

土 木 研 究 所 報 告

第 129 号

-
- 明石層および神戸層の工学的性質について……………吉田 巖, 吉中竜之進…(1)
- 貯水池の堆砂に関する研究……………江崎一博…(55)
- 河口貯水池堤防の塩水浸透防止工法に関する研究……………山村和也…(85)
- 土 の 締 固 め
- 車輪の走行が土におよぼす影響——……………澤田健吉…(127)
-

昭和 41 年 10 月

建 設 省 土 木 研 究 所

明石層および神戸層の工学的性質について

(昭和41年1月)

吉 田 巖*

吉 中 竜 之 進**

目 次

1. ま え が き	(1)
2. 明石層について	(1)
〔1〕 一般的性質	(1)
〔2〕 変形特性	(3)
〔3〕 せん断特性	(26)
〔4〕 透水係数	(32)
3. 神戸層について	(34)
〔1〕 一般的性質	(34)
〔2〕 変形特性	(36)
〔3〕 せん断特性	(44)
〔4〕 クリープ変形特性	(49)
4. あとがき	(52)

1. ま え が き

本報告は本州四国連絡道路調査の一環としておこなった地盤調査のうち、明石海峡付近に分布する洪積世の明石層と新第三紀の神戸層の工学的性質についての報告である。この調査試験は現在も継続中であるが、現在までの試験結果を取りまとめた。

以下の内容は室内試験と現位置試験を対照しながら一般的物理的性質、変形特性、およびせん断特性等を取りあつかった。試験地点および試料採取地点は図-1.1に示すとおりである。

2. 明石層について

〔1〕 一般的性質

明石層は播磨盆地とその周辺に広く分布する洪積世の地層で砂、粘土、礫などから成り立っていて、比較的よく締まった地層である。

地質学的には大阪盆地の基礎をつくる大阪層群と同層準に対比されており、明石層はその下部に相当するものとしている。大阪層群については最近かなり研究が進み、その特徴も明らかになってきており、その下部層においては「大部分が淡水湖の中で形成され礫質部に富む」地層であることがわかっている。

垂水付近に分布する明石層はこのような地層で、非常

に礫が多く、また厚さも100mにおよぶことがあり、以前から垂水礫層という名で知られている。

これから述べようとする明石層は、主に垂水礫層についてのものであり、以下の調査は陸上部の露頭について行なった。

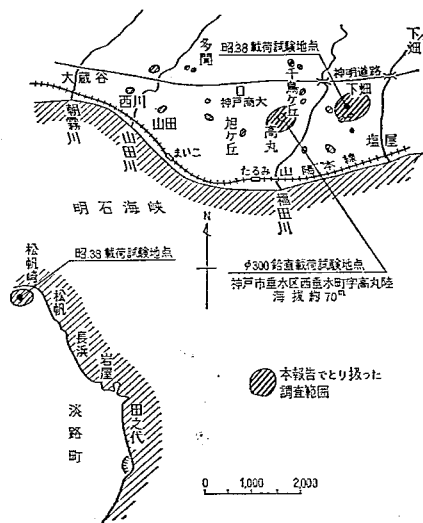


図-1.1

* 構造橋梁部基礎研究室長

** 構造橋梁部建設専門官

表-2.1.1 高丸陸の密度、含水比

地 点		番 号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10
測定方法	Washington Densometer 法	湿润重量 g 容積(水) cc 湿润密度 g/cm³	5,000 2,300 2.17	4,040 1,900 2.13	5,000 2,400 2.08	5,000 2,350 2.12	5,000 2,300 2.17	5,000 2,200 2.27	6,570 2,950 2.23	5,000 2,350 2.13	5,000 2,400 2.08	5,800 2,900 2.00
	砂 置 換 法	湿润重量 g 補正容積 cc 湿润密度 g/cm³	3,500 1,670 2.10	300 1,430 2.10	3,100 1,490 2.08	5,000 2,320 2.15	5,000 2,290 2.18	3,000 1,390 2.15	5,000 2,280 2.19	5,000 2,320 2.16	5,000 2,340 2.14	5,000 2,320 2.16
含 水 比 (%)			14.5	15.0	14.8	14.5	12.9	15.3	11.8	11.6	14.3	14.1

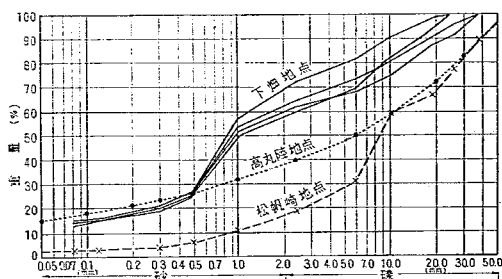


図-2.1.1 明石層の粒度曲線

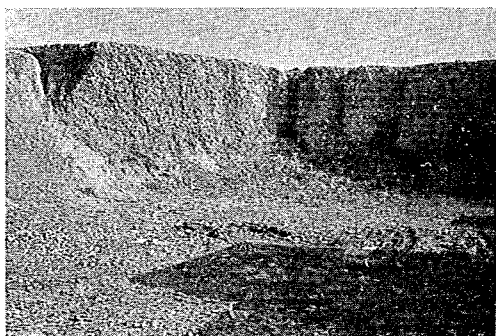


写真-2.1.1 明石層の一部(垂水礫層) 垂水区高丸陸



写真-2.1.2 垂水礫層(神戸商大付近)

表-2.1.2 垂水区下畑町

試料番号	密度(湿润) (t/m ³)	含 水 比 (%) (1) (2)
1	1.63	12.9
2	1.64	9.8
3	1.69	11.1
4	1.66	10.7
5	1.70	10.2

〔註〕 砂置換法による

表-2.1.3 淡路島松帆崎

試料番号	密度(湿润) (t/m ³)	含 水 比 (%) (1) (2)
1	1.71	6.5
2	1.69	5.6
3	1.75	5.7
4	1.79	5.5
5	1.74	5.8

〔註〕 砂置換法による

〔粒度〕 図-2.1.1は垂水区下畑地点、高丸陸および淡路の松帆崎の明石層と考えられている地点の試料の粒度曲線である。これに示されているように、ここでいう礫層は大部分が 0.5mm 以上の径の砂礫からなるが、また、おのおのの地点で粒度構成がかなり違っていることがわかる。ここに含まれる礫の種類は硬質のチャート、砂岩が主で、その他、安山岩、神戸層から由来する礫、花こう岩などである。後者の混入状態はおのおの地域的な特徴があるが、これが風化礫となることが多い。写真-2.2.1および写真-2.2.2は明石層の露頭(高丸陸付近垂水礫層)で、ここでは軟化した礫が多く含まれている。

〔密度、含水比〕 表-2.1.1~3 は前記3地点の現場密度、含水比を示す。測定は砂置換法およびワシントンデンソメーター法(Washington Densometer, 容積 2l)を用いたが、両法による測定値の差異はほとんどなかった。測定の結果、湿润密度は、1.66~2.14, 含水比は下畑、高丸陸で10~15%, 松帆崎で4.7~6.5%である。

〔N値〕 N値の測定も前記3地点でなされたが、この値はあくまで目安をつけるにとどまる。というのは礫径の大きいものが多いため地盤の締

調査地点 神戸市垂水区高九陸
調査年月日 昭和40年3月 日～月 日

ボーリング方法 ロータリー式
サンプリング方法 シングルコアタイプ
地下水位 なし

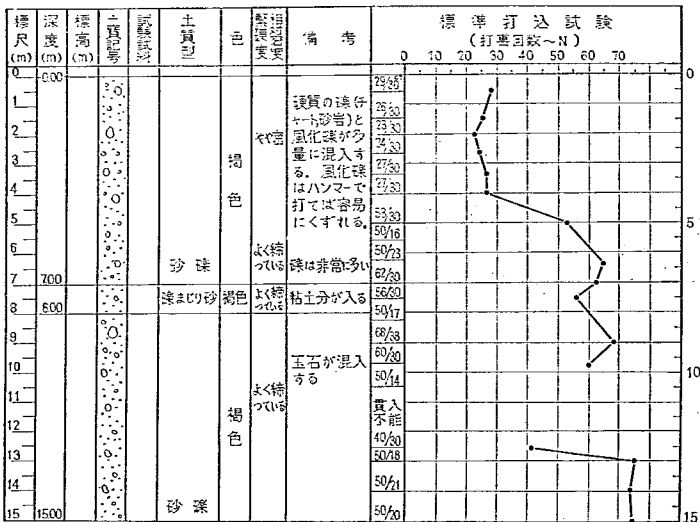


図-2.1.2 土質柱状断面図

表-2.1.4 明石層のN値

地点	条件	N 値
垂水区高九陸	孔内水位なし、 深さ 15m 1体	0~4.5m N=23~29 4.5~15m N=50~68
垂水区下畑町	孔内水位なし、測定3点 地表下 約40cm	19, 21, 23 平均 21
淡路島松帆崎	測定3点	15, 18, 27

まり具合を N 値に正しく反映させないと考えられるからである。 N 値の測定結果の一例を図-2.1.2に各点の値を表-2.1.4に示した。

〔2〕変形特性

明石層は比較的密な砂礫地盤である。しかし、密な砂礫地盤であるがゆえに変形係数の測定にはいろいろな困難がともなう。まず不攪乱試料のサンプリングが不可能に近いので、試験は現位置試験によらざるをえない。砂質土に適用できる変形係数の現位置試験には各種の載荷試験が考えられるが、大別して平面に荷重を加える方法とボーリング孔の中で孔壁に荷重を加える方法がある。前者では砂礫質土の特性として載荷面の寸法による変形係数への影響が重要な問題である。後者では砂礫質の地盤にいかんして孔壁をみださないボーリングをするかという問題がある。筆者らが明石層の現位置試験

としておこなったのは平板載荷試験として直径 30cm, 37.5cm, 300cm の剛性板による鉛直載荷試験で、この場合は、まず試験方法の確立が前提として必要となった。以下、平板載荷試験では結果としての変形特性のみでなく、試験方法についても要点を記載することにした。

つぎに、平板載荷試験を実施した地点でプレシオメーター (Pressiometer, L.

Ménard により考案されたもの) を使用した変形試験をおこなった。これは平板載荷試験をおこなう地盤の条件を明らかにすること、および両試験方法の違いによる変形係数の対比を目的とした。

なお、プレシオメーター試験では一般に使用されている直径 56mm 測定管の外に、直径 110mm の大型測定管を試作して併用した。これにより平板試験による寸法効果と同様な問題、およびボーリング孔の局部的な乱れをチェックする問題について資料を得るためである。

以下、明石層の変形係数を求めるためにおこなった試験について方法論と結果を記述する。

(1) 平板載荷試験によるもの

1. ϕ 30.0cm 鉛直載荷試験

1) 試験方法

載荷装置の組立ては図-2.2.1に示すようにプレッシャーパイルをアンカーとして、載荷ガーダーを介し 150 t

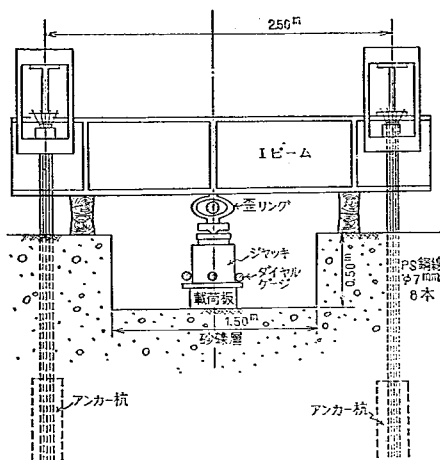


図-2.2.1 載荷試験装置図 明石層（垂直載荷）の手動分離式オイルジャッキ1台を用いて載荷する。

プレッシャーバイルは $\phi 110\text{mm}$ のボーリング孔に加圧用のチューブ、鉄筋およびピアノ線（7mm、8本～12本）を挿入し、モルタルの打設後チューブ内に適当な圧力の水圧を約24時間かけてモルタルがほぼ硬化したときに水圧を下げ、ゴムチューブを引き上げる。このときチューブに加える水圧の大きさは砂層内の有するクリープ圧（ p_f ）以内の大きさに加えるのが適当である。

本試験地盤では下畑町で $p_f = 6 \sim 12 \text{ kg/cm}^2$ 、松帆崎で $p_f = 7 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ であり、表-2.2.1のごとくになった。このようにして作られたプレッシャーバイルは、くいと地盤との接合力が強く、載荷試験の終了後、その引抜き抵抗を知る目的で各アンカーの引抜き試験をおこなった。表-2.2.1にはこの結果を示している。

今回の載荷試験では4本をアンカーとして反力を取っ

表-2.2.1

地点	く い 長 (m)	チューブ加圧力 (kg/cm^2)	最大引抜力 (t)
下畑町	2.0～2.2	6～10	20.9～24.2
	2.3～3.0	6～14	30.0～46.5
松帆崎	2.0	6	32.0～49.5
	2.5～3.0	6～9	34.0～54.4

た。つぎに載荷板は図-2.2.2のような形の十分な剛性を有する円型（ $\phi 30\text{cm}$ ）板を使用した。

試験の配置は図-2.2.3に示すように1.5×7.5m の範囲内で、2.5m 間隔に3点とした。

載荷板のあたる地表面は1.5×7.5m の広さに対して表土を約50cm 程度はぎとった。これは風化層や地表面の土の乱れをとり除くためである。表土のはぎ取り深さは各場所の条件において適当に決めるべきものであるが、載荷試験において根入れの深さによる効果が生じないよう載荷板の大きさも考慮して決める必要があった。

変位量の測定はすべてダイヤルゲージ（ストローク 30mm、感度 1/100mm）を用い、載荷板には120° 間隔で対称による3点、載荷板外の表面変位量測定に載荷板の中心から20, 30, 50cm の3点とした。

加圧方法は速さをほぼ1t/分を基準として、次のような繰り返し載荷をおこなった。この繰り返し荷重の大きさは破壊荷重の4等分程度とする。なお、各サイクルの繰り返し点において10分間の持続荷重をおこないクリープ変位を測定した。

第1サイクル……0→4t→0

第2サイクル……0→8t→0

第3サイクル……0→12t→0

第4サイクル……0→破壊へ

2) 試験結果

結果の総括を表-2.2.2、各測定点における結果の荷重

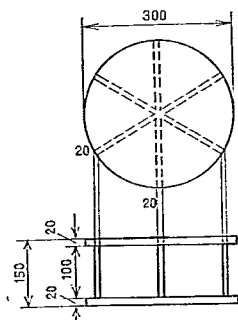


図-2.2.2 載荷板材質 SS 41（単位 mm）

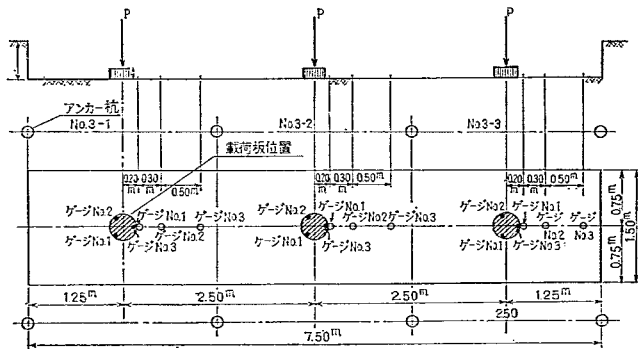


図-2.2.3 載荷試験配置図

表-2.2.2 $\phi 30\text{cm}$ 載荷板による試験結果

地点	測点	変形係数 E_1 第1サイクル	E_2 第3サイクル	支 持 力	備 考
垂水区 下畑地点	1	kg/cm ² 554	kg/cm ² 638	測 定 な し	沈下量が載荷幅の10%のとき 支持力は 270 t/m ²
	2	401	791	〃	
	3	328	855	半対数グラフ上の極限支持力 282 t/m ² 両対数の折点荷重 170 t/m ²	
	平均	428	761		
淡路島 松帆崎 地 点	1	1,020	2,100	極限支持力 353 t/m ² 降伏 〃 254 t/m ²	沈下量が載荷幅の10%のとき の支持力 312 t/m ²
	2	1,160	2,120	測 定 な し	
	3	1,390	2,110	〃	
	平均	1,170	2,110	—	

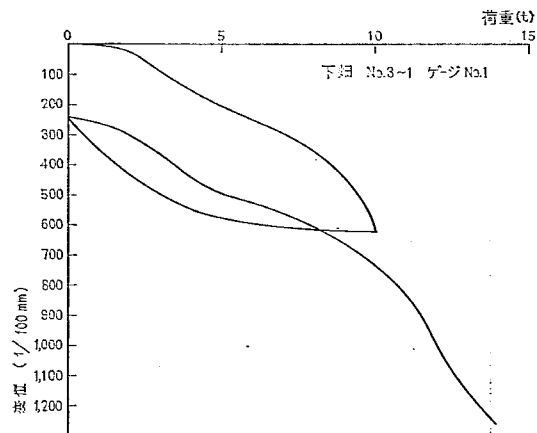


図-2.2.4 変位—荷重曲線

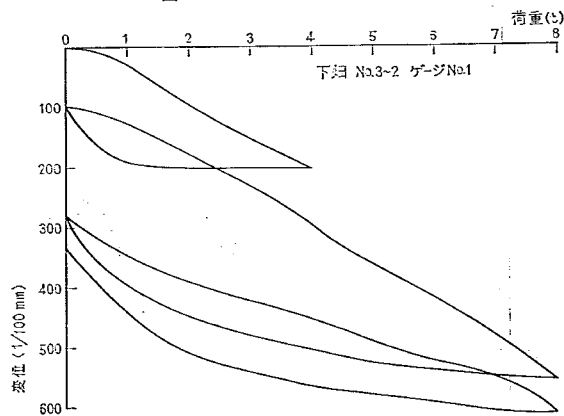


図-2.2.5 変位—荷重曲線

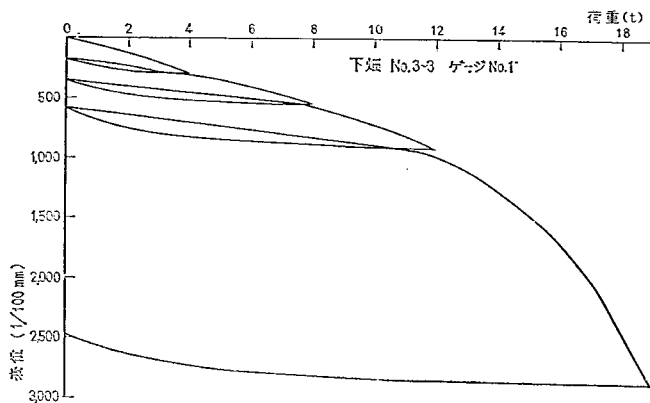


図-2.2.6 変位—荷重曲線

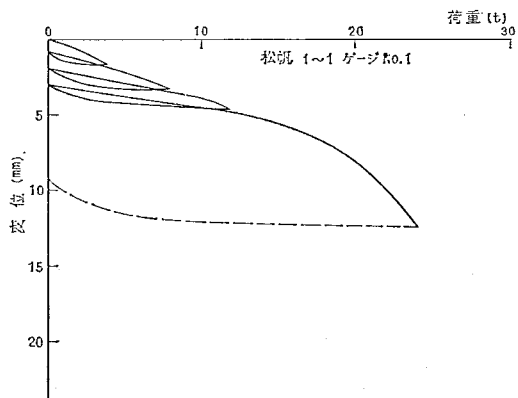


図-2.2.7 変位—荷重曲線

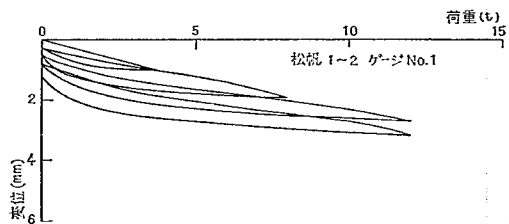


図-2.2.8(1) 変位—荷重曲線

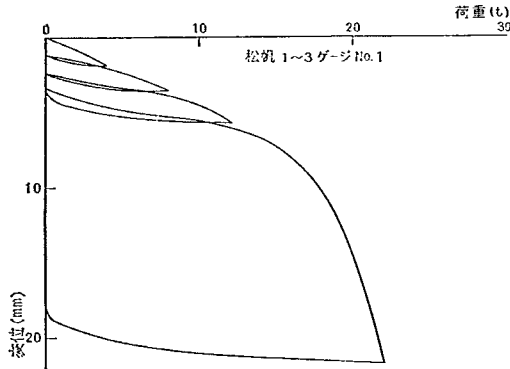


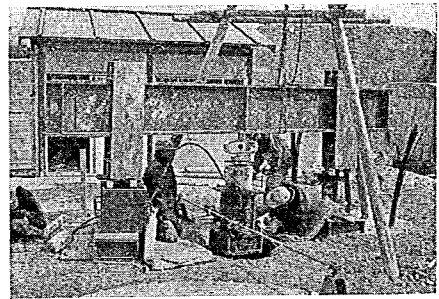
図-2.2.8(2) 変位—荷重曲線

一沈下曲線を下畑地点が図-2.2.4~6, 松帆崎地点が図-2.2.7~8 に示した。変形係数の計算は荷重—沈下グラフにおける接線こう配より弾性解として求めた。

これによると、下畑地点では7mの範囲内で $E_1=328 \sim 554 \text{ kg/cm}^2$ とばらついたのは、部分的な地表面の擾乱のためではないかと考えられる。松帆崎地点では、 $E_1=1,020 \sim 1,390 \text{ kg/cm}^2$ で下畑地点の2~3倍の変形係数を示している。

これは「1」の地盤の項でのべたごとく、地盤の構成物質（礫の硬さ、粒度組成、密度）の性質によるものである。

支持力に関しては下畑、松帆崎おのおの1カ所ずつ極限支持力まで荷重を加えた。結果は下畑地点が、 282 t/m^2 、松帆崎地点で 353 t/m^2 であった。降伏支持力は $\log p \sim \log s$ 曲線の折点より求め、おのおの 170 t/m^2 および 254 t/m^2 であった。

写真-2.2.1 $\phi 37.5$ 平板載荷試験装置図

(2) $\phi 37.5 \text{ cm}$ 鉛直載荷試験

1) 測定装置

装置、および計器の組立てを図-2.2.9、写真-2.2.1に示す。

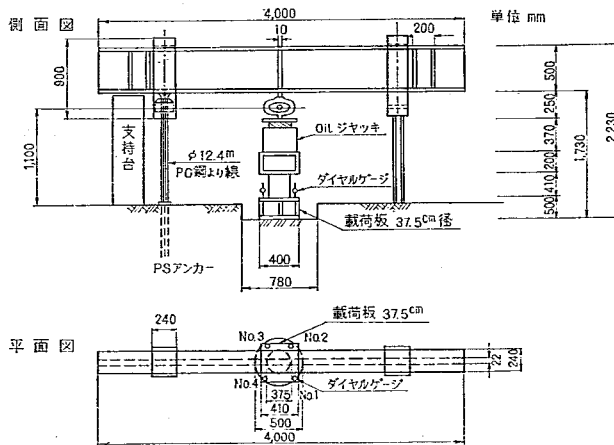


図-2.2.9 載荷装置図

(a) 載荷ケタ: $500 \times 240 \times 22$, $l=4,000$

単位 (mm)

(b) 反力: PS アンカー, $l=3m \times 2$
本 (PC より鋼線, $\phi 12.4mm$)

(c) ジャッキ: 150 t 分離手動オイルより線ジャッキ

(d) 載荷板: 直径 37.5cm, 高さ 13cm,
鋼製の剛体円板

(e) 沈下量測定: ダイヤルゲージ 4 点
(1/100mm, 50ストローク)

(f) 載荷面は地表面より 30~45cm 掘削し, 表面の攪乱を除く。掘削寸法は約 80cm $\times$ 80cm, 深さ 30~45cm とする。

(g) 測定

4 t を基本単位にとり次の反復載荷をおこなう。加圧速度は 2 t 毎分である。

第 1 サイクル.....0 $\rightarrow$ 4 t $\rightarrow$ 0,

第 2 サイクル.....0 $\rightarrow$ 8 t $\rightarrow$ 0,

第 3 サイクル.....0 $\rightarrow$ 12 t $\rightarrow$ 0,

第 4 サイクル.....0 $\rightarrow$ 16 t $\rightarrow$ 0,

第 5 サイクル.....0 $\rightarrow$ 18 t $\rightarrow$ 0,

第 6 サイクル.....0 $\rightarrow$ 24 t $\rightarrow$ 0,

第 7 サイクル.....0 $\rightarrow$ 30 t $\rightarrow$ 0,

(A 板は本サイクルで終了)

第 8 サイクル.....0 $\rightarrow$ 45 t $\rightarrow$ 0,

第 9 サイクル.....0 $\rightarrow$ 50 t $\rightarrow$ 0,

沈下量の測定は, 各荷重段階で 1 分間の沈下がその荷重強さにおける沈下の 1% 以下になるまで 1 分毎によむ。

ダイヤルゲージホルダーの固定は載荷板の中心から 1.5m の地点とした。

2) 測定結果

測定結果を荷重-沈下量曲線として図-2.2.10 および図-2.2.11 に示す。曲線はいずれも 4 点のダイヤルゲ-

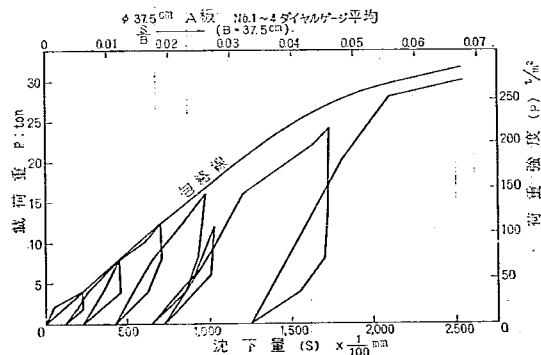


図-2.2.10

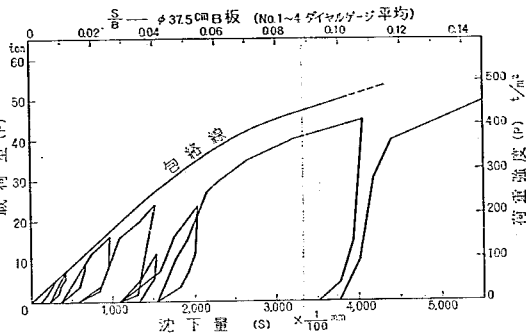


図-2.2.11

ジ記録の平均値でえがいた。

A 載荷板の場合は円型力計の能力の都合で最大 30 t としたが, B 載荷板では 50 t 円型力計を使用し, 50 t まで加圧をおこなった。その結果, 沈下は平均 42mm に達して, 著しい不等沈下となった。

荷重-沈下曲線では A・B 両板とも, ほぼ 30 t までの包絡線は驚くほど直線性を有している。包絡線は繰り返し荷重による沈下量分を除いてえがいた。小荷重板に対しては相当に密な地盤であることがわかる。30 t 以上ではこう配が徐々に緩くなっている。この関係を両対数グラフ上にプロットし図-2.2.12 に示した。本図では, A, B 板とも折点がみられ, おおの 28 t (225 t/m²), および

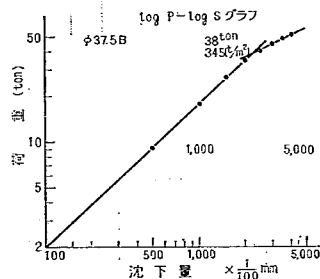
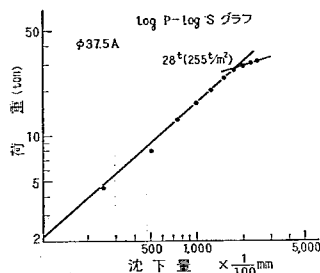


図-2.2.12

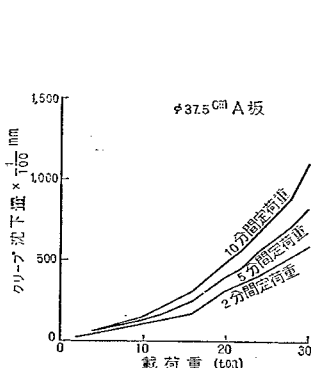


図-2.2.13(a) クリープ曲線

38 t (345t/m²)である。定荷重の間に生ずるクリープ沈下を2分, 5分, 10分について求め図-2.2.13に示す。これによるとクリープ量が增大する点がA, Bでおおの145t/m² および 226t/m² 程度である。地盤の破壊は両板とも明瞭には生じなかった。すなわち, A板では荷重不足であったが, いずれにしても荷重の増加にともなうて載荷板の沈下と板に接した部分の地盤が多少盛り上がりを生じ, それによって破壊現象が進行していることが認められる。

荷重-沈下量曲線から極限荷重を推定するのに片対数グラフ上の表現が広く利用されるが, ここでもこれにより推定を試みる。図-2.2.14および図-2.2.15は荷重-沈下量曲線のうちの包絡線部分の半対数グラフである。し

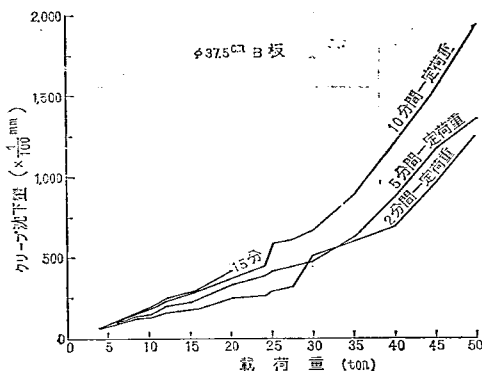


図-2.2.13(b) クリープ曲線

かし, 同図上の実測値として示されている曲線ではまだ荷重増が多く極限値の推定が困難である。そこで, $\log P-S$ (図-2.2.14) に示される実測値の双曲線性を利用してA, B板おのおのについて類似曲線の外挿をおこなう。すなわち, 実測曲線は

$$S' = \frac{A}{\log P - a} + b$$

の形式にほぼ該当する。ただし, S' は推定沈下量, P は荷重, A, a, b は常数である。ここで, $\log P = a$ は沈下量の無限大を示す S' 式の漸近線である。図-2.2.14, 15 には S' 曲線を求め, 同曲線の漸近線を示した (極限状態)。これによるとA板では $P=66$ t (600t/m²), B板では 81 t (736t/m²) である。しかし, 実際問題として地盤

表-2.2.3 変形係数

(1) ϕ 37.5cm A 板 (載荷面積 110.39cm²)

P (ton)	p (kg/cm ²)	包 絡 線			反 復 曲 線		
		S_V (cm)	p/S_V (kg/cm ³)	E_V (kg/cm ²)	S_R (cm)	p/S_R (kg/cm ³)	E_R (kg/cm ²)
4	3.64	0.225	16.17	409.1	0.14	26.0	658.2
8	7.27	0.45	16.15	408.6	0.21	34.6	875.9
12	10.90	0.70	15.57	393.9	0.34	32.1	812.8
16	14.54	1.08	13.46	340.5	0.49	29.7	752.0
24	21.82	1.48	14.74	372.9	0.65	33.6	850.8
30	27.27	2.19	12.45	315.0	—	—	—

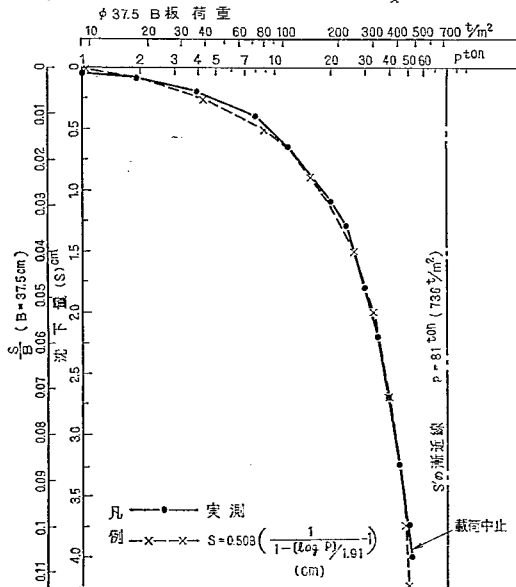
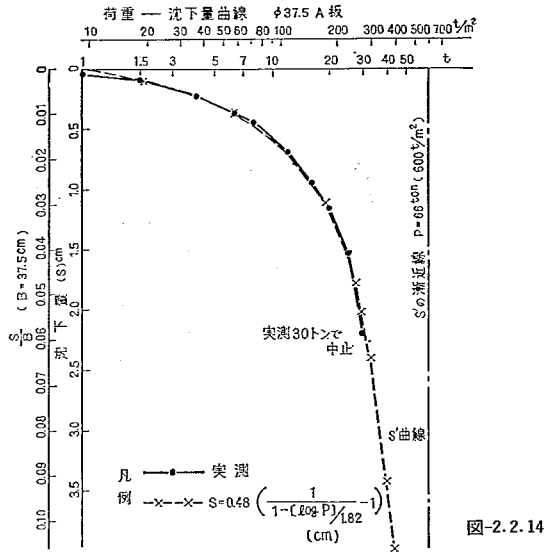
(2) ϕ 37.5cm B 板

P (ton)	p (kg/cm ²)	包 絡 線			反 復 曲 線		
		S_V (cm)	P/S (kg/cm ³)	E_V (kg/cm ²)	S_R (cm)	P/S (kg/cm ³)	E_R (kg/cm ²)
4	3.64	0.22	16.54	418.5	0.15	24.3	615.3
8	7.27	0.43	16.91	427.8	0.20	36.3	919.1
12	10.90	0.65	16.76	424.0	0.35	31.1	787.5
16	14.54	0.90	16.15	408.6	0.53	27.4	693.8
24	21.82	1.33	16.4	416.4	0.56	38.9	984.9
45	40.91	3.00	13.63	344.8	—	—	—
50	45.45	3.75	12.12	306.6	—	—	—

(註) #アソソ比=0.4 と仮定した

土木研究所報告
表-2.2.4 支持力について

支持力 载荷板	折点荷重 (logP-logS)		地盤の支持能力 (沈下量が载荷量の10% のとき)		漸近線荷重 (極限)		発散性クリー プが生ずる点
φ 37.5 A板	28 t	254 t/m ²	42 t	380 t/m ²	66 t	600 t/m ²	145 t/m ²
φ 37.5 B板	38 "	344 "	50 "	455 "	81 "	736 "	225 "



支持力を沈下量が載荷幅の10% ($S/B=0.1$) のときとすれば、A, B板おのの 42 t (380 t/m²) および 48 t, 表-2.2.3, 4 は $\phi 37.5$ cm 載荷試験から求められた結果を総括して示したものである。ただし、変形係数の計算は地盤を一樣な半無限弾性体と仮定し、次式によりおこなった。

$$E = \frac{\pi B}{4} (1 - \mu^2) \frac{p}{S} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここに、 E : 変形係数 (kg/cm²)

μ : ポアソン比 (0.4 と仮定)

B : 載荷板直径 (37.5 cm)

p : 荷重強度 (kg/cm²)

S : p に対応する沈下量 (cm)

(3) $\phi 300$ cm 鉛直載荷試験

1) 測定装置

装置を図-2.2.16 および写真-2.2.2, 写真-2.2.3 に示す。

(a) 載 荷 板: 直径 300 cm, 厚さ 100 cm および 50 cm の 2 板, 現場製作の鉄筋コンクリート版

(b) 反 力: PS アンカー 24 本 (4 本を一組として 1 本当りの引抜き抵抗力約 150 t, $l=15$ m, $\phi=120$ mm, PC 鋼線 $\phi 12.4$ mm より線使用 (図-2.2.16 および写真-2.2.4 参照))

(c) ジャッキ: 300 t オイルジャッキ 8 基, 3 相交流電動ポンプ 2 台 (写真-2.2.5)

(d) 載 荷 ケ タ: 最大載荷能力 2,000 t (長さ 10 m × 高さ 2 m × 幅 1.6 m) 5 ブロックボルト止めによる現場組

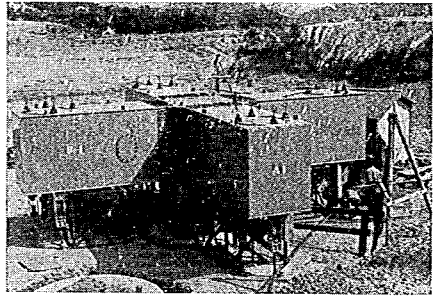


写真-2.2.2 2,000 t 載荷装置の全景

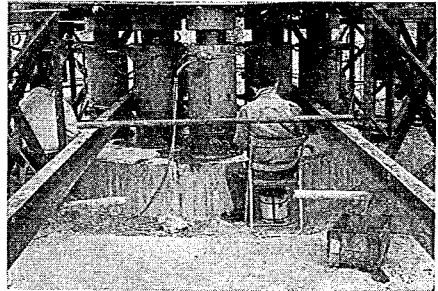


写真-2.2.3 300 t オイルジャッキの配置 (8 基) と直径 3 m 載荷板

立型の十字ケタ (図-2.2.16 参照)。

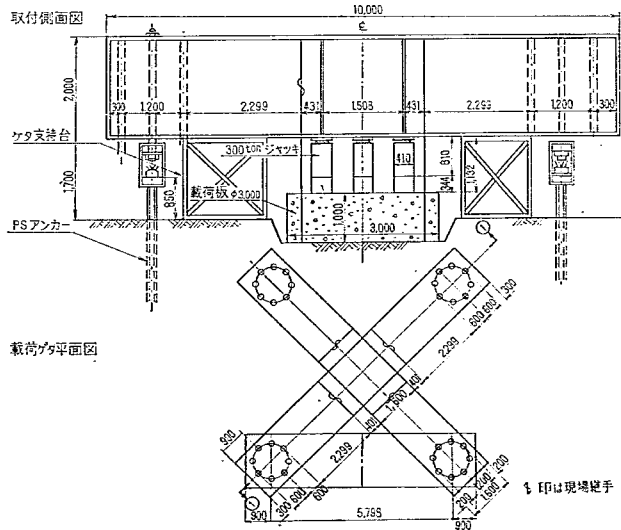


図-2.2.16

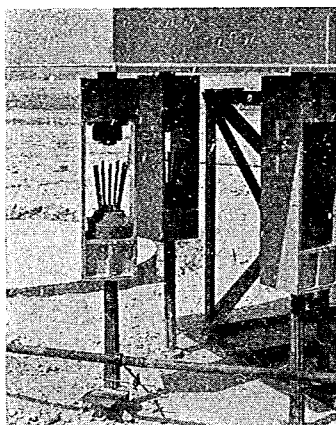


写真-2.2.4 PSアンカー部

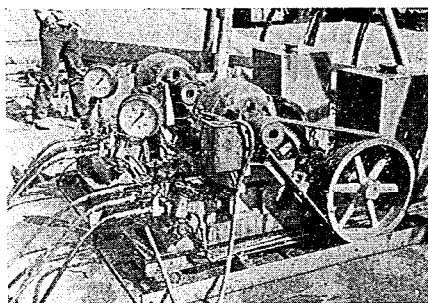


写真-2.2.5 電動オイルポンプ2台連動

(e) 沈下量測定: ストローク 50mm, 精度 1/100 のダイヤルゲージ 9 個, 図-2.2.17 に配置を示す。

(f) ダイヤルゲージホルダー: 溝型銅 (90×150×90) 2 本, $l=9m$

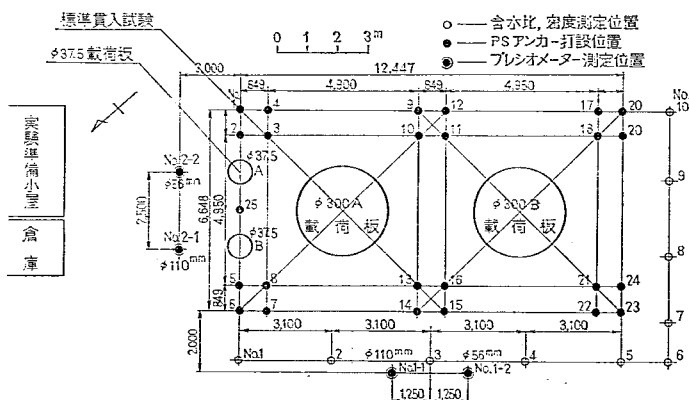


図-2.2.17 (a) 試験配置図

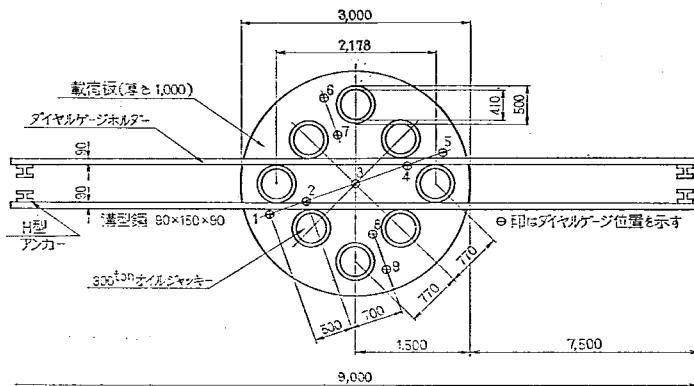


図-2.2.17 (b) 載荷板およびダイヤルゲージ位置平面図 (単位 mm)

2) 測 定

(a) 加 減 圧

加減圧は 80 t を基本荷重とし、40 t 毎分の速度で次の反復載荷をおこなう。

予 備 試 験 0 t → 40 t → 0 t

第 1 サイクル: 0 t → 400 t → 0 t

第 2 サイクル: 0 t → 800 t → 0 t

第 3 サイクル: 0 t → 1,200 t → 0 t

第 4 サイクル: 0 t → 1,600 t → 0 t

第 5 サイクル: 0 t → 2,000 t → 0 t

(ただし、A 載荷板の場合は 1,500 t 付近から一部のアンカーの抜け上りが大きくなったので、1,520 t で打切る)

反復段階での加減圧は 160 t ビッチとして、速度を 2 倍にし、800 t 以上では減圧速度を適宜増加した。

なお、40 t を荷重の基本単位にとったのは電動ポンプの精度を考慮したためである。

(b) 沈下量の測定

ダイヤルゲージ 9 個による沈下量の測定は毎回の加減圧ごとに 1 分単位でおこなう。読みとり継続時間は 1 分間の沈下量とその荷重強度における沈下量の 1% 以下になるまでとした。しかし、実際には 1 分間のゲージの動きが停止するまでおこなった。

(c) ダイヤルゲージホルダー固定点の確認観測

ゲージホルダーの固定点は載荷板の端から 3 m 離れた点に H パイルを打込んで固定しているが、荷重の増加にともなう周辺地盤の変動を考慮して、各固定点 (4 点) を 30 m 遠方の基準点からレベルによる確認観測を試験の開始直前および 1,600 t 加圧時におこなった。その結果、これらのホルダー固定点の沈下、移動は 1,600 t 載荷の程度では Y レベルの精度の範囲において認められなかった。

3) 測定結果

(a) A 載荷板の結果

最大荷重は 1,520 t (21.8 kg/cm²) までとした。これは一部のアンカーの浮き上がり量が多くなり始めたからである (図-2.2.18 参照)。0~1,520 t までを 5 回のサイクルで加圧したが、このうち 800 t で、高圧ホースからのオイルもれが激しくなったので修理作業を挿入したため、800 t を 2 回反復する結果になった。

この実験により得られた実測結果を表-2.2.5 に、また荷重-沈下量曲線を図-2.2.19(1)およ

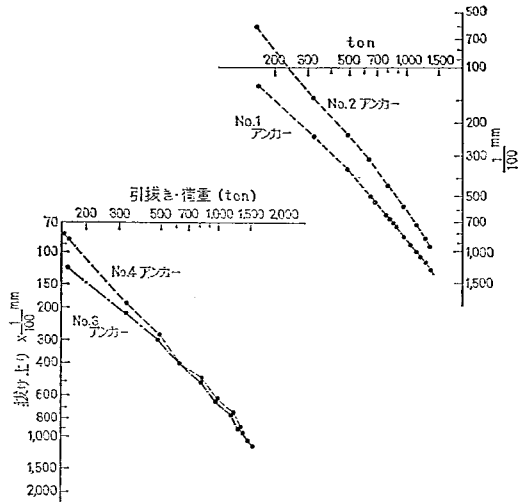


図-2.2.18 アンカー抜け上り量測定グラフ

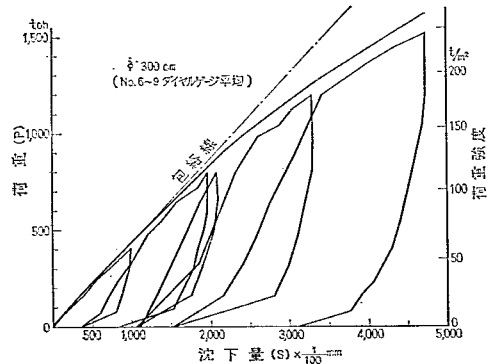


図-2.2.19 (1) A 板 P-S グラフ(1)

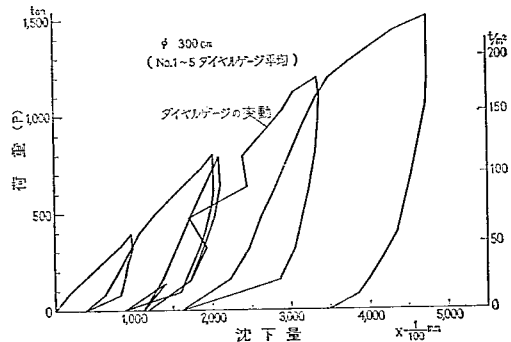


図-2.2.19 (2) A 板 P-S グラフ(2)

表-2.2.5

	折点荷重 (logP--logs)		地 盤 支 持 能 力 (S/B=0.1 沈下)		漸 近 線 荷 重 (極 限)		発散性クリー プを生ずる点
A 载荷板	1,200 (t)	170(t/m ²)	3,160 (t)	450(t/m ²)	4,000 (t)	570(t/m ²)	170(t/m ²)
B 载荷板	1,200	170	3,630	500	4,160	580	170

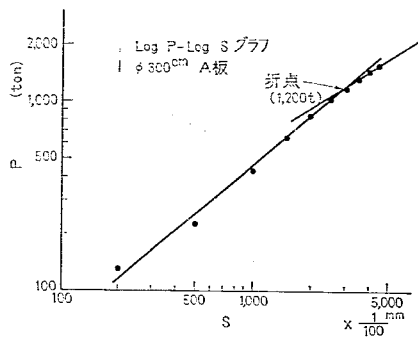


図-2.2.20 (a)

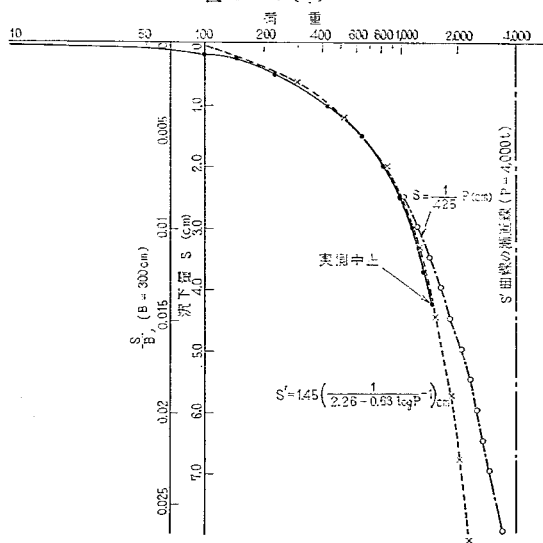


図-2.2.20 (b)

表-2.2.6 変形係数表

P (t)	$\bar{p}$ (kg/cm ²)	包絡線			反復曲線		
		S_V (cm)	$\bar{p}/s$ (kg/cm ³)	E_V (kg/cm ²)	S_R (cm)	$\bar{p}/s$ (kg/cm ³)	E_R (kg/cm ²)
400	5.66	0.95	5.89	1,178.8	0.65	8.71	1,722.8
800	11.32	1.9	5.96	1,178.0	0.90	12.5	2,488.6
1,200	16.98	3.1	5.48	1,083.6	1.50	11.3	2,400.0
1,520	22.65	4.3	5.27	989.5	—	—	—

φ 300cm B板

表-2.2.6 のつづき

P (t)	ρ (kg/cm ²)	包 絡 線			反 復 曲 線		
		S_V (cm)	ρ/s (kg/cm ³)	E_V (kg/cm ²)	S_R (cm)	ρ/s (kg/cm ³)	E_R (kg/cm ²)
350	4.95	0.7	7.07	1,431.9	0.35	14.1	2,898.7
700	9.91	1.4	7.08	1,433.9	0.60	11.7	2,362.7
1050	14.86	2.4	6.19	1,253.6	1.00	14.9	3,009.6
1600	22.64	3.6	6.29	1,273.9	2.20	10.3	2,084.0
2000	28.31	5.4	5.24	1,061.3	—	—	—

び図-2.2.19(2)に示す。ここにえがかれた包絡線のこう配は荷重の増加とともに徐々に小さくなっている。各反復荷重において求められた変形係数(割線)を表-2.2.6に、また包絡線を両対数で表現したものを図-2.2.20に示した。ただし、変形係数の計算は弾性地盤として扱っている。図-2.2.21は各荷重段階で持続荷重中に生ずる

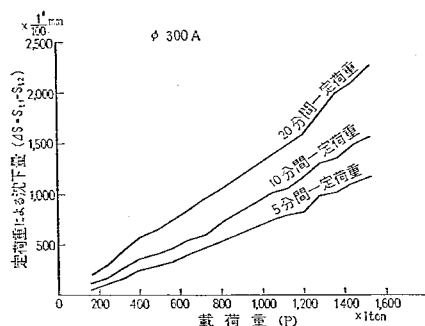


図-2.2.21 P-dS 曲線

沈下(クリープ沈下)を5分, 10分, 20分で表わした。これら図-2.2.21においては荷重 1,200 t 付近で荷重—沈下の変曲点およびクリープの発散が現われており、一種の降伏現象であるとおもわれる。

極限支持力の推定は載荷重範囲が小さかったのでできなかった。したがって、37.5cm φ 載荷板の極限支持力の推定に用いたと同様の手法で沈下曲線の外挿をおこなう、その曲線に対する漸近線と $S/B=0.1$ に対応する荷重の推定を表-2.2.5に示している。

(b) φ 300 B板の結果

荷重—沈下量曲線を図-2.2.22および図-2.2.23に示す。荷重の最大は 2,000 t (286 t/m²) で沈下量は約 60 mm に達した。

荷重—沈下量曲線の処女線のような配は最高荷重近くになると相当落ちてきているのがみられるが、この関係を両対数グラフに表現したものが図-2.2.24である。同一荷重継続時間の間に進行するクリープ沈下を図-2.2.25に示す。

これらの図から求められた結果を表-2.2.6に示す。

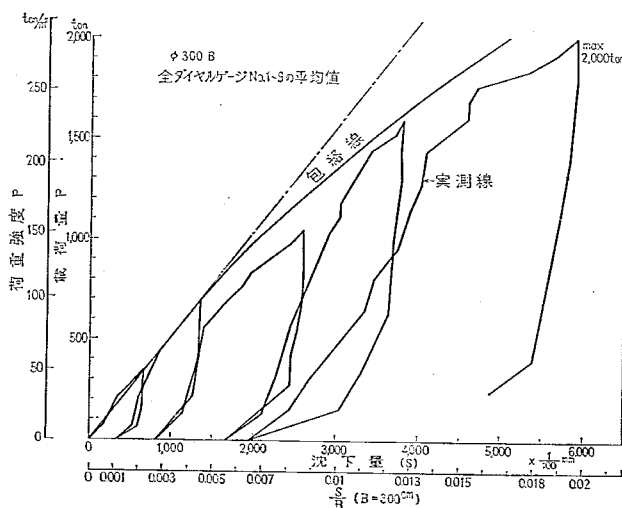


図-2.2.22 荷重—沈下量曲線

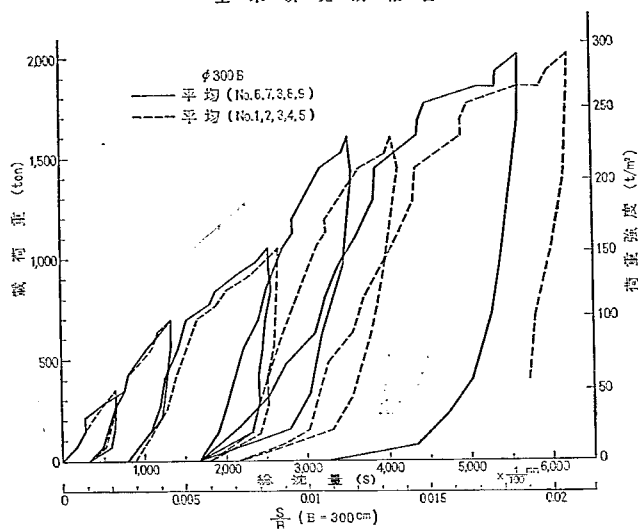
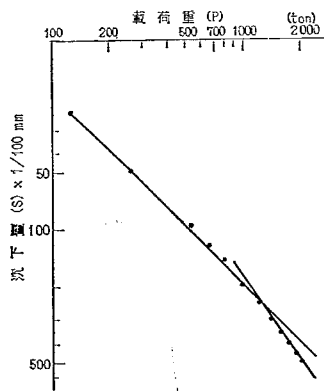


図-2.2.23 荷重-沈下量曲線

図-2.2.24 $\phi 300$ B板 $\log p - \log s$ 曲線

載荷重を、2,000 tで中止したのは、載荷ゲタの能力が2,000 tまでであったためである。本試験では地盤の破壊強度で求めることはできなかった。極限荷重の推定等はすべて $\phi 37.5$ cm試験結果におけるのと同じ方法によった。

(4) 試験結果についての検討

すでに述べた試験の結果、陸上明石層の三地点でのおおの載荷板の径による変形係数は求められた。結果を要約すれば表-2.2.7のとおりである。

表-2.2.7 で各地点の明石層の変形係数は求められたが、ここで重要なことは載荷板の寸法により変形係数が(同一地盤の)著しく異なる点である。以下で、この間

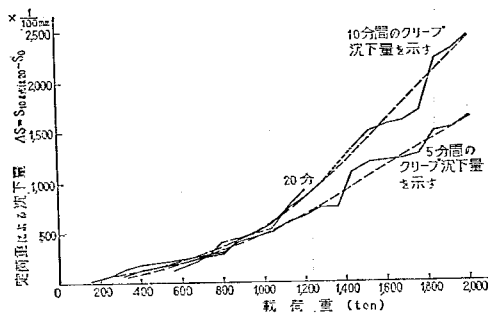
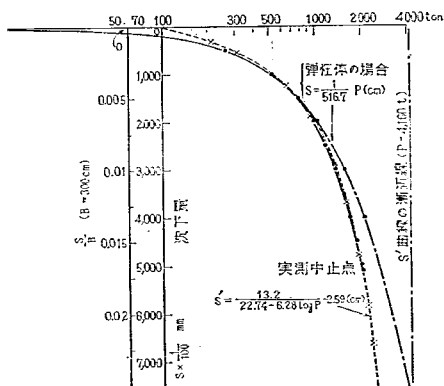
図-2.2.25 $\phi 300$ B板 $P - \Delta S$ 曲線

図-2.2.26

表-2.2.7

地点	密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	N 値 (30cm)	載荷板径 (cm)	変形係数 (kg/cm ²)		備 考
					E ₁	E ₂	
垂水区下畑町	1.66	11.1	21	30.0	428	761	
垂水区高丸陸	2.14	14.0	23~29	37.5	420	898	
	"	"	23~29 50~68	300.0	1,300	2,425	
淡路島松帆崎	1.75	5.4	20	30.0	1,170	2,110	

題に関する資料がえられた垂水区高丸陸地点の載荷試験の結果を考察することにした。

1) 地盤条件の検討

地盤調査の結果についてはすでに〔1〕でのべた。ここでは載荷試験との関係についてふれる。

N 値では深さ 5 m 付近を境に 0~5 m が N=20~30, 5~10 m が 50 前後の値を示している。5 m 以下で N 値が大きくなる理由としては、地盤の密度の変化の他に、粒径の大きい礫が混入してくる事実も考えられる。しかし、測定が No. 1, PS アンカー地点の一点のみであるので明確なこととはわからない。

一方、プレジオメーターによる変形係数の測定によると、φ 56mm 測定管によるもの、および φ 110mm 測定管によるものとも全般的な傾向としては、深さにともなう変形係数の漸増が認められる(図-2.2.33, 図-2.2.34)。

すなわち、φ 56mm 管では地表直下の約 200kg/cm² から深さ 10 m での 500~700kg/cm², また 110mm 管では 200kg/cm² から 600~700kg/cm² まで増加している。このうち、5~6 m で両測定管の結果がばらついているのは地盤の粒度組成および孔壁の乱れの問題があったと思われる。地盤調査の結果を総合すると次のことがいえよう。試験地点の地盤(深さ 10 m まで)は砂礫からなるが、深さ 5~8 m では多少とも粒径の大きい礫を含む。また変形係数は深さとともに増大し、地表付近のそれと比べると 10 m 付近では約 3 倍である。

つぎに、このような地盤に対する応力の伝達状況を検

討する。大小の載荷板は地盤に対し十分な剛性を有していた* ものと考えられるから、地盤内応力が比較的小さい段階では、地盤が等方弾性体と仮定して Boussinesq の解を適用すると図-2.2.27 に示す応力状態になる。

図-2.2.27 には N 値および E_p (プレジオメーターによる変形係数)の深さ方向の変化も併記した。これらによると小載荷板での影響範囲と考えられる深さ約 2 m までは比較的均一な砂礫である。φ 300cm の大型載荷板では深さ 6 m の付近が上載荷重の 10% の圧力強度となり、したがって、この付近までの地盤の変化が載荷板の沈下 に大きく影響すると考えられる。

しかし、このような地盤は Boussinesq 解の場合の等方性体でなく、異方性の非弾性体の挙動を示すので実際には圧力球根がさらに下方にのび、より下方の影響があるという考え方もありうる。

2) 載荷面の大きさの影響について

試験の結果についてはすでに述べたように載荷面の大小(φ 37.5cm, および φ 300cm)の差により沈下特性に著しい差が生じている。これらを一括して図-2.2.28 および図-2.2.29 に示した。このような現象が生じたのは載荷板の増大に伴い圧力球根が拡大され、地盤の深さ方向の力学的変化が積分された形で載荷板の沈下特性に反映されるからである。

もし、等方弾性体であるならば、同一荷重強度に対する沈下量は載荷板の大きさに単純に正比例の関係にあるはずである。しかし、本試験では載荷幅が 1:8

* Schleicher によれば半径 R の載荷板底面の圧力 P は次式で与えられる。

$$P = n_R (P/L^2)$$

ここに、P を載荷板の中心点にかかる集中荷重、n_R は $\lambda = 2R/L$ と、求めようとする P の位置により定まるもので、0~12.5 まではとる。 $\lambda = 0 \sim 2$ では半径 R 上のいづれの点においても n_R は等しくなる。また L は次式で与えられる剛性半径(載荷板の弾性長さ)である。

$$L = \frac{4}{\sqrt{(m^2 \times E_c h^3 / (m^2 - 1) \times 12k)}} \quad (2.2.27)$$

ただし、E_c: 載荷板の弾性係数 (kg/cm²)、m: 載荷板のポアソン係数、h: 載荷板の厚さ (cm)、k: 地盤係数 (kg/cm³)

以上の関係を利用して、次の条件の場合について剛性載荷板になるための載荷板の厚さを求めると h=36cm となる。

$$E_c = 2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.2$$

$$R = 150 \text{ cm}$$

$$k = 2.02 \text{ kg/cm}^3$$

(3.75φの結果から弾性解によって求める)

コンクリート板

しかし、結果的には厚さ 100cm の載荷板で k=5 kg/cm³ となったので、これより上記の計算を行なうと h=49cm である。

したがって載荷板の厚さが 50cm 以上の場合は剛性載荷板ということになるが、この計算の前提条件が集中荷重の場合であるから、今回においては 8 個のジャッキにより載荷したことをもとに考えると、実験に用いた h=50cm の載荷板では上の条件がさらに楽になるものと思われる。

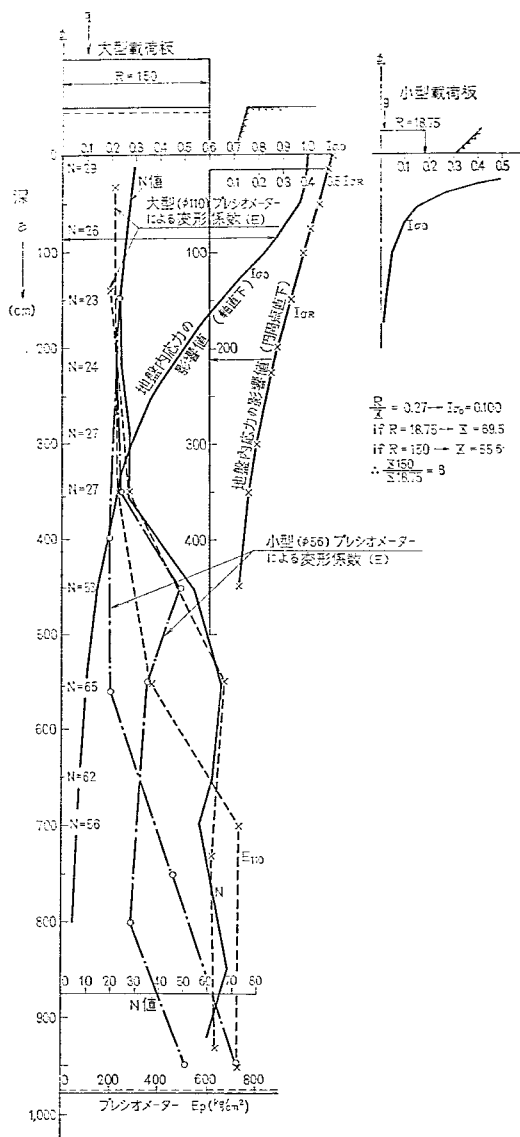


図-2.2.27

(37.5cm : 300cm) に対しておのおのの同一荷重強度における沈下量はほぼ 1 : 3 (弾性係数も同じ) になる。

この原因として次の考えが可能である。すなわち荷重幅の増大は圧力球根径の拡大にほぼ比例し、またこの変

化は球根に作用する側圧の増大に等しい。載荷地点の試料の室内三軸圧縮試験 ((33i) に詳述する) から、乾燥密度 1.6~1.8 g/cm³, 側圧 0.2~20 kg/cm² について、初期条件に対し側圧 100% の増加は弾性係数 (ε=4%) の

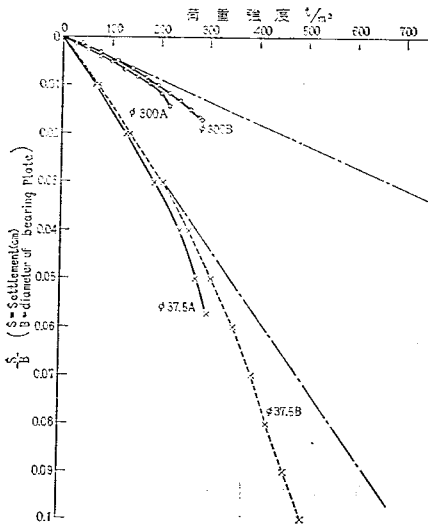


図-2.2.28 沈下曲線

とき) 約24%の増大を生じさせる傾向がある。したがって
 載荷板径が8倍になれば弾性係数は約2.7倍になる計
 算がなりたち、上記の載荷試験の結果が一応説明される。

つぎに載荷幅の変化にともなう変形係数(弾性係数)
 の2~3の修正式についてその妥当性を検討する。

(a) Terzaghiの修正式によるもの

載荷面積の大きさによる沈下量への影響の問題につい
 ては、Terzaghiの提唱した次式がある。これは比較的
 均質な砂質地盤での小規模な実験と実際の建物について
 の実験に基づく結果である。すなわち

$$\frac{S_L}{S_S} = \left(\frac{0.6 B_S + 18}{0.6 B_L + 18} \right)^2 \left(\frac{B_L}{B_S} \right)^2 \quad (1)$$

S_L : 載荷幅 B_L 板の沈下 (cm)

S_S : 載荷幅 B_S 板の沈下 (cm)

一方、Boussinesqによると半無限弾性体表面に剛体
 円板で載荷した場合の沈下量 S と弾性係数 E の間には

$$E = \frac{1-\mu^2}{4} \cdot \pi \cdot B \cdot \frac{P}{S} \quad (2)$$

ここに、 P : 荷重強度

μ : ポアソン比 (0.4)

の関係がある。(2)式に対して同一荷重強度の場合の載
 荷幅による変形係数の変化を(1)式を適用して求めると

$$\frac{E_L}{E_S} = \frac{B_L}{B_S} \cdot \left(\frac{1/S_L}{1/S_S} \right)$$

また、

$$S_L = S_S \left(\frac{0.6 B_S + 18}{0.6 B_L + 18} \right)^2 \left(\frac{B_L}{B_S} \right)^2$$

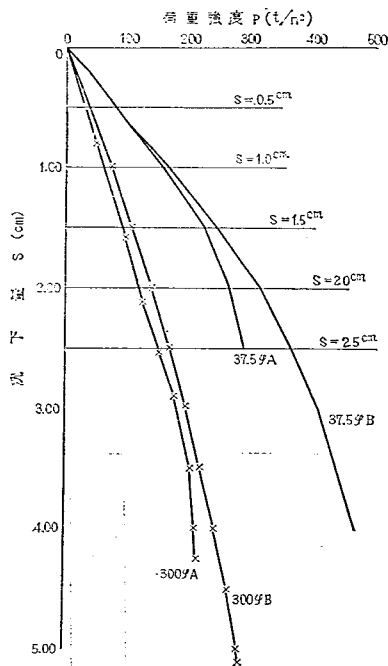


図-2.2.29 沈下曲線

より

$$\frac{E_L}{E_S} = \frac{B_S}{B_L} \cdot \left(\frac{0.6 B_L + 18}{0.6 B_S + 18} \right)^2$$

をうる。

したがって、 $B_L=300$ 、 $B_S=37.5$ の場合について

$$E_L = 2.9875 E_S$$

の関係式が求められる。この関係式を用いて、37.5cm
 に対する実験結果を用いて、300cmの変形係数を推定す
 る。この比較を表-2.2.8に示す。この実験の限りでは
 砂質地盤で定められている関係とほぼ同様な関係が成立
 している。

(b) 地盤が弾性的に等方均質でない場合

(b-1) 地盤が深さ方向に対して均質な弾性的性質を
 有する場合は Boussinesq により半径 r の剛体載荷板
 の沈下関係は次式で示される。

$$P = \frac{1}{r} \left[S \cdot E \cdot \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right] \quad (b-1)$$

ここでは、 S (沈下量)=const.とした場合、圧力 P は
 $1/r$ の一次比例の関係にある。 P と $1/r$ に関して、今回
 の実験データを示したものが図-2.2.30(1)である。

図は $S=1\text{cm} \sim 2.5\text{cm}$ をパラメータにとり、 P と $1/r$
 の関係を実験で示し、一方、破線で(b-1)に示す均質弾

表-2.2.8 $\phi 300$ 変形係数の実測値と $\phi 37.5$ の変形係数よりの $\phi 300$ 変形係数の推定値
(1) E_R (Virgin Curve) の推定値と実測値

適用 荷重強度(付近)	推 定 値 (kg/cm ²)		実 測 値 (kg/cm ²)	
	$\phi 37.5$ a 載荷板 の結果を利用	$\phi 37.5$ b 載荷板 の結果を利用	A 載 荷 板	B 載 荷 板
100 t/m ²	1,178	1,268	1,178	1,434
150 t/m ²	1,018	1,222	1,084	1,254
200 t/m ²	1,115	1,115	990	1,274
300 t/m ²	942	1,139	—	1,061

(2) E_R (Repeat Curve) の推定値と実測値

適用 荷重強度(付近)	推 定 値 (kg/cm ²)		実 測 値 (kg/cm ²)	
	$\phi 37.5$ a 載荷板 の結果を利用	$\phi 37.5$ b 載荷板 の結果を利用	A 載 荷 板	B 載 荷 板
100 t/m ²	2,430	2,355	2,489	2,363
150 t/m ²	2,249	2,075	2,400	3,010
200 t/m ²	2,544	2,945	—	2,084
300 t/m ²	—	—	—	—

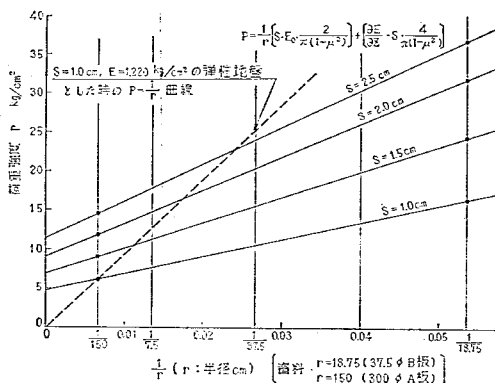


図-2.2.30 (1)

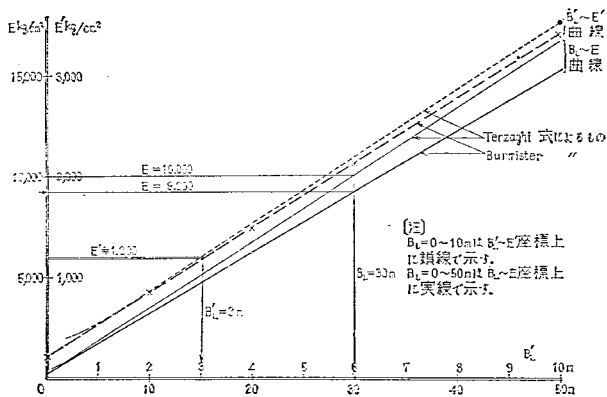


図-2.2.30 (2) 載荷幅 (B_L) に対する変形係数 (E) の推定例

性体の場合を図示した。これにより、地盤が力学的に等方均質な弾性体とは考えられないことがわかる。W. S. Howsel (1929) は地盤の有効弾性係数を深さの関数として表現し、また、D. M. Burmister (1962) はさらに一般化した実験的見地から検討を加えている。

すなわち、載荷板下の均質な地盤の有効変形係数 (E) を深さ $z=2r$ ($1/10$ の圧力強度を下限とする圧力球根で包まれる部分の中心にほぼ等しい) について

$$E = \left[E_0 + \frac{\partial E}{\partial z} \cdot z \right] = \left[E_0 + \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 2r \right]$$

ここに、 $\frac{\partial E}{\partial z}$: 深さ方向の弾性係数増加係数

E_0 : 初期変形係数

とおき、(b-1) 式に適用して

$$S = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{(1-\mu^2) \cdot P \cdot r}{\left(E_0 + \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 2r \right)}$$

さらに、

$$P = \frac{1}{r} \left\{ S \cdot E_0 \cdot \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right\} + \left\{ \frac{\partial E}{\partial z} \cdot S \cdot \frac{4}{\pi(1-\mu^2)} \right\}$$

として図-2.2.28に關係を説明し、またこの關係を利用して載荷幅 ($2r$) の異なる構造物の沈下を小規模の實驗から推算し、かつ検証し、この考え方の有用性を示した。

本實驗では載荷板の径が2種類しかなくBurmisterの關係式に対する適合性の検討をなしえないが図-2.2.29の關係から E_0 および $\partial E / \partial z$ を求め、これを表-2.2.9に示した。

これによると $\partial E / \partial z$ はきわめて大きい値を示し、変形係数 E には次式をうる (ただし、 $S=1.0\text{cm}$ のとき)。

$$E = 277 + 3.17(2r) \cdots \cdots (\text{kg/cm}^2)$$

すなわち、

$$P = \frac{1}{r} \left\{ S E_0 \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right\} + \left\{ \frac{\partial E}{\partial z} \cdot S \cdot \frac{4}{\pi(1-\mu^2)} \right\}$$

として図-2.2.30より $1/r=0$ まで直線性が保たれるとすれば、上式の E_0 および $\partial E / \partial z$ は各沈下量に対して表-2.2.9のごとく計算される。

(b-2) その他に地盤を異方性と考えた Niebuhr の研究がある。沈下量 (S) $= (P n t_w) / M$ とおき、 P を荷重強度、 M を地盤、 t_w を載荷板の寸法 (r) に關係した係数で、おのおの次式で示される。

$$t_w = f(r) = m \cdot r$$

$$M = M_0(1 + K \cdot t_s)$$

表-2.2.9

$S=1.0\text{ cm}$ のとき $1/r=0$ で $P=4.8\text{ kg/cm}^2$

$$4.8 = \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 1 \cdot \frac{4}{\pi(1-\mu^2)}$$

$$\therefore \frac{\partial E}{\partial z} = 3.17\text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

$$6.2 - 4.8 = \frac{1}{150} \left\{ 1 \cdot E_0 \cdot \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right\}$$

$$\therefore E_0 = 277\text{ kg/cm}^2$$

$S=1.5\text{ cm}$ のとき $1/r=0$ で $P=7.0\text{ kg/cm}^2$

$$7.0 = \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 1.5 \cdot \frac{4}{\pi(1-\mu^2)}$$

$$\therefore \frac{\partial E}{\partial z} = 3.08\text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

$$9.0 - 7.0 = \frac{1}{150} \left\{ 1.5 \cdot E_0 \cdot \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right\}$$

$$\therefore E_0 = 264\text{ kg/cm}^2$$

$S=2.0\text{ cm}$ のとき $1/r=0$ で $P=9.0\text{ kg/cm}^2$

$$9.0 = \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 2 \cdot \frac{4}{\pi(1-\mu^2)}$$

$$\therefore \frac{\partial E}{\partial z} = 2.97\text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

$$11.8 - 9.0 = \frac{1}{150} \left\{ 2 \cdot E_0 \cdot \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right\}$$

$$\therefore E_0 = 277\text{ kg/cm}^2$$

$S=2.5\text{ cm}$ のとき $1/r=0$ で $P=11.3\text{ kg/cm}^2$

$$11.3 = \frac{\partial E}{\partial z} \cdot 2.5 \cdot \frac{4}{\pi(1-\mu^2)}$$

$$\therefore \frac{\partial E}{\partial z} = 2.98\text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

$$14.5 - 12.0 = \frac{1}{150} \left\{ 2.5 \cdot E_0 \cdot \frac{2}{\pi(1-\mu^2)} \right\}$$

$$\therefore E_0 = 246\text{ kg/cm}^2$$

これより

$$S = \frac{P n \cdot m \cdot r}{M_0(1 + K \cdot t_s)} = \frac{P n \cdot r}{C_0(1 + K \cdot t_s)} \\ = \frac{P n \cdot r}{C_0(1 + K \cdot r)} = \frac{P n \cdot r}{C}$$

とおき、中砂〜シルト質細砂について各種の實驗から $n=2$ を適用して載荷板の半径 (r) に対応する C を求めた。任意の半径に対しては、 C を次式で求め沈下量を計算している。

$$C = C_1 + (C_1 - C_2) \frac{r - r_1}{r_1 - r_2}$$

この考え方は地盤に対しては Burmister, Howsel と同じであるが、沈下を荷重強度の自乗 (一般には n 乗) に比例するとした点が異なる。明石層の砂礫地盤に対す

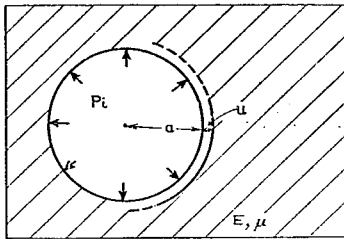


図-2.2.32 (b)

造を示す。通常使用されているのは直径 56 mm、長さ 500 mm、このうち、中央測定管 (main cell 長さ 20 cm) に圧力水 (CO₂ ガス圧による) を送り、その圧力と体積変化によって地盤の変形をとらえる。しかし、main cell 部分のみによる膨張ではボーリング孔内で、加圧時に cell がいかなる形になっているか不明瞭であるので、プレシオメーターでは main cell の上下に guard cell (長さ各 15 cm) を設け、この部分には常に main cell に等しい圧力 (ガス圧) を加えて、main cell の膨張による形が円筒状に保たれるようにされている。guard cell はガス圧、main cell には水を介したガス圧であるため、ボーリング孔内では main cell が静水圧分だけ圧力が高くなるわけであるが、これは容積計にとりつけられている Pressure Regulator で guard cell に一定圧 (静水圧) だけ高いガス圧を送るよう自動補償される構造になっている。

地盤変形係数の計算は次のようである。

図-2.2.32 (b) のような場合、内圧 (P_i) による内壁の変位 (u) は弾性解として、

$$u = \frac{1+\mu}{E} \cdot a \cdot P_i \quad (3)$$

で示される。(Timoshenko の材料力学 (208) 式の円筒理論において $b \rightarrow \infty$ の場合として求めたもの) ここに、 E, μ は変形係数およびポアソン比。

また、次のごとく記号を定めると

$$\begin{cases} P_0, P_m & \text{孔内の初期圧力および増加圧力} \\ r_0, r_m & \text{孔の初期半径および } P_m \text{ による半径変化} \\ v_0, v_m & \text{孔の初期体積および } P_m \text{ による変化体積} \end{cases}$$

孔内圧力が $P = P_0 + P_m$ のとき $r = r_0 + r_m$ として、ここで微小圧力変化 dp が生ずると半径変化は (3) 式より

$$dr = \frac{1+\mu}{E} (r_0 + r_m) dp \quad (4)$$

となる。同筒の長さを l とすると $v = f(r) \cdot l$ であるから dp による体積変化は

$$\begin{aligned} dv &= f(r_0 + r_m + dr) \cdot l - f(r_0 + r) \cdot l \\ &= \pi (r_0 + r_m + dr)^2 \cdot l - \pi (r_0 + r_m)^2 \cdot l \end{aligned}$$

ここで、 $dr^2 \div 0$ とすると

$$dv = 2\pi l (r_0 + r_m) dr \quad (5)$$

となる。(4) 式を (5) に代入して次式をうる。

$$dv = \frac{1+\mu}{E} \cdot 2\pi l (r_0 + r_m)^2 dp \quad (6)$$

ここに、

$$\pi l (r_0 + r_m)^2 = v_0 + v_m - v_c$$

(v_c は圧力 P による測定管までのパイプの変化量)

$$\therefore E = 2(1+\mu)(v_0 + v_m - v_c) \frac{dp}{dv} \quad (7)$$

(7) 式によってプレシオメーターによる変形係数は計算できる。このようにして地盤の E は測定管中の圧力変化と体積変化の関係におきかえられて、体積変化を正確に求めることができれば理論的には正確な E が求められることになる。

以下、この方法を利用して明石層の変形係数を求めてみた。

試験は陸上部で 3 か所おこない、そのうち高丸陸地点では標準寸法の 56 mm 測定管の他、今回試作した直径 110 mm、長さ 1,080 測定管 (図-2.2.32 (a)) を併用した。これはボーリングによる孔壁の乱れ、および本来の地盤の不均一性の変形係数に対する影響をチェックするためにおこなったものである。

(2) 測定結果

明石層は主に砂礫の地層である。試験は明石海峡の両側、下記に示す地点でおこなった。試験条件は

高丸陸地点：プレシオメーター測定管は径 56 mm、および 110 mm の 2 種。ボーリング孔はコアチューブのおおの 60 mm、および 114 mm のロータリーボーリング。孔内水位は地表まで。

下畑地点、松帆崎地点：プレシオメーター測定管は径 56 mm の標準サイズのみ。ボーリングは 60 mm のコアチューブによる。孔内水位なし。

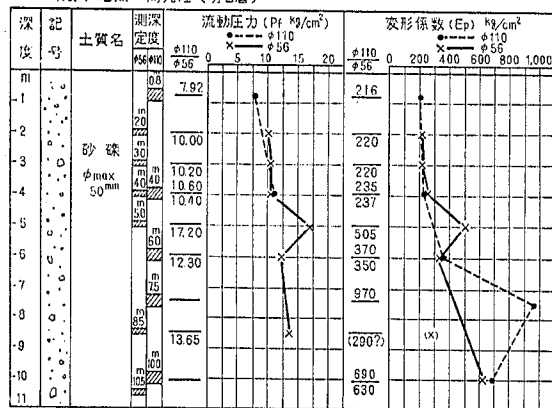
測定結果を図-2.2.33, 34, 39, 40, 41 に示した。

図-2.2.35, 36, 37, 38 はプレシオメーターの圧力-体積曲線 ($P-V$) および圧力-クリープ曲線 ($P-dV$ 曲線) の 1 例を示す。クリープ量 dV は、一定圧力加圧時の 2 分後と 30 秒後に生ずる体積変化 $dV = V_{120} - V_{30}$ として示している。変形係数の計算は (7) 式、すなわち

$$E = 2(1+\mu)(v_0 + v_m - v_c) \frac{dp}{dv} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (7)$$

より求めた。 $\mu = 0.3$ 、 v_0 は $\phi 56$ の測定管で 520 cm³、 $\phi 110$ の測定管で 3,810 cm³ である。 v_m は $P-V$ 曲線がほぼ直線となる (クリープが収められし) 地盤がほぼ弾性的に変形している領域) 区間の中央点の体積、 dp/dv は v_m に対応する点での $P-V$ 曲線の接線こう配である。

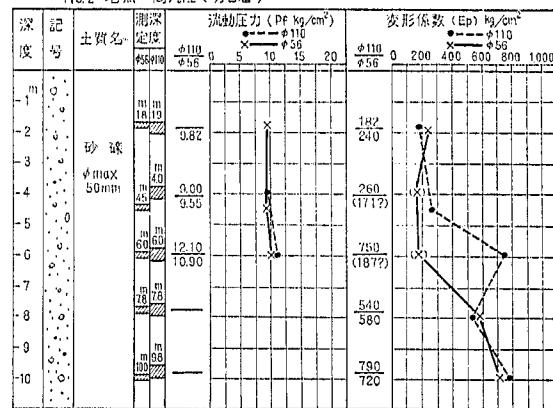
No.1 地点 高丸陸 (明石層)



(?印は測定値に疑問がある)

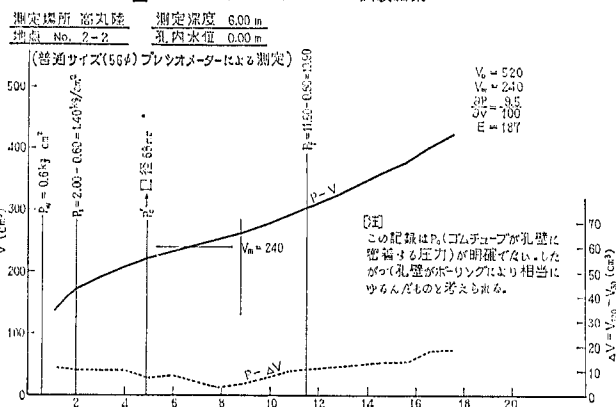
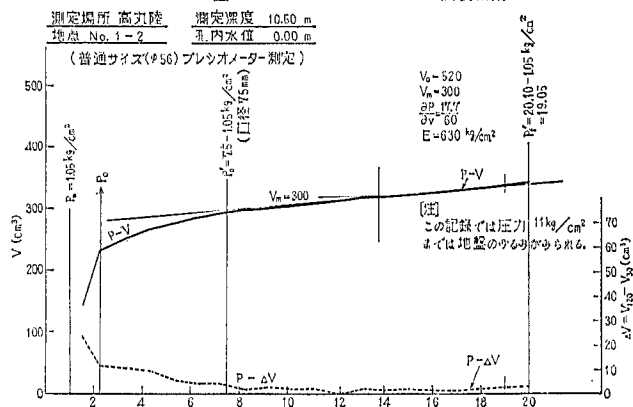
図-2.2.33 プレシオメーター試験結果

No.2 地点 高丸陸 (明石層)



(?印は測定値に疑問がある)

図-2.2.34 プレシオメーター試験結果

図-2.2.35 $P-V$, $P-\Delta V$ 曲線図-2.2.36 $P-V$, $P-\Delta V$ 曲線

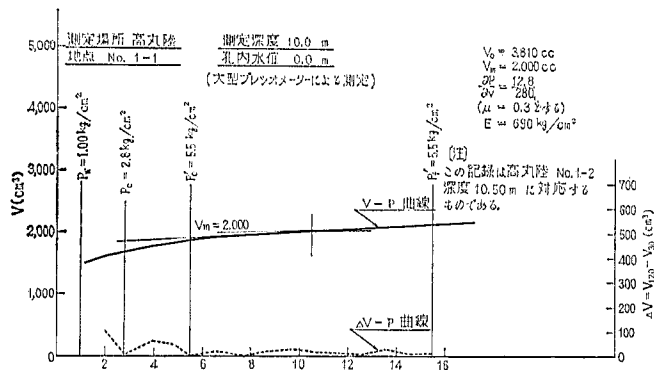
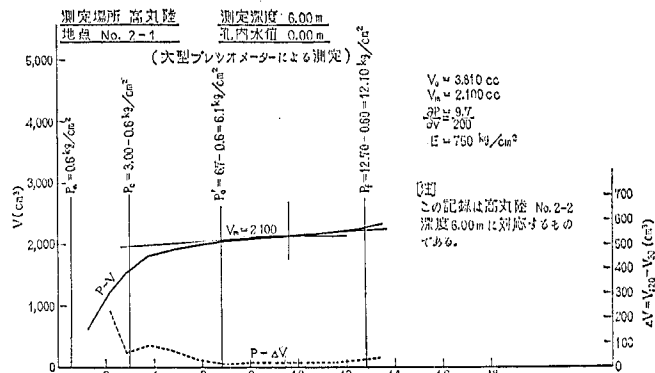
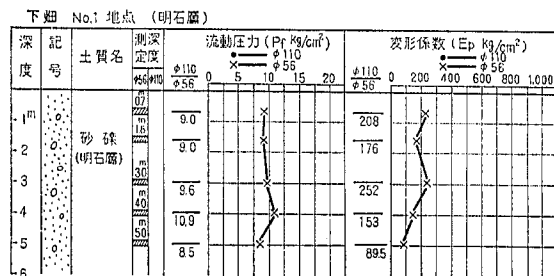
図-2.2.37 P-V, P- ΔV 曲線図-2.2.38 P-V, P- ΔV 曲線

図-2.2.39 プレスオメーター試験結果

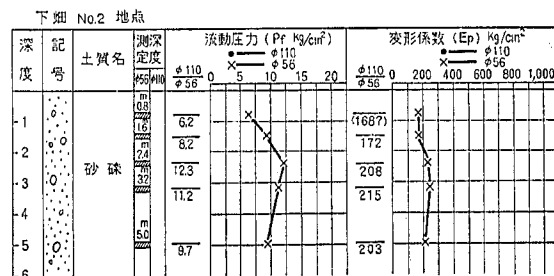


図-2.2.40 プレスオメーター試験結果

測点	測深度 (m)	土質 型	プレシオメーター変形係数 E (kg/cm ²)					測定管 の寸法 (mm)	測定管 の長さ (m)
			50	100	150	200	250		
①	0.080	砂 玉混り	147					7.1	
②	0.110	砂 玉混り	219					8.7	
③	0.090	砂 玉混り	152					8.3	
④	0.130	砂 玉混り	556					15.9	

図-2.2.41 プレシオメーター試験結果

v_0 はプラスチック連結管の変形量で、地上で測定する容積に対する測定管 (地中の probe) の容積の補正量で、この量は、測定管を厚肉の鋼管に入れて加圧実験をおこない求める。

試験の結果、垂水区の高丸陸では 0~4m で 200~250 kg/cm²、4~10m で 400~800 kg/cm² となり、深くなるにしたがい変形係数が増加する傾向にある。同地点でおこなった貫入試験の N 値によっても深くなるが増加する関係があった (図-2.1.2 参照)。垂水区の下畑地点では深さ 5m までは 150~250 kg/cm²、淡路島の松帆崎は深さ 1.3m 程度の測定孔 4カ所において 150~220 (1点

556) kg/cm² であった。

以上のように地表下 5m 付近でのプレシオメーターによる変形係数は、いずれの地点でも 150~250 kg/cm² で大差がない。

〔2〕I で平板载荷試験より求めた変形係数について報告するが、そこでは変形係数が 400~500 kg/cm² (ほぼ同一地点における直径 30~37.5 cm 円板による値) でプレシオメーター変形係数の約 2 倍を出している。この問題に関しては、現在まだ結論に達していないが、本質的な問題とおもわれるので検討中である。

プレシオメーターの測定管の寸法による効果は、高丸陸のデータに示されているように、小型測定のデータが不確実と思われる測点 (クリープの進行状態、 $P-V$ 曲線から判定される) においても大型測定管ではすべて安定したデータを提供している (図-2.2.37 を参照)。したがって、礫層など孔壁の不規則な地盤に対しては大型測定管の利用が望ましいようである。

〔3〕せん断特性

砂礫層のせん断特性を求めるため、以下に述べる室内三軸圧縮試験をおこなった。砂礫の三軸圧縮試験では装置の制約から供試体にもちいる土料の粒径を $\phi 25\text{mm}$ 以下に調整した。

試料 番号	レキ %	砂 %	シルト %	粘土 %	最大径 mm	60%径 mm	10%径 mm	均等 係数	200 μ 7 μ 1 通過率	420 μ 7 μ 1 通過率	75 μ 7 μ 1 通過率	三角座標法 による分類	備 考
高丸陸	51	31	10	8	25	5.0	0.006	825	49	3.4	22		
松帆崎T	78	22	0	0	25	7.0	0.6	11.7	22	8	—		
松帆崎TK	35	65	0	0	5	1.5	0.3	5	66	18	—		

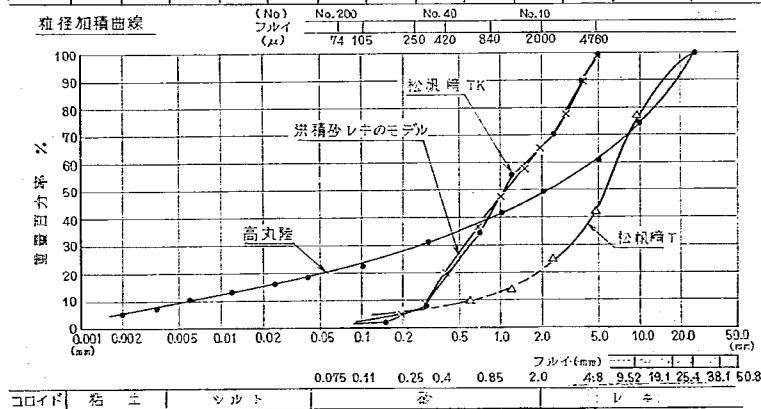


図-2.3.1

これよりえられた結果を現場の平板荷重試験によるせん断特性と対比した。

i 室内試験（三軸圧縮試験）によるもの

明石層を構成する砂礫のせん断特性についての資料を求めるため高丸陸の明石層と松帆崎の明石層相当物質について室内三軸圧縮試験をおこなった。本来の明石層の粒度はすでに述べたごとく $\phi 25\text{mm}$ 以上の礫が数%含まれているが本試験では装置の都合上最大径を 25mm としてふるい分けした。試料の粒度組成を図-2.3.1に示す。このうち松帆崎TKとしたのは竹中博士（大阪市大）のいう“洪積砂礫モデル”に同地試料を調整したもので、本実験による結果と同氏の結果を対比するためにおこなったものである。

供試体の作製には JISA 1210 締め固め試験のランマー（ 2.5kg ）で3層に突きかためた。含水比、密度とも

一連の供試体では厳密に均一に調整すべきであったが、結果的には2%程度の変動があった。試料の粒度はすでに示したとおりであるが、礫の質は高丸陸と松帆崎では異なり、後者ではほとんどが硬質の礫（ごく少量花こう岩と片岩の風化礫がはいっている）であるが、高丸陸の方は風化礫が多く混入し、供試体作成のための突固めのときにおいても破壊するものがみられた。

試験装置の概要は次のとおりである。高丸陸A、B、Cの供試体は $l=21\text{cm}$, $\phi=10\text{cm}$, 厚さ 0.2mm の生ゴムスリーブに入れた。側圧は水を空気コンプレッサーで加圧し、最大 2kg/cm^2 まで可能。軸圧の載荷速度は必ずずみが $0.5\%/分$ である。次に高丸陸の試料、松帆崎TおよびTK試料は写真-2.3.1, 2に示す装置をもちいた。供試体は長さは 19cm , $\phi=9.9\text{cm}$, 黒色ゴム厚さ 2.5mm の軟質黒ゴムスリーブに入れ作成した。本装置の側

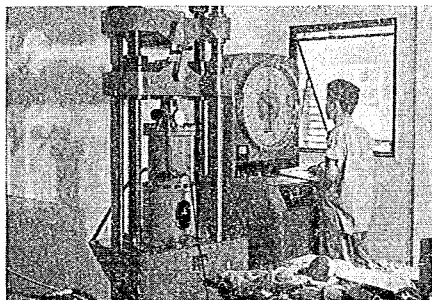


写真-2.3.1 高圧三軸圧縮試験装置

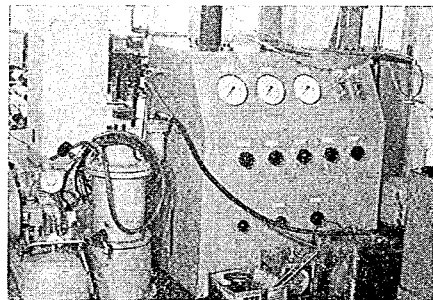


写真-2.3.2 同左 電動油圧装置
(側圧 100kg/cm^2)

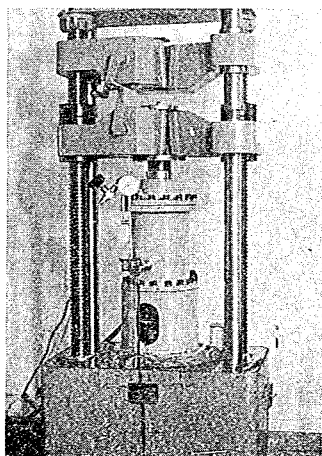


写真-2.3.3 三軸室組立図(A)

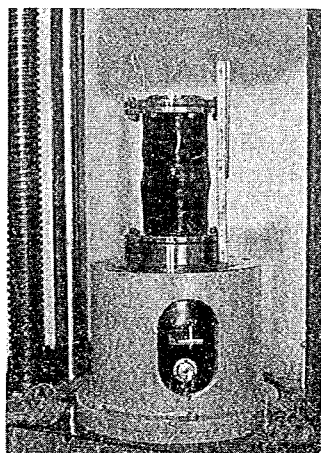


写真-2.3.4 供試体（せん断破壊後）

* 竹中博士之介，“洪積砂礫層の支持力について”土と基礎 Vol.12, No.2, 1964

表-2.3.1 三軸圧縮試験結果

		含水比 (%)	乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	側 圧 σ_3 (kg/cm ²)	せん断常数		備 考
					C (kg/cm ²)	ϕ°	
(垂水区) 高 丸 陸	A	12.6	1.65	0.2~2.0	0.2	29°	$\gamma_d=1.75$ によると $\phi=33^\circ$, $C=0.2$
	B	11.8	1.60	0.2~2.0	0.1	24°	
	C	9.6	1.47	0.2~2.0	0.02	18°	
	a	11.9	1.76	2.5~20.0	0.6	30° (~11) ($\sigma_3 > 10$ で 11°)	
(淡路島) 松 帆 崎	T	5.0	2.0	2.5~20.0	1.2	40°	A資料のうち $\sigma_3=0.75$, 1.0 を利用する
	TK	5.1	1.7	2.5~20.0	0	39°	

圧は最大 100kg/cm² まで発生させることが可能で、圧力の調整は分銅のウェイトによる。三軸室はオイルで充填される。直径は 23.2cm (内径20cm)。写真-2.3.3, および写真-2.3.4 は三軸室および供試体である。側圧はブルドン管油圧計、ひずみはプランジャの貫入量をダイヤルゲージで計測した。また、2, 3 の試料については供試体の下部に設置した差動トランス式間隙水圧計 (容量 10kg/cm, 直径 40mm) で間隙水圧を測定した。ひずみ速度は 0.5~1.0%/分である。

なお、ゴムスリーブが長さ方向の圧縮ひず

みをうけて横方向に等容積変形をする場合、長さ方向ひずみ約 10% に要する圧縮力は 0.5kg 以下で、事実上問題にならないものと考えられる。

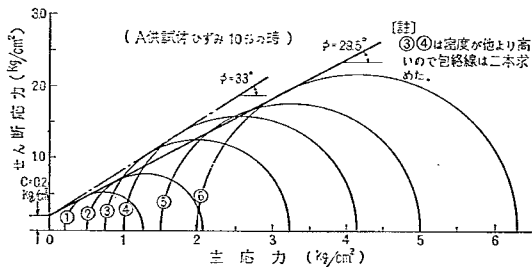


図-2.3.3 高丸陸試料 (A)

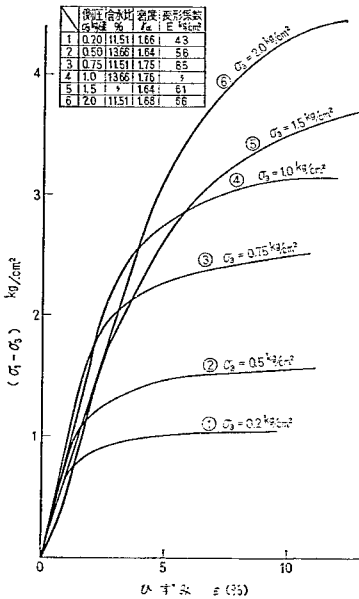


図-2.3.2 高丸陸試料 (A)

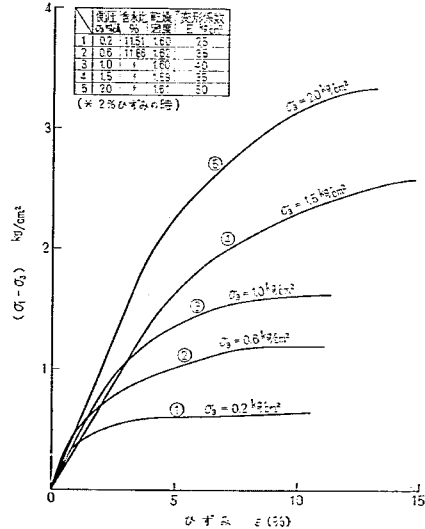


図-2.3.4 高丸陸試料 (B)

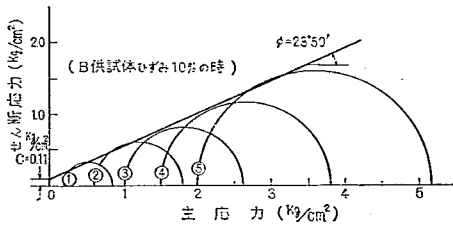


図-2.3.5 高丸陸試料 (B)

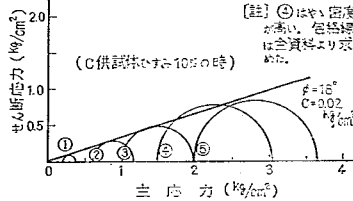


図-2.3.7 高丸陸試料 (C)

結果を総括して表-2.3.1に示す。

まず、高丸陸の供試体では平均乾燥密度が1.47, 1.60, 1.69および1.76の4種類について実験した。このうち1.47~1.69については装置の都合上 σ_3 は 2 kg/cm^2 までとした。密度がもっとも高い $\gamma_d = 1.76$ については $\sigma_3 = 2.5 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ まで加圧することができた。おのおの結果を応力-ひずみ曲線および Mohr の応力円として図-2.3.2~9に示した。結果の取り扱い上の問題点はそれぞれに付記した。

次に松帆崎の供試体のうち、平均 $\gamma_d = 2.0$ については $\sigma_3 = 2.5 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ の試験をおこない、結果を図-2.3.10~11に示した。

松帆崎の試料で粒度調整した TK 供試体については $\gamma_d = 1.7$ (相当密な状態) で試験し結果を上記と同様に図-2.3.12~13に示した。この試料は $\sigma_3 \leq 10 \text{ kg/cm}^2$ の領域では $\phi = 39^\circ$, $c = 0 \text{ kg/cm}^2$ であるが、 $\sigma_3 > 10 \text{ kg/cm}^2$

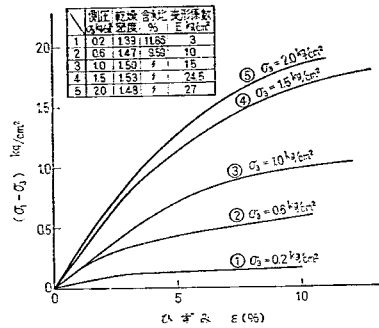


図-2.3.6 高丸陸試料 (C)

では ϕ が減少する。これは竹中博士による洪積モデル砂礫に粒度配合の実験結果 (ドライな条件で $\phi = 40^\circ$, $c = 0$

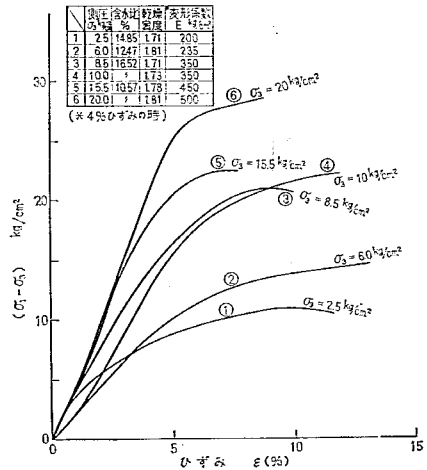


図-2.3.8 高丸陸試料 (a)

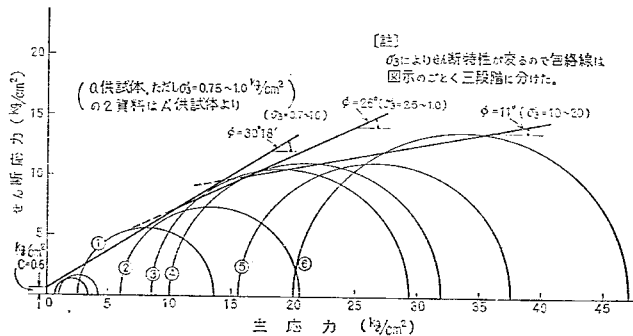


図-2.3.9 高丸陸試料 (a)

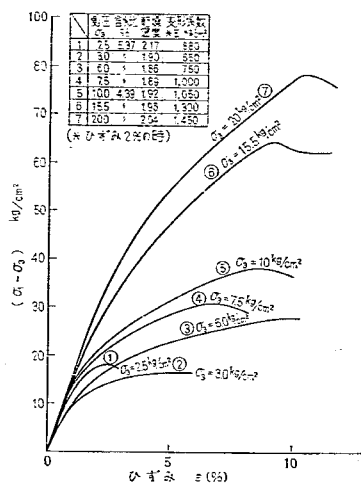


図-2.3.10 松帆崎試料 (T)

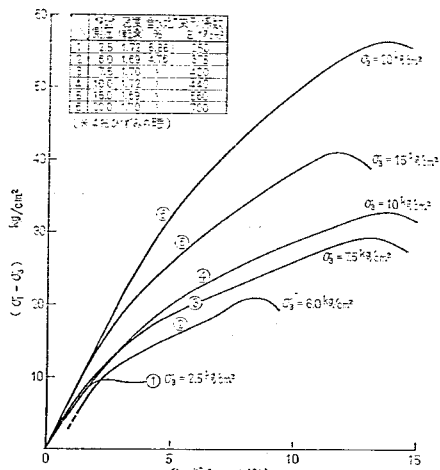


図-2.3.12 松帆崎試料 (TK)

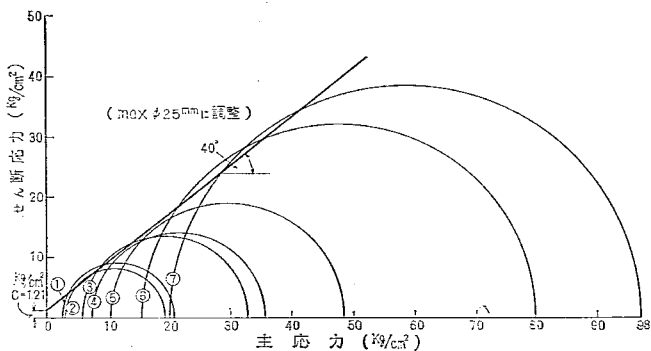


図-2.3.11 松帆崎試料 (T)

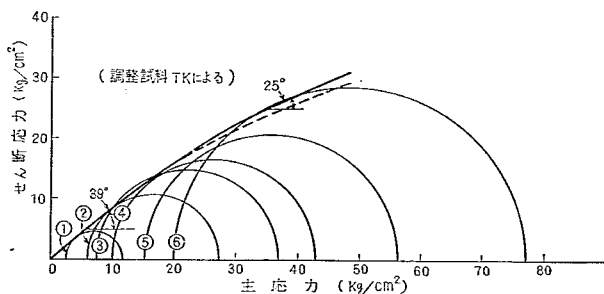


図-2.3.13 松帆崎試料のモール図

kg/cm², $\sigma_3 > 10$ kg/cm² の領域で ϕ が減少する徴候がみられた) とほとんど軌を同じにしている。

本実験では含水比、砂質、礫形、実験装置等は当然に違っていたわけであるから、この結果になったことは逆に洪留層から採取した同質の礫質試料のせん断特性を支配する要素は主として粒度配合であるといえるだろう。

しかし、高丸陸地点の試料のように軟化礫が多く混入する砂礫では、高側圧によりせん断面に直応力 15 kg/cm² 以上作用する領域においては内部摩擦角 ϕ が著しく低下することがわかった。これは明らかに軟化礫の破壊によるものであることは、せん断破壊後の供試体の観察によって判断される。高丸陸 (a) の資料はこれを示しており、モールの破壊包絡線は図示した条件のもとに求めた線を連ねたものである。

以上は風化礫が多く混入する砂礫の特性ではないかと考えられる。

一方、松帆崎の試料は大きな礫 (Sound pebble) が大部分のため、 $\sigma_3 = 20$ kg/cm² 程度では、このような現象は生じない (粒度調整した TK 供試体は同じ松帆崎の砂礫であるが、最大径が 5 mm であるので細粒化された風化花こう岩の礫が多少混入していたので ϕ の低下がみられた)。

次に試験時の排水条件について述べる。

高丸陸の砂礫は透水性が低い ($10^{-2} \sim 10^{-3}$ cm/sec) ので非排水条件によった。供試体の含水比が 10~14% であったので現場含水比に近い状態であると考えられる。

松帆崎の試料は透水性が大 ($2 \sim 5 \times 10^{-2}$ cm/sec) であるので排水条件とした。

ii 現場試験によるもの

〔2〕の変形係数を求めるための平板載荷試験において数カ所では可能な限りの載荷重をあたえて地盤の支持能力を調べた。この支持能力は荷重によって地盤がせん断破壊をおこし、載荷板が地盤に貫入してゆくもので、地盤せん断特性により決定される。このような現象に対する実験結果を前記の表-2.2.2、表-2.2.4、表-2.2.5に示した。 $\phi 30 \sim 37.5$ cm の小載荷板では沈下量 S が載荷幅 B の $S/B = 0.1$ 程度に達するまで荷重が増えることができた。沈下量が 10% ($S/B = 0.1$) になる状態では、載荷板の周辺地盤がせん断破壊によりもり上がった、著

しいクリープや不等沈下を生じ事実上の壊滅的沈下状態にあるといえる。

$\phi 300$ cm の大型載荷板では荷重装置の都合上、沈下量が約 2% 程度に達するまでしか加えられなかったが、沈下の特性は、同一地盤での実験であるゆえ、小載荷板と同一傾向をたどるとすれば表-2.3.2の結果がえられる。

本実験をおこなった地盤は密な地盤であり、沈下量が 10% に達すると破壊は全般破壊の領域に近いものと思われる。Terzaghi による支持力論はこのような型のせん断破壊を塑性平衡の立場から論じたものである。

以下では、表-2.3.2の実験結果の解釈に Terzaghi 公式を一例としてとりあげ、これによるせん断常数を〔3〕i. の室内三軸圧縮試験から求められた C , ϕ と対照させながら検討した。支持力公式は次のとおりである。

$$q_u = 1.3 \cdot C \cdot N_c + 0.6 \cdot 1/2 \gamma_t \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_t \cdot D_f \cdot N_q$$

(円型フーチング全般せん断破壊の場合)

ここに、 q_u : 極限支持力 (t/m²)

C : 粘着力 (t/m²)

γ_t : 地盤密度 (t/m³)

B : 直径 (m)

D_f : 根入れ、ここでは 0 とする。(m)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数で ϕ の関数

下畑地点では直径 30 cm の載荷板によって、支持力 (q_u) が 270 t/m² となっている。支持力式によると $q_u = 270$ t/m² となるためには粘着力 C および内部摩擦角 ϕ の次の組合せが必要である。たとえば、 $\phi = 25^\circ$ で $C = 8.3$ t/m², $\phi = 27^\circ$ で $C = 7$ t/m², $\phi = 30^\circ$ で $C = 5.6$ t/m² 等である。三軸試験では本地点の直接の試料はないが高丸陸の (B) ないし (A) によって推定すると、試験試料 (B) は $\gamma_d = 1.65$ で、(A) は 1.76 で下畑地点の $\gamma_d = 1.50$ に比較して (B) が近いが、これによると $\phi = 24^\circ \sim 29^\circ$, $C = 1 \sim 2$ t/m² である。したがって、この値のみでは $q_u = 270$ t/m² を説明することができないが、三軸試料と現地盤を考える場合、粒度組成では現地により細粒のものが多く含まれること、また自然地盤では粒子間に水酸化鉄の沈澱があり、これが結合剤として C の増加に役立っているものと考えられる。三軸試験では攪乱試料のため、このはたらしが消失した結果として、 C が小さくなっていると考えられる。

表-2.3.2

	γ_t (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	載荷板径 (cm)	$S/B = 0.1$ の支持力 (t/m ²)	備 考
下畑地点	1.66	1.50	30	270	1点の結果
高丸陸地点	2.14	1.87	37.5	410	2点平均の結果
	"	"	300.0	470	2点平均の結果
松帆崎	1.75	1.66	30.0	312	1点の結果

高丸陸地点では、現場試験による $S/B=0.1$ の支持力は 37.5cm 載荷板で平均 410 t/m^2 , 300cm 載荷板で 470 t/m^2 である。本地点の γ_d は約 1.84 であるが、三軸圧縮試験資料では高丸陸(a)がこれに近い。すなわち、(a)によると $C=6\text{ t/m}^2$, $\phi=30^\circ$, $\gamma_d=1.76$ である。支持力公式によると $\phi=37.5\text{cm}$ 板で $q_u=410\text{ t/m}^2$ となるためには、たとえば、 $\phi=30^\circ$ として $C=8.5\text{ t/m}^2$, $\phi=35^\circ$ として $C=5.3\text{ t/m}^2$ を要し、また $\phi=300\text{cm}$ 板で $q_u=470\text{ t/m}^2$ になるためには $\phi=30^\circ$ として $C=8.9\text{ t/m}^2$, $\phi=35^\circ$ として $C=5.2\text{ t/m}^2$ となる必要がある。上記の三軸試験結果の C , ϕ は現地盤での条件— $\phi=25\text{mm}$ 以上の粒径が約20%加味されること、土粒子間には鉄分の結合剤があること、および密度が少し高いこと——等を考慮すれば少し大きな値になることが考えられ、したがって現場試験による支持力と Terzaghi 式によるそれがほぼ一致するとみなすことができようである。また、現場試験支持力においても載荷幅の効果が現われていると考えられる。

次に松帆崎地点では、現場載荷試験で $q_u=312\text{ t/m}^2$ であり、一方公式では $\phi=40^\circ$ と仮定した場合、 $C=2.5\text{ t/m}^2$ であることを必要とする。現場密度は $\gamma_d=1.64$ であるが、三軸試験資料としては松帆崎(T)が参考になる値である。これによると $\phi=40^\circ$, $C=12.1\text{ t/m}^2$ となっており、 C は約5倍である。同地点の資料として松帆崎(TK)があるが、これでは $\gamma_d=1.7$ で $\phi=39^\circ$, $C=0$ となっており、 ϕ の変化はほとんどなく C において減少が著しい。

また現地盤では $\phi=25\text{mm}$ 以上の粒径のものが約20%含まれることを考慮すれば、現場密度 $\gamma_d=1.64$ である

ことにより、 $\phi=40^\circ$ が減少すると考えるよりも、 C が大きく減少すると考えるのがより合理的であろう。

以上の各例から考えて、本実験の例示の数は少ないが、室内試験から求めたせん断常数 C , ϕ について、室内と現場の条件を十分検討して補正すれば、支持力を推定するに必要な値を定めることができよう。

〔4〕透 水 係 数

明石層を構成している砂礫の透水性を求めるため、現地より試料を実験室に搬入し透水試験をおこなった。

(1) 試 料

(a)…神戸市垂水区高丸陸

(b)…淡路郡岩屋町松帆崎

(a), (b) のおのおのの粒度組成を図-2.4.1~2に示す。これらの粒度構成は明石層としては、(a)は一般的なものの、(b)は細粒分の少ないものに相当すると考えられる。

(2) 試験方法

試験試料は砂礫であるため、JISで規定されている適当な方法はないので図-2.4.3に示すような構造の透水試験装置を作り、変水位試験法としておこなった。同図に示すとおり、試験は内径 31.4cm , 高さ約 47cm の鋼管に各種の密度に試料をつめ、これに水頭を与え、円筒内の水位を円筒の外側に取付けた内径 0.8cm のガラス管で測定した。1回の測定に使用する試料は約 $13,000\text{ cm}^3$ である。

(3) 試験結果

透水係数の計算は次式による。

$$K_T = 2.3 \cdot \frac{L}{t_2 - t_1} \cdot \log \frac{h_1}{h_2}$$

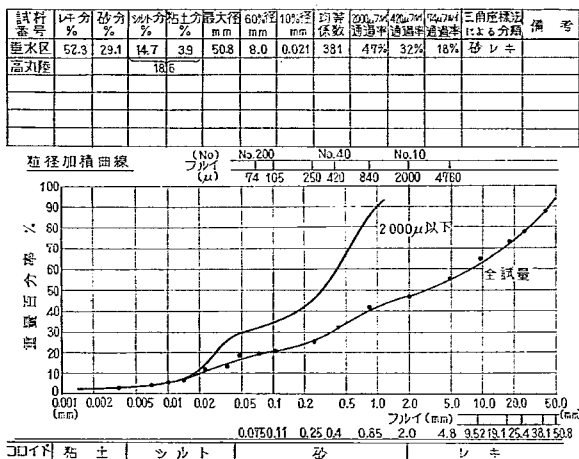


図-2.4.1 高丸陸(明石層)の粒径加積曲線

3. 神戸層について

[1] 一般的性質

神戸層は六甲山の北西山麓から淡路島の北半にかけておよび六甲以北の三田盆地の大部分を占めて分布する地層である。堆積の行なわれたのは新第三紀の中新世後半であるから 15,000,000 ~ 20,000,000 年前の地層ということになる。このうち本四連路道路に関係するのは最も古い多井畑果層と呼ばれるもので、中～細粒の砂岩、泥岩、凝灰岩およびそれらの互層からなっている。写真-3.1.1, 写真-3.1-2はこのような地層の露頭である。岩層の垂直的な変化、水平的な変化は激しく、多井畑果層の明石海峡部においても厚さほぼ 200m のうち、上部は泥岩と砂岩の互層からなり、中部は砂岩の優勢なそして凝灰岩を混じえる地層で下部は再び砂岩と泥岩の互層からなり、ついに神戸層の基盤岩である花こう岩に達している。

岩石の強弱変化も大きく最も硬いものは珪化作用をうけた砂岩で強度 800 kg/cm^2 におよび、また最も弱いものも砂岩で数 kg/cm^2 のものまでみられる。しかし、構成岩の大部分は $15 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ のものである。

すでに述べたように、神戸層は層厚も大きく、また広範な分布をしているので、おのおのの層準における岩質には、堆積以後今日に至るまでの地史的な差異により、物理学的性質にはさまざまなものがみられる。すなわち、洪積層のような性質のものから、中生層のような硬質の岩石まで存在する。

表-3.1.1 は神戸市下畑町でのテストボーリングのコアによる物理試験結果の一例である。ここに示されているように神戸層の岩石では含水比がきわめて高く砂岩では $4\% \sim 28\%$ 、泥岩では $17 \sim 20\%$ を示している。これは一般の岩石よりはむしろ土丹の含水比に近い値である。

間隙比は泥岩で $0.40 \sim 0.58$ 、砂岩で $0.26 \sim 0.43$ で泥岩の方が大きく、この間隙を埋める水の量は泥岩ではほぼ 100% 、砂岩では 90% 程度である。砂岩、泥岩を構成する鉱物粒子の比重は両方とも $2.61 \sim 2.66$ で大差がない。自然状態における単位体積重量は泥岩が $2.02 \sim 2.18$ 、砂岩では $2.01 \sim 2.49$ と変化の多い値を示している。力学的性質としての一軸圧縮強度は泥岩で $10 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ 、砂岩ではほぼ $5 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$ となっている。砂岩の強度は非常に差が大きく、これは他の時代の堆積岩(層)には見られない大きな特徴といえるであろう。

次に含水比の強度におよぼす影響をみる



写真-3.1.1 神戸層泥質岩 (下畑地点)



写真-3.1.2 神戸層シルト岩と砂岩互層部 (下畑トンネル付近)

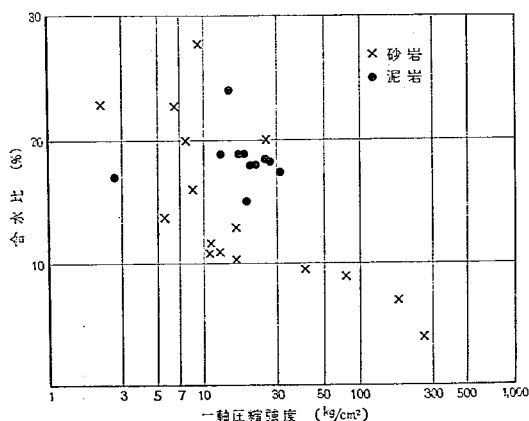


図-3.1.1 軸圧縮強度と含水比との関係 (砂岩, 泥岩)

表-3.1.1 ボーリング柱状図および室内試験結果

(下畑第2孔, 泥岩テストピット近傍)

深さ (m)	記号	サンプル	地質名	密度(g/cm ³)		含水(%) 比	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	静弾性係数 Es (kg/cm ²)	超音波速度 (m/s)	動弾性係数 Ed (kg/cm ²)	備考
				平均	自然						
1			暗灰色泥岩	1.78	2.13	18.9	17.2	2,000	2,050	82,300	植物まじり
			〃	1.81	2.14	18.5	24.8	2,700	2,720	145,000	〃
			〃	1.84	2.17	18.3	18.7	2,400	2,170	85,460	〃
2			〃	1.83	2.16	18.1	—	—	—	—	〃
			暗灰色泥岩	1.83	2.17	18.7	—	—	2,350	110,000	〃
3											
4			青灰色泥岩	1.80	2.16	20.3	26.6	3,920	2,470	120,700	〃
			黄色砂岩	1.76	2.11	20.2	7.8	490	1,440	40,200	〃
5			〃	1.76	2.18	24.2					〃
10											〃
11			褐色泥岩	1.63	2.14	30.8	—	—	—	—	〃
			灰色 〃	1.46	1.87	28.7	—	—	—	—	〃
12											〃
13			灰色泥岩(1/2)	1.90	2.20	16.0	—	—	—	—	植物片まじり
			〃	1.62 1.63	(2.02 2.05)	(24.5 26.3)	15.3	(1,240 —)	2,190 2,290	98,750 99,000	〃
14											〃
15			灰色砂岩(1/2)	1.89 2.05	(2.06 2.28)	(8.9 11.0)	(82.9 —)	21,000	(3,710 —)	262,000	〃
			〃	2.00	2.19	9.6	46.8	10,600	2,560	132,000	〃
16			〃	2.20	2.35	6.9	179.5	39,000	2,950	188,000	〃
17			〃	1.56	2.01	28.3	9.3	1,000	1,600	47,000	〃
18											〃
19			淡灰色泥岩(1/2)	1.77 1.78 1.75	(2.11 2.12 2.03)	(19.1 20.7 16.1)	(16.7 —)	1,400	(2,300 2,070)	(102,650 83,430)	〃
			〃 (1/2)	1.90	2.18	15.3	18.8	1,170	2,490	124,000	〃
20											〃
25			灰色泥岩	1.87	2.17	17.4	2.7	600	2,400	11,800	〃
			帯褐色粗粒砂岩	1.85	2.12	14.6	—	—	2,190	93,600	〃
30			〃	1.90	2.16	13.6	—	—	—	—	〃
			〃	1.86	2.13	14.5					〃
25			〃	2.39	2.49	4.1	262.6	44,000	3,880	342,000	〃
			〃			9.5					〃
30			黄褐色粗粒砂岩	1.96	2.21	12.0					〃
			〃	1.99	2.25	12.9					〃
30			灰色中粒砂岩	2.07 (2.05)	(2.30 2.28)	(11.2 11.5)	(13.2 11.2)	750 1,290	2,860 2,710	(152,000 154,000)	〃
			褐黄色 〃 (1/2)	1.92 2.07	(2.18 2.29)	13.8 10.8	(5.4 10.7)	750 860	2,400 2,800	(115,000 166,000)	〃
30			灰色砂岩(1/2)	1.99 1.99	(2.24 2.26)	12.7 13.6	(— —)	(— —)	(2,640 —)	(144,000 —)	〃

表-3.1.2 同一岩石の含水比変化による強度への影響

	密 度	含 水 比 (%)	1 軸 強 度 (kg/cm ²)	静弾性係数 (kg/cm ²)	縦 波 速 度 (m/s)	備 考
砂 岩 (自然)	2.15	1.09	15.0	1,870	1,160	5 個平均
砂 岩 (1)	1.78	0.0	20.0	2,000	700	
(2)	1.86	"	36.8	2,900	600	
(3)	1.83	0.67	23.9	2,400	650	
泥 岩 (自然)	2.18	18.0	25.5	3,286	2,520	8 個平均
泥 岩 (1)	—	0.0	216.8	16,000	—	
(2)	2.12	12.0	32.9	4,400	2,850	
(3)	2.12	12.0	37.6	6,400	2,420	
(4)	2.11	11.0	33.5	3,800	2,340	
(5)	2.13	13.0	37.9	4,100	2,320	

と、自然状態においては図-3.1.1にみられるとおり、砂岩と泥岩では傾向が異なるが、含水比の影響が大きいことがわかる。同一岩石について乾燥による強度変化を調べると表-3.1.2のごとくである。

砂岩では 110°C の乾燥において一軸圧縮強度が 33~150% 増加し、静弾性係数は 7~55% 増加している。一方、泥岩では自然状態においてきわめて徐々に気乾した場合、約 3~4 割の含水比低下で一軸圧縮強度は 29~47% の増加、また 110°C の乾燥では非常な強度の増加を示し、85倍に達する。

〔2〕 変形特性

神戸層は比較的軟かい岩盤である。この変形特性を求めるためコアの室内試験と現場実験を併わせておこない、軟岩としての一般的性質を明らかにしようとした。従来、このような岩盤に対する試験方法は確立されていないので、方法の開発という点も重要な事項である。以下では、ここに採用した各種の試験方法についても結果とともにできるだけ詳細にふれた。

なお、変形特性のうちの Rheological な問題については〔4〕に述べる。

i 室内試験による変形係数

神戸層のコアによる一軸圧縮強度は数 kg/cm² のものから 1,000 kg/cm² 程度のものであることはすでに述べたが、静弾性係数も同様に広い範囲にわたっている。いままで得られている資料から、静弾性係数と一軸圧縮強度の相関を図-3.2.1 に示した。両者間には密接な関係があることは図に示されているが、この関係は次式で表わされる。

$$(\text{神戸層}) \quad E_s = 49.0 q_u^{1.301}$$

E_s : 静弾性係数 (kg/cm²)

q_u : 一軸圧縮強度 (kg/cm²)

一方、このようにして求めた弾性係数に対して、超音波の伝播速度から次式で計算される“動弾性係数”がある。

$$E_D = V_P^2 \cdot \frac{\rho \cdot (1-2\mu)(1+\mu)}{g \cdot (1-\mu)}$$

E_D : 動弾性係数 (kg/cm²)

ρ : 岩石密度 (g/cm³)

g : 980 (cm/sec²)

V_P : 縦波の伝播速度 (cm/sec)

μ : 岩石のポアソン比

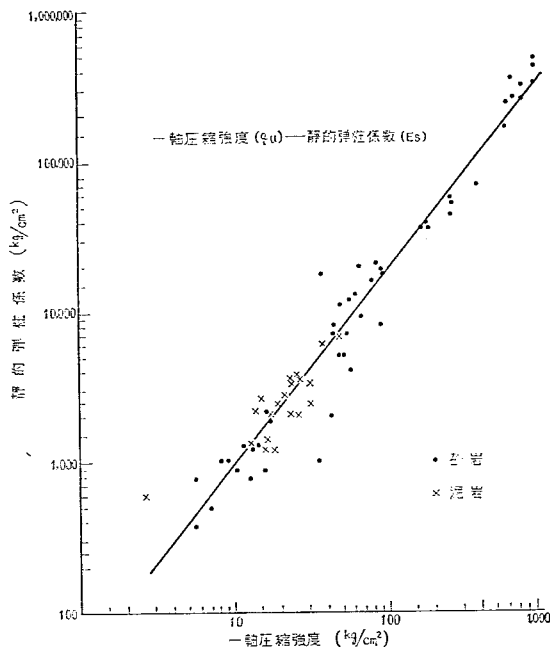


図-3.2.1

表-3.2.1 テストピット掘削地点のコア室内試験

試料名	密度		含水比	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	静弾性係数 E_s (kg/cm ²)	超音波速度 (m/s)	動弾性係数 (kg/cm ²)	備考 供試体大きさ(cm)
	110°C 乾	自然						
暗青灰色泥岩	1.85	2.19	18.1	22.7	3,600	2,540	130,000	9.78×5.62×5.62
"	"	"	18.1	21.1	不明	縦 2,310 横 2,360	縦 108,000 横 113,000	5.66×5.66×11.78
青灰色泥岩		2.19		23.0	3,200	縦 2,520 横 2,740	125,000 151,000	5.8×5.2×10.80
"		2.18		21.3	2,800	縦 2,340	118,000	5.6×5.6×11.5
"	—	2.19		30.7	3,400	縦 2,550 横 2,660	131,000 144,000	5.3×5.3×10.0
"	1.83	2.15	17.5	30.7	2,500	縦 2,400 横 2,580	114,000 132,000	5.5×5.5×11.3
"		2.19	—	25.5	3,900	縦 3,000 横 2,750	181,000 153,000	5.5×3.9×12.2
"	1.80	2.13	18.3	26.8	3,600	縦 2,490 横 2,167	123,000 92,000	5.7×5.7×11.9
平均		2.18	18.0	25.5	3,286	縦 2,520		
淡黄色粗粒砂岩	1.94	2.17	11.5	13.0	1,240	測定不能	—	10×7×14.8
"				17.4	1,920	"	—	8.2×7.9×14.4
"				16.4	2,140	"	—	10.4×11.8×16.8
淡黄色砂岩				13.3	2,200	"	—	7.1×11.7×18.6
" 砂岩①						1,140	25,700	$l=2.84$
" " ②						1,120	25,200	$l=2.74$
" " ③						1,130	25,300	$l=3.85$
" " ④						1,250	30,800	$l=3.85$
" " ⑤						860	14,600	$l=2.70$
平均		2.15	10.9	15.0	1,870	1,160		

いうまでもなく、材料が弾性体であれば、静的に求められた弾性係数と動的な弾性係数は一致するはずである。

表-3.2.1 は次のにのべる現場変形試験をおこなうために掘削したテストピットからの資料である。ここでは砂岩の場合、 $E_s=1,870$ kg/cm²、泥岩の場合 $E_s=2,500$ kg/cm² であるが、同一材料の砂岩で 25,000 ~ 30,000 kg/cm²、泥岩では 100,000 ~ 150,000 kg/cm² に達している。

このような関係を神戸層コアの多くの資料について求めたものが図-3.2.2 の関係で、ここでは同一コアについて静弾性係数と動弾性係数の比を一軸圧縮強度について示している。図に直線的な相関があるものとすれば次式がなり立つ。

$$E_p/E_s = 700q_n^{-0.993}$$

以上から、神戸層のコアは一軸強度数 100 kg/cm² のものでは一般の岩石やコンクリートにおけると同様の弾性係数に関する性質があるが、軟かい岩では非常に異なったものであることがわかる。

軟岩におけるこのような現象を考える場合、主た

る原因は、内因としてレオロジカルな性質、また外的な拘束圧力による効果と考えられる。前者については、[4] のクリープ試験の項でふれるが、ここでは原因の究明はさておいて、現象面の解析をおこなうことにし

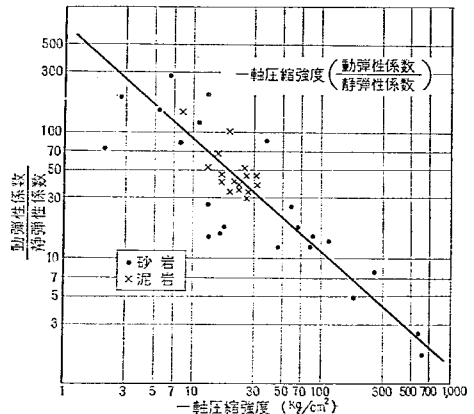


図-3.2.2

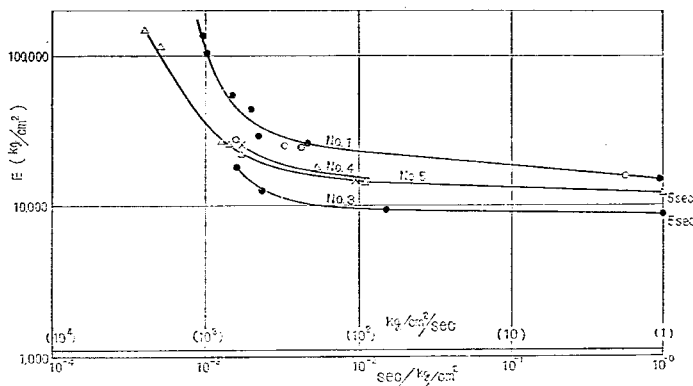


図-3.2.3 加圧速度と弾性係数の関係

た。そこで、次のような載荷速度を変化させる試験をおこない、速度効果による変形特性への影響を求めた。

この実験に用いた試料の一軸圧縮強度は $16 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 、平均 18.4 kg/cm^2 、静弾性係数は $1,000 \sim 1,900 \text{ kg/cm}^2$ で平均、 $1,760 \text{ kg/cm}^2$ 、超音波による動弾性係数は $110,000 \sim 156,000 \text{ kg/cm}^2$ の暗灰色シルト岩である。変位は gauge length 20mm のストレインゲージを用いて計った。この場合、供試体の含水比が平均 15.64% と高いため、まずパラフィンでコートし、その上に合成接着剤を用いてはりつけた。このような供試体に用いる接着方法には多分に問題があるが、一般的傾向を知るためにこの方法によった。

載荷装置は東大・石原研究室にあるもので、その大要は 39 年度の土木学会年次学術講演会に発表されている。載荷は重錘をレバー方式でおこなうもので、落下速度は載荷シャフトに取付けたピストン内のオイルバルブの開閉により調節する。荷重の測定は容量 500 kg のロードセルにより測定した。なお、ひずみおよび荷重は動的ひずみ計により同時記録した。供試体は直径 5 cm、高さ約 10 cm の円筒形である。試験の結果を図-3.2.3 に示す。これによると弾性係数は明らかに載荷速度の影響をうけている。なお、図-3.2.3 に示された弾性係数の絶対値は、ストレインゲージの接着方法に疑問があるので今後研究しなければならないと考えられる。しかし、これらの結果から考えられることは、 $2 \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{sec}^{-1}$ より急速載荷の場合に変形係数の増加がみられる。しかし、一般の地震程度の荷重速度はこの値より小さいので、実際にこの現象が生ずるの

は、さらに高速の衝撃的な荷重がかかった場合に限られるのではないと思われる。

ii 平板載荷試験による変形係数

1) 試験地盤

試験の対象とした地盤は、神戸市下畑町に分布する第三紀層の砂岩（黄灰色中～粗粒）と泥岩（暗青灰色）である。この地点は標高約 40 m で地下水位は試験地点より約 20 m 下位である。したがって、本来の岩石としての性質（生成以来まったく大気に接触していない状態）からは、多少の風化作用のために変質しているものと思われる。これは造岩物質の化学的变化および含水比の減少により生ずるが、砂岩においては色調の変化として現われ、本来の青灰色（水酸化第二鉄）から黄灰色（酸化第二鉄）に変化している。しかし、この変化のみによっては岩石そのものの強度にはあまり影響していないようで含水比も 15% 程度保有しているの、深部の砂岩と比較し

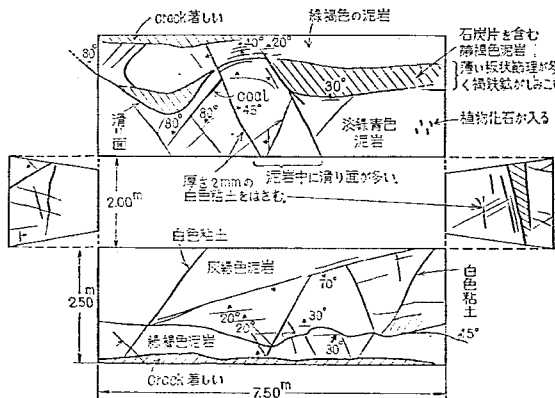


図-3.2.4 岩盤展開図（泥岩テストピット）

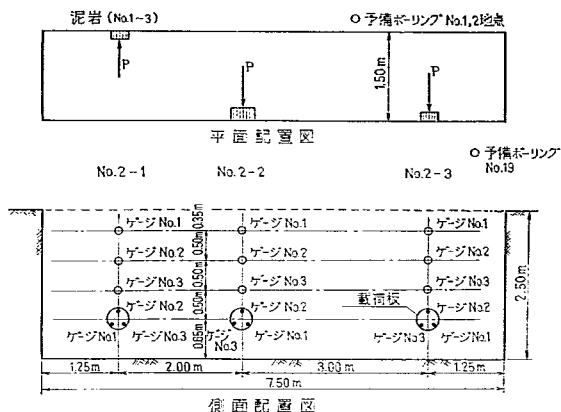


図-3.2.5 載荷試験配置図

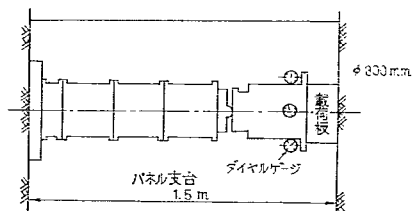


図-3.2.6 載荷試験装置図

て大差がないように思われる。(binder の多様性)。

一方、泥岩では風化のため岩石に収縮が生じ、そのために岩盤にクラックがはいる。これは岩盤全体が一様に含水比の減少が生ずるのではなく、局部的に生ずるためであろう。そのため、クラックに接していない部分では含水比18%と高く、また造岩物質の化学的変化もみられない。

おのおのの地点から採取したコアの室内試験の結果はすでに表-3.2.1に示した。

試験地点の両岩盤にみられる割れ目は砂岩では非常に少なく、垂直方向に1m～1.5m間隔にはいっている程度、泥岩では細い亀裂が多く発達し、ここには褐色の条線がみられることがある。また1m間隔程度には白色の粘土をかんだ割れ目もみられた。しかし、開口したものは両岩盤ともなかった。このように泥岩では、岩盤の目が複雑にはいりこんでいたので図-3.2.4に岩盤掘削壁面のスケッチを示しておく。

2) 試験方法

岩盤に図-3.2.5に示すような大きさ(1.5×7.5×2.5m)のテストピットを掘削する。

ビットの寸法は大きく、また深いほど良いわけであるが、ここでは試験の能率、精度および経済性から考えて、この程度を適当と考えた。掘削にはできるだけ岩盤をゆるめぬように考慮して手掘の方法をとっている。

反力のとり方は図-3.2.6に示すように対壁からブロックを重ね合わせて150tの分離式オイルジャッキに接続する。載荷板は図-3.2.2のようなφ30cmの剛体円板である。加圧方法は次のとおり繰り返し載荷とした。これは岩盤に対する押しかため効果をみるためである。

- 第1サイクル……0→10t→0
- 第2サイクル……0→20t→0
- 第3サイクル……0→30t→0
- 第4サイクル……0→破壊へ

加圧速さは2t/分を基準としている。

変位量の測定はダイヤルゲージ(ストローク730mm 感度1/100mm)で載荷板に3点、また側壁変位を調べるために図-3.2.5のように載荷板の中心から上方へ50, 100, 150cm間隔に3点とった。測定は各荷重の増加減少ごとに沈下がほぼ1%以下になるまで測定し、10t, 20t, 30tの繰り返し荷重点においては10分間のクリープ変位を求める。各テストピットでは約2.5m間隔に3点載荷試験をおこなった。

3) 試験結果

以上の方法により荷重-変位量曲線を求め、次式より弾性係数を計算した(一定、岩盤を弾性体と仮定して)。

$$E = \frac{1-\mu^2}{2} \pi \cdot R \cdot \frac{P}{W}$$

P : 荷重強度 R : 載荷板半径

μ : ポアソン比 W : 変位量

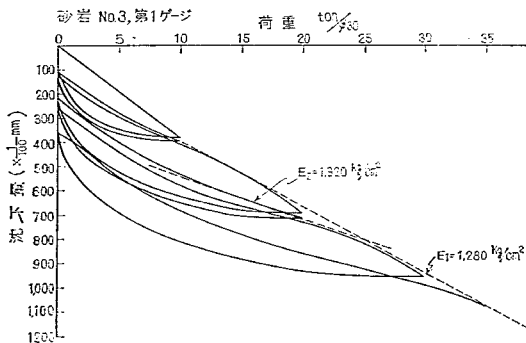


図-3.2.7 荷重-変位量曲線

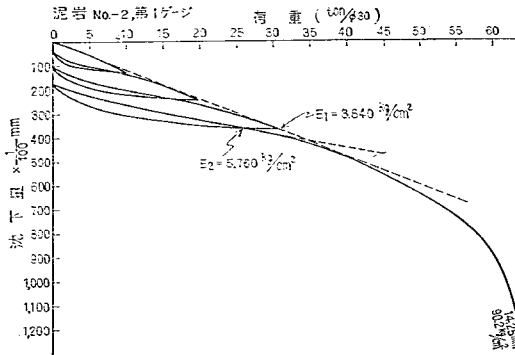


図-3.2.8 荷重—変位量曲線

この式は完全に剛なる載荷板を介して半無限体表面に荷重が作用したときの載荷板の変位から求めた弾性解である。計算にはポアソン比を0.2と仮定して行なった。その結果を表-3.2.2に示す。

図-3.2.7~8は砂岩の荷重—変位量曲線の一例である。曲線にはいわゆる処女曲線が現われ、これから求める弾性係数 E_1 と、くり返し荷重曲線から求められる弾性係数 E_2 の間には $E_2/E_1 = 1.5 \sim 1.6$ の開きがある。 E_2/E_1 は押し固め係数とよばれるもので、一般の岩盤では節理その他の割れ目が荷重で押し固められるために生

ずるものとされている。しかし、今回の載荷試験を行なった砂岩はすでに述べたごとく、ほとんど割れ目のない岩盤であるにもかかわらず、 E_2/E_1 が1.5~1.6になっている。この原因として考えられることは、砂岩そのものの不均一性と低せん断強度および粘弾性的性質のために、載荷重によって局所的な構成物の転位がおこるのではないかということである。

泥岩の場合には砂岩ほどには、この弾性余効が大きくあらわれずに $E_2/E_1 = 1.0 \sim 1.5$ となった。砂岩に比べて泥岩には細い割れ目が多かったにもかかわらず、上のようなことは、割れ目そのものが非常に複雑な形で相互に連繫しあっているためであろうか。

いずれにしても、このようにして得られた岩盤の弾性係数 E は、方法論の是非は後で詳しくふれることにして、コア試験から求めた値(表-3.2.1)と非常に近いということである。このことは、従来われわれが岩盤としての概念としていただいていたものの性質とは異なるものであり、一般の土質力学でとりあつかう分野のものの中間的な性質を有するものであるということがいえる。

4) 試験方法の検討

このようなテストピット内での載荷試験では、載荷板

表-3.2.2

地 点	ダイヤルゲージ (No)	E_1 (kg/cm ²) (処 女 曲 線)	E_2 (kg/cm ²) (反 復 曲 線)	$\frac{E_2}{E_1}$	備 考
神 戸 層 砂 岩	No. 1-1	1, 140 2, 1427 3, 1476 平均 1, 346	1, 824 2, 016 2, 240 2, 027	1.5	
	No. 1-2	1, 344 2, 112 3, 1792 平均 1, 749	2, 453 3, 100 2, 986 2, 846	1.6	
	No. 1-3	1, 280 2, 1248 3, 1408 平均 1, 312	1, 920 — 1, 952 1, 936	1.5	破壊荷重測定
神 戸 層 泥 岩	No. 2-1	1, 4,800 2, 4,800 3, — 平均 4,800	4,800 4,800 — 4,800	1.0	
	No. 2-2	1, 3,840 2, 3,520 3, 2,560 平均 3,300	5,760 4,800 4,480 5,013	1.5	
	No. 2-3	1, 2,656 2, 3,840 3, 4,000 平均 3,500	4,800 4,800 6,400 4,533	1.3	破壊荷重測定

側壁の上方が解放となっているため、これより求められる荷重—変位関係は、一般におこなわれているような半無限体面への載荷の場合として解釈してもよいかどうかという問題が残る。この問題の解決のための手掛りとして図-3.2.5に示したような側壁変位の測定をおこなった。

載荷板側の岩盤の上方が自由であるために、上方側面が半無限体面とは異なった挙動を示すとすれば、載荷板の変位から上方を半無限体として求めた変位より少なくとも大きくなるものと考えられる。

弾性論では剛体円板を半無限弾性体表面に載荷した場合に載荷板外の表面変位を次式で示される。

$$W_r = \frac{(1-\nu^2) \cdot p}{\pi \cdot E \cdot a} \cdot \sin^{-1} \frac{a}{r}$$

ここに、 ν は岩盤のポアソン比で、計算上一応0.2と仮定しておく。 E は岩盤の弾性係数、 p は載荷重、 a は載荷板の半径、 r は載荷板の中心からの距離である。載荷板の変位は

$$W_0 = \frac{(1-\nu^2) \cdot p}{2 \cdot a \cdot E}$$

であるから、 W_0 の実測値をもとにして W_r 式に代入すると

$$W_r = W_0 \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \sin^{-1} \frac{a}{r}$$

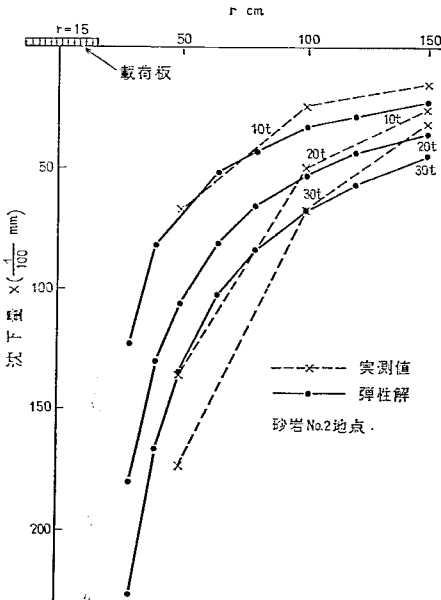


図-3.2.9

である。

このようにして、各載荷地点での側壁のダイヤルゲージの実測値と、上式の弾性解から求められた値とを比較したものが図-3.2.9～11である。また、図-3.2.12は各荷重段階での実測変位と弾性解との比を求め図示したものである。

これらの関係によると、砂岩と泥岩では載荷時の側壁の挙動が多少おもむきを異にしている。砂岩の場合は図-3.2.9にみられるように、載荷板の中心から50cm付近では弾性解より実測変位の方が大きく、100cm付近では両者ほぼ等しくなり、150cmでは実測変位が弾性解の0.7位程度に下がっている。このことは応力の伝播が $r=100$ cm付近までに集中する傾向があることを示している。

泥岩の場合は砂岩よりも側方への応力伝播がさらに少なく、 $r=50 \sim 150$ cmの範囲内では実測変位が弾性解の約半分程度である。

砂岩と泥岩の場合にこのような応力伝播の差異が生じたのは、主な原因の一つとして岩盤中の割れ目の差異が考えられる。

また、いずれの岩盤においても、特に砂岩のように側壁変位の測定範囲内には肉眼で認められるような割れ目はまったくみられなかった場合においても、側壁への応力伝達が図-3.2.12に示されるように弾性解の約50%程

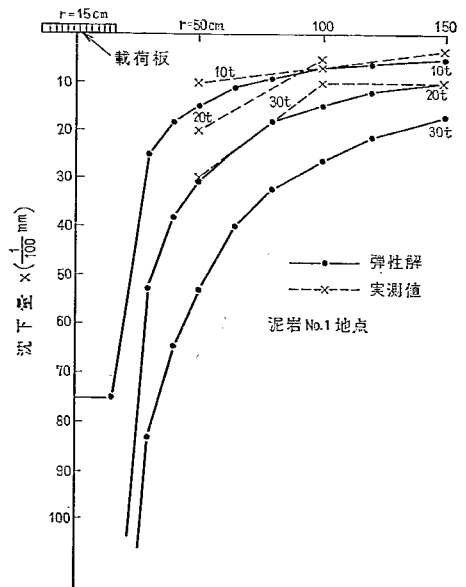


図-3.2.10

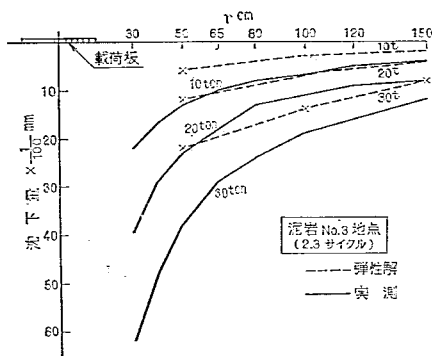


図-3.2.11

表-3.2.3

項目	一軸静弾性係数	剛体円板ジャッキ試験より求めた静弾性係数
砂 岩	1,870 kg/cm ²	1,470 kg/cm ²
泥 岩	3,286 kg/cm ²	3,870 kg/cm ²

(備考) 1. ジャッキ試験は3点の平均
2. 一軸試験の値は7個の平均

度になる現象がみられる。

一方、剛体円板によるジャッキ試験の妥当性を検討するために、コア試験より求められた弾性係数との対比を表-3.2.3に示す。

これを見ると、砂岩と泥岩とも両試験方法によってえられた静弾性係数には大差がなく、これにより剛体円板による載荷試験方法も妥当なものであることがわかる。

以上の側壁変位の問題および弾性係数の対比の問題から判断すると、素掘りのテストピットの中でおこなう載荷試験においては、上方の岩盤が解放されている状態にあるというこの影響は、実際上あまり問題にはならないと考えることができる。

(iii) プレシオメーターによる変形係数

プレシオメーターによるボーリング孔内の変形試験は前述した ii の現場載荷試験と同じ地点でおこなったもので、本地点における深さ方向の変形係数(弾性係数)の測定と平板およびコア試験による

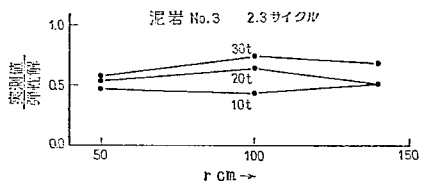
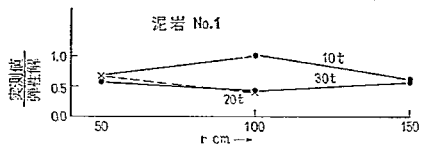
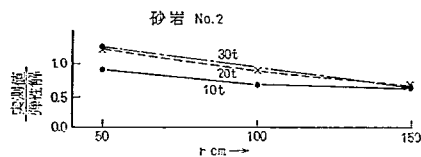


図-3.2.12

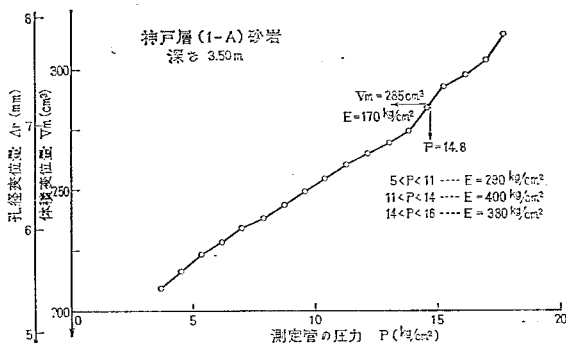


図-3.2.13

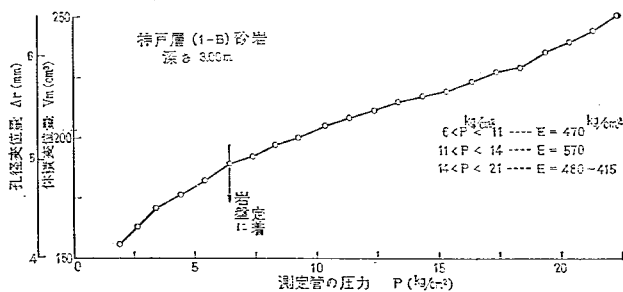


図-3.2.14

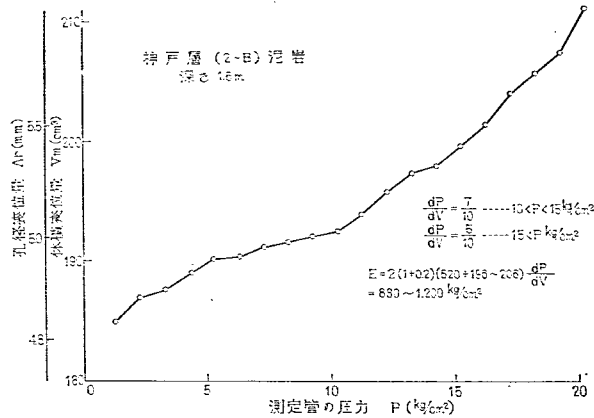


図-3.2.15

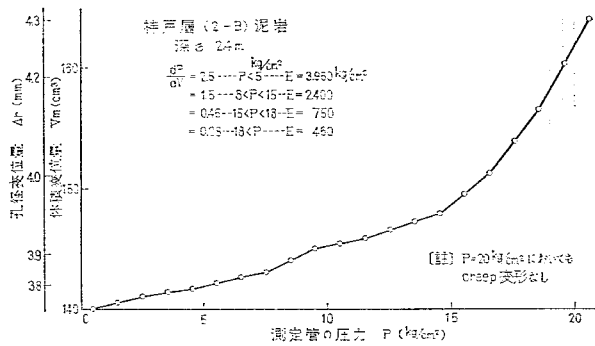


図-3.2.16

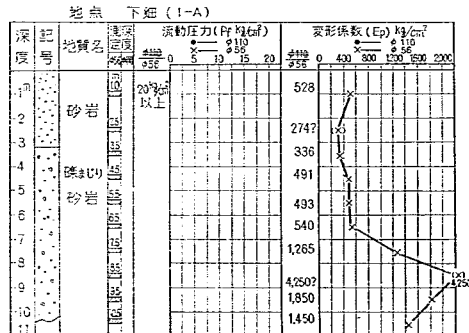


図-3.2.17 プレシオメーター試験結果

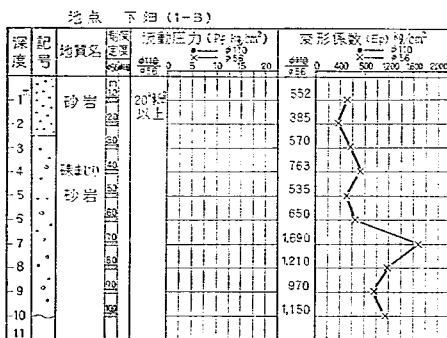


図-3.2.18 プレシオメーター試験結果

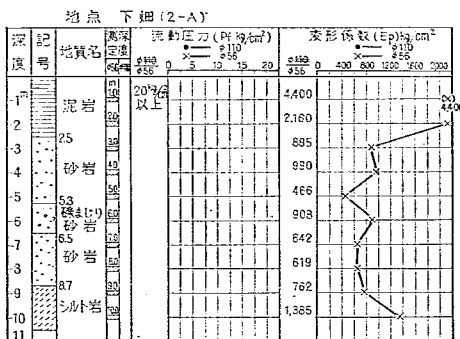


図-3.2.19 プレシオメーター試験結果

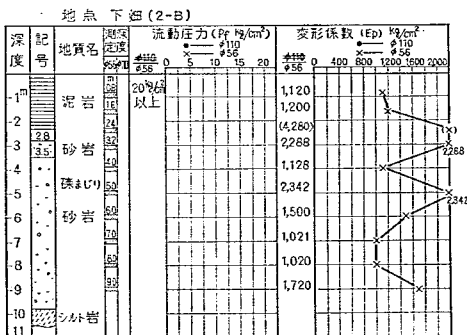


図-3.2.20 プレシオメーター試験結果

変形試験の結果を対比するため、およびプレシオメーターの軟岩への適応性を検討するために実施した。

本法については、明石層のプレシオメーター試験の項ですでに述べたので省略する。

試験に使用した測定管は一般サイズ(56φ, $l=50\text{cm}$)のものである。

○結果。

変形曲線の例として、砂岩中で測定した記録を図-3.2.13および図-3.2.14に示した。おのおのは平板載荷試験の対象となった同一の岩盤である。記録をみると、砂岩では $p=5\text{ kg/cm}^2$ までは明らかに孔壁のゆるみの影響がみられるが、 $5\sim 20\text{ kg/cm}^2$ は本来の変形を示している。図に示されているように、このような岩盤では $p=11\text{ kg/cm}^2$ までは変形係数 (E) の増加があり、 $11\sim 14\text{ kg/cm}^2$ で最大に達し、以後、再び減少する段階的な変形をしている。ここに示した砂岩は亀裂のほとんどない均質なものであり、プレシオメーターによる変形曲線にもこの特徴が出ている。

本地点のコアによる E は約 $1,800\text{ kg/cm}^2$ 、平板試験による $E=1,300\text{ kg/cm}^2$ であるのでプレシオメーターで測定された E はかなり小さい(図-3.2.17~1⁸も参照)。

泥岩中の測定記録を図-3.2.15~図-3.2.16に示す。ここにみられる圧力-変形曲線の形は非常に不安定なものである。特に2-B(2.4m)の記録は曲線から計算される E が圧力の増加とともに著しく減少($3,960\rightarrow 460\text{ kg/cm}^2$)している。この記録を出した岩盤は亀裂のきわめて多い岩盤であったので、上の現象は、圧力の増加にともなう亀裂面のすべりによるものと考えられる。

本地点で測定した結果を一括して図-3.2.17~図-3.2.20に示した。記録は10m孔が4本である。これより本地点の神戸層の特徴として深さ方向の変形係数の変化の激しさを指摘されよう。もともと記録には測定管の寸法が小さいため局部的な岩盤の不均一性が誇張されているものとおもわれるが、深さ10mの範囲で $E=300\sim 3,000\text{ kg/cm}^2$ まで不規則に変化していることがわかる。

○測定方法についての問題点。

軟岩でも E が $1,000\text{ kg/cm}^2$ 以上になると圧力にもなう変位が少ない。地上の容積計とボーリング孔中の測定管とを結ぶ硬質ビニールパイプの変形量は岩盤の変形量に比して20~30%にも達するので、その補正には特に注意しなければならない。また、φ56mmの測定管では測定長が20cmであるため、目の多い岩盤では結果の解釈が困難となる。また、φ56mm管では圧力の伝播範囲に比べて、ボーリングによる周辺岩盤の“ゆるみ”も無視できない。

以上のような問題があるので、軟岩の岩盤変形を測定するには測定管の径を大きくし、測定長のさらに長いものを使用するのが望ましいと考えられる。

〔3〕せん断特性

i. ではボーリングコア等の室内三軸圧縮試験によるせん断特性を、ii. では現場でおこなった平板載荷試験の

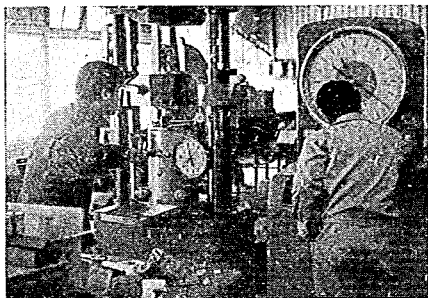

 写真-3.3.1 高圧三軸試験機組立図
(SOIL TEST 社製)


写真-3.3.2 同上高圧手動ポンプ (最大 560 kg/cm²)

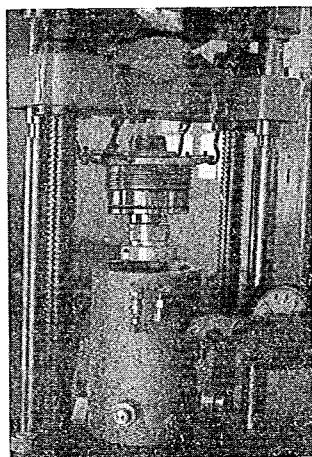


写真-3.3.3 高圧三軸室

破壊強度について i. で求められた結果と対照して論じた。

i. 室内三軸圧縮試験によるもの

神戸層岩盤のせん断特性を知るための前提として、ま

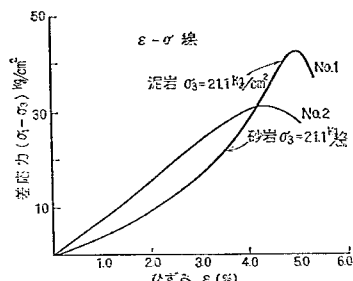


図-3.3.1 三軸試験

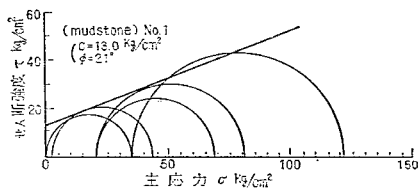


図-3.3.2 三軸試験結果

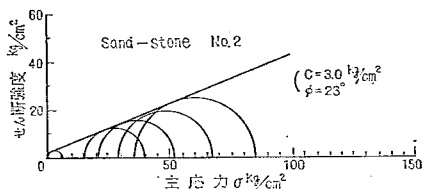


図-3.3.3 三軸圧縮試験結果

ず海上ボーリングおよび陸上から採取した若干のコアについて室内三軸圧縮試験をおこなった。使用した機械は、SOIL TEST 社製の T-8000 で Triaxial Chamber は写真-3.3.1 および写真-3.3.3 に示すような外径 50cm、高さ 60cm、側圧最大は 560kg/cm²、軸圧は最大 200 t である。側圧負荷装置は手動ポンプで (写真-3.3.2) 軸圧加圧時における側圧の変化は微調整つまみにより、Chamber 内の oil を手動で出入させておこなう。

軸圧は 20 t アムスラー試験機により加圧する。ひずみ量の測定は軸圧荷重用のピストンの貫入量をダイヤルゲージで測定する。このため、測定されたひずみ量には供試体設置の際の供試体と加圧板とのなじみ具合なども累積された形ではいる。供試体は直径 5cm、高さ約 10cm の円柱形で陸上試料の場合は同一岩塊から数個の試料をうるが、海上ボーリングコアの場合は 2~3m の長さのコアから試料をうることにしたため、海上ボーリングコアの場合は採取深度の異なった地点のものであり、厳密には均質の試料とはいえない。載荷速度は毎分供試体初期の高さの 0.2% 程度である。供試体の排水条件は非排

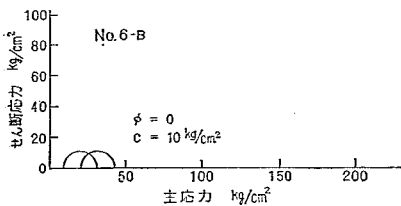
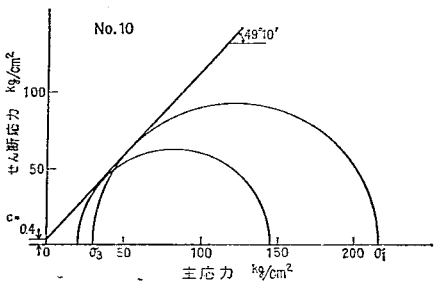
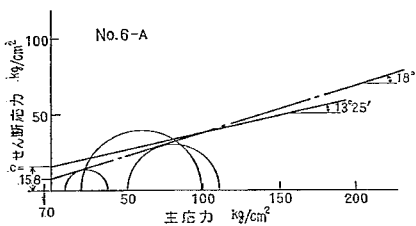
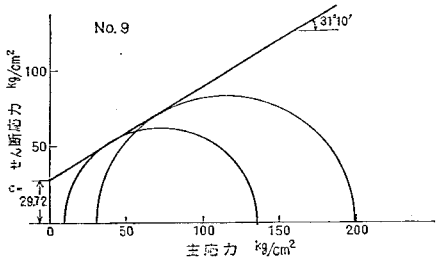
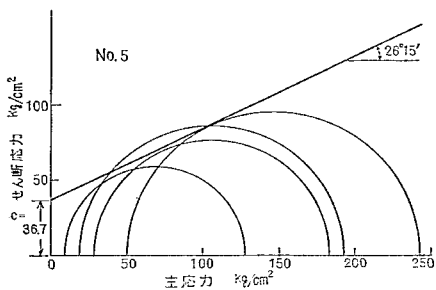
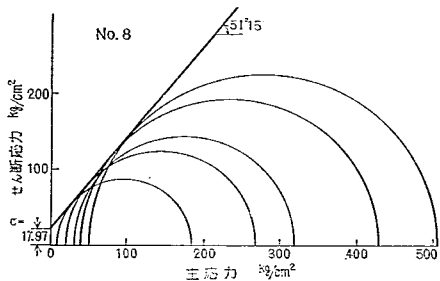
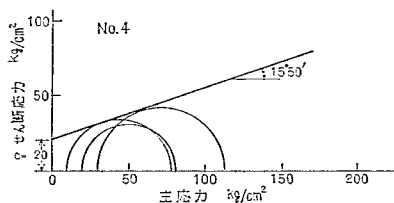
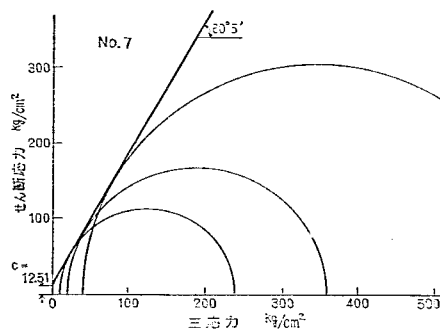
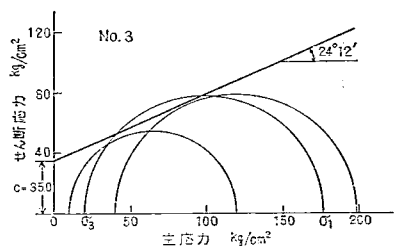
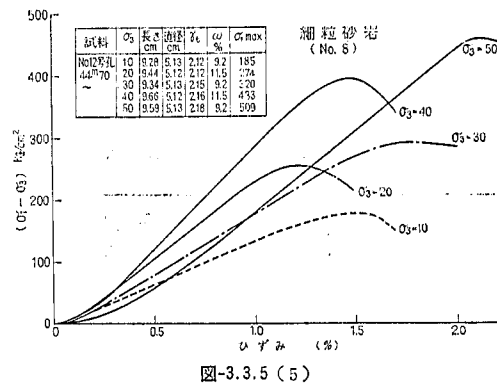
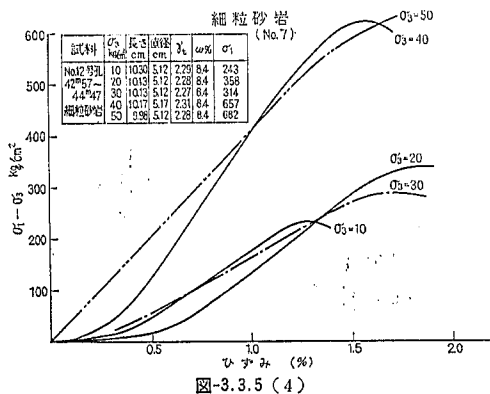
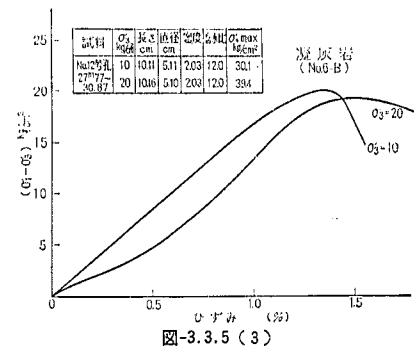
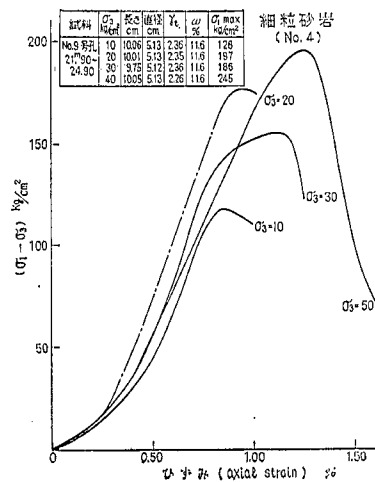
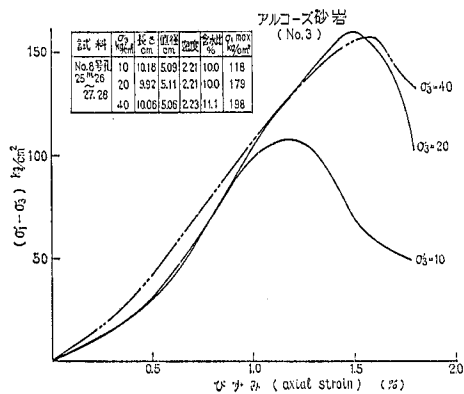


図-3.3.4 (1)

図-3.3.4 (2)



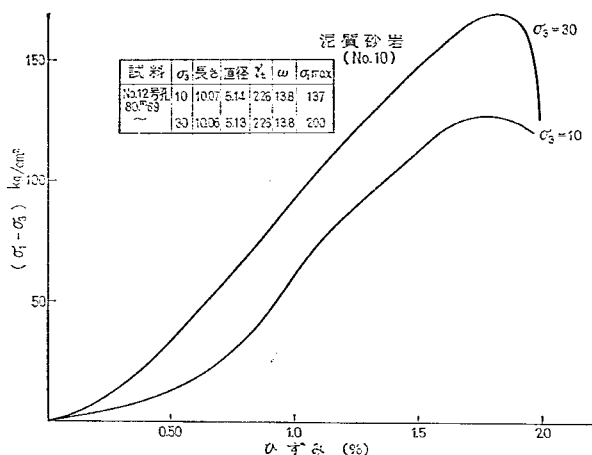


図-3.3.5 (6)

表-3.3.1

No.	試料採取地点	採取深さ (m)	岩石名	密度 (g/cm³)	含水比 (%)	C (kg/cm²)	ϕ°	供試体数
1	下 畑		泥 岩	2.18	18.0	13	21	5
2	下 畑		砂 岩	2.15	19.5	3	23	5
3	No.8 ボーリング	25.26~27.28	細粒砂岩	2.22	10.4	35	24	3
4	No.9 ボーリング	20.95~21.90	"	2.27	11.3	20	16	3
5	"	21.90~24.90	"	2.32	11.6	37	26	4
6-A	"	68.70~	凝 灰 岩	2.35	9.0	1.6	13	3
7	No.12 ボーリング	42.50~44.47	細粒砂岩	2.28	8.4	13	60	3
8	"	44.47~	"	2.14	10.2	18	51	5
9	"	80.69~	泥質砂岩	2.56	13.8	30	31	2
10	"	88.80~	細粒砂岩	2.28	7.1	0.4	51	2

水である。

試験の結果を 図-3.3.1~5 に差応力-ひずみ曲線として示し、それら一連の結果から Mohr の応力円を求め、これを 図-3.3.2~4 に示し、最小自乗法により包絡線の C, ϕ を求めた。

結果を総括して表-3.3.1 に示す。

これらによると泥質岩（凝灰岩も含む）で含水比が 9~18% のものは

$$C=13\sim16 \text{ kg/cm}^2, \phi=13^\circ\sim21^\circ \text{ (} 0^\circ \text{ もある)}$$

砂岩のうち含水比が高い 10.4~19.5% の比較的軟質のものは

$$C=3\sim37 \text{ kg/cm}^2, \phi=16^\circ\sim31^\circ$$

また、砂岩のうち含水比の低い 7.1~10.2% 細粒質のものは

$$C=0.4\sim18 \text{ kg/cm}^2, \phi=51^\circ\sim60^\circ$$

となっている。ここにえられた値を神戸層全体に照合し

てみると、今までの海上ボーリングコア試験などから、最も代表的な一軸圧縮強度は泥質岩で、15~35 kg/cm² 砂岩で 15~55 kg/cm² であることが判明している。したがって、一軸圧縮強度、密度、含水比等を対比の基準にすると上記三軸圧縮試験の結果は泥質岩 No. 1, No. 6 がその範囲の値を示しており、また砂質岩では軟質砂岩に属する No. 2, No. 4 のデータが神戸層の代表的な値を示すものと考えられる。神戸層のうちにアルコース砂岩と称せられている特異な粗粒灰白色の岩石については三軸用供試体の整形が困難であったため C, ϕ は求めることができなかった。しかし、このアルコース砂岩 (Arcose Sand Stone) に岩質的に近似の陸上荷重試験地点の試料からは $C=3 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=23^\circ$ がえられている。

アルコース砂岩は一般に 10~30 kg/cm² の一軸強度のものが多くので、上記のコアの一軸が 15 kg/cm² であるから一般のアルコース砂岩もほぼこれに近い C, ϕ を

呈するものと思われる。

神戸層のうちでも一軸圧縮強度が 90 kg/cm^2 以上のものが約10%あるが、これらの C , ϕ は三軸試験の結果から、コアとしては、 $C=0.4 \sim 18 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=51^\circ \sim 60^\circ$ がえられている。しかし、この程度の硬さの岩石になると岩盤としてのせん断強さはコアとしてのそれよりかなり小さくなるものと考えられる。

ii 現場試験によるもの

〔2〕の平板载荷試験において砂岩、泥岩の各1点ずつ破壊荷重の測定をおこなった。直径30cmの剛体载荷板において破壊荷重は砂岩で 936 t/m^2 、泥岩で 920 t/m^2 で両者には大差のない値となった。破壊の様相は砂岩では载荷板のめり込みと同時に载荷板を中心に周囲の岩盤中に破音をともなった亀裂が生じ以後一定荷重の持続中に亀裂が拡大した。泥岩では砂岩ほど顕著ではないがほぼ類似の破壊を示した。

次に現場载荷試験よりえられた破壊強度を、明石層の現場せん断特性をおこなったと同様に支持力公式との対比をおこなった。一例として、Terzaghi による全般破壊の場合に適用すると砂岩、泥岩とも破壊強度に大差はないから概要の数値として $\phi=20^\circ \sim 30^\circ$, $C=20 \sim 30 \text{ t/m}^2$ 程度である必要がある。

一方、コアによる三軸圧縮試験から求められたせん断定数は〔3〕i. で述べたように砂岩では $\phi=23^\circ$ で、 $C=30 \text{ t/m}^2$ 、泥岩では $\phi=21^\circ$, $C=130 \text{ t/m}^2$ であった。

この結果から見ると砂岩では実験値と推定値が非常に近い値を示しているが、泥岩の場合は三軸状態のコアの粘着力 C が非常に大きな値を示している。この原因として考えられることは現地盤の状態で、砂岩ではクラック等がほとんどない均質な地盤であり、泥岩は図-3.2.4に示すごとくクラックのきわめて多い地盤であることである。コアから求められた C , ϕ はクラックの影響のない岩の値であることを考えると実地盤での粘着力 C はコアの C より、大きく低下する可能性が十分あること。 ϕ については、他地点の資料（千葉県養老川ダムの洪積世泥岩のブロックシャーテスト）を参考にしても、方法論の是非は別として $\phi=21^\circ$ をさらに大きく低下することとは考えがたい。

以上のように岩盤の破壊については、その破壊機構において完全なすべり面を形成するかどうかという問題はあるが、一例として Terzaghi の全般せん断破壊の公式を適用すると岩盤の状態を加味した上でコアによる C , ϕ を用いれば現場破壊強度との関係はなり立つようにもわれる。

〔4〕 クリープ変形特性

神戸層のうちでも比較的軟質の岩石のクリープ特性を求めため、神戸市下畑町付近から採取したシルト岩と泥岩について下記の実験をおこなった。

試料は岩塊を手握りで把柄し、これを室内においてダイヤモンドビットにより $\phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ の円筒供試体に成形した。試料の物理学試験結果を表-3.4.1に示す。クリープ試験にはできるだけ均一な試料を得なければならなかったが、強度的にもかなりのばらつきがあり、このため試験結果の解析は非常に困難となった。

1) 実験方法

载荷装置はレバー方式の三軸圧縮試験機として、おのの段階により重錘で応力制御をおこなった。実験中は供試体の含水比および温度変化を防ぐために多孔板、排水管を閉鎖し、また、圧力円筒からなる側圧回路に非戸水 ($16^\circ \sim 17^\circ \text{C}$) を循環させた。しかし、供試体のみを温度変化から分離しても、なお、機械そのものへの温度の影響があったため、測定結果にはまだ温度の影響がみられた。ひずみの測定は、ダイヤルゲージ ($1/100 \sim 1/1,000 \text{ mm}$) とし、载荷直後は短時間間隔に2日目以後は1日2回測定した。载荷時間は最大約300時間である。供試体の実験前後の変化を調べるため、含水比、超音波速度および密度の測定をおこなった。

2) 実験結果

実験によるとほとんどの泥岩、シルト岩の供試体では応力を一定とした場合、ひずみと時間との間に図-3.4.1の関係があった。

図-3.4.1はシルト岩の場合であるが、载荷とともに瞬間的な変形（弾性変形）OA が起り、ついで時間の経過とともにABのクリープ変形が生ずる。このときの変形は時間の対数に対して直線的にあらわれる。

破壊をおこさない範囲の荷重で载荷重を除去すると、

表-3.4.1

	シルト岩			泥岩		
	範 囲	平 均	資料数	範 囲	平 均	資料数
密 度 (g/cm^3)	2.10~2.18	2.16	15	2.09~2.19	2.15	18
含 水 比 (%)	14.50~17.20	15.64	21	17.5~19.8	18.33	7
一軸圧縮強度 (kg/cm^2)	14.50~21.67	18.42	11	21.1~30.7	25.5	8
超音波速度 (m/s)	2,117~2,740	2,460	22	2,047~3,000	2,430	16
静弾性係数 (kg/cm^2)	1,000~2,200	1,763	12	2,500~3,900	3,260	7

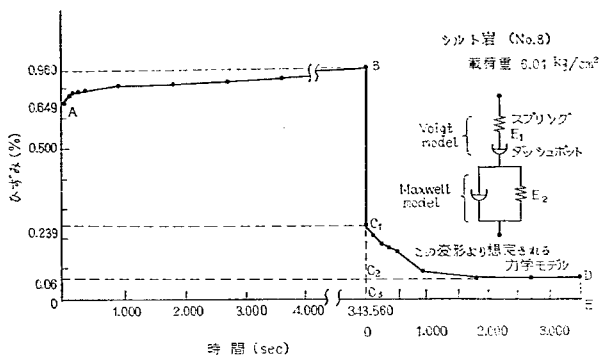


図-3.4.1 クリープ曲線

瞬間的に BC_1 にもどり、以後時間とともにクリープ回復が生じている。しかし、 DE の変形は最後まで残り、これが塑性変形分と考えられる。このような関係が神戸層の軟岩の一般的なクリープ特性であると考えられるが、これは次の力学模型の挙動、すなわち瞬間的な変形 OA を与える Maxwell 模型のスプリングと DE の永久変形をおこなうダッシュポットの組合せに、さらにクリープ変形をおこなう Voigt 模型の組合せがそれである (図-3.4.1参照)。

実験結果の一部を図-3.4.2 および 図-3.4.3 に示す。図で明らかなようにひずみは時間の半対数グラフ上でほぼ直線的な関係がある。長時間載荷の場合、ひずみが時間に関して周期的に上下するのは温度差による影響である。

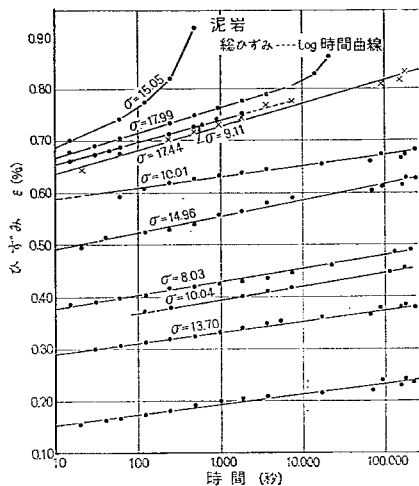


図-3.4.2

図-3.4.2 および 図-3.4.3 から時間とひずみの関係はおのおのの試料について次の関係が成り立つ。

$$\varepsilon = a + b \cdot \log t$$

ただし、 a : b は定数

ε : ひずみ

t : 時間 (秒)

表-3.4.2 は、おのおのの試料について定数 a , b を求めたものである。 a , b は応力と供試体の力学定数を含めたものであり、また試験時の温度にも左右される数と考えられる。 b はひずみ速度をあらわしており、これは応力に関して 図-3.4.4 および 図-3.4.5 の関係がある。そこで b を応力 σ で割った値を求めると応力に無関係な各供試体のレオロジー定数が得られる。シルト岩と泥岩では、おのおのの平均値 $b=0.45 \times 10^{-4}$ および $0.24 \times$

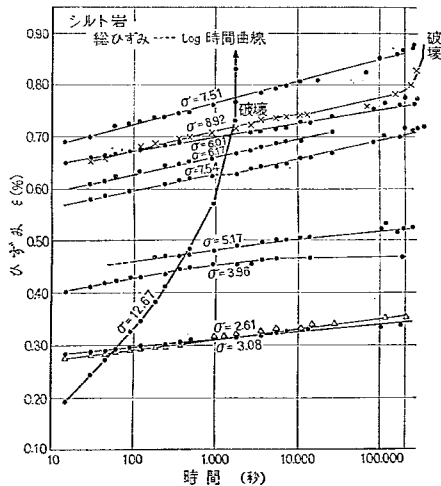


図-3.4.3

表-3.4.2 クリープ定数

項目	圧縮応力 σ (kg/cm^2)	$a \times 10^{-2}$	$b \times 10^{-2}$	$\frac{a}{\sigma} \times 10^{-4}$	$\frac{b}{\sigma} \times 10^{-4}$	備考
泥 岩	1	5.00	0.135	2.70	0.392	
	2	8.03	0.357	4.44	0.249	
	3	9.11	0.613	6.73	0.303	
	4	10.10	0.568	0.0217	0.215	
	5	10.04	—	0.0230	0.200	
	6	13.70	0.276	2.01	0.158	
	7	14.96	0.454	3.03	0.206	
	8	17.44	0.595	3.41	0.258	
	9	17.99	0.624	3.47	0.281	
			平均	3.43	0.2400	
シルト岩	1	2.6	0.256	0.014	9.8	0.54
	2	3.08	0.250	0.019	8.1	0.62
	3	3.96	—	—	—	—
	4	5.17	0.414	0.021	8.0	0.41
	5	6.01	0.519	0.026	8.6	0.43
	6	6.19	0.557	0.033	9.0	0.54
	7	7.51	0.638	0.042	8.5	0.56
	8	9.54	0.522	0.042	6.9	0.56
	9	8.92	0.600	0.035	6.7	0.40
	10	12.69	—	—	95時間で破壊	30分で破壊
			平均	6.56	0.453	

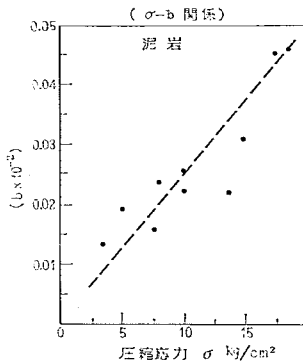


図-3.4.4

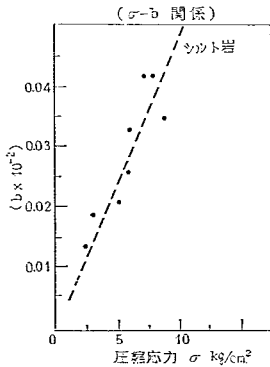


図-3.4.5

10^{-4} で、シルト岩が大きな流動性があることがわかる。

一方、 a は供試体の初期ひずみを与える定数であるが、供試体の整形条件に左右されるので正確な値をうることはむずかしい。なお、試験の結果から a/σ を求めるとシルト岩で平均値が 6.56×10^{-4} 、泥岩で 3.45×10^{-4} となり、他の方法から求めた静弾性係数の逆数に見合う値である。

これらの関係から、たとえば 3×10^8 sec (約100年) 間に生ずる変形量を求めると泥岩では初期ひずみの約1.65倍に達し、シルト岩では約1.60倍となる。

つぎに強度との関係についてのべる。

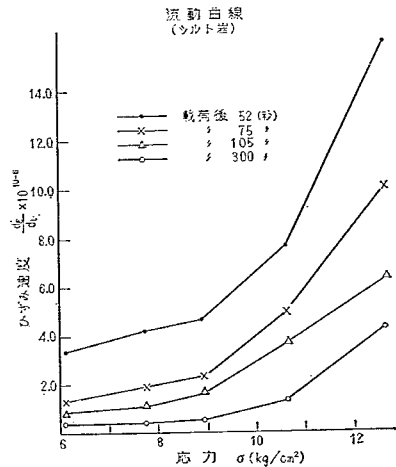


図-3.4.6

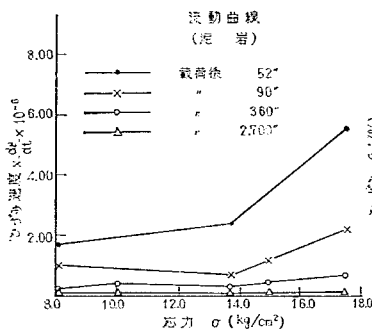


図-3.4.7

一軸強度より小さい荷重でも一定荷重以上ではクリープが時間とともに進行し供試体が破壊にいたる。この限界荷重を一応クリープ強度とよぶと、われわれが実験で実際に破壊した荷重は泥岩で 15 kg/cm^2 以上、多くは 17 kg/cm^2 以上であった。シルト岩の場合は 9 kg/cm^2 付近である。したがって両岩の一軸平均強度と比較した場合、泥岩で60%、シルト岩で50%付近である。

これを変形特性から検討するために、各試料ごとのひずみ速度を計算し時間および応力との関係を求めた。

データにはかなりのばらつきがあるが、時間をパラメータとしてひずみ速度と応力の関係を図-3.4.6および図-3.4.7に示した。これによると発散性クリープを生ずる応力は泥岩で最低約 14 kg/cm^2 付近、シルト岩で約 9 kg/cm^2 である。この値を一軸圧縮強度の平均値と比較すると泥岩で約55%、シルト岩では50%である。

次に定荷重を段階的に加えた場合に生じるクリープ量を求めた。装置は前記と同じもので重錘を一定時間毎(8, 30, 60分)に加えた。

図-3.4.8、図-3.4.9は泥岩とシルト岩に8分間隔で荷重を加えた場合のクリープおよび荷重-変形曲線である。クリープ量は、載荷時の瞬間変位量を ϵ_0 として、一定時間後の変位量を ϵ_t とした場合、 $\Delta\epsilon = \epsilon_0 - \epsilon_t$ として示している。 $\Delta\epsilon$ 曲線にあらわれる折点は泥岩で $14 \sim 20 \text{ kg/cm}^2$ 、シルト岩で $8 \sim 11 \text{ kg/cm}^2$ であった。この値は一軸圧縮強度の平均値と比較して泥岩では55~78%、シルト岩で43~60%である。先の長時間クリープ試験の結果と比較すると、後者ではやや大きく出る傾向がある。

以上のようにコアの一軸クリープ強度は泥岩、シルト岩とも一軸圧縮強度の50~60%付近であると考えられる。

4) クリープが強度におよぼす効果

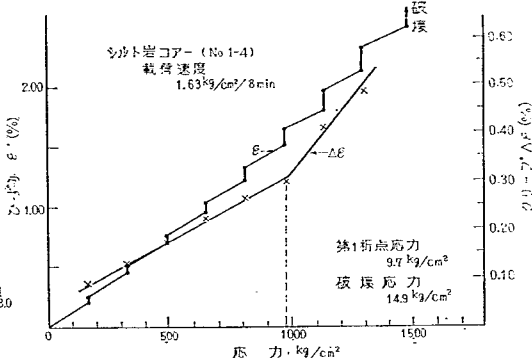


図-3.4.8

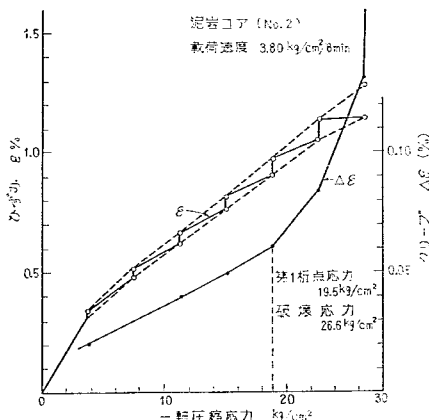


図-3.4.9

泥岩コアのクリープ試験において試験前後のコアの強度的性質の変化を調べた。その結果を表-3.4.3に示す。これによると含水比の変化をともなわない場合でもクリープにより強度はかなり増加する。試験前のコアについて、同一地点試験資料では一軸圧縮強度の平均値 25.5 kg/cm^2 、同静弾性係数 $3,280 \text{ kg/cm}^2$ であるが、試験後一軸強度 $26 \sim 47 \text{ kg/cm}^2$ 、静弾性係数 $3,400 \sim 6,800 \text{ kg/cm}^2$ となっている。なお、シルト岩では資料が不十分で明確ではないが、一軸圧縮強度、静弾性係数ともクリープによる変化はほとんどなかった。

4. あとがき

以上でとりあつた内容によって砂礫よりなる明石層と軟岩よりなる神戸層についての工学的性質の一部を明らかにすることができた。また、この種の地盤に対す

表-3.4.3 泥 岩

No.			試 験 前			試 験 後				ク リ ー プ 試 験 条 件 (°C)
	載荷荷重 (kg/cm ²)	載荷時間 (h)	密度	含水比 (%)	超音波 縦波速度 (m/s)	含水比 (%)	一 軸 圧縮強度 (kg/cm ²)	静弾性係 (kg/cm ²)	超音波 縦波速度 (m/s)	
1	1.81	288	—	17.8	—	17.6	47.14	6,800	—	
2	5.00	196	2.10	—	2,433	18.8	30.51	5,000	2,378	15°C
3	7.51	196	2.12	18.4	2,417	19.0	26.44	4,400	2,370	16.5°C
4	7.65	336	—	19.8	—	17.9	37.58	6,000	—	Room Temp.
5	8.03	106	2.14	—	2,227	18.1	34.91	5,800	2,435	17°C
6	9.91	286	2.16	—	—	—	24.39	3,400	2,423	19°C
7	10.04	95	2.14	—	2,342	17.7	31.33	6,400	2,453	16°C
8	10.10	144	2.11	—	2,430	17.8	37.54	5,980	2,396	Room Temp.
9	13.90	196	2.14	—	2,392	18.3	36.45	6,000	2,422	16°C
10	14.96	137	2.12	—	2,397	19.1	34.81	5,200	—	16.5°C
11	17.07	286	2.10	—	—	—	36.97	5,700	2,415	19°C
12	19.44	141	2.09	—	2,047	16.8	33.88	4,200	—	17°C

る調査試験方法が確立されていない現段階において、ここに採用した方法等は、この方面に関して多少とも資するところがあるかと考えられる。

実地盤の工学的特性を正しく把握するためには、まだまだ多くの問題が残されているので今後さらに検討を加えてゆくつもりである。

参 考 文 献

- 1) Niebuhr: "Beitrag zur Auswertung von Baugrunddruckprüfungen in Körnigen Böden" Bautechnik, Jahrgang 17, Heft 21. (1939)
- 2) Karl Terzaghi: "Evaluation of coefficients of subgrade Reaction" Geotechnique, vol. 5 No. 4, 1955.
- 3) Karl Terzaghi: "Theoretical Soil Mechanics" John Wiley & Sons, New York 1943.
- 4) 市原実, 小黒誠司, 衣笠博明: 「明石層群, 播磨層群について」地質雑報 vol. 66. No. 780, 1960
- 5) D. M. Burmister: "Prototype Load bearing

test for Foundation of Structure and pavements" Symposium on Field Testing of Soil, Special technical publication, No. 332, ASTM, 1962.

- 6) 村山朗郎, 柴田透: 「粘土のレオロジ的特性について」土木学会論文集 No. 40
- 7) 藤田和夫, 鎌田清吉編: 「大阪湾の地質(昭和37年度大阪湾音波探査報告)大阪湾音波探査委員会, 1964
- 8) Louis Ménard: "Das Pressiometer Louis Menard," Die Bautechnik, Heft 6, 1962, S. 202 ~ 204.
- 9) 竹中準之介: 「洪積砂レキ層の支持力について」深い基礎に関するシンポジウム, 土と基礎, vol. 12, No. 2, 1964
- 10) A. M. Neville: "Theories of creep in concrete" Journal of the American Concrete Institute Title No. 52—4, sept. 1955.

貯水池の堆砂に関する研究

(昭和41年3月)

江 崎 一 博*

要 旨

本研究は、貯水池の堆砂量、および堆砂分布形状に関して、実測資料、および室内実験資料を基に考察をおこなったものである。

目 次

1. 序 論.....(1)	(2) 実験結果.....(14)
2. 実測堆砂量に関する考察.....(3)	(3) 実験結果の考察.....(17)
3. 堆砂分布形状に関する考察.....(12)	[2] 実測貯水池における段丘形状.....(25)
[1] 矩形水路における実験.....(13)	4. 結 語.....(28)
(1) 実験装置と方法.....(13)	

1. 序 論

近年、わが国におけるダムの築造は目ざましいものがあり、ここ10年間で200以上を数える。このように開発が進むにつれ、ダム建設地点も次第に上流に移り、ダムによる人工貯水池も河川の最上流に位置するものが多い。

このことは貯水池管理上の大問題である。土砂の流入による貯水池の埋没の危険性がきわめて高いことを意味する。これまで、少からぬ識者によって指摘されているように、わが国は雨量が多く、河川は一般にこう配が急で、しかも流路長が短く、また流域の山地も急峻で一旦豪雨があれば、がけ崩れが発生し易く、かつ洪水は概して急激なので流水による土砂の流送も激しく、規模の小さい貯水池では2、3回の洪水でその貯水容量の大半が土砂で埋没してしまうという事態もしばしば起っている。もっとも最近築造された貯水池は貯水容量が 10^6m^3 以上の比較的大規模なものが多いので、短期間で大半が埋没することは考えられないが、それでもなお土砂の堆積に伴う貯水容量の減少や、貯水池終端より上流の河道の河床が堆砂の進行とともに漸次上昇するという、いわゆる背砂による洪水位の上昇といった問題がある。

これらの問題はいづれも貯水池に堆積した土砂の分布状況に関連するのであるが、堆砂分布状況は当然堆砂量によって左右されるから、結局問題は次の2つに要約される。

(A) 堆砂量

(B) 与えられた堆砂量に対応する堆砂分布形状

貯水池堆砂には非常に数多くの因子が複雑な関係をもつて影響していると考えられるが、これらすべての因子を考慮して解析を行うことは、巨視的な立場でも到底不可能である。しかしこれらの因子がすべて同じ程度に影響しているとは考えられず、これらのうちでもとくに堆砂に大きく影響する因子が存在するはずである。たとえば堆砂量にとくに密接な関係をもつ因子としては、洪水量、河道こう配、流域内の崩壊地の規模、貯水池の土砂捕捉率などがあげられ、また堆砂分布形状に対しては堆砂量、貯水池の形状、流入土砂の粒度構成、貯水位などが考えられる。貯水池に流入する土砂の大部分は洪水時に運搬されるから、一般に洪水量が大きい程堆砂量も増加するだろう。また水流の土砂運搬能力は河道のこう配によって大きく左右されるから、河道のこう配が堆砂量に影響することは明らかである。貯水池に流入する土砂は、その生産源によって、河道にあらかじめ堆積していたもの、流域の崩壊地などから雨水により押し流されて河道に入ったもの、および水流の河岸侵食によるものに分けられるが、これらのうち、河道にあらかじめ堆積していた土砂はいわゆる *bed material load* とよばれるもので、その流送量は水流の水量（流量、水深、粗度など）で規定される。

一方流域から直接河道に流入した土砂、あるいは河岸侵食により河道に流入した土砂のうち、粒径の小さい土砂（シルト、粘土）は *wash load* とよばれ、その流送量は水流の水量に無関係である。しかしこのような流域

* 前ダム部 ダム水理研究室研究員 現神戸工科大学助教授

浸食、あるいは河岸浸食によつて生産された土砂の内、粒径の大きい土砂(砂礫)は河道に入ると bed material load と同じ運搬機構にしたがい、その流量は河道の水理量によって規定されるであろう。このように貯水池に流入する土砂は供給源をことにする大小さまざまな粒径のものの混合体であるが、さらに水流による運搬型式によつて河床付近を転動、躍動あるいは滑動しながら運ばれる粒径の大きい砂礫から成り立つ掃流土砂 (bed load)と水流の乱れによつて水面近くまでまき上げられ、水中を浮遊して運ばれる粒径の小さい土砂(細砂、シルト、粘土)から成り立つ浮遊土砂 (suspended load) とに分けられるが、両者の貯水池における堆砂状況もまたことになっている。すなわち一般に掃流型式で運搬されてきた粒径の大きい砂礫はまづ貯水池の上流端付近にデルタを形成し、堆砂量の増加とともに漸次貯水池奥深くへ進行するが、浮遊型式で運搬されてきた粒径の小さい土砂は貯水池全域にわたり一様に沈澱堆積し、ほぼダム築造前の河床に平行な層を形成する。

さきに述べたように bed material load の流量は河道の水理量によって規定されるから、これまで発表された幾多の流砂量公式によつて求めることができるので、これらの式によつて bed material load の堆砂量を一応推定できる。しかし wash load の量も無視できない貯水池ではこれらの公式では不充分であつて、このことが堆砂を非常に厄介なものにしている。このような流砂量公式で求めた堆砂量と実測堆砂量とを比較する場合など問題になるのは土砂の空隙率である。堆砂量として測定される値は土砂粒子間の空隙をも含めたものであるから、公式で与えられる土砂量と比較するには当然空隙率を考慮しなければならない。空隙率は一般に土砂の粒径が小さくなるほど増加する。⁹⁾ 米国 Mead 湖での実測によると、¹⁾シルト、粘土層では空隙率が80%にも達している。

これら粘土、シルト層は年月の経過とともに漸次圧密されるので空隙率も減少していくが、堆積した当初の空隙率は Mead 湖の実例のように相当大きいと考えられるので、堆砂量として測定される値と空隙を除いた純土砂量との差は小粒径の土砂ほど大きいであろう。さらに堆砂量では貯水池の捕捉率、すなわち流入土砂の内貯水池に実際に堆積する土砂の占める比率が問題になる。

G. M. Brune²⁾ は捕捉率 E が貯水容量 C と平均年流入量 I の比 C/I で定まるとして、米国の貯水池における実測資料を基にして図-1のような結果を求めている。

この図によれば C/I が小さいほど捕捉率 E も小さくなる。いいかえれば流入量にくらべて貯水容量が相対的に小さい貯水池では相当量の土砂が貯水池より下流へ流出

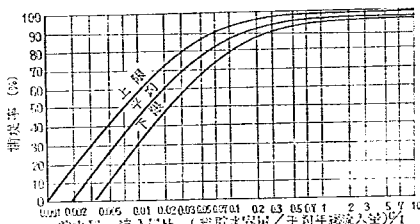


図-1 貯水量～流入量比と捕捉率との関係
(G. M. Brune による)

することになる。このことは流入土砂がすべて粒径の大きい掃流土砂でない限り、すなわち多少なりとも浮遊土砂を含んでいる限り量的にはともかく、定性的にはいいうであろう。同じ貯水池でも堆砂量の増加とともに貯水容量が減少するから C/I も小さくなり、したがつて捕捉率も減少し、ダム頂部まで土砂で充満すれば捕捉率は0に近くなり、洪水期に一時的に土砂を堆積するに過ぎなくなる。わが国の既設貯水池ではその貯水容量が 10^6m^3 程度のもから 10^9m^3 に至るまでの大小さまざまであるから、これら各貯水池に共通した堆砂特性を検討する場合、まづ貯水池の規模を示すパラメーターとしての捕捉率によつて分類しなければならないと考える。

さきに堆砂量に影響する因子として洪水量をあげたが、筆者はこれが堆砂量に最も密接な関係をもつと考える。流域の地形、地質、地被状況はいわば土砂生産の素因であり、降雨およびこれに伴う洪水が誘因であつて、貯水池に流入する土砂の大部分は洪水時に流入するものであり、洪水が生起しない限り堆砂は微小と考えられるから、堆砂量はあくまで洪水量と関連して考えるべきである。したがつて年平均堆砂量も単に累加堆砂量を経年数で除して求めるべきでなく、種種の規模の洪水量の生起頻度および貯水池の捕捉率をあわせて考慮すべきである。

そこで本研究はまづ洪水量と堆砂量との相関について実測資料の解析をおこなつた。堆砂量に共通した特性を解析するには、まづ捕捉率の点よりしてあまり規模の小さい貯水池では流入土砂のごく一部分しか堆積せず、河道の流送土砂の実態を把握し難いので、解析の対象としてはなるべく捕捉率の大きい、いいかえれば貯水容量が充分大きく C/I も大きい貯水池を採るべきであろう。

本研究では原則として総貯水容量が 10^6m^3 以上の貯水池を対象とした。(表-1参照)

ここで注意すべき事は堆砂量として測定される土砂量には上流から水流によつて運ばれてきたもののほかに、貯水池内の地山の地すべり崩壊など偶発的な原因によるもの、および道路鉄工工事など人為的な原因によるもの

などが含まれている場合も考えられることであるが、解析に際してはこれら偶発的、人為的原因による堆積がみとめられない、貯水池を扱ふべきであろう。また河川の最上流に位置する貯水池で流域河道が自然の状態にあるのが解析には最も望ましく、本研究でもなるべくこの条件を満足する貯水池を表-1に示すように40カ所採りこれらについて堆砂量の解析をおこなった。この詳細については2.で述べる。次に堆砂分布形状の一般的な特性について考えてみよう。任意の堆砂量に対応する分布形状は貯水容量の減少、背水終端付近の河床上昇量とも関連して非常に重要な問題である。従来の実測調査によると一般に分布形状は図-2のようになるといわれている。⁹⁾ このような分布形状に対し、とくに著しい影響をもつ因子と考えられるのは、堆砂量、流入土砂の粒度、貯水池の形状および貯水位である。流入土砂の大部分が比較的粒径の大きい掃流土砂である場合には図-2の bottomset bed はほとんど認められないが、流入土砂の大半がシルト、粘土である場合には bottomset bed のみが著しく、Fore-set bed や topset bed は明瞭でなくなる。シルト、粘土など非常に粒径の小さい土砂は一般にもとの河床(縦断的にみて)にはほぼ平行に堆積し、一方、礫、玉石一部の粗砂など掃流型式で運搬される砂礫はまづ背水終端付近に堆積し、段丘を形成しつつ、ダムの方へ進む。図-2の topset bed は大部分掃流土砂と考えられる。しかし貯水位変動の激しい貯水池では一旦形成された段丘が貯水位の低下にともない下流へ移動することも当然考えられる。

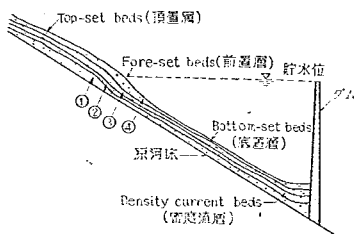


図-2 貯水池堆砂分布形状図

したがって貯水位変動の激しい貯水池では比較的広範囲にわたって掃流土砂の堆積が生じ、段丘も明瞭でなくなる。現在堆砂分布に関連してとくに問題になっているのは背水終端より上流の河床の上昇である。

これは topset bed の部分が堆砂の進行とともに上流へも進行するいわゆる背砂に基くものであるから、背水終端付近の河床上昇を推定するには topset bed の特性を明らかにしなければならない。もちろん topset bed の形状は堆砂量によって異なるが、topset bed を形成する土砂の大部分は河道の水理量によって、その運搬量

が規定されると考えられるから topset bed の特性と河道の水理量との間になんらかの関連性が存在するはずである。現段階では topset bed の形状は一応流砂に関する連続式を媒介とする。数値計算で求めるが、⁹⁾ 計算手順が非常に複雑であって電子計算機を用いないと到底所要の値を求めることができない上、このような数値解では一般的な特性を握し難い。そこで本研究は実測貯水池における実測値解析および矩形水路における実験をおこない topset bed の特性について検討をおこなってみた。この詳細は3.で述べる。

2. 実測堆砂量に関する考察

堆砂量の特性について検討をおこなう場合、あらかじめ貯水池は少くともその河川における位置、捕捉率によって分類しておくなければならない。また序論で述べたように偶発的、人為的原因による堆砂まで取入れて、共通特性を求めることは到底不可能であるから、解析の対象としては河川の最上流に位置し、上流の流域河道は自然の状態にあり、しかも貯水池の容量、捕捉率も充分大きい貯水池を扱ふべきであろう。

以上の点を考慮して解析の対象とした貯水池を表-1に示す。この表で捕捉率の値は一応 G. M. Brune の提案した図-1により求めたものであるが、図-1の基になった資料は米国の貯水池における実測結果であるから、これらのおが国の貯水池への適用性については検討を要する。このため Brune のように全国の貯水池について余水吐から放流される土砂量と貯水池に堆積した土砂量を実測するなどの方法が考えられるが、ここでは次のような便宜的な方法で検討をおこなった。すなわち同じ河川に棚池状に位置する2つの貯水池でもし下流の貯水池の容量が充分大きく、しかも両貯水池の間に大支川の流入がなく堆砂はほとんど本川の土砂と考えられる場合、上流の貯水池が漸次土砂で埋没して行く各時点において、たとえば各年毎に上流貯水池の C/I (C : 貯水容量、 I : 平均年総流入量) およびその捕捉率 E (この場合は次式で与えられる)

$$E = \frac{\text{上流貯水池の当年堆砂量}}{\text{上流貯水池の当年堆砂量} + \text{下流貯水池の当年堆砂量}}$$

との関係を検討できるはずである。

わが国で現在のところこの条件をほぼ満足するのは、天竜川にある平岡、佐久間両貯水池であろう。佐久間貯水池と平岡貯水池の間にはさしたる支川もないので、佐久間貯水池に堆積した土砂の大部分は平岡貯水池より流入したものと考えられる。平岡貯水池は昭和28年建設以来、その堆砂率は急激で昭和36年にはほとんど越流頂まで満杯の状態に達し、建設後わずか8年間でその貯水容量の大半を失つたのである。佐久間貯水池が築造された

表-1 資料解析対象貯水池略元

貯水池名	水系	河川	築造年	貯水池位置	総貯水容量 $C(m^3)$	C/I	捕捉率 E	総堆砂量 (1963年現在) (m^3)	平均河床 こう配 S	流域面積 $A(km^2)$	A_d/A	崩壊地 傾斜度 D	備 考
佐久間	天竜川	天竜川	1956	B	$32,685 \times 10^4$	0.1	0.94	$3,890 \times 10^4$	1/300	3,827	0.0026	0.7	○貯水池位置
御母衣	庄川	庄川	1961	A	36,578	0.1	0.94	40	1/100	476	0	—	A: 最上流に位置する。
有峰	常願寺川	和田川	1959	A	21,800	0.44	0.99	25	1/50	51	0	—	B: 上流に大貯水池がある。
黒部第4	黒部川	黒部川	1963	A	19,930	0.4	0.99	684(1964)	1/45	185	0.004	0.5	C: 本川, あるいは本川とほぼ同一規模の支川のいづれか一方にのみ大貯水池がある。
小河内	多摩川	多摩川	1958	A	18,970	0.45	0.99	33(1959)	1/100	263	0.001	0.6	
○風屋	熊野川	十津川	1960	C	13,072	0.11	0.94	156	1/160	650	0.0007 [※]	0.8	
畑薨第1	大井川	大井川	1962	A	10,740	0.3	0.99	549	1/70	318	0.0056	0.7	A→B: 当初Aであつたが
三浦	木曾川	王滝川	1945	A	6,220	0.68	0.99	377	1/55	69	0	—	A→C: 現在はBあるいはCになっている。
永瀬	物部川	物部川	1955	A	5,800	0.17	0.97	371	1/90	295	0.0006	0.7	○捕捉率 E は図-1 で求めた値である。
五十里	利根川	鬼怒川	1956	A	5,500	0.17	0.97	66(1962)	1/100	271	0.0002	0.6	○総堆砂量の内 (1962) あるいは (1959) としてあるのは, それぞれ1962年1959年現在の値である。
三面	三面川	三面川	1953	A→C	4,780	0.06	0.88	232	1/110	306	0.00017	0.8	
八久和	赤川	奈知川	1958	A	4,700	0.08	0.92	135	1/80	148	0.0012	0.5	
長安口	那賀川	那賀川	1955	A	4,430	0.07	0.90	300	1/200	494	0.00026	0.7	○平均河床こう配 S は貯水池終端付近の平均河床こう配である。(5万分の1地形図で推定したものもある。(日向神, 立花))
笹生川	九頭竜川	笹生川	1957	A	5,530	0.23	0.98	10	1/60	71	0	—	○ A_d/A に用いた A の値として風屋, 二津野はそれぞれ次の値を用いた。
荒沢	赤川	大島川	1956	A	4,420	0.05	0.87	55	1/100	162	0	—	(a) 風屋 $A=445km^2$
○二津野	熊野川	十津川	1962	C	4,380	0.024	0.80	84	1/290	1,015	0.001 [※]	0.8	上流にある猿谷貯水池の流域面積を除いた値
高暮	江川	神野瀬川	1945	A	3,970	0.2	0.98	44	1/250	157	0.00035	0.4	
目屋	岩木川	岩木川	1960	A	3,880	0.07	0.90	40	1/120	172	0.0006	0.6	
美和	天竜川	三峰川	1957	A	3,750	0.08	0.92	731(1962)	1/90	311	0.007	0.7	
組山	庄川	庄川	1930	A→B	3,299	0.013	0.62	1,750	1/160	929	0.0016	0.6	

花柳七口	山瀬川	北上川	一迫川	1957	A	3,660	0.15	0.95	18	1/100	127	0.0015	0.5	(b) 二津野 $A=365\text{km}^2$ 上流にある風屋、猿谷 両貯水池の流域 (面積 を除いた値) $\bigcirc A_d$ は5万分の1地形図で 計測した。 $\bigcirc D$ は各崩壊地傾斜度 (垂 直距離/水平距離) の流域 平均値である。(5万分 の1地形図で計測した) I : 平均年間総入量(m^3) A_d : 崩壊地面積(km^2)
		吉野川	銅山川	1953	A	3,220	0.10	0.94	126(1962)	1/150	171	0.0004	0.7	
		古座川	古座川	1956	A	3,070	0.15	0.96	49	1/100	102	0	—	
		矢部川	矢部川	1961	A	2,790	0.14	0.96	12	1/80	84	0	—	
朝相津立	日根	木曾川	飛弾川	1954	A	2,551	0.1	0.94	172	1/50	225	0.0013	0.7	
		利根川	赤谷川	1958	A	2,500	0.15	0.96	15	1/50	111	0	—	
		渡川	袖原川	1944	A	1,930	0.05	0.87	283	1/250	381	0.00027	0.5	
		太田川	太田川	1939	A	1,805	0.1	0.94	66	1/200	130	0	—	
秋綾猿小	神北田	木曾川	飛弾川	1954	A	1,760	0.2	0.98	45	1/30	88	0.0006	0.5	
		大淀川	綾北川	1960	A	1,703	0.06	0.88	36	1/100	148	0	—	
		三面川	猿田川	1956	A	1,170	0.05	0.87	40	1/80	89	0	—	貯水池の堆砂に関する研究
		庄川	庄川	1942	A→B	1,140	0.007	0.5	840	1/160	815	0.0018	0.6	
神通川第1	神通川	神通川	神通川	1954	C	1,135	0.003	0.3	400	1/160	1,960	0.00046	0.6	
石淵	北上川	朋沢川	朋沢川	1954	A	1,115	0.04	0.84	31(1962)	1/65	154	0	—	
泰阜	天竜川	天竜川	天竜川	1935	A→C	1,080	0.004	0.35	922	1/300	2,963	0.0027	0.7	
立花	一ツ瀬川	三財川	三財川	1963	A	1,000	0.09	0.93	5	1/40	41	0	—	
木地山	最上川	野川	野川	1961	A	820	0.035	0.82	6	1/60	63	0	—	
千頭	大井川	寸又川	寸又川	1935	A	495	0.019	0.7	480	1/60	132	0.0025	0.6	
久瀬	掛斐川	掛斐川	掛斐川	1952	A→B	460	0.003	0.3	340	1/200	486	0.0014	0.8	
西平	掛斐川	掛斐川	掛斐川	1940	A→B	450	0.003	0.3	240	1/300	600	0.0010	0.8	

昭和32年にはすでに平岡貯水池は総貯水容量の約35%に達する土砂が堆積しており、しかも相当量の土砂が平岡ダムより下流へ流出していることは表-2に示す佐久間貯水池の堆積状況から明らかである。平岡貯水池に流入した全土砂量は佐久間貯水池の堆積量と平岡貯水池の堆砂量との比を平岡貯水池の捕捉率 E とし、昭和32年から昭和37年まで各年毎に E と C/I を求め、一方この C/I に対する G. M. Brune の曲線 (図-1参照) における E の上限値、平均値、下限値と比較したのが表-2である。

表-2 平岡貯水池捕捉率経年変化状況

年	$C \times 10^6$	C/I	E_c	E_M	$V_{s1} \times 10^4$	$V_{s2} \times 10^4$
昭和32年	27.78	0.0054	0.42	0.44	368	473
33	24.10	0.0047	0.40	0.70	337	136
34	20.73	0.0043	0.34	0.34	379	728
35	16.94	0.0033	0.30	0.34	251	487
36	14.43	0.0028	0.27	0.34	699	1,361
37	7.47	0.0015	0.10	0.25	209	630

注:

 C : 平岡貯水池各年当初貯水容量 (m^3) I : 平均年総流入量 (m^3) (平岡貯水池)昭和28年～昭和39年 12年間平均値 $= 5,100.3 \times 10^6 m^3$ E_c : 図-1の上限曲線による捕捉率 $E_M = V_{s1}/V_{s1} + V_{s2}$ V_{s1} : 平岡貯水池の年間堆砂量 (m^3) V_{s2} : 佐久間貯水池の年間堆砂量 (m^3)

これによると Brune の曲線の上限値が大体近似した値を与えるようである。もちろんこれのみでは不十分ではあるが、ここでは一応 Brune の曲線の上限値がわが国の貯水池にも適用できるとして、主な貯水池の C/I 比から捕捉率を求めると表-1のようになる。

これによると平岡貯水池の上流に位置する泰阜貯水池では建設当初から非常に小さい。したがって規模の小さい貯水池の堆砂量から、捕捉率の違いを考慮せず、比堆砂量と同じとして大貯水池の堆砂量を推定することは堆砂量を過小に見積り、非常に危険であることがわかる。この捕捉率の例からも明らかなように堆砂量を支配する最も重要な因子は貯水池へ流入する水量であり、しかも土砂の大部分は洪水時に流入すると考えられるから、とくに洪水量が堆砂量と密接な関係をもつとしてよいだろう。

さらに一般に流送土砂、とくに wash load を除く、bed material load は河道のこう配が急である程、その量は増大すると考えられるから河床こう配もまた堆砂量を左右する重要な因子であろう。一方、本解析で対象とする表-1に示す比較的規模の大きく、捕捉率も大きい貯

水池では堆積した土砂の中には多量の wash load が含まれることが当然考えられるので wash load の堆砂量を無視することはできない。しかし厄介なことに wash load の量は bed material load のように河道の水量量によって規定されるものではないので、その推定は困難である。wash load の供給源は流域山地における sheet erosion, gully erosion, あるいは河道における河岸侵食と考えられるが、sheet erosion, gully erosion は地表が草木で被覆されている場合はほとんど有効に作用しないはずであり、これら侵食作用によつて土砂が河道まで流送されるのは主として崩壊地と考えられる。たとえば流域内に多数の崩壊地が存在する。天竜川、大井川などに設けられた大貯水池では年間堆砂量は $10^6 m^3$ の order に達する事実を考慮すれば、流域内の崩壊地の多少が堆砂量のきわめて重要な因子であるだけでなく、天竜川に設けられた美和貯水池や佐久間貯水池では、ヘドロと呼ばれる wash load の堆積が圧倒的に多いことを考えれば wash load の量が崩壊地の規模と密接な関連をもつと考えてよいだろう。以上のような定性的な考察に基づき、次のような仮定を設けて堆砂量の解析をおこなった。

(I) 堆砂量 V_s は洪水量 I 、貯水池上流端付近の平均河床こう配 S 、流域内に含まれる崩壊地面積 A_a 、および崩壊地の平均こう配 D の関数である。

(II) 洪水量 I は $QS=1$ (S : 貯水池上流端付近の平均河床こう配, Q : 流量 m^3/sec) を満足する値以上の流量の総量とする。

(III) 貯水池へ流入する土砂のうち bed material load の量は洪水量 I 、および平均河床こう配 S によって規定され、一方 wash load の量は流域内崩壊地面積 A_a 、そのこう配 D 、および洪水量 I に含まれる崩壊地からの流出分 (これを $I(A_d/A)$ であらわす, A : 流域面積) で定まる。

(IV) 貯水池に流入し堆積した土砂は、河道にあらかじめ堆積していたものが河床にそって押し流され (掃流土砂) あるいは水中で捲き上げられ浮遊して運ばれてきたもの (浮遊土砂) (これらの中には流水の河岸侵食によるものも含まれるとすると) と流域内の崩壊地で雨水により押し流され河道に流入した粒径の非常に小さい土砂から成りたっている。

(V) (IV)で貯水池に堆積した土砂をその生産源、運搬型式によって分類したが、それぞれの堆砂量は次式で与えられるとする。

(a) bed material load $K_1 I^{2.5}$ (b) wash load $K_2 \frac{A_d}{A} D^2$ ここに K_1, K_2 : 常数 I : 洪水量

S: 貯水池流入端付近の平均河床こう配
 A_d: 崩壊地面積
 A: 流域面積
 D: 崩壊地の平均こう配

この仮定は非常にだいたんである。この他少なくとも運搬機構に対する土砂粒度の影響、また堆積土砂では粒度により、空隙率が相当異なることを当然考慮すべきであろうが、これらをあらかじめ適確に知ることは非常に困難なので、ここでは一応無視し堆砂量 V_s は次式であらわされるとした。

$$V_s = K_1 I S^2 + K_2 I \frac{A_d}{A} D^2 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

(VI) 冬期多量の降雪をみる、東北、北陸地方の貯水池では4月、5月の融雪洪水時には崩壊地は雪におおわれ、したがってこの期間の wash load の流出はないものとした。

以上(I)~(VI)の仮定を基に(2.1)式に含まれる常数 K_1 , K_2 を定めた。洪水量 I は仮定(II)で述べたように $QS=1$ を満足する流量 Q 以上の総量としたので、本来洪水量記録により求めるべきであるが、貯水池によっては洪水資料が不明の場合もあり、この場合やむなく流量年報により日平均流量 $\bar{Q}$ が $\bar{Q}S \geq 1$ を満足する値以上の総量を洪水量とした。崩壊地面積 A_d およびこう配 D としては5万分の1地形図で崩壊あるいは崩壊地として記入されており、しかも河道に流入すると推定される部分の面積の総和、および各崩壊地の傾斜度(垂直距離/水平距離)を流域全体について平均した値をそれぞれ用いた(表-1参照)。

厳密には崩壊地の発生時点をも問題にすべきであろうがここでは一応これを無視して取扱った。

貯水池流入端付近の平均河床こう配は少なくとも背水終端より2km内至3km、上流区間の平均こう配を用いるべきであろうが、この範囲まで実測している貯水池は現在皆無であるからここでは背水終端付近のこう配を用いた。

常数 K_1 , K_2 を定める基準となった。堆砂量はすべて累加堆砂量であるが貯水池によつては堆砂量の基準となるダム築造時の河床の測量年度が貯水池が完全に湛水した時点より相当古く、貯水池築造初年度の堆砂量として報告されている値では、ダム工事中に堆砂した土砂も含まれていると考えられる場合には初年度を除いた累加堆砂量を用いた。

以上のような値により K_1 , K_2 を求めたところ $K_1 = 8.85$, $K_2 = 7.83$ という値がえられた。したがって堆砂量 V_s は次式で与えられる。

$$V_s = 8.85 I S^2 + 7.83 I \frac{A_d}{A} D^2 \quad \dots\dots\dots (2.2a)$$

この式により計算した値(捕捉率の小さい貯水池では

捕捉率を図-1の曲線の上限値で与え(2.2)式の値に捕捉率を乗じて求めた)と実測値とを比較した結果が表-3aである。この結果によると(2.2a)式による計算値と実測値の近似度はかなり良好である。(2.2a)式では崩壊地傾斜度 D が D^2 の形で入っているが、 D の測定精度は I , S , A , A_d の諸量にくらべかなり劣ると考えられるので、ここでさらに堆砂量 V_s が次の形で与えられるとして係数 K_1 , K_2 を求めると $K_1 = 8.30$, $K_2 = 5.47$ という値がえられた。

$$V_s = K_1 I S^2 + K_2 I \frac{A_d}{A} D$$

したがって

$$V_s = 8.30 I S^2 + 5.47 I \frac{A_d}{A} D \quad \dots\dots\dots (2.2b)$$

(2.2b)式による計算結果は(表-3b)に示すように(2.2a)式と同ようかなり実測値に近い値を与える。

(2.2a)式と(2.2b)式のそれぞれによる計算値の精度を一応 $R = \sqrt{\Sigma(V_{sc} - V_{sv})^2/n}$ で検討したところ(2.2a)式では $R = 54.4 \times 10^3$ また(2.2b)では $R = 61.6 \times 10^3$ となりやや(2.2a)による計算結果の方が精度が高いようである。

ここで問題になるのは(V)の仮定に基く(2.2)式の各項で求まる、土砂量の比率が妥当性である。現在のところ貯水池に堆積した土砂の全体の粒度構成を調査した資料はないので、ここでは一応堆砂分布は一般に図-2の bottomset beds の部分には粒度の小さい土砂が、また topset bed, foreset bed ではその大部分が粒度の大きい砂礫で占められるという従来の定説を基に堆砂分布状況からある程度堆積土砂の粒度構成を推定できる貯水池について検討をおこなってみた。天竜川水系美和貯水池や佐久間貯水池など年間 10^6 m^3 の order の堆砂量を記録しているところでは(2.2)式による計算値では崩壊地を含む項の値、いいかえれば仮定(V)の wash load の量が圧倒的に大きくなっているが、これは図-3a, bの堆砂分布状況よりすれば(美和貯水池での粒度調査(ただし表面のみ))でも、シルト、粘土が大半を占めると考える。一方流域内に崩壊地が認められない(少なくとも5万分の1地形図では)貯水池、たとえば山形県赤川水系の荒沢貯水池では(b)式によると bed material load のみ堆積するということになるが、このことは図-3dに示す荒沢貯水池の堆砂分布状況で bottom set bed がほとんど認められない事実と合致しているといえよう。

以上述べたことより(2.2)式によつてもある程度、実際の堆砂量に近似した値がえられるようであるが、何分堆砂現象には河道、流域の種種の条件が複雑に影響しており、本解析のような巨視的な立場でも未だ問題点は数多く、たとえば、堆積土砂の粒度構成状況や河岸侵食機構などに関する実態調査をおこなわない限り堆砂状況の

表-3(a) 堆砂量計算値, 実測値比較表

No.	貯水池名	$I \times 10^4 (\text{m}^3)$	期 間	① $8.85IS^2$	② $7.83I \frac{A_D}{A} D^2$	捕捉率 E (期 間 平均値)	V_{SC} $E \times (①+②)$	$V_{SM} (\text{m}^3)$
1	長 安 口	303.840	昭和 32~38	67.3×10^4	309.3×10^4	※ 註参照	376.6×10^4	299×10^4
2	美 和	20.268	34~36	22.1	544.2	※ "	566.3	613
3	朝 日	12.744	33~38	45.1	65.0	※ "	110.1	159
4	秋 神	4.608	33~38	45.1	5.5	※ "	50.6	43
5	小 河 内	7.060	34	6.2	19.6	※ "	25.8	33
6	柳 瀬	65.052	28~37	27.4	107.3	※ "	134.7	126
7	八 久 和	77.220	33~39	107.1	40.7	※ "	147.8	135
8	三 面	240.004	28~36	175.2	79.9	※ "	255.1	230
9	黒 部 第 4	46.979	39	205.3	205.1	※ "	410.4	581
10	花 山	5.375	33~38	6.2	13.3	※ "	19.5	19
11	畑 籾 第 1	8.769	38~39	15.9	117.5	※ "	133.4	101
12	五 十 里	31.450	31~37	27.4	29.8	※ "	57.2	66
13	高 森	39.125	26~39	5.3	17.2	※ "	22.5	25
14	佐 久 間	448.344	34~36	15.9	4,561.0	※ "	4,576.9	4,566
15	荒 沢	58.320	31~34	51.3	0	※ "	51.3	36
16	七 川	43.776	34~38	47.8	0	※ "	47.8	43
17	有 峰	15.120	35~38	53.1	0	※ "	53.1	33
18	猿 田	28.417	31~39	38.9	0	※ "	38.9	47
19	日 向 神	12.580	36~38	17.7	0	※ "	17.7	13
20	笹 生 川	12.456	35~39	31.0	0	※ "	31.0	19

I , V_{SC} , V_{SM} はそれぞれ期間内の総洪水量, 総堆砂量 (計算値), 総堆砂量 (実測値) をあらわす。

最小 2 乗法解析は No.1~No.28 の貯水池についておこなった。

③の項の I としては次の貯水池を除いて $I=P$ である。() 内の数値は P の値を示す。

八久和 ($17,333 \times 10^4$), 三面 ($90,714 \times 10^4$), 黒部第4 ($26,200 \times 10^4$), 花山 ($4,533 \times 10^4$), 目屋 ($19,167 \times 10^4$), 祖山 ($288,645 \times 10^4$), 小原 ($203,518 \times 10^4$), 神通川第1 ($600,000 \times 10^4$) (これは仮定(VI)に基づく)

※ 註 No.1~No.33 の貯水池は捕捉率がすべて90%以上であり,ほとんど100%とみなしうる。
註

① 下記貯水池の総堆砂量 (実測値) は上流にある貯水池の当期間内の堆砂量も加えた値である。

(a) 三面→(三面)+(猿田) (三面 199万m^3) (猿田 31万m^3)

(b) 佐久間→(平岡)+(泰阜)+(美和)+(佐久間) (平岡 $1,326 \text{万m}^3$, 泰阜 50万m^3 , 美和 614万m^3 , 佐久間 $2,576 \text{万m}^3$)

(c) 神通川第1→(神通川第1)+(打保)+(坂上)+(角川) (神 $1,267 \text{万m}^3$, 打保 83万m^3 , 坂上 30万m^3 , 角川 26万m^3)

これはもし上流の貯水池がなければ当然最下流

21	御母衣	20,610	36~37	18.6	0	※	18.6	25
22	石淵	11,912	36~37	24.8	0	※	24.8	20
23	立岩	76,345	22~39	16.8	0	※	16.8	30
24	綾北	25,056	35~37	62.0	0	※	62.0	51
25	立花	986	38	5.3	0	※	5.3	5
26	相俣	1,970	35~37	7.1	0	※	7.1	4
27	木地山	223	39	1.8	0	※	1.8	2
28	三浦	136,085	24~38	398.3	0	※	398.3	339
29	津賀	188,712	28~36	26.6	99.4	※	126.0	185
30	風屋	61,455	36~38	13.3	188.7	※	202.0	157
31	二津野	18,540	37~38	1.8	86.1	※	87.9	83
32	永瀬	113,328	34~38	123.9	260.7	※	384.6	371
33	目屋	26,399	35~38	15.9	32.1	※	48.0	44
34	祖山	792,167	6~13	257.5	1,301.3	0.62	966.5	953
35	小原	470,688	20~25	416.0	1,032.0	0.50	724.0	494
36	神通川第1	1,103,180	30~36	380.6	789.3	0.30	351.0	406
37	久瀬	73,620	28~35	15.9	516.0	0.30	159.6	195
38	西平	92,276	15~25	8.9	462.0	0.30	141.3	168
39	泰阜	172,980	11~13	38.1	1,790.7	0.35	640.1	569
40	千頭	36,331	14~24	89.4	256.0	0.70	124.8	190

貯水池へ流入すると考えられるからである。

② 風屋、二津野の洪水量は上流にある猿谷貯水池における流量記録をそれぞれの直接集水面積(表-1参照)に換算したものである。
(風屋445km²、二津野365km²)

これは十津川本流の土砂はほとんど上流の猿谷貯水池で抑止され、両貯水池に流入する土砂は残流域からのみと考えたことによる。

③ 下記貯水池の洪水量は同一水系にある。測水所、貯水池の流量年表より集水面積比で換算したものである。

- (a) 御母衣→鳩ヶ谷貯水池の記録より換算
(b) 千頭→家山測水所の "
(c) 三浦→玉竜川貯水池の "
(d) 佐久間→宮ヶ瀬、鹿島測水所の "

④ 佐久間貯水池の河床こう配Sとしては天竜川本流の最上流に位置する泰阜貯水池の満砂面こう配1/500を用いた(これは註①の考え方に基く)

貯水池の堆砂に関する研究

表-3(b) 堆砂量計算値, 実測値比較表

No.	貯水池名	$I \times 10^4 (\text{m}^3)$	期 間	① $8.30IS^2$	② $5.47I' \frac{A_D}{A} D$	捕捉率 E (期 間 平均値)	V_{sc} $E \times (①+②)$	$V_{SM} (\text{m}^3)$
1	長 安 口	303,840	昭和 32~38	63.1×10^4	308.5×10^4	※ 註参照	371.6×10^4	299×10^4
2	美 和	20,268	34~36	20.8	543.2	※ "	564.0	613
3	朝 日	12,744	33~38	42.3	65.1	※ "	107.4	159
4	秋 神	4,608	33~38	42.3	7.7	※ "	50.0	43
5	小 河 内	7,060	34	5.8	23.0	※ "	28.8	33
6	柳 瀬	65,052	28~37	25.7	107.2	※ "	132.9	126
7	八 久 和	77,220	33~39	100.4	56.9	※ "	157.3	135
8	三 面	240,004	28~36	164.3	69.5	※ "	233.8	230
9	黒 部 第 4	46,979	39	192.6	286.6	※ "	479.2	581
10	花 山	5,375	33~38	5.8	18.6	※ "	24.4	19
11	畑 羅 第 1	8,769	38~39	14.9	117.1	※ "	132.0	101
12	五 十 里	31,450	31~37	25.7	34.5	※ "	60.2	66
13	高 暮	39,125	26~39	5.0	30.1	※ "	35.1	25
14	佐 久 間	448,344	34~36	14.9	4,554.3	※ "	4,569.2	4,566
15	荒 沢	58,320	31~34	48.1	0	※ "	48.1	36
16	七 川	43,776	34~38	44.8	0	※ "	44.8	43
17	有 峰	15,120	35~38	49.8	0	※ "	49.8	33
18	猿 田	28,417	31~39	36.5	0	※ "	36.5	47
19	日 向 神	12,580	36~38	16.6	0	※ "	16.6	13
20	笹 生 川	12,456	35~39	29.1	0	※ "	29.1	19

I , V_{sc} , V_{SM} はそれぞれ期間内の総洪水量, 総堆砂量(計算値), 総堆砂量(実測値)をあらわす。

最小2乗法解析はNo.1~No.28の貯水池についておこなった。

②の項の I' としては次の貯水池を除いて $I=I'$ である。() 内の数値は I' の値を示す。

八久和 ($17,333 \times 10^4$), 三面 ($90,714 \times 10^4$), 黒部第4 ($26,200 \times 10^4$), 花山 ($4,533 \times 10^4$), 目屋 ($19,167 \times 10^4$), 祖山 ($288,645 \times 10^4$), 小原 ($203,518 \times 10^4$), 神通川第1 ($600,000 \times 10^4$) (これは仮定(VI)に基づく)

※ 註 No.1~No.33 の貯水池は捕捉率がすべて90%以上であり, ほとんど100%とみなしうる。

註

① 下記貯水池の総堆砂量(実測値)は上流にある貯水池の当期間内の堆砂量も加えた値である。

(a) 三面→(三面)+(猿田) (三面 199万m^3 , 猿田 31万m^3)

(b) 佐久間→(平岡)+(泰卓)+(美和)+(佐久間) (平岡 $1,326 \text{万m}^3$, 泰卓 50万m^3 , 美和 614万m^3 , 佐久間 $2,576 \text{万m}^3$)

(c) 神通川第1→(神通川第1)+(打保)+(坂上)+(角川) (神1 267万m^3 , 打保 83万m^3 , 坂上 30万m^3 , 角川 26万m^3)

これはもし上流の貯水池がなければ当然最下流

21	御母衣	20,610	36~37	17.4	0	※	〃	17.4	25
22	石淵	11,912	36~37	23.2	0	※	〃	23.2	20
23	立岩	76,345	22~39	15.8	0	※	〃	15.8	30
24	綾北	25,056	35~37	58.1	0	※	〃	58.1	51
25	立花	986	38	5.0	0	※	〃	5.0	5
26	相俣	1,970	35~37	6.6	0	※	〃	6.6	4
27	木地山	223	39	1.7	0	※	〃	1.7	2
28	三浦	136,085	24~38	373.5	0	※	〃	373.5	339
29	津賀	188,712	28~36	24.9	139.5	※	〃	164.4	185
30	風屋	61,455	36~38	12.5	164.5	※	〃	177.1	157
31	二津野	18,540	37~38	1.7	74.9	※	〃	76.6	83
32	永瀬	113,328	34~38	116.2	260.4	※	〃	376.6	371
33	目屋	26,399	35~38	14.9	37.7	※	〃	52.6	44
34	祖山	792,167	6~13	241.5	1,515.7		0.62	1,089.5	953
35	小原	470,688	20~25	390.1	1,202.3		0.50	796.2	494
36	神通川第1	1,103,180	30~36	356.9	919.0		0.30	382.8	406
37	久瀬	73,620	28~35	14.9	450.7		0.30	139.7	195
38	西平	922,276	15~25	8.3	403.7		0.30	123.6	168
39	泰阜	172,980	11~13	35.7	1,788.1		0.35	638.3	569
40	千頭	36,331	14~24	83.8	298.1		0.70	267.3	190

貯水池へ流入すると考えられるからである。

② 風屋、二津野の洪水量は上流にある猿谷貯水池における流量記録をそれぞれの直接集水面積(表-1参照)に換算したものである。
(風屋445km², 二津野365km²)

これは十津川本流の土砂はほとんど上流の猿谷貯水池で抑止され、両貯水池に流入する土砂は残流域からのみと考えたことによる。

③ 下記貯水池の洪水量は同一水系にある。測水所、貯水池の流量年表より集水面積比で換算したものである。

- (a) 御母衣一鳩ヶ谷貯水池の記録より換算
(b) 千頭一家山測水所の〃
(c) 三浦一玉竜川貯水池の〃
(d) 佐久間一宮ヶ瀬、鹿島測水所の〃

④ 佐久間貯水池の河床こう配Sとしては天竜川本流の最上流に位置する泰阜貯水池の満砂面こう配1/500を用いた(これは註①の考え方に基く)

貯水池の堆砂に関する研究

正確な把握は難しいであろう。これらの問題点はさておき(2.2)式によって計画堆砂量を推定しようとするれば、堆砂量は洪水量によって左右されるのであるから、まず既往の年間洪水量の生起頻度を調べ、これより統計上期待値に相当する洪水量に対応する堆砂量を以て年平均堆砂量とすべきであろう。(もちろんこの際貯水池の捕捉率を考慮すべきである)従来のように、単に累加堆砂量を年数で除した値を年平均堆砂量とするのは、もしその期間内に洪水が生起していないと過少な値となり、逆に100年に一度というような大洪水が生起していると過大な値を示すことになって、いずれの場合も真の平均的な値とはいえない。したがって真に平均的な堆砂量は、あくまで年間洪水量の規模頻度を考慮して推定しなければならぬ。表-3a, bの結果をみると、流域内に崩壊地が存在する貯水池ではいずれも堆砂量 V_s に対する、 $I(A_d/A)D^2$ 、あるいは $I(A_d/A)D$ の項の比率が非常に大きい。このことは崩壊地が存在すると堆砂量が急激に増加することを意味するものと考えられ、したがって堆砂防除対策としては、まづなによりも治山対策を確立することが急務であろう。

3. 堆砂分布形状に関する考察

貯水池に流入した土砂がどのように分布して堆砂するかという問題は、貯水池容量の減少や貯水池終端より上流の河床上昇(いわゆる背砂)などと関連して、最近とみに重要視されている。現在ダム水理研究室に保管している既設貯水池の堆砂状況に関する資料によると図-3a～図-3gに示すように、堆砂分布形状は千差万別である。一般には、図-2のように背水終端付近には比較的粗い土砂が堆積し、topset bed, fore set bed を形成して漸次ダムの方へ進行するが、シルト、粘土など浮遊土砂

として流入する土砂はダム付近まで一様に沈澱堆積し、図-2の bottom set bed を形成する。図-2のような分布形状を標準型と名付ければ、図-3a～図-3gに示す実際の貯水池でもこれに近い分布を示すものが少なからずあるようである。しかしまた明らかに堆積した土砂の大部分は粘土やシルトなど細い粒径の土砂としか考えようのない。bottom set bed のみの分布を示す貯水池も少くない。(図-3a～図-3c 参照以下この型をヘドロ型と名付ける)。このような分布形状の相異に影響する最も重要な因子は流入土砂の粒度構成であろう。すなわちもし流入土砂のうち、掃流土砂として運搬される部分の比率が大きいと、貯水位変動の少ない発電専用貯水池などでは顕著な段丘が発達する標準型の分布を示し、一方浮遊土砂が正倒的に多い場合は貯水池内に一様に堆積するヘドロ型になるであろう。

また最近問題となっている、貯水池終端より上流部における河床が堆砂の進行とともに漸次上昇する。いわゆる背砂の現象はその大部分が掃流土砂の堆積に基づくものと考えられるので、背砂が著しい貯水池では流入土砂の内掃流土砂の占められる比率が相当大きいとみなし得る。

図-3a～図-3gをみると実際の貯水池でも室内実験⁷⁾と同ように bottom set bed はほぼダム築造時の河床に平行な層となるようである。しかし中にはダム直上流部に水平な層が形成されている貯水池もあるが、これはとくに細い土砂が長期間にわたり、ダム直上流部に高濃度の濁水層として滞留し、除除に沈澱堆積した結果であろう。このような bottom set bed については最近京都大学防災研究所で室内実験より種類の特性が明らかにされ⁸⁾、分布形状に関する理論解も求められている。背砂についてもダム天端まで満砂状態に達した状況について

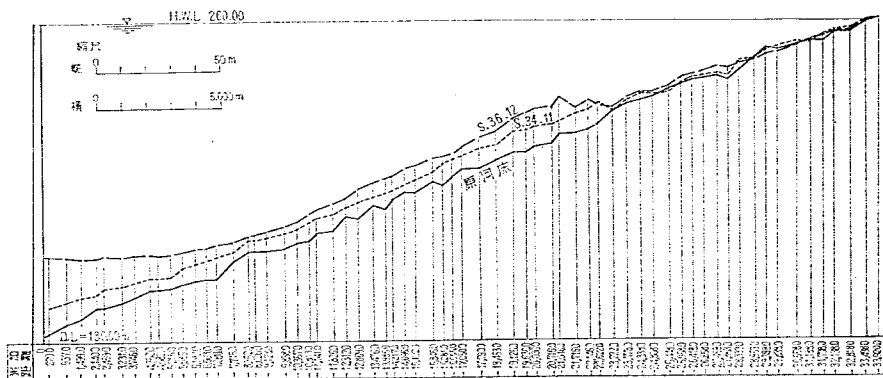


図-3a 佐久間ダム

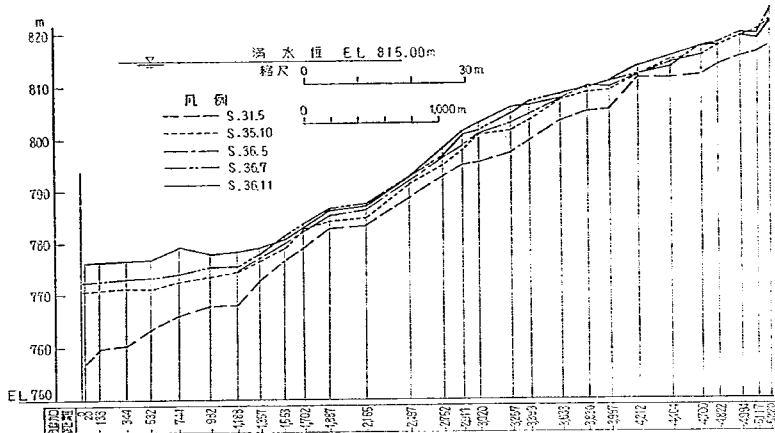


図-3b 美和ダム

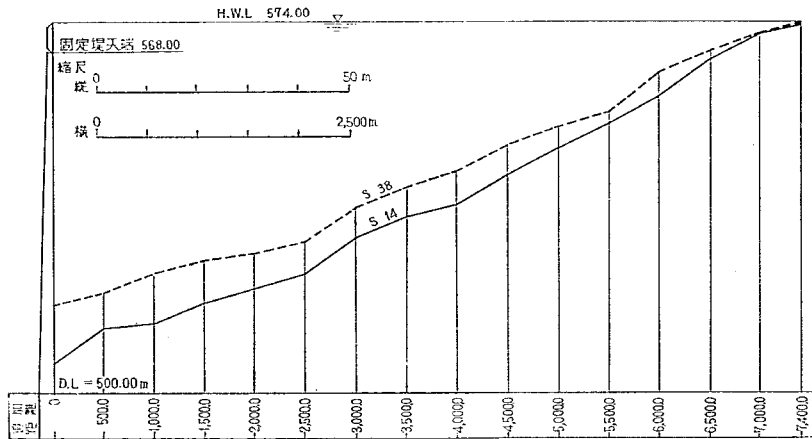


図-3c 大橋ダム

は従来かなり考究されているが、これはあくまで、主として砂防ダムなど比較的規模の小さい貯水池に対して実用的意義をもつと考えられる。しかし大貯水池で実際に問題になるのはこのような満砂状態に達するまでの途中の状況、いいかえれば非平衡状態での掃流土砂の堆砂機構についても多少からず、室内実験がおこなわれ、とくに段丘部の特徴についてはかなり明らかにされているが、段丘の進行に伴う背砂が上流への廻行する機構はあまり考究されていないようである。そこでわれわれはこの非平衡状態における背砂について室内実験をおこない。こ

れら一連の実験および実際貯水池における実測結果に認められる特性について考察をおこなった。

〔1〕 矩形水路における実験

(1) 実験装置と方法

実験に用いた水路は長さ 40m、幅 70cm、深さ 60cm のペンキ仕上鋼製水路であり、下端より 20m 間は両側面ガラス張りである。給砂装置は砂をためるためのホッパー（容積 6m³）を持ち、その部分はロート状にせばまり最下端は長さ 2m、幅 70cm のベルトコンベアーに接している、給砂はこのベルトコンベアーを一定速度で動か

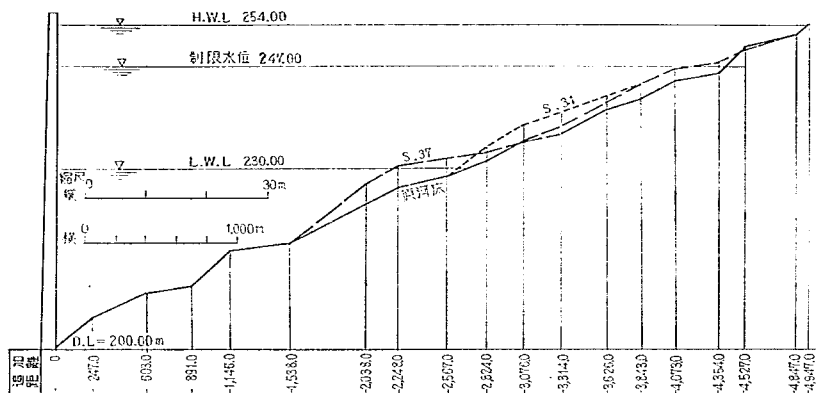


図-3d 荒 沢 ダ ム

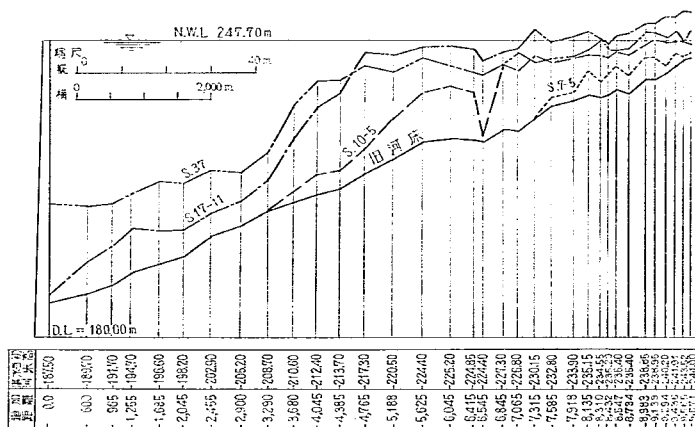


図-3e 祖 山 ダ ム

すことによりホッパー内の砂を所定量だけベルトコンベアーから水路へ落下させておこなった。実験に用いた砂は中央粒径3.5mmのものである。水位および河床の測定は水路断面の中央部のみでおこなった。測定は実験開始10分後、30分後、60分後、以後は30分毎に河床形状は日本無線 K. K. 製 NJZ-141 超音波精密測深装置で連続的にペンレコーダーに記録させ、水位は1m間隔でポイントゲージによっておこなった。本実験では実験開始前にあらかじめ水路全区間にわたり、給砂する小砂利と同一粒径(中央粒径3.5mm)の砂利を厚さ5cmに敷き並べておき、給砂量は給砂地点で水流の運搬能力とバラン

スして、この地点で実験当初は河床変動が全く起らないように表-4の各流量に対し、それぞれ trial で定めた。

(2) 実験結果

本実験では実験開始時の水路こう配が1/100でかなり急こう配であるため、表-7に示すように各流量に対するFraude数はいずれも1よりやや大きく、(ただし $Q=60$ ℓ/s , $80\ell/s$ の場合、 $Fr < 1$ の場合もあるがこれは測定誤差に基く)したがって流れは射流であり水面は射流をせき上げた場合の典型的な形状を示した。(図-4~図-7参照)表-4に示す各流量条件における堆砂および水面形状の時間的な変化状況を図-4~図-7にそれぞれ示す。本実

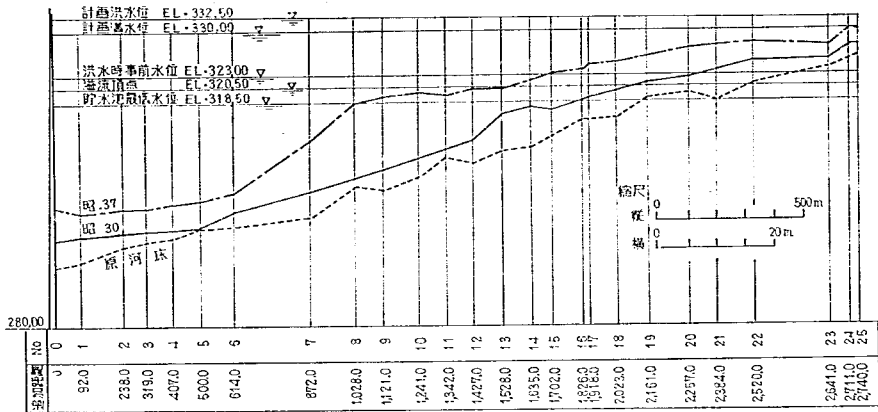


図-3f 管野断面

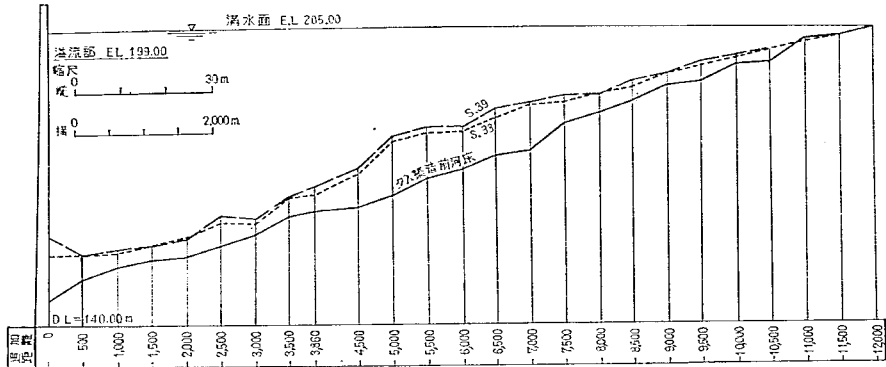


図-3g 松尾断面

表-4 実験条件表

実験番号	流量 (m³/s)	せき高 (cm)	給砂量 (g/s)	水路床 こう配
I	0.04	7.87	17.0	1/100
II	0.04	11.87	17.0	"
III	0.05	6.22	45.0	"
IV	0.05	8.22	45.0	"
V	0.05	10.22	45.0	"
VI	0.06	4.70	88.0	"
VII	0.06	6.70	88.0	"
VIII	0.06	8.70	88.0	"
IX	0.08	5.78	121.0	"

験では実河川になるべく近い状態にするため、あらかじめ小砂利を水路に敷き並べておいて水路上流端で給砂するという方法によった。また砂澱などの発生を極力抑えるため比較的粒径の大きい砂礫を用いたが、それでもなお流量が大きいと水路の上流部では dune が発生したが、超音波測深器で連続的に河床を測定することが可能なので、河床の変動状況を比較的容易にかなりの精度で知ることができた。図-4～図-7で明らかのように段丘部の進行状況は従来の結果と大差ないが、これら一連の実験ではいずれの場合でも段丘の進行とともに上流へも河床の上昇が漸次伝播する背砂の現象が認められ、堆砂面はその上流端が実験開始時の河床線に一致する形状を示し、しかもこの背砂の進行速度は段丘の進行速度が小さくなるにつれて同ように小さくなり、本実験では背砂が給砂点まで達することはほとんど認められなかった。こ

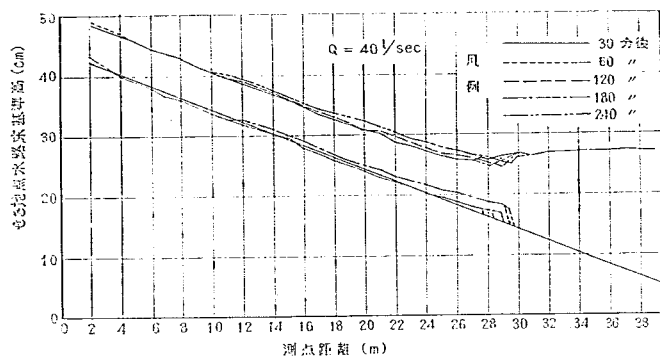


圖-4 水路床，水面形状時間变化図

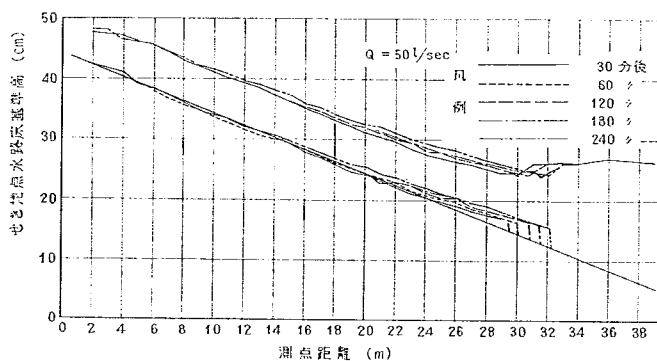


圖-5 水路床，水面形状時間变化図

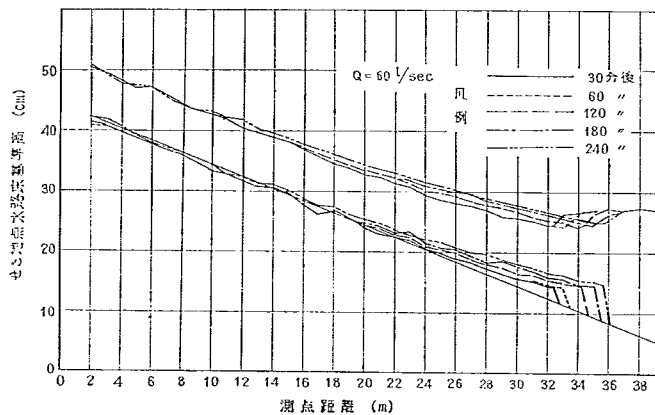


圖-6 水路床，水面形状時間变化図

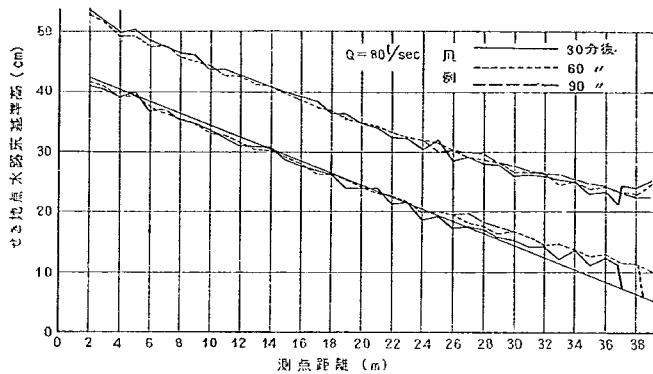


図-7 水路床、水面形状時間変化図

れら一連の実験をとおして認められる事実を列挙すると次のとおりである。

① 段丘肩上の水深は流量が一定である限り時間的にはほぼ一定である。

② 段丘肩はほぼ水平線上を進行する。

③ 段丘肩より上流区間の水深の場所的な変化はほとんど認められず水面は堆砂面にほぼ平行である。

④ 段丘肩より上流区間では同一地点の水深は時間的にはほとんど変化しない。

これらは従来既に認められている^{9), 10), 11)} 図-8に示すように段丘肩の進行するほぼ水平とみなしうる線と水路床と交わる点 M における河床上昇量 Z_M と同一時点における段丘厚 Z_0 との比率を本実験結果で求めてみると表-5のようになる。これによると次のことが認められる。

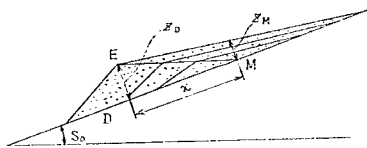


図-8

⑤ Z_M/Z_0 の値は一定流量に対しては時間に無関係にほぼ一定であるが流量によってやや変化する。

⑥ 図-8で M 点を基準とする段丘肩 E の位置 x と時間 t との関係は図-9～図-12に示すようにほぼ $x = k\sqrt{t}$ であらわれ、 k の値は各流量に対してはほぼ一定の値をとり流量とともに増大する (表-6参照)

従来の成果によると段丘肩の x 方向の進行速度 $V = dx/dt$ は近似的に $dx/dt = q_{bf}/(1-\lambda)\eta$ であらわされる。

ここに q_{bf} : 段丘部流砂量

η : 段丘部厚さ

λ : 砂礫の空隙率

η はほぼ S_0x (S_0 : 水路床こう配)

に等しいから上式は

$$\frac{dx}{dt} = \frac{q_{bf}}{S_0(1-\lambda)x} \quad \text{となる。}$$

いま q_{bf} が x , t に無関係に一定とすれば上式を積分して

$$x^2 = \frac{2q_{bf}}{(1-\lambda)S_0} \cdot t + C$$

となる。

$t=0$, で $x=0$ とすれば $C=0$, ゆえに

$$x = \sqrt{\frac{2q_{bf}}{(1-\lambda)S_0} t} = k\sqrt{t}, \quad k = \sqrt{\frac{2q_{bf}}{(1-\lambda)S_0}}$$

となる。

実験結果ではさきに述べたように x はほぼ $\sqrt{t}$ に比例し、しかも $x/\sqrt{t}$ の値は一定流量に対し、ほぼ一定であることを考慮すれば段丘部流砂量 q_{bf} は流量が一定である限りほぼ一定となるようである。

以上、本実験でも2, 3の興味ある事実が得られたが、次にこれら諸特性についてさらに考察を加えてみよう。

(3) 実験結果の考察

貯水池堆砂のように河床変動がきわめてゆるやかである場合には水流は不等速定流とみなすことができる。したがって、座標系を図-13のように水流方向に逆向きにとり、広矩形水路における流れと考えれば、水流の運動方程式は、

$$S_0 + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} \right) = \frac{u_x^2}{gh} \quad \text{.....(3.1)}$$

となり、また水流の連続式は

$$h \cdot u = q = \text{const} \quad \text{.....(3.2)}$$

となる、ここに

表-5a $z_M/z_D \sim$ 表 (実験値)

実験開始 時間(分)	$Q=40\ell/\text{sec}$ $W=7.87\text{cm}$			$Q=40\ell/\text{sec}$ $W=11.87\text{cm}$		
	z_M	z_D	z_M/z_D	z_M	z_D	z_M/z_D
10	0.010	0.008	1.250	0.003	0.010	0.300
20	0.009	0.010	0.900	0.003	0.013	0.231
30	0.010	0.011	0.909	0.003	0.012	0.250
40	0.011	0.017	0.647	0.005	0.011	0.455
50	0.010	0.017	0.588	0.002	0.014	0.143
60	0.010	0.017	0.588	0.004	0.018	0.222
70	0.010	0.019	0.526	0.002	0.016	0.125
80	0.011	0.020	0.550	0.004	0.019	0.211
90	0.011	0.020	0.550	0.009	0.020	0.450
100	—	—	—	0.005	0.022	0.227
110	—	—	—	0.004	0.022	0.182
120	0.012	0.019	0.632	0.006	0.023	0.261
130	—	—	—	—	—	—
140	0.015	0.021	0.714	—	—	—
150	0.013	0.025	0.520	0.016	0.031	0.516
160	—	—	—	—	—	—
170	0.015	0.026	0.577	—	—	—
180	0.015	0.027	0.556	0.016	0.029	0.552
190	—	—	—	—	—	—
200	0.015	0.028	0.536	—	—	—
210	0.016	0.028	0.571	0.017	0.031	0.548
220	—	—	—	—	—	—
230	0.020	0.029	0.690	—	—	—
240	0.017	0.025	0.680	0.018	0.037	0.846

但し, $W=11.87\text{cm}$ の場合の測定精度は悪い。注: W はせき高表-5b $z_M/z_D \sim$ 表 (実験値)

実験開始 時間(分)	$Q=50\ell/\text{sec}$ $W=6.22\text{cm}$			$Q=50\ell/\text{sec}$ $W=10.22\text{cm}$		
	z_M	z_D	z_M/z_D	z_M	z_D	z_M/z_D
10	0.001	0.011	0.091	—	—	—
20	0.003	0.016	0.188	0.005	0.017	0.294
30	0.004	0.020	0.200	0.007	0.021	0.333
40	0.006	0.024	0.250	0.008	0.023	0.348
50	0.007	0.036	0.194	0.007	0.024	0.292
60	0.010	0.028	0.357	0.010	0.024	0.417
70	0.009	0.029	0.310	0.010	0.025	0.400
80	0.014	0.030	0.467	0.010	0.027	0.370
90	0.012	0.040	0.300	0.010	0.028	0.357
100	0.013	0.036	0.361	0.012	0.027	0.444
110	0.015	0.038	0.395	0.015	0.029	0.517
120	0.017	0.033	0.515	0.020	0.029	0.690
130	0.017	0.037	0.459	0.017	0.029	0.586
140	0.015	0.032	0.469	0.014	0.027	0.519
150	0.015	0.036	0.417	0.014	0.029	0.483
160	0.017	0.042	0.405	0.017	0.032	0.531
170	0.020	0.050	0.400	0.018	0.033	0.545
180	0.020	0.048	0.417	0.020	0.033	0.606
190	0.020	0.050	0.400	0.019	0.032	0.594
200	0.022	0.051	0.431	0.022	0.034	0.647
210	0.023	0.051	0.451	0.020	0.038	0.526
220	0.023	0.052	0.442	0.022	0.034	0.647
230	0.022	0.052	0.423	0.025	0.041	0.610
240	0.023	0.054	0.426	0.019	0.038	0.050

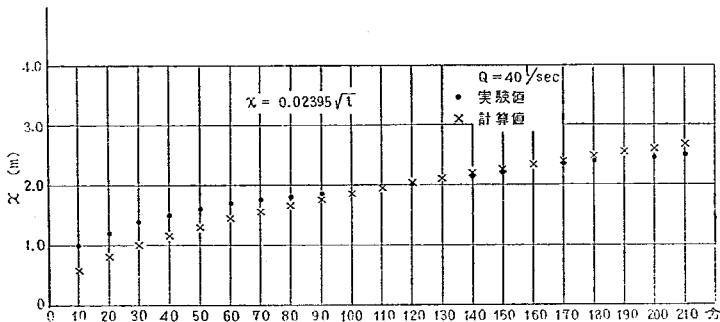
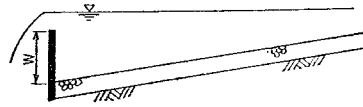
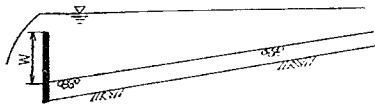
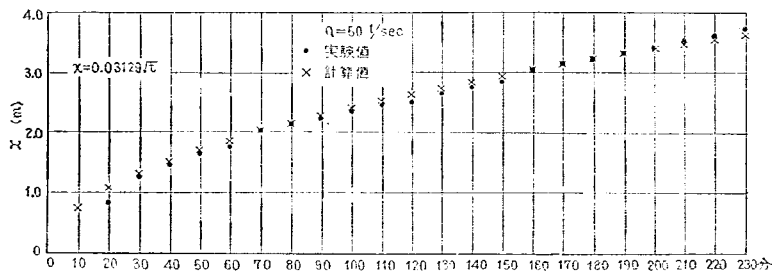
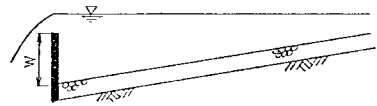
注: W はせき高図-9 $x \sim t$ 図

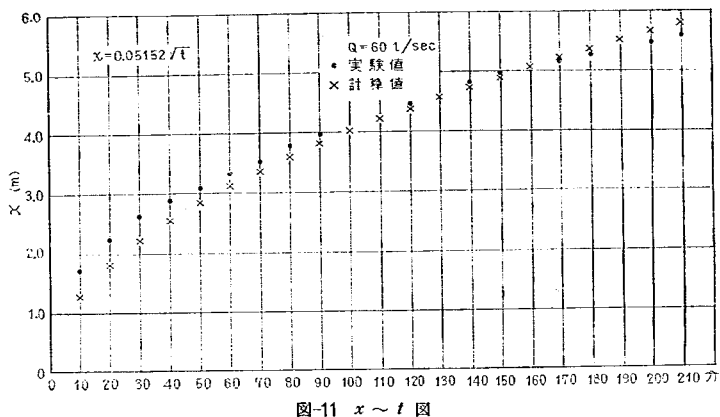
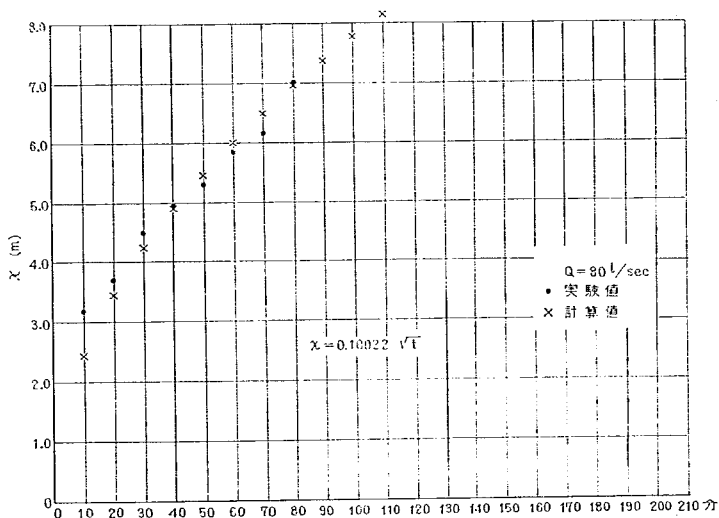
表-5(c) z_M/z_D ～表 (実験値)

実験開始 時刻(分)	$Q=60\text{ l/sec}$ $W=4.70\text{ cm}$			$Q=60\text{ l/sec}$ $W=8.70\text{ cm}$		
	z_M	z_D	z_M/z_D	z_M	z_D	z_M/z_D
10	0.005	0.017	0.294	0.002	0.018	0.111
20	0.008	0.023	0.348	0.007	0.019	0.368
30	0.007	0.028	0.250	0.006	0.028	0.214
40	0.014	0.033	0.424	0.011	0.036	0.306
50	0.015	0.032	0.469	0.015	0.035	0.429
60	0.015	0.038	0.395	0.011	0.036	0.306
70	0.015	0.037	0.405	0.013	0.045	0.289
80	0.016	0.039	0.410	0.014	0.045	0.311
90	0.017	0.043	0.395	0.011	0.050	0.220
100	0.018	0.045	0.395	—	—	—
110	0.020	0.047	0.426	—	—	—
120	0.021	0.033	0.636	0.016	0.050	0.320
130	—	—	—	—	—	—
140	—	—	—	0.019	0.053	0.358
150	—	—	—	0.025	0.054	0.463
160	—	—	—	—	—	—
170	—	—	—	0.027	0.058	0.466
180	—	—	—	0.026	0.056	0.464
190	—	—	—	—	—	—
200	—	—	—	0.031	0.062	0.500
210	—	—	—	0.029	0.063	0.460
220	—	—	—	—	—	—
230	—	—	—	0.031	0.065	0.477
240	—	—	—	0.029	0.055	0.527

注: W はせき高表-5d z_M/z_D ～表 (実験値)

実験開始 時刻(分)	$Q=80\text{ l/sec}$ $W=5.87\text{ cm}$					
	z_M	z_D	z_M/z_D			
10	0.006	0.034	0.176			
20	0.013	0.041	0.317			
30	0.025	0.040	0.625			
40	0.028	0.052	0.538			
50	0.034	0.056	0.607			
60	0.027	0.057	0.474			
70	0.034	0.054	0.630			
80	—	—	—			
90	—	—	—			
100	—	—	—			
110	—	—	—			
120	—	—	—			
130	—	—	—			
140	—	—	—			
150	—	—	—			
160	—	—	—			
170	—	—	—			
180	—	—	—			
190	—	—	—			
200	—	—	—			
210	—	—	—			
220	—	—	—			
230	—	—	—			
240	—	—	—			

注: W はせき高図-10 $x \sim t$ 図

図-11 $x \sim t$ 図図-12 $x \sim t$ 図

s_0 : 水路床こう配

z : 実験開始時の砂利面を基準として測定した堆積(洗堀)深

h : 水深

u_* : 摩擦速度

q : 単位幅当り流量である。

また流砂に関する連続式は図-13の座標系では

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial q_B}{\partial x} \quad (3.3)$$

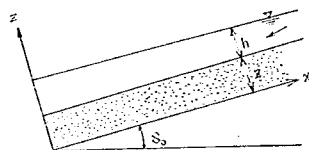


図-13

表-6 k, a 表

$Q(\ell/\text{sec})$	$W(\text{cm})$	a	k	k/a
40	7.87	0.07452	0.02395	0.32139
40	11.87	0.07795	0.02214	0.28403
50	6.22	0.08902	0.04076	0.45787
50	8.22	0.08939	0.03793	0.42432
50	10.22	0.08710	0.03129	0.35924
60	4.70	0.09891	0.05917	0.59822
60	6.70	0.09710	0.04743	0.48847
60	8.70	0.09902	0.05152	0.52030
80	5.87	0.11664	0.10022	0.85922

 Q : 流量 W : せき高 (水路床面基準)

となる, ここに, q_b : 単位幅当りの掃流砂量

λ : 砂礫の空隙率である。

掃流砂量を与える式は従来少からず発表されている。たとえば, 佐藤—吉川—芦田式は次の形で与えられている。

$$q_b = \frac{\varphi \cdot F \left(\frac{u_*^2}{u_{*c}^2} \right)}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) g} \cdot u_*^3 \quad (3.4)$$

ここに

φ : Manning の粒度係数によって定まる常数で

あり $n \geq 0.025$ $\varphi = 0.62$

$n \leq 0.025$ $\varphi = 0.62(40n)^{-3.5}$

である。

u_{*c} : 限界掃流力に対応する摩擦速度

F : u_*^2/u_{*c}^2 の関数 (図-14参照)

σ, ρ : 砂礫および水の密度である。

(3.1)式の右辺は Manning 式によれば

$$\frac{u_*^2}{gh} = \frac{n^2 q^2}{h^{10/3}} \quad (3.5a)$$

となり,

また chézy 式によると

$$\frac{u_*^2}{gh} = \frac{q^2}{c^2 h^3} \quad (3.5b)$$

となる。

以上の諸式が一般に河床変動を規定する式である。ゆえに河床変動の1種である掃流土砂の堆砂はこれらを同時に満足する解によって明らかになるはずである。

(3.1)~(3.5)式を整理すれば河床変動量 z に関する微分方程式が得られるが, 一般にこの方程式は非線型であってこのままでは解を求めることは困難なため, 微小変動法などにより近似化して解くか,¹⁰⁾ あるいは特性曲線法など数値解析で求める方法⁹⁾ が考案されている。

いずれにせよ現段階では何等かの近似化をおこなわない限り, 一般的な特性を知るための解を求めることは困

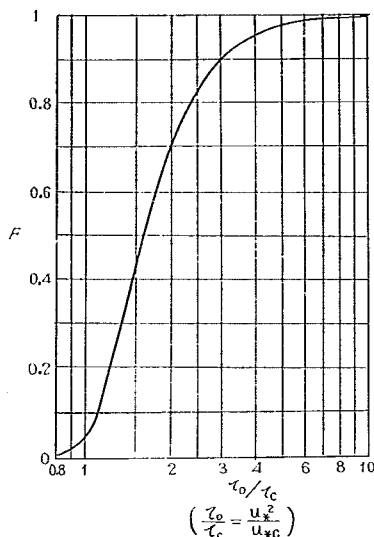


図-14 佐藤, 吉川, 芦田公式における F と u_0/u_{*c} の関係

難である。そこでここでは本実験のように水路こう配が比較的急で表-7に示すように水流の Froude 数が1にきわめて近い値を示す場合について, 近似化した解を求めることを試みる。しかしこれはあくまで, なるべく実際の適用化を目的とした実用的な方法であって, 厳密な立場よりすれば問題点が少からずあることはやむをえない。実河川において貯水池が設けられる河道のこう配は表-1に示すように一般に急で 1/100 より急な ころ配のところも少からずある。このような貯水池に流入する流れの Froude 数はとくに河床変動に最も影響する洪水時にはかなり大きくなると予想されるので, ここで試みるような実用的近似解も無意味でないと思える。そこでまず実験結果を用いて(3.1)式の左辺の各項の order を比較し簡略化することを試みた。

(3.1)式を変形すれば

$$s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} + (1-F_*^2) \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{u_*^2}{gh} \quad (3.6)$$

となる。ここに F_* は Froude 数であって広矩形水路では $q/h \sqrt{gh}$ であらわされる。

(3.6) 式の左辺の $s_0 + \partial z/\partial x$, および $(1-F_*^2) \partial h/\partial x$ の値を実験結果により求めると表-7のようになる。

これによると $(1-F_*^2) \partial h/\partial x$ の値は $s_0 + \partial z/\partial x$ にくらべるとかなり小さいので(3.6)式を近似的に,

$$\frac{u_*^2}{gh} \approx s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} \quad (3.7)$$

表-7a

40ℓ/sec	測点	$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	$(1-F_r^2) \frac{\partial h}{\partial x}$	$s_0 + \frac{\partial z}{\partial x}$	τ_0	τ_0/τ_c	$F(\tau_0/\tau_c)$
10分後	No. 26	1.042	-0.0016	0.000137	0.0087	0.00547	1.919	0.670
	" 21	1.194	-0.0004	0.000170	0.0104	0.00827	2.200	0.750
	" 17	1.141	0.0004	-0.000121	0.0094	0.00589	2.067	0.715
	" 13	1.069	0.0002	-0.000029	0.0104	0.00666	2.337	0.790
	" 9	1.038	0.0002	-0.000015	0.0096	0.00652	2.288	0.785
120分後	No. 27	1.027	-0.0014	0.000077	0.0079	0.00501	1.758	0.575
	" 26	1.078	-0.0008	0.000130	0.0082	0.00518	1.818	0.660
	" 21	1.135	0.0005	-0.000144	0.0092	0.00577	2.025	0.705
	" 17	1.167	-0.0004	0.000145	0.0098	0.00600	2.105	0.720
	" 13	1.157	0.0007	-0.000237	0.0100	0.00612	2.147	0.725
	" 9	1.128	0.0002	-0.000054	0.0094	0.00591	2.074	0.720
240分後	No. 28	1.094	-0.0013	0.000256	0.0080	0.00495	1.737	0.570
	" 26	1.177	-0.0013	0.000501	0.0088	0.00540	1.895	0.670
	" 21	1.349	-0.0003	0.000246	0.0092	0.00532	1.867	0.650
	" 17	1.266	-0.0002	0.000121	0.0084	0.00482	1.691	0.510
	" 13	1.257	0.0005	-0.000290	0.0094	0.00561	1.968	0.685
	" 9	1.236	0.0001	-0.000053	0.0090	0.00515	1.807	0.635

$$\text{注 } \frac{\tau_0}{\rho} = gh \left\{ s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \right\}$$

$$\frac{\tau_c}{\rho} = 0.809d \text{ (岩垣公式による)}$$

本実験では $d=3.52\text{mm}$

$$\therefore \frac{\tau_c}{\rho} = 0.809 \times 0.00352 = 0.00285$$

表-7b

50ℓ/sec	測点	$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	$(1-F_r^2) \frac{\partial h}{\partial x}$	$s_0 + \frac{\partial z}{\partial x}$	τ_0	τ_0/τ_c	$F(\tau_0/\tau_c)$
30分後	No. 24	1.108	-0.0015	0.000342	0.0075	0.00552	1.937	0.670
	" 21	1.167	0.0004	-0.000145	0.0084	0.00813	2.853	0.890
	" 16	1.160	-0.0006	0.000207	0.0094	0.00872	2.358	0.800
	" 12	1.184	-0.0003	0.000121	0.0104	0.00732	2.568	0.850
	" 8	1.194	-0.0009	0.000383	0.0100	0.00712	2.498	0.830
	" 4	1.224	-0.0018	0.000897	0.0116	0.00797	2.796	0.885
150分後	No. 26	1.092	-0.0022	0.000424	0.0080	0.00583	2.046	0.710
	" 21	1.216	-0.0001	0.000048	0.0086	0.00598	2.098	0.730
	" 16	1.184	-0.0004	0.000161	0.0082	0.00562	1.972	0.690
	" 12	1.211	0.0002	-0.000093	0.0094	0.00664	2.330	0.790
	" 8	1.242	-0.0002	0.000109	0.0098	0.00661	2.319	0.790
	" 4	1.358	-0.0019	0.001604	0.0110	0.00751	2.635	0.855
260分後	No. 27	1.074	-0.0011	0.000169	0.0064	0.00500	1.754	0.560
	" 21	1.167	-0.0003	0.000109	0.0080	0.00560	1.965	0.685
	" 16	1.211	0.0003	-0.000140	0.0084	0.00579	2.032	0.710
	" 12	1.175	0.0003	-0.000114	0.0090	0.00621	2.179	0.740
	" 8	1.168	-0.0002	0.000073	0.0094	0.00667	2.340	0.790
	" 4	1.189	0.0006	-0.000248	0.0084	0.00719	2.523	0.845

$$\text{注 } \frac{\tau_0}{\rho} = gh \left\{ s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \right\}$$

$$\frac{\tau_c}{\rho} = 0.809d \text{ (岩垣公式による)}$$

本実験では $d=3.52\text{mm}$

$$\therefore \frac{\tau_c}{\rho} = 0.809 \times 0.00352 = 0.00285$$

表-7c

60g/sec	測点	$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	$(1-F_r^2) \frac{\partial h}{\partial x}$	$s_0 + \frac{\partial z}{\partial x}$	τ_0	τ_0/τ_c	$F(\tau_0/\tau_c)$
10分後	No. 27	0.898	-0.0022	-0.000426	0.0076	0.0064	2.246	0.775
	" 25	0.965	-0.0025	-0.000172	0.0088	0.00731	2.565	0.855
	" 20	1.062	-0.0003	0.000038	0.0090	0.0077	2.702	0.870
	" 16	1.078	-0.0008	0.000130	0.0102	0.0085	2.982	0.900
	" 12	1.078	-0.0009	0.000146	0.0108	0.0089	3.122	0.915
	" 8	1.070	-0.0002	0.000029	0.0094	0.0080	2.807	0.890
120分後	No. 29	0.883	-0.0005	-0.000110	0.0058	0.0055	1.930	0.680
	" 25	0.909	-0.0021	-0.000364	0.0080	0.00694	2.435	0.815
	" 20	0.986	-0.0001	-0.000003	0.0078	0.0070	2.456	0.825
	" 16	1.009	-0.0002	0.000004	0.0080	0.0071	2.491	0.830
	" 12	0.978	-0.0003	-0.000013	0.0096	0.0086	3.018	0.910
	" 8	1.011	-0.0008	0.000018	0.0096	0.0083	2.912	0.900
240分後	No. 31	0.872	-0.0012	-0.000288	0.0057	0.0051	1.789	0.630
	" 25	0.935	-0.0017	-0.000214	0.0080	0.00689	2.418	0.815
	" 20	0.977	-0.0006	-0.000027	0.0076	0.0064	2.246	0.770
	" 15	1.014	-0.0003	-0.000008	0.0078	0.0068	2.386	0.810
	" 12	1.018	-0.0004	-0.000015	0.0094	0.0087	3.053	0.910
	" 8	1.051	-0.0022	-0.000230	0.0104	0.0084	2.947	0.999

$$\text{注 } \frac{\tau_0}{\rho} = gh \left\{ s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \right\}$$

$$\frac{\tau_c}{\rho} = 0.809d \quad (\text{岩垣公式による})$$

本実験では $d = 3.52\text{mm}$

$$\therefore \frac{\tau_c}{\rho} = 0.809 \times 0.00352 = 0.00285$$

表-7d

80g/sec	測点	$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	$(1-F_r^2) \frac{\partial h}{\partial x}$	$s_0 + \frac{\partial z}{\partial x}$	τ_0	τ_0/τ_c	$F(\tau_0/\tau_c)$
10分後	No. 30	0.989	-0.0021	-0.000046	-0.0057	0.00576	2.021	0.700
	" 27	0.988	-0.0018	-0.000043	0.0085	0.00885	3.105	0.910
	" 22	0.993	0.0006	0.000008	0.0099	0.01087	3.814	0.955
	" 18	1.064	-0.0020	0.000264	0.0103	0.01036	3.635	0.950
	" 14	1.046	0.0007	-0.000066	0.0109	0.01261	4.425	0.980
	" 10	1.034	0.0001	-0.000007	0.0087	0.00893	3.133	0.910
30分後	No. 32	0.933	0.0032	0.000414	0.0062	0.01443	5.063	0.980
	" 27	0.952	-0.0001	-0.000009	0.0064	0.00725	2.544	0.835
	" 22	0.938	-0.0007	-0.000084	0.0073	0.00594	2.084	0.715
	" 18	1.036	-0.0008	0.000039	0.0095	0.00958	3.361	0.940
	" 14	0.988	-0.0016	0.000038	0.0133	0.01325	4.649	0.985
	" 10	1.010	-0.0018	0.000036	0.0102	0.01034	3.628	0.950
60分後	No. 33	0.962	-0.0032	-0.000239	0.0062	0.00625	2.193	0.750
	" 27	0.981	-0.0018	-0.000068	0.0069	0.00726	2.547	0.835
	" 22	1.014	-0.0010	0.000028	0.0092	0.00962	3.375	0.940
	" 18	1.036	0.0002	-0.000015	0.0087	0.00928	3.526	0.925
	" 14	1.046	0.0009	-0.000085	0.0096	0.00974	3.418	0.940
	" 10	1.042	0.0011	-0.000094	0.0082	0.00890	3.123	0.910

$$\text{注 } \frac{\tau_0}{\rho} = gh \left\{ s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \right\}$$

$$\frac{\tau_c}{\rho} = 0.809d \quad (\text{岩垣公式による})$$

本実験では $d = 3.52\text{mm}$

$$\therefore \frac{\tau_c}{\rho} = 0.809 \times 0.00352 = 0.00285$$

としてよいだろう。(3.5b)式によると $u_*^2/gh = q^2/c^2h^3$ であるから

$$u_*^2 = \frac{g^{3/2}q^2}{c^2h^3} \dots\dots\dots(3.8)$$

となる。

いま掃流砂量 q_B を与える式として(3.4)を用いると、 $q_B = \varphi \cdot F \cdot u_*^3 / (\sigma/\rho - 1)g$ 、これに(3.8)を代入すると $q_B = \varphi \cdot F \cdot g^{3/2} \cdot q^3 / (\sigma/\rho - 1) \cdot g \cdot c^3 \cdot h^3$ 、となる。ところが(3.7)によると $u_*^2/gh = q^2/c^2h^3 = s_0 + \partial z/\partial x$ であるから、 q_B は近似的に次式であらわされることになる。

$$q_B = \frac{\varphi \cdot F \cdot \sqrt{g} \cdot q}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \cdot c} \left\{ s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} \right\} \dots\dots\dots(3.9)$$

これを(3.3)に代入すると

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \left[\frac{\varphi \cdot \sqrt{g} \cdot q}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \cdot c} \cdot \left\{ s_0 + \frac{\partial z}{\partial x} \right\} \right. \\ \left. \times \frac{\partial F}{\partial x} + \frac{\varphi \cdot F \cdot \sqrt{g} \cdot q}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \cdot c} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \right] \dots\dots\dots(3.10)$$

となる。(ここで chézy 係数 C は一応定数とした)

しかしこのままでは解を求めることはできない。

(3.10) 式に含まれる F は図-14に示すように u_*^2/u_{*c}^2 によって変化するが u_*^2/u_{*c}^2 が8以上になるとほぼ定数1とみなしえる。実河川では $u_*^2/u_{*c}^2 \geq 8$ の条件は充分満足するから $F \approx 1$ として差支えないが、本実験では u_*^2/u_{*c}^2 の値は8よりかなり小さいので表-7によると F の値は一定流量に対しては場所的にも時間的にもほとんど変化していないので、ここでは近似値として F の代りに一定流量に対して平均 $\bar{F}$ 値をもって代表させることにした。このようにすれば(3.10)の F を q と同様に x 、 t 、に無関係なるから(3.10)は次の形になる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\varphi \cdot \bar{F} \cdot \sqrt{g} \cdot q}{(1-\lambda) \cdot \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \cdot C} \cdot \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \dots\dots\dots(3.11a)$$

この式中 $\partial^2 z/\partial x^2$ にかかる係数を一応定数とみなし

$$a^2 = \frac{\varphi \cdot \bar{F} \cdot \sqrt{g} \cdot q}{(1-\lambda) \cdot \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \cdot C} \dots\dots\dots(3.11b)$$

とおけば(3.11a)式は

$$\frac{\partial z}{\partial t} = a^2 \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} \dots\dots\dots(3.12)$$

となる。これは熱伝導の方程式であるから適当な境界条件および初期条件を与えれば解が求まる。初期条件は図-13 z の定義により、実験開始時 $t=0$ で $z=0 \dots (a)$ として与えられる。境界条件としていま無限に長い水路を考え、図-8の M 点に座標系を固定して考えると本実験結果では、段丘の位置 x はほぼ $k\sqrt{t}$ であらわされ、したがって段丘厚 z_D は $s_0 k \sqrt{t}$ となるから境界条件の1つは $x = -k\sqrt{t}$ で、 $z = z_D = s_0 k \sqrt{t} \dots\dots (b)$ とな

る。

さらに $x=\infty$ で $z=0 \dots\dots (c)$ としてよいだろう。以上(a)~(c)の条件を満足する解が求まるものである。いま、 $\xi = x + k\sqrt{t}$ 、 $\eta = t$ において(3.12)を変形すると

$$\frac{\partial z}{\partial \eta} + \frac{k}{2\sqrt{\eta}} \cdot \frac{\partial z}{\partial \xi} = a^2 \frac{\partial^2 z}{\partial \xi^2} \dots\dots\dots(3.13)$$

となる。これを $\eta=0$ で $z=0$ 、 $\xi=0$ で $z=s_0 k \sqrt{\eta}$ 、 $\xi=\infty$ で $z=0$ 、の条件で解くと z は次式であたえられる。

$$\frac{z}{z_D} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{\frac{k^2}{4a^2\sqrt{\eta}}} \int_{\xi/2a\sqrt{\eta}}^{\infty} \left\{ 1 - \frac{\xi^2}{4a^2\eta\mu^2} \right\}^{\frac{1}{2} + \frac{k^2}{16a^2}} \\ \times e^{-\mu^2} d\mu \dots\dots\dots(3.14)$$

ここに $z_D = s_0 k \sqrt{\eta}$ である。

この式によると $\eta=t=\infty$ では $z/z_D=1$ となるが、これは当然予想されることである。また $\xi=0$ であきらかに $z/z_D=1$ となる。さらに図-8の M 点における河床変動量 Z_M は(3.14)で $\xi=k\sqrt{\eta}$ とおけば

$$\frac{Z_M}{z_D} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{\frac{k^2}{4a^2}} \int_{k/2a}^{\infty} \left\{ 1 - \frac{k^2}{4a^2\mu^2} \right\}^{\frac{1}{2} + \frac{k^2}{16a^2}} \\ \times e^{-\mu^2} d\mu \dots\dots\dots(3.15)$$

となり、したがって Z_M/z_D の値は流量が一定である限り時間に無関係に一定となるが、これは表-5の実験結果でもみとめられる。(3.14)はこのままでは実験結果と比較できないので次のように変形した。いま、 $\xi^2/4a^2\eta\mu^2 = \sin^2 \theta$ とおけば(3.14)は

$$\frac{z}{z_D} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} e^{\frac{k^2}{4a^2}} \int_0^{\pi/2} \{ \cos \theta \}^{2\alpha+1} \cdot \frac{\beta}{\sin^2 \theta} \\ \times e^{-\frac{\beta^2}{\sin^2 \theta}} d\theta \dots\dots\dots(3.16)$$

となる。ここに $\beta = \xi/2a\sqrt{\eta}$ 、 $\alpha = 1/2 + k^2/16a^2$ である。

ここで $\xi = mk\sqrt{\eta}$ ($0 \leq m < \infty$) とすれば $\beta = mk/2a$ となり、したがって(3.16)であらわされる z/z_D は k/a 、および m をパラメーターとして変化することになる。表-8は z/z_D の値を k/a および m の種種の値に対して電子計算機 OKITAC 5090 を用いて計算した結果を示したものである。

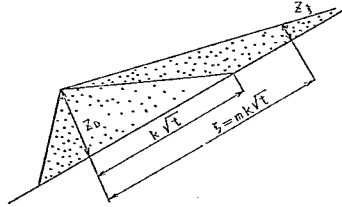
これによると z/z_D の値が同一の k/a の値に対しては、 m の増加とともに減少するのは当然であるが、 k/a が大きくなると m の増加に伴う z/z_D の減少が急激になる。すなわち k/a の値によって堆砂形状が非常に影響されるようであるから、 k および a の特性についてさらに検討を加えてみよう。 k の値は近似的に次式であらわされる。

$$k \approx \sqrt{\frac{2q_{BF}}{(1-\lambda)s_0}} \dots\dots\dots(3.17)$$

表-8 z/z_D 表

k/a m	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.2	0.942	0.935	0.927	0.913	0.901	0.890	0.880	0.870
0.5	0.882	0.849	0.818	0.789	0.762	0.736	0.713	0.690
0.8	0.816	0.765	0.718	0.675	0.636	0.599	0.564	0.532
1.0	0.773	0.712	0.656	0.605	0.559	0.516	0.477	0.440
1.5	0.673	0.590	0.516	0.451	0.394	0.343	0.298	0.258
2.0	0.582	0.482	0.398	0.327	0.266	0.216	0.173	0.138
2.5	0.499	0.389	0.300	0.229	0.172	0.128	0.093	0.067
3.0	0.425	0.310	0.222	0.155	0.105	0.071	0.047	0.030
3.5	0.359	0.243	0.160	0.102	0.063	0.037	0.021	0.012
4.0	0.302	0.188	0.113	0.065	0.035	0.018	0.009	0.004
4.5	0.251	0.144	0.078	0.039	0.019	0.008	0.003	0.001
5.0	0.207	0.108	0.052	0.023	0.010	0.004	0.001	0.000

k/a m	1.1	1.3
0.3	0.794	0.769
0.5	0.669	0.630
0.9	0.453	0.395
1.0	0.408	0.348
1.5	0.223	0.164
2.0	0.110	0.068
2.5	0.048	0.023
3.0	0.019	0.007
3.5	0.006	0.002
4.0	0.002	0.000
4.5	0.000	0.000



したがって k の値は段丘流砂量 q_{BF} によって定まる。表-6に本実験における k の値を示す。これによると k の値は一定流量に対してはほぼ一定の値になるが流量の増加とともに大きくなるようである。 a の値は(3.9)による

$$a = \sqrt{\frac{q_B}{(1-\lambda)\left\{s_0 + \frac{\partial z}{\partial x}\right\}}} \quad (3.18)$$

となる。

いま、段丘部より無限に上流にある地点いいかえれば、ほぼ等流区間で $\partial z/\partial x \approx 0$ とみなしうる地点での掃流砂量を q_{B0} とするとこの地点での a の値は

$$a = \sqrt{\frac{q_{B0}}{(1-\lambda)s_0}} \quad (3.19)$$

となる。したがって(3.17)と(3.19)より k/a は

$$\frac{k}{a} = \sqrt{2 \frac{q_{BF}}{q_{B0}}} \quad (3.20)$$

となる。あきらかに $0 < q_{BF}/q_{B0} < 1$ であるが段丘流砂量 q_{BF} が増大し、 q_{BF}/q_{B0} が大きくなると k/a も増加する。表-8によると k/a が大きくなると z/z_D は m の

増加とともに急激に減少するから上に述べたことより、段丘流砂量の等流流砂量に対する比率が大きくなればなる程、下流側に厚く堆積し、逆にこの比率が小さい程上流にも厚く堆積することを意味する。 a は(3.11a)で求めるが k は q_{BF} の特性が明らかでないので現在のところ推定できない。

そこで q_{BF} については今後さらに検討をおこなうこととし、ここでは本実験でえられた k , a によって k/a を求め(表-6参照)これに対する(3.16)の計算結果と実験結果とを比較してみた。この結果を図-15に示す。

これによると計算結果はかなり実験結果に近い値を示すようである。以上述べたことより本節で展開したようなごく近似的な実用解法でもある程度背砂現象を説明できるようであるが、段丘流砂量の特性などまだまだ今後に残された問題は多い。

〔2〕 実際貯水池における段丘形状

実際貯水池の堆砂分布状況は貯水池形状、貯水位の変動状況あるいは、流入土砂の粒度などより千差万別の型を示すがこれらのうち、段丘が認められるものについて

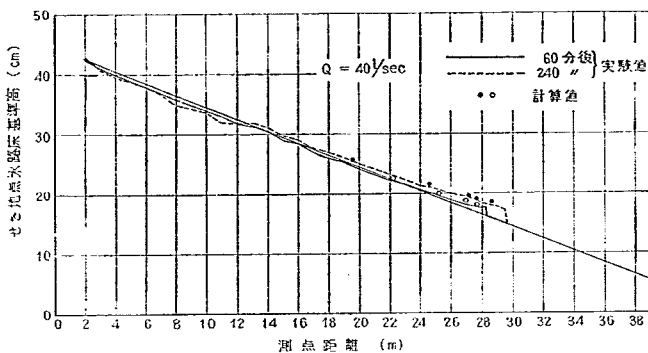


圖-15a 堆砂形状計算値実験値比較図

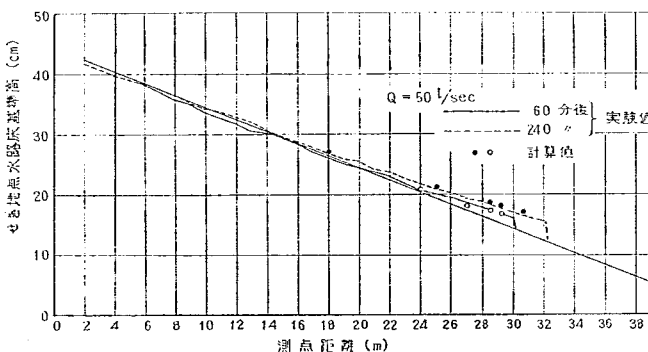


圖-15b 堆砂形状計算値実験値比較図

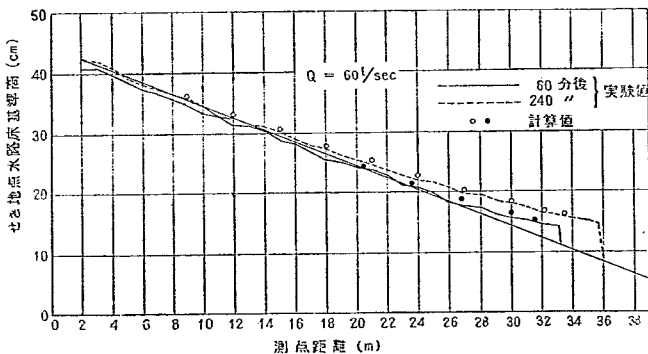


圖-15c 堆砂形状計算値実験値比較図

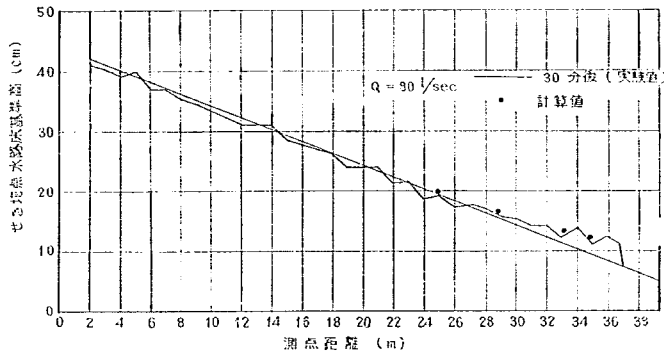
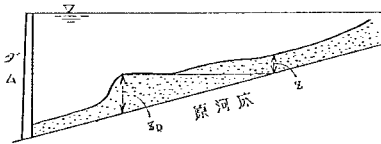


図-15d 堆砂形状計算値実験値比較図

下図に示すように段丘厚 z_0 と段丘肩を水平に上流へ延長した線と原河床と交わる地点での河床上昇量 z との比率を求めてみると表-9のようになる。



これによると z/z_0 の値はほぼ 0.3~0.6 の範囲にあり、前節で述べた矩形水路における実験結果(表-5参照)

にかなり近い値を示している。しかし実際の貯水池では図-3e~3g の実例のように段丘の下流に浮遊土砂がかなりの厚さに堆積しているから、前節で述べた実験とはかなり状況が異なっているが、発電専用貯水池など年間の貯水位変動が少い貯水池では図-3e の実例にみられるように段丘肩は前節の実験と同ようにはほぼ水平線上を進行するようであるから、実際の貯水池でも段丘より上流の堆砂状況は室内実験で定められる特性に類似した傾向が認められるようである。

たとえば前節でえられた(3.20)によると z/z_0 の値はほぼ q_{B1}/q_{B0} の比率によって定まるようであるから、いま q_{B1}/q_{B0} の値を 0.2~0.8 とすれば、これに対応する

表-9 実際の貯水池における段丘形状

貯水池名	z_D (m)	z_M (m)	z_M/z_D	備 考
千 頭	43 30	28 16	0.65 0.53	z_D, z_M は下図に示す。 地点での河床上昇量である。
祖 山	28 15	11 5	0.4 0.33	
平 岡 (支川)	20 18 14	8 7 7	0.4 0.39 0.5	
管 野	14	7	0.5	
鳩ヶ谷	13	4	0.31	
松 尾	13	8	0.6	
伊 尾 木	10	5	0.5	
九 尾	12	4	0.33	
川 迫	11	5	0.45	
相 模	11	4	0.36	
上 来 沢	4	2	0.5	

ば一定の値となる。

⑤ 広矩形水路における背砂の実用的解法を試みたところ Froude 数が 1 に近い流れでは背砂が熱伝導の方程式の解としてあらわされるという結果になった。

この解はパラメーター、 k/a によって大きく影響され一般に k/a が大きい程、いいかえれば段丘部砂量が多い程、背砂の上流への伝播は遅くなる。

⑥ k および a の値は本実験では一定流量に対してはほぼ一定の値になり、いずれも流量が大きくなると増大する。 k/a はほぼ段丘流砂量 q_{sf} と等流流砂量 q_{n0} の比の平方根に比例すると考えられるが、この特性についてはさらに今後検討する必要がある。

⑦ 実際の貯水池における段丘部厚さ z_D と図-8の M 点における河床上昇量 z_M との比率は表-9に示すようにほぼ 0.3~0.6 の範囲にあり、室内実験でえられた結果(表-5)にかなり近い値になる。実際の貯水池でも段丘部より上流の河道については広矩形水路に対する実用的解を導くに際しての導入した種類の仮定、近似化がある程度成立つと考えられ、しかも k/a がほぼ $\sqrt{q_{sf}/q_{n0}}$ に比例し、したがって k/a の変動範囲も限られたものであることをあわせ考えれば z_M/z_D の値は貯水池の規模、流入量の差などによってさほど大きくは変動しないと考えられる。

以上本研究は、あくまで巨視的実用的立場より貯水池堆砂機構を考察したものであるが、なお残された問題は数多く今後さらに考究をおこなわねばならないと考えている。

終りに本研究に対し、終始御指導を賜った石井文雄ダム部長ならびに本研究の実験および計算に当たったダム水理研究室川口信幸、中沢顕司、山岸重雄、名津井愛一、野瀬山界の諸氏に対し、深甚の感謝の意を表する。

参 考 文 献

1) Sherman, I :

Flocculent structure of sediment suspended in Lake Mead Trans. A. G. U. vol 34, No. 3, 1953 pp 394~pp 406

2) G. M. Brune :

Trap efficiency of reservoirs, Trans. A. G. U. vol 34, No. 3, 1953 pp 407~pp 418

3) Lane. E. W :

Density of sediments deposited in reservoirs st, paul u.s Engineer Distst ruboffice Hydraulic Laboratory Univ of Iowa Nov.1943 pp 1~pp 60

4) Harrison, A. S :

Deposition at the head of reservoir Proc. 5th Hydraulic Conference State University of Iowa, Bulletin 34, No. 426, 1952. pp 199~pp 225

5) 田中 治雄 :

「我が国における貯水池の埋没に関する応用地質学的研究」

「電力中央研究所技術研究所報告」(土木57011) 1957, pp 173~pp 253

6) 矢野勝正, 芦田和男 :

「ダムの背砂に関する研究」(I), (II), (III) 京都大学防災研究所年報 第6号 (1963年7月) pp 254~pp 277 第7号 (1964年3月) pp 365~pp 372

7) 矢野勝正, 芦田和男 :

「浮遊流砂による貯水池の堆砂に関する研究」 京都大学防災研究所年報第7号 (1964年3月) pp 348~pp 363

8) 松尾捨三郎 :

「矩形水路におけるせきの堆砂現象に関する次元解析的研究」 土木学会論文集 No.80, 1962, pp 7~pp 17

9) 吉良 八郎 :

「貯水池の堆砂に関する水理学的研究」 香川大学農学部紀要 No.12, 1963, pp 1~pp 191

10) 芦田 和男 :

On the river bed variations and stable channels in alluvial streams Bulletin of the Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University vol. 14, part 1, 1961

河口貯水池堤防の塩水浸透防止工法に関する研究

(昭和41年3月)

山村 和也*

目次

1. まえがき	(1)	[3] 粘性流の模型実験	(18)
2. 貯水池堤防の基礎地盤	(1)	[4] 粘性流模型の相似縮尺	(18)
3. 止水壁による浸透防止工法	(2)	[5] 実験装置	(20)
[1] 止水壁による漏水防止工法	(2)	[6] 動粘性係数の測定	(21)
[2] 貯水池の基礎地盤からの浸透	(3)	[7] 模型縮尺の計算	(22)
[3] 止水壁の施工深度と止水効果	(4)	[8] 実験方法	(23)
[4] 電気相似模型実験の原理	(4)	[9] 実験ならびに実験結果	(23)
[5] 電気模型実験装置	(5)	5. 広堤敷堤防による浸透防止	(28)
[6] 等ポテンシャル線、浸潤線の測定	(6)	[1] 堤体内の浸透流（定常流としての取扱い）	(28)
[7] 浸透流量の計算	(6)	[2] 堤体内の浸透流（非定常流としての取扱い）	(29)
[8] 実験およびその結果	(7)	[3] 実際の計算例	(31)
[9] 鋼矢板継目からの浸透流量	(8)	[4] 粘性流の模型実験	(33)
4. ウォーターカーテンによる浸透防止工法	(17)	6. むすび	(41)
[1] ウォーターカーテンによる塩水流入防止	(17)		
[2] 2重堤防方式の対策工法	(18)		

1. まえがき

臨海工業地帯の急速な発展にともない、工業用水の需要は大幅に延びている。この沿岸の工業化の要請に応ずる工業用水を確保するための一方法として最近各所で河口貯水池の築造計画が検討されてきている。

河口貯水池の形式としてはいろいろのものがあがるが、いずれも河口付近において河川から流下してきた水を貯留し、利用しようとするもので、従来無為に海へ放流していた河川流を工業用水として開発しようという考えである。河口貯水池計画は河川流量を河川の末端部で取水するので既得の水利権との競合をさけることができること、工業地帯に近くに貯水池ができ送水管敷などの給水コストが低くなるなど利点も多いが、反面多くの問題点があり、今後の検討を必要としている。ここで述べる貯水池堤防の塩水浸透防止工法の検討も重要な問題点の一つであり、塩水浸透防止の可否が直接河口貯水池築造の可否にもつながるとも考えられる。なぜなら、河口貯水池は一般に海に隣接して作られるため貯水池水位の下がる渇水期には海から貯水池へ流入する浸透流が起り、多量の海水が貯水池内を汚染するおそれがあること、ならびに工業用水にはきわめて清浄な水が要求され塩分の

許含有量は500 ppmともいわれているからである。

この他、河口貯水池計画に関連して挙げられる問題には水質、水温が適当であるかどうか、また貯水による背水の影響や洪水流出の疎通がうまくできるかどうかなどがあるが、ここでは対象を塩水防止工法についてのみしほり、検討を加えてみる。なお、工法の検討に当り、貯水池の具体的な立地条件が与えられた方が都合がよいと考えられたので、一応千葉県小櫃川河口に計画されている河口貯水池計画をモデルにとり浸透防止工法の検討を行なうことにした。

塩水防止工法にはいろいろの方法が考えられるが、ここでは普通の河川堤防のような比較的小さい断面の堤体内に止水壁を設置して浸透を防ぐ方法と、堤防幅を十分広くとって降雨によって堤体内に形成される淡水レンズにより海水の浸入を防ぐ方法、ならびに堤防に二重に築造し、その間に淡水を流し地中に人工的なウォーターカーテンを形成せしめて浸透を防止する方法を取り上げ考察を加えてみた。

以下、浸透流の計算、模型実験の方法ならびに結果、解析などについて順次説明を加えていきたい。

2. 貯水池堤防の基礎地盤

基礎地盤の土質は地点ごとに異なるので正しい土質調

* 機械工部土質研究室長

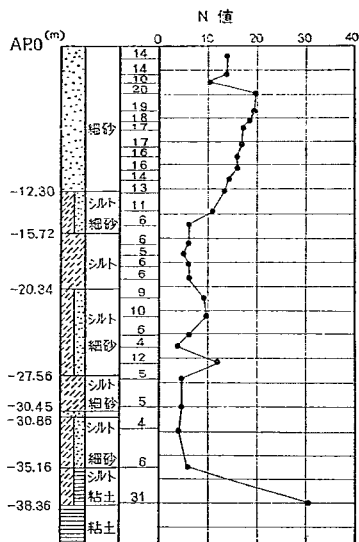


図-1 小瀬川河口部地盤の代表的な土質柱状図

査を実施し、必要断面の地層構成を明らかにしなければならないが、浸透に関する限り、調査の対象は土の透水係数の分布の解明が主要な部分になると考えられる。一般に河川の河口付近は、長年にわたり上流から運ばれてきた土砂の堆積した砂礫層、シルト層の互層であることが多く、地表面近くにはかなりの厚さの砂層もしくは礫層からなる透水層の存在することが多い。ここで取り上げている千葉県小瀬川の河口部も砂、シルト層からなる沖積層が厚く堆積してかなりの透水が予想される。地盤構成をさらに詳しく述べると、地表面より約10~15m深度までは主に砂から成る透水層があり、その下にはシルト層の半不透水層が続いている。砂層とシルト層の境はちょうど両者の中間程度の粒度の土が存在し境界ははっきりしない。シルト層の下にはさらに7~5mの厚さをもつ砂層があって、洪積層に続いている。洪積層も

主として砂層からなり、層中にはシルトの薄層を挟んでいる。このようになんかの深部まで砂層シルト層の互層が続いていて上層砂層を材料として作った堤体はもちろん、地盤も含めた浸透が問題になると思われる。しかし、本地点では表層の砂層の下にあるシルト層の透水係数が比較的小さいので、一応この層によって浸透流は阻止され、それより下の砂層からの浸透流量は非常に少なくなると考えられる。

既存のボーリングデータから求めた小瀬川河口部の代表的な地盤の柱状図は図-1のとおりで、これから述べる対策工法の検討はこの地層構成の地盤を例にとって行なうことにする。地層構成は図に示したように、AP -12.30 m までが砂層、その下にシルト質砂層が -15.72 m まであり、さらにその下は半不透水性のシルト層が -20.34 m まで存在する。もちろん、河口部の地層構成はきわめて不規則であるから、実際の対策工法樹立に際しては各地点ごとの土質調査資料を用いて検討を行なわなければならない。

3. 止水壁による浸透防止工法

〔1〕 止水壁による漏水防止

透水性の地盤あるいは堤体内部に生じる浸透流を止める目的で透水層内に不透水性の止水壁を設けることはもっとも広く行なわれている漏水対策工法である。

止水壁には粘土コア、矢板打、場所打ぐいの連続施工などがあり、この他グラウティングや特殊なものととして、イコス工法などによって水密性の壁を地中に作る方法もとられている。これらの止水工法のうち、わが国で古くからもっとも広く用いられているのは矢板打で、河川堤防の漏水対策工事などにも数多くの施工例がある。

透水層を水密性の止水壁で完全に締め切ってしまえば漏水は止まるはずであるが、実際には施工上の問題があって完全な止水ははなはだむずかしい。一般に地盤の地層構成は、はなはだ不規則で、かつ透水層が非常に深部にまで及ぶことも少なくない。したがって、止水壁を作るとしても透水層全体にわたって完全に施工することは容易でなく、また止水壁をもっとも確実と思われる鋼矢

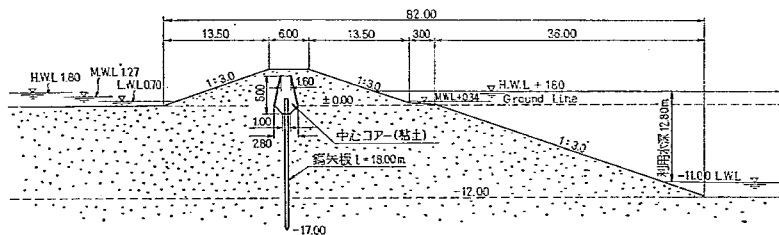


図-2 止水壁を施工した計画堤防断面

板で作ったとしても、形成される壁は完全に水密性でなく、継目からの漏水が予想外に多いことが知られている。さきにも述べたように、工業用水にはきわめて清浄な水が要求され、海水による過度の汚染は許せないもので、止水壁工法を適用した場合の止水効果について詳細な検討を行なうことになった。検討は電気模型実験ならびに水路の浸透実験を主体としたが、問題を具体的に取扱うために小瀬川河口貯水池の地質条件、設計条件をそのまま用いた。ここで考えている計画堤防の断面および止水壁の設置位置は図-2に示すとおりである。

〔2〕貯水池の基礎地盤からの浸透

止水壁の浸透防止効果を検討するための断面は図-2に示したが、堤体および表層の砂層を流れる浸透水に対する止水壁の効果を調べる前に表層砂層の直下にあるシルト層より下の部分からの浸透流について検討を加えてみる。さきにも述べたように、基礎地盤には砂層およびシルト層の互層が非常に深部まで続いているが、もし表層砂層の直下にあるシルト層より下の浸透流量が十分小さければ、この層より深部に存在する層を一応不透水層と考えられ、問題が非常に簡単になるわけである。

このような目的で地層を単純化し、シルト層を通して貯水池の底から浸透してくる流量を検討してみる。まず、地層は水平に無限に拡がっているとする。また、シルト層の上部にある表層砂層の透水係数は、シルト層のそれに比較して十分小さいので、砂層の存在は無視する。また、堤体を不透水性と考えたと図-3に示すような透水条件になる。したがって、貯水池の底からの浸透してくる水は海側で海底のシルト層を下方に浸透し、下部の砂層を通過してきたものになる。

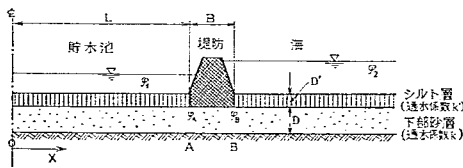


図-3 下部砂層の浸透条件

貯水池内へ浸透してくる水は海側からの海水のみでなく、陸側から流れてくる地下水もあるので、貯水池の中央を対称面と考えて、海からの浸透水は海側の半分の底面からのみ浸出してくるものと仮定する。したがって、下部砂層内の浸透流はダルシーの法則により、

$$q = -kD \frac{d\varphi}{dx} \quad (1)$$

連続の方程式は

$$\frac{dq}{dx} = -kD \frac{d^2\varphi}{dx^2} = \frac{\varphi_1 - \varphi}{C} \quad (2)$$

ここに、

$$C = \frac{D'}{k'}, \quad \lambda = \sqrt{kDC}$$

よって次の方程式をうる。

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} = -\frac{1}{\lambda^2}(\varphi_1 - \varphi) \quad (3)$$

この微分方程式の一般解は

$$\varphi_1 - \varphi = C_1 e^{x/\lambda} + C_2 e^{-x/\lambda} \quad (4)$$

いま、OAの領域を考えると、さきに述べたように境界条件は次のとおり与えられる。

$$x=0 \text{ のとき } \frac{d\varphi}{dx} = 0$$

$$x=A \text{ のとき } \varphi = \varphi_A$$

これを式(4)に代入して解くとOA間の任意地点での流量は

$$qx = \frac{kD(\varphi_1 - \varphi_A)}{\lambda} \tanh \frac{x}{\lambda} \quad (5)$$

A地点の流量は

$$q_A = \frac{kD(\varphi_1 - \varphi_A)}{\lambda} \tanh \frac{L}{\lambda} \quad (6)$$

つぎにBから海方向へ ∞ の領域を考える。同様に境界条件は

$$x=L+B \quad \varphi = \varphi_B$$

$$x=\infty \quad \varphi = \varphi_2$$

したがって(4)式に代入して任意地点の流量を求めると

$$qx = -\frac{kD}{\lambda}(\varphi_2 - \varphi_B) e^{-\frac{x-(L+B)}{\lambda}} \quad (7)$$

B地点の流量は

$$q_B = -\frac{kD}{\lambda}(\varphi_2 - \varphi_B) \quad (8)$$

また、AB領域の浸透流量は堤体が不透水性であるから一定であり

$$q_0 = kD \frac{\varphi_A - \varphi_B}{B} \quad (9)$$

$q_A = q_B = q_0$ であるから、(6)、(8)、(9)式より

φ_A, φ_B を求めると

$$\left. \begin{aligned} \varphi_A &= \frac{(B\varphi_1 + \lambda\varphi_1) \tanh \frac{L}{\lambda} + \lambda\varphi_2}{\lambda + (B+\lambda) \tanh \frac{L}{\lambda}} \\ \varphi_B &= \frac{(B\varphi_2 + \lambda\varphi_1) \tanh \frac{L}{\lambda} + \lambda\varphi_2}{\lambda + (B+\lambda) \tanh \frac{L}{\lambda}} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

透水層内の任意地点の水頭はつぎの式で与えられる。

$0 < x < L$

$$\varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_A) \cosh \frac{x}{\lambda}}{\cosh \frac{L}{\lambda}}$$

$L < x < L+B$

$$\left. \begin{aligned} & \varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_A) \cosh \frac{x}{\lambda}}{\cosh \frac{L}{\lambda}} \\ & \varphi_1 - \varphi = \frac{(\varphi_1 - \varphi_A) \cosh \frac{x}{\lambda}}{\cosh \frac{L}{\lambda}} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

$$\varphi = \frac{\varphi_B + \varphi_A}{B}(x-L) + \varphi_A$$

$$L+B < x$$

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_B)e^{-\frac{x-(L+B)}{\lambda}}$$

以上の式を用いて計画の数値を当てはめて計算を進めてみる。

図-3に示してある各記号の大きさはつぎのように与えられる。

$$D=7.22 \text{ m}, \quad D'=4.62 \text{ m}, \quad B=75 \text{ m}$$

$$\varphi_1=4.72 \text{ m}, \quad \varphi_2=16.99 \text{ m}, \quad L=300 \text{ m}$$

また、透水係数には次の値を仮定する。

$$k'=1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec},$$

$$k=1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

したがって

$$C = \frac{D'}{k'} = 4.62 \times 10^8 \text{ sec}$$

$$\lambda = \sqrt{kDC} = 1.72 \times 10^4 \text{ cm}$$

また、 φ_A , φ_B は (10) 式から

$$\varphi_A = 10.04 \text{ m}, \quad \varphi_B = 12.06 \text{ m}$$

となり、(11)式を用いて任意の場所の φ が求められる。砂層内に生ずる浸透流の水頭分布を図示すると図-4のとおりである。

また、海側より貯水池へ向って流れる単位当りの浸透流量は (8) 式より

$$q_B = -\frac{kD}{\lambda}(\varphi_2 - \varphi_B)$$

$$= -\frac{10^{-3} \times 7.22}{1.72 \times 10^4} (16.99 - 12.06)$$

$$= 2.07 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

となって、浸透流量は貯水池と海の水位差がもっとも大きい場合でさえも非常に少なく、シルト層より下部の地

層を通して貯水池内へ流入する海水は無視してもよいことがわかる。しかしながら、この計算ではシルト層が無限に広がり、砂層の上面を均一の厚さで覆っているとの仮定があるため、実際問題への適用に当ってはシルト層の存在をよく確認しなければならないことはいうまでもない。

〔3〕 止水壁の施工深度と止水効果

透水層内へ止水壁を作って浸透を防止する場合の止水壁の施工深度と止水効果を明らかにするため、電気相似模型を使って実験的に検討を加えた。この実験では止水壁は、ひとまず完全に水密性と考え、施工深度の相違のみを考えてみた。

実際の浸透は貯水池ならびに海の水位が変動するため非定常運動となり、加えて地層ならびに土質の不均質、不等方性などのため、その解析はきわめてむずかしい。しかし、ここでは止水性に対する一般的な傾向を明らかにする目的から、浸透流は定常流として取扱い、また地層ならびに境界条件もある程度理想化したものに対して模型実験を実施した。

〔4〕 電気相似模型実験の原理

浸透水の運動を解く方法には解析的解法、図式解法、数値解法などがあるが、これらはいずれも単純な地層構成をもつ透水層で、しかも簡単な境界条件を与えたときのみ使用可能である。その上、これらの方法によって解くことができるとしても、多大な労力と時間を費やすのが普通である。この点、模型実験は非常に有利で、適当な模型を利用すれば複雑な現象に対しても比較的簡単に解を求めることができる。

浸透流を調べるための模型実験にも多くの方法がある。電気模型実験の他に砂模型 (sand model)、粘性流模型 (viscous fluids model)、膜模型 (membrane

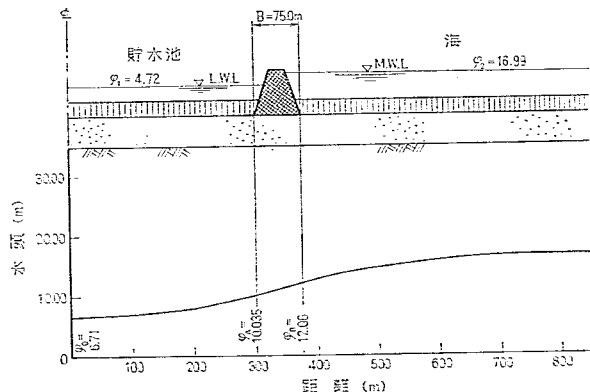


図-4 下層砂層内の水頭分布

model) などがあリ、それぞれの調査目的にしたがって使われている。

ここで述べる電気模型実験の原理は透水層内を流れる水の流れと電導体中を流れる電流が同じ形の式に表わされる法則に支配されていることにともづいている。この電気模型にもいろいろの種類があり、たとえば抵抗線を格子状に組んだネットワークの模型による方法、電解溶液のはいった水槽を模型として用いる方法などがあるが、本実験に適用した電気模型実験は厚紙の上に電導体であるグラファイトを吹き付け、実物と幾何学的相似の模型を作り、これに電流を流して浸透流と相似の現象を起こさせた。

もちろん本実験では浸透流は貯水池堤防に対して直角方向に起こると仮定し、2次元流の問題として取扱っており、また堤体内の浸透流は厳密に言えば非定常流であるが堤体断面が小さく、水位の変動は緩慢であると考えられるので定常流として取扱っている。

前述のように電気模型実験の原理は透水層内を流れる水の流れを現わす Darcy の式が電導体中を流れる電流のオームの法則とまったく等しいという事実にもとづいている。

さて、透水層内を流れる水の流れは $v=k(\partial h/\partial s)$ のダルシーの式で表わされる。いま、等方等質の透水層の中の2次元流を考えると流速 v の x および z 方向成分は

$$v_x = k \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v_z = k \frac{\partial h}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (12)$$

であるから、速度ポテンシャル $\phi = -kh$ とおけば

$$v_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v_z = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (13)$$

定常的な浸透流は次の(14)式に示す連続の方程式を満足せねばならず、これに(13)式を代入すればラプラスの方程式が得られる。

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (14)$$

ラプラスの方程式は

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (15)$$

この方程式は均質等方性の透水層内の定常流に対する基本的方程式である。

つぎにオームの法則は

$$I = \frac{1}{\rho} \frac{dV}{ds} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 ρ : 電導比、 I : 電流、 V : 電位
で与えられた透水係数 k が電導比の逆数 $1/\rho$ に対応したまったくダルシーの式と同じ形である。したがって、オームの法則もダルシーの法則と同様にラプラスの方程式を満足することが証明できる。透水層中の水の流れも電導体中の電気の流れもポテンシャル流であり、水の流れを

電導体中の流れに置き換えて模型的に解明することができる。

〔5〕 電気模型実験装置

模型は厚紙の表面に電導体であるグラファイト溶液を吹き付け、乾燥させた後、所定の形状に切り取ったものである。

模型の製作順序はまず厚紙の上に問題にしている堤防を含めた透水地盤の断面図を描く。つぎに模型に既知の境界条件を与えるため浸透水の浸入面、浸出面および必要な個所に電極となる金属箔をはり付ける。本実験には薄いアルミニウム箔を使用し所定の個所に接着材ではり付けた。しかる後、厚紙にグラファイト溶液を噴霧器で吹き付け、紙の表面に電導性の被膜を形成する。グラファイト被膜と電極との接触抵抗を減らすために、電極をはり付けた後にグラファイトの吹き付けを行なう。グラファイトは実際の地層構成に対応させてできるだけ均質に吹き付けることが大切で、吹き付けは少量ずつ何回も繰返し行なうのが望ましい。

地層の透水係数の違いを模型上で再現させるためには、グラファイト被膜の厚さを加減すればよいわけである。また、電導度の低いアルコール溶液のグラファイトと電導度の高い水溶液のグラファイトを使い分けることによっても、電導度の異なる層を簡単に作ることができる。

この実験で取扱った地盤は上部砂層の透水係数 $k_1 = 3.76 \times 10^{-2}$ cm/sec、下部のシルト混り砂層は $k_2 = 7.52 \times 10^{-3}$ cm/sec と仮定しているため、これに対応するよう電導度を選んだ。

模型に電源をつなぎ、所定の境界条件を与えるため、組立てられた実験装置を図示すると図-5のとおりである。

電源には直流を用い本実験では3ボルトの乾電池を2個直列に継いで用い、海側の海水の浸入面および貯水池側の浸出面に接続した。ただし、堤体斜面の貯水池水面

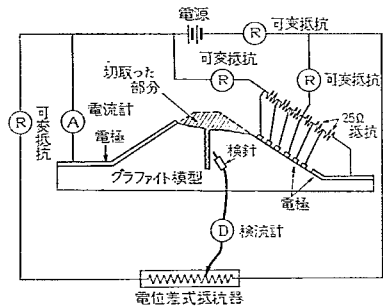


図-5 電気模型の実験装置

より上の浸出面では浸透水はその高さに比例するポテンシャルをもつから斜面に沿う電極は細かく分割し、図に示すように抵抗線をつなぎ、斜面の高さに比例した電圧を与えるよう工夫した。実験に使用する計器の主要なものは探針に接続する検流計、模型内の任意位置の電位を測るための真空管電圧計、電位差式抵抗器、電流計、可変抵抗器などである。この他模型上で求めた等ポテンシャル線をうつし取るためのパンタグラフなどが挙げられる。

〔6〕 等ポテンシャル線、浸潤線の測定

電気相似模型を用いて堤体内のポテンシャルを測定するには、任意位置の電位を測定すればそれが直ちに浸透水のポテンシャルに1対1で対応するわけである。しかし、実験では精度を上げるために、図-5からもわかるように Wheatstone 電橋の原理を利用してポテンシャルを測定する。すなわち、探針を模型上の測定しようとする位置に接触させ、電位差式抵抗器のダイヤルを操作し探針につながる検流計の針がふれなくなったときの目盛を読みとる。

この種の電気模型実験では、自由水面をもたない被圧地下水の場合は取扱いが簡単であるが、自由水面をもつ地下水の流れの場合には、まず自由水面を求める作業を必要とする。そうして自由水面の形に合わせて水の流れない余分な部分を切取ってしまわなければならない。自由水面の形を求めるには近似計算法なども利用されるが、模型上で trial に求めるのが便利である。すなわち、自由水面上の各点の浸透水は、基準面からの高さに相当するポテンシャルをもっているのだから、まず自由水面以上の部分も付いている模型に電流を流し、等ポテンシャル線を描いてみる。そうすると、たとえば図-6のような等ポテンシャル線群が求められるので、これらの等ポテンシャル線上のポテンシャルに対応する高さの点を結んで自由水面の第1次近似とする。この線に沿ってこれより上の余分な部分を切り取る。同様な操作を3回も繰返せばほぼ正しい浸潤線を求めることができる。この

ようにして、浸透流の存在しない自由水面より上の部分を切取った模型で、さきに述べた方法によって任意点のポテンシャルを測定する。模型上で求めた等ポテンシャル線は、パンタグラフを用いて他の用紙にうつし取る。

〔7〕 浸透流量の計算

透水層内を流れる浸透流量はダルシーの法則により

$$q = kH \frac{A}{L} \quad (17)$$

ここに、 H : 水頭差、 L : 距離、 A : 断面積

また、単位幅の流量を考えると

$$q' = kH \frac{A}{LB} \quad (17')$$

で与えられる。

つぎにオームの法則は

$$I = \frac{V}{R}$$

ここに、 I : 電流、 R : 抵抗、 V : 電位差

いま、電導比を ρ とすれば

$$R = \rho \frac{L}{A}$$

同様に単位幅を考えると

$$I' = \frac{V}{\rho} \frac{A}{LB} \quad (18)$$

となる。

ここで、 A/LB は形状係数と呼ばれるものでディメンジョンはない。

上式の二つの法則はちょうど k が $1/\rho$ に対応してまったく同じである。したがって、実物の透水地盤の断面と幾何学的に相似の電導体でできた模型を作れば形状係数はまったく等しく、ダルシーの法則によれば

$$S = \frac{A}{LB} = \frac{q'}{KH} \quad (19)$$

また、オームの法則によれば

$$S = \frac{A}{LB} = \frac{I'}{V} \rho \quad (20)$$

と表わされる。ただし S : 形状係数

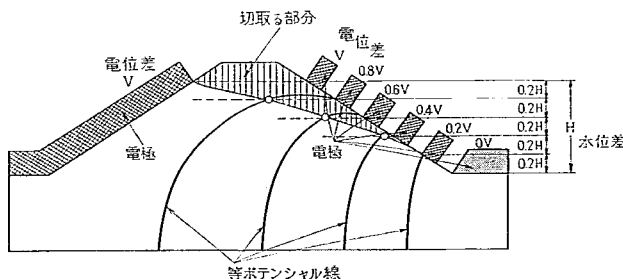


図-6 模型上での自由水面の作図

さらに堤防の漏水など二次流れを取扱う場合には単位幅を考えるので、式はさらに簡単になる。

模型実験によってすでに等ポテンシャル線群は求められているから、上記形状係数は簡単に求めることができる。すなわち、測定精度を高めるため、等ポテンシャル線がなるべく鉛直で均一に分布している部分、いい換えると流線の幅がなるべく一定の所を選び出す。

$$q = SkH = k \frac{\Delta H}{\Delta L} A \quad \dots\dots\dots (21)$$

であるから、形状係数は次のように書き表わせる。

$$S = \frac{\Delta H}{H} \frac{A}{\Delta L} = \frac{\Delta V}{V} \frac{A}{\Delta L} \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 ΔH および ΔV はそれぞれ二つの等ポテンシャル線間の水頭差および電位差、 H および V は実物における全水頭差と模型における全電位差、 ΔL は ΔH を求めた等ポテンシャル線間の間隔、 A は浸透流の生じている断面積を表わす。

上式によって形状係数 S が求められるので、浸透流量 q は $q = SkH$ からただちに計算できる。

浸透流量を求める方法として、これ以外に模型を流れる電流を測定してこれからただちに流量に換算することもできる。すなわち

$$\frac{q}{I} = \frac{kHS}{(V/\rho)S}$$

ゆえに、

$$q = \frac{kH\rho}{V} I \quad \dots\dots\dots (23)$$

となって q と I の関係が求められる。しかし、模型の電導比 ρ は湿度、温度の影響を受けやすく、大きく変動するおそれがあるので、正しい ρ の値を絶えず求めておくことは不可能である。したがって、この方法を用いた場合、大きな誤差のはいる可能性があり、形状係数を用いて計算する方が望ましい。

なお、透水係数の異なる二つの層から地盤が形成されている場合は、各地層ごとに形状係数を求めて

$$q = (S_1 k_1 + S_2 k_2) H \quad \dots\dots\dots (24)$$

によって浸透流量を求めることができる。

〔8〕 実験およびその結果

実験は止水壁をぜんぜん施工しない場合と順次施工深度を深くした場合、すなわち $AP = 10$ m, -11 m, -12 m, -13 m, -14 m, -15 m, -15.35 m まで施工した8例について浸透流量の比較検討を行なった。

模型上で止水壁を再現させるのは、止水壁が存在する位置の部分のグラファイトを削り取り電流が伝わらないようにすればよいので、施工深度を変えた一連の実験を行なうには順次グラファイト被膜を削り取る部分を長くして実験を繰り返す。

実験で求めた等ポテンシャル線を図示したのが図7

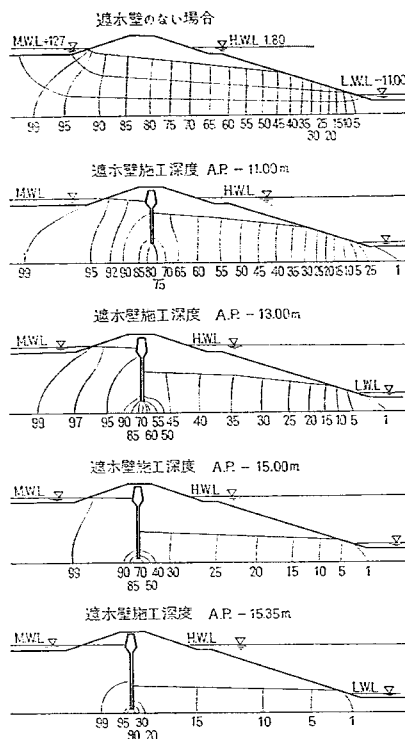


図7 電気模型実験より求めた等ポテンシャル線

である。止水壁の施工深度が増大するとともに、たがいに対応している等ポテンシャル線の位置は海側に移動し、矢板の前面と背面の水位差も次第に大きくなることかわかる。また、施工深度と浸透流量の関係であるが、さきに述べたように等ポテンシャル線群から形状係数を求めて算出したものと、模型内部を流れる電流を測定して換算したものとを表-1に掲げた。なお、模型のグラファイト被膜は温度、湿度の変化に鋭敏であるから、その影響を除去するため模型と同じ条件でグラファイトを吹付けて作った試験片の電導比の変化を常時測定し補正を加えた。図-8には施工深度と浸透流量の関係を示した。図の曲線が深度 -12.30 m の所で折れているのはこの深度で地盤の透水係数が変わるため、砂層とシルト混り砂層の境界面に当る。この図からわかるように、曲線のこう配は施工深度が増大するほど大きくなっていて、止水壁を中途半端に施工しても効果の薄いことを示している。浸透流量を大幅に減少させようと思えば、透水層をほとんど全部締め切らなければならないことがわ

表-1 止水壁の施工深度と浸透流量

(a) 電流より換算した流量

止水壁施工深度	電 圧 (V)	電 流 (AMP)	伝 導 率 ($\text{cm}^{-1} \cdot \Omega^{-1}$)	浸 透 流 量 (cm^3/sec)
施工しない	9.0	0.32	$1,926 \times 10^{-4}$	8.52
A. P -10.00 m	"	0.23	$1,979 \times 10^{-4}$	5.50
A. P -11.00 m	"	0.20	$2,030 \times 10^{-4}$	5.05
A. P -12.00 m	"	0.18	$1,926 \times 10^{-4}$	4.79
A. P -13.00 m	"	0.10	$1,900 \times 10^{-4}$	2.70
A. P -14.00 m	"	0.08	$1,926 \times 10^{-4}$	2.13
A. P -15.00 m	"	0.05	$1,822 \times 10^{-4}$	1.41
A. P -15.35 m	"	0.02	$2,083 \times 10^{-4}$	0.49

(b) 形状係数より算出した流量

止水壁施工深度	k_1 および k_2 (cm/sec)	形 状 係 数 S_1 および S_2	Q_1 および Q_2 (cm^3/sec)	浸 透 流 量 Q (cm^3/sec)
施工しない	3.76×10^{-2} 7.52×10^{-3}	0.105 0.0304	4.85 0.28	5.13
A. P -10.00 m	"	0.0778 0.0391	3.59 0.36	3.95
A. P -11.00 m	"	0.0730 0.0380	3.37 0.35	3.72
A. P -12.00 m	"	0.0638 0.0314	2.94 0.29	3.23
A. P -13.00 m	"	0.0362 0.0227	1.67 0.21	1.88
A. P -14.00 m	"	0.0278 0.0227	1.28 0.21	1.49
A. P -15.00 m	"	0.0225 0.0227	1.04 0.21	1.25
A. P -15.35 m	"	0.0074 0.0109	0.34 0.10	0.44

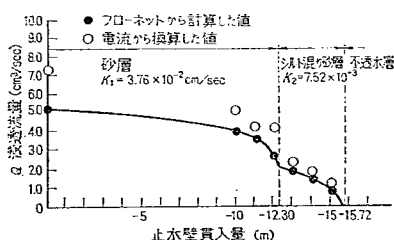


図-8 止水壁貫入量と浸透流量

かる。

〔9〕 鋼矢板の継目からの浸透流量

前述の止水壁の施工深度と浸透防止効果の検討は、止水壁を完全に水密な壁として取扱ってきたが、実際の工事に当って透水層内に水密な止水壁を作ることば非常にむずかしい。

止水壁を造る代表的な工法は矢板打であるが、この場合、矢板相互間の継目からの漏水量が予想外に多いこと

が知られている。木矢板、コンクリート矢板などでは継目が単に突き合わせであることが多く、上部は綺麗に並んでいても矢板先端部は大きく食い違い止水効果のほとんどないことが多い。この点、鋼矢板は継目はたがいに噛み合うようになっていて、打設時特別に無理な力が作用し、噛み合わせが破壊しない限り、一応連続した壁が形成されると考えられる。したがって、他の矢板と比較すれば水密性は高いはずであるが、それでもなお継目からの漏水量のかなり多いことが報告されている。一般に河川構造物の漏水防止の場合には、浸透流量が多少多くても、浸透流がパイピングを起したり、基礎に揚圧力を発生させたりして、構造物の安全性に有害な作用を与えない限り、漏水をある程度まで許すことができるわけである。しかし、河口貯水池の浸透防止工法は浸透流量そのものを低く抑えることが要求され、塩水の浸透が過度であると貯水池内を汚染し、貯水池としての機能を失なわせるから、矢板継目からの漏水量に対しても十分な検討をする必要が生じる。このため実験室内に設けた水

槽内に鋼矢板を立て込み前後に砂を詰めて透水実験を行ない、また現場においても室内実験に用いた同種の矢板を円形に現地盤に打設し、中心に揚水井を掘って汲上げ試験を行ない、周囲の地下水位の変化の観測資料より矢板の止水効果を検討した。室内の透水実験については、すでに詳しく報告してある*ので、ここでは現場実験の資料と比較するうえに必要と思われるごく簡略な説明にとどめ、現場実験を多少詳しく著述してみる。

i) 室内水槽における透水実験*

実験室内に作った長さ4m、高さ1m、幅1mのコンクリート水槽内に実物の鋼矢板を立て込み、その前後に砂を詰めた後、水槽内に水を流し透水実験を実施した。実験に用いた鋼矢板は八幡製鉄株式会社のYSP-2型および日本鋼管株式会社のNKK軽量鋼矢板であるが、YSP-2型の場合には矢板幅が大きすぎるので腹部を短縮した特別の矢板を使い実験を行なった。また、矢板の前後に詰める砂には比較的粒度の荒い川砂および粒度の細かい海岸砂を用いた。実験に使用した矢板の断面ならびに砂の粒度曲線は図-9(a)および(b)に示した。

矢板の継目の止水性を明らかにするために、実験では

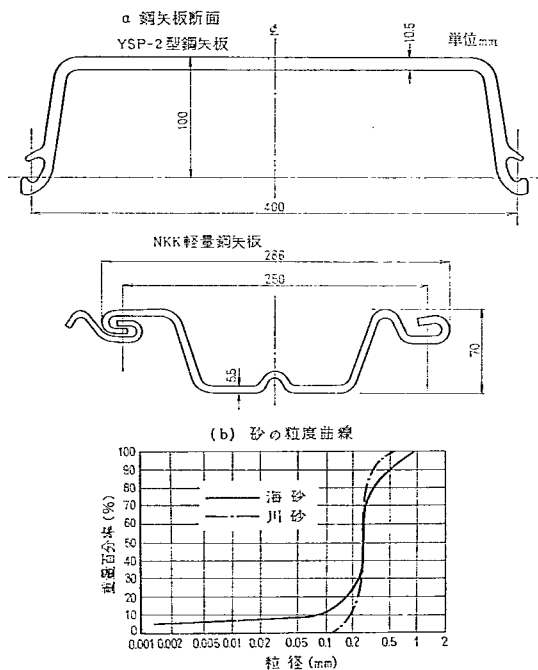


図-9 実験に使用した鋼矢板断面ならびに砂の粒度曲線

まず最初に水槽に鋼矢板のみを立て込み砂を詰めずに水を流した場合の流量を測定し、ついで矢板前後に砂を詰めた場合の流量測定を行なった。本実験には前述のように矢板および砂を各2種類ずつを用いたので、おのおのの組合せにより実験は4通りとなった。実験の方法、測定数値などについての細かい説明は省略するが、結果を簡単に示すと次のとおりである。

透水層の中に鋼矢板が設置されると矢板の止水性によって矢板の前後に水位差が生じる(図-10)。この水位差 dh と浸透流量の関係を整理したのが図-11および図-12(a)(b)である。図-11は矢板前後に砂を詰めず矢板のみの場合を示し、図-11(a)には矢板の前後に川砂を詰めた場合を、また(b)には海岸砂を詰めた場合を示した。当然のことながら砂の種類の違いにより浸透流量もかなり大きく変わることがわかる。

室内水槽による実験から明らかになったことは、矢板継目からの漏水量がかなり大きく、漏水量は

$$Q = Kdh^n$$

という形で表わされる。ここに K および n は定数で鋼矢板の種類、透水層の土質、矢板の打設方法などによって定まる。水槽に矢板のみを設置し砂を入れないときは n は0.5、砂を前後に詰めたときは0.9~0.94を示した。なお実験の結果から、矢板の止水性を砂層の厚さに換算するとNKK鋼矢板で透水係数が 4.6×10^{-3} cm/secの地層の厚さ3mにまたYSP-2

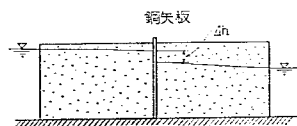


図-10 水槽内の透水実験

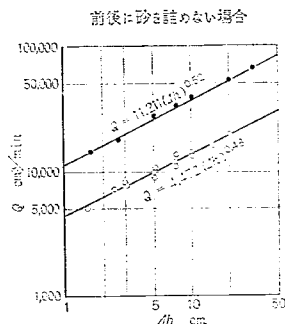


図-11 鋼矢板継目1m当りの浸透流量

* 鋼矢板の止水性に関する実験 土木研究所報告123号 昭和40年1月

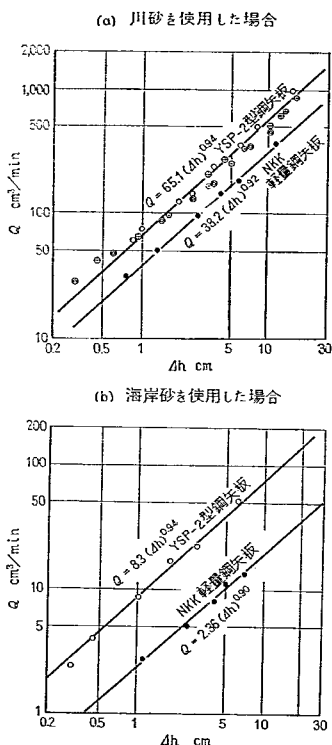


図-12 鋼矢板継目1m 当りの浸透流量

型鋼矢板で厚さ1.3mにしか対応しないことになった。もちろん、実験と実際では矢板の設置方法が違うため、この値がそのまま現場に打設された鋼矢板の継目からの漏水を示すものとは考えられないが、鋼矢板の止水性がそれほど大きいものではないことを示す実例であることには違いない。

ii) 野外における透水実験

室内の水槽内に設置した矢板による実験では、鋼矢板の止水性が意外に低かったが、実際現場の透水層内へ打設される場合には長尺物を打ち込むため継目にはかなり無理な応力がかかり、打設条件によって引張や圧縮が生じ、継目の噛み合せは締まってくるものと考えられる。また打設中に噛み合せの間に周囲の土砂はいり込み止水性は高まると思われる。この外、打設後時間の経過とともに矢板表面に錆が生じて継目のすき間を小さくするなど、止水性を向上させるいろいろの要素が考えられる。堅い地盤に打込むときには注意して施工しない継目が破損し、鋼矢板がお互に離れてしまうことがあ

るが、このようなことのない限り、実験室で行なったように矢板を先に立て込み、その前後を砂で埋めもどす方法で設置した矢板に較べ、実際に打設された矢板の止水性はかなり高いものと想像される。このような理由から実験室の水槽で検討を加えた YSP-2 型鋼矢板を小根川河口付近の海岸に実際に打設し、その止水性を調べ、実験室における実験結果と比較することにした。

(a) 鋼矢板の設置箇所

鋼矢板の止水性を現場実験によって調べるため、現地に鋼矢板を打設し検討を加えることを計画したが、調査方法は鋼矢板を円形に打設し、その中央に揚水井を掘削して水を汲み上げ周囲の地下水の変動を観測し、止水性の大きさを明らかにすることにした。鋼矢板は透水層を貫きその下端部は一応シルトの不透水層と考えられる層にまで貫入させたので、矢板の止水性が高ければ当然矢板の両側に生じる水位差は大きくなるはずである。

使用した鋼矢板は YSP-2 型で図-13 に示すとおり、28枚を継ぎ半径1.78mの円形に打込んだ。打設方法ははじめ地上で所定の位置に5m長さの矢板を円形に組み、順次ハンマで打込む。ついで5mの矢板を電気溶接によって継ないで打込みを継続した。途中打込みの困難な砂層ではウォータージェットを用い、周りの地盤をゆるめて打設した。

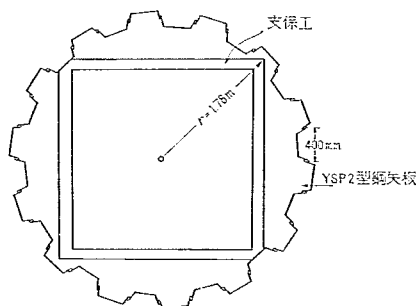


図-13 鋼矢板の配置

矢板の打設状態の詳細は図-14のとおりである。なお、鋼矢板を打込んだ透水層の土質は前述の室内実験で使った海砂にあたり、後ほど述べるように室内透水実験の結果ならびに現場透水実験の結果から、ほぼ $k=5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度と判明した。

(b) 揚水井ならびに観測井

揚水井は円形に打込んだ鋼矢板の中央に設置し、揚水を行なうことによって地下水位を低下させる。揚水井の内径は20cmで深度5mから10mの間にバスケットフィルターが取り付けられている。

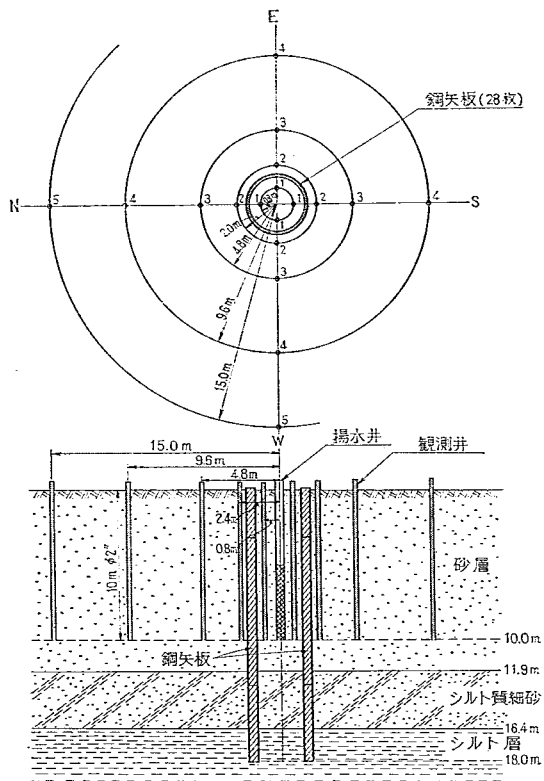


図-14 現場実験配置図

地下水の低下を測定するための観測井には内径5cmの鋼管を用いた。鋼管の長さは10mでその先端30cmにストレーナを付け、9m深さまで掘削したボーリング孔に挿入し、さらに1mの打込みを行なった。これはいわゆるオープンタイプのピエゾメータである。観測井は揚水井を中心として東西南北各方向に4ないし5本を一列に配置した。各観測井間の間隔は図-14に示すように揚水井から離れるにしたがって大きくなった。

(c) 実験を実施した個所の地盤構成

透水路の土質条件が矢板の止水性にも大きな影響を与えられと考えるので、深度20mまでのボーリングを実施した。調査結果は図-15に示されているが地表面から深度10mまでの地層は粒度の比較的確った砂層で構成された透水路であり、12m~16mは粘土分、シルト分、および砂が混ったシルト質砂、さらにその下は不透水性の粘性土となっている。ボーリング孔から採取した試料を粒度分析して有効径 D_{10} からHazenの式から求

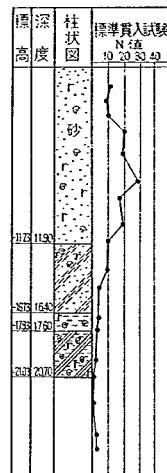


図-15 現場実験を行なった個所の土質柱状図

めた透水係数 k ならびに現場の揚水試験結果から求めた透水係数を整理してみると、地盤上層の透水路の k は大体 5×10^{-3} cm/secであった。

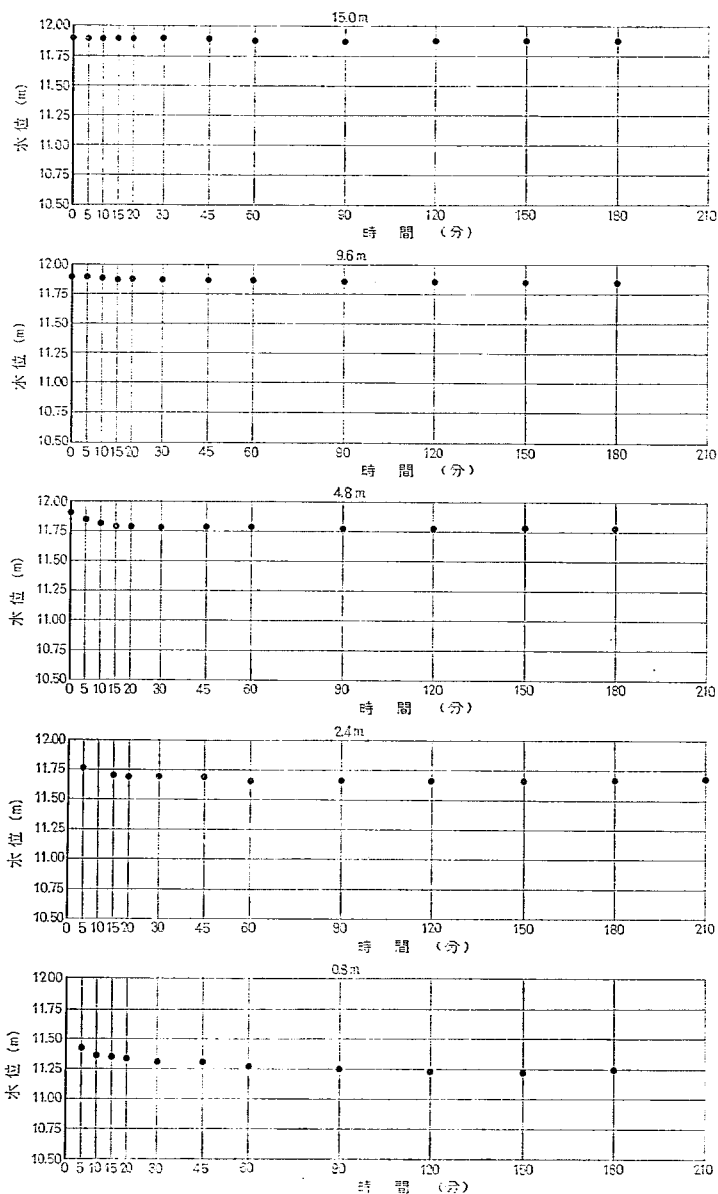
(d) 鋼矢板の打込み

鋼矢板の打込み作業中の状況について簡単に述べる。まず、深度2mまでは0.7tonのドロップハンマで打込んだ。ハンマの落下高約2mで各打撃ごとの平均貫入量は約3cmであった。深度2mからはデルマック12型(ラム重量1.0t)を用いて打込んだが、深度5mまでの貫入量は0.8~1.0cmであった。打設深度が約3mに達したとき、矢板の一部の継手が破損しそうになったので、周囲をワイヤロープでしほり破壊を防止した。深度6~7mで貫入抵抗がいちじるしく大きくなり、矢板の頭部が圧壊してきたのでウォータージェットを用いて地盤をゆるめ打込みを続行した。深度7mより深部では貫入量は0.2~0.3cm/打撃であった。

貫入深度が増すにつれて貫入抵抗が著しく大きくなったが、その理由には5m長さの矢板を溶接によって継ぎ足したので、矢板が直線性を欠いたことならびに最少限の円形を形成するように組まれているので継目部分の噛み合せ摩擦が大きくなったことが挙げられるが、これらの影響がないものとしても砂地盤内に長尺の矢板を完全に打設することは、かなりむずかしいと思われる。

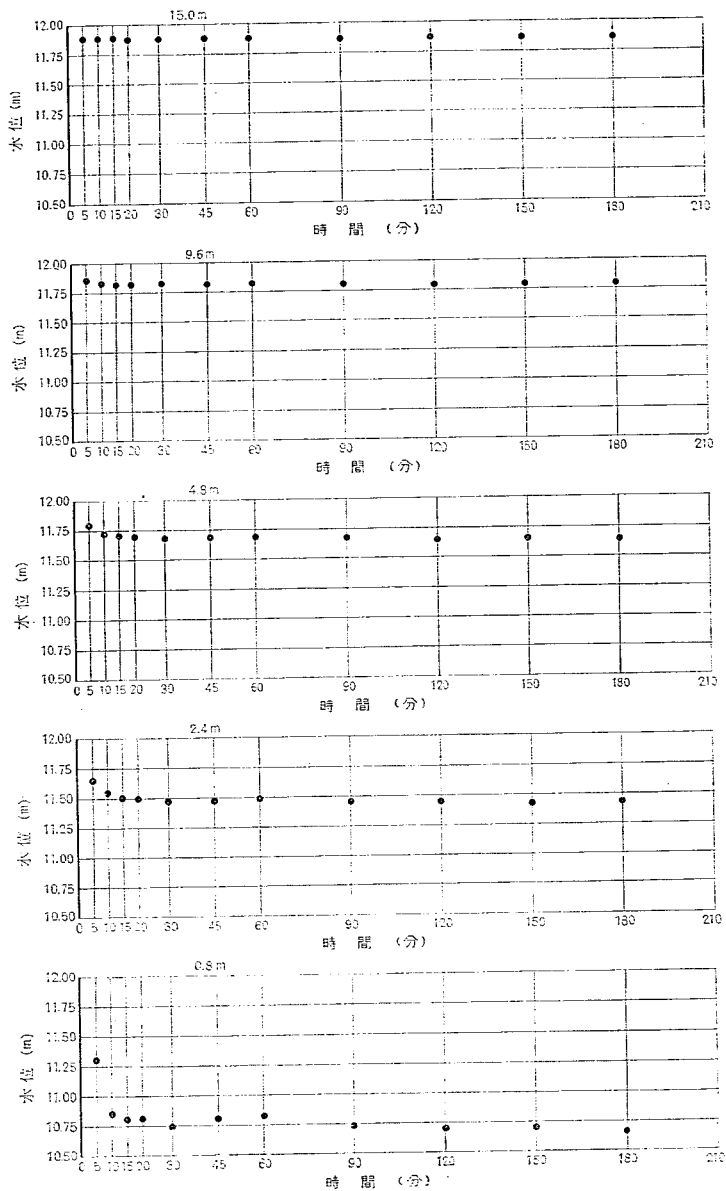
(e) 揚水試験

鋼矢板の止水性を調べるための揚水試験は矢板を



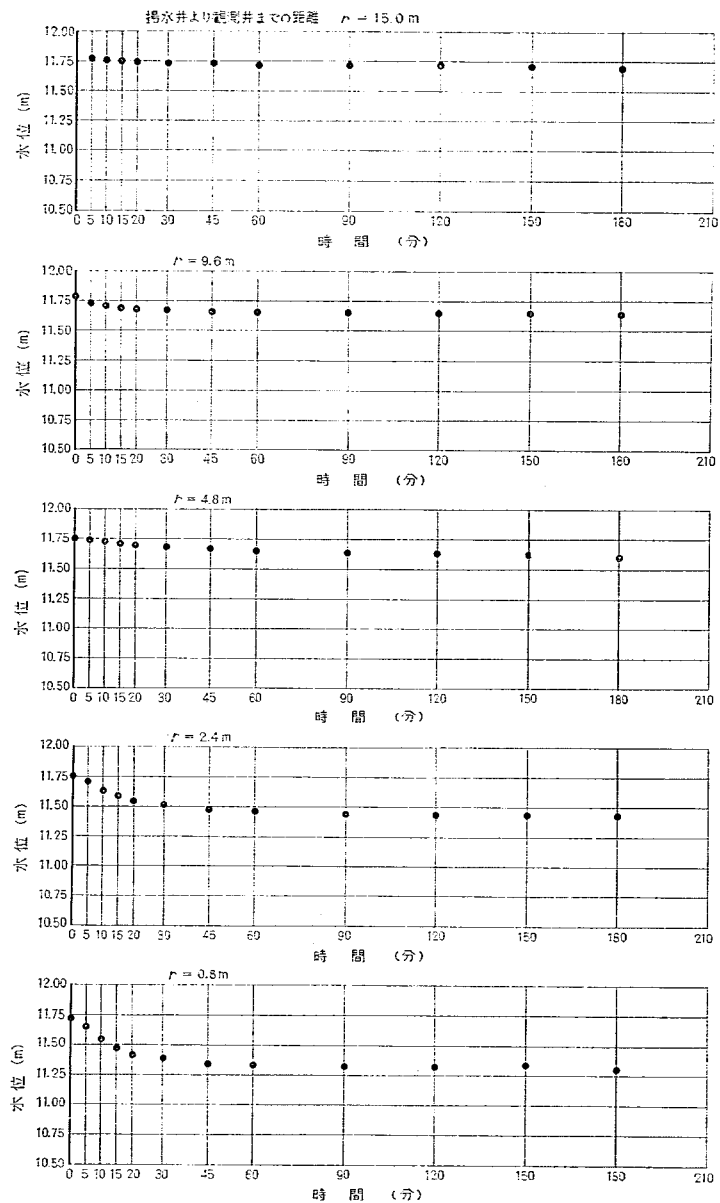
(a) 実験 I 潮矢板のない場合

図-16 観測井の水位変化



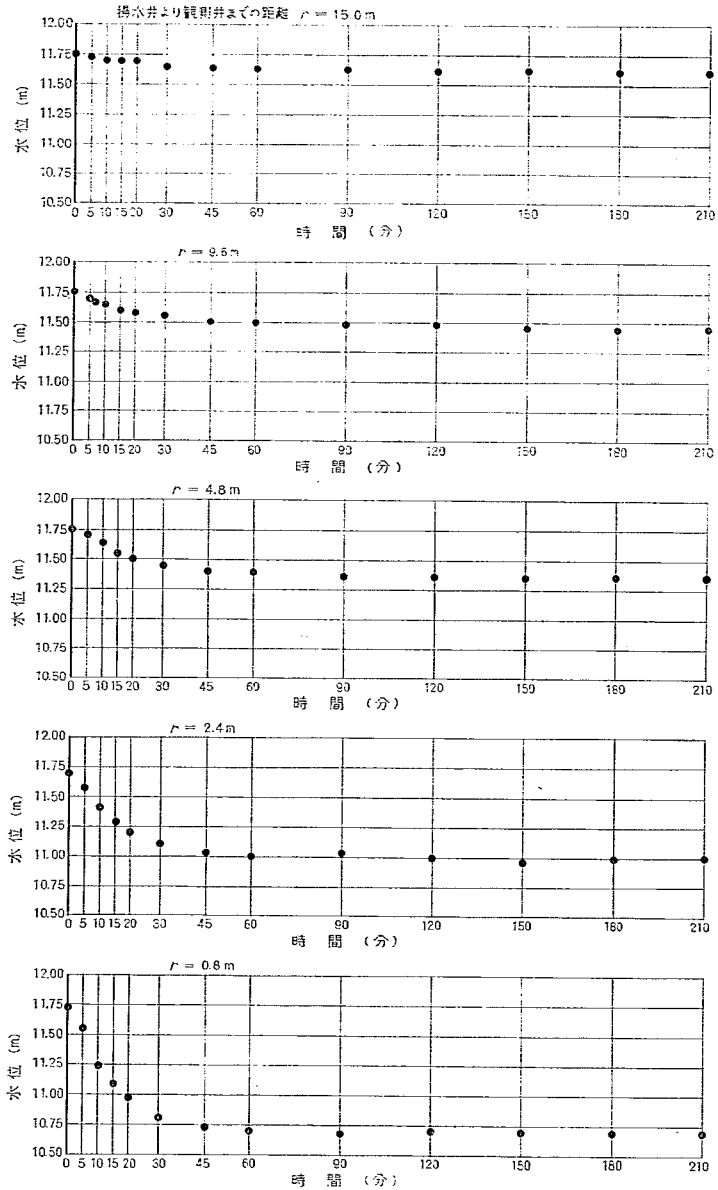
(b) 実験Ⅱ 鉛矢板のない場合

図-16 観測井の水位変化



(c) 実験Ⅲ 銅矢板を打設した場合

図-16 観測井の水位変化



(d) 実験Ⅳ 銅矢板を打設した場合

図-16 観測井の水位変化

5 m, 10 m, 15 m まで打込んだ途中の段階においても実施したが、ここでは実際に施工された矢板の継目からの湧水を論ずるので、鋼矢板を深度 18 m まで打込み、矢板先端部を完全に不透水性のシルト層に到達させた後に行なった揚水試験および鋼矢板打設前の自然地盤で行なった揚水試験のみを述べる。

揚水試験は各 2 回行ない、第一回目は揚水井の水位を約 1.5~1.8 m、第 2 回目は約 3.3~3.5 m 低下させるように行なった。観測井の水位は揚水開始後 5 分、10 分、20 分、30 分、45 分、60 分、以下 30 分ごとに測定し、各観測井の水位がほぼ平衡状態に達するまで観測を継続した。

観測井の水位変化を図-16 に示す。さきにも示したように、観測井は揚水井を中心として四方向に設置しており、地盤の不均質性、地下水の不均一な流れなどの影響により、揚水井から等距離の観測井であっても水位に多少の差のあることが認められる。図-16 には揚水井より等距離にある揚水井の平均水位を示した。なお、揚水井の水位低下ならびに揚水量を示すと表-2 のとおりである。

表-2 揚水井の水位低下ならびに揚水量

	鋼矢板の有無	水位低下 (m)	揚水量 (cm ³ /sec)
実験 I	矢板のない場合	1.565	433
実験 II	"	3.300	733
実験 III	矢板のある場合	1.850	80
実験 IV	"	3.550	193

(f) 測定結果についての考察

まず鋼矢板の打設してない揚水試験について述べる。現場揚水試験で定常状態に達したときの観測結果を用いて透水係数を求めるためには普通 Thiem の方法を用いる。すなわち、深井戸の場合には

$$R = [Q / \pi (h_2^2 - h_1^2)] \log_e (r_2 / r_1) \quad \dots\dots (25)$$

の式を用いて透水係数を算出する。

ここに、 Q は揚水流量、 r_1 および r_2 は揚水井から観測井までの距離、 h_1 、 h_2 は r_1 および r_2 の位置の観測井の水頭である。

しかしながら、本実験で用いた揚水井は図-14 に示すようにストレーナは透水層のほぼ中央部の 4.7 m の部分のみで、上式を導くための仮定では透水層全体にわたってストレーナが付いていることになっているため、揚水井近辺ではこの影響が多少表われると考えられる。また観測井のストレーナは深度 -10 m の位置にあって、観測井の示す水頭は -10 m 位置の水頭を示しており、揚水を行なっている透水層の平均水頭を示すかどうかにも問題が残っている。

さきにも述べたように観測井は揚水井を中心として 4

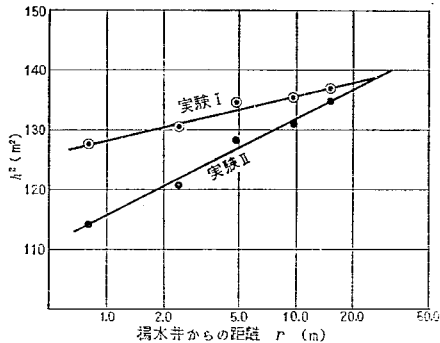


図-17 観測井の水位と観測井までの距離
(矢板のない場合)

方向に放射状に設置しており、各観測井の水位変化を測定したので各方向の透水性をも詳しく調べられるが、ここでは揚水井から等距離にある四つの観測井の測定値の平均値を用いて、平均透水係数を算出してみる。

Thiem の式からも明らかのように、片対数座標の対数尺に揚水井からの距離 r を、算術尺に h^2 をとって $r \sim h^2$ 曲線を作図すると図-17 のとおりになる。log r の 1 cycle における h^2 の差を $\Delta(h^2)$ とすると透水係数 k は

$$k = \frac{Q}{\pi \Delta(h^2)} \log_e \left(\frac{r_2}{r_1} \right) = \frac{2.3Q}{\pi \Delta(h^2)} \quad \dots\dots (26)$$

となる。したがって、図-17 に示した観測資料を用いて透水係数を求めると $k = 4.4 \times 10^{-3}$ cm/sec および $k = 3.3 \times 10^{-3}$ cm/sec となる。

つぎに揚水井を囲んで鋼矢板を打設した場合について説明する。上に述べた矢板のない場合と同様に揚水井から等距離にある観測井の平均水位を揚水井からの距離に対して片対数座標にプロットすると図-18 のとおりにな

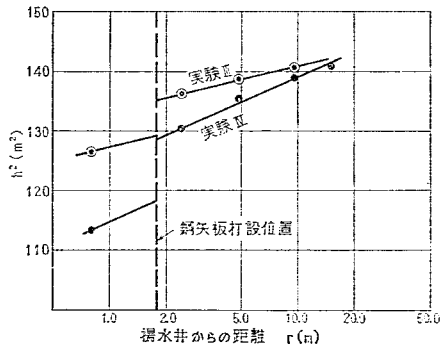


図-18 観測井の水位と観測井までの距離
(矢板のある場合)

表-3 現場に施工した鋼矢板継目 1m 当りの浸透流量

	矢板前面 の水頭 (m)	矢板背面 の水頭 (m)	Δh (m)	揚水流量 (cm^3/sec)	浸透流量 (継目 1m) (cm^3/min)
実験Ⅲ	11.63	11.37	0.26	80	29.9
実験Ⅳ	11.34	10.88	0.46	193	74.6

り大きいようである。

また、同一場所でミックスインプレイスパイルを鋼矢板の実験と同様な目的のもとに円形に連続し打設し、止水壁として利用できるかどうかを検討したので、図-19で鋼矢板の止水性とも比較した。この図には

る。矢板のない場合には $r \sim h^2$ 曲線はほぼ 1本の直線になるが、鋼矢板が打設してある場合には鋼矢板の位置で線は不連続になって、2本の直線が描かれる。地盤の構成が均質で揚水井に向って水が均等に流れていけば浸透流の等ポテンシャル線は同心円となるはずである。もちろん、鋼矢板の位置では水は継目から流れるため、この付近では浸透流は多少乱れる。しかしながら、ここでは矢板の止水性を工学的な立場から論ずるのが目的であるため、鋼矢板の前後の浸透流の水頭差は図-18の $h^2 \sim r$ 曲線を鋼矢板を示す点線に交差させ $d(h^2)$ を算出した。この場合矢板より内側の観測井は一つしかないので、 $h^2 \sim r$ の線は矢板の内側外側ともに同一のこう配をもっているものと仮定した。図-17および図-18の $h^2 \sim r$ 曲線は揚水を継続した後、周囲の水頭変動がなくなり、ほぼ平衡状態に達したと思われる時の測定値について書いたものである。室内実験のデータの整理と同様な方法で矢板継目 1m 当りの透水流量を計算すると表-3のとおりである。

つぎに室内実験で調べた鋼矢板の止水性と比較するため、矢板前後に生じた浸透流の水頭差と矢板継目からの浸透流の関係を図-19に示した。図には室内水路で行なった実験結果も記入してあるが、室内実験によって求めた止水性と比較すると現場に打った矢板の止水性がかな

止水壁の単位面積当りの漏水量と止水壁前後に生じる水頭差の関係をプロットしてある。これらの実験資料ではミックスインプレイスパイル工法の止水効果ももっともよいが、注入したセメントミルクが揚水井のまわりで固まって孔壁の透水性を低下させたことなど、実験方法に問題があり、この結果をそのまま正しいものとするのは危険であろう。

以上述べてきた実験結果で、まず気付くことは鋼矢板の止水性が実験槽内の実験と現場実験とではかなり違うことである。この原因として、第一に考えられる点は鋼矢板の埋設方法が違ふことである。さきにも述べたように、室内実験では鋼矢板を先に立て込み、その前後に砂を詰め、現場では普通の施工法をとりハンマによる打込みにジェット水の注入を併用して矢板の打設を行なった。打込み作業中矢板の振動によって砂が継目にはいりこみ止水性を増加させ、さらに現場で長尺の矢板を打設するときには、どうしても矢板に大きな応力が生じ、それに応じて継目にも引張力、圧縮力がはたらき、噛み合せの水密性が高まることも考えられる。また、現地盤と水槽内の透水層が同じ土質条件でないことも、止水性に差を生じさせる原因として挙げられる。現場打の鋼矢板は実験室の水槽内に並べた矢板の約5倍程度の止水性を示したが、やはりかなり透水性は高いので、止水壁として利用する場合には許容透水流量を基準として止水効果に対する事前の検討が必要である。

4. ウォーターカーテンによる浸透防止工法

〔1〕 ウォーターカーテンによる塩水流入防止
貯水池が海水の浸透によって汚染されるのを防止する工法の一つとして、貯水池周辺の堤防あるいは地盤内の地下水位を人為的に上昇させて、逆に堤防側から海へ向って流れる地下水浸透流を起こす方法が考えられる。貯水池周辺の地下水位を高くするには、地盤内へ淡水を補給する必要がある。このため堤防を二重に作り堤防間に淡水を流し、水路底から水を地盤内に浸透させ地下水位を必要の高さに保つ方法、ならびに堤体幅を十分広くし、降雨を堤体内部に浸透させ必要な地下水位を維持させる方法などがあろうと思われる。いずれの方法も堤体および基礎地盤の透水層内に淡

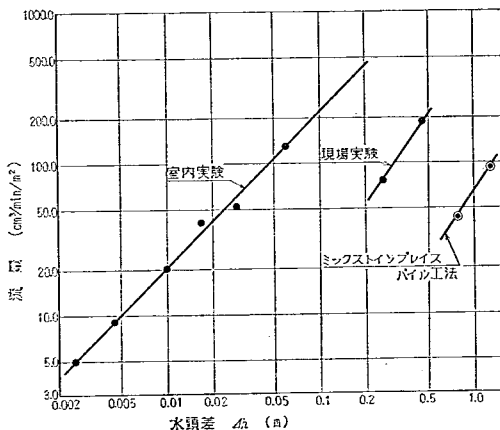


図-19 現場に施工した止水壁の効果と室内実験結果との比較

水を継続的に補給して所定の個所に淡水の地下水領域を形成せしめ、これによって海水の浸入を防止しようという考えである。すなわち、貯水池の周囲に淡水のウォーターカーテンを張りめぐらそうというわけである。透水層がかなり深くてもウォーターカーテンを十分な大きさまで発達させて、その下端部を地盤内の不透水層まで達せしめれば塩水の浸透を完全に防止することができると思われる。ウォーターカーテンを作る方法には、この他リチャージウェルを用いる方法も考えられる。

〔2〕 2重堤防方式の対策工法

この対策工法は大規模な干拓工事などでも採用されているように、堤防をあらかじめ2重に作って、その間に淡水を溜め、水路底および側壁から地盤内へ水を継続的に補給し、淡水のカーテンを形成させようという考えにもとづいている。干拓工事で利用されている2重堤防は規模もすこぶる大きく、たとえばオランダのゾイデル海や八郎潟の干拓工事では干拓地前面にかなりの広さをもつ淡水池を作り、海水の浸透防止にも大きな効果を發揮している。しかし、河口湖の塩水浸透防止のために計画する2重堤防工法は土工量を少なくし工費を節減する意味からでもできるだけ堤防間の水路幅を小さくするのが望ましく、2重堤防というよりむしろ幅の広い堤体の中央に水路を開削したと考えられる程度の規模とした。

この工法にもいろいろと検討を要する点はあるが、浸透に関することに問題点をしぼれば、まずどの程度の大きさの水路を作るか、形成されるウォーターカーテンの規模、塩水の浸入を防止するために必要な水路水面の水位および流量などである。流量については、地盤に浸透した水の何割かは貯水池に還元され、その残りは海へ流れ込み損失水量となるので、この割合なども重要な検討事項になる。

これらの諸問題に対する大体的見通しを立てるため粘性流模型実験を利用し、実際の地盤条件を模型に再現して検討を試みた。実験では一例として図-20に示すような堤体断面を考え、模型を製作した。

一般に沖積地盤は地層構成が複雑で地点によって土質が非常に異なることが多い。また、透水層内にはよいシルトあるいは粘土層の薄層が存在し、水平方向に比較して垂直方向の透水係数がいちじるしく小さい場合もあり、かならずしも模型実験によって完全に解明できると

は考えられない。このような意味からも計画地域全体にわたる綿密な地盤調査が十分に行なわれることは大切である。

この他、この工法の欠点と考えられるものに水路の目つまりが挙げられる。水路底面ならびに側面の浸透面に浮遊土砂などが沈澱し、透水性が低下すると思われるので、一定期間ごとに水路を清掃するか、さらえて目つまりの防止対策も必要になってくると考えられる。

〔3〕 粘性流の模型実験

浸透の問題を解くのににはいろいろの方法があり、問題に応じて適宜選択されている。境界条件が簡単で問題が単純な場合には浸透流の方程式を解くことも可能であるが、少し複雑になると、もはや他の方法に頼らざるを得なくなる。いま、ここで考えている問題は、海水と淡水の2流体が相接している浸透流で、境界条件もはなはだ複雑である。一般に問題が複雑になってくると模型実験を利用して解明するのが案で、目的に応じて電気模型、砂模型などが用いられている。

粘性流模型は狭まい間隔で相接して並べた2枚の板で形作られる溝が模型の主要部分となり、その溝の中を粘性の高い流体を流し、浸透流の検討に使われる。その原理は透水層中の飽和浸透流を表わす方程式が2枚の板で形作られた溝の中を流れる粘性流体の流れを示す式とまったく相似であるということに基づいている。

粘性流模型は最初 H. S. Hele-Shaw によって1897～1899年に開発されたため Hele-Shaw 模型とも呼ばれている。当初は物体の周囲に起こる流体の流れを調べるために用いられたが、その後1936年に R. Dachsler によって地下水の流れの研究にも利用できることが示唆された。以来、この模型についてはいろいろの研究が行なわれ、かつ模型の製作方法に関して多くの改良が加えられて、各方面で広く利用されるようになった。

粘性流模型の特徴として挙げられることは、特に2次元流の実験に適することで、定常流の場合のみならず非定常流の場合にも広く適用しうることである。さらに海岸地下水の塩水と淡水の境界問題の検討などにも適用した例もあり、ここで取り上げた2重堤防方式の浸透防止工法の検討にもっとも適する模型実験と考えられる。この他、砂模型では不飽和の毛管帯が生じ現象が複雑になるが、粘性流模型では自由水面がきわめて明瞭であることも大きな利点である。

〔4〕 粘性流模型の相似縮尺

粘性流模型の原理は、さきにも述べたように狭まい間隔に並べた2枚の板の間を流れる粘性流と透水層内を流れる地下水流とは相似性を示すことにもとづいている。すなわち、2枚の板の間を流れる層流は2次ポテンシャル流の場合

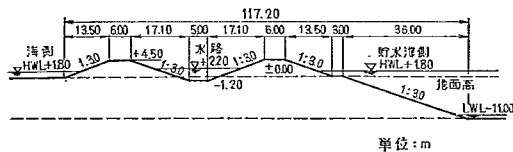


図-20 2重堤防の断面

形成し、ナビエ・ストークスの方程式に規定される。そして、これは定常流の場合ダルシーの式に帰着するわけである。式の誘導は省略するが、粘性流模型の2枚の板の間隙を流れる粘性流の平均流速は次のように書き表わされる。

$$\left. \begin{aligned} u_m &= -\frac{b_m^2 \rho_m g}{12 \eta_m} \frac{\partial h_m}{\partial x_m} = -k_m \frac{\partial h_m}{\partial x_m} \\ v_m &= -\frac{b_m^2 \rho_m g}{12 \eta_m} \frac{\partial h_m}{\partial y_m} = -k_m \frac{\partial h_m}{\partial y_m} \end{aligned} \right\} \dots (27)$$

ここに、 u, v は x, y 方向の速度成分、 b は水路幅、 η は粘性係数、 ρ は密度、サフィックス m は模型を意味する。

また、ダルシーの式は

$$\left. \begin{aligned} u_p &= -k_p \frac{\partial h_p}{\partial x_p} \\ u_p &= -k_p \frac{\partial h_p}{\partial y_p} \end{aligned} \right\} \dots (28)$$

で表わされるので粘性流模型の $k_m = (b_m^2 \rho_m g) / 12 \eta_m$ と実物の透水係数 k_p が対応する。

つぎに模型実験における縮尺の決め方であるが、水平な不透水層上に透水層があって地下水がその中を緩やかな自由水面のこう配をもって流れており、かつ断面内の流速を一樣と仮定してよい場合には浸透流の連続方程式は

$$\lambda_p \frac{\partial h_p}{\partial t_p} + \frac{\partial (u_p h_p)}{\partial x_p} = 0 \dots (29)$$

となる。ここに、 λ は間隙率、サフィックス p は m に対応して原型を意味する。

地下水の運動が緩やかで加速度の項を省略できるときは運動方程式はダルシーの式と一致し、

$$u_p = -k_p \frac{\partial h_p}{\partial x_p} \dots (28)$$

となるから、(28)、(29)式よりつぎの方程式が導びかれる。

$$\frac{\partial h_p}{\partial t_p} = \frac{k_p}{2 \lambda_p} \frac{\partial^2 h_p^2}{\partial x_p^2} \dots (30)$$

模型に対しても同様な式を書くこと

$$\frac{\partial h_m}{\partial t_m} = \frac{k_m}{2 \lambda_m} \frac{\partial^2 h_m^2}{\partial x_m^2} \dots (31)$$

さて、

$$\left. \begin{aligned} k_p &= \frac{k_m}{k_r}, & x_p &= \frac{x_m}{x_r} \\ h_p &= \frac{h_m}{h_r}, & t_p &= \frac{t_m}{t_r}, & \lambda_p &= \frac{\lambda_m}{\lambda_r} \end{aligned} \right\} \dots (32)$$

とおいて、(30)式に代入して(31)式と対比すると相似の法則によって次の式をうる。

$$\frac{h_r}{t_r} = \frac{k_r h_r^2}{\lambda_r x_r^2} = \alpha \dots (33)$$

ここで、 α は任意の値をとることができる。

(a) 時間の縮尺

実験中の水位変化の測定、流量の観測などに都合のよいように測定間隔を調節できるので時間の縮尺は事前に十分検討しなければならない。

時間縮尺は

$$t_r = \frac{\lambda_r x_r^2}{k_r h_r} \dots (34)$$

したがって

$$t_m = \frac{\lambda_m x_r^2 k_p}{\lambda_p h_r k_m} t_p = \frac{12 k_p x_r^2 v_m}{g \lambda_p h_r b_m^2} t_p \dots (35)$$

となる。この式からもわかるように、模型の2枚の板の水路間隔 b と使用する粘性液の動粘性係数 ν を適宜選択することによって模型実験の時間短尺を調節することができる。実験にもっとも便利のように時間を選ぶことが大切である。

(b) 流量縮尺

ダルシーの法則から流量縮尺を求める。まず実物における透水流量は

$$Q_{xp} = -k_p b_p h_p \frac{\partial h_p}{\partial x_p}$$

また、模型での流量は

$$Q_{xm} = -k_m b_m h_m \frac{\partial h_m}{\partial x_m}$$

したがって、

$$Q_{xp} = \frac{k_r b_r h_r^2}{x_r} \dots (36)$$

(c) 透水層が透水性の異なる層より構成されている場合

透水層が透水性の異なるいくつかの地層からできている場合でも、模型では板の間隔を部分的に変えることによって実物との相似性を成立させることができる。普通図-21に示すようにうすい板を溝の中にはさみ込み幅を減少させる。

流量縮尺は透水係数の異なる層でも同じでなければならないので $(k_r b_r)$ は変わらないようにする。

したがって、

$$\frac{k_m}{k_p} \frac{b_m}{b_p} = \frac{1}{12} g \frac{b_m^2}{\nu k_p b_p} = \text{const.}$$

$$\frac{b_m^3}{k_p} = \text{const.}$$

が成立しなければならない。 k_r をいづれの透水層に対しても等しくするための条件として $b_m^2 / k_p = \text{const.}$ の関係が用いられることもあるが、 $k_r b_r$ を一定にする方が妥当である。さらに(35)式から t_r などの透水層に対しても等しくするために、 λ_p / b_m が同一でなければならないわけである。この条

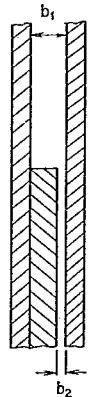


図-21 模型の溝の幅

件は模型実験では満足できないことが多いが、これにもとづく誤差は小さいはずである。

透水層の透水係数が水平方向と垂直方向が異なる場合、すなわち不等方性地層の場合には模型の縦横の縮尺をひざませればよいわけで、不等方性地層内の浸透流の方程式

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

から容易につきに示す関係が求められる。ここに、 k_x および k_z はそれぞれ x および z 方向の透水係数である。

$$\frac{k_x}{k_z} = \frac{x r^2}{z r^2} \quad (38)$$

(d) 密度の異なる2流体の接触

密度の異なる2流体がたがいに接触して、境界面を保ちながら流動している場合、すなわち、ここで取り上げている河口貯水池周辺の堤体内の地下水のように、海水の浸透問題を模型を用いて実験する場合には、上記の模型縮尺の他につぎのような条件を満足しなければならない。

模型実験で扱っている領域は密度の異なった流体で占められる部分ができるが、いずれの流体に対しても地層の透水性は変化しないものと仮定する。そうして透水係数は流体の粘性に逆比例するという事実から次の式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} k_{mf} &= \frac{1}{12} g \frac{b m^2}{\nu_{mf}}, & k_{pf} &= C \frac{1}{\nu_{pf}} \\ k_{mp} &= \frac{1}{12} g \frac{b m^2}{\nu_{ms}}, & k_{ps} &= C \frac{1}{\nu_{ps}} \end{aligned} \right\} \quad (39)$$

ここにサフィックス f および s はそれぞれ淡水および海水を表わすものとする。したがって、

$$\left(\frac{\nu_m}{\nu_p} \right)_f = \left(\frac{\nu_m}{\nu_p} \right)_s \quad (40)$$

であれば $k_{rf} = k_{rs}$ となる。

さらに2流体の境界面においては、両側の圧力は等しくならなければならないから、図-22に示すようにA点では

$$a_p \gamma_s p = (a_p + h_p') \gamma_f p \quad (41)$$

あるいは

$$a_p \delta p = h_p' \quad (42)$$

ここに、 $\delta = \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\gamma_f}$

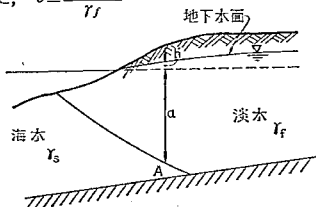


図-22 2流体の境界面

同様に模型でも

$$a_m \delta m = h_m' \quad (43)$$

したがって(42)、(43)式より

$$a_r \delta r = h_r' \quad (44)$$

$a_r = h_r'$ であるから、二つの粘性液を適当に選べば、 $\delta_r = 1$ となり

$$\left(\frac{\gamma_f - \gamma_s}{\gamma_f} \right)_m = \left(\frac{\gamma_f - \gamma_s}{\gamma_f} \right)_p \quad (45)$$

なる条件が模型実験で満足されなければならない。

[5] 実験装置

実験装置の主要部は粘性流体を流すために2枚の板を平行に並べて作られた溝で、これには観測を容易にするため透明な板を使用した。透明な板を含めて実験装置本体はアクリライト板を加工、接着して製作した。粘性流体を流すための溝を形成している板はたがいの間隔を正確に保つことが大切で、液圧によってひずみを生じないよう板厚は大きくし10mmのアクリライト板を使用した。本実験では板の間隔を3mmにして粘性流体を流すことにした。このため板の下端部には適当な厚さのゴムパッキングを噛ませ間隔を調節しながらボルトによって締め付けを行なった。このパッキングは同時に溝の底面としての働きももっている。また、上部では粘性流の流れを阻害しない箇所をボルトで止め、板の間隔を調節できるようにした。

実験装置の前面のアクリライト板の寸法は幅1.8m、高さ0.2mの矩形板であるが、裏面の板は堤防断面に合わせ図-23に示すような形に加工した。さらに実験では地盤の透水層を深度A.P-15.72mまでとしたが、-12.30mより深い部分は不透水性シルト層と透水性の表層砂層との中間の透水性を有する地層と考えられるので模型でもこの層に相当する部分では板の間隔を小さくした。このため裏側の板の下端部に1.7cmの幅で1.2mmの厚さの板をはり付け溝幅を減少させた。また、水位あるいは2流体の境界面の移動を観測しやすくするため前面の板の表面には4cmの方眼を記入した。

模型の主要部分である2枚のアクリライト板からなる溝の両端には正方形の貯溜タンクが付属していて、それぞれ海および貯水池水位を代表させるようになっている。また、図-23に示すように、両端のタンクの他に海底、貯水池底および堤防間の水路底に相当する部分は断面図のA-A'に示したように粘性液をためる容器が接続している。海、貯水池および水路の水位を調節するため模型本体の背後の台に粘性液の供給用タンクが置かれ、また模型の両端の貯溜タンクの底には排水バルブが付けられていて、バルブを開くと粘性液は下の容器に流下するようになっている。また海および水路の水位を正確に調節できるようにポイントゲージを取り付け、海および

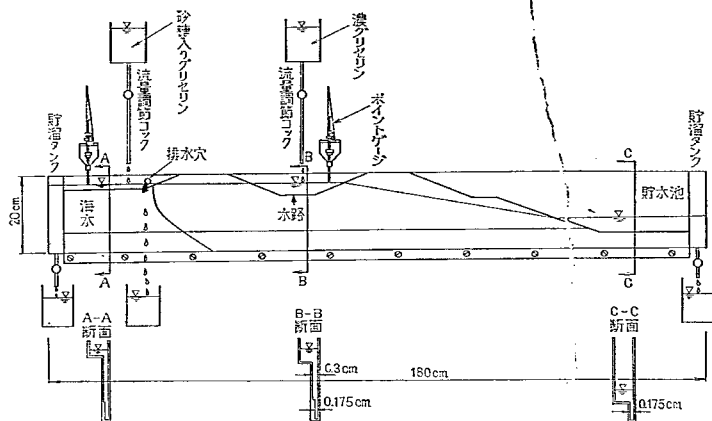


図-23 粘性流模型実験装置

水路の水位差をほとんど誤差なく読み取れるようにした。模型実験の粘性液は試薬用の濃グリセリンを使用した。海水および淡水に対応させて比重の異なる粘性液を作らなければならないので、海水に相当する粘性液には砂糖を溶かし比重の調整を行なった。さらに実験中の観測を容易にするため、色素を混入し淡紅色に着色した。流体の粘性係数は温度変化によって大きく変動するので実験装置は恒温室内に据え付けた。室温の変化は最大 $20^{\circ}\text{C} \pm 0.5^{\circ}\text{C}$ であった。

〔6〕 動粘性係数の測定

淡水と海水に対応させて密度の異なる2種類の粘性液を用いなければならないので、一方には試薬用の95%濃グリセリンを、また他方には密度を上げるため砂糖を溶かして使用した。模型実験で淡水に相当する粘性液に95%濃グリセリン液を使うとすれば、(45)式で与えられるように海水に対応する粘性液はある一定の比重の大きなものが要求される。また、同時に(40)式の $(\nu_m/\nu_p)/f = (\nu_m/\nu_p)_p$ で示されるように、実物と模型の流体の粘性係数の比が、海水および淡水についてのそれと等しくなければならない。前の条件を満足させるためグリセリンに砂糖を加えて比重を増加させると、後に示すように粘性係数も大きく変化し、後者の条件を満足しえず実験精度上多少の問題が生じた。

粘性流模型の透水係数は前述のように

$$k_m = \frac{1}{12} g \frac{b_m^2}{\nu_m}$$

で表わされ平行に立てた2枚の板によって形成される溝間隔 b と粘性液の動粘性係数 ν から計算する。また、時間縮尺を決定するにもまず実験に用いるグリセリンの動粘性係数を測定することが必要となる。

液体の粘性係数を測定するには普通オストワルドの粘度計を用い、標準物質である水の粘度をもとにして、これと比較して粘性係数を求めるのが最も簡単である。しかしながら、実験に用いた95%濃グリセリンは粘性が大きくてオストワルドの粘度計では測定時間が長くなりすぎて直接使用できないので、液体中に鉛球を落下させて、その落下速度を測ることによって粘性を測定する方法を併用した。すなわち、濃グリセリンに約20%の蒸留水を加え、濃グリセリンと水との中間の粘性を有するグリセリン溶液を作り、まずオストワルドの粘度計で水の粘度と比較し、つぎに濃グリセリンと希釈したグリセリン溶液をそれぞれメスシリンダーに入れて、その中へ小さな鉛球を落下させ落下速度を測定して

$$\frac{\eta_1}{\eta_2} = \frac{D - \rho_1}{D - \rho_2} \frac{t_1}{t_2} \quad (46)$$

なる式を用いて粘性係数を求めた。なお、 D は球体の密度、また2種類の液体をかりに第1液および第2液と呼ぶと η_1 および η_2 はそれぞれ第1液および第2液の粘性係数、 ρ_1 および ρ_2 は第1および第2液の密度、 t は落下時間を表す。また粘性は温度変化に対して敏感なので粘性液を入れたメスシリンダーは恒温水槽に浸し、実験中の温度変化が起こらないようにした。粘性係数の測定は $15^{\circ}\text{C} \sim 25^{\circ}\text{C}$ の範囲で行なった。

粘性液の比重測定にはハイドロメーターを使い、同様に $15^{\circ}\text{C} \sim 25^{\circ}\text{C}$ の範囲の測定を行なった。図-24には濃グリセリンおよび80%グリセリンの比重と温度の関係を示し、図-25には水と海水の粘性係数と温度の関係、また図-26には濃グリセリンと砂糖混入の濃グリセリンの粘性係数と温度の関係を示した。これらの図からわかるように、実際の淡水と海水の粘性係数は上記の温度範

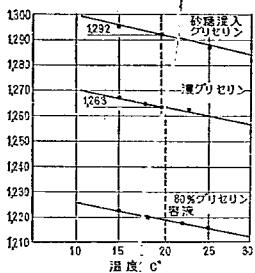


図-24 グリセリンの比重と温度の関係

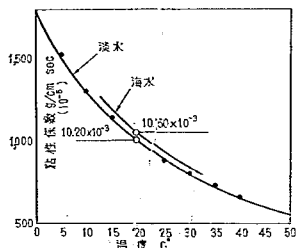


図-25 海水および水の粘性係数と温度の関係

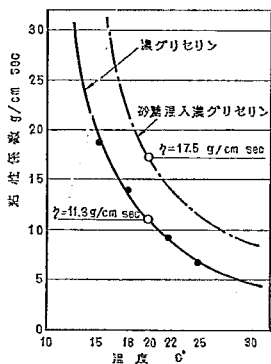


図-26 グリセリンの粘性係数と温度の関係

図では10%程度の差しかないが、これらに対応させて模型で使用した濃グリセリンと砂糖混入濃グリセリンの粘性係数の比は20°C付近ではほぼ1:2となり $(\nu_m/\nu_p)_f = (\nu_m/\nu_p)_s$ の関係が成立せず、この点からは模型の相似条件を十分満足し得なかった。

〔7〕 模型縮尺の計算

前節で示した模型縮尺を用いて実験の縮尺の計算を行なう。

まず、模型の板の間隔は時間縮尺などを考慮に入れて

0.3 cm に決めているので、模型の下部の透水性の小さい地層に対応する部分の板の間隔をいくらにするか計算してみる。(37)式で示されるように $b m^3/k_p = \text{const.}$ でなければならないので、いま地層を第1層、第2層と仮定すると

$$\frac{b m_1^3}{k_{p1}} = \frac{b m_2^3}{k_{p2}}$$

となり、

$$\frac{k_{p1}}{k_{p2}} = \frac{b m_1^3}{b m_2^3}$$

でなければならない。 k_{p1}/k_{p2} は現地盤の透水試験などから5と仮定しており、 $b m_1$ は0.3 cmであるから、 b および ν を代入して計算できるが、地層ごとに k_r が異なってくるので実験では浸透に支配的な砂層の k_m を求め、 k_r を算出した。動粘性係数 ν は $\nu = \eta/\rho$ で表わされ、混入グリセリンの動粘性係数は、それぞれ

$$\nu_1 = \frac{11.3}{1.2636} = 8.943 \quad (\text{cm}^2/\text{sec})$$

$$\nu_2 = \frac{17.5}{1.2920} = 13.545 \quad (\text{cm}^2/\text{sec})$$

となり、

$$k_{mf} = \frac{1}{12} \times 9.80 \times \frac{0.3^2}{8.943} = 0.822 \quad (\text{cm}/\text{sec})$$

$$k_{ms} = \frac{1}{12} \times 9.80 \times \frac{0.3^2}{13.545} = 0.543 \quad (\text{cm}/\text{sec})$$

をうる。

実際の透水層である沖積砂層は、その生成過程に水平方向にうすいシルトあるいは粘土の薄層を噛むことが多いため、一般に垂直方向の透水係数は水平方向の透水係数に比較して小さいのが普通である。したがって、不等方性地盤の場合が多いが、この実験では横方向の透水係数のみを考えているので問題にはならない。

模型の縦横の縮尺は同じにとり、1/100の幾何学的相似の模型を製作した。

流量縮尺は $Q_r = k_r b_r x_r$ で与えられる。2堤防間の水路からの淡水の浸透流量が問題になるため k_r には淡水に対応する濃グリセリンの k_m を用いて計算を行なった。

$$Q_r = \frac{k_m}{k_p} \frac{b_m}{b_p} \frac{x_m}{x_p} = \frac{8.22 \times 10^{-1}}{5 \times 10^{-3}} \times \frac{0.3}{1} \times \frac{1}{100} = 0.493$$

また、時間縮尺は

$$t_r = \frac{\lambda_r x_r^2}{k_r h_r}$$

である。時間縮尺は実験で塩水と淡水の境界面の移動の観測の間隔を調節するために適当に選定するが、上式の k_r には濃グリセリンおよび砂糖混入グリセリンに対する両者の k_r の平均を用いた。 λ_p には現地の土質調査結

果を参考にして0.4と仮定した。

したがって、

$$t_r = \frac{1}{0.4} \times \frac{1}{100} = 1.83 \times 10^{-4}$$

$$\frac{0.683}{5 \times 10^{-3}} \times \frac{1}{100}$$

となり、実物では1日の長さが模型上では15.8秒に短縮されることになる。

〔8〕 実験の方法

まず、前節に示した縮尺でアクリライト板の溝間隔を決め、実物1/10の寸法で模型を製作した。また、ある条件で一回実験を行なうと、海水および淡水に相当する砂糖混入グリセリンおよび濃グリセリンがたがい混合して、そのグリセリンを次の実験には使用できなくなるので多量の濃グリセリンを用意した。

実験装置は恒温室に据え付け20°Cの一定温度の下に実験が行なえるようにした。

これから順次述べるように、2重堤防による塩水の浸透防止工法に関する一連の実験では非定常流の模型実験も含まれている。非定常流の実験では流況が刻々と変化するため、これを速かに読み取り記録するのが困難となるので実験装置の前面に据え付けたカメラで適宜写真を撮り、観測の補助手段として利用した。

粘性流模型による実験は大別するとつぎに述べる二つの問題について行ない、そのおのおのについて何通りかの実験を繰り返した。2種類の実験とは次のような考えのもとに二つに分けたわけである。すなわち、一方は堤体内の地下水には淡水と塩水との境界面がすでに形成されていると仮定し、堤防間の水路ならびに貯水池水位の如何によって境界面がどのような位置で平衡を保つかを検討した。いわば定常流的な実験である。したがって、実験所要時間を節約するために実験開始時に2粘性液の境界面が最終的にバランスを保つ位置を予想してできるだけこれに近づくよう模型の貯溜タンクにグリセリンを注入した。実験は海面、水路面および貯水池面の水位を所定の高さに保ち境界面が平衡状態に達し静止するのを確かめた後、境界面の位置を記録し、一回の実験の終了とした。他方の実験では実際の河口貯水池の築造時の条件に合わせて実験を行なった。すなわち、河口貯水池は海面の一部を締め切って作られるため、堤防および基礎地盤内の地下水は最初は当然塩水である。2重堤防間の水路から浸透してくる淡水が次第に塩水を排除し、ウォーターカーテンを形成していくわけである。したがって、模型実験でもこの現象を再現させるため、最初は模型内にすべて海水に対応する砂糖混入のグリセリンを満たしておき、その後淡水に対応する濃グリセリンを堤防間の水路底から浸透させウォーターカーテンの発達過程に検討を加えた。

実験の手順をもう少し詳しく説明すると、前者の場合には貯水池側の貯溜タンクおよび海側のタンクにそれぞれ対応するグリセリンを注ぐ。両タンクに流入した粘性液は模型の2枚の板によって形成されている溝を流れ、やがてその先端部は模型の中央付近で合致する。両液の水位がほぼ同じ速度で上昇するように操作すれば接触面が乱されず明瞭な境界面が形成される。そうして両貯溜タンクの水位を所定の高さに保ちながら、しばらくの間放置すると、自然に平衡状態に近づき、くさび形の境界面に變形していく。しかる後に横型の堤防間水路に淡水に対応する濃グリセリンを流し込む。この時には両液の境界が乱れないよう特に注意しなければならない。そうして、海、水路、貯水池水位を所定の高さに保っておくと、やがて塩水くさびの形状が定常状態に落ち着く。この間、海、水路および貯水池水位が定められた高さを正確に維持するようにバルブを開閉して調節する。同時に海側に溜められている砂糖混入グリセリン液の上層に水路から流入する淡水に対応する濃グリセリンが溜まるので絶えず排除していく。定常状態に落ち着くまでの時間は実験条件によって異なるが大体2時間～8時間程度であった。そうして、その時の境界面の形状ならびに浸透流量の測定を行なった。

後者では模型全体に海水に対応する砂糖混入の濃グリセリンを満たしておき、その後2重堤防間の水路から濃グリセリンを流入させウォーターカーテンの形成過程を検討した。そのため、まず模型の溝に砂糖混入グリセリンを満たすが、水路底面はあらかじめシールしておき水路の部分にのみ濃グリセリンを所定の水位まで満たし、実験開始時にシールを取り除き浸透を起こさせた。このとき貯水池側貯溜タンク内の砂糖混入グリセリンも濃グリセリンと入れ換える。実験開始からの時間の経過とともに淡水がどのように浸透し、境界面がいかに変化していくかを継続的に観測した。海および水路の水位によって差はあるが、9時間～20時間経過するとウォーターカーテンの形が変化しなくなり、平衡状態に達したと判断されたので実験を中止した。一回の実験が終了したら模型内のグリセリンを一度完全に排除した後、実験条件を変えた次の実験に着手した。

〔9〕 実験ならびに実験結果

前節での概略な説明のように模型実験では水路および貯水池水位のみをいろいろ変えてウォーターカーテンの形成状態を観測した。もちろん、海の水位も潮汐によって振動を繰り返しているが、週期が比較的に短いことならびに現象を単純にするためここでは一定と仮定した。

水路の水位は高くした方が塩水の浸透防止には効果が大きいが、水位を高くすればそれだけ水路底面から地盤内へ浸透する流量が増加する。水路から浸透する流量の

大半は水位の低い貯水池側へ向って流れ、貯水池内へ還元されるが、そのうちの何割かは海へも流入するので損失流量となる。したがって、水路へ導いた淡水をできるだけ有効に使い損失流量を少なくするためには、水路の水位を必要最低限に押えることが大切である。このため水路の水位は4段階に変えて検討することにした。

また、貯水池水位の高低がウォーターカーテンの位置をどの程度変化させるかを明らかにするため貯水池水位も4段階として実験を行なった。したがって、合計16通りの実験を繰り返し、形成されるウォーターカーテンの形状について検討した。

ウォーターカーテンの形成過程を調べる実験では、上記の実験によっていろいろの水位条件の下に形成されるウォーターカーテンの形状はほぼ見当が付いているので、実験回数を減らし、水路水位は3段階に、また貯水池水位は2段階に取って、計6通りの境界条件に対して実験を繰り返した。実験に用いた海、水路および貯水池水位の組合せは表-4に示す。

表に示した実験Iから結果について簡単に説明する。実験では海、水路および貯水池の水位を正しく所定の高さに保つためバルブを適当に操作してグリセリンの供給排除を行なう。すなわち、水路および海側の貯溜タンクにはグリセリンの補給を行ない、貯水池のグリセリン面が上昇しないよう貯水池側のタンクからは浸透してきた量だけの排除を行なう。また、水位条件によっては海側のタンクからもグリセリンの排除を行なった。グリセリンの排除に当り特に注意しなければならなかった点は、海側において水路から浸透してくる濃グリセリンが砂糖混入グリセリンと混合しないようにすることであった。そのため水路から流れてきた比重の軽いグリセリンは砂

表-4 海、水路および貯水池水位の組合せ

(a) 実験I (形成されるウォーターカーテンの形状の検討)

水位 実験番号	海 の 水 位 (m)	水路の水位 (m)	貯 水 池 の 水 位 (m)
実験 I-1 a	+ 1.80	+ 2.60	+ 1.80
I-1 b	"	"	- 2.46
I-1 c	"	"	- 6.73
I-1 d	"	"	-11.00
実験 I-2 a	+ 1.80	+ 2.40	+ 1.80
I-2 b	"	"	- 2.46
I-2 c	"	"	- 6.73
I-2 d	"	"	-11.00
実験 I-3 a	+ 1.80	+ 2.20	+ 1.80
I-3 b	"	"	- 2.46
I-3 c	"	"	- 6.73
I-3 d	"	"	-11.00
実験 I-4 a	+ 1.80	+ 2.00	+ 1.80
I-4 b	"	"	- 2.46
I-4 c	"	"	- 6.73
I-4 d	"	"	-11.00

(b) 実験II (ウォーターカーテンの生成過程の検討)

水位 実験番号	海 の 水 位 (m)	水路の水位 (m)	貯 水 池 の 水 位 (m)
実験 II-1 a	+ 1.80	+ 2.60	- 2.90
II-1 b	"	"	- 7.60
実験 II-2 a	+ 1.80	+ 2.40	- 2.90
II-2 b	"	"	- 7.60
実験 II-3 a	+ 1.80	+ 2.20	- 2.90
II-3 b	"	"	- 7.60

糖混入グリセリンの表面に浮くのでスポイトを用いて適時吸い取った。模型実験で測定したグリセリンの給排水

表-5 模型実験における給排水量

実験番号	浸透流量	給 水 量		排 水 量	
		水 路 (cm ³ /min)	海 (cm ³ /min)	貯水池 (cm ³ /min)	海 (cm ³ /min)
実験 I-1 a		14.0	2.3	6.6	9.6
I-1 b		34.7	"	27.3	"
I-1 c		44.0	"	36.7	"
I-1 d		48.0	"	40.7	"
実験 I-2 a		10.4	4.8	4.7	10.5
I-2 b		32.3	"	26.7	"
I-2 c		38.3	"	32.7	"
I-2 d		46.0	"	40.3	"
実験 I-3 a		5.0	7.3	2.0	10.3
I-3 b		26.7	"	23.7	"
I-3 c		34.3	"	31.3	"
I-3 d		43.0	"	40.0	"
実験 I-4 a		2.3	8.3	1.3	9.3
I-4 b		24.7	"	23.7	"
I-4 c		32.3	"	31.3	"
I-4 d		40.7	"	39.7	"

表-6 模型実験結果より換算した浸透流量

実験番号	単位幅当りの浸透流量 (cm ³ /sec)			堤防延長4km当りの浸透流量 (t/day)		
	水路からの 浸透量	貯水池への 流入量	海 へ の 流 入 量	水路からの 浸透量	貯水池への 流入量	海 へ の 流 入 量
実験 I-1 a	0.473	0.225	0.248	16,348	7,776	8,572
I-1 b	1.172	0.924	"	40,504	31,932	"
I-1 c	1.488	1.240	"	51,428	42,856	"
I-1 d	1.623	1.375	"	56,092	47,520	"
実験 I-2 a	0.350	0.158	0.192	12,096	5,460	6,636
I-2 b	1.093	0.901	"	37,776	31,140	"
I-2 c	1.296	1.104	"	44,792	38,156	"
I-2 d	1.555	1.363	"	53,740	47,104	"
実験 I-3 a	0.169	0.063	0.101	5,844	2,352	3,492
I-3 b	0.901	0.800	"	31,140	27,648	"
I-3 c	1.160	1.059	"	40,092	36,600	"
I-3 d	1.453	1.352	"	50,216	46,724	"
実験 I-4 a	0.083	0.045	0.038	2,868	1,556	1,312
I-4 b	0.838	0.800	"	28,960	27,648	"
I-4 c	1.097	1.059	"	37,912	36,600	"
I-4 d	1.379	1.341	"	47,656	46,344	"

量を整理したのが表-5である。なお、ここに示した流量は実験開始後ある時間を経過しウォーターカーテンの形がほぼ平衡状態に達したと思われる時点の測定値である。表-5の測定値に流量縮尺を乗じ実物の浸透流量に換算し一覧表にしたものが表-6である。表-5の水路の給水量が表-6の水路の浸透流量に当り、貯水池および海への流入量の合計は水路からの浸透量に等しい。な

お、表-6の右の欄には河口貯水池堤防の総延長を4kmと仮定したときの全体の浸透流量を計算して付け加えた。また、図-27には最終的にはほぼ平衡状態に達したと思われる時点の淡水と塩水に対応するグリセリンの境界面の位置を示している。さらに図-28には水路の貯水別に水路からの浸透流量を横軸に、海面と貯水池面の水位差を縦軸にとって測定値をプロットしてみた。また、図

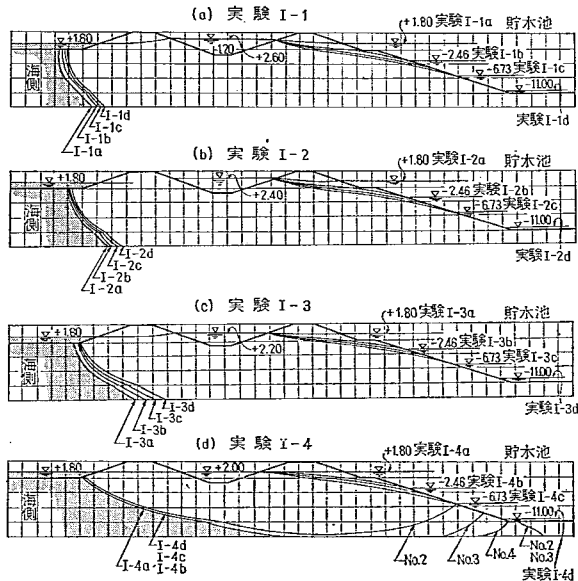


図-27 実験から求めた海水と淡水の境界面の位置

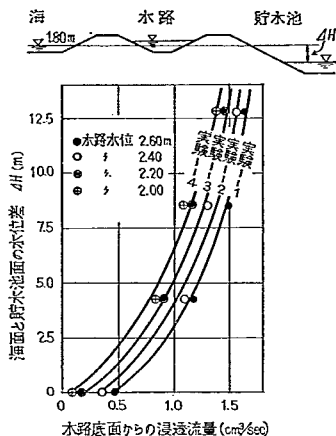


図-28 水路底面からの浸透流量

図-29には横軸に水路水位を、また縦軸に浸透流量を取り、海と貯水池の水位差ごとに関係を描いたものである。海への流入量は海と貯水池の水位差いかんにかかわらず、ほとんど変化しないので平均値として一本の曲線で表わした。表-6にも同様平均値が記入してある。図-29(a)から明らかなように、海へ流入する損失流量は水路水位が上昇するにしがたい増加する。また、貯水池への流入量は海面と貯水池面の水位差が大、すなわち貯水池水位が低下すると増加する。しかし、 ΔH が大きくなると水路水位の変動による浸透流量の変化は少ないことがわかる。貯水池へ流入した水は用水として利用できるが、海へ流出した水は損失量となるので、水を少しでも有効に使うには水路水位をできるだけ低くした方が有利である。しかしながら、図-27によって示されているように、海面と水路面との水位差が20 cm すなわち水路の水位を2.00 m に保っておくのでは、海水が淡水レンズの下を通過して貯水池内部へ流入するから、塩水の流入を防止するためには水位差が少なくとも40 cm 程度なければならないことがわかる。

貯水池水位を変えると、わずかながら境界面の位置がずれるが、その影響は少ない。したがって、海側への浸透流量もほとんど変わりが無い。塩水の浸透を防止するため、水路の水位を海面より40 cm 高く2.20 m に保ったと仮定すると表-6にも示すとおり、渇水期に貯水池水位が-11.00 m の低水位になったとき、小瀬川河口貯水池を例にとり堤防延長を4 km と仮定すると1日約5万トンの水が水路から地盤内へ浸透していくことになる。この水量は相当大きい量であるが、このうち36,600 ton は貯水池内へ還元されるので損失量はわずか3,500 ton

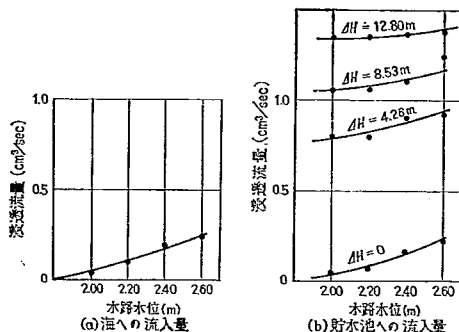


図-29 海および貯水池への浸透流量

程度にすぎない。このように水路の水位を適当に調節することにより、損失水量を小さく押えて、塩水を防止することが可能であると考えられる。

つぎに実験Ⅱであるが、これは河口貯水池堤防およびその地盤内の地下水が最初は全部海水であったところへ淡水のウォーターカーテンができ上がっていく過程を調べるための実験であった。もちろん、ウォーターカーテンの発達速度は水路および貯水池の水位に大きく影響されるわけで、いろいろの水位の組合せに対して実験してみる必要があると思われるが、ここではさきに述べた6通りの実験にとどめた。実験から求めた堤体内部のウォーターカーテンの形成過程は図-30に示す。いずれの場合も水路から淡水に対応するグリセリンを浸透させるとウォーターカーテンは徐除にあふれていく。そうして最終的にはほぼ実験Ⅰで求めた境界面に着く。海水と淡水の境界面がおおむね平衡状態に達するまでの所要時間は表-7に示したとおりで、かなりの年月の必要ことがわかる。この表から明らかなように、ウォーターカーテンの発達する速度は水路の水位が高いほど、また貯水池水位の低いほど大きなことがわかる。実際の貯水池水面は一定でなく、かなり大きな変動があるものと予想されるので、この実験とは相当異なる状況を示すだろうことは想像にたかたない。

ウォーターカーテンの発達過程では堤体および地盤内部の塩水地下水が淡水によって置き換えられていくので、初めはかなり多量の塩水が貯水池内へ流入する。時間の経過とともにウォーターカーテンが次第に大きくなり、その下端部が不透水層に達すると海側からの浸透はもはやなくなり、ウォーターカーテンが発達するにしたがって貯水池側の地盤内部に残留している塩水が少しずつ浸出する。この過程は図-30を見て明らかなように、ウォーターカーテンの発達は最初の1~2年は非常に速い。この期間に大半の塩水は淡水と入れ換り、原地盤に

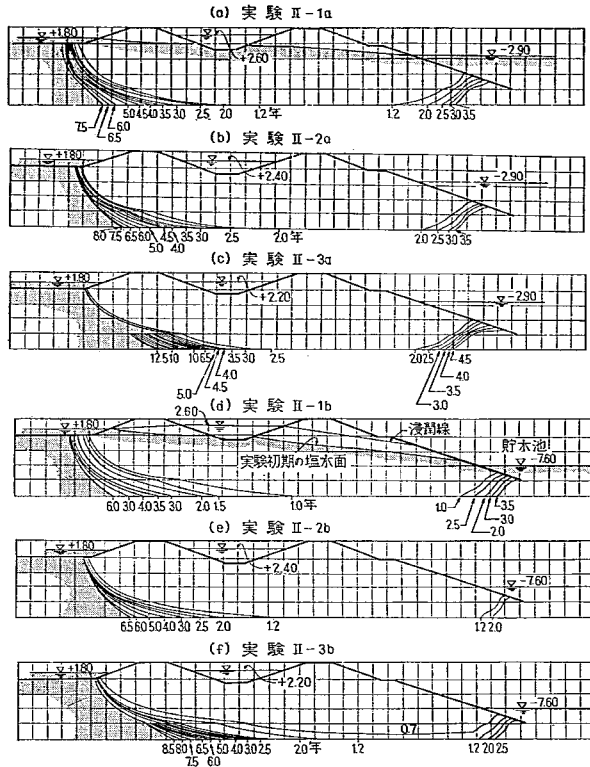


図-30 ウォーターカーテンの生成過程

表-7 境界面が平衡状態に達するまでの所要時間（実験値を換算）

実験番号	水位時間 貯水池の水位 (m)	水路の水位 (m)	境界面が平衡状態に達 するまでの時間 (年)
実験 II-1 a	- 2.90	+ 2.60	9.0
II-1 b	- 7.60	"	7.0
実験 II-2 a	- 2.90	+ 2.40	10.0
II-2 b	- 7.60	"	8.0
実験 II-3 a	- 2.90	+ 2.20	14.0
II-3 b	- 7.60	"	10.5

存在していた約80%の塩水は貯水池へ流入し、その後5年間くらいで少しずつ浸出てくるのがわかる。したがって、海水と淡水との境界面が平衡状態に達する以前、すなわちウォーターカーテンの成長過程であっても、一定時間を経過すれば塩水の浸出量は大幅に減少するので、貯水池の汚染におよぼす影響が許容限度以下にもなりうる。したがって、平衡状態に達するまでの時間

がそのままウォーターカーテンが効果を発揮するのに必要な時間を表すことではない。しかし、できるだけ早くウォーターカーテンを成長させ、平衡状態に達せしめる方が望ましいので、そのためには水路水位をできるだけ高くすること、あるいは貯水池水位をできるだけ低くすることなどは効果的方法であろう。補足的なことであるが、リチャージウェルによって地中へ淡水を圧入するこ

とや、貯水池側の堤防のり尻付近からポンプによって塩水を汲み出すことはウォーターカーテンの発達を助長するのにも有効と考えられる。

5. 広堤敷堤防による浸透防止

堤体幅を広くすると透水経路が長くなり、堤体および地盤内に生ずる浸透流の動水こう配が減少するので、貯水池への浸透流量は当然減少する。さらに浸透流量を減少させる作用として降雨の影響が考えられる。降雨は地表面より浸透し地盤内へ淡水を補給するはたらきをする。この降雨によって供給される地下水は比重の重い塩水の地下水の上に乗り、いわゆる淡水レンズを形成し、塩水地下水面を下方へ押し下げる。堤体幅の小さいときは、この作用は小さいけれども、堤体幅が大きくなるにしたがって降雨によって作られる淡水層が厚くなり、塩水の貯水池への浸入を防止する大きな役割を果たすものと考えられる。この現象は海岸線に発達している砂丘の下に降雨によって淡水レンズが形成され、海水が内陸側へ浸透するのを防止することからも実証されている。もし、適当な幅の堤防を作ることによって貯水池の汚染が防止できれば前述の矢板などの止水壁によって浸透水を遮断しようとする工法よりはるかに有利な場合もある。

堤防幅を広くすると堤体築造に要する土量が多くなり、もし貯水池を浚渫するような必要があるならば、それに見合う土量以内に堤体幅を押えないと堤防築造の費用が非常に大きくなるということも考えられるが、他面、堤防幅が大きいので堤防を埋立造成地とみなし、その土地利用を考え、さらに堤体幅に十分余裕があるので斜面を緩こう配にとり、堤防のり尻の根固め、護岸などの経費も大幅に節約できるので、単に工事費だけで前述の止水壁などと比較することは不合理で、場所によっては、この工法が有利になることもありうると考えられる。たとえば、小櫃川に計画している河口貯水池にしても、堤防幅を十分広く取れば塩水の浸透による汚染は防止できると考えられる。しかし、計画貯水面積が比較的小さく、浚渫土砂が少ないこと、および浚渫土砂を隣接地区の埋立工事に利用する計画があるので、堤防幅を海水の浸入を防ぎうる最低限に押えたいわけである。

必要な堤防幅を決定するにはボーリング、サウンディングなどの土質調査ならびに土質試験にもとづく堤体および地盤の調査資料、貯水池の水位変動を示す水文資料などを用いて、まず堤体内の浸透流の動きを明らかにしなければならない。しかしながら、堤体内の浸透流は塩水と淡水の比重の異なる2流体が互に接し合い、しかも降雨による補給の影響も加わって、きわめて複雑な非定常運動を呈すると考えられるから、明確な解明はなかなか困難である。したがって、ここで取上げている小櫃川

河口貯水池堤防の堤体および地盤内の浸透流の検討には地層構成ならびに境界条件を非常に単純化して、計算および模型実験を実施して現象の把握を試みた。

〔1〕 堤体内の浸透流（定常流としての取扱い）

広堤敷の堤防を築造した場合に、堤体内に生ずると考えられる浸透流は非常に複雑で一般に解析は困難である。したがって、まず問題を単純化して考えてみる。地盤調査の結果によると、基礎地盤は深度 A.P - 16.00 m 近くまで比較的粒子の大きい砂で構成されて透水係数も大きく、透水層と考えられる。この砂層の下には厚さ 4~5 m のシルト層が存在し、さらに透水性の砂層、不透水性のシルト層と交互に続いているようであるが、浸透の検討には上部砂層のみを考慮に入れば十分と考え、また砂層を均一な地層と仮定して取扱うことにする。

実際の貯水池堤防では堤体の両側に比重の異なる淡水と海水とがあって、しかも海面および貯水池面ともに変動するので、浸透現象はすこぶる複雑であるが、まず第一段階として、比重の異なる2流体間の密度流は考えず、堤体の両側に単一流体が存在する場合の浸透を考えてみる。もっとも簡単な場合として、海面および貯水池面の振動がないものとして、定常流として取扱うと図-31のような浸透条件を仮定することができる。いま、Dupuit の仮定が成立すると次のような式が導き出される。

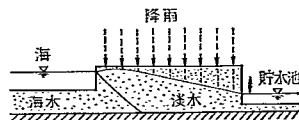


図-31 堤体の浸透流

まず、Darcy の法則によって

$$q = -kh \frac{dh}{dx} \quad \dots\dots\dots (47)$$

また連続の条件から

$$\frac{dq}{dx} = 0 = -\frac{1}{2} k \frac{d^2(h^2)}{dx^2}$$

$$\frac{d^2(h^2)}{dx^2} = 0 \quad \dots\dots\dots (48)$$

海側の水位を h_1 、貯水池側の水位を h_2 とすれば、境界条件は $x=x_1$ で $h=h_1$ 、 $x=x_2$ で $h=h_2$ となる。

上式の一般解は $h^2=c_1x+c_2$ であるから、境界条件を与えて解くと

$$C_1 = \frac{h_1^2 - h_2^2}{x_1 - x_2}, \quad C_2 = \frac{x_2 h_1^2 - x_1 h_2^2}{x_2 - x_1}$$

したがって

$$\frac{h^2 - h_2^2}{x - x_2} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{x_1 - x_2} \quad \dots\dots\dots (49)$$

となる。

さらに降雨があって地表面から浸透水が地下水として補給される場合は連続の条件式は次のようになる。

$$\frac{dq}{dx} = N = -\frac{1}{2}k \frac{d^2(h^2)}{dx^2}$$

$$\frac{d^2(h^2)}{dx^2} = -\frac{2N}{k} \quad (50)$$

ただし、 N は降雨量を表す。この方程式を解くと

$$h^2 = -\frac{N}{k}x^2 + c_1x + c_2 \quad (51)$$

同様な境界条件を与えると

$$C_1 = \frac{h_1^2 - h_2^2}{x_1 - x_2} + \frac{N}{k}(x_1 + x_2)$$

$$C_2 = \frac{h_2^2 x_1 - h_1^2 x_2}{x_2 - x_1} - \frac{N}{k}x_2 x_1$$

これを上式に代入すると

$$h^2 - h_1^2 = -\frac{N}{k}(x - x_1)(x - x_2) + \frac{h_2^2 - h_1^2}{x_2 - x_1} \times (x - x_1) \quad (52)$$

をうる。

海側の水位と貯水池水位の差が大きい場合は $h_1 \div h_2$, したがって, $h = h_2$ とみなすことができる。

いま

$$\frac{h_1 + h_2}{2} = H$$

とおくと

$$h - h_1 = -\frac{N}{2Hk}(x - x_1)(x - x_2) + \frac{h_2 - h_1}{x_2 - x_1} \times (x - x_1) \quad (53)$$

堤体内で地下水位がもっとも高くなる位置を求めるために (52) 式を微分すると

$$\frac{d(h^2)}{dx} = -\frac{2N}{k}x + \frac{N}{k}(x_1 + x_2) + \frac{h_2^2 - h_1^2}{x_2 - x_1} = 0$$

ゆえに

$$x = \frac{x_1 + x_2}{2} + \frac{(h_2^2 - h_1^2)k}{2N(x_2 - x_1)} \quad (54)$$

この位置を境にして地下水は海側と貯水池側の両方に向けて流れるわけである。さらに x 地点の地下水の流量は

$$q = -kh \frac{dh}{dx} = -\frac{1}{2}k \frac{h_2^2 - h_1^2}{x_2 - x_1} + \frac{1}{2}N(2x - x_1 - x_2) \quad (55)$$

である。

〔2〕堤体内の浸透流 (非定常流としての取扱)

堤体内の浸透流を定常流と考えた取扱いは前節で述べたので、ここでは非定常流として考えてみる。実際の河川貯水池堤防では海の潮汐と貯水池水位の変動のため地下水は当然非定常流となる。

この場合も前と同様な均一地層と仮定すると連続の方程式は

$$\lambda \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) + \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) = N \quad (56)$$

また、運動方程式は

$$\frac{1}{\lambda g} \frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{u}{k} \quad (57)$$

ここに、 λ は間ゲキ率, u は x 方向の流速である。

一般に地下水の浸透流では左項が微小で省略できるので

$$u = -k \frac{\partial h}{\partial x}$$

となり、ダルシーの式とまったく一致する。

したがって両式から

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\lambda} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{N}{\lambda} \quad (58)$$

が得られ、これを解けばよいわけであるが、境界条件も複雑で一般にこれを解くことは困難である。

したがって、この解を求めるためには上式を階差方程式に直して、数値計算によって解くことになる。

i) 浸透流の数値計算

数値計算によって解を求めるために、まず階差方程式を求める。このため $x \sim t$ 平面を考え、距離間隔を Δx , 時間間隔を Δt にとった格子状網目を作る。そうして微分係数を有限階差で置き換え整理すると次の式が求められる。ただし、この階差方程式での水位は H とする。

$$H(t + \Delta t, x) = H(t, x) + \frac{k \Delta t}{2\lambda (\Delta x)^2} [H^2(t, x + \Delta x) + H^2(t, x - \Delta x) - 2H^2(t, x)] + \frac{\Delta t N}{\lambda} \quad (59)$$

したがって、 $H(t + \Delta t, x)$ の値は $H(t, x)$, $H(t, x + \Delta x)$ および $H(t, x - \Delta x)$ の値から求めることができ、初期値と境界値とが与えられれば、つぎつぎに積分を進めていくことができる。ただ、このような前進型解法を試みる場合には $x \sim t$ 平面の格子間隔 Δt および Δx を適当に行なわないと誤差が累積することがあるので、一応検討を行なってみる。

ii) 数値計算の誤差の検討

$h(t + \Delta t, x)$ を Taylor 展開すると

$$h(t + \Delta t, x) = h(t, x) + \Delta t \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{(\Delta t)^2}{2} \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + \frac{(\Delta t)^3}{6} \frac{\partial^3 h}{\partial t^3} + \frac{(\Delta t)^4}{24} \frac{\partial^4 h}{\partial t^4} + \dots$$

となる。

したがって

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{h(t + \Delta t, x) - h(t, x)}{\Delta t} - \frac{\Delta t}{2} \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} \quad (60)$$

となる。

つぎに $h^2(t, x+\Delta x)$ および $h^2(t, x-\Delta x)$ を展開すると

$$\begin{aligned} h^2(t, x+\Delta x) &= h^2(t, x) \\ &+ \Delta x \frac{\partial h^2}{\partial x} + \frac{(\Delta x)^2}{2} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{(\Delta x)^3}{6} \frac{\partial^3 h^2}{\partial x^3} \\ &+ \frac{(\Delta x)^4}{24} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} + \dots \\ h^2(t, x-\Delta x) &= h^2(t, x) \\ &- \Delta x \frac{\partial h^2}{\partial x} + \frac{(\Delta x)^2}{2} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} - \frac{(\Delta x)^3}{6} \frac{\partial^3 h^2}{\partial x^3} \\ &+ \frac{(\Delta x)^4}{24} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} - \dots \end{aligned}$$

両式を加えると

$$\begin{aligned} h^2(t, x+\Delta x) + h^2(t, x-\Delta x) \\ = 2h^2(t, x) + (\Delta x)^2 \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \\ + \frac{(\Delta x)^4}{12} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} + \dots \end{aligned}$$

したがって

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} &= \frac{h^2(t, x+\Delta x) + h^2(t, x-\Delta x) - 2h^2(t, x)}{\Delta x^2} \\ &- \frac{(\Delta x)^2}{12} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} - \dots \end{aligned} \quad (61)$$

(60)式と(61)式を(58)式に代入すると

$$\begin{aligned} h(t+\Delta t, x) - h(t, x) &- \frac{\Delta t^2}{2} \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} \\ &= -\frac{\Delta t k}{2\lambda(\Delta x)^2} \{h^2(t, x+\Delta x) + h^2(t, x-\Delta x) \\ &- 2h^2(t, x)\} - \frac{\Delta t k (\Delta x)^2}{24\lambda} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} + \frac{N}{\lambda} \end{aligned}$$

さきに示したように階差方程式では

$$\begin{aligned} H(t+\Delta t, x) - H(t, x) \\ = \frac{k\Delta t}{2\lambda(\Delta x)^2} \{H^2(t, x+\Delta x) + H^2(t, x-\Delta x) \\ - 2H^2(t, x)\} + \frac{N}{\lambda} \end{aligned}$$

であるから $h-H=\varepsilon$ とすれば上の両式から

$$\begin{aligned} \varepsilon(t+\Delta t, x) - \varepsilon(t, x) &- \frac{(\Delta t)^2}{2} \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial t^2} \\ &= -\frac{\Delta t k}{2\lambda(\Delta x)^2} [\varepsilon(t, x+\Delta x) \{2h(t, x+\Delta x) \\ &- \varepsilon(t, x+\Delta x)\} + \varepsilon(t, x-\Delta x) \{2h(t, x-\Delta x) \\ &- \varepsilon(t, x-\Delta x)\} - 2\varepsilon(t, x) \{2h(t, x) \\ &- \varepsilon(t, x)\}] - \frac{k(\Delta x)^2 \Delta t}{24\lambda} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} \dots (62) \end{aligned}$$

したがって、 x における $t+\Delta t$ のときの誤差と t のときの $x, x+\Delta x, x-\Delta x$ における誤差とは上式のような関係がある。いま、 h は $x, x+\Delta x, x-\Delta x$ においても微少な変化しかないという仮定をして、 h を一定とし $\bar{h}$ とすれば

$$\begin{aligned} \varepsilon(t+\Delta t, x) &= \left\{1 - \frac{2\Delta t k}{\lambda(\Delta x)^2} \bar{h}\right\} \varepsilon(t, x) \\ &+ \frac{\Delta t k}{2\lambda(\Delta x)^2} \bar{h} \left[2\varepsilon(t, x+\Delta x) + 2\varepsilon(t, x-\Delta x) \right. \\ &- \frac{1}{\bar{h}} \{\varepsilon^2(t, x+\Delta x) + \varepsilon^2(t, x-\Delta x)\} \\ &+ \left\{ \frac{(\Delta t)^2}{2} \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial t^2} - \frac{\Delta t k (\Delta x)^2}{24\lambda} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} \right\} \end{aligned} \quad (63)$$

となる。誤差の累積を防止するためには右辺第3項が0になることが望ましいので

$$\frac{\Delta t}{2} \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial t^2} = \frac{k(\Delta x)^2}{24\lambda} \frac{\partial^4 h^2}{\partial x^4} \quad (64)$$

となればよい。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\lambda} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{N}{\lambda}$$

であるから

$$\begin{aligned} \frac{\Delta t}{2} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) &= \frac{\Delta t}{2} \frac{\partial}{\partial t} \left\{ \frac{k}{2\lambda} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{N}{\lambda} \right\} \\ &= \frac{\Delta t}{2} \frac{k}{2\lambda} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \right) \dots (65) \end{aligned}$$

また、

$$\begin{aligned} \frac{k(\Delta x)^2}{24\lambda} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \right) \\ = \frac{k(\Delta x)^2}{24\lambda} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left\{ \frac{2\lambda}{k} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{2N}{k} \right\} \\ = \frac{(\Delta x)^2}{12} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial h}{\partial t} \right) \dots (66) \end{aligned}$$

しかし、

$$\frac{\partial h^2}{\partial x} = 2h \frac{\partial h}{\partial x}$$

であり、いま前の仮定と同様 $h=\bar{h}$ として一定にすると

$$\frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} \div 2\bar{h} \frac{\partial h}{\partial x} \quad (67)$$

となる。

したがって(65)式と(66)式から

$$\begin{aligned} \frac{(\Delta x)^2}{12} &= \frac{\Delta t k \bar{h}}{2\lambda} \\ \Delta t &= \frac{\lambda(\Delta x)^2}{6k\bar{h}} \quad (68) \end{aligned}$$

の関係が求められる。

ここで求めた Δt を(63)式の第1項ならびに第2項の係数に代入すると

$$\begin{aligned} 1 - \frac{2\Delta t k \bar{h}}{\lambda(\Delta x)^2} &= \frac{2}{3} \\ \frac{\Delta t k \bar{h}}{2\lambda(\Delta x)^2} &= \frac{1}{12} \end{aligned}$$

となって $\varepsilon(t+\Delta t, x)$ の誤差の累積を防止できることがわかる。

さて、このような Δt および Δx の関係を用いて数値計算を進めればよい。

〔3〕 実際の計算例

前節で述べてきた浸透流の方程式を用いて、具体的な例に対して検討を加えてみる。もちろん、ここでは海水と淡水の密度の相異によって生じるいわゆる密度流の現象は考えず、単一流体による浸透流として取扱う。

さきに示した小瀬川河口部の地盤を例にとると、地盤の表面に厚さ10~15mの砂層が存在し、その下部に厚さ3~4mのシルト層が連なっている。このシルト層の透水係数は $10^{-6} \sim 10^{-7} \text{ cm/sec}$ 程度と考えられ、砂層と比較するとほとんど不透水層と考えてよいので、計算にはこの層より深部に起こる浸透流を無視して、これより上層の部分のみを考えた。また、シルト層と上層の砂層との境界には、その中間の粒度組成をもつ過渡領域のシルト質細砂があるが、計算には上部の砂層と同一の透水係数をもつものとして砂層の厚さを大きく取っている。実際の砂層の透水係数は場所によりかなりの差があるので、代表的な値を求めるためには多数の現場揚水試験などによって十分な調査を行なわなければならないが、現在のところ、限られたデータしか入手できないため本計算には $k=3.76 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ と仮定することにした。なお、沖積層は一般に等方性でなく、水平方向の透水係数は鉛直方向の透水係数に較べてかなり大きいといわれているが、ここでは一応水平方向の透水係数が $3.76 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ であるというに考えている。また降雨量については小瀬川中流部にある久留里の降雨資料をそのまま用い、小瀬川河口貯水池の利水計画を樹立するために使用した昭和17年の代表雨量を堤防の浸透流の計算にも利用した。久留里の観測資料は昭和元年より33年まで保存されているが、昭和17年度は雨量の少ない年か順に並べると第5番目に当り、非超過確率を計算すると10年に1回程度に雨の少ない年である。堤体内の淡水地下水の補給源の全降雨量を見込むのではなく、そのうちの一部は蒸発によって大気中へ還元されると考える。砂によって築造された堤体表面から、年間どのくらいの蒸発量があるかを推定することは、はなはだむずかしい。蒸発量は土質、植物の繁茂状態、天候などによって大きく影響される。したがって、計算にはごく概略の値かも知れないが、総降雨量の25%が蒸発による損失と考えて、総降雨量1712.9mmの75%、1280mmを地下水補給の有効雨量とみなした。

つぎに計算に適用した水位であるが、海面の潮汐による干満の差は平均1.20m程度の周期の短いものであるから、平均高潮のA.P.1.27mを海面の水位と考え、定常流の計算はもちろん、非定常流の解析にも水位一定として、この値を適用した。他方貯水池の水位は長い周期で大きく変動するため、これを一定とすることはできない。したがって、非定常と考え堤体内部に起こる浸透

流の運動を解かなければならないが、第一段階として浸透流の概略の傾向を調べるため貯水池水位も年間平均水位を求め、一応一定と仮定して検討を加えることにした。

以上、計算に用いる諸数値について説明してきたが、これらをまとめて書き直すとつぎのとおりである(図-32)。

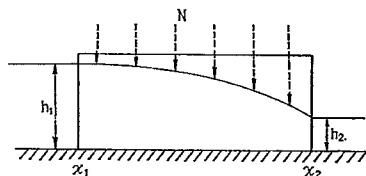


図-32 不透水層上の堤体

海面の水位	$h_1 = 16.99 \text{ m}$
貯水池水位	$h_2 = 16.06 \text{ m}$
透水係数	$k = 3.76 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ $= 1.35 \times 10^{-2} \text{ cm/hr}$
有効雨量	$N = 1712.9 \text{ mm/year} \times 75\%$ $= 1,280 \text{ mm/year}$ $= 1.46 \times 10^{-2} \text{ cm/hr}$

さて、これらの数値を用いて地下水面の形状、浸透流量の計算例を示す。堤防幅を500mとすると $x_1 = 0$, $x_2 = 500 \text{ m}$ となるので、(52)式は

$$h^2 - h_1^2 = -\frac{N}{k}(x-x_2) + \frac{h_2^2 - h_1^2}{x_2 - x_1}(x-x_1)$$

$$h^2 = 288.66 - 0.000108x^2 + 0.00746x$$

となり、計算によって求められた水面形を示すと図-33のようになる。また降雨のない場合を同様に図-33に示すと点線で示した曲線となり、地下水面の形状は雨によ

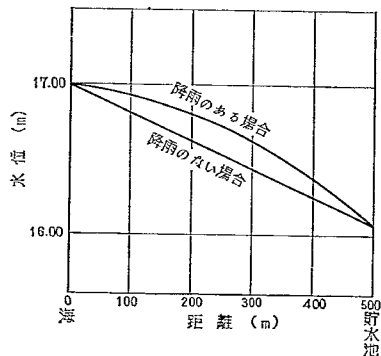


図-33 堤体内の水面形

ってかなりの影響を受け、堤体中央部で約20 cmの水位上昇のあることがわかる。

つぎに流量であるが、さきに述べた (55) 式で x_1 を原点にとり、 $x=0$ の流量を求めると、海から堤体に浸透してくる流量になる。前記の諸係数を代入すると

$$q_{x=0} = -\frac{1}{2} \times 1.35 \times 10^{-2} \times \frac{1,606^2 - 1,699^2}{x_2} \\ - \frac{1}{2} \times 1.46 \times 10^{-2} x_2 \\ q_{x=0} = \frac{20,7442}{x_2} - 0.0073 x_2$$

となり、 x_2 すなわち堤防幅と浸透流量との関係を知ることができる。図-34の曲線は堤防幅と流量の関係を示しているが、有効雨量が2,200 mm/year および1,200 mm/yearに増減した場合を同様に計算し、同図に曲線を記入したが、これからも降雨の影響のかなり大きいことがわかる。また、もっとも危険な水位条件、すなわち貯水池水位を計画低水位4.72 mにした場合の堤防幅と流量の関係を同様な方程式で計算し、結果を同図に示した。図からわかるように、海より貯水池へ流入する浸透水をゼロにするためには、貯水池水位を16.06 mとして計算した場合には堤防幅が520 m、また貯水池水位を4.72 mにとった場合は堤防幅が1,580 m以上なければならないことがわかる。雨量が増加すると海水の浸透を防止するのに必要な堤防幅が大幅に減少することが同図に示した3本の曲線からも明らかである。

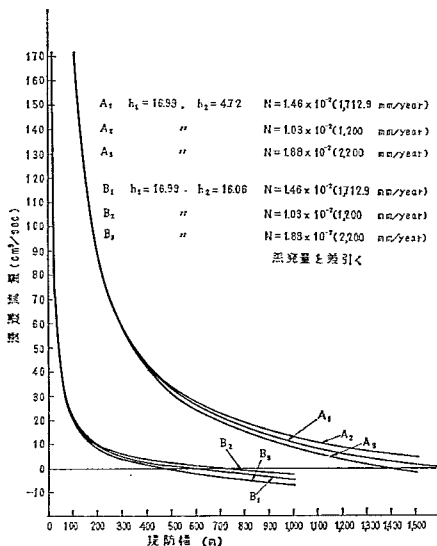


図-34 堤防幅と浸透流量の関係

以上述べてきた計算は、浸透流を定常流と仮定して行なったが、実際の貯水池はかなり大きな水位変動を伴うので、水位が振動した場合に、堤体内の地下水位がどのような移動を示すか計算を試みる。

前節で述べたように(58)式で与えられる方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{k}{2\lambda} \frac{\partial^2 h^2}{\partial x^2} + \frac{N}{\lambda}$$

を解くことは困難なので、これを階差方程式に変換した(59)式

$$H(t + \Delta t, x) = H(t, x) \\ + \frac{k \Delta t}{2\lambda (\Delta x)^2} [H^2(t, x + \Delta x) + H^2(t, x - \Delta x) \\ - 2H^2(t, x)] + \frac{\Delta t N}{\lambda}$$

により数値計算を行なう。計算の方法は比較的簡単であるが $x-t$ 平面を $\Delta x, \Delta t$ で格子状に区切った各交点の値を順次求めていくのは非常に労力が必要となるので、電子計算機を利用した。

階差方程式に代入する諸係数は

$$k = 32.4 (\text{m/day}), \lambda = 0.4$$

$$N = 1712.9 (\text{mm/year}) \times 0.75$$

$$= 1,280 (\text{mm/year}) = 3.5 \times 10^{-3} (\text{m/day})$$

であるから $\Delta x = 50 \text{ m}$ にとると

$$\Delta t = \frac{0.4 \times 50^2}{6 \times 32.4 \times 10} \div 0.5 (\text{day})$$

となり、数値計算では $\Delta x = 50 \text{ m}$ 、 $\Delta t = 0.5 \text{ day}$ にとって計算を行なう。

計算を開始するに当たり、まず初期条件ならびに境界条件を定めなければならない。境界条件となるのは海面および貯水池の水位である。海面は潮汐によって絶えず変化しているが、変動の周期が短かく、しかも振幅も小さいので一定と見なし、貯水池水位のみ変動すると考える。貯水池水位の変動は昭和17年の代表年についての水位曲線があるので、計算はその水位変動によって生じる堤体内の浸透流の状態を検討することにした。計算に用いる水位曲線を図-35に示した。なお、同図には小瀬川の河川流量も参考のために併記してある。したがって、河口貯水池堤防の貯水池側の端部を x の原点に選べば $x=0$ では $h=F_0(t)$ で与えられ、また、堤体幅を L とすれば $x=L$ においては $h=F_L(t)=\text{const.}$ で与えられる。つぎに初期条件であるが、堤体内の浸透流は非定常流であるため、計算を開始する原点の取り方によって違ったものになることは明らかである。しかしながら、もし代表年のような水位変化が繰返されると仮定するならば図-35からも明かなように貯水池の水位が変動するのは5月から8月末までの4カ月足らずの期間にすぎない。その他の期間はすべて貯水池は満水位を維持しているの、いま t の原点を貯水池水位が低下し始める前

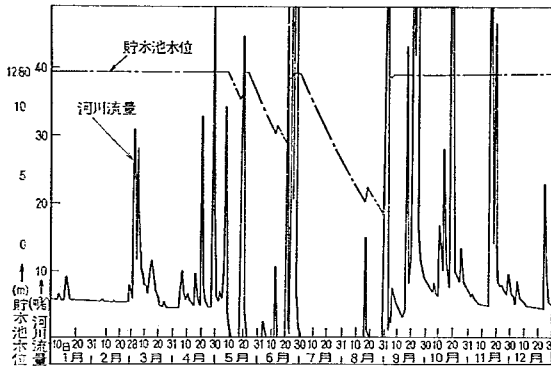


図-35 貯水池水位ならびに河川流量

の4月15日にとれば、この前の7カ月は貯水池ならびに海の水位は一定であるため、浸透流はほぼ定常状態に近くなったと見なすことができる。したがって、 $t=0$ の地下水位は海面の水位を16.99 m、貯水池の水位を17.52 mとして(52)式を用いて計算した定常流の地下水位をそのまま適用してもほぼ妥当なものと考えられる。

このように初期条件ならびに境界条件を決めてしまえば後は階差方程式を使い、つぎつぎに $x-i$ 平面上の格子点の値を求めていけばよい。計算は堤防幅500 m、750 m および1,000 m のおのおのについて、降雨のある場合とない場合の2通りずつ計6例行なった。計算結果を図示したものが図-36、図-37である。前にも述べたように、淡水と海水の密度差の影響は全然考慮に入れないので、この計算結果から求めた浸透流量をそのまま海水の浸透流量とすることはできないが、堤体内の地下水位の変動の概略の様子を知ることではできよう。

数値計算によって求めた堤体内の地下水位 h から任意位置の動水こう配を計算すると、その位置における流量が $q=kh(dh/dx)$ から求められる。海水の貯水池内への浸透量は堤防の海側端部における q を考えている期間にわたって累加すればよいわけである。また、この計算で求めた水面の形は後ほど述べる粘性流模型実験で求めた水面形とよく一致している。

〔4〕粘性流の模型実験

堤体内内部に起る浸透流の大略の計算を前節で行なったが、さきにも触れておいたように、実際の浸透流では比重の大きい海水が淡水の下にもぐり込んでくる、いわゆる密度流が起り浸透現象はきわめて複雑である。このような現象は解析が困難なので模型実験による検討を行なった。この節では粘性流模型による実験ならびにその結果について述べる。

i) 実験装置

粘性流模型実験の原理についてはすでに詳しく述べたので省略し、実験装置の説明を簡単に示す。

二重堤防の実験に用いた装置とまったく類似したものであるが、ここでは広範囲の堤体内部の浸透流を取扱うため、堤体の形状ならびに透水層をまったく単純化し、単一透水係数をもつ長方形断面と仮定した。したがって、実験装置の主要部分は狭い間隔を保って平行に並べられた長方形の2枚の板である。板は透明な厚さ10 mmのアクリライトで3 mm弱の間隔で正しく平行に並べて台の上に立てられている。板間隔を等しく保つために、厚さ3 mm余りのゴム板を2枚の

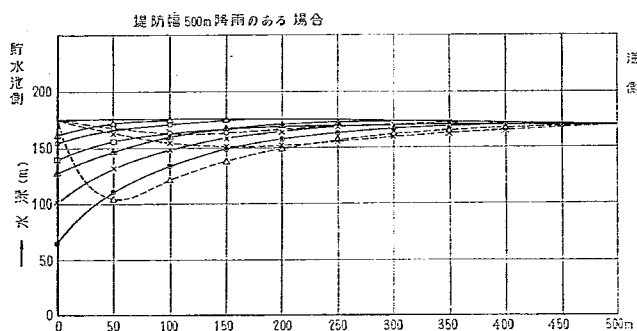
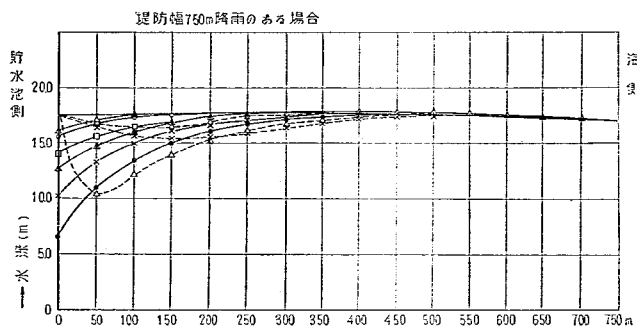
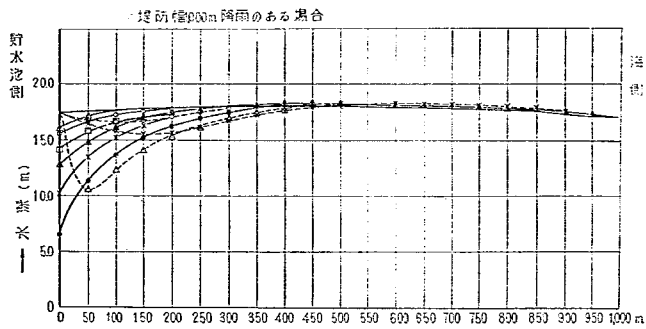
アクリライト板の間にはさみボルトによって締め付けながら調節した。このゴム板は粘性流体の流れる2枚の板からできる溝の底面にもなっている。アクリライト板の寸法は幅1.7 m、高さ40 cmで、この表面には前面からの浸透流の観測を容易にするため5 cmの方眼を記入した。この板に接続して両側に一辺6 cmの正方形の水槽が付属し、その一方が海に他方が貯水池に対応する。海に対応する水槽は水位を一定に保つため越流口が付いていて、余分の粘性流体は下のタンクに自然に流れ落ちるようになっている。また、貯水池に対応する水槽は水位を任意の速度で昇降できなければならないので、上部の貯溜槽および下部タンクにバルブ付きのパイプで接続されている。降雨現象を再現させるための装置はスタンドによって模型の上方に設置されている。模型実験で雨として供給する粘性液を入れるタンクは背後の高い台の上に置かれている。図-38の粘性流模型実験装置の概略図に示すようにこのタンクから導びかれた粘性流体は分岐管によって20本の細いビニール管に送られ、流量調節用のコックを経て、先端部をしばったガラス管へ流れる。ガラス管の先端より流出した粘性液は2枚の板の間に落ち込み、雨が地表面より浸透し地下水の補給源となる現象を模型上に再現させた。雨量は流量調節用のコックを操作することによって適宜調節できるので雨量強度を変えた場合の比較実験も可能になっている。

粘性液には前実験と同様グリセリンを使用し、海水および淡水に対応せしめグリセリンの比重を変えるためには同様に砂糖を加えた。また、実験の観測を容易にするため一方に色素を混入した。

実験装置は恒温室に据え付け温度変化による影響の除去を計った。

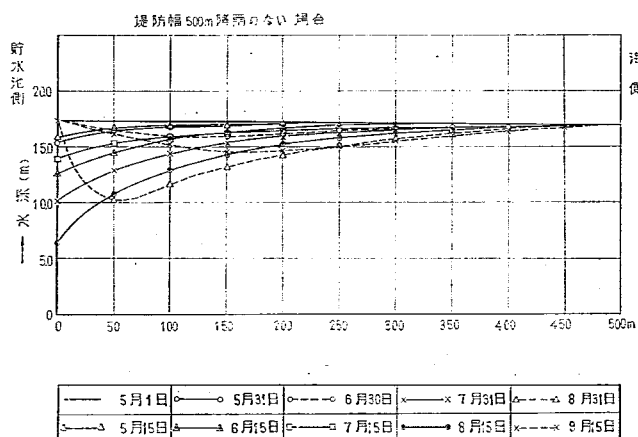
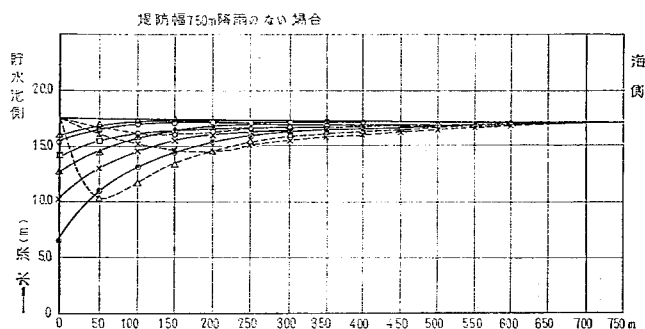
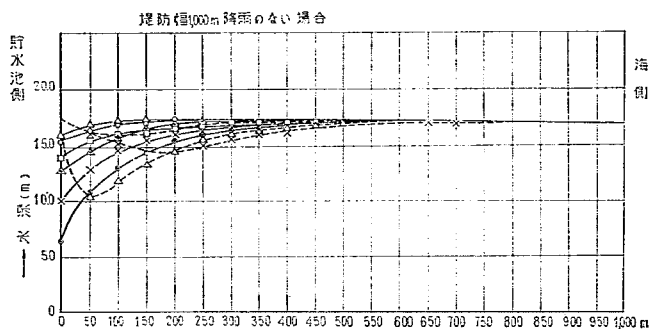
ii) 模型縮尺

堤体内の地下水の流れを示す方程式は Dupuit の仮定



— 5月1日	○— 5月31日	○— 6月30日	×— 7月31日	△— 8月31日
△— 5月15日	△— 6月15日	□— 7月15日	●— 8月15日	×— 9月5日

図-36 数値計算の結果



(堤体内の水面形)

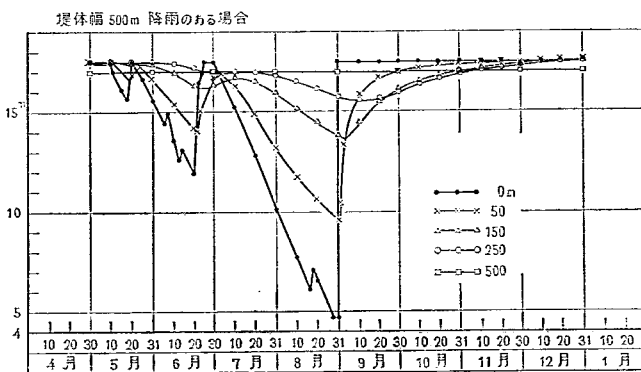
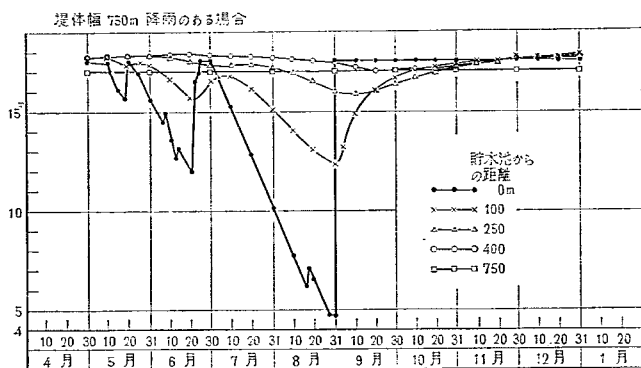
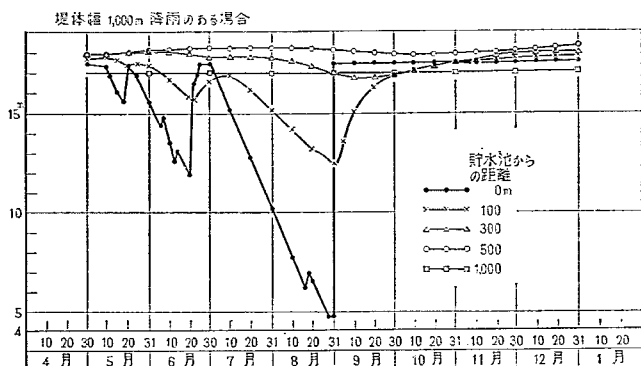
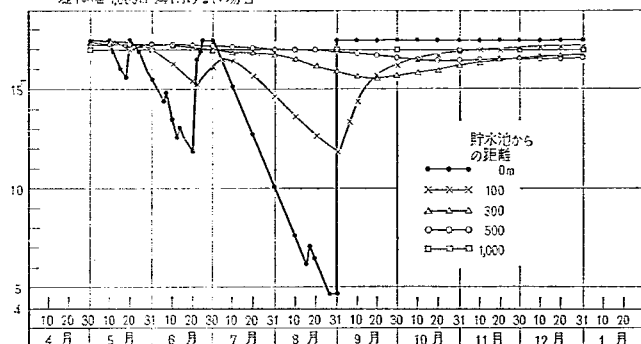
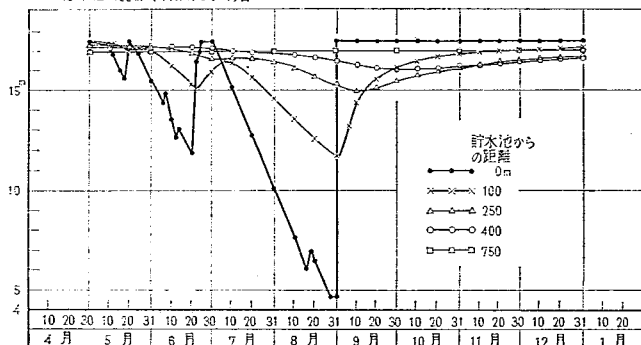


図-37 数値計算の結果

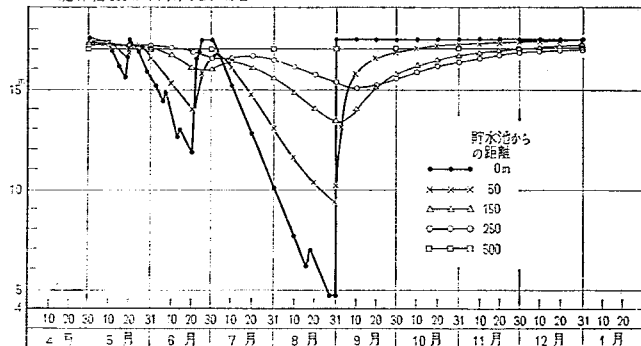
堤体幅 1000m 降雨のない場合



堤体幅 750m 降雨のない場合



堤体幅 500m 降雨のない場合



(地下水位の変化)

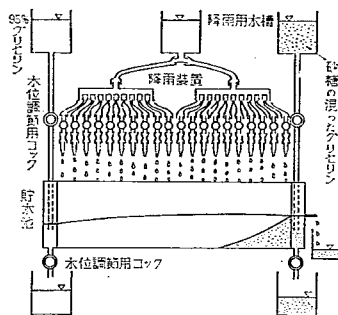


図-38 粘性流模型実験装置

によると(58)式のように

$$\frac{\partial h_p}{\partial t_p} = \frac{k_p}{2\lambda_p} \frac{\partial^2 h_p^2}{\partial x_p^2} + \frac{N_p}{\lambda_p} \quad (69)$$

この式のサフィックス p は原型を示している。

同様な式が模型においても成立するから

$$\frac{\partial h_m}{\partial t_m} = \frac{k_m}{2\lambda_m} \frac{\partial^2 h_m^2}{\partial x_m^2} + \frac{N_m}{\lambda_m} \quad (70)$$

と表わすことができる。

さて、前に述べた2重堤防の模型実験の模型縮尺の決定と同様な方法で

$$\left. \begin{aligned} k_p &= \frac{k_m}{k_r}, & x_p &= \frac{x_m}{x_r}, & N_p &= \frac{N_m}{N_r} \\ h_p &= \frac{h_m}{h_r}, & t_p &= \frac{t_m}{t_r}, & \lambda_p &= \frac{\lambda_m}{\lambda_r} \end{aligned} \right\} \quad \dots (71)$$

において、(69)式と(70)式を対比すると相似の法則によつて

$$\frac{h_r}{t_r} = \frac{K_r h_r^2}{\lambda_r x_r^2} = \frac{N_r}{\lambda_r} = \alpha \quad (72)$$

をうる。

なお、

$$k_m = \frac{1}{12} g \frac{b_m^2}{\nu_m}$$

で与えられる。ここに b_m は板の間隔、 ν_m は粘性液の動粘性係数である。また α は任意の値を選ぶことができる。

したがって時間縮尺、流量縮尺は(35)、(36)式と同じになる。その他、降雨量縮尺は

$$N_r = \frac{h_r \lambda_r}{t_r} = \frac{k_r h_r^2}{x_r^2} \quad (73)$$

となる。

海水と淡水に対応させて粘性液の比重を変えることは前述の(45)式のとおりである。

模型実験に適用する模型縮尺の決定には前述の実験のようにまず粘性液として使用するグリセリンの粘性係数を測定しなければならないが、その測定操作、模型縮尺

の計算など2重堤防の実験の場合とまったく同一なので、その説明はここでは省略する。

ii) 実験順序

模型実験は堤体幅を500 m, 750 m, 1,000 mと変化させ、かつそのおのおのについて年間1,280 mmの降雨のある場合と、ない場合の比較検討を行なった。

海面および貯水池水位は前節の非常数浸透流の計算に適用した条件、すなわち海面は一定とし、貯水池面は昭和17年の代表年の水位変化を実験に適用し、堤体内へ海側からどのように塩水くさびが浸透してくるかを調べた。

実験準備は、まず降雨用の水槽にグリセリンを満たし、分岐管および点滴ガラス管内の空気を完全に追い出す。しかる後、調節用のバルブを操作して各点滴ガラス管より降雨縮尺から決めた適量のグリセリンが流出するようにする。このときパイプあるいはバルブの中に気泡がはいっていると実験の途中で流出量を大幅にくるわせる原因になるので、気泡の除去には特に注意を払う必要がある。

降雨の調節が終わった後、貯水池および海に対応する両側の水槽にそれぞれ比重を調節して作った濃グリセリンならびに砂糖混入のグリセリンを加える。グリセリンを模型内に注ぐとき、両液が互に混合しないような操作が必要である。すなわち、まず貯水池側の水槽に濃グリセリンを排除に注ぐ。グリセリンは水槽に溜まるが2枚の板の溝へも流れ込み、模型本体の中にきれいな放物線状の液面形を示しながらゆっくりと上昇し続ける。液面の先端部はやがて海側の水槽にまで達する。海側の水槽には、このとき初めて染料で着色した比重の大きい砂糖混入グリセリンを注入し、ちょうど貯水池側水槽から流れてきたグリセリン液面上昇に合わせて海側の水槽の水位を上昇せしめる。こうすることによって、貯水池側から流れてきたグリセリンを比重の大きい溶液でたがいに混合しないようにバランスを取りながら模型内に粘性液を満たす。

かくして両水槽のグリセリンの液面を所定の海面ならびに貯水池の計画高水位に保っておくと、グリセリン注入開始より約40分程度で水面形状や塩水くさびの形状がほぼ定常状態に落着くから、このときをもって実験開始の時刻とした。すでに述べたように、実験では海側の水位は一定に保ち、貯水池側の水位のみ上昇下降せしめて、模型内に生じる浸透流の非定常運動を観察する。貯水池の水位変動には昭和17年の代表年を適用するので、あらかじめ模型縮尺で換算しておき、その水位曲線に合うよう模型のバルブを開閉し、所定の水位変動を再現した。

実験では代表年の水位変動を反復して加え連続5年間

に相当する時間だけ観測を継続するか、海側から浸入していく塩水くさびの先端が貯水池側の水槽に達する期間についての観測か、いずれか短い方を採って実施した。

なを、実験中海側の水槽には比重の大きい砂糖混入グリセリンの上に濃グリセリンが少量ずつ溜まるので絶えずこれを除去すること、ならびに点滴ガラス管からの流出量が多少変化するので、たえずこれを調節する必要が生じた。

iv) 実験結果

前節で述べた定常流としての概略計算で海水の浸入を防止するために必要な堤防幅は大体見当が付き模型実験では堤防幅を 500 m, 750 m および 1,000 m の三つにしばり検討した。この三つの場合に対し、年間 1,280 mm の有効雨量がある場合とない場合があるので、結局、実験を行なった条件はつぎの 6 通りである。

- ① 堤防幅 500 m 降雨 1,280 mm/year
- ② 堤防幅 500 m 降雨 なし
- ③ 堤防幅 750 m 降雨 1,280 mm/year
- ④ 堤防幅 750 m 降雨 なし
- ⑤ 堤防幅 1,000 m 降雨 1,280 mm/year
- ⑥ 堤防幅 1,000 m 降雨 なし

模型によって再現させた浸透流の現象は海水に相当する砂糖混入グリセリンが赤く着色されているので、模型前面からの観察によっても明瞭に知ることができる。しかしながら、非定常運動を絶えず観察して記録していくことは不可能なので、カメラによって一定時間ごとに撮影を行ない、実験終了後、写真を分析して塩水くさびの移動状況を明らかにした。

6 例の実験に関する詳しい説明は省略し、ここでは一連の実験によって、堤防幅と降雨がどのように塩水の浸透に影響をもつかということについて説明を加える。

まず、実験結果をまとめたものを図-39 に示す。これは堤体内を浸透していく塩水くさびの形を示したもので、各図の曲線は一年毎の一月一日における塩水くさびの位置を示していて一年間に移動する塩水くさびの状態がよくわかる。なお、最初の一二年間、くさびの移動が大きいのは比重の異なるアグリセリンの境界面のバランスがよくとれていないで、密度流が大ききうはたらいているものと考えられる。

また、図-40 には塩水くさびの先端が堤体に浸透した距離を縦軸に、時間を横軸に取って示したものである。このときには一年毎の浸透距離でプロットしてあるが、さらに詳しく示すと図-41 のとおりである。これは堤防幅 500 m の場合、塩水くさびの先端部の移動を 10 日毎に読みとり、図に示したものであるが、これによるとくさびの先端は貯水池の渇水期に大きく前進し、満水期には停止または逆に淡水によって海側へ押し返される状況

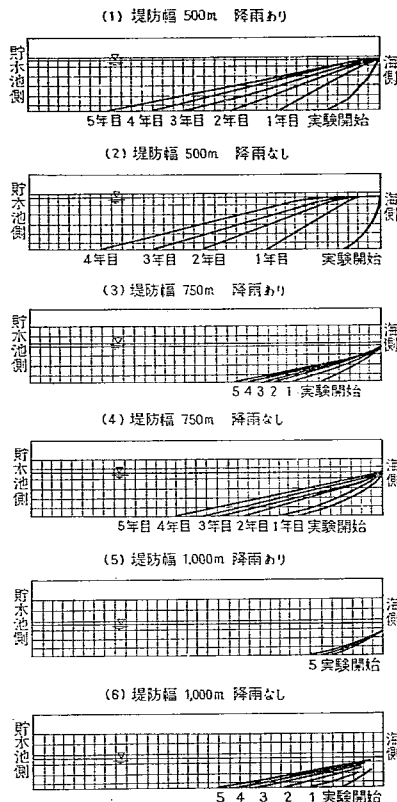


図-39 堤体内の塩水くさびの移動

を示している。

降雨のない場合の塩水くさびの先端部の移動速度は堤防幅が増大するとそれに逆比例して減少していることがわかるが、堤防幅を 1,000 m にとっても年間約 60 m 程度の前進が認められる。結局、このことは堤防幅を増加させて堤体内の浸透流の動水こう配を減少させるだけでは、漏水防止の不可能なことを示している。

しかしながら、これに降雨の影響が加わると塩水くさびの先端部の移動が大幅に押えられ、堤防幅 500 m の場合でも前進速度は 50 m/year となって、降雨のない場合に比較して約 3/4 の速度となる。さらに堤防幅が 750 m に増加するとさらに速度ははぶり、幅が 1,000 m になると平衡状態になり、渇水期に貯水池の水位が下がると多少塩水くさびの先端は貯水池側へ前進しても、それに引き続く満水時に降雨によって水を補給されている堤防地下水の影響を受けて海側へ押し返されるので、一年

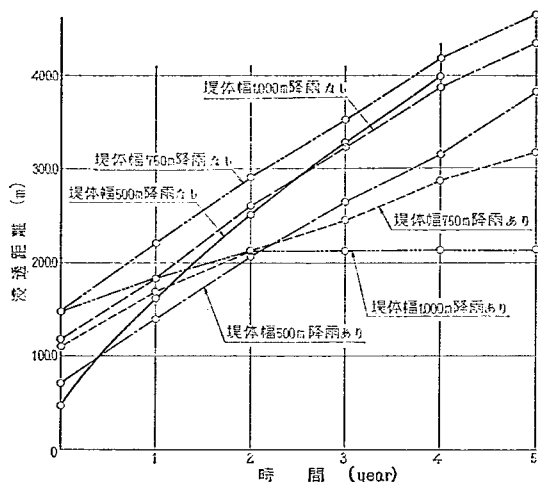


図-40 堤体内の塩水くさび先端の移動

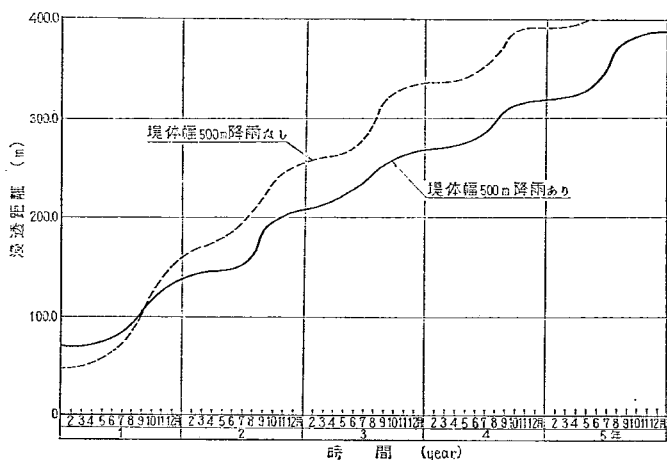


図-41 塩水くさび先端の移動

周期でくさびの先端部の移動を眺めると、ほぼ同一位置に復して、境界面はバランスを保っていると考えられる。この他、塩水くさびの形について気の付くことは、降雨のない場合には移動する塩水くさびの前面はほぼ直線をなしているが、降雨のある場合には堤防内の地下水面が中央で高くなっていることの影響を受けて複雑な変化を示す。すなわち、渇水期に塩水くさびが前進する場合には、くさびの前面はほぼ直線になっているが、豊水期になり貯水池水位が上昇すると塩水くさびの前進が止まり、同時に降雨によって補給をうけ、中央部の自

由水面の高まっている堤体内の地下水によってくさびの前面が押されて凹形の境界面を示す。

つぎに塩水の浸透流量であるが、年間貯水池内へ流入する量は模型実験で求めた塩水くさびの移動を示す資料から推定することができる。すなわち、一年毎に塩水くさびが前進した面積を測定すればよいわけで、海側から浸入した海水の量は塩水くさび増加面積に模型の2枚の板の間隔を掛け合わせたものに他ならない。したがって、塩水くさびの先端が最終的に貯水池側へ達した後も同じ現象が続いていると仮定すれば、近似的に年間の透

流量が計算できる。

実際の浸透量を出すには、淡水が塩水に変わった部分の体積に間ゲキ率を掛けたもので、土粒子の占める体積はこれから除外しなければならない。このようにして、模型実験結果から想定した浸透してくる塩水量を縦軸に、時間を横軸にとって図示したのが図-42である。これによると、降雨のない場合は堤体幅750mの時年間約320 m³、1,000 mのとき235 m³の海水が浸透してくるが、降雨があると堤体幅の増大に伴って浸透量は大幅に減少して、幅1,000 mになるとまったく浸透量はなくなり、淡水と海水の境界面がほぼ静止し、平衡状態に達することが知られた。

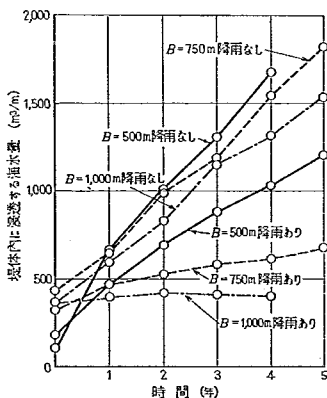


図-42 堤体内に浸透する海水量

つぎは止水壁工法との比較という立場から少し眺めてみる。このため昭和17年の代表年の水位変化があった場合に、堤防延長1m当りの年間の浸透量がどのくらいあるかを比較してみる。

まず、止水壁を施工した場合の浸透量は表-8のとおりである。

表-8

止水壁施工深度	塩水の年間総流入量
-12 m	897 m ³ /year/m
-15 m	261 m ³ /year/m

また、広堤敷堤防の場合は表-9のとおりである。

表からもわかるように、堤体幅を500mに拡げても漏水は止まらないが、矢板などを中途半端に使用するよりはるかに効果の大きいことが明らかである。堤体幅をさらに拡げて800m~900m程度にすれば、ほぼ完全に塩水による貯水池の汚染を防止することができそうである。

表-9

堤体幅	降雨の有無	塩水の年間総流入量
500 m	有	165 m ³ /year/m
	無	370 m ³ /year/m
750 m	有	45 m ³ /year/m
	無	320 m ³ /year/m
1,000 m	有	—
	無	235 m ³ /year/m

6. む す び

河川貯水池堤防の浸透流防止のための、いくつかの工法を考え、そのおのおのの工法の特徴あるいは効果の検討を行ってきた。ここで述べてきたのは、主として室内実験ならびに計算結果からの検討である。問題の取扱いをわかりやすくするための千葉県小櫃川河口貯水池の計画を例にとって説明を進めてきた。もちろん、現場における実際の地盤を対象にした調査が現在の段階では不足しているため、推論の域を出ない面も多分にある。ここに重ねて検討の結果導き出された結論を列記すると次のとおりである。

1. 小断面の堤防には止水壁を設けなければならないが、止水壁はほぼ完全に不透水性のシルト層にまで達しなければ止水効果は少ない。
 2. 止水壁のうち、もっとも確実と思われる鋼矢板でさえ、その継目からの浸透流量は意外に多く、鋼矢板による止水のみでは不十分である。
 3. 2重堤防による塩水の浸透防止は効果的であるが、ウォーターカーテンがある程度の大きさに成長するまでの間は貯水池内へかなりの塩水が流入する。
 4. 2重堤防間の水路の水位は必要最少限の高さに押えることが大切で、こうすることにより損失水量を減らすことができる。
 5. 広堤敷の堤防では降雨の影響が大きく、形成される淡水レンズが塩水の流入を大幅に妨げる。
 6. 昭和17年の代表雨量で考えると、堤体幅（埋立造成地とすることができる）が800~900mあれば塩水の流入はほぼ完全に防ぐことができる。
 7. 淡水レンズを発達せしめるにはかなりの年月が必要なので、これを促進させるためリチャージ工法などの併用が考えられる。
 8. 止水壁工法に比較して淡水のカーテンを形成させる方が有利のようであるが、淡水と塩水との境界面の混合や、実際の地盤でうまくウォーターカーテンが維持できるかどうかなどの検討が必要である。
- 以上、結論の主なものを記したが、さきにも述べたよ

うに室内試験の結果から考察を加えているので、実際の適合性に関して問題点が残っていると思われる。ここで取上げた工法は、もっとも一般的と思われるものに限ったが、他の工法についても施工および維持の両面に立った総合的な検討のなされなければならないことはいうまでもない。

最後に本調査を行なうに当り、千葉県工業用水部の各位に絶大な御援助を頂いたことを付記し感謝の意を表する。

なお、本報文は先の建設省直轄技術研究会で発表した論文にその後の実験結果を付け加え、まとめ直したものである。

土 の 締 固 め

——車輪の走行が土におよぼす影響——

(昭和41年4月)

澤 田 健 吉*

目	次
まえがき.....(1)	[6] 落錐式コンパクタ (ランマ) の締固め機構 II.....(23)
1. 概説, 現象の定性的な記述.....(1)	[7] その他の問題.....(26)
2. 実験の概要.....(3)	4. 実験結果の考察 II.....(28)
3. 実験結果の考察 I.....(9)	[1] 軟弱地盤上のタイヤの変形.....(28)
[1] 土の締固め機構に関する仮説.....(9)	——タイヤの固さ——
[2] タイヤローラの締固め機構.....(10)	[2] 車輪の走行が土中に起すせん断応力.....(29)
[3] 振動ローラの締固め機構.....(14)	[3] 軟弱地盤上の車輪の走行抵抗.....(34)
[4] 平板振動式バイブレータの 締固め機構.....(18)	[4] その他の問題.....(37)
[5] 落錐式コンパクタ (ランマ) の締固め機構 I.....(20)	あとがき.....(38)

ま え が き

先に装軌式車両の軟弱な地盤上での走行の現象を土質力学的な目でみてきたので、¹⁾ つぎに丸い車輪をつけた車両すなわち装輪式車両が軟弱な地盤の上をころがっていく場合を考えてみる。装輪式車両の走行の現象は原理的には履帯をつけた装軌式車両の場合と同じである。²⁾ すなわち履帯の接地長さが非常に短くなったものと考えてもよさそうである。しかしこの車輪は作業機械を移動させる足という機能の一面のほか、土を締め固めるといふ機能をもたされている。この締固めということと前の報告で述べた走行抵抗ということは同一の現象の表裏の問題である。土質が良く含水比も適当であるならば、車輪がその上を通ると土の密度は大きくなり強度もあがっていく。このような土の状態の変化に注意している場合は締固めという所から現象を見ているわけである。土質が悪く含水比が大きいような場合は車輪がその上をころがっても土の密度や強度は大きくならず、いたずらに土をこね返し車輪の走行のさまたげになっている、このように建設機械がその上を走れるか否かを心配している場合はトラフィカビリティという所から現象を見ていることになる。車輪は平均接地圧が履帯のものに比べて大きいという理由などから、軟弱な地盤上での走行性は悪いが、反面平均接地圧が大きいという理由

などから、土を締固めるといふ性質はすぐれている。したがって本報告では一般にいわれている締固めということとトラフィカビリティということの2つの問題を考えていくことになる。ロードローラ、タイヤローラ、振動ローラなど異なった型の締固め機械の間の締固め機構のちがいをみると同時に同一種類の機械のなかでの重さ大ききの差が締固め性能の上にどのようなちがいとなってあらわれてくるかをしらべること、および土の含水比すなわち強度が車輪の走行性能たとえば車両のけん引力にどのように影響するかということが問題となってくる。

1. 概説, 現象の定性的な記述

車輪はゴムのタイヤをつけた軟い車輪と、ロードローラの車輪のような固い車輪とに分けて考えられる。地盤も軟い地盤と固い地盤に分けられるが、本報告では軟い場合だけを扱う、ただこの軟かさの程度が問題となってくる。

固い車輪を軟い土の上におくと土をおしつぶし土の反力が車輪の重さと均合う深さまで沈下する。土の強さが小さいとこの均合う深さは深くなる。この場合考えている力は図-1のように垂直方向のものだけであり、この範囲までなら解析的な表現も楽である。現存の理論でもわだちの沈下量を計算するときはこの程度の、車輪の静止している場合の均合しか考察できない。車輪が軟くなり、すなわちゴムの空気タイヤの空気圧が小さくな

* 前線施工部施工研究室主任研究員
環境防災センター第一研究部災害研究室長

り、土のほうが相対的に固くなるとタイヤの路面は複雑な形を示すようになる。図-1-2はこのようすを示すもので、解析的な扱いでは路面の中央部のフラットな部分とその前後のカーブある部分とに分けて考えるようになる。

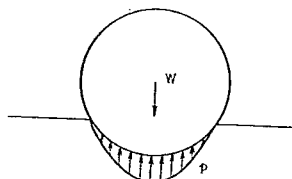


図-1-1 軸重の均合

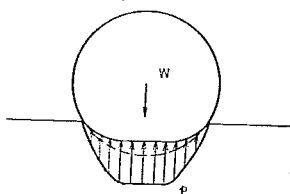


図-1-2 軸重の均合

上のよう静止の状態の車輪の軸に回転力を与えて自転させたり、水平方向の力を与えてけん引したりすると現象は非常に複雑になってくる。このようすは前の報告で述べた装軌式車両の走行の現象に共通するものである。図-2-1は車輪の軸に水平な力を与えてこれをけん引する場合の土の変形の様子を書こうとしたものである。この場合の土は車輪の重さによって起っている圧縮沈下のはかに、ブルドーザの時にいったと同じような車輪前面の盛り上り、すなわちブルドーピング効果といわれるものを起す、さらに車輪を前方にひっぱる力の一部が摩擦によって車輪面から土の表面に水平に伝わり土の粒子は水平に前進方向に移動する。この変位量は圧縮変形の場合と同様表面に近いほど大きく、深さが増すにしたがい次第に減少していく。車輪の軸にトルクをかけて車輪が自転走行する場合も似たような現象が起っている。けん引の場合との一番大きな差は、水平方向の力による土粒子の移動であって、前進のための反力が進行方向と逆の方向に加わるという点である図-2-2。車輪の通過によって土が締固まるような時は、被けん引の車輪が通った時はあきらかに土粒子は前方に寄せられる。自転の車輪が通過する時でも車輪は前方にもりあがった土をおしのけて進むため土は前方に押される、車輪が直上に来て締められ強度があがるとそのあとで地表面に自走の反力としての水平後向きの力が増えられて土は大きな変形を起

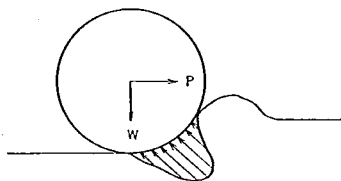


図-2-1 軸重の均合

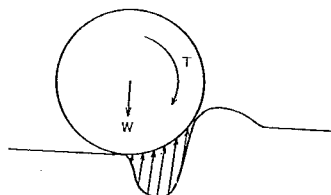


図-2-2 軸重の均合

せなくなり、全体としては土は車両の前進方向に移動したという結果が残る。

このほかいろいろな変形があるがこれら変形はいわゆるトラフィカビリティの面からみるときは走行抵抗の成分となるものである、締固めの面からみれば土の締固め度を予想するためのファクタとなるものである。また3番目の水平方向の力は締固めの場合は垂直方向の力とともにローラによる締固めの機構を論ずる時の重要な要素となるものである。トラフィカビリティを論ずる場合は車輪の推進力を表わすものになる。すなわち走行抵抗にうちかつて前進するため車両が車輪を通して土に与えるこの力によって土が破壊するかしないかは車両の走行性をきめるかぎである。また土に十分な強さがあっても土とタイヤ表面の摩擦が小さいと車輪を通した力が土に伝わらず車両は前進できない。このような水平の力の意味を論ずるのがこの報告の大きな目的である。

接地面下の土のセン断破壊が車両の推進力の限界状態になるという説明は履帯をつけた車両の場合ではかなり正確な説明になるが、車輪の場合にはその表面と土の表面の間のスベリ摩擦の小さいことが限界となることが多い。この場合車輪は同じ場所で空転をはじめ、タイヤは次第に土の中に沈んでいく。しかし土のセン断の現象と土と鉄ないしゴムの間の摩擦の現象は非常に似ていて、内部摩擦角、粘着係数の形をした数値を使って表わすことができる。³⁾摩擦はセン断より大きくなり得ないが、この係数を使いわけることによって推進力を計算することができる。

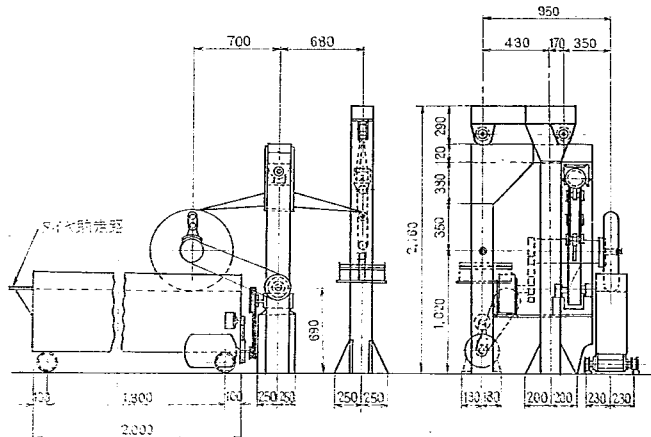
タイヤの空気圧を下げた場合のように、タイヤが軟くなると車輪の土に接する部分は変形を起しものよう

表-1-1 緯 固 め 機 械 諸 元

型式名称	ダイハツ	ラサ工業	酒井工作	日本造機	新明和工業	小松製作	小松製作
	タンデム型自走式 振動ローラ V.R.G	コンバイドローラ I R-5, 7型	振動ローラ S R-31型	N Z K-G-30型	振動ローラ S V R-1型	振動ローラ J V-45 型	振動ローラ J V-08 型
全 長	3,760mm	4,755mm	2,820m/m	3,800mm	2,510mm	3,650mm	2,100mm
全 幅	1,320mm	2,220mm	1,370m/m	1,500mm	1,353mm	1,580mm	920mm
全 高	1,620mm	20,485mm	1,600m/m	1,800mm	1,455mm	1,640mm	1,215mm
軸 距		2,705mm	1,800m/m		1,100mm	1,850mm	1,330mm
前輪ローラ径	700φmm×850mm	1,200mm	振動輪径 900m/mφ	1,000φ×1,230	750×900mm	操向輪(径×幅) 700φmm×850	〃 550φmm×650
幅		1,500mm	〃 幅 900m/m				
後輪タイヤ寸法	850φmm×1,000mm	9.00-20×10p	案内輪径 600m/m	750φ×900	500×350mm	振動輪(径×幅) 950φmm×1,000mm	〃 630φ×700
タイヤ数		4	〃 幅 750m/m				
タイヤ内圧		3.2~6.0kg/cm ²					
機 械 重 量	4,400kg	7,600kg		6,000kg	2,100kg	4,500kg	870kg
バラスト付 〃		9,600kg					
インバイトローラ部	前輪部 1,200kg 後輪部 3,200kg	バラスト有 2,630kg 〃 無 3,175kg					
タイヤローラ部		バラスト有 6,970kg 〃 無 4,425kg					
タイヤ一本当り重量		バラスト有 1,742kg 〃 無 1,106kg					
起振機構	1軸偏心式	2重軸偏心振幅可変式		操回装置油圧式			
振 動 数		1,700cpm	1,800r.p.m			2,200~2,800r.p.m	3,500r.p.m
起 振 力	max5,000kg/ 3,000r.p.m	最大 7,300kg		7,500kg/3,000r.p.m			
走 行 速 度	高速70m/min, 中速30m/min, 低速15m/min	-200~0 200m/min	1.05km/hr		20~30m/min	20m/m~70m/m 1.2~4.2km/m	25m/m~50m/m 1.5~3.0km/m
最小回転半径		7,500mm	3.5m				
回 転 数	2,100~3,000r.p.m						
振動輪線圧			16.5kg/cm				
案内輪線圧			9.6				

表-1-2 締固め機諸元

型式名称	汽車製造 パイプクター KSK-odK	川崎車輛 パイプレトリコンバ クターKMC6	日本開発機 コンバクタ
振動数	2,400~1,600cpm	3,600~4,320cpm	1,600r.p.m, 1,000r.p.m
振動板寸法	2,000cm ²	660×600mm	600×600, 600×150mm
起振力	3.5ton/2,400cpm	3ton/4,320cpm	1,200kg/1,600r.p.m 500kg/1,000r.p.m
振動板数	6	6	
最大締固め幅	3,850mm	4,035mm	
走行速度	0~76m/min (前後追とも)	前進4段 最大16km/h 後進1段 最大1.6km/h	
作業速度		0~27m/mi	
最小回転半径		5m	
全長	3,810mm	4,530mm	
全幅	シユ-6ケの場合 3,850mm シユ-4ケの 2,500mm	移動時 2,360mm 作業時 4,050mm	
全高	2,400mm	2,230mm	
軸距		1,950mm	
輪距		前輪 1,694mm 後輪 1,380mm	
最低地上高		190mm	
運転整備重量	7,500kg	4,480kg	200kg
前輪荷重分布		3,470kg	
後輪荷重分布		1,010kg	
クローラシユ幅	300mm		
クローラ全幅	2,350mm		



タイヤ載荷試験装置
図-5-1 タイヤの挽み測定装置

表-1-3 締固め機械諸元

型式名称	川崎車両 タイヤローラ KR-30型	新三菱 イソパクター三 菱 KE25-15C
全 長	5,700mm	5,600mm
全 幅	2,415mm	2,490mm
全 高	2,930mm	3,200mm
自 重	12ton	12ton
最大限加重量	24ton	25ton
総排気量	6,126cc	5,812cc
定格出力	85ps/2,200r.p.m	60ps/1,500r.p.m
最大トルク	39.5kg-m	32.0kg-m
トランスミッション	常時噛合式4段	常時噛合式4段
継 手	トルク・コンバータ	流体継手
形 式	岡村 RM18形4要素	三菱TC-38A形
タイヤサイズ	13.00-24-18ply	11.00-20-14ply
タイヤ数	前輪3輪 後輪4輪	前輪5輪 後輪4輪

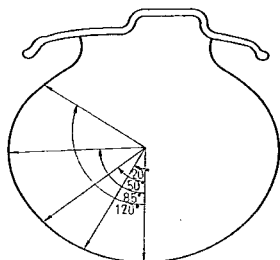


図-5-2 タイヤの挽み測定装置

を示したとおりである。実験に使った土は図-6にその性質を示すような各種のものであるが、一機種の実験に2種以上の土を使ったものはすくない。

締固め性能試験は同一の条件にととのえられた土の上を、いろいろな締固め機械を走らせ締固め機械の差が締固められた土の性質の上にどのように反映されるかをみて、その機械の特性をしらべようとした一連の実験である。この場合は所定の含水比に調整された土をコンクリート製のピットにゆくく30cmの厚さにまき出した。このピットは長さ20m 深さ0.4mのものを12cm×21cmの木の枠で仕切り走行する試験用機械の幅におずかの余裕をつけたものに仕上げたものである。このようにまき出された土の状態を知るために密度、含水比、表面のレベルなどを測定した。この上を所定の条件にセットされた機械を走らせ締固めを始めた。この機械条件のとり

表-1-4 締固め機械諸元

型式名称	酒井工作 落錘式コンパクタ
全 長	2,979mm
全 幅	2,415mm
全 高	1,512mm
軸 距	1,920mm
輪 距	2,000mm
車 両 総 重 量	3,500kg
荷重分布 (前)	1,500kg
" (後)	2,000kg
付 加 荷 重	1,000kg
荷重付総重量	4,500kg
荷重分布 (前)	1,800kg
" (後)	2,700kg
最 高 速 度	(1,500r.p.m)0.80km/hr
作 高 速 度	0.056km/hr~0.653km/hr
落錘接地部面積	300mm×300mm=900cm ²
落 錘 高	① 500mm ② 400mm
落 錘 数	③ 300mm
作 業 幅	3 個
作 業 機	920mm
	総排気量 496cc 内径×行程82×94mm 圧縮×14.5:1

方は、1回の走行によって土に与える締固めエネルギーが一番多いであろうと思われる条件と、反対に一番小さいであろうと思われる条件を優先させるという方法で、余裕のある場合はその間の条件を追加していった。付加重量の追加、低速の採用、タイヤローラの時はタイヤ空気圧の増加、振動ローラの時は起振振動数の適当な選択、ランマの場合はその落下高さの増加などが締固めエネルギーを大きくする要因である。締固め機械が通過したあとで土の密度、表面のレベルおよびCBRのような支持力を測定して締固めの程度を知った。密度は30cm厚さにまき出され大体20cm厚さに締めあげられる層の上部10cm厚さの層の密度と、下部10cm厚さの層の2種の値をとった。このような測定を原則として通過回数が1, 2, 4, 8, 16回のときに行った。試験条件としての土の含水比はJIS A 1210による締固め試験の最適含水比の付近とその前後の含水比の計3~4種を選んだ。

走行抵抗測定用の試験台車を使って行った実験では締固め実験の場合と同じピットを使い、図-4に示したような台車にとりつけた9.00-16-10PRタイヤをウィンチでけん引走行させた。実験の手順は締固め実験とほとんど同じであるが、2, 3異なるところがある。異なる点は走行抵

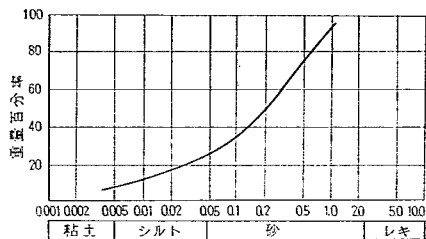
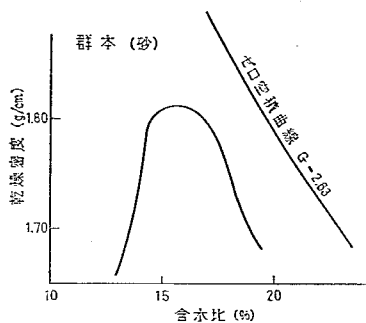
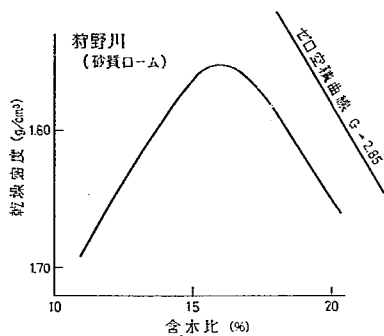


図-6-1 土の性質

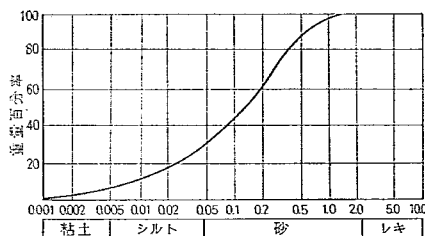


図-6-2 土の性質

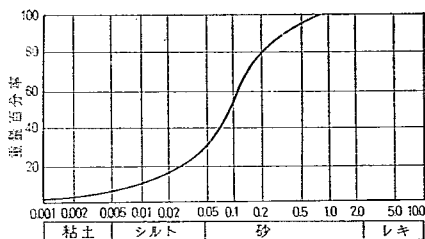
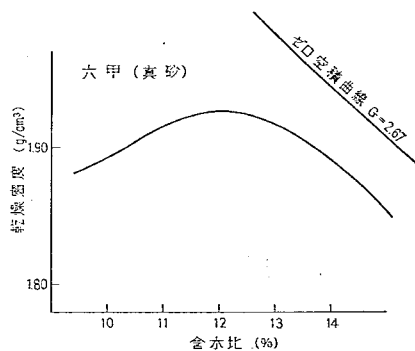
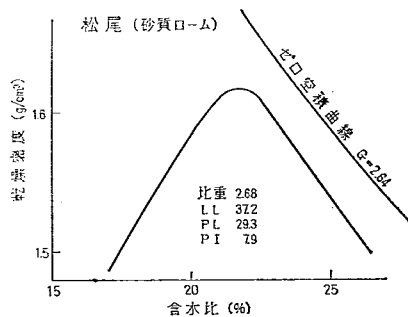


図-6-3 土の性質

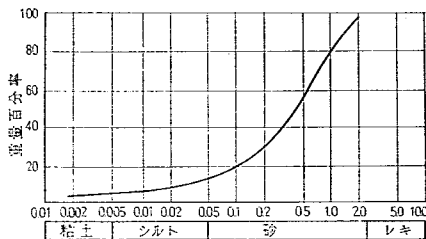


図-6-4 土の性質

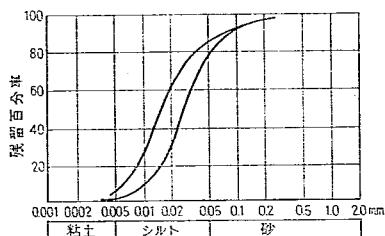
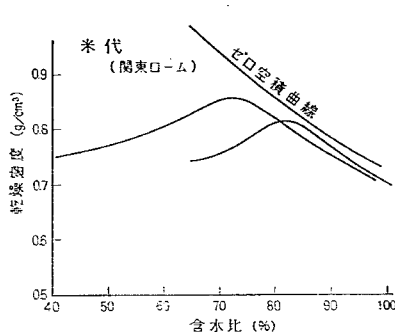


図-6-5 土の性質

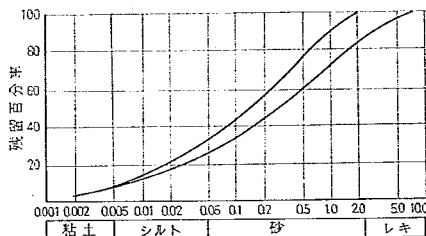
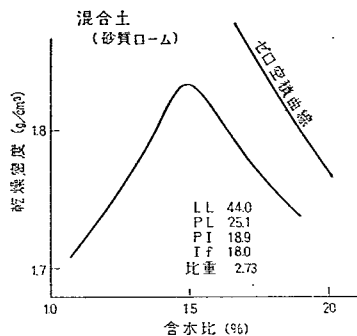


図-6-6 土の性質

抗をはかるため台車とワイヤロープの間にケン引計を入れてあることと、まき出された関東ロームの状態を表わすものとして密度、含水比、レベルをはかるほかコーン指数や n , k_c , k_p などいわゆる M. G. Bekker の提案した Bevameter による測定値を得ていることである。 n , k_c , k_p とは最少幅 b の載荷板を地面に押しつけた時の沈下と圧力の関係を次式で表わした時の各係数である。

$$p = \left(\frac{k_c}{b} + k_p \right) Z^n$$

Bekker の示す式を使って走行抵抗が推定できるかなかを検証してみようと思ったからである。実験に使った土は図-6-5の関東ロームであり試験含水比は75, 95, 105%の3種、タイヤ条件としては軸重 500, 1,000, 1,500kgの3種、空気圧は30, 45, 60lb/in²の3種でありケン引速度はウインチの一連1種だけであった。

タイヤの撓み量測定装置を使って行なった実験は上のものとようすが全く異っている。図-5のように内部に5コのヒズミ計をそれぞれ方向をかえてとりつけたタイヤが供試機で、これがいろいろな強さの軟弱な地盤の上をころがる時の撓み量の差をよみとった。このタイヤに荷重をかけるために図-5のスプリングのレバーと重錘をとらつけた。タイヤを回転させるために車軸と無段変速

モータの間をチェーンで連結し、最終駆動軸にはストレーンゲージをはってトルクを測定できるようにした。また車輪が回転して前進していくかわりに土を入れた台車が車輪の回転によって後方に押しやられるような構造にした。この台車にブレーキをかけると、車輪にケン引負荷をかけた状態におくことができる。この台車の中に入れた土は図-6-6に示すような砂質ロームで、含水比は13.0, 15.5, 18.5%の3通りに変化させ、40cmの深さに入れた表面を人間の足で踏み固めた。この初期の状態を知るため土の密度、含水比、レベル、コーン指数などを測定したことは走行抵抗測定の場合と同じである。この場合はそのほかに表面から5, 10, 15cmの深さにセン断応力計を埋設した。セン断応力計とはこの一連の実験を行うために試作したものであって、土中の水平方向のズレの力を上下2枚の重ね合わせた鉄板のズレの力におきかえ、この力の中に組込んだヒズミリングで感じとろうとしたものである。この計器の詳細は前の報告と文献にゆずる。¹⁰⁾ このような準備がすむと所定のタイヤ空気圧にセットされたタイヤを土の上におろし転動させ上記の各項目の記録をとった。軸重は350kgと550kgの2種、タイヤ回転数すなわち速度は1.62, 0.72km/hrの2種、タイヤ空気圧は1.5, 2.5, 4.5kg/cm²の3種であった。

土中の応力の分布の形をしるるために行った実験は、締め固め試験の時と同じピットに同じ要領で土をまき出し同じ項目について測定を行ったが、次の点で相異がある。ローラの一回通過後土中に表面から5, 10, 15cmの深さに前述のセン断応力計と土圧計を埋め込んだことであって、これによって土中の応力の分布の形をみようとした。実験に使われた機械はブルドーザBD-2と表-1-1の3番目にある振動ローラ、および実験用ローラでこれは線圧が振動ローラと同じで車輪の径が600mmと小さくなったものおよびこの試験用ローラの重量をへらして線圧を10kg/cmに小さくしたものである。土は図-6-6の砂質ロームを使った。この結果はBD-2の結果を中心として論じた前の報告と重複してくる。

次章にこれら一連の実験結果を検討して得られた結論をおげるが、実験の結果はその時の各項目に対応して必要なもののみピックアップすることにし、まとめて一覧表にすることは煩雑を理由にして割愛する。

3. 実験結果の考察 I

上のようにして得た実験の結果を利用し、車輪の走行に関して得られた定量的な知識をまとめてみる。

[1] 土の締め固め機構に関する仮説

多くの実験データを検討しその結果として一つの仮説を紹介するという順序をかえ、説明のつごうから最初に著者の考えた仮説をのべる。

締め固める圧力と締め固められた後の密度かまたは空隙率などの関係を表わす式としていろいろな式が提案されている。それらは大体次のような形をしている。¹¹⁾

$$\begin{aligned}\log p &= a \frac{V}{V_{\infty}} + b \quad a < 0 \\ \frac{V_0}{V_0 - V} p &= \frac{V_0}{V_0 - V_{\infty}} \left(\frac{1}{a} + p \right) \\ \frac{V - V_{\infty}}{V} &= \frac{V_0 - V_{\infty}}{V_0} \exp(-ap) \\ \frac{V - V_{\infty}}{V_{\infty}} &= -a \log(p+d) - b(p+d) + c\end{aligned}$$

V_0 最初の体積, p 圧力, V その時の体積, V_{∞} 実質部分の体積であって a, b, c, d は定数である。これらの式は提案された時は実験式としてその物理的な意味は不明だったが、その後次のように考えるとそれらの式の形が理論的に求められるといわれるようになった。¹¹⁾

これは応力状態を表わすのに使われる Mohr の円および境界線を、応力状態だけでなく粒子の配列状態の変化のしかたを規定するものとみなすことによって計算を進めている。境界応力状態にある粒体の応力状態が図-7の円 k_1 で示されている時、最大主応力 σ_1 が $d\sigma_1$ だけ増しても σ_2 がかわらないものとするその応力状態は k_2 で示されることになる。 k_3 は不安定な状態であるから結

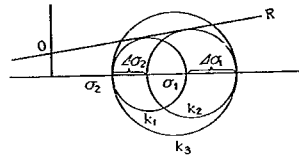


図-7 土中応力

局 σ_2 も変化して安定な k_2 の状態になっていくが Mohr の円 k_3 が境界線 OR を超える量が大いほど粒子の配列状態の変化の生ずる確率が大きいと考える。ここで空隙比の変化がこの確率の大きさに比例すると仮定すると上の最後の式に似た式が得られるという。この最後の空隙比を別の量にとって計算を進めると別の形の式が得られるといわれる。

締め固め機械で土を締め固める場合には機械の通過回数が増えるという。通過回数と密度の関係は図-8のように締め固めの初期では、通過回数ごとの密度の増加の程度は大であるが、通過回数が増すと1回あたりの密度の増加はわずかになる。最終的には密度の増加のなくなった状態になる。このように機械の通過回数すなわち載荷回数が大きな意味をもつということはモールド内の締め固めにはないことである。このような飽和に達する回数は普通5~10回である。この曲線の形を数式によって表わそうとする試みは数多くある。次式はそのうちの1例である。

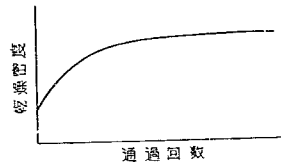


図-8 締め固め曲線

$$dh_n = \frac{N}{a + bN} \quad 12)$$

$$dh_n = \alpha(1 - e^{-\beta N}) \quad 13)$$

dh_n は通過回数 N 回までの沈下量であるが、乾燥密度の増加量と同じ意味をもつものであり a, b, α, β は実験常数であって土の種類、含水比、また締め固め機械の種類大きさによってもちがってくるものである。しかしこれらは実験式であるからこの常数の物理的な意味はない。またこの式は、締め固めの力学的な機構を問題にしていない。

著者は締め固め機械が往復して締め固められた土の密度の上っていく程度が、モールド内に入れられた土をモールド径と同じ径のプラエジャに同一荷重をかけながら何回

も突固めた場合の密度の増加の程度より大きいことに注目して次のような締固めの機構を考えた。

1 回目の締固め機械の通過によって土の粒子は移動して締固まる。この時土粒子の荷重を支える力は一ように分布しておらずむらがある。この力を変えるスケルトン部分を構成するところの土の密度は平均の密度より大きくなっている。2 回目の通過の時は車輪の通過によって生ずる水平方向の力によって上にできた土粒子の骨格がズレを起し荷重を支えるために新しい骨格を作ることが必要になる。この時土の間隙比がセン断変形によって体積の増加をともしない限界の間隙比以下であった場合には密度の増加が起ることになる。締固め機械の第 1 回目の通過の時はこのような骨格の破壊再形成というような経過がないので、その荷重と密度の関係はモールド内に圧縮試験器で静的に土を締固める時の関係と類似している。

このような考え方は土のセン断試験における限界間隙比の問題¹⁴⁾ すなわちゆるく締められた砂はセン断試験箱の中でセン断を受ける時体積が減少し、逆に密に締めた土は体積が増大するという現象を思い起させる。しかし今考えている締固めの問題に応用しようとする次の点で困難を感じる。限界間隙比の説明に使われているデータは体積の変化率が小さい、しかもほとんど密度の減少している場合である。ここで使われている試料は乾いた砂であり、また粘土でも飽和した粘土であって締固めの面からみて非常に締りにくいものである。砂質ロームでしかも含水比が最適含水比の近くにあるようなものについてセン断試験を行い、限界間隙比はどれぐらいになるか、体積の変化率はどうか、またこの値は垂直圧力の大きさの影響を受けるか、試験器の大きさの影響を受けるかという問題を解決していかなければならない。このような不飽和土に関するセン断試験はいろいろな問題があるが、このような不飽和の砂質ロームの限界間隙比は砂のそれより小さくなるものと予想される。密度が相当大きくなるまではセン断変形によって体積は減少していくのではないかと予想する。しかしこの報告では土の仮説は締固めの機械の性能試験の結果を理解するには便利な道具として利用していくことにする。

〔2〕 タイヤローラの締固め機構

1 番はじめにタイヤローラをとりあげた理由は、タイヤの接地圧は、もしゴムの部分の強さがないと仮定すると、タイヤ空気圧と等しくなるという性質があり、接地圧の見当がつけやすいからである。図-9は試験に使われた 2 台のタイヤローラにつけられたタイヤ 13.00-24-18 PR と 11.00-20-14PR について測定した結果であって、接地圧とはタイヤを固い面におしつけた時の接地面の面積で軸重を割って求めた平均接地圧である。接地圧はタ

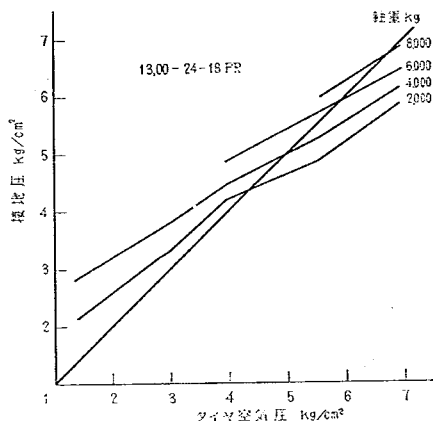


図-9-1 タイヤ接地圧力

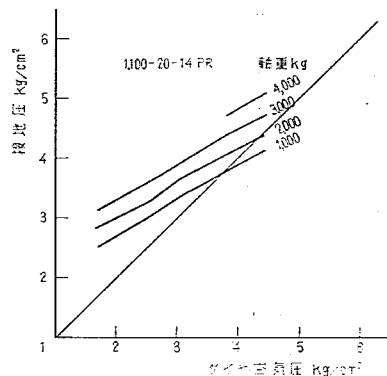


図-9-2 タイヤ接地圧力

イヤ空気圧と完全に一致せず、空気圧と軸重によってわずかに変化している。この平均接地圧とタイヤ空気圧の差をカーカス強さと定義している。この接地圧の値を使い締固め性能試験の結果を整理したのが図-10である。これは図-6-3の砂質ロームを締固めた結果で、図中の点は通過回数 2 回と 8 回の場合のタイヤ接地圧と土の飽和度の関係を示すものである。飽和度は締固めた層の上層のものであって、上層と下層の差は別に述べる。図中の実線はタイヤローラで締固めたと同じ含水比の土を径が 15cm のモールドに入れて 0.2kg/cm²/sec 程度の荷重速度で静的に締固めた時の圧力と飽和度の関係である。締固め終わった時の試料高さはモールドの側壁の摩擦の影響をできるだけ小さくすることから 5cm になるよ

うにした。

ローラ通過回数1回の時は表面があらえて測定が困難なので通過回数2回の時の値をとったが、[1]の仮説の説明をつけるには通過回数1回の時の値をとらなければならない。通過の初期の段階ではタイヤ接地圧とモールド内の圧力は同じ効果をもち点と線は重なってくる。図-10-2にみられるその後の密度の増加は土の水平方向のすべりにもなる現象である。図-10で気になるのは含水比が大きい場合は点と線の一致が良くないことである。この点を問題にする場合タイヤの挽き測定装置を使って求めた実験結果が役に立つ。タイヤローラにつけられているような大型のタイヤを使うことが望ましかったが装置の大きさが制限されたので思うにまかせなかった。この実験は5.50-15-6PRのタイヤを使い、土の含水比が大きくなり、強度がおちる時挽き量がどのように変化するかをしらべようとしたものである。図-11は測定の結果を示すものであって横軸は挽きの測定位置、縦軸は挽き量を表わしている。この挽き量とはタイヤを空中に深かした無負荷時の形からの変形量である。なお測定は通過回数1回の時行われており、図中のAとはタイヤ空気圧、Wとは軸重で $W_1=350\text{kg}$ 、 $W_2=550\text{kg}$ 、板土挽きとは同じ条件のタイヤを固い板の上におつけた時の値である。この図から挽き量に1番大きな影響を与えるのは土の含水比であり、実験条件として選んだタイヤ空気圧、タイヤ軸重の範囲ではその影響の差をみつけることがむづかしかった。図-12は図-11のデータからタイヤ最下点の挽き量と土の含水比の関係を求めたものであって、タイヤの走行の限界となるような高含水比のときの挽きは固い板の上の挽きの1/2~1/3になっている。図-13は固い板の上に置かれたタイヤの挽きと接地面積の関係であって両者は近似的に比例している。ここで本実験のデータにもどる。軟弱な地盤上ではタイヤが挽む、この挽き量と同じ挽きを起す固い地盤上のタイヤ空気圧を想定しこの接地面の状態で軸重が土に与える影響を有効なものとする。そのためこの仮想的な接地面の前後ではタイヤ踏面は現実土にふれていても

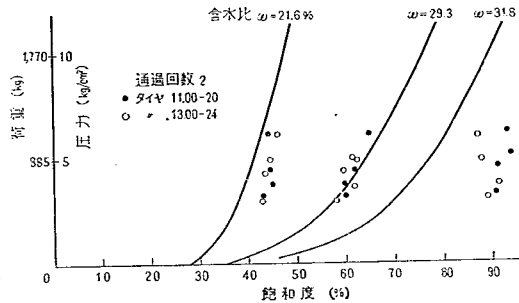


図-10-1 接地圧力～飽和度

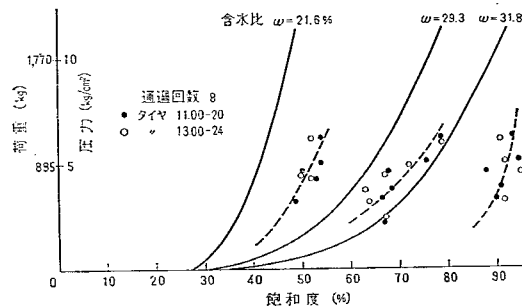


図-10-2 接地圧力～飽和度

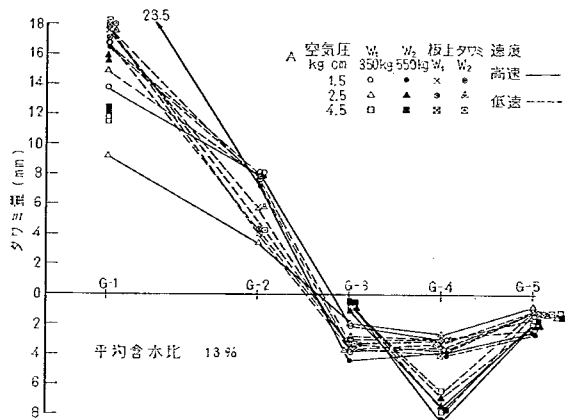


図-11-1 タイヤ挽き量

荷重の分担は殆どないと考える。そうすると図-10の含水比の大きい時のタイヤの接地圧は2~3倍になり、

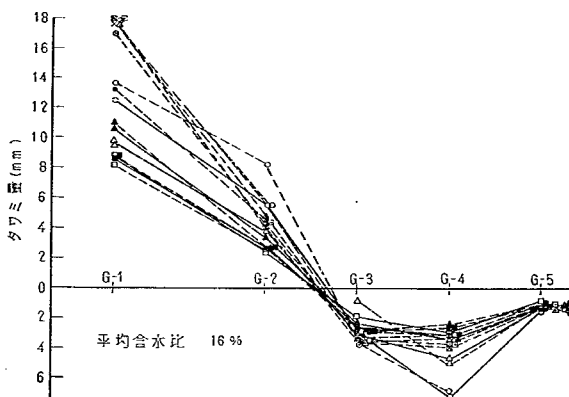


図-11-2 タイヤ撓み量

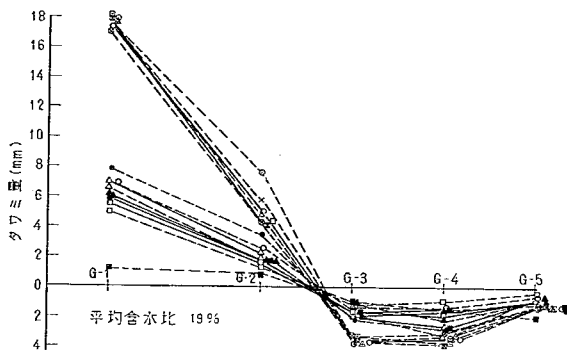


図-11-3 タイヤ撓み量

図上の点をもっと上のはうにプロットされることになる。これにより点と線の一致はより好ましいものになる。

次に問題にするのはこのようにして地表面に加えられた圧力はどのように地中に伝えられていくかということである。図-14はシルト質粘土を 15, 30, 45cm の各厚さにまき出し、タイヤ空気圧 6.3kg/cm^2 平均接地圧 5.5kg/cm^2 のタイヤローラで締固めたときの表面からの深さと飽和度の関係であって、¹⁵⁾ 土の性質は図-15に示すとおりである。飽和度はまき出しの厚さに関係なく、含水比と地表面からの深さによってきまっているようである。図-16の圧力と飽和度の関係で破線は図-6-3の砂質ロームのものであり図-10-2の点を結んだ線であり、実線はシルト質粘土に関する同種のデータからとったものである。通過回数 1 回の時の値をとるのが本報告の主旨

にあっているが、シルト質粘土には通過回数 1 回や 2 回の時のものがないので、通過回数 1 回の時の圧力と、通過回数 8 回の時のみかけの圧力との間には一定の比例関係が存在するとして扱った。通過回数 1 回の時はそのタイヤローラの接地圧から予想されるある乾燥密度まで締固められる。通過回数が多くなると密度が増加していくが、この密度を 1 回の通過によって得ようとするときタイヤ接地圧より大きな接地圧を仮定しなければならない。ここではこの 2 つの圧力は含水比、機械条件の差にかかわらず一定の比例関係によって結ばれたと考えたのである。図-16 の一つの線上に同じ条件で測定深さだけの異なる 2 つの測定値の組をプロットする、このようにして求められるみかけの圧力は含水比に関係なくある機械条件ある深さごと大体一定の値を示す。この圧力のある土質、含水比、深さにおいてタイヤ载荷によって生じた圧力とする。図-17 はこのようにして求めた圧力と深さの関係であり、タイヤ接地面積、接地圧の影響のようすをはっきり示している。図中の曲線はタイヤ接地面積、接地圧を使い地盤を弾性体と仮定して求めた土中の圧力分布であって、圧力の減衰の程度を判断する尺度とするつもりで書き込んだ。Fröhlich の応力の伝播の式で集中係数が 3 の時はポアソン比 0.5 の弾性体の値と一致し、砂質土では 6~8、粘土では 3~5 とすれば実測とよく一致するといわれている。図-17 は移動している輪荷重についてもこの形の式が使えんことを示している。

以上締固め機械の締固め能力のおよぶ範囲についての問題をタイヤローラの場合について述べた。これはタイヤローラの場合土の表面に加えられる圧力の大きさと接地面の広さの大体を比較的簡単に確かむことができたからである。

タイヤローラの転圧特性をまとめると、これはタイヤの接地圧と面積によってきまるものといえる。タイヤ軸重や、タイヤ規格、空気圧は接地面積や接地圧をきめる要素となる。重量と空気圧をあげると接地圧はあがり締固めの intensity はあがるが接地面積が小さくなるので深さ方向の圧力の減衰が早くなり締固めの効果が深部にまでおよばなくなる。タイヤ空気圧をいくら上げても鉄

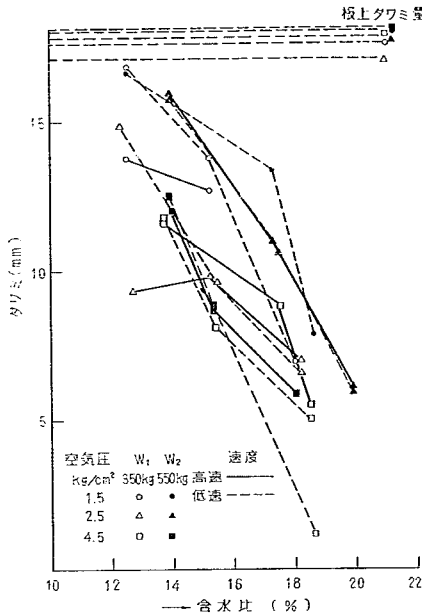


図-12 タイヤ巻き量～含水比

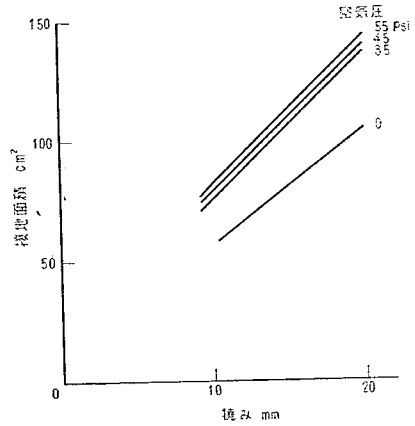


図-13 タイヤ巻き量～接地面積

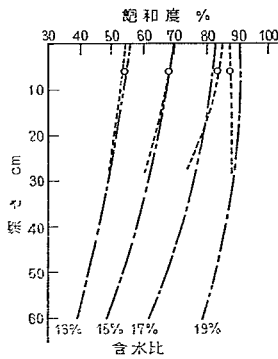


図-14 測定深さ～飽和度

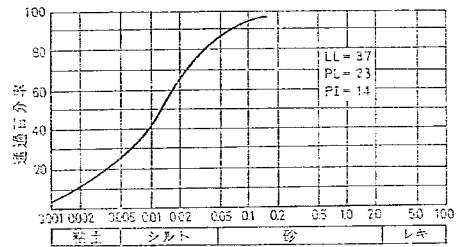


図-15 土の性質

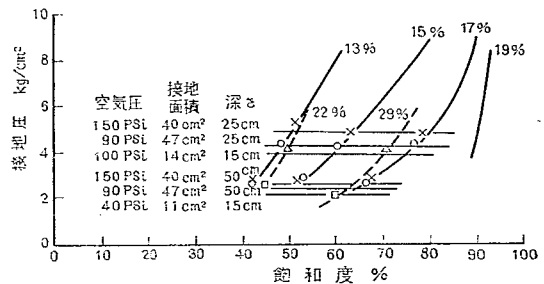


図-16 接地圧～飽和度

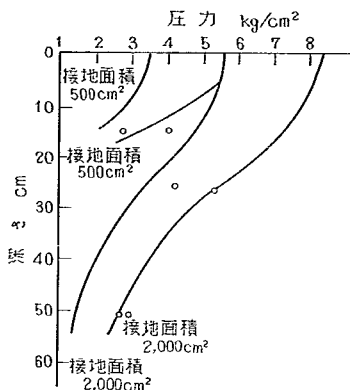


図-17 土中圧力～深さ

輪の場合ほど固くならないということはタイヤローラの限界でもあり特長でもある。軟弱な地盤上をころがる軟いタイヤの撓みの形は複雑であるが、それが土におよぼす影響は比較的簡単に概算できた。

〔3〕 振動ローラの締固め機構

振動ローラの締固め性能試験の結果の一部を整理したのが表-2である。実験に使われた土は図-6-1の砂質ロームであり実験に使われた振動ローラは表-1-1の3番目と5番目のものである。表-2の①通過回数1回の時の実測された飽和度、②間隔は前節に述べた原理によって求めた通過回数1回の時の飽和度から換算した機械の示す圧力である。すなわちモールド内に締固めた土の飽和度と圧力の関係曲線上に、通過回数1回の時の飽和度を求めその飽和度に相当する圧力を読みとったものである。以後これを一次締固め荷重と呼んでいくことにする。③間隔は通過回数一回と最終回の飽和度の差であり、これを二次の締固め量と呼ぶことにする。④間隔は③間の圧力は含水比によってあまり変化しないと考えてこれを平均したものである。車輪が土の上を転る時土中に発生する応力は土の含水比がかわってもあまり変化しないという性質はこのように変形量から逆算した場合にかぎらず、後述するように土圧計、セン断力計で直接測定した場合にも気のついた点である。⑤間隔は起振機の遠心力も含めて考えたローラの線圧である。⑥間隔の値を③間の値で割るとローラ荷重がローラ弧上どれだけの長さの上にのっているかの目安がつく。⑦間隔の値がこれであって、この値は思いのほか小さく線圧としてローラ全幅にわたって分布された荷重はローラの弧上の狭い部分に働いていなければならないという結論になる。もし弧上広い範囲にわたっているとすると④間隔で示したような接地圧を得る

ことができない。

ローラ表面にロードセルを取付け、車輪が回転する時ローラ表面の接地圧を計測したデータは多くある。図-18はこの結果の1例で圧力の分布は三角形となりその底辺はローラの弧長かなりの範囲にわたっている。¹⁰⁾ この結果は上にのべた⑥間の小さい値とは一見一致しない。⑥間の小さい値は軟弱地盤上のタイヤの場合に締固めに有効な荷重は接地面先端部に集中していたという事実と類似している。

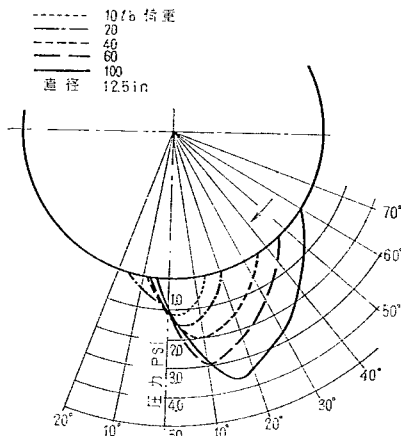


図-18 ロール面圧力分布

次に二次締固めの量の問題がでてくる。このうちのひとつは前にも述べたような水平方向のセン断変形による密度の追加増加であり、他の一つは振動を加えることによって生じた密度の増加分である。実車におけるこのような二次締固めの量を室内における土質試験のデータと機械諸元を使って計算することができるかどうかということには問題があって、否定的な意見もある。ここでは次のような実験を試みてみた。

図-19のように直径30cmのモールドに同じ土を入れこれを直径15cmのプランジャに3.5kg/cm²の圧力をくり返し与えて締固めた。このようにすると締固めの進行中土粒子は上下方向にも横方向にも移動できると考えた。載荷の速度は0.03kg/cm²/sec程度である。もちろんこの方法は完全なものではなく、土粒子の横方向のセン断変形量を規制できなくローラの車輪の直径や重さによって差のある締固め量の差を扱うことはできない。車輪によって起るセン断応力が大きいほど、これをうまく使うと二次締固めが長くつづき、締固めの総計が大きくなると考えられる。したがって今回の場合は載荷板直下の

表-2 締め固め試験結果

含水比 ロー 機種条件	① 通過1回 実飽和度	② 一次 締め荷重	③ 二次実測 締めめ量	④ 平均圧力	⑤ ロー 圧	⑥ 載荷幅	⑦ 二次推定 締めめ量	⑧ 差	⑨ 二次推定 締めめ量	⑩ 差
		ton	%	kg/cm ²	kg/cm	cm	%	%	%	%
1,500 上層 r.p.m 16.8		5.5	25	35	29	0.8	9	16	13	12
16.3		5.5	13				11	2	16	3
12.9		4.0	20				6	14	8	12
下層										
16.8		4.0	16				8	2	11	1
" 16.3		5.5	15				10	5	14	1
12.9		2.0	14				4	10	5	9
1,000 上層 r.p.m 17.4		4.5	23	25	23	0.9	11	12	16	7
16.4		4.5	20				8	12	11	9
13.0		4.5	10				6	4	8	2
下層										
17.4		4.5	25				10	15	14	11
" 16.4		3.5	8				8	0	11	3
13.0		2.5	5				4	1	5	0
1,500 上層 r.p.m 19.0		6.5	0	37	37	1.0	0	0	0	0
16.5		6.5	15				11	4	15	0
付加重 14.2		6.5	22				8	14	11	11
下層										
19.0		5.5	5				2	3	2	3
" 16.5		5.5	17				10	7	14	3
14.2		4.5	14				2	8	8	6
1,800 上層 r.p.m 18.1		4.0	21	20	44	2.2	10	11	14	7
V _H 14.8		3.5	11				6	5	8	3
13.7		3.5	8				6	2	8	0
下層										
18.1		1.5	20				6	14	8	12
" 14.8		1.0	7				4	3	5	2
13.7		1.0	8				4	4	5	3
1,800 上層 r.p.m 18.1		2.5	24	17	44	2.6	8	16	11	13
V _L 15.3		3.5	16				6	10	8	8
14.0		3.0	14				6	8	8	6
下層										
18.9		2.1	20				9	11	13	7
" 18.1		1.0	16				6	10	8	8
15.3		2.0	7				5	2	7	0
14.0		1.5	11				4	7	5	6

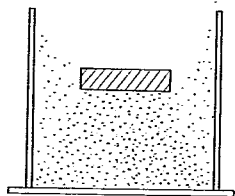


図-19 二次締め固め量測定装置

土の密度を測定し、このような二次締め固めの総量はいくらぐらいになるものであろうかという見当をつけること

にした。土のセン断ヒズミの量を任意に規制しながら垂直圧力を加えて土を締め固めるには、試料を入れるモールドを薄く輪切りにし、このリングをガラスことによって土に任意のセン断変形を与え、この状態で上から圧をかけて土を締め固めるような装置を作らなければならない。¹⁷⁾ 図-20はこの結果を示すものであって、縦軸は圧力、横軸は飽和度である。実線は一次締め固め、一点鎖線は載荷をくり返した後の最終の飽和度と圧力の関係で、これらは土の含水比がパラメータになっている。測定値は圧力が 3.5kg/cm² のところしかないからそれ以外のところは一次締め固めの実線を規準にして推定した。つぎにこの二つの線の飽和度の差を求めた。横軸に平行

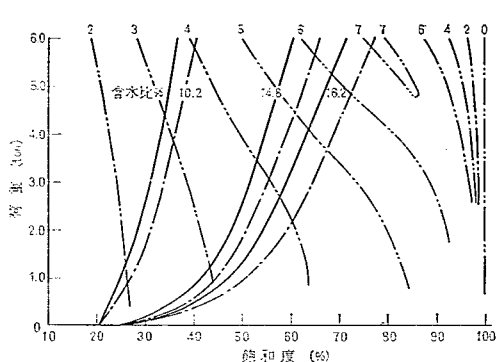


図-20 二次締固めの締固め量

な圧力の等しい線上で実線と鎖線の差、すなわちある圧力における飽和度の差を求めこの値を実線との交点にしるし、この値の等しい点を二点鎖線で結んだ。したがって図-20の見方は次のようになる。機械による圧力と土の含水比がわかっていると、一次締固めの飽和度が求まる。またこの圧力と飽和度の示す点の二点鎖線の値をみると二次締固めの大きさが予測されるということになる。

振動による飽和度の増加をしらべるのには図-21のような装置を使った実験を行った。下部は一軸偏心式の振動機①をとりつけた振動台であり、振動数、起振力は自由にかえ得るものである。それらの範囲は 1,500~5,000rpm, 0~10g である。上部は振動台に取付けられた枠③の中にセットされたモールド④φ15×30cm プランジヤ⑤φ15×20cm, スプリング⑥であり、このスプリングは

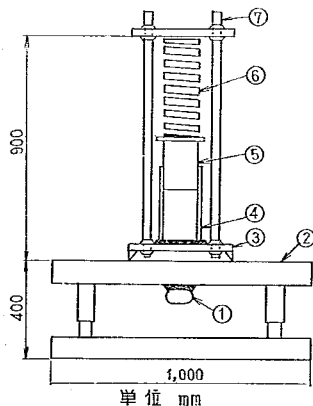


図-21 振動締固め量測定装置

枠の上部にあるナット⑦でしめつけられるようになっている。なお③と④、③と⑥、⑤と⑥の間は溶接してある。スプリングは最大 2ton の荷重に耐え得るものであって、バネ常数は 625kg/cm, 共振振動数は 2.8cps である。実験の手順はまずモールドに土を入れ③の枠の一番下におく、その上にプランジヤ、スプリングをおき、一番上のナットをしめスプリングに 2ton 相当のヒズミを与える。この状態で振動台の振動数、加速度をかえながら振動を与える。振動中の土の締固めの増加によるスプリングの伸びはナットをしめなおして調整する。このような操作をスプリングの伸びがなくなるまで行い、最後に乾燥密度を測定する。

図-22はこの結果を示すもので、値は振動台の加速度が 2g の時のものをとってある。締固め性能

試験に使った振動ローラの実験時の加速度が2g程度であったという理由からである。図-22-1は振動数1,500rpm 図-22-2は振動数 2,000rpm のものであって、試験に使

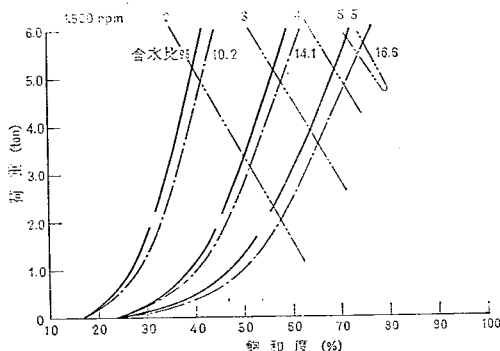


図-22-1 振動締固めの締固め量

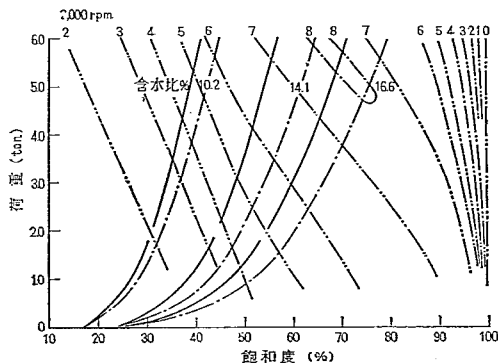


図-22-2 振動締固めの締固め量

ったローラの振動数の範囲をカバーしようとしてある。図の書きかたは、図-20の場合と同じであって、セン断締め固めの効果というところが振動締め固めの効果という値にかわっただけである。表-2の①欄は図-20と図-23から読みとった二次締め固め量すなわちセン断締め固めと振動締め固め量の和である。①欄の飽和度と②欄の圧力を横軸、縦軸とする点の二点鎖線の値をたしたものである。③欄は実測値とこの推定値との差である。④欄は振動締め固めの振動数を、2,000rpmとした場合の二次締め固め量⑤欄はこの値と実測値との差である。

一次締め固めにセン断締め固めを加算するのはよいとして、これに振動による効果をつけ加える時上述したように単純に加算していくのが良いではないかという考え方も成り立つ。しかしこれらの考え方を整理するには実験データのちらばりは大きい。図-23は振動ローラの起振機を動して使った普通の場合と起振機を止めてタンデムローラのようにして使った場合の比較であって、使った土は図-6-3の砂質ロームであり、使用機械は表-1-1の6, 7番目のものである。これはセン断締め固め量だけを問題とするため作った図である。以上全体的に見て推定値と実測値の間の一致はさほど良くないが、振動ローラの締め固め機構を知る目的でその効果を分解してみたものである。

以上とは別に振動ローラの性能を表わすindexとし

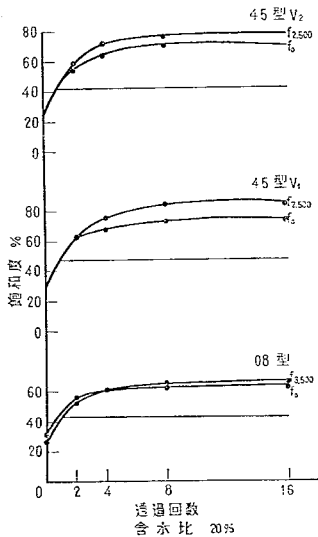


図-23-1 振動ローラとタンデムローラの比較

て車輪の直径と線圧の関係があげられる。図-24はいろいろな振動ローラの直径と線圧の関係を示すもので、遠心力も線圧の中に合めてある。ローラの自重だけによる線圧は各機械ともあまり差がないので、図の上の方にプロットされ機械は自重にくらべ遠心力が大きくとられていることになる。このような機械は締め固め性能試験の結果の良くないものが多かった。振動ローラの振動エネルギーは土の変形を容易にするが最終的に土を変形させるのはローラの自重であるという説明がなされる。このように遠心力が大きくても自重が小さい時には、締め固め性能が上らないという例のなかに平板振動式のバイブレータがある。次に車輪ではないが参考としての興味からこの種の機械に触れてみる。

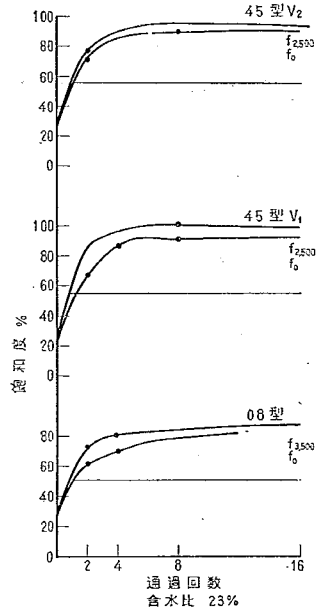


図-23-2 振動ローラとタンデムローラの比較

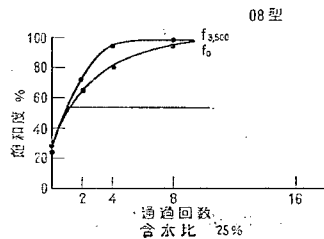


図-23-3 振動ローラとタンデムローラの比較

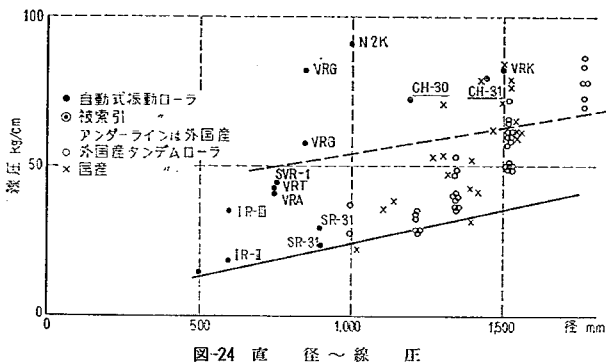


図-24 直径～線圧

〔4〕 平板振動式パイプレータの締固め機構

起振機をのせて振動している平板を引きずっていく種類のものであるためその重量を大きくすることができず、したがって起振力を自重にくらべて大きくして全体的な締固めエネルギーを得ようとしているものであること、また単に平板は土の上をひきずられるだけで前に述べたようなせん断応力を生ぜしめないものであるため二次締固めがないことなどがこの種締固め機械の締固め性能試験の結果が好ましいものでなかったことの原因になる。しかしこの推論は模形ローラを使って自重と起振力の比の効果をしらべた実験の結果¹⁰⁾とあわない。この実験と著者の行った実験とは次のような点で異なっていると思われる。その一つは振動機の構造と重さであって著者の使ったのは実用機械であるためその重量ははるかに大きい。その二は締固められた材料の粒径がちがっているということで平均粒径でくらべて著者の使ったものは1/10ぐらいいである。したがって粒径に対する荷重装置の大きさを問題にすると模形ローラとの間には大きな差ができる。著者の行った実験の結果をもとにして平板振動式パイプレータの締固めの機構を考えてみた。

平板振動式パイプレータが振動ローラと大いにちがう今一つの点は速度が締固めの結果に与える影響である。振動ローラの場合速度 2km/hr と 4km/hr の間で効果の差を見つけることはむづかしい。強いて差を求めるならば図-25のように突固め曲線の山の幅が大きくなることがあるかというだけであつた。図-25は図-6-1の砂質ロームを表-1-1の3番目の振動ローラで締固めた時の結果である。しかしこれが平板振動式のパイプレータになると速度に対する要求がきつくなる。図-26はこのようすを示すもので 2km/hr のものと 0.5km/hr 以下のものでは密度の値に大きな差がある。図-26は図-6-2の砂

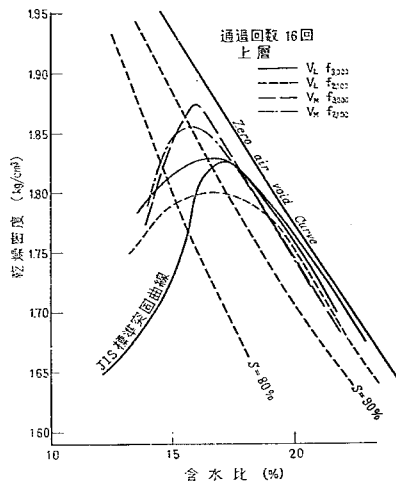


図-25 締固めにおよぼす速度の影響

を表-1-2の3番目のパイプレータで締固めた結果である。極端な場合として機械が同一カ所に停止して振動している時と、いかにおそくても動いている場合の土の密度の差は大きい。このことは図-27のように平板振動式のパイプレータが多くの通過回数が必要とすることと共通の問題と思われる。図は図-6-3の砂質ロームを表-1-1の2番目のローラ表-1-2の2番目のローラで締固めた結果で平板振動式のパイプレータの密度の立上りは小さい。すなわち締固められた面の伝播はかなりおそいものと考えねばならない。土に加えられた振動エネルギーの大きさが大きいと、土粒子相互の摩擦を切り摩擦による変形抵抗を小さくすることができても、振動によって土

粒子に与えられたポテンシャルが大きくなり粒子相互が反発してしまうので、締固めに好つごうな粒子の配列状態におさまりにくくなるのではないかと解釈する。振動エネルギーに対し機械の自重の大きい場合や土の粒径の大きいものではこのような位置のきまるのが早くなり、締固まり易くなる。

振動数の問題はパイプレータ、ローラ共通の問題であって区別した議論はできない。現在ある締固め機械では低いもので 1,500rpm に高いものでも 3,000rpm を越えたものはあまりない。機械と土の系の共振振動数を与えてやると一番良いということがいわれているが、共振振動数は振動数幅の狭い間に落着いているものではない。実験の結果でも同一機械で振動数 1,500rpm が標準のものを 1,000rpm におとして実験するとその結果は非常に悪くなる。しかしこれは起振力を一定に保つようにして振動数をおとしたのではないことに注意がいる。ま

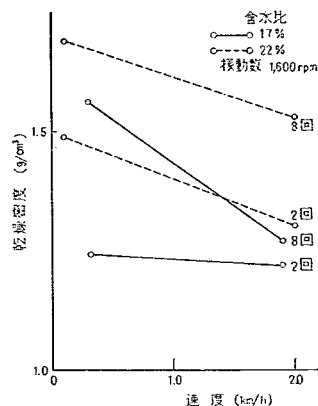


図-26 締固めにおよぼす速度の影響

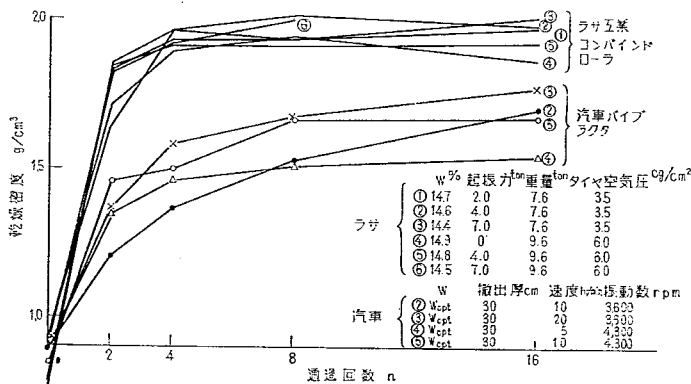


図-27 平板パイプレータにおける通過回数の影響

た 2,000rpm の付近を標準とする機械では振動数の差は締固めの上であり問題となっていない。3,000rpm を越すことのある機械では高振動数のところでは良くない結果の出る傾向のあることがみられた。この記述のもとになったデータを図-28-1 にあげるがこれらから振動数は 2,000rpm かそれより少し大きい程度の方が良く、粗粒のものほど振動数の影響を受けやすいということが結論される。図-28-1、図-28-2 は表-1-2 の一番目のパイプレータで図-6-3 の砂質ロームを締固めた結果であり、図-28-3 と図-28-4 は同じく二番目のパイプレータ、図-28-5 は三番目のパイプレータの結果である。

[2], [3] と同じ方法で平板振動パイプレータの通

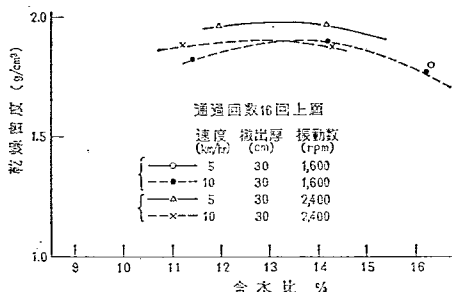


図-28-1 振動式締固め機械における振動数の影響

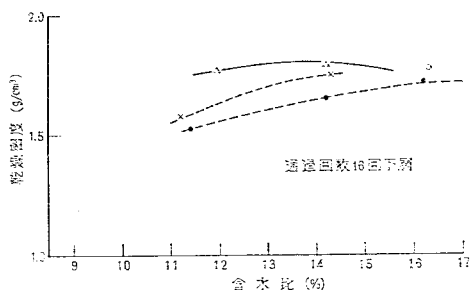


図-28-2 振動式締固め機械における振動数の影響

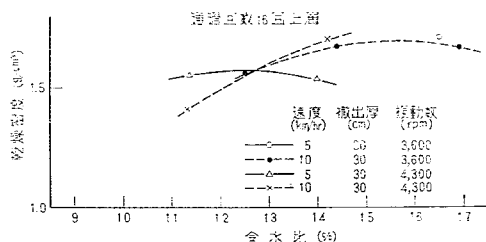


図-28-3 振動式締固め機械における振動数の影響

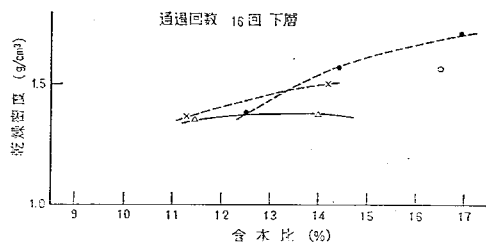


図-28-4 振動式締固め機械における振動数の影響

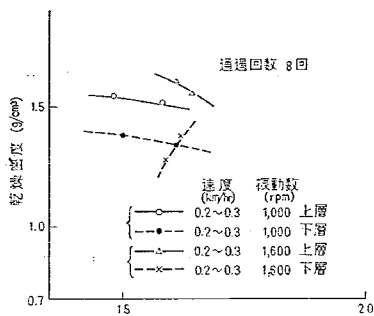


図-28-5 振動式締固め機械における振動数の影響

過したあとの土の締固め度から、室内のモールド内試験の密度と圧力の関係を使って、パイプレータの換算圧力を計算してみると次のようになる。これは全く類似の取扱いでというだけであって通過回数などの力学的機構は同じではない。しかし図-29の結果をみると締固められる土の含水比に差があっても、その換算圧力は機械条件さえ同じなら大体一定となり、車輪の示す圧力と同様の性質がみられる。次の〔5〕に述べるランマの場合は、含水比がちがうとその示す圧力もちがって来るといふ別の関係となることを注意しておく。平板の自重と起振力を底面積で割って接地圧力を計算してみると換算圧力より大きく出て来る。

〔5〕 落錘式のコンパクタ (ランマ)

の締固め機構 I

重錘の落下による衝撃の力を利用して土を締固める方法は室内の突固め試験においてひろく使われている方法である。このような方法でモールド内に締固められた土の力学的性質についてはいろいろしらべられている。ここでは焦点を締固めの過程で起る現象にしばって考えた。

図-30、図-31は室内試験用のランマの先端にロードセルを取付けたものを使って土を締固めた実験の結果である。実験に使ったランマは図-32のような構造で、その一つはロードセルの重さを含めて JIS A 1210 のランマと同じ重さの 2.5kg 落下高 30cm のものでさらにこの落下高を 1/2 の 15cm にできるもの、いま一つのランマは JIS A 1211 のランマと同じ重さ 4.5kg で落下エネルギーを JIS A 1210 と同じくするような落下高さを 16.7cm およびこの 2 倍の 33.4cm にとれるものである。

図-30は砂質ローム図-6-6での実験で各層28回

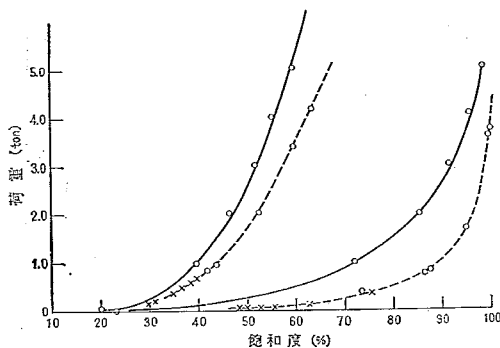


図-29 一次締固め荷重～飽和度

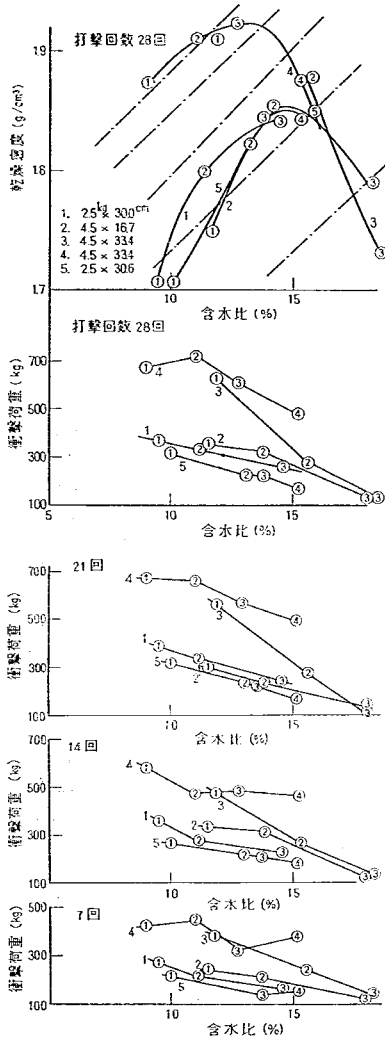


図-30 衝撃荷重測定結果

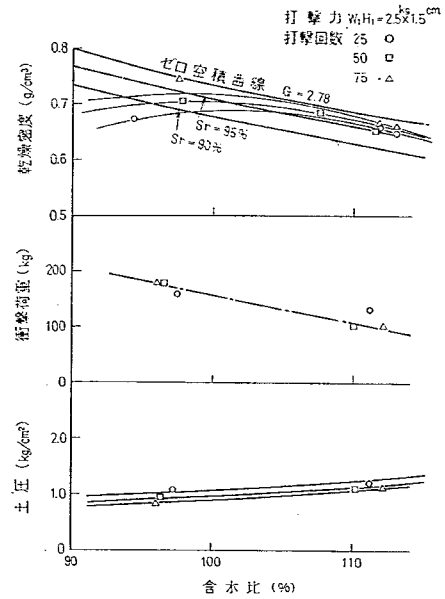


図-31-1 衝撃荷重測定結果

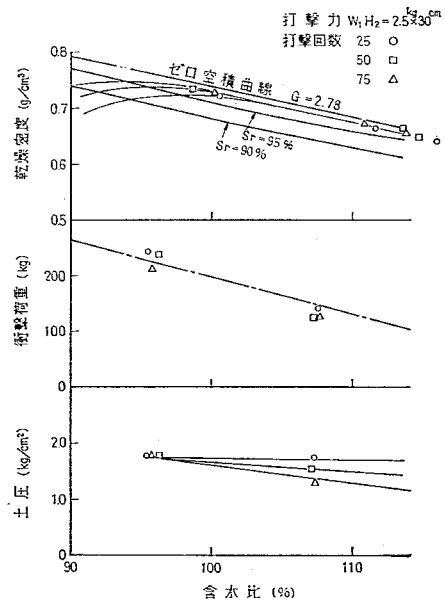


図-31-2 衝撃荷重測定結果

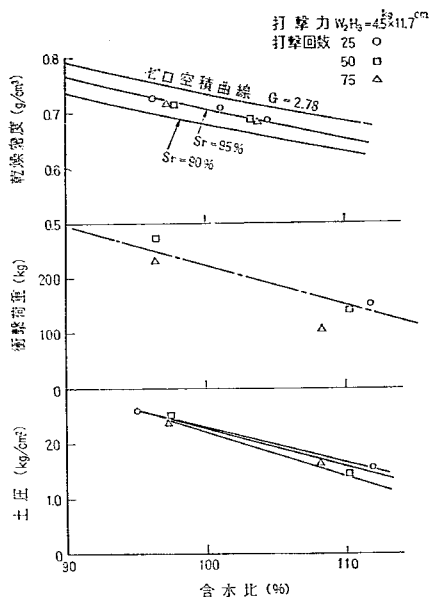


図-31-3 衝撃荷重測定結果

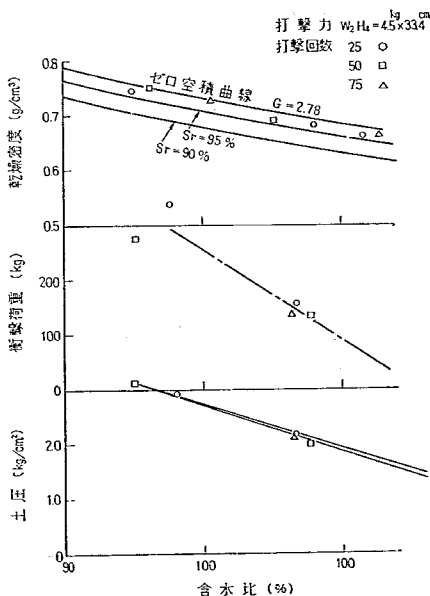


図-31-4 衝撃荷重測定結果

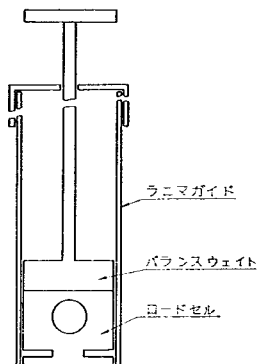


図-32 測定用ランマ

の突固めを行なった。衝撃圧の測定は第三層目の打撃回数 7, 14, 21, 28 回の時モールドの中央部をたたいてとった。図はこのようにして求めた含水比と乾燥密度および衝撃荷重の関係でランマ条件をパラメータにとつてある。図-31 の関東ロームの実験では 3 層各 25, 50, 75 回の突固め試料を別別に作った。図は含水比と乾燥密度、衝撃荷重の関係をランマ条件をパラメータとしてとつたものである。この場合各試料中の打撃回数別の値は平均してある。

これらの図から衝撃圧は土質がかわるとかわる、土の含水比が大きくなるとほぼ直線的に減少することがわかる。ランマの条件がかわると当然衝撃圧は変化してくる。しかしエネルギーの等しい場合衝撃圧の大きさは近似している。細かく見ればエネルギーは同じでも重さが大きくて落下高の小さいほうが大きな値を示してはいる。そのほかの条件でも含水比の大きい時は似た値を示すが乾いた土の場合にはちがいが大きくなる。落下の衝撃圧の推定に関する次のような式がある。¹⁰⁾ W ランマの重量, V ランマの最終落下速度, p 衝撃による土の沈下量, p 衝撃圧, $k_s = p/\rho$ 地面の動的変形係数, A ランマの接地面積とすると

$$V^2 = 2f\rho \quad pA = \frac{W}{g}f$$

$$p = \sqrt{\frac{W}{g} \cdot \frac{k_s}{2} \cdot \frac{V^2}{A}}$$

自由落下の時は次のようになる。

$$p = \sqrt{\frac{Whk_s}{A}}$$

k_s の推定に関してはいろいろ問題があるが同じ土の上で k_s が等しければ Wh が同じだと衝撃圧が同じであるとは実は今度の実験と一致する。同じ土同じ重さのランマでは衝撃圧は落下高さの平方根に比例するというこ

は前式から読みとれるしまた文献^{20), 21)} などにも書いてある。しかしここで行った実験の結果とは合わない。土の上を走る車輪による荷重は土の条件がちがっても比較的似た値を示したのにくらべ、重錘を落下させるこのような載荷方法では土質条件によって土に与える荷重が大きくかわっていく。土が良くしかも乾燥しているような場合には載荷条件のちがいが敏感に出てくるが、細粒土がぬれてくるとその差はみつけにくくなる。まえに出た k_s のような常数は機械の諸元、土質、含水比などによって大きく変動してしまう値である。

図-33は砂質ロームの場合につき乾燥密度と含水比の関係を表わす図上に、モールド内に締固められた土の密度と圧力の関係を記入したものである。含水比10%の土の密度を 1.8g/cm^3 にするに 300kg の荷重が必要だったとすると図-33の含水比10%乾燥密度 1.8g/cm^3 のところに 300kg と記入しこの値の等しい点をつらねて書いたのが実線の等圧力曲線である。破線は同じくランマの先端にとりつけたロードセルの衝撃荷重の結果である。一般に衝撃荷重は静的荷重に比し大きく出る、土が乾燥していて密度の大きなところではその差は大きい。この図に車輪の接地圧による関係を書き加えるとその等圧力線は静的荷重の値より小さくなる。これが各種の締固め方法による圧力が締固め密度の増加におよぼす効率の良否である。車輪のものは見かけの接地圧は小さいが締固められた土の密度は大きくなる、衝撃式のものでは地表面での荷重は非常に大きくなるが密度はそれほどあがらない。

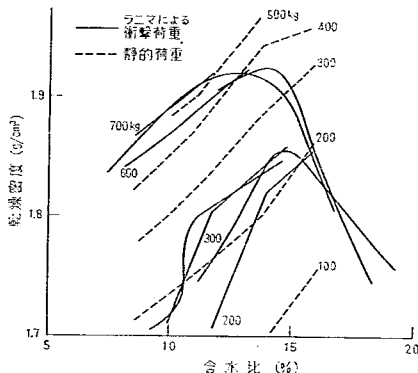


図-33 各種荷重効果の比較

図-34は5cm深さに埋め込まれた土圧計が感じた衝撃圧と含水比の関係である。モールド内で最初の二層を締固めた後、受圧面が第二層の仕上げ面と同じ高さになる

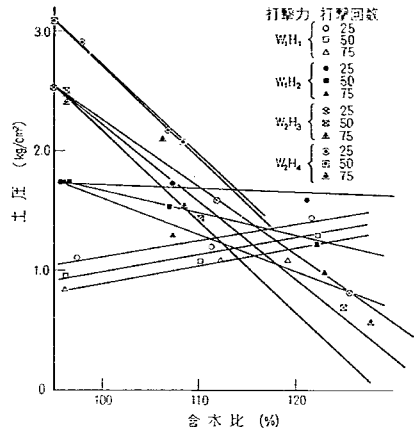


図-34 土圧測定結果

よう埋込み、その上に第三層の土を入れて締固めた時の測定値である。パラメータとなるランマ条件などすべて図-31の場合と同じである。図-34にみられる土圧は非常に小さい。半無限弾性体の表面に垂直に加えられた円形荷重の圧力はその直径と等しい深さのところでは強さが $1/3$ 以下になるということを考慮しても図-34の測定値は小さい。図-31の衝撃荷重を結ぶ線のこう配が図-34の土圧を結ぶ線のこう配より大きいことも、含水比の小さい時ほど表面に加えられた圧力の吸収が悪く、載荷速度が大きくなった場合土の変形抵抗が大きくなるということのあらわれである。

同じエネルギーで締固めるといい方で、土の標準締固め試験の締固め手段としてランマが使われているが、このエネルギーを受けて土中に発生する応力はいろいろな要素の影響を受ける。したがって現場の締固め機械性能試験の結果を整理する時、ランマでモールドの中に突固めた試験結果を規準にすると無理がある。同じエネルギーで締固めてあっても同じ圧力で締固めてはいない。土の変形量をきめるのは圧力、応力であって、エネルギーで考えるのはむづかしい。

[6] 落錘式のコンパクタ (ランマ) の締固め機構 II

図-35、図-36は大型のランマを使って行った実験の結果である。試験機の機構上室内試験のようにいろいろな条件をとることができず、また試験機の大さきのためランマの衝撃圧を測定することはできなかった。

図-35は関東ロームについて行なった実験で通過回数と乾燥密度、地表面下5cmの深さに埋め込んだ土圧計の読みの関係である。この中にはランマのデータのほか

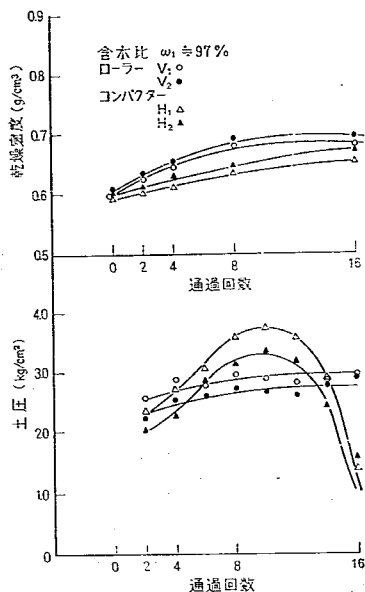


図-35-1 ランマによる締固め結果(門東ローム)

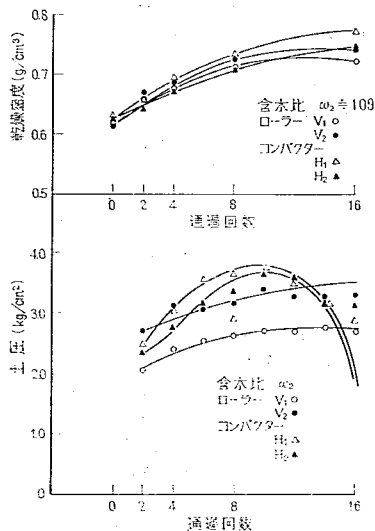


図-35-2 ランマによる締固め結果(関東ローム)

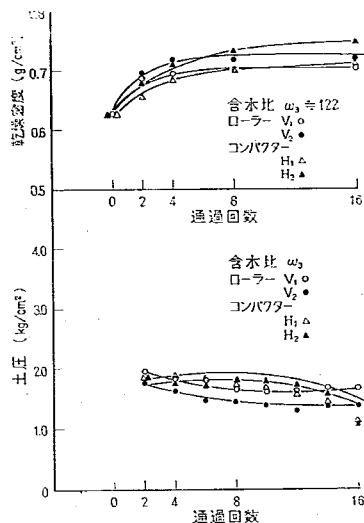


図-35-3 ランマによる締固め結果(関東ローム)

比較のため小型のタンデムローラのデータもあげてある。この場合ランマの通過回数としては底板を半部づつ重ねて進む状態を標準として一回の通過回数とした。ランマの諸元は表-1-4にローラは表-1-1の三番目の振動ローラの振動を止めたものである。図-3-6は砂質ローム図-6-6に同様の実験の結果である。前進時のオーバーラップは3, 6, 12cmの三段階としこれを V_1 , V_2 , V_3 と名付けた。比較のためにあげたローラは関東ロームの場合と同じである。

図-35, 図-36 からわかるランマによる締固めの特長は、密度の立上りがおそくて通過回数のすくない間の密

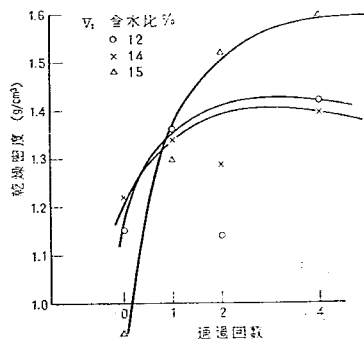


図-36-1 ランマによる締固め結果(砂質ローム)

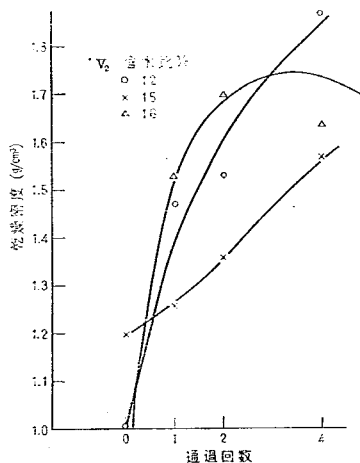


図-36-2 ランマによる締固め結果(砂質ローム)

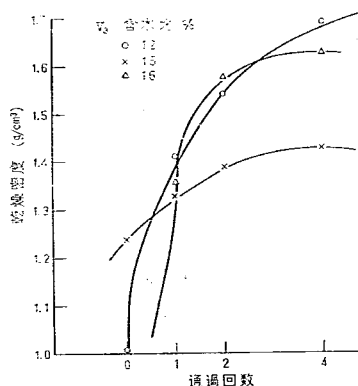


図-36-3 ランマによる締固め結果(砂質ローム)

度の増加の割合はローラの方が大きいということ、関東ロームの場合の土圧が特異な変化するおち通過回数10回のところを頂点とする大きな山をえがいていること、砂質ロームの場合ランマによる締固め密度はローラによる値よりかなり小さい値しか示さないこと、などである。これらの現象を規制するのは次要素であると考えられる。ランマによる締固めには水平方向のずれの力による二次締固めが少なく、垂直方向の力による垂直方向の土粒子の移動が主体である。土の含水比が大きくなるとランマ底面が土に接してからとまるまでの時間が長くなる、したがって載荷速度がおそくなり衝撃圧も小さくなる。また

急速な載荷に対しては土の抵抗が非常に大きくなるということはいろいろな報告にのべられている事実である。

小型の室内試験用のランマと大型の締固め機械としてのランマの効果を比較することが本節の記述の目的の一つである。関東ロームは高含水の粘性土であって強度がないので、どのような荷重でも容易に飽和度近くまで締固まってしまう、締固めエネルギーの大小の影響をみつけるには不都合であった。砂質ロームの場合、大型のものと小型のもののエネルギーの差を前節の計算例によって $\sqrt{W \cdot h \cdot k_s \cdot 1/A}$ であらわすとそれぞれ $\sqrt{3.3k_s}$ 、 $\sqrt{3.8k_s}$ となる。土質、含水比、密度等が大体等しい今度の場合 k_s も大体似たような値だとすると上の2つの指数は同程度のもとなる。しかし図-30と図-36を比較すると締固められた土の密度の差の大きいことがあきらかになる。ここで打撃回数に注意しておかなければならない。大型のものの場合図-36であきらかなように密度の増加の程度は通過回数4回の試験の終りではすでに小さくなっており、通過回数の不足で密度の測定値が小さかったということはいえない状態である。底面積が大きいものは地表面の広い範囲を平均してとらえ締固めに好つごうな粒子配列の起るチャンスを少なくなくしていると考え、前節で同じエネルギーなら落下高さの小さい方が締固めによくきくとした性質と同じ意義をもつものとしたい。

ここでは上のような従来の締固め試験におけると同じような測定項目のほか、関東ロームのような高含水比の土の空隙圧を測定して静的なローラと比較した。測定は $\phi 40\text{mm}$ の土圧計の受圧面の表面に厚さ3mm 粒径0.42mmのフィルタをとりつけた空隙水圧計を用いた。この実験で問題となるのは次の諸点であった。計器を土中に埋設してから水分が移動安定するまでの時間、衝撃的に加えられた圧力がフィルタの中を通る時なんらかの抵抗を受け減衰してしまい、完全に飽和していない土であるため内在する気体の圧縮の効果がどのように影響してくるのか、の諸点である。第1の点に関しては計器埋設後一定時間ごとに空隙圧を測定し値が一定になるまでの時間を測定する予備実験により解決した。その時間は45分であった。第2の点に関しては図-37のような方法によって検討をした。①は直径15cmのモールドで②はこれと同径のプランジャ③はこれら全体を入れる水タンクである。モールドの中には土圧計およびその表面にフィルタをとりつけた空隙水圧計を交互に入れそれを水タンクに入れた。このような状態でプランジャの上に矢印の方向の打撃を加えモールド内の水に起った圧力を土圧計、空隙水圧計でとらえて比較した。この結果は図-38のような形をして計器の指示の最大値には差のないこと、ただ最大値のあとの応力の残留がフィルタをつ

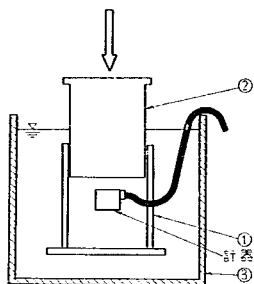
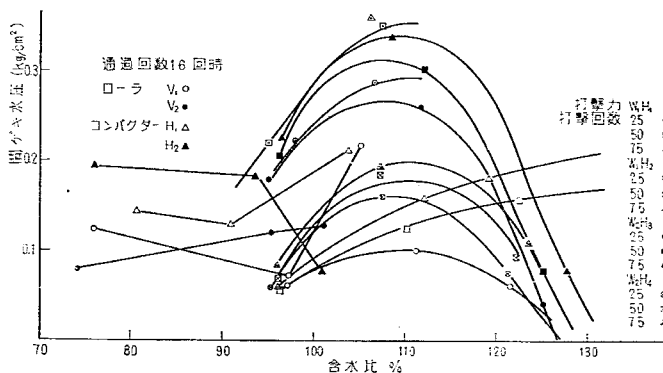


図-37 間隙水圧計の試験装置

けた場合にあったことがわかった。第3の点は厳密には処理しきれない問題であるが実験時の土の飽和度は95%にもなっており、この付近では現象は飽和したものに近いはずであると考えた。

図-39は測定の結果であって縦軸に間隙圧、横軸に含水比をとってある。図の右側の山形の線は図-35の土圧をとったのと同じ要領で測定した室内試験の時の間隙圧の測定値であり、左側の線は大型のランマとローラの比較をした実験からとったものである。測定値は予想していた値より小さかったが、含水比が90~100%の間から急に大きくなり始めるのでいわゆるオーバーコンパクションの現象と結びつくのではないかと考えた。110%



に最もつごうよい位置をみいだす方法を考えなければならぬ。ロードローラにははからずもこの要求に合っていたわけであって固いロール表面は機械重量の集中をもたらし、また走行時車輪が変形しないため土に対して大きな力を与え水平方向のずれの力を増加する。材料をこのずれの力のおよぶような厚さに薄くしておくとき全体に充分な締固めができる。このように粒状材料の締固めに特に適しているが、そのほかのたいの土の締固めに使い得ることは上の記述からも考えられる。ただ車輪表面と土の間の摩擦が小さいため走行性が悪く、土が悪くなり走行抵抗が少しでも大きくなると作業ができなくなることが問題である。車輪の直径が締固めの効果に影響をもつともいわれているがこの点に関する実験は行っていない。文献²²⁾によると砂質の土で自転する車輪の場合ではこの影響がみられるが、そのほかのものではこの差は問題にならないようである。

ブルドーザによる締固めに関しては前の報告に書いたつもりなのでここで重複させることはやめる。タンピングローラによる締固めの機構に関して著者の行った締固め性能試験はないが、いままで述べて来た考え方により一般の概念を再考してみる。“タンピングローラは脚の転圧土中への貫入により土中の空隙永圧を消散させること、および他のローラに比し土の締固めに抵抗する粒子間の粘着力を断ち切る力が強いため粘着性の強い粘性土の締固めに適する。しかし日本の高含水比粘性土に対しては脚が土をこねかえすために、かえって土は軟弱化し脚の間に土が粘着して転圧効果を阻害してしまう傾向が強い”。²³⁾ということがタンピングローラの特長としてあげられている。第一に考えられることは砂質ローマのような良質の強い土を締固めるのに起振力を含めても線圧 $20 \sim 30 \text{ kg/cm}$ の振動ローラでよく、[3]の振動ローラの締固め機構のところの議論にならって圧力に換算しても 30 kg/cm^2 の圧力があれば足りるのに強度のおちる高含水比の粘性土を締固めるのに 30 kg/cm^2 以上の突起先端圧力があるだろうかということである。突起をうえつけることにより土に与えるせん断応力をなくしておいて、うしなった効果を取りかえすのに接地圧をあげていると誤解されそうな要素もっている。突起の長さが短い時は突起はほぼ垂直に土に向かって入って行くと考えられる。また突起の長さが長くなると突起の先端は斜めにかき込むようにして土に入って行き、斜に上げるようにして土からはなれるという細い動きをして土の表面をみだしていく。突起の先端面積は小さいのでこの力は土の深部にまで伝わらず深部の受ける力は先端面からの垂直圧の成分だけになるはずである。

いろいろな形や大きさの締固め機械を組合わせて土を締固めていく時、はじめは車輪の路面のやわらかい軽い機械を使い、しだいに固い重い機械を使うようにするのが良いであろうことは容易にわかる。図-40は表-1-1の

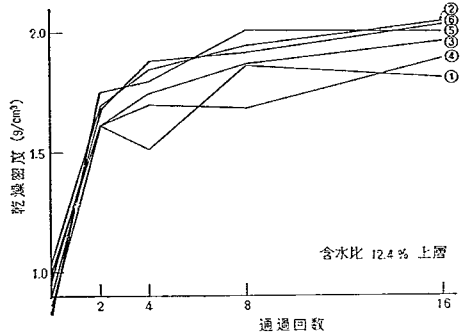


図-40-1 コンバインドローラによる締固め結果

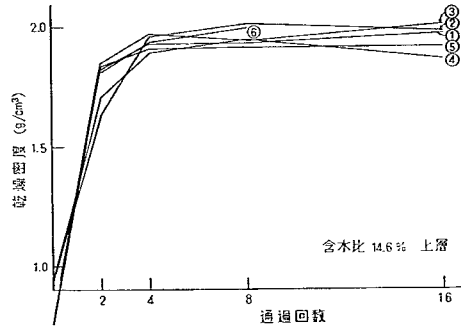


図-40-2 コンバインドローラによる締固め結果

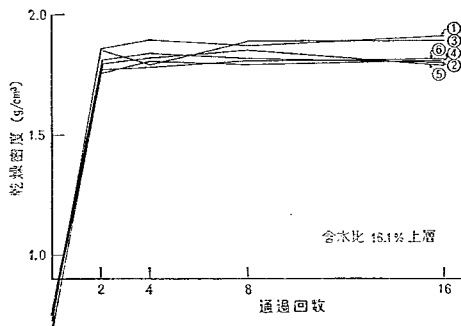


図-40-3 コンバインドローラによる締固め結果

$$p_i = W(n+1) / \left\{ b \left[\frac{3W}{(3-n)bk\sqrt{D}} \right]^{1/(2n+1)} \right. \\ \left. \times \sqrt{D - \left[\frac{3W}{(3-n)bk\sqrt{D}} \right]^{2/(2n+1)}} \right\} - p_c$$

挽み測定の実験に使ったタイヤ 5.50-15-6PR のデータを入れカーカス強さ p_c を 0 とすると図-43 のような図がかかる。横軸は $k = (k_c/b + k_g)$ の値である。 W , b , D はそれぞれタイヤ荷重, タイヤ幅である。 n , k_c , k_g は土の沈下の特性を表わすパラメータである。

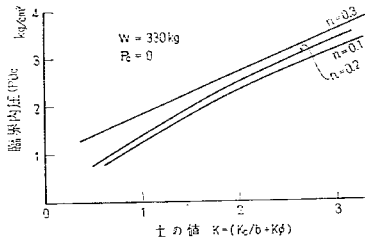


図-43-1 タイヤの臨界圧

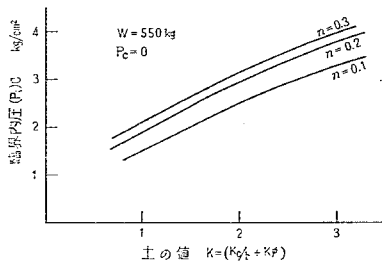


図-43-2 タイヤの臨界圧

図-43 の計算結果と図-11 の実験結果を比較するとそのいっているところかなり大きな差のあることがわかる。 $p_c=0$ と仮定したが p_c が 0 でないとしてもその値は小さく問題にならない。実験に使った土の k の値は乾燥時に 0.9 含水比が高くなってくると 0.7 程度になる。また n は 0.15 ぐらいの値であるから図-43 によって限界圧力を求めると 1~2 kg/cm² 程度の小さな値になる。これ以上の空気圧の時は丸いタイヤとしてそれ以下の空気圧のときは接地面の平になったタイヤとして働くことになる。この結果からみると実験条件のうち内圧が 1.5 kg/cm² のものは軟いタイヤに分類されるかもしれないが 2.5 kg/cm², 4.5 kg/cm² のものは固いタイヤに分類されなければならない。この結論が実験結果とあわないのは図-11 をみればあきらかであってタイヤ空気圧が 2.5 kg/cm²

cm², 4.5 kg/cm² のときもタイヤは撓んでいる。この理由は図-43 のもとになった計算式はタイヤの変形は土に接している部分だけにかざられているとしたためである。土との接触面と車軸との間の空気だけが荷重を支えるとした考えは実際に合わず、荷重によりタイヤ全体が変形するとななければならない。このような限界空気圧がないとすると、固いタイヤの円い形を条件として求める沈下の式は意味がなくなり、圧力と沈下の関係式の圧力のところに直接接地圧を代入して沈下を求めなければならない。D, n

$$Z_0 = \left[\frac{p_i + p_c}{k_c/b + k_g} \right]^{1/n}$$

タイヤの撓み量が変化しても空気圧の増加は非常に小さいので、タイヤ条件すなわち空気圧、軸荷重、土の強さまで全部の影響がカーカス強さといわれる p_c の中に入ってきてこの p_c の推定が重要な問題になってくる。 p_c は普通はタイヤ空気圧にくらべると小さい値である、しかしこれが常数でないということも図-9 からわかることである。もちろん固い板上で荷重や空気圧をかえて測定した平均接地圧を使い図-9 のように表現して求める p_c ばかりでなく、軟弱地盤上におかれたタイヤで問題になるカーカス強さも知らなければならない。前章〔2〕のタイヤローラの締め固め機構のところで、軟弱な地盤上の撓みを求め、固い地盤上で同じ撓みを生じた時の接地面積を求め、この接地面積による接地圧が土の締め固めに有効であるとしたがこれは軟弱地盤上のカーカス強さの取扱いの一方法であると思う。 $p_c = \text{const}$ または $p_c = 0$ としてある条件の時には一応の近似が得られる。しかし空気圧が高く軸重の軽いものでタイヤが極端に固いものや、逆に空気圧が低く軸重の大きいタイヤの非常に軟いものでは平均接地圧とタイヤ空気圧の差は大きくなり p_c は無視できない大きさになる。

〔2〕車輪の走行が土中に起すセン断応力

車両が土の上を走行する時土に対して垂直方向応力のほか水平方向にも力をおよぼす。車両は土の上に建てられた構造物ではなく、この水平方向の力は車の走行上重要な意味をもっている。この水平方向の力に土が耐え得るかいなかによって車両の走行の可否がきまる。この水平方向応力によって生ずるセン断応力を測定するために著者はセン断応力計を試作した。前の報告にはこの計器を使って履帯をつけた車両が走行することによって土中に発生するセン断応力の分布の特長をつかもうとして試みた実験の結果を述べ、比較のため鉄輪の走行によって土中に発生するセン断応力の測定結果をあげた。この実験の結論として、履帯式のものとは車輪のものにくらべ発生するセン断応力の絶対値が小さいこと、また車輪が計器の直上にくる前に計器が感ずる応力は通過後計器が感ず

る応力より小さいこと、したがって履帯が軟弱な土の中にのめり込まず充分な推進力を土から得ることができるというような点をあげた。この報告では鉄輪に関する現象を主体にしその比較として履帯のものをあげなければならないが、そのようにしても記述のデータはまゝのものとは全く同じになる。ここですべきことはむしろ鉄の固い車輪とゴムの軟い車輪の比較である。

タイヤ変形量測定装置を使った実験において土を入れた台車の中に前記のセン断応力計を地表面から 5, 10, 15cm の深さに埋め込んだ。図-44はこの結果を示すものであってセン断応力計別にセン断応力とタイヤ空気圧の関係を示すものである。図-45は同じく含水比との関係を示すものである。台車にブレーキをかけ試験タイヤにケン引負荷がかかったような状態にしてはかった

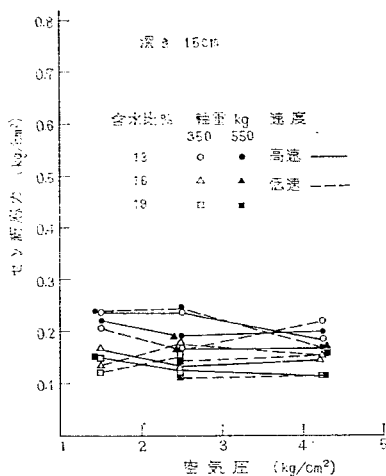


図-44-1 セン断応力～空気圧

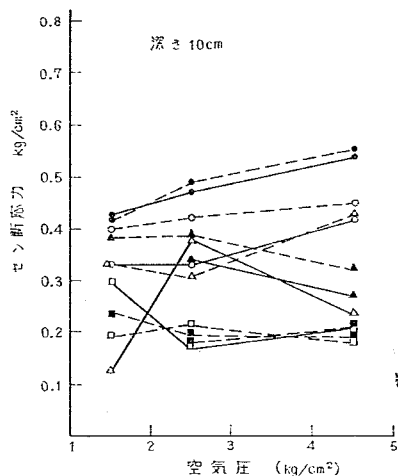


図-44-2 セン断応力～空気圧

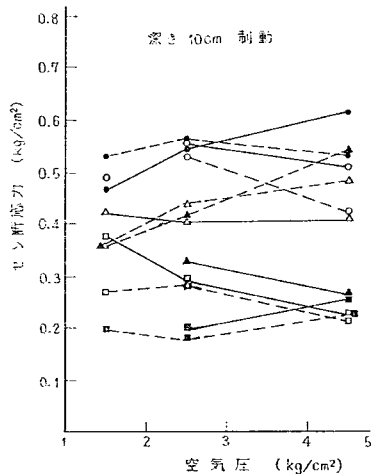


図-44-3 セン断応力～空気圧

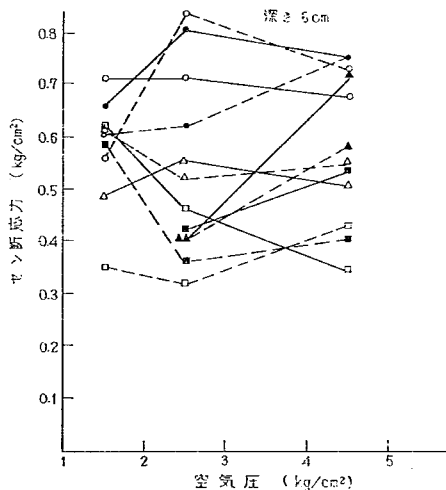


図-44-4 セン断応力～空気圧

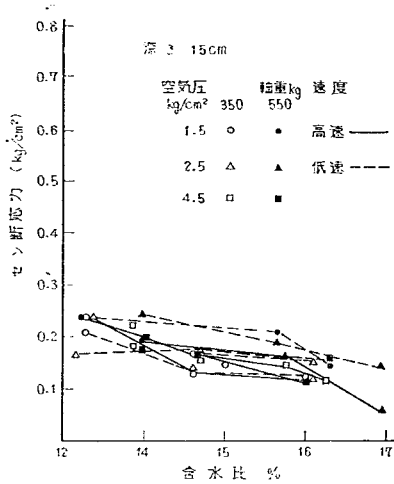


図-45-1 セン断応力～含水比

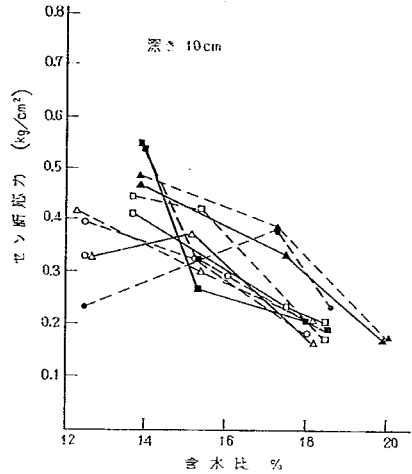


図-45-2 セン断応力～含水比

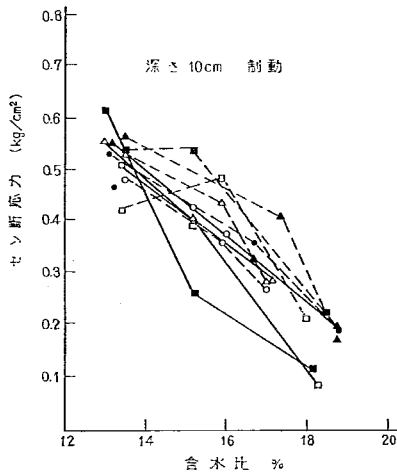


図-45-3 セン断応力～含水比

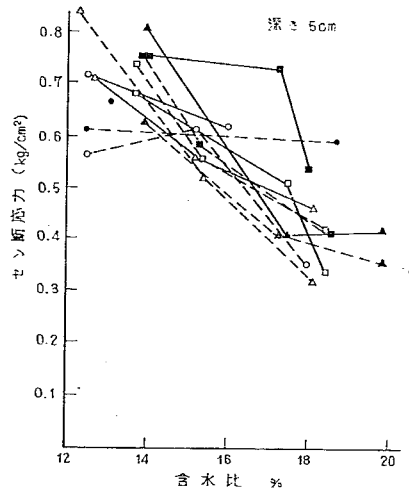


図-45-4 セン断応力～含水比

10cm 深さのセン断応力計のよみがべつにとつてある、以後も制動という条件でこの状態を表わす。この図を見て第一に気のつくことはタイヤ空気圧がかわってもほかの条件が一定なら、セン断応力がかわらなかったということで、空気圧が高くなることによるセン断応力の増加はごくわずかだということである。含水比が大きくなるとセン断応力が小さくなっていくことも気にかかる点で

あった。

台車の走行抵抗は近似的に一定とみなされる。中に入れる土の湿潤密度のちがひによる重さのちがひによってわずかにちがうであろうがこれは無視できる。この台車の走行抵抗と土を締固めわだちの沈下を起すための仕事の和はタイヤに加わる走行抵抗である。これらのことから考えるとセン断応力の発生のもとになる水平方向の応

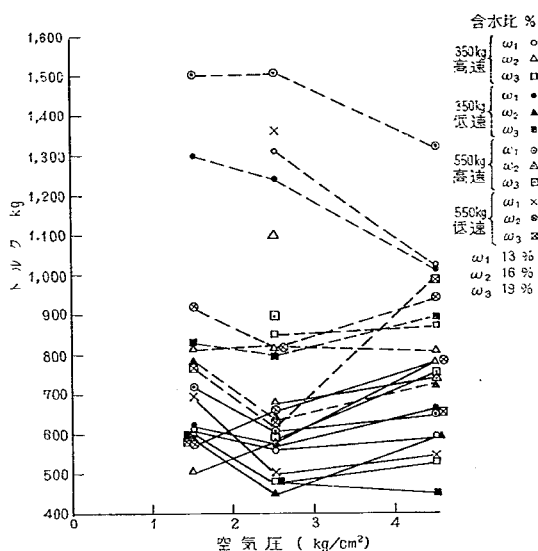


図-46 駆動軸トルク～空気圧

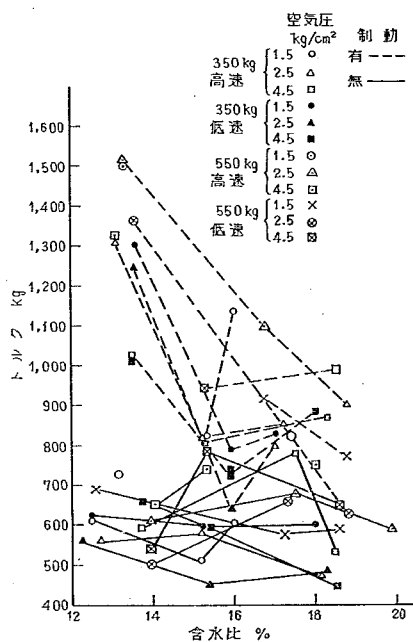


図-47 駆動軸トルク～含水比

力の伝達は進行方向に直角な一つの線に沿って行われ、接地面積の大きさには関係ないということがいえる。

さらに次のデータを追加して考える。

図-46はタイヤの駆動軸にストレインゲージをはりつけトルクを測定した結果で縦軸に測定したトルクの値を横軸はタイヤ空気圧をとってある。図-47は同じく縦軸にトルクを横軸に含水比をとり測定結果を表わしたものである。図-46の場合も土の条件、機材の条件が同じならタイヤ空気圧がかわってもトルクは同じであるということがいえる。

図-48は土の表面の沈下とタイヤ空気圧の関係を示すものであり、図-49は同じ含水比との関係を示すものである。

次の問題は含水比の変化がタイヤの変形に与える影響である。図-49のように地表面の沈下のような変形が含水比によって変化するというのは締固めの問題においていつも扱っていることである。土圧やせん断応力のような応力は含水比が

かわっても変化しないというのが、鉄輪やブルドーザの履帯について行ってきたいまでの実験結果である。図-45でこのようなちがった結果の出た理由は空気タイヤの特長なのか、実験用土の含水比の範囲が広がったためかをはっきりさせなければならない。図-45で制動をかけた場合のデータで含水比が大きくなるとトルクが小さくなるのは、これが土の破壊抵抗を示すものであると考えると当然である。図-45で深さ10cmの位置のセン断応力計の台車フリーの時に制動の時のセン断応力のよみに差のないのも注目される結果である。制動時の車輪トルクが大きくなるのは図-46、図-47からわかるがそのトルクを受けた土にセン断応力の差がみられないのも不思議である。以下考えられる条件を吟味してみる。

含水比が大きくなると応力の集中が大きくなるのでセン断応力計に加わる力が大きくなる。含水比の低いところでは土のアーチアクションにより応力が分散されセン断応力は小さくなる。このことは図-45に表われた性質の逆である。この実験ではセン断応力計の変形係数が土の変形係数より小さくなることのないようにしてある。固い鉄輪は土の条件がかわっても接地面の形はかわらない。荷重はこの接地面の円弧のごくせまい範囲に集中していてわずかの幅の差は車輪の直径のちがいが軸重のちがいに由来するものであるというのは前章[3]の結論であった。空気タイヤは土の含水比によって持ち量がちが

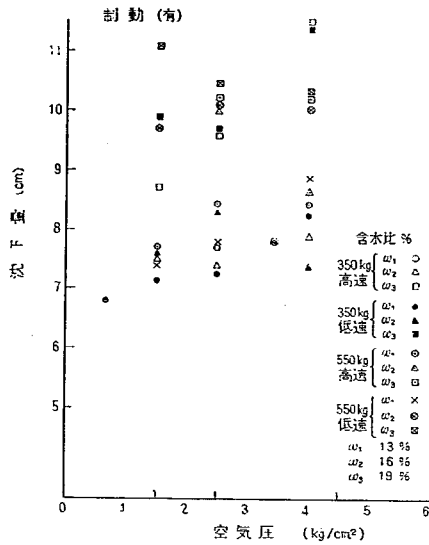


図-48-1 表面沈下～空気圧

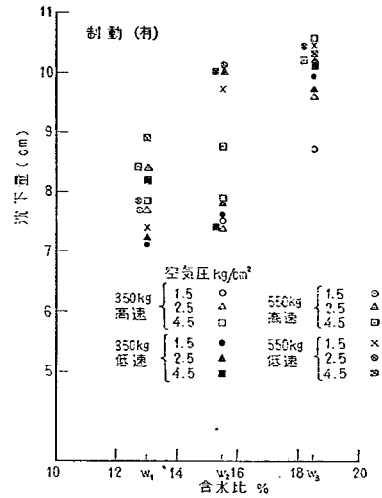


図-49-1 表面沈下～含水比

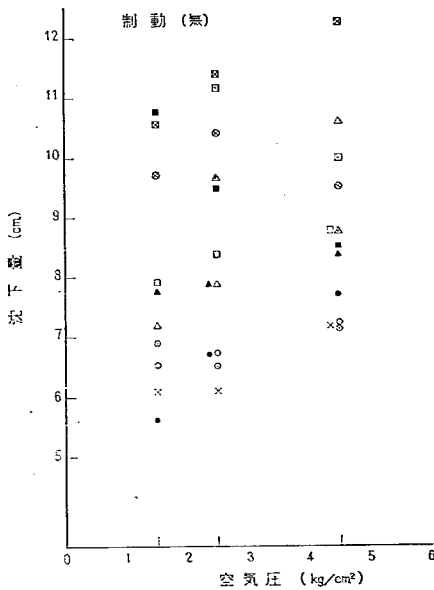


図-48-2 表面沈下～空気圧

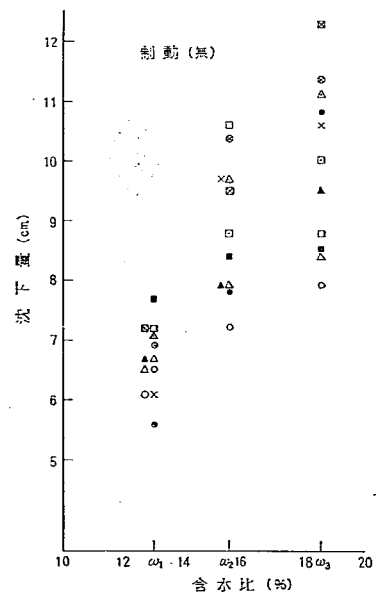


図-49-2 表面沈下～含水比

形になるということは本章〔1〕の測定結果からわかっていいる。これらは含水比が大きくなると、撈み量が小さくなりしたがってみかけの半径が大きくなり、セン断応力やトルクが変化することがあることを示す。しかしここでは車輪の接地面とセン断応力計の間にある土の間での応力の伝播のちがいが一番大きな要素となるのではなからうか。タイヤ空気圧が同じで土が次第に弱くなる時のタイヤ変形の形は土が同じでタイヤ空気圧が大きくなる時と同じである。このように一見似ているところでちがうのは両者の土の含水比の変化であって、図-45で含水比が大きくなった時応力が小さくなった原因を、土の表面に加えられた水平力により土がセン断破壊を起してしまいスベリ面で応力の伝達がおこなわれずセン断応力計にでてくる応力が小さくなることによるものと考ええる。図-47でみられる含水比の小さいところでは台車のフリーの時と制動をかけた場合のトルク差の大きさが含水比が大きくなるとその差のなくなるということは、この実験でとられた最高の含水比のところでは台車の自由走行で土はすでにセン断破壊をしていることを示す。普通の実用車はこのような土の含水比のところでは通常走行不能となるが、この実験では装置の構造上の理由で走行できたものと考えられる。

最後にこのように測定されたセン断応力が履帯式のもの鉄輪のものにくらべてどれぐらいの大きさになるかを示す。図-50はこの結果を示すものであり、それぞれの車輪を装着した機械、装置がちがうので比較の規準をそ

ろえるため車輪の軸に加えられたトルクとそれによって土中に発生したセン断応力の相関関係を比較しようとしたものである。それぞれ通過回数4〜5回以後の安定した時の値を平均したものである。このようにしても車輪の幅が同じでないから厳密な比較にはならない。しかしこの図で気のつくところは、ブルドーザはトルクの値が小さいがセン断応力はそのわりに小さくなっていないという点である。履帯がしっかりと土と結びついている証拠とならないだろうか。

〔3〕軟弱地盤上での車輪の走行抵抗

いろいろな形の土の変形の仕事の総計が走行抵抗として外にあらわれてくる。ここではこの走行抵抗を理論的に求めようとする試みについて述べる。これを行うには種々の変形の機構をしらべ、それぞれについて応力と変形の関係を求めておかなければならない。しかしこの変形の種類は非常に多くそれぞれ複雑な形をしているのでこれを数式で表わすのはむづかしい。この応力のなかでは車輪のもつ静的な重量による垂直方向の応力が一番重要だが、この力のほかこの章の〔1〕、〔2〕で述べた水平方向の応力も含まれる。これらの応力は車輪の諸元にどのように対応するか、この応力によってどのような土の変形が起るかを知らなければならない。

この道にふみ込んだ現在における唯一のものは、これまでに本報告でもしばしば出て来た M. G. Bekker によるものであって、そこでは土の変形を車輪の直下の垂直方向の土の踏み固めだけにかざり、これについて仕事量を計算し走行抵抗におきかえている。これは履帯式のものについて行ったと同じ方法であり、図-51はこの方法で計算した値と実測値とを比較したものである。実験タイヤの走行抵抗測定装置を使い 9.00-16-10PR を関東ロームの上で走らせて求めたものである。この図はこのような簡単な仮定から出て計算した結果でも現象をある程度の近似でもって説明し得ることを示している。

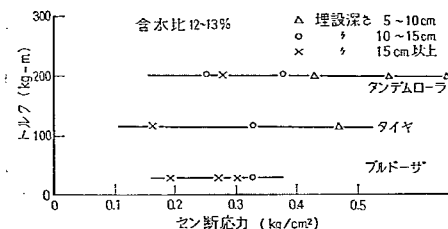


図-50-1 各種走行装置の比較

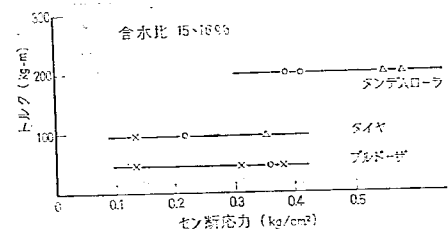


図-50-2 各種走行装置の比較

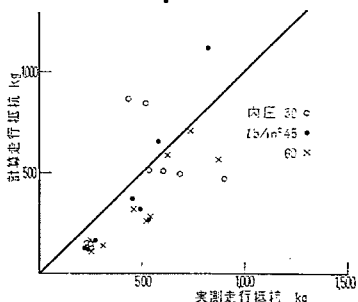


図-51 走行抵抗の計算値と理論値の比較

次に問題としなければならないのはここでいう走行抵抗と前章〔7〕の終りに書いた締固め機械の必要な通過回数すなわち締固めの仕事量との関係を明にすることである。締固め機械が通過する時、1回の通過が土に与える仕事量は通過回数が多くなると次第に小さくなっていく。仕事量のほとんどは土を締固めるのに使われ、その中の一部は条件次第では土をゆるめたりこね返したりするのに使われる。この仕事量と機械内の摩擦の損失の和が走行抵抗になる。後者は大体一定の小さい値をもつものと考えられるから走行抵抗は最初の値から次第に小さくなりついに機械の内部摩擦を示すある一定値になる。次にあげる図はみなこの関係を示すものである。図-52は表-1-1の三番目の振動ローラをタンデムローラとして使い図-6-6の砂質ロームを締固めた時の通過回数と乾燥密度、被ケン引力の関係である。図-52-2はタイヤの走行抵抗測定装置を使った実験の時得たデータをもとにしたものである。図-52-3はハンドガイドの平板パイプレータのデータで、これは表-1-2の2番目のパイプレータをとりはづしハンドガイドの形にしたものである。仕事量は走行抵抗で表わすかわりに締固めや走行のための起振機を駆動する電動機の消費電力を走行速度で割ったものを使った。これらの図をみると土を変形させる仕事量は通過回数が増すと次第に小さくなり、走行抵抗と通過回数の関係曲線の形は、乾燥密度と通過回数の関係曲線を裏返した形になっている。走行抵抗を計算するための式のパラメータ、すなわち圧力と沈下の関係を示すパラ

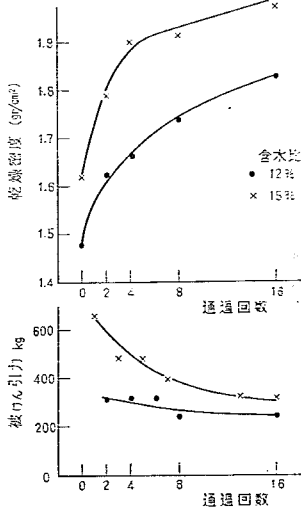


図-52-1 走行抵抗と乾燥密度の関係

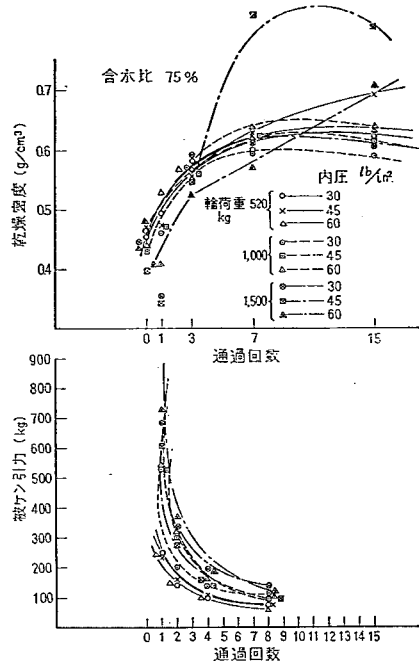


図-52-2 走行抵抗と乾燥密度の関係

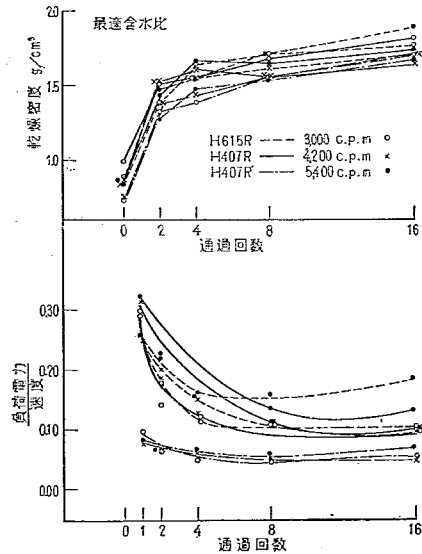


図-52-3 走行抵抗と乾燥密度の関係

メータの通過回数による変化、含水比の増加による変化は図-53、図-54に示すとおりであって、通過回数の増加により係数ははっきり変化し、この係数を使って計算した走行抵抗は急速に近づく。データは走行抵抗測定装置を使った実験からとったものであり、図-54はビットにまき出した状態での測定値である。したがって締固め機械に関するかぎり、締固め機械のもつ仕事量という概念はよくない。仕事量はこれを受ける土の状態によってきまる。機械が土に与えるものは一定の鉛直方向圧力である。この関係はランマの場合一定のエネルギーを与えるが、圧力はこれを受け取る土の状態によってきま

るとしたもののちょうど逆の関係であり興味のある結果である。ローラによる締固めの場合締固めエネルギーという量をパラメータとして持込むのは締固めの現象をよりよく理解する助けにはならない。たとえ図-55のような加えられたエネルギーの量と密度の関係がわかったとしても一回の通過によりどれだけのエネルギーが土に与えられているかわからない。図-55は図-30、図-31をかきなおして得られたものであって、モールドやランマの寸法が大体同じであればエネルギーと乾燥密度の間に一対一の対応があるように見える。しかしこれを実験結果の整理の時の標準にすることには問題を感じる。

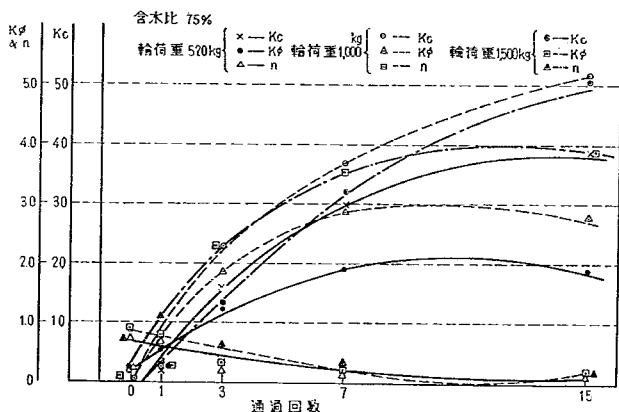


図-53 Bevameter 測定値と通過回数

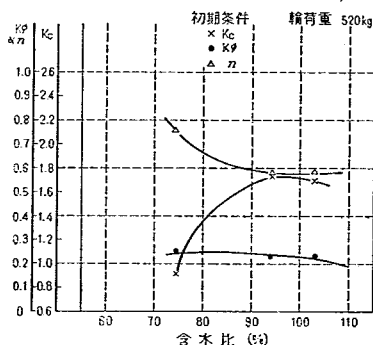


図-54 Bevameter 測定値と含水比

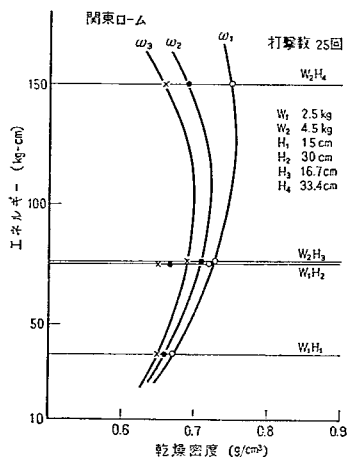


図-55-1 締固めエネルギー～乾燥密度

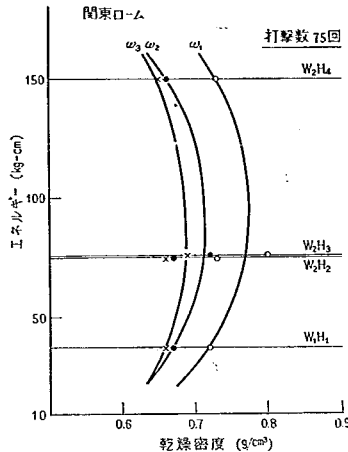


図-55-2 締固めエネルギー～乾燥密度

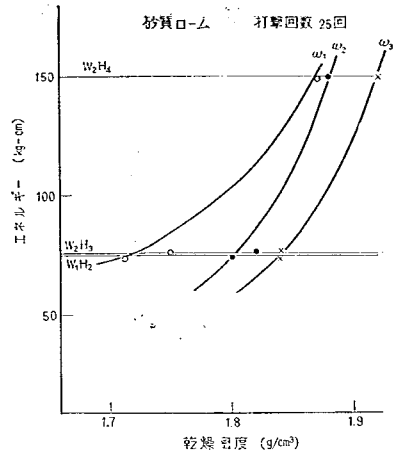


図-55-3 締固めエネルギー～乾燥密度

[4] その他の問題

鉄輪の場合は変化させ得るものとして輪径と軸重ぐらいいしかなく、これによって起る二次的な問題も少ない。空気タイヤの場合は、変化させ得る点が多くいろいろな応用問題がでてくる。1. 車でも触れた接地面内でのタイヤトレッドの二次的な動き、幅を極端にひろくし接地面積を広くしたタイヤ、タイヤチューブを二重に中のチューブの空気圧を外のチューブの空気圧より高くし接地面の圧力分布をかえようとしたものも問題である。前章の[7]の場合と同じようにこれらの問題について著者は直接実験を行ったわけではないがこれまでの知識をもとにいくつかのことを書いてみたいと思う。

図-3に引用した図は固い地面上でのタイヤトレッドの動きである。タイヤは固い地盤の上にり撓むと円弧の長さが短くなる。この無理のためトレッドは二次的な変形スベリを起す。このスベリの分布の形がなめらかであるほどタイヤのケン引特性が良いということである。またタイヤの回転の時の有効半径はタイヤが接地していない一番長いところでもなく、また軸直下の一番大きな撓みの生じている一番短いところでもない。接地面のスベリが正から負にかわるところの半径が前進のための有効な回転半径であるともいっている。タイヤが全体としてスリップなしで回転している時はこの正負のスベリは総計すると0になるが、スリップしている時はその値だけ負のものが大きくなる。タイヤが固い舗装面上で回転している時はタイヤの無理だけで地表面には何ら影響をおよぼさないであろう。砂利道のように固いがもろい路面の上をくり返し回転する時はこの二次的なスベリと本来のタイヤの走行のためのスベリとが重なって生ずる局

所的な大きな力がきいてくる。シビヤな水平方向荷重にさらされた路面の砂利ははくりされていく。路面に石が突出しているようなところでは、そこにこの力が集中するので、路面を破壊する力がどれぐらいの大きさになるであろうかという推定は困難になる。

次にタイヤの幅が極端にひろいものを考えてみる。タイヤの径を大きくして接地面積を広くできない場合に幅を広くすると接地面積を大きくできしたがって接地圧を小さくすることができる。このようなタイヤはタイヤカカスの受けもつ力が相対的に小さくなり接地圧はタイヤ空気圧によく近似できるようになるはずである。幅の狭いタイヤを低圧にしようとしてもカーカス部の圧力がタイヤ接地面の周辺できいていて中央のタイヤ空気圧にみあう低圧の部分の効果をキャンセルして土をこねかえす。タイヤの空気圧と平均接地圧の関係を表わす図-9にすでにあげたが、この図の線を空気圧のひくい方に延長していくと平均接地圧はタイヤ空気圧より次第に大きめになっていく。タイヤ幅が広くなることのような平均接地圧の増加がなくなるものと思われ平均接地圧の面からも走行性上のプラスとなると思う。ただこのように幅を広くすることは操向性能の面からは好ましくないがこれは別の問題である。

接地面の圧力分布をコントロールする方法として図-56のように圧力の高いチューブを圧力の低いチューブでかこんだものがある。²³⁾ このようにすると接地面周辺の圧力が低くなり、空気圧をひくくした時接地面の周辺に圧力の山ができることがさけられる。

このほかタイヤトレッドの形やタイヤの材質などに関してもいろいろの問題がでてくるであろうが、これらが

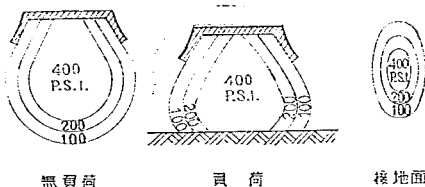


図-56 ダブルチューブタイヤ

軟弱な地盤上での車両の走行にどのような影響を与えるかはほとんどわからない。タイヤの材質の効果はある種の実験定数として実験結果の解析の過程に入ってきたが、トレッドの形を考えに入れた理論を作るということは不可能であろう。

あ と が き

丸い車輪が軟弱な土の上をころがっていくとき土の受ける変化、土の示す抵抗というもの考えた。前のものはローラによる土の締固めということであり、後のことは車両のトラフィカビリティという問題である。これらは同種の現象だがただその利用目標がちがっただけのものと考えられたからである。前の報告でも同じことを書いたがまだわからないままに残してある点が多くあるし、データも完備していない。今後少しずつでも解決していければよいと思っている。

参 考 文 献

- 1) 澤田健吉, 根本 忠: 「ブルドーザの走行」土木研究所報告 128号の2 昭和41年4月
- 2) M. G. Bekker: "Mobility of Cross-Country Vehicle" Machine Design Dec 24 1959, Jan 7, 21 Feb. 4 1960
- 3) 最上 武雄: 「土質力学」改訂版岩波全書85ページ
- 4) J. G. Potyondy: "Skin Friction between Various Soils and Construction Material" geotechnique
- 5) M. Berger: "Kinematics of a Rolling Tire and Its Application to Tire performance" Journal of Applied Science Vol. 11 No. 5
- 6) H. H. Vickers and S. B. Robinson: "Measurement of Tread Motion and Application to Tire Performance"
- 7) Z. Janosi: "An Analysis of Pneumatic Tire Performance of Deformable Soil" Proceedings of the 1st International Conference on The Mechanics of Soil Vehicle System
- 8) M. G. Bekker: "Off The Road Locomotion" University of Michigan Press
- 9) 建設省土木研究所 ローラ性能試験報告 各種
- 10) R. K. Bernhard: "Shear Stress Measurement in Situ of Soil Subjected to Vibratory Load" Technical Report 90 Nov. 1963 Cold Region Research and Engineering Laboratory
- 11) 若林 隆夫: 「粉体の圧縮についての二, 三の考察」粉体および粉末冶金 10巻3号 '63
- 12) 佐々木次郎, 根岸久雄: 「締固め工法の研究 [I] (c) 砂層の転圧設備(2)」農業技術研究所報F 第5号 昭 27. 3
- 13) 石井 幸そのほか: 「各種締固め機械の転圧効果について」建設省中部地方建設局, 名古屋機械整備事務所資料
- 14) D. W. Taylor: "Fundamentals of Soil Mechanics" 346ページ
- 15) Soil Compaction Investigation Series No. 7: "Effect on Soil Compaction and Number of Coverage of Rubber-Tired Rollers and of Sheepfoot Rollers" WES Technical Memorandum No. 3-271
- 16) E. T. Vincent: "Pressure Distribution on and Flow of Sand Past a Rigid Wheel" Proceedings of the 1st International Conference on the Mechanics of Soil-Vehicle Systems
- 17) 土質学会: 「土質試験法」277ページ
- 18) 谷本 喜一: 「表面振動による土の締固めに関する基礎的研究」
- 19) W. A. Lewis: "A Study of Some of the Factors Likely to Affect the Performance of Impact Compactors on Soil" Proceedings of the 4th International Conference on Soil and Foundation Engineering
- 20) B. H. Duřyx: 「落錘によって締固められる土と落錘との動的な相互関係について」工業物理 Vol. 5 No. 2 (ロシヤ語)
- 21) W. Heierli: "Inelastic Wave Propagation in Soil Columns" Proceedings of ASCE '62 SM 6
- 22) J. Theiner: "Untersuchungen der Walzverdichtungsvorgänge mit gezogenen und selbstfahrender Glattwalzen auf kohäsionslosem und bindigen Boden" Baumaschine und Bantech-nik 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 1959
- 23) 久野 悟郎: 「土の締固め」119ページ
- 24) 文献8の70ページ
- 25) N. W. Mcleod: "Influence of Multiple Comparison tires on off-the-road Vehicle Mobility", Proceedings of the 1st International Conference on the Mechanics of Soil-Vehicle Systems.

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 129, October 1966

CONTENTS

1. I. Yoshida and R. Yoshinaka
Geotechnical Properties of Kobe and Akashi Formations(1)
2. K. Ezaki
Studies on Sedimentation in Reservoir(55)
3. K. Yamamura
Investigation of Seepage through Embankment of
Seaside Reservoir and its Control.....(85)
4. K. Sawada
Soil Compactions
—Soil Conditions under Rolling Wheels—.....(127)