

技術報告集

第 30 号

平成 2 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

技術報告集目次

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 北大農学部	○鈴木慎一 相馬尅之・前田 隆	1
② 地盤凍結にともなうコンクリート製U ートラフの被害に関する実験(第4報)	北見工大 中神上木設計(株)	鈴木輝之 ○上野邦行	7
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・沢田正剛 末岡伯従	15
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 備ロック建設技術研究所	稲葉和雄・林 信行 ○加藤誠一	19
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 応用地質(株)	吉牟礼康男・佐藤克幸 ○瀬田 修	25
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	29
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 北大大学院 北大工学部	三浦均也 ○松本吉英 土岐祥介	35
⑨ 拘束圧による砂の変形・ 破壊挙動の変化	北大工学部 北大大学院 北大工学部 北大工学部	三浦均也 ○長谷川敬寿 前田健一 土岐祥介	45
⑩ 不攪乱砂の液状化強度に及ぼす過圧密 履歴の影響 特別講演	北大工学部 北海道大学工学部教授	○山下 聡・土岐祥介 三浦均也 土岐祥介	55 65
「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— 11.05 ~ 11.35			
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 室蘭工大院	三浦清一 ○扇谷 治・益村公人	73
⑫ 不攪乱火山灰質粒状体の 非排水せん断挙動	室蘭工大院	三浦清一 ○宮永孝志・益村公人	83
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	93
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 宮永孝志	103
⑮ 現場計測データによるクッタラ火山灰 の工学的分類の試み 特別講演	室蘭工大院 室蘭工大	○辻野敏文 河内邦夫・武藤 章	111
「泥炭地帯における高速道路盛土の 建設と管理」			
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	開発局開発土木研究所	代表取締役社長 持永龍一郎	121
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 室蘭工大院	○榎木俊一・富澤幸一 片倉浩司・能登繁幸 土屋 勉 ○梅津朋岳	127 133

10.20 ~ 10.30

12.05 ~ 12.15

←

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	141	
⑲	被圧層を有する軟弱地盤の掘削に おける安定管理 一清幌床止改築工事での大規模掘削一	北海道開発コンサルタント(株) 開発局石狩川開建 北海道開発コンサルタント(株)	○星 敏彦 秋山泰祐 佐々木元茂	145	
⑳	市街地道路におけるEPS土木工法の 施工例	北海道開発コンサルタント(株) 開発局札幌開建	○和泉孝夫 成田健一・高橋 渡	153	
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	159	
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 北大大学院 北大工学部	三田地利之 ○柏倉 博・奥田一朗 三上慶三	163	
㉓	格子状鉄筋を用いた補強土擁壁の 構造特性	新日本製鉄(株)室蘭製鉄所	○山上佳範・失崎 尚 村井秀人	171	
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・進藤敏朗 ○佐久間仁	181	
㉕	砂散布による埋立て工法について 一超軟弱土の新処理工法一	苫小牧東部開発(株) 応用地質(株)	倉橋理雄 高橋政一・○林 法雄	191	
15.15-16.05	⑳	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) 開発局室蘭開建	○本間公康 藤野一志・西村克弘 …	197
16.05-16.15	㉗	廃棄物埋立て地盤の地盤特性	網走市役所 基礎地盤コンサルタンツ(株)	伊藤雅美 斎藤和夫・○小西 彰	201
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一スラント変換に よる場合一	室 蘭 工 大 (株)北開水コンサルタント	○朝日秀定・白幡浩志 若松信治・木村峰樹	207	
㉙	地盤工学への境界要素法の応用について	北大工学部 苫小牧高専 北大大学院	三田地利之・○木幡行宏 池浦 勲・小野 丘 柏倉 博	213	
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	223	
㉛	三主応力下における粘性土の 応力一ひずみ挙動について	苫小牧高専	池浦 勲・○小野 丘	229	
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 北大工学部	木幡行宏・三田地利之 ○福田文彦	235	
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 北大大学院 J R 東 日 本	三田地利之・○工藤 豊 梅木宏也 谷口善則	243	

第5回土質工学懇話会要旨……………土質工学懇話会担当幹事…………… 251
 昭和63年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告……………支部賞選考委員会…………… 255

凍上過程における水分・熱移動の相互関連性

北海道大学農学部 ○鈴木慎一・相馬尅之・前田 隆

I. はじめに

土壌中における水分・熱移動は一般にそれぞれのポテンシャル勾配が発生した時に生ずる。寒冷地の北海道でひんぱんにみられる土壌の凍上現象は、典型的な水分・熱移動現象である。この凍上による道路や種々の構造物等の損傷被害を防ぐために、いろいろな凍上防止対策が講じられているが、それらの対策の効果に関しては未だ多くの問題が残されている。

効率的な凍上防止対策を確立する上で、水分・熱移動現象としての土の凍上を支配する要因の解析は勿論のこと、さらに凍上＝温度勾配下における水分・熱移動の複合現象という観点からの凍上・凍結過程における水分・熱移動状況とその機構の解析も極めて重要な課題である。

筆者らはこれまでに、土の凍上を支配する要因を凍結環境に関する外的要因と土の物理的性質に関する内的要因（すなわち土の凍上性）に区分し、凍結環境に関しては凍結面に対する水分補給形態の面から¹⁾、また凍上性に関しては初期含水量や土の構造、凍結履歴の影響の解析などの面から²⁾³⁾⁴⁾凍上現象の検討を行ってきた。

今回は、温度勾配下における水分・熱移動の複合現象としての凍上過程で起る水分移動と熱移動の状況を開放型、閉鎖型凍上の場合について検討したものである。

II. 方法

1. 試料

試料には、名寄市砺波の重粘土CHと岐阜県各務原市の黒ボク土OH（非火山灰性黒ボク土といわれている）を用いた。ほぼ自然含水比状態の試料の2mmふるい通過分を所定の乾燥密度で静的に締固めて供試体を作製し、凍上試験および熱伝導率測定に供した。供試体の初期条件を表1に示す。

表 1 供試体の初期条件

試料	土質	自然含水比	乾燥密度	飽和度	比重
名寄	CH	33%	1.35g/cm ³	88%	2.67
各務原	OH	75	0.81	91	2.42

2. 実験方法

1) 凍上試験

静的に締固めて作製した供試体（径5cm、高さ12.5cm）をアクリル製二つ割りモールドに入れて凍上試験装置に設置し、約48時間、供試体下端から毛管吸水させる。その後、供試体の上端（冷却面）と下端の温度（供試体とポーラスストーンを介して接する水槽の水温）を一定に保つ両端面温度一定(+5/-5℃)の開放型および閉鎖型凍上試験を実施した。なお毛管吸水は+5℃の温度条件で行った。

凍上試験に際し、差動コイル型変位計により凍上量を、供試体上端面から1、2、3、4、5、6、7、11.5cmの所に埋設した温度センサーにより供試体の鉛直方向の温度分布を計測した。また試験終了後の供試体を約2cmごとに切断して供試体の水分分布を測定した。

供試土の基本的な凍上曲線を図1、2に示すが、各務原は名寄に比べて凍上性が極めて高く、閉鎖型凍上の場合においても名寄の開放型凍上と同様の凍上量を示している。

2) 熱伝導率測定

凍上試験と同様の初期含水比、乾燥密度の供試体を毛管飽和した後に双子型サーマルプローブ法により供試体の熱伝導率の温度依存性を測定した。

Water and Heat Transfer in Soils during Frost Heaving : Shinichi Suzuki, Katsuyuki Soma and Takashi Maeda (Faculty of Agriculture, Hokkaido University)

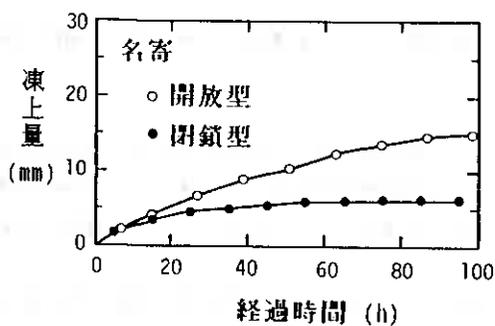


図1 供試土の凍上量曲線（名寄）

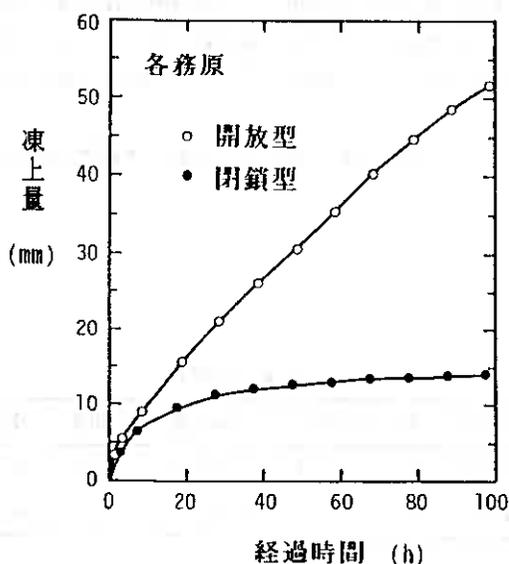


図2 供試土の凍上量曲線（各務原）

Ⅲ. 結果および考察

1. 閉鎖型凍上における水分・熱移動

1) 水分移動

名寄について、凍上開始後の種々の経過時間で凍上試験（閉鎖型凍上試験）を終了し、供試体の水分分布を測定した（図3）。毛管飽和後の供試体の含水比は36%でほぼ均一な水分状態である。凍上開始に伴い供試体の未凍結領域から凍結領域（面）への水分移動が生ずるが、閉鎖型凍上であるために下方の水槽から未凍結領域への水分補給は起らない。従って、凍上過程における凍結領域の拡大とともに未凍結領域の含水比は減少し、凍結領域の水分増加（凍結吸水量）は未凍結領域の水分減少と対応している。凍結領域の水分分布をみると、凍上開始後の経過時間が短い場合には凍結面近傍よりも供試体上端の方が水分量は多いのに対して、経過時間が長くなると凍結面近傍の方が水分量（凍結吸水量）は多くなる傾向がみられる。

凍結領域の水分増加量すなわち凍結吸水量の経時変化を示すと図4のようになり、凍上開始後80時間まで

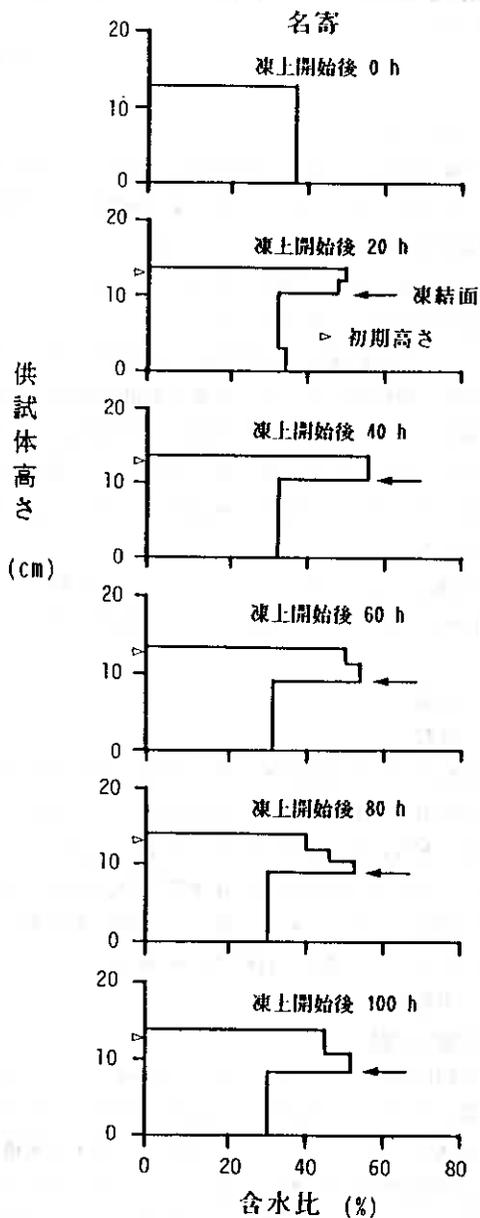


図3 水分分布の経時変化（名寄）

に12gの水分が未凍結領域から凍結領域に移動しているが、その後の水分移動はほとんどみられない。そして凍上による水分移動が顕著なのは、凍上開始後60時間までである。

2) 熱移動

凍上曲線から凍上速度を、また凍上過程の供試体の温度分布から推定した0℃面を凍結面としてその下方への進行速度を図5に示す。

名寄の場合、凍上速度は凍上開始後20時間で急激に減少し、60時間でほぼゼロすなわち凍上の停止に至る。一方、凍結面の進行速度は凍上速度と同様に凍上開始後20時間程度で著しく減少するが、その後も凍結面の進行速度はさらに減少を続ける。そして20時間から60時間の間では、凍上がほとんど停止しているにもかかわらず凍結面の進行は依然として継続していることが判る。

上の熱伝導率の温度依存性の測定結果を基にして、凍上過程における熱移動状況を示すと図6のようになり、凍上開始後100時間においても凍結領域と未凍結領域における熱移動量には相違がみられ、凍結面がさらに進行する可能性を示している。

なお図6の熱移動量の解析においては、供試上の熱伝導率の温度依存性の測定結果から、凍結領域は1.9W/m℃、未凍結領域は1.2W/m℃の熱伝導率の値を用いた。また、それぞれの領域における温度勾配は温度分布の経時変化からその平均値を算出した。

3) 水分移動と熱移動の相互関連性

凍上過程における凍結面を境にした水分・熱移動を図7に示す。閉鎖型凍上では未凍結領域から凍結領域への水分移動速度は概して小さく、しかも凍上開始後60時間以降ではほとんど水分移動は起っていない(水分移動速度がほぼゼロ)。これは未凍結領域内における水分の移動性が脱水(凍結領域への水分移動に起因する)により著しく低下するためである。

これに対して、熱移動の方は凍上開始後10時間で凍結領域と未凍結領域の熱移動量の差はピークに達し、その後は減少して40時間以降は両領域の熱移動量の差はほぼ一定値を保つ。すなわちこの段階の凍上過程では水分移動は起らず、熱移動のみが継続している。以上のことから、名寄の閉鎖型凍上は、40~60時間までの氷晶分離を伴う凍上過程と凍結面の進行のみが生じる凍結過程に区分され、また前者では熱移動のピークと水分移動のピークが一致し、この過程では水分移動と熱移動が相互に関連していることが明らかに認められる。

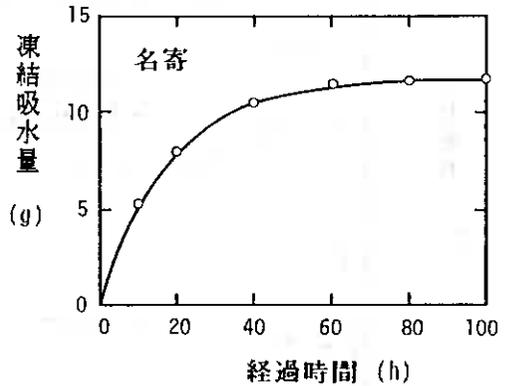


図4 凍結吸水量の経時変化(名寄)

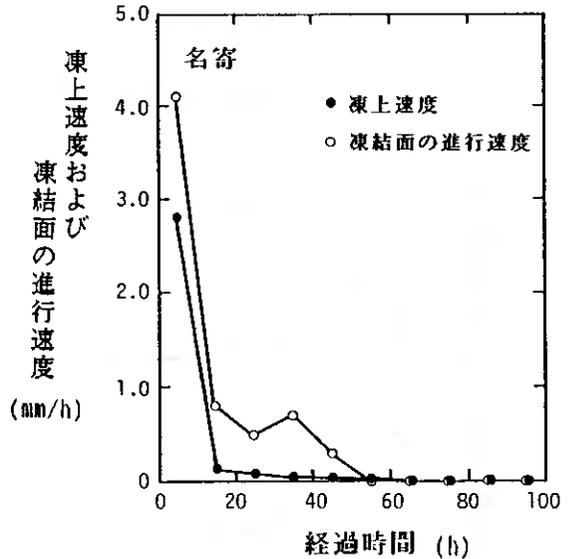


図5 凍上速度および凍結面の進行速度(名寄)

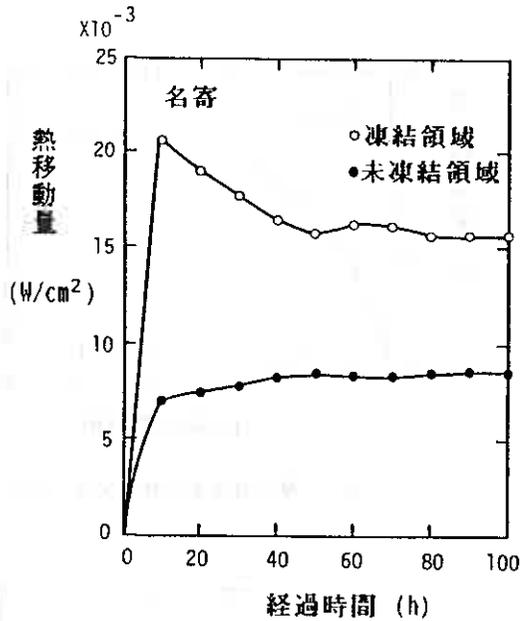


図6 熱移動量の経時変化(名寄)

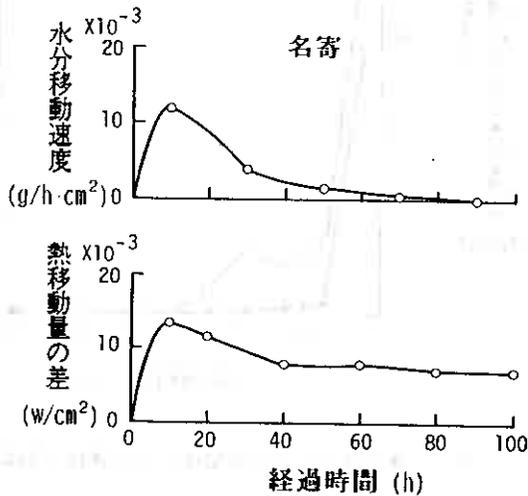


図7 水分・熱移動の経時変化(名寄)

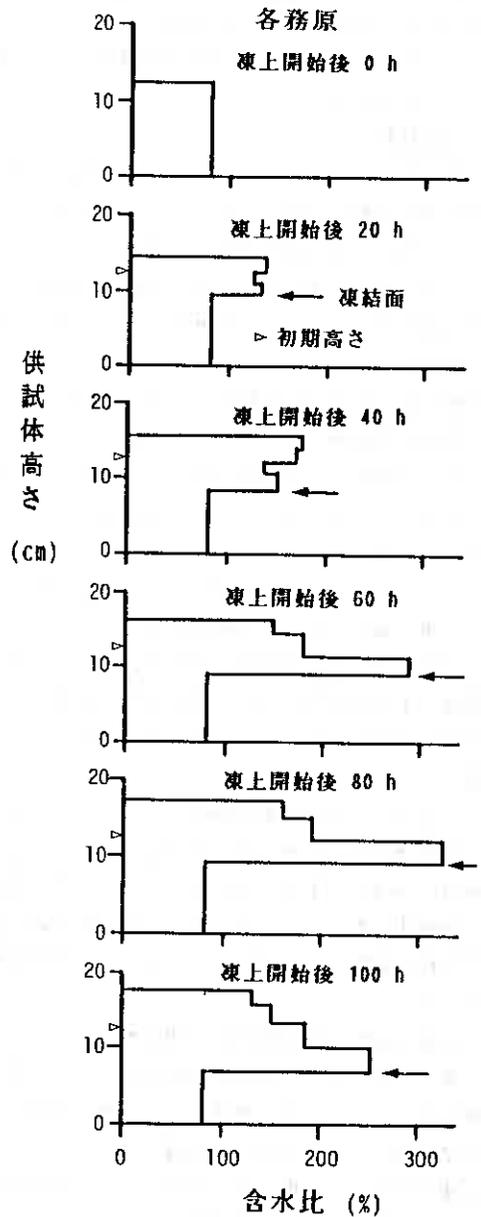


図8 水分分布の経時変化(各務原)

2. 開放型凍上における水分・熱移動

1) 水分移動

各務原について、開放型凍上試験後の供試体の水分分布を種々の経過時間において測定した結果を図8に示す。

凍上開始に伴い供試体の未凍結領域から凍結領域への水分移動が生じるが、開放型凍上の場合には下方の水

槽から未凍結領域へ水分が補給されるために、凍上過程を通じて未凍結領域の含水比はほとんど変化しない。

凍結領域の水分増加の様相は前述の閉鎖型の場合と同様で、経過時間が長くなるに従い、供試体上端よりも凍結面近傍の凍結領域の水分増加が著しくなる。そして、未凍結領域の含水比は毛管飽和含水比（80%）と同じであるのに対して、凍結領域の含水比は著しく増大し（100%以上）、60時間後の供試体では200%を超える凍結領域が凍結面直上に形成されている。

凍結領域の水分増加量（凍結吸水量）の経時変化を示すと図9のようになり、閉鎖型凍上に比べると凍結吸水量は非常に多くなる。

図9から、凍上開始後約40時間で凍結吸水量（すなわち未凍結領域から凍結領域への水分移動量）の増加傾向が明らかに低下し、凍上の進行がこの時点で変化することが推察される。

2) 熱移動

開放型凍上の場合の凍上速度、凍結面の進行速度の経時変化をみると（図10）、凍上速度の経時変化は比較的小さく、凍上開始後40時間以後はほぼ0.5mm/hで一定値を保つ。また凍結面の進行速度は凍上速度に比べて経時変化は大きく、凍上開始後60時間までに4.0mm/hから0.5mm/hに著しく減少している。これは60時間以後の凍上過程における凍結面への水分補給が非常に多くなり、凍結面で氷晶分離を伴う熱的平衡が持続し、凍結面の進行が極めて緩慢になっていることを示している。

凍上過程における熱移動状況を示すと、図11のようになり、100時間経過後も凍結領域の熱移動量の方が大きく、凍結・凍上が依然として継続していることが判る。なおここで用いた熱伝導率の値は凍結領域は1.9W/m°C、未凍結領域は0.7W/m°Cである。

3) 水分移動と熱移動の相互関連性

開放型凍上過程における凍結面を境にした水分・熱移動を図12に示す。

開放型凍上では閉鎖型凍上に比べて未凍結領域から凍結領域への水分移動速度は大きくなり（未凍結領域に水分が常に補給されるため）、各務原の場合、凍上開始後約30時間で水分移動速度が最大となり、その後減少するが、50時間以降も $30 \times 10^{-3} \text{g/h} \cdot \text{cm}^2$ 程度の水分移動が継続する。

一方、熱移動は凍上開始後10時間で凍結領域と未凍結領域の熱移動量の差はピークを示し、その後徐々に減少するが、100時間でも凍結領域と未凍結領域の熱移動量の差が存在する。

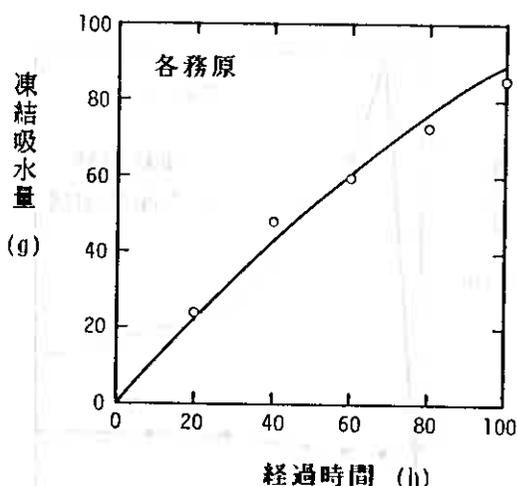


図9 凍結吸水量の経時変化（各務原）

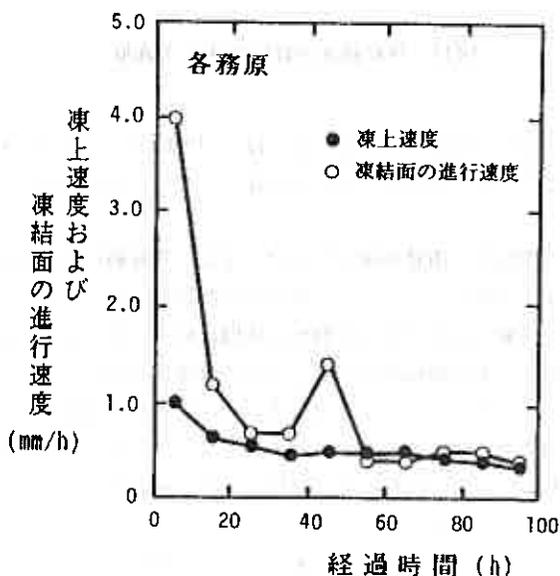


図10 凍上速度および凍結面の進行速度（各務原）

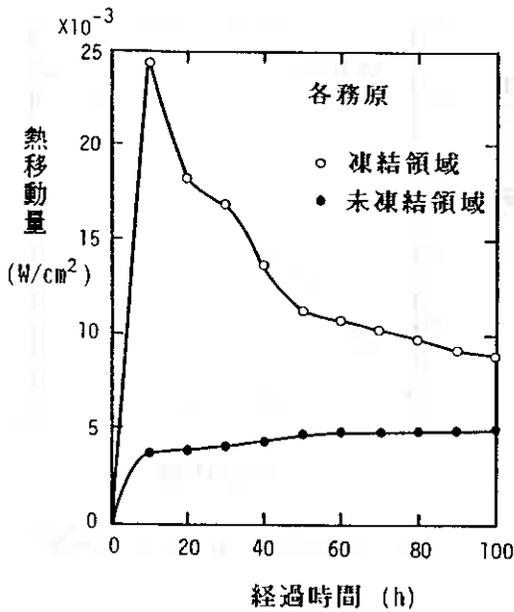


図11 熱移動量の経時変化（各務原）

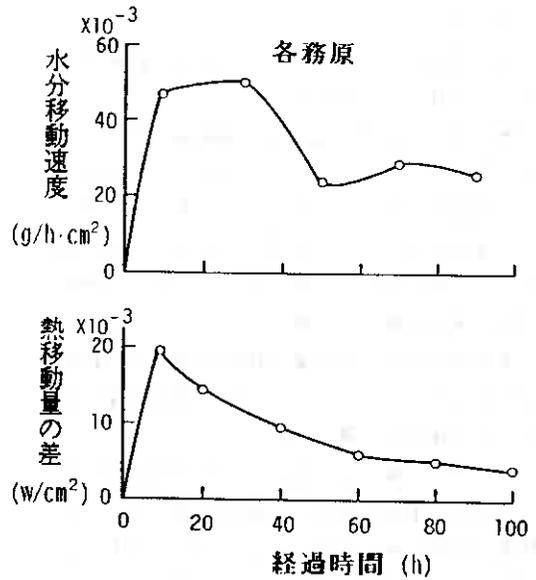


図12 水分・熱移動の経時変化（各務原）

すなわち各務原の開放型凍上は、100時間に至るまで氷晶分離を伴う凍上過程が継続し、60時間以降の凍結面の進行が緩慢になる凍上過程であることが伺える。

IV. 開放型、閉鎖型凍上における水分・熱移動の比較（まとめにかえて）

凍上過程における水分・熱移動を開放型、閉鎖型凍上で比較すると、前者では凍結面を境にした水分移動と熱移動の両者の複合移動が長時間継続し、その間、氷晶分離を伴った凍上過程が進行する。これは未凍結領域への水分補給が保たれ、水分移動速度がゼロにはならないためである。

これに対して後者の閉鎖型凍上では、未凍結領域から凍結領域への水分移動性が凍上過程で著しく低下して凍結面への水分補給が抑制されるため（これは未凍結領域の脱水に伴う未凍結領域内の水分移動性の低下に起因する）、初期の凍上過程は氷晶分離を伴ったものになるが、その後は凍結面の進行のみの凍結過程に変化することになる。

すなわち水分補給形態によって、温度勾配下の水分・熱移動の複合化の様相が変化する。

文 献

- 1) 相馬尅之・前田隆・藤原幸彦：水分補給形態が土の凍上性に与える影響—土の凍上性に関する研究（I）
、農土論集、141、53-61、1989。
- 2) Soma, K. and Maeda, I. : Frost heaving of volcanic ash soils , Proc. 4th. Int. Symp. Ground Freezing, 2, 163-166, 1985.
- 3) 相馬尅之・藤原幸彦・前田隆・濱田浩正：不かく乱土と締固め土の凍上性の比較検討、技術報告集、27、37-42、1987。
- 4) 相馬尅之・藤原幸彦・前田隆・鈴木慎一：土の凍上性に与える凍結融解履歴の影響、技術報告集、28、13-22、1988。

北見工大 正会員 鈴木輝之
(株)中神土木設計事務所 正会員 上野邦行

1、まえがき

昭和60年度～昭和62年度の実験1報～3報に引き続き昭和63年度(昭和63年11月～平成元年5月)においても、試験設置した、鉄筋コンクリート製U型トラフについて地盤凍結に伴う変形特性、側壁に波及する凍上力測定を行った。過去3シーズンの実験結果では、凍上力の波及によるトラフの変形特性、その発生機構又、凍上力の特性について、概ね明らかとなってきた。そこで、今年度(昭和63年度)においては、前年度の実験システム3)を継続し、裏込め材による対策効果の再確認とそれに付随して、経年変化を捉えることに主眼を置き、実験を行った。本報告では、今年度得られたデータへの検討と過去のデータとの比較による、残留変形について一部述べるものである。

2、実験内容

今年度の実験では、図-1に示す通り、前年度と同様のトラフの設置とし、設置定規は、図-2に示す。又、計25個のトラフは4タイプのスパンに分け各スパン毎に裏込め材(埋戻し材)処理方法を変えている。又、各裏込め材の諸性質については前年度にも報告しているが表-1に示す。計測項目については、凍結線の侵入特性を求める為の外気温、地温計測、トラフ上部部に設置したロードセルによる凍上力の水平方向成分力(以後横方向力という)、ノギスを用いてのトラフ上部部での凍上力による縮み量計測(毎日計測)を中心に行った。又、温度計測については前年度のポイントに加え直射日光が当たる法面側側壁の内側にも測定点を設け、トラフ、背面部、及び法面で計30点としている。又、設置したトラフは、JIS 5305-1982に定める呼び名450mmの鉄筋コンクリートトラフである。(図-3温度計測図) 更に、試験地の凍結条件を一定化させる為、一時的な積雪を許したものの常に除雪した状態は保持した。又、過去3年間の凍結深さを図-4、過去4年間の凍結指数を図-5に示す。

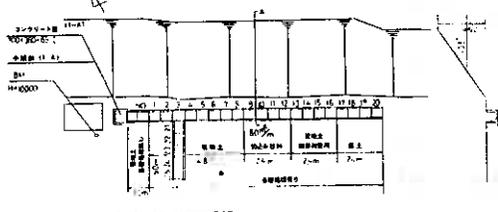


図-1 トラフ設置状況平面図

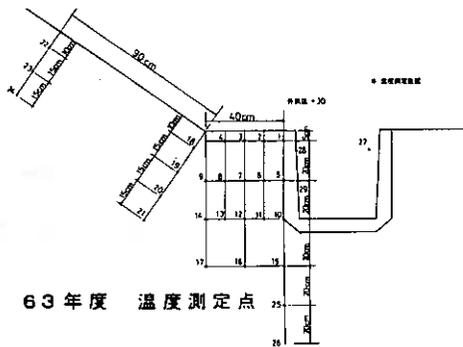


図-3 63年度 温度測定点

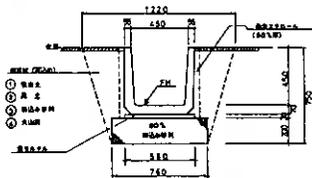


図-2 トラフの設置定規

土 質	根拠土	火山灰	黒土	粉地山土	
土 質	2.63	3.49	2.41	2.57	
シフト分以下 凍結比(%)	3.8	2.9	5.8	5.0	
凍結の程度	W _凍 (%)	2.4	2.6	3.5	2.8
	$\sigma_{凍}$ (t/cm ²)	1.46	1.57	1.23	1.52
凍上力と凍結	凍上力(%)	2.5	3.0	4.0	3.2
	凍結状態	コンクリート状	霜凍状	霜凍状	霜凍状

※ 根拠土工務系工務科による。

表-1 各材料の性質

Experiments on Damage of Reinforced Concrete U-Trough Due to Ground Freezing (part. 4);
Teruyuki, Suzuki (Kitami Institute of Technology)
Kuniyuki, Ueno (Nakagami Doboku Sekkei)

3. トラフとその周辺地盤の温度特性

図-6に示す様に、今年度のトラフ及び背面土中の温度計測は現地土で埋戻したトラフNo.5とそののり面背面土中にて行ったが、トラフに関連する部分での温度変化について検討してみた。のり面背面土中の0℃線については、年毎の積算寒度の差による0℃線の侵入速度の違いは認められるものの、前年度までの計測結果と同様の0℃線の侵入傾向が確認出来た。一方、新たに設置した計測ポイントであるトラフ内表面の温度と地中温度の変化を図-7~図-8に示してある。これによると、トラフ表面では、直射日光によると考えられるプラスの温度を計測し、真冬日でも、コンクリート表面温度と気温の差は17℃にも及んでいる。一方、地中部については、GL-40cmのNo.20のポイントでは、気温の変動に対して、ほとんど影響されない状況がわかる。以上の結果は、後で述べる横方向力の経時変化において、温度変化と横方向力との関係を捉える上での要素となる。

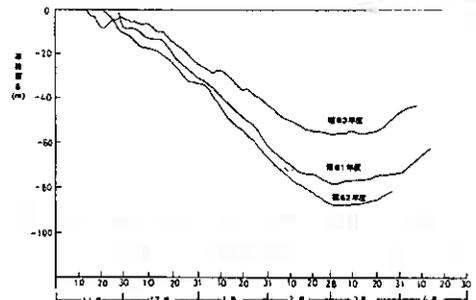


図-4 過去3年の平坦地における凍結深さ

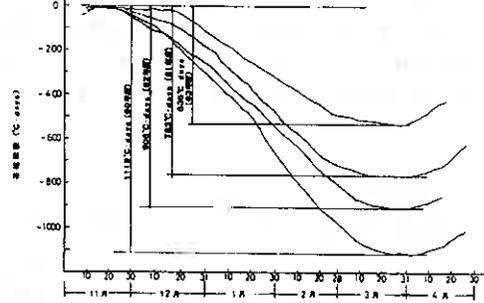


図-5 過去4年の凍結指数

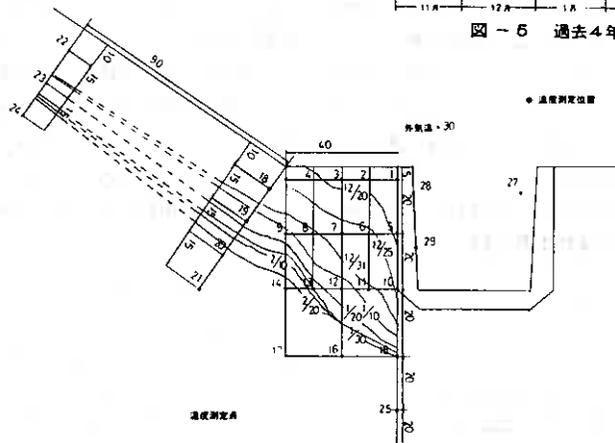


図-6 0℃線(凍結線)の進入状況(63年度)

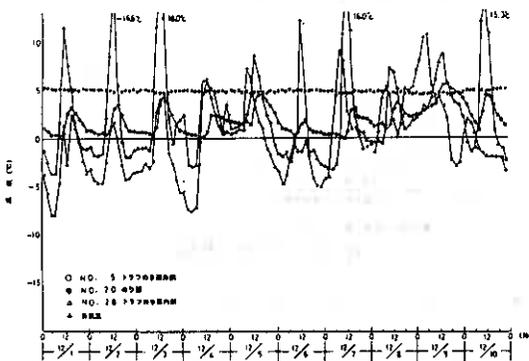


図-7 外気温、No.5トラフ及びのり面温度の経時変化

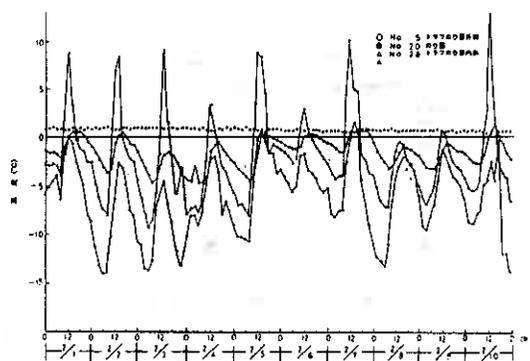


図-8 外気温、No.5トラフ及びのり面温度の経時変化

4、側壁に波及する横方向力の経時変化と温度の関係

図-9は前年度同様、裏込め土砂をタイプ分けしたトラフの側壁上端部に挟み込んだロードセルによって計測した横方向力の経時変化についてその1例を示している。又、今年度は、経時変化として気温データを付け加えてみた。その結果、次の項目が分かる。

1) 横方向力は、1日の中で大きく変動することが判る。しかも、気温変化に追従する状況である。

2) 裏込め処理の中で、断熱材を用いたトラフでは、横方向力の変動幅が最も小さいが最小横方向力については、0 kgへの収束は認め得ない。その反面、現地土、切込み砂利で処理しているものは0 kgの応力緩和が認められる。

これらの結果は、前報でも示した様に凍上力を伝える凍土が温度変化によって、体積膨張が発生することが主因と考えられる。又、断熱材を使用したトラフの横方向力発生が緩慢であるのは、断熱材のため凍土の温度の変化が少なくなり収縮膨張の度が少なくなったためと考えられ、付随して断熱材のクッション効果により応力変動が低減したものと思われる。更に図-5で示される凍結線付近での温度変化が、外気温の短期的変動に左右されることなく、比較的一定で計測されたことを含めると、凍上力の発生が1日の間で大きく変化することは、考えにくい。土質条件、水分特性なども考慮して凍土の熱収縮膨張特性を定量化することは困難であるものの、過去のデータと総合しても、図-9の横方向力の変動は概ね凍土自体の変化を起因としたものであろう。又、今年度は、昭和62年の積算寒度の約半分程度の暖冬であり、暖冬状態での計測を初めて行なうことになった。総体的には、前年度までと同様の傾向特性とは言えるものの暖冬下でのデータ不足による同条件下での挙動の不明確さは否めない。

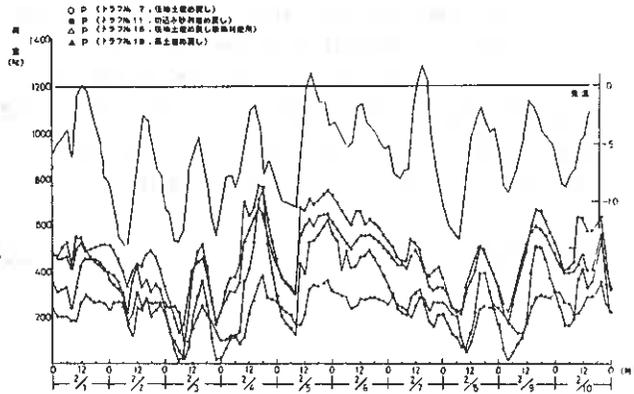


図-9 トラフ側壁に加わる横方向力の経時変化

5、側壁に波及する横方向力の長期的変化特性

図 10～図-13は、横方向力の長期的変化を比較する為に、1日での最大、最小横方向力をプロットしたものである。又、図中には、積算寒度の遷移状況も記してみた。これらの図から分かることは次に示す。

- 1) 横方向力は、積算寒度曲線の変折点付近である、12月下旬から発生し始め、1月中旬から、2月下旬まで大きく発生し、3月上旬～中旬にかけて急激に低下する。
- 2) 裏込め処理方法の違いにより、横方向力の大きさ、変動幅に相違が確認され、中でも断熱材を使用した場合は、その結果が、顕著に現われている。
- 3) 裏込め材料を切込み砂利とした場合の横方向力は、現地土埋戻しと同程度であり、前年度のデータと比べた場合、明らかに相違する点となる。
- 4) 横方向力の発生が顕著となる1月中旬以降でも暖気が波及した場合、急激な低下が発生し、P = 0 kgを示すことも有る。

以下、各項目毎の内容に応じ検討してみる。

前報でも示した様に、横方向力が発生し始める時期は、凍結線がトラフ背面上中に侵入した時期と同じであり、その年の寒気の現れ方によって、凍結線の侵入時期は異なるが、横方向力の発生パターンは一定の傾向を持つことが分かった。これは、図-10～図-13において、裏込め材料に関係なく、同等の傾向を持つことでも説明づけられる。又、今年度は、図-5で示す様に62年度の積算寒度の約半分という暖冬の凍上力を捉えたことになるが、1月中旬～2月中旬にかけて凍結速度の早まる時期には、横方向力が最大となって波及することが分かった。更に、積算寒度のピークを越し融解期に向うときの急激な横方向の減少も特徴と言える。これは暖気の時に急激な横方向力の低下が発生することと同じであり、凍上作用が収束すると、凍結部のクリープによる応力の緩和の影響が卓越してくることを意味するもので、前年度の傾向と全く合致する点と言えよう。一方、裏込め材料の効果については、今年度は、断熱材のみに明確な有効性を見い出せるが、前年度確認出来た切込み砂利の効果は今年度は不明確で、現地土埋戻しと比較しても差異が生じていない。砂利は、元来他の材料に比べ熱伝導率の高い材料であることから、凍結速度が速く、今年度の様な暖冬の場合においても、裏込め切込み砂利部分は早期に凍結したと考えられる。これに対し周辺地盤への凍結深の進行速度が、平年に比べ遅かった為、裏込め砂利と原地盤との境界付近で、凍上力の水平方向成分が現れ易い状態になったと推測される。裏込め砂利を入れたときの凍結線の侵入がどのようになるかの実験は現在進めているところであり、この結果が出れば、図-11～13の内容も、より合理的な説明が可能になると期待している。

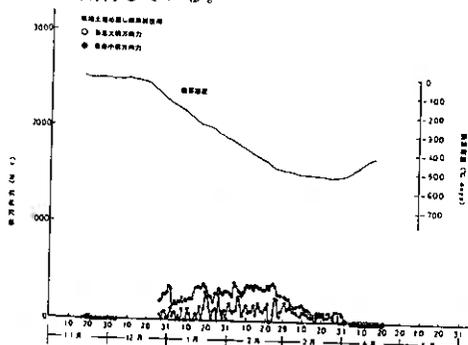


図-10 日最大横方向力と日最小横方向力の長期的変化(現地土埋戻し断熱材使用)

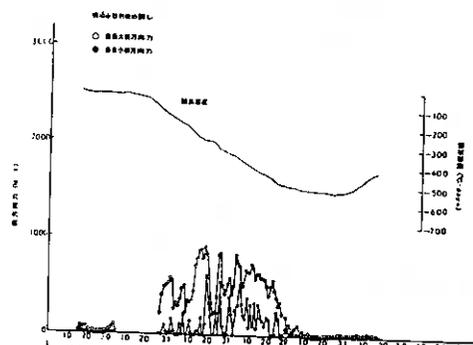


図-11 日最大横方向力と日最小横方向力の長期的変化(切込み砂利埋戻し)

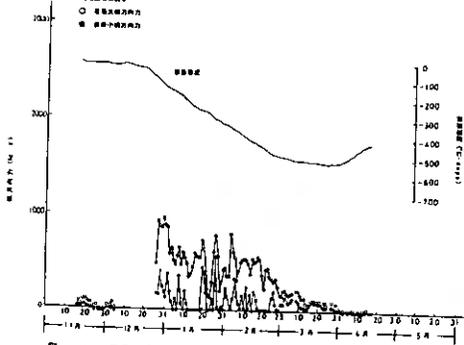


図-12 日最大横方向力と日最小横方向力の長期的変化(現地土埋戻し)

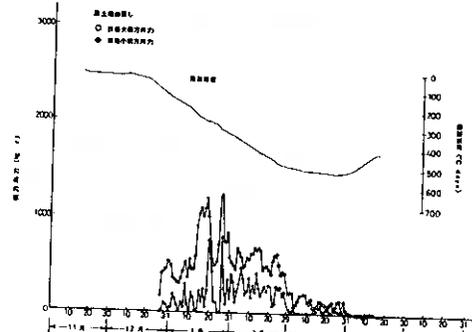


図-13 日最大横方向力と日最小横方向力の長期的変化(黒土埋戻し)

6. トラフ側壁上端の内寸法の変化

前報においても、トラフ上端部の内寸法の変化、特に長期的に及ぶ変化については、トラフの破壊因子として、第1に取り上げることは報じている。今年度における計測でも、経時変化の追跡を目的とし、同条件、同手法に基づき計測を行った。これらの結果は、図-14～図-17に示す。ここで分かることは、前年度同様、トラフの設置条件の違いによる縮み量の大小の差異は明らかであり、縮みの発現パターンは図-17を除き、同一傾向と捉えられる。縮み量が発現し始めるのは、12月下旬からで、2月中旬で最大縮み量を記録する。その後、3月下旬までに収束するが、今年度においては暖冬のせいも有り、3月初旬で急激な変化を見せているのも特徴的である。一方、図-17については、両背面の地表が平坦であるときの縮みを示すものである。ここでは、12月下旬に少量の縮みが発生するが、1月中旬には逆に広がり、発生してい

る。これは、凍結の進入にともなって、背面土中の凍結線が水平に近づくことと、同トラフが基礎処理を行っていない為に凍上持上がりを起こしやすい条件が揃ったことによるものと考えられる。次にトラフ側壁に波及する横方向力と縮み量についてその関係を見ると、両者の関係はいたって高い相関性を示すことが分かる。横方向力の増加傾向が著しくなる、2月中旬には縮み量もピークを示し、以後、同様の経過で横方向力と縮み量は低減する。よって、これらは、凍結の進み具合と密接に関係するものと考え、凍結進行の要素を平坦地部での凍結深として代表させ、縮み量との関係をとってみると、図-18、図-19が得られる。この結果から、凍結深の増加と縮み量の増加が正の比例関係に近い状態を示すことが分かる。しかし、関係図は、2年間分のデータによるものだけで相関関係を定量化させるにはデータ不足であり、今後の課題としたい。

次に裏込め処理方法が縮み量に与える効果を検討してみる。図-14～図-17から分かるように縮み量は断熱材使用のものにその効果の高さを認められる。切込み砂利及び現地土埋戻しについては、全んど同等の傾向にあるが、多少とも切込み砂利使用による方が縮み量の抑制効果があり、難凍上性材料、断熱材等の処理による縮み量抑制効果は、前年度までのデータと対比しても期待出来ることが知り得る。しかし、前報でも述べたが、トラフの破壊因子を捉えるには、ピーク時の縮み量よりも、長期的に見た残留縮み量が問題であり、これらが経年的にどの程度累積するかを確認する必要がある。そこで、61年度から今年度までの残留縮みについて、表-2に示す。又、各タイプ別の縮み量の変遷について図-20～図-23に示す。これらの結果から分かることは、裏込め処理方法の違いによる数値比較では、断熱材処理と切込み砂利処理が $\Delta\delta = -0.5 \text{ mm} \sim -1.0 \text{ mm}$ の範囲にあり、現地土埋戻しの場合は、 $\Delta\delta = -1.0 \text{ mm} \sim -3.3 \text{ mm}$ で多少とも他の処理方法に比べ、凍上による縮みによる構造体への影響は大きく現れている。更に、図-24で残留縮みと最大縮みの関係を示しているが、相関は、ほぼ一回帰的な比例関係を示している。尚、トラフの破壊点については応力的には、700kg～800 kg、変位量は、2mm前後と言われているが、残留縮み量をもっと長い年数を経てどのように累積されていくかは、今後のデータの蓄積をもって明らかにされるものとする。

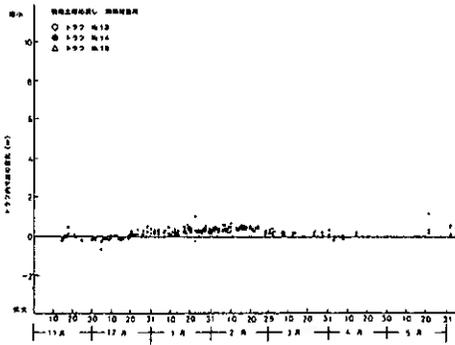


図-14 トラフ内寸法の長期的変化

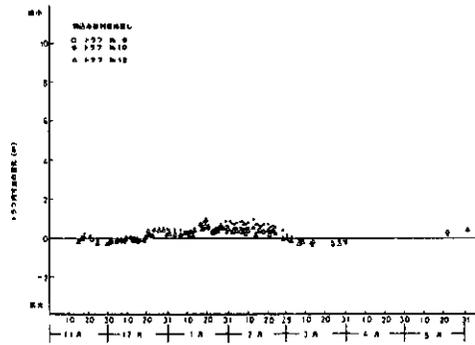


図-15 トラフ内寸法の長期的変化

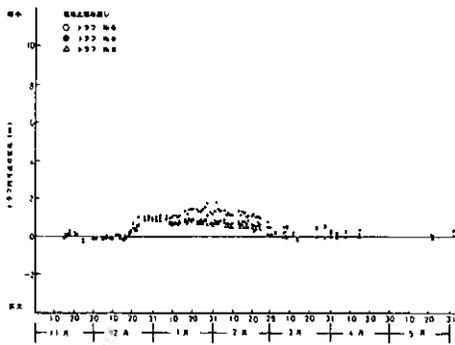


図-16 トラフ内寸法の長期的変化

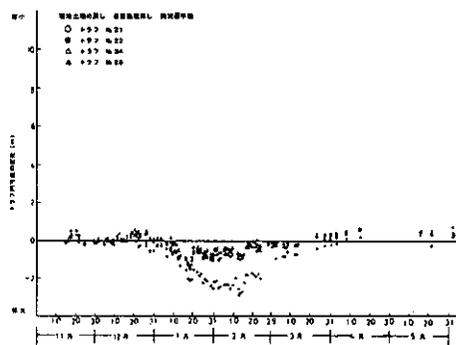


図-17 トラフ内寸法の長期的変化

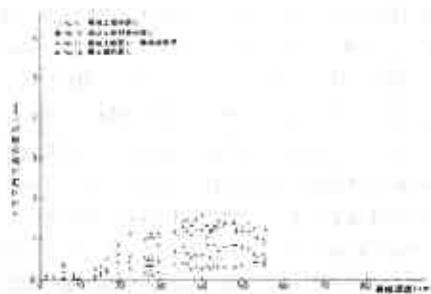


図-18 凍結深度とトラフ上端内寸法の関係(63年度)

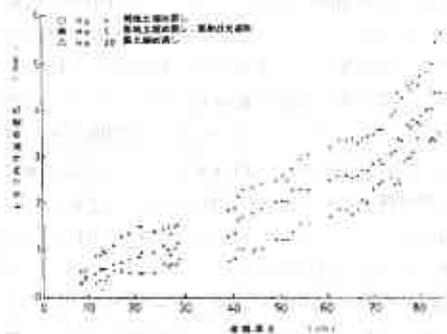


図-19 凍結深度とトラフ上端内寸法の関係(62年度)

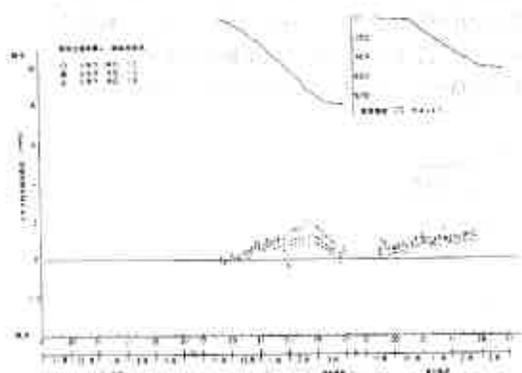


図-20 トラフ内寸法の経年変化

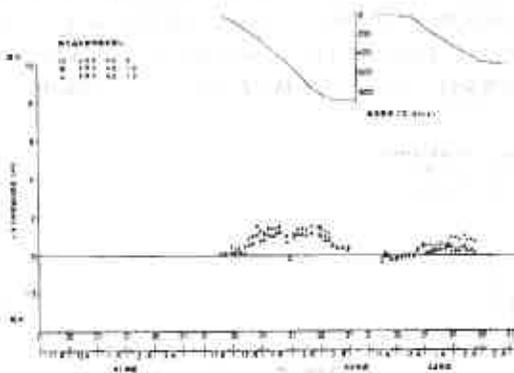


図-21 トラフ内寸法の経年変化

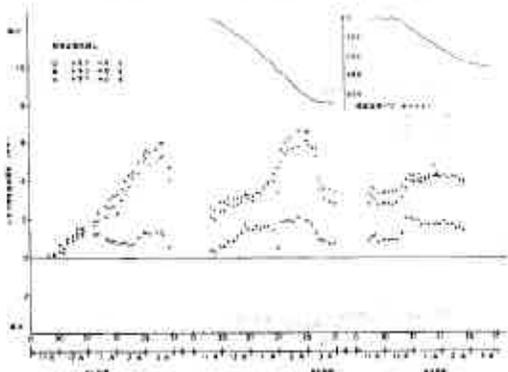


図-22 トラフ内寸法の経年変化

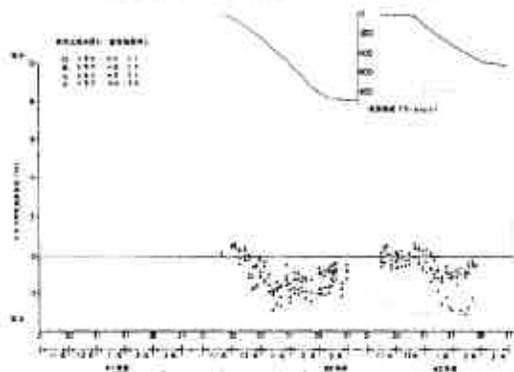


図-23 トラフ内寸法の経年変化

表-2 トラフ縮み量の基準値及び残留縮み量

寸法	01年度	02年度	経年縮み量	03年度	残留縮み量	経年縮み量
1	444.80	442.80	-2.00	441.16	-3.64	
2	442.10	441.16	-0.95	439.85	-2.25	
4	441.30	440.85	-0.45	438.92	-1.38	
5	441.75	439.85	-1.90	428.92	-2.83	
8	444.85	442.50	-2.40	441.59	-3.26	
8	442.10	441.85	-0.25	441.10	-1.00	
9	441.80	441.10	-0.40	440.43	-1.07	-0.87
10	441.10	441.85	+0.35	441.03	-0.05	-0.80
12	441.30	442.00	+0.70	441.40	+0.10	-0.60
13	443.40	443.50	+0.10	442.70	-0.70	-0.80
14	443.20	443.40	+0.20	442.73	-0.47	-0.87
16	443.25	443.25	0.00	442.48	-0.77	-0.77
17	443.60	442.80	-0.80	439.73	-3.87	
18	443.30	442.30	-1.00	438.25	-4.05	
20	444.80	443.25	-1.25	441.10	-3.37	
21		443.25		443.83	+0.18	
22		442.65		443.17	+0.52	
24		443.45		443.25	-0.20	
25		443.00		443.08	+0.08	
備考			01年度基準	02年度から繰越	03年度基準	02年度基準

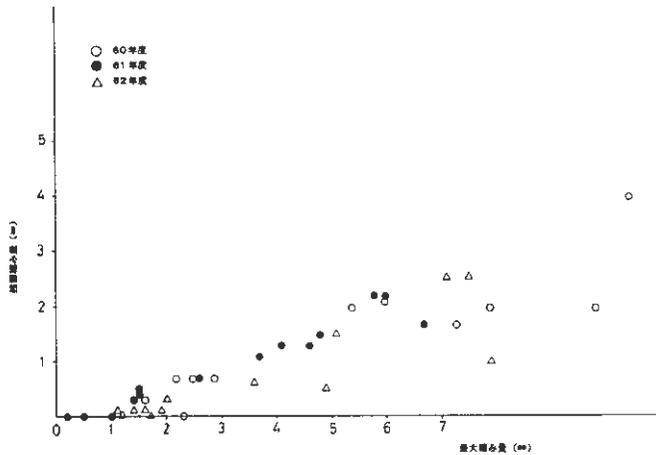


図-24 トラフ最大縮み量及と残留縮み量の関係

7. まとめ

前年度に引き続き行ってきた実験結果を中心にまとめて来たが、今年度の様に暖冬下での実験は初めてであり、これらの状況での凍上作用の違いを明確化するには致っていないが、少なくともデータの蓄積としては、有効なものとなっている。又、総体的には、各データ共に前年度に得られた結果を裏づける状況であるが、裏込め砂利処理を行った場合の横方向力が現地土埋戻し処理の同力と、同等ないしは上回る結果を得られたことは、興味深い。この原因については、単年度のデータのみによる為、明確にはならないが、現時点で予測するには暖冬の影響による、浸透水の供給によることと、材料上の特性として、考えられる熱伝導の高さによる凍結の早期侵入、これらの相互作用による裏込め材の一体化によって、裏込め外部からの凍上力が作用し、大なる横方向力が発生したのではないかと考えられる。しかし、今後共にデータの蓄積を必要とする気象タイプであることが、今年度の特徴でもある。尚、今後は、経年変化の追跡を含め、裏込め処理方法の定量化を捉える方向づけで取組みたい。

最後に、この報文をまとめるにあたり、御指導、御協力を頂いた、北見工業大学 尾中孝美技官、本学卒業生の後藤博君、三國谷謙君、網走地方コンクリート製品組合、(株)中神土木設計事務所の関係諸氏に謝意を申し上げます。

参考文献

- 1) 鈴木輝之、山田利之(1987):“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”技術報告集 第27号
- 2) 同、同(1988):“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)”技術報告集 第28号
- 3) 鈴木輝之(1989):“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)”技術報告集 第29号
- 4) 木下誠一編(1982):“凍上の物理学”森北出版
- 5) 鈴木輝之(1988):“コンクリート製Uトラフに加わる横方向凍上力(第2報)”第23回土質工学研究発表会

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 ○ 正会員 鈴木輝之
 同 同 沢田正剛
 同 正会員 末岡伯従

1. まえがき

自然の寒さによる地盤あるいは土構造物の凍上がさまざまな被害をもたらすことは、良く知られた事実である。これまで土木構造物の凍上被害対策に関する調査・研究は多く行なわれており、中でも道路や鉄道の被害対策に関する研究は最も進んでいると言えよう。しかし構造物の凍上被害に影響する因子はきわめて多様であり、従来の研究成果が他の構造物の被害対策にそのまま生かせるということには必ずしもならない。

最近では道路本体（路体）だけではなく、トンネル、斜面、さらに側溝などの道路構造物の凍上被害に関する研究も進められている¹⁾。これらの構造物では、その凍上発生機構は路体のそれよりもむしろ複雑であり、さらに凍上性の材料として土だけでなく軟岩も対照として考える必要がある。

また土留めや擁壁などの凍上被害も見逃せない。この場合、一般に排水あるいは土圧対策として、砂質土による裏込めが設けられ、これが凍結土圧の軽減にも効果があるようであるが、凍結土圧を考慮した設計がなされている訳ではない。したがって、たまたま裏込めを入れなかった擁壁が凍結土圧によって思わぬ被害を受けたという例も見られる。このように凍上問題は古くて新しい問題の一つであり、今後各種の構造物の合理的な凍上対策を確立していくうえで、基礎的かつ定量的なデータの蓄積が急がれる。

本研究は、地下水位の制御が可能な2基の屋外凍上実験土槽を用いて、その中に作製した人工地盤で冬期間における凍上観測を行なったものである。地下水位を1mと50cmに設定した2つの実験を並行して行なったが、この程度の地下水位の差でも凍上特性は大きく異なってくるなどが明らかになった。

2. 実験装置及び実験内容

図-1に用いた凍上実験土槽の概要を示す。この装置は連通パイプによってつながれたコンクリート製の屋外土槽と、屋内地下の水槽（冬期間も凍結しない）からなり、土槽中の土の凍上によって水が吸い上げられても、水槽に設けられたボールタップ給水弁によって地下水位は常に一定に保たれるようになっている。土槽の大きさは

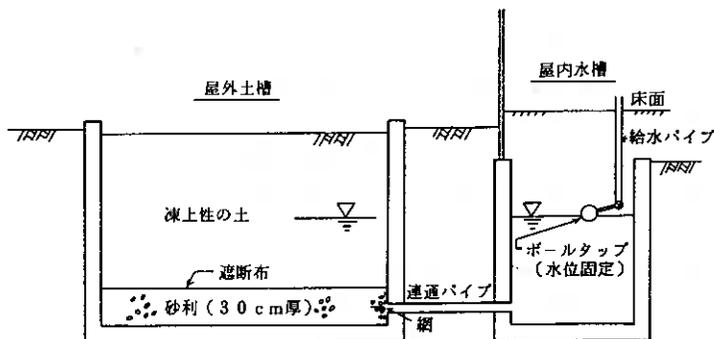


図-1 凍上実験土槽の概要

は内寸法で、3.2m×3.2m×深さ1.8mである。土槽内には厚さ30cmの精選砂利層を設け、その上に表-1に示す凍上性の土を約1.3mの厚さで詰めている。

これと同様の装置を用いた屋外凍上実験は木下ら²⁾によって行なわれた例がある。また瓦川³⁾らは人工寒気の下で、土槽を用いた凍上実験を行なっている。本実験での土層は2セットあり、各々独立

比 重	2.56
シルト以下含有率	5.9%
締固め試験	最適含水比 34.9%
	最大乾燥密度 1.30 t/m ³
*凍上試験	凍上率 62.4%
	凍結様式 霜柱状凍結

*道路土工排水工指針による

表-1 土槽に入れた土の性質

Effect of Groundwater Level on Natural Frost Heaving Characteristic;
 Teruyuki Suzuki, Seigo Sawada, Noritugu Sueoka (Kitami Institute of Technology)

して地下水位の調整が出来るようになっている。今回の実験では、地下水位を1.0m（土槽A）と0.5m（土槽B）にそれぞれ設定した。この地下水位以外の設置条件及び測定項目は、両土槽で同一としている。

測定項目及び手法は次のとおりである。

1) 温度；気温の他に、土中温度としては10cm間隔で地表面から1mの深さまで温度センサーを配置し、各測点の温度を1時間間隔で自動測定した。温度センサーはすべてC-C熱電対である。また凍結深さは土中温度の深さ方向分布から0°C線を算定して求めている。

2) 凍上量；本実験では、初期層厚を5cm間隔で区切ったときの各層の凍上量、すなわち層別凍上量を測定し、その深さ方向への分布が地下水位によってどのように変わるかを検討している。この層別凍上量は、土中で発生した凍上変位がそのまま地表面の持ち上がりに現われることを前提として、地表面凍上量と凍結深さの測定値から算定することができる。本報告中の層別凍上量はこの算定値を用いている。

一方、本実験では層別凍上量を直接測定する方法として、外径8cm、高さ5cmの円環を20個重ねて100cmの高さにしたものを土中に埋め込み、各円環の持ち上り量から、初期層厚5cm毎の凍上量を測定する方法を試みている。今回の実験では装置の一部に不備があり、全体のデータは取れなかったが、データの取れたところでは上記の算定値とほぼ同じになることが確認された。この方法による層別凍上量の測定の詳細については別の報告の機会を得たい。

3) 凍結後の含水（水）比分布；凍結の進入がほぼ収まったと思われた2月下旬の時点で、凍土中に直径約7cmのボーリングを行ない、深さ方向の含水比分布を測定した。また同時にボーリングコアによる凍土断面の観察も行った。

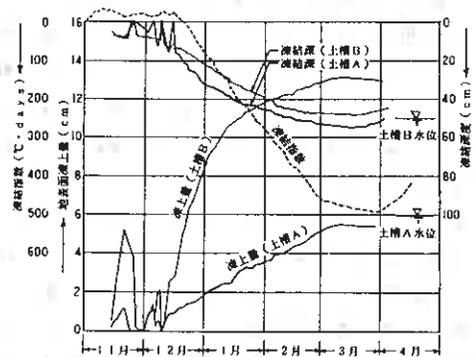


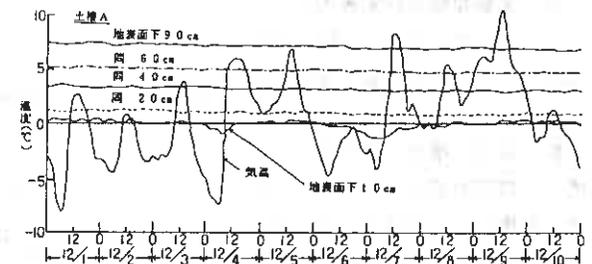
図 2 凍結指数、地表面凍上量、および凍結深さ

3. 実験結果及び考察

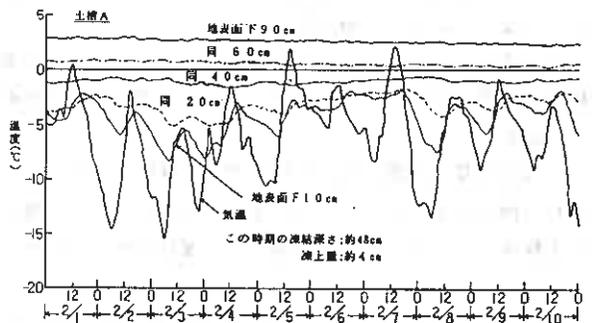
3-1. 凍結指数、凍結深さ、及び地表面凍上量 図-2に実験を行なった昭和63年11月から平成元年4月にかけての、凍結指数、凍結深さ、及び地表面凍上量を示す。この年の凍結指数は525°C・daysであり、例年800~1000°C・days程度の凍結指数を記録する北見地方としてはかなりの暖冬と言える。平均気温がマイナスになる日は11月上旬から現われ始めたが、その後12月中旬に至るまで、暖気と寒気が交互に現われた。

この間土槽内の地表は凍上と融解沈下を何度か繰り返している。このような時期が長かったのもこの年の特徴と言える。

12月中旬以降は、凍結指数も継続的に増加し、凍結も進行している。しかし凍結指数の値に対応して、最大凍結深さも例年より小さく、土槽Aで55cm、土槽Bで48cmとなっている。この両土槽の凍結深さの違いの主な原因は地下水位と凍上量の差にあると思われる。一般に地下



(a) 12月1日~12月10日



(b) 2月1日~2月10日

図-3 気温および土中温度の経時変化

水位が高く含水比が大きい方が熱容量は大きくなるので凍結深さは小さくなる。さらに、凍上は凍結線での熱的バランスが取れた状態で発生するのであるから、凍上量が大きいときは凍結線の低下は遅くなる。なお本文中での凍結深さは、凍結する前の地表面を基準にして表わしている。

次に図-2で凍上量に注目して見ると、上記のように継続的な凍上は12月中旬以降に発生しているが、発生凍上量は地下水位1mの土槽Aと地下水位50cmの土槽Bとは大きく異なっている。この違いの詳細は、層別凍上量との関連で後述する。

3-2. 土中温度の推移

冬期シーズンを通しての気温の傾向は、図-2の凍結指数の曲線で表わされるが、刻々と変化する気温に対応した土中温度の変化がどのようなようになるのかは興味あるところである。またこの土中温度の短期的変化のとりえは、例えばコンクリートトラフなどのような構造物に加わる凍結土圧が、気温の変化に刻々と対応して変化する現象等を説明するうえでも役立つ⁴⁾。

図-3は、気温及び土中温度の測定例として、A土槽における12月上旬と2月上旬の記録を示している。図-2からも分かるように、12月上旬は地表面付近で凍結と融解が繰り返されている。一方、2月上旬には凍結深さ約48cmであり、地表面から凍結線までの距離はそのときの凍上量を加えて51.5cmである。これらの事実を前提として図-3を見れば、次のことが分かる。

1) 地盤が凍結していないときには、地表面下10cm程度の浅いところでも1日の間の短期的な気温変動の影響をほとんど受けない(図-3(a))。

2) 地盤が凍結した場合には、深さ20cmでは明らかに短期的な気温変動の影響が表われ、40cmではその影響は非常に小さくなっている。

これらの結果は、定性的には凍土と未凍土の熱伝導率の違いによって容易に説明できる⁵⁾。しかし凍土、未凍土ともにその熱的定数に影響する因子はきわめて多様であり、定量的にとらえるためには実測データの蓄積が必要と思われる。

3-3. 層別凍上量及び含水比の深さ方向分布

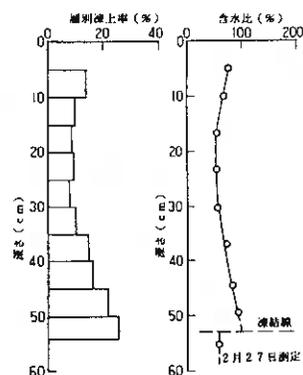
図-4は、凍結前の初期層厚5cm毎の層別凍上率と、2月27日に行なった凍土ボーリングのコアで測定された含水(氷)比の深さ方向分布を示している。ここで凍上率は、各層毎に凍上量を初期層厚で除した値であり、また深さは凍結前の初期深さに換算している。図-4から次のようなことが言える。

1) 深さ方向の凍上率の分布と含水(氷)比の分布は比較的良く対応している。

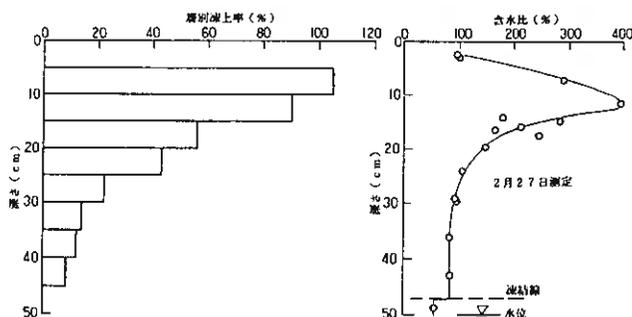
2) 地下水位が1m(土槽A)のときと、50cm(土槽B)のときでは凍上特性は大きく異なる。

3) 地下水位が1mの場合は、深さ30cmのあたりで、凍上率は最も小さくなり、その後は深さとともに凍上率は大きくなっている。

4) 地下水位が50cmのときは、地表面付近での凍上が非常に大きくなり、



(a) A土槽



(b) B土槽

図-4 層別凍上量および凍結後含水比の深さ方向分布

その後は深さとともに凍上率は急に小さくなっている。なお、地表面から5cm程度の層では、凍結進入後も凍上による持上がりと融解による沈下を何度か繰り返し、さらに乾燥も生じている。

5) きわめて大まかな見方をすれば、凍結線と地下水位の距離が50cm程度になったあたりで、凍上はより発生し易くなるようである。

本実験は、凍上の3要素である土質、寒さ、水分の中で、土質と寒さの条件を同じにして、水分の供給条件すなわち地下水位だけを変えたときの凍上発生の違いを調べたと言う見方もできる。

一般に凍上が発生するときに、地下水面から凍結線への水分供給が可能な高さは毛管上昇高さにほぼ等しいと言われている⁶⁾。また木下⁷⁾らは、1m以上の深さの地下水面からの水分供給があることを実験的に確認している。本実験における地下水面と凍結面の距離は最も大きい場合で1mであるから、地下水面からの水分供給は常に可能な状態であったと思われる。

このように凍結面への水分供給が可能な地下水位の範囲であっても、その位置によって全凍上量は大きく異なること、さらに層別凍上率は深さ方向に変化し、地下水面から50cm程度離れたあたりでの凍上がより大きくなることなどは注目すべき事実と思われる。

4. あとがき

凍上実験土槽に造成した均一な人工地盤において、自然の寒さの中での凍上観測を行なった。今回は初年度の実験であり、さらに予想外の暖冬ということも重なり、得られた結果は限られた。実験は今年度(平成元年度)も続けており、今後はデータの精度を高くするとともに、内容的には凍上力の測定も加え、主として地下水位の影響を明らかにするという観点からの実験を進めて行きたい。

参考文献

- 1) 鈴木輝之, 根岸正充; 北海道の道路工事における凍害—特に斜面, トンネル, 側溝について, 土と基礎, Vol.37, No.9, pp.65~70, 1989.
- 2) 木下誠一, 鈴木義男, 堀口薫, 田沼邦雄; 凍上と地下水位の関係 I, 低温科学, 物理編, 第27輯, pp.367~377, 1969.
- 3) 瓦川善三, 若槻良行, 伊藤譲; 道路の凍上対策に関する研究(その2)—凍上に及ぼす地下水位の影響, 第24回土質工学研究発表会, pp.1953~1954, 1989.
- 4) 鈴木輝之, 山田利之; 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), 技術報告集第28号, pp.5~12, 1988.
- 5) 沢田正剛; 凍土の熱伝導率(凍上災害の予測に関する基礎的研究)文部省自然災害特別研究報告, pp.21~32.
- 6) 木下誠一編; 凍土の物理学, 森北出版, p.5~6, 1982.
- 7) 2)に同じ.

日本道路公団札幌建設局
同 上
札幌ロック建設技術研究所

稲葉 和雄
林 信行
○加藤 誠一

1. まえがき

北海道のような寒冷地の道路では、冬期間の凍結深さは路床にまで及ぶことが普通である。そこでもし路床が凍上を起こしやすい材料でできているとすると、舗装は有害な影響をこうむることになる。凍上の影響はつぎの現象となってあらわれる。まず第1に路床地盤中にアイスレンズが形成され上方へ膨脹する結果、舗装面が隆起し、極端な場合は破壊亀裂を生ずること、第2に凍上・融解の結果、路床の支持力が低下する結果、舗装面に凹凸が生じたり、亀裂が生ずること、である。¹⁾²⁾

これに対する最も一般的な対策工は、凍結深以浅の路床について非凍上性の材料を用いることである。この報告は路床材の選定にあたって実施した、凍上試験の結果から、凍上と支持力低下について、いくつか興味深い知見が得られたため、それを報告するものである。

2. 凍上試験の方法

土の凍上率は、供試体の寸法、水の供給条件、冷却温度などにより異なる値を示すことが知られている。本報告で行なった凍上試験の方法は、日本道路公団の制定した「KODAN 112 φ 15法」³⁾⁴⁾である。この試験方法は、供試体寸法が内径15cm、高さ12.5cmと比較的大きく、最大径37.5mmの礫まで許容すること、水の供給が自由な開式凍結であること、凍上試験の前後でCBRを測定すること、などに特徴がある。³⁾⁴⁾ 供試体は4.5kgランマーにより3層各42回突固めて作成し、図-1の状態で6日間冷却する。この間、供試体の凍上量が測定される。

試験の結果、凍上率・凍結様式・CBR保存率などが求められる。

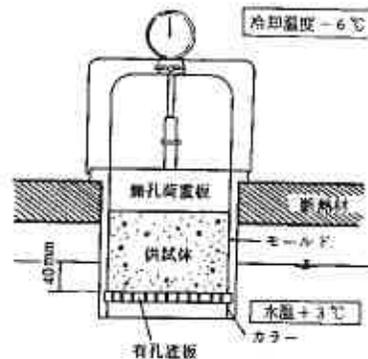


図-1 供試体セット図

The strength decline of road bed caused by frost heave
kazuo Inaba, Nobuyuki Hayasi (NIHON DOURO KODAN-Japan Highway Public Corporation)
Seiichi Kato (Rokku Engineering Consultant Co.Ltd)

3. 供試土の性質

凍上試験を行なった土は、大部分が十勝地方に分布する洪積層で、浅海成の堆積砂から扇状地礫層、さらに火砕流堆積物まで、様々な地層から選ばれている。土質的にも細粒分をほとんど含まない礫から細粒土および火山灰質砂にまで及んでいる。ただし試料番号18、19は購入材（切込砂利）である。

各試料の物性値を表-1に示す。

供試体作成時の含水状態は、 $w_p > w_{opt}$ の場合は w_p である。

表 - 1 供試土の性質

試料番号	4.76フルイ通過率 A %	0.075フルイ通過率 B %	B/A %	コンシステンシー特性	自然含水比 w_p %	日本統一分類	最適含水比 w_{opt} %	最大乾燥密度 γ_{max} g/cd
1	55.9	9.5	17.0	N.P	17.6	G-F	13.4	1.868
2	72.3	19.3	26.7	N.P	22.2	SFg	12.8	1.851
3	71.1	11.9	16.7	N.P	18.2	SFg	12.9	1.867
4	80.1	17.0	21.2	N.P	14.5	SFg	11.5	1.923
5	49.8	9.2	12.3	N.P	16.3	G-F	14.2	1.865
6	53.1	9.4	12.5	N.P	14.3	G-F	12.4	1.905
7	100	53.8	53.8	N.P	37.0	F	32.1	1.320
8	84.7	7.0	8.3	N.P	18.0	S-F	16.2	1.626
9	54.9	3.3	6.0	N.P	5.2	GP	7.3	2.046
10	90.8	9.8	10.2	N.P	20.7	S-V	20.8	1.268
11	97.6	47.6	48.8	N.P	41.2	SV	33.8	1.258
12	98.0	3.1	3.2	N.P	11.1	S	17.2	1.450
13	98.7	16.3	16.5	N.P	41.0	SF	22.5	1.453
14	99.9	7.6	7.6	N.P	10.1	S	13.2	1.706
15	54.3	1.2	2.2	N.P	4.8	G	6.4	1.978
16	21.3	1.8	8.5	N.P	8.2	G	8.7	2.024
17	100	4.9	4.9	N.P	11.6	S	16.0	1.552
18	23.1	1.1	4.5	N.P	3.9	G	4.6	2.250
19	26.8	1.8	6.7	N.P	2.6	G	6.0	2.184

4. 物性値による判定法について

土質試験から土の凍上性を判定する方法には、粒度によるもの、比表面積によるもの、毛管力によるもの、液性限界、塑性限界、収縮限界、遠心含水当量によるもの、などがあるが、路床材とりわけ凍上抑制層は主に粗粒土を対象とすることおよび試験の簡便性から、実用的には粒度による判定が一般に行なわれている。道路土工排水工指針では、凍上を起こしにくい材料として次の条件をあげている。

- ① 砂：0.074 mmふるいを通過するものが全試料の6%以下となるもの。
- ② 切込砂利：全試料について 0.074mmふるいを通過する量が4.76mmふるいを通過する量に対して9%以下となるもの。
- ③ 切込碎石：全試料について 0.074mmふるいを通過する量が4.76mmふるいを通過する量に対して15%以下となるもの。
- ④ 火山灰（火山礫含む）：凍上試験に合格したものでなければならない。ただし、凍上試験結果の判定が要注意のものは、0.074mmふるいが通過量が20%以下で強熱減量が4%以下のもの。

ここでは本報告で実施した試料について、粒度と凍上性との相関性の有無を調べた。図-2は凍上率とA/B（0.074ふるい通過量/4.76ふるい通過量）の関係をプロットしたものである。指標としてA/Bを選んだ理由は、純粋な砂であれば4.76ふるい通過量が100%となるため、A/B=Aとなり、

排水工指針における砂の判定条件を表わしており、概ねすべての土質に対し粒度特性を表わす示標と考えられるからである。ところで、この図では相関はほとんどみられない。しかしこの図から粒度による判定には問題があることを判断するのではなく、本報告でとりあげた試料が、細粒土から礫質土まで、様々な土質に及んでいること、また実際の凍上性もまた広範囲にわたっていることを、読みとっていただきたい。

次に供試体作成時の含水比と凍上率の関係のプロットしたものが図-3である。白丸は最適含水比を、黒丸は自然含水比が最適含水比より高かったため自然含水比で突固めた試料を表わしている。

この図においても相関性はみられないが、興味深い点は最適含水比で作成した試料は全体に凍上率が小さいことである。しかし締固め度と凍上性に関する研究⁹⁾によると、凍上性は、強度・圧縮性あるいは透水性などと異なり、必ずしも最適含水比付近でピーク値を示すとは言えないことがわかるため、この結果からただちに締固め度を上げることにより凍上性を低下させるとの結論は得られない。ここでもまた凍上性が多くの要因とかがわっていることが推察される。実際、自然含水比でも締固め度はすべて95%以上を示している。

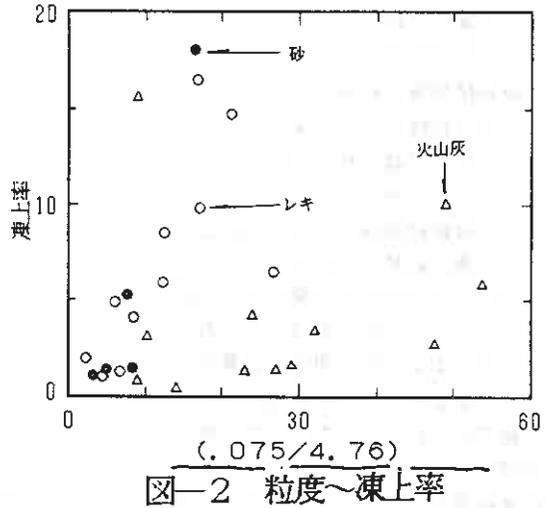


図-2 粒度～凍上率

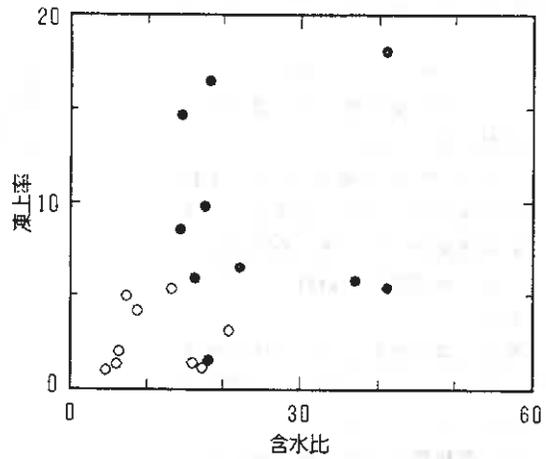


図-3 含水比～凍上率

5. CBRと凍上性

周知のごとく路床の支持力はCBRによって評価されている。CBRは厳密には強度比であるが q_c などと同様に、せん断強度の指標とみなすことができよう。

一般に土は凍結融解を受けることによりせん断強度が低下することが知られている。¹⁾したがって季節的に凍結融解を受ける路床は、融解後のCBRも当初の設計値を満たしている必要がある。この点を検討するために最適含水比あるいは自然含水比で突固めた試料について、凍上試験の前後でCBRを測定しており、これと凍上率との関係のプロットしたのが図-4である。図中の白丸は凍上試験前のCBR、黒丸は融解後のCBRを表わしている。この図によると、少なくとも凍上前のCBRと凍上率と

の相関は少ないようである。いいかえれば、せん断強度の大きい土が必ずしも凍上が起きにくいとは言えないことがわかる。

凍結融解後の路床のCBRを求めするための指標がCBR保存率で、これは次式で定義されている。

$$\text{CBR保存率} = \frac{\text{凍結融解後CBR}}{\text{凍上試験前CBR}} \times 100(\%)$$

このCBR保存率と凍上率との関係をプロットしたのが図-5である。この図によると他の関係とは異なり、CBR保存率と凍上率とは、図中の曲線で示されるような、かなり強い相関性があることがわかる。いま両者を、 $y = A \exp(-Bx)$ のかたちで回帰式を仮定し、相関係数を求めると、次のようになった(図-6)。

$$y = 87.0 \exp(-0.136x)$$

y: CBR保存率, x: 凍上率

相関係数 0.938

ところで凍上率が大きい土はCBR保存率が小さくなること、すなわち強度低下が大きくなることは、直感的にも納得しうることである。

青山は凍結融解によって土の強度が低下するのは、次の3つの原因によるものとしている。①

- ① 凍結時の水晶分離作用により土中に微小な割目が生じ、これが凍結の進行とともに拡大すること。
- ② 凍結時の水の膨張による土粒子の移動により土構造が変化すること。
- ③ 凍結する下層からの吸水と土粒子周囲の吸着水の自由水化により含水比が増加すること。

これらの原因のうち①についてはアイスレンズが発生すれば必ず起こることである。②については土中の微細構造にかかわるため、確認は容

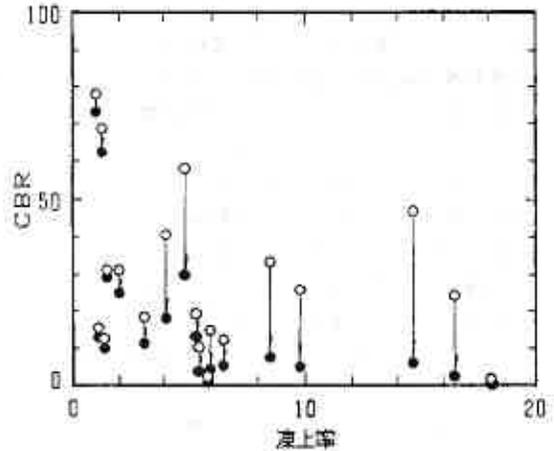


図-4 CBR～凍上率

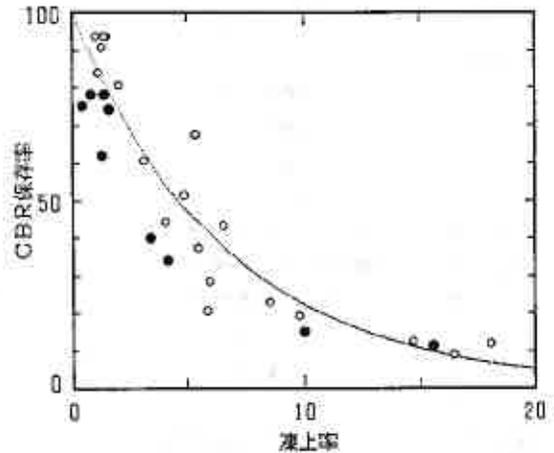


図-5 凍上率～CBR保存率

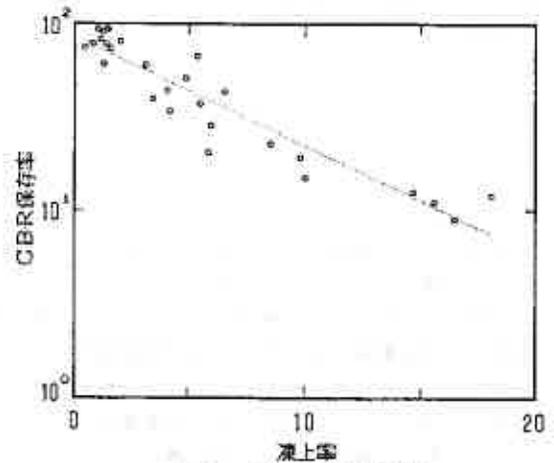


図-6 回帰直線

易ではない。③については比較的容易に測定可能である。図-7は凍結融解前後でのCBR測定時の含水比の増加率とCBR保存率の関係をプロットしたものである。含水比増加率は次式で定義した。

含水比増加率

$$= \frac{\text{融解後増加含水比}}{\text{凍上試験前含水比}} \times 100(\%)$$

この図によると含水比増加率の大きいものが、必ずしも低いCBR保存率を示しているとは言えないようである。いいかえれば上記の3原因の影響の割合は土質により異なっているようである。しかし、であるにもかかわらず凍上率とCBR保存率が高い相関を示す事実は、この両者が凍結融解における強度低下を表わす適確な指標であることを裏付けているといえよう。

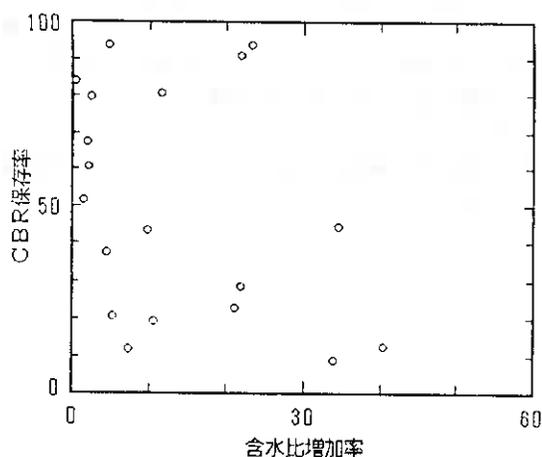


図-7 含水比増加率～CBR保存率

5. おわりに

条件が厳密に規定された凍上試験では、凍上率とそれに伴う強度低下率は密接な関連があることがわかった。この事実が現実の路床土でも成り立つと想定することは大いに可能である。凍結作用を受ける路床土は、凍上性が小さく融解後のCBRが設計基準値を満たしている必要があるがほとんど土質について両者は同時に満たされるだろう。

しかし、ここで行なった試験と現実の路床土では、いくつか条件が異なっていることも注意する必要がある。

第1に現実の路床土は凍結・融解を繰り返し受ける点である。CBR保存率が各サイクル毎に一定であるとすると、路床のCBRはほどなく設計値を下まわるはずである。閉式凍上試験では、繰り返しによる強度低下率は一定ではなく、強度そのものが一定値に漸近するという研究報告がある。¹⁾ 開式凍上でも同様のことが言えるかどうかは、今後の研究課題であろう。

第2は、シキソトロピーによる強度回復の問題である。これは第1の問題との関連で評価する必要があるだろう。

第3は、融解期の含水比は、一時的に試験で測定された値より大きくなる可能性があることである。融解は地表から始まるため、下部の凍結部分が不透水層となり、それより上部は一時的に完全飽和状態になるだろう。このときのCBRは予測値を下まわる可能性がある。

この他にも様々な条件の差異があるだろうが、最終的には試験値とそれを用いた実際の舗装との対比から、より合理的な判定方法を見出してゆくことが、今後の課題であると言えるだろう。

なお本報告における凍上試験はすべて、樺北日本ソイル研究所の浦波幸雄技師によって、行なわれた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 土質工学会編 (1982)、「土と凍結 - その制御と応用 - 」第2章
- 2) R.N.ヤン・B.P.ワーケンティン (1972)、「土質工学の基礎」第12章
- 3) 日本道路公団 (1985)、「日本道路公団試験法」
- 4) 瀬在武・三嶋信雄・菊池勝三 (1985)、「寒冷地における路床の凍上対策」、日本道路公団試験所報告
- 5) 常松哲・浦波幸雄他 (1988)、「土の締固め密度が凍上性に及ぼす影響について」、技術報告集 (第28号)

渡島支庁 吉牟礼 康男

〃 佐藤 克幸

○ 応用地質(株) 瀬田 修

1. まえがき

ロックフィルダムのロック材料原石山の調査において、サイスミックトモグラフィーによって得られた弾性波速度(以下地山P波速度と呼ぶ)分布をもとに原石山を構成する地質の堤体材料としての評価を行った。

調査は、図-1に示したように、地質踏査、ボーリング調査、ボーリング孔を利用したサイスミックトモグラフィーおよびボーリングコアを用いた岩石の物理、力学試験を行なった。

原石山の地質は、新第三紀の軟質～中硬質な砂岩、火山礫凝灰岩と硬質な安山岩貫入岩から構成され、地質構造や岩相がかなり複雑になっている。

したがって、一般に行なわれる地表弾性波探査だけでは原石山の質的、量的評価が困難と判断し、地表およびボーリング孔を利用したサイスミックトモグラフィーを導入することとした。

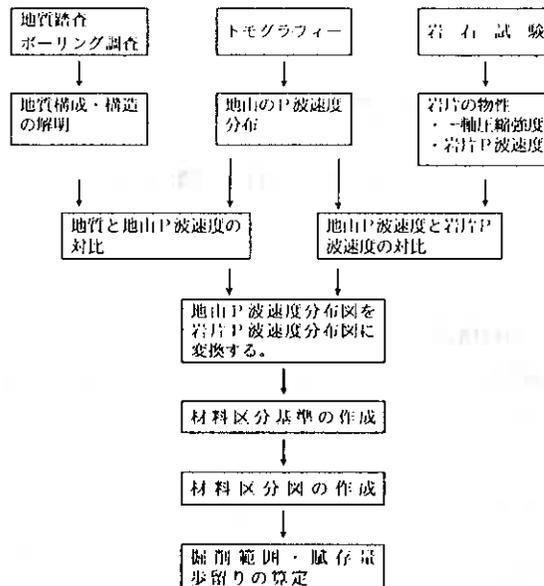


図-1 原石山調査流れ図

2. サイスミックトモグラフィーの概要

サイスミックトモグラフィーは、ボーリング孔や横坑内および地表に起振点・受振点を多数配置し、弾性波(P波)の初動走時を測定することにより、これら起振点・受振点に囲まれた地盤内部の詳細なP波速度分布断面を画像化する技術である。

Investigation of quarry using seismic tomography

Yasuo Yoshimune, katuyuki Sato (Oshima subprefecture office), Osamu Seta (OYO corp.)

○観測方法

サイスマックトモグラフィーでは、解析対象領域の詳細な速度分布を把握するため、多方向・多数の波形データがとれるよう、受振点・起振点を配置する必要がある。最適な受振点・起振点配置は、対象領域を取り囲むことであるが、ここでは、地表とボーリング孔に受振点・起振点を配置した。地表での受振点間隔は3～4mとし、起振点間隔は6～8mとした。ボーリング孔内での受振点間隔は約2mである。図-2に観測概要図を示す。

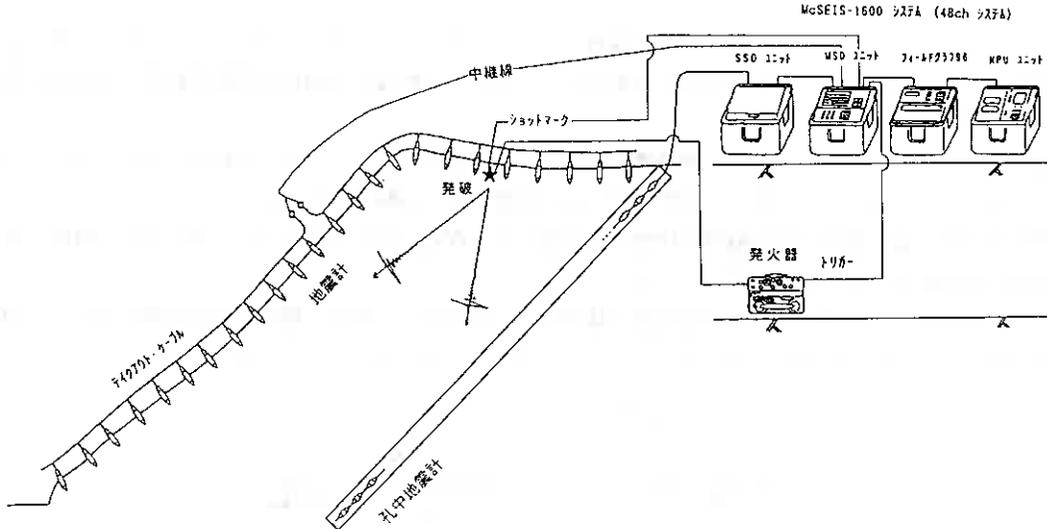


図-2 観測概要図

3. 原石山の評価

1) 原石山の地質構成・地質構造

図-3に、調査地の代表的な地質断面図を示す。原石山は、新第三系中新統の砂岩 (Ss₂)、火山礫凝灰岩 (Lt) と、安山岩 (An) 岩脈よりなる。

砂岩は割れ目が比較的少ない中硬質岩である。火山礫凝灰岩は割れ目が少なく砂岩に比較して軟質である。

このように、地質によって割れ目状況と岩質が異なるため、同じ地山P波速度であっても、材

料(岩片)としての性質はまったく異なり、原石山の適確な評価がし難いことになる。

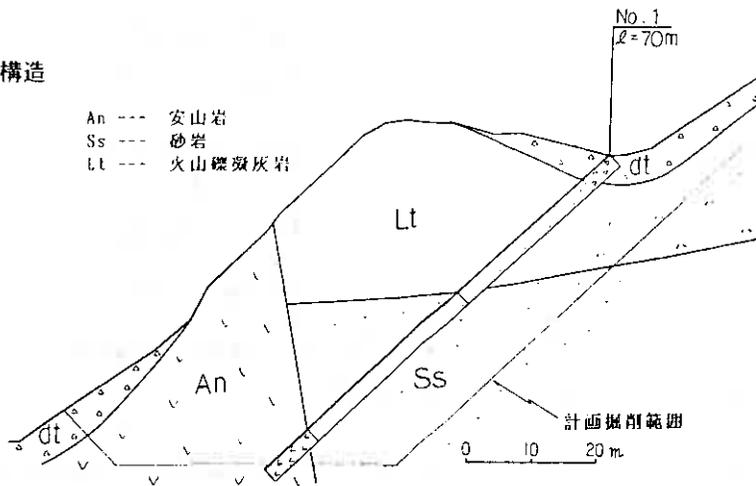


図-3 原石山の代表地質断面図

2) 地山P波速度分布と岩片P波速度分布の関係

図-4に、サイスマックトモグラフィによる地山のP波速度分布図を示す。地山のP波速度は、砂岩

が1.0~3.5 km/sec、火山礫凝灰岩および安山岩がほぼ2.5km/sec以下の速度値となっている。岩盤状況(割れ目状況・岩質)の異なる複数の地質が分布する本調査地においては、地山P波速度だけでロック材の評価を行なうのは適切でない。そのため、ここでは岩石試験による岩片の超音波伝播速度(以下岩片P波速度と呼ぶ)と、その岩片が位置する地山のP波速度の関係を用いて、地山P波速度分布を岩片P波速度分布に置換え、岩片P波速度に基づいた材料の評価を行なった。

図-5に、各地質の地山P波速度と岩片P波速度の関係図を示す。いずれの地質も風化が進む程、岩片P波速度と地山P波速度の比が大きくなっている。地質別では、割れ目の発達している安山岩の速度の比が最も大きく、安山岩に比べて割れ目の少ない砂岩と火山礫凝灰岩は速度の比が小さくなっている。

この地山P波速度と岩片P波速度の比を用いて、図-4の地山P波速度分布を岩片P波速度分布に置換えると、図-6に示すようになる。

この岩片P波速度分布図を材料区分図作成のための基本図とした。

3) 材料区分基準の設定

ロック材料として地山を区分する場合、地質や風化の程度が異なっても、安定性に問題

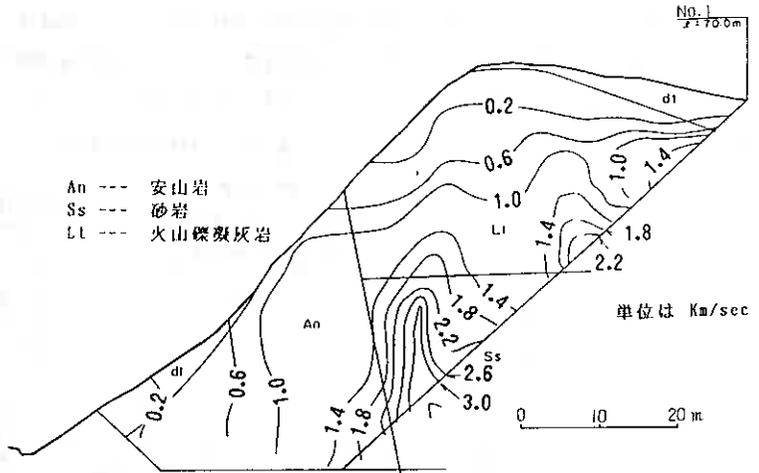


図-4 地山P波速度分布図

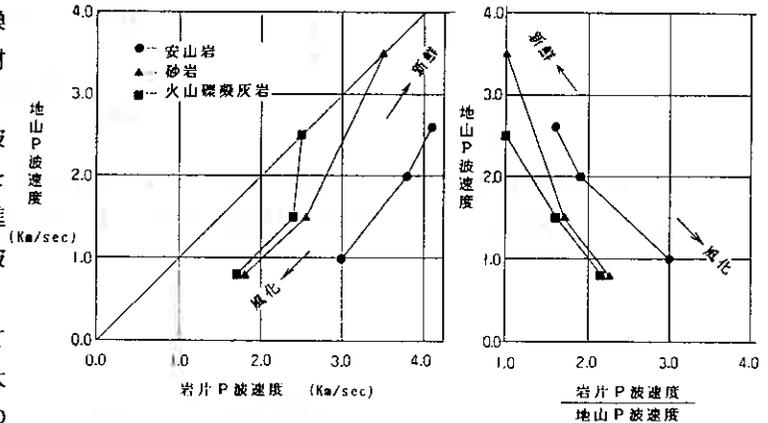


図-5 地山P波速度と岩片P波速度の関係図

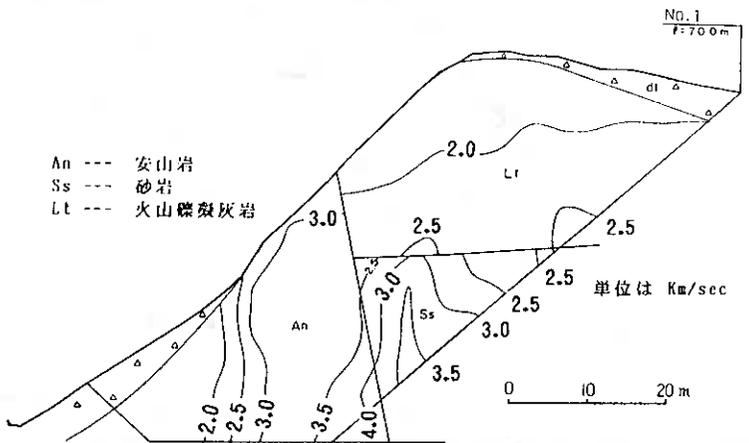


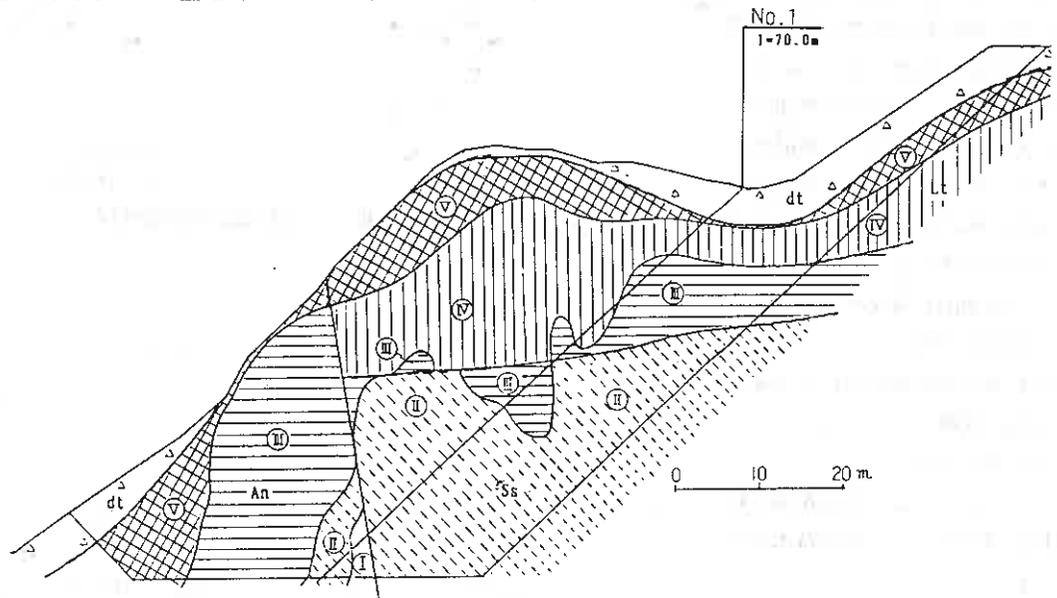
図-6 岩片P波速度分布図

がなければ、岩片の物性値が同程度のものを同じ材料として扱うことが可能と考えられる。この観点から、岩片の物性値（一軸圧縮強度、岩片P波速度）をもとにして、表-1に示す材料区分基準を作成した。この表に示すように、たとえば、安山岩の風化岩片と火山礫凝灰岩の新鮮岩片は同程度の物性を示し、同じ材料として扱うことができる。本調査地のように、材料掘削時に複数の地質の材料が同時に発生し、それらを混合して使用することも予想される原石山においては、このような区分は有効と考えられる。

表-1 材料区分基準表

材料区分	岩片の物性値		対象となる地質及び風化の程度		材料としての適否
	一軸圧縮強度 qu (kgf/cm ²)	P波速度 Vp (km/sec)			
Ⅰ	600以上	4.0以上	安山岩	新鮮	適
Ⅱ	400~600	3.5~4.0 2.5~3.5	安山岩 砂岩	ほぼ新鮮 新鮮	適
Ⅲ	200~400	2.0~3.0	安山岩 砂岩 火山礫凝灰岩	弱風化 弱風化 新鮮	適
Ⅳ	100~200	2.0~2.5	火山礫凝灰岩	弱風化	概ね適
Ⅴ	100以下	2.0以下	安山岩 砂岩 火山礫凝灰岩	強風化	不適

図-7は、材料区分基準に従って、先に示した図-6の岩片P波速度分布図を材料区分図として表現したものである。この図を用いてロック材料の賦存量と歩留りの算定を行なった。



4. あとがき

図-7 材料区分図

サイスマットモグラフィーを利用することにより、屈折法弾性波探査だけでは解明し難い複雑な地質構造と岩相を有した原石山の工学的評価がかなり信頼のおけるものとなった。

今後、掘削時の岩盤状況を把握し、解析結果との対比をおこなって行くつもりである。

不飽和土における比抵抗の特性 (その1)

応用地質 村上 弘行
○宮尾 浩一

1. まえがき

大地に直流電流をながし、それにより形成される電位から地下の比抵抗分布を求め地下構造を推定するという比抵抗法は、土木分野においては主に地下水調査などに用いられてきた。

地層は土を構成する鉱物の種類、鉱物粒子間の間隙を満たす水のイオン濃度や量、あるいは温度などによって異なった比抵抗をもっているため、比抵抗分布から地下構造を推定することができる。飽和土における比抵抗の特性については、各種の土質についての研究例は多くあり、比抵抗値から粘土、砂等の区分を行なう試みもなされている。しかし、不飽和土における比抵抗の特性については系統だった研究例は少ないようである。

最近では、地下空洞の探査や土質区分判定に比抵抗法を適用させ、非破壊的に地下の状況を把握する試みがなされてきている。この場合、不飽和土における比抵抗の特性を調べておくことは、探査結果の精度を向上させる上で極めて重要なものとなっている。

そこで、粒度特性の異なる2つの試料をもとに、室内実験で不飽和土における比抵抗の特性を調べた。本報では、比抵抗測定の方法の紹介ならびに実験結果について若干の検討をする。

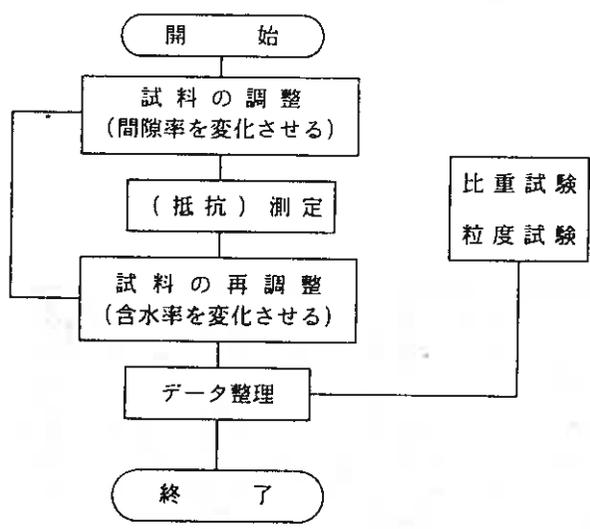


図-1 実験手順

The characteristics of the resistivity in unsaturated soil.
Hiroyuki Murakami , Hirokazu Miyao (OYO corp.)

2. 比抵抗測定の方法

図-1に比抵抗測定実験の手順を示す。手順は概ね、試料の計量・調整、測定、再調整の3つに分かれている。

測定に用いた容器は直径5cm、高さ15cmの塩化ビニール製である。容器の上下端には円形銅版の電流電極を配し、両端からそれぞれ5cm離れた位置に幅3mmのリング状の電位電極を有している。電位電極の間隔は中心間で5cmである。

試料の乾燥・調整の後、上記の容器内に試料を入れ、両端の電流電極から一定の交替直流を流して電位電極間の電位差を測定し、次式により比抵抗 ρ を求めた。

$$\rho = \frac{V}{I} \cdot \frac{S}{L}$$

ここに、 I は電流、 V は電位差、 S は容器の断面積、 L は電位電極の間隔である。

測定に使用した計器はデジタルスタッキング型電気探査装置のMcOHM（応用地質機製）である。電流は1mAとし、4回あるいは16回のスタッキングを行なって測定した。

3. 比抵抗測定の結果

実験に用いた試料は、ボーリングにより採取したA、Bの2試料である。図-3に粒径加積曲線を示す。

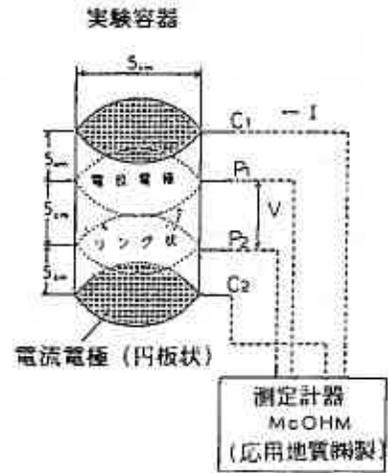


図-2 本実験の測定系

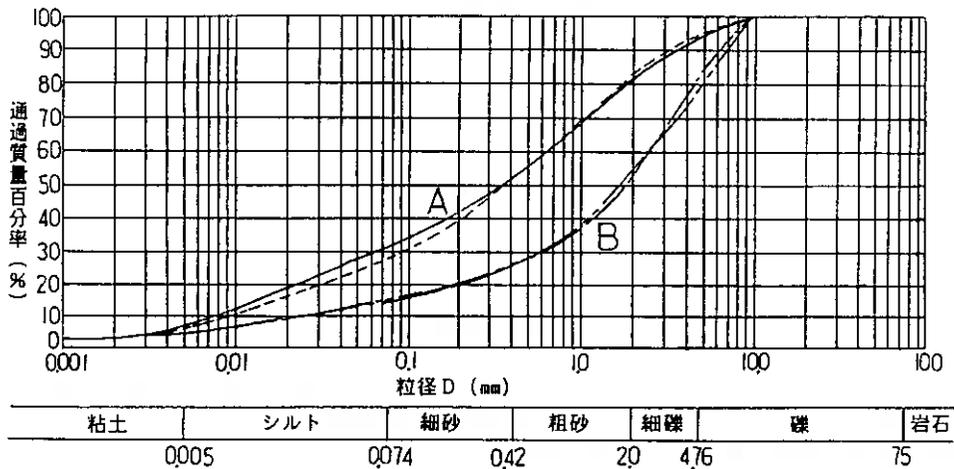


図-3 実験に用いた試料の粒径加積曲線

試料Aは、[SF]、試料Bは[Gf]に分類され、ともに均等係数の大きな試料である。

図-4には比抵抗値と間隙率との関係、図-5には比抵抗値と飽和度との関係、図-6には比抵抗値と体積含水率との関係を示す。

これらの図から以下の傾向が認められる。

- ・比抵抗値は、含水率、飽和度の変化に依存する。
- ・比抵抗値は、間隙率の増加とともに大きくなり、飽和度、体積含水率の増加に伴って小さくなる。
- ・同じ含水比で試料A、Bを比較すると、同一間隙率、同一飽和度の比抵抗値では差異が認められるが、体積含水率においては明瞭な差異は認められない。

4. 実験結果の検討

不飽和土は、図-7のモデルに示すように、土粒子、水、空気からなる混合体であり、一般に比抵抗 ρ の逆数である導電率 σ は、次のような関係を示すと考えられる。

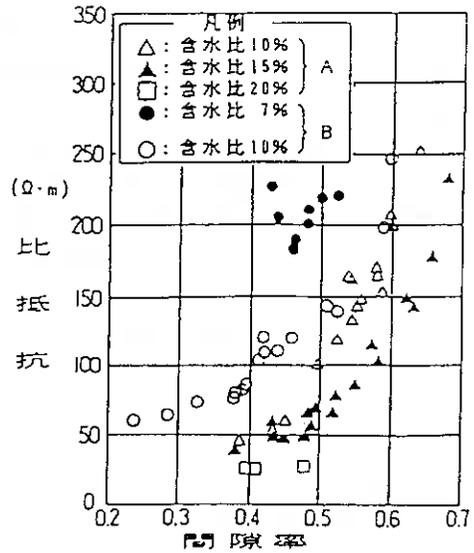


図-4 比抵抗値と間隙率との関係

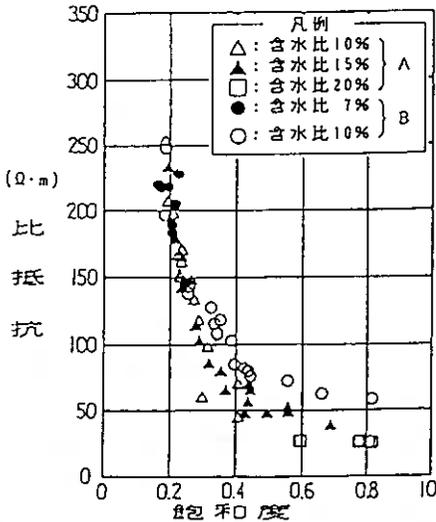


図-5 比抵抗値と飽和度との関係

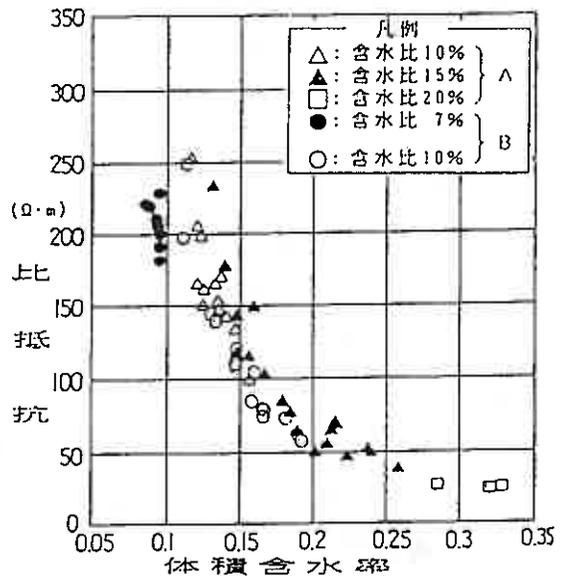


図-6 比抵抗値と体積含水率との関係

$$f(\sigma) = (1 - \phi) \cdot f(\sigma_s) + \ell \cdot f(\sigma_w) + (\phi - \ell) \cdot f(\sigma_a) \quad \text{----- ①}$$

ここに、 σ_s 、 σ_w 、 σ_a はそれぞれ、土粒子、間隙水、空気の導電率であり、 ϕ 、 ℓ は空隙率、体積含水率である。

ところで、地層の比抵抗を説明する基本的な式としては、Archieの経験式 (Archie, 1942) もあるが、不飽和土に対しては、系統的な研究例は少ないようである。そこでまず、①の式による飽和土のモデルで、実験データが説明できるかの検討を行なう。

①式は次のようにも表わせられる。

$$f(\sigma) = A \cdot \phi + B \cdot \ell + C \quad \text{----- ②}$$

②式を

$$\sigma = A \cdot \phi + B \cdot \ell + C \quad \text{----- ③}$$

と仮定し、実験で得られたデータを用いて重回帰分析を行なった。各項の係数および重相関係数を表-1に示す。

本測定によって得られたデータは①式を満足する結果となっている。

図-8に導電率と体積含水率との関係を示す。体積含水率の増加とともに導電率は直線的に大きくなり、不飽和土中の水の量に大きく支配されていることがわかる。

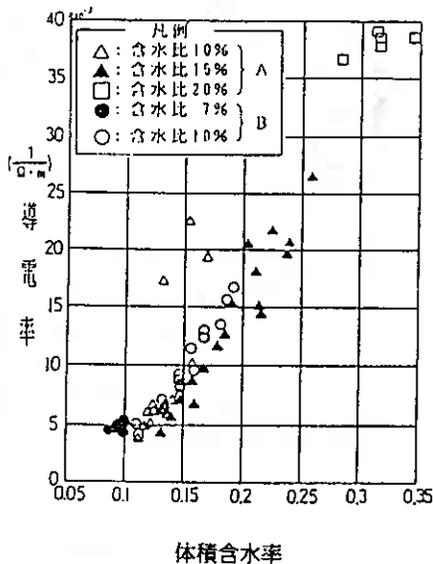


図-8 導電率と体積含水率の関係

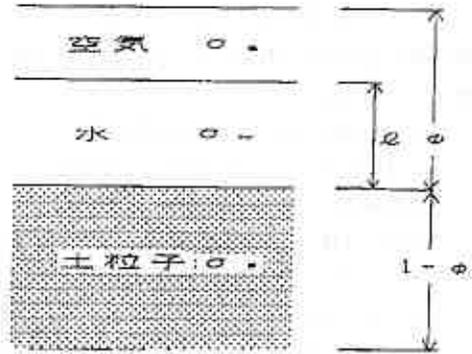


図-7 不飽和土のモデル

表-1 重回帰分析結果

項目	試料 A	試料 B
データ数	36	24
係数 A	-5.47×10^{-3}	-15.3×10^{-3}
係数 B	162×10^{-3}	75.3×10^{-3}
係数 C	-12.7×10^{-3}	5.45×10^{-3}
重相関係数 (R^2)	0.9639	0.9674

さて、Archieの経験式は②式の $f(\sigma)$ を $\log(\rho)$ と置き換えたものと同等であり、一般に④式で表わされる。

$$\rho = a \cdot \phi^{-m} \cdot S_r^{-n} \cdot \rho_w \quad \text{----- ④}$$

$$= A \cdot \phi^{-m \cdot n} \cdot \ell^{-n}$$

ただし、 $A = a \cdot \rho_w$ 、 $\ell = \phi \cdot S_r$ である。

ここに、 a 、 m 、 n は土質の種類に依存する定数で、 m は膠結係数、 n は飽和指数と呼ばれている。

ρ_w は間隙水の比抵抗(地層水比抵抗)である。

この式を用いて、実験で得られた値を重回帰分析した。その結果を粒度特性とあわせて表-2に示す。両試料とも高い相関性があり、④式をほぼ満足していることがわかる。

試料Aについて、④式に基づいて得られた予測式から求めた予測値と実験結果の比較を図-9に示す。

④式による予測値は実験結果をよく説明したものととなっている。

図-10に、試料Aについての予測式で間隙率を一定とした場合の比抵抗値と飽和度との関係を示す。

飽和度が小さい場合には、取り得る比抵抗値の幅が広い。逆に、飽和度が大きい場合には、取り得る比抵抗値の幅が狭く、間隙率および間隙水の比抵抗の大きさに応じて一定の値に近づいていることがわかる。

次に、細粒分含有率の一つの指標としての74μフルイ通過率で、試料A、Bの m 、 n 、 $a \cdot \rho_w$ を比較してみる(図-11)。

表-2 試料の粒度特性とArcieの各係数

項目	試料A	試料B
Dmax (mm)	9.52	9.52
D60 (mm)	0.675	2.6
D30 (mm)	0.0715	0.585
D10 (mm)	0.00735	0.022
均等係数	92	119
74μフルイ通過率(%)	30.75	15.75
膠結係数 m	0.6074	0.5797
飽和指数 n	1.6685	1.2383
$a \cdot \rho_w$	9.8651	17.9887
相関係数 (R^2)	0.9736	0.9600

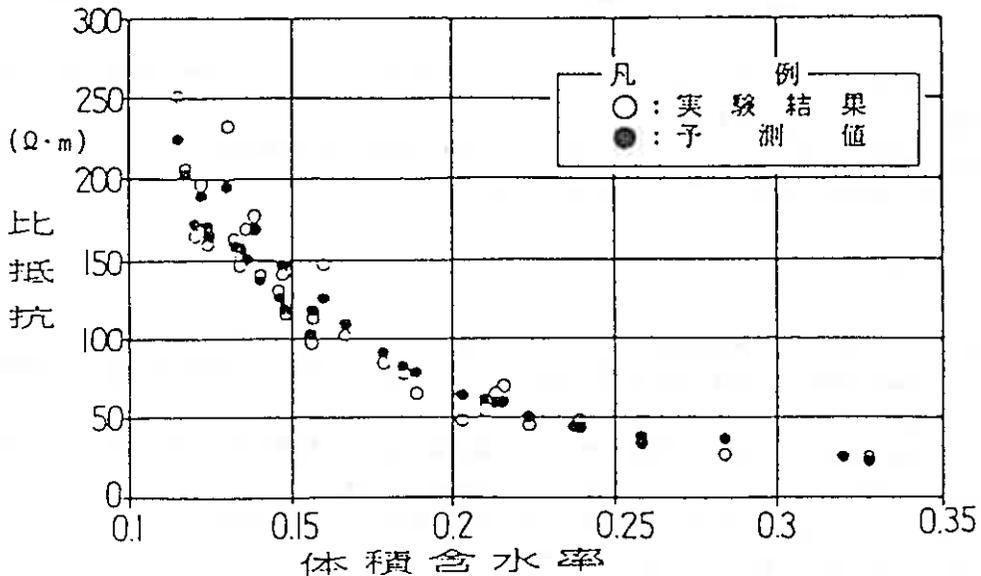


図-9 実測値と予測値の比較(試料A)

2データからではあるが、74μフルイ通過率が高い(細粒分が多い)場合には、 $a \cdot \rho_w$ は低下するが n は、大きくなる傾向がみられる。

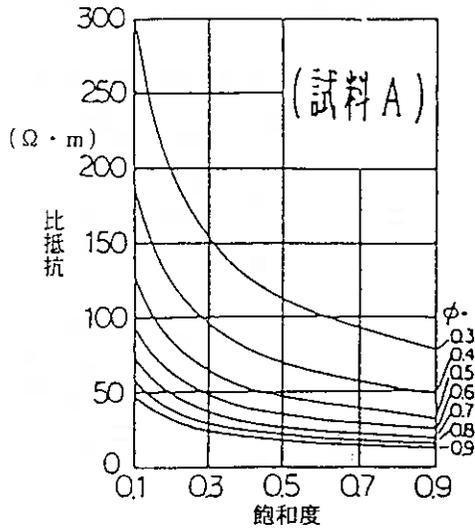


図-10 間隙率一定のときの
飽和度と比抵抗の関係

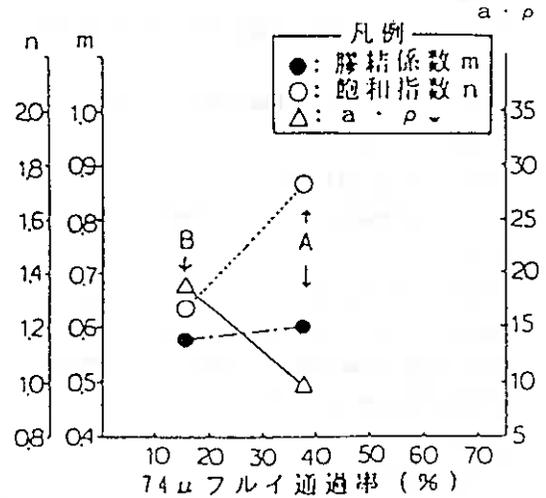


図-11 74 μフルイ通過率と
m, n, a · ρw の関係

一方、 m には大きな変化は見られない。 m , n , $a \cdot \rho_w$ のこのような変化は、細粒分が多い場合には比抵抗値が小さくなることを示唆している。

これは、細粒分が多くなると、粒子の表面積が大きくなり、表面伝導現象が大きく働くので、比抵抗値が小さくなる（茂木他，1986）と考えてよいかもしれない。

5. あとがき

本報では、不飽和土の室内比抵抗測定の方法を紹介するとともに、実験結果の若干の検討を行なった。今回、実験を実施した試料は、粒度特性の異なる2試料であるが、比抵抗値と各種土質定数の間の概略の関係はうかがえたと考えている。

また、各種土質定数と比抵抗との関係の他にも、実験結果はArchieの経験式をほぼ満足すること、ならびにArchieの経験式中の m , n , $a \cdot \rho_w$ は対象とする土の細粒分含有率に対して変化することが示された。

今後は、データの蓄積をはかり、比抵抗値と各種土質との関係を見出し、比抵抗法の探査によって、土質状況の面的な把握へと結びつけていきたいと考えている。

(参考文献)

1. Archie, G. E. (1942) : The electrical resistivity log as an aid in determining Some reservoir characteristics. Trans. AIME, vol. 146 PP. 54-62
2. 茂木 透・本郷克己・佐々木宏一 (1986) : 細粒土の電気的特性、物理探査vol. 39 PP. 17-27

北海道大学工学部 三浦 均也
北海道大学大学院 ○松本 吉英
北海道大学工学部 土岐 祥介

1. ま え が き 斜面の安定解析、あるいは擁壁土圧、基礎の支持力等に関する設計計算を行う際、土に固有な特性の中でもせん断強度を知ることが必要不可欠であり、それゆえ、より簡単にしかも正確に土のせん断強度を決定することが望まれている。筆者らはこれまでの研究¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾により、砂の変形・破壊挙動に影響を及ぼす因子には、粒子の形状、粒度分布、粒子破碎性などのいわゆる砂の一次的性質が挙げられ、砂の相対密度が同じ場合でも変形・強度特性は大きく変化することを示してきた。このような研究を進展させ、砂の強度に及ぼす一次的性質の影響をより詳しく定量的に調べることにより、現在普及している標準貫入試験や種々の現位置試験から得られる数値を用いた地盤の剛性や強度の推定法の精度を、さらに高めることが期待できると考えられる。

本研究では砂質土を対象にその粒度分布、粒子形状、および破碎性等の一次的性質がいかに砂の強度に影響を及ぼすかを解明しようとしている。そのために、今回はこれまでに行った通常の物理試験と三軸せん断試験に加え、粒子形状や粒度分布等の一次的性質を総合的に評価するための指標となると期待できる安息角試験と、粒子破碎性を定量的に評価することを目指して新しく開発した粒子破碎試験を数十種類の砂試料とグラスビーズについて行った。砂の一次的性質の相違を適切に加味するために、安息角や破碎性を取り入れた強度の簡易な推定法を模索することを最終的な目的としている。

これまで行った試験から得られた主な結論としては、1) 砂の安息角は粒子寸法と粒子形状、間隙比が取り得る範囲 ($e_{max} - e_{min}$) から知ることができ、それらをパラメータとして安息角を定量的に推定できること 2) 粒子の破碎性は構成鉱物の他に、粒子隅角部での破碎が支配的な影響を及ぼすために、粒子寸法と粒子形状に著しく影響されること 3) 安息角に基づいて内部摩擦角を検討することによって砂の一次的性質を考慮して強度を推定できる可能性があること などが挙げられる。

2. 試験方法および試験結果とその考察 準備した試料については、比重Gs、粒子の角張り度 A_{2D} 、最大・最小間隙比 $e_{max} - e_{min}$ を測定するための物理試験、および変形・破壊挙動を調べるための三軸せん断試験を行うとともに、さらに、新しい試みとして安息角試験と粒子破碎試験を実施している。

使用したのは4種類の砂、珪砂A (CA-SAND)、珪砂B (CB-SAND)、豊浦砂 (TO-SAND) と相馬砂 (SO-SAND) で、加えて、粒子の形状や粒子破碎の影響を検討するために基準となるグラスビーズも使用した。これらの砂は粒度調整を行い、図1に示すような均等粒度分布 ($U_c < 1.3$) を有する試料 (Uniform Sample) を準備した。試料名は砂の名称に続けて最大粒径 D_{max} 、最小粒径 D_{min} (単位: μm) を並べ、珪砂Aで最大粒径 $300 \mu m$ 、最小粒径 $250 \mu m$ の場合CA-300-250と表示している。グラスビーズは5種類の混合しない一様粒径試料を使用し、それらの粒径は顕微鏡観察によって決定した。試料調整法の詳細は別報¹⁾²⁾⁴⁾⁵⁾を参照していただきたい。

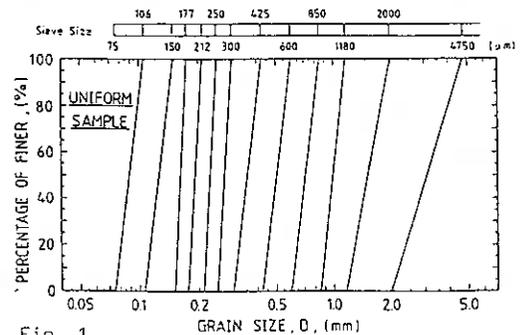


Fig. 1

SHEAR STRENGTH OF SAND -- WITH REGARD TO ANGLE OF REPOSE AND PARTICLE CRUSHABILITY --;
Kinya MIURA (Fac. of Engineering, Hokkaido Univ.), Yoshihide MATSUMOTO (Graduate Student, Hokkaido Univ.), Shosuke TOKI (Fac. of Engineering, Hokkaido Univ.)

2.1 物理試験 2.1.1 土粒子の比重 土粒子の比重Gsを測定した結果を図2に示す。各試料とも比重は粒径の増大とともに小さくなっているというおおよその傾向が挙げられ、大きな粒子は潜在的に欠陥を含む確率が高い⁷⁾、比重が減少すると考えられる。したがって比重の大小が破砕強度をある程度左右すると思われるが、1) 構成鉱物の種類によって比重が大きく異なること、2) 比重測定精度が他の指標に比べてあまり良くないことなどの理由により、本研究では比重を粒子破砕を示す指標としては採用していない。

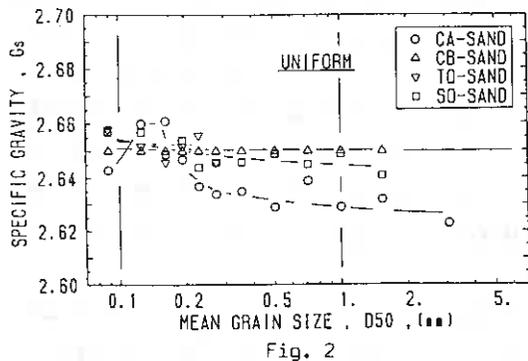


Fig. 2

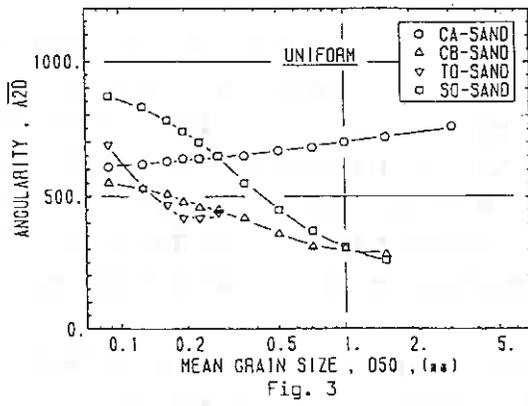


Fig. 3

2.1.2 粒子形状 Leesが提案するAngularity⁸⁾に基づいて、顕微鏡観察により角張り度 $\overline{A_{2D}}$ を求めて粒子の角張りの度合いを評価した⁴⁾⁵⁾。 $\overline{A_{2D}}$ の値が高いほど粒子は角張っていると見え、ガラスビーズではほぼ完全な球体とみなして良いので $\overline{A_{2D}} \approx 0$ である。その結果を図3に示す。図から読み取れる傾向としては、全粒径にわたって天然状態を保っている珪砂A、珪砂Bが角張り度の変化が小さいのに対し、強制的な粉砕によって作り出した豊浦砂と相馬砂では粒径による角張りの変化が大きいことが挙げられる。粉砕によって試料が砕けた結果、角張りが明らかに増加している。

2.1.3 最大・最小間隙比 間隙比は各試料の乾燥密度と比重試験で得られた比重の値から計算した¹⁾²⁾⁴⁾⁵⁾。図4(a, b)にはD50に対する最大・最小間隙比 $e_{max} \cdot e_{min}$ と、取り得る間隙比の幅 $(e_{max} - e_{min})$ との変化が示されている。 $(e_{max} - e_{min})$ の特徴を簡単にまとめると、1) ガラスビーズに着目すると、形状が一様で均等な場合、粒径が大きくなると $(e_{max} - e_{min})$ は減少することを示しており、珪砂Aをはじめ砂試料についてもこの傾向が認められる。粒子径が大きい方が $(e_{max} - e_{min})$ は小さくなると言える 2) ガラスビーズを含めた全試料の間で $(e_{max} - e_{min})$ を比較すると、粒子形状の影響が強いことが明らかである。すなわち、図3の角張り度と図4(a)がよく対応していることから、粒子が角張っているほど $(e_{max} - e_{min})$ は大きいと言える 3) $(e_{max} - e_{min})$ は砂の変形・強度特性とよい相関があることがすでに分かっている⁴⁾。角張り度 $\overline{A_{2D}}$ は見かけの形状を平面的にとらえているだけなのに対して、 $(e_{max} - e_{min})$ は3次元的な粒子形状のみならず、構成鉱物の摩擦特性や表面の粗さ等も適切に表現していると考えられ、変形・強度特性を記述するためのより優れたパラメータのひとつであると言える。

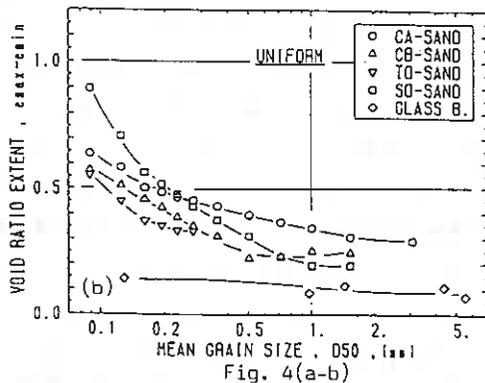
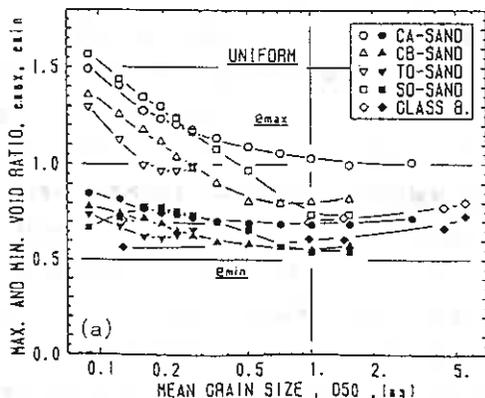


Fig. 4(a-b)

2.2 安息角 安息角 (Angle of Repose) とは、「砂やれきなどの粘着力のない土の斜面がまきこぼしの状態で安定を保ち得る最も急な傾斜角」と定義されている⁹⁾。土質力学がまだ十分発達していなかった時代には、非粘着性の土の内部摩擦角を知るための簡単かつ唯一の手法として、小さな砂山を作ったときにできる安息角を測定することによってそれを内部摩擦角と見なしたという報告もある¹⁰⁾¹¹⁾。実験的には低い高さから少しずつ砂をまきこぼして斜面を作ってその角度を測ったり、容器中に乾燥砂の斜面を作ってその傾きを増していき、すべりを生じる直前(静摩擦に対応)、または直後(動摩擦に対応)の傾斜角度を測って安息角とされている。後者の方法ではすべりを生じる前後の角度に差があるのが普通で、安息角の値にはその程度の幅があるものとされている。理論的には安息角は最も緩結めの砂やれきの極低圧の下での内部摩擦角に一致すべきであるが、上記の実験でも分かるように現在では明確に定義された土質定数とは考えにくいとされている⁹⁾。

ところで、本研究でこの安息角に着目した理由としては以下のようなことが挙げられる 1) 砂の粒度分布や粒子形状等の一次的性質が力学的性質に及ぼす影響を検討していくうえで、安息角が砂の強度特性に及ぼすそれら一次的性質の影響を総合的に評価するための優れた指標になると期待できる 2) 砂の強度特性と安息角との関連性が明確になれば、三軸試験等を行わなくてもより単純な手法によって砂の一次的性質を考慮して破壊強度を予測できると期待できる。このような考えのもとに、今回新しく試験方法、試験装置を考案し、各々の試料について安息角を測定し、これらと強度特性との関連を考察している。

2.2.1 試験装置および試験方法

試験装置は図 5 に示すように、ペDESTAL、リング、スペーサー、および試験盤よりなる。ペDESTAL 上に砂山を作り、その斜面の傾斜を安息角 ϕ_{rep} とするものである。試験手順は次のようである。 1) 試験盤の中央にペDESTAL を置き、リングを覆せて、リング上面がペDESTAL 上面と一致するようにスペーサーで押さえる。 2) 最小密度試験で使用するロートを用いて、ペDESTAL の中心に沿ってゆっくりかつスムーズにロートを垂直に引き上げ試料を盛る(要領は最小密度試験と同じ)。 3) 試料がリングの端からこぼれる寸前で注入を止める。 4) ペDESTAL に振動や衝撃を与えないように注意しながらスペーサーを引き抜き、リングを下げる。 5) 砂山が崩れて下端がペDESTAL の縁と一致し、形が安定したところでスペーサーを止め、試験盤の両側に位置しているボールの目盛りと糸を用いて砂山の高さ H を読み取る。安息角の算定式は $\phi_{rep} = \tan^{-1}(H/r)$

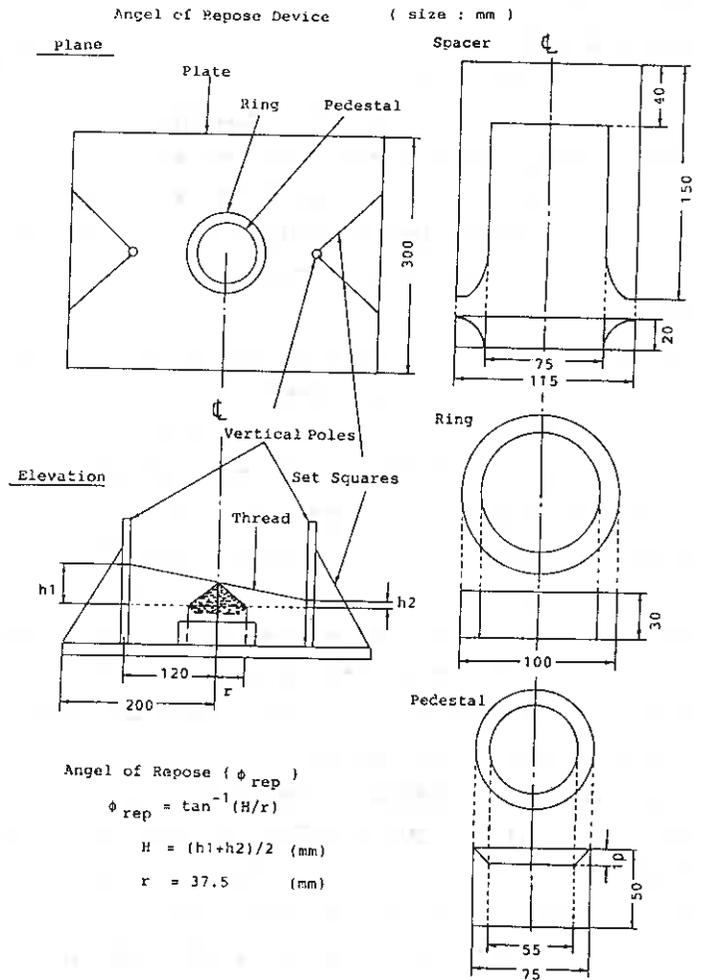


Fig. 5

(安息角 ϕ_{rep} 、試料高さ H 、ペスタルの半径 $r=37.5$) であり、 H は 1mm の精度まで読み取る。一試料について 5 回の測定を行い、小さい 2 個を除いた 3 個の平均値を用いて算定式により安息角 ϕ_{rep} を計算する。

2.2.2 試験結果および考察

安息角試験の結果は図 6 に示してある通りで、その傾向を以下に整理する。1) ϕ_{rep} と D_{50} の関係は 4 種類のどの砂もある D_{50} で極小値をもつような傾向を示している。一見奇妙に見えるこの関係は、粒子寸法と粒子形状の相反的な影響による結果と思われる。2) 粒径の一樣な球体と見なせるガラスビーズでは D_{50} の増大にともない ϕ_{rep} は単調に増加している。このことから形状の影響が無視できる場合には粒径が大きいほどより高い安息角を発現することが分かる。

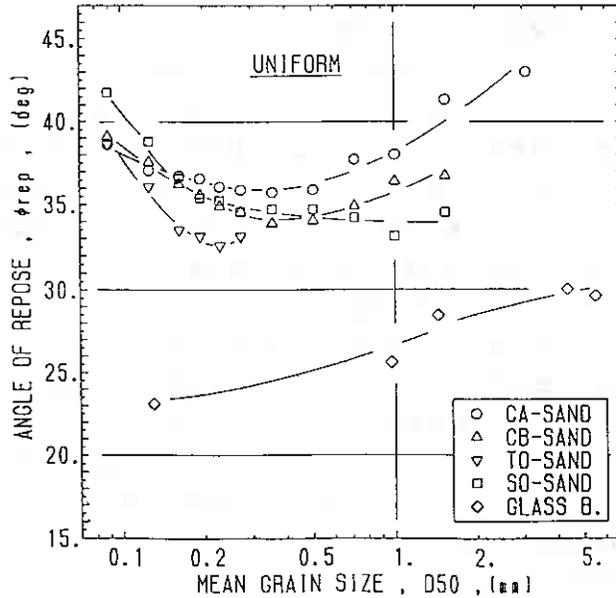


Fig. 6

ただし、試料の粒径が大きい場合、山の底部において試料がはみ出すために算定式の r を補正する必要性が考えられたが、その補正による ϕ_{rep} の低下は最大で 1° 程度であり、上記 1) の傾向が否定される程ではなかった。3) 図 3 の角張り度 A_{2p} 、図 4 (b) の $(e_{max}-e_{min})$ と図 6 とを比較すると試料による ϕ_{rep} の差は粒子形状や粒子表面の粗さと非常によく対応しており、角張り度が大きな試料ほど、したがって $(e_{max}-e_{min})$ の大きな試料ほど安息角の値も大きいことが分かる。これらのことを総合すると、粒子寸法が大きいほど、粒子形状が角張っていて $(e_{max}-e_{min})$ が大きいほど安息角は大きいと解釈できる。

2.3 粒子破碎 砂の変形・強度特性に粒子破碎性が無視できない影響を与えることはこれまでの研究^{1) 3) 6)} から明らかである。しかし、砂を触った感触等により粒子の硬さを感じとることはできても、その定量的な評価については 1) 破碎のメカニズムとエネルギーを明確に規定すること 2) 破碎の程度を適切に表示することなどが困難であるという理由からこれまでに適切な手法が提案されていない。

単粒子の破碎強度についてはれき材を中心にこれまで行われてきている^{7) 12)}。しかし砂試料が全体としてせん断変形を受けて破碎するときのメカニズムは単粒子破碎とは異なること、また微少な砂粒子の単粒子破碎強度を求めることが極めて困難であることなどの理由により、単粒子の破碎強度は砂の破碎性を記述するのに必ずしも適切ではないと考えられる。三軸試験の前後での粒度分布の変化を比較した研究も見られるが、変形の一様性や加えられたエネルギーの評価など問題が多い。このような背景の下、本研究ではシリンダーの中で試料に一定拘束圧の下でせん断変形を与えることができる粒子破碎試験法と試験装置を考案して一連の試験を行い、その結果に基づき粒度分布の変化を表す破碎指数 (Crushability Index) I_{cr} なる指標を提案している。

2.3.1 試験装置および試験方法 試験装置の概要は図 7 に示す通りである。この装置は一定の上載圧力の下でシリンダー内の試料に上盤と下盤の間でせん断変形を与えることによって粒子を破碎させるものである。試験手順は次の通りである。1) 粒度分布を予め調べた試料を下盤にセットするシリンダーに 50.0g 入れる (単位質量当りの破碎エネルギーを一定にするため試料は正確に 50.0g とする)。2) シリンダーをセットし、上盤をとりつけたシャフトを降ろし試料に接触させた後、静かに荷重を載せる (これにより試料に加わる上載圧力は 98 kPa となる)。3) ゆっくりとハンドルを回し、同じ方向に 10 回転させる (回転速度は 0.5 rot/sec を目安とする)。

4) シリンダー内、および上下盤に付いている試料を残らず回収する。5) 回収した試料についてふるい分けを行い、破碎前との粒度分布の変化を調べる。破碎の程度を表示する方法には、比表面積の増加率、粒度分布の変化による Marsal の破碎率 $B_n^{(3)(4)}$ 等種々提案されているが¹⁵⁾⁽¹⁶⁾、比表面積の測定は複雑で直接的でないこと、 B_n は均等な粒度分布を有する試料には適さないことなどの理由によって、本研究では新たに破碎指数 I_{cr} という指標を設定した。これは、せん断中に粒子角部の欠損などによって生じる細粒分に着目したもので、代表径 (10% 粒径) の変化に基づいて

$$I_{cr} = \log(D_{10}/D'_{10})$$

(D_{10} は破碎前の代表径、 D'_{10} は破碎後の代表径) と定義している。

2.3.2 試験結果および考察

破碎試験の結果は図 8 に示す通りであり、以下のように傾向を整理できる。1) すべての粒子寸法に渡って、珪砂 A の I_{cr} が最大となっている。これは、顕微鏡による観察によると相馬砂はほとんどが石英分であるのに対して、珪砂 A が比較的長石を多く含むため指の間でも容易に擦り潰せることで説明できる。したがって、構成鉱物の性質が第一に支配的である。2) 粒径とともに I_{cr} が増加する強い傾向が見られる。本試験のように破碎中の載荷圧力が等しい

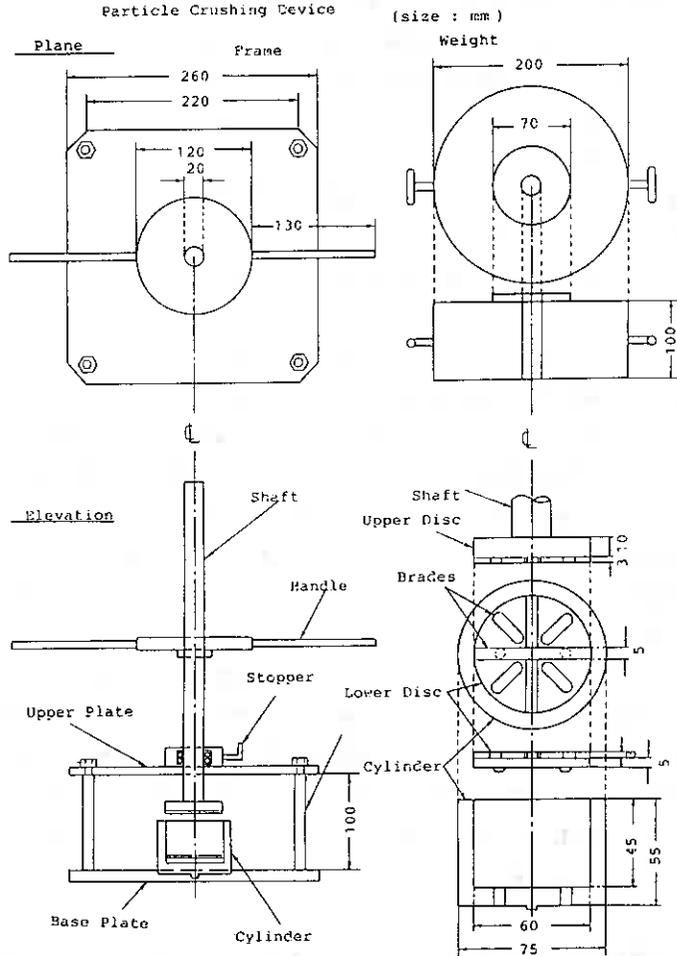


Fig. 7

破碎試験の結果は図 8 に示す通りであり、以下のように傾向を整理できる。

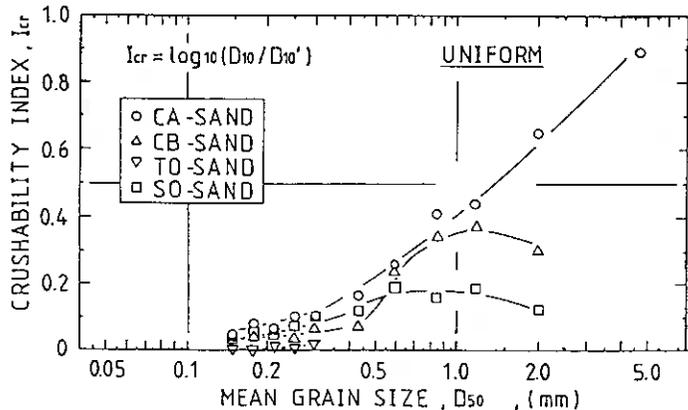
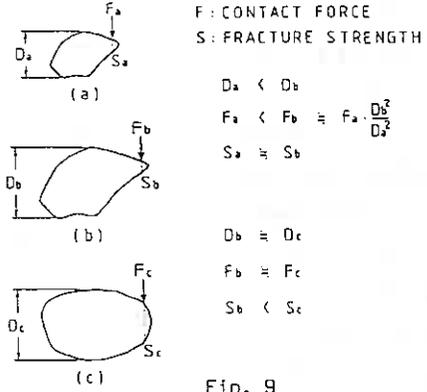


Fig. 8

場合、粒子接点にかかる力は粒径の2乗に比例して増大する。一方、単粒子破碎のように破壊面が粒子中央を過って大きく破碎するような場合、強度もほぼ粒径の2乗に比例して増加する。粒径の増大に伴う粒子内部の欠陥による単粒子破碎強度の低下は⁷⁾¹⁶⁾は図示のような粒子寸法の増大による破碎性の増大をおる程度説明できるが、本研究が示す傾向は予想を上回って大きい。そこで、粒状体試料がせん断応力を受ける場合には角における破碎が支配的ではないかと考えられる。すなわち、図9に示すように粒子形状が相似で粒子寸法が異なる場合(粒子(a)と粒子(b))隅角部での破碎強度 S_a および S_b はほぼ



等しいと考えられるが、作用する力は粒子寸法 D の2乗に比例すると算定できるので、寸法の大きい粒子(b)の方が破碎し易いと説明できる。このように、粒状体がせん断応力を受けるときの破碎性は隅角部での破碎が支配的で、粒子寸法の増大にともない破碎性が急激に増加すると言える。3) 粒子形状の影響も無視できなく、珪砂Bと相馬砂の大粒径で2)の傾向に合わないのは粒子形状の影響によると考えられる。図3、図4(b)を見ると両者は大粒径部分で粒子形状が丸みを帯びており、これが破碎性の低下の原因と思われる。図9には寸法はほぼ等しいが角張っている粒子(b)と丸みを帯びている粒子(c)とが示されており、比較すると両者は角に作用する力はほぼ等しいが角の曲率の大きい粒子(b)の方が破碎強度が小さく破碎性が大きくなると説明できる。4) グラスビーズでは粒径によらず、丸いこと、材質が均一で硬いこと、などから破碎性0と判定できる。

2.4 せん断変形・破壊挙動

2.4.1 試験方法および手順

通常の三軸せん断試験装置(供試体寸法は直径70mm、高さ165mm)を使用してすべての試料について変形・強度特性を調べた。供試体はバイブレーション法¹⁾³⁾⁴⁾⁶⁾によって作製した。自立用負圧作用時において相対密度が $70 \pm 3\%$ となるよう設定し、196kPaのバックプレッシャーの下で有効拘束圧196kPaまで等方圧密した。この後、側圧一定、排水条件でひずみ速度0.25%/minとして試験を行った。

2.4.2 試験結果および考察

図10(a, b)は観察された一般的な変形・破壊挙動であり、軸ひずみ ϵ_a に対する応力比 τ_a/σ_m および体積ひずみ ϵ_v の変化を示している(応力はすべて有効応力を意味し、 $\tau_m = |\sigma_a - \sigma_r|/2$ 、

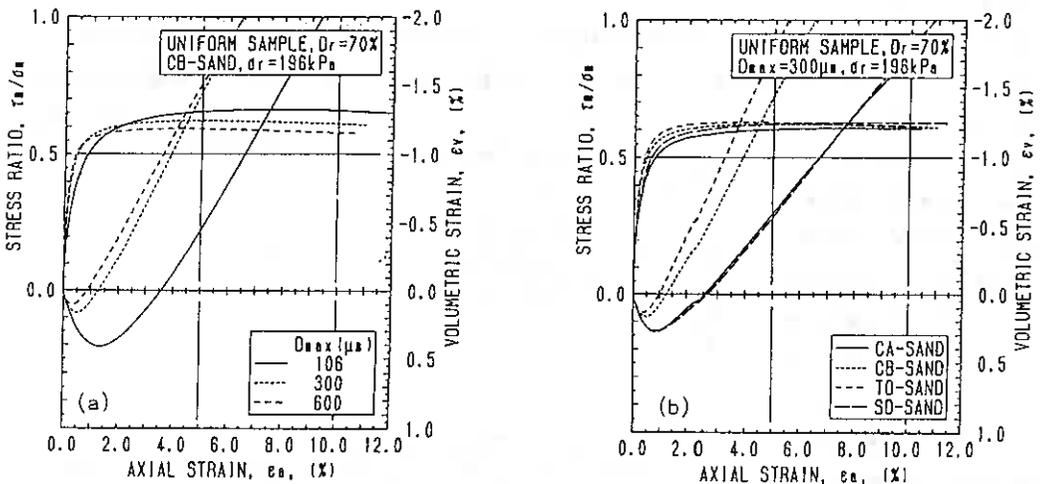


Fig. 10(a-b)

$\sigma_n = (\sigma_a + \sigma_r) / 2$ 。また、各々の試料について、破壊時の内部摩擦角（破壊強度） ϕ_a および体積ひずみ増分が0となる時の内部摩擦角 ϕ_{cv} と粒子寸法 D_{50} との関係を図11(a, b)に示す。1) グラスビーズが示すように ϕ_a と ϕ_{cv} はともに D_{50} の増大とともに低下していることが上げられる。砂試料についてもおおよそ同じ傾向が見られる。2) 粒子の形状の影響も ϕ_a と ϕ_{cv} において見られる。すなわち、グラスビーズが砂試料に比べて小さい強度を示すこと、および粒子破碎の影響が小さい小粒径部分では相馬砂の強度が他に比べて大きいことは、 A_{2D} や $(e_{max} - e_{min})$ との相関から、粒子形状の影響であると考えられる。粒子形状が角張っているほど粒子の噛み合わせがよく、強度の増加につながると説明できる。3) ϕ_a には粒子破碎の影響が大きく見られる。すなわち、大粒径部分では粒子形状 $(e_{max} - e_{min})$ を指標としてから判断すると、珪砂A、珪砂B、相馬砂の順に強度が大きいと考えられるが、珪砂Aと珪砂Bでは破碎性が大きいことが原因で強度が低下し相馬砂の強度が最大となっている。 ϕ_{cv} においても粒子破碎の影響は見られるが、 ϕ_a への影響の方が大きいと見られる。

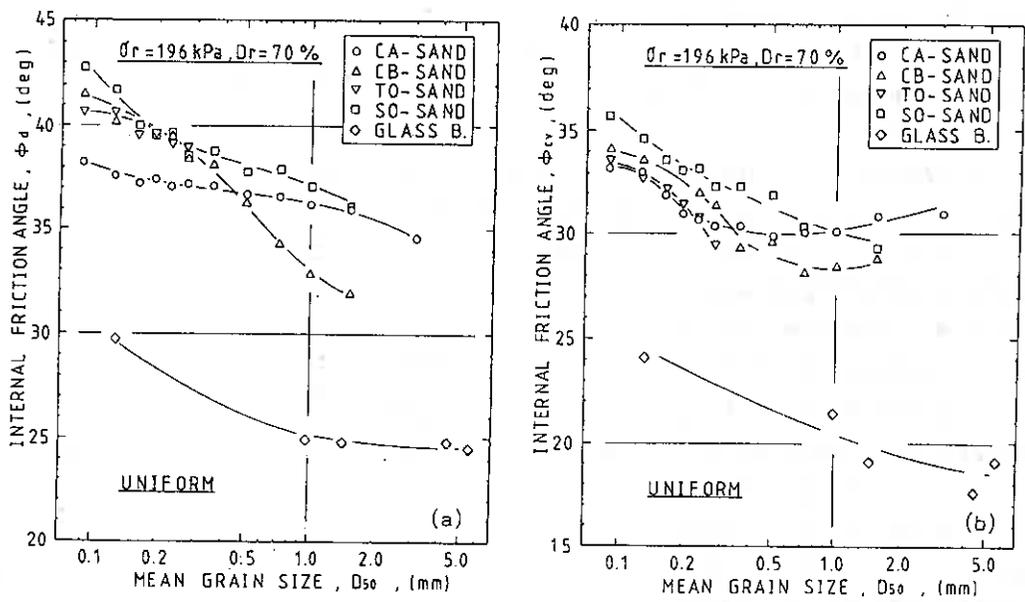


Fig. 11(a-b)

3. 考 察 種々の試験により得られた結果について、まず、砂の一次的な諸性質と安息角との相関について検討し、安息角の位置付けを行った上で、破碎試験により得られた破碎指数を加味して、砂の強度に影響する種々の因子について以下に考察を進める。

3.1 安息角と一次的性質の相関

安息角試験によって得られた結果から、砂の安息角 ϕ_{rep} は 1) 粒子寸法が大きいくほど 2) 粒子が角張っているほど大きくなり、また、 ϕ_{rep} は間隙比の幅 $(e_{max} - e_{min})$ と非常に近密な関係を持っていることが分かった。砂の一次的性質と ϕ_{rep} の関係について定量的な考察を行う。

まず、粒子形状の影響を無視できるグラスビーズの試験結果に基づくと、 ϕ_{rep} と粒子寸法 D_{50} の関係を求めることができる。理由は明かではないが図6から両者には正の相関

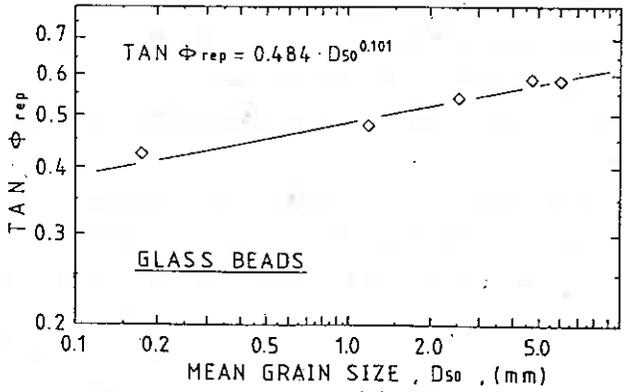


Fig. 12(a)

がみられ、図 12(a) に示すように両対数紙上での直線関係が認められ次式が得られる。

$$\tan \phi_{rep} = f(D_{50}) = 0.484 \cdot D_{50}^{0.101} \quad (1)$$

次に、粒子形状の影響を見るために角張り度 $\overline{A_{2D}}$ と実際の $\tan \phi_{rep}$ を $f(D_{50})$ で正規化したものとの関係をプロットしたのが図 12(b) である。図より両者は正の相関が見られるが、ばらつきは大きい。このことは、
 1) $\overline{A_{2D}}$ が視察により決定されており観察者の主観が入りやすく数値の信頼性が低いこと
 2) 当然影響が予想される構成粒子の摩擦特性や粒子表面の粗さを $\overline{A_{2D}}$ では表現できないことが原因と思われる。そこで、変形・強度特性との関連が強い $(e_{max} - e_{min})^{4)}$ と ϕ_{rep} との相関を検討してみる。

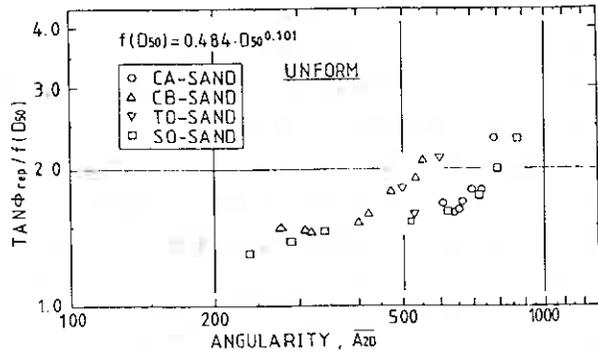


Fig. 12(b)

ϕ_{rep} との関係を図 12(b) と同様にプロットしたのが図 12(c) である。これにより両者の間に非常にきれいな直線的な正の相関が認められる。この図から求めたのが次式である。

$$\tan \phi_{rep} = f(D_{50}, e_{max} - e_{min}) = 1.134 \cdot (e_{max} - e_{min})^{0.370} \cdot D_{50}^{0.101} \quad (2)$$

結果的に砂が均等な粒度分布を有し、本研究で対象とした範囲の粒子寸法であれば、
 1) 安息角は粒子寸法と粒子形状によって決定されること
 2) 粒子形状の影響を表すには、角張り度 $\overline{A_{2D}}$ より $(e_{max} - e_{min})$ の方が 3 次元的な粒子形状や表面の粗さなどを反映しているために優れていることが分かった。強度にも安息角と同様に粒子寸法と粒子形状の影響が見られることから、強度特性に及ぼす一次的性質の影響を議論する場合、 ϕ_{rep} はよい指標になるのではないかと期待できる。

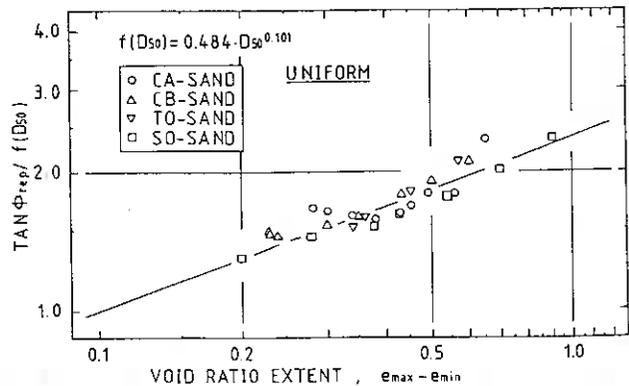


Fig. 12(c)

3.2 破壊時の内部摩擦角 ϕ_d

ϕ_d については図 11(a) に示しているが、そのおおよその傾向は 2.4.2 節で述べた通りである。安息角 ϕ_{rep} については 2.2 節で説明したように古くから破壊強度との等価性が信じられてきており、最も緩い状態 ($Dr=0\%$) で拘束圧が極めて小さいとき ($\sigma_r \approx 0$) に ϕ_{rep} は ϕ_d と一致すると考えられる。したがって、以下ではまず ϕ_{rep} と ϕ_d の関係を検討し、それを通じて破壊強度に及ぼす一次的性質の影響を考察する。

図 13(a) には ϕ_d と ϕ_{rep} との比較のために、両者の比 ϕ_d / ϕ_{rep} を D_{50} に対して整理している。その結果、以下のようなことが言える。
 1) ϕ_d / ϕ_{rep} が 1.0 であれば ϕ_d は ϕ_{rep} と等しいことになるが、図示のように両者は必ずしも等しくはなく、拘束圧や密度の無視できない影響があることがわかる。
 2) 密度の影響があると ϕ_d ($Dr=70\%$) は ϕ_{rep} ($Dr=0\%$) よりも大きくなるはずである。一方、拘束圧の増大は強度の低下をもたらす¹⁷⁾ から ϕ_d は ϕ_{rep} より小さくなるべきである。図示のように、比 (ϕ_d / ϕ_{rep}) は 1.0 を挟んで上下していることから、両者の相反する向きの影響が複雑に現われていることがわかる。
 3) 図が示す傾向は砂試料の相違による違いは

小さく、相馬砂の大粒径部分を除いては、 D_{50} に対して一義的な関係がありそうで実用的にはこの関係を使えそうであるが、現時点ではまだ傾向を説明しにくい。以上のように図 11(a)に示す砂試料の相違による ϕ_d の著しい変化は、安息角 ϕ_{rep} で正規化することによってかなり統一的に説明できそうである。本研究では、均等粒径が小さい試料に限って、 $D_r=70\%$ 、拘束圧196kPaの下で比較したもので、安息角に基づいて破壊時の内部摩擦角を推定する方法を確立するためには、1) 粒度分布の影響 2) 密度の影響 3) 拘束圧の影響 についてさらに研究を進める必要がある。

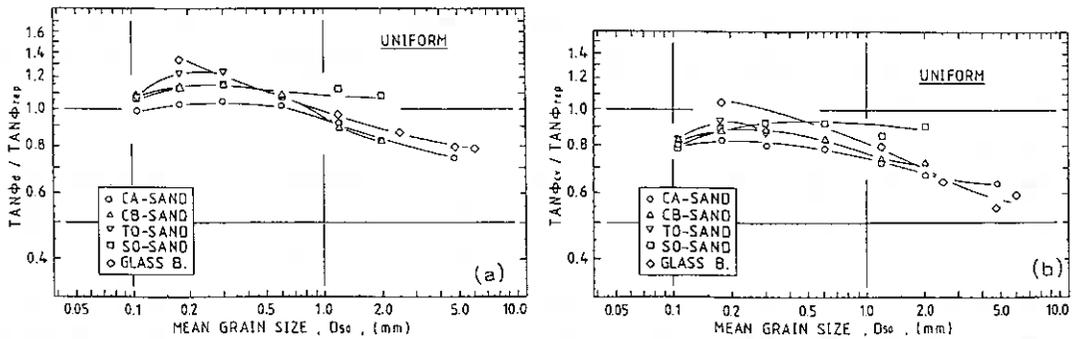


Fig. 13(a-b)

3.3 体積ひずみ増分が0となる時の内部摩擦角 ϕ_{cv} せん断が進行し体積変化傾向が収縮から膨張へ転じる際に動員されている内部摩擦角 ϕ_{cv} はエネルギー的な考察によると、変形が十分に進行して応力変化が見られなくなった時の内部摩擦角に等しいと考えられ、構成式を議論するときに重要なパラメータと考えられている¹²⁾。定義に従えば、安息角を測定するための斜面では極限状態に至るのに十分な変形が生じており、したがって、最も緩い状態で拘束圧が極めて低いとき ϕ_{rep} は ϕ_{cv} に等しくなると考えることもできる。さらに、小田¹³⁾の「試料が同じであれば ϕ_{cv} は相対密度や拘束圧に依存せず一定と見なせる」との報告に従えば、 ϕ_{cv} と ϕ_{rep} は一致するとも予想できる。以下では ϕ_{cv} と ϕ_{rep} の相関について検討し、これを通して ϕ_{cv} に及ぼす砂の一次的性質の影響を考察する。

図 13(b)には ϕ_{cv} と ϕ_d の比を D_{50} に対して整理した。図からは次のような点を指摘できる。1) ϕ_{cv}/ϕ_{rep} は一つの例外を除いて1.0よりも小さく、上記の予想に反して ϕ_{rep} と ϕ_{cv} は明らかに一致しない。その原因としては、三軸せん断試験と本研究で採用した安息角試験の両者では、(a)拘束圧があまりにも異なっているために粒子の破碎性の影響が顕在化した、または、(b)両試験では変形メカニズムが根本的に異なっているので直接的には比較できない などが考えられる。2) 破碎性の影響が顕著な大粒径部分を除いて、図 13(b)と図 13(a)の明瞭な相似性が認められる。すなわち、 ϕ_{cv} は ϕ_d よりも20%程小さいと言ったことができ、砂試料の相違によるその傾向はほぼ等しいといえる。今後、安息角 ϕ_{rep} や ϕ_d 、 ϕ_{cv} などの強度定数の物理的意味などについてもさらに考察が必要であると考えられる。

4. 結 論 粒度調整をした均等な粒度分布($U_c < 1.3$)を有する砂試料およびガラスビーズについて、物理試験、力学試験を行うとともに、安息角試験法、粒子破碎試験法を新しく開発、実施して砂のせん断強度に及ぼす影響因子について検討を行った。その結果は以下のようにまとめられる。

- 1) ベDESTAL上に試料を盛り、簡単な操作によって砂の安息角を測定する試験法および試験装置を開発した。
- 2) 安息角試験結果から、砂の安息角は粒子寸法と粒子形状に大きく左右され、粒子寸法が大きいほど、粒子の角張り度が大きく間隙比の幅が大きいほど高い値となることを明らかにした。
- 3) 安息角は代表径 D_{50} と間隙比の幅($e_{max}-e_{min}$)をパラメータとして定量的に推定できる。
- 4) 粒子破碎の定量的評価のためシリンダーの中で試料に一定拘束圧下でせん断変形を与える試験法、および試

験装置を開発し、破砕前後の代表径 D_{10} の変化量から I_{cr} なる破砕指数を定めた。

- 5) 破砕性に及ぼす要因としては構成鉱物、粒子寸法、および粒子形状が挙げられる。特にせん断応力を受ける粒状体では隅角部での破砕が支配的であるために、寸法が大きいほど、粒子が角張っているほど破砕し易い。
- 6) 破壊時の内部摩擦角を安息角で正規化するとかなり良い一義的な傾向が得られる。したがって、安息角に基づいて破壊強度を推定することによって、砂の破壊強度に及ぼす一次的性質の影響を総合的に評価できる可能性がある。
- 7) 砂の変形・強度特性に及ぼす粒度分布、拘束圧、相対密度の影響についてさらに研究を進めるとともに、安息角 ϕ_{rep} 、破壊時および体積変化傾向が収縮から膨張へ転じるときの内部摩擦角 ϕ_d 、 ϕ_{ev} の物理的意味を根本的に研究する必要がある。

5. あとがき

本研究は「土に固有な性質の相違による変形・強度特性の変化」という研究課題に含まれる基礎的な研究結果を取りまとめたものである。これまでに考察したいくつかの課題に加えて、さらに相対密度および拘束圧の影響などについても解析を進めていく必要性があり、これから取り組んでいく予定である。

本研究の遂行に当たって、北海道大学大学院生 長谷川敬寿君、4年生 神田尚樹君、前田健一君には、膨大な砂試料の調整・準備、種々の試験などに際して多大な協力をしていただいた。ここに記して深甚なる謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 三浦均也、土岐祥介、長谷川敬寿(1989)：土質工学会北海道支部技術報告集第29号，pp. 41-50.
- 2) 三浦均也、土岐祥介、長谷川敬寿、松本吉英(1989)：第24回土質工学会研究発表会，pp. 535-538.
- 3) 三浦均也、土岐祥介、長谷川敬寿(1989)：第24回土質工学会研究発表会，pp. 539-542.
- 4) 長谷川敬寿、三浦均也、松本吉英、土岐祥介(1989)：土木学会第44回年次学術講演会，pp. 8-9.
- 5) 三浦均也、松本吉英、長谷川敬寿、土岐祥介(1989)：北海道大学工学部研究報告，第148号，pp. 17-31.
- 6) 三浦均也、長谷川敬寿、松本吉英、土岐祥介(1990)：北海道大学工学部研究報告，第149号，掲載予定.
- 7) 八島三郎(1986)：“粉砕と粉体物性”，培風館，pp. 79-86.
- 8) 最上武雄(1969)：“土質力学”，技報堂，pp. 896-903.
- 9) 土質工学会(1985)：“土質工学用語辞典”，pp. 106-107.
- 10) Terzaghi, K(1943)：Theoretical Soil Mechanics, pp. 4-5.
- 11) Taylor, D. W. (1948)：Fundamentals of Soil Mechanics, pp. 347-348.
- 12) 土質工学会(1984)：“粗粒材料の変形と強度”，pp. 8-10.
- 13) 土質工学会(1986)：“粗粒材料の変形と強度”，pp. 191-193.
- 14) 土質工学会(1984)：“ロックフィル材料の試験と設計強度”，pp. 80-82.
- 15) 最上武雄(1969)：“土質力学”，技報堂，pp. 932-933.
- 16) 土質工学会(1981)：“土と基礎”，No. 287, pp. 64-65.
- 17) 三浦均也、長谷川敬寿、土岐祥介(1990)：土質工学会北海道支部技術報告集，第30号，掲載予定.
- 18) Rowe, P. W. (1962)：Proc., Poy. Soc. A., Vol. 269, pp. 500-527.
- 19) Oda, M. (1972)：Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, pp. 1-18.

北海道大学工学部 三浦 均也
北海道大学大学院 ○長谷川敬寿
北海道大学工学部学生 前田 健一
北海道大学工学部 土岐 祥介

1. ま え が き 著者らはこれまで、砂の変形・破壊挙動に及ぼす鉱物組成、粒子形状、粒度組成などのいわゆる砂の一次的性質の影響について調べ、砂の剛性や強度が砂の種類によって顕著に変化することを示した^{1) 2) 3) 4) 5) 6)}。もちろん、特定の砂であっても密度、排水条件、圧密条件の相違などの環境によって土の力学的性質が著しく変化することはよく知られていることである。

本研究のテーマである砂の変形・強度特性の拘束圧依存性について述べると、深い地盤内で高い拘束圧を受けるとその内部摩擦角 ϕ は一般的に減少する。また、せん断剛性は増加するものの拘束圧に比例するほどではなく、本研究で採用した拘束圧で正規化した E'_{50} ではむしろ減少することが知られている。このような、性質があるため斜面の安定、土圧、地盤の支持力等を検討する際には、たとえ同一の均質材質でも斜面の高さ、擁壁の高さ、基礎幅に応じて、代表する剛性や強度を決める必要がある。一例として地盤支持力の場合には、粘着力がなければ通常の支持力公式により算定される極限支持力度 q_u は基礎幅に比例して増大することになる。ところが、多くの原位置試験や模型実験が示すところによると、基礎幅の増大に対応する極限支持力度 q_u の増加は算定値を下回り、逆算によって得られる支持力係数 N_γ は基礎幅の増大により著しい減少を示す⁷⁾。この主要な原因は砂の強度の拘束圧依存性であると言われている。すなわち、基礎幅の増加にともないすべり面上の拘束圧が増大するために、内部摩擦角が減少し支持力の低下につながると考えられている。

本研究では、グラスビーズを含む種々の砂試料について異なった拘束圧の下で力学的性質を調べている。その結果、砂の強度・変形特性の拘束圧依存性が砂の一次的性質によってどのように変化するのが明らかにされた。グラスビーズが示す拘束圧依存性は一般の砂に比べ極端に小さかったが、これはグラスビーズのように球形で粒子の破碎を考慮しなくてもよい場合には、力学的性質の拘束圧依存性は無視できる程小さいことを示している。種々の砂の変形・破壊挙動を検討した結果、砂の剛性や強度の拘束圧依存性の程度は一樣ではなく、一次的性質に依存して変化し、特に粒子寸法、粒子形状や破碎性に強く依存していることが、明らかにされている。

2. 用いた試料とその基本的な性質

砂の変形・強度特性に及ぼす拘束圧および、砂の一次的性質の影響を調べるために、種々の砂試料とグラスビーズについて通常の三軸せん断試験を行った。砂の種類は珪砂A (CA-SAND)、珪砂B (CB-SAND)、豊浦砂 (TO-SAND)、および相馬砂 (SO-SAND) の4種類である。これらの試料をふるい分けして粒度調整を行い、

図1に示すように均等係数が小さい

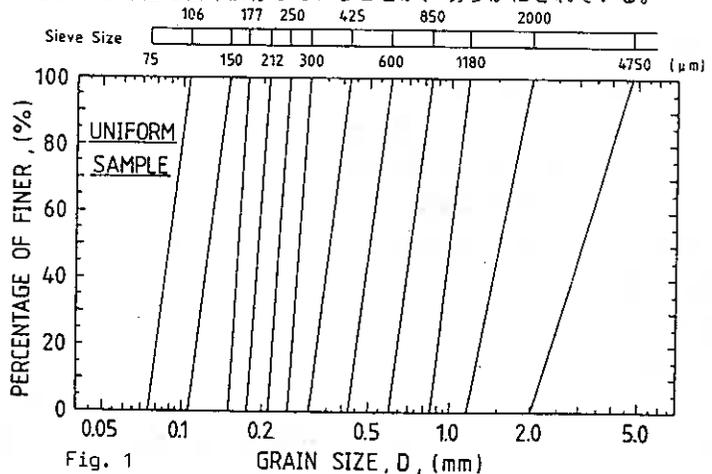


Fig. 1 SAND DEFORMATION FAILURE BEHAVIOR CHANGE DUE TO CONFINING PRESSURE; Kinya MIURA (Fac. of Engin., Hokkaido Univ.), Keiju HASEGAWA (Grad. Student, Hokkaido Univ.), Kenichi MAEDA (Undergrad. Student, Hokkaido Univ.), Shosuke TOKI (Fac. of Engin., Hokkaido Univ.)

($U < 1.55$) の均等粒径試料 (UNIFORM SAMPLE) を準備した。比較のために準備したガラスビーズは単一粒径からなる 5 種類である。砂の特徴ならびに粒度分布の調整方法は別報に詳しい^{1) 2) 5)}。

これら全ての試料について、土粒子の比重 G_s 、最大間隙比 e_{max} 、最小間隙比 e_{min} および顕微鏡を用いる観察によって求められる角張り度 $\overline{A_{2D}}$ ^{4) 5) 9)} などの基本的な諸性質を調べている。結果の一部は図 2 に示すようであるが、粒子が角張っているほど角張り度は大きく算定され、ガラスビーズの場合はほぼ球形であると見なして良いので $\overline{A_{2D}}$ は 0 となる。

2.1 間隙比幅 ($e_{max} - e_{min}$) 次節

でも述べるが、一次的性質の異なる砂の変形・強度特性はその試料が取り得る間隙比の幅 ($e_{max} - e_{min}$) に良く対応していることが明らかにされ、変形・強度特性を記述する上での指標になることがこれまでの筆者らの研究で明らかにされている^{4) 6)}。本研究においても、後で述べるように砂質土の拘束圧依存性が粒子寸法や粒子形状に関係のあることから、($e_{max} - e_{min}$) が拘束圧依存性の程度を示す指標となることが明らかにされる。そこで、本節では ($e_{max} - e_{min}$) について詳しく説明する。

図 3 に示すように ($e_{max} - e_{min}$) は粒子寸法と粒子形状の影響を受け、1) これは粒子形状が一定のガラスビーズから明らかである。粒子寸法が大きい程 ($e_{max} - e_{min}$) は小さくなる。2) 粒子が角張っているほど ($e_{max} - e_{min}$) は大きく、砂試料の場合 ($e_{max} - e_{min}$) は図 2 に示されている角張り度 $\overline{A_{2D}}$ と珪砂 A を除いて良い相関がある。

$\overline{A_{2D}}$ は粒子の輪郭を顕微鏡によって観察したものであり、粒子形状を平面的に表現しているに過ぎない。また、観察者の主観も入りやすく得られた値の信頼性は低い。一方、($e_{max} - e_{mi}$

n) は、三次元的な粒子形状、構成鉱物の摩擦特性、粒子表面の粗さなどを間接的にはあるが反映していると考えられ、($e_{max} - e_{min}$) はそれらの影響を総合的に評価するための適切な指標のようである。別報⁹⁾ が報告しているように、砂の変形・強度特性や、安息角は、 $\overline{A_{2D}}$ よりも ($e_{max} - e_{min}$) に支配されていることが分かっている。

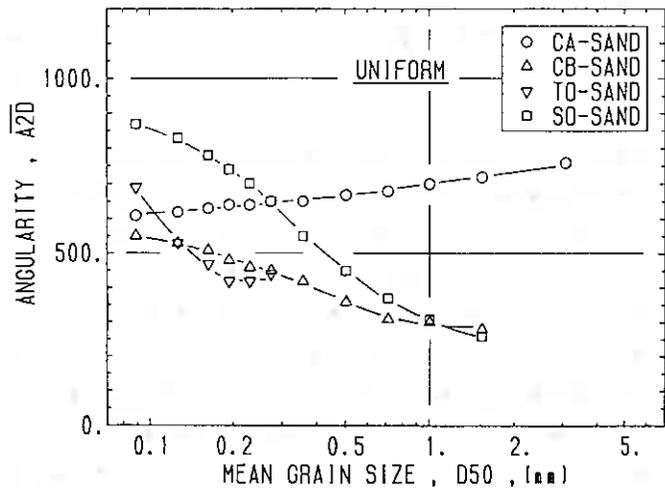


Fig. 2

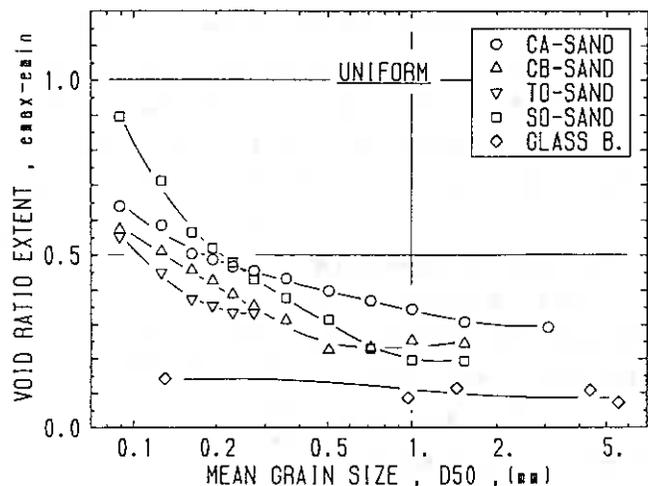


Fig. 3

2.2 粒子の破碎性 砂質土の拘束圧依存性が粒子の破碎性に依存していることは当然予想されることである。筆者らは一定の拘束圧（98kPa）の下で試料にせん断変形を与えることによる粒度分布の変化に着目した、新しい粒子破碎性の定量的評価法を別報⁹⁾において紹介している。試験方法の詳細は別報に譲るが、本研究で用いたグラスビーズおよび砂試料について行った試験結果で得られた破碎

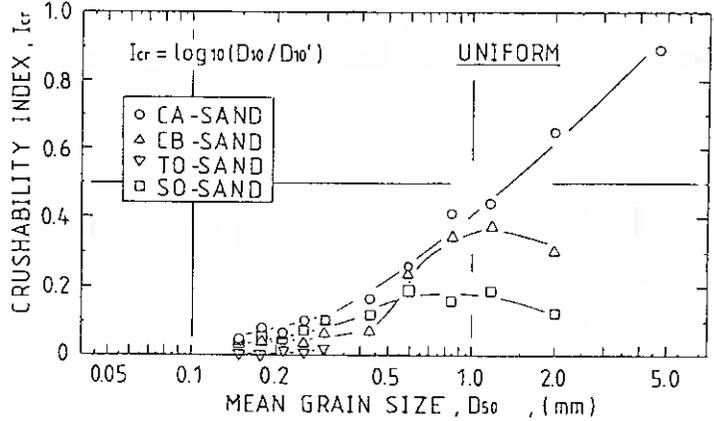


Fig. 4

性を示す破碎指数 I_{cr} を図4に示している。破碎性の傾向について簡単に説明すると以下のようである。1) すべての粒子寸法において珪砂Aの破碎性が最大であることから、構成鉱物材料の破碎強度が支配的である。顕微鏡による視察や、感触等によっても珪砂Aは他の砂よりも石英分が少なく脆いと判断されていた¹⁾²⁾⁵⁾ 2) 粒子寸法の著しい影響が認められる。粒子が集合した状態での破碎は、単粒子破碎のように粒子が大きく割れる破碎よりも、粒子の隅角部における破碎が支配的であろう。すなわち、拘束圧一定で粒子寸法が異なる場合を考えると、粒子接点で作用する力は粒子寸法の2乗に比例して増大するが、粒子形状が相似形であれば隅角部の破碎強度はほとんど増加しないことが理由と思われる⁹⁾ 3) 粒子形状の無視できない影響が認められる。相馬砂、珪砂Bは大粒径部分で破碎性の低下が認められるが、このことから、図2に示すように粒子形状が球形に近いと破碎率は低下することが分かる。粒子形状が球に近く、曲率が小さいと隅角部での破碎強度は増加するからである。

3. 三軸せん断試験 本研究では、バイブレーション法によって作成した相対密度が一定 ($D_r=70\%$) の飽和供試体 ($h=165\text{mm}$, $d=70\text{mm}$) について排水三軸試験を行っている。バックプレッシャーとして196kPaを導入後、所定の有効拘束圧を加えてひずみ速度を0.25 (%/min)一定で実験を行った。今回は有効拘束圧として49、98、196、392kPaの4通りについて調べている。供試体作成法および試験方法の詳細については別報¹⁾³⁾⁶⁾を参照して頂きたい。

図5(a, b, c)は珪砂Bの均等粒径試料のうち D_{max} が2000、300、106 (μm) の試料についてそれぞれ有効拘束圧が異なる場合の変形・破壊挙動を示している。本論文では、応力はすべて有効応力を意味し、 $\tau_m = |\sigma_a - \sigma_r|/2$ 、 $\sigma_m = (\sigma_a + \sigma_r)/2$ 、動員されている内部摩擦角 ϕ_m は $\sin \phi_m = \tau_m / \sigma_m$ である。同一の試料においては、有効拘束圧が大きくなるほど初期の正規化剛性（図中における $\tau_m / \sigma_m \sim \gamma_m$ 関係の初期勾配）は低くなり、破壊強度も小さくなるという一般的な傾向が本研究によっても確かめられた¹⁰⁾。また、ダイレイタンス特性については拘束圧が高いほど収縮量が増加し、体積の膨張傾向は弱くなる傾向が認められる¹⁰⁾。

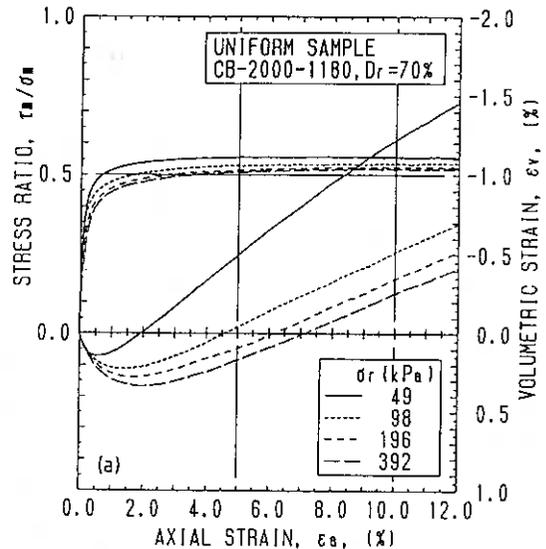


Fig. 5(a)

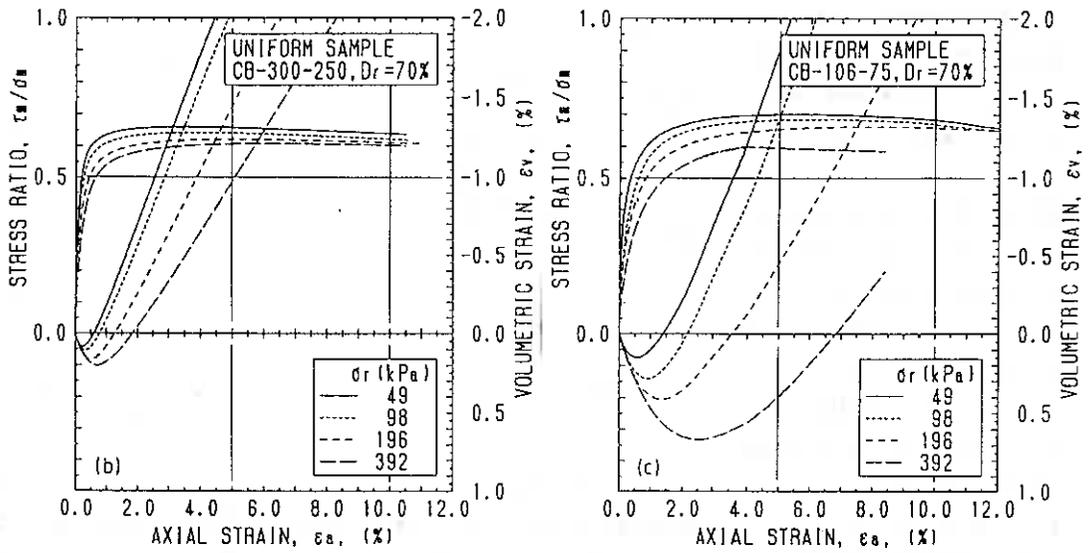


Fig. 5(b-c)

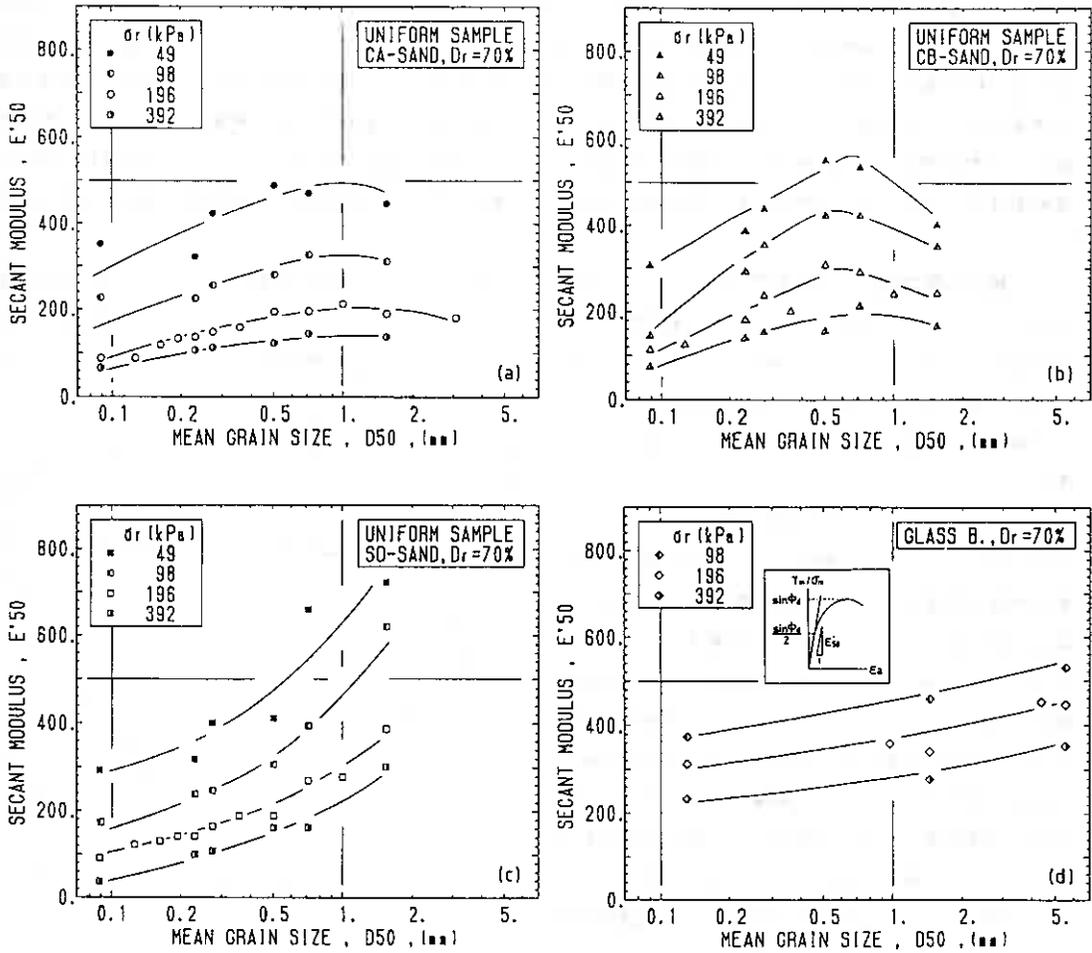


Fig. 6(a-d)

4. 試験結果の考察 **4.1 せん断初期のせん断剛性** せん断初期の剛性を表すパラメータとして割線係数 E'_{50} をせん断変形時の $\epsilon_a \sim \tau_m / \sigma_m$ 関係から算定して示している。図6(a)~(d)は珪砂A、珪砂B、相馬砂、グラスビーズの均等粒径試料の E'_{50} を平均粒径 D_{50} に対して示している。

4.1.1 拘束圧一定の下での特性 まず、拘束圧 $\sigma_r = 196 \text{ kPa}$ について E'_{50} と粒度分布の関係を見ると、全体的に粒子寸法の増大につれて E'_{50} は大きくなる傾向がある。グラスビーズについても同様な傾向がみられる。筆者らが先に報告しているように、初期剛性は圧密時の変形量と同様に粒子寸法と粒子形状の影響をうける。そして、その傾向は $(e_{max} - e_{min})$ とよい相関があることが分かっている⁴⁾。ただし、珪砂A、珪砂Bについて大粒径部分で若干の剛性の低下が見られるのは、図4にみられる I_{cr} の増加が示すように、顕著な破砕性が原因と考えられる。

4.1.2 拘束圧の増大による剛性の変化

次に、 E'_{50} に及ぼす拘束圧の影響について調べてみる。どの砂についても拘束圧が大きいほど剛性は低くなっている。その理由としては 1) 圧密過程で生じる内部構造の変化および、2) 粒子間接点における破砕にともなう摩擦係数の減少が考えられる。1) 図7には19.6kPaから196kPaまでの等方圧密過程で生じる軸ひずみ量を示している。軸ひずみ量が内部の粒子配列構造の変化量に対応していると考えられる。粒子の再配列過程ではまず弱い構造が破壊され全体としては構造が強くなると一般には考えられる¹¹⁾¹²⁾。そうすると、圧密過程での変形量が大きく、再配列の程度が大きい試料ほど構造は強くなり E'_{50}

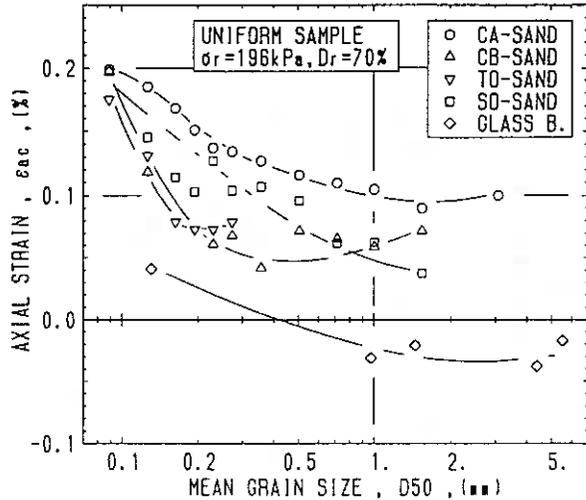


Fig. 7

e は増加するか、あるいは拘束圧の増加にともなう E'_{50} の減少傾向が小さくなると予測できる。ところが、試験結果が示す傾向は逆である。したがって、圧密過程で生じる内部構造の変化は、剛性の増大に寄与していないと言える。2) 粒子間の摩擦係数について考えてみる。表面が滑らかなブロック同士の摩擦試験では垂直力によらず摩擦係数はほぼ一定と考えて良い。一方、Rowe¹³⁾ が報告しているように接点力が大きいほど粒子間に働く摩擦角は小さく測定されるようである。また、拘束圧に比例する接点力の増加は接点における破砕を促進するであろう。このような、接点でのメカニズムによる摩擦係数の低下が拘束圧の増加にともなう正規化剛性 E'_{50} の減少の主たる原因であると考えられる。

4.1.3 剛性の拘束圧依存性 各砂試料の拘束圧依存性を定量的に調べるために、 $\log E'_{50}$ と $\log \sigma_r'$ の関係を示したのが図8(a, b, c)である。図6(a, b, c)に示した各データにばらつきがあるので $\log E'_{50}$ の値は図中に示したフィッティングラインより $D_{max} = 100, 200, 400, 800, 1500 (\mu\text{m})$ の各粒径に対する値を求めて図8(a, b, c)に整理している。この $\log E'_{50} \sim \log \sigma_r'$ のグラフにおいて、拘束圧に対する E'_{50} の変化は両対数座標上で直線と見なせるので、その傾きを $R(E'_{50})$ として次式で定義している。

$$R(E'_{50}) = -\Delta \log(E'_{50}) / \Delta \log \sigma_r' \quad (1)$$

つまり、 $R(E'_{50})$ が大きい程、 E'_{50} が拘束圧の影響を強く受けて減少する傾向が強いことを示している。このようにして求めた各試料における $R(E'_{50})$ を D_{50} に対して示したのが図9である。 $R(E'_{50})$ の傾向について以

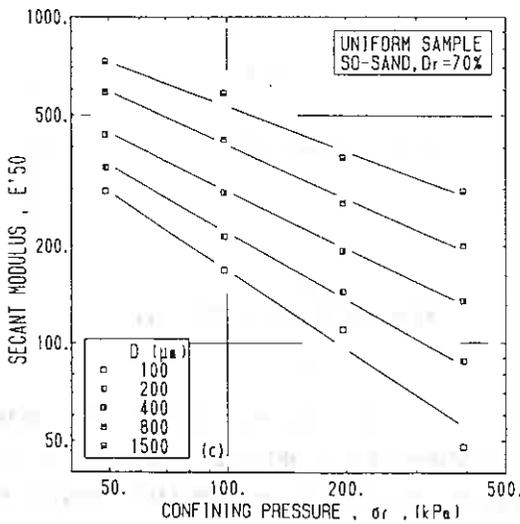
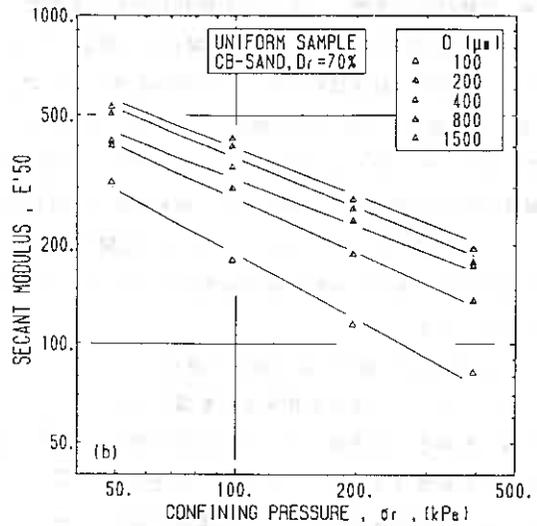
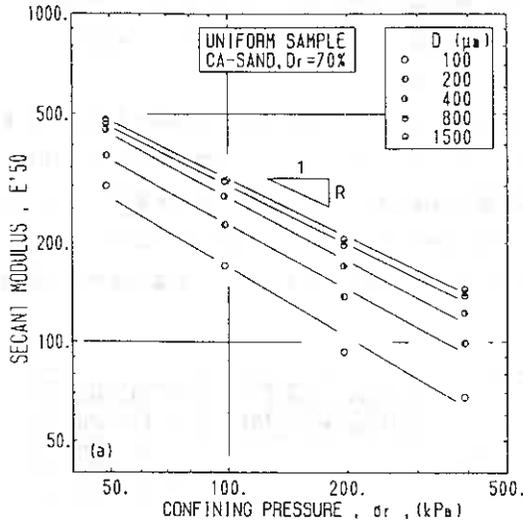


Fig. 8(a-c)

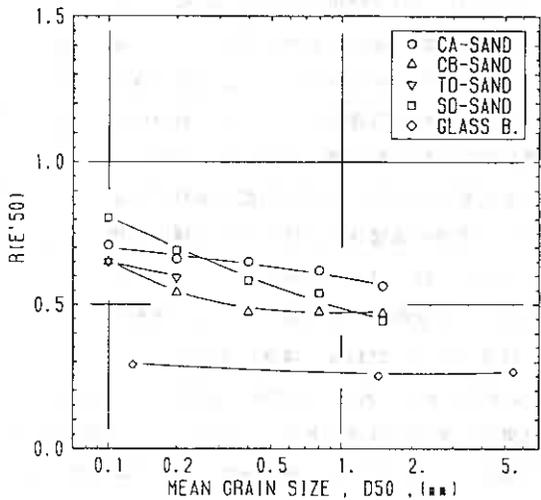


Fig. 9

下に整理する。1) グラスビーズでは値が最も小さく、それに対して、全ての砂試料では $R(E'_{50})$ の値はグラスビーズの倍あるいはそれ以上の大きな値を示している。このことは、グラスビーズのように構成鉱物が均質で固く、粒子形状が丸くて、接点での破碎等を考えにくい場合に剛性の拘束圧依存性は小さくなることを示唆している。ただし、グラスビーズでも剛性の拘束圧依存性は無視できない。2) 全ての砂に共通して D_{50} の増大とともに、拘束圧依存性は低下している。3) 砂試料と比較すると D_{50} に対する $R(E'_{50})$ の変化は相馬砂が一番大きいことが分かる。これは図2に示す角張り度との対応から、粒子形状の影響があると言える。ここで、グラスビーズを含めて全ての試料において $(e_{max} - e_{min})$ (図3) と $R(E'_{50})$ (図9) を比較するとその相似性がかなり良いことが指摘できる。2.2節で説明したように $(e_{max} - e_{min})$ は2)と3)で指摘した粒子寸法と粒子形状の影響を総合的に反映していることから、 $(e_{max} - e_{min})$ が大きい試料ほど剛性の拘束圧依存性は大きいと言える。したがって、 $(e_{max} - e_{min})$ は所定の拘束圧における E'_{50} の値の指標となるのみならず、 E'_{50} の拘束圧依存性の程度にも対応していることになる。結果として、 $(e_{max} - e_{min})$ は粒子寸法や、粒子形状、粒子表面の粗さの影響を反映しており、粒子間接点における不安定性、破碎し易さを総合的に表わしているパラメータであり、剛性の拘束圧依存性の程度は $(e_{max} - e_{min})$ から知ることができる。

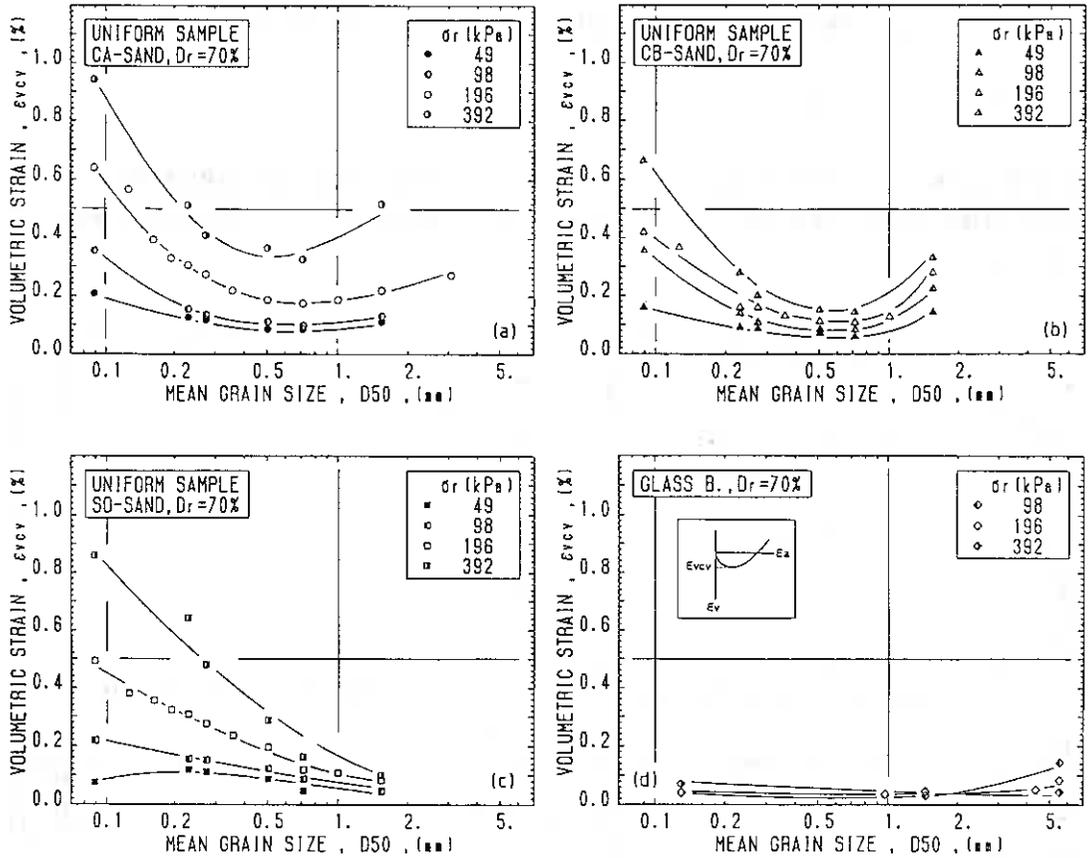


Fig. 10(a-d)

4.2 ダイレイタンスー特性 ダイレイタンスー特性、すなわちせん断変形過程における体積変化の傾向は、計測される最大の体積ひずみ ϵ_{vcv} に着目して調べている。図10(a)～(d)は ϵ_{vcv} と D_{max} の関係を珪砂A、珪砂B、相馬砂、ガラスビーズ、の各々について示したものである。これらを見ると ϵ_{vcv} の変化傾向はせん断剛性を表すパラメータ E'_{s0} の場合と全く逆になっている。したがって、せん断応力の増加にともなって現れる体積収縮量はせん断剛性の低下と共に大きくなるのがわかる。これは、せん断変形量と体積変化傾向とが密接な関係にあることを意味しており、剛性が大きくせん断変形量が小さければ体積変化量も小さいと言うことである。この関係は、図示のように、拘束圧が変化した場合でも保たれていると言うことができる。

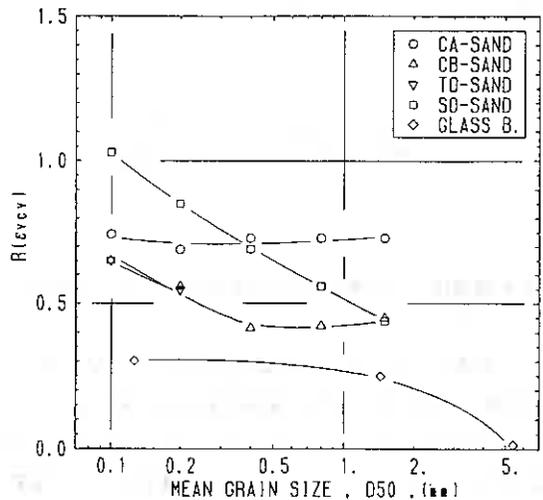


Fig. 11

3.2.1 ダイレクタンシー特性の拘束圧依存性

E'_{50} と同様に各砂の拘束圧依存性を定量的に比較するために

に、 $\log e_{vcv} \sim \log \sigma_r'$ 関係を調べ、次式で定義される $R(e_{vcv})$ を示したのが図11である。

$$R(e_{vcv}) = \Delta \log(e_{vcv}) / \Delta \log \sigma_r' \quad (2)$$

図11を図9と比較すると、予想されるように $R(e_{vcv})$ と $R(E'_{50})$ の間には極めて良い相関が認められる。したがって、体積変化特性は拘束圧依存性においてもせん断剛性と同一傾向を示しており、両者は密接な関係があると言ってよい。

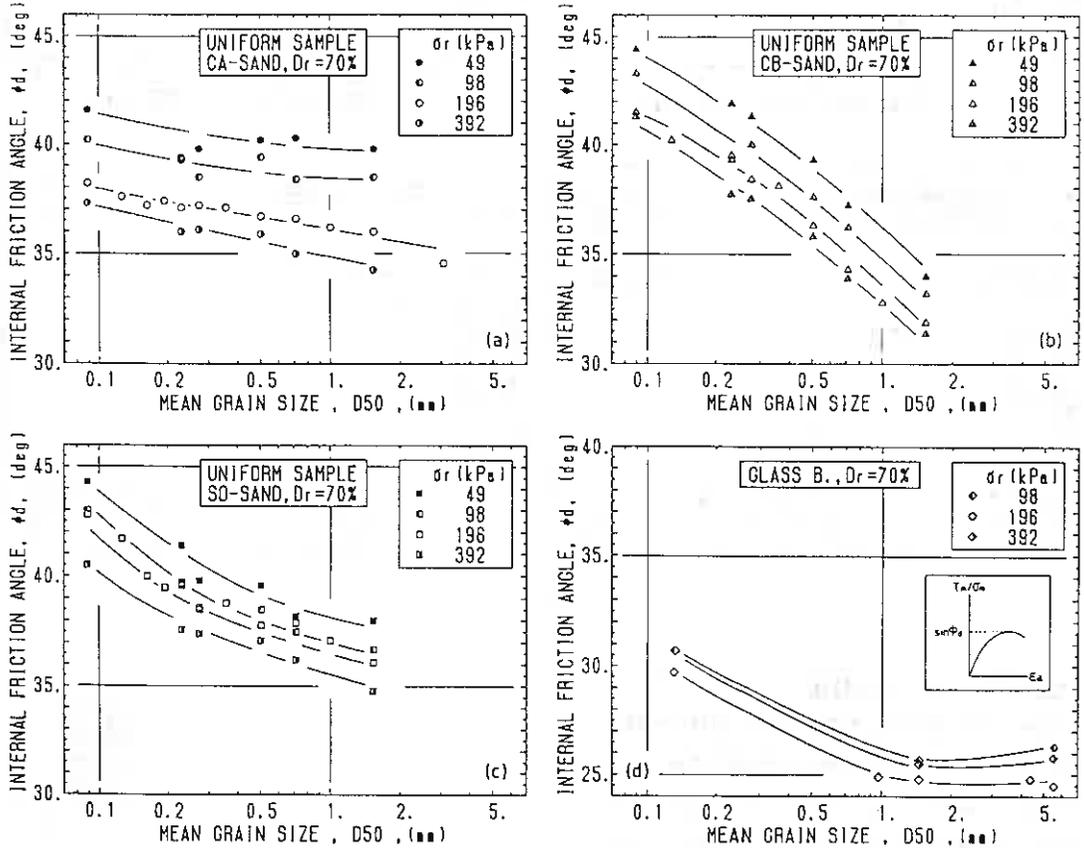


Fig. 12(a-d)

4.3 破壊強度 破壊時の内部摩擦角 ϕ_d と D_{50} の関係が珪砂A、珪砂B、相馬砂、ガラスビーズ、について図12(a)～(d)に示されている。

4.3.1 拘束圧一定における破壊強度特性

まず拘束圧 $\sigma_r = 196 \text{ kPa} = \text{const}$ の場合について説明する。1) 標準貫入試験で得られる N 値から破壊強度を推定する場合のように、破壊強度は相対密度と一義の関係があると一般には信じられている。ところが、ガラスビーズを除外しても、試料によって ϕ_d は大きく変化している。破壊強度に及ぼす土粒子の一次的性質の影響を考慮することの重要性を示唆している。2) 粒子形状の影響を無視できるガラスビーズの場合から明らかなように、粒子寸法 D_{50} の増大にともない ϕ_d が減少する傾向が認められる。砂試料についても、傾向は同じである。この傾向は E'_{50} で見られた粒子寸法の増大にともなう剛性の増大と傾向と逆になっている。砂質土に限らず、一般には剛性の強い材料は強度も大きいと考えられるが、粒状体の場合、一

二次的な性質が変化すると剛性が大きくても強度は小さい場合がある。3) 粒子形状の影響も大きく、図2の角張り度 $\overline{A_{20}}$ との比較から、グラスビーズの小さな ϕd および相馬砂の小粒径部分における大きな ϕd が説明できる。すなわち、粒子形状が角張っているほど粒子同士の噛み合わせが良く、 ϕd が増加すると説明できる。4) 珪砂Aおよび珪砂Bにおける大粒径部分での ϕd の低下は、 E'_{50} と同様に粒子の破碎性の影響と考えることができる。図4が示すように粒子寸法の増大は破碎性の原因となるので、粒子寸法の増大にともなう強度の低下が破碎性の面から説明できる。ところが、この破碎性の増大は3.1節で述べたように粒子寸法の増大にともなう剛性の増加を説明できない。したがって剛性については、 $(e_{max}-e_{min})$ によって表される粒子再配列にともなう移動量が大きく影響しているのであろう。破碎性が小さいグラスビーズの ϕd が、砂試料に比べて極端に小さいことは粒子形状の影響の方が大きく現われていることが理由と思われる。

4.3.2 破壊強度の拘束圧依存性 拘束圧の変化が ϕd に及ぼす影響を見ると、グラスビーズを含めた全ての材料で、拘束圧の増加と共に ϕd の値は減少している。4.1節で詳しく説明したように、拘束圧が高いほど接点での摩擦係数が減少し、また、接点での破碎が起こり易くなることが原因であろう。

ϕd の拘束圧依存性を表わす $R(\tan \phi d)$ を次式で定義し、図13に示した。

$$R(\tan \phi d) = -\Delta \log(\tan \phi d) / \Delta \log \sigma_r' \quad (3)$$

砂に比べてグラスビーズではほとんど強度の拘束圧依存性が見られないことが分かる。また、すべての試料において図9に示した $R(E'_{50})$ と比較すると

$R(\tan \phi d)$ は拘束圧の依存性が小さいことが理解できる。砂試料同士で比較すると剛性の場合に比べて、珪砂Aと珪砂Bの強度の拘束圧依存性が相馬砂に比べて際だって大きくなっている。これは図4に示す様に破碎性の影響が顕著に現われているためと理解できる。すなわち、剛性やダイレイタンスー特性の拘束圧依存性は $(e_{max}-e_{min})$ から知ることができたが、破壊強度の場合には破碎性の影響が著しく、これを考慮する必要がある。

5. 結論

粒度調整をして準備した4種類の砂試料およびグラスビーズを使って、拘束圧を変えて三軸せん断試験を行い、変形・破壊挙動に及ぼす拘束圧依存性を調べた。その結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 拘束圧が大きくなる程、初期剛性 E'_{50} は低くなり、ダイレイタンスー傾向は収縮方向に向い、そして破壊強度は小さくなる傾向がある。ただし、砂試料に比べてグラスビーズの拘束圧依存性はかなり小さい。
- 2) E'_{50} と e_{vcv} の拘束圧依存性は粒子寸法、粒子形状、破碎性の影響を受け、これらと強い相関を有する $(e_{max}-e_{min})$ の値からその程度を知ることが出来る。
- 3) 破壊強度の拘束圧依存性は、初期剛性やダイレイタンスー傾向の場合より小さい。
- 4) 破壊強度も、粒子寸法、粒子形状、粒子破碎性の影響を受けるが、特に砂粒子破碎性の影響を強く受ける。よって、 $(e_{max}-e_{min})$ と破碎指数 I_{cr} の両方からその程度を知ることができる。

6. あとがき

4種類の砂と、グラスビーズを粒度調整した試料を用いて拘束圧による変形・破壊挙動の変化を調べた。本研究

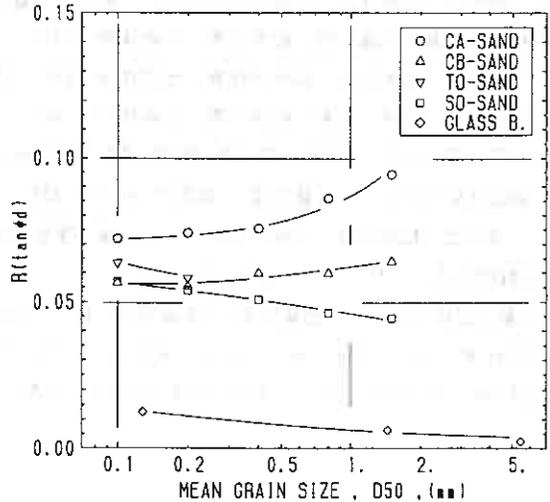


Fig. 13

は「土に固有な性質の相違による土の変形・強度特性の変化」という研究課題の内の、拘束圧の影響について取りまとめたものである。本研究では、均等係数の小さな均等粒径試料に限って説明したが、今後は変形・強度特性の拘束圧依存性が均等係数によってどの様に変化するかを含めて研究を進める予定である。

本研究の遂行に当たって、北海道大学大学院1年生松本吉英君、同4年生神田尚樹君には砂試料の物理的性質の測定などに関して多大な協力をしていただいた。ここに記して深甚なる謝意を表わします。

[参考文献]

- 1) 三浦均也、土岐祥介、長谷川敬寿(1989) : 土質工学会北海道支部技術報告集第29号, pp. 41-50.
- 2) 三浦均也、土岐祥介、長谷川敬寿、松本吉英(1989) : 第24回土質工学会研究発表会, pp. 535-538.
- 3) 三浦均也、土岐祥介、長谷川敬寿(1989) : 第24回土質工学会研究発表会, pp. 539-542.
- 4) 長谷川敬寿、三浦均也、松本吉英、土岐祥介(1989) : 土木学会第44回年次学術講演会, pp. 8-9.
- 5) 三浦均也、松本吉英、長谷川敬寿、土岐祥介(1989) : 北海道大学工学部研究報告, 第148号, pp. 17-31.
- 6) 三浦均也、長谷川敬寿、松本吉英、土岐祥介(1990) : 北海道大学工学部研究報告, 第149号, 掲載予定.
- 7) 白石俊多(1988) : 基礎工, 第16巻, 第9号, 通巻182号, pp. 125-130.
- 8) 最上武雄(1969) : "土質力学", 技報堂, pp. 896-903.
- 9) 三浦均也、松本吉英、土岐祥介(1990) : 土質工学会北海道支部技術報告集, 第30号
- 10) 龍岡文夫(1974) : 第20回土質工学シンポジウム, pp. 61-70.
- 11) 最上武雄(1969) : "土質力学", 技報堂, pp. 1022-1023.
- 12) Oda, M. (1972) : Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, pp. 1-18.
- 13) Rowe, P. W. (1962) : Proc., Poy. Soc. A., Vol 269, pp. 500-527.

北海道大学工学部 正会員 ○ 山下 聡
 同 上 正会員 土岐 祥介
 同 上 正会員 三浦 均也

1. まえがき

上載圧の除去や地下水位の変動によって地盤は過圧密履歴を受ける。また、原位置においては過圧密履歴とともに堆積時間に応じた長期的な圧密履歴を受けていると考えられる。一般に過圧密履歴を受けると液状化強度が増加するとされているが、原位置での長期間の圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響を調べた研究は少ない。

これまで液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響について、例えば石原ら¹⁾は過圧密履歴による液状化強度の増加は過圧密比の平方根に比例している。また、龍岡ら²⁾は、砂の種類や密度によって異なるが、強度増加率は過圧密比の指数乗に比例するという結果を示している。しかし、これらの結果は、全て再構成した供試体に対して、実験室内で過圧密履歴を与え、液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響を調べたものである。一方、原位置においては、長期的な圧密履歴を受けており、原位置で受けた過圧密履歴と実験室内での短時間の過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響がどの程度異なるかは確かではない。

そこで、本研究では、原位置よりチューブサンプリングによって同一地点から採取深度の異なる数種の不攪乱試料を採取した。そして、その試料に対して原位置での有効土被り圧よりも低い拘束圧のもとで非排水繰返し三軸試験を行い、原位置で受けた長期的な過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響を調べた。また、採取した不攪乱試料および再構成供試体を用いて実験室内で短時間の過圧密履歴を与え、液状化強度に及ぼす圧密時間の影響も調べた。

さらに、地盤の液状化強度は、現在専ら非排水繰返し三軸試験の結果によって評価されている。この試験は試験時の応力状態が地震時の地盤内のそれと異なっており、試験結果が実際の液状化強度を的確に評価しているかは明らかではない。それに対し中空ねじり試験は、地盤内の応力条件をよりの確に再現できる試験である。そこで、不攪乱供試体および再構成供試体を用いて繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度の比較を行った。

2. 試験に用いた試料

試験に用いた試料は、石狩湾新港樽川埠頭付近の同一地点からトリプルチューブサンプリング法（サンプル径82mmおよび120mm）によって採取した深度の異なる3種類の不攪乱試料（以下深度の浅い方からI-1, I-2, I-3試料と略）

である。試料の粒径加積曲線および物理的性質、採取深度等を図-1および表-1に示している。

採取した試料は原位置で一昼夜脱水した後、凍結させ実験室に搬入して試験を行った。

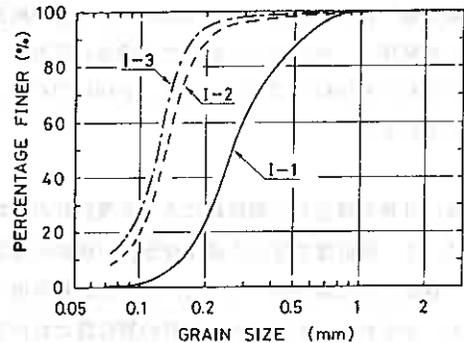


図 - 1

表 - 1

試料名	採取深度 (m)	有効土被り圧 (kgf/cm ²)	D ₅₀ (mm)	U _c	F _c (%) ≦75μm	$\bar{\gamma}_{max}$ (gf/cm ³)	$\bar{\gamma}_{min}$ (gf/cm ³)	\bar{D}_{r0} (%)
I-1	8.3~10.0	1.25	0.27	1.9	0.8	1.433	1.131	77
I-2	13.3~15.0	1.7	0.13	1.8	8.3	1.508	1.155	92
I-3	17.3~19.2	2.1	0.12	1.8	12.7	1.493	1.123	100

Effects of overconsolidation history on liquefaction strength of undisturbed sands ;

Satoshi YAMASHITA , Shosuke TOKI and Kinya MIURA (Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.)

3. 試験方法

不攪乱供試体は、凍結試料をチューブから抜き出した後、所定の寸法（非排水繰返し三軸試験では高さ $H=15\text{cm}$ 、直径 $D=7\text{cm}$ 、非排水繰返し中空ねじり試験では高さ $H=10\text{cm}$ 、内径 $D_i=6\text{cm}$ 、外径 $D_o=10\text{cm}$ ）に削り出して作製した。

再構成供試体は、炉乾燥試料を電動バイブレータによってモールド側面から締固め、供試体を作製している。供試体寸法は、繰返し三軸試験では高さ $H=17\text{cm}$ 、直径 $D=7\text{cm}$ 、中空ねじり試験では高さ $H=10\text{cm}$ 、内径 $D_i=6\text{cm}$ 、外径 $D_o=10\text{cm}$ である。

供試体作製後、拘束圧 $\sigma_c=0.3\text{kgf/cm}^2$ のもとで、凍結試料においては融解させた後 CO_2 を15分間、脱気水を供試体体積の2倍程度通して飽和させ、その後、試験ケースに応じた所定の拘束圧（B.P.= 2.0kgf/cm^2 ）のもとで1時間等方圧密を行い試験を行った。なお、B値は全ての試験ケースにおいて

0.96以上の値が得られている。試験ケースは、原位置で受けた過圧密履歴の影響を調べるため、原位置での有効土被り圧よりも低い拘束圧のもとで非排水繰返し三軸試験を行うものと、不攪乱供試体および再構成供試体にセル内で1時間程度の過圧密履歴を与え液状化強度に及ぼす影響を調べるものである。

次に三軸液状化強度とねじりせん断液状化強度を比較するために、同一深度の不攪乱供試体および再構成供試体を用いて、非排水繰返し三軸試験と非排水繰返し中空ねじりせん断試験（軸変位拘束）を行い、両試験結果の比較を行った。表-2に、今回行った試験ケースの一覧を示している。

用いた試験装置は空圧式の繰返し三軸試験装置および中空ねじり試験装置³⁾で、繰返し載荷は、振幅一定、載荷周波数は三軸試験では $f=0.1\text{Hz}$ 、中空ねじり試験では 0.07Hz の正弦波で行った。試験結果は、非排水繰返し三軸試験では、繰返し応力比 $\sigma_a/2\sigma_c$ と所定の両振幅軸ひずみ DA （ $DA=1, 2, 5, 10\%$ ）に達するまでの載荷回数 N_c との関係で、中空ねじり試験では繰返し応力比 τ_{cy}/σ_c （ $\tau_{cy}=3T/2\pi(r_o^3-r_i^3)$ ）と所定の両振幅せん断ひずみ γ （ $\gamma(DA)=1.5, 3, 7.5, 15\%$ 、 $\gamma(DA)=2\theta(r_o^3-r_i^3)/3H(r_o^2-r_i^2)$ ）に達するまでの載荷回数 N_c との関係で示している。

4. 非排水繰返し三軸試験による不攪乱砂の液状化強度

4. 1 原位置で受けた過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響

採取した試料の内、I-2、I-3試料を用いて原位置で受けた過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響を調べた。すなわち、それぞれの試料の原位置における有効土被り圧は 1.7 および 2.1kgf/cm^2 と推定されたが、試験時において原位置での有効土被り圧よりも低い拘束圧（I-2試料では $\sigma_c=0.6, 1.3\text{kgf/cm}^2$ 、I-3試料では $\sigma_c=0.6, 1.7\text{kgf/cm}^2$ ）のもとで試験を行い、原位置で受けた長期的な過圧密履歴の影響を調べた。

図-2(a),(b)は、I-2試料について両振幅軸ひずみが2%および5%に達するまでの載荷回数と繰返し応力比の関係を示したものである。図より、過圧密履歴の影響が現れ、原位置での有効土被り圧と等しい拘束圧のもとで試験を行った正規圧密状態の液状化強度に比べ、拘束圧が低いほど液状化強度は高くなっている。この傾向は、図-3(a),(b)に示したI-3試料においても同様に認められる。試験時の有効拘束圧と原位置での有効土被り圧から過圧密比を推定すると表-2に示した値となり、原位置での長期的な過圧密履歴によって液状化強度が増加したものと考えられる。

しかし、ここで過圧密履歴の影響とともに考慮しなければならないのは、それぞれの試験で拘束圧が異なる点

表 - 2

試料名	供試体	試験法	$\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$	過圧密比
I-1	不攪乱	繰返し三軸	1.25	1
		中空ねじり	1.25	1
I-2	不攪乱	繰返し三軸	0.6	2.83 *
			1.3	1.31 *
		1.7	1.2, 4	
	再構成	繰返し三軸	0.6	1
			1.7	1.2
		中空ねじり	1.7	1.2
I-3	不攪乱	繰返し三軸	0.6	3.5 *
			1.7	1.24 *
			2.1	1.2, 3.8

*OCR=原位置での有効土被り圧/試験時の有効拘束圧

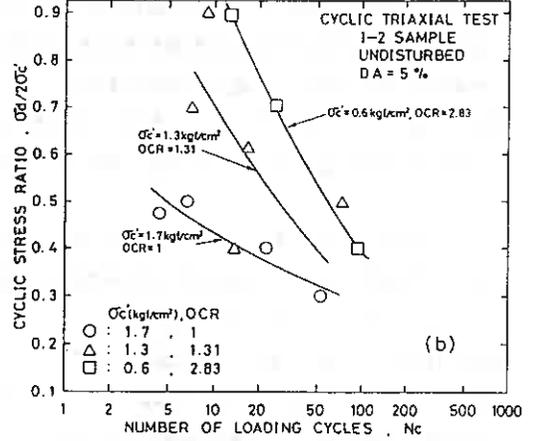
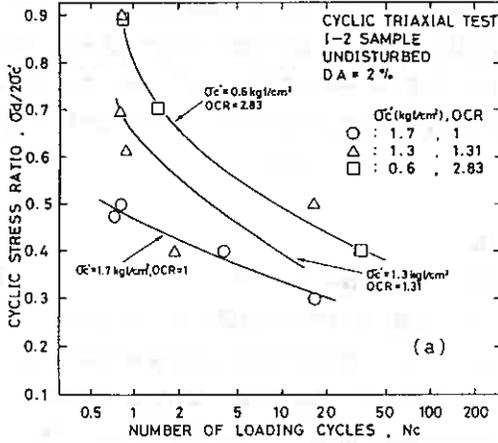


図 - 2 (a), (b)

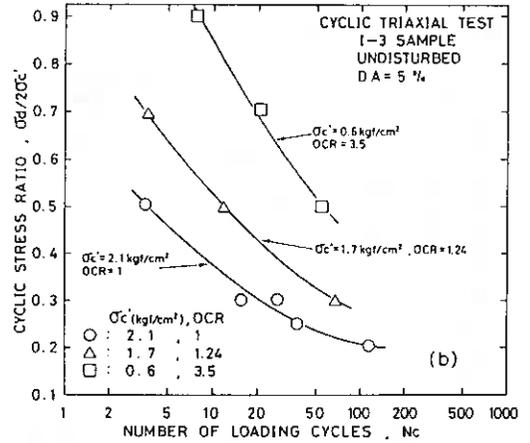
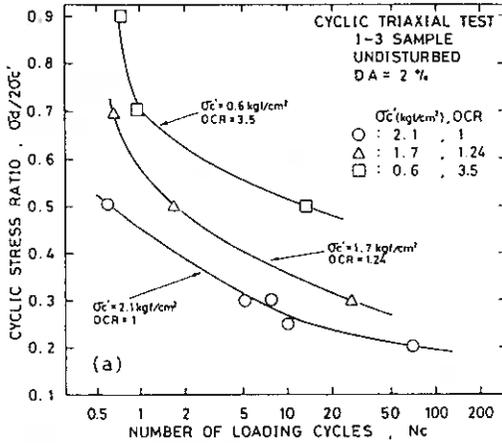


図 - 3 (a), (b)

である。一般に液状化強度と拘束圧の関係は繰返し応力比を有効拘束圧で正規化して表示した場合、拘束圧に依存しないとされているが、低い拘束圧になった場合にはその影響は明かではない。実際に豊浦砂を用いた過去2回の全国一斉非排水繰返し三軸試験結果^{4) 5)}によると、拘束圧が0.5と1.0 kgf/cm²の液状化強度を比較すると、拘束圧が低いほど液状化強度が高くなるという報告がある。

そこで、試験時の拘束圧の影響を調べるため、I-2試料について再構成供試体を用いて拘束圧が0.6と1.7 kgf/cm²の場合の液状化強度を両振幅軸ひずみDA = 2, 5%について比較したのが図-4である。図より、明らかに拘束圧の相違によって液状化強度に差が認められる

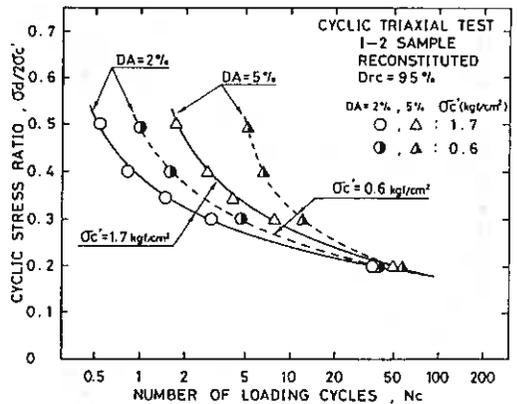


図 - 4

が、繰返し応力比が低くなり、載荷回数の多いところではその差は少なくなっている。再構成供試体に対して行った液状化強度に及ぼす拘束圧の影響がそのまま不攪乱試料の結果に当てはまるとは限らないが、図-2, 3に現れた液状化強度の変化には過圧密履歴の影響とともに試験時の拘束圧の相違の影響も現れていると考えられる。ただし、図-2, 3および4から、拘束圧の相違による液状化強度の変化は僅かであり、過圧密履歴による影響が、特に応力比の低い所で液状化強度を増加させた要因であることに変わりない。

4. 2 室内で与えた過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響

次に、実験室内で与えた短時間の過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響を調べるために、I-2, I-3 試料についてOCR=2, 4 (I-3 試料ではOCR=2, 3.8) の過圧密履歴を1時間与え、同じ拘束圧(I-2 試料では $\sigma_c = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$, I-3 試料では $\sigma_c = 2.1 \text{ kgf/cm}^2$)のもとで液状化強度に及ぼす影響を調べた。

図-5, 6は、その結果を両振幅幅ひずみ $DA = 2, 5\%$ に達するまでの載荷回数と繰返し応力比の関係で示したものである。図より、過圧密履歴を与えることにより液状化強度が増加していることが分かる。しかし、過圧密履歴により液状化強度の増加が認められるものの、OCR=2と4 (I-3 試料ではOCR=2と3.8)とでその強度にあまり差が認められていない。これは、現時点では確かではないが、用いた不攪乱試料の品質の相違によるものかも知れない。

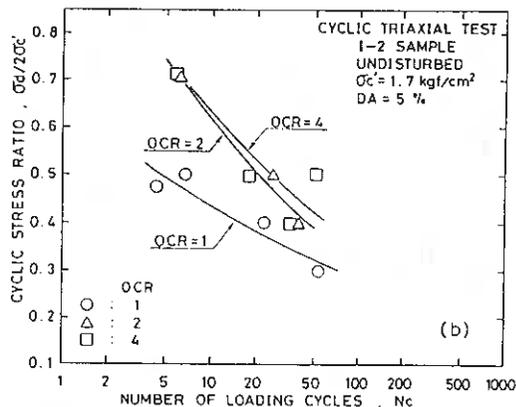
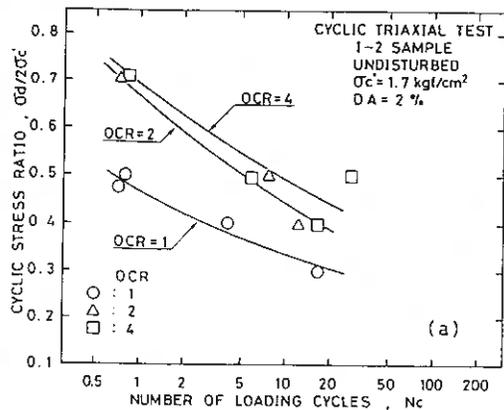


図 - 5 (a), (b)

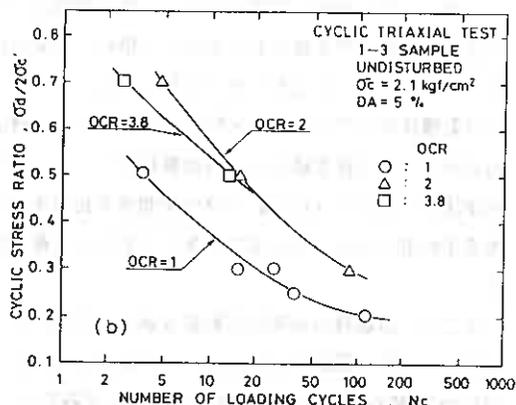
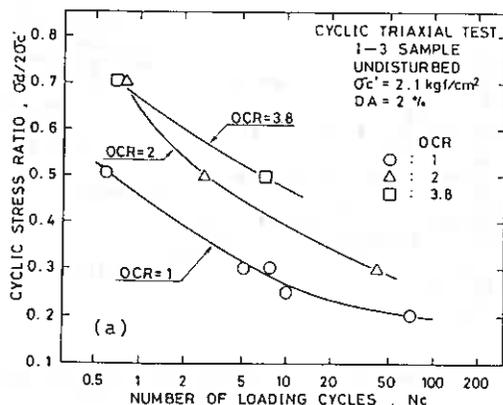


図 - 6 (a), (b)

過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響に関してこれまで、液状化強度増加率 R_s (過圧密した供試体の液状化強度/正規圧密した供試体の液状化強度) はOCRと両対数紙上で直線関係にあるとされている¹⁾²⁾。今回行った試験結果について、OCRと液状化強度の関係を両対数で比較すると図-7, 8に示すようになる。図より、室内で短時間の過圧密履歴を与えた場合の液状化強度増加率に比べ、試験時の拘束圧が原位置の有効土被り圧よりも低い拘束圧で試験を行い、過圧密履歴の影響を調べたものの方が液状化強度増加率が高くなっている。また、OCRと強度増加率の関係は載荷回数によらず1本の直線で表されるとされているが、図-7に示したI-2試料のOCR=1.3と2.8では比較する載荷回数の増加にともなって強度増加率が低下している。これは図-4で示したように、試験時の拘束圧が異なる場合、比較する載荷回数が少ない所では、正規圧密砂においても強度に差が現れるためと思われる。しかし、図-8に示したI-3試料においてはその傾向は認められない。I-3試料は、試験時の拘束圧が0.6から2.1kgf/cm²とI-2試料(0.6~1.7kgf/cm²)よりも拘束圧に差があり、拘束圧の影響がより明確に現れるはずである。これは、液状化強度線を3~4本程度の不攪乱試料から求めているため、不攪乱試料の僅かな品質の相違によっても液状化強度線の位置が変化すると考えられるので、I-2, I-3試料に対して統一的な影響が認められなかったと考えられる。しかし、相対的にみて液状化強度に及ぼす過圧密履歴の影響は、室内で与えた短時間の過圧密履歴よりも、原位置での長期的な過圧密履歴によるものの方が液状化強度を増大させるものと考えられる。

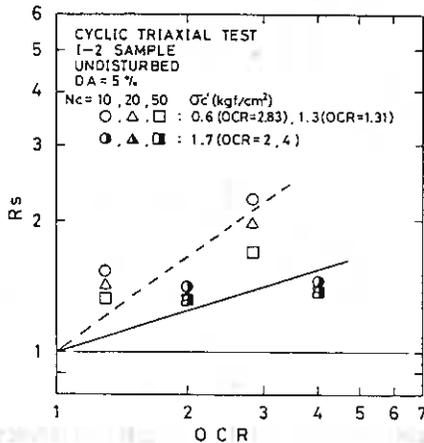


図 - 7

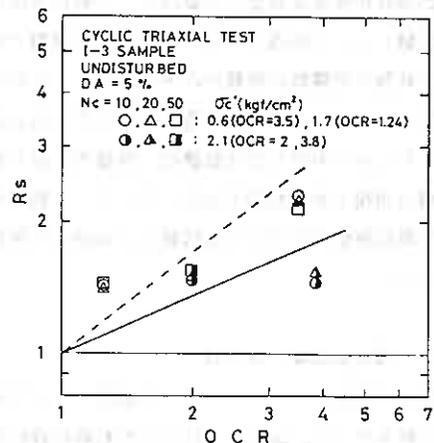


図 - 8

5. 非排水繰返し三軸試験による再構成供試体の液状化強度

ここでは、再構成供試体に過圧密履歴を与え、不攪乱供試体の液状化強度との比較を行った。図-9(a), (b)は、I-2試料についてOCR=2の過圧密履歴を与えた場合の液状化強度の変化を示したものである。図より正規圧密した再構成供試体の液状化強度は、図中に破線で示した正規圧密した不攪乱供試体の液状化強度よりも低い。過圧密履歴により不攪乱砂と同様に液状化強度が増加している。また、強度増加率とOCRの関係と比較すると、図-10に示すように不攪乱砂に室内で過圧密履歴を与えた場合よりも僅かに高くなっている。

再構成供試体についての圧密時間と液状化強度の関係について、龍岡ら²⁾は同じ正規圧密砂でも圧密時間が長くなると液状化強度が増加するが、圧密時間の異なる供試体に同じ過圧密履歴を与えた場合、以前に受けた圧密時間によらず過圧密砂の液状化強度に差がないことを示した。すなわち、同じ過圧密履歴を与えても、過圧密履歴を与える前の圧密時間が長い供試体の方が、過圧密履歴のみによる強度増加は少ないことを示した。したがって、不攪乱供試体は原位置で長時間の圧密履歴を受けているため、不攪乱砂に室内で過圧密履歴を与えた場合、再構成供試体に同じ過圧密履歴を与えた場合よりも液状化強度の増加率が低くなつたと考えられる。

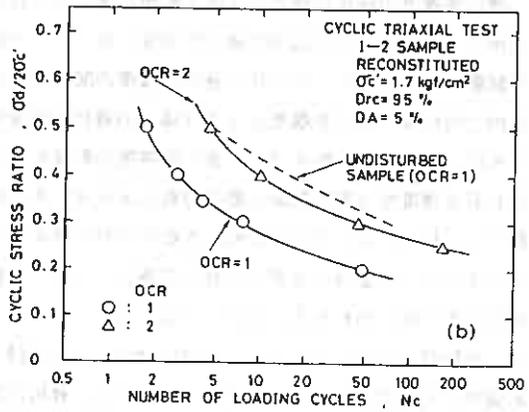
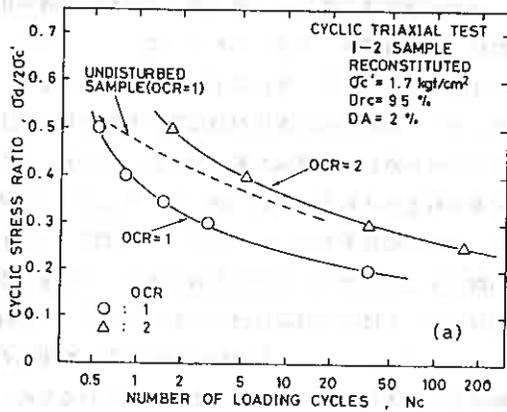


図 - 9 (a), (b)

6. 中空ねじりおよび三軸液状化強度の比較

地盤の液状化強度を判定する場合に、一般に非排水繰返し三軸試験によって評価されているが、この試験では試験時の応力状態が地震時の地盤内のそれと異なっており、試験結果が実際の液状化強度を的確に評価しているとは言えない。それに対し中空ねじり試験は、地盤内の応力条件をよりの確に再現できる試験である。そこで、不攪乱供試体および再構成供試体を用いて両試験による液状化強度の比較を行った。

6.1 不攪乱供試体での比較

原位置より採取した I-1, I-2 試料について液状化

強度の比較を行った。図-11,12はそれぞれ両試験結果を両振幅軸ひずみ5% (中空ねじり試験では両振幅せん断ひずみ7.5%) および過剰間隙水圧比が95%に達するまでの載荷回数と繰返し応力比の関係で示したものである。

図-11(a), (b)に示した I-1 試料においては、繰返し三軸試験による液状化強度よりも中空ねじり試験による液状化強度の方が高くなっている。また、図-12(a), (b)の I-2 試料においては、ややねじり試験による液状化強度が高くなっているがほとんど強度に差が認められない。このように同じ不攪乱試料であっても試料の相違によって両試験による液状化強度は異なることが分かる。

龍岡ら⁹⁾は、4種類の方法で作製した再構成供試体を用いて両試験結果の比較を行っている。両試験による液状化強度は、供試体の作製法の相違によって多様に変化し、比較的異方性が強いと考えられる空中落下法で作製した供試体が、最も繰返し三軸試験による液状化強度よりも中空ねじり試験による液状化強度の方が高くなることを示した。すなわち、供試体の構造が異なると両試験による液状化強度の相互関係は異なると考えられる。そこで I-1, I-2 試料の構造特性を知るために非排水繰返し三軸試験でのタイムヒストリーの典型的な例を示したのが図-13,14である。両図から、繰返し載荷の圧縮時と伸張時での軸ひずみの発生状況を比較すると、I-1 試料においては伸張時のひずみの発生が卓越している。それに対して、I-2 試料では I-1 試料に比べ圧縮時におけるひずみの発生量が大きくなっている。したがって、I-1 試料の方が異方性の強い供試体と考えられる。すなわち、三軸伸張条件下で変形が卓越する供試体の方が三軸液状化強度が低くなると考えられる。

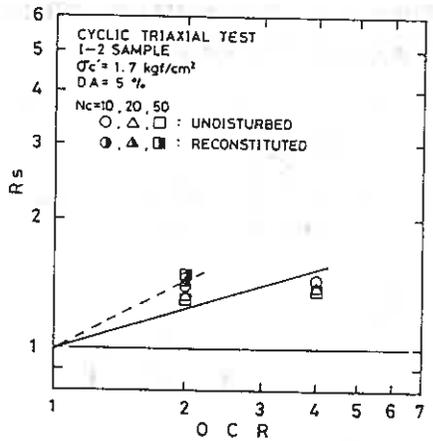


図 - 10

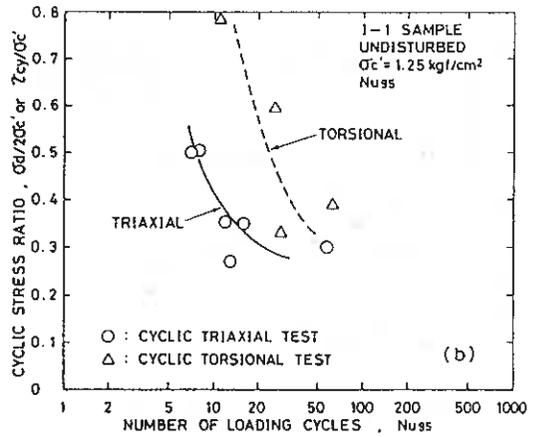
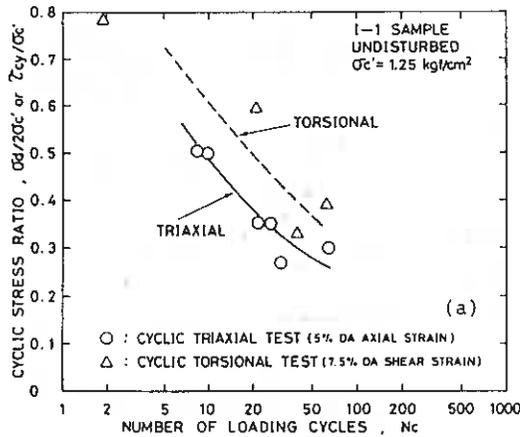


図 - 11 (a), (b)

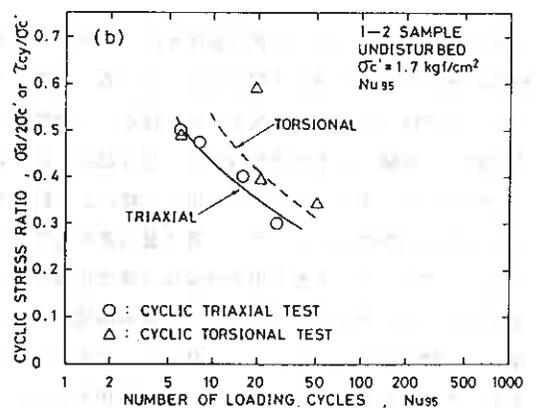
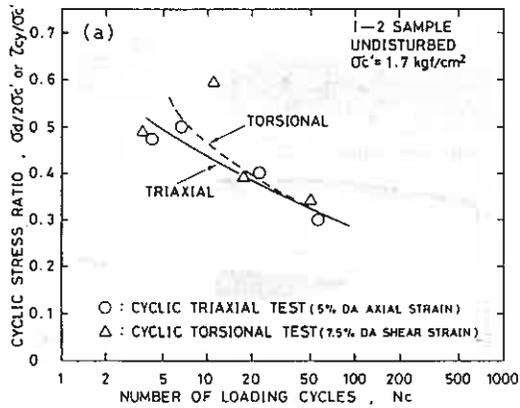


図 - 12 (a), (b)

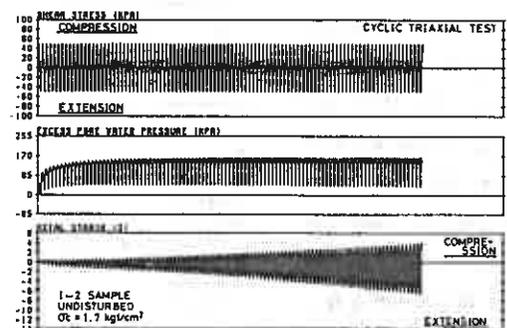
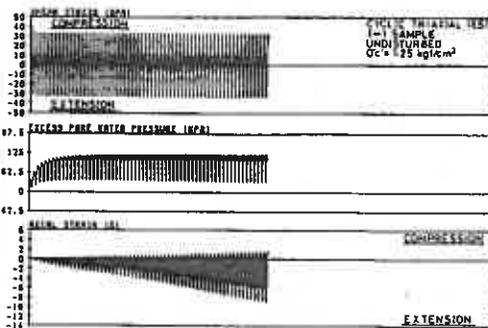


図 - 13

図 - 14

6. 2 再構成供試体での比較

次に、再構成供試体の液状化強度を比較する。図-15(a), (b)はI-2試料を用いて作製した再構成供試体の液状化強度を比較したものである。図中には、中空ねじり試験と、中空供試体および中実供試体を用いた繰返し三軸試験の結果を示している。図より中空供試体を用いた繰返し三軸試験とねじり試験での液状化強度にはほとん

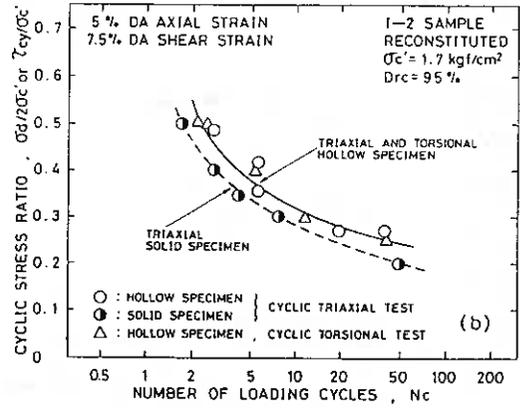
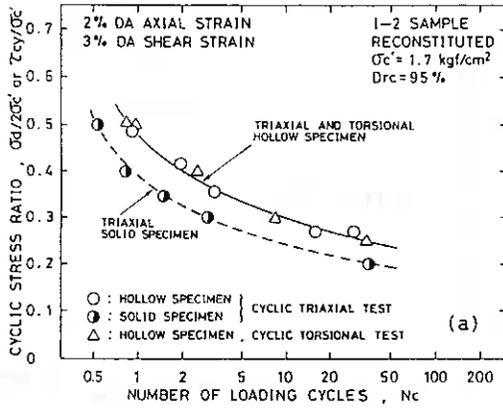


図 - 15 (a), (b)

ど差は認められないが、中実供試体を用いた繰返し三軸試験のみがやや低い液状化強度を示している。このことから、今回行った供試体作製法では、繰返し三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度に、差は認められないことが分かる。また中実供試体を用いた繰返し三軸試験による液状化強度は、メンブレン貫入量の差や他のシステムコンプライアンスから中空供試体の液状化強度よりも低くなったと考えられる。図-16には再構成供試体の繰返し三軸試験でのタイムヒストリーの一例を示しているが、その変形特性はやや伸張側に変形量が大きくなっている。比較のために、MSP法で作製した豊浦砂供試体のタイムヒストリー

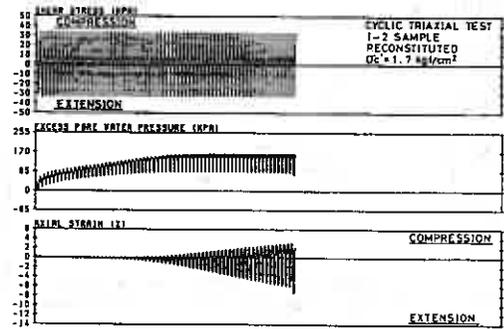


図 - 16

と両試験による液状化強度の比較³⁾を図-17, 18に示す。MSP法で作製した供試体においては、繰返し載荷時の変形特性が三軸伸張条件下で変形が卓越する強い構造異方性を有している。そのため、中空ねじり試験と三軸試験による液状化強度に大きな相違が認められる。

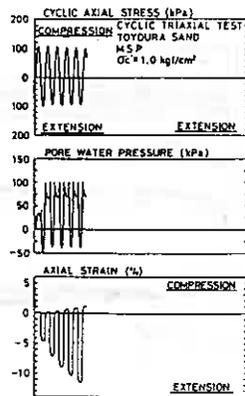


図 - 17

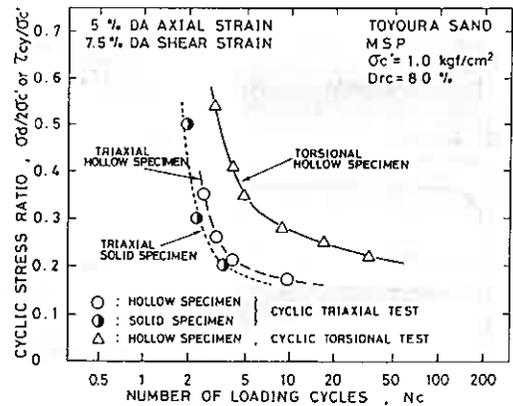


図 - 18

このように、試験条件の相違により得られる強度特性は異なり、供試体の構造特性に両試験結果による液状化強度は左右されると言える。

6. 3 両試験結果に及ぼす過圧密履歴の影響

繰返し三軸試験における過圧密履歴の影響を先に示したが、中空ねじり試験においても繰返し三軸試験と同程度の過圧密履歴による強度増加が認められるかを調べるために、I-2試料の再構成供試体にOCR=2の過圧密履歴を与え、液状化強度の変化を調べた。図-19(a),(b)はその関係を示したものである。繰返し三軸試験と同様に過圧密履歴の影響が現れている。また、図中に破線で示した不攪乱供試体の液状化強度は、繰返し三軸試験の場合と同様に再構成供試体よりも高くなっている。OCRと強度増加率の関係を繰返し三軸試験での結果と比較してみると、図-20に示すように、ほぼ等しい強度増加率を示している。すなわち、両試験に同様な形で過圧密履歴の影響が現れると言える。

このように、中空ねじり試験と繰返し三軸試験による液状化強度は、その供試体の構造により大きく異なることが分かった。その特徴として、三軸伸張条件下で変形が卓越する供試体の方が繰返し三軸試験による液状化強度が低くなるようである。また、過圧密履歴が液状化強度に及ぼす影響は、試験法によらず同じ強度増加をもたらすことが分かった。

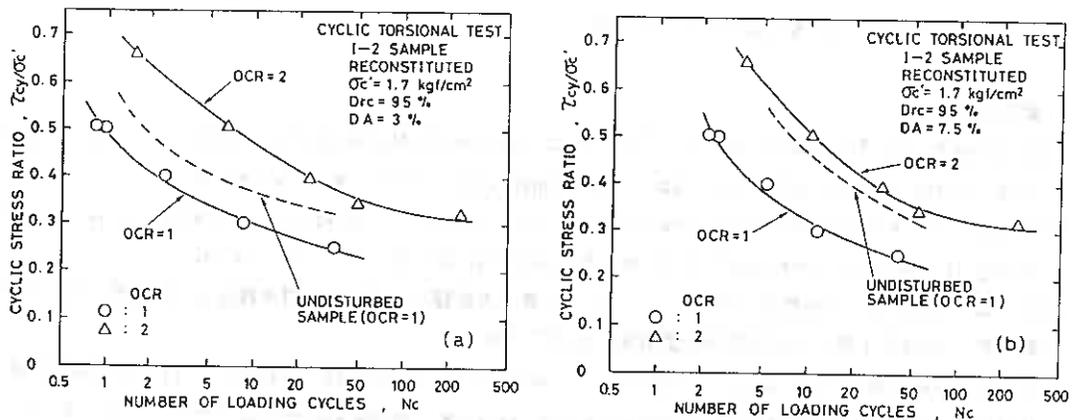


図 - 19 (a), (b)

7. まとめ

以上、不攪乱供試体および再構成供試体を用いて、過圧密履歴の影響を非排水繰返し三軸試験によって比較した結果、

- (1) 室内で短時間の過圧密履歴を与えた場合よりも、原位置で長期的な過圧密履歴を受けた場合の方が液状化強度の増加率は大きい。
- (2) 正規圧密した再構成供試体において、試験時の拘束圧が低い方が液状化強度が高く、応力比が高く載荷回数が少ないところで拘束圧の相違の影響が現れるが、応力比が低くなり載荷回数が増加するとその差は少なくなる。

- (3) 室内で与えた短時間の過圧密履歴の影響は、不攪

乱砂においても再構成砂の場合と同様に現れる。しかし、再構成砂に過圧密履歴を与えた場合の方が、強度増加率は僅かに高くなる。

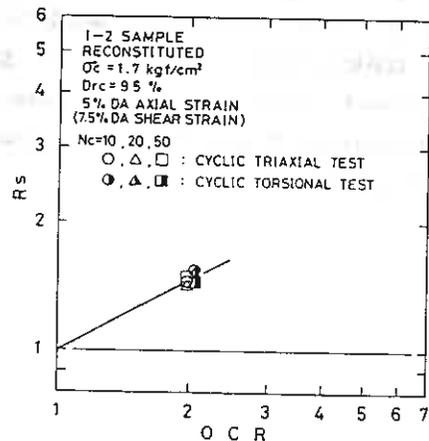


図 - 20

中空ねじり試験と繰返し三軸試験による液状化強度を比較すると、

- (1) 今回用いた不攪乱試料においては、両試験による液状化強度に統一的な強度の差は認められず、試料の相違によって、両試験による液状化強度の関係は異なる。
- (2) 同じ再構成供試体であっても、両試験による液状化強度の関係は供試体の粒子配列構造によって異なり、三軸伸張条件下で変形が卓越する供試体の方が繰返し三軸試験による液状化強度が低くなる。
- (3) 過圧密履歴による液状化強度の増加率は、繰返し三軸試験、中空ねじり試験によらず同様な強度の増加率を示した。

謝 辞

本研究を実施するにあたり、試料のサンプリングに基礎地盤コンサルタンツ㈱ 斉藤和夫氏の協力を頂いた。また、実験およびデータ整理に北海道大学3年生 田中知樹君の協力を得た。未筆ながら記して謝意を表します。なお、本研究の一部は文部省科学研究費 奨励研究(A)(01750465)および重点領域研究(1)(62601010)(代表 東京大学石原研而教授)の補助を受けたものである。

参考文献

- 1) Ishihara, K. and Takatsu, H. (1976): "Effects of overconsolidation and K_0 condition on the liquefaction characteristics of sands," *Soils and Foundations*, Vol.19, No.4, pp.59-68.
- 2) 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.
- 3) 山下聡・土岐祥介・三浦均也(1989): "メンブレン貫入の影響を考慮した非排水繰返し三軸強度とねじりせん断強度," 第24回土質工学研究発表会講演集, pp.777-780.
- 4) Toki, S., Tatsuoka, F., Miura, S., Yoshimi, Y., Yasuda, S. and Makihara, Y. (1986): "Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program," *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp.117-128.
- 5) 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)(1988): "飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について," 土の非排水繰返し三軸試験-室内試験、原位置および試験結果の利用-に関するシンポジウム論文集, pp.1-35.
- 6) Tatsuoka, F., Ochi, K., Fujii, S. and Okamoto, M. (1986): "Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands for different sample preparation methods," *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp.23-41.

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 土岐 祥介

まえがき

土質工学会北海道支部研究発表会の講演概要集として親しまれてきた「技術報告集」第 30 号の出版を記念して、その小史と、土質工学会の近年の活動動向の一部を、特に若い支部会員の土質工学に関する研究の現況の御理解の一助となれば幸いと考え、紹介する。

1. 技術報告集小史

土質工学会は昨平成元年、創立 40 周年を迎え、いくつかの記念行事が行われた。北海道支部は、明年の 1 月に設立満 35 年となり、現在全国正会員数の 6% に相当する約 670 人の会員と、学生会員、特別会員および賛助会員からなる支部に成長した。

支部では講習会を始め、様々な行事を行なって北海道の土質工学の発展に寄与してきた。その一つとして、昭和 32 年から工事報告会が支部の重要な事業として行われ概要集が発刊されてきたが、昭和 36 年から「技術パンフレット」と名を改め、さらに昭和 36 年からは「技術報告資料」となり、昭和 49 年の第 19 号以来、現在の名称となった。このようにその名称が軽々と変わったことに、少しでも支部会員に親しまれ、且つ内容に即した名称にするべく努力した担当者の苦心の跡が偲ばれる。研究あるいは論文の文字を敢えて用いなかったのも、大学、研究所以外からの工事報告あるいは野外調査の記録等の投稿を広く募るためとされている。しかし、力作の報告の掲載誌名が少し寂しいという支部会員の声も聞かれる。

他支部との横並びの関係やこれ迄のいきさつもあり、難しい問題かと思われるが改めて検討する必要があると思われる。

支部の発表会の報告件数は下記のように変遷してきた。但し、昭和 32-34 年度は、工事報告会に於ける報告件数を示している。

表-1 技術報告集発表件数

号数				1	2	3・4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
年度(昭和)	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
発表件数	8	6	9	9	8	8	6	7	7	10	13	20	18	15	13	15	12	13	18
号数	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30					
年度(昭和)	51	52	53	54	55	56	57	58	59	50	61	62	63	64					
発表件数	16	24	26	20	19	23	19	25	24	23	24	36	21	33					

本年は 33 件の発表があったが、長い間にわたって報告件数が 20-25 篇から余り増えていないのは支部の一員として寂しい。また当初は、工事報告、新工法の紹介あるいは調査報告等が多く見られたのに対し、近年は報告数の増加の一因となっている教育機関からの報告の占める割合の増加が目立ってきている。支部の発表会の趣旨からして、その内容が偏っていることは好ましいとは言えない。北海道に於ける土質工学の発展の足跡を次世代に残すためにも、広い分野からの投稿がまたれる。

ISSMFE and JSSMFE: Current Movements of Research Activities in Soil Mechanics.
- In Commemoration of the Publication of 30th Issue of the Technical Report of JSSMFE
Hokkaido Chapter - ; Shosuke TOKI (Faculty of Eng., Hokkaido Univ.)

支部の研究発表会を 30 年以上にわたって担当された歴代の幹事諸氏のご尽力にたいし、30 号の出版を機として、支部会員の皆様と共に、改めて謝意を述べさせて頂くものであります。また、研究発表会の札幌市以外での実施は、全国大会を国内の各地で行うのと同じ意味を持つもので、いくつかの困難な状況の存在にも係わらずこのような方針を定めたことは評価される。

なお、上記工事報告会および支部研究発表会の発表題目は、支部創立 30 年記念誌に示されている(26号まで)。御活用頂きたい。

ここで、国際土質基礎工学会および我が国の土質工学会の沿革並びに組織と、その活動の概要を紹介させて頂く。手元にある資料を、説明の参考のために以下に示す。

2. 土質工学会の沿革と組織

(1) 国際土質基礎工学会の設立

国際土質基礎工学会の歴史は、1936年 Harvard 大学で開催された第1回国際土質基礎工学会議にその出発点を見いだすことが出来る。当時ウーン工科大学の教授で、Harvard 大学の客員教授であった Terzaghi 教授が会議の会長に選ばれた。我が国からは東京大学の山口昇教授の、「砂のせん断に於いて現れた降伏現象」と題する1篇の論文が提出されたこの会議に於いて、会議は4年毎に開催すること、各国の国内委員会を母体として国際的な委員会を発足させること、等が決まった。第二次世界大戦のため、第2回会議が Rotterdam で開催されたのは1948年で、我が国からは出席者を送ることは出来なかったが、5篇の論文が発表された。この会議において国際土質基礎工学会を結成することが議決され、第2回会議に代表者を送っている国がその加盟国となることが認められた。

学会の目的は、各国間の情報の交換、連絡を行い土質基礎工学の進展を計ることで、そのために会議を開催し年報を作製して交換することなどの事業を行うこととした。

土質基礎工学は、物理学、化学などの理学に基礎を置く学問で、数理的解析と室内試験による物性の追求の重要性は言うまでも無い所であるが、実際に工事を行い観測結果を記録して経験をつみ、それを利用することが重要であることが力説されてきた。一時期、会の名称を International Society for Geotechnics としたいという提案が繰り返されされた。精緻な室内試験結果の解析に代表される、物性と力学の分野への偏重を避けるとする流れが、会の名称を International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering から変えることを許さなかったとされている。geotechnics という術語の解釈は多様かもしれない。この多用性が、土質基礎工学の学問分野に同じ理念を抱く土質工学者を混乱させている1つの原因ではないかと、この数年前に同様の議論が再び起きた際に考えさせられた。

(2) 国際土質基礎工学会議

国際土質基礎工学会の最も重要な事業は国際土質基礎工学会議の開催である。これまで開催された12回の国際土質基礎工学会の開催地、参加者数および13回会議の計画等を、表-2に、最近の国際土質基礎工学会議において報告された論文数等を表-3に示す。国際会議に対する関心の推移が伺われる。

(3) 国際土質基礎工学会地域会議

四年毎の国際会議の中間に、同じく四年おきに地域会議が開催されている。これは国際学会加盟国を、Europe, Asia, Africa, North America, South America および Australasia の6グループに分け、それぞれの地域内で国際土質基礎工学会議を開くもので、地域内での特殊問題について国際会員が研究成果を交換できること、4年毎の世界会議の中間時点での最新の国際的研究が発表されること、および比較的気軽に国際的交流が計りうることなどの特色がある。

表-2 これまでの国際土質基礎工学会議の開催地と参加者数

Conf No.	Venue	Year	Total	Delegates Local	Foreign	Accomp. Persons
1.	Cambridge	1936	363	254	109	-
2.	Rotterdam	1948	465	117	348	-
3.	Zurich	1953	736	105	631	-
4.	London	1957	1013	309	704	-
5.	Paris	1961	983	237	746	-
6.	Montreal	1965	1156	323	833	-
7.	Mexico City	1969	1382	409	973	333
8.	Moscow	1973	1486	201	1285	-
9.	Tokyo	1977	1566	777	789	-
10.	Stockholm	1981	1517	169	1348	363
11.	San Francisco	1985	1977	741	1236	382
12.	Rio de Janeiro	1989	-	-	1122	304
13.	New Delhi	1994	1800	600	1200	500

表-3 最近の国際土質基礎工学会議に於いて報告された論文等の数

Conference (City)	IX ICSMFE (TOKYO)	X ICSMFE (STOCKHOLM)	XI ICSMFE (SAN FRANCISCO)	XII ICSMFE (RIO DE JANEIRO)	Proposed for XIII ICSMFE (NEW DELHI)
Total number of papers	239	499	443	481	450
Total number of pages for Papers	1219	2478	2080	2118	2000
Number of pages for discussion	-	396	233	-	400
Number of pages for General Reports	42	-	38	-	-
Number of pages for State-of-the-Art Reports	234	338	-	-	300
Number of pages for Lectures	56	54	472	-	80
Number of pages for Miscellaneous	485	259	238	-	220
Total number of pages	2036	3525	3061	-	3000
Number of volumes	3	4	5	5	5

これまでの開催地は表-4 のようである。

表-4 アジア地域会議の開催地

1	1960	New Delhi	2	1963	Tokyo	3	1967	Haifa
4	1971	Bangkok	5	1975	Bangalore	6	1979	Singapore
7	1983	Haifa	8	1987	Kyoto	9	1991	Bangkok

京都で行われたアジア会議では、いくつかのセッションの論文をとり纏め、更にその分野の現況報告も加えた表-5 のようなテーマレクチャーが行われた。

表-5 京都会議テーマレクチャー

- | | |
|--------------------|---------------|
| 1) 土質基礎工学に於ける理論と実際 | 2) 特殊土の問題点 |
| 3) 土の動力学と耐震土質工学 | 4) トンネルと掘削 |
| 5) 深い基礎と浅い基礎 | 6) 盛土および斜面の安定 |

(4) 国際土質基礎工学会員

国際会員数の国別、地域別分布は表-6 のようで、約1万8千人の会員の過半数がヨーロッパ地域に属しており、北米地域がそれに続いている。国別にみると米国が圧倒的に多いが、国の総人口と比べると、カナダ、西ドイツ、イタリー、南アフリカ共和国、ニュージーランド等の他、北欧諸国が多い。国内委員会の整備状況との関係もあると思われるが、わが国の国際会員数は GNP、あるいは総人口からみて少ないと思われる。国際土質基礎工学会議の論文の割当数は、その国の国際会員数に案分されるため、これまでの我が国の国際土質基礎工学会に対する貢献の程度や研究の実績に照らして、少し損をしていると言える。

表-6 国際土質基礎工学会会員の地域別・国別分布

Total	Member Society	Europe	Asia	Africa	North America	South America	Australasia
82	Argentina					82	
378	Australia						378
73	Austria	73					
94	Belgium	94					
13	Bolivia					13	
209	Brazil					209	
92	Bulgaria	92					
1268	Canada				1268		
35	Chile					35	
106	China		106				
41	Colombia					41	
58	Costa Rica					58	
60	Czechoslovakia	60					
278	Denmark	278					
43	Dominican Republic					43	
57	Ecuador					57	
61	Egypt			61			
337	Finland	337					
746	France	746					
1323	FRG	1323					
22	GDR	22					
33	Ghana			22			
122	Greece	122					
25	Hungary	25					
28	Iceland	28					
460	India		460				
70	Indonesia		70				
37	Iran		37				
73	Ireland	73					
61	Israel		61				
1538	Italy	1538					
834	Japan		834				
21	Kenya			21			
24	Korean Republic		24				
437	Mexico				437		
12	Morocco			12			
312	Netherlands	312					
250	New Zealand						250
58	Nigeria			58			
367	Norway	367					
80	Pakistan		80				
12	Paraguay					12	
59	Peru					59	
120	Poland	120					
95	Portugal	95					
623	South Africa			623			
454	S. E. Asia		454				
278	Spain	278					
25	Sudan			25			
503	Sweden	503					
264	Switzerland	264					
12	Syria		12				
30	Tunisia			30			
57	Turkey	57					
1000	U. K.	1000					
3935	U. S. A.				3935		
356	U. S. S. R.	356					
72	Venezuela					72	
97	Yugoslavia	97					
228	Zimbabwe			228			
60	Member Societies	25	10	9	3	11	2
18438	Members	8269	2138	1080	5640	681	628

(5) 我が国の土質工学会

1) 沿革

国際土質基礎工学会は各国の国内委員会によって構成されている。我が国では、昭和24年10月に日本土質基礎工学委員会が発足し、翌25年11月この国際土質基礎工学会への加盟が承認され、晴れて国際学会に仲間入りすることが出来るようになった。昭和28年5月には機関誌「土と基礎」が創刊され、国内委員会としての体制も固まってきた。

当時参加国が国際学会に納入していた年会費は\$40で、この他に会員1人について25セントを会員数に応じて支払っていた。日本の国内委員会の委員は約100名、年会費は200円であったので、国際学会費を納めると手元にはわずかしが残らず、会員への印刷物の配布等を考えると、会員の増加は会の負担になるという極めておかしな状態にあった。また、委員会がその目的上国際活動を中心としていたことと、会員は自動的に国際会員となったがその性格が一般によく理解されていなかったこと、委員会と言う名称から個人の意志では入会しきないと思われていたこと等から、会員数は一向に増えずこの面では沈滞していた。

海外の技術を積極的に取り入れ、我が国の学術の進展を図るためには、先ず国内活動を活発にすることが必要で、委員会を国内の独立した学会に発展させる気運が実を結び、昭和29年5月、土質工学会が設立されるに至った。国内の優れた研究および学会の活動等を海外に紹介するための英文誌、Soils and foundations が昭和35年に創刊された。昭和47年6月から、土質工学会論文報告集が出版され、この中の英文の論文が前記の英文誌に掲載されるようになり、その優れた内容から'S. & F.'は英国の学会誌Geotechniqueと共に、国際的に最も権威のある論文集として認められるようになった。これは、我が国の土質工学会が高く評価されていることを意味するものである。

2) 土質工学会の組織と会員

土質工学会本部には、総務部、会誌部、事業部、調査部および基準部が有り、学会の各種事業を分掌している。各部会には各々いくつかの委員会が設置されており、調査・研究活動の実施にあたっている。この十年の間に活躍した委員会の数は、約210である。また関東を除き、各地域ごとに8つの支部が設けられており、地域に密着した学会活動を行うと共に、毎年行われている土質工学研究発表会の持回りの開催地を引き受けている。

発足当時約100名であった正会員数は、昭和55年1万3千名を越すに至ったが、この10年間会員数は減少傾向を示している。会員の45%が関東地区の、15%が関西地区の会員である。会員が専門教育を受けた出身学科としては土木工学科が最も多く、農業工学、地質学、建築工学、資源開発工学の各学科出身者がこれに続いており、会員の構成は広い分野にわたっている。

3 土質基礎工学会の活動

以下に、国際土質基礎工学会およびわが国の土質工学会の最近の活動の幾つかについて略記する。

1) 第12回国際土質基礎工学会議 (Rio de Janeiro) に於ける2・3の話題。

1989年夏に開催されたこの会議は、会長挨拶(講演)、第2回Terzaghi記念講演等の他幾つかの行事で始められた。5日間の会期中に表-7に示す様な特別講演が行われた。

表-7 第12回会議において行われた特別講演

- A — Environmental impact in geotechnical engineering
- B — Underground construction, tunnel, underground transportation
- C — Embankment dams and dam foundation
- D — Underpinning
- E — Prediction and performance
- F — Mining in geotechnical engineering.

土質工学の環境に及ぼす影響、地下空間の利用に関連する問題など時機を得た話題の中で、デルフト工科大学 Van Weele 教授の、「基礎構造物の挙動と予測に関する講演 (E)」は印象に残るものであった。この講演の中で同教授は、我々がほぼ 100% 信頼している原位置試験に含まれるいくつかの問題点を指摘すると共に、挙動予測の難しさを明らかにしている。

一般報告と参加者による討論からなるディスカッションセッションは、表-8 に示す 30 の部会で行われた。第 1 セッション「強度及び変形特性の室内試験に関する最近の進歩」では、試験装置、試験技術および試験結果の解釈の面に於ける進展について紹介があったほか、供試体の構造特性が試験データにおよぼす影響 などについて報告と討論がなされた。

ディスカッションセッションについては、参加者に発表論文が予め渡されていないこと（会議初日に受領）と、一般参加者に割当られた討論の時間が少ないため、セッションの目的が十分達せられないとの声が聞かれた。

表-8 第 12 回会議のディスカッションセッション

1 - Recent developments in laboratory strength and deformation testing	16 - Foundation of transmission towers
2 - SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in in-situ testing	17 - Reinforced soil slopes and walls
3 - Selection of design parameters for dam foundations	18 - Grouting and other forms of ground improvement
4 - Offshore exploration and foundations	19 - Soil freezing
5 - Construction problems related to excavation on soft rocks	20 - Diaphragm and slurry walls
6 - Engineering properties and design assessment of tropical soils	21 - Control of landslides and instrumentation
7 - Collapsible and swelling soils	22 - Slope stability in residual soils and weathered rocks
8 - Geotechnical properties of coarse grained soils	23 - Filters (natural materials and geotextiles)
9 - Selection of design parameters for underground construction	24 - Road and earthwork constructions on soft soils
10 - Probabilistic approaches in geotechnical engineering	25 - Land subsidence
11 - Model testing	26 - Environmental control of toxic wastes
12 - Anchors and injected piles	27 - Earthquakes — influence of local conditions on seismic response
13 - Large diameter piles	28 - Performance criteria
14 - Driveability of piles	29 - Professional practice
15 - Static and dynamic testing of piles	30 - Codes and standards.

2) 国際土質基礎工学会に設置されている Technical Committee

解決の待たれている諸問題のうち、重要なものを取り上げて国際的な委員会で検討することを目的として、表-9 に示す Technical Committee が設置されている。このうち、地震工学、粒状体の力学、軟岩の力学、杭の打ち込み、サンプリング、軟弱地盤に於ける地下建設工事などの委員会のホスト役を日本が勤めている。

表-9 国際土質基礎工学会の Technical Committee

TC 1 Allowable Deformations of Buildings and Damages	TC15 Peat
TC 2 Centrifuge Testing	TC16 Penetration testing on soils
TC 3 Collapsible Soils	TC18 Pile Driving
TC 4 Earthquake Geotechnical Engineering	TC19 Preservation of Historical Sites, Monuments and Old Cities
TC 5 Environmental Control and Waste Disposal	TC20 Professional Practice
TC 6 Expansive Soils	TC21 Research Cooperation
TC 7 Filters	TC22 Soft Rock and Indurated Soil
TC 8 Frost	TC23 Soil Freezing
TC 9 Geotextiles and Geosynthetics	TC24 Soil Sampling
TC10 Information Advisory Committee	TC25 Tropical Soils
TC11 Landslides	TC26 Calcareous Sediments
TC12 Land Subsidence	TC28 Underground Construction in Soft Ground
TC13 Mechanics of Granular Materials	
TC14 Offshore Geotechnical Engineering	

3) 国際的セミナーとシンポジウム

わが国の土質工学会が支援して、アジア地域で表-10に示す下記のようなセミナーのほか、いくつかの国際集会が行われている。

表-10 最近開催されたセミナー等

1983年	シンガポール	軟弱地盤における建設工法
1985年	クアラルンプール	土質工学に関するジョイントシンポジウム
1987年	ジャカルタ	深い基礎と建設工事に於ける軟らかい土
1989年	北京	軟弱粘土地盤の処理および液状化対策

4) 研究委員会

前述した各種の委員会のうち、会誌あるいは図書の刊行、基準の策定などに関わる委員会以外の、研究・開発のための委員会(主として昭和60年度以降に新設されたもの)は、表-11のようである。

表-11 土質工学会研究委員会

岩の力学委員会	Pile Driving 国内委員会
サンプリング研究委員会	粒状体力学に関する国内委員会
飽和砂の非排水繰り返し三軸試験方法に関する研究委員会	Soft Rocks and Indurated Soils 国内委員会
特殊圧密試験方法に関する研究委員会	Earthquake Geotechnical Engineering 国内委員会
風化残積地盤の物理・力学的性質の研究委員会	Soil Sampling 国内委員会
ジオテキスタイルの適用方法に関する研究委員会	リモートセンシングによる斜面崩壊予知研究委員会
粗粒材の現場締固めの評価に関する研究委員会	キープロック研究委員会
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	地盤情報のデータベース化に関する研究委員会
不飽和土の工学的性質に関する研究委員会	廃棄物埋め立て地盤の早期有効利用技術に関する研究委員会
構造物の基礎と地盤との動的相互作用に関する研究委員会	破碎帯の工学的性質に関する研究委員会
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	粘土鉱物試験に関する研究委員会
地盤の液状化防止策に関する研究委員会	土の物理的性質に関する新しい試験方法研究委員会
土の繰返し圧密研究委員会	不飽和地盤の安定性に関する研究委員会
破碎帯の工学的性質に関する研究委員会	薬液注入工法における注入効果の予測・確認手法に関する研究委員会
粘土鉱物試験法に関する研究委員会	凍害対策と寒さの利用に関する研究委員会
土の物理的性質と新しい試験方法に関する研究委員会	大深度地下における地盤工学的諸問題に関する研究委員会

5) 土質工学シンポジウム

研究委員会など各種委員会が、その活動の総括として種々のシンポジウムを開催している。これに対し、会員から広くテーマを公募して決められるもので、この十年間に行われたもののテーマは、表-12の通りである。第30回には、330名が参加しており、熱意の高さが伺われた。

表-12 最近の土質工学シンポジウムのテーマ

回	開催年	テ	ー	マ
25	1980	アースアンカー工法	-	その設計・施工に関する技術的諸問題 -
26	1981	掘削および盛り土時の地盤挙動予測と実測との対比		
27	1982	NATM 工法の設計と実際		
28	1983	原位置試験の新しい方法、計測技術および結果の解釈		
29	1984	シールド工事に伴う周辺地盤への影響		
30	1895	ジオテキスタイルを用いた工法	-	新材料・工法に関する技術的諸問題 -
31	1986	軟弱粘性土地盤における沈下予測と対策		
32	1987	支持杭に頼らない基礎工法		
33	1988	ウォーターフロント開発における土質工学上の諸問題		
34	1989	21世紀の土質工学を考える		

6) 土質工学研究発表会

土質工学発表会の参加者数、発表件数および発表内容は、土質工学に関する研究に対する会員の関心の方向を示す、ひとつの指標と見ることができる。発表内容の区分に少し問題が残るが、昭和 63・64 年度の分野別発表件数は、表-13 のようであった。

表-13 土質工学研究発表会における分野別発表件数

年 度 (昭和)	64	63		64	63
参加者数	1872	1694	斜面安定	33	33
総発表件数	746	891	基礎・支持力	32	48
せん断	95	91	透水・排水	31	37
補強土・地盤改良	89	101	地盤の応力と変形	30	34
動的問題	63	98	地中構造物・トンネル	26	30
動的性質	62	54	岩の性質	20	32
杭の支持力	50	65	分類・物理化学的性質	17	18
圧縮・圧密	47	42	一般・土地質	15	15
土圧・泥水	45	72	熱的性質	13	14
現地調査	42	64	ケースヒストリー	3	-
締固・舗装	33	43			

3 むすび

国際土質基礎工学会、およびわが国の土質工学会の沿革と活動の概要について、やや総花的でまとまりがないが、委員会資料、国際および国内会員名簿、土と基礎などを参考にして述べた。「土と基礎」については、余り多くの所から引用させて頂いたので、各々の著者の方々の御氏名を挙げていないことをお許し頂きたい。

土質基礎工学の各分野に於ける、最新の研究成果や傾向については、「土と基礎」の国際土質基礎工学会議あるいは研究発表会等の特集号をご覧になることを、先ずお奨めする。この拙文が、土質工学会と土質基礎工学のご理解の一助になれば、望外の幸いである。

1 まえがき

砂のような粒状体の液状化強度に及ぼす種々の影響因子の中でメンブレン貫入（以下略してMP）の問題は重要である。すなわち、礫などの比較的粒径の大きな材料に対する液状化強度を繰返し非排水試験によって推定する場合、供試体の表面にできる凸凹によるMPのためにそれを過大評価してしまうことになるからである。破砕性火山灰質粒状体においても試験結果を適切に評価するためには、実測値に含まれるMPの影響を明らかにする必要がある。

ところで、火山灰土はその生成過程に起因する種々の特異な工学的性質を有していて、砂のような粒状体のそれといくつかの点で異なる挙動を呈していることに注意する必要があるものの、これまで火山灰土の液状化強度に及ぼす諸要因の影響についての研究があまりなされていないようである。MPに関する過去の主な研究を分類すると、（1）MP量の直接評価、（2）MPの排除あるいは低減、（3）MPに関するモデル化、（4）MPによる非排水せん断挙動の変化や他の要因（端面拘束など）の定量的評価に関するものなどがあるが、決定的なものはまだないようである。

そこで、本研究では火山灰土の繰返し非排水三軸試験結果に及ぼすMPの影響を直接評価・除去するために、不攪乱及び再構成供試体に対して、貫入特性の既知な豊浦標準砂を用いて側面処理を行い、様々な考察を行ってみた。検討では、MPは材料の粒径よりは供試体側面の凸凹の程度に起因するのか、さらに側面処理層の厚さによるMPの影響も考察されている。なお、以下では、これらの影響度を主としてメンブレンコンプライアンス比 C_{RM} に基づいて定量的に評価した結果について述べている。

2 実験に使用した試料

2-1 不攪乱試料の採取

本試験に使用した不攪乱火山灰試料は、1989年9月28、29日茅部郡森町字姫川において採取されたものである。この地点は、国道5号線より内陸部へ約3km、駒ヶ岳より西方約9kmに位置する。堆積層は既存の被害調査資料¹⁾によると、1929(昭和4)年の駒ヶ岳噴出による降下生成物で構成されていると推察される。また、空中運搬時の分級作用により粒度はかなり均質であるが、軽石と黒色のスコリアが散在している。また、本堆積地盤の固結度は比較的低いようである。

不攪乱試料の採取は、表土より約2m下層で幅約10mにわたる均質な堆積土層について、シンウォールサンプリングにより行われた。サンプリング時の有効土被り圧は約25kPaと推定される。

サンプリング方法は、刃先を有するシンウォールサンブラー(φ75×H240mm)内に若干大きめに整形した堆積層の周面を削りながら収納する方法であり、供試体の軸方向が原位置の鉛直方向と一致するようにして実施されたものである。シンウォールサンプリングによる不攪乱試料の保存は、実験室の冷凍庫内(-20℃)で行なった。

2-2 試料の物理的性質

図-1および表-1は、側面処理層に用いた豊浦標準砂と採取した火山灰試料の代表的な粒径加積曲線および物理的性質を示している。火山灰試料の比重試験は、煮沸法により脱気を行なった。煮沸時間12時間とし、時々比重ピンを振ることにより脱気を進めた。また、最大・最小密度は土質工学会基準による方法で求めた。

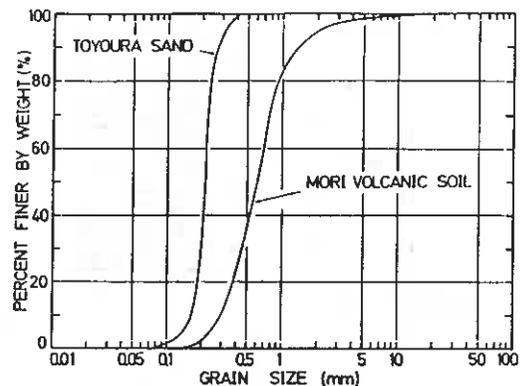


図-1

3 供試体作製法及び試験方法

3-1 供試体作製法

試験ケースは不攪乱供試体2種類と再構成供試体3種類である。これらの供試体を模式図にしたのが図-2である。図に示すように、作製した供試体の火山灰部分の寸法は全て直径 $D=75\text{mm}$ であり、側面処理層厚 t_r が1.5mm、2.5mmの供試体直径はそれぞれ、78mm、80mmとなっている。再構成供試体の側面処理層はトリミングで作製されているので、不攪乱供試体の側面処理層より凸凹の程度が大きい。供試体断面積に対する側面処理層の断面積の比 A_r/A はそれぞれ、7.5、12.1%であって、供試体体積に対する側面処理層の体積比 V_r/V は A_r/A とそれぞれ同じ値となっている。供試体高さ H と供試体径 D の比 H/D は $1.5 \leq H/D \leq 2.5$ を全て満足して、メンブレン厚 $t_m=0.2\text{mm}$ である。再構成供試体の火山灰部分の圧密後乾燥密度は不攪乱火山灰土の圧密後乾燥密度の平均値($\gamma_{dc}=1.510\text{g/cm}^3$)を目標とした。また、側面処理層に用いた豊浦標準砂の目標相対密度を $D_r=80\%$ ($\gamma_d=1.571\text{g/cm}^3$)とした。

試験は、以下に述べる方法で作製した供試体を用いている。

(1) UN供試体 (Undisturbed with no-treatment) : シンワールサンプラーからそのまま抜き出した。

(2) UT供試体 (Undisturbed with treatment, thickness of treatment layer: $t_r=1.5\text{mm}$) : シンワールサンプラーから抜き出した $D=75\text{mm}$ の凍結した不攪乱供試体端面の中心と $D=78\text{mm}$ のアクリルチューブの中心が一致するように設置する。アクリルチューブと凍結した不攪乱供試体側面の間に空中落法(AP法)によって炉乾燥した豊浦標準砂を堆積させた。その後、水の浸透→凍結の過程を与えたチューブから抜き出した。

(3) RNO供試体 (Reconstituted with no-treatment) : SD法 (Slurry deposition method)²⁾によって作製した。その後、サクシヨン→凍結の過程を与えたチューブから抜き出した。凍結時には9.8kPaの定荷重が載荷され、体積膨張はほとんど生じないことが確かめられている。

(4) RN15供試体 (Reconstituted with treatment, thickness of treatment layer: $t_r=1.5\text{mm}$) : 凍結したRNO供試体にRNO供試体の中心と105mmのアクリルチューブの中心が一致するように設置する。アクリルチューブと凍結したRNO供試体側面の間に炉乾燥した豊浦標準砂をAP法によって堆積させた。その後、水の浸透→凍結の過程を与えたチューブから抜きだし、 $D=78\text{mm}$ ($t_r=1.5\text{mm}$)の寸法にトリミングを行った。

表-1

SAMPLE NAME		Mori volcanic	Toyoura sand
Specific Gravity		2.89	2.65
Dry Density (g/cm ³)	Maximum	1.681	1.631
	Minimum	1.320	1.362
Gradation	D50 (mm)	0.63	0.17
	Uc	2.5	1.6
Finer Fraction ($\leq 74\mu\text{m}$)		0.2 (%)	0 (%)

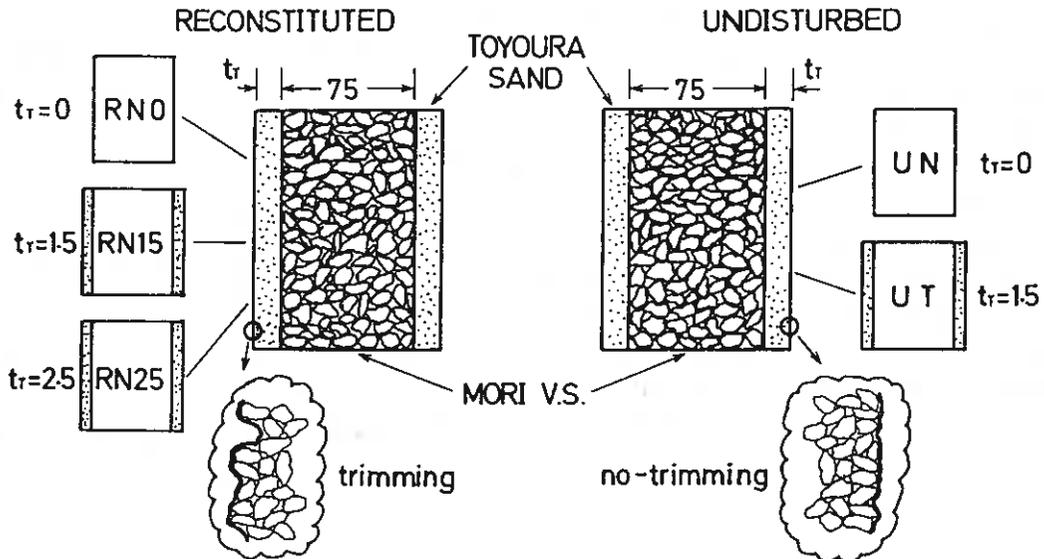


図-2

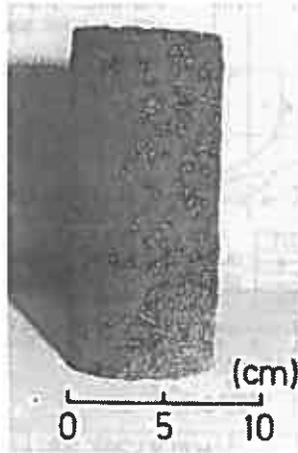


写真-1 (a)

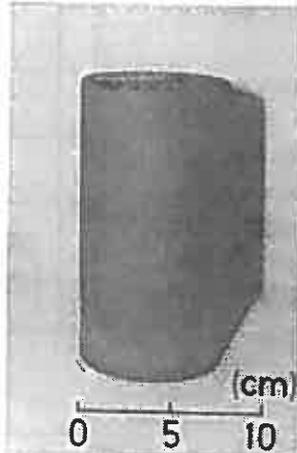


写真-1 (b)

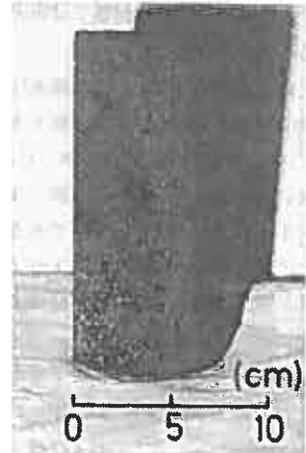


写真-1 (c)

(5) RN25 供試体 (Reconstituted with treatment, thickness of treatment layer: $t_T=2.5\text{mm}$): RN15 供試体と同様な方法で作製し、 $D=80\text{mm}$ ($t_T=2.5\text{mm}$) の寸法にトリミングを行った。以上のように作製したUN、UT、RN0 供試体の状況を写真-1(a),(b),(c)に示す。

3-2 試験方法

凍結した供試体を三軸セル内で有効拘束圧 $\sigma'_c=19.6\text{kPa}$ のもとで2時間以上放置して融解させた。飽和方法は不攪乱供試体に対して、 CO_2 、脱気水を通し、196kPaのバックプレッシャーを供給した。一方、再構成供試体に対しては三重負圧法³⁾が用いられた。すなわち、 $\sigma'_c=19.6\text{kPa}$ を保ちつつ、間隙圧 $u=-98\text{kPa}$ 、セル圧 $\sigma_c=-78.4\text{kPa}$ まで負圧を増加させ、2時間放置後、脱気水を通し、196kPaのバックプレッシャーを供給した。この方法により、間隙圧係数 B 値は0.95以上を得ている。引き続き、圧密圧力 $\sigma'_c=49\text{kPa}$ のもとで2時間等方圧密を行い、非排水状態で周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の正弦波で繰返し軸荷重を加える。

表-2

4 試験結果と考察

表-2は全ての試験結果の数値表である。 $\gamma_{d,r}$ 、 $\gamma_{d,t}$ 、 $\gamma_{d,side}$ 、 $\gamma_{d,vol}$ はそれぞれ、圧密後乾燥密度、側面処理層の乾燥密度、火山灰部分の乾燥密度を表している。

4-1 不攪乱火山灰土の液状化強度に及ぼすMPの影響

図-3は不攪乱供試体の側面処理の有無による液状化強度の比較を示している。縦軸は振幅軸ひずみ $DA=1\%$ に至るまでの平均的な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ ($DA < 1\%$)、横軸は $DA=1, 2, 5\%$ に至るまでの繰返し載荷回数 N_c である。この図から明らかなように、側面処理を行ったUT供試体の液状化強度はいずれの DA においても小さくなる傾向にある。このことは同一の材料を用いても供試体側面の凸凹の程度によりMP量が異なるためであり、MP量が大きいほど液状化強度を過大評価すると言う過去の研究結果と同様の傾向を示している。さらに、供試体材料よりも粒径の細かい材料を用いて側面処理層を乱すことなく

Specimen Name	$\sigma_d/2\sigma'_c$	Nc			$\gamma_{d,r}$ (g/cm^3)	$\gamma_{d,t}$ (g/cm^3)	$\gamma_{d,vol}$ (g/cm^3)
		DA=1%	DA=2%	DA=5%			
UN-01	0.300	0.94	2.63	8.70	1.475	—	—
02	0.231	9.59	17.8	43.7	1.525	—	—
03	0.394	0.70	0.93	6.84	1.538	—	—
04	0.398	0.80	2.61	12.7	1.493	—	—
05	0.349	0.80	3.67	17.8	1.511	—	—
06	0.202	17.8	24.4	48.8	1.510	—	—
UT-01	0.296	0.93	2.89	13.9	1.520	1.539	1.516
02	0.345	0.84	2.20	16.8	1.537	1.556	1.533
03	0.243	1.59	2.94	10.6	1.490	1.547	1.482
04	0.227	1.54	3.57	17.7	1.528	1.571	1.522
05	0.199	3.57	5.88	25.9	1.507	1.501	1.507
RN0-01	0.243	1.60	2.49	4.27	1.542	—	—
02	0.201	5.67	6.93	9.45	1.518	—	—
03	0.180	123	128	141	1.495	—	—
04	0.224	1.88	2.62	5.03	1.528	—	—
05	0.298	0.72	1.01	2.15	1.523	—	—
06	0.183	22.7	26.0	35.8	1.528	—	—
07	0.250	1.60	2.66	5.83	1.529	—	—
08	0.346	0.75	1.27	3.48	1.480	—	—
RN15-01	0.249	0.98	1.83	3.62	1.561	1.565	1.554
02	0.346	1.23	2.24	5.19	1.513	1.589	1.460
03	0.178	12.8	14.9	19.7	1.539	1.562	1.532
04	0.161	25.8	27.6	30.8	1.514	1.558	1.500
05	0.139	14.6	15.5	16.7	1.565	1.589	1.560
06	0.123	585	589	594	1.531	1.537	1.530
07	0.296	0.88	1.82	3.59	1.548	1.626	1.533
08	0.201	8.18	10.4	18.3	1.545	1.582	1.531
RN25-01	0.163	11.7	13.7	19.2	1.562	1.595	1.545
02	0.352	0.77	1.42	3.46	1.533	1.589	1.520
03	0.141	26.4	28.1	33.2	1.557	1.581	1.548
04	0.297	0.77	1.38	3.19	1.542	1.637	1.527
05	0.249	1.18	2.19	4.85	1.535	1.575	1.527
06	0.202	3.96	5.22	7.79	1.524	1.588	1.511

施した供試体の液状化試験では確実にMPの影響を少なくすることができる。

次に、不攪乱火山灰土の間隙水圧挙動や両振幅軸ひずみ挙動に及ぼすMPの影響を考察するために、同一の応力比 $\sigma_d/2\sigma_c=0.2$ の側面処理を施したUT供試体と側面処理しないUN供試体を用いて、図-4, 5, 6で比較を行う。図-4は有効応力経路の一例である。載荷開始から初期液状化に至るまで、繰返し載荷1サイクルに蓄積する間隙水圧は、側面処理しないUN供試体より側面処理したUT供試体において、大きい。また、サイクリックモビリティ中の間隙水圧発生特性を検討するために、DA=5%に至ったときの最大伸張載荷時に発生する間隙水圧

$U_{c.m.ext.}$ と σ_c との比、および最大圧縮載荷時の間隙水圧 $U_{c.m.comp.}$ と σ_c との比をUT供試体とUN供試体と比較した。 $U_{c.m.comp.}$ に違いはないものの、 $U_{c.m.ext.}$ に関しては側面処理を施したUT供試体が処理しないUN供試体より小さな値となっている。すなわち、側面処理を施したUT供試体の有効応力の回復は大きくなる結果になった。これらの傾向は密な砂にみられるMP効果と同様な傾向である。

図-5は任意の繰返し回数 N_c を DA=5% を生じるに必要な繰返し回数で正規化した値、 $N_c/(N_c \text{ at DA=5\%})$ と繰返しせん断応力 $\sigma_d/2=0$ 時に残留する間隙水圧を初期有効拘束圧で正規化した値、 u/σ_c との関係を示している。この図から、側面処理を施すことによって、明らかに異なった間隙水圧挙動を示していて、側面処理したUT供試体の間隙水圧上昇が処理しないUN供試体のそれより急激であることがわかる。

図-6は繰返し回数 N_c を DA=5% を生じるに必要な繰返し回数で正規化した値、 $N_c/(N_c \text{ at DA=5\%})$

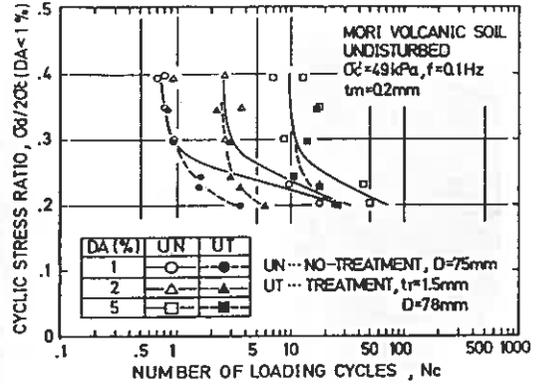


図-3

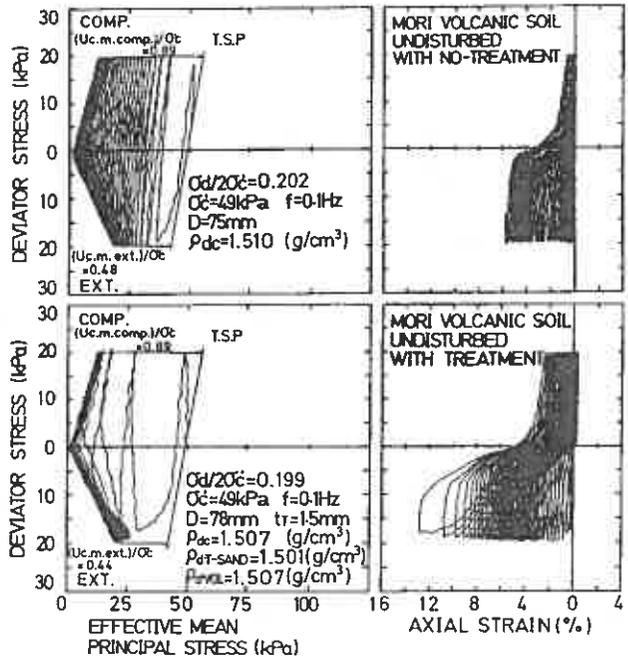


図-4

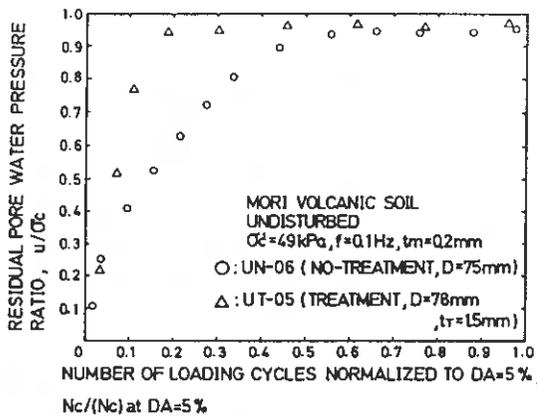


図-5

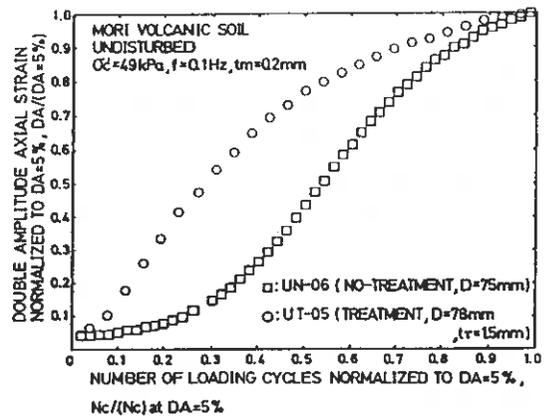


図-6

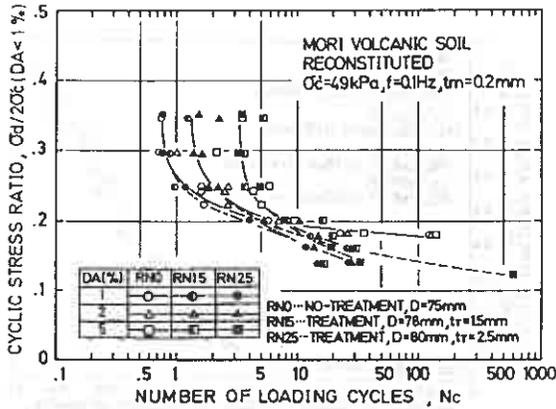


図-7

DA=5%)とDAをDA=5%で正規化した値、DA/(DA=5%)の関係を示している。図から明らかのように、間隙水圧挙動と同様に側面処理を行ったUT供試体のDAの発達処理しないUN供試体のそれより急激である。以上のことから、破碎性粒状体と言えども通常の砂と類似のMP効果が確実に存在することを認めなければならない。

4-2 火山灰土の液状化強度に及ぼす側面処理層の厚さの影響(再構成供試体を対象として)

図-7は再構成された森火山灰供試体の側面処理層 $t_r=0, 1.5, 2.5\text{mm}$ の3種類の厚さの違いによる液状化強度の比較を示している。横軸はDA=1, 2, 5%に至るまでの N_c 、縦軸はDA=1%に至るまでの平均的な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma_c$ (DA<1%)である。液状化強度差は比較的応力比の低いところで存在し、 $t_r=0, 1.5, 2.5\text{mm}$ の順で液状化強度は低くなっている。このことは、側面処理を行うことによって供試体側面の凸凹の程度が小さくなればMPの影響も小さくなるという不攪乱供試体と同様な傾向を示しているものの、側面処理を施した供試体としない供試体の液状化強度は不攪乱供試体に側面処理をした場合のような明確な差が現れていない。これは、側面処理を施した不攪乱供試体は凍結した状態でチューブから抜きだしているのに対し、側面処理層を施した再構成供試体はトリミングによって側面処理層を作製しているため凸凹の程度が異なる。ところで、山下ら⁴⁾は供試体表面の整形による表面の乱れは新たなメンブレン貫入を誘発し、液状化強度が過大評価することを豊浦標準砂において、示している。

すなわち、図-8に示すようにメンブレンをあらかじめ装着したモールドに試料を堆積させた供試体の周面での粒子の状態(1)と凍結供試体を削り出したときに生じる状態(2)を比較してみると、例えばハッチングを施した粒子の剥落が生じるので、ともに粒径が等しい試料を用いたとしてもトリミングを伴って作製した供試体の側面においては、

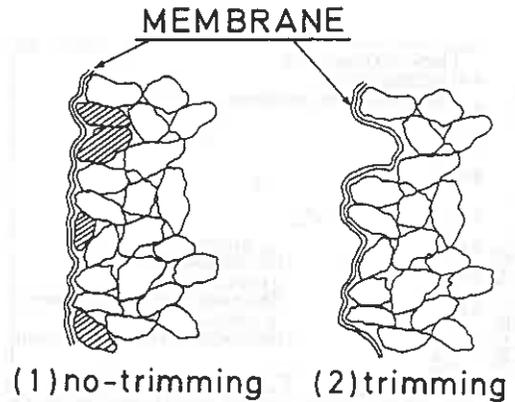


図-8

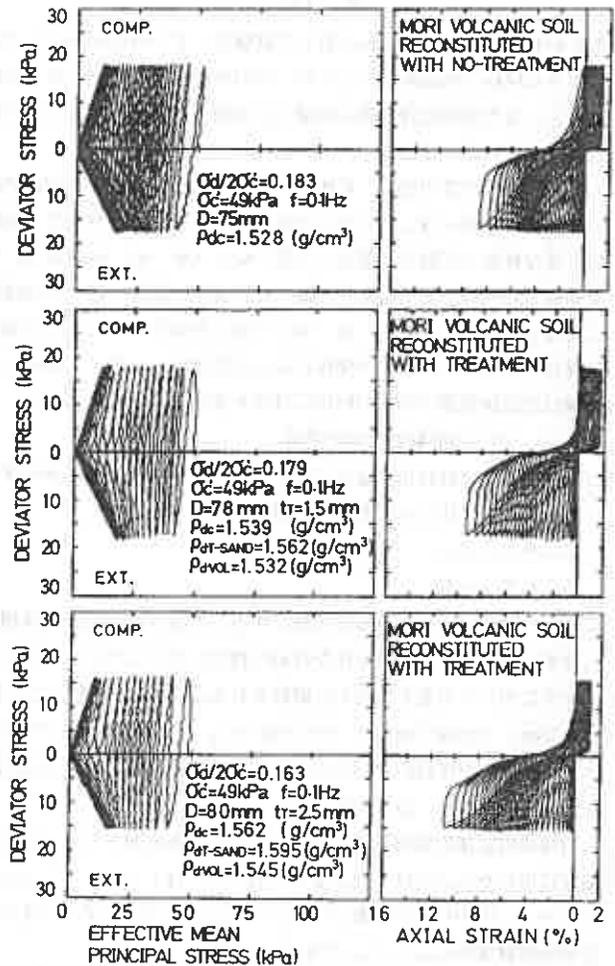


図-9

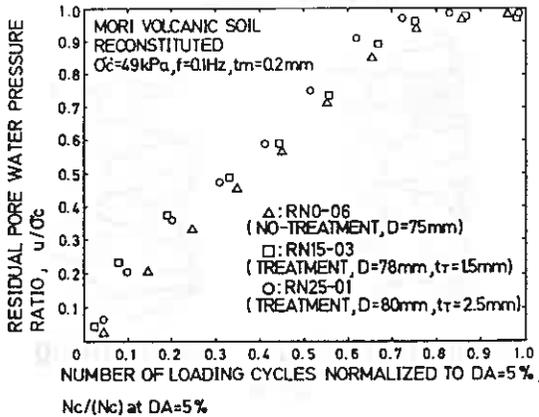


図-10

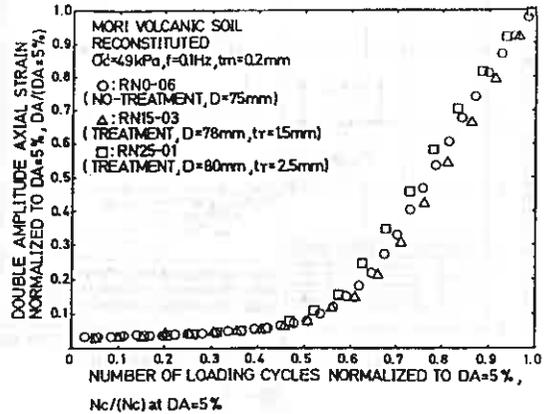


図-11

あたかも粒径の大きな試料に対して試験をしているのと同じことになるとしている。したがって、供試体材料より粒径の小さな材料で側面処理をしても、その作製がトリミングなどが行われれば、MP効果の低減を余り期待できないことになる。また側面処理層厚の相違による液状化強度差は応力比の低いところで僅かに存在するものの全体として有意な差は見られなかった。

次に、同一の応力比で、再構成された森火山灰供試体の側面処理層 $t_r=0, 1.5, 2.5$ mmの3種類の厚さの違いによるMPの影響度が図-9, 10, 11に示されている。図-9は有効応力経路、図-10は任意の繰返し回数 N_c を $DA=5\%$ を生じるに必要な繰返し回数で正規化した値、 $N_c / (N_c \text{ at } DA=5\%)$ と繰返しせん断応力 $\sigma_d / 2 = 0$ 時に残留する間隙水圧を初期有効拘束圧で正規化した値、 u / σ_c との関係、図-11は繰返し回数 N_c を $DA=5\%$ を生じるに必要な繰返し回数で正規化した値、 $N_c / (N_c \text{ at } DA=5\%)$ と DA を $DA=5\%$ で正規化した値、 $DA / (DA=5\%)$ の関係を示しているが、3種類の供試体のこれらの関係にあまり差はみられない。このことは、トリミングによって作製された側面処理層と森再構成供試体側面の凸凹の程度には余り差がないと思われる。

4-3 MPの影響の定量的考察

本研究では、液状化強度に及ぼすMPの影響を定量的に評価するために、次式で定義される膨張時のメンブレン・コンプライアンス比 C_{RH} に基づいて議論を進めてみる。

$$C_{RH} = \varepsilon_{vm} / \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_{vm} = \varepsilon_{vt} - \varepsilon_v$$

ここで、 ε_{vt} : 測定される全体積ひずみ、 ε_{vm} : MPによる体積ひずみ、 ε_v : 真の体積ひずみである。

筆者ら⁵⁾がMPの各補正法を詳細に検討したところによるとFrydman⁶⁾による補正法が原理的にも、また与えられるMP値においても最も妥当だと解釈された。Frydmanの方法による ε_{vm} に基づいて算定された豊浦標準砂の C_{RH} の値は $D=70$ mm、 $t_m=0.2$ mmで0.36であった。 $\varepsilon_{vm} = 4 \times \varepsilon_m / D$ (ε_m : 単位表面積当りのメンブレン貫入量) から、 $D=78$ mmの豊浦標準砂の $C_{RH} = 0.32$ が得られた。この C_{RH} の値を $D=78$ mm、 $t_r=1.5$ mmの側面処理された不攪乱火山灰土の C_{RH} として、以下考察を進めよう。

再構成供試体の側面処理層は豊浦標準砂であるがトリミングによって側面が乱されているので、不攪乱供試体の側面処理に用いた C_{RH} とは一致しない。山下ら⁴⁾はトリミングによって、作製した豊浦供試体の液状化強度を適切に評価するために、田中ら⁷⁾が提案したメンブレンコンプライアンス比 C_{RH} の簡易推定法によって、 $D=70$ mmにトリミングされた豊浦供試体の $C_{RH} = 1.07$ を得ている。

その簡易法は繰返し回数が多い試験における間隙水圧の時刻歴の中央部分についてほぼ弾性的挙動をしていると考え、その時の軸方向応力の変化 $\Delta\sigma$ と間隙水圧の増分 Δu の関係から以下に示すメンブレンコンプライアンス比 C_{RH} を求めている。

$$C_{RH} = \frac{B}{3D} - 1 \quad \text{-----} \quad (B : \text{間隙水圧係数、} D = \Delta u / \Delta\sigma。)$$

表-3

Specimen Name	t_T (mm)	C_{RH}	
		no-treatment	treatment
Undisturbed	1.5	0.75	0.32
Reconstituted	1.5	1.03	0.96

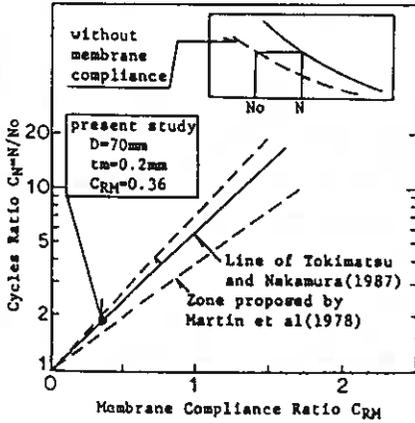


図-12

Tokimatsuら⁸⁾が示した C_{RH} と C_N ($=N/N_0$, N :メンブレンコンプライアンスがある場合に液状化が起きる載荷回数, N_0 :同じ応力比でメンブレンコンプライアンスがない場合に液状化が起きる載荷回数)の対数との関係が図-12に示すように直線関係であるとする事実を適用する。ここでは、上述のように $\log C_N$ と C_{RH} の直線関係に基づいて次のような手順により、不攪乱および再構成火山灰の C_{RH} を求めた。

- ① 側面処理された供試体の C_{RH} から図-12によりそれに対応する載荷回数比 $C_N = N_T / N_0$ を求めると。
- ② $DA = 5\%$ の液状化強度線から、同一の応力比のもとで側面処理した供試体としない供試体との繰返し回数比 N / N_T を求めると。
- ③ (N / N_T) と (N_T / N_0) を乗じて N / N_0 を求めると。
- ④ 図-12により N / N_0 に対応する C_{RH} を推定する。

以上の手順によれば、 C_{RH} を推定することが可能であり、応力比 $\sigma_v / 2\sigma_c = 0.2$ のケースについての結果を示したのが表-3である。不攪乱及び再構成供試体のいずれにおいても、側面処理を施した供試体の C_{RH} の値は小さくなっているのが分かる。これは、側面処理を行なった結果、MP量が減少したためである。しかし、再構成供試体の場合、側面処理したものとしないものの C_{RH} の差は小さい。このことは、同一の粒径でも表面が乱されればMP量が増加することを意味している。

次に、 C_{RH} 値の変化によって液状化強度線がどのように変化するかを不攪乱供試体に対して図-13(a)、再構成供試体に対して、図-13(b)に示している。図中の破線は $C_{RH} = 0$ つまりMPの影響がない場合に相当する液状化強度線で、前述の手順で得られた載荷回数比 C_N から得られたものである。また、MPの影響が側面の凸凹だけで変化するなら、乱さない側面処理層を施した再構成供試体の液状化強度線は一点鎖線のようになる。

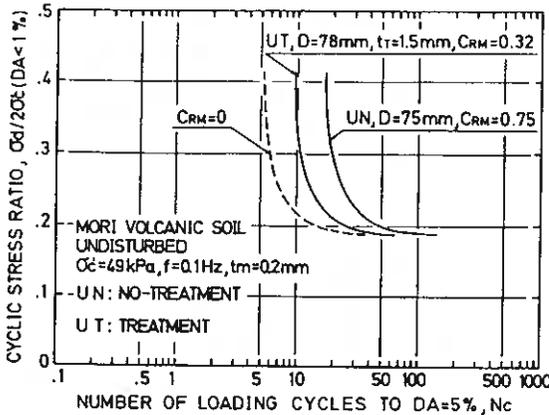


図-13 (a)

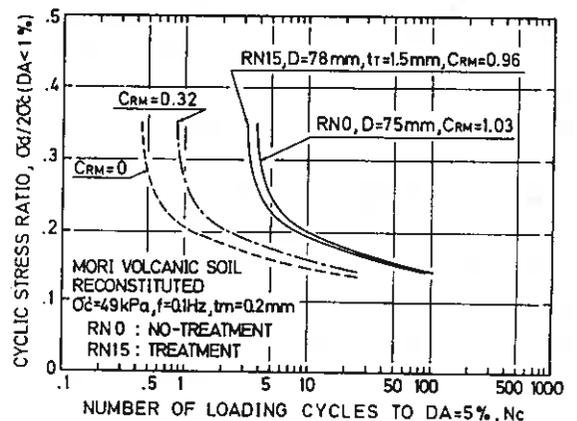


図-13 (b)

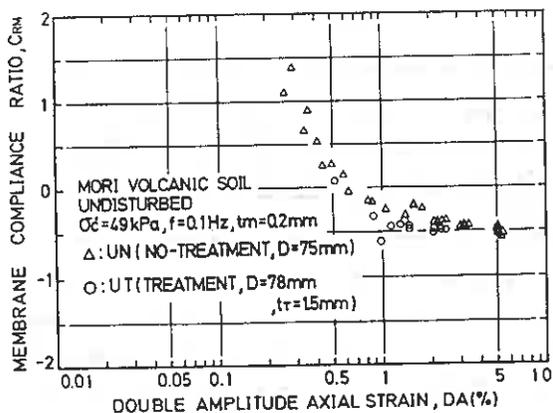


図-14 (a)

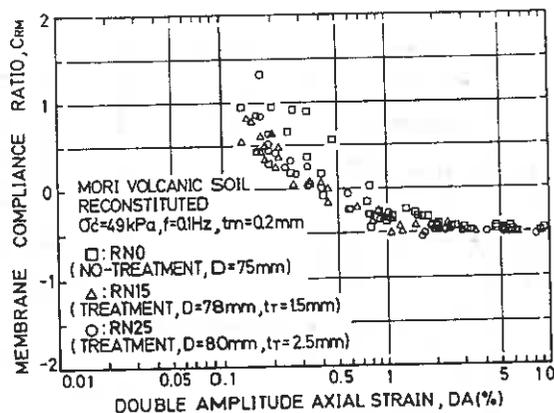


図-14 (b)

表-4

Specimen Name	C_{RH}	$C_{RH} = \frac{B}{30} - 1$
RN0	1.03	0.71
RN15	0.96	0.30
RN25	0.94	0.42
UN	0.75	1.02
UT	0.32	—

C_{RH} の違いによる液状化強度線の比較を、繰返し回数 $N_c=20$ で $DA=5\%$ 生ずるに必要な応力比の差で見てみる。シンワールサンブラーによって採取した不攪乱供試体とそれに側面処理した供試体の液状化強度の誤差は29%から6.2%に減少した。再構成供試体とそれに側面処理した供試体では27%から25%にしか減少していない。しかし、乱さない状態で側面処理層が作られれば6.5%程度に誤差をおさえることができる。このように、メンブレンコンプライアンス比 C_{RH} が既知な材料によって薄く側面処理された供試体においては、MPの影響を、側面処理層の C_{RH} のみによって定量的に評価できる。また、供試体側面の凸凹を少なくするために、供試体粒径より小さな材料で側面処理を行っても、処理層が乱されれば、MPの影響は大きくなるので、凍結供試体を用いて試験する際には特段の注意が必要である。

次に液状化強度差から求めた C_{RH} と田中ら⁷⁾が提案した C_{RH} の簡易推定法を比較したものが表-4に示されている。ただし、簡易推定法によって求めた C_{RH} は間隙水圧比 $u/\sigma'_c=0.4$ 付近の間隙水圧 Δu と軸差応力振幅 $\Delta\sigma_a$ から求めたものの平均値である。この表から、両者の値は一致していない。図-14は簡易法により求めた C_{RH} と両振幅ひずみ DA との関係を示していて、(a)は不攪乱供試体に対して、(b)は再構成供試体に対して示されている。再構成供試体の同一のひずみレベルでの C_{RH} を比較すると、側面処理をしていないRN0供試体は側面処理した供試体より大きな値となり、側面処理層の厚さが異なるRN15供試体とRN25供試体間の差は少ないようである。また、表-4に示された結果も同じ様な結果となっている。しかし、不攪乱及び再構成供試体のいずれも、簡易法によって求めた C_{RH} が軸ひずみの進行にともなって減少していくので、強度から求めた C_{RH} 値よりも、客観的に決定しづらい結果となっている。

4-4 再構成及び不攪乱火山灰土の液状化強度の比較

図-15は側面処理を行っていない再構成及び不攪乱火山灰土の $DA=1, 2, 5\%$ に至るに必要な繰返し載荷回数 N_c と $DA=1\%$ に至るまでの平均的な繰返しせん断応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ ($DA < 1\%$)の関係を表している。全体的に再構成より不攪乱の液状化強度が大きい傾向にある。しかし、これらの値にはMPの影響が存在し、さらに、両者のMP量は同じではないので、この液状化強度線は誤差が含まれていると同時に、両者の強度差も真の値ではない。そこで、前述の考察で述べられた方法で、MPの影響を排除した液状化強度線を $DA=5\%$ に対して比較したものが図-16である。実線は不攪乱及び再構成供試体の実験結果で、破線はそれらの実験結果に対してMPの

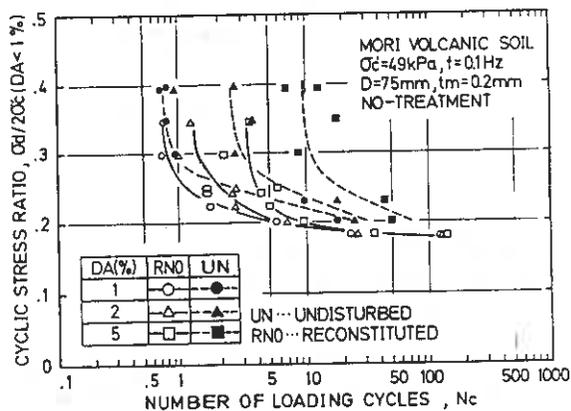


図-15

補正を行なっているため、メンブレンコンプライアンスが無い液状化強度線である。しかし、MPによる影響を排除しても、不攪乱と再構成供試体の液状化強度線にはかなりの差があり、逆に、差が広がる結果となった。このことは、原位置との構造異方性の違いや自然堆積火山灰土に存在する固結作用のために、現場と同一の材料、密度で作製した再構成供試体の試験結果だけでは、原位置での液状化強度を再現する可能性が通常自然堆積砂より極めて低いことを示唆している。

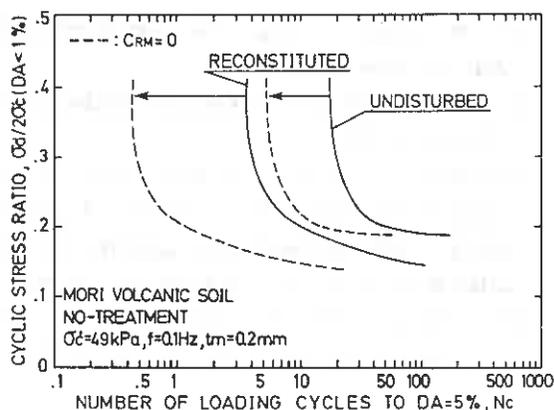


図-16

5 まとめ

森火山灰土の不攪乱及び再構成供試体に対して、側面

処理をしたものとしなないもので、一連の繰返し非排水三軸試験を行った結果、以下のことが示された。

- (1) 破砕性粒状体といえども、通常の砂と類似のMP効果が存在する。供試体材料よりも粒径の細かい材料を用いて側面処理層を乱すことなく施した供試体の液状化試験では、確実にMPの影響を少なくすることができる。
- (2) メンブレンコンプライアンス比 C_{RH} が既知な材料によって薄く側面処理された供試体においては、MPの影響を側面処理層の C_{RH} のみによって定量的に評価できる。
- (3) トリミングなどによって処理層表面が乱されると、たとえ同一の材料を用いて側面処理を施したとしても、MPの影響に著しい差が生じる。このことは、MPの影響が供試体材料の粒径より供試体側面の凸凹の程度に強く依存することを示唆するものである。
- (4) 供試体径の2～3%程度の小さな側面処理層厚 $t_r=1.5\text{mm}$ と 2.5mm の違いは、液状化試験結果に及ぼすMPの影響に有意義な差は見られなかった。
- (5) C_{RH} の簡易推定法はひずみレベルによって異なるので客観的に決定しにくい結果となっている。

MPの影響を直接排除するための方法として、生ゴムなどや硬質材料を供試体周面にはりつけて行う方法が今まで考案されているが、供試体と側面処理層とのステイフネスが大きく相違しているために、必ずしも良好な結果を示しているとは思われない。本研究は、MPが客観的に、かつ容易に評価されていて、かつ供試体との剛性がさほど異ならない粒状体(豊浦標準砂)によって、MPを除去する方法を考案したものである。本方法の有効性を確認していくために、今後はさらに(3)の結果を確認するために側面処理層を乱さない状態で作製した再構成供試体を用いて、一連の繰返し非排水三軸試験を行う予定である。また、液状化試験に及ぼすMPの影響は供試体側面の凸凹の程度だけに依存することを確認するために、トリミングによって側面を粗く整形した再構成火山灰供試体に対して、側面処理をしたものとしなないものの繰返し非排水三軸試験を実施する。

謝辞

本研究には平成元年度科学研究費総合研究(A)(No.01302043,代表 龍岡文夫)の補助を受けている。また、本研究を実施するに当たり実験及びデータの整理などに室蘭工業大学4年 小飼 喜弘君に多大なる協力を得た。記して、感謝の意を表します。

参考文献

- (1)村山馨(1978):”日本の火山(1)”, 大明堂。
- (2)R.Kuerbis and Y.P.Vaid(1988):”Sand sample preparation-The slurry deposition method”,Soils and Foundations,Vol.28,No4,pp.107-118.
- (3)Nader S.Rad and G.Wayne Clough(1984):”New procedure for saturating sand specimens”,Proc.ASCE,Vol.110,GT9,pp.1205-1218.

- (4)山下聡・土岐祥介・三浦清一(1990):”構造異方性砂の液状化挙動に与える異方圧密履歴の影響”,土質工学会論文報告集, Vol.30, No1.
- (5)三浦・土岐・彦坂・山下:”粒状体の三軸試験におけるメンブレン貫入について”,土質工学会道支部技術報告集, No28, pp.141-150.
- (6)Frydman, S., Zeitlen, J.G. and Alpan, I.(1973):”The membrane effect in triaxial testing of granular soils”, Journal of Testing and Evaluation”, Vol.1, No.1, pp.37-41.
- (7)田中敬三・時松孝次(1988):”液状化試験結果に対するMembrane Penetrationの簡便な評価方法”,土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム-室内試験、原位試験および試験結果の利用-, pp.85-88.
- (8)K.Tokimatsu and K.Nakamura(1987):”A simplified correction for membrane compliance in liquefaction tests”, Soils and Foundations, Vol.27, No4, pp.111-122.

室蘭工業大学工学部 正会員 三浦 清一
室蘭工業大学大学院 学生員 ○宮永 孝志
室蘭工業大学大学院 学生員 益村 公人

1. まえがき

環太平洋火山帯に位置する我国には火山灰土地盤が全国的に広く分布しており、その特異な工学的性質のため泥炭などとともに代表的な特殊土の一つに数えられている。北海道では新第三紀から第四紀にかけて激しい火山活動が起こり、その噴火にともない火山灰、軽石、スコリアなど種々の火山碎屑物を放出した。これらの火山碎屑物はその生成過程により、降下生成物と流下生成物とに大きく分類されるが、堆積構造、構成要素、分布地域、風化程度などが複雑でありその性質を一概に捉えることは困難である。また、これら火山灰土が我々の生活に密接に結び付いていることも事実であるが、シラスや泥炭などに比べ支持地盤としての問題点も少ないことから、工学的な見地に立った研究は少なかつたようである。

一般に粒状体の変形・強度特性や液状化特性は、同一の試料や密度であってもその構造特性に強く依存する。しかもこれが粒状体の力学挙動を支配する主たる要因となっている。したがって、降下生成物のような噴出物の空中落下により形成されている火山灰土層では、室内において空中落下方式で作成された豊浦砂供試体の変形・強度異方性に類似した挙動が見られるはずである。

このような観点から、筆者らは北海道内で採取した不攪乱火山灰試料に基づいて、自然堆積状態にある火山灰質粒状体の変形・強度特性や液状化特性について詳細な検討を重ねている。本研究では、ブロックサンプリングにより採取され、三軸供試体の軸方向が鉛直および水平方向と一致した2種類の供試体を準備し、一連の三軸せん断試験および非排水繰返し三軸試験を行なった。その結果、原位置火山灰堆積地盤に存在する著しい構造異方性、さらにサンプリング方法の相違による力学挙動の変化の実態が明らかにされた。

2. 試験に使用した試料

2-1. 不攪乱試料の採取

本試験に使用した不攪乱火山灰試料は、平成元年9月28、29日茅部郡森町字姫川において採取されたものである。図-1に示すように、この地点は国道5号線より内陸部へ約3km、駒ヶ岳の西方約9kmに位置する。堆積層は既存の被害調査資料¹⁾によると1929(昭和4)年の駒ヶ岳噴出による降下生成物で構成されていると推察される。また空中運搬時の分級作用により粒度はかなり均質であるが、軽石と黒色のスコリアが散在している(写真-1(a))。また、本堆積地盤の固結度は比較的低いようである。

不攪乱試料の採取は、表土より約2m下層で幅約10mにわたる均質な堆積土層について、ブロックサンプリングおよびシンウォールサンプリングにより行われた。サンプリング時の有効土被り圧は約25kPaと推定される。

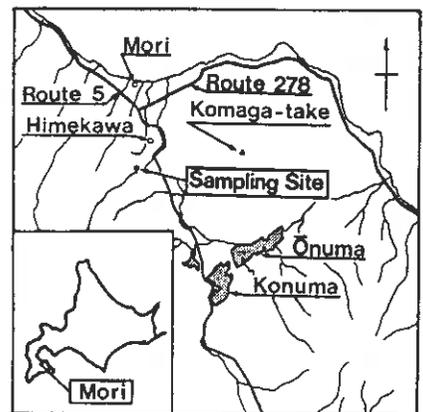


Fig-1

写真-1 (b)には、鉄製ブロックサンプラー(300×300×300mm, 厚さ5mm)を用いたサンプリング状況が示されており、その手順は以下のものである。堆積層をサンプラーの内寸法よりやや大きめのブロック状に整形後、その上端にブロックサンプラーを静かに設置して注意深く周面を削る。サンプラー下端には、先端シュウが設置されており、静的な押し込みを容易にしている。また、周面成形には刃渡り30cm程の刺身包丁を使用した。所定の深さまで押し込められたブロックサンプラーは、密封後ドライアイスで凍結させた状態のまま実験室に運搬した。

一方、シンウォールサンプラー(φ75×H240mm)を用いたサンプリング方法は、若干大きめに成形した堆積層の周面を削りながらサンプラー内に収納する方法であり、供試体の軸方向が原位置の鉛直方向と一致するようにしている。このようにシンウォールサンプリングは、原理的にはブロックサンプリングと同じ採取法であると考えられる。不攪乱試料の保存は、実験室の冷凍庫内(-20℃)で行なった。

2-2. 試料の物理的性質

採取した試料の代表的な物理的性質と粒径加積曲線を、表-1および図-2に示す。なお比較のため表-1には富川火山灰土、図-2には富川火山灰土および豊浦標準砂のそれについても併記してある²⁾。本試料の比重試験は、煮沸法により脱気を行なっている。煮沸時間は12時間とし、時々比重ビンを振ることにより脱気を進めている。また、最大・最小密度は土質工学会基準による方法で求めた。

Table-1

SAMPLE NAME	MORI volcanic	TOMIKAWA volcanic
Specific Gravity	2.89	2.22
Dry Density (g/cm ³)	Maximum	1.881
	Minimum	1.320
Gradation	D ₅₀ mm	0.63
	U _c	2.5
Finer Fraction (≦74μm)	0.2 (%)	1.0 (%)
Relative Density (in-situ)	21~73 (%)	30~90 (%)
Moisture Content (in-situ)	9~13 (%)	70~73 (%)
pH	6.3	6.5



Photo-1 (a)



Photo-1 (b)



Photo-1 (c)

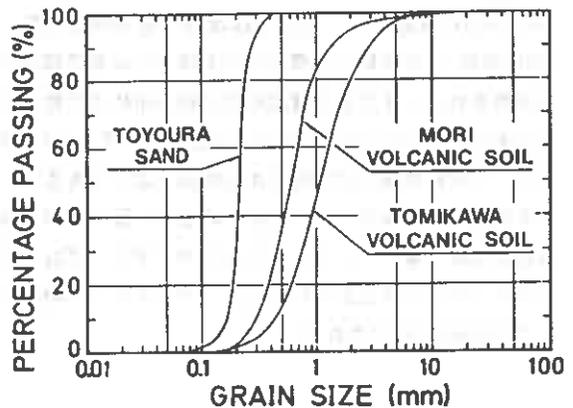


Fig-2

3. 三軸供試体の作製方法および試験方法

採取した凍結状態にあるブロック試料は、三軸供試体の軸方向が原位置の鉛直および水平方向と一致するように切り出した2種類のを準備した。供試体作製作業はすべて冷凍庫内で行い、供試体寸法が直径 $D=75\text{mm}$ 、高さ $H=160\text{mm}$ ($H/D=2.13$)となるよう注意深くトリミングを行なった。したがって両供試体の軸方向は、 90° 異なった状態にある(図-3)。以後、前者をBV供試体、後者をBH供試体と略称する。

写真-1(c)には、トリミングされ凍結状態にあるBV供試体の一例を示している。シンウォール試料については、細粒子による若干の周面処理を施してはいるが抜き出した試料をそのまま供試体として使用している。以後、TV供試体と略称する。以上のように準備した凍結供試体は、三軸セル内で有効拘束圧 $p_c'=19.6\text{ kPa}$ のもとで2時間以上放置して融解させる。その後、 CO_2 、脱気水を通して飽和させ 196kPa のバックプレッシャーを供給している。この方法によりB値は0.95以上を得ている。

引続き、所定の圧密圧力 $p_c' (= \sigma_c')$ のもとで2時間等方圧密した後、非排水三軸圧縮・伸張試験、排水三軸圧縮試験および非排水繰返し三軸試験を実施した。非排水三軸圧縮・伸張試験は側圧一定、ひずみ制御($\dot{\epsilon}_a=0.25\text{ \%}/\text{min}$)の条件で行なった。また、排水三軸圧縮試験は側圧一定(ひずみ制御)、平均有効主応力一定(応力制御)、軸圧一定(応力制御)の3ケースについて行なった。三軸せん断試験結果は、次の応力・ひずみパラメータによって整理されている。

$$q = |\sigma_a' - \sigma_r'| \quad : \text{偏差応力}$$

$$p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r')/3 \quad : \text{平均有効主応力}$$

$$\gamma = 2|\epsilon_a - \epsilon_r|/3 \quad : \text{せん断ひずみ}$$

ここで、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ軸方向、半径方向有効主応力、 ϵ_a 、 ϵ_r はそれぞれ軸方向、半径方向主ひずみで、圧縮を正としている。非排水繰返し三軸試験は、振幅一定、載荷周波数 0.1Hz の正弦波のもとで圧縮側から始まる繰返し応力を与えて行なった。試験結果は、通常の正規化した応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ と所定の両振幅幅ひずみDAに達するまでの載荷回数 N_c の関係や $q-p'$ 関係で示している。

なお、用いたメンブレンの厚さは 0.2mm であり、繰返し三軸試験以外ではメンブレン張力の補正を行なっている。また、メンブレン貫入補正はしていない。

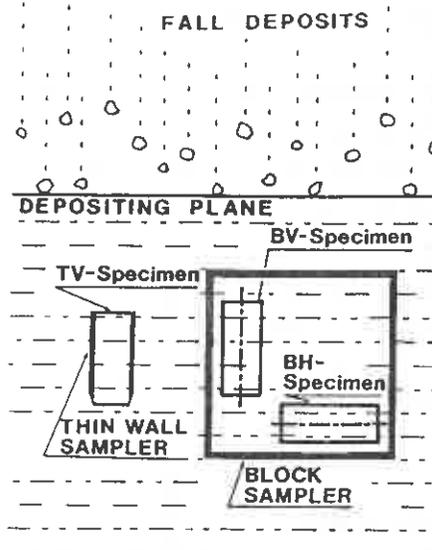


Fig-3

4. 試験結果と考察

4-1. 不攪乱火山灰土の静的変形・強度特性

まず、ブロックサンプリングにより得られたBV、BH供試体に対する圧密非排水三軸圧縮試験(CU-COMP)の結果について述べる。このBV、BH供試体は、サンプリング時の採取条件や試料の品質および試験条件が全く同じであるから、両供試体における相違点は三軸供試体の軸方向が自然堆積層に対し鉛直方向かあるいは水平方向かという点だけであることを注意しておく必要がある。

図-4(a),(b)は、最大・最小主応力比 σ_1'/σ_3' と最大、最小主ひずみ ϵ_1, ϵ_3 との関係を示している。有効拘束圧 σ_c' は各々 $49, 98\text{kPa}$ である。BH供試体に関して多少のパラつきが認められるものの、両供試体の変形・強度特性は、著しく異なった力学挙動を示していることがわかる。同じひずみレベルで比較すると、三軸供試体の軸方向が自然堆積層の鉛直方向と一致しているBV供試体に比べ、水平方向と一致しているBH供試体の動員強度が明らかに低く現れていることがわかる。この傾向は、せん断初期の部分から明確に現れており、変形・強度特性の相違が顕著に現れている。

これより本自然堆積火山灰土層は、等方的な構造状態ではなく、鉛直方向よりも水平方向に変形しやすいという異方的な堆積構造状態にあると言えよう。すなわち、本火山灰土が通常の空中落下法で作成された豊浦砂供試体や、自然堆積砂地盤においてその存在が確認されているのと同様の変形・強度異方性を有しているものと推察される。筆者らは、このような異方性が降下生成物で形成されている富川火山灰土においても認められることをすでに明らかにしている²⁾。

図-5(a), (b)は得られた破壊時のせん断抵抗角 ϕ' を σ_c' および破壊時の平均有効主応力 $p'f$ について整理したものである。ここで、せん断抵抗角 ϕ' は粘着力 $c=0$ として次式より算出し、最大主応力比の値から破壊時の ϕ' としている。

$$\phi' = \arcsin(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3')$$

前述の力学挙動からも明らかなように両供試体における ϕ' の値は大きく異なり、約4~5°程度BV供試体のそれが高く現れ、いずれの拘束圧においても認められる傾向である。

本試験と同様な手法

で切り出された自然堆積砂について得られたせん断抵抗角ではその差がおよそ2~3°であるから³⁾、本火山灰土の極めて異方的な堆積状況を容易に推定することができる。また、不攪乱富川火山灰土について行われた三軸せん断試験結果によると、土粒子が脆弱で破碎され易い火山灰土の変形・強度特性は有効拘束圧、特にその破壊時の応力

状態に大きく左右され、これが粒子破碎とともに強度低下をまねく主たる要因であることがわかっている²⁾。

図-5(b)より、 $p'f$ の増大とともに強度低下は認められるものの、富川火山灰土のそれと比較して $p'f$ の影響は小さいようである。これは本火山灰土の土粒子が比較的硬く、本試験での応力レベルでは粒子破碎の影響

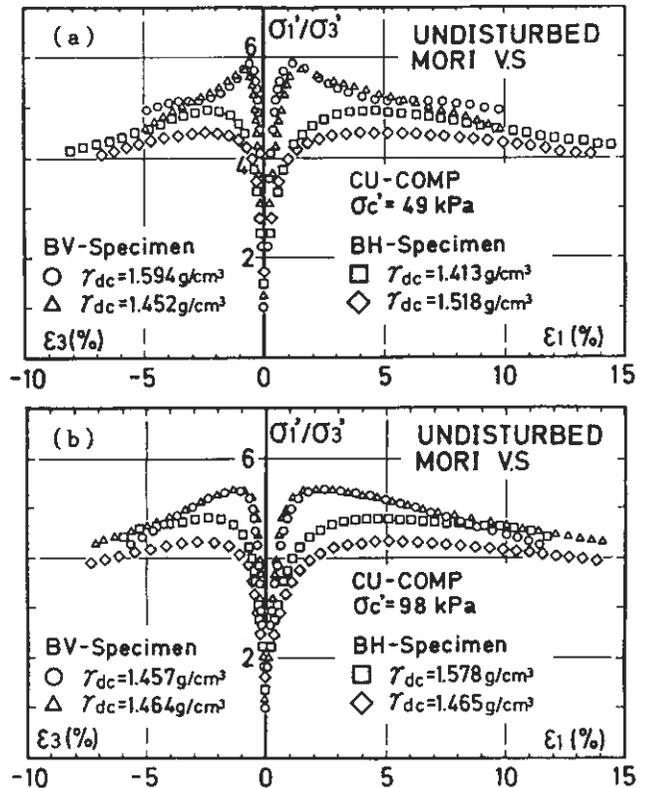


Fig-4 (a), (b)

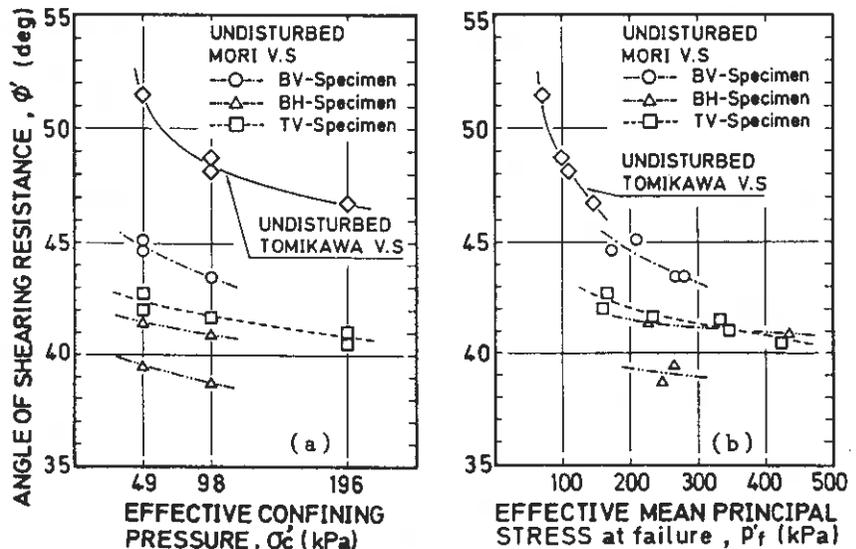


Fig-5 (a), (b)

が極めて小さいことを示唆するものであろう。

図-6は本火山灰土のダイレイタンスー特性を検討するために、非排水せん断試験より得られた過剰間隙水圧 Δu と ϵ_a との関係を示している。発生する Δu の値に多少のバラつきはあるが、それぞれの拘束圧(黒塗: $\sigma_c'=49\text{kPa}$, 白抜: $\sigma_c'=98\text{kPa}$)でBV供試体(O, Δ 印)に比べBH供試体(\square , \diamond 印)で高く発生しており、負のダイレイタンスーが卓越していることがわかる。

以上のように、圧縮応力条件下では、BV供試体は変形にくい堆積構造であるのに対し、BH供試体は変形や過剰間隙水圧の発生が卓越するような堆積構造となっていることがわかる。

4-2. 不攪乱火山灰土の動的変形・強度特性

図-7(a),(b)および図-8(a),(b)は、BV, BH供試体についてほぼ同じ繰返し応力比($\sigma_d/2\sigma_c'=0.3$)の非排水繰返しせん断試験($\sigma_c'=98\text{kPa}$)から得た繰返し軸応力、過剰間隙水圧、軸ひずみおよび有効応力経路と応力-ひずみ関係のタイムヒストリーの比較を示している。両供試体の非排水繰返しせん断過程におけるひずみおよび過剰間隙水圧の発生状況には、静的せん断試験と同様著しい相違がみられる。すなわち、BV供試体では伸張応力条件下において軸ひずみの発生が卓越しているが、BH供試体では圧縮応力条件下において顕著となっている。

また、過剰間隙水圧の発生状況にも、BV供試体では伸張応力条件下において、またBH供試体では圧縮応力条件下においてそれぞれ卓越した過剰間隙水圧が発生していることがわかる。後述のように、このような繰返し载荷過程における変形状の相違は、液状化強度にも反映される。

図-9(a)は両供試体について発生する両振幅軸ひずみ DA と N_c との関係であり、繰返し载荷にともなう変形過程の比較をしたものである。 $DA=5\%$ 以降では変形が急激に卓越しており極

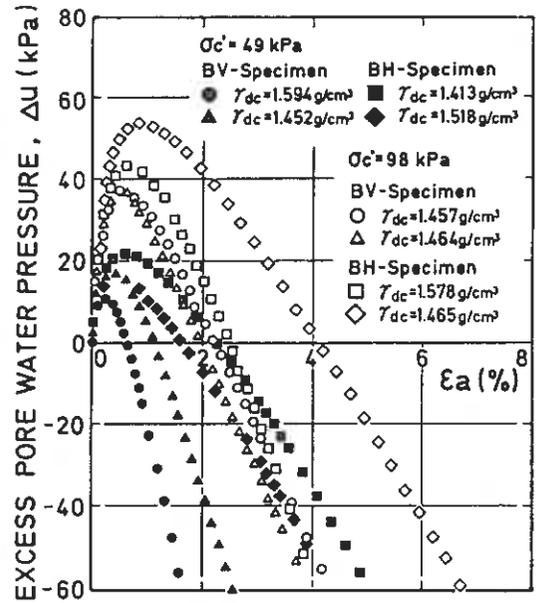


Fig - 6

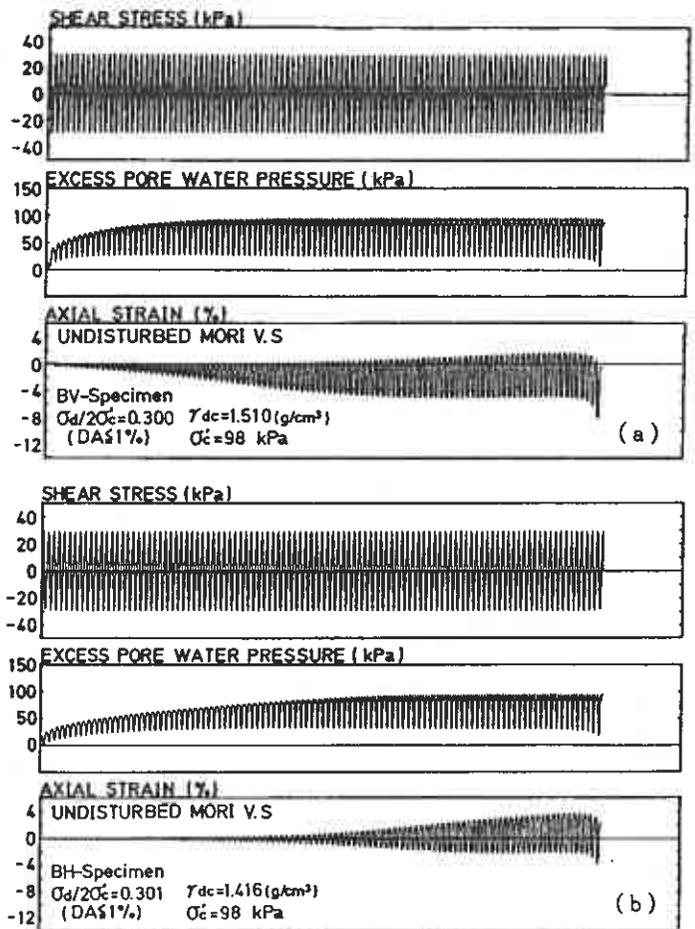


Fig - 7 (a), (b)

めて脆性的な破壊形態を示している。これは不擾乱火山灰土の粒子間に、その生成過程にもとづく固結作用が存在しているためであると考えられる。すなわち、この粒子間力が繰返しせん断過程において逐次低下し、ある変形レベルで固結力が急速に失われ脆性破壊に至るものと考えられる。この破壊形態は、比較のため図中に示した不擾乱富川火山灰土についても同様に認められた実験事実であり、固結力を有する原位置火山灰土層における特有な破壊形態であろう⁴⁾。図-9 (b)には、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c'$ と繰返し載荷回数比 N/N_c (for DA=5%)との関係であり、本火山灰土と富川火山灰土の過剰間隙水圧蓄積状況を比較した。各供試体で極めて類似した傾向がみられるが、大きな相違点はいわゆるサイクリックモビリティ時において、

本火山灰土では過剰間隙水圧比がほぼ1となり有効応力が一時的に0になっているのに対し、富川火山灰土では過剰間隙水圧が上昇しきっていないことがわかる⁴⁾。これは、メンブレン貫入や土粒子構造などの影響も考えられるが、この過剰間隙水圧特性が火山灰土の液状化強度の差異には必ずしもつながらないようである。

図-10は、両振幅軸ひずみDA=1,2,5%が生じたときの繰返し載荷回数 N_c と繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ との関係を示したものである。この図より明らかなように、いずれの両振幅軸ひずみDAを生じるのに必要な繰返し応力比は、常に

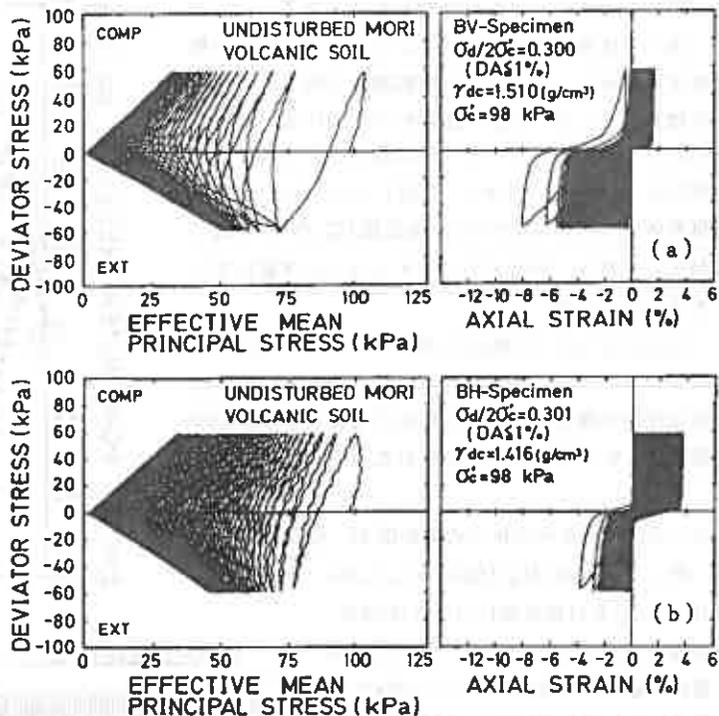


Fig-8 (a), (b)

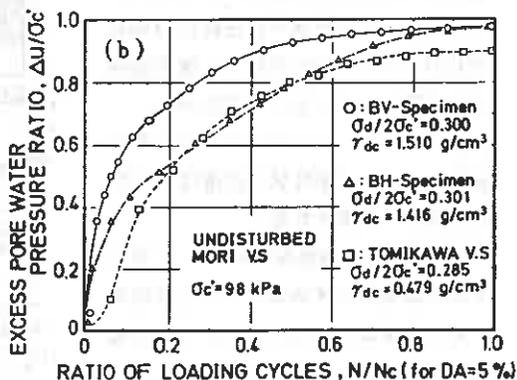
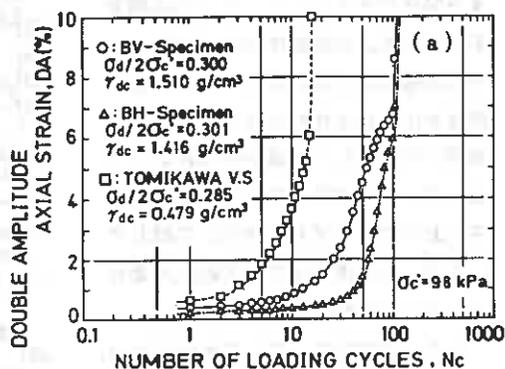


Fig-9 (a), (b)

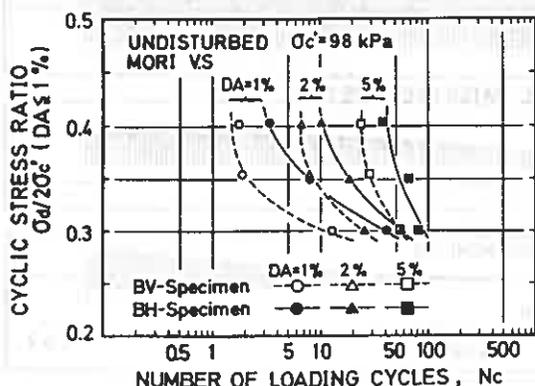


Fig-10

BH供試体の方が高い値を示していることがわかる。このように、火山灰質粒状体においても、その堆積構造の異方性を反映して著しい液状化強度の異方性が存在していることが明らかである。

4-3. サンプリング法の相違による変形・強度特性の変化

ここでは、前述したBV供試体とシンウォールサンプリングより得られたTV供試体との力学挙動を比較することによって、サンプリング法の相違による影響について考察する。

図-11(a),(b)は、BV供試体とTV供試体について行なった圧密非排水三軸圧縮試験(CU-COMP)より得られた $\sigma_1'/\sigma_3' \sim \epsilon_1, \epsilon_3$ 関係である。両供試体では三軸供試体の軸方向が原位置堆積地盤の鉛直方向と一致しているので、変形・強度特性に及ぼす主な原因としてサンプリング時における周面部の乱れなどが考えられる。図より明らかのように、両供試体の挙動には大きな差異がみられ、TV供試体の動員強度がかなり低く現れており供試体周面部の乱れの程度が大きいものと推察される。

図-5(a),(b)に示したせん断抵抗角 ϕ' に着目してみると、TV供試体のそれが約 2° ほど低く現れている。BV供試体とTV供試体のダイレイタンシー挙動の比較は図-12のようであり、乱れの程度が大きいTV供試体でより高い正の過剰間隙水圧が発生している。

このような乱れによる静的変形・強度特性の変化の程度は、液状化強度に関してみると更に増幅されたものとなる。

図-13は、BV供試体とTV供試体についての $\sigma_d/2\sigma_c' \sim N_c$ 関係であり、TV供試体

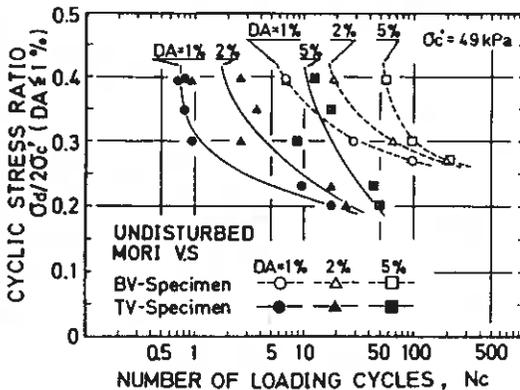


Fig-13

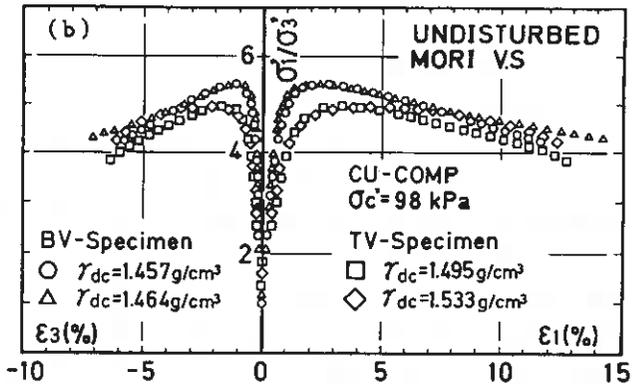
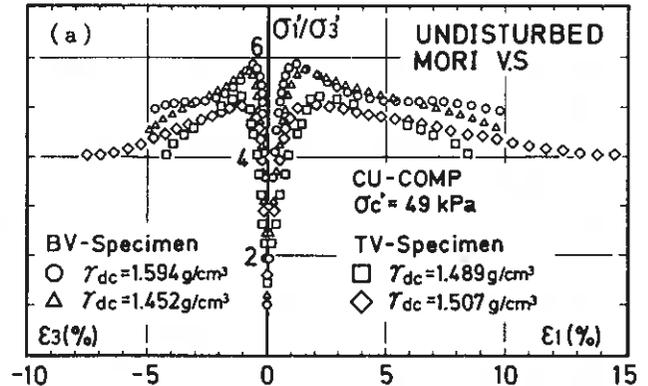


Fig-11 (a), (b)

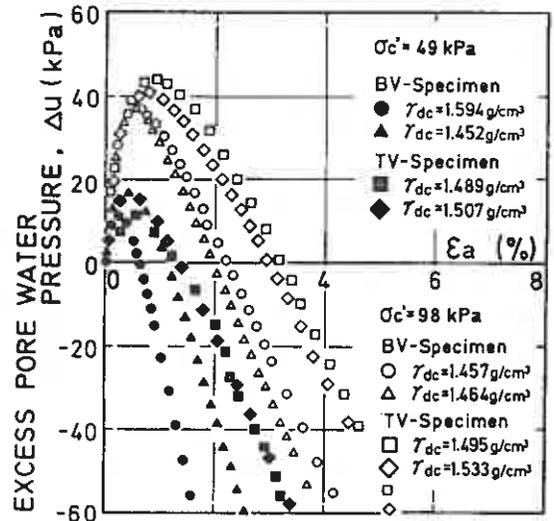


Fig-12

の液状化強度が極めて低く現れている。すなわち、本火山灰土のように固結度が比較的低い原位置堆積層をシンウォールの内径に沿って削り出すサンプリング方法では、粒子構造の再配列が生じ易くなるものと考えられる。ここで、TV供試体について行なった圧密非排水三軸伸張試験(CU-EXT)より得られた $\sigma_1'/\sigma_3' \sim \epsilon_1, \epsilon_3$ 関係を図-14に示す。軸対称三軸せん断試験の応力状態は、CU-COMPで $\sigma_1' > \sigma_2' = \sigma_3'$ 、CU-EXTで $\sigma_1' = \sigma_2' > \sigma_3'$ であるから両試験結果から直接構造異方性について議論し難いが、不攪乱富川火山灰土(シンウォールサンプリング)における実験事実によると両試験条件で動員されたせん断抵抗角は $\phi'_{COMP} > \phi'_{EXT}$ であり、その差は約 10° ほど生じていて、強い異方性の存在が認められている²⁾。一方、本火山灰土のTV供試体ではそのような異方性的力学挙動を認めることができていない。これは、シンウォールサンプリングによって粒子再配列などの構造変化が供試体に引き起こされていたことを示唆するものであろう。

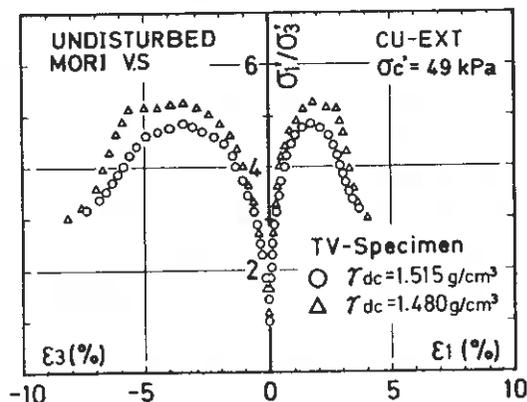


Fig-14

4-4. 粒子破碎特性

火山灰質粒状体は一般に土粒子自身もろく破碎されやすいので、粒子破碎がその力学特性におよぼす影響は極めて大きい。さらに、粒子破碎性は初期拘束圧よりせん断中の有効主応力の大きさに依存し、しかもこの粒子破碎の程度がせん断強度を支配する主要因であることが示されている。このような観点から、有効応力経路の相違が本火山灰土の粒子破碎特性に与える影響について検討する。なお、本実験では試験後にふるい分け試験を行いその粒度分布より比較・検討した。実施した試験は圧密排水三軸圧縮試験で、側圧一定($\sigma_r' = \text{const}$: ひずみ制御 $\dot{\epsilon} = 0.25\%/min$)、平均有効主応力一定($p' = \text{const}$: 応力制御)、軸圧一定($\sigma_a' = \text{const}$: 応力制御)の3種類である。

図-15(a)は各試験後より得られた粒度分布であるが、顕著な差異はみられない。前述したように本火山灰土は比較的土粒子自身が硬く、本試験での応力レベルでは破碎するまで至らないものと思われる。また、図-15(b)には本不攪乱火山灰土および不攪乱富川火山灰土に関し同一の試験条件で行った試料についての粒度分布である²⁾。富川火山灰土では、破壊時の有効主応力の大きさにともない破碎の進行を判断することができるが、本火山灰土ではそのような傾向はみられないようである。これらの結果をもとに、図-16には静的三軸せん断試

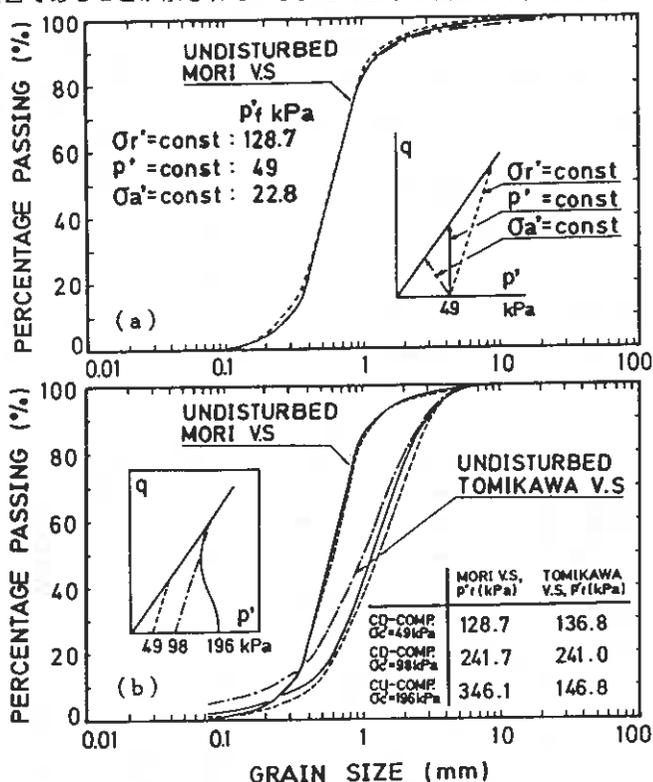


Fig-15 (a), (b)

験から得られた破壊時の平均有効主応力 $p'f$ に対する均等係数 U_c および平均粒径 D_{50} の関係を示した。併記した不攪乱富川火山灰土の U_c, D_{50} 関係は $p'f$ の大きさに大きく依存して、粒子破碎状況を明瞭に表す結果が得られている。しかし本火山灰土に関しては図中に示すような範囲内に存在し、その破碎状況を把握するまでには至っていない。

4-5. 応力経路依存性

前節では、有効応力経路の相違が火山灰土の粒子破碎特性に与える影響について検討したが、ここではその相違による変形・強度特性について考察する。図-17は、前述した3種類の応力経路での排水せん断試験により得られた $\sigma_1'/\sigma_3' \sim \epsilon_1, \epsilon_3$ 関係である。通常の粒状体において認められる応力経路依存性が、本火山灰土でも認められ、特にせん断の進行とともに p' が単調増加する側圧一定試験での応力~ひずみ関係に顕著な違いがみられる。図-18は、排水せん断試験および非排水せん断試験において、あるせん断ひずみ γ に達したときの応力点を示したものである。これより、任意の γ に達した応力点群は

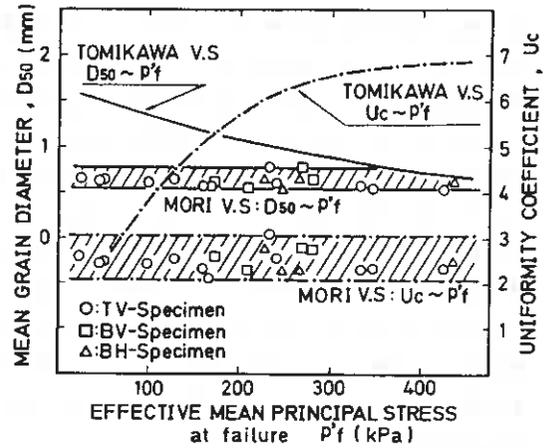


Fig-16

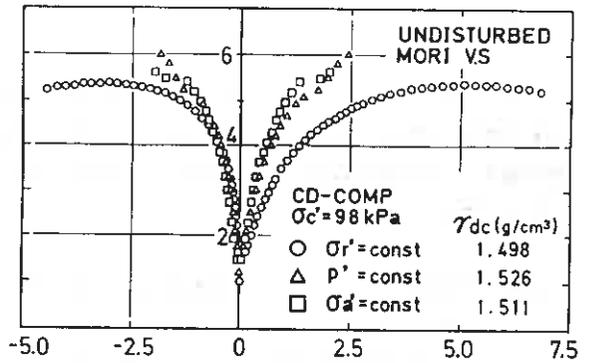


Fig-17

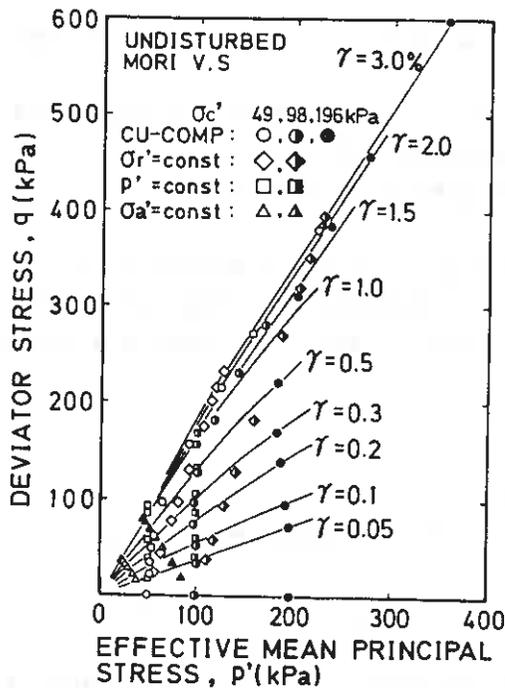


Fig-18

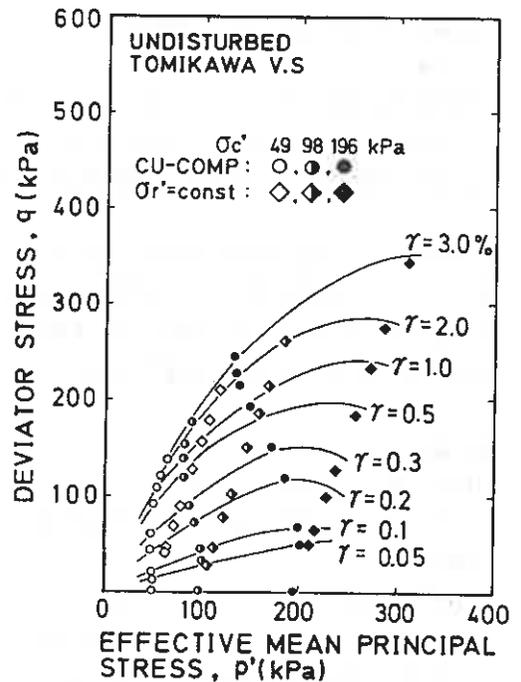


Fig-19

原点を通る直線で近似できるようであり、いわゆる降伏曲線(等せん断ひずみ線, 等 γ 線)が、火山灰質粒状体においても応力経路によらず一義的に決定されるということを示している。しかし、図-19に示した不攪乱富川火山灰土について得られた等 γ 線は、上に凸の曲線になっておりその形状は本火山灰土に比べかなり異なっている。図-20は図-18, 19で得られた等 γ 線を直接比較したものである。このような降伏曲線の相違は、粒子破碎特性に密接に関連していることが明らかである。すなわち、富川火山灰土のような破碎されやすい粒状体は、比較的硬質な本火山灰土に比べ p' が大きい範囲ではその粒子破碎が卓越してくるため、図のような形状を呈するものである。

5. まとめ

ブロックおよびシンウォールサンプリングによって採取した自然堆積状態ある不攪乱火山灰供試体について、一連の三軸試験および非排水繰返し三軸試験を行った結果、以下のことが示された。

- (1) 降下生成物で形成されている自然火山灰地盤の静的・動的力学特性には、著しい異方性が存在することが示された。その特徴は、自然堆積地盤の鉛直方向よりも水平方向に変形しやすいという傾向である。このような力学的異方性は砂のような粒状体において認められているが、火山灰土に関してはその傾向が一層顕著なものとなっている。
- (2) 固結力を有する火山灰土が繰返しせん断応力を受けると、ある変形レベルできわめて脆性的な破壊形態を示す。
- (3) 固結性粒状体においてシンウォールサンプリングにより採取された試料は、採取時における周面部の乱れを避けることができない。その乱れは、著しい静的・動的強度の低下をまねいている。
- (4) 火山灰質粒状体の降伏挙動は、構成粒子の破碎性と密接に関連することが定量的に示された。

本研究には、平成元年度科学研究費総合研究(A)(No.01302043, 代表 龍岡文夫)の補助を受けている。なお、サンプリングの実施に当たっては室蘭開発建設部 川崎博巳氏、および北興工業㈱ 友野健次氏を始め関係各位のお世話になった。また、実験・データ整理に本学4年目 長部正之、葛西 学、石川雅康、佐藤 誠各君の協力を得た。記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 村山 馨：“日本の火山(I)”，大明堂，pp.121~151，1978。
- 2) 三浦清一・宮永孝志：火山灰質粒状体の三軸力学挙動，土質工学会北海道支部技術報告集，No.29，pp.9~16，1989。
- 3) Miura, S. and Toki, S.: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sand sampled from natural deposits, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69~84, 1984。
- 4) 三浦清一・宮永孝志・益村公人：乱さない火山灰質粒状体の液状化特性，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，pp.586~587，1989。

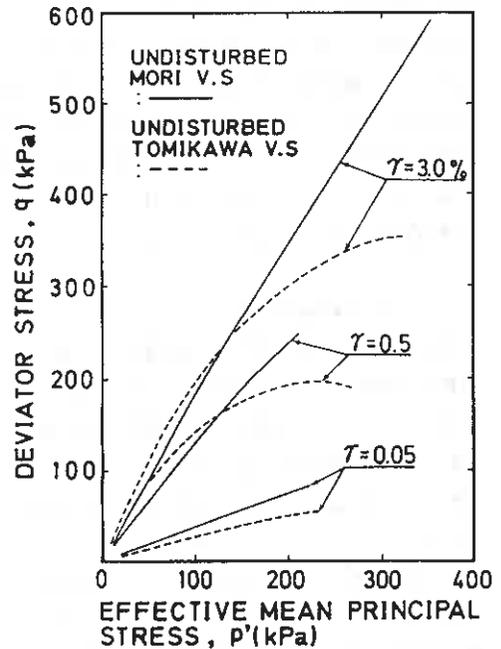


Fig-20

2, 3 の火山灰の動的特性

北大工学部 土岐 祥介
北大工学部 ○ 青野 哲成
北大工学部 三浦 均也

1. まえがき

北海道の火山灰の物理的・力学的な特性を調べる目的で、昨年度の研究¹⁾に引き続きさらに富良野より十勝岳系の火山灰を採取した。この試料を用いて昨年と同様の液状化試験をまず行い、豊浦標準砂、シラス等の他の試料の強度・変形特性との相違を考察し、火山灰地盤の非排水繰返し強度特性を検討した結果について報告する。

さらに三軸試験機を用いて火山灰の動的性質(せん断剛性率、減衰定数)を調べ、他の試料と比較し火山灰の地震応答解析を行う上での基礎資料を提供する。

2. 試料および物理的性質

2-1 試料

本研究では火山灰を4種類、砂を1種類用いて試験を行っている。火山灰は、札幌市清田の土被り厚およそ10mの切土面より採取した試料(以下清田火山灰(KIYOTA V.ASH)と呼ぶ)および門別町富川の切土斜面の約1.5~2mの深さのところから採取した試料(富川火山灰(TOMIKAWA V.ASH))、上富良野町の土被り厚およそ5mの切土面より採取した試料(富良野火山灰(FURANO V.ASH))、森町の土被り厚2mのところより採取した試料(森火山灰(MORI V.ASH))を用いている。また、試料は自然堆積している構造を乱さないように採取した不攪乱試料と、同じ堆積層から採取した乱した試料の2種類である。不攪乱サンプリングは、清田火山灰と富良野火山灰の場合、原地盤を適当な大きさまで切り出した後にギブスを巻いて石膏で固め補強するという方法で、また富川火山灰と森火山灰の場合は直径70mm長さ240mmのシンウォールを用いてサンプリングしており、それぞれ凍結して冷凍庫で保管した。砂は水洗い後炉乾燥した豊浦標準砂(TOYOURA SAND)である。

2-2 物理的性質

対象とした5種類の試料の物理的性質を表-1に、また、粒径加積曲線を図-1に示す。

図-1に示すように富川火山灰と森火山灰とは比較的粒径の均一な試料であるのに対し、清田火山灰と富良野火山灰は粒度分布の良い試料であることがわかる。これは、前者の試料は降下途中に分級作用を受け、粒径がほぼ均一なものになったためと思われる。

土質工学会基準による最大・最小密度試験法が適用できる範囲は、細粒分5%以下、最大粒径2mm未満の砂とされてい

火山灰の動的性質の構成 (20カ、動的性質)

Table 1

	清田火山灰	富川火山灰	富良野火山灰	森火山灰	豊浦標準砂
自然含水比 ω (%)	28.2	67.3	26.7	8.0	-
比重 G_s	2.275	2.298	2.48	2.822	2.645
強熱減量 l_1 (%)	2.8	10.6	2.18	0.35	-
最大間隙比 e_{max}	1.939	4.661	1.507	1.252	0.991
最小間隙比 e_{min}	1.079	3.365	0.873	0.783	0.623
最大乾燥密度 γ_{dmax} (t/m ³)	1.0943	0.5265	1.325	1.624	1.830
最小乾燥密度 γ_{dmin} (t/m ³)	0.7741	0.4059	0.989	1.253	1.328
最大粒径(mm)	19.1	19.1	35.1	26.5	0.42
60%粒径 D_{60} (mm)	0.43	1.65	0.65	0.77	0.20
平均粒径 D_{50} (mm)	0.27	1.35	0.42	0.64	0.18
30%粒径 D_{30} (mm)	0.11	0.66	0.10	0.49	0.16
10%粒径 D_{10} (mm)	-	0.48	0.078	0.30	0.14
細粒分(X)($D < 74\mu m$)	18.7	1.0	8.5	0.3	0
均等係数 U_c	-	3.44	8.55	2.57	1.43
曲率係数 U_c'	-	0.93	0.20	1.04	0.91
三角座標による分類	S-F	S	G-F	S	S
火山系	支笏	樽前	十勝	駒ヶ岳	-
堆積過程	流下	降下	流下	降下	-

Dynamic Characteristic of a few Volcanic Ashes ;
Shosuke TOKI , Tetushige AONO and Kinya MIURA (Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.)

る。しかし、本研究において用いた火山灰では、試料の性質上その範囲を越えた粒子を多く含んでいる。そこで、全重量の95%以上を含むように清田と富川火山灰では4.75mmふるいに対して、また富良野と森火山灰に対しては9.50mmふるいを通した試料を用いて、締め固め試験用の内径10cmのモールドに10層に分けて試料を入れ側面を各層ごとに500回、合計5000回叩いて最大密度を求めた。また最小密度試験は、土質工学会標準のロートの口径を試料の最大粒径に比例して(4.75mmふるいを通した試料の場合、土質試験法に示されている口径12mmの4.75/2≒2.4倍)大きくしたロートを使用して求めた。試験の結果を表-1に示す。

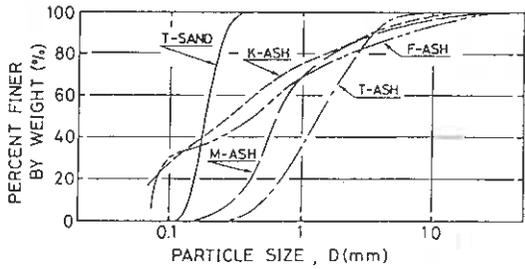


Fig. 1

3. 供試体作製法および試験方法

3-1 供試体作製法

液状化試験および変形特性を求める動的試験は、共に再構成供試体 (RECONSTITUTED (RE.)) と不攪乱供試体 (UNDISTURBED (UN.)) の2通りについて行った。再構成供試体は、メンブレン (厚さ0.3mm) を装着したモールド内に6層に分けてスプーンを使って落下高ゼロで試料を詰め、あらかじめ所定の密度を得られるように予備実験を行って求めた突き固め回数で各層毎に突き固める (Rodding法) ことにより作製した。不攪乱供試体は、凍結してある塊状の試料を冷凍庫内で、トリマー、ストレートエッジ、電動グラインダー等を用いて所定の寸法に削り出した。なお、供試体は円筒型で寸法は直径70mm、高さ170mmである。

3-2 試験方法

供試体の飽和にはCO₂置換法と2重負圧法²⁾の2通りの方法を採用した。前者は富川火山灰、森火山灰と豊浦砂に用いており、後者は前者の方法では Skempton の間隙水圧係数B値を0.95以上に上げることができなかった清田火山灰と富良野火山灰に対して用いている。このようにして飽和させた後、196kPaのバックプレッシャーを供給し、有効拘束圧98kPaで等方圧密する。なお、全ての試験においてB値が0.95以上であるものを採用している。

繰返し載荷は、振幅一定の周波数0.05Hzの正弦波で、載荷は常に圧縮側から行っている。また、動的試験は、同一供試体について段階的に荷重を大きくする stage test を採用した。今回採用した三軸試験装置では側方変位を測定することが不可能であるため動的試験も非排水条件で繰返し載荷を行った。また、供試体が飽和していることよりポアソン比 $\mu=0.5$ とした。載荷中の軸方向の微小変位の測定は、2つのギャップセンサーを用いて、ギャップの上面に対称に取り付けた3×2cmほどの2枚の金属板の変位を測定し、2つの値を平均することにより求めた。本装置では、ギャップセンサーの精度等を考えると測定値が意味をもつ最小のせん断ひずみはおよそ 10^{-4} 程度である。

4. 液状化試験結果および考察

4-1 有効応力経路とひずみ経路

図-2に富良野火山灰の再構成供試体

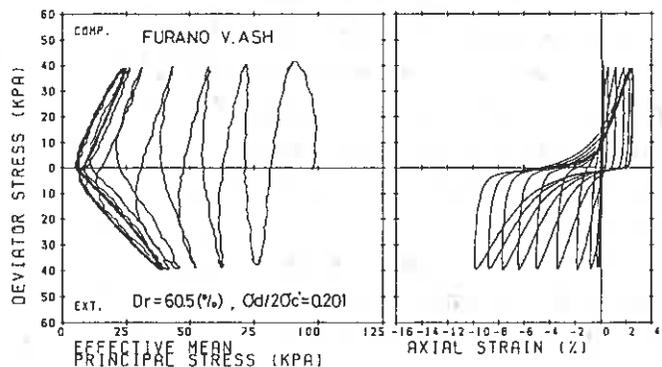


Fig. 2

の応力経路の一例を示す。昨年の報告¹⁾と同様にきれいな砂で行った場合と異なり、火山灰では過剰間隙水圧が初期有効拘束圧と等しくなるまで上がりきっていないことがわかる。しかし、両振幅軸ひずみは少なくとも5~8%までは確実に発生している。

4-2 液状化強度におよぼす供試体密度の影響

図-3(a)(b)は、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ をパラメータとして、両振幅軸ひずみ $DA=2, 5\%$ が生じるときの繰返し回数 N_c と相対密度 Dr との関係をまとめたものである。図中のマークの上下の数字は応力比を表し、曲線はある相対密度に対して繰返し載荷回数 N_c の補正を可能にするマスターカーブである。図-3(a)は今回新たに液状化実験を行った富良野火山灰の試験結果である。富良野火山灰の補正曲線も昨年報告した火山灰の補正曲線¹⁾と類似した傾向が認められる。すなわち、図-3(b)に示したように豊浦砂のデータに比べて火山灰の密度補正曲線は相対密度の変化に対する繰返し載荷回数 N_c の変化が小さく、曲線の勾配は急であることがわかる。つまり、砂の相対密度の変化が液状化強度におよぼす影響に比べると、本研究で用いた火山灰では影響が小さいと言える。

4-3 繰返し応力比と繰返し載荷回数との関係

図-3の補正曲線を再構成供試体および不攪乱供試体にも適用して $DA=2$ および 5% が生じるときの N_c の値を $Dr=70\%$ に対する値に補正して描いたのが図-4(a)および(b)である。清田火山灰の再構成と不攪乱供試体の試験結果を比較すると、両図とも不攪乱供試体の方が明らかに強度が高いことがわかる。それに対し、富川火山灰ではわずかに不攪乱供試体の方の強度が高くなっているに過ぎず、富良野火山灰では逆に不攪乱供試体の方が少し低くなっている。

図-4に対して C_{RR} を用いたメンブレンペネトレーションの補正²⁾を行った結果が図-5(a)および(b)である。富良野火山灰の不攪乱および再構成供試体の強度線の間隔は、図-4に比べて載荷回数の小さいとこ

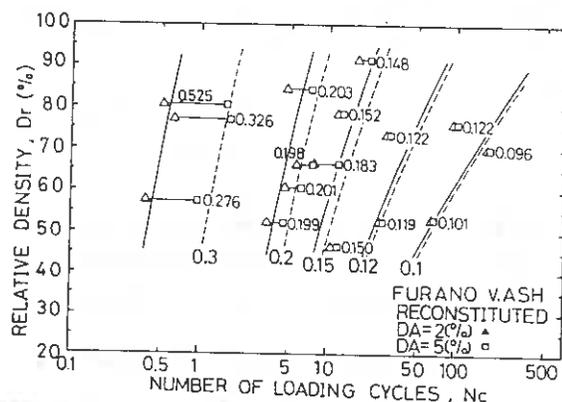


Fig. 3(a)

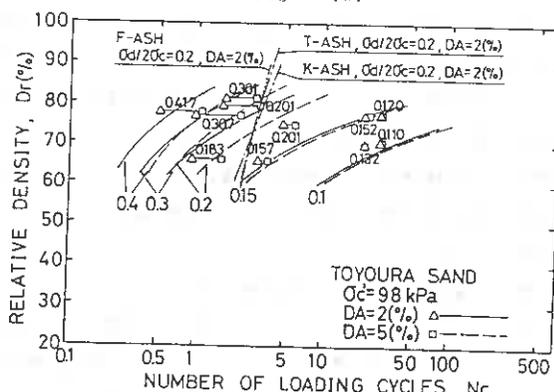


Fig. 3(b)

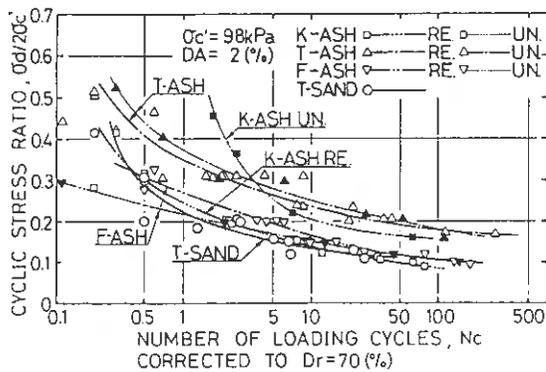


Fig. 4(a)

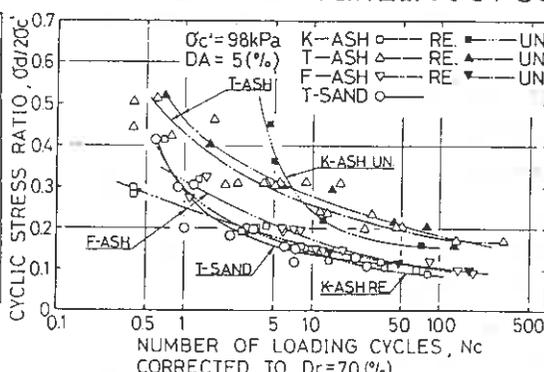


Fig. 4(b)

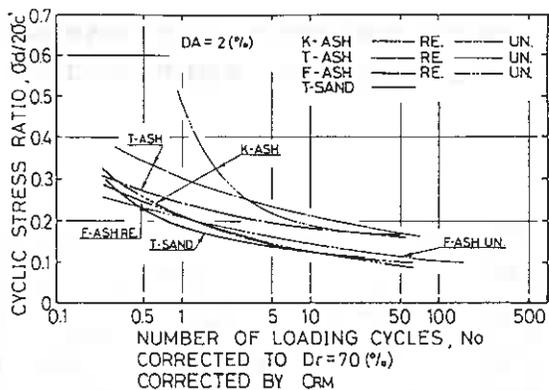


Fig. 5(a)

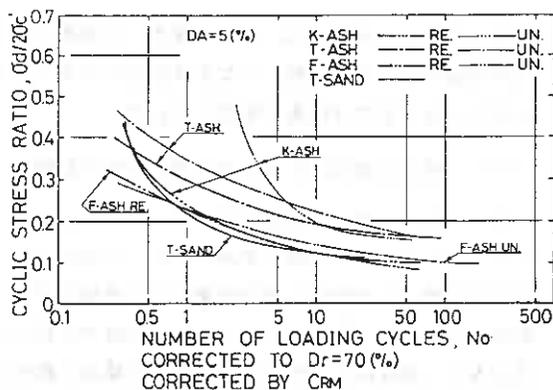


Fig. 5(b)

ろを除くと逆転しており、不攪乱供試体の液状化強度の方が強くなっている。

また図-5(a)(b)から、清田火山灰の再構成供試体と富良野火山灰の不攪乱および再構成供試体は、豊浦砂と液状化強度がほぼ同じであることがわかる。

4-4 再構成供試体と不攪乱供試体の液状化強度

ここでは、再構成供試体と不攪乱供試体の液状化強度を比較し検討するが、液状化強度を比べる場合には、密度だけではなく、供試体の粒子構造も関係してくるので考慮にいれなければいけない。つまり同じ密度では、粒子の長軸が水平方向に卓越して配列している異方性供試体ほど繰返し三軸試験による液状化強度が低いことが認められている⁴⁾。従って構造だけを考えると、自然堆積地盤から鉛直方向に採取した不攪乱供試体は前述の異方構造が非常に発達しており、同様な異方構造を再現できる空中落下法などの作製法を除き他のどの供試体よりも液状化強度は最も小さいと思われる。そのために、火山灰の再構成供試体と不攪乱供試体の液状化強度を比較すると、Rodding法で作製した再構成供試体より不攪乱供試体の方が低い強度を示すはずである。

繰返し載荷数20回で両振幅幅ひずみ $DA=2$ および 5% が生じるのに必要な応力比と相対密度との関係を示したのが図-6(a)(b)である。ただしこの図は C_{RM} を用いたメンブレンペネトレーションの補正を行っていない。図中には石狩樽川砂⁴⁾(IT-SAND) (再構成供試体はS-MSP法)とシラス⁵⁾(SIRASU) (再構成供試体はWater-Vibration法)およびMSP法で作製した豊浦砂のデータ⁶⁾も書き加えてある。石狩樽川砂および富川火山灰、富良野火山灰では再構成供試体と不攪乱供試体の液状化強度に顕著な差はないが、シラスおよび清田火山灰では再構成供試体より不攪乱供試体の方が液状化強度は大きい。

清田火山灰では、Rodding法で作製した再構成供試体より不攪乱供試体の方が高い強度を示し、また他の試験では両者に余り相違がない理由については、火山が噴火した際の試料の堆積過程が強く影響していると思われる。そこで、その点に注目して考察してみる。

一般に流下堆積した火山灰は泥流を除くと、高熱を伴って流出するため、熔結していることが多く、その温度の違いが熔結度の非、弱、強を決定している。

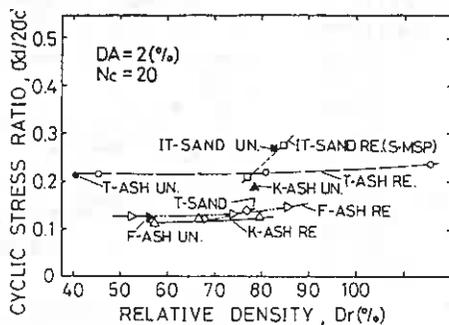


Fig. 6(a)

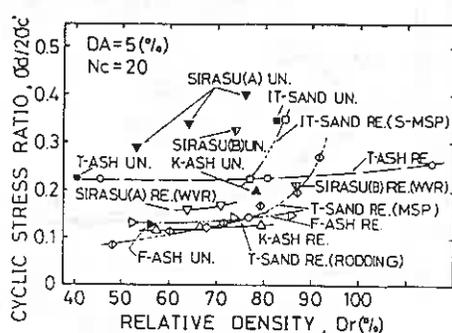


Fig. 6(b)

また、降下堆積物は未固結で、さらさらしていることが多い。さて、ここで4種類の火山灰を分類してみると、清田火山灰は流下堆積物であり、粒径加積曲線を

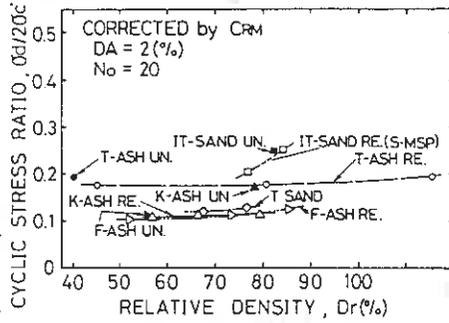


Fig. 7(a)

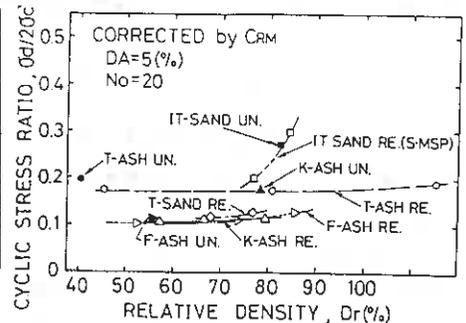


Fig. 7(b)

みる限りでは富良野火山灰も流下堆積物と判断され、また、富川および森火山灰は降下堆積物に分類される。そうすると、清田火山灰ではRodding法で作製した再構成供試体より不攪乱供試体の方が高い強度を示している理由は、構成する土粒子の固結のためであろうと考えられる。同じ流下堆積物でありながら富良野火山灰では、再構成供試体と不攪乱供試体との液状化強度が変わらないのは熱作用が小さく土粒子が固結していないためであると思われる。また、降下堆積物である富川および森火山灰も、粒子の固結がないので再構成供試体と不攪乱供試体との液状化強度に差がないのだと考えられる。

4-5 液状化強度と相対密度

図-6 に対して C_{RM} を用いたメンブレンペネトレーションの補正を行った結果が図-7 (a)(b)である。それぞれの再構成供試体の液状化強度を比較してみると、どちらの図でも石狩樽川砂の液状化強度が最も大きく、富川火山灰、豊浦砂、清田火山灰、富良野火山灰の順に小さい。図-7 (b)では、相対密度70%で比較すると、富川火山灰の強度は豊浦砂の約1.5倍であるのに対し、清田火山灰と富良野火山灰とでは豊浦砂とほぼ等しい。ここで、再構成した火山灰供試体の液状化強度が砂と比べて大きいのかまたは小さいのかを検討してみると、さきに説明したように今回行った試料の範囲内においてもその強度の順番はばらばらであり、一概にどちらが強いかを述べることは出来ない。しかし、だからこそ火山灰を用いて盛土施工などを行う際には液状化に対する注意が必要である。

また、一般に砂の液状化強度は相対密度80%程度までは D_r とともに徐々に増加し、それ以後は急激に大きくなると言われている。しかし火山灰の場合は、砂に比べると液状化強度の増加の割合は小さいようである。

5. 動的試験結果および考察

5-1 セン断剛性率 G と減衰定数 h の定義

せん断剛性率は、ヒステリシスループのせん断ひずみの最大値と最小値を結んだ直線の傾きで、減衰定数は、貯えうるひずみエネルギー W と1周期の間に失われるエネルギー ΔW (損失エネルギー) から表され次式で与えられる。

G : せん断剛性率

$$h = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad \text{: 減衰定数}$$

また、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-6}$ 付近での G は、本実験装置の精度より直接測定することはできない。そこで、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-6}$ のときの G は、Hardin-Drnevichモデル¹⁾により推定して求めた。これは骨

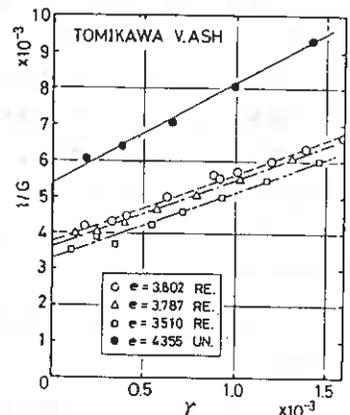


Fig. 8

楕曲線としてKondner⁹⁾によって提案された下記の応力～ひずみ曲線を用いるものである。

$$\sigma = \frac{\epsilon_a}{a' + b' \epsilon_a} \quad \text{すなわち} \quad \tau = \frac{\gamma}{a + b\gamma}$$

この式の形は双曲線として与えられるもので、ひずみが増大するにつれて、せん断力は一定の破壊せん断力 τ_1 に漸近することを前提としている。これより、 $b = 1/\tau_1$ が得られる。また、 $\gamma \rightarrow 0$ のときの微分をとると、 $d\tau/d\gamma = 1/a$ となり、これが微小ひずみ時 ($\gamma = 10^{-6}$ と仮定)のせん断剛性率 G_0 を与える。

すなわち、 $a + b\gamma = \gamma/\tau = 1/G$ から $1/G \sim \gamma$ は直線関係となり、 G_0 は a の逆数で与えられる。

図-8は前述の仮定に基づいて富川火山灰の場合の $1/G \sim \gamma$ 関係を表したものである。プロットされたデータは良い直線関係にあることがわかり、この仮定で求めた G_0 は比較的正しいと考えることが出来る。また、図に示していないが、他の試料でも同様のことが言える。

5-2 微小変形時のせん断剛性率

図-9(a)(b)は縦軸に繰返し載荷10波目のヒステリシスループより求めたせん断剛性率、横軸に空隙比をとりプロットしたものである。ただし、図-9(a)はせん断ひずみ $\gamma = 10^{-6}$ のときの G の値を上記の方法で求めたもの (G_0)であり、また図-9(b)は $\gamma = 10^{-4}$ の時の実測値 (G_1)である。図中にこれまで提案されているいくつかの G_0 (G_1) - e 関係を比較のため記入した。表-2に提案された実験式の関数形と式中の係数を示す。細粒分を含み粒度分布の良い砂では、同一の空隙比をもつきれいな砂について得られた実験式で表される値よりも小さなせん断剛性率となることを岩崎ら⁹⁾が指摘している。火山灰の場合は、本研究の例でも明らかにやうに砂に比べて空隙比の分布が広く砂の G_0 、 G_1 の推定式の範囲を越えている。しかし、富川火山灰を除く他の火山灰のように空隙比が砂のそれに近い場合には、砂と火山灰の G_0 、 G_1 はほぼ等しいといえる。また、図中の火山灰に対する関係線のように空隙比の大きな所でも空隙比の増大にともなう G_0 、 G_1 の低下は顕著でない。また、同じ試料での不攪乱供試体と再構成供試体の間の G_0 、 G_1 の大小関係は、液状化強度に不攪乱と再構成供試体で大きな開きのある清田火山灰においてもあまりなく、むしろ空隙比にのみ依存しているような傾向が伺える。

5-3 繰返し載荷回数とせん断剛性率および減衰定数との関係

図-10は富良野火山灰の再構成供試体を用いて得られた典型的な試験結果を、パラメータに載荷回数をとって

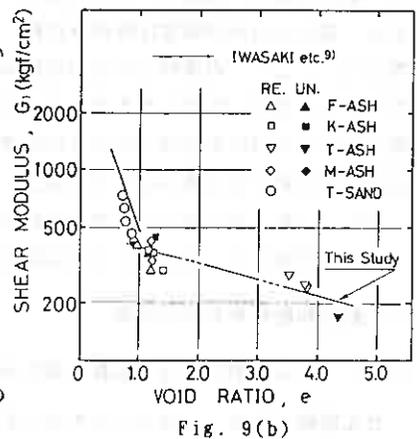
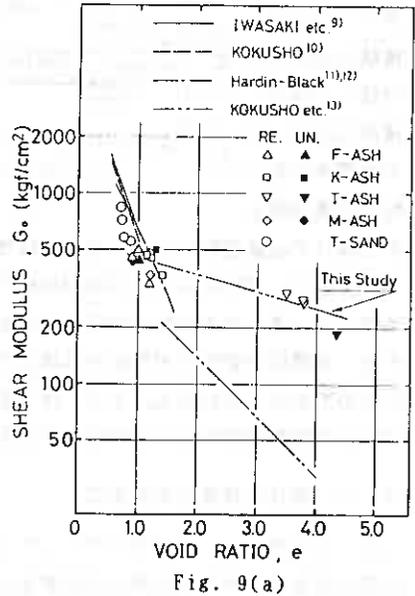


Table 2 $G_{max} = A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_v)^n$

研究者	A	F(e)	n	試験法	備考
岩崎・龍岡・吉田 ⁹⁾	900	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.38	共振法	1) 種類のきれいな砂 $\gamma = 10^{-6}$
	700	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	共振法	1) 種類のきれいな砂 $\gamma = 10^{-6}$
国生 ¹⁰⁾	840	$\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$	0.5	三軸	豊浦環境砂 $\gamma = 10^{-6}$
Hardin-Black ^{11), 12)}	330	$\frac{(2.973-e)^2}{1+e}$	0.5	共振法	カオリン
国生・吉田・江刺 ¹¹⁾	15	$\frac{(7.32-e)^2}{1+e}$	0.6	三軸	手賀沼粘土

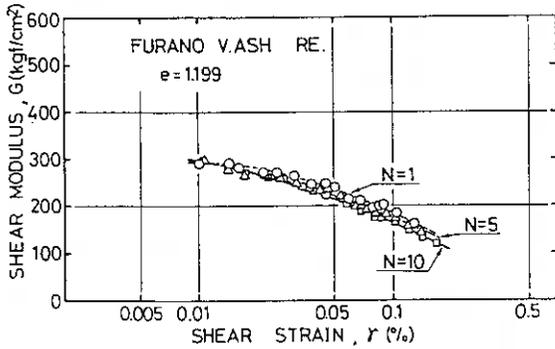


Fig. 10(a)

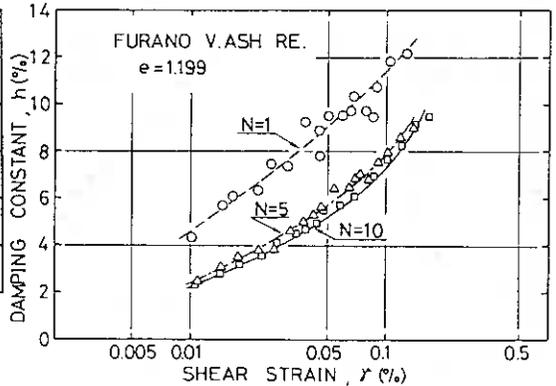


Fig. 10(b)

表したもので、ここでこれから述べる説明は本研究で用いた他の試料についても言えることである。図-10(a)は、せん断剛性率とせん断ひずみとの関係を表しており、図-10(b)は減衰定数とせん断ひずみとの関係を示したものである。図からみて明らかなようにせん断剛性率は1から10波までの繰返し載荷回数の間では、ほとんど値の変化はみられないが、減衰定数は大きく低下していることがわかる。また減衰定数の低下は1波目から5波目の間に大きく変化し、5波目から10波目の変化は小さくなっており、ある値に漸近しているようである。また、このような繰返し載荷回数とせん断剛性率および減衰定数との関係に関する同様の報告を、国生¹⁰⁾が豊浦砂で三軸試験機を用いて報告している。

また、非排水状態で繰返し載荷を行っているため、試料によって異なるが、10波目においてせん断ひずみが 5×10^{-4} 程度で0.1、 1×10^{-3} で0.3ほどの過剰間隙水圧比となっていることを付記する。

5-4 せん断剛性率および減衰定数のひずみレベル依存性

一般にひずみレベルが大きくなるとGは減少し、hは増大する。火山灰の場合も定性的にはこの傾向にあるようである。このひずみレベルの変化に伴う特性については、Goで正規化したせん断弾性率 G/G_0 について一般的に比較されているので、図-11(a)(b)(c)に示した。図中には、それぞれの研究者が砂もしくは粘土を用いて得た代表線を書き加えてある。図-11(a)は豊浦砂での試験結果を表している。データにばらつきがあるが、国生¹⁰⁾が豊浦砂を用いて得た曲線と比較的良好く一致していることがわかる。図-11(b)は清田火山灰、図-11(c)は富川火山灰の試験結果である。清田火山灰は、国生の曲線より幾分か低いゾーンにあるもののそれほどかけはなれた値を示してはいないが、富川火山灰ではむしろ石原¹⁴⁾が千葉の埋立て軟弱地盤の粘土を用いて得た曲線に近いことがわかる。また、図には示していないが富良野火山灰は国生の曲線と良

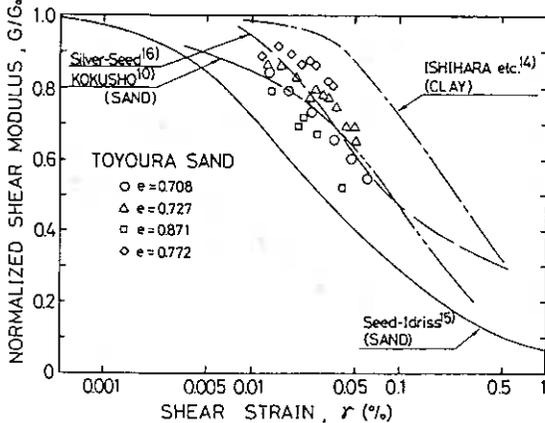


Fig. 11(a)

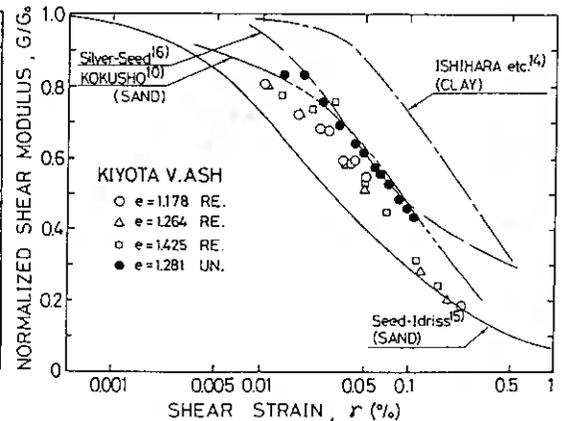


Fig. 11(b)

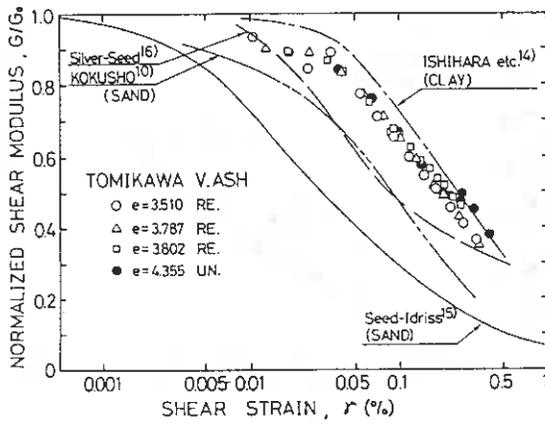


Fig. 11(c)

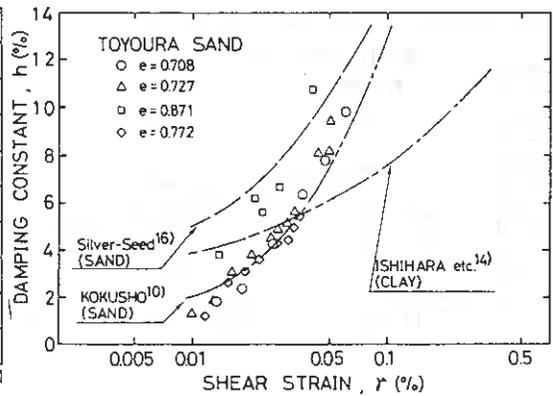


Fig. 12(a)

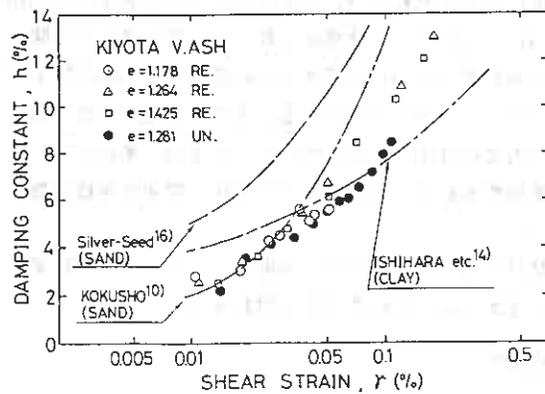


Fig. 12(b)

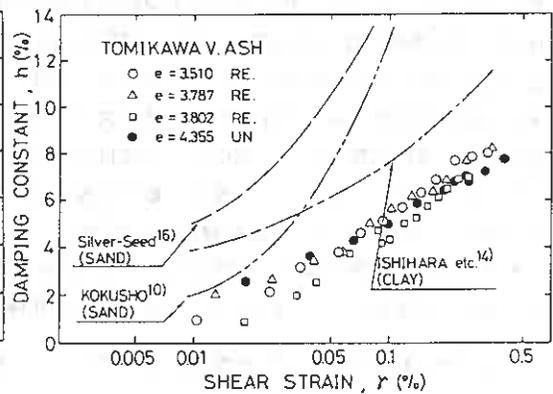


Fig. 12(c)

く一致し、森火山灰の場合は国生の曲線より幾らか高くなっている。また、不攪乱と再構成供試体の比較を
するとどの試料においても両者の間に特に顕著な相違は両者の間にみられない。

図-12は減衰定数とせん断ひずみとの関係を示している。図-12(a)は、豊浦砂のデータであり図-11(a)
と同様に国生の曲線と比較的良好に一致している。図-12(b)は清田火山灰のデータであり、図-12(c)は富川
火山灰のデータを表した。森火山灰と富良野火山灰は、ほぼ清田火山灰と同じゾーンにデータが位置してい
る。

火山灰の動的変形特性が砂に近いのか、粘土に近いのかという判定を行うために、石原¹⁷⁾が示した砂およ

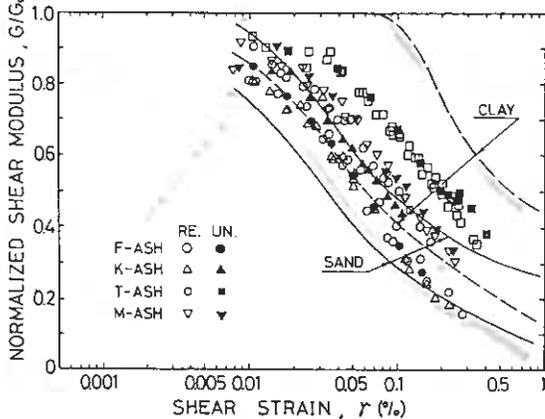


Fig. 13(a)

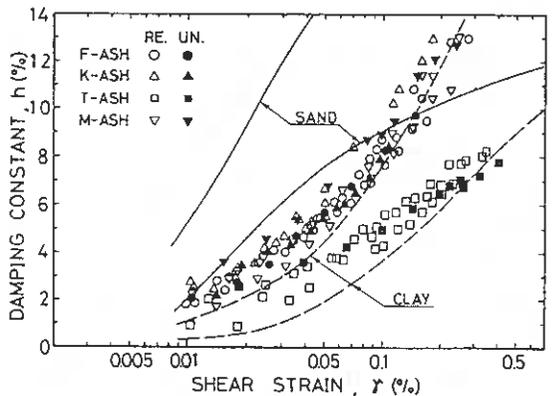


Fig. 13(b)

び粘土のゾーンに今回の火山灰のデータをプロットしたのが図-13(a)(b)である。G/G₀~ γ 関係では、図-13(a)より砂と粘土の両方の領域にまたがるゾーンの中に含まれるということがわかる。また、h~ γ 関係においては、図-13(b)より火山灰は砂と粘土の中間の領域から粘土の領域にかけてプロットされている。このように広い領域にわたってデータは存在しているが、砂と粘土の両者を合わせた範囲の上下の曲線を越えるほど極端にはずれてはならず、むしろその両者の中間の領域に大部分の火山灰のデータがあると思われた。

6. 結論

火山灰の液状化試験および動的試験を行った結果を検討して、次のような結論を得た。

I) 液状化特性

- (1) 前報¹⁾の火山灰と同様に新たに液状化実験を行った富良野火山灰においても、過剰間隙水圧が初期有効拘束圧と等しくなるまでは上昇しなかった。
- (2) 清田火山灰においては、再構成供試体よりも不攪乱供試体の液状化強度の方が大きい。しかし、富川火山灰および富良野火山灰では、再構成供試体と不攪乱供試体との液状化強度に有為な差は認められなかった。おなじ流下堆積物であると考えられる清田火山灰と富良野火山灰とのこの違いは、堆積する際の熱作用の受け方や、他の堆積条件によって固結度が異なることに起因すると思われた。
- (3) 一般に火山灰土の液状化強度は高いと考えられているが、再構成した火山灰土の液状化強度は、必ずしも砂の強度より高いとは言えない。
- (4) 砂の液状化強度は相対密度80%程度まではDrとともに徐々に増加し、それ以後は急激に大きくなると言われている。しかし火山灰の場合は、砂に比べるとこれらの液状化強度の増加割合は小さいようであった。

II) 動的変形特性

- (1) 火山灰は、砂に比べて間隙比の分布が広くこれまで提案されている砂の微小ひずみ($\gamma \approx 10^{-6}$)におけるせん断剛性率G₀の推定式の適用の範囲を越えている。しかし、富川火山灰を除く他の火山灰のように間隙比が砂のそれに近い場合には、砂と火山灰のG₀はほぼ等しいといえる。また、間隙比の大きな所でも間隙比の増大にともなうGの低下は顕著でない。
- (2) 動的特性におよぼす載荷回数の影響は、せん断剛性率では1から10波までの繰返し載荷回数の間では、ほとんどその値の変化はみられないが、減衰定数は大きく低下していることがわかった。またそれはこれまで報告された砂の場合と同様に1波目から5波目の間に大きく変化し、5波目から10波目の変化は小さくなっており、ある値に漸近しているようであることが明らかになった。
- (3) 火山灰のG/G₀~ γ 、h~ γ 関係を石原¹⁷⁾が示した砂および粘土のデータの分布しているゾーンに当てはめてみると、G/G₀~ γ 関係では、砂と粘土の両方の領域にまたがるゾーンの中に含まれるということになる。h~ γ 関係においては、火山灰は砂の粘土の中間の領域から粘土の領域にかけてのゾーンにデータが治まるようであった。
- (4) G₀、G/G₀~ γ 、h~ γ 関係において、火山灰では不攪乱供試体と再構成供試体とを比較してみても、両者に顕著な相違はみられなかった。

以上、今回行った火山灰の液状化強度および動的特性に関する試験結果を述べた。なお、微小ひずみ時のせん断剛性率G₀は、実測値ではなく推定値を使用しているため、ほかの研究者が行った試験結果との比較の方法は、今後さらに検討を続ける必要があると思われた。

7. あとがき

本研究の一部は文部省科学研究費重点領域研究(1)(代表 東京大学 石原研而)の補助を受けたものである。最後に貴重な試料を分けて頂き数々の助言を下された室蘭工業大学 三浦 清一助教授、また実験

およびデータ整理に協力を得た本学部4年 武田 哲伸君に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 青野 哲成・土岐 祥介・三浦 均也: 2、3の火山灰の液状化特性, 土質工学会道支部技術報告集 第29号, pp.1~8, 1989.
- 2) Nader S. Rad・G. Wayne Clough: New Procedure for Saturating Sand Specimens, ASCE, Vol.110, No.9, pp.1205~1218, 1984.
- 3) 田中 敬三・時松 孝次: 液状化試験結果に対するMembrane Penetrationの簡便な評価方法, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム-室内試験, 原位置試験および試験結果の利用-, pp.85~88, 1988.
- 4) 谷澤 房郎・土岐 祥介・三浦 清一・斎藤 義浩: 自然堆積砂の非排水繰返し三軸せん断強度の異方性, 土質工学会道支部技術報告集 第24号, pp.55~64, 1984.
- 5) Hatanaka, M.・Sugimoto, M.・Suzuki, Y.: Liquefaction Resistance of Two Alluvial Volcanic Soils Sampled by In Situ Freezing, Soils and Foundations, Vol.25, No.3, pp.49~63, 1985.
- 6) 三浦 清一・土岐 祥介・山下 聡・青野 哲成: 砂の非排水繰返し三軸試験法と液状化強度の評価に関する研究, 土質工学会道支部技術報告集 第26号, pp.55~64, 1986.
- 7) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Proc. ASCE, SM 7, pp.667~692, 1972.
- 8) Konder, R.L.: Hyperbolic Stress-Strain Response; Cohesive Soils, Proc. ASCE, SM 1, pp.115~143, 1963.
- 9) 岩崎 敏男・龍岡 文夫・吉田 精一: 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(I) - 微小ひずみ領域における砂の動的変形特性 -, 土木研究所報告, 第148号, pp.1~46, 1977.
- 10) Kokusho, T.: Cyclic triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol.20, No.2, pp.45~60, 1980.
- 11) Hardin, B.O. and Black, W.L.: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, ASCE, Vol.94, SM 2, pp.353~369, 1968.
- 12) Hardin, B.O. and Black, W.L.: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay-Closure-, ASCE, Vol.95, SM 6, pp.153~157, 1969.
- 13) Kokusho, T., Yoshida, Y. and Esashi, Y.: Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.1~18, 1982.
- 14) 石原 研而・根井 基雄・上田 茂・竹原 有二: 地震時における埋立軟弱地盤の応答解析, 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.423~429, 1975.
- 15) Seed, H.B. and Idriss, I.M.: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 70-10, University of California, 1970.
- 16) Silver, M.L. and Seed, H.B.: Deformation Characteristics of Sands under Cyclic Loading, Proc. ASCE, SM 8, pp.1081~1096, 1971.
- 17) 石原 研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.

室蘭工業大学工学部○正会員 磯崎 真一
室蘭工業大学工学部 正会員 新田 登
室蘭工業大学工学部 学生員 宮永 孝志

1. まえがき

火山国であるわが国には、特殊土として様々な成因からなる火山灰土が丘陵部や火山山麓に広範に分布し、その面積は国土の約40%近くにもなる。北海道においては大雪山以南の約半分が火山灰土で覆われている。これら地域の建設工事では当然火山灰土を対称とする機会が多く、また近年では盛土材や路床・路盤材として利用される事も多くなってきている。火山灰質地盤やそれを基礎とする構造物の挙動解析には、火山灰土の正確な強度・変形特性を把握する必要がある。特に火山灰土は、粒子が破碎されやすい性質を有することから、その力学挙動を支配する要因に粒子の破碎が密接に関連するものと考えられる。せん断強度に及ぼす粒子破碎の影響を定量的に示す方法については多くの検討がなされている。しかしながら不明な点も多く、実際に粒子破碎が供試体内部でどの様に進行して行くかについて検討を加えている例は少ないようである。

そこで筆者らは、小型供試体では測定し難い供試体各部での粒子破碎量を、中型供試体を用いることで供試体を軸方向、半径方向に8分割し各々の部分での粒子破碎量を測定してみた。併せて、火山灰土の強度・変形特性に及ぼす応力経路の影響についても検討を加えた。

2. 試料、供試体寸法および作製法

試験に用いた火山灰土試料は茅部郡森町字姫川産のもので、1929年の駒ヶ岳噴火の際に降下堆積した層より採取したものである。この火山灰土の物理的性質は、 $G_s=2.818$, $\gamma_{dmax}=1.589g/cm^3$, $\gamma_{dmin}=1.249g/cm^3$, $U_c=2.31$, $D_{5a}=0.64mm$, $F_c(\leq 74\mu m)=0.2\%$ である。図-1に森火山灰土と比較のための豊浦砂の粒径加積曲線を示す。

供試体寸法は、 $H/D=2.4$ とし、 $\phi 150 \times 360mm$ である。試験は全て乱した試料に対してそれを再構成することによって行われ、その作製方法は多重フルイ落下法(MSP法)を用いた。不攪乱状態での試料状態等については三浦ら¹⁾に詳しい。

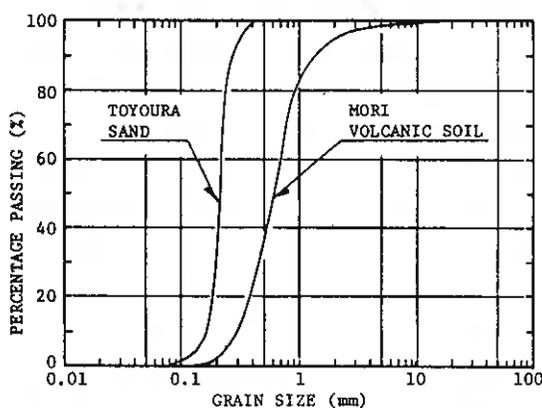


Fig.-1

3. 試験方法

火山灰土の試験方法は以下の通りである。供試体作製後 CO_2 、脱気水を通して飽和させ、その後196kPaのバックプレッシャーを供給している。この方法によりB値は0.95以上の値を得ている。引続き所定の有効拘束圧のもとで1時間以上等方圧密し、その後排水三軸圧縮試験を側圧一定(ひずみ制御： $\dot{\epsilon}_a=0.30\%/min$)、平均有効主応力一定(応力制御)、軸圧一定(応力制御)の3種の応力経路により行った。

Particle Breakage and Stress Path Dependency of Volcanic Soil ; Shinichi Isozaki , Noboru Nitta and Takashi Miyanaga (Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology)

試験結果は次の応力-ひずみパラメータを用いて整理されている。

$$q = |\sigma_a' - \sigma_r'| \quad (1) \quad : \text{偏差応力}$$

$$p' = (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3 \quad (2) \quad : \text{平均有効主応力}$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (3) \quad : \text{体積ひずみ}$$

$$\gamma = 2|\varepsilon_a - \varepsilon_r| / 3 \quad (4) \quad : \text{せん断ひずみ}$$

ただし、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ軸方向、半径方向主応力、 ε_a 、 ε_r はそれぞれ軸方向、半径方向主ひずみで圧縮を正としている。

今回、用いたメンブレンは厚さ $t_m = 1\text{mm}$ (弾性係数 $E_m = 16.8\text{kgf/cm}^2$) あるため、特に側圧がせん断中に減少してゆくような試験においてはメンブレン力を無視できないと考え、メンブレン力をフープテンションと考え側方応力を補正した ((5)式) ²⁾。

$$\Delta\sigma_{rm} = -E_m \cdot \varepsilon_r \cdot A_m / 2A \quad (5)$$

ここで、 A_m 、 A はそれぞれメンブレンおよび供試体の断面積。

なお、メンブレン貫入に対する補正は行っていない。

4. 試験結果と考察

4-1. 火山灰土の強度・変形特性に及ぼす粒子破碎の影響

ここではせん断試験終了後の供試体各部での粒子破碎程度を調べるために、試験終了後供試体を図-2の様に軸方向にはNO.1~NO.4の4層に、半径方向にはINとOUTとして合計8分割してふり分け試験を行った。せん断試験は側圧一定とし、有効拘束圧 $\sigma_c' = 49, 98, 196, 392\text{kPa}$ と変化させて粒子破碎の程度を比較した。図-3にはその時の応力-ひずみ関係を、最大・最小主応力比 (σ_1'/σ_3')と最大および最小主ひずみ ε_1 、 ε_3 との関係として示してある。図から、有効拘束圧が大きくなるほど同じひずみレベルでの主応力比が小さくなり、せん断強度が低下していることが認められる。

また、破壊点 (σ_1'/σ_3') が最大となる点)の軸ひずみは有効拘束圧の増加とともに増大してゆく傾向にある。図-4は同じく体積ひずみ ε_v と軸ひずみ ε_a の関係を各拘束圧で比較したものである。

この図においても、せん断による体積収縮が有効拘束圧が大きくなるとともに大きくなり、有効拘束圧が小さいほど正のダイレイタンスーが卓越していることから、火山灰土のせん断強度が有効拘束圧の増大とともに低下して行くことが認められる。図-5, 6には各々 $\sigma_c' = 49, 392\text{kPa}$ の時のせん断後の各部の粒度曲線を示す。図からわかる通り、多少のバラツキはあるが有効拘束圧にかかわらずせん断試験後の粒度分

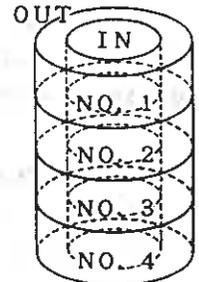


Fig.-2

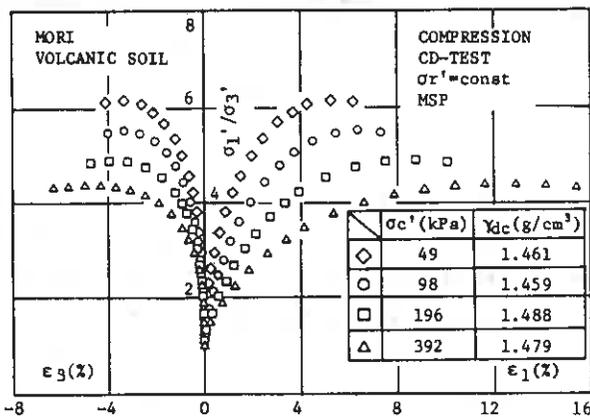


Fig.-3

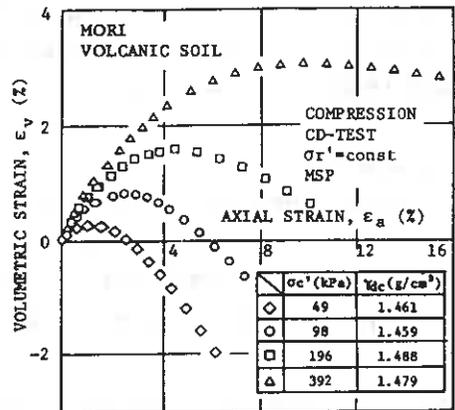


Fig.-4

布には、軸方向にも半径方向にも有意な差は認められない。図には示していないが $\sigma_c' = 98,196\text{kPa}$ においてもほぼこれと等しい傾向を示している。いずれの場合も、粒度曲線は粒径 1.2mm 付近での差が著しい。これは、 1.2mm 付近の粒径に比重の大きい硬質の黒色鉱物がかなり多量に混入していること、またそれ以上の粒径では比較的多量の火山ガラスからなっているためと思われる。図-7には、せん断試験終了後の供試体全体での粒度曲線を $\sigma_c' = 49,392\text{kPa}$ で比較したものを示している。図中には、試験前の粒度曲線も合わせて示した。若干ではあるが拘束圧の増加とともに曲線が左方に移動し、粒子破碎が進行している。三浦ら³⁾は粒子の破碎性が初期の拘束圧よりもせん断中の p' に支配されることを示している。図-8, 9は各々 1.2mm フルイ通過百分率、平均粒径 D_{50} と破壊時の平均有効主応力 p'_f との関係を示したものである。かなりのバラツキはあるものの、 p'_f の増加とともに 1.2mm フルイ通過百分率は増加し、平均粒径が減少することから、 p'_f が大なる程粒子破碎量も大なる傾向が認められる。しかしながら、今回試料として用いた森火山灰土は、火山灰土としては比較的土粒子が硬質であったために、今回の試験程度の応力レベルでは、ダイレイタンシーによる体積膨張が拘束圧に対して費やす仕事量よりも、粒子の破碎に要する仕事量が大いいために、粒子破碎がそれほど顕著に進行していないようである。ただ、火山灰土は本来破碎しやすい特性を持つ試料であり、

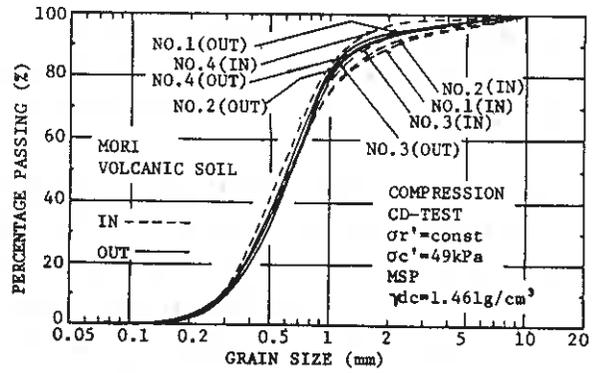


Fig.-5

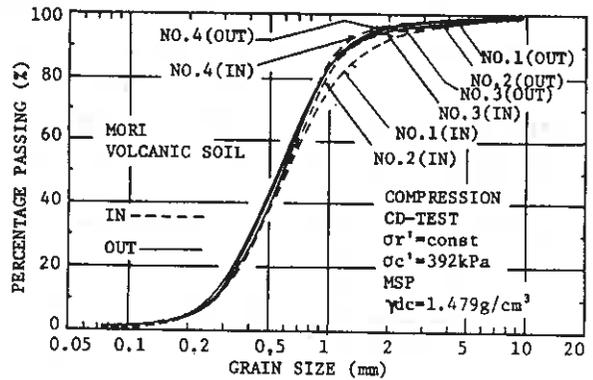


Fig.-6

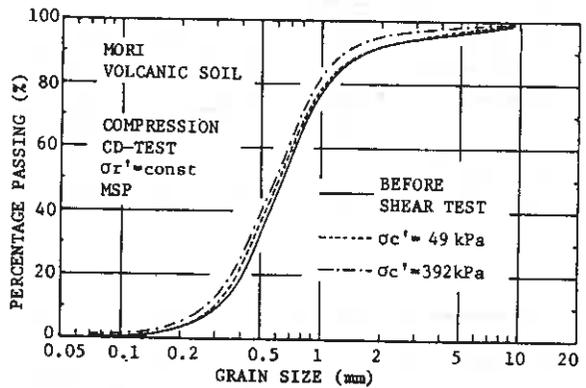


Fig.-7

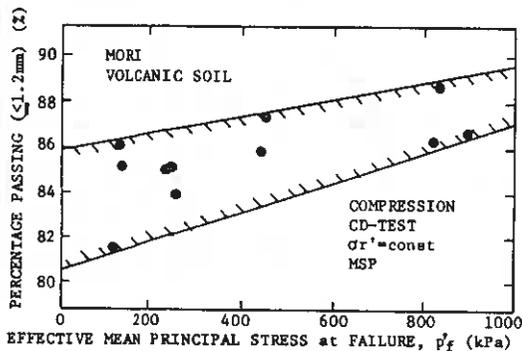


Fig.-8

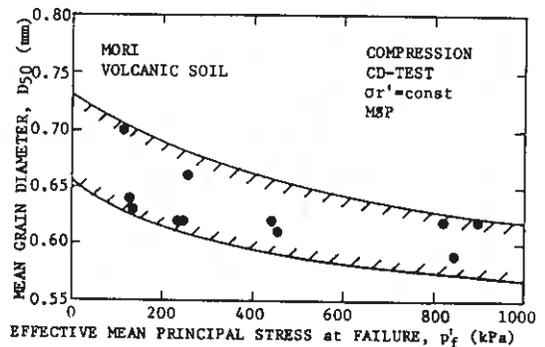


Fig.-9

その強度・変形特性には粒子破碎が大きく影響することは既知の事実である。今後はさらに試料火山灰土を増やした広範な実験により、火山灰土の強度・変形特性に及ぼす粒子破碎の影響を定量化するために、その粒子破碎量についてミクロ・マクロ両面から検討を加えて行きたい。

4-2. 火山灰土の強度・変形特性に及ぼす応力経路の影響

せん断試験は所定の等しい等方圧密状態から排水三軸圧縮試験を・側圧 $\sigma_r' = \text{const}$ 、・平均有効主応力 $p' = \text{const}$ 、・軸圧 $\sigma_a' = \text{const}$ の3種の応力経路により行った。図-10,11には各々 $\sigma_c' = 98, 392\text{kPa}$ の時の (σ_1'/σ_3') と ϵ_1, ϵ_3 との関係を各応力経路で比較したものを示してある。両者において、等方圧密状態にある火山灰土の発揮する排水強度は、その後のせん断試験での応力経路によって著しく異なる。火山灰土のせん断強度は同じ等方圧密状態から出発しても $\sigma_r' = \text{const}$ 、 $p' = \text{const}$ 、 $\sigma_a' = \text{const}$ の順に小さな値となる。同様に $\sigma_c' = 98, 392\text{kPa}$ の時の ϵ_v と ϵ_a の関係を図-12,13に示す。 σ_c' にかかわらずせん断による体積膨張の傾向は $\sigma_a' = \text{const}$ 、 $p' = \text{const}$ 、 $\sigma_r' = \text{const}$ の順に大きく、特に $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ では $\sigma_a' = \text{const}$ の経路での体積収縮は認められない。この様なダイレイタンスー挙動は、前項で示した森火山灰土の粒子破碎量の小ささを示すとともに、上述した応力経路による強度の違いも裏付けるものである。その違いを破壊時のせん断抵抗角 $\phi_d (= \arcsin(\sigma_1' - \sigma_3') / (\sigma_1' + \sigma_3'))$ の値で比較してみる。図-14は ϕ_d と σ_c' との

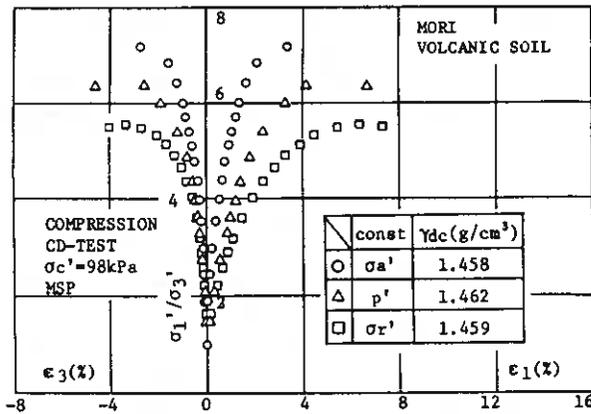


Fig.-10

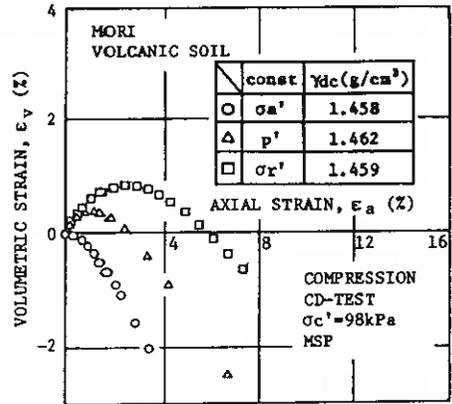


Fig.-12

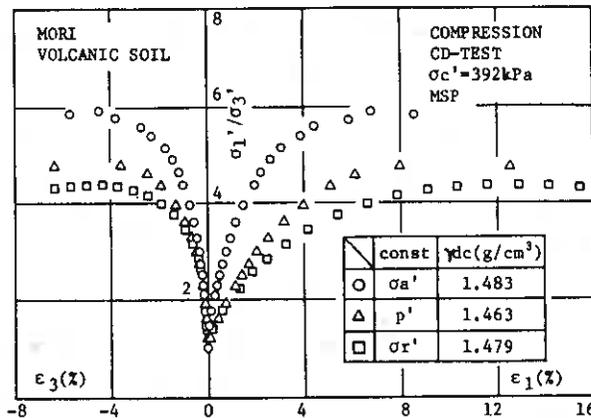


Fig.-11

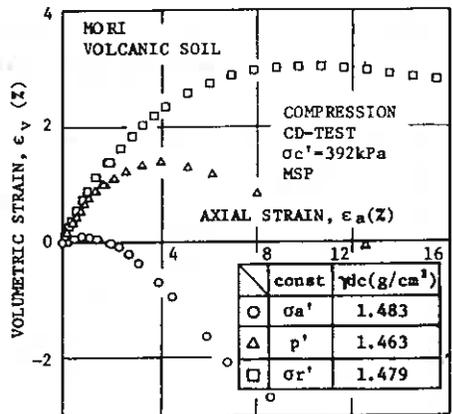


Fig.-13

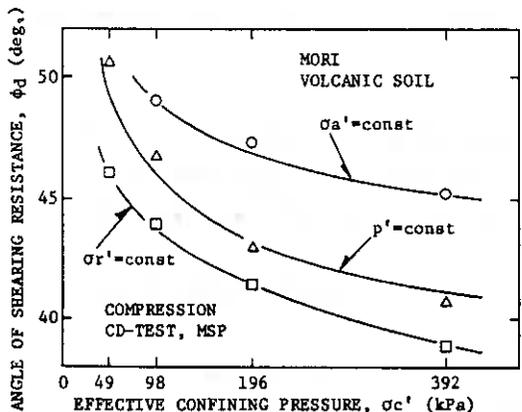


Fig.-14

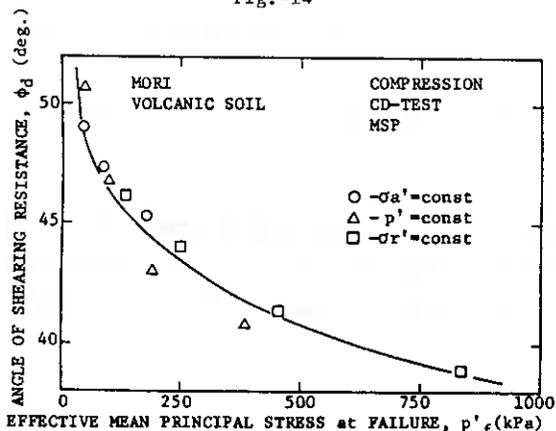


Fig.-16

関係を各応力経路で比較して示してある。森火山灰土の ϕ_d の値は各応力経路ごとに図のような曲線に乗ってくる。その値は各 σ_c' で $\sigma_r' = \text{const}$, $p' = \text{const}$, $\sigma_a' = \text{const}$ の順に小さな値となっている。その差を $\sigma_r' = \text{const}$ と $\sigma_a' = \text{const}$ の値で比較してみると $\sigma_c' = 98\text{kPa}$ で 5.1deg. 、 $\sigma_c' = 392\text{kPa}$ で 6.3deg. であり、 σ_c' の増加とともにわずかながら広がる傾向にあるようだ。これは主として、 σ_c' の増加とともにわずかながら粒子破砕も進行しているために破壊線が曲がるためと考えられる。

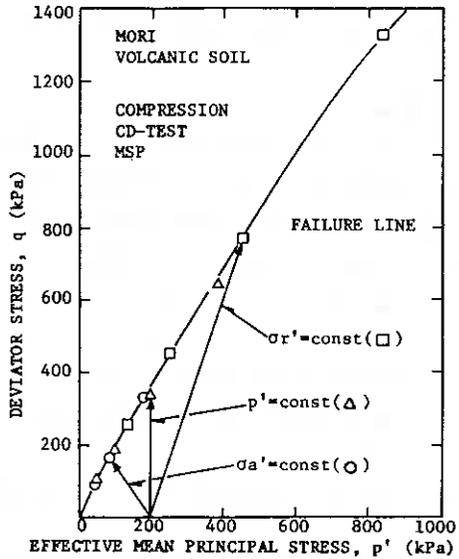


Fig.-15

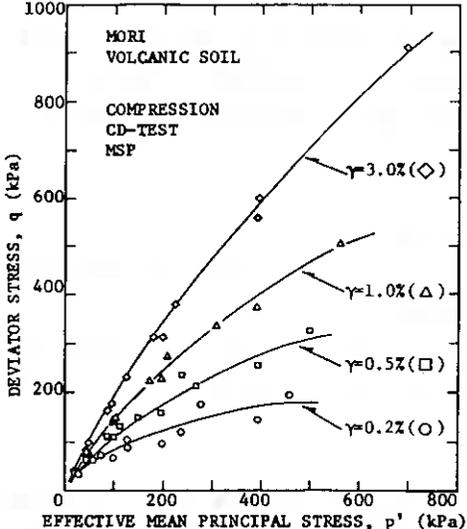


Fig.-17

図-15は $\sigma_c' = 196\text{kPa}$ の場合の3種の応力経路とともに森火山灰土の破壊線を示してある。森火山灰土の排水条件下の破壊線は砂と同様に応力経路のとり方に依存せず、ただ一つだけ存在する。また、その破壊線はやや上に凸な曲線となっている。このことは、先に述べた通りせん断中の粒子破砕が主たる要因であると考えられる。図-16は、同じく ϕ_d と p'_f の関係を図示したものである。若干のバラツキはあるが、 ϕ_d の値もまた p'_f で整理すると応力経路に依存せずほぼ一義的な関係で定義できる。図-17はせん断ひずみ $\gamma = 0.2, 0.5, 1, 3\%$ に達したときの応力点を $q - p'$ 面上に示したものである。砂の場合と同様に、各 γ での応力点群は応力経路に依存せず上に凸な一つの曲線(等 γ 線)を作っている。このことから、等方圧密からの種々の応力経路に対する火山灰土の強度およびせん断ひずみは、砂と同様に近似的に推定することが可能である。一方、同一の試料による不攪乱供試体の等 γ 線が原点を通る直線で近似されることが認められている¹⁾。この理由は不明確であるが、再構成供試体においては固結力による強さの成分

がないために、不攪乱供試体よりも低い応力レベルで粒子破碎が進行して行くものではないかと推察される。

5. 結論

火山灰土の強度・変形特性に及ぼす粒子破碎および応力経路の影響について検討を加えた。特に火山灰土粒子の破碎性は、火山灰土の力学挙動を評価する上で他の支配要因とも密接に関連する重要な問題である。今回は、用いた試料が一種類で明確な結論を得るに至らなかったが、今後も試料を加えて検討を続けていきたい。今回得られた結論を以下に要約する。

- 1) 森火山灰土において、 $\sigma_c' = 392 \text{ kPa}$ までの応力レベルではその粒子破碎量は供試体の軸方向にも半径方向にも有意な差は認められない。
- 2) 破壊時の平均有効主応力 $p'f$ が大きくなる程、粒子破碎量も大きくなる傾向が認められる。
- 3) 等方圧密状態にある火山灰土の発揮する排水強度は、その後のせん断試験での応力経路によって著しく異なる。
- 4) 排水条件下の破壊線は砂と同様に応力経路のとり方に依存せず、やや上に凸な曲線としてただ一本だけ存在する。
- 5) 砂の場合と同様に、各せん断ひずみ γ での応力点群は応力経路に依存せず上に凸な一つの曲線（等 γ 線）を作っている。

最後に、本研究の実施に際し日頃から御指導いただいている本学 三浦清一助教授、実験およびデータ整理に協力を得た、阿部勝義、田畑浩太郎（室工大4年）各君に謝意を表します。また、火山灰土試料の採取にあたり開発局室蘭道路事務所 川崎博巳氏、北興工業㈱ 友野健次氏に御協力いただいた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 三浦・宮永・益村：不攪乱火山灰質粒状体の非排水せん断挙動，土質工学会道支部技術報告集，Vol.30，掲載予定
- 2) 山下・土岐・三浦：低圧力下における飽和砂の変形特性，第40回土木学会年次講演集Ⅲ，pp.445-446，1985
- 3) 三浦・宮永：火山灰質粒状体の三軸力学挙動，土質工学会道支部技術報告集，Vol.29，pp.9-16，1989

以上の試験に用いた装置は、中型の三軸試験機であるが、今回これに繰返し応力を加えるようにした中型繰返し三軸試験機を試作したので、ここに若干の試験結果と共に報告させて頂きたい。

◎補遺 中型繰返し三軸試験装置の開発

繰返し応力は、中型ではあるが油圧ではなく、空気圧で発生させている。空気圧による繰返し応力の発生方法は、図A-1に示す龍岡らのシステム^{6,1)}によっている。空気圧による繰返し三軸試験装置は土岐・三浦ら^{6,2)}によって紹介されている方法が北海道においては広く用いられているようである。今回用いたシステムはこれらと比較し、ボリュームプースターなどの部品が減り、かなり簡素となってコストも低減されている。今回は、この

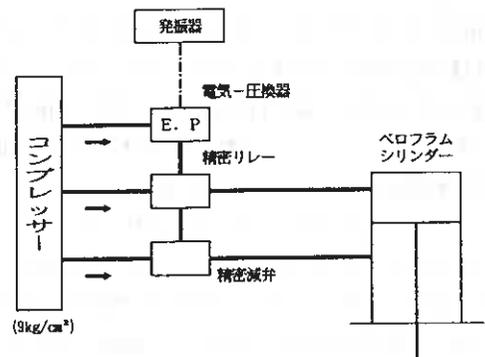


Fig.A-1

試作した空圧式中型繰返し三軸試験機によって豊浦砂の非排水繰返し三軸試験を実施した。図A-2(a),(b),(c)は一例として、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c' = 0.25$ の時のせん断応力、軸ひずみ、間隙水圧のタイムヒストリーを、図A-3(a),(b)には同じく有効応力経路と応力-ひずみ関係のタイムヒストリーを示す。繰返し軸荷重に注目すると、『土の繰返し非排水三軸試験方法』に示される両振幅軸ひずみ $DA = 2\%$ 達するまでの、

- 1) 等方応力状態から定義した圧縮荷重の片振幅 P_c と伸張荷重の片振幅 P_E の和($P_c + P_E$)の変動が10%以下
- 2) $0.9 \leq P_c / P_E \leq 1.1$

という条件を十分にクリアーしている。このことから、中型の繰返し三軸試験装置であっても、簡易な空圧システムで十分な精度の土の非排水繰返し三軸試験が可能であると思われる。図A-4は、繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ と両振幅軸ひずみ $DA = 5\%$ に達するまでの載荷回数 N_c との関係を供試体寸法 $\phi 150 \times 360\text{mm}$ (メンブレン厚 $t_m = 1\text{mm}$) と $\phi 70 \times 170\text{mm}$ ($t_m = 0.2\text{mm}$) とで比較したものを示している。図から、供試体直径あるいはメンブレン厚の違いにより明らかに三軸非排水繰返し強度に

差が認められる。このような三軸非排水繰返し強度に及ぼす供試体径あるいはメンブレン厚の影響については、

土岐・三浦

ら^{(3),(4)}によって供試体直径 $D = 35 \sim 100\text{mm}$ 、 $t_m = 0.2 \sim 0.5\text{mm}$ の間で示されているが、今回の場合の様に範囲を広げても同じ傾向が認められる。すなわち、供試体径が大なる程、あるいはメンブレン厚が厚くなる程三軸非排水繰返し強度は低くなる。このような強度差が生じる第一の原因はメンブレンネトレーション (以下MP) 量の大小にあると思われる。そこで、土岐・三浦ら^{(3),(4)}によって提案された任意の D と任意の t_m から、供試体のメンブレン・コンプライアンス比 $CRM (\epsilon_{vm} / \epsilon_v, \text{こ$

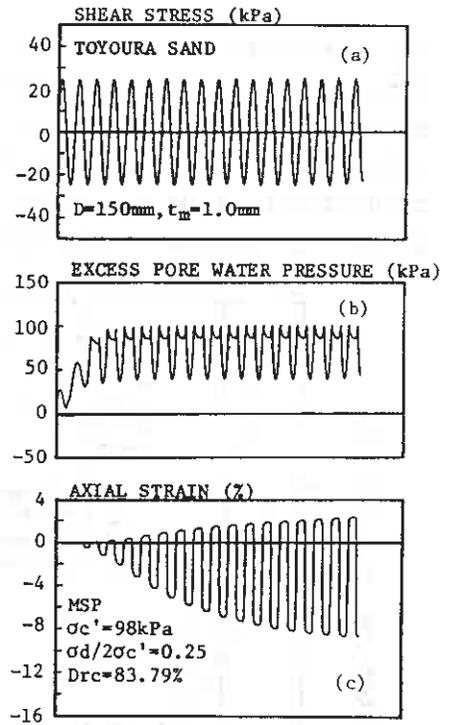


Fig.A-2

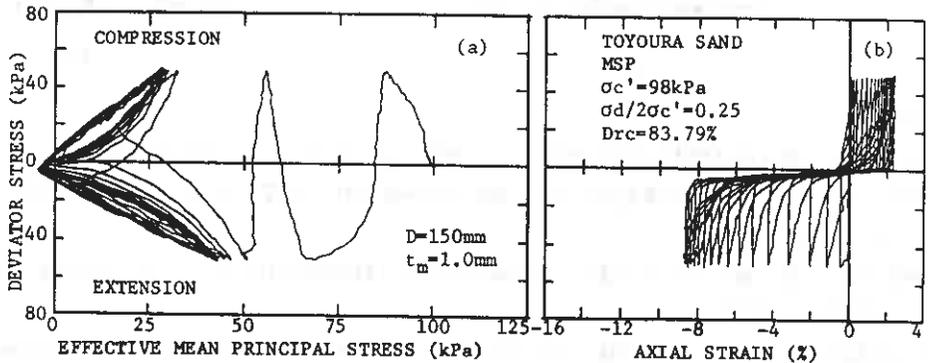


Fig.A-3

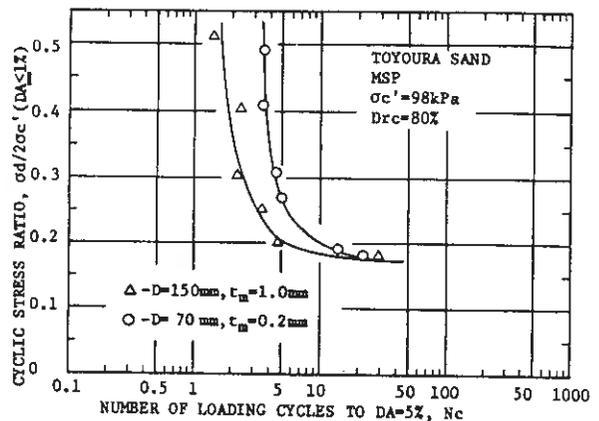


Fig.A-4

ここで、 ϵ_{vm} :MPによる体積ひずみ、 ϵ_v :真の体積ひずみ)を算出する方法により、今回の試験条件でのCRMを求めた。図A-5、A-6には土岐・三浦ら^{A・3)}・^{A・4)}によって示されたCRMとDの関係に、今回求めた点を加えたものを示した。応力比は各々 $\sigma_d/2\sigma_c'=0.22$ 、 $\sigma_d/2\sigma_c'=0.25$ である。求めたCRMの値は $\sigma_d/2\sigma_c'=0.22$ でCRM=0.04、 $\sigma_d/2\sigma_c'=0.25$ でCRM=0.07である。D=70mm、 $t_m=0.2$ mmの供試体の場合は応力比にかかわらずCRM=0.36として与えられているので、これと比較しD=150mm、 $t_m=1$ mmの供試体はCRM=0、言い換えればMPの影響のない試験値にかなり近い値が得られると思われる。

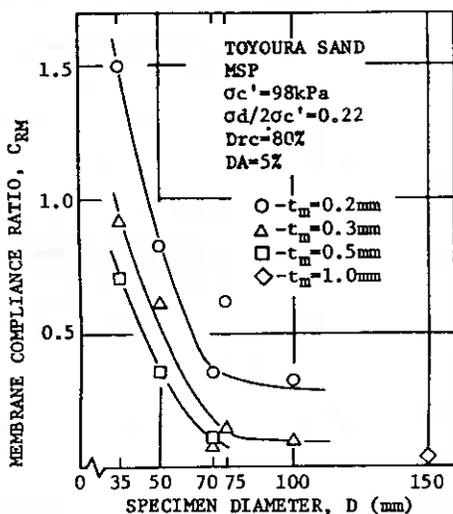


Fig. A-5

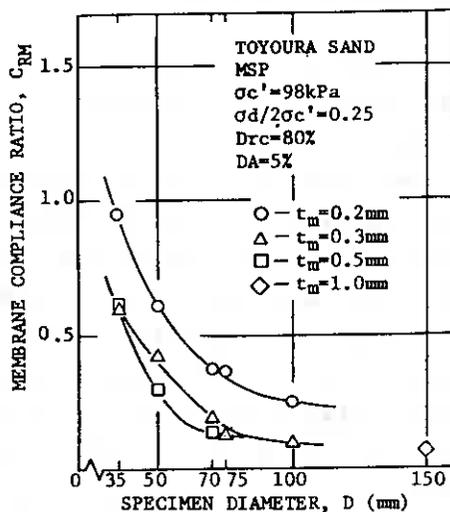


Fig. A-6

参考文献

- A・1)第4回三軸圧縮試験実技講習会報告, 土と基礎, Vol.36, No.11, pp.135-136, 1988
A・2)土岐・三浦・中垣: 不攪乱砂の非排水繰返しせん断特性, 土質工学会道支部技術報告集, Vol.23, pp.43-52, 1983
A・3)三浦・土岐・彦坂・山下・鎌田: 密な砂の非排水三軸挙動に及ぼすメンブレンの影響, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp.659-662, 1988
A・4)土岐・三浦・山下: 三軸試験におけるメンブレン貫入とその評価, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, pp.89-96, 1988

現場計測データによるクッタラ火山灰の 工学的分類の試み

室蘭工業大学大学院 ○辻野敏文
室蘭工業大学工学部 河内邦夫 武藤 章

1. はじめに

火山噴出物の工学的分類については、南九州に広く分布している第四紀の火山噴出物いわゆるしらすを対象とした分類法が多くある。これらの工学的分類のうち硬度による分類が現場において簡易に測定できるという理由により春山、山内等⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾により提案されている。これらの分類は、土質工学会による「硬さによる地山しらすの判別分類法」⁽⁴⁾として一般に用いられている。

筆者らは、ここ数年間登別市札内台地に広く分布しているクッタラ火山起源の火山噴出物（以後、クッタラ火山灰と呼ぶ）の侵食性状及びその中に施設された砂防構造物の工学的問題について研究を行なっている。⁽⁶⁾⁽⁷⁾⁽⁸⁾ 一般に、砂防ダム設計においては、ボーリング等の地質調査を充分に行なうことは少なく当該地区においては、クッタラ火山灰の工学的分類が設計・施工上必要である。

今回はしらす地域で広く用いられている簡便な現場計測器である山中式土壌計を用いて筆者らが行なっている侵食性状による地山の分類⁽⁶⁾と、その硬度計より求めた現場計測データの関係を考察しクッタラ火山灰の工学的分類を試みたので、その一部について報告する。なお一部ペネトロメータによる針貫入試験もあわせて行なったのでその結果についても報告する。

2. 計測地域及びその周辺の地形・地質

札内台地は登別市のほぼ中央に位置し、標高50～350mをもつ火山灰台地である。台地は主に牧草地として利用され、岡志別川・サト岡志別川等の中小河川により刻まれている(図-1)。本台地の地質は、主にクッタラ火山起源の溶結凝灰岩、軽石質火山灰で構成されており、上述の両河川の左右両岸にはクッタラ火山灰以外の火山灰はほとんど見られない。⁽⁶⁾

3. 使用した硬度計の構造及び使用方法

3-1 山中式土壌硬度計

山中式土壌硬度計の基準は、8kgf(78.45N)の荷重に対して40mm縮小するバネを用いて測定された値を硬度としている。山中式土壌硬度計の構造は図-2上 に示すように、高さ40mm、底面直径18mm、頂角12°40'の円錐体の一部を土中に圧入させるのに要する抵抗をバネの縮長によって読み取るものである。硬度の表示として2つの方法がある。1) 指標硬度:ある硬度に対応するバネの縮長の最大値を読み取りmm単位で表示する。2) 支持力目盛:円錐体のうち土中に圧入された部分の底面における単位面積当りの抵抗値を表示する。ここでは、1)で示される指標硬度を用いた。

3-2 ペネトロメータ

用いたペネトロメータは、重量200g、長さ170mmの携帯式のものである。本来は地耐力測定用のものであるが、先端部に貫入針を取り付けて針貫入試験に用いることができる。貫入針を先端から10mm突出し貫入させて、その時の荷重と貫入量を読み、貫入勾配(NP値)を算出するものである。NP値は換算すると一軸圧縮強度となりうる。目盛は、貫入抵抗目盛と土の地耐力測定に用いる許容地耐力目盛がある。ここでは、硬度は貫入抵抗値目盛で示された値を用いた。図-2下 にその構造を示す。

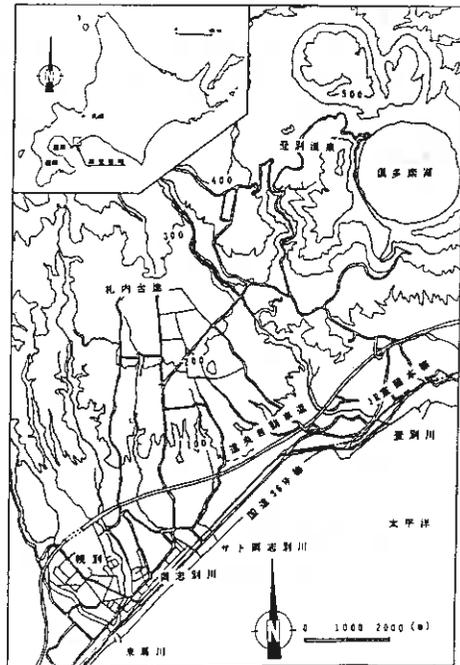


図-1 調査地域案内図

An Approach to the Identification and Classification of Kuttara Volcanic Deposits Judging from the Field Data: Toshihumi TSUJINO, Kunio KAWAUCHI, Akira MUTO : (Muroran Institute of Technology)

4. 山中式土壌硬度計を用いた南九州の分類法

この山中式土壌硬度計は、南九州の地山しらすの判別分類に使われており、九州地方の諸機関や大学等で硬度による判別分類が行われてきた。春山⁽²⁾は、現場観察により地山しらすを3つのグループ（風化しらす、ふつうしらす、かたしらす）に分け、その計測データを統計的処理により分類を行なった。またその硬度と乾燥密度及び含水比の関係、硬度と乾燥密度の関係の相関式を求めた。山内ら⁽³⁾は、計測データを全く現場観察をまじえないで、そのデータに数的処理を施すのみで判別分類を行なった。彼らは硬度以外に、自然含水比、土粒子比重、間隙比、均等係数の5変量で主成分分析を用いて、データを5群に分け、統計的処理を行ない判別分類を行なっている。

この山内らによる判別分類が、土質工学会基準「硬さによる地山しらすの判別分類法」⁽⁴⁾の硬度指標になっている。土質工学会基準「硬さによる地山しらすの判別分類法」は、主にその切り土工の設計施工指針の決定に寄与することを目的として、工学的立場からしらすの判別分類を行なうために制定されたものである。

表一 地山しらすの判別分類の硬度比較

分類	基準	建設省	農林水産省	鹿児島県	春山
極軟質しらす	20以下	—	20くらい	—	20以上
軟質しらす	20~25	25以下	25前後	25以下	20~26
中硬質しらす	25~30	25~30	25~31	25~30	26~31
硬質しらす	30~33	30~33	31~33, 34	30~34	31~35
溶結凝灰岩	33以上	33以上	33, 34以上	34以上	35以上

[参考文献(3)より引用]

5. 計測方法

5-1 山中式土壌硬度計

「硬さによる地山しらすの判別分類法」⁽⁴⁾及び同解説⁽⁵⁾によれば計測方法は、計測する斜面を図-3のように切り込み、約30cm²の垂直面を平坦に整形して計測面になっている。計測状態に応じて本来の含水状態を示すと判断できるところまで整形を施す。計測回数は1計測面について5回以上実施してその平均をその位置での指標硬度とするとしている。春山⁽²⁾、山内⁽³⁾は測定回数を10回としている。

本研究では、侵食性状に応じた硬度を求める目的で、斜面整形及び測定回数やしらすの測定法とは異なる。原則に斜面にはなんら手を加えずそのままの状態ですべて計測を行なった。計測回数は、図-4のように50cm×50cm四方の枠を作りその枠内に10cm×10cmのメッシュを組み、メッシュ内で7回計測した。統計上多くの場合計測総数を30以上にすると標本の分布が正規分布に近似できるので、横方向の列数は、一段当りの計測総数が、30以上になるように5列とした。縦方向の計測は、必要に応じて全段か一段毎の2通りで行なった。今回は、原則として、50×50cmの枠内の計測データを一組の標本として扱ったが、一組の計測総数は前者が175〔5×5×7〕個、後者が、105〔5×3×7〕個である。例外として112〔4×4×7〕個が一組ある。

5-2 針貫入試験

山中式と同様に行なった。測定の順番は針貫入の方を先に行なう。これは、山中式よりも貫入面積が小さい、風化の激しい斜面や軟弱化した斜面では山中式を先に行なうと計測面の損傷が大きくなるからである。

6. 計測地点と各計測点の地質上の区分

計測地点を図-5に示す。計測地点名は、岡志別川赤松の沢付近を「OAD」、岡河川不動の沢付近を「OKF」、サト岡志別川南の沢付近を「SOK」とし、計測した順に01, 02, 03 …とし、OADはOAD10まで、SOKはSOK10まで、OKFはOKF14までである。また末尾のX, Y, Zは縦方向への硬度変化を見た場合の下からの番号である。

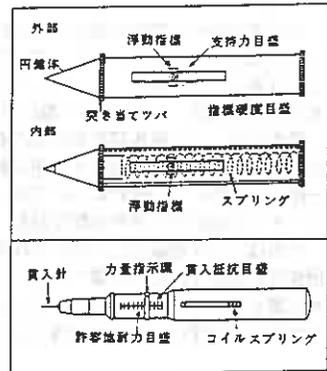


図-2 計測器の構造 (上:山中式 下:針貫入)

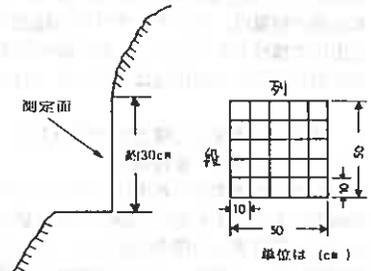


図-3 計測斜面 図-4 計測斜面(本研究) (土質工学会基準)

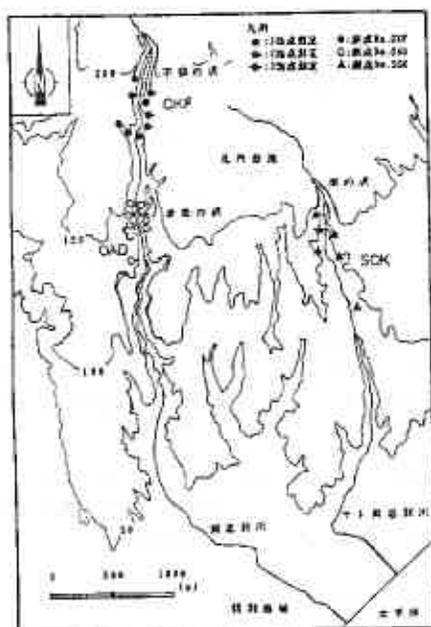


図-5 計測地点図

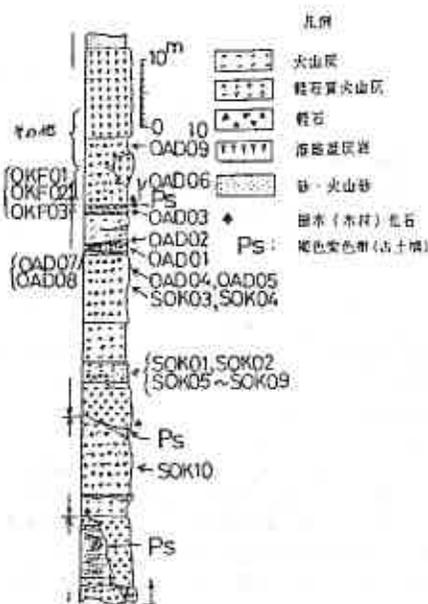


図-6 地質の模式柱状図



図-7 火山灰斜面の侵食性状

本計測地域では、サト岡志別川に沿った図-6のような模式的な地質層序を見ることができる。札内台地に分布するクツラ火山噴出物及びその中にみられる後で地質区分上取り上げている褐色変色帯（古土壌）については、現在、武蔵らが、第四紀学会に投稿中である。各計測地点の地質上の区分を図-6中に計測地点名で示した。

7. 計測地点の侵食性状による区分

筆者らは、現地踏査で札内台地の河川流域のクツラ火山灰斜面の侵食性状を大きく6つのタイプに分類した¹⁰⁾。それらを図-7に示す。今回は、計測斜面を図-7のタイプを基本にして更に詳しく次に上げる6つのタイプに分類した。

A-type: 雨裂型侵食を示す斜面。

B-type: 側方侵食を示す斜面。(斜面の脚部を流れる河川の流域がC-typeよりも広く河川水の影響は、増水時のみ大きい地点)

C-type: B-typeと異なる側方斜面。(B-typeに比べ河川流域が非常に狭く当時河川水の影響も大きいもの)

D-type: いくつかの侵食タイプが複合されている斜面。

E-type: 侵食形態に関わらず著しく風化しているか、火山灰の固結度が低く、土砂がその脚部に多く堆積している斜面。

F-type: その他の斜面。地質区分上褐色変色帯(古土壌)に分けられる斜面(この中には、この褐色変色帯に挟まれている塊状の軽石質火山灰や砂質火山灰も含む)。F-typeは、侵食性状での分類ではないが、クツラ火山灰の中では、比較的層厚が薄く、侵食性状が複雑なのでここでは一括してその他の斜面とした。

表-2 タイプ分け

A-type	B-type	C-type	D-type	E-type	F-type
SOK01 SOK02 SOK05 SOK09 OKF03 OKF08 OKF09 OKF10	SOK06 SOK07 SOK08 OKF04 OKF05 OKF11 OKF12 OKF13	OKF06 OKF07	OAD06 OKF14	OAD09 OAD10 OKF01 OKF02	OAD01 OAD02 OAD03 OAD04 OAD05 OAD07 OAD08 SOK03 SOK04 SOK10

8. 計測データの統計的処理

計測値の度数分布が正規分布に従うかどうかを調べるために、その平均値及び標準偏差を基にして、理論度数分布を求めて χ^2 適合度検定を行なった。山中式の計測値の度数分布及び χ^2 検定の結果を図-8に示す。 χ^2 検定によれば山中式での計測データは全て正規分布を示す。また針貫入試験のそれは約7割は正規分布を示す。次にタイプ毎に計測したものはたして有意差がないかどうかをそのタイプ内でF検定、t検定を行なった。そのタイプ内のデータで互いにあるいは各斜面間で有意差がなければ、そのデータ群は1つのタイプにしてもよいと思われる。F検定は、二組の標本から求めた各々の分散が同じ母集団の推定値であるという仮説を検定するものである。ここでは、二組の測定値のばらつきが同じであることを検定するのに用いた。t検定は、二組の標本が同じ母集団から取られたかを検定するものである。ここでは、さらにタイプ分けした二組の測定値どうしがそのタイプの中に同じものとして分類できるかどうかを検定するのに用いた。

9. 結果及び考察

侵食性状により分類した各タイプについて、F検定及びt検定を行なった。その結果を表-4～表-5に示す。本文中では、*印は5%で、#印は1%で有意差なしを示す。また○印内の値は、自由度を示す。

現場状況と図-8から各タイプ内の各データの傾向を見てみると次のようなことが言える。

A-type : 風化がある程度進み、計測斜面の状態も凹凸が多い。その風化程度は目でみる限り斜面毎に異なっている。測定のばらつきはE-typeを除く他のタイプに比べて大きい。F検定の結果、各測定値間には2,3の場合を除いて有意差が見られない。従ってこのタイプの特徴としては、計測値のばらつきつまり分散が大きい傾向があるといえる。

B-type : ある程度風化された火山灰は流されるが、残留土砂が見られる。分布もある程度同じ傾向を示している。検定によると、平均値の値によって分けられている。ここで、SOK06, 07, 08, OKF04, 05 OKF12, 13は同一斜面での計測である。従ってこのタイプの特徴としては、硬度の平均値に相関がみられる。

C-type : 2地点しか計測できなかったが2地点間でt検定より有意差がない。D-type : 侵食形態が複合されている斜面である。斜面の縦方向に違っている。1) OAD06;現場観察では、この斜面は、約10~20m程の高さをもち、下より土粒子崩落型、表面剥離型、板状崩落型と侵食形態も異なる。図-9みると高くなれば硬度も高くなっている。この斜面は縦方向への検討も加えなければならない。2) OKF14;下部は土粒子崩落型であり上部は表面剥離型である。F検定の結果X, Y, Z 全てA-typeと有意差がない。この斜面には全く雨裂の形跡はない。OKF14は、計測値のばらつきに関してA-typeと同じ傾向を示し、全く違う侵食形態であることは、検定結果だけでは分からない。E-type : 測定値のばらつきは他のタイプと比べて顕著に目立つ。F検定の結果、有意差がない。風化の激しい斜面では、侵食形態によらずその硬度値はかなりのばらつきが生じている傾向がある。

F-type及び、針貫入試験の結果については、硬度のみで判定できない要素(軽石の影響、斜面の含水状態)があり、現在検討中である。

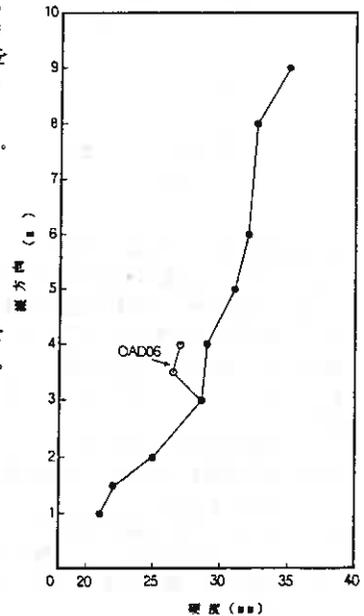


図-9 OAD06斜面での硬度の変化

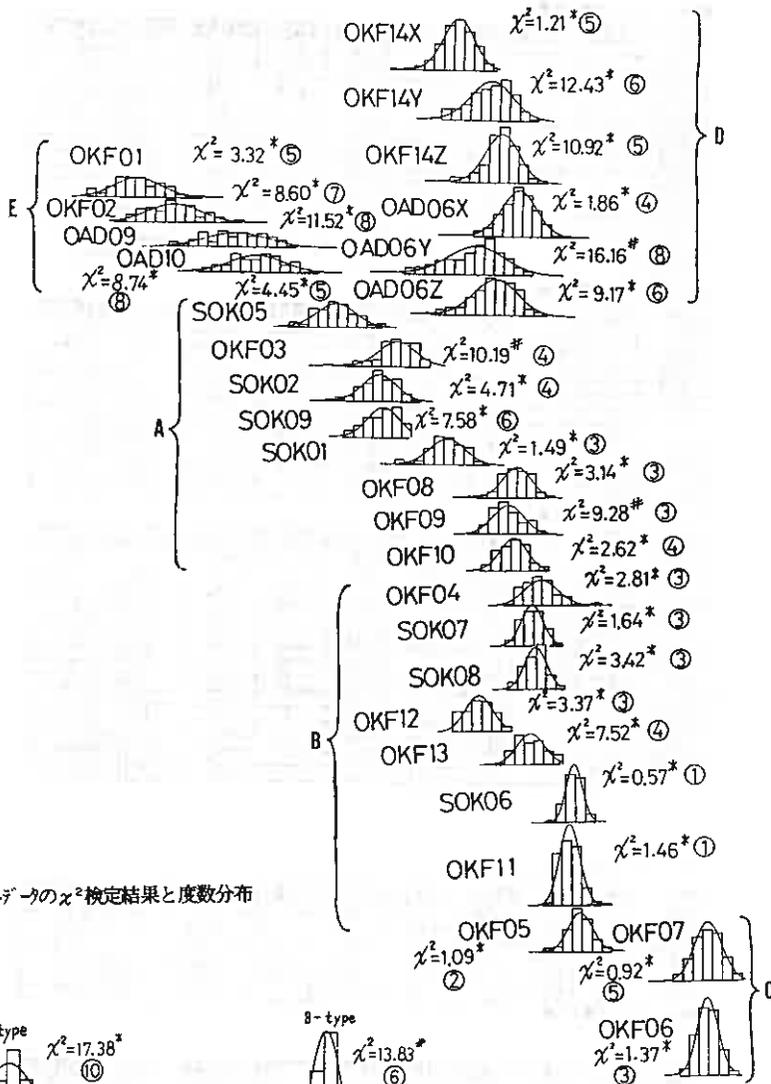


図-8 各データの χ^2 検定結果と度数分布

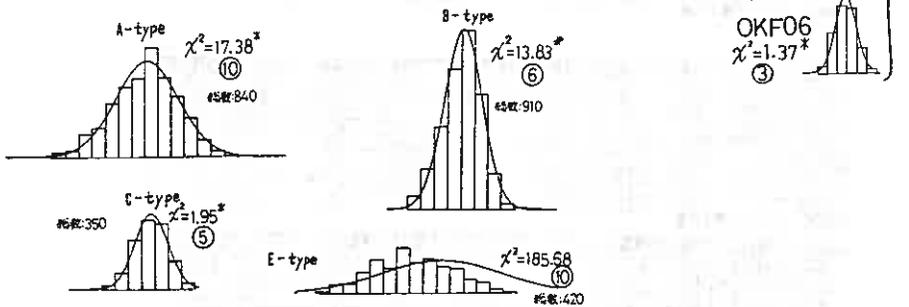


図-10 各タイプの χ^2 検定結果と度数分布

表-3 各メーカーの標準変量 (上:山中式 下:針式)

製造所: O A D の標準変量

製造所	標数	平均値	標準偏差	分散	残差平方和	不偏分散	変動係数	母平均の95%信頼区間
OA001	175	25.72	2.50	6.25	1562.05	8.92	0.334	25.25~26.20
OA002	175	25.24	2.08	4.33	1588.92	8.50	0.332	24.70~25.80
OA003	174	24.83	2.41	5.81	1787.08	10.27	0.378	24.43~25.20
OA004	175	27.10	1.88	3.53	1441.08	7.54	0.279	26.86~27.34
OA005	175	27.44	2.10	4.41	1477.05	8.24	0.333	27.02~27.86
OA006	175	26.34	1.89	3.57	1471.11	8.65	0.337	25.98~26.82
OA007	174	26.59	1.90	3.61	1571.61	8.82	0.331	26.30~26.91
OA008	175	29.70	1.19	1.41	144.00	1.43	0.140	29.53~29.88
OA009	182	30.52	1.44	2.07	147.88	1.63	0.172	30.35~30.70
OA010	175	28.07	1.71	2.92	151.54	1.18	0.184	27.89~28.25
OA011	178	28.41	2.19	4.80	1333.21	7.87	0.315	28.01~28.80
OA012	175	27.43	2.25	5.06	104.16	1.05	0.287	27.25~27.61
OA013	178	30.09	1.20	1.44	133.53	1.64	0.181	30.01~30.17
OA014	175	30.21	1.86	3.45	404.24	3.47	0.381	30.03~30.39
OA015	180	21.71	2.18	4.75	1035.82	5.78	0.249	21.43~21.99
OA016	185	21.98	2.12	4.50	778.19	4.41	0.224	21.45~22.50

製造所: B O R の標準変量

製造所	標数	平均値	標準偏差	分散	残差平方和	不偏分散	変動係数	母平均の95%信頼区間
BO001	180	28.99	1.60	2.56	791.85	4.43	0.260	28.64~29.34
BO002	185	28.96	1.57	2.46	727.89	3.95	0.271	28.75~29.17
BO003	178	29.78	2.30	5.29	1071.21	6.02	0.376	29.33~29.83
BO004	178	24.77	2.41	5.81	1021.28	5.74	0.302	24.37~25.17
BO005	178	24.77	2.41	5.81	1021.28	5.74	0.302	24.37~25.17
BO006	178	27.42	2.33	5.43	785.06	4.42	0.344	27.15~27.69
BO007	185	24.22	1.38	1.90	481.01	2.68	0.201	24.05~24.51
BO008	185	29.72	0.83	0.69	11.96	0.65	0.127	29.58~29.86
BO009	185	27.55	1.14	1.29	104.20	1.23	0.123	27.44~27.67
BO010	185	28.27	1.19	1.41	122.82	1.38	0.182	28.15~28.39
BO011	185	28.53	1.13	1.27	125.82	1.85	0.184	28.42~28.65
BO012	185	28.17	1.07	1.15	149.51	1.31	0.195	28.04~28.30

製造所: O A D の標準変量

製造所	標数	平均値	標準偏差	分散	残差平方和	不偏分散	変動係数	母平均の95%信頼区間
OA021	185	18.53	1.40	1.96	595.82	3.27	0.184	18.47~18.60
OA022	185	20.75	1.58	2.50	631.01	3.48	0.188	19.73~20.77
OA023	185	26.24	1.68	2.82	767.25	4.19	0.172	26.07~26.40
OA024	185	28.55	1.75	3.06	810.47	4.39	0.165	28.38~28.72
OA025	185	28.75	1.75	3.06	810.47	4.39	0.165	28.58~28.92
OA026	185	28.35	1.68	2.82	821.24	4.50	0.172	28.18~28.52
OA027	185	32.89	1.49	2.22	552.45	3.07	0.162	32.71~33.07
OA028	185	28.43	1.47	2.16	74.71	1.16	0.182	28.35~28.51
OA029	185	28.48	1.61	2.60	688.81	3.68	0.197	28.31~28.65
OA030	185	28.78	1.42	2.02	508.06	2.72	0.164	28.68~29.02
OA031	185	28.22	1.03	1.06	185.31	1.01	0.174	28.07~28.38
OA032	185	28.15	1.38	1.90	261.08	1.89	0.184	27.98~28.32
OA033	185	28.10	1.41	1.99	281.28	1.99	0.188	28.01~28.19
OA034	185	27.85	1.56	2.43	425.49	2.45	0.205	27.67~28.03
OA035	185	27.44	1.19	1.41	481.21	4.17	0.178	27.34~27.54
OA036	185	27.59	1.12	1.25	558.21	3.82	0.168	27.48~27.70

製造所: O A D の標準変量

製造所	標数	平均値	標準偏差	分散	残差平方和	不偏分散	変動係数	母平均の95%信頼区間
OA041	175	6.625	0.408	0.167	84.28	0.489	0.227	6.294~6.956
OA042	175	5.614	1.120	1.254	218.15	1.254	0.217	5.347~5.881
OA043	175	5.713	0.421	0.177	38.85	0.177	0.248	5.556~5.776
OA044	172	5.746	1.185	1.401	155.74	1.401	0.222	5.205~5.481
OA045	178	7.432	0.715	0.508	69.94	0.512	0.287	7.206~7.651
OA046	178	7.812	0.681	0.463	24.74	0.385	0.312	7.524~8.081
OA047	182	7.855	0.916	0.839	117.46	1.020	0.288	7.460~8.250

製造所: B O R の標準変量

製造所	標数	平均値	標準偏差	分散	残差平方和	不偏分散	変動係数	母平均の95%信頼区間
BO041	185	0.987	0.417	0.174	16.18	0.174	0.473	0.865~1.088
BO042	185	0.888	0.383	0.147	14.99	0.144	0.458	0.785~0.942
BO043	175	1.418	0.475	0.224	39.24	0.225	0.327	1.329~1.481
BO044	175	0.653	0.335	0.155	27.08	0.156	0.418	0.664~0.982
BO045	185	1.030	0.514	0.261	27.44	0.264	0.499	0.937~1.120
BO046	185	2.625	0.545	0.298	32.18	0.318	0.176	2.515~2.734
BO047	185	3.182	0.420	0.176	41.17	0.388	0.185	3.081~3.285
BO048	185	2.146	0.787	0.619	81.80	0.488	0.315	2.189~2.492
BO049	182	1.187	0.531	0.281	29.27	0.281	0.435	1.094~1.280

製造所: O A D の標準変量

製造所	標数	平均値	標準偏差	分散	残差平方和	不偏分散	変動係数	母平均の95%信頼区間
OA051	185	4.574	0.515	0.265	27.52	0.289	0.302	4.474~4.674
OA052	185	4.075	0.887	0.785	81.76	0.786	0.280	3.857~4.293
OA053	182	4.287	1.246	1.552	188.31	1.612	0.282	4.062~4.512
OA054	182	4.248	1.272	1.607	188.38	1.478	0.285	4.072~4.412
OA055	182	4.212	0.828	0.685	49.35	0.294	0.244	4.112~4.694
OA056	185	3.418	0.468	0.219	27.82	0.212	0.188	3.352~3.508
OA057	175	5.203	0.584	0.341	24.44	0.438	0.172	5.208~5.401
OA058	185	3.902	1.107	1.226	134.41	1.292	0.282	3.680~4.120
OA059	185	3.848	0.975	0.950	88.05	1.348	0.280	3.633~4.058

表-4 検定結果(A-type, B-type)

A-type

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t値
SOK01	104	26.90	2.83	293.85		
SOK02	104	25.08	3.15	327.39	1.11*	7.63
SOK01	104	26.90	2.83	293.85		
SOK05	104	25.08	3.15	327.39	1.37*	10.57
SOK01	104	26.90	2.83	293.85		
SOK09	104	25.33	2.65	275.63	1.07*	1.59*
SOK01	104	26.90	2.83	293.85		
OKF03	104	25.04	3.53	367.35	1.25*	7.55
SOK01	104	26.90	2.83	293.85		
OKF08	104	28.43	2.16	224.71	1.31*	7.04
SOK01	104	26.90	2.83	293.85		
OKF09	104	28.46	2.59	269.56	1.09*	6.88
SOK01	104	26.90	2.83	293.85		
OKF10	104	28.76	2.02	209.56	1.40*	8.67
SOK02	104	25.08	3.15	327.39		
SOK05	104	25.08	3.15	327.39	1.23*	3.28
SOK02	104	25.08	3.15	327.39		
SOK09	104	25.53	2.65	275.63	1.18*	6.20
SOK02	104	25.08	3.15	327.39		
OKF03	104	25.04	3.53	367.35	1.12*	0.15*
SOK02	104	25.08	3.15	327.39		
OKF08	104	28.43	2.16	224.71	1.46*	14.91
SOK02	104	25.08	3.15	327.39		
OKF09	104	28.46	2.59	269.56	1.21*	14.46
SOK02	104	25.08	3.15	327.39		
OKF10	104	28.76	2.02	209.56	1.56*	16.60
SOK05	104	25.08	3.15	327.39		
SOK09	104	25.53	2.65	275.63	1.46*	5.24
SOK05	104	25.08	3.15	327.39		
OKF03	104	25.04	3.53	367.35	1.09*	3.05
SOK05	104	25.08	3.15	327.39		
OKF08	104	28.43	2.16	224.71	1.78	17.55
SOK05	104	25.08	3.15	327.39		
OKF09	104	28.46	2.59	269.56	1.49*	17.06
SOK05	104	25.08	3.15	327.39		
OKF10	104	28.76	2.02	209.56	1.92	19.15
SOK09	104	25.53	2.65	275.63		
OKF03	104	25.04	3.53	367.35	1.33*	2.04*
SOK09	104	25.53	2.65	275.63		
OKF08	104	28.43	2.16	224.71	1.23*	13.53
SOK09	104	25.53	2.65	275.63		
OKF09	104	28.46	2.59	269.56	1.02*	13.08
SOK09	104	25.53	2.65	275.63		
OKF10	104	28.76	2.02	209.56	1.32*	15.30
OKF03	104	25.04	3.53	367.35		
OKF08	104	28.43	2.16	224.71	1.63	14.36
OKF09	104	25.04	3.53	367.35		
OKF09	104	28.46	2.59	269.56	1.36*	14.16
OKF03	104	25.04	3.53	367.35		
OKF10	104	28.76	2.02	209.56	1.75	16.18
OKF08	104	28.43	2.16	224.71		
OKF09	104	28.46	2.59	269.56	1.20*	0.13*
OKF08	104	28.43	2.16	224.71		
OKF10	104	28.76	2.02	209.56	1.07*	1.40*
OKF09	104	28.46	2.59	269.56		
OKF10	104	28.76	2.02	209.56	1.29*	1.43*

B-type

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t値
SOK06	104	30.32	0.68	71.06		
SOK07	104	29.30	1.29	134.30	1.89	7.43
SOK06	104	30.32	0.68	71.06		
SOK08	104	29.37	1.28	132.63	1.87	6.97
SOK06	104	30.32	0.68	71.06		
OKF04	104	29.28	2.99	310.47	4.37	5.55
SOK06	104	30.32	0.68	71.06		
OKF05	104	30.23	1.50	156.01	2.20	0.62*
SOK06	104	30.32	0.68	71.06		
OKF11	174	30.22	1.07	342.49	1.56#	0.81*
SOK06	104	30.32	0.68	71.06		
OKF12	104	28.15	1.93	201.06	2.83	13.73
SOK06	104	30.32	0.68	71.06		
OKF13	104	29.12	1.99	206.39	2.91	7.50
SOK07	104	29.30	1.29	134.30		
SOK08	104	29.37	1.28	132.63	1.03*	0.43*
SOK07	104	29.30	1.29	134.30		
OKF04	104	29.28	2.99	310.47	2.31	0.09*
SOK07	104	29.30	1.29	134.30		
OKF05	104	30.23	1.50	156.01	1.15*	5.70
SOK07	104	29.30	1.29	134.30		
OKF11	174	30.22	1.07	342.49	1.21*	6.97
SOK07	104	29.30	1.29	134.30		
OKF12	104	28.15	1.93	201.06	1.50#	6.55
SOK07	104	29.30	1.29	134.30		
OKF13	104	29.12	1.99	206.39	1.54#	1.00*
SOK08	104	29.37	1.28	132.63		
OKF04	104	29.28	2.99	310.47	2.34	0.43*
SOK08	104	29.37	1.28	132.63		
OKF05	104	30.23	1.50	156.01	1.18*	5.30
SOK08	104	29.37	1.28	132.63		
OKF11	174	30.22	1.07	342.49	1.20*	6.49
SOK08	104	29.37	1.28	132.63		
OKF12	104	28.15	1.93	201.06	1.52#	6.95
SOK08	104	29.37	1.28	132.63		
OKF13	104	29.12	1.99	206.39	1.56#	1.39*
OKF04	104	29.28	2.99	310.47		
OKF05	104	30.23	1.50	156.01	1.99	4.59
OKF04	104	29.28	2.99	310.47		
OKF11	174	30.22	1.07	342.49	2.80	5.71
OKF04	104	29.28	2.99	310.47		
OKF12	104	28.15	1.93	201.06	1.54#	5.21
OKF04	104	29.28	2.99	310.47		
OKF13	104	29.12	1.99	206.39	1.50#	0.73*
OKF05	104	30.23	1.50	156.01		
OKF11	174	30.22	1.07	342.49	1.41#	0.05*
OKF05	104	30.23	1.50	156.01		
OKF12	104	28.15	1.93	201.06	1.29*	11.49
OKF05	104	30.23	1.50	156.01		
OKF13	104	29.12	1.99	206.39	1.32*	6.07
OKF11	174	30.22	1.07	342.49		
OKF12	104	28.15	1.93	201.06	1.82	14.23
OKF11	174	30.22	1.07	342.49		
OKF13	104	29.12	1.99	206.39	1.86	28.62
OKF12	104	28.15	1.93	201.06		
OKF13	104	29.12	1.99	206.39	1.00*	5.02

表-5 検定結果(C-type, D-type, E-type)

D-type

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t 値
OAD06X OAD06Y	174 174	28.03 26.49	3.19 7.78	554.58 1353.21	1.53	3.49
OAD06X OAD06Z	174 174	28.03 27.43	3.19 5.08	554.58 884.18	1.60	2.76#
OAD06X OKF14X	174 174	28.03 26.83	3.19 2.45	554.58 425.43	1.30#	6.72
OAD06X OKF14Y	174 174	28.03 27.46	3.19 4.62	554.58 803.51	1.45#	2.69#
OAD06X OKF14Z	174 174	28.03 27.69	3.19 2.93	554.58 509.21	1.09*	1.85*
OAD06Y OAD06Z	174 174	26.49 27.43	7.78 5.08	1353.21 884.18	1.60	2.76#
OAD06Y OKF14X	174 174	26.49 26.83	7.78 2.45	1353.21 425.43	3.17	1.19#
OAD06Y OKF14Y	174 174	26.49 27.46	7.78 4.62	1353.21 803.51	1.68	3.67
OAD06Y OKF14Z	174 174	26.49 27.69	7.78 2.93	1353.21 509.21	2.66	4.85
OAD06Z OKF14X	174 174	27.43 26.83	5.08 2.45	884.18 425.43	2.07	2.88
OAD06Z OKF14Y	174 174	27.43 27.46	5.08 4.62	884.18 803.51	1.11*	0.14*
OAD06Z OKF14Z	174 174	27.43 27.69	5.08 2.93	884.18 509.21	1.74	1.19#
OKF14X OKF14Y	174 174	26.83 27.46	2.45 4.62	425.43 803.51	1.89	3.17
OKF14X OKF14Z	174 174	26.83 27.69	2.45 2.93	425.43 509.21	1.20*	4.91
OKF14Y OKF14Z	174 174	27.46 27.69	4.62 2.93	803.51 509.21	1.58	1.07*

C-type

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t 値
OKF06 OKF07	174 174	33.35 32.99	1.10 1.97	191.24 342.49	1.79	2.68#

E-type

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t 値
OKF01 OKF02	104 104	19.33 20.23	5.73 6.64	595.63 691.01	1.16*	2.06#
OKF01 OAD09	104 104	19.33 21.21	5.73 9.96	595.63 1035.93	1.73	4.35
OKF01 OAD10	104 104	19.33 21.98	5.73 7.41	595.63 770.69	1.29#	7.40
OKF02 OAD09	104 104	20.23 21.21	6.64 9.96	691.01 1035.93	1.50#	2.45#
OKF02 OAD10	104 104	20.23 21.98	6.64 7.41	691.01 770.69	1.12*	4.75
OAD09 OAD10	104 104	21.21 21.98	9.96 7.41	1035.93 770.69	1.34*	1.87*

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t 値
OKF14X SOK01	174 104	26.83 26.90	2.45 2.83	425.43 293.85	1.16*	0.35*
OKF14Y SOK02	174 104	26.83 25.08	2.45 3.15	425.43 327.39	1.29#	8.42
OKF14X SOK05	174 104	26.83 24.23	2.45 3.86	425.43 401.01	1.58	12.21
OKF14X SOK09	174 104	26.83 25.53	2.45 2.65	425.43 275.63	1.06*	6.60
OKF14Y OKF03	174 104	26.83 25.04	2.45 3.53	425.43 367.35	1.45#	8.58
OKF14X OKF08	174 104	26.83 28.43	2.45 2.16	425.43 224.71	1.13*	8.49
OKF14X OKF09	174 104	26.83 28.46	2.45 2.59	425.43 269.56	1.06*	8.36
OKF14X OKF10	174 104	26.83 28.76	2.45 2.02	425.43 209.56	1.21#	10.35
OKF14X SOK06	174 104	26.83 30.32	2.45 0.68	425.43 71.06	3.58	21.17
OKF14X SOK07	174 104	26.83 29.30	2.45 1.29	425.43 134.30	1.89	14.13
OKF14X SOK08	174 104	26.83 29.37	2.45 1.28	425.43 132.63	2.50	14.53
OKF14X OKF04	174 104	26.83 29.28	2.45 2.39	425.43 310.47	1.22*	12.22
OKF14X OKF05	174 104	26.83 30.23	2.45 1.50	425.43 156.01	1.63	19.08
OKF14X OKF11	174 174	26.83 30.22	2.45 1.07	425.43 185.31	2.30	23.99
OKF14X OKF12	174 104	26.83 28.15	2.45 1.93	425.43 201.06	1.27*	7.12
OKF14X OKF13	174 104	26.83 29.12	2.45 1.99	425.43 206.39	1.23*	12.30

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t 値
OKF14Y SOK01	174 104	27.46 26.90	4.62 2.83	803.51 293.85	1.64	2.32#
OKF14Y SOK02	174 104	27.46 25.08	4.62 3.15	803.51 327.39	1.47#	9.43
OKF14Y SOK05	174 104	27.46 24.23	4.62 3.86	803.51 401.01	1.20*	12.59
OKF14Y SOK09	174 104	27.46 25.53	4.62 2.65	803.51 275.63	1.74	7.94
OKF14Y OKF03	174 104	27.46 25.04	4.62 3.53	803.51 367.35	1.31*	9.58
OKF14Y OKF08	174 104	27.46 28.43	4.62 2.16	803.51 224.71	2.14	4.07
OKF14Y OKF09	174 104	27.46 28.46	4.62 2.59	803.51 269.56	1.78	4.10
OKF14Y OKF10	174 104	27.46 28.76	4.62 2.02	803.51 209.56	2.29	5.49
OKF14Y SOK06	174 104	27.46 30.32	4.62 0.68	803.51 71.06	6.76	13.04
OKF14Y SOK07	174 104	27.46 29.30	4.62 1.29	803.51 134.30	3.58	8.10
OKF14Y SOK08	174 104	27.46 29.37	4.62 1.28	803.51 132.63	3.62	8.41
OKF14Y OKF04	174 104	27.46 29.28	4.62 2.39	803.51 310.47	1.55	7.36
OKF14Y OKF05	174 104	27.46 30.23	4.62 1.50	803.51 156.01	3.08	12.06
OKF14Y OKF11	174 174	27.46 30.22	4.62 1.07	803.51 185.31	4.34	15.32
OKF14Y OKF12	174 104	27.46 28.15	4.62 1.93	803.51 201.06	2.39	2.93
OKF14Y OKF13	174 104	27.46 29.12	4.62 1.99	803.51 206.39	2.32	7.04

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	平方和	分散比	t 値
OKF14Z SOK01	174 104	27.69 26.90	2.93 2.83	509.21 293.85	1.04*	3.77
OKF14Z SOK02	174 104	27.69 25.03	2.93 3.15	509.21 327.39	1.08*	12.19
OKF14Z SOK05	174 104	27.69 24.23	2.93 3.86	509.21 401.01	1.32*	15.48
OKF14Z SOK09	174 104	27.69 25.53	2.93 2.65	509.21 275.63	1.11*	10.38
OKF14Z OKF03	174 104	27.69 25.04	2.93 3.53	509.21 387.35	1.21*	12.08
OKF14Z OKF08	174 104	27.69 28.43	2.93 2.16	509.21 224.71	1.35*	3.70
OKF14Z OKF09	174 104	27.69 28.46	2.93 2.59	509.21 269.56	1.13*	3.73
OKF14Z OKF10	174 104	27.69 28.76	2.93 2.02	509.21 209.56	1.45*	5.40
OKF14Z SOK05	174 104	27.69 30.32	2.93 0.68	509.21 71.06	6.76	13.04
OKF14Z SOK07	174 104	27.69 29.30	2.93 1.29	509.21 134.30	3.58	8.10
OKF14Z SOK08	174 104	27.69 29.37	2.93 1.28	509.21 132.63	3.62	8.41
OKF14Z OKF04	174 104	27.69 29.28	2.93 2.99	509.21 310.47	1.55	7.36
OKF14Z OKF05	174 104	27.69 30.23	2.93 1.50	509.21 156.01	3.08	12.06
OKF14Z OKF11	174 174	27.69 30.22	2.93 1.07	509.21 185.31	4.34	15.32
OKF14Z OKF12	174 104	27.69 28.15	2.93 1.93	509.21 201.06	1.52*	2.74
OKF14Z OKF13	174 104	27.69 29.12	2.93 1.99	509.21 206.39	1.47*	7.21

表-6 検定結果

測点NO.	総数	平均	標準偏差	分散	残差平方和	不偏分散	変動係数	母平均の95%信頼区間
A-type	840	26.53	2.40	5.73	4815.63	5.74	0.090	26.37~26.69
B-type	910	29.56	1.44	2.01	1828.75	2.01	0.049	29.47~26.65
C-type	350	33.17	1.25	1.56	544.71	1.56	0.038	33.04~33.30
D-type	420	22.80	4.51	22.32	853.50	22.37	0.198	22.37~23.23

測点NO.	自由度	平均値	不偏分散	残差平方和	分散比	t 値
A-type B-type	839 909	26.53 29.55	5.74 2.01	4815.63 1825.75	2.86	32.38
A-type C-type	839 349	26.53 33.17	5.74 1.56	4815.63 544.71	3.68	38.86
A-type E-type	839 419	26.53 22.80	5.74 20.32	4815.63 853.50	3.55	19.16
B-type C-type	909 349	29.55 33.17	2.01 1.56	1825.75 544.71	1.29	34.07
B-type E-type	909 419	29.55 22.80	2.01 20.32	1825.75 853.50	10.11	40.96
C-type E-type	349 419	33.17 22.80	1.56 20.32	544.71 853.50	13.03	32.67

以上の結果A, B, C, E各タイプ内で有意差がないことがわかった。その各データを各タイプ毎に累計してそのタイプ間におけるF検定、t検定を行ない、別の性質をもつ母集団に属するか検討した。図-10に各タイプの度数分布と χ^2 検定の結果を示す。表-6に各タイプの標本変量と、F検定、t検定の結果を示す。これよりこの4つのタイプはそれぞれ別の母集団に属すると考えてよいであろう。これにより、雨裂型侵食を示すA-typeのH(平均硬度±標準偏差)は、24.1~28.9 mm、側方侵食を示すB-typeのHは、28.2~31.0mm、河川水の影響の大きい側方侵食を示すC-typeのHは、31.8~34.7mm、風化の激しい地点を示すE-typeのHは、18.3~27.3mmとなった。

9. おわりに

本研究に用いた現場データの範囲においては、以下に述べる可以说える。

- 1) 計測面の未整形状態での山中式及び針貫入の計測は、含水状態等を考慮しなければならないが、計測回数を多くすれば、より母集団に近い値になる傾向がある。
- 2) 侵食タイプごとの硬度は、雨裂侵食は、24.1~28.9mm、側方侵食は、河川の影響の小さいところは、28.2~31.0mm、大きいところは、31.8~34.7mm、侵食タイプに問わず風化の激しいものは、18.3~27.3mmである。
- 3) 分類の指標は硬度値のみでなく、その侵食タイプに従って別の変量も考慮しなければならない。
- 4) 同一斜面でも計測点の選定により統計上全く異なるものになる侵食形態もある。縦方向にも変化がみられる斜面がありその斜面では、堆積状態を十分考慮しなければならない。

今回は現場データ数が限られているため、今後はさらにデータ数を増やして、より信頼性の高い工学的分類法を確立したいと思っている。

最後に、計測において室蘭工業大学大学院生大瀬賢一氏、学部生の中島英利君には多大な御協力を頂いた。ここに感謝の意を表す。

<参考文献>

- (1) 難波直彦・春山元寿(1975):簡便な原位置試験法によるシラスの判別分類法, 土と基礎, Vol. 23, No. 2 595~601
- (2) 春山元寿(1975):硬度によるシラスの工学的判別分類法, 応用地質, Vol. 16, No. 2 pp. 40~47
- (3) 山内豊聡・後藤恵之輔・新開節治(1982):統計解析処理による地山しらすの判別分類, 土質工学会論文報告集 Vol. 22, No. 1, pp109~115
- (4) 土質工学会(1981):土質工学会基準「硬さによる地山しらすの判別分類法」について, 「土と基礎」, Vol. 27, No. 4, pp45~46
- (5) 土質工学会(1981):土質工学会基準 硬さによる地山しらすの判別分類法の解説, 「土と基礎」, Vol. 27, No. 4 pp47~48
- (6) 梅村 順・川本伸司・山下 正・河内邦夫・武藤 章(1988):登別市札内台地における火山灰斜面の侵食について, 地すべり学会北海道支部昭和63年度研究発表会予稿集, pp. 29~32
- (7) 梅村 順・山下 正・河内邦夫・武藤 章(1989):登別市札内台地における火山灰の侵食性状と工学的問題点, 地すべり学会北海道支部平成元年度研究発表会予稿集, pp. 3~6
- (8) 梅村 順・河内邦夫・武藤 章(1987):登別市札内台地に見られるクツラ火山灰中の古土壌について, 昭和62年度日本地質学会北海道支部例会個人講演要旨集, pp. 9~12
- (9) 梅村 順(1989):登別市札内台地の地盤工学的研究, 室蘭工業大学 修士論文
- (10) 和田秀三 著(1985):確率統計の基礎, サイエンス社
- (11) 大川 勉(1985):マイコン統計学入門, H B J出版社
- (12) ユックムス(株)編著(1988):統計ハンドブック I, サイエンティスト社

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) 持永龍一郎

1 まえがき

私はかつて日本道路公団に勤務し札幌～岩見沢間の高速道路の建設に従事した経験を持つ者である。

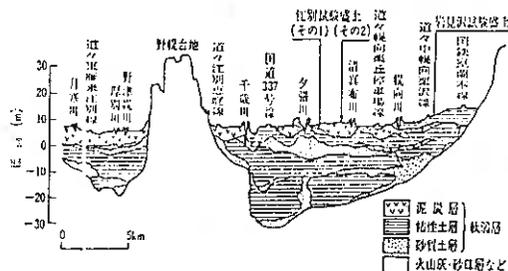
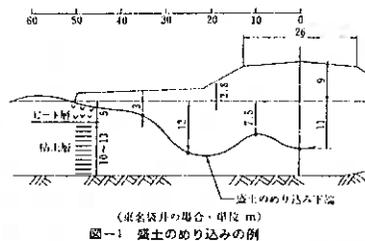
高速道路の建設に当たっては環境問題その他色々な問題があるが、当区間における最大の課題は全線にわたって厚く堆積している超軟弱な泥炭地盤をいかに処理するかということであった。そのために当時の北大の北郷先生を初めとする委員会を設けて検討に当たったが、その他当学会の諸先生方に色々なご指導を受けた。改めて厚く御礼を申し上げる次第である。

私は昭和30年代、名神、東名を作るころ試験所の土質試験室に勤務していたが、その後なにかにつけて土質問題が最大の課題であるような道路の建設に従事する機会が多かった。南九州にいわゆるシラスという鹿児島湾を噴出原とする砂質の火山灰がある。この地区に高速道路を建設するときにはこのシラスの切土のり面の勾配を鉛直に立てるか緩い勾配で寝せるかという問題に色々工夫を凝らした経験がある。北海道でも札幌地区で単に火山灰と呼んでいる砂質の火山灰はこのシラスに類似し、苫小牧～登別の間のしこつ層は全くシラスそのものである。この区間の道路設計にあたってはシラス処理の経験を活かした設計要領を作成して建設した。

初めて札幌～岩見沢間の泥炭に出会ったのは、40年代に公団本社の北海道担当の建設課長となった時である。既往のデータから作られたこの地区の土質縦断面を一瞥した時、これは容易ならざることだと恐怖にもた思いがしたものである。まだ調査資料の少ない時期で、既存の問題箇所だけのデータをつなぎ合わせて作ると泥炭だけが厚く堆積した縦断面図が出来上がることになる。初めてこの柱状図だけが資料であったころには私は全線を高架構造にしなければならないのではないかと考えた。高速道路ではすでに泥炭地帯で盛土を滑らせた経験を持っていた。名神高速道路では無かったが東名高速道路では台地の谷間に泥炭が堆積している箇所がいくつかあった。特に静岡県下の袋井地区では幅約1kmの谷間に泥炭が厚く堆積している所があった。泥炭の含水比は100%も有るといふ本格的なものである。当時の経験では手に負えるものではなかったので高架構造で渡ることとしたが、山地へ取り付く約200mの区間は泥炭層の厚さも薄いという調査結果であったので盛土構造とした。ここに高さ6mの盛土を計画したが結果は無残であった。

図1に示すような断面で盛土を初めたがいくらも盛上がらないうちに滑り初め、作業を続ければ続けるほど地下から泥炭が溢れだしてきて、結局地下12mまで盛土材で置き換えてしまわざるを得なかった経験が有る。今回の対象は袋井どころではない。札幌～岩見沢間32kmのうち江別台地を除く27kmの間は日本有数の泥炭地帯である。現地の鉄道、堤防、道路などの状況を見てもなかなか大変な事業であることを示している。

図2は土質縦断面図である。大きくは3区間に分けられる。a) 札幌～江別間は軟弱層の全体の厚さはそれほどでもないが泥炭が厚く堆積している。途中にほとんど砂層が無いという土層は過去の経験からすると非常に危険な土質構成である。b) 江別地区は層の厚さが厚いちゅう積地で上部と下部に分けられる。上部層は泥炭が地表面から厚く堆積している。下部層は何処でもよく見られる海成の粘土層



で比較的強い強度をもっている。c) 若見沢地区は層厚も比較的薄く、表層は粘土層でその下位に比較的薄い泥炭層を挟んでいる。a) および b) 区間の柱状図を見たとき大部分を高架で渡ることも検討の対象としたが、高架と盛土では経済的に比較にならない。何としても盛土構造で建設しなければならない。

盛土の高さが 8 m 以上の区間は高架構造とすることとしそれ以下については盛土構造とすることにして検討を初めた。

2 軟弱地盤処理の歴史

過去において数多くの軟弱地盤において道路建設を進めてきたが、経験によると土質調査に基づく計算結果と現実の土の動きとは必ずしも一致しない場合が多い。そのため、高速道路では現地で実物大の試験工事を行ない直接現物の地盤の動きから設計施工の指針を得るという手法を取ってきた。軟弱地盤対策として最も効果があるのはサンドパイル工法であり、世界各地で多用されている。理論上も極めて優れた体系が構築されている。30年前初めて日本で高速道路を作るとき名神高速道路でも当然対策工法として採用を計画した。大規模な軟弱地盤において、いくつかの実物大の試験工事を行なったが、その結果意外なことが分かってきた。

図3は濃尾平野の大垣地区での試験工事における沈下曲線である。この地区の土層は地表から順に上部粘土層(厚さ8m)中間砂層(厚さ4m)下部粘土層(厚さ1.5m)と言う合計約30mの3層からなっている。図中のA, Cは上部層だけにサンドパイルを打設したものでピッチが変えてある。

Bは下部粘土層に達する長さ20mのサンドパイルを打設した区間である。D区間は全くサンドパイルを打設しなかった非改良の区間である。この4本の曲線を比べてみると少なくともA, C, Dの間にはほとんど見るべき有意の差は無いことが分かる。B曲線だけが少し離れているが、これも盛土途中だけの差で盛土が済んでからの曲線は4者ほとんど平行である。すなわち実際の地盤の沈下はサンドドレーン理論により推定されるのとは著しく異なった傾向を示している。

図4はこの大垣の例を上部粘土層と下部粘土層に分けて図示したものである。この図からの結論としては(1)上下部層ともサンドパイルを打設してもしなくても沈下速度に変わりはない。(2)上部粘土層の沈下は極めて早く終熄する。(3)下部粘土層の沈下はゆっくりではあるが長時間続く。と言う3点が指摘される。この結論は大垣だけに止らず、その後東名各地でもいくつかの試験工事を重ねたが、いずれも同様な傾向が見られた。

図5は東名高速道路において厚木市近郊の愛甲と言うところで行なった試験工事での結果である。含水比約200%の有機物混じりの粘土を含む軟弱地盤であり、サンドドレーンと無処理の場合の効果と比較した。沈下については大垣の場合と同じ傾向が見られた。

図は盛土の前後における地盤の強さを比較したものであるが、この図によるとサンドドレーンを実施した区間と無処理の区間の強度増加には極めて顕著な差があることが認められる。すなわち、サンドドレーン区間では盛土の終了した直後にすでに強度の増加が認められ、日を追うに従ってさらに増加する傾向にある。これにたいして無処理の場合の強度増加は明らかに遅い。長い時間をおけば何時かは強くなるのであるが盛土の速度が早いと強度増加が追いつけず、滑りを起こすことになる。

この図が典型的な例であるが、サンドドレーンを打設すると地盤の強度は極めて速やかに増加するという傾向が認められる。このほか間隙水圧の減少も早くこれらは多かれ少なかれいずれの試験工事でも認め

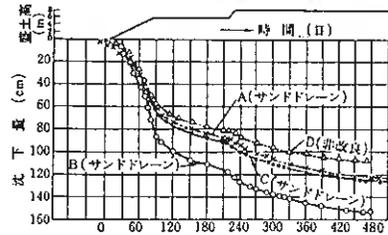


図-3 改良工と非改良工の沈下比較

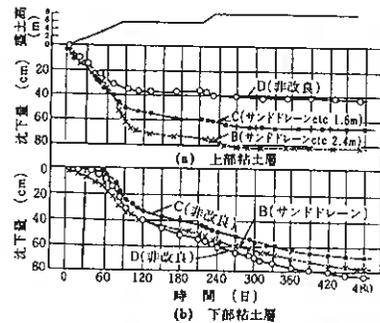


図-4 改良工と非改良工の沈下比較(その2)
一名神大垣一

られる一般的な傾向である。

したがって、名神、東名を通じて軟弱地盤対策の基本方針として (1)沈下対策としてサンドドレーンなどの改良工は採用しない。(2)地盤が極めて軟弱で盛土の安定が図りにくい場合にはサンドドレーンを打設するという原則を立てた。従って極めて特殊なところを除いてはほとんどの場合無処理のまま盛土している。供用後に起こる残留沈下への対策としてはプレロード工法を採用しそれでも残る沈下にたいしては維持管理の段階で対処するという方針を取っている。

以上の例を典型として、全国各地で軟弱地盤を処理した経験から見ると、土質調査からのデータのみを用いて計算から予測される土の動きと実際の地盤の動きは必ずしも一致しない。求める精度にもよるがえて言えば、地盤の動きを計算だけで予測することは不可能であり、計算値の取り扱いについては極めて慎重な配慮が必要である。過去の例によれば、予測しないところで破壊が起きた例もあれば、安全率1以下と計算されたにもかかわらず安全に盛土された例はいくらでもある。現在の水準では大まかなオーダー程度であれば沈下の全量については予測することはできるが、沈下の時間的な経過については定量的に予測することは極めて難しいということが言える。

3 札幌～岩見沢間の高速道路盛土

1) 調査

このような過去の実績を踏まえて、札幌～岩見沢の建設に当たってはまず岩見沢で1箇所次いで江別で2箇所の試験工事をを行った。泥炭地帯における盛土の問題は沈下の傾向もさることながらまず盛土を安全に盛り上げることができるかどうかということである。岩見沢試験工事では地盤が幾らか良かったのでサンドドレーンとベアードレーンを採用し無処理との効果を比較した。沈下曲線は図6に示すとおりである。サンドドレーンなどの改良工を実施したほうが無処理の場合よりも沈下の進行は幾らか早いようであるがただ計算で予測されるような卓越した差は無いというのが他の区間と同様な結論である。

江別地区は泥炭が地表面から堆積し全体の層厚も厚い。最も困難の予想される所である。従って対策工としてはサンドドレーンのほかにこの地区で多用されているサンドコンパクションパイルも選んだ。また万一の場合に備えて、セメントを混合した砂杭を用いたセメント混合工法も試用してみた。また無処

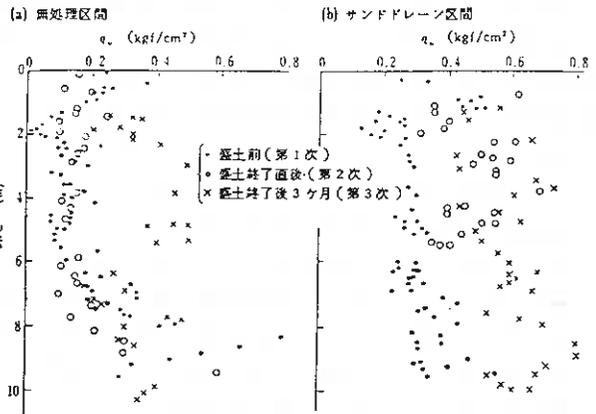


図-5 一軸圧縮強さの経時変化(愛甲地区)

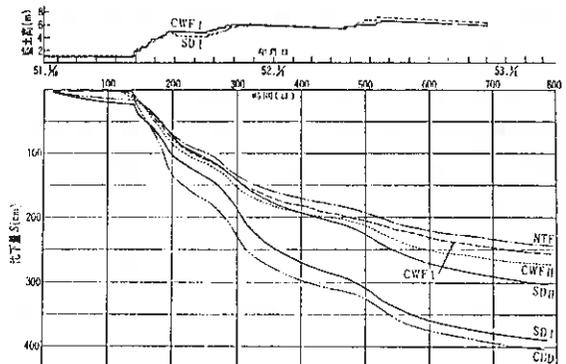


図-6 沈下時間曲線(盛土中央部)

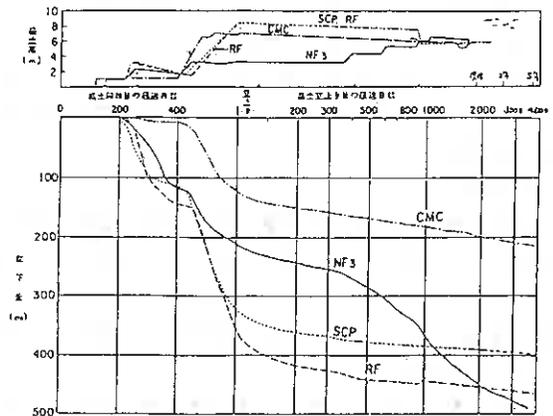


図-7 江別試験盛土(その2)の沈下データ

理のままではどの程度盛れるかも試みてみた。本試験工最大の眼目は (1)盛土が可能かどうか (2)どの工法が最も経済的か (3)どのような途中経過を辿るかを定量的に知り設計施工の指針を得ることである。各種の計器による観測体制を敷いて慎重に工を進めた。サンドドレーンを打設した箇所で70cmの水平変位が観測されながらも何とか高さ8mの盛土が可能であることを確かめた。沈下曲線は図7に示すとおりである。サンドドレーンおよびサンドコンパクションパイルは大体似たような沈下曲線を描いている。セメントで処理した場合には明らかに沈下が少なくなっている。無処理のままでは高さ3.5mでクラックが入り破壊の兆候が見られたので盛土を中止した。どこでもそうであるがサンドドレーンを打設した場合としない場合とでは間隙水圧の変化に大きな差がある。すなはちサンドパイルを打設すれば間隙水圧の消散は極めて早い。これにたいして無処理の場合には盛土すれば大きな間隙水圧が発生し消散の速度は遅くいつまでも水圧が残っている。これは理論上推定されているとおりの現象である。ただ水圧の動きがこのようであるにもかかわらず沈下の進行速度については泥炭の場合もほとんど差がないということであり理路で推定されるところと著しく異なる点である。

2) 本線に採用した対策工法

以上のはかいろいろな検討を重ねたうえで札幌～岩見沢間の本線工事においては次のような対策工法を採用した。

(1) 押え盛土工法

過去の経験によると押え盛土は盛土の安定を図るにはもっとも確実な工法である。当区間では次のような意義を持たせて前線にわたって押え盛土を実施した。(a) 施工時の周辺地盤の膨れ上がりや、供用後の引きずり込みの対策として有効である。(b) 吹きだまりの緩衝地帯として雪氷対策上有効である。(c) 工専用道路として先行しておけば土の運搬に利用でき、また両側の地盤の強度が増加して側方への変位を少なくする効果がある。(d) 用地上の問題があまり無いので経済的である。

(2) 緩速施工法

盛土の安定を図るには十分な時間を与えて圧密による地盤の強度増加を図りながら盛土高を増やしていくのが基本的な態度である。北海道では冬期間は積雪により工事が不可能になるため、この期間を地盤の強度増加に有効に利用できるような工程を組むことが合理的である。実際には一冬を挟んで2年間で盛り上げるような工程を採用した。

(3) 地盤処理工法

サンドドレーンを打設することにより地盤の強度は速やかに増加することを試験工事で確かめられたので、泥炭層の強度増加のために打設した。打設は上部層のみを対象とし下部粘土層には打設していない。

(4) プレロード工法

供用した後での沈下いわゆる残留沈下は道路の維持管理にとっては大きな問題である。過去の実績によると残留沈下の大きさは土性よりも層の厚さに比例する。粘土層の厚さが厚いほど残留量は大きい。そしてこれを地盤処理によって縮減する方法、特に経済的に見合う方法はないと言っても過言ではない。そのために予定される盛土の高さ以上の盛土をあらかじめ加えて強制的に沈下させ、頃合を見て余分の荷重を取り除いてやるというプレロード工法が効果的である。橋台の取付け部及びカルバートボックスには全面的に採用した。

(5) 高架工法

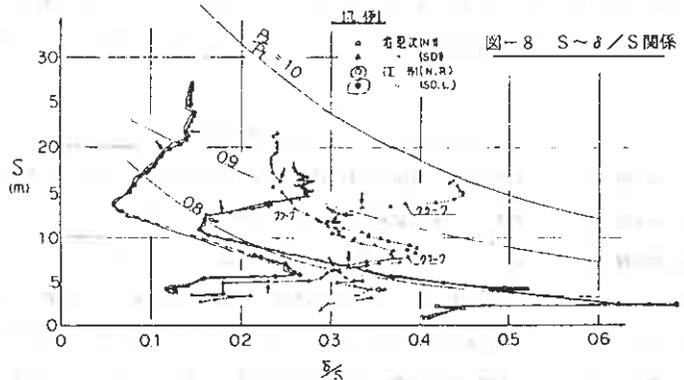
過去の経験によると泥炭層の下に均質で鋭敏な粘土が厚く堆積している地盤ではこの粘土層を含めて地盤処理しても盛り土中に滑りを起こし、復旧に多大の費用と労力を費やしたうえ、供用後も大きな残留沈下を起こしている例が多い。土質調査の結果とこれらの既往のデータとを詳細に比較検討した結果札幌側の3kmについては盛土では無理であると判断して高架構造とした。

3) 観測施工

軟弱地盤の設計は現在の技術では単なる計算だけからこれを決定することは不可能である。極めて経験的な要素が大きい。そのため試験盛土を2箇所を実施して基本的な処理の方針を定めた。すなはち、当区

間は極めて軟弱ではあるが、緩速施工を前提とすれば抑え盛土工法とサンドドレーン工法で盛土することが可能との結論に達した。しかしながら、このような簡単な原始的とでも言えそうな対策工法のみでの施工は試験工事の実績からすると極限状態を綱渡りして歩くのにも等しく、現場での計測設備の充実を図り入念に動態を観測しながらに施工することが前提となる。軟弱地盤の延長2.7kmのうち橋梁、高架区間が各測線には沈下計および地表変位杭を設置し、プレロード部では特に高い盛土をするために間隙水圧計および地中変位計を追加してある。場所により層別沈下計や地滑り計も設置した。工事中は各工事区毎に6～10名からなる観測班を設け毎日1回測定した。毎日測定されるデータはファックスなどでセンターに報告される。ここで採用した動態観測処理システムは(1)沈下量、側方変位、間隙水圧などの観測データを経時的に図示できる機能を持っている。(2)施工管理のためのデータの演算処理と図表をただちに作成できる機能を持っている。盛土の破壊を予測するには色々な方法があるが、のり尻における地表面の横方向の変位(δ)は地滑りと密接な関係にありかつ測定も簡単な指針である。これと盛土中央部の全沈下量(S)および盛土荷重を用いて4種類の管理図を利用した。

図8はSと δ/S の関係を追跡したものであるが、この手法は各地ですでに利用されておりいくつかの実績を持つものである。当地区においてもこの関係図が最も有効に利用された。(3)また今後の沈下量の予測をいくつかの経験式を用いて計算するシステムを用いた。これらの情報システムを用いて極限状態における盛土工事をたいした事故もなく完了することができた。



4 m以上の沈下量を記録した所はいくらかである。 名神高速道路を作るとき軟弱地盤として試験工事を行なったのは沈下量40 cmの場所であった。技術の進歩と言うべく全く今昔の感に堪えないところである。

4) 現況

札幌岩見沢感は58年11月に開通し現在すでに6年間を経過した。供用後の沈下が相当量に昇ると予想されたため、当初から舗装構造は暫定的な断面を採用し、橋梁取付け部などに生ずる段差は部分的に修正しながら管理している。供用後の沈下は建設時に設置された沈下計のうち深部に設置されたものも含めて180箇所について年2～3回の頻度で水準測量を行なっている。図9は各地点の建設開始以来の合計沈下量と供用してから後4年間に生じた沈下量を示すものである。合計沈下量は大体2～4mで大きいと

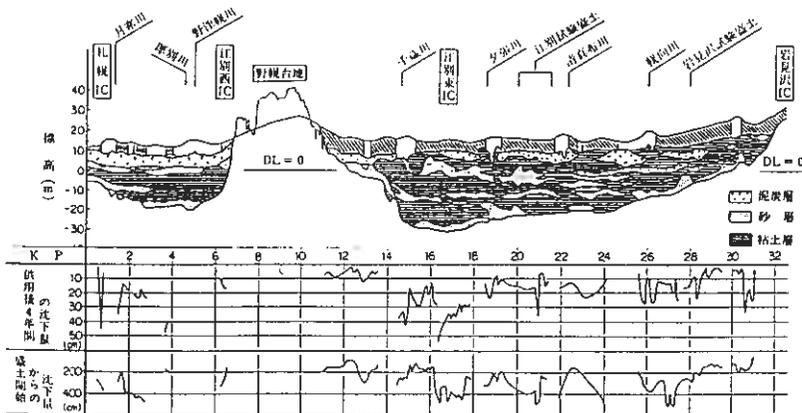


図-9 土性縦断面および沈下の概観

ところで5 mにも達しさまざまな軟弱地盤であることを示している。供用後4年間の沈下は大きいところで50 cmで、大体20 cmぐらいであることを示している。また供用後4年目に本線上でボーリングを行った結果を見ると、最大1200%あった含水比は道路中央部では300~400%に下がっており、 q_u は 0.02 kg/cm^2 あったものが 0.9 kg/cm^2 と上昇していることが認められる。一般的に言って、軟弱地盤上の盛土にあっては盛土を完成させるということがまず第一の問題であって一旦完成すると地盤強度は増加する一方であり安定を問題とすることはない。また沈下についてもいくら大きくても工事中の沈下はその期間内に処理できれば多きこと自体については問題はない。しかしながら残留沈下については層の厚さが厚いほど量的にも大きく、また時間的にもいつまでも続くという傾向がある。将来への沈下を予測したところによると今後ともまだ続くことが予想され維持管理上の問題となっている。

あとがき

軟弱さにおいて日本最大の規模を有する札幌～岩見沢間で高盛土を建設することは非常に難しい問題であった。慎重に検討を重ねて結局押さえ盛土とサンドドレーンというなんの変哲もない普通の工法で処理することができた。段差の補修に苦勞しているがたいした支障もなく供用されている。慎重に作業すれば泥炭持普通の工法で処理できることを示しており今後の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 持永龍一郎 圧密試験 土質調査試験結果の解釈と適用例 土質工学会ライブラリー
- 2) 持永龍一郎 道路 軟弱地盤における工事実施例 土質工学会ライブラリー
- 3) 持永龍一郎 盛土に対する軟弱地盤処理 土木学会誌 1974年5月
- 4) 持永、栗原 岩見沢試験盛土における軟弱地盤の挙動の測定結果 土と基礎 1978-6月
- 5) 持永、栗原 北海道縦貫自動車道(札幌～岩見沢)における軟弱地盤対策 道路 1979-9月
- 6) 栗原、高橋 大規模な軟弱地盤における高速道路盛土工事の施工管理 土と基礎 1981-4月
- 7) 栗原、高橋 軟弱地盤上の盛土工事における情報処理システム 土と基礎 1981-7月
- 8) 松尾、栗原他 土と基礎の情報と施工 施工技術 10巻8号
- ⑨ 9) 後藤、荒、片桐 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 高速道路と自動車 1989-3月

↓
名工

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 ○ 榎木俊一
 同 富澤幸一
 同 片倉浩司
 同 能登繁幸

1. まえがき

一般に基礎はその頭部に下部躯体から外力を受け、その外力を地盤に伝達させるものである。この際、地盤は支持地盤としての機能を持っているが、一方で側方流動や地すべりなどに見られるように地盤が大きく変形を起こし、支持地盤としての機能を失うこともある。

このような地盤における基礎は、通常の外力の他に地盤から水平外力を受けることになるが、その水平挙動には不明な点が多い。したがって、本研究では地盤から水平外力を受ける杭（受働杭）の基礎的な水平挙動を明らかにするため、単杭および2本組杭を用いた室内水平載荷試験を行い、主に通常の外力を受ける杭（主動杭）と比較した受働杭の水平支持機構に検討を加えた。

2. 試験概要

2-1 試験地盤

水平載荷試験に用いた地盤は、材料として湿潤砂を用い、室内実験槽（4.5m×4.3m×2.5m）内に下層地盤は10cm、上層地盤は20cm程度の巻き出し厚で締固め、それぞれ層厚1mの二層系地盤とした。各締固め段階でポータブルコーン貫入試験を、水平載荷試験終了後にスウェーデン式サウンディング（換算N値=2+0.067N_{sw}）を実施した。その代表結果を図-1に示す。図によれば試験地盤は深さ方向にバラツキが見られるが、軟弱地盤を想定した上層はN=3~4（qc=10~15kgf/cm²）の非常にゆるい状態、下層はN=15~20の比較的締った状態で構成されていることがわかる。また、試験地盤では種々の土質試験および原位置試験を実施したが、その結果を表-1に示す。

2-2 模型杭

単杭は、図-2に示す断面寸法のアルミニウムパイプ（φ100mm, L=2300mm）とし、水平抵抗を検討する際に、杭として抜いうる根入れ深さを確保するため2m（上層1m, 下層1m）根入れした。組杭については単杭と同じ材質、根入れとし、群杭として最も簡単な2本組杭とした。杭中心間隔は2.5Dとし、杭頭は一般的な剛結合とするためにコンクリートフーチングに2D埋め込んで結合した。

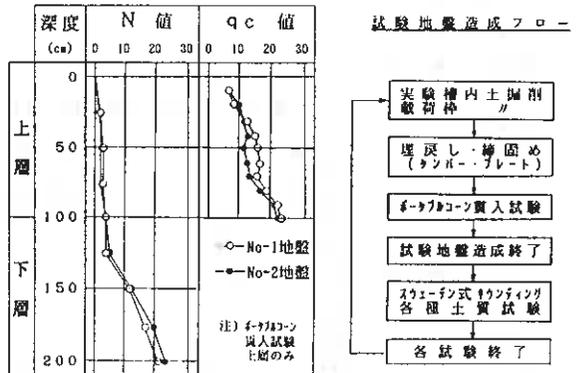


図-1 試験地盤強度・造成フロー

表-1 試験地盤の土質試験結果

項目	単位	上層		下層	
		No-1地盤	No-2地盤	No-1地盤	No-2地盤
土質試験	含水比 (%)	8.78	8.82	8.57	
	密度 (g/cm ³)	1.502	1.520	1.649	
	三軸圧縮 内摩擦角 (°)	φ _d 35.2	36.0	36.5	
試験	粘着力 (kgf/cm ²)	C _d 0	0	0	
	変形係数 (kg/cm ²)	E _o 56~84		400~450	
原位置試験	三軸圧縮より	E _c 29	19.8	31.3	
	孔内水平より	E _b 17.98	23.37	72.20	75.83
	平板載荷より	E _p -	-	524	372
	N値より	E _o 56~84		400~450	

各模型杭には、水平載荷時の杭体の曲げ応力および地盤反力の分布状態を把握するため、図-2に示す位置にひずみゲージと圧力センサを設置した。また、各模型杭は水平載荷試験実施前に曲げ試験によりその曲げ剛性を確認している。

2-3 試験方法

水平載荷試験の各模式図を図-3に示すが、単杭は一層系・二層系の主働杭および受働杭、組杭では軸直角方向に荷重を作用させる主働組杭および受働組杭についての5ケースの水平載荷試験を実施した。

主働水平載荷試験方法は、杭頭部に集中荷重を作用させた一般的な水平載荷試験、受働水平載荷試験については、周辺土（上層の載荷枠内の土）の移動による分布荷重を杭体に作用させる試験とした。その際、載荷枠はローラー付きのチェーンで吊り下げ、下層と完全に分離し、載荷方向の移動がスムーズになるようにした。

載荷方法は、単杭・組杭ともに単サイクルの緩速載荷とし、最大荷重を8段階程度均等に分け、各載荷段階の荷重保持時間を30分一定として載荷を行った。

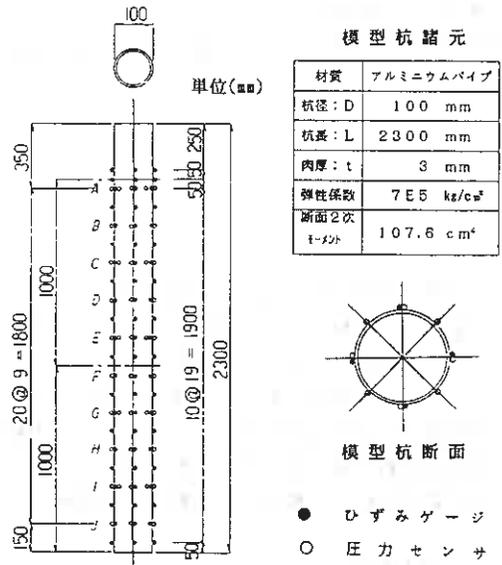


図-2 模型杭断面寸法・計器配置図

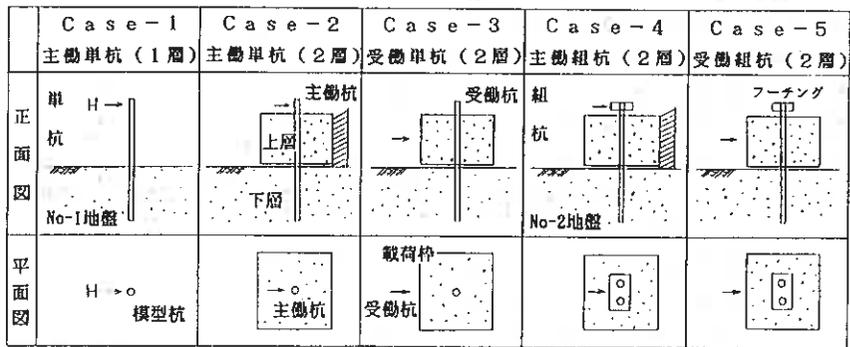


図-3 水平載荷試験の模式図

3. 水平載荷試験の結果および考察

3-1 解析方法

地盤に設置された杭が水平力を受けた場合、杭剛性・根入れ・地盤強度等多くの要因によりその挙動に違いが生ずる。杭の水平挙動は、地盤と杭の相互作用の結果として決まるが、地盤反力の取扱い方法により異なり、設計にあたっては種々の解析法が提案されている。そのため、今回の受働杭の検討にあたり、地盤反力の取扱いを明らかにしておく必要があるが、複雑な解析法を用いていくに多くの要因を増やすことを避けるため、ここでは一般に設計に用いられている線形弾性地盤反力法を適用し、主働杭と比較した場合の水平支持機構の違いに注目した。基本方程式を右に示す。この方法は、地盤反力Pが杭の水平変位yに比例するとし、比例係数として横方向地盤反力係数K値を導入する方法で、地盤反力・変位量などの算定の際にK値は欠くことのできない定数となる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P = 0 \quad P = K D y$$

P : 地盤反力 (kg/cm²)

D : 杭径 (cm)

EI : 杭の曲げ剛性 (kg·cm⁴)

y : 杭の変位 (cm)

x : 深さ (cm)

K : 横方向地盤反力係数 (kg/cm²)

3-2 主働単杭の水平抵抗

Case-1の主働単杭の水平載荷試験での変位と荷重および線形弾性地盤反力法より算定した逆算K値の関係を図-4に示す。地表面変位 $y = 10\text{mm}$ において $K = 3.7 \text{ kg/cm}^2$ であり、 $\beta \ell = 1.87 < 3$ となるため、有限長杭としての挙動を示すことになる。

Case-1で得られた下層K値に基づき主働単杭 (Case-2) での二層系地盤の検討を行うこととした。上層K値の算定は、上下層の境界変位より下層K値をCase-1の載荷試験結果に基づき定め、地表面変位 y と荷重の関係より推定することとした。その結果 $y = 10\text{mm}$ において下層K値: $K_1 = 7.5 \text{ kg/cm}^2$ 、上層K値: $K_2 = 0.88 \text{ kg/cm}^2$ が得られており $1/\beta = 76.5 \text{ cm} \leq \ell$; (ℓ : 上層厚 100cm) でその水平挙動は上層K値が支配的となる。これらのK値を用いて算定した曲げモーメント、地盤反力を実測値と比較すれば図-5のようになる。図によれば、地表付近の塑性化現象と思われる影響により、深度 5cm で実測地盤反力が計算値とは逆に若干減少する傾向がみられるものの、計算値は実測値にかなり合致した結果が得られているのがわかる。また、各原位盤試験の変形係数 E_0 より推定した上層および下層地盤のK値は、水平載荷試験結果より推定した逆算K値とほぼ等しい結果となった。

3-2 受働杭の解析モデル

受働杭の水平挙動は、周辺地盤の三次元的変形が及ぼす多くの要因の影響により、主働杭に比べ非常に複雑となる。そのため、受働杭の設計は複雑な現象をいかに適

切に単純化するかがポイントとなる。今回の受働杭の解析にあたり、主働杭と比較した挙動の違いを明らかにする目的から、地盤反力係数K値を主働杭と同様に産き方向に一律と扱う単純モデルを想定した。解析モデルを図-6に示す。モデル-Aは上層(流動層)の地盤反力を考慮せず、下層(固定層)からの突出杭として扱う方法。モデル-Bは流動層の地盤反力を主働杭と同様に扱う方法である。また、推定モデルについては、モデル-Bの上層K値: $K_2 = 0.88 \text{ kg/cm}^2$ を地盤変位に従い深さ方向に一律に低減させるものである。なお、解析の際の流動荷重は、載荷棒への載荷重および試験杭背面の圧力センサ測定値より、図に示す台形分布荷重 p とした。

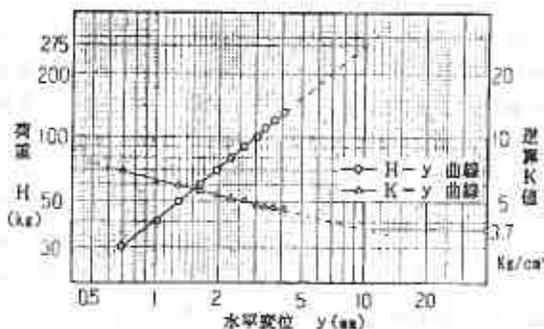


図-4 変位と荷重、逆算K値の関係

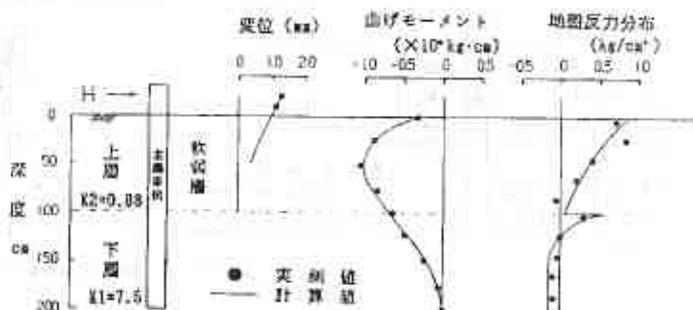


図-5 主働単杭の挙動 (Case-2)

	モデル-A	モデル-B	推定モデル
解析モデル概要	杭の地上突出部に土圧を考えた場合 	地中に埋め込まれた杭に土圧を考えた場合 	地中に埋め込まれた杭に土圧を考えた場合
備考	<ul style="list-style-type: none"> 土圧 p は、圧力センサの分布形状から推定する。 地盤バネ K_1 は、水平載荷試験による。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧 p は、圧力センサの分布形状から推定する。 地盤バネ K_1, K_2 は、水平載荷試験による。 	<ul style="list-style-type: none"> 土圧 p は、圧力センサの分布形状から推定する。 地盤バネ K_1 を固定し、K_2 は変位から推定。

図-6 受働杭解析モデル

○ 77cm 程度、
の抑圧杭。

3-4 受働単杭の水平抵抗

図-7に地表面変位 $y = 10\text{mm}$ における受働単杭 (Case-3) の実測値と各モデルの解析結果を示す。実測値に注目すると、受働杭は主働杭と明らかに相違しているのがわかる。曲げモーメントの最大値は、主働杭は上層のはぼ中心に生じているのに対し、受働杭では上層で引張、下層で圧縮応力がそれぞれ生じ最大曲げモーメント発生位置は下層にある。また、地盤反力については、受働杭では地盤の移動により上層背面側の地盤反力はあまり発揮されておらず、下層境界付近にかなり大きな地盤反力が発生しているのが特徴である。各モデルの解析値と実測値を比較すると、主働単杭の K_2 をそのまま用いたモデル-Bは、曲げモーメントが実測値に近似しているものの変位量が異なり、 K_2 を約2割低減 ($K_2=0.67\text{kg/cm}^2$) させた推定モデルは、境界部において一致しない部分もあるが曲げモーメント変位量ともに実測値と比較的良好な対応を示す。

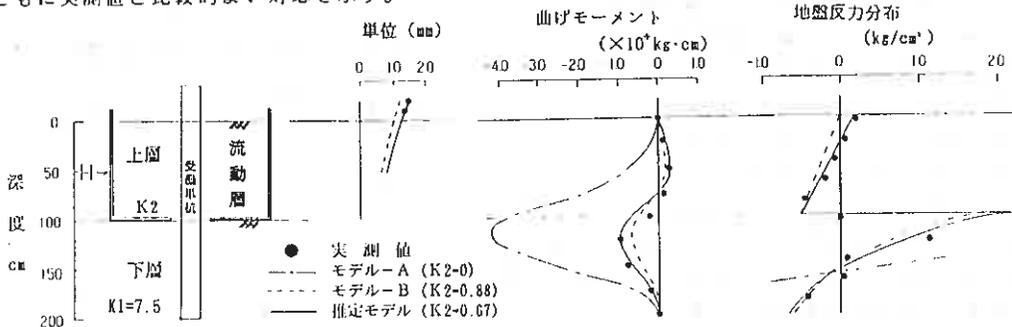


図-7 受働単杭の挙動 (Case-3)

受働杭の地盤反力の解析手順を図-8に示す。主働杭では杭体変位 δ_p に応じて杭前面に $P = K_h \cdot \delta_p$ ($K_h = K \times D$) の地盤反力が発生する。しかし、受働杭においては、主働杭と同様に杭体変位 δ_p が生じるものの、同時に地盤は δ_g だけ移動するため、結果として杭体と地盤の相対変位量 $\delta_p - \delta_g$ に対応した地盤反力が生ずるものと考えられる。したがって、受働杭の地盤反力 P は低減された K_h を用いて $P = (\delta_p - \delta_g) \cdot K_h$ として表わすことができる。また、この式を展開すると $\delta_g \cdot K_h = \delta_p \cdot K_h - P$ となる。ここで、 $\delta_g \cdot K_h$ は地盤から杭に作用する外力、 $\delta_p \cdot K_h$ は杭体に発生する内力

で、最終的に P が圧力センサに測定される地盤反力と考えられる。

(図-9)

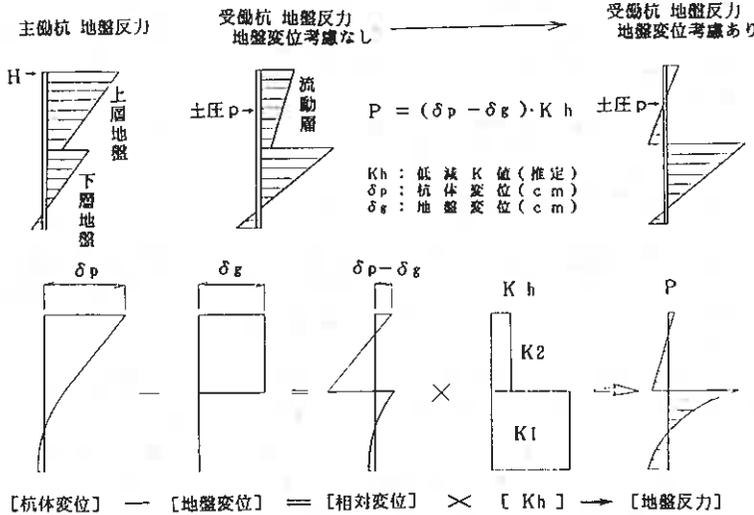


図-8 受働杭の地盤反力模式図

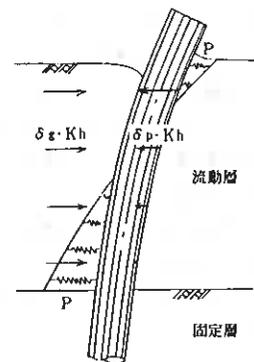


図-9 受働杭のメカニズム (地盤反力)

図-7に示した推定モデルの地盤反力は、杭体変位および地盤変位より図-8の手順に従い計算したものである。これによれば、モデル-Bは杭背面側のみ地盤反力が発生しているのに対し、推定モデルでは圧力センサが反応しにくい载荷枠下面の境界部を除き実測値と分布形状、大きさともに実測値とかなり合致した結果が得られている。

各解析モデルと実測値との比較結果より、受働単杭の水平挙動は、地盤変位を考慮するとともに、流動層のK値を適切に低減（2割程度）させることにより説明することができるといえる。

3-5 主働組杭および受働組杭

受働杭は、周辺地盤の変形が杭の存在そのものの影響を強く受けることから、単杭と組杭では杭相互作用のメカニズムが必然的に異なる。ただし、今回の受働組杭の検討にあたっては単杭と同様、主働組杭と比較した挙動の違いを明らかにする目的から、組杭を単杭に分離し、単杭と同一の解析を用いることとした。

図-10に2本組杭載荷試験の概略図を示したが、受働組杭においても主働組杭と同様に地盤反力の影響範囲が重り合い、受働単杭よりも水平抵抗の低下が予想される。

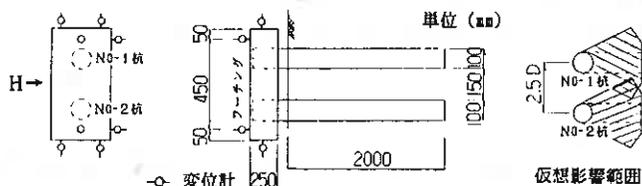


図-10 2本組杭の概略図

図-11に主働組杭（Case-4）、図-12（Case-5）に受働組杭の地

表面変位 $y = 10\text{mm}$ に着目した実測値と解析値の変位、曲げモーメント、地盤反力分布を示した。主働組杭、受働組杭はそれぞれの単杭と対比して同様な挙動を示しているのがわかる。

主働組杭では、単杭のK値をそのまま用いた単杭モデルは変位、曲げモーメントとも実測値より小さくなっているが、杭相互間の影響による群杭効果を考慮し、主働単杭での上層K値を3割程度低減（ $K2=0.57\text{ kg/cm}^2$ ）させている推定モデルは実測値と比較的良好な対応を示している。

受働組杭については、受働単杭と同様に上層K値を低減させた推定モデルを適用したが、曲げモーメント、地盤反力の分布の適合性は受働単杭ほど良くない。

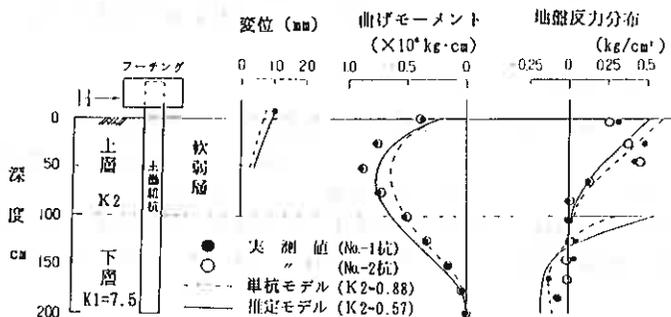


図-11 主働組杭の挙動 (Case-4)

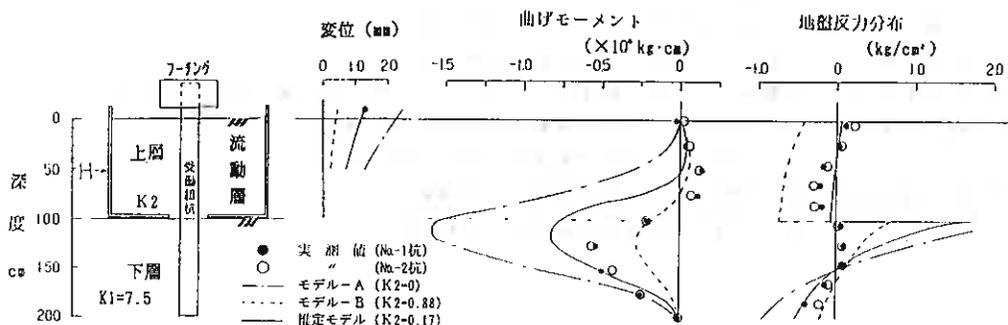


図-12 受働組杭の挙動 (Case-5)

これは、受働組杭では、杭間地盤のアーチ効果により見かけの載荷幅が増大し、主働杭に対し、その複雑な支持機構の違いから地盤反力の重り合いを含めた群杭効果の影響を強く受けるためと考えられる。したがって推定モデルの再検討が必要となるが、この場合、地盤のアーチ効果と群杭効果を分離した評価が必要となる。

図-13に任意変位における主働組杭および受働組杭の群杭効率 e を示した。受働組杭の群杭効率は主働組杭よりも小さく、両者とも変位によって群杭効率は一定ではない。また、受働組杭の変位による群杭効率の増加率は主働組杭よりも大きい。したがって、受働組杭のK値を算定する場合、受働杭としての低減に加えて主働組杭よりも大きな群杭効果による低減が必要といえる。

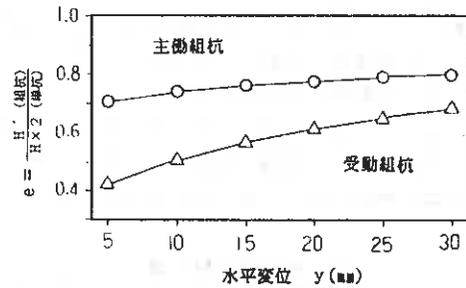


図-13 主働組杭および受働組杭の群杭効率 e

4. まとめ

側方流動・地すべりを想定した受働杭の水平挙動の解析結果をまとめると次のことがいえる。

- 1) 主働杭と受働杭の曲げモーメント、地盤反力等の水平挙動は水平支持機構の違いにより明らかに相違しており、受働杭の地盤反力は杭と地盤の相対変位を考慮し $P = (\delta p - \delta g) \cdot Kh$ として表すことができる。
- 2) 受働単杭の水平挙動は、基準変位量 ($y = 10\text{mm}$) において主働杭の解析手法に基づき、地盤変位を考慮し、流動層のK値を適切に低減(2割程度)させることにより説明することができる。
- 3) 受働組杭は単杭モデルとして検討する際、群杭効果や受働土圧など様々な要因の影響により、受働単杭に対し、流動層のK値の大幅な低減が必要である。

5. あとがき

今回の検討を通じ、受働杭の水平挙動の推定は主働杭の解析モデルを用いることにより、かなりの精度で可能なことがわかったが、今後の課題として群杭効果の影響を考慮した地盤反力の取扱いや杭と地盤の相対変位に応じた杭側面の影響の究明などが残された。

現在、室内模型実験により受働杭の群杭効果、形状効果に関する実験を進めており、今後はこれらを踏まえ構造物基礎の設計・施工法の確立に資してゆく考えである。

6. 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 下部構造編 昭和55年 5月
- 2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧 昭和61年 1月
- 3) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説 昭和60年12月
- 4) 松井 保：主働杭と受働杭 土と基礎 昭和57年 7月
- 5) 土質工学会：地盤の側方流動に関するシンポジウム 発表論文集 昭和61年10月
- 6) 森 康夫ほか：軟弱地盤における側方流動と杭基礎の水平挙動
第19回土質工学研究発表会 昭和59年 6月
- 7) 森 康夫ほか：軟弱地盤における側方流動と杭の挙動
第20回土質工学研究発表会 昭和60年 6月

§ 1. まえがき

近年、ウォーターフロントの開発が全国で数多く計画されており、軟弱な沖積地盤上に造成された埋立地にまだ沈下を続けているような状態の地盤に、構造物を建設せざるを得ない場合も多くなるものと思われる。

本論文は、著者が既に提案している軟弱地盤（正規圧密地盤）に支持される建物の沈下過程解析方法¹⁾²⁾を発展させたものであって、埋立荷重によって地盤沈下が進行しているような超軟弱地盤（圧密未了地盤）に種々の基礎形式を有する建物が建設される場合について、建物の沈下過程に関する基本的性状を検討する。なお、均一な粘性土が地表面から支持層まで分布している地盤において、支持層の水頭低下によって地盤沈下が進行する場合の建物の沈下過程については、すでに報告³⁾してある。

§ 2. 解析モデル

2. 1 地盤概要

解析の対象とした地盤は図-1のとうりで、大阪湾における代表的な大水深埋立地の一つである神戸ポートアイランド⁴⁾⁵⁾を参考に設定したものである。すなわち、海底面に厚さ10mの沖積粘土層が分布する水深15mの湾を、厚さ20mにわたって埋立造成した地盤である。文献⁴⁾によると、沖積粘土層以深に続く砂質土と粘性土の洪積互層にも沈下する傾向が示されているが、本論文ではこれらの層を支持地盤とみなした。沖積粘土層は飽和されてかつダイレイタンスーがないと仮定し、埋立完了後の σ_v' 、 C_c 、 e_0 を基に、粘土骨格を線形弾性体としてヤング係数を定めた。埋立砂層も簡単化を図り、等方・等質で均一な線形弾性体と仮定し、 N 値を参考にヤング係数を定めた。解析に用いたその他の土質常数については文献⁴⁾⁵⁾を基に設定した。

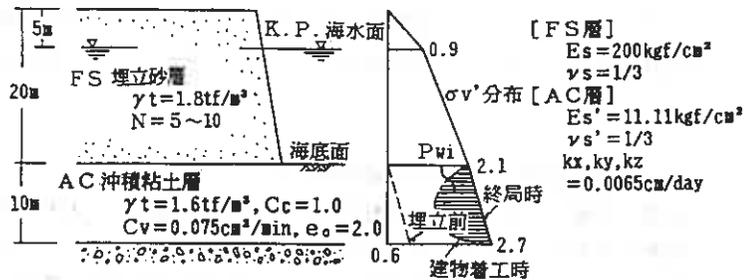


図-1 地盤の構成と力学常数

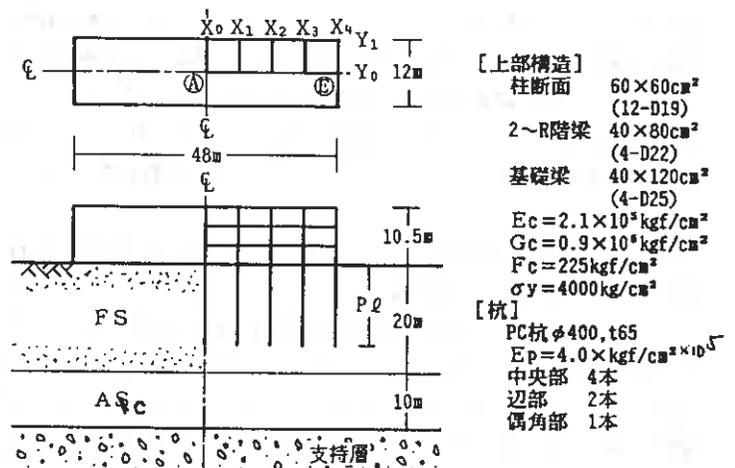


図-2 上部構造と杭の諸常数

2. 2 上部構造と基礎形式

上部構造は図-2に示すように、XおよびY方向に対称で、平面が8×2スパン(48m×12m)で3層の柱・梁骨組で構成される。杭基礎においては、柱の支配面積に応じた杭本数(中央部:4本、辺部:2本、隅角部:1本)を配している。

2. 3 解析モデルの一覧

解析したモデルは、表-1に示すように、基礎形式と建物着工時期をそれぞれ組み合わせた合計24ケースである。すなわち、基礎形式としては、直接基礎、摩擦杭基礎(P_Q=5m, 15m, 25m)、不完全支持杭基礎(P_Q=30m)および支持杭基礎(P_Q=30m)の6タイプであって、建物の着工時期としては、埋立造成後0, 1, 3, 5年の4

タイプを設定した。なお、建物着工時における沖積粘土層の過剰間隙水圧(図-1のP_{wi})は、埋立高さの造成速度を5m/年として別途計算⁹⁾した値を参考にしたが、本論文では単純化を図ってP_{wi}の形状を長方形に設定した。

表-1 解析モデル名一覧

※ () は建物着工時の粘土層のP_{wi}: kgf/cm²

基礎形式 杭長 (m)	建物着工時期				
	0年 (1.35)	1年 (0.84)	3年 (0.40)	5年 (0.19)	
直接基礎	LM-0	LM-1	LM-3	LM-5	
摩擦杭	5	LPF1-0	LPF1-1	LPF1-3	LPF1-5
	15	LPF2-0	LPF2-1	LPF2-3	LPF2-5
	25	LPF3-0	LPF3-1	LPF3-3	LPF3-5
不完全支持杭	30	LPB1-0	LPB1-1	LPB1-3	LPB1-5
支持杭	30	LPB2-0	LPB2-1	LPB2-3	LPB2-5

§ 3. 地盤—基礎—上部構造の連成解析法

地盤—基礎—上部構造の連成解析は有限要素法に基づいており、解析に用いた単位要素を図-3に示す。

地盤の要素は、筆者が有効応力理論に基づいてすでに誘導¹⁾したもので、変位については8節点直方体要素を用いて計算し、過剰間隙水圧については要素中央位置で計算することにした。

上部構造および基礎杭には、軸力、2つの主軸面内における曲げおよびねじりを考慮した梁要素を用いた。ただし、上部構造の柱・梁については、部材の亀裂や降伏現象を表現するために、Gibersonの材端弾塑性曲げバネモデル²⁾を採用した。このモデルのモーメント～回転角関係は図-4のようなTrilinear型であって、亀裂や降伏を示すときのM_c、M_y、K_c、K_yの算定には菅野の方法⁹⁾を用いた。

杭周面と地盤の境界ではすべりが発生するものとして、図-5に示すような弾塑性性状を有するせん断バネで両者を結合した。なお、杭頭部では正のすべりが生じないため図中の破線となる。最大周面摩擦力は鉛直方向有効応力度に比例するものとして、その係数は粘土および砂に対して、それぞれα=0.3およびα=0.6を仮定した。

杭先端部と地盤の境界には、図-6に示すような弾塑性性状を有する鉛直バネを設けた。本論文では、摩擦杭、不完全支持杭、支持杭に対するこのバネ係数を、それぞれK_v=0, 25, 250kgf/cm²と仮定した。

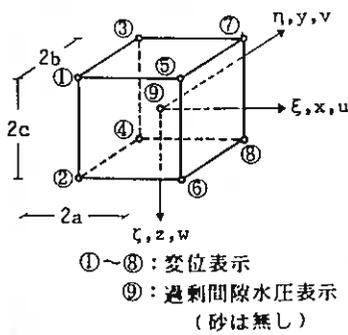
上述のような種々の非線形性を連成解析に採り入れるにあたって、本論文では全体の剛性マトリックスを作り変える代わりに、等価節点力を加えて計算する応力伝達法を用いた。

図-7は、建物の施工進展の様子をモデル化したものである。その階のコンクリートが打設される時点の剛性は0で、次の階が施工される時点で所定の剛性を発現すると仮定すると共に、施工期間中にも地盤の圧密が進行するものと仮定した。各施工段階の間隔は30日で、竣工は着工から120日後となる。

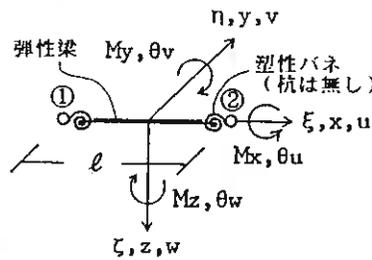
§ 4. 解析結果および考察

4. 1 基本モデルの諸性状

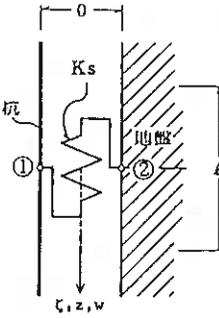
ここでは、埋立造成後1年目(P_{wi}=0.84kgf/cm²)に建物が着工される場合を基本モデルとして、前記の6タイプの基礎形式を有する建物の沈下および応力性状について検討する。



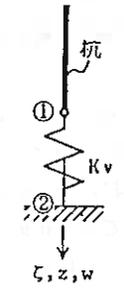
(a) 地盤



(b) 柱・梁・杭



(c) 杭周面と地盤の境界



(d) 杭先端と地盤の境界

図-3 単位要素

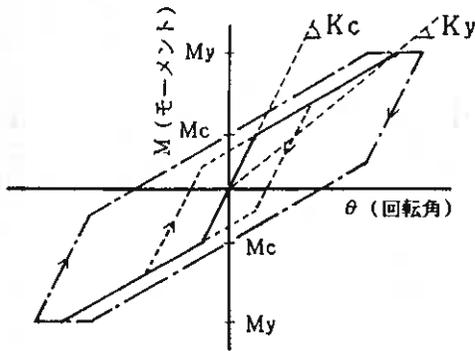


図 4 モーメント～回転角関係

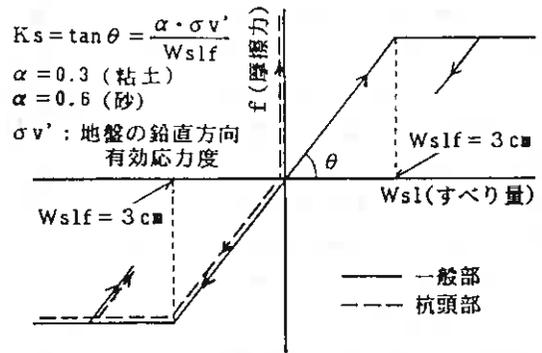


図 5 杭周面摩擦～すべり量関係

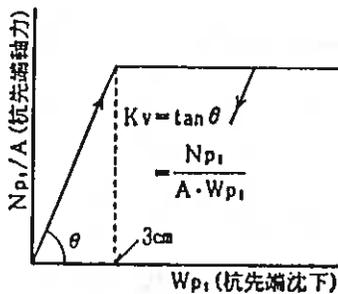


図-6 杭先端軸力～沈下量関係

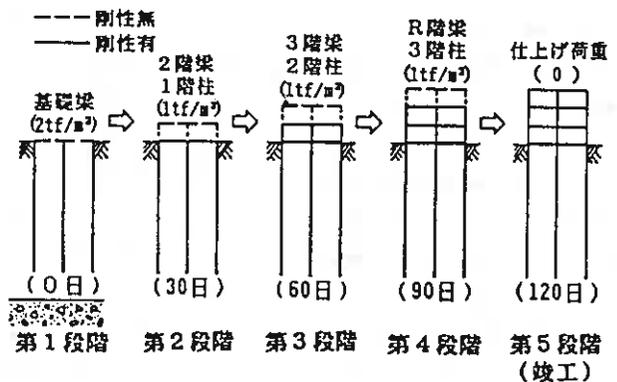


図-7 上部構造の施工進展

(1) 沈下分布

表-2は、建物の中央部 \textcircled{A} と端部 \textcircled{B} の絶対沈下 W (地表面、杭頭)およびこれらの相対沈下 δ_{AE} (地表面、杭頭、各階)の計算結果をまとめたものである。直接基礎[LM]および摩擦杭基礎[LPF1]~[LPB3]では、杭頭と地表面が一致しているのに対して、不完全支持杭基礎[LPB1]および支持杭基礎[LPB2]では、地盤沈下が建物沈下よりも大きくなって杭頭が抜け上がるようになる。これらの抜け上がり量は建物中央部よりも端部で大きい。

図-8は、杭頭の絶対沈下 W_A について、建物の着工から終局に至るまでの経時変化を示したものである。それによると、[LM]で支持される建物の沈下が最大で、摩擦杭が長くなるにつれて建物の沈下が減少するものの、短い摩擦杭の[LPF1]は[LM]とほぼ同様の値を示す。圧密層を貫通している[LPB1]や[LPB2]では、杭先端支持力が大きい程沈下が小さくなる。終局時の全沈下量に対する竣工時までには生じる沈下量の割合は、直接基礎および摩擦杭基礎で25%、不完全支持杭基礎で15%にすぎない。

図-9は、基礎梁の相対沈下 δ_{AE} の経時変化について、図-8と同様に示したものである。ただし、いずれも所定の剛性が発揮された時点以降に生じる相対沈下量を対象にしており、部材応力に無関係

表-2 建物の絶対沈下量 W および相対沈下量 δ_{AE}

単位: cm, ()内は載荷直前の値

モデル名	施工段階	施 工 中					施 工 後				
		第1	第2	第3	第4	第5	終 局				
		着工	30	60	90	竣工	200	600	∞		
LM-1	δ_{AE}	R階					0	0.2	0.4	0.5	
		3階				(0.) 0.3	0.4	0.6	0.8	0.9	
		2階			(0.) 0.4	(0.5) 0.8	0.9	1.0	1.3	1.4	
		基礎	(0.) 0.5	(0.6) 0.9	(1.0) 1.4	1.4	1.6	1.8	1.9		
		杭頭									
	地表面	(0.) 1.0	(1.1) 1.6	(1.7) 2.0	(2.1) 2.5	2.6	2.7	2.9	3.0		
	WA	杭頭									
	地表面	(0.) 1.6	(5.1) 5.8	(8.9) 9.5	(12.3) 13.0	15.5	20.8	35.9	60.0		
	WB	杭頭									
	地表面	(0.) 0.6	(4.0) 4.2	(7.2) 7.5	(10.2) 10.5	12.9	18.1	33.0	57.0		
	LPP1-1	δ_{AE}	R階					0	0.1	0.4	0.5
			3階				(0.) 0.3	0.4	0.6	0.8	0.9
2階					(0.) 0.4	(0.5) 0.8	0.9	1.0	1.2	1.3	
基礎			(0.) 0.4	(0.5) 0.9	(1.0) 1.3	1.4	1.5	1.8	1.9		
杭頭			(0.) 1.0	(1.1) 1.5	(1.6) 2.0	(2.1) 2.4	2.5	2.7	2.9	3.0	
地表面		(0.) 1.0	(1.1) 1.5	(1.6) 2.0	(2.1) 2.4	2.5	2.7	2.9	3.0		
WA		杭頭	(0.) 1.6	(5.1) 5.8	(8.8) 9.5	(12.3) 12.9	15.4	20.8	35.8	59.9	
地表面		(0.) 1.6	(5.1) 5.8	(8.8) 9.5	(12.3) 12.9	15.4	20.8	35.8	59.9		
WB		杭頭	(0.) 0.6	(4.0) 4.2	(7.2) 7.5	(10.2) 10.5	12.9	18.1	33.0	57.0	
地表面		(0.) 0.6	(4.0) 4.2	(7.2) 7.5	(10.2) 10.5	12.9	18.1	33.0	57.0		
LPP2-1		δ_{AE}	R階					0	0.1	0.4	0.5
			3階				(0.) 0.3	0.4	0.5	0.8	0.9
	2階				(0.) 0.4	(0.4) 0.7	0.8	0.9	1.2	1.3	
	基礎		(0.) 0.4	(0.5) 0.8	(0.9) 1.1	1.2	1.4	1.5	1.8		
	杭頭		(0.) 0.8	(0.9) 1.3	(1.4) 1.7	(1.8) 2.0	2.1	2.3	2.5	2.7	
	地表面	(0.) 0.8	(0.9) 1.3	(1.4) 1.7	(1.8) 2.0	2.1	2.3	2.5	2.7		
	WA	杭頭	(0.) 1.3	(4.7) 5.3	(8.4) 8.9	(11.7) 12.2	14.8	20.1	35.2	59.3	
	地表面	(0.) 1.3	(4.7) 5.3	(8.4) 8.9	(11.7) 12.2	14.8	20.1	35.2	59.3		
	WB	杭頭	(0.) 0.5	(3.8) 4.1	(7.0) 7.3	(10.0) 10.2	12.6	17.9	32.7	56.7	
	地表面	(0.) 0.5	(3.8) 4.1	(7.0) 7.3	(10.0) 10.2	12.6	17.9	32.7	56.7		
	LPP3-1	δ_{AE}	R階					0	0.1	0.3	0.4
			3階				(0.) 0.3	0.3	0.4	0.6	0.8
2階					(0.) 0.2	(0.3) 0.5	0.5	0.7	0.9	1.0	
基礎			(0.) 0.3	(0.2) 0.4	(0.4) 0.7	0.7	0.8	1.1	1.2		
杭頭			(0.) 0.6	(0.5) 0.7	(0.7) 0.9	(0.9) 1.2	1.2	1.3	1.5	1.7	
地表面		(0.) 0.6	(0.5) 0.7	(0.7) 0.9	(0.9) 1.2	1.2	1.3	1.5	1.7		
WA		杭頭	(0.) 0.9	(4.0) 4.4	(7.1) 7.5	(10.0) 10.5	12.8	18.0	32.7	56.5	
地表面		(0.) 0.9	(4.0) 4.4	(7.1) 7.5	(10.0) 10.5	12.8	18.0	32.7	56.5		
WB		杭頭	(0.) 0.3	(3.5) 3.7	(6.5) 6.6	(9.1) 9.3	11.7	16.7	31.2	54.8	
地表面		(0.) 0.3	(3.5) 3.7	(6.5) 6.6	(9.1) 9.3	11.7	16.7	31.2	54.8		
LPB1-1		δ_{AE}	R階					0	-0.5	-1.8	-2.6
			3階				(0.) -0.1	-0.5	-1.0	-2.3	-3.1
	2階				(0.) 0.0	(-0.8) -0.9	-1.3	-1.8	-3.1	-3.9	
	基礎		(0.) 0.1	(-0.5) -0.4	(-0.5) -0.4	(-1.3) -1.3	-1.7	-2.3	-3.9	-4.3	
	杭頭		(0.) 0.2	(-0.5) -0.5	(-1.0) -1.0	(-1.8) -1.8	-2.2	-2.8	-4.1	-4.9	
	地表面	(0.) 0.2	(-0.8) -0.7	(-1.6) -1.5	(-2.3) -2.3	-2.7	-3.4	-4.7	-5.4		
	WA	杭頭	(0.) 0.4	(1.5) 1.8	(2.6) 2.8	(3.5) 3.7	4.8	7.5	15.9	31.1	
	地表面	(0.) 0.4	(2.0) 2.1	(3.3) 3.5	(4.4) 4.6	5.8	8.7	17.3	32.7		
	WB	杭頭	(0.) 0.2	(2.1) 2.2	(3.6) 3.8	(5.3) 5.6	7.0	10.3	19.9	35.9	
	地表面	(0.) 0.2	(2.8) 2.8	(4.9) 5.0	(6.8) 6.9	8.5	12.0	22.0	38.1		
	LPB2-1	δ_{AE}	R階					0	0.1	0.5	1.0
			3階				(0.) 0.0	-0.1	0.0	0.5	0.9
2階					(0.) 0.0	(-0.2) -0.2	-0.3	-0.2	0.2	0.7	
基礎			(0.) 0.1	(-0.4) -0.4	(-0.4) -0.3	(-0.6) -0.6	-0.6	-0.6	0.1	0.3	
杭頭			(0.) 0.1	(-1.1) -1.1	(-2.1) -2.0	(-2.8) -2.8	-3.6	-5.3	-9.7	-12.4	
地表面		(0.) 0.1	(-1.1) -1.1	(-2.1) -2.0	(-2.8) -2.8	-3.6	-5.3	-9.7	-12.4		
WA		杭頭	(0.) 0.2	(0.6) 0.7	(1.0) 1.1	(1.3) 1.4	1.5	1.7	2.2	2.7	
地表面		(0.) 0.2	(1.2) 1.2	(1.9) 1.9	(2.4) 2.5	2.8	3.4	4.8	10.3		
WB		杭頭	(0.) 0.2	(1.0) 1.1	(1.8) 1.9	(2.3) 2.4	2.6	2.7	2.8	2.8	
地表面		(0.) 0.2	(2.3) 2.3	(4.0) 4.0	(5.2) 5.3	6.4	8.7	14.5	22.7		

なコンクリート打設時に生じるその階の沈下量は含まれていない。また、終局時の基礎梁の相対沈下 δ_{AE} に対する各階の相対沈下の比を図-10に示した。なお、図-10には施工中と竣工後に生じる δ_{AE} の内訳およびせん断と圧密による δ_{AE} の内訳も表示してある。圧密未了地盤上の建物の相対沈下は、建物自重に起因する(∪)型とNF荷重に起因する(∩)型が相乗して複雑に推移することが明らかになっているが、図-9、10を基に、本論文で解析した埋立地盤上の建物の相対沈下の特徴を基礎形式毎に示すと、以下のようなになる。
 ◇ [LM], [LPP1]; 短い摩擦杭の[LPF1]は直接基礎の[LM]とほぼ同様の傾向を示し、(∪)型の相対沈下が時間経過に伴って一方向的に増加する。基礎梁では施工中に生じる δ_{AE} が全体の75%に達し、その内の80%は

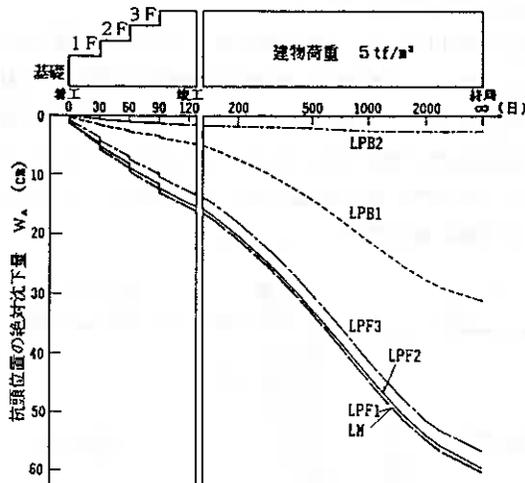


図-8 杭頭位置絶対沈下量 W_A の経時変化

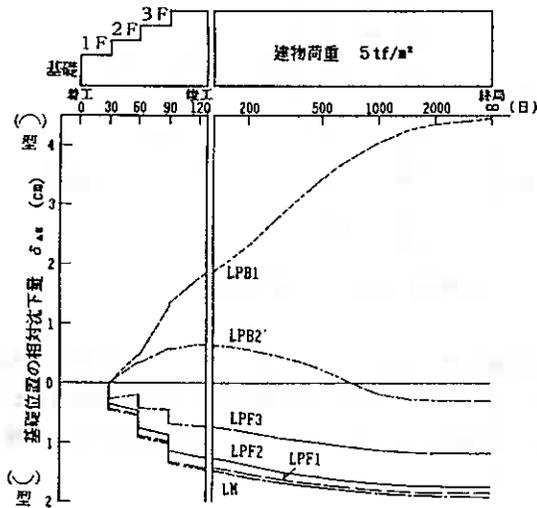


図-9 基礎梁位置相対沈下量 δ_{AE} の経時変化

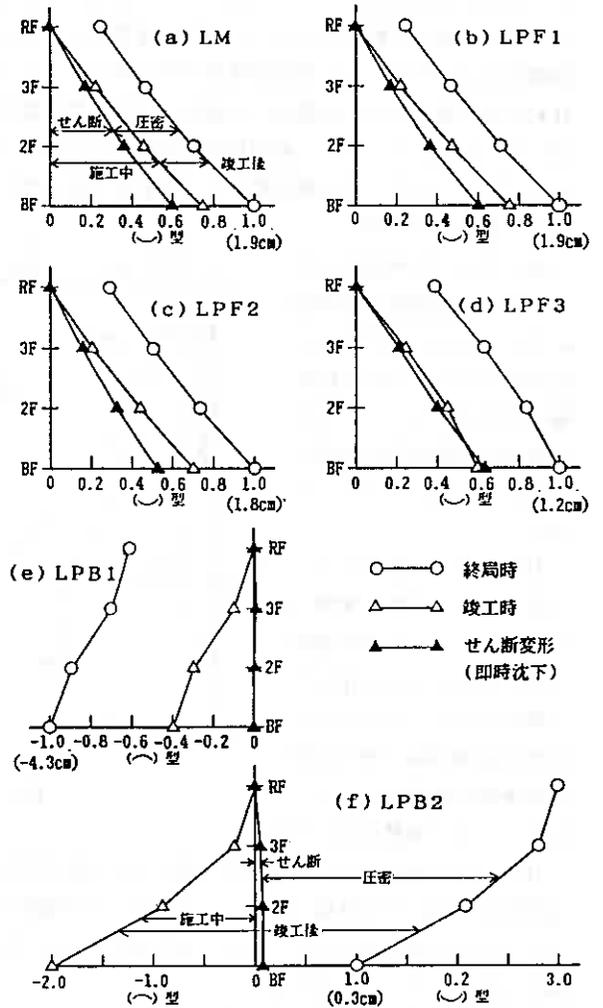


図10 基礎梁(終局時)に対する各階の相対沈下の比率

施工中のせん断変形によるものである。ただし、上階へいく程施工時期が遅くなるので、せん断変形による相対沈下の割合は小さくなって、圧密の影響が支配的となることについては注意する必要がある。

◇ [LPF2] : 先端が埋立層厚の3/4に達する[LPF2]では、相対沈下が幾分小さくなるものの、前記の[LM]および[LPF1]とほぼ同様の傾向を示す。

◇ [LPF3] : 埋立層を貫いて粘土層の間まで先端が達している摩擦杭の[LPF3]では、上記の[LPF1]~[LPF2]に比べて、建物自重による(∪)型の相対沈下が小さい。また、幾分NF荷重も作用するため施工の初期段階で相対沈下が減少している。図-10(d)で、施工中に生ずる基礎梁の δ_{AE} がせん断変形による δ_{AE} よりも小さいことは、上記の理由による。

◇ [LPB1] : 埋立層および粘土層を貫いて砂れき層まで先端が達しているが、先端支持力が不十分な[LPB1]では、(∩)型の相対沈下が一方向的に増加する。また、相対沈下量は全基礎形式の内最大となる。これは、NF荷重が作用して杭先端が降伏すると共に、その降伏時期が杭位置によって異なるためである。なお、せ

ん断変形による相対沈下は極めて小さく、圧密による相対沈下が支配的となる。

◇ [LPB2] ; 砂れき層に十分に支持される[LPB2]では、施工期間中は(∩)型の相対沈下となるが、竣工後はそれが減少して終局時には(∪)型の相対沈下となる。これは、比較的早い時期に地盤沈下の発生する建物端部では、NFによる抗周面摩擦力がフルモビライズ状態になって、後述する(図-11参照)Ⓔ位置の杭体軸力が停滞するが、地盤沈下の遅れる中央部Ⓐ位置の杭体軸力が増加するためと考えられる。したがって、図-10(f)に示すように、終局時の相対沈下は上階程大きくなる等、他の基礎形式とかなり異なったものになっている。なお、せん断変形による相対沈下は[LPB1]と同様に極めて小さい。

(2) 杭体軸力分布

図-11は、杭体軸力分布を建物の中央部Ⓐと端部Ⓔについて示したものである。杭が短くなるにつれて杭体軸力が小さくなって、杭を介さずに建物荷重が地盤に伝達される割合が大きくなる。

粘土層中に先端がある[LPF3]では、砂層の摩擦力が発揮されず、杭頭荷重がそのまま粘土中に伝達される傾向がある。したがって、杭先端近傍の粘土層の局所的な物性に影響され易く、

好ましくない基礎形式と考える。

[LPB1]や[LPB2]では、粘土層の圧縮による上部の埋立砂層の沈下によって、杭体に大きなNFが発生する。支持杭の[LPB2]の杭体軸力は、ここで仮定した高強度PC杭(φ400, t65)の短期許容応力度(450kgf/cm²)を上まわる大きな値を示す。不完全支持杭の[LPB1]では、先端が大きく沈下するため、粘土層部分は正の摩擦力(PF)として作用する。

(3) 柱・梁部材の亀裂および降伏

図-12は、亀裂および降伏の生じる柱・梁部材の位置を示したものである。[LM]および[LPF1]～[LPF3]では、降伏する部材は無いが、1階柱および2階梁の建物端部付近に亀裂が生じている。

[LPB1]では、建物端部の基礎梁と2階梁位置から亀裂が発生し、徐々に建物中央部および上階へ広がっていく。また、基礎梁は総て降伏する。[LPB2]では、最初に基礎梁が亀裂を生じて降伏まで達した後、亀裂発生が上階へ進行する傾向がある。なお、[LPB1]および[LPB2]で基礎梁に亀裂や降伏が生じ易いのは、地表面が(∩)型に変形することによる引張力を基礎梁が受けるためである。ただし、この応力を正しく評価するには埋立層の弾塑性性状を考慮する必要があり、今後の課題としたい。

4.2 建物着工時期の影響

図-13は、杭頭位置の絶対沈下量 W_A と建物着工時期の関係をプロットしたものであるが、当然のことながら着工時期の遅れる程沈下量が小さくなる。

図-14は、基礎位置の相対沈下量 δ_{AE} について、図-13と同様にプロットしたものである。[LM]および[LPF1]～[LPF3]では、着工時期にかかわらずほぼ同じ相対沈下量となる。[LPB1]は、着工時期が遅いと相対沈下量は小さくなるが、埋立造成後5年を経ないと、直接基礎や摩擦杭基礎の相対沈下量よりも小さくな

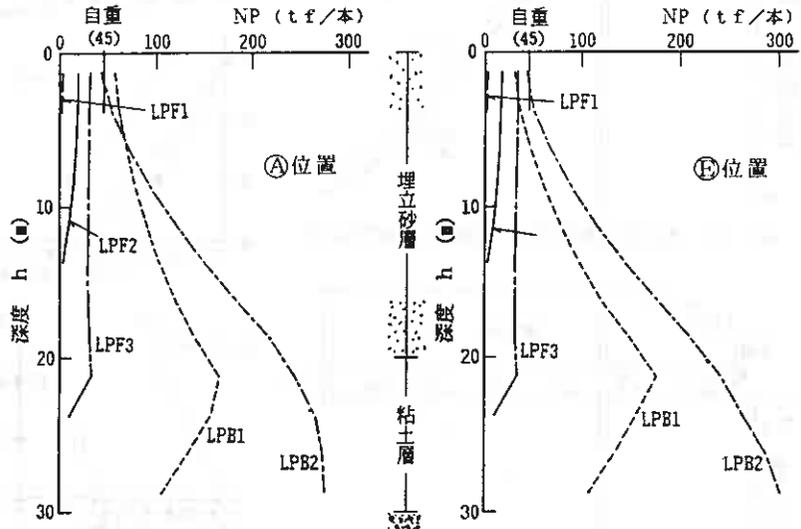


図-11 杭体軸力分布 (終局時)

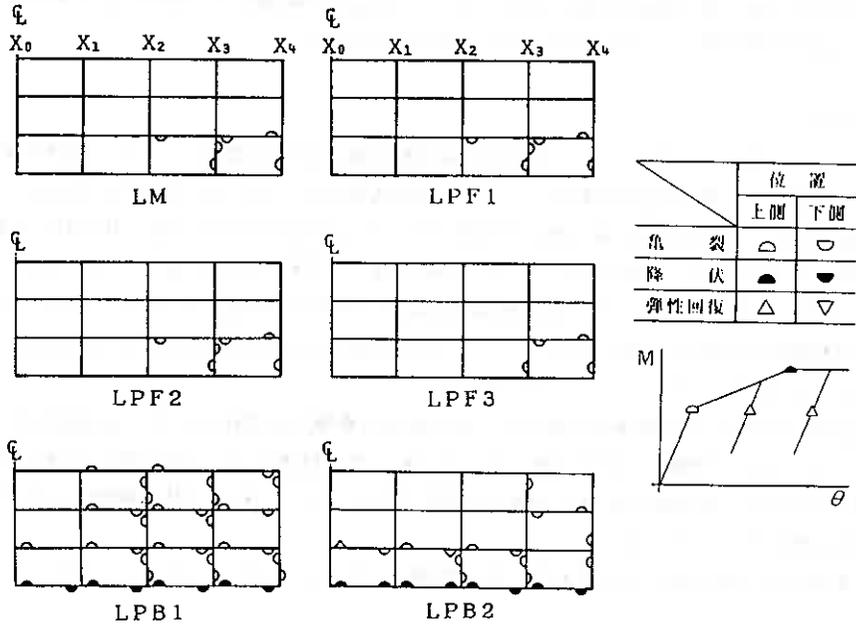


図-12 亀裂・降伏の生じる柱・梁 (Y₀断面)

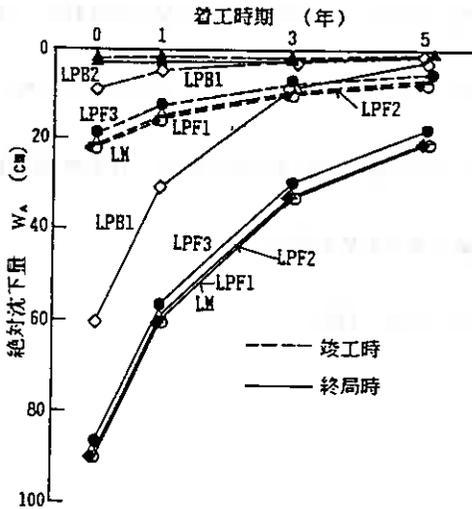


図-13 絶対沈下量 W_A と建物着工時期の関係

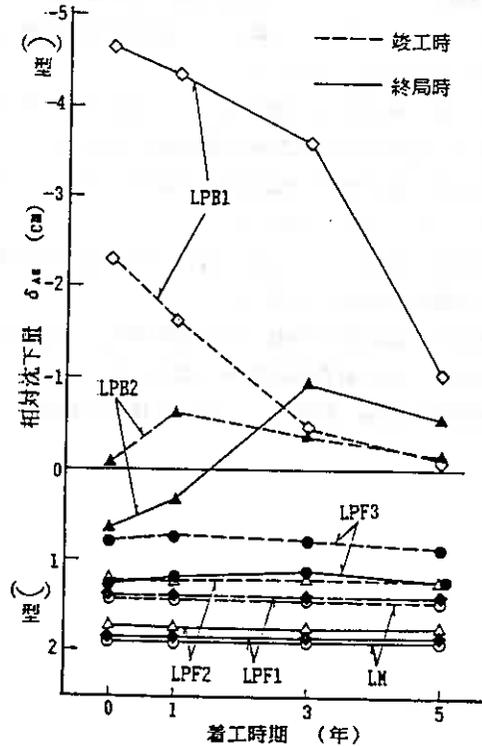


図-14 相対沈下量 δ_{AE} と建物着工時期の関係

らない。[LPB2]では、着工時期が遅くなるにつれて、終局時の相対沈下分布が(∪)型から(∩)型へ移行するため、着工時期を遅くしても必ずしも安全側にはならない。

§ 5. まとめ

本論文では、地盤沈下の進行している埋立造成地盤に建設される建物について、建物の沈下分布や付加される応力を基礎形式と関連付けて検討してきた。検討結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 建物の絶対沈下は大部分が粘土層の圧密沈下によるものであるため、施工中に生ずる沈下に比べて竣工後に生ずる沈下が大きい。絶対沈下は、着工時期を遅らせる程、杭体を長くする程小さくできる。
- (2) 直接基礎や埋立層に支持される摩擦杭基礎の場合、建物の相対沈下の大きさはほぼ同じで、施工中の地盤のせん断変形に起因する割合が高い。また、埋立造成後の建物着工を比較的早い時期に実施しても、相対沈下をほとんど増加させないという利点がある。
- (3) 先端が粘土層中にある摩擦杭基礎では、埋立砂層の摩擦力が発揮されず、杭頭荷重がそのまま粘土層へ伝達される。また、地盤沈下を引き起こしている粘土層を貫通して、下部の砂れき層に支持させた杭では、埋立砂層の沈下が柱・梁骨組や杭体に過大な付加応力をもたらす。杭の支持力機構からみて、これらの基礎形式の採用は避けるべきである。

なお、本論文の計算は総て北海道大学大型計算機センターの HITAC S 820によって行った。

【参考文献】

- 1) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の三次元有限要素法解析，日本建築学会構造系論文報告集第361号，1986.3
- 2) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：建築構造物の施工進展を考慮した沈下過程解析，日本建築学会構造系論文報告集第376号，1987.6
- 3) 土屋 勉・梅津朋岳・鶴田圭司・大築和夫：圧密未了地盤に支持される建築構造物の沈下過程解析，日本建築学会北海道支部研究報告集No62，1989.3
- 4) 中北保次・渡辺嘉道：臨海地帯の埋立工事 ケース2 神戸ポートアイランド，土質工学ケースヒストリー集，土質工学会，1983.11
- 5) 川村政美・青柳 司・福井 實・小林武夫：埋立地に建てられた鉄骨造建家の沈下測定，日本建築学会大会学術講演梗概集，1980.9
- 6) 山崎起男：臨海埋立地盤の沈下過程解析，平成元年度室蘭工業大学卒業論文
- 7) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981
- 8) 日本建築学会編：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，丸善，1982

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

○山田 敏之

同 上

山崎 敏郎

同 上

恒吉 和夫

同 上

岡本 保幸

1. はじめに

軟弱地盤における掘削工事においては、地盤沈下による周辺への影響をいかに防止するかが、最大の課題である。特に家屋が密集し、地下埋設物が複雑する都市部においては、施工にあたり十分な対策を講じることが重要である。

今回は、平成元年札幌市内で実施した軟弱地盤での開削トンネル築造工事において、FEM解析等を用いた施工方法の検討、並びに選定した施工方法による実際の施工結果等について報告するものである。

2. 土質状況

札幌市の都心部は、豊平川の扇状地にあり、北側に向かって地形面の高さが低くなっている。本工事区間は、この扇状地の末端にあたる。

土質状況は、粘土、シルトからなるAc層と砂質シルトからなるAs層に区別されており、互層状を呈している。全体的には腐食物が混入し、典型的な汎濫性堆積層である。

地下水位はGL-3mで、トンネル築造位置のN値は3前後と極めて軟弱な地盤である。

図-1に、本工事区間における代表的な土質柱状図を示す。

3. 施工方法の検討

軟弱地盤における掘削工事において周辺に影響を及ぼす要因としては、

- (a) 杭打ち時の地盤の乱れによるゆるみ
- (b) パイピングによる地山の崩壊
- (c) 杭抜き時に生ずる地盤の乱れ
- (d) 埋戻し土砂のゆるみによる周辺地盤のゆるみ
- (e) 掘削時の山留めの変形

があげられる。これらの対策として、(a)に対しては杭打ち工法として低騒音・低振動・低公害性を有する油圧圧入工法を採用することで、(b)についてはボーリングの検討により十分な安全性を確保することで、(c)に対しては杭を残置することにより対策を施すこととし、(d)については十分な施工管理を行うことで対応することとした。

しかしながら、最後の(e)項については特に重要な要因でありその対策方法も種々考えられることから、影響解析等事前検討を十分加え、より有効な施工方法を選定する必要がある。

次項では、掘削時の周辺の影響解析について述べる。

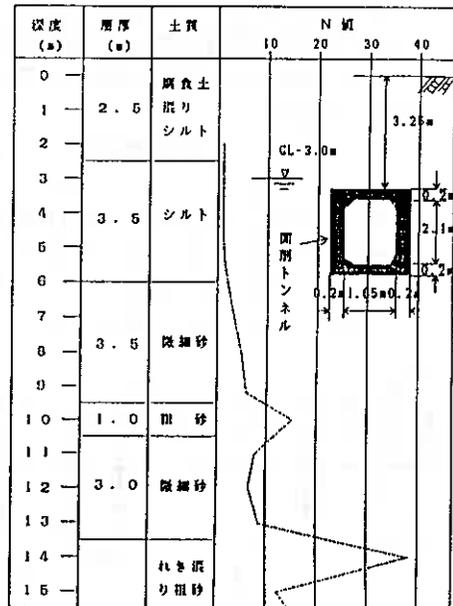


図-1 土質柱状図

A Consideration on the Earth Movement during Excavation of Soft Ground
 by Toshiyuki Yamada, Toshio Yamazaki, Kazuo Tuneyoshi and Yasuyuki Okamoto.

4. 影響解析

Step 1

まず簡易計算法により、どの程度の地表面沈下が発生するかを、図-2に示す2タイプ（土留には鋼矢板Ⅲ型を想定）について解析した。

Aタイプは、標準的な仮設形態を想定したものであり、Bタイプは、第一段目支保工を地表面近傍に設定した場合である。解析結果を表-1に示す。

なお、①は根切りによって地表面にあらわれる沈下分布は、山留壁のたわみ分布を90度回転させたものに等しいと考えた場合、②は根切りによって地表面にあらわれる沈下は、三角形分布となると考えた場合であり、数値はそれぞれの最大沈下量である。

解析の結果、Bタイプの方が沈下量は小さくなり、沈下形態としてより有効であることがわかる。

Step 2

次のStepとして、個々の埋設物への影響も含め、より詳細に解析することとし、前項BタイプについてFEMによる解析を行うこととした。

解析の結果は表-2に示すとおりであり、埋設物の許容変位量を一部オーバーする結果となった。

図-3にFEM解析モデル並びに設定した諸数値を、図-4に本工事区間の埋設物を含めた道路断面図を示す。

また、検討にあたり設定した個々の埋設物の許容変位量を表-3に示す。

表-2 FEM解析結果（単位cm）

対象	ガス	下水	水道	家屋	地盤（杭際）
1案	3.5	4.8	4.7	1.3	5.8

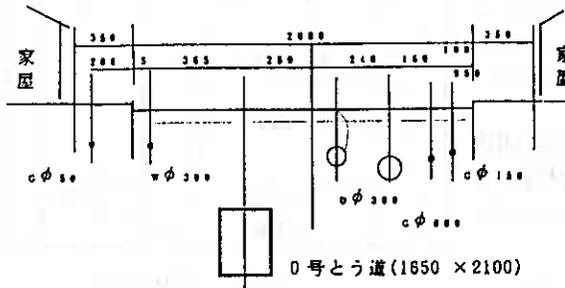
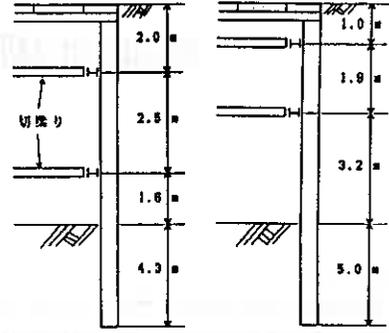


図-4 道路横断面



Aタイプ Bタイプ

図-2 簡易計算法による解析パターン

表-1 解析結果（単位cm）

タイプ	A	B
①	5.6	2.7
②	6.0	3.1

表-3 許容変位量（単位cm）

対象施設	ガス	下水	水道	家屋
許容変位量	2.5	3.0	5.0	1.5

ソフト

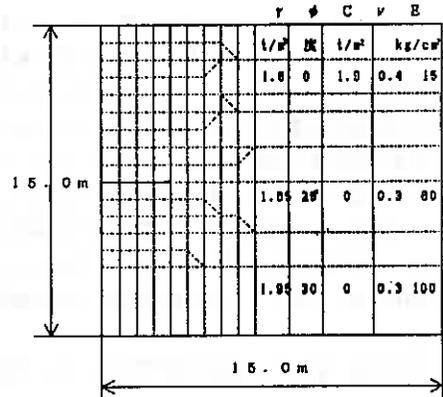


図-3 FEM解析モデル

Step 3

Step 2で、Bタイプでは埋設物への影響を十分抑えられないことが想定されたため、影響を最小限に抑えるための対応策として以下の3案を設定し、Step 2と同様FEMにより解析することとした。

- 1案. 鋼矢板Ⅲ型・一段梁最上部設置施工
- 2案. 鋼矢板Ⅳ型・通常施工
- 3案. 鋼矢板Ⅲ型・補助工法（薬注による地盤改良）併用

図-5に各案の解析パターンを示す。

また、1案の一段梁最上部設置施工は、弾塑性法による山留の計算結果から、山留めの変位量は第一段掘削段階に支配されるため、第一段掘削段階のスパン（掘削深さ）を縮める事で変位量を抑えることができると想定されることから、考えたものである。

解析結果は、表-4に示すとおりであり、いずれも許容変位量内におさまった。

しかし、2案は経済的にも影響度からみても1案に劣る。また、3案は影響度に関して優位ではあるが1案とその差はわずかであり、経済的にも不利である。しかも補助工法による効果のとりえ方があくまで仮定であることから、解析数値に不確定な要素が残る。

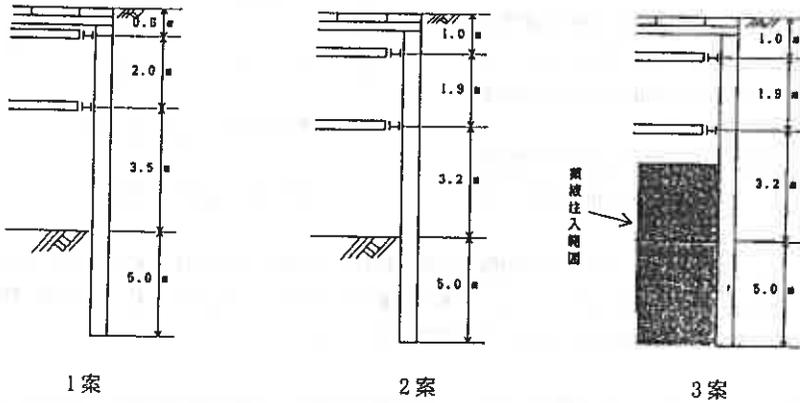


図-5 FEM解析パターン

表-4 FEM解析結果（単位cm）

対象	ガス	下水	水道	家屋	地盤（杭際）
1案	2.0	2.3	2.3	0.9	2.2
2案	2.2	3.0	3.0	1.3	3.8
3案	1.8	2.5	2.4	0.7	3.0
許容値	2.5	3.0	5.0	1.5	-

5. 施工方法

施工にあたっては、前項の解析、検討結果から、図-6に示すように一段梁設置可能な最低掘削深さ1.0 mとし、GL-0.6 m地点に一段梁を設置することとした。なお、前述のとおり杭は残置した。

(GL-1.5 mで切筋し、上部は撤去)

また、支保工解体、覆工撤去後のシートパイルの変位に伴う地盤沈下防止対策として、胴体とシートパイルの間の余掘は、従来の砂に替えモルタルにより充填した。

6. 施工結果並びに解析結果との比較

現場は、想定どおり極めて軟弱な地盤で湧水もあったが、地下埋設物に対しては影響を与えることなく無事施工を完了させることができた。

なお、工事期間中測定した下水道管の沈下量は、平均1.2cm(最大1.8cm)であり、解析値に比べ小さい値でおさまっている。

これは、シートパイルのたわみ量が解析では最大3 cmであったのに比べ、実際の施工では2 cmと小さい値に抑えることができたことによるものと判断される。

しかし、一部の家屋際は掘削終了後も継続的な沈下が進み、解析値よりやや大きな沈下量(最大2.4 cm)を示した。

この差異の理由としては、解析にあたっての地盤の評価(諸数値の設定)の仕方もその一つと考えられるが、主な要因としては、今回の解析において、水、圧密等の要因を加味していないことによるものと類推される。なお、家屋に対し、直接的にはほとんど影響は発生していない。

7. おわりに

今回の軟弱地盤における開削トンネル築造工事では、FEM解析等により検討を加え設定した施工方法により、綿密な施工管理のもとで実施した結果、周辺地盤並びに近接する地下埋設物に対して大きな影響を与えることなく、無事完了に至ることが出来た。

今後は、影響解析にあたり、圧密等による経時的な沈下等についても加味する等種々の要因を考慮に入れた解析手法を行い、効果的な施工方法を検討し、実際の施工に反映させていきたい。

また、解析と実際とを具体的に比較検証できるよう、より詳細な現場計測の実施も計画していきたい。

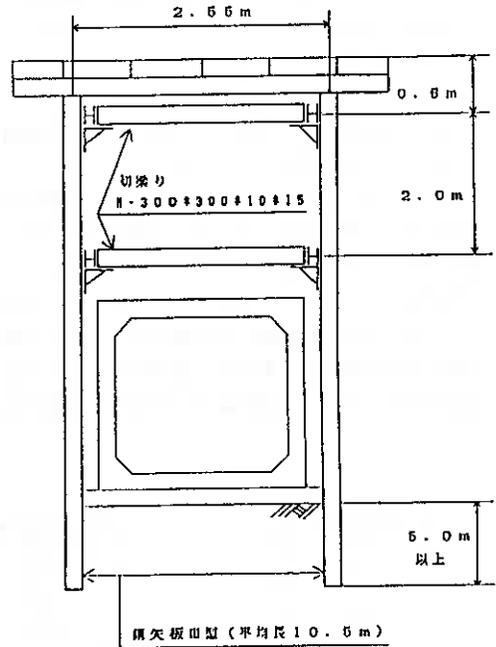


図-6 施工状況図

北海道開発コンサルタント 〇屋 敏彦
石狩川開発建設部 秋山 泰祐
北海道開発コンサルタント 佐々木 元茂

1. まえがき

清幌床止は石狩川と合流する夕張川のKP約9km地点に位置している。夕張川はもともと千歳川の支流であった夕張川を14年間の歳月を費し切替工事を行い、昭和11年夕張川新水路として完成通水した河川である。

本床止工も新水路の洗掘防止として昭和12年1段4m2段計8mの落差のある床止工を設置したのが現在の清幌床止で新水路の河床安定に重要な役割を果たしている。

設置以来約半世紀の間昭和46年に下流床止1部改築まで数度の被害を受け補修工事を行っているが、老朽化が著しく、流下能力不足等から、今回床止の機能回復を図るため、昭和61年度より特定構造物改築事業に採択され全面改築することになったものである。

清幌床止改築工事は、昭和61年度より特定構造物改築事業として、昭和61年～平成3年までの6年間を工事期間として現在工事が進められている。

現在のところ、昭和63年11月に1号床止が通水完成し、2号・3号床止の右岸半断面が平成元年度完成に向け工事を行っている。

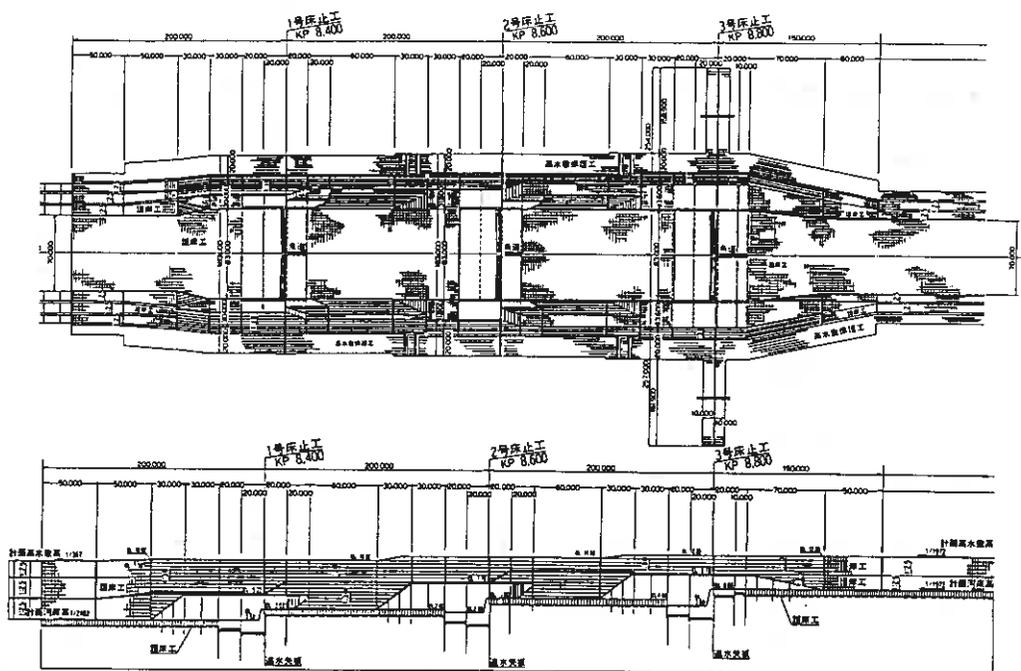


図-1 床止工の一般図

Stability control on the excavation of soft ground including the confined groundwater

— a case of large excavation of ground still improvement construction in kiyohoro —

Yasuhiro Akiyama (The Ishikari River Local Head office of Hokkaido Development Bureau),
Motoshige Sasaki, Toshihiko Hoshi (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd.)

床止改築工事は、現施設の下流に1段2.0mの高さの床止を3段有し、全落差6.0m、低水路幅70m、延長900mと大規模工事で、施工に当っては栈橋による半川締切工法の採用により、下流床止から左岸・右岸の順に仮締切を転用し施工するものである。

清瀬地区は札幌～苫小牧低地帯のはほぼ中央に位置しており、粘性土層を主体とする軟弱層が約25mと厚く堆積しており、しかも構造物基礎となる砂礫層は、水圧21～22t/m²を有する被圧滞水層となっている。

本工事は、このような被圧層を有する軟弱地盤での大規模掘削となっており、掘削深が13mとなる1号床止左右岸施工にあたってはヒービング、切土法面のすべり破壊などの問題があるとして施工時の安定管理に伴う計測施工が行われている。本稿では、前年度までの1号床止工事における安定管理について、その設計方針および実施方法についてまとめたものである。

2. 安定管理体制

2.1 安定管理概要

本工事は被圧地下水を有する軟弱地盤の大規模なオープン掘削ということで、安定管理は被圧地下水によるヒービング管理と法面のすべり破壊に対する管理が主体となった。図-2に管理フローを示すが、次の項目に主眼をおいて施工を実施した。

- ① 安定性の高い掘削手法の管理：法面すべり
- ② 層状掘削による管理：法面すべり、ヒービング
- ③ 段階施工による管理：法面すべり、ヒービング
(計測による放置期間のコントロール)
- ④ 安定性を助長する施工工種の管理：ヒービング
(護床部は基礎砂利を掘削後順次敷均し)(一部法面すべり)

2.2 目標安全率

図-2の中で安定管理の必要性の判断として盛土で $F_s=1.25$ 、切土で $F_s=1.50$ 、ヒービングに対して $F_s=1.0$ の目標安全率を下廻る時に安定管理を必要としている。これらの目標安全率は各機関においてそれぞれの考え方や規定値を持っている。盛土の場合は、基礎地盤が盛土荷重によって圧密され経時的な強度増加が期待されることなどの考えから、 $F_s=1.2\sim 1.3$ 程度が採用されている。切土の場合は自然地盤が掘削されることにより切土面の応力解放、地盤の膨張、施工機械の振動等による強度低下が盛土に比べて顕著に表れやすいことが指摘されており、「道路公団」では数多くの事例などから切土の目標安全率を一軸や三軸圧縮試験からせん断強度を求めた場合に1.5としており、各機関での切土に対する目標安全率 $F_s=1.3\sim 1.7$ の範囲にある。また、ヒービングの場合は $F_s=1.0\sim 1.2$ が一般的である。

これらのことから清瀬床止ではすべり破壊に対する盛土の目標安全率を $F_s=1.25$ とし、切土の目標安全率 $F_s=1.50$ と設定した。これに基づき、対策工によらず安定管理によって施工可能な範囲を、盛土で $F_s=1.10\sim 1.25$ 、切土で $F_s=1.10\sim 1.50$ と設定した。盛土の安定管理の対応可能範囲は「河川堤防の設計・施工指針」において過去の施工管理による実績として $F_s=1.10\sim 1.25$ としていることからこの値を採用した。また、切土の場合は目標安全率の兼ね合いによると盛土よりも相対的に大きな安全率をとる必要性があると考えられるが、床止法面の切土部は完成に向けて安全率が增加すること、すべり破壊の検討で設計には取り上げていない床版および護床ブロックのコンクリート荷重等の押え盛土効果を考え、切土の安定管理対応可能な安全率の範囲は完成までの短期間な安全率として $F_s=1.10$ 以上で対応可能と考えた。これに対し1号床止における左右岸の法面のすべり破壊に対する安全率は施工中(切土)で $F_s=1.16\sim 1.40$ となる。

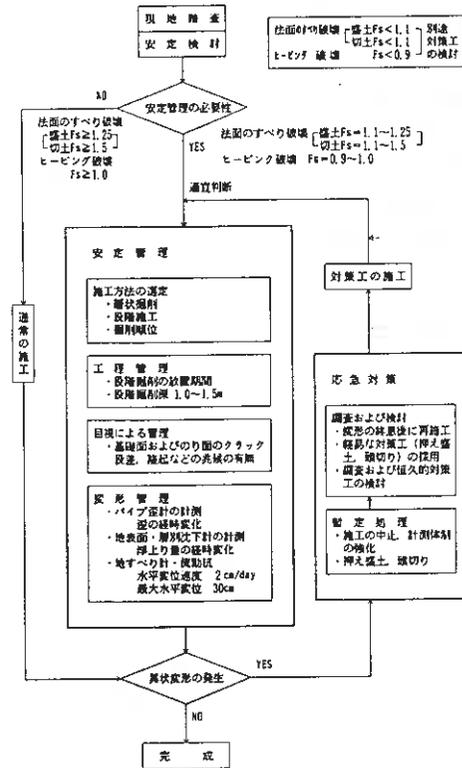


図-2 安定管理体制フロー図

一方、ヒービング破壊に対する安全率は $F_s=1.0$ を限界として考えた。これは、被圧水圧によるヒービングが図-3に示すように被圧状態にある帯水層（ここでは洪積層の砂礫層）における被圧力と帯水層を覆っている不透水層（沖積粘性土層）の土被り圧の重量比率が表-1に示されるようにそのまま安全率となり、調査により各土層の分布や層厚及び被圧水頭が適切に調べられていれば、検討式に仮定条件などが一切含まれていないことからヒービング破壊の限界は $F_s=1.0$ となると考えた。

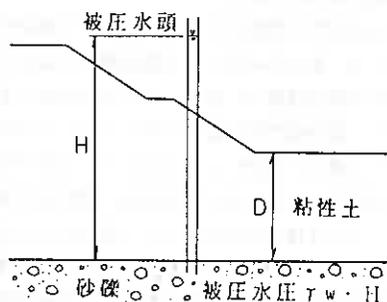


図-3 被圧水圧によるヒービングの検討

表-1 各安定管理項目に対する安全率

安定管理項目	対象工種	使用した計算式	安全率 F_s		
			無処理で施工可能	安定管理で対応可能範囲	対策工を必要とする
法面時の破壊	盛土	分割法による円弧すべり面法 $F_s = \frac{R \Sigma (c \cdot \ell + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{R \Sigma (W \sin \alpha)}$	$F_s \geq 1.25$	$1.1 \leq F_s < 1.25$	$F_s < 1.1$
	切土		$F_s \geq 1.5$	$1.1 \leq F_s < 1.5$	$F_s < 1.1$
被圧水によるヒービング破壊	切土	水圧・土圧重力比式 $F_s = \frac{D \cdot \gamma_t}{\gamma_w \cdot H}$	$F_s \geq 1.0$	$0.9 \leq F_s < 1.0$	$F_s < 0.9$

被圧水圧によるヒービングの安定性は、上向の被圧水圧 $\gamma_w \cdot H$ と下向に作用する土被り圧 $D \cdot \gamma_t$ との平衡条件から次式で求められる。

$$F_s = \frac{D \cdot \gamma_t}{\gamma_w \cdot H}$$

また、被圧水頭 H によるヒービングを防ぐために必要な最小掘削残し厚さ D_a は安全率 $F_s=1.0$ とした場合、次式で求められる。

$$D_a = \frac{\gamma_w \cdot H}{\gamma_t}$$

ここに、 F_s ；安全率

D ；掘削部の粘性土層厚さ (m)

D_a ；最小掘削残し厚さ (m)

γ_t ；粘土の単位体積重量 (t/m^3)

γ_w ；水の比重 (t/m^3) (≈ 1)

H ；砂礫層の被圧水頭 (m)

このように掘削底面が粘性土のように不透水性土である場合 $\gamma_w H < D$ が成立し、掘削残し厚さを D_a 以上にとればヒービングの発生はない。

当床止工事においてヒービング破壊に対する安全率が $F_s=0.91 \sim 0.97$ を示す箇所があり、粘性土地盤自体の持つせん断強度、床止基礎杭の打設による締固め効果などを考えあわせると計測施工による安定管理を実施することで無処理による掘削が可能と判断したものである。

2・3 管理基準値の設定

工事中の安全性が問題となる法面のすべり破壊や掘削面のヒービング破壊において、安全の目安となる管理基準が必要である。法面のすべり破壊で表れる変位現象は、盛土、切土にかかわらず同じと考えられる。したがって、管理基準値の設定にあたっては、“河川堤防の設計・施工指針”において過去の事例により示されている水平変位速度2cm/day(1日当りの水平変位)と最大水平変位30cm(累計水平変位量)を限界値とした。また、すべり破壊で表れるパイプ歪計からの歪および被圧水のヒービング現象で表れる沈下計からの浮上りの管理基準値は、これまでの現場の実績からも安全および破壊の目安となる限界値がつかめておらず、有限要素法による理論的な多次元弾性解析によって限界値を求める方法もあるが、複雑な性質をもつ地盤は完全弾性体としての挙動を示さないなど、理論展開ができるような簡略化したモデルで表すことが困難であることが多く理論と実際現象と一致しにくいことなどから、実用的には図-4に示すような経時的な歪変化および浮上りの推移によって、注意ならびに停止に対する値を決めて行く方法とした。掘削進行に伴い歪ないし浮上りが急増し、それが連続性を持った場合を破壊に対する不安定化への移行とした。

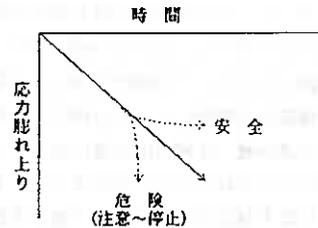


図-4 破壊の判定基準

3. 法面の安定管理

3・1 計測体制及び結果

法面のすべり破壊に対する安定性は、法面の3ヵ所に設置したパイプ歪計の歪変化により管理する方法を基本とし、異常変形によるクラック発生ヵ所においては地すべり計および流動杭を設置するものとした。

歪計測の頻度は、掘削期間中は毎日とし、掘削のピーク時および急激に歪変化が表れた時はそのつど計測回数を増すものとした。歪計測は小型歪測定器とインタフェースを組合せて測定したデータをパーソナルコンピュータに伝送し、その場においてデータ出力および歪深度分布の図化を行い歪状況を瞬時に把握する体制をとった。

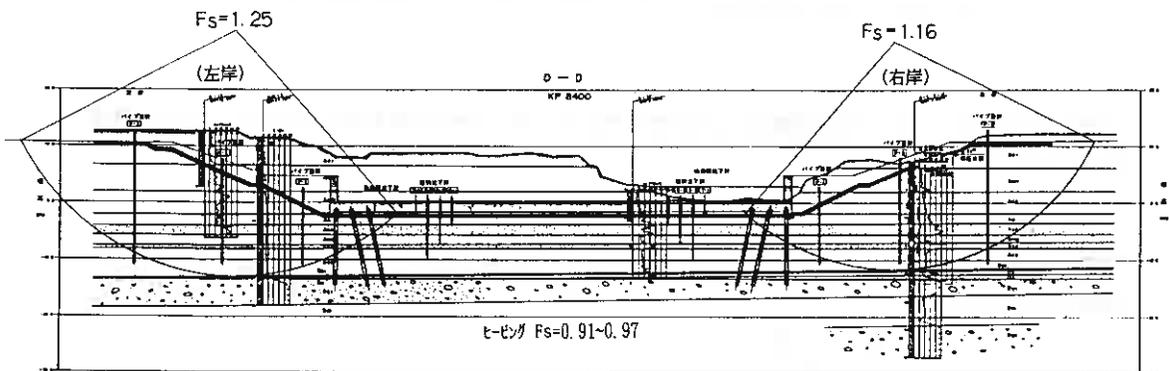


図-5 1号床止横断面図

歪の変化状況は図-6,7に示すように各パイプ歪計において歪変化が大きい深度の経時変化でとらえた。

図-6は昭和62年度に施工した1号床止左岸側の歪データであるが、掘削は安定管理概要で述べたように高水敷から法面にかけて掘削、歪状況を見ながら基礎面の掘削へと移る工程で行い、歪は法面掘削完了時(8月18日)で $\epsilon = 100 \sim 200 \times 10^{-6}$ 程度、基礎面掘削の最終段階で $\epsilon = 300 \sim 500 \times 10^{-6}$ とゆるやかな増加形態を示すが、安定しているものと考えられる。

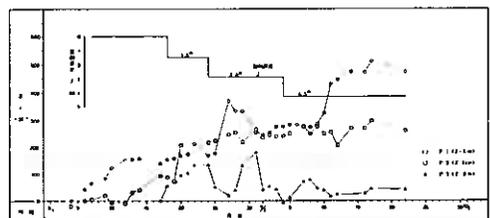


図-6 歪の経時変化(左岸)

一方、昭和63年度1号床止右岸側の施工であるが、図-7に歪の経時変化を、また図-8に施工状況説明図を示す。掘削は基本方針の通りに左岸側と同様に高水敷、法面を経て基礎面へ移り最終掘削面より1m上部まで開削したところ堤外側のパイプ歪計P-1,2の最大位置での歪が $\epsilon = -7000 \sim 22000 \times 10^{-6}$ に急増した。この時点で施工を中止したが歪は2日で $\epsilon = 8000 \sim 10000 \times 10^{-6}$ に増加し、法面に発生したクラック幅は $\delta = 1.5 \sim 4\text{cm}$ 開いたが、これを平均水平変位速度 $\delta = 2\text{cm/day}$ に対する歪増加速度とすると、 $\epsilon = 5000 \times 10^{-6}/\text{day}$ ということになる。

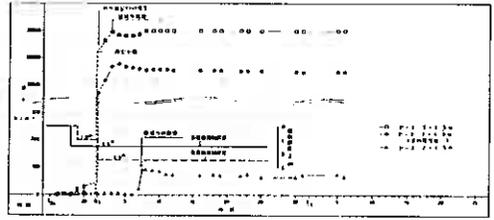


図-7 歪の経時変化(右岸)

3・2 応急対策検討手法

パイプ歪計P-1,2の歪および流動杭によるクラック開き量が一定の状態が増加していることから、図-8に示すようなすべり円弧が急速に形成されつつあり、すべり破壊への進行が懸念されたことから、調査による安定解析結果から恒久対策工を決定する前に早急に対策工を施さなければならないと考えられた。

応急対策としては現場状況からのり前面への押え盛土、のり面上部の頭切りなどが考えられた。

検討の方法は、すべり破壊に対する安定検討を図-8に示すように、法面のクラックとパイプ歪計の歪が大きく表れているP-2の深度4m付近、P-1の深度1m付近を結ぶ線をすべり円弧とし、現状のすべり破壊に対する安全率を $F_s = 1.0$ と仮定する。この円弧すべり面に沿った土のせん断力(粘着力 C')を円弧すべり面の分割法によるモーメント計算で求めた。

$$F_s = \frac{M_c}{M_o} = \frac{R \sum (C \cdot \ell + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{R \sum (W \sin \alpha)}$$

逆算せん断強度(C')は $F_s = 1.0$ として、内部摩擦角 $\phi = 0$ 地盤に対して求めると上式から以下のように求める。

$$C = \frac{R \sum W \cdot \sin \alpha}{R \sum \ell}$$

ここに、 F_s ; 安全率

M_w ; 抵抗モーメント (t・m)

M_o ; 滑動モーメント (t・m)

C ; 粘着力 (t/m²)

C' ; 逆算粘着力 (t/m²)

ℓ ; すべり面の円弧の長さ(m)

W ; 土塊の重量 (t/m)

ϕ ; 内部摩擦角 (°)

R ; 円弧の半径(m)

α ; 円弧の水平面となす角度 (°)

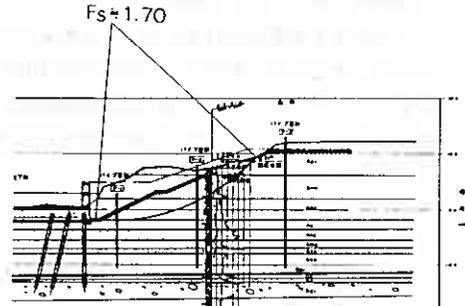


図-8 状況説明図(右岸)

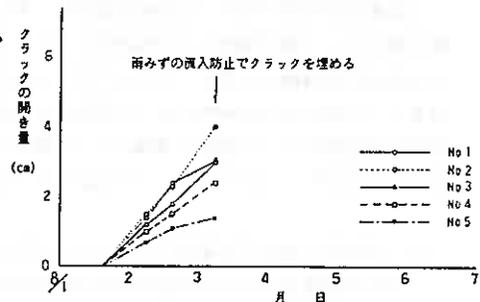


図-9 クラックの開き量の経時変化(右岸)

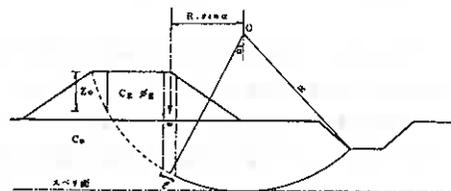


図-10 検討条件図

上式から求めた逆算強度(C')から $F_s = 1.3$ となる対策工を設定したが、その結果頭切りをすべり円弧線に沿って高水敷から4mと2mの深さで段階的に掘削する応急対策を実施した。

なお、完成断面に対する安定解析は補足調査を実施し、その結果と既存資料を総合的に比較検討し強度常数を吟味して行った。

表-2 すべり破壊に対する安全率

位置	構造種別	左岸			右岸			
		施工種別	施工時	完成後	施工種別	施工時	完成後	
1号床止	KP8200	護岸部	切土	1.40	1.48	盛土	1.19	1.12
	KP8300	下流取付旗壁部	切土	1.32	1.45	盛土	1.32	1.26
	KP8400	本体水叩部	切土	1.25	1.53	盛土	1.16	1.40

3・3 すべり破壊の安全率と現場挙動

清観床止計画において昭和61年度に行ったすべり破壊の検討結果の内1号床止法面の安全率を表-2に示した。

1号床止下流部法面は左右岸で完成断面に対する掘削前の土被り厚は図-5に示されるように大きな違いを見せている。すなわち、新床止の左岸側法面は旧河道から約80m離れた柔地に位置しており深さ10m前後の土被り厚を有し、これに対して右岸側法面は昭和初期に開削された新水路法面とほぼ一致している。また、横断面から左岸法面の形状に比べ、河道の法肩が段落ちした形状となっており、現場においても法面上部の一部に古い時期のものと思われるクラック跡が確認されている。このように旧河道跡の違いから1号床止法面のすべり破壊に対する安全率は左岸側の施工時（切土）で $F_s=1.25\sim 1.40$ 、右岸側の施工時（切土）では $F_s=1.16\sim 1.32$ と相対的に右岸側法面の安全性が小さくなっている。

昭和63年度の右岸側工事の本体水叩部掘削中において、クラックを伴う法面の変形が発生した。法面の変形はクラックの位置とパイプ歪計の歪が大きくなった深度からこれを結ぶ図-8に示すようなすべり円弧に沿って発生し、すべり破壊と徐々に進行していることが確認されたため応急対策として頭切りを行い安定性を確保した。

1号床止右岸側で発生した法面の変形は、安全率が $F_s=1.16$ を示すKP8360～8410の区間で最初に発生しており、変形後に行った補足調査による再検討においても $F_s=1.15\sim 1.16$ の安全率が得られたが、これらの安全率はEL-13m付近の洪積層上面をすべり面とする最小安全率であり、現場のクラック位置などから想定されたEL-2m付近をすべり面とする斜面先のすべり円弧では変形前の安全率として $F_s=1.7$ の値が得られており、この安全率の結果では法面のすべり破壊は深部のすべり面から先に変形するものと考えられる。しかし、現実には浅部の $F_s=1.7$ の安全率が示されているすべり円弧に沿って変形している。この原因としては次のことが考えらる。

- ① KP8300～8400では発見できなかったが他の地点で見られたような古いクラックの存在があったりqc値からは類推出来ない不安定要素を含む可能性があること。
- ② 機械震動などによるクラックの発生及び助長の可能性
- ③ 地盤の設計強度（粘着力C）はオランダ式貫入試験値から平均的な相関($C=qc/20$)によって求めているため、土層に砂分が多く含まれると粘着力Cを過大評価する結果となることがあり、現場で掘削法面の状況を見ると土層が複雑で局部的に砂層を挟む所が多く分布していることによる。

このように、法面変形は上記の原因で浅部の安全率が $F_s=1.7$ を示すすべり円弧に沿って発生していると考えられるがこの地点の最小安全率を示す深部のすべり面における安全率は $F_s=1.15\sim 1.16$ 程度と左岸側の $F_s=1.25\sim 1.40$ に比較して安定性が小さく、浅部の安定性も同様に小さい可能性もある。

以上のように1号床止下流部の法面は高低差が約13m、法長が約35mと大規模な切土法面でありすべり破壊に対する切土の目標安全率を $F_s=1.50$ とし、短期的な安全率を $F_s=1.10\sim 1.50$ の範囲であれば安定管理において無処理による計測施工が可能との判断で施工を行った。結果は予想外の地盤の乱れ等の不確定要素が多く変形を生じたものの、以下のことが考えられる。安全率 $F_s=1.3$ を境界として、 $F_s=1.3$ を有する切土法面では安定管理によって安定した状態が保たれるが、最小安全率が $F_s=1.3$ を下回る切土法面では不安定な兆候が示された。このことから短期的であっても設計時の安全率が $F_s=1.3$ を下回る切土法面においては特に注意を必要とし、現場における法面の状態は水平変位量2cm/day、地中部最大歪量 $5000\times 10^{-6}/\text{day}$ を目安に詳細に把握し、異常が認められればそれに見合った安定性の検討及び対応策を実施する必要があると考えられる。

4. ヒービング管理

4・1 計測体制及び結果

基礎面のヒービング破壊に対する安定性は、基礎面中心に地表面沈下計と深度別に3ヶ所設置した層別沈下計の浮上り量によって管理を行い、掘削により地表部の応力開放で発生するリバウンドと深層部からの被圧水圧によるヒービング現象の浮上り量を各深度における沈下計で分離する方法をとった。

掘削による地盤のリバウンド量は圧密沈下とは相反しているが基本的には同じものと考えられており、リバウンド量を求める計算式も同じ式によって求められる。使用する定数については、沈下に関しては圧密方向の値であり、リバウンドに関しては膨張方向の値である。この値は一般的に膨張方向は圧密方向の1/10程度とされている。したがって、掘削により取り除かれた土被り圧を荷重として求められる沈下量の1/10程度がリバウンド量として推定することもでき、その量は掘削による土の取り除き厚に比例する。また、リバウンドの対象となる深さはこれまで山止めを伴った根切工事で数多くのデータが報告されており、これらを総合すると時間的な問題もあるが、実質的なリバウンド発生領域は掘削幅程度であるが、影響範囲は掘削幅の2.5倍の深さまで及ぶとされている。これによると1号床止本体部の浮上り計測ヤードは20×40m程度であり、リバウンドは洪積の被圧地下水を有する砂礫層まで及ぶことになる。

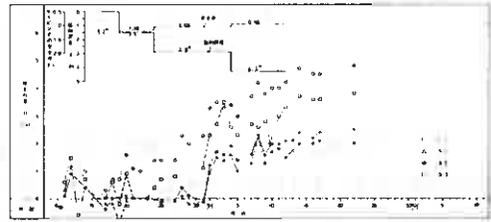


図-10 浮上り量の経時変化(左岸)

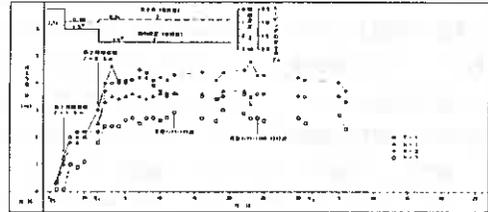


図-11 浮上り量の経時変化(右岸)

4・2 現場経過

1号床止本体基礎の掘削による浮上り量の経時変化は図-10,11に示すとおりであるが、これによると、各掘削時点において浮上りが大きく推移しているが、各掘削終了直後から鎮静化している傾向にある。このような計測結果から安全率が $F_s=0.91\sim0.95$ となる最終掘削段階においても不安定領域への移行は示されていないと判断した。また、最終段階の浮上り量は表-3に示した。

表-3によると総浮上り量は地表面沈下計T-1の値となり $H=4.1\sim4.8\text{cm}$ となっており、これはリバウンド量と被圧水圧による浮上り

量の合計値である。被圧水圧による浮上り量は、左右岸で土層が多少変化していることから被圧水圧の違いにより浮上り量も左右岸で若干の違いがあると思われるが、表-3の中で最深部に位置するS-3の値が浮上り量と考えられる。よって、左岸の被圧水圧による浮上り量は $H=3.8\text{cm}$ 、右岸側は $H=2.6\text{cm}$ となる。また、リバウンド量は先に述べたように掘削による土の取除き厚が厚いほど多く、その量は基礎の掘削底面より深度方向に減少するものであり、表-3では膨張量として見ることができ、左岸においてはS-2で浅の膨張量としてリバウンド量は $\Delta H=2.8\text{cm}$ 、右岸はS-1で浅、すなわちT-1の値の $\Delta H=0.6\text{cm}$ と見なせる。これらを総合すると表-4のようになる。

表-3 浮上り量測定結果

計器記号	埋設深度 (床付け面-m)	左岸 (9/27-9)		右岸 (8/27-9)	
		浮上り量 (cm)	膨張量 (cm)	浮上り量 (cm)	膨張量 (cm)
T-1	0.0	4.8	2.3	4.1	0.6
S-1	2.0	2.5	0.5	3.5	-0.5
S-2	5.0	2.0	-1.8	4.0	1.4
S-3	8.0	3.8	3.8	2.6	2.6

表-4 浮上り量一覧表

左右岸	掘削深 (cm)	ヒービング破壊 に対する安全率	リバウンド量 (cm)	被圧水圧による 浮上り量 (cm)	総浮上り量 (cm)
左岸	11.0	0.95	2.8	3.8	4.8
右岸	2.0	0.91	0.6	2.6	4.1

ヒービングの問題は、ヒービング破壊に対する安定性と破壊には到らなくても、浮上り量が多ければその量自体が問題となる。すなわち、当床止工事のように同一構造物を2つに分割して施工する場合や既存構造物に新設構造物を増設する場合、完成時において両者の床レベルが同一となるように特に留意しなければならない。掘削により基礎地盤にリバウンドが生じて、そこへ構造物の荷重を載せると地盤は再圧縮を生じるが、その釣り合いが問題となる。

このようなことから、浮上り量が多いと予想された場合にはリバウンド量および再圧縮量について、有限要素法による多次元弾性解析などによって、その値を求め構造設計に反映するものである。なお、当床止における浮上り量としては充分許容できる内容である。

以上の結果より、 $F_s=0.9$ 以上を有するヒービングに対する問題は当地域に限ってはあまり問題視する必要はない。ただ、施工方法及び工程管理の問題、すなわち掘削土の除去速度は軟弱地盤における盛土施工において、盛土速度が問題となるのと同様に考えなくてはならない事項であり、1号床止及び2号床止における層状掘削、放置のサイクルは限界値 $F_s=1.0$ を切っている以上、施工上の問題として計測は必要と判断される。

今回の計測からヒービングに対する管理基準値を見出すまでには至らないものの、設計時 $F_s=0.9$ 以上の現場状況の把握及び掘削に伴うヒービングの経時変化の推移を確認出来たことは一応大きな成果といえよう。

一般的に、今回のような大土工（掘削）における大きな被圧を有する地盤に対してはどうしてもウエルポイント、あるいはディープウエルなど、地下水低下工法を考えるが、経時変化曲線にみるように掘削と浮上りの相関は良く、タイムラグなどの発生がないようであることは例えヒービングに対し危険となった場合であっても、計測さえ現状を満足した形でとらえられていれば危険となった場合に充分対応出来ることが示されよう。したがって、今後のヒービングに対する対策工を考えるに当たり、一定安全率（今回は $F_s=0.9$ である）までは現場対応という形で考えられそうである。

5. まとめ

今回までの清幌床止の施工実績により被圧地下水によるヒービング及び大規模掘削による切土法面のすべり破壊に対して、一部クラックを伴う法面変形があったものの、一定安全率（今回は切土 $F_s=1.1\sim 1.5$ 、盛土 $F_s=1.1\sim 1.25$ 、ヒービング $F_s=0.9\sim 1.1$ ）までは施工前における現状の十分な把握、安定管理体制フローによる的確な判断、計測を含めた施工管理及び施工者の安定管理に対する十分な認識などをふまえた上で安定管理による施工を行うことができると考えられる。

<参考文献>

- 1) 北海道開発局建設部河川工事課：泥炭性軟弱地盤における河川堤防の設計・施工指針、(財)北海道開発協会

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

1. まえがき

近年交通混雑の解消を目的に主要幹線道路はその拡幅化がますます進行している。泥炭等が堆積する軟弱地盤上の道路において、このような拡幅盛土は、現道との不同沈下など種々の弊害が想定され、郊外地では分離車線、プレロード等の工夫もその条件によっては許されるものの、用地が限定され、かつ周辺に家屋が近接する市街地においては、対策工もおのずと深層混合処理工法に代表される高価なものの中より選定するのが常であった。本報文は、一般国道12号岩見沢市上幌向の市街地道路における拡幅計画に基づいて、沈下阻止工法として、EPS土工法を深層混合処理工法と比較検討の結果採用したものであり、一連の考え方をとりまとめて報告する。

2. 地質概要

上幌向地区は、石狩平野下流域に広がる沖積平野の一角を占めており、後背湿地性の軟弱地盤より形成され、沖積層の厚さは約20~30mであり、下部は粘土や砂を主体とした土層から成るが、上部は最大8~10mの厚さの泥炭が分布している。この泥炭層は自然含水比 $w_n=300\sim400\%$ 、初期間隙比 $e=6.5\sim7$ とやや石狩低地帯のそれに比較して小さい傾向にあるものの、層厚が厚くこのため現国道は、周辺地盤とはほぼ同様の低盛土道路にもかかわらず、最大70cmの沈下が発生する土層である。

計画道路は上幌向市街SP5765~SP7768のおよそ2km間であり、土層分布状況から代表断面をA~Dの4断面を想定しているが、各断面の現道沈下量と室内土質試験から得られた圧密計算値は、表-1に示すとおり、ほぼ一致する。このため、計画される4車線拡幅道路は何らかの沈下阻止工法が必要と判断された。



図-1 工事箇所

表-1 実測値と計算値の比較

	代表測点	現道の沈下量 (cm)	計算値 (cm)
A断面	SP6380	70	90.9
B断面	SP6600	30	83.6
C断面	SP6920	50	33.3
D断面	SP7140	20	[≈ 0]

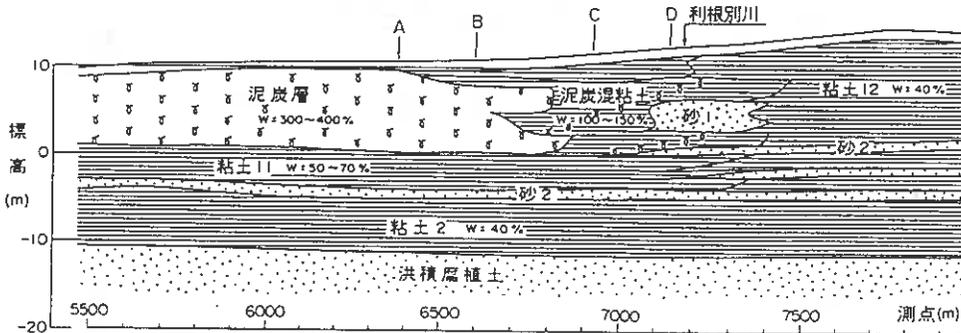


図-2 土層分布図

An Application of EPS Construction Method to a Street Subgrounding
 Takao Izumi (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd.)
 Kenichi Narita, Wataru Takahashi (Hokkaido Development Bureau)

3. 道路標準断面図と縦断線形の考え方

改良工事は現道を両側拡幅する構造を基本として、その道路標準断面図を図-3に示す。

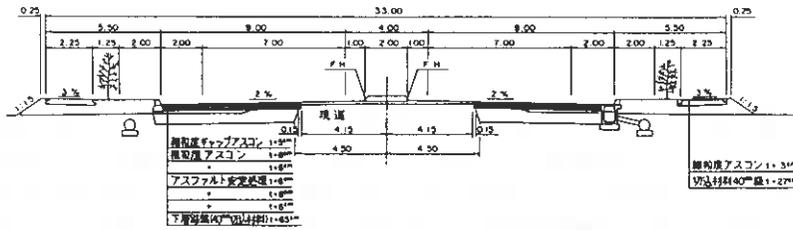


図-3 道路標準断面図 (D交通)

道路縦断線形は一般に現道オーバーレイ厚をもって決定するが、市街地沿道状況は現道高より沿道家屋土台が低い傾向にあり、縦断線形はオーバーレイ案と歩道端部を現地盤に合わせた現道切り下げ案の2案について検討し、その選定は経済性・施工性より総合判断する。

4. 縦断線形2案における拡幅部分の沈下量

縦断線形2案におけるそれぞれの沈下量は図-4に示すが、これより供用後3年間の残留沈下量 $S_R=5\text{cm}$ を目安とした場合、延長2kmのほとんどにおいて沈下阻止工法が必要と判断された。なお、D断面はPc(圧密降伏応力)が大きい粘土地盤であり、低盛土道路荷重の範囲では圧密沈下の発生はないものと判断している。

- ・ 1案 ~ 現道オーバーレイ方式を基本としたFH (現道+0.2m)
- ・ 2案 ~ 周辺家屋のすりつけを意識したFH (現道-0.3m)

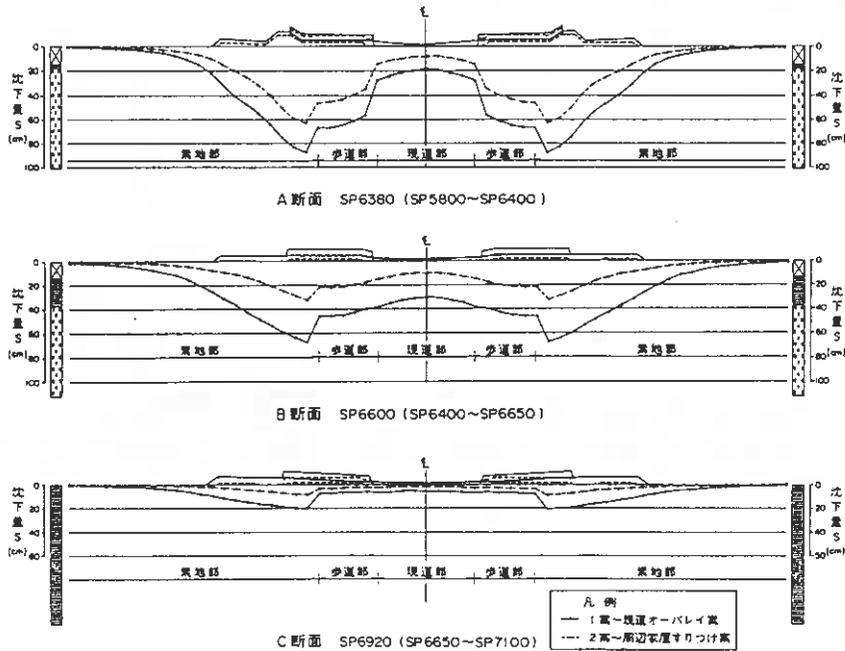


図-4 A～C断面における横断方向の沈下量

表-2 不等沈下が5cm以内におさまる範囲

	5k800	A	6k400B	6k550	C	7k100	7k200C	7k500	7k800	
1案	$S_{max}=41cm$		57cm	20cm		29cm				S_{max} 最大沈下 (cm)  無処理で不等沈下が5cmにおさまる範囲  対策工必要区間
	$S_{max}=62cm$		32cm	8cm		8cm				
2案										

5. 縦断線形2案における対策工法の比較および選定

対策工法は新設拡幅部分の沈下阻止を目的とするものであり、交通量が多い本国道並びに周辺家屋間での施工条件を勘案すると、選定可能な工種は必然的に限定され、それらを考慮して泥炭性軟弱地盤対策工指針に示されている対策工選定フローより選定した。

- イ. 深層混合処理工法（泥炭、粘性土地盤に適用）
- ロ. 生石灰パイル工法（粘性土地盤に適用）
- ハ. 軽量盛土工法（泥炭、粘性土地盤に適用）

各工法の詳細は省くがその概要は、イ、ロが従来から数多い施工実績を有する工法で、軟弱地盤中に固化材を投入し、複合地盤とすることで、沈下阻止するのに対して、ハは比較的新しい工法で軽量でかつ土と同程度の強度を有する発泡スチロールブロックを地盤中に置換し、新設道路造成により発生する増加荷重をほとんどゼロとすることで沈下阻止を可能としたもので、従来の工法とは沈下阻止に対する発想が異なるものの、その信頼性は各種試験結果より証明されている。

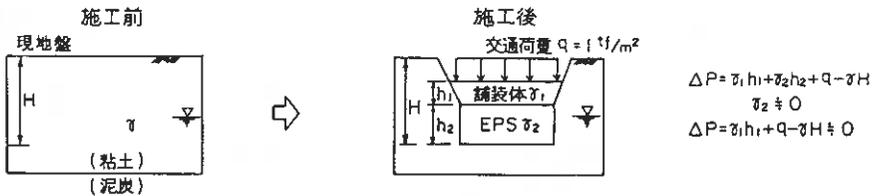


図-5 荷重軽減の考え方

各対策工の規模は新設部分において許容沈下量 $S_R = 5cm$ 以内として検討しており、その基本的考え方は、深層混合処理工法は低盛土道路を意識して置換率 $a_s = 50\%$ とし、EPS土工法においては、本地区が56年災害時に一部冠水したことを踏まえて冠水しても浮かない置換厚とするとともに、地下水位が高くかつ軟弱な地盤であるため、掘削深度は2m程度に留めている。

このため、EPSブロック厚は最大80cmとなり、新設道路に伴って一定の増加荷重が発生した場合、そこで発生する沈下量は軟弱地盤の規模に左右されることとなり、一部EPS土工法が適用できない区間が生じる結果となっている。

以上の考え方を基に各代表断面において各対策工が適用可能な範囲内で経済比較を表-3に示すが、1案と2案を比較した場合

- 1案 深層混合処理工法 3,282,456千円 + 200,000千円（補償増分）
- 2案 深層混合処理工法 3,044,080千円

となり、深層混合処理工法による比較において「2案」が選定され、2案の中でもEPS工法が2,451,592千円と最も安価となった。

なお、A断面は軟弱地盤が厚く $t = 80cm$ のEPS土工法では $S_R = 5cm$ を満足できなかったため、この部分は深層混合処理工法となった。

表-3 対策工法の経済比較

F・K2高	対策工法	A断面 SP380 SP580-SP640 L=90m	B断面 SP630 SP640-SP650 L=25m	C断面 SP630 SP650-SP710 SP720-SP750 L=70m	D断面 SP710-SP720 SP750-SP780 L=40m
第1高 (渠道0.2m)	深層混合処理工法	EC=1,855,445千円	EC= 722,484千円	EC= 791,277千円	EC= 132,800千円
	生石灰バール工法	---	---	EC= 590,309千円	
	軽量盛土工法	---	---	EC= 537,852千円	
	1期水切り工法	深層混合処理工法	深層混合処理工法	軽量盛土工法	
第2高 (渠道0.3m)	深層混合処理工法	EC=1,700,023千円	EC= 668,259千円	EC= 501,974千円	EC= 106,824千円
	生石灰バール工法	---	---	EC= 464,959千円	
	軽量盛土工法	---	EC= 171,045千円	EC= 413,700千円	
	2期水切り工法	深層混合処理工法	軽量盛土工法	軽量盛土工法	

※ 表中の-は対応する対策工では $S_w=5cm$ を満足しない事を示す。

6. 対策工の経済性を意識した道路縦断線形の決定

道路縦断線形は図-6に示すが起点側SP580~SP630付近は $EL=10\sim 11m$ と低く、この部分で過去(S56)に浸水寸前まで水位が上昇したため、この区間はオーバーレイとするが、他は経済性、施工性に優れたEPS土木工法を採用した。

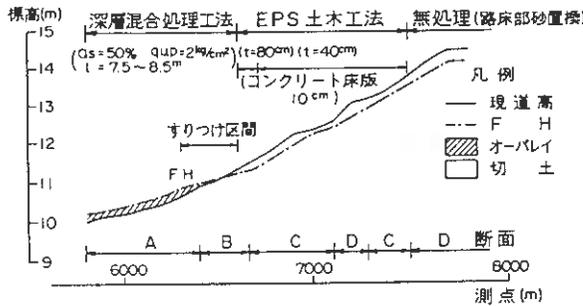


図-6 施工基面と現道高の関係

各工法の土工定規図は、図-6,7に示すが、改良部分の路床CBRはそれぞれ $CBR=4$ を採用し、歩道、縦断管下も不等沈下を考慮してEPS土木工法を配置している。

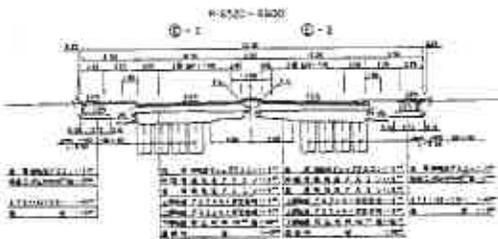


図-6 深層混合処理工法における土工定規図(A, C断面)

表-4 上幌向地区におけるEPS工法の長所と短所

	高層混合処理工法	EPS工法
車道及び公道に交通支障に対する影響	大型機械、CD1による施工が主体となり既に実施した場合は大事故となる	掘削深度が2mとなるため、パイラード等により安全性を確保する必要があるが地盤の不安定化は少ない
騒音・振動	地盤改良・掘削を基本とするが、振動は特に掘削時に一定の振動、騒音は避けられない	掘削時の振動・騒音が最大であるものと判断しており、いかなる追加工事も必要とするものではない
施工性	打設時の強度、形状の確保が必要であり、改良部分の改良で10~15日程度必要である	特に重しや養生土が必要としないため、1日以内の施工が可能と判断する
経費性	30億1000万円 (1区画100万円/断面延長)	24億5200万円 (7区画5200万円/断面延長)
環境性	地中に改良材を注入するが、その有害性は高く、かつチェックボーリングを実施している	掘削20cm、掘削(20cm)が掘削2層工され、特に有害性と認められる汚染物質は、掘削2層工を兼ねて掘削2層工で除去されており、特に汚染は生じていない
各工法の課題	地盤改良に伴う周辺地盤の移動の把握	クワと、耐久性、地盤の今後検討すべきあり、掘削時の安定性の確保
施工上の注意点	地盤改良中における近接建築物への応力伝達	クワ、打撃に耐えたりする必要があり、水に浸きやすいため掘削中の湧水に注意を要する
総合評価	対象区域は市街地における2車から4車への掘削工事であり、近接建物、交通支障を考慮した工事となるを得ない。このため、掘削工であるが、軽量機械を用いることで工事の騒音・振動を低減し、かつ掘削時間を短縮して掘削工の安全な施工を可能にするが望まれる。このような工法を普及した場合、経済性も高くなることなどが掘削工の現場でかつ振動・騒音の少ないEPS工法が最適と判断する。	

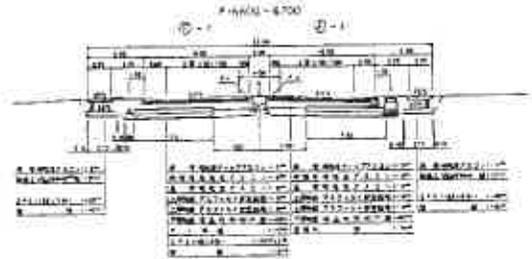


図-7 EPS土木工法における土工定規図(t=80cm)(B断面)

7. 平成元年度施工の実施工程と動態観測の考え方

平成元年度はJR側229mを予定しており、その内深層混合地盤処理施工区間174m、EPS土工法施工区間55mを計画しており、図-8に全体工事の流れを各工程とあわせて示している。動態観測の基本的な考え方は①～⑤に示すが、対策工の挙動はわずか数ヶ月の観測で結論付けられるものではなく、本路線の改良工事が3～4年を要することを意識して、路面沈下、地下水観測は長期間に渡った観測を計画している。

- ① 道路掘削時の周辺地盤への変位の影響～地表面変位測定杭
- ② 地下水の長期的な変動と地盤変化の関係～地下水観測、地盤高の長期観測
- ③ 深層混合処理工法打設による変位の挙動～地中変位計、家屋土台レベル測定
- ④ 深層混合処理工法の沈下阻止効果の確認～沈下板、土圧計、速度計、ベンケルマン他
- ⑤ EPS土工法の挙動および沈下阻止効果の確認～沈下板、縦目計、土圧計、速度計、ベンケルマン他

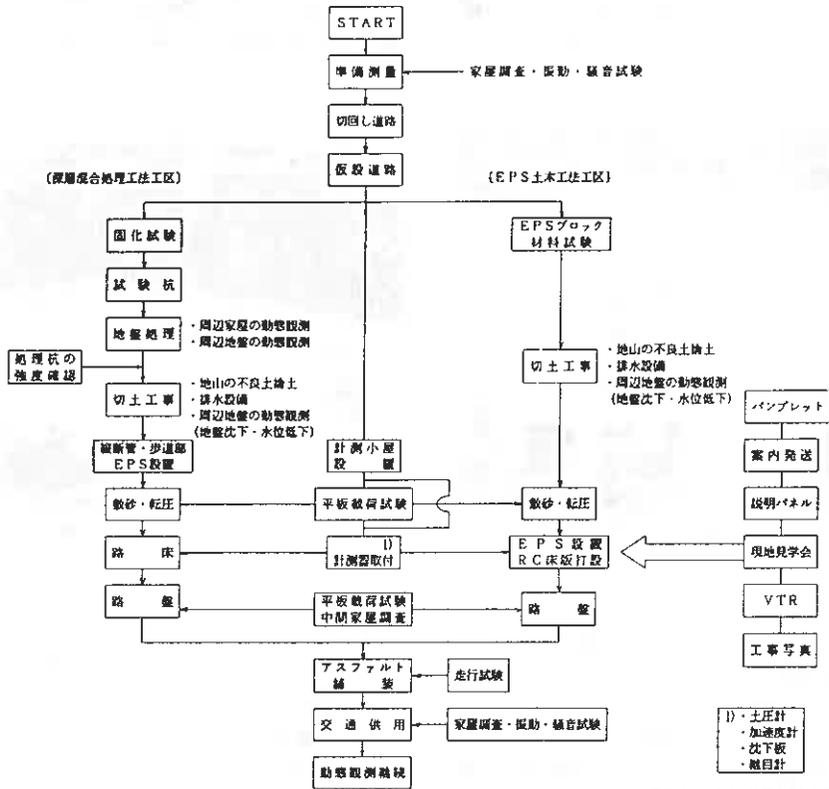


図-8 全体工事の流れ

なお、本年度施工箇所の内深層混合処理工法区間は家屋が近接しており、表-5より車道部分は高圧噴射機械攪拌工法を選定した。また、掘削に伴う地下水変動・地盤のゆるみ挙動の検討結果では、ほとんど家屋に影響ないものと結論づけられているものの、その検証と今後の施工指針を得るべく、初年度は家屋前面に $l=3.5m$ の高圧噴射攪拌工法を、変位遮断を目的に延長94m間で実施している。

表-5 各対策工の適用範囲

	機械荷重 (t/台)	周辺地盤への影響	機械の大きさ	経済性	打設長 l (m)	適用範囲
粉体噴射機械攪拌工法	80	大	大	小	8	家屋ない範囲 $L \geq 15m$
高圧噴射機械攪拌工法	5	中	中	中	8	家屋ある範囲 $L=8-15m$
高圧噴射攪拌工法	2	小	小	大	8	家屋が近く、かつ $L=8m$ と近接している範囲

※ Lは家屋と打設位置までの距離

8. 施工を終えて

初年度工事は7月中より仮道作成および交通切回しに着手、12月初めより供用しているが、現時点で路面の変形は確認されていない。現時点で各種観測結果を総合的にまとめるには至っておらず、ここでは、この内の施工経験を踏まえた諸現象および問題点について①～③にまとめるとともに、施工写真の一部を写真①、②に示した。

① 新設道路施工のため2mの掘削工事を実施したが、当初予想どおり湧水はほとんどなく、このため路床部土工はドライワークが可能であった。また、これに伴う地下水水位低下も掘削面からの水平距離で2～3mに収まり、地盤の鉛直変位、水平変位も掘削面から3～5m以降では確認されていない。

② 深層混合処理工法区間で変位遮断を目的とした $l=3.5\text{m}$ の高圧噴射攪拌工法は家屋前面から2mの距離で打設したが、家屋への変位はほとんど確認されなかった。

しかし、家屋前面から6mの距離を有した $l=8.5\text{m}$ の高圧噴射機会攪拌工法は不連続打設等の工夫を要しても家屋に変位が確認され、オーガー併用による圧力開放措置を施して無事改良を終わっている。

③ EPS土工工法は軽量で、かつ加工も熱線（ニクロム線）にて容易に切断加工が可能であり、作業はスムーズであったが、カバーリング層であるRC床版の養生期間中の降雨による浮力を考慮して、その間の排水体制は十分考慮した。



写真① 深層混合処理工法打設状況



写真② EPS土工工法積立て状況

9. あとがき

北海道には約2000km²に及ぶ泥炭地が分布し、平野部面積の約6%を占めている。このため道内主要幹線においても泥炭地盤上に造成された道路は少なくなく、これらの道路は今後交通量の増大に伴い拡幅化の促進は避けられないものと判断する。上縦向道路もこのような状況下での市街地4車拡幅改良工事であり、泥炭性軟弱地盤がゆえの沈下、変形、水処理等多くの諸問題を設計に取り入れて縦断線形、沈下阻止工法を決定した。本報文は道内で日の浅いEPS土工工法を比較検討の結果選定したことにあがるが、市街地内での地盤改良を考えると、当工法は正に的を得た工法と判断する。また、本工法の挙動はすでに建設省土木研究所等で実物大実験工事を実施とりまとめているが、道内泥炭地盤の国道における挙動は意味深いものとして今後長期に渡る動態観測結果をとりまとめ掲載予定である。

参考文献

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策工指針～社団法人北海道開発技術センター
- 2) 発泡スチロール土工工法設計マニュアル～発泡スチロール土工工法開発機構
- 3) EPS工法実物大実験工事報告書～発泡スチロール土工工法開発機構

1. まえがき

地下水の汲み揚げなどによる地下水位の変動により地盤沈下が生ずることはよく知られている¹⁾。さらに泥炭地盤では、地下水位の低下がみられなくても、水位が変動すること自体で沈下が促進することが報告されている²⁾。この沈下の要因としては地下水位の変動により生じた有効応力の変化による泥炭地盤の繰返し圧密が考えられる。筆者はこれまで室内圧密試験による泥炭の繰返し圧密特性について報告し³⁾⁴⁾、繰返し圧密による沈下挙動は圧密圧力や、繰返し時間などの載荷条件により異なることを示した。本報告はその続報であり、繰返し圧密試験結果に及ぼす載荷条件のうち、初期圧密荷重の載荷時間、繰返し圧密の時間、繰返し荷重の応力比を変えた試験を行い、それらが泥炭の繰返し圧密特性に与える影響を調べたものである。

2. 実験試料および実験方法

実験に用いた試料は美唄市より、地表面付近の泥炭をブロックサンプリングにより採取したもので、平均比重 1.47、強熱減量 94~97%、分解度 50~64%、標準圧密試験による圧密降伏応力 22kPaで、ミズゴケが主構成植物であり、大部分が植物の残遺体で構成される比較的分解の少ない泥炭である。試験供試体は径 7.5cm、高さ 4cm であり、初期含水比 839~1356%、初期間隙比 14.9~21.5 である。

試験はつぎの3シリーズについて行った。

a) 初期圧密時間を変えた試験

初期の圧密圧力による圧密時間を1日(試験名A-1)、4日(A-4)、14日(A-14)、30日(A-30)とした4種の試験である。初期の圧密圧力は20kPaであり、繰返し荷重は10~20kPaで、21~35回の繰返し載荷を行った。繰返し荷重の載荷の時間は1日であり、繰返し載荷終了後20kPaで、7~19日載荷を継続し、その後の沈下性状を観察した。

b) 繰返し載荷時間を変化させた試験

繰返し荷重の載荷時間を1時間(B-0)、1日(B-1、A-4と同一)、2日(B-2)、14日(B-14)とした4種の試験である。初期の圧密圧力は20kPaで、初期圧密時間はB-14で14日であるが、他は4日とした。繰返し荷重は10~20kPaで、5~38回の繰返し載荷を行った。

c) 繰返し荷重の応力比を変化させた試験

繰返し荷重の応力比を変えた試験で、39kPaで4日間初期圧密したのち、繰返し荷重を10~39kPa(C-1)、20~39kPa(C-2)、29~39kPa(C-3)とした3種の試験であり、繰返し荷重載荷時間は2日で、11~18回の繰返し載荷を行った。

3. 実験結果とその考察

a) 初期圧密時間の影響

粘土や泥炭などの軟弱な土の圧密には長時間を要し、泥炭では間隙水圧の消散である一次圧密は比較的短時間で終了するが⁵⁾、粒子(泥炭繊維)の再配列や繊維の圧縮によるいわゆる二次圧密は長時間継続し、その沈下量も大きく、双曲線関数で近似されるように、時間の経過と共に沈下量を減じ、安定した構造となって沈下が収束に向かう。それゆえ、繰返し載荷荷重がどの程度の圧密度の時点で載荷されるかによって、繰返し圧密による沈下特性が異なってくることになる。

Effect of Loading Conditions on Repeated Cyclic Loading of Peats ;

Mitsuhiko KAMIYA (Hokkaido Institute of Technology)

図-1は初期圧密終了後の供試体高さを基準として、繰返し載荷による累積の沈下ひずみと繰返し回数の関係を示したものである。初期圧密時間の少ないA-1、A-4は圧密が十分進行していないため、載荷初期の沈下ひずみが大きい。圧密の進行したA-14、A-30は圧密により泥炭の骨格構造が安定してくるため、初期の沈下ひずみは小さい。しかし、載荷回数が増えると、これらの線の傾きである載荷による沈下ひずみの速度は、A-14でやや大きい。全体的にはほぼ同じとみることができる。図-2はA-1、A-30試験について、各繰返し載荷ごとの塑性ひずみ（載荷による沈下ひずみより次段階の除荷による膨張ひずみを差し引いたもの）と繰返し回数の関係である。繰返し回数の少ない範囲では、初期圧密時間の影響を受け塑性ひずみに差はあるが、繰返し回数が10回を越えると初期圧密時間の影響による差異はみられなかった。

つぎに、圧密時間と沈下ひずみの関係を図-3に示す。図の縦軸は沈下曲線の重なりを避けて、試験相互間の比較を容易にするために平行移動をしたもので、沈下ひずみの絶対値を示すものではない。また、除荷による時間は除き、載荷部分のみを連続して描いた。これは、除荷による膨張は載荷試験では瞬時のうちに沈下すること、試験相互間の比較は同一荷重の載荷されている部分のみで検討するのが妥当と判断したためである（図-5、6、8も同様）。A-1、A-4試験では、初期圧密による圧密が未了であるため、繰返し載荷の初期の段階で沈下量が大きく、沈下速度も同一荷重を載荷した長期圧密、すなわちA-30と同一時間帯に比較して大きくなるが、繰返し回数が増加すると長期圧密とほぼ同じ沈下速度となる。しかし、A-14、A-30では

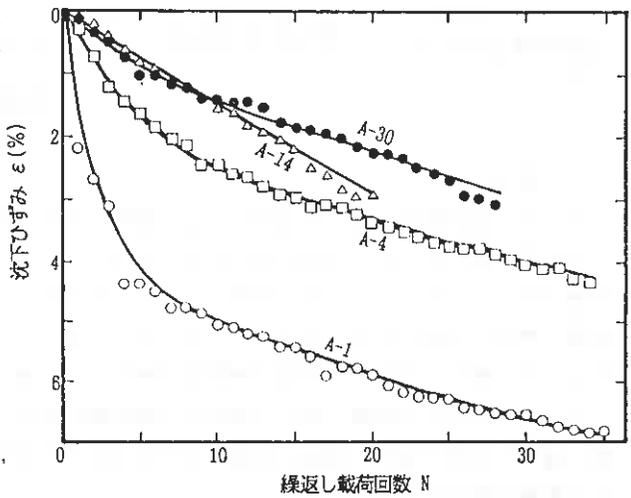


図-1 初期圧密時間を変えた試験の載荷回数と沈下ひずみの関係

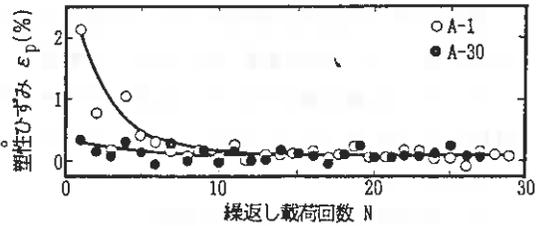


図-2 初期圧密時間を変えた試験の載荷回数と塑性ひずみの関係

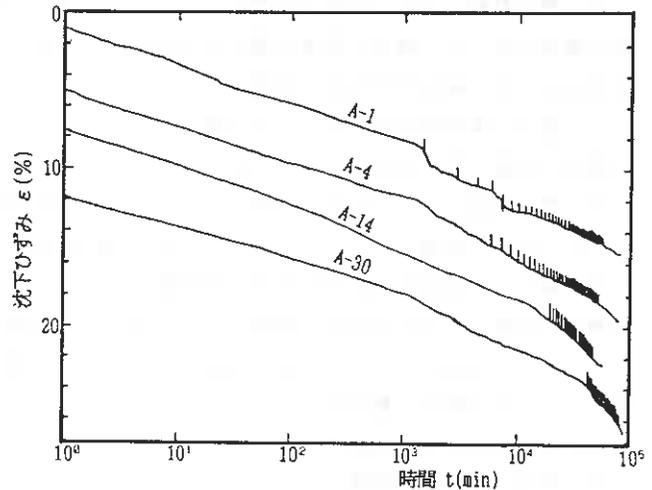


図-3 初期圧密時間を変えた試験の時間～沈下量曲線

繰返し載荷を受けることにより、沈下速度が増大する傾向にある。また、繰返し載荷終了後の沈下速度も一樣ではなく、繰返し載荷終端部の沈下速度が継続するようにみられる。これは、初期圧密時間の短い試験では、泥炭の構造が不安定であるため、繰返し載荷の初期に大きな沈下を生ずるが、載荷回数が増えるに従い安定な構造となり、沈下速度も長期圧密と同じになる。これに対し、A-14やA-30では初期圧密時間が長いから、圧密により安定した構造になるが、繰返し載荷を受けることにより、その構造が乱れ、沈下が促進するものと解釈される。

b) 繰返し荷重の荷重時間の影響

圧密をいわゆる一次圧密と二次圧密に分けると、泥炭では二次圧密による沈下が顕著である。それゆえ、降雨などによる短期的な地下水位の変動による繰返し圧密と、雪荷重などによる長期的な繰返し圧密では、繰返し荷重の荷重期間が異なってくる。そのため、繰返し荷重により生ずる二次圧密の発生量が違うため、沈下の挙動が異なってくることになる。図-4は繰返し荷重の荷重時間の異なる試験の繰返し荷重による沈下ひずみと繰返し回数との関係であり、図-5にはそれらの時間～沈下量曲線を示した。B-0の沈下ひずみは繰返し荷重の初期には膨張を示すものもあるが、全体的にみて沈下ひずみは非常に小さい。また、時間～沈下量曲線の繰返し荷重時の沈下速度も長期圧密のものと同様であった。これは、繰返し荷重の時間が短いため、圧密がほぼ一次圧密程度で終わるもので、泥炭の沈下の大半を占める二次圧密の効果が現れるに至っていないためである。それゆえ、繰返し圧密の短い試験では、沈下は長期圧密とほぼ同じであり、繰返し荷重による影響はみられなかった。

また、B-1、B-2では繰返し荷重の初期には沈下も大きい、繰返し数の増加とともに沈下ひずみの増分も少なくなる。そして、繰返し荷重時の沈下速度も荷重初期は長期圧密のものより大きい、荷重回数が多くなるとほぼ同一となっていく。しかし、B-14では沈下ひずみも大きく、繰返し荷重時の沈下速度も長期圧密より早くなる。そこで、繰返し荷重

荷重時の時間～沈下量曲線を図-6に示す。荷重による沈下は圧密初期の時間ではほとんど進行せず、荷重時間が長くなるにつれて、沈下速度が大きくなる傾向を示す。

そのため、B-0のような荷重時間の短い試験では、

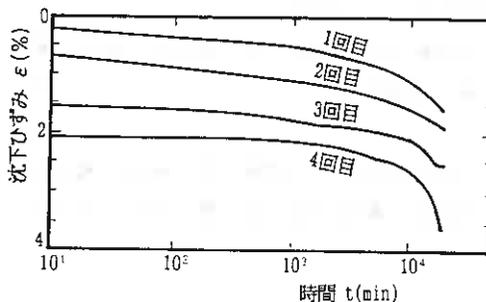


図-6 B-14試験の荷重時の時間～沈下量曲線

ほとんど沈下がみられない時間で荷重が終了するのであるが、圧密時間が長くなるに従い沈下速度が大きくなる領域まで荷重が継続されるため、大きな沈下を示すことになる。そのため、荷重時間の長い繰返し圧密ほど沈下量が大きくなるのである。

c) 繰返し荷重の応力比の影響

泥炭は $e \sim \log p$ 曲線が直線とならないことや圧密係数が圧密圧力の増加に従い減少するなど、粘性土と比較して、圧密圧力により挙動が異なる点が多い。これは、泥炭が繊維により構成されているため、

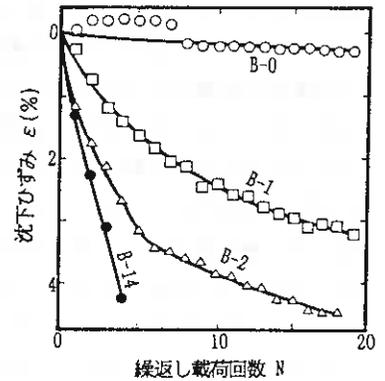


図-4 繰返し時間を変えた試験の荷重回数と沈下ひずみの関係

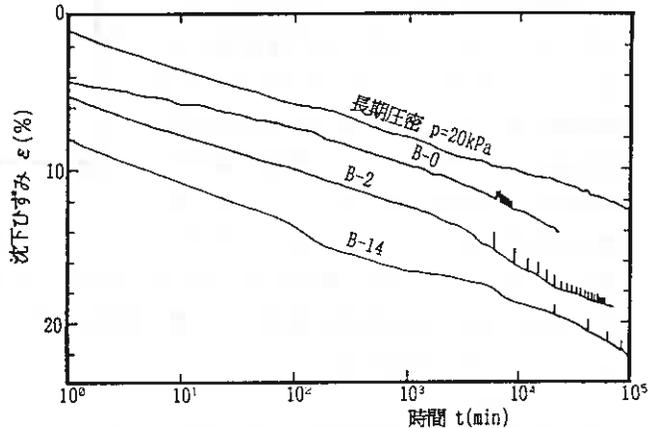


図-5 繰返し時間を変えた試験の時間～沈下量曲線

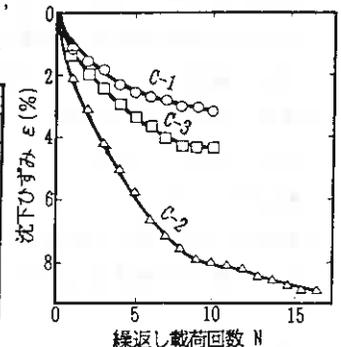


図-7 応力比を変えた試験の荷重回数と沈下ひずみの関係

繊維の圧縮が圧密圧力により異なることに一因があり、そのため、繰返し荷重においても繰返し荷重の大きさが沈下挙動に影響を与えることになる。図-7は繰返し荷重の応力比を変えた試験の沈下ひずみと繰返し回数と関係であり、図-8はそれらの時間～沈下量曲線である。沈下ひずみは応力比の大きいC-1が最も小さく、ついでC-3であり、中間の除荷応力のC-2が最も大きくなる。さらに、沈下ひずみの進行がほぼ一定となる載荷回数もC-1、C-3では8サイクル程度であるの対し、C-2では10サイクルと多くなっている。時間～沈下量曲線を見ると、C-1は応力比が大きいため除荷による膨張量も大きく、また、沈下速度はほぼ長期圧密のそれと変わりなく、繰返し荷重の影響はみられなかった。C-3、C-2の沈下速度は長期圧密より大きく、特にC-2の沈下

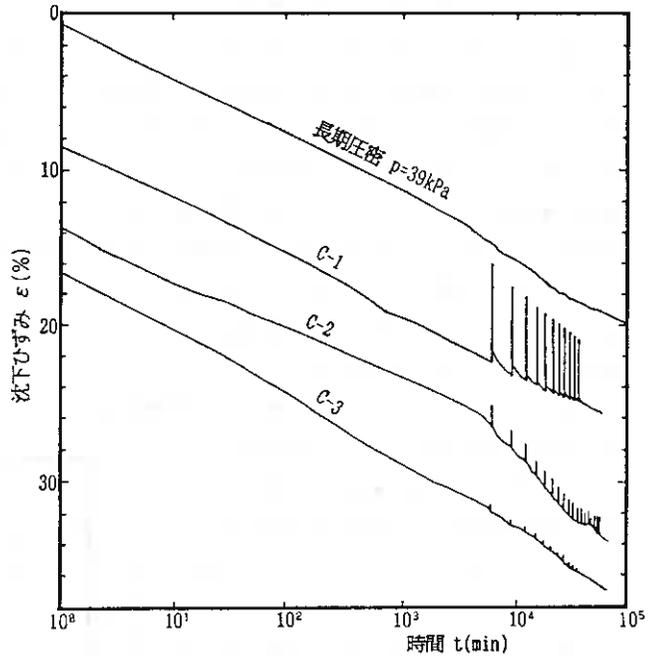


図-8 応力比を変えた試験の時間～沈下量曲線

速度が大きい。C-2の沈下量が大きくなった理由は定かでないが、除荷荷重の20kPaが圧密降伏応力付近であり、泥炭では圧密降伏応力付近で沈下が最も顕著になることもあり、そのため、C-2の沈下量が大きくなったとも考えられる。

4.まとめ

載荷条件を変えた泥炭の繰返し圧密試験により、つぎのような知見を得た。

- 1) 初期圧密時間を変えた試験より、圧密時間の短い試験では繰返し載荷初期で沈下ひずみは大きいですが、載荷回数が増えると、沈下ひずみの速度は一定となり、載荷回数が10サイクルを越えると塑性ひずみには初期圧密時間の影響はなかった。また、長期圧密と比較して、初期圧密時間の長い試験ほど、繰返し載荷により、沈下速度が大きくなる傾向にあった。
- 2) 繰返し荷重の載荷時間を変えた試験より、時間の短い試験では繰返し載荷による沈下はほとんどみられなかった。これは、二次圧密の発現がないことによるもので、それゆえ、時間の長い試験ほど沈下量は多くなる。
- 3) 載荷応力比を変えた試験より、応力比の大きい試験では、繰返し載荷による影響がほとんどないが、除荷荷重が圧密降伏応力付近の繰返し載荷では、沈下量が特に大きくなっている。

参 考 文 献

- 1) 岩田 敏, 陶野 郁雄, 桑原文夫(1986):「新潟県六日町における消雪用揚水に伴う地盤沈下とその解析」, 土と基礎, vol.34, No.11, pp.19~24
- 2) ニツ川 健二, 菊池 純(1988):「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」, 土質工学会北海道支部技術報告集, No.28, pp.191~200
- 3) 神谷光彦(1987):「泥炭の繰返し載荷および乾湿繰返しによる圧縮特性」, 土質工学会北海道支部技術報告集, No.27, pp.11~14
- 4) 神谷光彦(1988):「泥炭の繰返し圧密における圧密時間の影響について」, 土質工学会北海道支部技術報告集, No.28, pp.171~172
- 5) 及川 洋(1981):「双曲線近似による二次圧密沈下量の評価方法について」, 土質工学会論文報告集, Vol.21, No.3, pp.107~116

北大工学部 三田地 利之
北大大学院 ○ 柏倉 博
奥田 一朗
北大学部生 三上 慶三

1. まえがき

急勾配盛土や補強土擁壁など、織布・不織布に代表される従来のジオテキスタイルでは対応しきれない土構造物にジオグリッドが適用されるようになったのはごく最近のことである。これらの構造物においては、地盤支持力の不足や用地が確保できないなどの問題が障害となることがあるが、ジオグリッドを用いた工法では、これらの問題を比較的楽にクリアできるという利点があり、施工が簡単で工期が短縮できることとも相まって、これからますます施工実績が積み重ねられていくであろうことが予想される。

グリッドを用いる補強土構造物の設計を行う場合には、グリッドが粘弾性体であることによる同材料のクリープ変形を考慮するとともに、グリッドと土との摩擦抵抗あるいは引抜き抵抗を的確に評価して、それが十分に効果を発揮するよう努めなければならない。通常、前者についてはクリープ試験の結果に基づいて設計強度が決められている。グリッドのクリープ試験は空中で行われるのが一般的であるが、青山¹⁾らは土槽を用いて長期引抜き試験を試み、同一の初期ひずみで空中と土中のクリープを比較した場合、土中の方が伸びにくいと結論づけている。しかし、ジオグリッドの土中におけるクリープ特性ははまだ不明な点が多く、さらなる研究が必要とされる。また後者の特性は、グリッドと盛土材との一面せん断試験や引抜き試験によって求められており、引抜き試験においては一斉試験も行われ、現在盛んに研究が進められている。本研究で用いる繊維ジオグリッドは、ポリエステルを素材としてアクリル樹脂で表面加工を施したもので、比較的剛性が小さいため、施工時に巻きぐせによる反りが生じないので固定作業の必要がなく、軽量なので容易に運搬できるなど、現場作業性が良く、また、引張り強度はポリマーグリッド同様軟鋼並みの強さを示すなど、補強材として将来が囑望されている製品である。

そこで本研究ではこの繊維ジオグリッドを用いて一面せん断試験および引抜き試験を実施し、従来のポリマーグリッドと比較するなどして繊維ジオグリッドの土中での変形挙動について考察を加えたので、ここに報告するものである。

2. 実験

2.1 試料

(1) 試料土

実験には、夕張川河川改修工事現場より採取された滑稜粘性土を JIS-A1210-1.1a 法の最適含水比 ($w_{opt} = 19.4\%$) 付近に調整して使用した。その物理的性質は表-1に示す通りである。

Deformation Behaviour of Geogrid during Direct Shear and Pull-out Test

Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineerig, Hokkaido University)

Hiroshi KASHIWAKURA, Ichiroh OKUDA (Graduate Student, Hokkaido University)

Keizoh MIKAMI (Undergraduate Student, Hokkaido University)

表-1 清幌粘性土の物理的性質

土粒子の比重	G _s	2.73
粗度特性	砂分 (%)	70
	シルト分 (%)	50
	粘土分 (%)	20
コンシステンシー	液性限界 L.L. (%)	40.8
	塑性指数 P.I.	14.7

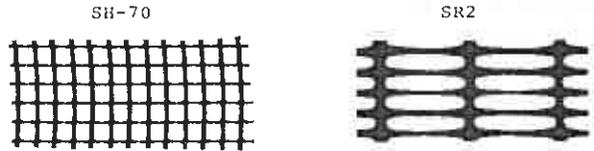


図-1 ジオグリッドの形状

表-2 ジオグリッドの物性

ジオグリッド	横リブ厚さ (mm)	目合い ¹⁾ (mm)		開孔面積率 ²⁾ (%)	引張り強度 (N/m)		素材	被覆樹脂	延伸
		タテ	ヨコ		タテ	ヨコ			
SH-70	0.6	8.0	7.8	56	8.4	8.6	ポリエステル	アクリル樹脂	—
SR2	4.0	110	22	56	8.0	—	高密度ポリエチレン	—	一軸

1) 網目の大きさ、すなわちリブの中心間距離
2) 全グリッド面積に占める開孔部分の割合

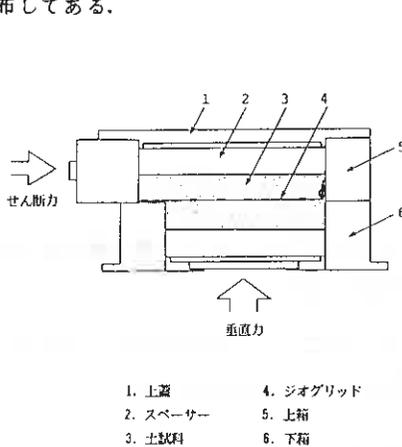
(2) ジオグリッド

新しく開発された繊維ジオグリッド(SH-70)および一軸延伸タイプのポリマーグリッド(SR2)の2種類を使用した。それぞれのグリッドの形状は図-1に、物性は表-2に示した。

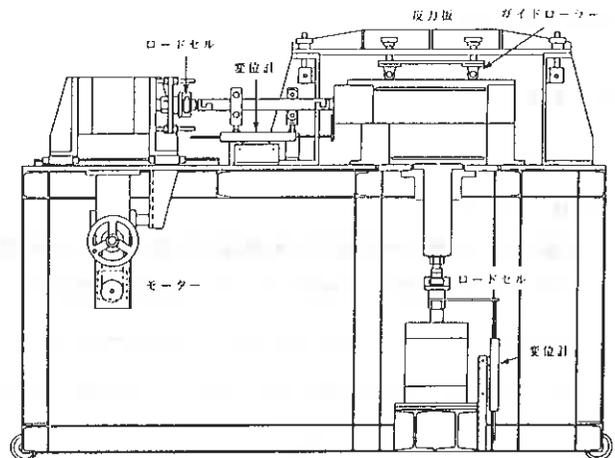
2.2 実験装置および実験方法

(1) 一面せん断試験

大型一面せん断試験装置の概要は図-2に示す通りで、上部可動型でせん断箱の垂直方向の動きは拘束されている。せん断箱は上箱が下箱よりせん断方向に60mm長くなっており、実験中のせん断面積(1225cm²)は一定である。グリッドは上箱にプレートとボルトを用いて固定し、垂直力はペロフラムシリンダーを介して下方より空気圧で载荷した。供試体の厚さは120mmで、上・下箱をそれぞれ3層ずつに分けてランマーで突き固めた。その際の締固めエネルギーは、JIS A1210の第1法に相当する値($E_c = 5.6 \times 10^4 \text{ kgf/m}^3$)であり、締固め後の乾燥密度は約1.67gf/cm³である。また、せん断箱内側面には、摩擦軽減の目的でシリコンスプレーを塗布してある。



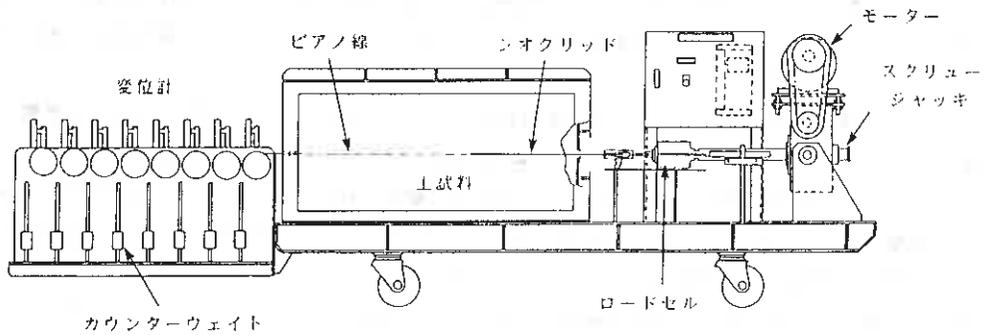
(b) せん断箱断面図



(a) 試験装置概要

図-2 大型一面せん断試験装置

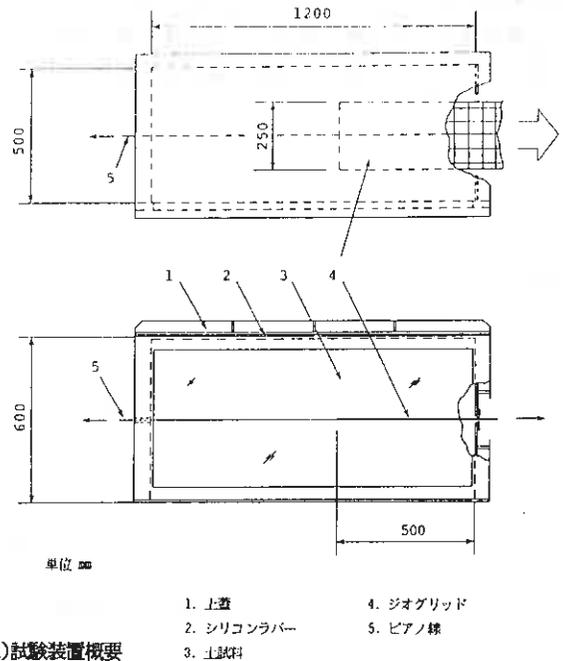
実験は非圧密定体積試験とし、せん断中の体積が変わらないように（すなわち、垂直変位が生じないように）垂直力を制御しながら、せん断力をひずみ制御(1mm/min)で加える方式をとり、3種類の垂直応力(0.5, 1.0, 1.5kgf/cm²)に対して行った。



(b)土槽断面図

(2)引抜き試験

装置の概要は図-3の通りで、土槽中央高さに敷設されたグリッドをスクリージャッキで引抜くというものである。グリッドの土中部分の寸法は、幅25cm 長さ50cmで、6ヶ所の節点（土槽外1点）にピアノ線を固定し、これを土槽後部から取り出して各節点変位を測定することができるようになっている。節点間隔は2種のグリッドについて同じで、110mmとした。なおピアノ線は、シリコンスプレーで満たされたチューブの中を通過して土槽外に出ている。また土圧計を、土槽先端から10cm, 30cm, 50cmの距離でグリッドの直上5cmの3ヶ所に設置し、せん断中の鉛直土圧の変化を追跡した。なお、変位を計測する節点および土圧計の配置は、図-4に詳しい。試料土の締固めには電動タンパーを用い、12層に分けて2分間ずつ締固めた。締固めエネルギーについては、算定が困難であるので、砂置換法による密度試験を行い、別に行った締固め試験の最大乾燥密度とほぼ同等であることを確認し、これにより1層の厚さとその締固め時間を決定した。鉛直圧力はシリコンラバーを介して上部より載荷(1.0kgf/cm²)し、引抜き速度は1mm/minとした。なお、土槽内面には、一面せん断試験と同様に側面摩擦軽減の目的でシリコンスプレーを塗布してある。



(a)試験装置概要

図-3 引抜き試験装置概要

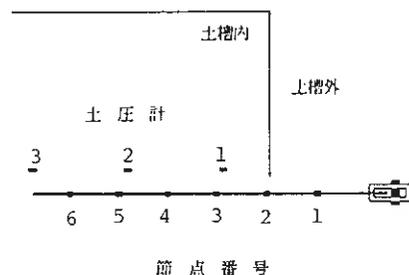


図-4 節点位置および土圧計設置状況

3. 実験結果と考察

3.1 一面せん断試験

図-5,6は、せん断時の応力-変位図および応力経路図である。図-5において実線はせん断応力を、一点鎖線は垂直応力を表している。また、図中曲線に隣接して示されている数字は、せん断開始直前に載荷された垂直応力 σ_N (kgf/cm²)の値である。

ジオグリッドを挿入していない図-6(a)からもわかるように、一般に突固めた試料は過圧密的挙動を示すといわれているが、グリッドとしてSR2を挿入した場合(図-5,6の(c))のみ、正規圧密的挙動となっている。締固めの段階で、せん断面に敷設されたグリッド(SR2)が、動的な締固めエネルギーに等価な先行圧縮応力に何等かの影響を与えるとは考えにくく、SH-70とSR2の伸び剛性の差による破壊メカニズムの相違が影響しているものと考えられるが、その詳細については今後の検討課題としたい。

図-7はピーク時のせん断応力とその時の垂直応力を、図-8は垂直応力の変曲点におけるせん断応力とその時の垂直応力をプロットしたものである。図-8で表されている強度がグリッド表面および開孔部の土の、全せん断強度に占める摩擦成分であると考え、図より、同一垂直応力におけるせん断抵抗はSH-70がSR2よりも大きい。開孔面積率はどちらも約56%と相等しいことを考え合わせれば、SH-70がSR2に比較して大きな摩

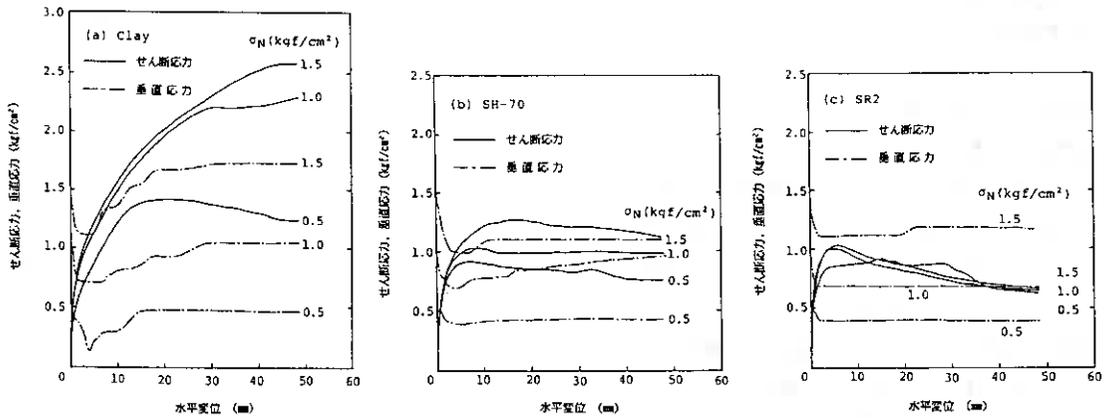


図-5 せん断応力、垂直応力-水平変位図

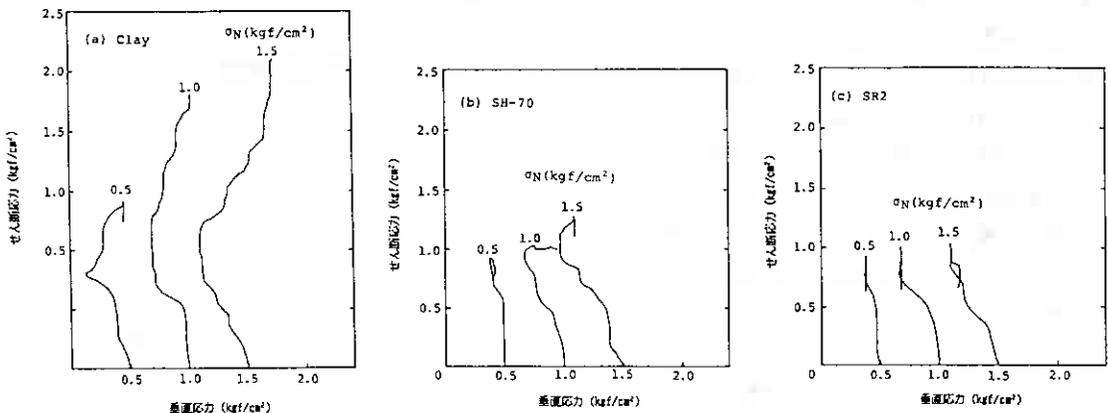


図-6 応力経路図

擦係数を有しているといえる。このことは、図-5(b)(SH-70)と図-5(c)(SR2)の残留強度を比較することによってもわかる。また、摩擦係数については、グリッドの目視あるいは手触りによっても確認できる。

しかし、図-7で示されているように、ピーク強度ではほとんど差がみられない。これは、横リブの厚さが、SH-70で0.6mmであるのに対しSR2は4mmとなっており、この差がSR2の強度に大きく寄与しているものと思われる。また、開孔面積率が同じであっても、目合いの小さなSH-70では、開孔部の縁に締固め上の弱点が生じ易く、横リブが土をせん断する際にあまり強度を受け持たないことが予想されるが、大きな垂直応力が載荷された場合にはある程度弱点が解消され、図-7において $\sigma_N=1.5\text{kgf/cm}^2$ に対応する強度が大きくなっているものと思われる。

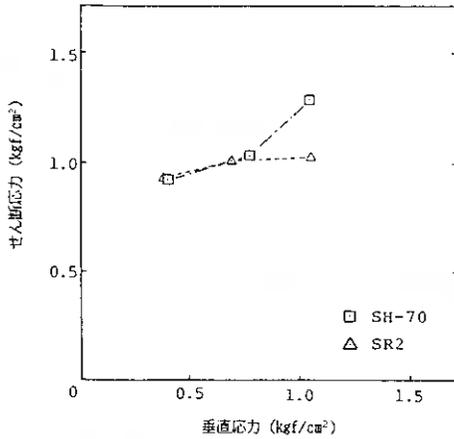


図-7 せん断応力-垂直応力図(せん断応力ピーク時)

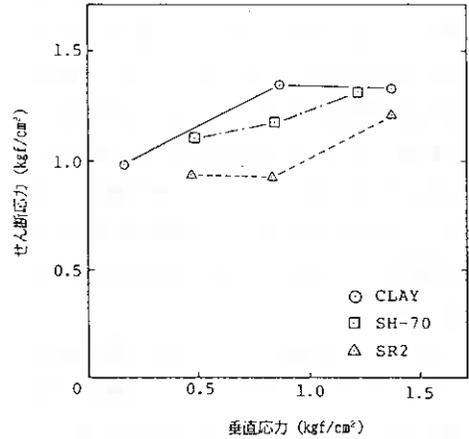


図-8 せん断応力-垂直応力図(垂直応力の変曲点)

3.2 引抜き試験

図-9は縦軸に引抜き力、横軸にグリッドの引抜け長さ(節点2の変位)をとったものである。どちらのグリッドも完全に引抜けることなく破断した。図では明確なピークはみられず、また、SR2では引抜け量の増加にともない引抜き力の増大が鈍るのに対し、SH-70では破断までほぼ直線的に引抜き力が増加している。さらに、同じ引抜き力が発生する引抜け量はSR2の方が小さいことも図からわかる。

図-10(a),(b)は、縦軸が引抜き力、横軸が各節点の変位である。ただし節点1は土槽外に位置し、節点2は土槽引抜き側最先端である。これらの図を見ると、変位は先端から生じはじめ、しばらくして末端にまで及ぶことがわかる。またSH-70の場合(図-10(a))、変位の出現がある引抜き力まではほとんどなく、前方の節点がある程度変位した後に直線的に現れるのに対し、SR2(図-10(b))では初期段階から曲線的に少しずつ変位が増加していく傾向がある。

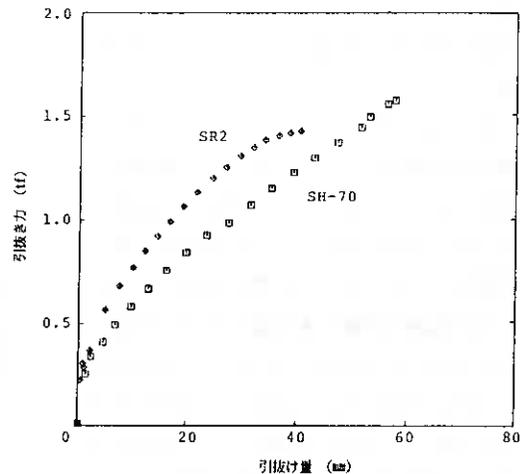


図-9 引抜き力-変位図

林ら²⁾がグリッドとしてSR2(本研究と同製品)を用いて行った引抜き試験結果によれば、変位の出現は順次起こり(SH-70の結果に近い)、試料土が豊浦標準砂であるという違いはあるが、本実験のSR2の結果とはその点一致しない。これは、今回の実験ではスクリージャッキ側の引抜き速度が同じでも実際にはグリッドの引抜き速度がSR2の場合に小さかったことも、1つの要因かと考えられる。また、SH-70では節点5,6にほとんど変位が生じておらず、グリッド後部が引抜き抵抗に寄与していないようである。これは、図-9からもわかるが、SH-70はSR2に比べて同じ応力レベルでの変形量が大きいことに起因するもので、最終的には大きな強度を示したがそれまでの引抜き量も大きくなっている。

図-11は、縦軸にグリッドの土槽外部分(節点1と2の間)の伸び速度、横軸に引抜き力をとってプロットしたものである。SR2の場合、初期では伸び速度が遅く700 kgf付近にピークがあるのに対し、SH-70では最初が一番速くなっており、SR2のピーク以降で2曲線はほぼ一致している。この初期の伸び速度の差が、上述の2つのグリッドの変形量の差に影響しているものと思われる。

図-12は、グリッドとしてSH-70を用いた場合の土槽内鉛直土圧の変化を、横軸に引抜き力をとって表したものである。初期に土圧計1の値だけが小さいのは、壁面近傍に位置することによって締固め度が小さくかつ側面摩擦の影響で載荷重が十分に伝わらないことによるものと思われる。図を見ると、初期に先端付近に位置する土圧計1の圧力が上昇し、土圧計2が減少、しかる後土圧計2の土圧が増加して土圧計3の値が小さくなっていくのがわかる。これは、グリッドの変形が順次後方に伝わっていくようすを裏付けるものである。

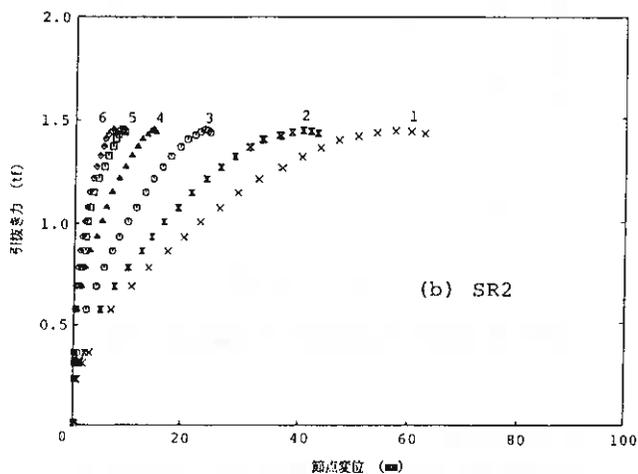
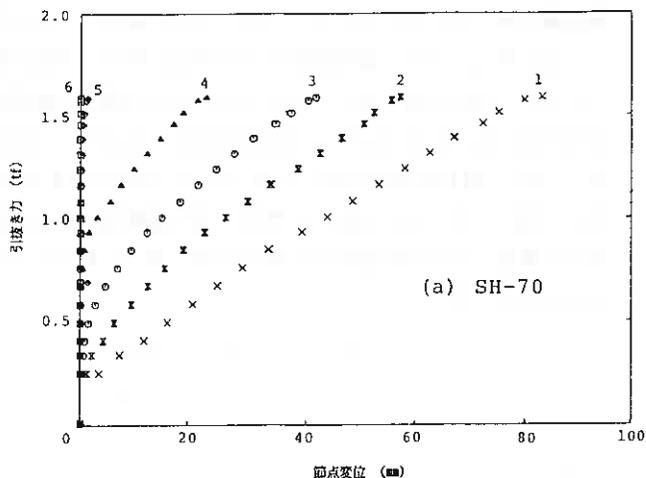


図-10 引抜き力-節点変位図

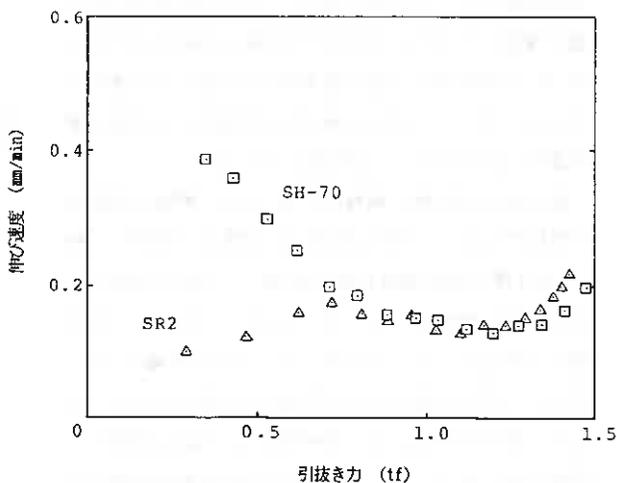


図-11 引抜き力-伸び速度図

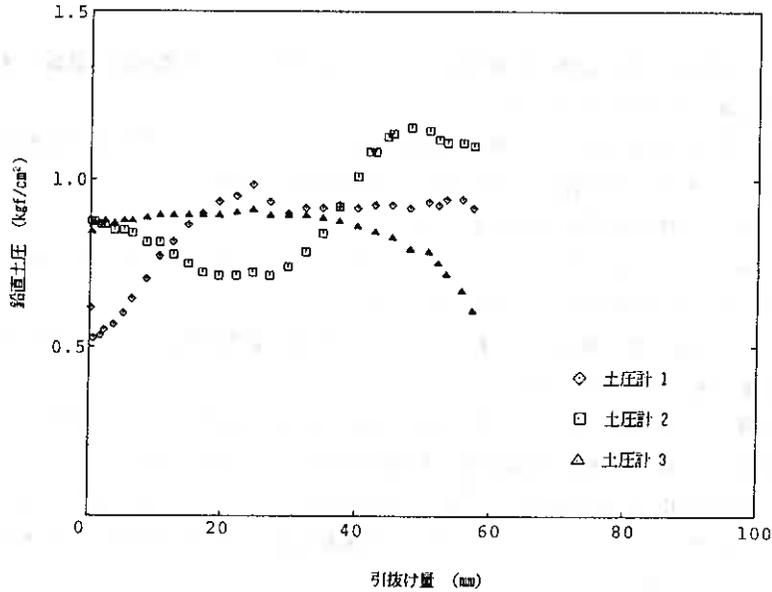


図-12 土圧-変位図

3.3 一面せん断および引抜き試験の結果の比較

従来の設計では、引抜き抵抗をせん断抵抗の2倍と評価している。そこで、一面せん断試験のピーク強度から引抜き試験におけるグリッドの引抜き有効抵抗長を算定することにより、前述の評価の妥当性を検討してみた。

一面せん断試験においてSH-70を用いた場合のピーク強度は 1.024 kgf/cm^2 ($\sigma_N = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$) であり、引抜き試験におけるグリッド破断時の引抜き力は 1593 kgf である。引抜き時のグリッドの幅は 25 cm であるから、有効抵抗長 L_T は次式より求められる。

$$L_T = \frac{1593}{1.024 \times 2 \times 25} = 31.1 \text{ cm}$$

さらに、同様の手順でSR2について 28.7 cm という有効抵抗長を得る。有効抵抗長を、土中でグリッドの変形が起こった部分の長さであると考えれば、図-10からSH-70で 33 cm 、SR2ではほぼ全域にわたって変形が起こっているため敷設長 50 cm が有効抵抗長となり、前述の算定方法では引抜き有効抵抗長を過小評価してしまう。ここで、ピーク強度の代わりに残留強度を使ってみると、SH-70で 32.5 cm 、SR2で 50.4 cm とかなり良好な結果が得られた。しかしここには、前述の引抜き抵抗の評価および残留強度のもつ物理的意味という2つの問題が含まれている。今後は、これらの問題を両面から検討していく必要がある。

4. あとがき

本研究を進めるにあたり、繊維土木開発株式会社より実験装置の製作に当たっての援助および実験材料の提供を受けた。また、土試料は北海道開発コンサルタント(株)より提供されたものである。ここに付記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 青山憲明, 泰永裕之, 竹内辰典, 加藤俊昭 : ポリマーグリッドの長期引抜き試験, 第23回土質工学研究発表会講演集, pp.2163-2164,1987.
- 2) 林重徳, 落合英俊, 荻迫栄治, 平井貴雄, 瀬戸口淳一 : ジオグリッドの引抜き試験と一面せん断試験の比較, 第4回ジオテキスタイルシンポジウム, pp.119-125,1989.
- 3) 土質工学会編 : 土質試験法第2回改訂版, pp.433-458,1979.
- 4) Robert H. Swan Jr : The Influence of Fabric Geometry on Soil/Geotextile Shear Strength, Geotextiles and Geomembranes 6, pp.81-87,1987.
- 5) 宮森建樹, 岩井茂雄, 巻内勝彦 : ジオテキスタイルと砂の摩擦抵抗について, 第30回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.59-62,1985.
- 6) 土質工学会編 : 土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法, pp.235-253,271-284,300-310,1986.
- 7) 土質工学会編 : 土質試験法第3回改訂版, 第7編第12章, 1990 (発行予定) .
- 8) 井上広胤 : 砂の直接せん断に関する研究, 土木学会論文集, Vol.101,pp.15-24,1984.
- 9) ジオグリッド研究会 : ジオグリッドの引抜き一斉試験結果について,第4回ジオテキスタイルシンポジウム, pp.126-132,1989.
- 10) 林重徳, 山内豊聡, 落合英俊, 孫純鐘 : 土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗機構, 土と基礎, Vol.33, No.5, pp.21-26,1985.
- 11) 太田秀樹, 伊藤雅夫, 石黒健 : 締固め土に対する弾塑性構成式の適用, 第23回土質工学研究発表会, pp.561-564,1988.
- 12) 太田秀樹, 伊藤雅夫, 平野富佐夫, 杉浦研五, 上出厚 : 締固めた土の力学特性について(その1), 第22回土質工学研究発表会, pp.381-384,1987.
- 13) 三田地利之, 柏倉博 : 繊維ジオグリッドと土との摩擦特性, 第44回年次学術講演会講演概要集, pp.224-225,1989.

新日本製鐵(株)室蘭製鐵所 正会員 ○山上佳範

同 上

矢崎 尚

同 上

村井秀人

1. はじめに

補強土工法は地盤の有効利用・施工期間の短縮化等のメリットがあることから、我が国の土質事情に適用すべく改良開発が盛んに進められている。それは、国内で利用できる裏込め材あるいは盛土材が、テールアルメ工法で必要とされるような砂質系よりむしろ非砂質系の場合が多く、補強材と土との一体性等に問題があるためといえる。

ここでは、こうした背景を踏まえ、鉄筋を大間隔の格子に敷設した補強土擁壁の実物大試験結果について報告するものである。

2. 本工法の概要

我が国の補強土工法の普及は、フランスから導入されたテールアルメ工法をベースとしている。この工法は、補強材である帯状鋼板の摩擦抵抗により土との一体化を図っているもので、このため、摩擦抵抗力の大きい砂質系の盛土材が必要とされている。これに対し、我が国は火山灰質土・粘性土等の非砂質系が多いことから、①補強材の摩擦抵抗力が低いため土との一体性に問題がある ②砂質系に比べ腐食性が一般に高く耐久性の検討が必要な場合がある等、補強土の品質に大きく影響するため、現在、我が国の土質事情に適用すべく材料や補強土構造の開発が進められている。

前者の課題については、補強材と土との一体化を、補強材と土との噛み合わせ効果や土のせん断抵抗力に求めようとする方向にあり、ポリマーグリッドやプレートアンカーを用いた工法等にその成果を認めることができる。また後者については、現在のところ積極的な研究がなされていない。

本工法は、非砂質系盛土材についても十分な補強材と土との一体化を図れることを目指して開発したもので、かつ腐食耐久性についても充分配慮した構造としている。

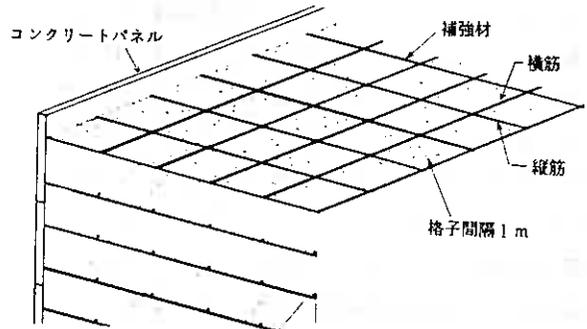


図-1 補強土体の概要

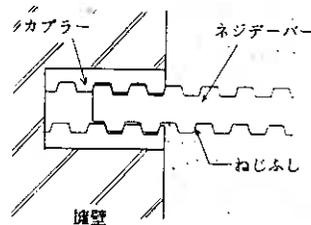


図-2 壁面体との連結構造

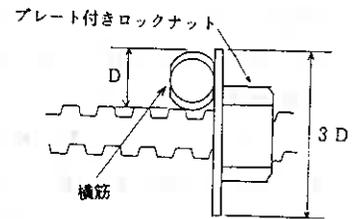


図-3 鉄筋交差部の構造

Mecanical behavior of metal grid reinforced earth wall : Yoshinori Yamakami and Hisashi Yazaki and Hideto Murai (Nippon steel corporation Muroran works)

本補強土体は、ネジダーバー（ねじふし鉄筋）を1mの間隔で格子状に敷設し、横筋の受働抵抗で土との一体化を図っている（図-1）。壁面体との連結はカプラーを壁面体に埋め込み、ネジダーバーの嵌合継手を利用し、ねじふしにより力を伝達する方法としている（図-2）。また、鉄筋の交差部はプレート付きロックナットで横筋の移動を拘束させることとし、溶接結合はしない（図-3）。従来でも棒状補強材を格子状に組んだ構造はあるが、格子間隔が大きい・補強材の交差部が結合されていない等の点が大きく異なる。以上より、本工法は次のような特徴をもっているといえる。

- (1)補強材を格子状に組み横筋の受働抵抗で土との一体化を確保しているので、砂質系・非砂質系とも盛土材に適用できる。
- (2)大間隔の格子となる棒状補強材なので盛土の転圧施工性が良く、特に受働抵抗に重要な補強材直近の締固め性を確保できる。
- (3)壁面体との連結が嵌合継手であること・交差部が溶接結合しないことから補強材の敷設能率が高い。
- (4)補強材にエポキシ樹脂塗装等防食処理をすることにより、後述する補強土特有の腐食要因を排除でき、耐久性にすぐれた補強土体を形成できる。

3. 実物大試験の概要

ネジダーバーを格子状に組んだ構造による補強土体について、①盛土の挙動特性 ②補強材と土との一体化特性 ③盛土の締固め性を把握するため、実物大で本工法を適用し、動態観測と補強材の引抜き試験および土質調査を実施した。

(1) 盛土の概要

①適用箇所（図-4）

本工法を適用した現場は、当社室蘭製鐵所所有の土捨て場の出入口通路で、従来の6m幅員を最高12m拡幅する工事である。拡幅通路は、片面擁壁の盛土で、高さが最高6m、擁壁延長が18mである。通路は、社内工事で発生する土砂・コンクリート屑・煉瓦屑等を運搬する11tトラックが通行し、その運搬量は平均約1,000m³/月（約6台/日）である。拡幅部は、すれ違い時の帰り車両の退避場所として使用する。今回、本工法による補強土擁壁は、延長18mのうち6mについて適用した。尚、現場付近の地下水位は盛土天端から約8mの位置にある。

②補強材の仕様（図-5）

ネジダーバーは、縦筋・横筋ともSD35のD22で、格子間隔1,000mm、縦ピッチ750mmで配置した。縦ピッチは、テールアルメ工法で用いているピッチに倣ったものである。補強材は、内部摩擦角のみからすべり面を設定し、抵抗領域で横筋が抵抗するよう配置した。

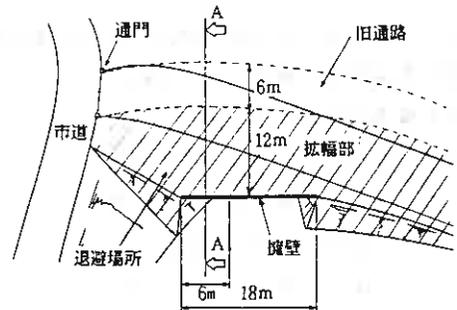


図-4 盛土平面図

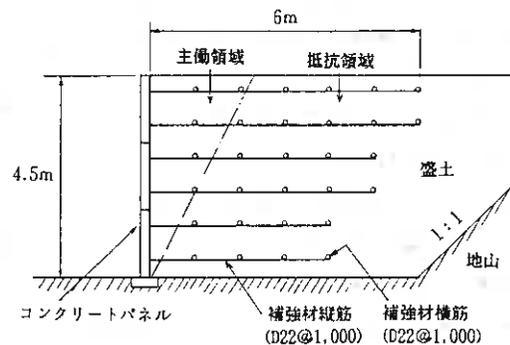


図-5 盛土断面図

③壁面体の仕様

壁面体は、幅 2,000mm 高さ 1,500mm 厚さ 180mm のプレキャスト鉄筋コンクリートパネルとした。パネルには、補強材との連結部品であるカブラーが埋め込まれているが、パネル表面からの突起物はなく、組立時等の取り扱い性が良い。

表-1 盛土材料特性

項目	試験結果
日本統一分類法による分類	SF
最大乾燥密度 (t/m^3)	1.275
最適含水比 (%)	34.8
自然含水比 (%)	52.10
土粒子の比重	2.683
圧縮指数	0.302

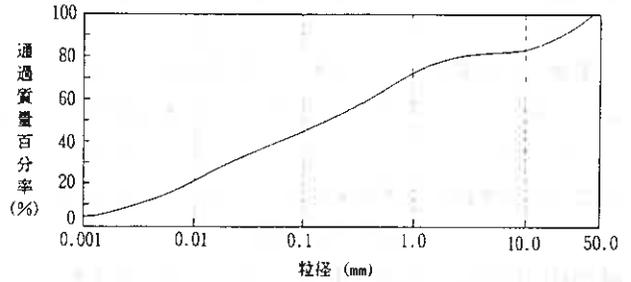


図-6 盛土材の粒度特性

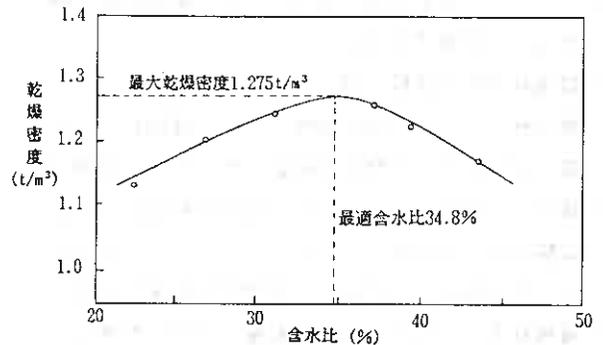


図-7 締固め試験結果

④盛土材の仕様

盛土材には現地発生土砂である火山灰質土を用いた。盛土材の粒度分布を図-6、材料特性を表-1、締固め試験結果を図-7に示す。

表-2に示すように本材料はシルト以下の含有率が42.7%、電気抵抗 $15500 \Omega \text{cm}$ とテールアルメ工法の盛土材としての規格には適合しない材料である。

⑤施工方法

施工手順は基本的にテールアルメ工法と同様である。各層の盛土は、補強材の縦ピッチが 750mm あることから $25 \text{cm} \times 3$ 回の捲き出しとし、締固めは現場のスペースが狭いことから全てハンドローラーで行い、その都度の密度チェックはしなかった。パネルの組立はトラッククレーンを用い、補強材の敷設は全て人力で行った。鉄筋の交差部は、捲き出し土によるずれのないよう番線結束を行った。

(2) 実物大試験方法

①動態観測 (図-8)

盛土の安定度として盛土の沈下・擁壁の水平変位を、また補強材の応力状況として補強材の応力を測定した。測定は、延長が短いことから中央部の一断面とした (図-4のA-A)。

盛土の沈下測定は、沈下が盛土自身の圧縮と地山土の沈下が合成されること及び表層部が車輛の通行により乱れることから $GL - 2.0 \text{m} \cdot - 3.5 \text{m} \cdot - 4.5 \text{m}$ の3点とした ($GL \pm 0$ は盛土天端)。測定は、丸棒付き沈下板と丸棒を保護する塩化ビニルパイプとで構成された沈下板を予め盛土に埋設し、丸

表-2 盛土材の規格判定結果

項目	測定結果	規格	判定	
粒度度特性 特性性	礫分 ($2000 \mu\text{m}$ 以上) %	19.5	細粒分の含有率が25%以下	NO
	砂分 ($74 \sim 2000 \mu\text{m}$) %	37.8		
	シルト分 ($5 \sim 74 \mu\text{m}$) %	27.7		
	粘土分 ($5 \mu\text{m}$ 以下) %	15.0		
電気化学特性	比電気抵抗 Ωcm	15500	5000以下	NO
	土のpH	7.3	$6 \leq \text{pH} \leq 12$	OK

棒の沈下量をレベルで測定し、沈下板深さの沈下量とした。

壁面の水平変位は、パネルの天端を測定するものとし、測点はGL±0・-1.5m・-3.0mの3点とした。測定は、GL±0はトランシットにより予め設けた基準線との差を変位とし、その他の2点はGL±0からの下げ振りにより測定した。

補強材の応力は、各段の鉄筋について応力分布も把握するため1.5mピッチで測点を設けた。測定は、ひずみゲージを上下面に貼り、ひずみ量を測定し軸方向応力に換算できるようにした。

②補強材引抜き試験（図-9）

補強材と土との一体化特性として、補強材の引抜き量と引抜き力との関係を確認した。引抜き特性は、土被りとの関係があることから各段の補強材について試験した。試験は、センターホールジャッキ（ストローク200mm）を用い予め壁面の前面に突出した補強材を引っ張り、その移動量と引張力を測定するものである。移動量はひずみゲージを用い、ジャッキと補強材頭部の相対変位を測定し、ジャッキの変位量を押しさえる意味で、壁面の変位量を合わせて測定した。引張力は、ジャッキの載荷力とし、載荷はアースアンカーの耐力測定の方法に準じ、設計極限耐力の0.2倍ずつ5段階を目安に載荷した。載荷速度は所定荷重まで0.5分で達するようにし、載荷保持時間は5分とした（図-10）。載荷は、設計極限耐力の1.2倍か、材料強度の0.9倍若しくは変位量が200mmのいずれかに達した時点で終了することにした。

4. 動態観測結果

(1) 盛土の沈下（図-11(a)）

盛土の沈下は、GL-2.0m・-3.5m・-4.5mの3点とも、盛土完成後80日ぐらいで平衡状態になった。

盛土の沈下には地山土の沈下と盛土自体の圧縮とが合成されるが、GL-4.5mの沈下量から地山土の沈下は1.2cm、またGL-4.5mとGL-2.0mとの沈下量から盛土の2.5m厚部分の圧縮は4.2cmあると判断できる。そこで、盛土の圧縮経過をみるためGL-4.5mとGL-2.0mの実測値の差を経時的にプロットしたところ、盛土の圧縮は完成

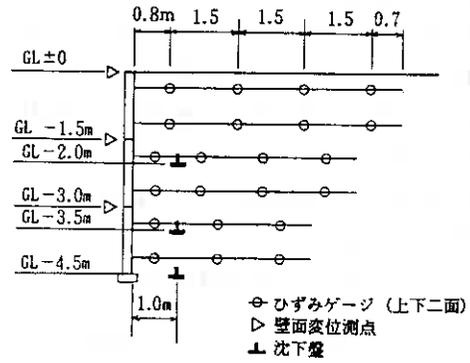


図-8 動態観測概要

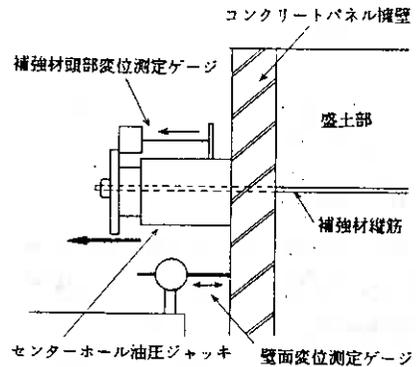


図-9 引抜き試験概要

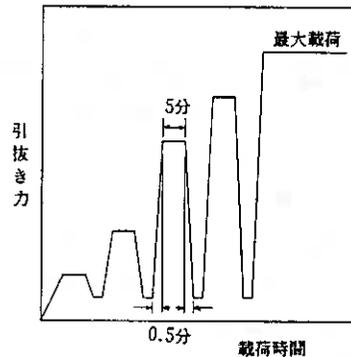


図-10 引抜き載荷パターン

後約50日で平衡していることがわかった（図-12）。

この沈下実績を評価をするため、盛上材の圧密試験結果を用い、 $GL = 4.5m$ と $GL = 2.0m$ 間 2.5m厚について圧密計算をした。この計算値は、補強土を用いない、例えば重力式擁壁盛土の沈下に相当すると考える。その結果、圧密量 4.0cm、圧密度 95%が51日となり実測値とよく一致した（図-12）。

以上より、本工法による盛上沈下は、補強しない盛上と同等な沈下特性を示すことがわかった。

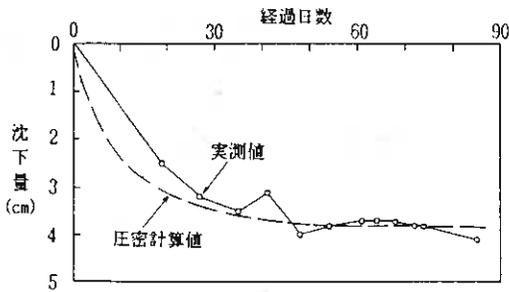


図-12 盛土自体の圧縮実測値と計算値

(2) 壁面変位 (図-11 (b))

図-11の変位で、プラスが擁壁前面方向（倒れ）を示す。各測点の変位は、盛土完成後80日ぐらいで平衡状態となり、盛土沈下と同時期であったが、変位推移は2つに分類される。即ち、盛土自体の圧密が完了する50日ぐらいまでは $GL \pm 0 \cdot GL = 1.5m$ がほぼ変位0、 $GL = 3.0m$ が約5mmで平衡状態になった推移と、50日以降で $GL = 1.5m \cdot GL = 3.0m$ が同変位速度で進行した推移である。このことから、壁面変位は、盛土自体の圧密と地山土の沈下に影響されるものの、盛上自体の圧密の影響度は低いことがわかった。

変位形態をみると、擁壁天端の変位は正負を繰り返すが、その値は2mm程度で小さく、ほとんど測定誤差と考えることができることから、変位はほぼ0と考えられる。他の2点については前面方向への変位増加がみられ、擁壁天端が0に対し $GL = 1.5m$ 、 $GL = 3.0m$ へ順次変位量が大きくなり、壁面の下方が膨らむ形態を示す。しかし、前述したよう

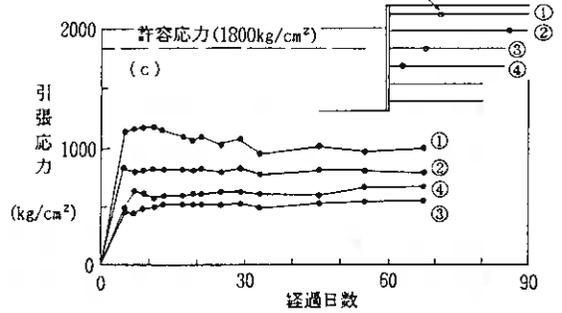
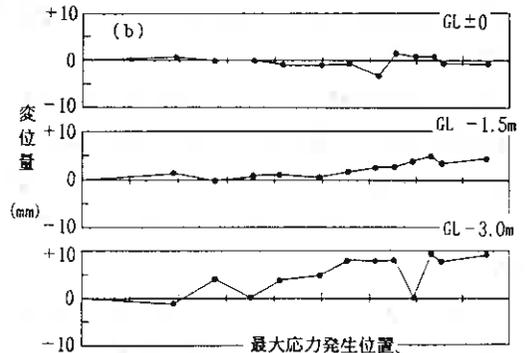
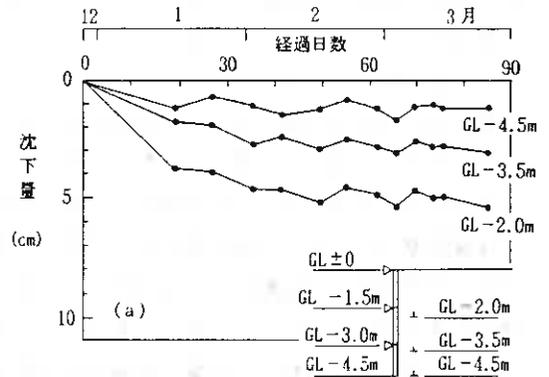


図-11 動態観測結果

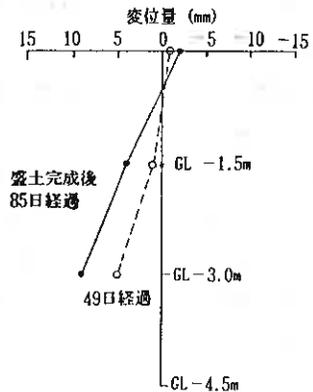


図-13 壁面鉛直方向の形態

に、これは地山土の影響と判断でき、盛土圧縮による壁面変位はほとんどないと考えられる（図-13）。

（3）鉄筋応力（図-11（c））

図-11には各段の最大応力の経時変化を示している。応力は、盛土完成後早い時期に平衡状態に近い応力レベルまで上がり、その後若干変動し約50日で平衡状態になった。平衡状態になる時期は、盛土の沈下や壁面変位と比較してかなり早い。盛土自体の圧密完了時期の約50日とほぼ一致する。このことから一般には補強材による盛土の補強度は盛土の締固め度に関係するが、本工法ではその影響度が比較的小さいといえよう。

次に、平衡状態になった応力について補強材の応力分布をみると、最大応力を結んだ線が設計すべり面とほぼ一致しているようであり、本工法の盛土はクーロン土圧に近い状態にあると考えられる（図-14）。

しかし、応力値については、最大応力測定値とクーロン土圧に基づく設計応力値と比較したところ各段の補強材とも設計値より大きかった（図-15）。この理由として、

- ①作用土圧がクーロン土圧には乗らない
- ②補強材の応力分布は横筋の抵抗度により格子の交差部にかかる応力が決まってくることから、横筋の抵抗度のバラツキによる。即ち、横筋周面の土の締固め度による
- ③補強材応力にはクーロン土圧以外の作用荷重要素がある

ことが考えられるが、先に示した最大応力線がクーロン土圧によるすべり面とほぼ一致していることから、クーロン土圧には乗っていると考えられ、原因は土の締固め度のバラツキかクーロン土圧以外の作用荷重と推定できる。土の締固め度は施工品質に関わることでその可能性は充分ある。一方、クーロン土圧以外の作用荷重の可能性については以下のように考えられる。

補強材が盛土のクーロン土圧を支持するには、盛土との一体化が必要であり、盛土の締固め度に関係すると考えられるが、応力経過をみてもわかるように、応力は盛土完成後早い時期に平衡状態レベルの値を発生させている。これは、補強材を格子状に組むことによりネット状となり、上部の盛土を抱える構造となって、盛土自重のみで引張応力が発生したからではないかと推定する。したがって、補強材の応力にはクーロン以外の作用力が働いている可能性があると考ええる。いずれにせよ、今回の盛土土質定数と後述する補強材の引抜き特性に基づいた、FEM等の数値解析を実施してこの点を明らかにしていく必要がある。

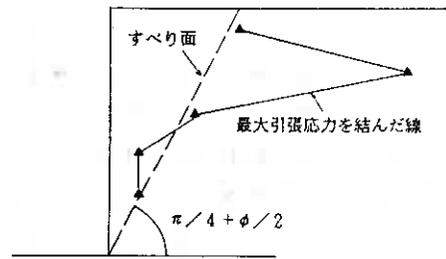


図-14 最大応力の分布

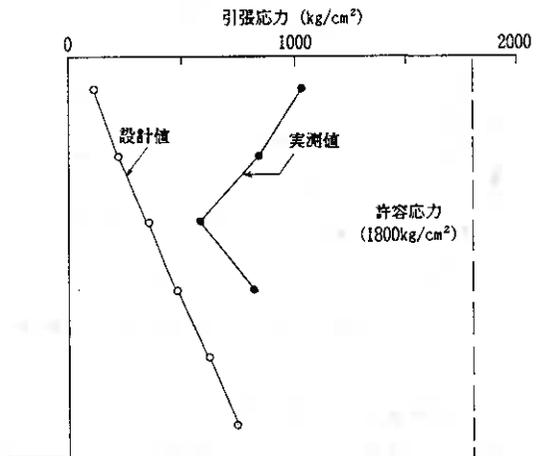


図-15 設計応力との比較

5. 引抜き試験結果

図-16に測定結果を示す。各段の補強材とも、基礎の支持形態でいう全般剪断的破壊をしていることから破壊点を求めると各段とも引抜き量 200mmの時の引抜力を極限引抜耐力とみなすことができる。

また、引抜き量と引抜力とは高い相関を示し、引抜き量を対数化した対数曲線に回帰できる(図-17)。

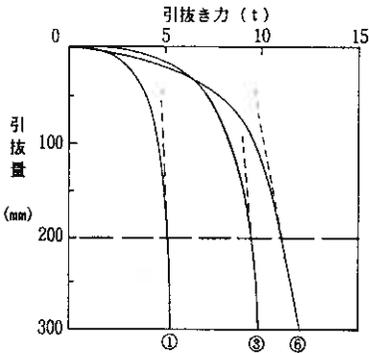


図-16 引抜き量～引抜力

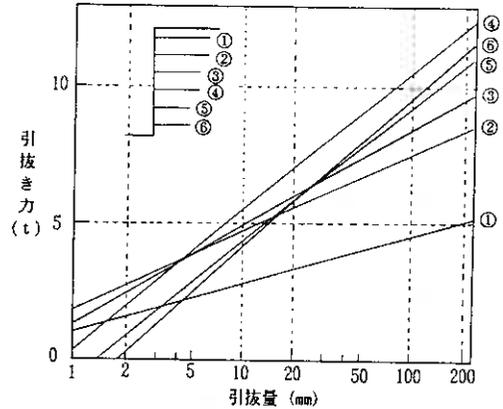


図-17 log(引抜き量)～引抜力

次に、200mm引抜き時を極限引抜耐力として土被りで整理したところ、(1)式に示すような相関の高い対数曲線に回帰できることがわかった(図-18)。

$$P = 8.045 + 2.7531 \ln X \quad (r^2 = 0.91) \dots (1)$$

P: 極限引抜耐力 (t)

X: 土被り厚 (m)

これによると、土被り1mを越えると5t以上の引抜耐力を発揮できることがわかる。

補強材の引抜耐力は、格子の横筋の受働抵抗に支配されると予想できるが、図-17・図-18とも補強材の横筋数を無視している。そこで、引抜力を深さと横筋数で除した係数 $P/(nZ)$ を引抜き量で整理したところ、相関の高い引抜き量を対数にした対数曲線に回帰できることがわかった(図-19)。

$$P/(nZ) = 0.0374 + 0.0365 \ln X \quad (r^2 = 0.81)$$

P: 引抜力 (t) (2)

n: 横筋本数 (本)

Z: 土被り厚 (m)

X: 引抜き量 (mm)

以上より、今回と同種の盛土材については、本式を補強材の設計に利用できると考える。

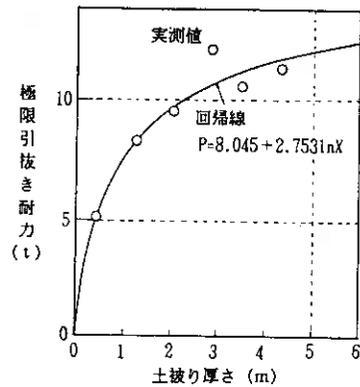


図-18 土被り～引抜耐力

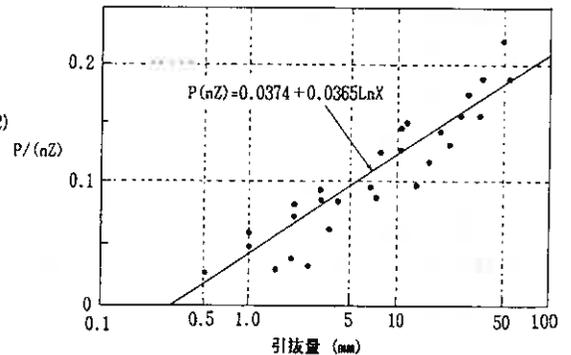


図-19 $P/(nZ)$ ～引抜き量

6. 盛土の土質性状

盛土完成後約2年を経過した時点で、盛土の締固め特性を知るため、不攪乱試料を採取し、土質試験・三軸圧縮試験を行った。

不攪乱試料は、土質が火山灰質土で乱れ易く、礫も混入していることから、泡ボーリングによるトリプルチューブサンプリングで実施した。泡ボーリングは、ボーリング循環流体として従来の泥水や清水の代わりに泡を利用するもので、ビット先端の土を攪乱せず掘削でき、今回のような攪乱し易い土質には適したボーリング方法と言える。

今回、盛土全体の状況をみるため、補強材の格子中央付近のGL-0.4m・GL-2.0m・GL-3.5mの各深さと、また補強材の直近の締固め性をみるためGL-0.4mの深さで計4試料を採取した。

表-3に試験結果を示す。GL-0.4mの補強材直近と格子中央付近との土質を比較すると、湿潤密度・含水比・粘着力・内部摩擦角とも大きな違いがなく、補強材直近の締固めは他の部分と同じ締固め性が確保されていることがわかった。

しかし、盛土全体でみると、湿潤密度が $1.634\sim 1.814\text{g/cm}^3$ であるが含水比は45~49%の範囲にあり、図-7の締固め試験結果でみると十分な締固め度にはなっていないことがわかる。また、三軸圧縮試験(CD)による粘着力は $0.05\sim 0.27$ とバラツキがあるが、内部摩擦角は $33.3\sim 39.1$ 度の範囲にあった。これより、盛土全体としては比較的均質な土質を確保していることがわかった。

7. 実物大試験結果のまとめ

ネジダーを格子状に組んだ構造による補強土体について、①盛土の挙動特性 ②補強材と土との一体化特性 ③盛土の締固め性を把握するするため、実物大試験を実施し、以下のことがわかった。

- (1) 盛土の沈下については、補強材の効果に関する盛土自体の圧縮をみると、補強しない盛土と同等な圧密量・圧密経過を示した。
- (2) 壁面の変位は下方が脹らむ形態を示すが、地山土の沈下によるものと考えられ、盛土の圧縮による壁面の変位はほとんどないことがわかった。
- (3) 補強材の応力は盛土自体の圧密が完了する時期に平衡状態になり、各段の補強材の最大応力発生位置は摩擦角から決まるすべり面にはほぼ一致し、上圧はクーロン上圧に近い状態にあると考えられる。
- (4) 補強材の応力値は全て許容値内であるが、盛土完成後早期に平衡レベルになっており、クーロン土圧による設計応力値を上回っているものがあつた。この原因のひとつの推定として、格子状の補強材がネット的な働きをして盛土の自重を抱える応力がクーロン土圧に加わったためとも考えられ、今後の解析を待ちたい。
- (5) 補強材の引き抜き特性は、基礎の支持形態でいう全般剪断的破壊を示し、引き抜き量と引き抜き力の相関がきわめて高い。

表-3 土質試験結果

試験項目		GL-0.4m 鉄筋直近	GL-0.4m 格子間	GL-2.0m 格子間	GL-3.5m 格子間
自然状態	含水比 %	49.20	45.34	46.44	46.68
	湿潤密度 g/cm^3	1.689	1.634	1.704	1.814
	間隙比	1.421	1.484	1.388	1.197
	飽和度 %	94.68	88.47	93.51	101.98
三軸圧縮	試験条件	CD	CD	CD	CD
	粘着力 kgf/cm^2	0.16	0.20	0.05	0.27
	せん断抵抗角 度	37.3	33.3	39.1	36.5

(6)補強材の引き抜き抵抗が格子の横筋の受動抵抗に支配されると考えられることから、横筋数・土被り厚で引き抜き特性を整理すると、(2)式を得た。本式は、今後同種の盛土材に適用できるものと考ええる。

(7)補強材直近の締固め性については、格子中央付近と湿潤密度・含水比等に大きな違いがなく、他と同じ締固め性を確保していることがわかった。

以上より、本工法に、テールアルメ工法の規格に適合しない火山灰質土を盛土材として使用しても充分安定した盛土を確保できることがわかった。

8. 耐久性の向上について

本工法により、補強土特有の腐食要因を排除でき、耐久性にすぐれた補強土体を形成することができる。これは、砂質系に比べ腐食性が一般に高い非砂質系の盛土材では重要なことと言える。

鋼材が土や水のような電解質と接触している場合、鋼材や電解質の不均一性により鋼材の部分間に電位差を生じ電池を形成し、電位の低い陽極で鉄イオンが溶出し腐食が発生する。この腐食電池には、局部腐食になる大電池（マクロセル）と全体腐食になる微小電池（マイクロセル）がある。

補強土では、コンクリート壁面体に埋設された鋼材と盛土内の補強材が電氣的に連結されている場合マクロセルが形成され、局部腐食が連結部で発生する（図-20）。この場合、腐食は垂鉛でも発生するため、従来ある垂鉛メッキによる防食も充分ではなく、電氣的な絶縁が最も効果的である。

また、全体腐食は、①土の電氣的抵抗（表-4）②含水比 ③全アルカリ度・全酸性度（pH）④酸化還元バクテリア（表-5）等に影響される。全体腐食を鋼材側で防止するには非電解質被膜で覆う方法があり、水道管のタールエポキシ塗装はその一例である。

本工法における防食方法として、ネジダーバーにエポキシ樹脂塗装することで、以上のような腐食要因を排除することができる。それは、壁面体との連結が嵌合継手であり、鉄筋の交差部を溶接連結しないことから、補強材と盛土・壁面体とを容易に絶縁できる構造となっているからである。

9. おわりに

今回、非砂質系の盛土材が多い我が国の土質事情に適用する補強土工法として開発したネジダーバーを大間隔の格子状に敷設した補強土体の実物大試験結果について報告した。今後は、今回得られた知見に基づき、所内の盛土工事に適用してさらにデータの蓄積や補強材の改良開発を進めていくとともに、

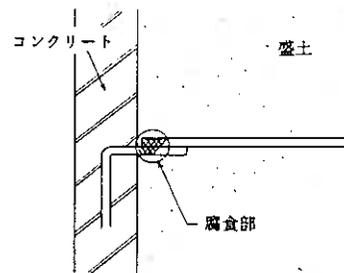


図-20 補強土のマクロセル

表-4 電気抵抗と腐食速度の関係

程度	腐食度(mm/Y)	電気抵抗(Ωcm)
激しい	>0.125	0~900
やや激しい	0.04~0.125	900~2,300
中	0.01~0.04	2,300~5,000
小	< 0.01	5,000以上

表-5 酸化還元電位とバクテリア腐食傾向

Eredox(水素基準 mV)	バクテリア腐食傾向
<100	激烈
100~200	中程度
200~400	軽微
>400	無

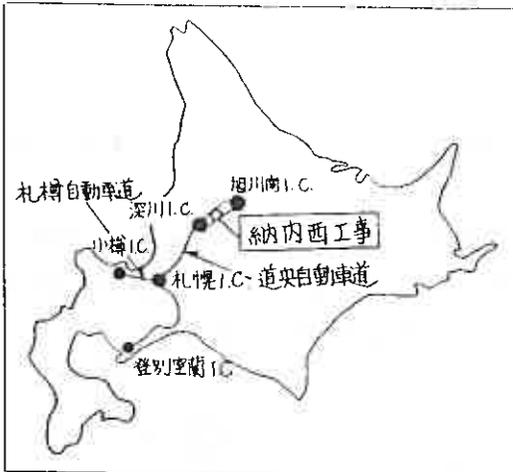
エポキシ樹脂塗装による耐久性向上の実証試験についても実施していく予定である。

謝辞：本報告の作成にあたり、室蘭工業大学三浦清一助教授から御指導を頂き、また土質試験では基礎地盤コンサルタント髙木課長の御協力を得ております。末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土質工学会 (1986) : 土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法
- 2) 新日本製鉄 (1986) : "ネジデーパーと鉄筋組立高能率工法"、製鉄研究 NO.321
- 3) 鋼管杭協会 (1987) : 鋼管杭 - その設計と施工 -

日本道路公団札幌建設局 森田 登
 旭川工事事務所 進藤 敏朗
 ○佐久間 仁



1. まえがき

北海道縦貫自動車道は現在、登別室蘭 I C ~ 深川 I C 間が開通されている。平成 2 年 10 月開通予定の深川 I C ~ 旭川 I C 間の道央自動車道納内西工事の内、STA. 197+80 ~ STA. 200+20 では最大のり高約 27m の長大のり面が計画されていた。昭和 63 年 8 月中旬には上り線側ののり面 2 段目までの掘削が終了し、3 段目のり面の施工途中であったが、同月の 8 月 25、26 日の集中豪雨（累計雨量 134.5mm、時間最大量 22mm）によって、のり面に変状が発生し、安定性が危惧されるに至った。

図-1 工事箇所
札幌

旭川

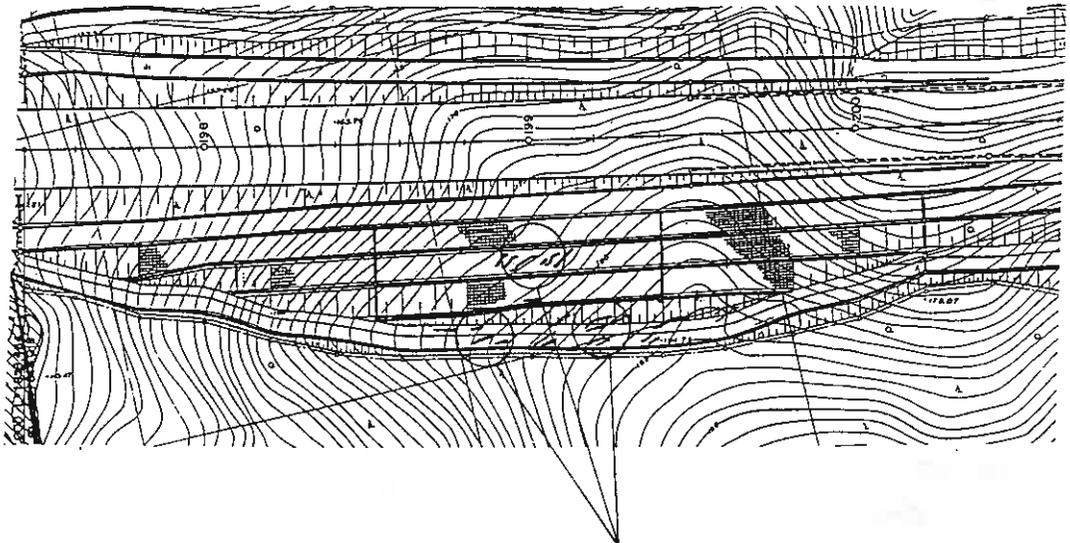


図-2 平面図

クラック

凡例
 ~クラック

practice of excavated slope reinforced with steel bars ; Noboru Morita, Toshiro Shindo, Hitoshi Sakuma (Japan Highway Public Corporation)

そこで、ボーリング調査及び室内試験を実施するとともに変状進行の観測を行い、のり面変状の原因と対策の検討を行った。その結果、対策工としては鉄筋補強土工法が最も適切であると判断し、その詳細仕様を決定するために一部の区間（STA.198+50～STA.199+05）をパイロット区間として、上記工法を用いた先行施工を実施した。

この報告書は上記の経緯を述べるとともに、パイロット工事の結果を基に、当該のり面の安定対策として必要な鉄筋長さや挿入ピッチについて、まとめたものである。

2. 施工経過

当該区域の地形は標高 100～200 m と比較的なだらかな丘陵地から形成されており、今回の切土工事は図-2 に示すようにその山頂部を開削するものである。

昭和63年 5月中旬より、STA.197+40～STA.201+80間の掘削を開始し、8月中旬では最上段の側道工を完成させ、上り線側2段目までの掘削を終了した。また、のり面工については、上り線側4段目を終了し、3段目ののり面工（鋼製のり枠工）について8月末時点で施工中（枠組み及びアンカー打設、ほぼ終了）であった。

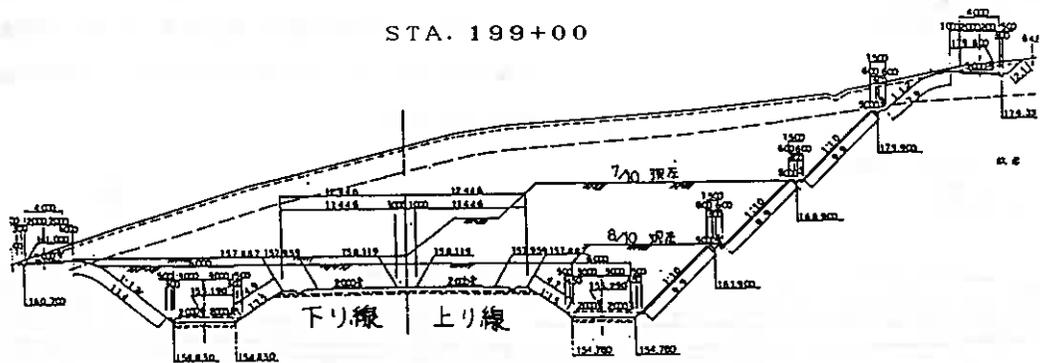


図-3 切土段階図

3. 地質調査

当該のり面の安定性、対策工法の検討のためにボーリング調査、室内試験及び岩石試験を実施した。

ボーリング調査位置は図-4に示したようにSTA.199+00におけるのり肩部と2段目小段の2地点である。

図-4は2段目小段（B-1）とのり肩部（B-2）のボーリング調査結果から

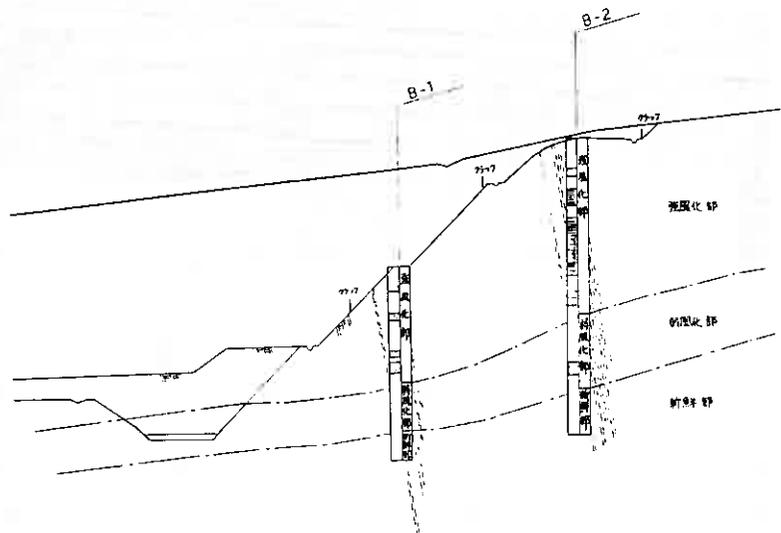


図-4 推定地層区分（風化による区分）

（STA. 199+00）

得られた土質柱状図をもとにして推定した風化区分線と地層の傾斜を併せて示している。

なお、風化区分線は下記のとおりとした。

- (1) 表層(岩質区分Ⅲ(強風化部))……ほとんど土砂化している。
- (2) 第二層(岩質区分Ⅱ(弱風化部))……風化のためキレツが発達している。
- (3) 第三層(岩質区分Ⅰ(新鮮部))……ほとんど風化されていない。

4. のり面変状の原因

クラックの発生したのり面の地層面の傾斜は、のり面に対して急角度のさし目となっており、こういった地層を有する場合、掘削による応力解放で各層が前倒し現象で崩壊することがあり、(トップリング現象)崩壊までは至らないまでも、こういった地層構造の場合、掘削時にゆるみが生じやすい。今回発生したクラックの方向が、ほぼ等高線に沿った地層方向に集中していることからみても、以上の要因がのり面変状の原因として大きく寄与していたことが

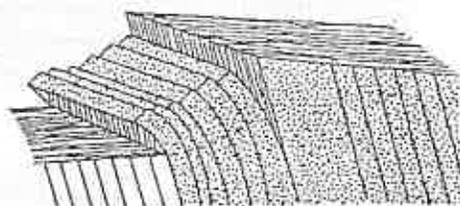


図-5 トップリング崩壊

わかる。つぎに、地山が新第三紀の砂岩・泥岩といった軟岩からなり、しかも強風化部がかなり厚く、こういった軟岩層は固結度が低い水浸や乾湿繰返しによって、その強度が低下することがスレーキング試験等にて確認されており、又強風化部及び弱風化部の地盤は、風化等の影響によってキレツが非常に発達していることが地質調査(コアボーリング)からも確認されており、このことも変状を助長した原因と思われる。

また、今回の変状の発端が、集中豪雨の直後で発生したことから降雨が重要な要因であったことがわかる。雨水が掘削によって発生したゆるみ領域に浸透することによって、のり面の動きがより一層助長されたものと思われる。このことは、その後の地下水水位観測によっても、地下水水位の上昇と地山の変位間に密接な関係があることが確認されている。

以上、述べてきたことをまとめると、今回ののり面変状の原因は地層面がさし目となった強風化層に掘削の応力解放によってゆるみゾーンが発生し、その後変位が大きくなってきたものだと言うことができる。

5. 対策工法選定の経緯

前節までに述べたように、今回ののり面変状は地山の強度が小さく、しかも掘削の応力解放によって非常にゆるみやすい性状を有していたことがその原因と考えられるため、対策工としては、掘削中のゆるみを極力抑える工法が望ましいといえる。

対策工法の選定にあたっては、排土工法(図-7)を第1案、また、鉄筋補強土工法(図-8)を第2案、アースアンカー工法(図-9)を第3案として、それぞれの信頼性、経済性を考慮して比較検討を行い、表-1に示した。

なお、対策工費比較範囲をSTA.197+80～STA.200+20とし図-6に示す。

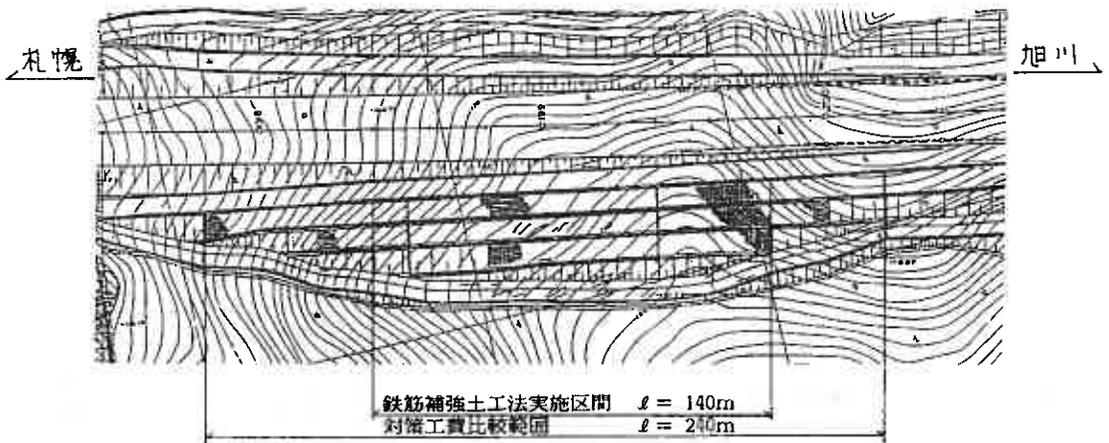
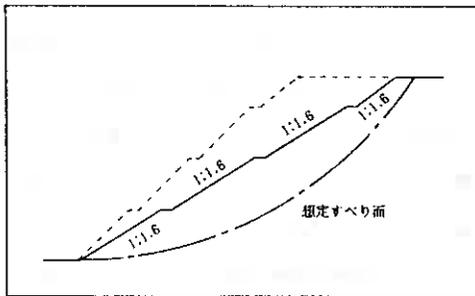
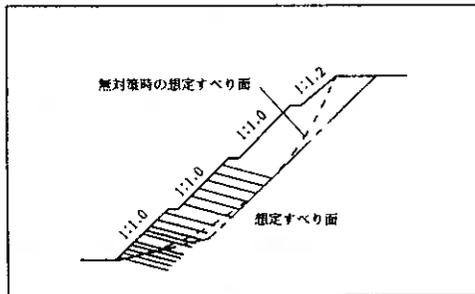


図-6 対策工費比較範囲



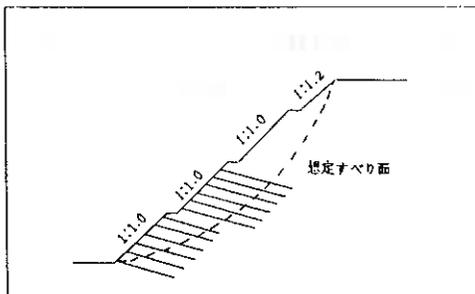
工種内訳	概算数量
植生工	2,500㎡
鋼製のり枠工	5,260㎡
コンクリートのり枠工	2,750㎡
捨土掘削	31,000㎡
追加用地	2,630㎡

図-7 排土工法(第1案)



工種内訳	概算数量
植生工	1,916㎡
鋼製のり枠工	2,834㎡
現場打のり枠工	1,380㎡
コンクリートのり枠工	1,018㎡
鉄筋補強土工	10,070m

図-8 鉄筋補強土工法(第2案)



工種内訳	概算数量
植生工	1,916㎡
鋼製のり枠工	1,454㎡
現場打のり枠工	2,760㎡
コンクリートのり枠工	1,018㎡
アースアンカー工	3,780m

図-9 アースアンカー工法(第3案)

表-1 各対策工法の比較

対策工法案	排土工法(第1案)	鉄筋補強土工法(第2案)	アースアンカー工法(第3案)
土質定数	$\gamma t = 1.9t/m^3$, $C = 0.9t/m^2$, $\phi = 26.7^\circ$		
安全率	F=1.215	F=1.217	F=1.219
長所	<ul style="list-style-type: none"> ・施工容易 	<ul style="list-style-type: none"> ・風化防止、ゆるみ防止に効果的。 ・観測施工により、柔軟に対応できる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・再緊張可能。 ・表面保護工との組み合わせが可能。
短所	<ul style="list-style-type: none"> ・用地追加買収必要。 ・切土量の増大。 ・のり面積増大により、維持管理費の増。 	<ul style="list-style-type: none"> ・事前にパイロット工事が望ましい。 ・すべり力、すべり層厚が大きい場合は、適用不可。 	<ul style="list-style-type: none"> ・定着岩盤の詳細検討が必要 ・引抜き試験が必要。
信頼性	<ul style="list-style-type: none"> ・安定勾配で切土するため信頼性が高い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・すべりや崩壊メカニズムを事前に調査、検討する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・定着岩盤次第。
経済性(金額比)	1	0.74	1.17

検討の結果、経済的には排土工法及びアースアンカー工法に比べ鉄筋補強土工法の方が安価であり、トップリング現象によるゆるみ防止に効果的なことから、鉄筋補強土工法での施工に対する信頼性が十分期待できると判断し、鉄筋補強土工法を今回のり面変状対策工に採用した。

6. 設計

6-1 設計方法の概要

鉄筋補強土工法は、切土や掘削後の地中に鋼製やグラスファイバー製の棒状補強材を多数打設し、補強材の持つ引張り力やせん断力で地山を補強し、打設された領域の地山と補強材の一体化を促進してのり面の安定化を図る工法である。

地山の強度が不足する場合、無補強の法面は図-10に示すようなすべり面で崩壊することが予想される。こういった法面に鉄筋補強土工法を適用すると、補強材の効果によって臨界すべり面は、図のように

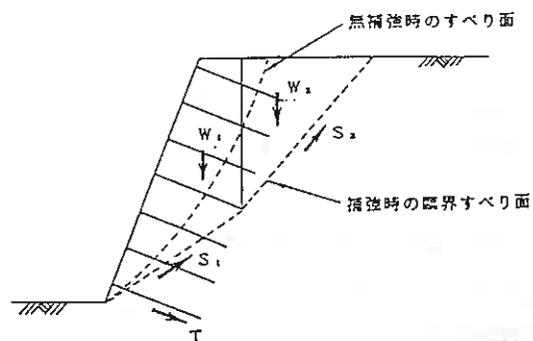


図-10 鉄筋補強土工法の基本的考え方

後方へ移動する。この時のすべり面の形状は、2本の直線で構成される複合すべり面を考えている。のり面安定の基本的考え方は、のり面内の臨界すべり面上において、すべり面以深に配置された補強材に発生する張力(T)とすべり面上での土のせん断抵抗力(S1, S2)そしてすべり土塊重量(W1, W2)とがつり合うというものである。

6-2 逆算法による土質定数の設定

検討断面(図-11)は、STA.199+00付近として想定すべり面は円弧すべりとした。

土の単位体積重量 $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$

現状の安全率 $F_s = 1.0$

として電算プログラムにて逆算すると、

粘着力 $C = 0.9 \text{ t/m}^2$

内部摩擦角 $\phi = 26.7^\circ$

($\tan \phi = 0.50358$)

が求まる。

6-3 設計条件

i) 設計断面

設計断面は、図-11の円弧すべり計算と同様にSTA.199+00付近とし、鉄筋の挿入パターンも併せて図-12に示す。

>ただし、地山は最下段まで均一な地層であると仮定している。>

ii) 土質定数

前節の逆算で求めた土質定数を用いる。

iii) 目標安全率

今回は動態観測併用のパイロット施工であり、最も経済的なボルトパターンを追及するために目標安全率 (F_{sp}) = 1.10とした。

6-4 計算結果

計算の結果、鉄筋径はD25とし、鉄筋長は7.00mとする。また、打設ピッチは展開のり面に対して水平方向1.5m（ただし下段の5段については0.75m）ピッチとする。打設角は水平に対して下向きに15°とする。

上記条件の場合、すべりに対する最小安全率は $F = 1.104$ となる。

7. 動態観測計画

今回のパイロット施工に当たって、切土のり面の安定性の把握及び対策工の効果の確認のため、動態観測を実施した。

観測計器の配置を図-13に示す。

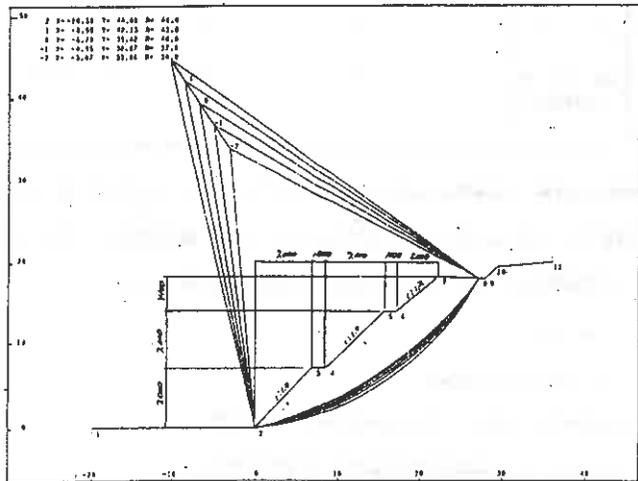


図-11 想定すべり面

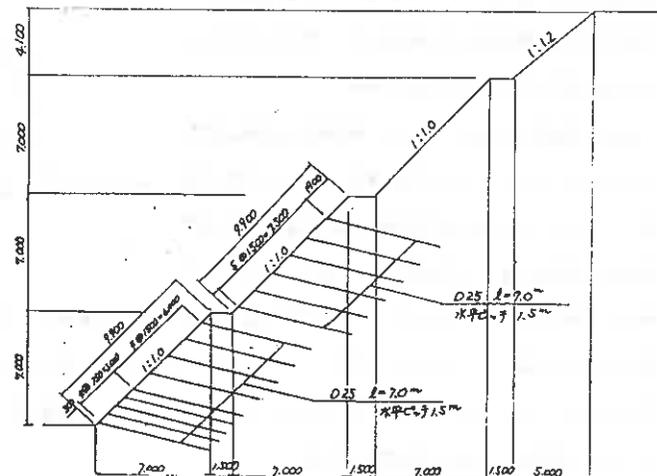


図-12 検討断面

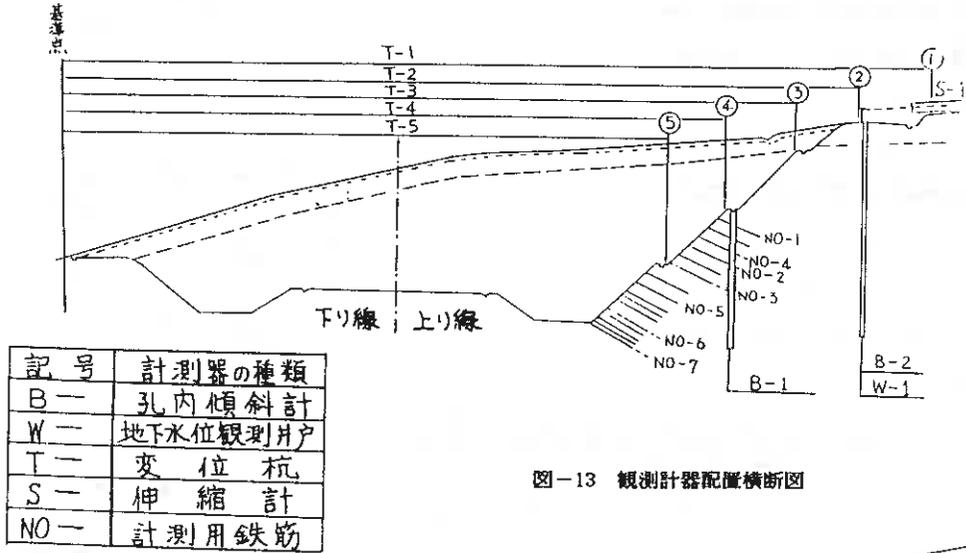


図-13 観測計器配置横断面

8. 施工

施工に際しては、押え盛土を行い、地山のゆるみの進行を押えた後、 $l = 7.0\text{m}$ の鉄筋挿入による本工事の前に予備的な検討として、2段目のり面部のみ $l = 4.0\text{m}$ の鉄筋挿入による試験を行い、地山の挙動観察を行った。

その結果、若干の効果は認められたものの、やはり変位の進行や鉄筋の軸力増加を完全に抑えるまでには至らなかった。

そのため、再度押え盛土を行い当初設計通り $l = 7.0\text{m}$ の鉄筋を打設することとした。

各段階での掘削高さは2m程度とし、最下段では安全性を考慮して、掘削高さを1m程度とした。

なお、施工中の動態観測により、四次掘削時に、挿入式傾斜計や鉄筋の軸力に急激な変化が見られたため、9段目と10段目の中間に増し打ち鉄筋を1段追加挿入した。

9. 動態観測結果

表-2に鉄筋補強土工法開始日を基準として各掘削段階毎の変位量を示す。これによると四次掘削時に、変位が急激に増加している。

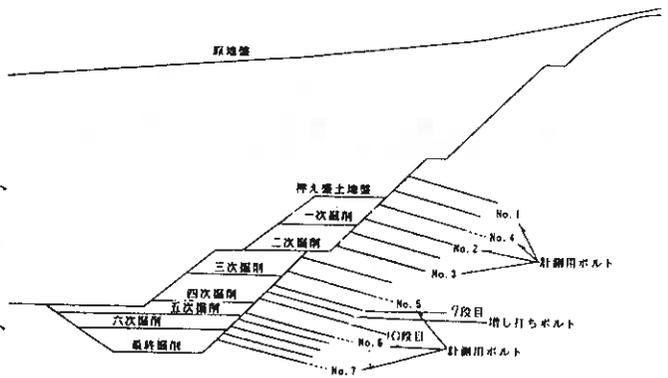


図-14 施工断面図

旭川

札幌

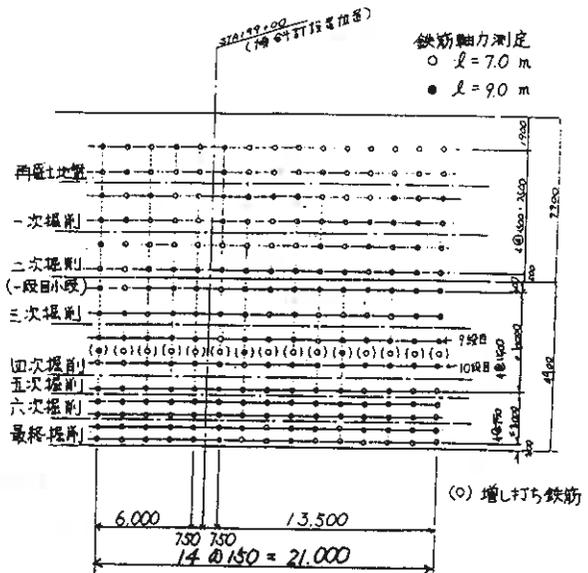


図-15 施工展開図

これは四次掘削時の掘削範囲内に地層境界が現れており、この境界面に沿って変形が生じたためと考えられる。

図-16は最終掘削段階における傾斜計の計測結果を地質分布図と重ね合わせてプロットしたものであるが、この図からB-1地点の場合、小段から深さ6.5m程度の変形が非常に大きいことがわかる。

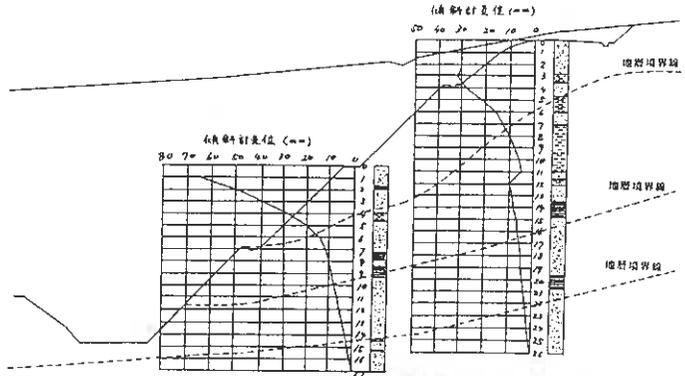
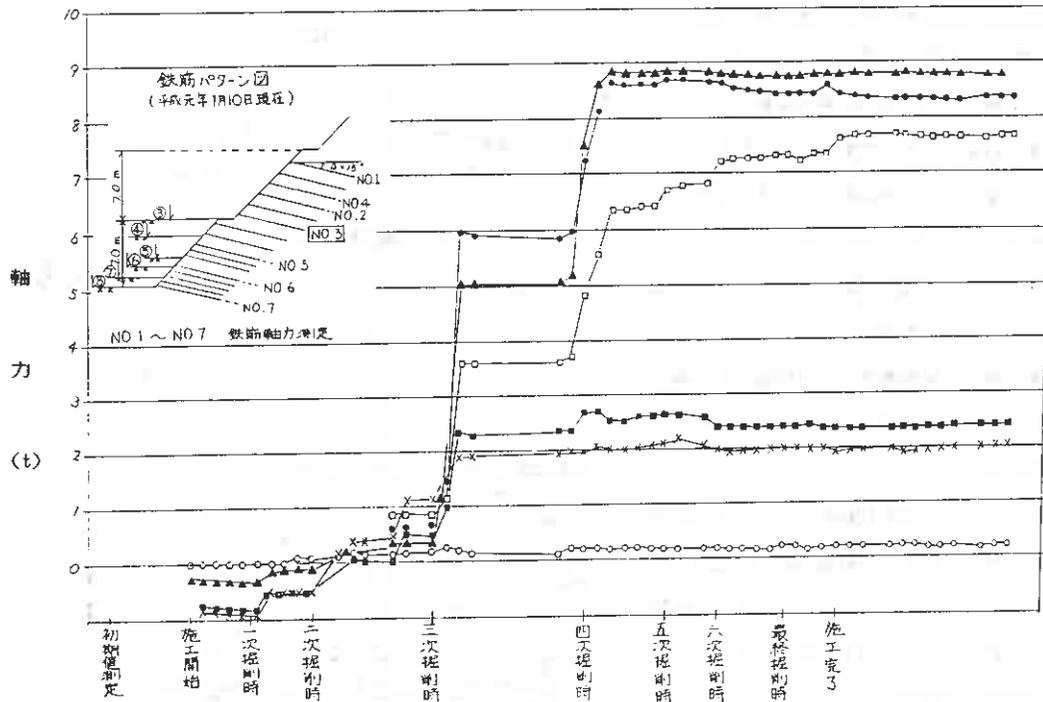


図-16 地中変位状況 (H1.1.24)

	方向	一次掘削	二次掘削	三次掘削	四次掘削	五次掘削	六次掘削	最終掘削
B-1	X-X	1.0	1.5	3.0	6.0	6.5	9.5	9.5
	Y-Y	-0.5	-1.5	-1.5	-4.0	-5.0	-5.0	-4.0
B-2	X-X	0.0	5.0	2.0	4.5	2.5	7.0	9.0
	Y-Y	0.0	0.0	1.0	3.0	5.0	5.0	5.5

- 先端より5m ▲ 先端より4m
 - 先端より2m ■ 先端より5m
 - 先端より3m × 先端より6m
- 鉄筋パターン図
(平成元年1.10現在)

表-2 各掘削段階における傾斜計頭部変位 単位 mm (初期値はS63.12.10の変位)



工事進捗状況

図-17 軸力の経時変化 (No. 3)

また、B-2地点の場合にはのり層から深さ11.0m程度の変形が大きいことがわかる。

これは表層と第二層の境界付近で変位が急激に増大しており、この地層境界に沿ってすべり面が形成される可能性が高いことを示している。

図-17は計測用鉄筋の軸力の経時変化を示しており、特に鉄筋No. 3の軸力は、四次掘削後、最大4 t f程度の増加が見られ、のり面に急激な変形が生じることがわかる。このことは、前に示したB-1, B-2の傾斜計頭部の急激な変位の増加傾向とも対応しており、四次掘削後の地盤状態はすべりにつながる危険な状態であると判断し、9段目と10段目鉄筋の中間(図-9)に増し打ち鉄筋を打設したのである。また、いずれの鉄筋においても掘削後、数日間はクリープ的に軸力が増加しているが、徐々に一定値に漸近し、ついには一定の軸力に収束している。

図-18は最終掘削段階での鉄筋の長さ方向の軸力分布図を示している。この図から、2段目のり面に設置された鉄筋はいずれも深さ4~5mの位置を頂点とする山形分布を示しており、2段目のり面の4~5mの位置には潜在的のり面が形成されているものと推定される。また、1段目のり面に設置された鉄筋についてもNo. 5, No. 6の鉄筋は5m付近を頂点とする山形分布を示しており、深さ5m程度の位置に潜在的なすべり面が存在していたと確認できる。

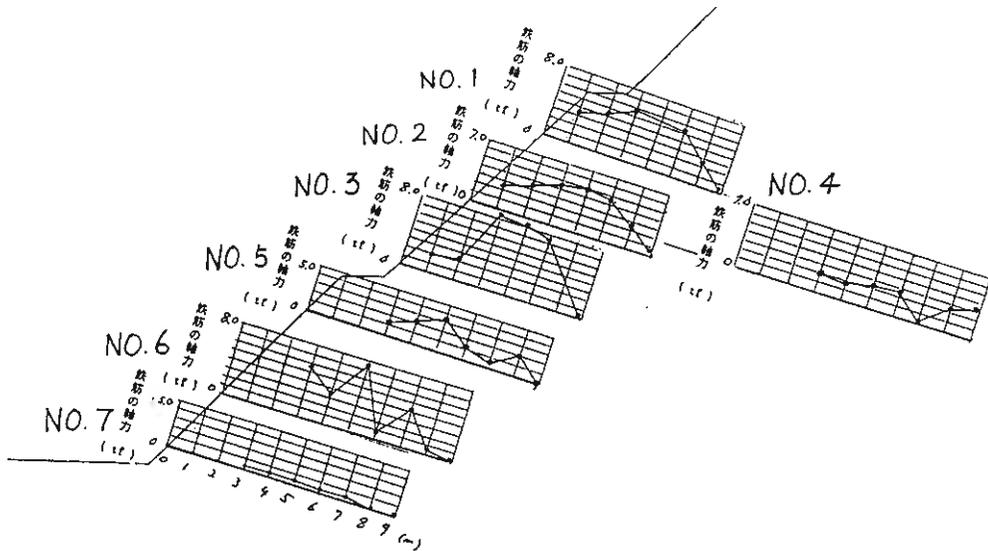


図-18 鉄筋の軸力分布図

10. あとがき

今回のり面対策工のひとつとして、鉄筋補強土工法が挙げられ、その効果確認のためパイロット工事を実施したわけであるが、当工法の有効性はパイロット工事において十分確認され、平成元年5月より本格的な切土のり面対策工として鉄筋延長10,000m(対象のり面 5,000㎡)を施工した。また、その後の動態観測工(孔内傾斜計変位測定、鉄筋軸力測定)のデータも収束しており、のり面が安全な状態を保っていることがわかった。

引用文献

- 1) 日本道路公団；設計要領 第1集
- 2) 奥園 誠之 竹内 孝光；膨張性岩地山における切土ノリ面設計コウ配について
日本道路公団試験所報告，昭和51年度版，p37～44，1977

苫小牧東部開発㈱ 倉橋理雄
応用地質㈱ 高橋政一
○林 法雄

1. まえがき

苫小牧東部開発㈱では、苫小牧東港B地区において埠頭用地を造成するため、昭和58年度の埋立区域周辺の護岸工事に引き続き、昭和60年度から本格的に埋立工事が始められた。埋立面積 115haに投入する土砂は、近傍で国が実施する航路、泊地の浚渫土砂でその土量は約 1,000万 m^3 に達する。

埋立地に投入される土砂は平均するとシルト・粘土分が約60%と多く、従来から行われている排泥管から浚渫土を吹き出し、逐次干陸化しながら埋立を進める「吹き延し工法」では、投入完了時に表層処理を必要とする超軟弱地盤がかなりの広範囲に形成されることが予想された。そこで、この表層処理面積を減少させるため、散布台船を用いて堆積したシルト・粘土の上にサンドマットを布設する「砂散布工法」と従来からの「吹き延し工法」を交互に行い、最終的に良質な砂質土で覆土する工法を採用することにし、施工段階毎にサンドマットの分布や埋立土の強度が計画どおりになるよう施工管理を実施した。

2. 埋立地付近の地質

埋立地は、苫小牧市勇払の東方約7kmにあって勇払原野と呼ばれる低湿な沖積低地の前面海域に位置している。この沖積低地は勇払川、安平川および厚真川によって形成された氾濫原三角州性低地で、海岸沿いには沿岸流による砂丘や砂州の発達が目立っている。

この砂丘や砂州の発達は、河川の下流域を背後湿地化し、ここに軟弱な粘性土層や腐植土層を発達させている。

埋立地と浚渫区域は約2km離れている。浚渫区域の代表的な土性を図-2に示す。

浚渫区域は標高-3~-8m間に粘土層を挟んで、この上下に砂層が堆積している。

一方、埋立地の海底面は沖に向かって深くなり最深部は標高-8m前後である。海底面下の地質は砂で構成されており、第1次の浚渫土埋立によって図-3に示すようにその上に細粒土が堆積している。

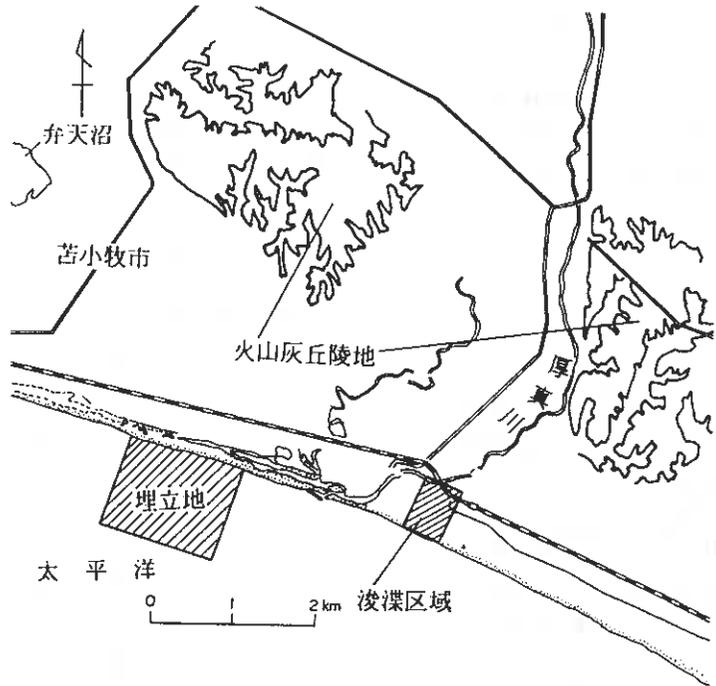


図-1 埋立地付近の地形

The method of reclamation using sand mat—The new method for very soft ground —

: Michio Kurahashi (Tomakomai Tobu Kaihatsu corp.), Masakazu Takahashi, Norio Hayashi (OYO corp.)

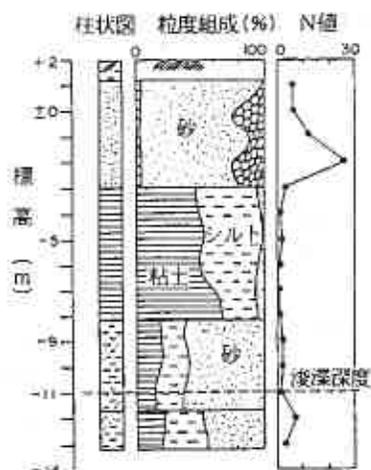


図-2 浚深区域の土性

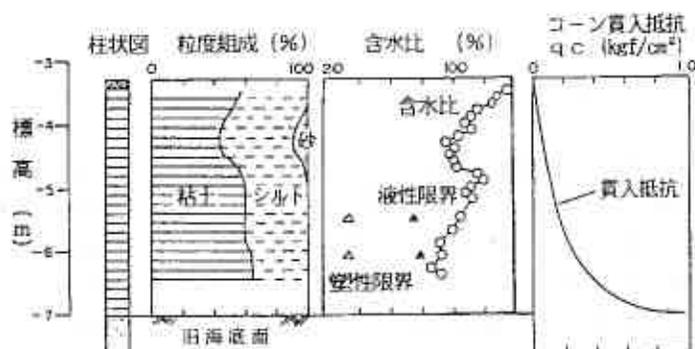


図-3 埋立地の土性

3. 施工管理の目的と方法

「台船による砂散布+吹き延し工法」では、水面下に散布された砂が前年度の埋立により堆積した細粒土上にサンドマット層を形成しているかどうか最も重要なチェック項目であり、将来的な覆土による沈下、安定の検討を含めて、表-1に示す調査を各施工段階毎に実施した。

表-1 調査、解析内容

施工段階	目的	調査方法						サンプリング		深層測器 (レフト プレート)	室内土質 試験
		ボーリング	標準貫入 試験	20t-7式 のデジ	ポータブル ルコーン	ビュノ コーン	ベーン	ソフター メトリック	バルブサ ンプラー		
干陸部 生成後	干陸部の地層構成 および地盤の粒度 特性把握	○	○	○				○			○
調 査 砂散布 直後	サンドマットの設 置状況、層厚、粒 産特性の把握				○				○	○	○
吹き延し 後	吹き延し後の地層 構成の把握	○	○			○		○			○
翌年埋 立工事 前	埋立予定地の地質 構成および強度の 把握						○		○		○
解 析	<ul style="list-style-type: none"> ○ 覆土上の圧密沈下 ○ 覆土施工時の安定性 ○ トラフィックビリティー確保に必要な覆土厚の検討 										

ORIGが実施項目

4. 施工法による堆積状況の違い

4-1 吹き延し工法の場合

埋立に先立って昭和59年度には図-4に示すように海側の護岸（ケーソン）にかかる土圧の軽減および細粒土の流失を防止する目的で護岸上から砂質土の吹き延しを行った。その後、図-4に示す3本の測線を設けて埋立土の堆積状況を調査した。この結果を要約すると以下のとおりである。

- 旧海底面に吹き出された浚渫土はほとんど砂、礫と細粒土に分離され、図-5に示すように、粗粒なものは近くに堆積して干陸化し、水中での法勾配は4割程度になっている。
- 吹出し口の近くに堆積する砂、礫の中にも10%以上の細粒分が含まれている。
- 前方に流れ出す土は遠方になるほど細粒分が多くなる傾向が認められる。遠方に流された細粒土の含水比は表面で500%~1000%程度で深さ方向に小さくなっている。

以上のように、砂質土を用いた場合でも、吹き延し工法では、遠方に超軟弱な細粒土が厚く堆積することが確認された。

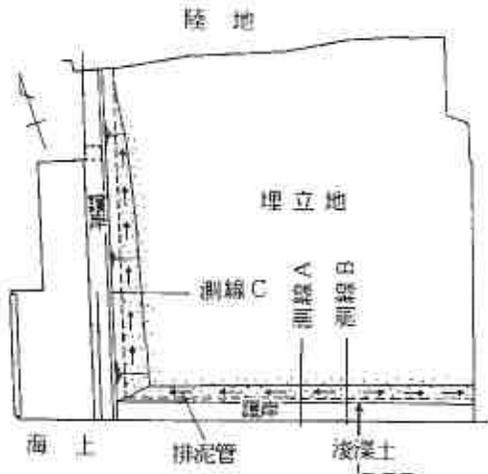


図-4 吹き延し工の施工位置

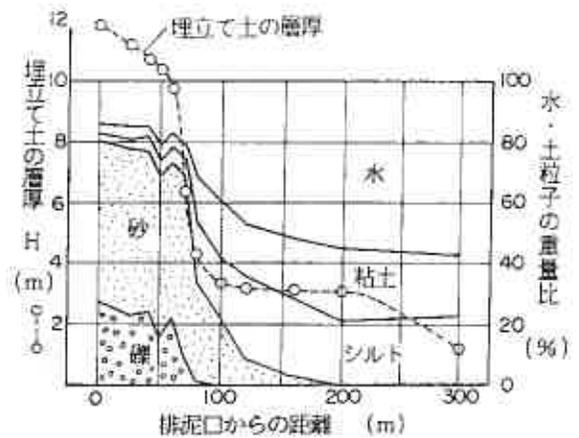


図-5 A測線の粒度組成

4-2 台船による砂散布工法の場合

護岸部での吹き延し工法区域を除く、全区域の埋立は台船による砂散布と吹き延し工法の併用で施工している。

砂散布工法は図-6に示すように、浚渫区域からポンプ式浚渫船によって送られた砂を200t積の台船上に設けられた排砂管および船首部の散布ヘッドを通して、堆積した細粒土上に砂の散布を行うものである。散布の範囲は一区画200m² (10m×20m)として、散布終了後、順次、次の区画に移動する布吹で施工した。

これによりサンドマットが計画的に造成されたか否かを確認するため、散布直後にポータブルコーン貫入試験およびサンプリングを行い採取試料を用いて粒度試験を実施した。

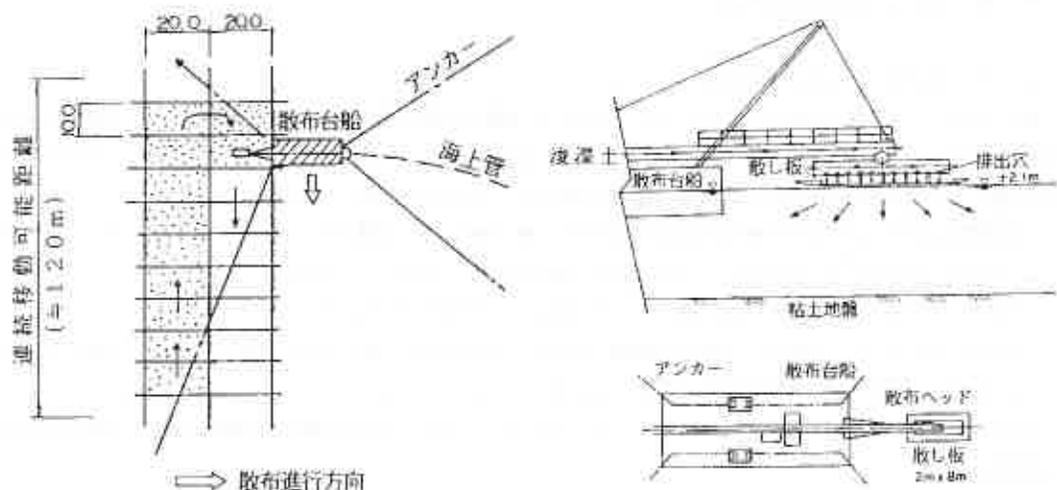


図-6 砂の散布方法

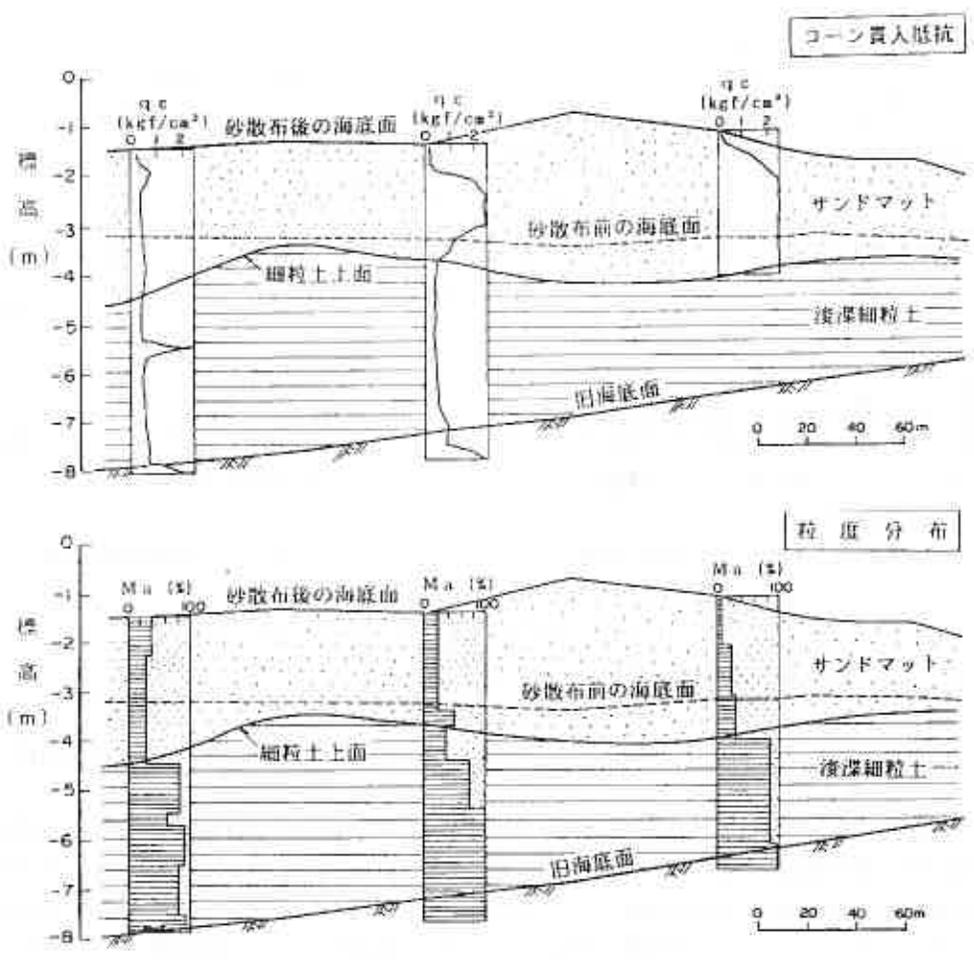


図-7 砂散布後の貫入試験および粒度試験結果

図-7は調査結果をもとに作成した代表測線のコーン貫入抵抗および粒度分布図である。砂散布直前には緩斜面をなす旧海底面上に、コーン貫入抵抗 qc が $0.1\sim 0.5\text{kgf/cm}^2$ 、シルト・粘土分が80%前後の非常に軟弱な浚渫の細粒土が堆積していたが、この上に砂が散布されることによって、細粒土の上面は $0.5\sim 1\text{m}$ 程度下り、厚さ $2\sim 3\text{m}$ のサンドマット層の形成が確認された。

細粒土とサンドマットの境界は比較的明瞭に現われており、当初、懸念された、細粒土の強度不足による砂のもぐり込みといった現象は確認されなかった。昭和60年以降この工法で繰り返し施工した結果、これまでのところ、サンドマットの極端なめり込みはなく、埋立全面積の約半分が埋立てを完了し、この部分はすでに陸地化している。残りの区域については、分離したシルト・粘土が標高 $+3.5\text{m}$ 程度まで堆積している。

5. 覆土厚の検討

最終的には標高 $+4.4\text{m}$ まで埋立および覆土する計画であり、完了時点で11ton ダンプの走行が可能となるための必要覆土厚の検討を行った。

荷重によって生じる鉛直応力(σ_z)および安全率(F_s)は次式によった。

$$\sigma_z = P \times \frac{B \cdot L}{B \cdot L + 2 H_s (B + L) \tan \alpha + 4 H_s^2 \tan^2 \alpha}$$

ただし、

- P : 荷重強度 (後輪荷重 8kgf/cm^2)
- H_s : 覆土厚
- B : 載荷幅 (後輪幅 0.5m)
- L : 載荷長さ (0.2m)
- α : 荷重分散角度 (30°)

$$F_s = \frac{N \times S_u}{\sigma_z}$$

- N : 支持力係数 (=6.48)
- S_u : 軟弱層の非排水強度 (または粘着力)

上式で求めた覆土厚 H_s と安全率 F_s の関係を図-9に示す。

昭和61年度の埋立てで堆積した粘性土についてベーン試験を実施した結果が図-10である。非排水強度 S_u は $0.02\sim 0.1\text{kgf/cm}^2$ の範囲にばらついているが、平均的に $S_u = 0.04\text{kgf/cm}^2$ と考え、必要覆土厚を図-9より 1.5m とした。

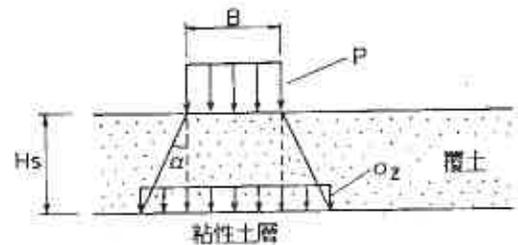


図-8 計算モデル

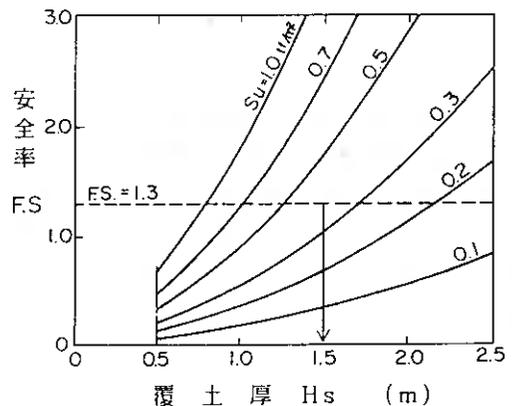
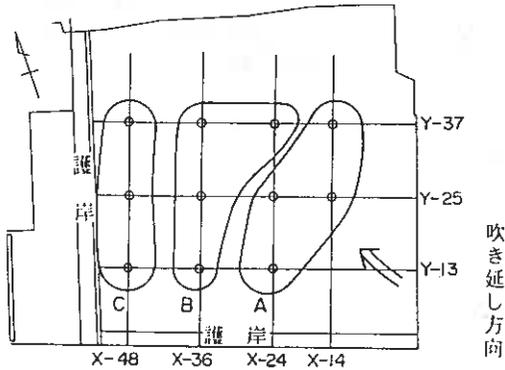
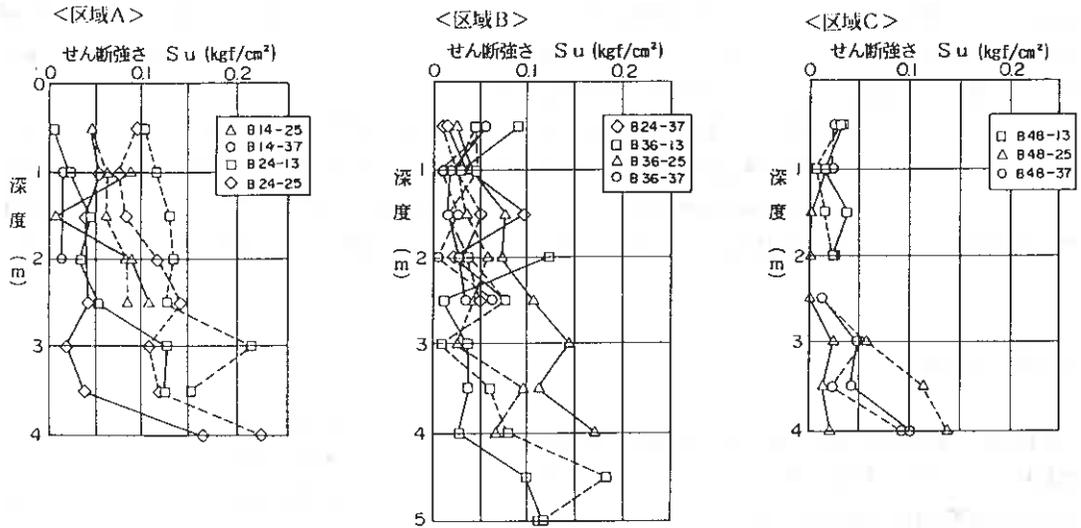


図-9 覆土厚と安全率の関係



調査位置図

※61年度埋立工事完了後7ヶ月経過した時点の測定値

図-10 ベーン試験結果

6. あとがき

本埋立地のように浚渫土砂が細粒分を多く含む場合、従来から行われてきた吹き延し工法では、広範囲にわたって表層部に軟弱な細粒土が堆積することは避けられない。

今回採用した工法は表層処理する面積をかなり縮小することが可能であり、経済的なメリットが非常に大きい工法と言える。また、超軟弱なヘドロ状の細粒土の上に砂を散布する方法で十分な厚さのサンドマット層が造成されたことは、埋立地の使用目的（土地利用）に合わせた形での計画的な施工が可能であることがわかった。

北海道開発コンサルタント株式会社
室蘭開発建設部苫小牧道路事務所
同 上
同 上

○本間 公康
藤野 一志
西村 克弘
佐藤 浩治

まえがき

現在、深層混合処理工法の強度管理基準は4～5法あり、いずれも一軸圧縮強度から評価を行う方法である。この方法の場合は改良部分にクラックおよび破碎箇所がある場合、実際には一軸圧縮試験を行わないため、この部分の強度が反映されず、実際よりも高い強度と判定すると考えられ、強度の評価方法に問題が生じる。

このことから、今回は速度検層による準岩盤強度を推定する方法を用いて地盤改良を行ったパイル柱状体の全体強度を推定することを試みるものである。

1. PS速度検層による準岩盤圧縮強度推定法の適用

従来トンネル工学の分野では地山分類を行うため、地山および岩石供試体の弾性波速度から地山の強度を推定する方法が用いられている。

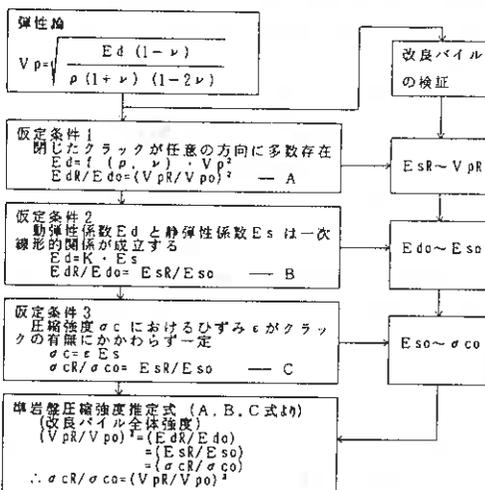
この方法を地盤改良を行った改良パイルにあてはめて同様の手法で改良パイル全体の強度の推定を試みるものである。図-1に流れ図を示す。

岩盤内を伝播する縦波の速度Vpは岩盤の密度ρ、ポアソン比ν、岩盤の弾性係数Edより次式で表わされる。

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho \cdot (1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} \quad \text{..... (1)}$$

また、弾性係数Edで整理すると次式となる。

$$E_d = \frac{\rho \cdot (1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{1-\nu} \cdot V_p^2 = f(\rho, \nu) \cdot V_p^2 \quad \text{..... (2)}$$



ただし、附号小文字 o は供試体、R は地山の意味

図-1 準岩盤圧縮強度推定法の流れ図

ここで、クラックを含む岩盤の弾性波速度および動弾性係数をVpR, EdR, クラックのない実質部分の弾性波速度および動弾性係数をVpo, Edoとした場合、閉じたクラックが任意の方向に多数存在していると仮定すると(2)式より次式が求められる。

$$E_{dR} / E_{do} = (V_{pR} / V_{po})^2 \quad \text{..... (3)}$$

また、動弾性係数Edと静弾性係数Esに(4)式の一次線形的関係が成立すると仮定すると(5)式を得る。

$$E_d = K \cdot E_s (K > 1) \quad \text{..... (4)}$$

$$E_{dR} / E_{do} = E_{sR} / E_{so} \quad \text{..... (5)}$$

ただし、Eso; クラックのない実質部分の静弾性係数, EsR; クラックを含む岩盤の静弾性係数
次に圧縮強度σcと静弾性係数Esおよびσcにおけるひずみをεとすると(6)式のようなになる。

$$\sigma_c = \epsilon E_s \quad \text{..... (6)}$$

ここで、σcにおけるひずみεがクラックの有無に係わらず一定と仮定すると(7)式が得られる。

$$\sigma_{cR} / \sigma_{co} = E_{sR} / E_{so} \quad \text{..... (7)}$$

ここに、σcR; クラックを含む岩盤の圧縮強度, σco; クラックを含まない実質部分の圧縮強度

An Evaluation on Strength of Deep Mixed Soils by Velocity Logging ;
Hiroyasu Honma (Hokkaido Engineering Consultants Co., LTD)
Hitoshi Fujino, Katsuhiko Nishimura, Koji Sato (Hokkaido Development Bureau)

以上示した(3), (5), (7)式から次式が導かれる。

$$\sigma_{cR} / \sigma_{co} = (V_{pR} / V_{po})^2 \quad \dots\dots\dots (8)$$

一般に、(8)式中の σ_{cR} を準岩盤圧縮強度と呼んでいる。この準岩盤圧縮強度を改良パイル全体の圧縮強度とおきかえて、強度の推定を行う。

なお、(8)式を導くために3つの仮定条件があるが、以下これらを調査・試験データに基づき検証することとする。

2. 各仮定条件の検証

2-1 動弾性係数 E_d と静弾性係数 E_s の関係

ボーリングのコアサンプリングによる改良パイルの動弾性係数 E_{do} と静弾性係数 E_{so} の関係を図-2に示す。

また、報文による北海道の各岩種の E_{do} と E_{so} の関係を図-3に示す。

これらより次のことがいえる。

- ① 改良パイルの動弾性係数 E_{do} の範囲は $5 \times 10^3 \sim 5 \times 10^4$ (kgf/cm²)、静弾性係数 E_{so} の範囲は $5 \times 10^2 \sim 7 \times 10^3$ (kgf/cm²) が示される。これは自然地盤の E_{do} と E_{so} の関係と同じ傾向にあるといえる。
- ② 自然地盤では岩種別に動弾性係数 E_{do} と静弾性係数 E_{so} の関係は次式で示され、それぞれ定数は表-3のようである。

$$E_{so} \leq 10^4 \text{ kgf/cm}^2 ; E_d = K_1 E_{so} \quad \dots (9)$$

$$E_{so} \geq 10^4 \text{ kgf/cm}^2 ; E_d = K_2 E_{so}^{K_3} \quad \dots\dots\dots (10)$$

改良パイルにおいても(9)式と同じように、一次線形的な比例関係が成立し、次式の関係を得る。

$$E_{do} = 8 E_{so} \quad \dots\dots\dots (11)$$

この関係は表-1中の新期堆積岩類とはほぼ同じといえる。

- ③ 泥炭層と粘土層の E_{do} と E_{so} の関係は同じ傾向を示している。また、改良パイルの弾性係数は土質の差による違いはないといえる。

2-2 静弾性係数 E_s と一軸圧縮強度 σ_c の関係

改良パイルの供試体の静弾性係数 E_{so} と一軸圧縮強度 σ_{co} の関係を図-4に示す。また、北海道の自然地盤の E_{so} と σ_{co} の関係を図-5に示す。

これより次のことがいえる。

- ① 泥炭層と粘土層の E_{so} と σ_{co} の関係は同じ傾向を示す。
- ② 改良パイルの E_{so} と σ_{co} の関係は北海道の自然地盤の傾向と同様である。
- ③ 北海道の自然地盤の E_{so} と σ_{co} の関係は次のとおりである。

$$\sigma_{co} \leq 44 \text{ (kgf/cm}^2) ; E_{so} = 41.4 \sigma_{co}^{1.34} \quad \dots (12)$$

$$\sigma_{co} \geq 44 \text{ (kgf/cm}^2) ; E_{so} = 150 \sigma_{co} \quad \dots\dots\dots (13)$$

改良パイルの関係は次式となり、(12)式と同じ傾向を示す。

$$E_{so} = 60 \sigma_{co}^{1.34} \quad \dots\dots\dots (14)$$

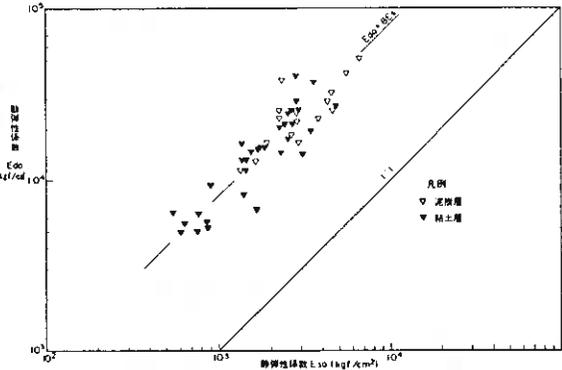


図-2 改良パイルと供試体の動弾性係数と静弾性係数の関係

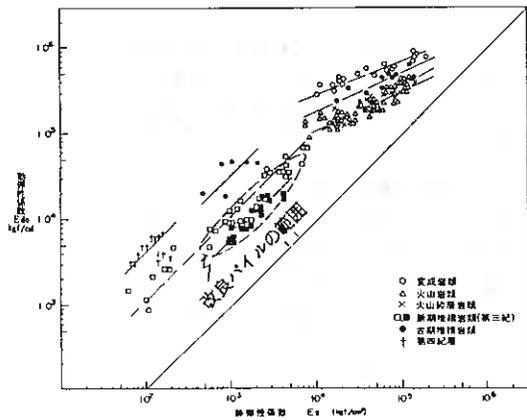


図-3 北海道に於ける各岩種の岩石供試体の動弾性係数と静弾性係数の関係

表-1 各岩種の K_1, K_2, K_3 の定数

地 質	記 号	K_1	K_2	K_3	E_s の範囲 (kgf/cm ²)
変成岩類	○	—	7300	0.397	10000~200000
古期堆積岩類	●	—	2750	0.446	17000~140000
		33.3	—	—	
火山岩類~ 火山砕屑岩類	△	—	1770	0.452	7000~130000
	×	—	580	0.559	16000~140000
新期堆積岩類	□	10.0	—	—	60~ 8000
	■	5.5	—	—	900~ 4000
第四紀層	+	40.0	—	—	70~ 160

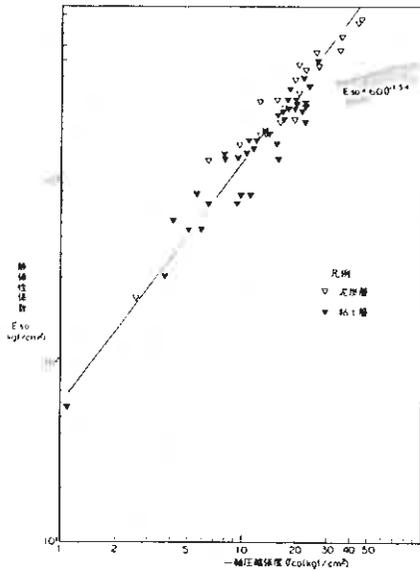


図-4 改良パイルと供試体の静弾性係数と一軸圧縮強度の関係

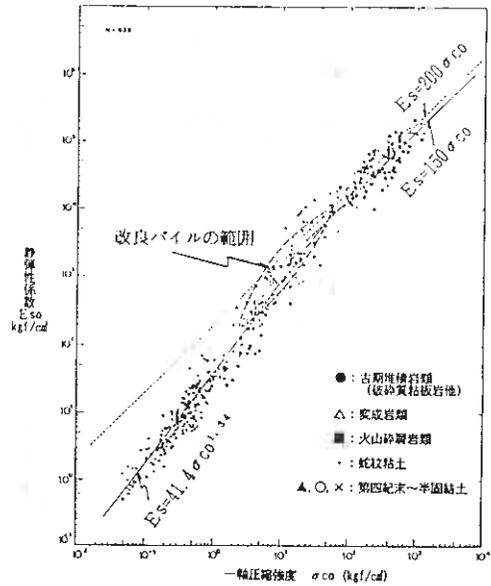


図-5 北海道の自然地盤の静弾性係数と一軸圧縮強度の関係

2-3 地山の静弾性係数 EsR と地山の弾性波速度 VpR の関係

図-6に北海道での EsR と VpR の関係および今回の改良パイルの関係を示す。これより次のことがいえる。

① 改良パイルの EsR と VpR の関係は北海道における自然地盤の関係を次の 2 式の中間の関係にあるようである。

北海道の EsR と VpR の関係式

$$EsR \geq 10^4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} ; EsR \propto VpR^4 \quad (15)$$

$$EsR \leq 10^4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} ; EsR \propto VpR^5 \quad (16)$$

改良パイルの EsR と VpR の関係式

$$EsR \propto VpR^{4.5} \quad (17)$$

3. 改良パイル全体強度の推定式および改良パイル全体強度

以上の検討結果より、改良パイル全体強度の推定式として式(1), (4), (7)より次式が得られる。

$$\left(\frac{VpR}{Vpo}\right)^2 = \left(\frac{EdR}{Edo}\right)^{2/4.5} = \left(\frac{EsR}{Eso}\right)^{2/4.5} = \left(\frac{\sigma cR}{\sigma co}\right)^{(2/4.5) \times 1.34}$$

$$\therefore \frac{\sigma cR}{\sigma co} = \left(\frac{VpR}{Vpo}\right)^{3.36} \quad (18)$$

また、地山弾性波速度 VpR をパラメータとした場合、次式となる。

$$\log \sigma cR = 3.36 \log VpR + K \quad (19)$$

ただし、 $K = \log \sigma co - 3.36 \log Vpo$

(18)式を用いて改良パイル全体強度の推定を行い、表 2 および図 7 に示す。

これより、次のことがいえる。

- ① 改良パイル全体強度は泥炭層のほうが粘土層より小さい傾向にある。
- ② 図中に他機関による値を示すが、改良パイルの地山速度と強度の関係は自然地盤の相関と一致しているといえる。
- ③ 改良パイル全体強度 σcR は供試体平均強度 σco の泥炭層 1~29%、粘土層 9~35% が示される。

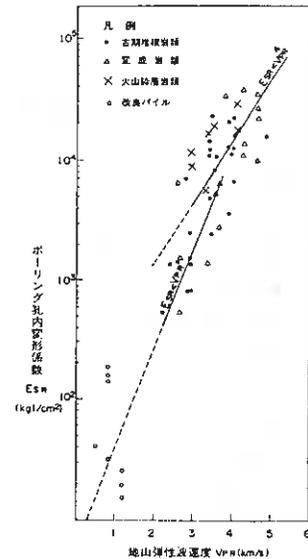


図-6 北海道の改良パイルの EsR と VpR の関係

表-2 改良パイル全体強度一覧表

n=46組

杭 No 材料	一軸強度 σ_{co} (kg/cm ²)	P波速度 V _{po} (km/s)	地山P波速度 V _{PR} (km/s)	$\left(\frac{V_{PR}}{V_{po}}\right)^{0.5}$	改良パイル強度 σ_{cR} (kg/cm ²)	杭 No 材料	一軸強度 σ_{co} (kg/cm ²)	P波速度 V _{po} (km/s)	地山P波速度 V _{PR} (km/s)	$\left(\frac{V_{PR}}{V_{po}}\right)^{0.5}$	改良パイル強度 σ_{cR} (kg/cm ²)		
B-1-1 ***	Ac	9.378	1.82	1.15	0.316	1.00	B-15 ***	Ap	2.758	1.63	0.75	0.344	0.95
		23.75	2.01	1.15	0.153	3.56			7.124	1.43	0.75	0.114	0.82
		4.756	1.45	1.15	0.459	2.19			15.16	1.35	0.75	0.128	1.91
		4.958	1.20	1.15	0.867	4.31			17.20	0.97	0.75	0.421	1.25
		21.63	1.83	1.15	0.210	4.54			13.35	1.59	0.75	0.660	1.07
		22.64	1.91	1.15	0.182	4.68			14.72	0.85	0.75	0.657	9.67
B-1-2 ***	Ap	8.752	1.64	0.95	0.160	1.40	B-15 ***	Ac	20.00	1.07	0.75	0.303	8.06
		8.037	1.65	0.95	0.156	1.26			1.872	0.77	0.75	0.915	1.73
		20.69	1.95	0.95	0.089	1.85			4.977	0.64	0.75	1.704	8.48
		22.62	1.96	0.95	0.088	1.98			1.751	0.79	0.90	1.550	2.71
		5.479	1.39	0.95	0.278	1.53			2.354	1.00	0.90	0.702	1.65
		18.10	1.77	0.95	0.124	2.24			10.65	1.29	0.90	0.298	3.18
B-2-1 ***	Ac	13.50	1.65	0.95	0.156	2.11	B-1-2 ***	Ap	12.18	1.18	0.90	0.402	4.90
		18.04	1.70	0.95	0.142	2.55			15.33	1.78	0.90	0.101	1.55
		46.07	2.28	0.65	0.015	0.68			8.451	1.33	0.90	0.269	2.28
		44.87	2.33	0.65	0.014	0.62			15.66	1.84	0.85	0.075	1.17
		16.94	2.13	0.65	0.019	0.65			6.536	1.54	0.85	0.136	0.80
		35.49	2.17	0.65	0.017	0.57			12.84	1.68	0.85	0.101	1.22
B-2-2 ***	Ap	25.77	2.02	0.65	0.022	0.57	B-2-1 ***	Ac	16.02	1.79	0.85	0.082	1.31
		20.65	2.08	1.30	0.206	4.25			21.31	1.90	0.80	0.011	0.24
		12.55	1.81	1.30	0.329	4.13			7.059	1.50	1.20	0.472	3.33
		19.67	1.73	1.30	0.383	7.53			11.38	1.56	1.20	0.414	4.71
20.76	1.72	1.30	0.390	8.10	19.97	2.02	1.20	0.174	3.47				

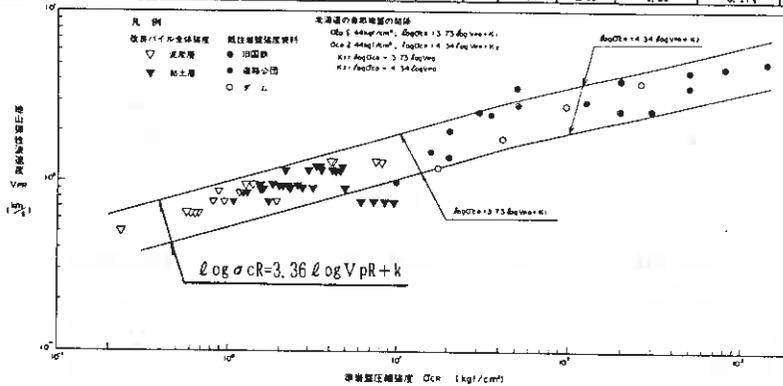


図-7 地山弾性波速度と改良パイル全体強度（準岩盤圧縮強度）の関係

4. まとめ

深層混合処理工法による改良パイル全体強度を速度検層によって評価することを試みたが、成果をまとめると次のとおりである。

- ① 供試体の動弾性係数 E_{do} と静弾性係数 E_{so} は $E_{do} = 8 E_{so}$ なる関係にある。
- ② 供試体の静弾性係数 E_{so} と一軸圧縮強度 σ_{co} は $E_{so} = 60 \sigma_{co}^{1.34}$ なる関係にある。
- ③ 地山の静弾性係数 E_{sR} と P 波速度の関係は $E_{sR} \propto V_{PR}^{4.5}$ なる関係にある。
- ④ 改良パイルの $E_{do} \sim E_{so}$, $E_{so} \sim \sigma_{co}$, $E_{sR} \sim V_{PR}$ のそれぞれの関係は自然地盤の相関とほぼ一致している。
- ⑤ ①②③④および3つの仮定条件（文中アンダーライン部分）から改良パイル全体強度の推定式として次式を得る。 $\log \sigma_{cR} = 3.36 \log V_{PR} + K$ （ただし、 $K = \log \sigma_{co} - 3.36 \log V_{po}$ ）

以上、改良パイル全体強度の評価方法として速度検層を用いて推定を行ったが、改良パイル全体強度を把握することは可能であると考える。

あとがき

現行の管理基準では破碎およびクラックを含むような改良パイルの全体強度を評価することはできない。そこで筆者らは速度検層による準岩盤圧縮強度推定法を適用し、推定式を導き改良パイル全体強度を把握することが可能であることを示したが、今後より多くのデータの蓄積を行い精度を高める必要があると考える。

本報文を執筆するにあたり現場施工に当たられた関係各位に多大な御協力をいただき、ここに謝意を表します。参考文献

- 1) 大久保他；岩石の物理的特性と弾性波速度，土と基礎 Vol.19, No.7 (1971)
- 2) 高橋他；孔内測定を利用した岩盤調査（風化花コウ岩の場合），土と基礎 Vol.21, No.3
- 3) 尾上他；山岳トンネルにおける地山分類に関する一考察，北海道土木技術会道路トンネル研究委員会

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

1. はじめに

廃棄物は、都市化による人口増加と生活水準の向上により年々増加の一途をたどっており、更に今後より高度の情報化や、地方都市の再開発はこれに拍車をかけるものと予想される。排出される廃棄物は一般に ①事業活動によって排出される産業廃棄物と、②事業活動以外の日常生活から排出される一般廃棄物(都市ごみ、し尿)に分けられる。この中で都市ごみの排出量は一人当たり平均約 1 Kg/日と言われておりその大部分は可燃物のごみである。可燃物のごみ処理は衛生面、処分地の効率的利用から積極的に焼却されているが、その割合は約 70% であり残りの 30% は埋立てられている。廃棄物により埋立てられた地盤は、悪臭、ガスの発生、浸出汚水、発熱、等環境保護面での対応の他、通常の圧密沈下の他に廃棄物の腐食に伴う沈下、地盤支持力、発生ガス対策等の地盤工学的な問題も解決しなければならない。ここでは跡地利用を前提とした都市ごみによる廃棄物埋立地盤について地盤工学の面からの問題点を述べ、実際に網走市内の廃棄物による埋立地盤の地盤特性について紹介するものである。

2. 廃棄物の埋立素材特性と工学的問題点

2. 1 廃棄物の埋立素材特性

廃棄物を埋立材料の観点からみると一般的な土の場合と大きく異なる点は、土が無機質の鉱物から構成されているのに対して廃棄物は未分解の有機物から構成される点であること、更に廃棄後腐敗が進行しガスと発熱をともなって化学的に分解すること、の 2 点に集約されるものといえよう。

廃棄物を構成する組成は一般に次のように分類される。

- | | |
|-----|--------------|
| I | 紙、布 |
| II | ビニール、ゴム類 |
| III | 木、ワラ |
| IV | 厨芥類 |
| V | コンクリート、鉄くず、土 |
| VI | その他 |

以上 6 組成のうち I ~ IV は可燃物であり、V は不燃物である。

もう一つの特徴である腐敗分解のメカニズムを以下に示す。すなはちごみ埋立地ではごみ中の腐敗性有機物が、土壌中の微生物によって分解し土壌化するという一連の生物処理が行われる。ごみの分解作用は関与する微生物によって好気性分解と、嫌気性分解に大別される。ごみの分解は十分な酸素の存在する好気性条件(いわゆる生ごみの分解など)の方が、酸素の存在を前提にしない嫌気性条件よりも数倍早く分解が進行する。したがってごみ投棄の初期は分解が急激に行われるが、酸素の消費に比例して次第に緩慢に進行する嫌気性分解に移行する。以上の分解作用には発熱とガスの発生を伴う。発生するガスは、好気性分解では炭酸ガス、アンモニア、嫌気性分解では、メタ

Geotechnical Behaviour of Refuse Landfill; Masamitsu (Abashiri City Hall), Kazuo Saito, Akira Konishi (Kiso-Jiban Consultants Co. Ltd.)

ン、炭酸ガス、硫化水素等が主要なものである。

2. 2 廃棄物埋立地盤の土地利用状の問題点

廃棄物埋立地盤の土地利用状の問題点は、地盤工学上の点と社会環境上の2点が考えられる。具体的に示すと以下ようになる。

①地盤工学上の問題点

- ・埋立て後に発生する沈下が土地利用に悪影響を及ぼさないこと。
- ・埋立て後必要なせん断強度を有していること。
- ・地震時に液状化等の地盤被害が発生しないこと。

②社会環境上の問題点

- ・埋立て後の化学変化により有害ガス、悪臭、高温地熱、等の発生が問題にならないこと
- ・浸出水に有害物質が含まれないこと。
- ・土壌学的に植生に影響が出ないこと。

これらの問題解決には土質工学ばかりでなく、衛生工学、化学、農業土木等の対象とする分野も含まれており総合的な対応が必要になる。以下には、網走市内の廃棄物埋立地盤における地盤特性を、おもに土質工学の視点をから紹介することにする。

3. 廃棄物の分布と性状

調査地となったのは、網走市内の新興住宅地であり、廃棄物は沢地形を埋め立てるように投棄された。投棄された時期は昭和40年代であり約20年が経過している。廃棄物の分布平面図、および土層断面図は図-1に示した。図-1に示されたコンターラインは廃棄物の等層厚線であり、最も厚い範囲は旧沢地形の中心部に一致する。廃棄物層の層厚は約5mであり、その上位は層厚1~5mの火山灰質土で覆土されている。地下水位はGL-1.0m付近にあることから廃棄物は飽和されている。

3. 1 原位置試験結果

廃棄物層で行った標準貫入試験結果と、孔内水平載荷試験結果を図-2に示した。図-2より廃棄物のN値にはばらつきがみられるものの $N = 3 \sim 5$ に分布し、不明瞭ではあるが深度方向に増加傾向がみられる。孔内水平載荷試験による変形係数は測定点が少なくごみ組成によって結果にばらつきがみられるが $E_p = 9 \sim 32 \text{ kg} / \text{cm}^2$ に分布し概ね $E = 7 \text{ N}$ の傾向がみられ、一般的な土の特性に近似するようである。

3. 2 廃棄物の組成および物理化学的性状

(1) 組成分析

今回採取された廃棄物の組成を分析した結果を表-1に示す。表-1には他地区^{2) 3) 4)}(名古屋市、富山空港)の廃棄物埋立地の結果も併記した。これによると地点によって組成比率は異なるが、当該地は名古屋市藤前団地、富山空港の組成比率と近似する。これらの地点は不燃物の比率が多いことが特徴であるが、厨芥類(いわゆる生ごみ)等は既に腐敗分解が終了したものと判断される。

土層想定断面図凡例

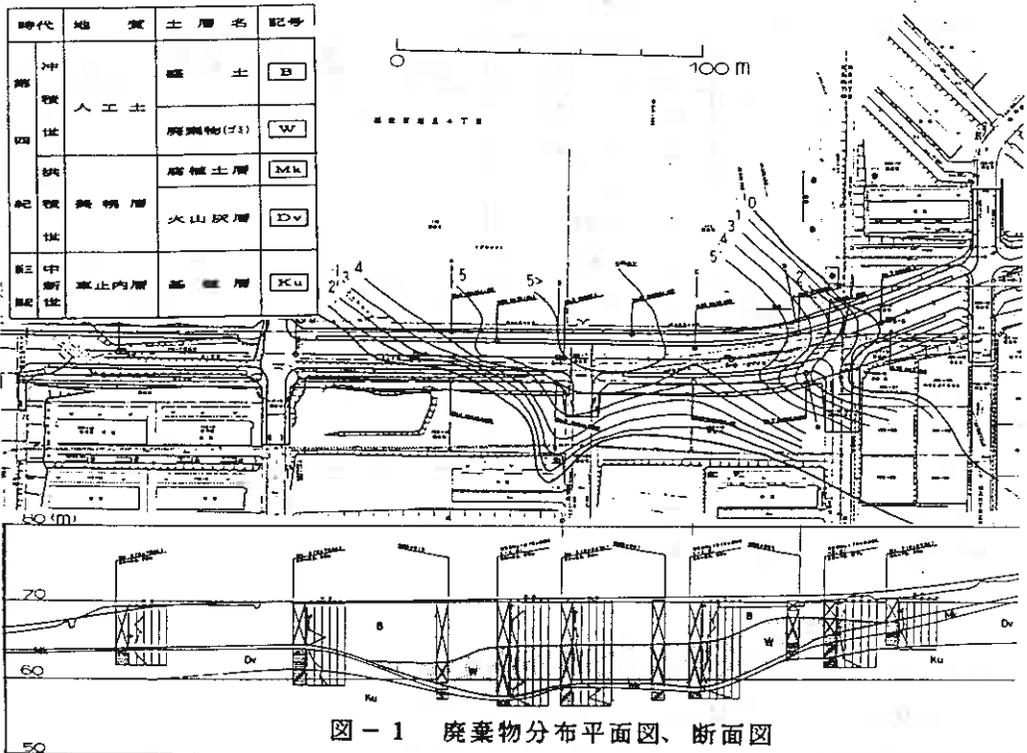


図-1 廃棄物分布平面図、断面図

(2) 含水量

廃棄物の含水量を測定した試料はコアボーリングで採取したものである。含水量は一般に有機物含有量が多いものほど大きな値を示すが、当該地は廃棄物埋立地盤としては小さな値を示すことから工学的に条件はよいことになる。腐敗分解を効率よく進行させるには、微生物の生命維持と増殖に依存するが、最適環境の含水比は約40～60%の範囲とされている。

(3) C/N比

物質に含まれる炭素と窒素の比(C/N比)は、微生物の生存活動に重要な意味をもっている。すなはち炭素はエネルギー源として、また窒素は原形質形成のための栄養源となる。そしてその割合は1:30程度が微生物の活動の最適状態になる。C/N比が30より小さくなると相対的にNが過剰となり有機物質から切り離されて、NH₃となって発散するので分解が早くなる。逆に30より大きくなると、N₂が飢餓状態になり微生物の生育阻害が起こり、分解が遅くなる。当該地の結果は30前後の値を示しており腐敗分解にはバランスがとれた状態にありスムーズに進行中と判断される。

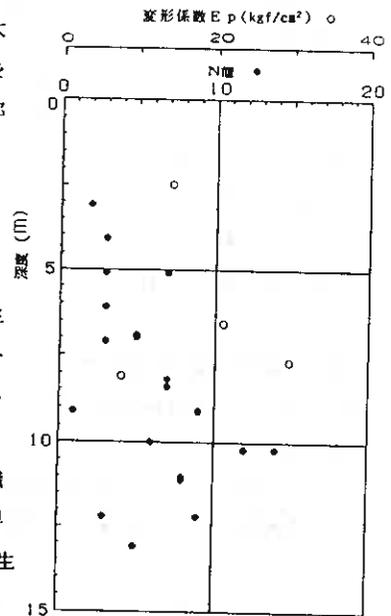


図-2 N値、変形係数深度分布図

(4) 発生ガス

廃棄物層には水位観測のためにストレーナー付きの塩ビ管が設置されている。そこからは約6000cc/hのガスが現在発生しており後述する実測沈下量も絡めて当該地は現在微生物による腐敗分解が進行中であると判断される。また発生ガスを採取し成分分析をした結果、メタンが全体の5

表-1 廃棄物の組成と物理化学的性状

分 類		当該地	名古屋市 愛敬処分場	名古屋市 藤前団地	富山空港
組成分析 (%)	紙、布類	1.8	8.3	2.3	5.4
	ゴム、皮革、ビニール	3.8	7.4	5.7	2.6
	木、竹	8.6	3.0	10.6	4.8
	厨芥類	0	0	0.1	0
	不燃物、その他	85.6	81.3	81.3	88.9
物理化学的性状	含水比 (%)	28	18~22	20~146	26~34
	有機物含有量 (%)	19	11~21	8~26	4~15
	C/N比	37	21	0.1~3.0	50~80
	ガス (%)	メタン	53	32.6	5~77
炭酸ガス		26	3.9	1~27	3~10

0%以上の値となっており、現在進行中の腐敗分解は嫌気性分解によるものが主体と考えられる。

3.4 力学特性

当該地では力学特性として圧密沈下特性を把握する目的で圧密試験を行った。供試体は3.2廃棄物の組成分析で示した条件で調整したものを作成し突き棒で10回ずつ3層に分けて突固めた。また、廃棄物の特性を考慮して供試体寸法は直径15cmの高さ10cmとした。載荷装置は圧密荷重が大きなものになるためベローフラムシリンダーを用いた。図-3には $e \sim \log p$ 特性、図-4には $p \sim C_v$ 、 m_v 特性をしめした。図-3、4より $e \sim \log p$ 特性は $e_0 = 1.56$ 、 $C_c = 0.64$ と一般の粘性土に近い値を示すが、圧密進行速度に関する圧密係数 C_v は、 $C_v = 10^3 \sim 10^4 \text{ cm}^2/\text{day}$ と砂に近い値を示す。

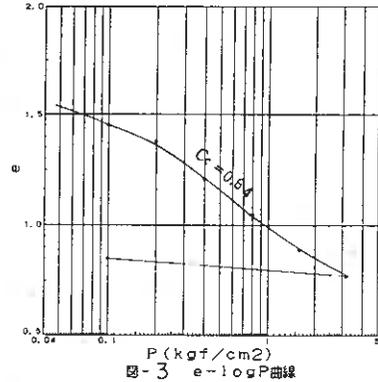


図-3 e-log p曲線

4 廃棄物地盤の地盤特性

以上のような廃棄物地盤に対して構造物を建設する場合の問題点は2.2項で前述した。その中のひとつに沈下が挙げられている。当該地の計画構造物である道路を考えると地盤に発生する沈下は具体的に以下のものが考えられる。

1. 交通荷重による弾性沈下
2. 道路荷重による廃棄物層の圧密沈下
3. 廃棄物層の腐食分解に伴う腐食沈下

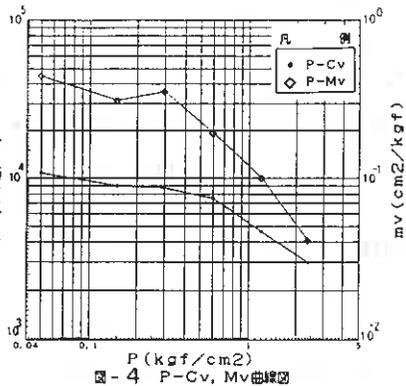


図-4 P-Cv, Mv曲線図

以上3種の沈下のうち1. 2. については地盤の変形係数あるいは圧密試験等によりある程度の予測は可能と判断される。ただし3. 腐食沈下については現在のところ土質工学的な評価は困難と考えられる。ここではまず廃棄物地盤における地盤特性として沈下に着目し、実測された沈下の実態を示し、最終沈下量の予測を行った結果をしめす。

4. 1 現況地盤の地表面沈下

調査地周辺では地表面沈下ぐいによる沈下が測定されている。地表面沈下ぐいは廃棄物が埋立てられている地点と、そうでない地点に設置されている。測定は約1年間にわたって実施されたものであり、それらの地表面沈下の経時変化曲線を図-5に示した。図-5より廃棄物層の有無と地表面沈下には強い相関のあることがわかる。

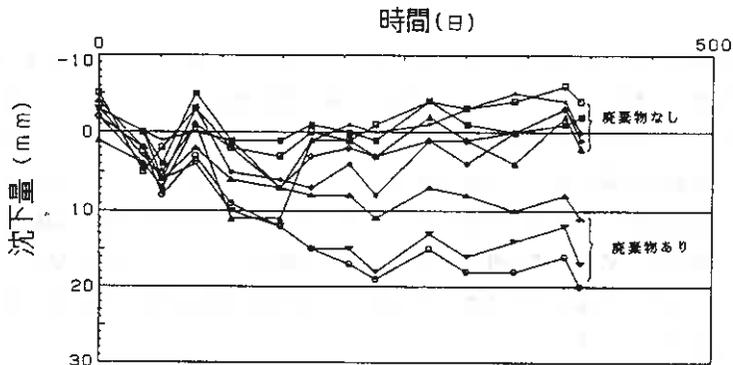


図-5 時間沈下曲線

4. 2 腐敗分解による沈下量の予測

以上の調査結果より当該地におけるの廃棄物の性状は厨芥物（生ごみ）等が急激に腐敗分解する好気性分解から、木、布、紙、等が緩やかな速度で分解する嫌気性分解を主体として進行しているものと判断される。したがって微量ではあるがガスの発生をともなう腐敗分解による沈下が進行中と判断される。

廃棄物中に含まれる有機物の腐敗分解による体積減少は材料、温度（水温）、土壌条件、微生物の種類、等複雑な要因に影響されることに加えてそのメカニズムにも不明な点があり正確な予測は極めて困難と考えられる。以下には他地区の結果なども参考に沈下量を予測した結果を述べる。

組成分析の結果、全廃棄物中の有機物の占める割合は体積比で12.6%（重量比で9.2%）である。このうち実際にガスとなって揮散する実質体積を検討すると約8割の10%と仮定する。したがってこれらが完全に揮散すると有機物は存在しなくなる。他地区（藤前団地、富山空港）の例からは実際に腐食するのは全有機物の45%程度であり、さらに分解した有機物中にも約50%

程度が残存するとされている。したがって腐敗分解による体積減少が全て沈下量になって現われると仮定すれば、

- ・分解可能な有機物が全て分解する場合、 10%圧縮
- ・他地区の例を参考にした場合、 $10\% \times 0.5 \times 0.45 = 2.3\%$ 圧縮

ごみ層厚5mの場合の沈下量は、10.0%圧縮の場合 $5\text{m} \times 0.10 = 50.0\text{cm}$

2.3%圧縮の場合 $5\text{m} \times 0.023 = 11.5\text{cm}$

程度となる。したがって今後予想される腐食による沈下は約12cm前後で、沈下速度は実測値から1～2cm/年前後と考えられるため今後数年間にわたって腐食による沈下は継続するものと考えられる。

5 おわりに

今回は、一般廃棄物による埋立地盤の地盤性状について述べた。建設上の問題点は、環境問題の他に腐敗分解も含めた地盤沈下の評価が考えられ、土質工学の他に化学の分野におけるアプローチも必要と考えられる。当報告では現状の地盤沈下の実態を述べ、腐敗分解についてその予測を行った。当該地における道路建設にあたっては弾性沈下、圧密沈下等も含めた総合的な検討が必要になる。現在これらの検討結果に基づいて対策工としてプレロード工法が提案され、試験盛土による動態観測が進行中で興味ある結果が得られている。これらの結果については次回に報告することを考えている。最後に当報告を作成するに当たっては海洋工業(株)鳴海直信氏の協力、助言を頂いた。末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1)環境庁；環境白書
- 2)名古屋市環境事業局；愛岐処分場埋立安定化工法調査報告書；昭和59年11月
- 3)日本国土開発(株)、海洋工業(株)；名古屋市藤前流通業務団地造成事業動圧密工事施工報告書；昭和53年8月
- 4)日本国土開発(株)、海洋工業(株)；富山空港整備事業地盤改良工事施工報告書；昭和58年4月
- 5)岩井重久、加藤健司、左合正雄、野中八郎；廃水・廃棄物処理、廃棄物編；講談社

$$S_4 = 1/2 \begin{vmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1/\sqrt{5} & 1/\sqrt{5} & -1/\sqrt{5} & -3/\sqrt{5} \\ 1 & -1 & -1 & 1 \\ 1/\sqrt{5} & -3/\sqrt{5} & 3/\sqrt{5} & -1/\sqrt{5} \end{vmatrix}$$

3. 解析対象地域

本報告で解析を行ったボーリング柱状図は前報と同様北海道室蘭市の東部地域で得られた資料である。本解析と密接に係わるこの地域の地質図を図-2に示す。地形も地質に従い火山性堆積物に覆われている地域は標高100m前後の丘陵地形であり、沖積低地はほぼ0~数m地帯である。なお、代表的解析柱状図を表-3に示した。

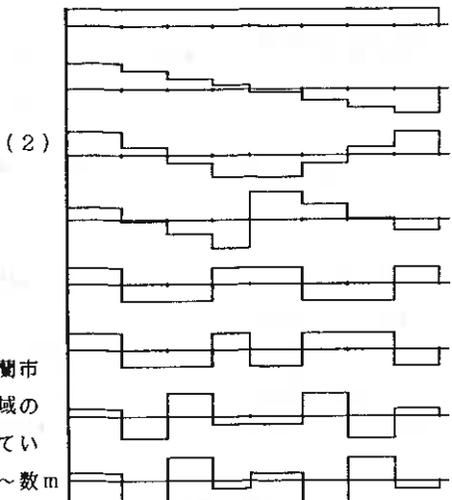


図-1 スラント関数波

4. 与数値の検討

本解析方法は土質に与える数値により解析結果に大きな相違を生じるばかりではなく、ボーリングの数値分類にも影響を与える。数値の与え方には、無数の組合せが考えられる。そこで本報告では数値化土質名を土質の差異による変化が強調されるよう考えた表-2のaに示す値と、土粒子径(mm)の常用対数値に負の土質名を避けるためと解析結果の0位(数値化土質名の和)の意味を明確にする意図を持って8を加えた表-2のbに示す値について比較検討を行なった。

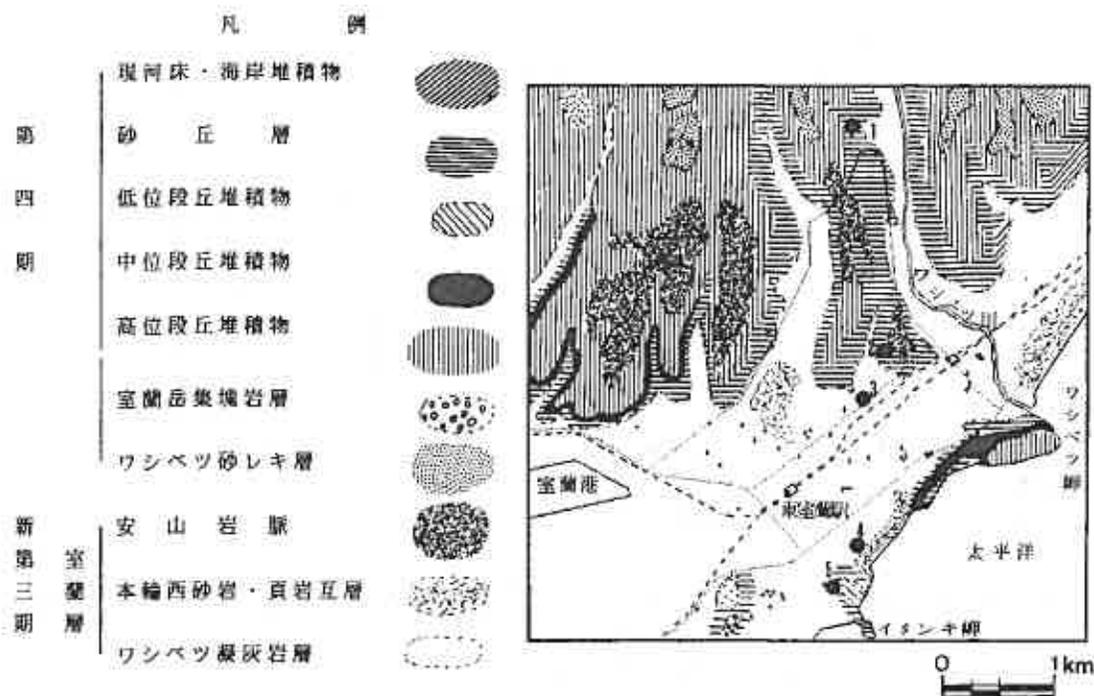


図-2 解析対象地域地質図*

表-2

土質	表土	腐植土	粘土	シルト	砂	レキ	砂岩等	火山灰	凝灰質	凝灰岩	
与数值	a	10	20	30	40	50	60	400	200	230	260
	b	0	0.4	1.8	5.4	8.7	12.3	15.6	19.2	19.6	20

図-3に示したのは表-2の値について解析した単層が6層まで数えられるボーリングでのスペクトルの0位(横軸)と1位(縦軸)(符号はスペクトル値の符号)の関係である。このように全てのスペクトル間の関係でこのaでの与数値の解析結果がbの場合よりスペクトル値のグループ分けでより明確に区分することができた。よって本報告ではaに示す値について解析した結果を示す。

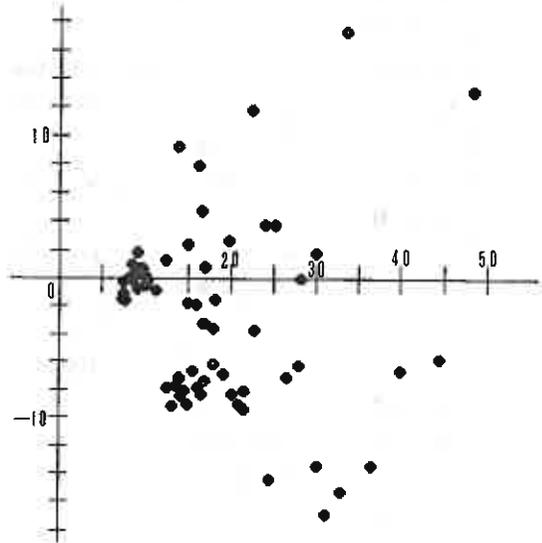
5. 表示スペクトルの検討

各スペクトルごとの等値線図が得られるがこれら全てに対して適切な解釈を示すことは不可能である。そこで解析スペクトルの各位数間の相関係数を求め相関係数が0.8以上の値を示す組合せは4-12, 4-15, 5-14, 6-9, 6-10, 6-11, 6-13, 8-6, 8-11, 9-10, 12-15位であった。この結果から観て0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 12位までで地盤特性を説明できると考えられる。高次の7, 12位のスペクトル強度は視覚等で表現しても頭の中に明瞭なモデルを構成することが不可能である。よって高次のスペクトル値の扱いは卓越位数のみについて取り出したものを利用した。

6. 解析結果

スペクトル解析結果の等値線図を第0~2, 4位を図-4~図-7に示した。
 0位(図-4)では山地部の160から低地部の3程度の値を示し、割合大きな差がみられる。
 1位(図-4)では最大57から最小-64程度の値を示しているが、全体としては負値を示す部分が多い。2位(図-6)では最大13から最小-49程度の値を示している。この場合もほんの一部で正値を示すのみで多くは負の値を示しているのが特徴

与数値aの場合



与数値bの場合

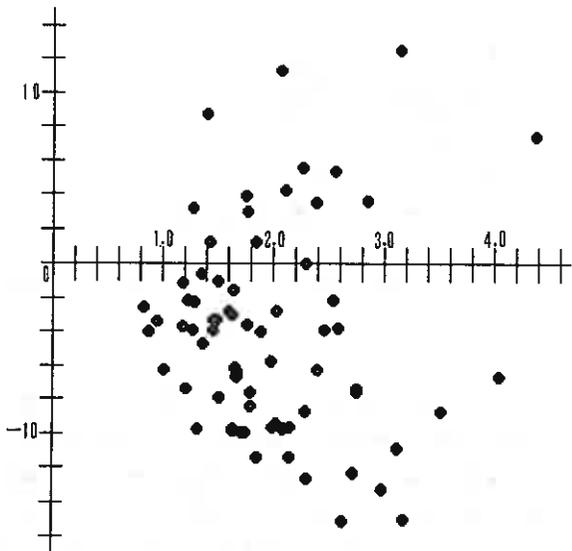


図-3

表-3 土質柱状図の例

①		②		③		④		⑤	
小レキ混 シルト	40	盛 土	10	泥 炭	20	盛 土	10	粗 砂	50
火 山 岩 レキ混 火山灰質 粘 土	230	腐 植 土	20	火山灰混 シルト	230	砂	50	腐 植 土	20
		シルト	40			有機質混 細粒砂	50	砂 混 レキ	60
小レキ混 粘 土 質 シルト	40	レキ混 火山灰質 シルト	230	泥 炭	20	砂	50	凝 灰 岩	260
		火山灰質 シルト		40	砂 質 シルト	40	砂 混 レキ	60	火 山 灰
シルト		有機物混 シルト			砂		50	砂 混 レキ	60
火山灰質 粘 土	200	レキ混 火山灰質 砂		貝化石混 シルト質 粘 土	30				
小レキ混 シルト	40	火山灰質 シルト		凝 灰 岩	260				
火山灰質 シルト		風 化 凝 灰 岩	260						
火山灰質 シルト	200								
小レキ混 粘 土	30	集 塊 岩	400						

(○で囲んだ番号は図-2の番号と一致)

である。さらに、4位(図-7)では最大30から最小-72程度の値を見せているが、特徴的なのは図の中央部の地形変換点付近に負値の大きな所が見られる。次に、各ボーリングごとのスペクトル値の大きさが0位を除いて最も大きい値を示す位数を仮に第二卓越位数とする。この第二卓越位数をもとに、第二卓越位数+0位スペクトル強度÷50の値を各ボーリング点について求めた。この結果を等値線図として図-8に示した。この図では第二卓越周期が12位もの値を示す箇所がみられ、一般に高次の値を示す地点が何箇所もみられる。なお、第3位の値は全体に変化の乏しく、しかも値の小さな結果であった。

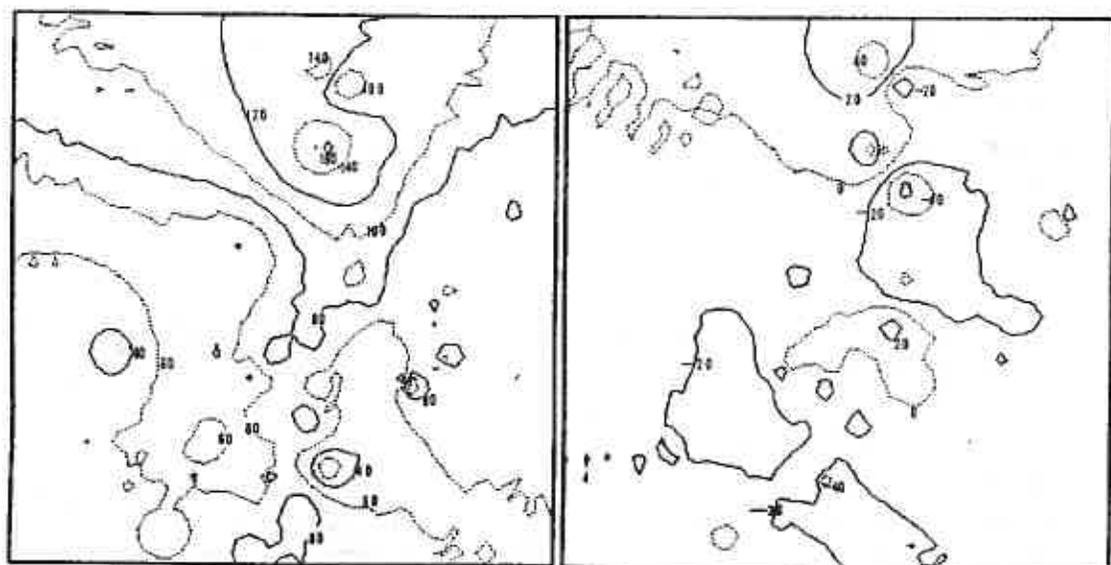


圖-4 第0位

圖-5 第1位

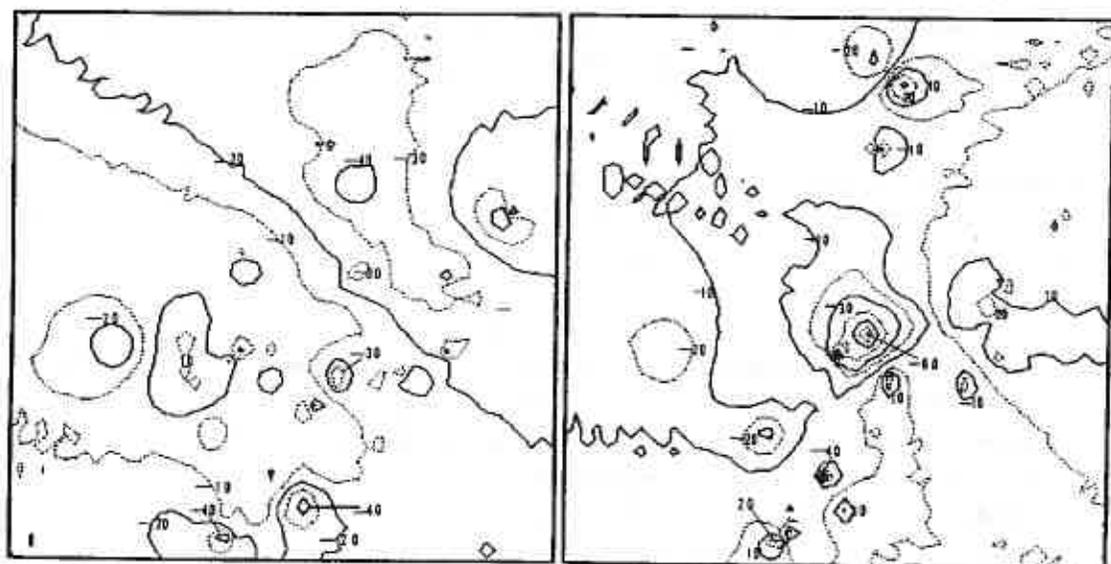


圖-6 第2位

圖-7 第4位

7. 結果の解釈

0位(図-4)において大きな値を示す地域は火山性堆積物で覆われる丘陵地域であり対照的に低い値を示す地域は海岸低地部分で当然地層構成物の相違が明確に現れる。(表-2, ①④)また地形の変換点(図-2上地質境界付近)では周に比べ80程度の多少大きな値を示している。その理由の一部は図-5において同地点付近では負の値(-40, -20)が観られることから、下に大きな値を持つ層があることがうかがわれる(表-2, ⑤)。1位の値が多くの地域で負値を示すのも同様の理由による。

次に、図-6に示した2位の図ではほとんど負値を示すことは、この地域には6層までの中間に値の大きな層が一般に挟在しているであろうことが推定される。このことも表-2の各々の対応する記載からもまたうなずける。

更に、第4位(図-7)では中央部に-60の値が特徴的であるが、この特徴は表-2の⑥の結果によるものでありこの土質の記載順序での変化は第4位のスラント関数の変化と逆になっていることによる。

図-8の第2卓越位数図では、諸処に卓越位数の大きな箇所が観られる。覆っていたの河口部分や地形の変換点(地質境界)付近であるが、そうでない箇所も一箇所(中心より多少左下)ある。この箇所一帯はかつての戦争末期の着弾地点であり埋立地の可能性が強くその影響がもしれない。

8. おわりに

解析結果は本地域の地盤構成を反映した結果となりボーリング柱状図の再利用と統一的理解に有効である。また、スラント関数によってもウォルシェーアダマール関数と同様の結果を得ることができた。いずれの関数がこの解析に適しているかは目下の結果だけでは判定できない。今後の検討を要する。

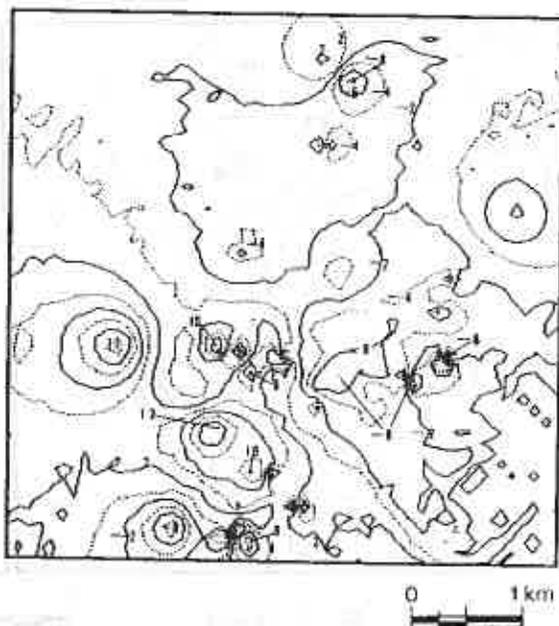


図-8 等値第2卓越期

参 考 文 献

- 1) 朝日秀定, 白幡浩志, 西野敏朗: 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 -, 土質工学会北海道支部技術報告集第29号, 平成元年2月
- 2) 朝日秀定, 白幡浩志, 木村峰樹: ボーリング柱状図の数値化記載土質名のスペクトル表示による地盤分類, 平成元年度情報地質研究会研究発表講演要旨集
- 3) 喜安善市: アダマール行列とその応用, 電子通信学会, 昭和55年
- 4) 斉藤昌之, 他: 5萬分の1地質図幅 登別温泉, 北海道地下資源調査所, 昭和28年

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

1. まえがき

境界要素法 (Boundary Element Method, B.E.M.) は場や系を支配する方程式を境界上の積分方程式に変換してこの積分方程式を近似的に解く方法である。これに対して有限要素法は境界条件を満たした上で、領域内で支配方程式を近似的に解く方法であるといえる。この両者の違いは特に解析対象が無限領域に広がっている場合にはっきりする。つまり、境界要素法では有限要素法のように領域内に要素を設定する必要がないため、解析対象より次元が1次元下がり、未知数は有限要素法に比して極めて少なくすむという利点があり、大型計算機を使用せずともパソコンレベルで高精度が期待できるといえる。さらに、領域内の任意の場所での値をいくつでもまた必要なだけ即座に知ることができる長所もある。地盤工学では解析対象が無限領域である場合が多いことと、解析ツール (道具) としてのコストパフォーマンス (経済性) 等をも考えれば、境界要素法はこの分野でもっと注目されてもよいと考える。

本報告ではポテンシャル問題と2次元半無限弾性問題について境界要素法の紹介と簡単な計算例を示す。

2. 境界積分方程式とその離散化

2. 1 Laplace方程式

<定式化>

ポテンシャル問題でその支配方程式が2次元の Laplace式である場合、解析対象は次式ようになる。

支配方程式 (領域 Ω 内):

$$(1) \quad \nabla^2 u(x) = 0$$

∇^2 は Laplacian である。

境界条件 (境界 Γ_1 、 Γ_2 上):

$$(2) \quad \begin{aligned} u(x) &= \bar{u}(x) && \text{on } \Gamma_1 \\ q(x) &= \frac{\partial u(x)}{\partial n} = \bar{q}(x) && \text{on } \Gamma_2 \\ \Gamma &= \Gamma_1 + \Gamma_2 \end{aligned}$$

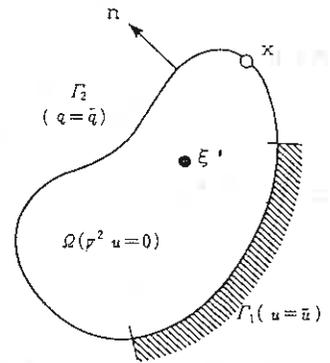


図-1 ポテンシャル問題

u はポテンシャル、 q は勾配、 n は単位法線ベクトルである。(図-1)

ここで、Green の定理を利用し、基本解を導入することにより内点 ξ' (ソース点または負荷点) における関数値を次式のように、境界 Γ 上での線積分で表すことができる。(詳細は、文献1)参照)

$$(3) \quad u(\xi') = \int_{\Gamma} q(x) u^*(\xi', x) d\Gamma - \int_{\Gamma} u(x) q^*(\xi', x) d\Gamma$$

On the Application of Boundary Element Method to Geotechnical Engineering Problems;
 Toshiyuki MITACHI, Yukihiro KOHATA (Faculty of Engineering, Hokkaido University),
 Isao IKEURA, Takashi ONO (Tomakomai National College of Technology) and
 Hiroshi KASHIWAKURA (Graduate Student, Hokkaido University).

ここに、 $u^*(\xi', x)$ などは負荷点 ξ' での単位大きさのソースによる、場の点 x での関数値を表す2点関数である。(3)式は境界 Γ 上の情報だけから領域 Ω 内の任意の点のポテンシャルが計算できることを示している。

次に、領域 Ω 内の点 ξ' を境界 Γ 上に移動させ、境界上の不連続点における積分に対し Cauchyの主値をとれば、次の境界積分方程式が得られる。(ξ は Γ 上)

$$(4) \quad \frac{1}{2}u(\xi) = \int_{\Gamma} q(x)u^*(\xi, x)d\Gamma - \int_{\Gamma} u(x)q^*(\xi, x)d\Gamma$$

(4)式は既知な境界条件から未知な境界値が全て求まることを示している。したがって、(4),(3)式より、与えられた境界条件から任意の内点の関数値が得られることになる。

ここで、式中の基本解 (*がついている) は次式となる。

$$(5) \quad u^*(\xi', x) = \frac{1}{2\pi} \ln\left(\frac{1}{r}\right)$$

$$q^*(\xi', x) = \frac{\partial u^*(\xi', x)}{\partial n(x)}$$

r は負荷点と観測点の距離である。

< 離散化 >

(4)式を節点 i と要素 j の一要素により離散化すると次式となる。

$$(6) \quad \frac{1}{2}u_i + \sum_{j=1}^N \left[\int_{\Gamma_j} q^* d\Gamma \right] u_j = \sum_{j=1}^N \left[\int_{\Gamma_j} u^* d\Gamma \right] q_j$$

さらに、

$$(7) \quad \frac{1}{2}u_i + \sum_{j=1}^N \hat{H}_{ij} u_j = \sum_{j=1}^N G_{ij} q_j$$

として、ここで、

$$(8) \quad H_{ij} = \begin{cases} \hat{H}_{ij} & (i \neq j) \\ \hat{H}_{ij} + \frac{1}{2} & (i = j) \end{cases}$$

とすると(6)式は次のようになる。

$$(9) \quad \sum_{j=1}^N H_{ij} u_j = \sum_{j=1}^N G_{ij} q_j$$

なお、 $i = j$ とは境界 Γ 上の任意の点が要素 j 上にある場合であり、(4)式で述べた特異性が問題になるというのは具体的には、基本解(5式)の式中の $1/r$ の部分の特異性を指している。

(9)式を全節点について集めれば次のような簡単なマトリックス形になる。

$$(10) \quad \underline{HU} = \underline{GQ}$$

境界要素上では u の値か q の値のどちらかが必ず既知であるから(10)式は N 個の未知数を持った N 元連立方程式になる。なお(6)式において、積分が解析的に困難な場合は数値積分によって簡単に求められる。

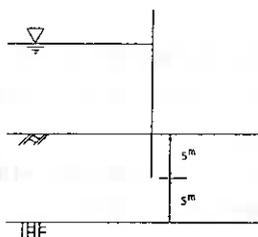
(10)式で境界上の u および q が求められたら、次式によって任意の内点 i でのポテンシャルが計算できる。

$$(11) \quad u_i = \sum_{j=1}^N q_j G_{ij} - \sum_{j=1}^N u_j \hat{H}_{ij}$$

<計算例>

(11)式によるポテンシャルの計算例を図-2に示す。上流側のポテンシャルを10、矢板下方を5として計算した等ポテンシャル線である。

(境界要素数 25、内点 99、計算時間約 6分)



2. 2次元半無限弾性問題

構造物-地盤系の問題は2次元半無限問題(Semi-infinite problem)として取り扱う必要がある。境界要素法では、基本解として無限遠での条件を取り入れており、この種の問題には最適であるといえよう。そこで、ここでは半無限弾性問題における境界積分方程式を解く上で必要な諸係数を具体的に示すことを目的とする。

<定式化>

J.C.F.Telles (文献2))によれば半無限領域で領域内に孔(Cavities)がなく、境界 Γ 上に載荷重がある場合の境界積分方程式は次式となる。

$$(12) \quad C_{ij}u_j = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma$$

式中の C_{ij} は境界の連続性に依存する値であるが、これについては後で述べることにする。以下に(12)式の誘導過程を簡単に説明する。

2次元弾性問題での支配方程式は領域 Ω 内で次式となる。

$$(13) \quad \sigma_{ij,i} + b_j = 0$$

境界条件は境界 Γ_1 、 Γ_2 ($\Gamma_1 + \Gamma_2 = \Gamma$) 上で

$$(14) \quad \begin{aligned} u_i &= \bar{u}_i & \text{on } \Gamma_1 \\ p_i &= \bar{p}_i & \text{on } \Gamma_2 \end{aligned}$$

と与えられる。ここで、 b は物体力(体積力)、 u と p はそれぞれ変位と表面力を表す。

また、(13)式において

$$(15) \quad \partial(\quad)/\partial x_i \equiv (\quad),_i$$

という表記をし、総和規約をとっていることに注意されたい。(以下この表記を用いる)

重みつき残差法か Bettiの相反定理を利用し、2次元弾性問題における基本解を導入することで内点 s の変位が次式のように境界上の積分で与えられる。(詳細はTelles)

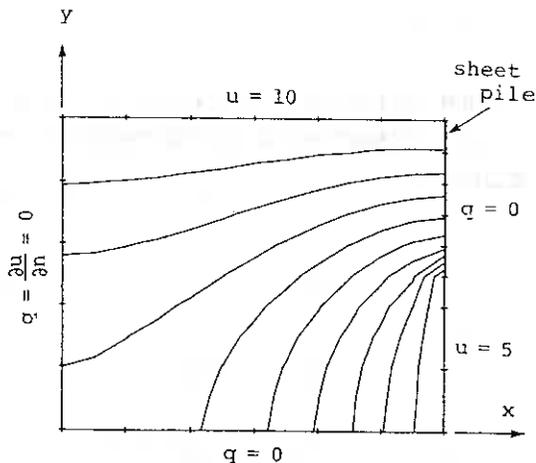


図-2 ポテンシャル問題(Laplace式)の計算例
(境界要素数25、内点99)

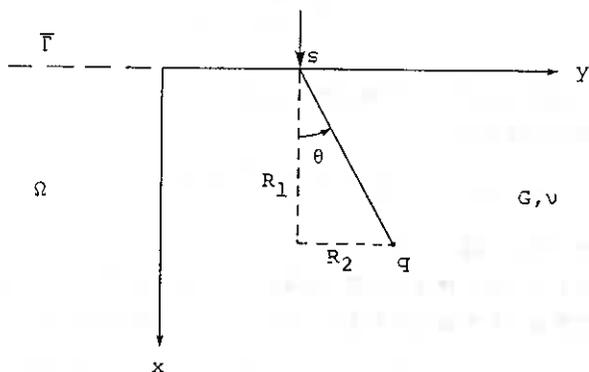


図-3 半無限表面に作用する単位荷重

$$(16) \quad u_i(s) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(s, Q) p_j(Q) d\Gamma - \int_{\Gamma} p_{ij}^*(s, Q) u_j(Q) d\Gamma + \int_{\Omega} u_{ij}^*(s, q) b_j(q) d\Omega$$

s, q はそれぞれ内部におけるソース(負荷)点(load point)、および場の点(field point)を表し、 Q は境界上の点である。また、2点関数の $u_{ij}^*(s, q)$ などは、点 s の i 方向に作用する単位荷重による、点 q の j 方向の変位、などを表す。(16)式はポテンシャル問題の(3)式に対応する。

ポテンシャル問題の時と同様にソース点を境界に移動し、特異積分をCauchyの主値をとることにより次の境界積分方程式が得られる。

$$(17) \quad C_{ij}(s) u_j(s) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(s, Q) u_j(Q) d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(s, Q) p_j(Q) d\Gamma + \int_{\Omega} u_{ij}^*(s, q) b_j(q) d\Omega$$

S は境界上の負荷点を表す。これは(4)式に対応する。

ここで半無限平面の表面に単位荷重が作用した場合の基本解を次式に示す。

変位成分は

$$(18) \quad \begin{aligned} u_{11}^* &= -K_d' \left\{ 2(1-\nu) \ln R - R_{,1}^2 \right\} \\ u_{12}^* &= -K_d' \left\{ (1-2\nu)\theta - R_{,1} R_{,2} \right\} \\ u_{21}^* &= -K_d' \left\{ -(1-2\nu)\theta - R_{,2} R_{,1} \right\} \\ u_{22}^* &= -K_d' \left\{ 2(1-\nu) \ln R - R_{,2}^2 \right\} \end{aligned}$$

ここに

$$(19) \quad \begin{aligned} K_d' &= 1/(2\pi G) \\ \theta &= \tan^{-1} (R_2/R_1) \\ R_{,i} &= \frac{\partial R}{\partial x_i(q)} = \frac{R_i}{R} \end{aligned}$$

ν はPoisson比、 G は剛性率である。

表面力成分は

$$(20) \quad p_{ij}^* = -\frac{2}{\pi R} \left\{ R_{,i} R_{,j} \frac{\partial R}{\partial n} \right\}$$

となる。(図-3参照)

さて(17)式で物体力の項を省略して、Cavity(境界 Γ')を持った半無限領域(表面 $\bar{\Gamma}$)の一部($\Gamma - \Gamma'$)に載荷された場合を考える(図-4)と、次式のようなになる。

$$(21) \quad \begin{aligned} C_{ij} u_j + \int_{\Gamma - \Gamma'} p_{ij}^* u_j d\Gamma + \int_{\Gamma'} p_{ij}^* u_j d\Gamma + \int_{\Gamma_\rho} p_{ij}^* u_j d\Gamma \\ = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma + \int_{\Gamma_\rho} u_{ij}^* p_j d\Gamma \end{aligned}$$

ここで

$$(22) \quad \lim_{\rho \rightarrow \infty} \int_{\Gamma_\rho} \left[p_{ij}^*(s, Q) u_j(Q) - u_{ij}^*(s, Q) p_j(Q) \right] d\Gamma = 0$$

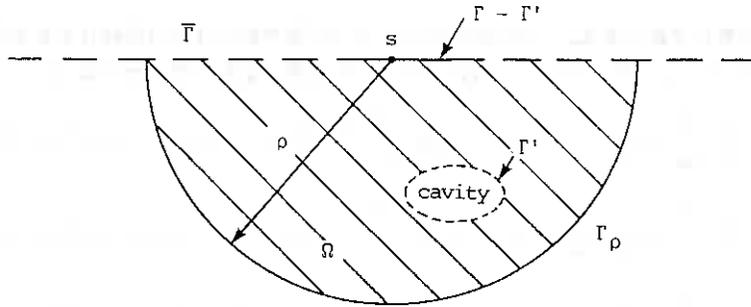


図-4 $(\Gamma - \Gamma')$ に載荷された半無限領域

が満足すること (Telles) を認めると、(21)式は次のようになる。

$$(23) \quad C_{ij} u_j + \int_{\Gamma - \Gamma'} p_{ij}^* u_j d\Gamma + \int_{\Gamma'} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma$$

(23)式の第2項の積分域は半無限体の表面($\bar{\Gamma}$)に一致しており、(20)式から明らかなように基本解 p_{ij}^* は表面では常に0である。従って(23)式は、

$$(24) \quad C_{ij}(s) u_j(s) + \int_{\Gamma'} p_{ij}^*(s, Q) u_j(Q) d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(s, Q) p_j(Q) d\Gamma$$

となる。さらに cavity がない場合、(24)式の第2項も0となり結局(12)式が得られ、未知な境界値(変位と表面力)が全て求められることになる。

<離散化>

境界をL個の要素に分けて線形要素により(12)式の右辺を離散化すると次式となる。(n: 接点数)

$$(25) \quad \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma = \sum_{j=1}^L \left[\int_{\Gamma_j} \underline{u}^* N d\Gamma \right] \underline{p}(n)$$

Nは内挿関数で、線形要素の場合、要素上にとった局所座標 η によって次式のようなになる(図-5)。

$$(26) \quad N_1 = \frac{1}{2} (1 - \eta) \\ N_2 = \frac{1}{2} (1 + \eta)$$

添字1、2は要素両端の節点を表す。(25)式の積分変数を次式によって η に変換すると、

$$(27) \quad d\Gamma = |J| d\eta$$

|J|はJacobianで線形要素の場合、

$$(28) \quad |J| = \ell/2$$

となる。 ℓ は要素の長さである。(24)式の特異とならない部分($i \neq j$)を数値積分(Gauss積分)で表すと、

$$(29) \quad \underline{g} = \int_{\Gamma_j} \underline{u}^* N d\Gamma = \int_{-1}^1 \underline{u}^* N |J| d\eta = \frac{\ell}{2} \sum_{k=1}^K (\underline{u}^* N)_k W_k = \begin{pmatrix} g_{II}^1 & g_{I\text{II}}^1 & g_{II}^2 & g_{I\text{II}}^2 \\ g_{\text{III}I}^1 & g_{\text{III}II}^1 & g_{\text{III}I}^2 & g_{\text{III}II}^2 \end{pmatrix}$$

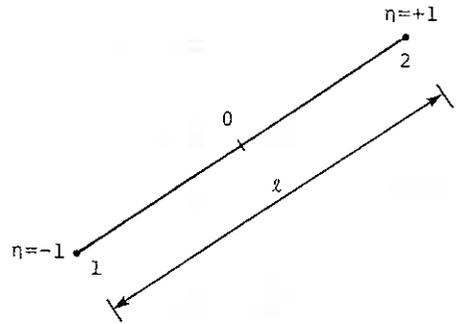


図-5 線形要素における局所座標 η

Kは積分点の数、 W_k は重み係数である。(18)式で示したように基本解には4つの成分があるので、(29)式は4つの成分を持つサブマトリックスとなり、節点1について整理すると次のようになる。

$$\begin{aligned}
 g_{I I}^1 &= \frac{\ell}{2} \sum_{k=1}^K (u_{11}^* N_1)_k W_k = \frac{\ell}{8\pi G} \sum_{k=1}^K \left\{ -2(1-\nu) \ln(R_k) + \cos^2 \beta_k \right\} (1-\eta_k) W_k \\
 g_{I II}^1 &= \frac{\ell}{2} \sum_{k=1}^K (u_{21}^* N_1)_k W_k = \frac{\ell}{8\pi G} \sum_{k=1}^K \left\{ (1-2\nu)\theta + \sin \beta_k \cos \beta_k \right\} (1-\eta_k) W_k \\
 (30) \quad g_{II I}^1 &= \frac{\ell}{2} \sum_{k=1}^K (u_{12}^* N_1)_k W_k = \frac{\ell}{8\pi G} \sum_{k=1}^K \left\{ -(1-2\nu)\theta + \cos \beta_k \sin \beta_k \right\} (1-\eta_k) W_k \\
 g_{II II}^1 &= \frac{\ell}{2} \sum_{k=1}^K (u_{22}^* N_1)_k W_k = \frac{\ell}{8\pi G} \sum_{k=1}^K \left\{ -2(1-\nu) \ln(R_k) + \sin^2 \beta_k \right\} (1-\eta_k) W_k \\
 \cos \beta_k &= (R_1 / R)_k, \quad \sin \beta_k = (R_2 / R)_k
 \end{aligned}$$

(25)式で、 p を列ベクトルとしてあるから u は転置してある。

なお、節点2については、

$$(31) \quad 1 - \eta_k \rightarrow 1 + \eta_k$$

とするだけでよい。

一方、特異積分は解析的に実行できて、結果だけを示すと以下のようなになる。

$$\begin{aligned}
 g_{I I}^1 &= \frac{\ell}{4\pi G} \left\{ 2(1-\nu) \left(\frac{3}{2} - \ln(\ell) \right) + \cos^2 \beta \right\} \\
 g_{I I}^2 &= \frac{\ell}{4\pi G} \left\{ 2(1-\nu) \left(\frac{1}{2} - \ln(\ell) \right) + \cos^2 \beta \right\} \\
 g_{I II}^1 &= \frac{\ell}{4\pi G} \left\{ (1-2\nu)\theta + \cos \beta \sin \beta \right\} \\
 g_{I II}^2 &= g_{I II}^1 \\
 (32) \quad g_{II I}^1 &= \frac{\ell}{4\pi G} \left\{ -(1-2\nu)\theta + \sin \beta \cos \beta \right\} \\
 g_{II I}^2 &= g_{II I}^1 \\
 g_{II II}^1 &= \frac{\ell}{4\pi G} \left\{ 2(1-\nu) \left(\frac{3}{2} - \ln(\ell) \right) + \sin^2 \beta \right\} \\
 g_{II II}^2 &= \frac{\ell}{4\pi G} \left\{ 2(1-\nu) \left(\frac{1}{2} - \ln(\ell) \right) + \sin^2 \beta \right\}
 \end{aligned}$$

(30)、(32)式を全節点と全要素の節点1、2の間で実行し、マトリックスにまとめると(25)式は次のようになる。

$$(33) \quad \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma = \underline{G} \underline{p}$$

ポテンシャル問題での(10)式と同じ形式で(24)式を表現すると対応するマトリックスHの対角成分は次

式のように非対角成分から間接的に求められ、この中に(24)式のC_{ij}が取り込まれた形になる。(文献 2))

$$(34) \quad H_{\alpha\alpha} = \underline{I} - \sum_{q \neq \alpha} H_{\alpha q}$$

Iは単位マトリックス。(24)式と(12)式とを対比させると、結局(12)式のC_{ij}は、

$$(35) \quad C_{ij} = \delta_{ij}$$

となる。δ_{ij}はクロネッカーのデルタ。よって(12)式は次のようになる。

$$(36) \quad \underline{I} \underline{u} = \underline{G} \underline{p}$$

(36)式によって全ての節点における表面変位が求められる。

ここで(16)式は(12)式を導いたときと同様な理由で

$$(37) \quad u_i(s) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(s, Q) p_j(Q) d\Gamma$$

となり、変位を求めたい内点に関して基本解が計算できれば(Gマトリックスが得られれば)、任意の点での変位が求められることがわかる。(この場合には特異積分は生じない)

内点の変位が得られたら弾性論の力を借りて内点の応力を求めることは容易である。そのために、変位から直接に応力を計算できる式を(30)式を使って表現しておくことと便利である。つまり、

$$(38) \quad \underline{\sigma} = \sum_j \underline{D}_j p_j$$

の形に整理しておく。この場合、左辺は3×1の列ベクトルである。

いま領域内の点(ξ, η)に関する偏微分を()、ξ、()、ηと表記すると節点1では、

$$(39) \quad \begin{aligned} D_{11}^1 &= \frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu} \left\{ g_{II, \xi}^1 + \frac{\nu}{1-\nu} g_{II, \eta}^1 \right\} \\ D_{12}^1 &= \frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu} \left\{ g_{I\eta, \xi}^1 + \frac{\nu}{1-\nu} g_{II, \eta}^1 \right\} \\ D_{21}^1 &= G \left\{ g_{II, \eta}^1 + g_{II, \xi}^1 \right\} = D_{12}^1 \\ D_{22}^1 &= G \left\{ g_{I\eta, \eta}^1 + g_{II, \xi}^1 \right\} = D_{31}^1 \\ D_{31}^1 &= \frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu} \left\{ \frac{\nu}{1-\nu} g_{II, \xi}^1 + g_{II, \eta}^1 \right\} \\ D_{32}^1 &= \frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu} \left\{ \frac{\nu}{1-\nu} g_{I\eta, \xi}^1 + g_{II, \eta}^1 \right\} \end{aligned} \quad \underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad \underline{p}_j = \begin{pmatrix} p_x^1 \\ p_y^1 \\ p_x^2 \\ p_y^2 \end{pmatrix}$$

$$\underline{D}_j = \begin{pmatrix} D_{11}^1 & D_{12}^1 & D_{21}^2 & D_{22}^2 \\ D_{21}^1 & D_{22}^1 & D_{21}^2 & D_{22}^2 \end{pmatrix}$$

となる。また、境界上を(x, y)とすると(図-6)、

$$(40) \quad \begin{aligned} R_1 &= \xi - x, & R_2 &= \eta - y \\ R &= (R_1^2 + R_2^2)^{1/2} \end{aligned}$$

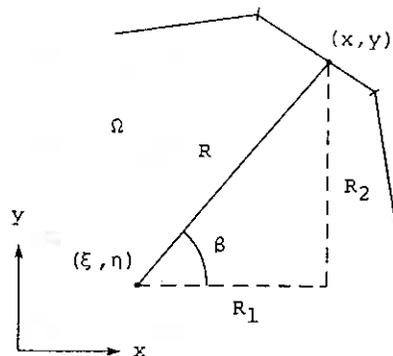


図-6 内点(ξ, η)に関する偏微分

であり、さらに

$$(41) \quad \frac{\partial}{\partial \xi} \theta = -\frac{\sin \beta_k}{R_k}, \quad \frac{\partial}{\partial \eta} \theta = \frac{\cos \beta_k}{R_k}$$

などに注意すると、

$$(42) \quad \begin{aligned} g_{II, \xi}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum_{k=1}^K (1-\eta_k) W_k \left[2(1-\nu) \frac{\cos \beta_k}{R_k} - \frac{2\cos \beta_k \sin^2 \beta_k}{R_k} \right] \\ g_{III, \eta}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum (1-\eta_k) W_k \left[(1-2\nu) \frac{\cos \beta_k}{R_k} + \frac{\cos \beta_k (2\sin^2 \beta_k - 1)}{R_k} \right] \\ g_{I, \xi}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum (1-\eta_k) W_k \left[(1-2\nu) \frac{\sin \beta_k}{R_k} + \frac{\sin \beta_k (2\cos^2 \beta_k - 1)}{R_k} \right] \\ g_{II, \eta}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum (1-\eta_k) W_k \left[2(1-\nu) \frac{\sin \beta_k}{R_k} - \frac{2\sin \beta_k \cos^2 \beta_k}{R_k} \right] \\ g_{II, \eta}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum (1-\eta_k) W_k \left[2(1-\nu) \frac{\sin \beta_k}{R_k} + \frac{2\sin \beta_k \cos^2 \beta_k}{R_k} \right] \\ g_{III, \xi}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum (1-\eta_k) W_k \left[-(1-2\nu) \frac{\sin \beta_k}{R_k} + \frac{\sin \beta_k (2\cos^2 \beta_k - 1)}{R_k} \right] \\ g_{I, \eta}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum (1-\eta_k) W_k \left[-(1-2\nu) \frac{\cos \beta_k}{R_k} + \frac{\cos \beta_k (2\sin^2 \beta_k - 1)}{R_k} \right] \\ g_{II, \xi}^1 &= -\frac{\ell}{8\pi G} \sum (1-\eta_k) W_k \left[2(1-\nu) \frac{\cos \beta_k}{R_k} + \frac{2\cos \beta_k \sin^2 \beta_k}{R_k} \right] \end{aligned}$$

(42)式を(39)式に代入すると、節点1についてのマトリックスDの成分が次のように得られる。

$$(43) \quad \begin{aligned} D_{11}^1 &= -\frac{\ell}{2\pi} \sum_{k=1}^K \left[\cos^3 \beta_k (1-\eta_k) W_k / R_k \right] \\ D_{12}^1 &= -\frac{\ell}{2\pi} \sum \left[\cos^2 \beta_k \sin \beta_k (1-\eta_k) W_k / R_k \right] \\ D_{21}^1 &= D_{12}^1 \\ D_{22}^1 &= D_{31}^1 \\ D_{31}^1 &= -\frac{\ell}{2\pi} \sum \left[\cos \beta_k \sin^2 \beta_k (1-\eta_k) W_k / R_k \right] \\ D_{32}^1 &= -\frac{\ell}{2\pi} \sum \left[\sin^3 \beta_k (1-\eta_k) W_k / R_k \right] \end{aligned}$$

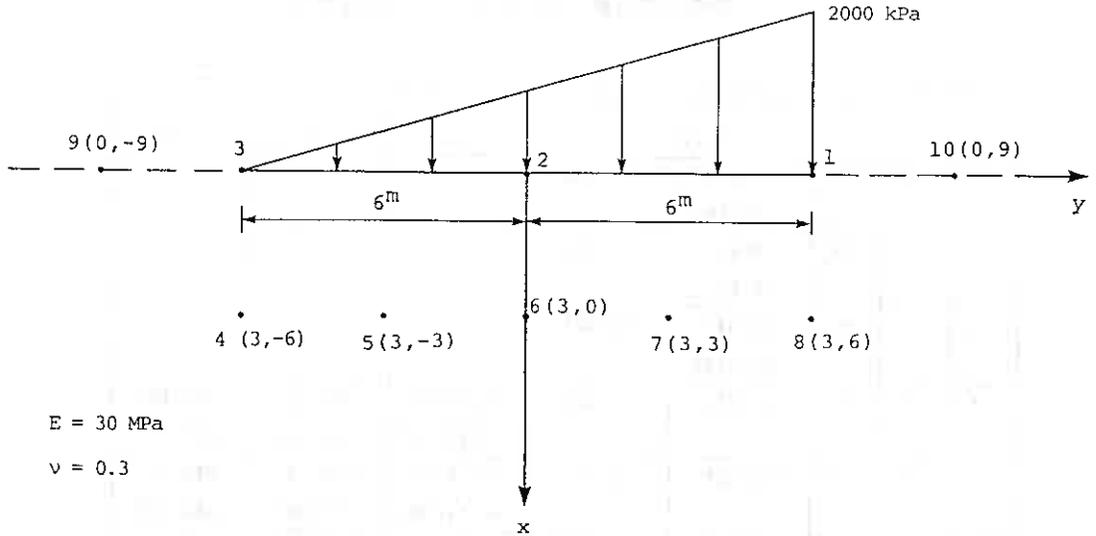


図-7 三角形帯状荷重が作用した2次元半無限領域
(境界要素数2, 節点数3, 計算する内点および表面上の点計7点)

< 計算例 >

図-7に示すような三角形帯状荷重(表面力)の作用している2次元半無限弾性(平面ひずみ)問題を考える。この例の場合節点が3個、要素が2個であるから(36)式のマトリックスGは、節点1に関して 6×2 、節点2に関して 6×2 の行列が並んだ 6×4 の大きさになる。また、マトリックスpは1つの要素で両端点(1、2)で2つつづ表面力があるので 4×1 の列ベクトルとなる。また、境界上では(19)式で θ は決められないので、

$$(44) \quad \theta = \begin{cases} \frac{\pi}{2} & (R_2 > 0, R_1 = 0) \\ -\frac{\pi}{2} & (R_2 < 0, R_1 = 0) \end{cases}$$

と定義した。

表-1に表面変位と図中の各点での変位(節点2に対する相対変位)および応力値を示した。厳密解(文献3)とよく一致していることが分かる。なお、領域内の変位については厳密解を求めるのは困難であるとされている。(文献4)

(境界要素数2、内点(No.9,10も含めて)7、計算時間約40秒)

3. まとめ

以上、ポテンシャル問題と半無限弾性問題について境界要素法を紹介し、簡単な例題を解いてみた。ポテンシャル問題に関する文献は多数出ておりここではこれ以上触れないが、地盤工学を意識した半無限問題に関する境界要素法の文献・資料は少なく、また不完全なものが多いようである。例えば、応力を計算する上で必要なDマトリックスの成分を具体的に求めてある文献は、筆者らは現時点までは目にしていないため、あえてここで完全な式を掲載した。(43)式)

地盤の変形、応力を解析する上で弾性解は有効であるにしてもそれで説明がつくものでもなく、これからの目標は(粘)弾塑性等の非弾性問題を解くことにある。

表-1 半無限弾性問題の計算結果 (()内は厳密解)

No.	x	y	$u_x - u_x(2)$ (cm)	u_y (cm)	σ_x (kPa)	σ_y (kPa)	σ_{xy} (kPa)
1	0	6	-4.375 (-4.476)	-10.400			
2	0	0	0.0 (0.0)	5.200			
3	0	-6	-27.547 (-27.649)	10.400			
4	3	-6	-27.371	2.139	-149.79 (-149.79)	-301.13 (-301.13)	173.56 (173.56)
5	3	-3	-16.328	0.217	-514.77 (-514.78)	-388.96 (-388.96)	260.13 (260.13)
6	3	0	-6.150	-0.768	-959.48 (-959.48)	-450.19 (-450.19)	225.09 (225.09)
7	3	3	-2.115	-0.264	-1289.67 (-1289.89)	-396.93 (-396.92)	5.485 (5.482)
8	3	6	-10.346	0.998	-844.04 (-844.04)	-393.12 (-393.12)	-425.61 (-425.61)
9	0	-9	-36.181 (-36.282)	10.400	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)
10	0	9	-24.731 (-24.832)	-10.400	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)

参考文献

- 1) 戸川準人・下関正義：パソコンによる境界要素入門，サイエンス社，pp.125-162,1983.
- 2) J.C.F.Telles：The Boundary Element Method Applied to Inelastic Problems, Springer-Verlag, pp.46-101,1983.
- 3) R.F.Scott：Principles of Soil Mechanics, Addison-wesley Publishing Company, Inc., pp.492-493, 1983.
- 4) 最上武雄編著：土質力学，技報堂，pp.221-330,1969.
- 5) 櫻園正人：マイコンによる境界要素解析，培風館，1984.
- 6) 神谷紀生：境界要素法の基礎，培風館，1983.
- 7) 神谷紀生：演習境界要素法，サイエンス社，1987.
- 8) C.A.プレビア著，神谷・田中（正）・田中（喜）訳：境界要素法入門，1983.
- 9) 東町高雄・岡本紀明：境界要素法による平面問題解析の高精度化に関する二、三の検討，日本機械学会講演論文集，No.813-1，pp.84-86,1981.
- 10) 小林昭一：積分方程式法（境界要素法）の発展，土木学会論文集，第350号/I-2，pp.9-22,1984.

1 まえがき

粘土の力学的特性を研究する上から「練返し再圧密試料」は大変有用である。練返し試料は乱されない試料に比して、長期間にわたって同一、均一、大量、高品位の試料を安定供給できるからである。もちろん、乱されない試料に存在する圧密時間効果、複雑な構造(土粒子骨格)や粒子間膠結等を再生することはできないし、そのような項目に関する研究用には自ずから限界の存在することを承知している。両試料の力学的特性間に大きな差異があり、練返し試料によるデータからの推定が不能であってもなお練返し試料の有用性は消滅しない。それらの乱されない試料の力学的特性に影響する要因の識別、定性的傾向の把握、試験法・解析法の開発、研究者・技術者の養成等々大いに寄与できる領域が存在し、これまでも多大の成果を取めているからである。

練返し試料に対する要望の高度化に対して、種々の機関が永年にわたって英知を集め改良を加え、今日の再圧密試料がある。筆者らの研究室ではいつでも同一の試料を得ることのできる「予圧密法」をもっぱら採用し研究を続けている。「予圧密法」による試料から同時に組み立てることのできる三軸装置数だけの供試体を切り出し、残りは棄てている。たとえば4本の供試体を切り出せる寸法であるが2、3本を使い、1、2本を棄てている。試験者の都合が一致せず2日ずれる時には、他の予圧密装置にて別に試料を準備しなければならない。急速測定するとしても「在庫」試料は無く、予圧密期間である一週間を待たねばならない。

このような試料土の無駄、時間の空費を避けるためと、状態を更に均一化するため保存試料の利用がいくつかの機関において採用されている。すなわち予圧密後の試料を適当な寸法に小分割し、紙を巻きワックスにて密閉、保存する。試験時に1個ずつ取り出し供試体を切り出すのである。ワックスをかけたり、それをがすのはやはり手間である。保存期間の短い場合にはより一層痛感するであろう。

それゆえ、更に簡単な密閉・保存方法として食品包装用ラップフィルムによって試料の周囲を保護して保存できないかを検討することとした。半年や数年の長期間を目指したものではなく、1か月程度保存できるか否か、保存によってせん断特性に影響が及ぶか否かについて検討を加えた。

2 試料と試験方法

前述のラップ紙による試料保存がせん断特性に及ぼす影響をみるため、等方圧密非排水圧縮せん断三軸試験を実施した。予圧密後直ちに切り出して大気中セットした場合(保存期間 $t_e=0$)、予圧密後直径8~9cm、高さ15~17cm程度(予圧密試料全体の1/4)に分割し、ラップ紙を2枚巻き付け保存する。保存期間は3日(0.4週)、1週、2週、3週、4週を含め6種類である。

20時間等方圧密した後、非排水条件にて鉛直軸ひずみ15%まで圧縮する。間隙水圧は供試体底面にて計測する。圧密応力は100、400kPaの2種類のみ、せん断速度は0.01mm/分、背圧は100kPaとしている。ごく標準的仕様である。

試料土は市販のカオリン粘土で、砂分 0%、シルト分 4%、粘土分 96%、比重 2.65、液性限界 74%、塑性指数 46%である。圧密係数は高く、速やかに圧密が進行する。液性限界の2倍の含水比に調整・養生中の泥水より適当量の試料を取り出し、ソイルミキサーにて1時間攪拌した後、内径20cmのセルを用いて85kPaの

Effect of a simplified storage method on shearing characteristics in reconstituted samples.

Yoshifusa SANO and Yuuichi IWABUCHI (Hakodate National College of Technology)

圧力にて一次元排水を行なう。液性指数0.7程度の含水比の試料が得られている。

ラップ紙は旭化成工業㈱ポリ塩化ビニルに脂肪酸誘導体と球形化植物油を添加した幅30cmのロール(商品名ラップ)である。完全に外気や水蒸気を遮断する材料ではなく、むしろ圧力がかかれば水蒸気を通過させると言われている。常温の水は通過しにくいようである。柔らかいので内容物に密着し、中間の大気を追い出し少量にすることが容易である。

3 試験結果と考察

試料を使用する立場からは、供試体を切り出して三軸室に据えつけ圧密を開始するまでの「準備過程」、等方応力下の排水中の「圧密過程」、非排水条件下の軸圧縮を行なう「せん断過程」がある。それらに「破壊時」を加えた4項目に分けて考察を行なう。

3.1 準備過程における影響

試料保存により影響される項目の第一は大気の侵入、間隙水の排出である。温度は一定であるが湿度は特別に制御していない実験室の一隅に保管しているだけのことであるので、試料が乾燥する可能性がある。

試料が応力を解放された時、試料内部の状況はどのようになっているのかを考えてみる。斉藤・木村は、小型間隙水圧計を予め泥水に埋めこんで作成した予圧密試料について、押し抜き

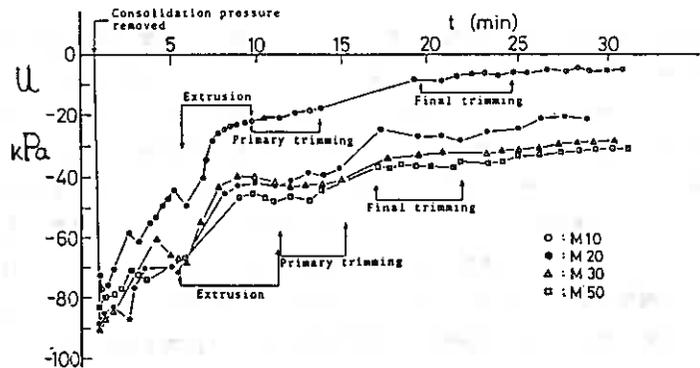


図-1 供試体作成過程における間隙水圧挙動
(斉藤・木村¹⁾より引用)

・トリミングの間連続的に内部間隙水圧を測定した¹⁾。計測結果の一例を図-1に引用する。彼らによると、予圧密が完了した時間隙水圧がほぼ0であるが、予圧密応力(98kPa)を解除するとその間隙水圧は即座に低下し-70~-90kPaの負圧を示す。この負圧は、時間の経過につれ漸減し、供試体作成終了時(30分経過)には10~-30kPaになっている。すなわち有効応力が急速に低下していることとなる。この傾向は低塑性土の方が著しい。

本研究に用いた試料は、粘土と称しているものとても透水性は良好であり、3t法²⁾によれば、圧密応力 σ_{rc} 100kPaの場合120分、400kPaの場合280分で圧密終了とみなされ圧密を打ち切ることが妥当とされるような土である。30分経過時には圧密度はそれぞれ80%、68%程度である。他の研究課題のため実施している過圧密状態再現の実験データによれば、正規圧密完了後非排水条件下で等方応力を低下させる時、間隙水圧が背圧の値から負のある一定値に収束するのに60分を要している。文献1)の試料に比して底面間隙水圧低下に時間がかかる試料であることが分かっている。

予圧密試料を取り出して供試体を成形し、三軸室に据え付け側圧を加え始めるまでの時間を算出してみる。担当者2名、トリマー2台、セットすべき供試体3本の場合、二次フラッシングを開始するのが第一供試体70分、第二供試体70分、第三供試体120分程度である。2名でトリミングした後、1名が2本セットする。その間他の1名が第三供試体をトリミングしてからセットする。第三供試体は小型間隙水圧計を供試体側面にとりつけるなど、手順がやや複雑で時間がかかる。

大気の接触を遮断するフィルム³⁾のとりつけは早い場合で40分、遅い場合で90分位と推測される。これまで

の時間にどの程度の予圧密応力解放による負圧の減少が進行するかは不明であるが、100%消滅しているとは考えていない。それゆえ、所定の側圧が負荷された時発生する間隙水圧(中央部)は側圧より少し低いと推定される。間隙水圧が低ければ、圧密度が減少し、密度は緩く含水比は高く強度は少し低くなるはずである。実測データにおいて密度や含水比にはそのような傾向は現われていないが、強度については3.4において後述するように、保存期間0の場合の強度は低い傾向が現われている。

表-1 B, t_e , $\tan \phi'$ 値の一覧

保存 日数 t_e 週	試験 番号	B 値			圧密打 切時間 t_c 分	$\tan \phi'$
		~50	50~100	100~		
0	89 U16	0.93	0.96	0.99	117	0.38
0.4	89SW10	0.91	0.97	0.99	57	0.45
1	89SW 5	0.92	0.98	0.99	140	0.51
2	89SW 3	0.97	0.98	0.99	132	0.48
3	89SW 8	0.96	0.98	0.99	155	0.50
4	89SW 9	0.93	0.98	0.99	145	0.47
0	89 U 5	0.99	0.97	1.00	285	0.32
0.4	89SW 6	0.96	0.98	0.99	180	0.33
1	89SW11	0.98	1.00	1.00	235	0.34
2	89SW 7	0.94	0.98	0.99	265	0.36
3	89SW12	0.91	1.00	0.99	289	0.40
4	89SW14	0.97	0.97	1.00	320	0.37

次にB値について検討してみる。二次フラット後、等方応力 σ_v を段階的(7, 50, 100kPa、最終等方応力)に上昇させ間隙水圧 u を計測する。二次フラット時の等方応力は7kPa位とわずかである。表-1に示すように、 σ_v 100kPa時と最終等方応力時にはB値は0.99以上であるが、50kPa時には0.91など目標値としている0.95を下回る値が見られる。リング後の供試体間隙中に少し空気が存在していることを示唆している。保存期間の長い場合にB値が低い場合が多いが、必ずしも低い場合だけではないし、さらに $t_e=0$ の時にも0.93の事例があったりしている。

3.2 圧密過程における影響

圧密特性に対する保存の影響をみるために、3t法により推奨される圧密打ち切り時間 t_c (圧密終了時間と考えても大きな不都合はなかろう)を求めて表-1に併記した。保存しない場合($t_e=0$)を基準にして3日保存した場合が半分程に短縮されることが特筆される。圧密応力 $\sigma_{vc}'=100$ kPaはやや過圧密の状態にあるとみなされるが、保存が1週間を超えると少し圧密に時間がかかる傾向にある。これに対し、 $\sigma_{vc}'=400$ kPaは十分正規圧密の状態であるとみなされるが、ほとんど同程度の t_c を示している。

含水比と圧密応力の関係は図-2の○印により示されている。実線は $t_e=0$ のデータのみによる最適直線である。応力解放による負の残留間隙水圧が存在すると、等方応力の負荷による間隙水圧増分が同一でも示す値は小さく、従って圧密後の含水比は高くなり、

保存する場合には逆に含水比が低くなると推定される(3.1に既述)が、グラフ上(図-2)にその特徴は現われない。保存することにより最大1.2%位の含水比の差異が見られるけれども、保存期間と一定の関係は見られない。 $t_e=0$ の場合のデータについて直線を求めるに際しても1%位の差異は存在しているので、保存することによって影響は生じないとするのが妥当であろう。

3.3 せん断過程における影響

偏差応力 σ_d を圧密応力 σ_{vc}' にて除した正規化値 σ_d/σ_{vc}' と軸ひずみ ϵ_s との関係を図-3

(a)(b)に示す。いずれの事例においても単調増

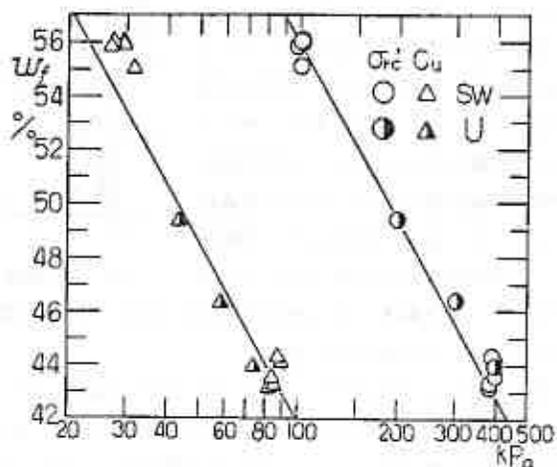


図-2 含水比～圧密応力、非排水せん断強さの関係

加の様相を示し、明確なピークを有する事例は存在しない。この点に関してラップ紙保存による影響はない。(a)図から $t_E=0$ の事例が最下位にあり、ほぼ t_E の順に上方に位置するようになるが、 $t_E=4$ 週の実例は少し下がっている。しかし、 $t_E=0$ 以外の事例間の差異は小さい。更に、 $t_E=0, 0.4$ 週、1週の実例におけるせん断初期($\epsilon_a=1\sim 3\%$ 付近)における偏差応力負荷の低迷を考慮に入れると、保存した試料の曲線はピークであつて、非保存試料とは異なると言える。文献3)におけるIS(理想採取)事例の曲線は、本報告の保存試料 $t_E=1$ 週時の関係にほとんど一致する。間隙水圧に関しては、図-4(b)に示す $t_E=1$ 週4週時の曲線に近い。文献3)の当該試料の保存期間は不明であるが、予圧密後すぐトリミングしていないと承知している。

正規化間隙水圧～軸ひずみ関係について検討する。間隙水圧は土の構造に大きく敏感に影響される項目であり同一供試体を得ることが重要であるが、その確認方法は樹立されていないのが現状である。図-4(a)(b)に試験結果を示す。(a)図において $t_E=2, 3$ 週の実例が上に外れていること、(b)図において $t_E=2$ 週の実例は特性が異なり速やかに上昇した後変化なしである。 $t_E=0.4$ 週、3週の実例はそれぞれ下と上に外れている。前述のように文献3)の曲線は中央のグループの曲線群に一致している。文献3)におけるPS(完全採取)事例の曲線は偏差応力～ひずみ曲線はISより少し低く下位にあり、間隙水圧～ひずみ曲線はISより大きく下位に位置し、応力解放し負の残留間隙水圧を有している状態では、偏差応力は少し低く、せん断時間隙水圧はかなり低いことが示されている。

変形係数 E_{s0} は先に検討した図-3における曲線の立ち上がりの状況を示す値であり、図-5に示す。保存試料において10～25MPaであり、大きな変化ではない。図-6に示す E_{s0}/c_u は試料の乱れを表わす指標として知られている値である。 σ_{rc} 100kPaの実例は $t_E=1$ 週、2週の場合に変化は見られるものの、その他の保存期間や σ_{rc} 400kPaの場合には変化は見られない。

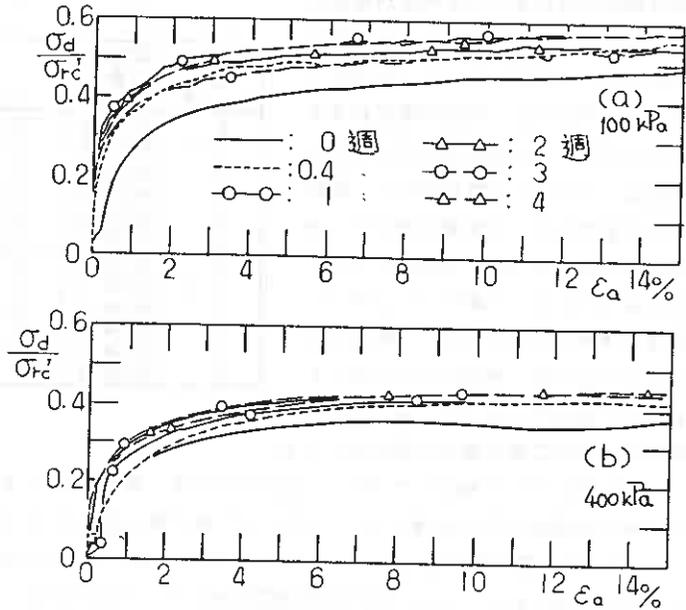


図3 偏差応力～軸ひずみの関係への影響

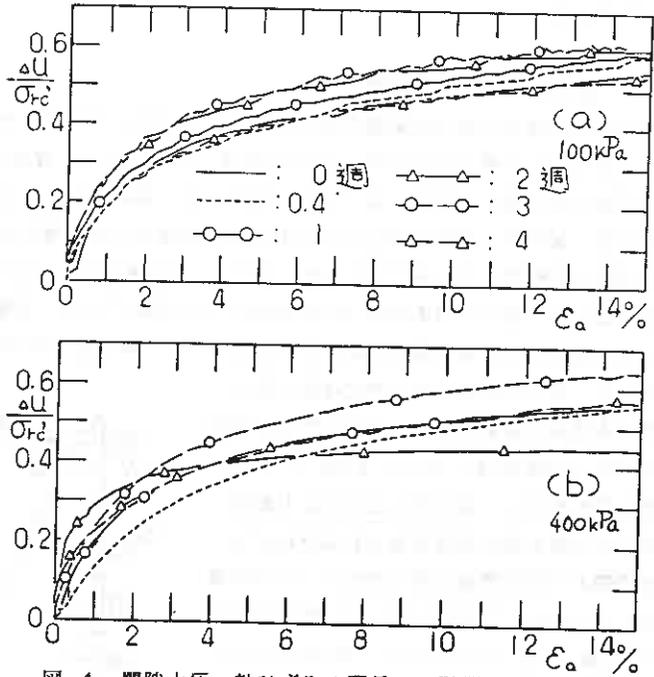


図4 間隙水圧～軸ひずみの関係への影響

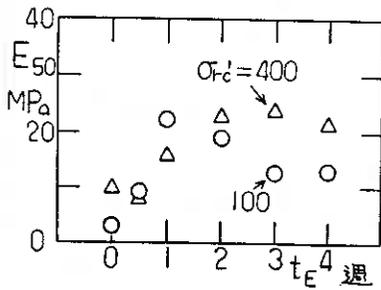


図-5 変形係数 E_{50} への影響

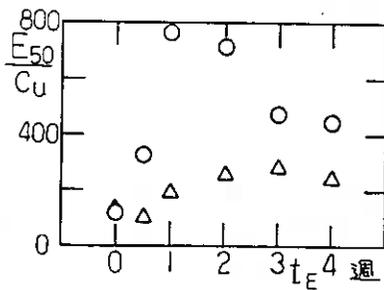


図 6 E_{50}/C_u 値への影響

ラップ紙による保存自体の差はあるものの、保存期間による相違に一定の傾向は見られない。

3. 4 破壊時数値への影響

偏差応力 σ_d が最大となる時を破壊と定義し、軸ひずみ ϵ 15%を越えるまで単調増加となる時は15%の時を破壊とする。破壊時偏差応力を正規化値 σ_d/σ_{rc}' に直して示したものが図-7 (a)である。非保存試料での値に比して保存試料の値は例外なく高くなっている。保存期間が1週あるいは2週まで上昇し、以降は下降ないしは一定である。圧密応力 σ_{rc}' の値により正規化偏差応力値に大きな違いが見られる。 σ_{rc}' 100kPaの試料には予圧密の影響が残っているためと考えている。この影響を消去するため、 $t_E=0$ の時を1.0とする比率を図-7 (b)に示している。保存することにより、1~2割の増加が σ_d/σ_{rc}' には現われることが分かる。この項目から判断する時 $t_E=4$ 週までの保存試料については利用可能である。

次いで正規化間隙水圧について同様の手法にて検討してみる。図-8 (a) (b)に結果が示されている。圧密応力 100 kPaの方が400kPa時より間隙水圧の高いこと、100kPaの場合には保存により間隙水圧が高くなるのに対し、圧密応力

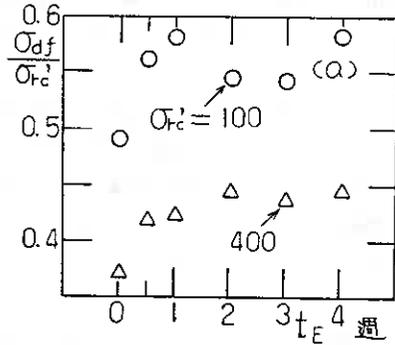


図 7 偏差応力への影響

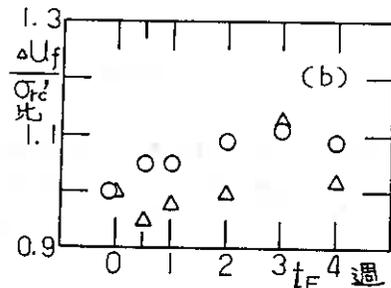
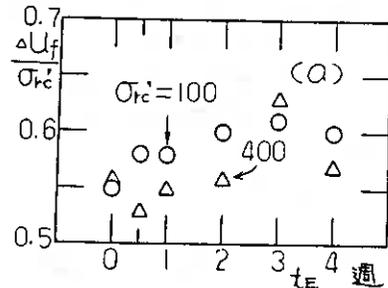
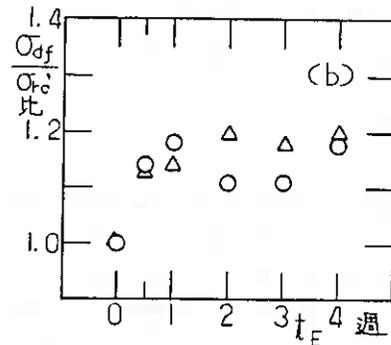


図-8 間隙水圧への影響

400kPaの場合には保存により少し低下しその後上昇するが、1事例($t_e=3$ 週)を除いて大きな変化をしていないことが判明する。

以上のことがらをまとめると、試料は保存することによって σ_{rc} 100kPaでは偏差応力が増大し、間隙水圧も増大、 σ_{rc} 400kPaでは偏差応力は増大するが間隙水圧は横ばいということになる。このことは強度定数 c' 、 ϕ の値が保存により影響され、大きくなることを意味する。図 9中の直線は $t_e=0$ の結果より求められたものである。保

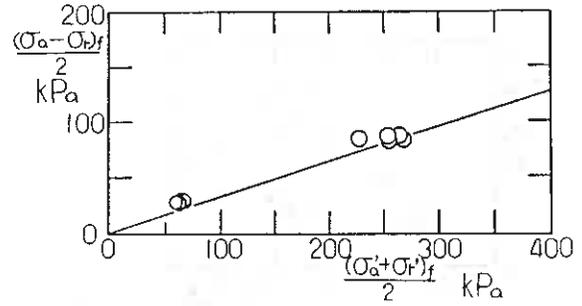


図 9 強度定数の決定

存試料のデータがわずかであるが実線の上方に位置することが見てとれる。本試験は圧密応力は2種類のみで100kPaは過圧密(予圧密効果)が認められるから、1点(400kPa)について原点を通るものとして $\tan \phi'$ を計算してみると0.32~0.37(表-1)であり、少しではあるが差の存在が認められる。

4 まとめ

予圧密法により作成した再圧密試料を押し抜いてからすぐに供試体をトリミングしてせん断試験を行なう場合と、押し抜いて応力を解放し3日以上保存してからトリミングしてせん断試験を行なう場合とでは、いくつかの点において明らかな違いのあることが判明した。このことはラップ紙による簡易な保存法に原因はなく、保存している間に応力解放時の残留間隙水圧(負値)が十分に消散するためと推測される。

試料保存によって変化する項目は偏差応力、せん断応力、変形係数、有効内部摩擦角である。大きな影響を受けない項目は初期含水比、破壊時間隙水圧、偏差応力~軸ひずみ曲線・間隙水圧~軸ひずみ曲線の形状である。

この結果より、保存試料と非保存試料とは混合せずにいずれか一方に統一して使用することが研究上必要である。予圧密試料を効率良く使用するには保存試料の採用が勧められよう。この時、保存期間が1か月程度以内ならばラップ紙による簡易な方法で十分対応できると言える。

保存期間については理由は不明確ではあるが、 $t_e=0.4$ 週はいろいろ違いがみられるが、 $t_e=1$ 週以降の試料には差が小さいので、1週間を経過させた方が均一化しているようである。ラップ紙による保存であっても含水比の変化は $t_e=4$ 週までは見られないのであるが、 $t_e=1$ 週と4週の含水比とは1%以内程度の差が生じているので、 $t_e=2$ 週を限度とすることが推奨される。

本報告に用いたデータは本校学生柏谷義博君、谷地武晴君がそれぞれの卒業研究として筆者らの指導の下に実施して得られたものである。また、文部省科学研究費補助金を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 斎藤邦夫・木村孟[Jun 1983] 供試体作成時の乱れが非排水せん断強度に及ぼす影響について
第18回土質工学研究発表会 pp383~386
- 2) 土質学会[Dec 1979] 土質試験法 第2回改訂版 pp516
- 3) 三田地利之・工藤豊・桜庭大久[Feb 1989] 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
土質学会北海道支部技術報告集 第29号 pp125~134

1. まえがき

これまでに池浦・三田地¹⁾が提案している飽和粘性土の応力-ひずみ関係は、特にその応力経路依存性について注目してきており、式中のパラメータ a が圧密経路とせん断経路とのなす角と直線関係にあることなどが示されてきている^{2), 3)}。しかしながら、この提案式は軸対称条件の下で導かれたものであり、三主応力の異なる場での検討は全くなされていない。今回、平均有効主応力一定の下で中間主応力の相対的大きさを変えた実験を実施し、若干のデータを得ることができたので、その結果をもとに三主応力場で提案式の検討を行なうものである。

2. 実験試料および実験方法

実験に用いた粘土試料は、自然粘土をスラリー状態にして実験室内で養生し、鉛直圧密圧力 80kPa で再圧密したもので、これまで一連の実験で用いてきたものと同一である。その諸性質を表-1 に示す。

三主応力載荷装置は、偏差応力をセル外部のペロフラムシリンダーによりピストンロッドを介して載荷し、中間主応力はセル内のプレッシャーバッグの液圧により与えることができる。また、最小主応力はセル水の圧力を変えることで、三主応力をそれぞれ独立に載荷することができるものである。

L L	60 (%)	G s	2.65
P I	24	λ	0.13
C F	58 (%)	κ	0.03

表-1 試料の諸性質

供試体の寸法は100×44×60mmの角柱であり、側方変位は供試体の短軸方向（最小主応力方向）変位を両側からダイヤルゲージにより測定した。また、間隙水圧はベDESTAL中央において測定し、吸排水は供試体に巻いたドレインペーパーを介して供試体上部から行い、二重管ピュレットと差圧計により測定した。圧密、せん断を通して 100kPa の背圧を載荷している。

実験は、有効圧密圧力200kPaで等方圧密した後、平均主応力一定のもとで中間主応力の相対的大きさを一定に保ちながら、応力制御による排水試験を行なった。せん断時の応力経路を図-1 に示す。図中のθは、三主応力空間内の平均主応力一定面上で、静水圧軸と最大主応力軸とを結んだ線から反時計回りに測った角度

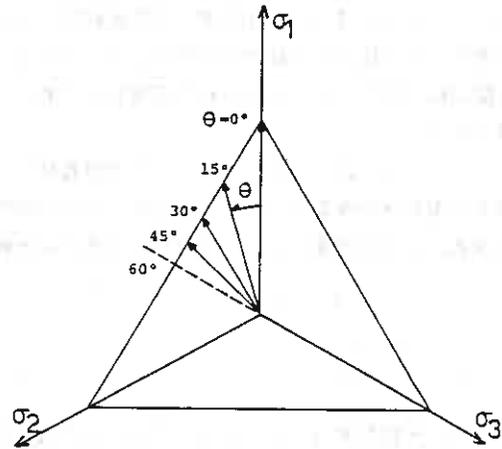


図-1 平均主応力一定面上の応力経路

である。なお、θ=60°（軸対称伸張試験）の結果は過年度実施された円柱供試体のデータである¹⁾。

中間主応力の相対的大きさは(1)式で表されるb値で規定した。

$$b = \frac{\sigma_2' - \sigma_3'}{\sigma_1' - \sigma_3'} \quad (1)$$

σ₁' , σ₂' , σ₃' : それぞれ最大、中間、最小有効主応力

なお、b値とθの関係は(2)式となる。

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{3} \cdot b}{2 - b} \quad (2)$$

3. 弾塑性応力-ひずみ式

池浦・三田地が提案している弾塑性応力-ひずみ式¹⁾は次式のようなのである。

$$d\nu = d\nu^p + d\nu^r = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta - b)^2} \right] + \frac{\kappa}{1+e} \cdot \frac{dp}{p} \quad (3)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^p + d\varepsilon^r = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \cdot \frac{a(\eta - b)}{(M-b)^2 - (\eta - b)^2} \left[\frac{dp}{p} + \frac{a(\eta - b)d\eta}{(M-b)^2 + (a-1)(\eta - b)^2} \right] + \frac{p}{3G} \frac{d\eta + \eta dp}{p} \quad (4)$$

$d\nu^p$: 塑性体積ひずみ増分

$d\varepsilon^p$: 塑性せん断ひずみ増分

$d\nu^r$: 可逆(弾性)体積ひずみ増分

$d\varepsilon^r$: 可逆(弾性)せん断ひずみ増分

$\eta = q/p$ (応力比)

$q = (\sigma_a' - \sigma_r')$ (偏差応力)

$p = (\sigma_a' + 2\sigma_r')/3$ (平均有効主応力)

σ_a' : 有効軸圧, σ_r' : 有効側圧

M : 限界状態 (Critical state) での応力比

a : 塑性応力増分比の影響を表わすパラメータ

b : 異方圧密履歴を表わすパラメータ ((1)式とは別)

G : 剛性率 (9240kPa), p_0 : 有効圧密圧力

(3)式および(4)式は、Cam-clayモデルをその基礎に置いているが、非関連流れ則の立場をとり、ひずみの応力経路依存性を表す a と、移動硬化と非直交性の程度を表す b とを導入した構成モデルである。

パラメータ a は、 $p-q$ 平面上で圧密経路とせん断経路とのなす角度と直線関係にあり、かつその関係は圧密時の応力比(応力経路)に依存しないことなどが分かっている⁴⁾。また、パラメータ b は、圧密からせん断に移る際に主応力の反転がある場合(受働せん断)は η_0 (異方圧密軸)、ない場合(主働せん断)は0とする。

さて、(3)式、(4)式を三主応力が異なり、かつ平均主応力一定という条件で考える場合、本来塑性ひずみ増分比や直交性に関する仮定を三主応力条件下で改めて検討する必要があるが、ここでは単に、応力を次式のように定義しなおして軸対称条件との連続性を保つこととする。

$$p = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3), \quad \eta = \frac{q}{p} \quad (5)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2}$$

また、体積ひずみ ν とせん断ひずみ ε は次式とする。

$$\nu = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (6)$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}$$

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: それぞれ最大、中間、最小主ひずみ

つまり、(3)、(4)式における応力とひずみが(5)、(6)式で表されるものとし、限界状態での応力比 M も限界状態での η ((5)式)とする。

4. 三主応力条件下の変形・強度

4.1 応力-ひずみ関係

図-2(a)~(e)および図-3(a)~(e)は、(5)式による応力比 η と(6)式によるせん断

ひずみ ϵ および体積ひずみ ν の各応力経路ごとの実験値と(3)、(4)式による計算結果(実線)である。 $\theta=45^\circ$ の体積ひずみに見られる挙動は、排水経路の漏れが原因であると考えられる。

計算に用いたパラメータを表-2に示すが、限界状態での応力比 M としては、各経路で得られた実測値を用いた。即ち中間主応力の大きさによって変えてある。また、パラメータ a も、 θ に対する連続性を持っていると考えられる⁵⁾ので、図-4のように圧縮($a=3.2$)と伸張($a=1$)の実験値の間で直線近似して、各 θ (b 値)に対応する値を計算に用いた。しかしこの方法では ϵ が過大に算定される傾向にあることがわかる。

θ (deg)	b	M	p_a (kPa)	e_u
0	0	1.32	195	1.19
15	0.27	1.08	200	1.27
30	0.50	0.93	182	1.24
45	0.73	1.16	198	1.35
60	1.00	-1.0	275	1.23

表-2 計算に用いたパラメータ

そこで、今回のような応力制御による排水せん断試験では破壊時の応力比が正確には求められないことを考慮して、 M を圧縮($\theta=0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$)と伸張($\theta=60^\circ$)とでそれぞれ一定値($M_{comp.}=1.32, M_{ext.}=1.0$)と考え、応力-ひずみ関係を計算しなおしたものが図-2(b)~(d)、図-3(b)~(d)中の破線である。 $\theta=45^\circ$ の体積ひずみを除いて、提案式による計算値がかなり改善されていることが分かる。なお、図-4にプロットしてある点は、 $M_{comp.}=1.32, M_{ext.}=-1.0$ に固定して、 a の値を内挿によらずにひずみを最もよく表わすように選んだ場合の値である⁵⁾。

図-2、図-3中の一点鎖線は松岡・中井らの t_{ij} Model⁶⁾による予測結果である。計算においては ϕ' として $M=1.32$ ($\theta=0^\circ$)に対応する $\phi'=32.8^\circ$ を用いた。またパラメータ α は実測値をもっともよく表すような一定値($\alpha=0.6$)を用いた。図によれば t_{ij} Modelは、かなりの精度でひずみを予測しているが、パラメータ α は必ずしも一定ではなく、圧縮、伸張といった経路によって異なるようである。なお t_{ij} Modelにおいては、破壊基準として空間滑動面(SMP面)上の垂直応力とせん断応力の比を一定としており軸対称圧縮($\theta=0^\circ$)の $M=1.32$ から得られる(τ_{shp}/σ_{shp}) $r=0.608$ を基に各経路の M を計算すると $\theta=15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ でそれぞれ $M=1.19, 1.03, 0.98, 0.92$ となった。

4.2 破壊規準

図-5は、破壊点とみなされる応力点を、各破壊規準とともに平均主応力一定面上に示したものである。一般に言われているようにMohr-Coulombの破壊規準は中間主応力が存在する場合安全側の値を示すことが確認された。

5. まとめ

飽和粘性土に対する平均主応力一定排水試験を異なる三主応力の下で実施し、池浦・三田地の提案している応力-ひずみ式による予測と比較した結果、提案式中の a の値を応力経路に応じて定めることで応力-ひずみ関係をよく表現できることが分かった。また、軸対称圧縮試験と伸張試験から求められる a の値を使って、中間主応力が存在する場合の a を θ (或は b 値)から推定することは有効な方法であるといえよう。

結びにあたり、本実験データを得るにあたり苦小牧高専卒業生である角谷英一郎君(現北海道電力)、門口貴美君(山口技研C)、梶原誠君(日特建設)、渡会正晃君(建設省)の多大な協力を得たことに謝意を表します。

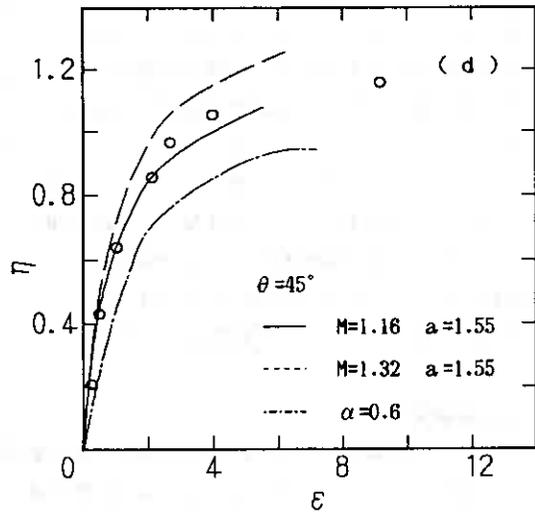
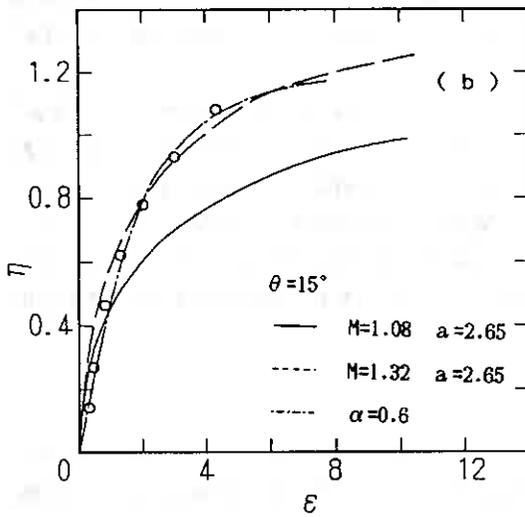
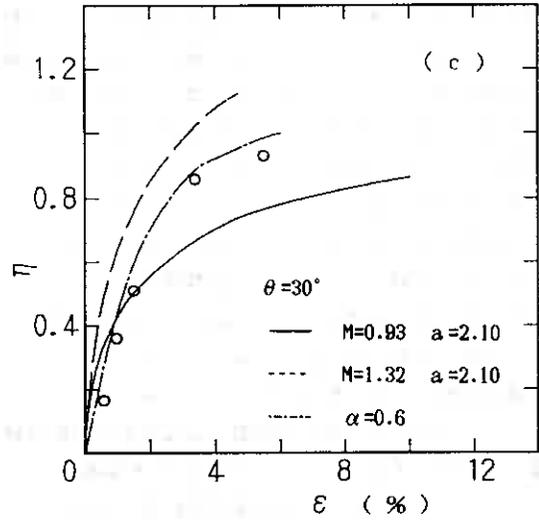
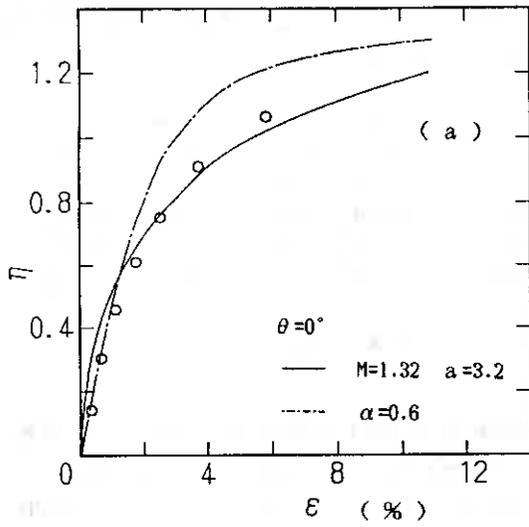
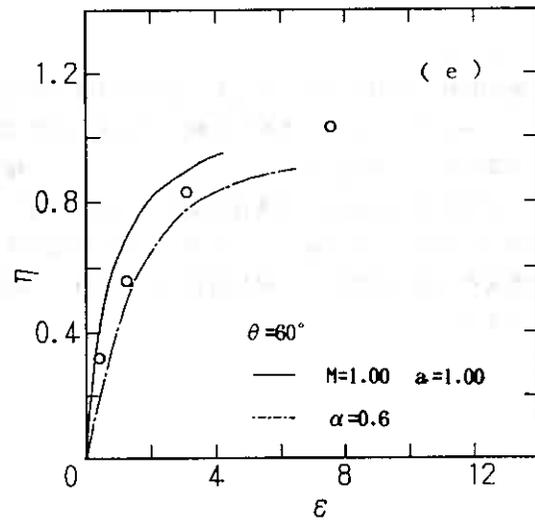


図-2 応力比とせん断ひずみ

- (4)式 $M=M_c, M_E$
- " $M=Variable$
- t_{ij} Model $\alpha=0.6$



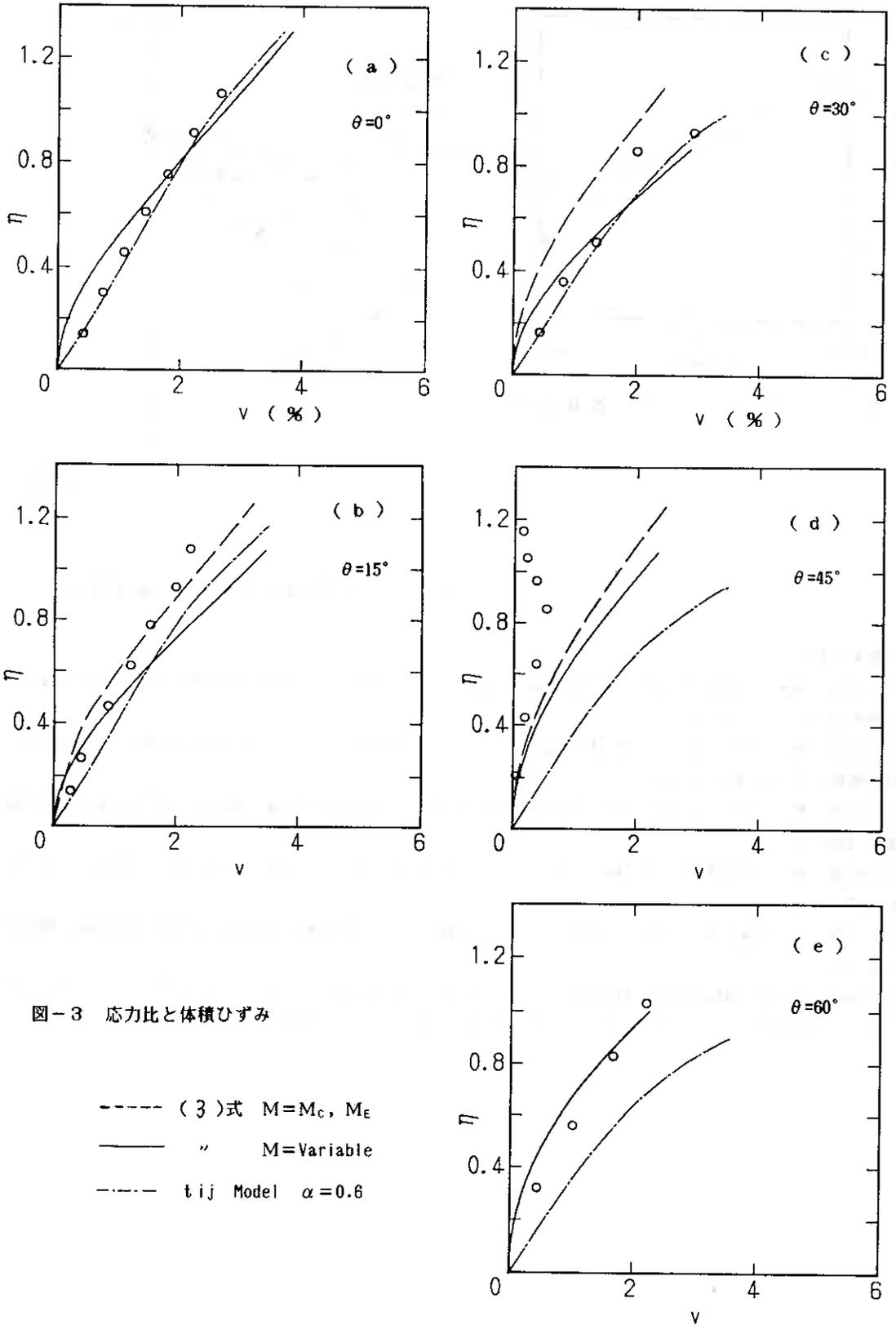


図-3 応力比と体積ひずみ

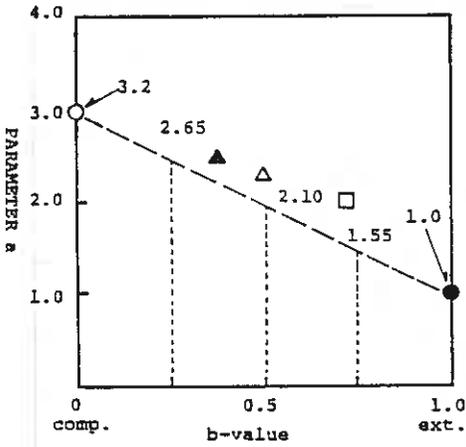


図 - 4 パラメータ a の直線近似

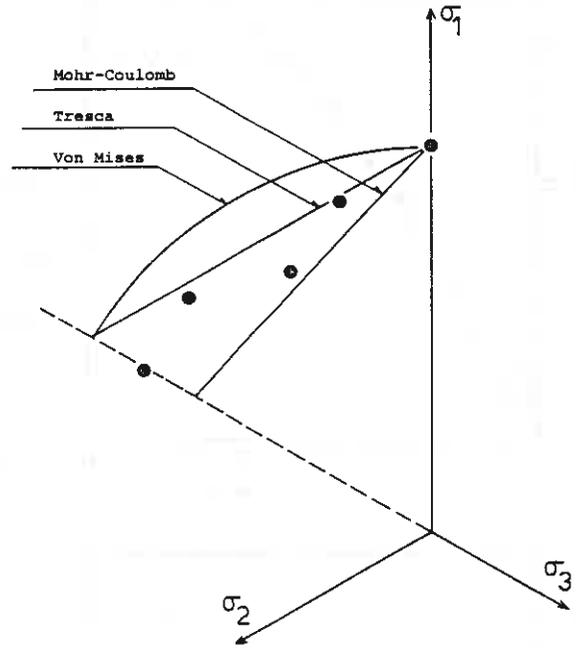


図 - 5 破壊時の応力点と破壊基準

<参考文献>

- 1) 池浦 勲・三田地利之(1986):異方圧密粘土の応力-ひずみ関係に及ぼす応力経路の影響,土質工学会論文報告集,Vol.26,No.3,157-168
- 2) 池浦 勲・小野 丘(1989):異方圧密粘土の応力-ひずみ挙動について(第4報),土質工学会北海道支部技術報告集,Vol.29,113-118
- 3) 池浦 勲・小野 丘(1989):粘性土の変形特性に及ぼすせん断経路の影響,第44回土木学会年次講演会概要集,430-431
- 4) 池浦 勲・三田地利之・水上純一(1986):異方圧密粘土の応力-ひずみ関係(第3報),第41回土木学会年次講演会概要集,311-312
- 5) 小野 丘・池浦 勲(1989):三主応力下における粘性土のせん断特性,第44回土木学会年次講演会概要集,431-432
- 6) Nakai,T. and Matsuoka,H. (1986):" A Generalized Elastoplastic Constitutive Model for Clay in Three-dimensional Stresses " Soils and Foundations,Vol.26,No.3,81-98

北大工学部 木 幡 行 宏
北大工学部 三田地 利之
北大学部生 ○福 田 文 彦

1. まえがき

従来、室内試験による粘性土の変形特性あるいは強度特性に関する研究の多くは、軸対称三軸試験装置を用いて行われてきた。軸対称三軸試験は、試験時の供試体内の応力分布やひずみ分布が一様であり、また比較的取り扱いが容易であるため、現在最も普及している試験である。しかし、この試験においては主応力軸が固定されているため、水平地盤上に盛土がなされた場合などの原位置で見られるような主応力軸の回転を伴う変形や単純せん断変形を再現することはできない。室内試験によって原位置での単純せん断変形を再現する方法としてはNGI型やSGI型等の単純せん断試験が考えられているが、応力やひずみの測定が難しく、またひずみの非一様性が問題となっている¹⁾²⁾。一方、中空ねじり試験によれば、このような問題がある程度解決され、また、原位置での複雑な応力状態や単純せん断変形を再現できるとされている³⁾。この試験は、中空円筒供試体を用い、供試体を円周方向にねじることによってせん断変形を与える直接型せん断試験の一種である。しかし、中空ねじり試験に関する研究の多くは、主に圧密等による変形量が比較的微小である砂質土を対象に実施されており、粘性土の中空ねじり試験に関する研究は、ほとんどなされていないのが現状である⁴⁾⁵⁾。

そこで、本報告では、新たに製作した中空ねじり試験装置を用い、基礎的な実験として、等方圧密後の供試体について単純せん断試験を実施し、非排水三軸圧縮・伸張試験結果との比較検討から粘性土の非排水条件下での単純せん断特性について考察を加えたものである。

2. 試料および実験

2-1 試料および成形方法

実験に用いた試料は、北海道空知郡南幌町清幌で採取された自然粘性土であり、その物理的性質は表-1に示す通りである。採取した試料は、蒸留水を加え、420 μ mふるいを通した後、泥水状態で養生した。このように準備した試料を1~2時間、ソイルミキサーで攪拌した後、真空で予圧密セル(内径450mm, 高さ500

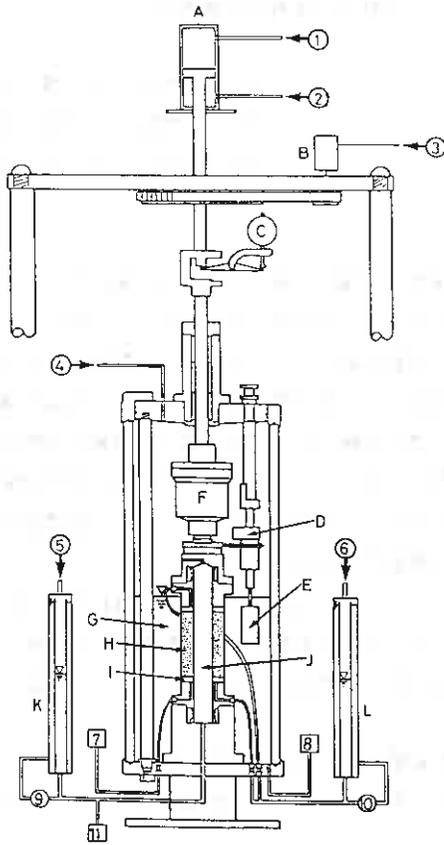
mm)に引き込み、100 kPaの鉛直応力で約10日間一次元圧密した。実験に用いた供試体の寸法は、外径70mm, 内径30mm, 高さ120mmであり、供試体の成形方法は次の通りである。

まず、予圧密して得られた試料から鉛直方向に切り出し、直径70mm, 高さ120mmの中実円筒形に成形し、その後、供試体を高さ120mmの二つ割れモールドおよび上下盤で押さえ保護し、ドリルで供試体中央に孔を貫通させる。この際、下盤には内径と上盤にはドリルの径と同じ孔が開いており、ドリルは供試体に対してほぼ鉛直に挿入される。次に、上盤を内径と同じ孔が開いたものと取り替え、ドリルで貫通した孔をスト

表-1 試料の物理的性質

液性限界	LL = 38 %
塑性限界	PL = 21 %
塑性指数	PI = 17
比重	Gs = 2.73
粒度分布	砂分 20 %
	シルト分 58 %
	粘土分 22 %

Stress-Strain Behavior of Cohesive Soil during Simple Shear Testing in a Hollow Cylinder Torsional Shear Apparatus; Yukihiro KOHATA, Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido University) and Fumihiko FUKUDA (Undergraduate Student, Hokkaido University)



- A : 軸力用ベロフラム
- B : トルク用ステッピングモーター
- C : ダイアルゲージ
- D : 回転角検出器(ポテンシオメータ)
- E : カウンターウエイト
- F : 軸力, トルク測定用二方向ロードセル
- G : セル水(グリセリン)
- H : 供試体
- I : ポーラスストーン
- J : 内空
- K : 内空体積変化測定用ビュレット
- L : 供試体体積変化測定用ビュレット

- ① : 軸力制御圧
- ② : 静圧(軸力)
- ③ : ステッピングモーター制御信号
- ④ : 外側圧
- ⑤ : 内側圧
- ⑥ : 背圧
- ⑦ : 間隙水圧測定器
- ⑧ : 外側圧測定器
- ⑨ : 内空体積変化測定用差圧計
- ⑩ : 供試体体積変化測定用差圧計
- ⑪ : 内側圧測定器

図-1 中空ねじり試験装置

レートエッジによってある程度の大きさに広げた後、ワイヤソーを貫通させ、上下盤の穴に沿って動かし、中空に成形する。

2-2 実験装置

実験装置の概略図を図-1に示す。図に示すように、軸力、トルクは、セル内にセットした2方向ロードセルにより、軸変位置はひずみゲージ式変位変換器、回転角はポテンシオメータ、また、内・外側圧および供試体下端における間隙水圧はひずみゲージ式圧力変換器により、さらに供試体からの吸排水量は二重管ビュレットの水位差を差圧計で読み取ることによって、それぞれ測定される。それぞれの測定値はアンプから12 bit A/D変換器を介してパーソナルコンピュータ(PC-286)に入力される。これらの計測データをもとに、パーソナルコンピュータからの命令で12 bit D/A変換器を介してその電圧変化をE/P変換器で空気圧に変換し、それぞれ、所定の圧力が供試体に載荷される。トルクは、パルス数を入力することによって回転速度を制御できるステッピングモーターにより供試体に与える。したがって、ひずみ制御型のせん断試験機である。

2-3 実験方法

排水は両端排水で行われ、供試体と接する上下端面は高さ2 mmの6枚の刃の付いた環状のポーラスストーンを使用した。メンブレンは厚さ0.2 mmのものを用いた。供試体のセル内へのセット時に供試体とメンブレンとの間に余分な空気が残るため、瞬間的に脱気水を供試体下端から注入し、供試体上端から空気を除去した。この際、供試体には等方状態で30 kPaの側圧が載荷されており約15分間仮排水を行った。この

結果、間隙圧係数B値は0.96以上の値が得られた。

実験は、セット終了後の供試体に圧密開始時より 100 kPaの背圧を載荷し、等方圧密で所定の有効圧密圧力(150, 200, 250 kPaの3種類)になるまで載荷を行った。その後、圧密終了まで約 36 時間放置し、非排水中空ねじり単純せん断試験(以下 CUTS 試験と呼ぶ)を実施した。せん断ひずみ速度は 0.05 %/min である。周知のように、中空ねじり試験において、単純せん断変形とは供試体の断面形状を一定に保ちつつ変形することをいい⁹⁾、供試体が飽和していれば、非排水状態(等体積状態)にある供試体の高さを一定に保つことにより、自動的に供試体の断面積は一定になる。よって、せん断中は供試体高さを一定に保つように軸力を制御した。この際、高さ変化は 0.1 mm 以下に抑えられた。なお、試験期間を通して、室温は 20°C ± 0.5°C に制御された。

比較のため、本報告では過去に実施した等方圧密三軸圧縮・伸張試験の結果を用いる。実験装置は通常の軸対称三軸試験機であり、圧密開始時より 100 kPaの背圧を供試体に載荷した。実験は、所定の有効圧密圧力(400 kPa)に達するまで段階的に圧力を載荷し、その後、せん断ひずみ速度 0.04 %/min で非排水圧縮(以下 CUC 試験と呼ぶ)・伸張(以下 CUE 試験と呼ぶ)したものである。

3. 応力およびひずみの算定法

中空円筒供試体にせん断力が作用する場合には、曲率の影響によって半径方向の応力とひずみは必ずしも一様とはならない。したがって、本報告では、応力とひずみの算定は以下の仮定に基づいて誘導された算定式を用いて行った³⁾⁷⁾。

a)半径方向応力は線形弾性応力分布を示す。b)せん断応力は半径方向に一様分布をなしている。c)鉛直応力と周方向応力は力のつりあい式を満たす。d)半径方向の変位は供試体の外壁から内壁にわたって直線分布をなしている。

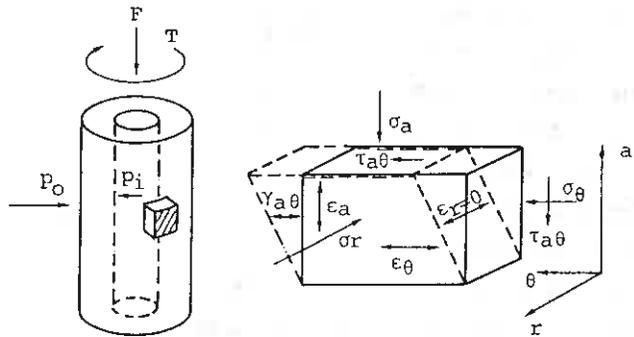


図-2 供試体の応力状態およびひずみ条件

以上の仮定より誘導された応力とひずみの算定式は次の通りである。なお、図-2に座標系とその作用方向を示した。また、応力およびひずみは、圧縮方向を正とした。

$$\text{鉛直応力 } \sigma_a = \frac{F}{\pi (R_o^2 - R_i^2)} + \frac{p_o R_o^2 - p_i R_i^2}{R_o^2 - R_i^2}$$

$$\text{半径方向応力 } \sigma_r = \frac{p_o R_o + p_i R_i}{R_o + R_i}, \quad \text{周方向応力 } \sigma_\theta = \frac{p_o R_o - p_i R_i}{R_o - R_i}$$

$$\text{せん断応力 } \tau_{a\theta} = \frac{3T}{2\pi (R_o^3 - R_i^3)}$$

$$\text{軸ひずみ } \epsilon_a = \Delta H/H, \quad \text{側方ひずみ } \epsilon_r = \frac{\Delta R_o - \Delta R_i}{R_o - R_i}, \quad \text{周方向ひずみ } \epsilon_\theta = \frac{\Delta R_o + \Delta R_i}{R_o + R_i}$$

$$\text{せん断ひずみ } \gamma_{a\theta} = \frac{2\theta (R_o^3 - R_i^3)}{3H (R_o^2 - R_i^2)}$$

$$\text{最大主応力 } \sigma_1' = (\sigma_a' + \sigma_b')/2 + \sqrt{(\sigma_a' - \sigma_b')^2 + 4\tau_{a\theta}^2} / 2, \quad \text{中間主応力 } \sigma_2' = \sigma_r'$$

$$\text{最小主応力 } \sigma_3' = (\sigma_a' + \sigma_b')/2 - \sqrt{(\sigma_a' - \sigma_b')^2 + 4\tau_{a\theta}^2} / 2$$

$$\text{正八面体せん断応力 } \tau_{oct} = \sqrt{(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2} / 3$$

ここで、Fは軸力、Tはトルク、 p_o, p_i は外・内側圧、 R_o, R_i は供試体の現在の外・内半径、 $\Delta H, H$ は供試体の軸方向変位および初期高さ、 $\Delta R_o, \Delta R_i$ は供試体の外・内半径の変化量、 θ (rad.)は回転角度である。なお、せん断応力については、龍岡ら⁹⁾の方法を用い、メンブレン力の補正を行った。

4. 実験結果と考察

4-1 粘性土の非排

水単純せん断特性

図-3は、各圧密圧力下での単純せん断試験結果を初期有効鉛直応力 σ_a' で正規化したせん断応力 $\tau_{a\theta}$ とせん断ひずみ $\gamma_{a\theta}$ の関係で示したものである。図より、3本の試験結果は、一本の応力-ひずみ曲線で表され、また明瞭なピークが見られる。ピーク後は、ある一定の残留強度に収束するよう

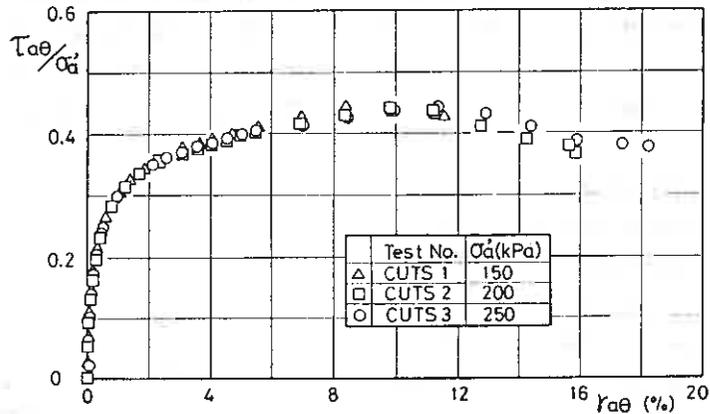


図-3 正規化したせん断応力-せん断ひずみ関係

あり軟化傾向が見られる。ピーク時のせん断ひずみは、有効圧密圧力150kPaで、 $\gamma_{a\theta}=8.4\%$ 、200kPaで、 9.8% 、250kPaで、 11.3% であった。図-4は、正規化した有効応力経路図である。図中、横軸の p' は平均有効主応力(= $(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')/3$)、縦軸の q は、偏差応力(= $(3/\sqrt{2})\tau_{oct}$)をそれぞれ表している。さらに、図-5は、正規化した過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係を表している。図-5から、せん断初期の過剰間隙水圧の発生傾向についてみると、せん断ひずみ1%ぐらいまでは圧密圧力に依存することなく、一致した曲線となっているが、1%を越えると、圧密圧力150kPaとした試験のみ、 Δu の発生量が大きくなり、ピークに至っている。他の2本の試験については、試験終了までほぼ一致した挙動を示している。図-4の有効応力経路

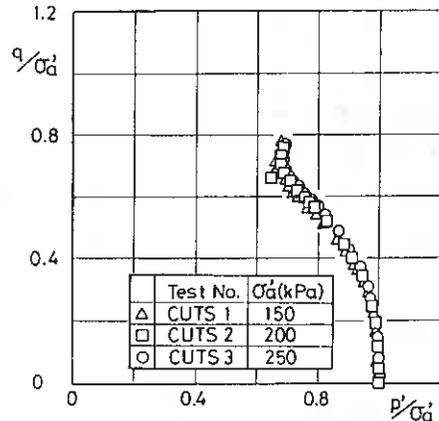


図-4 正規化した有効応力経路

図において有効圧密圧力150kPaとした試験の応力経路が他の試験の応力経路より若干内側になっているのはこのためである。図-6は、 $\sigma_2'/(\sigma_1' + \sigma_3')$ とせん断ひずみ $\gamma_{a\theta}$ の関係を示している。せん断初期部分についてみると、せん断ひずみ1%までは、全ての試験で $\sigma_2'/(\sigma_1' + \sigma_3') = 0.5$ を示しているが、せん断の進行と共にその値は減少する傾向にある。しかし、せん断ひずみが10% (このひずみ付近で $(\tau_{a\theta})_{max}$ に達する) を越えると、逆に $\sigma_2'/(\sigma_1' + \sigma_3')$ 値は増大する傾向となっている。

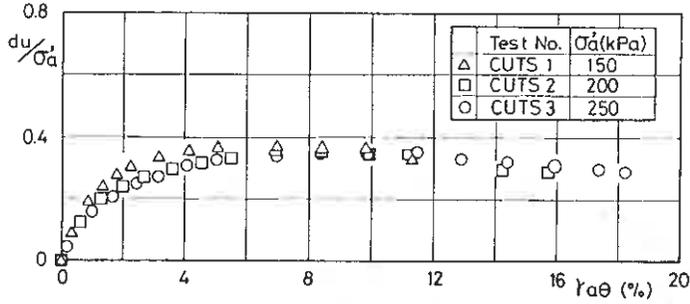


図-5 正規化した間隙水圧-せん断ひずみ関係

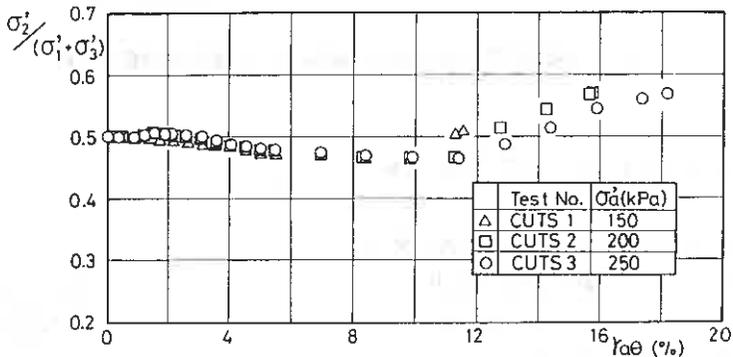


図-6 $\sigma'_2 / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ -せん断ひずみ関係

以上をまとめると、非排水単純せん断試験においても、応力-ひずみ曲線を圧密圧力で正規化すると一本の曲線で表され、また、 $\sigma'_2 / (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sim \gamma_{a\theta}$ 関係についても同様である。

4-2 三軸圧縮・伸張試験結果との比較

図-7～図-9は、正規化した偏差応力とせん断ひずみ、有効応力経路、正規化した過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係をそれぞれ示している。ここで、非排水三軸圧縮・伸張試験では、偏差応力を $q = \sigma_1 - \sigma_3$ 、せん断ひずみ $\gamma_{a\theta}$ を、体積ひずみ $\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r = 0$ より、 $\gamma_{a\theta} = \epsilon_1 - \epsilon_3 = \epsilon_a - \epsilon_r = 3/2\epsilon_a$ として求めた。また、伸張試験結果に関しては、比較のため q および $\gamma_{a\theta}$ の絶対値を用いた。図-7について見ると、試験中、三軸圧縮試験(CUC試験)、単純せん断試験(CUTS試験)および三軸伸張試験(CUE試験)の応力-ひずみ曲線は、 $\gamma_{a\theta} = 6\%$ ぐらいまでほぼ一致した曲線となっている。しかし、その後は、応力-ひずみ曲線は一致せず、CUTS試験、CUE試験では明瞭なピークが認められるのに対して、CUC試験ではピークが認められない。また、 $(q)_{max}$ での q / σ'_a 値を比較すると、CUC試験、CUTS試験、CUE試験の順に小さくなっている。図-8、図-9をみると、せん断初期に発生する過剰間隙水圧が、CUE試験で負の値、CUC・CUTS試験で正の値を示しているにもかかわらず、有効応力経路の初期部分で大きな違いは見られないようである。さらに、 $du / \sigma'_a \sim \gamma_{a\theta}$ 曲線を比較すると、 $\gamma_{a\theta} \approx 10\%$ 付近において、CUC・CUTS試験でピークに達しており、またCUE試験では減少傾向から再び増加傾向に転じる部分に対応している。有効応力経路では、図中の矢印に相当する。CUTS・CUE試験においては、この部分は $(q)_{max}$ であるが、

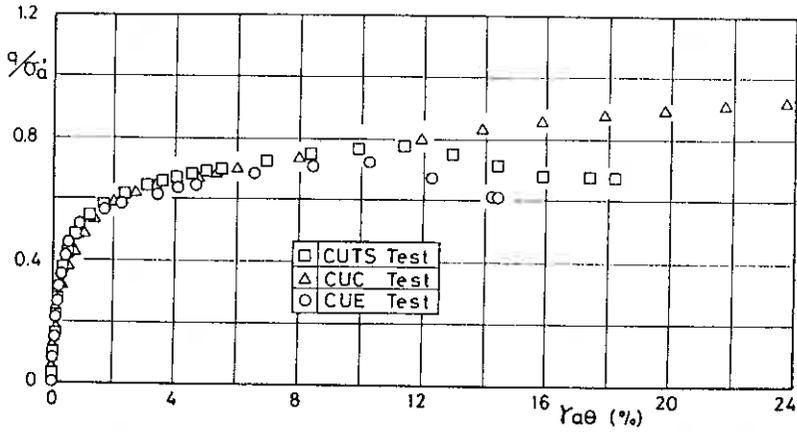


図-7 各試験における正規化した偏差応力-せん断ひずみ関係の比較

CUC試験では $(q)_{max}$ ではなく p' が増加傾向に転じる部分である。

ところで、筆者らはこれまで粘性土の構成式に関する研究を行ってきたが⁽⁹⁾⁽¹⁰⁾、構成式に含まれるパラメータとして、ダイレイタンスー特性が変わる点での応力比 $Mm (= q/p')$ を仮定した。図-8、図-9より、 Mm についても $(q)_{max}$ の q/σ'_0 値と同様、CUC、CUTS、CUE試験の順で小さくなっているようである。なお、表-2には、CUC試験、CUTS試験、CUE試験における $(\tau_{cs})_{max}$ 、 $(q)_{max}$ の正規化した値、応力比 q/p' 、および強度増加率を示した。表中、強度増加率における p_c' の値には、初期有効圧密鉛直応力を用いた。

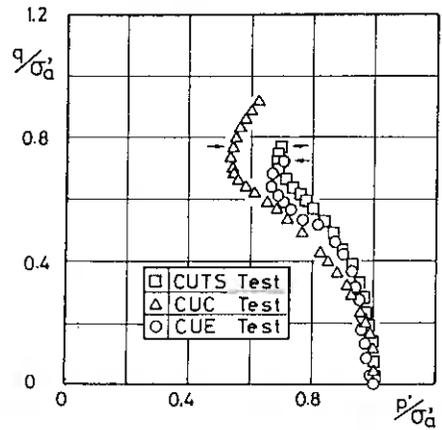


図-8 各試験における正規化した有効応力経路の比較

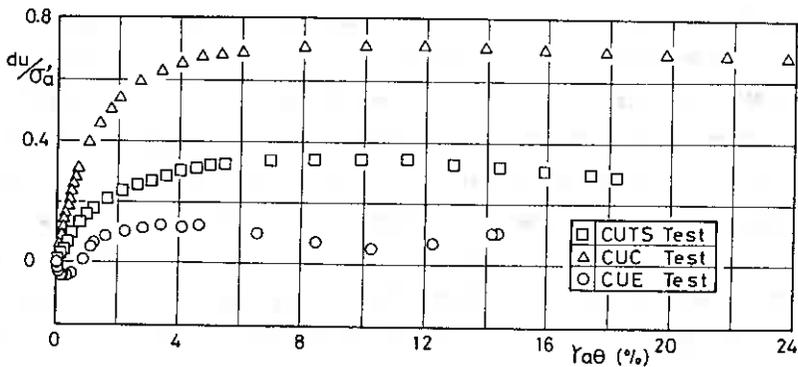


図-9 各試験における正規化した間隙水圧-せん断ひずみ関係の比較

表-2 各試験における $(\tau_{a\theta})_{max}$ 、 $(q)_{max}$ での諸値

TEST	$(\tau_{a\theta})_{max}/\sigma_a'$	$(q)_{max}/\sigma_a'$	q/p'	Cu/p_c'
CUC		0.917	1.46	0.459
CUTS	0.443	0.775	1.13	0.443
CUE		-0.722	-1.02	-0.361

5. まとめ

実験ケースが少ないので結論を引き出すまでには至らないが、等方圧密後の中空円筒供試体について実施した中空ねじり単純せん断試験から得られた実験結果をまとめると以下のようである。

- 1) $\tau_{a\theta}/\sigma_a' \sim \gamma_{a\theta}$ 曲線において、明瞭なピークが認められ、ピーク後は、一定の残留強度に収束するようである。
- 2) 非排水単純せん断特性についても三軸試験結果と同様に、応力-ひずみ曲線は圧密圧力で正規化すると一本の曲線で表される。
- 3) 単純せん断試験では、ピークに達するまでは $\sigma_2/(\sigma_1+\sigma_3)$ 値は減少傾向にあるが、ピークに達した後は増加傾向に転じる。
- 4) 非排水三軸圧縮・伸張試験結果との比較から、せん断強度は、三軸圧縮、中空ねじり単純せん断、三軸伸張の順で小さくなっている。

今回は、等方圧密後の中空ねじり単純せん断試験を実施したが、今後は、原位置での応力状態に近似させるために、 K_0 圧密後の供試体に対して中空ねじり単純せん断試験を実施し、その応力-ひずみ特性を把握し、筆者らが提案している構成式の拡張を行う予定である。

<謝辞>

本報告における自動制御による中空ねじり試験装置の製作にあたって、本学 山下 聡助手に多大な協力を得た。また、試料は、北海道開発コンサルタントより提供を受けたものである。ここに記して謝意を表します。

<参考文献>

- 1) Saada, A.S., and Townsend, F.C.; State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils, ASTM, STP 740, 1981.
- 2) 龍岡・原・山田; 土質せん断試験機の設計と製作-応力・荷重の制御と測定6 (粘性土のねじり単純せん断試験機), 地質と調査, 第4号, 1984.
- 3) Hight, D.W., Gens, A., and Symes, M.J.P.R.; The development of a new hollow cylinder apparatus for investigating the effects of principal stress rotation in soils, Geotechnique, Vol.33, No.4, 1983.
- 4) Hong, W.P., and Lade P.V.; Strain increment and stress directions in torsional shear tests, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, No.10, 1989.
- 5) 原・龍岡; ねじりせん断試験による乱さない粘土の非排水せん断強度, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, 1985.

- 6) 龍岡・軽部：講座「土の構成式入門」4.力学挙動と経験式，土と基礎，Vol.31, No.9, 1983.
- 7) Pradhan,T.B.S., Tatsuoka,F., and Horii,N.: Simple shear testing on sand in a torsional shear apparatus, Soils and Foundation, Vol.28, No.2, 1988.
- 8) 原・龍岡・Pradhan：砂の非排水繰返しねじりせん断における応力-ひずみ関係の測定精度，第20回土質工学研究発表会講演概要集，1985.
- 9) 木幡・三田地：異方的に軽く過圧密された粘性土の応力-ひずみ挙動のモデル化，土木学会論文報告集，第406号，1989.
- 10) 木幡・三田地：異方過圧密粘性土の応力-ひずみモデル，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，1989.

北大工学部 三田地 利之
同 上 ○工 藤 豊
北大大学院 梅木 宏也
JR東日本 谷口 善則

1. まえがき

筆者らは最近粘性土の強度特性に及ぼすサンプリング時の応力解放の影響について調べている。この種の研究は古くから多数行われており^{1)~15)}、筆者ら自身過去に類似の研究を行っている^{6)・9)・11)}。この研究の動機は土質工学会規準として新しく三軸試験方法の規準が制定されることに関係している。粘性土地盤の安定解析はこれまで一軸圧縮強度によることが多かったが、今後は従来に増して三軸試験の実施される機会が増えることが予想される。安定解析の基礎データを与える強度試験として一軸圧縮試験の実績は相当にあるとは言え、試験そのものの意義に関する問題提起もなされている¹⁶⁾。また、同一の粘土について一軸試験と三軸試験の結果を比較した例は極めて少なく⁹⁾、強度に及ぼす応力解放の影響を一軸と三軸の両試験について原位置強度と比較した研究はほとんどない。したがって一軸と三軸の試験結果が真の強度とどの程度異なるかをシミュレーション実験によって把握しておくことは意義のあることと考えられる。

本報告は以上のような背景のもとに一昨年から実施している研究の一環で、供試体の初期圧密時の応力条件が等方の場合^{20)・21)}の延長として、初期圧密を異方応力条件の下で行ったものである。なお、この研究の一部は第24回土質工学研究発表会において発表している²¹⁾。

2. 試料及び実験装置

本実験で用いた試料は、市販のカオリン粘土で、その物理的性質は $LL=85\%$ 、 $PI=45$ 、 $G_s=2.75$ である。供試体作製に先立ち、自立でき成形可能な含水比一定の飽和供試体を得るために、粉末状の試料に液性限界の2倍の含水比となるように蒸留水を加え、ミキサーで攪拌した後、真空で大型の予圧密セル（直径450mm、高さ500mm）に引き込み、100kPaの鉛直応力で10日間一次元圧密した。このようにして予圧密した試料から鉛直方向に約60×60×180mmの角柱形に切り出してパラフィンでコーティングして養生し、その後直径50mm、高さ120mmの円柱形に成形して供試体とした。なお、後述のように三軸セル内で異方圧密後直径50mmの供試体に成形して再セットする実験の場合は、初期の供試体寸法を直径75mm、高さ140mmとした。三軸セルへの供試体セットに当たっては供試体周囲面にスリットを設けたろ紙を貼り、端面摩擦軽減のためシリコーングリースを塗布したテフロンシートを両端面に置いた。

実験装置は、通常の軸対称三軸圧縮試験機を用いた。なお、試験中の軸力は三軸セル内にセットしたロードセルにより、軸ひずみはひずみゲージ式変位計により、また供試体下端中央部における間隙水圧及びセル圧はひずみゲージ式圧力変換器によりそれぞれ測定した。

3. 実験方法

供試体の三軸セルへのセットに伴い、供試体とろ紙、ろ紙とメンブレン、及びベDESTALやキャップとメンブレンの間に余分な水が残るため、この水を排水する目的でセット終了後、セル圧40kPaを15分間（75mm供試体の場合30分間）載荷して仮排水を行った。

Comparison of Unconfined Compressive Strength with Consolidated Undrained Triaxial Compressive Strength of Cohesive Soil ; Toshiyuki MITACHI and Yutaka KUDOH (Faculty of Engineering, Hokkaido University), Hiroya UMEKI (Graduate Student, Hokkaido University), Yoshinori TANIGUCHI (East Japan Railway Company)

図-1に示すようにすべての供試体について最初に有効平均主応力 $\sigma'_m = 300\text{kPa}$ (一部 200, 350, 400kPaで圧密したデータも含む: 表-1参照)で異方圧密した後, 以下のような実験を行った. なお, 供試体の飽和度を高めるために200kPaまたは300kPaの背圧(u_b)を圧密開始時から載荷し, 圧密中の排水は半径方向に規制した. また, 異方圧密時の主応力比は予備実験の結果から, ほぼ K_0 条件を満足する値として, $\sigma'_3/\sigma'_1 = 0.80$ とし, 5段階で載荷した. このようにして異方圧密した供試体について, その後各種の応力履歴を与えるわけであるが, 実験の各段階における応力の与え方の代表例を図-1に示し, 表-1に全試験ケースの応力条件を示す.

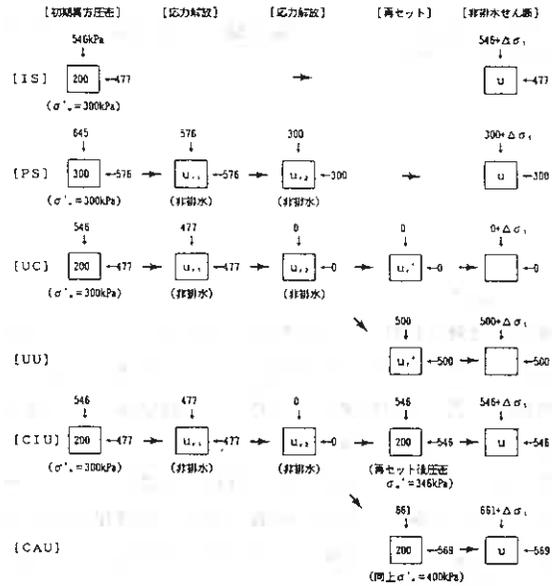


図-1 実験条件の代表例

1) IS試験: 圧密終了後すぐに非排水せん断.

この試験から得られる強度は図-2の原位置強度に対応するもので, サンプルリング時の応力解放その他の影響を全く受けない場合の強度を表すものと考えることができる.

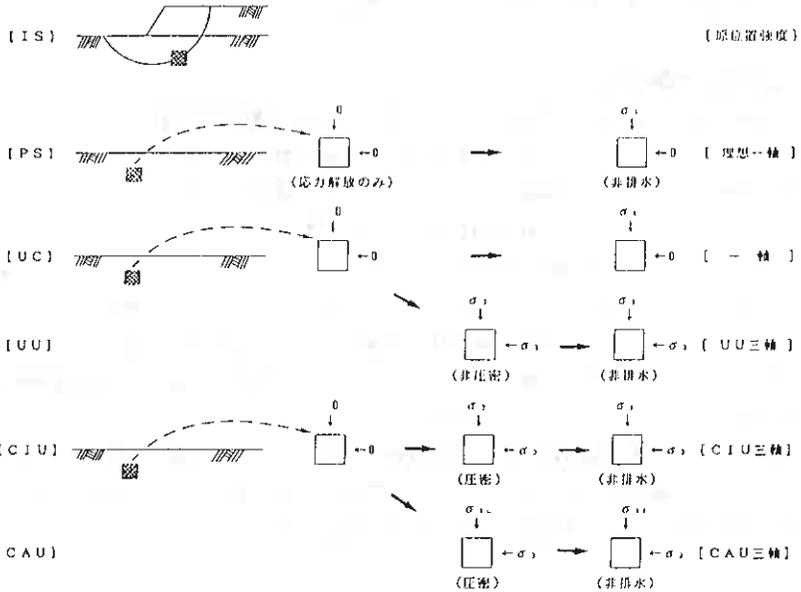


図-2 原地盤から室内試験までの応力条件の変化

(約30分で平衡に達するが, 実際には実験操作の都合上約1時間放置), 非排水せん断.

図-1では, 供試体に σ'_3 が作用しているので, 三軸圧縮試験のように見えるが, 有効応力の立場から見れば, この試験から得られる強度は図-2における理想状態の一軸圧縮強度に対応するもので, 圧密時の全応力と背圧との差, すなわち有効圧密応力の解放の影響だけを受けた試料の一軸圧縮強度を表す. 実際の試験業務の中でこのような試験を行うことは不可能であるが, 一軸供試体が理想的に応力解放の影響の

みを受ける場合を想定した実験である。なお、図-1のような応力の与え方をすれば、最初の鉛直応力645kPaを300kPaまで下げた時(この状態は実際のサンプリングの際に、地盤内にかかっていた土被り圧が解放された状態に対応する)、供試体内の空隙水圧が負にならないために一軸圧縮試験中の間

表-1 実験条件

試験	No.	初期異方圧密				応力解放			再圧密				せん断直前		Cu/σ _v '	A _v	強度比	
		σ _{v1} '	σ _{v2} '	σ _{v3} '	U ₀	σ ₂₁	σ ₂₂	U ₁₋₂	σ _{v1} '	σ _{v2} '	σ _{v3} '	U ₀	σ ₂₁	σ ₂₂				
IS	14	297	343	274	200									477	270	0.177	2.15	1.0
	31	295	341	272	200									477	269	0.179	2.19	
	16	398	459	367	200									569	363	0.176	2.07	
	32	396	457	365	200									569	363	0.177	2.08	
PS	17	196	229	183	200	385	280	43.9						200	156	0.166	0.74	0.93
	19	297	343	274	200	477	300	57.0						206	241	0.168	0.76	
	20	350	404	323	300	623	300	21.0						300	279	0.165	0.74	
UC	37	300	344	275	200	477	0	----						0	-----	0.132		0.83
	50	297	343	274	200	477	0	----						0	-----	0.145		
	54	262	330	269	200	477	0	----						0	-----	0.145		
	55	343	397	316	200	477	0	----						0	-----	0.149		
	56	392	453	361	200	477	0	----						0	-----	0.154		
UU	38	397	343	274	200	477	0	----						500	-----	0.119		0.67
	41	290	345	276	200	477	0	----						500	-----	0.134		
	43	297	343	274	200	477	0	----						500	-----	0.144		
51	290	345	276	200	477	0	----						500	-----	0.146		0.61	
CIU	44	296	342	273	200	477	0	----	312	312	312	0	346	314	0.241	0.79	1.35	
	26	295	341	272	200	477	0	----	382	382	382	0	400	384	0.208	1.09	1.18	
	21	284	340	271	200	477	0	----	476	476	476	0	508	477	0.191	1.28	1.07	
	22	296	342	273	200	477	0	----	581	581	581	0	600	581	0.192	1.31	1.08	
	29	297	343	274	200	477	0	----	344	344	344	200	549	344	0.208	1.35	1.17	
	23	295	341	272	200	477	0	----	395	395	395	200	600	391	0.195	1.33	1.10	
	30	290	345	276	200	477	0	----	398	398	398	300	700	387	0.203	1.32	1.14	
	24	295	341	272	200	477	0	----	495	495	495	200	700	491	0.187	1.35	1.05	
	25	297	343	274	200	477	0	----	496	496	496	200	700	497	0.187	1.35	1.05	
	52	297	343	274	200	477	0	----	496	496	496	200	700	497	0.187	1.35	1.05	
CAU	35	295	341	272	200	477	0	----	298	344	275	200	477	274	0.192	1.58	1.08	
	36	297	343	274	200	477	0	----	400	461	369	200	569	357	0.184	1.82	1.03	

単位 (kPa) No.41,43 は初期圧密後上端5mm, 下端10mmカットして再セット
 σ_{v1}' : IS, PS, UU → σ_{v1}' No.50,51,52 はφ75mmで初期圧密してからφ50mmにトリミングして再セット
 CIU, CAU → σ_{v2}' No.54,55,56 はφ75mmで初期圧密してからφ50mmにトリミングして1%/min.で一軸

隙水圧の測定が可能となる。

3) UC & UU試験: 圧密終了後非排水で応力解放後三軸セルを解体して供試体のろ紙を除去し、再度三軸セルにセットし直して非圧密非排水せん断。再セットに要した時間は約30分。

この試験は通常業務で行われる一軸及びUU三軸圧縮試験(図-2)に対応するもので、応力解放後、再度セットすることで実際にサンプリングチューブから抜き出した試料を試験機にセットする時の作業の一部をシミュレートしている。再セット後のセル圧ゼロの場合(UC)が一軸圧縮試験、セル圧500kPaの場合(UU)がUU三軸圧縮試験にそれぞれ対応する。

4) CIU試験: 3)と同様に異方圧密終了後三軸セルを解体し、新たなろ紙及びメンブレンをつけて再セットして等方応力条件の下で再圧密した後非排水せん断。

この試験は通常業務で行われるCU三軸圧縮試験(図-2のCIU三軸)に対応するもので、応力解放後、再度セットし圧密することでサンプリングチューブからの抜き出しやトリミング作業以外の作業をシミュレートしている。このシリーズの実験では、CU試験時の背圧の有無の影響をも調べることを目的とする。なお、再圧密に当たっては、供試体から(へ)の吸排水を生じさせないようにセル圧と背圧との差を約200kPaに維持しながら5段階で載荷した。

5) CAU試験: 4)と同様にして再圧密し、非排水せん断するが、再圧密時の応力条件を異方(表-1参照)としたもの。

この試験は通常業務で行われるCU三軸圧縮試験の際に、原位置における圧密条件に近づける意味で異方圧密する場合(図-2のCAU三軸)を想定している。

以上の試験において、非排水せん断時のひずみ速度は0.1%/min。(UC試験の一部No.54,55,56は1%/min.)である。UC及びUU以外の試験においては供試体下端中央部で空隙水圧を測定した。非排水強度Cuは主応力差(σ₁-σ₃)の最大値の1/2で定義し、CIU及びCAU試験の場合は再圧密時の有効鉛直圧密応力で、またそれ以外は全て最初の圧密の時の有効鉛直圧密応力で除すことによりこれを正規化して各試験結果の比較を行った。以下、正規化した強度をCu/σ_{v1}'(表-1参照)とする。

4. 実験結果

4-1 UCおよびUU試験の結果

図-3はIS, PS, UC, UU試験の主応力差を有効鉛直圧密応力で正規化した $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したものである。

図-3と表-1から明らかのようにISと比べたPSの強度低下は6~7%程度である。図-7の有効応力経路の出発点の横軸の値から分かるように、PS試験においては、応力解放後も有効応力が解放前の80%程度 $(\sigma_{a1}' / \sigma_{1c}' = 0.7 \rightarrow \sigma_{a1}' / \sigma_{ac}' = \sigma_{a1}' / \sigma_{1c}' \times \sigma_{1c}' / \sigma_{ac}' \approx 0.8)$ 保存されており、一軸圧縮試験でも有効応力の保存状態がよければ、原位置強度と大差ない値が得られることがわかる。

表-1に示した強度比をみると、No.37と38のUCとUUではせん断時のセル圧に関わらずISのほぼ65%程度まで強度が低下することがわかる。No.41,43は応力解放後再セットする時に供試体の上下端をそれぞれ5mm及び10mmカットして再セットしたもので、応力解放時のポーラストーンなどからの吸水および再セットに至るまでの供試体の乱れの影響を除いたものである。また、No.50,51は初期圧密時の供試体寸法を $\phi 75\text{mm}$ 高さ140mmにしておいて、再セット時に $\phi 50\text{mm}$ 高さ100mmに成形したもので、これらの強度比を比較(表-1)すると、応力解放時の吸水や乱れの影響が少ない供試体についてのUCやUUの場合、ISからの強度低下は20%程度とみることが出来る。No.54,55,56は初期圧密時の供試体寸法を $\phi 75\text{mm}$ 高さ140mmにしておいて、圧密終了後に $\phi 50\text{mm}$ 高さ100mmに成形して、ひずみ速度1%/min.で通常の一軸試験を行ったもので、ひずみ速度0.1%/min.のNo.50と強度を比較すると平均で約3%増加している。この強度増加はせん断速度の影響によるものと考えられ、既往の実験結果とほぼ一致している²⁴⁾。

4-2 CIU試験の結果

図-4はCIU試験でトリミングの影響を調べるために行った試験の主応力差を再圧密時の有効鉛直応力 σ_{12}' で除した $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したものであり、 $\phi 50\text{mm}$ で初期異方圧密後再セットして等方圧密非排水せん断したもの(No.24)と $\phi 75\text{mm}$ で初期異方圧密後 $\phi 50\text{mm}$ にトリミングした後に等方圧密非排水せん断したもの

(No.52)との比較では両者の強度は一致し、トリミングの影響はほとんどみられない。

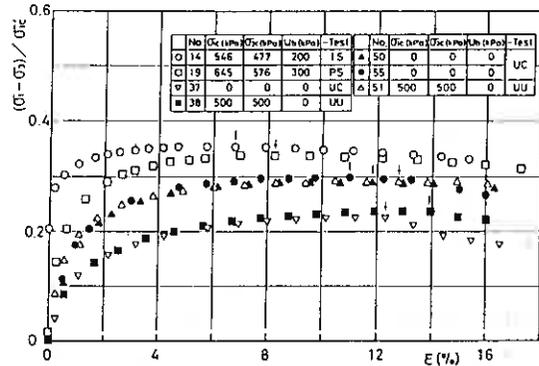


図-3 一軸およびUU三軸条件下での主応力差-軸ひずみ関係

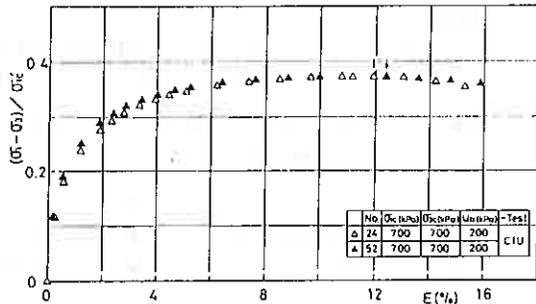


図-4 CIU試験の主応力差-軸ひずみ関係(トリミングの影響の有無)

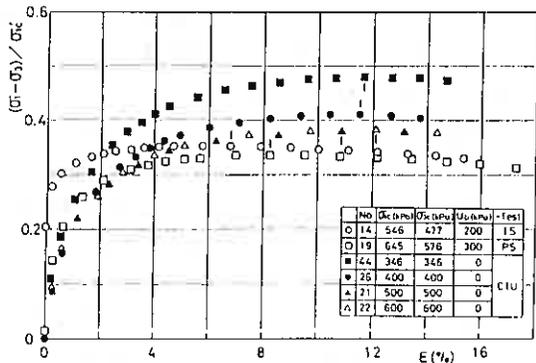


図-5 CIU試験(背圧ゼロ)の主応力差-軸ひずみ関係

図-5はIS、PSとCIU試験（再圧密時の背圧ゼロ）の主応力差を有効鉛直圧密応力（CIUの場合は再圧密時の有効鉛直圧密応力 σ_{1c}' ）で正規化した $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したもので、背圧ゼロのCIUの強度はISよりも7~35%程度大きい。これは応力解放によって不飽和化した供試体の間隙比が再圧密時には本来の $e \sim \log p'$ 関係に基づく間隙比以下に減少することによる強度増加と考えられる。また、この時のCIUの発生間隙水圧を再圧密時の有効鉛直圧密応力 σ_{1c}' で正規化した $\Delta u / \sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したのが図-6で、背圧がゼロのためせん断初期の Δu は小さいが、圧密応力の増大とともに $\Delta u / \sigma_{1c}'$ が増大している。これは圧密応力の増大とともに飽和度が増すことによるものと考えられ、その結果図-5において、再圧密時の有効圧密応力が高くなるのに従って強度比は低下し、ISの Cu / σ_{1c}' に近づいたと解釈出来る。このことは、図-7の有効応力経路にも反映されている。

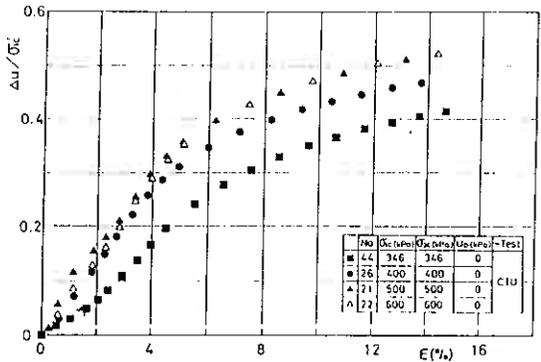


図-6 CIU試験（背圧ゼロ）の間隙水圧-軸ひずみ関係

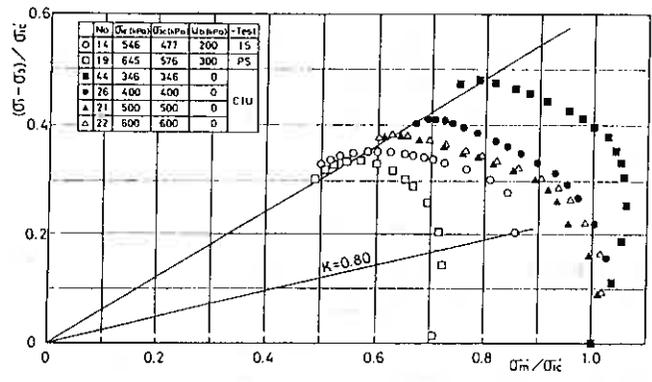


図-7 CIU試験（背圧ゼロ）の有効応力経路

図-8はISとCIU試験（再圧密時の背圧ゼロと200kPa）の主応力差を有効鉛直圧密応力（CIUの場合は再圧密時の有効鉛直圧密応力 σ_{1c}' ）で正規化した $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したもので、再圧密時の有効圧密応力が同じならば強度もほぼ等しくなる。また、この時のCIUの非排水せん断時の発生間隙水圧を再圧密時の有効鉛直圧密応力 σ_{1c}' で正規化した $\Delta u / \sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したのが図-9で、背圧200kPaの場合の方が背圧ゼロの場合に比べてせん断初期の発生間隙水圧が大きい。表-1の強度比をみると、背圧ゼロの場合と同様に有効圧密応力が大きくなる程ISの Cu / σ_{1c}' に近づくという傾向を示していて、No.21,23とNo.22,24の比較から、背圧が載荷されている場合には有効圧密応力が100kPa程度低くても背圧ゼロの場合とほぼ等しい Cu / σ_{1c}' を与えている。これは、再圧密時に背圧を加えることにより飽和度が増すためと考えられる。

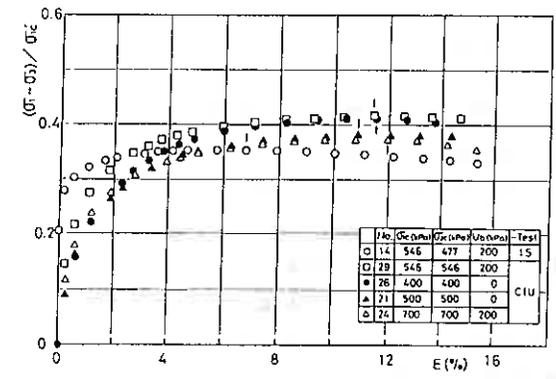


図-8 CIU試験の主応力差-軸ひずみ関係（背圧の有無の影響）

4-3 CAU試験の結果

図-10はISとCAU試験の主応力差を有効鉛直圧密応力（CAUの場合は再圧密時の有効鉛直圧密応力 σ_{1c}' ）で正規化した $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_{1c}'$ と軸ひずみ ϵ の関係を示したもので、CAU試験においては、初期異方圧密時の σ_{1c}' 、 σ_{3c}' と同じ圧密応力を加えて再圧密した場合でも Cu / σ_{1c}' の増加は8%程度に止まってお

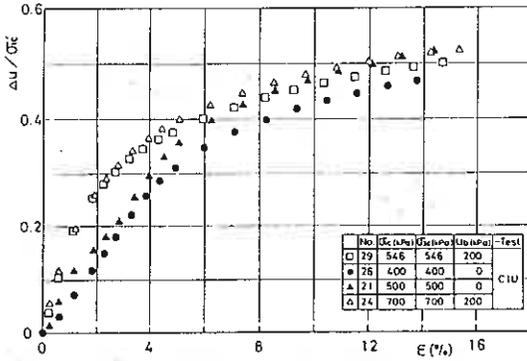


図-9 CIU試験の間隙水圧-軸ひずみ関係(背圧の有無の影響)

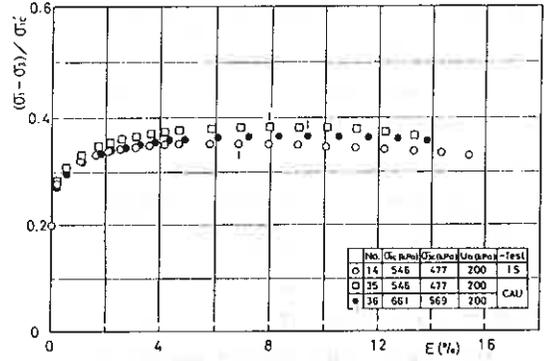


図-10 CAU試験の主応力差-軸ひずみ関係

り、平均有効主応力を400kPaとした結果 (No.36)ではISの強度とほとんど一致する。図-11はこれらの試験に対応する $\Delta u / \sigma'_{ic} \sim \epsilon$ 関係である。

4-4 有効せん断抵抗角

非排水せん断時に間隙水圧を測定した全ての試験結果について主応力差最大時の $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と $(\sigma'_1 + \sigma'_3)$ の関係を示したものが図-12で、有効応力によるせん断抵抗角は応力解放の影響をほとんど受けないことが分かる。

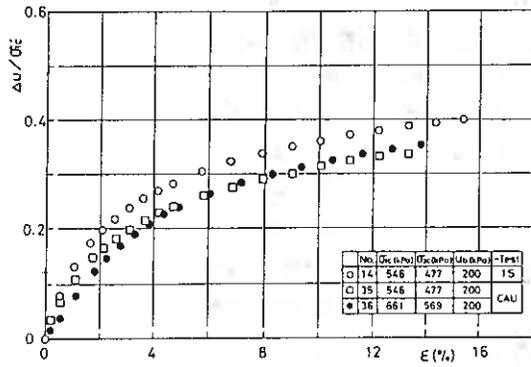


図-11 CAU試験の間隙水圧-軸ひずみ関係

5. まとめ

図-13はIS, PS, UCおよびUU試験の非排水強度 C_u と初期異方圧密時の有効鉛直応力 σ'_{ic} の関係を示したものであり、この図からPS試験の強度低下は6~7%程度であるが、UCおよびUU試験では15~20%程度低下し、吸水の影響を受けた場合のUC及びUU試験の強度低下はさらに大きい。

図-14はIS, CIU, CAU試験の非排水強度 C_u と有効鉛直圧

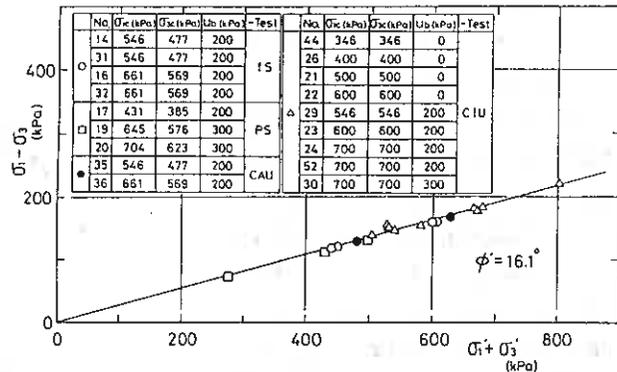


図-12 主応力差最大時の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ 関係

密応力 σ'_{ic} (CIU, CAUの場合は再圧密時の有効鉛直圧密応力 σ'_{ic2}) 関係を示したものであり、この図から等方的に再圧密した試験では、圧密応力が小さいほどISからの強度増加が大きいが、圧密応力が大きくなるほどISの強度に近づくことがわかる。また、背圧を加えた場合はゼロの場合に比べてよりISに近い強度を示す。一方、異方的に再圧密した試験では等方的に再圧密した試験同様、有効鉛直圧密応力が大きくなるほどISの強度に近づく。また、同じ有効鉛直圧密応力では等方的に再圧密したものよりISに近い強度が得られる。

図-15は以上の結果を総合的にみるためにIS試験の強度を1.0とした時の各試験の強度比を示したもの

であり、これらの図から以下のことがわかる。

- 1) 純粋に応力解放のみの場合、強度低下は6~7%程度である (PS試験)。
- 2) 通常の一軸あるいは三軸UU試験では吸水の影響がない場合20%程度の強度低下が生じる (UC & UU試験)。
- 3) 背圧を載荷せずに原位置の鉛直圧密応力と等しい応力で等方的に再圧密した場合、 Cu/σ_{ic}' を35%程度大きく評価することになる (CIU試験)。
- 4) 再圧密時の応力条件によっては原位置強度に近似した Cu/σ_{ic}' を得る (CIU & CAU試験)。
- 5) 三軸CU試験の場合、トリミングによる強度への影響はほとんど現れない。

以上の結果は、初期圧密を等方応力条件とした前回の報告^{20, 21)}と傾向が一致しており、また、国内の漁港構造物基礎の設計のために行われた不攪乱試料についての強度データを集めて統計的に処理した大橋ら²²⁾の研究結果とも傾向が一致している。

今回の実験結果を実際の試験業務に対応させて考えると、一軸やUU三軸試験から得られる非排水強度は一般に原位置強度よりも小さな値を与え、設計上安全側ではあるが、吸水等の影響があると極端に強度が低下する。したがって、試料の取扱には十分な注意が必要である。一方、CU三軸試験の場合、原位置の応力条件に合わせて異方圧密を行えば、原位置の強度に近似した値が得られることから、異方圧密後に非排水試験を行うのが理想的である。しかし、現実には操作の容易さなどから、等方圧密非排水試験の実施機会が多いと考えられるので、この際には、背

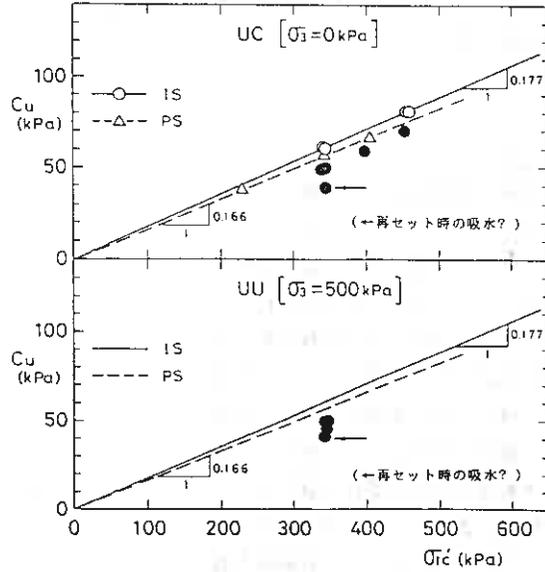


図-13 原位置強度と一軸およびUU三軸強度との比較

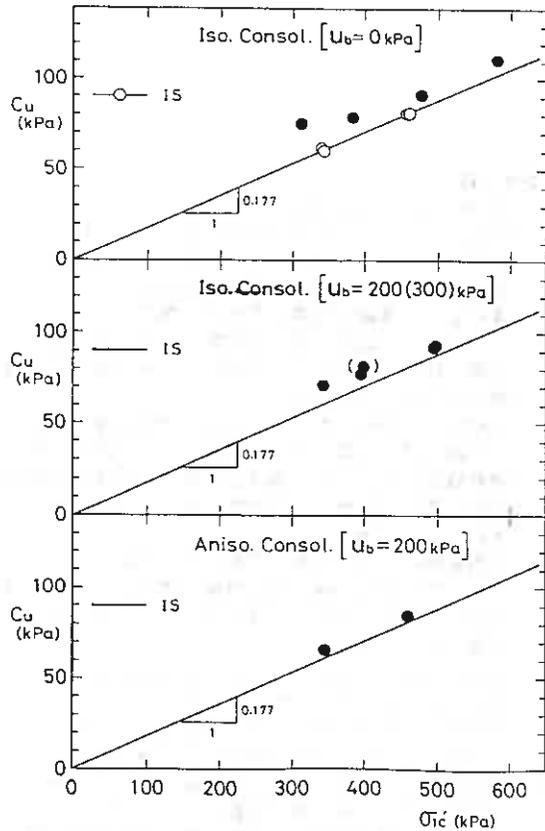


図-14 原位置強度とCIUおよびCAU三軸強度との比較

圧を載荷し、有効圧密応力を原位置の有効土被り圧の2倍以上とすべきである。

6. あとがき

本報告は試料として市販のカオリンを使用したものであるが、自然粘性土でしかも塑性指数の低い試料の場合についてのデータを得る目的から、現在、夕張川河川改修工事現場より採取された清幌土について本研究と同じ内容の実験を実施中である。別の機会に発表したいと考えている。

本報告における追加実験及びデータ整理にあたっては、本学4年目学生 上田俊也君ならびに札幌島由人君の協力を得た。ここに記して謝意を表す。

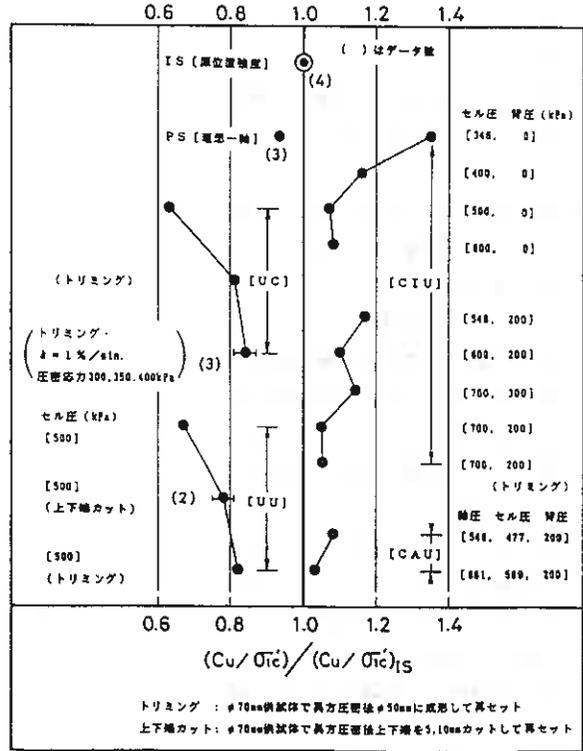


図-15 一軸およびCU三軸における強度比の比較

(参考文献)

- 1) Skempton, A.W. and Sowa, V.A.: Geotechnique, Vol.13(1963), No.4, p.289-290.
- 2) Ladd, C.C. and Lambe, T.W.: ASTM, STP 361(1963), p.342-371.
- 3) Noorany, I. and Seed, H.B.: ASCE, Vol.91(1965), SM2, p.49-80.
- 4) 奥村樹郎: 運輸省港湾技術研究所報告, Vol.8(1969), No.1, p.59-84.
- 5) 奥村樹郎: 運輸省港湾技術研究所報告, Vol.8(1969), No.3, p.77-98.
- 6) 三田地利之, 北郷 繁, 高橋喜一: 第6回土質工学研究発表会講演集(1971), p.133-136.
- 7) 北郷 繁, 三田地利之, 吉澤耿介, 唐午義夫: 土質工学会北海道支部技術報告資料, 第12号(1972), pp23-26.
- 8) 中瀬明男, 勝野 克, 小林正樹: 運輸省港湾技術研究所報告, Vol.11(1972), No.4, p.83-104.
- 9) 三田地利之, 北郷 繁: 北海道大学工学部研究報告, 第88号(1973), p.253-268.
- 10) 阿部廣史, 川上 浩: 第15回土質工学研究発表会講演集(1980), p.429-432.
- 11) 北郷 繁, 三田地利之, 浅見秀樹: 第16回土質工学研究発表会講演集(1981), p.348-352.
- 12) 木村 孟, 斎藤邦夫: Soils and Foundations, Vol.22(1982), No.4, p.109-120.
- 13) 矢田部龍一, 榎 明潔, 八木則男, 武本 誠: 第22回土質工学研究発表会講演集(1987), p.377-378.
- 14) 外崎 明, 赤石 勝, 稲田倍徳: 第22回土質工学研究発表会講演集(1987), p.395-396.
- 15) Ladd, C.C. and Foott, R.: Proc. ASCE, Vol.100(1974), p.783-786.
- 16) 松岡 元: 土と基礎, Vol.31(1983), No.3, p.55-57.
- 17) Lowe, J. and Johnson, T.C.: Proc., Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, ASCE(1980), p.819-836.
- 18) 赤井浩一, 小谷 明: 土木学会論文集, 91号(1983), p.1-7.
- 19) Brand, E.W.: Soils and Foundations, Vol.15(1975), No.2, p.1-16.
- 20) 三田地利之, 桜庭大久, 工藤 豊: 土木学会第43回年次学術講演会概要集(1988), p.12-13.
- 21) 三田地利之, 工藤 豊, 桜庭大久: 土質工学会北海道支部技術報告集, 29号(1989), p.125-134.
- 22) 大橋正紀, 堀越伸幸: 土木学会第43回年次学術講演会概要集(1988), p.530-531.
- 23) 三田地利之, 工藤 豊, 梅木宏也, 谷口善則: 第24回土質工学研究発表会講演集(1989), p.99-102.
- 24) 小田美明, 三田地利之, 木藤勇人: 土木学会論文集, 412号(1989), III-12, p.117-126.

土質工學懇話會要旨

1989年3月17日

於 KKR札幌

土質工學會北海道支部

懇話會担当

第5回土質工学懇話会について

1. 概要

第5回懇話会は「軟岩」をテーマとして、下記の要領で実施した。

日 時 : 1989年3月17日(土) 13:00~17:00
場 所 : 「KKR札幌」
参加者 : 25名
話 題 : 「軟岩を対象とする土質工学的諸問題」

懇話会は恒例に従い、前半2時間を参加者から各自5分程度話題を提供してもらい、幹事がこれらの話題を整理して3つに区分し、後半2時間を自由討議時間とした。

懇話会出席者は以下のとおりである。

第5回土質工学懇話会出席者

五十嵐敏彦	住鉦コンサルタント(株)札幌支店	堀川 明広	鹿島建設(株)札幌支店
池田 光一	北海道旅客鉄道(株)工務部	松山 尚典	応用地質(株)札幌支社
大島 紀房	(株)構研エンジニアリング技術部	三浦 均也	北海道大学工学部
小野寺 取	北海道電力(株)土木部	三浦 清一	室蘭工業大学工学部
神原宏四郎	伊藤組土建株式会社(株)土木部	三田地利之	北海道大学工学部
西川 修三	鉄道建設公団札幌支社計画部	最上谷誠一	(株)ユニオンコンサルタント
稲 直美	基礎地盤コンサルタンツ(株)札幌支社	由良 桂一	北海道開発コンサルタント(株)
真田 英夫	室蘭開発建設部 徳別道路事業所	萬 隆	札幌道路エンジニア(株)
関根 達夫	北海道開発コンサルタント(株)	山崎 秀次	基礎地盤コンサルタンツ(株)札幌支社 (懇話会担当幹事)
根岸 正充	開発局開発土木研究所地質研究室	荒 厚	日本道路公団札幌建設局
野地 正保	明治コンサルタント(株)札幌支店	池田 晃一	北海道土質コンサルタント(株)
能登 繁幸	開発局開発土木研究所土質研究室	武田 寛	北海道開発コンサルタント(株)
ニッ川健二	北海道土質コンサルタント(株)	水口 洋	北海道電力(株)土木部

2. 話題提供

参加者から提供された話題の大意は次のとおりである。

- C, ϕ を求めたいが、適切な方法はないか
- 切土や凍結・融解と伴って強度が低下する
- 軟岩の支持力はN値だけではなく、孔内水平載荷などの値からも調べる。また、上の場合のような支持力計算式の確立が必要
- 地すべりは地層との関連が強いため、地質分類を行って施工する必要がある
- 強度低下に伴うC, ϕ の評価をどうするか。また、変形に対する抑止施工はどうするか
- 軟岩を材料土として用いる場合の有効利用法について
- 軟岩のボーリング結果は施工への有効情報が少ない
- 軟岩の変形・強度特性に及ぼす間隙水圧の影響について、また、有効応力が適用出来るか
- 岩の強度をどのように扱うか、現在の試験法からC, ϕ を求め、係数をかけて求めてはどうか
- 一般に地すべりでは逆算C, ϕ を用いる。軟岩の中間的な性質をどう判断するか
- 軟岩の変形特性は孔内水平載荷試験、岩そのものの強度は孔内コーン貫入試験の採用が良い。しかし変形性に依存する岩の強度についてはどのように考えるか
- 切土斜面の時間経過による亀裂の発生対策と、落石重量算定の方法について不明
- 堆積軟岩の硬さは簡易法として貫入法で評価出来る。また、岩石の硬さは粒度に関係している
- 軟岩と土砂の区分、および岩の長期的軟質化に対する設計値の扱いについてどうするか
- 軟岩の区分と強度定数の扱いが不明
- 地すべりにおけるC, ϕ , γ など設計値の取扱いについて
- 孔内および平板載荷の結果から形状・寸法効果による差異があり、特に変形性の大きい岩盤では両者の関係があわない
- 冬期におけるトンネル壁面の押出しが10数cmあった。このような岩を材料土として用いるにはどうしたらよいか
- ダム基礎については孔内水平載荷試験の結果から岩級区分が出来る。また、 $E > 10000 \text{ kg/cm}^2$ で平板と孔内の弾性係数はほぼ一致する。
- 堆積軟岩は含まれる粘土鉱物によって地盤区分や強度低下が判断出来るのではないだろうか

3. 討論の要約

話題から、調査・試験方法と地盤区分、設計数値(C, ϕ , Eなど)の決定法、施工に対する問題などが提起され、以下の順に討論をおこなった。

- (1) 軟岩とは何か、また、その分類法について
- (2) 軟岩の試験法について
- (3) 設計・施工について

(1) について

軟岩は現状において土に近いものから、硬い岩までの広い範囲のものを便宜的に呼称してきた。軟岩の分類法としては、理学的分類、工学的分類があるが、この他に施工方法に基づく場合や、工事対象によっても分類され、一義的に決め難い。また、分類するための試験も種々あるが、結果と実際が異なることも多く、支持力的なものは経験によっているのが実情である。

(2) について

調査・試験方法として平板載荷試験、孔内水平載荷試験、貫入試験および一軸圧縮などの室内試験が実施されている。しかし、個々の試験が全体的な軟岩地盤としてどの程度評価出来るかが問題であり、施工結果や実際の挙動から逆解析を行うことも多い。しかし、孔内水平載荷試験は、安く、多く、手軽に出来るなどの利点があり、データの積重ねによって設計に使用出来る可能性が強い。

(3) について

設計・施工に対しては、軟岩の設計値は一つの要素のみで決定することは出来ず、個々の目的に応じて必要なデータを得る必要がある。このため、C、 ϕ 、Eおよび成因などを細分し、データの検証を行って設計値を決定することが出来るようにしなければならない。

以上、各分野の方々による活発な討議がなされ、有意義な懇話会となった。しかし、軟岩については、まだまだ不明点や一義的に決定出来ない部分も多く、この問題について再度討論しようとの声も多かった。これを受け、幹事としては近い内に再度「軟岩」についての懇話会を開催することを目的として閉会した。その後引き続き懇親会を行い、個々の軟岩に対する意見交換などを盛込んで盛況のうちに散会した。

昭和63年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	梶山義夫	北海道電力土木部長
〃	城戸欽也	北海道開発コンサルタント 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	道立寒地建築研究所長
〃	山崎正博	北海道旅客鉄道 鉄道事業本部工務部長

選考経過

平成元年2月21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1編を授賞論文として選考した。

論文名 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

著者 土屋勉、荒真一

受賞者 土屋勉

選考理由

人口の都市集中化に伴い、建築構造物の建設敷地は海岸埋立地などの軟弱地盤地帯に求めざるを得ない現状になっている。地盤が軟弱な場合、各基礎間に生じる不同沈下が建物に重大な障害をおよぼす恐れがあるため、設計の段階で建物の沈下量をできるだけ正確に予測し、適切な対応策を講じる必要がある。

しかし、建物の相対沈下の計算に関する既往の研究は、粘性土地盤に生じる一次元圧密沈下を対象にしているため、解析結果には大きな誤差が含まれる可能性があった。

著者はこれまでの研究において、粘性土が支持層から地表面までかなり厚く堆積しているような軟弱地盤を対象として、直接基礎や摩擦杭基礎で支持された鉄筋コンクリート造建物に生じる沈下を、建物の施工進展に伴う上部構造の剛性変化を考慮しながら求める解析法を導くと共に、それらの解析結果を検討して、建物の着工から終局に至るまでの沈下過程を簡便に予測するための実用計算法を提案してきた。

本論文は、先に提案した柱・梁骨組で構成された建物の沈下過程実用計算法(DK法)を、実際に施工されることの多い種々の壁形状を有する場合や、建物重量に偏りがある場合に適用できるように応用・発展させたものである。

すなわち、壁を有する建物の鉛直剛性を算定するにあたり、腰壁および垂壁を含む骨組や壁式構造物の場合には、武藤清の曲げ・せん断・剛域を考慮した水平力作用時のラーメン解法を鉛直荷重が作用する場合に拡張し、耐震壁を含む骨組の場合には、壁に隣接する梁の伸縮による回転変形を考慮する手法を提示した。これらの手法をDK法に取り入れて、正規

圧密粘性土盤や過圧密粘性土盤並びに、表層部が砂層となる2層地盤に建設されるモデル建物の沈下過程を計算した結果、不同沈下の検討で重要となる建物の最大変形角が、有限要素法解析値によく近似することを示した。また、沖積低地に建設された実在の壁式構造物の沈下過程が、本計算法で良くシミュレートできることを明らかにした。さらに、本計算法は高層部の周囲に低層部が配置されるような建物重量に偏りがある場合に対しても適用可能であることを示すと共に、それによる計算結果から高層部と低層部の境界位置での不同沈下対策の必要性を述べた。

以上、本論文で発展させた実用計算法は、これまで計算が難しかった沖積地盤や埋立地盤に建設される構造物の沈下過程を容易に予測できるものであり、土質工学の発展に寄与するところが大きい。

よって著者は、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音別)

土木・建設（総合建設）

お	株式会社大林組札幌支店	1
し	清水建設株式会社北海道支店	3
	新日本土木株式会社札幌支店	8
ち	株式会社地崎工業北海道支社	3
と	飛鳥建設株式会社札幌支店	4
な	株式会社中山組	4
に	日本道路株式会社北海道支店	8
	日本舗道株式会社北海道支店	8
ほ	北興工業株式会社	6
み	宮坂建設工業株式会社	9

ボーリング・調査・測量・設計・施工・その他

き	北日本港湾コンサルタント株式会社	7
	株式会社北日本ソイル研究所	1
こ	コニカビジネスマシン株式会社	2
し	株式会社シー・イー・サービス	2
	住鋳コンサルタント株式会社札幌支店	7
	住石扶桑工業株式会社	7
は	パシフィックコンサルタンツ株式会社札幌支社	9
ほ	北海道開発コンサルタント株式会社	5
	北海道共同石灰株式会社	5
	北海道土質コンサルタント株式会社	6



株式
会社

組 大 林

札幌支店長 近 間 利 之

札幌市中央区北1条西3-3-7 札幌三和ビル
〒060 ☎011-241-1101

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

土木試験・調査の企画・計測・解析総合業務

地質調査業登録(62)第1079号・測量業登録第4-8374号



株式
会社

所 研 究 ソ イ ル 北 日 本

土質試験・各種骨材試験・施工管理試験・地質調査・測量設計
コンクリート・アスファルト試験・アルカリ反応試験・土壌分析

会 長 中 村 作 太 郎 (室蘭工業大学名誉教授)

代表取締役 常 松 哲 (農学博士)

顧 問 太 田 長 四 郎 (技術士)

本 社 〒065 札幌市東区中沼町118番地497

☎(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

高速パワフルなコピーマシン

60枚/分(A4)、40枚/分(B4)の複写
スピード

Konica U-BIX 4060

豊富なオプション

- ・両面原稿も置くだけでページ揃えコピーする自動反転原稿送り装置 (RADF)
- ・RADFとの連動により両面原稿の連続自動面再コピー (BDU)
- ・20ピンソーターを2連結で50ページ/40部までソーティング
- ・大量コピーを可能にする2000枚トレイ

最大コピーサイズA2を実現

A2サイズのコピーがRADF+A2カセットで新聞1ページ大の設計図、地図などもそのままコピー



コニカビジネスマシン株式会社

札幌支店

〒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

橋梁・道路設計, 測量調査, 施工管理
建設コンサルタント登録 (63)代2409号
測量業登録 第(4)7735号
地質調査 (質61) 第1007号

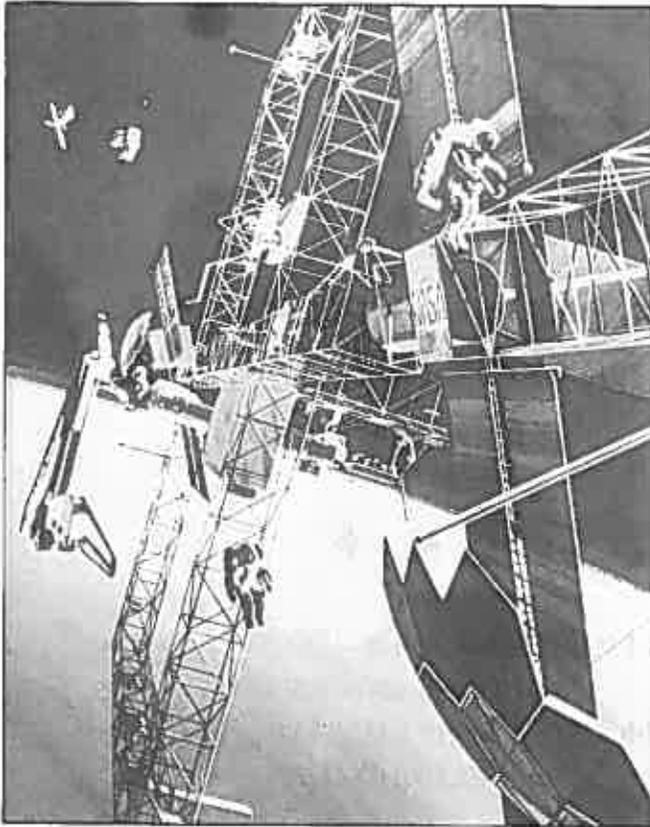


株式会社シー・イー・サービス

(Civil Engineering Services)

代表取締役 田中 稔

本社 062 札幌市豊平区西岡2条8丁目5-27
電話 (011) 代855-4440番
FAX (011) 855-7789番
出張所 041 函館市西桔梗町589-49
流通センター内 クワザビル
電話 (0138) 49-5026番



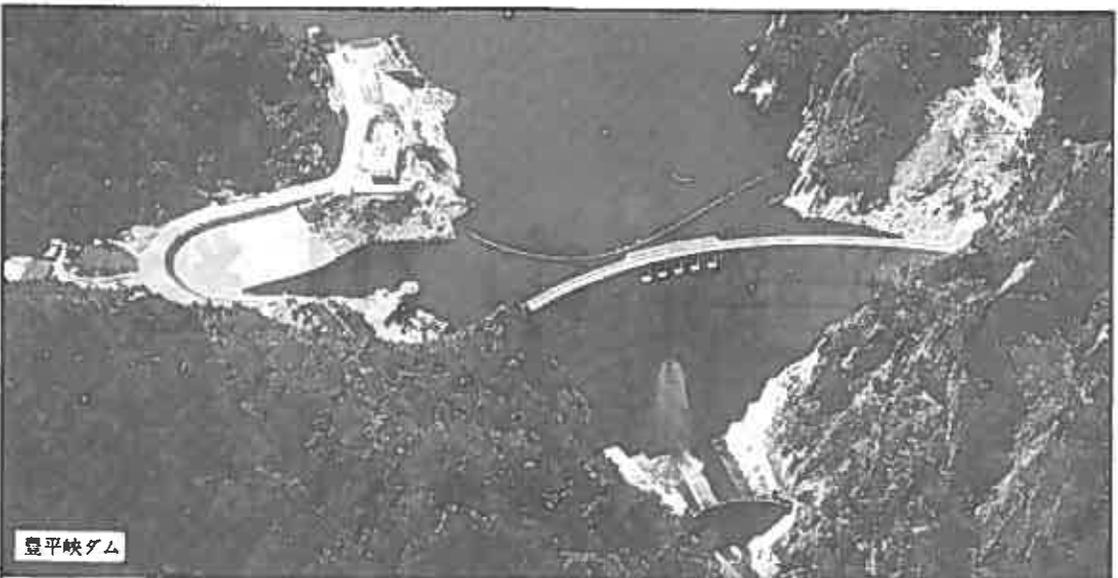
宇宙・海洋・地下……

限りない可能性を追求する
総合技術力のシミズです。



清水建設

本社：東京都中央区東區2-15-1 平104 ☎ (03) (535) 4111
北海道支店：札幌市中央区北1条西2-1 平062 ☎ 011 (214) 2511



豊平峡ダム

すべての建造物は人々のために



チザキ
株式会社 地崎工業



技術。歴史への約束。

飛島建設株式会社

代表取締役社長 飛 島 章

常務取締役
札幌支店長 小 林 裕 幸

本 社 東京都千代田区三番町 2 番地
TEL(代) 03(263)3151
札幌支店 札幌市中央区北 1 条西19丁目 1 番地
TEL(代)011(642)3111



株式会社 中山組

取締役社長 中 山 弘 三

本 社 札幌市東区北18条東 1 丁目13番地18 電話(代)741-7111
支 社 滝川市明神町 4 丁目 1 番 17 号 電話(代) 22-1212
支 店 東京都中央区新富町2丁目7~3号(大塚ビル)5F 電話(代)551-3442
出張所 旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧
川口・広島

未来社会へのソフト&ハード

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

- ◎本社 社：札幌市中央区北4条西5丁目 (アステイ45ビル) ☎ (011)205-6221
- ・月寒事務所：札幌市豊平区月寒東4条9丁目 ☎ (011)851-9221
- ・北4条ビル分室：札幌市中央区北4条西6丁目 (北4条ビル) ☎ (011)231-3760
- ・建設会館分室：札幌市中央区北4条西3丁目 (建設会館) ☎ (011)221-0771
- ・ホワイトビル分室：札幌市中央区北4条西7丁目 (ホワイトビル) ☎ (011)271-5431
- ◎東京支店：東京都港区西新橋2丁目35番5号 (荒川ビル) ☎ (03)431-6581
- ◎東北営業所：仙台市国分町1丁目6番18号 (東北千子不動産ビル) ☎ (022)225-2860

土木部門：技術開発部／道路計画部／道路設計部／橋梁部／水工部／ダム部

都市部門：建築・都市部／環境計画部／下水道部

農業部門：農業開発部／農業土木部／水産室

共通部門：電子計算部／地質部／環境保全部／海外事業部／企画部

技術で産業発展、国土保全に貢献する

(製造品目)

生石灰、消石灰、粒状生石灰

(営業品目)

- *土質安定処理混合資材…深層処理、浅層処理、浚渫残土、建設処理発生残土の処理
- *環境保全資材…養殖漁場等富栄養化防止、大気汚染防止、産業廃棄物処理、産業・生活排水処理、畜産環境保全
- *農業用資材…土壌改良剤
- *一般工業用資材

(試験・分析)

営業品目のなかの土木工事に係わる設計施工参考のための基礎試験、農業関係施肥基準決定試験、環境保全添加量決定その他営業品目に関する科学分析、物理試験を行い技術指導を致します。

北海道共同石灰株式会社

本社 / 苫小牧市新中野町3丁目1番12号 ☎ (0144) 32-7522

工場 / 苫小牧市字勇払145-149 ☎ (0144) 56-0078

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

明日を見つめ 海と語り 土と歩む

特定建設業



一級建築士事務所

北興工業株式会社

代表取締役 萩 濟

本社 室蘭市母恋北町1丁目2番5号

☎0143(23)0321(代) FAX(24)3761

札幌支店

札幌市中央区南1条東3丁目北海道日伊文化会館新館6F

☎011(222)2531(代) FAX(221)9738

北日本港湾コンサルタント株式会社

代表取締役 栗 林 隆

札幌市白石区平和通2丁目北11番18号

地質調査・物理探査・試錐・測量・土木設計監理

 **住鋳コンサルタント株式会社**
札幌支店

常務取締役札幌支店長 小 林 雄 一

本 社 160 東京都新宿区歌舞伎町2丁目16番9号(新宿TKビル)
電話 (03)205-6031番 F A X (03)205-6034番
札幌支店 060 札幌市中央区北1条東8丁目(湯谷ビル)
電話(011)221-3381番 F A X (011)221-3219番



住石扶桑工業株式会社

代表取締役会長 美 曹 勝 利
代表取締役社長 岡 町 昌 哉

本 社 札幌市中央区北1条東2丁目5番地6 TEL (271)-3341
東京支店 東京都北区王子1丁目29番地3号
住石扶桑王子ビル TEL (913)-6241
三 笠 営 業 所 歌 志 内 営 業 所 道 東 営 業 所
旭 川 営 業 所 赤 平 出 張 所 道 南 営 業 所



新日本土木株式会社

札幌支店

常務取締役支店長 富 樫 誠 一

札幌市中央区北3条西4丁目1番地(第一生命ビル) T222-3621

各種舗装工事, 土木工事, 建築工事, 全天候型(ソフトステップ)テニスコート設計施工, スペースキャビン設計施工(空中式バンガロー), カラー舗装(レインボーカラー), その他公園・スポーツ広場施設全般



日本道路株式会社

代表取締役社長	清	水	弘
取締役相談役	卷	下	乙四郎
常務取締役 北海道支店長	齋	藤	道雄

本 社	東京都港区新橋1丁目6番5号	電話代表(571)4891番
北海道支店	札幌市豊平区水車町2丁目2番4号	電話代表(811)2231番
支 店	東京・北関東・大阪・横浜・東北・名古屋・九州・北陸・四国・広島	



快適空間コンストラクター

いま社会が最も必要としているもの、それは人間環境をトータルシステムの立場でとらえ、ナイーブな感性に訴える空間の創造です。

日本舗道は、ノウハウを駆使し、地域の特性をいかした「まちづくり」、「人間空間づくり」を進めています。

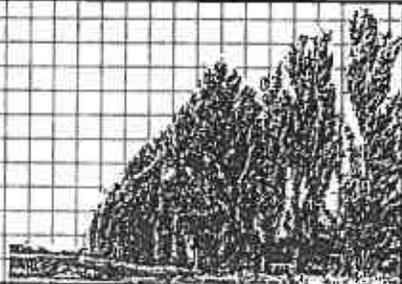
空間創造に感性を



日本舗道

本社: 東京都中央区京橋1-19-11 取締役社長: 物部 幸保 支店: 北海道・東北・関東・北信越・中部・関西・四国・中国・九州

北海道を愛し、北海道に根ざす、
地域社会のトータルプランナー。
パシフィックコンサルタンツ。



- 土質及び基礎 ●地質 ●発電土木 ●農業土木 ●上水道及び工業用水 ●鋼構造及びコンクリート
- 道路 ●下水道 ●造園 ●河川・砂防及び海岸 ●鉄道 ●港湾及び空港 ●都市計画 ●地方計画 ●施工方法 ●施行設備 ●建設機械 ●トンネル ●森林土木

国内はもとより、世界に頭脳を輸出しています。



パシフィックコンサルタンツ株式会社 札幌支社

札幌支社／札幌市中央区北4条西6丁目1番地毎日札幌会館7F ☎(011)221 4181
本社／東京 支社／札幌・仙台・名古屋・大阪・福岡

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 宮坂文一

取締役副社長 宮坂寿文

本社 ☎080 帯広市西4条南8丁目
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
出張所 釧路・旭川・苫小牧・占冠・東京