川 卓
21. 一面せん断試験による砂のダイレイタンシ
ー角と内部摩擦角の関係について
北海道大工学部 北島 明
高田 増男・渋谷 啓・三田地利之
22. 粒状体の非排水三軸試験におけるMP低減
法
室蘭工大 川村 志麻
" 三浦 清一・滝本 聖吾
23. 砂の繰返し変形特性に及ぼす諸因子の影響
北海道大工学部 山下 聡
土岐 祥介・千葉 隆仁・稲原 英彦
24. 破碎性火山灰土の平面ひずみ挙動
室蘭工大 加賀 学
" 三浦 清一・梶川 正順
25. 火山灰質粒状体の静的および繰返し応力下
の粒子破碎性について
室蘭工大 磯崎 真一
" 新田 登・三浦 清一
26. 地震波再生装置による斜面のすべり崩壊模
型実験
苫小牧高専 木村 龍史
" 澤田 知之・柴田 直大
日本大 能町 純雄
27. 液状化を考慮した地震時無限斜面のすべり
評価について
苫小牧高専 桐井 友恵
" 澤田 知之・倉地 俊明
日本大 能町 純雄
28. 十勝地域の地震環境と表層地盤の地震応答
特性
基礎地盤コンサルタンツ(株) 稲 直美
北海道開発局開発土木研究所 加治屋安彦
29. 境界要素法によるトンネルの掘削解析につ
いて
苫小牧高専 小野 丘・池浦 勲
北海道大工学部 三田地利之
苫小牧高専 澤田 知之
30. 泥炭性軟弱地盤に用いたパイプラインの梯
子胴木等基礎工法について一遠心力鉄筋コ
ンクリート管とFRP製継手を組合わせた
試験工法一
北海道開発局開発土木研究所 秀島 好昭
北海道開発局 林 君雄・廣田 達雄
日本ヒューム管(株) 鷺田 金蔵
" 中村陽太郎
日本高圧コンクリート(株) 村上 金次
" 畠中 茂

31. 泥炭性軟弱地盤における橋台側方移動対策事例
 北海道開発局開発土木研究所 玉田 隆志
 " 日下部祐基
 北海道開発局帯広開発建設部 鈴木 達巳
32. 有珠地区における岩塊盛土の施工について
 日本道路公団室蘭工事事務所 小管 浩行
 " 渡辺 和広
33. 速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について(その4)
 北海道開発局室蘭開発建設部 阿部 康明
 " 菅野 誠・長谷川健一
 北海道開発コンサルタント(株) 本間 公康
34. 荷重分散型アンカー工法の開発
 法政大 山門 明雄
 大成建設(株) 橋本 功
 三和土質基礎(株) 晴山 七郎
 鈴木金属工業(株) 高橋 重夫
- 平成5年度技術報告会(技術報告集第34号)
 平成6年2月8~9日
 於: 苫小牧道新ホール, 参加者: 132名
 テーマ「地盤災害」
1. 1993年釧路沖地震における地盤災害の概要
 北海道大工学部 土岐 祥介
 " 三浦 均也・山下 聡
2. 1993年釧路沖地震における液状化発生地点と液状化被害
 飛鳥建設(株) 森 伸一郎
3. 釧路沖地震に見る道路盛土の地震被災確率
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 稲 直美
 北海道開発局開発土木研究所 加治屋安彦
4. 1993年釧路沖地震における道路盛土の被害状況
 北海道士木部 狩野 俊介
 北海道釧路土木現業所 本田 忠征
 北海道開発コンサルタント(株) 林 啓
 " 和泉 孝夫
5. 1993年釧路沖地震における標茶地区宅地造成盛土の崩壊
 北海道大工学部 三浦 均也・西村 右敏
 佐藤工業(株) 吉田 望
 北海道大工学部 鷺尾 朝昭
 北海道大大学院 高原 利幸
 前田 健一
6. 1993年釧路沖地震におよび北海道南西沖地震における道路盛土被害
 北海道開発局開発土木研究所 西川 純一
7. 1993年北海道南西沖地震における地盤災害の概
 " 野並 光昭・松田 泰明
 " 林 宏親・日下部祐基
 北海道大工学部 土岐 祥介・三浦 均也
 " 西村 右敏・山下 聡
 北海道大大学院 高原 利幸
8. 1993年北海道南西沖地震における液状化調査
 飛鳥建設(株) 森 伸一郎・三輪 滋
 " 沼田 淳紀・柴田 登
9. 北海道南西沖地震による液状化被害の特徴
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 森本 巖
 " Rolando Orense・斉藤 和夫
 " 稲 直美・長崎 淳
10. 北海道南西沖地震によって被災した砂地盤の動的力学特性
 室蘭工大工学部 三浦 清一
 室蘭工大大学院 梶川 正純
 地崎工業(株) 八木 一善
11. 1993年北海道南西沖地震で液状化の発生した地盤の地震応答解析
 飛鳥建設(株) 三輪 滋
 " 森 伸一郎・関 宝棋
12. 地震と河川堤防
 北海道開発局開発土木研究所 加地 昌秀
 北海道北海道開発局 平野 道夫
 " 金子 正之
13. 釧路沖地震および北海道南西沖地震における農業施設の被害概要
 北海道開発局開発土木研究所 谷 茂
 " 太田 寛彰・野田 克裕
 ・特別講演「地震時の液状化と流動破壊」
 東京大学工学部教授 石原 研而
14. 函館市臨海埋立地盤における1993年北海道南西沖地震の余震観測
 飛鳥建設(株) 三輪 滋
 " 森 伸一郎・関 宝棋
15. 1993年北海道南西沖地震における道路被害—一般国道5号知来地区の盛土破壊の原因と対策—
 北海道開発局函館開発建設部 北林 勉
 (株)構研エンジニアリング 和田 康三
 " 黒森 武
 北海道大工学部 三田地利之
16. 釧路沖地震災害における河川堤防の基礎処理工事について
 北海道開発局 田村 圭司
 北海道開発局釧路開発建設部 荒井 博明
 不動建設(株) 大林 淳・村田 基治

17. 第2白糸トンネルにおける落石災害機構と
復旧対策について
北海道開発コンサルタント(株) 岡田 正之
北海道開発局小樽開発建設部 佐藤 清
" 渋谷 隆太
北海道開発コンサルタント(株) 尾上 祐之
18. 1993年北海道南西沖地震における斜面災害
—とくに刀掛トンネルについて—
北海道開発局小樽開発建設部 阿部 直史
(株)構研エンジニアリング 山田 智弘
" 横田 寛
北海道大工学部 三田地利之
19. 北海道南西沖地震による洞爺湖の湖底変状
について
応用地質(株) 柴竹 正樹・村上 弘行
20. 砂の一面せん断試験結果に及ぼす諸要因の
影響
北海道大大学院 北島 明・高田 増男
北海道大工学部 渋谷 啓・三田地利之
北海道大学 岩橋 輔
21. 北海道火山灰粗粒土のせん断に伴う粒子破
碎特性—平面ひずみ試験による検討—
室蘭工大工学部 三浦 清一
室蘭工大大学院 加賀 学
地崎工業(株) 八木 一
22. 火山灰粗粒土の動的力学特性に及ぼす粒子
破碎履歴の影響
室蘭工大工学部 磯崎 真一
" 新田 登・三浦 清一
23. 不攪乱砂質試料の液状化強度と動的変形特
性
北海道大工学部 山下 聡・土岐 祥介
北海道大大学院 稲原 英彦・千葉 隆仁
24. 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
室蘭工大工学部 三浦 清一
室蘭工大大学院 瀧本 聖吾
専修大北海道短大 川村 志麻
室蘭工大大学院 荻原 淳平
25. 標準砂による振動土圧の実験
苫小牧高専 澤田 知之
日本大学 能町 純雄
26. 波浪を受ける海底地盤の応力解析
北海道大工学部 三浦 均也
鹿島建設(株) 太田 匠
北海道大工学部 下田 和敏
佐藤工業(株) 吉田 望
27. 火砕流発生場における融雪機構に関する実
験的研究
日本工営(株) 下倉 宏
北海道開発局開発土木研究所 清水 康行
28. 土質区分の尺度化とその理由
室蘭工大 朝日 秀定
29. Mitigation(環境復元・環境緩和)の概念
(株)アクア 平井 尚志
(株)アルファ水工コンサルタンツ フランソワ・セルヌ
30. コンクリート表面に働く凍着凍上力に関す
る屋外実験
北見工大 鈴木 輝之
" 沢田 正剛・劉 朝綱
北見工大大学院 朱 青
31. 地盤凍結期における多数アンカー式補強土
壁の挙動
北見工大 鈴木 輝之・沢田 正剛
(有)C・S・プランニング 上野 邦行
岡三興業(株) 安達謙二
32. 石炭と微粉末スラグを用いた安定処理土の
強度と凍上性
北海道工業大大学院 柄澤 治
北海道工業大 川端伸一郎・神谷 光彦
北海道共同石灰(株) 小向利雄
33. 用排水路の凍上対策に関する研究
北海道学園大 江頭 渉・久保 宏
北見工大 鈴木 輝之
北海道学園大 北野 隆春
34. 泥炭地盤の圧密沈下と強度増加について
北海道開発局室蘭開発建設部 阿部 康明
" 長谷川健一
北海道開発コンサルタント(株) 峯田 一彦
長岡技術科学大 多田 誠
35. カムクレイモデルを用いた泥炭性軟弱地盤
の有限要素解析
北海道開発局開発土木研究所 林 宏親
" 西川 純一・小田島 大
北海道大工学部 三田地利之・福田 文彦
36. 深層混同処理工法を用いた側方流動抑止に
関する模型実験
北海道開発局開発土木研究所 小田島 大
" 西川 純一・林 宏親
37. 速度検層を用いたセメント系深層混合処理
工法の評価(その5)
北海道開発局室蘭開発建設部 長谷川健一
" 阿部 康明・酒向 孝裕
北海道開発コンサルタント(株) 本間 公康
38. フォールコーン貫入量と含水比関係へのコ
ーン先端の摩耗の影響
函館高専 佐野 侑房・岩淵 祐一
39. 三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦

- 力の推定法の提案
北海道開発局開発土木研究所 玉田 隆志
" 西川 純一・日下部祐基
40. 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—
北海道士質コンサルタント(株) 松本 和正
" 川奈野博和・菊池 純
41. 火山灰を用いた気泡混合固化土の強度・変形特性
北海道開発局開発土木研究所 松田 泰明
" 三原 慎弘・西川 純一
不動建設(株) 桑原 正彦
" 村田 基治・日下部史郎
42. カルバートに作用する鉛直土圧の軽減
北海道開発局開発土木研究所 三原 慎弘
" 松田 泰明・西川 純一
43. サクシヨンの測定を伴う一軸圧縮試験による原位置強度推定法(第3報)—サクシヨンの測定方法および圧縮速度に関する検討—
北海道大工学部 工藤 豊・三田地利之
北海道大大学院 津國 典洋・橋詰 哲治
北海道大工学部 福田 文彦
44. 粘性土の変形特性に及ぼす応力履歴の影響
苫小牧高専 池浦 勲・小野 丘
45. 火山灰質土のアンケート結果について
火山灰質土の工学的分類委員会
池田 晃一・斉藤 和夫
- 北海道大大学院 稲原 英彦
北見工大 山下 聡
北海道大工学部 土岐 祥介
・特別講演「地盤調査法の最近の動向と将来について」
応用地質(株)取締役企画部長 今井 常雄
・特別講演「土質試験方法に関する最近の話題」
北海道大学工学部教授 三田地利之
6. フォールコーン試験における容器内径寸法が貫入量に与える影響
函館高専 佐野 佑房・岩淵 祐一
7. サクシヨン測定による一軸圧縮試験供試体の残留応力の評価と結果の利用
北海道大工学部 工藤 豊・三田地利之
北海道大大学院 津國 典洋
北海道大工学部 遠藤 大輔
8. 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
北海道大大学院 高田 増男
北海道大工学部 渋谷 啓・三田地利之
9. 自動制御による粘性土の三軸K₀圧密試験方法について
北海道大工学部 三田地利之
北海道大大学院 橋詰 哲治
北海道大工学部 福田 文彦・工藤 豊
10. 遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験
北海道開発局開発土木研究所 日下部祐基
西川 純一・野並 光昭・小田島 大
11. 札幌市の表層地盤と沖積層の構造
北海道大理学部 加藤 誠
北海道士質コンサルタント(株) ニツ川健二
" 菊池 純・松本 和正
12. ボックスカルバート上の道路凍上現象
北海道開発局稚内開発建設部 櫻庭 満
北海道開発コンサルタント(株) 林 啓二
" 本間 公康
北見工大 鈴木 輝之
13. 構造物に加わる凍着凍上力に関する屋外実験(二)
北見工大大学院 朱 青
北見工大 鈴木 輝之・沢田 正剛
14. 地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動(二)
北見工大 鈴木 輝之
北見工大大学院 宇野 裕教
(有)C・S・プランニング 上野 邦行
北見工大 沢田 正剛
15. 石灰を用いた安定処理土の凍上特性について(第二報)

平成6年度技術報告会(技術報告集第35号)

平成7年2月14~15日

於:札幌市民会館, 参加者:70名

テーマ「試験法・調査法」

1. 標準貫入試験がかかえる諸問題
北海道士質コンサルタント(株) 遠藤 秀博
" 工藤 康雅・平尾 大樹
2. 弾性波トモグラフィによる提体構造の把握
応用地質(株) 原田 卓弘
" 長田 正樹
北海道開発局開発土木研究所 西川 純一
" 野並 光昭
3. ダイラトメーターによる調査測定例
基礎地盤コンサルタンツ(株) 作田 一之
" 斉藤 和夫・長谷 克志
4. GSサンプリャーを用いた廃棄物等のサンプリングについて
応用地質(株) 新清 晃
" 金田 雅文
5. 異なるサンプリング法で採取した不攪乱砂の繰返し変形特性

- 北海道工業大 川端伸一郎・神谷 光彦
16. 珪藻土地盤での盛土沈下観測について
北海道土質コンサルタント(株) 松本 和正
" 浅利 正明
17. 石炭灰を利用した地中連続壁の設計・施行と挙動について
北海道電力(株) 松村 端哉・阿部 康夫
北海道大工学部 福田 文彦・松永 英也
18. 気泡混合固化土に対する長期材令と暴露の影響について
北海道開発局開発土木研究所 松田 泰明
" 西川 純一
不動建設(株) 桑原 正彦・村田 基治
19. 排土式深層混合処理工法の現場実験結果について
北海道電力(株) 岩佐 英昭
不動建設(株) 久保 慎一
20. タンク基礎への深層混合処理工法の適用について
北海道電力(株) 四家 隆
清水建設(株) 野口 恒久
不動建設(株) 村田 基治
21. 欠番
22. グラウンドアンカーの周面摩擦抵抗に関する模型実験
北海道開発局開発土木研究所 桑島 正樹
" 西川 純一・日下部祐基
23. 三成分コーンによる疑似杭の鉛直載荷試験
北海道開発局開発土木研究所 玉田 隆志
" 西川 純一・日下部祐基
24. 築堤下の地中応力を三角荷重のSuperpositionで求める方法
(株)ロック建設技術研究所 今井 芳雄
25. E P S盛土の荷重伝達特性の解析
北海道大大学院 高原 利幸
北海道大工学部 三浦 均也・喜多 孝昭
26. いくつかの不規則波入力による斜面破壊の模型実験について
苫小牧高専 澤田 知之
日本大学 能町 純雄
苫小牧高専 池浦 勲
27. 二次元平面ひずみ模型槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究(第二報)
室蘭工大工学部 三浦 清一
室蘭工大大学院 荻原 淳平
" 荻原 義雄
専修大北海道短大 川村 志麻
28. 砂の一次的性質を考慮した変形・強度特性
北海道大大学院 前田 健一
北海道大工学部 三浦 均也・土岐 祥介
29. 異なる室内せん断試験による種々の砂試料の変形強度特性
北見工大 山下 聡
北海道大大学院 千葉 隆仁
北見工大 高橋 卓也・平田 広昭
" 佐々木智彦・山下 晋祐
30. 北海道火山灰土の繰返し非排水強度に及ぼす応力履歴の影響
室蘭工大工学部 三浦 清一
室蘭工大大学院 阿曾 沼剛
地崎工業(株) 八木 一善
室蘭工大工学部 磯崎 真一
専修大北海道短大 川村 志麻
31. 北海道東方沖地震で被災した火山灰の動的力学特性について
室蘭工大工学部 磯崎 真一
" 三浦 清一・新田 登
室蘭工大大学院 阿曾 沼剛
32. 北海道南西沖地震における下水道マンホールの浮上と対策工
長万部町 阿保 法彦
基礎地盤コンサルタンツ(株) 森本 巖
" 斉藤 和夫・門田 浩
33. 1994年北海道東方沖地震における地盤災害の概要
北海道大工学部 土岐 祥介
" 三浦 均也・西村 右敏
北海道大大学院 高原 利幸
34. 北海道東方沖地震道路被害状況
北海道開発コンサルタント(株) 和泉 孝夫
" 林 啓二
北海道釧路土木現業所 畑中 弘
" 小馬谷寿次
35. 北海道東方沖地震による液状化被害の特徴
基礎地盤コンサルタンツ(株) 山下 正良
斉藤 和夫・長崎 淳・小西 彰
36. 波浪による海底地盤の液状化によって発生した防波堤の沈下事例
岐阜大工学部 岡二 三生
水産庁水産工学研究所 大楨 正紀
北海道水産部 鎌田 彰
岐阜大工学部 八嶋 厚
北海道大工学部 三浦 均也
37. 平成6年9月豪雨による2種類の道路盛土崩壊
北海道開発局函館開発建設部 村山 建三
" 上野 泰弘
(株)構研エンジニアリング 山田 智弘
" 横田 寛
北海道大工学部 三田地利之

平成7年度技術報告会（技術報告集第36号）

平成8年2月7～8日

於：函館市民会館， 参加者：145名

テーマ「環境地盤」

1. 1994年北海道東方沖地震による地すべり・崩壊の特徴
北見工大 伊藤 陽司
2. 修正 $c-tan\phi$ 図法による地すべり安定解析用強度パラメータの決定方法
(株)シエイジエンジニアリング 佐野 彰
北海道大工学部 三田地利之
岩手大工学部 大河原正文
3. 高含水比土の有効利用に関する実験
北海道開発局開発土木研究所 佐藤 厚子
" 西川 純一
4. 浚渫庄送泥土と固化強度の関係
恵庭建設(株) 加我 力
" 加藤 隆志・富成 優
日本セメント(株) 谷 和宏・高根 繁雄
5. 建設残土を用いた試験盛土の石灰安定処理による凍上抑制効果
北海道工大 川端伸一郎
北海道農政部 久住 純雄
(財)北海道農業近代化コンサルタント 大沢 正人
北海道工大 神谷 光彦
6. 使用済み古タイヤチップの水路裏込め材への利用に関する研究
北海道学園大工学部 久保 宏
北海道学園大大学院 宮下 成秀
北野コンクリート(株) 北野 隆春
7. 泥炭の盛土材への利用
北海道開発コンサルタント(株) 武田 覚
" 和泉 孝夫
(株)ジオテック 中村 真一
8. 有機塩素化合物で汚染された土壌の浄化技術について
大成建設(株)技術本部 藪山 英俊
" 檜垣 貫司・氏家 正人
9. 北海道三大地震における道路災害の教訓
(株)構研エンジニアリング 山田 智弘
" 横田 寛
10. サハリン北部地震調査報告
北海道開発コンサルタント(株) 高橋 輝明
11. EPSの荷重分散特性に関する現場実験
北海道開発局開発土木研究所 西田 純一
" 松田 泰明・大江 祐一
EPS土工法開発機構 西 剛整
" 巽 治・阿部 正
・特別講演：「廃棄物をめぐる地盤工学的課題」
- 京都大学防災研究所教授 嘉門 雅史
12. 北海道内5市を代表するボーリング柱状図—室蘭・苫小牧・岩見沢・帯広・釧路を対象にして—
室蘭工大 朝日 秀定
中村 精次・黒島 利一・野崎 久司
13. フォールコーン試験装置の違いが含水比～貫入量関係に与える影響
函館高専 佐野 信房・岩渕 祐一
14. 道内火山灰の工学的性質
基礎地盤コンサルタンツ(株) 斉藤 和夫
室蘭工大 三浦 清一
北海道土質コンサルタント(株) 池田 晃一
" 浅利 正明
15. 北海道の火山灰土の締固め特性
北海道工大 神谷 光彦
北海道土質コンサルタント(株) 池田 晃一
北海道開発局開発土木研究所 佐藤 厚子
北海道工大 川端伸一郎
16. 火山性粗粒土の圧密・せん断による粒子破碎
室蘭工大大学院 7eイン・マリット
(株)地崎工業 八木 一善
室蘭工大 佐近 利秋
北海道開発コンサルタント(株) 磯崎 真一
17. 火山性粗粒土の繰返し非排水強さに及ぼす圧密時間の影響
室蘭工大大学院 阿曾 沼剛
室蘭工大 三浦 清一
(株)地崎工業 八木 一善
室蘭工大大学院 佐近 利秋
18. 建物の簡易沈下計算法
室蘭工大 土屋 勉
室蘭工大大学院 坂本 則雄
19. 軟岩地盤の支持力模型実験
北海道大工学部 西村 右敏
" 三浦 均也・土岐 祥介
パシフィックコンサルタンツ(株) 谷口 基樹
北海道大工学部 岩澤 正之
20. 地震時における盛土の非円形安定解析
北海道大大学院 鷺尾 朝昭
北海道大工学部 三浦 均也
(株)構研エンジニアリング 黒森 武
21. 多数アンカー式補強土壁の安定性についての実験および解析
北海道大工学部 三浦 均也
北海道大大学院 東平 伸
J R北海道 佐野 正義
土木研究センター 土橋 聖賢
岡三興業(株) 三澤 清志
22. 気泡混合固化土の現場施工結果について

- 北海道開発局開発土木研究所 西川 純一
 " 松田 泰明・大江 祐一
 北海道開発局室蘭開発建設部 長谷川健一
 不動建設(株) 桑原 正彦・村田 基治
23. 燃料タンク基礎への深層混合処理工法の採用について
 北海道電力(株) 白川部秀基
 " 岩佐 英昭・宇野 誠
 飛島建設(株) 関 輝義
 不動建設(株) 久保 慎一
24. 比抵抗による堤体内浸潤状態のモニタリング
 応用地質(株)札幌支社 松尾 淳
 " 柳沼 昌浩
25. 構造物を支持する地盤の波浪による流動化に関する実験
 室蘭工科大学院 荻原 義雄
 室蘭工大 三浦 清一・川村 志麻
 室蘭工科大学院 横浜 勝司
26. 波浪を受ける地盤・構造物系の動的挙動評価のための試験法と解析法
 室蘭工大 川村 志麻・三浦 清
 室蘭工科大学院 横浜 勝司・荻原 義雄
27. 地震時における地盤の側壁土圧分布の模型実験について
 苫小牧高専 澤田 知之
 日本大生産工学部 能町 純雄
28. 盛土の動的遠心力模型実験について
 北海道開発局開発土木研究所 松田 泰明
 " 西川 純一・大江 祐一
29. 多機能中空ねじり試験装置の開発とひずみ制御液状化試験の適用性
 北見工大 山下 聡・鈴木 輝之
30. 圧密特性の異なる多層地盤における造成盛土の沈下管理
 応用地質(株)札幌支社 新藤 和男
31. 遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験(その2)
 北海道開発局開発土木研究所 日下部祐基
 " 西川 純一・坂野 俊一
32. 杭のネガティブフリクションに関する遠心模型実験
 北海道開発局開発土木研究所 坂野 俊一
 " 西川 純一・日下部祐基
33. カルバートに作用する土圧軽減工法について—試験施工と遠心力載荷試験—
 北海道開発局開発土木研究所 大江 祐一
 " 松田 泰明・西川 純一
 北海道開発局網走開発建設部 川岸 公文
 " 伊藤 久徳
34. 自然地盤の凍上圧に関する実験的研究
 北見工大 鈴木 輝之
 北見工科大学院 中村 哲也
 北見工大 澤田 正剛・山下 聡
35. 凍上試験装置の開発に関する基礎実験
 北見工大 澤田 正剛
 北見工科大学院 村 巖・小松 大人
 北見工大 鈴木 輝之
36. 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
 北海学園工学部 小野 丘
 北海道工学部 三田地利之

火山灰土に関する研究討論会

平成4年3月10日

於：北海道大学学術交流会館，参加者：102名

1. 火山灰の凍上性
 北見工大 鈴木 輝之
2. 道央における火山灰の特性
 北海道開発コンサルタント(株) 武田 覚
 清水 誠一・和泉 孝夫・田中 信幸
3. 青森県におけるロームの研究
 八戸工業大 諸戸 靖史
4. 乾湿の繰返しによるしらすの風化特性に関する実験的研究
 九州工科大学院 梅村 順
 九州大工学部 落合 英俊・林 重徳
5. 桜島火山灰の物理的性質について
 鹿児島大 北村 良介・藤安 良昌
6. 桜島火山灰のpF試験，透水試験について
 鹿児島大 北村 良介・藤安 良昌
 ・特別講演：「火山活動と火山灰—火山の生成機構—」
 北海道大学理学部教授 荒牧 重雄
7. 二次堆積しらす地盤における各種サウンディング特性間の相関性
 基礎地盤コンサルタンツ(株)福岡支店 大竹 強
 同 鹿児島支店 福田 伸朗
8. 北海道に分布する火山灰の動的変形特性に関する2, 3の実験
 北海道工学部 武田 哲伸
 土岐 祥介・山下 聡・三好 健夫
9. 火山灰の動的特性に関する2, 3の実験
 九州工業大 安田 進
10. 火山灰土の液状化特性
 日本道路公団千歳工事事務所 菊地 弘
 " 菊池 秀二
 応用地質(株) 楠本 泰平
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 斉藤 和夫

- | | |
|---|---|
| 11. 桜島火山灰の不飽和三軸試験について
鹿児島大学 北村 良介・城本 一義
" 濱田祐一郎・藤安 良昌 | 北海道大農学部 矢沢 正士 |
| 12. 道内火山灰土の変形・強度特性と粒子破碎性
について
室蘭工大 磯崎 真一・新田 登 | 15. 火山灰質粘性土盛土の変形・破壊挙動の観察
大成建設(株)技術研究所 末岡 徹
" 村重 政重 |
| 13. 北海道における火山灰盛土の締固め管理に
ついて
北海道開発局開発土木研究所 佐藤 厚子 | 16. 道央自動車道(登別～白老)の火山灰質土に
おける建設・管理の法面保護工について
日本道路公団千歳工事事務所 問谷 邦利 |
| 14. 火山灰土壌の荷電・締固め特性 | 17. 軽石流堆積物の引揚抵抗について
北海道電力(株)送電幹線建設所 栗原 研作
北海道土質コンサルタント(株) 工藤 康雅 |

11. 北海道支部講習会年表

◎昭和 61 年度第 1 回 (S61.7.22~24)

日本道路公団 吉田 光男

「最近の土質・基礎に関する講習会」

於：北海道建設会館，受講者：93 名

主催：本部

第 1 日：

(1)地質・地形情報と設計・施工

新潟大学積雪地域災害研究センター 青木 滋

(2)新しい数値解析法の考え方とその適用

京都大学工学部 小林 昭一

(3)土質工学における新しい話題

金沢大学工学部 太田 秀樹

(4)新しい土質調査・試験法

東京工業大学工学部 木村 孟

第 2 日：

(1)土質試験の課題と試験結果の評価

東京大学生産技術研究所 龍岡 文夫

(2)信頼性設計

武蔵工業大学工学部 星谷 勝

(3)耐震工学からみた基礎設計

建設省土木研究所 川島 一彦

(4)動土質力学

基礎地盤コンサルタント(株) 安田 進

第 3 日：

(1)補強土工法 (ジオテキスタイル)

東京理科大学工学部 福岡 正巳

(2)近接施工法

(株)日建設計 正木 範昭

(3)新しい基礎工法の設計と事例

(財)道路管理センター 多田 浩彦

(4)東京湾横断道路

◎昭和 61 年度第 2 回 (S61.10.31)

「土の調査実習講習会」

於：北海道電力(株)技術研究所，受講者：45 名

1.ボーリング， 2.サウンディング

3.サンプリング， 4.地下水調査

北海道土質コンサルタント(株) 池田 晃一

基礎地盤コンサルタンツ(株) 斎藤 和夫

応用地質(株) 藤岡 雄二

応用地質(株) 村上 弘行

◎昭和 61 年度第 3 回 (S62.3.10~11)

「土質試験結果の解釈と適用例」講習会

於：大同生命ビル，受講者 112 名

第 1 日：

(1)第 1 章 土質工学における誤りやすい諸問題

北海道開発局開発土木試験所 能登 繁幸

(2)第 2 章 標準貫入試験

基礎地盤コンサルタンツ(株) 斎藤 教良

(3)第 3 章 オランダ式コーン貫入試験

北海道開発コンサルタント(株) 清水 誠一

(4)第 4 章 土の判別と分類

日本道路公団札幌建設局 荒 厚

第 2 日：

(1)第 5 章 一軸圧縮試験

北海道土質コンサルタント(株) 池田 晃一

(2)第 6 章 三軸圧縮試験および直接せん断試験

北海道大学工学部 三田地 利之

(3)第 7 章 圧密試験

北海道工業大学工学部 神谷 光彦
(4)第8章 透水試験
応用地質(株) 東沢 敏

◎昭和 62 年度第 1 回 (S62.10.20~21)

「土質調査法とその解釈と適用」講習会

受講者 70 名

第 1 日:

土質調査法実習 (於:北海道地下資源調査所)

- 1.ボーリング,
- 2.サウンディング,
- 3.サンプリング,
- 4.載荷試験
- 5.検層,
- 6.その他

第 2 日:

土質調査法の解釈と適用について

(於:北海道大学学術交流会館)

(1)調査計画

北海道大学工学部 土岐 祥介

(2)サウンディング I

基礎地盤コンサルタンツ(株) 斎藤 和夫

(3)サウンディング II

北海道土質コンサルタンツ(株) ニッ川 健二

(4)載荷試験と検層

応用地質(株) 藤岡 雄二

◎昭和 62 年度第 2 回 (S63.1.26~27)

「土留め構造物の設計法」講習会

於:北海道建設会館, 受講者 115 名

第 1 日:

(1)第 1 章 設計法の概要,

第 2 章 調査および試験

北海道開発局土木試験所 根岸 正充

(2)第 3 章 設計外力

北海道大学工学部 三浦 均也

(3)第 4 章 擁壁の設計

日本道路公団札幌建設局 鈴木 裕二

(4)第 8 章 アースアンカーの設計

北海道開発コンサルタンツ(株) 林 憲造

第 2 日:

(1)第 5 章 矢板壁の設計法

新日本製鉄(株) 海輪 博之

(2)第 6 章 山留めの設計法

内外エンジニアリング(株) 篠原 敬一

(3)第 7 章 場所打ち鉄筋コンクリート造連続壁

(株)大林組 森脇 登美夫

◎昭和 63 年度第 1 回 (S63.12.6~7)

「杭基礎の設計法とその解説」講習会 ()

於:北海道建設会館, 受講者:115 名

主催:本部

第 1 日:

(1)杭基礎の概要・計画

北海道開発局室蘭開発建設部 石原 勝

(2)杭基礎の設計法

東京工業大学大学院総合理工学研究科 岸田 英明

(3)鉄道関係の杭基礎

日本鉄道建設公団本社 青木 一二三

(4)道路関係の杭基礎

首都高速道路公団第三建設部 矢作 枢

第 2 日:

(1)杭基礎の為の調査

基礎地盤コンサルタンツ(株) 田島 重男

(2)港湾関係の杭基礎

運輸省港湾技術研究所 高橋 邦夫

(3)建築関係の杭基礎

清水建設(株) 上田 博

(4)杭基礎の動向と課題

宇都宮大学工学部 横山 幸満

◎昭和 63 年度第 2 回 (H1.1.26~27)

「北海道の土質・基礎の設計に関する諸問題」

講習会

於:北海道建設会館, 受講者:129 名

第 1 日:

(1)北海道の地形と地質

北海道立地下資源調査所 松下 勝秀

(2)泥炭性軟弱地盤の工学的性質と諸問題

北海道開発コンサルタンツ(株) 由良 圭一

(3)泥炭性軟弱地盤の対策工

北海道開発局開発土木研究所 能登 繁幸

第 2 日:

- (1)火山灰の工学的性質とその背景
 応用地質(株) 若松 幹男
- (2)火山灰土地盤の設計・施工に関する留意点
 日本道路公団札幌建設局 樋矢 一彦
- (3)軟岩の工学的特性と設計・施工上の問題点
 (株)構研エンジニアリング 大島 紀房
- (4)土の凍結・凍上に関する問題点
 北見工業大学工学部 鈴木 輝之

◎昭和 63 年度第 3 回 (H1.3.7~ 8)

「N 値および c と ϕ の考え方」講習会

於：北海道建設会館， 受講者：136 名

主催：本部

第 1 日：

- (1) c, ϕ および N 値—求め方と解釈—
 北海道大学工学部 三田地 利之
- (2)港湾構造物における強度定数の求め方と適用例
 運輸省港湾技術研究所 善 功企
- (3)斜面における強度定数の求め方と適用例
 日本道路公団技術部 奥園 誠之
- (4)山留めにおける強度定数の求め方と適用例
 鹿島建設(株) 浅野 利三郎

第 2 日：

- (1)フィルダムにおける強度定数の求め方と適用例
 北海道開発局開発土木研究所 秀島 好昭
- (2)擁壁における強度定数の求め方と適用例
 建設省土木研究所 島津 晃臣
- (3)盛土における強度定数の求め方と適用例
 室蘭工業大学工学部 三浦 清一
- (4)橋梁基礎における強度定数の求め方と適用例
 北海道開発コンサルタント(株) 橋本 至
- (5)建築基礎における強度定数の求め方と適用例
 室蘭工業大学工学部 土屋 勉

◎平成元年度第 1 回 (H1.12.5~6)

「軟弱地盤対策工法」講習会

於：北海道建設会館， 受講者：142 名

主催：本部

第 1 日：

- (1)総論，軟弱地盤対策工法の計画

- (財)沿岸開発技術研究センター 奥村 樹郎
- (2)軟弱地盤の調査（地盤改良のための土質調査法）
 (財)大阪土質試験所 諏訪 靖二
- (3)載荷重工法，パーティカルドレーン工法
 大阪市港湾局 木山 正明
- (4)サンドコンパクション工法
 不動建設(株) 日下部 史郎
- (5)深層混合処理工法
 ケミカルグラウト(株) 柴崎 光弘

第 2 日：

- (1)表層処理工法
 鹿島建設(株) 深沢 栄造
- (2)液状化対策工法
 東京都土木技術研究所 草野 郁
- (3)薬液注入工法
 (財)鉄道総合技術研究所 村田 修
- (4)凍結工法
 (株)精研 生瀬 孝博
- (5)補強土工法，その他の対策工法
 北海道開発局開発土木研究所 能登 繁幸
- (6)計測管理（手法とその実施例）
 (株)計測リサーチコンサルタント 加登 文士

◎平成元年度第 2 回 (H2.3.8~9)

「土と基礎—実用数式・図表の解説」講習会

於：北海道建設会館， 受講者：116 名

第 1 日

- (1)1 章 土の物理的性質，2 章 力学的性質
 函館工業高等専門学校 佐野 侖房
- (2)3 章 地盤内の応力と変形
 4 章 圧密と圧縮
 苫小牧工業高等専門学校 池浦 勲
- (3)5 章 支持力，9 章 杭基礎
 (株)大林組 茶谷 文雄

- (4)6 章 斜面の安定

14 章 フィルダム（14.4 を除く）

北海道工業大学工学部 神谷 光彦

第 2 日：

- (1)7 章 透水，14 章の 14.4 フィルダムの水
 理学的安定，17 章の 17.5 地下水処理

- 北海道電力(株) 谷藤 和三
- (2)8章 液状化
室蘭工業大学工学部 三浦 清一
- (3) 11章 盛土, 12章 路床と路盤
日本道路公団札幌建設局 村橋 敏孝
- (4)13章 擁壁
17章 根切りと山留め(17.5を除く)
北海道開発局開発土木研究所 能登 繁幸

◎平成2年度第1回(H2.7.11~12)
「土質試験の方法と解説」講習会
於:北海道建設会館, 受講者:103名
主催:本部

第1日:

- (1)第1編 総説
横浜国立大学工学部 今井 五郎
- (2)第2編 物理試験
埼玉大学工学部 風間 秀彦
- (3)第3編 化学試験
防衛大学校 山口 晴幸
- (4)第4編 土の分類
中央開発(株) 渡辺 進
- (5)第5編 安定化試験
日本道路公団試験所 三島 信雄

第2日:

- (1)第6編 透水・圧密試験
大阪市立大学工学部 高田 直俊
- (2)第7編 せん断試験
北海道大学工学部 土岐 祥介
- (3)第8編 特殊土の試験
防衛大学校 木暮 敬二

◎平成2年度第3回(第2回は中止)(H3.3.7~8)

「盛土の調査・設計から施工まで」講習会
於:北海道建設会館, 受講者:98名

第1日:

- (1)土質調査(2章)
基礎地盤コンサルタンツ(株) 斉藤 和夫
- (2)設計の基本(3.1), 盛土材料と締固め(3.2), 盛

土の安定(3.3)

北海道開発局開発土木研究所 中村 和正

(3)盛土の沈下(3.4)

北海道開発コンサルタント(株) 峯田 一彦

(4)盛土の排水(3.5), のり面保護(3.6), 盛土による止水(3.7)

日本工営(株) 片桐 英夫, 下倉 宏

第2日:

(1)施工計画(4.1), 施工(4.2)

清水建設(株) 吉田 貢

(2)軟弱地盤上の盛土(4.3)

(株)大林組 平間 邦興

(3)盛土の補強土工法(4.4)

北海道開発局開発土木研究所 能登 繁幸

(4)工事管理と維持管理(5章)

日本道路公団札幌建設局 村橋 敏孝

◎平成3年度第1回(H3.12.6)

「グラウンドアンカー設計・施工実施例」講習会

於:北海道建設会館, 受講者:104名

主催:本部

(1)グラウンドアンカー解説

法政大学 山門 明雄

(2)グラウンドアンカー設計・施工基準について
建設基礎エンジニアリング(株) 内藤 清司

(3)仮設アンカー(土留め, 山留め, ケーソン反力等)

三信建設工業(株) 佐藤 武

(4)永久アンカー(斜面安定, 地すべり対策, 擁壁補強等)

日本道路公団技術部 星野 和彦

(5)永久アンカー(地下空洞, 橋梁, ダム等)

東京電力(株) 島田 保之

(6)永久アンカー(塔状構造物, 建築, 海洋構造物)

(株)間組 菊地 祐悦

◎平成3年度第2回(H4.3.5)

「薬液注入工法の調査・設計および施工」講習

会

基礎工業(株) 小泉 真五

於：北海道建設会館， 受講者：69名

(1) 総説

早稲田大学理工学部 森 麟

(2) 注入材の地盤内浸透と注入のための事前調査

(株)地盤技術リサーチ 斉藤 孝夫

(3) 薬液注入の設計〔I〕

日本基礎技術(株) 盛 政晴

(4) 薬液注入の設計〔II〕

日本基礎技術(株) 盛 政晴

(5) 大深度地下駐車場工事における薬液注入工の実施例

佐藤工業(株) 萩原 晴夫

(6) 施工管理－薬液注入の管理方式について

日本基礎技術(株) 盛 政晴

◎平成4年度第1回 (H5.2.18～19)

「杭基礎のトラブルとその対策」講習会

於：札幌市民会館， 受講者：109名

主催：本部

第1日：

(1) 杭基礎におけるトラブルの概要

日本大学理工学部 山田 清臣

(2) 調査段階に起因するトラブル

基礎地盤コンサルタンツ(株) 酒井 運雄

(3) 設計段階に起因するトラブル

(株)久米設計 梅野 岳

(4) 打込み杭のトラブルとその対策

新日本製鉄(株) 楠本 操

(5) 打込み杭のトラブル事例

(株)間組 山口 靖紀

第2日：

(1) 埋込み杭のトラブルとその対策

日本コンクリート工業(株) 服部 貞夫

(2) 埋込み杭のトラブル事例

(株)大林組 芳賀 孝成

(3) 場所打ち杭のトラブルとその対策

(株)竹中工務店 大木 紀通

(4) 場所打ち杭のトラブル事例

◎平成4年度第2回 (H5.3.19)

「最近の補強土工法」講習会

於：北海道大学学術交流会館， 受講者：84名

(1) 補強土擁壁の過去・現在・将来－メカニズムからの一考

東京大学生産技術研究所 龍岡 文夫

(2) ジオテキスタイルの土中での摩擦特性に関する室内実験

北海道大学工学部 三田地 利之

(3) 短い面状補強材と剛な壁面を有する補強土壁工法 (RRR工法)

(財)鉄道総合技術研究所 村田 修

(4) 最近の補強土工法の2, 3の現場事例

三井石油化学工業(株) 岩崎 高明

◎平成5年度第1回 (H5.6.22～23)

「液状化対策の調査・設計から施工まで」講習会

於：北海道建設会館， 受講者：101名

主催：本部

第1日：

(1) 液状化のメカニズムと簡易予測法

東京大学工学部 東畑 郁生

(2) 液状化の詳細予測法と設計指針での液状化の取り扱い

佐藤工業(株) 吉田 望

(3) 液状化対策の考え方

運輸省港湾技術研究所 井合 進

(4) 密度増大による対策

不動建設(株) 坪井 英夫

(5) 固結および粒度改良による対策

運輸省港湾技術研究所 善 功企

第2日：

(1) 地下水位低下による対策

建設省土木研究所 古賀 泰之

(2) 間隙水圧消散による対策

(財)電力中央研究所 田中 幸久

(3) せん断変形抑制による対策

(株)大林組 石井 雄輔 水

(4)構造的対策—概要と直接基礎の対策

九州工業大学工学部 安田 進

(5)構造的対策—杭基礎と地中構造物の対策

建設省中国地方建設局 松本 秀應

◎平成5年度第2回 (H5.12.7~8)

「地盤改良のトラブルとその対策」講習会

於：北海道建設会館， 受講者：63名

主催：本部

第1日：

(1)軟弱地盤におけるトラブルの概要

東京大学工学部 赤石 勝

(2)粘性土地盤におけるトラブルとその対策

日本道路公団試験研究所 三嶋 信雄

(3)泥炭地盤におけるトラブルとその対策

北海道開発局開発土木研究所 能登 繁幸

(4)超軟弱地盤におけるトラブルとその対策

(株)水野工学研究所 渡 義治

第2日：

(1)圧密促進工法におけるトラブルとその対策

不動建設(株) 坪井 英夫

(2)締固め工法におけるトラブルとその対策

基礎地盤コンサルタンツ(株) 土谷 尚

(3)深層混合処理工法におけるトラブルとその対策

(株)竹中工務店 鈴木 吉夫

(4)薬液注入・生石灰パイル・凍結工法における
トラブルとその対策

前田建設工業(株) 熊谷 浩二

平成6年度第1回 (H6.12.7~8)

「新・土と基礎の設計計算演習」講習会

於：北海道建設会館， 受講者：38名

第1日：

(1)第1章 調査，試験

基礎地盤コンサルタンツ(株) 斉藤 和夫

(2)第2章 擁壁，第3章 カルバート，地下壁

北海道工業大学工学部 神谷 光彦

(3)第7章 山留(土留)，第8章 掘削時の排

応用地質(株) 紫竹 正樹

(9)第9章 圧密沈下

北海道開発局開発土木研究所 日下部 祐基

第2日：

(1)第4章 直接基礎，第5章 杭基礎

北海道士質コンサルタント(株) 池田 晃一

(2)第6章 ケーソンその他

北海道士質コンサルタント(株) 実川 悟郎

(3)第10章 斜面の安定，第11章 液状化

北海学園大学工学部 小野 丘

◎平成6年度第2回 (H7.3.15~17)

室内せん断試験に関する実技セミナー講習会

於：北海道大学， 受講者：8名

プログラム：

—第1日—ガイダンス，講義，実技

—第2日—実技

—第3日—データ整理，結果の総括

講師：

北海道大学工学部 三田地 利之，渋谷 啓，
三浦 均也

内容：

Aコース 粘性土の圧密非排水三軸圧縮試験
(強度試験)

Bコース サクションを測定する粘性土の非排
水一軸・三軸圧縮試験(強度試験)

Fコース 砂の液状化試験

◎平成7年度 (H8.1.18~19)

「地盤調査法」講習会

於：北海道建設会館， 受講者：136名

主催：本部

第1日：

(1)総説，第1編 地盤調査の計画

埼玉大学工学部 風間 秀彦

(2)第4編 ボーリング，第5編 サンプリング

応用地質(株) 松本 一明

(3)第2編 資料調査・地質調査

川崎地質(株) 安間 恵

- (4)第3編 物理探査・検層
 (株)ダイヤコンサルタント 西田 薫
- (5)第6編 サウンディング
 基礎地盤コンサルタンツ(株) 小林 精二
- 第2日:
- (1)第7編 地下水調査
 アートスペース工学(株) 小松田 精吉

- (2)第8編 載荷試験, 第9編 現場密度試験
 日本道路公団試験研究所 星野 克之
- (3)第10編 現地計測
 (株)竹中工務店 佐藤 英二
- (4)第11編 環境地盤調査
 中央開発(株) 中村 裕昭

12. 北海道支部講演会(含 若手セミナー)・映画会一覧

- 1)講演会・映画会
- ◎学生映画会(S61.4.11)〈共催土木学会支部〉
 於:室蘭工業大学, 観客数:110名
 (1)明日を創る人と技術
- ◎学生映画会(S61.4.26)〈共催土木学会支部〉
 於:札幌土木技術専門学校, 観客数:30名
 (1)国土を生かす知恵
 (2)大地を護るー加圧コンクリート矢板ー
 (3)明日を創る人と技術
- ◎学生映画会(S61.6.12)〈共催土木学会支部〉
 於:北海道工業大学, 観客数:150名
 (1)明日を創る人と技術
 (2)北海道開発の歩みー道路編ー
 (3)私達の港
- ◎学生映画会(S61.7.5)〈共催土木学会支部〉
 於:札幌土木技術専門学校, 観客数:24名
 (1)青函トンネル第1部
 (2)青函トンネル第2部
 (3)青函トンネルー本州側工事の記録ー
- ◎講演会(昭和61年度第1回)(S61.12.19)
 (共催土木学会支部)
 於:北海道大学学術交流会館, 聴講者:208名
 (1)アクアレインボー計画について
 札幌市下水道局 熊倉 保
 (2)ヨーロッパの地域開発ー北海道を考えつ
 つー
 東京大学工学部 中村 英夫
- ◎学生映画会(S61.2.4)〈共催土木学会支部〉
 於:北見工業大学, 観客数:103名
 (1)大三島大橋ー本州四国連絡橋ー
- (2)新たな挑戦ー超大型泥水シールド工法ー
 (3)日本の河川ー治水の歴史と背景ー
- ◎講演と映画の集い(昭和61年度第2回)
 (S62.3.18)〈共催土木学会支部〉
 於:第2水産ビル, 聴講者:52名
 講演:
 (1)北海道における都市間交通の現状と課題
 北海道大学工学部 佐藤 馨一
 (2)北方圏交流と寒地技術開発
 (社)北海道開発技術センター 佐々木晴美
 映画:(題名不明)
- ◎学生映画会(S62.4.13)〈共催土木学会支部〉
 於:洞爺湖温泉ホテル万世閣(室蘭工業大学),
 観客数:57名
 (1)明日を創る人と技術
- ◎学生映画会(S62.6.2)〈共催土木学会支部〉
 於:洞爺少年自然の家(北海道工業大学),
 観客数:170名
 (1)北海道の開発
 (2)明日を創る人と技術
- ◎学生映画会(S62.10.14)
 (共催土木学会支部)
 於:北海道大学, 観客数:80名
 (1)国土を生かす知恵
 (2)明日を創る人と技術
- ◎学生映画会(S63.1.26)〈共催土木学会支部〉
 於:北見工業大学, 観客数:159名
 (1)青函トンネルー本坑貫通編ー
 (2)渦潮に架けるー本州・四国連絡橋大鳴戸橋ー
 (3)美しい橋ーPC斜張橋ー

(4)海上に築く下水処理場

◎講演と映画の集い(昭和62年度)(S63.3.15)

(共催土木学会支部)

於:北海道大学学術交流会館,聴講者:135名
講演:

(1)石狩湾新港計画のその後—大規模開発
展の可能性—

石狩湾新港管理組合 伊藤 昌勝

(2)北海道航空宇宙産業基地構想—欧米の宇
宙産業開発と関連して—

北海道工業大学 松本 正

映画:

(1)長大橋の基礎を築く—総集編—

◎学生映画会(S63.4.13)(共催土木学会支部)

於:洞爺湖温泉ホテル万世閣(室蘭工業大学)
観客数:70名

(1)明日を創る人と技術

(2)ザイールに架ける

◎学生映画会(S63.6.13)(共催土木学会支部)

於:札幌工科専門学校,観客数:30名

(1)明日を創る人と技術

(2)大地を護る—加圧コンクリート矢板—

(3)国土を生かす知恵

◎学生映画会(S63.9.8~9)

於:北見工業高等学校(共催土木学会支部)

観客数:120名

(1)明日を創る人と技術

◎学生映画会(S63.9.21~22)

(共催土木学会支部)

於:札幌工科専門学校,観客数:20名

(1)明日を創る人と技術

(2)大地を護る—加圧コンクリート矢板—

◎学生映画会(S63.10.3)(共催土木学会支部)

於:北見工業高等学校,観客数:32名

(1)明日を創る人と技術

◎講演と映画の集い(昭和63年度)(H1.1.20)

(共催土木学会支部)

於:北海道大学学術交流会館,聴講者:189名

講演:

(1)北海道の開発プロジェクトについて

北海道経済連合会 金子 滋佳

(2)北海道におけるこれからのレジャー・リゾ
ートについて

(株)西洋環境開発 松尾 俊之

映画:

(1)横浜ベイブリッジの礎—横浜港横断橋下
部工事記録—

◎学生映画会(H1.4.13)(共催土木学会支部)

於:室蘭工業大学,観客数:73名

(1)青函トンネル—本坑貫通編—

◎学生映画会(H1.5.24)(共催土木学会支部)

於:北海道工業大学,観客数:160名

(1)明日を創る人と技術

◎学生映画会(H1.7.18)(共催土木学会支部)

於:北海道大学,観客数:80名

(1)世界最大シールドトンネル

(2)青函トンネル—本坑貫通編—

◎講演と映画の集い(平成元年度)(H2.2.28)

(共催土木学会支部)

於:北海道大学学術交流会館,聴講者:176名

講演:

(1)雪札幌21計画について

北海道大学工学部 菅原 照雄

(2)1989年ロマ・プリエタ地震—地盤液状化
による被害について—

佐藤工業(株) 吉田 望

映画:

(1)ベイブリッジ…港にかかる橋—白鳥大
橋調査編—

◎学生映画会(H2.7.17)(共催土木学会支部)

於:北海道大学,観客数:100名

(1)青函トンネル—本坑貫通編—

(2)世界最大シールドトンネル

◎講演と映画の集い(平成2年度)(H3.3.28)

(共催土木学会支部)

於:北海道大学学術交流会館,聴講者:86名

講演:

- (1)快適環境の創造－香りを中心とした人間の五感を考慮した空間創り
鹿島建設(株) 長谷川俊雄
- (2)超流動コンクリートの開発の現状と展望－締固め不要の新しいコンクリート－
大成建設(株) 松岡 康訓
- 映 画：
(1)京葉都心線－その新しい技術－
- ◎講演と映画の集い(平成3年度)(H4.2.27)
(共催土木学会支部)
於：北海道大学学術交流会館，聴講者：126名
講 演：
(1)景観・デザイン
札幌市立高等専門学校 奥山 健二
(2)冬とコンベンション
(財)札幌国際プラザ 杉岡 昭子
- 映 画：
(1)大深度地下に築く駅－京葉線・東京地下駅の記録－
- ◎広報活動(ビデオ上映)(H5.2.8～9)
於：札幌市民会館
「土質・基礎」技術に関する最新のビデオ数十本
- ◎講演と映画の集い(平成4年度)(H5.2.26)
(共催土木学会支部)
於：北海道大学学術交流会館，聴講者：127名
講 演：
(1)美利河ダム建設の課題と対応
(株)アクト 山下 弘市
(2)札幌の誕生秘話－東京都説の真偽
北海道大学工学部 佐藤 馨一
- 映 画：
(1)波光きらめきて－豊かなウォーターフロントをめざして－
- ◎講演と映画の集い(平成5年度)(H6.2.17)
(共催土木学会支部)
於：北海道大学学術交流会館，聴講者：105名
講 演：「釧路沖・北海道南西沖地震における被害と復旧」
(1)道路・トンネル・橋梁
北海道開発局道路維持課 田原 澄男
(2)河川堤防
北海道開発局網走開発建設部 田村 圭司
(3)港湾施設
北海道開発局港湾建設課 関口信一郎
- 映 画：
(1)白鳥大橋－基礎工編－
- ◎講演と映画の集い(平成6年度)(H7.2.17)
(共催土木学会支部)
於：北海道大学学術交流会館，聴講者：113名
講 演：
(1)十勝大橋の設計と施工
北海道開発局開発土木研究所 佐藤 昌志
(2)建設分野におけるCGの適用例
鹿島建設(株) 右近 八郎
- 映 画：
(1)東京港に虹を架ける－レインボーブリッジの建設工事記録－
- ◎講演と映画の集い(平成7年度)(H8.2.13)
(共催土木学会支部)
於：北海道大学学術交流会館，聴講者：111名
講 演：
(1)泥炭地の生成と泥炭の特性－構成植物を指標として
北海道大学農学部 梅田 安治
(2)283系振子式特急気動車の全て
北海道旅客鉄道(株) 玉置 俊治
- 映 画：
(1)東京湾横断道路－川崎人工島－
2)土質工学若手セミナー
- ◎第1回土質工学若手セミナー(H3.11.11)
於：北海道建設会館，参加者：53名
テーマ：泥炭とつきあう方法
北海道開発局開発土木研究所 能登 繁幸
- ◎第2回土質工学若手セミナー(H4.2.4)
於：北海道経済センタービル，参加者：54名
テーマ：土をどこまで計算できるか
岐阜大学工学部 八嶋 厚
- ◎第3回土質工学若手セミナー(H4.4.7)

- 参加者：53名
見学会：地下鉄東豊線シールド工事
- ◎第4回土質工学若手セミナー（H 4.10.20）
於：北海道建設会館，参加者：30名
テーマ：土と長くつきあう方法－技術士試験を目指して－
清水建設(株) 野口 恒久
- ◎第5回土質工学若手セミナー（H 5. 2.12）
於：北海道建設会館，参加者：38名
テーマ：岩についてのやわらかい話－軟岩についての技術的問題－
(株)構研エンジニアリング 大島 紀房
- ◎第6回土質工学若手セミナー（H 5.5.21～22）
参加者：30名
見学会：日高自動車道建設工事現場（厚真町）
北海道縦貫自動車道建設現場（虻田町），
- ◎第7回土質工学若手セミナー（H 5.10.19）
於：北海道建設会館，参加者：48名
テーマ：火山灰についての熱い話－土質・基礎工学における火山灰との付き合い方
- ◎第8回土質工学若手セミナー（H 6. 2.15）
於：北海道建設会館，参加者：30名
テーマ：耐震設計についての揺るぎない話
北海道開発コンサルタント(株) 橋本 至
- ◎第9回土質工学若手セミナー（H 6. 7. 8）
参加者：26名
見学会：地下無重力実験センター
- ◎第10回（H 6.10.18）
於：北海道建設会館，参加者：32名
特別講演：高規格幹線道路における計画・施工の課題について
(株)ジオテック 真田 英夫
- ◎第11回土質工学若手セミナー（H7.10.17）
於：北海道建設会館，参加者：27名
特別講演：私にとっての阪神大震災－土木技術者の現地体験報告
飛島建設(株) 柴田 登

1 3 . 北海道支部見学会

- ◎苫小牧・日高地区（S61.10. 9）
〈共催土木学会支部〉，参加人員：34名
見学場所：
(1)苫小牧（軟弱地盤処理工）
(2)穂高、稲里、福山トンネル（NATM工法）
(3)モトツトンネル（パイプルーフ、地回り抑止杭工）
(4)穂高大橋（橋梁下部工）
- ◎室蘭・有珠地区（S62. 9. 9）
〈共催土木学会支部〉，参加人員：56名
見学場所：
(1)白鳥大橋（仮設栈橋鋼管杭打設工）
(2)天神トンネル（NATM工法）
(3)有珠周辺（土石流対策工）
- ◎札幌・小樽地区（S63. 9.21）
〈共催土木学会支部〉，参加人員：68名
見学場所：
- (1)札幌自動車道高架部（橋梁下部、軟弱地盤処理工）
(2)朝里ダム（堤体、取付道路、ループ橋工）
(3)茨戸大橋、花畔大橋（橋梁上・下部工）
(4)札幌駅（鉄道高架工）
- ◎十勝地区（H 1. 9.21）〈共催土木学会支部〉
参加人員 47名
見学場所：
(1)十勝岳（見学と講演）
(2)十勝岳噴火と泥流対策（現地見学、検討会）
(3)十勝岳噴火の規模と予知（講演）
(4)泥流対策について（講演）
(5)避難体制について（講演）
- ◎雄冬・増毛地区（H 2. 9.21）
〈共催土木学会支部〉，参加人員：42名
見学場所：
(1)第2 汐の岬トンネル（地回り直下のトンネル）

ル工事)

(2)マッカ岬トンネル (NATM工法)

(3)雄冬岬トンネル切土法面 (落石防災対策工)

(4)花畔大橋 (斜張橋)

◎千歳・苫小牧地区 (H 3. 9.12)

(共催土木学会支部), 参加人員: 57 名

見学場所:

(1)一般国道 337 号千翔ランプ橋 (橋梁上部工)

(2)新千歳空港新設工事 (エプロン、ターミナルビル他)

(3)日高自動車道ウトナイ地区 (高架橋、液状化対策工)

(4)静川改良工事、柏改良工事、苫東大橋

◎札幌・小樽地区 (H 4. 9.17)

(共催土木学会支部), 参加人員: 39 名

見学場所:

(1)札幌モエレ沼公園

(2)一般国道 337 号生振大橋 (橋梁下部工)

(3)朝里ダム (重力式ダム)

(4)札幌自動車道札幌西～札幌間 (高架橋)

◎苫小牧・室蘭地区 (H 5. 9.21)

(共催土木学会支部), 参加人員: 33 名

見学場所:

(1)日高自動車道 (地盤処理、盛土工)

(2)白鳥大橋 (ケーブル架設、取付道路工)

◎札幌地区 (H 6. 9.27)

参加人員: 28 名

見学場所:

(1)一般国道 12 号江別市豊幌改良工事 (地盤改良工)

(2)道々札幌広島環状線稲積橋 (橋梁上・下部工)

(3)道々小樽定山溪線改良工事 (法面、擁壁工)

◎洞爺・虻田地区 (H 7. 9.13)

(共催土木学会支部), 参加人員: 33 名

見学場所:

(1)北海道縦貫自動車道・虻田～長万部間

(2)ホロナイ川橋、大岸橋 (橋梁上部工)

(3)清水、東雲トンネル (NATM-ミニベンチ工法)

(4)一般土工事

1 4. 北海道支部土質工学懇話会一覧

◎第 3 回土質工学懇話会 (北海道支部創立 30 周年記念行事) (S62. 3.26)

於: KKR 札幌, 参加者: 28 名

懇話演題: 軟弱地盤に関する土質工学的諸問題

◎第 4 回土質工学懇話会 (S63. 2.13)

於: 函館市職員会館, 参加者: 28 名

懇話演題: 掘削、埋設工事に関する土の問題点

◎第 5 回土質工学懇話会 (H 1. 3.17)

於: KKR 札幌, 参加者: 26 名

懇話演題: 軟岩を対象とする土質工学的諸問題

◎第 6 回土質工学懇話会 (H 2. 2. 9)

於: ホテルサンルート室蘭, 参加者: 58 名

懇話演題: 地盤の液状化

◎第 7 回土質工学懇話会 (H 2. 3.23)

於: KKR 札幌, 参加者: 28 名

懇話演題: 軟岩を対象とする土質工学的諸問題 (第 2 回)

◎第 8 回土質工学懇話会 (H 3. 2. 8)

於: 札幌すみれホテル, 参加者: 59 名

懇話演題: 構造物基礎

◎第 9 回土質工学懇話会 (H 4. 2. 6)

於: 北見東急イン, 参加者: 70 名

懇話演題: 地盤改良を考える

◎第 10 回土質工学懇話会 (H 4. 3.11)

於: 北海道大学学術交流会館, 参加者: 38 名

懇話演題: 火山灰考える

◎第 11 回土質工学懇話会 (H 5. 2. 8)

- 於：札幌市民会館，参加者：53名
懇話演題：新材料・新工法
- ◎第12回土質工学懇話会（H 5.11.19）
於：KKR札幌，参加者：24名
懇話演題：経験した土質工学的課題への対処
例
- ◎第13回土質工学懇話会（H 6. 2. 8）
於：苫小牧道新ホール，参加者：75名
懇話演題：地盤災害を考える
- ◎第14回土質工学懇話会（H 7. 2.14）
於：札幌市民会館，参加者：50名
懇話演題：試験法・調査法

- ◎第15回土質工学懇話会（H 7. 3.17）
於：KKR札幌，参加者：18名
懇話演題：地盤工学における各種基準の適用
とその功罪
- ◎第16回地盤工学懇話会（H 7.11.22）
於：KKR札幌，参加者：14名
懇話演題：地盤および土構造物のトラブル事
例
- ◎第17回地盤工学懇話会（H 8. 2. 7）
於：函館市民会館，参加者：60名
懇話演題：環境地盤

15. 地盤工学会研究発表会等の記録

1) 第21回土質工学研究発表会

開催日：昭和61年6月10日(火)～13日(金)
会場：北海道経済センタービル，札幌市民
会館

参加者数：1481名

研究発表：発表論文数768編

6月10日(火) 13:00～17:50

6月11日(水) 9:00～14:30

6月12日(木) 9:00～17:50

ポスターセッション：

6月11日(水)第1部 11:30～12:30（7編）

第2部 12:40～13:40（7編）

会場 札幌市民会館

特別講演会：

6月11日(水) 14:50～17:40

会場 北海道経済センタービルAホール

朝倉利光(北海道大学応用電気研究所教授)

「蠟管の周辺—録音蠟管再生研究をめぐっ
て」

東 三郎(北海道大学農学部教授)

「森林の保全と防災」

懇親会：

6月11日(水) 18:30～20:30

会場 サッポロビール園

参加者数 518名 会費 3500円

見学会：

6月13日(金) 8:20～18:00

参加者数 45名 参加費 3000円

コース テレビ塔→藻岩山→定山溪ダム工事
→洞爺湖→昭和新山→白鳥大橋架橋予定地
点→北海道縦貫自動車道工事→千歳空港→
札幌駅

映画会：

6月10日(火)～12日(木)

会場 北海道経済センタービル

入場者数 延べ125名

上映プログラム

・北海道開発のあゆみ(道路編・河川編)

・石狩川洪水記録 ・稚内北防波堤ドーム

・冬と道 ・美しき札幌 ・知床横断道路

・大いなる北の大地へ ・札幌新道

特殊土展示会：

6月10日(火)～12日(木)

会場 札幌市民会館

入場者数 延べ519名

展示内容 泥炭，火山灰，重粘土，蛇紋岩質
土などの試料の展示とパネル説明

特別会員PRコーナー：

6月10日(火)～11日(水)

会場 札幌市民会館 参加社数 61社

内容 特別会員のPR用パンフレットの展示

第21回土質工学研究発表会実行委員会規約

第1条 (名称) 本会は、第21回土質工学研究発表会実行委員会(以下「委員会」という。)という。

第2条 (目的) 委員会は、第21回土質工学研究発表会の準備および運営を目的とする。

第3条 (組織) 委員会は、大会本部委員会、および部会をもって組織し、その構成は別表-1のとおりとする。大会本部委員会委員および部会委員は別表-2のとおりとする。

第4条 (委員長) 委員長は、委員会を統括し、大会本部委員会を招集する。

第5条 (部会長) 部会長は、部会を統括し、部会を招集する。

第6条 (任務) 大会本部委員会、および部会の任務は下記のとおりとする。

1. 大会本部委員会
 - ・研究発表会の準備および運営に係わる計画策定ならびに運営に関する事項
 - ・その他必要な事項
2. 部会
 - (1)企画部会
 - ・準備および運営等に関する土質工学会本部ならびに大会本部委員会との連絡調整・マスコミとの対応に関する事項
 - ・各部会間の総合調整に関する事項
 - (2)講演部会
 - ・特別講演および発表に関する事項
 - (3)見学部会
 - ・見学に関する事項
 - (4)懇親部会
 - ・懇親に関する事項
 - (5)広報部会
 - ・マスコミとの対応を除く広報に関する事項
 - (6)財務部会
 - ・会計に関する事項

第7条 (事務局) 委員会の事務局は、土質工

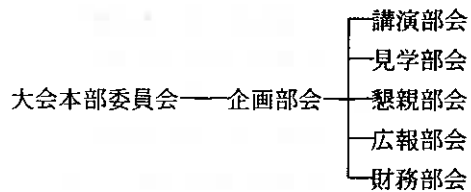
学会北海道支部事務局内におく。

第8条 (雑則) この規約に定めるものの他、必要な事項は委員会にはかって決める。
(附則)

- 1.この規約は昭和60年7月17日より施行する。
- 2.委員会は研究発表会およびこれに付随する事務の終了をもって自動的に解散するものとする。

別表-1

第21回土質工学研究発表会実行委員会組織図



別表-2

**第21回土質工学研究発表会実行委員会
大会本部委員会**

委員長：

河野 文弘 北海学園大学工学部

委員：

- 黒田 充 北電興業(株)
- 飯塚 一力 日本国有鉄道北海道総局
- 大屋 満雄 北海道土木部
- 岡添 保 北海道電力(株)土木部
- 小山田 博 北海道電力(株)土木部
- 佐藤 良助 日本道路公団札幌建設局
- 久保 宏 北海道開発局土木試験所
- 坂上 孝幸 北海学園大学工学部
- 佐々木敏雄 北海道開発コンサルタント(株)
- 小野寺 純 札幌市建設局
- 大窪 敏夫 北海道開発局建設部
- 土岐 祥介 北海道大学工学部
- 土肥 稔 大成建設(株)札幌支店
- 前田 隆 北海道大学農学部

企画部会

部会長：

土岐 祥介 北海道大学工学部

委員：

小山田 博 北海道電力(株)土木部

三田地利之 北海道大学工学部
谷藤 和三 北海道電力(株)土木部
大島 紀房 (株)構研エンジニアリング
能登 繁幸 北海道開発局土木試験所
藤田 秀悦 北海道電力(株)土木部

講演部会

部会長：
三田地利之 北海道大学工学部

委員：
池浦 勲 苫小牧工業高等専門学校
石川 博之 北海道開発局土木試験所
神谷 光彦 北海道工業大学工学部
唐牛 義夫 札幌市下水道局
佐野 信房 函館工業高等専門学校
嶋 隆司 日本国有鉄道北海道総局
鈴木 輝之 北見工業大学工学部
相馬 尅之 北海道大学農学部
武市 靖 北海学園大学工学部
三浦 清一 室蘭工業大学工学部
森 康夫 北海道開発局土木試験所
若松 幹男 応用地質(株)札幌支社

見学部会

部会長：
谷藤 和三 北海道電力(株)土木部
委員：
沢 彰男 日本道路公団札幌建設局
獅子原 悟 鹿島建設(株)札幌支店
寺井 勝之 北海道開発局建設部

懇親部会

部会長：
大島 紀房 (株)構研エンジニアリング
委員：
池田 晃一 北海道士質コンサルタント(株)
斉藤 和夫 基礎地盤コンサルタンツ(株)札幌支社
玉木 史郎 日本鉄道建設公団札幌支社

広報部会

部会長：
能登 繁幸 北海道開発局土木試験所
委員：

沼尻 龍生 飛島建設(株)札幌支店
由良 桂一 北海道開発コンサルタント(株)

財務部会

部会長：
藤田 秀悦 北海道電力(株)土木部
委員：
小山内一夫 北海道土木部
加治屋安彦 北海道開発局土木試験所
小住 勝雄 (社)土質工学会北海道支部

2) 第31回地盤工学研究発表会

開催日：平成8年7月17日(水)～20日(土)

会場：北見工業大学

参加者数：2285名

研究発表：発表論文数1279編

7月17日(水) 10:00～17:20

7月18日(木) 10:00～15:40

7月19日(金) 10:00～17:20

ディスカッションセッション：

7月17日(水) 10:00～11:30

「地盤工学における逆解析」

7月19日(金) 10:00～11:30

「工学的地盤分類'96」

展望：

7月18日(木) 10:00～11:30 会場 講堂

八木 則男 (愛媛大学工学部教授)

「斜面安定」

7月19日(金) 14:10～15:40 会場 講堂

寺師 昌明 (株)日建設計中瀬土質研究所

副所長)

「地盤改良2 (化学的安定処理)」

ポスターセッション：

7月17日(水) 12:00～14:00

会場 第1体育館

P1 新工法, 新技術 (28編)

P2 地盤改良1 (物理的安定処理および注
入工法) (29編)

7月19日(金) 12:00～14:00

P3 地盤改良2 (化学的安定処理) (47編)

特別セッション：

7月18日(木) 13:00~15:00 会場 講堂
岸田 英明(東京理科大学教授)

「杭の鉛直支持力
—40年間の研究を顧みて—」

長谷川高士(京都大学教授)

「ダムと地盤工学」

松尾 稔(名古屋大学教授)

「施設建設の新しい視点
—資源・エネルギーの観点から—」

特別講演会:

7月18日(木) 15:50~17:20 会場 講堂
青田 昌秋(北海道大学教授, 低温科学研究所
付属紋別流水研究施設長)

「オホーツク海の流水」

懇親会:

7月18日(木) 18:00~20:00
会場 北見100年ひろばテントステージ
参加者数 683名
会費 一般 5000円, 学生 3000円

委員会現況報告会:

7月18日(木) 12:30~14:00
会場 第1体育館
《調査部関係》15委員会
《基準部関係》6委員会

見学会:

1日コース(サロマ湖・網走コース)

7月18日(木) 9:00~16:30
参加者数 59名 参加費 6000円
コース 北見→サロマ湖・防氷堤→網走市→
オホーツク流水館・博物館網走監獄→
網走湖浄化事業→女満別空港→北見

1泊2日コース(網走・阿寒・釧路コース)

7月19日(金) 8:30 ~ 7月20日(土) 17:00
参加者数 23名 参加費 23000円
コース 第1日 北見→網走湖浄化事業→オ
ホーツク流水館・博物館網走監獄→川
湯温泉→硫黄山→摩周湖→阿寒湖畔
第2日 ホテル→釧路丹頂自然公園→釧路湿
原展望台→釧路市内→釧路空港→女満
別空港→北見

映画会:

7月17日(水)~19日(金)
入場者数 延べ492名
上映プログラム

・オホーツクのウォーターフロント—港新
時代の幕開け— ・人と海洋の間に—網走港
親水防波堤— ・輝く大地, 斜網 ・白鳥大
橋基礎工編 ・道東地方のPRビデオ ・北
国の豊かな暮らしを求めて—滝川流雪溝
— ・北海道の川シリーズ 釧路川 悠々たる
鼓動 ・青函トンネル ・滝里ダム'94—新し
い水辺へ— ・泥炭地盤に挑む ・北のゲー
トウェイ新千歳空港 ・北海道南西沖地震の
記録 ・憶えていてください。あの夏の日の
ことを ・平成5年釧路沖地震—震災から復
旧へ甦える釧路港(総集編)—

技術展示コーナー:

7月17日(水)~19日(金)
会場 第2体育館
入場者数 延べ6853名
展示企業 35社(39ブース)
(株)マルイ, テスコ(株), (株)丸東製作所, 豊田工
機(株), 基礎地盤コンサルタンツ(株), (株)ダイヤ
コンサルタント, (株)トラバース, (株)田中地質
コンサルタント, ソフトブレーン(株), (株)きも
と, 坂田電機(株), (株)興和, (株)ソキア, 三菱化
学(株)グループ・三菱化学産資(株), 三井石化産
資(株), 前田工織(株)・帝人(株), 日本道路公団,
(株)エース・クリーン, (株)エスイー, 岡三興業
(株)・積水化成品工業(株), 旭化成建材(株), (株)ジ
ャパンウォール・ヒューマンウォール工業会,
PCフレーム協会, KTB協会, 日特建設(株),
DJM工法研究会, 東亜建設工業(株), 東急建
設(株), 不動建設(株), ライト工業(株), 清水建設
(株), 大成建設(株), (株)大林組, 前田建設工業(株),
(株)日建設計

展示会:

7月14日(日)~28日(日)
会場 北見100年ひろばテーマ館
入場者数 約3万人 テーマ「大地の宝物」

特別会員PRコーナー：

7月17日(水)～19日(金)

会場 第2体育館(技術展示コーナー内)

参加社数 87社 339件

内容 特別会員のパンフレット類の展示

第31回地盤工学研究発表会実行委員会規約

第1条(名称) 本会は、第31回地盤工学研究発表会実行委員会(以下「委員会」という。)という。

第2条(目的) 委員会は、第31回地盤工学研究発表会の準備および運営を目的とする。

第3条(組織) 委員会は、大会本部委員会、および部会をもって組織し、その構成は別表-1のとおりとする。大会本部委員会委員および部会委員は別表-2のとおりとする。

第4条(委員長) 委員長は、委員会を統括し、大会本部委員会を招集する。

第5条(部会長) 部会長は、部会を統括し、部会を招集する。

第6条(任務) 大会本部委員会、および部会の任務は下記のとおりとする。

1. 大会本部委員会
 - ・研究発表会の準備および運営に係わる計画策定ならびに運営に関する事項
 - ・その他必要な事項
2. 部会
 - (1)企画部会
 - ・準備および運営等に関する地盤工学会本部ならびに大会本部委員会との連絡調整
 - ・マスコミとの対応に関する事項
 - ・各部会間の総合調整に関する事項
 - (2)講演部会
 - ・特別講演および発表に関する事項
 - (3)見学・映画部会
 - ・見学および映画会に関する事項
 - (4)懇親部会
 - ・懇親に関する事項
 - (5)広報部会
 - ・マスコミとの対応を除く広報に関する事項

(6)財務部会

・会計に関する事項

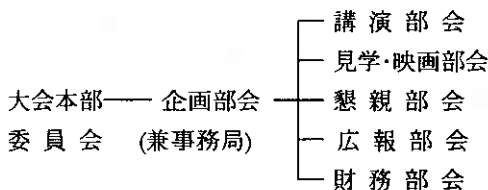
第7条(事務局) 委員会の事務局は、地盤工学会北海道支部事務局内におく。

第8条(雑則) この規約に定めるものの他、必要な事項は委員会にはかって決める。

(附則)

- 1.この規約は平成7年5月22日より施行する。
- 2.委員会は研究発表会およびこれに付随する事務の終了をもって自動的に解散するものとする。

別表-1 第31回地盤工学研究発表会実行委員会組織図



**別表-2 大会本部委員会委員および部会委員
大会本部委員会**

委員長	土岐 祥介	北海道大学工学部
委員	梅田 安治	農村空間研究所
"	小野 正二	日本道路公団札幌建設局
"	金井拓一郎	大成建設(株)札幌支店
"	久保 宏	北海学園大学工学部
"	高坂 清和	北海道旅客鉄道(株)鉄道事業本部
"	城戸 通敬	北海道網走土木現業所
"	谷藤 和三	北海道電力(株)土木部
"	中館 眞	北海道開発局網走開発建設部
"	能登 繁幸	北海道開発局開発土木研究所
"	古田 政美	北海道開発コンサルタント(株)
"	三田地利之	北海道大学工学部
"	森 訓保	北見工業大学工学部
"	山口 周幸	北見市建設部
顧問	厚谷 邦夫	北見工業大学
"	小山 健一	北見市
"	小山田欣裕	(財)北海道道路管理

技術センター

企画部会 (兼事務局)

部会長 能登 繁幸 北海道開発局
開発土木研究所

部 員 三田地利之 北海道大学工学部

” 鈴木 輝之 北見工業大学工学部

” 高橋 耕平 北海道電力(株)土木部

” 武田 覚 北海道開発
コンサルタント(株)

” 八戸 裕 (株)大林組札幌支店

” 西川 純一 北海道開発局
開発土木研究所

” 神谷 光彦 北海道工業大学工学部

” 山下 聡 北見工業大学工学部

講演部会

部会長 鈴木 輝之 北見工業大学工学部

部 員 佐野 佑房 函館工業高等専門学校

” 池浦 勲 苫小牧工業高等専門学校

” 前田 寛之 北見工業大学工学部

” 高橋 修平 北見工業大学工学部

” 三浦 清一 室蘭工業大学工学部

” 武市 靖 北海学園大学工学部

” 三浦 均也 北海道大学工学部

見学・映画部会

部会長 高橋 耕平 北海道電力(株)土木部

部 員 亀井 義浩 住友建設(株)北海道支店

” 鴨下 泰久 北辰土建(株)

” 高橋 廣志 鐘ヶ江建設(株)

” 上野 邦行 (有)シー・エス・
プランニング

” 鈴木 輝之 北見工業大学工学部

” 藪 正樹 北海道電力(株)土木部

懇親部会

部会長 武田 覚 北海道開発
コンサルタント(株)

部 員 野口 恒久 清水建設(株)土木本部

” 和田 康三 (株)構研エンジニアリング

” 高橋 捷彦 北見市住宅都市部

” 水元 尚也 水元建設(株)

” 若林 規 若林建設(株)

” 山下 聡 北見工業大学工学部

広報部会

部会長 八戸 裕 (株)大林組札幌支店

部 員 神谷 光彦 北海道工業大学工学部

” 高杉 政則 (株)大林組札幌支店

” 山下 聡 北見工業大学工学部

” 澤田 正剛 北見工業大学工学部

” 高橋 捷彦 北見市住宅都市部

” 小野 丘 北海学園大学工学部

” 牧野 勇治 (株)中神土木設計事務所

財務部会

部会長 西川 純一 北海道開発局
開発土木研究所

部 員 鈴木 輝之 北見工業大学工学部

” 桑島 正樹 北海道開発局
開発土木研究所

” 秋田 稔 (社)地盤工学会
北海道支部

3) IS-Hokkaido'94

「地盤材料の破壊に至るまでの変形特性-測定と適用」に関する国際シンポジウム

International Symposium on Pre-failure
Deformation Characteristics of Geomaterials
-Measurement and Application-
(IS-Hokkaido'94)

開催日：平成6年9月12日(月)～14日(水)

開催場所：北海道大学学術交流会館

参加登録費：40000円

個人登録者数：220名(英国, イタリア, アメリカ, カナダ, オーストラリア, スペイン, 中国, ノルウェー, 香港, ポルトガル, ロシア, インド, 日本)

採択論文数：110編

特別講演：

・Prof. J.B. Burland (Imperial College, UK)
「Development and Application of a Numerical Model for the Leaning Tower of Pisa」

基調講演：

- ・土岐 祥介 教授 (北海道大学)
「Standardization of Laboratory Test Methods to Determine the Cyclic Deformation Properties of Geomaterials in Japan」
- ・ Prof. K.H. Stokoe (Texas University, US)
「Effects of Various Parameters on the Stiffness and Damping of Soils at Small to Medium Strains」
- ・ Prof. M. Jamiolkowski
(Technical University of Torino, Italy)
「Remarks on the Stiffness at Small Strain of Six Italian Clays」
- ・ Prof. P. V. Lade
(Johns Hopkins University, US)
「Instability of Sand in the Prefailure Hardening Regime」
- ・ Dr. R.J. Jardine (Imperial College, UK)
「One Perspective of the Pre-failure Deformation Characteristics of Some Geomaterials」
- ・ Dr. S. Lacasse
(Norwegian Geotechnical Institute, Norway)
「Importance of Load Application for Static and Cyclic Engineering Problems」
- ・ Dr. D.W. Hight
(Geotechnical Consulting Group, UK)
「An Approach to the Prediction of Ground Movements in Engineering Practice: Background and Application」
- ・ 龍岡 文夫 教授 (東京大学生産技術研究所)
「Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications」

ディスカッションセッション

Session 1a

Measurement of shear deformation of geomaterials -Laboratory tests
(地盤材料のせん断変形特性の測定－室内試験)
(12日午前)
Chairman: Prof. C.R.I. Clayton

(Surrey University, UK)

Discussion Leader: Dr. D.C.F. Lo Presti
(Technical University of Torino, Italy)

Secretary: 澁谷 啓 博士 (北海道大学)

Panellists: 畑中宗憲博士(日本)

Dr. G. Viggiani (Italy)

Dr.D.V. Fioravante (Italy)

Dr. D.W. Airey (Australia)

Session 1b

Measurement of shear deformation of geomaterials -Field tests
(地盤材料のせん断変形の測定－原位置試験)
(12日午後)

Chairman: 吉見 吉昭 教授 (清水建設)

Discussion Leader: 谷 和夫 博士
(電力中央研究所)

Secretary: 田中 洋行 博士 (港湾技術研究所)

Panellists: Dr. M. Fahey (Australia)

西尾 伸也博士(日本)

Prof. C.R.I. Clayton (UK)

Session 2a

Modelling of shear deformation of geomaterials -Identification of material properties
(地盤材料のせん断変形特性のモデル化－材料特性の評価) (13日午前)

Chairman: 石原 研而 教授 (東京大学)

Discussion Leader: プラダンテージ B.S.博士
(横浜国立大学)

Secretary: 三浦 清一 博士 (室蘭工業大学)

Panellists: Dr. A.J. Whittle (US)

Dr. S. Rampello (Italy)

Prof. A.G. Correia (Portugal)

Dr. O. Aydan (日本)

Session 2b

Modelling of shear deformation of geomaterials -Modelling of material properties
(地盤材料のせん断変形特性のモデル化－材料特性のモデル化) (13日午後)

Chairman: 太田 秀樹 教授 (金沢大学)
Discussion Leader: Prof. D. Muir Wood
(Glasgow University, UK)
Secretary: 三浦 均也 博士 (北海道大学)
Panellists: Dr. A.F.L. Hyde (UK)
Prof. A. Gens (Spain)
松岡 元 教授(日本)
岡 二三夫 教授(日本)

Session 3

Prediction, Performance and design
(変形予測, 挙動観測および設計手法)
(14 日午前)

Chairman: Prof. J.B. Burland
(Imperial College, UK)
Discussion Leader: Prof. A. Gens
(Technical University of Catalunya, Spain)
Secretary: 東畑 郁男 博士 (東京大学)
Panellists: 半沢秀夫博士(日本),
Prof. Madhav (India)

ポスターセッション

9月12日(月) 17:15~19:00
(1a & 1b, 43編)

9月13日(火) 17:00~19:00
(2a, 2b & 3, 67編)

企業展示

9月12日(月)~14日(水) 展示企業 5社
フェアウェルパーティー

9月14日(水) 17:00~18:40
会場 サッポロビール園

組織委員会および実行委員会要項

第1条 (目的及び委員会の設置)

1 1994年9月に札幌市に於いて開催する,
International Symposium on Pre-failure
Deformation Characteristics of Geomaterials,
(以下 IS-Hokkaido'94 と略称する) の広報,
準備, 運営及び関連諸行事の総合的指導を目的
として, IS-Hokkaido'94 組織委員会 (以下,
組織委員会と略称する) を設置する。

2 IS-Hokkaido'94 の広報, 準備, 運営及び関

連諸行事を行うことを目的として, IS-
Hokkaido'94 実行委員会 (以下, 実行委員会と
略称する) を設置する。

第2条 (実行委員会の任務) 実行委員会は
IS-Hokkaido'94 の準備, 運営及び関連諸事項に
関し, 次の業務を行う。

a) IS-Hokkaido'94 の実地計画の立案, 審議及び
実施。

b) IS-Hokkaido'94 参加者からの参加費の徴収。

c) 前項の経理。

d) その他, 前記各項に付随する業務。

第3条 (実行委員会の構成)

1 実行委員会の構成は次のとおりとする。

委員長	1名
事務総長	1名
国際委員会委員	3名 (国際担当理事他)
部会部長	各1名
部会副部長	若干名
幹事	若干名
委員	若干名

2 委員長は委員の互選によりこれを定める。
委員長は実行委員会を代表し, その所管事項に
ついて総括する。

3 委員長は事務総長を指名し, 事務総長は委
員長を補佐する。

4 国際委員会委員は, 実行委員会と国際委員
会との調整に当たる。

5 実行委員会に総務部会及び學術部会を設け
る。

6 各部会は, 部会部長, 副部長各1名, 幹事
若干名及び委員若干名で構成する。部会部長,
副部長及び幹事は委員の中から委員長が指名す
る。

7 部会部長は委員長を補佐し, 委員長不在の
とき, または委員長に事故あるときは, 部会部
長の互選により委員長代理を選び委員長任務を
代行する。

8 実行委員会は必要に応じ, 委員長が招集す
る。

第4条 學術部会は, 論文の公募および査読を

行う。査読に際しては、国際委員会の協力を得ることができる。

第5条（事務局） 実行委員会の諸事務を行なうため、北海道大学工学部土木工学科に IS-Hokkaido'94 の事務局をおく。

第6条（会計） 実行委員会の運営費用、その他の IS-Hokkaido'94 関係費用は、IS-Hokkaido'94 特別会計から支出する。

第7条（解散） 実行委員会は IS-Hokkaido'94 に関する事業の終了をもって解散する。

IS-Hokkaido'94 実行委員会委員

委員長：

土岐 祥介 北海道大学工学部

事務総長兼学術部会長：

三田地利之 北海道大学工学部

国際担当理事：

龍岡 文夫 東京大学生産技術研究所

日下部 治 広島大学工学部

総務部会

部会長：

能登 繁幸 北海道開発局開発土木研究所

副部会長：

益田 栄治 北海道開発コンサルタント(株)

八戸 裕 (株)大林組札幌支店

西川 純一 北海道開発局開発土木研究所

三浦 均也 北海道大学工学部

部会委員：

武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)

池田 晃一 北海道土質コンサルタント(株)
稲 直美 基礎地盤コンサルタント(株)札幌支社
下倉 宏 日本工営(株)札幌支店
柴田 登 飛島建設(株)札幌支店
村田 基治 不動建設(株)北海道支店
野口 恒久 清水建設(株)札幌支店
高橋 耕平 北海道電力(株)土木部
林 宏親 北海道開発局開発土木研究所
西村 右敏 北海道大学工学部

学術部会

部会長：

三田地利之 北海道大学工学部

副部会長：

澁谷 啓 北海道大学工学部

部会委員：

池浦 勲 苫小牧工業高等専門学校

石島 洋二 北海道大学工学部

神谷 光彦 北海道工業大学工学部

鈴木 輝之 北見工業大学工学部

佐野 侑房 函館工業高等専門学校

三浦 清一 室蘭工業大学工学部

谷 茂 北海道開発局開発土木研究所

山下 聡 北海道大学工学部

久保 宏 北海学園大学工学部

武市 靖 北海学園大学工学部

小野 丘 苫小牧工業高等専門学校

磯崎 真一 室蘭工業大学工学部

福田 文彦 北海道大学工学部

地盤工学会北海道支部創立40周年記念行事実行委員会委員名簿

(○は各担当間の連絡調整委員)

委員長：

土岐 祥介 北海道大工学部

副委員長：

三田地利之 北海道大工学部

鈴木 輝之 北見工大

功労者表彰担当：

○三田地利之 北海道大工学部

○鈴木 輝之 北見工大

谷藤 和三 北海道電力(株)

能登 繁幸 北海道開発局開発土木研究所

記念祝賀会担当：

○井上 京 北海道大農学部

○武田 覚 北海道開発コンサルタント(株)

○和田 康三 (株)構研エンジニアリング

菊地 弘 日本道路公団札幌建設局

木村 孝司 北海道開発局建設部

佐野 倍房 函館工業高専

竹田 完二 岩倉建設(株)

竹部 義博 札幌市建設局

福田 文彦 北海道大工学部

前浜 光爾 清水建設(株)

資料整理担当：

○神谷 光彦 北海道工大

○窪田 敬宣 (株)山下設計

○南 邦明 飛島建設(株)

池浦 勲 苫小牧工業高専

斉藤 和夫 基礎地盤コンサルタンツ(株)

徳長 政光 北海道土木部

山下 聡 北見工大

藪 正樹 北海道電力(株)

油木 正樹 N T T

土質工学のPR事業：

○小野 丘 北海学園大

○工藤 康雅 北海道土質コンサルタント(株)

○三浦 均也 北海道大工学部

稲 直美 (有)ジアス

蟹江 俊仁 大成建設(株)

川村 志麻 室蘭工大

坂元 伸樹 鹿島建設(株)

三戸 博 日本道路公団札幌建設局

林 宏親 北海道開発局開発土木研究所

安井 洋 J R北海道

北海道地盤情報のデータベース化委員会：

前 掲

火山灰質土の工学的分類委員会：

前 掲

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

あ	葵建設株式会社	2
か	鹿島建設株式会社	13
た	大成建設株式会社	14
と	東亜建設工業株式会社	7
	飛鳥建設株式会社	7
み	宮坂建設工業株式会社	11

コンサルタント・その他

お	応用地質株式会社	2
か	株式会社開発工営社	3
	創寒地港湾技術研究所	13
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	4
こ	株式会社構研エンジニアリング	4
	コニカビジネスマシン株式会社	5
さ	サンコーコンサルタント株式会社	5
し	株式会社ジオテック	13
	株式会社ジャコム	1
た	株式会社ダイヤコンサルタント	6
ち	千葉ボーリング工業株式会社	6
は	パシフィックコンサルタンツ株式会社	8
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	8
	北海道士質コンサルタント株式会社	9
	北海道土地改良事業団体連合会	9
	北海道農業土木コンサルタント株式会社	10
み	三菱化学株式会社	10
	三菱化学産資株式会社	11
ゆ	株式会社ユニオンコンサルタント	12
わ	稚内建設協会	12

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 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656

特定建設業 “誠意と技術で豊かな郷土をきづく”

葵建設株式会社

代表取締役会長 山崎 幹雄

代表取締役社長 庄司 生幸

本社	釧路市材木町15番17号	電 0154-41-4111
札幌支店	札幌市中央区北1条西8丁目2番地39	電 011-251-1504
帯広出張所	中川郡幕別町札内新北町195番地の45	電 0155-56-6305
苫小牧出張所	苫小牧市しらかば町6丁目21番15号	電 0144-74-2192



知る。考える。活かす。

 応用地質株式会社

〒102 東京都千代田区九段北4-2-6 TEL (03) 3234-0811

札幌支社

〒003 札幌市白石区南郷通1丁目北9-20

TEL (011) 863-8711 FAX (011) 864-5162

支社長 七崎 則哉

防災を
見すえる
応用地質です。

どこまで小さくできるだろうか、災害とその被害。
人間にとつてのとても重要なテーマに取り組む応用地質です。

総合建設コンサルタント

業務内容 土木関係の企画・調査・計画・設計・
管理並びにこれに附帯する業務

株式会社 開発工営社

代表取締役社長 阿 部 洋七郎

〒060 札幌市北区北7条西5丁目7-1 札幌北スカイビル13F
TEL 代表 (011) 709-3666・FAX (011) 709-3777

当社は地盤工学をベースと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ツ株式会社

代表取締役会長 森 博 代表取締役社長 森 研 二
技術顧問 北海道大学名誉教授 北郷 繁
京都大学名誉教授 赤井 浩一
東京理科大教授 石原 研而

北海道支社 〒003 札幌市白石区菊水7条4丁目1番27号
電話 011-822-4171(代)・FAX 011-822-4727

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(5)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

会長 理工大名譽教授	中村作太郎	専務取締役	橋本 成男
技術教育顧問 北大名譽教授	前田 隆	常務取締役	伊藤 昌男
代表取締役 農学博士	常松 哲	チーフアドバイザー	鈴木 義昌
		営業部長	倉持 允昭

本社	〒065	札幌市東区中沼西5条1丁目8番1号	☎(011)791-1651	FAX(011)791-5241
函館支店	〒041-12	亀田郡大野町字東前76-55	☎(0138)77-7131	FAX(0138)77-7126
帯広支店	〒080-01	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	〒099-21	常呂郡端野町端野2-11	☎(0157)56-3576	FAX(0157)56-3578

ゆたかな未来を語りたい

～道路・橋梁・河川・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	取締役相談役	湊谷 八雄
代表取締役社長	南 隆	取締役	奥平 良樹
専務取締役	入山 一	取締役	谷藤 悦郎
常務取締役	斎藤 紘	取締役	田川 輝昭
常務取締役	大島 紀房	取締役	南雲 芳彦

〒065 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

Konica

DIGITAL
COPY
MACHINE

7050

こだわりとしなやかさを両立させた、
コニカ・デジタル画像テクノロジー

▲ 高速・高生産

毎分50枚の高速コピー&
新両面コピー方式

▲ 高画質

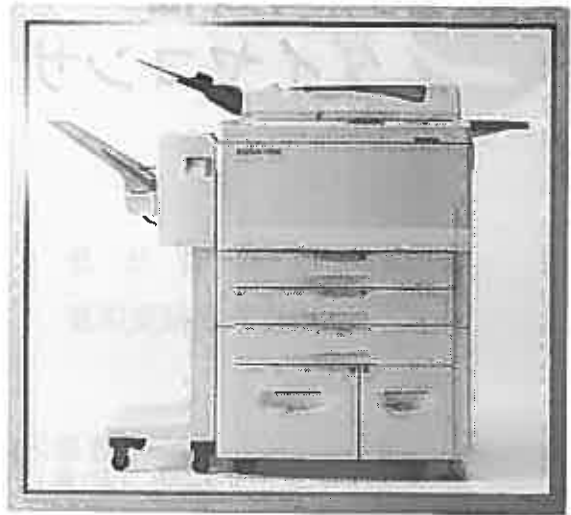
400dpi の鮮明画像&
文字・写真自動判別機能

▲ 高機能

デジタルならではの多彩な
ペーパーハンドリング機能

▲ 高信頼

高耐久構造がダウンタイム
をいちだんと低減



コニカビジネスマシン株式会社

〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号

TEL 011(824)7611

FAX 011(824)7615

総合建設コンサルタント 調査・計画・設計・建築・測量

調査と技術力



サンコーコンサルタント株式会社 札幌支店

札幌支店長 高岩 勝

〒060 札幌市中央区北1条西5丁目2番地9
(北1条三井ビル)

TEL 011-251-8551 FAX 011-251-8110



株式会社

ダイヤコンサルタント札幌支店

取締役社長 佐藤 俊典
専務取締役支店長 長尾 俊雄

本社	171	東京都豊島区南池袋2丁目34番5号 電話（代表）(03)3986-5191番
札幌支店	060	札幌市中央区北1条西7丁目1番プレスト1・7 電話（代表）(011)272-2701番 F A X (011)272-2688番

大地と水のコンサルタント

CHIBA
BORING
INDUSTRY

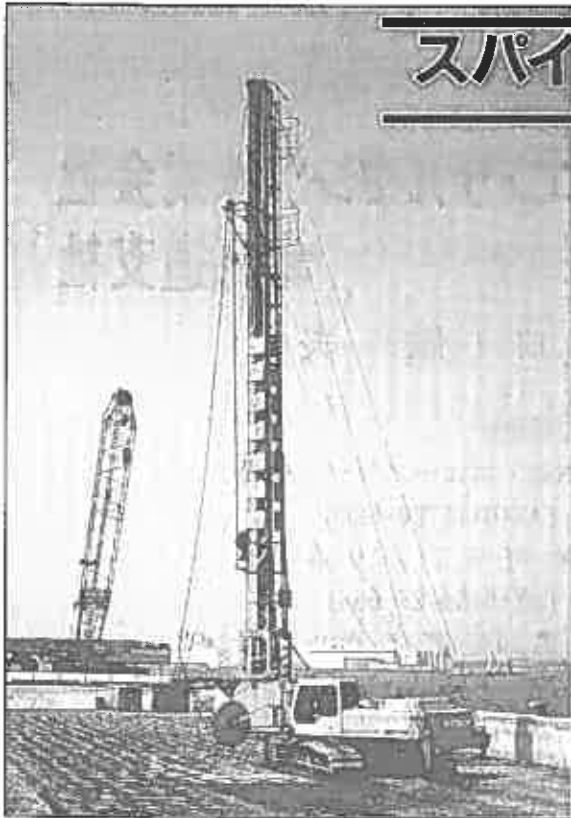


千葉ボーリング工業株式会社

取締役社長 馬場 州 二

●建設コンサルタント登録第5655号 ●地質調査業登録第331号 ●建設業登録第845号

本社／旭川市4条西2丁目 TEL (0166) 22-7341(代)
札幌支社／札幌市中央区北5条西5丁目住友生命札幌ビル
TEL (011) 222-4909



スパイラルドレーン工法

SPIRAL DRAIN METHOD

静かで確実な 液状化防止工法

★スパイラルドレーン工法

スパイラルドレーン工法とは、液状化の可能性のある砂地盤中に、ポリエチレン製の円筒型ドレーンであるスパイラルドレーンを所定の間隔で鉛直に設置することによって、地震時に発生する過剰間隙水をドレーン内に早期に流入させ、過剰間隙水圧の上昇を抑制する画期的な液状化防止工法です。

★工法の特長

- 1 周辺に影響を与えずに施工できる
- 2 運搬・打設作業が容易かつ迅速にできる
- 3 確実な施工管理システム
- 4 排水能力を半永久的に保持
- 5 優れた経済性
- 6 耐寒性、耐衝撃性に優れる

Yes! Harmony



東亜建設工業
TOA CORPORATION

本社／東京都千代田区四番町5 千102 TEL03-3292-5108
お問い合わせ先／本社・土木本部技術部

技術。歴史への約束。

㊦ 飛島建設株式会社

札幌支店

取締役支店長 内田 晋

札幌市中央区北1条西19丁目1番地 TEL(代表)642-3111

支社開設1959



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

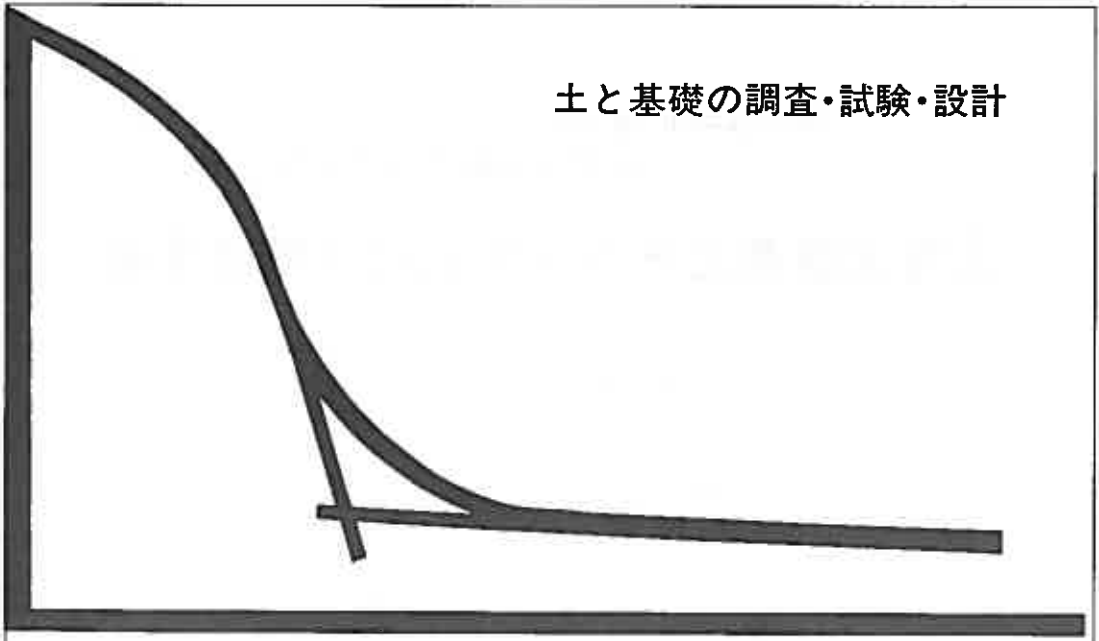
豊 かな 人間 環境 の 創造 への 貢献



北海道開発コンサルタント株式会社

本社 〒060 札幌市中央区北4条西5丁目1番地 アスティ45ビル
TEL(011)205-6221 FAX(011)205-6220

土と基礎の調査・試験・設計



北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466



「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

〒061-12 北 広 島 市 輪 厚 83
TEL(011)376-3111 FAX(011)376-3287

豊かな明日を拓く
農業土木のコンサルタント

北海道農業土木コンサルタント株式会社

- かんがい、排水基礎調査研究
- 大規模畑地かんがい施設の開発研究
- 土地改良事業計画及び変更業務
- 電算による各種数値解析
- ダム用排水路等施設の調査研究
- 水理、材料試験研究等

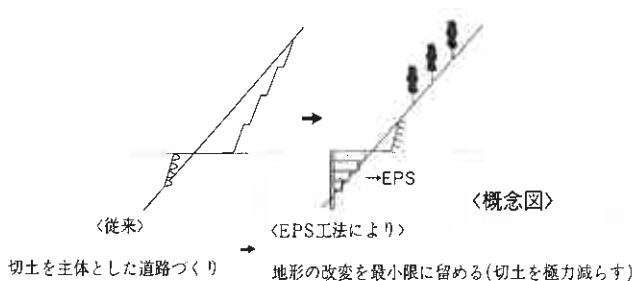
代表取締役社長 堀 井 健 次
特別顧問 塚 本 健 二

本社 ☎060 札幌市北区北7条西6丁目2番地5 NDビル(総務部・水利部・システム開発部)
☎011-(747)-7321・FAX011-(758)-5491
分室 ☎060 札幌市北区北7条西4丁目12番地 ニッセイMKビル(計画部・調査部・開発部)
☎011-(726)-5355・FAX011-(726)-5366

EPS土木工法

『スチロポールブロック』

山岳部での道路建設に環境に優しいEPS工法が注目されています!



1. 自然景観の保護
2. 斜面の安定化
(特に地滑り地に有効)
3. 法面对策費の削減
4. 現場発生土処理不必要
5. 防災スペースの確保が可能

発売元



三菱化学株式会社

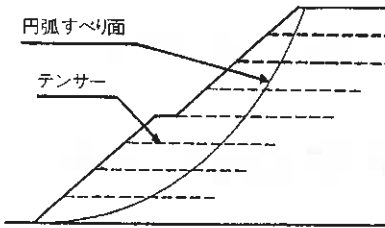
北海道支店 〒060 札幌市北区北7条西4-3-1(新北海道ビル4F) ☎011(746)6318(直通)

テンサー

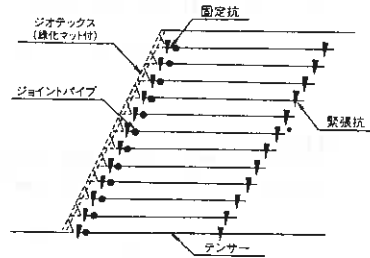
- 特殊高延伸工程によりポリマー分子をマイクロ配向させた樹脂ネット
(ジオグリッド).....イギリス・ネトロン社により開発
- 軟鋼並みの高強度構造

- 用途
- | | |
|------------------|--------------|
| 1 盛土補強工 | 4 強化土擁壁工 |
| 2 路盤・路床の強化工・補修工 | 5 特殊盛土工 |
| 3 軟弱地盤の表層処理工・基礎工 | 6 セル型蛇籠工・砂防工 |

高盛土の補強



急傾斜盛土補強



三菱化学産資株式会社

北海道支店 札幌市北区北7条西4-3-1 新北海道ビル4F ☎011(746)6195(代) 〒060

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

帯広市西4条南8丁目12番地

TEL(代表) 0155-23-9151番

FAX 0155-24-1577番

支店 ☎064

札幌市中央区南6条西17丁目1番18号

TEL(代表) 011-561-2035番

FAX 011-563-5605番

UNIGON

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
会社 **ユニオンコンサルタント**

代表取締役 理学博士 齋藤 昌之
技術士

〒001 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

郷土の開発と発展の担い手

稚内建設協会

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

札幌支店：札幌市中央区北3条西3丁目北3条三井ビル
電話(011)231-5181(代表)

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 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

建設コンサルタント業登録(建4第4888号) 地質調査業登録(質4第1386号)

— 自然と対話する —



株式会社 ジオテック

● 営業種目 ●

- 地質と土質に関するコンサルティング業務
- 地質と土質にかかわる現位置調査試験・室内試験
- 地盤と構造物にかかわる計測業務
- 施工管理業務

〒062 札幌市豊平区月寒東4条8丁目5番22号
TEL(011)854-2994 FAX 854-9841

代表取締役 高安隆郎

海の音が空に消えていく。



TAISEI

大成建設 札幌支店
札幌市中央区南一条西1-4

札幌市中央区山下町



名前のない風景