

技 術 報 告 集

第 21 号

昭和 56 年 2 月

社団
法人 土質工学会北海道支部

目 次

①	9:25 ~	御料ダムの砂れき岩層等の基礎処理について(その1) -特にグラウチング手法の選定経過-	開発局旭川開建 大成建設札幌支店 日本グラウト工業	毛利邦彦 鎌田峰夫 牧野武史 ○四方哲	・尾形 悟 ・水見 洋 ・石井千代春	1
②	9:38 ~	2つのダムにおける基礎地盤の透水性についての考察 -駒ヶ岳ダム・上磯ダムの事例-	開発局函館開建	杉井 勲	○有森正浩	11
③	9:51 ~	高見ダムの設計と施工管理	北海道電力 北電興業	安田 稔 高橋耕平 谷川靖司	・○谷藤和三	21
④	10:04 ~	高見ダムの堤体保全に伴う地入り防止工事	北海道電力	安田 稔 淡路浩己	・○高橋耕平	31
⑤	10:47 ~	泥炭地盤内増加応力に関する実験的考察	開発局 土木試験所	佐々木晴美	・○能登繁幸	41
⑥	11:00 ~	軟弱地盤上の住宅の沈下事例	北海道住宅 供給公社 北海道開発コンサル	井播重男 由良桂一 星 敏彦	・○武田 覚	49
⑦	11:13 ~	超軟弱地盤における竹枠工法について	日本道路公団 札幌建設局	○宮下隆雄	・高橋朋和	53
⑧	11:26 ~	ボックス・カルバートの土圧軽減工法について	日本道路公団 札幌建設局	○佐藤嘉平	・岩崎洋一郎	63
⑨	12:45 ~	任意応力経路下の砂の応力~ひずみ関係	北大工学部 北海道	三浦清一 ○稲直美 佐々木朗	・土岐祥介	71
⑩	12:58 ~	砂のせん断特性とコーン貫入抵抗との相関	北大工学部	土岐祥介 ○谷澤房郎	・三浦清一	81
⑪	13:11 ~	繰返し応力を受けた砂の静的強度	北見工大	鈴木輝之		91
⑫	13:24 ~	土の変形について	東海大	綿引恵一		97
⑬	13:57 ~	粘土の衝撃圧縮試験	室蘭工大	○朝日秀定 佐藤陸治	・沢田義男	99
⑭	14:10 ~	外放射流れ圧密の標準圧密試験結果との比較	函館高専	佐野 侑房		105
⑮	14:23 ~	粘性土の変形特性におよぼす応力経路の影響について	北大工学部	北郷 繁 ○西尾伸也	・三田地利之	113
⑯	14:36 ~	過圧密粘土の応力~ひずみ~時間特性	北大工学部	北郷 繁 ○渡辺宏喜	・三田地利之	121
⑰	15:19 ~	カオリンのベッドの生成と液性限界	北見工大	○山田洋右	・鈴木輝之	129
⑱	欠 番					
⑲	15:32 ~	有機質火山灰土(黒ボク土)の埋工学性	北大農学部	前田 隆 山田耕士	・○相馬尅之	133
⑳	15:45 ~	火山灰混合土の締固め特性の一考察	開発局室蘭開建	谷口秀男		139

① 御料ダムの砂れき岩層等の基礎処理について(その1)

特に、グラウチング手法の選定経過

毛利邦彦^{*}、尾形悟^{*}、鎌田峰夫^{*}、水見洋^{*}
 牧野武史^{**}、石井千代春^{**}、四方哲雄^{***}

1 まえがき

御料ダムは、本道のほぼ中央部にあたる上川支庁北部を流れる天塩川支流風連別川とその沿岸域に広がる1,297 haの水田に、50年間、供給し続けたかんがい用のフィルダムである。このダムは、今日のフィルダム全盛時代に入る初期の施工技術によって築造されたダムとも言えるものである。

このような背景を持つ御料ダムは、老朽化がいちじるしく、漏水はもとより、地域の水源貯水ダムとして夏期の湧水期にその機能を十分に発揮しえないばかりか、ダムの安定性の上にも問題になる。

この状態にある御料ダムでは、これを機会に、昭和54年度からダム全体を一時撤去した後に新堤を以前よりも少し上げ、保有する貯水量を増強させようとしている。

ここでは、現在、施工中のダム基礎処理を取り上げ、特に、左岸側に分布する砂れき岩層の特徴や、グラウチングの手法の選定経過について述べてみたい。

2 御料ダムの概要

この風連地区の国営かんがい土地改良事業は、昭和44年度から始まり58年度までに完了する予定のもので、その主幹とも言うべき水源施設は、新設の風連ダム(貯水量2,918千 m^3)と、これから改修しようとしている御料ダム(改修前4,500千 m^3)である。このダムは、表-1の規模に、現ダム軸線より10 m下流側に新設し、貯水量も1.28倍増の5,780千 m^3 に増強しようとするものである。

このダムは、現在のところ、旧堤を撤去した後に、右岸側から中央部にかけての基礎岩盤処理を進めているが、この部分は、良質な安山岩類が分布していることもあって、問題なく一般のステージグラウチングによる処理工事を進め、ほぼ完了しようとしている。

また、左岸は、後に詳述する特殊グラウチングを採用し、現在、実施しているが良好な成果を得ているところである。

なお、このダムの標準断面は、図-2のとおりである。

* 北海道開発局旭川開発建設部 ** 大成建設札幌支店
 *** 日本グラウト工業株式会社

風連地区の位置

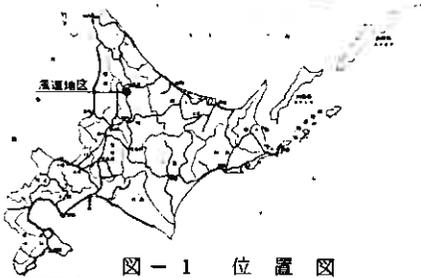


図-1 位置図

表-1 御料ダムの諸元

(1) ダム
河川名: 天塩川水系風連別川
位置: 北海道上川郡風連町日道4線
目的: かんがい, 工期 昭和54年~58年施工
型式: 中心コア型ロックフィルダム
堤体: 堤高H=23.9 m, 堤長L=600.0 m, 堤体積V=290,000 m^3
(2) 貯水池
貯水量: 総量Q=5,780,000 m^3
有効Q=5,575,000 m^3
流域面積: 面積A=7.9 km^2 , 間接A=3.86 km^2
(3) 洪水社
型式: 鋼水路型洗泥
計画洪水: 洪水量V=131 m^3/s
(4) 取水設備
型式: フローティング
取水量: 最大Qv=2,745 m^3/s
(5) 緊急放流設備
型式: 堰型
放流: 放流量qv=78 m^3/s

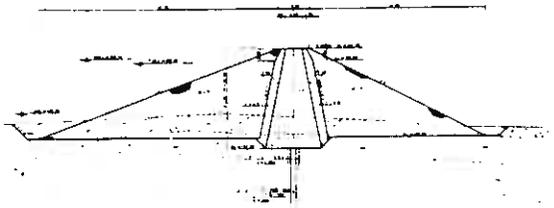


図-2 御料ダムの標準断面

3 ダムサイトの地質

このダムの基礎岩盤状況を表-2に示すと同時に、その分布を図-3に表わしている。サイトの地質は、図-3の如く、フ

レーベツ火山噴出物の安山岩類を基盤として、これを覆うようにパンケ層がダム左岸に分布している。

この基盤の安山岩類は、右岸側から中央部にかけて認められ、その岩相は割れ目の少ない基礎としても不安のない硬質な透水しにくい岩盤である。

その反面、パンケ層は、フーレベツ火山活動に伴って生じた湖成堆積物ともなれば、固結度の低い岩盤で、かつ岩相の変化に富んだ地層である。この地層のなかでも、砂れき岩層は、左岸側の取付け部付近では層厚10~15mにも達している。

ここで、このダムの基礎処理を実施する際のカギとも言える砂れき岩層については、透水試験のほか、載荷試験やパイピング試験を行っており、2, 3ふれておく。

3-1 透水性

この砂れき岩層の岩相は、粗粒れきのものから細粒分の多いれき泥り泥岩まで小範囲で変化し、しかも互層状に変わる構成物の地層である。

この特徴ある岩相を物語るかのようになり、図-4の如く砂れき岩層のkは、 $1 \times 10^5 \sim 1 \times 10^3 \text{ cm/S}$ と広い範囲にまたがり、その平均が $1 \times 10^4 \text{ cm/S}$ である。

これに比べて、砂れき岩層の上下に分布する泥岩層は、 $5 \times 10^5 \sim 1 \times 10^4 \text{ cm/S}$ と幅が小さく、平均のkは $3 \times 10^5 \text{ cm/S}$ と難透水性地層になっている。

ところで、これらのP~Q曲線は、図-5に示す型に分類できる。N型は、透水量Qが注水圧Pとともに一次比例するP~Q曲線を示し、比例限界圧 P_y を超えるとQが増加するものをI型として、さらに、 P_y からQが減少するものをD型に分けることができる。

この各型別に出現頻度を図示すると、図-6の

ようになる。砂れき岩層は、図-5 P~Q曲線の型

表-2 御料ダムの地質構成

地層名	柱状図	構成物・岩相	固結度	透水性
崩壊土層		粘土、岩片、腐植土	軟弱	割取る
段丘堆積層		円れき、砂、粘土	未固結	C
パンケ層	上部泥岩層	泥岩	強風化	B
	中部泥砂岩層	泥岩、砂岩、凝灰岩互層	固結・軟	B
	砂れき層	砂れき岩*	半固結	C
下部泥岩層	泥岩、亜泥、凝灰岩互層	固結	B	
火山噴出物	凝灰岩層	安山岩質凝灰岩	やや硬	B
	角レ凝灰岩層	安山岩質角れき凝灰岩	やや硬	A
	安山岩層	輝石安山岩	硬	A

不透水性.....A 難透水性.....B 透水性大.....C

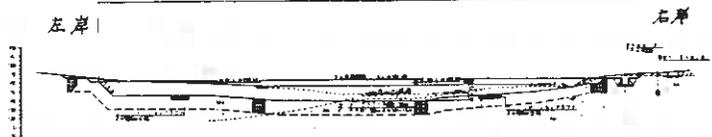


図-3 堤体の断面図

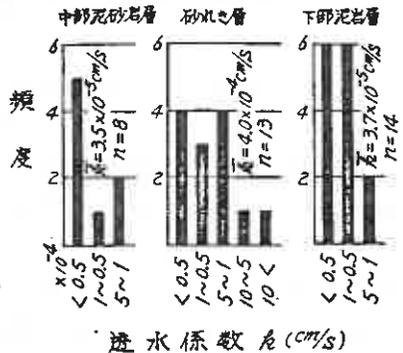


図-4 地層別のk

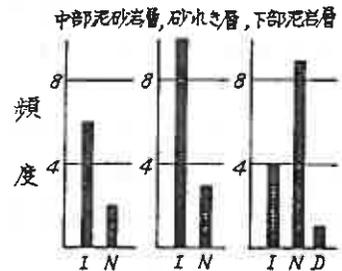


図-6 地層別のP~Q曲線の型

極端にI型が多く、Py以上の注水圧では岩盤に影響を及ぼしやすいことになる。

ここで、Pyの頻度分布を図-7に示すと、砂れき岩層は、まれに5kgf/cm程度のも
 のもあるが、1~2kgf/cmが主流をなし、Pyも低いことが伺われる。

この段階で言えることは、この砂れき層は、傾向としてPyが低く透水性に富み、基
 礎処理に手間もかかり処理しにくい地層である。

3-2 強度およびバイピング

砂れき層を対象に測定した孔内水平載荷
 試験LLTでは、新堤の堤体荷重等を考慮
 に入れ20kgf/cm程度の載荷圧を加えたに
 もかかわらず、ほとんど岩盤破かい等の現
 象は認められていない。

ところで、土被りZと弾性係数Eの関係
 を整理してみると、次のようになった。

$$E = 300 + 235.29Z \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

さらに、モールの応力状態で示すと、

$$C \approx 1.4 \text{ kgf/cm}^2, \phi \approx 4.4^\circ$$

になることから固結度の低い砂れき層ではあるが、現計画規模のダムでは、基礎と
 して何等問題になる岩盤とは言えない。

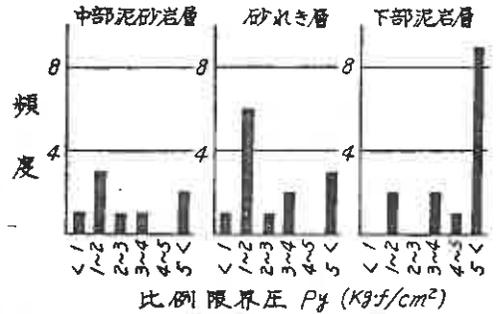
そのほか、バイピング試験も行っている。その測定中にバイピング現象等の異状は、
 認められていないが、測定時の最大注水圧を用いて整理してみると、

$$i = \Delta P_w / L = 4.7 \sim 11.0 \dots \dots \text{バイピング現象を起したと仮定した圧力勾配。}$$

この値は、満水時の圧力勾配では $i = 1.5$ になる。この結果より安定であると判断
 するが、岩相変化の多いバンケ砂れき岩層のなかでの2ヶ所の測定値なので、入念な
 岩盤処理が必要になるのは言うまでもない。

4 ダム基礎処理の経過と考え方

このダムの右岸から中央にかけての安山岩
 類に対しては、口元リターン方式のステジグ
 ラウチングを図-8の孔配置で実施している。
 この途中経過のグラウト状況は、ほぼ次のよ
 うな傾向にある。



(所定のグラウト圧が得られないため)

図-7 地層別のPy頻度

このグラウト濃度は、セメントCと水Wの
 重量比を $C/W = 1/8 \sim 1/1$ にしているが、次の成果になっている。

ブランケット……………主要濃度 $C/W = 1/8 \sim 1/4$, 注入量 $C \approx 25 \text{ kgf/m}$

カーテングラウト……………主要濃度 $C/W = 1/8$, 注入量 $C \approx 15 \text{ kgf/m}$

このグラウトの主流が $C/W = 1/8$ とのことからも、良質岩盤であると判断できる。
 また、バッカーセットも十分にでき、改良値 $3Lu$ 以下とその効果もあがっている。

その反面、左岸側のバンケ層処理がむづかしい。ここで、その検討経過を述べる。

4-1 遮水壁造成方法の選定

造成する遮水壁は、次の条件に適合するものでなければならない。

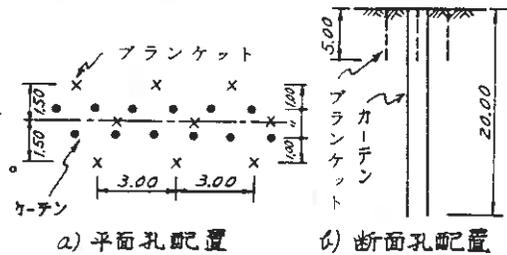


図-8 グラウチング孔の標準配置

㊦) 地形、地質の条件

- 左岸尾根部に潜入するパンケ層全体を掘削排土することはむずかしい。

㊧) 遮水壁の条件

- 基礎岩盤に対し長期的にも安定、かつ耐震性に富み、信頼できるもの。
- 遮水壁とコア盛土底面がなじみやすく付着性のよいもの。
- 右岸～中央にかけ実施したグラウチングとなじみやすいもの。
- 施工実績を備え、経済的な工法の上、できる限り短い工期で完成するもの。

このような条件に沿って、土質材料による置換工法、地下連続壁造成工法、JETグラウト等の地盤切削工法、それにグラウチング工法など、それぞれの適応性について検討を重ねた結果、グラウチングの方法を取ることにした。

4-2 グ라우チング手法の選定

グラウチングを決めて行く場合、次の2点が最も重要なポイントになる。

- 対象岩盤に対しバッカーセットできるか否か、どの種のバッカーか。
- その岩盤に適合する安定な主材、かつグラウト濃度、適合量はどの程度。

言いかえれば、グラウチングは、バッカーセットと主材の選定になる。この考え方に沿って、まず、表-3の如くバッカー

セットより分類したグラウチング手法では、間接バッカーシステムになる二重管ダブルバッカー(以後、ソレタンシュと呼ぶ)を用いたバッカーグラウチング以外に方法はない。このシステムは、図-9に示す特徴あるマンシエットチューブ内にセットしたダブルバッカーによるグラウチングとなる。

次に、グラウト主材は、衆知のように現在のところ、一般のダムでは実績も多く長期的にも不安のないセメント、粘土が用いられ、薬液材を主材に使用することは少ない。この主材について、以下に述べてみたい。

㊦) グラウト材の選定

主材選定の一手法として、沖積層等の改良で問題になるグラウタビリティー比が参考になる。

この方法は、構成する地盤土粒子15, 10%径とグラウトの粒径85, 95%径から土粒子間ゲキに浸透できるか否かを判断するものである。その浸透条件は、次の関係になる。

$$D_{15} / G_{85} \geq 15, \quad D_{10} / G_{95} \geq 8 \dots \dots D \text{は地層の構成粒子, } G \text{はグラウト粒子}$$

この場合、少なくともパンケ砂れき岩層は、沖積層の砂れきとは異なり、半固結層ともなれば、構成粒子のみを主な判断基準にするには適当な方法とは言えない部分もあ

表-3 グ라우チングの分類

分類	手法	本ダムに対する適性	
バッカー (無)	グラウト	都市土木の薬液注入に実績多い。 本層には、不適。	
	バッカー		
バッカー (有)	口元管バッカー	崩落孔壁への注入改良効果に問題 不適。	
	岩盤地山バッカー	エアバッカー注入	バッカー反力の問題 リーク等による効果不安多い。
		エキスパンションバッカー注入	
		レザバッカー注入	
二重管ダブルバッカー	マンシエット、チューブ内管バッカー注入	間接バッカーでもあり、期待できる。	

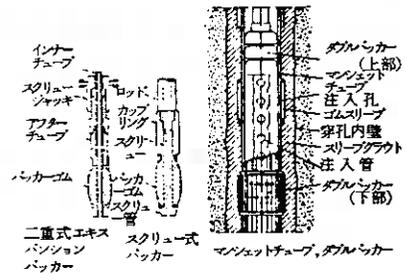


図-9 主なバッカーの種類

微粒子構成のセメントほど凝固風化現象が認められ、6%凝固するのにかかる日数は、次のとおり。

S_f は6日<Kが12日< C_p は22日の順に日数が大以上、これまで述べたようにセメントでは、中薬的な特性を持つ超微粒子セメントのKを選定しておけば、グラウチングテストとしても対処しやすい。

ところで、グラウチングの際、グラウトのセメント粒子をできる限り浮遊させ、各ラインのトラブルを避け浸透効果をも高めるには、ミルクの凝集沈降が問題になる。この点について、次の試験を実施した。

5-2 セメントミルクの添加剤選定テスト

沈降を防ぐ添加剤には、種々のものがあるが、実績の多いマイテ-150Rを選びその添加量を調べると同時に、ベントナイトBの添加も考えた。

試験の方法は、所定量のセメントミルクを3分間手練りした後、Rを加えメスシリンダーに入れ放置し、その放置中の沈降状況を測定している。また、Bの添加は、Kの10%として12時間以上養生したB液を加えている。それらの成果を図-13、14に示して要約すると、

- ミルクにRを添加しても、66~79%の凝集沈降が起る。
- 1.4%以内のR添加量では、富配合ほど沈降時間が延びる。
- 図-13bの如く、Bを加えるとR添加よりも凝集しないようになる。ここでKミルクに1.4%のR添加を選定した。

それにしても、Bの浮遊効果は大きい、グラウチングテスト如何によっては、KBミルク利用も考え、Rの活性作用も加え、より浸透効果をも高めるグラウト材にも考えていた。

6 グラウチングテストの概要

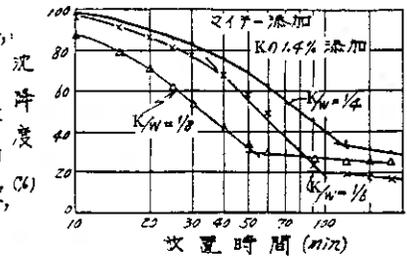
テストには、それぞれの目的によって行われる例が多いが、それらを大別すると、

- ダム基礎処理の全体計画を立案する際の基本設計に必要なグラウチングテスト。
- 本工事に際し設計計画のチェック、基礎処理方法の変更に伴うテスト。

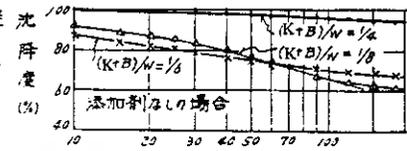
のように2通りになる。この御料ダムのテストは、後者に属し、この段階では、先行の諸条件を受ける部分が多い。それらのことを考え合せながら、考え方や手順などについて、2、3述べてみたい。

6-1 基本的な考え方

先行している一般グラウチングは、図-15の右岸から中央にかけて次



a 添加剤を加えた場合



b 粘土を添加した場合

図-13 セメントの沈降経過

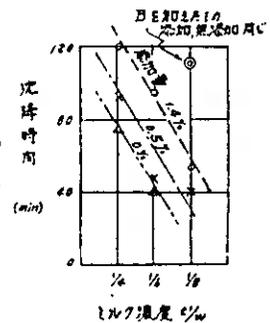


図-14 分散効果

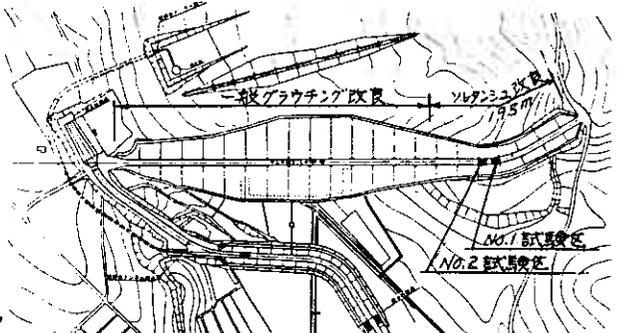


図-15 グラウチングの平面位置

の標準孔配置になっている。

表-6 グラウチングテスト区分

- ブランケット …… 孔間 3.0 m
列間 1.5 m, チドリ 3 列配置,
- カーテン …… 孔間 1.5 m, 列間 1.5 m
チドリ 2 列配置 (一部 4 列)

ところで、左岸のソレタンシュグラウチングでは、ブランケットの処理しなくとも改良できるとの判断にたち、すべてカーテンゾーンの造成にあ

て先行処理 I 区、コアの接合等を考慮に入れ列間 1.0 m を基本に孔間を選ぶことにした。

そこで、テストは、パンケ砂れき岩層が分布する左岸の代表地点と思われる 2 ケ所を図-15 のように選び実施することにした。

このテストの項目には、表-6 の試験目的のように孔間隔の選定、グラウト濃度による改良効果、外壁改良の締切り効果を期待した濃度配分などをそれぞれ調べられるように配置し、その様子を図-16 に示している。

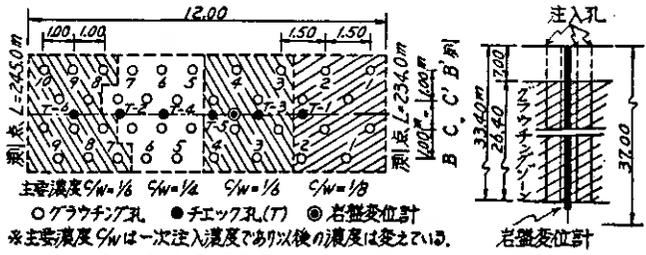
6-2 施工手順

このテストに採用したソレタンシュグラウチングは、図-17 のフローチャートにその概要を表しているが、操作を大きく分けると、マンシュエットの設置工程とグラウト注入工程になる。この工程の分離は、施工能率の向上が図れるばかりか、計画的にしかも集中管理しやすくしている。

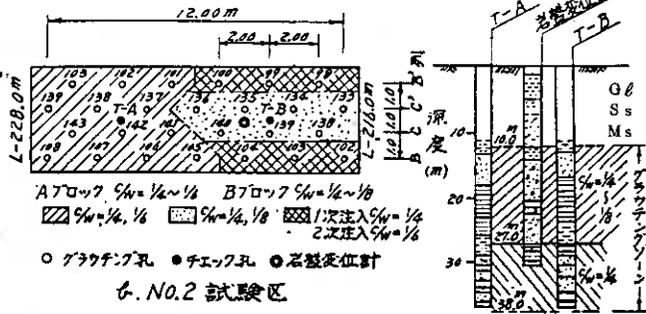
このグラウトの注入は、33 cm おきに設けられたマンシュエットチューブの注入孔からスリーブグラウトを経て岩盤内に注入していく。その注入は、チューブの下端から引き上げながらバッカーグラウチング方式に沿って注入し、その操作を繰り返し n 次まで注入 (n 次注入と言う) できる。

この注入に際しては、注入圧、注入速度、

試験区	区1 (L-2340-2450m)		区2 (L-2160-2280m)		
	1.0m	1.5m	2.0m		
中砂り砂れき	対象層 GL-7.0-2.68m				GL-1.00-2.70m
	C/W 1/5-1/8	1/4-1/6	1/5-1/8	1/8	1/5 1/4-1/8
	目的	孔間隔比較	富配合の効果	孔間隔比較	富配合の効果
下部泥岩	対象層 GL-2.68-3.34m				GL-2.70-3.80m
	C/W 1/4	1/4		1/4	
	目的	孔間隔比較	孔間隔比較	孔間隔比較	



a. No.1 試験区



b. No.2 試験区

図-16 グラウチングテストのパターン

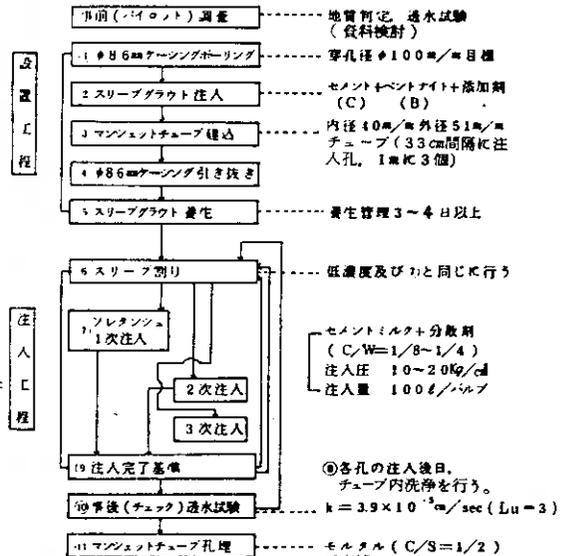


図-17 施工のフローチャート

注入時間、注入量等、すべての経過を自記記録させ集中技術管理している。

このグラウチングは、改良目標を $k = 3.9 \times 10^{-5} \text{ cm/S}$ に置き、次の主な仕様によった。

- 設定注入圧（記録注入圧）…… $P = \alpha H + P_F + P_V = 1.0 \sim 1.2 \text{ Kg/cm}^2$ （1次注入時）
 $\alpha = 0.3 \sim 0.4$, H …土被り厚, $P_F \div 5 \sim 7 \text{ Kg/cm}^2$ …バルブ、スリーブグラウト等の押し割り損失圧, P_V …注入孔までの損失圧, 2次注入以後は P の 1.2 ~ 1.5 倍
 - 中断基準……速度 $T \leq 10 \text{ l/min}$ として, $Q = 300 \text{ l/m}$, 変位等のトラブルで中断。
 - 完了基準……設定注入圧に達したとき, 注入量が 1 l/min , 5分間継続したとき。
- これらのグラウチング条件でテストを進め、次のような成果を得ている。

7 グラウチングテストの成果

グラウチング完了後にチェック孔でその改良効果を調べている。改良前は、穿孔壁内の崩落が激しく逸水現象も認められたにもかかわらず、以後の孔壁は、自立し事故なく透水試験もできた。

この試験の P ~ Q 曲線は、中部泥砂岩、砂れき各層とも I 型が多く、かつ 4.0 ルジオン(Lu)にも達する地層であった。それが、改良後は、注水圧と注水量が一時比例する N 型に変わり、No. 1 試験区では、図-18 に示すように 3 Lu 以下に改良できた。

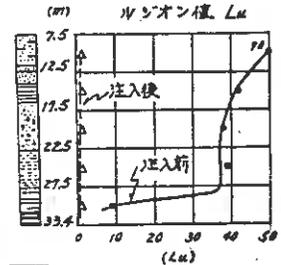


図-18 No. 1 の Lu

このグラウチングの状況を表-7 に表しておいた。このなかには、グラウト濃度の差異等いろいろな条件が混合されてはいるが、カーテン孔間の概要をとらえることはできる。

表-7 グラウチング状況結果

孔間 m	主要濃度 C/W	1m当りの平均注入状況			バルブ当りの平均		
		グラウト (L/m)	セメント (kg/m)	時間 (min)	グラウト (L/V)	セメント (kg/V)	時間 (min/V)
1.0	1/6~1/4	252.7	5.11	7.25	85	16	23.9
1.5	1/8~1/4	288.7	4.63	8.40	95	15	27.7
2.0	1/8~1/4	343.0	6.40	7.90	113	21	26.0

ここで、項目別に詳細に成果を解析したい

7-1 孔間隔による改良効果

グラウチングテストの成果を図示すると、図-19 のようになる。

この成果のなかから主要グラウト濃度が $C/W = 1/6$ のものを取り出し孔間隔別に、中部泥砂層と砂れき層の Lu 値を図-20 に示すと、孔間 1.0 m, 1.5 m では、Lu のバラツキもあるが、3 Lu 以下になる。反面、2.0 m では、4 Lu 以上で平均が 4.3 Lu と目標値よりやや大きい。

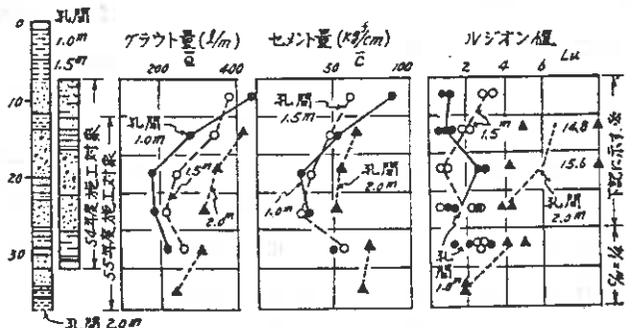


図-19 グラウチング結果の状況

これを理由に、このダムの本工事に孔間 1.5 m を採用している。

7-2 岩相によるグラウト特性

中部泥砂岩層と砂れき層は、岩相構成の差異は認められるが、透水性の項で示したように両者は、比較的 P ~ Q 曲線型等類似する点も多い。土被り厚にも関係するが、それにもかかわらず、図-19 のように、セメント量等が 80 % 程度少ない。

この原因には、泥砂岩層の層理面に沿って起る剝離現象が考え

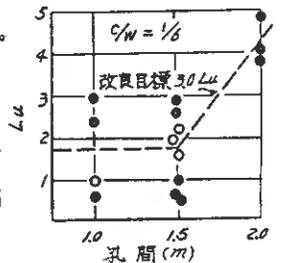


図-20 孔間 ~ Lu

られ、圧送されたグラウトによる進行破砕的な脈状注入によるものと思われる。

7-3 グラウト濃度による改良効果

図-21は、中部泥砂岩層と砂れき岩層を対象にグラウト濃度による改良効果の関係をまとめている。各孔間隔の資料とも、Lu値にバラツキもあるが、孔間1.5mに示す貧配合のC/W=1/8では、3Luより少し大きいものもあり、傾向として富配合のグラウトほどLuが小さい。

このダムの基礎処理では、以後、1/4~1/6のグラウト濃度を主体に用いている。

7-4 ソレタンシュグラウチングの繰り返し回数

グラウチングは、1バルブ当たり100ℓ/vを目標に1次注入を行ったが、設定圧力にならないものもあって、以後、図-22のように繰り返し注入を実施している。

この繰り返し実施率を図示すると、図-23のようになる。この実施率には、岩質や岩相構成のほか、グラウト濃度、注入圧力等グラウチングの要素が大きく影響し合うのは言うまでもない。

このテストでは、1次、2次注入で注入操作を終えたものは全体の87%にも達している。また、傾向として、貧配合グラウトほど繰り返し回数も増す状況にある。

やはり、本工法を用いる場合は、3次注入程度までの操作で所定基準に達するようである。

7-5 外側カーテンの外壁効果

グラウチングでは、一般に外壁効果が認められる。この場合、図-24に示すように、外側カーテンと内側カーテンの間には、そのグラウト量に差が認められる。

この状況を内外別に整理してみると、図-25のようになるが、一般のグラ

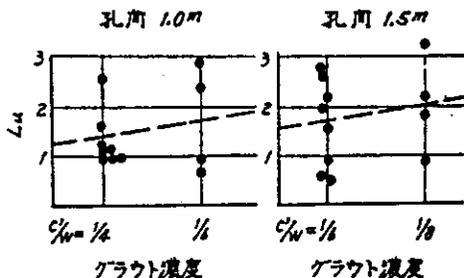


図-21 グラウト濃度～Lu

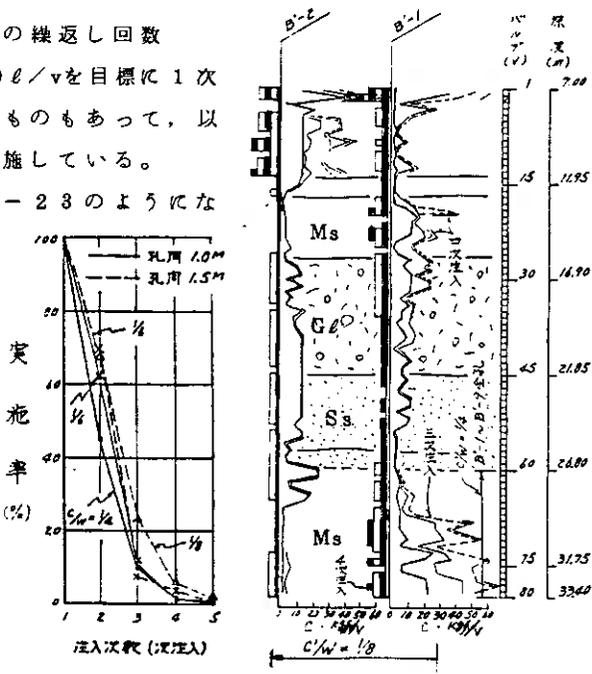


図-22 繰り返し状況

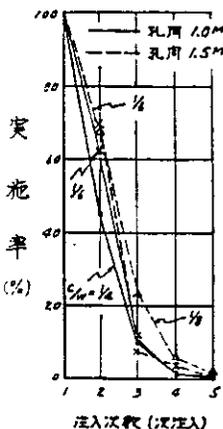


図-23 繰り返し率

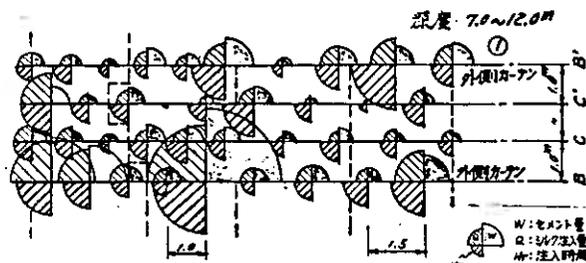


図-24 注入状況

1次注入 C/W=1/6 C/W=1/4 C/W=1/6 C/W=1/8
 2次注入 1/4→1/8 1/4→1/6 1/6→1/8 1/8→1/8

ウチング評価は、単位当りの平均値で示される。

ここで、この内外の差を何らかの係数として整理しておけば、施工の途中でも、グラウトの状況からカーテン全体を把握することができるばかりか、一般に行なわれる三点法のグラウチングテストからも全体のグラウト量が算出、設計できるはずである。

この考え方に沿って、以後の諸係数を算出する。

グラウト係数 $\alpha_1 = Q_0 / \bar{Q}$, $\alpha_2 = Q_i / \bar{Q}$

セメント係数 $\beta_1 = W_0 / \bar{W}$, $\beta_2 = W_i / \bar{W}$

\bar{Q} , \bar{W} ……それぞれの平均量

α_1 , β_1 , Q_0 , W_0 …外側カーテンに関係

α_2 , β_2 , Q_i , W_i …内側カーテンに関係

上記の係数を孔間隔およびグラウト濃度別に求めてみると、表-8になる。

この表の係数には、ほぼ $\alpha_1 \approx \beta_1$, $\alpha_2 \approx \beta_2$ の関係が認められる中に、孔間 2.0 m, $C/W = 1/4 \sim 1/8$ は $\alpha_1 \approx \beta_1$, $\alpha_2 \approx \beta_2$ の関係になっている。この孔間 2.0 m 部分は、改良後も 1.4 Lu と効果があがっていない。

このように、係数のバランスが改良効果に影響するようにも考えられそうである。ここで、そのバランスある係数とは、次のようになる。

グラウト係数…… $\alpha_1 = 1.2 \sim 1.3$, $\alpha_2 = 0.6 \sim 0.7$

セメント係数…… $\beta_1 = 1.2 \sim 1.3$, $\beta_2 = 0.6 \sim 0.7$

次に、図-26には、 $C/W = 1/6$ の係数を孔間別に図示している。この図から、孔間が増すにつれて一定係数に近づく傾向が認められる。今後の資料集積如何によって、改良効果との関係が明らかになる資料と考えている。

8. あとがき

以上のように、御料ダムの左岸砂れき岩層を対象に、基礎処理の考え方や対処の経過について述べた。このテストでは、グラウト材の確認試験をしながら超微粒子セメントを用いているが、本工事では、より効果を高める目的から粘土を加えている。更に、そのほかに孔間 1.5 m, グラウト濃度 $C/W = 1/4 \sim 1/6$ として外壁効果を考慮しながら本工事を進めている。このテストでは、グラウト材の特性をとらえたほか、グラウチングする際の諸係数を求める事ができた。特に、このグラウチング係数は、今まで表現されていない仕様とも考えており、グラウチングを考える際の基本資料になるものと考えている。今後共、これらについて研究していきたい。最後に、御指導、御協力下さった皆様方に紙上を借り厚くお礼を申し上げる。

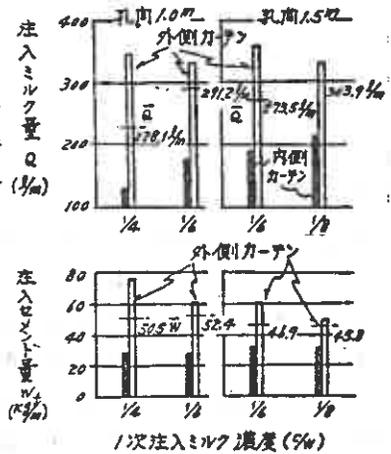


図-25 注入量の配分

表-8 グラウト、セメント係数

孔間 m	主 な グラウト 濃度 C:W	グラウト係数		セメント係数	
		$\alpha_1 = Q_0 / \bar{Q}$	$\alpha_2 = Q_i / \bar{Q}$	$\beta_1 = W_0 / \bar{W}$	$\beta_2 = W_i / \bar{W}$
1.0	1:4 1:6	1.51	0.57	1.52	0.56
	1:6 1:8	1.14	0.60	1.17	0.55
1.5	1:6 1:8	1.31	0.69	1.29	0.70
	1:8	1.09	0.71	1.10	0.69
2.0	1:6	1.27	0.69	1.27	0.69
	1:4※ 1:8	1.31	0.73	1.57	0.51

※外側の濃度 1次注入C/W=1/6 2次以下C/W=1/6 内側C/W=1/8

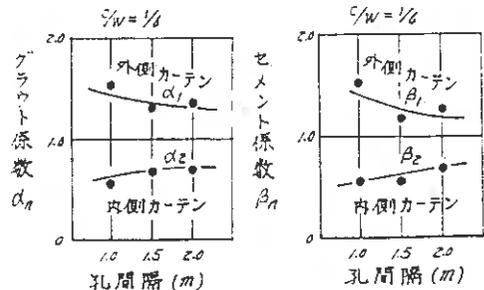


図-26 孔間隔別の諸係数

② 2つのダムにおける基礎地盤の透水性についての考察 ～駒ヶ岳ダム、上磯ダムの事例～

函館開発建設部 杉井勲 ○有森正浩

1 はじめに

駒ヶ岳ダムと上磯ダムは、北海道開発局が農業用ダムとして建設中のダムである。駒ヶ岳ダムは、ダムタイプが重力ダムであり、本体コンクリートの打設も昭和51年に終了し、取水塔と管理システム周辺整備のそれぞれの工事が完成するといよいよ昭和57年には試験湛水を開始する予定である。

上磯ダムのダムタイプは、フィルダムであり、本年度盛立工事と洪水吐が完成し、駒ヶ岳ダムと同様、付帯施設工事の完了を待って、昭和58年には試験湛水を開始する予定である。地質的には、両ダムとも図-1に示す通り、渡島半島の南部に位置しているため、グリーンタフ地域にあり、地質年代的には新第三紀に属し、岩の分類からみても、砂岩、頁岩、礫岩など比較的固結度が小さい堆積岩である。駒ヶ岳ダムについては、ダム本体の基岩は、これらの地層を貫いた大規模な変朽安山岩であり、地耐力的には問題はないが、特に左岸鞍部については、上記した地質から成層され、一部破碎帯もあり、計画調査時点から、基礎処理については慎重に調査施工をする必要が有りとされていた。一方上磯ダムについては、ダム本体の基岩は、半固結、未固結の礫岩と砂岩の互層から成っており、一部左岸側には破碎帯などがみられる。

この報告では、すでに両ダム共基礎処理が完了しているが、駒ヶ岳ダムでは主として左岸鞍部、上磯ダムではダム本体の基岩からのダム完成後における漏水量を有限要素法を用いて解析で求め、その量が一般的に言われているダム総貯水量の0.05%をクリアしているかどうかのチェックを行い、今後追加して基礎処理工法を行う必要があるかどうかの

表-1 ダム諸元

	駒ヶ岳ダム	上磯ダム
位置	茅部郡森町	上磯郡上磯町
河川名	2級河川 鳥崎川	2級河川 戸切地川
ダム形式	重力式 コンクリート	中心コア フィルタイプ
堤高	43.6m	31.4m
堤長	68m	408m
総貯水量	3300千 m^3	3620千 m^3

図-1 堤体標準断面図

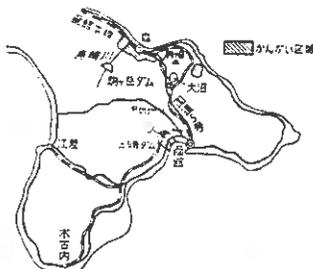
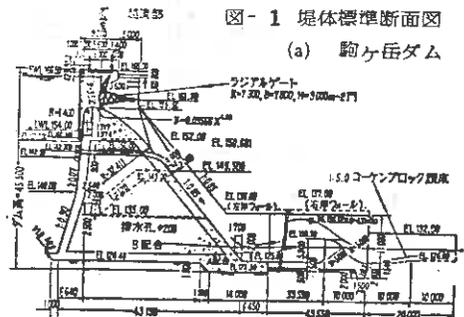
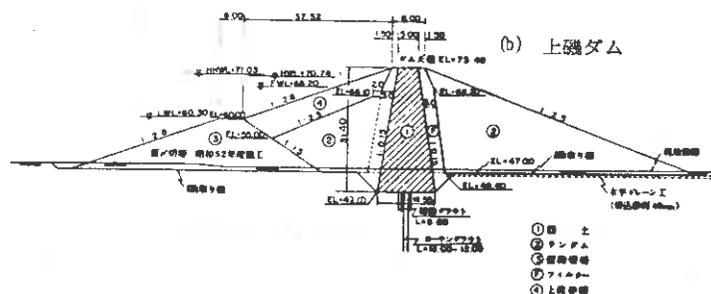


図-2 位置図



検討を行った。

2. 有限要素法による浸透流の解析

一般にダム浸透流解析としては現在、有限要素法による二次元浸透流解析が広く行われ既に一般化されつつあり、さらに最近ではダム取付部の地山を迂回する浸透流に対し、三次元的な解析の必要性が認められるものもあり、その解析法も実用化の段階を迎えつつある。他のダムでもその事例がみられる。そこで両ダムについては既往調査やブラウトの結果を整理しこれらのデータを用いて浸透流に対する二次元と三次元（上磯ダムについては二次元）の解析を行いポテンシャル分布、浸透流速、浸透水圧を求め、ダム貯水開始後の漏水量を求めた。

一般に、有限要素法による浸透流解析に必要なデータは次の通りである。

- 飽和領域解析 ----- 透水係数、水位条件
- 飽和、不飽和領域解析 ----- 透水係数、自然含水比、最大毛管上昇、間隙比、水位条件。

図-3 解析フローチャート

なお、解析のフローチャートは図-3の通りである。次に、基礎方程式であるが、浸透流がダルシーの法則に従うものと仮定し、この法則を流量に関する連続の方程式に用いる事により、一般に浸透流に対する基礎方程式は次式によって与えられる。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = C \frac{\partial h_p}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (K_x \frac{\partial H}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_y \frac{\partial H}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z} (K_z \frac{\partial H}{\partial z}) + Q$$

ここで

θ : 体積含水率

H : 全水頭 $\left(\begin{array}{l} H = h_p + h_e \\ h_p = \text{圧力水頭} \\ h_e = \text{位置水頭} \end{array} \right)$

Q : 浸透流量

C : 比水分容量

K_i : 透水係数 ($K_i = K_i(\theta)$)

これを一定の境界条件のもとで解くことにより、水頭分布が求まり、それより浸透流速、浸透流量と浸透水圧が求められる。

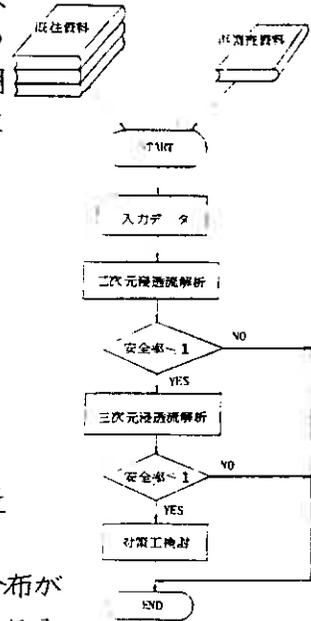
今回は、境界条件として次式が与えられる。

条件: $H = H_0$

H の値が境界上で H_0 として与えられる。なお、上記方程式は、飽和領域の解析では、 $\frac{\partial \theta}{\partial t} = 0$ 、 $K_i = Const$ となるため、透水係数が与えられると解くことが可能である。

不飽和領域を含む場合は透水係数が θ の関数となるため図-4に示すような透水に関する関数が知らなければならず、今回は土質試験結果と若干の仮定のもとにこれを求めている。

上記した基礎方程式は、一般的な理論解を求めることは困難であり、近年では数値解析による方法が広く普及している。なかでも、幾何学的に複雑な形状の問題を



解く場合は、有限要素法による解法が適しており、現在では実際的な問題に数多く応用され、合理的な設計資料が得られている。

両ダムに使用したプログラムの主な入力データは次の通りである。

- 節点座標。
- 各要素の節点番号地盤の種類。
- 境界条件（水位条件）。
- 地盤の透水係数、透水関数グラフ。

3. 駒ヶ岳ダムについて

3-1 地質

駒ヶ岳ダムの地質は、新第三紀中新世の八雲層に属する砂岩、頁岩及び凝灰岩の互層とそれを貫くやや大規模な変朽安山岩岩脈から構成されている。被覆物としては駒ヶ岳の火山活動に伴う第四紀の火山灰、火山灰質粘土、現河床堆積物、崖錐堆積物などの未固結堆積物がある。変朽安山岩の分布するところは、川幅は極めて狭まっており、平均勾配 $60^{\circ}\sim 70^{\circ}$ で露岩した高さ 30m 前後の急崖をなしている。

図-4 駒ヶ岳ダム透水関数図

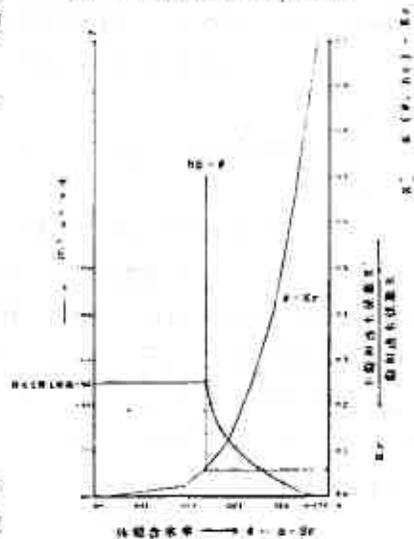
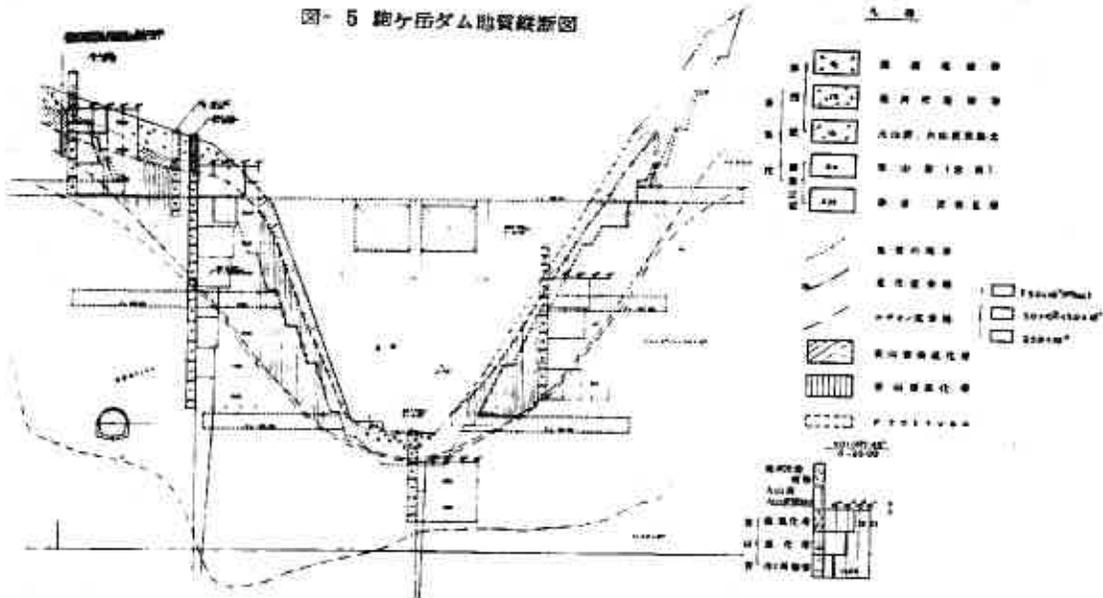


図-5 駒ヶ岳ダム地質縦断面図



ダムサイトはこの峡谷部にある。安山岩は、暗灰～青灰色の堅硬緻密な岩であるが、 $38\sim 50\text{cm}$ 間隔で柱状節理が発達しており、それがかなりの深さまで及んでいる。砂岩と頁岩層との接触面は 80° 以上の急傾斜を示し、完全に破碎されている。今回解析を行った左鞍部には、砂岩と泥岩の互層帯が露出しており、上記の傾向が顕著にみられる。ダムサイト地質縦断面図は、図-5に示す通りである。

3-2 二次元浸透流解析

解析では、飽和部、不飽和部が存在するため、飽和、不飽和解析として行うので、データとしては次のものが必要となる。即ち、

透水係数、間隙比、飽和含水比、密度

この内、左岸鞍部の透水係数については今までの調査結果から解析上やや安全側の値がでるよう検討した結果、大きく表-2のブ

ックに分けた。ただし、カーテングラウト区域はグラウト施工後の透水係数が、 $K = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ さらにそれが影響している範囲では $K = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の値を採用した。

次に、その他の物性値については、昭和54年の調査でボーリングコアから4ヶ所のサンプリングを行い、その資料を用いて土質試験を行った。その結果は、表-2の通りとなった。これら4つのデータ間には、それ程大きな差がみられないことから、ここでは平均値を解析のデータとする。これらのデータは図-4のグラフを求めするために必要である。解析断面としては、図-6に示すように比較的水理学的に漏水の可能性のあるNo.1、No.2、No.3の3つの断面で解析を行った。この場合水位条件としては上流側は満水位 ($EL = 166.5 \text{ m}$)、下流側は河床を水位レベルにした。その結果、ポテンシャル分布、浸透流速、浸透水圧が求められる。

ここでは、一応ダムの漏水量を知るために、下流側における全浸透流量を計算結果より求めると、No.1 $1.31 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ 、No.2 $1.15 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ 、No.3 $1.30 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ となる。昭和52年に単純計算で漏水量を求めているが、その値は 5.37×10^{-4} となる。また今回のNo.2断面がほぼ昭和52年の断面に等しいことから、このデータを使用して左岸部からの総漏水量を求めると $Q_2 = 596 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、今回の結果は前回の約2倍の値がえられている。昭和50年にはやはりカーテングラウトの処理範囲から総漏水量が検討されており、その量は $797.6 \text{ m}^3/\text{day}$ となっている。したがって、グラウト処理範囲内外の全漏水量は、 $Q_1 = 596 + 797.6 = 857.2 (\text{m}^3/\text{day})$ となる。許容量は $Q_2 = 3,300,000 \times 0.05$

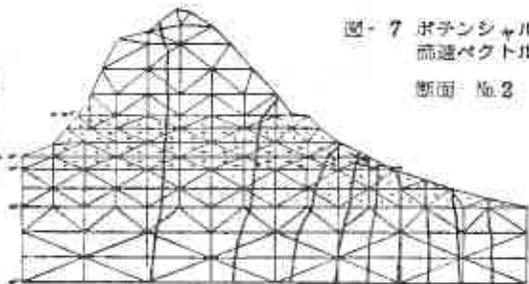
表-2 解析使用データ

標高	透水係数 $K(\text{cm/s})$	間隙比 e	飽和含水比 $W_{\text{sat}}(\%)$	密度 ρ_d
EL. 166.5 m	5×10^{-4}	0.0489	1.848	2.570
EL. 145 m				
EL. 145 m	1×10^{-4}			
EL. 130 m				
EL. 130 m	1×10^{-4}			
EL. 100 m				

図-6 銅ヶ岳ダム解析断面ルート



図-7 ポテンシャル
流速ベクトル
断面 No. 2



= 1.650 (m³/day) であり、今回求めた計算値は十分許容値を満足している。しかし、次の理由から三次元による浸透流解析を行ってみることとする。

- 二次元流の近似性が低いこと。
- 地質的には破碎帯があり、また地形が特殊なことから、今回の No.1 No.2 No.3 断面以外にも水理的条件がおとるルートが予想されること。
- ダム右岸とカーテン下部よりの滲水量が含まれていないこと。

3-3 三次元浸透流解析

解析に必要なデータは、二次元解析と同じものを使用する。また三次元解析では要素分割にあたっては、地形のモデル化が必要であり、要素数、節点数等の制約から以下の仮定を行った。

- 満水位 (EL 166.5^m) 以下の地形を対象とした。
- 曲線部分は、できるだけ直線で置き換えた。
- 同一の斜面では勾配はすべて等しいものとした。

図-8 要素分割図

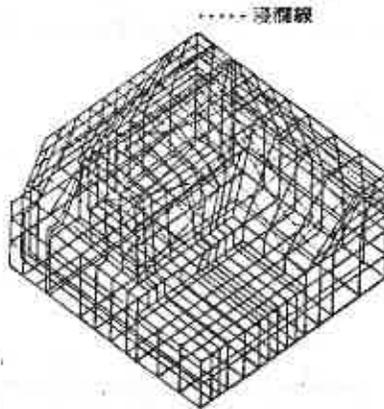


図-9 地形モデル

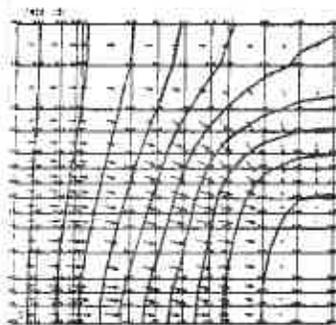
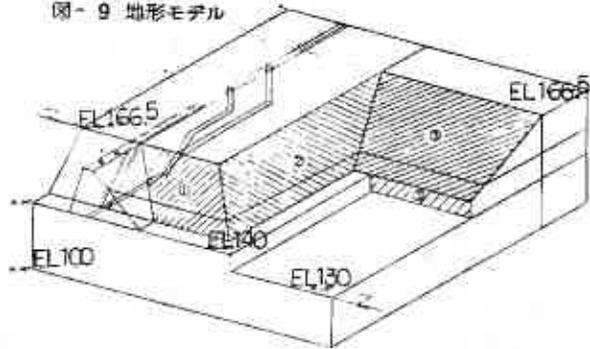
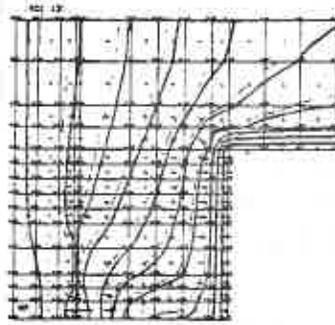
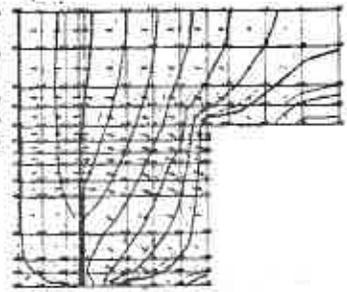


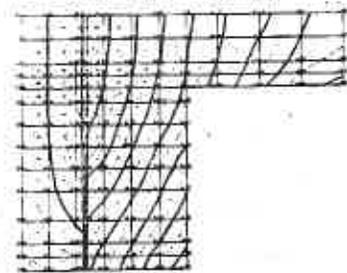
図-10 (a) 1層 EL 100



(b) 3層 EL 130



(c) 5層 EL 145



(d) 7層 EL 159.5

以上の仮定にもとづき、地形をモデル化すると図-9 のようになり、これを図-8の通り分割をして解析を行った。その結果、図-8、図-10に示すような、浸潤線ポテンシャル分布、浸透流速、浸透水圧が得られた。ここで、二次元解析の場合と同様、ダム下流側の滲水量を求めてみる。三次元解析の場合はアログ

ラム上、面ごとの漏水量が計算されるようになっており、表一四の通りとなる。さらに、計算上、表面の要素より、内側の要素の方が信頼性が高いため、表一四では、表面と、その内側の面の漏水量を合せて求めた。

表一三 漏水量検討結果一覧表 (m³/day)

	昭和50年度	昭和52年度	二次元解析	三次元解析
左岸破碎帯部	—	27.8	59.6	79.2
カーテン処理 範囲部	797.6	—	—	(左岸部のみ) 11.8

次に、漏水量の検討であるが表一四の内側面における計算結果を使用する。まず、下流側斜面全体からの総漏水量Qは、

$$Q = 10.52859 \times 10^{-4} \times 3.600 \times 24 = 91.0 \text{ m}^3/\text{day}$$

となる。これには、左岸のカーテングラウトによる基礎処理範囲からの漏水量も含まれている。また、二次元解析を行った破碎帯部からの漏水量は、三次元解析においては、No.2、No.3からの漏水量と考えることができるのでその漏水量をQ₁とすると、

$$Q_1 = (4.91015 + 4.25485) \times 10^{-4} \times 3.600 \times 24 = 79.2 \text{ m}^3/\text{day}$$

この値は、二次元解析の結果と比較して漏水量が約30%ほど多くなっているが、ダム の許容量を超えるほどの量ではない。

次に浸透流速であるが今回のプログラムにおいては次の流速を計算で求めている。

V_x: X方向流速, V_y: Y方向流速, V_z: Z方向流速

V_L: 平均流速 $\sqrt{V_x^2 + V_y^2 + V_z^2}$ V_R: 実流速

これらの流速の内、XY平面に透影した平均流速を図一〇に矢印で示している。ここで最大流速をまとめると表一五の通りである。

一般にパイピングによる浸透破壊が生じないための浸透流に対する限界流速を求める式としては、

Justin, Koslova, 久保田, 田中の3式がある。

これらの式はすべて限界流速が対象とする地盤粒径の変数として求められているため、あらかじめ地盤の粒径を求めておく必要がある。

ここでは左岸破碎帯付近の透水係数が約 $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ であることから、土質としてみるとシルトもしくは微細

砂であると考えられ、粒径としては一般に0.05~0.1^{mm}程度と考えられる。ここで上記3式における粒径0.05^{mm}、0.1^{mm}の場合の限界流速を求めてみると、表一六のようになる。ここでは最も厳しい基準の久保田・田中の式で安全率を求めると、二次元解析では1.3、三次元解析では3.1となる。いづれにしても解析で得られた最大実流速は非常に小さい値となっており、パイピングによる浸透破壊の心配はない。

表一四 1秒当り漏水量(m³/s)

斜面No.	表面	内側面
①	1.52899×10^{-4}	1.36358×10^{-4}
②	3.69945×10^{-4}	4.91015×10^{-4}
③	3.99947×10^{-4}	4.25485×10^{-4}
計	9.22791×10^{-4}	10.52859×10^{-4}

$$\frac{V_L}{1 - (1 - n)^{2/3}}$$

表一五 最大実流速表

	最大実流速 (cm/s)	
三次元解析	0.0065	
二次元解析	Case 1	0.0152
	Case 2	0.0076
	Case 3	0.0112

(注) いずれの場合も最大流速の地点は浸出点である。

表一六 限界流速表 単位: cm/s

粒径 mm	JUSTIN	KOSLOVA	久保田・田中	解析結果
0.05	2.15	0.03	0.02	三次元 0.0065
0.10	3.00	0.11	0.03	二次元 0.0150

3~4基礎処理工法の検討

二次元及び三次元浸透流解析の結果から得られた漏水量浸透流速の検討結果では、現在のところ特に追加して基礎処理をする必要が認められず、このままの状態を試験湛水を行っても良いという結論がえられた。しかしながら、

- 現在左岸上流側においてかなりの崩壊が認められ、今後とも冬期間における凍結融解及びダム水位の上下動などによって崩壊の進行が予想される。
- 破碎帯の存在は今までの調査結果からも明らかであり、現在のグラウトによる基礎処理範囲や今回検討した以外からの水理的パスルートの存在が否定できないこと。

等により、今後ダム湛水開始後トラブルが起きることも予想される現状では、次のような対応策をとっておく必要がある。

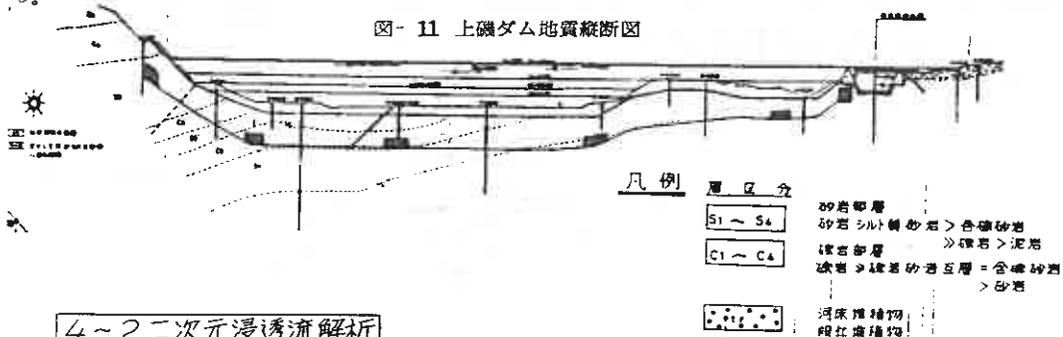
- 上流側法面の崩壊防止（特に左岸側）
- 浸透流観測網の設置。

なお、浸透流の測定はできるだけ早く開始し、湛水開始前の降雨及び季節的な変動量を十分に把握しておき、これらの自然浸透水量とダムよりの漏水量とを明確に区別できるようにしておくこととする。

4. 上磯ダムについて

4~1地質

この付近の地質は新第三紀以降に堆積した堆積岩からなり、中新統戸田川層と鮮新統富川層に区分される。ダムサイト付近では富川層が分布する。その岩層は礫岩、砂岩、シルト質砂岩、泥岩等の互層である。各々の単相の層厚は10^{cm}~数mのオーダーを有している。したがって限定された露頭及びボーリング柱状図では、単相のオーダーで追跡することは困難である。しかし、礫岩に富む層準と礫岩が乏しい層準とに区別すれば対比が可能であり、4層の礫岩部層(C₁~C₄)と4層の砂岩部層(S₁~S₄)に識別することができる。上磯ダムの地質断面図は図-11に示す通りである。



4~2二次元浸透流解析

上磯ダムの場合基礎方程式や基本的考え方は駒ヶ岳ダムと同じである。すなわち駒ヶ岳ダムにおけると同様解析に必要なデータは、飽和状態における透水係数と比貯留係数、間隙率及び不飽和状態における透水係数と体積含水率の関係、負の圧力水頭と体積含水率の関係などがある。不飽和状態の透水係数と体積含水率の関係は実測するのが望ましいが図-12に示す値を代用する。負の圧力水頭と体積含水率

率の関係は、一義的に定まらず排水浸透の過程で異なることや、初期保水状態によって異なることが判明しているが、現在研究中であり種々の説がある。したがってここでは次の仮定を説定して計算を行った。

- 負の圧力水頭は毛管上高度とした。
- 負の圧力水頭と体積含水率の関係は、実測値がないので直線で近似した。

ここで自然体積含水率 θ_n 、飽和体積含水率 θ_{sat}

$$\theta = \frac{r_d}{r_w} \times w \times \frac{1}{100}$$

$$\theta_{sat} : u \cdot S_r$$

$$\theta_n = \frac{r_d}{r_w} \times w_u \times \frac{1}{100}$$

n : 間隙率

S_r : 飽和交 ($S_r = 1.0$)

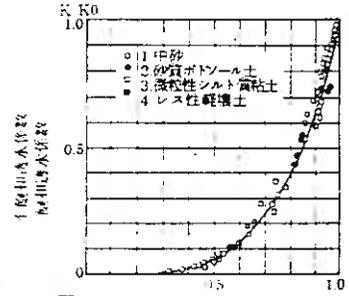


図-12 飽和度 S_r

以上の結果から求めた上磯ダムにおける各材料の透水関数図は図-13の通りである。 θ_n : 自然体積含水率
 θ_{sat} : 飽和体積含水率

次に、検討断面は基礎地盤の地質構造が概略ダムセンターと斜交し、下流に向かって傾斜をな

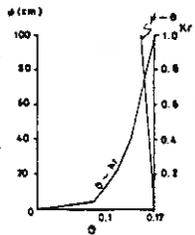
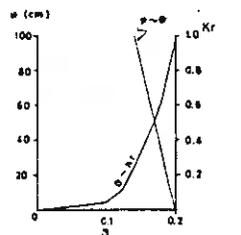
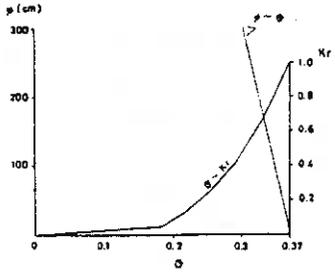


図-13 (a) 河床礫の θ - K_r , θ - θ



(b) フィルターの θ - K_r , θ - θ



(c) ランダム杭の θ - K_r , θ - θ

しているため代表断面として、B~B断面 ($SR300^m$) D~D断面 ($SP460^m$) を選定し、さらに透水層と考えられる C_2 部層が上流及び下流側に現河床堆積物直下に現われる断面として C~C断面を選定した。その位置図は図-14に示す通りである。

各々の検討断面における地層の水理学定数(透水係数、間隙率等)及びダム本体の水理学定数は、既往の資料及び施工時の数値を基準として表-7に示す値を採用した。

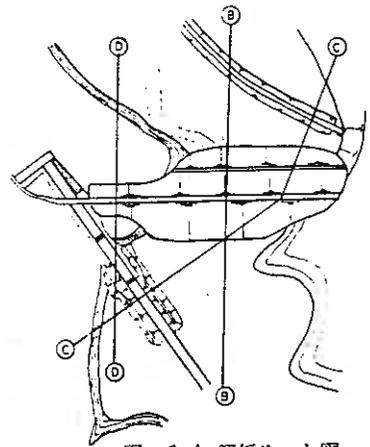
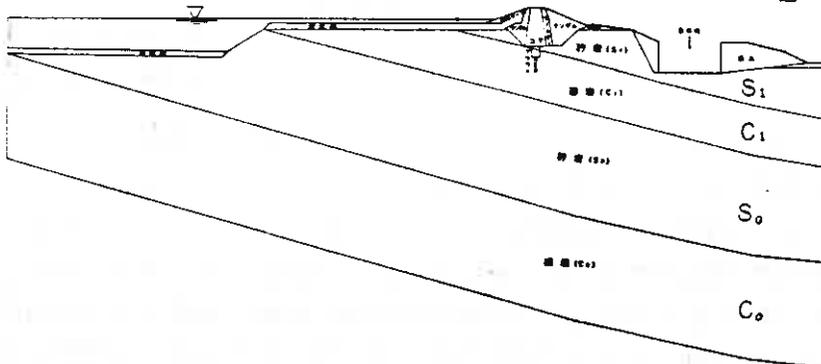


図-14 解析ルート図

図-15 D-D断面



河床礫、ランダム材、コア、フィルターについては施工時の物理特性値
 比重(G)、乾燥密度(ρ_d)、自然含水比(W)

河床礫-----	2.687	2.194	7
ランダム材-----	2.674	1.71	17.7
コア-----	2.68	1.56	31
フィルター-----	2.655	1.998	6.9

より間隙率 n 、

自然体積含水率 θ_n 等を決定した。また、透水係数については施工時の値の平均値とした。

表-7 設計定数一覧表

土質名	飽和透水係数 cm/sec	間ゲキ率	自然状態		$\phi \sim \theta$	$\theta - K_r$
			飽和	不飽和		
礫 (C ₁ 部層) 岩	2.2×10^{-4}	0.35	○		$\theta = 0.35$	$K_r = 1.0$
砂 (S ₁ 部層) 岩	4.0×10^{-5}	0.44	○		$\theta = 0.44$	$K_r = 1.0$
礫 (C ₂ 部層) 岩	9.8×10^{-5}	0.35	○		$\theta = 0.35$	$K_r = 1.0$
砂 (S ₂ 部層) 岩	2.2×10^{-5}	0.44	○		$\theta = 0.44$	$K_r = 1.0$
仮切河床 レキ	1.4×10^{-3}	0.17		○	図13-a	図13-a
ランダム材	1.5×10^{-5}	0.37		○	図13-c	図13-c
センターコア	7.1×10^{-6}	0.45	○		$\theta = 0.45$	$K_r = 1.0$
屋根 錐	1.0×10^{-4}	0.37		○	図13-c	図13-c
フィルター	5.0×10^{-3}	0.20		○	図13-c	図13-c
グラウト	2.0×10^{-5}	0.45	○		$\theta = 0.45$	$K_r = 1.0$
水平ドレーン	1.0×10^{-2}	0.10	○		$\theta = 0.45$	$K_r = 1.0$

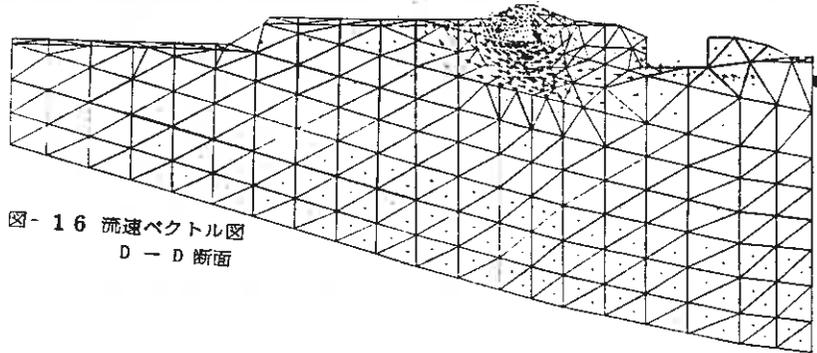


図-16 流速ベクトル図
D - D 断面

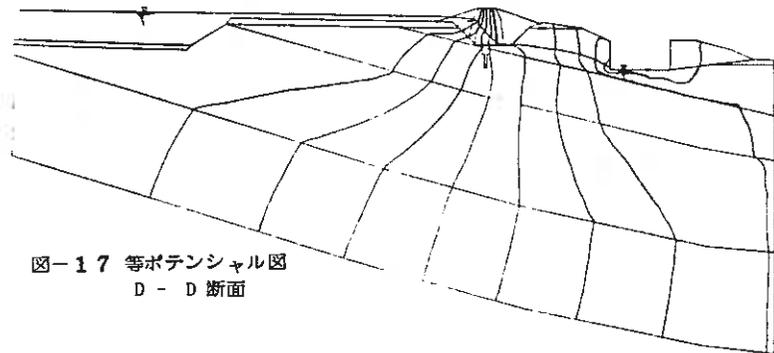


図-17 等ポテンシャル図
D - D 断面

次に、浸透流解析の結果、B～B断面において、透水ゾーンからの浸透水は堤頂方向に向うものの他はほとんどが下部の仮切堤を經由し、基礎地盤のC₂部層に浸透する。コアC₂、S₁、C₁層における断面浸透総流量 $g_{max} = 1.2111 \text{ m}^3/\text{day}$ であり、このうち約55%が湛水池内に露頭するC₁部層を浸透する量であり、その他が堤体C₂、S₁部層を浸透する量である。ここでセンターコアを浸透する量を1.0とすると、流量の比率は、

$$\text{コア} : C_2 : S_1 : C_1 = 1 : 0.3 : 0.3 : 1.9$$

となる。次に、C～C断面であるが、B～B断面と同様の浸透傾向を有するが各々のエレメントにおける流速は小さい。また、ダムセンターの鉛直断面における浸透総流量は $g_{max} = 0.6532 \text{ m}^3/\text{day}$ であり、このうち約52%がC₁部層を浸透する量である。各々の層の流量比率を求めると、コア : C₂ : S₁ : C₁ = 1 : 0.2 : 1 : 0.7 : 3.2となる。次に、D～D断面であるが、上記断面と同じ浸透傾向を示すが浸透層であるC₁部層が浅い部分に存在し、層厚が比較的厚く分布していること、グラウト深度が層の中間に止まっていること、C₁部層の下位にC₀部層、S₀部層を推定して断面を大きくとっているため、浸透流量は多くなっている。ダムセンターを通る鉛直断面を浸透する流量は $g_{max} = 1.8364 \text{ m}^3/\text{day}$ となる。

4～3基礎処理工法の検討について

上記した如く、B～B、C～C、D～D各断面における浸透流量は、 $g_B = 1.2111 \text{ m}^3/\text{day}/\text{m}$ 、 $g_C = 0.6532 \text{ m}^3/\text{day}/\text{m}$ 、 $g_D = 1.8364 \text{ m}^3/\text{day}/\text{m}$ となる。ここでダム全体からの漏水量を求めてみる

ると表-8のようになる。また最大流量を示すD～D断面をダムの長さ全体を代表するものとする。 $Q_2 = 1.8364 \times 380 = 697.83 \text{ m}^3/\text{day}$ となる。今、上磯ダムの

範 囲	代表断面	断面流量 $\text{m}^3/\text{day}/\text{m}$	流 量
SP120～SP220	ダム左岸(C-C断面)	0.6532	65.32 m^3/day
SP220～SP340	ダム中央(B-B断面)	1.2111	145.33 "
SP340～SP500	ダム右岸(D-D断面)	1.8364	293.82 "
			$Q = 504.47 "$

表-8 漏水量検討結果一覧表

の総貯水量を362万 m^3 とすると、許容漏水量 Q_a は、 $Q_a = 3.620.000^{(\text{m}^3)} \times 0.05^{(\%)}$ $\div 100 = 1.810 \text{ m}^3/\text{day}$ となる。したがって、 Q_1 、 Q_2 とも Q_a を下回っており十分安全側にある。次に、地表面付近に発生する最大水頭差はD～Dにおける余水吐付近に生じ、その値は5.5 m である。またこの水頭差を圧力表示すると、 $g = 0.55 \text{ kg}/\text{cm}^2$ である。これに対して賦圧層は半固結ではあるが、砂岩層であり、揚圧力に対する抵抗力は十分であると考えられる。以上の結果現在の状態で試験湛水をしてもかまわないという結論が得られる。

3

高見ダムの設計と施工管理

北海道電力㈱ 安田 稔
 ○ " 谷藤 和三
 " 高橋 耕平
 北電興業㈱ 谷川 靖司

1. ま え が き

高見ダムは、2級河川静内川に建設中の図-1に示す堤高120m、堤体積約510万 m^3 、貯水容量2.29億 m^3 の本道最大の中央土質コア型のロックフィルダムである。

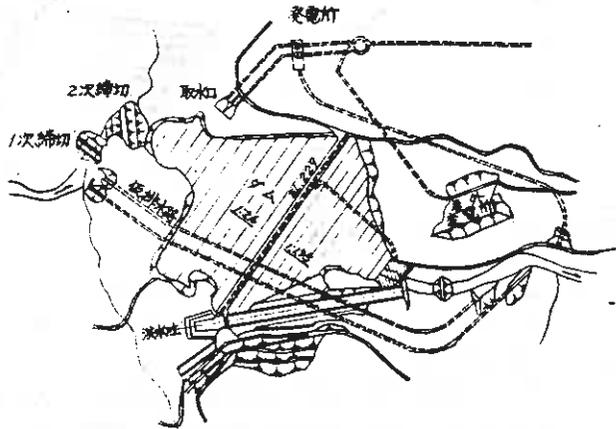
本ダムは、静内川総合開発計画の一環として1,250 m^3 /Sの洪水調節と出力20万kWの揚水発電との多目的ダムとして、北海道と北海道電力㈱の共同事業で施工している。

以下、主として地質、土質工学的な面から、当ダムの設計・施工管理の概要を報告する。

A 計画諸元

工事主体	北海道、北海道電力	
位置	北海道静内郡静内町宇高見	
目的	洪水調節、発電	
工期	昭和53～58年度予定	
ダム	流域面積	7528 km^2
	湛水面積	6.75 km^2
	総貯水量	229 $\times 10^6 m^3$
ダム	有効貯水量	149 $\times 10^6 m^3$
	地質	輝緑凝灰岩
諸元	型式	中央土質コア型ロックフィル
	高さ	120.0m
	長さ	435.0m
洪水吐	体積	510 $\times 10^6 m^3$
	型式	逆流シート式
設計洪水	設計洪水流量	2400 m^3/sec
	内幅	18.0m
洪水吐	長さ	434.0m
	対称地区	静内町
計画	設計高水量	1,900 m^3 (ダム地点)
	洪水調節量	1,250 m^3 ()
発電	発電所名	高見発電所
	型式	地下式
要電	最大出力	200MW
	最大発生電力量	322,314MWH
	最大使用水量	230 m^3/sec
施工業者	鹿島・青木・地橋共同企業体	

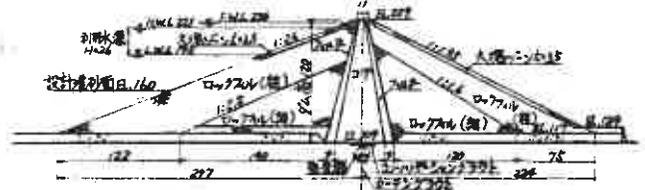
C ダム付近平面図



B ダム地点位置図



D 標準断面図



E 縦断面図

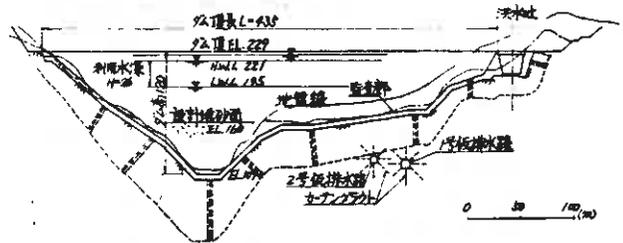


図-1 高見ダム計画概要

2. 地形・地質

ダムサイトの地形は、左岸側全体と右岸側の河床（標高 109 m）から標高 170 m 付近までは平均斜度 40 度内外の急崖をなしているが、標高 175 m 付近の右岸に平坦な段丘が発達し、段丘面以上は 25 度程度の緩やかな斜面をなしており非対称の谷形状を示している。

ダムサイトを構成する地質は、図-2 に示すよう輝緑凝灰岩類が主体で一部にチャート、輝緑片岩等を含む基盤であり、これらを河床堆積物、河成段丘堆積物、崖錐堆積物が被覆している。

基盤の岩質は概ね堅硬で、一軸圧縮強度 600 kg/cm² 程度となっている。

ダムサイトには東西系、南北系の破砕帯が卓越しており、そのうち、特にダム軸と緩い角度で交差する南北系の F-B およびダム軸と直交する東西系の F-F 破砕帯が比較的顕著であるが、ダム築造上問題となるような地質構造線などは認められない。

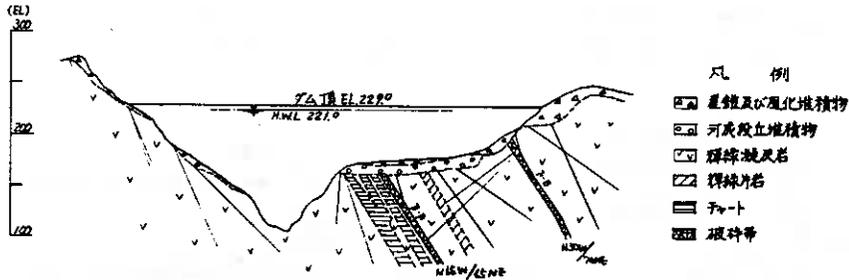


図-2 ダムセンター地質断面図

3. 築堤材料と設計物性値

(1) 土質コア材料

材料調査の段階でダム付近には単独で利用できる速水を目的とするコア材料が、質量とも期待できないと判断されたので、ストックヤードを設け、次に示す細粗両材料を混合して使用することにした。

(a) ダム右岸混合材料

ダムサイト右岸段丘台地に分布する風化輝緑凝灰岩礫混りの崖錐粘土を細粒材とし、ダム地点上流約 2 km の静内川左岸の 180 m 台地に分布する風化頁岩を粗粒材とし、重量比で約 1 : 3 に混合した材料である。

(b) 第 2 部落混合材料

ダムサイト上流約 3.5 km の静内川右岸の第 2 部落（旧開拓部落）に分布する風化頁岩礫混りの崖錐粘土を細粒材とし、上記の 180 m 台地の頁岩を粗粒材とし重量比で約 1 : 1 に混合した材料である。

これらの二種の混合材の一連の室内試験の概要は、表-1~2 に示すとおりであり、この結果に基づいてコア材の設計値を次のように定めた。

(a) 密度

設計用試料の室内締固め試験の結果、ダム右岸混合材料では 3 E cjis のエネルギーで $\rho_{dmax} = 2190 \text{ t/m}^3$ 、 $\omega_{opt} = 8.3\%$ 、第 2 部落混合材料では 2 E cjis のエネルギーで $\rho_{dmax} = 2074 \text{ t/m}^3$ 、 $\omega_{opt} = 10.3\%$ 得ている。

盛立にあたっては、95% ρ_{dmax} 程度の締固め度は予想されたが、設計値としては、余裕を見込んで（91~92%） ρ_{max} のに相当する ρ_d である 200 t/m^3 および 190 t/m^3 を用い含水比についてはほぼ最適含水比を用いている。

(b) せん断強度

非圧密・非排水条件の大型三軸圧縮試験（最大粒径 63.5 mm，モールド径 30 cm，モールド高さ 70 cm）によると、ダム右岸混合材料では $C = 0.7 \sim 1.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 31^\circ 0' 0'' \sim 31^\circ 3' 0''$ であり、第 2 部落混合材料では $C = 0.53 \sim 0.62 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 33^\circ 4' 1'' \sim 34^\circ 1' 3''$ である。

せん断強度の設計値としては、余裕を見込んで $C = 0$ とするとともに、施工上、湿潤側になった時の ϕ の低下をみこんで $\phi = 30^\circ$ とした。

なお、中央速水壁型の場合、コア部の C および ϕ の設計値はダム全体の安定にはほとんど影響しないので小めの値を採用しておく方が無難である。

(c) 透水係数

コア部は遮水性を保持するものであるため、透水係数が最も重要な設計値である。

ダム右岸混合材料については、施工予定含水比の 3 E cjis での $\omega_{opt} + 0.5\% \sim 2.5\%$ の範囲で $1.7 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ 以下、第 2 部落混合材料については、施工予定含水比の範囲の 2 E cjis での $\omega_{opt} + 0\% \sim 2.0\%$ の範囲で $2.1 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ である。

しかるに、透水係数については①室内試験のランマーと現場での大型機械とのエネルギーの相違、②突固め曲線のバラツキ、③施工における粗粒分混入率や最大径のバラツキなどを考慮し、設計値としては余裕を見込んで 10^{-5} cm/sec とした。

(2) フィルター材料

フィルター材は、コア材の細粒子の流出を防ぎ同時に浸透した水を十分に流下させる排水機能を確保するために配置するものであるが、材料はダム下流に新設した砂防ダムに堆積する堅硬な砂礫を使用することとしたが、その物理特性は表-3に示すとおりである。

フィルター材の締固め密度は、コア材と同じ大型モールドにより最大粒径 63.5mm 以下の材料について 0.25 E cjis 程度の締固めエネルギーで得られる $\rho_d = 2.07 \text{ t/m}^3$ を採用した。

この密度に対応する内部摩擦角は、最小でも 4.0° 以上が得られたが、その設計値としては余裕を見込んで 4.0° を採用し、粘着成分はコア材と同様無視した。

また、透水係数は、試験値が 10^{-2} オーダであるので自由排水と考えた。

(3) ロック材料

ロック材料は、ダムサイト上流約 4.5 km に位置する静内川支流のペンケベツ沢より採取する。

当地域の地質は、中世代白亜紀系の砂岩が卓越し、局所的に同世代の頁岩が分布し

ており、これらのうち風化の影響の少ない材料を使用することにした。

ロック材の締固め密度は、前述の大型モールドにより 1.25 E cjis 程度で得られた $\rho_d = 2.12 \text{ t/m}^3$ を採用した。

ロック材の内部摩擦角は、フィルダムの場合、現行のすべり面法によるとダムの安定に最も寄与するものであり、かつ、ダムの盛立量に与える影響が大きいことから、大型三軸圧縮試験（最大粒径 63.5mm）、大型一面せん断試験（最大粒径 150mm および 63.5mm、載荷面積 $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ ）を実施した。その結果は図-3~4に示すとおりであるが、現場の施工条件に近いと思われる大型一面せん断試験の結果に基づいて粗粒ロック材 4.1° 、細粒ロック材 3.9° と設計値を

表-1 土質コア材の物理試験結果

(m = 平均値)

項目	180m台地		ダム右岸台地材料		第2部落材料	
	粗粒材	細粒材	粗粒材	混合材	粗粒材	混合材
比重	全粒度 - 1.5.9mm	m = 2.714	m = 2.916 m = 2.921	2.745	m = 2.709 m = 2.712	2.730
自然含水比	全粒度 - 1.5.9mm	m = 6.8%	m = 2.11% m = 2.61%	9.2%	m = 15.2%	9.4%
粒分分布	- 5.08mm	m = 8.75%	m = 9.11%	8.40%	m = 9.61%	9.50%
	- 1.5.9mm	m = 4.53%	m = 7.46%	5.70%	m = 7.94%	6.46%
	- 4.76mm	m = 2.08%	m = 5.58%	3.49%	m = 5.21%	3.75%
	- 0.4.2mm	m = 8.4%	m = 3.05%	15.0%	m = 15.9%	15.6%
	- 0.074mm	m = 6.1%	m = 2.24%	10.4%	m = 11.4%	11.7%
コンシステンシー	液性限界	-	m = 66.0%	36.0%	m = 51.6%	34.7%
	塑性限界	-	m = 33.6%	20.1%	m = 29.9%	21.8%
	塑性指数	-	m = 32.4%	15.9%	m = 21.7%	12.9%

表-2 土質コア材の力学試験結果

項目	ダム右岸台地混合材料	第2部落混合材料	
	条件	6.35 mm 3 E cjis	6.35 mm 2 E cjis
締固め	最適含水比	8.3 %	10.3 %
	最大乾燥密度	2.190 g/cm ³	2.074 g/cm ³
透水係数	最小透水係数	$2.6 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	$1.5 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$
	最適含水比時	$1.7 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$	$2.1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$
	最適含水比 + 2% 時	$6.5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$	$2.1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$
	最適含水比 + 2.5% 時	$1.6 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$	-
三軸圧縮試験	含水比	8.3 %	10.3 %
	乾燥密度	2.188 g/cm ³	2.074 g/cm ³
	粘着力	1.2 kg/cm ²	0.53 kg/cm ²
	内部摩擦角	31° 30'	34° 13'
縮水試験	含水比	10.0 %	12.0 %
	乾燥密度	2.110 g/cm ³	1.988 g/cm ³
	粘着力	0.7 kg/cm ²	0.62 kg/cm ²
	内部摩擦角	31° 00'	33° 41'

表-3 フィルター材の物理試験結果

比重	2.798	
粒度分	- 200 mm	100%
	- 100 mm	85.8 ~ 95.6
	- 25.4 mm	4.2 ~ 5.6
	- 9.52 mm	2.9 ~ 2.96
	- 2.0 mm	1.06 ~ 1.42
フィルター材料の15%粒径	> 5	5.0 ~ 10.0
	< 5	0.12 ~ 0.25

定めた。

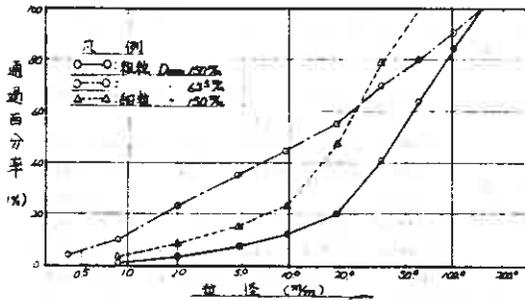


図-3 ロック材試験用材料粒度曲線

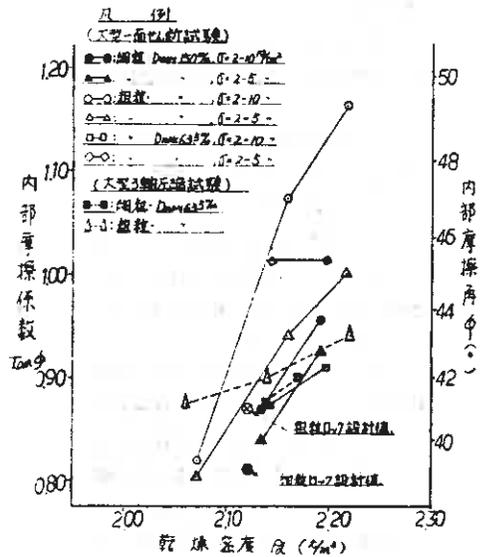


図-4 ロック材大型三軸、一面せん断試験結果

(4) 築堤材料の設計値の確立

これまでに述べたように各材料の設計値は、主として室内試験結果に基づいて決定したが、最終的には、現場盛立試験や実際の堤体の盛立品質管理試験の結果によって修正を加えるべきものである。

ダム安定に係る設計段階での築堤材料の物性値をとりまとめると表-4のとおりである。

表-4 堤体材料設計値一覧

名称	記号	単位	コア材		フィルター	ロック	
			ダム右岸混合材	第2部層混合材		粗粒	中粒
乾燥時	ρ_d	t/m ³	2.00	1.90	2.07	2.12	2.12
密湿潤時	ρ_s	t	2.16	2.09	2.11	2.19	2.17
飽和時	ρ_{sat}	t	2.27	2.21	2.33	2.33	2.32
水中時	ρ_{sub}	t	1.27	1.21	1.33	1.33	1.32
間隙比	e	-	0.37	0.44	0.35	0.27	0.27
強度定数	内部摩擦角	ϕ'	30°~00'	30°~00'	40°~00'	39°~00'	41°~00'
	内部摩擦係数	$\tan \phi'$	0.577	0.577	0.839	0.810	0.869
	粘着力	C'	0	0	0	0	0
比	比重	G_s	2.745	2.730	2.798	2.686	2.682
	透水係数	k	10 ⁻⁵	10 ⁻⁵	自由排水	自由排水	自由排水

4 ダムの安定検討

ダムの安定検討の手法については、建設省ダム構造令、通産省技術基準、および日本大ダム会議ダム設計基準等に準拠して行った。

基本的には、ロックフィルダムの安定検討は、ダム本体と基礎の各々について構造ならびに水理の両面から検討を行わなければならない。すなわち、構造的には、ダム本体の滑動、基礎の変形特性、支圧応力や地耐力の問題、また、水理的にはダムの浸透流速による先掘、パイピングなどの安定性や漏水の量的問題等を検討する必要がある。

以下、高見ダムの安定検討の概要について述べる。なお、計算はダム標準断面の単位幅について行ったものである。

(1) 構造的安定検討

(a) ダムの滑動に対する検討

計算は地震力を考慮しない場合(常時)および地震時に対して行っており、コア部の上流面より下流側の堤体が、滑動力に対して抵抗すると考えて計算し、表-5に示すとおりそれぞれ3.12、1.93の安全率を得ており、特に支圧はない。

(b) ダムの支圧に対する安定検討

コアの天端直下のダム底位置について検討し、地震時で326 t/m²の値を得ているが、コア部基礎は堅硬な岩盤

(電研分類でC_H級)であるのでこの支圧に対して十分耐え得る基礎である。

(c) ダム上下流の斜面安定

ダム斜面の安定検討は円弧すべり面法によって行うが、検討ケースのうち満水時、満水地震時、水位降下時、施工完了時の結果について表-5に示すが、いずれも所定の安全率1.2を確保している。

また、平面すべり図法(無限長大斜面法)と円弧すべり図法によって行った最小安全率を比較すると、表-6に示すように、平面すべり図法がやや小さめの安全率を与えている。このことからみて、一般に、当ダムのような中央遮水壁型の場合には、簡便的な常時満水地震時の平面すべり面法でかなりの確度で安全検討を行うことができることを示唆しているものと考えられる。

(d) 基礎の安全検討

フィルダムの基礎は、この上に築造されるダム材料より良好なものであるので、特に安定計算を行わないが、詳細は(4)で後述する。

表-5 ダムの安全検討結果

計算ケース	計算条件	地震力を考慮しない場合	地震力を考慮する場合
滑動に対する安全率	せん断に対する安全率 設計洪水時 EL227.5	3.12	1.93
支圧に対する安全率	最大圧縮応力 設計洪水時 EL227.5	30.97 (t/m ²)	32.62 (t/m ²)
上流のり面の安定	すべり円の安全率 常時満水時 EL223 水位降下時	2.24 1.81	1.22 1.35
下流のり面の安定	すべり円の安全率 常時満水時 EL223 施工完了時	1.72 1.72	1.23 1.44

表-6 斜面最小安全率

項目	円弧すべり面法の計算値	平面すべり面法の計算値
上流のり面の安全率	1.22	1.21
下流のり面の安全率	1.23	1.21

(注) 何れも地震時 Kh = 0.15

(2) 水理的安定検討

当ダムの内部を構成するコア部の係数は、フィルター部およびロック部と比較して10²cm/sec以上の差があることから、ダム全体を通過する水はコア部を通過する量によって決定される。

コア部を通過する浸透流量および浸透流速の計算は、定常二次元浸透流場においてダルシーの法則が成り立ち、流体が非圧縮性であると仮定し、四角形要素分割の有限要素法により行った。

満水時の計算結果を図-5に示すが、ダム全体の浸透流量 Q = 308 ℓ/sec となり、この程度の漏水量では、貯水池の機能に全く影響を生じない。

また、有限要素法解析で得られる最大流速は 3.1 × 10⁻⁴ cm/sec であるが、これと空隙部分の流れる実流速の間下記の関係式により、実流速を求めると 16.1 × 10⁻⁴ cm/sec となる。

$$\text{実流速 } v_{\max} = \frac{\text{平均流速 } vD}{\text{面積空隙率 } \beta} \quad \text{ここで} \quad \beta = 1 - (1 - n)^{\frac{2}{3}}$$

n : 体積空隙率

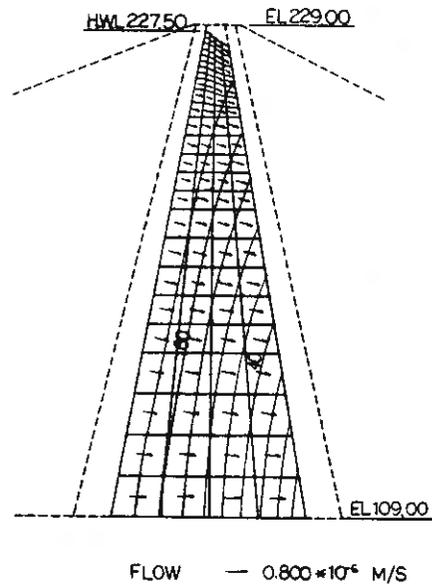


図-5 浸透流解析結果図(満水時の場合)

一方、J・D・Justin の堤唱する式によると1μの粘土粒子が流掃されない限界流速 v_{cr} は 1.7 × 10⁻¹ cm/sec であり、上記の実流速は、これに比べて著しく小さくパイピングに対して十分安全といえる。

(3) ダム着岩部の安定検討

高見ダムコア部の地形の特色は、図-1~2に示すように急峻な勾配であることと、右岸斜面に急変する隅角部があることがあげられる。

急勾配の地形においては、着岩部近傍のコアにせん断変形を生じ、自癒作用が不足する材料であれば、着岩部をとおして透水圧による漏水を促すおそれがある。

したがって、着岩部近傍のコア材料に要求される条件としては、①変形に対して柔軟性があり、せん断変形が生じても強度が極端に低下しない材料であること、②せん断ひずみを生じた後の遮水性の低下しない材料であることなどがあ

げられる。

これらの条件を満足する材料として、自然含水比が高く、粘性に富み、かつ、透水性の高い材料である必要がある。そこで、せん断変形を生じる領域と考えられる着岩面から2~3m区間に図-6に示す着岩部コア材として着岩面にコンタクトクレイ、その内側にコンタクトコアを配置している。当ダムの着岩部コア材の種類と性質の概要は、以下に述べるとおりである。

(a) コンタクトクレイ

材料は、洪水吐右岸斜面の表層に分布する風化凝灰岩の細礫混りの崖維粘土である。その粒度は、最大粒径が63.5mm以下で、0.074mm以下の含有率が25%以上であり、自然含水比が30%前後の材料である。

締固め特性は、1 E cjis のエネルギーで ρ_{dmax} が1.5 t/m³程度、 ω_{opt} が27%程度であり、自然含水比は3%程度 ω_{opt} より湿潤側である。

また、ねじりせん断透水試験(内径6.3cm,外径17cm,高さ2.0cm×2)を回転によるねじり角度90°(せん断ひずみ値としては約250%)の範囲で行ったが、せん断前後の透水係数は10⁻⁸オーダーでほとんど変化せず、むしろ、若干小さくなる傾向を示している。このことは、圧密した状態で大きなせん断ひずみを受けても、材料の容積は収縮の方向にあり、透水性の劣化を生じないことを示している。

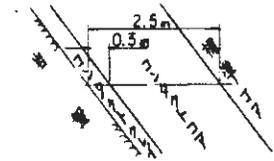
なお、せん断強度は内部摩擦角3°、粘着力1 t/m²程度である。

(b) コンタクトコア

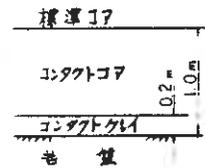
材料は標準コアの第2部落混合材の細粒材を対象とし、そのうち、最大粒径が63.5mm以下で、粒径0.074mm以下の含有率が12%以上、自然含水比が14%程度の材料を用いることとした。

締固め特性は1 E cjis のエネルギーで ρ_{dmax} が1.96 t/m³程度、 ω_{opt} が13%程度であり、自然含水比は1%程度 ω_{opt} より湿潤側である。

また、透水係数は10⁻⁷オーダーで、内部摩擦角30°、粘着力0.5 t/m²程度である。



(a) 傾斜部



(b) 水平部

図-6 着岩部コア標準配置

次に、ダム右岸斜面の隅角部においては、コア内部に生じるひずみ分布のアンバランスが堤体に支障を及ぼすおそれがあるので、有限要素法による数値解析を行った。

数値解析に用いた物性値は、表-7に示すもので、解析における基本条件は次のとおりとする。

- ① 土は非線型弾性体として扱うが外力の微小変化に対しては弾性体とみなす。
- ② 変形係数は応力及び歪の関数として表示し得るものとみなす。
- ③ 各要素間はピン結合とし、解析モデルの直角方向には無限であり、面外歪は発しないものと仮定し、平面歪問題として処理する。
- ④ フィルダム築造の実施工程に即した逐次盛立解析を行う。

着岩部のゾーン区分図は図-7に示すとおりであるが、解析結果によると、当初懸念された右岸段丘部での応力の乱れは認められなかったが、同図に示す着目要素でのストレスパス(図-8参照)を見ると隅角部にコンタクトコアを配置した方が応力が小さく安定した状態にあることから、隅角部にコンタクトコアを配置する設計とした。

表-7 各ゾーンの物性諸元

ゾ ーン	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (°)	ν		\bar{B}	E_0 (t/m ²)	A_1	A_2	B_1	B_2
				ν_0	ν						
スタンダードコア	2.24	5.0	34.0	0.40	0.35	0.26	2600	9.2740	0.4307	0.5716	-0.0669
コンタクトコア	2.21	5.0	32.0	0.45	0.40	0.30	1500	19.5682	0.0653	1.0311	-0.2005
コンタクトクレイ	1.55	3.0	30	0.45	0.45		100	100	0	1.0	0

*1 実験値であり、円弧すべり解析の値とは異なる。

*2 ν_0 は初期値、 ν は築造中に使用

*3 $\sigma_3 = 10$ t/m², $\epsilon = 1.0$ で定めた初期変形係数

*4 三軸試験の結果を平均化した応力-歪曲線より求めた接線係数の係数を示す。

$$E = A \epsilon^B, \quad A = A_1 \sigma_3^{A_2}, \quad B = B_1 \sigma_3^{B_2} - 1$$

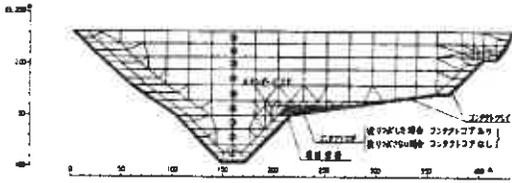


図-7 F・E・Mに用いたゾーン区分図

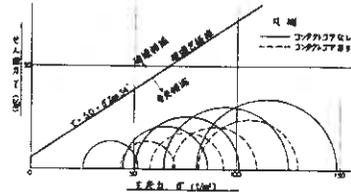


図-8 右岸台地偶部における主応力～せん断応力の関係

(4) ダム基礎処理

(a) 基礎の掘削

フィルダムの場合、コア部の基礎とフィルター部、ロック部の基礎では必要条件が異なり、基礎の掘削については分離して考える必要がある。

コア部は、遮水性が重視されることから、岩盤の不透性に重点をおき、セメントグラウチングによって改良できる領域まで掘削することとした。この領域は、電力中央研究所地質分類記号によるとCm級岩盤に相当する。

フィルター部は、コア材のフィルトレーションを主目的とするものであるから、コア部より若干水理的安定性は劣ってもよいと考えCm～C_β級岩盤とした。

ロック部は、ダムの構造的安定を確保するためのものであり、水理的要因よりも支持力、せん断強度等の力学的点が重要であり、ロック材とはほぼ同等の力学的性質であるD級岩盤とした。

一方、当ダムには、河床堆積物や右岸標高175m付近に発達する右岸段丘地に崖錐や河成段丘堆積物等の未固結堆積物が存在するが、その存在する位置や応力拘束条件などを考慮してロック部基礎として残存させた部分がある。

河床堆積物は、最大厚さが10m程度であり、表層1～2mはやや礫径が小さいが、それ以下は大礫となっており、シルト・粘土分が2%以下で礫分(+2mm)が80%以上含み、きれいな礫材料であり、乾燥密度 $\rho_d = 2.30 \text{ t/m}^3$ 以上、せん断強度 $\phi = 41^\circ$ 以上であり、当ダムのロック材の設計値である $\rho_d = 2.12 \text{ t/m}^3$ 、 $\phi = 39^\circ \sim 41^\circ$ と比較しても十分締固っており、かつ、十分な強度を有する材料といえる。また、平盤載荷試験によるとはほぼダムの最大載荷重に相当する 250 t/m^2 を加えた時の沈下量は3cm程度で降伏値は認められなかった。

なお、透水係数についても $10^{-2} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ オーダーであり、十分な排水機能を有している。したがって、ロックフィルダムの基礎として、河床堆積物は十分利用できるものと判断されたので、新鮮な砂礫が現われるまで表層を除去し、13.5t振動ローラを用いて基層の転圧を十分行い、本格的な盛立を開始した。

右岸段丘地の基礎岩盤の上位にある厚さおよそ10m程度の河成段丘堆積とその上位にある厚さ10～20mの崖錐堆積物は、おおむね除去することとしたが、直接水圧の加わらないダム下流面において、次の土性の部分について残存することとした。

(i) 河成段丘堆積物については、シルト・粘土分が5%以下、礫分が70%以上、乾燥密度が 2.14 t/m^3 以上、透水係数が 10^{-3} cm/sec オーダーで、かつ、当該部分のダム載荷重に相当する 100 t/m^2 の荷重で沈下量が0.8cm以下で、その2倍の荷重で降伏しない材料を残存する。

(ii) 崖錐堆積物は、シルト・粘土分が9%以下、礫分が70%以上、乾燥密度が1.89以上、透水係数が 10^{-3} cm/sec オーダーで、かつ、当該部分のダム載荷重に相当する 50 t/m^2 で沈下量が0.5cm以下で、その2倍の荷重で降伏しない材料を残存する。

(b) 基礎グラウチング

フィルダムのコア部のグラウチングの規模は、アーチ式や重力式コンクリートダムと比較してダム敷の作用荷重面積が広範囲に広がるため基礎に作用する支圧応力が小さいことやダムサイトの基礎の地質や透水性を勘案して検討を行う必要があると思われる。

当ダムのダム軸に沿って実施した透水試験に基づいた透水量分布図は、図-9に示すとおりである。この図からルジオン値の傾向についてみると、河床部では、ほとんどが3ルジオン以下で、左右岸とも標高が高くなるにつれて透水性が大きくなり、地表付近では10ルジオンを越えている部分があるが、地表から2.5m以深では3ルジオン以下となっており、フィルダムとしては良好な岩盤といえる。

これらのことを考慮に入れてグラウチングは、破砕帯、シームジョイントおよび掘削によるゆるみ領域を改良するため、表層1.5～3mの深さの表層処理グラウチングを行うとともに、ダム軸全線に設ける監査廊からカーテンググラウチングとブランケットグラウチングを兼ねたコンソリデーショングラウチングを実施する。

カーテンググラウチングの改良ルジオン値は2～3ルジオンを目標としており、改良深さは1.5mからダム高さの $\frac{1}{2}$

までの範囲、施工間隔は1.5 m～2.5 mと考えているが、施工実績を踏えて適宜修正を加えていく。また、カーテングラウチングの開始時期は、盛立てたコアの養生を考えるとともに、盛立材料の荷重によって注入効果を上げることが出来るようにコア盛土が20 m先行してから実施することになっている。

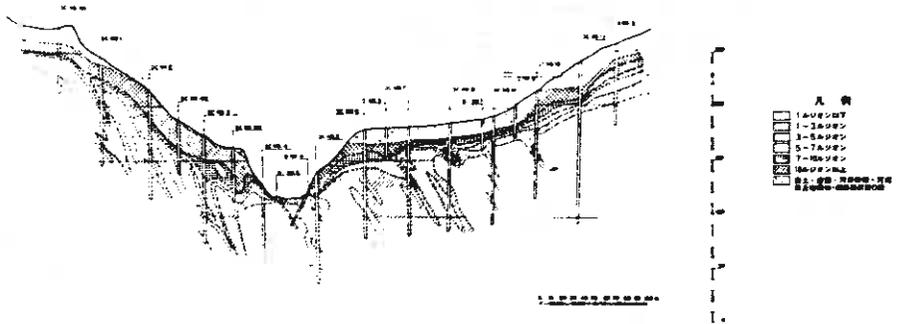


図-9 透水量分布図(ダムセンター)

5. 築堤材料の品質管理

1) コア材の転圧機種種の選定と現場転圧試験

コア材の設計値は、室内試験によって得られた試験値をもとに決定したが、室内試験と各種大型締め固め機械による実稼施工との相関を求め、品質管理基準を決定するために現場転圧試験を実施した。

転圧機械は、振動ローラ135 t (A B G社, S A W 185), 振動ローラ8 t (B O M A G社, B W 200), タンピングローラ30 t (キ ャ タ ビ ラ 三 菱 社 8 2 5 C) とした。

転圧試験の結果の一部を図-10, 11に示すが、これらの結果からみて各転圧機械の締め固め特性を示すと次のとおりになる。

タンピングローラ30 tは、粒子の破碎効果や細粒材とのかみ合せは他の機種よりやや優れているが、レキ分の干渉等により転圧回数を増加させても、両混合材料とも室内試験の1 E c j i s 程度に相当する密度しか得られない。振動ローラ8 tは、両混合材料ともまき出し厚さ30 cm、転圧回数6回で室内試験の2 E c j i s に相当する密度が得られる。なお、3 E c j i s に相当するエネルギーに増加させるためには、まき出し厚さ20 cm、転圧回数6回程度にしなければならない。

振動ローラ135 tは、まき出し厚さ30 cm、転圧回数6回で、右岸混合材料については3 E c j i s より若干小さ目、第2部落混合材料では2 E c j i s 程度に相当する密度が得られる。

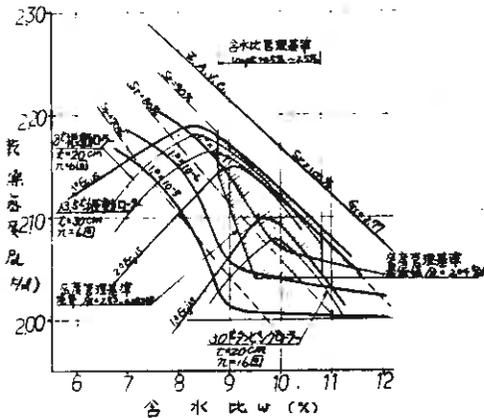


図-10 ダム右岸混合材品質管理基準図

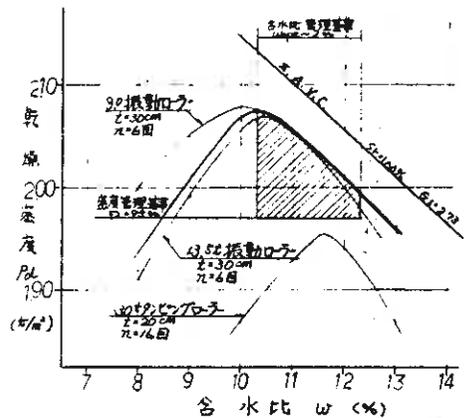


図-11 第2部落混合材品質管理基準図

以上の結果からみて、盛立材料が相当粗い材料であることから締め固めエネルギーが大きい機械が必要であること、ロック材の転圧にも汎用できることなどからコア材の転圧機械としては、振動ローラを採用することとした。

また、現場転圧試験に基づく転圧施工基準は表-8のとおりとする。

表-8 コア材転圧施工基準

転圧機種	転圧条件	ダム右岸混合材料	第2部落混合材料
振動ローラ	まき出し厚	30cm以下	30cm以下
	1.35t 転圧回数	6回以上	6回以上
振動ローラ	まき出し厚	20cm以下	30cm以下
	8t 転圧回数	6回以上	6回以上

(2) コア材の品質管理基準

室内試験および現場転圧試験に基づいて設計値を確保するための品質管理基準を次のとおり定めた。

(a) 粒度の管理基準値

土質コア材が透水性を保持するためには、0.074mm以下の含有率が最低でも8%以上必要であるといわれており安全をみて10%を管理目標としてストックパイルする。さらに、礫分が多くなって透水性が不安定にならないように粗粒側の限界値を決めた。

(b) 含水比の管理基準値は、乾燥側は所要の透水係数を確保できるように、湿潤側はローラの締めめ効果、材料の圧縮性および施工性などを考慮して決めたもので、ダム右岸混合材料では、3Eejisの $\omega_{opt} + 0.5\% \sim +2.5\%$ 、第2部落混合材料では、2Eejisの $\omega_{opt} \sim 2\%$ とした。

(c) 締めめ密度の管理基準値

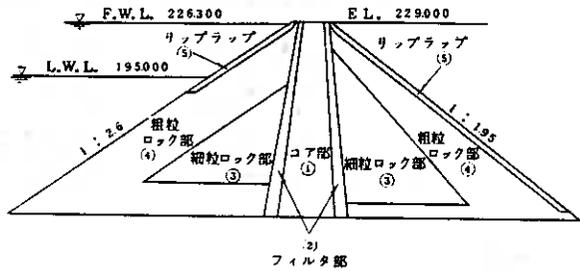
締めめ密度の規定としては、フィルダムの場合、最大乾燥密度 ρ_{dmax} の95%以上とすることが多い。

第2部落混合材料では、施工許容含水比の $\omega_{opt} \sim \omega_{opt} + 2\%$ で95%締固度は確保できらうえ、その範囲内で透水係数はもとより、内部摩擦角についても前述の設計値は確保できる。

また、ダム右岸混合材料では、施工許容含水比内で湿潤側において95%締固め度を若干割るが、図-10に示すように室内試験の透水係数 10^{-6} cm/sec を確保できるように、含水比に応じて乾燥密度の規制値を変化させるようにしたものである。なお、施工含水比の範囲の最も

湿潤側で乾燥密度が最も小さい場合の圧密非排水試験の結果、設計値 $\phi = 30^\circ$ は確保できることを確認している。以上の検討に基づいて定めた品質管理基準値を表-9に示す。

表-9 築堤材料の品質管理基準



1) コア材①

項目	ダム右岸混合材料	第2部落混合材料
盛立標高	EL150m付近まで	EL150m付近以上
粒度	粒径	粒径
	通過率	通過率
	0.074mm以下	10%以上
	20mm	20%
	15.9mm	45%
63.5mm	70%	
150mm	100%	
基準締固エネルギー	3.0 Eejis (16.8kg/cm ²)	2.0 Eejis (1.2kg/cm ²)
締固め試料	6.35mm以下の試料	6.35mm以下の試料
含水比	$\omega_{opt} + 0.5\% \sim 2.5\%$	$\omega_{opt} + 0 \sim 2\%$
締固め度	$r_d = 283 - 0.083w$ ただし、 $r_d \geq 204 \text{ t/m}^3$	$r_{dmax} \times 95\%$ 以上

ここに ω_{opt} : 最適含水比 (%)
 W : 施工含水比 (%)
 r_{dmax} : 最大乾燥密度 (t/m^3)
 r_d : 乾燥密度 (t/m^3)
 試験器具: モールド 内径30cm
 高さ35.4cm
 ランマ 重量20kg
 落下高57cm

(2) フィルタ材②

項目	粒径	通過百分率
粒度	0.074mm以下	5%以下
	0.25mm	5%
	200mm	15%
	300.00mm	100%
	2%以上の粒度曲線はコア材の粒度曲線にほぼ平行なものとする。	
比重	乾燥比重	2.70以上
吸水率		3%以下

- フィルタ材料の15%粒径
- (a) $\frac{\text{フィルタで保護される材料の15\%粒径}}{\text{フィルタ材料の15\%粒径}} > 5$
- (b) $\frac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}}{\text{フィルタで保護される材料の85\%粒径}} < 5$
- (c) フィルタで保護される材料が粗粒材を含むので、粒径が2.5mm以下の部分について(a)および(b)を適用する。

(3) ロック材③④およびリップラップ材⑤

種別	粒度分布		比重 (乾燥状態)	吸水率
	粒径150%以下通過百分率	均等係数		
③	70%以下	3.0程度	2.60以上	4.0%以下
④	50%	1.0	2.60	3.0%
⑤	20%	-	2.60	2.0%

表-10 フィルターロック標準転圧施工基準

ゾーン	撤出厚	転圧回数	転圧方法
フィルター	40cm以下	4回	D8級ブルドーザ
細粒ロック	1m以下	4回	1.35t振動ローラ
粗粒ロック	1.5m以下	4回	〃

(3) フィルター材およびロック材の品質管理基準

フィルター材料、ロック材料の品質管理基準についても、転圧試験と室内試験との相関より求めているが、詳細は省略する。

なお、これらの材料の標準的な施工法を表-10、品質管理基準を表-9に示す。

(4) ダムの品質管理試験

当ダムの品質管理試験は、粒度、含水比、密度、透水性などについて、土取場、盛立て現場において表-11に示す方法で行い、所定の基準値を満足しているかどうかのチェックを行っている。

当ダムの品質管理の特色は、現場密度測定にあたって試験頻度の増大に伴う測定の効率化をはかるため、RI（放射性同位元素）による測定を行っていることと、コア材として最も重要な性質である透水性を直接チェックするために毎日、自記記録水位計で測定するなど、ダムの品質管理に万全を期している。

表-11 ダム盛立管理試験一覧表

材料	試料採取場所	試験名称	試験方法	試験目的または結果の処理	試験頻度
コ	土取場	含水比	迅速法(電子レンジ)	含水比が管理基準内にあるか否かの事前チェック	1回/4時間
		粒度		転圧前の粒度チェック	1回/日
		比重		比重のチェック	1回/月
ア	ダムサイト	締固め	大型締固め	締固め基準値の定期的チェック	1回/週
		現場密度	R1法	盛立材料の密度チェック	6点/層
		現場含水比	*	盛立材料の含水比チェック	*
材	ダムサイト	現場透水	定水位法	盛立材料の透水性のチェック	1点/日
		粒度		粒度が基準内にあるか否かの判定	1点/日
		比重・吸水率		比重・吸水率のチェック	1点/月
フ	ダムサイト	現場密度	R1法	転圧後の密度のチェック	1点/日
		粒度		粒度が基準内にあるか否かの判定	1点/月
		比重・吸水率		比重・吸水率のチェック	1点/月
ロ	ダムサイト	現場密度	水置法	転圧後の密度チェック	1点/月
		粒度		粒度が基準内にあるか否かの判定	1点/月
		比重・吸水率		比重・吸水率のチェック	1点/月

6. 施工の経過

ダム工事は、昭和53年着工と同時に仮排水路トンネル工事(Q=815m³/s)、工用道路、コンクリートプラント等の仮設備、原石山の表土処理、ダムや洪水吐の切取工事など逐次進捗し、55年3月に静内川の流れを仮排水路に転流して二次締切堤の築造を春先の融雪による洪水前の4月末に終了した。二次締切堤は、布製型枠コンクリート製の表面遮水壁型ロックフィルダムで、実に、2ヶ月弱の間に高さ2.5m、盛立量53,000m³のダムを完成したが、表面遮水としての布製型枠は、迅速性、安全性、経済性の面から今後この種のダムの築造に採用されることが多いと思われる。

ダム本体の盛立は55年6月ロックの盛立より開始し、監査廊工事、表層処理グラウト工事の進捗を待って7月よりコア部の盛立を開始した。

本年度はロックは12月8日、コアは11月7日まで盛立てたが、その実績は図-12に示すとおりで、ダム本体の盛立量は累計133万m³、盛立進捗率26%に達している。

ダム盛立実績図

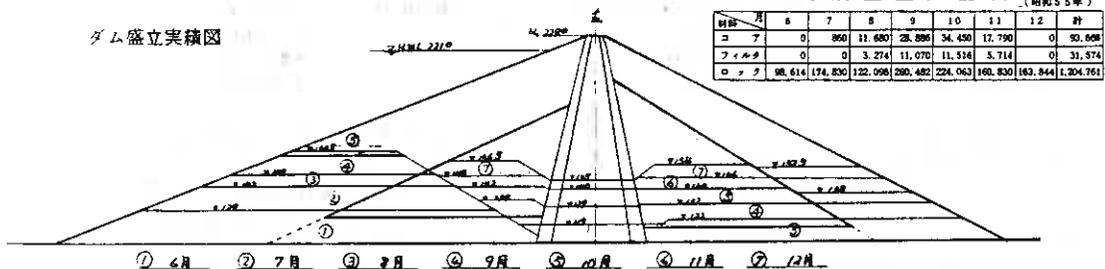


図-12 盛立進捗図

7. あとがき

高見ダムの設計から施工管理に至るまでの地質および土質の諸問題について記述した。近年、大規模ロックフィルダムの経験も次第に積み重ねられ、ダム技術の進捗も著しい。ダムの安全性については、サイトの局所的な状況等により適宜検討を加えていかなければならない面も多いが、本報告がこの種ダムの設計に多少の参考ともなれば幸いである。

なお、動態観測や品質管理の実績等については別の機会に報告したい。

この報告にあたって、電力中央研究所、北海道、当社技術研究所の関係各位の御指導と御協力を頂いた。ここに、あわせて深甚の謝意を表する次第である。

④

高見ダムの堤体保全に伴う地り防止工事

北海道電力㈱

安田 稔

○高橋 耕平

淡路 浩己

1. ま え が き

高見ダムは昭和53年10月着工以来鋭意工事を進めており、昭和55年末の進捗率は50%である。ダム本体、洪水吐、補償林道(G号)等の切取工事は53年着工と同時に開始され、54年はたびたび集中豪雨に見舞われ、特に8月末の豪雨は、181mmに達し、その直後G号林道に亀裂が発生し、洪水吐シュート部山側の斜面に滑落壁など滑動の兆候が表われ、その後も一定した動きを示したため、暫定対策を行うとともに観測および調査を実施した。その調査結果をもとに恒久的な地り防止対策を検討し、施工を完了した。今回その概要について述べる。

2. 地りの発生

(1) 位 置

地りの発生箇所は図-1に示すとおりダム右岸斜面で、地りの滑動方向は、洪水吐シュート部にほぼ直角である。

(2) 規 模

地り規模は、幅70m、長さ200m、面積14,000㎡であり、深さは約30mの細長い船底状を呈している。地り土塊は約20万㎡程度と推定される。

(3) 発 生

a 工事状況

地り部付近の工事状況は、図-1、写真-1に示すとおりであり、ダム右岸側のG号林道工事は54年3月に着手し、54年6月末に着手し、ダム本体、洪水吐の切取りは、53年10月着工以来継続して行なっている。地り発生と同時にその周辺の切取り工事は中断し、洪水吐シュート部の地り区間にかかる部分を覆土し押え盛土とした。一方洪水吐の基礎工は、リバースサーキュレーション工法による杭基礎が採用され、泥水で孔壁の安定を計りながら削孔する現場打ち杭であり、54年8月に着手した。この泥水の逸水についても地りに影響することも考えられるので地り区間にあたる洪水吐の基礎工事を一時中止することにした。写真-1は切取状況を撮影。

b 外的要因

前述したとおりG号林道新設に伴うダム右岸斜面の切取りが行われているほか、洪水吐シュート部の切取りおよびダム右岸台地の切取りが行われており、押え盛土と同様の役割を果していた斜面の土塊が切取られたことが地りを誘発した一因と考えられる。また、異常降雨および地震なども地りの亀裂等が確認された前後に生起しており、地りの誘因と考えられ、表-1にまとめた。なお、地りの兆候が表われた直前の8月27日の集中豪雨は、181mm(6H00'~22H00')にも達しており、昭和41年以降の記録の中で最大級の値である。

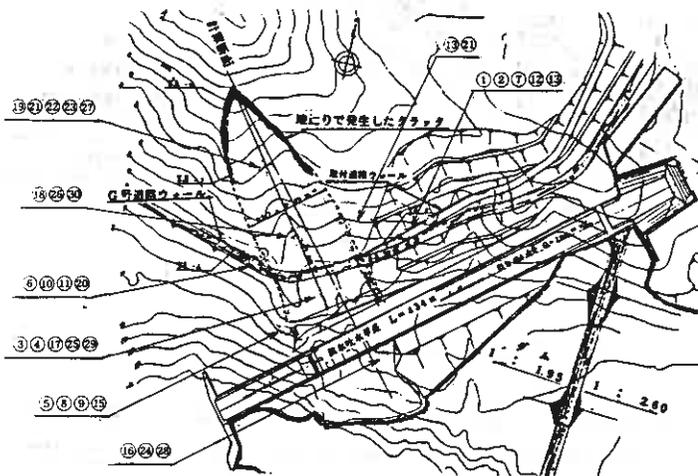


図-1 地り位置図

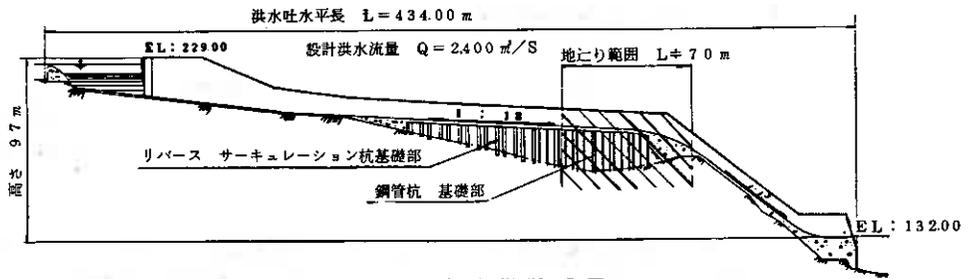


図-2 洪水吐縦断面図



写真-1 洪水吐切取状況（呑口より下流を望む）

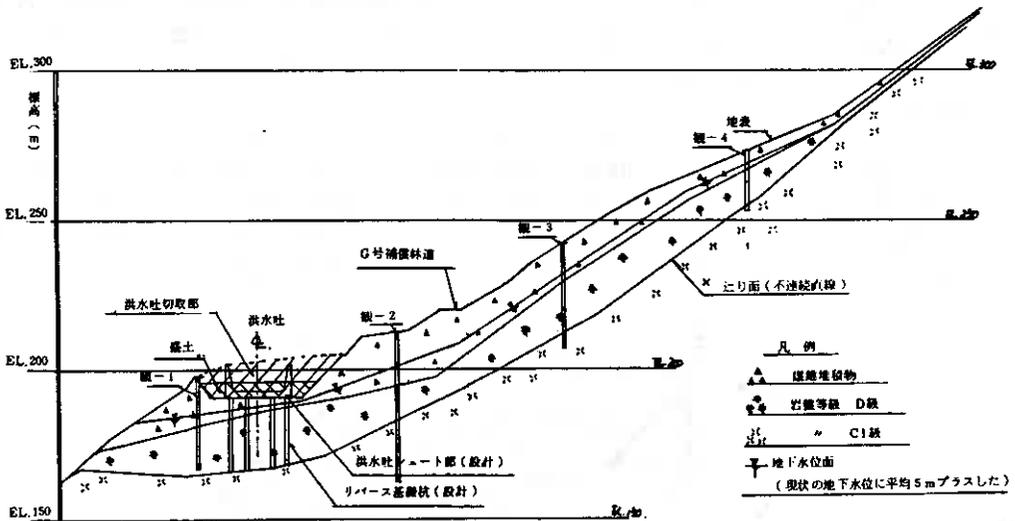


図-3 地入り部標準断面図

3. 地質の状況

地入り斜面を含む洪水吐周辺の地質は、昭和50年以降電力中央研究所地質部の協力で綿密な調査が行われており、特に、地入り部についてはボーリング、試掘横坑により調査を行っていた。

地入り周辺の地層状況は、図-5に示すとおり地表より約15～25mに崖錐が堆積し、その下位は約20～40mの層の風化岩（D級程度）で、それ以深の堅岩部と間に地入り面が存在する。岩種はほとんどが緑色輝緑凝灰岩であり、一部チャート、石灰岩が存在する。また、地入りを誘発するような顕著な破碎帯は周辺に認められない。

4. 観測および調査

地這り発生直後、林道のウォールにクラックが発生し、このクラックやジョイントの変化の測定を開始、順次調査項目を追加して地這りの挙動、規模を把握し防止対策の立案に資することとした。

(1) 地盤変化量

地表に発生するクラック、段差および地下での地層のズレ等を測定するため、地這り発生直後より視準測量をはじめとして各種の観測を実施した。観測項目および測定結果は表-2に示し、観測位置の測点は図-1に示すとおりである。

測定結果のうち水平移動(視準)と地這り記録器(インバー線)の経時的な記録を図-4、5に示す。両者とも同様な傾向であるが、特に、発生直後は急激な変化を示した。しかし図-3に示すとおり洪水吐の切取箇所に押え盛土を行った9月中旬以降は、その1/10程度の日変化となり、さらに54年12月以降冬期に入り地這りの状況は、ほとんど滑動が停止した状態となった。

表-2 観測結果一覧表

(表中の%は図-1に示すとおりである。)

№	観測項目	測点	観測期間	変位値
1	水平移動 (視準)	測点 A	8/29~1/31	変位なし
2		B	"	山側へ 64%移動
3		C	"	川側へ 295 "
4		D	"	" 85 "
5		E	"	" 135 "
6	高低差 (水準)	水準測量 A	9/15~10/17	+ 2%
7		B	" ~1/31	- 58 "
8		C	"	+ 28 "
9	クラックの開き	旧林道クラック	8/29~1/31	+ 369 "
10		G号道路ウォールクラック	"	+ 70 "
11	ジョイント の開き	G号道路ウォールジョイント	8/29~1/31	+ 212 "
12		取付道路 "	"	+ 52 "
13	地這り記録器 (インバー線)	I ₁		山-川側で76%(12.6)
14		I ₂	9/2~1/31	上-下流 107 "(%)
15		I ₃	"	" 113 "(%)
16	傾斜計	観 - 1		傾斜方向 傾斜角
17		2		N40°59'E 1.06%/day
18		3	10/6~1/31	S8°28'W 2.88%/日
19		4		S11°85'E 7.97%/日
20~23	三点法	三点法 1, 2, 3, 4	10/3~1/31	大きな変化なし
24~27	多層移動量計	観 1, 2	10/3~継続中	地這り面付近に変化あり
		3, 4	10/3~1/31	顕著な傾向はみられない
28	地下水観測井	観 - 1	10/25~継続中	WL -14.00~-13.00
29		2	10/25~1/31	" -19.00~-16.00
30		3	"	" -17.00~-5.00
31		4	"	" -12.00~-9.00

(2) 地下水調査

地這りの重要な誘発要因である地下水の状態については、54年10月より水位測定、垂直検層を行い、水位の変動状況ならびに流動面の位置を調査した。

地下水観測井は4孔であり、その位置を、図-3に示す。降雨量と地下水の関係は図-6に示すとおりであるが、各井とも降雨と地下水位の間には相関が認められ、特に3号観測井は降雨による地下水位の変動は顕著である。これは同井の位置が地這り土塊の中標高に位置し、地形的に集水箇所にあたり、さらに、地質的にみると基岩までの深さが約3.4mで、その上部は崖堆積物もしくは風化岩であり、過去に応力履歴を受けたことにより、透水性の高いものとな

表-1 降雨・地震記録一覧表

	降雨(建設所雨量計)		地震(浦河測候所記録)		
	月-日	降雨量(mm)	月-日	震度	その他有感地震回数(回)
54年 8月	8-27	181	8-23	1	4
			30	1	
			31	1	
9月	9-2	35	9-1	1	14
	5	62	12	1	
	7	12	22	2	
	14	2	30	1, 1	
	16	1			
	18	9			
	27	1			
10月	9-30 ~10-1	103	10-22	2	25
	10-4	41			
	19	175			
	21	12			
	10-24 ~10-25	26			
11月	11-2	13	11-22	1	22
	11	43			
	16	5			
	11-22 ~11-23	107			
	11-25 ~11-26	20			
	11-28 ~11-29	67			
12月			12-14	3	20
			30	4	
55年 1月	1-3 ~1-4	53	1-13	3	24

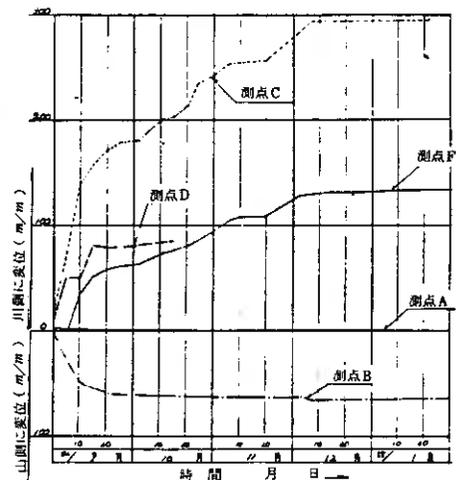


図-4 水平移動量(視準測量)データ
(図中の測点の位置は図-1に示すとおりである。)

っているためであろう。これらのことが、集中豪雨時に付近の地下水位を急激に上昇させ、地這り土塊を移動させる大きな要素になったものと思われる。

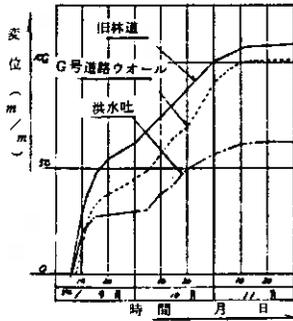


図-5 地這り記録器(インバー線)データ
(図中の測点の位置は図-1に示すとおりである。)

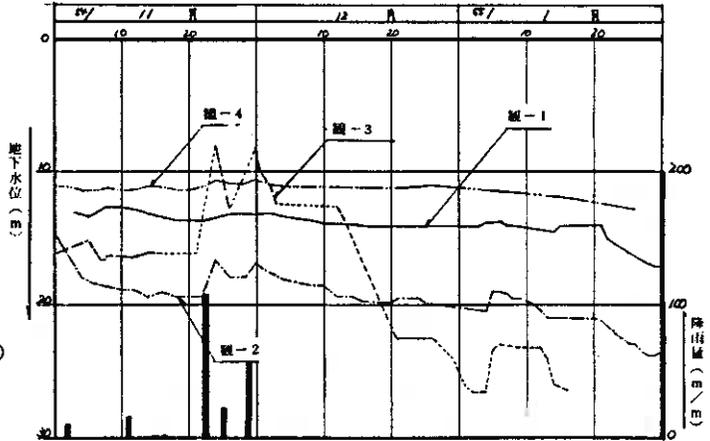


図-6 地下水測定データ
(図中の測点の位置は、図-1に示すとおりである。)

(3) 多層移動量計

a 構造

ワイヤー式多層移動量計は、孔内伸縮計の場合と同様である。すなわち図-7に示すように孔内伸縮計では1本であったワイヤーを複数本として塩ビ管の中におし、各ワイヤーの先端をアンカーの代わりにそれぞれ塩ビ管のソケット部に固定したもので、地這りに伴う塩ビ管の屈曲によって生じた各深度での変化をワイヤーで伝達し、地上の測定器でその変位量を直接読み取れるようにした装置である。

なお、地這り面の測定には、一般にはひずみゲージ式の地這り計が用いられているが、すべり面のひずみ量が累積されて大きくなるとスケールオーバーとなり測定不能となる。すべり面の計測は、切取後の将来も続けることを目標としたため相当大きなひずみ(約2m位)にも追従可能なものとしてワイヤー式多層移動量計を選定した。

すべりが発生した時の移動量計の動きは、図-7に示すとおり、一次すべり面より上部のソケット部、および地上測定装置とも土塊とともに動くため変位量としては表われず、二次すべり面以深の土塊は不動層と同じく固定されているため、すべり面を最大のひずみ面とし、全体にのびた値となる。

b 観測結果と考察

箇所の多層移動量計のうち、観-4の記録を図-8に示す。これを見ると、地這りの発生後、防止対策工事の切取作業にかかるまでの、11月以降2月上旬の期間は、低温期にかかり地下水の変動も少なく、地這りを誘発する要素が少ないため顕著な動きはみられないが、雪融けの始まる3月下旬に地下2.5m付近に大きな変化が表われ4月上旬にさらに大きな伸びを示している。切取作業は4月中旬に完了しており、5月上旬以降の変化は認められない。

多層移動量計の観測結果より、地下2.5mおよび2.5~3.0m付近にすべり面もしくは、それに付随する弱層の存在が推測され、観測井のボーリング結果とよく一致するところである。

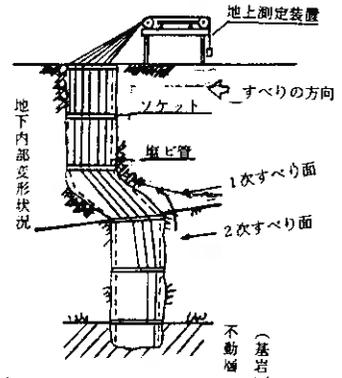


図-7 計測器の地下部中の構造

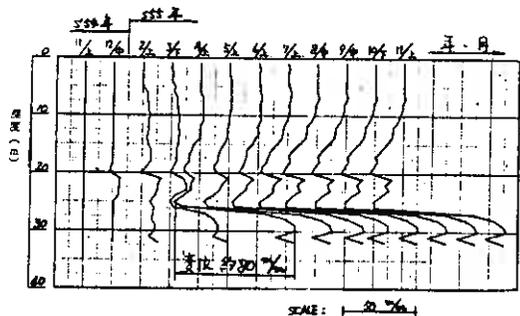


図-8 多層移動量計記録結果 深度(m)

5. 地這り斜面の安定性

地這り防止工事の合理的な計画を立てるため、地這り土塊の安定性を基にして強度物性の逆算を行った。

(1) 安定度

イ) 洪水吐等の切取前の原地形では、ほぼ安全であった。S・F ≈ 1.0

ロ) 洪水吐リバース工箇所を切取った現状では、不安である。S・F < 1.0 と考え、ボーリング等の調査により想定される地盛り土塊のり面強度 (C, φ) を原地形を基に決定し、現状地形でチェックする。

(2) 計算手法

複合り面法により、想定り面の土塊の安定性を求める。この手法は、今回の地盛りのように物性が多層に積み重なり、り面が比較的容易に想定できる場合に有効である。

計算式

$$S \cdot F = \frac{\sum_i N_i \cdot \tan i + \sum_i L_i \cdot C_i}{\sum_i T_i}$$

ここに、Wi : 重量 (t)

Ni : りり力…飽和重量で扱う。
抵抗力…有効重量 "。

Ni : 垂直力 (t)

$$= W_i \cdot \cos$$

i : りり面の内部摩擦角 (°)

Li : りり面長 (m)

Ci : 粘着力 (t/m)

Ti : りり線方向力 (t)

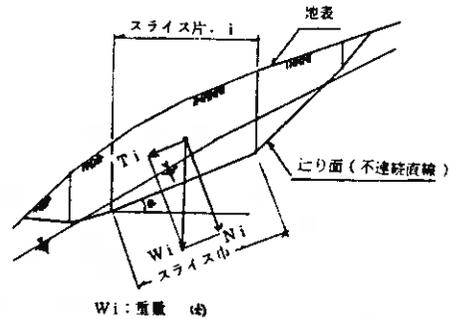


図-9 計算断面模式図

(3) 地盛り斜面の物性値

岩盤については現位置岩盤せん断試験を、またりり粘土、崖錐については室内試験を実施し、物性値を決定した。計算に用いる物性値を表-3に示す。

(4) 計算断面

地表踏査の結果、洪水吐中心線に直角方向でほぼ地盛りの中央になる断面を選んだ。

その位置および断面は、それぞれ図-1, 3に示す。特に、問題となる地下水線は次のとおりとした。

イ) 原地形では、およそ11月初旬の地下水位より5m高く、地表形状になぞられたものとする。

ロ) 現状地形では、11月初旬の地下水位とする。

(5) 計算結果

上記計算によって求められたC, φの関係を図-10に示す。また、次の段階の計算を進めるために、地盛り面のC, φを決定しなければならないが次のことを勘案する。

イ) 既往の調査により、地盛り面の強度の許容範囲はC = 0.6 ~ 5.0

t/m, φ = 19.5° ~ 25.0° 程度であること。

ロ) 地盛り発生前の原地形では、ほぼ安定しており安定度はS・F ≈ 1.0程度であったと推定される。

ハ) 現状では、地盛り土塊が小康状態にあり、斜面の安定度はS・F = 0.9 ~ 1.0の間にあるものと見込めること。これらのことから、斜面の安定度をイ) 原地形ではS・F = 0.989, ロ) 現状ではS・F = 0.950とし、これに対応する地盛り面の強度をC = 4.0 t/m, φ = 22.0°に決定する。

表-3 地盛り斜面物性値一覧表

諸物性値 強度定数	比重	単位体積重量 (t/m³)			強度定数	
		湿潤	飽和	水中	内部摩擦角φ	粘着力C (t/m)
※1 岩盤等級C級	2.95	2.84	2.86	1.86	40	100
" C "	"	2.78	2.79	1.79	35	50
※2 " C "	"	2.65	2.70	1.70	25	30
" D "	"	2.68	2.68	1.68	25	5
※3 " (地盛り粘土部)	"	2.23	2.23	1.23	19.5	0.6
表土崖錐層	2.70	2.01	2.06	1.06	25	2

※1. 地下発電所試験坑内 岩盤せん断試験結果

※2. 洪水吐試験坑内 岩盤せん断試験結果

※3. 洪水吐試験坑内 不攪乱試料採取による力学試験結果

6. 防止工法の検討

(1) 防止工の選択

一般に地じりに対する防止工として、表-4に示すような工法がある。

各防止工のうち積極的な工法である排土工、抑止工（杭打ち試験等）について調査を実施し、各々の長所、短所を検討したところ表-5のとおりであり、排土工を採用した。また、土塊中の浸透水を引水し、地下水位の低下を計るため、排水トンネルを掘削し、その杭内から水抜ボーリング孔を設置し、更に、降雨・融雪水の地表からの浸透防止を計るため表面処理工も同時に行うことにした。

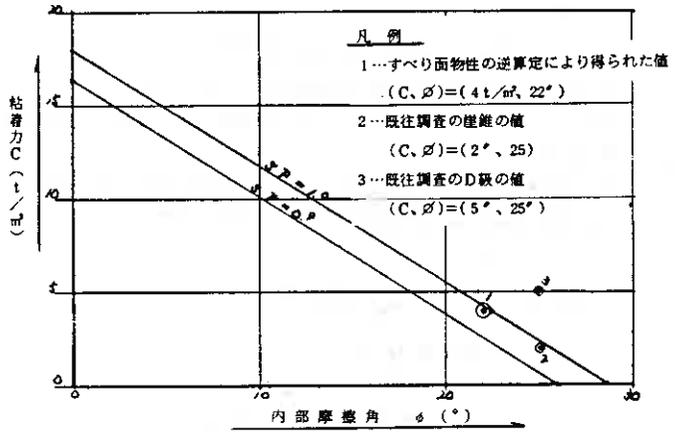


図-10 C~φ関係図

表-4 地じりの防止工一覧表

防止工名	内 容	通 用
排 土 工 (段切り工)	・頭部土塊切取による荷重軽減 ・全体または一部土塊切取	いずれの地じりの形態にも効果的。用地問題の制約がある。
抑 止 工	・鋼管、コンクリート、木杭などによる抵抗力付加 ・バットレス、枠工などによる末端抵抗力付加 ・押え盛土などによる末端抵抗力付加	一般の地じりでは最も効果的。 但し、平均深さ20m以上の場合不適である。
排 水 工	・集水井、ボーリングなどによる地下水排除 ・トンネル、ボーリングなどによる地下水排除 ・表面排水路、暗渠などによる地表水、地下水の排除による間隙水圧の軽減	消極的な工法であるが、誘因となる地下水低下のため最低限必要な方法。
土質改良工	・グラウチング、薬液注入などによる岩盤（土質）改良 ・焼付（乾燥）による土柱改良 ・ロック・ボルトによる岩盤補付け	一般的な防止工ではない。 それぞれ特異な地域に用いられる。
表面処理工	・植生工（芝張りなど）による地表土質改良 ・表面吹付けなどによる地表水、浸透水の排除および風化防止	
浸食防止工	・砂防ダム、床固工、護岸工、水制工他 ・河川付替工他	

表-5 排土工と抑止工の比較

防 止 工 名	長 所	短 所
排 土 工	・地じり土塊を排土することで確実にじり力を減少できる。 ・本工事施工機械等の流用が可能。 ・工期が比較的短くて済む。	・林道通行を停止しなければならない。 ・切り取り法面の維持が必要。
抑 止 工	・構造力学的に取扱うことが可能。 ・施工範囲が狭小である。	・鋼材等の手配に日数を要するほか工費の増大となる。 ・特殊機械が必要。 ・地質の状況により建込み杭となる。

7. 排 土 工

(1) 排土工の設計

排土工は、下記的前提条件に基づいて実施するものとし、以下の安定解析の検討を行う。

イ) 現在までに確認されているクラックを地這り土塊の外部を考え、切取り領域は滑落崖を含むクラックを平面的に包含する。

ロ) 切取法面は、崖斜面を切取るものとする。

ハ) 切取底面は、G号補償林道盤（E L 220.00 m）とする。

安定解析

a 排土断面

排土工の切取りに当っては、地這り土塊全体を除去するのではなく、地這り面の抵抗力を極力減少させず、這り方になる土塊の軽減を計るよう切取り形状を決定した。図-13は、計算に用いた施工図を示す。

b 地下水位

定常的な地下水位は、ボーリング調査の結果、地表下 15.0 m 以下にあること、さらに排水工、表面処理工を施工することを考慮し、D級岩盤線に同じとする。

物性値

各層	物性値	這り方の計算			抵抗力の計算		
		r (t/m ²)	C (t/m ²)	ϕ (°)	r (t/m ²)	C (t/m ²)	ϕ (°)
崖	堆	2.06	4.0	22	1.06	4.0	22
風化岩 (D級程度)		2.68			1.68		

d 計算結果

以上の条件に従って標準断面について計算した結果、排土時の安定率 $S \cdot F = 1.21$ となり、十分安定性が得られることがわかる。

(2) 排土工の断面

安定解析の結果にもとづく排土工の断面は図-13のとおりである。切取の法高・法勾配およびステップ幅等については、国有林野内での工事のため「開発工為を伴う国有林野事業の実施について」の規定を順守して次のとおりとした。

法高 10 m
 法勾配 E L 250 のステップまで 1 : 1.5
 260 のステップ以上 1 : 1.2

(3) 施工

切取作業は、極力融雪期までに終わらせることを目標に 5 月 2 月着手し、5 月までに完了した。施工は、大型ブルドーザによる切土および押土、中型のバックホーによる法面整形、パワーショベルによる積込み、大型 40 t ダンプトラックによる運搬等、大型機械によるスピード施工を目指した。その他、土捨場整地も含めた主要機械の組み合わせを下表に示す。

工事数量は、切取土石が 228,000 m³、岩が 18,000 m³ の計 246,000 m³ であり、施工日数と土工量の関係は図-11 に示すとおりである。

表-6 排土工に用いた機械の組み合わせ

	作業・用途	機種	台数
地這り部	切土・押土	D 8 級 ブルドーザ	3 台
	"	D 6 級 "	1 "
	法面整形	1 m ² ユンボ	1 "
	積込み	2 m ² パワーショベル	2 "
土捨場	運搬	40 t ダンプトラック	8 "
土捨場	押土	D 6 級 ブルドーザ	1 "
	法面整形	0.4 m ² ユンボ	1 "

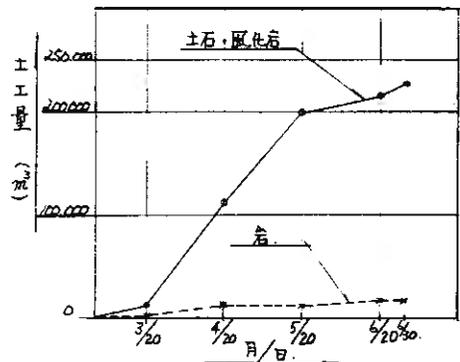


図-11 施工日数～土工量

8. 水抜きトンネルおよび水抜きボーリング

(1) 水抜きトンネル

水抜きトンネルは図-13 に示すように地這り底部に設け、この坑内から水抜きボーリングを実施することとし、トンネルは地這り帯水層を横断するルートとした。トンネル坑口は、施工の安全確保の面から地形および地這り部切取作業と併行して施工するので、切取工事範囲外の旧林道盤に設け、標高を 195.50 m とした。トンネルの勾配は、排水を

考えて1/85とした。また、トンネル断面は上部半円下部短形断面とし、断面寸法は水抜きボーリングおよびトンネル掘削の施行に必要な最少断面とした。

トンネルの諸元は下記のとおりであり、断面は図-12に示すとおりである。なお、トンネルの巻立は地山の状況に応じて側壁巻立と全面巻立の2種類とした。

トンネル諸元	
延長：トンネル総延長	L = 190 m
断面積：掘削断面積	A ₁ = 8.579 m ²
内空断面積	A ₂ = 5.579 m ²
巻厚：	t = 0.30 m
勾配：	i = 1/85

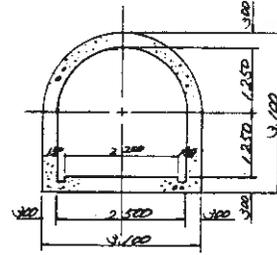


図-12 水抜きトンネル標準断面

(2) 水抜きボーリング

水抜きボーリングは、トンネル坑内から滞水層にむけて1本3.5mとして山側に5本、川側に9本の計14本、延長490m削孔した。ボーリング角度は、山側は6.6°、川側3.0°とした。ボーリング孔には、2吋のSGP鋼管ストレーナー(外径60.5mm、管厚t=3.8mm、l=35.0m)を挿入し、坑内はこれに接続した塩ビ製パイプにより側溝に導水し、坑外へ排水した。

(3) 施 工

トンネルの掘削は、昭和54年12月上旬に着手し、昭和55年2月下旬に完了した。削孔はレッグハンマー2台、坑内屑搬出はドーザーショベル(D55S)1台を使用した。1日当りの平均掘進長は3mである。覆工は順巻きとし、コンクリートは坑口より軌条走行式コンクリートポンプで、最大圧送距離400m、断面当り打設能力4.5m³/hを圧送し、掘削完了後よりコンクリート巻立を行ない5月中旬に完了した。

9. 表面処理工

(1) 設 計

表面処理工は、降雨の浸透および表面風化を防ぐための緑化と、表面水を集水し地回り範囲外に流す排水設備の両者を併せて行う。緑化については、現在、その方法として、紙ムシロ、ムシロおよび吹付けの三種類で越年状況をみながら施工しているところであり、以下、排水設備の設計について記す。

排水設備の設計諸元は下記のとおりで、排水溝は地回り区域内の降雨が均等に縦の排水溝に分割するように考えて集水面積が同じ面積となるよう区画し、配置した。

設計諸元

集水量：Q = 0.2778 × r₁ × 5 × A (ラショナル式による。)

r₁：雨量強度 過去13ヶ年のデータより決定。

r₁ = 37.56 % / h r

f：流出率 f = 0.40

A：集水面積 縦排水溝と横排水溝に囲まれたゾーンの面積

A = 318.75 m²

排水量：縦方向排水管 D = 6.0 % 勾配 i = 1/1.5

横 " " D = 7.5 ~ 28.0 % " i = 1/7.0

粗度係数 n = 0.014

マンシング式による $Q_{out} = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \times A$

故に

Q_{in} = 1.33 ℓ / sec

Q_{out} (縦方向) = 18.1 ℓ / sec > Q_{in}

(横方向) = 1.5 " > Q_{in}

(2) 施 工

ステップE L 260を境界とし、上部の岩盤部と、下部の風化部に分け下表のような組合せとした。

カナドレンは、可換性のメッシュ孔を持ったパイプで、盲排水用とし又FRPはグラスファイバー製の半円パイ

	縦 方 向	横 方 向
E L 260以上	カナドレン D = 6.0 %	カナドレン D = 7.7 %
E L 260以下	F · R · P D = 28.0 %	F · R · P D = 28.0 %

ブで、表面排水用として用いた。布設は切取に併行して行い、6月下旬に完了した。

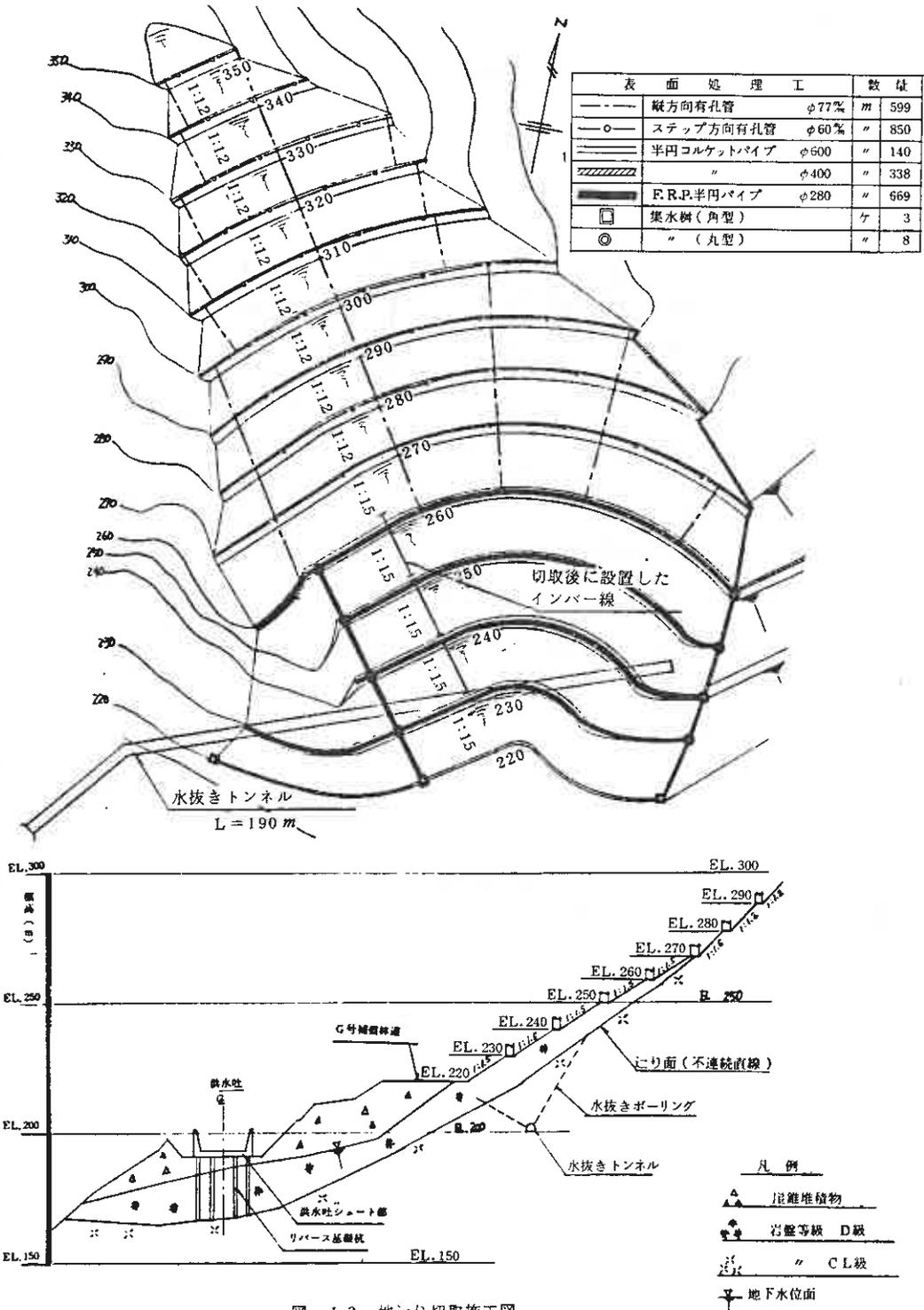


図-13 地切り切取施工図

10. 地這り防止工事終了後の挙動

地這り部の切取・水抜きトンネル・ボーリングの完了，さらに表面排水設備等，地這り防止工事が 月 旬に終了した後も，工事の有効性を確認し，本来の目的である洪水吐シュート部の工事の安全を計るため，計器による観測を続けている。

結果は，図-12に示したとおり，多層移動量計の観測結果からも，工事を終了した5月中旬以降は，地這り土塊に動きは認められない。

又図-13に示すとおり，切取斜面に再設置した地這り記録器(インバー線)の記録でも全く滑動の兆候は認められてない。

更に図-14に示す水抜きトンネル内の湧水量と，地下水観測井観-1の関係より，降雨時に追従してトンネル内の湧水量が増加しているにもかかわらず，地下水位がそれほど上昇せず，地這りを再発する危険性が低下していることが推察される。

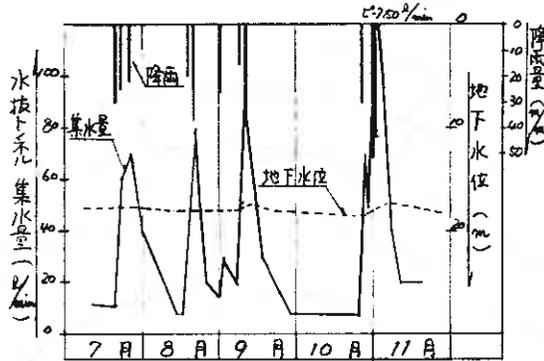


図-14 地下水位～集水量

以上，防止工事終了後7ヶ月を経た現在も観測を続けているが，急激な水位上昇および滑落などの地表変化もみられず，地這りは安定化していると思われる。

11. あとがき

以上高見ダムの堤体保全に伴う地這り防止工事について，発生の経緯・調査の流れおよび防止工事の内容について記述した。幸いにも，防止工事完了後，地這りは安定化し，洪水吐シュート部の工事の再開が可能となり，防止対策は初期の目的を十分に達したものと考えている。

最後に，本工事の遂行にあたっては，電力中央研究所地盤耐震部，地質部をはじめ，日本工営協の関係各位に多大の技術協力を載いた。ここに，深く謝意を表わす次第である。

北海道開発局土木試験所 佐々木晴美

○能登 繁幸

1. ま え が き

泥炭地盤上に道路盛土や河川堤防などの土構造物を築造すると、極めて大きな沈下が発生することはよく知られているが、通常、理論にもとづく沈下の予測値と実測値は一致しない例が多い。その原因として、泥炭地盤の工学的性質の不均一性、サンプリングによる試料の乱れ、圧密試験の適用上の諸問題、沈下予測式の諸仮定に適合しないいくつかの事実などが挙げられ、それぞれについての調査研究がすすめられている。このような状況の中で、著者らは、泥炭地盤における沈下予測の精度の向上は、現在理論的に推定している地盤内応力と実際に生ずる地盤内応力との間の差異がかなり大きいことによつて阻害されているのではないかとの疑問を抱き、これを明らかにするための作業を少しづつではあるが進めてきた。

現在、一般には、道路盛土や河川堤防のような堤状荷重による地盤内応力の計算にはOsterbergの図表が便宜的に用いられているが、その原理となるものは、弾性学的な理論解として知られるBoussinesqの解である。しかし、土は均質な連続弾性体ではないから、その応力とひずみの関係は弾性体の法則にはしたがわれないことが予想され、とくに、その大部分が有機質物質で構成されている泥炭地盤に対して、弾性理論にもとづく現行の地盤内応力推定方法をそのまま適用することは疑問が残るところであつた。

本報告は、これらの問題の解明を意図して、まず地盤内増加応力の算定に際しての問題点を述べるとともに、上載荷重による泥炭地盤内の増加応力に関する実験結果をもとに、時間の経過に伴う地盤内応力の変化、泥炭地盤内応力分布の形状及び理論値と実測値との比較などについて検討を加えたものであり、従来から疑問をもつていたいくつかの点についてある程度明らかとなつた事項を述べるものである。

2. 地盤内応力算定に際しての問題点

泥炭地盤が、理想的な弾性体からは相当その性質を異にすることによる理論値と実測値との差異については、後述の実験結果をもとに検討することとし、ここではその他に地盤内応力算定の際に問題となるいくつかの点について触れる。

(1) 泥炭地盤の工学的性質の異方性・不均一性

泥炭地盤の工学的性質が堆積面方向と深さ方向で異なることはよく知られている。異方性弾性地盤の応力伝播についてはMichellの解やBardenの解があるが、いずれも半無限弾性体としての解法であり、弾性率やポアソン比を用いる点で実用的とはいへなく、現在のところ用いられていない。従つて泥炭地盤内応力の算定に異方性を考慮して行うことはなかつたが、Fröhlichの応力集中係数の考えを応用することによつて異方性の問題に対処できるかも知れない。

一方、泥炭地盤の工学的性質の不均一性については、すでに報告したように一般の粘性土と較べて強度常数・物理常数の分散がやや大きいことが知られている。現行の地盤内応力の算定式のいずれも不均一性を考慮したものはないが、地盤の不均一性の程度が大きいほど推定した地盤内応力の理論値と実測値との差異が大きいためであろうと思われる。これについては、統計確率論的アプローチが必要であろう。

(2) 接触応力の問題

地盤内応力算定のもととなる盛土荷重は、通常、盛土の湿潤密度に盛土高さを乗じたものとしている。この場合、盛土の高さはかなり精度よく得られるが、盛土の密度については過去に報告例もあるように、ある程度のバラツキがあり、従つて、盛土荷重そのものもバラツキがあるものと考えられ、地表にかかる上載荷重は必ずしも一様であるとは限らない。

さらにこれと関連して、地盤表面での接触応力は、一般に載荷構造物と地盤の剛性によつて複雑な性状を示すといわれている。剛性荷重の接触応力については、粘性のある地盤とない地盤に対してKögler - Scheidigが実験的に考察を加えている。

一方、タワミ性荷重と考えられる盛土荷重の接触応力については、著者らの1人がかつて大がかりな実験を行なつて確かめている。その成果の概要は図-1に示すように、盛土による接触応力は、計算による盛土荷重に対して剛性地盤では大、タワミ性地盤では小となる傾向を有することが判明している。

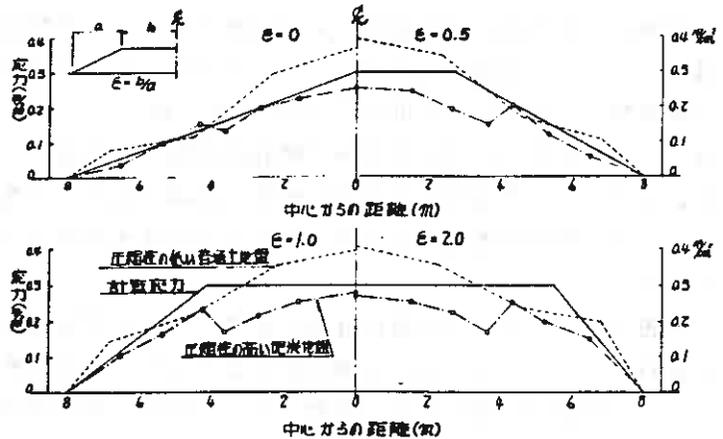


図-1 地盤性状の違いによる接触応力の差

このように接触応力は地盤の剛性度合によつて異なるが、未だ定量的な関係まで見出ししていないため、通常は、計算による盛土荷重をそのまま用いている。

(3) 沈下による地表部の凹み

泥炭地盤は盛土荷重により大きな沈下を生じ、これがため實際上地表部は大きな凹みを呈する。ほとんどの理論解は地表が直線の場合であり、これらの解は地表に凹みがあつてそこに荷重が作用する場合には直接利用することが困難なように思われる。山口らは仮想境界法と呼ばれる一つの数値解法を示しており、凹みの深さ/幅比が3/100、10/100についての解によれば、凹みが大きくなつてもそれほど著しい応力集中は認められず、応力の分散がやや大きくなつている。しかしながら、泥炭地盤では凹みの深さ/幅比が50/100を越える場合や、盛土が地盤にめり込むような形で沈下する場合もあり、これらの場合にも適用できる実用的な計算式が望まれるところである。

3. 実験概要

3-1 実験用試料

実験に用いた試料は、札幌市白石区米里地区の比較的表層部から採取した泥炭で、表-1の自然含水試料の欄に示す物理的性質を有しており、かなり繊維質でかつ粘土鉱物も混入しているものであった。実験に際しては、後述のように1実験あたり0.5 m³もの泥炭を必要とするが、各実験ごとに乱さない均一な試料を得ることはおよそ困難であるとの判断から、採取した泥炭をときほぐし、粘土分やレキ分を取り除いたものを繰り返し用いることとした。供試体の作成にあたっては、これらのときほぐした泥炭を予め所定の密度、含水比となるように計量しておき、厚さ5 cmごとに締固めてゆき、途中各層に土圧計を埋設して最終的に50 cmの厚さとなるように細心の注意を払って作成した。

表-1 試料の物理的性質

	自然含水試料	高含水試料
含水比(%)	186.84	345.02
強熱減量(%)	46.34	
比重	1.900	
湿潤密度(g/cm ³)	0.86	1.34
コン支持力(kg/cm ²)	-	

3-2 実験装置

実験装置の概要は図-2に示すとおりであり、試料箱は100×100×50 cmの鋼製枠で一面のみガラス張りとなつている。内壁は有孔で試料の圧密に伴う脱水を容易に行なえるようにしてある。荷重はアームを通して荷重板へ伝達され、途中、ロードセルで荷重チエツクされるが、水準器でアームを常に水平にし、試料の圧縮による荷重板の偏心が生じないように努力した。荷重板は直径10 cmの鋼製板と幅10 cm×長さ100 cmの木製板を用いている。地盤内応力は、同図に示す位置に土圧計を埋設し、多点自動歪測定器によつて所定の時間ごとに測定した。

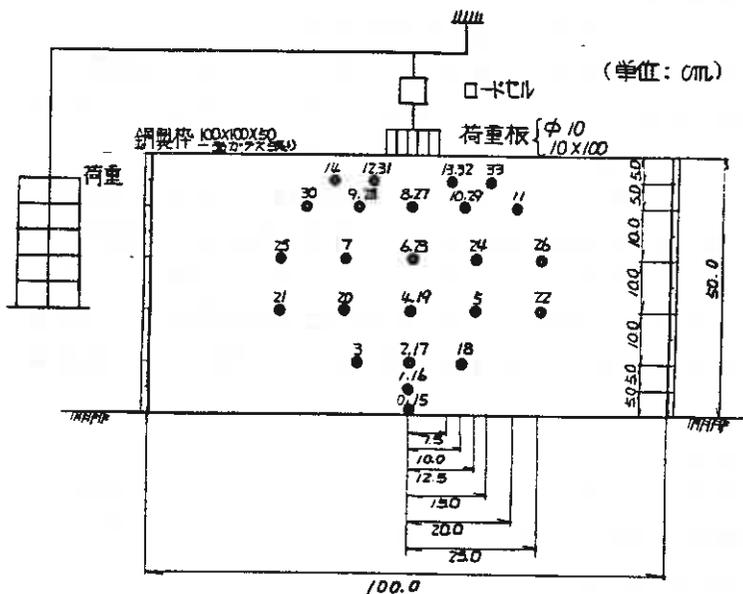


図-2 実験装置概略図

3-3 実験内容

実験の内容は以下のとおりである。

試料：自然含水試料

高含水試料(表-1参照)

荷重形状：

円形等分布荷重
一様帯状荷重

荷重の種類：0.1, 0.2, 0.4, 0.8 Kg/cm²

地盤内応力：

鉛直応力
水平応力

測定時間：標準圧密試験に準じた時間間隔

注：●印は土圧計
0~14は鉛直応力測定用
15~33は水平応力測定用

4. 実験結果にもとづく考察

4-1 地盤内応力の時間的变化

泥炭地盤は極めて圧縮性が高く、盛土荷重により著しい沈下を生じ易い。圧縮前と後では間ゲキ比やせん断強さも変わるなど地盤の工学的性質が変化することが知られているが、Fröhlichの理論によれば地盤の圧縮性が減少するにつれて応力が集中することから地盤内応力値やその分布形状も沈下の進行とともに時間的に増大することが予想される。

図-3は実験結果の1例であり、各時間ごとに測定された鉛直応力 σ_z と表面に作用する単位面積あたり荷重 P_0 の比をプロットしている。自然含水比の試料では、同図a)に示すように、時間経過に伴ない σ_z/P_0 が上昇する傾向にはあつてもその量は微小であり、ほとんど変化がないとしても問題はない。高含水試料では、同図b)に示すように、 σ_z/P_0 が上下したり、上昇あるいは減少を続ける現象が見られるなど比較的変動が大きい傾向にあつたが、全体的にはほぼ初期の値で代表させても大きな誤差を生じない範囲であると判断される。

しかしながら同図には、載荷後24時間での沈下量を基準としたときの各時間ごとの沈下率を併記してあり、沈下の進行とともに応力集中が生ずるとい傾向は見出し難いが、載荷後10秒ほどですでに沈下の半分以上が進行しているということと、後述の図-5及び8に示すように、荷重が大きいものほど荷重軸上での応力値が高い例もあることから、応力集中に影響を及ぼすほどの工学的性質の変化は、載荷後10秒以内に生じている可能性もあり、地盤内応力の時間的变化はないとは断言できない。

以後の考察における地盤内応力の代表値は、いずれの時間での測定値を用いるか迷うところであるが、比較的変動が少なくかつ全体を代表できそうな値として、載荷後1分での測定値を用いることとした。

4-2 円形等分布荷重による地盤内鉛直応力

表面に鉛直方向の円形等分布荷重が加わつたときの任意深さの鉛直方向の地盤内応力 σ_z は、Boussinesqの問題の応力解を積分することによつて求められる。また、Fröhlichは応力が荷重作用点直下に集中するという実験結果に基づいてBoussinesqの式を修正し、応力集中係数 ρ を導入して地盤内応力の近似式を提案しているが、これを円形等分布荷重の場合に適用させ、荷重軸上での鉛直方向の地盤内応力 σ_z を求め

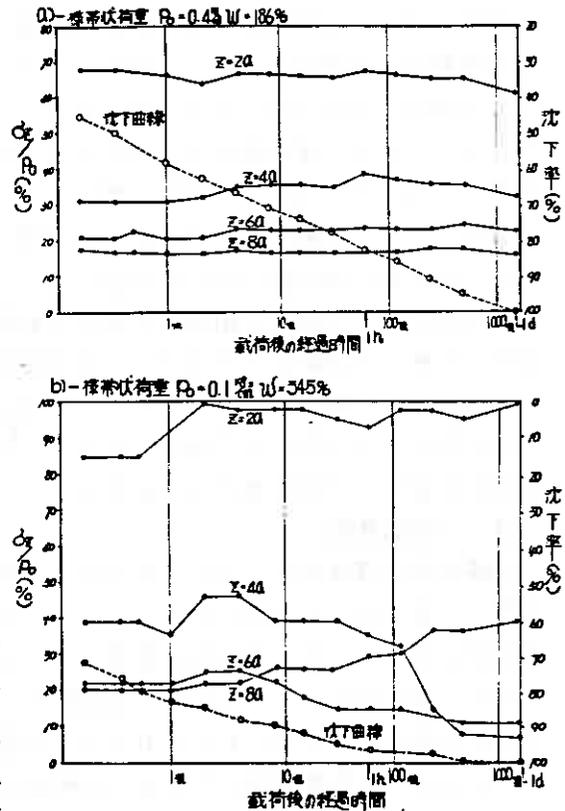


図-3 地盤内応力の時間的变化と沈下率

ると次式のとおりとなる。

$$\sigma_z/P_0 = 1 - \left(\frac{1}{1 + z^2/z^2} \right)^{3/2} \dots (1)$$

この式において ν を 3 とすると Boussinesq の式を積分したものと同一となる。

図-4 は、今回の実験による圧力球根の 1 例であるがほぼ円に近い球根であり、荷重の増加とともにややダ円形となる傾向がみられた。図

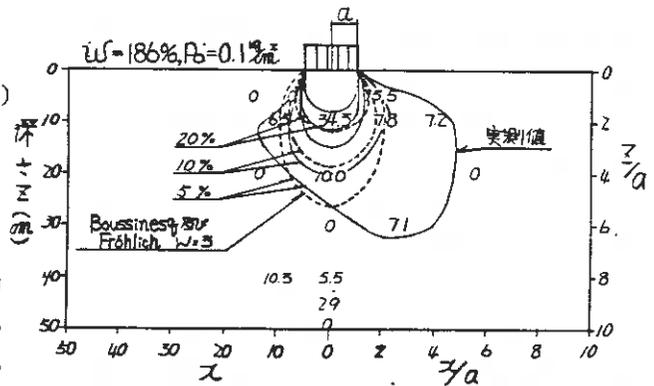


図-4 円形等分布荷重による圧力球根 (σ_z/P_0) の 1 例

5 には、表面からの深さ $2a$ (a は荷重半径で 5 cm) 及び $4a$ における σ_z/P_0 の分布を示し、(1) 式で $\nu=3$ としたときの理論値も併記した。実測データでは、実験装置の精度上、幾分偏心した応力分布となつているものが多く、いずれの荷重の場合でも実測値は理論値よりもはるかに大きい。表-2 には、載荷後 1 分での地表における沈下量を示してあるが、圧縮沈下によつて載荷前に設置した土圧計までの実質深さが減少したとも考えられ、それぞれの深さの半分での計算による分布曲線をも併記した。図-5 によれば、自然含水試料の場合の実測値は、ほぼ $Z=a \sim 2a$ 及び $2a \sim 4a$ の理論値の範囲内に入り、高含水試料の場合には、沈下量が大きいためか、初期の深さの半分とした理論値よりもさらに大きい値を示すものもあるという結果になつている。これらのことから、恐らくは圧縮沈下により実質深さが減少し、理論値よりも実測値が大きく現れているのであらうとも推測されるが、例えば自然含水試料で $P_0 = 0.1\text{ kg/cm}^2$ 及び 0.2 kg/cm^2 の場合のように圧縮沈下量が微少でも実測値が大きく生ずるものもあり、実質深さの減少だけの理由ではなく、實際上、理論値よりも実測値が大きく生ずるのではないかと思われる。既往の報告の中でも、盛土による

表-2 円形等分布荷重載荷後 1 分の地表における沈下量

荷重段階	自然含水試料	高含水試料
0.1kg/cm ²	1.0cm	4.2cm
0.2	1.2	6.6
0.4	3.8	13.2
0.8	8.4	-

圧縮沈下により実質深さが減少し、理論値よりも実測値が大きく現れているのであらうとも推測されるが、例えば自然含水試料で $P_0 = 0.1\text{ kg/cm}^2$ 及び 0.2 kg/cm^2 の場合のように圧縮沈下量が微少でも実測値が大きく生ずるものもあり、実質深さの減少だけの理由ではなく、實際上、理論値よりも実測値が大きく生ずるのではないかと思われる。既往の報告の中でも、盛土による

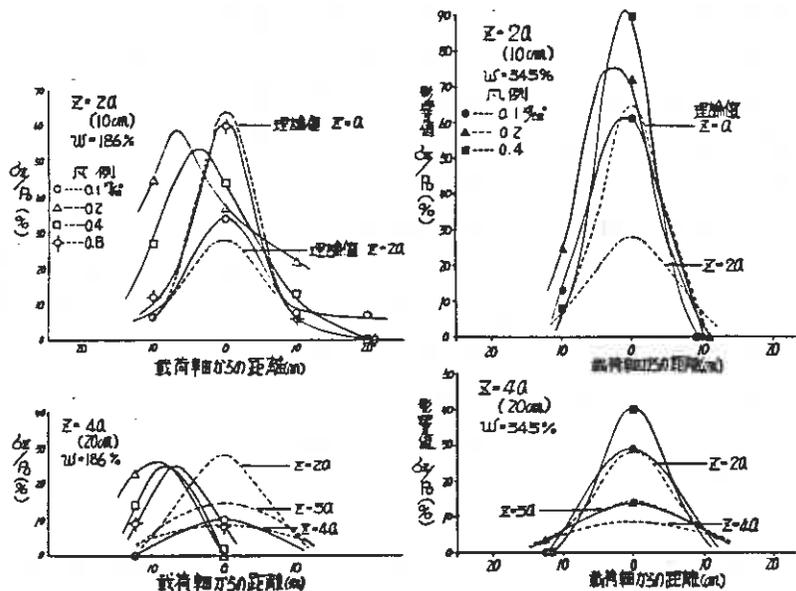


図-5 円形等分布荷重による $Z=2a, 4a$ における σ_z/P_0 の分布

地盤内応力は地表から深さ 3 m 程度までは理論値よりも実測値が大きいという報告例もあり、今回の実験結果はこれと一致するものと思われる。

図-6は、荷重中心線上での鉛直応力の分布を示す。同図中には(1)式において $\nu=3$ 、5、20としたときの理論値を併記したが、自然含水試料の場合は $\nu=5$ に、高含水試料の場合は $\nu=20$ とした値に近似した実測値となつている。同図からは応力集中が生じていると判断されるが、一般に応力集中がある場合には、 ν の値が大きいほど図-5の分布曲線の凸部が荷重作用線に集中していなければならない。これに対し、図-5に示したように、実測分布曲線は $\nu=3$ の場合に近似しており、応力集中した分布曲線とはいえない。すなわち、既に述べたように、圧縮沈下による実質深さの減少に伴う応力の増大と、弾性理論に従わないことによる差異の現れと考えるのが妥当のようである。

以上のことから、円形等分布荷重が泥炭地盤に作用したときの地盤内応力の推定に際しては、一応(1)式で $\nu=5$ とし、これによる応力によつて算定した圧縮沈下量を考慮して再度計算して得られる応力を採用すれば、実用上満足できる値となるのではないと思われる。

4-3 一様帯状荷重による地盤内鉛直応力

道路盛土や河川堤防のような帯状構造物による地盤内増加応力については、半無限体の二次元問題としていくつかの理論式が提案されているが、いずれも Boussinesq の解を基本としている。その中でも Michell の解や大崎の提案による図表はかなり実用的であり、また、剛性地盤上の圧縮性地盤の応力分布に関する Cummings の解の近似解も便利であるが、これらは、堤状荷重を対象とした Osterberg の図表を準用した値とほぼ一致するか、大差はないので、ここでは、一様帯状荷重の理論値として Osterberg の図表から求めた値を用いることにする。

図-7は、今回の実験による圧力球根の1例である。円形等分布荷重に較べて荷重の偏心率は少なく、ナス状の球根となつている。図-8は、表面からの深さ $Z=2a$ (a は荷重幅の半分で5cm)及び $4a$ における鉛直応力の分布を示したもので、Osterbergの図表から計算した理論値も併記した。

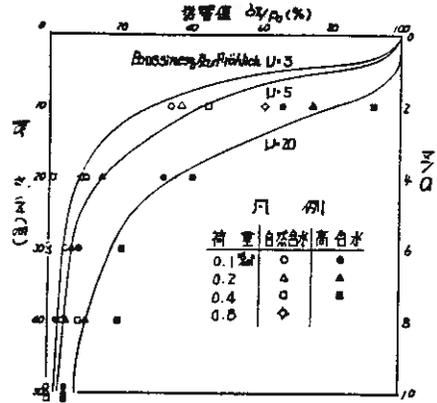


図-6 円形等分布荷重による荷重軸上の地盤内応力分布

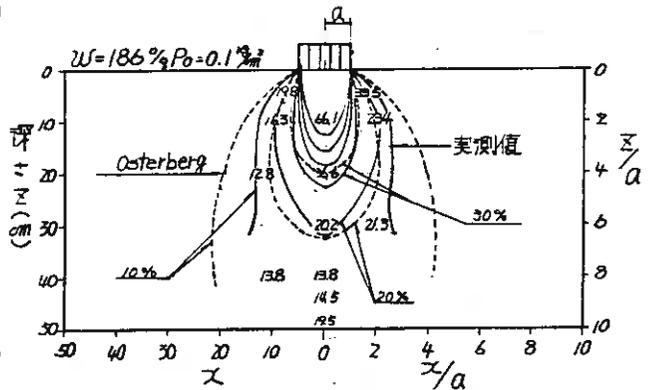


図-7 一様帯状荷重による圧力球根 (σ_z/Po) の1例

表-3 一様帯状荷重載荷後1分での地表における沈下量

荷重	自然含水試料	高含水試料
0.1 kg/cm ²	1.4 cm	3.9 cm
0.2	2.4	5.8
0.4	4.6	12.8
0.8	8.4	-

同図によれば、自然含水試料の場合は、実測値は理論値とほぼ同じかやや大きめの値となっている。高含水試料では、 $Z = 2a$ における $P_0 = 0.2$ kg/cm² 以上の場合に荷重軸上で σ_z/P_0 が 100% を越えており、理論値とまったく異なった値を示しているが、これは表-3 に示すように圧縮沈下

量が大きいところから、円形等分布荷重の場合と同様に実質深さが減少したためではないかと思われることと、木製荷重板がやや大きくなった上で上載荷重が一樣とならなかつたためとも推定されるが明らかではない。

図-9 は荷重中心線上での鉛直応力の分布を示すが、一部の实測値を除けば理論値と実測値はほぼ一致するようであり、比較的地表部に近い所では実測値が理論値を1割ほど上回っているが、下層部での両者の差はほとんど誤差範囲に収まっているとみなすことができる。

以上のことから、一様帯状荷重が泥炭地盤に作用したときの地盤内鉛直応力の推定に際しては、Osterberg の図表を用いて応力を算定し、円形等分布荷重と同様にこれによる圧縮沈下量を考慮して再度計算して得られる応力を採用すれば、実用上満足できる値となるのではないと思われる。

4-4 地盤内水平応力について

円形等分布荷重及び一様帯状荷重による地盤内水平応力 σ_x については、Michell

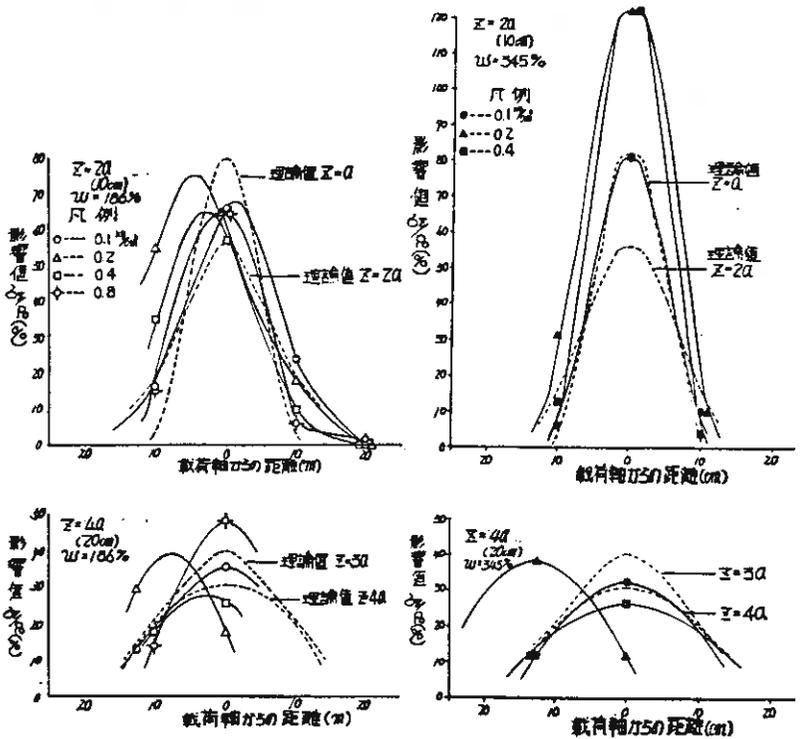


図-8 一様帯状荷重による $Z=2a, 4a$ における σ_z/P_0 の分布

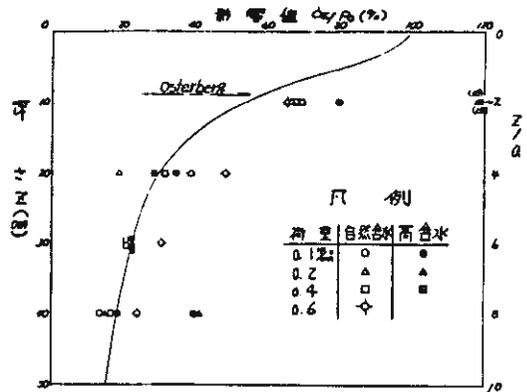


図-9 一様帯状荷重による荷重軸上の地盤内鉛直応力分布

やFröhlichの解で求めることができるが、今回の実験の結果は、いずれも σ_x/P_0 が10%以下でかつ大部分の測定値が0となつたため、ほとんどの場合に実測値によるアイソバー（等応力線図）を描くまでに至らず、実測値と理論値の比較はできなかつた。わずかにアイソバーが描けたものの1例を図-10に示した

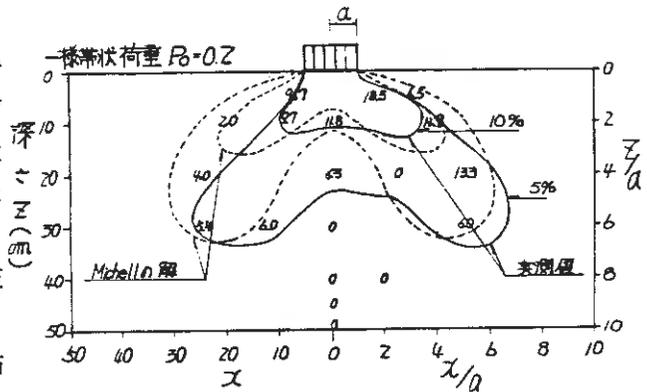


図-10 地盤内水平応力分布(σ_x/P_0)の1例

が、これによれば、水平応力は軸上で小さく、両サイドに大きく生じ、下向きに凹となるW型分布となつていて、Michellの解による応力分布にかなり近似したものであることがわかる。理論的には $Z/a < 2$ で水平応力が激変するところから、土圧計の埋設位置をより荷重に近接させる必要があるが、測定器と試料の寸法からみて模型実験では事実上測定できず、実際規模の実験で確かめる必要がある。

5. ま と め

以上述べたことをまとめると次のとおりである。

- (1) 盛土による接触応力は、盛土荷重に対して剛性地盤では大、タワミ性地盤で小となる傾向がある。
- (2) 沈下の進行に伴う地盤内応力の時間的変化は、沈下率が50%以上ではほとんど認められないが、沈下の初期では応力変化があるかも知れない。
- (3) 地盤内鉛直応力の実測値は、表層部で理論値より大きく、下層部ではほぼ理論値に等しい。実測による応力分布の形状は、理論によるものと大きく変わらない。
- (4) 地盤内鉛直応力の推定に際しては、円形等分布荷重の場合はFröhlichの理論にもとづく(1)式で $\nu=5$ とし、一様帯状荷重の場合はOsterbergの図表を用いてそれぞれ応力を求め、これによる圧縮沈下量を考慮して再度計算して得られる応力を採用すれば、実用上十分であろうと思われる。
- (5) 地盤内水平応力については、測定方法に限界があり十分な検討はできなかつたが、実測値はMichellの解に近似するようである。

6. あ と が き

上載荷重による泥炭地盤内の増加応力に関する実験により、従来から疑問であつたいくつかの点について明らかとなつた。現在、さらに、交通荷重等による繰返し荷重を受ける泥炭地盤内の応力と沈下に関する実験を行なつており、成果をとりまとめ次第、報告したいと考えている。

参考文献：理論解については、最上武雄編著「土質力学」技報堂による。その他の参考文献は、北開局土試「泥炭に関する調査研究報告集」及び土質工学会「有機質土に関するシンポジウム論文集」による。

⑥ 軟弱地盤上の住宅の次下事例

北海道住宅供給公社 井階 重男
 北海道開発コンサルタント 由良 桂一
 ○武田 覺
 星 敏彦

(1) まえがき

軟弱な地盤における個建住宅の基礎工法を検討するための資料を得る目的で、既存の住宅の現況調査を行った。

この調査は、軟弱な粘性土が分布する地域約50戸について、建物の構造、使用年数、不同次下量、障害の有無等の項目で実施した。

本報告はこれらの調査結果を取りまとめるとともに、若干の考察を加えたものである。

土質調査によれば、調査地域は土層の状況により以下の7地区に別けられ(図-1)、この内、A、B、C地区は含水比の比較的高い腐植物混りのシルト層が挟在することから、次下量の発生が大きいと予想される。

一方、平板載荷試験結果によれば、既往の住宅基礎の許容支持力は、全地区を通じて大旨、 $2.0 \sim 4.5 \text{ t/m}^2$ 程度であり、住宅荷重を満足している。

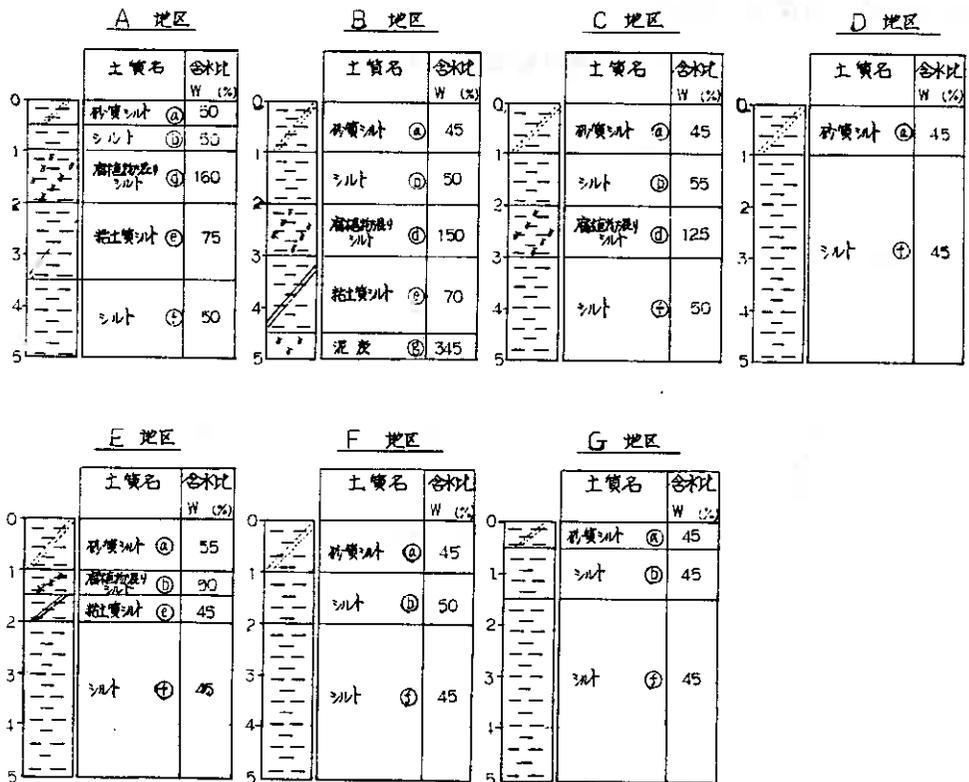


図-1 土層区分

(2) 既存住宅の調査方法と調査結果

調査地域内の既存の木造及び補強コンクリートブロック造建築の住宅を対象として、実測、アンケート調査を行った。

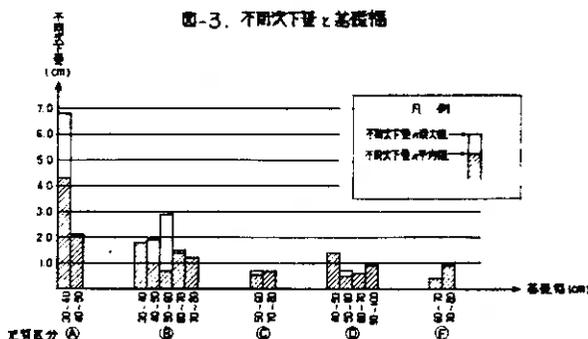
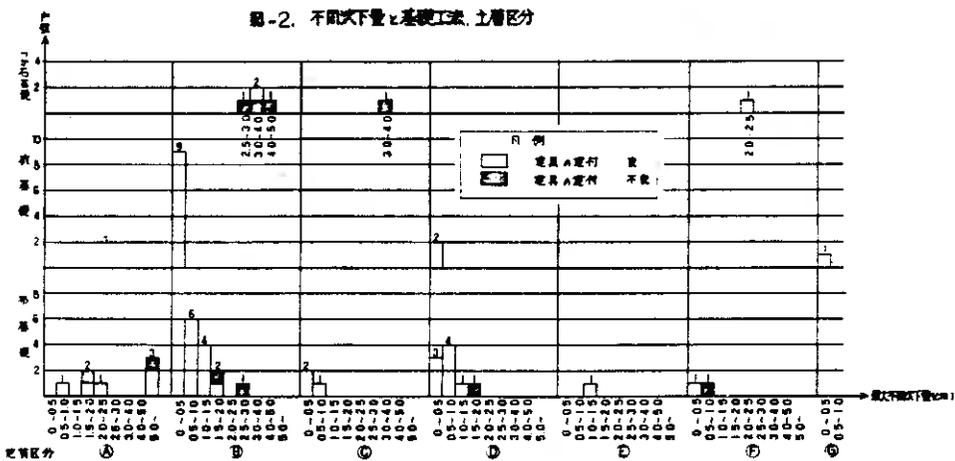
調査内容は以下の項目である。

1. 建物の不同次下量の測定
2. 外壁、基礎の亀裂調査
3. アンケートによる居住者の意識調査（建付不良の有無）
4. 写真撮影
5. 設計図面の参照、施工業者からの聞きとり

不同次下量の測定は、レベル、水盛り等の方法を用い、施工時の建付不良による誤差を取り除くために、サッシュ位置、腰壁位置、基礎梁上端、基礎フーチング上端などの数カ所で行い、壁と基礎の亀裂をも考慮して次下量を求めた。

調査対象の住宅の基礎工法は、布基礎、つか石基礎、杭基礎の3種類であり、杭は $\phi = 120 \sim 210 \text{ mm}$ 、 $l = 0.5 \sim 0.6 \text{ m}$ の丸太を地ぐいとして用いているものがほとんどであった。

最大不同次下量と基礎工法、土層区分との関係を図-2、木造2階建における不同次下量と基礎幅の関係を図-3に示した。



不同次下量 $\geq 5\text{cm}$ 以上に着目してみると、杭基礎では階無し。布基礎では3/5棟中の5棟、つか石基礎ではすべてという結果になっていた。

次に、建具の建付が不良なものでは杭基礎は無し、布基礎では3/5棟中の6棟、つか石基礎では6棟中の4棟となっており、腐植物混りシルト層が挟在するA、B地区に多い。その他の地区で建付不良なものでは1/5棟中の2棟であった。

一方、基礎幅と不同次下量については、今回の調査結果からは明瞭な関係は得られなかった。

図-4は、布基礎とつか石基礎の住宅の建築後の経過年数と不同次下量の関係を示したものである。概して、つか石基礎については古いものが多い、不同次下も大きい。布基礎の場合、当然のことであるが、古いものほど不同次下が大きく、建付不良のものが多いという傾向が見られる。

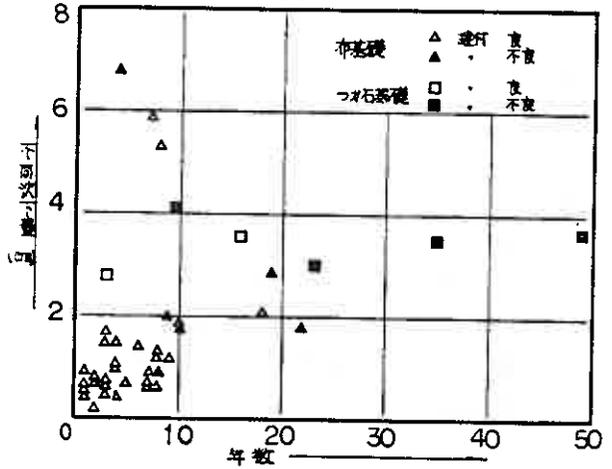


図-4. 年数と不同次下量

(3) 考察

建築物では次下量が大きいと機能上の障害を引き起こすと同時に、各部分間の不同次下も大きくなり、構造物に有害な二次応力を生ずる結果となる。

しかし、応力に効くのは不同次下量よりも、むしろ再変形と呼ばれる値 θ であり、この値は、不同次下量 δS を相隣る柱のスパン l で除したものである。すなわち、

$$\theta = \delta S / l$$

である。

Lambe⁽¹⁾は Bjellum らのデータをまとめて、粘性土地盤上の構造物の次下量、不同次下量、再変形との関係を図-5.(a)(b)のように示している。

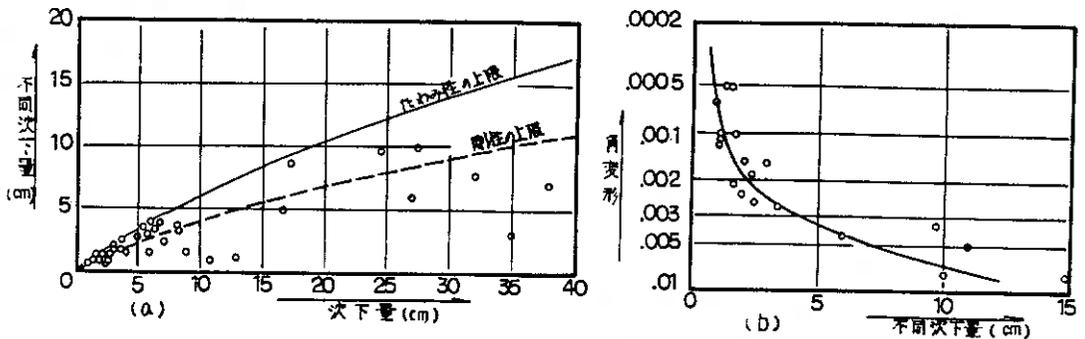


図-5. 粘性土地盤上の構造物の次下 (Lambe)

今回の調査は既存の住宅を対象としたものであるから、次下量は得られていないが、不同次下量とスパンから角変形が求まり、図-5.(b)と同様のプロットを行うと図-6のようであった。

これによると、不同次下が 2cm 以下の比較的小さい領域では、Bjellumの示したラインよりも下にプロットされる傾向があり、同じ不同次下量で比べると角変形がやや大きいということになるが、大旨、Bjellumのラインと一致している。

有害な二次応力を生ぜぬための θ の許容値については種々の提案がある。 $\theta < 0.002$ なら、内装モルタルの壁に亀裂が入らず、大きな構造損傷が起こるのは $\theta > 0.006$ であるというのが諸外国の一般的見解のようである。⁽²⁾⁽³⁾

図-6には、今回の調査データについて、建付の良し悪し、図-7には、外壁の亀裂と基礎の亀裂の有無を示した。

外壁や基礎の亀裂は、比較的different次下 \times 角変形の小さい住宅でも発生し、これには乾燥収縮によるものも含まれるので、傾向的にははっきりしない。

一方、建付の良し悪しについては、不同次下量が 2cm 以上では住宅の7割が不良となっている。次に、角変形で求めると 0.002 以上になると同じく7割が不良である。この角変形 0.002 は、上記の内装モルタル壁の亀裂の許容値と一致しているが、基礎の剛性が小さい木造建築であるためこのような結果となったと思われる。

以上より、住宅に対する次下の規制値は、最大不同次下量 δS_{max} で 2.0cm 、最大角変形 θ_{max} で 0.002 が目安となろう。しかしながら、この内、最大角変形は事前の想定が難しいので、次下量、不同次下量、角変形の間を考慮して、実際は最大次下量あるいは最大不同次下量で規制することになる。

- 参考文献 (1) Lambe, T. W et al soil Mechanics
 (2) 土質工学会編 土と基礎の次下と変形の実態と予測
 (3) Bowls, E. J. Foundation Analysis and Design

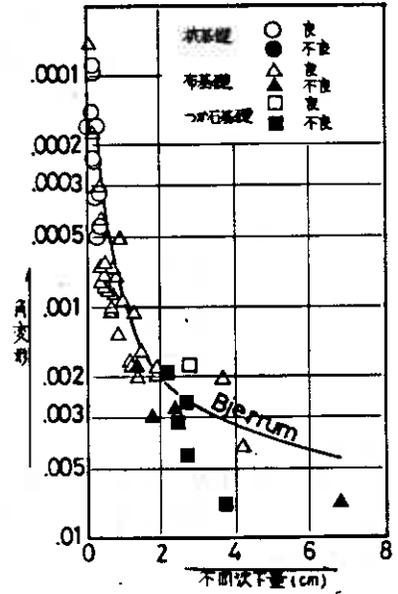


図-6. 建付

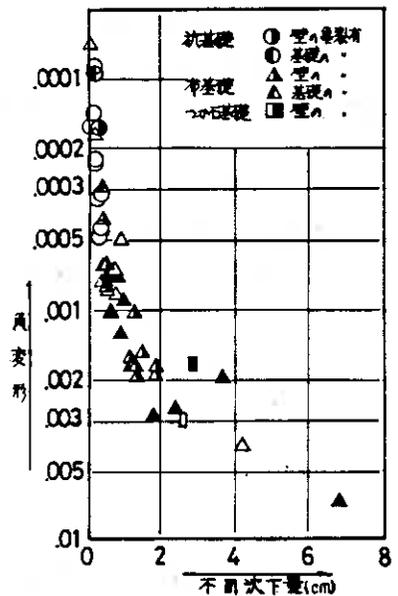


図-7. 亀裂の有無

⑦ 超軟弱地盤における竹枠工法について

日本道路公団

○宮下隆雄
高橋用和

1 はじめに

北海道縦貫自動車道（札幌へ岩見沢）は、高含水比、高圧縮性の泥炭で特徴づけられる“石狩泥炭地”を通過するが、このほぼ中央付近の江別市江別太地区には越後沼と呼ばれる沼があり、本線の一部がこれにササってあり、当初から設計、施工上の問題が提起されていく。

一般に、湖沼部における橋基物の構築に際しては、水刺掘、凍土橋等が大きな問題となり、高架等で渡越する場合が多い。

越後沼に由しては、沼の貯水量に大幅な変動がなければ良いという条件であったため、沼周辺部での初期のトラフィカビリティーの確保等の施工性および経済性の両面から盛土が可能であると判断して、図-2に示すように沼の一部を埋土する盛土橋を計画された。

当地区では、現在工事が進められているが、特に沼周辺部は当初想定していたよりも以上に表層の泥炭層の強度が小さく、表層処理ネット工法だけではサンド・マットの施工が不可能であった。このため、さらに確実性の高い表層処理をすべく種々の比較検討を行、た結果、竹とネットを組合わせた竹枠ネット工法を採用した。この工法は竹のもつじん性とネットの引張力とを組合わせた工法である。

現在、当地区では、この工法を採用することによって夏季サンド・マットの施工を終え、本体盛土の施工に移ることとなった。この工法は、北海道では前例がなく



図-1 案内図

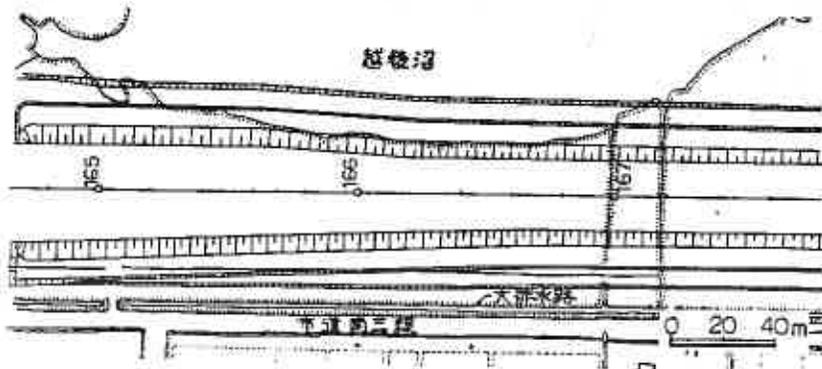


図-2 越後沼周辺平面図

竹の生育しない道内においても、他工法に比べて空箇に施工が可能で、施工性も優れているので、ここにその概要を報告する。

2 土質概要

当地区は、石狩川支流の千歳川と夕張川に挟まれた氾濫原に位置し、表層には圧縮性の高い、繊維質な泥炭層が分布している。

軟弱層の厚さは約30mにも及び、大きく三層に区分される。上部層は泥炭層および泥炭質粘性土層、中間層はシルト分に富んだ数枚の細砂の薄層を挟在する粘性土層、下部層は、砂層と互層状を呈する粘性土層である。

上部層の工層構成および土性を図-3にまとめ示した。

泥炭層は層厚3~5m、自然含水比600~1000%、コーン指数約2%で、未分解の草根等からなっている。

泥炭層直下には、層厚2m程度、自然含水比100%前後の非常に軟質な泥炭混り粘性土層が分布している。この粘性土層は、非常に強度が小さく、かつ鋭敏な粘性土であるため、盛土の安定等に大きく関与する地層である。

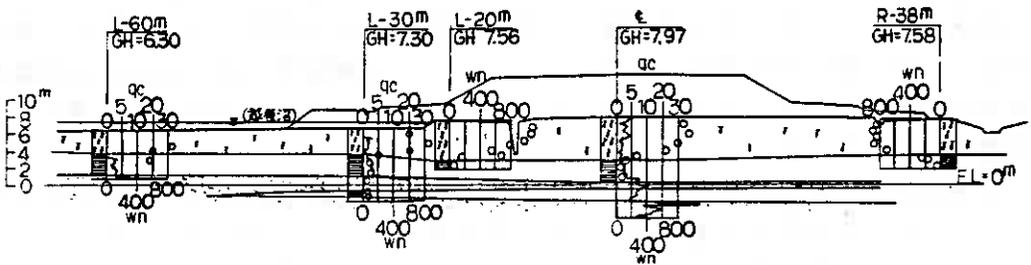


図-3 土層・土性横断面

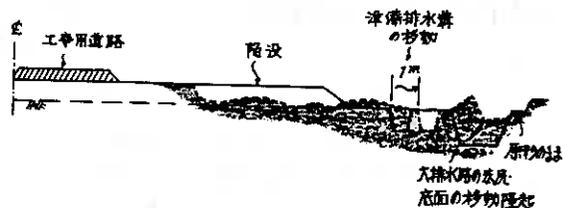
3 サンド・マット施工時における地盤の変状

越後沼周辺は前述のように非常に軟弱な地盤であるため、工事用道路施工のためのサンド・マット引き出し時のトラフカビリヤーに問題があった。当初、沼周辺部には熊笹が繁茂しており、この根の緊縛力を期待して、表層処理のためのネットを敷かずしてサンド・マットを施工する計画であったが、植生の分布が一様でないこと、事前に行った素掘り側溝掘削の際に小型バック・ホー(0.3m)のトラフカビリヤーが確保できなかったことを考えると施工性に不安があったため、表層処理ネットを敷設し、湿地ブルドーザー(7t)により厚さ50cmで、2層にわけ21mのサンド・マットの施工を行うことにした。

工事用道路は通常、本線敷両側部に設け、これを利用して両側から盛土中央に向かって盛土部のサンド・マットを引き出すことにしているが、当地区でもこの方法で施工を進めていた。しかし、工事用道路が沼周辺部のSTA168付近まで進んだ時点

で局部破壊が発生した。当地区の工専用道路は自工区のみならず他工区への土運搬路としての重要性が大きく、早急に完成させる必要があったため、やむを得ず盛土中央部に工専用道路を迂回させて工事を続行した。したがって、サンド・マットのまき出しは盛土外側に向う片押しとなり、施工条件としては非常に悪くなるため、サンド・マットの施工に特に留意し、サンド・マット材のダンプアップは1度に落すのではなく散回にゆけて行い、湿地ブルドーザー(7t)により厚さ50cmで慎重に施工した。さらにSTA166付近までサンド・マット施工が進んだ時点で、本線右側でSTA166からSTA167までの約100m間で、サンド・マットの陥没、

側端部の移動、隆起が発生した。図-4にこの状況を示したが、本線側端部に設けた準備排水溝は、当初の掘削形状を保ったまま盛土外方に約1m移動し、さらにその外側にあった既設の大排水路は完全に閉塞した状態となった。



このような変状から考えると、泥炭直下の非常に軟質な泥炭混り粘性土を通るすべり破壊が発生したものと思われる。

図-4 STA166+20付近の変状

4 竹柵ネット工

4-1 柵組み材の選定

竹柵ネット工の採用に際して、柵組み材の選いによるたけみ形状、たけみ量および応力度の検討を行った。検討に使用した材料は孟宗竹、松丸太、塩化ビニール管の3種類である。また、各材料の諸元は表-1に示すとおりである。

	外径 D (cm)	壁厚 t (cm)	断面積 A (cm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	弾性係数 E (N/cm ²)	材料単価 (円)	
						定尺割り	m 当り
孟宗竹	9.0	0.7	16.05	107.9	150,000	1,500/7m	214
松丸太	9.0	—	50.24	200.9	75,000	3,400/7m	485
塩化ビニール管	9.0	0.4	9.77	70.6	40,000	3,020/4m	755

検討は、まず、たけみ形状が局部的でなく、荷重分散効果の大きい材質を選定し次にその材質について応力度の点を満足するかどうかをチェックする方法をとった。たけみ形状の比較は、図-5aに示すように、簡略的に1mピッチに鉛直方向のバネ支承を有する棒状構造として行った。なお、サンド・マット荷重によるたけみは一律なものと仮定し、サンド・マットはその上にある重機の荷重を分散させるだけの役を担うものとした。したがって、比較のための荷重条件は、載荷重6t、(サンドレーン打設機) サンド・マット上面での載荷面積5.00m²(打設機履帯部+鋼板敷いた状態)とした。

図-6に各材料のたけみ形状を示したが、図からわかるように塩化ビニール管

は、載荷部分にだけ陥没するようなし字形のたわみ形状を示すが、孟宗竹、松丸太は、ゆるやかなたわみ形状を示し、載荷面外側の浮き上りも小さい。なお、棒状構造による計算は、たわみ形状のみを比較するために行ったが、因みにたわみ量をみると、最大たわみ量は三者に大きな差はない。以上のことから、たわみ形状が局部的でなく、載荷面積が大きくなる孟宗竹、松丸太が枠組み材として有利であるといえる。

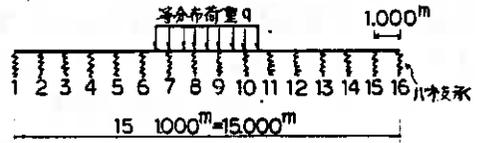
次にこの兩者について、図-5bに示すように枠組み材の各格子点で鉛直方向のバネ支承を有する格子構造の計算モデルを考えて、枠組み材のたわみ量および応力度のチェックを行った。バネ支承の間隔はX・Y方向ともに1mピッチで、バネ常数は、原地盤の挙動に近似するように $k = 14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ($E_s = 210.0$ $C = 3\%$ $\alpha_c = \text{コン指数}$)と、小さい値とした。なお、載荷条件は前述の棒状構造と同一とした。

検討の結果は表-2に示すとおりで、孟宗竹、松丸太の双方とも、曲げ応力およびせん断応力の両方ともに満足するといえよう。

一方、格子構造による計算たわみ量は図-7aに示すように、載荷中央で約6cmと小さい値となった。

これらの結果から、孟宗竹、松丸太は塩化ビニール管に比べて載荷面積が大きくなり、荷重の軽減を期待でき、ネットとの併用により、サンド・マット材の局部的なめり込み防止、塑性流動の大幅な減少が可能となることがわかった。また、たわみ形状、応力度の点では、孟宗竹、松丸太ともに枠組み材として利用できるが、経済性の面から兩者を比較すると表-1に示したように1m当りの単価は、松丸太は孟宗竹の約2倍である。因みに、塩化ビニール管は孟宗竹の約3倍となる。これに現場への搬入等の諸経費を考慮しても孟宗竹が有利といえる。

a <棒状構造>



b <格子構造>

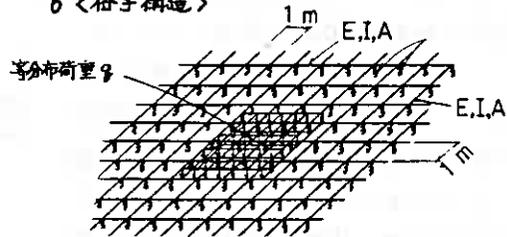


図-5 計算モデル

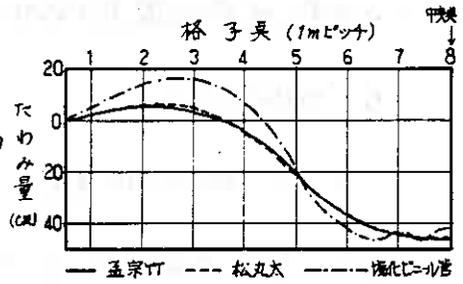


図-6 たわみ形状(棒状構造に比)

表-2 曲げ応力とせん断応力

材質	曲げ応力 σ (MPa)		せん断応力 τ (MPa)	
	σ	σ_a %	τ	τ_a %
松丸太	538.4	220 ~ 825	10.7	90 ~ 110
孟宗竹	1015.5	308 ~ 2760	4.1	31.7 ~ 60.9

* σ_a, τ_a は各材質の許容応力 (建築材料ハンドブックより)

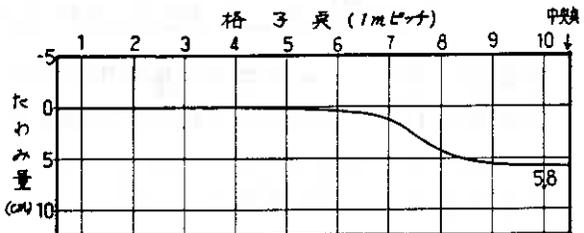


図-7 竹のたわみ量(格子構造による)

以上の検討結果と施工性等を比較検討した結果、孟宗竹を枠組み材として使用するのがもっとも有利であると判断した。

4-2 竹枠ネット工による荷重軽減効果と地盤強度

竹枠ネット工による荷重軽減効果を、サンド・マットを厚さ1m敷設した状態で竹枠ネット工がある場合およびない場合を考えて検討する。ここで荷重としては、もっとも大きいサンド・ドレーン打設機(5067)を考えた。

重機等の輪荷重により地盤内に発生するせん断応力は次式によって与えられる。

$$\tau_{max} = \frac{3P}{4} \left[\frac{(\frac{z}{a})}{\{1+(\frac{z}{a})^2\}^{\frac{3}{2}}} + \frac{(\frac{z}{a})^3}{\{1+(\frac{z}{a})^2\}^{\frac{5}{2}}} \right]$$

ここに、 τ_{max} : 中心軸上任意の点における最大せん断応力(kg/cm²)

P : 等分荷重(kg/cm²), z : 深さ(cm) a : 載荷面の半径(cm)

この式を用いて、サンド・ドレーン打設機の場合を計算すると図-8のようになる。なお、打設機の履帯部には、現場での打設時と同様に鋼板(600×700×24mm)を敷いた。また、竹枠ネット工を併用した場合のせん断応力は、サンド・マットのみのせん断応力を載荷面積比($n = 3.36$)で低減したものである。これによると最大せん断応力 τ_{max} はサンド・マット下端部で最大となり $\tau = 0.09 \text{ kg/cm}^2$ である。また、竹枠ネット工を併用した場合は $\tau_{max} = 0.08 \text{ kg/cm}^2$ となる。これに原地盤の強度をプロットすると図のようになり、竹枠ネット工を併用した場合のせん断応力とほぼ等しいといえる。このことから、竹枠ネット工の荷重軽減効果は十分に期待でき、サンド・マットのみでは施工できないが、竹枠ネット工を併用し慎重に施工すれば問題ないという結論に至した。

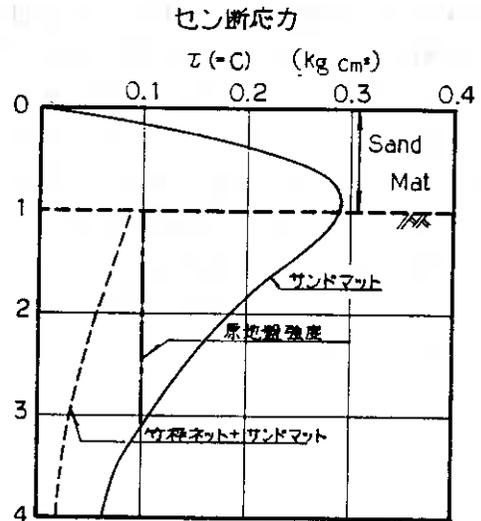


図-8 せん断応力の分布

4-3 竹枠ネット工とサンド・マットの施工

4-3-1 竹枠ネット工施工範囲

竹枠ネット工は図-9に示すように、移動・隆起現象の発生した本線石側端部および本線左側の沿岸部に施工した。これは本体盛土の施工に備えて、予め側端部を

押え盛土として先行させ、工車用道路としては勿論のこと、盛土の安定に対しても有効となるようにするためである。なお、盛土中央部はネットのみの表層処理とした。

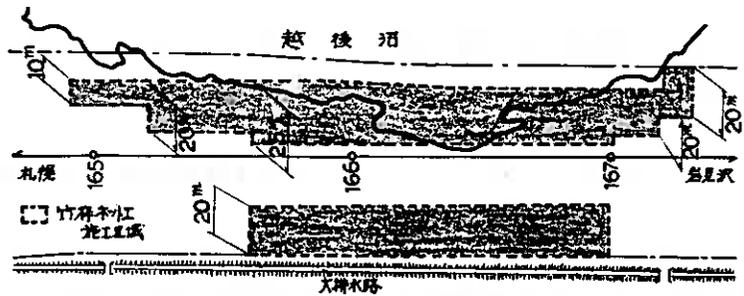


図-9 竹材ネットの施工範囲

4-3-2 竹材とネット材

枠組み材として使用する竹材およびネット材の諸元は表-3に示すとありである。通常、竹材には明確な規格がないため、発注する際には、種類、元口径、長さ等を明示する必要がある。特に、伐採直後の新鮮な材質を要求することが大切である。当地区で使用した竹材に関しては、現場に納入してから規格のチェックを行った。その結果、特に変色したものもなく、長さの点でも規格外品はほとんどなかったが、元口径では図-10に示すように約7%の規格外品がみられた。しかし、当初考えていたよりも規格を満足する竹材が納入されたといえよう。

表-3 竹とネットの諸元

材料	産地名	種類	元口径	長さ	引張力強さ
竹	岩手県	孟宗竹	8cm以上	7m以上	-
ネット	トヨカネット	-	-	-	600kg以上

* ネットは当初使用しているものと同一規格である。

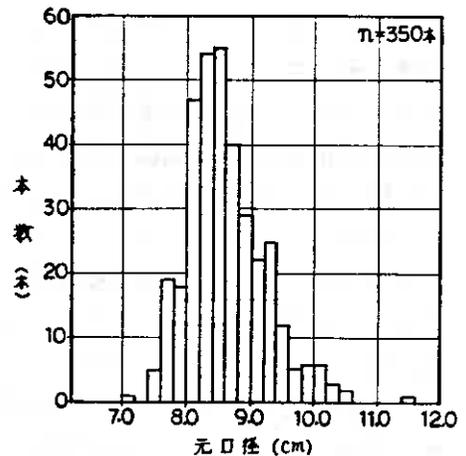


図-10 竹材の元口径の分布

4-3-3 竹材ネット工の施工手順

竹材ネット工の敷設は、図-11に示すように、竹を1mの格子状になるように組む。まず、枠組みの横地を並べ、次に縦地を組み合わせる方法で、敷設位置に直接組む。竹の交差部は番線(φ10)で、手Eラップ部は竹E2m重複させて、60cmピッチで番線(φ10)で緊結した。一方、ネットは竹材上に人力で敷広げ、ネット・ジョイント部はホック留めとする。竹材との緊結は番線(φ10)で行う。

4-3-4 サンド・マットの施工

当地区のように非常に軟弱な地盤では、サンド・マットの施工方法が盛土工事の成否を決するといっても過言ではない。したがって、当現場では竹材ネットを敷設して施工性を高める工法を採用したが、さらに慎重にサンド・マットの施工を行うことにした。図-12に示すように、砂まき出し用にはワセブルドーザと3セブルド

一ガを用意し、7tブルドーザはホ1月(厚さ50cm)の敷均しに、13tブルドーザはホ2月(厚さ50cm)の敷均しに使用した。また、砂運搬用のダンプ・トラックは既設の工専用道路端(沿周辺部入口)にとどめ、この位置でダンプ・アップすることにし、竹柵ネット上のサンド・マットはすべてブルドーザで押し出すことにした。

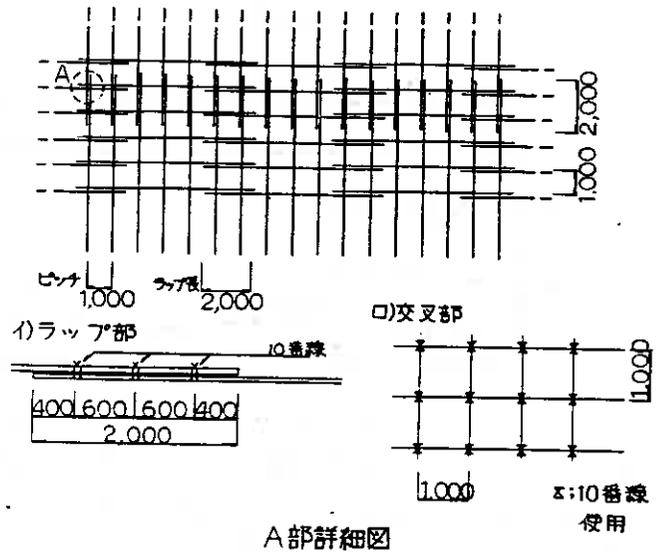


図-11 竹組み方法

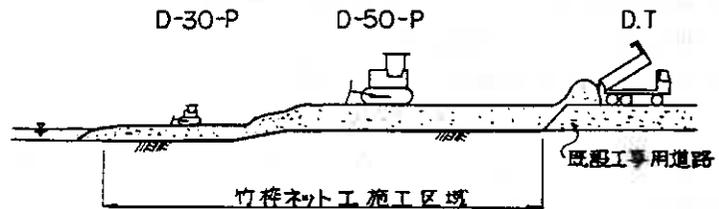


図-12 サンド・マットの巻き出し方法

4-4 竹柵ネットの挙動

竹柵ネット工の施工範囲の一部に、沈下計および土圧計を設置し、サンド・マットおよび重機荷重による竹柵ネットの挙動を実測した。各計器の設置位置を図-13に示すが、沈下計は格子点上に、土圧計は格子点下20cmに砕石および砂を突固めた上に設置した。

サンド・マットのみの荷重による沈下量(竹柵ネットのたれみ量)は図-14に示すとおりで、サンド・マット敷設部の中央での沈下量が約25cmであり、局部的なめり込みは見られなかった。また、端部のサンド・マット材のむき部分の浮き上りは4~10cmであった。

次に、ダンプ・トラック(11t)、ブルドーザ(16t)、クローラ・クレーン(22t)サンド・ドレーン打設機の4種類の重機を

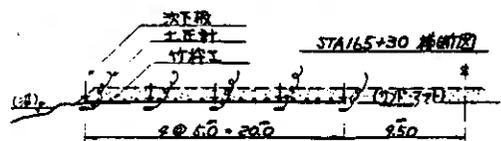
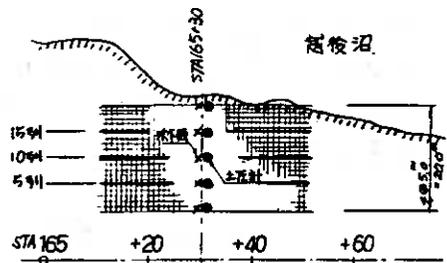


図-13 計器の設置位置

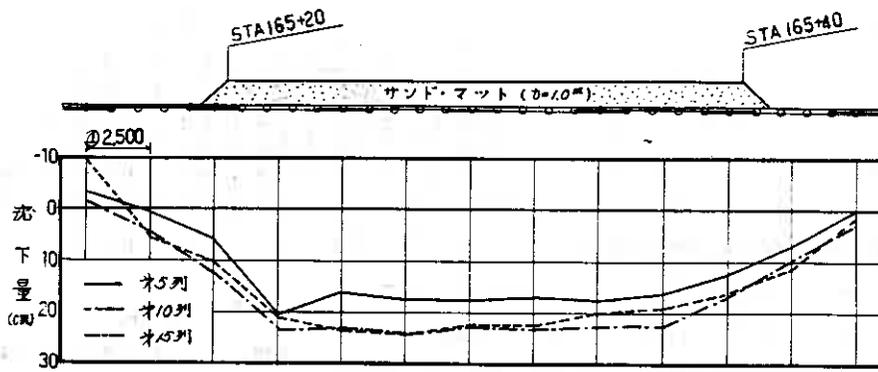


図-14 サンド・マットによる沈下量(2.5m毎に測定)

サンド・マット上に載せた時の各々の荷重による沈下量は、それぞれ最大で、0.20m、0.60m、1.80m、6.20mとなり、10cm以下の小さな沈下量が測定された。図-15は、前述の4-1で行った計算による沈下量と実測値を比較したものである。実測は載荷面中心より3mはなれた格子延長線上の3点測点した。これをみると計算値と実測値とはほぼ一致しているといえよう。

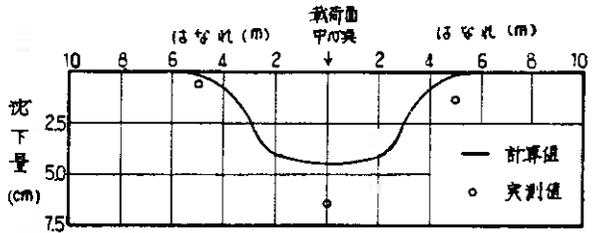


図-15 計算沈下量と実測沈下量
(サンド・ドレーン打設機の場合)

また、同時に測定した土圧計の測定結果から、各重載によるサンド・マット直下20cmでの増加応力は表-4に示すとおりで、ダンプ・トラック0.01%、ブルドーザー0.03%、クローラークレーン0.08~0.10%、サンド・ドレーン打設機0.05%となった。このうちサンド・ドレーン打設機は前述のように鋼板を履帯部に敷いているため、応力的には小さなものとなったといえる。表-4には、計算による増加応力も併示した。これはサンド・マットによる荷重分散を45°として求めたものであるが、実測値はいずれも計算値の1/2以下となっており、竹枠ネット上の荷重軽減効果は十分に期待できるものといえよう。

表-4 増加応力の比較

機種	ダンプトラック (11t)	ブルドーザー (16t)	クローラークレーン (22.3t)	ドレーン打設機 (50.6t)
計算による増加応力	0.038	0.042	0.132	0.110
実測による増加応力	0.01	0.03	0.08~0.10	0.057

単位 kg/cm²

サンド・マットを施工し、重機がその上作業をする時の竹枠のたけみ量はサンド・マット分約25cm、重機分6cm計30cm程度となろう。この現場では、竹のラップ長は2mと余裕を採っているが、ここでは竹のラップ部のズレも測定してみた。ズレの測定は、予めラップ部に目印をつけておき、一連の作業の計測が終了した後、サンド・マットを手掘し25mピッチで5点について行った。結果は図-16に示すとおりで、ズレは0~20mmであった。測定を行ったほぼ中央部でやや大きいズレがみられたが、この程度のズレであれば、後続する盛土施工上何ら支障ないものと考えてよい。

5 まとめ

前章までに、江州太地区越後沼周辺部で施工した竹枠ネット工の採用の経緯、施工事例について示したが、既述のように種々の検討および施工結果から本工法について以下に示す結論が得られた。

- 1 竹枠ネット工法は荷重軽減効果の点で優れており、非常に強度の小さい泥炭地盤におけるより経済的なサンド・マット施工が可能となる。
- 2 計算によるたわみ形状、たわみ量、荷重軽減効果の推定が、ほぼ実際の竹枠ネット工の挙動と一致しており、当初の設計とありの施工性が期待できる。
- 3 竹枠はなめらかなたわみ形状を呈することからネットに局部的な引張り力が作用せず、サンド・マット材のめり込みが防止できる。
- 4 サンド・マットおよび重機荷重による竹枠のずれも小さく、ラップ部での竹のすべりによる破断等の肉離れはない。
- 5 今回の施工では、一度すべり破壊を起した箇所においても竹枠ネット工を併用することによりサンド・マットの施工が可能であった。したがって、初期段階の対策工としての利用度も高い。
- 6 サンド・ドレーン、サンド・コンパクション、パイル打設に際しても何ら支障なく打設が可能であった。
- 7 竹の生育しない北海道においても、良質でしかも安価な竹材が入手できる

< 参考文献 >

- ・ 工質工学ハンドブック 工質工学会編
- ・ 建築材料データ・ブック オーム社

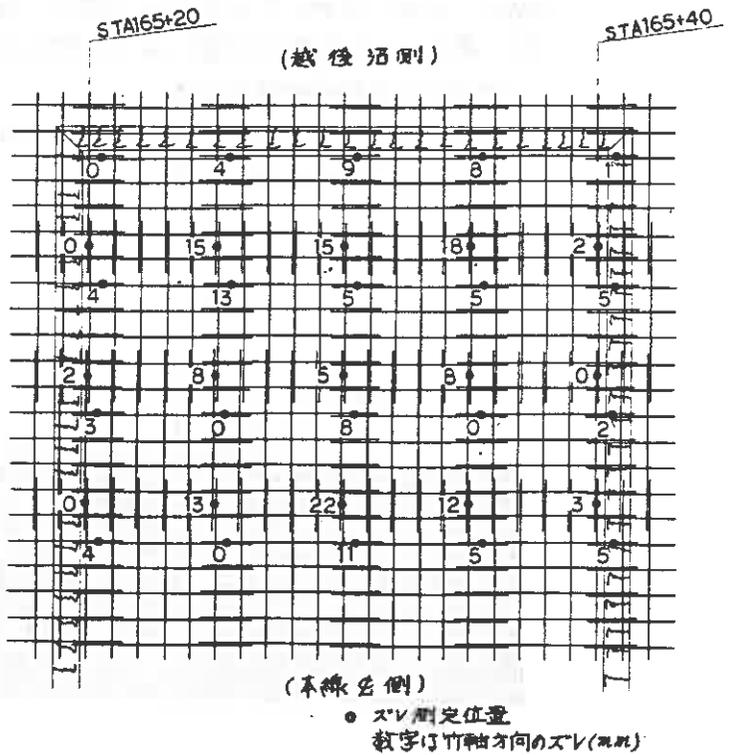


図-16 竹枠のスレ

- ・ 稲田、土肥 “道路土工の調査から設計・施工まで” 鹿島出版会
- ・ 泉、篠下他、 “超軟弱地盤における敷砂の施工例ーバニブーシート工法”
オ13回日本道路会議論文集
- ・ 佐々木、伊佐 “サンド・マット造成の為の竹組シート工法”
オ13回日本道路会議論文集



大排水路変状状況



竹枠ネット敷設状況



サンド・マット施工状況

⑧

ボックス・カルバートの土圧軽減工法について

日本道路公団札幌建設局 佐藤 拓平

岩崎洋一郎

1 はじめ

道路と道路、または、道路と水路、河川等の支差構造物の一つとして、カルバートが計画されている。剛性のカルバートの場合、盛土の不等況下等の影響を受けて土被り荷重より大きな鉛直土圧が作用する。これを軽減することができれば、経済的なカルバート設計を行うことが可能である。このため、北海道建設自動車道苫小牧東IC～苫小牧西IC間のカルバートにおいて、カルバート頂版上に「圧み性材料」を設置して鉛直土圧を軽減する試験施工を実施した。そこで、その実験資料を紹介し「圧み性材料」の鉛直土圧軽減効果について記す。

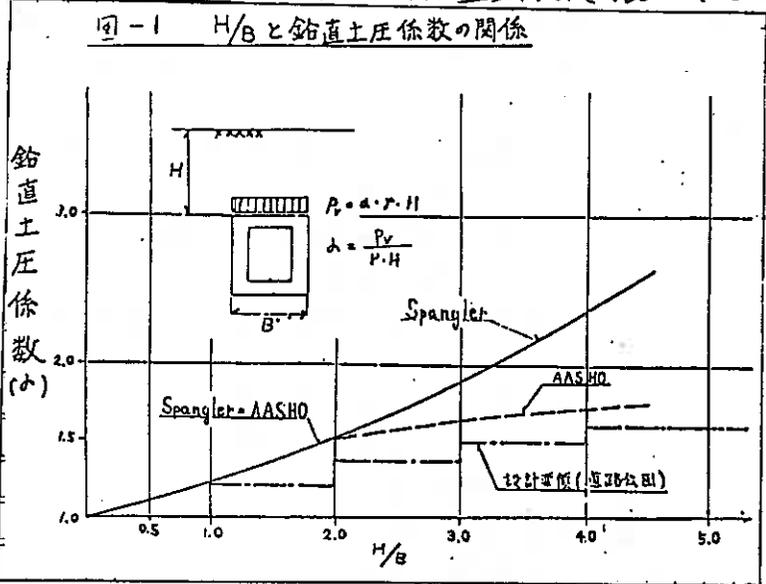
2 鉛直土圧の考え方

カルバート頂版に作用する鉛直土圧は次式により求められている。 $P_v = \alpha \cdot P \cdot H$ 、ここで、 α は鉛直土圧係数と呼ばれるもので、図-1に示すようにカルバートの土被り(H)がカルバートの外幅(B)に比べて大きくなるに従って大きくなり、鉛直土圧は土被り荷重以上に割増しするようになっている。このような鉛直土圧の割増しを行う理由は、次のような現象が要因とされている。

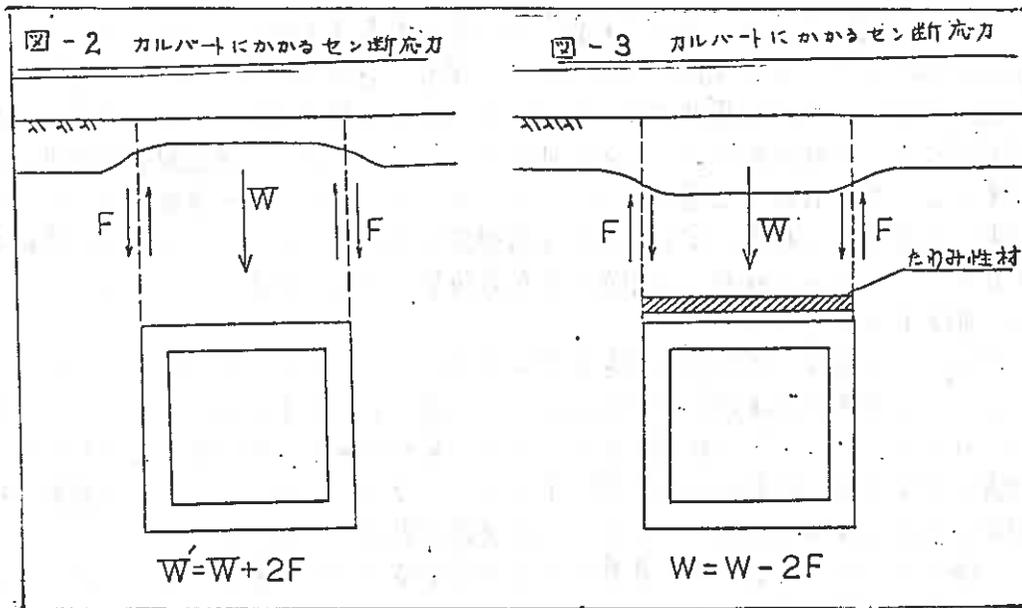
一般にカルバートは、その重量がそれと同体積の土の重量より軽いため、カルバートの基礎地盤の況下はカルバートの両側の盛土部の況下より小さいこと、また、カルバート頂版上の盛土の圧縮況下はカルバートの両側の盛土部のそれより小さいこと等からカルバート

頂版上の盛土部とその両側の盛土部は不等況下を生じ、図-2に示すように下向きせん断応力(摩擦力)が働くことになる。このためカルバートに作用する鉛直土圧は、土被り荷重以上に大きくなる。

そこで、カルバート頂版上の土とその両側の土との不等況下により生じる下向きのせん



断力(摩力)を働かなくさせる。可なり、等況下面がカルバート天端付近にくるようになれば、図-3に示すようにセン断力が働かなくなり、カルバートに作用する鉛直土圧は土被り荷重となる。さらに、上同きのセン断力が働くようになれば、カルバートに作用する鉛直土圧は土被り荷重以下となる。



3 土圧軽減工法

盛土内の不等況下をなくし、等況下面をカルバート天端付近に近うける方法としては、以下の各工法が考えられ、ここではこれらを「土圧軽減工法」と呼ぶことにする。

- カルバート頂版上の況下を盛土部の況下より大きくする強制況下工法
(たわみ性材料等)
- カルバート裏心の部の補強により、盛土の況下の影響を小さくする工法
(ソイルセメント等)
- 盛土の不等況下の影響を天板、杭により遮断する工法
(天板、杭等)

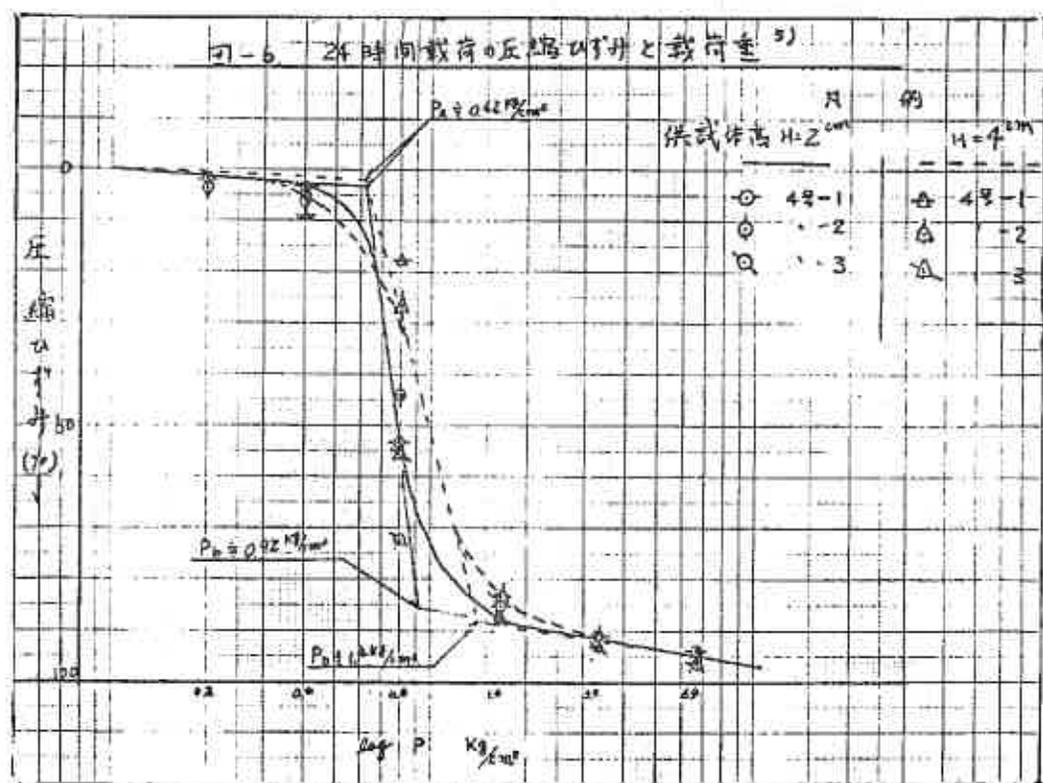
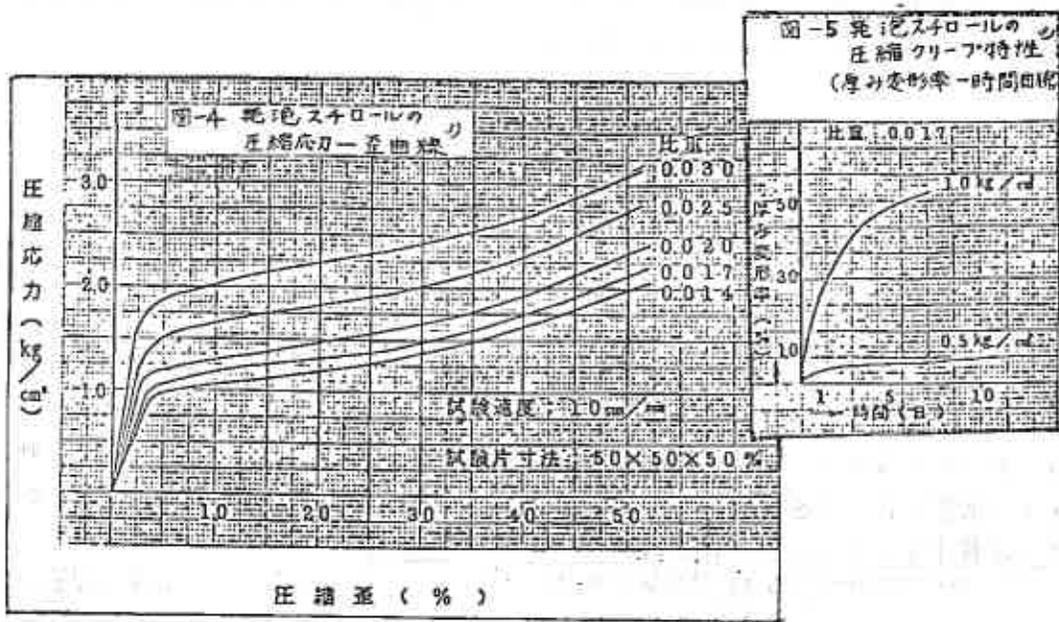
これらの工法の中では、Aの工法が他の工法に比べ、経済的であり、かつ、施工が容易であるなどの理由から今回の試験施工に於いて土圧軽減工法として採用した。以下に試験施工の概要を述べる。

4 土圧軽減工法の試験施工

4-1 たわみ性材料の特性

土圧を軽減するたわみ性材料として、容重 0.017 kg/cm^3 の発泡スチロールを使用した。その圧縮特性としては、図-4に示すように4%ひずみまでは弾性変形を示し、4%以上にひると塑性変形となる。また、図-5のように弾性変形内ではフリード現象を認め、一方、発泡スチロールを標準圧縮試験器で24時間サリクル投

階級荷重は、図-6のように変位点 (Pa, Pb) の間で、等速載荷 (1.0 mm/min) に同様に示す可塑性がある。



4-2 基礎地盤と盛土材料の特性

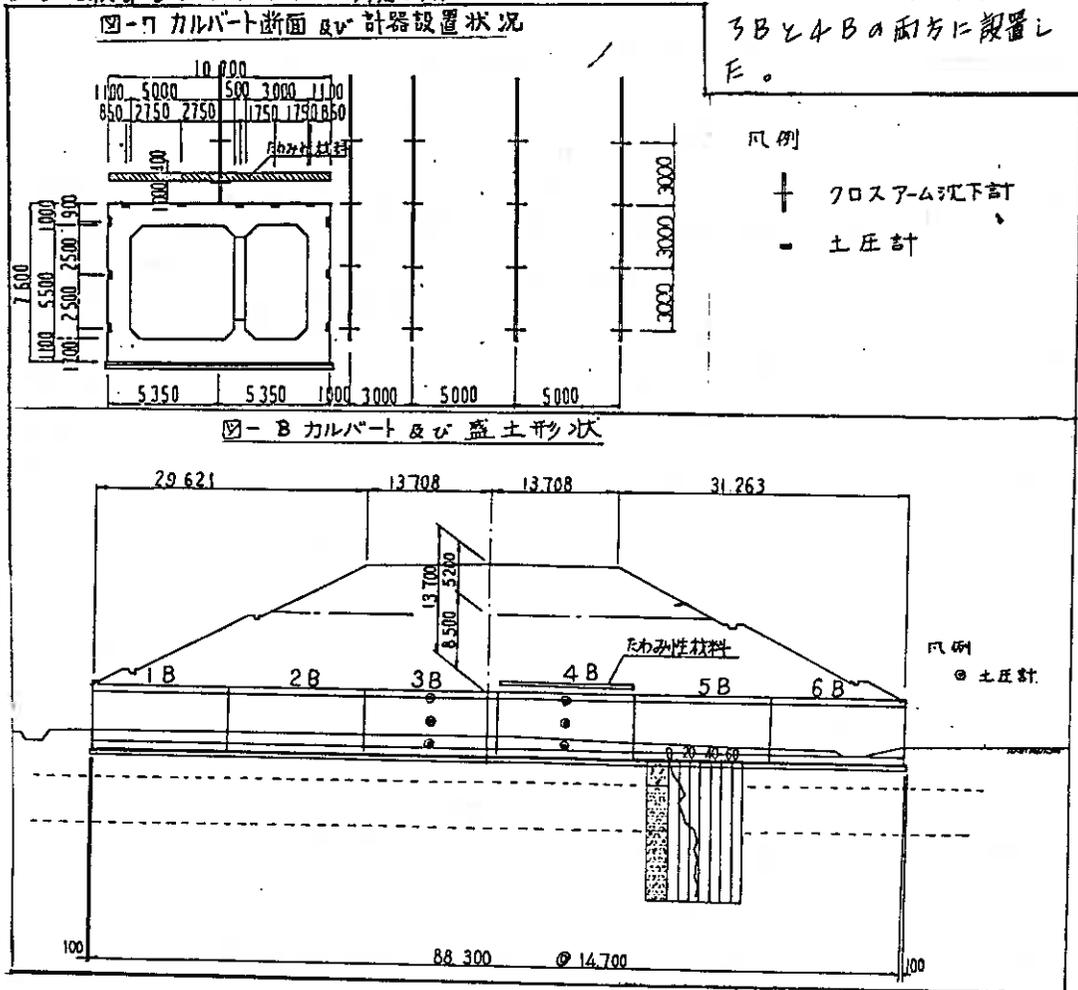
基礎地盤は、表層部(2.5m)は含水比50~70%、N値3~4の有機質土まじり砂~有機質砂であり、中間部(5.2m)はN値10~16の火山質砂、下部はN値25~30の火山灰質砂~火山灰まじり砂である。

カルバートには、古い基礎など剛性基礎はなく、液状基礎となっている。このためカルバートの沈下が考えられ、載荷盛土により沈下を促進させた。

盛土材は、主に支笏火山灰質砂の一部奥庭火山灰質粘性土、樽前火山灰質礫が混じっている。単位体積重量は1.22~1.32t/m³で、この平均1.30t/m³である。

4-3 カルバート形状と測定計器設置

カルバートの断面、及び、盛土形状を図-7~8に示す。カルバートの土盛りは13.7mであり、外幅は10.7mである。装てりH/B=1.3となり鉛直土圧係数は $P_v/H=1.2$ となる。また、このカルバートは、図-8に示すようにブロックに分かれており、発泡スチロールは、4番目のブロック(以下4Bと呼ぶ)に設置した。3番目のブロック(以下3Bと呼ぶ)は、普通の施工を行い、4Bと比較するにこした。測定計器としては、土圧計とクロスアーム式沈下計を、3Bと4Bの両方に設置した。

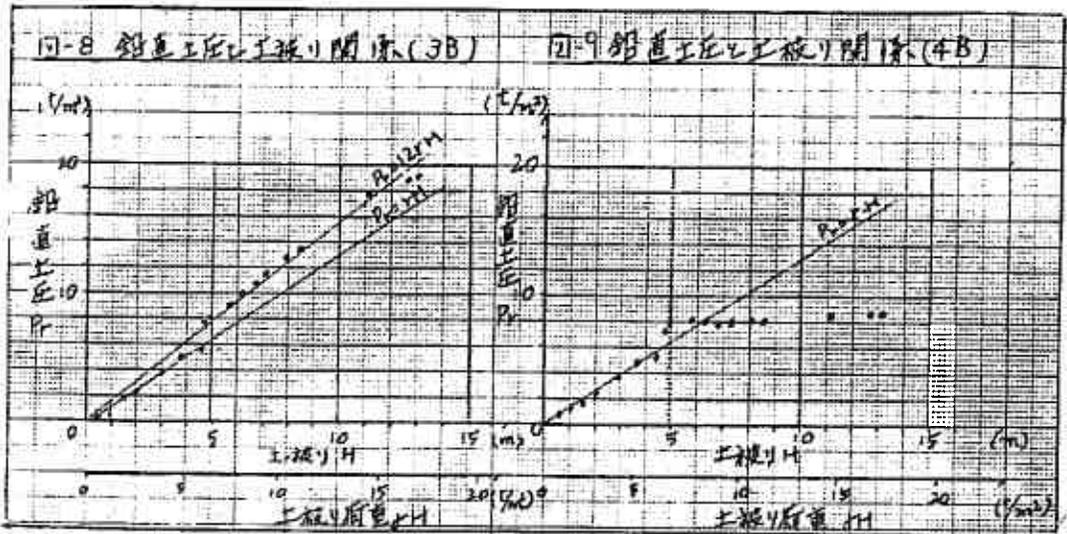


4-4 測定結果

4-4-1 土圧の挙動

鉛直土圧と土被りの関係を図-8~9に示すように、3Bにおける鉛直土圧(カルバート頂版上に設置した土圧計5ヶ所の平均値)については、盛土の立ち上りと共に土被り5mまで荷重:土圧は1:1の対応で増加し、土被り5m以上では鉛直土圧係数1.2に対応してとらえられる。一方、4B(5ヶ所の平均値)は土被り5m付近から土被り荷重が増加しても、鉛直土圧は増加せず土被り荷重の半分以下の値となる。

また、盛土完了から4ヶ月間の土圧の経時変化は、3Bにおいては土被り荷重の2割増までは一定の鉛直土圧を保持している。4Bにおいては、土被り荷重の4割程度の鉛直土圧であり、経時変化は小さい。この値は、釜内圧縮試験による変曲点 $P_2 = 6.2 \text{ t/m}^2$ と土圧軽減効果の表われた土被り荷重 $b.5 \text{ t/m}^2$ (3x5)に、ほぼ近い値を示している。



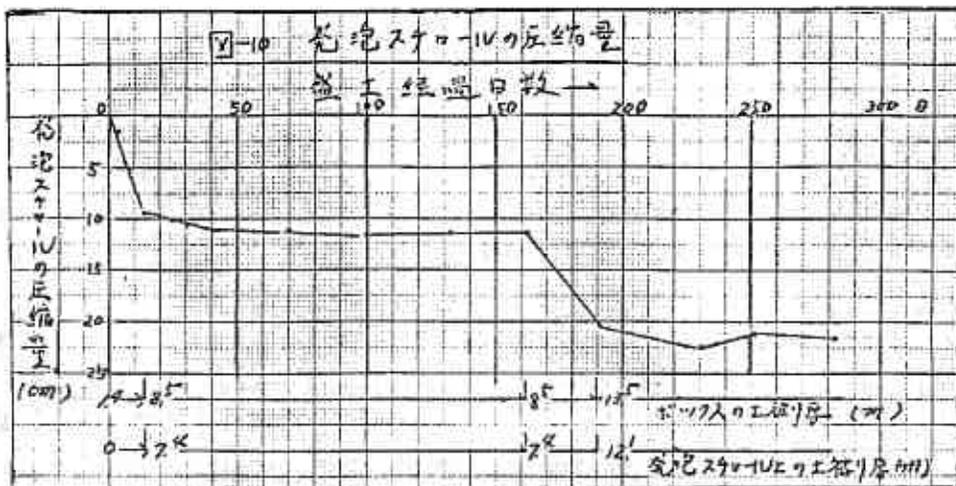
4-4-2 圧入性材料(洗泥スチロール)の挙動

4Bのカルバート頂版上に設置した貫入計から洗泥スチロールの圧縮量を測定すると、一次盛土の土被り $b.5 \text{ m}$ (冬期工事休止で盛土一時中止) で洗泥スチロールに作用していた荷重は弾性の限界に非常に近い荷重であり、圧入クリープ変形はいは、塑性変形を生じている。図-10

土被り 5.0 m 前後から一定に下り始めた鉛直荷重 P_r は、 $P_r = 1.3 \times (4.5 \sim 5.5) = 5.85 \sim 7.15 \text{ t/m}^2$ であり、これは洗泥スチロールの変曲点 $P_2 = 6.2 \text{ t/m}^2$ とほぼ等しい値であり、圧縮弾性の近辺に示している。図-10

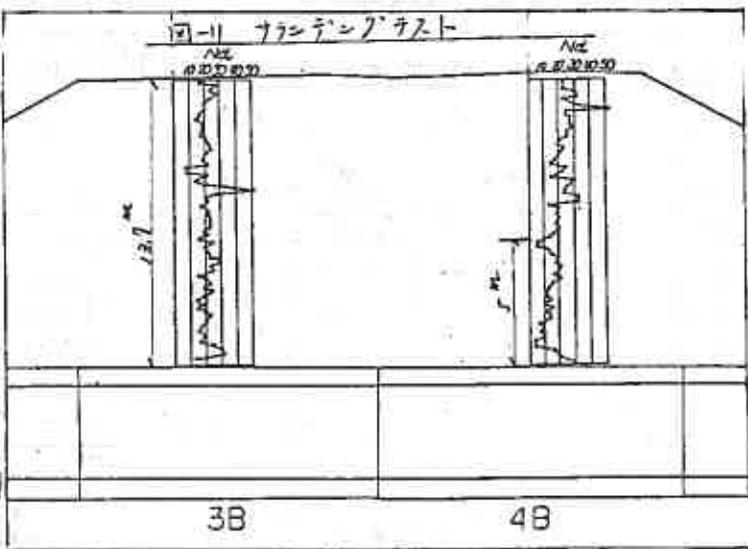
4-4-3 サウンディングテスト

盛土の状況確認のために、圧入サウンディングテスト(ラムサウンディング……貫入量 20 cm における打撃回数 N_d と標準貫入試験値 N 値にほぼ等しい)の結果、図-11に示すように3Bにおける強度は、ほぼ一様といえるが、4Bにおいてはカルバート頂版上から 5 m 程度において強度が著しく低下している。



5 FEMの解析

FEMの解析は表-1に示す数値を仮定して発泡スチロールの自重による荷重を2ヤース片、片工区の間隔は、図-12に示すように発泡スチロールがある場合(4B)、ホールパート天端には応力が集中する様子が見られ、荷重が応力集中している以外はFEMによる解析はよくあっている。



6 考察

1) 3Bに於いては鉛直工区は多少バラツキがあるが、土盛り荷重が長は、それ以上の荷重が作用している。環設計方法を行う、としている割増し荷重による割増しは一致している。

2) 4Bに於いては土盛り5mの鉛直工区は、左右の両方に作用し、土盛りが増加したにも関わらず鉛直工区は一発工あり、その増加は認められず、また、土盛り5.5mを越え、ホールパート中央部の鉛直工区よりも両側の方がやや大きい値を示している。

表-1 FEM解析による数値

区	設計数値						値				
	E1	γ1	E2	γ2	E3	γ3	Hm	鉛直	側面	設計	
3B	20,000	0.13	5,000	0.13	-	-	3.0	SA-1	1.40	1.05	3B-5
4B	-	-	1,000	-	-	-	-	SA-2	1.60	-	-
3B	20,000	0.13	5,000	0.13	50	0.4	3.0	PA-5	0.85	0.60	4B-5
4B	-	-	-	-	25	-	-	PA-0	0.57	-	-

※ 計算上の経過工後約250日の値

※ FEM解析不可区

3) 4Bのカルバート頂版上から5m前後に強度の小さい層が分布する
 この確認された4) 測定値とFEM解析値が比較的好く対応している

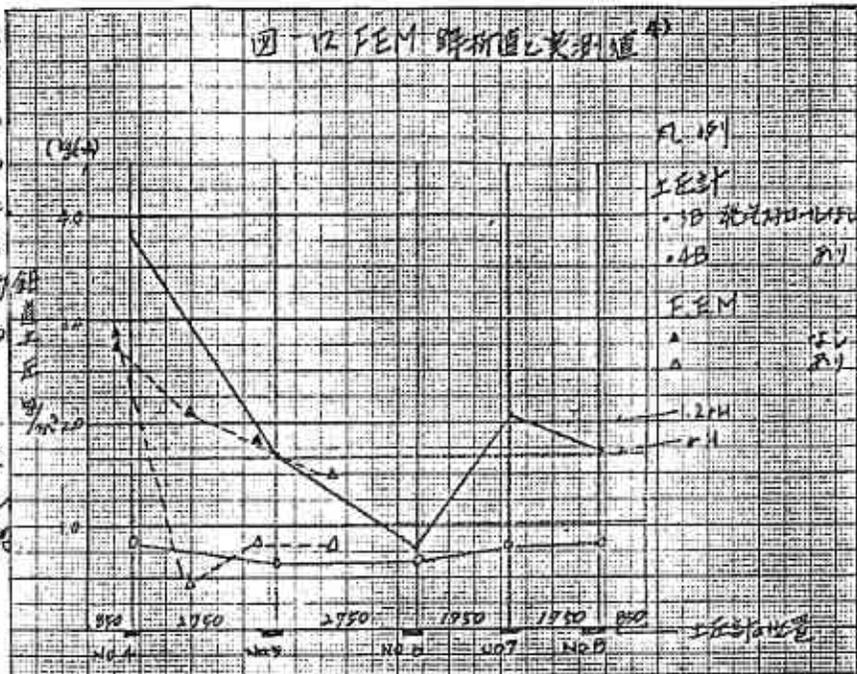
5) 盛土完了後4ヶ月経過後も3B、4Bと土圧の変化は認められる。

7) まとめ

以上の現場測定、FEM解析等より4Bにフックを考慮すると、土被り5m程度で圧縮性材料(発泡スチロール)の圧縮が急激に大きくなり、発泡スチロール上面の下方がその向側の盛土部より大きくなる。また、カルバート上部の土被り5m以上にある土の荷重は、土中のアーチ作用やその他の作用によって、カルバート面側の盛土部に伝えられ、カルバートに作用する側面土圧は軽減されていると考えられる。

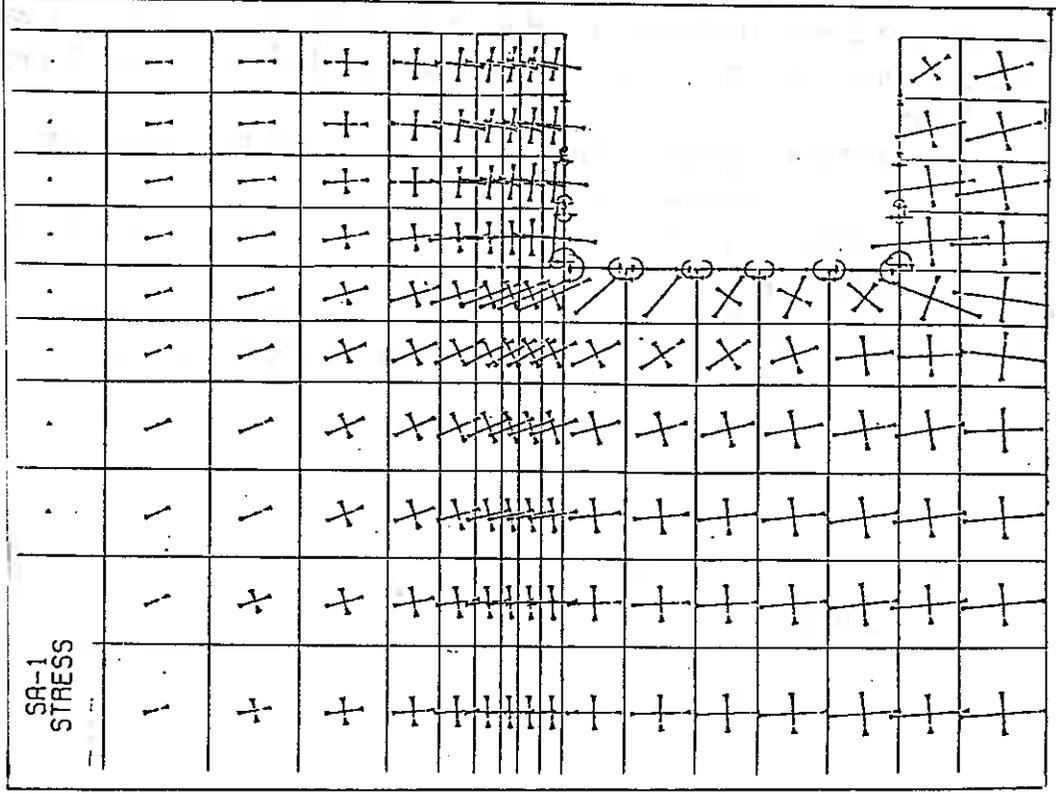
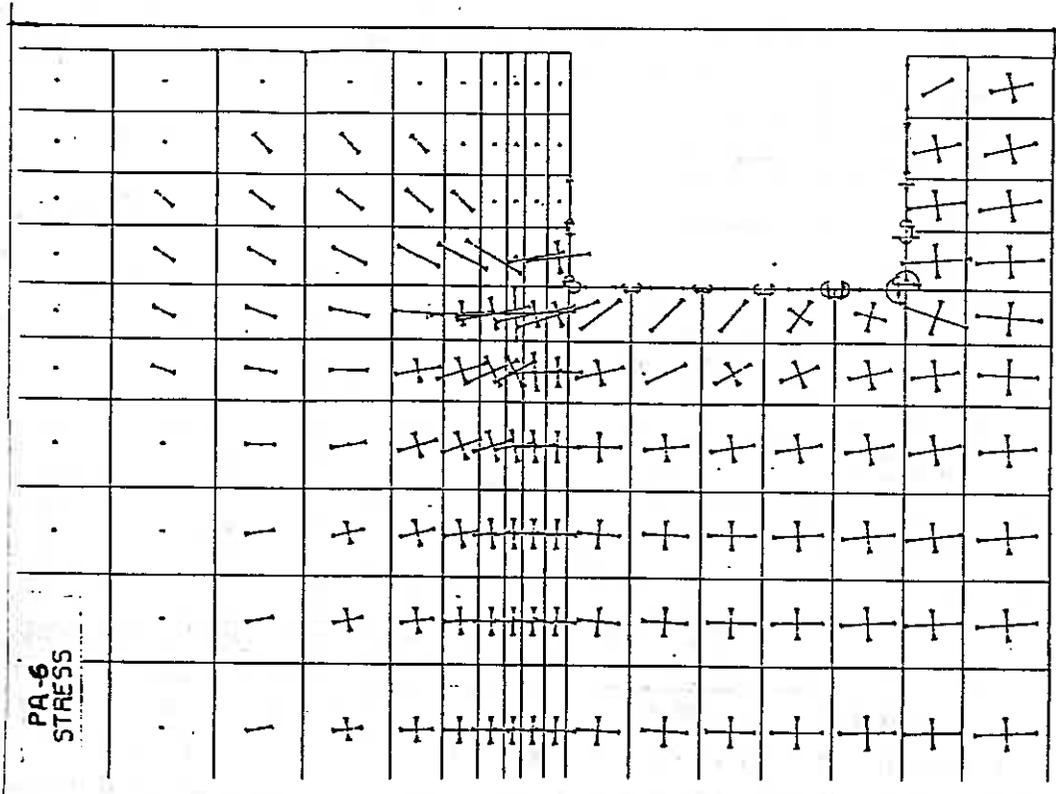
- 参考文献
- 1) 日本道路協会：道路土工、擁壁、カルバート、施設構造物工指針、九巻、昭和52.4
 - 2) 土質工学会：ユルゲートメタルカルバート マニュアル 昭和50.10
 - 3) 積水化成品工業社：エスレンボード技術資料
 - 4) 日本道路公団試験所：カルバートボックス土圧測定検討書 昭和54.11
 - 5) . . . : 発泡スチロール圧縮試験中間報告 昭和55.3

図-12 FEM解析値と実測値



参考図
 FEM解析

以上



⑨ 任意応力径路下の砂の応力～ひずみ関係

北大工学部 (印) 三浦 清一
 " () 土岐 祥介
 " () 〇 稲 直美
北海道 () 佐々木 朗

1. まえがき

近年、砂の応力～ひずみ式を弾塑性理論を用いて誘導しようという試みが多数行なわれている。これは、砂地盤の液状化特性や支持力・変形問題に関する未解決な部分を解明する上で重要かつ基礎的な研究であると思われる。三浦¹⁾はこの観点に立ち、弾塑性理論を用いて砂の応力～ひずみ関係予測式の数式表示を試み、ある程度の成果を得た。そこで本報告は、この理論に若干の修正を加え、それを用いて、通常の三軸試験で実施できる各種の応力径路下における砂の応力～ひずみ関係の検証を行なった。更に、最近多くの事実が明らかになっている砂の異方性と、予測式におけるパラメーターの関係を調べらるために、いくつかの供試体作製法による供試体に側圧一定の排水三軸圧縮および伸張試験を行ない、その応力～ひずみ関係と予測値の比較を行なった。供試体の作製法の数だけ砂の応力～ひずみ式が提案されているのではないかと思われる現行、供試体の初期構造の影響がどのように予測式の中にはいりこんでいるかを調べることは、自然状態の砂地盤が強い異方性を持っていると考えられているだけに、重要かつ意義あることと考えられよう。

2. 試料および供試体作製法

実験に用いた試料は豊浦標準砂 ($G_s = 2.65$, $e_{max}^{\text{8)}$ = 0.992, $e_{min}^{\text{8)}$ = 0.625) である。供試体作製法は、この報告中で特にことわらない限り多量ふるい落下法 (Multiple Sieving Pluviation; M.S.P 法) によっている。この作製法は、著者らが以前に報告しているように、均質な供試体を再現性よく供給しうる方法である²⁾。更に、砂の応力～ひずみ関係予測式における諸パラメーターと供試体作製法の関係を調べるために、タッピング法²⁾ (Dry Tapping; Tpd法) とアラランジング法 (Wet Plunging; Plgw法) を採用している。なお、Plgw法において含水比約8%の試料を用いて供試体の作製を行なった以外はすべて乾燥試料を用いて供試体を作製した。

3. 試験方法と試験の種類

三軸試験用供試体の寸法は径50mm、高さ120mmである。供試体は作製後CO₂を通し、引続き脱気水で飽和させた。なお、不飽和状態で作製したPlgw法による供試体については、CO₂の通気時間を長くするなどして飽和に注意をはらっている。その後、196kPaのバックプレッシャーを与えている。以上の方法で作製した供試体を有効拘束圧196kPaのもとで30分以上圧密し(このときの相対密度を D_{ro} とする)、その後以下の試験を実施した。

- (a) 側圧一定排水三軸圧縮試験 (LC と略す)
- (b) " 伸張 " (UE ")

- (c) 軸圧一定排水三軸圧縮試験 (UC と略す)
- (d) 伸張, (LE,)
- (e) 平均主応力一定排水三軸圧縮試験 (PC,)
- (f) 伸張, (PE,)

以上のうち LC および UE 試験のみがひずみ制御 ($\dot{\epsilon}_a = 0.23\%/min$) で、他はすべて応力制御によって実施された。なお、軸圧は三軸セル室内に取りつけられたロードセルによって測定した。

4. 実験結果

図1~4は、上述の6種類の試験によって得られた結果をまとめて示している。ただし、

$$P' = \frac{1}{3}(\sigma_a + 2\sigma_r), \quad \gamma = |\sigma_a - \sigma_r|$$

$$\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r, \quad \gamma = \frac{2}{3}|\sigma_a - \epsilon_r|$$

ここに、 σ_a, σ_r はそれぞれ軸方向、側方向有効主応力、 ϵ_a, ϵ_r はそれぞれ軸方向、側方向ひずみであり、圧縮を正としている。

図1,3によれば、 $q/p' \sim \epsilon_v$ 関係は明らかに応力径路依存性を示しており、これはせん断時における P' 成分の ϵ_v に対する貢献の差を示している。

着者は³⁾先に、LC および UE 試験の結果をもとにして、供試体の初期構造異方性が圧縮側と伸張側の $(\epsilon_v)_{max}$ に差をもたらすことを主張してきた。軸対称の三軸試験であるので中間主応力の影響は考慮できないとしても、平均主応力一定試験においても圧縮側と伸張側の $(\epsilon_v)_{max}$ の差が著しいことから、せん断時に P' が増加するか減少するかを考慮するだけでは上述の差は説明できないことは明らかである。

次に、供試体作製法の違いによる応力~ひずみ関係の相違を調べてみよう。図5~8は、M.S.P法、Tpd法、Plgw法によって作製した供試体に LC および UE 試験を実施した結果を示したものである。図5,7よりわかるように、ゲイレイタンシー特性に注目する限り、圧縮側ではさほど差がないにもかかわらず、伸張側での差は著しいものがある。たとえば、圧縮側の $(\epsilon_v)_{max}$ と伸張側のそれとの比 $R = 3.5$, $R_{Tpd} = 2.3$, $R_{Plgw} = 0.9$ となる。Plgw法という供試体作製法が、モールド内に注ぎこんだ砂を細い棒で

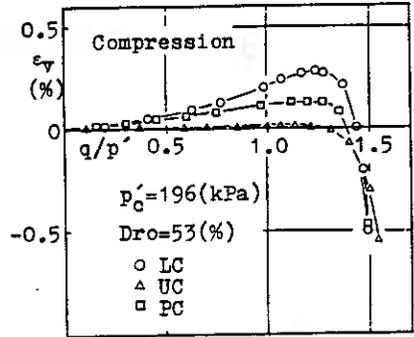


Fig.1 $q/p' \sim \epsilon_v$

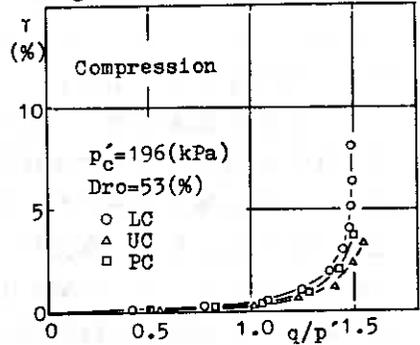


Fig.2 $q/p' \sim \gamma$

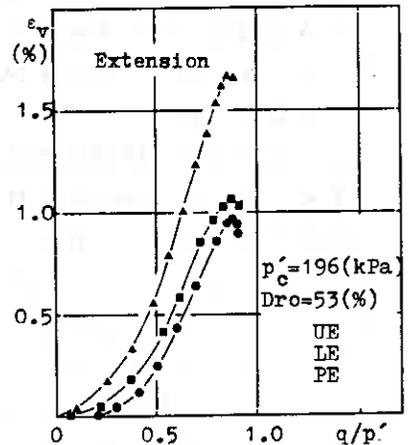


Fig.3 $q/p' \sim \epsilon_v$

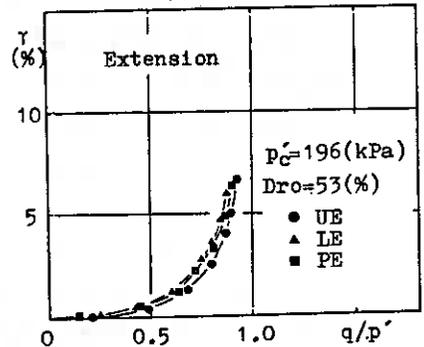


Fig.4 $q/p' \sim \gamma$

突ついで砂粒子の特定方向への卓越配列を消失させ、ある程度ランダムな配列を作りだしていると考え、この結果は、M.S.P法による供

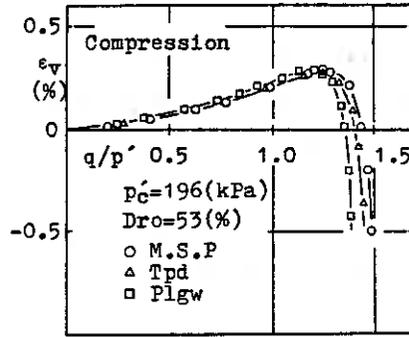


Fig. 5 $q/p' \sim \epsilon_v$

試体が強い異方性を持つということを示すとともに、図1,3にみられる圧縮、伸張という応力経路の違いによる $(\epsilon_v)_{max}$ の差が主として異方性に起因するという考えを強く支持するものである。

5. 弾塑性理論にもとづく応力～ひずみ関係式

理論的に砂の変形を取扱う方法として、微視的観点から粒子間の相互作用を考慮していくものと連続体として既成の弾性理論や塑性理論を導入して応力～ひずみ関係を解明するという2通りの考え方があつた。前者は、基本的な粒子間の法則性を見出そうとするもので、より本質的な立場に立っていると思われるが、最終的には弾塑性理論のような体系化された理論にもとづいて構成されていくものと考えられる。これに対し三浦ら¹⁾は、巨視的かつ現象論的な立場で砂の変形機構を考察し、弾塑性理論にもとづいてその数式表示を試みてきた。前述したように、本報告の目的は、予測式による応力～ひずみ関係の検証および、供試体の初期構造(異方性)とパラメータの関係を探ることであるが、その前に理論の概要を次に述べておく。

5-1. 基本仮定

弾塑性理論では、塑性変形の開始を定める降伏条件(応力空間では降伏曲面)を設定し、その状態に到達するまでは弾性変形のみが、更に降伏条件を満足する応力状態に至ると弾性変形と塑性変形が共存して変形が進行し、それとともに降伏曲面も拡大していくと考える。このとき発生するひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ は、弾性成分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性成分 $d\epsilon_{ij}^p$ の和として表わすことができるとする。すなわち、

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (1) \quad (i, j = 1, 2, 3 \quad i, j \text{ は総和規則に従う})$$

また、(1)は等方応力成分によるひずみと偏差応力成分によるひずみに分離でき、

$$d\epsilon_{ij} = (d\epsilon_{ij}^e)_s + (d\epsilon_{ij}^e)_d + (d\epsilon_{ij}^p)_s + (d\epsilon_{ij}^p)_d \quad (2)$$

となる。また、塑性ひずみ増分は、塑性理論より

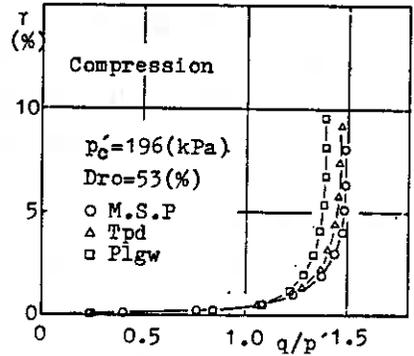


Fig. 6 $q/p' \sim \gamma$

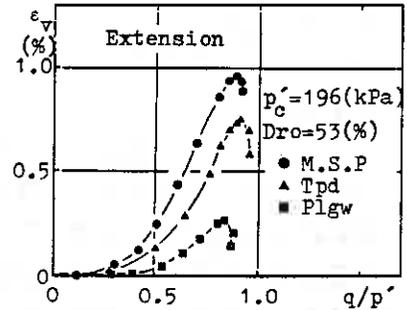


Fig. 7 $q/p' \sim \epsilon_v$

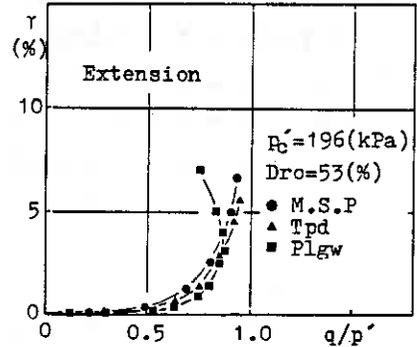


Fig. 8 $q/p' \sim \gamma$

$$d\epsilon_{ij}^p = k \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \cdot d\sigma \quad (3)$$

で計算できる。ここで、 σ は降伏関数、 g は塑性ポテンシャル、 k は硬化関数である。また、弾性ひずみの項は後述するように弾性理論により応力と関連づけることができる。そこで、塑性論を用いて応力～ひずみ関係を誘導するためには、いかなる応力状態になつたら降伏が生じ塑性ひずみを生ずるようになるかを規定するす、塑性ひずみ増分の方角を与える塑性ポテンシャル g 、および塑性変形の進み具合を表わすパラメーターと塑性変形の開始点の関係を与える硬化関数 k を具体的に決定する必要がある。

5-2. 圧密に関する応力～ひずみ式

任意応力経路下のせん断で発生するひずみ増分(%)が(2)式で表わすことができるかすると、圧密項すなわち平均主応力変化に伴うひずみ増分は次式となる。

$$(d\epsilon_{ij})_s = (d\epsilon_{ij}^e)_s + (d\epsilon_{ij}^p)_s \quad (4)$$

$(d\epsilon_{ij})_s$ は図9に示すような等方圧縮・膨張試験の結果より評価できると考えた。一般に、粘性土の圧密に関する応力～ひずみ式は $e \sim \ln p'$ 上で直線関係として与えられる。しかし、砂の場合は片対数紙上での直線関係は満足されず、図9のように両対数紙上で大よそ直線となり定式化可能である。図9を見ると、ある p' から等方圧密を開始して任意の p' で除荷するとその除荷曲線は直線となる。更に、再載荷曲線は除荷曲線に沿って進み、ついには初期載荷曲線にのってくる。つまり、任意の p' が降伏点であると考えることができるから、等方圧密に関する限り、

$$f_s = p' \quad (5)$$

と考えられる。また、等方圧密中に発生するせん断ひずみ $\gamma_s \approx \gamma'_s$ は微小であり無視できると考えると、塑性体積ひずみ増分の方角は p' 軸の方角であるから

$$g_s = f_s = p' \quad (6)$$

となり、 f と g が一致する関連し r 流れ則を採用できることになる。つまり、(3)式より

$$(d\epsilon_{ij}^p)_s = k_s \cdot \frac{\partial g_s}{\partial \sigma_{ij}} \cdot d\sigma_s \quad \therefore (d\epsilon_v^p)_s = k_s \cdot \frac{\partial p'}{\partial p'} \cdot dp' = k_s \cdot dp' \quad (7)$$

となる。ここで、図9における $\ln p' \sim \ln \epsilon_v$ の直線関係より圧密に伴う塑性体積ひずみ増分は、

$$(d\epsilon_v^p)_s = k \cdot (\ell - n) \left(\frac{p'}{p_0}\right)^{\ell-1} \cdot \frac{dp'}{p'} \quad (8)$$

$r = \ell$ とし、 k : 等方圧密(圧密圧力 p_0)終了時の ϵ_v 、 ℓ : 載荷直線の傾き、 n : 除荷直線の傾きである。(7),(8)式より硬化関数 k_s の具体的な形は、

$$k_s = \frac{(d\epsilon_v^p)_s}{dp'} = k \cdot (\ell - n) \left(\frac{p'}{p_0}\right)^{\ell-1} \cdot \frac{1}{p'} \quad (9)$$

と書ける。次に、体積ひずみの弾性成分は、図9の除荷曲線より

$$(d\epsilon_v^e)_s = k \left[\ell \left(\frac{p'}{p_0}\right)^{\ell-1} - (\ell - n) \left(\frac{p'}{p_0}\right)^{\ell-n} \right] \cdot \frac{dp'}{p'} \quad (10)$$

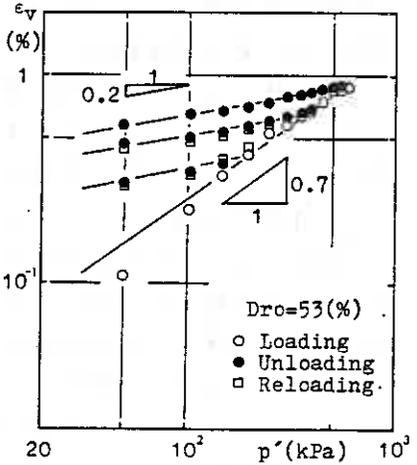


Fig.9 $p' \sim \epsilon_v$

以上のように、 P' 成分による体積ひずみ増分 ($d\varepsilon_v$) は (8), (10) 式より

$$(d\varepsilon_v)_s = k \cdot l \cdot \left(\frac{P'}{P_0'}\right)^{n-1} \cdot \frac{dP'}{P'} \quad (11)$$

で与えられる。

5-3. せん断に関する応力～ひずみ式

5-2において P' 成分によるひずみ増分式を導いた。ここでは、(2)式における偏差ひずみ成分 ($d\varepsilon_{ij}$)_d について考える。

現在一般に、砂のせん断に関して、降伏条件式に対する Normality (降伏曲面に対して塑性ひずみ増分ベクトルは法線方向にあるという概念) は成立しないと考えられ、実験的にも検証されている⁴⁾。そこで、多くの研究者が種々の降伏条件式を提案しているが、ここではせん断に関する降伏関数 f_d が、

$$f_d = \frac{q}{P'} \quad (12)$$

という比較的簡単な形で表わせると仮定する。三浦らはこの降伏条件が塑性ポテンシャルと一致するかどうかを実験的に調べ、一般に、両者が一致するという関連した流れ則は適用できないと結論した。

さて、軸対称応力条件下において、降伏状態にある有効主応力 σ_1, σ_3 によって発生する塑性ひずみ増分を $d\varepsilon_1^p, d\varepsilon_3^p$ とすると、単位体積あたり消費したエネルギー $-dW^p$ は、

$$dW^p = \sigma_1 \cdot d\varepsilon_1^p + 2\sigma_3 \cdot d\varepsilon_3^p \quad (13)$$

となる。ところが、この dW^p は粒子間すべりによる摩擦エネルギーとして消失するという考え方に従うと、 $\frac{q}{P'}$ がある応力比 m (降伏点) に等しくなったときにすべりが生ずるとみなせるから、

$$dW^p = P' \cdot m \cdot dY^p \quad (14)$$

従って (13), (14) 式より

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{dY^p} = m - \eta \quad (15)$$

ただし、 $\eta = \frac{q}{P'}$ である。(15)式の形はいわゆる応力比～塑性ひずみ増分比関係となっており、若干の表現上の違いはあるが、Rowe⁶⁾らが誘導した stress-dilatancy 式に対応している。一般に、stress-dilatancy 式は、せん断変形に限定していえば、多くの実験事実から同一の砂において拘束圧、相対密度、初期構造によらないことが確かめられている。そこで、図10, 11に今回の実験より求めた応力比とひずみ増分比の関係を示す。ただし、 ε_v より P' による成分 ε_{vs} を差し引き、 $\varepsilon_v^p \doteq \varepsilon_{vd} = \varepsilon_v - \varepsilon_{vs}$ 、 $Y^p \doteq Y$ として計算した。図によれば、全試験結果について明らかに $\frac{q}{P'}$ と $\frac{d\varepsilon_v^p}{dY^p}$ の直線関係は保持されていると考えられるが、(15)式よりむしろ

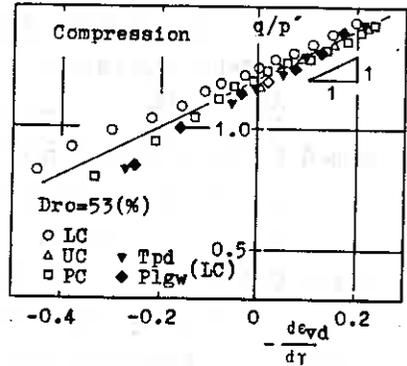


Fig. 10 $-\frac{d\varepsilon_{vd}}{d\gamma} \sim \frac{q}{P'}$

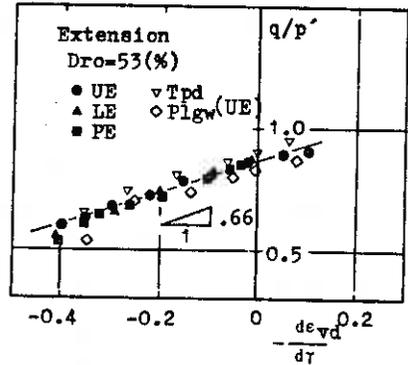


Fig. 11 $-\frac{d\varepsilon_{vd}}{d\gamma} \sim \frac{q}{P'}$

$$\frac{d\varepsilon_p'}{dY^p} = \alpha \cdot (m - \eta) \quad \text{--- (16)}$$

と表わす方が妥当と考えられる。m, α は応力径路に依存するパラメーターと考えらるべきであろう。これは、エネルギー-釣合式(13),(14)が応力径路によって異なることを示すものである。

ところで、(16)は流れ則を表わしているから、塑性ポテンシャル g_d 上において応力の方向と塑性ひずみ増分ベクトルは直交するという条件、

$$\frac{d\varepsilon_p'}{dY^p} = - \frac{dY^p}{dP'} \quad \text{--- (17)}$$

と(16)式より g_d は次の形で表わされる。

$$\alpha = 1 \text{ のとき } \quad g_d = \eta + m \cdot \ln P' = 0 \quad \text{--- (18)}$$

$$\alpha \neq 1 \text{ のとき } \quad g_d = \eta - \frac{\alpha \cdot m}{1 - \alpha} (1 - P'^{\alpha-1}) = 0 \quad \text{--- (19)}$$

これで塑性ポテンシャルが求められたことになる。

次に、(3)式に(18)又は(19)式を代入することによって任意の応力径路に対する硬化関数 h_d を次のように決定できる。

$$\alpha = 1 \text{ のとき } \quad h_d = P' \cdot \frac{dY^p}{d\eta} \quad \text{--- (20)}$$

$$h_d = P' \cdot d\varepsilon_p' / \{ \alpha(m - \eta)d\eta \}$$

$$\alpha \neq 1 \text{ のとき } \quad h_d = P' \cdot \frac{dY^p}{d\eta} \quad \text{--- (21)}$$

$$h_d = P' \cdot d\varepsilon_p' / \{ \alpha(m - \eta)d\eta \}$$

Frydman⁵⁾は、塑性変形の進み具合を表わす硬化パラメーターを塑性ひずみ仕事の関数とみなし、硬化関数と塑性ひずみ仕事との間に(22)式で示すような両対数紙上で直線関係にあることを見出し砂の弾塑性モデルを提案している。

$$h_d = A \cdot (W^p)^B \quad \text{--- (22)}$$

ただし、 $W^p = \alpha \cdot \int m \cdot P' dY^p$ である。

三浦ら¹⁾は、(22)式の関係が応力径路に依存しないものと考え、かつ塑性ひずみ仕事は応力のみの変数で表わせると考えて積分を実行した。

図12,13は本試験をもとに計算した $W^p \sim h_d$ の関係を示したもので、圧縮側および伸張側のそれぞれにおいて満足のいく直線関係がみられており、(22)式は妥当と考えられる。しかし、圧縮側における係数A, Bと伸張側のそれとは明らかに異なり、圧縮か伸張かの応力系に依存したパラメーターと考えられる。

以上の議論によって、降伏関数 f_d 、塑性ポテンシャル g_d 、硬化関数 h_d を決定できたので(3)式を用いて、せん断に関する塑性ひずみ増分を求める式を誘導することができる。

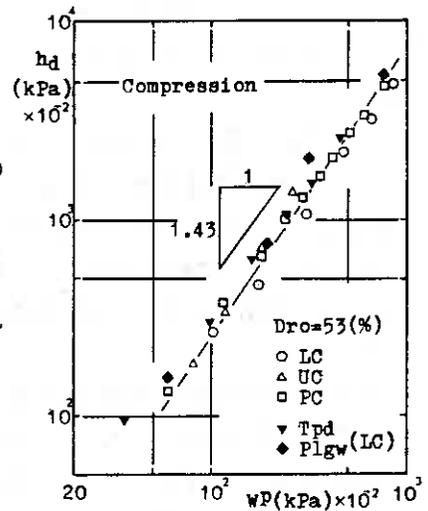


Fig.12 $W^p \sim h_d$

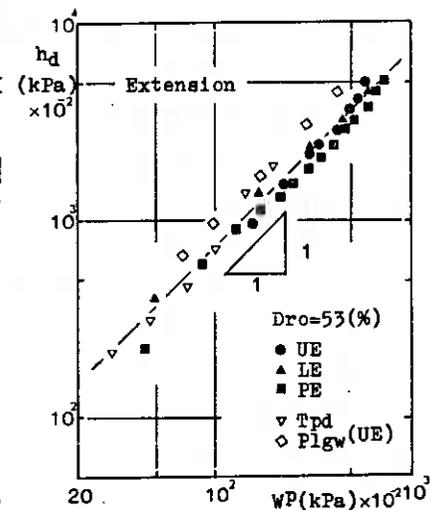


Fig.13 $W^p \sim h_d$

$$(d\varepsilon_{ij})_d = k_d \cdot \frac{\partial \Delta d}{\partial \sigma_{ij}} \cdot d f_d = \frac{k_d}{3P'} \left\{ \alpha(m-n) \cdot \delta_{ij} + \frac{q}{2} \frac{S_{ij}}{q} \right\} d\eta \quad (23)$$

ここで、 δ_{ij} : 70ネッカーのデルタ, $S_{ij} = \sigma_{ij} - p' \cdot \delta_{ij}$: 偏差応力テンソルである。したがって、任意応力経路下のせん断に伴う体積ひずみ増分およびせん断ひずみ増分は、

(i) $B \neq 1$ のとき

$$d\varepsilon_v = \frac{\alpha}{P'} \left\{ \left(\frac{P'}{G^*} \right)^{\frac{1}{B}} + \alpha \cdot m \cdot A^{\frac{1}{B}} (1-B) \eta \right\}^{\frac{1}{1-B}} (m-n) d\eta + k \cdot l \cdot \left(\frac{P'}{P_0} \right)^{l-1} \frac{dP'}{P'} \\ d\gamma = \frac{1}{P'} \left\{ \left(\frac{P'}{G^*} \right)^{\frac{1}{B}} + \alpha \cdot m \cdot A^{\frac{1}{B}} (1-B) \eta \right\}^{\frac{1}{1-B}} d\eta \quad (24)$$

(ii) $B = 1$ のとき

$$d\varepsilon_v = \frac{\alpha}{P'} \left(\frac{P'}{G^*} \right) (m-n) \exp(\alpha \cdot m \cdot A \cdot \eta) \cdot d\eta + k \cdot l \cdot \left(\frac{P'}{P_0} \right)^{l-1} \frac{dP'}{P'} \\ d\gamma = \frac{1}{P'} \left(\frac{P'}{G^*} \right) \cdot \exp(\alpha \cdot m \cdot A \cdot \eta) \cdot d\eta \quad (25)$$

ここで、 G^* : ひずみ硬化時における η/γ であり、せん断弾性係数に相当する量

(24),(25)式を積分することは容易である。

さて、(24),(25)式を積分して得られた応力~ひずみ関係式を用いて予測を行なうとき、実験によって決めるべきパラメータは $m, \alpha, A, B, G^*, k, l, n$ で、これらは軸対称三軸圧縮試験および圧密試験から求めることができる。しかし、周知のように、供試体を作製する方法は研究者によってまちまちであり、それは供試体の初期構造(異方性)の違いによって生ずる応力~ひずみ関係の差に直結するものである。そこで次に、誘導した応力~ひずみ関係式を用いて、応力経路の違いがどのパラメータにどのように反映されるか、更に、供試体作製法の相違、つまり砂の異方性を表わす量がどのようにパラメータにはいりこんでくるかを調べてみよう。

6. 構成式による予測値と実測値の比較

上述のように、予測に必要なパラメータは、 $m, \alpha, A, B, G^*, k, l, n$ の8個であり、5-2, 5-3の図9~13より G^* 以外のパラメータは決めることができる。 G^* はせん断弾性係数に相当する量であるから実験的には図2,4,6,8における曲線の初期接線として求めるべきである。しかし、一般に言われているように G^* を $\gamma = 10^{\circ} \sim 10^{\circ}$ のレベルで精度よく決めるのは今回のような試験では無理があるかもしれない。そこで今回は、初期接線係数として求めた G^* が $G^* \approx 15$ 程度であり、Tatsuoka⁷⁾らが豊浦砂について共振法で求めた G とほぼ一致するのでこの値を採用した。また、平均主応力 P' が変化する応力経路の場合を考慮して

$$G^* = G_0^* \left(\frac{P_0'}{P'} \right)^{\beta} \quad (26)$$

を使うことにする。ここで、 G_0^* : $P'=P_0'$ における G^* である。

最終的に、M.S.P法による供試体について平均主応力一定試験を基本にして求めた諸パラメータの値は表1のようになる。 m 値が圧縮と伸張で異なっているが、 ϕ_{cv} ($\frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} = 0$ 点での ϕ)はほぼ一致している。

6-1. 応力経路とパラメータ

図14,15に応力経路を変化させた試験について予測値と実測値の比較を示してある。ただし、(26)式における β は1.5を用いている。

予測値は実測値の傾向を十分よく表わしていると思われる。

5-2, 5-3において述べたように、圧縮または伸張においては、応力径路が変化しても m, μ, A, B, k, l, n のパラメーターを変化させていないのであるから、 G^* を P' の関数とすること(26式)で任意応力径路下の応力~ひずみ関係を推定できるといえる。

	m	μ	A	B	G^*	k	l	n
Comp.	1.2	1	0.3	1.43	15	0.41	0.7	0.2
Ext.	0.86	1.5	5.75	1.0	15	0.41	0.7	0.2

Table 1 予測に用いたパラメーターの値

6-2. 供試体作製法とパラメーター

前述したように、室内で作製した砂供試体には多かれ少なかれ初期構造に異方性が存在すると考えられる。そこで、そのような供試体をもとにして構成した予測式中には、供試体の異方性の程度によって値が変化するパラメーターが含まれていると考えるのが自然であろう。

具体的には、ある作製法による供試体について、圧縮側と伸張側の $(\epsilon_v)_{max}$ の差を生ぜしめるパラメーターが異方性を説明するものと考えられる。

5-2, 5-3で述べたように、M.S.P法, Tpd法, Plgw法による供試体について、 m, μ, k, l, n のパラメーターにはほとんど差がないと考えてよいだろう。また、Tatsuokaらは、共振法を用いて種々の作製法による供試体の G^* を求め、その結果、供試体作製法によって G^* に差はないと結論している。これに徒えば、 G^* もM.S.P法, Tpd法, Plgw法の間では差はないと考えて差しつかえないと思われる。

ところが、供試体作製法によって応力~ひずみ関係が異なるという事実は、その供試体が変形していくとき、ある程度までの硬化の程度が異なるということに対応している。

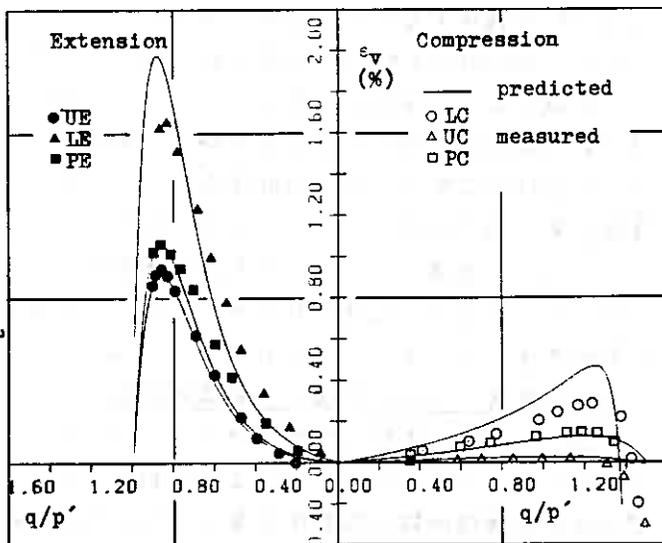


Fig.14 $q/p' \sim \epsilon_v$

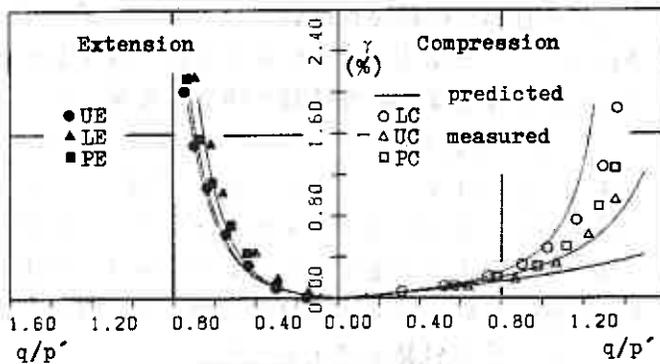


Fig.15 $q/p' \sim \gamma$

それゆえ、硬化関数を表わす(22)式中のA,Bというパラメータにその影響が現われるはずである。このA,Bは図12,13より求めたが、試験本数が少ないということもあり作製法によるA,Bの差を明確にできなかった。そこで、A,B値を変化させて図7の傾向を理論的に再現させて示したのが図16,17である。一般的には、A,Bの種々の組みあわせが考えられるが、図のようにA値を小さくすることによって発生する体積ひずみ量をおさえることができる。

以上のように、A,Bが異方性を表現するパラメータと考えることが可能であるが、図12,13において、Tpd法、

Plgw法に対するA,Bが決めづらいという事実は、両作製法による供試体に供試体作製の過程において人為的な要素が多く入りこむため、構造自体が不安定になっていることを示唆するものと推定される。

7. まとめと結論

以上のように、弾塑性理論をもとにして砂の応力～ひずみ式を誘導し、応力径路、供試体作製法とパラメータの関係に主眼をおいて述べた。その結果を要約して次に述べる。

- (1) 流れ則、つまり $\frac{d\varepsilon_p}{d\sigma_p} \sim \eta$ 関係は一般的に $\frac{d\varepsilon_p}{d\sigma_p} = \eta(m-\eta)$ で表わされ、よは圧縮側で1、伸張側で1.5の値をとる。この値は、応力径路、供試体作製法にはよらず、圧縮か伸張かという応力系によって決まるパラメータである。
- (2) 硬化関数を塑性ひずみ仕事の関数として定式化することができたが、その際必要なパラメータA,Bは、圧縮側と伸張側では明らかに異なる。これは、このモデルが異方硬化則に従うことを示すものである。
- (3) 図1～4にみられる応力～ひずみ関係の応力径路依存性は、 $G^* = G_0^* \cdot \left(\frac{P_0}{P}\right)^B$ という形で径路の指定を行なうことによって定性的には説明できよう。
- (4) 図7でみられるような供試体作製法の違いによる応力～ひずみ関係の著しい差はA,Bを変化させることによって説明できようである。これは、A,Bが異方性の程度を表わすパラメータとなりうることを示している。
- (5) 特にPlgw法による供試体の伸張側における小さな ε_v を表わしうるA,Bの

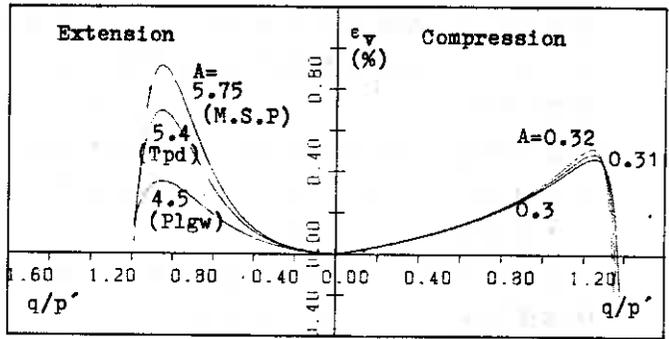


Fig.16 $q/p' \sim \varepsilon_v$

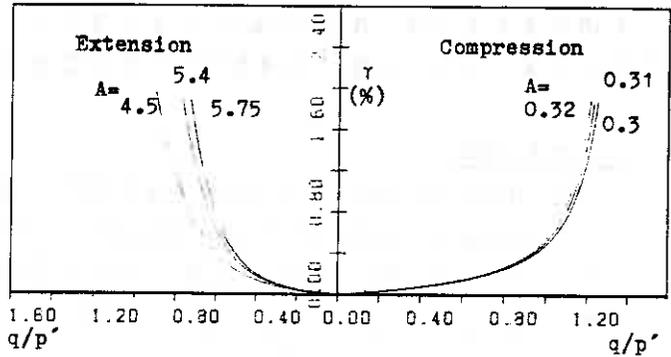


Fig.17 $q/p' \sim \gamma$

値は $W^p \sim \rho d$ 関係より決めづらいという事実は、Plgw 法という人為的要素の多くは、いりやすい作製法による供試体には、ある不安定な構造（たとえば不均質性）が存在するということに対応するものであろう。

- (6) 自然地盤の多くは、M.S.P 法による供試体とほぼ対応した異方性を示すと考えられる。これは、砂の応力～ひずみ予測式を誘導する上で、異方性を考慮しなければならないことを示す。したがって、予測式のパラメータを決定するために必要な実験は、再現性のよい安定した構造を有する供試体（たとえば M.S.P 供試体）を用いるべきであらう。

8. おわりに

本研究について御教示頂いた北郷 繁教授ならびに実験、データ整理に多大の協力を得た本学大学院 2 年生 成田君、および本学 4 年生 藤永、松下君の各君に謝意を表します。なお、計算は北海道大学大型計算機センターで行なった。

9. 参考文献

- (1) 三浦・土岐・佐々木 (1979) : 道支部技術報告集, 才19号
- (2) 土岐・三浦 (1979) : 才24回土質工学シンポジウム発表論文集
- (3) 土岐・三浦・稲 (1980) : 土質工学会才15回研究発表会概要集
- (4) Tatsuoka, F. and Ishihara, K. (1974) : Soils and Foundation, Vol.14, No.2
- (5) Frydman, S (1976) : Can. Geotech. Jour., Vol.13
- (6) Rowe, P. W. (1962) : Proc., Roy. Soc. A., Vol.269
- (7) Tatsuoka, F. et al. (1979) : Soils and Foundations, Vol.19, No.1
- (8) 土質工学会編 (1979) : 土質試験法 才2回改訂版

⑩ 砂のせん断特性とコーン貫入抵抗との相関

北大工学部 (正) 土 岐 祥 介
 " (") 三 浦 清 一
 " (") 〇 谷 澤 房 郎

[1] まえがき

砂の力学的特性は、主として密度によって支配されるという考えが、長い間持たれてきた。もちろん密度以外の種々の因子も、無視できない影響を及ぼすことは一般に認められていたが、設計などの実際問題にそれらを加味することが極めて難しいことや、実験的に示された資料が少なかつたことなどのため、砂地盤の内部摩擦角のような力学定数は、密度あるいは相対密度を調べることにより直ちに決められるのが通常であった。しかし、近年応力履歴や粒子配列構造をはじめ、種々の因子が砂の力学的特性、特に変形特性に重大な影響を及ぼすことが種々の研究から明らかになった。これを受けて、原位置で行われる種々の貫入試験の結果から密度ばかりでなく、上述のような他の因子についても評価しようとする試みがおおきく起きている。静的コーン貫入抵抗値に対する過圧密の影響の関係を示した報告¹⁾などがそれである。

この報告は、応力履歴や供試体作製法の違いにもとづく力学特性の相違を、貫入抵抗から識別しようとする試みの基礎的研究として、小型のコーンを用いて通常の三軸供試体に対して行った静的貫入試験の結果をまとめたものである。なお、本報告の一部の試験結果は、第15回土質工学研究発表会において発表されている²⁾。

[2] 試験装置

今回行った試験は、一種のエレメント試験であるために、コーン貫入時に応力解放あるいは飽和度の変化などが生ずることは避けなければならぬ。また、応力履歴の影響を調べるためには、従来の動的試験や静的試験との組合せが可能なものが必要となる。そこで、本報告では図-1に示すような、同一セル内で通常の三軸試験とコーン貫入試験が実施できる振動三軸

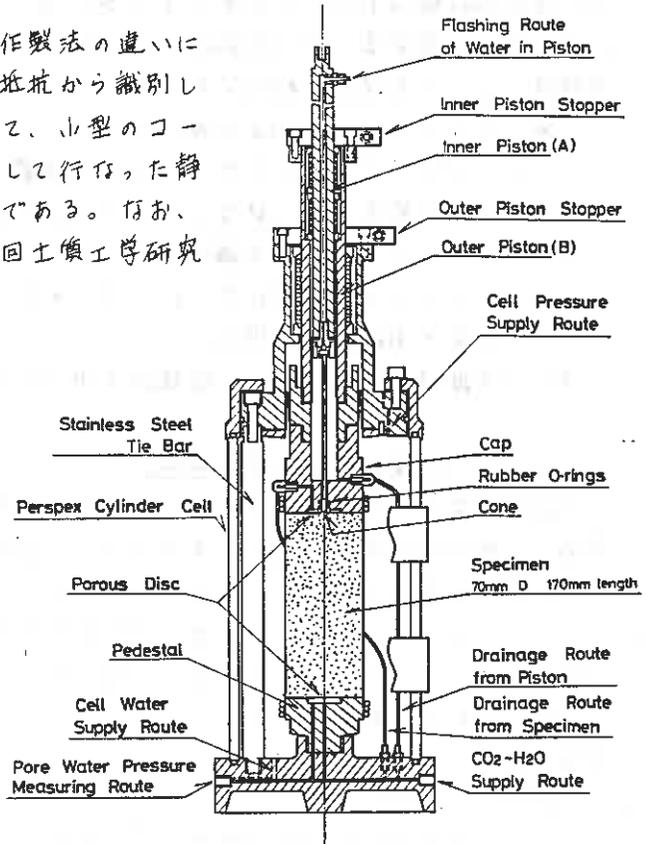


図-1 振動三軸試験機

試験機を使用している。

載荷用ピストンは二重式で、三軸試験においては、ピストンロッド(A)は(B)に固定され、兩者一体となって載荷が行われる。貫入試験時には、ピストンロッド(B)を上盤に固定し、(A)に荷重を加えてコーンを貫入させる。図-2は、コーンを格納しているキャップを示したものである。通常の三軸試験の際には、コーン格納部に装着されたオーリングによって、供試体とピストン内部は完全に遮断されている。本報告において使用したコーンの形状は図-3に示すもので、ロッドからの取り外し及び交換が可能である。また、貫入ストロークは100mmである。

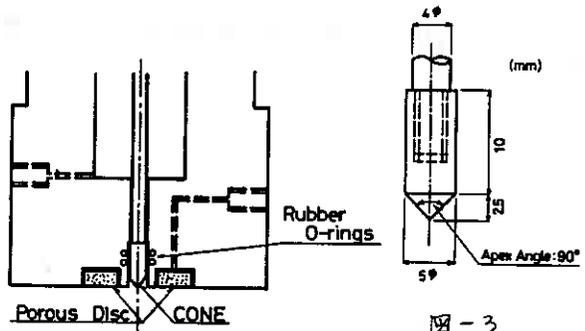


図-2 キャップ

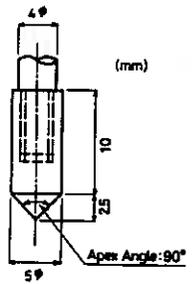


図-3
コーンの形状

コーン格納部に装着されたオーリングによって、供試体とピストン内部は完全に遮断されている。本報告において使用したコーンの形状は図-3に示すもので、ロッドからの取り外し及び交換が可能である。また、貫入ストロークは100mmである。

(3) 試験方法

3-1 試料および供試体作製法

試験に用いた試料は豊浦標準砂 ($G_s = 2.65$, $e_{max} = 0.992$, $e_{min} = 0.625^{3)}$ である。供試体作製は主として多重ふるい落下法⁴⁾ (MSP法) によったが、MSP供試体と異なる作製法による供試体との比較を行なうため、次の2種類の方法による供試体についても試験を行なった。

○タッピング法 (以下 Tpd と略す)

メンブレンを装着したモールドに、数層に分けて砂を注ぎ込み、各層ごとに所定の相対密度が得られるようにモールド側壁を連打する。

○プランジング法 (Plgd と略す)

タッピング法と同様にモールド内に砂を注ぎ、その後直塔試料を細い棒で突いて所定の相対密度を得る。

以上の3種類の作製はすべて乾燥砂を用いて行なった。

3-2 試験方法と試験の種類

本試験で使用した供試体の寸法は、コーン貫入時に発生する塑性域⁵⁾の広がりも考慮し、塑性域が供試体内に収まるように、直径70mm、高さ170mmとした。

供試体作製後 CO_2 を通し、引き抜き脱気水により飽和させ、196kPaのバックプレッシャーを与えている。その後、所定の有効圧密圧力(特にことわらない限りは196kPa)で30分間以上等方圧密した後以下に示すような試験を行なった。なお、この際には側圧の変化によるメンブレン貫入量の補正を行ない、圧密終了時の相対密度を D_{ro} とする。

1) 静的コーン貫入試験

処女供試体および応力履歴を受けた供試体に、排水条件のもとで、貫入速度 2.8 mm/min でコーンを貫入させる試験。

2) 繰返し応力載荷試験

側圧 $\sigma_r = \text{一定}$ で、周期 40 秒の矩形波形の動的応力を与える試験⁶⁾で、動的応力載荷後に再圧密（この時の相対密度を D_{r0} とする）を行なう。なお、発生間隙水圧 Δu が初期有効圧密圧力 σ'_v に等しくなった時点初期液状化とした。

[4] 試験結果と考察

4-1 処女供試体のコーン貫入特性

4-1-1 相対密度と貫入抵抗値

図-4に種々の相対密度 D_{r0} の処女供試体に対して行なったコーン貫入試験の結果を示す。図中のコーン貫入深さ D_p は、供試体上端からの貫入深さ (cm) である。貫入抵抗値 q_c には、コーンの先端抵抗とコーン側面および貫入ロッドの周面摩擦の両成分が含まれていると考えられるが、コーンおよびロッドの表面が非常に滑らかなこと、さらに測定される q_c が $D_p = 5 \text{ cm}$ 以深ではほぼ一定値となっていること、また実際に試料の内部摩擦角を仮定してこのコーンについて計算してみても周面摩擦の影響が小さいことから、本試験で得られた貫入抵抗値 q_c は、コーン先端抵抗を表わしていると考えてもさしつかえないと思われる。また、 $D_p = 2 \text{ cm}$ 前後でわずかな q_c のピークが認められるが、この現象は貫入初期における供試体上部の砂の膨れ上がりや、キャップによって妨げられた結果であると考えられる。

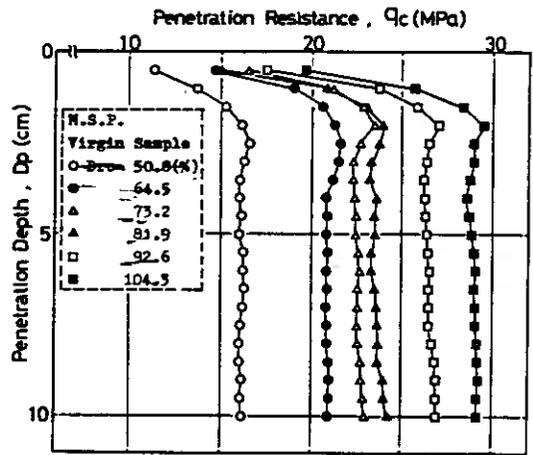


図-4 $D_p \sim q_c$

以上のような事実を考慮して、コーン貫入抵抗値として、以下主として $D_p = 5 \text{ cm}$ 以深の q_c の平均値 $(q_c)_m$ について考察を進める。 $(q_c)_m$ と D_{r0} との関係を示したのが図-5である。相対密度の増加とともに、平均貫入抵抗値は増加し、両者はほぼ直線関係を示しているように見えてよい。すなわち、一般に言われているように、コーン貫入抵抗値と相対密度の間には良い相関があると言えよう。また、種々の研究者により相対密度が 70% 程度までは、同一載荷回数における初期液状化の破壊規準にもとづく液状化強度は相対密度に比例すると報告されている。これは、平均貫入抵抗値から液状化強度の推定が可能であることを示唆していると考えられる。

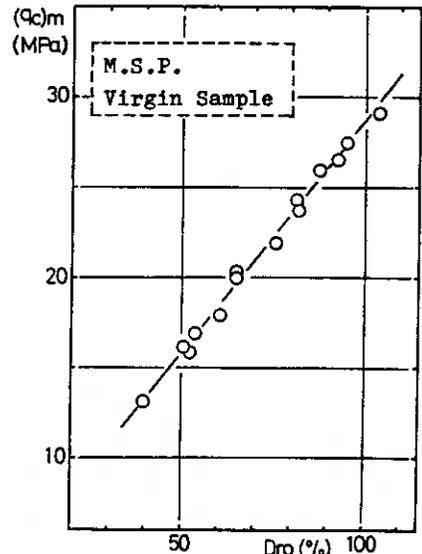


図-5 $D_{r0} \sim (q_c)_m$

次に、Tpd法およびPlgd法によって作製した供試体についての貫入試験の結果を図-6に示す。図-6から明らかのように、MSP供試体とは異なり $D_p=5\text{cm}$ 以深においても q_c は一定値を示さない。これは供試体の不均質性によるものと考えられる。すなわち、Tpd法およびPlgd法によって作製された供試体では、極力均質になるように注意しているにもかかわらず、その内部に局部的に密着部分とゆるい部分が存在している、コーンが敏感にそれに反応しているということがかがわれる。

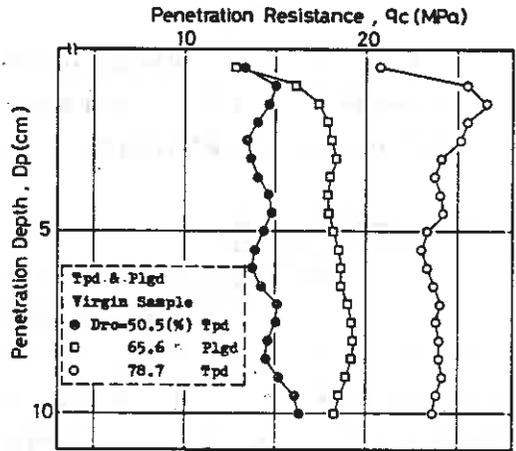


図-6 $D_p \sim q_c$

MSP供試体の場合と同様に、塑性域が完全に供試体中に入ると考えられる $D_p=5\text{cm}$ 以深の貫入抵抗値の平均をとり、 D_{ro} との関係を示すと図-7のようになる。ややばらつきは大きい、その値は同じ D_{ro} のMSP供試体に比べて若干小さい値をとると言える。これは、筆者らが先に報告している⁷⁾異なる供試体作製法による砂粒子配列の違いに起因するものと考えられる。すなわち、静的コーン貫入試験によって粒子配列構造の違いも十分に把握できるものと思われる。

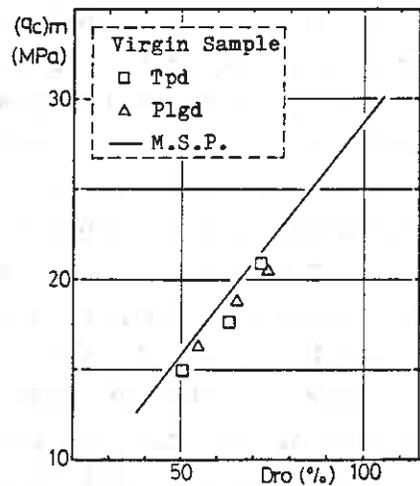


図-7 $D_{ro} \sim (q_c)_m$

また、 $D_p=5\text{cm}$ 以深の平均貫入抵抗 Q_m (Newton)に対する貫入抵抗 Q の標準偏差S.D.と D_{ro} との関係を示すと図-8のようになる。これは貫入抵抗値の深さ方向の変動の程度を示すものであり、MSP供試体は相対密度にかかわらず均質性が高いということが明らかである。それに対して、Tpd、Plgd法による供試体はMSP供試体に比べて全体的に均質性が低く、かつゆるい程不均質性が高いといえる。

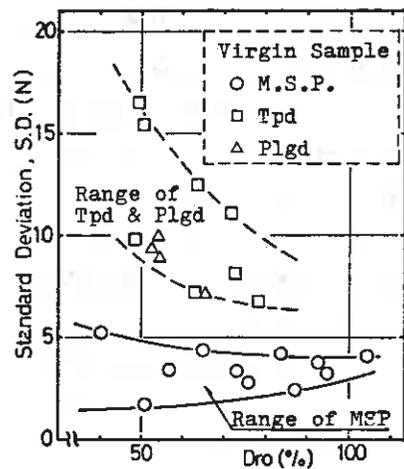


図-8 $D_{ro} \sim S.D.$

4-1-2 貫入抵抗値とせん断抵抗角

筆者らは先に、静的排水三軸圧縮試験における破壊時のせん断抵抗角 ϕ_d と相対密度 D_{ro} との間に良好な直線関係があることを示している⁷⁾。その結果から種々の相対密度に対する ϕ_d を求め、図-5の相対密度と平均貫入抵抗との関係から ϕ_d

$(\rho_c)_m$ との関係を求めると、図は示していないが良い直線関係が得られることは明らかである。したがって、静的排水三軸圧縮試験におけるせん断抵抗角 ϕ_d は、平均貫入抵抗値 $(\rho_c)_m$ を用いて簡単な一次式の形で表わされ、平均貫入抵抗値から ϕ_d の推定が可能となる。

また、Tpd 法による供試体の ϕ_d は M S P 供試体のそれと比べて約 $1 \sim 2^\circ$ 小さいということ、4-1-3 で述べた Tpd 供試体の $(\rho_c)_m$ が M S P 供試体のそれと比べてやや小さいことと関連して興味ある。すなわち、同一相対密度で異なる ϕ_d を示す供試体の ϕ_d をコーン貫入試験で推定し得る可能性を示唆している。しかし、この2つの供試体の ϕ_d の差に比べて $(\rho_c)_m$ の差がそれ程大きくないのは、 ϕ_d が不均質な構造のゆるい部分に支配される³⁾のに対し、本研究で採用している $(\rho_c)_m$ は密な部分とゆるい部分の値を平均したものであるということに起因しているものと思われる。

4-1-3 貫入抵抗値と 有効拘束圧

図-9は、 $D_{r0} \approx 53\%$ の供試体の平均貫入抵抗値と有効拘束圧 σ_r' との関係を示している。本研究の場合、すべて等方圧密を行っているので、 σ_r' は有効垂直応力 σ_v' と等しくなる。すなわち、図-9は有効土被り圧と貫入抵抗の関係を示したものと見られる。 σ_r' の増加とともに $(\rho_c)_m$ の値は増加するが、その増加の割合は拘束圧の増加とともに減少する傾向がられる。これは、Schmertmann による室内実験の結果¹⁾と一致している。またこの傾向は、原位置における静的コーン貫入試験においても、砂地盤の場合、貫入抵抗が深さに比例して増加しないという現象が見られることに対応している。

もし、砂のコーン貫入抵抗が相対密度のみの関数として一義的に決定されるならば、貫入抵抗は有効土被り圧の増加とともに直線的に増加するはずである。図-10は $(\rho_c)_m$ を σ_r' で正規化し、有効拘束圧が貫入抵抗値に及ぼす影響を示したものである。有効拘束圧 σ_r' の増加とともに $(\rho_c)_m / \sigma_r'$ は減少し、コーン貫入抵抗値の深さ方向の増加率の拘束圧依存性は無視できないことが明らかである。

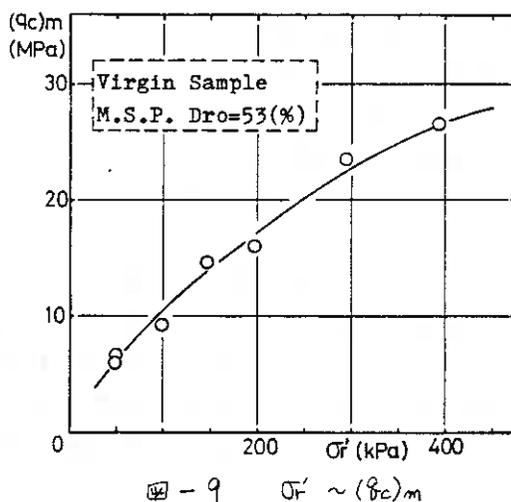


図-9 $\sigma_r' \sim (\rho_c)_m$

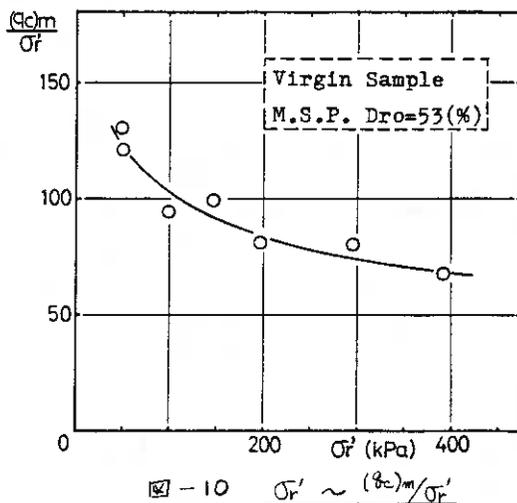


図-10 $\sigma_r' \sim (\rho_c)_m / \sigma_r'$

図-11は、種々の拘束圧での排水条件下における平面ひずみ圧縮、軸対称三軸圧縮試験で得られた ϕ_d を σ_r' に対してプロットしたものである。特に平面ひずみ条件下で、 ϕ_d の強い拘束圧依存性を認めることができる。これと同様の実験結果は、De Beer⁹⁾ や小田¹⁰⁾ らによって報告されているが、この程度の σ_r' の範囲においては、拘束圧増加に伴う ϕ_d の低下はせん断による粒子破砕によるものではないとされている。筆者らは、せん断中のダイレイタンシー特性の拘束圧依存性が ϕ_d に影響する結果ではないかと推定している。いづれにせよ、コーン貫入抵抗値とせん断抵抗角との間にはいずれの拘束圧においても密接な相関が存在し、コーン貫入抵抗値にはせん断抵抗角が有効拘束圧に強く依存している事実がそのまま反映されているといえよう。また図-10は、Mullis¹¹⁾ のいう液状化強度は拘束圧の増加とともに減少するという関係とも同様な傾向を示していることから、前にも述べたように、コーン貫入抵抗からの液状化強度推定の可能性がうかがわれる。

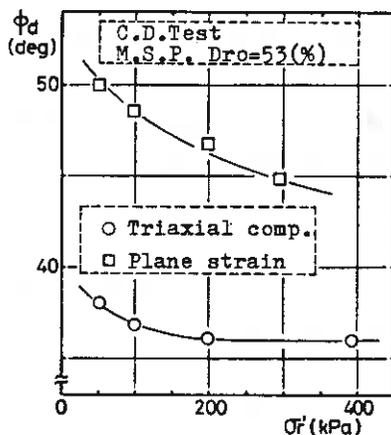


図-11 $\sigma_r' \sim \phi_d$

4-1-4 貫入抵抗値とダイレイタンシー

本研究の静的コーン貫入試験は、先に述べたようにすべて排水条件下で行われている。そこで、コーン貫入による供試体のダイレイタンシーを調べるために、種々の相対密度 D_{ro} の処女供試体の貫入深さ D_p と排水量 ΔV (ml) との関係を図-12に示す。ここで排水量 ΔV は、貫入量 5cm^3 ごとに測定した総排水量から、貫入に伴ってピストン内部(図-1参照)から排水される水の量およびコーンとロッドの貫入量に対応する体積を差し引いたものの累積である。図-12から、 $D_p = 5\text{cm}$ 以深では貫入深さが増すにつれて ΔV はほぼ一定の割合で増加していることがわかる。このことは、図-4

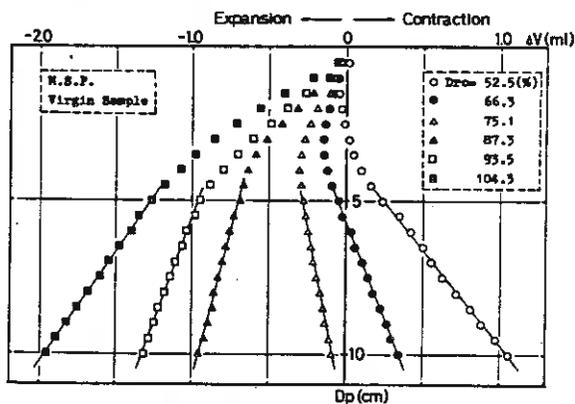


図-12 $D_p \sim \Delta V$

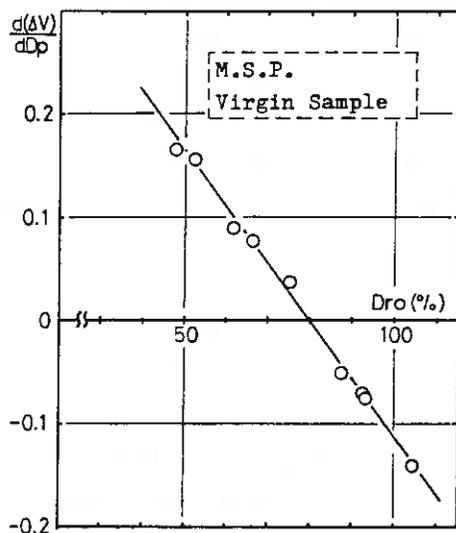


図-13 $D_{ro} \sim \frac{d(\Delta V)}{dD_p}$

において $D_p = 5\text{cm}$ 以深で q_c がほぼ一定値と
 なることに対応している。そこで、 $D_p = 5\text{cm}$
 以深の ΔV と D_p の関係を直線関係とし、
 その傾き $d(\Delta V)/dD_p$ と D_{r0} との関係を図-13に示
 す。両者にはほぼ直線関係があることが認め
 られる。また、 $D_{r0} = 80\%$ を境として排水状態
 から吸水状態へと移っていることがわかる。
 すなわち、供試体全体を考えると $D_{r0} \geq 80\%$ で
 はコーン貫入に伴ってダイレイトしているとい
 うこととなる。一方コーン先端付近に注目
 すると、貫入に伴う地排水は、貫入によっ
 て生ずるコーン先端部の平均主応力の増加によ
 るものとせん断によるダイレイタンシーによるもの
 の二つの成分からなると考えら
 れる。ここでは両者の分離は不可能であるが、
 図-12の結果から後者の方が卓越し
 ているものと思われる。さらに、図-14は Tpd 法
 で作製した供試体に対する貫入試
 験の結果を示したものであるが、 $d(\Delta V)/dD_p$
 の変化とともに q_c の値が変化し、両者に
 相関が見られることがわかる。すなわち、深
 さとともに正のダイレイタンシーが増加する
 とともに q_c の値は増加し、反対の傾向の
 とともに減少している。したがって、図-5と
 図-13との相関、および図-14の結果より、
 砂のコーン貫入抵抗は地排水量、
 いいかえれば、コーン貫入によるダイ
 レイタンシー特性に大きく支配
 されるといえる。

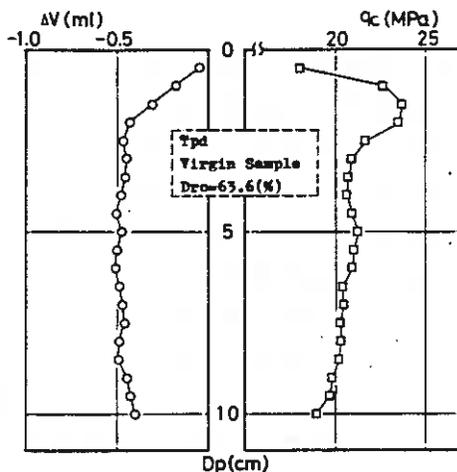


図-14 $D_p \sim \Delta V, D_p \sim q_c$

4-2 応力履歴を受けた供試体の
 コーン貫入特性

4-2-1 相対密度と貫入抵抗値

繰返し応力載荷により、せん断(ひずみ)履
 歴を受けた供試体を再圧密した後に行なった静
 的コーン貫入試験から得られた D_p と q_c の関
 係を図-15に示す。履歴の程度は表-1に示す
 ようで、 $(\Delta V/q_c)_{ps}$ は繰返し載荷終了時の間隙水
 圧比を示し、 $D_{rdo} = 66.4$ および 76.1% の供試体
 では液状化が生じている。図-4に示した処女
 供試体の $D_p \sim q_c$ の関係と比較すると、履歴
 を受けた供試体についても $D_p = 5\text{cm}$ 以深で q_c
 はほぼ一定値となり、全体的な傾向に大きな
 差異は認められない。そこで、処女供試体
 の場合と同様に、 $D_p = 5\text{cm}$ 以深の貫入抵抗
 の平均値 $(q_c)_m$ と再圧密後の相対密度 D_{rdo}
 との関係を図-16に示す。図中の実線は処
 女供試体の $D_{r0} \sim (q_c)_m$ の関係を表わして
 いる。繰返し応力載荷により、液状化に至るよ
 う

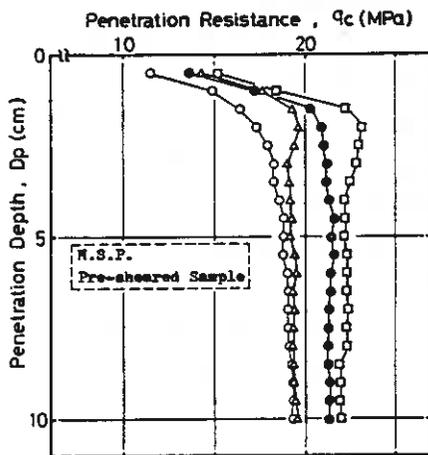


図-15 $D_p \sim q_c$ (履歴供試体)

表-1 応力履歴の大きさ

	D_{rdo} (%)	$(\Delta V/q_c)_{ps}$	σ_{max} (%)
○	66.4	1.00	8.171
●	76.1	1.00	5.227
△	56.4	0.74	0.138
□	72.4	0.40	0.062

は大きな履歴（両振幅のせん断ひずみ γ で5%以上）を受けた三軸供試体では、その平均貫入抵抗値 $(q_c)_m$ は処女供試体のそれと比べて小さい値を示す傾向があるのに対し、液状化まで至らない小さなひずみレベルで繰返し応力載荷を終了したものは、逆に $(q_c)_m$ が増加している。これは、繰返し載荷により供試体が塑性硬化を起しているためであると考えられる。それに対し、せん断ひずみ γ が5%を越えるような大きなひずみ履歴を受けたものは、供試体の初期粒子配列構造がこわされ、再圧密により以前とは異なった粒子配列が生じたために $(q_c)_m$ が低下したと思われる。

Emeryら¹²⁾は、液状化した後の三軸供試体をゼラチンで固めて水平方向に平行にスライスし、それぞれのスライスについて間隙比を測定した結果、上層部にゆるい部分が生じていると述べている。このことは図-15においても明らかであり、液状化まで至ったものは上層部の貫入抵抗値が低下している。そこで、供試体上層部の貫入抵抗を代表させて、 $D_p = 0.5 \text{ cm}$ のときの貫入抵抗値 $(q_c)_{0.5}$ と相対密度の関係を示したのが図-17である。液状化に至ったものの $(q_c)_{0.5}$ の値は、処女供試体のそれと比べて著しく低下しているのが認められる。これは、Emeryらが指摘している事実と同様に、供試体の上層部に非常にゆるい層が存在していることを示唆している。また、液状化に至らないような小さな履歴を受けたものについては、 $(q_c)_m$ の増加よりも大きな増加が認められることから、繰返し応力載荷による塑性硬化の程度は、三軸供試体の上層部ほど大きいのではないかと考えられる。

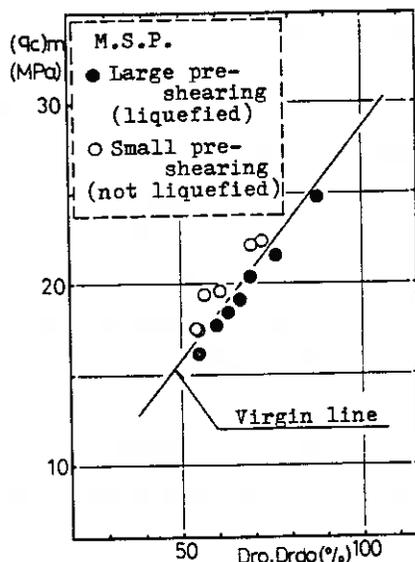


図-16 $D_{ro}, D_{rdo} \sim (q_c)_m$

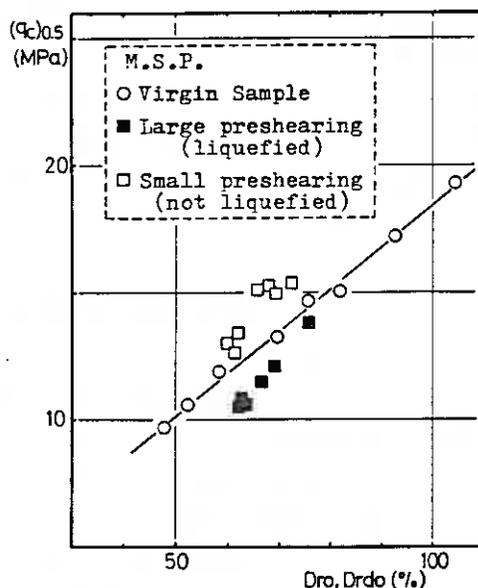


図-17 $D_{ro}, D_{rdo} \sim (q_c)_{0.5}$

4-2-2 貫入抵抗値の変化と液状化強度

図-18, 19は同一相対密度における、応力履歴を受けた供試体の貫入抵抗値 $(q_c)_{ps}$ と処女供試体の貫入抵抗値 $(q_c)_{vir}$ と $(\Delta u/\sigma'_c)_{ps}$ との関係を示したもので、応力履歴の程度を表わす指標として、繰返し応力載荷終了時の残留発生間隙水圧 $(\Delta u)_{ps}$ に着目し、初期有効圧密圧力 σ'_c で除した間隙水圧比 $(\Delta u/\sigma'_c)_{ps}$ を用いている。図-18は $(q_c)_m$ の変化の割合、図-19は $(q_c)_{0.5}$ のそれを表わしている。著者らはすでに、応

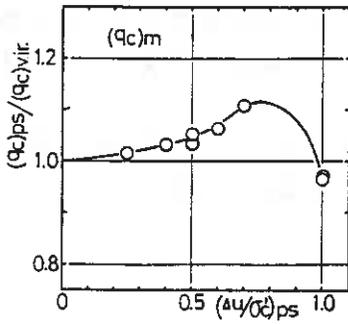


図-18 応力履歴による $(\delta_c)_m$ の変化

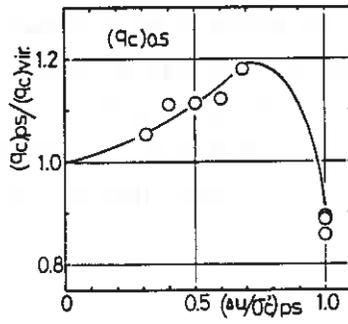


図-19 応力履歴による $(\delta_c)_{0.5}$ の変化

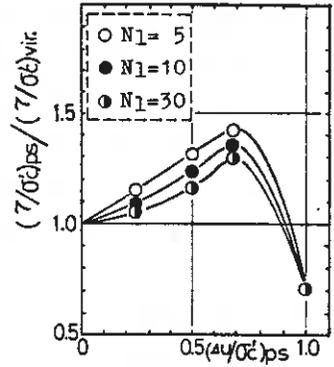


図-20 応力履歴による $(7/cr)$ の変化

力履歴を受けた供試体を再圧密した後に行なった液状化試験によつて、小さな力履歴を受けた場合、同一相対密度をもつ処女供試体に比べて液状化強度は増加するが、液状化に至るような大きな力履歴を受けたものでは著しい低下を示すという結果(図-20参照)を得ている²¹⁾¹³⁾。図-18, 19の結果から、 $(\sigma'_{cr})_{ps}$ に対するコーン貫入抵抗値の変化率は、液状化強度の変化率と同じ傾向で増減していることがわかる。また、 $(\delta_c)_{0.5}$ の変化の方が液状化強度の変化の傾向に類似していると言えよう。

しかし、前述したように、液状化したものの $(\delta_c)_m$ の低下は構造の変化によるものと考えられる。Mulilisら¹⁴⁾は供試体作製法が液状化強度に及ぼす影響について報告しているが、本研究で主として用いているMSP供試体の構造は、MulilisらによるPluviation through air法によって作製された供試体に最も近いものであると考えられ、その作製法による三軸供試体は、彼らの行なった数種の異なり、作製法によるものの中で最も低い液状化強度を示している。したがって、構造の変化による $(\delta_c)_m$ の低下は、液状化強度の著しい低下には結びつかないと思われ、液状化に至るような大きな力履歴を受けた場合の液状化強度の低下は、三軸供試体上層部に生ずる極端なゆるい領域に起因しているものと推定される。

[5] まとめ

本研究によつて得られた主な結果を要約し、以下に示す。

- (1) 処女供試体では、静的コーン貫入抵抗と相対密度の間に良好な相関が見られる。さらに、せん断抵抗角 ϕ の変化によつて、貫入抵抗値が同様の变化を示すことから、相対密度という指数を介さずに、貫入抵抗値から直接 ϕ を推定し得る可能性が示唆された。
- (2) T_{pd} , P_{igd} 法により作製した供試体は不均質性が顕著で、その貫入抵抗はMSP供試体に比べ小さな値を示す。このことから、静的コーン貫入抵抗値から構造の違いも識別し得ると考えられる。
- (3) 静的コーン貫入抵抗は、砂のダイレイタンシー特性に大きく支配され、その変化に対応して、貫入抵抗も敏感に反応を示すということが明らかになった。

- (4) 繰返し応力履歴を受けられた供試体の貫入抵抗値は、同一相対密度の処女供試体のそれとは異なり、静的コーン貫入試験によつて、応力履歴の影響による強度の変化を評価し得るということが示された。
- (5) 液状化に至るような大きな履歴を受けた三軸供試体は、その上層部に非常にゆるい領域が形成され、これが振動三軸試験における液状化強度低下の主たる原因であると考えられる。

[6] あとがき

本研究で使用したコーンは、通常の静的コーン(断面積 10cm^2)に比べて非常に小さいもので、断面積は 0.196cm^2 である。それにもかかわらず、抵抗値は微少な変化を示し、改めて静的コーンの敏感さが確認された。今後はさらにデータの蓄積を重ね、理論的考察を加えていきたい。

最後に、本研究について御教示頂いた北郷 繁教授並びに実験に協力を得た本学4年目小野 丘、三浦貞紀君に謝意を表す。

[参考文献]

- 1) Mitchell, J.K. & T.A. Lunne: Proc., ASCE, Vol.104, GT7, 1978, pp.995~1012
- 2) 土岐・三浦・佐々木: 第15回土質工学研究発表会講演集, 1980, pp.585~588
- 3) 土質工学会編: "土質試験法" 第2編, 第9章, 1979, pp.172~188
- 4) 土岐・三浦: 第24回土質工学シンポジウム発表論文集, 1979, pp.173~180
- 5) Meyerhof, G.G.: Géotechnique, Vol.2, No.4, 1951, pp.301~332
- 6) 土岐・三浦・鎌田・下谷: 技術報告資料, No.18, 1978, pp.151~160
- 7) 土岐・三浦・稲: 技術報告集, No.20, 1980, pp.61~70
- 8) 土岐・三浦・稲: 第15回土質工学研究発表会講演集, 1980, pp.317~320
- 9) Oda, M., I. Koishikawa, T. Higuchi: Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.25~35
- 10) De Beer: 6th. ICSMFE, Vol.1, pp.165~169
- 11) Mulilis, J.P., H.B. Seed, C.K. Chan, J.K. Mitchell & K. Arulanandan:
Proc., ASCE, Vol.103, GT2, 1977, pp.91~107
- 12) Emery, J.J., W.D. Liam Finn & K.W. Lee: ASTM, STP523, 1973, pp.182~194
- 13) 土岐・三浦・八谷: 第14回土質工学研究発表会講演集, 1979, pp.589~592

1. まえがき

不規則な繰返し応力の下での砂の変形特性を明らかにしていくためには、以前に加わってきた繰返し応力の影響がその後引続く異なった大きさの繰返し応力の下での変形にどのように現われてくるかを調べる必要がある。すなわち応力履歴の影響を調べることになる。繰返し荷重を受けることによる砂の変形特性がどのように変化するかを基本的に調べる手法の一つとして、所定の繰返し荷重を受けた供試体に対して静的せん断試験を行なうという方法が考えられる。

本報告は以上のような考え方に基き、静的せん断試験も可能な繰返し三軸試験機を用い、種々の大きさの繰返し荷重を加えた供試体に静的せん断試験を行なってみたものである。

2. 試料及び実験方法

試料は気乾状態の豊浦砂を用いた。この砂の物理的性質は、比重 $G_s = 2.65$ 、最大・最小間キセ比は $e_{max} = 0.985$ 、 $e_{min} = 0.617$ (工費工学会基準案による) である。実験装置は従来より用いられている空気圧切替方式による繰返し三軸試験機を用いた。また供試体は直径 50mm 、高さ 115mm の円柱形で、その作製は多重フルイ落下装置²⁾により行なった。実験は次の5種類について行なった。

実験-1. 半径方向応力一定の静的三軸圧縮試験。このとき初期相対密度 D_{r0} は44~63%の間で種々に変化させた。

実験-2. 半径方向応力一定の静的三軸伸張試験。 D_{r0} の範囲は実験-1に同じ。

実験-3. 圧縮側の片振り繰返し応力を30回載荷後に、実験-1と同じ静的三軸圧縮試験を行なう。このとき D_{r0} は45, 55, 62%の3段階とし、繰返し応力は D_{r0} の各ケースについて、動員マサツ角 ϕ が $10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$ の4段階となるように調整した。

実験-4. 伸張側の片振り繰返し応力を30回載荷後に、実験-1と同様の静的三軸圧縮試験を行なう。このとき、 D_{r0} および ϕ のとり方は実験-3と同じ。

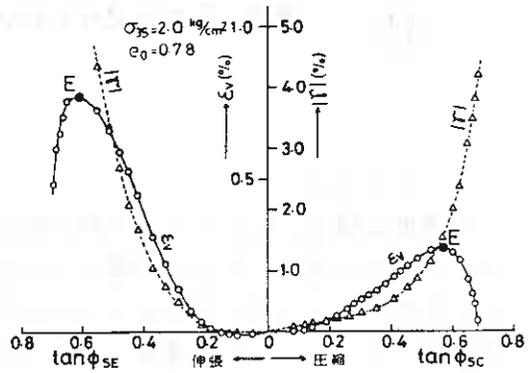
実験-5. 圧縮、伸張の両振りの繰返し応力を30回載荷後に、実験-1と同様の静的三軸圧縮試験を行なう。また繰返し荷重は、圧縮側と伸張側での動員マサツ角を同じとし、 D_{r0} は45, 50, 55, 62%の4段階とし、 ϕ のとり方は実験-3と同じ。

以上5種類の実験は、静的試験、繰返し試験ともに、等方応力状態 ($\sigma_{3s} = 2.0\%$) から出発し、半径方向応力一定で軸方向応力だけを変化させるタイプのものである。なおこれらの実験の他に初期堆積構造の影響を調べるための実験も別途行なった。

3. 応力履歴を受けていない砂の変形

図1は静的な圧縮試験と伸張試験の応力-ヒズミ関係の一例を示したものである。ここでは応力として動員マサツ角の正接 $\tan \phi_s$ をとり、ヒズミは体積ヒズミ ϵ_v (収縮側が正) とせん断ヒズミの絶対値 $|\gamma|$ (ϵ_v と軸方向ヒズミより計算) を示

している。図1によれば $|\gamma|$ は応力の増加とともに一方的に増加している。これはせん断応力の増加方向が一定であるので当然なことであるが、その増加の仕方については、圧縮試験で $\tan \phi_{sc} \approx 0.5$ 、伸張試験では $\tan \phi_{se} \approx 0.3$ を境として $|\gamma|$ は急増しており、降伏点に相当するような点の現われることが分る。



つぎに体積ヒズミ E_v について見ると、圧縮試験、伸張試験ともに応力の増加とともに体積は収縮しその後膨張に転じている。この傾向は一般に認められていることである。繰返し三軸試験では体積収縮を問題とする場合が多く、さらに圧縮側と伸張側に応力を交替させるのが一般的である。したがって以後においては体積収縮が最大となる図1のE点に注目し、この点に対応する体積ヒズミ E_{ve} 、動員マサツ角 $\tan \phi_{se}$ 、およびせん断ヒズミ γ_{se} について主に検討してみる。

図1. 静的試験における $E_v, |\gamma| - \tan \phi_{se}$ 関係

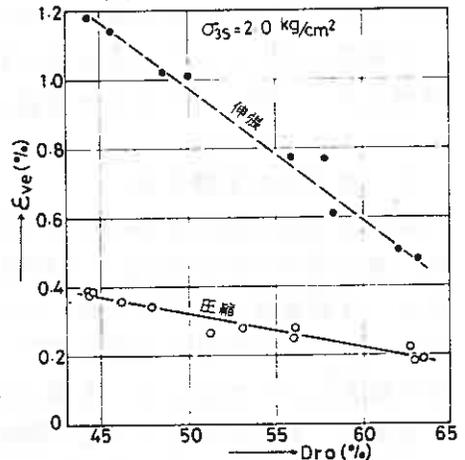
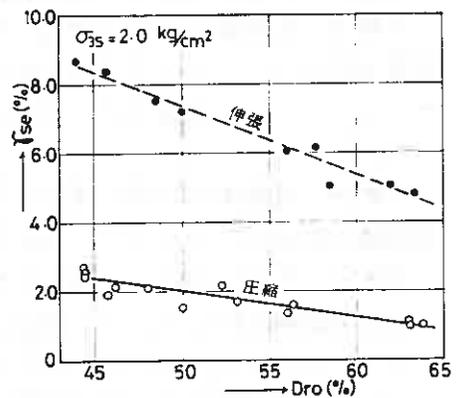


図2、図3は各々 E_{ve} および γ_{se} を D_{ro} に対してプロットしたものである。これらの図によれば E_{ve} 、 γ_{se} ともに D_{ro} の増加により減少する傾向が見られる。また圧縮と伸張を比較してみると、 E_{ve} 、 γ_{se} ともに後者が前者よりかなり大きく、約3倍程度の値となっている。これと同様の実験は土岐らによっても行なわれており、 E_{ve} に関して図2と同様の結果が示されている。

図2. 初期相対密度による E_{ve} の変化



以上のように圧縮試験と伸張試験とで変形が大きく異なるのは後述するように初期堆積構造の異方性によるものと考えられる。本実験で用いた多層フルイ落下装置によって作成した供試体は均一性には優れるが、粒子構造は異方性であることが示されている³⁾。

図3. 初期相対密度による γ_{se} の変化

図4は $\tan \phi_{se}$ と D_{ro} の関係を示したものである。 $\tan \phi_{se}$ は体積収縮だけが生じる応力の限界であり、体積収縮を問題とする場合の繰返しせん断特性を調べる上では注目すべき値と言える。また、見方を変えれば、 $\tan \phi_{se}$ は応力の増分に対する体積ヒズミ増分の比が0になるときの応力であり、エネルギー論の考え方からすれば、この応力は粒子間のマサツ特性だけで動員されると考えることが出来る。

図4によれば、 $\tan \phi_{se} - D_{ro}$ 関係には圧縮試験と伸張試験による違いが現れないことが分かる。 E_{ve} 、 Y_{se} のヒズミ量は圧縮試験と伸張試験とで大きく異なるのに、そのヒズミにおける応力は両試験で統一的に表わされること、またそれは動員マサツ角によって応力を表わすことで可能になることは興味ある事実である。

つぎに図4によれば、 $\tan \phi_{se}$ は D_{ro} の増加とともに小さな値ではあるが減少の傾向を示している。前述のエネルギー論的な考えからすれば、 $\tan \phi_{se}$ の値は土粒子個々のマサツ性状に關係するものであり、密度とは無關係なものとなるはずである。にもかかわらず図4のような結果が出た理由の一つとして供試体の均一性が考えられる。すなわちゆるづめである程均一性が悪いことと關係しているようである。このことについては後で詳述する。

4. 初期堆積構造の影響

図5、図6は初期堆積構造の影響を見るために別途行った実験の結果である。ここでは供試体作成を多重フルイ落下装置によらず、モールドを45°傾斜させて砂を注ぎ込んだ場合(45°傾斜堆積供試体)と垂直に立てて砂を注ぎ込んだ場合(垂直堆積供試体)の2種の供試体について静的な圧縮試験と伸張試験を行なった。

図5、図6から、傾斜堆積供試体では、圧縮試験と伸張試験とで E_{ve} はほぼ同じになり、さうに応力として $\tan \phi_s$ をとれば $E_{ve} - \tan \phi_s$ 関係もほぼ一致していることが分かる。一般に重力場で堆積させた供試体の構造異方性は、堆積方向への圧縮応力に対して変形抵抗が最大となる形で表われるから、モールドを45°傾斜させて堆積した供試体では構造異方性の影響は圧縮側と伸張側で同一に現れるはずである。したがって以上の結果から、砂の体積変化が動員マサツ角とよりユニークな関係を持つものであること、さうに三軸試験の特性として指摘されている圧縮側と伸張側の変形の違いの主な原因が初期堆積構造の異方性にあることが分かる。

5. 片振りの繰返し応力を受けた砂の変形

これまでにいろいろバージン供試体の変形特性について述べてきた。ここでは以上に示されてきた性質が繰返し応力履歴を受けることによつてどのように変化

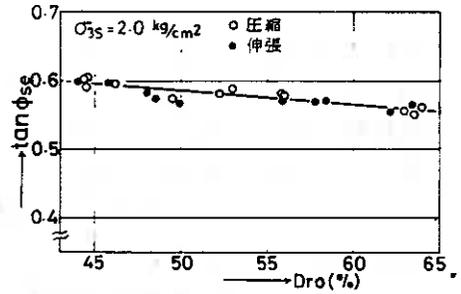


図4. 初期相対密度による $\tan \phi_{se}$ の変化

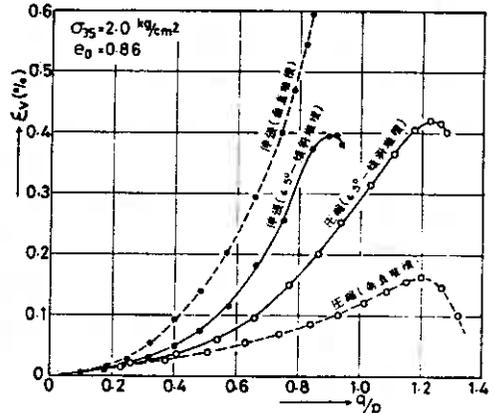


図5. ϕ/p を応力としてときの体積ヒズミ

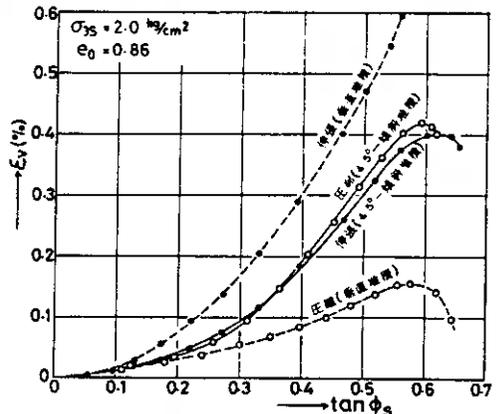


図6. $\tan \phi_{se}$ を応力としてときの体積ヒズミ

するのを述べる。

図7は片振りの繰返し応力載荷後の静的圧縮試験における E_{ve} を、繰返し載荷時の動員マサツ角の正接 $\tan \phi_{0,pre}$ に対してプロットしたものである。図中 D_{rc} は静的試験開始時の相対湿度を表す。また以後においてはおもって加える繰返し荷重を前載荷と呼ぶ。

図7によれば前載荷が片振りの場合は、

それが圧縮であれば E_{ve} が小さくなり、また伸張であれば E_{ve} が大きくなる形で現われることが分かる。このことは前載荷のせん断方向が、その後引続く静的試験のせん断方向と同一の反対による違いであると考えられることと理解できる。すなわち反対方向のせん断履歴の影響は変形を大きくする形で現われることは龍岡⁴⁾によつて示されているし、さらに同一方向のせん断履歴の影響は変形を小さくする形で現われることは弾塑性論の考え方から説明がつかう。

図7の結果は以上のような考え方で一応の説明はつく。しかし前載荷が圧縮の場合と伸張の場合とは、その影響による E_{ve} の変化量は異なるし、さらに影響が現われ始める $\tan \phi_{0,pre}$ の大きさも異なる。したがつて同一方向と反対側方向のせん断履歴の影響の現われ方は単純な裏返し現象ではないことに注意する必要がある。

図7において今一つ分かることは、前載荷が圧縮の場合 $\tan \phi_{0,pre}$ が大きくなると、 D_{rc} の影響は小さくなってきていることである。図によれば $\tan \phi_{0,pre} \approx 0.5$ ($\phi_{pre} \approx 26^\circ$) では、45~65%の範囲での D_{rc} のバラツキの影響はほとんど無くなっており、 E_{ve} は $\tan \phi_{0,pre}$ だけで決まるようになってきていることが分かる。このように同一せん断方向の前載荷の場合、その応力が大きくなると、 E_{ve} が前載荷の大きさだけで決まるようになることは興味ある事実である。

図8は片振りの圧縮あるいは伸張の前載荷を受けた後の $\tan \phi_{se}$ を D_{rc} に対してプロットしたものである。同図中には図4のバージン供試体の値も破線で併記した。この図によれば前載荷を受けると $\tan \phi_{se}$ の値は、バージン供試体の場合より小さくなることが分かる。それではなぜ繰返しの前載荷を受けると $\tan \phi_{se}$ の値は小さくなるのであろうか。静的試験における応力状態は前載荷の有無にかかわらず同一であるから、前載荷を受けると $\tan \phi_{se}$ の変化の原因は供試体の粒子構造が前載荷を受けるとよつて変化するためと考えられる。ここで繰返し応力を受けることによる砂供試体の粒子構造の変化としては、配列方向の変化と均一性の促進の2つが挙げられよう。この2つの構造変化のうち配列方向の変化は前載荷が圧縮であるか伸張であるかによつて全く逆の効果を示すと考えられ、前

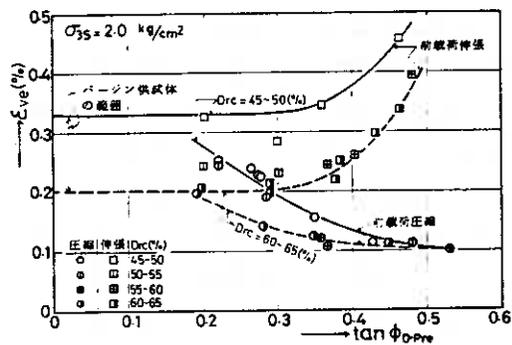


図7, 片振りの前載荷を受けたときの E_{ve}

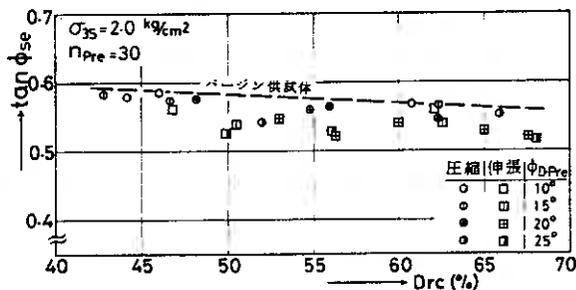


図8, 片振りの前載荷を受けたときの $\tan \phi_{se}$

載荷のせん断方向にかかわらず $\tan \phi_{se}$ が一様にバージン供試体のその値より小さくなっていることに納得がいかない。したがってここで $\tan \phi_{se}$ が小さくなる原因として考えられることは均一性の促進ということになる。供試体が均一になっくるとなせ $\tan \phi_{se}$ が小さくなるかも明確に説明することは出来ないが、供試体が不均一の場合圧縮性が強くなることを認められており、この場合 ϵ_{in} が収縮から膨張に転じるのが遅れてくることを考えられる。

6. 両振りの繰返し応力を受けた砂の変形前節において片振りの前載荷の影響の現われ方は、そのせん断方向によって全く異なることを述べた。しかもせん断方向が入れ換わる両振りの前載荷ではその影響はどのように現われるのであろうか。

図9は両振り前載荷を受けた後の $\epsilon_{ve} - \tan \phi_{D,pre}$ 関係を、図10は同一実験における $\gamma_{se} - \tan \phi_{D,pre}$ 関係を示したものである。これらの図から、 ϵ_{ve} 、 γ_{se} とともに $\tan \phi_{D,pre}$ の増加とともに減少し、さらに D_{rc} の影響も小さくなっていることが分かる。ここで注目されることは図9の結果は、傾向としては前載荷として片振りの圧縮応力を加えた場合の図7の結果と同じになっていることである。すなわち、図9では前載荷で伸張側の応力も加わっているし、さらに前載荷の最後の荷重は伸張側で終わらせているにもかかわらず、図7で示されるような伸張側前載荷の影響に相当するものは現われていないということになる。

ここで推測されることは、同一方向せん断履歴の影響は、その後何らかの応力を受けても消失しないのに対して、反対側せん断履歴の影響は、引続いて反対側方向の応力を受けると、その応力の下での変形に集中的に現われ、その後の応力の下での変形には現われないということである。すなわち図9の場合前載荷による反対側方向せん断履歴の影響は前載荷の中で吸収されてしまい、その後続く静的試験の下では現われてこないと考えられる。

図11は両振りの前載荷を受けた後の $\tan \phi_{se}$ を D_{rc} に対してプロットしたものである。ここでも図8に示す片振り前載荷を受けた場合と同様に $\tan \phi_{se}$ はバージン供試体のそれよりも小さくなっている。また図8、図11から片振り、両振りにかかわらず、繰返し載荷を受けた供試体の $\tan \phi_{se}$ は、0.53程度の値に落ち着いてきて、さらに

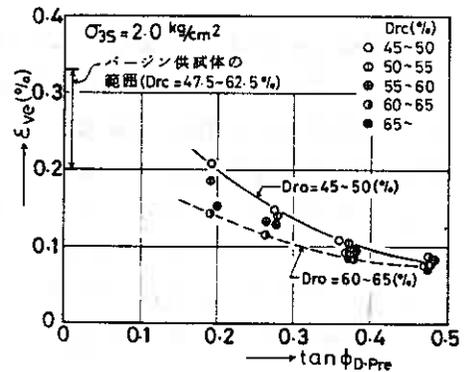


図9、両振り前載荷を受けた後の ϵ_{ve}

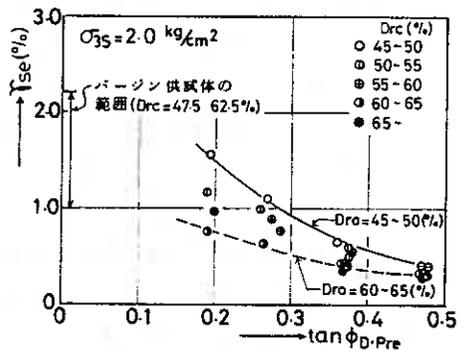


図10、両振り前載荷を受けた後の γ_{se}

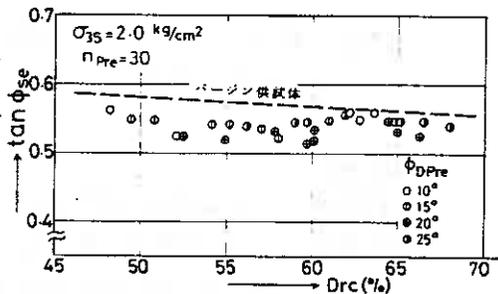


図11、両振り前載荷を受けた後の $\tan \phi_{se}$

その値は Drc によって変化しない傾向が見られる。

前述のように $\tan\phi_{se}$ の値は理論的には Drc によって変化しないはずのものであるから、図8および図11の結果から、繰返し応力を受け、供試体の均一性が増した状態で測定される $\tan\phi_{se}$ は、土粒子の性状に対応した固有の値により近いものであることが推測される。またこのように供試体が均一になることによって $\tan\phi_{se}$ の値が本来の値に近くなると考えれば、バージン供試体において $\tan\phi_{se}$ が Drc によって変わるという図4の結果は、供試体がゆるづめである程均一性が悪いという考え方によって説明することができると考えられる。

7. まとめ

以上述べてきたことの主な内容をまとめてみると次のようになる。

- 1). バージン供試体の E_{ve} は圧縮試験の場合と伸張試験の場合とで大きく異なる。このようになる主な原因は初期堆積構造の異方性にある。
- 2). バージン供試体の $\tan\phi_{se}$ の値は Drc が同じならば圧縮試験と伸張試験とではほぼ同じ値となり、またこの値は Drc の増加によって減少する傾向を示す。
- 3). 砂の体積変化は応力としては動負マサツ角に強く支配されるようである。
- 4). 片振り前載荷の影響は、前載荷のせん断方向が圧縮側であるか伸張側であるかによって全く異なった形で現われる。
- 5). 両振り前載荷の影響は、同一方向のせん断履歴の影響だけが卓越して現われる。
- 6). 繰返し載荷を受けた後の $\tan\phi_{se}$ の値はバージン供試体の値よりも小さくなり、さらに Drc による変化も無くなるようである。

8. 文献

- 1). 鈴木輝之：技術報告資料才17号，1977. 2. P.7~12
- 2). 工坂祥介，三浦清一：才24回土質工学シンポジウム，1979. P.173~180.
- 3). 工坂，三浦，稲：技術報告集才20号，1980. 2. P.61~70.
- 4). 龍岡文夫：才6回土質工学研究発表会，1971. P.205~208.
- 5). 石原研而著：土質力学の基礎，鹿島出版会。
- 6). F. Tatsuoka and K. Ishihara: S & F, Vol. 14, No. 3, 1974. P. 51~64.
- 7). T. Mogami and G. Imai: S & F, Vol. 17, No. 3, 1967. P. 1~19.

⑫ 土の变形について

東海大学 梶引 恵一

I. はじめに.

土の力学的挙動を考へるに際し、着目点として、応力状態を見るか、変位变形状態を見るのか、によつて、基本的に立場が分けられるように思ふ。

現場においては、既知となるのは、一般に变形状態であつて、応力自体を知る事は、仲々に難かしい。特に、不飽和土においては「応力」の意味そのものが不明確とも言えよう。このような立場から、土の力学的挙動を、主として变形の面から取扱う事を試みている。

材料の变形を取扱うに際し、变形を表現する要素として何を用いるかが一つの問題点であるが、变形状態を体積ひずみとせん断ひずみに分解して考へるのが、一般的方法である。しかし、この方法によると、例えば、变形を生ぜしめる原因となる応力として、有効応力と全応力と同じ値を持つ軸差応力を用いた時に、表現が、やや難かしい上に、土におけるせん断ひずみの意味の不明確さも含めて、疑問がないとは言えない。

種々の理論的立場は、各々、あるが、土を Macroに見て、かつ、体積ひずみとせん断ひずみの両者を、同時に含むものとして、土の变形を、互に直交する二方向のひずみの比を用いて表現する事を試みて来た。

応力を加える方向のひずみと、それに対して直交するひずみの比は、ポアソン比として知られている。ポアソン比という言葉には、暗黙のうちに、①単軸状態、②弾性定数、などの意味が内包されている。従つて、三軸状態において、かつ、定数ではないものに対して用いる事は、望ましい事ではない。ここでは、単に、ひずみ比とよぶ事にする。このひずみ比は、互いに直交する二方向の力学的性質に相違がある場合（いわゆる異方性土）には、その影響を受ける事になる。異方性を明らかにするには、圧縮状態と伸張状態での力学挙動の差異を検討すればよい。圧縮状態については、既報¹⁾のようである。以下には、伸張状態の場合について示す、特に、用いているひずみは、既報²⁾と同様に、対数ひずみである。

II. 実験方法、実験装置

1) 伸張状態は、軸方向荷重の減少によつて生ぜしめる。せん断応力径路としては、側圧一定条件 (σ_r Const.)、平均主応力一定条件 (p Const.)、体積一定条件 (V Const.) の三種類を選んだ。また、初期側圧としては、 $2 \text{ kg/cm}^2 \sim 8 \text{ kg/cm}^2$ の範囲であつた。

2) 実験装置としては、二重セル方式の三軸試験機を用いて、体積変化測定を行ない、また、断面補正法としては、回転放物面を用いて、供試体の变形を近似し、最小断面を用いて行なつた。

III. 結果

結果のいくつかを Fig. 1 ~ Fig. 3 に示す。(不飽和粘性土の結果).

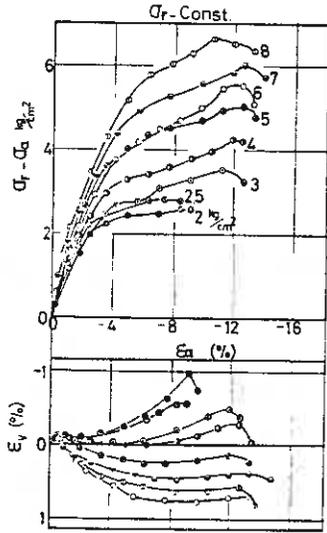


Fig. 1

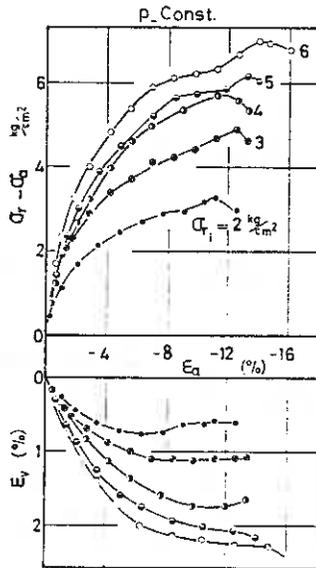


Fig. 2

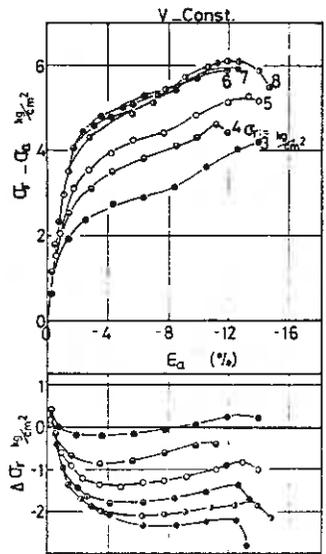


Fig. 3

ひずみ比 (ϵ_r/ϵ_a), 対数ひずみ比 (ϵ_r/ϵ_a) による Data 整理結果. を示す.

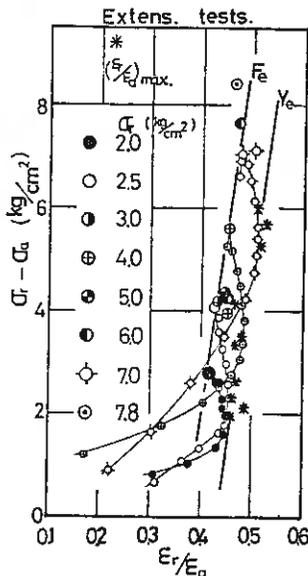


Fig. 4 (σ_r -Const.)

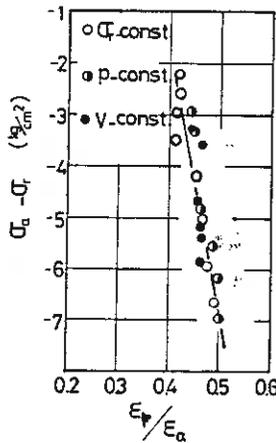


Fig. 5 (破壊時)
(工学ひずみ)

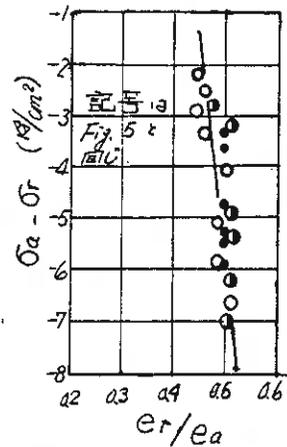


Fig. 6
(対数ひずみ)

1) 昭和54年度, 土質工学会北海道支部 研究報告.

室蘭工業大学 ○ 朝日秀定
 同 沢田義男
 同 佐藤睦治

1 はじめに

地盤の改良工法の一つとしてヘビータンピング工法があるが、これをシルト、粘性土および腐植土を対象として「動圧密工法」が紹介されている。¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾

この工法についての改良のメカニズムは良く研究されておらず、現場の観察等より推察されている。Menardによれば⁶⁾

- 1) 微小気泡の存在による飽和土の圧縮性
- 2) 繰返し衝撃による液状化
- 3) フィッシャー（亀裂）の発生による土体の間隙比の変化
- 4) シキソトロピー的強度の回復

などを挙げているが、Menard自身も述べている様に飽和粘性土に対してヘビータンピング^が通常の土質力学の考え方より見て有効とは思われないが、現実には改良が行われているのが現状である。そこで筆者等はほぼ完全な粘土に近い供試体に対して、この動圧密工法の一モデル実験として衝撃圧縮試験を三軸圧縮試験器を用いて行った。

2 実 験

2-1 供試体

供試体として用いた試料は札幌市篠路地区の地下1.8～2.4mの粘土で、層の上をシルト層、下を腐植質混りの粘土、さらにその下位を砂層に挟まれた沖積粘土である。この粘土層は地下水面とほぼ同一深さにあり、通常は水浸しており飽和されている。この粘土層よりシンウオーンチューブ（75mmφ）にて採取したものを押し出し、長さ60, 30cmに切ったものをそのまま供試体とした。

この試料の基礎的物性は表-1に示す通りで粒度については特に図-1に示した。供試体の飽和度は97～

表-1 試料基礎物性

液性限界	122.8 %
塑性指数	65.5 %
比重	2.631
自然含水比	91.41～80.12 %
湿潤密度	1.462～1.580g/cm ³

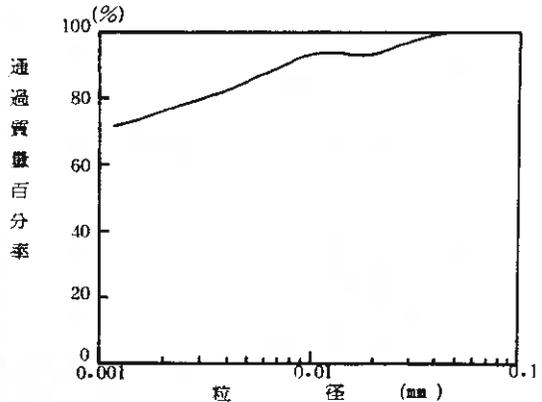


図-1 粒径加積曲線

100% であり飽和状態にある。⁷⁾ この数%の不飽和分は供試体中にたまたま含まれる未分解の植物茎によるものであり、粘土の占る部分は完全に飽和されていると考えられる。

2-2 衝撃試験装置および実験

衝撃圧縮試験の装置の概要を図-2に示す。Menardの考えた装置⁶⁾は大型のK₀圧密の可能な装置であるが供試体長が短いことと側方への変位が自由でない様であるし、またStoll等の様な簡易三軸圧縮装置ではやはり側方の変位が自由でないのと間隙圧の上昇が得られないので通常の三軸圧縮セルを用いた。⁸⁾

供試体中の軸方向の衝撃圧力および衝撃端での間隙水圧の測定には歪ゲージ式圧力変換器(共和電業製PS10A, 5A, 2B)を用いた。衝撃は拘束圧0.5 kgf/cm²を空気にて与え、軸方向に1kgの重錘を落下高さ2, 4, 6, 8, 10, 20mより落下せしめて与えた。なお衝撃時は非排水状態で行った。一軸圧縮強度の衝撃前後の相違を比較する目的で衝撃を与える供試体と同一のコアチューブより得た供試体について、また衝撃後の供試体に対しても一軸圧縮試験を行なった。圧縮歪速度は1.5%/分である。

3 実験結果および考察

3-1 一軸圧縮強度

一軸圧縮強度は衝撃を与えない未攪乱のもので $q_{uu} = 0.882 \pm 0.217$ (kgf/cm²) であった。一方衝撃後の一軸圧縮強度は衝撃の大小を考慮せずに平均すると

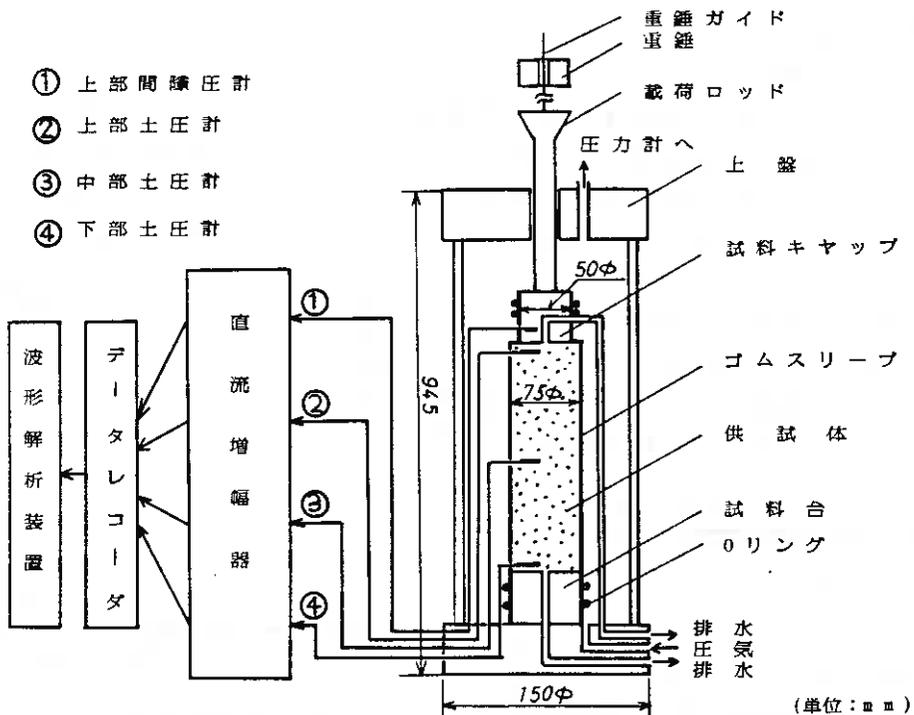


図-2 実験装置概略図

$q_{ud} = 0.847 \pm 0.124$ (kgf/cm²)であった。(図-3) そこで衝撃後の衝撃端付近の供試体の一軸圧縮強度 q_{ud} を未攪乱での圧縮強度 q_{uu} で割った一軸圧縮強度比を図-4に示す。これらの値 1.0を中心にはさまかれており、各落下高での平均で見ると、やや20mでの値が低減している。しかしながらとても動圧密で考えられるほどの液状化に至っている状態とは考えられない。よってこの程度の衝撃では本実験に用いた供試体に対し液状化に至る攪乱は起こし得なかったと考えられる。ただ衝撃後のパラツキが未攪乱のものに比べ小さくなっていることから、地盤の強度面での均一化を得ることが期待できる。

3-2 間隙水圧

衝撃端での間隙水圧をキャップに取り付けた間隙圧計にて測定した。衝撃時の一例を落下高4mの場合を図-7に見ると、間隙圧の変動時間はせいぜい20msくらいである。その後一度0に戻った後、徐々に上昇しある場合には全応力(=拘束圧)に至る。(図-5) 図-5に示す様に全応力を越える間隙圧を

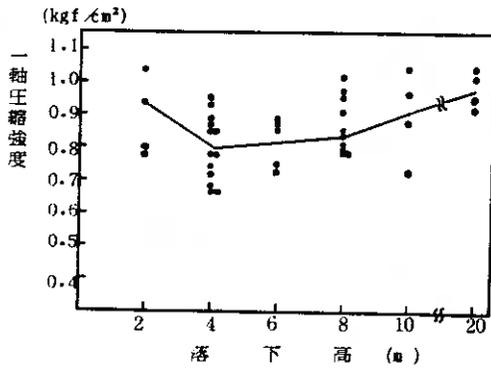


図-3 落下高 - 一軸圧縮強度

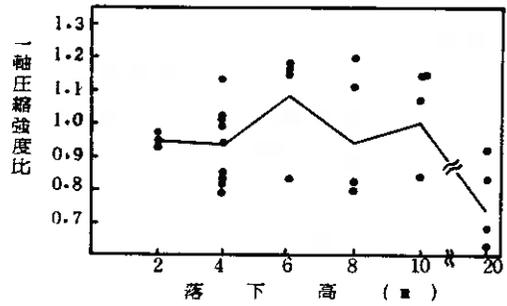


図-4 落下高 - 一軸圧縮強度比

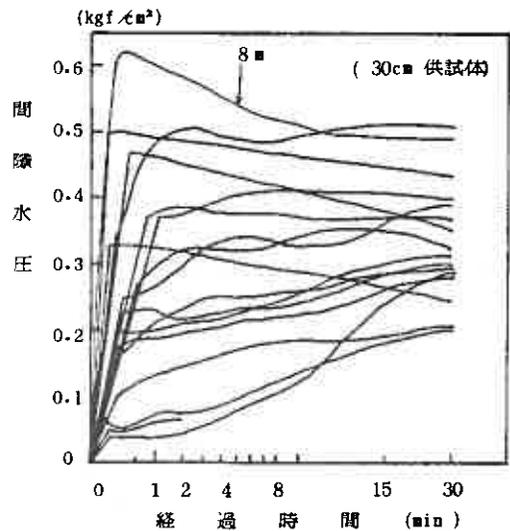
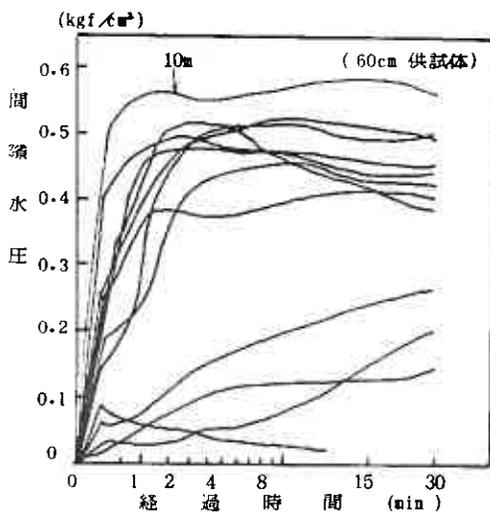


図-5 間隙水圧

発生させる例が落下高 8m と 10m で 1 例ずつあった。

3 - 3 応力波形の記録と供試体歪および一軸圧縮強度比

衝撃後の供試体の歪の分布を 30 cm 長の供試体について示す。60cm 長の供試体では座屈があるものがあり一定の傾向を見ることのできなかった。歪は落下高 6m までの供試体には大きな違いは認められない。8 m 以上で 6 m までの歪より大きくなり歪の分布は中央部でその上下より小さくなる。上下端での歪が小さいのは上下盤による拘束の影響であろう。(図 - 6)

応力波の経時的変化を 60 cm 供試体より得た記録より落下高 4 m の例を図 - 7 に示した。どの衝撃でも同様の応力波形を示していた。すなわち衝撃端では立ち上りが鋭くせいぜい 20 ms くらいの衝撃持続時間であり、衝撃端よりの距離を経るにつれ立ち上り時間は長くなっている。一方ピーク応力は図 - 8 に示した様に急速に一定化する。衝撃端でのピーク応力と落下高さの関係を図 - 9 に示す。図からわかるように落下高さとのピーク応力は正比例の関係にない。すなわち落下高 2 m の場合でさえ 4 m, 6 m 等のそれよりも大きくなる場合もある。ただピーク応力の落下高ごとの平均をとってみると(実線) 6 m までの応

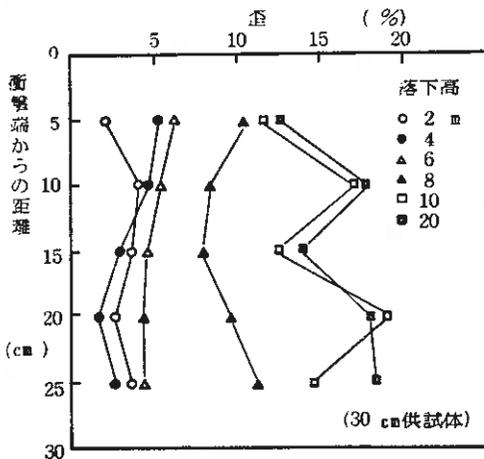


図 - 6 歪の分布

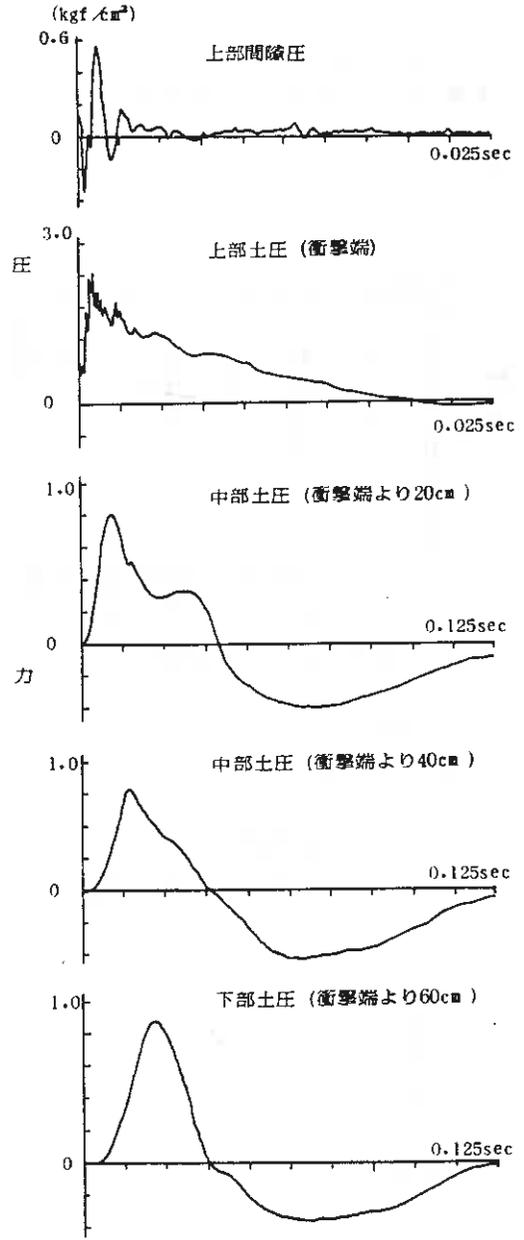


図 - 7 間隙水圧と応力波(落下高 4m)

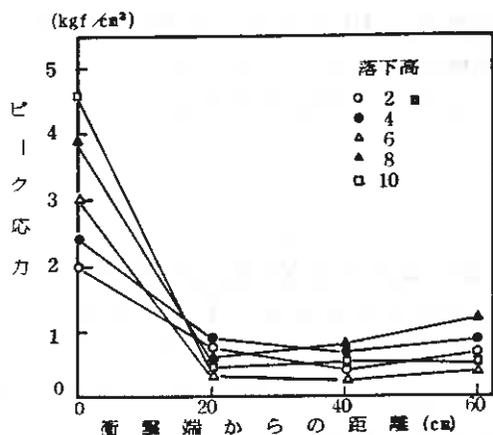


図 - 8 ピーク応力の変化

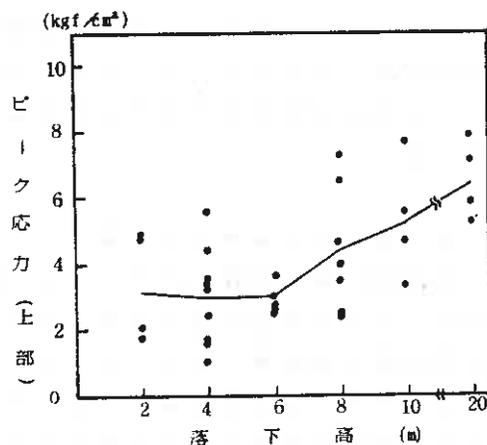


図 - 9 落下高 - ピーク応力

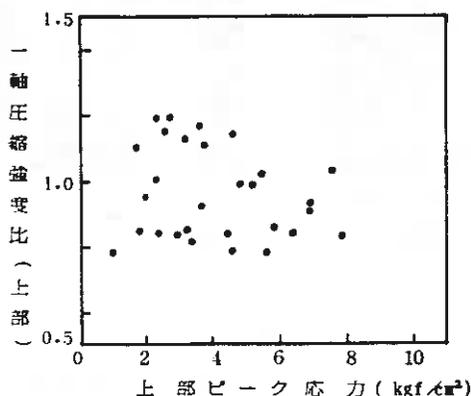


図 - 10 ピーク応力 - 一軸圧縮強度比

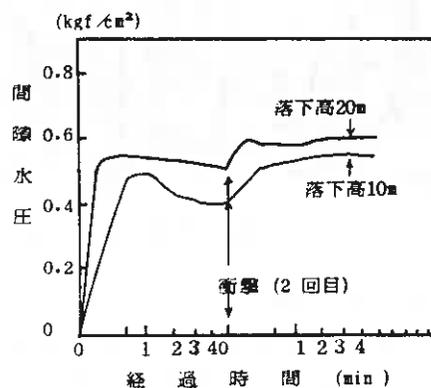


図 - 11 間隙水圧

力に変化がうかがわれぬ。このことから6mまでの歪に大きな相違のないことが一応説明できるしまた一軸圧縮強度に大きな変化が見られなかったことも理解できる。しかし個々の衝撃と一軸圧縮強度比に明確な関係を見出だすことを今回できなかった。(図 - 10) またピーク応力が図 - 8 に示すごとく急激に減少するにもかかわらず下部付近での歪が上部付近のそれと大きく相違しないことはピーク応力のみからは説明できなかった

3 - 4 改良を目指した衝撃

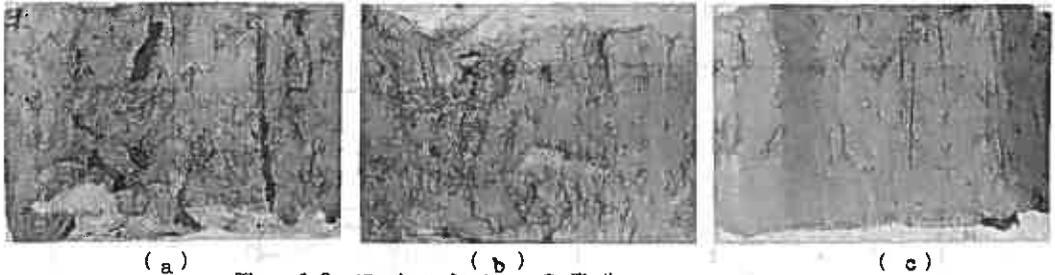
以上より衝撃高6m以下では本実験条件の下でこの試料について動圧密の状態を発生させることが不可能である。そこでシンウオールチューブより抜き出した供試体を拘束圧0.5 kgf/cm²で等方圧密を3週間行い、この供試体について10m、または20mの落下高の衝撃を2回与え更に3週間の等方圧密を行った。

一方これらとの比較の目的で6週間の等方圧密を行って一軸圧縮強度の違いを求めた。この結果は、未攪乱供試体では $q_{uu} = 1.615, 1.467, 1.326$ (kgf/cm²)、また衝撃を与えた供試体では $q_{ud} = 1.723, 1.614, 1.592, 1.544$ (kgf/cm²)であった。これよりやや改良の効果があつたと考えられるが供試体数が少ないので断言できない。

一方この時の間隙水圧の変動を示したのが図 - 11 である。間隙圧が拘束圧よりも高くなって図 - 5 に示された例と同様の状態を示している。この原因についても推定するだけであるが衝撃によって生じた残留応力によると考えている。

3 - 5 フィッシャーの観察

供試体に対し試料キャップを a) 静的に押し込んだ場合、b) c) 衝撃によって押し込んだ場合についてその凹部を切り開いた写真を図 - 12 として示す。この写真より衝撃方向にフィッシャーを見せている。フィッシャーの発生は試料キャップの急激な貫入によって、体積変化のできない供試体の流体的側方への膨張による周方向への引張りによるものであろう。



(a) (b) (c)
図 - 12 フィッシャーの発生

4 ま と め

以上をまとめると次のようになる。

- 1) 一定以上の衝撃量を与えないと大きな歪(この場合10%以上)、強度の低下が見られない。また衝撃を与えることで強度のパラツキを小さくできる。
- 2) 間隙圧の上昇を衝撃によって期することができる。
- 3) ピーク応力だけでは一軸圧縮強度比、歪を定めることができない。
- 4) 衝撃によるフィッシャーの存在を見ることができた。

以上の結果をもとに今後重錘質量を2~5 kg に変え動圧密工法の粘土への適用の可能性をさぐり、またフィッシャーの存在による圧密速度の変化の有無、衝撃波形の詳細な検討を進める。

最後に本実験の試料の採取を快よく御許下さった道住宅供給公社の井備、明石の両氏、および実験に多大の協力を惜まなかった本学4年生の大沢恒一君に謝意を表します。なお本研究の一部は昭和55年度文部省科学研究費補助金によるものである。

参 考 文 献

- 1) L. Menard: A Low Cost Method of Consolidating Fills Dumped into Sea, Sols Soil N24 1974
- 2) S. Hansbo: The Vanern Terminal, An Illustrative Example of Dynamic Consolidation of Hydraulically Placed Fill of Organic Silt and Sand, Sols Soil N25 1973
- 3) L. Menard: Application de la Consolidation Dynamique a l'Ameliorations des Sols de Fondation des Ouvrages Maritimes, 6th Int. Haven Kongres 1974 section 1.05
- 4) 森 博: 衝撃力による地盤改良方法について, 土と基礎, No. 211 1975
- 5) H. Brandl and W. Sadgoriski: Dynamic Stress in Soils Caused by Falling Weights, 8th ICSMFM 4/3, 1977
- 6) L. Menard and Y. Broise: Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation, Geotechnique Symposium in Prints, Ground Treatment by Deep Compaction, 1974
- 7) 沢田義男, 朝日秀定, 中田雅夫: 不飽和土における圧縮性に関する2, 3の実験的考察, 室蘭工大研究報告, 第8巻3号, 昭和51年
- 8) R. D. Stoll and I. A. Ebeido: Shock Waves in Granular Soil, ASCE SM4, 1965

⑭ 外放射流れ圧密の標準圧密試験結果との比較

函館高専 佐野 侘房

1 まえがき

著者は粘性土の強度特性・変形特性について実験的研究を進めている。軸対称三軸圧密非排水試験を実施してデータを得ているが、圧密時間を短縮するため、半径方向に排水させ、周囲に巻きつけたトレーンペーパーを通してトレーンパイプ、ビュレットへと導いている。その過程において、予想を超える圧密時間を要することが観察されたので、標準一次元圧密、長期一次元圧密を実施し、試料土の圧密特性を検討した。三軸等方圧密の解析法としてはEscarioとUriel、Silveira、吉国と中ノ堂の各方法を調査し、これらの方法によって得られる諸数値の差異を検討すると共に、標準圧密試験の数値と比較してみた。

2 試料土

2種類の自然採取土の0.42mm通過部分をスラリーとして十分養生し、予圧密法にて成形自立できる程度に脱水した再圧密試料を用いる。試料土の性質は表1に示されるように、塑性の高い土である。特に千軒粘土はモンモリロナイトよりなることが確かめられ、膨潤性が高く液性限界は200%を越えているので、粘土分が27%であるが粘土と呼ぶことにしている。

表1 試料土の性質

	千軒	本願土質
WL%	210.7	98.7
Wp%	35.3	38.6
Ip%	175.4	60.1
Gs	2.584	2.601

3 試験方法

標準一次元圧密試験：供試体の寸法は直径6cm、高さ2cm、圧密圧力は4.9、9.8、19.6、39.2、78.5、157、314、628、1255 KPaの9段階を24時間間隔にて載荷する。その後24時間毎に除荷する。

長期載荷一次元圧密試験：上記標準圧密試験において1圧力段階の載荷時間が1週間に設定された点のみ異なる。両一次元圧密試験においては、各時刻における沈下量が計測された。

三軸等方圧密試験：軸対称三軸圧密非排水せん断試験の前半部を利用した。すなわち直径5cm、高さ12cmの円筒供試体に周圧を与え、排水は円周に向かう水平方向(外放射)にのみ許し、そのための供試体の変形は等方的であって水平鉛直両方向が許される。測定項目は、各時刻における供試体下端面の間隙水圧比、ビュレットへの排水量 ΔV 、周圧の大きさと σ_r である。鉛直変位は圧密終了時のみ測定した。

4 圧密試験結果の解析法

両一次元圧密に対しては、Terzaghi理論を適用した。広く採用されており基準数値を決定する目的に合致するからである。三軸等方圧密については、各種の方法が提案されておりそれぞれに短所を有している。比較の意味も含めて次の方

法、Escarioの法、Silveira法、吉国ら法を検討してみた。後述するように適用が困難な方法もあった。

4.1 TERZAGHI 法

一軸排水、一軸圧縮であるから

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

両面排水、初期間隙水圧は等分布として

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2U_0}{M} \sin \frac{Mz}{H} \exp(-M^2 T_v) \quad \text{----- (2)}$$

間隙水圧分布より得られる平均圧密度は

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_v) \quad \text{----- (3)}$$

但し $C_v = k / (\gamma_w m_v)$

$$T_v = C_v t / H^2$$

$$M = (2m+1)\pi/2$$

m は正整数 ----- (4)

4.2 ESCARIO 法

EscarioとUrielはいくつかの仮定の下で外放射排水時の圧密方程式を提案した¹⁾。詳細は文献を参照して頂くとして、概略をここに記す。

仮定 ① 圧縮性に関する限り、土は均質ではない。

② $\lambda = \epsilon_h / \epsilon_v$ とする。③ 試料と底板間にはマサツ

が無い。④ 排水層の透水性は土のそれに比して無

限大である。⑤ 土は飽和している。⑥ 水平

面は変位後も水平面である(等ひずみ)。

供試体より図-1のような微小要素を取り出す。要素への

流入・流出量の差 ΔV は $\Delta V = \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial r^2} r \right) dr dz d\theta$ ----- (5)

一方体積変化量は $\Delta V = -\epsilon_v (1+2\lambda) r dr dz d\theta$ ----- (6)

完全飽和土であるから(5)、(6)式は等しく

$$\epsilon_v = - \frac{k}{(1+2\lambda)\gamma_w} \left\{ \frac{\partial u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right\} \quad \text{----- (7)}$$

鉛直ひずみ ϵ_v は半径 r に無関係であり、時間 t のみの関数であることに着目して(7)

式を積分する。境界条件：供試体側面では $u=0$ 、中心軸上では動水勾配が0。

初期条件：初期間隙水圧は一様 u_0 である。

$$u = 2u_0 \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \exp\left(-\frac{8T_{ht}}{1+2\lambda}\right) \quad C_h = \frac{k_h}{\gamma_w m_v}, \quad T_{ht} = \frac{C_h t}{R^2} \quad \text{----- (9)}$$

(8)式は半径方向の間隙水圧分布が放物線状であることを示している。したがって平均間隙水圧 u_{med} は(10)式で示される。

$$u_{med} = \frac{1}{2} u_{max} = u_0 \exp\left(-\frac{8T_{ht}}{1+2\lambda}\right) \quad \text{----- (10)}$$

無次元化した(11)式の左辺は1より平均圧密度を減じたものであるから、排水量や変形量の時間的変化の関係が容易に得られる。

$$\frac{u_{med}}{u_0} = \exp\left(-\frac{8T_{ht}}{1+2\lambda}\right) \quad \text{----- (11)}$$

$$\frac{u_{med}}{u_0} = 1 - \frac{\epsilon_t}{\epsilon} = 1 - \frac{\Delta V_t}{\Delta V} = \exp\left(-\frac{8T_{ht}}{1+2\lambda}\right) \quad \text{----- (12)}$$

$$\log_{10} \frac{u_{med}}{u_0} = \log_{10} \left(1 - \frac{\epsilon_t}{\epsilon}\right) = \log_{10} \left(1 - \frac{\Delta V_t}{\Delta V}\right)$$

(13)式は $\log u_{med}/u_0 \sim t$ 、 $\log(1 - \epsilon_t/\epsilon) \sim t$ 、 \log

$(1 - \Delta V_t/\Delta V) \sim t$ 曲線の変化率から C_h が求められることを示している。有効応力の大き

きさによって土の性質が変わらなければ、この3曲線は直線を示すことになる。

それゆえ、図-2のようなグラフを作成し、その傾き ψ と λ 、 R を知って C_h を求める。

供試体の横断面に関する平均間隙水圧 u_{med} は(10)式で表現されるが、実際の測定は

図-3のように、供試体下端中央の狭い部分にて行なわれるため、測定値 u は平均値

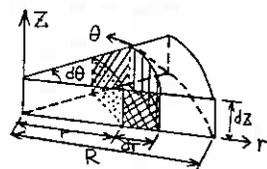


図1 cylindrical element

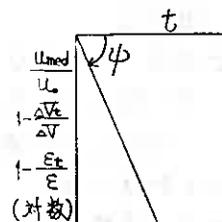


図2 時間-圧密曲線

U_{med} とは一致せず、正規圧密土の時は $U' > U_{med}$ である。平均圧密度を求める方法を準用して U' と U_{med} の関係を求めてみる。

$$U' \pi a^2 = \int_0^{2\pi} \int_0^a 2U_0 \left(1 - \frac{r^2}{a^2}\right) \exp\left(-\frac{8U_0 t}{1+2\lambda}\right) r dr d\theta$$

$$= U_{med} \cdot 2\pi \left(1 - \frac{1}{2} \frac{a^2}{R^2}\right) a^2 \quad (14)$$

$$U_{med}/U' = R^2 / (2R^2 - a^2) \quad (15)$$

(13), (15)式より $\log_{10} \frac{U'}{U_0} = -\frac{8C_h}{2303(1+2\lambda)R^2} t - \log_{10} \frac{R^2}{2R^2 - a^2} \quad (16)$

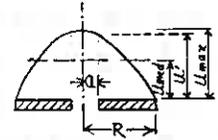


図-3 平均値と測定値

試験中 a, R は不変と考えると、 C_h を得るには U' を用いても良いことが分る。

4.3 SILVEIRA 法

等ひずみ条件を有する外放射流れ圧密の基本方程式が(17)式であり、境界条件初期条件はEscarioらの時と同じ場合、Silveiraは(18)式の解を得た。平均間隙水圧は(19)式で示されるので、平均圧密度は(20)式のとおりである。但し β_n はベッセル関数 $J_0(x)=0$ の根である。(20)式を種々のスケールにて描き、測定された間隙水圧～時間曲線と比較して t_{50} を求め、 C_h が算出される。50%圧密時の時間係数は0.062である。

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right) \quad (17)$$

$$U = 2U_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_0(\beta_n \frac{r}{a})}{\beta_n J_1(\beta_n)} \exp(-\beta_n^2 T_h) \quad (18)$$

$$U_{med} = 4U_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n^2} \exp(-\beta_n^2 T_h) \quad (19)$$

$$U = 1 - \frac{U_{med}}{U_0} = 1 - 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n^2} \exp(-\beta_n^2 T_h) \quad (20)$$

$$U' \pi a^2 = \int_0^{2\pi} \int_0^a 2U_0 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_0(\beta_n \frac{r}{a})}{\beta_n J_1(\beta_n)} \exp(-\beta_n^2 T_h) r dr d\theta$$

$$= 4U_0 \pi a R \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_1(\beta_n \frac{a}{R})}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \exp(-\beta_n^2 T_h) \quad (21)$$

$$U' = 4U_0 \frac{R}{a} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_1(\beta_n \frac{a}{R})}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \exp(-\beta_n^2 T_h) \quad (22)$$

$$\frac{U_{med}}{U'} = \frac{\sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n^2} \exp(-\beta_n^2 T_h)}{\frac{R}{a} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n^2} \exp(-\beta_n^2 T_h) \cdot J_1(\frac{a}{R} \beta_n) / J_1(\beta_n)} \quad (23)$$

$$U = 1 - \frac{U'}{U_0} = 1 - 4 \frac{R}{a} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\beta_n^2} \exp(-\beta_n^2 T_h) \frac{J_1(\frac{a}{R} \beta_n)}{J_1(\beta_n)} \quad (24)$$

端面の小部分にて間隙水圧を測定することの影響を考慮する。(21)式より(22)式が得られるので U' より U_{med} を推定すると(23)式となる。従って U' に関する圧密度は(24)式で示される。すなわち端面の小部分で計測される間隙水圧によって圧密係数を算出するには、(24)式の曲線定規を用いて $T_h=0.062$ に対する時間軸を読み t_{50} とし、(19)式より C_h が決まるのである。

これらの関係式を電子計算機FACOM 270-20にて数値を求めた。ベッセル関数はメーカー提供のサブルーチン、 β_n は高等関数表を利用した。 $a/R=8.9/25$ である。

U_{med}/U' は図4の破線のように、圧密の初期から中期にかけて漸次差を拡げてゆき、後半はほぼ0.48で一定である。 U_{med}/U_0 、 U'/U_0 が一点鎖線、実線にて示される。 U_{med} が滑らかに消散しているのに対して、 U' は中期あたりまであまり低下せず、平均圧密度が40%近くになって急速に低下することが明らかである。参考のためTerzaghiの(3)式を点線にて示してある。平均圧密度については、三軸等方圧密が一次元圧

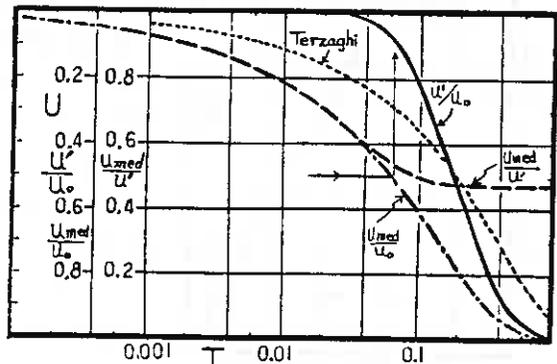


図-4 時間係数と圧密度

密より速やかに圧密が進行、終了することとなる。

4.4 吉田ら法

吉田と中ノ堂は円筒供試体において、排水が外放射に限られる場合の圧密を検討した³⁾。仮定としては、均質土、完全飽和、土粒子水は非圧縮性、等方土、ダルシーの法則成立、線型応力ひずみ関係、自重無視、水ひずみ、静的圧密、滑らかな端面、等ひずみ変形である。圧密方程式は
$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{d\psi}{dt} \quad (25)$$
 で、 ψ は圧密ポテンシャルである。

等方圧密など4ケースについて未知量を与える式および圧密度～時間係数曲線が圧密ポテンシャル係数 α をパラメーターとして提示されている。ポアソン比が0.5の時 $\alpha=0$ となるので、 $\alpha=0$ の $U \sim T_v$ 曲線の曲線定規を作成してみた。

5 実験の結果と考察

5.1 標準圧密特性

体積圧縮係数 m_v と平均圧密圧力 \bar{p} については、正規圧密領域では \bar{p} の増大につれて m_v が減少するが、過圧密領域ではそのような傾向はみられない(図-5)。

圧密係数 C_v と \bar{p} については、正規圧密領域の千軒粘土の C_v は \bar{p} の増大につれて減少するが、過圧密領域ではほとんど変化しない。大願上層の場合には \bar{p} の変化による C_v の変化はわずかである(図-6)。

透水係数 k は(4)式のように m_v と C_v より算出された値であるから $k \sim \bar{p}$ 関係は前述の2項目の傾向に一致する。すなわち、正規圧密領域では \bar{p} の増加につれて k は大きく低下する一方、過圧密領域では \bar{p} の大きさ C_v による k の変化は大きくはない(図-7)。これらの傾向

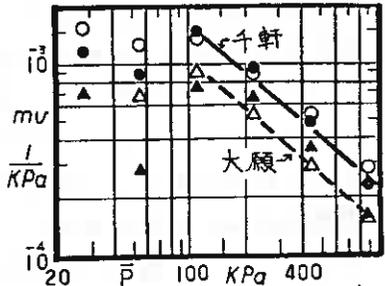


図-5 $\bar{p} \sim m_v$ (標準-次元)

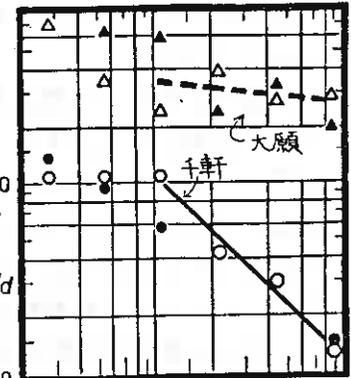


図-6 $\bar{p} \sim C_v$ (標準-次元)

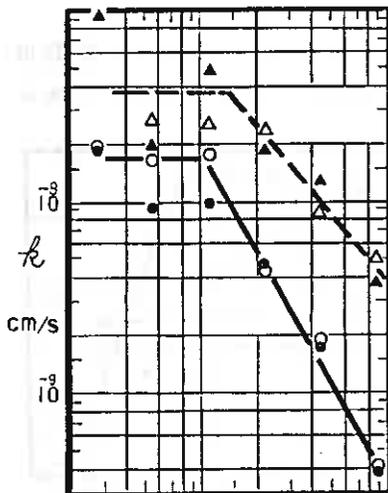


図-7 $\bar{p} \sim k$ (標準-次元)

は一般的に認められている傾向である。なお C_v の計算に際し、大願上層は任法、千軒では曲線定規法を用いた。後者の場合任法では初期直線の15%減の傾きを持つ直線が測定曲線と60分を越えた点にて交わるからである。図-6の C_v は一次圧密量による補正を行なった値である。この C_v を用いて k が算出された。一次圧密比は概略0.85(大願)、0.35(千軒)である。

5.2 長期圧密特性

標準圧密試験における C_v の決定時に、千軒粘土は任法を採用できなく、更に片対数紙上にプロットされた時間～沈下曲線が大層急な傾きを有したまま次

の圧力段階へ進んでいることが判明したので、この二次圧密部を少し詳しくみることにした。排水距離が1cmという薄い供試体では速やかに一次圧密が終了し、その後は二次圧密が発生していると言われる。e~logt曲線の二次圧密部を直線近似した時、その傾き α は表-2のとおりである。過圧密領域と正規圧密領域の α は、後者の方が3~4倍大きい値を示す。千軒粘土は大願上層に比して2倍ものとても大きい α を持つ。しかし圧縮指数 C_c との比較においては $C_c/C_c \approx 0.018$ であり、大願上層と同程度である。モンモリロナイト鉱物のように結晶間に水分子が入り込み間隙が大きい土では、圧密圧力の増加に伴う間隙の減少割合が大きいのみならず、過剰間隙水圧が消散した後も土粒子の結合が弱いのでゆっくりと滑動し、間隙が減少し間隙水が排出されると考えられる。

表2 二次圧密曲線の傾き α

土質	千軒	大願上層
\bar{p} (kPa)	2.5	0.004
α	0.004	0.003
\bar{p} (kPa)	6.9	0.005
α	0.005	0.003
\bar{p} (kPa)	13.9	0.011
α	0.011	0.007
\bar{p} (kPa)	27.7	0.027
α	0.027	0.011
\bar{p} (kPa)	55.5	0.015
α	0.015	0.012
\bar{p} (kPa)	111	0.045
α	0.045	0.013
\bar{p} (kPa)	222	0.028
α	0.028	0.012
\bar{p} (kPa)	444	0.026
α	0.026	0.012
\bar{p} (kPa)	888	0.025
α	0.025	0.011
C_c	1.353	0.727
C_s	1.476	0.771
C_s	0.223	0.117
C_c/C_s	0.017	0.014
C_c/C_s	0.021	0.018

載荷期間が1日2日...7日間隔で行なわれたとみなして \bar{p} を算出し、 e, m_v, C_v', β を求めて平均圧密圧力 \bar{p} との関係の一部を図-8, 9, 10に示す。図中黒印は1日間隔、白抜きは7日間隔であり、2~6日間隔は両者の中間に位置する。図中の実線破線は標準圧密試験時の平均的関係(図-5, 6, 7)を表わす。

大願上層の場合には、載荷期間の長短が m_v, C_v', β に大きな影響を与えない。しかし千軒粘土の場合 C_v' は30%低く、 m_v は逆に20%高く7日間隔の方が算出される。従って β はわずかに依くなるだけでほとんど変化なしとみなして良い。圧縮指数はわずかに(千軒9%、大願上層6%)大きくなる。

5.3 三軸等方圧密 — 外放射流圧密

三軸圧縮試験が主たる目的であったこと、排水量は自動計測ではなく深夜のデータ等が欠除していること、体積変化を正確に計測するための装置ではなく、ビュレットにスケールを貼って読み取ったことより、必ずしも十分なデータではないことを予めお断りしておく。

ここで体積圧縮係数について検討しておく。すなわち標準圧密試験によれば $m_v = \Delta H/H / \Delta p$ により算出される。一方三軸等方圧密試験においては $m_h = \Delta V/V / \Delta p$ により算出されることが妥当である。両者の値を比較してみるに、ほぼ同じ程度であるので三軸等方圧密試験よりの m_h によって β を算出する。

時間の経過に伴う排水の進み具合、間隙水圧の消散の状況を示したのが図-11である。ビュレットへ

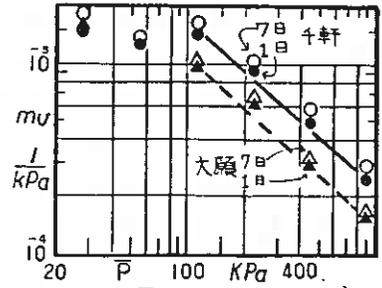


図-8 $\bar{p} \sim m_v$ (長期一次元)

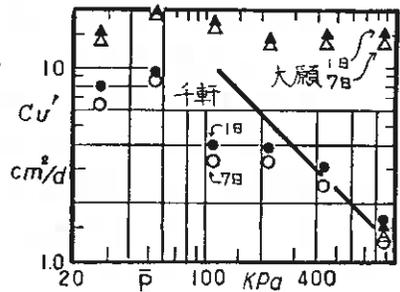


図-9 $\bar{p} \sim C_v'$ (長期一次元)

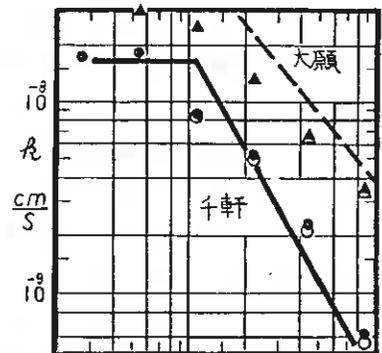


図-10 $\bar{p} \sim \beta$ (長期一次元)

の排水が順調に増加しているにもかかわらず、下端面で測定される間隙水圧 U' の消散がとても遅いことが明らかである。初期間隙水圧 U_0 と全排水量 ΔV にて除し正規化してみると(図-12)より一層明瞭である。このことは4.2, 4.3で検討したように、周縁部の圧密が速やかに進行し、中心部が遅れることを示している。排水量は圧密の総合的表現であるので平均圧密度に対応できる数値であるが、

下端中央部の間隙水圧は依透水性的のため中央の高い水圧のみが測定装置にとらえられるのである。ここに示した例は千軒が $p=46\text{ KPa}$ 、大願上層が $p=166\text{ KPa}$ の場合である。

4節にて説明した解析法によって圧密係数と透水係数を求めてみる。Escario's法による場合は図-13にみられるように必ずしも U' 、 ΔV に関する曲線の傾きは一致せず、従って Ch が測定項目によって異なることになる。

(13)式を利用するに際し、排水距離 R は圧密前後の半径の平均値とした。入は水平鉛直ひずみ比で、これらの試料土についての高精度の測定結果は持ち合わせていない。Optical methodによる圧密後の供試体の半径の推定とダイヤルゲージによる鉛直変位から入を試算してみると、千軒0.88~1.04、大願上層0.81~0.97であった。文献4)では1.28、文献5)では1.45と報告され、端面マサツのため1.0とならないと推測されている。本試料土では入を1.0として Ch を求めてみる。

図-14, 15は解析結果の総合されたものである。Escario's法、Silveira法、そして標準一次元圧密の平均値を実線と破線で示した。吉岡法による解析結果は掲載していないが、理由は後述する。

Escario's法による $Ch(v)$ 、 $Ch(w)$ は共に標準圧密の Cv より依り。特に大願上層はその差異が大きい。測定項目による違いについては図-13の傾きの差はそれ程大きくは影響せず、この程度の精度の測定としてはむしろ違いを与えないと解しても良いであろう。

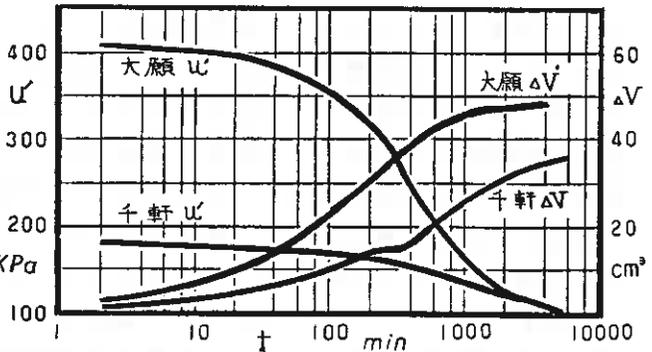


図-11 間隙水圧の消散と排水量

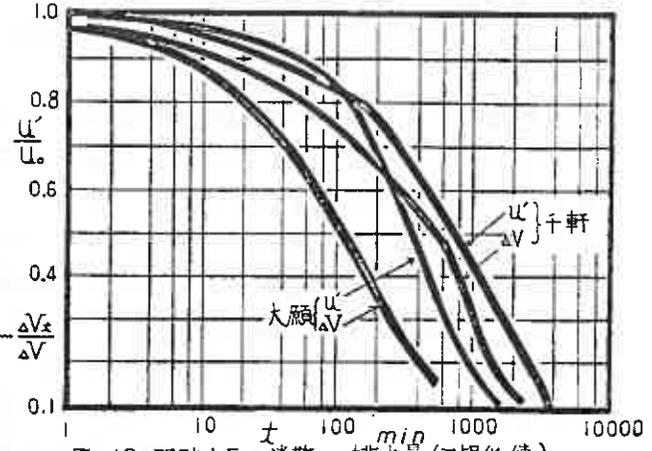


図-12 間隙水圧の消散と排水量(正規化値)

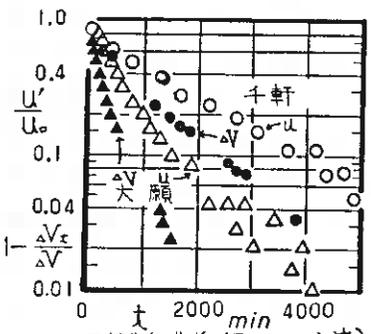


図-13 圧密進行曲線(Escario's法)

Silveira法による場合には図-4の実線の定規を作成し、図-11の $u \sim \log t$ を重ね合わせて t_{50} を求めた。

重ね合わせは極めて困難な作業であった。すなわち前半の水平部分以外には重なる部分がほとんどみられないのである。 t_{50} を読み取る部分も、もう重なってはいない例が多い。この解析法の場合には、Escario法による値より大きく算出されること、標準圧密試験結果と比較すると十軒は同程度、大願上層はSilveira法の方が低いことが分る。

両解析法は同じ基礎方程式と条件の下で解かれたのであるが、同一の結果を与えない。

吉国ら法では、等方圧密 $\alpha = 2(1-2\nu)/(1+\nu)$ であるから $\nu = 0.5$ とすると $\alpha = 0$ であるとした。文献3)の図-3より曲線定規を準備した後、図-11のような $u \sim \log t$ を重ね合わせようとした。しかし、ほとんど一致する部分が見られず t_{50} を決定できなかった。

試料土は予圧密法により作成された練返し再圧密試料であり、圧密日数から判断して大きな異方性が形成されるとは期待し難い。他方、標準圧密試験時の排水方向と三軸等方圧密試験時のそれとは両者共に予圧密時の排水方向に合わせてある。もちろん後者の排水方向は放射状であるから、全方向が一致することは無い。したがって両試験の透水係数の違いは、排水方向と変形方向が一致するか否か、あるいは解析方法の不適切さ、仮定と実際の違いの程度に帰因していると考えられる。

標準一次元圧密と三軸等方圧密の実施方法における相違点はトレーンペーパーであろう。標準圧密においてはポーラストーンの目づまり防止上沓紙を1枚置いている。三軸圧密では円筒供試体の周面に沓紙が1枚巻かれて排水流路の主体を成している。

Escarioは5mm厚の雲母質砂層で供試体を取り囲み排水させた¹⁾。内側の粘土に比し十分高い透水性を有し、圧密の解析に有利であろうが、せん断が後に続く場合には変形挙動が供試体とは異質であろうから採用できないことが通例である。

沓紙の透水性についてはメーカー提供のデータは次のとおりである。

東洋沓紙 定性沓紙No.2 厚さ0.26mm 沓水時間80sec。沓水時間とは、ヘルツベルヒ氏沓過速度試験器を用い、10cm²の沓紙面において、100cc 20°Cの蒸留水が水柱10cmの圧力により沓過する時間。

詳細な試験内容が分らないので、排水距離は沓紙厚、水頭差を10cmとする定水位

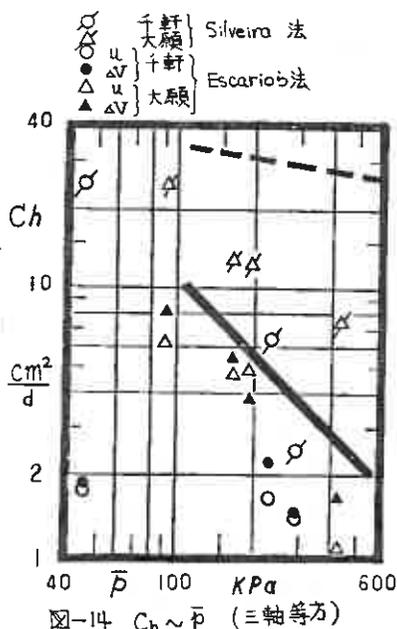


図-14 $Ch \sim \bar{p}$ (三軸等方)

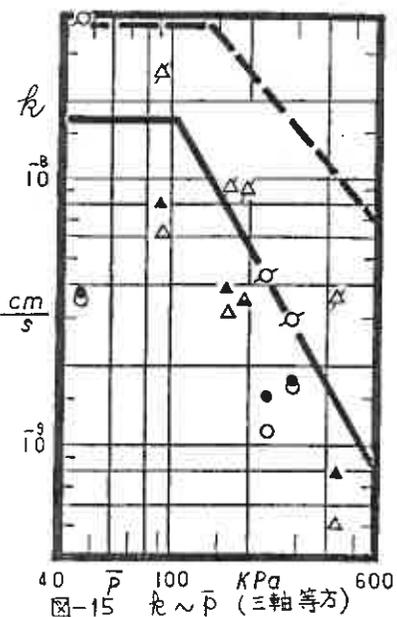


図-15 $k \sim \bar{p}$ (三軸等方)

試験とみなすと $k_r = 3.25 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ となる。

吉国らは本実験と同種の沓紙について透水試験を実施した⁶⁾。側圧が大きくなるにつれ沓紙の透水性は低下すること、時間の経過につれて低下することが示されている。側圧 4 kg/cm^2 2時間にて $2.5 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ である。沓紙の透水性が悪いと圧密の進行が妨げられるので粘土の透水係数より $10^4 \sim 10^5$ 倍大きくすべきであると述べている。この沓紙は $10^8 \sim 10^9 \text{ cm/s}$ 以下の粘土に相当ということになるから、大願上層の一部に対して沓紙の透水性が不足であるが、千軒の場合にはまず十分と推測される。

6 まとめ

標準一次元圧密と三軸等方圧密より得られる圧密パラメーターを比較した。三軸圧密については Escario の、Silveira、吉国らの3方法を検討したが、吉国ら法による値は決定できなかった。

圧密係数 C_v 、 C_h 透水係数 k と平均圧密圧力 $\bar{\sigma}$ の関係より、次の事項が観察された。
① Escario 法による C_h 、 k は標準圧密時のそれより低い。特に大願上層について著しく、ドレーンペーパーの透水性不足の可能性がある。
② Silveira 法による C_h 、 k は、大願上層の場合標準圧密より低く、千軒の場合にはほぼ同値である。Escario 法による値に比しては明らかに高い。
③ 供試体下端面にて測定される間隙水圧は平均間隙水圧とは異なり、そのままでは平均圧密度を表現し得ない。測定値より平均値を推測して用いると良い。
④ Escario 法の場合、採用する項目によりパラメーター値が変動するが、解析法による差異に比し小さく、実用上は大きな影響はなからう。
⑤ Silveira 法、吉国ら法の curve fitting が難しい。
平均間隙水圧と測定値の関係、理論の再検討、代入するパラメーター値について今後の研究が望まれる。

本報告に用いたデータは中川尚志君(現北海道)が卒業研究として実施して得られた。図の作成については岩淵祐一技官の援助を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Escario, V. and Uriel, S. (1961) Determining the coefficient of consolidation and horizontal permeability by radial drainage Proc 5th ICSMFE Vol.1 pp83~87
- 2) 網干寿夫 (1969) 圧密, 土質力学 (技報堂) 第4章 pp416~418
- 3) 吉国洋, 中堂裕文 (1975) Consolidation of a clay cylinder with external radial drainage; S & F 15-1 pp17~27
- 4) 吉国洋 (1974) 三軸圧密試験法について 19TH 土質工学シンポジウム pp29~36
- 5) 吉国洋, 納庄隆雄 (1976) 三軸圧密供試体の内部変形について 11TH 土質工学研究発表会 pp181~184
- 6) 吉国洋, 中堂裕文 (1975) 沓紙の透水性が円柱供試体の三軸圧密過程に及ぼす影響 20TH 土質工学シンポジウム pp121~124

⑮ 粘性土の変形特性におよぼす応力経路の影響について

北大工学部 (正) 北郷 繁
 " " 三田地 利久
 " (学) 西尾 伸也

1. まえがき

土の力学挙動における2つの重要な問題として、土の安定問題と変形問題を挙げることが出来る。安定問題を扱う解析においては、土を 'non-dilatant' な材料と仮定し、破壊に至るまでの変形を無視している。すなわち、破壊に至って初めて一定の内部摩擦角と粘着力を有するように挙動すると仮定しているのである。これに対し、変形問題を扱う解析においては、破壊時の応力よりもかなり小さい応力レベルに議論を限定して、土の変形を考えている。また、多くの場合、変形は一次元的に生じると仮定し、解析されているのが現状であるが、外力によって生じる原地盤の応力状態が、実験室内の一次元圧密の応力状態のみに対応していないことは明らかである。有限要素法等の数値解析手法の発達とともに、今後ますます土の変形問題を扱う研究が増加することが予想される。実際、土の広範な応力状態に対応しうる、応力 \sim ひずみ関係式が数多く提案されてきている。

その中で、Roscoeら¹⁾は、塑性ポテンシャルの形を具体的に求めるために応力比一定の異方圧密試験を行い、塑性ひずみ増分ベクトルの方向からその形を求めている。このように、「塑性ひずみ増分ベクトルが応力経路によらず、現在の応力状態のみの関数として表現しうるか」また、「応力経路上の同一点においてひずみの重ね合わせが成り立つか」を検討するため、種々の応力比で所定の圧力まで圧密後、平均有効主応力一定試験を実施し同一の応力点に至らしめ、さらに、その点から平均有効主応力一定の除荷試験を実施した。以下に、その結果について報告する。

2. 応力およびひずみパラメーター

本報告に用いる応力とひずみのパラメーターを次のように定義する。まず、平均有効主応力 p' 、軸差応力 q および応力比 η は、

$$p' = \frac{\sigma_a' + 2\sigma_r'}{3} \quad (1a) \quad q = \sigma_a' - \sigma_r' \quad (1b) \quad \eta = \frac{q}{p'} \quad (1c)$$

ここに、 σ_a' および σ_r' は、供試体軸方向および半径方向の有効主応力であり、圧縮を正とする。また、体積ひずみ v および偏差ひずみ ε は、

$$v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (2a) \quad \varepsilon = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (2b)$$

ここに、 ε_a および ε_r は、供試体軸方向および半径方向の主ひずみで、圧縮を正とする。 ε_a および v は、供試体の軸方向変位量および体積変化量から次式を用いて算出した。

$$\varepsilon_a = \ln \frac{h_0}{h} \quad (3a) \quad v = \ln \frac{V_0}{V} \quad (3b)$$

ここに、 h_0 および V_0 は供試体の初期の高さおよび体積であり、 h および V は変化後のそれである。すなわち、 ϵ_a および ν は自然ひずみである。

B. 実験条件および実験方法

(1) 実験条件 (図-1 参照)

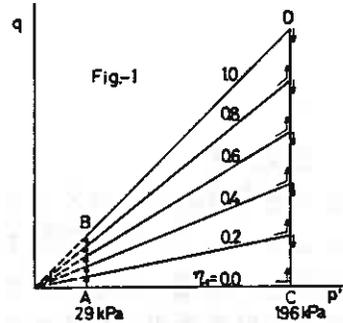
本実験は、 $\eta_c = 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ の6ケースの排水試験で、各々次の4ステップも含んでいる。ここに、 η_c は異方圧密時の応力比である。

① A点で示される $P' = 29 \text{ kPa}$ の等方応力状態から所定の η_c までの平均有効主応力一定試験

② $P' = 29 \text{ kPa}$ から $P' = 196 \text{ kPa}$ までの異方圧密試験 - C η 試験

③ 圧密終了後、D点で示される $\eta = 1.0$ の点まで平均有効主応力一定の荷重試験 - CPL 試験

④ $\eta = 1.0$ から圧密終了時の η_c までの平均有効主応力一定の除荷試験 - CPT 試験



本実験で用いた試料は、破壊時の応力比が $\eta_{max} = M = 1.30$ であることが確認されているが、 η_c の最大値を 1.0 としたのは、これより大きくすると変形が不均一になり、ひき続いて行われる CPT 試験に支障をきたすからである。

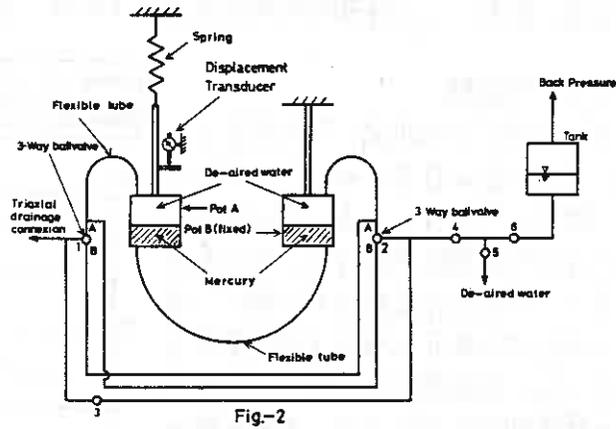
この4ステップの試験によって、 $A \rightarrow C \rightarrow D$ 経路とそれに重なる種々の C η - CPL 試験とのひずみの重ね合わせ、および D 点において生じるひずみの応力経路依存性について検討した。

(2) 供試体のセット

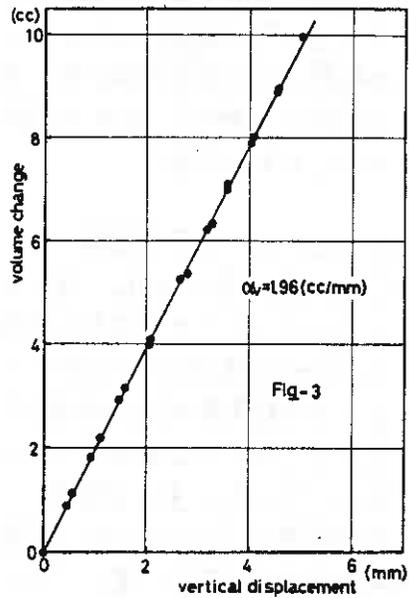
本実験で用いた試料は、皇知郡北村字大願で採取した自然粘性土で、物理的性質は L.L. = 95%, P.I. = 64%, $G_s = 2.61$ である。この試料に蒸留水を加え、泥水状態とした後、420 mm ふるいを通しるか月以上養生した。このようにして準備した約 150% の含水比を有する泥水状の粘土を 2~3 時間十分にミキサーで攪拌した後、78 kPa の鉛直応力で 2 週間、予圧密セル (高さ 350 mm, 直径 170 mm) 内で予圧密し、高さ 120 mm, 直径 50 mm の円柱供試体を切り出した。この状態での粘土の含水比は 65% 前後である。このようにして作成した供試体にスリットをつけた厚さ 0.2 mm のドレーンペーパーを巻き、水中で厚さ 0.2 mm のラバーメンブレンをかぶせた。供試体、ドレーンペーパー、ラバーメンブレン間に存在する気泡に十分留意し、それを完全に追い出した後、端面拘束の影響を軽減させるため、シリコングリースを塗ったテフロンシートを供試体の上下端につけて三軸セル内にセットした。試験中は供試体に 98 kPa のバックプレッシャーを載荷した。排水は供試体半径方向に規制し、側面のドレーンペーパーに集まった水を上部キャップから排水する方式を取り、間隙水圧の計測は供試体の下端で行った。また、試験はすべて応力制御で実施した。

(3) 体積変化測定装置

Rowlands²⁾の方法を参考にして試作した体積変化測定装置を用いて、圧密およびせん断中の供試体の排水量を測定した。以下に装置の概略を示す。図-2はその配管図である。全ルートは脱気水で満たされており、試験中バルブ3および4は閉じている。三方向バルブ1および2をA方



向にした場合を例に取って説明する。供試体から排水された水は、ポットAに入り、水銀をポットBに押し出す。ポットAとポットB内の圧力は等しいので、水銀のヘッドは常に等しくなる。ポットBは固定されているのでポットAがスプリングにより上方に変位する。すなわち、排水された水と同体積の水銀の移動によるポットAの重量変化を、スプリングによる鉛直変位に変換するのである。したがって、水銀の比重とスプリングのバネ定数を求めれば、供試体の排水量を知ることができる。ポットの容積は50cm³であるので、水銀を十分にに入れておけば1回の応力増分で水銀がすべてポットBに移動する心配はない。ポットA中の水銀の残量が少なくなったら、三方向バルブ1および2をB方



向に切りかえる。今度は、供試体から排水された水はポットBに入り、水銀をポットAに押し出し、スプリングが下方に変位することにより、上述と同様にして排水量を知ることができる。この操作をくり返せば、何ccまででも同一の精度で排水量を自動的にかつ連続的に測定することが可能である。また、排水量が増大しても、タンクの断面積が大きいことにより、ヘッド差がほとんど生じない状態(すなわち、間隙水圧が生じない)で排水量が測定できる。バルブ3は、装置内のフラッシング、セット時における水銀ヘッドの調整および装置と三軸セルとの連結に使用する。

バネ定数は、図-2の三軸セル側にビュレットを連結し、タンク側から水を1ccずつ送り、三方向バルブをAおよびB方向にした場合について、スプリングの鉛直変位を測定し決定した。図-3は、その際測定されたスプリングの変位と送った水の量との関係を示している。図-3のプロットよりバネ定数 α_v は、

$$\alpha_v = 1.96 \text{ cc/mm} = 1.96 \times 13.6 \text{ gf/mm} = 26.7 \text{ gf/mm}$$

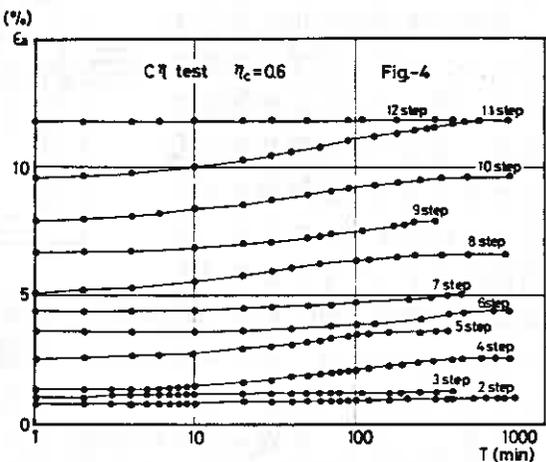
となる。なお、この体積変化測定装置によれば、 $\frac{1}{50}$ cc まで測定可能である。

(4) C η 試験

$P=29$ kPa で 24 時間、等方圧密した後、 P を一定に保ちながら η を増加させ、所定の η_c に達した時点で $P=196$ kPa までの C η 試験を開始する。応力載荷は表-1 に示す 12 段階の P の値で、各 η_c に対応する側圧と軸圧を同時載荷して行った。各段階の応力増分で、12 時間の載荷期間を用いれば、過剰間隙水圧が消散し変形も定常状態になることがすべての η_c で確認された。図-4 は応力載荷からの経過時間 (T) と軸ひずみの関係の一例を $\eta_c=0.6$ の場合について示したものである。

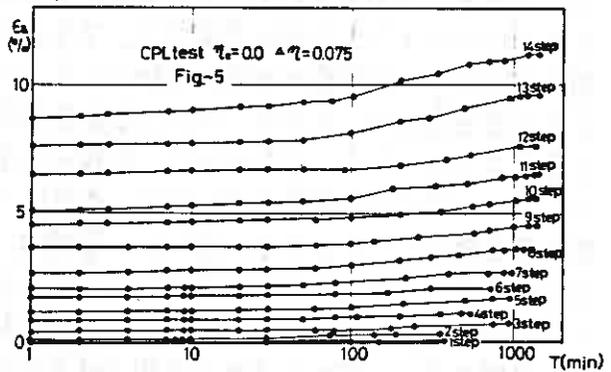
Table-1

STEP	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
P (kPa)	29	35	42	51	61	73	88	105	126	152	182	196



(5) CPL・CPU試験

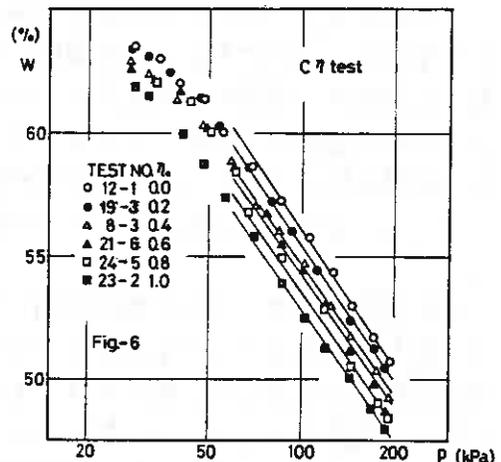
C η 試験で $P=196$ kPa に至った時点で $\eta=1.0$ まで CPL 試験を実施する。応力比増分 ($\Delta\eta=0.075$) およびその載荷期間 (24 時間) を一定にして排水せん断を行うものである。 $\eta=1.0$ に達した後の、CPU 試験も $\Delta\eta=0.075$ で載荷期間は 24 時間である。図-5 に CPL 試験における応力載荷からの経過時間 (T) と軸ひずみの関係を示すが、この応力比増分で、24 時間の載荷期間を取れば、変形が定常状態に達したと見なすことができる。



4. 実験結果と考察

(1) 圧密圧力～含水比

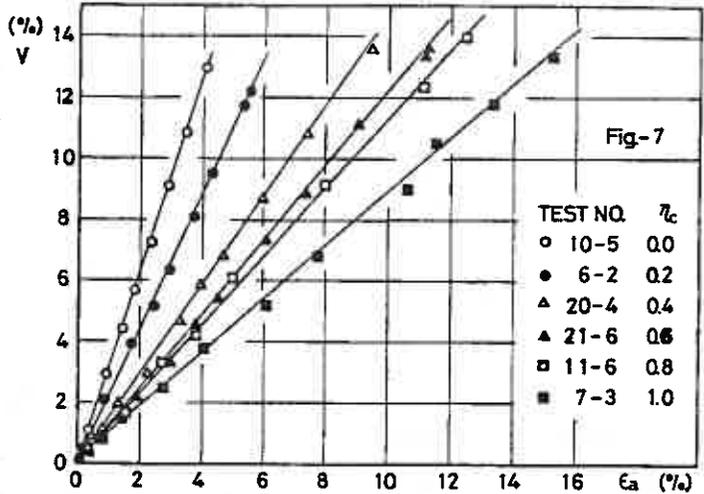
図-6 は、C η 試験中の圧密圧力と含水比の関係を示したものである。 η_c の値にかかわらず、 $P=50\sim 60$ kPa 以上では、ほぼ平行な直線として表わされ、同一の P では、 η_c が大きくなるにつれて含水比が低下していることがわかる。本実験結果は Roscoe ら^{12,33)} による Cam-Clay Theory の仮定の妥当性を示している。なお、自然対数目盛による



圧縮指数 λ を図-6から求めると0.214となった。

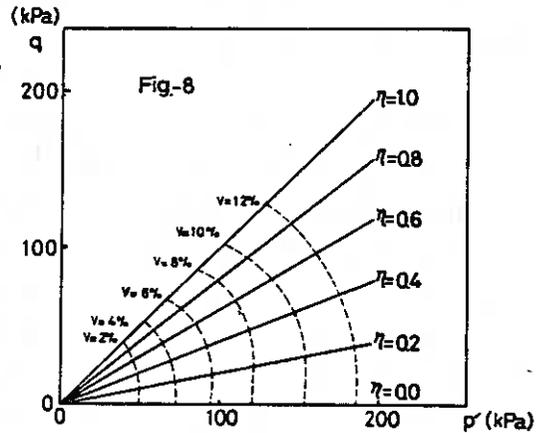
(2) 軸ひずみ～体積ひずみ

図-7は、C η 試験中の ϵ_a と v の関係を示している。 p' の値にかかわらず、すべての η_c で ϵ_a ～ v プロットは直線で表わされることわかる。すなわち、C η 試験中のひずみ増分比 $dv/d\epsilon_a$ は η のみの関数として表わすことができる。またC η 終了点すなわち $p'=196$ kPaにおいて発生する体積ひずみは、ほぼ一定値を示している事がわかる。なお、 $\eta \sim dv/d\epsilon_a$ 特性については後述する。



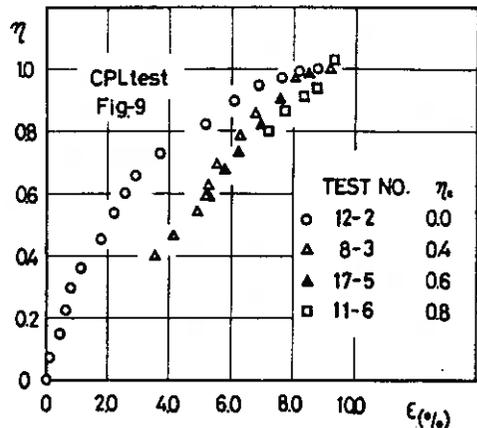
(3) 等体積ひずみ線

図-8は、C η 試験より求めた等体積ひずみ線であり、 $v=2, 4, 6, 8, 10, 12\%$ について描いたものである。図-14に示した非排水応力経路と形が類似していることわかる。つまり、異方圧密と非排水せん断に関して η と v の関係が一義的であることを示し、これはBalasubramaniamら⁴⁾の報告と一致している。



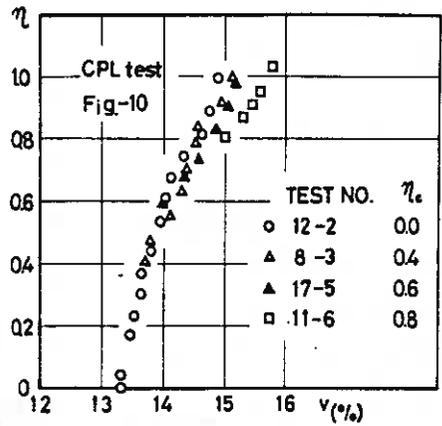
(4) 偏差ひずみ～応力比

図-9は、CPL試験の ϵ ～ η 関係を示している。なお ϵ は、図-1のA点で等方圧密が終了した後に発生したせん断ひずみである。小さな η では、異方圧密時の η_c の影響は大きい、 η が大きくなるにつれて、その影響が小さくなっていくことわかる。 $\eta=1.0$ では、 η_c にかかわらず、ほぼ一定の ϵ を示し、 $\eta > 1.0$ になるとプロットは一致してくることが予想される。



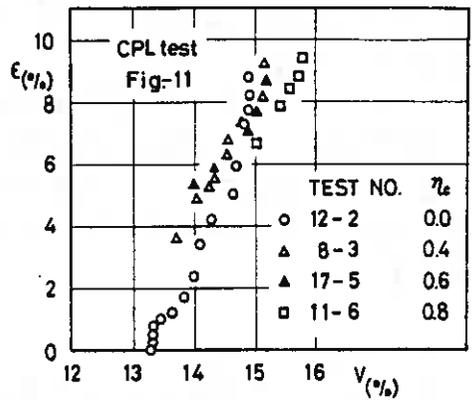
(5) 体積ひずみ～応力比

図-10は、CPL試験の $v \sim \eta$ 関係を示している。なおひは、 ε と同様に、図-1のA点で等方圧密が終了した後に発生した体積ひずみである。 $\varepsilon \sim \eta$ のプロットとは逆に、 η の小さいうちは η_c の影響は見られないが、 η の増加とともに η_c の影響が顕著になり、ダイレイタンシーが η の一義的な関数として決まらないことを示している。



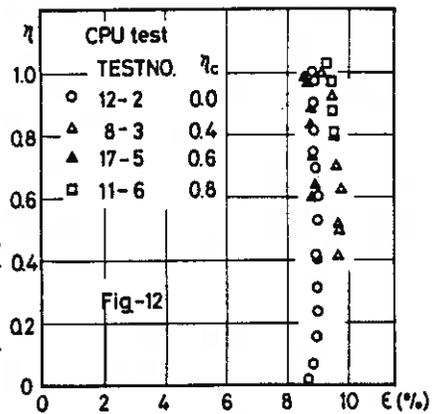
(6) 体積ひずみ～偏差ひずみ

図-11は、CPL試験中の $v \sim \varepsilon$ 関係を示したものである。前述したように、異方圧密時の η_c の影響を受け、応力経路で同一点で表わされる応力における、ひずみの重ね合わせは成り立たないことがわかる。Balasubramaniamら^{4), 5)}は、等方圧密後、非排水試験、側圧一定の排水試験および平均有効主応力一定試験を実施し、 η が増加する(圧縮)せん断試験において $\eta \sim v \sim \varepsilon$ の関係は一義的であることを報告しているが、本実験結果は、異方圧密を受けた供試体に関して、 $\eta \sim v \sim \varepsilon$ 特性が、異方圧密時の η_c の影響を受け、一義的に表現できないことを示している。



(7) CPU試験

図-12, 13は、CPU試験中の $\varepsilon \sim \eta$, $v \sim \eta$ 関係を示したものである。 ε は除荷中、ほぼ一定値を示し、CPL試験中、塑性成分が卓越していることがわかる。これはCam-Clay Theory等の仮定($\varepsilon^p \ll \varepsilon$)の妥当性を示している。これに反し v は、除荷中、一定とはならず弾性成分があることを示している。また異方圧密時の η_c が大きくなるにつれ v の塑性成分が少なくなる。また異方圧密時の η_c が大きくなるにつれ v の塑性成分が少なくなる。



(8) 応力経路

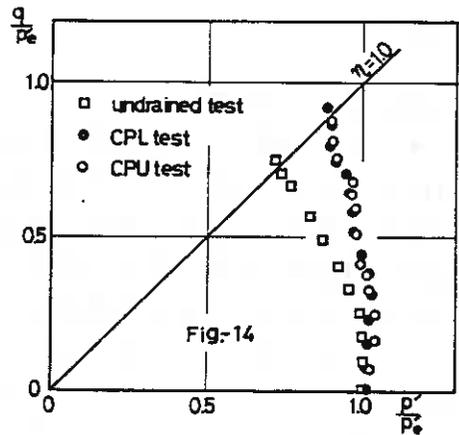
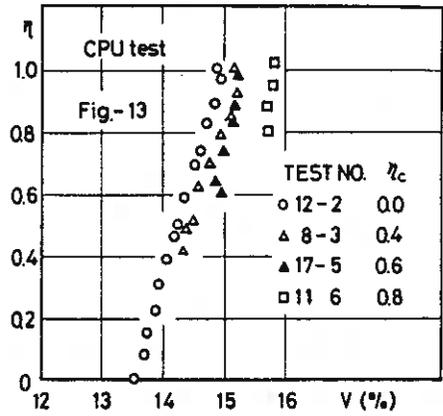
$\eta_c = 0.0$ のCPL-CPU試験および196 kPaまで等方圧密後、応力制御で実施した側圧一定の非排水試験の応力経路を等価圧密圧力 P_e で正規化して示したのが図-14である。Balasubramaniamら⁵⁾は、非排水、排水および $P' = \text{一定}$ 試験結果が P/P_e

~P'/p'e'プロットでは類似し、排水試験、非排水試験を問わず、土の限界状態面は固有なものであることを報告している。しかし、本実験結果は、非排水試験とCPL-CPU試験のq/p'e' ~ P'/p'e'プロットが異なっていることを明白に示した。今後、経路の異なる種々の排水試験を実施し、非排水試験と排水試験の本質的な差異を検討することが必要と思われる。

Cam-Clay Theory^{1),3)}では、体積ひずみの弾性成分は、圧密・せん断中を通じ次式で表わされるとしている。

$$dv^e = \frac{k}{1+e} \frac{dP'}{P'} \quad (4)$$

ここに、eは間隙比、kは正規圧密粘土の膨潤線のe ~ ln P'プロットにおける傾きである。つまり、平均有効主応力一定のせん断試験を行うと、dP'=0よりdv^e=0となり、生じる体積ひずみはすべて塑性成分となる。すなわち、CPL試験でη=1.0に達した後、CPU試験を実施しても体積変化は生じないはずである。しかし、図-13のη ~ V関係および図-14のη_c=0.0の応力経路から、CPL試験中の体積ひずみには無視できないほどに弾性成分が存在することを示している。



(9) Cη試験中のひずみ増分比

図-7で示したCη試験中のη ~ dv/dεa関係をプロットしたのが図-15である。このプロットから塑性ポテンシャルを求める方法をつぎに示す。P'とqで定義された応力経路に関し、塑性ひずみ増分ベクトルの傾きはつぎのようになる。

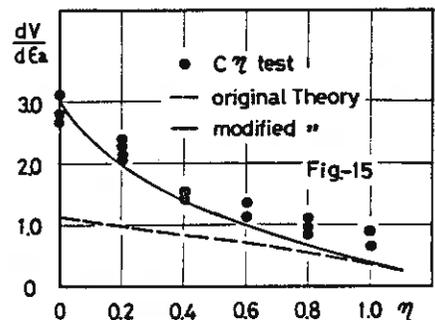
$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{d\varepsilon - d\varepsilon^e}{dv - dv^e} \quad (5)$$

ここに、添字Pとeはそれぞれ塑性成分と弾性成分を示す。ε^e ≪ εと仮定すると、

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{d\varepsilon a - dv/3}{dv - dv^e} = \frac{d\varepsilon a/dv - 1/3}{1 - dv^e/dv} \quad (6)$$

また、異方圧密試験中、全体積ひずみに対する弾性成分の比がk/λで与えられるとすると

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} = \frac{d\varepsilon a/dv - 1/3}{1 - k/\lambda} \quad (7)$$

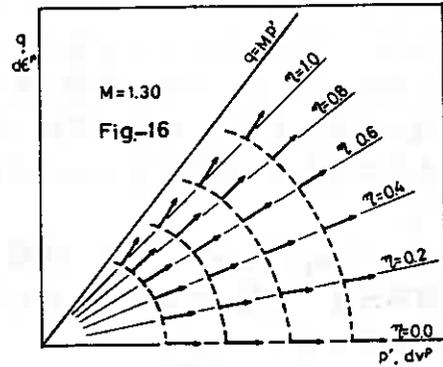


式(7)に本実験で用いた試料の $\lambda=0.214, k=0.052^b)$ を代入し、塑性ポテンシャルも求めたのが図-16である。図の矢印は塑性ひずみ増分ベクトルの方向を表す。Cam-Clay Theory^{1), 3)}では、塑性ひずみ増分比を η のように定義している。

$$\text{original: } \frac{d\varepsilon^p}{d\nu^p} = \frac{1}{M-\eta} \quad (8a)$$

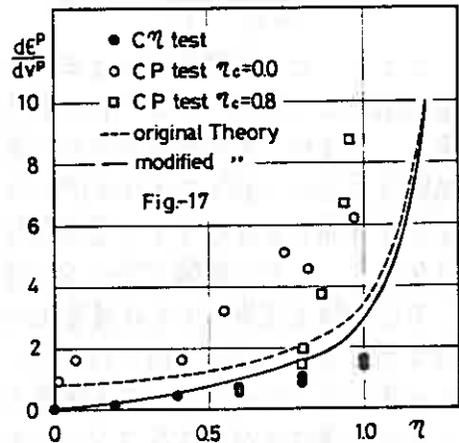
$$\text{modified: } \frac{d\varepsilon^p}{d\nu^p} = \frac{2\eta}{M^2-\eta^2} \quad (8b)$$

式(8a)および(8b)を式(7)に代入して異方圧密時の $\eta \sim d\nu/d\varepsilon_a$ 関係を示したのが図-15の破線および実線である。C η 試験のプロットはmodified Theoryと比較的良好一致を示している。



(10) 塑性ひずみ増分比

図-17は、種々の応力経路のもとでの、応力比 \sim 塑性ひずみ増分比の関係を示したものである。ただし、CPL試験の塑性ひずみ増分は「試験中、任意の応力で除荷しても、応力 \sim ひずみ曲線における除荷経路はすべて平行になる」と仮定して、全ひずみから可逆的成分を差し引いて求めたものである。図-17からわかるように、塑性ひずみ増分比は応力増分の方向および、異方圧密時の η_c の影響を受ける。塑性ひずみ増分比が応力経路に依存しなくなるのは、 $\eta > 1$ となって破壊に近づいてからであろうと思われる。したがって、破壊時応力よりもかなり小さい応力レベルでの変形を扱う応力 \sim ひずみ関係式においては、単一の塑性ポテンシャルでは表現できない部分が生じるものと思われる。



5. あとがき

本実験の実施およびデータ整理に関して、昭和55年度本学学生 佐藤喬一、寺田卓雄両君に多大なる協力を得た。ここに記して深甚なる謝意を表す。

(参考文献)

- 1) K.H. Roscoe & H.B. Porooshsb; Geotech. Vol.13, No.1 (1963)
- 2) G.O. Rowlands; Geotech. Vol.22, No.3 (1972)
- 3) K.H. Roscoe & J.B. Burland; Engineering Plasticity, Cambridge University Press (1968)
- 4) A.S. Balasubramaniam & A.R. Chaudhry; Proc. A.S.C.E. Vol.104 No. GT9 (1978)
- 5) A.S. Balasubramaniam et al; Proc. 9th. I.C.S.M.F.E. specialty session 9
- 6) 北郷・三田地・渡辺; 土質工学会北海道支部技術報告集第21号(1981)

と490 kPa (5 kg/cm²) の2種類について各試験を実施してあり、圧密圧力は、段階的に増加させる。図1に示すような圧密過程を経て、次のような実験を実施した。

i) 定ひずみ速度せん断試験

過圧密粘土に対しては、図2に示すように、コントロールシリンダーを走速で移動させ、三軸セル上部に取り付けてあるデロフラムシリンダーのピストンロッドを降下させてせん断を実施する方法をとった。実施したひずみ速度は、0.1, 0.01, 0.001 %/min. (ただし、OCR 20 については、0.01 の代わりに 0.04 %/min.) である。また、正規圧密粘土に対しては、載荷台下部に取り付けてあるモーターにより、載荷台を上昇させる方法をとった。実施したひずみ速度は、0.1, 0.04, 0.01 %/min である。

ii) 応力緩和試験

定ひずみ速度せん断試験で所定のひずみに達したのち、定ひずみ速度せん断試験をやめ、ひずみを一定に保ち、約24時間応力緩和試験を行う。過圧密粘土に対しては、全て0.01 %/min. のひずみ速度で定ひずみ速度せん断試験ののちに応力緩和試験を行った。図3は、過圧密粘土についての応力緩和試験の応力経路を模式的に示したものであり、縦軸は、軸差応力 $\sigma_1 - \sigma_3$ 、横軸は、平均有効主応力 $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ である。圧密終了点Oから定ひずみ速度せん断試験を行い、A点に到達したのち応力緩和試験を実施する。よして、B点で応力緩和試験が終了し、再び定ひずみ速度せん断試験によりA点とは異なるひずみレベルであるC点に到達する。C点において、再び応力緩和試験を実施する。これをさらにもくり返し、破壊に至る。本実験においては、緩和回数を1~3回とした。正規圧密粘土に対する応力緩和試験は、過圧密粘土の場合と同様の手法で実施したが、応力緩和以前の定ひずみ速度試験におけるひずみ速度を、0.1, 0.04, 0.01 %/min. と3種類に変えている。

なお、過圧密粘土に対する応力緩和試験におけるひずみレベルは、約0.5, 1.0, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0 % であり、本報告においては、過圧密比が、5と20とについて行った実験結果について検討する。

3 実験結果および考察

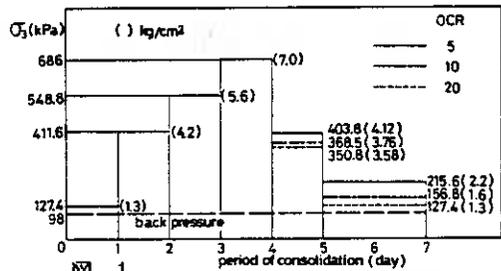
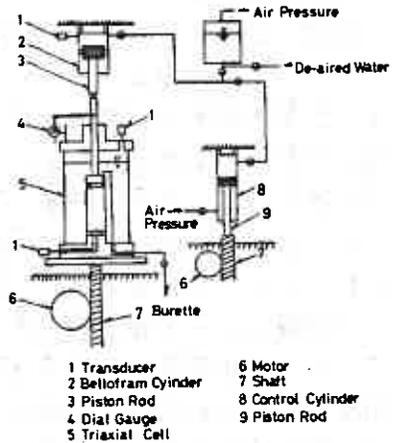


図-1



Triaxial Apparatus

図-2

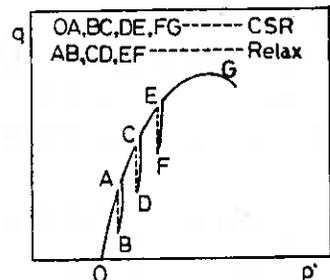


図-3

ろ-1 定ひびみ速度せん断試験

図4は、定ひびみ速度せん断試験の応力経路を示している。縦軸は、 $q = \sigma_1 - \sigma_3$ を、横軸は、 $p' = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ をそれぞれ水等価圧密圧力 p' で正規化している。 p' は、図4に示すように、 $w \sim \log p'$ の直線を設定したのち図中の式により算出した。なお、 $w \sim \log p'$ の直線は、圧密過程における排水量を測定し、破壊所含水比から逆算して求めたものである。

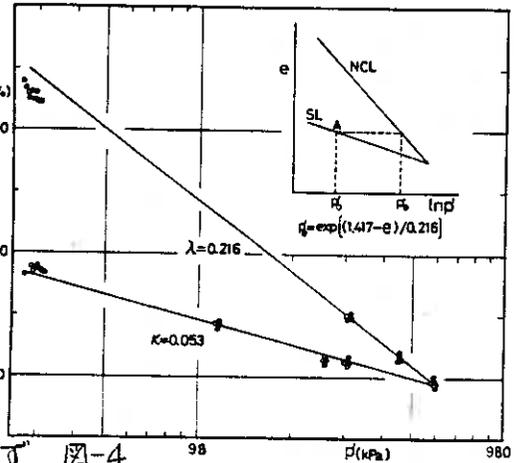


図-4

図5の応力経路では、OCR20においてひびみ速度の影響が顕著であり、ひびみ速度が速いほど初期部分が立ち上がる傾向を示している。しかし、OCR5においては、その傾向はあまりなく、破壊付近においてひびみ速度の影響が多少現れているにすぎない。

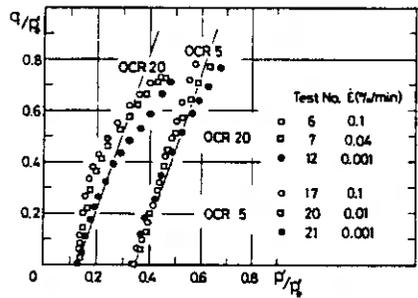


図-5

図6、7は、それぞれOCR5と20の軸差応力を p' で正規化した q/p' とひびみ E の関係、さらに、間隙水圧を p' で正規化した $\Delta u/p'$ とひびみ E の関係を示している。

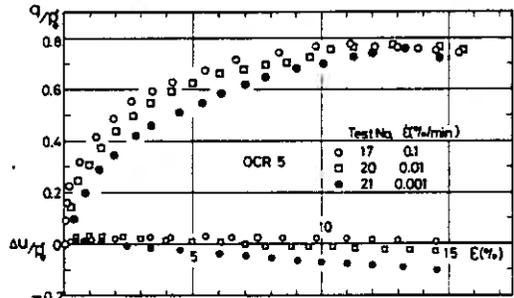


図-6

Richardson and Whitman¹⁾は、過圧密粘土において、ひびみ速度が速いものほど、せん断抵抗が増大し、間隙水圧は減少するという結論を得ている。しかし、彼らの実施した“fast tests”と称するものは、ひびみ速度が1%/minのものであり、本実験は、彼らの言う“intermediate”および“slow tests”に属するものである。したがって、

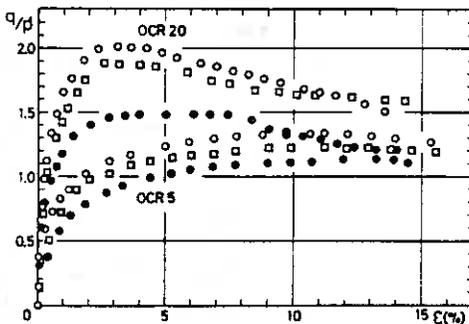


図-8

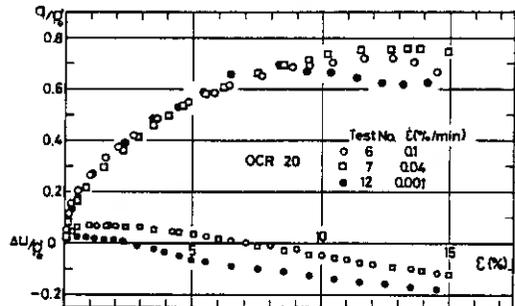


図-7

本実験結果とは、直接的に比較できないものと思われる。本実験では、OCR20における $(\delta/p)_{max}$ の値に、それほど大きな違いはみられない。OCR5については、初期卸合において立ち上がりの違いが現れており、ひずみ速度の違いもほぼ立ち上がっている。すなわち、せん断抵抗が大きいことを示しているが、 $(\delta/p)_{max}$ の値については、OCR20と同様に顕著な差はみられない。周隙水圧については、ひずみ速度が遅いものほど発生量が少なく、せん断の進行とともに大きな負の値をとっている。この傾向は、赤井ら¹⁰⁾の実験結果と一致している。

図8は、応力比 δ/p' とひずみ ϵ の関係を示したものである。OCR5、20とよび、ひずみ速度の影響が明確に現れている。また、OCR20では、 $(\delta/p)_{max}$ が $\epsilon=3\%$ 前後で現れているのに対し、OCR5では、正規圧密粘土の挙動に類似しており、 $\epsilon=10\%$ 前後で一定値となる。

Yong and Japp⁶⁾は、粘性土に対して、 $1.2 \times 10^5 \%$ /min. にもよぶ衝撃三軸せん断試験を行い、軸差応力が、その時のひずみ速度とある基準ひずみ速度との比の対数に比例して増大することを明らかにしている。⁵⁾

図9は、正規圧密粘土における各ひずみレベルでの軸差応力を、ひずみ速度に対してプロットしたものである。この図における直線の勾配 $\alpha(\epsilon)$ を各ひずみレベルに対してプロットしたのが図10である。同様に、過圧密粘土に対して示したのが図11、12、13である。赤井ら⁵⁾によれば、正規圧密粘土において、 $\alpha(\epsilon)$ は、あるひずみ以上では一定となる傾向があるとしており、本実験においては、過圧密粘土に対しても、その傾向がみられた。しかし、OCR20における図13においては、ひずみによらず、 $\alpha(\epsilon)$ は一定であり、ほとんど0である。

そこで、OCRと $\alpha(\epsilon)$ に着目してプロットしたのが図14である。縦軸に $\alpha(\epsilon)$ 、横軸にOCRの対数

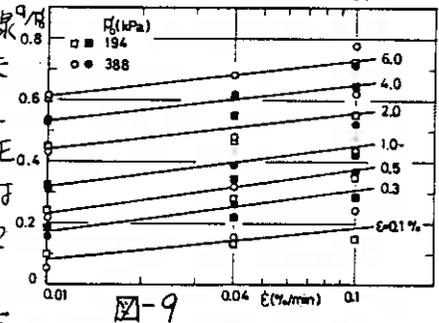


図-9

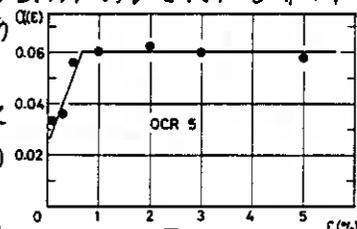


図-10

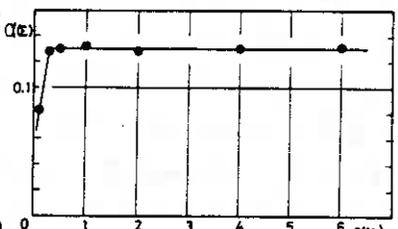


図-11

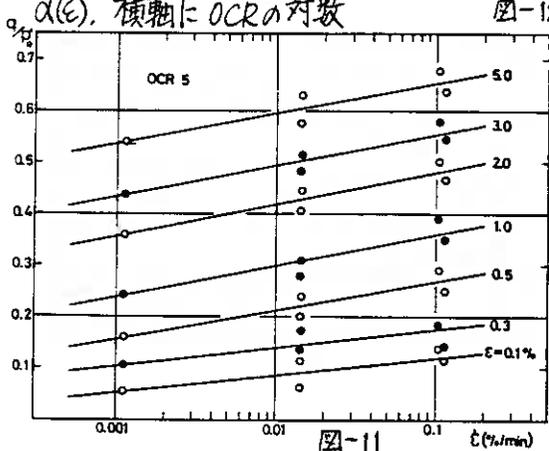


図-12

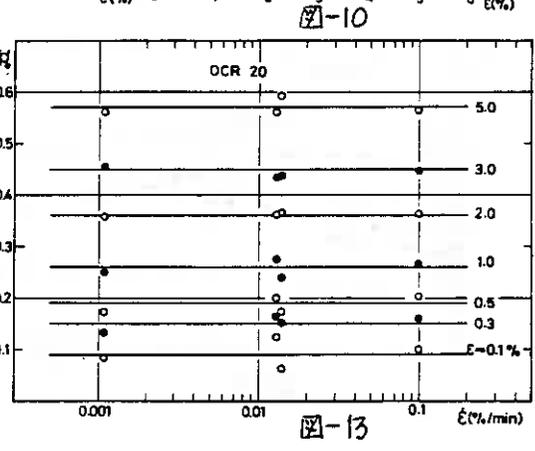


図-13

をとっている。図に示すように、 $\alpha(\varepsilon)$ は、過圧密比の対数とともに、直線的に減少することがわかる。すなわち、軸差応力～ひずみ関係にあっては、ひずみ速度の影響が、過圧密比とともに少くなることを示している。しかし、応力経路では、ひずみ速度の影響がOCR20において明確に現れている。これは、間隙水圧の発生に相違によるものであり、OCR20では、応力経路における等ひずみ線が水平に近いからである。

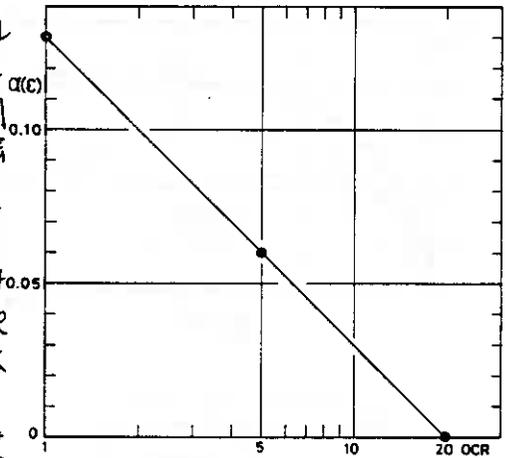


図-14

さらに、間隙水圧についても、ひずみ速度の影響を調べるためにプロットしたものが図15, 16, 17である。正規圧密粘土については、間隙水圧が、ひずみ速度に影響されず、応力経路における等ひずみ線が全応力経路にほぼ平行になることが報告されている。過圧密粘土に対しては、図15, 16に示すように、明らかにひずみ速度の影響が現れている。このことから、過圧密粘土における間隙水圧は、ひずみ速度の影響を受ける成分と、受け合い成分の和で表わされることとわかる。これは、赤井ら¹⁰⁾が過圧密粘土について行った実験結果と一致するものである。さらに赤井ら¹⁰⁾は、図15, 16における直線の傾き $\alpha_u(\dot{\varepsilon})$ が過圧密比によって変化することを示しているが、本実験結果では、図17に示すように、 $\alpha_u(\dot{\varepsilon})$ が過圧密比によらず、あるひずみレベル以上では一定値となる傾向を示している。

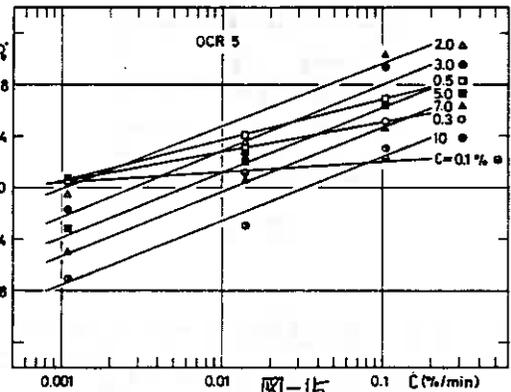


図-15

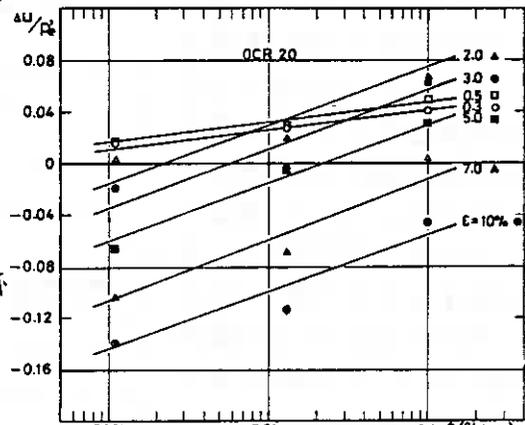


図-16

3-2 応力緩和試験

図18は、ある所定のひずみレベルで定ひずみ速度せん断試験を行、たのちの応力緩和時における有効応力経路を示したもので、 σ/ρ 軸とほぼ平行に応力緩和が進行してあり、正規圧密粘土における応力緩和現象についての村山らの研究⁴⁾、赤井らの研究¹⁰⁾とは異なるものである。しかし、本研究室において行った正規圧密粘土の応力緩和に関する実験結果と一致

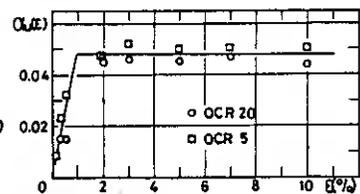


図-17

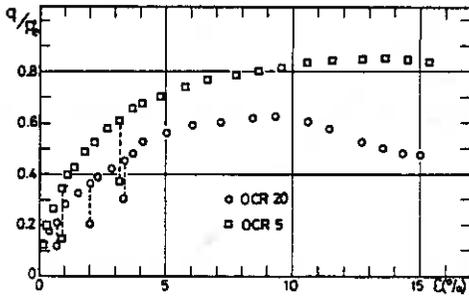


図-19

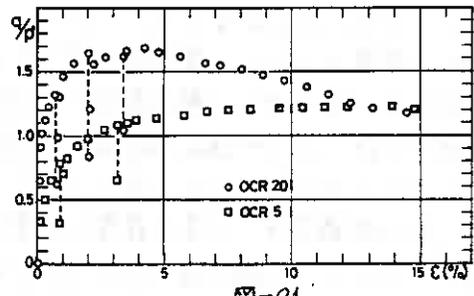


図-21

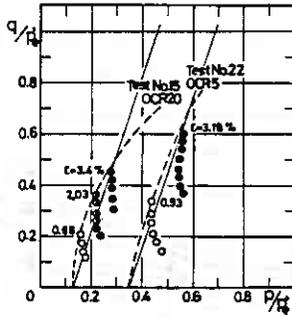


図-18

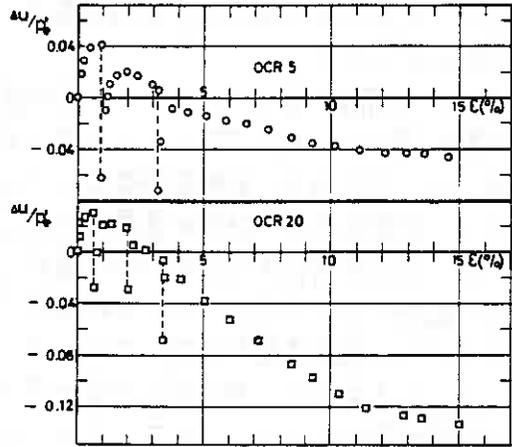


図-20

し、また、過圧密粘土についての赤井ら¹⁰⁾の実験結果とも類似している。

図19, 20, 21は、くり返し応力緩和を受けた時の軸差応力、間隙水圧、応力比とひずみの関係を示したものであり、応力緩和開始時と終了時の点を破線で結んである。図20では、緩和後の再載荷直後、緩和開始時と多少の隔りがあるが、図19, 20, 21とは応力緩和以後もスムーズな曲線を示している。また、図20から、応力緩和中、間隙水圧が減少していることがわかる。これは、図18の応力経路において、緩和中の有効応力経路が、全応力経路と平行にならないことでもわかることである。

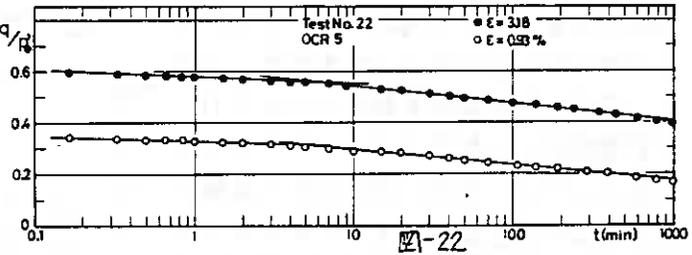


図-22

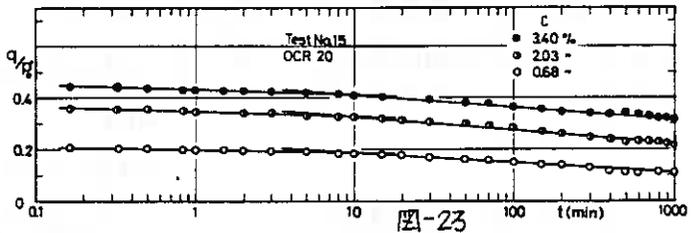


図-23

図22, 23は、それぞれOCR5およびOCR20における応力緩和中の軸差応力と時間の関係を示したものである。応力緩和中の軸差応力は、時間の対数とともに直線的に減少し、10分前後で傾きの変化する二直線に近似できる。

Mitchell²³⁾やLacerda²⁴⁾によれば、ひずみ速度が0となら、できるだけ応力緩和

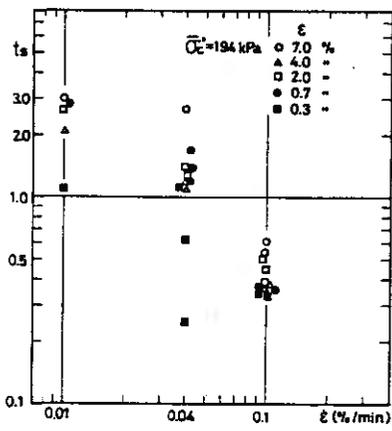


図-24

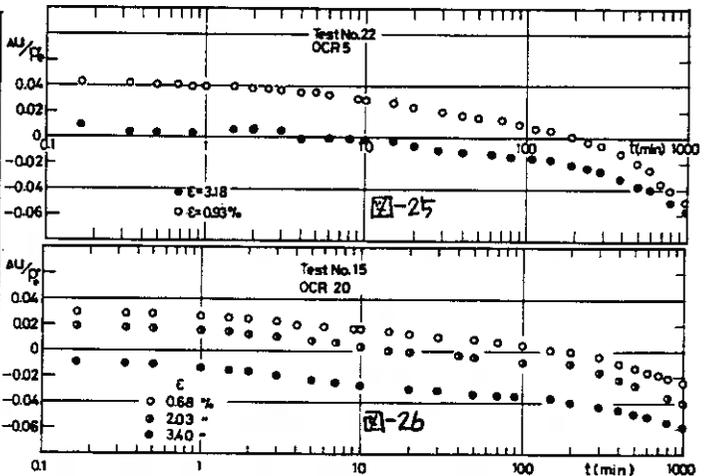


図-25

図-26

が始り、ひずみ速度が0となる時刻と本質的な応力緩和が始まる時刻の間の所周は、土の種類やひずみ速度によって変化すると述べている。

正規圧密粘土について、本質的な応力緩和が始まる時刻 (t_s) とひずみ速度の関係を図24にプロットしたのが図24である。緩和開始時のひずみによらず、載荷中のひずみ速度が速ければ、 t_s が早くなる傾向がある。過圧密粘土においては、載荷中のひずみ速度は全て 0.01 %/min. で実施しており、ひずみ速度の影響については解明できないが、応力緩和中に、ひずみ速度の影響が現れる部分と、本質的な応力緩和が始まる部分とに分けられるという結果とは一致している。

図25、26は、応力緩和中の間隙水圧と所周の関係を示したものである。前述したように、応力緩和中に間隙水圧は減少している。応力緩和中の応力経路が、 ρ/σ 軸にほぼ垂直になることから、 L_0 の提案した $\Delta U_{sp} (= \Delta U - \Delta p)$ が一定となる。

図27は、図22、23に示した二直線の勾配 (応力緩和速度 $\beta(\dot{\epsilon})$) を、その時のひずみに対してプロットしたものである。図中の initial は、載荷中の影響がまだ残る部分の $\beta(\dot{\epsilon})$ である。 $\beta(\dot{\epsilon})$ は、多少ばらついてはいるが、あるひずみ以上では、一定となる傾向を示しており、図12における OCR 5 の $\alpha(\dot{\epsilon})$ と、本質的な応力緩和が始まる部分の $\beta(\dot{\epsilon})$ とは近似的に等しいものとみられる。しかし、OCR 20 については、 $\alpha(\dot{\epsilon}) \approx 0$ であり、過圧密比が大きいものについては、 $\beta(\dot{\epsilon})$ との関係は、一義的に決定できないように思える。

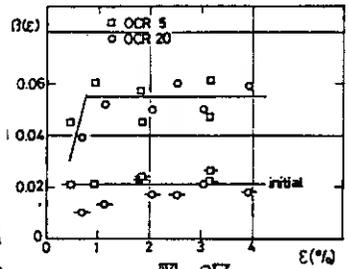


図-27

3-3 所周要素を取り入れた式の等価性

Mitchell²³⁾ は、フリープ速度について次式を提案している。

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha D} (t_i/t)^m \quad (1)$$

ここに、右は単位所周、 m は、フリープ試験から得られる $\ln \dot{\epsilon} \sim \ln t$ 関係における直線の勾配、 α は、フリープ応力 D (軸差応力) と $\ln \dot{\epsilon}$ の所周をパラメータとした所の直線の勾配、 A は、単位所周における $\ln \dot{\epsilon} \sim D$ の直線部分を延長して $D=0$ と交わる点の $\dot{\epsilon}$ の値である。(1)式を変形して応力緩和にあてはめてみよう。

(1)式を積分して、 $t=1$ のとき $\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_0$ であるとすると (ただし、 $t_i=1 \text{ min.}$ とする)。

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \{A/(1-m)\} e^{\alpha D} (t^{1-m} - 1)$$

また、 $t=0$ のとき $\varepsilon=0$ であるから、 $\varepsilon = \{A/(1-m)\} e^{\alpha D} t^{1-m}$
 両辺の自然対数をとリ、 D を求めると、

$$D = \frac{1}{\alpha} \ln \frac{\varepsilon(1-m)}{A} - \frac{1-m}{\alpha} \ln t \quad (2)$$

ここで、応力緩和過程中 $t=t_0$ にあいて $D=D_0$ とすると

$$\frac{1}{\alpha} \ln \frac{\varepsilon(1-m)}{A} = D_0 + \frac{1-m}{\alpha} \ln t_0 \quad (3)$$

(3)式を(2)式に代入すると、 $D = D_0 - \frac{1-m}{\alpha} \ln(t/t_0)$

これは、村山らが求めた応力緩和の実験式である次式と等しい。

$$\sigma_R(\varepsilon, t) = \sigma_R(\varepsilon, t_0) - \beta(\varepsilon) \log(t/t_0)$$

ここに、 $\sigma_R(\varepsilon, t)$ は、ひずみ ε に保つ応力緩和時の瞬間 t における軸差応力、
 $\sigma_R(\varepsilon, t_0)$ は、基準瞬間 t_0 における軸差応力、 $\beta(\varepsilon)$ は、応力緩和速度、 t_0 は、基準瞬間
 $(t_0 \geq t)$ 、 t_0 は、応力緩和開始瞬間をそれぞれ表わしている。

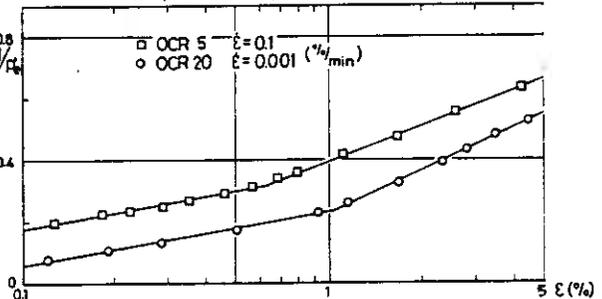
さらに、Yong and Japp の式より、定ひずみ速度試験に対して次式が成立する。

$$\sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon}) = \sigma_0(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_0) + \alpha(\varepsilon) \log(\dot{\varepsilon}/\dot{\varepsilon}_0)$$

ここに、 $\sigma(\varepsilon, \dot{\varepsilon})$ は、動的応力、 ε は最大ひずみ、 $\dot{\varepsilon}$ はひずみ速度、 $\sigma_0(\varepsilon, \dot{\varepsilon}_0)$ は、
 基準動的応力、 $\dot{\varepsilon}_0$ は基準ひずみ速度、 $\alpha(\varepsilon)$ は動的応力勾配である。

実験結果より、OCR 5 については、 $\alpha(\varepsilon) \equiv \beta(\varepsilon)$ であるが、OCR 20 については、 $\alpha(\varepsilon)$
 キ $\beta(\varepsilon)$ である。したがって、赤井らの指摘する上述の式の等価性については、過圧
 密比が大きくなると成立しなくなる。しかし、図28に示すように、応力~ひずみ関
 係が、過圧密比、ひずみ速度に対応する二本の直線と近似でき、過圧密粘土にあい
 ても、応力~ひずみ~瞬間空間内で
 等価性を折つきの存在を示唆してい
 るようにも思われる。

今後は、クリープ速度についての
 式の過圧密粘土における適合性など
 について、検討が必要となる。



4. あとがき

本研究の実施に際し、本学学生、塚田幸広、山本徹両君には、実験およびデータ
 整理に多大なる協力を得た。記して深甚なる謝意を表す。

(参考文献) 1) Richardson & Whitman; Géotechnique, Vol 13, 1963, 2) 北郷繁ら; 工質工学
 会北海道支部技術報告集第20号, 1980, 3) Mitchell; Fundamentals of Soil Behavior. John
 Wiley & Sons, Inc., 1976, 4) 村山望即ら; Soils & Foundations, Vol 14, No 2, 1974, 5) 赤井浩
 一ら; 土木学会論文報告集第225号, 1974, 6) Yong & Japp; ASTM STP 450, 1969, 7) 北郷ら; 土
 木学会第35回講演概要集, 第3部, 1980, 8) K.Y.Lo; Canadian Geotechnical J.; vol 6, No 4,
 1969, 9) Lacerda; Proc VIII, ICSMFE, MOSCOW, vol 1, No 1, 10) 赤井浩一ら; 第10回工質工学
 研究発表会, p241~p244, 1975.

⑰ カオリンのペッドの生成と液性限界

北見工業大学
シ

○山田 洋 右
鈴木 輝 之

1. まえがき

ペッドは圧密・せん断特性の基本単位とされているが、粘土の微視的構造と工学的性質の関係を調べることは、基本的問題であると同時にまた重要な課題であると思われる。

このことから、まずカオリンに構造形態を変化させる目的で、硫酸アルミニウム(5~25%)を加えた試料を作製し、走査型電子顕微鏡でペッドの形態を調べた。そしてこれらの試料を用いて、液性限界試験を行った。

本報告は、カオリンのペッド形態と液性限界との間の関連について実験的に検討したものである。なお、顕微鏡による形態観察の他に比表面積の測定も行った。

2. 試料, 試験方法

使用した試料は、市販のカオリン(竹原化学工業)で、比重は2.70である。粘土のペッド形態を変化させるために、硫酸アルミニウム $Al_2(SO_4)_3$ とカオリンを所定の重量比(0, 5, 10, 15, 20, 25%)で混合し、液性限界試験を行った。顕微鏡観察用の試料は、液性限界試験後の試料を空気乾燥して用いた。この他に比表面積の測定を行ったが、測定法は窒素吸着のBET法であり、試料は空気乾燥して用いた。

3. 実験結果

図-1に硫酸アルミニウム添加量を変えたときの液性限界 W_L の変化を示す。今回の実験から、硫酸アルミニウム添加量が多くなるほど、液性限界の値が小さくなることが分る。

試料によって液性限界が異なる理由としては、まず粒度分布が挙げられ、ついで粘土鉱物の種類や、各鉱物の結晶構造、さらに含有する電解物質が異なるためとされている。

2) 図-1において硫酸アルミニ

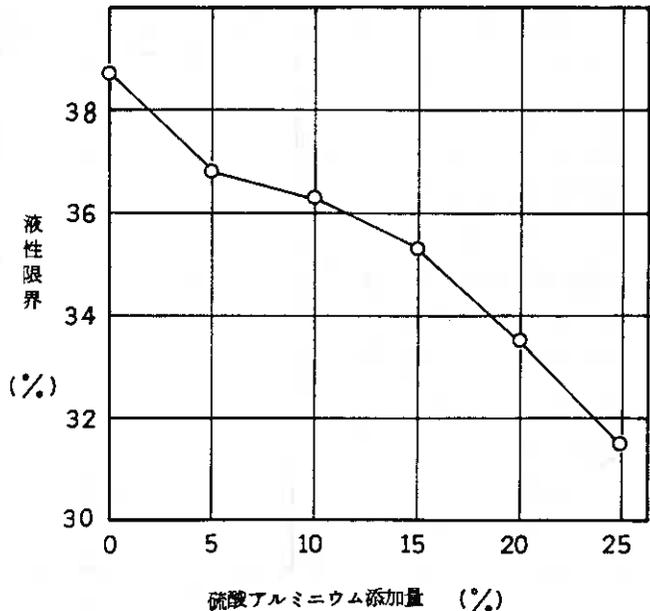


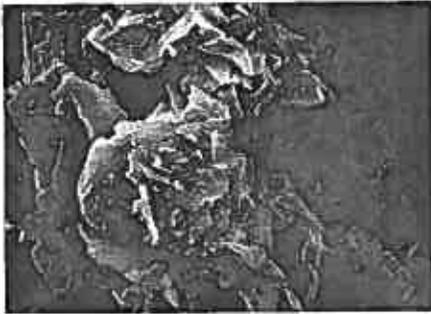
図-1



1三



写真1 カオリン



1三

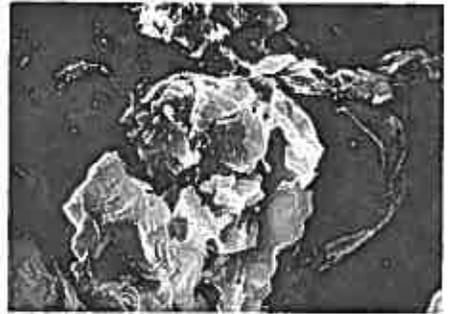


写真2 硫酸アルミニウム添加量25%

ウム添加量の増加とともに液性限界が小さくなる理由として、硫酸アルミニウムを加えることによりカオリン粒子がペッドを形成するが、その添加量が多いほどペッドが形成され易く、また径の大きなペッドが形成されるからと予想される。

写真1,2は、無添加カオリンと硫酸アルミニウムを固体重量比で25%加えたカオリンの顕微鏡写真である。写真1と写真2のペッドを比較すると、明らかに硫酸アルミニウム25%加えた方がペッド径が大きくなっていることが分る。

このようにカオリンに硫酸アルミ

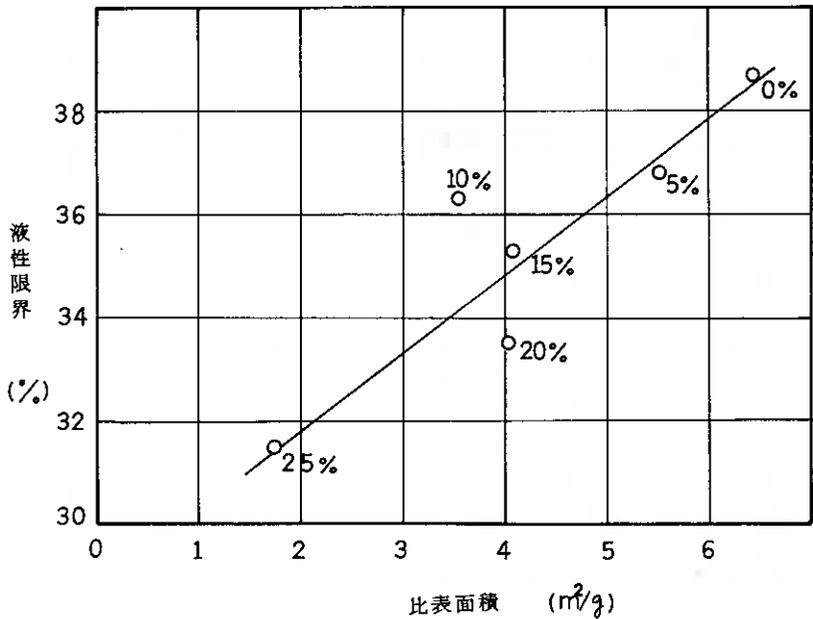


図-2

ニウムを加えたとき、ペッドの形態が変わってくるが、このことは粘土の比表面積の測定値にも反映されてくると考えられる。

図-2は、硫酸アルミニウム添加量を変えたときの液性限界 W_L と比表面積 $S.S$ との関係を示したものである。この図から比表面積が大きくなるほど液性限界は大きくなり、またこれらの両者の間に直線関係が成立していることが分る。

葛上³⁾によると非膨潤性粘土を用いた実験で

$$[W_L] = 1.2 [S.S] + 13.0 \quad (1)$$

の関係があることを確かめられている。

今回の実験では

$$[W_L] = 1.5 [S.S] + 28.7 \quad (2)$$

の関係が得られた。(1)式と(2)式を比較すると、直線の勾配がほぼ等しい結果となっている。

4. まとめ

以上述べた今回の実験結果について要約すると次のようになる。

1) カオリンに硫酸アルミニウムを加えると、硫酸アルミニウム添加量が多いほどペッドが形成され易く、また径の大きなペッドが形成される。このことは、比表面積の測定値に反映されることが分った。

また粘土の比表面積が大きいほど液性限界が大きくなるが、カオリンに硫酸アルミニウムを加えた試料では $[W_L] = 1.5 [S.S] + 28.7$ という関係が得られた。

このように、粘土のペッド形態の違い(比表面積の違い)が液性限界の変化の大きな要因となることが分った。したがって、ペッド形態が他の工学的性質にも影響を及ぼすことが予想される。

比表面積の測定をして頂いた本学環境工学科 山田助手に深甚なる謝意を表します。

5. 参考文献

- 1) 嘉門雅史(1979):ペッド(田粒構造) 工と基礎 VOL.27, NO.8
PP. 74~75
- 2) 土質試験法 PP.89
- 3) 葛上久, 尾崎勲司, 中谷三男:比表面と液性限界の関係 農業土木学会論文集 第37号 PP. 61~67

⑬ 有機質火山灰土(黒ボク土)の理工学性

北海道大学農学部

前田 隆, 相馬 克之,
山田 耕士

1. はじめに

黒ボク土とよばれる有機質火山灰土は多量の有機物(腐植ともいう)を含んでいる。この腐植はおもに粘土・腐植複合体として存在し、粘土粒子や粒団の表面を包み込む多孔質の被膜コロイドのようなものであると考えられている。腐植は比表面積が大きい、高い水分保持能をもち、また土粒子間の結合物質としての作用により比較的安定な団粒構造を形成する。それ故、黒ボク土は相対的に高い多孔質の構造と高い保水性を有している。

このような黒ボク土は他の土とは非常に異なった理工学性を示し、さらに乾燥によるそれらの変化も著しい。

筆者らは今までに、黒ボク土の物理性と有機物含量との関係、乾燥処理によるコンシステンシーや保水性の変化および有機物の物理性における機能などを明らかにし、また黒ボク土の乾燥過程における締固め特性と締固め効果の面から検討してきた。本報告はこれらの成果に新たな実験結果を加え、整理要約したものである。

2. 実験の方法

供試土としては、黒ボク土の他に比較対照試料として火山灰土および非火山灰土を用いた。なお黒ボク土の根崎、着部、西舎についてはそれぞれの下層土(火山灰土)の使用した。

測定項目は (1) 有機物含量, (2) 真比重, (3) 自然含水比および現場乾燥密度, (4) コンシステンシー(L.L., P.L., 収縮特性), (5) 保水性, (6) 締固め特性および締固め土の透水性 などである。



図1. 試料の採取地点

3. 結果および考察

(1) 黒ボク土の基本的な物理性

ここでは黒ボク土の基本的な物理性として、真比重、自然含水比、現場乾燥密度をとりあげ、これらと有機物含量との関係を論じる。

図2は供試土の有機物含量 C_o と真比重 G_s の関係を示したものであるが、 G_s は C_o

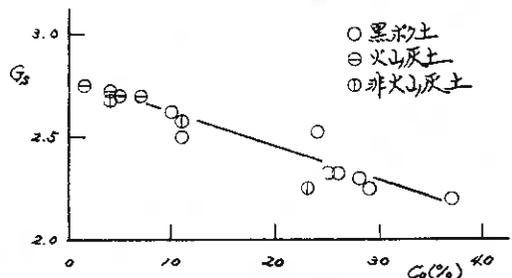


図2. 有機物含量と真比重との関係

の増加にともな、て小さくなる。一般的に鏡質土の ρ_n は大体2.6~2.8の範囲にあるが、黒ボク土の ρ_n は2.5以下である。これは黒ボク土に含まれる有機物の比重が小さいためであるが、原土と有機物除去土の ρ_n を比較し、 C_0 と有機物の比重と算出すると1.5~1.9の小さな値となる。そのため C_0 が40%近くなる黒ボク土の ρ_n は2.2という小さな値を示す。

図3、4は試験土の自然含水比 w_n と現場乾燥密度(ρ_n)を示したものである。

火山灰土は非火山灰土に比べると w_n が高く、(ρ_n)は低いが、黒ボク土は火山灰土よりむしろ w_n が高く、(ρ_n)は低い。しかも C_0 が多、土ほど w_n は高くなり、(ρ_n)は低くなる傾向にあり、 C_0 が20%とこえる黒ボク土の w_n はほとんどが100%以上で(ρ_n)は $0.6 g/cm^3$ 以下である。これは有機物が高く、水分保持能を有し、また有機物の結合作用により、黒ボク土では多孔質の団粒構造が発達していることなどに起因している。図3、4から知られるように、黒ボク土の特徴が現われるのは、 C_0 が10%以上にかいてあることが推察される。

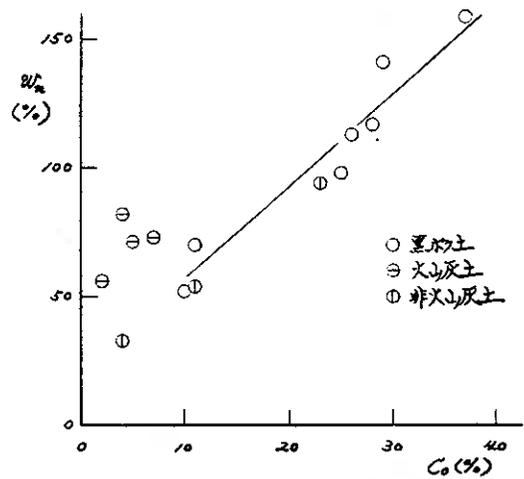


図3. 有機物含量と自然含水比の関係

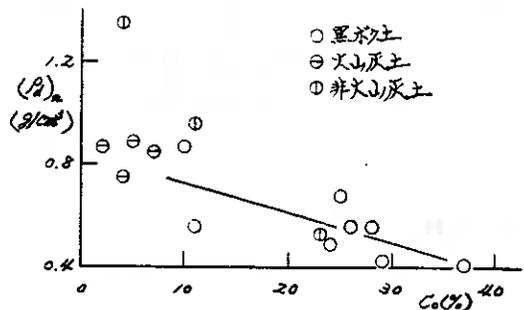


図4. 有機物含量と現場乾燥密度との関係

(2) 黒ボク土のコンシステンシー

土のコンシステンシーは土工学上、土質分類の重要な指標であるが、ここでは主として液性限界(LL)、塑性限界(PL)および収縮特性ととりあげ、 C_0 や乾燥処理の影響を論じる。

図5は黒ボク土のLLおよびPLと C_0 の関係を示したものであるが、 C_0 の増加にともな、てLL、PLとも高くなり、その傾向はLLの方が大きい。このことは C_0 の増加につれて塑性指数が増大することと示しており、有機物は土の塑性領域を広げる役割を果たしているといえる。また図5からわかるように、黒ボク土のLLはほとんど土で100%以上の高い値を示すが、これは有機物の比表面積が非常に大きいために黒ボク土の比表面積が大きくなるからである。

火山灰土は乾燥処理により、土粒子の粗粒化が生じ、物理性が不可逆的に変化するが、黒ボク土の場合にはさらに有機物の変質が起るために、物理性の変化の程度

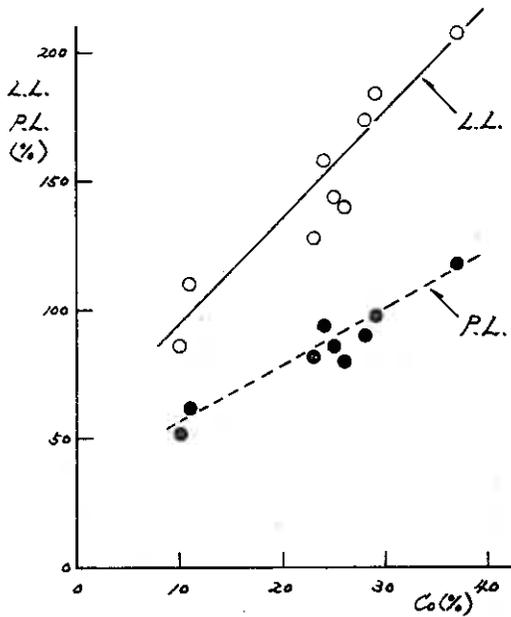


図5. 有機物含量と液性、塑性
限界との関係

は火山灰土よりも大きくなる。

黒ボク土とその下層土(火山灰土)について、乾燥処理によるL.L.とP.L.の変化を示すと図6のようになる。

L.L.およびP.L.の乾燥処理による変化過程はとり下之段階よりなり、乾燥処理

による土の初期含水比が低下してゆくL.L.およびP.L.が一定の値と深い段階と、初期含水比の低下にともなう、それぞれが低下してゆく段階とにわたる。筆者らは、L.L.の低下が始まる初期含水比を w_{L1} 、P.L.の低下が始まる初期含水比を w_{L2} と定義した。 w_{L1} は w_{L2} よりも高く、乾燥処理によるL.L.の低下の方が先に始まり、しかもL.L.の低下の程度はP.L.の場合よりも大きい。また黒ボク土の両層とその下層土とを比較すると、L.L.およびP.L.ともに黒ボク土の方が高く、しかもL.L.においてその傾向は著しい。さらに乾燥によるL.L.の低下の程度についても黒ボク土の方が大きい。P.L.の場合にはほぼ同程度である。ゆえに、このような傾向は他の黒ボク土でもみられる。

図6において明らかとされた、 w_{L1} と w_{L2} の存在およびL.L.とP.L.の低下の程度の違いは、P.L.が初期含水比 w_{L1} によつて異なることを示唆し、それは図7に示すような塑性図上での位置の変化に結びつく。すなわち塑性図上の位置の変化は乾燥処理による土質の変化を意味し、黒ボク土は火山灰土に比べると、乾燥による土質が著しく変化することがわかる。

次に乾燥による黒ボク土の体積変化特性を述べる。図8は黒ボク土の上部とその

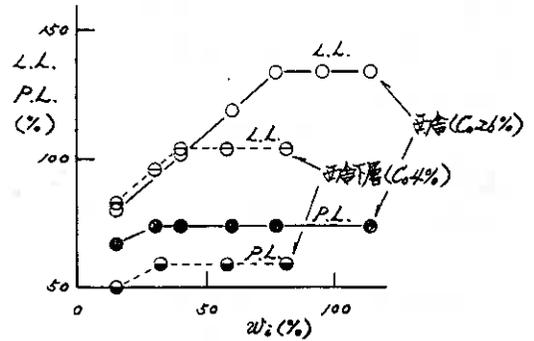


図6. 初期含水比と液性、塑性限界
との関係

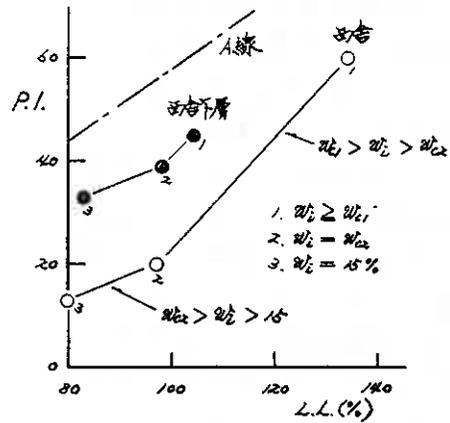


図7. 供試土の塑性図

下層土(火山灰土)の収縮曲線である。黒ボク土の脱水収縮による体積変化量は下層土に比べて非常に大きく、また残収縮量も大きい。若部の場合、残収縮量は下層土の全体積変化量(収縮量)にほぼ等しくなっている。

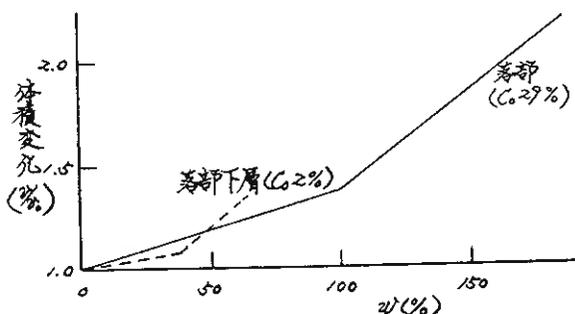


図8. 供試土の収縮曲線

収縮曲線における変曲点含水比よりも高含水比側の正規収縮段階では主として粒間隙の閉塞が進行するのに対して、変曲点含水比よりも低含水比側の残収縮段階では粒間自体の収縮が進行する。したがって、団粒構造が発達している黒ボク土は残収縮が大きくなるが、さらに黒ボク土では有機物の脱水収縮も進むために、図8にみられる如く、残収縮量や収縮量が著しく大きくなるのである。

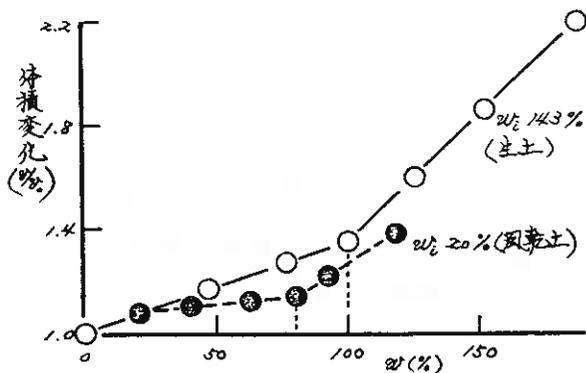


図9. 乾燥処理が黒ボク土の収縮特性に与える影響

なお収縮曲線における変曲点含水比は前述の通り限界初期含水比にほぼ一致し、また $P.L.$ とも一致する。

図9は黒ボク土の若部について、乾燥処理が収縮量に与える影響を示したものである。乾燥による土粒子の粗粒化と有機物の変質が生じた $w_L 20\%$ の風乾土は主土に比べて収縮量が著しく減少している。

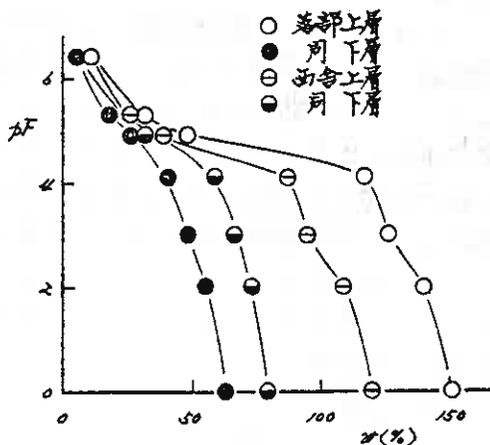


図10. 供試土のAF水分曲線

(3) 黒ボク土の保水性

黒ボク土およびその下層土の締固め土のAF水分曲線を図10に示す。これは $AF 4.1$ 以下は加圧板法を用い、 $AF 4.1$ 以上は蒸気圧法を用いて測定したものである。

火山灰土(下層土)は非火山灰土に比べると一般に保水性は高いが、図10をみると、黒ボク土はその火山灰土よりもさらに保水性が高い。とくに $AF 4.1$ 以上の高AF領域の水分が多く、飽和含水量の70%以上を占めている。この $AF 4.1$ 以上の水分は非自由水として微細粒間の内部空隙や土粒子、有機物に保持されている水分である。こ

のことから、黒ボク土の団粒構造の中の空隙は高水分を保持できるような微細な空隙(粒内空隙および微細粒間空隙)を主体としていると推察される。

4. 黒ボク土の締固め特性および締固め土の透水性

図11に黒ボク土およびその下層土の乾燥過程(D.P., 非乾燥法)における締固め曲線を示す。非火山灰土とは異なり、これらの締固め曲線は ρ_{max} に相当するような明瞭なピークをもちない。これは乾燥に伴って粒間が脱水収縮し、締固めエネルギーによる圧縮や流動に対する粒間の抵抗力が変化することによって起きていると考えられる。

しかし、図12に示すように湿潤過程(W.P., 乾燥法)の締固め曲線は明らかなピークをもち、D.P.とW.P.の締固め曲線は明らかなヒステリシスを示す。

また図11において、黒ボク土は w_c が50%以下になると締固め効果が悪くなり、“締固め不発”の状態となる。

この締固め効果を、モールドに振動を与えるだけで試料を充てんした場合の密度(ρ')と締固め密度(ρ)との比較

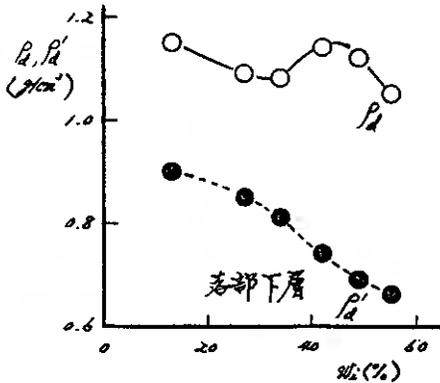


図10. 充てん密度と締固め密度の比較(乾燥過程)

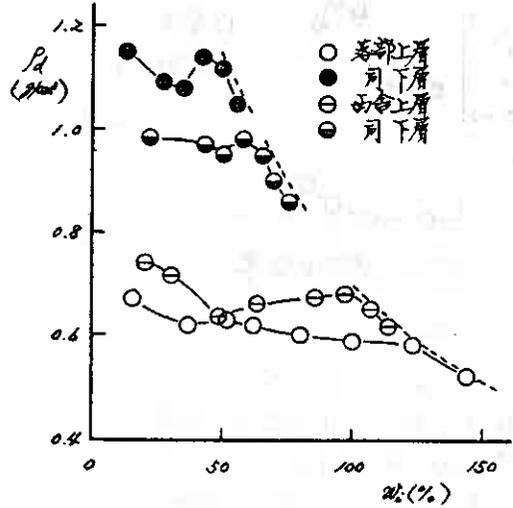


図11. 乾燥過程の締固め曲線

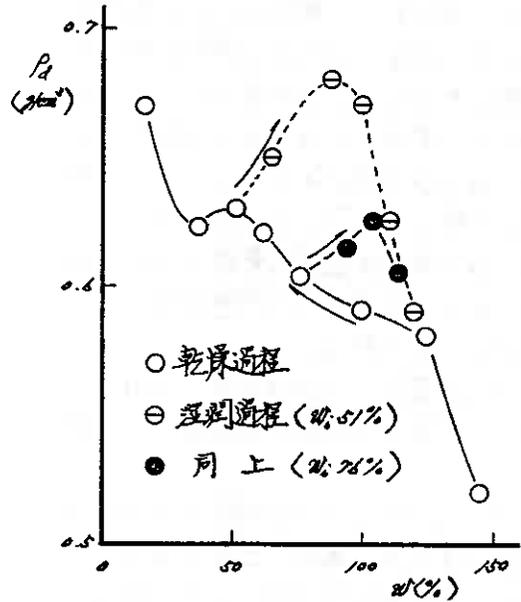
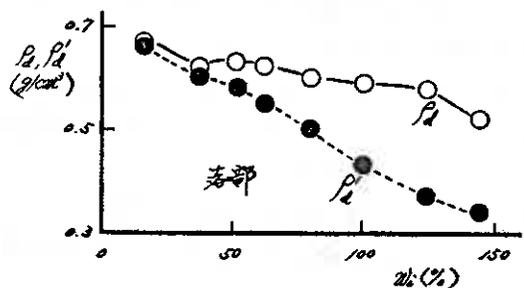


図12. 表部の締固め曲線



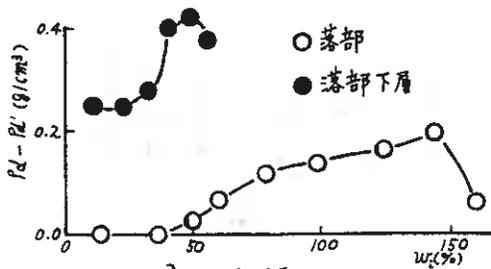


図14. 締固め効果

により検討するに図14, 15のようになる。図14をみると、 ρ_d は蛇の底下に伴って増加するが、これは粒圍の収縮による密度増加に起因する。黒ボク土の場合、蛇の底下につれて ρ_d と ρ' は接近していき、蛇が50%付近で ρ_d と ρ' はほぼ一致する。すなわち、締固めによる密度増加がなくなる。 $\rho_d - \rho'$ と締固め効果の指標と考へて図14を整理したのが図15であり、黒ボク土は蛇が50%以下になると $\rho_d - \rho'$ はゼロとなる(すなわち締固め不能となる)。また図15から、 $\rho_d - \rho'$ で締固め曲線と整理すると黒ボク土とその下層土で明確なビークを有すること判る。

次に締固め土の透水係数を図16, 17に示す。測定は変水位透水試験により行った。

図16はD.P.における締固め土の透水係数であるが、落部、植苗の黒ボク土は共に締固め効果($\rho_d - \rho'$)が最大となる蛇で透水係数は極小となる。このことは $\rho_d - \rho'$ が最大の處で締固め土の孔隙が最も小さくなることを意味する。

さらに蛇が低下すると透水係数は増大するが、これは乾燥による土粒子の粗粒化が進行するためである。

図16は黒ボク土の植苗について、D.P.とW.P.の締固め土の透水係数と比較したものである。乾燥による土粒子の粗粒化のため、W.P.の締固め土の粒子径はD.P.のものに比べると粗くなっており、その結果、W.P.の透水係数はD.P.よりも高くなる。

(文献省略)

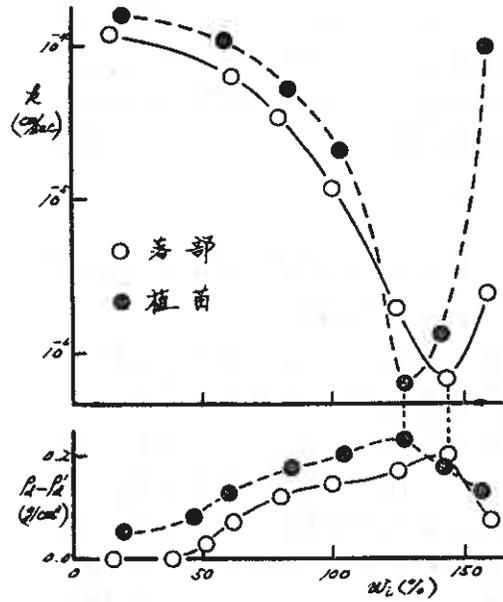


図15. 乾燥過程の締固め土の透水性

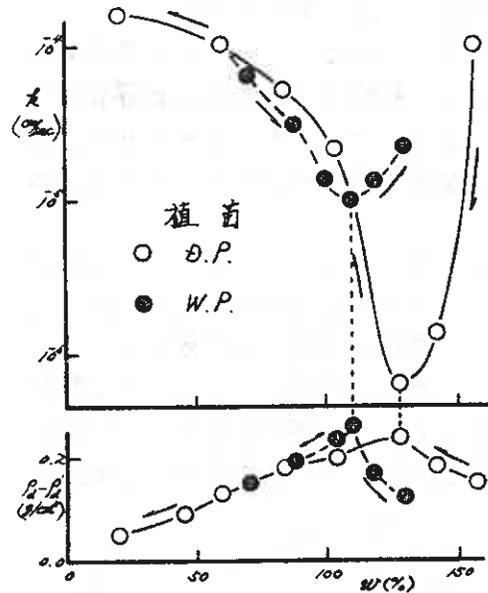


図16. 植苗の透水性

まえがき

火山灰土工の問題点は、風化火山灰質土の締固められた強度が著しく小さいため施工機械のトラフイカビリテイの確保が困難なことと、いまひとつは、粗粒火山灰土の締固められた土の安定性、とくに水浸安定性の低いことである。

これらの問題点は現在まで多くの実験研究によって明らかにされ、土工の対象となる火山灰土が風化性か、非風化性かの判定ができれば、土工上の対策を講ずることが可能になって来ている。^{1,2)} 一般に火山灰の堆積層は比較的厚く、土質性状に大きな差の認められないことが多いため実用上とくに問題にならない。

土質性状の著しく異なる薄層の多層構成からなる土層では、これらの土を混合した後の性質に未解の部分が多く、施工に当って多くの問題が提起されているが、実験資料などが少なく問題解決の手がかりを得ることが少ない。

千歳市を中心とする台地は、支笏 恵庭、樽前の各火山灰からなる異質土の薄層の多層構成で、土工事では各種の火山灰の混合土が対象となり、今回、非風化粗粒火山砂と、風化火山灰土との混合土について検討する機会を得たので、火山灰混合土の特性のうち、締固め特性について室内実験を行ない現場への適用を含めて考察を加えてみた。

1 土層概況

調査の対象とした代表的土層構成は図-1、表-1 のようである。

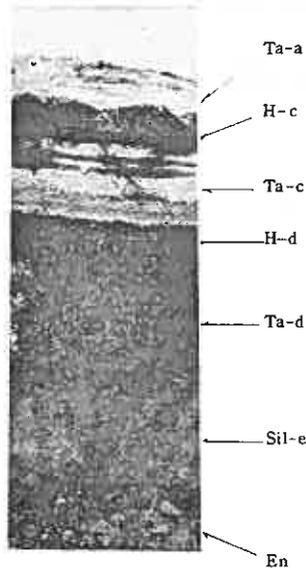
Ta-a 層、Ta-

表-1 土質特性平均値一覧表

c 層は非風化の粗粒火山灰で、粒子は比較的硬く、鉱物質を含むものでこの地方の道路工事などでは砂の代りに凍上抑制層材料として使用されている。この粗粒火山砂は締固め試験において締固め曲線のピークを示すことがなく、かつ締固めエネルギーによって粒子の破碎されることはすでに知られている³⁾

土 層	樽 前 火 山 灰						恵 庭 火 山 灰		支 笏 軽 石 流		
	H-a	Ta-a	H-c	Ta-c	H-d	Ta-d	Sil-e	En-2	En-1	Sil-s	Shi-fl
土粒子の比重Gs	—	270	263	277	260	275	277	277	283	274	250
自然含水比w(%)	—	20	85	27	110	150	85	70	81	70	40
地 山	湿油密度 $\rho t(\text{g/cm}^3)$	—	1.45	1.20	1.42	1.15	1.00	1.15	1.25	0.76	1.30
	乾燥密度 $\rho d(\text{g/cm}^3)$	—	1.20	0.65	1.15	0.55	0.40	0.60	0.70	0.43	0.75
粒 度 特 性	レキ分(%)	—	17	5	38	55	30	10	35	83	0
	砂分(%)	—	80	55	60	10	10	15	50	12	20
	シルト分(%)	—	—	30	—	15	—	50	—	—	45
	粘土分(%)	—	3	10	2	20	60	25	15	5	35
均等係数	—	25	175	26	300	—	30	160	0.4	50.2	125
コ ン シ ン ス ト	液性限界 $w_L(\%)$	—	—	140	—	200	200	90	—	—	65
	塑性限界 $w_p(\%)$	—	—	80	—	120	110	55	—	—	40
強 熱 減 量(%)	—	5	20	—	30	—	—	—	—	—	
締 固 め 特 性	最大乾燥密度	2-b	—	1.53	1.23	1.53	1.23	0.89	1.34	1.15	0.97
	$\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	1-c	—	1.35	0.86	1.35	0.86	0.68	0.85	0.95	—
	最適含水比	2-b	—	(26.0)	32.5	(26.0)	32.5	41.5	25.0	36.0	40.0
$w_{opt}(\%)$	1-c	—	(31.0)	64.0	(31.0)	64.0	90.0	65.0	60.0	—	

Ta-d 層、En層、Sil-e 層、Sil-s 層は砂質またはシルト質の土で含水比が高い



切土箇所断面

起源	符号	土質	層厚(cm)	特徴
樽前火山灰a層	H-a	腐植土	10~15	草根混る
	Ta-a	粗粒火山灰	60~100	最大径10mm シルト薄層挟む
樽前火山灰c層	H-c	腐植土	10~30	
	Ta-c1	粗粒火山灰	30~50	径2~5mmの軽石混る シルト薄層挟む
	Ta-c2	火山礫	20~25	径2~5mmの角礫(スコリア)
樽前火山灰d層	H-d	腐植土	10~30	
	Ta-d	風化軽石	20~60	「くされ軽石」径5~20mm 高含水で軟弱
志庭火山灰	Sil-e	シルト	30~60	火山灰風化土 径2~5mmの軽石混る
	En	軽石	140~180	径10~20mm 最大径30mm
支流笏推軽石層	Sil-s	シルト	130	火山灰風化土?
	Shi-f1	軽石混火山灰	15m以上	熔結凝灰岩状

図-1 土層構成図

風化土質で、とくにTa-d層は赤褐色の風化腐植火山灰に属しており、指で容易に潰れるものである。

2 試料

室内実験に用いた試料は、非風化火山灰層と風化火山灰層から、それぞれ代表的

表-2 実験用試料の特性

		Ta-c		Td-d	
		(1)	(2)	(1)	(2)
粒度特性	レキ分(%)	43	36	19	31
	砂分(%)	54	60	14	11
	シルト分(%)	3	4	40	29
	粘土分(%)			27	29
	均等係数	4.6	4.0	-	-
コペンシスI	液性限界WL(%)	-	-	-	128
	塑性限界WP(%)	-	-	-	75
地山含水比w _n (%)		223	232	1001	1096

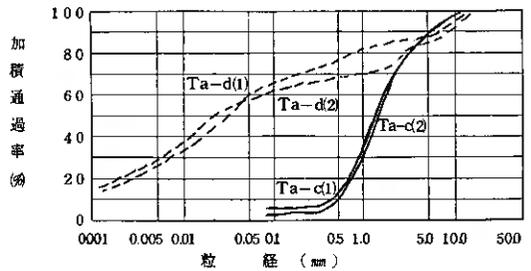


図-2 実験用資料の粒度

表-3 混合土の土質特性

混合比率(Ta-c:Ta-d)		(1)			(2)		
		7:3	5:5	3:7	7:3	5:5	3:7
自然含水比w _n (%)							
粒度特性	レキ分(%)	35	30	26	34	30	12
	砂分(%)	46	40	33	49	41	37
	シルト分(%)	7	14	23	7	15	28
	粘土分(%)	12	16	18	10	14	23
	均等係数	472	667	-	372	480	-
コペンシスI	液性限界WL(%)	96.1	108.1	114.6	107.0	120.0	123.3
	塑性限界WP(%)	60.0	60.0	63.9	62.7	68.1	70.5

土層を選び、非風化土層からTa-c層を、風化土層からTa-d層を用いた。実験に用いた試料の混合前の土質試験結果は表-2、図-2,3のようである。実験はTa-c層とTa-d層を自然含水状態において重量比で混合し、混合比率の異なる3種類の

混合土について実施した。混合土の土質特性は表-3、図-4のようである。

締固め試験は高含水風化土の土工を対象とした施工法を考慮してJIS-A-1210のC法を用いた。締固めによつて粒度構成は図-4(b)のように変化し、粒子破碎の生ずることがわかり、その主たる原因はTa-d層によるものと考えられる。

3 試験

混合土の締固め特性試験は混合後十分に養生した試料について、JIS-A-1210「1-C法」と「2-C法」で行なった。

試験の結果は図-5のようである。

4 考察

試験結果から混合土の最大乾燥密度 ρ_{dmax} 、最適含水比 w_{opt} 、自然含水比状態における締固め密度 ρ_{dn} を示すと表-4のようである。

4-1 混合割合と最大乾燥密度の関係

図-5から混合土の最大乾燥密度、最適含水比は混合割合に応じて変化することがわかる。これを混合土に占めるTa-C層の混合割合 β との関係で示すと図-6のように凸形の曲線となるが、 β を対数で示すと図-7のようにほぼ良好な直線であらわされ、その関係は、

$$\rho_{dmax} = a \cdot \log \beta + b \quad (1)$$

で得られる。

図-7から1-C法で

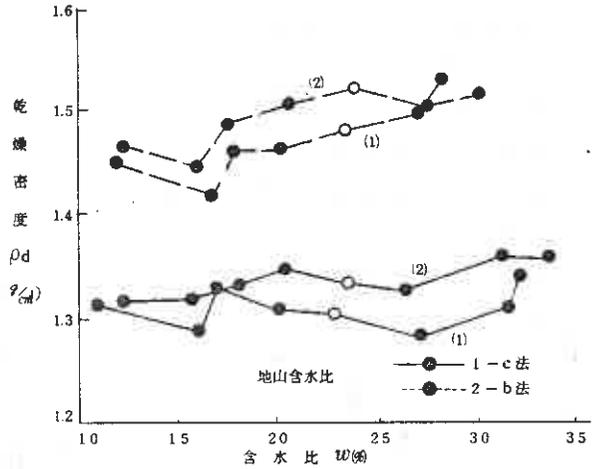


図-3-a 実験用試料 (Ta-c) の締固め曲線

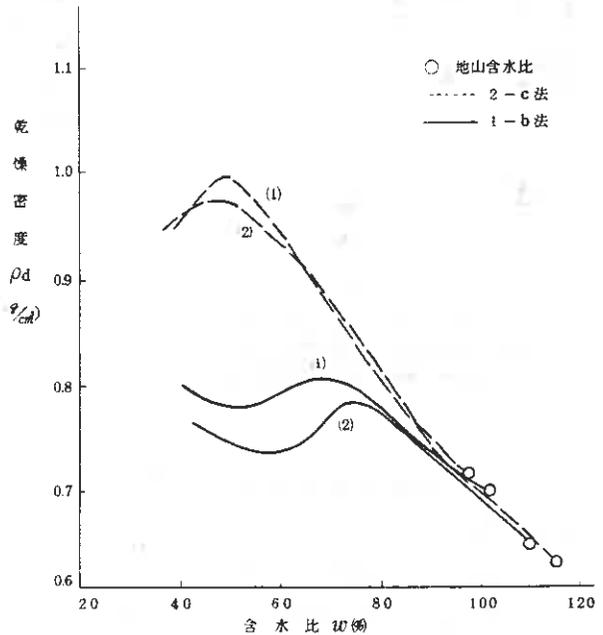


図-3-b 実験用試料 (Ta-d) の締固め曲線

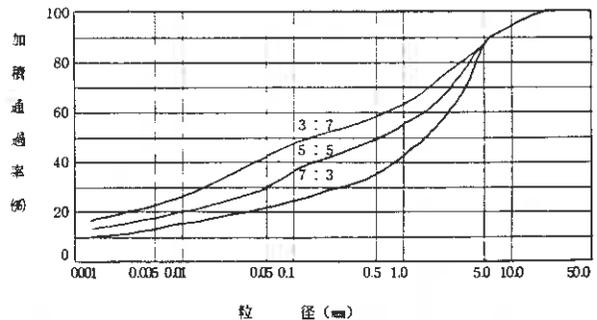


図-4-a 混合土 (1) の粒度

$$\rho_{dmax} = 0.61 \log \beta + 0.13 \quad (2-1)$$

2-C法で

$$\rho_{dmax} = 0.61 \log \beta + 0.31 \quad (2-2)$$

の関係が得られるから、式(1)の a は土質によって定まる値であると推定される。

混合土の推定最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(m)$

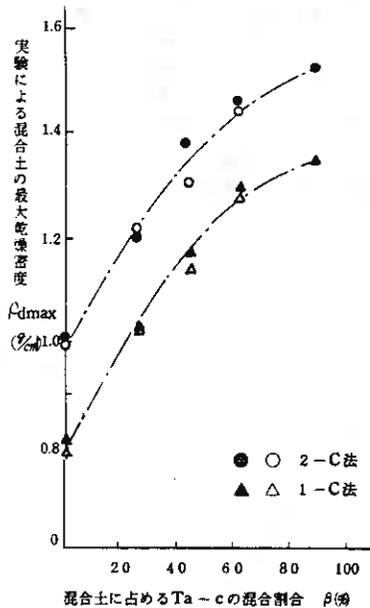


図-6 混合割合と実験による最大乾燥密度の関係

を混合前の試料の最大乾燥密度 ρ_{dmax} から

$$\rho_{dmax} = \varepsilon \beta \cdot \rho_{dmax} \quad (3)$$

で得られるとすると $\rho_{dmax}(m)$ と実験によつて得られた混合土の最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(m)$ の関係は図-8のように、

1-C法

$$\rho_{dmax} = 1.345 \rho_{dmax}(m) - 0.307 \quad (4-1)$$

2-C法

$$\rho_{dmax} = 1.25 \rho_{dmax}(m) - 0.25 \quad (4-2)$$

となり、実測される最大乾燥密度は計算による最大乾

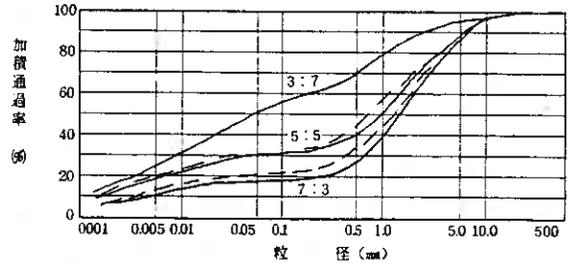


図-4-b 混合土(2)の粒度

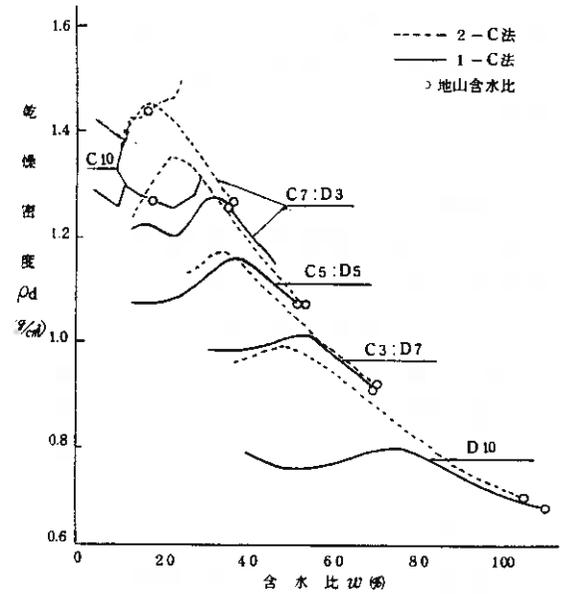


図-5-a 混合土(1)の締固め曲線

C : Ta-c層 • D : Ta-d層
数字 : 混合割合

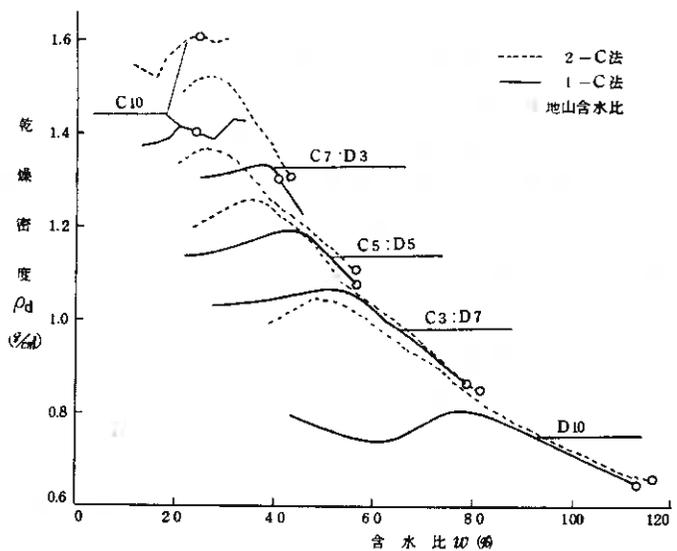


図-5-b 混合土(2)の締固め曲線

C : Ta-c層 • D : Ta-d層
数字 : 混合割合

表-4 混合土における締固め密度・含水比

試験法	Ta - c (c)				Ta - d (d)				混合比 (C):(D)	混 合 土							
	ρ_{dmax}	w_{opt}	ρ_{dn}	w_n	ρ_{dmax}	w_{opt}	ρ_{dn}	w_n		ρ_{dmax}		w_{opt}		ρ_{dn}		w_n	
										計算	実測	計算	実測	計算	実測	計算	実測
JISA 120 2 C	1.53	26.0	1.48	23.0	1.01	48.5	0.71	96.0	7:3	1.37	1.47	32.8	23.3	1.25	1.30	34.9	38.6
									5:5	1.27	1.39	37.3	29.8	1.08	1.09	59.5	54.0
									3:7	1.17	1.20	41.8	36.7	0.94	0.94	74.5	66.5
			1.52	23.0	0.99	48.5	0.64	113.0	7:3	1.36	1.45	32.8	25.6	1.26	1.24	50.0	42.0
									5:5	1.26	1.31	37.3	25.5	1.08	1.17	68.0	55.0
									3:7	1.15	1.22	41.8	34.5	0.90	0.82	86.0	78.5
1 C	1.35	31.0	1.30	26.0	0.82	69.2	0.70	100.0	7:3	1.19	1.30	42.5	35.5	1.24	1.28	48.2	37.8
									5:5	1.09	1.18	50.1	40.5	1.00	1.10	63.0	51.0
									3:7	0.99	1.03	57.7	53.0	0.93	0.92	77.8	67.0
			1.33	23.0	0.79	73.5	0.65	115.0	7:3	1.18	1.28	43.8	36.8	1.24	1.24	60.6	39.0
									5:5	1.07	1.14	52.3	41.5	0.99	1.04	69.0	55.0
									3:7	1.02	1.02	60.8	50.5	0.91	0.84	87.4	77.0

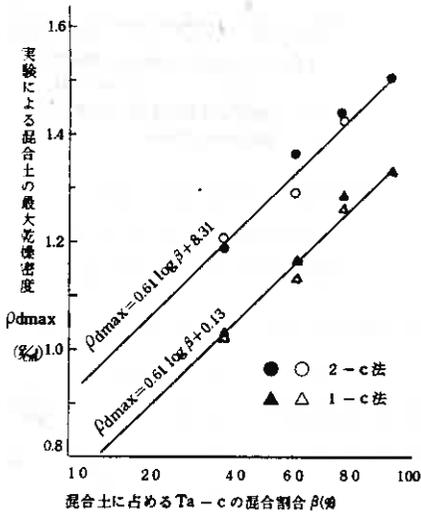


図-7 混合割合（対数）と実験による最大乾燥密度の関係

ρ_{dn} : 自然含水比 w_n における締固め密度

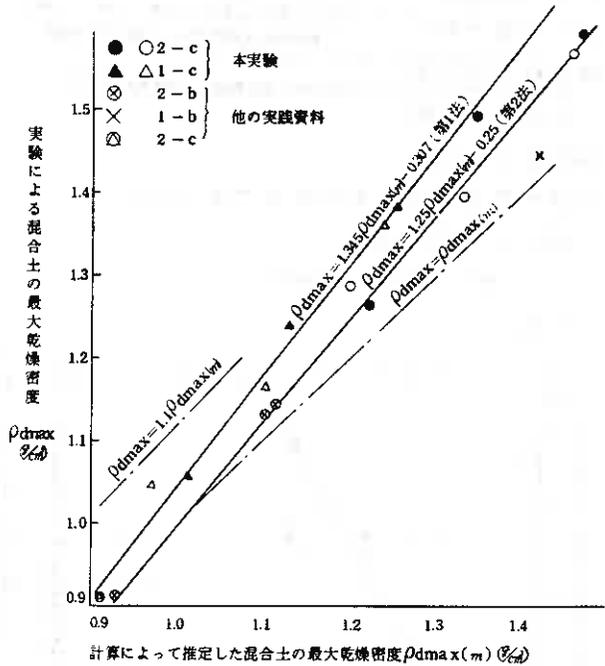


図-8 実験による最大乾燥密度と計算による最大乾燥密度の関係

燥密度より大きな値を示すことがわかる。

4-2 混合割合と最適含水比の関係

試料の混合割合 β と最適含水比の関係は図-9のように凹形の曲線で得られ、 w_{opt} を対数で示すと図-10のように良好な直線にあることがわかる。

混合土の推定最適含水比 $w_{opt}(m)$ を

$$w_{opt}(m) = \sum \beta \cdot w_{opt} \quad (5)$$

で得られるとすると、 $w_{opt}(m)$ と実験による混合土の最適含水比 w_{opt} の関係は図-11のように締固めエネルギーに関係なく

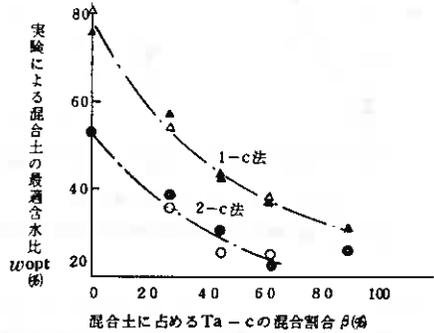


図-9 混合割合と最適含水比の関係

$$w_{opt} = w_{opt(m)} - 9$$

を得る。定数(9)は混合土の土質によって定まるものと考えられる。

4-3 混合割合と自然含水比における混合土の締固め乾燥密度 ρ_{dn} の関係

試料の混合割合と ρ_{dn} の関係は図-12のようにほぼ直線で示され、実験の範囲

内では締固めエネルギーと直接関係がないようである。これは混合土の締固められた状態が粒子中の空隙を除くとほぼ飽和に近い状態であり締固めエネルギーに関係なく乾燥密度がほぼ一

定値を得る領域にあるためであろう。

図-12の関係は

$$\rho_{dn} = 0.84\beta + 0.66$$

となる。

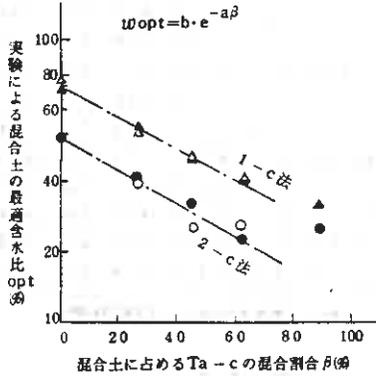


図-10 混合割合と最適含水比の関係

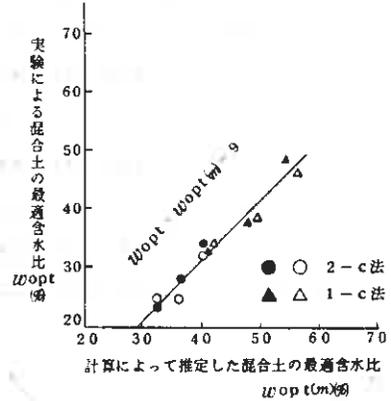


図-11 実験による最適含水比と計算による最適含水比の関係

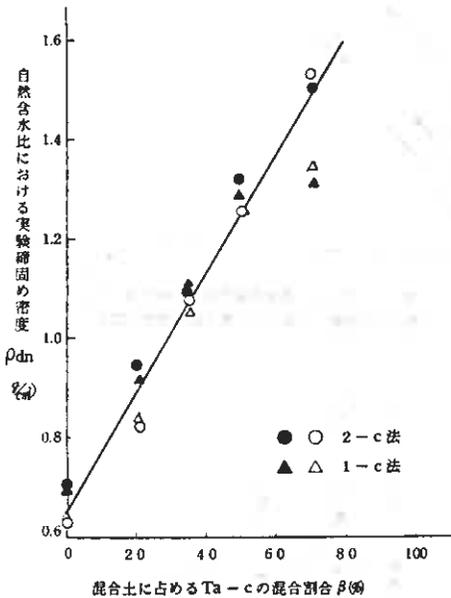


図-12 混合割合と自然含水比における締固め密度の関係

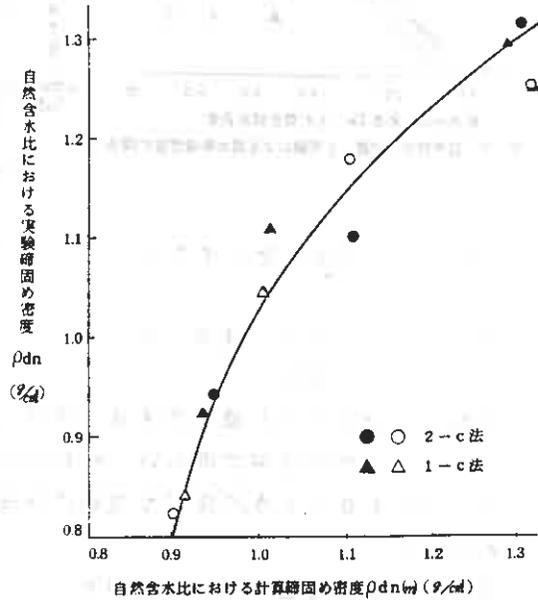


図-13 自然含水比における実験締固め密度と計算締固め密度の関係

混合土の自然含水比における計算による推定締固め密度 $\rho_{dn(m)}$ を

$$\rho_{dn(m)} = \Sigma \beta \cdot \rho_{dn}$$

(8)

で得られるとすると、 $\rho_{dn}(m)$ と ρ_{dn} の関係は図-13のようである。

4-4 混合割合と混合土の自然含水比 w_n の関係

試料の混合割合と w_n の関係は図-14のようにTa-C層の混合割合の増加とともに w_n は減少し、やや凹形の関係である。

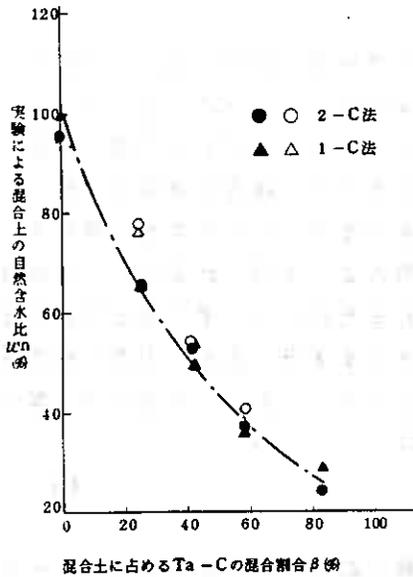


図-14 混合割合と混合土の自然含水比の関係

混合土の推定自然含水比 $w_n(m)$ を

$$w_n(m) = \sum \beta \cdot w_n(n) \quad (9)$$

で得られるとすると、 $w_n(n)$ と実験による混合土の自然含水比 w_n の関係は図-15のように締固めエネルギーに関係なく

$$w_n = w_n(m) - 9 \quad (10)$$

となる。

この関係は式(6)と同じ結果であり、その要因については明らかでないが、定数(-9)は土質によるものと考えるのが妥当であろう。

5 土の変化率決定への適用

厚層多層の異質土からなる土工現場では、各層の土の変化率が異なっていることから、土工全体の変化率の決定にとまどうことが多い。

土の変化率 C は

$$\text{密度変化率} = \frac{\text{平均地山密度}(\rho_{dc})}{\text{平均盛土密度}(\rho_{db})} - \text{補正值}(\Delta C) \quad (11-1)$$

$$\text{実測変化率} = \frac{\text{盛土体積}(V_b)}{\text{切土体積}(V_c)} \quad (11-2)$$

であらわされる⁴⁾

通常、土工の土の変化率は土工指針などによる既往の数値を用いるが、多層構成の土工では、事前調査から式(11-1)によって決定しなければならない。

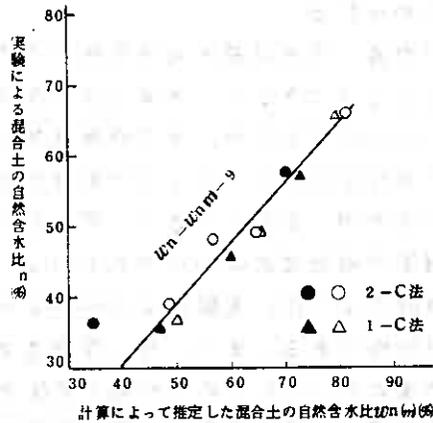


図-15 実験による自然含水比と計算による自然含水比の関係

平均地山密度は土工対象深さについて密度測定を行い、対象土層厚さから

$$\rho_{dc} = \sum \xi \cdot \rho_d \quad (12)$$

ρ_d : 各層の地山乾燥密度

ξ : $H(n)/\sum H(n)$, $H(n)$:各層の厚さ

で求められる。

平均盛土密度は最大乾燥密度に対する施工管理基準締固め度(α)における密度を用いることはできるが、多層土質の混合では前項の検討にみるように、土の混合によって ρ_{dmax} が変るので、施工管理基準の ρ_{dmax} をどのように決定するかが問題となる。

2層程度の混合土では混合割合を想定して混合土を作り、締固め試験を実施してその値を用いることが多く、何らかの理由で実験を行なうことのできない場合や、多層形の場合は式(3)から求めている。しかし、計算によって得られる $\rho_{dmax(m)}$ は前項の検討のように、実験による ρ_{dmax} より小さく得られるため、変化率の値は大きくなる可能性がある。また、施工管理基準締固め度をそのまま用いると、実際の施工締固め度より小さいため平均盛土密度を正しく表わしては、いない。当該地点工事の施工実績データをみると盛土の平均締固め度(α')は

$$\alpha' = \alpha + (0.02 \sim 0.07) \quad (13)$$

程度である。

管理基準となる最大乾燥密度は図-8から、実験の範囲内で1法、2法をまとめて、式(4-1), (4-2)をまとめて

$$\rho_{dmax} \doteq (1.05 \sim 1.07) \rho_{dmax(m)} \quad (14)$$

と推定してよいと考えられる。

実験の結果からの諸数値を基に、当該地点の土工の混合土の変化率について検討してみる。

検討のために設定した土層構成の層厚、地山密度、最大乾燥密度は、土質調査、施工記録を参考として表-5の値を用いることとする。

平均管理密度(推定平均盛土密度) ρ_{db} を

$$\rho_{db} = \alpha' \cdot \eta \cdot \rho_{dmax(m)} \quad (15)$$

α' : 現場締固め度

η : 式(14)の係数

として、仕様書と実測データから

$$\alpha' = 0.9 + 0.03 = 0.93$$

式(14)から、 $n = 1.07$ として、 ρ_{db} を求め、これから土の推定変化率を計算すると、式(11-1)の補正值 ΔC を別の調査資料⁴⁾からこの種の土質についておおよそ $\Delta C \doteq 0.05$ と推定できるから表-6の値を得る。いま、1-C法について式(4-1)の関係を使って計算してみると表中()の値となり、式(15)の

表-5 土の変化率推定のための土層構成設定値

土層名	土質名	層厚(m)	地山乾燥密度 $\rho_{dn}(\%)$	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\%)$	
				2-b	1-c
Ta-a	火山砂	0.4	1.20	1.53	1.35
H-c	腐植土	0.2	0.65	1.23	0.86
Ta-c	火山砂	0.5	1.22	1.53	1.35
H-d	腐植土	0.2	0.55	1.23	0.86
Ta-d	腐植火山砂	0.5	0.42	0.89	0.80
Sil-e	シルト	0.8	0.60	1.34	0.85
En-2	粗粒火山砂	1.2	0.80	1.11	0.95
En-1	火山砂	0.8	0.43	0.97	0.95
Sil-s	シルト	-	0.75	1.22	0.95

表-6 土の変化率の推定計算値

層厚 (m)	最大乾燥密度 (%)		③ 管理密度 (%) ($0.93 \times ②$)	④ 平均地山 密度 (%)	⑤ ④ ÷ ③	⑥ 変化率 ⑤ - 補正值	
	試験方法	① $\rho_{dmax}(m)$					② 1.07 $\rho_{dmax}(m)$
0~1.0	JIS-A	1.486	1.590	1.479	1.220	0.825	0.775
0~1.5	-1210	1.377	1.473	1.369	0.943	0.689	0.639
0~3.0	2-b	1.283	1.373	1.277	0.780	0.611	0.561
0~4.0		1.234	1.320	1.228	0.767	0.625	0.575
0~5.0		1.201	1.285	1.195	0.725	0.607	0.557
0~1.5	1-c		(1.178)	(1.098)			
		1.104	1.181	1.098	0.943	0.858	0.828
			(1.150)	(1.070)		(0.729)	(0.679)
0~3.0		1.084	1.159	1.078	0.780	0.724	0.674
			(1.107)	(1.030)		(0.745)	(0.695)
0~4.0		1.051	1.125	1.046	0.767	0.733	0.683
0~5.0			(1.072)	(0.997)		(0.727)	(0.677)
		1.025	1.096	1.019	0.725	0.711	0.661

表-7 土の変化率の実測値

土量換算 平均切深 (M)	土工実績 変化率
1.5	0.72
1.5	0.75
3.0	0.71
4.0	0.68
4.0	0.68
4.5	0.63
5.0	0.65

注) 品質管理基準試験方法は J-I-S-A-1210「1-c」である。

値に比べて、変化率にして0.01程度の差しかない
ので、変化率の推定には式(15)〔 $\eta = 1.07$ 〕を用い
てもよいと言える。

計算から推定した変化率と土工により実測され
た変化率の関係を示すと図-16のようになり、深
さ2.5m以深では施工管理の規準試験法が1-c法
のときは、計算値と実測値がよく適合しているこ
とがわかる。

本調査工事地点は多層土層の構成であり、地山
含水比が高い風化火山灰層の包含の割合によつて
施工方法を変えなければならない状態にあり、施
工実績からみて地表から1.5m位までの土層を対
象とするときは、粗粒火山灰が主体であつて2-b
法または1-b法での管理が可能であるのに対し、1.5m
以深では風化火山層が卓越するため1-c法でな
ければ施工管理が不可能である。

このような施工管理の状態を考慮すると、風化火山灰を混合した土の変化率の推
定値は実測値とよく合致したといえる。

あとがき

風化火山灰混合土の締固め特性と土の変化率について次のことがわかった。

- 1) 火山灰混合土の締固め最大乾燥密度 ρ_{dmax} は、粗粒非風化火山砂の混合割合 β との関係で

$$\rho_{dmax} = a \cdot \log \beta + b$$

注) 式(2-1), (2-2)

によつてあらわされ、 a は土質、 b は締固めエネルギーによつて定まる値である。また、計算から推定された最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(m)$ との間に

$$\rho_{dmax} = (1.05 \sim 1.07) \rho_{dmax}(m)$$

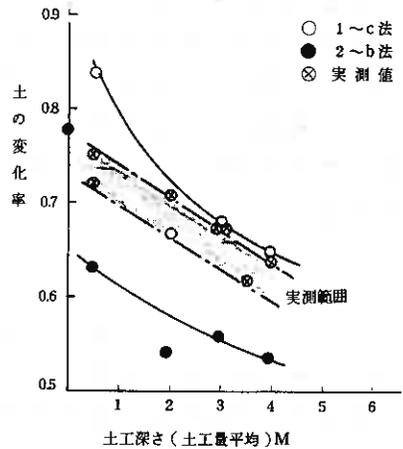


図-16 土工深さと土の変化率の関係

注) 式 (4-1), (4-2), (14)

であらわすことができる。

- 2) 混合土の自然含水状態における締固め密度は、締固めエネルギーに関係なく

$$\rho_{dn} = c \cdot \beta + d$$

注) 式 (7)

で得られる。

- 3) 1)の数值によつて

$$\rho_{db} = \alpha \cdot \eta \cdot \rho_{dmax(m)}$$

注) 式 (15)

から推定される土の変化率は実測値とよい対応を得ることができる。

風化火山灰を含む混合土の土工は、このほかにも、粒子破碎の影響、土粒子中に含まれる水分の挙動など施工上の問題を数多く抱えているもので、この報文の結果が、この種土工のための一助になれば幸いである。

この考察は昭和50年からの新千歳空港工事の調査資料^{6),7)}、土工管理資料を基に行なったものである。資料を提供して頂いた関係者に対して記して謝意を表すものである。

参 考 文 献

- 1) 小林、佐々木、新庄：粘性土盛土工における施工機械のトラフイカビリテイ判定方法に関する実験的考察 46年2月 土質工学会北海道支部「技術報告資料」№11
- 2) 佐々木、杉岡、奥田、工藤：土工との関連における火山灰の工学的特性 54年2月 土質工学会北海道支部「技術報告資料」№19
- 3) 谷口：締固めによる粗粒火山灰の粒子破碎が締固め密度に及ぼす影響 1979年6月「土と基礎」土質工学会
- 4) 谷口：新千歳空港の土工事について—火山灰混合土の締固め特性と変化率について 53年11月 運輸省 第13回空港土木工事報告会
- 5) 谷口：多層風化火山灰混合土の盛土施工管理について 1979年11月 札幌開発建設部(内部資料として)
- 6) 新千歳空港土質調査報告書(第1報) 51年2月 札幌開発建設部、千歳空港建設事業所
- 7) 新千歳空港土質調査報告書(第2報) 52年2月 札幌開発建設部、千歳空港建設事業所

昭和 54 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	角 田 和 夫	北海道開発局土木試験所長
〃	石 崎 嘉 明	北海道電力㈱土木部長
〃	佐々木 敏 雄	北海道開発コンサルタント㈱社長
〃	広 田 良 輔	国鉄札幌鉄道管理局施設部長
〃	柴 田 実	道立寒地建築研究所長

選考経過

昭和 55 年 2 月 29 日支部事務局において支部賞授与規程により審議した結果、つぎの一編を授賞論文として選考した。

論文名： 苫東厚真発電所大口経海底取水管の設計について

著 者： 湯浅健二，谷藤和三，高玉佳育

授賞者： 湯浅健二

選考理由

地盤と管の相互作用による土圧，変形の問題は，土質力学における古典的な問題の一つであり，その基本的な考え方は Marston, Spangler による理論に基づくものである。この理論に対して種々の修正が提案されてはいるが，上下水道・石油管など各方面における埋設管のほとんどが前記の考え方により設計されているのが実情である。

しかし，最近長大な大口径管が，多種多様な地盤条件や過酷な荷重条件で設計・施工される機会が増大しつつあり，このため室内実験および現場計測を通じて管—地盤系の力学的挙動を明確にし，従来の設計式あるいは設計に用いられる諸常数を見直す機運が高まっている。

そこで，著者等は埋設深さが大きく，十分締固めができない大口径水中埋設管を施工するにあたって，大型模型実験を実施し，地盤の性状の相異が土圧等の常数ひいては管体の応力，変位分布に及ぼす影響等について検討するとともに，実験結果との整合性を確認しつつ，有限要素法解析等を用いて，本埋設管の設計を行い，現在施工後の動態観測を実施中である。

以上の研究により円環応力解析に必要な鉛直土圧および側方土圧分布の修正の必要性，海中で埋戻したときの大口径管に作用する応力と変位関係等の概略値，撓性埋設管の集中荷重に対する高い安全性などを確認したことは，この種の埋設管の設計を行う場合に貴重な指針となり，この方面の研究の一層の発展に少なからざる貢献をなしたものと認められる。よって授賞者は土質工学会北海道支部賞を授与される資格があると認められる。

社団法人 土質工学会北海道支部賞援与規定

(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「技術報告集」に掲載された研究、調査、計画、設計、施工、考案などの報告業績で、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人以上をもって構成する。

2 委員は、支部所属の会員の中から支部長が委嘱し、その任期は1年とする。

3 選考委員会に委員長をおく。

4 委員長は委員が互選する。

(授与の時期・方法)

第5条 受賞者には、支部通常総会において、賞状および副賞を授与する。

(付 則)

第6条 本規定は、昭和42年度より施行する。

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っても、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次選考によって授賞者を決定するものとする。
6. 第1次選考は発表会后すみやかに(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、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。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音順)

土木・建設 (総合建設)

い	伊藤組土建株式会社	7
さ	札幌工業株式会社	1
た	大成建設株式会社	8
	大成道路株式会社	1
と	道路工業株式会社	5
な	株式会社中山組	1
に	日本道路株式会社	2
	日本鋪道株式会社	2
は	株式会社間組	2
や	株式会社山田組	3

ボーリング・調査・測量・設計・施工

き	株式会社北日本ソイル研究所	4
ほ	北海道土質コンサルタント株式会社	6
ま	丸石基礎工業株式会社	3

協 会

お	小樽建設協会	4
わ	稚内建設協会	5

電 力

	北海道電力株式会社	裏表紙裏
--	-----------	------

総合建設業



札幌工業株式会社

取締役社長 山田 照一

〒060 札幌市中央区北3条西2丁目8番地
電話 代表 (231) 7181番

支店 札幌・函館・旭川・釧路



大成道路株式会社北海道支社

代表取締役社長 寺尾 正久

取締役支社長 平尾 晋

本社 東京都中央区京橋3丁目13番1号(有楽ビル)
電話(代表) (567)9431番

北海道支社 札幌市中央区南1条西1丁目4番地(有楽ビル)
電話(代表) (231)1221番



株式会社 中山組

取締役社長 中山 弘三

滝川・滝川市明神町4丁目1番17号 電話(代) 22-1212
札幌・札幌市東区北18条東1丁目(ともえビル) 電話(代)741-7111
東京・東京都中央区新富町2丁目(大峯ビル) 電話(代)551-3442
出張所・旭川・室蘭・帯広・釧路・函館・苫小牧

土木一式工事



舗装工事

日本道路株式会社北海道支店

取締役社長 瀨 瀨 忠 行

専務取締役 支 店 長 卷 下 乙 四 郎

本 社 〒105 東京都港区新橋 1-6-5 ☎03 (571)4891(大代)

北海道支店 〒062 札幌市豊平区水事町 2丁目 2番 4号 ☎011(811)2231(代)

東京・大阪・名古屋・仙台・九州・北陸・四国・広島



日本舗道株式会社

取締役社長 亀卦川 振 興

本 社 東京都中央区京橋 1丁目19番11号 電話代表 (567)8171番

札 幌 支 店

取締役支店長 佐 渡 博 夫

札幌市豊平区中の島 1条 2丁目 2番15号 電話 代表 812-1151番

躍進する



間組

HAZAMAGUMI

札幌支店

支店長 音 羽 敬 三

札幌支店 札幌市中央区大通り西18丁目 〒060 TEL011(643)2031

本 店 東京都港区北青山 2-5-8 〒107 TEL03 (405)1111



營業種目

地質調査及土質試験・地回り調査、解析・DW工事
グラウト工事、各種薬液注入工事・さく井、さく泉工事・測量調査工事

丸石基礎工業株式会社

代表取締役 石田 耕一

〒001 札幌市北区北20条西4丁目 電話 札幌(011)721-9577



株式会社

山田組

取締役社長 山田 正夫

本社 札幌市中央区大通西14丁目 ☎261-3521

小樽建設協会

会 長 佐々木 二 郎
副 会 長 近 藤 晋 一
" 草 別 義 昭
事務局長 鈴 木 喜 一 郎

〒047 小樽市花園 2 丁目 10 番 24 号
電 話 (0134) 2 4 - 0 1 5 8

奉仕の精神に徹し皆様のご用命にお応えする

施工管理試験のエキスパート



株式会社 **北日本ソイル研究所**

土質・骨材試験・地質調査・測量設計・コンクリート試験
アスファルト試験・試験機具販売及びリース・試験の指導

取締役社長 堀 達志郎
技術士・顧問 太 田 長四郎

〒065 札幌市東区中沼 1 1 8 番地 4 9 7
電 話 (011) 7 9 1 - 1 6 5 1 番

北海道の開発に生きる



道路工業株式会社

代表取締役社長 中田良孝

本社 064 札幌市中央区南8条西15丁目 電話代表 011 (561) 2251番
技術試験所 061-21 札幌市南区川沿17条2丁目1876 電話代表 " (571) 8508番
機械工作所 " " 電話代表 " (571) 8340番

関連企業

道工建設株式会社

取締役社長 中田良孝

稚内建設協会

名誉会長 坂本竹四郎

会長 藤田幹夫

副会長 中田豊彦

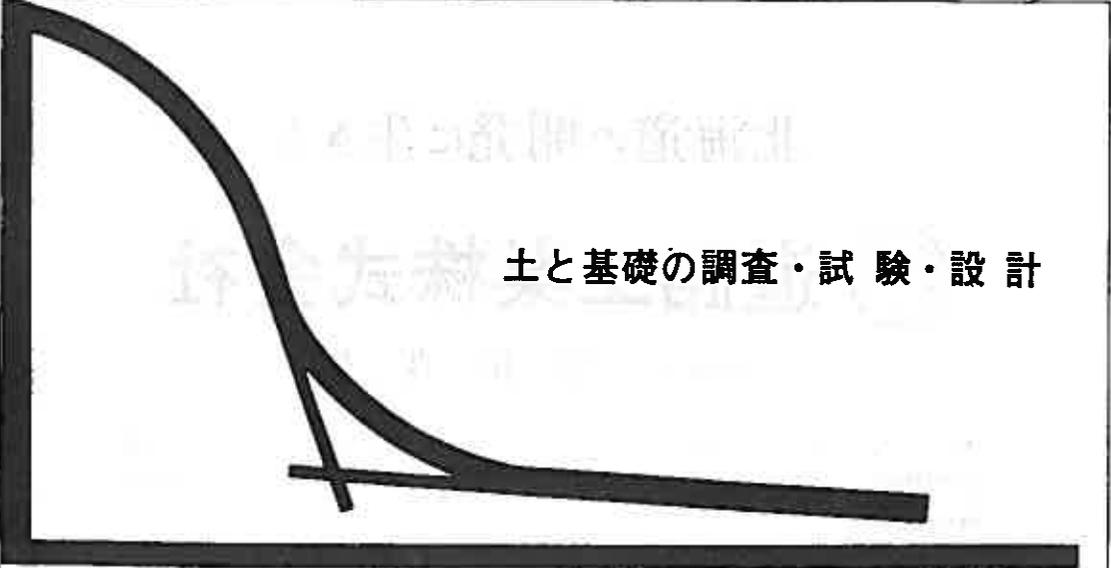
〃 早坂栄二

事務局長 能栄清

技術参事 小林幸夫

097 稚内市中央1丁目2番14号

電話 代表01622-3-5364



土と基礎の調査・試験・設計

北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所—札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL (011) 841-1466

特定建設業



伊藤組土建株式会社

取締役社長 伊藤 義郎

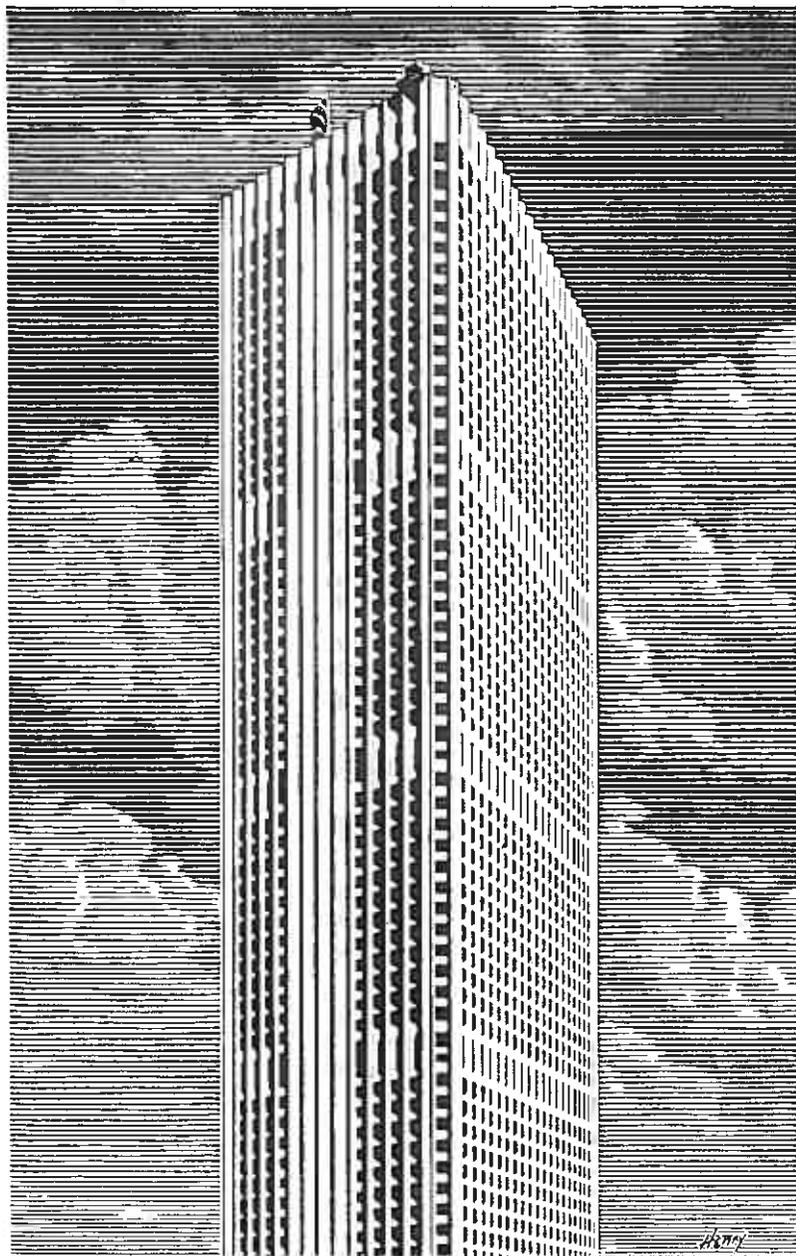
本社 札幌市中央区北四条西四丁目一番地 電話代 (20) 六一一一
東京支店 東京都中央区日本橋二の八の十一(旭洋ビル) 電話代 (27) 三三六一
仙台支店 仙台市錦町二丁目一番三号(大興ビル) 電話代 (64) 一五二二
営業所 函館・室蘭・苫小牧・帯広・釧路・横浜・埼玉・盛岡・青森

創造性と行動力で、建設の概念を拡大する

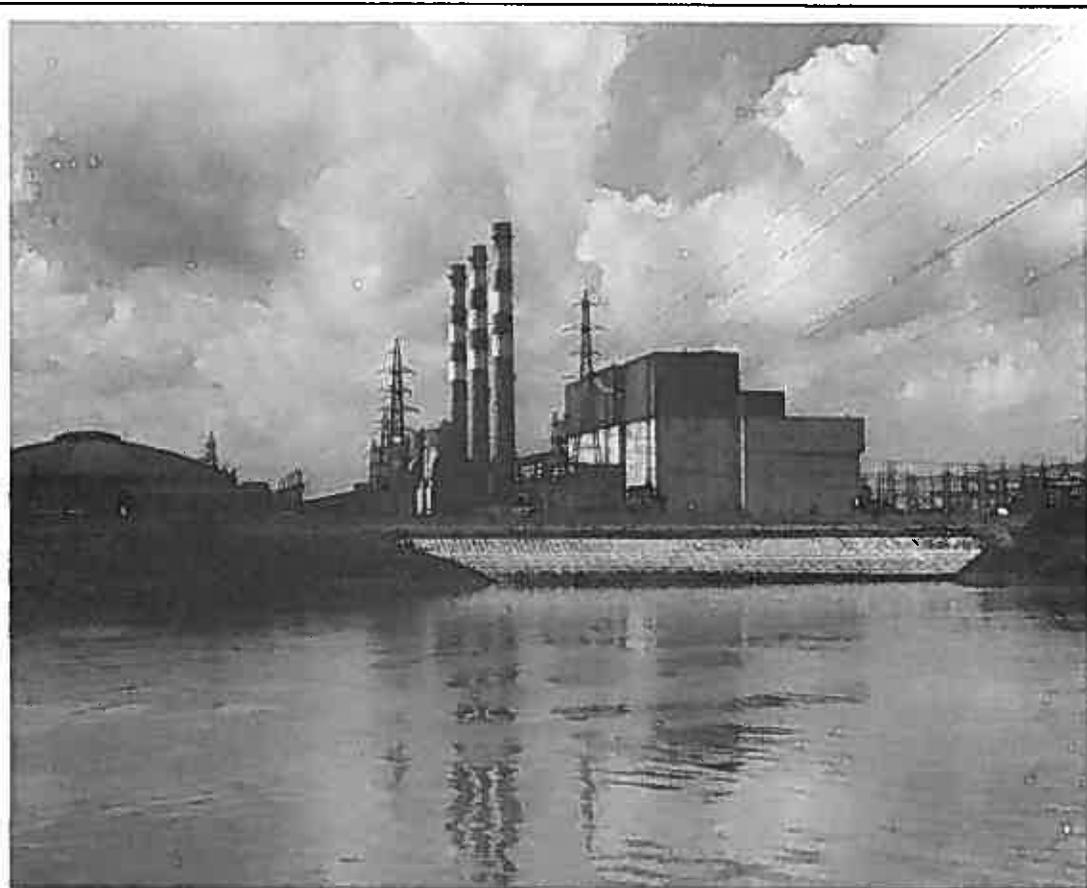


大成建設 札幌支店

取締役社長=佐古 一 〒160 91 東京都新宿区西新宿1丁目25番1号 電話=03(348)1111(大代表)
札幌支店取締役支店長=小池正之輔 〒060 札幌市中央区南1条西1丁目4番地 電話=011(241)1201



21世紀に向けて新しい出発をした大成建設本社ビル・新宿センタービル



考えよう10年先の電気

電気は大切なエネルギー

暮らしのなかの省エネルギーに心がけましょう。



北海道電力