

土
岐
物
産
校

技 術 報 告 資 料

第 16 号

昭和 51 年 2 月

社 団
法 人 土 質 工 学 会 北 海 道 支 部

目 次

(1)	9:30~	土の軟化および硬化に及ぼす2,3の要因について	北大農学部	○相馬 尅之・前田 隆 丹野 義明	1
(2)	9:45~	複層地盤の圧密速度について	苫小牧高専	池 浦 勲	9
(3)	10:00~	飽和粘土の強度特性におよぼす圧密圧力の載荷法の影響について	北大工学部 北星コンサル	北 郷 繁・三田地利之 三浦 清一 ○山崎 芳樹	15
(4)	10:15~	粘性土の強度特性におよぼす応力履歴の影響	函館高専 北大工学部 北海道電力 三菱地所	○佐野 佑 芳 北 郷 耕 平 高橋 本直	23
(5)	10:30~	平面ヒズミ状態における粘性土の強度特性について	北大工学部 開発局旭川 開発建設部	北 郷 繁・三田地利之 ○三浦 清一 鈴木 英一	33
(6)	10:55~	石狩泥炭地の工学的性質	道路公団 札幌建設局	中出 尚夫・○栗原則夫	43
(7)	11:10~	穂積北部地区の地盤(生石灰杭打設による粘土の土性変化)	札幌市下水道局 北海道土質 コンサル	島田 一功・大竹 幸雄 若松 幹男・○池田晃一	53
(8)	11:25~	飽和砂の非排水強度特性におよぼす動的繰返し载荷の影響について	北大工学部 清水建設	北 郷 繁・土岐 祥介 ○鎌田 章・片岡 博 藤 森 一男	63
(9)	11:40~	埋立地盤の流動化防止対策について—釧路西港 10.0 m 岸壁工事より—	開発局釧路 開発建設部	渡 辺 智方・○橋立洋一	73
(10)	11:55~	防振壁による地盤振動の遮断効果について	開発局 土木試験所	佐々木晴美・木元 喬之 能登繁幸・○東海林邦夫	83
(11)	14:30~	仮締切兼用鋼管矢板ウエル基礎の応力測定結果について	開発局札幌 開発建設部	熊谷 勝弘・○中野 修	91
(12)	14:45~	軟弱地盤における負の摩擦力の測定試験について(第1報)	開発局 土木試験所	野口 義教・竹原 義一 逢坂 秀俊・○石原 勝 佐藤 憲一	97
(13)	15:00~	札幌における根利り工事の経験から—特に地下水の問題について—	北電道央所 変電 清水建設	高山 守哉 川村 淳・○高橋賢之助	107
(14)	15:15~	紅葉山第1ミニウズい道改築の施行について	鉄道公団 札幌支社	山崎 政俊	115
(15)	15:30~	火山灰土のせん断特性におよぼす粒子破碎の影響	北大工学部 大阪府 鹿島建設	北 郷 繁・○神谷光彦 石橋 洋一 石丸 幸一	125
(16)	15:45~	火山灰の三軸圧縮強度特性—主に低拘束圧の場合について—	北見工大	鈴木 輝之	135
(17)	16:00~	清田火山灰の土質工学的性質について—模型可動壁による土圧実験と土圧特性—	北海学園大 工学部	坂上 孝幸・○早川寛志	141
(18)	16:15~	支笏流下火山灰の2,3の特質(その2)	北海道土質 コンサル	○若松 幹男・池田 晃一 二ツ川 健二	147

土の軟化および硬化による液性限界の要因について
 北大農学部

相馬村之
 前田 隆
 丹野義明

1. まえがき

一般に粘質土は練り返しにより強度が低下し、放置すると時間と共に練り返し土の強度が増加していく(静置硬化)。

静置硬化を支配する要因としては、練り返す前の土の構造、練り返しの程度(これにより練り返し直後の土の構造—初期構造が決定される)、練り返し土の含有水分(初期水分)、土粒子の表面活性、放置時の周囲の温度などがあげられる。

筆者らは今迄、静置硬化について主として練り返し土の初期水分の影響を追求してきたが、今回は主として練り返し時間の長短(練り返しの程度の差違)による練り返し土の初期構造の変化、およびそれが静置硬化に与える影響を考察した。

2. 実験方法

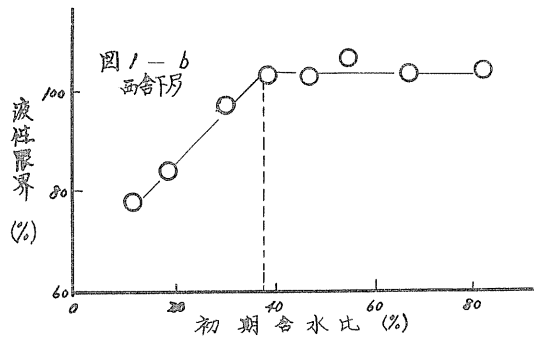
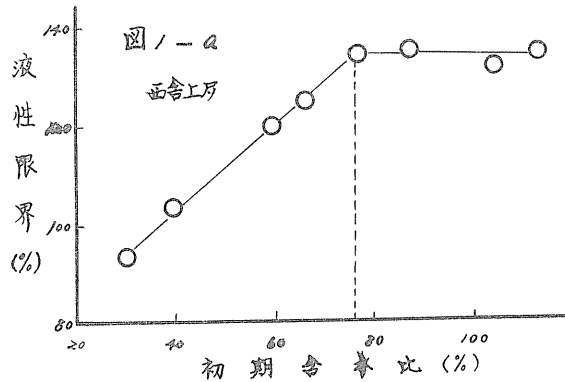
2-1 供試土

供試土には蒲河町西舎の火山性土および黒松内町工大成の火山性土を用いた。西舎の場合、濠土(クロボク)と称される有機物含有量が非常に多い(2%)土層と有機物含有量の少ない(2%)土層とを用いた。

西舎の土層、下層は粘土鉱物が同じで(1:1 鉱物を主体とし、若干のカオリン鉱物を含む)、粘土含量も6%前後ではほぼ同一母材と考えられる。従って両者の挙動の差違は主として有機物含有量の差違に起因するものと考えられることができる。

工大成の有機物含有量は西舎下層とほぼ同じである。粘土含量は約50%であるが、これは超音波処理を行った場合の粒度分析の結果であり、この土は通常の機械攪拌では破壊できない微細粒団を多量に含む。

供試土は全て2mmフルイ通過部分を用いた。供試土の性質を初期含水比と液性限界との関係で示すと図1-a, b, c のようになる。液性限界が低下し始める初期含水比を限界初期含水比と呼び、初期含水比が限界初期含水比より高いものを硬土



、低いものを凡乾土という。

2-2 実験方法

(1) 練り返し過程

練り返しは電動式ニーダーにより行い、経過時間を変えてフォールコーン法によりコーン貫入深を求めた。試料容器は図2に示すように、後述の静止硬化の場合には水分損失を防ぐ構造になっている。容器の寸法は内径50mm、高さ60mmである。

また練り返し中の土の温度変化を熱電対温度計(精度0.05℃)により測定した。

さらに経過時間の異なる練り返し土を0.037mmフルイを用いて水中篩別し、残留率を求めた。

(2) 静止硬化過程

練り返し土を前述の試料容器に充てんし、放置時間ごとフォールコーン法により貫入深を測定した。

また1500分放置試料と練り返し直後の試料の収縮挙動の比較を行なった。乾燥条件は気温20℃、相対湿度45%であり、体積変化の測定は遊動顕微鏡、およびハイトゲージにより行なった。試料容器の寸法は前述のものとは異なり、内径50mm、高さ10mmのものを用いた。これは前述の容器では脱水収縮に伴い、試料が円錐台のように変形し、体積の測定が困難になるためである。容器の構造は同じである。

静止硬化過程の温度変化および吸引法(水頭法)によるサクション変化も求めた。サクション変化の測定法は図3に示す。

静止硬化過程の温度条件は20℃である。

3. 実験結果および考察

3-1 練り返し過程について

練り返し時間と貫入深の関係をみると図4から図7のようになる。これらの練り返しに際しては、練り返し含水比(%)が初期含水比(%)に等しい場合の他は、必ず含水比が液性限界—L.L.の場合に必要な注水水分は練り返し直前に供給した。図4、図5はそれぞれ両者の上層、下層の土の場合で、練り返し後60分を経過

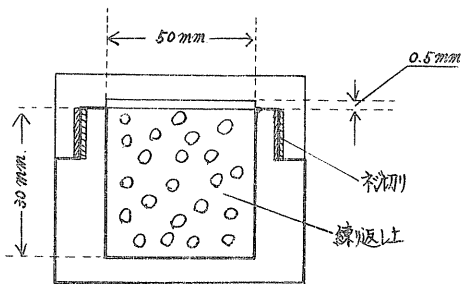
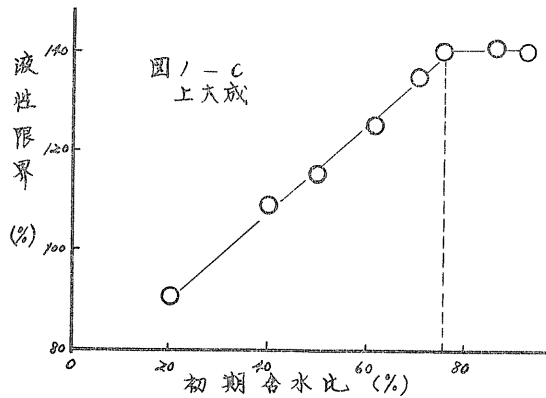


図2 円筒製試料容器

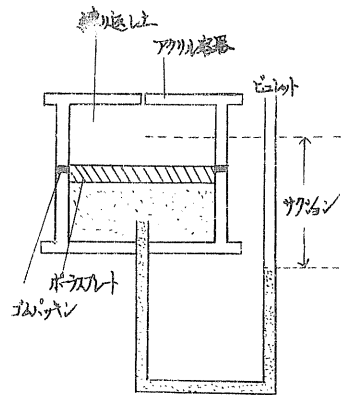


図3 水頭測定法(水頭法)

してから貫入深を測定したものである。図6は西舎下層の生土の繰り返し含水比が液性限界に等しい場合で、繰り返し後10分から貫入深を測定したものである。図7は西舎下層の乾燥土および上大成の生土の場合である。これらから次のような結果が得られる。

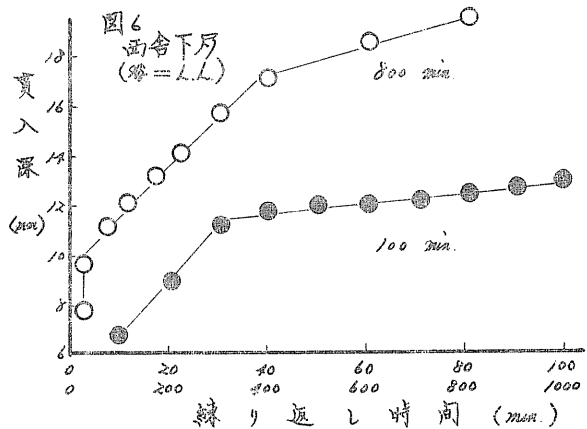
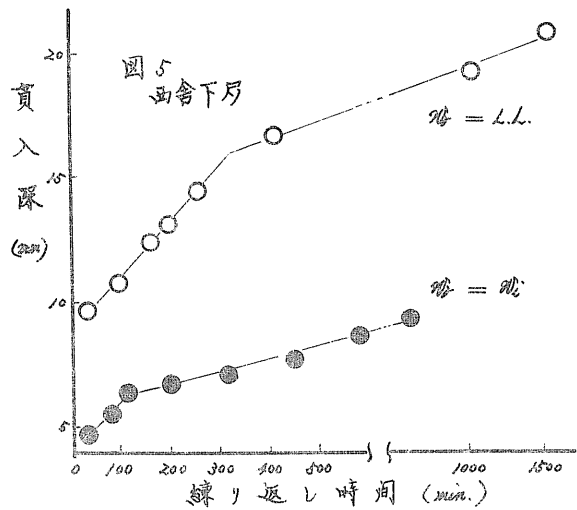
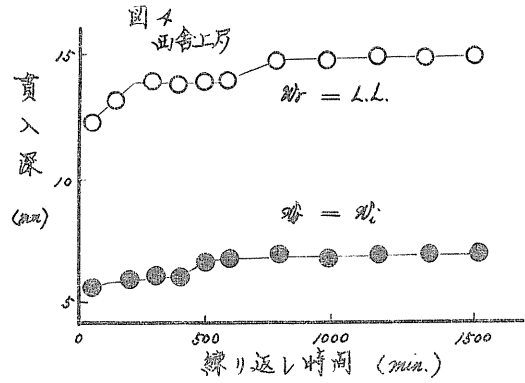
(1). 繰り返しにより貫入深が増大する場合(軟化)と減少する場合(硬化)とがある-----西舎の上層、下層の生土は繰り返しにより軟化し、西舎下層の乾燥土および上大成は硬化する。

(2). 軟化の場合も硬化の場合も繰り返し過程には段階が存在する-----軟化の場合、西舎の上層と下層では形態が異なり、また軟化の程度(貫入深の変化量)も異なり有機物含有量が多い上層の方が下層よりも軟化の程度は小さい。硬化の場合、硬化の程度は上大成の方が西舎下層の乾燥土より大きい。形態は同じである。

(3). 軟化の場合、繰り返し含水比の低い方が軟化の程度も小さくなる。

繰り返しは粗大粒団(≧200μフルイ通過部分)の構造破壊による単位粒子(繰り返し土の挙動を支配する主要構成単位)の生成過程と考えることができる。この過程で粒団内の構造的拘束水の自由化や単位粒子による水の再拘束などが生じる。繰り返しにより土が軟化するか硬化するかを支配する要因は主として単位粒子による水の拘束状況の相違によるものと考えられる。繰り返し過程に段階が存在するのは、繰り返しの程度により単位粒子の生成状況が異なるためである。

繰り返し過程において繰り返し時間の増加に伴う粒団の構造破壊の状況は0.037mm

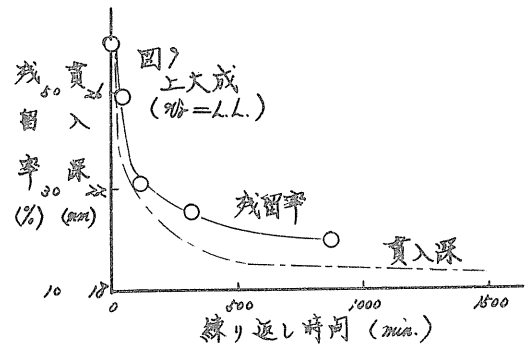
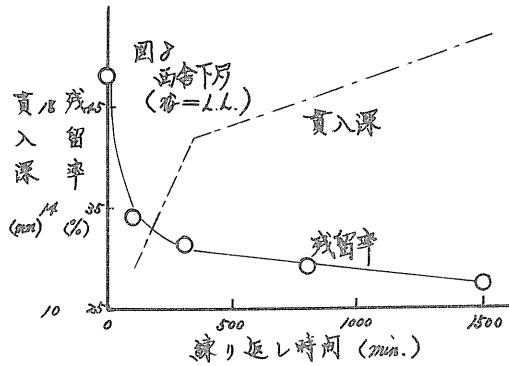
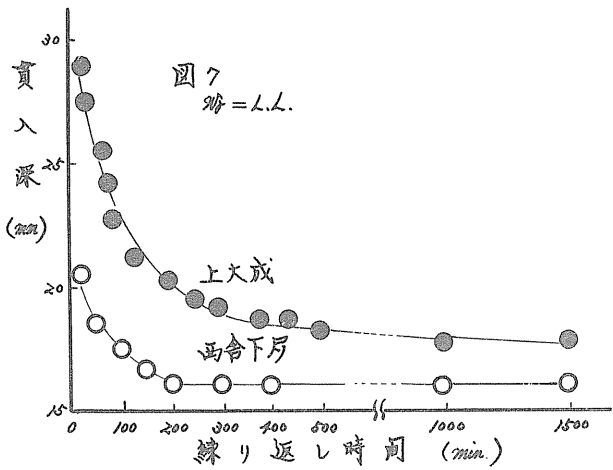


フルイの残留率の変化によって示すと図8および図9のようになる。図8は西舎下層の粘土、図9は上大成の粘土の場合であり、練り返し含水比が液性限界に等しい場合である。練り返し土の単位粒子の粒径は必ずしも一定の大きさのみので月ないが、

0.057mmよりもあるかた小さいものと考えられる。練り返し時間の増加に伴い、残留率は減少していき、練り返しにより硬化する上大成の方が軟化する西舎下層よりも残留率の減少、すなわち粒団の構造破壊の程度が著しいことが判る。また練り返しによる貫入深の変化の状況と残留率の変化の状況が良く対応している。

練り返しにより硬化する西舎下層の風乾土と上大成の場合、前者の単位粒子が粗粒化して構造の強固な粒団を形成している面と後者が構造の強固な微細粒団を多量に含む面とが類似している。また両者とも初期含水比と液性限界の差が大きい。これらが練り返し土の構造と如何なる関係を有するかについて今後検討していく。

Mitchell¹⁰⁾は練り返しにより土に加えられたエネルギーが練り返し土の内部エネルギーを増大させ、それが静止硬化の原因となっていくと説明している。そこで練り返し過程に於ける土の温度変化をみたのが図10および図11である。図10は練り返し時間が100分の場合で図11は800分の場合である。試料は西舎下層の粘土で練り返し含水比が液性限界の場合である。今回は図から判るようにクーラーの冷却水の水温が土の温度よりも低く、冷却水の循環により測定開始後高温であった土が温度低下を起す。最初の土の温度と同じ水温の冷却水を循環させた場合、練り返しによる土の温度上昇の状態がみられると予想されるのだが、今回の実験ではそのような条件を満たすことができなかった。図10、図11において温度低下の勾配が減少するか、或いは温度低下が止む(練り返し後80分)が練り返し過程の変



曲実と一致している。

③-② 静止硬化過程について

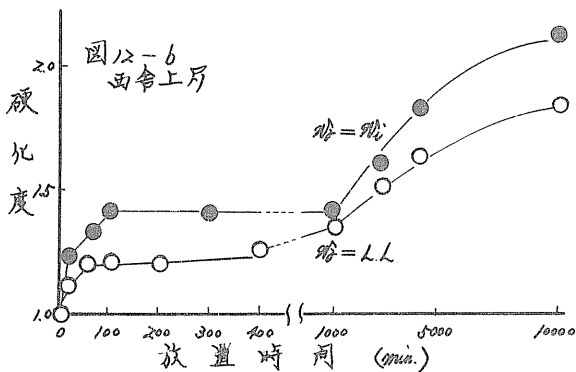
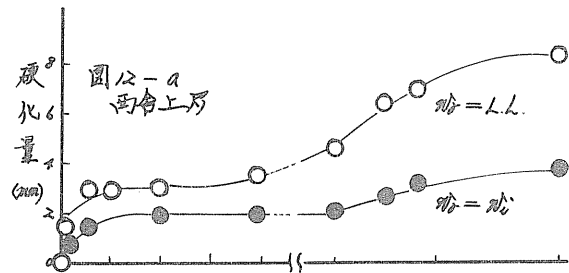
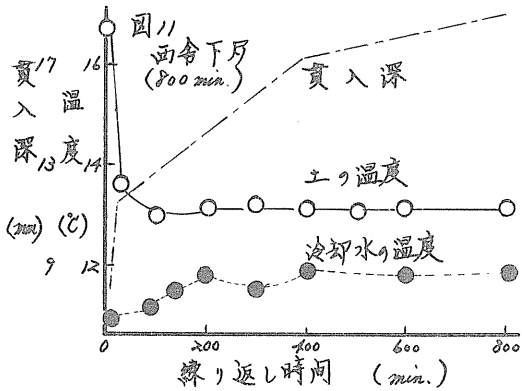
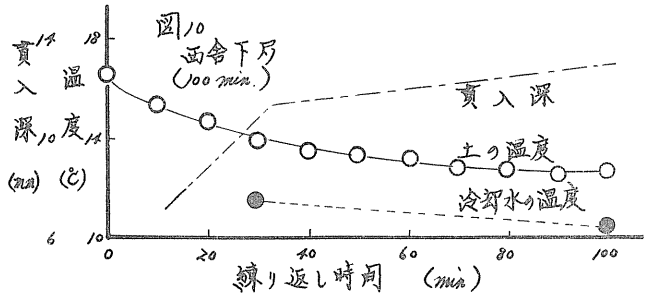
練り返し土の含水量変化、体積変化がない状態で放置すると時間と共に徐々に強度が増加していく。これが静止硬化である。

練り返し直後の土は単位粒子間に結合が形成されていない分散構造を有し、放置後粒子の再配列が並び、粒子間に結合が形成され凝集構造に移行していく。

硬化過程には、最初の急激な硬化と以後のゆるやかな硬化の段階が存在する。これは粒子の再配列の状態が異なることを意味し、前者は先に前者の粒子の再配列過程、後者は構造単位の形成過程と規定した。

静止硬化を放置時間と貫入深との関係からみると図10-a、bおよび図10-a、bのようになる。図10は西舎上房、図10bは西舎下房のそれぞれ貫入深の差（これを硬化量とする）と貫入深の比（これを硬化度とする）を硬化の指標としてみたものである。試料は全て黄土で、練り返し時間は1500分である。これらから以下の結果が得られる。

- (1). 練り返し含水比（ w_0 ）の高い方が硬化量は大きい。
- (2). 有機物を多量に含む西舎上房の方が、下房よりも硬化量は大きい。
- (3). 西舎上房の場合、練り返し含水比が低い方が硬化度は大きくなる。
- (4). 西舎下房の場合、初期硬化の段階では硬化度は練り返し含水



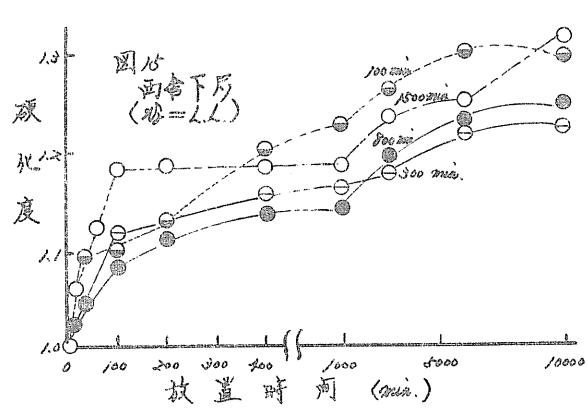
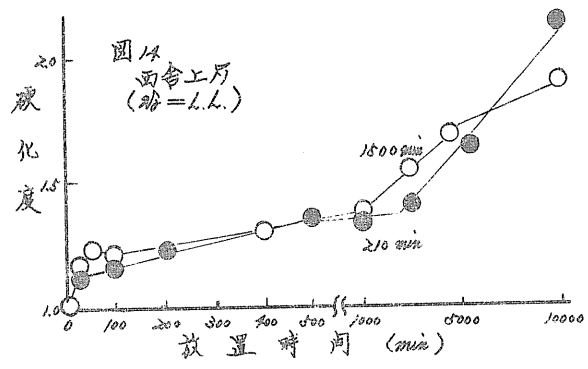
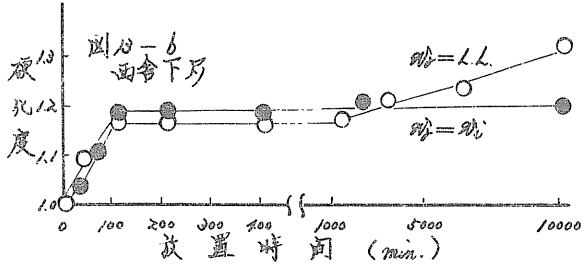
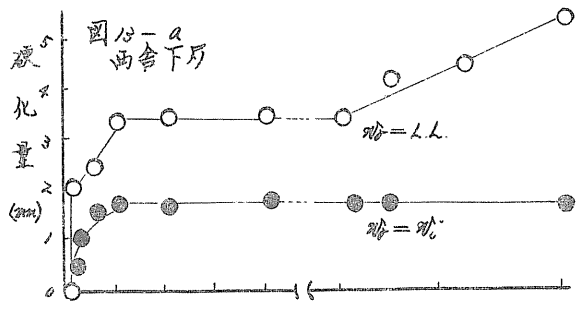
比によつては変らず、構造単位の形成過程になつて繰り返し含水比の高い方が硬化度は大きくなる。

粒子の再配列による静止硬化に際しては繰り返し土の単位粒子の表面活性(比表面積、表面エネルギー)が硬化を支配する主要な因子となると考えられる。液性限界は単位粒子の比表面積の指標と考えられるから、液性限界が高い土(西舎の上層)の方が低い土(西舎の下層)よりも粒子の再配列が著しくなり、これが西舎の上層と下層の硬化量の差となつて現われている。

先に繰り返し過程において繰り返し含水比の低い方が軟化の程度が小さいことと述べた(図4、図5を参照)。これはまた繰り返し土の分散構造において繰り返し含水比の低い方が分散の程度も低く、凝集構造への移行が容易であることを意味すると考えられる。このために西舎の上層の場合、繰り返し含水比が低い方の硬化度が大きくなる。西舎の下層の場合、硬化度が小さいために上述の傾向が明らかではない。

繰り返し含水比が液性限界の場合の放置時間と硬化度との関係は繰り返し時間ごとに異なるが図4及び図5である。前者は西舎上層、後者は西舎下層で共に生土の場合である。

繰り返し時間の差は軟化の程度が異なることを意味し、上述のように、これは繰り返し土の分散構造の分散の程度が異なることにつながる。従つて繰り返し時間の短い方が硬化度は大きくなること予想され、図4および図5に或る程度の傾向が示されている。すなわち西舎上層では繰り返し時間が210分の方が、西舎下層では100分の方が他の繰り返し時間の



ものより硬化度が構造単位の形成過程になり、大きくなる。

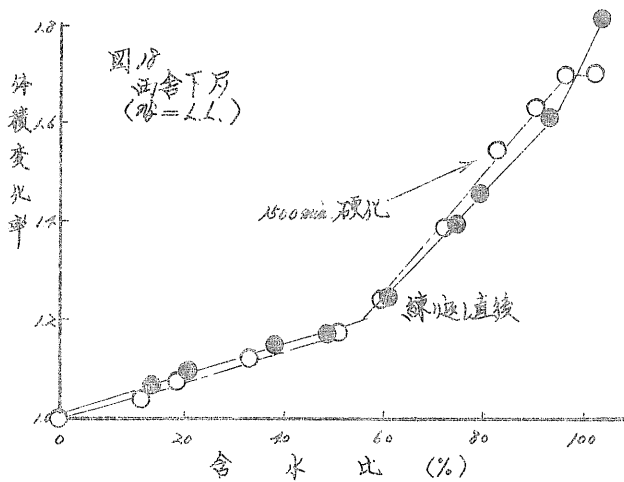
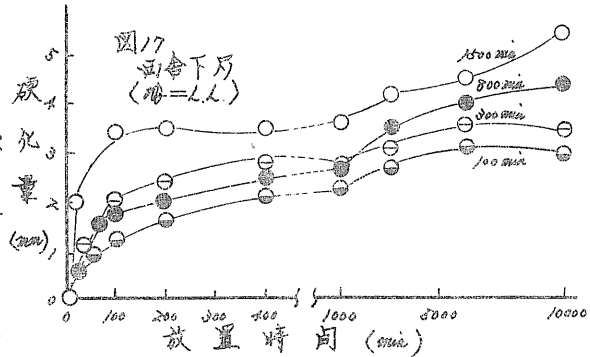
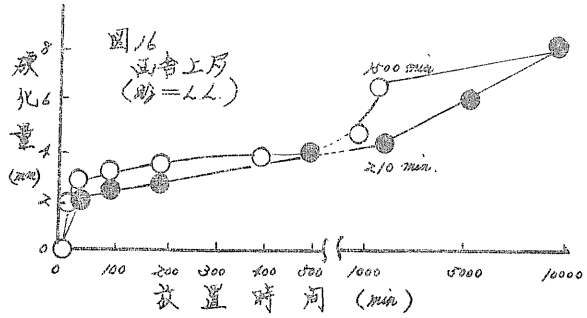
また繰り返し時間が長くなると、図8および図9に示したように粒間の構造破壊の程度が着しくなる。このことは繰り返しによる単位粒子の生成況が異なることを意味する。すなわち繰り返し時間の増加と共に単位粒子の量が増加し、粒子の再配列の程度が大きくなる。このことを両舎の上房、下房について放置時間と硬化量の関係を繰り返し時間ごとにみだのが図16および図17である。前者は両舎の上房で後者は下房の場合である。上房の場合、繰り返しによる軟化の程度が小さいために明らかではないが、下房の場合繰り返し時間が長くなるに従い硬化量が大きくなっている。

静置硬化させた試料と繰り返し直後の試料の収縮挙動を比較したのが図18である。静置硬化の場合の放置時間は1500分である。これとみると、静置硬化を起した繰り返し土は収縮の初期段階で繰り返し直後の試料よりも体積変化が小さく、いわゆる構造収縮の様相を示している。それ以後の収縮挙動には両者の差はない。

静置硬化過程における繰り返し土のサクシオン、および温度変化と貫入深の変化とを示したのが図19である。これは上大成の車土の場合で、繰り返し含水比が液性限界の試料である。この時の繰り返しは前述の方法とは異なり、注水水分を徐々に加えて行った。この繰り返し過程で試料の軟化がみられた。図19によると

(1) 繰り返しにより加えられたエネルギーのために、繰り返し土の温度が上昇するが、これは粒子の再配列過程で消散して行く。

(2) サクシオン変化と貫入深変化とが良く対応し、貫入深の減少(硬化)に伴いサクシオンは増加して行く。特に構造単位の形成過程になり、着しい。



という結果が得られた。

4. まとめ

(1) 練り返しにより、土は軟化する場合もあり硬化する場合もある。これは主に単位粒子による水の拘束状況の相違によるものと考えられる。

(2) 練り返し過程には軟化の場合も硬化の場合も共に段階が存在する。これは練り返しの程度により粒団の構造破壊の程度が異なり、単位粒子の生成状況が異なるためである。

(3) 練り返しにより軟化する場合、練り返し含水比は軟化の程度に影響を及ぼし、練り返し含水比が高い方が軟化の程度は大きい。また有機物の存在は軟化の程度を減少させる。

(4) 静止硬化過程において、練り返し含水比の高い方が硬化量は大きく、硬化度は小さくなる。また液性限界の高い方が硬化量は大きい。

(5) 静止硬化過程において、練り返し時間の長い(練り返しの程度が大きい)土の方が硬化量は大きく、硬化度は小さくなる。

(6) 静止硬化過程における硬化量は練り返しによる単位粒子の生成状況を反映し、硬化度は練り返し土の分散構造の分散の程度を反映すると考えられる。

(7) 静止硬化した練り返し土は収縮の初期段階で構造収縮の様相を示す。

(8) 静止硬化過程には粒子の再配列過程と構造単位形成過程の段階が存在するが、前者は練り返しにより高められた土の温度が消失して行く過程、後者は硬化によるサクション増加が著しくなる過程といえる。

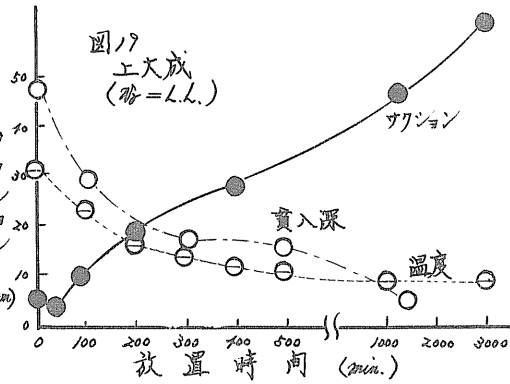


図19
土大成
($\eta = 1.1$)

5. 参考文献

(1) 相馬克之、前田隆、南辨明

練り返し土の硬化過程に及ぼす初期水分の影響
昭和49年度農業土木学会大会講演要旨(1974)

(2) 相馬克之、前田隆

火山性ローム土の初期含水比が液性限界におよぼす影響
農土論集 27(1974)

(3) Mitchell J. K.

Fundamental aspects of Thixotropy in Soils
Proc. ASCE 86(1960)

複層地盤の圧密速度について

苫小牧工業高専

池浦 勲

1. まえがき

層状に滞積し各層の土質が異なる地盤すなわち複層地盤の圧密時間を計算する方法として次のような提案がなされている

(1) 平均値法¹⁾ 各層の圧密特性から得られる平均的な圧密係数を用いて単一層として計算する

(2) 電子計算機による数値解析^{2) 3)} 差分形で表わした圧密方程式を、ある時間隔ごとに解いていく

(3) 圧密方程式を直接解く方法²⁾ 限られた土質条件のもとでは解けない。今回は、2層から成るモデル地盤について、上記のうち最も実用的な(2)の方法で時間と圧密度の関係を求め、これらと最も簡便な(1)の方法によるそのとの比較を試みたので報告する。

2. 計算方法²⁾

Terzaghi の式(1)が各層(a層, b層とする)で成り立つとする。

$$\partial u / \partial t = C_v \partial^2 u / \partial z^2 \quad \text{----- (1)}$$

u: 地表面からの深さ z, 載荷後の時間 t での向ゲキ水圧

C_v: 圧密係数

(1)式を次のように無次元化する

$$\bar{u} = u/u_0, \quad \bar{z} = z/H, \quad \bar{t} = C_v t / H^2 \quad \text{----- (2)}$$

u₀: 初期向ゲキ水圧 H: 全層厚

(2)式によると、(1)式は(3)式のように置換えられる。

$$\partial \bar{u} / \partial \bar{t} = \partial^2 \bar{u} / \partial \bar{z}^2 \quad \text{----- (3)}$$

この全層厚 H (=1) を Δz の間隔で n 個の要素に等分する。時間軸は実際の時間間隔 Δt が同じスケールになるように次のように区切っていく。

$$(\Delta \bar{t})_a = C_{va} \Delta t / H^2, \quad (\Delta \bar{t})_b = C_{vb} \Delta t / H^2 \quad \text{----- (4)}$$

(Δt)_i: i 層の時間 C_{vi}: i 層の圧密係数

このように分割したときの格子点 j, k に対応する向ゲキ水圧 $\bar{u}(z, t)$ を $u_{j, k}$ と書くと(3)式は次のような差分式(5)で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} &(-r_i/2)u_{j+1, k+1} + (1+r_i)u_{j, k+1} + (-r_i/2)u_{j-1, k+1} \\ &= (r_i/2)u_{j+1, k} + (1-r_i)u_{j, k} + (r_i/2)u_{j-1, k} \end{aligned} \right\} \text{---- (5)}$$

$$r_i = (\Delta \bar{t})_i / (\Delta \bar{z})^2 = C_{vi} \cdot \Delta t \cdot n^2 / H^2$$

a層とb層の境界では流れの連続条件(6)が成り立つ。

$$(\partial \bar{u} / \partial \bar{z})_a r_a = (\partial \bar{u} / \partial \bar{z})_b r_b \quad \text{----- (6)}$$

r_i, (∂ \bar{u} /∂ \bar{z})_i: i 層の透水係数, 動水傾度

(6)式を考慮すると、a層にある境界に最も近い格子点 j, k については(5)式の代りに(7)式となる。

$$\left. \begin{aligned} & (-r_a/2)U_{j-1, k+1} + [1 + (2+R)r_a/2]U_{j, k+1} + [-(1+R)r_a/2]U_{j+1, k+1} \\ & = (r_a/2)U_{j-1, k} + [1 - r_a(2+R)/2]U_{j, k} + (r_a/2)U_{j+1, k} \\ R & = (1-\alpha)(1 - k_a/k_b) / [k_a/k_b + \alpha(1 - k_a/k_b)] \\ & d \cdot \Delta z : j, k \text{ 点 から境界までの距離} \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

b層にある境界に最も近い格子点 j, k についても同様に (8) を得る。

$$\left. \begin{aligned} & [-r_b(1+R)/2]U_{j-1, k+1} + [1 + r_b(2+R)/2]U_{j, k+1} + (-r_b/2)U_{j+1, k+1} \\ & = [r_b(1+R)/2]U_{j-1, k} + [1 - r_b(2+R)/2]U_{j, k} + (r_b/2)U_{j+1, k} \\ R & = \alpha(k_a/k_b - 1) / [k_a/k_b + \alpha(1 - k_a/k_b)] \\ & d \cdot \Delta z : j-1, k \text{ 点 から境界までの距離} \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

ある時間ごと ($k=1, 2, \dots$) , 分割点ごと ($j=1, 2, \dots, n$) に (5) ~ (8) 式を適用すると $(n-2)$ 元の連立一次方程式が得られるが、上下両端面が透水層であれば $U_{0, k} = U_{n, k} = 0$ であるから未知の U は $(n-2)$ 個となり、初期間ゲキ水圧 $U_{j, 0} = U(z, 0)$ を与えると各時間ごとの U が求められる。

今回は厚さ 2 cm のモデルでは 7 分割、厚さ 4 cm のモデルでは 10 分割とし、 Δt は 0.125 分から 16 分まで計算途中に変化させ、掃出し法による連立方程式を解いていった。全層厚に関する平均圧密度 $\bar{U} = 1 - \int_0^1 u dz / u_0$ はシンアソソ公式をあまはめることにより求めた。

3. 想定地盤

計算に必要な土質定数は圧密係数 C_v 、透水性係数 $k (= C_v \times \text{体積圧縮係数 } m_v)$ である。混合土による圧密試験で C_v の増加割合に比して m_v の減少割合が少ないという結果を得ているので、表-1に示す6種の土層の組合せから成る図-1の3ケースの地盤を想定した。なお図-1(2)の計算は図-1(3)の地盤に置換えておかない、初期間ゲキ水圧は深さ方向に等分布と仮定した。

$C_v (\text{cm}^2/\text{min.})$	2.0×10^{-4}	2.0×10^{-3}	1.0×10^{-2}	4.0×10^{-2}	8.0×10^{-2}	2.0×10^{-1}
$m_v (\text{cm}^2/\text{kg})$	3.0×10^{-1}	2.0×10^{-1}	1.8×10^{-1}	1.5×10^{-1}	1.3×10^{-1}	1.0×10^{-1}
$k (\text{cm}/\text{min.})$	6.0×10^{-5}	4.0×10^{-4}	1.8×10^{-3}	6.0×10^{-3}	1.0×10^{-2}	2.0×10^{-2}

表-1 想定土質

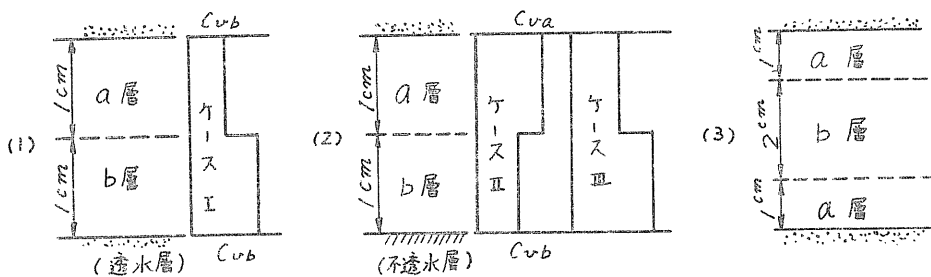


図-1 想定地盤

4. 計算結果と考察

4.1 均一層の場合の理論解との比較

図-2 はケースⅡのうち a, b 層の土質の等しい場合、すなわち 2cm 厚さの均一層の時間 t と平均圧密度 U の関係（以下圧密曲線と略記する）を示したものである。図中の破線はフーリエ級数を用いた理論解である。図によると、 C_u が小さい場合には圧密初期に U の値にしり最大 0.05 の計算誤差が見られる。この原因としては、圧密初期に排水層付近の間隔 z 水圧分布が他の場物に比して極端な変化をきたすために分割数が不足して正しい U が求められないことが推測される。ちなみに $C_v = 1.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min.}$ 、 $t = 2 \text{ min.}$ のときの U は理論値 0.08 に対し分割数 $7, 10$ の場合 $0.12, 0.10$ であった。しかしながら U が 0.1 以上になると誤差は図に示せないほどに小さくなることから分割数はそのまゝにして以下の計算を続行した。

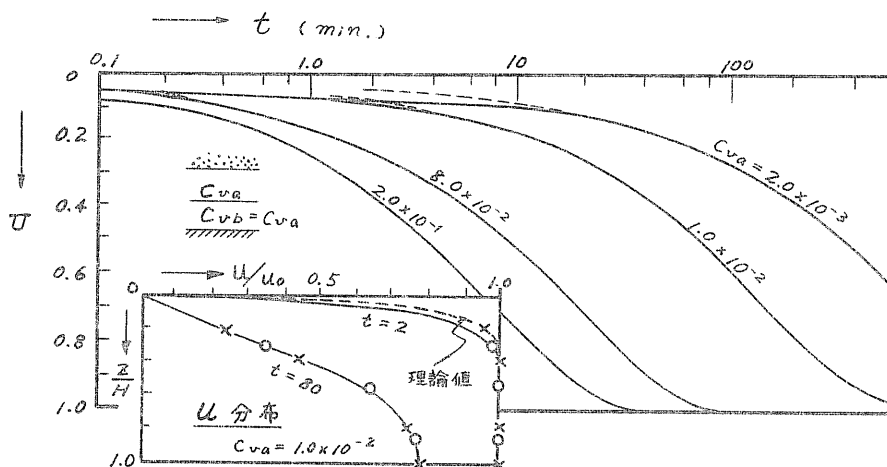


図-2 ケースⅡの圧密曲線（均一層）

4.2 ケースⅠの計算結果について

図-3 は上下端面が完全な透水面 ($C_u = \infty, m_v = 0$) の場合の計算結果である。 a 層の C_u が一定のとき、 b 層の C_u がそれより増大すると当然のことながら層全体としての圧密速度も増大する。そして $C_{vb} = (200 \sim 1000) C_{va} = 2.0 \times 10^{-1} \sim 1.0$ の場合の圧密は途中で速度を緩めた後に再び進行する形となる。すなわち鎖線で示すように b 層の圧密が終了した後、破線で示す $C_{vb} = \infty$ の圧密曲線にほぼ一致する形で a 層の圧密が進行することになる。圧密時間の推定に要求される精度にも依るが、ケースⅠの場合両層の C_u (あるいは t) が $200 \sim 1000$ 倍も異なるならば、互に他層を透水層 (あるいは不透水層) とみなして差つかえないと結論される。

なお図の $C_{vb} = 1.0$ と $C_{vb} = \infty$ の曲線が後半においてほぼ一致しないのは ①前者の U は 2cm の層厚を 7 分割、後者は 1cm の層厚を 7 分割の計算によって求めたため、4.1 で触れたと同様の理由で前者の U (実線) が大きめに計算されること ②境界上に分割点を取らないために U から U を計算する際に実線の U が小さめに計算

されること ③曲線前半部においともa層の圧密がある程度進行していること
の理由による。

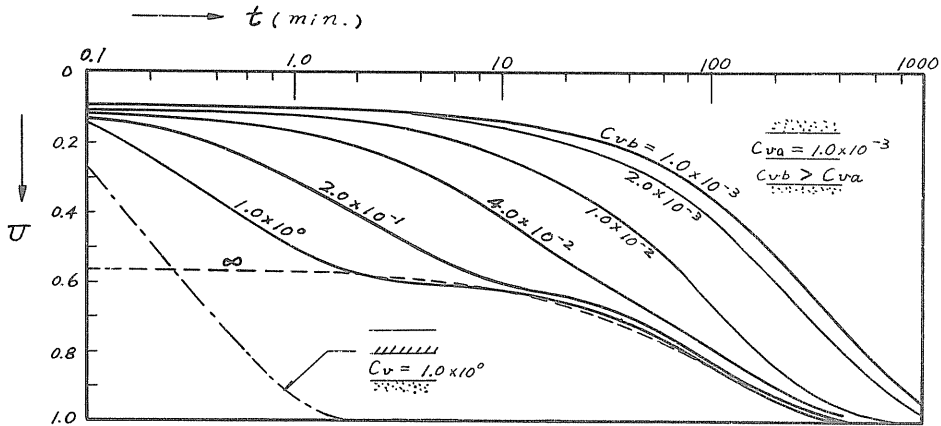


図-3 ケースIの圧密曲線

4.3 ケースIIについて

ケースIIは、不透水面に接する層の C_v が他層より小さい方向に変化する場合の例である。図-4によるとa層の C_v が一定の割合でb層の C_v がそれより小さな値をとるにつれて層全体としての圧密速度は遅くなる。そして $C_{vb} = C_{va}/1000$ の場合の圧密曲線は前半部分($t < 10$ 分)において $C_{vb} = 1.0 \times 10^{-11} \approx 0$ のときの曲線と完全に一致し、従って後半部分の再下降はb層のみの圧密の進行によるものと見ることが出来る。ケースIと同様に、両層の C_v が1000倍も異なれば互に他層を透水層(あるいは不透水層)とみなして差支えないといえる。なお図-4の鎖線と破線は実質的には同じ意味($C_v = 0$)であるにもかかわらずUの値にして0.03のズレが認められるが、4.2で述べたと同様に、境界上に分割点を取れないために生じた計算誤差とみなされる。

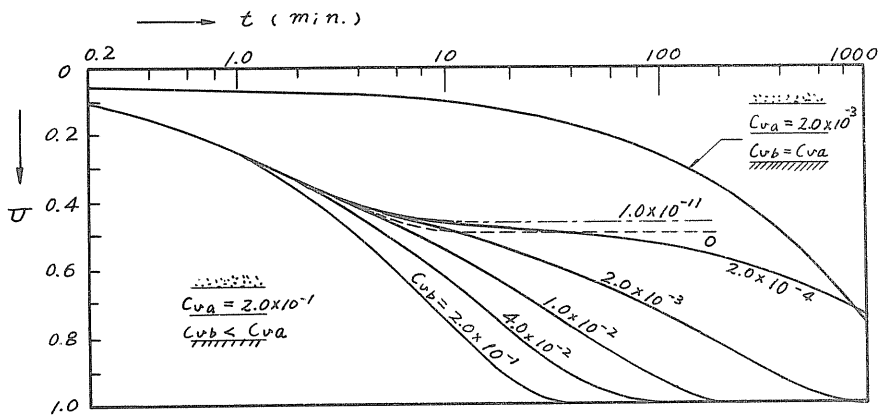


図-4 ケースIIの圧密曲線

4.3 ケースⅢについて

ケースⅢはb層の C_v がa層より大きい方向に変化する場合、亦なぬち難・不透水層に挟まれた層の C_v が変化する場合の例である。図-5によるとこのような C_v の変化は全体の圧密速度にはさほど影響しない。たとえば、圧密度が0.5になるに要する時間 t_{50} は、 C_{vb} が100倍になっても0.6倍にしかならないのに対し、透水層に近いa層の C_v が $1/100$ になると60倍にも増大する。図-4のケースⅡの場合に度々、 C_{va} が大きい方向にあるいは C_{vb} が小さい方向に変化しても圧密速度は大きく変化する。要するに、それ自身よりも難透水性の層に挟まれた地層の透水性の変化は層全体の圧密速度にはあまり影響を及ぼさないことがわかる。

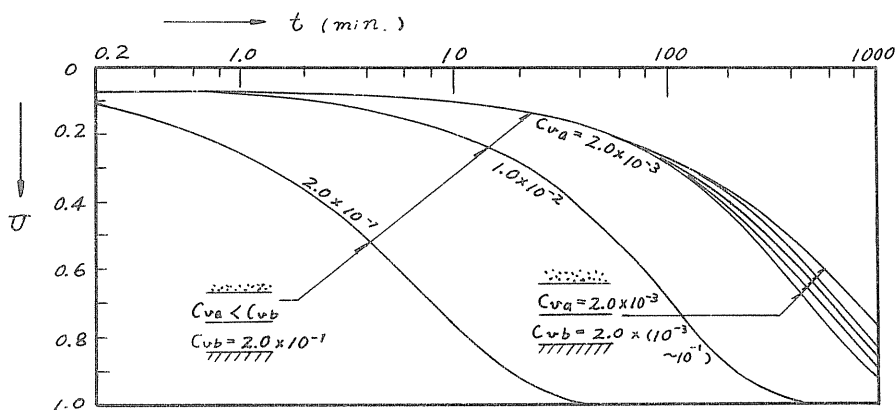


図-5 ケースⅢの圧密曲線

4.5 平均値法について

複層土としての計算にむかひに簡略に圧密速度を見積る平均値としては次のような方法が考えられている¹⁾。

- (1) 各層の C_v を平均する ($\bar{C}_v = (k_a/m_a + k_b/m_b)/2 \equiv \bar{C}_1$)
- (2) $1/C_v$ を平均する ($\bar{C}_v = 2 k_a k_b / (m_a k_b + m_b k_a) \equiv \bar{C}_2$)
- (3) m_v, k の平均から C_v を求める ($\bar{C}_v = (k_a + k_b)/(m_a + m_b) \equiv \bar{C}_3$)
- (4) $m_v, 1/k$ の平均から C_v を求める ($\bar{C}_v = 4 k_a k_b / (k_a + k_b) \cdot (m_a + m_b) \equiv \bar{C}_4$)
- (5) 任意に \bar{C}_v を仮定し($= C_{v0}$)、各層の厚さを $\sqrt{C_{v0}/C_v}$ 倍して加え合せた厚さを持つ圧密層として計算する

今回の計算例のように $(k_a - k_b)(m_a - m_b) < 0$ であるかぎりには $\bar{C}_2 < \bar{C}_4 < \bar{C}_3 < \bar{C}_1$ となる。図-6は \bar{C}_v から計算される t_{50}, t_{90} と差分法によるものとの比較であるがこれによると、平均値法は(1)法、(3)法と(2)法、(4)法、(5)法の2群に大別され前者は圧密時間を過大に後者は過小に見積ることになる。

いずれの方法によっても、前述のケースⅡ、ケースⅢの比較に見られるような層の構成順序が圧密速度に及ぼす影響は考慮されていないという欠点を有するが、強いて最良の方法を挙げるとすれば、 t_{50} の見積りの際には(3)法、 t_{90} の見積りの際には(5)法となる。

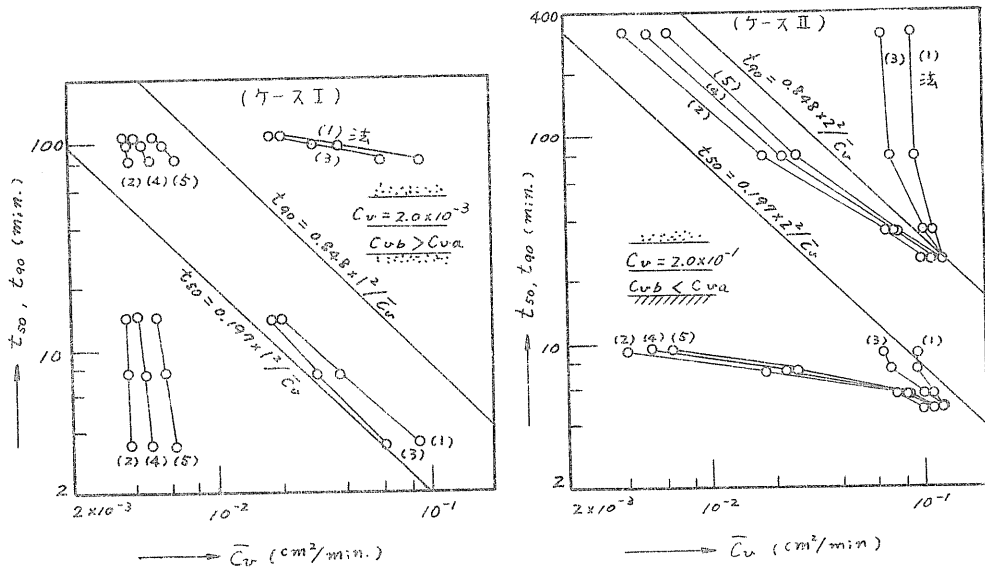


図-6 平均値法による t_{50} , t_{90}

5. まとめ

以上をまとめると次のようである。

- i) 隣接層が透水層（あるいは不透水層）と判断するには、圧密係数や透水係数が 200 ~ 1000 倍ほどに異なることが必要である
- ii) 複層地盤の圧密速度には各層の土質定数のみならず層の構成順序が大きく影響するから ii) は十分な条件ではない
- iii) 平均値法は ii) を考慮できないが、今回挙げたなかでは (3) 法, (5) 法が better である

今回の計算には i) 間丁キ水圧に関する圧密度だけを考慮しており各層の圧縮性の違いを考慮した「ヒズミに関する圧密度」は求められていない ii) 基本とした圧密方程式は Terzaghi 式のみである iii) 条件の限定された（等厚， m_v の違いが小）モデル計算である ほどの大きな問題点を残しているが今後さらに検討してまいりたい。

参考文献

- 1) 土質工学会編；土質工学ハンドブック（第6章），技報堂，昭和40年
- 2) 最上武雄編；土質力学（第4章），技報堂，昭和44年
- 3) 三笠正人他；層状地盤の圧密，第27回土木学会年次学術講演会概要，昭和49年

飽和粘土の強度特性におよぼす圧密圧力の載荷法の影響について

北大工学部 北郷 繁
 , 三田地 利之
 " 三浦 清一
 北星コンパル ○山崎 芳樹

[1] まえがき

粘性土が圧密されるとその非排水せん断強度 S_u 値は増大する。プレローディング工法などにおいて採取した試料から室内試験により強度増加率 S_u/p 値を求める場合、有効応力の概念を反映する意味で三軸圧縮試験機による等方圧密非排水せん断試験 (CIU 試験) が比較的簡便で精度もよい。しかし、原位置の土は一次元圧密を受けている場合が多く、この条件を満たすためには非排水せん断試験に先立つ圧密過程を K_0 条件としなければならない。 K_0 条件での圧密は等方応力条件の場合に比べて試験装置、試験技術、労力などの点で難が多いので、等方条件の試験結果から K_0 圧密非排水試験時の強度特性を推定できることが望ましい。筆者らがこれを行なってきたり K_0 圧密では、試験機の機構上の制約から圧密圧力を段階的に載荷しなければならない。

本研究は、所定の圧密圧力を一度に載荷するか、所定の圧力まで段階的に載荷するかという圧密圧力の載荷法の相違が粘性土の強度特性におよぼす影響を実験的に調べたものである。実験はすべて等方圧密非排水試験であり、所定の圧密圧力を一度に載荷する通常の試験を SIN (single loading)、段階的に載荷する試験を INC (incremental loading) と略称することとする。

[2] 試料および実験

実験には表-1 に示す2種の乱した自然粘土を用いた。

	採取地	採取深度	備考
Sample 1	空知郡北村字大願(下層)	5.0~6.0m	均質
Sample 2	" " (上層)	2.5~3.0m	"

	LL (%)	PL (%)	PI (%)	G _s	粘土分 (%)	活性度	圧縮指数	分類
Sample 1	55.3	28.2	27.1	2.625	46.6	0.90	0.355	CH
Sample 2	77.8	26.9	50.9	2.629	87.1	0.70	0.592	CH

表-1 実験試料

供試体の作製法はつぎのようである。まず、採取した粘土試料に混入した雑物を除去し、細かくときほぐし、蒸留水を加えて泥水状にし、420μフィルを通過させる。これをポリバケツに貯えて、一ヶ月以上養生する。供試体作製にあたっては、この泥水をソイルミキサーに投入して攪拌し、真空状態にした予圧密容器内へ霧状にして引き入れ、脱気を促進させる。真空をかけた状態を置いて、泥水の脱気をはかる。予圧密圧力は 0.7 kg/cm^2 であり、上下両面排水とし、圧密時間は約4日間

である。予圧密終了後の試料から直径 50 mm、高さ 120 mm の供試体を切り出し、これを水中で三軸セル下盤にセットする。マサツによる端面拘束を避けるため、供試体の上下面にシリコングリースを塗布したメンブレンを貼り、圧密中の排水は予圧密時の排水方向を考慮して放射方向に強制した。供試体のセット後、メンブレンと供試体との間に入った水を 0.2 kg/cm^2 の側圧で排水させたのち、所定の側圧を加え、間ゲキ水圧を測定して間ゲキ圧係数 B により供試体の飽和状態をチェックした。 B 係数の値は $0.97 \sim 1.0$ であり、たのほほ完全飽和とみてよいと考えられる。つぎに圧密による半径方向の変形を測定するため Optical Method³⁾ による観測をし、バックプレッシャー 1 kg/cm^2 を加えて圧密を開始した。

図-1 は SIN および INC の圧密圧力の載荷法の相違を、最終圧密圧力 $\sigma_{sc} = 5 \text{ kg/cm}^2$ のものを例にとりて表現したものである。

1) INC における載荷法

最終圧密圧力 σ_{sc} は 3, 5, 7 kg/cm^2 とし、 1 kg/cm^2 のバックプレッシャーを排水ルートを通じ加える。側圧の載荷方法は試料について行った圧密試験の際の載荷法に準じたものである。すなわち、Sample 1 の全圧密時間

は原則として 3 日間とし、圧密初期の急激な圧密圧の増加を避けるため、前日の 2 倍の圧力を加えていく方法をとった。また Sample 2 では、圧密圧の 1 日当りの増分を 0.5 kg/cm^2 としているため、図-1 に示した $\sigma_{sc} = 5 \text{ kg/cm}^2$ の場合、最終圧密圧での圧密が完了するまでに 8 日間かかっている。

2) SIN における載荷法

σ_{sc} は INC の場合に準じて 3, 5, 7 kg/cm^2 とし、INC と同様に 1 kg/cm^2 のバックプレッシャーを適用した。図-1 に示すように側圧を一度に加え、過剰間ゲキ水圧の 95% の消散を待た。このため圧密時間は Sample 1 について 2~5 日間、Sample 2 について 5~9 日間となった。

圧密終了後、前記の Optical Method により、供試体直径の変化を測定した。セン断時のヒズミ速度は $0.05 \text{ \%}/\text{min}$ とし、最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{max}}$ の発生如何にかかわらず軸ヒズミが 15% に達するまでセン断を続けた。なお、セン断中の間ゲキ水圧は供試体下端中央部のそれをハルインジゲーターを行してブルドン管圧力計により測定した。

[3] 実験結果および考察

(3-1) 圧密圧力と含水比の関係

図-2 は有効圧密圧力 σ'_{sc} と圧密後の含水比 w_f の関係を示したものである。図中の () 内の数値は各々の直線の勾配である。データのバウツキもあるが、当初の予想に反し INC と SIN の $w \sim \log \sigma'_{sc}$ 直線に平行関係が得られなかった。

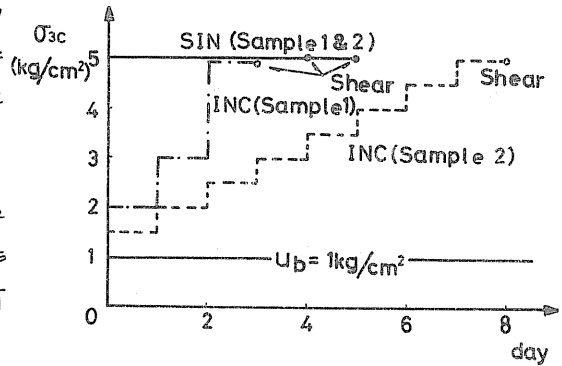


図-1 圧密圧力の載荷法

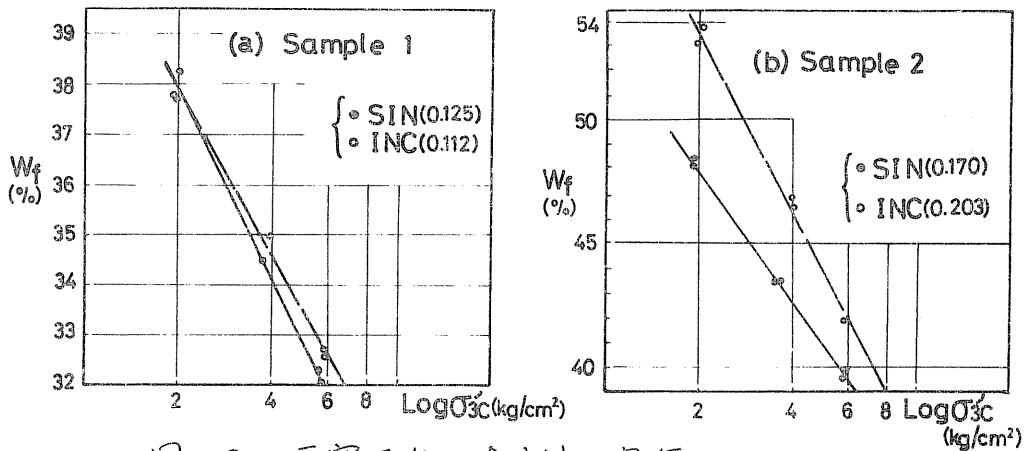


図-2 圧密圧力と含水比の関係

図にみられるように2試料とも、同一の σ_{3c} に、 σ_{3c} について INC の W_f は SIN のそれに比べて大きく、この傾向は Sample 2 に著しい。この原因としては、まず最終圧密圧力の供試体に加わっている時間の差が考えられる。しかし、例えば Sample 2 の SIN について $\sigma_{3c} = 4 \text{ kg/cm}^2$ と 6 kg/cm^2 の測定値が各々2点づつあって、いずれも圧密時間に4日間の差があるにもかかわらず、これらの測定値は極めて近接している。また筆者らの過去の研究によれば、圧密圧力の載荷法が同じ場合、圧密時間に3週間程度の差があっても初めの $W_f \sim \text{Log } \sigma_{3c}$ 関係に差が生じている。したがって、SIN と INC の同一 σ_{3c} における W_f の差が圧密時間の相違に起因するものとは考えにくい。これはおそらく SIN と INC における圧密圧力の増加率の差と、それによって発生する過剰間隙水圧の相違によるものと考えられる。

図-3は $\sigma_{3c} = 7 \text{ kg/cm}^2$ のデータを例にとり、圧密圧力と間隙水圧の時間的変化を模式的に表現したものである。SIN の過剰間隙水圧は圧密開始前に 6 kg/cm^2 近くまで発生しているのに対して Sample 1 の INC では 3 kg/cm^2 、Sample 2 の INC では 0.5 kg/cm^2 しか発生していない。文献(3)によれば、圧密時の荷重増加率が圧密特性に重大な影響をおよぼすことは確かである。荷重増加率が小さいほど圧密量が小さくなる。本実験において同一圧密圧力の SIN と INC の含水比に差が生じたのは、両者の圧密

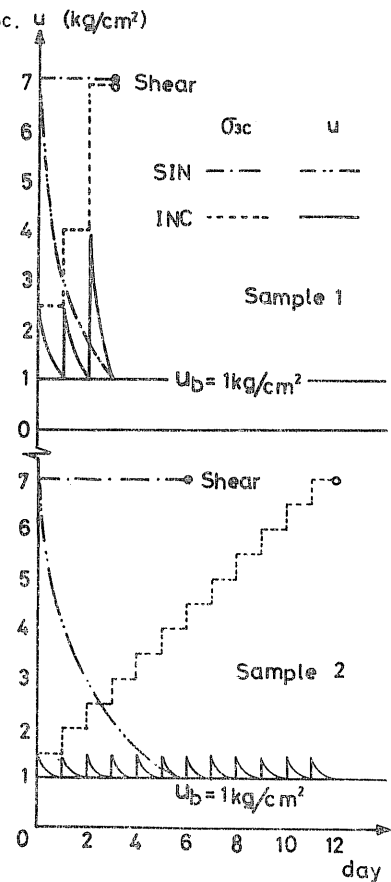


図-3 圧密圧力と間隙水圧の時間的変化

圧の載荷法の相違に伴う発生間ゲキ水圧の相違、ひいては有効応力の増加割合の相違が圧密量の差（おなじ含水比の差）をもたらしたものと考えられる。このような現象は、有効応力の増加割合の相違により SIN に比して INC の方がより変形に抵抗しやまいような粒子配列構造を形成する結果として生ずるものであろう。そう考えると、SIN, INC 両の荷重増加率の差の小さい Sample 1 よりも、荷重増加率の差の大きい Sample 2 の同一 σ_{sc}' における w_f の差が大きくなったこともうなずける。なお、この説明には試料の違いによる圧密特性の相違を考慮してはいないから、厳密には同一の試料について少なくとも3種類以上の荷重増加率が実験される必要がある。

(3-2) 含水比と非排水強度の関係

図-4 は破壊時含水比 w_f と非排水強度 S_u の関係を示したものである。Sample 1 では、試験結果のバラツキを考慮すると同一の w_f における S_u は SIN と INC とで差はないとみられてよいであろう。一方、Sample 2

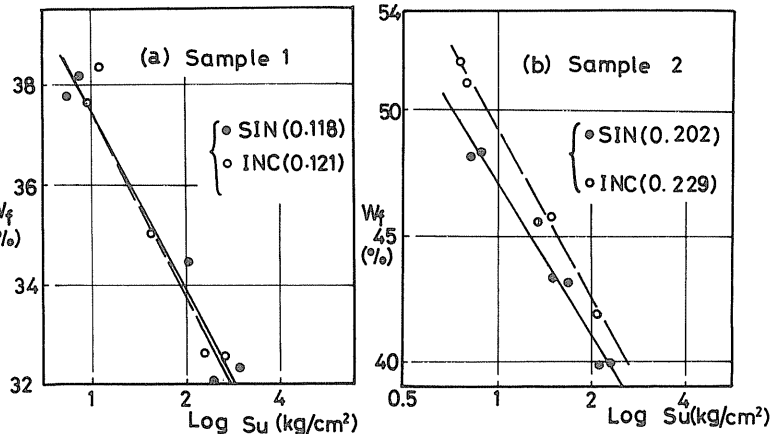


図-4 含水比と非排水強度の関係

2 では、同一 w_f において INC の S_u は SIN のそれよりも 20% ほど大きい。これについては、(3-5) で考察を加えることとする。

(3-3) 圧密による非排水強度の増加率

図-5 は有効圧密圧力 σ_{sc}' と非排水強度 S_u の関係を示したものである。最小自乗法によれば S_u 軸に切片が現われるが、この原因としてまず $\sigma_{sc}' = 2 \text{ kg/cm}^2$ の測定値について供試体作製時の応力解除の影響が残っている S_u 値が大きく測定されたことが考えられる。一方、 $\sigma_{sc}' = 6 \text{ kg/cm}^2$ の測定点に注目すると、他の2側圧のものに比して小さな S_u が測定されているように見え、かつ S_u 値にバラツキが大きい。したがって S_u 軸に切片が現われるのは、むしろ実験値のバラツキに原因があると考えられる。 $S_u \sim \sigma_{sc}'$ 直線が原点を通るものとして計算すると表-2 (a) の結果を得る。なお、 K_0 圧密非排水試験から得られた S_u/σ_{sc}' を参考までに付記してある。非排水強度の増加率 S_u'/σ_{sc}' は、両試料とも INC に比して SIN の方が 12%

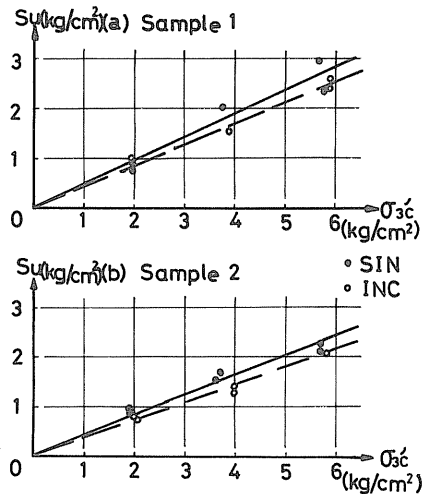


図-5 圧密圧力と非排水強度の関係

ほど大きくなっている。

SkemptonとBishopによる⁴⁾
 S_u/σ'_{3c} と A_f, ϕ' の関係式

$$\frac{S_u}{\sigma'_{3c}} = \frac{\sin \phi'}{1 + (2A_f - 1) \sin \phi'}$$

S_u/σ'_{3c}	SIN	INC	Ko
Sample 1	0.477	0.425	0.400
Sample 2	0.411	0.364	0.345

SIN	INC
0.470	0.423
0.415	0.377

(a)

(b)

に後述の ϕ' と A_f の平均値を代入して得られる S_u/σ'_{3c} 値を表-2

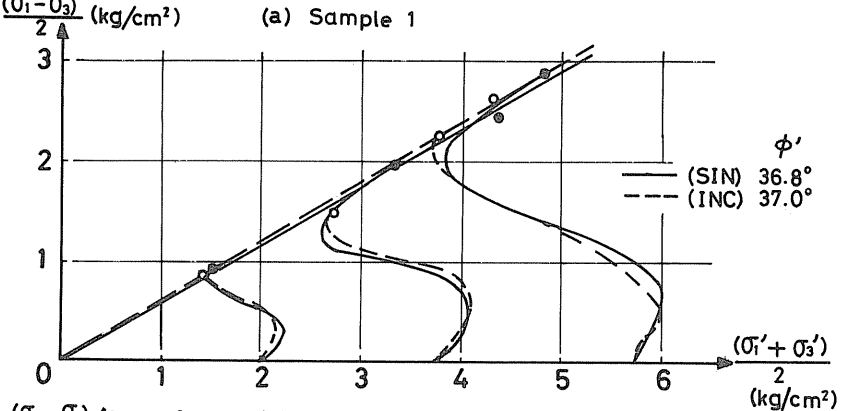
表-2 S_u/σ'_{3c} の実験値(a)と A_f, ϕ' による計算値(b)

(b) に示してあるが実験値とほぼ一致している。

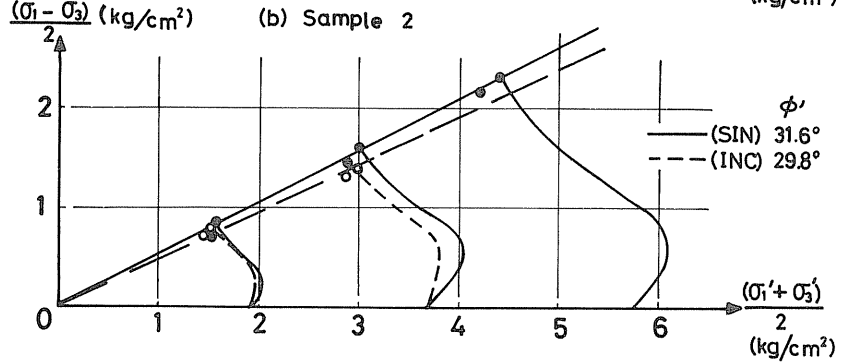
(3-4) 有効応力による強度常数 c', ϕ'

有効粘着力 $c' (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$ (kg/cm²) (a) Sample 1

とせん断抵抗角 ϕ' を図-6のプロットから最小自乗法により算出すると Sample 1 の SIN, INC とも $c' = 0.001$ (kg/cm²), Sample 2 の SIN の $c' = 0.076$ (kg/cm²), INC の $c' = 0.076$ (kg/cm²) という結果を得た。しかし、(3-3) に記した事も考慮して $c' = 0$ として計算すると図-6中に示した ϕ' 値が得られる。



INC の $c' = 0.076$ (kg/cm²) という結果を得た。しかし、(3-3) に記した事も考慮して $c' = 0$ として計算すると図-6中に示した ϕ' 値が得られる。



また、図中の曲線は応力経路を示したものである。Sample 1 の応力経路の特徴的なのは SIN のものが破壊包絡線に近づくにつれて包絡線に沿うような形で上昇することである。これは、後述の応力~ヒズミ~間ゲキ水圧関係から分かるように Sample 1 の SIN では間ゲキ水圧がほぼ一定値に達した以後も主応力差が増大しつづけるからである。 ϕ' に関してはこの程度の差ならば実用的には大差ないものとしてよいであろう。なお、Sample 2 の $\sigma'_{3c} = 6 \text{ kg/cm}^2$ のデータについて間ゲキ水圧の測定値に疑問があるのを除外した。

図-6 応力経路と有効応力によるせん断抵抗角

また、図中の曲線は応力経路を示したものである。

Sample 1 の応力経路の特徴的なのは SIN のものが破壊包絡線に近づくにつれて包絡線に沿うような形で上昇することである。これは、後述の応力~ヒズミ~間ゲキ水圧関係から分かるように Sample 1 の SIN では間ゲキ水圧がほぼ一定値に達した以後も主応力差が増大しつづけるからである。 ϕ' に関してはこの程度の差ならば実用的には大差ないものとしてよいであろう。なお、Sample 2 の $\sigma'_{3c} = 6 \text{ kg/cm}^2$ のデータについて間ゲキ水圧の測定値に疑問があるのを除外した。

(3-5) まとめ

3-1~3-4 に示した SIN と INC の圧密・強度特性の相違点をまとめると以下

のようである。

$w_f \sim \log \sigma'_{sc}$, $w_f \sim \log S_u$ および $S_u \sim \sigma'_{sc}$ の関係について、実験結果を模式化して表わしたものが図-7(a), (b), (c) である。まず、この模式図について説明を加えよう。

1) (a), (b) 両図において、同一圧密圧力 P_0 における INC の含水比 w_{f2} は SIN の含水比 w_{f1} より大きく、それらの含水比における $S_u(INC)$ は $S_u(SIN)$ より小さい。一方、同一含水比 w_{f2} を考えると

$$\log \frac{P_0}{P_0'} > \log \frac{S_u(INC)}{S_u(SIN)}$$

の関係がある。すなわち、

$$\frac{P_0}{P_0'} > \frac{S_u(INC)}{S_u(SIN)}$$

したがって、

$$\frac{S_u(SIN')}{P_0'} > \frac{S_u(INC)}{P_0}$$

となり、(c) 図において INC の $\frac{S_u}{\sigma'_{sc}}$ の値が SIN のそれよりも小さいという結果を生ずる。

2) このように INC と SIN と $\frac{S_u}{\sigma'_{sc}}$ が異なることについては2つの原因が考えられる。第一は同一 σ'_{sc} の時に圧密圧の載荷法の相違によって生ずる w_f の違いである。すなわち、粘性土の強度特性を支配する要因の中で最も影響力の大きいのは含水比(間ゲキ比)であるが

載荷法の違いによって圧密終了時含水比に差が生じた結果、せん断強度が異なると考えるわけである。

第二は、圧密圧力の載荷法が異なることにより生じたと思われる粒子配列構造の相違が、せん断時にもその効果を現わして強度に差を生ぜしめたとみることである。

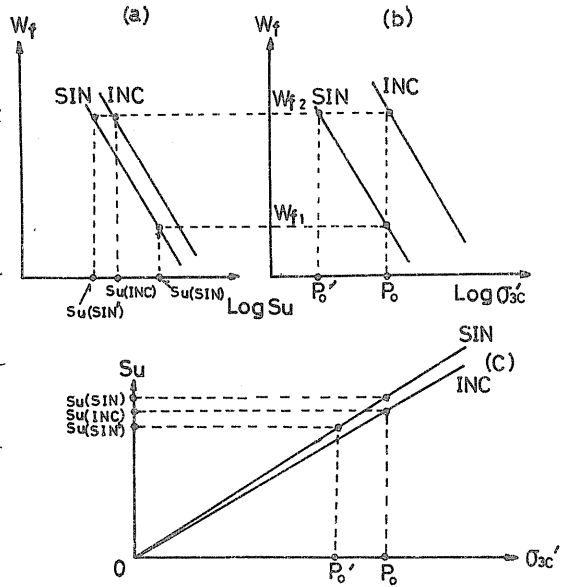


図-7 $w_f \sim \log \sigma'_{sc}$, $w_f \sim \log S_u$, $S_u \sim \sigma'_{sc}$ 関係の模式図

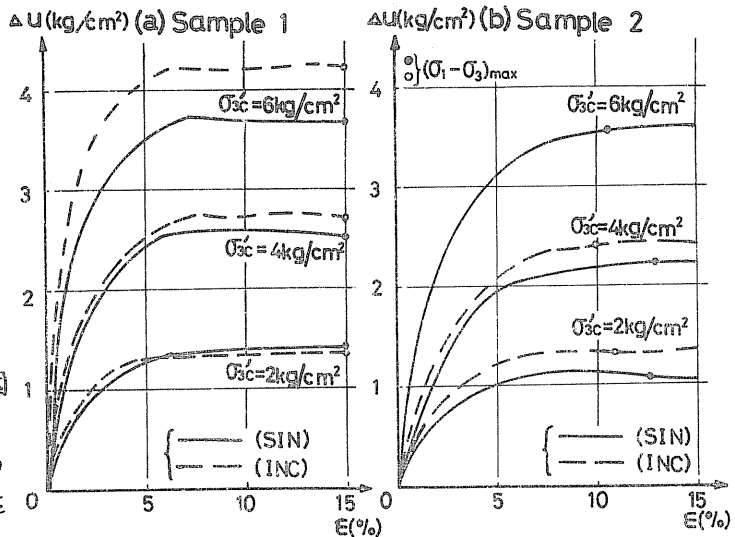


図-8 セン断時の間ゲキ水圧変化

	Af	SIN	INC
Sample 1		0.73	0.85
Sample 2		0.75	0.82

表-3 破壊時間ゲキ圧係数

前記2つの要因によつて生じた強度の差を個別に引き出すことは困難であつて、どちらが支配的であるかを推定することしか出来ない。

3) そこで、まず第二の要因が支配的だとすれば、応力~ヒズミ~向ゲキ水圧関係にその特性が現われると考えられる。その場合、INCの Δu はSINのそれより小さく、INCの主応力差はSINのそれよりも大きい傾向がみられるはずである。

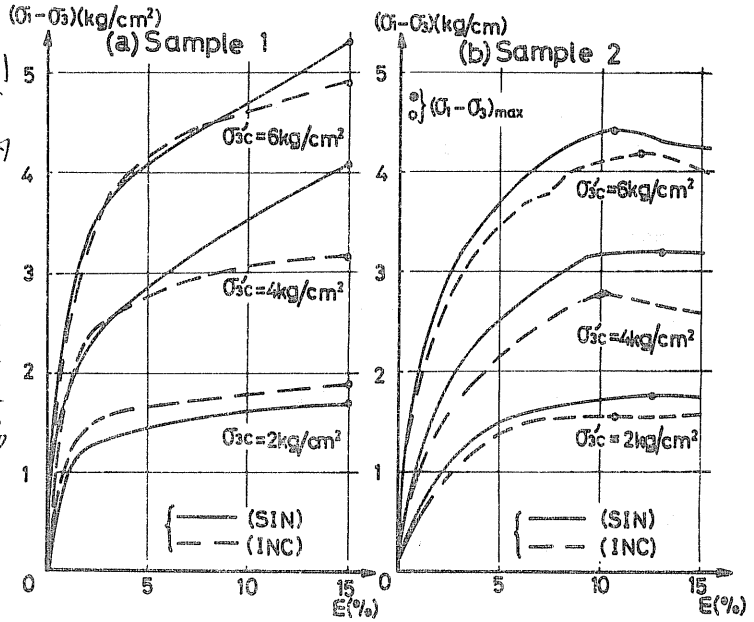


図-9 応力~ヒズミ関係

図-8は、SIN, INC各々について軸ヒズミ ϵ に対する向ゲキ水圧増分 Δu の変化を2つの実験値(同一条件で2つの実験値がある)の平均で示したものである。なお、既述のようにSample 2のINCの $\sigma'_c = 6 \text{ kg/cm}^2$ のデータについて観測上のあやまりと思われる異常が認められるので除外した。同図によれば、Sample 1の $\sigma'_c = 2 \text{ kg/cm}^2$ のものを除くと、セメント中のINCの Δu はSINのそれより大きい。破壊時の向ゲキ水圧係数 A_f についても、INCの方がSINより大きくつづいている(表-3参照)。また、図-9は応力~ヒズミ曲線を示したものであるが、これも2つの実験値の平均で示してある。Sample 1の $\sigma'_c = 2 \text{ kg/cm}^2$ のものを除けば、両試料とも同一の σ'_c のINCの $(\sigma_1 - \sigma_3)$ はSINのそれより小さい。

このように、図-8、図-9には、第二の要因の効果を示すような特性が現われていないように見える。したがつて、SINとINCにおける S_u の違いを引き起す要因としては第一の要因すなわち、含水比の差による影響の方が大きいと考えられる。

4) 再び図-7について考察すると、 S_u に影響をおよぼす要因のうちで第二の要因の影響が小さいとするなら、 S_u は含水比のみで決まることとなり、同一圧密圧力 p_c におけるSINとINCの強度はそれぞれ $S_u(\text{SIN})$, $S_u(\text{INC})$ となるはずである。Sample 1の場合がこれに相当するとみてよいであろう。一方、第二の要因、すなわち圧密時に形成された粒子配列構造の違いによる変形抵抗の差がセメント中にも100%出現するとすれば、(a)図におけるSINとINCの直線の向隔は(b)図のそれと等しくなるように広がるはずである。このように考えると、Sample 2では第一と第二の要因の両方による影響が非排水セメント強度に現われており、第二の要因による影響がSample 1の場合よりも著しいとみることが出来る。Sample 1

と2が生じたこの相違については、つぎのように説明できるであろう。すなわち、 SiN では Sample 1, 2 とともに荷重増加率が同じであるのに対し、Sample 2 の INC の荷重増加率が Sample 1 のそれよりも著しく小さいため、圧密時に形成された粒子配列構造の違いによる変形抵抗の差が Sample 2 に強く現われたものと考えられる。

結論として、圧密時に側圧を段階的に加えるか、一度に載荷するかとの相違は、圧密時の有効応力の増加割合に違いを生じ、その結果粒子配列構造に差が生ずるものと考えられる。そしてこれが圧密終了時の含水比、さらには非排水せん断強度に影響をおよぼす要因となり、圧密圧力を一度に載荷した試験から得られる S_u/p 値を用いると非排水強度を大きく見積ることになる。

[4] あとがき

本文は山崎が北大工学部の研究生として昭和49年10月より1年間に行なった実験結果をとりまとめたものである。実験および図面の作製にあたっては工藤技官の協力を得た。記して謝意を表す。

(参考文献)

- 1) 三田地・北郷・鹿牛；粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響（第3報）
土質工学会第8回研究発表会講演集、1973, p.299~302
- 2) Escario, T & Uriel, S; Optical Method of Measuring the Cross Section of Samples in the Triaxial Test, Proc. 5th ICSMFE, 1961, Vol. 1, p. 89~93
- 3) 山崎不二夫・山内豊聡 監訳；土質工学の基礎，鹿島出版会，1972, p.209
- 4) たとえば、最上武雄編；土質工学，技報堂，1969, p.524

粘性土の強度特性におよぼす応力履歴の影響

函 館 高 専	○ 佐 野 侑 房
北 大 工 学 部	北 郷 繁
北 大 工 学 部	三 田 地 利 之
北 海 道 電 力 (株)	高 橋 耕 平
三 菱 地 所 (株)	橋 本 直 蔵

1. まえがき

飽和正規圧密粘土地盤が何らかの要因により膨張すると、せん断強さは減少し、その地盤の安定に対する安全率は時間と共に低下する。この地盤の破壊時の強度としては非排水せん断強度 S_u を採用することが妥当と考えられる。膨張後の地盤の安定を検討するには、安全率の最小となる時点、すなわち十分に吸水膨張が行なわれた後の非排水強度 S_{un} を知る必要があり、現在の地盤（膨張前）の S_u で安定解析を行なうことは危険であり不適当である。さらにこの S_{un} は原位置試験によって求め得べき種類の数値ではない。それゆえ正規圧密状態における強度 S_{u1} 、膨張時（過圧密）の過圧密比 n などの数値から S_{un} を推定することが必要である。

本研究は、室内において繰り返し飽和粘土を用いて、軸対称三軸試験装置により、圧密試料および圧密膨張試料を作成し、非排水せん断を行ない、 S_{un} が他の諸因子となす関係を調べ、正規圧密試料の試験結果から S_{un} を推定する手法を再確認しようとするものである。なお、圧密・膨張時には一般的試験法としての等方応力条件、原地盤の変形と相似であると考えられる K_0 条件の2種類を設定し、あわせて比較検討を行なった。

2. 過圧密状態の非排水強度の推定法

過圧密試料の非排水強度 S_{un} を求める式はいくつか挙げることができる。 c' 、 ϕ' 法によると(1)式、Hvorslevの破壊規準を用いると(2)式が導かれる。

$$S_{un} = \frac{C_u \cdot \cos \phi'_n + p_n \cdot \{K_{on} + A_n \cdot (1 - K_{on})\} \cdot \sin \phi'_n}{1 + (2 \cdot A_n - 1) \cdot \sin \phi'_n} \quad \text{----- (1)}$$

$$\frac{S_{un}}{S_{u1}} = \frac{1}{n} \cdot \frac{k \cdot n^{-\lambda} + \{K_{o1} + A_1 \cdot (1 - K_{o1})\} \cdot \tan \phi_e}{K + \{K_{o1} + A_1 \cdot (1 - K_{o1})\} \cdot \tan \phi_e} \cdot \frac{1 + (2 \cdot A_1 - 1) \cdot \sin \phi_e}{1 + (2 \cdot A_n - 1) \cdot \sin \phi_e} \quad \text{----- (2)}$$

ただし c' 、 ϕ' : CU試験の有効応力に関する粘着力、せん断抵抗角

p : 圧密圧力（膨張圧力）

K_0 : 静止土圧係数

A : 破壊時間係数

n : 過圧密比

K 、 ϕ_e : Hvorslev規準による粘着力係数、有効マサツ角

λ : C_s / C_c C_c : 圧縮指数 C_s : 膨張指数

$1, n$: 添字として正規圧密、および過圧密比 n の過圧密状態

(1) 式を利用するには膨張時の圧力の他に K_{on} , A_n , さらに C_n' , ϕ_n' というなかなか予測のつけにくい数値が必要である。(2) 式の場合には S_{u1} , n , K_0 , A , さらに C_e , ϕ_e と多数の数値が必要である。これに比し先の報告で提案した方法は、比較的容易な方法であり、その概略は次のとおりである。

まず次の仮定を設ける。

- ① $W_f \sim \log p$ は直線である。傾きを C_c とする。 W_f は破壊時含水比, p は圧密圧力である。
- ② $W_f \sim \log p_s$ は直線である。傾きを C_s とする。 p_s は膨張圧力である。
- ③ $W_f \sim \log p_f$ は直線である。傾きを C_f とする。 $p_f = (\sigma_f' + \sigma_{af}')/2$ 。
- ④ $W_f \sim \log p_{fs}$ は過圧密比 10 程度まで直線である。傾きを C_{fs} とする。
 p_{fs} は過圧密試料の場合の p_f である。
- ⑤ $C_f = C_c$ である。
- ⑥ $C_{fs} = C_c$ である。
- ⑦ 等方・ K_0 の場合についての①～④の関係は互に平行である。

図-1 は仮定①～⑤を満足する模式図である。図中の記号を用い, Hvorslev の破壊規準を適用すると, 正規圧密, 過圧密に対してそれぞれ (3), (4) 式が成立する。

$$\frac{Sub}{P_b} = k \cdot \cos \phi_e + \frac{P_{fb}}{P_c} \cdot \sin \phi_e \quad \text{----- (3)}$$

$$\frac{Suc}{P_c} = k \cdot \frac{P_a}{P_c} \cdot \cos \phi_e + \frac{P_{fc}}{P_c} \cdot \sin \phi_e \quad \text{----- (4)}$$

ここで

$$\lambda = \frac{C_s}{C_c}, \quad \mu = \frac{C_s}{C_{fs}}, \quad n = \frac{P_b}{P_c} \quad \text{----- (5)}$$

とおくと, (4) 式は次のように書き改められる。

$$\frac{Suc}{P_c} = k \cdot n^{1-\lambda} \cdot \cos \phi_e + \frac{P_{fb}}{P_b} \cdot n^{1-\mu} \cdot \sin \phi_e \quad \text{----- (6)}$$

(6) 式に仮定⑥, すなわち $\mu = \lambda$ を導入すると

$$\frac{Suc}{P_c} = \left(k \cdot \cos \phi_e + \frac{P_{fb}}{P_b} \cdot \sin \phi_e \right) \cdot n^{1-\lambda} \quad \text{----- (7)}$$

さらに (3) 式を (7) 式に代入して, 添字を整理すると

$$\frac{Sun}{P_n} = \frac{S_{u1}}{P_1} \cdot n^{1-\lambda} \quad \left(\text{※ 添字 } n, 1 \text{ はそれぞれ過圧密, 正規圧密を示すものとする。} \right) \quad \text{----- (8)}$$

が得られる。(8) 式によれば正規圧密状態の強度増加率, 過圧密比, 係数 k , あるいは $1-\lambda$, そして膨張時の圧力を知ることにより, S_{un} を推定できるわけである。仮定⑦は等方条件のデータより K_0 条件における諸数値を推定しようとするものであり, (8) 式の誘導には直接関係はなく, 両条件の場合について (8) 式は成立することになる。

①～⑦までの仮定, あるいは (8) 式が実際に成立するかどうかについて, 実験的

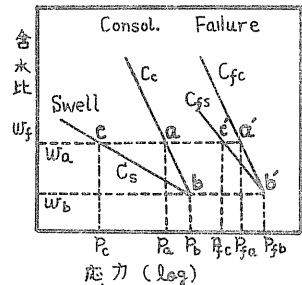


図-1 含水比～応力 関係の模式図

に検討した結果を以下に述べる。

3. 実験方法と試料

3.1 実験の種類

等方応力・異方応力条件と圧密・圧密膨張の組み合わせにより、次の4種類の軸対称三軸圧縮試験を実施した。

- (1) 等方圧密非排水せん断試験(CIU)： $\sigma_{3c} = 2, 4, 6 \text{ kg/cm}^2$ の側圧にて等方的に圧密し、非排水せん断する。
- (2) 等方圧密等方膨張非排水せん断試験(CIRIU)： 6 kg/cm^2 の側圧にて等方圧密後、3～4種の過圧密比で等方的に膨張させ、非排水せん断する。
- (3) K_0 圧密非排水せん断試験(CK₀U)： $\sigma_{3c} = 0.8, 1.5, 3, 4 \text{ kg/cm}^2$ の側圧にて、側方変位ゼロ(K_0)条件で圧密後、非排水せん断する。
- (4) K_0 圧密 K_0 膨張非排水せん断試験(CK₀RK₀U)： 4 kg/cm^2 の側圧にて K_0 圧密後、3～4種の側圧に下げても K_0 条件下で膨張させ、非排水せん断する。

K_0 条件は自動 K_0 制御装置²⁾を用い、側圧を一定にしておき軸圧を調整した。圧密過程において、初めは側圧の増分を小さく、その後徐々に大きくした。それゆえ圧密に要した日数は側圧の大きさにより2～15日とまちまちであった。膨張過程は1～3段階の減少で所定の側圧にセットすることが可能で、1～3日で終了した。

等方条件の際には、 K_0 条件の側圧の上げ方に近づけるため、 0.5 kg/cm^2 ずつ段階的に上げる。前段階の間ゲキ圧の90%以上が消散した後、次段階へと進む。その結果2～11日を要した。膨張時には一気に所定圧力まで下げた。

間ゲキ圧は供試体下端にて測定した。 K_0 試験は圧力変換器、等方試験はナルインジケータ方式により測定した。せん断はひずみ制御方式で、ひずみ速度は0.05%/分、圧密時より 1 kg/cm^2 のバックプレッシャーを用いた。

3.2 試料および供試体

表-1に示す3種の繰り返した自然採取粘土を用いた。前回用いた試料に比し、 W_L の高いもの、 I_p の大きいものを新しく採用した。No.3は有枝質土である。

表-1 試料の物理的性質・他

試料	W_L %	I_p %	G_s	粘土分 %	活性度	分類	採取地
No.1	55	27	2.63	47	0.90	CH	空知郡北村 愛大層(下層)
No.2	78	51	2.63	87	0.77	CH	同上(上層)
No.3	94	51	2.45	67	1.12	OH	岩見沢市大和町

試料の調製は予圧密法¹⁾により、直径50mm、高さ120mmの円筒供試体を切り出し、側面にドレーンペーパーをまきつけ、上下端はメンブレン(シリコングリース塗布)を配置し、放射方向にのみ排水・吸水させた。

4. 実験結果と考察

4.1 含水比と圧密圧力

破壊時含水比 (w_f) と圧密圧力 (P) の関係の一例を図-2に示す。

P として鉛直有効応力 (σ'_v)、平均有効主応力 (σ'_m) の2種の場合の関係を例示してある。この図のようにいずれの場合にも、正規圧密部について直線をなすことが認められる。さらに σ'_m による整理をしても異方性の影響がみられ、等方 K_0 の両直線は一致せず、同一圧密圧力に対し常に K_0 が小さい含水比をもつ。

σ'_v による整理の場合にも同様に異方性の影響を受け、同一圧密圧力に対して K_0 の方が大きな含水比 (No.1, 0.8: No.2, 0.4: No.3, 2.4%) をもつ。これらの事象は既往の研究結果と一致しており、 K_0 と等方の両直線が平行であることとあわせて、前述の仮定①および⑦の一部を支持するものである。

過圧密状態についてみると、過圧密比 n が10程度の範囲では、 n の小さい部分でわずかに上に凹む状況にあるが、図示のように実用上ほとんど直線とみなし得る程度である。 σ'_m による場合、大きな n の範囲では直線があてはまらず、さらに等方と K_0 の直線は平行とはならない。これに対し σ'_v により整理する場合は、より広範囲の n についても直線関係が成立するようであり、しかも No.1 の場合を除いて等方と K_0 の直線は平行である。Ladd³⁾ は個々の点はプロットしてはいないがわずかにワソ曲した曲線を描いている。これも直線としても大差はないようである。Yudhbir⁴⁾ らの結果も全く同様である。

標準一次元圧密試験の $e \sim \log P$ 曲線の除荷 (膨張) 部分をみると、過圧密比の小さい部分において、ほんのわずかにカーブしているがほとんど直線とみなせる程度であり、三軸・標準面圧密試験における圧密特性の傾向は、全く同一であると考えることができる。

以上の実験結果より、仮定の②の妥当性が確かめられる。しかし仮定⑦については必ずしもすべての土については成立しない。すなわち、膨張曲線に直線をあてはめ等方と K_0 両直線の傾き C_s を比較してみる。試料 No.1 では表-2 (後掲) に示すように大きなちがいがみられた。他方 No.2 の場合には平行、No.3 の場合には平行あるいはほとんど同一との関係がみられた。この種の研究は皆無ではないが、この点について公表されたものはほとんどない。前報告¹⁾ において、過圧密部について等方と K_0 の直線が平行をなすことを報告した。今回の試料 No.1 は前回の試料 No.1 とほぼ同じ試料であるにもかかわらず、異なる結果が得られたことは理解に苦しむところである。この原因の一つとして、初期含水比の効果と考えられる。

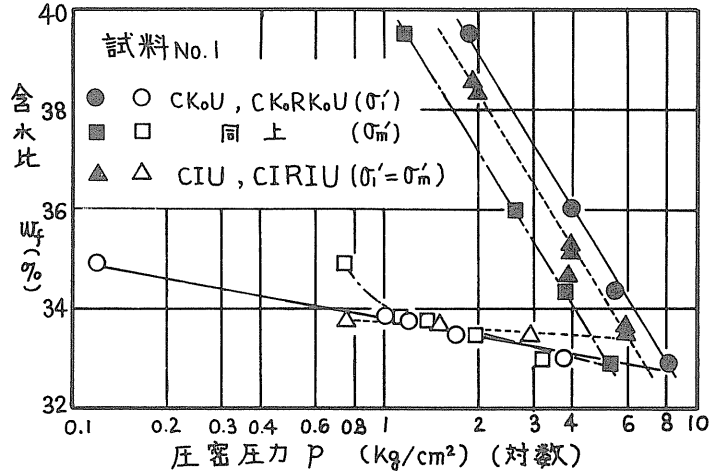


図-2 含水比～圧密圧力の関係

すなわち初期含水比の相違が膨張曲線の始点(図-1のb点)にずれをもたらすと考えられるからである。しかし初期含水比が異なっても、その効果の顕著でない例もあり、これのみに原因を求めることは不適當であろう。再検討すべき点である。

しかしながら、仮定⑦が成立するか否かは、等方試験の結果から K_0 状態の諸数値を推測できるか否かに関する問題にのみ影響することであり、正規圧密状態の試験結果から過圧密状態の諸数値を求めようとする企図には何ら障碍とはならない。

表-2に三軸圧密試験による C_c, C_s , および λ , 標準圧密試験による λ を示す。 λ は(8)式に示されるように重要な値であり、標準圧密試験からの値と一致するのではないかと予測していたが、本実験においては明らかな差異がみられた。

表-2 $W_f \sim \log P$ の傾きと λ

試料 No.	三軸試験による			標準圧密試験の λ
	C_c	C_s	λ	
1	Is ₀	0.004	0.04	0.14
	K ₀	0.020	0.20	
2	0.19	0.016	0.08	0.19
3	0.18	0.019	0.11	0.18

4.2 含水比と破壊時応力

破壊時の含水比と有効応力 $p_{fs}, p_{fs} = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ の関係の一例を図-3に示す。正規圧密状態に対してこの関係は直線となし、しかもその傾き C_f は圧密曲線の傾き C_c にほぼ等しい結果が得られた。すなわち仮定の③, ⑤が成立するわけである。この事実はこれまでの成果と同一の傾向である(例えば3, 4)。さらに等方と K_0 の直線が平行であり、仮定⑦の一部も成立することとなる。

次に過圧密状態について考える。図-3にみられるように、過圧密比 n が10程度までの範囲においてわずかに上に凸の曲線となるが、Laddが描いている³⁾ように直線とみなすことができよう。したがって仮定④が満足されることとなる。しかし、正規圧密部の直線との相対関係について、予測していた状況と大きく異なる結果を得た。すなわち、わずかに過圧密された状態ではほとんど正規圧密状態と同じ値をもち、過圧密の程度が大になるにつれわずかに正規圧密状態からはずれるが、ほぼ $C_{fs} \approx C_f = C_c$ と予期し、既往の研究結果も示唆していた。しかし図-3のとおり、 $C_{fs} \approx C_f = C_c$ であり、仮定⑥を支持する結果は得られなかった。

平均有効主応力で整理した場合にも同じ関係であり、Yudhbir⁴⁾らが報告している結果と全く同じ傾向である。

等方と K_0 との比較においては、同一の C_{fs} をもつことは確認できなかったゆえ、仮定⑦は立証されなかった。

4.3 含水比と非排水せん断強度

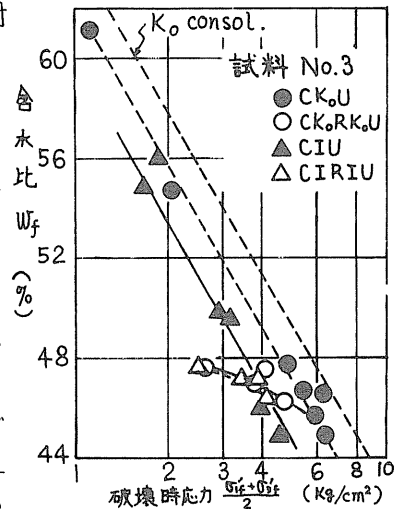


図-3 含水比~破壊時応力の関係

含水比と非排水せん断強度 S_u は半対数紙上で直線をなすといわれる。しかし、狭い塑性範囲に限って論ずる場合には半対数紙上で直線をなすとみなしても良い。図-4はその一例を示す。Henkel⁵⁾やLadd³⁾らの示した結果と同様、正規圧密の場合直線をなし、その傾きは圧密曲線の傾きに一致している。

等方と K_0 を比較すると、試料 No.1, 2 は同一直線をなすが、No.3では異方圧密の効果が少しみられ、同一含水比では K_0 の方が大きい S_u をもつ。圧密中の応力の異方性のため土の構造に著しい差異が生じ、同一間かき比(同一含水比)において強度に差があることは当然であり、一致することはむしろ偶然のできごとと考えられよう。

過圧密状態においては、正規圧密状態の直線よりわずかに下に位置する関係がみられる。しかし、かなり小さな場合、あるいは逆に大きな場合もあり、含水比のみでは説明がつけられない。

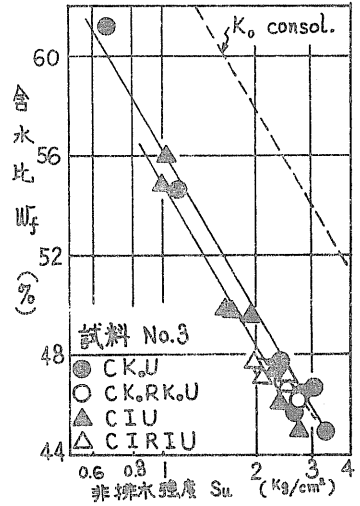


図-4 含水比~強度の関係

4.4 強度常数 c' , ϕ' について

有効応力に関する強度常数 c' , ϕ' を表-3, 4に示す。正規圧密の場合には $c'=0$ となるのが一般に認められている。本実験においては試料 No.1, 3 について $c'=0$ であり、No.2についてはわずかの c' がみられたが、表-3には $c'=0$ としたときの ϕ' を示した。

この表より等方と K_0 とでは ϕ' が多少異なることがわかる。中瀬⁶⁾らは、破壊を主応力差最大とするときには等方と K_0 との ϕ' に差異があっても、有効主応力比最大を破壊とするときには両者の ϕ' は等しくなるデータを報告している。Henkel⁵⁾ら、赤井⁷⁾らは $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ による ϕ' が等方と K_0 とで等しいと述べている。

過圧密状態における c' , ϕ' について考える。中瀬⁶⁾らはわずかながらも c' をもち $c'=0$ とはならず、しかも正規圧密時と等しい ϕ' をもつとした。Simons⁸⁾も同様の結果を報告している。本実験においては図-5に例示するように、 $S_u \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ の関係はほぼ一直線となり、先行圧密圧力が同一の過圧密試料の c' , ϕ' は一種類であり、従来の研究結果と同じ傾向である。しかし、正規圧密時の ϕ' の値と比較するとき、一例(No.1, K_0)を除いてかなり小さい値をとり、中瀬

表-3 正規圧密試料の ϕ' (度)

試料 No.	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ による		$(\sigma_1 / \sigma_3)_{max}$ による	
	等方	K_0	等方	K_0
1	34.4	35.0	35.4	35.5
2	29.4	26.6	29.5	30.0
3	35.9	33.1	37.4	35.5

表-4 過圧密試料の c' , ϕ'

試料 No.	c' (kg/cm²)		ϕ' (度)	
	等方	K_0	等方	K_0
1	0.64	0.07	14.0	38.8
2	0.66	0.31	9.0	18.7
3	0.56	0.68	21.0	17.3

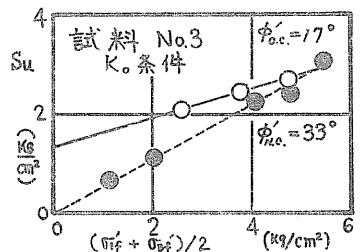


図-5 応力履歴の c' , ϕ' の効果

らの得た結果と大きなちがいがある。伊藤⁹⁾が他の目的のため実施したデータを参照すると、図-5と同じ関係が示され、正規・過圧密時のちが異なるという結果を得ていることがわかる。

4.5 非排水強度 S_u と鉛直圧密(膨張)圧力 p との関係

S_u と p の関係の一例を図-6に示す。正規圧密状態では原点を通る直線となることが一般に認められている。試料No. 2のCK₀U試験の σ'_3 の低い場合の点が、原点を通り他の残りの点にあてはまる直線より上側にプロットされ、後述する過

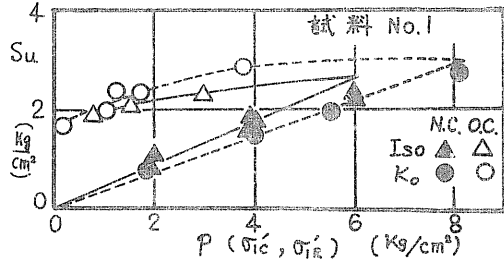


図-6 圧密圧力と非排水強度との関係 (正規圧密・過圧密)

圧密状態のようであることが観察された。本試験は試料作成時に 0.7 kg/cm^2 の鉛直圧をかけてあり、CK₀U試験は最小側圧 0.8 kg/cm^2 であり、数値の比較上は正規圧密状態のはずである。文献10)には、3~4倍の圧密圧力で再載荷してはじめて過圧密の効果が消滅する例が報告されている。

表-5 正規圧密状態の強度増加率について

試料 No.	S_u/p		$(S_u/p)_{K_0}$ $(S_u/p)_{iso}$
	等方 (Iso)	K_0	
1	0.426	0.361	0.85
2	0.370	0.293	0.80
3	0.474	0.425	0.90

この直線の傾き S_u/p は強度増加率と呼ばれているが、この強度増加率を等方と K_0 の場合について比較すると表-5に示すように、 K_0 の方が小さく、等方の場合の8~9割である。文献1), 6) は同じ傾向を報告している。しかしLadd¹¹⁾によると、必ずしも K_0 の方が小さいことはなく、 K_0 の方が大きい場合もあり、±15%の誤差で両者の強度

増加率は同一とみなせると述べている。Khera¹²⁾らは、強度増加率は圧密時の有効主応力比の影響をうけないと報告している。4.4で述べたように破壊の認定のちがいにより非排水強度 S_u に差がある。 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ とした場合の強度増加率の K_0 と等方の比は試料No. 1, 2, 3についてそれぞれ0.828, 0.895, 0.876であり、いく分差が小さくはなるが全体の傾向には何ら変化はない。

強度増加率が土の物性のうち主として何に影響されるかということについては、Skempton¹³⁾の報告以来塑性指数 I_p との関連が検討されている。Bjerrum¹⁴⁾も同様のことを試みている。本実験データは彼らの示した領域の上側に位置する。中瀬⁶⁾らのデータも同様である。

活性度について整理してみると図-7に示すような関係が得られた。これまでの公表データを2-3借用してプロットしてみたところ、不かく乱試料のデータの一部にはずれるものが見られるが、なかなか良い相関と思われる。活性度の異なる試

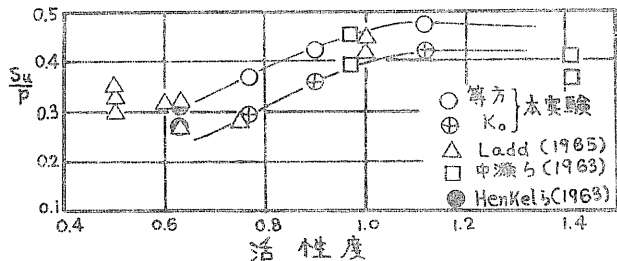


図-7 S_u/p (正規圧密) と活性度の関係

料についてのデータを補完して見る値があろう。

膨張した時の非排水強度 S_{un} について考えてみる。

2で設けた仮定のうち⑦が実験によって裏づけされなかったで、(8)式は理論上成立しないことになる。しかしこの式を直接実験データによって検定してみると、以下のようにかなりの精度をもって利用できそうである。

(8)式より次の各関係が導かれる。

$$\frac{S_{un}}{P_n} = \frac{S_{u1}}{P_1} \cdot n^\beta \dots (8')$$

$$\frac{S_{un}}{P_1} = \frac{S_{u1}}{P_1} \cdot n^{\beta-1} \dots (9)$$

$$\frac{S_{un}}{S_{u1}} = n^{\beta-1} \dots (10)$$

これらの式は、左辺の諸数値と過圧密比 n とが対数紙上で直線をなすことを意味している。図-8, 9に試料No.1の結果をプロットし、その他の試料については直線のみを示してある。

図-8(a),(b)において、強度比 S_{un}/S_{u1} と n とはおおよそ(10)式を満足し、等方と K_0 とで同一直線となる。ここで S_{u1} , S_{u1}' は図-9中のスケッチに示すようにその先行圧密圧力に対応する強度を S_{u1} , 数個のデータの平均先行圧密圧力に対応する強度を S_{u1}' とする。

前者による関係の方がより良い相関を示している。さらにNo.1, 3はほとんど一致し、 β の値が同じであることを示す。

S_{un}/P_1 については (c) 図に示すとおりほぼ直線を満足し、等方と K_0 とは平行関

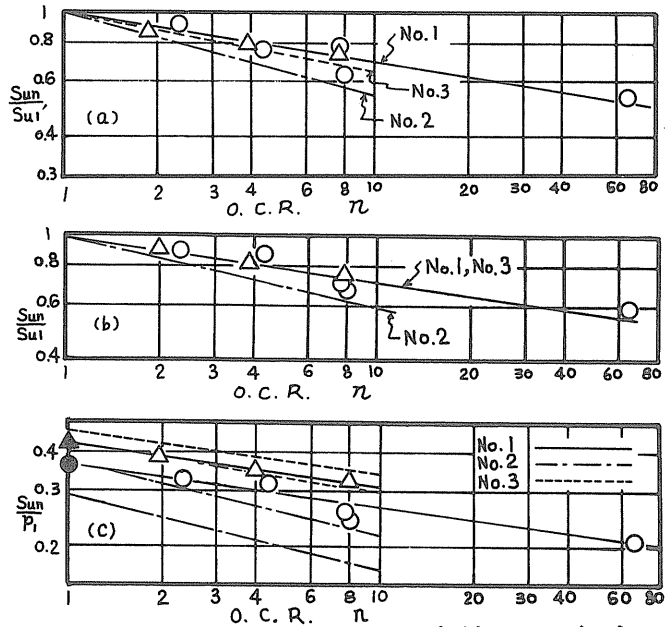


図-8 強度比と過圧密比との関係 (log-log)

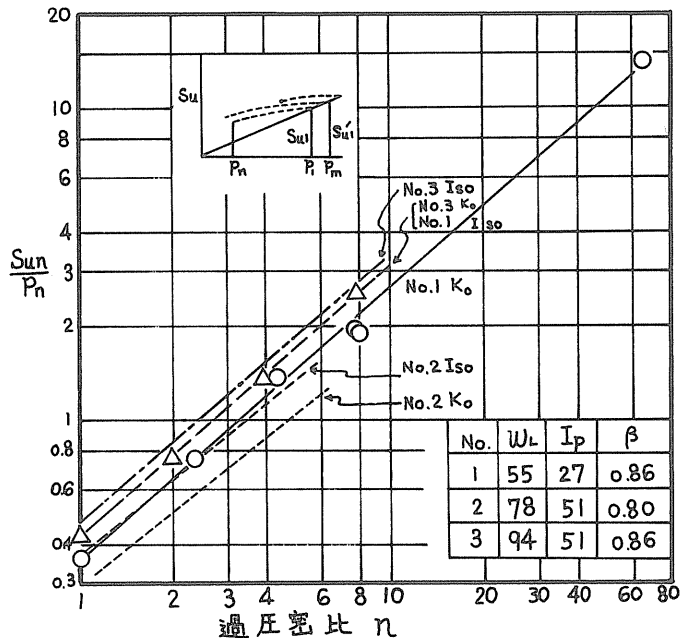


図-9 膨張による S_u/p の変化

係にあり、 S_u 比の場合と同様に共通の β をもつことがわかる。

S_u/P_n は図-9 に示されるように良好な直線性を有する。等方と K_0 とは同一の β を持つことも示されており、等方条件の試験結果から K_0 条件の数値を推定することの可能なことを意味している。試料のちがいにより β の値は異なるが、過圧密比の10程度までを考えるならば、指数 β のちがいにより正規圧密時の強度増加率（図中縦軸の切片に相当）の方が S_u の推定に大きな影響を与えるであろう。前報告¹⁾に記したように、Ladd¹⁵⁾らのデータをプロットしなおした場合にも同様にこの関係は成立し、 β の値は0.75~0.81であり、われわれの得た β (0.86, 0.80, 0.86)と同程度である。

同一実験データについて、前述の仮定⑥を満足しないにもかかわらず、(8)式が成立するという矛盾する結果となった。この原因を考えてみる。測定技術・測定精度は当然一つの要因となりうるが、今は一応除外する。(8)式はHvorslevの破壊規準が正しいものとして誘導されたが、この破壊規準そのものを疑問視する向きもあること、本来入き μ であるが、そのちがいによって β の値に大きな相違を生ずることなく、測定誤差内に含まれてしまうことなどが考えられる。

いずれにしても、膨張時の非排水強度を、比較的容易に得られる数値の組み合わせにより推定することの可能なことが実験的に確かめられた。図-8, 9を比較してみると、 S_u 比によるよりも、 S_u と圧密圧との比による表示の方が、過圧密比 n のちがいの効果が大きく明瞭に表現されるので良好であろう。さらに同じ理由から $S_u/P_n \sim n$ 関係(図-9)がこれらのうちで最適な表示方法とみなすことができる。なお β の値としては、標準圧密試験の入値より求めてみると試料No.1, 2, 3に対してそれぞれ0.86, 0.81, 0.82であって実測値にほとんど一致しており、三軸圧密試験の入値よりの β 値よりも良好であることがわかった。

5. まとめ

$W_f \sim \log p$, $w_f \sim \log p_f$ は正規圧密過圧密共に直線となし、正規圧密部は平行である。 $W_f \sim \log p_{fs}$ (過圧密) は正規圧密の直線としない。 $W_f \sim \log p_s$, $w_f \sim \log p_{fs}$ は等方と K_0 と平行であるとは限らない。

($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max} を破壊とするとき、正規圧密の ϕ は等方と K_0 とで一致するものではない。過圧密の ϕ は正規圧密の ϕ と一致せず、応力履歴は C' にのみならず、 ϕ にも効果をおよぼすようである。

正規圧密時の S_u/p は塑性指数よりも活性度により強く関連づけることができるようである。

理論的背景に不十分な面は残っているが、 W_L , I_p の大きい土、多少有枚質の土についても、 $S_u/P_n = (S_{u1}/P_1) \cdot n^\beta$ の関係が成立することが実験的に証明された。等方条件・ K_0 条件のちがいは各種の関係において相違の原因となり、 S_u/P_n については、 K_0 は等方の場合の8~9割の数値となるようである。しかし β については異方性の影響はなく同一値をもつ。

β の値は0.75~0.80~0.86であり、標準圧密試験より得られる λ と $\beta \doteq 1 - \lambda$

の関係にあるようである。

6. あとがき

本報告は、佐野の昭和49年度文部省内地研究員としての北大工学部における研究の一部、前北大学生高橋・橋本の卒業論文のために行なわれた実験結果の一部をとりまとめたものである。

実験の実施、データの整理には北大技官工藤豊氏の多大なる協力を得た。試料の採取には北海道開発局の援助をうけた。さらに昭和49年度文部省科学研究費(一般研究B)の補助をうけた。ここに記し関係各位に深甚の謝意を表します。

7. 参考文献

- 1) 三田地, 北郷, 川島, 武田: 圧密・膨張による飽和粘土の非排水強度特性について。土質工学会北海道支部技術報告資料 第15号 pp.33~42, 1975.
- 2) 三田地, 北郷, 唐牛: 粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響(才3報)。才8回土質工学研究発表会講演集 pp.299~302, 1973.
- 3) Ladd, C.C.: *Strength parameters and stress-strain behavior of saturated clays.* MIT Special Summer Program, 1971.
- 4) Yudhbir, & Varadarajan, A: *Undrained behaviour of overconsolidated saturated clays during shear.* 土質工学会論文報告集 Vol.14, No.4 pp.2~12, 1974.
- 5) Henkel, D.J. & Sowa, V.A.: *The influence of stress history on stress paths in undrained triaxial tests on clay.* ASTM STP No.361 pp.280~294, 1963.
- 6) 中瀬, 小林, 勝野: 圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化。港研報告 Vol.8, No.4 pp.103~143, 1969.
- 7) 赤井, 足立: 有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究。土木学会論文集 No.113 pp.11~27 1965.
- 8) Simons, N.E.: *The effect of overconsolidation on the shear strength characteristics of an undisturbed Oslo clay.* ASCE Research Conf. on shear strength of cohesive soils pp.747~763, 1960.
- 9) 伊藤, 松井, 伴野: 粘土の粒子間結合に関する考察 土木学会才30回年次学術講演会講演集Ⅲ pp.41~42, 1975.
- 10) 中瀬, 小林, 兼近: 粘土の非排水せん断強度と変形係数。港研報告 Vol.11 No.2 pp.243~259, 1972.
- 11) Ladd, C.C.: *Stress-strain behaviour of anisotropically consolidated clays during undrained shear.* Proc. 6th I.C.S.M.F.E. pp.282~286, 1965.
- 12) Khera, R.P. & Krizek, R.J.: *Strength behavior of an anisotropically consolidated remolded clay.* HRR No.190, 1967.
- 13) 最上武雄編: 土質力学 才5章 土のせん断。技報堂 pp.557, 1969.
- 14) Bjerrum, L. & Simons, N.E.: *Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays.* ASCE Research Conf. on shear strength of cohesive soils pp.711~726, 1960.
- 15) Ladd, C.C. & Foott, R.: *New design procedure for stability of soft clays.* ASCE. Journ G.E. Vol.100 GT7, 1974.

平面ヒズミ状態における粘性土の強度特性について

北大工学部(田) 北 郷 繁
" (正) 三田地 利 之
" (正) 〇三浦 清 一
道開発局(正) 鈴木 吳 一

{1} まえがき

原位置における土の挙動を室内試験から推定しようとする場合、室内試験時の応力状態を原位置のそれに一致させるということが重要な条件としてあげられる。しかしながら、室内で通常実施されている試験は、多くの場合軸対称三軸圧縮試験である。このような軸対称応力状態は、原位置においては極めて限定された場合についてのみ適用されるものである。たとえば、フィルタイプダム、トンネルおよび盛土などのように、一つの方に長い構造物の周辺の応力状態は、長軸方向の変位が許されないために平面ヒズミ状態(平面変形状態)を呈しており、それに伴って三つの主応力が異なった状態($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)にあると考えられる。もし土の破壊条件がMohr-Coulombの破壊応力条件の仮定にしたがうとすれば、この時の破壊面は必然的に中間主応力方向に平行となるため、中間主応力は破壊には影響しないことになり、破壊は最大、最小主応力のみによって決まることになる。ところが $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ 条件で行なわれた従来⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾の研究からは、説得力のあるデータが示されているとは言い難いが、少なくともMohr-Coulombの仮説は、軸対称条件以外には適用できないとされている研究が多いようである。

この論文は、試作した平面ヒズミ三軸圧縮試験装置の紹介と、平面ヒズミ状態および軸対称状態について粘土の非排水せん断試験結果について述べ、さらに両者の結果を通じて粘土のせん断機構を探ろうとするものである。なおこの論文の一部はすでに発表されているが、⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾以後に新たな実験を加えたので、その結果をあわせて報告するものである。

{2} 試作された平面ヒズミ三軸圧縮試験装置の概要

平面ヒズミ三軸圧縮試験装置の満たすべき要件のうちで特に重要なものはつぎのような点と考えられる。すなわち、1). 側方変位を拘束している拘束板と供試体との間の摩擦を極力少なくすること 2). 平面ヒズミ($\epsilon_2=0$)の条件を拘束するための制御機構の精度を上げること 3). 軸対称三軸圧縮試験との比較のために供試体の形状寸法を軸対称の場合のそれに極力近いものとする 4). 原位置の圧密時の応力条件に近づけるためにK₀圧密が可能にすること。

以上の要件を可能な限り満足するように当研究室で設計し、試作させた装置の概要を図-1に示してある。以下にその主要部分について概要を説明する。

(A). 圧力室および供試体 供試体は $50 \times 50 \times 120$ mmの角柱であるために、キャップおよびペDESTALは 50×50 mmの正方形断面からテーパをつけて、Oリングのかかる部分で 75 mmの内形断面となっている。上下盤の構造は従来⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾の軸対称三軸圧

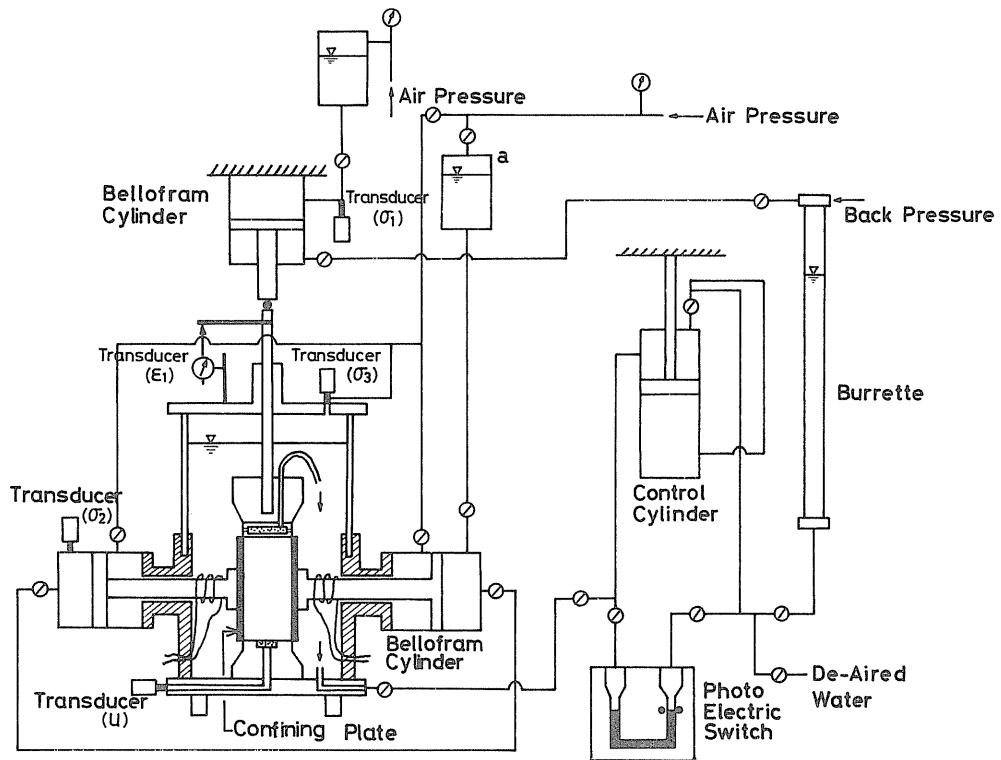


Fig. 1

縮試験用のセルと同様であるが、三軸セルの下半部は中周主心カ発生用ベロフラムシリンダー取付けのため、鋼製円筒としてある。さらにこの鋼製円筒の上端に設けられたミズにアクリル樹脂円筒がはめ込まれている。キャップおよびペダスタルに取付けられているポラスストーンは、寸法がそれぞれ $\phi 45$ 、厚さ 0.6 の埋め込み型である。圧密中の供試体からの排水は上端から行なわれるが、排水を完全に水平方向へ強制するために、キャップ下端部の側面に牛島状の小穴がつけられて、ポラスストーンと連結するようにしてある。また供試体上下端には、摩擦除去のため、シリコングリースを塗布したメンブレンが置かれている。

b). K_0 圧密自動制御装置 この装置は側圧の増加による供試体の体積変化 ΔV に見合った軸方向変位を与えることによって、側方変位を妨げるよう K_0 圧密を自動的に実施するためのものである。なおこの原理および装置の詳細はすでに報告されているものと同様である。

c). $\epsilon_2 = 0$ 制御装置 拘束板と供試体との間の摩擦を極力少なくするために、セル下部の鋼製円筒に固定され、セル内には突き出ているベロフラムシリンダーのピストンにユクルを巻いて電磁石としてある。この電磁石によって拘束板を保持するが、この時電磁石の強さは拘束板の自重と釣り合う程度($6 \sim 7V$)である。さらにベロフラムシリンダーのピストンの先端部にはスラストボールベアリングが取付けられているので、拘束板は供試体の動きに合った運動をすることができ、本実験においては、軸対称の圧密条件と合致させるということから、当初 K_0 圧密中拘束

板を供試体から離しておいて、Ko圧密終了後セン断開始前に供試体にタッチさせるという手法を採用したが、しかしこの手法ではセン断時の拘束が不十分であるということが考えられたので、圧密時から微小のプレストレス(約0.07^{MPa})を与えておくという手法も採用した。図-1の脱気水タンクaは水頭差によってプレストレスを与えるためのものである。また拘束板の前面には、シリコングリースを塗布してある。

[3] 試料および実験

本実験に用いた試料は自然粘土であり、その採取地は空知郡北村字大願である。その液性限界、塑性指数および比重はそれぞれ、52%、21%、2.70である。この試料を泥水状にし、大型圧密容器へ真空圧により霧状にして引込み、脱気を促進させたのち、0.7^{MPa}の圧力で予圧密を行なう。その後φ50×120^{mm}の円筒供試体および50×50×120^{mm}の角柱供試体を切り出し、それぞれ軸対称三軸圧縮試験、平面ヒズミ三軸圧縮試験(以下、それぞれAS試験、PS試験と称する)に供した。供試体のセッティングは、すべて水中にて実施し、試験はどれもKo圧密非排水セン断試験である。PS試験の最終側圧は、0.8、1.0、1.5、2.0、3.0^{MPa}の5種類であり、AS試験のそれは、0.8、1.5、3.0^{MPa}である。また供試体形状の違いが、強度、変形特性におよぼす影響を調べるため、角柱供試体を用いた軸対称三軸圧縮試験(PAS試験、側圧はAS試験に同じ)を実施している。すべての試験について1.0^{MPa}のinitial back pressureを与えており、側圧は段階的に上げていくためKo圧密に要する日数は最終側圧により異なっている。最終側圧に到達後、セン断開始までの時間は24時間として実施した。なおセン断速度はすべての供試体について0.05^{mm/min}とし、供試体下端にて間キ水压を測定した。

[4] 実験結果およびその考察

(4-1) 含水比と最大圧密圧力および非排水セン断強度の関係

平面ヒズミ状態と軸対称状態の非排水セン断挙動を直接比較するためには、破壊時含水比 w_f が同一であることが必要である。本実験から得られた結果を図-2に示してある。すべての試験結果について w_f と最大圧密圧力 σ_c の関係は片対数紙上でよい直線性を示しており、しかも同一の直線に乗っている。このことから、圧密条件においてはAS、PS、PAS試験が同一であるといえる。つまりこのことは非排水セン断挙動を各試験について直接比較が可能であることを示すものと思われる。また非排水セン断強度 S_u と w_f も同様の傾向を示しており、ASとPAS試験は同一の直線上にあるが、PSとASでは明らかに各 w_f に対して、同程度 S_u 値に差が認められる。ちなみに、 w_f と $\log \sigma_c$ の勾配は圧縮指数 C_c

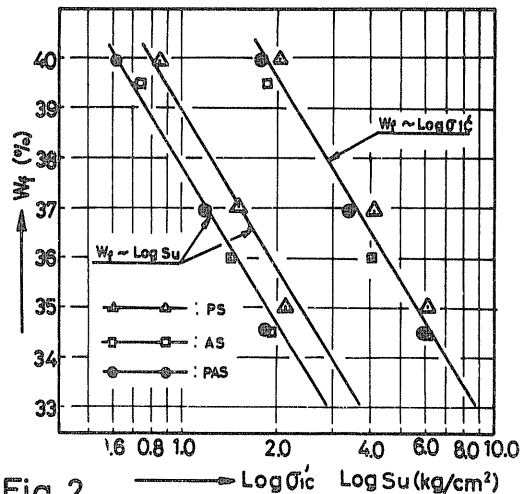


Fig. 2

に対応するものであるが、その値は0.106である。

(4-2) 心カーヒズミ挙動

AS, PS 両試験からその代表的な心カーヒズミ関係を、正規化 (σ_c で除した) して図-3 に示してある。図には示されていないが、PAS 試験の結果は AS のそれに一致しており、供試体形状の違いが強度、変形特性に影響をおよぼさないことが確認された。さて PS では、心カーヒズミ曲線に明瞭なピークが認められ、その時の破壊ヒズミ ϵ_f は 2~3% 程度である。また AS においては、第1ピークと思われる突がセン断初期に生じており、セン断が進行するにつれて、 $\epsilon = 10 \sim 12\%$ 程度で $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ の突が生じている。もし粘土のセン断抵抗を粒子間の結合力によるものと、粒子間の摩擦抵抗によって発揮される部分とに分離できるとい仮定をおいて考えみると、第1および第2ピークはそれぞれ、粒子間結合力、スベリ抵抗が最大に動員されている突とみなすことができよう。Henkel⁹⁾ は攪乱粘土を用いた実験により、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を生じるヒズミは PS で約 2%, AS で約 6% としている。また Campanella¹⁰⁾ は不攪乱粘土を用いた実験により、PS と AS でそのヒズミはほとんど等しく、約 0.4% としている。また心カーヒズミ挙動に異なる傾向がみられたことについて、Campanella¹⁰⁾ は攪乱試料と不攪乱試料の持、粒子配列構造の差に原因があるものとしている。本実験の結果はヒズミの絶対値をぬきにすれば、Henkel⁹⁾ の結果に一致する。

間ゲキ水圧特性も PS と AS とは異なっており、PS の方が AS よりもその発生量は大きい。弾性論の仮定によれば、間ゲキ圧係数 A_g は PS の方が AS よりも大きいことになるが、実験結果によれば必ずしもそうはならないことを示している。す

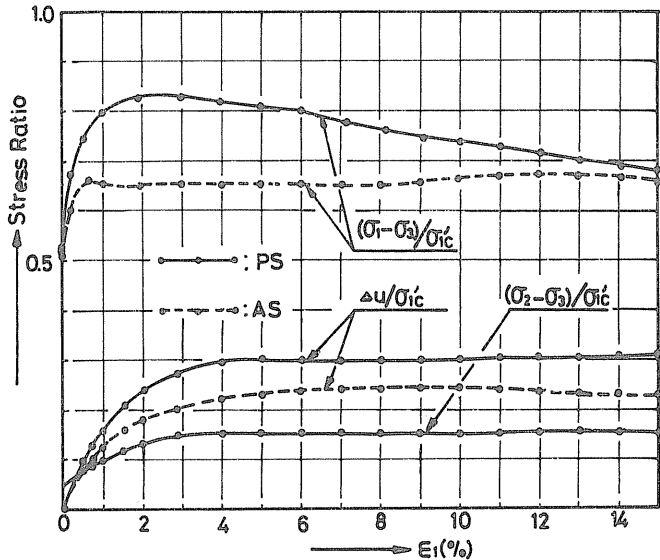


Fig. 3

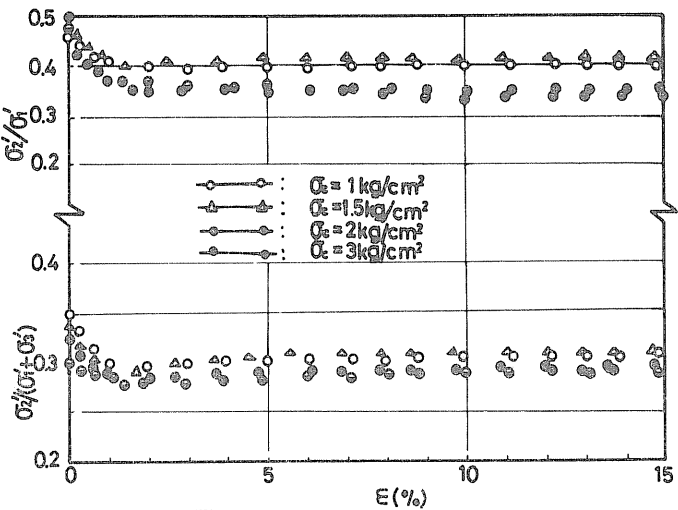


Fig. 4

なわちP点およびA点の A_f 値はそれぞれ、1.12、1.30となっているが、このことは次のように説明される。つまりP点の $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を与えるヒズミがA点にくらべ小さく(2~3%)、この時間ゲキ水圧 u は上昇傾向にあるが、一方A点では $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ を与えるヒズミが10~12%と大きく、その時 u がほぼ一定値に達している。さらに $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 値は、P点の方がA点よりも大きくなっていることから、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 時の A_f 値はA点よりも小さいことになる。以上のようにP点の方がA点よりも、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ および u の発生量が大きいのは、中間主応力の存在つまり変形条件が主たる要因と考えられる。

次に図-4は平面ヒズミ状態において発生する中間主応力 σ_2 を σ_1 および $(\sigma_1 + \sigma_3)$ との比で示したものである。せん断初期部分においてプレストレスの影響を受けているようにみえるが、この現象は拘束板を供試体にタッチさせておいて行なった試験および圧密完了後にタッチさせて行なった試験の両者について認められたものである。このせん断初期部分を除けば、Henkel⁵⁾らの結果とは異なり、ヒズミに無関係にほぼ一定値となっている。Henkelらの結果で一定値とならないのは、ボルトで緊結した拘束板を用いているため、拘束板と供試体との間の摩擦が大きいためと思われる。

	K_0	$K_0/(1+K_0)$	$\sigma_2'/(\sigma_1' + \sigma_3')$
(1)Au thors	0.48	0.32	0.30
(2)Henkel ⁵⁾	0.58	0.37	0.40
(3)Campanella ⁶⁾	0.55	0.35	0.37
(4)Sketchley ⁹⁾	0.64	0.39	0.40

TABLE-1

K_0 圧密を受けた供試体は、せん断開始前において $\sigma_2' = \sigma_3' = K_0 \sigma_1'$ の関係にあるが、ここで弾性論において平面ヒズミ条件($\epsilon_2 = 0$)を適用すると次式が得られる。

$$\frac{\sigma_2'}{(\sigma_1' + \sigma_3')} = \frac{K_0}{(1 + K_0)} \quad \text{--- ①}$$

①式の左辺はヒズミの影響を受けずに一定値となることが実験結果より判明しているので、圧密条件(K_0)と対応することになる。表-1にこれらの値を他の研究者の結果とともに示してある。必ずしも①式を満足しているとはいえないが、良い相関を示しており、平面ヒズミ状態での σ_2 の相対的な大きさを K_0 値から推定できるのではないかと考えられる。

(4-3). 応力経路と強度定数

せん断にともなう主応力の推移を示すために、主応力空間内に一つの平面を考え、その面上の直応力とせん断応力の変化を表示したのが図-5である。応力経路が同一点から出発するようにそれぞれの直応力、せん断応力を圧密終了時の直応力で除してある。まず図-5(a)は、最小主応力軸と45°をなし、中間主応力軸に平行な面上の応力経路を示している。つまりMohr-Coulombの破壊規準に対応するものであり、P点において発生する中間主応力の存在を考慮していない応力経路である。この場合は、A点とP点でその挙動に大きな相違が認められ、しかも $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ および $(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$ 時のいずれにおいてもP点の方がA点のそれよりも大きいことが明らかである。したがってMohr-Coulomb規準では平面ヒズミ状態の挙動を統一的に表現できないことになり、中間主応力を考慮した面上で考える必要があることがわかる。

(b)図は主応力空間において原点を中心とした正八面体の一つの面を考え、この面上の直応力 σ_{oct} とせん断応力 τ_{oct} の推移を示したものである。この面上においてもPSの径路がASのそれよりも上側で推移しているが、 $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})_{max}$ にてはかなり良い一致を示しているのが認められる。このような面上の応力比によって土の破壊が規定されるとするのはVon-Mises系の考え方である。

(c)図は松岡¹⁹⁾が、微視的考察から得たモービライズド面の概念を発展させ、この面に三主応力が異なる場合の応力-ひずみ挙動を统一的に表現できるように提案している面(SMP)上に着目した場合の応力径路を示したものである。この場合もPSの径路がASのそれよりも上側で推移しているが、(a), (b)の応力径路より接近しており、 $(\tau/\sigma)_{max}$ においても良い一致が認められる。以上3つの破壊規準によって得られる、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$, $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})_{max}$, $(\tau/\sigma)_{max}$ はいずれも土の内摩擦角 ϕ に対応するものであるが、これらの値を、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 時の値とともに表-2に示してある。

PSとASの ϕ 値は、Mohr-Coulombによるものを除けば、良好な一致をみている。しかしここで考慮すべきことは、PS試験より得られている b 値 $\{=(\sigma_2 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)\}$ によって松岡の提案するSMPは変化するが、本実験での b は、ほぼ0.7であり、この程度の b 値であると松岡のSMPは正八面体降伏面に接近しているため、本質的な比較になり得ないという可能性がある。この点に関しては、 b の値を種々変化させて実験を行なう必要があるが、目下その一部として、Extension状態でのPS試験を実施中である。

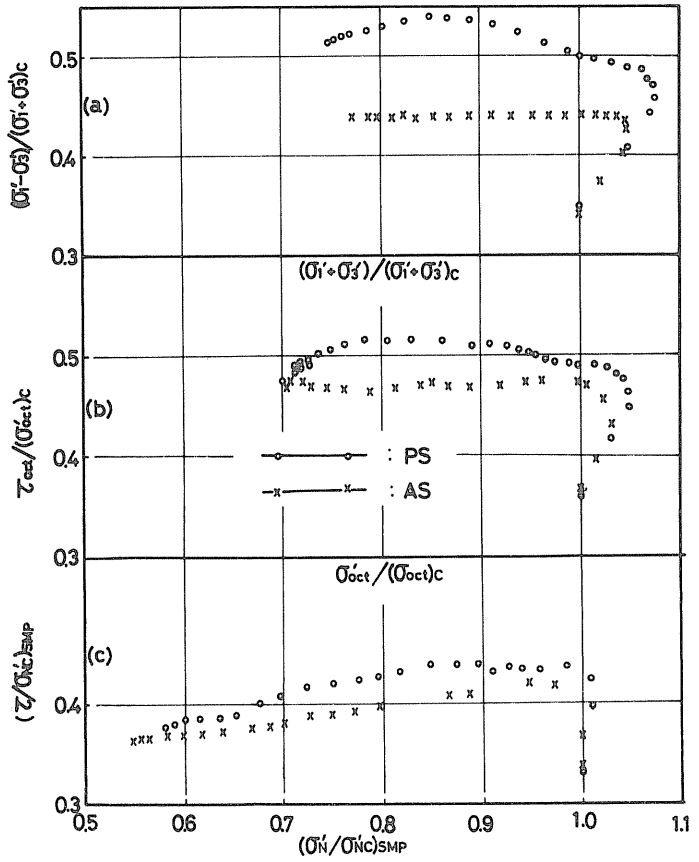


Fig.5

	$(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$		$\tau_{oct} / \sigma'_{oct}$		$(\tau / \sigma'_N)_{SMP}$		Su/p
	$(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)_{max}$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{max}$	$(\tau_{oct} / \sigma'_{oct})_{max}$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{max}$	$(\tau / \sigma'_N)_{max}$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{max}$	
PS	0.673	0.666	0.660	0.648	0.657	0.644	0.369
AS	0.576	0.573	0.675	0.668	0.664	0.658	0.343

TABLE - 2

(4-4). 動員摩擦角とヒズミの関係

上述した3種の平面について、せん断応力と直応力の比(動員摩擦角)と軸ヒズミの実験をプロットしたのが図-6である。(a)図は45°面上、(b)図は正八面体面上、(c)図はSMP上のものである。平均主応力を考慮していない(a)では、ASとPSご大きな相違が認められる。(b)ではせん断の初期においては、PSの方がASよりも

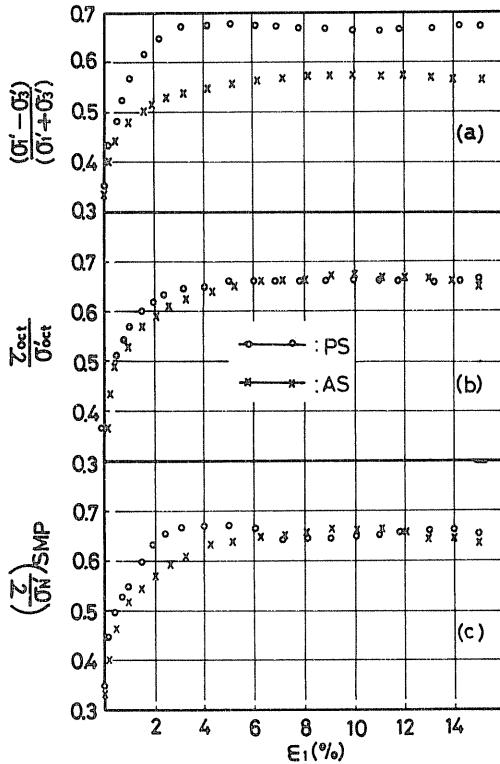


Fig. 6

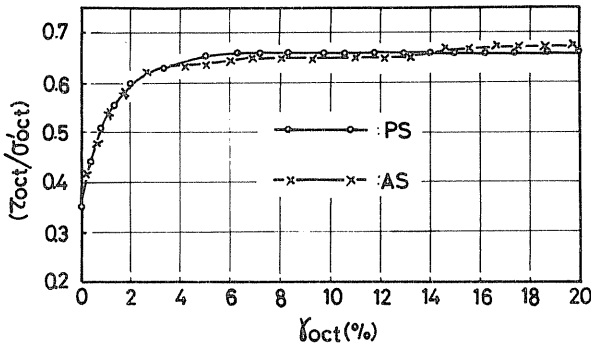


Fig. 7

(4-5). 間ゲキ水圧(ダイレイタンシー) 特性

せん断中の供試体内に発生する間ゲキ水圧 Δu と、供試体に作用する平均主応力の変化量 $\Delta \sigma_{oct}$ との差 Δu_s は、ダイレイタンシーに関連する量である。ダイレイタン

しやかに大きめの応力比(動員摩擦角)が得られているが、 $\varepsilon_1=5\sim 6\%$ 付近でかなり良く一致していることがわかる。(c)では $\varepsilon_1=6\%$ 付近まではPS, ASの差が大きく、しかもPSの応力比がASに比べて大きいことが示されている。6%以後はほぼ両者は一致してくるようである。

次に正八面体面上(b)の場合、軸ヒズミ ε_1 の代わりに、正八面体せん断ヒズミ γ_{oct} でこの関係を整理すると図-7のように示される関係が得られる。但し γ_{oct} は次式にて表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{oct} &= \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \\ \gamma_{oct(AS)} &= \sqrt{2} \cdot \varepsilon_1, \quad \gamma_{oct(PS)} = \frac{2}{3} \sqrt{3} \cdot \varepsilon_1 \end{aligned} \right\} \text{--- ②}$$

図-7より明らかのように、 $\tau_{oct}/\sigma_{oct} \sim \gamma_{oct}$ の関係はAS, PS両試験ともほぼ同一の曲線上にある。このことは正八面体面上で考えた応力-ヒズミ挙動を、 γ_{oct} によればかなり統一的に表現できることを示唆している。この実験結果は、Campanella⁸⁾らの結果と一致するものである。 $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})_{max}$ すなわちCritical Stateに到達するせん断ヒズミ γ_{oct} は、AS, PS両試験でほぼ6~7%である。またPS, ASに対する $(\tau_{oct}/\sigma_{oct})_{max}$ の値はそれぞれ、0.660, 0.675である。

シーは土粒子で構成される構造骨格がせん断変形を起す際に土粒子同志の接触点で、スベリや回転が起るために発生するものであるから、せん断ヒズミやせん断応力と深い関係をもっているはずである。L₀は正規圧密粘土に対する繰返し載荷の実験結果から、発生間ゲキ水圧の塑性成分 Δu_s を、圧密終了時に土粒子骨格が支持した応力が塑性変形によって間ゲキ水圧に変換していくものとし、圧密時の土粒子骨格応力によって一義的に決定され、非排水せん断時の変形条件によらないとしている。図-8に Δu_s と ϵ の関係を示して

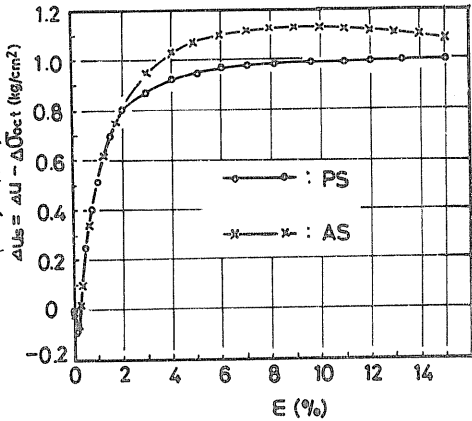


Fig.8

あるが、PSとASで $\epsilon = 2\%$ まではほぼ一致しているが、これ以後では大きな相違が認められる。これは正八面体せん断ヒズミ σ_{oct} でプロットしても同様な傾向にある。L₀の仮定が正しいとすれば、ASとPSは同一の曲線上にのるはずであるが、2%以後そうならないのは彼の次の仮定が実際と対応しないためであると思われる。つまり発生間ゲキ水圧 Δu を、弾性変形にもとづく Δu_e と塑性変形による Δu_s に分離できるとし、その弾性成分に対して $\Delta \sigma_{oct}$ を対応させているが、この仮定によると、すべてのせん断ヒズミ域において $\Delta \sigma_{oct}$ と Δu_e が等しくなり、弾性変形が対応することになる。しかし同一の $\Delta \sigma_{oct}$ であっても、大ヒズミ域では弾性変形は小さいと考えられる。この実験結果から、発生間ゲキ水圧(ダイレイタンシー)特性はせん断ヒズミと直接関連づけることはできないことを示している。

(4-6). 非排水せん断強度 S_u

非排水せん断強度 S_u と鉛直圧密圧力 $P (= \sigma_{vc})$ の関係は、AS, PS両試験ともほぼ原状を通る直線関係を満足している。AS, PSそれぞれの S_u/P 値は、0.343, 0.369となっており、PSの方が約7%大きくなっている。ちなみにHendel²⁾は約8%, Ladd³⁾らは約5%の差があるとしている。このことから S_u/P 値は変形条件つまり中間主応力の影響を受けていることがわかる。

{5} 結論

以上のべてきたことをまとめると、本実験の結果からつぎのような結論が引き出せる。

1) PASおよびAS試験により、本実験に用いられた供試体では供試体形状の相違が強度、変形特性におよぼす影響はほとんどない。

2) 中間主応力 σ_2 は、応力-ヒズミ挙動、応力経路、発生間ゲキ水圧(ダイレイタンシー)および強度定数に影響をおよぼしていることが認められた。

3) 2)の結果より平面ヒズミ状態を含めて、一般に三主応力が異なる条件下では、破壊時の応力条件を統一的に表現するために、中間主応力を考慮したパラメーターが必要であり、本実験結果では、Von-Mises系あるいはSMP上のそれと比較的よく一致した。

4) 平面ヒズミ状態で発生する σ_2 の相対的な大きさ、つまり (σ_2/σ_1) の値はヒズミと無関係にはほぼ一定値をとり、その値は0.3である。またこの値は圧密終了時の K_0 値から推定が可能であることを示した。

5) 変形条件のちがいによる発生間ゲキ水圧(ダイレイタンス)特性の相違を、 $\Delta u_s = (\Delta u - \Delta \sigma_{oct})$ とせん断ヒズミの関係で統一的に説明することはできない。

6) 動員摩擦角とヒズミの関係は、 $\sigma_{oct}/\sigma_{oct} \sim \sigma_{oct}$ で整理するとA.S, P.Sともにはほぼ同一の曲線上にあり、正八面体面上の応力とせん断ヒズミで規定されようである。

7) su/p 値はP.Sの方がA.Sにくらべ、約7%大きい。

8) 現在多く用いられている軸対称試験結果を、平面ヒズミ状態にある原位置に適用することは、 $\varphi = 0$ 法および $U_C - \varphi$ 法のいずれを用いても、常に安全側にあるが不経済な設計となる可能性がある。

{6} むすび

以上の報告は圧縮状態についてのみであるが、現在Extension状態に関して平面ヒズミ、軸対称両条件下で実験を行なっている。これについては、別途報告したいと考えている。

本文は、北郷・三田地の指導の下に昭和47, 48, 49年度修士論文として三浦、前川拓美および田中陽一両君および昭和50年度卒論研究として橘孝則、佐藤正朝両君の実験結果の一部をとりまとめたものである。なお実験に際して、工藤豊攻官の協力を得た。記して深甚なる謝意を表する。

{参 考 文 献}

- 1). 北郷・三田地・三浦；平面ヒズミ試験機の試作と二、三の実験結果，才28回年次学術講演会概要集，1973
- 2). 北郷・三田地・前川；平面ヒズミ条件下での粘性土の強度特性について，才29回年次学術講演会概要集，1974
- 3). 北郷・三田地・田中；平面ヒズミ条件下での粘性土の強度特性について(才2報)，才30回年次学術講演会概要集，1975
- 4). Shibata & Karube ; Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clay, Proc. 6th ICSMFE, 1965
- 5). Henkel, D.J. & N.H. Wade ; Plane Strain Tests on Saturated Remoulded Clay, Proc. ASCE, Vol.92, SM6, 1966
- 6). M.P. Habib ; Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Shearing Strength of Soils, Proc. 3rd. ICSMFE, Vol.1, 1950
- 7). 北郷・三田地・唐午；粘性土の強度特性におよぼす圧密時間の影響(才3報)，才8回土質工学研究発表会，1973
- 8). Vaid, Y.G. & R.G. Campanella ; Triaxial and Plane Strain Behaviour of Natural

Clay, Proc. ASCE, Vol. 100, SM3, 1974

- 9). Sketchley, C.J. & Bransby, P.L.; The Behaviour of an Overconsolidated Clay in Plane Strain, Proc. 8th ICSMFE, Vol 1, 1970
- 10). 松岡; 3主応力下の土の応力-ひずみ関係について, 京大防災研究所年報, 才16号B, 1973
- 11). Lo, K.Y.; The Pore Pressure - Strain Relationships of Normally Consolidated Undisturbed Clays, Part I Theoretical Considerations, C.G.J. Vol. 6, 1969
- 12). Ladd, C.C.; Strength Parameters and Stress - Strain Behaviour of Saturated Clays, M.I.T. Special Summer Program 1-34S, 1971

石狩泥炭地の工学的性質について

日本道路公団
同上

中出尚夫
栗原則夫

1. まえがき

現在、日本道路公団が建設をすすめている北海道縦貫自動車道のうち、札幌市、江別市、栗沢町および岩見沢市を結ぶ札幌～岩見沢間（総延長約32km）は、江別市野幌付近の丘陵部約5kmを除く約27kmが「石狩泥炭地」と呼ばれる軟弱地盤上に計画されている。この石狩泥炭地は、その軟弱性のために、これまで土木工事の建設に数多くの障害を与えてきた。とくに、道路や河川堤防のような盛土の建設にあたっては、地盤の側方流動による破壊や非常に大きな沈下、さらには完成後長期間にわたる過大な残留沈下や不同沈下など様々な問題が生じている。したがって、札幌～岩見沢間の軟弱地盤上の高速道路建設にあたっては、同様の様々な困難が予想される。

このような泥炭性の軟弱地盤は、北海道以外にも存在し、工学的性質のみについていえば、北海道の泥炭も北海道以外のそれとほとんど差異はないといわれている。しかし、札幌～岩見沢間の軟弱地盤の特質は、そこに道路を建設するという立場からいえば、その軟弱性という質の面はもちろんのこと、それ以上にその規模がかなり大きくという量の面にあるといえよう。

この報告では、札幌～岩見沢間の軟弱地盤について、これまで実施した土質調査の結果得られた石狩泥炭地の工学的性質についての若干の知見について述べる。

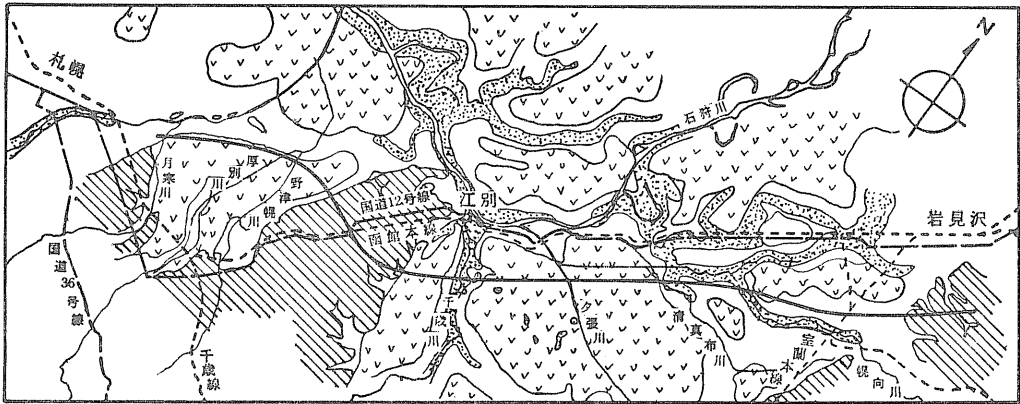
2. 地形および地質

石狩低地は、西北部を石狩湾に面し、周囲をオオニ結の山地や洪積層より成る丘陵などに囲まれた日本有数の沖積低地で、その北部は石狩川沿いに深川付近にまで達している。標高は5～7m程度の部分が多く、低地内を石狩川とその支川（札幌～岩見沢間では、千歳川、夕張川、清真布川、幌何川など）が蛇行して流れ、自然堤防、旧河道、三日月湖などが発達している。これらの河川間や海岸砂丘の背面は後背湿地化し、その表層部には厚さ5mを越える軟弱で圧縮性の高い腐植土層（泥炭層）が広く分布している。石狩低地が一般に「石狩泥炭地」と呼ばれるゆえんである。

図-1に示すように、北海道縦貫自動車道のうち札幌～岩見沢間の計画路線は、石狩川の南側沿いに石狩低地をほぼ東西に横断するように位置している。計画路線沿いの地形は、江別市野幌付近に南から張り出している丘陵性の洪積台地がある。この台地の札幌側と岩見沢側にそれぞれ沖積低地が位置している。この台地は「野幌丘陵」と呼ばれ、その構成層である洪積層は「野幌層群」と総称されており、石狩低地の沖積層の基盤として広範囲に分布するものと推定されている。野幌丘陵の標高は、北方へほぼ5/1000程度の勾配で低減しており、計画路線付近では30

~40 mである。沖積低地は、地形的には札幌側は全体的に標高5~7 mと低く、岩見沢側は江別太地区で6~7 mともっとも低く、岩見沢へむかふと標高は漸増しており、札幌側から東では10~15 m程度である。地質的にみれば、この沖積低地を構成する沖積層は最大層厚35 mにも達する軟弱層であるが、表層部の腐植土層の下位に分布する粘柱土を主体とした地層は、野幌丘陵を境にその性格を異にしている。すなわち、札幌側では、ほぼ一貫した海成の層相を示しているのに対して、岩見沢側は、内湾成乃至湖成と推察される。

沖積層と洪積層の境界面は、「支笏火山噴出物（浮石流および降下浮石堆積物）」の上面である。岩見沢側にはこの噴出物は分布していないが、札幌側で確認される同噴出物直下の砂レキ層に対比される砂レキ層（俗に「30 mレキ層」と呼ばれる）の上面が境界面と考えられる。



「石狩沖積低地地質図」参照

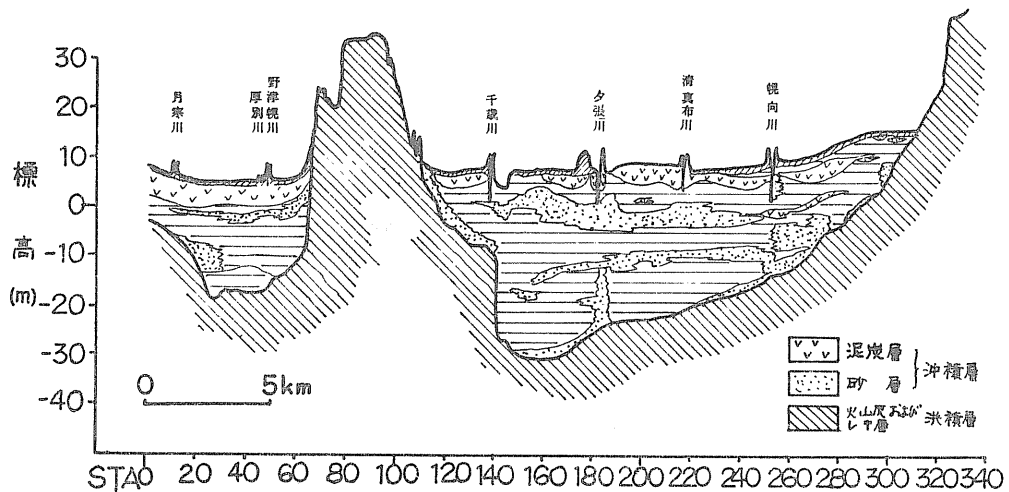


図-1 概略の地質平面図および縦断面図

沖積層と洪積層の境界面の標高は、場所によって相当変化している。札幌側では、月寒川以西で-3~-5mと高いが、月寒川以東で段々低下し、もっとも低いところでは-20m近くとなっている。岩見沢側では、国道337号線付近で-30mともっとも低く、それ以東では緩やかに高くなって清真布川付近では-25m前後であり、さらに岩見沢へ向って起伏をもたないながら上昇し、幌加川付近で-12~-15m程度となり、国道224号線付近で丘陵部へ接続している。以下、主として計画路線沿いの沖積層の地層構成について述べる。

3. 地層構成

札幌～岩見沢間の沖積層は、標高-10~-15m付近を境界に、約1万年以前の進積層(A層)とそれ以後の堆積層(Az層)に分けて考えることができる。この境界は海進時の一時的な海面停滞あるいは低下によってもたらされたもので、砂層をとまなうことが普通である。Az層は、さらに腐植土、砂質土が優勢な層(Az-2層)と粘性土を主体とする層(Az-1層)に分けられる。Az-2層は河成および後青濠地成の層相を示す層で、約5000年前以後の最新の堆積層である。このうち砂質土層(As-2層)は、シルト分に富む細砂層で、月寒川～野幌川間および千歳川～幌加川間でくに優勢である。腐植土層(APz-2層)は、千歳川～越後沼間や旧清真布川付近など旧河道部で欠けている以外は、ほぼ全域の表層部に分布しているが、幌加川付近以東では、このAPz-2層の上部にさらに層厚2~3mの粘性土層(Amz-2層)が堆積している。

このようにして札幌～岩見沢間の沖積層を地質区分すれば、表-1のようになる。そして札幌～岩見沢間は、その地層構成の特徴から3つの区間に分けて考えられる。すなわち、札幌～野幌丘陵のオ1区間、野幌丘陵～幌加川間のオ2区間および幌加川～岩見沢間のオ3区間である。

表-1 地質区分

地層	記号	地質	記 事	区間別地層構成			各区間の代表的な土質柱状図
				オ1	オ2	オ3	
上部沖積層	ts	表土等	耕作土、埋土、盛土など	○	○	○	
	Amz-2	粘性土	腐植物混りの軟弱粘性土			○	
	APz-2	腐植土	高含水比極軟の繊維質泥炭	○	○	○	
	Amz-2	粘性土	腐植物混りの軟弱粘性土	○	○	○	
	ASz-2	砂質土	シルト分に富む細粒砂	○	○	(○)	
下部沖積層	APz-1	腐植土	比較的圧縮された泥炭		(○)	○	
	Amz-1	粘性土	粘土、シルト質粘土、腐植物を点在	○	○	○	
	ASz-1	砂質土	粗粒砂が主体	(○)	○	○	
	Am1	粘性土	比較的硬質な低含水比の粘土	○	○		
	As1	砂質土	粗粒砂が主体		○		
洪積層	Dv3	火山灰	支笏火山噴出物	○			
	Dg3	砂質土	野幌層	○	○	○	

各区間の代表的な地層構成は、表-1に示したとおりである。

表-1の地質区分にしたがって各地層の特徴を述べれば、つぎのとおりである。

Ap₂₋₂層は、茶褐色の高含水比、高圧縮性の未分解の繊維質泥炭で、千歳川右岸付近、旧清真布川付近、さらに国鉄室蘭本線以東を除いて全域に分布している。オ1区間、オ2区間では層厚5~6mで表層部に分布するが、オ3区間では上位に2~3mの粘性土層(Am₂₋₂層)を被っており、層厚も1~3mと薄い。含水比は、オ1区間、オ2区間では700%を越える場合が多く、オ3区間は300~600%と多少低い。

Am₂₋₂層は、Ap₂₋₂層にともなって不規則に分布する粘土ないしシルト質粘土で腐植物を少量に含んでいる。とくに上位のAp₂₋₂層との境界部は、軟弱である。オ1区間の月寒川~野津幌川間は、1~2mの薄層で、とくに鋭敏である。オ2区間の千歳川右岸付近では、河川の影響で砂分に富んでいる。含水比は、普通40~70%程度であるが腐植物を少量に含む部分は100%を越え、場合によっては250%近くまで達するものもある。

これらは粘性土層中には存在するが、腐植土に分類できるものであろう。

As₂₋₂層は、標高0m前後に分布するシルト分に富む細砂を主体にした層である。ほとんどの場合、N値は10以下である。オ1区間、オ2区間では、水平方向の連続性は良好で、とくに国道337号線から越後沼付近、夕張川付近で発達しているが、オ3区間では局部的にしか分布していない。

Ap₂₋₁層は、主として清真布川以東約7kmにわたって層厚1.5m前後で連続して分布する腐植土層である。上位のAp₂₋₂層にくらべると比較的圧縮されて硬質であり、含水比も100~400%と低い。

Am₂₋₁層は、粘土ないしシルト質粘土の層である。オ1区間では、比較的均質な層でマキ貝やニ枚貝などの貝片を含むことから海成と考えられるのに対して、オ2区間、オ3区間では、砂分や腐植物を混入しており、全体的に不均質な内湾成ないし湖成の地層と考えられる。層厚は、オ1区間では5~10m、オ2区間では千歳川~越後沼間で7mと厚くなっている以外は5m前後、そしてオ3区間では3~6mである。含水比は、オ1区間では70%前後を示すのに対して、オ2区間、オ3区間では40~50%程度と低くなっているが、両者には粒度組成上の顕著な差異は認められず、堆積環境の違いに由来するものであろう。

As₂₋₁層は、不規則に分布するN値10前後のシルト分に富む細砂層である。夕張川以東では、Am₂₋₁層中にも挟在する。

Am₁層は、N値5~10を不す比較的硬質な粒度ないしシルト質粘土層で、オ2区間では、腐植物を混入する場合があります。層厚も10~15mと厚い。オ3区間には、分布しない。含水比は、オ1区間では50~60%であるのに対して、オ2区間では30~40%を示すことが多く、いわゆる「沖積粘土層」としては非常に低含水比である。

As₁層は、オ2区間の沖積層の基底部に不規則に分布するN値5~10の細砂を主体とした層である。夕張川付近で局部的に発達して最大層厚は12mにも達しており

下部沖積層の堆積時の河道を推定させる。

Dv3層は、オ1区間のみ分布する浮石質の火山灰層で、野幌丘陵上面に分布する火山灰と同じものである。月寒川以西ではAm2-1層の下位で標高-5m前後と浅い部分に存在する。

Dg3層は、Lキ径10~30mmの亜円Lキないし亜角Lキを主体とした粘土を含むLキ層で、層厚は2~9mと不規則に変化する。N値は50~70以上が普通であるが、夕張川付近では、局所的にLキ分が減少したり、マトリックスとして粘土分を含んだりすることで20くらいに低下している。

4. 工学的性質

4-1 調査内容

札幌~岩見沢間の軟弱地盤に関する土質調査は、つぎのような内容で実施している。

- (1) 主要な地点では、機械ボーリングを実施し、一連の土質試験を実施する。
- (2) サンプルは、浅層部(10~15mまで)はフォイルサンプリングとし、それ以下はシンウォールサンプリングとする。
- (3) 主要地点では、同時にオランダ式コーン貫入試験を実施し、機械ボーリングの結果との対応関係をつかむ。
- (4) 主要地点の中間は、オランダ式コーン貫入試験を実施し、強度および地層区分を把握する。
- (5) 土質試験は、物理的性質については、比重、粒度組成、コンシステンシー、液性指数、含水率、含水量の各試験、力学的性質については、一軸圧縮、三軸圧縮、標準圧縮の各試験を実施する。
- (6) その他必要に応じて、標準貫入試験、ベーンせん断試験、横方向K値試験などの原位試験を実施する。

4-2 物理的性質

泥炭(腐植土)の定義は、地質学、土壌学、農業など各分野で様々であるが、近年はわが国の泥炭の特性を考慮して、有機物含有量20%以上のものを工学的傾向にあり、工学上もこれに於いて有機物含有量20%以上を泥炭の一応の目安とすることが多々ようである。

図-2に腐植土層(APz-2, APz-1)および粘土土層

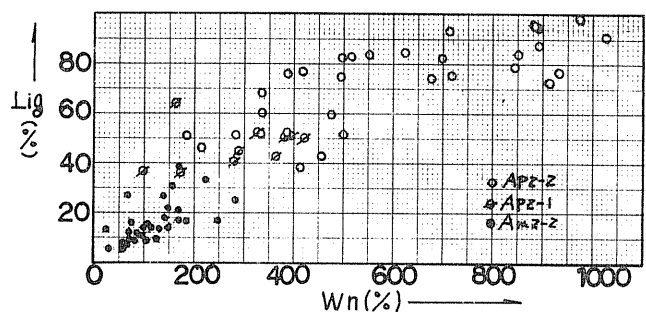


図-2 Lig ~ Wp 関係

(A_{mz-z})の飽熱減量(=有機物含有量) Lig と自然含水比 W_n の関係を示す。もともと A_{mz-z} 層は、腐植物混りの不均質な層であるため、 A_{mz-z} 層中に含まれていても腐植物を多く含む場合は、図からわかるように $Lig > 20\%$ の場合がある。 $Lig > 20\%$ のものを腐植土と定義すれば、図から腐植土の含水比は $150 \sim 200\%$ 以上であることがわかる。また、図中には、オ1区間に分布する A_{p2-1} 層のプロットが区別してあるが、 A_{p2-2} 層にくらべると、 $W_n = 100 \sim 400\%$ までより圧縮されていること、および $Lig = 40 \sim 60\%$ と有機物含有量も多少少ないことが特徴として指摘できる。

一方、粘性土層について、自然含水比 W_n と液性限界 WL の関係を図-3に示す。 A_{mz-z} 層のプロットは、オ1区間については1点しかないが、どの区間のものも $W_n > WL$ となる場合があることがわかる。これは A_{mz-z} 層に含まれる腐植物の影響と考えられるが、 $W_n > WL$ の粘性土は一般に鋭敏であり、「石狩泥炭」の下位にある粘性土層 (A_{mz-z} 層に対応する) が鋭敏で、従来から道環盛土などの安定土よく問題となっていた事象を裏付ける。 A_{mz-1} 層は、オ1区間のもののみ $W_n > WL$ の傾向があり、オ1区間の A_{mz-1} 層が海成の層相を示すことから鋭敏な海成粘土の特徴を示しているといえる。図-4に湿潤単位体積重量 γ_t と自然含水比 W_n の関係、図-5に自然間ゲキ比 G_n と自然含水比 W_n の関係をそれぞれ示す。

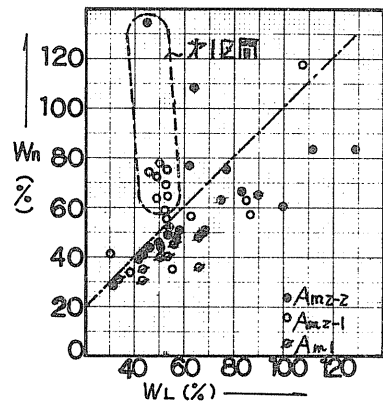


図-3 $W_n \sim WL$ 関係

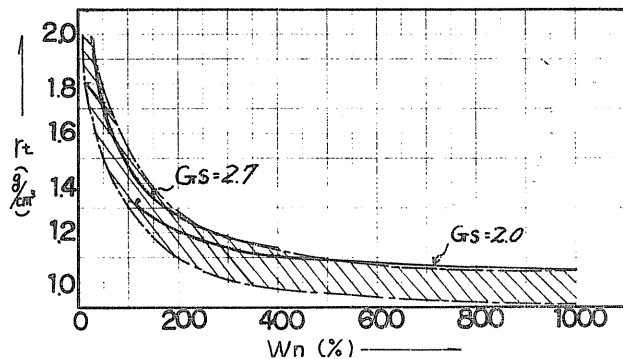
いずれも良好な相関関係がみられるが、 $W_n = 200\%$ 付近が変曲点になっている。

飽和度 100% 、間ゲキ水の単位体積重量を $1/g/cm^3$ とすれば、 γ_t と W_n の間には、比重 G_s をパラメータにして、つぎの関係がある。

$$\gamma_t = 1 + \frac{G_s - 1}{1 + G_s \frac{W_n}{100}} \quad (1)$$

図-4

$\gamma_t \sim W_n$ 関係



また、 e_n と W_n の間には、同じ条件で

$$e_n = G_s \frac{W_n}{100} \quad (12)$$

の関係がある。図-4、図-5には、それぞれ G_s をパラメーターにして、(1)(2)式の関係を示してある。

4-3 力学的性質

図-6に赤土層の $e \sim \log P$ 曲線の例を示す。 $e \sim \log P$ 曲線は、 W_n をパラメーターにまとめられることがわかる。このように腐植土層を含めて軟弱地盤赤土層の $e \sim \log P$ 曲線が W_n を

パラメーターにして曲線群をなすことは、従来から指摘されてあり、札幌-岩見沢間の場合も、図-5の $e_n \sim W_n$ 関係、および図-6の $e \sim \log P$ 関係からそれぞれ設計曲線を定めれば、各層の W_n を知ることにより圧密沈下量を計算することができる。

図-7に圧密降伏応力 σ_c と有効土被り荷重 γz の関係を示すが、各層とも $\sigma_c > \gamma z$ で $\gamma z > \text{過圧密}$ であることがわかる。圧縮指数 C_c と W_n の関係は、図-8に示すような相関関係があり、腐植土($W_n > 200\%$)の場合、石狩泥炭について通常報告されている値($C_c = 3 \sim 11$)と同じである。

つぎに強度については、全体的に深度とともに強度は増加する傾向にあるが、表-2に、各層の一軸圧縮強度 σ_u の一例の目安を示す。

オランダ式コーン貫入試験によるコーン強度 σ_c と一軸圧縮強度 σ_u の関係を各区間別にまとめたとのが、図-9である。オ1区間、オ2区間では、浅い層から順次強度が大きくなっていくことがわかるがオ3区間については、各層の強度にあまり差がないのが特徴である。 σ_c と σ_u の間には、 $\sigma_c = (8 \sim 16)\sigma_u$ の関係がみられる。

原位強度 σ_u と σ_c とは別にベーンせん断強度 τ を測定しているが、 σ_u との関係を示すと、図-10のようになる。 $\sigma_u/2$ で定義するせん断強度と比較して相対的に、石狩低地の他の実測値も同様の傾向を示している。

最後に強度増加率 $m (= \sigma_p)$ について述べる。図-11、12は、三軸圧縮試験から得られた強度増加率 m を自然含水比および塑性指数 I_p に対してプロットしたものである。腐植土、粘粒土ともに $m = 0.4 \sim 0.8$ という値が得られている。腐植土については、一般に $m = 0.5 \sim 1.0$ といわれているが、ほぼ同じ傾向を示しているが、粘粒土の場合一般に

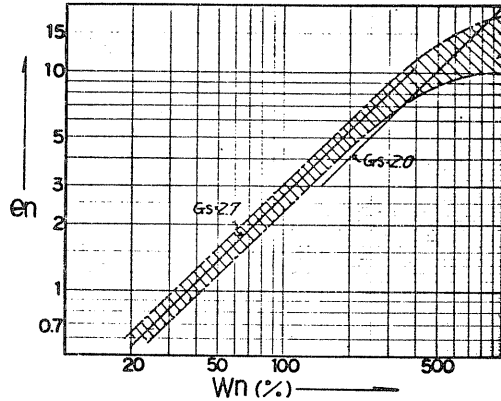


図-5 $e_n \sim W_n$ 関係

表-2 各層の σ_u の値 (単位は kg/cm^2)

土質	地層	オ1区間	オ2区間	オ3区間
腐植土	APz-2	< 0.2		$0.2 \sim 0.4$
	APz-1	—	—	$0.2 \sim 0.6$ ($0.8 \sim 1.4$)
粘粒土	Amz-2	$0.1 \sim 0.5$		
	Amz-1	$0.2 \sim 0.5$	$0.3 \sim 0.6$ ($0.7 \sim 1.0$)	$0.4 \sim 0.6$
	Am1	$0.4 \sim 0.8$	$0.6 \sim 1.4$	—

注) ()内は局所的な値

いわれている値より相当大きい。また、 $C_u = \frac{e}{m}$ と1マ圧密降伏応力 P_v との関係から m を推定するとすれば、図-13から腐植土については、図からははっきりとしたことはわからないが、粘粒土の場合は A_{mz-2} 層で $m = 0.25 \sim 0.5$ 、 A_{mz-1} 層で $m = 0.15 \sim 0.25$ の傾向がある。さらに、豊幌地区で計画路線と並行している国道12号線の盛土部での地盤調査から得られた e と有効土被り荷重 q の関係が図-14である。とくにSP 1170の高盛土部の盛土直下の地盤で十分圧密された部分のデータによると A_{p2-2} 層で $m = 0.4 \sim 0.5$ 、 A_{mz-2} 層および A_{mz-1} 層で $m = 0.2 \sim 0.3$ となっている。図-13と考え合わせると、図-14から示されるこの値は、一般設計上の目安となりうると考えられる。

5. あとがき

札幌～岩見沢間の沖積低地約7kmについては、まだ概略的な土質調査が終了段階で、詳細な調査、検討はこれからである。今後さらに進んだ段階で、再度石狩低地の地質学的、工学的性質について報告できる機会があれば幸いに思う次第である。

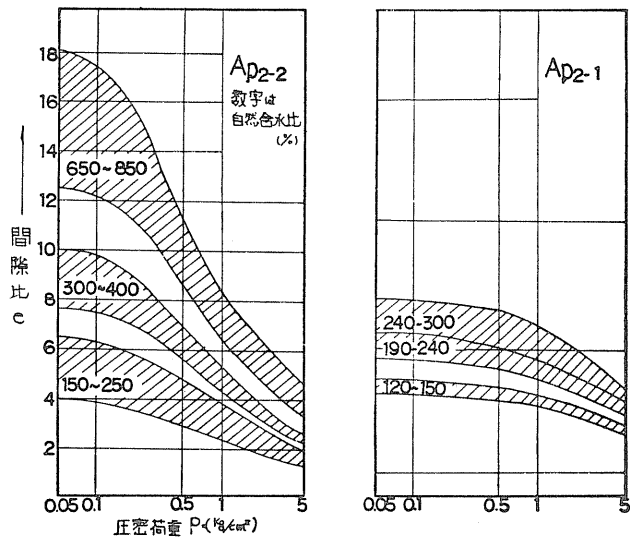
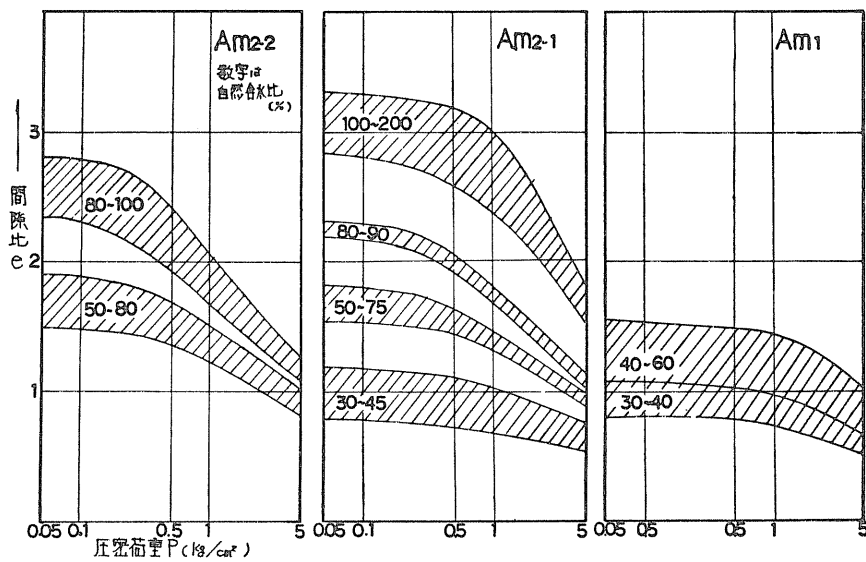


図-6 各層の $e \sim \log p$ 関係



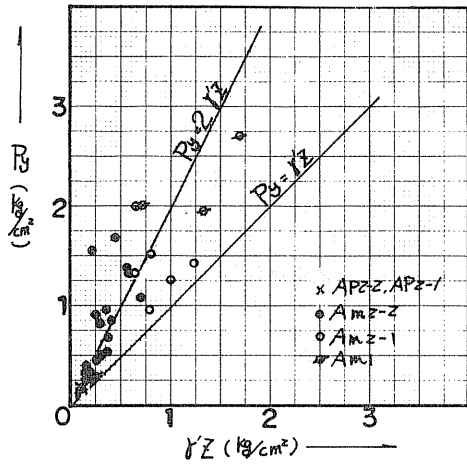


图-17 $\rho_y \sim \sigma'_z$ 关系

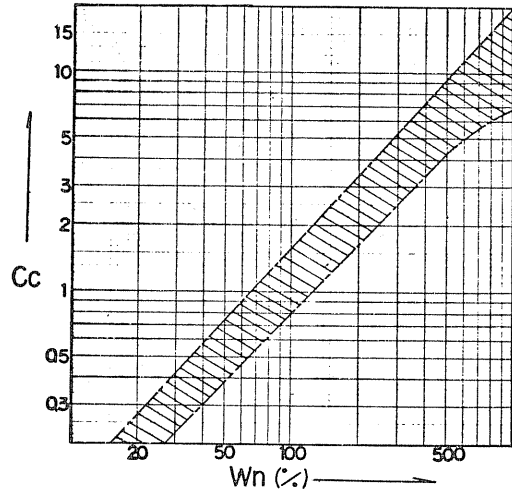


图-18 $C_c \sim W_n$ 关系

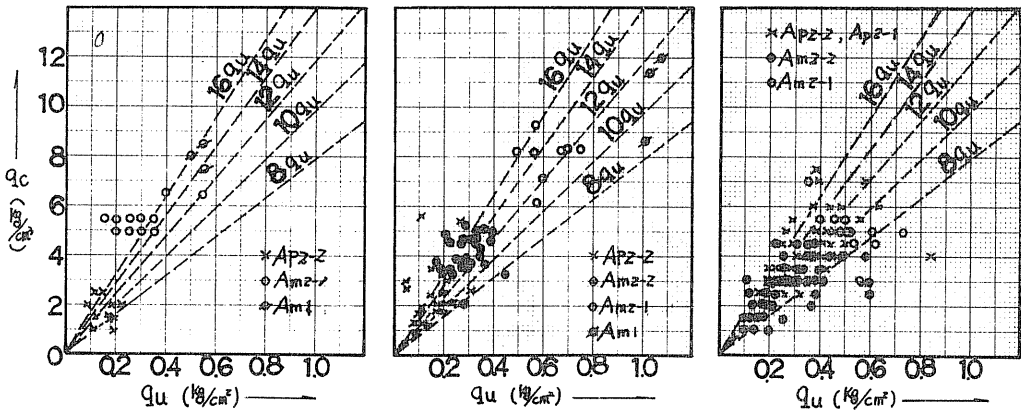
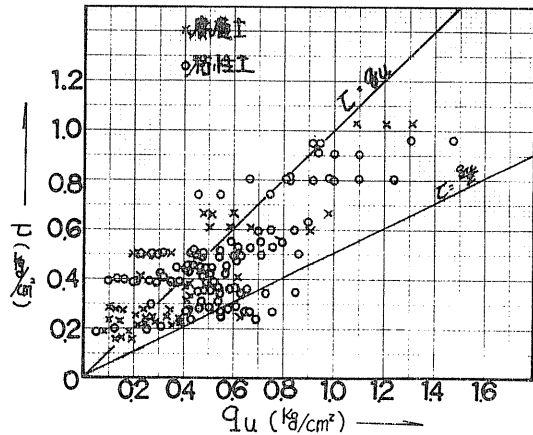


图-9 $f_c \sim q_u$ 关系

(a) 为1区向 (b) 为2区向
(c) 为3区向

图-10 $\tau \sim q_u$ 关系



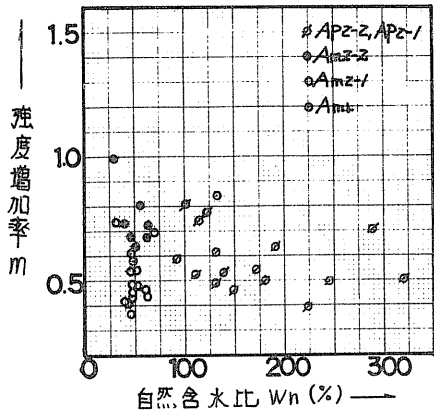


图-11 $m \sim W_n$ 関係 (3軸試験結果)

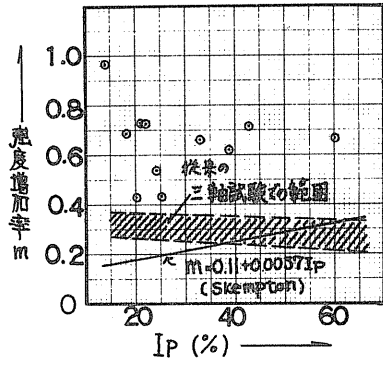


图-12 $m \sim I_p$ 関係 (3軸試験結果)

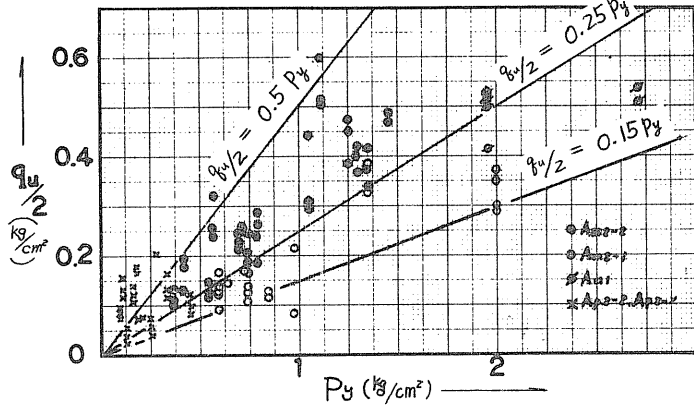


图-13 $q_{u/2} \sim p_y$ 関係

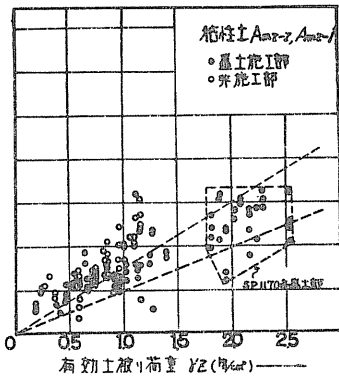
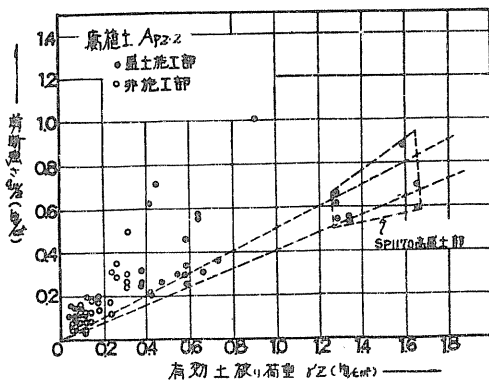


图-14 $q_{u/2} \sim I_p$ 関係 (国道123線豊慢地区)

稲積北部地区の地盤

(生石灰グイ打設による粘土の土性変化)

札幌市下水道局西部工事課 島田 一 功
 大竹 幸 雄
 北海道土質コンサルタント(株) 若松 幹 男
 ○池田 晃 一

1. まえがき

石狩湾沿いに数条の砂丘群が発達し、もっとも内陸寄りの紅葉山砂丘を境として、その陸側は泥炭でおおわれる後背湿地となっている。後背湿地は田園地帯として次第に開拓され、近年は札幌市の発展による都市化の影響もあって、下水管理設などの比較的深い掘削を伴う建設工事が進められるようになったが、基礎工法や掘削工法の採用において地盤上さまざまな問題が生じてきた。これらの問題は表層をおおう泥炭の存在も無視し得ないが、その下に分布する鋭敏な粘土が対象になって生ずる場合が多いように見うけられる。この粘土はチュウ積世のものとしては格別の性質を有するとは言い難いが、たまたま、手稲稲積地区(紅葉山砂丘の西端、やや内陸寄り)において、同粘土を対象とする数多くの調査試験に恵まれ、また、生石灰グイによる地盤改良も行われたので、付近における設計施工などの参考資料になればと考え、粘土の諸性質や改良による変化などを紹介することにした。

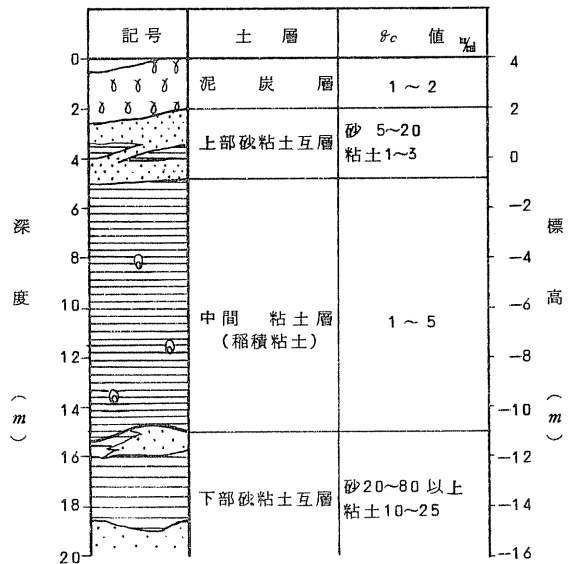
2. 稲積地区の地盤概要

稲積地区の地盤構成を概念的にまとめてみると、図-1のように示すことができる。ここで対象とする粘土は同図の中間粘土であるが、以下においてはこれを便宜上、「稲積粘土」と仮称する。

深度15m(標高-11m)付近から下は、堅い粘土と縮り具合中位の砂が互層状になっており、重構造物の支持地盤となり得るような縮った土層の存在は、深度30mよりも深い。

稲積粘土は所々にカキ貝の化石が混っており、粘土のタイ積時はサロマ湖などのように海水の浸入する汽水湖であったことがしのばれるが、その後、外海との

図-1 稲積地区模式図



WL: 地表面下約 0.5 m

つながりが閉ざされて沼潟となり泥炭がタイ積したものと考えられる。このようなタイ積環境は粘土の性質に大きな影響を与えているであろう。

3. 稻積粘土の性質

3.1 物理的性質

土の分類ではCHに属し、三角座標ではシルト分の配合が多く、上方中央部よりやや右寄りの位置を占めているものがない。(図-2)

比重は図-3にみられるように、 $Gs \approx 2.63 \sim 2.71$ の範囲にあり、一般的な値を示している。

図-2 稻積粘土の分類

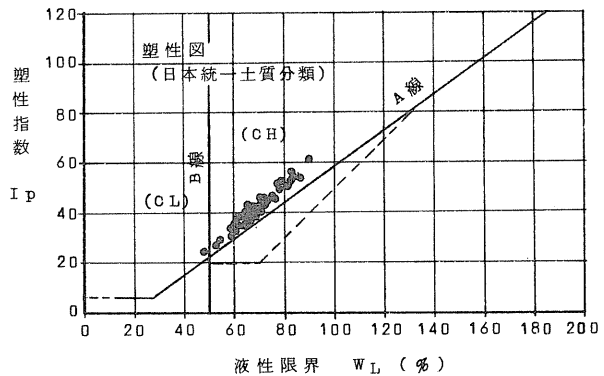
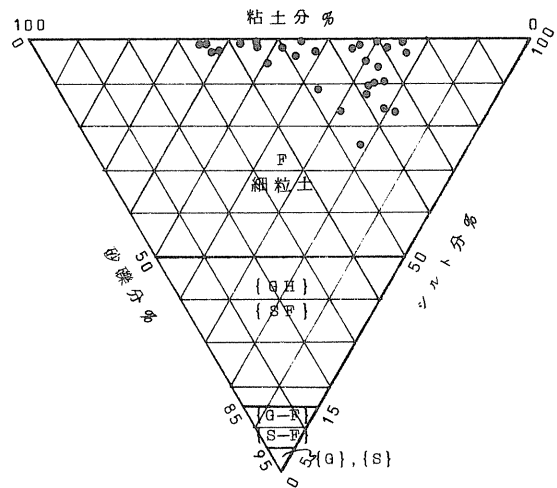
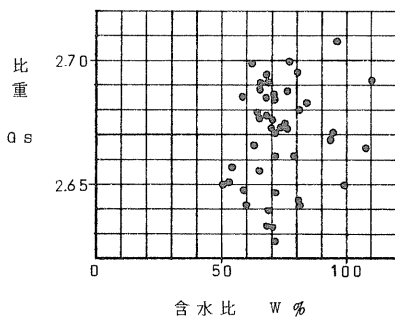


図-3 稻積粘土の比重と自然含水



自然含水比は液性限界を超え、液性指数が1~2の範囲にあるため非常に流動化し易い性質であることが認められる。(図-4)

なお、粒度試験(比重計法)において分散性が非常に悪く、綿毛化現象が著しかったためヘキサメタリン酸ナトリウムを分散剤に用いた。

湿潤・乾燥単位体積重量、間隙比など乱さない状態での物理的性質は、図-5に示すような相関性がみられる。

図-4 自然含水比 W_n と W_L 、 W_P 、 I_L 相関図

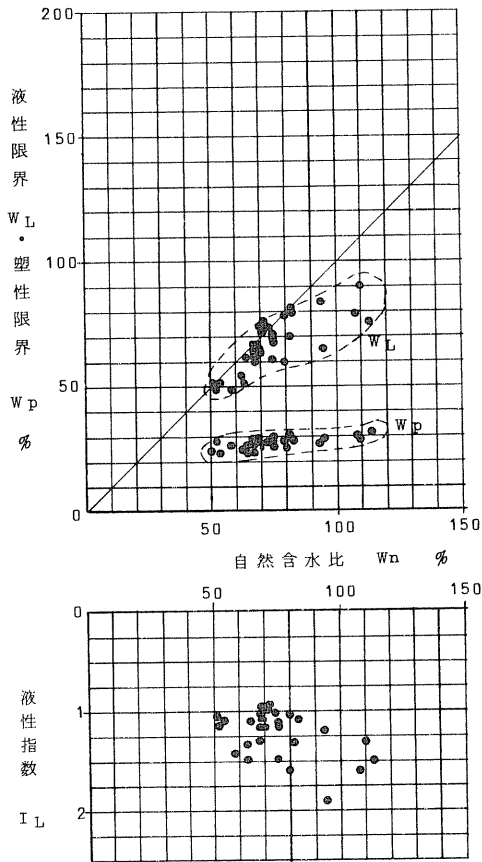
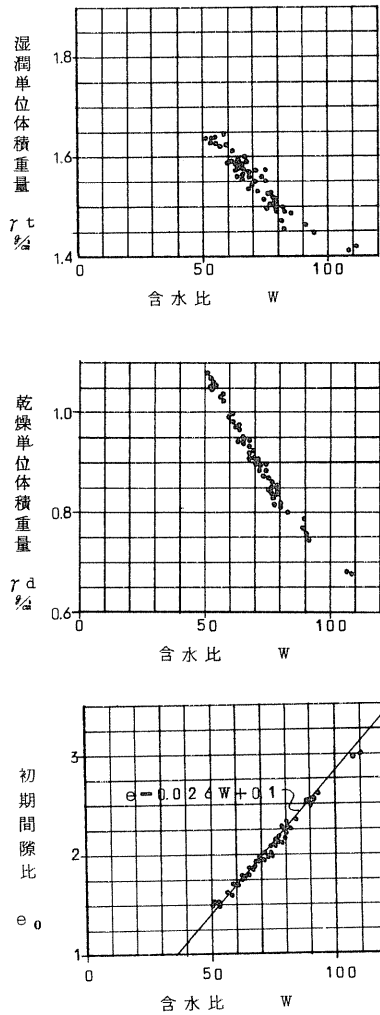


図-5 稲積粘土の密度、初期間隙比と自然含水比



3.2 力学的性質

一軸圧縮強さは深くなるにつれ増加する傾向がみられ、図-6に示すように

$$q_u = 0.04D + 0.025 \quad \% \sigma_a$$

(D : 深さ m)

を平均値として $\pm 0.1 \% \sigma_a$ の範囲にある。また、変形係数 E_{50} は q_u との間に $E_{50}/q_u \approx 50$ の相関性がみられる。(図-15) 一軸圧縮試験の破壊ヒズミは後付図-15に示すように $\epsilon \approx 2 \sim 5$ % であって、鋭敏な粘土にもかかわらず採取時や試料成形的乱れの影響はほとんど受けていない

ようである。

圧密特性は、自然含水比に比例して圧縮指数が大きくなるが(図-7)、圧密降伏応力は含水比よりもむしろ一軸圧縮強さとよい相関性がみられ、図-8に示すように

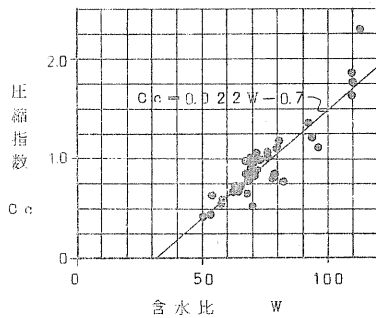
$$P_y = \frac{2}{3} q_u$$

の関係が導かれる。また、有効上載荷重と圧密降伏応力は図-9に示すように

$$P_y = P_0 + 0.15$$

の関係がみられ、0.15%の過圧密地盤と判定されるが、当稲積地区における地質学的見地からは、化学的固結作用によって P_y が大きく現われるのではないかと思われる。

図-7 圧縮指数と含水比



稲積粘土を対象として現地で実物の矢板をパイプハンマーで打設し、その振動が土性にどのような影響を与えたかを比較してみた。その結果は表-1に示すとおりで、振動により地盤はこね返しを受け強度の低下が生じ、圧密降伏応力も小さくなる傾向が認められる。なお、試料採取は同一深度で行ったもので、物理的性質はほとんど同

図-6 稲積粘土の深さにおける一軸圧縮強度

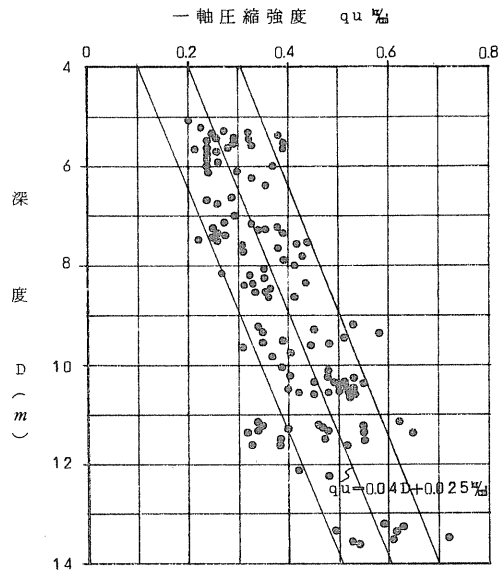


図-8 圧密降伏応力と一軸圧縮強度

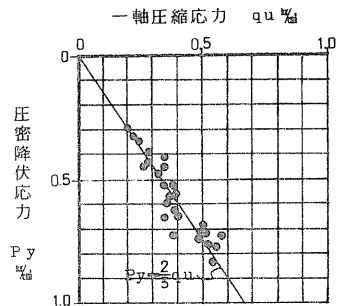
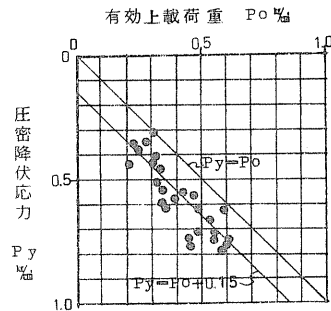


図-9 圧密降伏応力と有効上載荷重



じである。

表 - 1 振動による土性の変化 (深度 7.0 ~ 7.8 m)

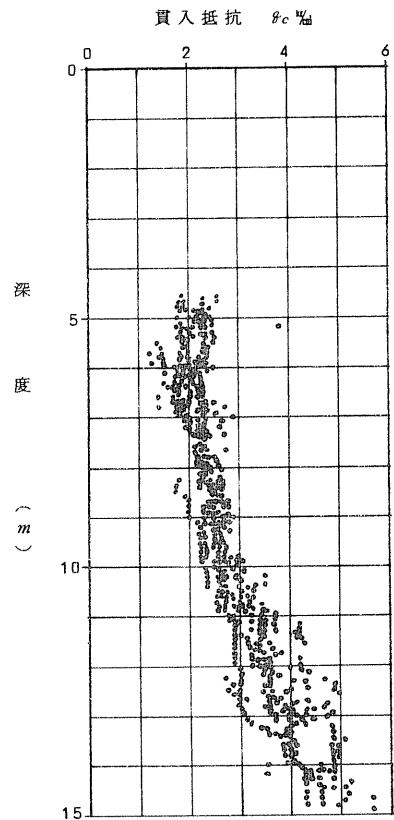
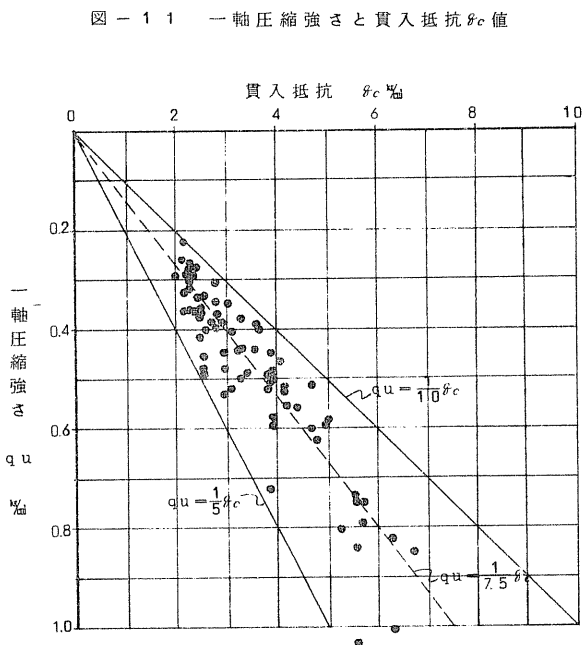
試験値	振動の有無		有/無 %
	無	※) 有	
一軸圧縮強さ q_u %	0.53	0.43	81
変形係数 E_{60} %	2.7	1.7	63
破壊ヒズミ ϵ %	2.9	4.0	138
圧密降伏応力 P_y %	0.85	0.77	91
圧縮指数 C_c	0.29	0.27	91

※) 振動を与えた後5日経過後の試験値

3.3 貫入抵抗 θ_c 値

2 ton型オランダ式貫入試験による貫入抵抗値 θ_c 値の深さ方向における分布は、図-10に示すように、深さ4.5~7m付近までが $\theta_c \approx 1.5 \sim 2.5$ %、以深は0.3 D (D: 深さm) 程度の勾配をもって小さくなっている。

図 - 10 貫入抵抗 θ_c 値の深度分布



ϕ_c 値と一軸圧縮強さ qu とは、図-11のように $qu = (\frac{1}{5} \sim \frac{1}{10}) \phi_c$ の範囲にバラツキがあるが、平均的には、 $qu = \frac{1}{7.5} \phi_c$ の関係が導かれる。したがって、内部摩擦角 $\phi = 0^\circ$ 条件のとき

$$c \approx \frac{qu}{2} = \frac{1}{15} \phi_c$$

の関係式がなりたつ。

4. 生石灰グイ打設による土性の変化

4.1 生石灰パイル打設の概要

稲積地区において地表面下 5 m 前後に下水管の埋設が予定されているが、床付付近より下部に軟弱な稲積粘土が厚く分布しているため、掘削時のヒービング防止や支持効果を目的として、経済性・施工性などの比較検討の結果、生石灰グイ工法の採用が決定され本年夏期に試験工事が行われた。

生石灰グイの配置は大略図-12に示すとおりで、グイ先端は比較的良好な下部の砂・粘土互層地盤に到達するように配慮した。

4.2 物理的性質の変化

稲積粘土の生石灰グイ打設前後における物理的性質の変化は、図-13に示すようになっている。なお、打設後の試験試料は 20 日経過後に採取したものである。

含水比は 10~15% の低下がみられ、液性指数は $I_L \approx 0.8 \sim 1.0$ となった。また、液性限界は若干低下の傾向はあるが、ほとんど変化していないとみてよいであろう。湿潤・乾燥単位体積重量は、含水比の低下に伴って、 γ_t, γ_d は 0.05~0.1% 程度増加し、間隙比は 0.3~0.4 程度低下している。

図-12 生石灰グイの打設

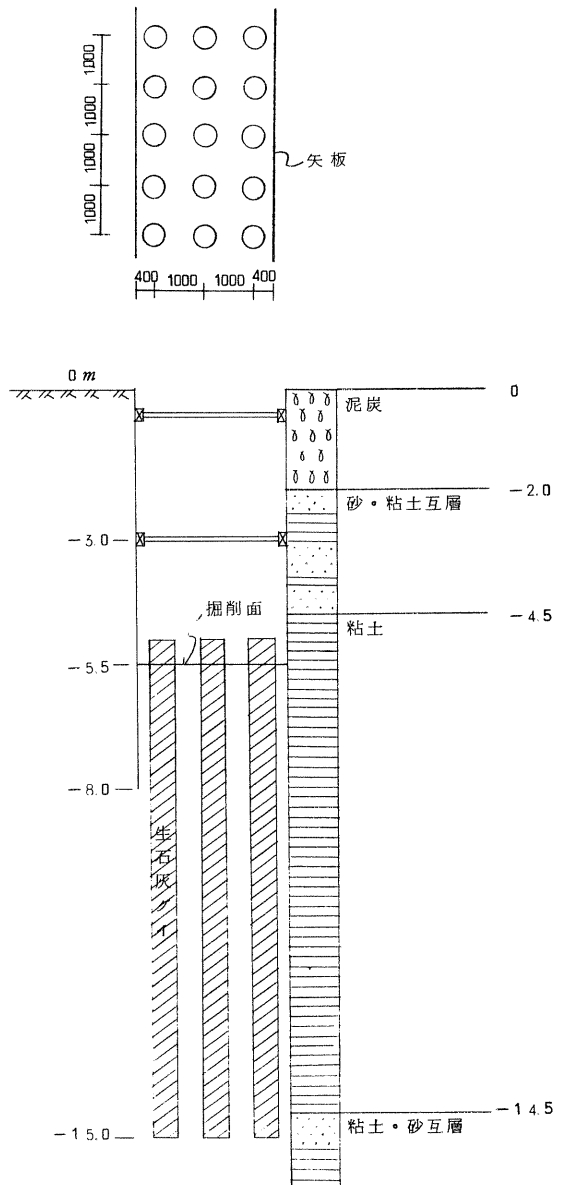
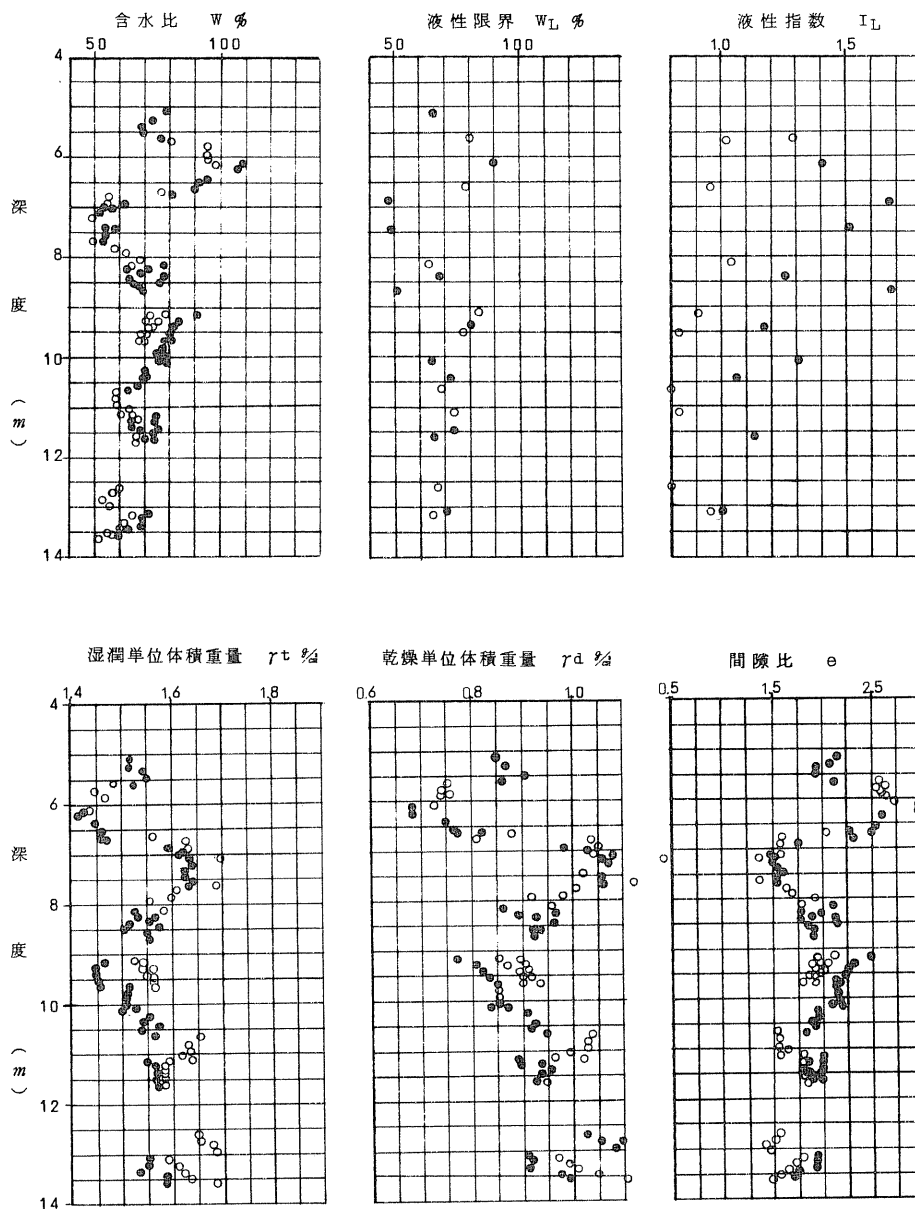


図-13 生石灰グイ打設前後における物理的性質の変化

●打設前
○打設後



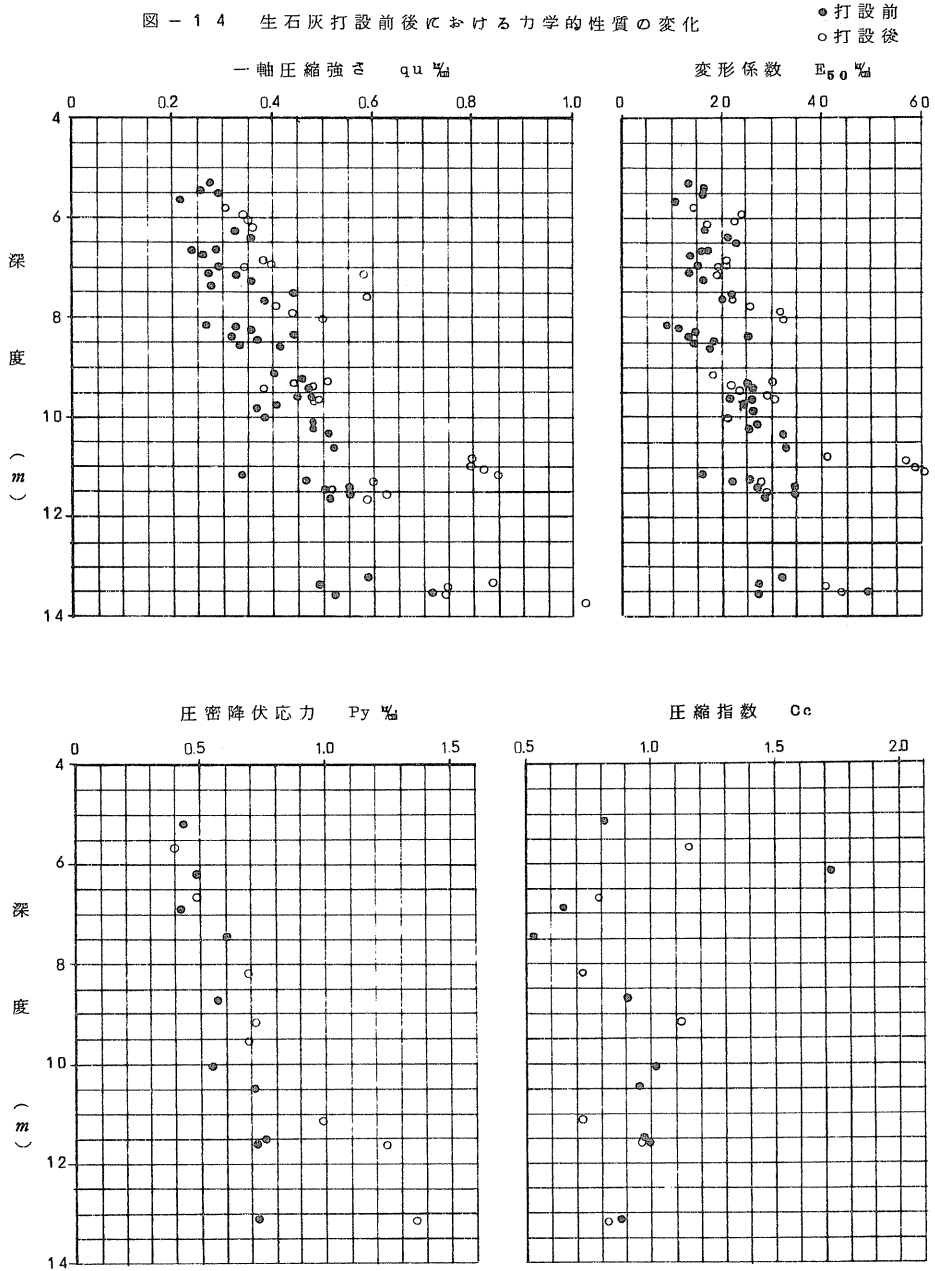
4.3 力学的性質の変化

生石灰グイ打設前後における力学的性質の変化は図-14に示すとおりである。

一軸圧縮試験による圧縮強さおよび変形係数は、打設前に比べて q_u が0.1~0.2%、 E_{50} が5~10%の増加がみられ、打設前との比率は夫々約1.2~1.4倍となっている。一軸圧縮強さと変形係数および破壊ヒズミの関係は図-15に示すようになり、 q_u と E_{50} は $\frac{E_{50}}{q_u} \approx 50$ の相関性がみられ、 σ

1 打設前後での変化はないようである。しかし、 ε は打設前は $\varepsilon = 2 \sim 5 \%$ であったのに対し、打設後は $\varepsilon = 3 \sim 12 \%$ と大きくバラツキの範囲が広い。なお、生石灰グイより上方で打設の影響を受けた地盤は、 $q_u = 0.1 \sim 0.2 \%$ 、 $\frac{E_{50}}{q_u} = 25$ と施工前に比べてかなりの強度低下がみられる。

図 - 1 4 生石灰打設前後における力学的性質の変化



圧密試験による圧密降伏応力、圧縮指数は、図-14、16に示すようになり、 P_y の増加から生石灰グイの打設により地盤が圧密されたことがわかる。

図-15 一軸圧縮強さと変形係数、破壊時のヒズミ

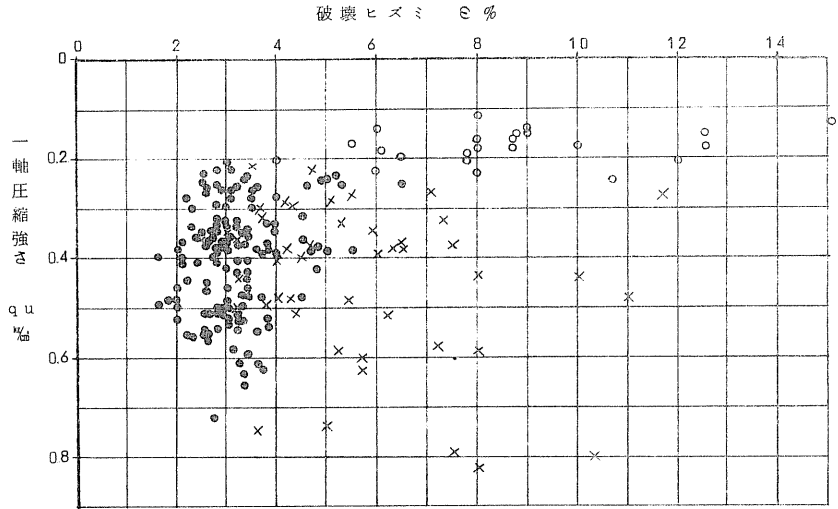
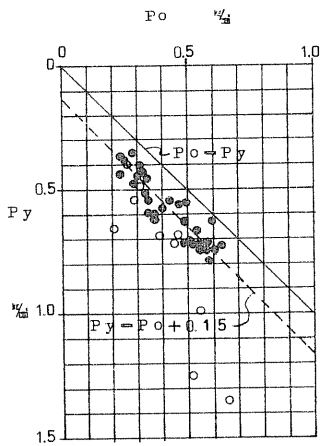
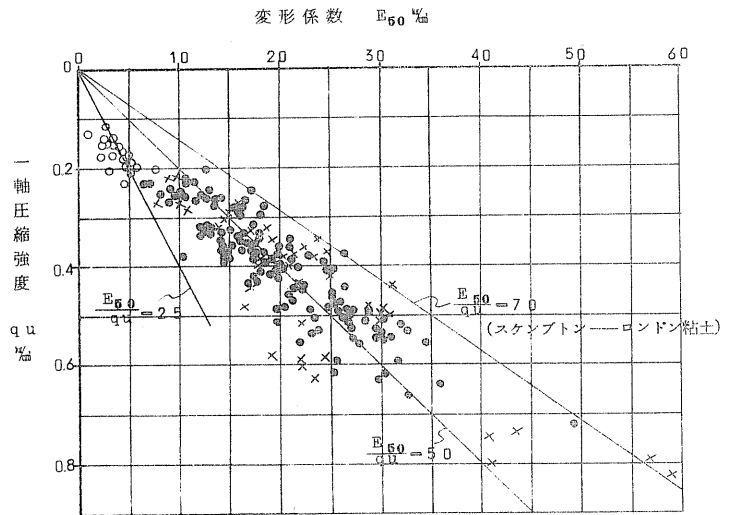


図-16

有効上載荷重と施工後の圧密降伏応力



● 施工前
○ 施工後



● 自然地盤
○ ケーシング打設によりこお返えされた地盤 (未改良)
× 生石灰での改良地盤

4.4 貫入抵抗 q_c 値の変化

2nd型オランダ式貫入試験を用いて、時間経過による貫入抵抗の変化を調べ改良効果を追求した。図-17、18は施工前の q_c 値の平均値に対する改良後の増加比を時間経過毎にプロットしたものである。これによると当粘土の場合、10日までの増加は著しいが、その後は増加の割合が鈍っている。最終的には増加比が2程度に達するものと予想されるが、20~30日経過時点では、1.5として扱ってあげればよいものと思われる。

図 - 17 生石灰グイ打設による地盤の ρ_c 増加比

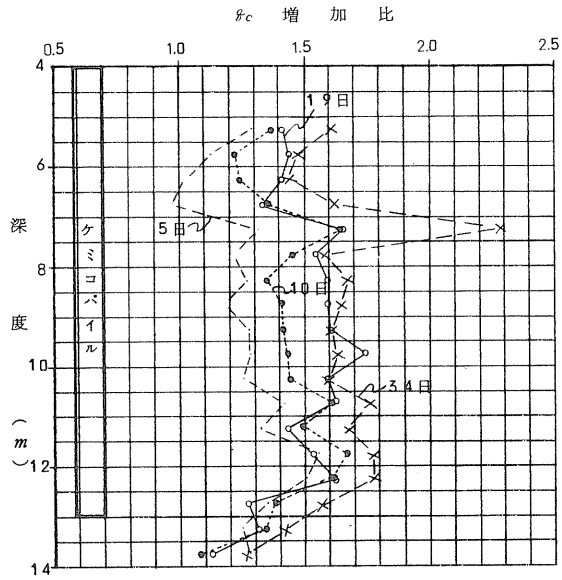
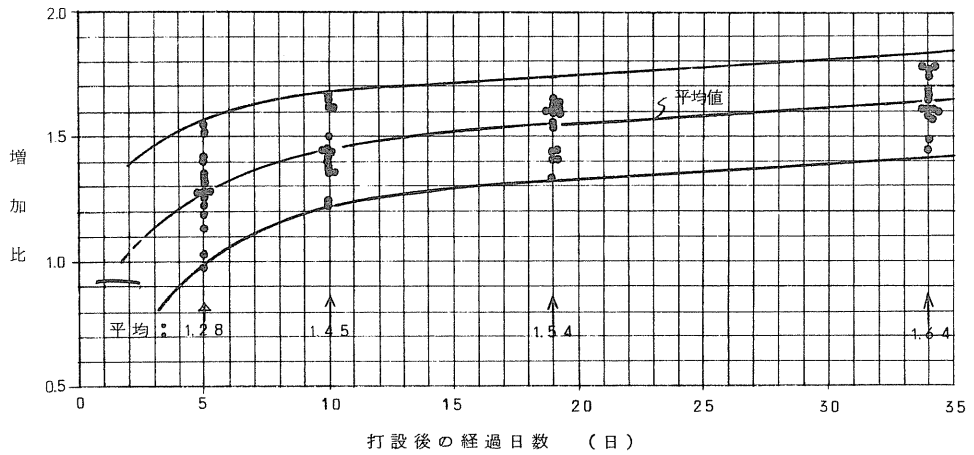


図 - 18 ρ_c 増加比の経過時変化



6. むすび

稲積粘土の性質を、生石灰グイでの地盤改良による土性変化と併せてとりまとめたが、当粘土は稲積から茨戸に至る約10km間の紅葉山砂丘内陸側に2~3kmの幅で分布しているものと思われる。今後この方面で稲積粘土に遭遇することのある関係各位の参考資料にでもなれば幸いである。

飽和砂の非排水強度特性に及ぼす動的繰返し载荷の影響

北大工学部(正) 北郷 繁, (正)土岐 祥介
 (正)〇鎌田 彰, 片岡 博
 清水建設(株) 藤森 一男

[1] まえがき

飽和砂に非排水状態で繰返しせん断応力を加えると、間ゲキ水圧が徐々に上昇し、ついにこれが初期の拘束圧に等しくなった時液状化が発生する。液状化というのは常態時において固体的特性を示して平衡している土が、ある条件の下でせん断抵抗力を減少または完全に消失して変形し易くなり、液体的特性を示すようになる現象を指す。1964(昭和39)年6月に発生した新潟地震を契機として、我国においても砂の液状化に関する研究が数多く行なわれてきた。

本研究では、飽和砂供試体に[2]の実験方法において述べるような所定の液状化状態に至るまで非排水条件の下で繰返しせん断応力を载荷することによって、飽和砂の非排水強度がどのような影響を受けるかを調べたものである。

砂の力学的性質が、以前に受けた応力履歴によって著しく異なるという報告は少なくない^{2), 3), 4)}。これは応力状態の変化に伴って粒子の再配列が生じ、それが異方性や硬化をもたらすからである。しかし、本研究のように動的繰返し応力の载荷を受けて液状化状態が発生した供試体では、大きな応力を受けても硬化はどの方向にも生じないばかりか、Finn⁵⁾の言うように粒子配列が極めて不安定な構造になっていると考えられる結果が得られたので、ここに報告する。

なお、本研究の一部は「土木学会第30回年次学術講演会(1975年名古屋)」において発表している⁶⁾。

[2] 実験方法

実験に用いた試料は飽和状態の豊浦標準砂(表-1参照)で、供試体は全て初期間ゲキ比 $e_0 = 0.780$ (相対密度 $D_r = 52.7\%$)の円柱体(直径50mm, 高さ120mm)である。実験は、まず有効圧密圧 $\sigma'_v = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密した後の、(I)動的繰返し応力の载荷と(II)それに引続いて行なう静的非排水三軸圧縮試験(以下、SU-試験と呼ぶ)とから成っている。

(I) 動的繰返し応力の载荷

初期有効等方拘束圧 1.5 kg/cm^2 (バックプレッシャー $U_B = 3.0 \text{ kg/cm}^2$)の下で、振動三軸圧縮試験機⁷⁾を用いて供試体の軸方向および半径方向に位相差 180° 、サイクル数2Hzで、種々の大きさのサイン波形の動的繰返し応力 σ_0 を所定の液状化状態に至るまで载荷する。 σ_0 は軸方向、半径方向とも同じ大きさで、 $e_0 = 0.780$ なる処女供試体(繰返し载荷を受けていない供試体)の静的非排水強度 22.5 kg/cm^2 に対し $0.3 \sim 1.3 \text{ kg/cm}^2$ である。この上限値以上の σ_0 を载荷すると激しい液状化が生じるため、再圧密後の供試

比重 G_s	2.65
10% 径 $D_{10}(\text{mm})$	0.170
60% 径 $D_{60}(\text{mm})$	0.217
均等系数 U_c	1.28
最大間ゲキ比 e_{max}	0.953
最小間ゲキ比 e_{min}	0.625

表-1 豊浦標準砂の物理的性質

体はもはや円柱体とは言い難いほど変形し、供試体断面積の計算が不可能となる。また、下限値以下の σ_b では繰返し載荷数 N が30,000回でも液状化に至らず、繰返し載荷の影響は極めて小さいと考えられた。動的繰返し応力の載荷は σ_b 一定のもとで下記の3つの液状化状態に至るまで行なつた。

- (1) 液状化発生に至らない状態 (NL)
- (2) 間ゲキ水圧が初期有効拘束圧に等しくなり初期液状化が起こった状態 (PL)
- (3) (2)の液状化状態の下で載荷を更に続け、完全な液状化に至り大きな変形が生じた状態 (L)

図-1は液状化状態Lに至るまでの繰返し載荷数 N と変形、間ゲキ水圧の関係を示す代表的な例である。図において、 ϵ_{zp} は塑性残留軸ヒズミ、 ϵ_{zd} は動的軸ヒズミである(詳細は参考文献(7),(8)を参照)。また、間ゲキ水圧 u は上限および下限値を破線で示し、その平均値を実線で示してある。

この図において、動的繰返し応力載荷終了時の u が 1.5 kg/cm^2 以上となり、初期有効拘束圧以上となっているのは軸荷重を供試体に伝えるピストンの貫入が激しくなり、側圧の上昇を引き起こすからである。

以上のようにして、振動三軸圧縮試験機により動的繰返し応力を載荷し、(1),(2),(3)の何れかの液状化状態に至った後、有効圧密圧 $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密する。このような応力履歴を経た(1),(2),(3)の供試体を以下においてそれぞれ、NL, PL, L-供試体と呼ぶことにし、これら3つをまとめてDD-供試体と呼ぶ。

また、振動三軸圧縮試験機により繰返し応力を載荷するDD-供試体とは別に次のようにして繰返しヒズミを載荷したケースがある。ただし、初期有効等方拘束圧 1.5 kg/cm^2 、バックプレッシャ $u_b = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ はDD-供試体と同じである。すなわち、既述のL-供試体におけるよりも更に大きな変形の履歴を供試体に与えるため、静的に軸圧のみを増減して圧縮ヒズミ ϵ_c (正)と伸張ヒズミ ϵ_t (負)とを供試体に繰返し加えて液状化を起し、DD-供試体と同様に有効圧密圧 $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密する。この際、繰返しヒズミの載荷は全て圧縮側から始め、伸張側から最初の等方応力状態($\sigma_s = \sigma'_s = 4.5 \text{ kg/cm}^2$)にもどして1サイクルとする。繰返し載荷数 N は2, 4, 6, 9回の4ケースである。また、 ϵ_c (正)と ϵ_t (負)の大きさは等しくして1, 2, 3, 4, 6%の5ケースとした。このようなヒズミ(または応力)履歴を経た供試体をSV-供試体と呼ぶ。

なお、繰返し応力(ヒズミ)載荷中に生じた最大の動的軸ヒズミ ϵ_{zd} は表-2の通りである。ただし、SV-供試体においてはDD-供試体の ϵ_{zd} に対応するものとして ϵ_s

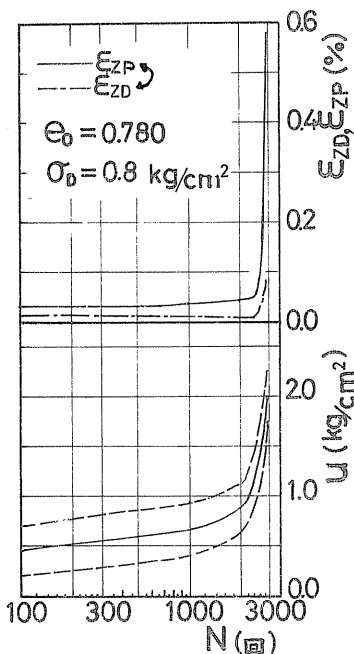


図-1 N と ϵ_{zp} , ϵ_{zd} および u の関係 (L-供試体)

$= \varepsilon_c + |\varepsilon_s|$ としてある。 ε_s を静的繰返し(軸ヒズミと呼ぶ)ことにする。

(II) 静的非排水三軸圧縮試験 (SU-試験)

上述の(I)に引き続き、初期有効拘束圧 1.5 kg/cm^2 、バックプレッシャー $U_0 = 8 \text{ kg/cm}^2$ による側圧一定のもとでヒズミ速度 $0.3 \text{ \%}/\text{min}$ のヒズミ制御方式で軸ヒズミ $\varepsilon_{zs} = 15\%$ まで静的非排水三軸圧縮試験を行なう。

なお、(I)、(II)両段階においての間ゲキ水圧測定は供試体底部に接続した圧力変換器で行なった。

供試体	$\varepsilon_{zD}, \varepsilon_s (\%)$	
DD	NL	0.03 以下
	PL	0.03 ~ 0.5
	L	0.5 ~ 1.5
SV	2 ~ 12	

表-2 繰返し載荷中に生じた最大の動的軸ヒズミ ε_{zD} と ε_s

[3] 実験結果とその考察

3-1 再圧密後の間ゲキ比 e_c

本実験ではDD,SV両供試体とも繰返し応力を載荷した後、有効圧密 $\sigma'_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密を行なった。これを以下、再圧密と呼び、その際の排水量から計算した間ゲキ比を e_c と呼ぶことにする。

図-2にDD,SV両供試体の e_c を示す。SV-供試体については繰返し載荷の条件、すなわち、静的繰返し(軸ヒズミ ε_s (2, 4, 6, 8, 12%の5ケース)と繰返し(載荷数 N (2, 4, 6, 9回の4ケース)の区別をつけて示してある。この図から、SV-供試体では ε_s が大きいほど N が多いほど e_c が小さいことがわかる。

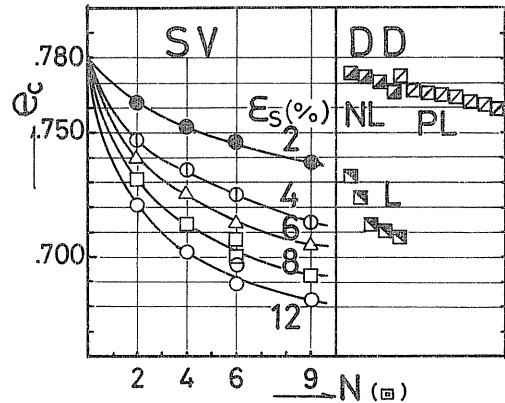


図-2 DD,SV両供試体の再圧密後の間ゲキ比 e_c

一方、DD-供試体については N および動的繰返し(応力 σ'_0)による区別をつけていないが周知のごとく、 σ'_0 が大きいほど所定の液状化に至るまでの N は小さい。図から、L-供試体の e_c が最も小さく、再圧密によって間ゲキ比が $0.05 \sim 0.07$ 低下している。

本実験ではDD-供試体とSV-供試体とでは繰返し(載荷)の方法が異なっているにも関わらず、3-2以下に述べるように e_c が同じであれば、両供試体はほとんど同じ挙動を示した。そこで、これら両供試体を合わせて論じる際には主としてこの e_c をパラメーターにして処女供試体との比較を行なうことにする。ちなみに、SV-供試体においては $\varepsilon_s = 2\%$ 、 $N = 2$ 回のケース以外は全て完全な液状化が起きており、実際上はL-供試体として扱ってよいと判断される。

3-2 有効内部摩擦角 ϕ'

次ページの図-3はNL, PL, LおよびSV-供試体のSU-試験から計算した ϕ' を示したものである。 ϕ' は最大有効主応力比 $(\sigma'_{0ss})_{max}$ の条件から計算し、それを e_c に対してプロットしてある。図中のS-lineは処女供試体のSU-試験から求められた ϕ' と初期間ゲキ比 e_0 との関係性を比較のために示したものである。

一般に、以前に応力を受けた砂では e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体より強度が大きいのが普通であるが、この図でみる限りL-供試体の ϕ' が幾分大きめになってい

る以外, DD, SV両供試体と処女供試体の ϕ' の間に差は認められない。すなわち, 液状化あるいはそれに近い状態にまで繰返し載荷を受けた後, 再圧密した砂の強度は ϕ' でみる限り e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体と同じで, いわゆる硬化や強度低下は生じていないといえる。

しかし, 繰返し載荷後のSV試験における応力~ヒズミ曲線の初期の形は処女供試体のそれとかなり異なった傾向を示したので次に述べる。

3-3 応力~ヒズミ曲線

図-4に処女供試体およびSV-供試体の応力~ヒズミ曲線を示す。実線は $\epsilon_s = 12\%$, $N = 9$ 回の繰返し載荷を受けたSV-供試体($e_c = 0.683$), 破線は処女供試体($e_c = 0.679, 0.780$)の応力~ヒズミ曲線である。繰返し載荷を受けた供試体の応力~ヒズミ曲線としては最も典型的なものを示したが, 他のケースにおいても程度の差はあるが全てこのような挙動を示した。すなわち, 繰返し載荷を受けた後の再圧密の際, 大きな間ゲキ比の減少が生じて e_c が小さくなるほど, $e_c = 0.780$ および e_c とほぼ同じ間ゲキ比($e_c = 0.679$)の処女供試体と比べ, 初期において動員される強度は小さい。

この傾向をより具体的に示すのが図-5である。

図はSV試験における軸ヒズミ $\epsilon_{zs} = 1\%, 3\%$ および 5% での軸差応力 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{\epsilon_{zs}}$ を e_c に対してプロットしたものである。比較のため処女供試体の $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{\epsilon_{zs}}$ と e_c の関係を示したのがS-lineである。この図で特徴的なことは, DD, SV両供試体の e_c がその初期間ゲキ比($e_c = 0.780$)にくらべてほとんど変わらない場合, 各々の ϵ_{zs} における動員強度は e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体のそれと同じ(NL-供試体)か, やや大きい(PL-供試体)。これに対し, e_c が小さい場合のそれは処女供試体よりかなり小さい(L-供試体, SV-供試体)。すなわち, L, SV両供試体では e_c の減少とともにSV試験の初期における動員強度の急激な低下が認められる。ただし, この傾向は ϵ_{zs} が大きくなるにつれて次第に弱まり, 最大軸差応力 $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})_{max}$ が生じる付近($\epsilon_{zs} = 8 \sim 15\%$)では繰返し載荷を受けた影響は認められなくなる。

以上のことによつて, 完全な液状化発生に至らない場合は繰返し載荷を受けた影

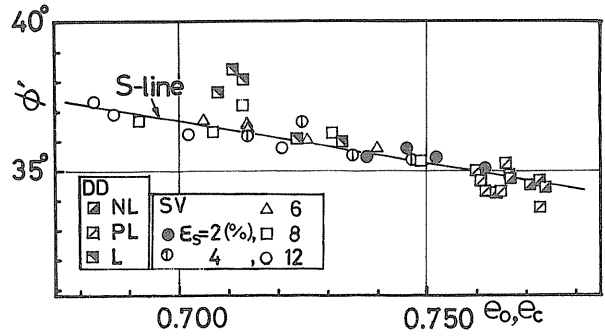


図-3 DD, SV両供試体と処女供試体との ϕ' の比較

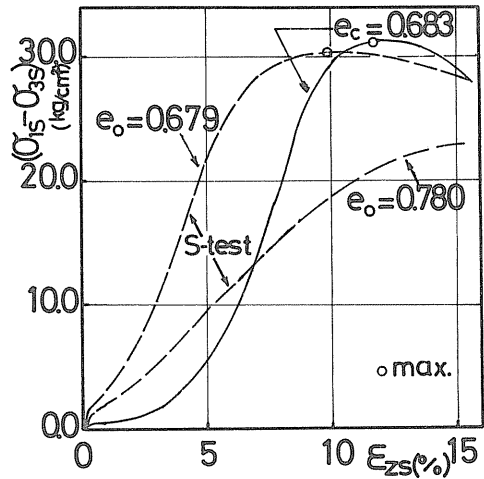


図-4 非排水試験における応力~ヒズミ曲線

響はほとんど認められないことがわかった。しかし、完全な液状化が発生した場合の供試体の各軸ヒズミにおける動員強度は処女供試体か同じ軸ヒズミにおいて發揮する強度より小さく、硬化が生じるどころか生得的な粒子配列の構造すら破壊されている。このように、繰返し载荷を受けたDD, SV 両供試体のSU-試験における応力-ヒズミ曲線の初期の形が処女供試体のそれとかなり異なった傾向を示す原因としては、次に述べるSU-試験中に発生する間ゲキ水圧の特性にあると考えられる。

3-4 SU-試験における間ゲキ水圧特性

図-6はL-供試体のSU-試験時に発生する間ゲキ水圧 U (正の部分のみ)と軸ヒズミ ϵ_{zs} との関係を示したものである。この図におけるL-供試体の e_c は0.708, 0.723および0.728で、比較のために $e_c=0.710$ および0.780の処女供試体の U と ϵ_{zs} の関係も示してある(S-*test*)。また、図-7は最大の間ゲキ水圧 U_{max} と間ゲキ比(e_o, e_c)との関係、図-8は U_{max} となる時の軸ヒズミ ϵ_m と間ゲキ比との関係を示すものである。

図-7および図-8のS-lineから明らかのように、処女供試体では U_{max} および ϵ_m は間ゲキ比が大きいほど大きい。しかし、繰返し载荷を受けた供試体においてはこれらと異なる傾向を示している。すなわち、NL-供試体には繰返し载荷を受けた影響がほとんど認められないが、PL-供試体では U_{max} , ϵ_m とも e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体のそれより小さい。しかし、L-供試体においては動的軸ヒズミ ϵ_{zd} , SV-供試体においては静的繰返し軸ヒズミ ϵ_s の増大とともに、 U_{max} , ϵ_m の値は e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体に比べて著しく大きくなってい

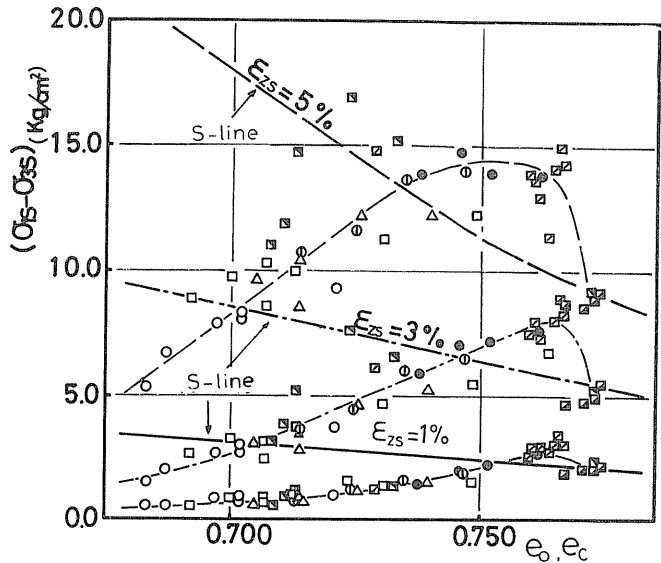


図-5 各軸ヒズミにおける動員強度と間ゲキ比の関係 (記号は図-3に同じ)

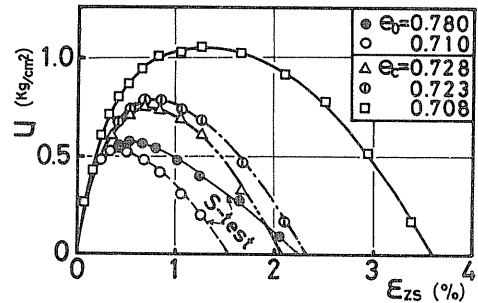


図-6 間ゲキ水圧 U と軸ヒズミ ϵ_{zs} との関係 (L-供試体および処女供試体)

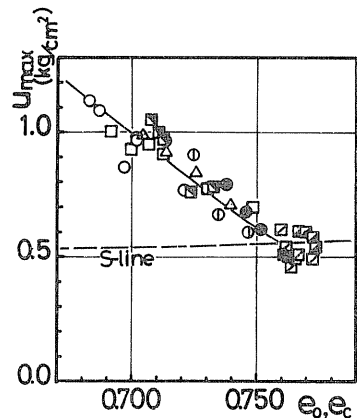


図-7 最大の間ゲキ水圧 U_{max} と間ゲキ比の関係 (記号は図-3に同じ)

る。

また、図-9は間ゲキ水圧が U_{max} に達した後漸減し、 $U=0$ となる時の軸ヒズミ ϵ_{uo} と間ゲキ比(e_o, e_c)との関係を示したものであるが、これも既述の U_{max} および ϵ_m と間ゲキ比との関係と同様に e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体に比べてかなり大きく、 e_c が小さいほど ϵ_{uo} は大きい傾向を示している。

これら図-6~図-9によって、L, SV両供試体では高い間ゲキ水圧が大きな軸ヒズミまで発生することかわかる。そして、図-5に示したL, SV両供試体のSU-試験初期における動員強度が e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体のそれよりも小さくなる傾向は、このような間ゲキ水圧の発生特性がもたらしたものと考えられる。

3-5 間ゲキ圧係数 A

飽和砂の非排水強度特性については Bjerrum 3 (1961)の報告があり、そこに示されている間ゲキ圧係数 A ($A = \frac{du}{d(\sigma_1 - \sigma_3)}$)の特性を図-10, 図-11に示す。図-10中における曲線上のO印は最大軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ で定義した破壊点を示し、この時の間ゲキ圧係数 A_f は図-11に示すように明らかにゆるい砂ほど大きい。

本実験に用いた処女供試体の初期間ゲキ比 e_o の範囲は0.629~0.844(相対密度 D_r 98.8~33.2%)であったが、この範囲においては上述のように大きな A_f は認められず-0.25から-0.35の範囲であった。

3-2, 3, 4で述べてきたように、繰返し載荷の影響はSU-試験初期において顕著であった。そこで、SU-試験初期においてあらわれる最大の間ゲキ圧係数 A_{max} に注目してみる。図-12に A_{max} と間ゲキ比(e_o と e_c)との関係を示す。図中、S-lineは処女供試体の A_{max} と e_o との関係を示したもので e_o が大きくなるほど A_{max} も大きくなる傾向を示している。図には $e_o=0.790$ までしか描いていないが、 $e_o=0.844$ での A_{max} は0.87であった。

しかし、DD, SV両供試体では e_c が小さくなるほど A_{max} は大きくなり、 $e_c=0.680$ 付近では $e_o=0.680$ なる処女供試体の A_{max} の8倍にもなっている。これは図-5と図-6とからわかるように e_c が小さくなるほどSU-試験の初期における動員強度は小さく、他方その時に発生する間ゲキ水圧が大きいことによる。

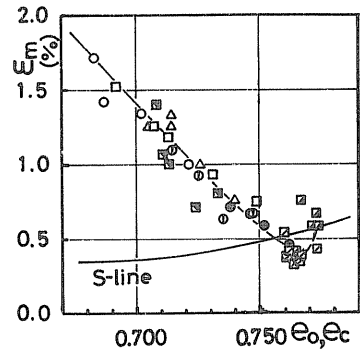


図-8 U_{max} 時の軸ヒズミ ϵ_m と間ゲキ比の関係(記号は図-3に同じ)

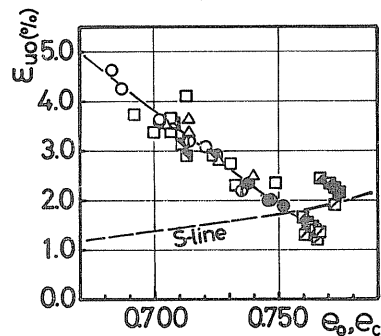


図-9 $U=0$ となる時の軸ヒズミ ϵ_{uo} と間ゲキ比の関係(記号は図-3に同じ)

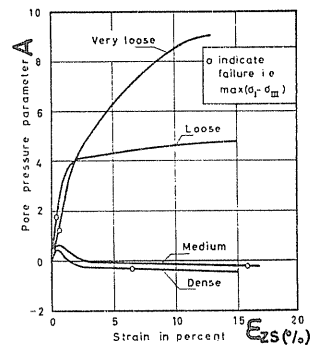


図-10 非排水三軸圧縮試験における間ゲキ圧係数 A と軸ヒズミ ϵ_{zs} の関係(Bjerrum 3, 1961)

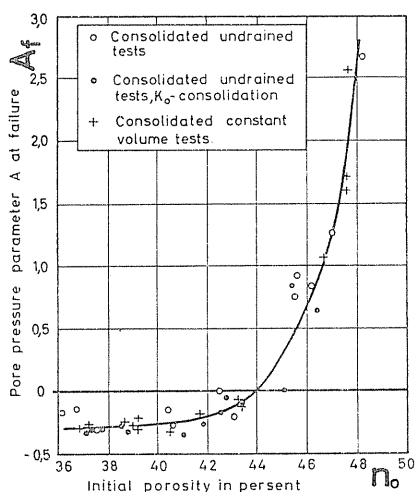


図-11 非排水三軸圧縮試験における破壊時の間ゲキ係数 A_f と初期間ゲキ率 n_0 の関係 (Bjerrum 5, 1961)

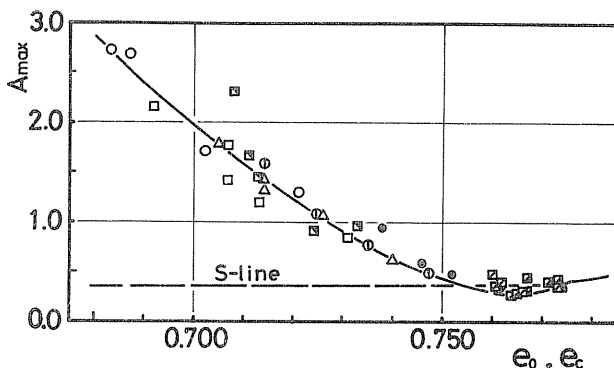


図-12 最大間ゲキ係数 A_{max} と間ゲキ比 (e_0, e_c) の関係 (記号は図-31に同じ)

3-6 繰返し載荷の影響

以上、繰返し載荷を受けた飽和砂の非排水強度特性を、主として(1)有効内部摩擦角 φ' , (2)応力~ヒズミ曲線, (3)間ゲキ水圧, (4)間ゲキ圧係数 A の4つの面からみてきた。これらを処女供試体の非排水強度特性と比較すると SV -試験の初期、すなわち、変形が小さいところにおいて繰返し載荷による影響が顕著に認められた。その影響は DD -供試体では繰返し載荷中に生じた動的軸ヒズミ ε_{zd} の最大値が大きいほど、つまり、 $NL \rightarrow PL \rightarrow L$ の順に著しく、 SV -供試体では静的繰返し軸ヒズミ ε_s が大きく、繰返し載荷数 N が多いほど著しかった。

次に、各供試体において繰返し載荷の影響がなぜ、このように異なるかを考察する。なお、 SV -供試体は既述のように L -供試体として扱ってよいと判断し、考察は両供試体についてまとめて行なう。

(1) NL -供試体

繰返し載荷による影響はあらゆる面からみて認められなかった。これは最大動的軸ヒズミ ε_{zd} が 0.03% 以下と極めて小さいために、繰返し載荷によって供試体の粒子配列構造はほとんど乱されず供試体作成時のままの状態であるので、 e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体と同様な挙動を示す。

(2) PL -供試体

繰返し載荷による影響として排水条件のもとで繰返し応力を受けて硬化が生じた場合のような現象が認められた。これは最大の ε_{zd} が 0.03~0.5% で NL -供試体に比べて大きく、繰返し載荷を受けることによって供試体の粒子配列構造が、供試体作成時のそれよりも安定な状態になるように再配列されたためである。このために、 e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体よりも密な供試体としての挙動を示すのである。

(3) L -供試体および SV 供試体

L -供試体においては ε_{zd} が 0.5~1.5% で PL -供試体より更に大きく、繰返し載荷

によって粒子配列構造がかなり乱されて、砂粒子と砂粒子とが点と点とで接しているような不安定な状態になっていると考えられる。このため、SU試験の初期においては砂粒子と砂粒子とがよくかみ合っ、て安定な状態となる再配列が生じるまで大きな変形を要し、それに伴って高い間ゲキ水圧が発生する。従って、SU試験の初期においてL供試体は e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体よりもゆるい供試体としての挙動を示すと考えられる。しかし、変形が進むにつれて再圧密後に存在している不安定な粒子配列構造は次第に、より安定な構造へと再配列され破壊時においては e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体とその挙動は何ら変わらなくなる。SV供試体についても同様のことが言える。

3-7 繰返し载荷中に受けたヒズミと動員強度減少割合の関係

図の実験方法で述べたように、繰返し载荷を加える供試体の初期間ゲキ比 e_c は全て0.780とした。 $e_c=0.780$ なる処女供試体(繰返し载荷を受けていない供試体)の静的非排水強度 $(\sigma_s-\sigma_{ss})_{f_0}$ は 22.5 kg/cm^2 で、今これを $\frac{1}{2}$ の強度、つまり、 $\frac{1}{2}(\sigma_s-\sigma_{ss})_{f_0}=11.25 \text{ kg/cm}^2$ を動員するのに要する変形(軸ヒズミ ϵ_{2s})を考える。

すなわち、 ϵ_{ds} : DD, SV両供試体が $\frac{1}{2}(\sigma_s-\sigma_{ss})_{f_0}$ の強度を動員するのに要する軸ヒズミ

ϵ_{su} : 上述のDD, SV両供試体の e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体が $\frac{1}{2}(\sigma_s-\sigma_{ss})_{f_0}$ の強度を動員するのに要する軸ヒズミ

として、繰返し载荷を受けた影響の効果を判断する規準として $R_\epsilon = \epsilon_{ds}/\epsilon_{su}$ なる比を考える。

R_ϵ が1より大きい時、すなわち ϵ_{ds} が ϵ_{su} よりも大きい時、繰返し载荷を受けた供試体は間ゲキ比が減少して e_c となったにも関わらず、 $\frac{1}{2}(\sigma_s-\sigma_{ss})_{f_0}$ の強度を動員するには、 e_c と同じ間ゲキ比の処女供試体がそれを動員するのに要する変形よりも大きな変形を要することになる。つまり、変形の面からみると繰返し载荷を受けたことによ、てその供試体の強度が低下したといえる。

図-13に、繰返し载荷中に供試体が受けたヒズミ(DD供試体については最大の動的軸ヒズミ ϵ_{20} 、SV供試体については静的繰返し軸ヒズミ ϵ_s)と R_ϵ の関係を示す。

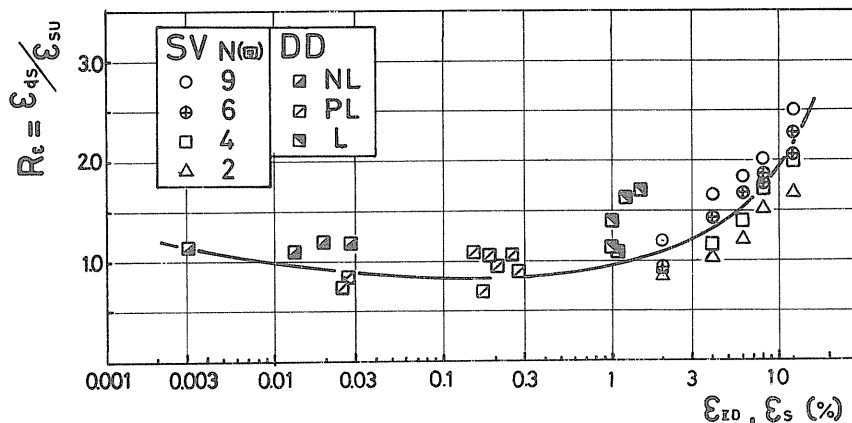


図-13 繰返し载荷中に供試体が受けたヒズミと R_ϵ の関係

この図から、繰返し載荷中に1%以上の大きなヒズミを供試体が受けると、変形の面からみた強度は低下すると言える。言い換えれば、繰返し載荷中に1%以上の大きなヒズミが生じた場合には c_c が小さく、ても粒子配列構造は不安定な状態となっていて、 c_c よりもゆるい砂としての挙動を示すと言える。飽和砂地盤などを乾圧や振動などで締固める際には、上記のことを留意する必要がある。

[4] おまわり

以上の実験結果と考察をもとにして本研究を要約すると次のようになる。ただし、以下において“処女供試体”というのは c_c と同じ間ゲキ比の処女供試体のことをさす。

- (1) 繰返し載荷を受けて液状化を起こしたDD,SV両供試体の $(\sigma_{vs})_{max}$ 条件から求めた μ は、“処女供試体”のそれとほとんど変わらない。
- (2) しかし、SV試験の初期における動員強度は、 c_c が小さくなるほど、同一軸ヒズミにおける“処女供試体”のそれと比べて小さい。ただし、変形(軸ヒズミ)が大きくなると粒子の再配列が生じ、強度は“処女供試体”とほとんど同じか、わずかに大きくなる。
- (3) 繰返し載荷を受けた供試体においては、間ゲキ比の著しい減少が生じているにも関わらず、 μ の発生特性からみると、その粒子配列構造は極めてゆるい砂のそれと同じであると考えられる。
- (4) 上述の特性は繰返し載荷中、1%以上の繰返しヒズミを受けた場合に認められ、繰返しヒズミが大きいほど上記の傾向は顕著となる。このことは、乾圧や振動等によって飽和砂地盤の締固めを行なう際に留意されるべきである。

本実験は飽和砂に繰返し載荷を加えて所定の液状化状態に至らしめたのち、等方圧密状態から静的非排水三軸圧縮試験を行なうたので応力状態は実際地盤内におけるものと必ずしも一致してはいない。しかし、繰返し載荷を受けた飽和砂のこのような特性は基礎の設計にあたって留意される必要がある。

おわりに、本研究は昭和49年度文部省科学研究費の補助を受けて行なった。記して謝意を表します。

(参考文献)

- 1) 最上武雄 編；土質力学，p.667 (技報堂)
- 2) Oda, M；“The Mechanism of Fabric Changes During Compressional Deformation of Sand” JSSMFE, Vol.12, No.2, pp.1~18, June, (1972)
- 3) 北郷, 土岐, 藤波；“応力履歴により作られた砂の異方性の変形に及ぼす影響” 土木学会第29回年次学術講演会講演概要集 第3部, pp.37~38, (1974)
- 4) 北郷, 土岐, 武田；“飽和砂の非排水強度特性に及ぼす応力履歴の影響” 土木学会第30回年次学術講演会講演概要集 第3部, pp.23~24, (1975)

- 5) Finn, W.D.L. et al. ; "Effect of Strain History on Liquefaction of Sand" Proc. ASCE. V61. 96, NO. SM. 6 pp. 1917~1934 (1970)
- 6) 北郷, 土岐, 鎌田 ; "動的繰返し応力を受けた飽和砂の非排水強度特性について" 土木学会 第30回年次学術講演会講演概要集 第3部 pp. 79-80, (1975)
- 7) 土岐, 北郷 ; "繰返し応力を受ける乾燥砂の間欠比変化と変形" 土壌工学会論文報告集, V61. 13 NO. 3, Sept, (1973), pp. 77~86
- 8) 土岐, 鈴木, 北郷 ; "振動三軸圧縮試験による乾燥砂の動的強度について (第2報)" 土壌工学会 北海道支部技術報告資料 第11号, 昭和46年2月, (1971), pp. 31~39
- 9) Bjerrum, L. et al. ; "The Shear Strength of a Fine Sand" Proc. 5th. Int. Conf. on SMFE. V61. 1 (1961) pp. 29~37

埋立地盤の流動化防止対策について

— 釧路西港 - 10.0 m 岸壁工事より —

釧路開発建設部
釧路港湾建設事務所

渡辺 智方

橋立 洋一

1 はじめに

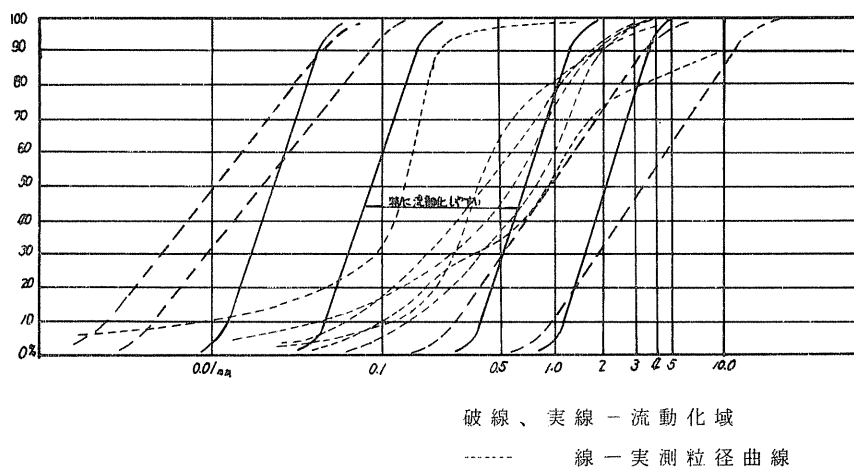
昭和48年6月17日の根室半島沖地震で $M = 7.2$ 加速度 168 gal が記録され、その時西港埋立地内で噴砂現象、矢板式岸壁のはらみ出し等が生じている。これらから、釧路西港の鋼矢板岸壁工事では砂の流動化防止対策としてパイプコンポーザ工法を用いて工事を実施した。この報告は、流動化防止を考慮した鋼矢板岸壁の考え方、設計及び施工管理の概要を報告するものである。

2 釧路西港埋立地の流動化可能性について

流動化の要因としては(イ)地盤の粒度分布(ロ)N値(ハ)相対密度(ニ)地震の加速度の大きさ(ホ)地盤の透水性が考えられる。

西港の埋立地の材料は浚渫された海底土砂で、細砂及至中砂、一部粗砂及びシルトからなる。粒径は $D_{60} = 0.15 \sim 1.3 \text{ mm}$ $D_{10} = 0.0096 \sim 0.14 \text{ mm}$ 、均等係数 $C_u = 3.7 \sim 15.6$ 、平均9.6である。図-1に粒径加積曲線を示す。埋立地内の \bar{N} 値は2ヶ月経過後で4.1程度であり、1年間経過後 $\bar{N} = 6 \sim 7$ であり、設計加速度 200 gal においては、流動化の可能性が大きい。

図-1 粒径加積曲線



3 鋼矢板岸壁における流動化防止対策について

鋼矢板岸壁において施工は、斜杭方式、直杭方式等があるが、西港岸壁工事では、図-2に示すように鋼矢板方式を採用している。この場合、設計震度 $k_h = 0.2$ 、加速度 200 gal が生じた場合埋立土が流動するため、(イ)所要地盤強度 (ロ)控矢板の地盤改良幅について検討した。

(イ) 目標 N 値と相対密度 Dr について

飽和砂の流動化現象については、多くの室内実験が行われてきているが、ここでは、谷本氏の実験報告書を引用する。

地震が発生した際、深さ Z における水平面上の最大動的せん断応力 τ_d は、最大地表加速度 a_p が作用した時、土が一様に運動すると仮定すると

$$\tau_d = \sigma_v a_p / g \dots\dots\dots(1)$$

σ_v = 深さ Z における全鉛直応力

g = 重力加速度

a_p = 最大地表加速度

として与えられる。しかし、Z 方向のどの地点においても、土が剛体として運動することはなく、せん断応力は、上式よりも小さな値となっている。その低減率は、深さとともに変化していくがここでは Whitman の一定値 $\frac{2}{3}$ という係数を用いる。従って、(2) 式が成り立つ。

$$\tau_d = \frac{2}{3} (\sigma_v a_p / g) \dots\dots\dots(2)$$

飽和砂が、初期流動化を起こす繰返し载荷回数 n_i は

$$n_i = f_n (\tau_i, \sigma'_c, Dr)$$

τ_i = 繰返しせん断応力

σ'_c = 初期有効圧密応力

Dr = 砂の初期相対密度

として与えられ、 τ_{in} を繰返し回数を n 回とした時のせん断応力とすれば

$$\tau_d \geq \tau_{in}$$

が、流動化の発生条件となる。

地震による繰返しせん断の回数は、M = 7 で n = 10、M = 7.5 で n = 20、M = 8 で n = 30 程度とし西港埋立地盤では S 48 · 6 · 17 の根室半島沖地震の M = 7.2 a_p = 164 gal をもとに、設計値として M = 7, a_p = 200 gal とする。従って n = 10 となる。n = 10 の時は、近似的に次式が与えられている。

$$\tau_{i,10} = 4.6 \times 10^{-3} \sigma'_c Dr$$

又、 α は次式で与えられるものと仮定すると、 $\tau_{i,10}$ は、(3) 式ようになる。

$$\sigma'_c = \frac{1}{2} (\sigma_v' + K_o \sigma_v')$$

$$\tau_{i,10} = 2.3 \times 10^{-3} (1 + k_o) \sigma_v' Dr \dots\dots\dots(3)$$

σ_v' = 鉛直有効応力

k_o = 静止土圧係数

設計加速度 a_p = 200 gal に対する流動化の限界 N 値は、N = 12 ~ 13 位である。限界 N 値については、ある程度の幅を持っているので、實際上、目標 N 値を 15 位に考えていくことにする。

今、設計 N 値を 15 とすると、表 - 1 より $\phi = 35^\circ$ となり

$$K_o = 1 - \sin \phi = 0.43$$

地盤天端高を + 3.2、残留水位面を + 1.0、在来海底地盤を - 7.0、不飽和砂、飽和砂について、それぞれ単位体積重量を $\gamma = 18 t/m^3$ 、 $\gamma_t = 2.0 t/m^3$ とすると

$$\tau_{1.0} = 0.0393 D_r \quad t/m^2$$

$$\tau_d = 2.661 \quad t/m^2$$

$\tau_{1.0} \geq \tau_d$ が流動化の生じない条件であるので、これより $D_r \geq 67.7\%$ となる。

従って、地盤改良により、N値15以上、 $D_r = 68\%$ 以上に埋立地盤が改良されれば、流動化の危険性は一応なくなるものと考えられる。

地盤改良前について、(2)(3)式で検討してみる。改良前の調査により $\bar{N} = 4.1$ 、 D_r は32%~60%であるので、 $D_r = 50\%$ とすると

$$\tau_{1.0} = 2.06 \quad t/m^2 < \tau_d$$

となるので、このことから、流動化の可能性が考えられる。

(ロ) 地盤改良幅について

矢板岸壁の控工（鋼矢板を使用）に対する最小必要な地盤改良幅については

- (1) 控え矢板の横抵抗が十分期待できる改良幅であること
- (2) かつ、地盤改良区域全体が、外力に対して十分抵抗できること

を満足するような改良幅Bでなければならない。

(1) の場合

控え矢板を長グイとみなし、地表面載荷とした場合、変位yはチャン公式により次のようになる。

$$y = -\frac{T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k h B}{4EI}}$$

T: タイロッド張力

EI: 曲げ剛性

B: クイの幅

kh: 横方向地盤反力係数

地盤反力 (= kh y) は、右下図のようになり、変位第1ゼロ点までの深さ $\frac{\pi}{2\beta}$ までの合力は (= P_1)

$$P_1 = \int_0^{\frac{\pi}{2\beta}} kh y dx = \int_0^{\frac{\pi}{2\beta}} \frac{kh T}{2EI\beta^2} e^{-\beta x} \cos \beta x dx$$

$$= \frac{kh T}{2EI\beta^2} \left[-\frac{1}{2\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \right]_0^{\frac{\pi}{2\beta}}$$

今、(-10.0) 岸壁のタイロッド張力 $T = 32.81 t/m$ 、 $kh = 2000 t/m^2$

S P III A 矢板の $EI = 4788 t \cdot m^2$ 、 $\beta = 0.568 m^{-1}$ を代入すると

$$P_1 = 39.76 t/m$$

控え矢板前面幅Bは、地盤反力分布を等分布と考え

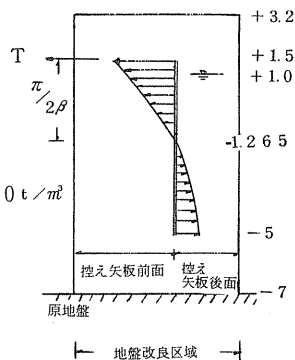
(-1.265) 地点で、反力 P_1 に抵抗できるように決定する。

すなわち、抵抗力 R_1 は、砂の空中単位体積重量 $\gamma = 1.8 t/m^2$

水中単位体積重量 $\gamma' = 1.0 t/m^2$ とすると

表-1

N 値	相対密度	ϕ (マイヤホフ)
0~4	0~0.2	30°以下
4~10	0.2~0.4	30°~35°
10~30	0.4~0.6	35°~40°
30~50	0.6~0.8	40°~45°



$$R_1 = (\gamma' h_1 + \gamma' h_2) \tan \varnothing \times B_1 = 4.358 B_1 \text{ (但し } \varnothing = 35^\circ \text{ とする)}$$

$R_1 = P_1$ より、 $B_1 = 9.1 \text{ m}$ となる。

同様に、控え矢板後面については、地盤反力の合力 P_2 は

$$P_2 = \int_{\pi/2\beta}^{6.5} k h y \, dx = \int_{\pi/2\beta}^{6.5} \frac{k h T}{2EI\beta} e^{-\beta x} \cos \beta x \, dx = -6.58 \text{ t/m}$$

となる。(−5.0)における抵抗力 R_2 は、控え矢板後面幅を B_2 とすると

$$R_2 = (1.8 \times 2.2 + 1.0 \times 6.0) \tan 35^\circ \times B_2 = 6.972 B_2$$

$R_2 = P_2$ より、 $B_2 = 0.94 \text{ m}$ となる。

さらに、地盤改良区域外は、流動化を生じているとすると、外力として、流動化した砂層による静圧および動圧が考えられる。土田氏の実験によると、流動化した砂層は流体とほぼ同じ挙動を示すといわれ、動圧を Westergaard 公式の水の単位体積重量を飽和砂の単位体積重量で置換えた式で与えている。すなわち、

$$\sigma_d = \frac{7}{8} K \cdot \gamma_t \sqrt{Hy}$$

σ_d : 流動化した砂層が及ぼす動圧

K : 震度

γ_t : 飽和砂の単位体積重量

H : 流動化している部分の厚さ

y : σ_d を求めようとする点の砂層表面からの深さ

である。従って静圧を加えた全圧 σ_T は、次式で与えられる。

$$\sigma_T = \gamma_t \cdot y \pm \frac{7}{8} K \cdot \gamma_t \sqrt{Hy}$$

H を現地盤まで考え (−1.265) までの σ_T を計算すると

$$\sigma_T = \int_{-1.265}^{2.265} \gamma_t \cdot y \, dy \pm \int_{-1.265}^{2.265} \frac{7}{8} K \cdot \gamma_t \sqrt{Hy} \, dy = 7.38 \quad 2.88 \text{ t/m}$$

但し、 $\gamma_t = 2.0 \text{ t/m}^3$ 、 $K=0.2$ 、 $H=8 \text{ m}$ とする。従って、 4.5 t/m の外力となり、この外力に必要な幅 B_3 は、前記と同様の方法により、 $B_3 = 1.0 \text{ m}$ となる。この値は、控え矢板後面幅 B_2 よりも大きいので B_3 を考えておけば十分である。

(2) の場合

この際外力としてはタイロッド張力 $T = 3.281 \text{ t/m}$ と流動化による動圧及び静圧があげられる。 σ_T は

$$\sigma_T = \int_{-1.265}^8 2y \, dy \pm \int_{-1.265}^8 \frac{7}{8} K \cdot \gamma_t \sqrt{Hy} \, dy = 78.93 \quad 49.07 \text{ t/m}$$

となり、全外力 $P_3 = 62.67 \text{ t/m}$ となる。抵抗力 R_3 は、幅を B_4 とすると

$$R_3 = (1.8 \times 2.2 + 1.0 \times 8) \times \tan \varnothing \times B_4 = 8.372 B_4$$

$P_3 = R_3$ より、 $B_4 = 7.5 \text{ m}$ となる。

飽和砂層の振動実験によると、ゆるい砂が流動化した場合、この影響が密な砂層にも及ぶことが認められており、両者の境界面の下層より、ある角度を持った面が密な砂層におよぶことが観察されている。従って、前記の(1)(2)により得られた改良幅に、上記の影響幅 B_4 を考慮しなければならない。ここでは、その角度が、主動崩壊角と関連し、崩壊角に沿って影響されるものと仮定すると

$$B^s = 8.0 \cot 36.4^\circ = 1085 \text{ m}$$

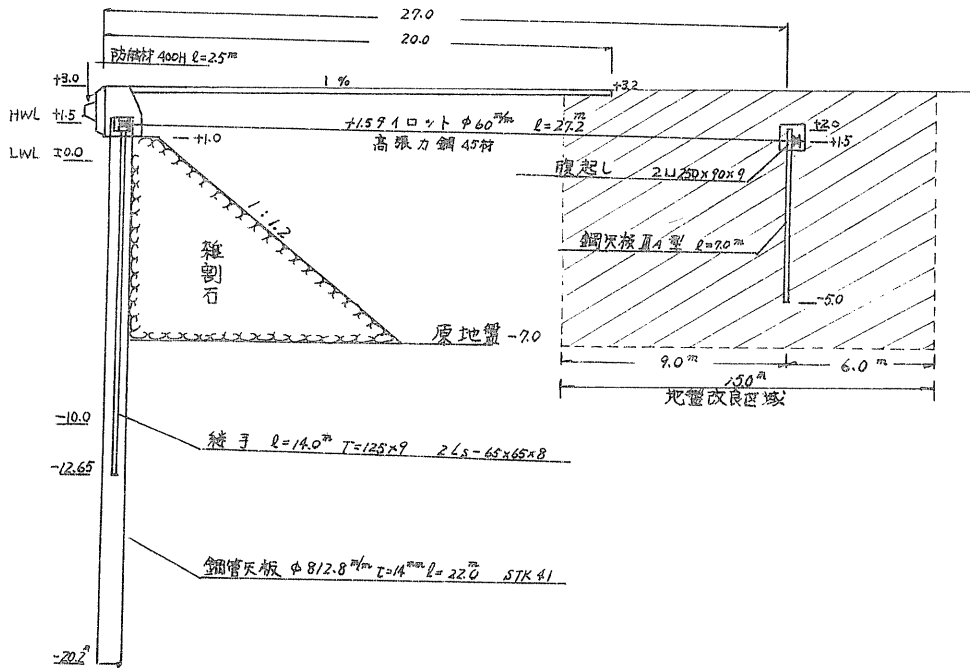
しかし、 $a_p = 200 \text{ gal}$ 程度の地震が、連続して1～2分も続くことは、まず考えられないので、影響幅については低減できる。実験によると、50～75 gal程度の加速度では、砂層の $\frac{1}{3}$ ～ $\frac{1}{2}$ 付近までしか流動化は広がらないといわれているので、今、砂層の $\frac{1}{3}$ まで流動化が生じたとすると

$$B^s/3 = 36 \text{ m}$$

となる。

以上、 $B_1 \sim B^s$ について検討し、パイルの配置方法さらに工程の關係上、タイロッド既設後にパイルを打ちこまなければならない状況もあり、結果としては、改良幅を $B = 15 \text{ m}$ とし、控え前面を 9 m 、後面を 6 m とした。

図 - 2 (-10.0) 標準断面図

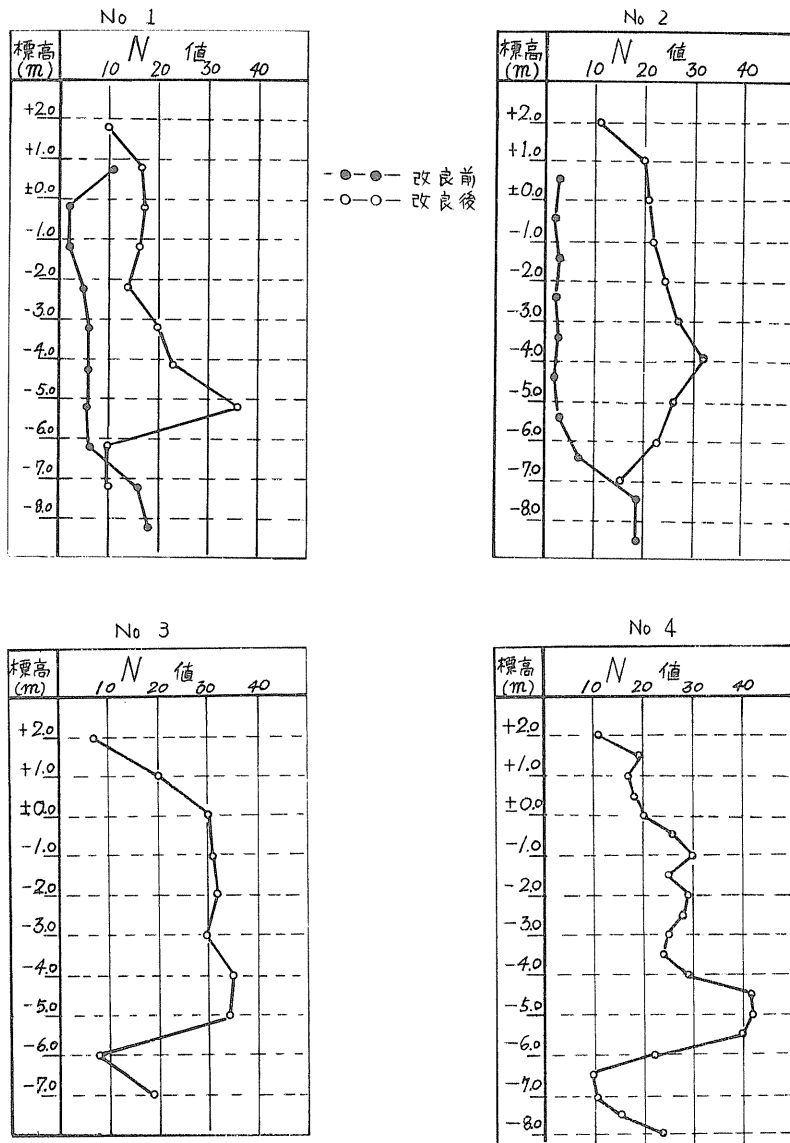


4 施工管理

改良効果の管理項目として、N値と相対密度Drを考慮した。工法は、振動締固め砂グイ工法のうち、打設長などの理由によりパイプロンコンポーザー工法を採用し、置換率 $a_s = 0.136$ とした。

(1) N 値

N 値の改良後の地盤判定基準は、パイロン間 $\bar{N} = 15$ とした。測定は、標準貫入試験により行った。(-10.0) 岸壁における改良前後のN 値を、下図に示す。



改良後の平均N 値は、No. 1 地点で $\bar{N} = 19$ であり、その他については $\bar{N} > 20$ となっている。従つて、 $\bar{N} = 15$ は満足された。しかし、旧海底地盤上部のシルト混りの土層でのN 値の改良効果は少ない。

(ロ) 相対密度 D_r

相対密度の地盤改良後の判定基準は、 $D_r = 60\%$ 以上とした。 D_r については、次のような考えによる。即ち、 D_r は、間隙比 e により、次式で与えられる。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

e_{max} : もつともゆるい間隙比

e_{min} : もつとも密な間隙比

e : その土の間隙比

砂地盤の場合間隙比を間接的に求めることができても、物理的性質で左右されるため、次式を利用した密度から決定するのが良い方法と考えられる。

$$D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{dmax}}{\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}} \times \frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_d}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1 + \omega/100}$$

γ_{dmax} : もつとも密な乾燥密度

γ_{dmin} : もつともゆるい乾燥密度

γ_d : その土の乾燥密度

γ_t : 湿潤単位体積重量

ω : 含水比

従つて、相対密度を求めるためには、地盤の湿潤単位体積重量 γ_t と含水比 ω が得られればよい。しかし、砂地盤では、乱さない自然状態の試料を採取することは困難であるので、ラジオアイソトープ (RI) を利用した原位置試験 (γ 線密度検層、中性子水分検層) を行なうことにより湿潤単位体積重量と含水量を求め乾燥単位体積重量を得る方法を採用した。又、 γ_{dmax} は、振動突固め試験により、 γ_{dmin} は乾燥砂を容器内に静かに流入させる方法によつて求めた。

RI の測定原理と測定方法については、ここでは省略する。但し較正曲線の作成は次によつた。即ち、調査対象地点が、海水 (Cl^- の存在) の浸透する所であり、又、地層中に多量の砂鉄 (Fe^{++} の存在) が混る条件下にあるために、一般的な地層を対象に作成された較正曲線は使用できないと考えられた。従つて、現地砂を用い、かつ地下水として海水を用いて較正曲線を作成した。

測定器の仕様および測定条件は、次のとおりである。

(I) 密度検層機器

(a) 計器名およびメーカー WR-102 γ 線密度検層器 (桑野電気KK製)

(b) 計器性能一覧

孔内プローブ

- シンチレータ : Harshaw 社 TYPE DI(TL) 1'×1'
- フォトマルチプライヤ : EMI 社 9524B
- 高圧出力 : 600~1kv 0.5mA
- 出力安定度 : 0.25% (±10% 入力変動に対して)

- スパン（線源～検出器）：40 cm～60 cm

(C)測定条件

- 線源：Cs¹³⁷ 30(mcv) 使用
- 弁別エネルギー：150 keV
- 時定数：T = 5.0 sec
- 検層速度：V = 20^m/_{min}
- スパン：線源～検出器間距離 $l = 40$ cm および 60 cm
- 測定孔：外径 60.5 % 肉厚 3.8 % 鉄製パイプ使用。孔内には、地下水を入れない条件とした。

(II)水分検層器

(a)計器名およびメーカー：Sx-8 n 型水分検層プローブ及びCx-1 型ポータブルスケラ 日本イーティエル株式会社製

(b)計器構成および性能：計器は、プローブ（孔内ゾンデ）とスケラ（地上計数器）から成る。

(1)プローブ

- 型式：中性子散乱式
- 検出器：He-3 計数管

(2)スケラ

- 型式：ポータブル 2 チャンネルスケラ
- 計数、表示：計数 10 進 5 桁 2 チャンネル、表示 10 進 4 桁 2 チャンネル
- タイマー：1 分固定、水晶タイマー

(c)測定条件

1 測定 1 分計測を 3 回行い平均値を採用。但し、3 回の計測値のバラツキが大きい時には 4 回ないし 5 回まで計測した。測定孔の条件は、密度検層に同じ。

密度検層は、Cs¹³⁷ 線源を用い、自然放射能を測定した後、検層を行った。次に、水分検層は、Cf²⁵² 線源を用い深度方向 0.25 m 毎に計測した。計測は、地盤改良前と改良後（工事終了後 3 日）の両者について行った。改良前後の測定結果を比較したものを図 3～5 に示す。

密度検層結果については、図 3 からわかるように湿潤単位体積重量 γ_t は、改良前後の変化があまり認められず、場所によつては、逆に γ_t が改良前より低下している。この点については

① 工程の関係上、改良前の測定時には、すでに改良工事が始まつており、厳密には、改良前の地盤とはいきれない。（特に、No. 5 地点は改良区域に近接していた。）

② コンポーザパイル打設時に使用しているエアの影響などの事項が相関した結果と考えられる。

水分検層結果では、全体に一様な改良効果が得られ、含水比は改良前で $w = 15 \sim$

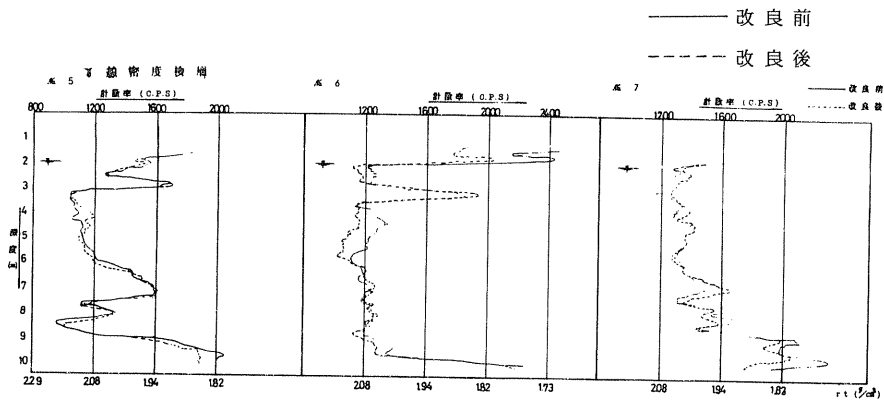


図 - 3 γ 線密度検層

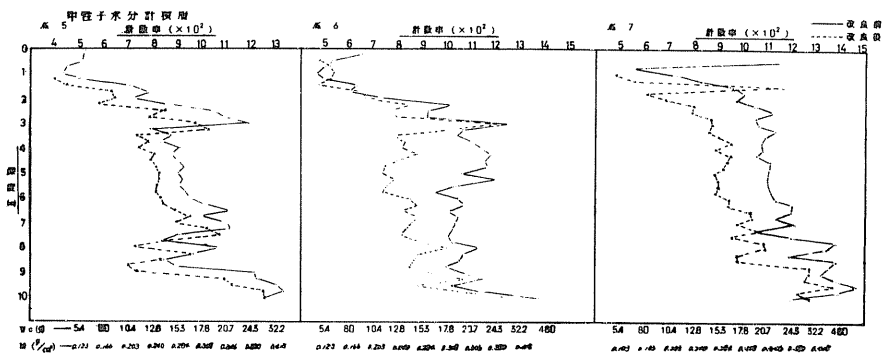


図 - 4 中性子水分検層

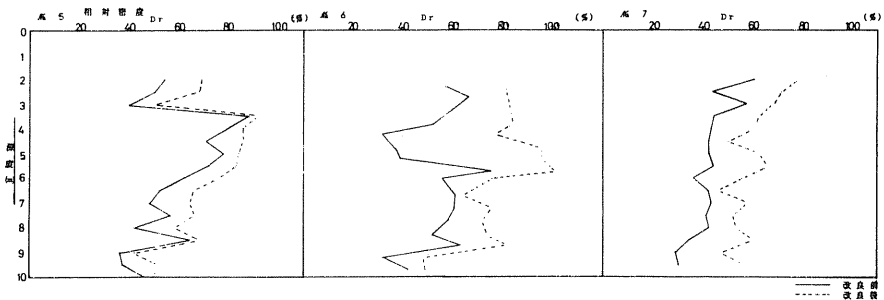


図 - 5 相対密度

25%、改良後は $\omega = 10 \sim 15\%$ 程度であり、改良効果による含水の変化は、非常によく確認できた。

全体としては、 γ_d の変化は、あまり認められなかったが、 ω が非常によく改良され、その結果 γ_d 、および相対密度 D_r が改良された。

5 地盤改良工事における影響調査

パイプロコンポーザ工法においては、その振動などにより、パイル打設地点から離れた地点において地盤の沈下が見られる。今回は、現場において地盤改良部と既設構造物との間を、どの位離すべきかを目的とし、埋戻砂の沈下量のみの影響調査を試みた。調査方法は、杭を12本一列に打ち、パイプロコンポーザとその杭の距離に応じて沈下量を測定した。その結果、釧路西港の砂地盤においては、上記の距離が25 m位から沈下がみられ最終的には、場所により3～5 cmの沈下が生じた。

6 おわりに

釧路西港の埋立地における流動化防止について、仮定を含んでいるが、現場なりにその対策および施工管理についてのべてきました。しかし、未解決な問題も多く、今後さらに研究が必要と思われまますので、皆様の御意見をお聞かせ願えれば幸いです。

引用文献

- | | | |
|---|-----------------------------------|---------|
| 1 | 現場技術者のための土質工学 | 鹿島出版 |
| 2 | 第21回直技研報告資料 | 港湾技術研究所 |
| 3 | 第16回土質工学シンポジウム発表論文集 | 土質工学会 |
| 4 | 飽和砂層振動試験業務総括報告書 | 東亜建設kk |
| 5 | 港湾構造物設計基準 | 日本港湾協会 |
| 6 | DESIGN MANUAL FOR COMPOZER SYSTEM | 不動建設kk |

防振壁による地盤振動の遮断効果について

北海道開発局土木試験所 佐々木 晴 美
 木 元 喬 之
 能 登 繁 幸
 ○東海林 邦 天

1. まえがき

施工機械・走行車輛などによる地盤振動の発生は古くから認められているが、近年、工事の大型化、交通量の増大および土地利用の高密化などにもない、地盤振動がときには道路周辺住民および家屋等に弊害をおよぼし、最近では公害のひとつとも考えられている。このような問題の解決を指向して、著者らは地盤振動の実態、予知方法、さらには軽減対策工について数年来、調査研究を積み重ねてきた。

ここでは、地盤振動軽減対策工のひとつとして考えられる地盤振動の伝播経路の遮断、すなわち、地盤に溝や壁を設けた場合の振動軽減効果に関する現地試験を行ない、その実測結果にもとづいて、溝および壁の振動軽減効果および壁体の種類による効果の変動について検討した結果を報告する。

2. 試験箇所の概要

試験箇所は、図-1に示すとおり一般国道5号札幌市地内札幌新道の新設工事現場であり、測定箇所の土層構成は、図

-2に示すとおり泥炭層と腐植土混リシルト層が互層になっている。とくに上の泥炭層は、 ρ_c =

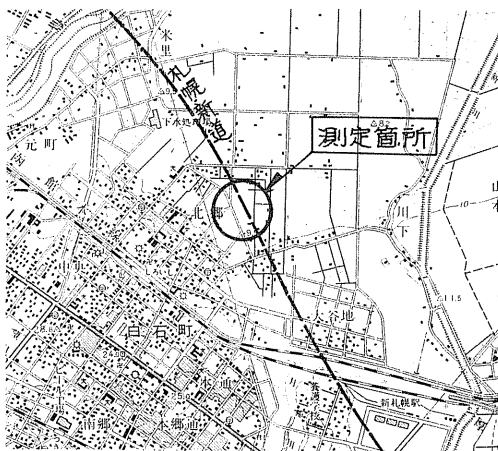


図-1 測定箇所図

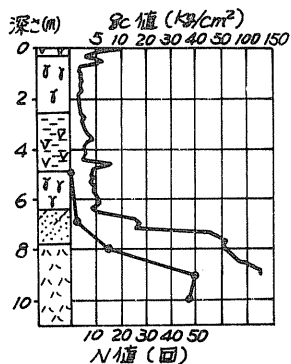


表-1 地盤の性質

深さ (m)	湿潤密度 γ_t (g/cm^3)	含水比 W (%)	比重 G_s	軸圧縮強度 ρ_u (kg/cm^2)
1.1~2.0	0.962	960.50	1.542	0.188
3.1~3.6	1.336	105.38	2.270	0.500
5.1~6.0	0.985	763.35	1.632	0.250

凡例

図-2 地盤の性状

2~3 kg/cm²の軟弱土層である。各層の土質常数は、表-1に示すとおりである。

3. 試験要領

防振工としての溝および壁の設置に際しては、その深さや幅が問題となるが、本調査の場合、溝については、排水管理設のための堀削溝も利用したため、深さ1.2m、幅1.0mの寸法となっている。また、壁については、図-3に示すとおり、高さ2.0mのものを堀削溝に立て、埋め戻すこととし、厚さについては、後述の(4-3-1)式を用い、概略計算により25cmとした。

防振壁の材質としては、理論上、コンクリートのように密度の大きいものか、発泡材のように密度の極めて小さいものがよいが、比較的施工性のよい後者を対象と

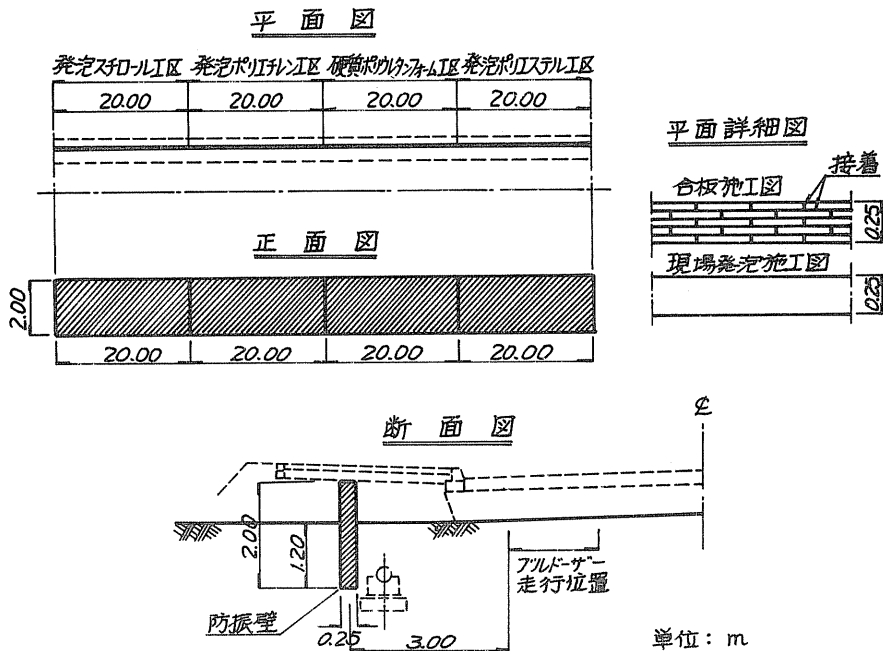


図-3 防振壁設置図

し、現在一般的に土木工事で使用されている発泡スチロール、発泡ポリエチレン、硬質ポリウレタンフォーム、発泡ポリエステル樹脂系4種類を用いた。これらの性質は、表-2に示すとおりである。

振動源としては、キャタピラー三菱D4Dブルドーザー(9.55t)を3速の速度で路面走行させた振動を利用し

表-2 各種防振壁材の特性

壁材	密度 g/cm ³	引張強度 kg/cm ²	圧縮強度 kg/cm ²	弾性波伝播速度 (S波) m/sec
発泡スチロール	0.029	5.0	3.0	60.0
発泡ポリエチレン	0.035	20~30	0.5	—
硬質ポリウレタンフォーム	0.044	25~800	15~60	36.2
発泡ポリエステル	—	—	—	—

た。また、測定位置は、図-4に示すとおり、振動源端より2m、5m、10m、15m、20m、および30mの6点とし、溝および壁は振動源端より3mの位置とした。

測定解析は、公害用振動計で測定し、記録計、ローパスフィルター、オシログラフをとおり、読み取り演算を行って解析した。

振動の測定単位としては、変位振幅、速度および加速度などがあるが、Dieckman, Meisterの報告、ドイツのVDI、¹⁾ 我国の地方自治体の条例などを考慮して速度とした。なお測定方向は、上下動が水平動より一般的に大きいことから、上下動とし、また、ピーク値を用いて解析した。

次に測定は、第1回目は溝を切っていない原地盤で行ない、第2回目は溝を切った空溝の状態で行ない、また第3回目は溝に上記の壁材を埋設した状態で行った。

以上の試験要領で、原地盤、空溝および防振壁相互間の振動を比較検討するものである。

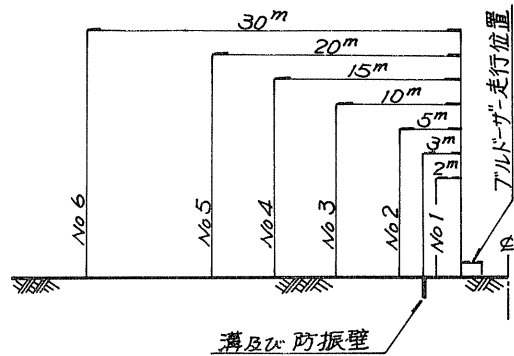


図-4 測定位置図

4. 試験結果および考察

地盤振動を遮断する場合、伝播経路となる土を取り除くのが効果的であり、またそのときの軽減効果も各方面で確かめられつつあるが、こうした空溝の状態では、道路の維持・安全性の上で問題があり、溝に壁材を埋設して防振壁とするのが望ましい。

したがって、ここでは、防振壁の振動軽減効果を、溝を切る前の状態での振動を比較対照の基準として検討するとともに、防振壁を埋設するために予め掘削した溝の振動軽減

表-3 測定値及び効果一覧表

測定項目 防振壁の有無	測定距離(m)	原地盤		溝切り後		防振壁埋設後	
		①	②	②/①	③	③/①	③/②
発泡スチロール	2	15.60					
	5	6.25	3.12	0.50	5.60	0.90	1.79
	10	2.39	1.44	0.60	1.63	0.68	1.13
	15	1.10	0.72	0.65	0.88	0.80	1.22
	20	0.65	0.44	0.68	0.46	0.71	1.05
	30	—	—	—	0.35	—	—
	平均			0.61		0.77	1.30
発泡ポリレン	2	16.80					
	5	8.75	5.00	0.57	6.80	0.78	1.36
	10	3.91	1.50	0.38	1.50	0.38	1.00
	15	1.87	1.04	0.56	1.06	0.57	1.02
	20	0.98	0.75	0.77	0.65	0.66	0.87
	30	0.50	0.37	0.74	0.42	0.84	1.14
	平均			0.60		0.65	1.08
硬質ポリウレタン	2	18.00					
	5	7.92	3.96	0.50	5.00	0.63	1.26
	10	2.17	1.25	0.58	1.25	0.58	1.00
	15	0.96	—	—	0.50	0.52	—
	20	0.72	0.38	0.53	0.39	0.54	1.03
	30	0.48	0.35	0.73	0.35	0.73	1.00
	平均			0.59		0.60	1.07
発泡ポリスチレン	2	17.40					
	5	8.12	6.25	0.77	7.60	0.94	1.22
	10	3.04	1.63	0.54	1.63	0.54	1.00
	15	1.33	0.65	0.49	0.81	0.61	1.25
	20	0.93	0.63	0.68	0.71	0.76	1.13
	30	0.75	0.46	0.61	0.50	0.67	1.09
	平均			0.62		0.70	1.14

注. 振動源: アブルダーザ(キャタピラ-三菱D4D 955cc) 3速
単位: 速度(mm/sec)

効果と比較し、その効果の程度を明らかにすることを試みる。

ここで、原地盤、溝切り後、防振壁埋設後のそれぞれの測定結果を表-3にまとめて示す。

4-1. 原地盤の振動

原地盤の距離減衰をレイレイ波として次式をあてはめ、¹⁾各々の工区について実線で図-5に示した。

$$y = \frac{C}{\sqrt{x}} e^{-\alpha x} \text{-----} (4-1-1)$$

C: 振動源の振幅や振動数・地盤の密度に関する常数
 α : 地盤の減衰常数

なお、振動源から20mの範囲では、(4-1-1)式は比較的良好に合致するがこれより以遠の30mの点では合致しない。これは30m程度離れると、暗振動および常時微動による影響や、特に測定箇所が工事現場であることから他の雑振動も多く、純粋に振動源による振動を伝えていないためであると考えられる。従って、図-5では20mの範囲で表わしたものである。

4-2. 空溝の振動軽減効果

原地盤の距離減衰に対して、著者らは、溝切り後の距離減衰を同様にレイレイ波として次式を提案しており、¹⁾各工区毎に、次式を適用して求めたときの振動減衰曲線を図-5に点線で示した。

$$y = \frac{C}{D\sqrt{n}\sqrt{x+2D}} e^{-\alpha(x+2D)} \text{-----} (4-2-1)$$

C: 振動源の振幅や振動数・地盤の密度に関する常数
 α : 地盤の減衰常数
 D: 溝の深さ(m)
 n: 溝の本数

同図に示した結果からも、(4-2-1)式が、おおむね妥当であることがわかる。

空溝と原地盤との振動速度比を見ると、表-3に示してあるように0.59~0.62となり、また図-5の実線と点線の比からも0.6前後となることがわかる。

空溝による減衰効果は、鈴木らが実験的に求めており、²⁾図-6に示すように、波長に関係があると報

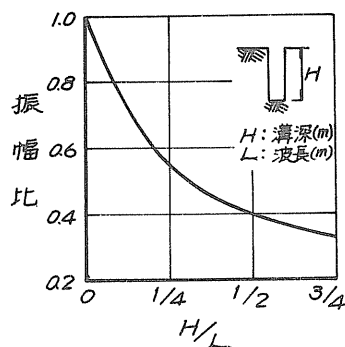
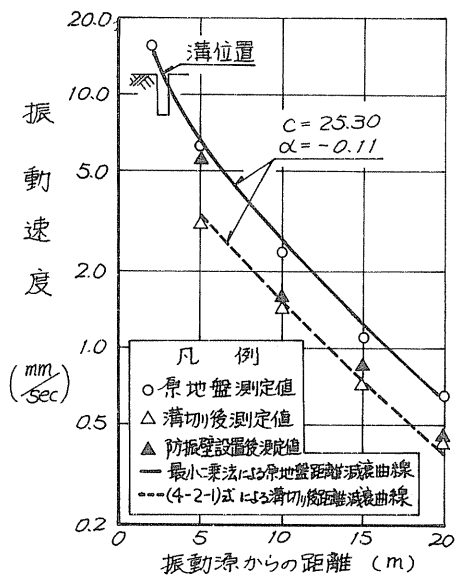
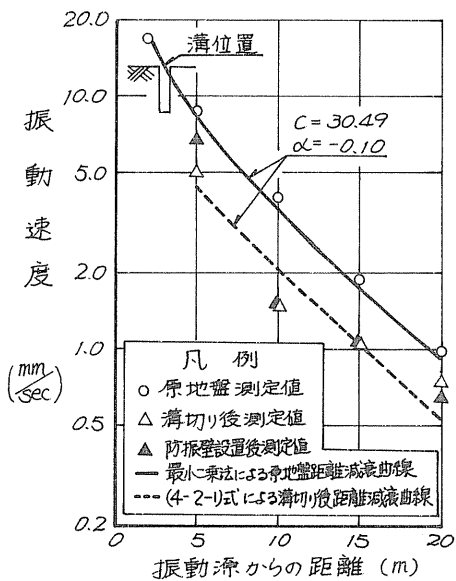


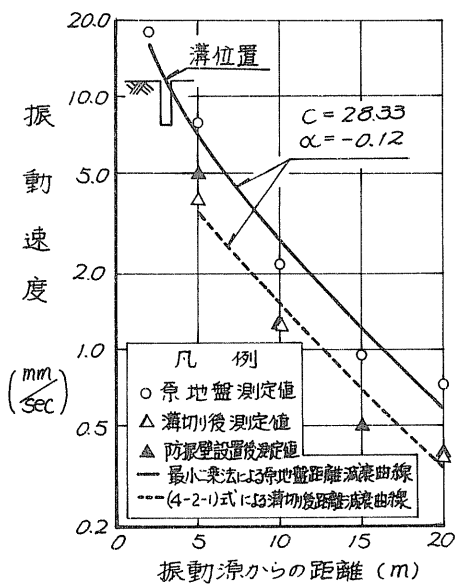
図-6 防振壁の効果



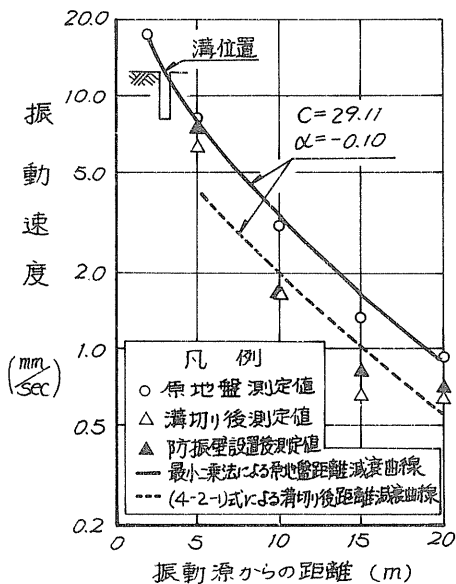
(a) 発泡スチロール工区



(b) 発泡ポリエチレン工区



(c) 硬質ポリウレタンフォーム工区



(d) 発泡ポリエステル工区

図-5 各防振壁工区における測定値及び距離減衰曲線図

告されている。これによると、本試験の場合、波長が約6m、溝の深さが1.2m、従ってH/L=1/5であり、同図から振幅比が0.6となり、本試験の振動速度比はこれとほぼ同じ値を示している。

4-3. 防振壁の効果

防振壁による波動の遮断効果については、次のような理論式による波動伝達率³⁾によって推定する方法が考えられる。

$$T_w = \frac{4 \cdot \alpha}{\sqrt{2\{2(1+\alpha^2)^2 - (1-\alpha^2)^2(1+\cos \cdot 2 \cdot \beta \cdot h \cdot H)\}}} \dots (4-3-1)$$

$$\text{インピーダンス比 } \alpha = \frac{V' \rho'}{V \rho}$$

$$\text{弾性波伝播速度比 } \beta = \frac{V}{V'}$$

$$h = \frac{n}{V}$$

T_w : 波動伝達率

V' : 防振壁材の弾性波伝播速度 (cm/sec)

V : 地盤の弾性波伝播速度 (cm/sec)

ρ' : 防振壁材の密度 (g/cm³)

ρ : 地盤の密度 (g/cm³)

n : 周波数 (Hz)

H : 防振壁厚 (cm)

上式を用いて、本試験に用いた防振壁材のうち、発泡スチロール、硬質ポリウレタンフォームについて、S波の伝達率を算出してみると次のようになる。なお、この場合の壁材に関する計算条件は、表-2から、発泡スチロールについては密度0.029 g/cm³、伝播速度6000 cm/sec、硬質ポリウレタンフォームについては密度0.044 g/cm³、伝播速度3620 cm/secとした。また、地盤については、密度は表-1から0.962 g/cm³、伝播速度は測定結果から4000~6000 cm/secの平均値5000 cm/secとした。周波数は、測定結果から8 Hzとした。

① 発泡スチロール

$$\alpha = 0.036, \beta = 0.833, h = 0.0016, H = 25 \text{ (cm)}$$

$$T_w = \frac{4 \cdot 0.036}{\sqrt{2\{2(1+0.036^2)^2 - (1-0.036^2)^2(1+\cos \cdot 2 \cdot 0.833 \cdot 0.0016 \cdot 25)\}}}$$

$$= 0.908$$

② 硬質ポリウレタンフォーム

$$\alpha = 0.033, \beta = 1.381, h = 0.0016, H = 25\text{cm}$$

$$T_w = \frac{4 \cdot 0.033}{\sqrt{2\{2(1+0.033^2)^2 - (1-0.033^2)^2(1 + \cos \cdot 2 \cdot 1.381 \cdot 0.0016 \cdot 25)\}}}$$

$$= 0.767$$

上記の計算から伝達率0.908, 0.767が得られた。これに対し、表-3より、防振壁設置後と原地盤との振動速度比は、振動源からの距離5~30m間つまり防振壁の背後の最初の測定位置と防振壁から27m離れた位置の間の平均で0.60~0.77となるが、発泡スチロールと硬質ポリウレタンフォームについて、防振壁の背後の最初の測定位置で振動速度比を示すと、表-3からそれぞれ0.90, 0.63となり、上記の計算による伝達率と大きな差は見られない。さらに、図-5に見られるように、防振壁の直後からの距離が7m付近から防振壁に近づくにつれて次第に減衰効果は小さくなり、防振壁の直後では、先に示した防振壁の背後の最初の測定位置における振動速度比よりも大きくなり、上記の計算結果による伝達率に一層近似してくると推定される。従って、(4-3-1)式を用いて算出する伝達率は、実測結果とほぼ一致すると推定される。

壁体による遮断効果に及ぼす要素は、前述の伝達率の算出式にも見られるように、壁体の密度、地盤の密度、壁体の弾性波伝播速度、地盤の弾性波伝播速度、壁厚であり、これらはいわゆるインピーダンス比と壁厚である。

表-3, 図-5に示してあるように、防振壁設置後の測定値において、原地盤や溝切り後の距離減衰と比較すると、距離減衰効果が異なり、特に防振壁の背後の最初の測定位置と防振壁からの距離が7m付近の間で顕著な違いが現われている。防振壁の背後の距離減衰は、レイレイ波による減衰式に、インピーダンス比と壁厚の要素を加えることによって求められると推定するものである。

ここで、インピーダンス比が、振動の減衰効果に与える影響を、振動速度比とインピーダンス比の関係から示したものが図-7である。材質の不明な壁材もあり、ここでは発泡スチロールと硬質ポリウレタンフォームの2

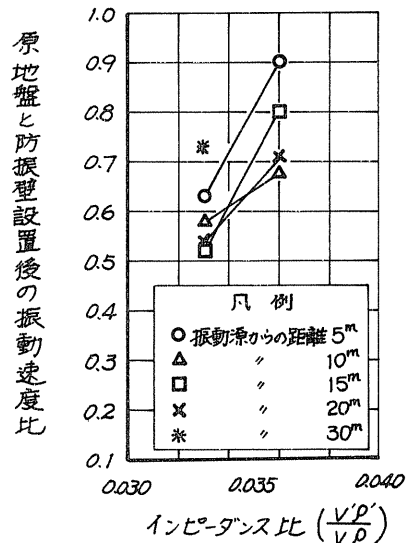


図-7 原地盤と防振壁設置後の振動速度比とインピーダンス比の関係

種のインピーダンス比しか得られなかったが、同図から、インピーダンス比が小さくなれば、原地盤との振動速度比は小さくなり、振動軽減効果が大きくなることが推定される。

また、図-8には、試験に用いた4種類の壁材について振動速度比と距離の関係を示してあるが、これらは、同一地盤、壁材の厚さ・高さが同一という条件下にあるため、4種類間の効果の違いは、インピーダンス比、特に、壁材の密度・弾性波伝播速度によるものと思われる。

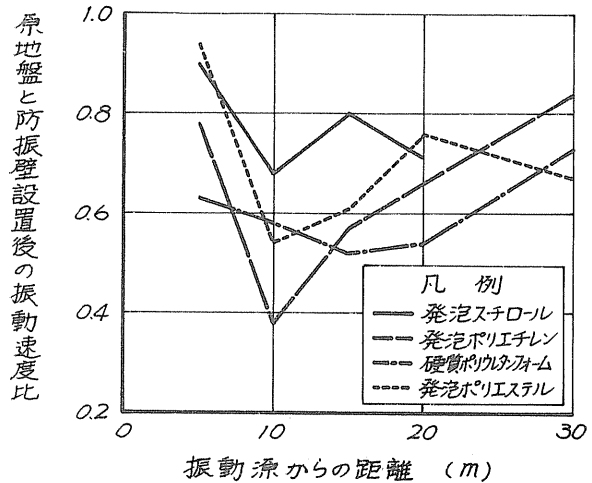


図-8 原地盤と防振壁設置後の振動速度比と振動源からの距離の関係

5. むすび

前記の試験箇所概要および試験要領に述べた条件下での本報告をまとめると次のようになる。

- ① 1.2mの空溝により、原地盤に対して60%になり、推定式はほぼ合致する。
- ② 厚さ25cm、高さ1.2mの防振壁を設けることによって、振動源から30mの範囲では原地盤に対して、60%~77%になる。なお、各種壁材については、発泡スチロール77%、発泡ポリエチレン65%、硬質ポリウレタンフォーム60%、発泡ポリエステル70%となる。
- ③ 防振壁設置後と空溝との比は1.07~1.30となる。
- ④ 防振壁の効果については、インピーダンス比、特に壁材の密度・弾性波伝播速度が小さいほど効果があると推定される。

以上、空溝と防振壁設置による地盤振動の軽減効果について述べたが、これらは工事現場という制約上、詳細な測定は難かしく、データ数の不足、周波数解析の必要性等、多くの検討の余地が残されている。

地盤振動の遮断・軽減対策工のひとつとして、防振壁が使用されつつあり、より十分な検討が急がれているが、今後、防振壁の材質、必要深さ、経済性などについて検討を重ね、よりよい設計指針を作成するよう努力するつもりである。

最後に、本報告作成にあたり、現場測定その他多くの御協力をいただいた札幌開発建設部札幌新道建設事務所並びに関係した各位に対して謝意を表します。

参考文献

- 1) 小林、佐々木、能登「軟弱地盤上の道路における施工機械・走行車輛による地盤振動の軽減対策について」昭和48年度土質工学会第13号技術資料
- 2) 鈴木、石垣「衝撃波の最大振幅が色々な溝によって減少する割合について」地震、Vol.12, No.3, 1960
- 3) 島山、渡辺「振動の伝播の遮断について」土木学会関西支部昭和50年度講習会テキスト

「防振壁による地盤振動の遮断効果について」正誤表

頁	行	誤	正
88	16	n: 周波数(Hz)	n: 円振動数(rad/sec)
"	26	h=0.0016	h=0.010
"	27	$T_w = \frac{4 \cdot 0.036}{\sqrt{2\{2(1+0.036^2)^2 - (1-0.036^2)^2(1+\cos \cdot 2 \cdot 0.833 \cdot 0.016 \cdot 25)\}}}$	$T_w = \frac{4 \cdot 0.036}{\sqrt{2\{2(1+0.036^2)^2 - (1-0.036^2)^2(1+\cos \cdot 2 \cdot 0.833 \cdot 0.010 \cdot 25)\}}}$
89	1	= 0.908	= 0.328
"	3	h=0.0016	h=0.010
"	4	$T_w = \frac{4 \cdot 0.033}{\sqrt{2\{2(1+0.033^2)^2 - (1-0.033^2)^2(1+\cos \cdot 2 \cdot 1.381 \cdot 0.016 \cdot 25)\}}}$	$T_w = \frac{4 \cdot 0.033}{\sqrt{2\{2(1+0.033^2)^2 - (1-0.033^2)^2(1+\cos \cdot 2 \cdot 1.381 \cdot 0.010 \cdot 25)\}}}$
"	5	= 0.767	= 0.191
"	6 ~ 16	<p>上記の計算から伝達率0.908,0.767が得られた。これに対し表-3より、</p> <p>従って、(4-3-1)式を用いて算出する伝達率は、実測結果とはほぼ一致すると推定される。</p>	<p>上記の計算から伝達率0.328,0.191が得られた。これに対し表-3より、防振壁設置後と原地盤との振動速度比は、振動源からの距離5~30m間つまり防振壁の背後の最初の測定位置と防振壁から27m離れた位置の間の平均で0.60~0.77となるが、発泡スチロールと硬質ポリウレタンフォームについて、防振壁の背後の最初の測定位置で振動速度比を示すと、表-3からそれぞれ0.90,0.63となり、実測値が上記の計算による伝達率よりは大きな値を示している。これは(4-3-1)式を用いた伝達率が透過波についてのみ算出されるものであり、実際には防振壁の下端を通る屈折波の影響も加わっているためと推定される。従って、深さ方向に有限な防振壁の遮断効果を求める際に、(4-3-1)式をそのまま適用するのは問題があろう。</p>

仮締切兼用鋼管矢板ウエル基礎の応力測定結果について

札幌開発建設部

徳谷 勝弘
○中野 修

1. まえがき

近年、道路線形が重要視され色々な所に橋梁が架設されている。この様な場合には軟弱層や支持層が深い所でも基礎をつくらなければならない。それに伴って種々の基礎が考えられており、中でも応用を為しているのが鋼管矢板基礎である。この矢板式基礎は、鋼管を閉鎖形状に打ち込み矢板相互をジャンクションパイプで連結し、場合によっては止水性を高めるためにジャンクションパイプにモルタルを注入する、そして矢板とフーチングコンクリートはコネクターで剛結させ全体を井筒化した基礎である。矢板式基礎の特長としては、(i)支持層が深くリーソンでは施工が困難な所でも施工が可能である、(ii)仮締切を兼用でき剛性の大きい鋼管矢板を使用し、掘入れも深いので施工が安全であり河川内の橋梁基礎に適している、等があげられる。先般検討の結果新江別橋の河川内の基礎に仮締切兼用タイプの矢板式基礎を採用した。このタイプの基礎は道内で初めての施工であり、設計及び施工面でも種々の問題点があるため全工程にわたり応力測定を行い、今後この工法が数多く施工される事を予想し、その場合の設計施工の参考資料とするために行なったものである。

2. 矢板式基礎の問題点

設計上の問題点としては、

- (i) 剛性 : 一般的に矢板式基礎の剛性は、過去の実験結果等より便宜的に次式によって求めている。 $EI = E(\Sigma I_i + \mu \Sigma A_i \bar{z}_i^2)$ μ : 合成効率
これは、合成効率という定数を使って全体の断面二次モーメントを仮減する方法で、解析法としては弾性床上の梁理論を適用する。この場合には、曲げ変形だけが考慮され継手部の剪断変形は無視されているが、矢板式基礎の構造特性を考えると、継手部の存在による剛性の仮減を曲げ剛性でなく継手部の剪断剛性を考慮する事で行ない、剪断変形を考慮した解析法で設計すべきである。
- (ii) 頭部処理 : 仮締切兼用の矢板式基礎では、鋼管矢板内にフーチングを設けなければならず、その接合部の構造が問題となる。
- (iii) 残留応力 : 仮締切を兼用する場合、仮締切の安全性に関してこの工法は大きなメリットを有する反面残留応力という大きな問題を有している。このため鋼管矢板の補強、支保工の強化、水中掘削、水中コンクリート打設、施工管理等の強化により残留応力を減少させる必要がある。

施工上の問題点としては、

- (i) 打ち込み : 仮締切兼用タイプでは、後での鋼管矢板の切断を容易にするため、打

打ち込み前にプレカット処理をしなければならぬ。このため事前に支持層の位置を正確に把握しておく必要がある。また剛性と止水性の面からも矢板を精度よく打ち込み、継手間隔も正確にしなければならぬ。そのためガイドリング、回転防止用具を使用してパイプロハンマーで建込んだ後で、ディーゼルハンマーに切替えて打ち込まなければならぬので従来の杭打ちに比べてより確実な施工管理を必要とする。

- (ii) 継手処理：これは井筒の剛性を高め、反締切の止水を完全にするために行い井筒内の施工に大きな影響を及ぼす。一般的には反締切部は粘土モルタル、基礎部はモルタルを注入するが、切断位置で両者をわけけるため十分な管理の下に施工する必要がある。
- (iii) 杭の転用：反締切兼用の矢板式基礎は、躯体完成後に反締切部の鋼管矢板を水中切断し杭を引き抜くのであるが、その場合には、杭の転用が問題となる。

3. 現場測定

本工事では、鋼管矢板の長杭、短杭、補強リングとシャーププレートに図-1の兼にストレインゲージを貼付けて、昭和48年10月2日（鋼管矢板打ち込み完了時）から昭和49年4月15日（鋼管矢板切断後70cm引き抜く）まで現場測定を行った。

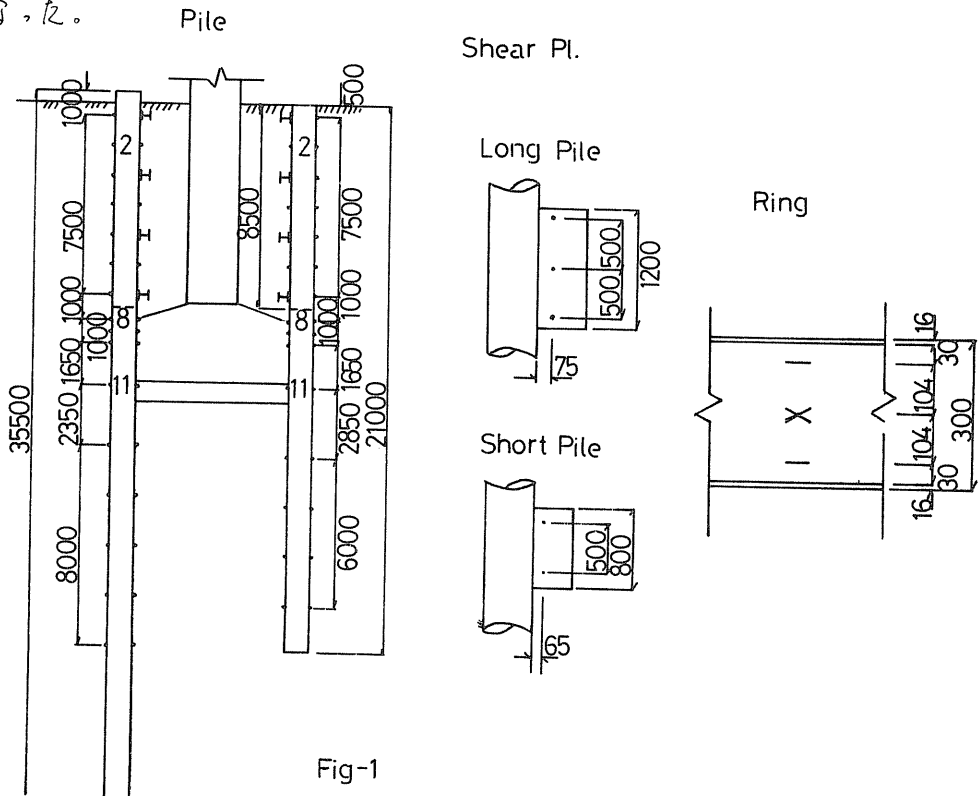


Fig-1

泥揚の地層は大抵次の様に分けられる。

(i) 上部軟弱層 (地表面 ~ -3.00m)

泥炭と粘土から構成された軟弱層で $\gamma_c = 2 \sim 4 \text{ t/m}^3$ 程度である。

(ii) 中間互層 (-3.00m ~ -27.00m)

砂質土及び粘性土が複雑な互層をなし河川堆積物特有の形状を示し、 N 値は10 ~ 30の程度である。

(iii) 基底層

深泥り砂や粗粒砂で構成された支持層で N 値は40 ~ 50である。

4. 測定結果

反締切兼用の矢板式基礎は、施工の遂行に伴って井筒内掘削による土圧の影響、補強リングの影響が最初にあらわれ、掘削完了後、 γ -4工コングリート打設による矢板との剛結による影響、躯体完成後の掘戻、矢板の切断による影響が順次表れてくる。このために今回は構造系を回つに改めて整理した。

(i) 第1段階：昭和48年10月2日(鋼管矢板打ち込み完了)から昭和48年12月4日(井筒内5mまで掘削)まで

(ii) 第2段階：昭和48年12月5日(3段目補強リング建て込み完了)から昭和49年1月12日(井筒内12.5mまで掘削)まで

(iii) 第3段階：昭和49年1月17日から昭和49年3月15日(躯体コングリート用型枠足場取りはずし)まで

(iv) 第4段階：昭和49年3月20日(補強リング3, 4段目取りはずし)から昭和49年4月15日(鋼管矢板切断後30cmまで引き抜く)まで

整理方法は、鋼管矢板では式を基本式とした。

$$EI \frac{d^2 \theta}{dx^2} = M = \varepsilon \cdot \bar{\sigma} \cdot z \quad \text{--- (1) ---} \quad \text{ここで、} \varepsilon = \text{曲げ歪、} z = \text{断面係数}$$

(1) 式を変形して $\frac{d^2 \theta}{dx^2} = \frac{\sigma}{E} = \frac{R}{R} = \frac{\sigma}{E} \frac{R}{R}$ --- (2) --- $R =$ 中立軸よりゲージまでの距離

(2) 式を1回積分するとたわみ角、2回積分すると変位、1回微分すると剪断力、2回微分すると地盤反力が求まるが、実際の計算では鋼管矢板を微小区間(25cm ~ 50cm)に区分し近似計算を行なった。また補強リングに関しては、トンネル支保工に等分布荷重や集中荷重が作用した場合に測定歪から逆に外力を推定する方法を利用した。鋼管矢板の代表的な点の全工程にあたる曲げモーメント図が、図-2 ~ 4に示してある。図-2は補強リングの1段目と2段目の中間点(No. 2)の曲げモーメントを表わしたものであり、これからNo. 2より下の補強リング2段目を設置(昭和48年12月1日)してからは、井筒内掘削がさらに進み補強リングの3段目(昭和48年12月5日)、4段目(昭和48年12月24日)を設置してもあまり曲げモーメントの変化がみられず、下段の補強リングを入れた瞬間での上段補強リングの応力状態がそのまま残留する傾向があると思われる。これは、補強リングが反締切部の鋼管矢板の残留応力低減化に対する有効手段である事を示すものと考えられる。この点の残留応力は、昭和49年4月6日で長抗で1.66 t/cm²、短抗で0.74 t/cm²あった。長抗と短抗で曲げモーメントの符号がちがうが、これは

施工の不均一のためと思われる。

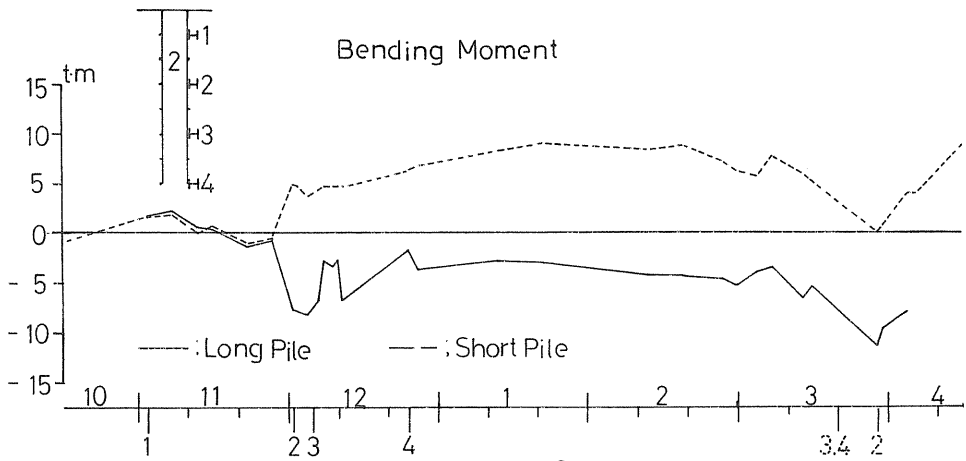


Fig-2

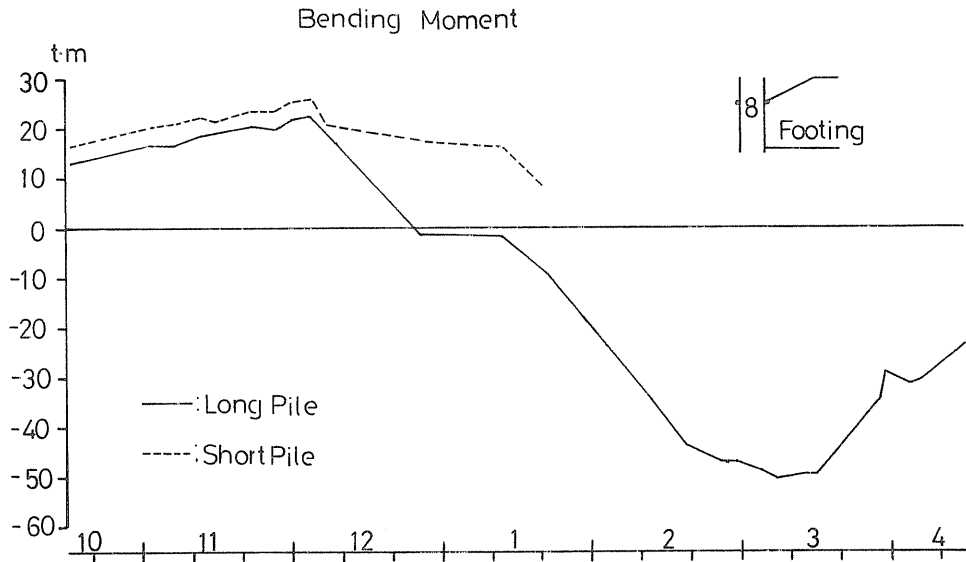


Fig-3

図-3は、フーチングの上端の曲げモーメントである。図-2と図-3を比較した場合、昭和48年10月10日の時点で、No.2では曲げモーメントが約-0.7t-m(短抗)であり、No.8では18.4t-m(短抗)もある。これは、表土のカットによる土圧の影響、シャーププレートを保護するために行なったプレボーリングの影響が大きくてなためと考えられる。No.8の曲げモーメントの変化を見ると、井筒内掘削の進行に伴って土圧の影響により正の曲げモーメントが増加しているが、2回目(昭和48年12月1日)、3回目(昭和48年12月5日)、4回目(昭和48年12月24日)が建て込まれるにつれそれが有効に作用し曲げモーメントを減少させているのがわかる。次に均しコンクリート、フーチングコンクリートが打設

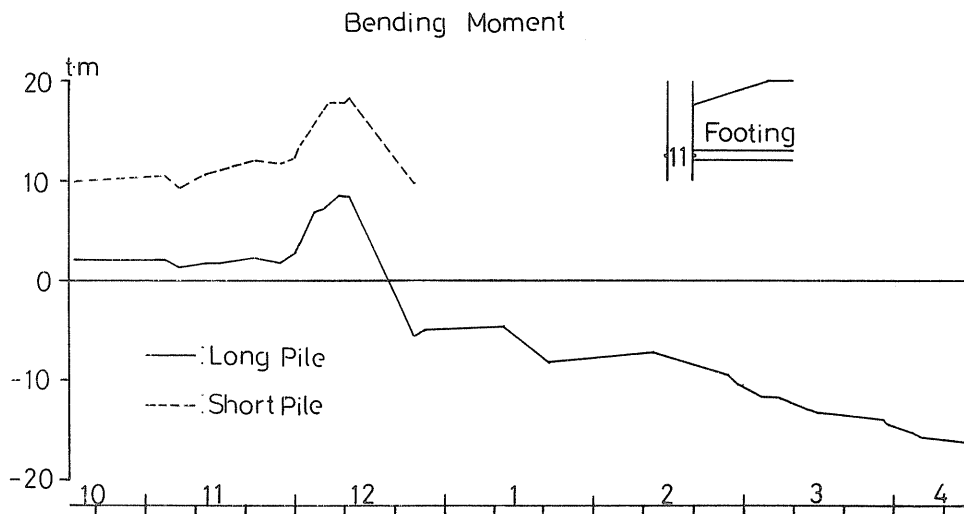


Fig-4

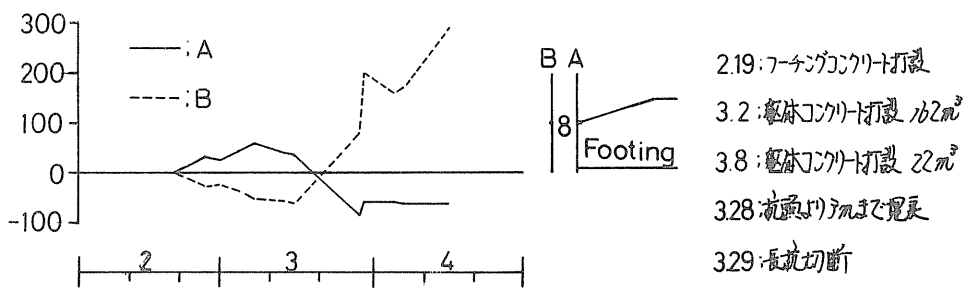


Fig-5

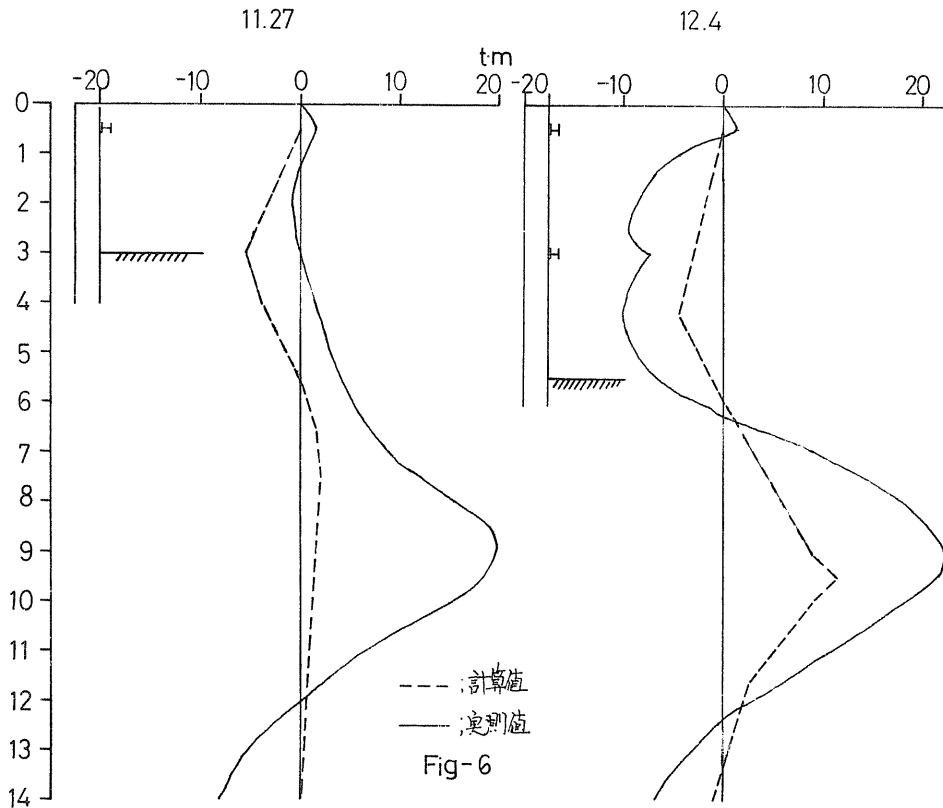
- 2.19:フーチングコンクリート打設
- 3.2:躯体コンクリート打設 162m³
- 3.8:躯体コンクリート打設 22m³
- 3.28:杭頭より1mまで延長
- 3.29:長杭切断
- 4.6:全杭の杭切断
- 4.15:長杭を70cm引抜く

されて構造系がかなり両端固定の梁と同じようになり固定端の杭に負のモーメントが働くようになり、さらに躯体コンクリートが打設されて値は大きくなり最大で-50.4 t/mにもなっている。この点の残留応力は、4月15日でも42.8 t/cm²もありかなり大きく残っていることがわかる。しかし図-5(これはフーチングコンクリート打設日の歪を基準として各段階ごとの歪の変化を示したもの)からは昭和49年3月28日までは杭のA側、B側とも同じような傾向を示していることがわかるが、昭和49年3月29日以後B側だけ非常に大きく変動している。このことより杭の切断によってNo.8のB側に局部的な断面変形が起こったことが推定される。図-4は、杭しコンクリート打設予定位置の中間に設けられた測定点(No.11)の曲げモーメントを表したものである。この点はNo.8と杭切断前までは似たような動きをしているが、杭の切断による変化はほとんどなく持続荷重による曲げモーメントの増加がみられる。

今回の測定より得られ結論としては、

(1) 仮設時に生ずる応力を少なくする方法としては、補強リングがかなり有効に働いて

Bending Moment (Long Pile)



ている。井筒の一体性を得るためには、リングの剛性を大きくする事が有効である。

(ii) 残留応力は、フーチング部により大きく生ずる。また断面が大きく変化する所でもあるので、応力集中による局所的な断面変形を防ぐためにも鋼管の中詰めコンクリートによる断面の補強が必要である。

5. あとがき

今回の測定結果をまとめた後で、計算値と比較してみたのであるが(図-6)、最初のうちは似たような傾向を示すが井筒内掘削が8m以上進んでからは一致しなかった。これは支点の条件、土圧のとり方、水位の変動、押しボアリングの評価の仕方に問題があったためと考えられる。今後この種の測定を行なう場合、水位測定、土圧測定、応力集中が起こると考えられる部分の測定点の増加、シャーププレートのおしきを調べるための水平加力試験、振動試験が必要であると思われた。

軟弱地盤における負の摩擦力の測定試験について(第一報)

北海道開発局土木試験所 野口 義教 竹原 義一
逢坂 秀俊 ○石原 勝
佐藤 憲一

1. まえがき

軟弱地盤中に築造される構造物基礎(主に先端支持ぐい)に対して、くいと周辺地盤との相対沈下により負の摩擦力が生じる。その作用機構については、最近各機関において検討されているが、不明な点も数多い。道内においても広い泥炭性の軟弱地盤をかかえる以上、負の摩擦力に対する検討は必要不可欠であるが、それについての本格的な実験例がほとんどないのが現状である。

ここでは、女満別橋周辺の基礎地盤に施工した実大鋼管ぐいによる負の摩擦力測定試験について、その実施状況を述べることにする。今回の実験においては、摩擦ぐい、先端支持ぐいの他に二重管工法の採用を試み、構造物築造の実情に合わせ、盛土の施工を行った。

なお、くい打設後の経過日数が浅いため、本報告ではその施工概要と測定経過を述べるにとどめた。

2. 地盤概要

試験地区は国道39号線の女満別町～網走市間における女満別川流域であり、現在でも路面の不等沈下などが随所に発生し、一名「おばけ丁場」とも呼ばれる軟弱地盤地帯である。

試験位置の土層構成を表一に示すが、旧網走湖の湖底に堆積した泥炭層および腐植土層が深部まで続き、軟弱層全体の深さはほぼ27mまで達している。さらに、約30m以深の支持層に至るまでに砂質土層が介在し、その土質強度は深さ方向に急増する傾向を示している。また支持層となる地盤は上層部に砂レキ層を有するが、主体は固結したシルトとなっている。

以上の土層構成から判断して、構造物と地盤の相対沈下に影響する軟弱層は地表から27mまでの深さの地盤であると考えられる。



3. 負の摩擦力測定用くいと埋設計器

(1) くいの種類と埋設計器

深い軟弱層に施工された支持ぐいに相当大きな負の摩擦力が作用するという事は、実験的に確認されているが、くいと周辺地盤の相対沈下量と速度あるいはくい先端部の支持条件、すなわち鉛直荷重の作用により生ずる先端部の沈下量および沈下速度の大小関係によって負の摩擦力の大きさも変ることが十分予想される。いまくい先端での支持条件からくいを3種類に区分し、それぞれの支持形式の違いによる設計条件を示すと次のようになる。

- ① 完全支持ぐい ($Y_1 = 0$) $\cdots Q > P + F_n$
- ② 不完全支持ぐい ($Y_1 < Y_2$) $\cdots Q + F_p > P + F_n$
- ③ 摩擦ぐい ($Y_2 < Y_3$) $\cdots F_p > P + F_n$

$\therefore Q$; くい先端地盤支持力 P ; 上載荷重 F_n ; 負の摩擦力
 Y_n ; くい先端沈下量 F_p ; 正の摩擦力

また、負の摩擦力を低減するため、軟弱層中のくいを図-1のように二重管(以下二重管ぐいとする)とし、構造物の鉛直荷重を支持地盤に到達する内管(周辺地盤と大部分をカットされている)が、地盤沈下により生ずる負の摩擦力を外管がそれぞれ負担した場合は次のようになる。

- ④ 二重管ぐい $\left\{ \begin{array}{l} \text{完全支持} \cdots Q > P + F_{in} \\ \text{不完全支持} \cdots Q + F_{up} > P + F_{in} \end{array} \right.$

$\therefore F_{up}$; 内管に働く正の摩擦力 F_{in} ; 内管に働く負の摩擦力

ここで摩擦ぐいと支持ぐいを比較すると、くいと地盤の相対変位は支持ぐいよりも摩擦ぐいの方が小さくなる。その結果、摩擦強度は相対沈下に比例する傾向があるから、摩擦ぐいに作用する負の摩擦強度(f_{on})は支持ぐいに作用する負の摩擦強度(f_n)よりも大きくなることはない。 $(f_{on} \leq f_n)$ 。換言すると、負の摩擦強度に関してのみ考えると、完全支持ぐいよりも不完全支持ぐい、不完全支持ぐいよりも摩擦ぐいの方が支持形式としては有利である。

(構造物の許容沈下量を考慮すれば完全支持ぐいのほうが機能上すぐれており、その構造物の設定条件により基礎の選定がなされる必要があるであろう。)二重管ぐいの外管についても、負の摩擦力の低減のみに着眼すれば、摩擦ぐいとしたほうがその機能上有利である。

以上の点を考慮して、負の摩擦力測定用ぐい(以下試験ぐい)は、摩擦ぐい(No1号)、支持ぐい(No2号)、および二重管ぐい(No3号)の3種類とし、表-2にくい諸元を、図-2にくいの根入れ状態を土層構成との関連で示した。なお、二重管ぐいは負の摩擦力低減効果を調査するほかに、くいのヒズミお

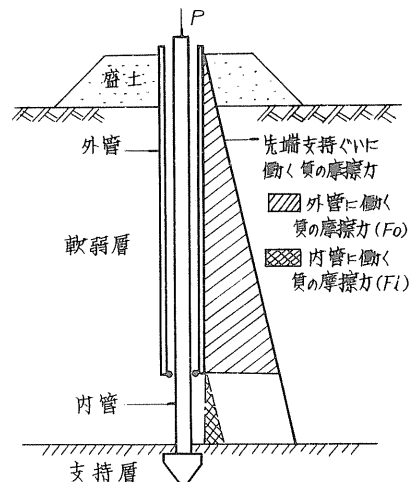


図-1 負の摩擦力の低減状態

よび沈下の不動点(零点)に関する資料をも得る目的を有している。

負の摩擦力の測定に際しては、隣接ぐいによる影響を受けないようにする必要があり、現場の実情をも考慮し、ぐい相互の間隔をほぼ3mとした。

これらの実験にあたっては、図-2および図-3に示すように、ワイヤストレインゲージによるぐい本体の応力度の測定のほかに、ぐいの周辺地盤に層別沈下計、間隙水圧計、パイプヒズミ計、自在式沈下板、矢板(土圧計およびヒズミ計の設置)、側方流動ぐいを設け、負の摩擦力の作用機構を検討するために必要な資料を得るとともに、地盤の動態の詳細な観測も行なうこととした。これらの測定項目については、表-3にまとめて示した。

なお、負の摩擦力を作用させるために必要なくいと地盤の相対沈下は盛土荷重によって生じさせることとし、その盛土の形状は地盤のすべり破壊および地形を考慮し、図-2お

表-2 試験ぐい諸元

NO. /	ぐいのタイプ	ぐいのサイズ	先端
1	摩擦ぐい	φ 600 × 9.0 × 30m	閉端
2	先端支持ぐい	φ 600 × 9.0 × 36m	閉端
3	二重管	φ 600 × 9.0 × 36m φ 700 × 9.0 × 30m	閉端 閉端

表-3 測定項目

	測定事項	測定方法
ぐい体に関する測定	ひずみの測定	ワイヤストレインゲージ
	ぐい頭沈下量の測定	レベル
周囲地盤に関する測定	地表面沈下の測定	自在式沈下板
	層別沈下の測定	層別沈下計
	間隙水圧の測定	歪ゲージ式間隙水圧計
	側方移動量の測定	側方移動ぐい
	すべりの観測	パイプヒズミ計
	側方土圧の測定	土圧計(矢板に設置)
	矢板応力の測定	ワイヤストレインゲージ

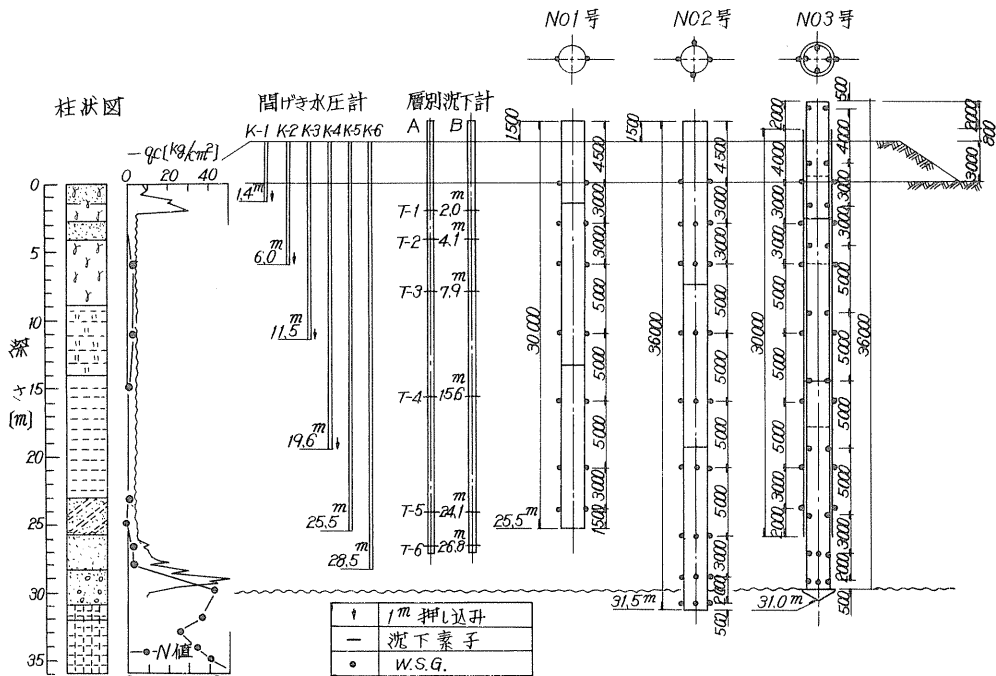


図-2 測定ぐい打設状況と計器配置

よび図-3に示すようなものとした。盛土材料は比較的土質強度が安定した火山灰（湿潤単位体積重量が $1.5 \text{ 密} \sim 1.6 \text{ 密}$ ）を用いた。盛土は軟弱地盤でくい打設機械の侵入が困難なため、くい打設前に1m弱のサンドマットを敷設し、くい打設後1週間ほどで再び盛土を開始し、高さ2m強を盛り、計3mの盛土高とした。地中への埋設計器の

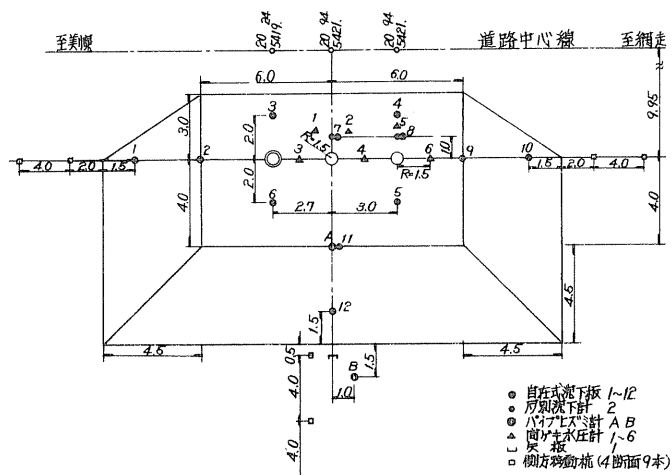


図-3 くいおよび測定計器の配置

うち、間キ水圧計についてはくいから1.5mの同心円上に、層別沈下計についてはくいから1mの距離に埋設し、ボーリング状況から判断した土層構成を考慮し、間キ水圧計については各土層の中央に、層別沈下計については各土層の境界に位置するようにした。

(2) くい根入れ長と施工

3種類の試験ぐいの根入れ長は土質柱状図から判断して決定した。支持ぐいについては、くい先端がN値25以上の固結シルト層に可能なかぎり（くい径の10倍以上）貫入させるのが理想的と考えられたが、設置計器の生死および打込時の突出との関連もあり、くい径の2~3倍貫入させることとした。いま、地表面から中立点までの深さを h と沈下を生じる軟弱層厚 l との比を β (h/l) とすると、完全支持ぐいでは $\beta = 0.8 \sim 0.95$ 程度と思われる。したがって、今回の試験条件においては $\beta = 0.9$ 程度と推測して二重管の外管の所要長さを決定した。（中立点とは、負の摩擦力が正の摩擦力に変化するくい表面の水平位置であり、くいの沈下量と地盤の沈下量が等しく、くいと土との相対変位が生じない点である。）なお、摩擦ぐいについては二重管の外管と同じ根入れ長とし、それぞれ作用機構を相対的にも検討が可能なものとした。

今回使用した二重管ぐいについては、構造上および施工上の問題点が種々あり、以下それらの点について述べることにする。

通常の設計においては鉛直刀のみならず水平力も問題となるが、本試験では盛土による鉛直荷重によってほとんど支配されるので、内管と外管のスペースへの土の侵入を防ぎ施工性を増す意味からも外管を盛土上まで引き上げた。（国鉄における実施例^①を見ると、水平力が問題となる場合には外管の水平変位が大きくなり、内管との密着によって負の摩擦力を内管に伝達してしまう危険性が大きいので、外管の頭部を地中のある程度の深さまで下げて、水平刀を主に内管に負担させる構造と

している。)

また、先端支持力を増し二重管の打設を容易にするため、図-4のように内管の先端を尖頭の閉端とし、その径は打設時に外管と内管の隙内への土の進入を防ぐために750 ϕ とした。

二重管の構造から施工上問題となったのは、支持層への打設時における内管の座屈による降伏の危険性と、浮力によって鋼管が打ち込まれない危険性である。前者については、図-4に示すように $\phi 36$ mmの座屈止め鉄筋を外管の内側に点溶接して座屈長を短くする一方、スパーサーとしての効果もねらった。また、座屈止め鉄筋はワイヤストレンゲージの設置位置から極力離れるよう留意し、一つの深さにおいて円周上8方向に鉄筋棒を溶接した。ただ、外管の先端だけについては土砂の侵入を防止する効果をもねらい、円周に沿って巻きつけて溶接した。後者については、内管内への注水なども対策として考慮したが、施工状況から判断してそのままの状態で行き込み、当初計画より根入長が1mほど短い位置まで内管を埋設した。

二重管ぐいの施工順序について簡単に記すと次のとおりである。

- ① 溶接の都合上、外管よりも内管のほうが50cmほど頭部加できるように組み立て、打設位置に設置する。
- ② 内管の頭部を内につつまみ、外管だけを打撃できる特殊キャップを使用して二重管を地中に打設する。
- ③ 管の頭部が地表面近くに到達したら新しい二重管を継ぎだし、外管を浮かした状態で内管にボルトで止めておき、内管を溶接した後ボルトをはずして外管をおろし、溶接する。
- ④ 以後、同様の操作を繰り返し、外管が所定長に達したならば、内管だけを継ぎだして普通キャップを用いて支持層まで打設する。

くいの打設は、前述したような座屈防止およびワイヤストレンゲージの生死を考慮してD-22のディーゼルハンマーによって行った。打ち込み時には、すべてのくいにおいて貫入量(S)とリバウンド量(C)を、先端支持ぐいと

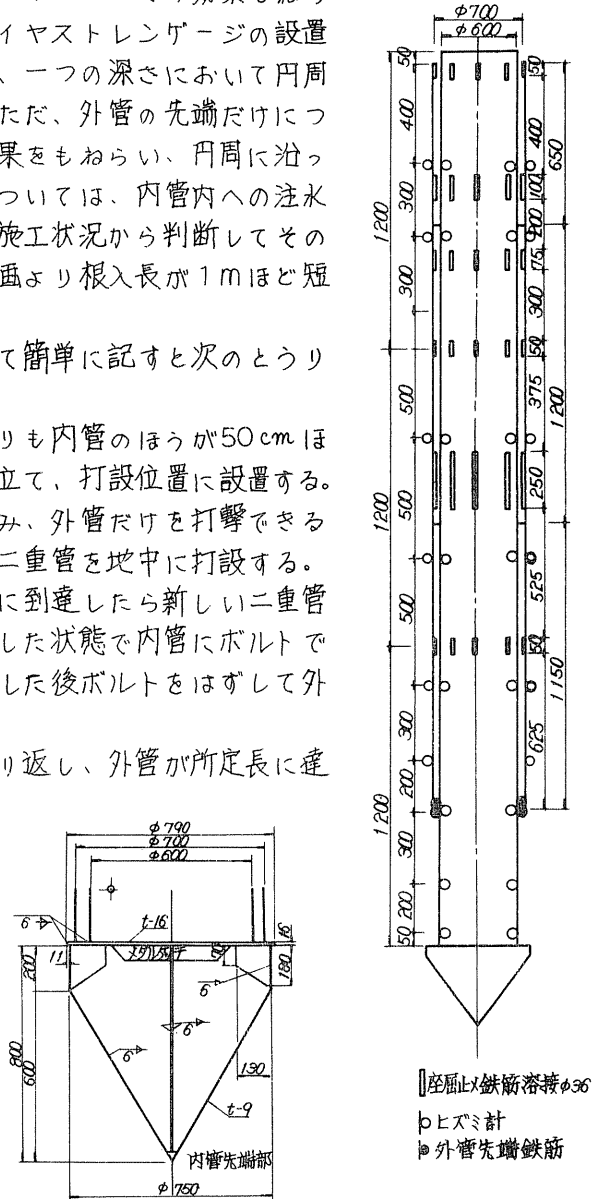


図-4 二重管の構造

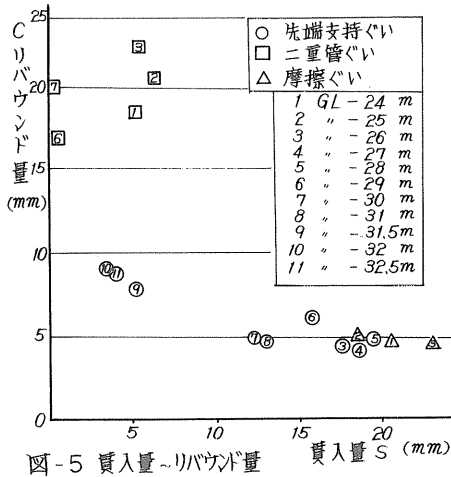


図-5 貫入量~リバウンド量

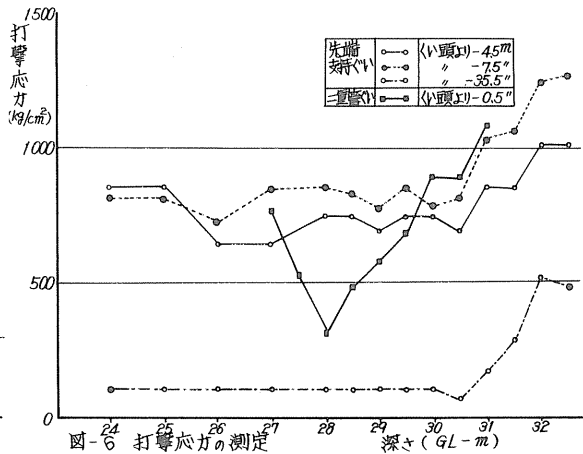


図-6 打撃応力の測定

二重管ぐい（内管）で打撃応力を測定したが、それらの結果については、図-5および図-6に示した。

これらの図から判断しても、地表面から31m程度の深さにいたって強固な支持地盤が現われていると言えるであろう。

4. 負の摩擦力測定試験結果

測定結果を述べるに先立ち、実際に施工に当たった日程を簡単に示すと次のとおりである。

10月6日 ~ 10月11日・・・各種測定計器の埋設

10月13日 ~ 10月15日・・・くい打設

10月21日 ~ 10月22日・・・盛土施工

以上の施工日程と、計器の落ち着き具合を考慮に入れ、今後の測定における初期値を10月20日の計測値とした。

ここでは、11月20日までの測定経過を示したが、負の摩擦力の発生機構上から推して、1か月という期間は極めて短期的と思われる、以下の考察においてはあくまでも初期の発生状況を概括する、という観点で述べていきたい。

(1) 地盤沈下量と間げキ水圧

まず、くい周辺の地盤状況に着目すると、層別沈下計により計測された地盤沈下量は図-7のような状態である。測定期間における地表面付近の沈下量は3cmほどと少く、また計器の測定精度から推して一概に論ずることはできないが、地表面から16mの深さ（主に

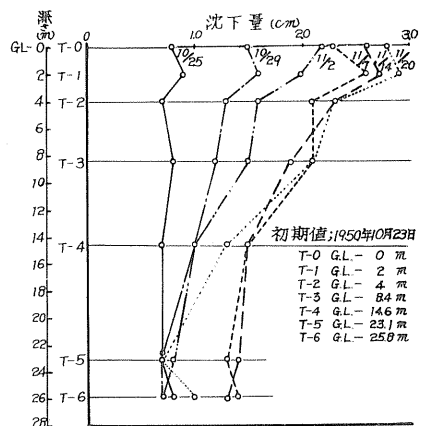


図-7 地盤沈下量

泥炭および有機質シルトからなる層)までの地盤収縮がそれ以深の地層に比べて顕著になりつつある兆候が観られる。

過去、負の摩擦力が問題として取り上げられた地盤では、自由地下水位面が地表面に近いのが特徴となっている。本試験地区においてもその位置はGL-20cmほどであり、有効土被り圧を考慮する場合には軟弱層における間ゲキ水圧の検討がなされなければならない。

この意味からも、図-8には側方土圧とともに、間ゲキ水圧の計測結果を示した。盛土後1か月ほど経過した時点での間ゲキ水圧は静水圧に非常に近い値となっているが、下部層に行くにしたがってその増加率はごくわずかながら小さくなっていくようである。なお、図に示した側方土圧は、盛土横に打設した鋼矢板(400×2,750×10.5)に取付けられた土圧計により求めた値である。

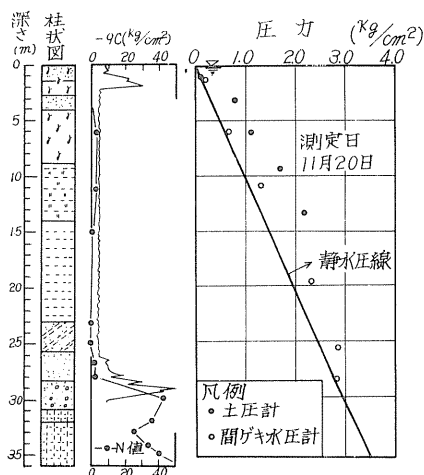


図-8 間ゲキ水圧及び側方土圧

(2) くいに生じる負の摩擦力

以下、前述したような地盤状況の変化がくい体に及ぼした影響について、ヒズミ計の測定結果から検討していくものとする。

まず、図9a~図9cにはそれぞれのかいの応力度の推移状況を示したが、かいの形式にかかわらず、日数の経過につれてごくわずかずつではあるが、かいの応力度が増加しつつある傾向を示している。いま、最大圧縮応力度を示しているヒズミ計位置を中立点とみなすと、図-9からNo1ぐい(摩擦ぐい)ではGL-11m、No2ぐい(支持ぐい)ではGL-21m、No3ぐい(二重管ぐい)の外管ではGL-6mとなっている。

図-10にはくい打設後38日目におけるヒズミ計の実測値からのくい体軸力の計算結果を示した。図中、No3ぐいの外管については、他のくいとの比較を容易にするため、周長比からφ600のくい体軸力に換算した値を載せた。

二重管ぐいの内管を除いた

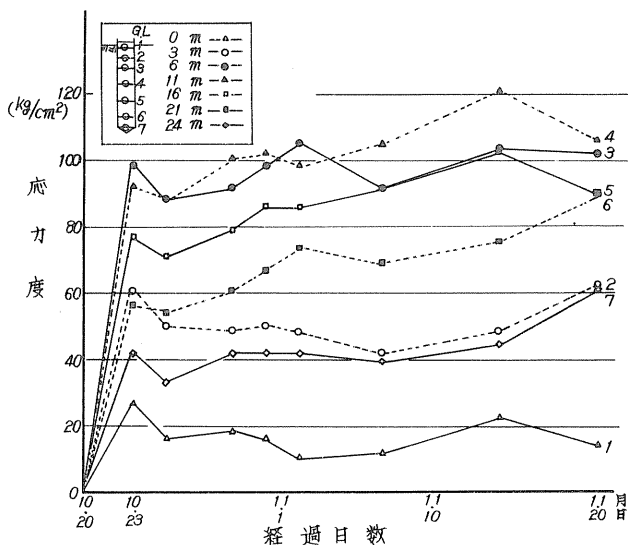


図-9a 各測点の時間応力度推移曲線-No1杭

3本のくいについては、地表面から10m以浅においてほとんど似かよった軸力を示し、さらに深くなるにつれて支持ぐいの軸力の増加が顕著になり、GL-21mで最大37.3tonに達している。二重管の外管については、全長にわたり摩擦ぐいとほとんど似かよった軸力の様相を呈し、内管は外管によってカバーされた部分においてほとんど零に近い軸力を示している。

この初期における二重管の動きから察して、外管による負の摩擦力の負担、という機能が十分に発揮されつつあるといえるであろう。また、26m以浅の部分においてくい体軸力が完全に零にならないのは、スペーサー効果を併用した座屈止め鉄筋による影響であると思われる。それは特に浅い位置において大きいようである。

この深さ方向の軸力分布曲線より、各測点間での摩擦応力度(f_i)を求め、その結果

をコーン貫入試験より求めた摩擦抵抗力(Q_{10})の概略値と比較して図-11に示した。ここで、 f_i は各測点間の軸力差をその層の周面積で徐して求めた値である。

コーン貫入抵抗値から推定した摩擦応力度は、くいと地盤の相対変位がある程度以上大きくなった状態で最大限に作用した摩擦力を想定したものであるが、1か月経過後の摩擦応力度は Q_{10} に比較して極めて小さな値となっている。したがって、現時点においてはくいと地盤の相対変位が大きくなるにつれて摩擦力が次第に増加しつつある状態である、と予想できるであろう。

この点をさらに明確にするために、くい体に生じる負の摩擦力の最終値を算定することにする。土層構成から察して、軟弱層における砂分の含有率は少なく、ほとんどが粘性土によって成っているので、 Q_u 法(Q_u :一軸圧縮強度)を軟弱層全体に適用して負の摩擦力を算定することにする。なお、当地盤においては Q_c (コーン貫

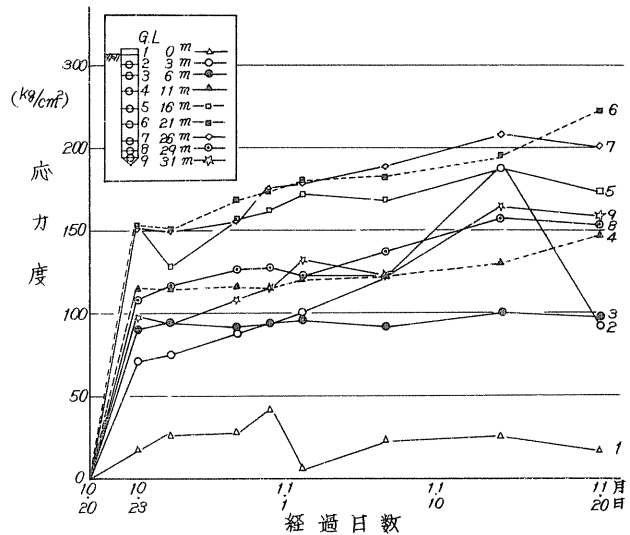


図-9b 各測点の時間軸力増移曲線 - No2杭

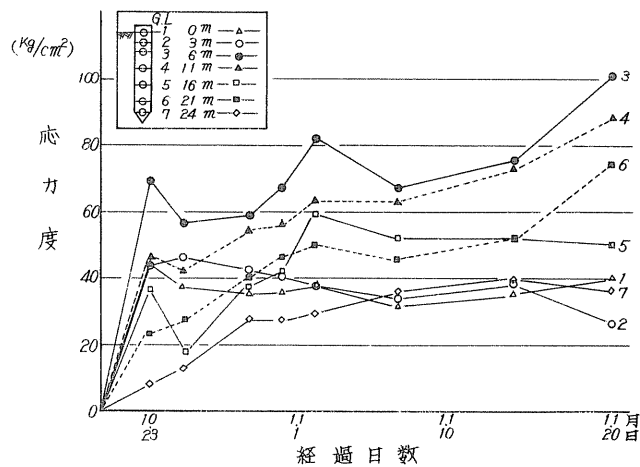


図-9c 各測点の時間軸力増移曲線 - No3外管

入抵抗値)の測定結果に基づいた。

計算式

$$P = \sum_{i=1}^n U \cdot l_i \cdot f_i$$

P ; くい体軸力

i ; 各層番号

l_i ; 各層厚

f_i ; i 層での推定摩擦力

$$f_i = \frac{q_c}{2} = \frac{q_c}{10}$$

井上ら^②によれば、長期的に圧密が進行した状態においても中立点近傍においては負の摩擦力が漸増傾向にあり、 $\frac{q_c}{2}$ 法が危険側の値を与えるため、 $f_i = \frac{q_c}{2} + 0.35 \Delta \sigma_v$ ($\Delta \sigma_v$; 盛土による地中応力)としたほうが現状に近い、という報告がなされている。したがって、この場合についても考慮し、地中応力計算の便宜上から、盛土を図-12のような簡略な形とした。二重管位置Xの直下で深さZなる点における鉛直方向の応力 σ_z は次式によって求めた^③

$$\sigma_z = \sigma_{z,ABHX} + \sigma_{z,BCDX} + \sigma_{z,DEFX} + \sigma_{z,FGHX}$$

$$\sigma_{z,i} = \frac{q}{4\pi} \left(\frac{2m_i n_i \sqrt{m_i^2 + n_i^2 + 1}}{m_i^2 + n_i^2 + m_i^2 n_i^2 + 1} \cdot \frac{m_i^2 + n_i^2 + 2}{m_i^2 + n_i^2 + 1} + \tan^{-1} \frac{2m_i n_i \sqrt{m_i^2 + n_i^2 + 1}}{m_i^2 + n_i^2 - m_i^2 n_i^2 + 1} \right)$$

ここで $m_i = \frac{B_i}{Z}$, $n_i = \frac{L_i}{Z}$ ($i = I, II, III, IV$)

B, L ; 長方形載荷面 (I, II, III, IV) の辺長

q ; 等分布荷重 $q = \sigma H$

H ; 盛土の高さ

σ ; 盛土の単位体積重量

なお、計算に用いた q_c は、くい打設位置からおよそ10m離れた位置での調査結果である。

図-13にその計算結果を示したが、図-10と比較してみ

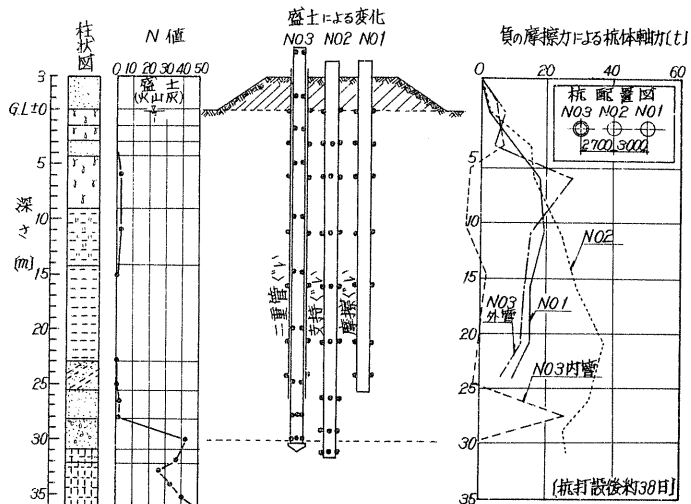


図-10 くい体軸力の測定結果

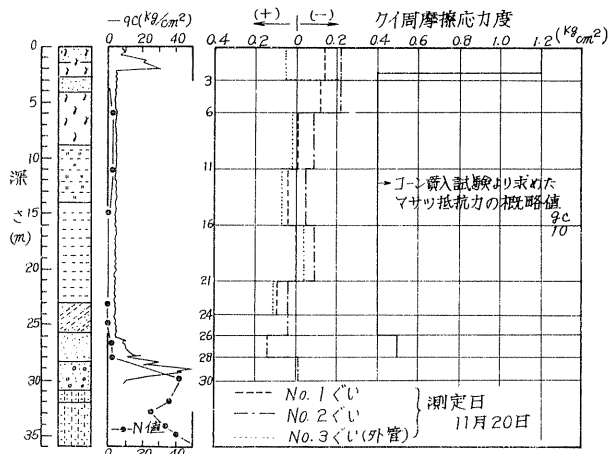


図-11 クイ周摩擦応力度

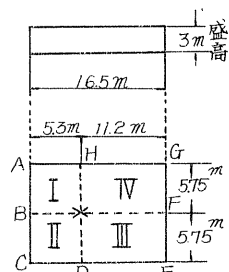


図-12 計算上の盛土

ると、実測値（支持ぐい）はその最大値において計算値の20%に満たない値となっている。

今後、さらにどの程度の負の摩擦力が生じるかは、長期的な測定を踏まない限り論ずることはできないが、現時点ではくい全長にわたり摩擦応力度が増加の傾向を示す状態であり、地表付近から漸時平衡状態にいたるまでは負の摩擦力が増加していくものと思われる。

5. あとがき

以上、負の摩擦力の測定試験について、その実施概要とともに初期の測定結果について述べた。くい打設後の経過日数が浅いため、本報告ではその傾向を述べるにとどめたが、長期的な観測結果が得られ次第その作用機構を総括的に追求し、追って報告していきたいと思っている。

なお、今回の試験にあたり、御協力下さった網走開発建設部道路事務所の関係各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- ① 岡部 ; 「軟弱な地盤沈下地帯における自動化ヤードの計画・設計およびこれに関して行なった実験的研究」
鉄道技術研究報告 No.897
- ② 井上, 小林, 玉置 ; 「杭に働く負の摩擦力の性状に関する考察」
清水建設研究所報 Vol 24
- ③ 赤井 ; 「土質力学」 朝倉土木工学講座
- ④ 土質工学会編 ; 「鋼ぐい—鋼ぐい研究委員会報告—」
土質基礎工学ライブラリー6

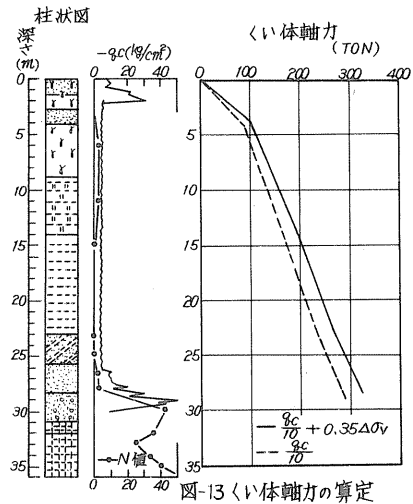


図-13 くい体軸力の算定

札幌における根切り工事の経験から 特に地下水の問題について

北海道電力(株) 道央変電所 建築係長 高山 守 哉
南九条変電所 清水・岩田(J.V.) 作業所長 川村 淳
清水建設研究所 主席研究員 ○高橋 賢之助

1. まえがき

地下工事，特に根切り工事においては，地下水処理方法の良否が，工期や工費を大きく左右するばかりでなく，根切り工事そのものの安全性をも大きく左右することはいうまでもない。

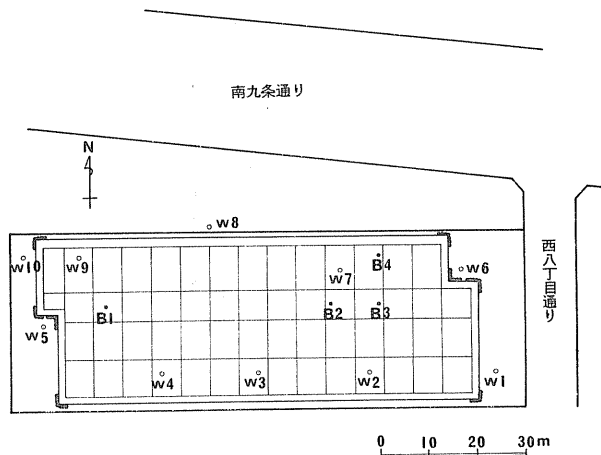
根切り工事における地下水処理の方法には，揚水することによって地下水位や被圧水頭を低下させる方法（排水工法），薬液注入や地中連続壁などによって止水する方法（止水工法），土も含めて凍結させる方法（凍結工法），圧気することによって地下水の湧出を防止する方法（圧気工法）など，多くの方法があるが，最も一般的な方法は，何といても排水工法であるといえよう。

排水工法を採用する場合には，実際の根切りに際して必要とされる排水量の見積りが重要な課題となることはいうまでもない。このため，根切り現場において揚水試験を実施し，その結果を用いて排水量を算出することがあるが，実際に根切りを行なってみると，湧水量が見積りより過大で，準備していた排水設備では不足したり，逆に過少で，排水設備が無駄になったりすることがある。このように実状に合致しない原因が，何に由来するものかを多角度から検討する必要がある。

高橋は，昭和46年，土質工学会四国支部において，その原因の一つが揚水試験に用いる試験井の施工にあることを指摘したが，それ以外に，地下水位（被圧水頭も含む）の変動も大きな原因の一つであり，概略ではあるが，その一例を当地札幌において把握することができたので，報告することにした。

2. 根切り工事現場の概況

本報告で取り上げたところの根切り工事現場は，札幌市南九条西八丁目で現在施工中の，北海道電力株式会社南九条変電所についてのものである。敷地平面図を図一1に示す。図中に記した番号は，本報告にてでくる揚水井戸（頭初の記号W），または，ボーリング位置（頭初の記号B）



図一1 敷地平面図

を表わしている。

地質状況は、地表（地表はGL-0.80 m）から-2 m 付近までがシルト質砂層であり、その下、厚さ約18mが粘土質砂レキ層（上位レキ層という）である。上位レキ層下位には厚さ約1.7 mの硬質シルト層が位置し、この硬質シルト層下位は粘土混り砂レキ層（下位レキ層という）となって、この下位レキ層中の地下水は、前記硬質シルト層を加圧層として被圧されている。

水位は、昭和49年7月の調査結果、上位レキ層中のもの、すなわち不圧地下水は、地表から約10.7 m (GL-11.5 m)、下位レキ層中のもの、すなわち被圧地下水は、地表から約12.7 m (GL-13.5 m) の位置まで達する。

ボーリング資料により想定した地質断面図を、図-2に示す。

2.1 根切り工事計画の概要と問題点

根切り面積は約2,950 m² (約33.7 m × 約87.4 m)、根切り深さは地表から17.55 m (GL-18.35 m) であり、山止め壁は、PIP工法による柱列山止め壁（直径60 cm、下端深さ平均地表から20.5 m）である。

本敷地周辺には、アパート・公衆浴場豆腐屋などがあって地下水を利用しているらしく、昭和49年7月の調査結果によると、下位レキ層中被圧地下水に、約20 cmの水頭変動のあることが観測（図-

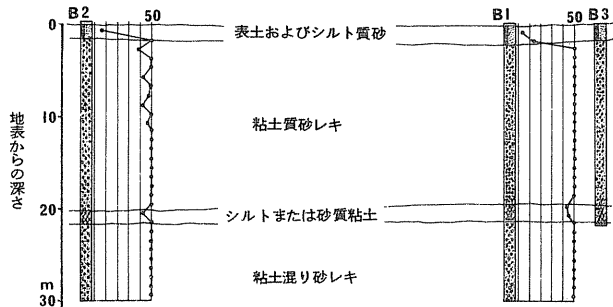


図-2 地質断面図

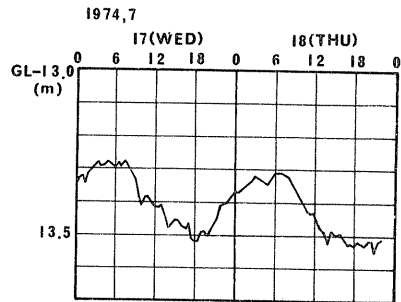


図-3 被圧水頭変動

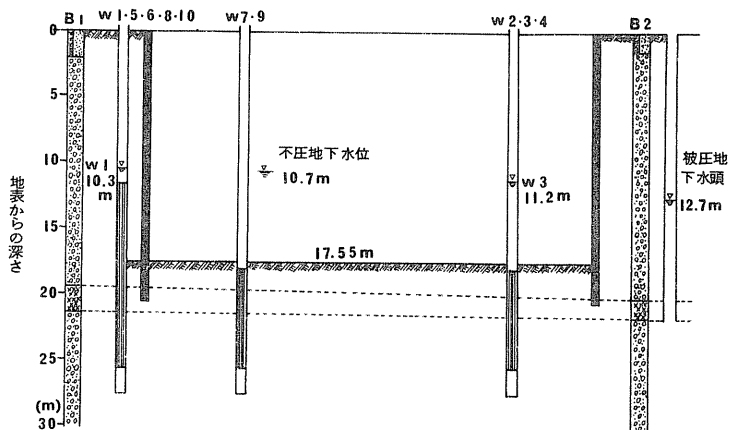


図-4 根切り深さと地質および地下水の関係ならびに井戸の深さを示す概念図

3) されている。

このような条件のもとに、地下水処理をどのようにすれば良いのか、また、排水工法を採用した場合における周辺井戸に対する影響はどうか、など問題になったが、根切り底面下に大きく被圧された地下水(下位レキ層中被圧地下水)があることから、ダイブウエルによる排水工法を採用することにした。

当初に推定したダイブウエル(井戸ということがある)は10本であるが、その設置には多額の費用を必要とすることから、井戸4本の設置が終了したときに揚水試験を実施し、その結果をもとに再検討を行なって最終的に井戸の本数を決定することにし、後に述べるように再検討の結果10本のダイブウエルを設置した。

根切り深さと地質および地下水などの関係を、概念的に図示したものが図-4である。

2.2 ダイブウエルの施工

現場揚水試験のみを考えた場合は、上位レキ層中不圧地下水と下位レキ層中被圧地下水とを、別々に試験できれば最も良いが、揚水試験実施後は実際の根切り工事における排水に用いることと費用の関係から、不圧地下水と被圧地下水の双方を対象にしたダイブウエルとした。

ダイブウエルの削孔には、地盤の透水性をそこなうことのないように留意し、ケーシングとハンマーグラブの使用可能な、加藤20THB型アースドリル機を用い、ベントナイト泥水などを用いずに掘削した。

図-5に示すように、掘削孔径は1,000mm、そう入した井戸管(ストレーナ)の外径は609.6mm、肉厚は6.4mmの鋼管で、その間げきには、図-6に示す粒度の円レキを充てんした。

井戸管に施したスクリーンは、井戸損失を小さくするために、開孔率を約17%と大きくして短冊型に切り、管の外測には、径9mmの鉄筋を開孔率確保のために点付けし、外周は、10メッシュの金網を二重巻きにした。また、井戸管の底部には、底ぶたを付して溶接し、土砂の流入を防止した。なお、削孔深さは地表から28mである。

3. 井戸本数決定のための揚水試験の実施と解釈

3.1 揚水試験の概要

揚水試験は、W4を揚水井、W1~W3を観測井として、昭和49年10月12日18時10分から14日6時10分まで行なった。そのうち、13日18時10分までは揚水試験、それ以後は回復試験である。また、揚水試験における揚水量は、 $Q = 0.616 \text{ m}^3/\text{min}$ である。

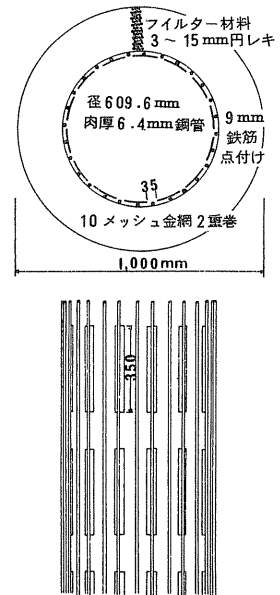


図-5 ダイブウエル断面とスクリーンの加工

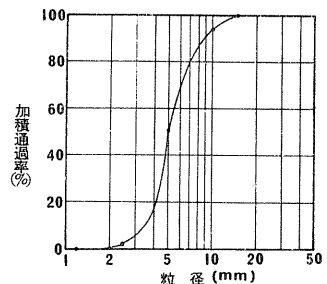


図-6 フィルター材料

水位降下の記録は、すべてフロート式自記水位計によった。水位計は水研62型、フロート径は250 mm であるが、揚水開始時および停止時における急激な水位変化を確実に記録するために、時計機構部を改修して記録紙の送り速度を $6 \text{ mm}/\text{min}$ と速くしたものをを用いた。

図-3に示したように、本敷地における被圧地下水は、周辺井戸の揚水による影響を受けて水頭変動を生じていることから、不圧地下水と被圧地下水とを井戸で結んだ場合においても変動を生じるのではないかと考えられ、W1およびW3において変動測定（自記水位計を用いた）を行なった。その結果が図-7である。

この図において、W1の変動とW3の変動を比較してみると、測定場所によって変動巾が異なること、変動に寄与している井戸がW3側にあること、など多くのことが読み取れるばかりでなく、揚水試験結果の、それぞれの時刻における水位変動の補正が非常に困難であることがわかる。

さいわいに、W1・W3ともに、24時間に約2 cm と、ほぼ等しい水位上昇をしていることから、揚水試験時における揚水継続24時間後の水位降下を2 cm だけ補正すれば、概略ではあるが解析できるものと思われる。

3.2 揚水試験結果と解析

図-8は、揚水継続時間 t (min) と水位降下 s (m) の関係（実線）、および、揚水停止後における経過時間 t' (min) と残留水位降下 s' (m) との関係（点線）を、各観測井（W3～W1）について示したものである。

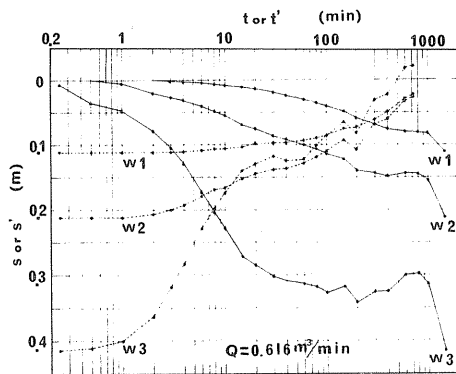


図-8 揚水試験結果および回復試験結果

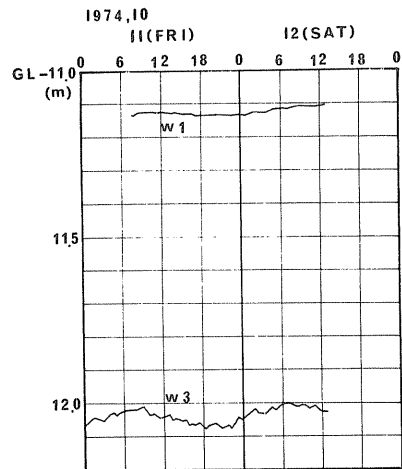


図-7 揚水試験直前における水位変動

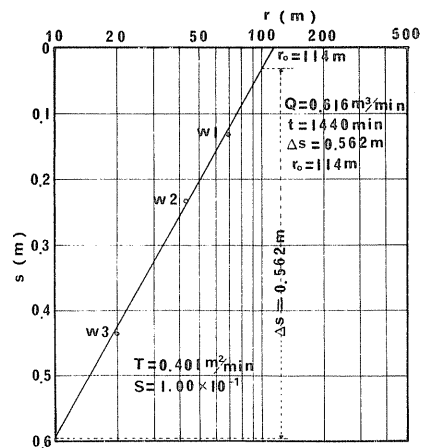


図-9 Thiemの図式解法による解析結果

この図によると、経過時間 t または t' と水位降下 s または s' の関係から解析を行なう方法は、無理であることがわかる。

このため、先に述べたように、揚水継続24時間後における水位降下を2 cm だけ補正し、Thiemの図式解法を行なったものが図-9であり、Theisの標準曲線法による解析のうち、観測井の配列によって解析を行なったものが図-10である。

なお、これらの図には、計算の根拠として用いた諸数値とともに、算出結果の

透水量係数 T および貯留係数（不圧地下水では有効間げき率） S の値も記載した。

これによると、本敷地において、不圧地下水と被圧地下水とを井戸で結んだ場合における透水量係数および貯留係数は、ほぼ、 $T = 0.4 \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S = 1.1 \times 10^{-1}$ と考えて良いであろう。

3.3 排水量の試算と井戸本数の決定

このように、不圧地下水と被圧地下水とも井戸で結んで行なった揚水試験結果から、必要とする排水量などを計算することについては異論もあろうが、一応揚水試験によって得た透水性から根切りに必要な排水量を試算し、さらに、井戸1本当りの揚水量を試算して、井戸の本数を決定することにした。試算に用いた式は、非平衡式の理論に基づく次式である。

$$Q = \frac{Ts}{0.0796 W(u)} \quad (1)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (2)$$

ここに、 Q ：揚水量（排水量）、 T ：透水量係数、 s ：水位降下、 $W(u)$ ： u の井戸関数、 r ：揚水井の半径、 S ：貯留係数、 t ：揚水時間

次に、この式に代入した数値を示すと、揚水試験直前における試験井4本の平均水位はGL-11.69 mであったが、安全をみてGL-10 mとし、排水時の水位は根切り底面より若干降下させるものとして、水位降下を $s = 8.5 \text{ m}$ とした。透水量係数と貯留係数は、前記の $T = 0.4 \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S = 1.1 \times 10^{-1}$ とした。揚水井の半径は、井戸1本当りの揚水量試算においては、ストレナーの径から $r = 0.3 \text{ m}$ 、根切りに必要な排水量の試算においては、根切り現場を一つの巨大な揚水井に置き換えるものとして $r = 38 \text{ m}$ とした。（このような大きな値を代入することの適否については検討の余地がある）。揚水時間については、多くの経験から $t = 7,200 \text{ min}$ （5日）とした。

かくして、根切りに必要な排水量は、 $Q = 11.51 \text{ m}^3/\text{min}$ 、井戸1本当りの揚水量は、 $Q_w = 3.19 \text{ m}^3/\text{min}$ と計算された。しかし、実際には、井戸1本当りの揚水量は、井戸損失と井戸（相互）干渉とによって計算値より少なくなる。土質工学会発行の「掘

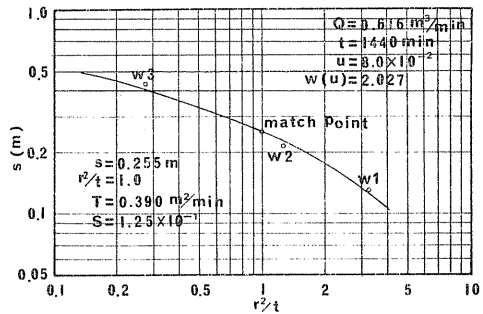


図-10 Theisの標準曲線法による解析結果

削のポイント」によると、計算値の36.5%と考えれば良いとの記述があり、したがって、井戸1本当りの揚水量は、 $Q_w = 1.16 \text{ m}^3/\text{min}$ となり、必要な井戸本数は、10本と計算された。

4. 揚水中における揚水井内水位と根切り部地盤内水位との関係調査

最近の根切り工事においては、ブルドーザなどによる機械掘削が行なわれている関係上、径が5 cm や 10 cm の細い観測井では破損されてしまい、根切り部内の水位観測ができなくなる。このため、ダイブウエルのように太い観測井が必要になってくるが、実際には、費用の関係から太い観測井を設けることはむづかしい。しかし、根切り部内の水位を知らなければ「敵を知らずに戦争をする」ようなものである。

このようなことから、10本のダイブウエルを用いて、揚水中における揚水井内の水位と、根切り部における地盤内の水位との関係を調査することにした。調査方法は、根切り部内に設けた井戸のうち1本を観測井とし、残りの9本の井戸を揚水井として揚水を行ない、全部の井戸の水位を測定するものである。

このような調査を行えば、揚水中における揚水井内の水位と観測井内の水位との関係が得られ、この観測井内の水位を根切り部地盤内の水位とすれば、実際の排水時においては、揚水井内の水位を測定することにより根切り部地盤内の水位を推定できる筈である。

実際の調査は、W7を観測井、残りの9本を揚水井とし、各井戸における揚水量をほぼ同じにし、揚水量合計 $Q = 8.0 \text{ m}^3/\text{min}$ で、昭和50年2月3日から2月10日まで行なった。

図-11は、揚水井内水位の平均値とW7の水位とを示したものである。

これによると、 $Q = 8.0 \text{ m}^3/\text{min}$ の揚水量で、W7の水位が揚水井内平均水位より約1.5 m高いことがわかる。この水位の差が揚水量に比例するとすれば次式が得られ、比較的容易に根切り部地盤内水位を推定することができる。

$$d = 0.1875 Q \quad (3)$$

また、揚水開始30分後には、根切り部地盤内の水位が約2.5 mも降下し、5日後には約4.5 mも降下して、井戸の施工が非常に良かったこと、さらに、実際の排水は、根切りが地下水位に近くなってから行なっても、十分に間に合うこと、などがわかる。

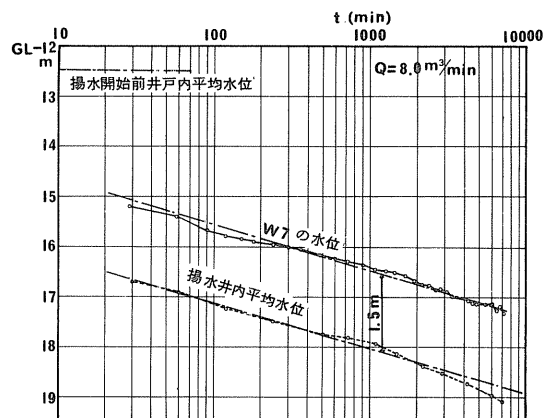


図-11 揚水井内平均水位と根切り部地盤内水位との関係

5. 実際の根切り工事における排水量と地下水位の関係

根切り工事は、昭和49年12月27日から昭和50年4月18日にかけて行なわれ、排水は、根切りが地下水位に近くなった昭和50年2月18日から同年10月2日まで行なわれた。

図-12は、この根切り工事における排水量と、根切り部地盤内の水位（図ではW7の水位）、敷地外の水位（観測井は根切り部中心から南西に向って150m、500m、1,000mの地点に不圧地下水を対象として設けた）、降雨量（降雪による量を除く）を示したものである。

この図からは非常に多くのことが読み取れるが、特に重要と思われることを列記すると、

- a) 3月20日頃から融雪の影響を受けて、上位レキ層中の水位が急上昇し、最も水位が高くなるのが4月10日～4月20日で、排水量を $Q = 19.5 \text{ m}^3/\text{min}$ としても目標とする深さまで水位を降下させることができないことがわかる。

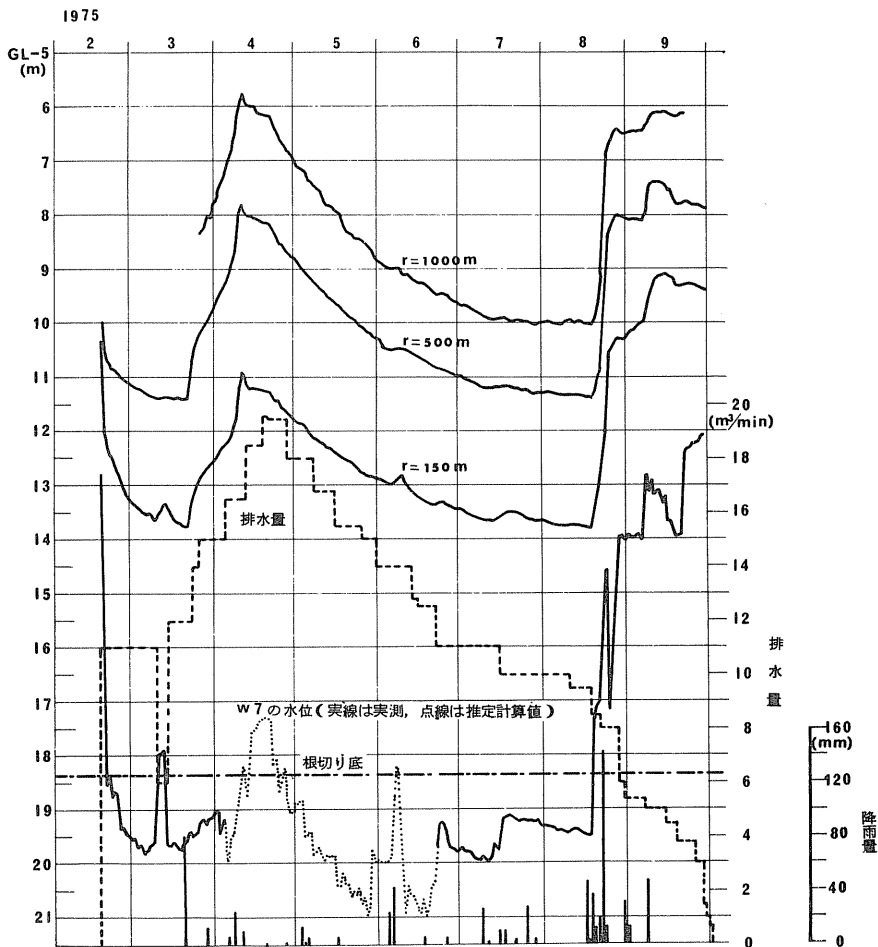


図-12 根切り工事における排水量・地下水位・降雨量の関係

- b) この融雪による水位上昇は、少なくとも 3.5 m、多ければ 7 m にも達するものと思われる。
- c) また、降雨による水位上昇も見逃がせない。
などである。

6. まとめ

以上、北海道電力株式会社南九条変電所の根切り工事における地下水について、その調査結果の概要を述べた。これをまとめてみると。

- 1) 本敷地にはレキ層が 2 層あり、上位レキ層は厚さが約 18 m、その下端が地表からの深さで約 20 m、下位レキ層の上端が地表からの深さで約 21.7 m、その厚さが 8 m 以上である。根切り面積は約 2,950 m²、根切り深さは地表から 17.55 m (GL - 18.35 m) である。
- 2) 昭和 49 年 7 月の調査で、上位レキ層中不圧地下水の水位は地表からの深さ約 10.7 m、下位レキ層中被圧地下水の水頭は地表からの深さ約 12.7 m に達し、しかも周辺井戸の揚水による影響を受けて約 20 cm の変動を生じている。
- 3) 不圧地下水と被圧地下水とを井戸で結んで行なった揚水試験結果は、ほぼ $T = 0.4 \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S = 1.1 \times 10^{-1}$ で、試験前の平均水位は約 GL - 11.7 m であった。
- 4) 水位に安全をみて GL - 10 m とし、GL - 18.5 m まで降下させるものとして根切りに必要な排水量を求めると、 $Q = 11.55 \text{ m}^3/\text{min}$ となる。
- 5) 実際に根切りを行なってみると、3 月 20 日頃から不圧地下水の水位が融雪の影響を受けて急上昇し、最も水位が高くなった 4 月 10 日～ 20 日においては、排水量を $Q = 19.5 \text{ m}^3/\text{min}$ としても、目標とする深さまでは降下できなかった。
- 6) この融雪による不圧地下水の水位上昇は、少なくとも 3.5 m、多ければ 7 m にも達するものと思われる。また、降雨による水位上昇も見逃がせない。
などである。

以上の結果から、札幌における上位レキ層中不圧地下水は、非常に大きな水位変動を生じていることが明らかになり、その最大の原因が融雪にともなう浸透水であることも判明した。この水位変動の巾は 7 m にも達するものと思われるが、根切り工事中の調査結果であり、余り正確でないかも知れない。したがって、今後長期にわたる水位変動の観測を行なってみる必要があると言える。

(参考文献)

- 1) 高橋賢之助：根切り工事と地下水の問題，土質工学会四国支部，基礎工法および地盤処理工法，昭和 45 年度講習会テキスト，1971，
- 2) 高橋賢之助：根切りのための排水工法，建築技術，P. 443～460，1973.1
- 3) 掘削のポイント，土質工学会，土質基礎工学ライブラリー 3，P. 205，1967

紅葉山線第1ニニウザい道改築の施工について

山崎政俊

1. まえがき

現在昭和50年度の開業をのぞいて鋭意施工中の紅葉山線は、夕張線紅葉山駅より夕張山地を大小3のトンネルで東西に横断し石狩に至る建設線である。

その沿線は地下資源、林産資源に富み、資源開発、地方開発とともに狩勝線との連結によって道央と道東方面を短絡する主要幹線である。第1ニニウザい道は紅葉山起点23K505m00～24K190m00間に位置する延長685mの小ずい道であり、昭和47年3月本体工事の竣功をみている。本体工事の施工に関しての報告は過去においてなされておらず、その中で地すべり地帯の中にずい道が位置しており、そのためにクラックの発生と側壁コンクリートのずい道断面内空側への押し出しといった変状が現われていることが報告されている。

今回はこれら変状に対するずい道改築工事の施工についての報告である。

2. 工事概要

工事件名 紅葉山線第1ニニウザい道改築その他工事

着手・竣功 S49.6.6～S49.12.5

主たる工種 ずい道

コンクリート取こわれ 900 m³

覆工鉄筋コンクリート 830 m³

インバート鉄筋コンクリート 210 m³

請負金額 96,300,000

〃 (ずい道関係) 92,800,000

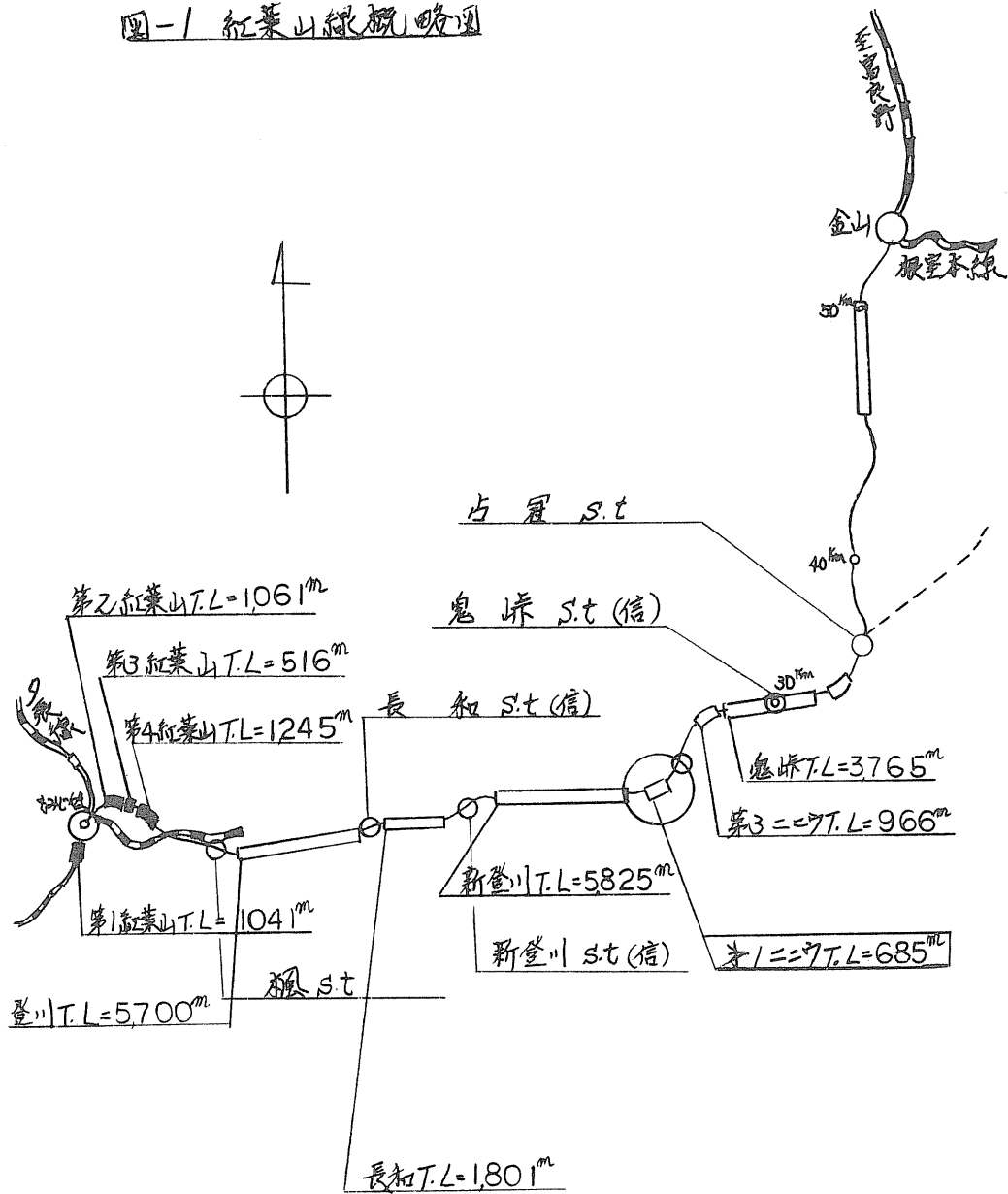
ずい道改築 m当り 847,000円/m

3. 地形及び地質

第1ニニウザい道付近の地形と地質はずい道変状原因と密接な関係があるので詳しく述べたい。この地域は日高山脈の西麓に位置し、地質的には神居変成帯に属する。神居変成帯は日高造山運動によって日高山脈の隆起とともにその西側に隆起したもので、ほとんども南北に帯状にあり、一連のためまりを示している。

元来神居変成帯は緑色変岩、黒色千枚岩中に特徴的に蛇紋岩の混入を伴うものであり、かつ日高変成帯と同様に岩山運動(白亜紀～第三紀)をうけて変成し複雑な構造を示すものである。第1ニニウザい道付近はこの変成帯の上位に第三系の川端層、第四系の段丘層、崖錐堆積層が分布している。過去の地質調査によると崖錐堆積層は層厚20mを有し、N値10以下の軟弱暗青灰色の粘土中に比較的硬質の蛇紋粘土より構成されており、礫径は10%程度のものが主体で、また、頁岩、砂岩、輝緑凝灰岩、チャートなどと混ざる。段丘層は径数ミリ～数10ミリまでの円礫～亜円礫よりなる層厚2m程度の礫層である。礫種は輝緑凝灰、チャート、砂岩、頁岩を主体とする。基盤の川端層泥岩は厚さ1～2mでやや風化をうけてもろくなっている。

圖-1 紅葉山線概略圖



の基盤上面は地表面と類似した傾斜面を形成しているものと推定される。

ここの地質状況をもとに第1ニニウズい道付近に厚く堆積する崖錐堆積層(蛇紋粘土層)や崖錐堆積層におおわれた段丘層の分布を説明すると次のような地形発達史が想定される。

① 高位段丘形成とズい道付近北方の後背山地からの崩壊土砂(主として蛇紋粘土)の供給

② 地盤の上昇による河川の侵蝕下刻作用の進行、河岸段丘の形成及び多量の崖錐堆積物の供給、この時に高位段丘は崖錐堆積物に覆われ始める。

③ 河川の流掘、下刻作用の継続、崖錐堆積物の供給、地すべりの進行開始、低位段丘の形成

④ 地すべりの活発化並びに崖錐の河川への押出しによる河川の左岸側への移動、匍匐的な地すべり地の形成

このような地形発達史から第1ニニウズい道付近の地形はまわりの比較的急峻な山系に対して北面から南東にかけて平均斜度約10°~15°と緩やかに傾斜しており、小規模な沢地形や湿地帯が分布し、凹凸に富んだ微地形をなしており、その規模は東西1.5km、南北1.0kmにおよび大規模な地すべり地形であると考えられる。

4. ズい道変状状況と原因

昭和44年9月下旬、ズい道掘さくに先立ち、第1ニニウズい道占冠方坑口付近より着工し、坑口切りつけ約2,000㎡と坑外仮設の切取を施工したところ、10月21日線路中心左側山腹に幅約100mにわたる地すべりが発生した。

これに対して行なった調査、観測の結果、この地すべり発生要因としては、

(a) 地域に蛇紋粘土の堆積層の地帯で、しかも相当古い時期に流動して来たものであること。

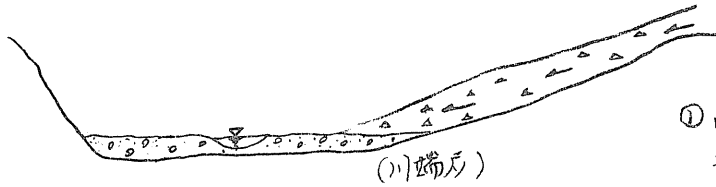
(b) 安定していた丘陵の山すそを坑外設備や坑口切りつけの切取でバランスをくずした。

したがって、この地すべりは以前にあった大規模な潜在性地すべりのどの舌端部に残る残い地すべりと考えられる。これに対する処置と併行してズい道掘さくが開始された側壁コンクリートが坑口から約50m付近、アーチコンクリートが26m付近に達したときに24K160m付近の約50日径掘した側壁にクラックが発生し押し出しの傾向が出始めた。押し出し絶対変位の最大は24K127m50の山側において120%、川側は24K157m50の55%であったが、その後インバートコンクリートを打設して落ちついていく。アーチ部はあまねくコンクリート打設後約2ヶ月程度でクラックが大半山側に発生した。その状況は天端と側壁天端間に坑奥に向かって傾斜し、縄状によりたように発生している。川側はほとんど打継ぎ部に引張クラックの形で現われていた。

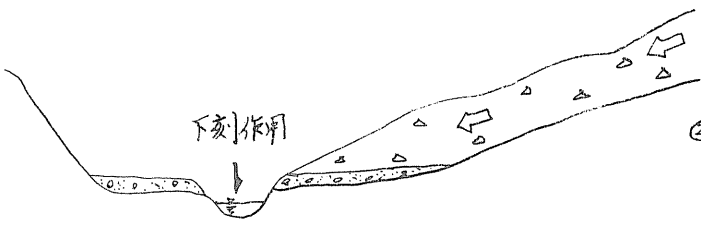
24K017m50以奥は23K745m30までアーチ部だけ巻厚60cmにして単鉄筋を巻厚内側に挿入して施工したところクラックの発生は見られなかった。

ここの主因としては第1ニニウズい道出口付近が地すべり地形であり、蛇紋粘土層中にズい道が位置しており、基盤の新第三紀川端層泥岩がF.L上にあつたものは23K800m付近から紅葉山方にかけてであり、このため坑口切りつけによって発

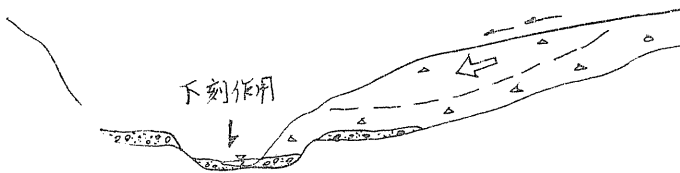
圖-(2) 第一ニシテの地形発達史



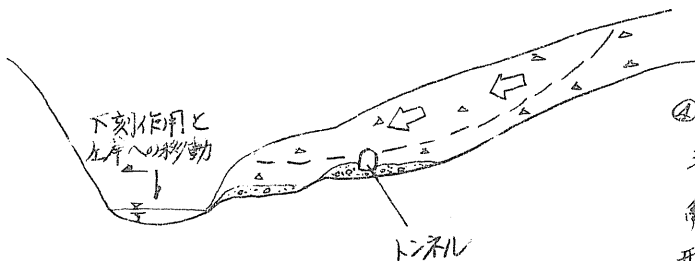
① 高位段丘の形成と
北方山地からの崩
壊土砂の供給



② 地盤の上昇による河川の
侵食作用の強化と多量の
差錯尾の形成



③ 河川の洗掘と差錯尾の
供給。地すべりの進行



④ 地すべりの活発化と
河川の劣勢。
扇形的な地すべり地の
形成

生じた地すべりによる地表変位が偏圧となつてずい道本体に作用し、その影響をもちに受けやすい状態にあったことが挙げられる。

こゝから地すべりの恒久対策として

- (a) 地表面排水溝—U字溝、集水溝の伏設
- (b) 水抜坑—ずい道本体に平行に山側に12mはなれてクラックの発生している区間に対応して延長175m施工
- (c) 土捨による押へ盛土の施工

等がほゞ小、その後の観測の結果、側壁変位の落ち着きや、アーチ部クラックの進行がないこと、特にずい道内に変位が認められなくなり、地すべりの一応の安定をみていた。昭和47年5月の本体工事の竣工後、47年冬にはクラックからの漏水がインバート上面に結氷し、48年冬にはほゞ小まで排水効果のあった水抜こう及び集水こうの首部部分からの排水状態が悪くなり、又ずい道内センタードレーン200%塩化ビニール管の2/3ぐういまで蛇紋粘土層からなる滑石等で詰まってしまうため、センタードレーン内の水が坑内のためます部分や排水パイプからふき出し最大厚1m50cmぐういまでに結氷した。

5. 設 計

設計にさいしては断面的に均一な改築をめざし、アーチ部分は全て、側壁部分は一部取こわし、新コンクリートの巻厚を最低45cm確保し、当初のサイロット断面を特1号型断面とした。

支保工は125Hとし、旧支保工150Hの中間に補強するような配列として、インバートも同様にスラット125Hを入れた。

本体工事の施工で単鉄筋を挿入することによりクラック発生が見えなくなったという経験から、改築区間も同様に鉄筋を挿入しクラック発生に対処した。

センタードレーンはずい道に平行して施工された水抜坑及びずい道坑内の塩化ビニール管200%が詰まってしまうため、φ900、厚3.2%のコルゲートパイプとして、将来水あか等で詰まっても中の掃除ができるよう配慮した。

6. 第1ニニウずい道改築の施工(24K060m00～24K169m50)

(1) コンクリートの取こわしの検討

第1ニニウずい道改築にあたり、一番問題となつたのはコンクリートの取こわしを如何にするかということであった。

コンクリートの取こわしは当初手ばつり(コールピック、ブレーカー等の使用)を考えたが実際にどの程度の成果があるか試験的に行ってみた。その結果、12人がと膨大な費用と日数を要すことがわかり他の工法を検討する事を余儀なくされ、次の検討を行った。

- ① 油圧ロップ・クラッカー
- ② C・C・R
- ③ ジャイアント・ブレーカー

この結果、経済性、安全性の面からジャイアント・ブレーカーによる取こわしを考えたが、上向き作業性の問題があった。この上向きの作業性を改良するために

図-3 改築断面 1/30

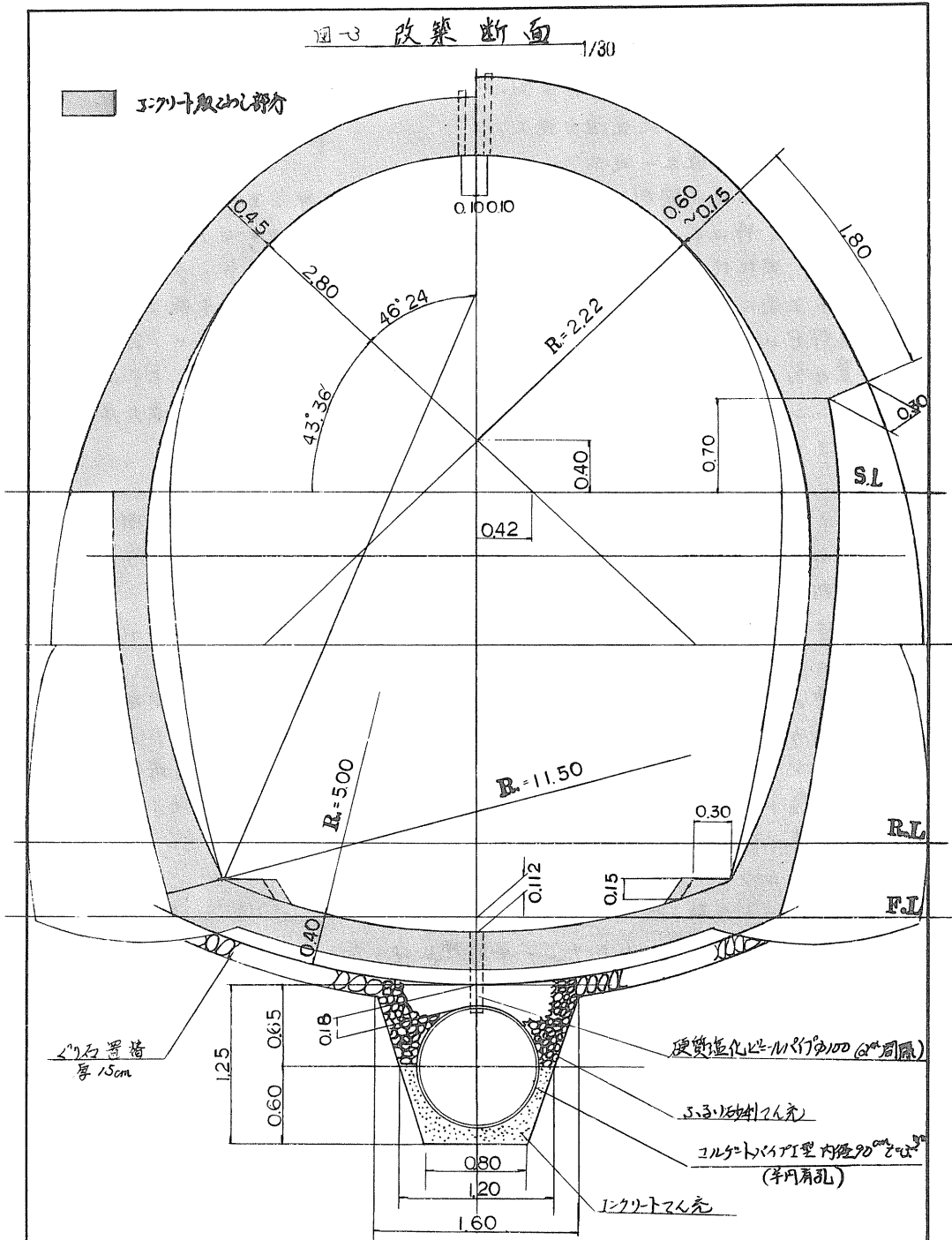
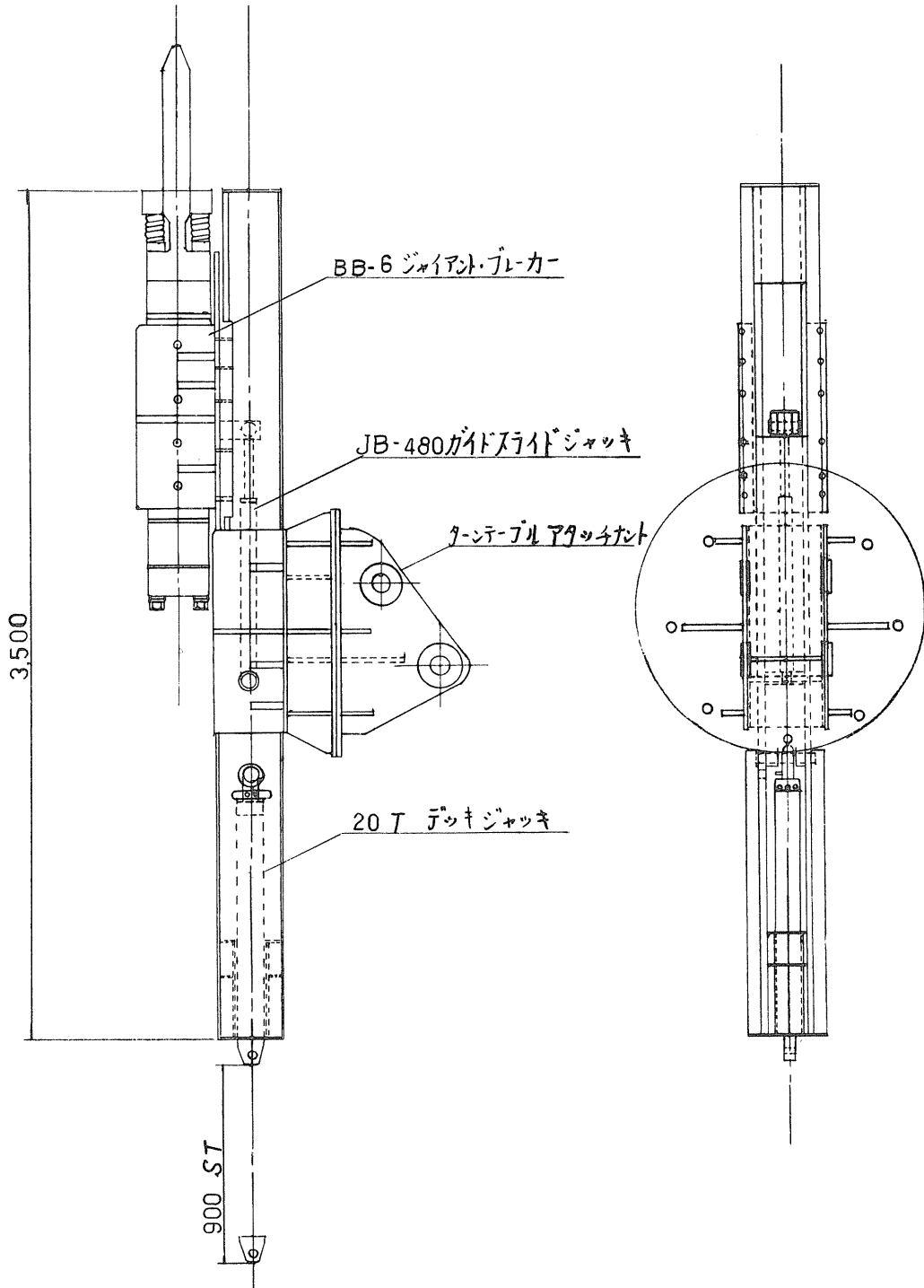


図-4 長河ジャイアントブローカー特殊アタッチメント(回転及反力受装置)



特殊アタッチメントと反力受けを考えたのであるが、次にそのまでの過程をのべる。

まず現場でダイヤモンド・ブレーカーを従来通りの方法で $0.3m^2$ のバックホーに取付け、はつり試験を行った結果次の改良を要する事が判明した。

(a) ノミがコンクリート面に直角にあたうないと滑ってはつれない。

(b) 横と上向のはつりには押カ不足であり、ダイヤモンド・ブレーカーの重量とバックホーの機種を検討

そこで2回目の試験はつりを次の二点の改良を行い実施した。

(a) についてはターンテーブルを製作し 45° に8方向に回転固定出来るようにした。(b)についてはバックホーを $0.6m^2$ と大きなものを使用した。

その結果、側壁、アーチの全方向のコンクリート面に直角にノミを当てる事は出来るようになったが、ターンテーブル等の付属品が増したため、バックホーを大きくしただけ押カは増大するという期待は裏切られ、何らかの反力を必要とする事になりダイヤモンド・ブレーカーのスライド装置と反力の油圧ジャッキを組み合わせたものを考案し使用することにした。

ここの装置により作業の進行はほぼ順調に進み良好な結果を得た。

以下次の点は今後改良の必要があるだろう。

(a) スライドジャッキ(7°)と反力ジャッキ(20°)の曲り破損を防ぐ

(b) ノミの片へりによる偏打

(c) アンボアーム上部のジャッキの防護

(d) オーリングの腐みか激しく油もれがひどい

(2) 改築順序

利一ニニウザい道改築の施工順序は次のようであるが、以下順に詳細をのべたい。

- ① 下水工(コルゲートパイプ $\phi 900mm$ の伏設)
- ② インバートコンクリート取こわれ、コンクリート打設
- ③ アーチ、側壁コンクリート取こわれ
- ④ アーチ、側壁コンクリートの打設
- ⑤ ヒューム管圧入工

(3) 施工内容

① 下水工

既設インバートコンクリートの下水部分の取こわれをダイヤモンド・ブレーカーで全区間行い、コルゲートパイプを伏設した。

コンクリートの取こわれにさいしては、取こわれによる側壁の押し出しの進行等を考慮し m 毎にストラット部としてインバートコンクリートを $50cm \sim 1m$ の幅を残し、すかし掘りとした。インバートの取こわれ後に $1m \times 0.5m$ 、深さ $1m$ の断面で $m \times 0.5m$ 進行毎にコルゲートパイプ伏設を1サイクルとして掘さくした。

掘さくはバックホー($0.3m^2$)にて行い、セグメントにて紅葉山方坑口付近の土捨場に搬出した。コルゲートパイプ伏設にあたって下部半断面はコンクリートでん荒であ

るが打設数量が少ないことから現場に8切のポットミキサーを設置し、D30Sにて運搬打設した。

② インバート鉄筋コンクリート

インバートコンクリート取こわしは6mをノスパンとしてジャイアント・ブレーカーにて行ったが側壁下部の取こわしはジャイアント・ブレーカーの改良が間に合わず手ばつりにて行った。ストラットは80cmピッチにて建込んだ。

コンクリート取こわしからコンクリート打設までノスパン平均4日の工程となっている。

③ アーチ、側壁コンクリートの取こわし

前述のジャイアント・ブレーカーでアーチから側壁をノスパン6mずつばつり、特に変状がはげしくサイロットのコンクリートから旧支保工の脚がはずれそうなるノスパンについては6mをノスパンとしてばつり、コンクリート打設からノスパンたけ先行させた。

コンクリートの取こわしはノスパン α 日～ α 日半で完了し進行を確保できた。機械での取こわし後、人力でコールブロック、ブレーカーを使用し細部のばつりを行い所定の断面を確保した。

破出しはD50Sは積みこみD・T(6切)にて紅葉山方へ搬出した。

④ アーチ、側壁鉄筋コンクリート

支保工125Hを80cmピッチでインバートストラットに合わせて建て込み、支保工にあけ穴に配筋をD-14通し主筋D α を組んだ後セントルの組み立てを行った。セントルは6mノスパンのバラセントルを基礎使用して養生を充分とるよう心がけた。コンクリートは生コンを使用し打設はポンプ車にて行った。

ポンプ車は打設箇所から10m前後に近づき、輸送管の配管の状況により(天端の空間に左右さめる)エア吹込と塩吹きを使いわけ、天端にコンクリートが充分いきわたるよう心がけた。

養生は最低3日を基準とし、初期強度の不足のために起るクラックを防止する意味でできるだけ長くした。

覆工終了後空隙を充填のためモルタル注入を行ったが注入量はM当り α 程度であった。

⑤ ヒューム管圧入工

占尉方坑口19m40間ほりょう盤鉄筋コンクリートを施工しており、コンクリートの取こわしはその後の修復に経費がかさむことからこの区間の下水工はヒューム管圧入工法を採用した。

(a) 掘進堅坑(3m×4m)

堅坑掘りくはバックホーにて掘りくし、D・T(6切)に直接積み込み捨土した。

掘りく後所定の高さまで捨コンを打設、排水ピットを設け α インチの排水ポンプで排水した。

(b) 推進工

伏設法はバック反力式・圧入工法である。反力受けは地質状況から考えて推力が

小さいと思われたので反力受けとして、既設マンホール側部に300H鋼を打ち込んでジャッキ(150t×500St)の台をセットし圧入した。ヒューム管1本を推進するごとに蛇行側量(上下、左右)の確認を行い蛇行が始まるとヒューム管の先端にパッキンを挿入し方向を確保した。

掘土は人力でコールブロックを用い、礫は0.01mのトロで抗口まで出し、ベルトコンベアにてダンプに積み込み搬出した。

圧入管1本(2m40)を推進するのに約1日の工程であった。

7. 結 び

第1ニニウズい道の改築も無事終了、一年経過した現在、地すべり地の水抜きを考えて施工した大口径のセントドレーンが降雨時には200 l/minと普段の10倍の水の排水があり、その効果を十分あげていると思われ、クラックの発生、漏水といったこともない。

今回の変状原因が付近の大規模な地すべり地帯の舌端部の切取により誘発された部分的な地すべりがあったが、今後はそのような、地すべりに対する積極的な誘因を無くすようになり、かつ十分な観測をつづけることが必要であると思われる。

火山灰土のせん断特性におよぼす粒子破砕の影響

北海道大学工学部
同
大阪府
鹿島建設

北 郷 繁
○神 谷 光 彦
石 橋 洋 一
石 丸 幸 一

1. まえがき

筆者らは、支笏湖を噴出源とする成因の異なる二種の火山灰土(流下型火山灰土;以下L型と略す,降下型火山灰土;A型)を用いて,主に強度特性について報告してきた¹⁾²⁾。それらの中で筆者らは,火山灰土の特殊性として,表面形状が粗なため,低拘束圧で他の砂質土にはみられない高い強度を示すことや,多孔質でもいる材質であるため,容易に破砕さ水やすく,拘束圧が高くなるに従い,粒子の破砕により,強度の低下を示すことなどを報告してきた。また近年,火山灰土がアースダムの材料などに使用されることも多くなり,高拘束圧下での火山灰土の挙動の研究が必要となってきた。本報告は,このような背景のもとに,三軸圧縮試験により,従来より高い拘束圧を用いて,主に粒子破砕を中心として,変形や強度との関連を調べた結果についてのものである。なお,本報告の一部は,昭和50年度土質工学会研究発表会で報告したが³⁾,その後行った新たな実験結果等を加えて報告する。

2. 実験試料および実験方法

実験に用いた試料は,昨年同様,支笏湖を噴出源とする火山灰土であり,L型は白老町社台より,A型は鶴川町二宮より採取したものである。試料は採取後,粒子破砕の程度を調べる目的で,表-1に示す粒径に水中で篩別し,気乾したものである。なお,A型では粒径の小さい部分に,比重の大きい異種の鉱物が含まれているため,A-2,A-3に対応する試料の実験結果は示していない。供試体は,所定の重量を3~4時間煮沸し,約半日放置したのを,モールドに詰め作製した。供試体寸法は直径50mm,高さ120mmであり,試料の自立には,-7.6cmHgの負圧を用いた。また,間ゲキ比は一種であり,密づめを目標としたが,供試体作製には,粒子破砕を防ぐために,モールドの外側からの振動のみにより締め固めた。実験の種類は1).三軸圧密試験,2).三軸等体積せん断試験,3).排水せん断試験の三種であり,最大拘束圧は16kg/cm²であるが,メンブレンの強度の関係から,やや低い圧力を用いた試料もある。等体積せん断試験は,非排水試験と同様であるが,側圧を変化させることにより,排水を±0.0/cm³の範囲で抑止,等体積とした。また火山灰土は圧密時間により,体積にズミが変化するため,上記三つの試験は圧密時間を2時間とした。なお,ペネトレーションによる補正は,その量が,排水量と比較して小さいと思われるので行っていない。せん

表-1

試料名	粒 径 (mm)	比 重	間ゲキ比
L-1	4.760 ~ 2.000	2.33	3.41
L-2	0.840 ~ 0.420	2.44	2.38
L-3	0.250 ~ 0.074	2.40	1.97
A-1	4.760 ~ 2.000	2.11	4.98

断試験の結果は示していない。供試体は,所定の重量を3~4時間煮沸し,約半日放置したのを,モールドに詰め作製した。供試体寸法は直径50mm,高さ120mmであり,試料の自立には,-7.6cmHgの負圧を用いた。また,間ゲキ比は一種であり,密づめを目標としたが,供試体作製には,粒子破砕を防ぐために,モールドの外側からの振動のみにより締め固めた。実験の種類は1).三軸圧密試験,2).三軸等体積せん断試験,3).排水せん断試験の三種であり,最大拘束圧は16kg/cm²であるが,メンブレンの強度の関係から,やや低い圧力を用いた試料もある。等体積せん断試験は,非排水試験と同様であるが,側圧を変化させることにより,排水を±0.0/cm³の範囲で抑止,等体積とした。また火山灰土は圧密時間により,体積にズミが変化するため,上記三つの試験は圧密時間を2時間とした。なお,ペネトレーションによる補正は,その量が,排水量と比較して小さいと思われるので行っていない。せん

断試験におけるヒズミ速度は供試体初期高さの $0.3\%/min$ を用いたが、これにより、セメント断試験では間ゲキ水圧は発生しなかった。よって以下に用いる応力はすべて有効応力である。また、セメント断試験終了後は、粒子破碎を調べるため JIS によるフルイを用いて、フルイ分け試験を行なった。

3. 実験結果とその考察

3-1. 応力～ヒズミ関係

a. 圧密試験(三軸)

A-1, L-1 の圧密曲線を図-1 に示す。火山灰土の $e \sim \log \sigma_c$ が曲線の形状を示すことは以前に報告したが、A型とL型とでは、粒径が同一にもかかわらず異なる曲線形状を示した。これは他の砂質土にもみられるように、初期間ゲキ比の大きいほど、圧密曲線は急な勾配を示すが、火山灰の場合には

初期間ゲキ比の差と共に粒子破碎の影響が考えられる。すなわち、Lee⁴⁾の砂による圧密試験では、圧密圧力が 100 kg/cm^2 を超すと、初期間ゲキ比の影響がなくなり、圧密曲線はほぼ一本の線に収束するのに対し、火山灰土では、 15 kg/cm^2 程度の圧密圧力で、A型とL型の間ゲキ比は同じとなった。これは、拘束圧が高くなるにつれて、破碎された粒子が、間ゲキを埋めていくため、間ゲキ比が低下するためであるが、A型とL型では、粒子破碎の程度はA型の方が大きいため、比較的小さい圧力で同一間ゲキ比が生じたものと思われる。つぎに、除荷曲線をみると、ほぼ平坦な直線となっている。これは、火山灰土の圧密が単に等方応力によって変形するだけでなく、粒子破碎によって粒子構造自体も変化し、より安定な構造へと移っていく、また粒子のかみ合いも増加するため、除荷による弾性復元量が小さくなるためと考えられる。また図には示していないが、圧密圧力の増加と共に、除荷曲線の勾配がわずかながらあるが小さくなる傾向が見られ、これも前述と同様の理由と考えられる。

b. 等体積セメント断試験

この試験は、後述するセメント断エネルギーを求める際に、体積ヒズミの項を除去して粒子破碎を理論づける目的で行った試験であり、図-2にL-1の応力～ヒズミ曲線、図-3に軸差応力と平均主応力の応力径路を示す。火山灰土の軸差応力～軸ヒズミの関係は、図-2に見られるように、圧密圧力 $\sigma_c = 9 \text{ kg/cm}^2$ のように、ヒズミの小さい部分で、ほとんどの強度が動員され、初期接線係数の大きい型と、 $\sigma_c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ のように、ヒズミの進行に伴って強度が動員されていく型に大別される。これは図-3の応力径路に見る

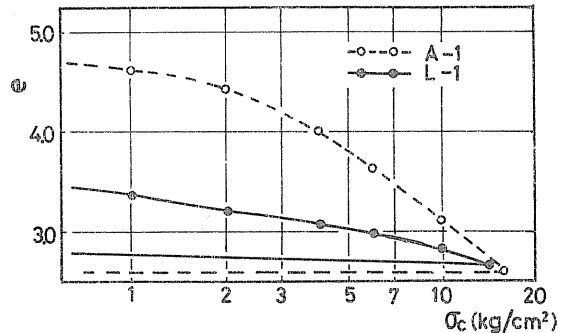


図-1

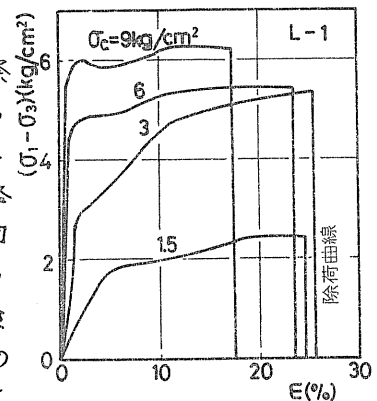


図-2

るように、拘束圧の大きい試料では、初期において平均主応力が減少するため、強度は初期の拘束圧の大きい部分でほとんど動員されるのに対し、拘束圧の小さい試料では、ヒズミが大きくなるに従い、体積の膨張傾向を示し、このため平均主応力が増加し、せん断強度が次第に増大する傾向を示したものである。また、図-2に、除荷曲線を示したが、火山灰土では除荷によるヒズミの回復はほとんどみられなかった。これは、圧密の除荷と同様、粒子のかみ合いによるものと考えられる。

C. 排水せん断試験

図-4にA-1の、図-5にL-2の軸ヒズミと正規化した軸差応力、体積ヒズミの関係を示す。図-4と図-5を比較するとL型の場合は軸ヒズミが30%までにピークを持ち、ピークの軸ヒズミは拘束圧の増加と共に増大していく傾向を持つのにに対し、A型ではすべての試料がヒズミ30%までにピークが現れず、応力はヒズミと共に増加する傾向を示した。また、拘束圧が大きくなるに従い、軸差応力~軸ヒズミの曲線形状はA型、L型とも類似してくる傾向にあった。つぎに、体積ヒズミとの関係をみると、L型では拘束圧が小さいほど、体積変化は膨張の傾向が見られ、この傾向は粒子の小さいL-3において特に顕著であった。また、A型、L型とも拘束圧が大きくなるにつれ、体積ヒズミ~軸ヒズミの関係の形状はほぼ同一となり、拘束圧による体積ヒズミの変化も少なく、ほぼ一本の線に収束する傾向にあった。これは、L₀による他の鉱物の高压せん断でも、同様の傾向が見られ、この原因として、L₀は、粒子の破砕がタイラテンシーを抑制するためであると述べている。

3-2. 強度定数

a. 等体積せん断試験

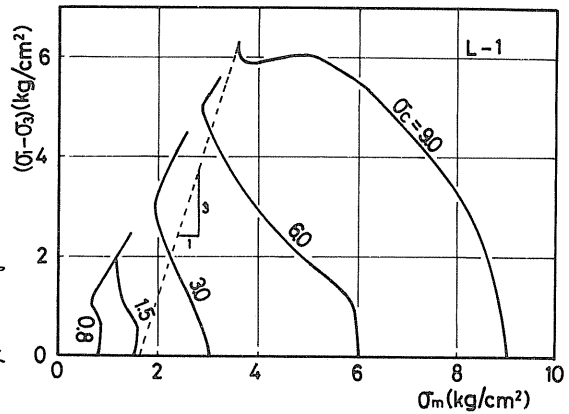


図-3

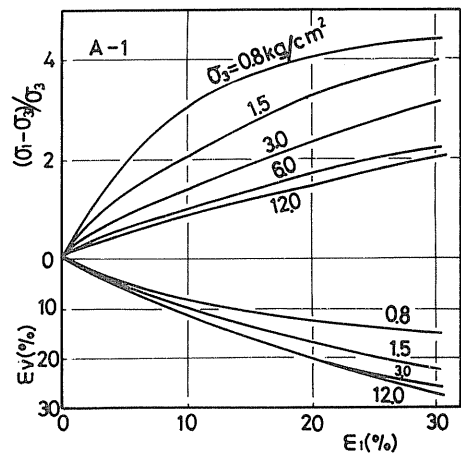


図-4

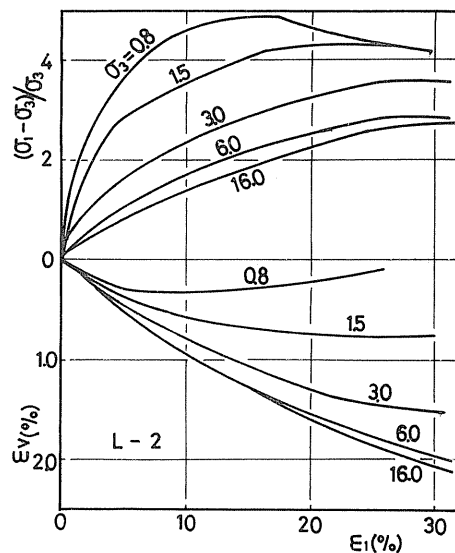


図-5

一般に、火山灰土の排水せん断試験では破壊包絡線は、拘束圧の増大とともに、その勾配が緩くなっていく曲線状となるが、等体積せん断では、図-3の応力径路に見られるように、強度定数 ϕ は拘束圧 σ_3 によらず一定値となり、先に報告した²⁾採取したままの粒度分布をもつ試料の非排水試験と同様の結果となった。この原因として、まず、等体積せん断では破壊時の平均主応力が小さいことが挙げられる。つまり、火山灰土では拘束圧が大きくなるに従い、排水試験での体積の収縮に対応して、等体積せん断では σ_3 が小さくなり、 $\sigma_c = 9 \text{ kg/cm}^2$ のときの σ_3 は 1.0 kg/cm^2 である。この破壊点を排水試験に当てはめてみると $\sigma_3 = 1.7 \text{ kg/cm}^2$ である。(図-3において、破線で示すように、排水試験の応力径路は $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma_m = 3$ であることより、破壊点を通りすぎる傾きを持つ直線と横軸との交点が排水試験の σ_3 となる。) また、この応力範囲では、排水試験においても、図-6に示すように ϕ の変化はほとんど見られなかった。それゆえ、等体積試験で破壊包絡線が直線を示すのは、その応力範囲が狭いためとも言える。しかし、Bishop⁶⁾は、砂の高圧せん断で非排水試験では、かなり高い応力でも破壊包絡線が、ほぼ直線であることを示している。これらよりみて、等体積せん断と排水せん断の強度の差は、応力径路の影響も考えられるが、排水せん断では粒子が破砕や体積変化などで比較的自由に構造を変え得るに対し、等体積せん断では粒子の移動が、ある程度拘束されるなどの、せん断中における粒子の構造変化の差が、強度に

b. 排水せん断試験

図-6に排水試験の拘束圧 σ_3 と内部摩擦角 ϕ の関係を示す。 ϕ は原状を通る直線から求めたものである。図に示すように、全試料とも、拘束圧が大きくなるに従い、 ϕ が低下する傾向にある。この説明には、体積変化によるエネルギーや、粒子の再配列による効果も考えられるが、粒子破砕が大きな影響を持つということは以前にも報告してきた。また

図より、L型でみると粒子の大きな試料ほど ϕ の低下は大きい。すなわち、相対的に破砕しやすい試料の方が強度の低下が顕著であった。つぎに、L-2について、エネルギー補正を行なった ϕ と拘束圧の関係を図-7に示す。また図には、等体積試験より求めた ϕ (C.V.で示す)とダイレタンシーレイト $dE_v/dE_1 = 0$ (D.I.で示す)になる拘束圧も示してある。エネルギー補正の式は種々提案されて

いるが、ここでは、Taylor-Bishopの提案による方法(以下 ϕ_B で示す)と Poorooshasb-Roscoeによる方法(ϕ_P)を用いた。また未補正の摩擦角は ϕ で示した。Koerner⁷⁾は非排水試験と排水試験の比較において、非排水試験で $(\sigma_1 / \sigma_3)_{max}$

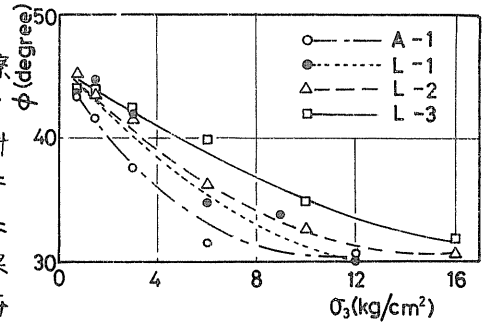


図-6

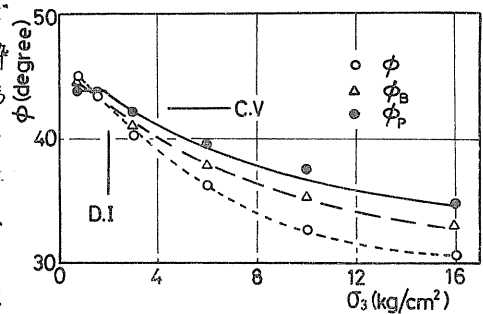


図-7

より求めた ϕ と ϕ_B は一致し、また $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 、より求めた ϕ は ϕ_p と一致すると述べてあり、先の報告²⁾で、自然のままの粒度分布を用いた試料では、ほぼこれに近い結果が得られたが、今回は、低拘束圧部分においてさえも、そのような関係は見い出せなかった。これは、粒度分布が異なることにより、これがダイレタンスに影響を与えるためとも考えられるが、はっきりしたことは分らない。 L_0 ⁵⁾は硬度の異なる種々の鉱物の高圧セリ断で、硬い、破碎の小さい鉱物では、 ϕ_p は全実験範囲にわたってほぼ一定値を示すが、破碎之水必ずい試料では ϕ_p は拘束圧と共に減少することを報告してあり、本実験でも、 $L-2$ で $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$ までは ϕ_p は、ほぼ一定であるが、それ以上の拘束圧では低下する傾向がみられた。また排水試験と非排水試験の比較について、 L_{ee} ⁴⁾は、非排水試験による ϕ は、排水試験において、 $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1 = 0$ のときの ϕ と一致すると述べてあり、本実験においても同様の結果が得られた。

3-3. 粒子破碎

α. 粒子破碎の表現法

粒子破碎の表現法は、従来、多くの研究者によって提案されていすが、大別すると1). 最小使用フルイ径以下の細粒分の増加で表わす方法、2). 各フルイ径間における試験前後の残留率の差の総和による方法、3) 試験前後の粒径加積曲線に囲まれた部分の面積による方法、4). 比表面積法などがある。1. 2. 3. の方法はいずれも粒径加積曲線を直接的に利用する方法であり、今まで多く使用されて来た。3) の面積法による $L-1$ の結果を図-8 に示す。図において $D.A.$ は粒径加積曲線と、最大粒径および最小粒径の 0.074 mm で囲まれた面積の試験前後の比であり、横軸は圧密圧力 σ_c および破壊時の平均主応力 σ_{mf} である。つきに、後述する比表面積による図-10 と図-8 と比較してみると $D.A.$ 法ではセリ断試験において試験方法で、わずかに差がみられ、また、平均主応力の増大とともに、 $D.A.$ が曲線となっていく傾向にあった。これは、粒径加積曲線の面積による方法はその最大値が通過百分率 0% と 100% に囲まれた面積であるため、上限が存在し、粒子破碎が多くなっても、 $D.A.$ の増加が少ないためであり、それゆえ $D.A.$ 法で粒子破碎を表現するのは、粒子破碎量の少ない場合に限定されると考えられる。つきに比表面積法について述べると、比表面積の測定法は、直接測定する方法や、粒度分布を対数正規型と仮定して求める方法などがあるが、本報告では、粒度分析の結果を用いて、以下の式より求めた⁸⁾。

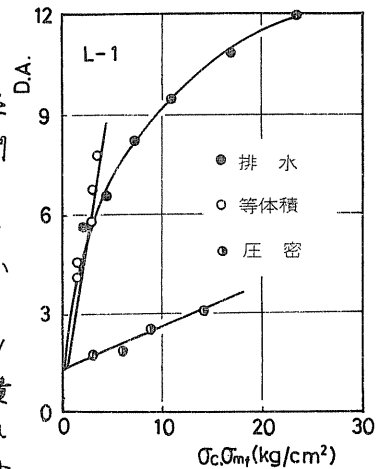


図-8

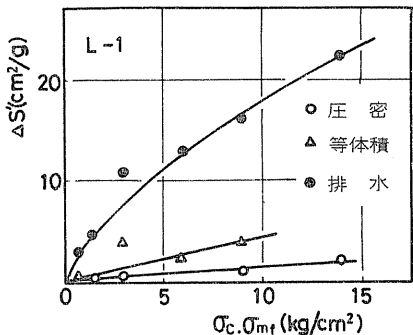


図-9

$$S = \frac{\rho ds^2}{G_s du^3} = \frac{\rho \sum y_i / d_i}{G_s \sum y_i} = \rho S' \dots (1)$$

ここに ρ : 粒子の形状係数

ds, du : 面積および体積平均径

G_s : 粒子の比重

y_i : あるフルイ径間の残留率

d_i : あるフルイ径間の算術平均径

また、比表面積を計算する際の仮定は、粒子の形状係数は試験前後も変わらず、各試料とも同一として比較してあり、粒子の比重は、同一試料においては、試験前後の変化はないとし、粒子の最小径は 0.005 mm とした。以下、本報告では、粒子破碎を表すパラメータとして、粒子の比表面積増加量 $\Delta S'$ を用いて報告する。

b. 粒子破碎と応力との関係

図-9 に拘束圧と $\Delta S'$ の関係を示す。図より、圧密および等体積セメントの粒子破碎の小さい試験では、拘束圧と $\Delta S'$ の関係は直線を示す。しかし、排水試験のように粒子破碎の大きい試験では、拘束圧が大きくなるに従い、その増加速度が減少してゆく曲線となった。つぎに、排水と等体積セメントでは、破壊時の平均主応力が異なるので、直接比較することができないため、破壊時の平均主応力 σ_{mf} をパラメータとして比較したのが図-10である。図において、A-1、L-1とも、 $\Delta S' \sim \sigma_{mf}$ の関係はセメント試験では、その試験方法によらず、ほぼ個有的の関係となった。しかし、本実験での等体積セメントにおける σ_{mf} は相対的に小さいのであるから、この関係が σ_{mf} の大きい範囲においても成立つかどうかは、疑問である。つぎに、セメントと圧密を比較してみると $\Delta S' \sim \sigma_c, \sigma_{mf}$ の関係は、大まかも曲線形状も全く異なることがわかる。つまり、圧密試験では、等方応力（平均主応力）によって引き起こされる体積ヒズミのみが粒子破碎に関係するのに対し、セメント試験では、平均主応力とセメント力とそれによるセメントヒズミの両者が粒子破碎と関連する。したがって、両者の破碎機構が異なるのであるから、平均主応力をパラメータとして比較するのは、困難であると考える。つぎに、排水試験について図-10の縦軸を対数としたのが、図-11である。図より、比表面積を対数とした場合、 $\log \Delta S' \sim \sigma_{mf}$ の関係は二つの折れ線で表わされ、A-1、L-1とも $\sigma_{mf} = 7 \text{ kg/cm}^2$ 位で直線の傾きが変わることがわかる。これは、破壊時の平均主応力のうち、粒子破碎

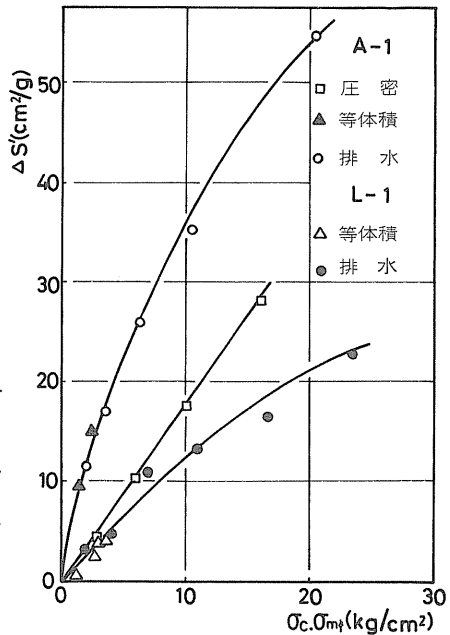


図-10

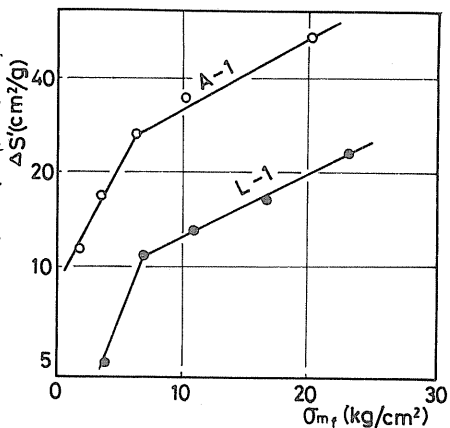


図-11

に寄与する部分が、 $\sigma_{mf} = 7 \text{ kg/cm}^2$ 程度で変りためと考えられる。また、平均主応力は後述するエネルギーをパラメーターとする方法と比較して、平均主応力には体積ヒズミによる粒子破砕が直接含まれないため、また、前述したように拘束圧が高くなるに従い、体積ヒズミがほぼ同一の傾向を示すことなどからみて、平均主応力をパラメーターとする方法では、粒子破砕を引き起こす体積ヒズミを直接含むことができないなどの欠点がある。

C. 粒子破砕とエネルギーの関係
 一般に、比表面積の増加は、供試体に加える水たエネルギーと関係がある、と言われる⁹⁾。そこで、本報告でもエネルギーをパラメーターとした場合を以下に述べる。土のせん断に対するエネルギー式は種々提案されているが、筆者らは、Roscoe¹⁰⁾の提案した次式を用いた。

$$\begin{aligned} dE &= \sigma_m d\varepsilon_v + (\sigma_1 - \sigma_3) d\varepsilon \dots (2) \\ &= (\sigma_1 - \sigma_3) d\varepsilon_1 + \sigma_3 d\varepsilon_v \end{aligned}$$

ここに、 $\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_v/3$
 図-12は $\Delta S'$ とEとの関係を示した。前報では、L-1の試料により、 $\Delta S'$ とEの間にRittingerの次式⁷⁾

$$d\Delta S' / dE = C \dots (3)$$

が当てはまるとしたが、今回は破砕しやすいA-1の試料を加えることにより、 $\Delta S'$ とEの関係は、Eが増加するに従い、その勾配が小さくなる曲線となった。また、田中¹¹⁾は粒子破砕が進むにつれて、破砕された粒子が、間隙を充てんしてゆくため破砕能率が減少してゆき、 $\Delta S'$ とEは指数関数になるとして次式を提唱している。

$$d\Delta S' / dE = C(1 - a\Delta S') \dots (4) \quad C, a: \text{定数}$$

これにより、図-12の $\Delta S'$ を対数で示したのが図-13である。この図においても、 $\Delta S'$ とEの関係は図-11同様、二つの折れ線で示される傾向にあった。これ

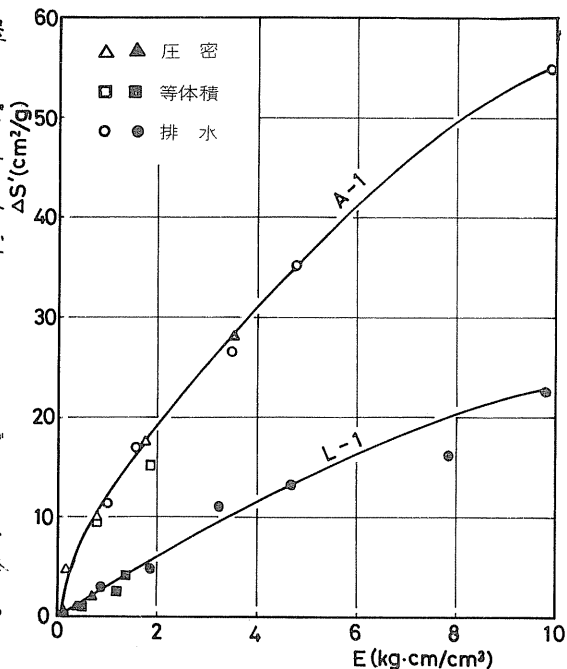


図-12

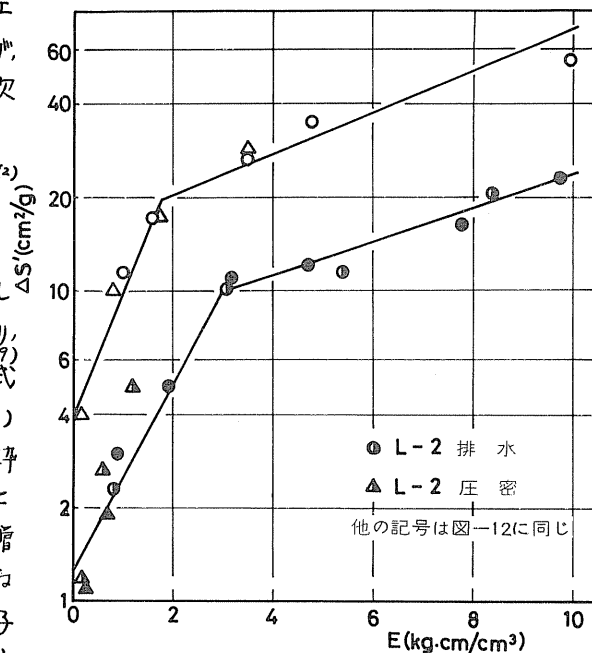


図-13

は、火山灰土の粒子破砕は、 E の小さい部分では、Rittinger 則によるが、 E の増大とともに田中則に合うようになるのか、あるいは、粒子破砕の正味エネルギーが全エネルギーと比例しないため、このような現象を呈するのかわかりしない。つまり、 E には粒子破砕に要したエネルギーと塑性ヒズミに費されたエネルギーが含まれるため、 E の小さい部分(図-11において σ_{mj})では、粒子破砕に要するエネルギーの全エネルギーに対する割合が大きいとも考えられる。また、図-12において圧密、等体積せん断、排水せん断の $\Delta S' \sim E$ を同時に示した。これより、エネルギーで整理すると圧密と排水せん断はほぼ同一の線に乗ることがわかる。しかし、等体積せん断は、他の二つと比較すると $\Delta S'$ は幾分小さくなる傾向がみられる。本実験における測定のバラツキも考慮に入れると、断言することは困難であるが、粉体工学では、同一エネルギーでは、せん断エネルギーによる $\Delta S'$ は、圧密によるエネルギーより小さいと言われ、その関係を図示したのが、図-14である。図-14は E の小さい部分では、全エネルギーと正味エネルギーは比例するとし、また、比表面積については重ね合わせができるとして、等体積せん断の比表面積より圧密分を差し引いた、せん断による比表面積増加と圧密によるものを粒子破砕の大きいA-1について比較したものである。これより、圧縮エネルギーによる破砕が大きいことがわかる。しかし、本実験では、実験数が少ないことや、両者の正味エネルギーの割合がわかりしないことなど、この問題に関してはまだ検討する余地があり、また結論づける段階には至っていない。つぎに、図-12にL-2の $\Delta S' \sim E$ の関係も同時に示したが、これより、L-2の場合も $\Delta S' \sim E$ の関係は、L-1と同一の線に乗ることがわかった。またL-3は図の繁雑さを避けるために図示していないが、同様の結果となった。これより、ほぼ同じ破砕強度をもつ火山灰土では、粒子破砕を $\Delta S'$ で表わした場合、 $E \propto \sigma_{mj}$ との関係は粒径によらず、ほぼ一定であると言える。

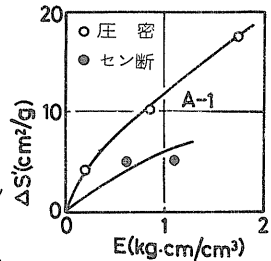


図-14

d. ヒズミと粒子破砕

A-1の $\sigma_3 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ の排水試験による各ヒズミごとの比表面積を示したのが図-15である。

図よりヒズミの進行とともに、粒子破砕が増大することがわかる。これは、ヒズミとともに、平均主応力やせん断力が増加するためであり、各ヒズミごとのエネルギーと $\Delta S'$ とは、図-15の上側の線で示されるように直線比例関係となる。しかし、この試料は、ヒズミの増加とともにせん断力が増加し、ピークの存在しない試料であるため、上記のことが言えるのであって、ピーク後のヒズミと破砕の関係については今後とも実験を続ける予定である。

e. 粒子破砕と強度

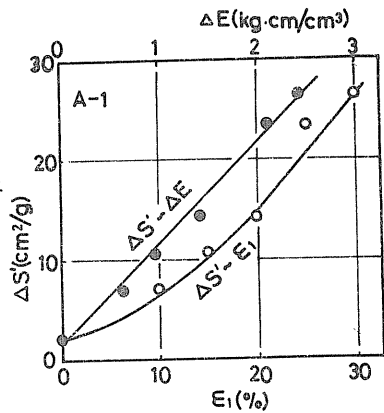


図-15

図-16にL-1, L-2, A-1の排水試験の ϕ と $\Delta S'$ の関係を示す。この図より、L型では、この実験範囲では、 ϕ と $\Delta S'$ は直線関係にあり、粒径によらず一定の関係となつた。つぎにA-1についてみると、粒子破碎の小さい範囲では、 $\Delta S'$ と ϕ は直線関係にあるが、粒子破碎が大きくなると、 $\Delta S'$ の増大につれて ϕ の減少速度が小さくなる傾向にある。つまり、 ϕ はその鉱物の持っている固有の ϕ 以下にはなり得ないことからして、この結果は当然のことと思われる。つぎに粒子破碎と間ゲキ比の関係を図-17に示す。A型、L型、または、圧密とセリ断では、その値が異なるがその関係は直線的になり、応力～ヒズミの項で述べたように、間ゲキ比は粒子破碎に大きく影響されることかわかる。

4. まとめ

火山灰土の応力～ヒズミ関係と、強度については、多くの機会にその特性を述べて来たので、ここでは粒子破碎についてまとめると

1. 粒子破碎の表理法については、従来粒径加積曲線も利用して、その大小を論ずることが多かったが、粒径の異なる試料と、粒子の個々の強度の異なる試料と統一的に比較するためには、比表面積による方法が最も適切と思われる。
2. 比表面積と、強度を表わす諸元のうち、

と水を用いて破碎との関連づけを行うかについては、諸論のあるところであるが、本報告では、破壊時の平均主応力 σ_{mf} と、供試体に与えられたエネルギー E と強度定数 ϕ の3つについて行った。 σ_{mf} との関係では、圧密とセリ断によりその関係が異なり、また、 ϕ については、セリ断試験方法により ϕ が変化し、排水試験では、体積変化に対する ϕ の補正法も確立してないところから、本報告では、比表面積とエネルギーの関係が最も良い結果が得られた。また近年、セリ断エネルギーとセリ断変形や強度との関連を求める研究も進められており、粒子破碎をエネルギーと関係づけることが妥当と思われる。

3. 火山灰土での比表面積とエネルギーの関係は、従来粉体工学で述べられているようなRittingerとか、田中の粉砕理論では説明できず、応力レベルによりその関係が変化していく傾向にあった。

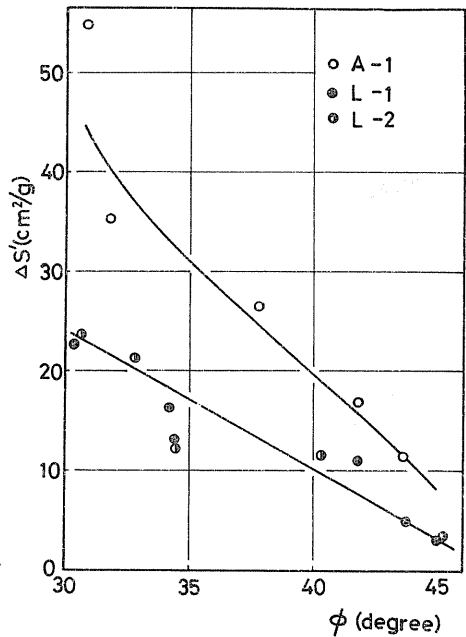


図-16

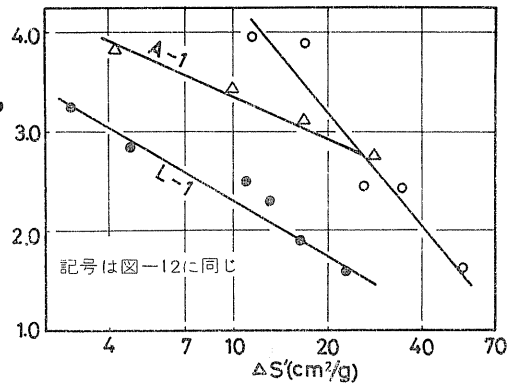


図-17

4. 本報告ではエネルギーと比表面積は、全エネルギーを用いて行ったが、セメント
や圧密における、全エネルギーに対する粒子破砕に費された正味エネルギーを算
定することができなかったため、圧密とセメントによる粒子破砕の違いについては
言及できなかった。

本実験では、比表面積の測定はフルイ分け試験の結果より種々の仮定を用いて計算
したため、その精度に難点もあり、全体的に、セメント特性との関係が定性的に終っ
たが、比表面積をより正確に求めることにより、また、粒子の強度の異なる類似の
試料の実験との比較などにより、粒子自体の破砕強度などをパラメータとして、
定量的な粒子破砕と強度との関係を探めてゆくことが今後の課題である。おわりに
、本研究は、昭和50年度文部省科学研究費の補助を受けた。記して謝意を表す。

参考文献

1. 北郷繁, 高岩勝, 神谷光彦; 道央に分布する火山灰土の土質工学的研究, 北海
道大学工学部研究報告, No. 68, 1973, pp 223~241
2. 北郷繁, 神谷光彦; 札幌周辺の火山灰土の土質工学的研究(第4報), 第9回
土質工学研究発表会, 1974, pp 303~306
3. 北郷繁, 神谷光彦; 火山灰土の粒子破砕と強度との関係についての実験的研究
第10回土質工学研究発表会, 1975, pp 181~184
4. Lee. K.L, Seed. H.B.; Drained strength characteristics of sands,
Proc. A.S.C.E. 1967, S.M. 6. pp 117~141
5. Lo. K.Y, Roy. M.; Response of particulate materials at high pressure,
Soil and Foundation, vol. 13, No. 1. 1973, pp 61~76
6. Bishop A.W, Webb. D.L, Skinner, A.E; Triaxial test on soil at elevated
Cell pressure, Proc, 6th. Int. Conf. S.M.F.E, vol. 1, 1965, pp 170~174
7. Koerner. R.M; Behavior of single mineral soils in triaxial shear, Proc A.S.
C.E, S.M. 4, 1970, pp 1373~1390
8. 井伊谷鋼一編; 粉体工学ハンドブック, 1967, 朝倉書店 pp 42~80
9. 久保輝一郎他編; 粉体-理論と応用-, 1962, 丸善, pp 2~21
10. Roscoe. K.H, scofield. A.N, Thurairajah. A; Yielding of clays in states
water than critical, Geotechnique, vol. 13, 1963, pp 211~240
11. 田中達夫; 限界値を考慮した粉砕機構の新しい考え方, 化学工学, Vol. 18.
No. 4. 1954, pp 160~171

火山灰の三軸圧縮強度特性

—— 主に低拘束圧の場合について ——

北見工業大学 正 鈴木輝之

1, まがき

乱した未風化の火山灰は、粒子の表面活性を持たないので砂質土に入るとされている。しかし、粒子形状の特異性に起因する構造特性や、粒子の破サイ性のため、一般の砂質土とはかなり異なる強度特性を持つことが指摘されている。著者はこれまで火山灰の強度特性に関する2, 3の実験を行なってきたが、その中で、たとえば破カイ抱絡線が曲がることなどに見られるように、火山灰の強度特性は、加わる応力の大きさによって変化することが認められた。本研究は三軸圧縮強度特性が拘束圧の広い範囲にわたってどのように変化するかを詳細に調べることを目的としたものである。今回の実験では、見かけの粘着力の性質を明らかにすること、粒子破サイの少ないところでの強度特性を調べるということから、 $0.1 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の拘束圧（ここでは仮にこれを低拘束圧と呼んでいる）での実験に主眼を置いている。

2, 試料および実験

用いた原試料は文献²⁾でのものと同じである。採取した試料は室内で十分に空気乾燥した後、 4.76 mm フルイ通過全試料（これをA試料とする）と、 $0.42 \sim 2.0 \text{ mm}$ （これをB試料とする）の2種の粒度に調整した。このうちA試料は細粒分のフッシュン作用があること、粒径分布の広いことから粒子破サイは少なく、構造特性の影響は大きくなると考えられる。またB試料については相対的にこの逆の傾向をもつと考えられる。

実験装置としては一般に用いられるタイプの三軸圧縮試験機を用いた。ただし、低拘束圧では載荷ピストンの摩擦をなくするために軸力測定用の力計を三軸セル内に入るように改造した三軸セルを用いた。また側圧は精密調圧弁で調整し水銀マンメータで測定した空気圧によってかけた。供試体は直径 50 mm 、高さ 120 mm の円柱形で、供試体高さの1%/分の速度でせん断した。測定事項は、軸応力、ヒズミ、体積変化（エアーマンメータによる）の3項目である。実験を行なった拘束圧は、 $0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0 \text{ kg/cm}^2$ の14段階、密度は密づめとゆるづめの2種である。

3, 実験結果および考察

3-1, 破カイ強度について

拘束圧 σ_3 と破カイ時軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_s$ の関係を図1~2に示す。ここでは軸ヒズミ15%以内での最大応力を破カイ応力としている。また図中には低拘束圧部分を拡大した図も示してある。これらの曲線は破カイ抱絡線と同じ傾向をもつものである。これらの図から、破カイ抱絡線（以後破カイ線とする）は明らかた曲がっていること、また拘束圧が0になっても存在する粘着力（広い意味で粒子間の結合力）

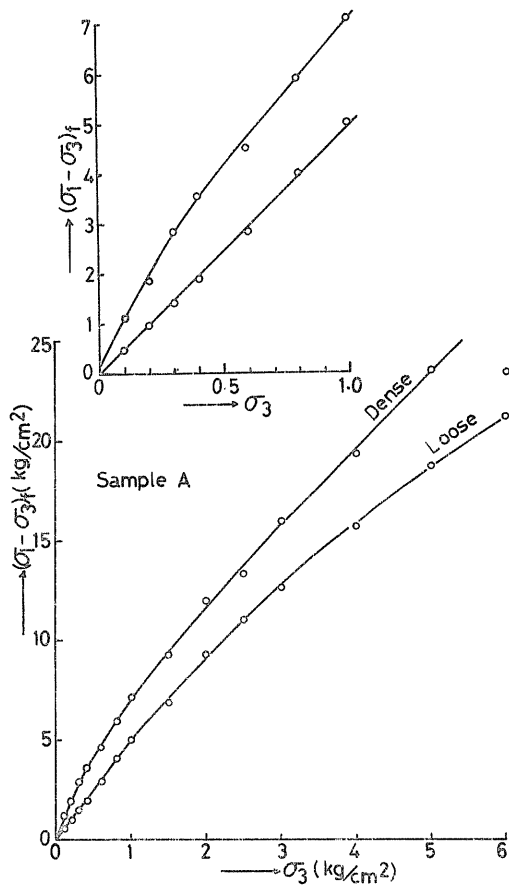


図. 1

に相当するものはほとんどないことが分る。このように破カい線が曲がる理由としてはせん断にもなう粒子破砕が考えられている。しかし低拘束圧領域で後述のように粒子破砕がほとんどないと思われる場合でも、密づめの破カい線は曲がっている。このように破カい線の曲がりには粒子破砕だけからでは説明しきれないようである。

以上のように、拘束圧の広い範囲にわたっての火山灰の強度を一つの定数として表わすことは不可能であるので、近似的に $\sigma_3 = 1.0, 3.0 \text{ kg/cm}^2$ を境界として、拘束圧の領域を3つに分け、各々に直線を当てはめ粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を計算したのである。

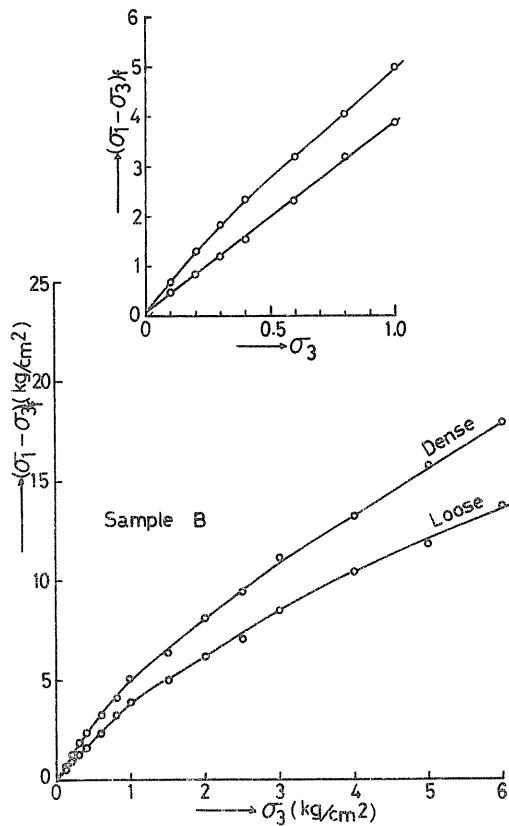


図. 2

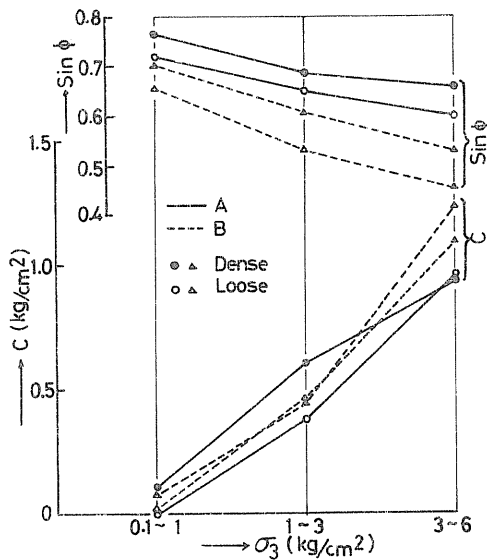


図. 3

図によれば、図1~2からしても当然の結果ではあるが、拘束圧の領域が高くなるにしたがって粘着力Cはかなり大きな値をとるようになり、一方内部摩擦角φはCと逆の傾向をたどる。このように乾燥した火山灰においては、試験結果から計算されるC、φの値は拘束圧のとり方によって大きく変化する。このことから乾燥火山灰で求められるC、φは強度定数としての一組の定数とはならず、試験を行なった拘束圧領域における近似的な破砕線を表わす係数としてとらえるべきであろう。したがって実際の土構築物の設計で用いるC、φを試験で求めようとするときは、その構築物で土に加わる応力レベルと試験でのそれとを合わせることが必要と考えられる。

一般に粒状土のせん断強さは摩擦成分とダイレタンシー成分の2つに分けられ、前者はその土に固有のものであり、後者は粒子のつまり方などによって変化する。この両者を分離する理論式は種々提案されているが、ここでは比較的妥当な結果が得られるとされている³⁾、下記のRowe⁴⁾の応力-ダイレタンシー式を用いてマサツ成分を分離してみた。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_R = \frac{\sigma_1}{1 + (dv/d\epsilon)_f} - \sigma_3 \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここで $(dv/d\epsilon)_f$ は破砕時の体積ヒズミ増分と軸ヒズミ増分の比

(1)式によって求めた結果を図4~5に示す。この図によればA試料では σ_3 が 1.0 kg/cm^2 、B試料では 0.4 kg/cm^2 以下ではゆるぎめと密ぎめの補正後の強度はよく一致している。しかし、 σ_3 がこれ以上になると σ_3 の増加とともに両者の値は離れていく。Roweの

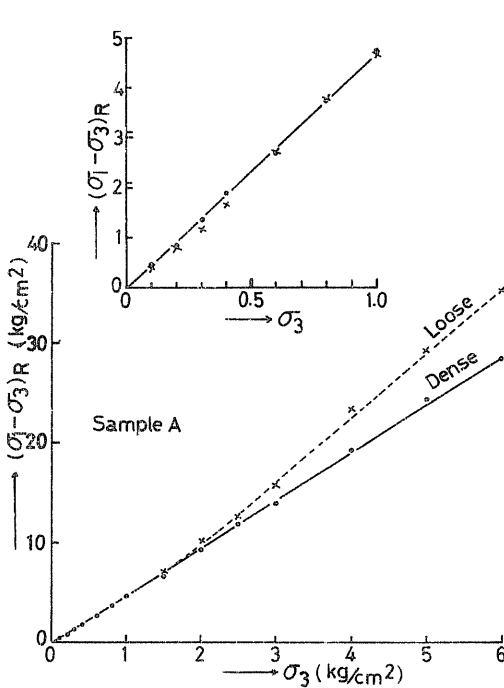


図. 4

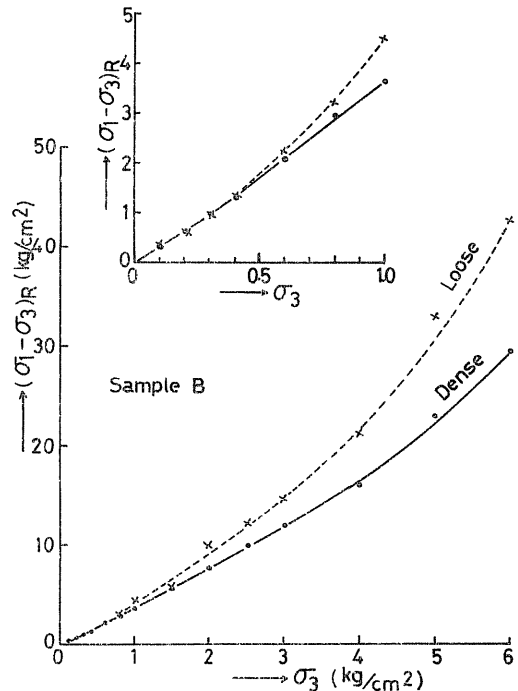


図. 5

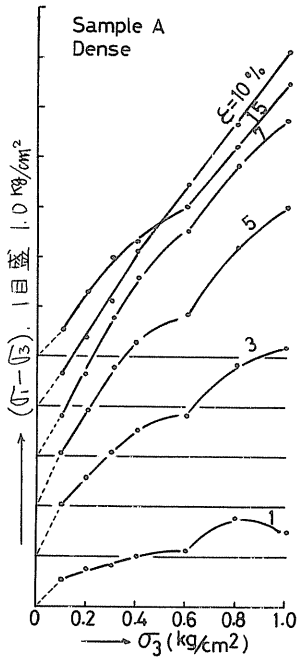


図. 6

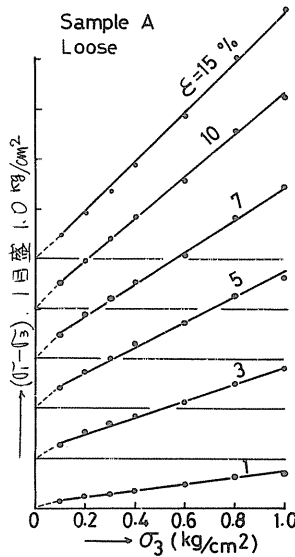


図. 7

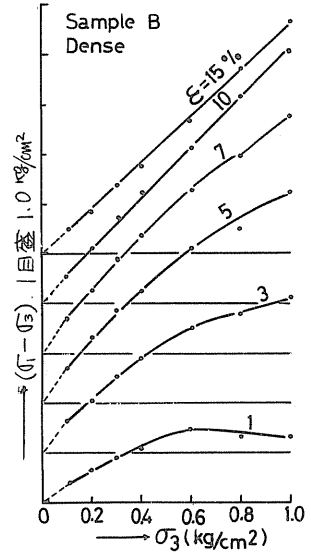


図. 8

補正は粒子破サイのないことを前提としているから、このように σ_3 が大きくなることによって、密づめとゆるづめの強度が一致しなくなるのは粒子破サイの影響によるものと思われる⁵⁾。このことは破サイしやすいB試料の方がA試料よりも小さい σ_3 で一致しなくなり始めることからもうかがえる。以上のように火山灰においてはかなり小さい σ_3 の場合でも粒子破サイのあることが分る。

図6～9は低拘束圧領域の場合について、一定のヒズミレベルにおける軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と σ_3 の関係を示したものである。これらの図によればA,B両試料ともにゆるづめの方が各ヒズミレベルにおける σ_3 と $(\sigma_1 - \sigma_3)$ の直線性がよく、また密づめの場合はヒズミの増加とともに直線性はよくなり $\varepsilon = 10\%$ のところで最もよい直線性を示している。以上のことは、密づめほど、またヒズミレベルが小さいほどせん断特性におよぼす初期粒子構造の影響が強くなり、せん断が進むにつれて、初期構造が変化し潜在スベリ面に対応した粒子配列に進んでいくことを示していると考えられる。

3-2, 変形特性について

火山灰の応力-ヒズミ曲線はその初期部分においてもただの直線となる場合が多い。このような場合の変形係数のとり方としては近似的に次式による割線変形

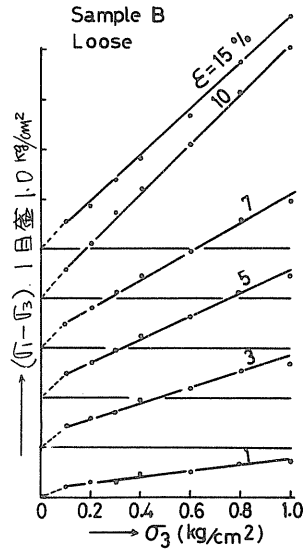


図. 9

係数をとるのが一般的である。

$$E_{50} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2}{\epsilon' / 100} \dots\dots\dots (2)$$

ϵ' : $(\sigma_1 - \sigma_3)_f / 2$ に対応するヒズミ

(2)式より求めた変形係数 E_{50} を
図10~11に示す。この図から E_{50}
は次式で表わされることになる。

$$E_{50} = a (\sigma_1 - \sigma_3)_f + b \dots\dots\dots (3)$$

a, b : 定数

土岐⁶⁾によれば砂に静的なくり
返し軸差応力を加えたときのホ
ーサイクル以後の変形係数は次
式で表わされるとされている。

$$E = a' \sqrt{\sigma_3}^{b'} \dots\dots\dots (4)$$

a', b' : 定数

(4)式ではホーサイクルの変形係数は値と
のものが小さく、測定値のバラツキも大
きいというので除かれているのに対して
(3)式では当然ホーサイクルの載荷に対応
するものを扱っていることになる。この
ようなことから(3)式と(4)式を同一レベル
で比較することは無理なのかも知れない。
しかしここで興味あることは、(3)式の形
が粘性土の変形係数の式⁷⁾と一致している
ことである。粘性土と火山灰に共通して
いることは、初期の粒子構造の影響が変

形、強度特性に強く表われるということである。ここで変形係数は非常に小さいヒ
ズミレベルのところでは求まるものであるから、その値は初期粒子構造と σ_3 によって
決まると考えてみれば、 E_{50} が σ_3 の両者によって決まる $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関数として表わ
されることもうなずける。一方、一度ある応力を受けてそれに対する変形を生じた場
合には、粒子配列もそれに対応したものとすることによって、その後くり返し応力
を同じ方向に受ける場合にな、粒子配列の変化は非常に少なくなるであろうから、
変形係数も拘束圧 σ_3 だけの関数になると考えられる。以上のような考之方は、さ
まに多くの実験的な検証を必要とするが、変形係数の性質をとらえる一つの考之方
にはなると思われる。

図12は実験を行なった軸ヒズミの範囲(約20%)で、応力-ヒズミ曲線に極大点
が現われる場合について、そのときの軸ヒズミ ϵ_f と σ_3 の関係を示したものである。

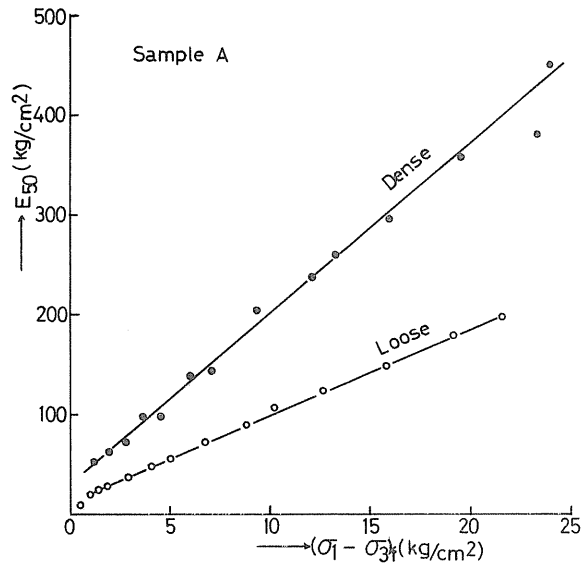


図. 10

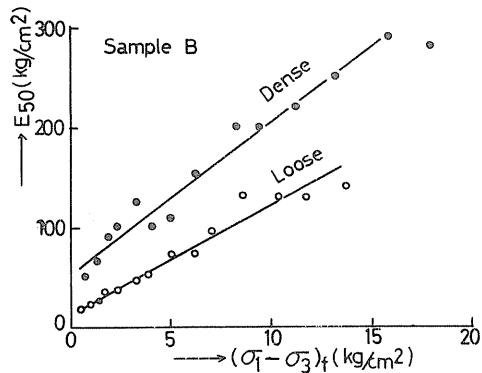


図. 11

AB両試料とも σ_3 の増加にもない ε_f が大きくなる傾向をもつ。またこの増加割合は低拘束圧領域において特に大きくなっている。さらに、低拘束圧領域においては、 ε_f の値はAB両試料で比較的同じようになるが、 σ_3 が大きくなるに従って両者の値は離れている。この結果と前述した両試料の性質を考之合わせると、 ε_f の大きさに影響を与える要因の一つとして、せん断にもなる粒子破砕が考之られる。この

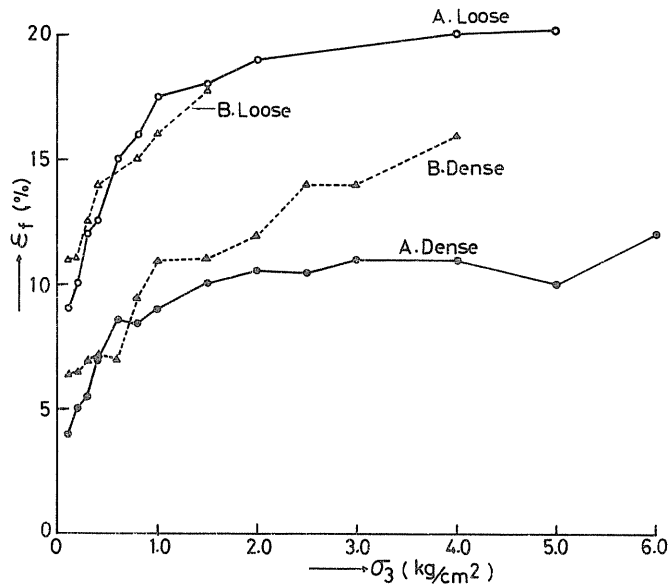


図. 12

粒子破砕がどのようなメカニズムで ε_f と関係するかについてはこの結果だけでは予測の域を出ない。しかし以上の結果において、特にA試料のような場合に、低拘束圧の下では ε_f が σ_3 によって急な変化をすることが実面的な面からも注目すべきことであろう。

4. まとめ

以上述べてきた内容について主要点をまとめると次のようになる。

- (1), 火山灰の破砕線は明らかに曲線となり、強度を一組のC中で表わすことは無理である。しかし $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以下ではほぼ直線となり粘着かも0に近し。
- (2), 火山灰はがなり小さい拘束圧下でも粒子破砕の影響が表われ、Roweのダイラタンシー補正は適用できなくなるようである。
- (3), E_{50} は粘性土と同じように $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関数となった。
- (4), ピーク強度時の軸ヒズミ ε_f は σ_3 によって変化、その変化割合は、低拘束圧下で急に大きくなる。

本報告は元本学学生、加藤茂樹、畠山照康両君の卒業研究として行なわれたものをとりまとめたものである。ここに記して感謝の意を表わす。

5. 参考文献

- 1) 鈴木輝之, 技術報告資料14号, 昭50年
- 2) 鈴木輝之, 技術報告資料15号, 昭51年
- 3) 着山元寿, 土と基礎, Vol.20, No.2, 1972
- 4) Rowe P.W., Proc. Royal Soc., London Vol.269, 1962
- 5) 北郷, 神谷, 栗林, 福留, 技術報告資料14号, 昭50年
- 6) 土岐, 池浦, 鈴木(個), 同見, 技術報告資料9号, 昭44年
- 7) 山田, 鈴木, 第29回土木学会年講壇部, 昭49年

清田火山灰の土質工学的性質について
 - 模型可動壁による土圧実験と土圧特性 -

北海学園大学工学部(正) 坂上孝幸
 (〃) 〇 早川寛志

1. まえがき

支那軽石流堆積物のうち、札幌市の南東約10 Kmの清田地区に広く堆積しているものを筆者らは清田火山灰と呼んでいる。

支那軽石流堆積物は、九州にみられるシラスと同様にカルデラ噴出堆積物であり、その性状も類似している実が多い。従って今後この火山灰の堆積地帯での崩壊が進むにつれて、シラス地帯と同様な問題が所こり得るものと考えられる。

筆者らは、数年前からこの清田火山灰を対象にその土質工学的性質を究明してきたが、今回はその土圧特性に着目して、可動壁による土圧実験を試みた。シラスに関する土圧特性の研究は室内実験や現場測定などにより行なわれてきているが、その数は極めて少ない。

この報告は、清田火山灰の土圧特性を調べるための第一段階として、標準研と対比させて可動壁による土圧実験を行ない、基本的な壁体の変形に伴う土圧再配分の性状などからその特性を実験的に究明しようとして得た結果について若干の考察を加えたものである。

2. 実験装置と実験方法

(1). 実験装置

図-1および写真-1・2にその概要を示した。

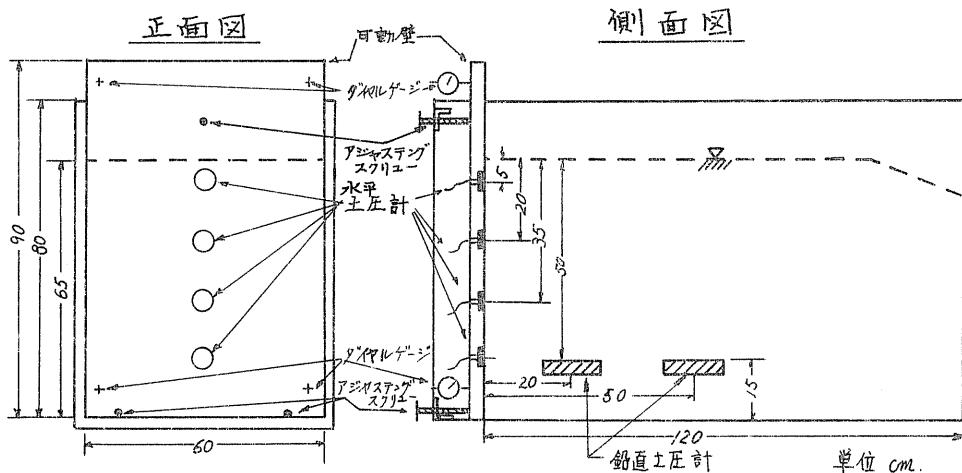


図-1 実験装置

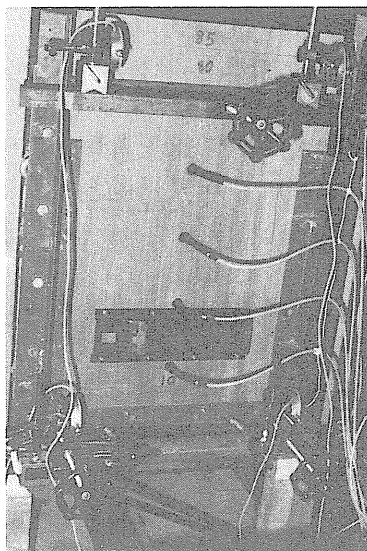


写真-1. 実験槽正面

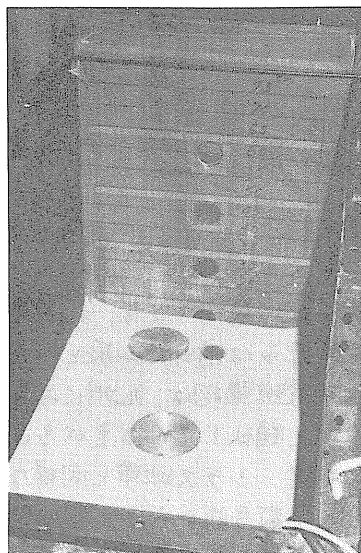


写真-2. 可動壁内面と土圧計の配置

実験槽は、一側面を可動壁とし他はメタルフォームで組立て緊結したもので、内法は巾60 cm、深さ80 cm、奥行120 cmであり、内面は仕上げられてなめらかである。可動壁は18 mm厚のベニヤ合板で、剛性を大きくするためにその外周と中央部を型鋼を用いて補強したものを使用した。可動壁の内面は壁面摩擦を小さくするため厚手のビニールで土圧計の周囲を被覆した。この壁は上、下3ヶ所に配置したアシヤスタングスクリューにより水平に移動せし、その変位は電気式ダイヤルゲージにより測定せし、歪測定装置によって自動的に記録せしめた。

土圧計は、鉛直土圧と水平土圧を同時に測定できるように配慮した。鉛直土圧測定用としては坂田式土圧計(カーボン型、 0.5 kg/cm^2)を実験槽の底部に2ヶと補助土圧計1ヶを配置し、水平土圧測定用としては図-2に示した構造の圧力センサーを封入した自家製の土圧計(受圧面径50 mm)を、予定マキ出し天端から5 cm以下に壁の中心線に沿って15 cm間隔で、土圧計の受圧面と可動壁の壁面とが同一平面になるように4ヶ配置した。

なお、鉛直土圧測定用の1ヶの補助土圧計もこの種の土圧計であり、水平土圧の測定値とともに歪測定装置を通して自動的に記録せしめた。

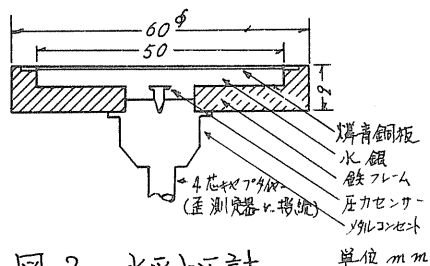


図-2 水平土圧計

単位 mm

(2). 実験方法

実験に使用した試料は、豊浦標準砂と自然状態に近い清田火山灰(灰色)の2種である。標準砂は対比のためのものであり、乾燥砂の一種として考慮した。清田火山灰は表層以下の灰色の部分を対象としたが、自然含水比は約35%であった。

実験は両者ともゆるい状態の場合を対象とし、それぞれマキ出した試料が均一な状態になるように槽の上部の所定の高さから三角形漏斗を用いて流し込み、往復1回の移動で約1cmのマキ出し厚さが得られるように配慮した。

砂層および火山灰層の厚さが5cm増加する毎に各土圧計の圧力および壁体の変位を記録した。所定の高さまでマキ出してから静止状態、下部不動端として上部移動、上部不動端として下部移動、平行移動の場合の主働状態における土圧の測定を行った。これら主働状態を考慮したときの壁体の変位は、壁高に対して $1/10,000$, $1/5,000$, $1/2,500$, $1/2,000$, $1/1,000$, $1/500$, $1/250$, $1/100$ である。なお、可動壁の変位速度は約1mm/分とした。

3. 実験結果と考察

図-3・4・5は標準砂に対するものであり、図-6・7・8は清田火山灰に対するものである。いずれも壁体の変形に伴う土圧分布を示したものである。

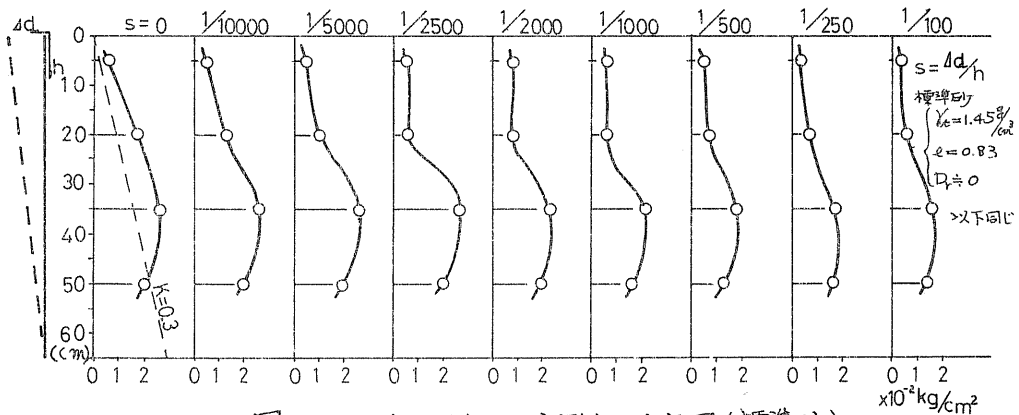


図-3 上部移動による主働土圧分布図(標準砂)

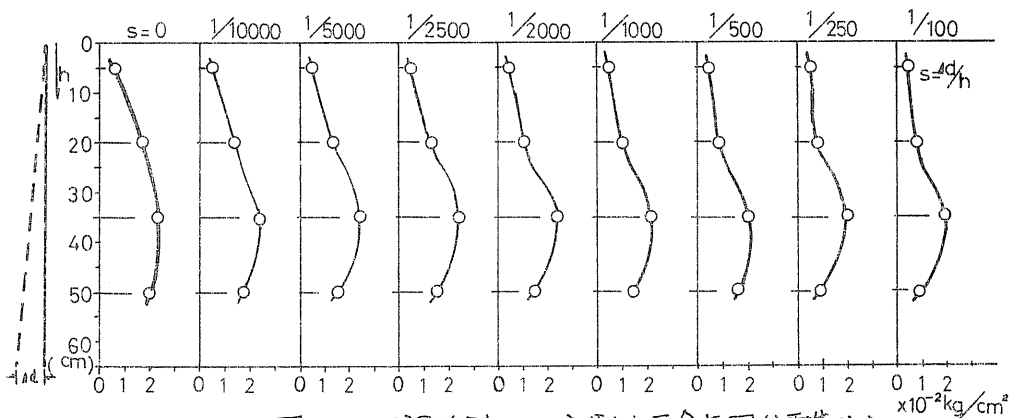


図-4 下部移動による主働土圧分布図(標準砂)

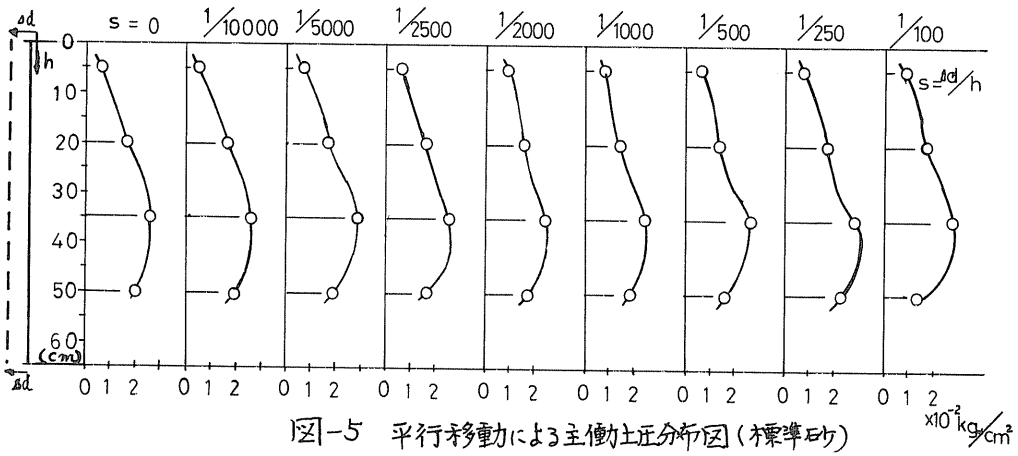


図-5 平行移動による主働土圧分布図(標準砂)

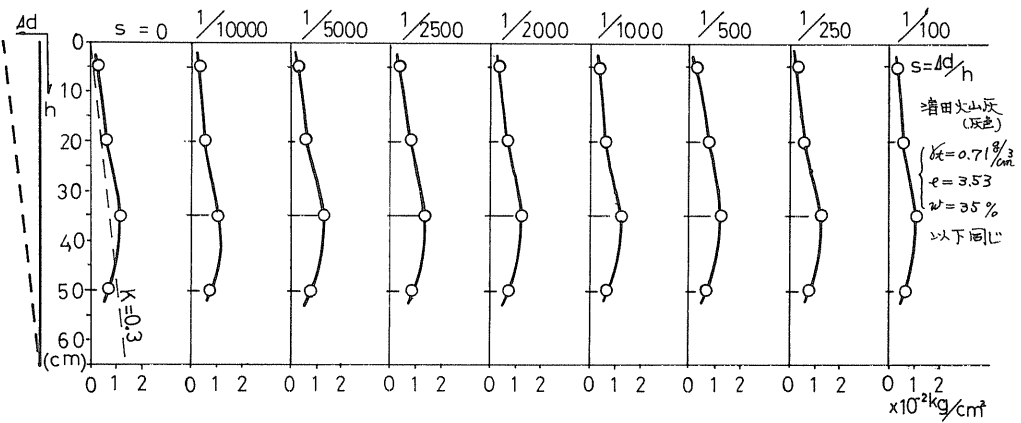


図-6 上部移動による主働土圧分布図(清田火山灰)

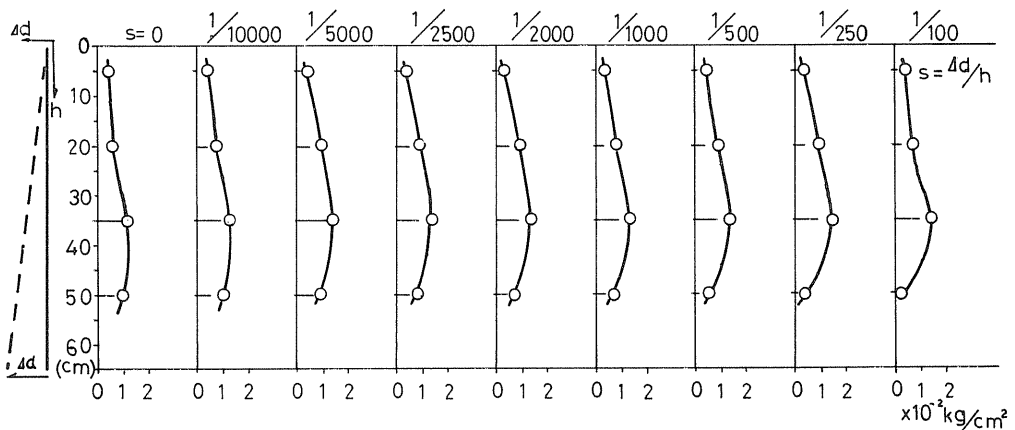


図-7 下部移動による主働土圧分布図(清田火山灰)

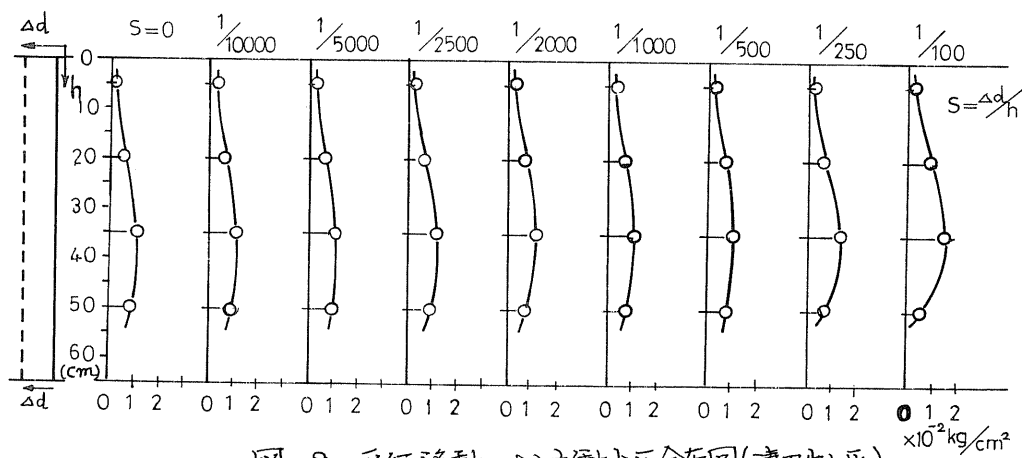


図-8 平行移動による主動土圧分布図(清田火山灰)

実験に使用した清田火山灰は 4760μ 通過試料であるが、土圧計周辺には負圧面径との関係から $2,000\mu$ 通過試料を静かにマキ出した。また、実験に先立ち、可動壁の性質を剛性壁と仮定していたが、実験槽に試料をマキ出して行く段階で標準砂で最大約 0.25mm のたわみ(壁高の $1/2500$) が壁体の中央で観測された。このようなたわみが存在することは、槽に試料を詰めるときすでに土圧分布に若干の影響が出ているわけで実験結果を考察する際に配慮しなければならない点である。

図示のとおり、実験の種類は静止状態から主動状態を対象としてそれぞれこの試料に対して3種の変形(下部不動・上部移動, 上部不動・下部移動, 平行移動)に伴う土圧分布が求められる。一般に土圧再配分は、比較的制限された変形(壁高あるいはスパンの大きさの $1/3,000 \sim 1/100$) の際のみ現われ、さらに変形を増しても土圧分布図は大きな変化を来さないといわれている。また、注目すべきこととして、壁の裏込めとして土を詰めるときのたわみは、詰めた後に得られるたわみよりも土圧再配分に影響が少ないということである。これらのことを一応の前提として実験結果をみると、程度の差は多少みられるが、いずれの試料においても普通の三角形土圧は条件の極く限られる場合にしか形成されないように判断される。また、今回の実験に限ってみるならば、試料のマキ出し後初期に形成された土圧分布のパターンが壁体の変形に伴って大きな変化をせず、その形を少しずつ変えながら土圧の再配分をなしているように見受けられる。このようなゆるやかな変化しか見られない理由として、装置や測定方法に関する問題、可動壁面に沿う摩擦の取扱い、土圧再配分の際大きな土圧と圧力集中を受ける部分の土の圧密が高められることによる内部摩擦角の増大と主動土圧の減少との相関性が試料の種類と状態によってどのような性状を示すものかなどが考えられる。

壁移動が裏込め土の壁への摩擦を高め、また垂直分力を増加させる傾向を考えると可動壁の壁面の影響は特に大きいものと思われる。これらの問題は今後の検討事項として残さるることになる。写真-3・4は主動状態ですべり面が明らかに発生したと判断される段階において、それぞれこの試料天端にみられたクラックの状

態を示したものである。乾燥砂である標準砂での状態と、自然含水比 ($w_n \approx 3.5\%$)
での火山灰での引張りクラックとを思われる状態とが対比的である。

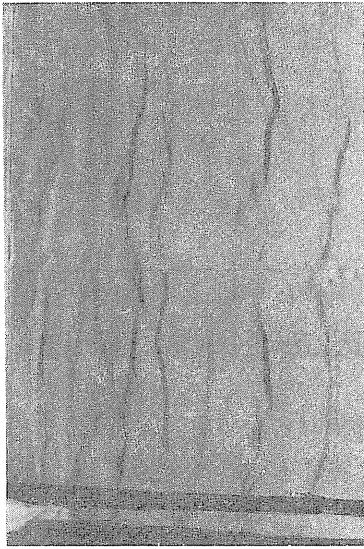


写真-3 標準砂天端の
破壊状況
(左が可動壁)

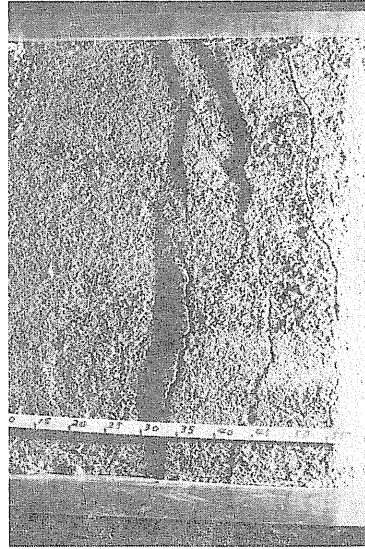


写真-4 清田火山灰天端の
破壊状況
(左が可動壁)

4. あとがき

清田火山灰の土質工学的性質としてその土圧特性を調べるため、標準砂と対比させて可動壁による土圧実験を行ない、壁体の移動に伴う土圧分布の性状を求めた。しかし、今回の条件の下では特記すべき明確な特性というものは見出せなかった。ただ、普通の三角形土圧というものが極く限られる条件の下でしか形成されないのではないが、あるいは、初期に形成される土圧分布のパターンは壁の変形に伴って大きな変化はしないような傾向がうかがえた。これらのことは一面では重要な要因であるので、土圧そのものの複雑さをさるることながら、実験方法、装置などに検討を加え今後とも継続研究を進めていきたいので諸賢の御示唆を乞願する次第である。

参 考 文 献

- 1). 藤本 広: シラスの土圧に関する研究(第一報)
第2回土質工学研究発表会講演集, 昭42.11, PP127~130.
- 2). 春山 永并: シラスによる擁壁土圧, シラス地帯の崩落(に伴う)自然災害の防止研究
自然災害特別研究研究成果, 昭49.5, PP45~50.
- 3). 原田 干三 訳編: 土圧計算新法, 産業図書, PP13~26.

支笏流下火山灰の2, 3の性質(その2)

北海道土質コンサルタント(株)

○若松 幹 男

池田 晃 一

ニッ川 健 二

1 まえがき

支笏火山を源としてその周辺、とくに札幌近郊に広く分布する軽石流のうち、熔結度の低い火山灰状部分を支笏流下火山灰と称することにして、その乱さない試料の性質を前回報告したが、今回は乱した試料の締固め特性、透水性、あるいは、原位置における各種載荷試験結果とサウンディング値との関係をまとめ、浸食の状態についても若干ふれておくことにする。

2 締固め特性

澄川産火山灰の締固め特性を図-1に示す。締固めはJIS 11法(10cmモールド, 3層各25回突固め)によった。自然含水から水を加える過程では γ_d が増加しほぼ等しい含水比で極大値を示すが、非繰返し法と繰返し法とでは後者の γ_d が大となっており、粒子破碎の影響がみられる。また、乾燥過程では γ_d が一時減少しその後増加する傾向をみせ、乾燥非繰返し法による場合は初期含水比の条件によって極大値が異なり、初期含水比の低いものほど極大値における γ_d が大きく、 W が

図-1 締固め曲線図

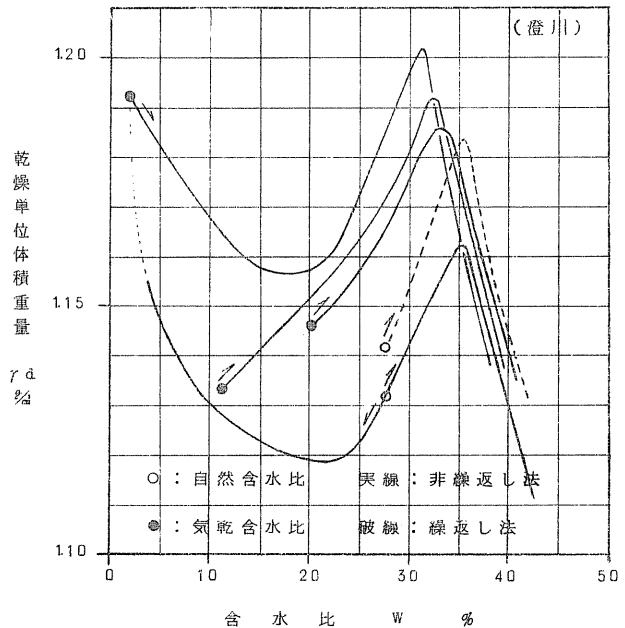
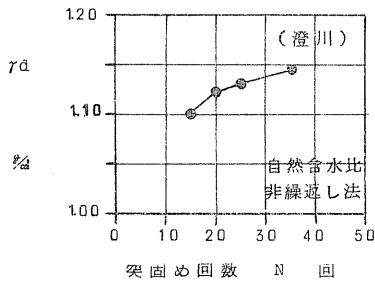


図-2 突固め回数 $\sim\gamma_d$ 相関図



小さくなる傾向がある。このように初期含水状態によって締固め特性が異なる性質は関東ロームで良く知られているもので、多孔質な火山灰土が粒子内の孔隙に締固め効果に関係しない拘束水を含むため、この拘束水の変化によって上記のような性質が生じるものと考えられている。

何れにしても、締固め効果を上げるためには、材料を気乾させたのちに水を加えて締固めることが適当のようであり、気乾が困難な場合でも水を加えることが有効であろう。しかし、極大値付近を超えると突固め時に水がにじみ出て表層部分を軟弱化させる性質があるので注意しなければならない。

図-2には同試料の非繰返し法による突固め回数と γ_d の関係を示しておく。

3 透水性

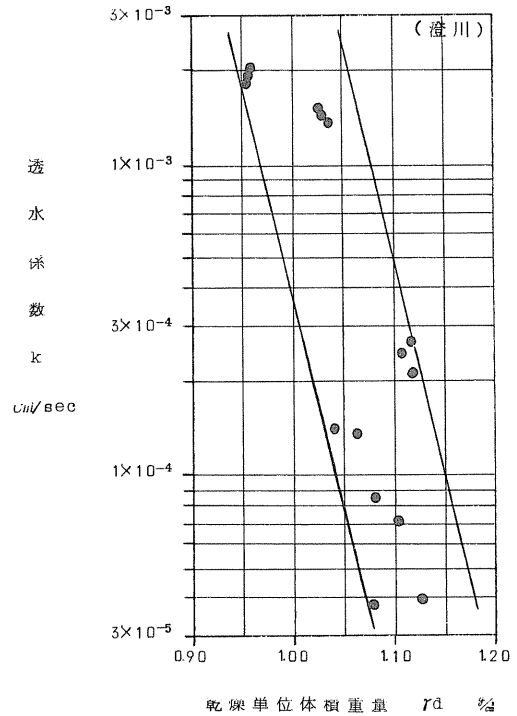
支笏流下火山灰の自然地盤における透水係数は $k = 3 \times 10^{-5} \sim 5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の範囲にあり、平均値が $k = 3 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であるが、乱した試料の室内透水試験による k と γ_d の関係をまとめてみると図-3のようになる。 γ_d の増加に伴って k の値は小さくなっているが、 $\gamma_d = 0.95 \sim 1.15\%$ のわずかな範囲で、 $k = 2 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ と透水係数に大巾な変化がみられる。

4 γ_d とN値の比較

図-4に自然地盤と盛土の乾燥単位体積重量 γ_d とN値との関係を示す。自然地盤は地下水面下に入るとN値が急に増加する傾向があるので、地下水面上下を色分けしてみたが、同図にみられるように明瞭な相違のあることが確認された。

同一 γ_d のN値が地下水面下で増加するのは、前回報告したように自然地盤の透水係数が平均 10^{-4} cm/sec 程度であり、シルト質細砂または砂質シルトなどに相当する透水性をもつことからTerzaghi・Peckなどの提案と同様に、地下水面下の火山灰が間隙水圧の影響で過大なN値になっていることも予想される。しかし、図-4の傾向は同提案の修正式 $N = 15 + \frac{1}{2}(N - 15)$ を満足しない。

図-3 乱した試料の $k \sim \gamma_d$ 相関図



今、図-4に示すように、直視的に

$$\text{地下水面上 } \gamma_d = 1.0 + 0.0005N \quad (\%)$$

$$\text{地下水面下 } \gamma_d = 1.0 + 0.002N \quad (\%)$$

なる関係があるものとする。これより、

$$N' = \frac{1}{2.5}N$$

N' : 修正N値

N : 実測N値

なる修正式が導かれる。

上記の修正式によるN値の修正例を図-5に示す。一般に、軽石流はタイ積時に高温(500°~600°C)状態で流下するが、上下面は早く冷却するので、中央部がもっとも熔結し、上下面の熔結程度が中央部よりも低くなる傾向があり、また、勝井等の報告(北海道防災会議「樽前山」)によれば単位体積重量も中央部で大となっている。これらのことを考慮すると、

図-5の修正N値はタイ積環境をよく説明できるようである。しかし、単位体積重量の違いはあっても、地下水面上は風化や浸透水による熔脱作用などで熔結力が弱まっていて、地下水面下は当初の熔結力が保存されている場合も考えられるので、現時点では、地下水面下の実測N値が間隙水圧の影響で過大になっているとの判断は下しがたい。

図-4には数少いが盛土の値ももせてある。 γ_d にかかわりなく、N値が20を超えることはなく、大半は10前後以内である。盛土は自然地盤と異って熔結力が解かれ、粒子個々の集合体による全く別の状態になっているため、自然地盤とは異った傾向をみせている。

図-4 $\gamma_d \sim N$ 値相関図

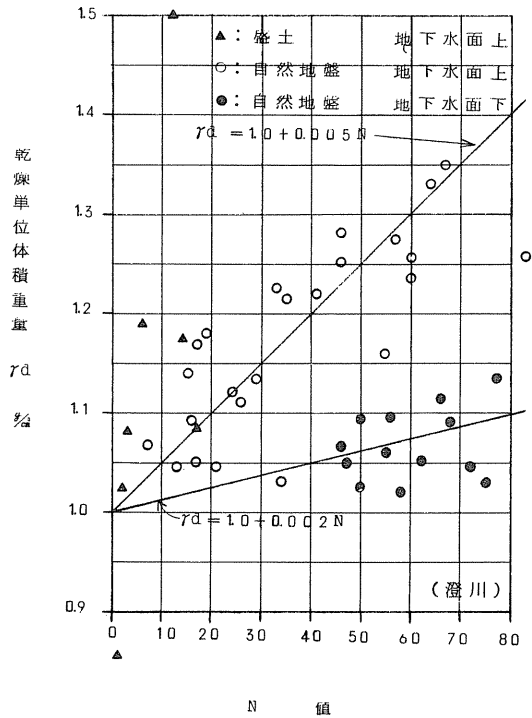
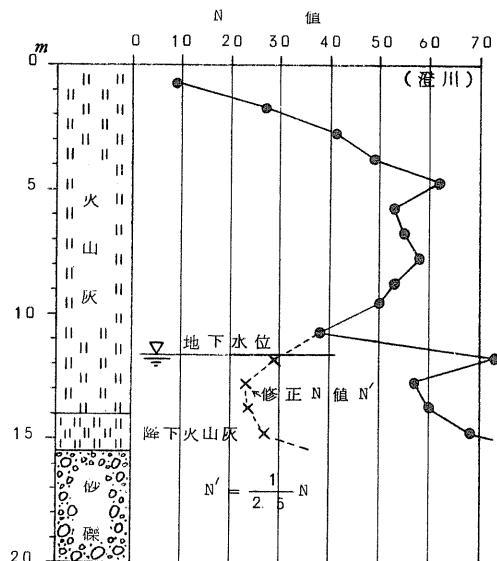


図-5 N値修正の例



5 孔内水平載荷試験および平板載荷試験結果

ボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験および平板載荷試験結果から得られた降伏荷重 P_y 、地盤反力係数 K 値、地盤の弾性係数 E_s 値などの資料を N 値との相関図としてまとめてみると、図-6.7.8 のように示される。

孔内水平載荷試験は低圧 L L T 法（1 室型ゴムチューブ法、外径 80 mm、有効長 60 cm、加圧力最大 25 ㎏）によったものであり、載荷速度は 2 分毎に荷重を増加させている。平板載荷試験は 30 cm 角鋼板を載荷板にしている。

前項で述べたように、地下水面上の N 値は間隙水圧の影響で過大に測定された見かけの N 値とも考えられるが、各図とも修正は行わないで、実測 N 値で示してある。

図-6.7.8 には支笏流下火山灰を対象に実施されている藤村の平板載荷試験結果を引用してある。
（技術報告資料第 14 号）

これらの結果は資料不足の感をまぬがれ得ないので、さらに資料の追加を行わなければならないが、現時点で眺みとれることを以下にまとめてみる。

① P_y 、 K 値、 E_s 値は他の地盤と同様に N 値との対応がみられる。

② 孔内水平載荷試験結果と平板載荷試験

結果とは、載荷面の形状や載荷方法に

違いがあるにもかかわらず、 P_y や K 値の N 値との相関性は類似した傾向がみられる。従って、支笏流下火山灰の深部における地盤の支持力や沈下を事前に推定する場合、孔内水平載荷試験が有効になるであろう。

③ 地下水面上の $P_y \sim N$ 値は

$$N > 20 \text{ のとき} \\ P_y = 0.2 \sim 0.25 N \quad \text{kg}$$

$$N < 10 \text{ のとき} \\ P_y = 0.6 \sim 1.0 N \quad \text{kg}$$

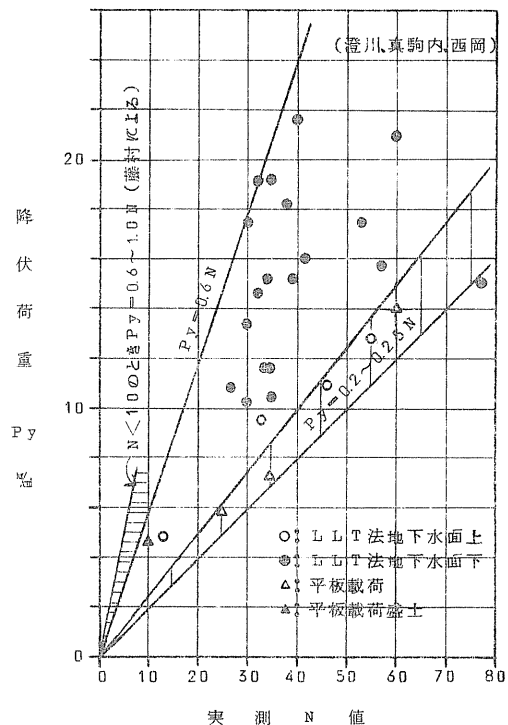
の関係があり、 $N = 10 \sim 20$ のときはこれらの中間的値をとるのではな

いかと思われる。

④ 地下水面上の実測 N 値を前項の修正式で修正した場合、地下水面上下では全く異った傾向を示すことになるので、

図-7.8 を見る限りでは、あまり N 値

図-6 降伏荷重～ N 値相関図



の修正にこだわらなく
てよいとも言える。

しかし、図-6に明瞭
に示されるように、 $N > 20$ のとき、同一 N

値に対する P_y は地下
水面下が大きくなってお
り、 K 値や E_s 値も大
きくなっている傾向が
ある点は無視出来ない。

⑤ 孔内水平載荷試験は載
荷速度が比較的速いの
で、地下水面下では非
排水に近い状態での試
験結果となり、試験値
が大きくなったとも考
えられる。従って、今
後、透水係数との関係
や長期載荷による比較
などによって、その性
質を明らかにしてゆく
必要が感じられる。

図-7 N値～K値相関図

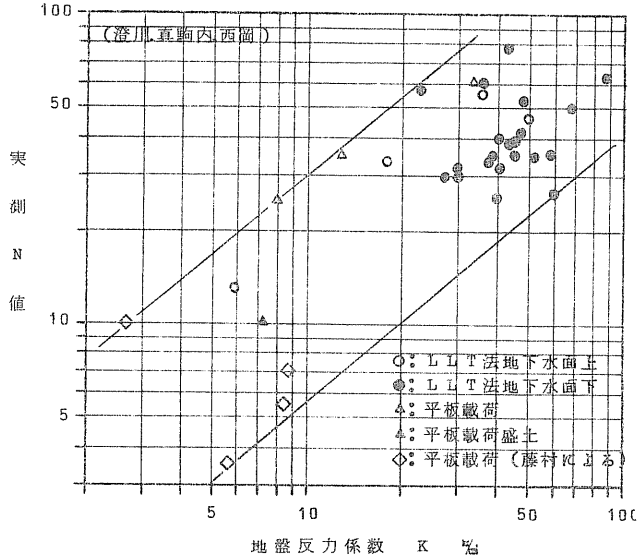
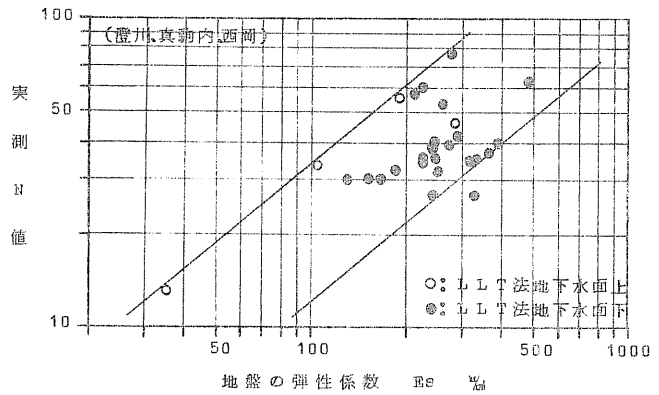


図-8 N値～ E_s 値相関図



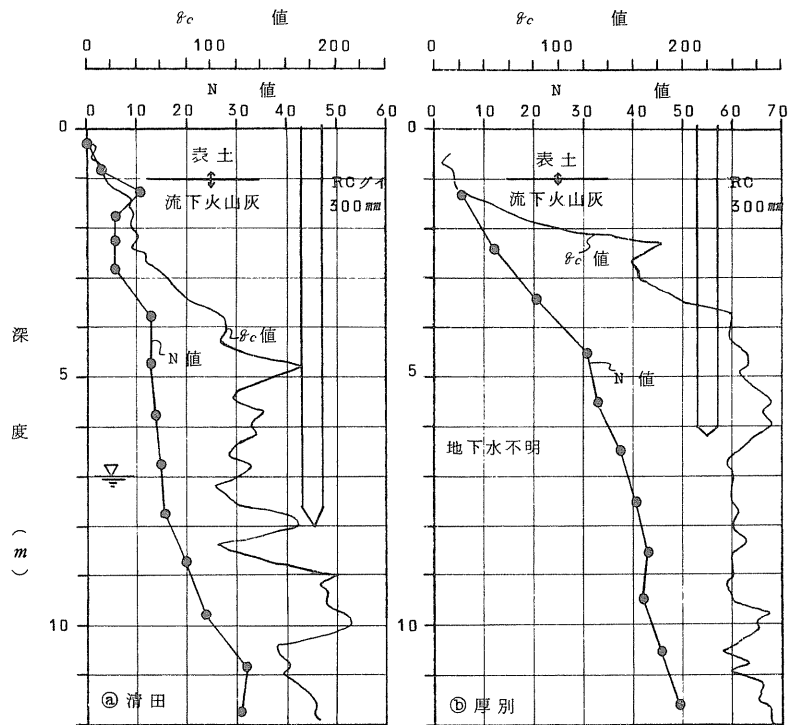
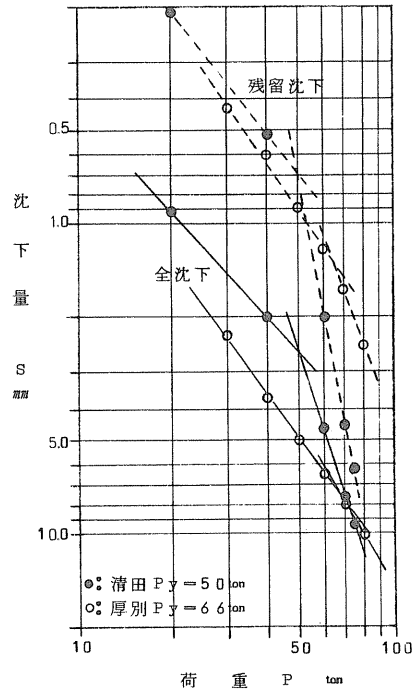
6 クイ載荷試験例

清田および厚別における支笏流下火山灰内でのクイ載荷試験例を図-9に示す。両地点ともディーゼルハンマーによる打込グイであり、300mmRCグイが用いられている。載荷方法は多サイクル方式になっているが、図-9には各サイクルの最終荷重と全沈下量および残留沈下量との関係のみを示している。

クイ打設地点のN値と θ_c 値は図-9に示すとおりであり、清田では地下水面下でN値、 θ_c 値が大きくなっている。N値と θ_c 値の関係は前回報告のように $\theta_c \approx 8N$ なる関係が認められるが、深部では $\theta_c \approx 4 \sim 6N < 8N$ となっている。

降伏荷重 P_y は清田が50ton、厚別が66tonとして求められる。クイ先端付近のN値や θ_c 値は厚別が清田の約2倍の値を示すが、 P_y にはそれ程の差がみられない。これはクイ周摩擦力の差によるものである

図-9 クイ載荷試験例



両地点ともディーゼルハンマーによる打込グイ

う。恐らく、清田が摩擦グイ、厚別が支持グイ的挙動を示すものと推定される。

清田ではクイの打設前後で θ_c 値の変化を調べてみたが、これをまとめてみると、図-10のようになる。調査地点は11本のクイ群から0.9~1.1m離れており、打設前後の地点は0.4m離れている。この比較試験結果によればクイ打ちによる地盤の乱れの影響はかなり広範囲におよんでいるようであり、乱された部分は熔結力が失われて自然地盤と異った性質になっていることが推測される。

7 浸食の例

支笏流下火山灰を盛土した場合、浸食に対してきわめて劣悪な条件をもっている。これは、透水係数が一般に 10^{-4}cm/sec 程度のやや不透水材料であって、一定量以上の降雨によって表層に飽和帯水帯や地表面流下水が発生しやすいこと、さらに、盛土材量を構成する粒子の比重が小さく非粘着性で、シルト状の細かなものが多く流下水で容易に運搬されやすい性質があることなどによるものと考えられる。この浸食は深い雨裂をとともうのが通例であり、その一例を示すと右下の写真にみられるとおりである。

自然地盤の場合、熔結力のため浸食に対しては比較的安定しているが、熔結力が解かれると盛土と同様に浸食が生じやすい。熔結力が弱まる原因は、大気にさらされたときの湿乾の繰返しや凍結融解などによる体積変化が主なものであろう。風化によっても熔結力は弱まるが、この場合には粒子の粘土化が進むので、浸食に対しては安定するものと思われる。切取斜面における浸食後退の例を図-11に示しておく。これは、凍結融解で地盤がゆるみ、降雨・融雪水などの流下水で

図-10 クイ打設前後 θ_c 値の変化

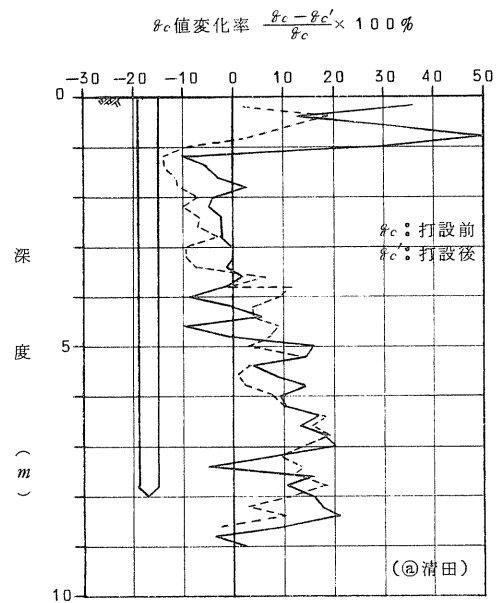


写真-1 盛土の浸食例

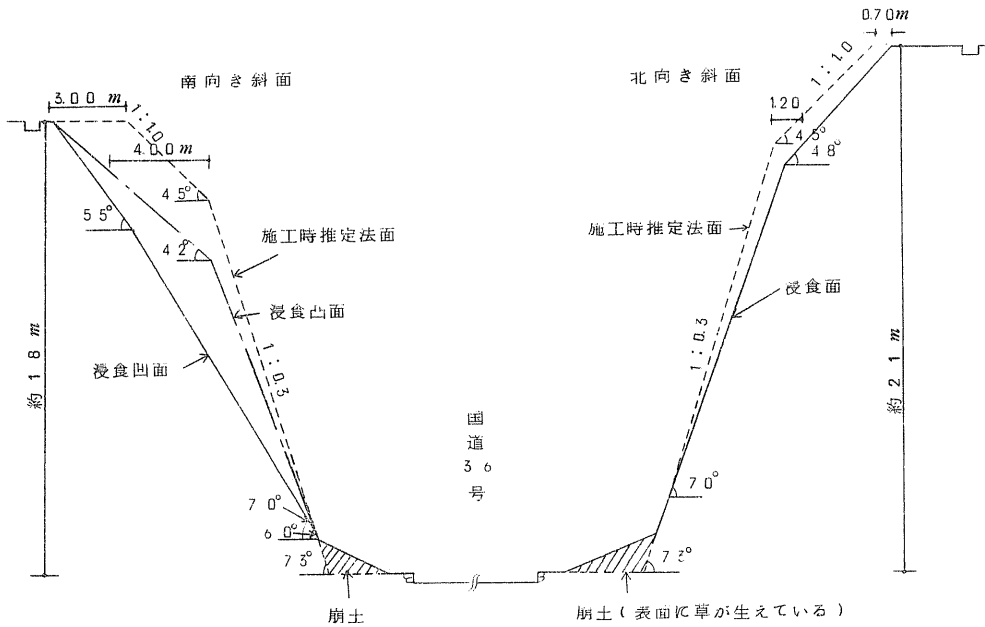


浸食が進行したものと考えられるもので、頂部付近の後退速度は北向き斜面が約5 cm/年であるのに対し、寒暖の変化が激しい南向き斜面では約20 cm/年に達している。

図-11 自然地盤の浸食例

国道36号 島松沢切土斜面の状況(昭和47年7月)

施工:昭和28年



8 むすび

支笏流下火山灰の性質を雑多にまとめてみた。全般に資料不足、追求不足の指摘が多かるうかと思いが、さらに資料が集積され次第、再度まとめ御批判を受けたいと考えている。特に、N値、 ρ_c 値、孔内水平載荷試験などのサウンディング値の流下火山灰への適用性を明らかにしてゆきたいものである。

なお、末筆ではあるが、資料の引用をお許し願えた北海道電気通信局、三井不動産KK他関係各位に感謝の意を表し謝辞とさせていただきます。

昭和49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	北 郷 繁	北大工学部教授
委員	林 正道	開発局土木試験所長
〃	許 士 武 敏	道立寒地建築研究所長
〃	酒 井 良 男	北大工学部教授
〃	杉 中 一 彦	北海道電力(株)土木部長
〃	伊 藤 裕	国鉄道総局施設部長
〃	佐々木 敏 雄	北海道開発コンサルタント(株)常務取締役

選考経過

昭和50年3月14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：現地液状化試験について

著 者：宮前繁也、小谷清、塩谷常吉

受賞者：宮前繁也、小谷清、塩谷常吉

選考理由

砂地盤の液状化現象についての記録は古くから決して少くないが、土質工学的にこの問題が研究され始めたのは、新潟地震以後のことに属する。しかしながら、Seedらのすぐれた研究を含めてこれらの研究は、室内におけるせん断試験等による定性・定量的なものであって、現位置において実際の液状化現象を把握し、その結果から地震時の液状化の可能性を的確に予測する手法はまだ確立されていないのが現状である。

著者らは、以上の点に着目して、室内と現地試験との相関性や、現位置における液状化判定法の手掛りを得る目的で、海浜地区をモデルに選び、種々の検討を行ったのが本論文の内容である。

まず、室内における液状化試験として、現地の試料を用いて、動的三軸試験を行ない、液状化応力を求めた。ついで、地盤中の地震応力をSeedらの集中質量法的方法と、重複反射理論に基づく波動論によって求め、前者との比較から、この地盤が、ある程度以上の地震力を受けると、表層近くで液状化を起こす可能性のあることを示している。

つぎに、現位置において、著者らが考案した加速度計（垂直および水平2成分）および間隙水圧計を封入した測定計器を、ボーリング孔を利用して埋設し、この地盤に、バイプロハンマーでの鋼矢板打による動的応力を与えて、地盤内部の動的挙動を観測し、地盤内部に、実際に、液状化現象の発生

することを確かめている。この点を少しく説明すると、この時の地盤の振動応力が、振動数の異なる実地震動のどれ位に相当するかを求めるために、つぎのような方法をとった。

1. 矢板の振動による測定点でのせん断応力を求め、先に想定した、この点の地震応力と比較する。
2. せん断ひずみを求めるため、つぎのような仮定を行なう。

イ. 矢板貫入による振動を、等方均質な半無限弾性体の点振源から発する弾性波動と考え、その進行波が、観測点を通過する時その微小区間では非減衰であると仮定する。

こうすると、波動論における、非減衰進行波の式が成り立つから、比較的容易にひずみ γ が求まる。すなわち

$$\gamma = \frac{V(t)}{N_s} = \frac{\text{観測質点速度}}{\text{せん断波速度}}$$

である。ここで、 $V(t)$ は質点速度であるが、観測加速度波形を積分して求める。

ロ. ここで、観測加速度波形の3成分の合成波が、実測間隙水圧の上昇とよく一致している事実から、合成波で考える。

ハ. この合成波の方向は、波の進行方向に直角なせん断波ともよく一致しているため、3方向の加速度波形を積分し、これらを合成した速度を質点速度 $V(t)$ とする。

3. せん断弾性係数(G)の値については、振動の増大につれて土中の部分が液状化を起すと、かなり低減することが考えられるので、この値を算定するために、室内動的三軸試験機によって、現地の振動波形を再現したものを入力として試料に与え、これから得られる応力—ひずみ曲線から、Gの低減を確かめる。

これらの結果を用いて計算すると、矢板振動により液状化した時の地中せん断応力は、先に求めた室内実験による液状化応力とよく一致し、現象をよく説明できるとしている。

つぎに、パイロコンポーザで締固めを行ってから、再び、同様な実験を行った結果、間隙水圧の上昇がまったくなく、計算によれば、この時の地中振動応力が、かなり大きなものであったにもかかわらず、液状化現象も発生しなかったとしている。さらに当該地盤のN値も著るしく向上しており、この工法の有用性が確かめられたと述べている。

以上のことから、著者らは、室内における動的三軸試験結果の検討によって現地液状化を予想する方法はかなりの確度があり、また、現地液状化判定の方法としてパイロ工法を使用することが有用であろうとしている。

この推論は、まだ、少数の事例に基づくもので、今後多くの実績を積み重ねる必要はあるが、近年、多くの事故例を見、早急に液状化予測法の確立が望まれている現時点において、この報告に述べられている手法が、そのアプローチとしてきわめて適切であると考えられる。よって著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認められた。

社団法人 土質工学会北海道支部賞授与規程

(趣旨)

第1条 土質工学会北海道支部賞(以下「支部賞」という)の授与はこの規定による。

(受賞者の選考)

第2条 受賞者は、土質工学会北海道支部(以下「支部」という)所属の会員で、土質工学会北海道支部選考委員会(以下「選考委員会」という)において選考する。

(支部賞の対象)

第3条 支部賞は、支部発行の「技術報告資料」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、土質工学に関する学術および技術の進歩発展に寄与すると認められるものの中から選ぶものとする。

(選考委員会)

第4条 1. 選考委員会は、委員3人以上をもつて構成する。

2. 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3. 選考委員会に委員長をおく。

4. 委員長は委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部総会において、賞状および副賞を授与する。

(付則)

第6条 本規定は、昭和42年度より施行する。

土質工学会北海道支部賞選考要領

1. 本賞の性格は奨励賞と考える。

2. 授賞候補者は新進の人を対象とする。新進の人の判定は、選考委員会において行なう。この際の年齢は問題としない。

3. 共同研究者のうち、1人がエキスパートであつても、直接の担当者が新進の人であることが明らかであれば、この人を対象としてその論文に支部賞を授与する。

直接の担当者の判断は、共同研究者のうちの授賞対象外となるエキスパートの意見を聞いて行なう。

4. エキスパートの考え方は、選考委員の良識と社会通念に基づいて判断する。

5. 選考の具体的方法は、第1次選考を行なったのち、これを参考として、第2次選考によつて授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は発表会後すみやかに（1週間以内を原則とする）行なう。その方法は、発表論文中から3編を選考し、これにA・B・Cの順位を付して無記名投票で行なう。第1次選考に際しては、学術的なものと技術的なものとの区別をしない。
7. 第2次選考は、第1次選考後すみやかに（1週間以内を原則とする）選考委員会議を開いて行なう。この際の、研究機関と現場機関の区別をしないのを原則とするが、奨励の意味から、なるべく現場機関にある人に注意を払う。

実費頒価 ¥400-

技術報告資料 第16号	
発行所	土質工学会北海道支部 札幌市中央区南1条西2丁目 長銀ビル5階 事務局 261-7742・251-7038 郵便番号 060 振替小樽 7106番
編集	技術報告資料編集委員会
印刷所	合名会社 文栄堂印刷所 札幌市中央区北3条東7丁目 TEL(代)231-2560