土木研究所報告

第八十六号

AE剤がセメントの水和熱に及ぼす影響について……有泉　昌　小松原正夫

河川堤防堤体材料の理想的粒度曲線について……福岡正巳

山形県月山東北部の山地崩壊について……芥川真知

関門国道隧道掩立の強度について……猪瀬寧雄　高田孝信

メタアクリル酸樹脂の偏光性とその応用について……高田孝信

浅水表面波水分子軌道の実験的研究……岸　力　庵原照太郎

茶臼山調査報告（排水トンネル地質調査　サイフオンによる沼の水の排水，滲透量）……福岡正巳　齊藤仲男

恋瀬川堤防基礎地盤調査報告……福岡正巳　稲田倍穂　高橋一男

昭和二十八年六月

建設省土木研究所

正　誤　表

AE剤がセメンの水和熱に及ぼす影響について

頁	行	誤	正
(4)	上5	使用して	削　除

河川堤防堤体材料の理想的粒土曲線に就いて

頁	行	誤	正
(8)	下5	(図—6(c))	削　除
(9)	下2	$Y-b=q$	$Y-b=-q$
(11)	下5	$P_5=1.28\ \frac{d}{50}^{0.55}$	$P_5=1.28\left(\frac{d}{50}\right)^{0.55}$

茶白山調査報告（排水トンネル地質調査，サイフオンに依る沼の水の排水，滲透量）

頁	行	誤	正
(1)	下2	(滲透量)	(滲透計)
(22)	下12	飽和試験	飽水試験

戀瀬川堤防基礎地盤調報査告

頁	行	誤	正
(1)	上3	新沼郡	新治郡
(3)	上6	Berean	Bureau
(14)	図—10	(0 表の土)	(0 点の土)
(31)	上 10	$-\frac{\bar{\sigma}_{I}+\bar{\sigma}_{III}}{m_s}$	$-\frac{\bar{\sigma}_{I}+\bar{\sigma}_{II}}{m_s}$
(35)	下 8	図— 34	図— 28
(37)	下 12	之が対等……	之が対策……
(39)	上表の中	Caguot	Caquot
(39)	〃	Fellenins	Fellenius
(43)	上 5	施工速度の限界……	施工速度と限界

AE 剤がセメントの水和熱に及ぼす影響について

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　小　松　原　正　夫

目　　次

I　緒　　言……（1）
II　試料について……（1）
III　実験法および測定値について……（3）
IV　考察および結言……（8）

I　緒　　言

コンクリートの諸性質を改善するために，十数年前からコンクリート中に微細な空気泡を均一に混入させることが米国に於て行われている．すなわち AE コンクリートがこれである．コンクリート中に空気泡を連行させるためには AE 剤が使用される．AE 剤研究の初期においては天然樹脂，牛脂，魚油，ステアリン酸塩等が使用されたこともあるが現在においてはより性能の高いものが生産され使用されている．

AE 剤を使用しコンクリート中に空気泡を連行させることによりコンクリートのウォカビリテーを良くし，耐久性を増し，透水性が向上し，曝露条件の変化に伴なう膨脹収縮に耐えると云う利点がある反面圧縮強度および鉄筋附着力の減少等の欠点も生ずる。したがつて凍害を受ける地方，または腐蝕性の地下水，海水等に接する箇処および道路等の施工，或はセメント使用量の少ない大塊コンクリートの施工に使用して有利であるとされている．吾国に於ても近年各種コンクリート工事に AE 剤が使用されるようになり，それと共に施工に関する研究および基礎的な試験研究が行われている．

セメントは水と反応して時間の経過につれて水和作用が行われ凝結，硬化の現象を起し，その際水和熱を発生する．しかしてダムの如き大塊構造物の設計，施工にはセメントの水和熱量および発熱速度は重要なる基礎資料となる．一般にセメントの水和作用にはセメントの化学的組成の他に養生温度，水量，粉末度等が影響するが混和水中に溶存している成分によつても顕著な影響を受ける。すなわち塩化石灰を溶解した水は凝結を促進させ，糖類が含まれる場合にはセメントは硬化しないことなどは昔よりよく知られている．従つて AE 剤の如き有機化合物を混和水に加えてセメントを練る場合には，AE 剤の滲透作用，分散作用によりセメント粒子の反応界面が増大され水和作用に影響を及ぼし水和熱の発生状況が異なつてくることが一応考えられる．本研究はこの点を明らかにし，実際の施工，および将来の研究への参考資料を得ることを目的としている．

II　試料について

〔1〕 AE 剤

使用した AE 剤はヴィンソール・レヂン (Vinsol Resin), プロテックス (Protex), ダレックス (Darex) ポゾリス (Pozzolith), の4種でいずれも米国製のものである. AE 剤は表面活性剤なる名称で呼ばれる一団の有機化合物に属するものである. 表面活性剤とは表面張力, 界面張力を減少させ, 起泡性, 浸透性, 分散性, 乳化性等の諸性質を顕著に示す物質の総称である. このような作用を示す物質には石鹸, ロート油, 高級アルコール硫酸化物, アルキルアリルスルホン酸塩, 第4級アミン塩, ポリオキシアルキル化合物等がある. これ等の表面活性剤は, その分子内に親水基および疎水基を有する極性物質であり, 疎水基は直鎖状か環状か又は異節環状構造であり, 親水基は比較的簡単な酸又は塩基性塩よりなつている.

ヴィンソール・レヂンは松脂をタール炭化水素で抽出して得た石油系炭化水素に不溶の帯黄色樹脂様の粉末で, その主成分はアビエチン酸 $C_{20}H_{30}O_2$ であるとされる. ヴィンソール・レヂンは水に不溶性であり, 使用に際しては苛性ソーダで鹸化する. プロテックスはヴィンソール・レヂンを鹸化し液状としたものを主成分とし, 使用に際し適当の濃度に稀釈して用いる. また鹸化したナトリュウム塩を粉末状としたものに Vinsol NVX と云うのがある. ダレックスはトリエタノールアミンを主成分とし, これにスルホン化炭化水素が附加したものである. 一般にトリエタノールアミンを主成分とする活性剤は乳化性, 分散性が強力であると云われている. ポゾリスはリグニンスルホン酸石灰, 塩化石灰, フライアッシ等の混合されたものである。吾国に於ても種々の AE 剤が生産され市販されている. なお近年セメントクリンカー粉砕時に適量の AE 剤を混じて製造する AE セメントの研究も行われている.

〔2〕 セメント

セメント試料は化学組成の異なつた5種のセメントを使用した. これ等のセメントはいずれも工場より研究室に直送されたものである. この内3種はポルトランド系に属するものであり他は高炉, およびシリカセメントである. これ等の JIS 法による分析値およびそれより算出した比率, 水硬性化合物量を表—1 に示す.

表—1　供試セメント分析値, 比率, 水硬性化合物

	酸化物組成 (%)										比率				水硬性化合物 (%)				
	強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	M_nO	全 CaO	MgO	SO_3	遊離 CaO	H. M.	A. 1.	S. M.	1. M.	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$
No. 1	1.54	0.74	20.91	4.74	3.15	0.38	65.04	1.97	1.44	3.82	2.26	4.41	2.65	1.50	49.8	22.7	7.2	9.6	2.4
No. 2	0.68	0.26	23.19	4.79	4.54	0.10	63.64	0.74	1.75	0.36	1.96	4.84	2.48	1.05	37.6	38.3	4.6	13.8	2.8
No. 3	1.26	0.22	24.65	4.70	3.67	0.07	62.68	1.31	0.96	1.13	1.88	5.24	2.95	1.28	23.6	52.9	6.3	11.2	1.6
No. 4	1.36	0.40	23.73	6.49	2.70	0.30	61.53	1.54	1.73	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
No. 5	1.80	12.93	21.93	4.98	2.72	0.11	52.83	1.24	1.26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表—1 に示せる如く, No. 1 セメントは SiO_2 20.9%, CaO 65.4%, 水硬性化合物量は珪酸三石灰 $3CaO \cdot SiO_2$ (C_3S) 49.8%, 珪酸二石灰 $2CaO \cdot SiO_2$ (C_2S) 22.7%, アルミン酸三石灰 (C_3A) 7.2% を含有し化学組成からして普通ポルトランドセメントに属するものである. No. 2 セメントは No. 1 セメントに比し SiO_2 含量多く CaO の含量が少なくなつており, SiO_2 23.19%, CaO 63.64%, 水硬性化合物の量も C_3S が少なくなり 37.6%, C_2S が多く 38.6% となつている. このセメントは中庸熱セメントに属するものである.

No. 3 セメントは更に SiO_2 量が多くなり CaO 量が少なくなつている．SiO_2 24.65%，CaO 62.68%，C_3S 23.6%，C_2S 52.9%また活動係数(A. I.)が高いのでアルミン酸鉄四石灰 $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$($C_4AF$)が多量に存在している．このセメントは低熱セメントに属するものである．No. 1 セメントに遊離石灰の量が多いが，このセメントの強熱減量が比較的小さい値を示していることから考えて，風化により遊離した石灰の他にクリンカー中にも遊離の石灰が存在しており，クリンカー製造工程が完全ではなかつたことが推定される No. 4 セメントは高炉セメントであり SiO_2，Al_2O_3 の含量が多く石灰の含量が少ない，特に Al_2O_3 の含量が高い．No. 5 セメントはシリカセメントであり，このものの不溶解物量は多く，石灰含量は少ない．

〔3〕 水和熱測定試料の調製

上記5種のセメントに4種の AE 剤をそれぞれ混和し 20 種の測熱用試料を調製した．その養生条件は，水-セメント比 40%，養生温度 23°C の恒温密封養生である．材令は 3, 7, 14, 28, 90, 180 日とした．

次ぎに試料調製法の概略を述べる．AE 剤はセメントに対して重量割合で表—2 に示すような割合に混和水に予め溶解させて用いた．ヴィンソール・レヂンは 20% 中和ヴィンソール液として使用し，他の AE 剤はそのまま混和水に加えた．セメントは1回に約 990 gr 使用し，所定量の AE 剤および混和水を秤取し，磁製ビーカー中にてねりまぜ，次いで電動攪拌機を使用して 10 分間約 700 r. p. m. で攪拌し均一なペーストとした．この際練り上りペーストの温度が常に 23°C になる如くセメント，混和水，磁製ビーカーの温度をあらかじめ調節した．練り上つたペーストは直ちにその一部をガラス瓶に封入し恒温水槽に入れ 23°C で試験材令迄で養生し，他の一部は空気量測定の試料とした．これ等の測熱試料には No. 1—V，No. 1—P_r の如き名称を附し使用セメントと AE 剤とを表わした．また AE 剤を混入しない試料は No. 1—0 の如く示した．他のセメントについても同様な表示法をとつた．

表—2　AE 剤添加量および空気量

	AEA 添加量(%)	AEA 添加時全空気量(%)	無添加時空気量(%)	差(%)
No. 1	V. R. 0.03	8.82	0.98	7.84
	Pro. 0.05	4.61		3.63
	Dar. 0.10	5.62		4.64
	Pozz. 0.50	4.16		3.18
No. 2	V. R. 0.03	9.04	1.04	8.00
	Pro. 0.05	4.93		3.89
	Dar. 0.10	5.53		4.49
	Pozz. 0.50	4.10		3.06
No. 3	V. R. 0.03	8.03	0.87	7.16
	Pro. 0.05	5.27		4.40
	Dar. 0.10	5.73		4.86
	Pozz. 0.50	4.29		3.42
No. 4	V. R. 0.03	8.79	0.81	7.98
	Pro. 0.05	4.21		3.40
	Dar. 0.10	5.01		4.20
	Pozz. 0.50	3.04		2.23
No. 5	V. R. 0.03	8.74	0.74	8.00
	Pro. 0.05	4.18		3.44
	Dar. 0.10	3.72		2.98
	Pozz. 0.50	1.33		0.59

III　実験法および測定値について

〔1〕 実 験 法

空気量の測定法には重量法，容量法，圧力法の三つの方法がある．この内圧力法はセメントペーストの如きものの空気量測定には不適当であり，容量法では空気の除去に不確実がともなう心配があるのでここでは重量

法を採用した．A. S. T. M. C—185—49 T にはモルタル中の空気量の重量法による測定法が記載されてあるのでそれを参照した．操作は次の如くである．練り上りペーストを直径 6 cm，高さ 12 cm，内容約 200 cc ハッパード型ガラス製比重ビンに容量の 8 割程詰め，ガラス棒にて 25～30 回突きこの重さを秤量する．次に上部に流動パラフィンを充しこれを 23°C の恒温槽中に 1 時間静置した後その重さを計る．別にピクノメーターにより使用して流動パラフィンの 23°C に於ける比重を測定する．この場合空気量は次の如く示される．

$$空気量(容量\%)=100\times\left(1-\frac{W_a}{W_c}\right)$$

W_c；理論単位容積重量
W_a；測定単位容積重量

この実験に於ては水量 40 % のニートセメントであるから

$$W_c=\frac{(1.0+0.4)w_1}{w_1/d_1+0.4w_1/d_2}=\frac{1.4}{1/d_1+0.4/d_2}$$

w_1＝セメント重量
d_1＝セメント比重
d_2＝水の比重

$$W_a=\frac{W_2-W_1}{V-[W_3-W_2]/d}$$

W_1＝比重ビン重量
W_2＝[比重ビン＋ペースト] 重量
W_3＝[比重ビン＋ペースト＋流動パラフィン] 重量
V＝比重ビン容積
d＝流動パラフィン比重

水和熱の測定法には恒温法，断熱法，溶解熱法等種々の測定法があり，それぞれ特長を有している．恒温法，断熱法は初期の水和熱測定に適し連続測定が可能であるが長期にわたる測熱は困難である．溶解熱法は一般に 3 日以後の水和熱測定に適しそれ以後任意の材令に於ける水和熱を測定出来る．ここでは AE 剤によるセメントの材令にともなう水和熱の変化を長期にわたつて比較するのが目的であるため溶解熱法を採用した．この方法は未水和セメントおよび水和セメントをそれぞれ一定濃度の混酸（弗化水素酸＋硝酸）に溶解させ，その時発生する溶解熱を測定する，水和熱は両者の溶解熱の差として示される．米国に於ては溶解熱法による水和熱の測定法は A. S. T. M. C—186—49 として規格化されている．本実験は A. S. T. M 法によつた．

溶解熱法は Hess の“熱量恒存の法則”にその理論的根拠をもつものである．したがつてシリカセメントの如き混酸不溶物があり，しかもその量が一定せず材令により変化するような場合には溶解熱法は適当な方法とは云えない．しかしながら現在に於ては他の充分正確な値を与える適当な方法が知られていないので，試料を混酸に投入し一定時間測熱後不溶解物を定量し補正を行なうような方法をとつた．このようにして得た値は必ずしも十分な信頼性があるとは考えられない．なお混合セメント用特殊熱量計を試作中であるので，この点に関しては後の機会に報告する．

次ぎに水和熱測定試料に AE 剤が混和されているものを溶解熱法により測定する場合，溶解熱に影響を及ぼすことが一応考えられる．今これをポゾリスおよびプロテックスの場合について検討する．ポゾリスの混酸に溶解する場合の溶解熱は実測により 85 cal/gr を得た，これによるセメント 1 gr 当りの補正値は +0.4 cal となる．又ポゾリスにはフライアッシが含まれており，これがセメントの強熱減量に及ぼす影響は 0.2% 程度である．従つて水和セメントの溶解熱を 500 cal/gr とするとポゾリス中のフライアッシにより溶解熱は 1 cal/gr 低く表われることになり水和熱は実際よりも 1 cal/gr 高く示される．すなわち強熱減量による補正値は −1 cal である．この両者の補正値の和がポゾリスを混入した場合の水和熱補正値であり，−0.6 cal/gr である．又プロテックスの場合に於ては，このものの配合割合はセメントに対し 0.05 %であるので強熱試料 1 gr 中では約 0.0005 gr となる．仮にプロテックスの溶解熱を 1000 cal/gr とすると測定した水和熱に加える補正は +0.5 cal となる．これ等の値はいずれも測定誤差内にある．

〔2〕 測 定 結 果

(1) 空気量について

セメントに対し，重量百分率でヴィンソール・レヂン 0.03 %，プロテックス 0.05 %，ダレックス 0.10%，ポゾリス 0.50 % をそれぞれ添加した場合の空気量および無添加時の空気量を表—2 に示す．AE 剤を添加しない時の空気量は最高 1.04 %，最低 0.74 % で大体セメントペースト中に約 1 % の空気泡を含んでいる．AE 剤添加時の全空気量は 9.04～1.33 % である．この実験に於ける配合割合，条件ではヴィンソール・レヂンを加えたものが最も多量で 9.04～8.03 % あり，次いでダレックスの 5.73～3.72 %，プロテックスの 5.27～4.18 %，最少はポゾリスで 4.29～1.33 % である．AE 剤を加えることにより空気量は増加するがその量を AE 剤添加物と無添加物の空気量の差として表—2 中最後の列に示してある．これによると No. 2—V, No. 5—V が最高で 8 % を示し，最少は No. 5—Po で 0.6 % の増加に止まつている．これはポゾリスが分散能を有するが，他の AE 剤にくらべて起泡力が少ないと云われていることに関聯していると考えられる．セメントの組成と AE 剤の空気連行量との関係は次の様に考えられる．ヴィンソール・レヂンはセメントの種類に関係なくいずれのセメントにもほぼ同量の空気量を連行する．プロテックスはポルトランド系セメント No. 1, No. 2, No. 3 ではほぼ同量の空気を連行するが，高炉およびシリカセメントでは空気連行量は少なくなる．すなわちプロテックスの空気連行量はセメントの種類により影響を受ける．この傾向はダレックス，ポゾリスについても同様である．

(2) 水和熱について

ポルトランド系セメント No. 1, No. 2, No. 3 の水和熱測定結果を表—3 に示し，高炉セメント No. 4, シリカセメント No. 5 の結果を表—4 に示す．更にこれ等の結果を図—1, 2, 3, 4, 5 に図示する．AE 剤を混和したことによる水和熱発生状況の変化を各セメントについて比較すれば次の如くである．

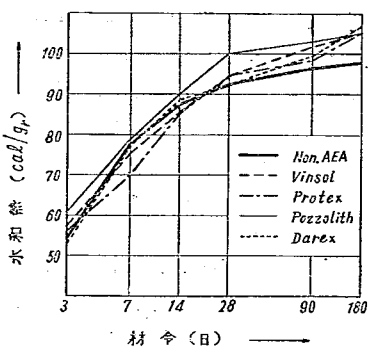
No. 1 セメント：このセメントは表—1 に示した様な化学組成を有し，No. 2, No. 3 セメントに比し C_3S, C_3A の含量が高い．普通ポルトランドセメントに属するものである．材令にともなう水和熱の変化を図—1

表—3 No. 1,2,3 セメント水和熱 (cal/gr)

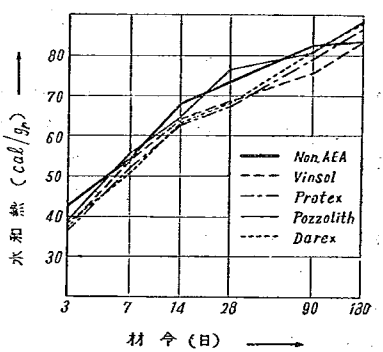
セメント / 材令 / AE 剤	No. 1 セメント (普通)						No. 2 セメント (中庸熱)						No. 3 セメント (低熱)					
	3 日	7 日	14日	28日	90日	180日	3 日	7 日	14日	28日	90日	180日	3 日	7 日	14日	28日	90日	180日
Vinsol. Resin	57.3	75.2	85.6	94.1	102.0	105.0	37.4	54.0	64.2	68.8	75.8	83.6	29.9	48.7	65.0	67.9	72.7	81.8
Protex	56.2	70.1	85.3	94.3	98.5	105.1	36.5	52.1	62.9	67.6	78.3	86.9	34.3	49.7	64.9	72.1	72.0	79.5
Darex	52.9	76.7	88.4	92.2	99.5	107.0	38.3	50.9	63.4	68.5	81.4	88.0	32.5	49.7	63.6	71.9	75.2	81.6
Pozzolith	60.9	78.8	90.0	100.1	102.9	105.0	38.8	55.5	64.8	76.8	81.0	83.2	36.9	50.9	62.9	68.5	74.3	81.5
Non AEA	54.3	77.4	87.8	92.5	96.6	98.1	42.5	54.3	68.2	73.7	82.6	83.7	38.1	48.2	60.8	68.6	78.5	79.3

表—4 No. 4,5 セメント水和熱 (cal/gr)

セメント / 材令 / AE 剤	No. 4 セメント (高炉)						No. 5 セメント (シリカ)					
	3 日	7 日	14日	28日	90日	180日	3 日	7 日	14日	28日	90日	180日
Vinsol. Resin	62.7	79.8	89.0	94.9	97.3	102.5	14.5	43.2	50.8	53.0	59.6	79.9
Protex	62.0	79.6	89.7	93.6	98.5	105.0	27.8	38.7	50.8	57.5	60.6	66.6
Darex	64.5	75.0	88.9	93.0	97.5	102.9	28.0	33.0	43.2	56.7	59.9	95.4
Pozzolith	47.4	82.4	89.5	96.9	99.1	102.9	22.6	42.0	42.6	61.7	70.1	88.1
Non AEA	66.0	82.7	87.9	93.8	101.6	103.7	38.5	55.0	55.0	62.1	67.0	75.5



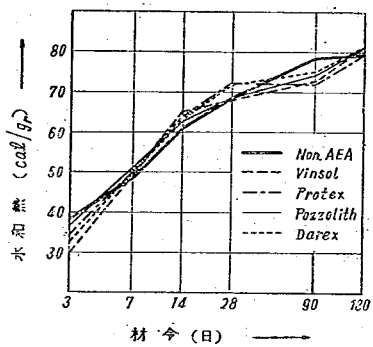
図—1 普通セメント水和熱



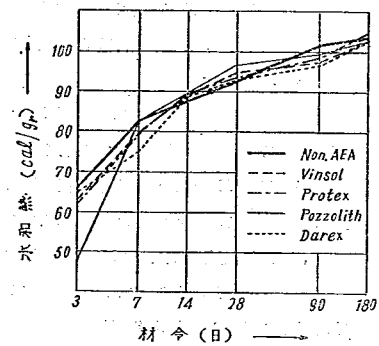
図—2 中庸熱セメント水和熱

に示す．このセメントにヴィンソール・レヂン，プロテックス，ダレックスを混和した場合の水和熱は材令3日，7日，14日では無添加の場合より低くそれ以後 28 日，90 日，180 日では高くなつており比較的初期の 14 日までは水和熱の発生が抑制されている．これに反しポゾリスを添加したものは材令3日より 180 日に至る間，常に水和熱は高く特に 14 日以後の水和熱が高くなつている．

No. 2 セメント： このセメントはその化学組成が示す如く，中庸熱型に属するもので，No. 1, No. 3 に比

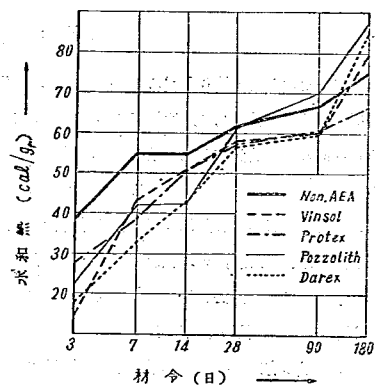


図—3　低熱セメント水和熱



図—4　高炉セメント水和熱

し C_3A 少なく，C_4AF が多い，C_3S，C_2S はほぼ同量ずつ含まれている．このセメントの水和熱発生状況を図—2 に示す．AE 剤の添加は一般に水和熱低下の傾向を示す．特にヴィンソール・レヂンの添加は材令 3 日より 180 日に至る期間の水和熱を常に低くする．ポゾリスを添加したものは 14 日までは No. 2—0 と同様の水和熱を示し，その後 28 日よりは漸分増加の傾向になり 180 日では約 2 cal 高くなつている．プロテックス，ダレックスを添加したものは 3 日より 90 日迄は低下しているが，それ以後漸次増加し 180 日ではほぼ同量の水和熱を示す．このセメントは AE 剤添加により水和熱発生状況が相当長期にわたり影響を受け，水和熱は低下する．AE 剤を添加した 4 種の測熱試料の内ポゾリス添加試料は他のものに比し低下度は少ない．



図—5　シリカセメント水和熱

No. 3　セメント： このセメントは低熱型のもので，No. 1，No. 2 に比し C_2S が多量で C_3S が少ない．又 C_3A を比較的多量に含んでいる．このセメントの発熱状況を図—3 に示す．AE 剤の添加によりこのセメントの水和熱は材令 3 日では 2～8 cal 低下し，7 日より 28 日の間では 2～3 cal 増加するがその後の増加は少なく，90 日では無添加試料の方が高くなる．しかしその後 180 日に至り再び増加する傾向がある．このセメントでは 4 種の AE 剤とも同傾向の影響を与えている．

No. 4 セメント： これは高炉セメントである．このセメントの水和熱に対して AE 剤の添加は顕著な影響を与えない．その状況を図—4 に示す．ただポゾリスを添加したものの材令 3 日に於ける水和熱が約 9 cal 低

下しているのは特異な事である．しかしこの場合も材令の進むにつれ No. 4—0 の水和熱に接近し 14 日以後ではほとんど等しくなる．このセメントの水和熱に対する AE 剤の影響は程度は小さいが No. 3 と同様な傾向を示している．

No. 5 セメント： シリカセメント No. 5 は供試セトメン中で最も AE 剤の影響を受けている．特に 3 日より 7 日にわたる初期の水和熱低下は著るしく，3 日では 10～24 cal，7 日でも 12～22 cal の低下を示す．この傾向は 7 日以後 90 日におよびそれ以後次第に No. 5—0 の水和熱曲線に近ずき 180 日に至ると，より高い値を示すようになる．ポゾリス添加物のみはこの増加が比較的早く材令 28 日でほぼ No. 5—0 の水和熱に等しくなり，それ以後長期にわたつて水和熱の増加を継続する．このセメントの水和熱測定にあたり二つの興味ある現象が認められた．その一つは水和セメントの不溶解残渣が未水和セメントより多量であることである．一般には未水和セメントの方が残渣量が多い事が予想される．他の一つは水和試料に於て AE 剤添加試料と無添加試料の同じ材令に於ける残渣量が異なり，添加したものの方が 5～6 % 増加していることである．

IV 考察および結言

セメントを水と共に練りまぜると，溶解，ゲルの生成，溶液からの新固相の析出，析出結晶の成長等の複雑な諸反応が個々に独立して又は相互に影響し合つて行われ水和作用は進行する．水和熱はこれ等各過程中に於ける熱収支の代数的総和として示される．従つて上記各過程が AE 剤を混入したことにより促進又は遅らされるような場合にはセメントのある材令に於ける水和熱は当然変化するものと考えられる．測定結果をみるに一般的に材令 3 日の水和熱は AE 剤混入試料は低くなつている．これはセメントの水和反応の初期に於ける諸現象，すなわち溶解，ゲル状および結晶状水和物の生成，結晶の成長等の過程が AE 剤の表面吸着等の複雑な化学反応により防害されることを示すものであり，長期に及んで水和熱が増加するのは AE 剤の存在に基づく混和水の表面張力低下のため水が水和物被膜を滲透しやすくなり又粒子の分散性も向上し，相伴なつてセメント粒子の有効反応界面が増大される結果であると説明することが出来る．

またシリカセメントが AE 剤による影響を比較的顕著に受けていることは水-セメント-混合材間の界面張力が AE 剤の添加により変化をきたしたことに基づくのではなかろうか．この点に関しては将来の研究の興味ある問題であると考えられる．

L. R. Forbrich (Heat Evolution of Cement Control by the Use of Reagents; Cement and Lime Manf. Vol. 14. 1941) は 2 種のセメント化合物 C_3A, C_3S および数種のセメントについて，これらの水和熱を調節する目的で微量な特殊成分を加えた場合の水和熱の変化を初期および長期にわたつて測定している．Forblich は水和促進剤として塩化石灰，分散剤としてカルシウムリグニンスルホネート，触媒としてオルソハイドロオキシ安息香酸を使用し，これ等を単独又は組合せて用いた．それによればセメント又は純化合物に対し重量百分率で分散剤 0.32，促進剤 1.0，触媒 0.053～0.080 の割合にそれぞれ単独に使用した場合次の如き結果を報告している．分散剤はセメントの初期の発熱速度を遅らせ，24 時間以内に於ける温度上昇を減

少させる，C_3A に対しては，その急激な発熱開始の時間を遅延させ，C_3S の発熱を非常に遅らせる．触媒はセメントおよび C_3S に対しては初期の発熱を少し遅らせ，C_3A に対しては少し加速する効果を有する．促進剤は 24 時間以内に於けるセメントの発熱量および発熱速度を増加させる．促進剤は C_3A に対しては影響は少ないが C_3S に対してはその発熱量および発熱速度を増加させる．

本実験に於てリグニンスルホン酸石灰を含有するポゾリス添加試料の水和熱変化は，No. 1 セメントでは 3 日より 180 日にわたる全期間を通じて水和熱は増加の傾向をとり，No. 2 セメントでは全期間を通じて水和熱は低下しており，No. 3 セメントでは 3 日の水和熱は低下しているがその後材令の進むに従つて増加の傾向を示している．これ等のポルトランド系セメントの化学組成と Forblich の報告する水和熱の変化との関聯性はかならずしも一致していない．これは個々のセメントの諸性質によつても異なつて来ることであり，又 Forblich はきわめて初期の場合に於ける影響について述べたものであり，比較的長期までその影響が持続されているか否かは疑問であるが一般に 3 日に於ける水和熱は低下する傾向にある．← ポゾリスには CaCl2 が入れ No.5 に 取る。

一方 G. Verbeck and C. W. Foster の両氏 (Long Time Study of Cement Performance in Concrete ; Concrete, January 1950) は A. S. T. M. 第 1 回太平洋地区講演会に於てヴィンソール・レヂンの使用は水和熱に影響する程の作用を与えないと報告している．本実験に於てもシリカセメントをのぞき AE 剤は水和熱に顕著な影響を与えたとは認められない．試料の数も少ないが実験結果を要約すれば次の事が云えると思う．

（1） AE 剤の混入はシリカセメントをのぞき水和熱に顕著な影響を与えない．

（2） AE 剤の混入により材令 3 日の水和熱は一般に低下する．

（3） セメントの組成により AE 剤の影響は若干異なるように思われる．

（4） 高炉セメントの水和熱に対しては AE 剤の影響は材令 3 日に於けるポゾリス添加試料の値をのぞいて少ない．

（5） シリカセメントは材令 28 日以前では水和熱は低下するがそれ以後の AE 剤による影響は少なくなると思われる．又このセメントの混酸不溶物の量が AE 剤を混入した場合としない場合とでは量が異なり，その程度が材令の進むに従つて小さくなることを認めた．又このセメントの連行空気量は他のセメントに較べて少ない．

（6） 個々の AE 剤の水和熱に及ぼす特性は明瞭には表われなかつたが，ポゾリスのみは他に比較して水和熱の低下は少なく，材令の進むに従つて増加する場合もある．

（7） 空気量と水和熱との間にはなんらかの関係があると思われるが本実験では明らかでない．

終りに実験に協力された塩坂喜一，若林弘一君に深謝する．

河川堤防堤体材料の理想的粒度曲線について

建設技官　福　岡　正　巳

目　次

Ⅰ　緒　　言……（1）
Ⅱ　材料の準備……（2）
Ⅲ　突ヰ固メ試験……（5）
Ⅳ　圧縮試験……（7）
Ⅴ　透水試験……（7）
Ⅵ　試験結果の考察……（7）
Ⅶ　結　　論……（12）

Ⅰ　緒　　言

河川堤防に関する研究の一部として堤体材料の試験方法の研究を開始してから数年を経過した．沖積平野を流れる河川の築堤は細粒の土砂で造ることが多いけれども山地部においては粗粒物を含む場合が相当多い．このようなところで土質試験を行うためには従来普通に使われている小型の試験機械では到底その目的は達せられない．そのために大型の剪断試験機とモールドを装備し，これ等を使用して山土の試験に備えた．そこでまず検定試験を行う必要にせまられたというのが本報告の実験の第一の動機であつた．

（圧縮試験を強度試験として採用するのは最近の傾向であることはここに改めて説明するまでもないが，この報告で圧縮試験を採用したのは圧縮試験が三軸圧縮試験の側圧0の場合に相当すること，圧縮強度の半分が剪断試験の結果求めた粘着力にほぼ相等しいというようなことにもよる．将来の研究において三軸圧縮試験並びに大型剪断試験を行う予定であり，圧縮試験の結果を堤防設計の基礎試験にするつもりである．）

第二の動機は，堤体材料の理想的粒度曲線の決定である．理想的粒度曲線として推賞されているものは種々あるわけであるが，その多くは単に経験的であり，たとえ相当な根拠を有するにしても外国において行われているため詳細な報告を入手することが出来ない．

そのため自信をもつて材料の良否を簡単に判別することが出来ない現状である．この不便をなくする意味でなるべく理論的に根拠を有し，かつ実験的に確かめられたような理想的粒度を有する材料を求め，理論の力を借りてこの結果を一般に適用しようとした．（河川堤防においてはこのような理想的粒度のものが存在せず，又このようなものを造ることもできないが良否判定の尺度としてこのようなものを提案した．n の大なるものは急流部に n の小さいものは緩流部に適用しうる．）

実験には多くの時間と経費を要するので今なお研究続行中であるが，昭和 26 年度までに得られた結果をまとめて取りあえず報告する事にした．

II 材料の準備

〔1〕粒度配合

材料の粒度配合を理論的にコントロール(control)するために，コンクリートの配合設計について提案された．Talbot 式を使用した．[1)]

$$p=\left(\frac{d}{D}\right)^n\times 100 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

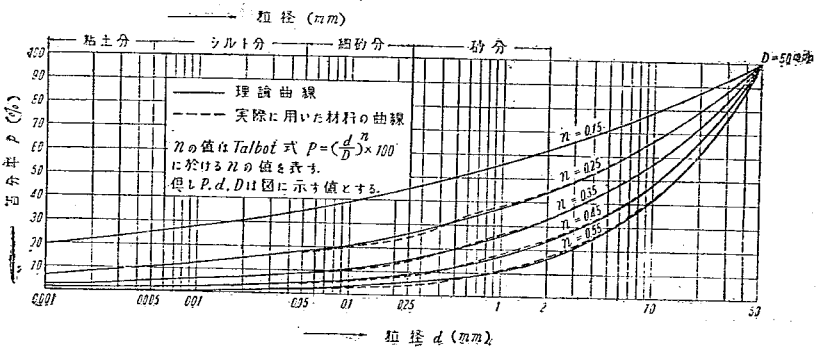
ここに p：ある大きさのフルイを通る粒子の量の割合 (%)

d；そのフルイ目の大きさ

D；材料中に含まれる粒子の直径の中最大なるもの

n；0.24～1.20 まで変化すべき指数

最大粒径 D=50 mm を有し，指数 n=0.25, 0.35, 0.45, 0.55 を有する4種の材料をつくり使用することにした．そしてこのような粒度曲線を有する材料を多摩川産の砂利と砂，関東ローム，川口市産の粘土を適度に配合することにより造つた．砂利は 50～30 mm，30～15 mm，15～10 mm，10～5 mm，5～2 mm の5種類にわけ，これらとロームおよび粘土とを混合したものに 2～0.38 mm の砂を加えて粒度曲線の補正を行つた．(図—1A) これ等の原材料の性質は図—1B に示す．



図—1A　試験に用いた材料の粒径加積曲線

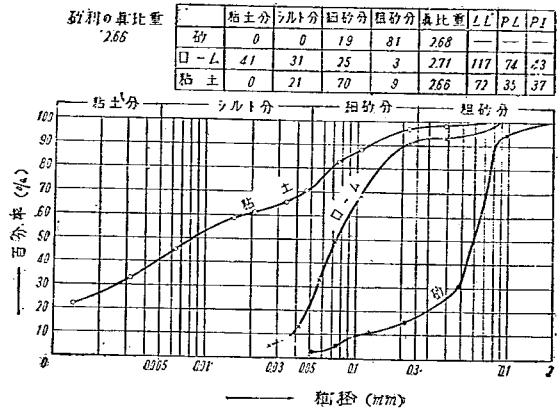
〔2〕試験装置

(1) 型わく

型わくの大きさは現在行われている突き固メ試験，支持力比試験に用いるものを標準にして定めた．米軍の行つた CBR Test (支持力比試験) の研究報告書には突き固メ試験に用いる型わくの大きさは粗粒材料の径に比して十分大きくなければならないと書いてある．そして直径 6 インチのモールドを最大粒径 3/4 インチの

1) C. H Lee ; Selection of materials for rolled-fill earthdams trans. A. S. C. E. 1928. p 1～61.

材料の突き固メに使用している．現行 JIS の突き固メ試験は米国材料試験協会（ASTM）の標準規格によつたものであるが，直径 10 cm のモールドを最大粒径 2mm の材料の突き固メに使用している．最大粒径とモールド径との比は前者では 1/8，後者では 1/50 となつている．今迄試験によつて得た感じからすれば前者においてもまだ多少余裕があり，もう少し粗い粒径のものを用いても支障はないように思う．CBR Test の場合の最大粒径は突き固メ試験よりもむしろ貫入試験の方から押えられるのではなかろうか．強度試験として貫入試験の代りに（単純）圧縮試験を用うれば一層粗粒のものも試験しうる可能性があるであろう．この点は将来の研究に属する．さて今回は強度試験として圧縮試験を採用するのでモールドの径は一応 CBR Test 程度に押えて十分よい精度を挙げられると見たのである．この際コンクリートの試験ではモールド径の 3 分の 1 の大きさの骨材の入ることを許している例も若干参考になると思う．



図—1B　原材料の性質

次に高さであるが，高さと径の比（r）が大きければ圧縮強度は小さく，r が小さければ次第に大きくなると云う事はよく知られた事実である．（gonnermann の実験）一般に材料の圧縮強度試験には $r=2$ という値を採用している．本実験においても従来の例にならい一応 $r=2$ とした．

圧縮試験を行うためモールドから供試体を脱型するときに鉄と土との粘着力のために非常な困難を感ずる．そこでモールドは中心線を含む面で二つの半円筒に分離できるようにし，中にセルロイド板を当てることにした．こうして突き固メを終つた供試体は原型をそこなわずに圧縮試験を行うことが出来た．

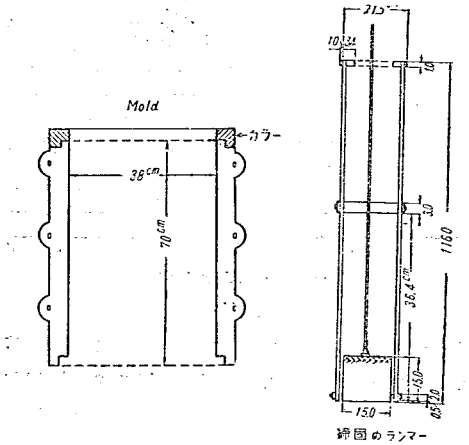
（2）突き固メの方法

突き固メの方法には種々あり，どの方法を採用するかに従つて含水量—乾燥密度曲線の形が若干変化することは既にわかつている．このことから類推して強度，透水性等と突き固メ時の含水比との関係も変化するであろうということが想像される．従つてどのような方法を採用するかについて十分の考慮を払う必要がある．一般にはその材料が実際現場においては土工機械等が締め固められる状況に最も近似した方法を用いる様にしているが，今の場合は特定の締め固め方法を仮定するわけにはいかないので出来得ればあらゆる方法で実施するのがよいと思われる．しかし前述の諸種の事情からただ比較的均一に締め固まるという程度で出来るだけ操作の簡単な方法を選んだ．すなわちモールドの内側に丁度入る大きさの鉄製円板を突き固めるべき層の上に置き

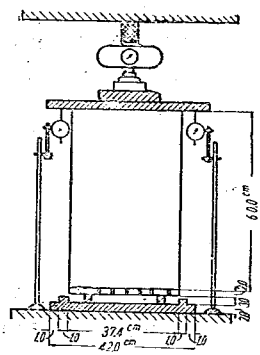
重量 20 kg の鉄製円壔を 100 cm の高さから落下せしめて叩いた．(図—2)

（3） 圧縮試験装置

圧縮試験の方法も甚だ多種多様であるが最も簡単な方法として図—3 のようなものを選んだ．すなわち荷重はスクリュージャッキによつて加え，荷重の大きさは検定用リング (prooving ring) により測定した．歪は



図—2　モールド並びに突き固メ用ランマー



図—3　圧縮試験装置

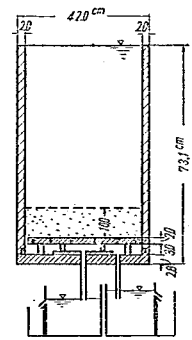
ダイヤルゲージで読みとつた．このような試験装置は不完全ながら定歪式圧縮試験機ということになる．精度の高い定歪式圧縮試験機は実験終了後に入荷したので今後機会があればこの実験を繰返して実施したい．今回は締め固めたままの供試体について含水量の変化を与えずに圧縮試験を行つて強度を求めたのであるが，堤防が破壊する場合には完全飽水していることが多いので完全飽水状態の試料がのぞましかつたが，このような供試体では完全に飽水させると崩壊 (slaking) を起し，モールドの中に入れたまま吸水させた後，脱型すると自重で崩れてしまい強度試験が行えなくなつてしまう．従つて飽水した供試体の試験を行う場合にはどうしても三軸圧縮試験 (triaxial compession test) 又は貫入試験のような方法をとらなくてはならない．大型の三軸圧縮試験は到底望むべくもないので[2]せめて貫入試験でも実施しようと思い試験的に行つてみたのであるが，ジャッキで円壔を押し込むというような簡単な方法では正確な値が得られなかつた．もつとも小型の試験で材料の準備も相当に入念にしたように思つても支持力比試験で優良な結果を出すには並大抵なことではないから，このような荒つぽい試験方法ではよい結果が得られないのは当然のことであるかもしれない．

（4） 透水試験装置

透水試験装置としては突き固メモールドをそのまま利用した．直接透水試験は非常に難かしい試験の一つで

2) Bureau of reclamation では大型の三軸剪断試験機を使用している．United states national council on soil mech. and foun. eng. annual report. 1950～1951.

あつてここで採用した方法が最良であるとは決して考えていない．気泡を追い出すために水を通す方向が下から上の方向に向う方がよいという事は一般にいわれている事であるが，今回は逆に上から下へと透水せしめた．これは実験装置の都合上そうしたのであつて，気泡の脱出を妨げる点では不利であるから，この欠点を出来るだけ避ける意味で透水開始後相当時間たつた後に透水量の測定をはじめた．水頭勾配は堤防のような低いダムでは極めて小さいから 10 以下にとつても差支えなかろう．壁とモールドとの接触面は水が集中して流れやすく透水試験に大きな誤差を生ぜしめる原因となるのであるが，今の場合，成型モールドをそのまま透水円筒にしてあるから相当密着程度がよいと考えられる．だからこの部分を通る水が中心部の方の水流の流線を大きく乱すようなことはあるまいと想像される．けれども壁を伝わる水をも流量として加えることには若干の心配があるのでこれだけは除外するようにした．もし結果において著しいむじゅんが起れば単なる憶測ではなしに理論的実験的にこの点を追及する積りであつたけれども，さしたる障害も認められなかつたので，そのままにしておいた．具体的には図—4 のように成型モールドに孔のあいた底板をしき，中心部を透過する水をビーカーに集め，その量をはかるようにした．



図—4 透水試験装置

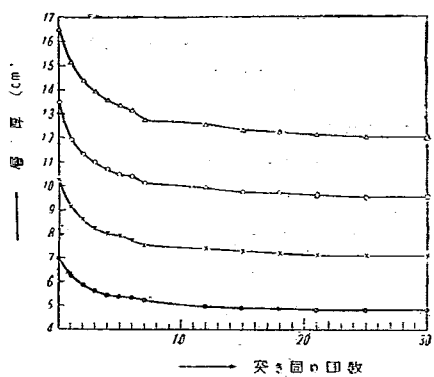
III 突キ固メ試験

〔1〕 材料の準備

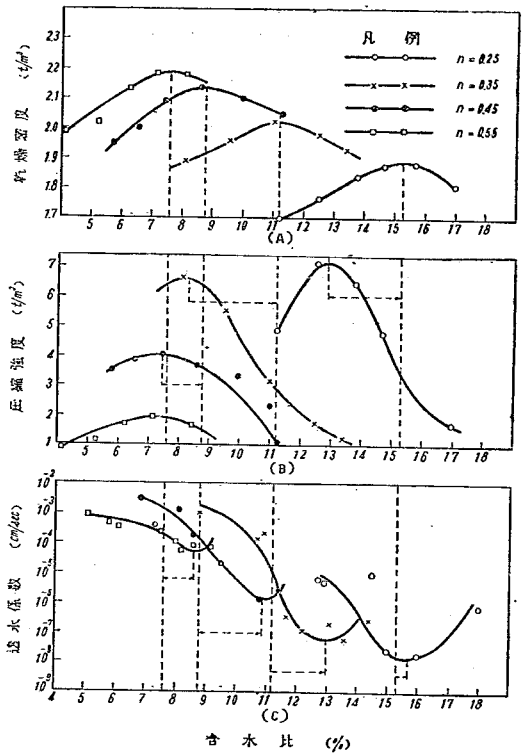
砂利，砂は室内で空気乾燥したものをフルイ分けたものを準備した．ロームは室内で空気乾燥し，ローラーで粉砕し 2.0 mm の角目網フルイによりふるい通過したものを用いた．粘土も同様に空気乾燥し，ローラーで粉砕し，2.0 mm の角目網フルイにかけ，通過したものを用いた．上のようにしてつくつた材料は十分に混合した後なるべく均一に水を加え，十分に混合した．なお水分が均一に行きわたるようにするため一日間そのまま放置し，モールド内に填充する前にもう一度練り直しを行つた．

〔2〕 予備実験

本実験に先立ち各層の厚さと突キ固メ回数を定めるための予備実験を行つた．層厚は最大粒径の約 2 倍とし全部を 6 層にわけてつめる事にした．関東ロームを 4.8 mm フルイにて ふるい，気乾した土を用いて突キ固メ回数を変化せしめて行つた試験の結果によれば，突キ数の増加と共に密度は増加して行き 25 回程度に達すると一応落ち付き曲線の切線は

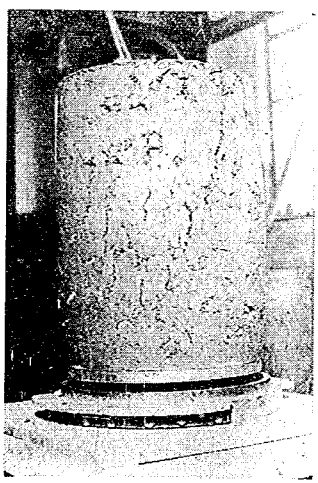


図—5　突キ固メ回数と層厚との関係



図—6　締メ固メの含水比と乾燥密度，圧縮強度，透水係数間の関係

写真—1　圧縮試験終了後の供試体
(n=0.35　w=8 %)



写真—2　圧縮試験終了後の供試体
(n=0.25　w=17 %)

緩勾配になる（図—5）．そこで以後の実験には層数を6とし，各層 23 kg ずつの試料を用いることにした．

〔3〕突キ固メ試験の結果

突キ固メ試験は上記の方法で開始した．第1回目の突キ固メが終了した後高さを測定して容積を算出した．モールドを二つ割りにして取り出した試料をそのまま圧縮試験装置にかけて圧縮試験を行つた．含水量測定のための試料は供試体の中心線上，上，中，下，の三部分から約 1.000g ずつ採取した．圧縮試験の結果破壊した供試体を再び粉砕して新かくし（スコップ使用），これに水を加

えて含水量を増加せしめ十分混合して，翌日まで放置した．前と同様に突き固メ開始前に十分よく混合した．このようにして試験を繰返し，一般の突き固メ試験と同様に密度が減少し始めるまで続けた．試験結果は図-6(A)に示す．

IV 圧縮試験

ジャッキの頭の移動速度はほぼ 20 mm/min とした．移動速度は即ち供試体の歪速度である．試験は供試体が破壊するか，著しい変形が起つた時に中止した．含水量の少ない供試体はコンクリートの圧縮試験におけると同様写真—1 の様に破壊する．更に含水量多く最適含水量附近では多数の縦龜裂を生ずるが完全破壊に到らず(写真—2) 最も多量に水分を含むものでは脱型時に自重で多少変形し，圧縮力を増加すると著しくプラスチックな変形を起し，龜裂の発生量も少なくなつて来る．

破壊した供試体の断面を見ると $n=0.25$ の試料はほぼ均一に混合が行われていると見做してよいが n の増加と共に次第に不均一の度を増している様である．混合を均一にすることはむずかしくモールドの中へ材料を入れるときに相当注意しても分離 (segregation) を起しやすいがこの程度は n の増加と共に増大する様な傾向にある．

試験の結果は図—6(B)に示した．

V 透水試験

突き固メ試験と同様の要領で試料をつめた．違う点は試料は1層 (層厚約 10 cm) とし，モールドの底は透水用多孔板をしいたことである．試験装置の項で説明したように準備してモールドの上縁から常時水を溢流せしめ透水の水頭を一定に保つ．底にうけた水量をはかり透水係数を算出する．試験結果は図—6(C)に示した．(透水係数と堤防断面との関係は土木学会：最新土質工学参照)

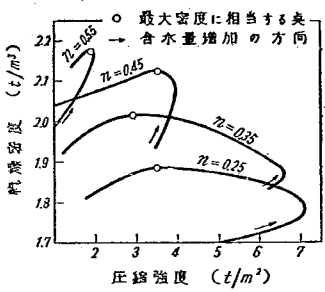
VI 試験結果の考察

(1) n の値が増加し粗粒物を多量に含むようになると共に最大密度は増大する (図—6(A))

(2) n の値が増加すると共と最適含水比は低下する (図—6(A))

表—1 最適含水比 w_o，最大乾燥密度 G_o，最大強度を与える含水比 w_c，最大圧縮強度 S_c，最小透水係数を与える含水比 w_p，最小透水係数 k_p，w_o-w_s，w_p-w_o，w_p-w_s 間の関係

n	w_o %	w_s %	w_p %	G_o t/m³	S_c t/m²	k_p cm/sec	w_o-w_s	w_p-w_0	w_p-w_s
0.25	15.3	12.9	15.7	1.89	7.2	1.6×10^{-8}	2.4	0.4	2.8
0.35	11.2	8.3	13.0	2.02	6.6	6.3×10^{-8}	2.9	1.8	4.7
0.45	8.8	7.4	10.9	2.14	4.0	1.3×10^{-6}	1.4	2.1	3.5
0.55	7.6	7.3	8.6	2.19	2.0	5.0×10^{-5}	0.3	1.0	1.3

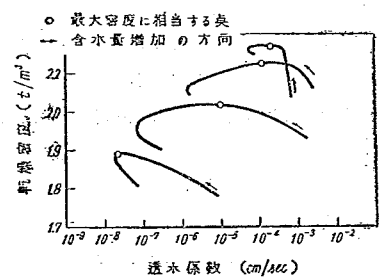


図—7　乾燥密度と圧縮強度との関係

（3） 圧縮強度と締メ固メ時の含水比との値をグラフに描けば，含水比—密度曲線と同様な形の抛物線形の曲線が得られ，その頂点すなわち強度最大の点の含水比は，最適含水比よりもやや低い値を示す（図—6(B)）.

（4） 乾燥密度と圧縮強度，間隙比と圧縮強度との関係は図—7 に示される（表—1 参照）. これによると同一の乾燥密度間隙比をもつ材料でも粒度分布曲線が違えば強度は異ると云う事がわかる. また締メ固メの時の含水量の相違も強度に影響する事がたしかである. この試験では浸水（soaking）した供試体についての試験は出来なかつたが，支持力比試験の結果から推定すれば，浸水した供試体についても同様の事がいえるのではないかと思う. 強度最大の点の両側に強度が同一でも乾燥密度の相異する点が存在する.

（5） 透水試験と締メ固メ時の含水比との関係は透水係数を対数目盛にとつて表わした場合，上の二つの曲線と同様な抛物線形のグラフになり，極小点すなわち最も透水係数の少ない点について考えれば，n の値が増加すれば透水係数も増加する（図—6(c)）.



図—8　乾燥密度と透水係数との関係

（6） 乾燥密度，間隙比と透水係数の関係は図—8 の様になり，ここでも乾燥密度，間隙比と圧縮強度との関係と同様に其の関係は一義的に定められないということが云える（表—1 参照）.

（7） n の大きな材料では最大乾燥密度が大きいにもかかわらず n の小さな材料より強度が弱いと云う結果が出ているのはどういうわけかと云う事を若干検討してみる. まず土の強度の増加は粗粒子のカミ合せ力と細粒部分の凝集力との増加による. 細粒部分の凝集力は同一の質のものであれば乾燥密度と含水量とによつてきまつて来る（図—6(C)）.

粗粒部分によつて造られた間隙を細粒部分がうめていると考え，細粒部分の乾燥重量とこの間隙の比をとり，これを細粒部分の乾燥密度 G_f とすれば，

$$G_f=\frac{\frac{p}{100}}{\frac{1}{G_o}-\frac{1}{G}\left(1-\frac{p}{100}\right)} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに p=細粒部分の百分率　G_o=全体の乾燥密度　G=真比重

で表わされる．細粒部と粗粒部との境界を 0.05 mm のところとすれば G_f の値は表—2 の様になる．（この境界は全く便宜的のものである．）これから乾燥密度は n の増加と共に減少する事がわかり，n の増加が強度

表—2　0.05 mm 以下の細粒部分の百分率 p，乾燥密度 G_f，含水比 w_f の関係（土粒子の比重を 2.65 とする）

n	P %	100—P %	G_f t/m³	w_f %	ΔG_f t/m³	Δw_f %	$\Delta w_f/\Delta G_f$
0.25	17.8	82.2	0.81	69	0.13	17	130
0.35	8.9	91.1	0.59	92	0.11	34	310
0.45	4.46	95.54	0.42	130	0.13	67	520
0.55	2.24	97.76	0.26	206	0.08	134	1,570

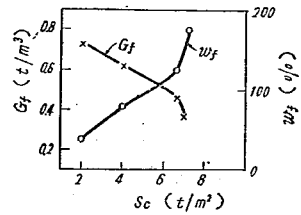
の減少を表わす事の一原因はここに存するだろうと想像出来る．

次に含水量について調べてみる．細粒部分の含水比 w_f を表わす式は次の様である．

$$w_f=\frac{w_0-\left(1-\frac{P}{100}\right)w_c}{\frac{P}{100}} \quad \cdots\cdots (3)$$

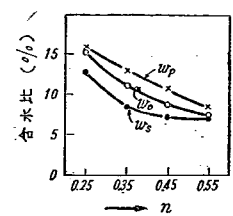
ここに w_c=粗粒部分の含水比

w_c=3 % として w_f を求めると表—2 の値になり，n の増加と共に含水量は増加している．G_f，w_f と S_c との関係を図示すれば図—9 の様になり，圧縮強度が細粒部分の乾燥密度や含水量と関係があるのではなかろうか．そして若しそうだとすれば乾燥密度の増大と含水量の減少が強度増加に預つて力がある事になる．

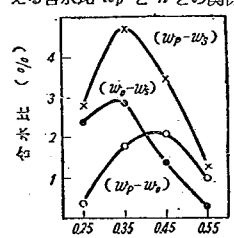


図—9　最適含水比における強度 S_c と細粒部分の乾燥密度 G_0 並びに含水比 w_f の間の関係

（8）図—6 より最適含水比 w_0，最大乾燥密度 G_0，最大強度を与える含水比 w_c，最大圧縮強度 S_c，最小透水係数を与える含水比 w_p，最小透水係数 k_p，w_0-w_s，w_p-w_0，w_p-w_s の間の関係をもとめると表—1，図—10，11，の様になる．表—1，図—8 を見れば最適含水比は最小透水係数を与える含水比よりは小さく最大強度を与える含水比よりは大きい事がわかる．しかしこれ等の含水比の間の差は図—11 の様に抛物線形になる．この様な現象に対して若干考察してみたい．



図—10　最適含水比 w_0，最大強度を与える含水比 w_c 最小透水係数を与える含水比 w_p と n との関係

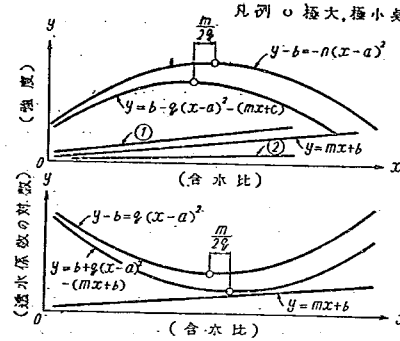


図—11　(w_0-w_s)，(w_p-w_0)，(w_p-w_s) と n の間の関係

（9）まず，最大圧縮強度を与える点が何故最適含水比を与える点の左側に来るかについて考える．図—12 において抛物線 $y-b=q(x-a)^2$（a, b は正の常数）を乾燥密度と強度との関係を表わすもの

表—3

材　料	粒径加積曲線の方程式	含水比	混合の割合(乾重)
A	$P_a=f_a(d)$	w_a	q
B	$P_b=f_b(d)$	w_b	r
C	$P_c=f_c(d)$	w_c	



図—12　最大強度，最小透水係数を与える点が最適含水量をあたえる点と一致しないことを示す図

とする．ただし x 軸には乾燥密度の代りに之に対応する締メ固メ含水比をとり，y 軸には強度をとつた．次に直線①は含水量の増大により低下すべき強度の大きさを表わすもので，含水比—強度をそれぞれ x, y 軸にとつた．直線②は含水量の増大が均一性の増加をもたらし，強度を増大せしめる状況を同様に表わしたものである．含水量の増大が強度を弱める程度が均一性を増して強度を高める程度より小さいと仮定して，これ等の作用により強度が減少する模様を直線③で表わす事にし，これを $y=mx+c$(m, c は正の常数) とする．そうすると強度は

$$y=b-q(x-a)^2-(mx+c) \cdots\cdots (4)$$

で表わされる．強度最大の点の時の含水量 x_c は

$$x_c=a-\frac{m}{2q} \cdots\cdots (5)$$

となり最適含水比を表わす点 $x=a$ より含水量の小さい所に来る．

(10)　最適含水比を与える点が最小透水係数を与える点の左側に来る理由は上記と同一方法により説明出来る．つまり，強度の代りに透水係数の対数をとり，その極小点をしらべる．この場合含水比は問題にならず均一性のみが問題になつて来る．そして水分が多く均一性を増す事は透水係数を減少せしめるから (4) 式の代りに次式用いればよい．

$$y=b+q(x-a)^2-(mx+c) \cdots\cdots (6)$$

透水係数最小の点に相当する含水比 x_p は

$$x_p=a+\frac{m}{2q} \cdots\cdots (7)$$

となり最適含水比を表わす点 $x=a$ の右側に来る．

(11)　最適含水比と最強圧縮強度を与える含水比との差 (w_0-w_s) と n の関係は図—11 に示される．又この値は図—12 の $m/2_q$ に相当する．この場合 q の値は細粒部分の乾燥密度に比例すると考え，m は細粒部分の含水比に比例すると考える．全体の試料の 3% の含水比の変化が細粒部分の乾燥密度を変化せしめる量を ΔG_f としこれを表—2 に示した．全体の試料の 3% の含水比が細粒部分の含水量を変化せしめる量 Δw_f を計算しその結果も表—2 に記入した．

$$\frac{m}{2q} \propto \frac{\Delta w_f}{\Delta G_f}$$

の値は w_o-w_s に比例すると考えられるがこの値も表—2 に示す．この結果からみると n が増加すれば w_o-w_s も次第に大きくなる筈である．ところが $n=0.45\sim0.55$ ではそれが成り立たない．この理由はこの様な粗い材料では細粒部分の性質が全体の強度にあたえる影響が割合少ないためではなかろうか．つまり全体の材料についての m の値が $n=0.25, 0.35$ の材料に比して小さいのではなかろうか．図—6 において圧縮強度—含水比曲線の形が $n=0.45, 0.55$ の材料では極めてフラットになつているのは上の考察がある程度正しいと云う事を裏書きしている様に思われる．

(12) 最適含水比と最小透水係数をあたえる含水比との差 (w_p-w_0) と n との関係は図—11 に示す．10 項と同様の考察によりこの関係を論ずる事が出来る．この場合にも含水比が均一性を通じて透水係数に及ぼす影響は n の値の変化すると共に変化し，$n=0.55$ の材料では影響が極めて少なくなる．この事実は図—6 の透水係数—含水比曲線が $n=0.55$ のものでは極めてフラットになつている事からも想像出来る事である．

(13) ある材料の含水量が極めて多く最適含水比での締メ固メが不可能である場合往々にして含水量の少ない粗粒材料を加えて含水比を減少せしめ，単位体積重量を増加せしめ，且つ最適含水比になる様にしているのであるが，この様な工法は常に正しいであろうかを検討してみよう．

材料 A, B を混合して材料 C をえたとする．

備考：d＝粒径，$P_a, P_b, P_c=d$ より小さい粒径を有する土の部分の重量百分率

表—3 で表わされた様に仮定をすると次の式が成立する．

$$\begin{cases} P_c=\dfrac{qP_a+rP_b}{q+r} \cdots\cdots (8) \\ W_c=\dfrac{qw_a+rw_b}{q+r} \cdots\cdots (9) \end{cases}$$

$$\text{故に}\quad P_b=P_c+(P_c-P_a)\frac{w_b-w_c}{w_c-w_a} \cdots\cdots (10)$$

(10) 式で材料の粒径，含水量は任意に変化せしめうる．それゆえ最適含水比以上の水分を含む土でも最適含水比で締メ固メを行いうるごとく変化せしめる事が出来る．

1 例を示せば図—6 において $n=0.25$ の材料 A で，$w_a=17\%$ のものに粗粒物 B（含水比 $w_b=5.0\%$）を加えて $n=0.55$ の材料 C を造り，その最適含水比 $w_c=7.6\%$ になる様にしようとする．材料 A, B の混合割合は (9) 式より $q:r=28:100$ となる．又材料 B の粒度分布曲線は次式で表わされる．

$$P_b=1.28\left(\frac{d}{50}\right)^{0.55}-0.28\left(\frac{d}{50}\right)^{0.25} \cdots\cdots (11)$$

所が図—6 によれば $n=0.55$ の材料 C は圧縮強度は最適含水比に締めても最初と殆んど変化なく，透水性は却つて大きくなるからこの様に大きな手数をかけたにもかかわらずたいして良くならないのみか逆に悪くなつている．この例からわかる様に粗粒物を加えて含水量を最適含水比にしたためにかえつて粒径分布を乱し，逆効果を来す事になる場合もある事を記憶にとどめておくべきであろう．故に乾燥の目的で粗粒材を混合する場

合にも出来るだけ所要の性質が確保されているかどうかを検討してみる必要がある.

(14) 堤体材料として要求される性質を圧縮強度透水係数で代表せしめらるとすれば

$$P=\left(\frac{d}{D}\right)^{n}\times 100$$

n=0.25～0.35 において最も優良な結果がえられる.

VII 結 論

(1) 堤体材料の粒径加積曲線の方程式を

$$P=\left(\frac{d}{D}\right)^{n}\times 100$$

であらわした場合, n=0.25～0.35 が最も優れている.

(2) 材料の強度は細粒部分の乾燥密度と含水比に関係するが, その影響は n=0.25～0.35 では甚だしく, n=0.45～0.55 では粗粒子のかみ合せ力の影響が相当利いて来る.

(3) 材料の透水性は細粒部分の均一性と深い関係を有するが, n=0.45～0.55 特に n=0.55 では粗粒部分の均一性が大いに問題になつて来る.

(4) 過剰な水分を含む材料に粗い乾燥した材料を加えて最適含水比を以て締め固めようとする時には, 最後に出来た混合材料の粒度配合が適当であるかどうかを十分確かめる必要がある.

(5) 一般の堤体材料試験法として本報告の様な方法を採用するには若干の試験を附加する必要があり, 今後更に進んだ研究を実施する予定である.

あとがき：本実験は主として東技官, 東大学生鴨打英明君に手伝つていただいた.

山形県月山東北部の山地崩壊について (1)
── 山地崩壊の地質 ──

建設技官　芥　川　真　知

目　　次

Ⅰ 緒　　言……(1)
Ⅱ 地形および地質……(2)
〔1〕 地　　形……(2)
〔2〕 地　　質……(2)
〔3〕 地質構造……(5)
Ⅲ 崩　　壊……(6)
〔1〕 崩壊地の分布……(6)
〔2〕 代表的崩壊地の様相……(6)
〔3〕 崩壊の地質的原因……(9)
〔4〕 崩壊地の砂礫生産……(12)
Ⅳ 結　　論……(14)

Ⅰ 緒　　言

洪水時に運搬される流砂礫やダムの堆砂に関する問題は，その影響する処が極めて多いだけに近来やかましくその対策が叫ばれているが，砂礫や泥土の生産地に対する注意はそれが根本問題であるにも拘らず従来等閑にされて来た傾向がある．河川上流部の山地崩壊は砂防やひいては河川改修，港湾・海岸維持等の問題に関聯して河川に多くの影響を及ぼす．急峻な地形を持つ吾が国では崩壊を起している山地も多いが，代表的ないくつかの崩壊地でその崩壊の原因機構や過程を研究し，その結果に基づいて対策を樹て或は流砂礫に関する資料を得るならば，他の多くの崩壊についてもその取扱に益する処が大きいであろう．

崩壊はそれ自身が創痍と云う地質現象の一つの型であり，附近の地層岩石の持つ地質的な環境，歴史に左右される事が多い．そこで筆者は崩壊を地質的な面から研究することにした．代表的崩壊地の一例として立谷沢上流部を取上げ，第一段階として崩壊地の地質調査を行つた．

立谷沢川は山形県月山の東北に発する最上川の左支で，最上川に多量の砂礫を供給している．月山の東北斜面を始め上流部には多数の崩壊箇所があり，建設省および林野庁の砂防工事が行われている．この崩壊には地質的な素因が大きな影響を及ぼしている．

一般に崩壊の地質的な原因としては岩石固有の物理性と，それに及ぼす二次的の変化が挙げられる．月山の場合は後者が著しい．それは更に断層・節理・破砕等地質構造に関係するものと深部風化等二次的変質とに分けられる．之等の原因によつて元来塊状堅硬な岩石が破砕され軟化し，気象条件や河川の浸蝕等の直接的な誘因

によつて容易に崩壊を起すに到る．この様に，地質条件は多くの場合崩壊の直接的誘因にはならないが間接的に大きな意味を持つているのである．

本報告では主として月山東北部の崩壊の地質的な原因について述べる．流砂量の量，運搬過程はなお今後の問題である．

現地調査は 1950 年，51 年に各約 30 日間行つた．1950 年には東京大学地質学教室栩井・新堀両学士，1951 年は土木研究所地質研究室高野，佐藤両技官が行を共にされ有益な御意見を賜つた．特に北部の層位に関しては栩井氏に負う処が多い．現地では最上川水系砂防工事事務所吉田所長・倉上工務課長から種々便宜を与えられた．併せ記して深甚の謝意を表する．

II 地形および地質

〔1〕 地　形

立谷沢本川は月山東部に発し北北西に流れる．二つの支川濁沢および赤沢とほゞ一地点で合流して西に向い，弧を画いて漸次北に方向を転ずる．瀬場で合流する支川を玉川と呼ぶ．大中島以北ではほゞ北に向つて流れ，清川で最上川に合流する．月山は南北方向の尾根を持つ海抜 1980 m の火山である．その西側斜面は一般に急傾斜をなす．東側斜面は上部でゆるやかであるが，海抜 1400～1500 m に長く連る崖線を境にしてその下部はかなり急峻である．大中島を通る南北の線を引くとその西側は一般に泥流および軟かい地層より成り，複雑な谷型を示す丘陵が続く．東側は概して堅硬な岩石より成りやゝ急な地形を作る．

濁沢・赤沢との合流点を境にしてその下流側は一般に層理の明瞭な地層が広く露出するが上流側には無層理の岩石が多い．

〔2〕 地質（図—6 参照）

（1） 花崗閃緑岩

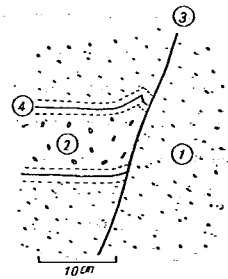
この地域の基盤岩石は黒雲母角閃花崗閃緑岩で立谷沢本沢上流部，赤沢中・上流部の広い地域に露出する．成分鉱物・岩相は地域的にかなりの変化を示す．露出地域の各処で，特に縁片部では淡紅色大型長石の斑晶を有する花崗斑岩状を呈し，微晶質の石英粗面岩岩脈に貫かれ，或は同質岩脈を挾んで角礫凝灰岩等他種岩石に接するが，岩体の中央部に近いと思われる処では完晶質中粒或は細粒で部分的に黒雲母を欠き，花崗岩状結構を示しほとんど脈岩を伴わない．有色鉱物および斜長石の緑泥石化が著しく，殊に斑岩状の部分に目立つている．立谷沢本沢上流の一部では周囲を断層で囲まれて花崗閃緑岩内に注入片麻岩が小区域に露出する．又小嶽の西側で立谷沢に沿い斑岩状の部分が露出するが，此処では本岩中に方解石の白色斑を有し変朽安山岩化された緑色凝灰岩（おそらく玄武岩質岩石源）が捕獲されている．両岩石の接触部では両岩が数 cm の幅で変色している．(図-1) 次に述べる地層とは断層および不整合で接し，之に覆われている．

（2） 立谷沢累層

本地域第三系の最下部をなすもので，赤沢下流部，本沢の一部，濁沢松沢玉川の大部分，二支川合流点以西

の立谷沢彎曲部，瀬場以北に広く分布する．岩相の変化が甚だしく，多種の火山岩を伴い，主として凝灰質である．固結程度は地域的にかなりの差があるが概して堅硬である．之は次の三部層（member）に分けることが出来る．

1）**松沢凝灰岩頁岩互層**　これは主として堅硬緻密な黒色頁岩より成り，処により暗色又は緑色やゝ粗鬆の凝灰岩層および変朽安山岩と互層する．一般に層理は明瞭である．二支川合流点より瀬場附近にかけて川沿いに代表的露頭が見られる．本層上部には Cyclamina sp. を多産する．凝灰岩は安山岩質で松沢以東二支川合流点附近に発達し，角礫凝灰岩状・礫岩状（礫は主として変質安山岩および同質凝灰岩の円礫乃至亜円礫で直径 15 cm 以下のものが多い）・砂岩状の部分を伴う．



① 花崗岩
② 玄武岩質凝灰岩
③ 節理
④ 有色物質に乏しい部分

図—1

2）**新田火山砕屑岩層**　次に述べる玉川噴出岩類より漸移し，主として緑色一暗緑色の変質火山岩質の岩石から成る．塊状で節理が発達し，強く変朽安山岩化している．おそらく玄武岩質の岩石に由来するものである．本層は熔岩，集塊岩および凝灰岩の complex である．赤沢下流部および瀬場以北の立谷沢川の東部に分布する．凝灰岩は方解石（緑泥石化している事が多い）の球状小斑を含む緑色無層理凝灰岩で，玉川噴出岩類源の変朽安山岩に漸移する．集塊岩は暗緑色やゝ粗鬆の凝灰質物中に不定形の暗緑色変質火山岩が点在するもので，節理に乏しいが下方浸蝕に対する抵抗が弱い為にこの岩石中を流れる川は狭谷を作つている．熔岩は緻密堅硬で流理・節理に富み，往々変質を受けて暗緑色になつている．本層中の集塊岩に漸移し，レンズ状をなして貫入する．

3）**瀬場凝灰岩層**　新田層との関係は明らかでないがおそらく之と漸移する．主として流紋岩質凝灰岩・集塊岩・凝灰岩および凝灰質砂岩等より成る．瀬場一市郎右衛門新田に最もよく発達し，それより南部の山の中腹および濁沢，松沢にも分布する．瀬場南部では下部は集塊岩～礫岩状を呈し，上部になるに従つて凝灰岩・砂岩が多くなる．松沢中流部・瀬場の南東部，濁沢中流部・市郎右衛門新田の東部等の本層中には流紋岩熔岩が発達する．濁沢中流部・赤沢下流部左支および松沢中流部には粗面安山岩が，濁沢中流部には石英安山岩が本層中に見られる．之等は将来別個の member に類別されるかもしれないが，未だその分布を確かめ得ないので一応本層中に入れることにした．本層中からは月山七合目合清水附近の礫岩より Conus, Vicaryella, Arca などの介化石を，大中島附近からは Comptoniphyllum, Salix などの植物化石を多産する．

4）**玉川噴出岩類**　松沢層および新田層に接して玉川中流部・瀬場以北および濁沢上流部に発達する．一般に塊状で節理に富み，部分的に珪化が著しい．主として粗粒玄武岩の変朽安山岩化したものであるがこの変質は各処で著しく行われている．本岩は破砕を受け易く，本岩の分布地域にはしばしば破砕帯が見られる．玉川中流部および濁沢最上流部では破砕作用を受けて多数の節理，龜裂が発達し，濁沢では鉱化，粘土化が行われている．

以上の四部層は同時異相と考えられるが，概括的に云えば，調査地域の南東部には瀬場層・松沢層が，南西

部には濱場層・玉川噴出岩類が，北東部には新田層・松沢層が発達すると云える．

（3） 清 川 累 層

本層は立谷沢累層の上に整合に発達し，主として珪質硬質頁岩より成る．処により下部に凝灰岩～凝灰質砂岩層を挾み，又石灰質団塊を含んでいる．本層の頁岩は下部のものを除き層理は明瞭である．Sagarites，ウニ，魚鱗，Propeomussium などの化石を含んでいる．

（4） 中 村 累 層

清川累層に整合に重なり，一部は清川累層と漸移する．主として暗灰色の軟質泥岩から成る．層理は一般に不明瞭で塊状である．Sagarites 等の化石を産する．調査地域北部の立谷沢右岸に分布する．

（5） 筍 状 累 層

おそらく中村累層を整合に覆う．灰色～暗灰色の凝灰質軟質砂岩・泥岩より成る．しばしば海緑石を含む暗緑色部が見られる．塊状の部分と層理の明瞭な部分とがある．一般に傾斜はゆるやかである．調査地域北部左岸の丘陵に分布する．

（6） 科 沢 累 層

工藤沢附近の立谷沢川両岸の小区域に他層と断層を以て境されて露出する．おそらく筍沢累層に不整合に重なつている．主として凝灰質軟質の砂岩より成り，工藤沢附近右岸では本層中に亜炭を挾んでいる．

（7） 月山 proper

本地域の南部・西部に月山を中心にして広い地域にわたり以上の層を覆う月山 proper が分布する．この火山活動の行われた頃には月山附近は既に山地を成していたもつらしい．月山 proper の被覆は薄く，合清水附近には基盤の礫岩が内座層となつて露出し，濁沢上流部では海抜 1300～1400 m 附近迄立谷沢累層玉川噴出岩類等が露出する．

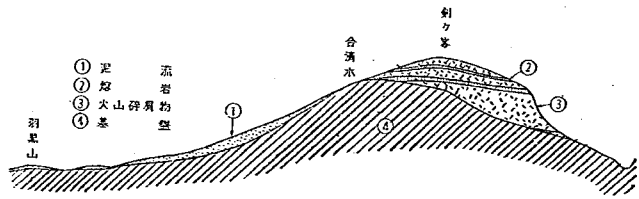
月山 proper は熔岩，火山砕屑物および泥流から成る．

1） 熔 岩　　之は輝石安山岩および角閃輝石安山岩で緻密堅硬である．地形上月山 proper の最上部に露出する．熔岩の分布する地域では熔岩は板状節理および之と直角に交わる節理に富み，火山砕屑物と互層する．月山山頂部より北側剣ケ峯迄続く尾根を境にして，その東側に続く緩斜地に分布する．この斜面の末端には長く続く崖線が発達するが，この崖線は又熔岩流の分布地の末端でもある．即ち，熔岩流によつて出来た台地はその下部の火山砕屑物層に比べて川の開析に対する抵抗が強く，且つ浸蝕の行われる際に節理によつて生じた熔岩ブロックの崩落が行われるので，濁沢を始め各沢の開析によつて台地末端が崖になるつである．

2） 火山砕屑物　　上述崖線の下半部およびその下方には火山砕屑物が分布する．又砕屑物は熔岩とも互層し，月山山頂斜面上にも分布する．藥田尭山附近および月山の東北東に広く露出する．火山砂，少量の火山灰（かなり風化している）および熔岩・基盤岩片より成り，固結程度は弱く透水性はかなり大きい．部分的にかなり著しい変質を受けて粘土化している．

3） 火山泥流　　前述火山砕屑物の末端部にも見られるが，剣ケ峯の北北西には立谷沢川左岸の山陵部およ

び丘陵頂部を覆つて広く分布する．北端は羽黒山，筍沢鉱泉およびそれ以北に迄露出する．筍沢附近では海抜300 m 以上に見られる．泥流は凝灰質の未固結泥岩状で，凝灰岩・安山岩（風化しているものが多数存在する）および浮石の小片を多数含み無層理である．節理・龜裂を伴わず，不透水性である．



図—2　月山 proper 断面概念図

以上月山 proper の被覆状態を概念的に図示すれば図—2 の様になる．

上述の岩石・地層の外にも科沢東部等に清川累層を貫く玄武岩の存在が認められているが，その分布が確められていないので後の研究に俟つ事にしてこゝには除外した．

〔3〕 地 質 構 造

調査地域北部には多くの南北性の走向断層と，之を截る少数の東西性の断層が見られる．地層は一般に南北の走向を有し同方向に軸を持つ褶曲構造が発達している．瀬場の南では褶曲軸はほゞ立谷沢川に沿つて彎曲し，傾斜は一般にゆるやかになる．この立谷沢川彎曲部の南側は大部分無層理で走向傾斜の決定，岩相の識別が困難な為構造も北部程明らかでない．しかし此処でも亦南北および東西方向の二系の断層群が存在する事が認められる．最南部の地域にはこの他北東—南西方向の節理・小断層が存在する．前節で述べた通り瀬場以北では小区域に露出する玄武岩・石英粗面岩を除けば他は比較的軟かい岩石より成る．この岩石を截る断層は一般に数本の小断層の集合から成り，10 m を超える様な巾広い破砕帯や著しい龜裂の集合を伴わない．之に反し，地域南部では岩石は一般に堅硬で北部と同様な断層も認められるが，更にむしろ破砕帯と称すべきものが存在する．一つの「破砕帯」を挟んで両側の岩石の相対的な移動が認められ，或は地形的にも硬岩の露出によつて生じた陵線が「破砕帯」の両側で喰い違いを生じているにも拘らず，明瞭な断層の存在が認められない事があり，又時には岩石が破砕されて角礫状になる以外にミロナイト様になつたり斑状変晶質になつたりする事もある．それ程の変化を蒙つていない処でも，岩石には多数の節理や龜裂が発達していて容易に細片に分れたり角礫化したりする．濁沢・本沢の上流部ではしばしば凝灰岩・変朽安山岩等がかなり広い地域にわたつて珪化・鉱化・粘土化されていて，後に述べる様に崩壊と深い関係を持つているが，之等の作用は破砕帯に伴う節理・龜裂に沿つて行われている．

瀬場の東の沢には変朽安山岩中に黒鉱鉱床を生じ，立谷沢鉱山の旧坑がある．

以上を概括的に見れば，瀬場の東南の立谷沢彎曲部を大略の境にして，北部は褶曲帯，南部は破砕帯として

特徴付ける事が出来る.

III 崩　　壊

〔1〕 崩壊地の分布

調査地全域にわたつて崩壊の分布を調べると，崩壊は地域的に二群に大別される．その一つは大中島以北の立谷沢川右岸中腹部に点在するものであり，他は大中島の南東の広域に分布するものである．両者の間に根本的な相違は認められないが概して前者の規模は小さい．この中では玄武岩質集塊岩中に発生したものが多数を占めている．この岩石は粗鬆で膠結物質に乏しく，川の浸蝕に対する抵抗が弱いが節理・龜裂が発達しない為，この層を横切る川の両岸は急崖を作るのである．従つてその崖は連続し，むしろ崩壊と称する程のものではない．生藤沢の南東には粘土化された石英粗面岩質凝灰岩中に地辷りが見られる．変朽安山岩や石英粗面岩，凝灰岩（石英粗面岩質）中に在る二・三の崩壊は之に比して規模が大きい．

大中島の南東の崩壊分布を図—3 に示す．

この図から判る様に，月山 proper の熔岩の分布地域には縁辺部に連続して崩壊が見られるが熔岩上には皆無である．又剣ケ峯の西北には玉川・松沢の二・三の例外を除けば崩壊はない．この二・三の崩壊も月山 proper の基盤内に起つたものであつて，火山泥流に覆われた地域に崩壊は見られない．火山砕屑物に覆われた地域内に発達する崩壊にはかなり著しいものがあるが，その原因は後で述べる様に主として基盤の岩石中に求められる．以上に述べた残りの部分，即ち月山 proper の基盤内にも多数の崩壊が見られる．濁沢の全域，立谷沢本沢の下流部，赤沢中・下流部および合流点より大中島に至る間の立谷沢川に沿う地域にかなり密集しているが，立谷沢本沢上流部の花崗閃緑岩～花崗斑岩状岩石の地域には比較的少ない．しかも此の地域内に在るものは総て他種岩石との接触部に生じたものである．

凝灰岩・変朽安山岩・玄武岩中に生じた崩壊は少なくない．立谷沢本沢の濁沢との合流点より上流側 1 km（石英粗面岩・変朽安山岩および凝灰岩），玉川中流部（変朽安山岩）赤沢下流部（玄武岩および粗面安山岩）の崩壊は各々の岩相中に生じた崩壊の代表的なものである．然し乍ら各々の岩相が単独に露出する様な場所に大きな崩壊の生ずる例はむしろ少なく，大半は異種岩相の岩石の接触部に発達する．

岩種別に見れば科沢累層・筍沢累層・中村累層・清川累層および月山 proper 中の泥流内には崩壊は見られないかあるいは稀で，立谷沢累層，花崗閃緑岩および月山 proper 中の火山砕屑物中には多数発生している．殊に安山岩源・粗粒玄武岩源の変朽安山岩や火山砕屑物下部に著しい．

〔2〕 代表的崩壊地の様相

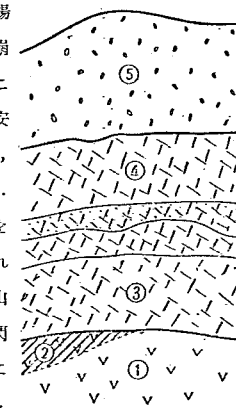
図—3 に示された崩壊のうち，特徴的なものについて観察事項を述べよう．

赤沢①および③は玄武岩中に生じた崩壊である．玄武岩は本調査地域では断層末端や破砕帯末端の様な複雑な変動を受けた区域に分布する傾向があるが，①では粗粒玄武岩に接し，粗粒玄武岩は又僅かの距離を置いて石英粗面岩質礫岩状の凝灰岩に接する．粗粒玄武岩と玄武岩との境には変朽安山岩や石英粗面岩の岩脈が貫入

図—3

している．③では礫岩状の凝灰岩が安山岩質の集塊熔岩に漸移し，その上を玄武岩が覆つている．①③共に之等の接触部を含んで玄武岩に多方向多数の節理が発達し，岩石は大小のブロックに割れている．節理は一般にやゝ開口性であるが粘土等を伴わない．崩壊はこの接触部を含む区域に起り，崩壊によつて生じた崖面は 50° を越える急傾斜で，斜面下の河床には崩落した一片 4～5 m の大きなブロックが累積している．②は周囲を断層を境にして玄武岩および玄武岩質凝灰岩に接する粗面安山岩である．断層は南北，東西および北東一南西の三系の小断層の集合であり，附近の岩石には南北，東西，北東一南西，北西一南東の走向を有し傾斜の急な多数の節理が見られる．粗面安山岩の山は断層に沿つて著しい崩壊を起し，尾根の両側は切り立つた急崖を成している．

本沢④も断層に沿う崩壊の一例である．斑岩状の花崗閃緑岩を截る東西性の断層に沿つて尾根の南面に比較的小さい崩壊が連続して生じている．この断層も一本の大きなものではなくて小規模なものゝ集合である．下柳沢の対岸（立谷沢左岸）にも断層に起因する地辷性の崩壊によつて三段の階段状地形を示すのが見られる．⑤は石英粗面岩質凝灰岩中に生じた崩壊である．附近に大規模の断層の存在は確認されないが，南北に続く崩壊の分布状況から見ても断層あるいは「破砕帯」の存在が推定される．⑥は花崗閃緑岩中に生じた崩壊の代表例である．此処では河床に斑岩状の花崗閃緑岩が露出するが，崩壊の附近では多数の節理を伴い，あるいは更に破砕されている．破砕を受けた岩石は単に角礫化したものゝ外に，長石・石英・角閃石の斑状結晶と之を埋める変質して凝灰状になつた緑色マトリックスとより成るものがある．後者の場合石英・長石の細粒化が認められる．之等の基盤と之を覆う火山砕屑物が共に崩壊を起している．なおこの崩壊に隣接して更に規模の大きい崩壊がある．そこでは花崗閃緑岩を覆つて一部角礫化し強い珪化を受けた数十米の厚さの変朽安山岩が露出し，更に月山 Proper の火山砕屑物が全体を覆つている．花崗閃緑岩，変朽安山岩共に黄鉄鉱の鉱染を受け，変朽安山岩は更に珪化・粘土化している．変朽安山岩が珪化すると元来の濃緑色を失つて白色になり，流紋岩状の外観を呈する様になる．粘土は石膏や硫化物を含んでいる．之等の変質・鉱染はそれの行われた原岩石の亀裂・破砕の甚だしい処で特に目立つている．崩壊は火山砕屑物から変朽安山岩の変質した処へかけて行われ，変質変朽安山岩と花崗閃緑岩との境界は砂礫に覆われて見られない．この崩壊の模式柱状図を図—4 に示す．⑥附近の崩壊には，発げた約 40° の崩壊面上に表土に覆われたブロックが立樹をのせたまゝ欠け落ちているのが見られる．之は一種の辷りによつて出来たもので，辷りの底面は粘土化された脆弱な部分中に在る．



① 花崗岩
② 同破砕部
③ 珪化せる変朽安山岩
④ 珪化著しく褪色せる変朽安山岩
⑤ 火山砕屑物
③④は角礫化している．

図—4

濁沢⑦は濁沢に於て最も砂礫生産量の多い崩壊で，現在営林署の砂防工事が行われている．此処では基盤は石英および長石の小粒を多量に含むアルコーズ砂岩様の凝灰岩と石英・長石の斑晶を有する石英粗面岩とである．この沢（フダラク沢）の合流点附近即ちこの石英粗面岩質岩石の下部には同じく石英粗面

岩質の角礫凝灰岩があり，部分的にかなり強い鉱染・珪化を受け節理が発達している．崩壊は大部分基盤を覆う火山砕屑物中に起り，崩壊地内での基盤の露出は僅かである．火山砕屑物は此処では粗粒火山灰（火山砂）火山弾，火山灰等から成り，粗鬆で透水度大きく崩れ易い．部分的に火山灰の風化による粘土に富む処がある．フダラク沢は崩壊地から発する沢であるが，崩壊より上部の御浜池附近はやゝ凹地を成し，御浜池から崩壊地に至る沢は途中で低い尾根に横断され，御浜地附近は陥没を思わせる地形である．然もフダラク沢は夏期もかなりの水量を持ち，その水は御浜池附近から砕屑物を通して供給されるものと思われる．この崩壊は規模が大きいにも拘わらず，その原因に不明な点が多い．濁沢上流部から左岸に南北方向に鉱化・粘土化・珪化のはげしく行われた地域が点々と続き，鉱泉の湧出も見られる．フダラク沢崩壊地域基盤の露頭では観察出来ないが，本崩壊はこの変質帯一実際は破砕帯にこの種の変質が強く行われるので変質帯は同時に破砕帯と考える事が出来る一の端末に位置している．又濁沢での観察ではこの変質帯と斜交する断層が推定されるし上述の様に御浜池附近の陥没も想像される（この陥没は又破砕帯と密接な関係を持つているであろう）崩壊の地質的な原因は以上のいずれかに求められるのではなかろうか．なおこの他にも崩壊が特に大きくなつた事に関しては次の点が考えられる．即ち，前述の様に崩壊物質（火山砕屑物）は一般に透水率が大きく，部分的に粘土分を含んでいる．しかも御浜池は年中涸れることのない池で相当量の水が砕屑物中に滲透してゆく可能性があり，一方フダラク沢へは崩壊地内から多量の水を湧出している．実際に沢底に基盤岩石の露出する処で流水量が増している様に思われる．⑧は濁沢に於ける典型的な地辷型の崩壊である．基盤は角礫凝灰岩および変朽安山岩で著しい節理・龜裂を伴い，岩石は小片や粒状に迄割れている．むしろ破砕と称すべきものである．この割目に沿つて風化が進行しているが，風化は地表面から進むものゝ外にやはり割目に沿う熱水による深部風化が認められる．崩壊の上流側左岸では変朽安山岩の割目に沿つて変質が進み割目に囲まれた部分の破砕・粘土化や石膏の沈澱等が見られるが，この破砕・変質は⑧の崩壊で更にひどくなつている（写真3・4参照）．崩壊地では基盤は著しい硫化鉱の鉱染を受け，珪化し，その上石膏や硫化物を含む粘土に変質している．珪化の甚だしい部分では玻璃質流紋岩様の外観を呈するに到る．粘土化は節理・龜裂に沿つて進み周囲の岩石の珪化を伴うが，それの激しい場合には原岩石の構造を失つて珪化岩片を多量に含む灰白色粘土塊になる．粘土の多い露頭ではしばしば石膏塊の含まれているのが見られ，又亜硫酸ガスの悪臭を放つている．⑧附近ではこの粘土と之を覆う安山岩熔岩との境で湧水が見られる．湧水は粘土上を 10 m 程流下すれば白濁する．粘土化の顕著な処では粘土が飽水してベトベトになり，流動性を持つ様になる．特に下部に珪化岩のある時に境界面でこの現象が著しい．粘土が地下で移動すると陥没や地辷りを起す．粘土内に滲透した水は粘土を軟化し，その為に地辷りを起す事もある．上部を覆う熔岩や火山砕屑物は基礎の粘土が動けばそれに伴つて動き大規模の崩壊になる．⑧附近には地辷りによつて生じた階段状の地形が看取される．粘土化あるいは破砕のはげしい地点は濁沢左岸に点々と連続する．⑨は月山東北面に連続する崖の一例である．此処では基盤の変朽安山岩は大部分被覆物に覆われている．崖の下方は厚い火山砕屑物より成り，その表面は崖から産出された崖錐性堆積物一熔岩破片を主とする一で覆われやゝ緩い斜面をつくつている．崖は安山岩熔岩，砕屑物の互層で，崖の上端には多くの場合

熔岩が横たわる．熔岩は水平および之と直角に交わる多数の節理によつて大小片に分れる．砕屑物は火山灰・火山砂と火山弾とより成り粗鬆で透水率は大きい．一般に変質を受け，部分的に多少粘土化している．この部分がゆるんで壊れていく為に上部の互層が支えを失つて崩壊を起す（図—5，写真6参照）．而して下部の粗鬆な砕屑物がゆるむ原因としては (1) 砕屑物の変質 (2) 砕屑物の基盤のゆるみ—破砕，変質，陥没等による (3) 月山山頂附近緩斜面上の万年雪からの絶えざる水の補給，等が挙げられる．

玉川⑩はおそらく粗粒玄武岩源の変朽安山岩を基盤とする．変朽安山岩は僅かに珪化し，南北，北西—南東東西等の多数の節理が入り，又かなり甚だしい破砕を受けている．節理面にはしばしば方解石脈が見られ，岩石は多少黄鉄鉱の鉱染を受けている．節理の一部はやゝ開口性であり破砕部には多少の粘土を伴うので，之等の為に岩石は小ブロック・角礫等になつて崩れ落ちる．解雪時期に崩落がはげしいが，之は開口性の節理や粘土に滲み込んだ水が凍結・融解を繰り返す為と見られる．変朽安山岩は⑩の南東にゆけば黒色頁岩に移過するが，この種の崩壊はほゞ連続して頁岩層の露出地域に迄及んでおり，破砕は更に甚だしくなつている．こういう点から，この崩壊地は基盤に破砕の行われた，而して鉱化・粘土化の余り行われなかつた地域と考えられる（写真 1・2 参照）．基盤を覆つて部分的に石英粗面岩質凝灰岩が露出し，更にその全体を月山 proper の泥流が覆つている．基盤の崩落に伴つて被覆物も亦崩れ落ちている（写真7参照）．立谷沢川を縦断する断層の南方延長は月山の南面寒河江川で大規模の断層谷を形成し，玉川はほゞ両者を結ぶ線上に位置する．月山 proper に覆われた玉川沿いの基盤中にもこの事実から大規模の破砕帯が推定される．

立谷沢⑪は N 40° W，25° NE の走向傾斜を有する黒色頁岩と変朽安山岩—安山岩熔岩源および凝灰岩源—の互層である．此処では左岸に高さ 20～30 m，長さ約 300 m のほゞ連続した崖を作つている．崩壊全露頭にわたつて岩石は破砕されて大小無数の節理・龜裂を伴い，それによつて多くの小塊に分れて崩落している．節理・龜裂に沿つて表面風化が進み，又部分的に著しい鉱染を受け，僅かに粘土化している．この破砕の他走向とほゞ直角な急角度の小断層が数本見られる（写真5参照）．この破砕部は崖の南東端よりなお南東に追跡出来るが，そこでは頁岩層が数枚破砕の為に粘土化している．

〔3〕 崩壊の地質的原因

崩壊の原因がそれの生じた地点に於ける岩石の持つ本来の性質と密接な関係にある事は当然であるが，更にその岩石の得た経歴がその性質に重要な影響をもたらしている．それ故崩壊の地質的な原因を知る為にはこの両者を併せ考えなければならない．然し乍ら崩壊の原因は勿論地質的な面にばかりあるのではない．林相・気象条件・山腹斜面の勾配・河川勾配・洗掘の速さ等多くの素因が挙げられるが，之等の素因が複雑にからみ合つて崩壊と云う結果が生ずるのである．だから地質の面にかりを強調するとかえつて間違つた解釈を下すおそれがある．しかし概して云えば本地域の崩壊は褶曲帯としての北部にではなく，破砕帯としての南部に密集し，特に南部のそれは地質的な原因が強く働いていると云える．

既に述べた様に，月山火山は 2000 m に近い標高を持つにも拘らず本来の火山としての規模は小さく，火山性の被覆物は基盤上を薄く覆つているに過ぎない．而して調査地域南部に密集する崩壊は基盤に発生している

ものが多く，月山 proper に起つたものさえその原因は基盤と密接な関係を保つている．之が本地域の崩壊の大きな特徴である．

前節の例で判る様に崩壊の起つている場所は地質的に見て二つの特徴をそなえている．その一つは断層あるいは破砕帯である．前節の②④の例に見る様に，明瞭な露頭を持つ小断層の集合地に断層群の走向に平行して崩壊群が存在する事がある．この場合断層群に附随して多数の節理・龜裂が出来る為岩石は大小のブロックに分かれる．冬期の凍結融解の繰り返しとか石目に沿つて移動する水の及ぼす風化や割目に生じた二次鉱物の溶解とかの為に，又断層粘土や小規模の破砕層の為にブロックはゆるんで崩落する．この種の崩壊は現在一度に急激に崩落して多量の砂礫を産出しているのではなく，絶えず僅かずつ，特に降雨や解雪時に目立つて崩落している様に思われる．崩落したブロックの大きさはその場所の節理・龜裂の大小・粗密等によつて一定しない．玄武岩の場合には河床に巨石の散在するのが見られるが，一般には人頭大以下のものが大部分で砂質のものは僅かである．断層とか断層群とか云うものとは別に，数 100 m 或は 1000 m を越える幅で長い距離にわたつて岩石が破砕され“破砕帯”を形成している事が多く認められるが，この場合にもしばしば規模の大きい崩壊を伴つている．こゝに云う“破砕帯”は前述の様に小規模の破砕岩を伴う事はあるがその様な局部的のはげしい圧砕作用によつて特徴付けられているのではなく，或幅を持つ地帯一般の無数の小節理・龜裂の集合や場合によつては岩石の角礫化・破砕・粘土化等によつて特徴付けられているのである．その例は前節の⑤⑩⑪等の例に見る事が出来る．この様な場合，断層帯について述べたと同様に物理的・化学的の風化が割目に沿つて進行し，岩石のゆるむ大きな原因になつている．破砕帯の場合には単に破砕の一次的影響を受けるばかりでなく，しばしば地下深所からの温冷泉・噴気の通路になる為に地下深部からの風化や鉱化が行われ，その影響を受ける事が多い．この細かい割目に沿つて岩石の変質している状況は写真 2・3 に見る通りである．破砕帯は從つて次に述べる粘土化の起る一原因ともなつている．本沢⑥，濁沢⑧や瀬場の東の崩壊は粘土化の代表例である．粘土化は温冷泉等による交代作用の結果生じたものであるが，温冷泉は基盤の弱線に沿つて上昇するものであり，この場合破砕帯や断層帯は弱線としての性質をそなえている．温冷泉等の地表への通路は必ずしも固定したものではなく，長い年月のうちには移動する．從つて交代作用による生成物もかなり広い面積に連続して出現する．粘土を生成したのと同じ交代作用で基盤の珪化や鉱化が行われる．粘土中には石膏や硫化物や珪化した母岩の岩片が含まれている．粘土化した部分の周囲では基盤岩石が著しい珪化を受け，原構造を失つている事もある．珪化の著しい個処は矢張り破砕を受け，角礫化したり細片に割れたりしていることが多い．交代作用によつて生じた塊状の粘土は龜裂の多い熔岩・多孔質の集塊岩等を通して供給される水の為に軟化して地辷りを起す．濁沢上流部や瀬場附近の立谷沢にはこの様な成因の地辷りが見られる．地辷りや地下水により粘土や岩片が運び去られると其処に陥没が生じたり階段状の特異な地辷り地形が生ずるが，地辷りを覆う熔岩その他の岩石は基盤のゆるむにつれてゆるみ，全体として大規模の崩壊を生ずるに到る．⑧の地辷りの上部には階段状の小規模の地辷り陥没地形が見られるが，その附近を覆う火山砕屑物・熔岩は地辷り地外に比べて幾分タルミ下つた形状をなし陥没に伴うゆるみである事が推定される．濁沢上流左岸にはこの種の地辷りがほ

ゞ連続して数ケ所に見られる．地辷り上部は砕屑物に覆われた比較的緩い斜面が続いて崖線に達し，過去に大規模の崩壊が連続していた事が推定される．剣ケ峯より南南東に連る濁沢左岸の崖は現在ほゞ安定しているけれども，この崖の成因には熔岩の浸蝕に対する抵抗の外に以上の地辷りによる崩壊が考えられる．フダラク沢合流点より下流の濁沢右岸にもこの種の地辷りが見られる．濁沢の例に於ても地辷りがほゞ直線上にのる事は粘土の成因および破砕帯の連続と考えあわせて興味深い．地辷りの促進には地下水の滲透が大きい影響を与えているが，その水の補給は容易に行われている事が多い．例えば⑧では月山頂部に万年雪があり，熔岩は節理・龜裂に富み砕屑物は多孔質である．又フダラク沢合流点の下流側右岸では火山泥流に覆われた斜面上部におそらく陥没によつて生じた沼があり，絶えず水の補給が行われている．

以上を要するに岩石生成後に破壊や変質の行われた地点は当然現在の風化・浸蝕に対しても弱点になつているのであるが，崩壊はこの様な処で特に著しい事が認められる．この様に大規模な崩壊の根本的な原因になつている破砕帯ははつきりしたものでも数本見られるが一般に南北に連続する傾向がある．

次に崩壊の難易は種々の岩石が本来一次的に示すべき性質にも関係している筈である．然し崩壊は他の種々の条件と共に地形の影響を強く受けるものであり，岩石の軟硬等一次的性質は又地形に影響を及ぼすものであるから，又岩石は普通地域的に一様な分布を示さないものであるから，崩壊の難易が果して岩石の一次的性質に由来するか否かを判断するのは困難である．調査地域に露出する岩石，地層は月山熔岩を除き清川累層およびそれより古いものと清川累層以後のものとで著しくその硬さを異にする．軟かい中村・筍沢・科沢各累層の分布する瀬場以北左岸丘陵では崩壊は起つていない．之等の地層は充分に固結していないが層理は緩傾斜無層理で透水度も比較的小さく膨潤性の粘土を伴わないし地形も緩やかであるから崩壊や地辷りを起し難い．月山proper 中の火山泥流も調査地域の北西部を広く覆つているが不透水性の薄層で上と同様の性質を有し，基盤の崩壊に伴つて崩れる以外には崩壊を起し難い．たゞ火山砕屑物層では事情は異つている．火山砕屑物は大部分粗粒火山灰（火山砂）と安山岩・基盤岩片とより成り，膠結物が少ない為透水性著しく凝集力に乏しい．その為多量の降雨・地下水等が供給されゝば流出・崩壊を起し易く，下部の熔岩・基盤がゆるめばそれに伴つて崩れる．熔岩と互層する処では熔岩の崩壊に対する抵抗の多いか少ないかによつて砕屑物の崩壊はある程度支配される．熔岩には多数の節理が発達する為主として人頭大以上のブロックに割れる．このブロックは下部の砕屑物が崩れるとそれに伴つて崩落する．しかし浸蝕に対する抵抗は大きいから各沢の最上流部は熔岩の露頭で滝を形成し，延々たる崖を作つている．濁沢左岸に於てはこの外に前述の基盤の変質が大きい意味を持つ．

清川累層より下部の岩石・地層は玄武岩質集塊岩を除けば一般に充分固結している．この中ではしばしば崩壊の発生が見られるが，既に述べた様に崩壊は破砕帯等の様な構造上の弱線に集つている．調査地域北部に分布する清川累層中には崩壊の発生が極めて稀であるが，之は主として北部と南部の構造上の相異，即ち前者は褶曲により後者は破砕によつて特徴付けられている為と考えられる．而しもう少し精細に見れば，北部の断層には殆んど崩壊を伴つていない事に気付く．之は断層そのものの性質の相異（南部の方が上下盤に及ぼす破砕が著しい）によるものか岩石の一次的の性質の相異（清川累層は主として珪質硬質頁岩，南部は火成岩，凝灰

質岩および変朽安山岩）によるものか未だ明らかになし得ない．玄武岩質集塊岩は凝灰質であるが固結はやゝ進み，膠結物が少なく，透水率が比較的大きく，節理に乏しい．従つて沢の浸蝕に対する抵抗が弱くて川岸に崖を生ずるが崩壊と云う程のものは起つていない．

〔4〕 崩壊地の生産砂礫

一つの崩壊地で崩壊が惹起されるのはおそらく多量の降雨の際であろう．そうしてその様な時には川の流量も増えているから河床に崩壊した砂礫は粒度に応じて河流によつて運搬されるであろう．それ故崩壊の起る前後に崩壊地で精しい測量を行うのでなければその崩壊地から生産された砂礫量は判らない．又かなりの規模を持つ崩壊地なら唯一度の崩壊で現地形に到達する事はない．而してその崩壊地の崩壊がどの位以前から始まつたかと云う事は容易に判断出来ない．従つて一つの崩壊が年平均どの程度の砂礫を産出するかと云うことも，又現在迄に総計どの位生産したかと云うことも地質上の知識や観察から断言出来るものではない．

崩壊地の個々について産出砂礫量を測定する事はこの様に困難であるが，こゝでは踏査の結果得られた産出礫の大きさや崩壊の現状について概略を述べる．産出砂礫の量的な問題に関しては測定の初歩的な試みも次回の報告で述べることにする．

（1） 産出砂礫の形

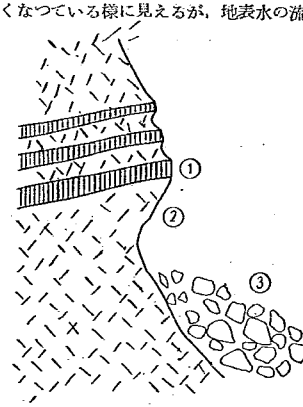
崩壊地から産出される砂礫の形は崩壊地を形成する岩石の種類により，節理・粘土化等の様相によつて相違がある．玄武岩を主とする崩壊では一般に直径 2～3 m あるいはそれ以上の巨石が河床に崩落して崩壊地上流の河床を高めている．然し直径 50 cm～1 m 程度の礫は比較的少なく人頭大～拳大の礫が多い．径 1 cm 以下の砂状のものは又比較的少ない．花崗閃緑岩質の岩石は一般に節理・亀裂に乏しく，崩壊は常に破砕部で起つている為に人頭大～拳大以下の礫を多く生産する．玉川噴出岩類源の変朽安山岩は破砕帯で細かい節理・亀裂を伴い粒状に迄破砕されているので，其処では一般に径 50 cm 以下が大部分を占め，特に拳大が多い．大礫は少ないが砂状のものが少なくない．然し破砕の程度によつては径 50 cm 以上のものに富む部分も出来る．その他の変朽安山岩や石英粗面岩質の岩石は崩壊地では径 1 m 以下主として 50 cm 以下の礫を産出する．月山熔岩は縦横の節理によつて径 2 m 程度乃至拳大の礫を産出する．拳大以下および砂状のものは少なく，一般に板状のものが多い．火山砕屑物は固結不完全な為之に含まれている岩片や火山砂をそのまゝ砂礫として産出する．岩片は一般に径 1 m 程度以下である．粘土化の著しい部分では粘土も少量ずつ絶えず流出するが，粘土中に含まれる珪化の強い大小の岩片は従つて砂礫として供給される．之は巨礫の場合もあるが一般には拳大以下の小礫乃至粗砂である．破砕の特に著しい地帯例えば⑪では主として径 50 cm 以下も産出し砂状および泥状のものを含んでいる．

（2） 崩壊の現在の進行状況

図—4 に示した崩壊は現在多かれ少なかれ砂礫を産出している．この図からも判る様に本川上流および二支川のうち現在流域の単位面積当り流砂礫の最も多いのは濁沢で，最も顕著な産出状況を示す崩壊も濁沢に見られる．即ち⑦のフダラク沢の崩壊地からは多量の火山砕屑物が流砂礫として供給されて合流点の河床を 2m 余

も高めている．此処では現在営林署によつて砂防ダムが造られているが，火山砕屑物中を滲透する地下水の減少を計る事と，地表水の滲透を防ぐ為に崩壊地の地表を植生で覆うことを同時に考えねばならないであろう．⑧の地辷りの粘土は濁沢の河床に圧し出されては流水に運ばれて行くから将来左岸の崩壊を助長し，多量の砂礫を産出する原因になるであろう．月山東北部を取巻く1300～1500 m の崖線は枝沢との交点(現在最も浸蝕のはげしい箇所）を除けば一段に崩壊の進行は遅々としている．しかし図—5 の崖錐堆積物およびそれの水流による運搬は濁沢全般から見れば決して少なくはない．之には砂防ダムによる流砂礫の阻止しか考えられない．

濁沢に次いで砂礫の産出の多いのは立谷沢本沢である．崩壊箇所が少ない為に流域単位面積当りの流砂礫量は濁沢に比してかなり少ない．⑥附近の崩壊は現在その進行が遅くなつている様に見えるが，地表水の流出や地下水の滲透によつて粘土の流出が行われゝば将来再び活動するであろう．下柳沢附近左岸の崩壊は将来大きくなる可能性がある．花崗閃緑岩内の崩壊は現在それ程多くの砂礫を産出している様にも思えないが河床にこの種の礫が多い．近い過去に於て大きなあるいは多数の崩壊（現在見られるものの大部分？）が行われたのではなかろうか．本沢は流域面積が広く河床幅も広いので出水時に河床に於ける流砂礫の調節作用が行われている．



①.熔　岩　流
② 火山砕屑物（熔岩下部でえぐられている）
③ 崖　　錐（熔岩破片及び砕屑物中の岩片より成る）
図—5

赤沢は他の二川に比べて最も流砂礫量が少ない．之は①附近の崩壊によつて河床が高められ，且つこの附近は狭谷になつている為に上流からもたらされた砂礫の流下が阻止される為である．⑧の崩壊は広い面積にわたつて行われているにも拘らずその進行は比較的遅く，枝沢に崩落したものは流水の量が少ない為に運搬が行われ難いので赤沢に及ぼす影響は少ない．現在赤沢から立谷沢に供給される礫は大部分玄武岩の崩壊によつて生じたものである．狭谷の上流側にある広い堆砂地（ポケット）は現在ほゞ満砂の状態にあるから将来は流砂に対して大きな調節作用をもち乍らも除々に流砂量を増大するであろう．

玉川は流域面積の小さい支川である．最上流部で火山砕屑物が処々で崩れているが，此処では基盤が甚だしい変質を受けておらず，又破砕も川岸では極端に著しくないので前述の沢の様にはげしい崩壊を起していない．従つて玉川の崩壊は中流部で最もはげしいことになる．実際に玉川下流で見られる河床礫は玉川噴出岩類源の変朽安山岩が大部分を占める．現在特別に多量の砂礫を供給している崩壊はないが中流部で川沿いに崩壊地が連続するので全体の産出量は少なくない．

以上で判る様に，本川上流・各支川のいずれに於ても崩壊によつて生成された砂礫は河床の或部分を高めるが，洪水によつて崩壊地から下流迄一度に運ばれるものではない．濁沢の様な急勾配の河床に於てすら砂礫運搬の調節作用が行われている様に思われる．それ故各々の沢から下流にもたらされる砂礫量の多寡は各沢の河

床に堆積している砂礫量にも関係している．濁沢は勾配の急な為に一度大崩壊を生ずればその影響を速やかに下流に及ぼすであろうが，こゝには数本の砂防ダムが入れてあるのでその影響が緩和される．立谷沢本沢・赤沢は大崩壊を生じてもその影響は河床で調節されて濁沢程の影響を及ぼさないであろう．然し乍ら本沢の河床に堆積している多量の砂礫は現状のまゝでは長い年月にわたつて少なからぬ量の砂礫を下流に送るであろう．玉川も沢が小さいだけに速やかにその影響を下流に及ぼす筈であるがこゝにも数本のダムがあつて人工的それをに調節している．

崩壊の原因が破砕帯や深部風化に求められる以上現在一応おさまつたかに見える数多くの崩壊が全体では相当量の砂礫の生産を続けているであろうし，将来それ等が再活動したり新たな崩壊が起つたりして活潑に砂礫を生産する事も起り得べき事柄である．

IV 結　　論

調査地域の北部には南北性の断層・褶曲および之を截る東西性の断層が見られ，全般的には褶曲帯として特徴付けられる．立谷沢川下流は南北性の断層に沿う断層谷である．調査地域の北西部には未固結堆積岩が発達する．南部は基盤の花崗閃緑岩・火山岩および火山性堆積物が主で月山 proper が之を薄く覆つている．断層・破砕帯（主として南北方向）に富み，之等によつて特徴付けられている．崩壊は南部に発達する．その原因は月山 proper の基盤に起つた断層・破砕帯および熱水の影響による粘土化等に求められる．月山 proper の崩壊は之に伴つて起つたものである．崩壊によつて生成される砂礫は岩種によつて多少大きさに変化がある．立谷沢川上流濁沢・赤沢の単位面積当りの砂礫産出量は濁沢・立谷沢本沢・赤沢の順であろう．現在最も活潑に砂礫生産を行つているのはフダラク沢の崩壊である．濁沢は大崩壊が起つた場合に急激に下流に影響を及ぼすであろうし（砂防ダムがないとすれば）立谷沢本沢は河床に堆積している多量の砂礫を長年月にわたつて下流に流出するであろう．

全崩壊地の観察・測量から産出砂礫量を推定する事は困難であるから，今後各支川からもたらされる砂礫量を洪水毎に推定して気象条件と考えあわせその平均産出量を定める事が望ましい．

写 真 説 明

写真 1　破砕の著しい変朽安山岩頁岩互層（玉川）

変朽安山岩は主として凝灰岩質．元来の互層が著しい擾乱の為に不規則な縞状を呈する．小岩片や粘土より成る．粘土は破砕作用の結果生じたもので石膏・硫化物を含まない．頁岩は破砕により粘土化し易い．

写真 2　変朽安山岩の破砕（玉川）

濁沢程はげしい破砕を受けていないが，破砕の強い部分は粒状に割れ，割目に沿つて粘土化が行われる．粘土内に小岩片が残つている．露頭面に垂直の急傾斜の節理が発達し，節理の集つた部分に破砕が著しい．

写真 3　変朽安山岩の破砕・変質（濁沢）

写真2とほゞ同質の岩石が更に強く破砕を受けたもの．細かい亀裂に富み粒状に迄割れている．左下を除い

て他は擾乱の結果粘土化している．粘土内には小岩片が散在する．粘土は石膏・硫化物を含み，変朽安山岩は珪化し硫化物の鉱染を受けている．

写真 4　粘土化した変朽安山岩（渴沢）

写真3より変質の著しい部分．擾乱が更に著しく，粘土内に含まれた石膏・硫化物の多寡等によつて縞状を呈する．左下部には破砕され珪化・鉱染を受けた変朽安山岩が僅かに残り，粘土中には同様の岩片が含まれている．この粘土は地辷り状に河床に辷り出している．

写真 5.　立谷沢川⑪の崩壊

変朽安小岩頁岩の互層であるが擾乱が著しい為に層理を認め難い．写真中央上部に縞状に乱れた層理が見える．左下はやゝはつきりしている．白色部は鉱染の著しい変朽安山岩．黒色部は頁岩．破線は小断層．殆んど全露頭にわたり黄鉄鉱の鉱染を受け，著しい破砕を蒙りやゝ粘土化している．

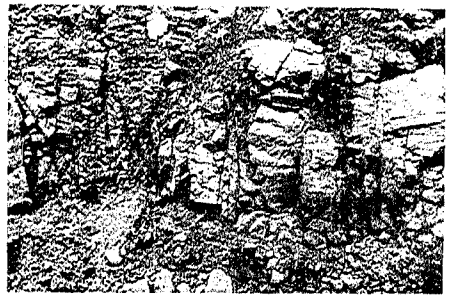
写真 6　月山 proper の崩壊（渴沢）

破線は熔岩流．熔岩下部の火山砕屑物が崩壊する為之に伴つて熔岩も崩落する．熔岩末端は崖を作る．

写真 7　変朽安山岩の破砕（玉川）

小崩壊の下部は破砕された変朽安山岩で上部(縞状部)は之を覆う月山 proper の火山泥流（砕屑物に富む）．境界部の下盤は割目に沿つて風化が進んでいる．

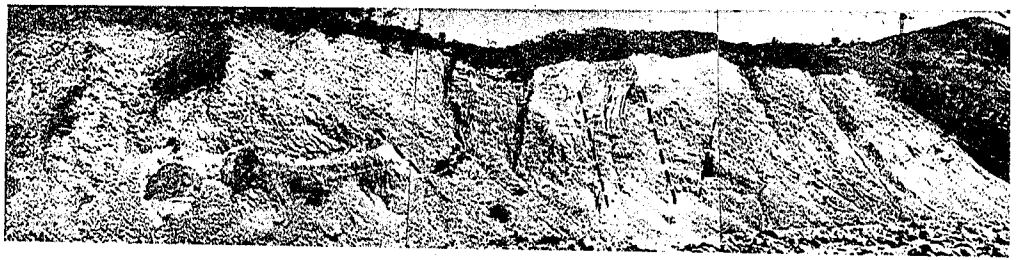
写真－1



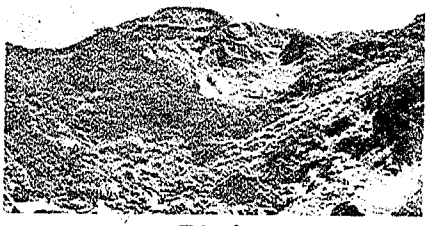
写真－2

写真－3

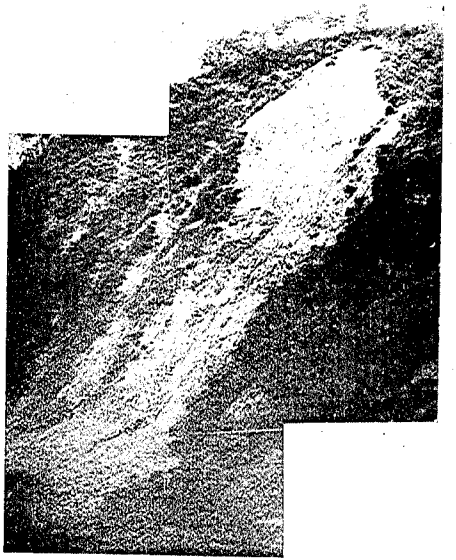
写真－4



写真－5

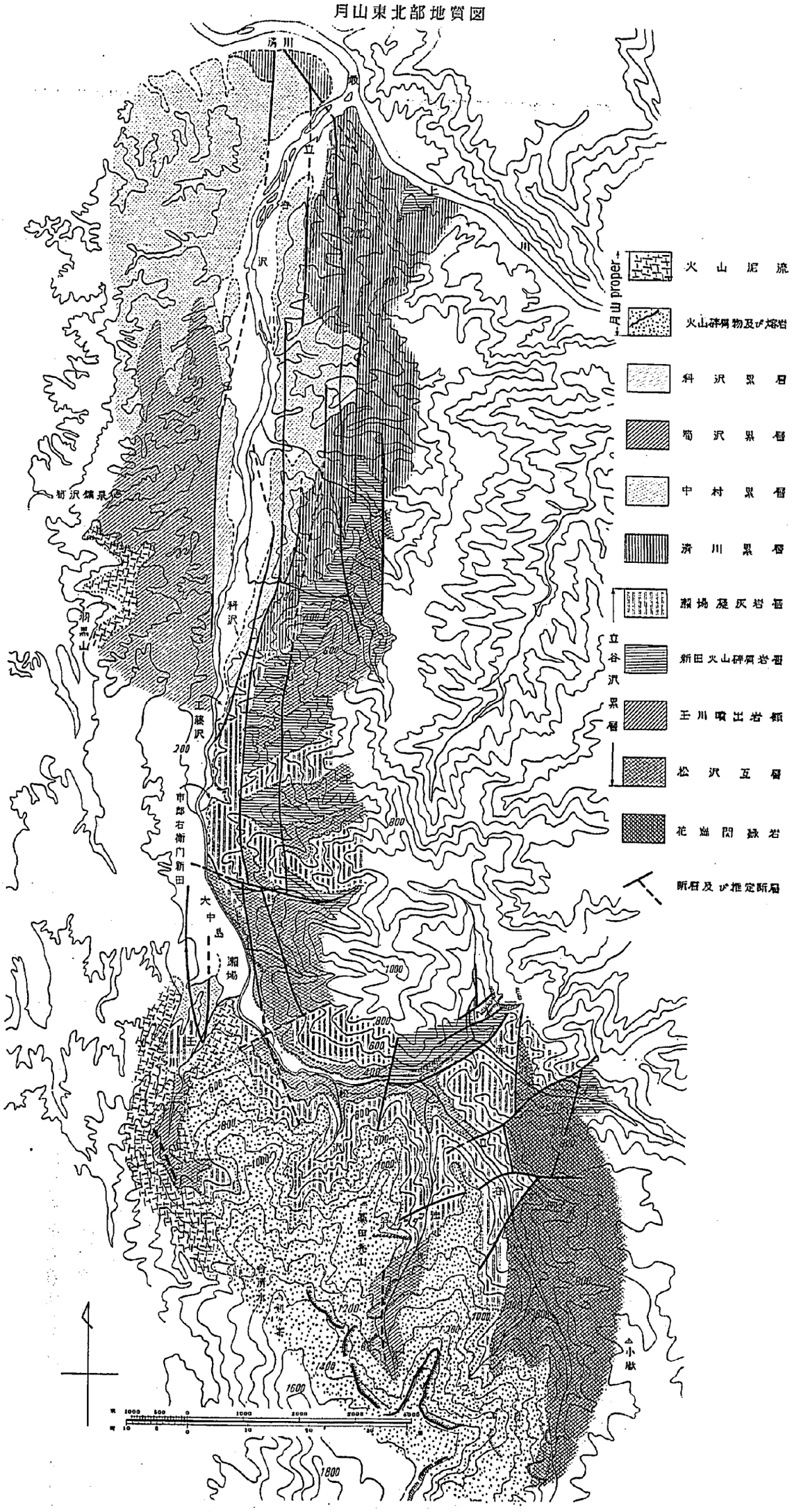


写真－6



写真－7

月山東北部地質図


月山 proper
火山泥流
火山砕屑物及び熔岩
科沢累層
筒沢累層
中村累層
清川累層
瀬場凝灰岩層
新田火山砕屑岩層
王川噴出岩類
松沢互層
花崗閃緑岩
断層及び推定断層
立谷沢累層
清川
立谷沢
上川
科沢
羽黒山
工藤沢
市郎右衛門新田
大中島
瀬場
小嶽

関門国道隧道捲立の強度について

総理府技官　猪　瀬　寧　雄
建設技官　高　田　孝　信

（昭和27年3月）

目　　次

Ⅰ　緒　　言……（ 1 ）
Ⅱ　捲立の変位に対する基礎式とその解……（ 2 ）
Ⅲ　境界条件および積分常数の決定……（ 9 ）
Ⅳ　上部土圧について……（ 12 ）
Ⅴ　捲立に対する地盤反力係数 k の測定……（ 13 ）
Ⅵ　数値計算……（ 15 ）
Ⅶ　結語並びに所見……（ 24 ）

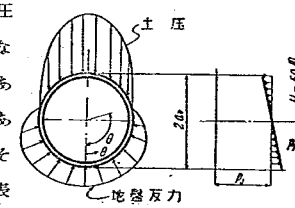
ま え が き

本計算は，建設省関門国道工事々務所の依頼により，隧道捲立の合理的設計の資料を得んとして実施したものである．

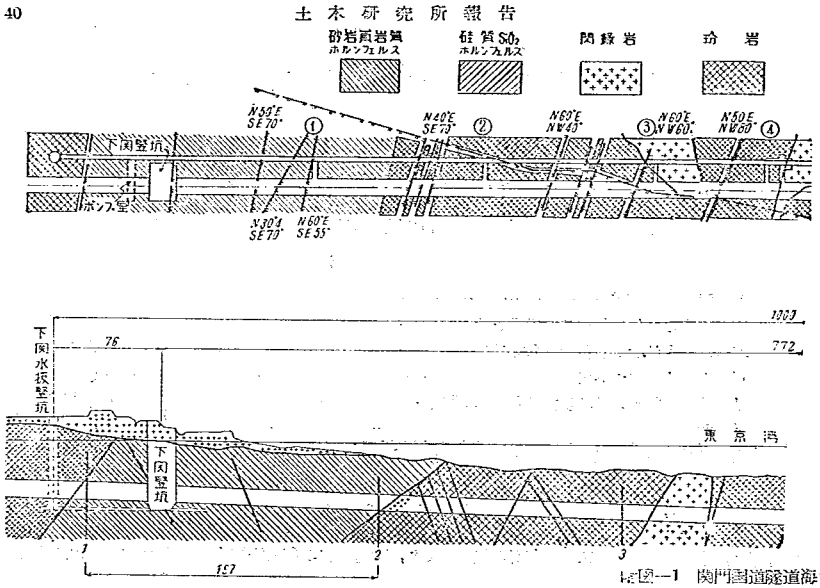
Ⅰ 緒　　言

隧道の捲立に対する強度の計算法は現在までに多くの人々により種々の解析法が示されているが，その主眼点は捲立に作用する外荷重を如何にとるかと云う事である．然しながら外荷重は総て捲立周囲の地盤の状態により左右されるので，総ての場合に適合するような一般的な解法を見出す事は出来ない．

通常の地盤では種々雑多の土砂，岩石の不規則な混合であるから捲立に対して局部的には極めて複雑な荷重状態となるが，特殊な地盤を除き，捲立が大きくなるにつれて捲立周囲の状態も漸次巨視的に見る事が出来るようになり，従つて捲立に作用する外荷重も漸次一般化し易くなる．之から取扱わんとする関門隧道の場合も，部分的に見れば，ある場所は素堀として可能な良好な地盤の所もあれば，ある場所には断層あり，または土砂の部分もあり，然も海面下 50 m の海底にあるので相当大きな水圧を受ける事になる．又捲立自身の大きさも我国では今まで例を見ない程大きいので，捲立の厚さを如何に決すべきかは重大な問題である．然し之を各場所について一つ一つ検討する事は余り繁雑であり，又それ程にする必要も認められない．然し又従来の解析法をそのまま適用する事は単に安全第一主義になる現れがあるので，代表的な場合を取出し出来るだけ最悪の場合を包含するようにする事に



図—1



附図—1　関門海道隧道海

した.（なお隧道各所に於ける地質状況および捲立構造は附図に示す）よつて隧道の施工等を考慮して次のような想定の下に計算を行う事にした.

（1）　捲立は Shell と見做す.

（2）　捲立に対する荷重は

捲立上方の地盤の弛みから生じた土圧.

地盤反力.　捲立自重.　水圧　$p=p_0+p_1$

の四種類を考える.

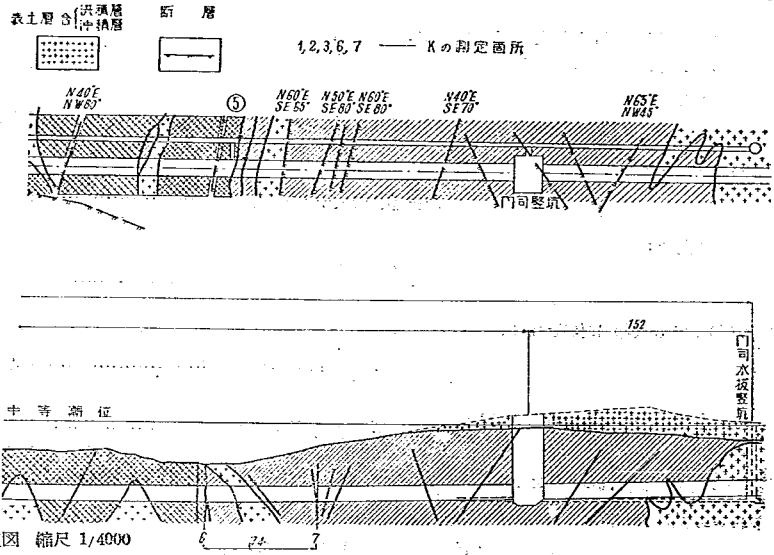
（3）　水圧による応力計算には2次覆工も考える.（附図—2 参照）但し曲げモーメントに対しては1次覆工のみが有効に作用するものと考える.

（4）　捲立と地盤との間の剪断力は無視す. 従つて本計算にて求めた結果は安全側にある.

（5）　計算は施工中（1次覆工のみ完成後）と完成後の2段階に分けて行う.

II　捲立の變位に対する基礎式とその解

捲立に作用する荷重としては捲立自身の重量 ρg, 周辺に外方より作用する水圧 $p(\theta)$, 捲立が地盤に接する部分に於ける地盤反力, 上方の地盤の弛みにより生ずる土砂の土圧等が考えられる. 今捲立を Shell と見



底地質図　縮尺 1/4000

做し負荷を次のように考える.(実際の負荷の順序は逆であるが，最後の段階は同じである).

最初 p_0 なる一様な水圧のみを受けるとすれば，捲立は一様な圧縮力 p_0a_0(a_0 :外周円半径) を受け，従つて最初 a なる捲立中心半径は

$$a-\frac{1-\nu^2}{Eh}p_0a_0a=a-\varepsilon=a_1$$

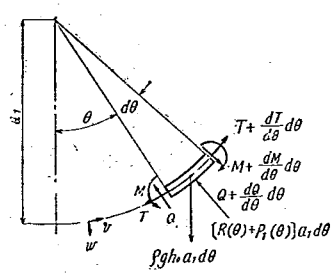
となる．ここに

ν :捲立の poisson's ratio

E :　〃　young modulus

h :　〃　軸力に対する有効厚み

然る後に自重，外圧および地盤反力を受けるものとす．然る時は水圧 p_0 は捲立に曲げモーメントおよび剪断力を生ぜしめないので，捲立の不等変形を考える場合には半径 a_1 なる捲立が，自重 ρg，水圧 $p_1(\theta)$，地盤反力（或は土圧力）$R(\theta)$ を受けるものとして取扱い，全体の応力としてはこの両者の場合を加え合せればよい．以下先ず後者の場合を考えれば次のようになる．今捲立の要素 $a_1d\theta$ に作用する力およびモーメントを考えれば，図—2



図—2

のようになる．此処に h_0 は捲立の全厚さである．

要素 $a_1d\theta$ の力の釣合を考えるに

切線の方向の力の釣合：

$$\frac{dT}{d\theta}+Q=\rho g h_0 a_1 \sin\theta \cdots\cdots (1)$$

半径方向の力の釣合：

$$T-\frac{dQ}{d\theta}=-R(\theta)a_1-p_1(\theta)a_1+\rho g h_0 a_1\cos\theta \cdots\cdots (2)$$

モーメントの釣合：

$$Q=-\frac{1}{a_1}\frac{dM}{d\theta} \cdots\cdots (3)$$

(3) を (1) および (2) に代入すれば

$$\frac{dT}{d\theta}-\frac{1}{a_1}\cdot\frac{dM}{d\theta}=\rho g h_0 a_1\sin\theta \cdots\cdots (4)$$

$$T+\frac{1}{a_1}\frac{d^2M}{d\theta^2}=-(R(\theta)+p_1(\theta))a_1+\rho g h_0 a_1\cos\theta \cdots\cdots (5)$$

次に θ および半径方向の変位をそれぞれ v, w とすれば，軸力 T，および曲げモーメント M は v, w にて次のように表わされる．

$$\left.\begin{aligned} T&=\frac{Eh_1}{(1-\nu^2)a_1}\left(\frac{dv}{d\theta}+w\right)+\frac{D}{a_1^3}\left(w+\frac{d^2w}{d\theta^2}\right)\\ &=\frac{D}{a_1^3}\left[12\left(\frac{a_1}{h_1}\right)^2\left(\frac{dv}{d\theta}+w\right)+w+\frac{d^2w}{d\theta^2}\right]\\ M&=\frac{D}{a_1^2}\left(w+\frac{d^2w}{d\theta^2}\right)\end{aligned}\right\}\cdots\cdots (6)$$

但し $D=\frac{Eh_1^3}{12(1-\nu^2)}$ ＝曲げ剛性

h_1：捲立の曲げに対する有効厚さ

(6) を (4) に代入すれば

$$12\left(\frac{a_1}{h_1}\right)^2\cdot\frac{D}{a_1^3}\left(\frac{d^2v}{d\theta^2}+\frac{dw}{d\theta}\right)=\rho g h_0 a_1\sin\theta$$

$$\therefore\quad 12\left(\frac{a_1}{h_1}\right)^2\cdot\left(\frac{dv}{d\theta}+w\right)=C_0-\frac{\rho g h_0 a_1}{D}\cos\theta \cdots\cdots (7)$$

(6) を (5) に代入すれば，

$$\frac{d^4w}{d\theta^4}+2\frac{d^2w}{d\theta^2}+w+12\left(\frac{a_1}{h_1}\right)^2\left(\frac{dv}{d\theta}+w\right)=\frac{a_1^4}{D}[R(\theta)+p_1(\theta)]+\frac{\rho g h_0 a_1^4}{D}\cos\theta \cdots\cdots (8)$$

今 $\frac{\rho g h_0 a_1^4}{D}=A$ とし (8) に (7) を代入すれば

$$\frac{d^4w}{d\theta^4}+2\frac{d^2w}{d\theta^2}+w=-C_0-\frac{a_1^4}{D}[R(\theta)+p_1(\theta)]+2A\cos\theta \cdots\cdots (9)$$

巻立が地盤反力を受ける部分を領域（Ⅰ），然らざる部分を領域（Ⅱ）とし，$v, w, R(\theta)$ にそれぞれ suffix 1 および 2 を附する事にする．そして地盤反力 $R_1(\ )$ は地盤の凹み量 W に比例するものとすれば

$$R_1(\theta)=k\,W$$

k：道床係数又は地盤反力係数

領域（Ⅱ）では，地盤の弛みにより上方より土圧力 $q(\vartheta)$ が作用するものとすれば，

$$R_2(\theta)=q(\theta)=\sum_{n=1,2,3,\ldots}^{\infty} q_n \cos\frac{(2n-1)\pi(\pi-\theta)}{2(\pi-\theta_0)}$$

但し土圧 $q(\theta)$ は上下軸に対して対照と見做し，θ_0 は領域（Ⅰ）と領域（Ⅱ）との境界を示す角度である．なお水圧 $p_1(\theta)$ の分布は

$$p_1(\theta)=0.1\,a_0\cos\theta\ (\mathrm{kg/cm^2})$$

$$a_0,\ \text{in m}$$

従つて (9) 式は

領域（Ⅰ）に対しては

$$\frac{d^4w_1}{d\theta^4}+2\frac{d^2w_1}{d\theta^2}+w_1=-C_0\frac{ka_1^4}{D}W-\left[0.1a_0\frac{a_1^4}{D}-2A\right]\cos\theta\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(10\text{-}1)$$

領域（Ⅱ）に対しては

$$\frac{d^4w_2}{d\theta^4}+2\frac{d^2w_2}{d\theta^2}+w_2=-C'_0+\left(2A-0.1a_0\frac{a_1^4}{D}\right)\cos\theta-\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}q_n$$

$$\times\cos\frac{(2n-1)\pi(\pi-\theta)}{2(\pi-\theta_0)}\cdots\cdots\cdots\cdots(10\text{-}2)$$

今

$$-0.1a_0\frac{a_1^4}{D}+2A=B$$

とすれば

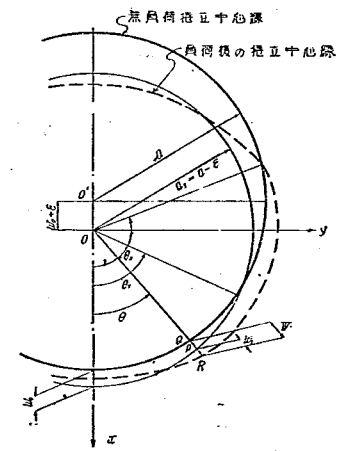
$$\frac{d^4w_1}{d\theta^4}+2\frac{d^2w_1}{d\theta^2}+w_1+\frac{ka_1^4}{D}W=-C_0$$

$$+B\cos\theta\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(10\text{-}1)'$$

$$\frac{d^4w_2}{d\theta^4}+2\frac{dw_2}{d\theta^2}+w_2=-C'_0+B\cos\theta$$

$$-\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}q_n\times\cos\frac{(2n-1)\pi(\pi-\theta)}{2(\pi-\theta_0)}\cdots(10\text{-}2)'$$

但し C_0, C_0' は積分常数である．(7) および (10-1)′，(10-2)′ の 3 式が巻立の変位，従つて力および曲げモーメントを決定する基礎式である．なお (10—1)′ 中には地盤の凹み量 W を含む故，w_1 と W との関係を求むる必要がある．それには次のように考える．図—3 にて



図—3

$$0'\ 円：(x+w_0+\varepsilon)^2+y^2=a^2\cdots\cdots(\mathrm{i})$$

$$OP=y=x\tan\theta \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (\mathrm{ii})$$

p 点の座標は

$$x_1=(a-\varepsilon)\cos\theta \qquad y_1=(a-\varepsilon)\sin\theta$$

Q 点の座標 $(x_2,\ y_2)$ を求むるには (i),(ii) 両式より

$$(x_2+w_0+\varepsilon)^2+x_2^2\tan^2\theta=a^2$$

$$\therefore\quad x_2^2+2(w_0+\varepsilon)\cos^2\theta\cdot x_2+\{(w_0+\varepsilon)^2-a^2\}\cos^2\theta=0$$

故に

$$x_2=\frac{-2(w_0+\varepsilon)\cos^2\theta+\sqrt{4(w_0+\varepsilon)^2\cos^4\theta+4\{a^2-(w_0+\varepsilon)^2\}\cos^2\theta}}{2}$$

$$=-(w_0+\varepsilon)\cos^2\theta+a\cos\theta\sqrt{1-\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^2\sin^2\theta}$$

依て Q 点の座標は

$$\begin{cases} x_2=-(w_0+\varepsilon)\cos^2\theta+a\cos\theta\left\{1-\frac{1}{2}\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^2\sin^2\theta-\frac{1}{8}\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^4\sin^4\theta-\cdots\right\} \\ y_2=-(w_0+\varepsilon)\sin\theta\cos\theta+a\sin\theta\left\{\qquad〃\qquad\right\} \end{cases}$$

依て $\overline{RQ}=\sqrt{(x_1-x_2)^2+(y_1-y_2)^2}$

$$=\sqrt{\left[(a-\varepsilon)\cos\theta+(w_0+\varepsilon)\cos^2\theta-a\cos\theta\left\{1-\frac{1}{2}\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^2\sin^2\theta-\cdots\right\}\right]^2+\left[(a-\varepsilon)\sin\theta+(w_0+\varepsilon)\sin\theta\cos\theta-a\sin\theta\{\qquad〃\qquad\}\right]^2}$$

$$=(w_0+\varepsilon)\cos\theta-\varepsilon+\frac{a}{2}\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^2\sin^2\theta\left\{1+\frac{1}{4}\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^2\sin^2\theta+\cdots\cdots\right\}$$

$$=W-w_1$$

$$\therefore\quad W=w_1+(w_0+\varepsilon)\cos\theta-\varepsilon+\frac{a}{2}\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^2\sin^2\theta\left\{1+\frac{1}{4}\left(\frac{w_0+\varepsilon}{a}\right)^2\sin^2\theta+\cdots\cdots\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (11)$$

w_0 を求めるには次のように考える．今地盤は道床係数 k（又は地盤反力係数）にして，捲立は剛体より出来ているものとすれば，地盤の凹み量 W は，微小項を無視すれば，

$$W\fallingdotseq(w_0+\varepsilon)\cos\theta-\varepsilon+\frac{1}{2a}(w_0+\varepsilon)^2\sin^2\theta$$

地盤反力 kW，不等水圧 $p_1(\theta)$，上方土圧，捲立の自重とは上下方向に釣合わねばならぬから

$$\int_0^{\theta_1}akW(\theta)\cdot\cos\theta d\theta+\int_0^{\pi}p_1(\theta)\cdot a\cos\theta d\theta$$

$$=\int_{\theta_0}^{\pi}q(\theta)ad\theta\cdot\sin\left(\theta-\frac{\pi}{2}\right)+\rho gh_0\pi a \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (\mathrm{iii})$$

$$\therefore\quad k\left[\left(\frac{(w_0+\varepsilon)}{4a}-\varepsilon\right)\sin\theta_1+\frac{w_0+\varepsilon}{2}\left(\theta_1+\frac{\sin2\theta_1}{2}\right)-\frac{(w_0+\varepsilon)}{8a}\left(\frac{\sin3\theta_1}{3}+\sin\theta_1\right)\right]+\frac{\pi a_0}{20}$$

$$=\cos\theta_0\sum_{n=1,3\cdots}^{\infty}(-1)^n\frac{\alpha_n(\theta_0)}{\alpha_n^2(\theta_0)-1}q_n+\rho gh_0\pi \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12)$$

但し $$\alpha_n(\theta_0)=\frac{(2n-1)\pi}{2(\pi-\theta_0)}$$

(iii) で θ_1 は 0 円と 0′ 円との交点を示す角であるから (i) より

$$\{(a-\varepsilon)\cos\theta_1+w_0+\varepsilon\}^2+(a-\varepsilon)^2\sin^2\theta_1=a^2$$

$$\therefore\quad (w_0+\varepsilon)^2+2(a-\varepsilon)\cos\theta_1(w_0+\varepsilon)-\varepsilon(2a-\varepsilon)=0 \cdots\cdots\cdots\cdots (13)$$

依て θ_0 が定まれば (12), (13) より θ_1, w_0 を決定する事が出来る. 以上により W は (11) にて w_1 と結びつけられたので, (10—1) 式は

$$\frac{d^4w_1}{d\theta^4}+2\frac{d^2w_1}{d\theta^2}+\left(1+\frac{ka_1^4}{D}\right)w_1=-C_0\frac{ka_1^4}{D}\varepsilon+\left(B-\frac{ka_1^4}{D}(w_0+\varepsilon)\right)\cos\theta$$

$$-\frac{ka_1^4}{D}\cdot\frac{1}{2a}(w_0+\varepsilon)^2\sin^2\theta \cdots\cdots\cdots\cdots (10\text{-}1)''$$

(10—1)″ の補足解は

$$w_1=c_1ch\mu_1\theta\cos\mu_2\theta+c_2sh\mu_1\theta\sin\mu_2\theta+c_3ch\mu_1\theta\sin\mu_2\theta+c_4sh\mu_1\theta\cos\mu_2\theta$$

但し

$$\mu_1=\sqrt{\frac{\sqrt{\frac{ka_1^4}{D}}+1-1}{2}}\qquad \mu_2=\sqrt{\frac{\sqrt{\frac{ka_1^4}{D}}+1+1}{2}}$$

c_1, c_2, c_3, c_4 は積分常数である.

(10--1)″ の一つの特解は

$$w_1=\frac{C_0\frac{ka_1^4}{D}\varepsilon+\frac{ka_1^4}{D}(w_0+\varepsilon)^2\cdot\frac{1}{4a}}{1+\frac{ka_1^4}{D}}+\frac{B-\frac{ka_1^4}{D}(w_0+\varepsilon)}{\frac{ka_1^4}{D}}\cos\theta+\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\cos2\theta$$

なお w_1 は θ の偶函数であるから

$$C_3=C_4=0$$

よつて (10—1)″ の解は

$$w_1=c_1ch\mu_1\theta\cdot\cos\mu_2\theta+c_2sh\mu_1\theta\cdot\sin\mu_2\theta-\frac{c_0\frac{ka_1^4}{D}\varepsilon+\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\frac{ka_1^4}{D}}{1+\frac{ka_1^4}{D}}$$

$$+\left(B\frac{D}{ka_1^4}-w_0-\varepsilon\right)\cos\theta+\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\cos2\theta \cdots\cdots\cdots\cdots (14)$$

(10—2)′ の一般解は

$$w_2=-C'_0+C'_1\cos\theta+C'_2\sin\theta+C'_3\theta\cos\theta+C'_4\theta\sin\theta$$

$$-\frac{B}{8}\theta^2\cos\theta-\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1,2\cdots}^{\infty}\frac{q_n}{[\alpha_n^2(\theta_0)-1]^2}\cos\alpha_n(\theta_0)(\pi-\theta) \cdots\cdots\cdots (15)$$

今原点を π だけずらす. 即ち $\zeta=\pi+\theta$ とおけば

$$w_2=(\Theta)=-C'_0-C'_1\cos\Theta-C'_2\sin\Theta-C'_3(\pi+\Theta)\cos\Theta-C'_4(\pi+\Theta)\sin\Theta$$
$$+\frac{B}{8}(\pi^2+2\pi\Theta+\Theta^2)-\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1,2\cdots}^{\infty}\frac{q_n}{[\alpha_n^2(\theta_0)-1]^2}\cos\alpha_n(\theta_0)(\pi-\theta)$$

然るに $w_2(\Theta)$ は θ の偶函数であるから

$$C'_2=-\pi C'_4 \quad C'_3=\frac{B}{4}\pi$$

故に (15) より

$$w_2(\theta)=-C'_0+C'_1\cos\theta-C'_4(\pi-\theta)\sin\theta+\frac{B}{4}\left(\pi\theta-\frac{\theta^2}{2}\right)\cos\theta$$
$$-\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{q_n}{[\alpha_n^2(\theta_0)-1]^2}\cos\alpha_n(\theta_0)(\pi-\theta)\cdots\cdots\cdots\cdots(15)'$$

次に $v(\theta)$ を求めるには (7) より

$$\left.\begin{aligned}\frac{dv_1}{d\theta}&=\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2(C_0-A\cos\theta)-w_1\\ \frac{dv_2}{d\theta}&=\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2(C'_0-A\cos\theta)-w_2\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(16)$$

$$\therefore\quad\left.\begin{aligned}v_1(\theta)&=\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2(C'_0\theta-A\sin\theta)-\int w_1(\theta)d\theta+C_5\\ v_2(\theta)&=\frac{1}{12}\left(\frac{k_1}{a_1}\right)^2(C'_0\theta-A\sin\theta)-\int w_2(\theta)\,d\theta+C'_5\end{aligned}\right\}$$

上の2式に (14) および (15)′ を代入すれば

$$\left\{\begin{aligned}v_1(\theta)&=\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2(C_0\theta-A\sin\theta)+\frac{C_0-\frac{ka_1^4}{D}\varepsilon+\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\frac{ka_1^4}{D}}{1+\frac{ka_1^4}{D}}\theta-\left(B\frac{D}{ka_1^4}-w_0-\varepsilon\right)\\ &\sin\theta-\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{8a}\sin2\theta-\frac{1}{\mu_1^2+\mu_2^2}[C_1ch\mu_1\theta(\mu_1th\mu_1\theta\cos\mu_2\theta\\ &\quad+\mu_2\sin\mu_2\theta)+C_2\,ch\,\mu_1\theta(\mu_1\sin\mu_2\theta-\mu_2\,th\mu_1\theta\cos\mu_2\theta)]+C_5\\ v_2(\theta)&=\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2(C'_0\theta-A\sin\theta)+C'_0\theta-C'_1\sin\theta-C'_4\{\sin\theta+(\pi-\theta)\cos\theta\}\\ &\quad-\frac{B}{4}\left[(\pi-\theta)\cos\theta+\left\{\pi\theta-\frac{\theta^2}{2}+1\right\}\sin\theta\right]-\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{q_n\cdot\sin\alpha_n(\theta_0)(\pi-\theta)}{\alpha_n(\theta_0)[\alpha_n^2(\theta_0)-1]^2}+C'_5\end{aligned}\right.$$

但し c_5, c'_5 は積分常数である.

なお

$$\theta=0 \text{ にて } v_1=0 \qquad \theta=\pi \text{ にて } v_2=0$$

であるから

$$C_5=0 \qquad C'_5=-\left[\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2+1\right]\pi C'_0$$

故に

$$
\begin{cases}
v_1(\theta)=\left[\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2+\frac{1}{1+\frac{ka_1^4}{D}}\right]C_0\theta-\frac{1}{\mu_1^2+\mu_2^2}[C_1ch\mu_1\theta(\mu_1th\mu_1\theta\cos\mu_2\theta \\
\qquad +\mu_2\sin\mu_2\theta)+C_2ch\mu_1\theta(\mu_1\sin\mu_2\theta-\mu_2th\mu_1\theta\cos\mu_2\theta)] \\
\qquad -\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{1+\frac{ka_1^4}{D}}\left[\varepsilon-\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\right]\theta-\left[\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2A+B\frac{D}{ka_1^4}-w_0-\varepsilon\right]\sin\theta \\
\qquad -\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{8a}\sin2\theta \cdots\cdots (17\text{-}1) \\
v_2(\theta)=\left[\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2+1\right](\theta-\pi)C'_0-C'_1\sin\theta-C'_4\{\sin\theta+(\pi-\theta)\cos\theta\} \\
\qquad -\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2A\sin\theta-\frac{B}{4}\left[(\pi-\theta)\cos\theta+\left(\pi\theta-\frac{\theta^2}{2}+1\right)\sin\theta\right] \\
\qquad -\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{q_n\cdot\sin\alpha_n(\theta_0)(\pi-\theta)}{\alpha_n(\theta_0)(\alpha_n^2(\theta_0)-1)^2} \cdots\cdots (17\text{-}2)
\end{cases}
$$

従つて巻立に生ずる曲げモーメント M および軸力 T は (6) より次のようになる.

$$
\begin{cases}
M_1=\frac{D}{a_1^2}\left[-\frac{C_0}{1+\frac{ka_1^4}{D}}-2C_1\mu_1\mu_2sh\mu_1\theta\sin\mu_2\theta+2C_2\mu_1\mu_2ch\mu_1\theta\cos\mu_2\theta\right. \\
\qquad \left.+\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{1+\frac{ka_1^4}{D}}\left(\varepsilon-\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\right)-3\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\cos2\theta\right] \cdots\cdots (18\text{-}1) \\
M_2=\frac{D}{a_1^2}\left[2C'_4\cos-C'_0-\frac{B}{4}\{2(\pi-\theta)\sin\theta+\cos\theta\}+\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{q_n}{\alpha_n^2(\theta_0)-1}\right. \\
\qquad \left.\cos\alpha_n(\theta_0)(\pi-\theta)\right] \cdots\cdots (18\text{-}2)
\end{cases}
$$

$$
\begin{cases}
T_1=\frac{D}{a_1^3}(C_0-A\cos\theta)+\frac{M_1}{a_1} \cdots\cdots (19\text{-}1) \\
T_2=\frac{D}{a_1^3}(C'_0-A\cos\theta)+\frac{M_2}{a_1} \cdots\cdots (19\text{-}2)
\end{cases}
$$

III 境界条件および積分常数の決定

未知の常数は

v_1 に対して C_0 w_1 に対して $C_1,\ C_2$

v_2 に対して C'_0 w_2 に対して $C'_1,\ C'_4$

の6個の積分常数および領域(I)と領域(II)との境界 θ_0 である. 之等7個の未知数を決定するには次の様な $\theta=\theta_0$ に於ける連続の条件より決定される. 即ち $\theta=\theta_0$ にて

(i) $v_1=v_2$

(ii) $T_1=T_2$ 又は $\dfrac{dv_1}{d\theta}=\dfrac{dv_2}{d\theta}$

(iii) $w_1=w_2$

(iv) $\dfrac{dw_1}{d\theta}=\dfrac{dw_2}{d\theta}$

(v) $M_1=M_2$

(vi) $\dfrac{dM_1}{d\theta}=\dfrac{dM_2}{d\theta}$

(vii) $W=0$

先ず (ii),(16) より

$$C_0=C'_0$$

次に $\bar{C}_1=C_1 ch\mu_1\theta_0$, $\bar{C}_2=C_2 ch\mu_1\theta_0$ とおけば条件 (i) より

$$\left[\left(1+\frac{1}{12}\left(\frac{h_1}{a_1}\right)^2\right)\pi+\frac{\dfrac{ka_1^4}{D}}{1+\dfrac{ka_1^4}{D}}\theta_0\right]C_0-\bar{C}_1\frac{\mu_1 th\mu_1\theta_0\cos\mu_2\theta_0+\mu_2\sin\mu_2\theta_0}{\mu_1^2+\mu_2^2}$$

$$-\bar{C}_2\frac{\mu_1\sin\mu_2\theta_0-\mu_2 th\mu_1\theta_0\cos\mu_2\theta_0}{\mu_1^2+\mu_2^2}+[C'_1+w_0+\varepsilon]\sin\theta_0+C'_4\{\sin\theta_0$$

$$+(\pi-\theta_0)\cos\theta_0\}$$

$$=\frac{\dfrac{ka_1^4}{D}}{1+\dfrac{ka_1^4}{D}}\left[\varepsilon-\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\right]\theta_0+\frac{\dfrac{ka_1^4}{D}}{9+\dfrac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{8a}\sin2\theta_0$$

$$+\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-)^n q_n}{\alpha_n(\theta_0)[\alpha_n^2(\theta_0)-1]^2}-\frac{B}{4}\left[(\pi-\theta_0)\cos\theta_0+\left(\pi\theta_0-\frac{\theta_0^2}{2}\right.\right.$$

$$\left.\left.+1-4\frac{D}{ka_1^4}\right)\sin\theta_0\right] \cdots\cdots\cdots\cdots (20)$$

条件 (iii) より

$$\frac{\dfrac{ka_1^4}{D}}{1+\dfrac{ka_1^4}{D}}C_0+\bar{C}_1\cos\mu_2\theta_0+\bar{C}_2 th\,\mu_1\theta_0\sin\mu_2\theta_0-[c'_1+w_0+\varepsilon]\cos\theta_0$$

$$+C'_4(\pi-\theta_0)\sin\theta_0$$

$$=\frac{\dfrac{ka_1^4}{D}}{1+\dfrac{ka_1^4}{D}}\varepsilon+\left(\frac{\dfrac{ka_1^4}{D}}{1+\dfrac{ka_1^4}{D}}-\frac{\dfrac{ka_1^4}{D}}{9+\dfrac{ka_1^4}{D}}\cos2\theta_0\right)\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}$$

$$+\frac{B}{4}\left[\left(\pi\theta_0-\frac{\theta_0^2}{2}\right)\cos\theta_0-4\frac{D}{ka_1^4}\cos\theta_0\right] \cdots\cdots\cdots\cdots (21)$$

条件 (iv) より

$$C_1[\mu_1 th\mu_1\theta_0 \cos\mu_2\theta_0-\mu_2\sin\mu_2\theta_0]+\bar{C}_2[\mu_1\sin\mu_2\theta_0+\mu_2 th\mu_1\theta_0\cos\mu_2\theta_0]$$
$$+[C'_1+w_0+\varepsilon]\sin\theta_0+C'_4\{(\pi-\theta_0)\cos\theta_0-\sin\theta_0\}$$
$$=\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{2a}\sin 2\theta_0+\frac{B}{4}\left[(\pi-\theta_0)\cos\theta_0-\left(\pi\theta_0-\frac{\theta_0^2}{2}-4\frac{D}{ka_1^4}\right)\sin\theta_0\right]$$
$$+\frac{a_1^4}{D}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^n\cdot\alpha_n(\theta_0)\cdot q_n}{[\alpha_n^2(\theta_0)-1]^2}\quad\cdots\cdots(22)$$

条件 (v) より

$$\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{2\mu_1\mu_2\left(1+\frac{ka_1^4}{D}\right)}C_0-\bar{C}_1 th\mu_1\theta_0\sin\theta_0+\bar{C}_2\cos\mu_2\theta_0-C'_4\frac{\cos\theta_0}{\mu_1\mu_2}$$
$$=-\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{2\mu_1\mu_2\left(1+\frac{ka_1^4}{D}\right)}\varepsilon+\left(\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{1+\frac{ka_1^4}{D}}+3\frac{\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\cos 2\theta_0\right)\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{8a\mu_1\mu_2}$$
$$-\frac{B}{4}\frac{2(\pi-\theta_0)\sin\theta_0+\cos\theta_0}{2\mu_1\mu_2}\quad\cdots\cdots(23)$$

条件 (vi) より

$$\bar{C}[\mu_1\sin\mu_2\theta_0+\mu_2 th\mu_1\theta_0\cos\mu_2\theta_0]-[\bar{C}_2\mu_1 th\mu_1\theta_0\cos\mu_2\theta_0-\mu_2\sin\mu_2\theta_0]$$
$$-C'_4\frac{\sin\theta_0}{\mu_1\mu_2}$$
$$=\frac{3\frac{ka_1^4}{D}}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a\mu\cdot\mu_2}\sin 2\theta_0+\frac{B}{4}\frac{2(\pi-\theta_0)\cos\theta_0-3\sin\theta_0}{2\mu_1\mu_2}\quad\cdots\cdots(24)$$

次に条件 (vii) は (11) 式より

$$W(\theta_0)=-\frac{C_0}{1+\frac{ka_1^4}{D}}+\bar{C}_1\cos\mu_2\theta_0+\bar{C}_2 th\mu_1\theta_0\cdot\sin\mu_2\theta_0-\left(\varepsilon-\frac{ka_1^4}{D}\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}\right)\frac{1}{1+\frac{ka_1^4}{D}}$$
$$+B\frac{D}{ka_1^4}\cos\theta_0+\left(1-\frac{9}{9+\frac{ka_1^4}{D}}\cos 2\theta_0\right)\frac{(w_0+\varepsilon)^2}{4a}=0\quad\cdots\cdots(25)$$

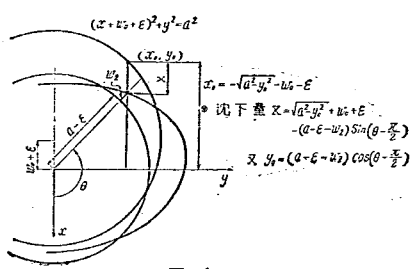
以上により w_0 が求められていれば，未知数 6 個に対して前記の 6 個の条件式が得られたので，之等の連立方程式より未知数が求められる．なお前記 6 個の条件式には未知量 w_0 をも含まれているので，厳密に云えば (12),(13) 両式を考慮して 8 個の連立方程式を解かねばならぬので，非常に繁雑である．然し軸力および曲げモーメントを求めるには $[C'_1+w_0+\varepsilon]$ は求める必要はなく，又右辺中の $(w_0+\varepsilon)^2/4a$ は地盤の道床係数 k が或程度大となれば極めて小となり，他の項に比べて無視する事が出来る．そうすれば，前記 6 式より

積分常数を決める事が出来る．なお上の 6 式より係数を一般的に数式にて求めて表わす事は出来ないので，数値的に求める外方法がない．

IV　上部土圧について

地盤は隧道孔を穿つ事により弛みを生ずるので，この弛みによつて巻立に対して上方より土圧を生ずる事になる．この土圧は地盤の生成，地表面と隧道孔との位置関係等により複雑な現象を有し，之を理論的に決定する事は不可能である．Kommerell * によれば，種々の地質に対する永久弛緩量は大体次のような数値を有する．

地質の種類：永久的弛緩量 m%	
砂および砂利	$1\sim1\frac{1}{2}$
壌土および其の他	2～4
上層性泥灰岩其の他	4～5
固い粘土	6～7
岩　石	8～15



図—4

巻立上方の弛緩部分を求むるには図—4によつて沈下量 X は

$$X=\sqrt{a^2-(a-\varepsilon+w_2)^2\sin^2\theta}+w_0+\varepsilon+(a-\varepsilon+w_2)\cos\theta$$

$$\fallingdotseq a\left[1-\frac{1}{2}\left(1+2\frac{w_2-\varepsilon}{a}\right)\sin^2\theta-\frac{1}{8}\left(1+4\frac{w_2-\varepsilon}{a}\right)\sin^4\theta-\frac{1}{16}\left(1+6\frac{w_2-\varepsilon}{a}+\cdots\cdots\right)\times\sin^6\theta-\cdots\cdots\right]+w_0+\varepsilon+(a-\varepsilon+w_2)\cos\theta\cdots\cdots(26)$$

地盤の弛緩すべき高さ z は

$$z=\frac{100}{m}X$$

よつて巻立に対する上部土圧は

$$R(\theta)=\gamma z=\frac{100\gamma}{m}X$$

但し γ は土砂あるいは岩石の比重

よつて領域（Ⅱ）に対する釣合の式は

* Kommerell : Statische berechnung von Tunnelmauerwerk. 1912.

$$\begin{cases} \text{切線方向}: \dfrac{dT_2}{d\theta}+\theta_2=\rho gh_0a_1\sin\theta+\gamma za_1\sin\theta \\ \text{半径方向}: T_2-\dfrac{dQ_2}{d\theta}=\gamma za_1\cos\theta-p_1(\theta)a_1+\rho gh_0a_1\cos\theta \end{cases}$$

この場合には右辺 z 中に含まれる半径方向変位 w_2 の係数中に無視し得ない $\sin\theta$, $\cos\theta$ を含むので，上の2式を解く事は困難である．よつて問題を簡単にするため，上部土圧の分布 $R(\theta)$ を

$$R(\theta)=q(\theta)=\gamma z(\pi)\cos\frac{\pi(\pi-\theta)}{2(\pi-\theta_0)}=\frac{100\gamma}{m}=X(\pi)\cos\frac{\pi(\pi-\theta)}{2(\pi-\theta_0)}$$

のように分布するものとしても，捲立に作用する影響は大差ないものと思われる．然る時は (26), (15′) より

$$X(\pi)=w_0+2\varepsilon-w_2(\pi)$$

$$=w_0+2\varepsilon+C'_0+C'_1+\frac{\pi^2}{8}B+\frac{a_1^4}{D}\frac{\frac{100\gamma}{\mathrm{m}}X(\pi)}{[\alpha_1^2(\theta_0)-1]^2} \cdots\cdots\cdots\cdots (27)$$

故に

$$X(\pi)=\frac{w_0+2\varepsilon+C'_0+C'_1+\frac{\pi^2}{8}B}{1+\frac{a_1^4}{D}\cdot\frac{100\gamma/m}{[\alpha_1^2(\theta_0)-1]^2}} \cdots\cdots\cdots\cdots (28)$$

従つて

$$\frac{100\gamma}{m}X(\pi)=q_1$$

とおけば，

$$R(\theta)=q_1\cos\alpha_1(\theta_0)(\pi-\theta)$$

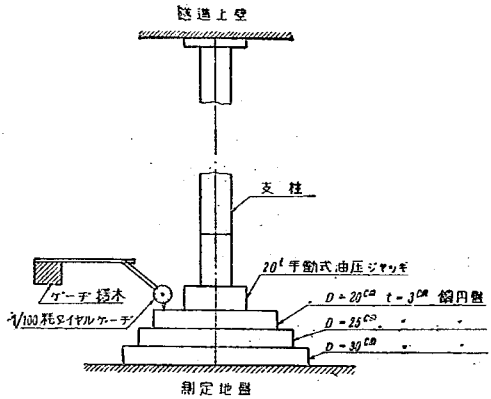
実際には施工の緩急の度により地盤の弛みは異り，最初の支保工を組む時の状態により相当割増しをせねばならぬ事が多い．今その割増しを捲立の撓みの 10 倍とし $m=4$ とすれば (28) より

$$X(\pi)=\frac{w_0+2\varepsilon+10\left(C'_0+C_1+\frac{\pi_2}{8}B\right)}{1-\frac{a_1^4}{D}\frac{\frac{10}{4}\cdot 100\gamma}{[\alpha_1^2(\theta_0)-1]^2}}$$

このようにして $R(\theta)$ を積分常数 C'_0, C'_1 等を含んだ形で表わす事が出来たので，一応理論的に求め得る事にはなるが，之等をそのまま解く事は，実際上は極めて複雑にして不可能に近い．従つて本文では捲立の計算に対しては地盤の弛み高さ Z を与えられたものとして取扱い，実際に捲立の強度を判定する場合にはその計算を基にして，地質の状況を見て適当な z を決める事によつて判定する事にした．

V 捲立に対する地盤反力係数 k の測定

捲立は自重および上部荷重により変歪を起すと共に，下方地盤より反力を受ける．この値は地盤反力係数 k の大小により影響を受けるので，先ずこの地盤反力係数を決定する必要がある．この k の持つ意義は複雑であり，地盤が半無限体の場合と，隧道のように円形をなしている場合とでは厳密に云えば勿論違つている．又一般には弾性床上の問題として取扱う場合には $k=\text{const}$ として取扱うが，必ずしも $k=\text{const}$ とは云えない．



図—5

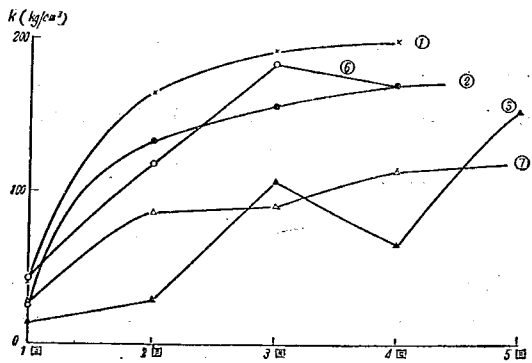
然しながら一つの目安をつけるために図—5 のような方法によつて k を測定する事にした.

なお沈下量 w は 1/100 粍ダイヤルゲージで円盤上，中心より等距離の点4ケ所を測定してその平均をとる事にした. 然る時は，ヂャッキによる反力 P を読めば，地盤反力係数 k は

$$k=\frac{P}{A\cdot w}$$

但し，A は直径 30 cm の円盤の面積である. 測定点は隧道の代表的な地層の点5ケ所を選んだ.〔附図—1 参照〕

之等の実験は各場所にて4乃至5回繰返した結果，繰返す事により地盤は漸次固まり図—6 のようになる. この漸近線的に落着いた値が我々の所求の値と思われる.



図—6

各実験に対する k の値 (kg/cm³)

測定個所	第1回のk	第2回のk	第3回のk	第4回のk	第5回のk
①	40	165	192	200	
②	24	133	157	171	
③	14	28	107	67	155
⑥	43	118	184	171	
⑦	27	86	91	115	

なお各測定箇所に於ける地層状況は次の如し．

測定箇所	地　層　状　況
①	砂岩頁岩質ホルンフェルス，断層なし，地盤良好
②	砂岩頁岩質ホルンフェルスと玢岩との境目，斜方向に断層あり
③	玢岩，断層なし
⑥	玢岩と硅質ホルンフェルスとの境目垂直に断層あり，地盤不良
⑦	硅質ホルンフェルス，裂目あり

測定箇所は何れも堀穿により，岩石に龜裂を生じ，この岩石の大きさに対して，円盤が些か小さすぎるようであつたので，k の値にも可成り誤差を生じているように思われる．然し地盤不良の箇所でもほぼ $k=50\ \mathrm{kg/cm^3}$ 以上と見得るようである．

VI 数 値 計 算

数値計算を行う場合最も重要な事は捲立上方の地盤の弛み高さ z および地盤反力に対する地盤反力係数 k を如何にとるかと云う事である．k については原口氏；土と杭の工学によれば，

軟弱なる裂罅ある岩石　：　$k=100\ \mathrm{kg/cm^3}$

不良な岩石質　：　$k=500$ 〃

最硬にして裂罅のない岩石　：　$k=1.500$ 〃

と云われ，又 V に示すように可成り広範囲に変化するが，各種の場合につきいちいち計算を行う事は余りに繁雑であり，又地盤が硬い程捲立は大きな拘束を受けるので，k は比較的小さく見積つて計算した方が安全側にある．又捲立強度に最も大きな影響を及ぼすのは，捲立上方の地盤の弛み量であり，弛みの大きさは，一般に k に逆比例すると見做されるので，本計算では k の比較的に小さい場合，即ち

$$k=50\ \mathrm{kg/cm^3},\quad 100\ \mathrm{kg/cm^3}$$

の場合について計算する事にした．又施工中と完成後では強度部材および荷重状態が変化するので，施工中（1次覆工のみ完成後）と完成後の両方について検討する事にした．又捲立上方の地盤の弛み高さ z についても之を当方で適確に決定する事は困難故，一応種々の場合について計算して，その決定は当事者に一任する事にした．なお捲立材料の弾性係数は

$$E=210,000\ \mathrm{kg/cm^2},\quad \nu=\frac{1}{6},\quad \rho g=2.2\ \mathrm{gr/cm^3}$$

とし，基礎の岩石，土砂の比重 γ は

$\gamma=2.2\ \mathrm{gr/cm^3}$……空気中

$=1.2$ 〃 ……水飽和数

とす．

計算 1.　地盤の比較的不良な箇所に於ける施工中（1 次覆工のみ完成後）の強度

施工中，特に1次覆工のみ完成した状態を考える．この場合には $p=0$

従つて　$a=a_1=540\,\mathrm{cm}$

又　$h=h_1=h_0=60\,\mathrm{cm}$

$k=50\,\mathrm{kg/cm^3}$

とす．然る時は積分常数 C_0, $\overline{C}_1$, $\overline{C}_2$, C'_4 および θ_0 は次のようになる．

z	10m	8m	6m	4m	2m	0
θ_0	145.25°	144.65°	143.8°	142.2°	139.07	118.2°
C_0	-17.136,624	-14.800,000	-12.512,806	-10.298.651	-7.741,850	-4.879,373
$\overline{C}_1$	-0.069,625	-0.055,874	-0.041,766	-0.027,718	-0.011,681	0.004,1095
$\overline{C}_2$	0.053,176	0.046,637	0.039,726	0.032,389	0.023,356	0.000,488
C'_4	12.253,420	10.643,275	8.989,913	7.352.332	5.529.190	3.100,091

従つて捲立各部に生ずる軸力 T, および曲げモーメント M は表—1 および図—8, 図—9 のようになる．

今一次覆工の断面積および断面係数をそれぞれ A および $z=I/\eta$ とすれば捲立各部の応力は

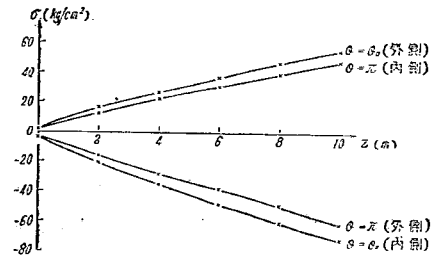
表—1　$p_0=0$, $k=50\,\mathrm{kg/cm^3}$, $z=\mathrm{m}$, $T:\mathrm{kg/cm}$, $M:\mathrm{kg^{cm}/cm}$.

z \ θ		0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°
10	T	-494.0	-492.9	-489.7	-484.5	-477.4	-468.6	-458.6	-447.3
	M	210.6	211.7	213.8	212.5	199.3	164.3	112.6	97.7
8	T	-436.4	-435.3	-432.1	-426.8	-419.7$_3$	-411.0	-400.9	-389.6$_5$
	M	176.3$_1$	177.2$_5$	178.9	177.5	165.4	135.4	92.3$_6$	84.7$_6$
6	T	-379.9	-378.9	-375.6$_5$	-370.4	-363.3	-354.5$_6$	344.4$_4$	-333.2
	M	154.2	154.6$_4$	155.8	154.2$_4$	143.8	118.5$_5$	84.7	85.1
4	T	-325.3	-324.2$_5$	-321.0	-315.8	-308.7	-299.9	-289.8	-278.5
	M	126.8$_4$	127.3$_5$	128.0$_6$	126.2	116.86	96.5	72.0	81.0
2	T	-262.3	-261.2	-257.9$_6$	-252.7	-245.6	-236.8$_4$	-226.7	-215.4
	M	95.5$_5$	95.8	95.8	93.5	85.8	71.5	59.8	82.1
0	T	-191.8	-190.6	-187.4	-182.3	-174.9	-166.2	-155.9	-144.7
	M	59.5$_5$	59.0$_3$	57.7	56.1	56.6	64.65	86.7	120.8

z \ θ		80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°	θ_0
10	T	-435.0	-421.6	-407.3	-393.8	-385.6	-380.7	-416.0	145.25° -434.6 -37807.4
	M	262.2$_5$	819.9$_4$	1840.2	2668.2$_5$	1042.0$_5$	-7226.3	-25615.5	
8	T	-377.4	-364.1	-350.1	-336.9	-328.6	-332.0	-352.4$_4$	144.65° -366.4$_4$ -31673.7
	M	235.9$_7$	723.9$_9$	1587.4$_6$	2223.4	651.0	-6677.2	-22471.5	
6	T	-320.9	-307.8	-294.1	-281.3	-272.9	-274.4	-289.7	143.8° -298.2 -25256.6
	M	222.5	636.7	1333.1	1762.6	242.0	-6093.8	-19096.3	

4	T	-268.3	-253.2_1	-239.9	-227.5	-219.0	-218.9	-229.3	142.2^0
	M	207.4	553.0	1036.8	1301.7	-209.2	-5,647.06	-15974.5	-231.9 -18322.7
2	T	-203.2	-190.3	-177.4	-165.5	-157.1_5	-155.9		139.07^0
	M	197.1	454.8	767.2	671.3	-884.7	-5,703.3_4		-153.1 -11.641.8
0	T	-132.8	-120.6	-108.8	- 97.9	- 87.3	- 77.4	- 67.5	
	M	134.6	38.3_5	-303.6	-968.0	-1,561.1	-1,440.9	-799.85	

z \ θ		150°	160°	170°	180°
10	T	-406.0	-347.9	-305.5	-290.0_5
	M	-24087.7	4434.2	25587.7	33371.1
8	T	-340.4	-292.6_4	-257.9_4	-245.3
	M	-19825.2	3137.5	20138.9	26377.5
6	T	-273.9_7	-236.3	-209.2_4	-199.4_5
	M	-14439.1	3080.8	15941.3	20643.2
4	T	-208.0	-180.6	-162.0	-154.4
	M	-8,384.9_4	3613.5	11,939.7	15,459.7
2	T	-137.5	-120.0_4	-108.3	-104.2
	M	-4,250.7	2,236.2	6,823.2	8,480.7_6
0	T	-58.6_4	-51.9	-47.6	-46.2
	M	55.0	864.34	1431.8	1,634.8



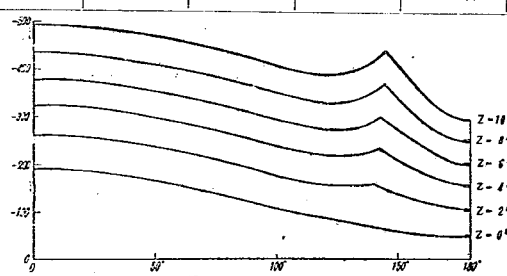
図—7　地盤弛み高さ z と捲立応力 σ との関係

$$\sigma=\frac{T}{A}+\frac{M}{Z}$$

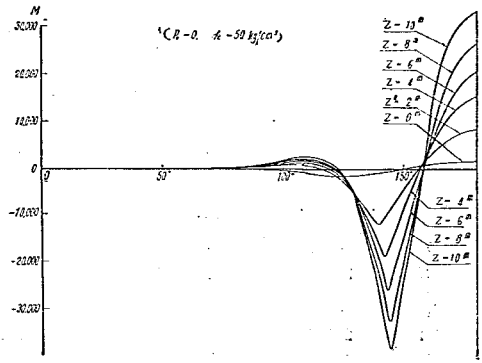
但し $A=60\ \mathrm{cm^2/cm}$, $z=600\ \mathrm{cm^3/cm}$

なお図—8 および図—9 より分るように応力の特に大きい箇所は $\theta=\theta_0$ および $\theta=\pi$ であるから，この2ケ所について応力を求めてみれば次のようになる．　σ : kg/cm²

θ \ z		10m	8m	6m	4m	2m	0m
θ_0	内側	-70.25	-59.34	-47.05	-34.40	-20.10	-3.99
	外側	55.77	47.12	37.12	26.68	16.96	1.01
π	内側	48.00	39.87	31.08	23.20	12.40	1.95
	外側	-60.45	-48.05	-37.72	-28.34	-15.88	-3.51

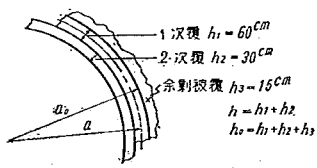


図—8



図—9

計算 2.　地盤の比較的不良な箇所に於ける完成後の強度　其の一



図—10

$p=5\,\mathrm{kg/cm^2}$

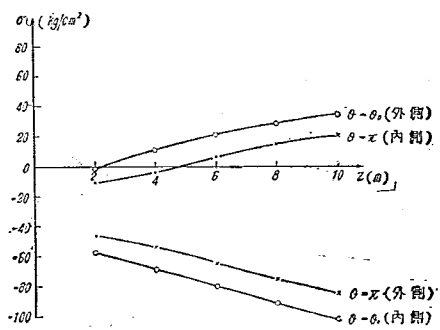
$a_0=570\,\mathrm{cm}$,　　$a=540\,\mathrm{cm}$

$h_1=60\,\mathrm{cm}$,　$h=90\,\mathrm{cm}$,　$h_0,=105\,\mathrm{cm}$,

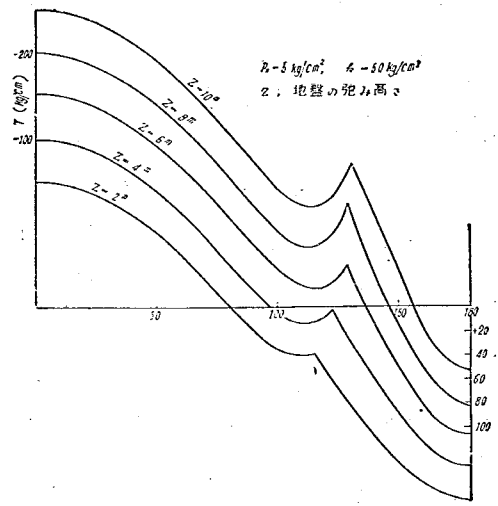
$k=50\,\mathrm{kg/cm^3}$,

とす.

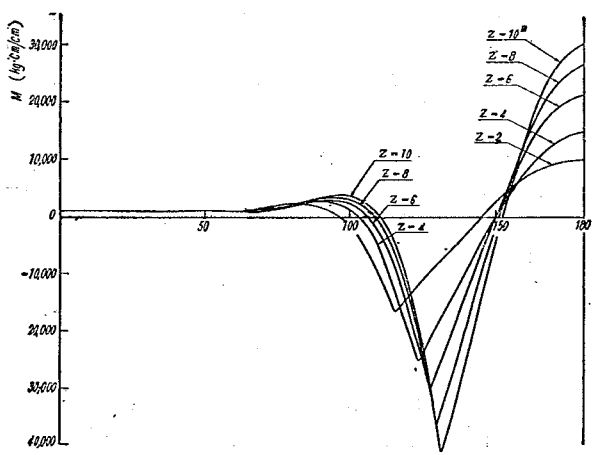
なおこの場合には曲げに対しては，1次覆工のみ，圧縮に対しては1次，2次両覆工が共に有効に働くものとす.



図—11
地盤弛み高さ z と捲立応力 σ との関係


T (kg/cm)
-200
-100
Z=10m
Z=8m
Z=6m
Z=4m
Z=2m
50
100
150
180
+20
40
60
80
100

図—12


M (kg·cm/cm)
30,000
20,000
10,000
0
-10,000
20,000
30,000
40,000
50
100
150
180
Z=10m
Z=8
Z=6
Z=4
Z=2
Z=10
Z=8
Z=6
Z=4

図—13

z	10m	8m	6m	4m	2m
ρ_0	131.68°	129.83°	127.1°	123.1°	115.6°
C_0	-5.222,414	-3.765,968	-2.327,670	-0.766,230	0.693,369
C_1	0.000,305	0.011,173	0.022,162	0.031,866	0.035,160
C_2	0.094.531	0.081,892	0.065,505	0.048,045	0.018,258
C'_4	6.476,961	5.332,247	4.223,840	3.023,323	1.720,050

$$\sigma=\frac{T}{90}+\frac{M}{600}+\frac{pa}{90}\ \mathrm{kg/cm^2}$$

θ \ z		10m	8m	6m	6m	2m
θ_0	内側	-100.9	-90.7	-79.5	-68.00	-57.07
	外側	34.3	28.9	25.0	11.25	-2.03
π	内側	21.1	15.1	6.7	-3.72	-10.85
	外側	-84.0	-75.1	-64.3	-53.32	-45.56

表—2 $p_0=5\ \mathrm{kg/cm^2}$, $k=50\ \mathrm{kg/cm^3}$, z:m, T:kg/cm, M:kg^{cm}/cm

z \ θ		0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°
10	T	-251.1	-249.2	-243.6	-234.6	-222.0_6	206.8	-188.9_6	-168.7
	M	1,032.09	1,031.74	1,025.9_3	1,004.3	956.6	899.9_7	918.8	1,205.5
8	T	-214.6	-212.7	-207.1	-197.97	-185.6	-170.3	-152.4	-132.1
	M	1014.0	1,013.1	1,006.0	983.0	937.1	890.9	933.9	1251.4
6	T	-180.3_5	-178.4	-172.8_1	-163.7	-151.3	-135.9_6	-118.0	-97.8
	M	995.1	995.1	985.9	961.3	919.0_3	890.2_7	970.8_5	1,331.4
4	T	-141.8	-139.9_5	-134.3_1	-125.2	-112.8	-97.4_1	-79.4	-58.9
	M	977.4	974.6	962.1	934.6	896.7_5	892.6	1029.6	1461.2
2	T	-105.8	-103.9	-98.3	-89.2	-76.8	-61.3	-43.0_1	-22.4_5
	M	956.9	952.0_2	935.2	903.4_5	891.9	943.5	1183.3	1664.3_1

z \ θ		80°	90°	100°	110°	120°	125°	θ_0	130°
10	T	-146.25	-122.25	-99.6	-85.0	-88.4	-99.1	θ=130° -114.8	θ=131.684° -120.5
	M	2.002.9	3,272.3	3,794.0_6	349.6	-12,114.5	-22,869.2	-35,973.3	-40.589.2
8	T	-109.6_1	-85.9	-64.0_5	-50.6	-54.65	-64.66	θ=129.83° -85.4	
	M	2.044.4	3168.7	3292.2	-798.0	-13,609.5	-23,966.8	-35,886.0	
6	T	-75.7	-52.8	-31.9	-18.2	-17.5	-25.112	θ=129.83° -36.8	
	M	2.102.3	2,974.2_1	2.462.3_5	-2,576.0_7	-15,694.2	-25,221.3	-29,447.4	
4	T	-36.5	-13.8_1	+5.1_3	+14.0_3	+8.0_1	θ=123.1° +3.4		+26.9_5
	M	2218.3	2744.6	1298.0	-5237.0	-19112.5	-24730.4		-18512.6
2	T	-0.5	20.3	35.8_5	41.5	θ=115.6° 40.4	θ=120° 53.6		82.4_5
	M	2173.3	1714.2	-1583.7	-9886.3	-16515.4_5	-13976.0_1		-8016.5

z \ θ		135°	140°	150°	160°	170°	180°
10	T	-103.9	-77.5	-26.9	15.2	42.9	52.6
	M	-34,434.7	-24,163.6	-3,548.4	14,199.3	26.131.3	30,250.3
8	T	-53.4	-29.9	18.1$_4$	50.3	73.8	82.0
	M	-26.866.4	-18,175.1	-1051.6	13,457.8$_5$	23,127.8	26,517.3
6	T	-5.8	14.3	51.3	80.9	100.0$_6$	108.6$_6$
	M	-19.706.7	-12,813.3	442.2	11,479.4	18,7.0.4$_5$	21,300.7
4	T		+60.7	+90.4	+113.5$_5$	+128.3	+133.3$_5$
	M		-8613.2	689.0	8250.3	13171.1	14877.1$_5$
2	T		103 6	130.6	147.2	157.6	161.1
	M		-2201.9$_6$	2943.6	6971.2	9534.1	10413.4

計算 3. 地盤の比較的不良なる箇所に於ける完成後の強度，其の二

計算2により完成後の応力状態が求められたが，この場合には曲げに対して1次覆工だけが有効に作用するものと見做して計算したが，実際には2次覆工も或程度曲げモーメントを受け持つものである．本計算でにこの2次覆工も考慮した場合に如何になるかを計算2と同一条件の下に，$z=6$ m の場合に付き計算したものである．その場合，捲立の曲げ剛性 D は

$$D=\frac{Eh_1^3}{12(1-\nu^2)}+\frac{Eh_2^3}{12(1-\nu^2)}=D_1+D_2$$

1次覆工の受持つ曲げモーメント M' および応力は

$$M'=\frac{D_1}{D}M,\quad \sigma_1=\frac{M'}{Z_1}+\frac{T+pa}{A}$$

2次覆工の受持つ曲げモーメントおよび応力は

$$M''=\frac{D_2}{D}M,\quad \sigma_2=\frac{M''}{Z_2}+\frac{T+Pa}{A}$$

とす．然るに

$$\begin{cases} D_1=388.8\times10^7\ \mathrm{kg\cdot cm} \\ D_2=48.6\times10^7\ \ 〃 \\ D=437.4\times10^7\ \ 〃 \end{cases}\qquad \begin{cases} Z_1=600\ \mathrm{cm}^3 \\ Z_2=150\ \ 〃 \end{cases}$$

積分常数は

$$\begin{cases} C_3=126.1^\circ \\ C_0=-2.664,214 \\ \bar{C}_1=0.042,534 \end{cases}\qquad \begin{cases} \bar{C}_2=0.056,806 \\ C'_4=4.319,697 \end{cases}$$

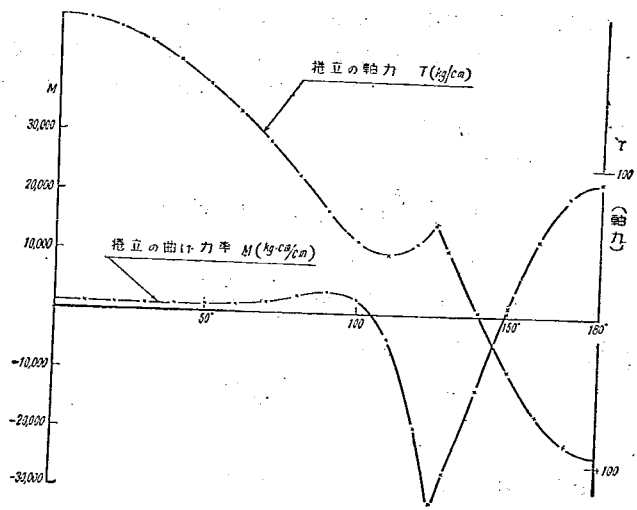
軸力 T および曲げモーメント M の分布は表—3 および図—14 のようになる．従つて weak point $\theta=\theta_0$

表—3 p=5 kg/cm, k=50 kg/cm², z=6 m, T: kg/cm, M: kgcm/cm.

θ	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°
T	-196.66	-194.77	-189.18	-180.06	-167.68	-152.32	-134.23	-113.60
M	1,131.92	1,127.66	1,111.08	1,075.47	1,027.39	1,017.10	1,170.65	1.671.84

θ	80°	90°	100°	110°	120°	126.1°	130°	140°
T	-90.90	-67.74	-48.11	-38.99	-47.20	-59.63	-43.31	-1.52
M	2,585.65	3,397.43	2,304.57	-4112.18	-19183.77	-31,922.74	-26,695.65	-12,431.51

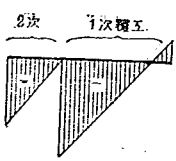
θ	150°	160°	170°	180°
T	36.53	66.87	86.40	93.145
M	1375.93	12,798.55	20,307.89	22,923.60



図—14

および π に於ける応力は次のようになる.

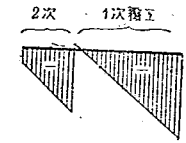
$\theta=\theta_0$ にて



$$\begin{cases} \sigma_1=\pm\dfrac{388.8}{437.4}\cdot\dfrac{31922.74}{600}-\dfrac{59.63+5\times540}{90} & =16.64\cdots\cdots\text{外側} \\ & -77.96\cdots\cdots\text{内側} \\ \sigma_2=\pm\dfrac{48.6}{437.4}\cdot\dfrac{31922.74}{150}- \quad 〃 & =-7.01\cdots\text{外側} \\ & =-54.31\cdots\text{内側} \end{cases}$$

$\theta=\pi$ にて

$$\begin{cases} \sigma_1=\pm\dfrac{388.8}{437.4}\cdot\dfrac{22,923.6}{600}+\dfrac{93.145-5\times540}{90}=4.98\cdots\cdots\text{内側} \\ \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad -62.92\cdots\cdots\text{外側} \\ \sigma_2=\pm\dfrac{48.6}{437.4}\cdot\dfrac{22,923.6}{150}+\quad〃\quad=-11.99\cdots\text{内側} \\ \qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad =-45.95\cdots\text{外側} \end{cases}$$



計算 4.　割栗を 2 m つめた地盤良好な箇所の強度

門司側は地盤極めて良好で，素掘でも可能で，上方よりの土砂圧は考える必要がない．然しこの箇所では割栗を 2 m 程つめる箇所があるので，この状態に対する 1 次覆工のみ出来上つた場合と，全部が完成後の 2 段階に分けて計算を進める．

この場合　$k=100\ \mathrm{kg/cm^3}$,

$E=210,000\ \mathrm{kg/cm^2}$,　$\gamma=\dfrac{1}{6}$

$a=530\ \mathrm{cm}$

（i）　1 次覆工のみ完成後（施工中）

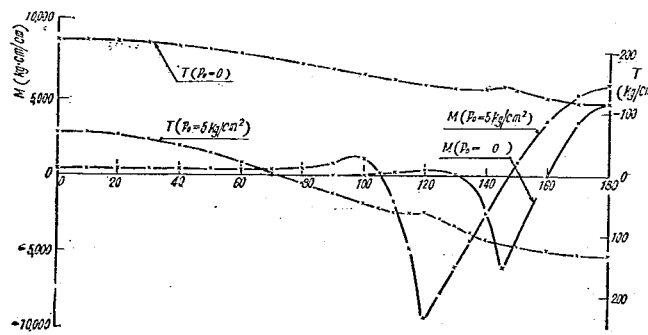
$p_0=0$　　$h_1=h_0=40\ \mathrm{cm}$

（ii）　完成後

$p_0=5\ \mathrm{kg/cm^2}$　　$h_1=40\ \mathrm{cm}$,　$h=70\ \mathrm{cm}$,　$h_0=85\ \mathrm{cm}$

なる条件とす．

	θ_0	c_0	$\overline{c_1}$	$\overline{c_2}$	c'_4
（i）の場合	120.05°	3.811,014	0.024,038	-0.015,982	2.426,816
（ii）の場合	154.64°	-22.138,513	-0.010,636	0.014,504	14.566.405



図—15

捲立の垂直応力は

(i) の場合

$$\sigma=\frac{T}{40}+\frac{M\times 3}{800}\mathrm{kg/cm^3}$$

(ii) の場合

$$\sigma=\frac{T+pa}{70}+\frac{3M}{800}\mathrm{kg/cm^2}$$

従つて，σ は (kg/cm²)

θ	θ_0		π	
	内 側	外 側	内 側	外 側
(i) の場合	-26.50	13.90	14.96	-20.74
(ii) の場合	-72.26	1.70	-14.06	-57.94

表—4 $k=100\,\mathrm{kg/cm^3}$, $p_0=0$; $5\,\mathrm{kg/cm^2}$

ℓ(度)		0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°
(i)	T	-217.9	-217.2	-215.1	-211.7	-207.0	-201.2_6	-194.6	-187.2
	M	13.07	13.07	13.07	13.05	13.03	13.11	13.25	12.24
(ii)	T	-67.3	-67.3	-62.8_6	-55.7	-45.7	-33.45	-19.3	-3.7
	M	393.11	393.08	393.08	393.44	393.3_2	393.32	382.53	372.97

θ		80°	90°	100	110	120	130	140	θ_0
(i)	T	-179.4	-171.3	-163.2	-155.2	-147.3_6	-141.1	-140.0	-144.0
	M	10.98	8.75	3.81	94.79	340.03	104.49	-2,391.80	-6,054.51
(ii)	T	13.1	30.9	48.7	61.56	61.4	81.9	104.96	61.4
	M	414.93	725.61	1,056.60	-1.774.90	-9,355.47	-6,002.14	-2,424.07	-9,408.73

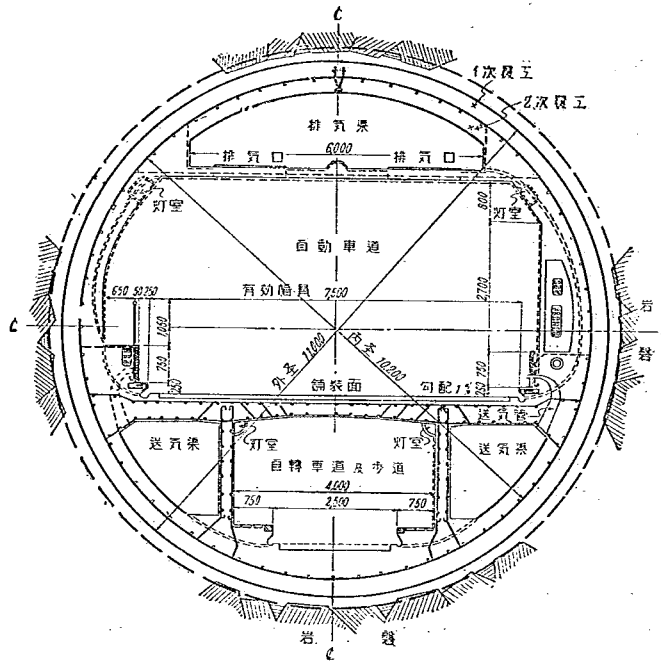
θ		150	160	170	180
(i)	T	-133.8	-127.4	-118.9_5	-115.8_5
	M	-4,271.84	52.31	3.473.41	4,760.76
(ii)	T	115.5	123.3	128.1	129.7
	M	872.89	3,532.12	5,253.66	5,849.15

T; kg/cm

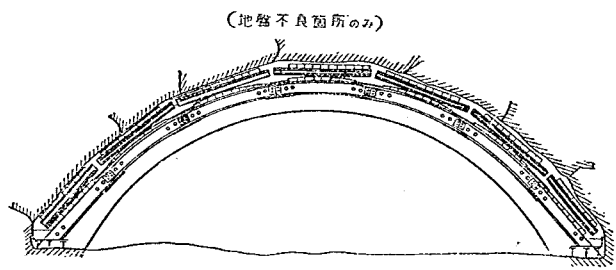
M: kgcm/cm

VII 結語ならびに所見

以上により代表的な 2,3 の場合について捲立に生ずる軸力および曲げモーメントを計算してみたが，その結果捲立の強度を支配するものは上方土圧による曲げモーメントにして地盤反力による影響は極めて小さい．然し k の変化による影響は必ずしも小さいとは云えない．例えば“計算 3”の場合と比較するため，地盤が良好な岩盤にして $k\fallingdotseq 1500\,\mathrm{kg/cm^3}$ の場合について計算してみれば図—16 のようになり $k=50\,\mathrm{km/cm^3}$

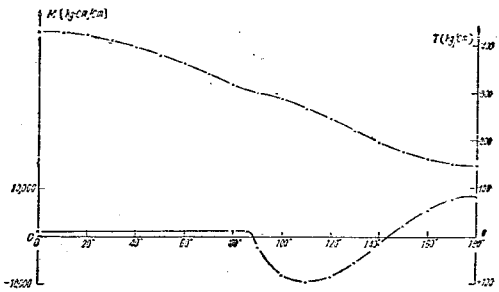

1次覆工
2次覆工
排気渠
排気口
6000
排気口
灯室
灯室
800
自動車道
有効幅員 7500
650 50 750
2700
1050
750
750
外径 11000
内径 10000
舗装面
勾配1%
750
750
送気渠
送気渠
灯室
灯室
自轉車道及歩道
4000
750
2500
750
岩
磐
岩
磐

附図—2


(地盤不良箇所のみ)

附図—3

の場合（図—14 参照）に比べて可成り違つている事が分る．然し結局は捲立の強度に最も大きな影響を与えるものは上部地盤の弛み高さ z の大小である．そして $z=6$ m 以上にもなれば捲立の引張応力は相当大となり，之を捲立の厚さを大きくする事によつて補う事は甚だ不利である．従つて捲立厚さを経済的に決めるには z を出来るだけ小さくすると共に上部土圧を出来るだけ側壁に伝えるようにするのが良策である．それには



図—16

（1） 施工を出来るだけ迅速に行う事

（2） 支保工を出来るだけ，丈夫にする事

（3） セメント注入を行い上部土圧を出来るだけ側壁に伝える事

等の事が考えられる．なお（2）に対しては現場に於て地盤の不良箇所に限り附図—3 のように $z=6$ m の土圧に堪えるような補強を行う事にして居る．

以上の諸点を考慮して施工すれば附図—2 のような捲立の厚さで強度は十分である．なお本計算では1次覆工は不透水と見做したが，海水が1次覆工を透過すれば2次覆工に対する水圧は最悪の場合には5気圧となるが，この場合にも1次覆工と2次覆工とを連結して出来るだけ一体として働くようにすれば強度上は問題にならない．

メタアクリル酸樹脂の偏光性とその応用について[1]

建設技官　高　田　孝　信

（昭和 27 年 11 月）

目　　次

Ⅰ　緒　　言……（1）
Ⅱ　メタアクリル酸樹脂の機械的並びに光弾，塑性的性質……（2）
Ⅲ　応　用　例……（7）
Ⅳ　結　　語……（10）
〔附録〕　フェノライトの光弾性感度に対する流伸の影響

Ⅰ　緒　　言

光の偏光性を利用して弾性体の応力状態を調べる光弾性実験では実験材料として光弾性感度の点より現在主として石炭酸系の樹脂を特に我国では理研のフェノライトを用いているが，実験の目的に依り之等にのみ依存するのは不都合である．主応力差を決定する等色線の消光次数は材料の光弾性係数と厚みの積に比例するので，大きな厚みが必要な場合又は大きな歪を起しているような場合には従来使用の石炭酸系樹脂では感度がよすぎる事になる．メタアクリル酸樹脂は光弾性感度不良のため現在までは等傾曲線の測定に使用される位であつたのでその偏光性については殆んど調査されていないが，上述のような場合には却つて好都合と思われるのでその性質を調べる事にした．

なお樹脂は塑性体であるから厳密にいえば樹脂を光弾性の実験に使用する事は不都合であり，近似的に云えばその流伸性は測定の精度に大きな影響を与える．然しこの流伸性と偏光性との関係を応用する事により塑性域にある樹脂の応力状態を測定する事が出来る．然し塑性体の性状は物質の種類により多種多様であるので弾性体に対する光弾性のようにあらゆる塑性体の応力測定に直ちに適用する事は出来ないが，物体の応力状態を規定するのに応力歪の関係が一つの大きな要素である以上，機械的性質特に応力歪曲線の類似な材料の塑性域に於ける応力状態の測定或は傾向を調べるのに利用する事は出来ると思われる．それには先ず使用せんとする樹脂の光弾性感度と応力歪曲線および負荷時間の関係を求めておかねばならぬ．なお樹脂の機械的性質には温度の影響も相当大きいので実験時の温度も十分考慮する必要がある．

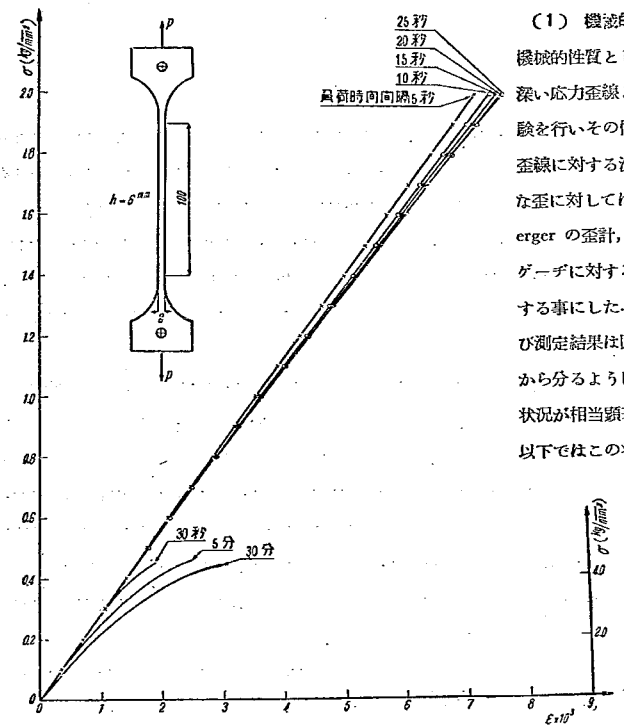
本文では先ずメタアクリル酸樹脂の機械的性質と光弾性（又は光塑性）感度—応力—負荷時間の関係を求め之等の結果を用いて塑性域にある単純支持梁，円孔切欠ぎを有する梁等についてその応力状態を求めそれにより一般の塑性域にある種々の構造物の応力状態に対する一つの想定基準を提供せんとするものである．

1）第二回応用力学連合講演会にて講演

II　メタアクリル酸樹脂の機械的並びに光彈，塑性的性質

樹脂は塑性体の一種で同一荷重に対しても負荷時間の経過につれて歪が増大する．從つて厳密に云えば石炭酸系樹脂を用いても完全弾性体内の応力状態を求める事は困難である．然るにメタアクリル酸樹脂は比較的に柔軟性を有し歪が大きい場合には著しい塑性的性質を表わす．この場合偏光に対しても光塑性とも称すべき現象を呈する．

一方この樹脂の流伸性は金属特に鋼とは大いに異つた性質を有し又その成分，重合度，温度等により千差万別である．從つて本文では偏光性および機械的特性を調べるには同一素材より採取した試験片について同一温度に於て実験を行う事にした．



図—1　負荷時間々隔の曲線 $\sigma\sim\varepsilon$ 曲線に及ぼす影響（室温 28°c）

（1）機械的性質

機械的性質としては特に我々に最も親しみ深い応力歪線と負荷時間の間隔に対する実験を行いその性質を求める事にした．応力歪線に対する流伸の影響を求めるには小さな歪に対しては 20 mm ゲーヂの Huggenberger の歪計，大きな歪に対しては 100mm ゲーヂに対する伸をダイヤルゲーヂで測定する事にした．試験片の形状，大きさおよび測定結果は図－1および2に示す．図—2から分るように負荷直後より暫時は流伸の状況が相当顕著であるが $\sigma=2.0\ \mathrm{kg/mm^2}$ 以下ではこの状況は迅速に落着き負荷後1分間位経てば流伸は殆んど停止してしまう．然し $\sigma=4.5\mathrm{kg/mm^2}$ では負荷後 20 分位にして微細な亀裂が無数に現われ流伸は益々増加して2時間後に切断してしまつた．

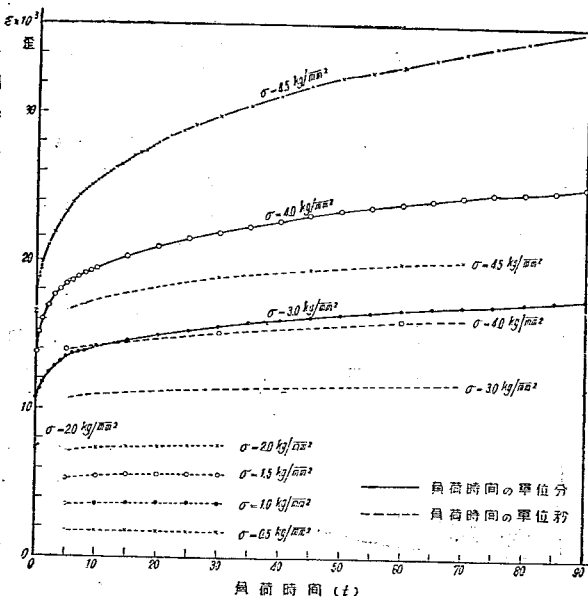
從つてこのような樹脂の純粋な弾性係数を求める事は静的には極めて困難であるので，今近似的に負荷5秒後の歪を以て弾性係数を求めてみれば，

$E \fallingdotseq 282 \cdot 6\ \mathrm{kg/mm^2}$

なお負荷時間の経過の大小による応力歪線を求めてみれば図-1のようになり，$\sigma=2.0\mathrm{kg/mm^2}$ 以下では負荷時間5秒のものでは殆んど直線と見て差支えないが，10秒後のものでは $\sigma=0.4\ \mathrm{kg/mm^2}$ から僅かながら彎曲しはじめているのが認められる．

（2） 光弾，塑性の特性に対する流伸の影響

通常光弾性実験に於て主応力差を決定する実験材料としては石炭酸系の樹脂ベークライト又はフェノライトを用うるが，この樹脂の特性については辻博士[2]等の研究にも見られるように極めて優秀故，小さな応力状態で測定する事が出来る．故に塑性体であつても弾性体に極めて近い応力を測定し得る利点がある．然し大きな歪の影響を調べようとする場合或は大きな厚味を要するような場合には縞模様の判読が困難となり却つて都合が悪い．



図—2　負荷時間の伸長に対する影響（室温 28°C）

メタアクリル酸樹脂にフェノライトに比べると光弾性感度 c/λ は非常に小さく，

フェノライト，ベークライトの場合：$c/\lambda \fallingdotseq 0.73 \sim 1.1\ (\mathrm{kg^{-1}.\ mm})$ に対して

メタアクリル酸樹脂の場合：$c/\lambda \fallingdotseq 0.2\ (\mathrm{kg^{-1}.mm})$

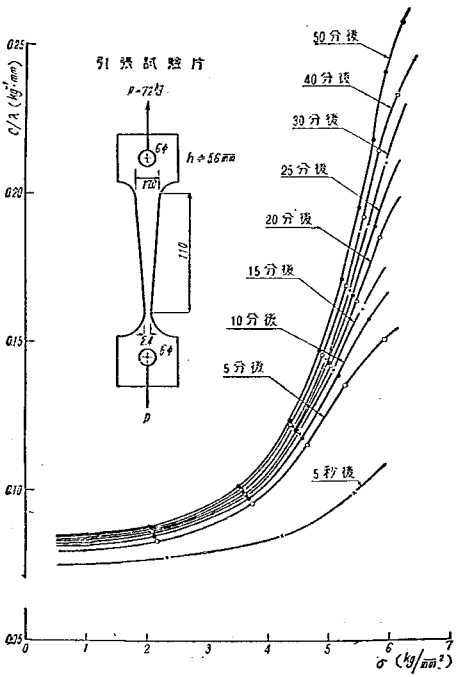
と云われている[3]．但し c は材料の光弾性係数，λ は使用光線の波長，

従つてメタアクリル酸樹脂では板厚 $h=6$ mm に対して $\sigma_1-\sigma_2=1\mathrm{kg/mm^2}$ 程度では殆んど縞模様を生じない．然しこの光弾性感度は一般に歪の増大につれて大きくなるので塑性域のように歪の大きな状態では c/λ が相当大きくなる事が予想される．

光弾，塑性に対する感度を求めるには次の方法による．直交偏光子の中間に均質等方性透明体の板を置き，之に二次元的な応力を作用せしむれば一般に消光次数（または縞次数）n と主応力 σ_1, σ_2 との間には Brewster

2）Z. Tuzi, New material for the study of photo-elasticity sci. p. inst. phys. chem. R. Vol. 7 No. 112 (1927, 10)

3）西田正孝：応力測定法



図—3　光弾性感度に対する引張応力と負荷時間の関係
(室温 28°C)

の法則により次の関係が成立する.

$$n=\frac{c}{\lambda}\cdot h(\sigma_1-\sigma_2)\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

こゝに σ_1, σ_2 は或点に於ける二つの主応力を表わし $\sigma_1>\sigma_2$ とす. 従つて一軸応力状態の応力が決まれば消光次数 n を求める事により光弾性感度は

$$c/\lambda=\frac{n}{h\sigma}=\frac{nb}{p}\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

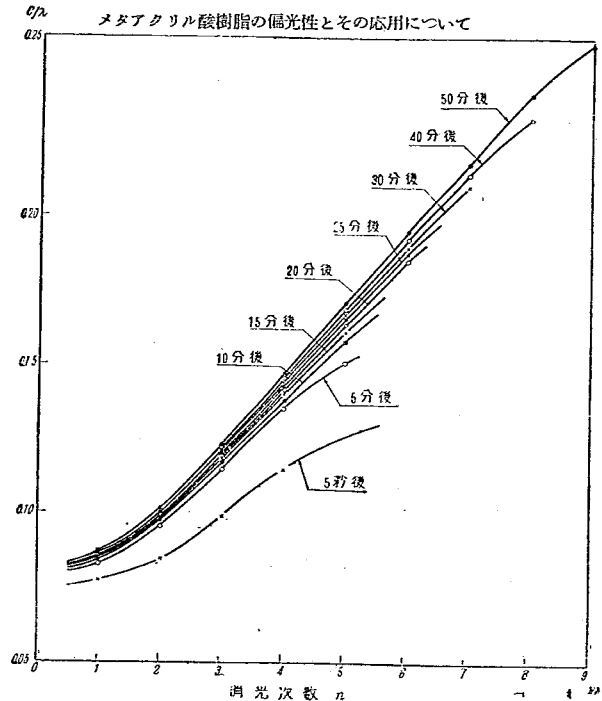
として直ちに求める事が出来る. 但し b は試験片の幅, p は荷重の大きさである.

測定装置は通常の光弾性実験装置による. 試験片の形状, 大きさは引張に対しては図—3 圧縮に対しては図—5 に示すような楔形のものを用うる事にした. さうすれば或範囲の応力に対する負荷時間の経過と消光次数 n との関係を同時に求める事が出来る. 今引張に対して室温 28° C にて $p=72$ kg, $\sigma\max=5.9$ kg/mm² を負荷した場合負荷時間による縞模様の移動状況は写真—1 のようになる. 即ち歪の場合と同様縞模様の移動も負荷直後には相当顕著である.

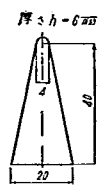
写真—1 より消光次数 n と幅 b との関係を求めれば (2) によつて c/λ を求める事が出来る. その結果を示せば図—3 および4のようになる. 図より分るように応力 σ の増大により c/λ は負荷時間の経過につれて急速に増大するが, n の増大に対しては殆んど直線的に増大すると云う事になつている. 前者では σ が或程度大きくなれば負荷時間の経過につれて龜裂を生じて来るのでそれに起因するものと思われる. 圧縮の場合には龜裂を生ずる事がないのでこの現象は起り難いが, σ が余りに大きくなれば流動が非常に大きくなり引張の場合同様 c/λ は急速に大きくなる. 図—5 および6参照.

このように流伸による c/λ の変化は相当大きく殊に負荷直後の変化は顕著である.

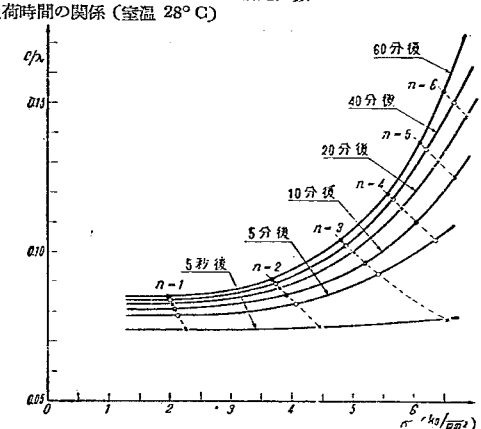
なお光弾性効果は歪に比例すると云われているが, 本文の場合のように流伸が非常に大きい場合に如何になるかを引張の場合について調べてみれば図—1 および3より図—7のような結果を得る. 即ち $\frac{c/\lambda}{\varepsilon}$ は負荷時間 t の或函数である事は分るが, その関係は σ の大小により変化し極めて複雑である. 然し負荷時間の経過につれて漸次 $\frac{c/\lambda}{\varepsilon}$ は或値に落着いて行く.



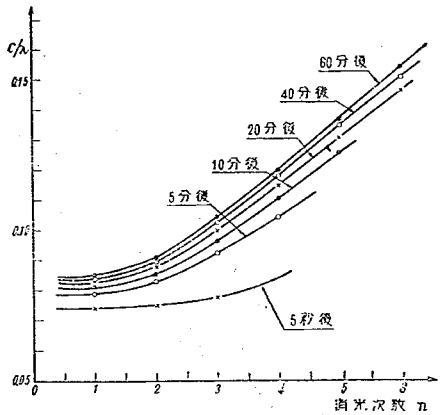
図—4　張力に於ける光弾性感度 c/l に対する消光次数 n および負荷時間の関係（室温 28° C）



a 圧縮光弾性感度測定用試験片 厚さ $h=6$ mm



図—5　b. 光弾性感度 c/λ に対する圧縮応力と負荷時間の関係（室温 28°C）



図—6 圧縮時に於ける光弾性感度 c/λ に対する消光次数 n および負荷時間の関係（室温 28°C）

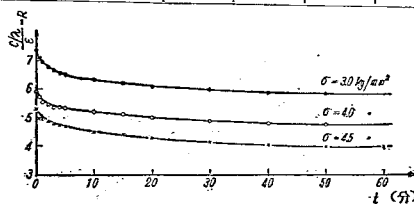
表—1 張力に於ける光弾性感度 $c/\lambda=n/h\cdot\sigma=nb'/p$

負荷後の時間 t	$n=1$		$n=2$		$n=3$		$n=4$		$n=5$	
	σ(kg/mm²)	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ
5 秒	2.315	0.0771	4.230	0.0343	5.430	0.0990				
5 分	2.160	0.0826	3.740	0.0955	4.680	0.1150	5.275	0.1352	5.924	0.1508
10 分	2.115	0.0844	3.630	0.0970	4.570	0.1172	5.160	0.1332	5.660	0.1577
15 分	2.100	0.0850	3.650	0.0978	4.525	0.1184	5.080	0.1402	5.540	0.1610
20 分	2.084	0.0857	3.625	0.0984	4.490	0.1199	5.040	0.1416	5.460	0.1635
25 分	2.075	0.0860	3.600	0.0992	4.460	0.1200	4.990	0.1430	5.380	0.1655
30 分	2.070	0.0862	3.580	0.0997	4.425	0.1200	4.970	0.1440	5.330	0.1670
40 分	2.060	0.0866	3.550	0.1005	4.380	0.1220	4.890	0.1456	5.230	0.1688
50 分	2.050	0.0870	3.530	0.1012	4.374	0.1232	4.850	0.1470	5.224	0.1710

t	$n=6$		$n=7$		$n=8$		$n=9$	
	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ
5 秒								
5 分								
10 分								
15 分								
20 分	5.780	0.1850						
25 分	5.725	0.1874						
30 分	5.660	0.1892	5.950	0.2100				
40 分	5.574	0.1922	5.825	0.2142	6.125	0.2330		
50 分	5.490	0.1950	5.730	0.2179	5.925	0.2410	6.23	0.2578

表—2　圧縮時に於ける光弾性感度 c/λ

負荷後の時間 t	$n=1$		$n=2$		$n=3$		$n=4$		$n=5$		$n=6$	
	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ	σ	c/λ
5秒	2.25	0.0740	4.440	0.0750	6.530	0.0775						
5分	2.11	0.0790	4.025	0.0828	5.410	0.0925	6.38	0.1045				
10分	2.05	0.0810	3.900	0.0855	5.180	0.0964	6.03	0.1105	6.64	0.1255		
20分	2.01	0.0828	3.790	0.0880	4.980	0.1002	5.80	0.1150	6.38	0.1305	6.85	0.1460
40分	1.98	0.0840	3.720	0.0895	4.875	0.1025	5.65	0.1180	6.19	0.1345	6.64	0.1505
60分	1.96	0.0848	3.660	0.0910	4.775	0.1045	5.57	0.1197	6.08	0.1370	6.48	0.1542



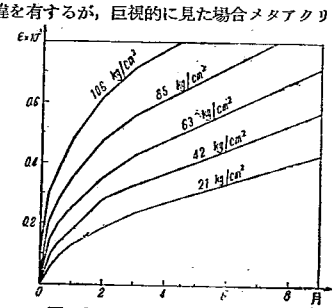
図—7　光弾性感度と歪に対する負荷時間の影響

III　応　用　例

既述のように弾性体の応力を求めるには比較的に弾性体の状態で主応力差を求める事の出来るフェノライトを用いる方が便利であるが塑性域に達する歪を生じているような応力状態を求めるには余りに感度がよすぎ又材料そのものも極めて脆弱である．然るにメタアクリル酸樹脂は光弾性感度は不良であるがIに示すように非常に靱性に富み塑性域の状態を現わすのに適している．唯光弾性実験のように画一的に応力状態を決定する事は出来ない．又弾性体では直交する二つの主応力 σ_1, σ_2 の差と消光次数 n との間には (1) 式が成立つが，各点の応力を決定するには $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ を決定するだけでは不十分で，任意の点の応力を求める事は弾性体の場合にも相当困難で又可成りの誤差を生ずるものであるが，塑性体の場合にはなお一層困難である．然し特殊の点，例えば実用上最も重要な縁部では主応力の一つは零となるので消光次数を求める事により直ちに縁応力を求める事が出来る．又一つの応力が他の応力に比して明らかに小さいと思われる点では

$$\sigma_1-\sigma_2 \fallingdotseq \sigma$$

とする事により近似的には直ちに応力を決定する事が出来る．前述のように塑性域に於ける応力状態は材料により千差万別であり，流伸と匍匐では微視的に見れば根本的な相違を有するが，巨視的に見た場合メタアクリル酸樹脂の機械的性質（特に匍匐曲線および応力歪線）と類似の材料の塑性域に於ける応力状態はメタアクリル酸樹脂の応力状態と近似的となるか又は同一の傾向を有すると云う事が考えられる．コンクリートに例をとればその匍匐曲線の一例は C. G. Lynam[4] によると図—8 のようになり負荷時間の単位を変えればメタアクリル酸樹脂の場合と非常に似ている．



図—8　コンクリート匍匐曲線

従つてコンクリートに於ける大体の応力状態はこの樹脂を用いて直ちに求める事が出来る．但し負荷時間の関係は両者の匍匐曲

4) C. G. Lynam : Growth and movement in portland cement concrete. Page 98. Fig. 45

線がほぼ一致するように目盛を適度に変化させる必要がある．本文では次のような数例について負荷時間により流伸のために応力状態が如何に変化するかを求める事にした．

例 1.　両端単純支持の矩形梁に中央集中荷重を負荷した場合図—9

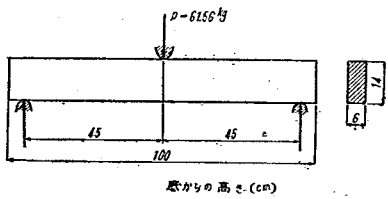
例 2.　矩形梁の純粋曲げ　　図—10　写真—2

例 3.　1円孔を有する矩形梁の純粋曲げ，図—11

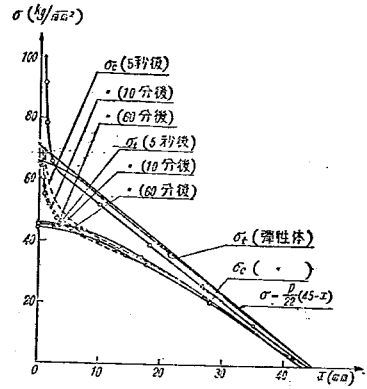
例 4.　2 円孔を有する矩形梁の純粋曲げ 図—12　写真—3

例 5.　曲げ圧縮荷重を受けるラーメン隅部の応力

図—13　写真—4

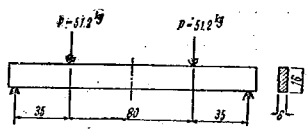


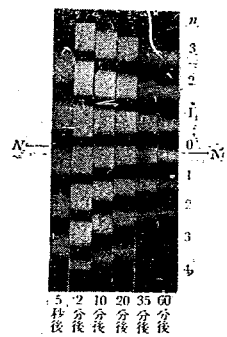
図—9　(a) 供試体寸度と負荷要領



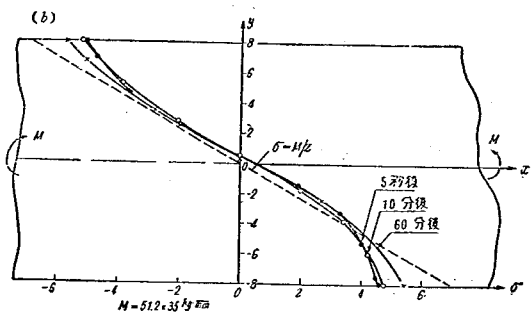
図—9　(b) 弾性体と塑性体（メタクリル酸樹脂）に於ける縁応力

図—10　(a)

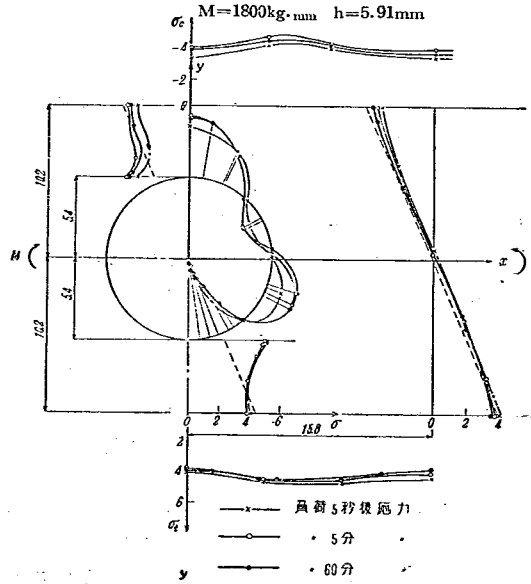




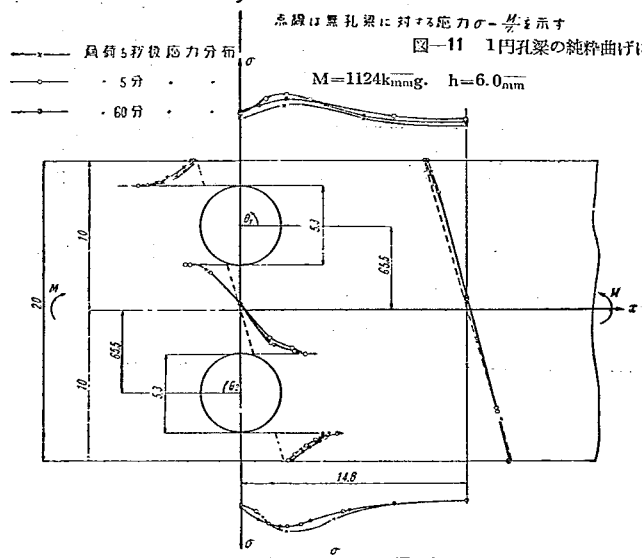
写真—2



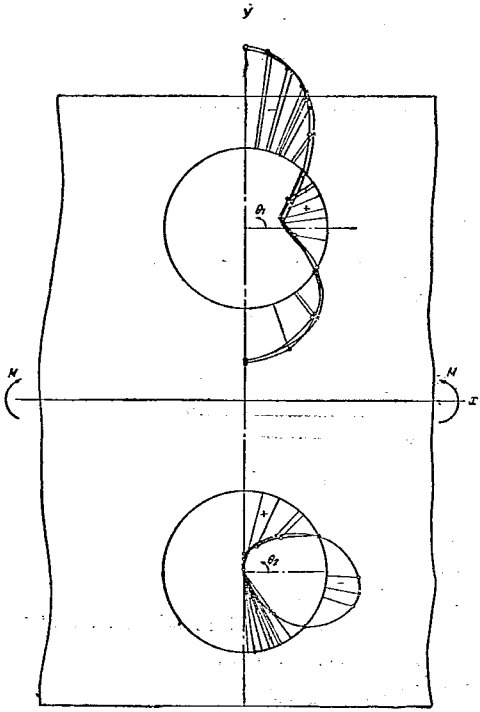
図—10　(b)　矩形梁の純粋曲げの場合



図—11　1円孔梁の純粋曲げによる応力



図—12—1　2円孔梁の純粋曲げによる応力



図—12—2

IV 結　　語

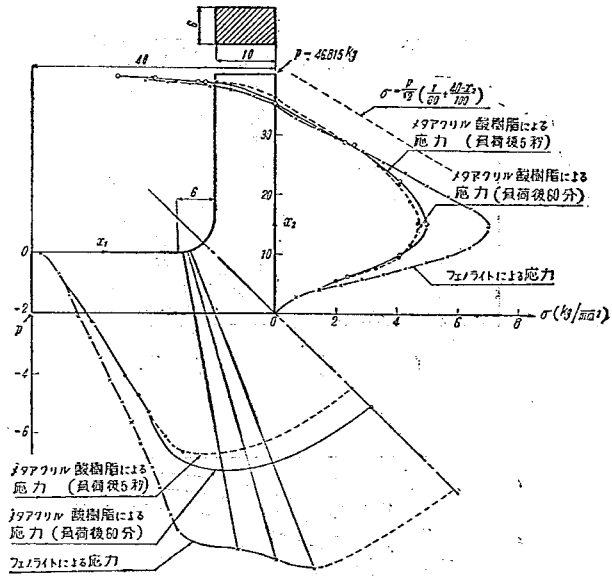
以上によりメタアクリル酸樹脂の機械的および偏光性に対する特性をほゞ明らかにすると共にその応用の一例を示したが，我々がこの樹脂を応力測定に用うる場合にその優劣および利用価値に対する諸点を列挙すれば次の如し．

（1） メタアクリル酸樹脂は h=6 mm 程度では弾体性の応力測定には適しないが，等傾曲線の測定には好都合である．

（2） 靱性に富み歪が非常に大きい場合（塑性域である事がはつきり示されるような領域）では h=6 mm程度で応力を測定するのに適する．従つてメタアクリル酸樹脂と類似の応力—歪線および傾勾曲線を有する物体（例えば非鉄金属，コンクリートの如き）の塑性域に於ける応力状態の決定に利用出来る．但しこの場合には応力測定用と感度測定用の両試験片を同一素材より採取し両実験は同温度に於て行い負荷時間には特に留意する必要がある．

（3） 加工はフェノライトに比べて非常に容易で且つ化学的に安定であり，又透明度も大である．従つて h=20 mm 以上を要する場合および実験が数日以上を要する場合の弾性体の応力測定には極めて便利である．

樹脂を用いて塑性体の応力状態を精度よく測定するには塑性体そのものゝ特性を十分検討しその特性に適合するような実験材料を選出する必要がある．之等の点については今後なお幾多の研究を為さねばならぬ．



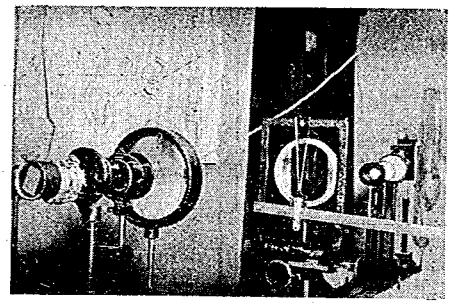
図—13　曲げと圧縮を同時に受ける場合ラーメン隅角部附近の応力

附　　録

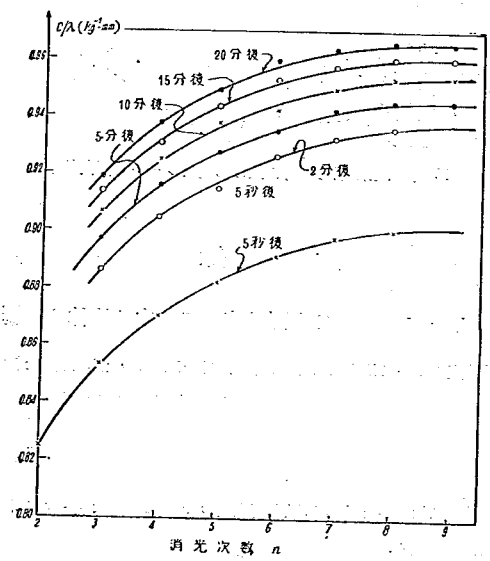
フェノライトの光弾性感度に対する流伸の影響

フェノライトの光弾性感度についてはすでに詳細に検討されている[5]が，応力および消光次数に対する流伸の影響については調べてないので調べてみる事にした．試験片の形状および測定はメタアクリル酸樹脂の場合とほゞ同様で附写真—1 に示すようなものを用い，方法も同様である．その結果の一例を図示すれば附図—1のようになる．即ち消光次数 n および負荷時間 t の影響は相当顕著で，フェノライトも完全弾性体の応力測定には厳密に云えば余り適当ではないと云える．又負荷直後の c/λ の急変はフェノライトによる衝撃試験に対して特に考慮すべき点であると思う．

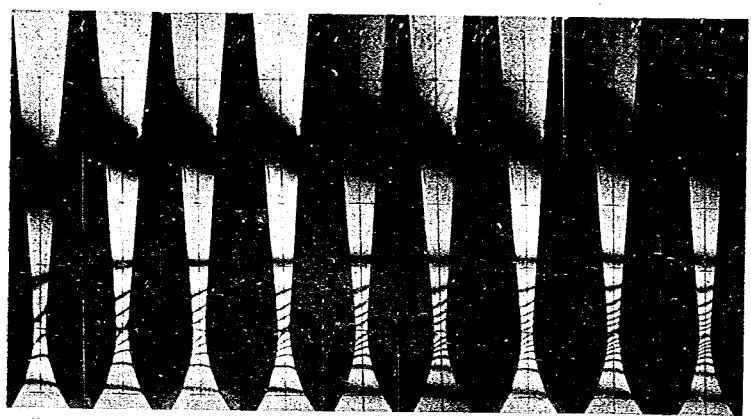
5) 久野重一郎：光弾性に関する研究　土木学会誌 第20巻　第9号
M. Nisida : On the physical properties of the photoelastic material "Phenolite" Sci. P. Inst Phys. Chem. Res. Vol. 22 No 467 (1933—11)



附写真—1　試験片形状および測定装置

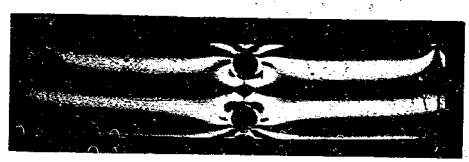


附図—1　フェノライトの光弾性感度に対する消光次数 n の影響

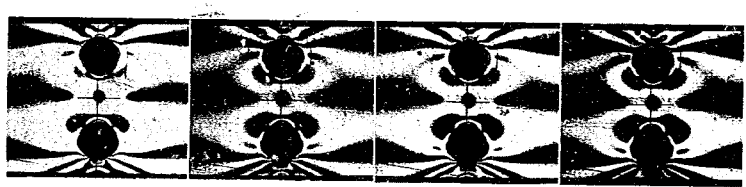


5秒後　5分後　10分後　15分後　20分後　25分後　30分後　40分後　50分後

写真—1　引張時に於ける負荷時間の縞模様に対する影響

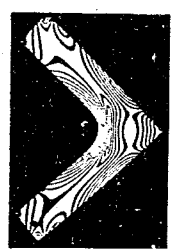


負荷5秒後

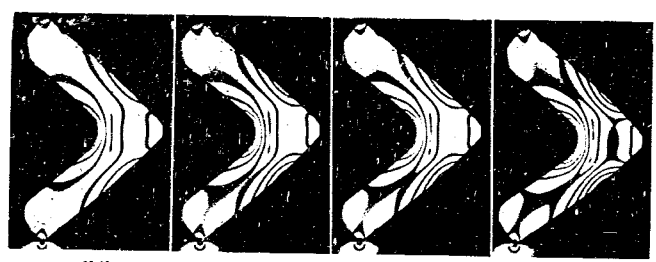


5分後　20分後　40分後　60分後

写真—3　2円孔梁純粋曲げ



負荷5秒後
$P=2.94$kg



5秒後　5分後　10分後　60分後
$P=46.815$kg

実験材料　フェノライト

写真—4　曲げ圧縮荷重を受けるラーメン隅部の応力

浅水表面波水分子軌道の実験的研究

建設技官　岸　　力
庵　原　照　太　郎

目　　次

Ⅰ　緒　　言……（1）
Ⅱ　波浪流の理論と水分子の軌道……（1）
Ⅲ　実　　験……（3）
〔1〕実験水槽……（3）
〔2〕実験に用いた波の特性……（4）
〔3〕油　　滴……（4）
〔4〕撮　　映……（4）
〔5〕軌道図の作製……（7）
Ⅳ　実験の結果……（7）
〔1〕波高，波長，波速……（7）
〔2〕軌道運動の実例……（8）
〔3〕水中波の半波高……（14）
Ⅴ　結　　言……（14）

Ⅰ　緒　　言

有限振幅の無渦の浅水表面波の理論解から，この波は，進行方向に正の運動量をもち，風がなくても波だけで水の実質的移動即ち波浪流を生ずる事がわかつた．

しかし，この理論の裏付けとなるべき，実験資料は非常に少ない．この報告は，水中に浮かべた油滴の運動を連続撮影してカメラに収め，理論から計算される水分子の軌道と，こうして求められた油滴の軌道を比較して両者がよく一致する事を実証したものである．(Aug. 1952)

Ⅱ　波浪流の理論と水分子の軌道

佐藤清一氏の理論的研究によれば浅水表面波は次の如くである[1]

波高 $2a$，波長 λ，波速 c を以て x 正の方向に進行する浅水表面波は，その進行方向に水分子の実質的移動を伴ない，理論的に計算される一波長当りの運動量は

$$M=\pi\rho a^2 c \coth kh \quad \cdots\cdots (1)$$

1）佐藤清一：漂沙に関する研究（4）表面浅水波について，土木研究所報告第八十二号，なお式の記号および座標のとり方はこの論文と同一である．

である.

M：波が一波長当りにもつ運動量

ρ：密　度

c：波　速

k：$2\pi/l$

h：水底の座標位置（ほゞ水深に等しい）

(1) であらわされる運動量の水深に対する分布即ち単位水深当りの運動量を計算すると $y=-h'$ の深さに於て

$$m'=\frac{\pi\rho a^2k}{\sinh^2 kh}\cosh 2k(h-h') \cdots\cdots (2)$$

が得られる.

m'：一波長の波がもつ単位水深当りの運動量

波浪流の大凡の値は，m' を質量 $\rho\lambda$ で割ればよいから，それを u' とおけば，

$$u'=k^2a^2c\frac{\cosh 2k(h-h')}{2\sinh^2 kh} \cdots\cdots (3)$$

u' の水深全体についての平均速度 u'_m は

$$u'_m=k^2a^2c\frac{1}{2kh}\coth kh \cdots\cdots (4)$$

である.

以上述べた波の進行方向に動く運動量或いは平均流速は，個々の水分子の運動に於て，軌道のずれとなつてあらわれる.

即ち，水分子の実質的移動を伴つた軌道の式は，波の進行方向に ξ 軸，それと垂直上向きに ζ 軸をとつて任意の水分子の位置を示す事にすれば，$y=-h'$ に対応する水分子に対して，

$$\left.\begin{aligned}
\frac{\xi}{r}&=\coth k(h-h')\Big[\frac{1}{2}(kr)k(x-ct)\tanh k(h-h')\\
&+\Big\{1-\frac{3}{8}(kr)^2\sinh^2 k(h-h')\Big\}\cdot\sin k(x-ct)\\
&+\frac{1}{4}(kr)\tanh k(h-h')\cdot\sin 2k(x-ct)\\
&+\frac{1}{8}(kr)^2\cdot\sin 3k(x-ct)\Big]\\
\frac{\zeta}{r}&=\frac{1}{2}(kr)\coth k(h-h')+\cos k(x-ct)\\
&+\frac{1}{2}(kr)\coth k(h-h')\cdot\cos 2k(x-ct)\\
&+\frac{1}{4}(kr)^2\Big\{\frac{1}{2}+\coth^2 k(h-h')\Big\}\cdot\cos 3k(x-ct)
\end{aligned}\right\}\cdots\cdots (5)$$

となる[2]，r は

$$r=a\frac{\sinh k(h-h')}{\sinh kh}$$

であらわされる水中波の半波高である．

この水中波の波高中分面は，ξ 軸からほゞ

$$d=kr^2\coth k(h-h') \cdots\cdots (6)$$

だけ上にある．

又この波の平均位置は，

$$y=-h'+\frac{1}{2}kr^2\coth k(h-h') \cdots\cdots (7)$$

である．

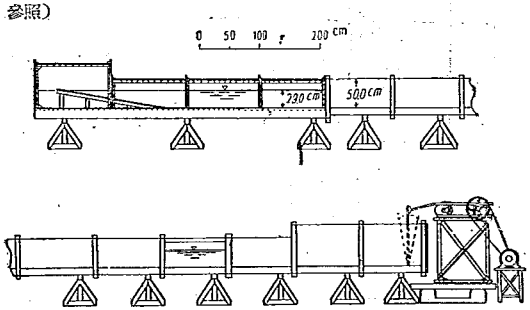
(5) 式であらわされる軌道は，ξ の式から直ちに判る様に，閉ぢた曲線ではなく，進行方向にずれた環状曲線で，一週期間のずれの大きさは πkr^2 である．しかもその形は，楕円と云うよりはむしろ上部が尖り，下部が扁平化して栗の実に似ている．

III 実　　験

〔1〕 実験水槽

水槽は，長さ 14.8 m，幅 60 cm，深さ 50 cm で一端には波起し装置，他端には板張りの傾斜部を設け，水深は 29.0 cm とした．側壁および床面は撮影の便宜上一部をガラス張りとし，側壁のガラス面には，5.0 cm 間隔の目盛が刻んである．(図—1 参照)

理論解は，水深が一定であると同時に，水路が無限の長さをもつていて反射其の他の影響が加わらない事を前提にしているから，実験も出来る限りその様な条件で行わなければならない．そこで，反射を取り除くために，水路の一端に板張りの傾斜部を作り，こゝで一応反射波の発生を消し，更に，



図—1 実　験　水　路

斜面の上端に続いて帰還水路を設け，傾斜部に出来る戻り流れをこの中に落し込み，撮影箇所の乱れを成る可く少なくする様に工夫した．結果から考えて，実験は，理論で想定している状態と大体同じ状態で行う事が出来た．

2) 前論文の (1) の (36) 式参照

[2] 実験に用いた波の特性

波起し板の近くでは，波形は整つておらず，水路中を進行するにつれて形を整えて理論波形に近ずいて行くのであるが，波高が高過ぎると，この水槽では長さが短か過ぎて，充分整つた波が得られず，反面波高が低過ぎては有限振幅の波と云う特性が失われるから，数回の予備実験から次の特性の波を選定した．

水　深：$H=29.0\,\mathrm{cm}$

波　高：$2a=6.0\,\mathrm{cm}$

波　長：$\lambda=130.0\,\mathrm{cm}$　$k=0.04833$

週　期：$T=0.92\,\mathrm{sec}$

[3] 油　　滴

油滴はキシロール ($C_6H_4(CH_3)$, 比重 0.875, 26°C), 四塩化炭素 (CCl_4, 比重 1.594, 20°C) の混合液にアスファルトを溶かして，適度の色と粘度を与え実験に際しては，キシロール或いは四塩化炭素の量を細かく加減して，実験用水の比重と油滴の比重を完全に一致させた．

油滴はピペットでとつて，水中所要の深さに置いた．油滴の直径は約 2.0 mm とした．

[4] 撮　　影

(1) 光　源

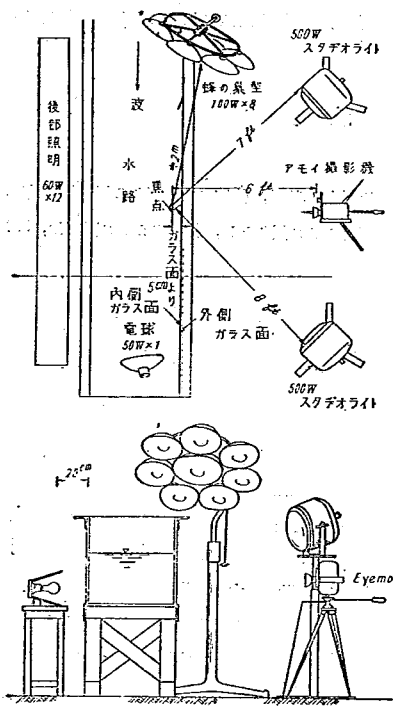
外光を遮蔽した暗室内に 図-2 の如く光源を配置して撮映した．

(2) 撮映機

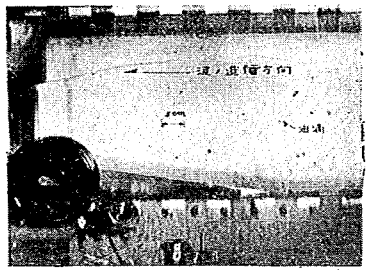
撮映には，cooke speed panchro lens $d=50$ m/m $f=12$ 付きの Eyemo を使つた．撮映こま数は，16 こま/秒である．

(3) 時間の測定

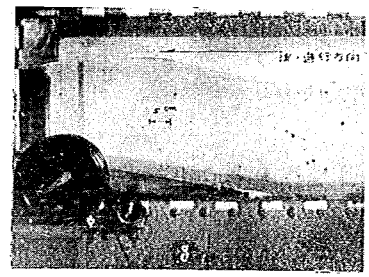
撮映中の時間は，こま数で概略の所は，わかるけれども，実験の目的には精密さをかくので，水路ガラス面の前に，電気時計 (100 目盛，1 回転 0.56 秒) を置き，その指針をフィルムに記録したが，予備実験の結果，指針の動きが速過ぎてフィルムの上でぶれが出来ていたから，この上に更に，1/5 秒毎に点滅する豆電球を側に置き時間記録の正確を期した．



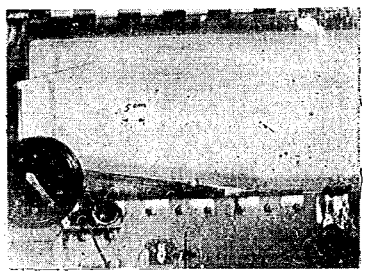
図—2　ライトの配置とカメラの位置



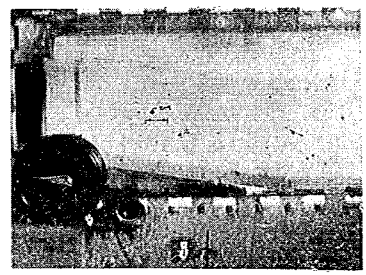
1 指 針 (26.0)



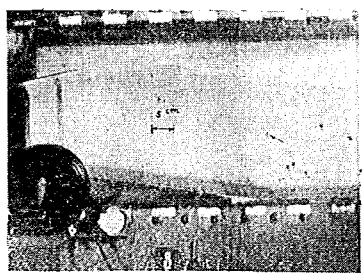
4 指 針 (63.0)



2 指 針 (38.0)

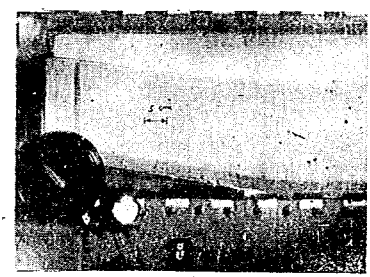


5 指 針 (76.0)



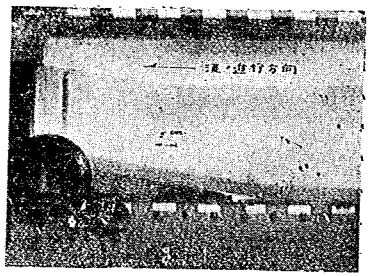
3 指 針 (52.0)

1/5 sec Time-Lump 点灯

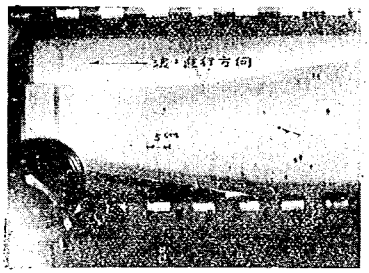


6 指 針 (88.0)

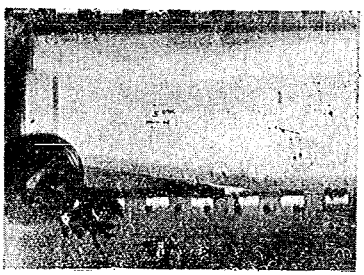
Time-Lump 点灯



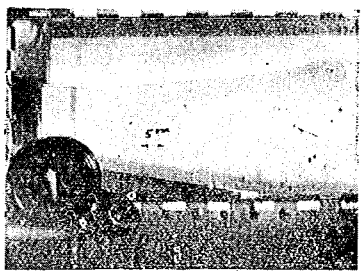
7 指 針 (99.0)



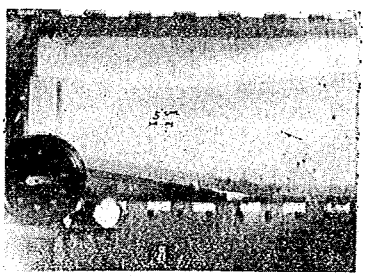
10 指 針 (134.0)



8 指 針 (109.0)



11 指 針 (148.0)



9 指 針 (121.0)

Time-Lump 点灯 間隔 1/5 sec

写真—1 各瞬間に於ける水分子の位置

[5] 軌道図の作製

撮映したフィルムから軌道図を作るには，映写機にフィルムを装填した後，廻転を止めて幻燈式に一こまずつスクリーンに映写し，ガラス面の刻み目盛を利用しながら油滴の位置を辿つて行くのであるが，この方法で距離の測定は1耗迄は充分精確に出来た．

IV 実験の結果

[1] 波高，波長，波速

理論から導かれた結果では，静水面から波頂および波底までの高さはそれぞれ，

$$a+\frac{1}{2}ka^2\coth kh+\frac{1}{4}k^2a^3\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)$$

$$a-\frac{1}{2}ka^2\coth kh+\frac{1}{4}k^2a^3\left(\coth^2 kh+\frac{1}{2}\right)$$

である．

表—1　波高の測定値

No.	静水面下の波高：a_1 (cm)	静水面上の波高：a_2 (cm)
1	2.5	3.2
2	2.8	3.1
3	3.0	3.2
4	2.8	3.2
5	2.9	3.2
6	2.9	3.2
平均	2.8	3.2

測定した結果は，表—1 に示す通りで，

波高　$2a=a_1+a_2=6.0$ cm

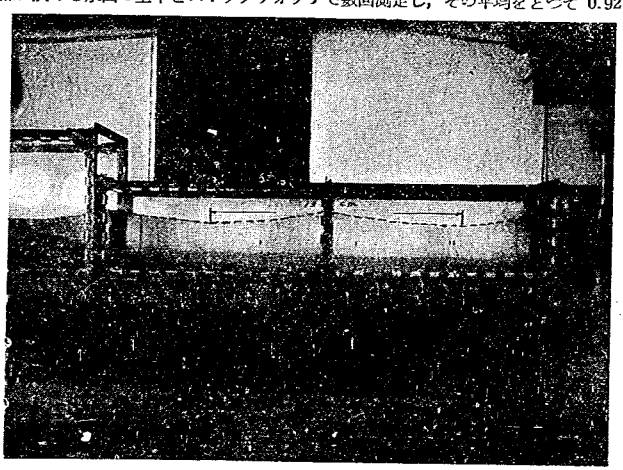
静水面下　$a_1=2.8$ cm

静水面上　$a_2=3.2$ cm

となつた．

波長は写真から判定して $\lambda=130.0$ cm，$k=0.04833$ を得た．

週期は，一点に於ける水面の上下をストップウオッチで数回測定し，その平均をとつて 0.92 sec とした．



写真—2　波　　形

Ⅱ章 (7) 式から，静水面の位置は $h'=0$ として

$$y=\frac{1}{2}ka^2\coth kh$$

で計算されるから，(8) 式中の h は H を全水深とすれば

$$h=H-\frac{1}{2}ka^2\coth kh$$

となり，逐次近似の方法で求められる．

	静水面上の波高 cm	静水面下の波高 cm
計算値	3.25	2.75
測定値	3.18	2.81

実際 $a=3.0$ cm，$h=0.04833$，$H=29.0$ cm を用いて計算すれば，

$$\frac{1}{2}ka^2\coth kh=0.25\text{cm}$$

となるから，計算値と測定値は，よく一致していると云える．

波速の測定値である，波長 λ を週期 T で割つた値 $\lambda/T=141.3$ cm/sec と理論による近似値

$$c^2=\frac{g}{k}\tanh kh \quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9)^{3)}$$

c：波　速

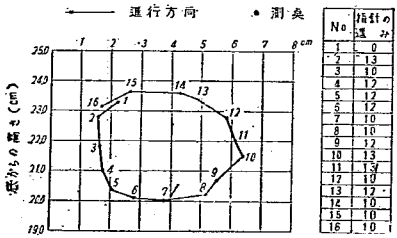
g：重力の加速度

即ち今の例では $c=134.1$ cm/sec とをくらべると，(9) なる近似式も実用上充分の精度を持つと考えてよい．[4]

［2］ 軌道運動の実測

例—1

図—3,(a) は，波高中分面が静止水面下 7.10 cm にある水分子の実測軌道である．



No	指針の値 cm
1	0
2	13
3	10
4	12
5	12
6	12
7	10
8	10
9	12
10	13
11	13
12	10
13	12
14	10
15	10
16	10

図—3 (a)　水分子軌道実測図（例1）

図から先ず，水分子軌道の最高位置および最低位置を読みとり，波高中分面の高さを定め，それから逐次近似の方法で ζ 軸の位置を求める．ξ 軸の位置は，計算値から＋側および－側の ξ/r を求め実測値を比例配分して定めた．

表—2 は，ξ/r および ζ/r の実測値と (5) 式による計算値を示したもので，図—3(b) にそれを図示した．表—2 実測値の第 4.5 欄の計算には，大きさそのものの比較にもなる様，計算で求めた r を使用した．

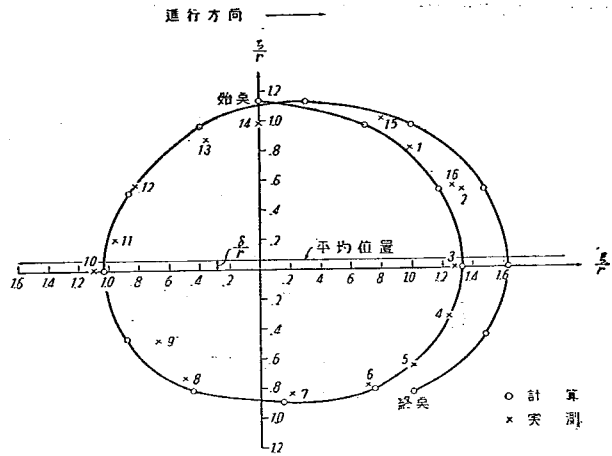
実測値と計算値の一致は非常によく，水分子軌道のずれ，栗の実状の形もはつきりあらわれている．

例—2

例—1よりやゝ下方，波高中分面が，静水面下 14.20 cm にある水分子の軌道で，計算したものより，わず

3) 前論文 1) の (B) 式

4) 勿論この方法では，c そのものを実測していないから，完全な (9) 式の検照には，なつていない．



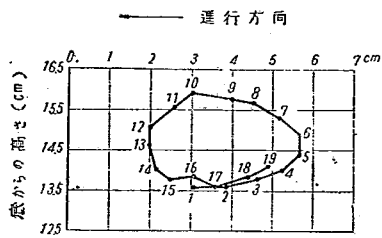
図—3 (b) 実測軌道と理論軌道との比較 (例1)

表—2 波高中分面：静止水面より 7.10 cm
$r=1.9875$ cm $d=0.2447$ cm $h'=7.095$ cm (例1)

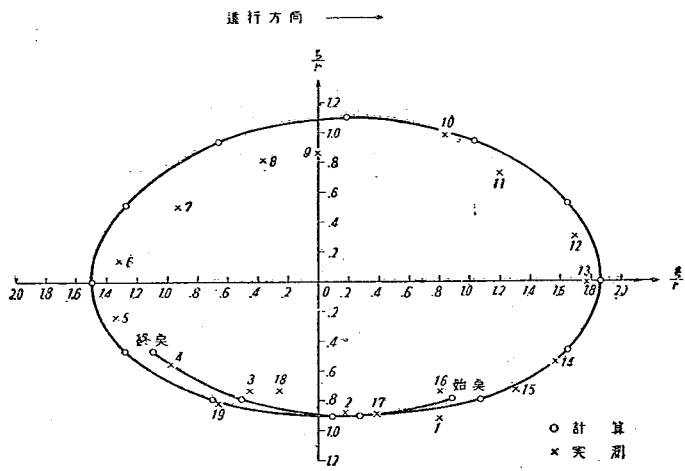
実測位置						計算位置		
測点番号	ξ(cm)	ζ(cm)	ξ/r	ζ/r	時間々隔 (sec)	経過時間 (sec)	$k(x-ct)$ (°)	ξ/r	ζ/r
1	+1.96	+1.63	+0.98	+0.82	0	0	0	0.0000	1.1281
2	+2.66	+1.10	+1.34	+0.55	0.07	0.07	30	0.6981	0.9632
3	+2.55	+0.15	+1.28	+0.07	0.06	0.13	60	1.1750	0.5259
4	+2.45	−0.66	+1.23	−0.33	0.06	0.19	90	1.3355	0.0000
5	+2.11	−1.31	+1.06	−0.66	0.07	0.26	120	1.1837	−0.4643
6	+1.41	−1.56	+0.71	−0.78	0.07	0.33	150	0.7571	−0.8044
7	+0.41	−1.66	+0.20	−0.83	0.06	0.39	180	0.1509	−0.8818
8	−0.93	−1.45	−0.49	−0.73	0.06	0.45	210	−0.4554	−0.8044
9	−1.34	−0.95	−0.67	−0.48	0.06	0.51	240	−0.8819	−0.4643
10	−2.20	−0.17	−1.10	−0.08	0.07	0.58	270	−1.0337	0.0000
11	−1.92	+0.40	−0.96	+0.20	0.07	0.65	300	−0.8733	0.5259
12	−1.64	+1.13	−0.82	+0.57	0.06	0.71	330	−0.3964	0.9632
13	−0.71	+1.73	−0.35	+0.87	0.06	0.77	360	0.3017	1.1281
14	−0.01	+1.95	−0.	+0.98	0.06	0.83	390	0.9998	
15	+1.60	+2.00	+0.80	+1.00	0.06	0.89	420	1.4768	
16	+2.50	+1.11	+1.26	+0.56	0.06	0.95	450	1.6372	
17							480	1.4855	
18							510	1.0588	
19									

かに扁平ではあるが，その差は半波高にして約 1 mm 程度のものである．

No.	指針の遅み
1	0
2	11
3	11
4	11
5	10
6	11
7	11
8	11
9	11
10	11
11	11
12	13
13	10
14	11
15	11
16	11
17	11
18	11
19	11



図—4 (a)　水分子軌道実測図（例2）



図—4 (b)　実測軌道と理論軌道との比較（例2）

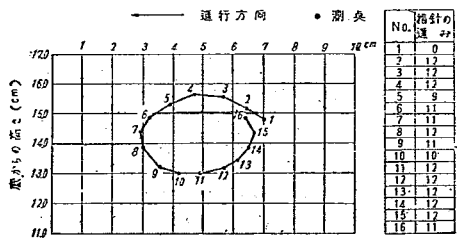
表—3　波高中分面：静止水面より 14.20 cm
$r=1.2287$ cm　$d=0.1195$ cm　$h'=14.070$ cm（例2）

測点番号	実測位置 ξ(cm)	実測位置 ζ(cm)	実測位置 ξ/r	実測位置 ζ/r	時間々隔 (sec)	経過時間 (sec)	計算位置 $k(x-ct)$ (°)	計算位置 ξ/r	計算位置 ζ/r
1	+0.99	−1.13	+0.81	−0.92	0	0	150	0.8838	−0.7931
2	+0.21	−1.03	+0.17	−0.88	0.06	0.06	180	0.0933	−0.9056
3	−0.57	−0.88	−0.46	−0.72	0.06	0.12	210	−0.6972	−0.7931
4	−1.21	−0.68	−0.98	−0.55	0.06	0.18	240	−1.2799	−0.4729
5	−1.63	−0.30	−1.33	−0.24	0.06	0.24	270	−1.4957	0.0000

6	−1.62	+0.17	−1.32	+0.14	0.06	0.30	300	−1.2743	0.5215
7	−1.12	+0.62	−0.91	+0.50	0.06	0.36	330	−0.6306	0.9359
8	−0.46	+1.00	−0.37	+0.81	0.06	0.42	360	+0.1865	1.1000
9	+0.07	+1.07	+0.06	+0.87	0.06	0.48	390	1.0336	0.9359
10	+1.02	+1.22	+0.83	+0.99	0.06	0.54	420	1.6473	0.5215
11	+1.46	+0.87	+1.19	+0.71	0.06	0.60	450	1.8637	0.0000
12	+2.07	+0.37	+1.68	+0.30	0.07	0.67	480	1.6526	−0.4729
13	+2.17	−0.08	+1.77	−0.06	0.06	0.73	510	1.0703	−0.7931
14	+1.92	−0.63	+1.56	−0.55	0.06	0.79	540	0.2798	−0.9056
15	+1.59	−0.90	+1.29	−0.73	0.06	0.85	570	0.5106	−0.7931
16	+0.98	−0.83	+0.80	−0.72	0.06	0.91	600	1.0932	−0.4729
17	+0.45	−1.09	+0.37	−0.89	0.07	0.93			
18	−0.33	−0.88	−0.27	−0.72	0.07	1.05			
19	−0.83	−0.58	−0.68	−0.47	0.06	1.11			

例—3

波高中分面が静水面下 14.70 cm にある水分子の例で，図—5 (c) には，ξ, ζ そのまゝを示しておいた．

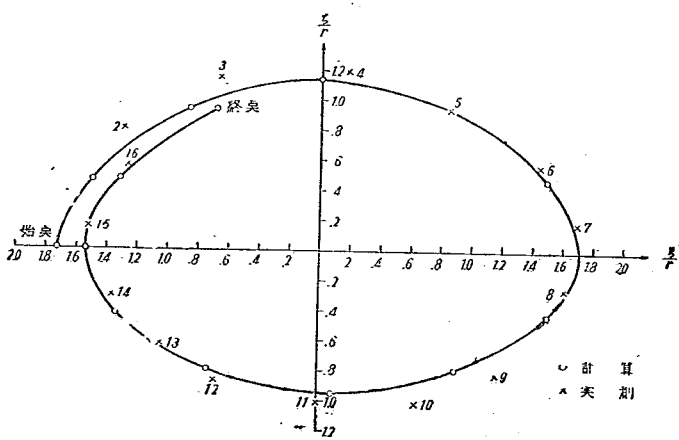


図—5 (a) 水分子軌道実測図（例3）

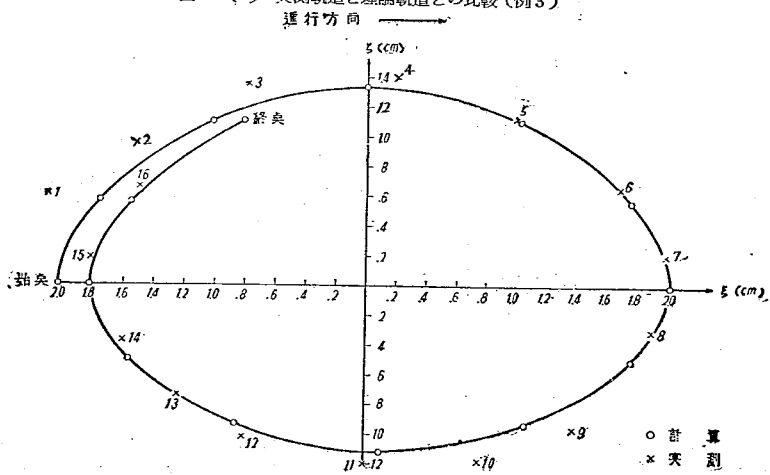
表—4 波高中分面：静止水面より 14.70 cm
$r=1.1807$ cm $d=0.1132$ cm $h'=14.563$ cm（例3）

実測位置							計算位置		
測点番号	ξ(cm)	ζ(cm)	ξ/r	ζ/r	時間々隔 (sec)	経過時間 (sec)	$k(x-ct)$ (°)	ξ/r	ζ/r
1	−2.10	+0.61	−1.78	+0.52	0	0	−90	−1.7225	0.0000
2	−1.52	+0.96	−1.29	+0.81	0.07	0.07	−60	−1.4958	0.4768
3	−0.79	+1.36	−0.67	+1.15	0.07	0.14	−30	−0.8673	0.9379
4	+0.20	+1.41	+0.17	+1.19	0.07	0.21	0	0.0000	1.1429
5	+1.00	+1.11	+0.85	+0.94	0.05	0.26	30	0.8673	0.9379
6	+1.70	+0.66	+1.44	+0.56	0.06	0.32	60	1.4958	0.4768
7	+2.00	+0.21	+1.69	+0.18	0.06	0.38	90	1.7225	0.0000
8	+1.90	−0.31	+1.61	−0.26	0.07	0.45	120	1.5008	−0.4280
9	+1.38	−0.97	+1.17	−0.82	0.06	0.51	150	0.9022	−0.7941
10	+0.75	−1.19	+0.64	−1.01	0.06	0.57	180	0.0897	−0.9513
11	+0.00	−1.19	+0.00	−1.01	0.07	0.64	210	−0.7229	−0.7941

12	−0.80	−1.03	−0.68	−0.87	0.07	0.71	240	−1.3214	−0.4290
13	−1.23	−0.74	−1.04	−0.63	0.07	0.78	270	−1.5431	0.0000
14	−1.60	−0.37	−1.36	−0.31	0.06	0.84	300	−1.3164	0.4763
15	−1.80	+0.18	−1.52	+0.15	0.06	0.90	330	−0.6879	0.9379
16	−1.50	+0.66	−1.27	+0.56	0.06	0.96			



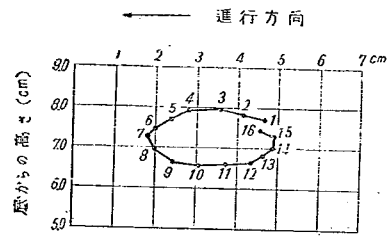
図—5 (b) 実測軌道と理論軌道との比較（例3）



図—5 (c) 実測軌道と理論軌道との比較（例3）

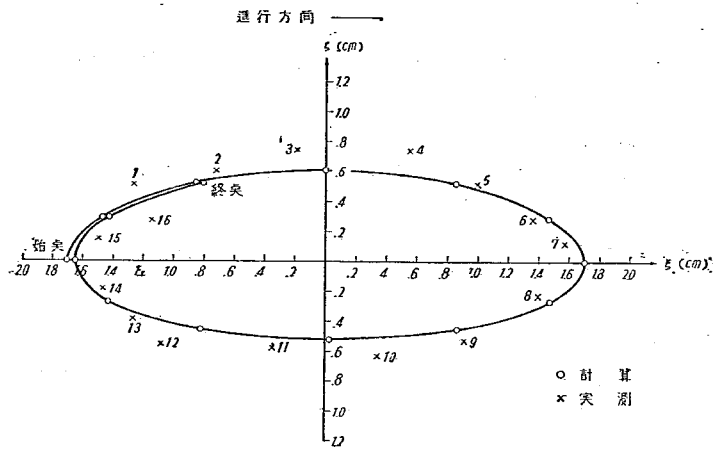
例—4

波高中分面が静水面下 21.77 cm にあり，軌道が可成り扁平になつた場合の例である．この例では半波高 r は高に 6 mm 以下で，r に対する比として軌道の形をあらわしては相対誤差が大きくなるので，ξ, ζ そのものを示した．



No.	指針の進み
1	0
2	12
3	12
4	12
5	9
6	11
7	11
8	12
9	11
10	10
11	12
12	12
13	12
14	12
15	12
16	11

図—6 (a)　水分子軌道実測図（例 4）



図—6 (b)　実測軌道と理論軌道との比較（例 4）

表—5　波高中分面：静止水面より 21.77 cm
r=0.5658 cm　d=0.0462 cm　h'=21.566 cm（例 4）

測点番号	実測位置 ξ(cm)	ζ(cm)	時間々隔 (sec)	経過時間 (sec)	計算位置 $k(x-ct)$ (°)	ξ/r	ζ/r	ξ(cm)	ζ(cm)
1	−1.27	+0.52	0	0	−90	−3.0093	0.0000	−1.7029	0.0000
2	−0.73	+0.61	0.07	0.07	−60	−2.0085	0.5187	−1.4759	0.2935
3	−0.19	+0.74	0.07	0.14	−30	−1.5077	0.9273	−0.8531	0.5247
4	+0.55	+0.74	0.07	0.21	0	0.0000	1.0836	0.0000	0.6131

5	+0.99	+0.51	0.05	0.26	30	1.5077	0.9273	0.8531	0.5247
6	+1.36	+0.27	0.06	0.32	60	2.6085	0.5187	1.4759	0.2935
7	+1.57	+0.12	0.06	0.38	90	3.0098	0.0000	1.7029	0.0000
8	+1.40	−0.23	0.07	0.45	120	2.6108	−0.4774	1.4772	−0.2703
9	+0.93	−0.53	0.06	0.51	150	1.5245	−0.8047	0.8626	−0.4553
10	+0.34	−0.63	0.06	0.57	180	0.0430	−0.9200	0.0243	−0.5205
11	−0.35	−0.58	0.07	0.64	210	−1.4384	−0.8047	−0.8138	−0.4553
12	−1.08	−0.55	0.07	0.71	240	−2.5248	−0.4774	−1.4285	−0.2703
13	−1.27	−0.39	0.07	0.78	270	−2.9237	0.0000	−1.6542	0.0000
14	−1.47	−0.18	0.06	0.84	300	−2.5224	0.5187	−1.4272	0.2935
15	−1.50	+0.15	0.06	0.90	330	−1.4217	0.9273	−0.8044	0.5247
16	−1.15	+0.27	0.06	0.96					

以上例1～例4の実験結果をみると，有限振幅の無渦の表面浅水波の理論解が，実験即ち実際現象とよく一致する事がわかる．実験にあらわれたわずかの理論値との相違は，写真—1 にも見られる様に，傾斜部に入つた波が，そこで変形するので，理論で扱つている波の様に完全に左右対称の整つた波形が得られなかつた事に基づくのであろう．

吾々が，海岸工学上取扱うのは，殆んどすべてが有限振幅と見做すべき性質の波であるから，今後この理論の広い応用が期待されるのである．

［3］ 水中波の半波高

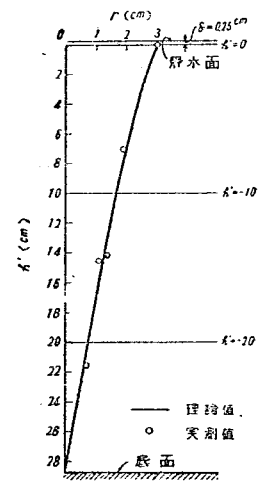
最後に，水中波の振幅即ち半波高（r）の実測値と理論値との比較を附け加えておく．

表—6

深さ h'(cm)	半波高実測値 r(cm)	半波高理論値 r(cm)
0	3.00	3.00
7.095	1.92	1.99
14.070	1.33	1.23
14.563	1.10	1.18
21.566	0.68	0.57
28.75		0

上表は例1～例4の実測値から，半波高 r をとり出したもので，これを図示すると図—7 が得られる．

表—6 および図—7 から，半波高（r）の実測値と理論値がよく一致すると云える．



図—7 半波高（r）の実測値と理論値との比較

V 結 言

Laplace 波或は楕円トロコイド波と有限振幅の無渦の浅水表面波と

の本質的な相異は，この波が進行方向に正の運動量を持つ事である．正の運動量は，波浪流を生じ，海岸工学上極めて重要な役割を演ずる．

本実験は，分子軌道をしらべる事によつて，理論解が実際の現象と極めてよく合致する事を明らかにし，理論的に求めた波浪流の算式が妥当である事を実証した．

茶臼山調査報告（排水トンネル地質調査，サイフォンによる沼の水の排水，滲透量）

建設技官　福　岡　正　巳
建設技官　齊　藤　仲　男

目　次

Ⅰ　序……（1）
Ⅱ　排水トンネル予定地，地質調査……（2）
〔1〕　宇土沢側排水トンネル予定線……（2）
〔2〕　有旅頂上排水トンネル予定線……（3）
Ⅲ　地辷り地内沼沢地の現況とその対策……（6）
〔1〕　地辷り地の現況……（6）
〔2〕　沼沢地の排水方法（サイフォン式）……（7）
Ⅳ　雨水の地表面流下量と滲透量との関係……（10）
Ⅴ　結　語……（49）

Ⅰ　序

茶臼山地辷り調査の基本方針は既に報告したところであるが[1),2)] この報告書作製の動機となつた調査はこれに準拠して行われたものである．つまり調査はすべて地辷りの対策を頭に描きつゝその実体を把握することを目指して進むという方法をとつた．

この報告に収められた部分は主として昭和 25 年度において実施されたものであり，地辷りに対し水が主要な役割を果すことを認め，地下水調査並びにボーリングによる地質調査に基づき 1 本の排水トンネルを施工した後これに引続き計画された第2，第3の排水トンネル地点を調査し，更に地表面の沼の地辷りに対する影響を確認し，これ等の沼の水を簡易に排水する方法を考案し，実験的に施工した．

地下水の調査結果によれば折角周辺部から侵入する地下水を排除しても地辷り地内に降つた雨の滲透量が多ければ排水トンネルの効果も少ないと思われる．この点を明確ならしめるためにはどうしてもこれ等の間の比率をつかむ必要がある．周辺部から侵入する地下水量の算定方法には種々あり，その中でも近接地域の地表面からの滲透量をしらべることが有力な手段であることがわかつている．

地辷り地内外とも滲透量調査が重要なことは以上のとおりであり，従来種々の方法を用いて来たが今回はライシメーター（滲透量）による方法を採用してみた．勿論この方法にはいろいろな欠点があるがもつとすぐれていると考えて行つた実験がかえつてまとまらなかつたのでやむを得ず暫定的にこれによつたものである．

1）建設院第一技術研究所概報　第4号　昭和 23 年 2 月
2）建設院第一技術研究所概報　第7号　昭和 23 年 3 月

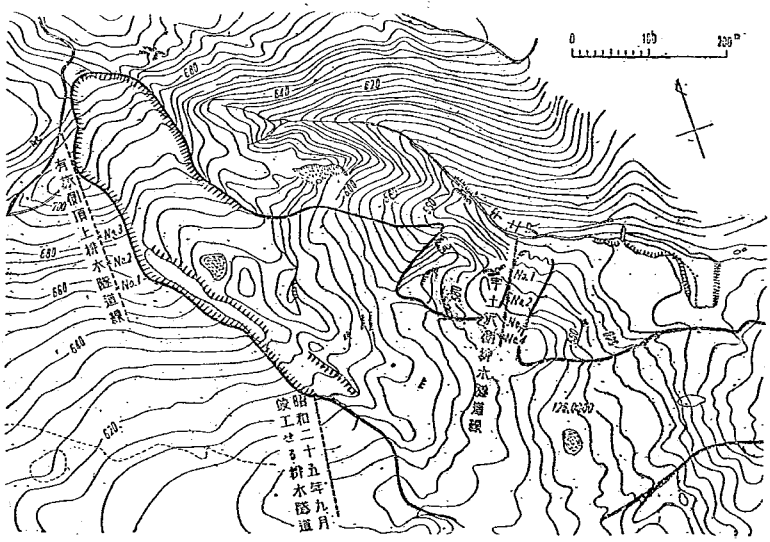
この調査研究は建設省砂防課，長野県土木部砂防課，同篠ノ井建設事務所，同茶臼山砂防事務所の絶大なる応援のもとに実施されたものであり，特筆してこゝに謝意を表するものである．

II　排水トンネル予定地点地質調査

〔1〕 宇土沢側排水トンネル予定線

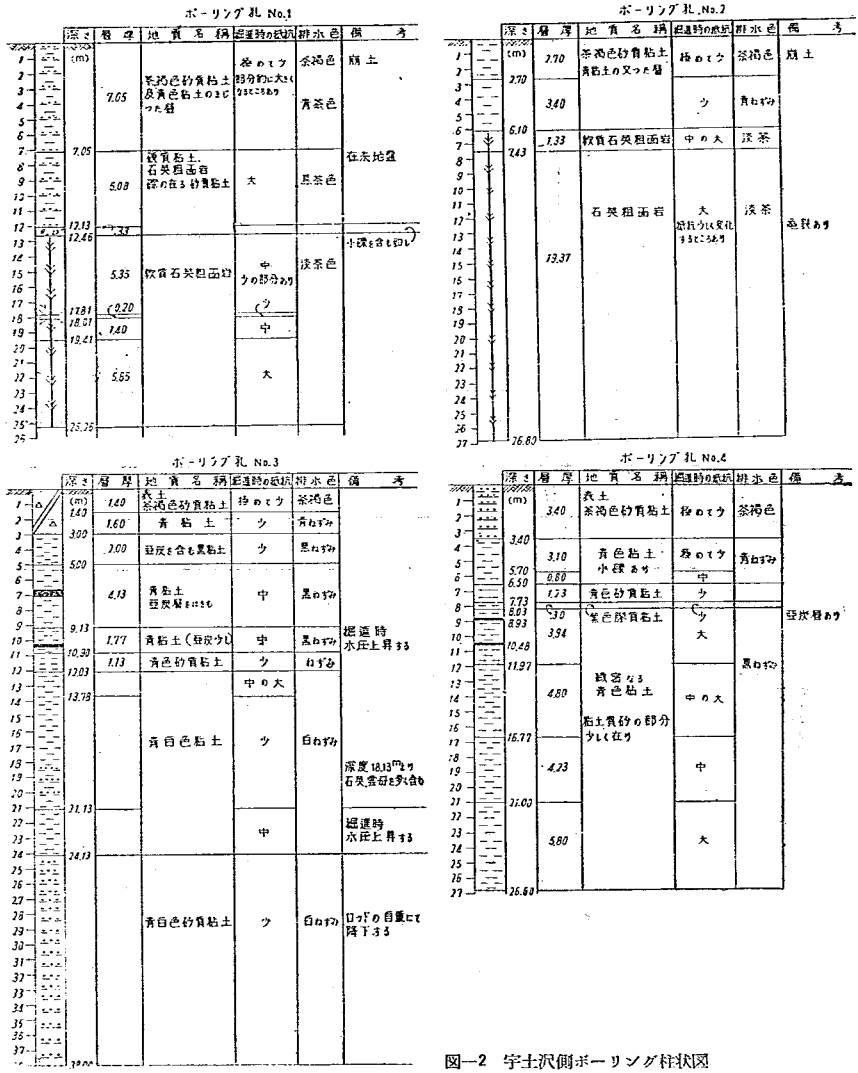
ボーリングは宇土沢に近い方から地辷り地に向い順次番号を附した．(図—1)

ボーリングの結果は図—2,3 に示す．図—2 は柱状図で，図—3 は縦断地質図である．



図—1　茶臼山地辷り上部平面図

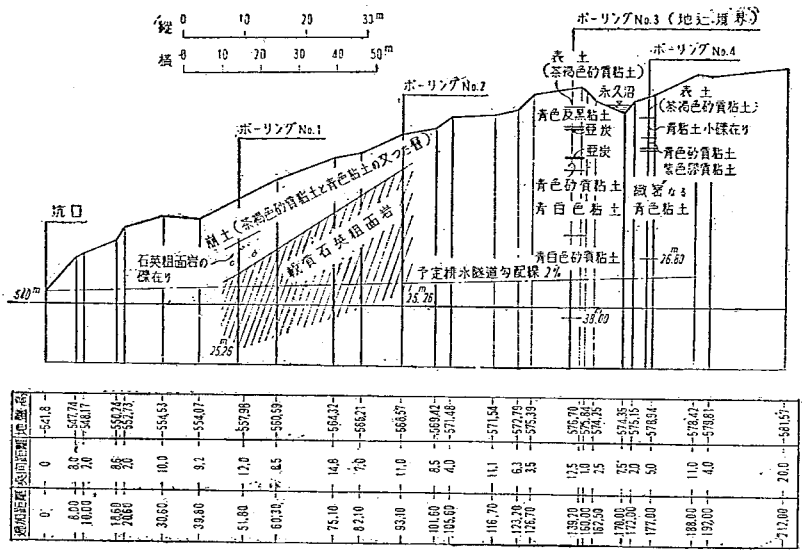
以上の結果から当予定線の排水トンネルとしての効果を考えてみると，宇土沢から掘鑿されるトンネルは地辷り地域に到達するまでは軟質石英粗面岩の厚い層の中を進み，この間の集水は殆んど考えられない．問題は永久沼附近に集る地下水の排水であるが，ボーリング No.4 の結果から判定すれば，この地点の地質は上部 3.40 m までが茶褐色砂質粘土で，以下青色砂質粘土，紫色膠質粘土，極めて緻密な青色粘土となつている．7.73 m～8.03 m 間にある紫色膠質粘土は，潤滑材のような役目をしていて，上方移動部分と下方不動部分の境界面となつているようにおもわれる．8.03 m から 26.80 m までつゞく緻密な青色粘土層は，採取されたコーアからも，完全な不透水層であることがわかる．この不透水層中に掘鑿されたトンネルでは，永久沼附近一帯の浅いところにある地下水を集めることは出来ない．トンネルを辷り面以下の比較的安定した場所に掘る限りにおいてはこの地点を排水トンネル施工の適地として推薦することは出来ない．



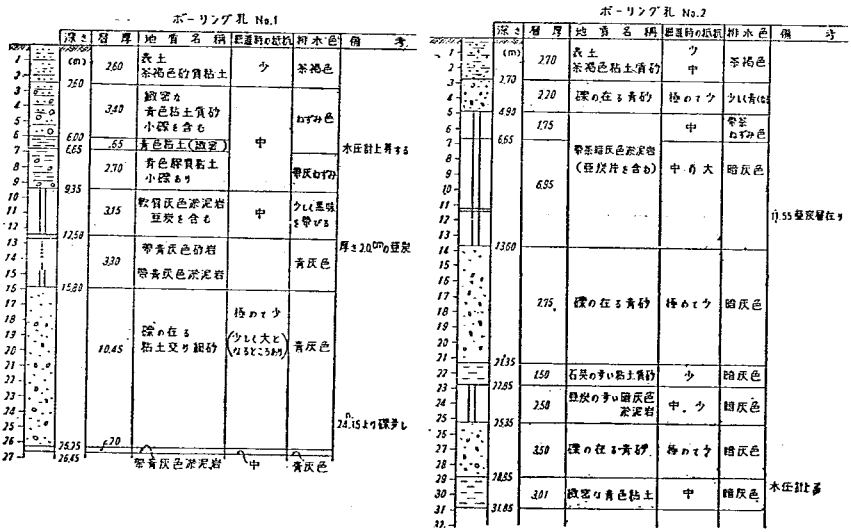
図—2　宇土沢側ボーリング柱状図

[2]　有旅側頂上排水トンネル予定線

本予定線は，昭和 24 年に竣工した既設排水トンネルの上方に，ほぼこれと平行になつており（図—1参照）南方信里村側より地辷り地内に流入していると思われる地下水を遮断しようとするものである．

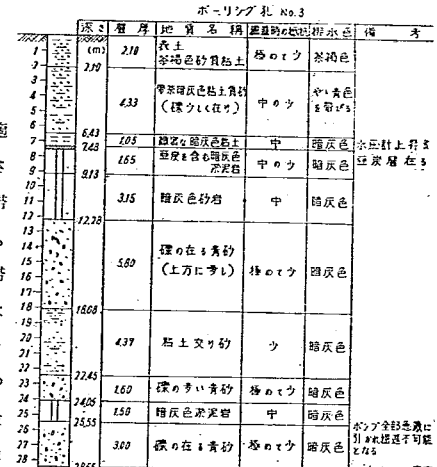


図—3　宇土沢排水隧道地質図

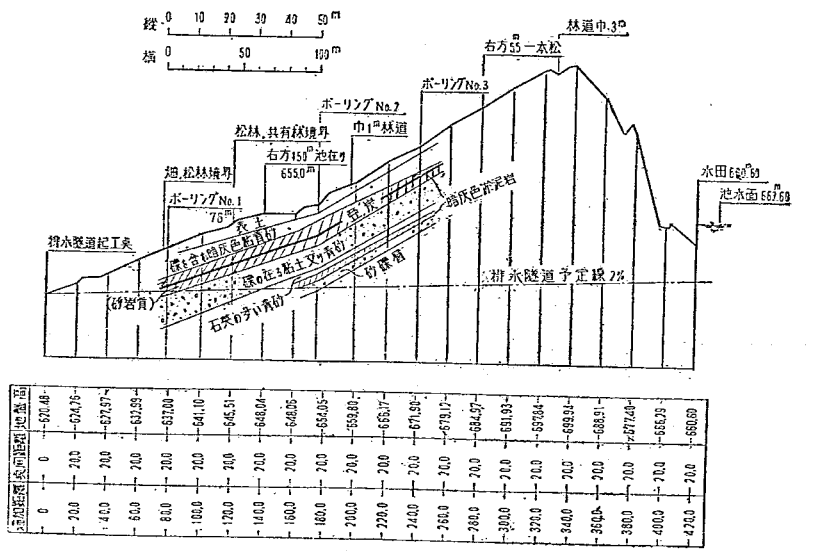


地質調査のため，ボーリングは3ヶ所実施した．図—4 はボーリング柱状図で，図—5 は縦断地質図である．

以上の結果から本予定線の排水トンネルとしての適否を検討してみれば，深度 13m のところにある厚さ約 10m の粘土まじり青砂は地表面とほぼ平行した帯水層であるが，揚水試験の結果は余り豊富な水量をもつものではないことがわかつた．なおこの他にも，帯水層と考えられる砂礫層が存在するが，豊富な水量は期待出来ない．従つて本予定線において排水トンネルを計画するとすれば前述した粘土まじり青砂層に向つて余り長くないトンネルを試験的に掘つてみるのが最もよいと考えられ，青砂層を抜いてからの掘鑿には余り期待できない．



図—4　有旅側頂上ボーリング柱状図

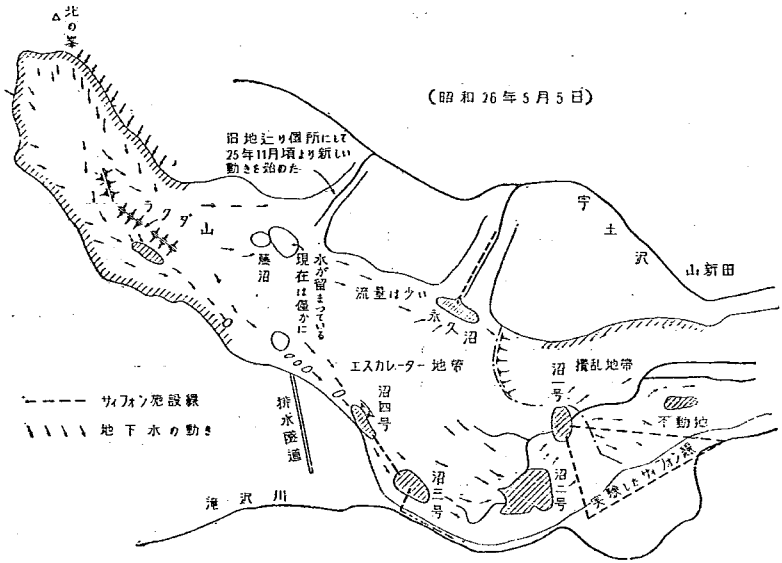


図—5　有旅側頂上排水隧道縦断地質図

III　地辷り地内沼沢地の現況とその対策

〔1〕 沼沢地の現況

地辷り地内の沼は，図—6 に示すようにすべて不動地から上部に密集し，不動地から先端部にかけては水深の浅い湿地帯があるにすぎない．そしてこれ等の沼は，何れも長年月にわたり，土地の移動に関係なくその位置



図—6　地辷り内沼沢地の現況図（昭和 26.5.5）

をかえず相当の水量をたゝえている（表—1 参照）．これ等の沼はその補給的役目をなしている地下水脈により二つの群に分れると考えられる．頂上附近に降つた雨および地辷り地外から流入した地下水はラクダ山を背にして二分せられ，下方に向つて流下してゆく．このうち第1の水脈はラクダ山の北側に端を発し，藤沼，永久沼に達し，第2の水脈は南側に端を発し，ラクダ沼，沼4号，3号，2号，1号を結ぶ沼群に達する．そしてこれ等沼群のある場所は何れもいわゆるエスカレーター地帯といわれる地表面の変動の少ないところで，永久沼と沼1号を結ぶ線が攪乱地帯との境界をなしている．沼1号および永久沼まで到達した地下水は，沼の部分で地表面にあらわれ，一部は地表面流となつて流出し，他は攪乱地帯のグシヤグシヤに乱された地層に深く滲透し，地下水となつて地辷り地内を流下し，先端部に及んでいる．これ等の流出量は降雨の影響により増減

表—1　地辷り内沼沢地の現況表 (26.5.2)

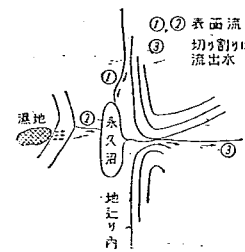
沼名称	面積 (m²)	平均深度 (m)	水量 (m³)	流入水，流出水の状況
永久沼	35×8=280	1.0	280	地辷り北側に沿つて少しく流入流出水は現在側面を切り割つたため，400/sec の水量が流下している．
藤沼	—	—	—	現在は殆んど水量なし．
ラクダ沼	30×10=300	2.0	600	地表水の流入はない．
沼1号	20×30=600	1.0	600	沼2号より流入するもの大．流出量は不動地以下の地表水の大部分となつている．
沼2号	40×20=800	0.2	160	沼3号より流入している．
沼3号	15×17=255	1.5	383	地表水の流入はないが，沼4号より滲透した水が通じている．
沼4号	60×5=300	1.0	300	地表水の流入はない．

することは勿論であるが好天の続いた5月2日に測定した沼1号の表面流出量は 650 cc/sec となつている．又永久沼について調査したところによれば，沼への地表水としての流入量，流出量との関係は図—7 において

①+②=320 cc/sec……流入量

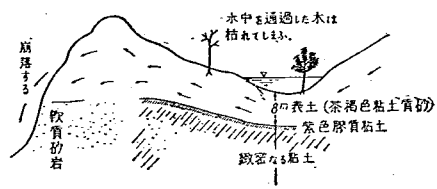
③=950 cc/sec……流出量

この差 630 cc の水量は地下水の流入量と流出量との差であり，地表面流入量の約2倍になつている．多くの沼は時々底に龜裂が生じ，こゝを通つて更に深処に多量の水を与える役目をしている．これ等の沼を通る水が攪乱地帯以下の地辷りに及ぼす影響は特に大きく，これ等の沼の排水問題は地辷り防止対策上無視することは出来ない．



図—7　永久沼附近見取図

沼が土の移動にもかゝわらず常にその位置を変えないということに対しては従来いろいろな見方がありまだ疑問の点もあるが，宇土沢排水トンネル地質調査ボーリングの結果から次のように推定される．永久沼の下方深度 8m のところに極めて滑りやすい条件を具えた粘土層があり，永久沼からこの層までの土は大体飽水している．この部分の土がその上方にある地辷り土塊から圧力を受けた際，盛り上るよりも基盤の緻密な粘土層もしくは軟質砂岩を滑り台として滑動し，基盤の凹凸のまゝに押し上げられてゆく方が容易であるため，沼はその位置をかえずに残るのではないかと思われる．(図—8)



図—8

〔2〕 地辷り地内沼沢群の排水方式（サイフオン式）

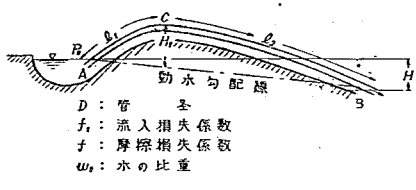
地辷り地内の沼の現況については前項に述べたごとくであるがこれ等沼群の共通した特徴は

(i) すべての沼はエスカレーター地帯にあつてその周囲の土地は比較的変動が少ない.

(ii) 沼は地表水の流入の他，相当多量の地下水によつて涵養されている.

(iii) 沼の排水の処置は，宇土沢および滝沢川が容易に利用出来る.

これ等の特徴を考慮して，地辷り地内エスカレーター地帯の地表水並びに地表面直下の地下水を排出しようと試みたのがこのサイフオン式排水法である.



図—9　サイフオン

図—9 はサイフオン式排水法の要領を示す. A は沼でこれを管により B に排出する. 管路の最高点 (c) の位置がその動水勾配線より H_1 だけ高いときは，その点の圧力は気圧 p_0 より w_0H_1 だけ低く，(w_0：水の比重) 従つて H_1 が p_0/w_0 以下でないと水は流動しない. 実際には H_1 が p_0/w_0 の 80～85% すなわち 8.0～8.5 m 以上となればサイフオンの作用は困難である.

今落差 H，各屈曲損失係数の総和を f_b とすれば等断面管路においては流速 v は一定であつて

$$v=\sqrt{\frac{2gH}{1+f_1+f\frac{l_1+l_2}{D}+f_b}}\ ,\quad Q=\frac{\pi}{4}D^2v$$

又落差 H を如何に大にしても C における最大速度は

$$v_{max}=\sqrt{2gp_0/w_0}$$

でこれ以上大きくすることは出来ない[1]

(1) 現 場 実 験

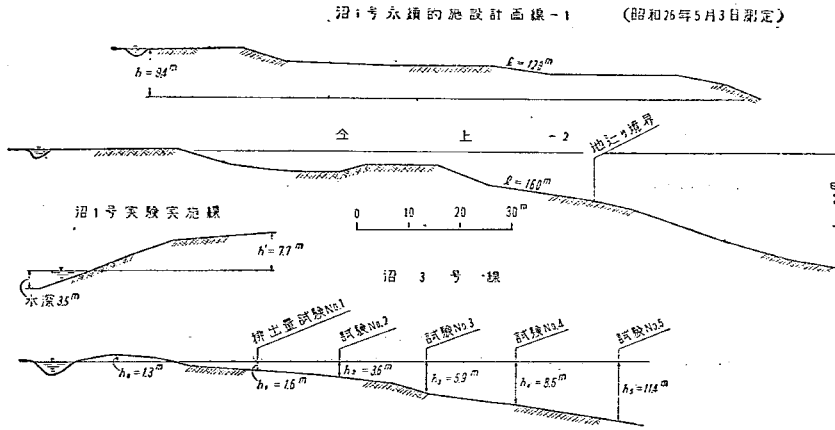
サイフオンの実験を行つた場所は永久沼および沼 1 号，3 号の 3 ケ所である. 図—6,10 は平面図および排水径路の縦断面図を示す. 管路としては竹 (径 6 cm，長さ 5 m)，ゴムホースを用いた. 竹の接合箇処は図—11 (a)，カーブは図—11 (b) のようにした. 沼 3 号において実施した実験結果は表—2 のようになつた. 820 cc/sec の排水を 24 時間継続した場合沼の水位は 0.3 cm 低下し，1800 cc/sec ずつ 24 時間継続して排水した場合には 7 cm 水位低下をみた. しかし材料として竹を使つたため接合箇処からわずかばかりではあるが空気が浸入し，又竹の途中に思いがけない割れが入つたりして，サイフオンの作用を中断され，永続的な保持は困難であつた.

永久沼で行つた結果は成功したが，沼 1 号では不成功に終つた. これは管路の通路として攪乱地帯を避けたため，高処が沼の水面より約 7 m になり，竹の接合箇処がその水圧に抗しきれなかつたからである.

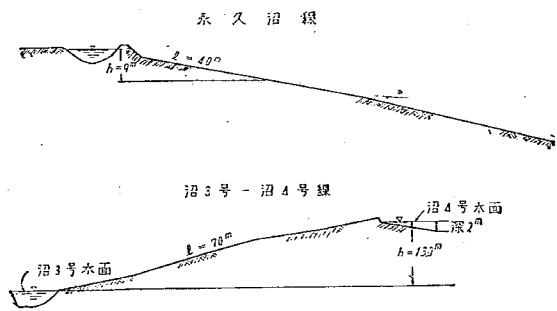
この実験の結果からサイフオン式排水工法の注意事項をあげると，

1) サイフオン式排水法は極めて有効であり，鉄パイプを管路として使用すれば永続的な施設となり得る.

1) 物部長穂：水理学，p. 175



(1)



(2)

図—10 サイフォン施設線縦断面図

2) 管水路の通路は余り高処を通ることは得策ではない.

3) 排水量を余り大にすれば沼の水位は急激に下降し，サイフオンの作用が停止してしまうのでこの点を考慮してパイプの径を決定すべきである.（例えば沼3号では内径 1.5 in（3.75 cm）の鉄管が適当である).

4) 落差を大きくした場合，等断面管を用いると下端部で流速が甚だしく増大し下端部から空気が浸入することがある. このような場合には図—12 (B) のように処置するとよい.

表—2　サイフォンに依る排出量測定表

試験 No.	ゴムホース径 (m) D	ゴムホース長 (m) l_1+l_2	落差 (m) H	流出量 Q(cc/sec) 実測値	流出量 Q(cc/sec) 計算値
1	0.03	43.1	1.6	370	581
2	0.03	59.3	3.0	620	679
3	0.03	76.3	5.9	820	833
4	0.03	93.1	8.6	880	924
5	0.03	119.0	11.4	920	945

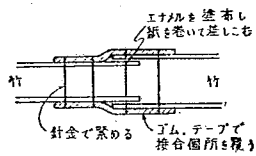
但し表中の計算値は

$$v=\sqrt{\frac{2gh}{1+f_1+f_2+f\frac{l_1+l_2}{D}}},\quad Q=A\cdot v$$

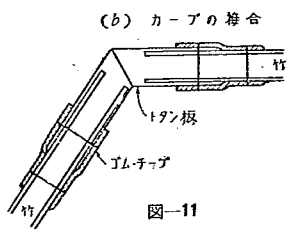
f_1(流入損失係数)=0.78
f_2(屈曲　〃　)=0.30
f (摩擦　〃　)=0.03

なお f_2(屈折損失係数) はゴムホースを地形なりに匂わせたことを考慮したが，その接合箇所断面の変化，変形等の断面変化に依る損失係数は無視した．

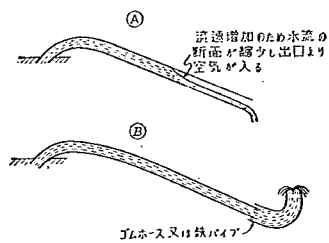
(a) 竹の接合個所



(b) カーブの接合



図—11



図—12

(2) サイフオンの設計

サイフオンの設計は，各沼の水派が通じているものと考えられるため，長期間にわたる排水を継続して行つた結果から定めらるべきであるが，とりあえず概算的に求めてみた．沼4号と沼3号とは僅か 70 m の距離にあるので沼4号の水は容易に沼3号に落すことができる．表—3 は鉄パイプ 1.5 in を用いた場合の排水量ならびにこれに要する費用を概算したものである．

IV　雨水の地表面流下量と滲透量との関係

地辷りの運動に対して地中に滲透した水が関係を有することは既に述べたところであるが，雨水の滲透現象

表—3

沼名称	パイプ径 D(cm)	断面積 A(cm²)	落差 H(m)	パイプ延長 l_1+l_2(m)	流速 v(cm/sec)	流量 Q(cc/sec)	パイプ価格 円
永久沼	3.75	11	9.0	40	2.27	2497	18,600.00
沼1号	〃	〃	9.4	160	1.19	1309	72,400.00
沼3号	〃	〃	8.6	95	1.43	1573	44,175.00
沼4号	〃	〃	13.0	70	2.09	2293	32,550.00
計							169,725.00

備考 1. パイプ価格は 465 円/m として計上した.
2. 沼2号の水は容易に沼1号に落すことができる.
3. ラクダ沼はサイフォン排水の条件が悪く他の沼の排水効果を確かめた上考慮すべきであると思う.

は雨量およびその強さ，土質，地盤の傾斜，蒸発，地下水面の高低，気候，地表の被覆物等の影響によつて変化し，観測も長期間に亘つて行う必要があるためなかなか困難な問題である．従来この種の研究は多く農学方面においてとり上げられて来たのであるが，茶臼山地こり調査においても他の調査と併行していろいろと行つて来た．それ等を略述すると次のとおりである．

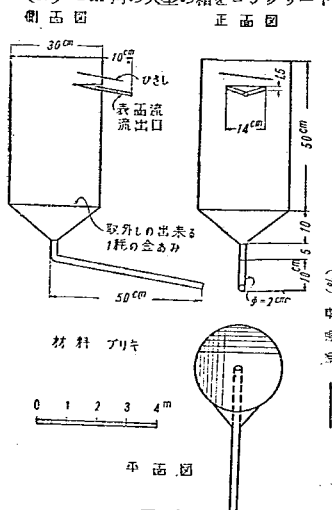
（i） 実験室内で細長い箱に土をつめ，5° と 10° の傾斜を与え上方から水を流下せしめ，表面流下量と滲透量とを求めた．

（ii） 荒川堤防の均一な斜面の一部を板で囲い，その表面から流出する水を集めた．

（iii） 茶臼山でいろいろな条件にある一定地域を囲い，そこから表面流出する水を集めた．

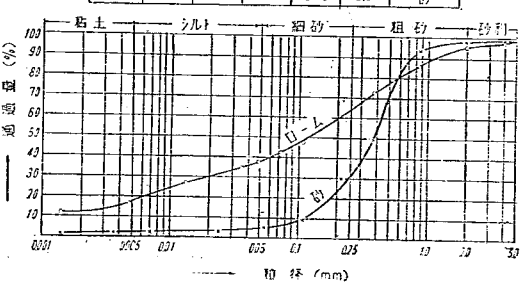
（iv） 1m 角の大型の箱をコンクリートで造り，地下約 1m の深さのところに埋め，これに滲透水を集めた．

このような試験の結論として生まれたのがこゝにこれから説明せんとする方法である．この滲透計による滲透量の観測は現在もなお継続しており，こゝに報告するものは昭和 26 年2月より同年 11 月の 10 ケ月間にわたる結果である．



図—13 滲透計

試料名	粘土%	シルト%	細砂%	粗砂%	砂利%	分析結果
ローム	17.5	19.5	29.0	31.5	4.5	砂質ローム
砂	2.0	3.0	26.0	67.0	2.0	砂



図—14 粒径加積曲線

〔1〕 滲 透 計

(1) 滲透計の形状

使用した滲透計 B 型の構造および形状は図—13 のようなものである.

(2) 実験に使用した材料

1) 茶臼山地辷り地尖端部茶褐色ローム

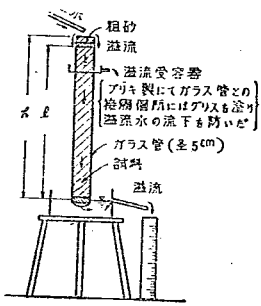
2) 千曲川篠ノ井橋附近産川砂

上記2種類のものを使用した.

i) 土の物理試験結果 (表—4)　試験は「日本工業規格 (JIS) 土質験試方法」により行つた. 粒度分析結果は図—14 に示す.

表—4

試料 / 試験区分	(1) ローム	(2) 砂
土粒子の比重	2.63	2.67
液 性 限 界	28	—
塑 性 限 界	6	—
収 縮 限 界	18	—



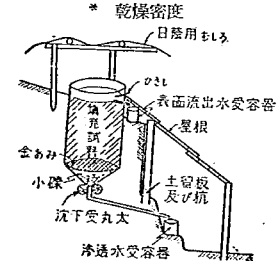
図—15

ii) 実験室における滲透試験　実験は図—15 のような装置で行つた. 試験結果は表—5に示す. なお実験に示した試料は野外の滲透計に用いた砂およびロームであり, 填充密度は野外の滲透計の填充密度に大体等しくなるように行つた.

表—5

試 料 名	填充密度* (gr/cm³)	試料厚 l(cm)	水 位 h(cm)	測定時間 t(sec)	流出量 Q(cm³)	滲透係数 k(cm/sec)
砂	1.40	40	41	60	8	0.0073
		91	92	60	7	0.0060
ロ ー ム	1.49	実質的に不透水性である				

* 乾燥密度



図—16　滲透計設置図

iii) 滲透計設置の要領　滲透計の設置は図—16 のごとく, 設置条件は表—6に示すように 15 種類になつている. 填充密度は試料の含水量によつて左右されることが多く, 特に砂の場合は突き固メ回数の影響は殆んどなく No.3, No.4 でみられるような状態になつている. No.10～No.14 の日蔭の条件に属する滲透計は降雨時を除き常にむしろをおおい, 地表面に直射日光の当るのを防いだ

〔2〕 気象観測

表—6　試料填充条件表

設置場所　茶臼山砂防事務所空地　　設置年月日　昭和 26. 3. 9

滲透計 No.	計画条件 土質	填充密度	傾斜	日当	含水量	設置時測定 填充密度	含水量	填充方法	備考
			(°)			(gr/cm³)	(%)		
1	砂	密	10	日向	少	1.48 1.31	12.7 11.3	木製タンパーにて搗固め 14kgを1層として3層各層30回	
2	〃	疎	〃	〃	〃	1.44 1.28	12.7 11.3	〃　各層15回	
3	〃	密	〃	〃	多	1.64 1.32	24.0 19.4	〃　各層30回	設置当日に過剰水量1880cc流出
4	〃	疎	〃	〃	〃	1.54 1.24	24.0 19.4	〃　各層15回	〃 1854cc
5	ローム	密	〃	〃	少	1.83 1.51	25.0 20.0	9kgを1層として6層各層30回	
6	〃	疎	〃	〃	〃	1.67 1.34	25.0 20.0	18kgを1層として3層各層30回	
7	〃	密	5	〃	〃	1.86 1.49	25.0 20.0	9kgを1層として6層各層30回	
8	〃	密	10	〃	多	1.88 1.46	28.4 22.1	〃	〃 182cc
9	〃	疎	〃	〃	〃	1.90 1.48	28.4 22.1	18kgを1層として3層各層30回	〃 350cc
10	〃	密	〃	日蔭	少	1.82 1.46	25.0 20.0	9kgを1層として6層各層30回	
11	〃	疎	〃	〃	〃	1.67 1.34	25.0 20.0	18kgを1層として3層各層30回	
12	〃	密	〃	〃	多	1.94 1.51	28.4 22.1	9kgを1層として6層各層30回	〃 242cc
13	砂	密	〃	〃	少	1.51 1.34	12.7 11.3	14kgを1層として3層各層30回	
14	〃	密	〃	〃	多	1.63 1.27	24.0 19.4	〃	〃 2398cc
15	ローム		〃	日当	少				

備考　填充密度の欄の上段は湿潤密度，下段は乾燥密度，含水量の欄の上段は代表的含水量，下段が含水量の下限界.

降雨量，気温，蒸発量等の気象観測は茶臼山砂防事務所に観測装置を置いて日々測定を行つたものであるが，3月7日以前のものは設備がとゝのわなかつたので篠ノ井高等学校の観測結果をこゝに収録したものである．（表—7 参照）

表—7 (1) 気象観測表（2月中）

月日	気温測定 10時（°C）	最高（°C）	最低（°C）	降雨量 (mm)	積雪深さ (cm)	蒸発量 (mm)	備考
2. 1	−2.9	4.2	−8.1	0.3*	6.8		1) 降雨量＊印を附したるものは降雪
2	1.7	5.4	−9.9	1.0*	0.8		
3	−2.7	−0.4	−4.2	0.3*	7.7		
4	−1.8	0.4	−10.4		6.9		
5	−4.8	−2.1	−11.0		8.4		
6	−3.5	1.6	−11.0		7.3		
7	−1.2	1.7	−4.5	0.1*	6.5		
8	−0.9	2.0	−8.4		4.2		
9	−1.2	2.8	−5.6	0.9*	3.5		
10	2.6	8.3	−2.3	2.3*	3.3		
11	0	0.8	−5.6	0.4*	2.0		
12	−0.8	1.8	−5.6		1.7		
13	−3.5	−0.3	−5.5	0.7*	1.5		
14	−2.3	0.1	−8.0	5.1*	9.9		
15	−0.6	1.7	−3.5	0.1*	9.9		
16	−1.8	2.1	−9.6		3.0		
17	1.9	6.3	−5.5		2.5		
18	−0.2	3.2	−5.8		1.8		
19	2.3	5.2	−3.2	0.2*	1.6		
20	0.6	9.7	−2.2		0.4		
21	−0.5	14.2	−5.7				
22	14.4	15.2	−0.6	3.8			
23	3.5	11.1	−0.2	0.1			
24	4.7	6.5	0	3.5			
25	2.5	6.8	1.0	11.4			
26	6.7	9.2	1.9				
27	7.0	10.2					
28							
合計				30.2			

表—7 (2) 気象観測表（3月中）

月日	気温測定 10時（°C）	最高（°C）	最低（°C）	降雨量 (mm)	積雪深さ (cm)	蒸発量 (mm)	備考
3. 1	9.4	10.6	6.6	7.5			
2	5.5	6.1	2.4				
3	1.5	3.3	−2.1				
4	4.5	4.9	1.3				

5	0.6	15.7	−4.5				
6	6.2	12.8	−2.7	14.6			
7	5.5	17.0	5.0	0.1			3月7日 茶臼山事務所 雨量計設置
8	4.5	5.5	−2.0				
9	6.0	6.0	−2.0				
10	12.0	12.0	1.0	0.5			
11	11.0	15.0	3.0	6.0		7.3	
12	2.0	14.0	1.0	1.2*	2.0	2.4	
13	1.5	2.5	−6.0			2.1	蒸発計凍る
14	7.0	7.0	−4.0			3.0	同
15	9.0	15.0	−1.0			3.0	
16	8.5	13.0	0			2.8	
17	13.0	13.5	0	0.7			
18						4.0	
19	4.0	12.0	4.0			2.0	
20	4.0	6.0	−2.0			2.1	蒸発計凍る
21	10.0	10.0	−5.0			3.0	
22	7.0	15.0	0	3.5*	5.5	2.0	
23	0	11.0	−2.0			2.0	
24	6.0	6.0	−5.0				蒸発計凍る
25				9.5		3.5	
26	8.0	15.0	−2.0	0.5		1.5	
27	8.0	12.0	3.0	4.5		2.0	
28	5.0	11.0	5.0	3.7		0.7	
29	8.0	8.0	6.0	0.4		1.7	
30	5.0	11.0	2.0			2.0	
31	7.0	7.0	2.0				
合計				52.7		47.1	蒸発量測定せず

表—7 (3) 気 象 観 測 表 (4月中)

月 日	気温測定			降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備考
	10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)			
4. 1	18	13	3	3.9	2.0	
2	12	18	7	15.9	1.1	
3	12	13	7	18.9	0.1	
4	9	9	7	0.3	0.5	
5	12	12	0		2.8	
6	13	14	5	19.2	1.2	
7	9	12	6	1.4	2.1	
8	10	10	8		2.2	
9	7	12	4		4.2	
10	10	22	−1			
11	9	10	−2	31.3	0.2	
12	6	10	5	0	2.3	

13	10	11	1		3.0	
14	12	13	0		2.0	
15	11	18	5		2.8	
16	17	17	0	0.5	2.9	
17	12	23	2		2.7	
18	12	16	—1		3.7	
19	13	15	4	2.9	1.8	
20	18	18	10		3.6	
21	12	21	7		3.6	
22	14	18	2		5.1	
23	18	19	10		5.6	
24	14	22	1		4.7	
25	12	15	1		3.3	
26	14	15	0		4.6	
27	18	18	2		5.2	
28	22	25	6			
29						
30						
合 計				94.3	73.3	

表—7 (4) 気 象 観 測 表 (5月中)

月 日	気温測定			降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備 考
	10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)			
5. 1						
2						
3						
4						
5				0.3	1.8	
6	16	23	2		4.2	
7	16	23	5		5.2	
8	15	25	12	10.9	0.1	
9	14	15			1.8	
10	15	18			6.0	
11	21	26			5.3	
12	22				6.2	
13	24				5.4	
14	17				3.7	
15	14			6.8	0.6	
16	20				3.1	
17	23	26	16	6.3	1.8	
18	11	24	9		4.2	
19	17	19	8		2.4	
20	11	19	7		6.6	
21	16	17	2		5.7	

22	18	24	10	9.5	3.3	
23	17	25	12		4.1	
24	22	22	8		6.9	
25	27	29	9		3.8	
26	21	30	16		3.0	
27	22	24	15	3.9	2.2	
28	22	22	13	0.1	3.2	
29	18	26	12		3.6	
30	22	25	9		5.2	
31	18	30	12		1.0	
合計				37.8	100.4	

表—7 (5) 気象観測表 (6月中)

月 日	気温測定			降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備考
	10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)			
6. 1	20	24	11		4.0	
2	22	32	15		7.8	
3	30	32	15		7.8	
4	26	31	15	13.0	5.7	
5	17	23	10		2.1	
6	23	28	11		3.7	
7	18	24	16	0.1	2.2	
8	20	26	17		3.7	
9	22	27	14	8.1	4.8	
10	20	23	9	7.2	4.5	
11	21	25	13		3.5	
12	18	21	10	14.7	4.3	
13	20	24	11		5.6	
14	24	29	15	7.6	4.3	
15	16	17	15	35.6	0.2	
16	17	22	15	0.0	1.9	
17	21	25	14		5.0	
18	20	24	11		4.5	
19	22	23	13		6.2	
20	22	24	16		2.2	
21	24	23	14	6.3	2.4	
22	21	25	13	0.0	3.5	
23	22	24	12		4.9	
24	20	26	14		5.6	
25	20	22	11	15.0	1.4	
26	21	27	12		5.1	
27	24	31	22		7.2	
28	25	28	18	18.5	8.1	

29	22	25	13	0.3	2.3	
30	25	29	20		3.6	
合計				123.4	123.1	

表—7 (C) 気象観測表 (7月中)

月	日	気温測定 10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)	降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備考
7.	1	27	32	19	16.5	4.5	
	2	22	21	16	14.4	0.3	
	3	18	22	16		2.2	
	4	21	27	18	10.3	2.5	
	5	20	21	18	9.9	0.2	
	6	20	23	14		2.3	
	7	23	30.5	23		4.9	
	8	21	22	17	26.0	0.2	
	9	22	28.7	21	9.0	2.5	
	10	26.7	28	21		2.1	
	11	22	25	21	4.8	1.9	
	12	23	25	19	30.3	0.2	
	13	25	24	17	0.4	2.0	
	14	24	28	18	6.6	2.6	
	15	19	23	17	13.3	1.0	
	16	23	28	17	0.2	3.2	
	17	20.7	25.5	18	0.1	1.4	
	18	25.5	30.5	18		6.0	
	19	26	32	19		5.7	
	20	25	31.5	20.3	0.6	2.7	
	21	19	31	15		3.5	
	22	30	34	22.3	0.8	5.6	
	23	29	34	14	35.0	7.8	
	24	26	32.5	15.3	5.6	4.1	
	25	29	31.5	20.5	25.0	4.7	
	26	29.3	33	12.5		5.5	
	27	28	34.1	21.7		5.4	
	28	28	33.5	21.8		6.0	
	29	28.5	33.3	22.0		7.8	
	30	29.0	32.5	19.5		5.8	
	31	28.5	32.0	19.5		6.2	
合計					209.3	110.8	

表—7 (7) 気象観測表 (8月中)

月 日	気温測定 10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)	降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備考
8 .1	27.3	31.9	20.0		5.7	
2	29.5	31.5	19 0		5.7	
3	28.0	32.5	20.5		6.0	
4	29.2	33.0	20.0		4.3	
5	27.0	32.0	22.0	1.9	1.8	
6	27.8	33.7	22.3		5.4	
7	29.5	34.0	20.8		5.7	
8	29.8	35.0	21.3		5.9	
9	31.0	35.2	22.0		6.2	
10	32.0	34.5	22.2		5.9	
11	30.0	35.0	20.0	1.6	4.5	
12	30.0	33.0	20.0		3.3	
13	30.0	35.0	20.0		6.2	
14	30.0	36.0	21.0		6.2	
15	30.0	33.5	22.5	5.4	6.2	
16	27.0	33.0	20.8		5.8	
17	31.2	36.6	22.5		3.4	
18	31.5	36.5	24.5		6.4	
19	29.5	34.5	22.6		7.1	
20	23.6	34.4	21.8		7.4	
21	27.5	33.4	23.2		5.7	
22	29.0	30.3	22.5	9.3	1.7	
23	27.0	31.5	24.3		3.3	
24	31.0	36.8	21.2		4.5	
25	31.0	34.5	22.3		5.6	
26	31.4	35.5	20.0	10.7	4.7	
27	23.0	32.5	18.7		3.7	
28	23.0	32.5	21.0		4.6	
29	26.6	31.5	19.4	0.6	0.5	
30	23.5	23.5	19.7	14.6	4.2	
31	27.5	31.7	20.2		4.3	
合計				44.1	151.9	

表—7 (8) 気象観測表 (9月中)

月 日	気温測定 10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)	降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備考
9. 1	29.0	29.3	23.5	3.9	1.4	
2	23.8	29.0	11.2		3.7	
3	29.4	27.0	14.9		2.9	
4	24.5	23.4	17.2		4.2	
5	22.0	24.2	14.3		0.7	

6	23.0	26.7	13.0		3.7
7	22.2	21.5	16.5		3.1
8	19.0	25.0	13.0		3.1
9	19.0	23.0	15.4	4.2	1.4
10	15.9	26.0	16.5	1.2	0.5
11	20.5	24.0	13.8		1.8
12	25.0	23.5	13.7		2.0
13	19.7	20.5	12.8	10.1	1.6
14	20.8	24.5	15.0	6.2	1.9
15	21.6	21.6	17.5	2.5	1.6
16	21.0	20.5	12.2		0.5
17	22.5	24.7	15.0		2.3
18	19.6	21.0	13.7	18.2	0.1
19	18.5	22.5	9.3		1.4
20	20.6	18.5	6.8		2.9
21	20.0	17.3	10.2		2.8
22	20.5	24.3	8.9		2.1
23	20.3	17.0	7.4		2.7
24	19.0	17.4	14.5	6.0	1.5
25	20.0	19.9	12.2		2.0
26	19.5	20.8	11.8		1.3
27	19.8	28.6	13.0		2.5
28	19.0	23.0	7.0		2.5
29	20.0	26.0	16.0		3.2
30	21.0	23.0	16.0		1.6
合計				52.3	62.0

表—7 (9) 気象観測表 (10 月中)

月 日	気温測定			降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備考
	10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)			
10 .1	20.0	23.5	12.3		2.6	
2	22.5	25.7	14.1	0.6	1.4	
3	22.5	22.5	12.5		2.5	
4	20.5	23.9	12.7		3.1	
5	22.0	24.2	6.3	0.9	3.1	
6	20.5	21.2	17.0		1.5	
7	18.4	23.5	16.9		3.0	
8	20.5	24.1	23.5	1.1	2.1	
9	20.9	21.0	10.5	0.4	0.2	
10	21.0	24.0	10.0		3.4	
11	24.0	25.0	10.0		1.8	
12	22.0	27.0	14.0		1.8	
13	18.3	22.0	15.0	16.0	0.5	
14	16.5	23.0	14.5	14.5	1.5	

15	28.0	28.5	11.0		1.5	
16	21.5	22.5	8.0		3.3	
17	22.0	24.3	10.0		1.9	
18	19.5	26.2	7.3		1.3	
19	19.5	26.6	8.3		2.9	
20	17.9	23.5	10.5	4.2	0.9	
21	16.3	25.5	7.8		1.0	
22	14.6	15.0	5.5		1.1	
23	12.5	25.0	9.5	6.7	0.2	
24	17.0	18.5	10.5		0.5	
25	16.0	19.5	3.0		1.2	
26	12.0	14.0	2.5		0.8	
27	13.5	15.8	5.0		1.0	
28	14.0	16.5	8.9	0.2	0.2	
29	13.9	17.5	10.5		1.1	
30	16.0	16.0	2.4		0.9	
31	14.5	17.5	3.0		1.9	
合計				44.6	49.8	

表—7 (10) 気象観測表 (11 月中)

月日	気温測定			降雨量 (mm)	蒸発量 (mm)	備考
	10時 (°C)	最高 (°C)	最低 (°C)			
1	15.5	20.0	1.1	14.0	2.1	
2	10.0	13.0	8.0	19.6	0.5	
3	14.0	15.0	8.0	3.0	1.2	
4	16.0	19.0	7.0		2.2	
5	18.0	20.0	1.0		0.8	
6	14.0	15.0	3.0		2.0	
7	15.0	17.0	8.0	0.5	0.4	
8	15.0	18.0		0.2	1.6	
9	9.5	12.0			1.7	
10	11.0	12.5			1.7	
11	11.5	14.0	3.0		1.50	
12	13.0	13.0	6.0	0.6	1.1	
13	13.0	16.0	6.0		1.4	
14	13.0	19.0	6.0		17.0	
15	12.0	13.0	8.0	12.9	0.7	
16	13.0	15.0	2.0		0.8	
17	10.0	10.0			0.9	
18	10.0	12.0	0.2		1.3	
19	5.0	13.0	2.0		1.4	
20	8.0	14.0			1.4	
21	9.0	13.0	0.1		1.3	
22	8.0	14.0	3.0		1.5	

23	8.0	17.0	9.0	17.0	1.0	
24	11.0	14.0	2.0		1.1	
25	9.0	14.0	3.0	1.5	1.5	
26	10.0	9.0		6.3	1.2	
27	2.0	3.0	0.1			
28	3.0	4.0	0.12			
29	0.1					
30		11.0	0.3	1.5	1.5	
合 計				77.1	50.8	

〔3〕 滲透計測定結果

滲透量および地表流下量の測定は毎日午前 10 時に行い，大雨に際しては臨時臨時に観測を実施した．日々の測定結果は表—8 に示す．

（1） 月別に見た降雨量，地表面流出量，滲透量，蒸発量の関係（表—9，図—17） 観測期間中4月18日までの測定値は，設備が不完全であつたため信頼性が少ない．

降雨量と滲透量観測値との関係は次式で表わされる．

$$R=f+Q+e+m$$

但し R：降雨量

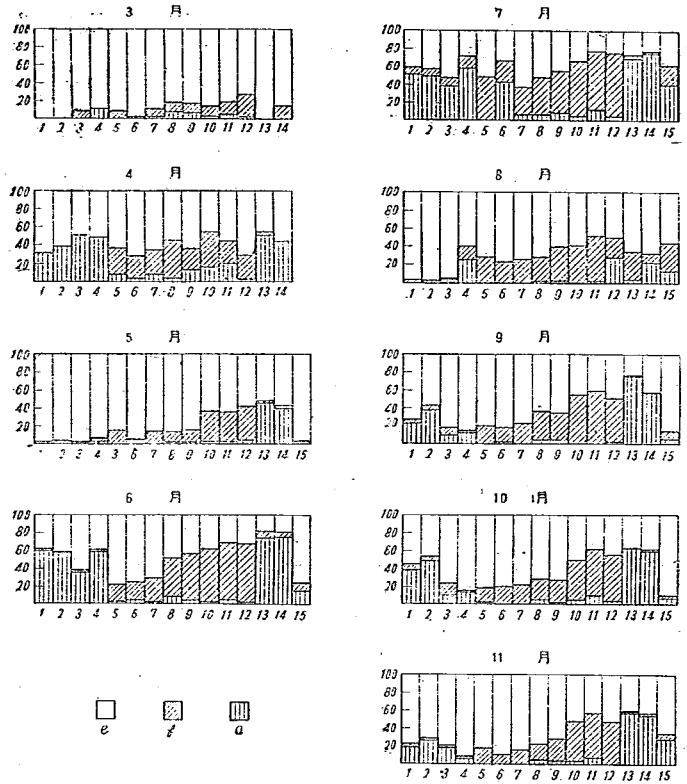
f：表面流出量

Q：滲 透 量

m：土に吸収された水量

式中 $R.f,Q$ は実際に観測される値であり，$e\cdot m$ は未知数である．降雨量（R）を1ケ月の如き長期間の集計とした場合 m は測定開始時と1ケ月後における試料の含水量の差となるが，試料の乾燥状態によつてはこれを無視することができる．m を無視したため生ずる蒸発量（e）の最大誤差は，飽和試験の結果から砂の場合で 12 mm，ロームの場合で 19 mm となる．

これらの結果から，月別降雨量と滲透量との関係を考えてみると，滲透量の範囲は，砂の場合 20～80 %，ロームの場合 2～50 % となつている．又滲透計設置条件中，填充密度，地表面の緩急等は滲透量に余り影響を及ぼしていない（滲透計 No. 6 は緩い傾斜のものであるが，6月の滲透量が相当増加している外，余り変つていない）．直射地と遮蔽地の相異による滲透量の変化は明瞭に表われている．この現象は砂の場合特に顕著で，直射地 20～60 %，遮蔽地 60～80 % となつている．遮蔽地の土質が直射地の場合よりも常に湿潤な状態になつているため，降雨の影響を直ちにうけて，滲透作用を起すためと考えられる．ロームの場合は砂のように明瞭な変化は表われていない．これはロームが不透水性な土質であることと，直射地の土質表面には，乾燥によるこまかい亀裂が生じて滲透作用を容易にするため，透水性である砂の場合のように湿潤な状態が直ちに滲透作用を促進させる結果にならないためかと思われる．表面流出量については砂の場合 2～4 %，ロームで特殊な結果を除いては 20～80 % の範囲となつている．この場合も填充密度，傾斜の緩急等は余り影響な



図—17　月別に見た降雨量，表面流出量（f）滲透量（Q）蒸発量（e）の関係

く，直射地，遮蔽地の相異による表面流出量の変化が明瞭に表われている．ロームの場合は特に明らかな変化を認められ，砂の場合は少ない．これは滲透量における砂，ロームの場合と全く反対の現象となつている．

（2）**降雨量の階級別に見た地表面流出量および滲透量**　日降雨量を階級別に区分し，降雨量と地表面流出量および滲透量の関係を求めた．区分は次の如き5階級とした．

5～10,　10～20,　20～30,　30～40,　40～50 mm

降雨量 5 mm 以下のものは，殆んど影響がないので省略した．これ等階級別降雨量と地表面流出量および滲透量との関係は表—10 に示す．

1）**地表面流出量について**　表—10 の階級別平均値について，降雨量と地表面流出量との関係を一次式

表—8 (1) 滲透計

流出量	表面流出量 (mm)													
滲透計 No. / 月日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3.12	—	—	—	—	—	—	—	0.27	0.16	—	—	0.27	—	—
13	—	—	—	—	—	—	—	0.58	0.62	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.29	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	2.66	1.11	2.88	1.42	1.55	2.66	3.55	4.22	—	—
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.89	0.04	0.32	—	—
28	—	—	—	—	0.96	0.58	0.93	1.38	0.89	1.55	2.00	3.55	—	—
29	—	—	—	—	0.62	0.40	0.89	1.16	0.89	1.11	1.64	2.58	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.04	—	—
31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合計	—	—	—	—	4.24	1.09	4.70	4.81	4.11	6.21	7.23	12.4	—	—

表—8 (2) 滲透計

流出量	表面流出量 (mm)													
滲透計 No. / 月日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
4.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	0.04	0.14	0.0	—	0.0	0.4	0.22	1.38	0.0	—
3	—	—	—	—	4.58	3.34	3.37	2.93	3.42	2.89	4.58	4.89	3.11	—
4	—	—	—	0.0	6.63	5.85	6.49	12.43	4.04	8.00	6.92	6.92	0.49	—
5	—	—	—	—	0.13	0.09	0.22	0.49	0.22	0.13	0.18	3.56	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.09	3.11	—	—
7	—	—	—	—	6.66	6.66	6.66	11.52	6.52	12.90	6.80	6.80	0.40	—
8	—	—	—	—	0.27	0.27	0.36	0.62	0.44	0.67	0.58	0.49	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	0.04	—	—	6.35	6.49	6.49	12.15	6.49	12.18	6.57	6.57	0.22	—
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

測定値表（3月中）

滲量水量(mm)													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
—	—	—	—	—	—	—	0.76	0.80	0.76	—	—	—	0.13
—	—	0.22	—	—	—	—	0.89	0.09	—	—	0.53	—	—
—	—	0.13	0.04	—	—	—	0.40	0.36	—	—	0.44	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.40	0.80	—	—	0.26	—	1.69
—	—	—	—	—	—	—	0.31	0.18	—	—	0.22	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.22	0.09	—	—	0.18	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.4	0.09	—	—	0.71	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—	—	0.13	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.04	—	—	—	0.04	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.0	—	—	—	0.04	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.0	—	—	—	0.04	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.09	—	—	—	0.18	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	0.89	2.21	—	—	0.09	0.04	0.27	—	0.31	0.27	0.0	1.42
—	—	0.80	1.07	—	—	—	0.22	1.77	—	0.27	0.09	—	0.89
—	—	0.80	0.96	—	—	—	0.18	0.22	0.04	0.36	0.09	—	1.55
—	—	2.53	2.89	—	—	0.04	0.22	1.60	0.89	1.02	0.0	—	2.53
—	—	0.04	0.04	—	—	—	0.18	0.44	0.04	0.18	0.0	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.89	0.0	—	0.0	—	—	—
—	—	5.41	7.21	—	—	0.13	5.37	6.62	1.73	2.15	3.22	—	8.21

測定値表（4月中）

滲透水量(mm)													
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
—	—	—	—	—	—	—	0.89	0.0	0.0	—	—	—	—
—	—	—	0.0	—	—	—	0.13	0.09	0.27	0.36	0.09	—	1.96
—	—	6.53	6.68	0.22	1.11	1.82	0.13	0.80	4.62	4.44	0.09	1.69	4.35
—	—	11.78	11.78	3.02	4.04	2.44	0.78	3.38	4.65	5.59	0.09	1.37	1.15
—	0.62	2.26	2.53	1.29	1.56	0.67	0.22	1.73	1.11	1.73	0.09	4.22	2.13
—	0.49	0.0	0.0	0.09	0.18	0.04	0.18	0.13	0.22	3.11	0.13	—	—
4.08	4.90	10.09	9.20	0.41	1.52	0.71	0.18	0.36	0.80	0.93	0.13	9.58	12.75
5.07	5.56	2.93	3.28	0.27	0.67	1.07	0.58	1.11	0.67	0.62	0.13	6.88	3.06
0.58	0.71	0.18	0.22	0.13	0.22	0.04	0.04	0.18	0.18	2.66	0.04	0.71	3.11
0.09	0.09	—	—	0.04	0.53	—	0.13	0.04	0.04	0.04	0.04	0.01	0.04
—	—	—	—	0.04	0.04	—	0.04	—	0.04	0.09	0.22	—	—
12.25	12.25	11.81	11.81	1.51	1.11	1.56	0.22	2.40	0.27	0.49	0.13	12.30	12.40
9.82	10.08	2.71	3.14	1.24	1.20	0.53	0.18	1.16	0.22	0.18	0.09	10.27	2.22
0.27	0.27	—	—	0.18	0.22	0.04	0.18	0.09	0.13	0.18	0.04	0.13	—

15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合計		0.04			24.63	22.84	23.59	40.14	21.13	37.17	25.94	27.15	4.22	

表—8 (3) 滲透計

流出量	表面流出量 (mm)														
月 日 ＼ 滲透計 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5. 1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	0.18	0.09	0.58	0.40	0.93	3.02	2.80	3.42	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.07	1.60	1.73	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	0.09	—	0	2.31	0.98	1.91	1.47	1.60	3.42	3.64	3.51	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

0.0	0.0	—	—	0.13	1.18	0.0	0.18	0.0	0.19	0.18	0.04	—	—
—	—	—	—	0.0	0.04	0.00	0.04	0.0	0.0	0.04	0.04	—	—
—	—	—	—	0.0	0.04	0.0	0.04	0.0	0.0	0.04	0.0	—	—
—	—	—	—	—	0.0	—	0.0	0.0	—	0.0	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	0.09	0.13	0.67	0.13
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.0	0.09	0.04	0.62	0.13
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22.16	34.97	48.29	47.94	8.57	13.96	8.96	4.14	11.47	13.41	20.86	1.09	48.48	43.43

測　定　値　表（5月中）

滲透水量(mm)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	0	—	—	—	—	—	0.13	0.49	—	0.00	1.47	2.49	3.20	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.29	0.22	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.18	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	0	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	1.38	1.87	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.42	0.44	—
—	—	—	0.09	—	—	—	—	—	—	—	—	2.53	4.27	—
—	—	—	0.27	—	—	—	—	—	—	—	0.04	1.87	0.40	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.18	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

23	—	0.22	0.13	0.36	2.44	1.47	2.27	2.31	2.84	5.42	5.82	4.89	0.13	0.58	0.71
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.02	0.04	0.93	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合計		0.31	0.13	0.36	4.93	2.54	4.76	4.18	5.37	13.95	13.90	14.53	0.13	0.58	0.71

表—8 (4) 滲透計

流出量	表面流出量 (mm)														
月 日 \ 滲透計 No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6. 1	0.18	0.31	—	—	3.87	3.33	4.58	4.62	5.78	8.04	6.22	6.22	0.09	—	1.24
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	0.22	0.40	—	—	1.51	4.98	6.13	5.42	6.35	8.27	3.47	6.35	0.41	0.22	1.42
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	3.29	1.73	3.11	2.44	0.67	3.87	4.04	3.33	0.00	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	0.13	0.18	0.04	—	2.41	1.56	2.31	1.91	2.81	4.49	4.53	3.61	0.53	0.27	0.84
13	1.73	0.58	0.53	0.80	6.67	6.67	6.67	8.04	6.67	14.21	6.62	6.67	0.53	0.22	3.69
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	0.04	—	—	—	0.41	4.27	4.84	4.58	—	—	0.18
16	1.11	2.00	1.16	0.22	7.02	6.62	6.84	19.10	28.88	16.43	36.88	36.88	0.13	0.09	2.18
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	0.67	0.58	0.62	0.58	0.98	1.33	1.29	1.51	0.00	—	0.18
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	1.64	0.31	0.67	1.91	5.11	2.49	4.76	4.71	6.27	7.91	6.44	6.67	0.89	0.41	1.73
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

0.07	—	—	1.56	—	—	—	—	—	—	—	—	3.91	4.76	—
0.04	—	—	0.27	—	—	—	—	—	—	—	—	1.78	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.22	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.02	—	—	0.22	0.93	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.76	0.27	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.11	—	—	2.19	—	—	—	0.13	0.49	1.02	0.09	1.51	18.23	16.33	—

測　定　値　表（6月中）

滲透水量 (mm)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3.16	3.64	0.41	4.84	—	—	—	0.44	—	—	0.09	0.09	10.35	10.84	0.13
0.89	0.98	0.13	0.27	—	—	—	—	—	—	0.09	0.09	1.29	0.36	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.02	3.96	4.13	4.62	0	—	—	0.58	—	—	0	0.04	—	6.81	—
3.11	3.21	1.02	1.38	—	—	—	—	—	—	—	0.71	3.33	0.93	—
0.13	0.13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.18	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—	—
—	0.44	0.76	0.81	—	—	1.73	0.31	0.22	—	—	0.81	0.44	2.76	—
1.51	2.18	0.67	1.11	—	—	—	—	—	—	—	0.04	2.98	1.21	—
2.98	2.67	3.87	2.18	—	—	—	0.18	—	—	—	0.04	3.29	3.91	—
13.02	12.00	10.93	14.93	—	—	—	2.04	0.22	—	0.04	0.04	13.51	12.13	—
0.44	0.44	0.22	0.41	—	—	—	—	—	—	—	0.04	0.53	0.18	—
—	—	—	0.31	—	—	—	—	—	—	—	0.04	0.81	3.16	—
18.22	19.24	16.58	22.41	0.09	4.13	0.04	6.81	3.87	—	0.13	0.13	23.11	23.11	6.01
6.62	6.67	3.42	3.73	—	1.42	—	0.13	0.13	—	0.89	0.18	6.98	3.51	6.49
0.18	0.18	—	—	—	—	—	—	—	—	0.22	0.13	0.40	0.04	0.36
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.04	0.09	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.49	—	0.13	0.31	—	—	—	—	—	—	—	0.04	1.64	2.58	—
0.44	0.04	0.03	0.18	—	—	—	—	—	—	—	0	0.84	0.13	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8.35	5.21	5.95	6.58	—	0.09	—	1.56	0.53	0	1.21	0	8.84	10.04	—
1.11	1.07	0.22	0.41	—	—	—	—	—	—	0.18	0.04	1.38	0.27	0.18
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

29	0.04	0.36	0.22	0.36	2.31	0.49	2.53	3.07	6.53	10.00	5.87	6.67	7.55	6.67	0.44
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合計	5.05	4.14	2.62	3.29	32.9	28.45	37.55	49.89	65.4	73.91	89.2	82.49	10.18	7.88	11.9

表—8 (5) 滲透計

流出量	表面流出量 (mm)													
滲透計 No / 月日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
7. 1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.40	—	0.01	0.04	4.93	2.62	6.04	5.91	6.13	6.67	6.53	7.60	0.98	0.04
3	0.71	0.67	0.31	0.22	5.82	2.40	5.60	3.82	6.04	11.56	7.33	8.00	0.80	0.18
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	1.24	1.30	2.27	2.53	3.24	7.56	6.58	7.33	0.09	—
6	—	0.18	—	—	3.02	0.84	2.71	2.98	3.60	11.91	7.16	8.49	0.04	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	0.04	1.03	0.23	—	12.49	3.91	7.03	16.13	11.10	—	23.33	20.93	0.13	0.03
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	0.22	0.31	0.44	0.49	2.58	1.87	0.93	1.56	3.20	7.64	8.22	7.33	0.76	0.31
12	—	—	0.09	—	1.38	0.49	1.07	2.53	2.49	3.29	3.51	3.38	—	—
13	0.36	0.27	0.93	1.96	19.87	8.58	9.91	14.31	16.84	17.20	23.24	25.56	0.33	0.33
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	0.13	—	—	—	1.11	2.22	1.69	—	—
16	—	—	—	0.18	3.20	2.67	2.04	2.27	2.18	8.53	10.00	9.96	0.18	0.22
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	*11.64	*11.64	*11.64	*11.64	18.40	*11.64	16.80	13.69	13.11	*24.13	*24.13	*24.13	4.36	2.93
25	—	—	—	0.04	1.47	0.62	0.98	2.36	3.02	4.27	4.27	3.91	0.04	0.04
26	4.44	4.89	6.00	8.89	17.11	9.02	11.60	16.36	19.29	20.67	20.67	20.58	2.00	0.71
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合計	17.81	18.98	19.67	23.37	91.56	46.09	67.03	84.5	90.3	123.54	147.24	148.69	9.71	4.84

* 印を附したものは流出量受容器から溢流したものである.

6.13	5.73	6.67	7.95	—	0.86	—	1.78	1.21	0.76	2.09	0.22	11.91	11.99	3.42
1.69	1.91	0.36	0.58	—	0.22	—	—	—	0.36	0.89	0.18	1.96	0.53	2.49
71.49	69.70	45.55	73.01	0.09	6.72	1.77	13.83	6.18	1.12	5.87	3.39	93.59	94.49	19.03

測　定　値　表（7月中）

滲水透量 (mm)															
15	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
—	0.18	0.18	—	—	—	—	—	—	—	—	0.36	0.13	—	—	—
1.82	1.02	0.62	2.36	2.80	—	—	—	1.51	0.84	—	0.31	0.22	0.36	3.69	0.58
1.24	20.04	19.16	14.80	15.60	—	7.78	0.27	7.02	5.02	1.29	2.53	0.36	3.20	17.87	16.49
—	0.27	0.27	0.09	0.09	0.13	0.40	—	—	—	0.22	0.60	0.13	0.40	—	1.33
1.11	—	—	—	0.27	—	0.13	—	0.09	0.09	0.04	1.76	0.13	0.62	3.69	0.31
0.53	7.60	9.00	7.24	11.82	1.96	3.29	0.40	3.42	3.29	0.27	1.16	0.31	16.53	11.78	10.18
—	—	0.18	—	—	0.18	0.18	—	—	—	0.13	0.35	0.13	0.44	0.04	1.29
—	—	—	—	—	0.08	0.04	—	—	0.22	0.13	0.31	0.17	—	—	—
1.47	12.84	14.93	11.02	20.93	3.55	5.11	1.96	0.04	6.13	0.40	0.80	0.22	21.38	21.38	15.11
—	0.89	1.11	0.58	0.09	1.11	1.20	0.08	0.11	0.22	0.49	1.09	0.24	1.40	0.51	2.67
3.82	3.42	2.04	2.93	4.13	0.27	—	—	—	0.13	0.27	0.49	0.22	6.22	6.84	1.60
1.10	1.91	2.18	2.22	2.40	0.22	0.31	—	0.53	0.71	0.22	0.36	0.22	4.67	4.22	2.40
4.36	17.87	15.47	16.09	22.98	4.31	76.13	3.69	6.49	6.22	0.58	0.53	0.27	26.71	26.22	18.93
—	1.24	1.24	0.98	0.03	1.06	0.98	0.04	0.13	0.31	0.76	1.02	0.13	1.33	0.08	3.16
—	0.04	0.04	0.04	0.58	0.22	0.18	—	—	0.04	0.49	0.62	0.22	2.58	3.47	0.93
0.53	3.38	2.93	2.31	6.62	0.13	0.44	—	0.44	0.62	0.49	0.80	0.22	11.33	11.60	1.90
—	0.80	1.07	0.31	0.71	0.22	0.53	—	0.08	0.13	0.40	0.62	0.27	1.91	—	2.18
—	—	—	—	—	0.18	0.04	—	—	—	0.18	0.36	0.18	0.04	—	0.67
—	—	—	—	—	0.04	0.04	—	—	—	0.08	0.18	0.08	—	—	0.22
—	—	—	—	—	0.04	0.04	—	—	—	0.08	0.18	0.08	—	—	0.08
—	—	—	—	—	0.04	—	—	—	0.04	0.04	0.13	0.04	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.04	0.04	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.04	0.04	0.04	0.04	—	—	—
*11.64	16.62	16.62	9.20	15.56	2.98	0.49	1.82	0.18	0.04	11.18	2.22	0.04	25.11	25.29	0.98
3.38	1.73	1.07	1.16	2.18	—	—	—	—	0.04	0.08	0.04	—	3.82	4.09	0.53
11.42	17.51	16.71	3.56	19.64	0.08	0.17	4.71	1.33	0.98	0.31	1.33	—	17.78	17.78	4.98
—	0.04	0.13	0.13	0.13	0.13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.80
—	—	—	—	—	0.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.18
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
42.42	107.4	104.97	85.02	126.61	16.97	97.48	12.97	21.37	25.11	18.17	18.23	4.19	145.83	158.55	87.56

表—8 (6) 滲 透 計

流出量	表面流出量 (mm)														
月日 \ 滲透計No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
8. 1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.09	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	—	—	0.13	—	—	—	—	—	1.33	1.64	2.22	1.29	—	—	0.40
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	0.84	1.16	1.51	1.89	—	—	0.26
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	0.40	0.04	0.89	2.53	1.11	1.33	2.13	3.11	6.00	5.24	6.89	5.78	0.89	0.67	4.67
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	1.02	0.80	2.44	3.24	12.18	9.29	9.68	8.98	9.33	10.93	11.64	—	0.76	4.44	9.20
31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合計	1.42	0.84	3.33	5.77	13.29	10.62	11.81	12.09	17.5	19.02	22.35	8.95	1.65	5.11	14.53

表—8 (7) 滲 透 計

流出量	表面流出量 (mm)														
月日 \ 滲透計No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
9. 1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	0.40	—	—	—	—	1.38	1.87	0.84	—	—	0.76
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

測定値表（8月中）

滲透水量 (mm)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.04
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	0.04	—	0.31	0.31	—	—	0.22
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.16	—	—	0.18
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	0.18	—	—	0.18	0.22	2.67	1.02	4.44
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.69	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	11.87	—	—	—	—	0.62	—	0.31	10.22	11.02	10.22	0.62
0.04	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—	—	—	0.09	—	—
0.04			11.87				0.31	0.66		0.8	11.91	14.47	11.42	5.5

測定値表（9月中）

滲透水量 (mm)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	1.02	—	—	—	—	—	—	—	—	6.36	0.40	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.93	1.42	0.78	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.27	0.36	0.27	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	—	0.18	1.11	—	2.84	2.44	2.89	3.38	4.00	5.64	6.09	5.64	—	—	—
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	0.44	0.62	1.47	1.82	1.42	3.42	3.47	3.38	—	—	0.18
16	—	—	—	—	—	—	—	—	0.13	0.67	0.71	0.53	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	1.64	3.42	2.67	0.27	7.42	7.11	10.44	11.47	11.20	13.24	14.13	12.71	0.13	—	3.69
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.67	3.20	2.62	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.80	1.16	1.11	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合 計	1.64	3.60	3.78	0.27	11.10	10.17	14.80	16.67	16.77	29.07	32.41	27.83	0.13		4.63

表—8 (8) 滲 透 計

流出量 ＼ 滲透計 No ＼ 月 日	表面流出量 (mm)														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.93	0.49	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.75	5.33	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.73
—	2.53	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4.36	1.47	—
—	0.71	—	0.27	—	—	—	—	—	—	—	—	2.35	3.87	0.13
1.42	1.91	—	0.49	—	—	—	—	—	—	—	0.40	2.62	1.24	—
0.13	0.04	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.40	0.04	—
9.60	12.53	5.64	6.00	—	0.18	—	2.34	1.60	—	—	—	12.35	13.82	1.33
2.36	2.18	0.62	0.76	—	—	—	—	—	—	—	—	2.75	0.62	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.33	2.00	0.03
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.33	0.53	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.80	1.24	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.35	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13.50	19.90	6.26	3.54		0.13		2.84	1.60			0.40	41.37	31.05	3.32

測　定　値　表 (10 月中)

滲透水量 (mm)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14	0.71	1.02	3.20	0.09	4.62	5.02	6.00	6.67	7.42	8.31	9.47	9.16	—	0.27	0.58
15	2.58	1.60	3.20	0.84	3.42	4.00	5.07	4.18	4.76	8.31	8.49	7.64	—	—	0.89
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	0.22	—	—	0.04	0.04	3.73	4.09	3.56	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合 計	3.29	2.62	6.40	0.93	3.26	9.02	11.07	10.89	12.22	20.35	22.05	20.36		0.27	1.47

表—8 (9) 滲 透 計

流出量	表面流出量 (mm)														
滲透計 No / 月 日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
11.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	0.13	0.53	0.49	0.40	3.69	1.87	2.44	2.80	5.96	8.49	9.51	8.62	—	—	—
3	2.71	1.69	1.96	0.62	7.24	5.20	8.31	8.44	11.91	14.58	13.78	14.53	0.31	0.09	2.31
4	—	—	—	—	0.09	0.13	0.44	0.40	1.20	1.47	1.73	1.73	—	—	0.13
5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
11	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
13	—	0.02	0.13	—	0.13	0.31	0.09	0.18	0.89	2.71	3.47	2.89	—	—	0.31
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	0.58	0.13	0.44	—	3.16	1.82	2.04	2.67	0.04	10.20	10.84	10.36	0.22	0.18	4.04
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.93	0.71	—	0.03	—	—	—	0.67	0.09	—	0.03	0.67	3.16	6.67	1.02
16.80	20.53	5.02	5.56	0.09	—	—	2.67	1.42	1.07	2.76	1.91	18.71	14.83	1.78
0.13	0.04	—	—	—	—	—	—	—	—	0.49	—	0.27	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.47	1.78	1.20	0.44	1.02	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3.69	4.40	0.22
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.04	0.09	—	1.20	0.31	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17.86	21.28	5.02	5.59	0.09			3.34	1.51	2.58	5.21	3.78	27.47	27.29	3.02

測　定　値　表（11 月中）

透滲透水量 (mm)														
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	0.89	—	—	—	—	—	0.40	0.13	—	—	0.18	5.51	8.22	0.53
11.56	17.02	10.44	6.22	—	—	—	3.64	3.60	0.76	4.18	1.42	22.13	19.91	12.40
1.24	1.33	0.27	0.44	—	—	—	0.13	0.04	0.40	0.93	0.09	3.29	2.40	2.76
0.13	—	—	—	—	—	—	—	—	0.13	0.36	—	0.36	0.04	0.62
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.22
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.56	3.07	1.56
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.91	0.49	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.44	2.27	2.56	0.44	—	—	—	0.22	—	—	0.13	0.09	8.53	10.31	1.69
1.47	2.04	0.67	0.58	—	—	—	—	—	0.09	0.18	0.04	2.44	0.75	0.13

18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
合 計	3.42	1.37	3.02	1.02	14.31	9.33	13.32	14.49	20.0	37.45	39.33	36.13	0.53	0.27	6.79

表—9 月別に見た降雨量，地表面流出量，滲透量，蒸発量の関係

3 月

滲透計 No.	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率		
					f	Q	e
1	52.7	0	0	52.7	0	0	100
2	〃	0	0	52.7	0	0	100
3	〃	0	5.41	47.29	0	10.27	89.73
4	〃	0	7.21	45.49	0	13.68	86·32
5	〃	4.24	0	43.46	8.05	0	91.95
6	〃	1.09	0	51.61	2.07	0	97.93
7	〃	4.70	0.13	47.87	8.92	2.47	88.61
8	〃	4.81	5.37	42.52	9.13	10.19	80.68
9	〃	4.11	6.62	41.97	7.80	10.56	79.64
11	〃	6.21	1.73	44.76	11.79	3.28	84.93
11	〃	7.23	2.15	43.32	13.72	4.03	82.20
12	〃	12.40	3.22	37.08	23.54	6.11	70.35
13	〃	0	0	52.7	0	0	100.00
14	〃	0	8.21	44.49	0	15.58	84.42
15	〃						

4 月

滲透計 No.	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率		
					f	Q	e
1	94.3	0	32.16	62.14	0	34.09	65.91
2	〃	0.04	34.97	59.29	0.42	37.07	62.51
3	〃	0	48.29	46.01	0	51.08	48.92
4	〃	0	47.94	46.36	0	50.71	49.29
5	〃	24.66	8.57	61.07	26.14	8.98	64.83
6	〃	22.84	13.96	57.50	24.21	14.69	61.10
7	〃	23.59	8.96	61.75	25.01	9.39	65.60
8	〃	40.14	4.14	50.02	42.55	4.28	53.17
9	〃	21.13	11.47	61.70	22.40	12.05	65.55
10	〃	37.17	13.41	43.72	39.40	14.11	46.49
11	〃	25.94	20.86	47.50	27.50	22.01	50.49
12	〃	27.15	1.69	65.46	28.78	1.69	69.53
13	〃	4.22	43.48	41.60	4.47	51.28	44.25
14	〃	0	43.43	50.87	0	45.93	54.07

—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
14.84	23.55	13.94	7.68				4.39	3.77	1.28	5.78	1.82	45.73	45.19	19.91

5月

滲透計 No	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率 f	Q	e
1	37.8	0	0.11	37.69	0	0.29	99.71
2	〃	0.31	0	37.49	0.82	0	99.18
3	〃	0.13	0	37.67	0.34	0	99.66
4	〃	1.35	2.19	37.41	0.95	5.79	93.26
5	〃	4.93	0	32.87	13.04	0	86.96
6	〃	2.54	0	35.26	6.72	0	93.26
7	〃	4.76	0	33.04	12.59	0	87.41
8	〃	4.18	0.13	33.49	11.05	0.34	88.10
9	〃	5.37	0.49	31.94	14.21	1.30	84.49
10	〃	13.95	1.02	22.83	36.91	2.70	60.39
11	〃	13.90	0.09	23.81	36.78	0.24	62.98
12	〃	14.53	1.51	21.76	38.45	4.00	57.55
13	〃	0.13	13.23	19.44	0.34	48.24	51.42
14	〃	0.58	16.36	20.85	1.53	43.29	55.18
15	〃	0.71	0	37.09	1.88	0	98.12

6月

滲透計 No.	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率 f	Q	e
1	125.4	5.05	71.49	49.86	3.99	56.55	39.46
2	〃	4.14	69.70	52.56	3.27	55.14	41.59
3	〃	2.62	45.55	78.23	2.07	36.03	61.90
4	〃	3.29	73.01	51.10	2.60	57.75	39.65
5	〃	32.90	0.09	93.41	26.02	0.07	73.91
6	〃	28.45	6.72	91.23	22.50	5.32	72.18
7	〃	37.55	1.77	97.08	29.70	1.40	68.90
8	〃	49.89	13.83	62.68	39.46	10.94	49.60
9	〃	65.40	6.18	54.82	51.73	4.89	43.38
10	〃	78.91	1.12	46.37	62.42	0.89	36.69
11	〃	80.23	5.87	40.25	63.50	4.64	31.86
12	〃	82.49	3.39	40.52	65.25	2.68	32.07
13	〃	10.18	93.59	22.63	8.05	74.03	17.92
14	〃	7.88	94.49	24.03	6.23	74.74	19.03
15	〃	11.90	19.08	95.42	9.40	15.09	75.51

7月

滲透計 No	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率 f	Q	e
1	209.3	17.81	107.4	84.45	8.51	51.34	40.15
2	〃	18.98	104.97	85.35	9.07	50.18	40.75
3	〃	19.67	85.02	104.61	9.40	40.64	49.96
4	〃	23.37	126.61	59.32	11.17	60.52	28.31
5	〃	91.56	16.97	100.77	43.77	8.11	48.12
6	〃	46.09	97.48	65.73	22.03	46.58	31.39
7	〃	67.08	12.97	129.25	32.08	6.20	61.74
8	〃	84.5	21.37	103.43	40.39	10.21	49.40
9	〃	90.3	25.11	93.89	43.16	12.00	44.84
10	〃	123.54	18.17	67.59	59.05	8.68	32.27
11	〃	147.24	18.23	43.83	70.38	8.71	20.91
12	〃	148.84	4.19	56.27	71.15	2.00	26.85
13	〃	9.71	145.83	53.76	4.64	69.63	25.68
14	〃	4.84	158.55	45.91	2.31	75.76	21.93
15	〃	42.42	87.56	79.32	20.28	41.84	37.88

8月

滲透計 No	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率 f	Q	e
1	44.1	1.42	0.04	42.64	3.22	0.09	96.69
2	〃	1.84	0	43.26	1.91	0	98.09
3	〃	3.33	0	40.77	7.55	0	92.45
4	〃	5.77	11.87	26.46	13.09	26.92	59.99
5	〃	13.29	0	30.81	30.14	0	69.86
6	〃	10.62	0	33.48	24.09	0	75.91
7	〃	11.81	0	32.29	26.79	0	73.21
8	〃	12.09	0.31	31.70	27.42	0.70	71.88
9	〃	17.50	0.66	25.94	39.69	1.50	58.81
10	〃	19.02	0	25.08	43.14	0	56.86
11	〃	22.35	0.80	20.95	56.69	1.81	47.50
12	〃	8.95	11.91	23.24	20.30	27.01	52.69
13	〃	1.65	14.47	27.98	3.74	32.82	63.44
14	〃	5.11	11.42	27.56	11.59	25.90	62.51
15	〃	14.53	5.50	24.07	32.95	12.47	54.58

9月

滲透計 No	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率 f	Q	e
1	52.3	1.61	13.50	37.19	3.03	25.38	71.59
2	〃	3.60	19.90	28.80	6.77	37.41	55.82

3	〃	3.78	6.26	42.26	7.11	11.77	81.12
4	〃	0.27	8.54	43.49	0.51	16.06	83.33
5	〃	11.10	0	41.20	20.87	0	79.13
6	〃	10.17	0.18	41.95	19.12	0.34	80.54
7	〃	14.80	0	37.50	27.82	0	72.18
8	〃	16.67	2.84	32.79	31.34	5.34	63.32
9	〃	16.77	1.60	33.93	31.53	3.01	65.46
10	〃	29.07	0	23.23	54.65	0	45.35
11	〃	32.41	0	18.89	60.93	0	39.07
12	〃	27.88	0.40	24.02	52.41	0.75	46.84
13	〃	0.13	41.87	10.30	0.24	78.72	21.04
14	〃	0	31.05	21.25*	0	58.37	41.63
15	〃	4.63	3.32	44.35	8.70	6.24	85.06

10 月

滲透計 No	降雨量 R(mm)	表面流出量 Q(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率 f	Q	e
1	44.6	3.29	17.86	23.45	7.38	40.04	52.58
2	〃	2.62	21.28	20.70	5.87	47.71	46.42
3	〃	6.40	5.02	33.18	14.35	11.25	74.40
4	〃	0.93	5.59	38.08	2.09	12.53	85.38
5	〃	8.26	0.09	36.25	18.52	0.21	81.27
6	〃	9.02	0	35.58	20.22	0	79.88
7	〃	11.07	0	33.53	24.82	0	75.18
8	〃	10.89	3.34	30.37	24.42	7.49	68.09
9	〃	12.22	1.51	30.87	27.40	3.39	69.21
10	〃	20.35	2.58	21.67	45.62	5.78	48.60
11	〃	22.05	5.21	17.34	49.44	11.68	38.88
12	〃	20.35	3.78	20.46	45.65	8.47	45.88
13	〃	0	27.47	17.31	0	61.59	38.41
14	〃	0.27	27.29	17.04	0.61	61.18	38.21
15	〃	1.47	3.02	40.11	3.30	6.77	89.93

11 月

滲透計 No	降雨量 R(mm)	表面流出量 f(mm)	滲透量 Q(mm)	地表面蒸発量 e(mm)	降雨量に対する百分率 f	Q	e
1	77.1	3.42	14.84	58.84	4.44	19.25	76.31
2	〃	1.37	23.55	52.18	1.78	30.54	67.68
3	〃	3.02	13.94	60.14	3.92	18.08	78.00
4	〃	1.02	7.68	68.40	1.32	9.96	88.72
5	〃	14.31	0	62.79	18.56	0	81.44
6	〃	9.33	0	67.77	12.10	0	87.90
7	〃	13.32	0	63.78	17.28	0	82.72

8	〃	14.49	4.39	53.22	18.79	5.69	55.72
9	〃	20.09	3.77	53.33	25.94	4.89	69.17
10	〃	37.45	1.33	38.27	48.57	1.79	49.64
11	〃	39.33	5.73	31.99	51.01	7.50	41.49
12	〃	33.13	1.62	37.15	49.45	2.36	48.19
13	〃	0.53	45.73	30.84	0.69	59.31	40.00
14	〃	0.27	45.19	31.64	0.35	58.61	41.04
15	〃	6.79	19.91	50.40	8.81	25.82	65.37

表—10 階級別に見た日降雨量と地表面流出量との関係

降雨量の階級		5～10mm		10～20mm		20～30mm		30～40mm		40mm～	
観測回数		10		9		3		3		3	
降雨量の平均値		7mm		15mm		23mm		33mm		58mm	
滲透計	No	流出量の平均値 (mm)	降雨量に対する比の値 %	平均	降雨量に対する比の値 %	平均	降雨量に対する比の値 %	平均	降雨量に対する比の値 %	平均	降雨量に対する比の値 %
S_0	1	0	0	0.62	0～7	0.63	0～8	2.41	4～11	5.92	1～24
	2	0.03	0～2	0.63	0～19	0.65	1～4	1.84	2～9	6.37	1～25
	3	0.04	0～2	0.94	0～16	0.26	0～3	3.07	1～21	6.75	2～27
	4	0.04	0～4	0.92	0～25	0.27	0～4	0.74	1～3	7.78	1～31
R_0	5	0.88	0～41	4.03	2～80	8.61	21～48	9.95	26～35	23.69	16～56
	6	0.51	0～21	3.41	1～61	4.76	10～38	7.08	16～30	13.88	15～32
	7	0.80	0～38	4.74	5～64	7.01	24～41	11.30	31～38	16.74	16～45
	8	0.70	0～30	5.00	4～63	10.54	27～62	10.74	31～36	24.06	32～49
	9	0.92	0～29	5.81	0～62	9.16	33～43	14.47	39～52	29.80	38～54
R_i	10	2.53	12～58	8.74	28～73	12.72	0～94	19.79	54～67	35.84	48～75
	11	2.94	16～73	7.96	19～84	16.09	51～80	18.94	45～68	45.99	73～97
	12	2.58	19～62	6.83	0～80	15.68	47～80	19.09	50～68	46.00	74～96
S_i	13	0.01	0～1	1.87	0～46	0.46	1～39	0.70	0～6	2.60	0～10
	14	0.06	0～6	1.40	0～41	0.19	0～2	0.19	0～1	1.54	0～6
R_e	15	0.19	0～7	2.82	0～61	2.55	6～21	2.32	5～10	12.87	5～40
S_0		0.03		0.78		0.45		2.02		6.71	
R_0		0.76		4.60		8.02		10.71		21.64	
R_i		2.68		7.84		14.83		19.27		42.61	
S_i		0.04		1.64		0.33		0.44		2.07	
R_e		0.19		2.82		2.55		2.32		12.87	

S_0 は No.1,2,3,4 の平均
R_0 は No.5,6,7,8,9 の平均値
R_i は No.10,11,12 の平均値
S_i は No.13,14 の平均値
R_e は No.15 の値

5mm～10mm																	
月 日	降雨量	表面流出量 No															
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5. 15	6. 8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.07	1.00	1.73	—	—	—
5. 17	6. 3	—	0.09	—	—	2.31	0.98	1.91	1.47	1.60	3.42	3.64	3.51	—	—	—
5. 22	9. 5	—	0.22	0.13	0.36	2.44	1.47	2.27	2.31	2.84	5.42	5.82	4.89	0.13	0.58	0.71
6. 9	8. 1	—	—	—	—	3.29	1.73	3.11	2.44	0.67	3.87	4.04	3.33	0	—	—
6.21～22	6. 3	—	—	—	—	0.67	0.58	0.62	0.58	0.98	1.33	1.29	1.51	0	—	0.18
8. 15	5. 4	—	—	0.13	—	—	—	—	—	1.33	1.64	2.22	1.29	—	—	0.40
8. 22	9. 3	—	—	—	—	—	—	—	—	0.84	1.16	1.51	1.89	—	—	0.26
9.9～10	5. 4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.25	1.78	1.05	—	—	—
9. 24	6. 0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3.47	4.36	3.73	—	—	—
10. 23	6. 7	—	0.02	0.13	—	0.13	0.31	0.09	0.18	0.89	2.71	3.47	2.39	—	—	0.31
平 均	7. 0	—	0.03	0.04	0.04	0.88	0.51	0.80	0.70	0.92	2.53	2.94	2.58	0.01	0.03	0.19
降雨量に対する比の範囲%		0	0～2	0～2	0～4	0～41	0～21	0～38	0～30	0～29	12～58	16～73	19～62	0～1	0～6	0～7

10mm～20mm																
月 日	降雨量	表面流出量 No														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5. 8	10.9	—	—	—	—	0.13	0.09	0.53	0.49	0.93	3.02	2.03	3.42	—	—	—
6. 4	13.0	0.22	0.49	—	—	1.51	4.93	6.13	5.42	6.35	8.27	3.47	6.35	0.41	0.22	1.42
6. 25	15.0	1.64	0.31	0.67	1.91	5.11	2.49	4.76	4.71	6.27	7.91	6.44	6.67	6.89	0.41	1.73
6. 28	13.5	0.04	0.36	0.22	0.36	2.31	0.49	2.53	3.07	6.58	10.09	5.87	6.67	7.55	6.67	0.44
8. 26	10.7	0.49	0.04	0.39	2.53	1.11	1.33	2.13	3.11	6.09	5.24	6.89	5.78	0.89	0.67	4.67
8.29～30	15.2	1.02	0.89	2.44	3.24	12.18	9.29	9.68	8.98	9.33	10.98	11.64	—	0.76	4.44	9.20
9.13～15	18.8	—	0.18	1.11	—	3.28[3]	3.03[3]	4.33[3]	5.20[3]	5.55[3]	9.73[3]	10.27[3]	9.55[3]	—	—	0.18
9. 18	18.2	1.64	3.42	2.67	0.27	7.42	7.11	10.44	11.47	11.20	13.24	14.13	12.71	0.13	—	3.69
11. 15	12.9	0.53	0.13	0.44	—	3.16	1.82	2.04	2.67	0.04	10.20	10.84	10.36	0.22	0.18	4.04
平 均	14.8	0.62	0.63	0.94	0.92	4.03	3.41	4.74	5.00	5.81	8.74	7.96	6.83	1.87	1.40	2.82
降雨量に対する比の範囲%		0～7	0～19	0～16	0～25	2～80	1～61	5～64	4～63	0～62	28～73	19～84	0～80	0～46	0～41	0～61

20mm～30mm																
月 日	降雨量	滲透計 No														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6.11～12	21.9	1.86[2]	0.76[2]	0.57[2]	0.80	9.08[2]	8.23[2]	8.98[2]	9.95[2]	9.48[2]	18.70[2]	11.15[2]	10.28[2]	1.11[2]	0.49[2]	4.53[2]
7. 4～5	20.7	—	0.18	—	—	4.26[2]	2.14[2]	4.98[2]	5.51[2]	6.84[2]	19.47[2]	13.74[2]	15.82[2]	0.13[2]	—	1.64[2]
7. 8	23.0	0.04	1.02	0.22	—	12.49	3.91	7.08	16.18	11.16	—	23.38	20.93	0.13	0.08	1.47
平 均	22.9	0.63	0.65	0.26	0.27	8.61	4.76	7.01	10.54	9.16	12.72	16.09	15.68	0.46	0.19	2.55

降雨量に対する比の範囲%	0～8	1～40	～30	～42	1～48	10～38	24～41	27～62	33～43	0～94	51～90	47～80	1～39	0～2	6～21

30mm～40mm

月日	降雨量	滲透計 No 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
7.1～2	30.9	1.11	0.67	0.35	0.26	10.80	5.02	11.64	9.73	12.17	18.23	13.86	15.60	1.78	0.22	3.05
10.13～14	30.5	3.29	2.62	6.40	0.93	8.04	9.02	11.07	10.85	12.18	16.62	17.96	16.80	—	0.27	1.47
11.1～3	36.6	2.84	2.22	2.45	1.02	11.02	7.20	11.19	11.64	19.07	24.54	25.02	24.88	0.31	0.09	2.44
平均	32.7	2.41	1.84	3.07	0.74	9.95	7.08	11.30	10.74	14.47	19.79	18.94	19.09	0.70	0.19	2.32
降雨量に対する比の範囲%		4～11	2～9	1～21	1～3	26～35	16～30	31～38	31～36	39～52	54～67	45～68	50～68	0～6	0～1	5～10

40mm～

月日	降雨量	滲透計 No 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6.14～16	43.2	1.11	2.00	1.16	0.22	7.06	6.62	6.84	19.10	29.29	20.70	41.72	41.46	0.13	0.09	2.36
7.10～17	64.7	0.58	0.58	1.46	2.54	27.03	13.74	14.00	20.67	24.71	37.77	47.19	47.92	1.27	0.86	9.81
7.22～25	65.8	16.08	16.53	17.64	20.57	36.98	21.28	29.38	32.41	35.42	49.07	49.07	48.63	6.40	3.68	26.44
平均	57.9	5.92	6.37	6.75	7.78	23.69	13.88	16.74	24.06	29.80	35.84	45.99	46.00	2.60	1.54	12.87
降雨量に対する比の範囲%		1～24	1～25	2～27	1～31	16～56	15～32	16～45	32～49	38～54	48～75	73～97	74～96	0～10	0～6	5～40

で表わせば，

$f_1=0.13R-1.80$　　$f_2=0.14R-4.25$

$f_3=0.18R-3.00$　　$f_4=0.18R-3.32$

$f_5=0.44R-2.47$　　$f_6=0.26R-1.10$

$f_7=0.31R-0.28$　　$f_8=0.44R-1.70$

$f_9=0.56R-3.12$　　$f_{13}=0.65R-1.68$

$f_{11}=0.84R-4.34$　　$f_{12}=0.84R-5.24$

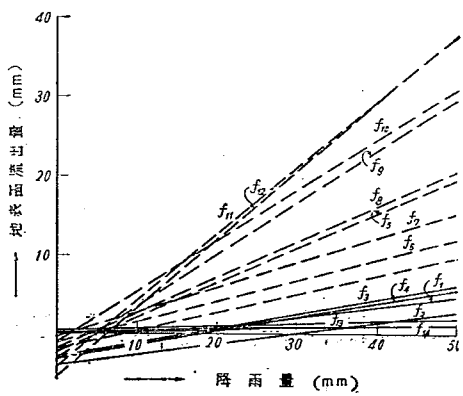
$f_{13}=0.03R+0.46$　　$f_{14}=0.02R+0.14$

$f_{15}=0.24R-2.05$

たゞし

f_1, f_2, f_3…：滲透計 No.1, No.2, No.3 ……の表面流出量　　R：日降雨量

図—18 は上記の一次式を図示した



図—18　月降雨量と地表面流出量との関係

ものでこれから，各種の条件に対する滲透計の表面流出量を検討してみると，ロームの場合 20～80%，砂の場合 4～10% となつている．No. 15 は龜裂つにいつているロームであるが龜裂のために滲透量が大いに増加し表面流出量が減少しているのがわかる．

又表面流出を起すための最小降雨量は，ロームの場合では 7 mm 程度であるが砂の場合は 20 mm 以上になつている．

2) 滲透量について　階級別降雨量と滲透量との関係を示した表—11 より，日降雨量と滲透量との関係を一次式で表わすと次のようになる．

表—11　階級別に見た日降雨量と滲透量との関係

降雨量の階級	5～10mm		10～20mm		20～30mm		30～40mm		40mm～	
観測回数	10		9		3		3		3	
降雨量の平均値	7mm		15mm		23mm		33mm		58mm	
滲透計 No	滲透量の平均値 mm	降雨量に対する範囲 %	平均 mm	降雨量に対する比の範囲%	平均 mm	降雨量に対する比の範囲%	平均 mm	降雨量に対する比の範囲%	平均 mm	降雨量に対する比の範囲%
S_0 1	0.1	0～15	4.35	0～63	12.59	37～75	17.37	35～69	29.86	44～58
S_0 2	0.26	0～32	5.07	0～81	13.45	44～69	20.19	53～70	28.53	39～60
S_0 3	0.16	0～18	3.09	0～41	11.29	35～69	10.99	16～56	22.97	36～46
S_0 4	0.43	0～24	4.66	0～73	17.83	57～81	10.66	18～61	33.82	57～61
R_0 5	—	—	0	0	2.29	0～18	0.07	0～1	3.34	0～10
R_0 6	—	—	0.14	0～6	3.27	0～24	2.77	0～27	5.46	1～16
R_0 7	0.17	0～21	0	0	0.81	0～8	0.09	0～1	3.43	0～10
R_0 8	0.03	0～4	0.80	0～16	1.93	1～17	5.33	11～28	5.37	2～16
R_0 9	0.03	0～3	0.49	0～9	3.36	1～24	3.74	5～19	4.41	2～13
R_i 10	—	—	0.13	0～6	0.47	0～3	1.30	4～5	5.04	0～18
R_i 11	0.03	0～6	0.61	0～18	1.25	0～9	4.67	11～17	3.34	3～8
R_i 12	0.24	0～12	1.57	0～67	0.38	0～3	1.70	3～8	0.82	0～3
S_i 13	3.03	0～73	8.13	19～75	17.93	64～88	19.33	15～85	44.26	71～85
S_i 14	3.16	0～	7.45	6～79	15.34	57～84	25.79	71～84	43.13	69～81
R_c 15	0.38	0～32	1.42	0～41	9.75	0～68	12.68	9～61	17.48	11～50
S_0	0.24		4.29		13.79		14.80		28.75	
R_0	0.05		0.29		2.33		2.41		4.40	
R_i	0.09		0.77		0.70		2.56		3.07	
S_i	3.10		7.79		16.66		22.56		41.85	
R_c	0.38		1.42		9.75		12.68		17.48	

S_0 は No. 1, 2, 3, 4 の平均値
R_0 は No. 5, 6, 7, 8, 9 の平均値
R_i は No. 10, 11, 12 の平均値
S_i は No. 13, 14 の平均値
R_c は No. 15 の値

5mm～10mm

月日	降雨量	滲透計 No 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5. 15	6.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.80	2.31	—
5. 17	6.3	—	—	—	0.09	—	—	—	—	—	—	—	0.04	4.58	4.67	—
5. 22	9.5	0.11	—	—	1.83	—	—	—	—	—	—	—	—	5.91	4.76	—
6. 9	8.1	—	2.62	1.43	1.92	—	—	1.73	0.31	0.22	—	—	0.85	3.42	3.97	—
6.21～22	6.3	0.93	0.04	0.21	0.49	—	—	—	—	—	—	—	0.04	2.43	2.71	—
8. 15	5.4	—	—	—	—	—	—	—	—	0.04	—	0.31	0.31	—	—	0.22
8. 22	9.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.16	—	—	0.18
9.9～10	5.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3.69	5.82	1.73
9. 24	6.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3.96	3.77	0.03
10. 23	6.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3.47	3.56	1.56
平均	7.0	0.10	0.26	0.16	0.43	—	—	0.17	0.03	0.03	—	0.03	0.24	3.03	3.16	0.38
降水量に対する比の範囲%		0～15	0～32	0～18	0～24	0	0	0～21	0～4	0～3	0	0～6	0～12	0～73	0～	0～32

10mm～20mm

月日	降雨量	滲透計 No 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5. 8	10.9	—	—	—	—	—	—	—	0.13	0.49	—	0.09	1.47	3.96	3.42	—
6. 4	13.0	6.26	7.30	5.15	6.00	—	—	—	0.58	—	—	0	1.19	3.33	7.74	—
6. 25	15.0	9.46	6.28	6.17	6.99	—	0.09	—	1.56	0.53	0	1.39	0.04	10.22	10.31	0.18
6. 28	18.5	8.00	7.82	7.03	8.53	—	1.03	—	1.78	1.21	1.12	3.34	0.53	13.87	12.52	5.91
8. 26	10.7	—	—	—	—	—	—	—	0.13	—	—	0.18	0.22	3.36	1.02	4.44
8,29～30	15.2	0.04	—	—	11.87	—	—	—	0.13	0.62	—	0.31	10.22	11 11	10.22	0.62
9,13～15	18.3	1.55	5.19	—	0.76	—	—	—	—	—	—	—	—	9.74	6.64	0.18
9. 18	18.2	11.95	14.71	6.26	6.76	—	0.18	—	2.84	1.60	—	—	0.40	15.12	14.44	1.33
11. 15	12.9	1.91	4.31	3.23	1.02	—	—	—	—	—	0.09	0.13	0.04	2.44	0.75	0.13
平均	14.3	4.35	5.07	3.09	4.66	—	0.14	—	0.80	0.49	0.13	0.61	1.57	8.13	7.45	1.42
降水量に対する比の範囲%		0～66	0～81	0～41	0～78	0	0～6	0	0～16	0～9	0～6	0～18	0～67	19～75	6～79	0～41

月日	降雨量	20mm～30mm 滲透計 No 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6.11～12	21.9	16.44	15.11	15.02	17.52	—	—	—	2.22	0.22	—	0.04	0.03	14.04	12.31	—
7.4～5	20.7	7.60	9.20	7.24	11.82	2.22	3.51	0.40	3.42	3.51	0.53	1.82	0.61	16.97	11.82	11.47
7. 8	26.0	13.73	16.01	11.60	21.02	4.65	6.31	2.04	0.15	6.35	0.89	1.89	0.46	22.78	21.89	17.78
平均	22.9	12.59	13.45	11.29	17.83	2.29	3.27	0.81	1.93	3.36	0.47	1.25	0.38	17.93	15.34	9.75
降水量に対する比の範囲%		37～75	44～69	35～69	57～81	0～18	0～24	0～8	1～17	1～24	0～3	0～9	0～3	64～88	57～84	0～68

月日	降雨量	30mm～40mm 滲透計 No 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
7.1～2	30.9	21.33	20.05	17.25	18.76	0.13	8.31	0.27	8.63	5.95	1.55	5.20	0.84	4.58	25.24	18.71
10.13～14	30.5	17.86	21.28	5.02	5.59	0.09	—	—	3.34	1.51	1.07	3.34	2.58	22.14	21.56	2.80
11.1～3	33.6	12.93	19.21	10.71	6.65	—	—	—	4.17	3.77	1.23	5.47	1.69	31.23	30.57	16.53
平均	32.66	17.37	20.19	10.99	10.66	0.07	2.77	0.09	5.38	3.74	1.30	4.67	1.70	19.33	25.79	12.68
降水量に対する比の範囲%		35～69	53～70	16～56	18～61	0～1	0～27	0～1	11～28	5～19	4～5	11～17	3～8	15～85	71～84	9～61

月日	降雨量	40mm～ 滲透計 No 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	13	14
6.14～16	43.2	25.02	26.09	20.00	26.45	0.09	5.55	0.04	6.94	4.00	—	1.28	0.53	31.30	29.82	12.86
7.10～17	64.7	28.66	24.97	24.88	37.50	6.69	10.17	3.73	7.67	8.16	3.55	5.16	1.89	54.79	52.43	32.13
7.22～25	65.8	35.90	34.53	24.05	37.51	3.23	0.66	6.53	1.51	1.06	11.57	3.59	0.04	46.71	47.16	7.47
平均	5.79	29.86	28.53	22.97	33.82	3.34	5.46	3.43	5.37	4.41	5.04	3.34	0.82	44.26	43.13	17.48
降水量に対する比の範囲%		44～58	39～60	36～46	57～61	0～10	1～16	0～10	2～16	2～13	0～18	3～80	0～3	71～85	69～81	11～50

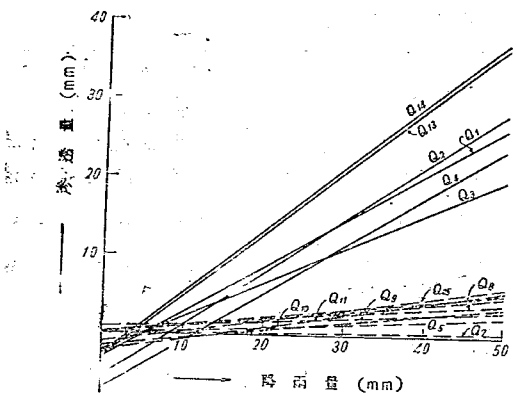
$Q_1=0.59R-2.98$　　$Q_2=0.63R-5.78$　　$Q_3=0.44R-2.18$

$Q_4=0.62R-7.06$　　$Q_5=0.05R$　　$Q_6=0.12R-0.01$

$Q_7=0.11R+0.03$　　$Q_8=0.11R-0.15$　　$Q_9=0.07R+0.76$

$Q_{10}=0.12R-2.13$　　$Q_{11}=0.06R+0.55$　　$Q_{12}=0.01R-0.66$

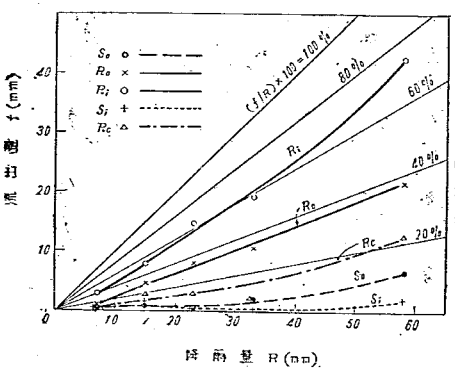
$Q_{13}=0.80R-3.12$　　$Q_{14}=0.80R-2.66$　　$Q_{15}=0.55R-1.12$



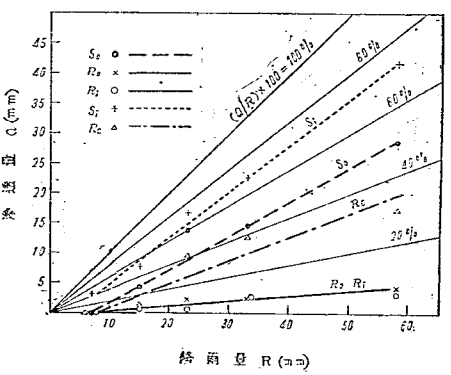
図—19　日降雨量と滲透量との関係

図—19 はこれらの一次式を図示したもので，ロームの場合 5～10%，砂の場合 40～75%，になつている．そして遮蔽地の影響が砂において顕著にあらわれているのは月別降雨量の場合と同様である．

以上は降雨量を月別，日別に分類して表面流出ならびに滲透の問題を検討したが降雨の強度，継続時間等の相違，気温，風，湿度等を考慮に入れなかつた．又この程度の実測では地表面の傾斜，填充密度の影響が明瞭にあらわれなかつたがこのような関係の調査には更に精密な実験を行わなければならない．



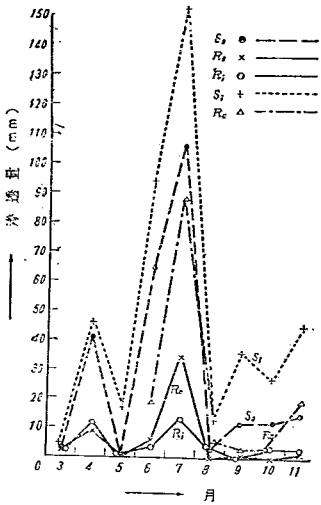
図—20　降雨量と流出量との関係



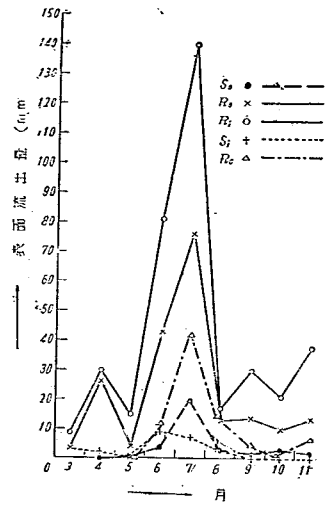
図—21　降雨量と滲透量との関係

さて上記の結果の総まとめを以下に述べる．表面流出量ならびに滲透量に重大な影響をあたえる土性，日光地表面の精粗に着目してこれを表—9の5種類にわける．

S_0, S_i, R_0, R_i, R_c の5つの群について降雨量と流出量ならびに滲透量との関係をしらべた．その結果は表—10.11，図—20.21 に示す．百分率で示したのはそれぞれ流出量および滲透量と降雨量との百分比である．土性，日光，亀裂の影響については既に考察したがこの図をみると一層明瞭に前記の説明がわかる．月別に見た滲透量，表面流出量は図—22,23 に示したが，この図から梅雨期は滲透，表面流出共に大きいことがわかる．



図—22 月別に見た滲透量



図—23 月別に見た表面流出量

V 結　　語

（1） 地下排水用トンネル地点のボーリングの結果，第2，第3のトンネル予定地点は適当でないことがわかつた．

（2） 地表面永久沼の排水計画としてサイフォン式工法を提案した．

（3） 滲透計（ライシメータ）により降雨量と地表面流出量，滲透量間の関係をもとめた．

戀瀬川堤防基礎地盤調査報告

建設技官　福　岡　正　己
建設技官　稲　田　倍　穂
　　高　橋　一　男

（昭和 28 年 3 月）

目　　次

I　緒　　言……（ 1 ）
II　土 質 調 査……（ 2 ）
III　基礎地盤の性質……（ 13 ）
IV　現場堤防模型実験……（ 15 ）
V　盛土，沈下，間隙水圧の観測……（ 19 ）
VI　堤防沈下に関する考察……（ 24 ）
VII　基礎地盤の限界支持力に関する考察……（ 37 ）
VIII　結　　語……（ 42 ）

I　緒　　言

この報告は茨城県土木部河港課の依頼により昭和 27 年 8 月より昭和 28 年 3 月の間に於て実施した地盤調査の結果，一応の結論に達したのでこゝに報告するものである．

恋瀬川は源を茨城県新沼郡恋瀬村に発し同郡を南東に流下し同郡高浜町と三村との間において霞ケ浦（西浦）にそゝぐ中小河川である．

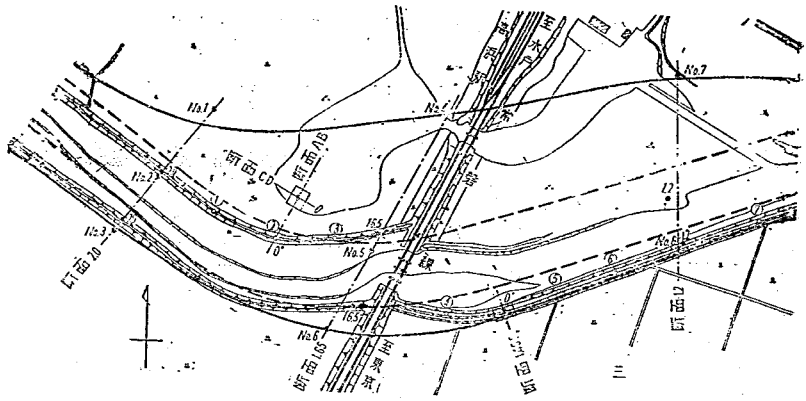
茨城県河港課の努力に依り本川の改良工事が現在鋭意進められつゝあるが，この工事の最大の障害ともなりその困難さが予想される箇所が今回実施した本川河口，高浜町附近の軟弱地盤地帯である．

この附近の地盤高は *T. P.* +0～20 cm であり夏の豊水期には一面水面下に没し，冬の渇水期における 30 cm 程度の水位低下により始めて地表面を表わすという現象を年々繰返している状態である．又河口から 1.5～2 km 上流の調査箇所に於ても霞ケ浦（西浦）からの 3 cm 程度の潮汐の影響が観測された．

この地帯にはさきに国鉄常磐線の築堤と恋瀬川橋梁の架設が行われており，又恋瀬川旧堤防も小断面のものではあるが築堤されている．いずれも沈下が激しく難工事であつたという事が伝えられている．

恋瀬川改良工事の詳細については省略するが，高浜町附近においては大体図—1 の如き法線の新堤が計画されており，その築堤高は大体 4 m 前後である．従つてこの盛土に伴つて堤防がどの程度沈下するであろうか．或は高さ 4 m の築堤は果して可能か等の問題は工事計画における根本問題となつたわけである．

今回は土質調査を行うと共に堤防断面に近似した模型堤防を構築しその沈下と附近の地盤に及ぼす影響，沈下に伴う地盤内間隙水圧の変化等を観測すると共に圧密試験，圧縮試験を行い，基礎地盤の限界支持力，堤防沈下量を判断し，将来の築堤についての予想を樹てた．



図—1　恋瀬川調査箇

本調査を実施するに当り特に援助を賜つた

茨城県土木部河港課	課　長
同	松井技師
同	小林技師
土浦土木出張所	所　長
桜川，恋瀬川改良工事々務所	所　長
同	職員一同

に対しては深甚の謝意を表する．

II　土質調査

恋瀬川改良工事々務所に依つて昭和 26 年度および昭和 27 年度に十数本の上総掘が行われたが，研究所においても昭和 27 年 8 月模型堤防構築の箇所において 7 本のボーリングを行ない試料を採取した．

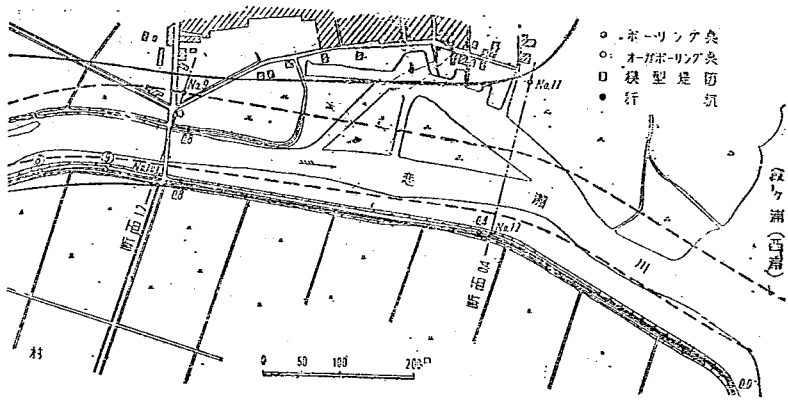
その後この試料を用い，実験室において土質試験を行つた．

〔1〕ボーリング

図—1 の No 1～No 12 の点に於ては深さ約 20 m に及ぶ上総掘を行つた．上総掘は，その他にも数本行つてあるが省略した．

断面 1.8 の 0 点および断面 1,455 の 0′ 点に於てはそれぞれ $T.P-17$ m，$T.P-18.2$ m の深さにある砂利層迄コーアボーリングを行ない土質試験用のコーアを採取した．

又①～⑨の点に於ては旧堤防横断面の数ケ所についてオーガボーリングを実施して旧堤盛土の沈下状態を観察した．



所附近平面図

〔2〕 土質試験について

0, 0′ の二点から採取した試料に対して行つた土質試験について述べる．なお試験の結果得られた値は図—10 表—4 に一括して示した．

（1） 粒度試験

0 点の各深さの土について JIS の方法に依つて行つた．土質判定の規準になる分類は米国土性局 (U.S. Berean of Soils) の方法によつた．(図—2)

（2） 物理試験

JIS の規定に従つて行つた．0′ 点の土については大部分省略した．

飽和度，相対稠度 (Relative Consistency) は次式から求めた．

$$\text{飽和度}\quad S=\frac{V_\omega}{V_e}\times 100=\frac{W_R}{e}G_s\times 100\ (\%)$$

こゝに　V_ω：単位体積中の間隙水の占める容積

V_e：単位体積中の間隙の占める容積

W_R：含水比

e：間隙比

G_s：土粒子の比重

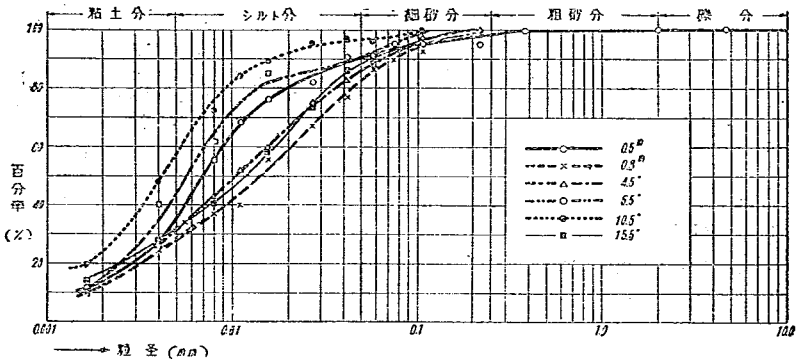
$$\text{相対稠度}\quad \gamma.C.=\frac{W_R-P.L}{P.I}$$

こゝに　$P.L$：塑性限界

$P.I$：塑性指数

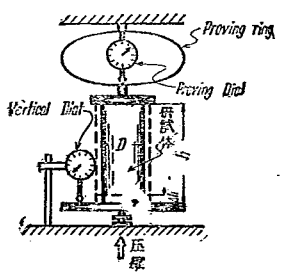
（3） 圧縮試験 (Unconfined Compression Test)

採取深度(m) ＼ 粒度(mm) ＼ 組成分	砂分 0.05～2	シルト分 0.005～0.05	粘土分 0.005以下	名称
0.5	9	56	35	シルト質粘土
0.8	17	54	29	シルト質粘土ローム
4.5	13	56	31	シルト質粘土
5.5	9	46	45	粘土
10.5	3	39	58	粘土
15.5	11	57	32	シルト質粘土

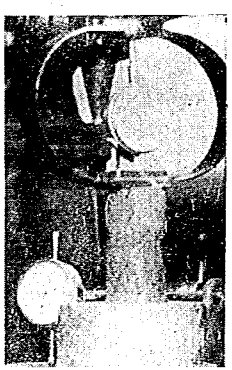


図—2　粒径加積曲線

0 点の深さ 2.5 m, 4.5 m, 8.5 m, 13 m, 15.5 m から採取した試料で径 4 cm, 長 10 cm の供試体を作製し図—3 写—1 の如き装置に依り 2.5 mm/mim の速度で圧縮しその時の縦歪量と圧縮強度とを読みとつた. その後この試料を含水量を変えない様にしながら充分繰り返した後同寸法の供試体を作製し同様の圧縮試験を行



図—3

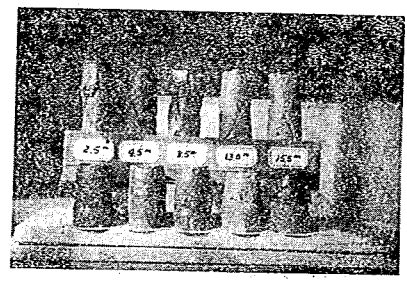


写真—1

つた．練り返した土は含水量が大きいため若干流動状を呈し供試体の整型を行つてから試験を行なう迄の間に相当大きい歪が生じた．

以上の試験によつて供試体に生じた破壊状態を示すと写—2 の通りである．

これに依て見られる如く，自然状態のまゝの土は最初から相当圧縮されているため 8～16 % の歪の下で顕著な龜裂を起して破壊する．特に深度 4.5m, 15.5 m の供試体が著しかつた．併し一度練り返された試料では 20 % 以上の歪が起つた後始めて破壊強度に近ずいた．



自然土

ねり返した土

写真—2

今　P：荷重

A_0：供試体の最初の断面積

Δh：荷重 P の時の歪量

h_0：最初の供試体の高さ

とすると　歪は　$\varepsilon=\frac{\Delta h}{h_0}$　であり

従つて　圧縮強度　$q_u=\frac{P}{A}$　こゝに　$A=\frac{A_0}{1-\varepsilon}$

であるから

$$q_u=P\frac{\left(1-\frac{\Delta h}{h_0}\right)}{A_0}\quad 又最大剪断応力\quad \tau_{max}=\frac{q_u}{2}$$

試験結果より求めた圧縮強度 q_u と歪 ε，ならびに圧縮速度の関係を図—4 に示す．

練り直した土についてテルツアギ氏鋭敏比 (Sensitivity ratio) S を次の如く定義した．

$$S=\frac{q_u}{q_{ur}}$$

こゝに　q_u：乱さぬ土の側方自由圧縮破壊強度

q_{ur}：練り直した土の側方自由圧縮破壊強度

又チエボタリオフおよびベイリスは同じく鋭敏比 S' を次の如く定義している．

即ち

$$S'=\frac{q_u}{q'_{ur}}$$

こゝに　q'_{ur}：乱さぬ土の破壊時の歪と同じ歪に於ける練り直した土の側方自由圧縮強度

図—4 から S, S' の値を求めてみた．(表—1) 併し如何なる場合にも完全に乱されない土によつて試験する事は困難であるから q_u の一定値を得る事は不可能に近い．同時に又 q_{ur} q'_{ur} の値についてもその練り直

しの要領即ち乱し方或は其の時間によつて相当顕著な差異が表われるものである.

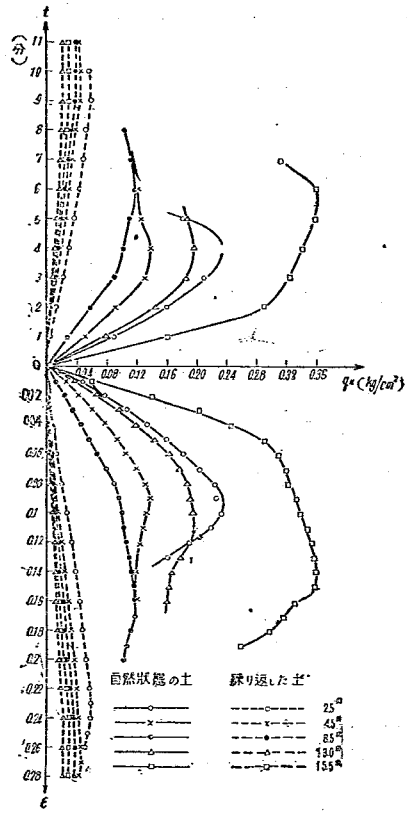
特に含水比の高い土を練り直した場合，歪は非常に大きく圧縮力を加える以前に自重によつて大きい歪が起るから q'_{ur} は零になる事さえあり得る.

従つて鋭敏比 S, S' の数値には相当大きい幅のある事が考えられる.

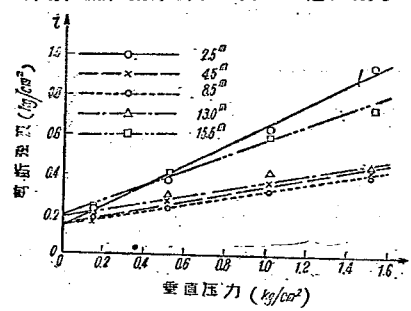
（4） 一面剪断試験

自然状態の土をカッターで径 5.0 cm 厚 1.5 cm に切り取り，この供験体を一面剪断試験機に入れ，0～15.3 kg/cm² の載荷重をかけ 5～6 分間そのまゝ圧密し（この時の圧密百分率は約 50 %）大体沈下速度が小さくなるのを見た後 0.3 mm/分 程度の速度で剪断した.

今試験の結果を示すと図—5 表—2 の通りである.



図—4



図—5

表—1

供試体を採取した深さ (m)	自然状態の土 単重位体積量 (g/cm³)	自然状態の土 含水比 (%)	自然状態の土 剪強断度 (Z) (kg/cm²)	自然状態の土 圧破縮壊度 (q_u) (kg/cm²)	練り返した土 単重位体積量 (g/cm³)	練り返した土 含水比 (%)	練り返した土 剪強断度 (Z) (kg/cm²)	練り返した土 圧縮破壊強度 (kg/cm²) q_{uY}	練り返した土 圧縮破壊強度 (kg/cm²) q_{uY}'	鋭敏比 S $\left(\frac{q_u}{q_{uY}}\right)$	鋭敏比 S' $\left(\frac{q_u}{q_{uY}'}\right)$	真比重 (g/cm³)	液性限界	塑性指数	相対稠度
2.5	1.94	24	0.12	0.24	1.77	28	0.03	0.06	0.025	4	10	2.70	—	—	—
4.5	1.56	81	0.07	0.14	1.49	95	0.025	0.05	0.015	3	9	2.65	85	35	0.89
8.5	1.47	93	0.06	0.12	1.45	89	0.02	0.04	0.025	3	5	2.62	88	51	1.10
13.0	1.45	96	0.10	0.20	1.45	95	0.012	0.024	0.01	8	20	2.61	96	48	1.00
15.5	1.67	48	0.18	0.36	1.74	57	0.015	0.03	0.015	12	24	2.64	53	19	0.79

前に行つた自然状態の土の圧縮試験の結果から得た最大剪断強度は急速剪断強度と考えられ，且こゝに示した一面剪断試験より得た剪断強度は一応緩速剪断強度と考え得る．

従つて今急速剪断の場合と緩速剪断の場合の土の内部摩擦角と粘着力とを求めてみた．(表—3)

表—2　垂直圧力　0 ～ 1.53 kg/cm²

供試体採取深さ (m)	単位体積重量 (g/cm³)	含水比 (%)	内部摩擦角 (φ) (度)	粘着力 (C) (kg/cm²)
2.5	1.77～1.93	27～24	27°	0.14
4.5	1.53～1.65	92～86	11°	0.15
8.5	1.48～1.60	93～83	10°	0.15
13.0	1.44～1.55	91～85	10°	0.18
15.5	1.65～1.7	44～39	21°	0.2

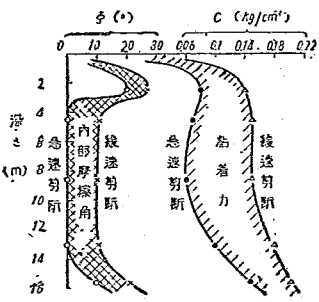
表—3

深度 (m)	急速剪断		緩速剪断	
	φ(°)	C(kg/cm²)	φ(°)	C(kg/cm²)
2.5	20	0.03	27	0.14
4.5	0	0.07	11	0.15
8.5	0	0.06	10	0.15
13.0	0	0.10	10	0.18
15.5	10	0.15	21	0.2

この比較を分り易くするため内部摩擦角と粘着力との深度分布を作つてみた．(図—6)

この急速ならびに緩速の場合の内部摩擦力および粘着力の変化は一応首肯し得る値を示しているが，両者の値を求めるのに全く別な方法によつた事を一応考えに入れておく必要がある．

又一面剪断試験における垂直荷重の放置時間（5～6分程度）は圧密が大体 50 % 程度進行した時間に相当しており，完全な圧密後の試験値ではない．載荷重を数段階に分け且一段階につき 15～30 分程度即ち一次圧密の終了時間まで放置した後剪断した場合には深さ 8.5 m，13 m の粘土の剪断強度も深さ 15.5 m の割合固結した粘土の剪断強度に近い値を示した．



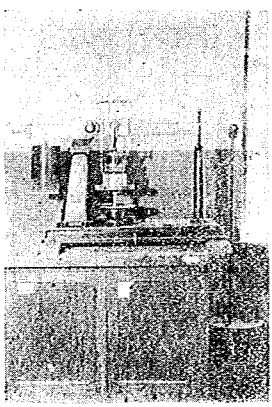
図—6

又一度繰り返した土の剪断強度は極めて小さい事も見られた．

(5) 圧密試験 (Consolidation Test)

試験には定荷重式圧密試験機を用いた．(写—3)

ボーリングにより0点から採取した自然状態の土をカッターにより直径 6 cm 厚さ 2 cm に整型し供試体とした．現場において採取した際試料をゴムスリーブで覆い更に試料管との間にパラフィンを流し込んで保存したが，試験時迄に含水量の変化，土の攪乱等は見られなかつた．



写真—3

圧密試験方法として載荷々重の段階とその期間が重要問題であるが，今回は 24 時間毎に荷重を増加し，1 kg，2 kg，4 kg，8 kg，16 kg，32 kg の順序に載荷した．

又，沈下量は 5″，10″，15″，30″，1′，2′，4′，9′，20′，42′，90′，

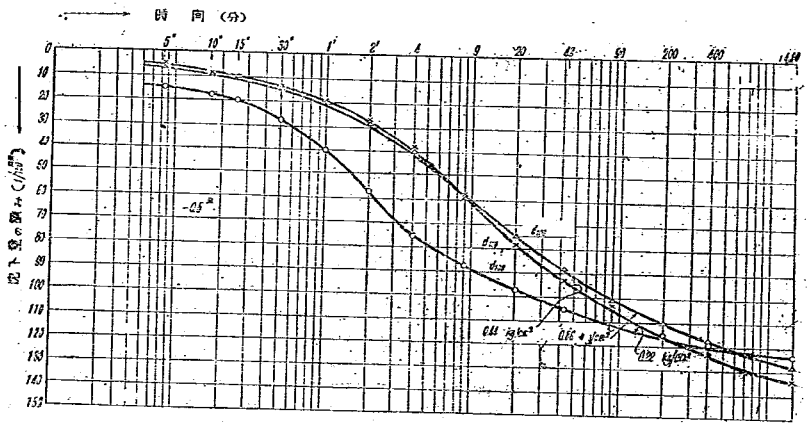
200′, 400′, 1440′ の時間において読みとつた.

以上の試験の結果得られた, 時間—沈下量曲線および圧力—間隙比曲線を図—7, 図—8 に示す.

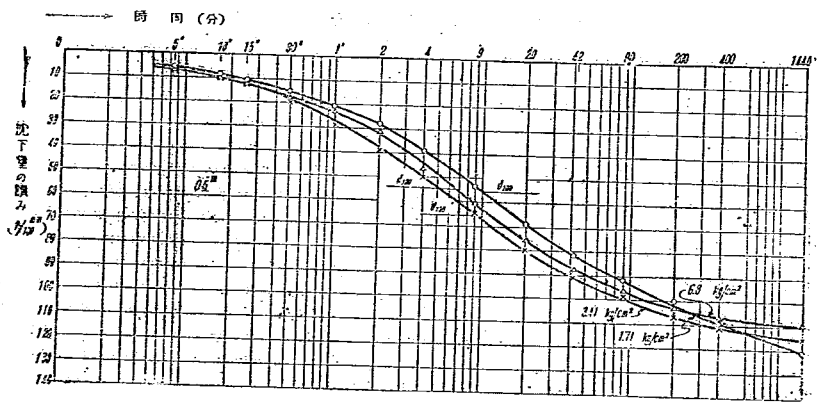
これ等の値を使用して圧縮率 v, 永久変形率 r, 圧密透水係数 k, 圧密係数 k/v を次の如くして求めた.

即ち, 先ず時間—沈下量曲線の初期の部分を抛物線として修正し, 一次圧密の 100 % の点 d_{100} をテイラーの方法, およびキヤサグランドの方法を併用して決定した.

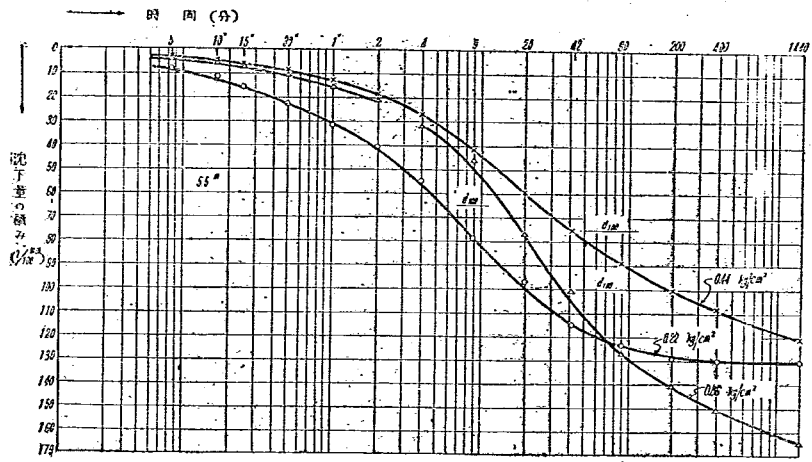
全圧密量は求め得ないから載荷後 24 時間の沈下量を以て全圧密量に替え, ある荷重段階について



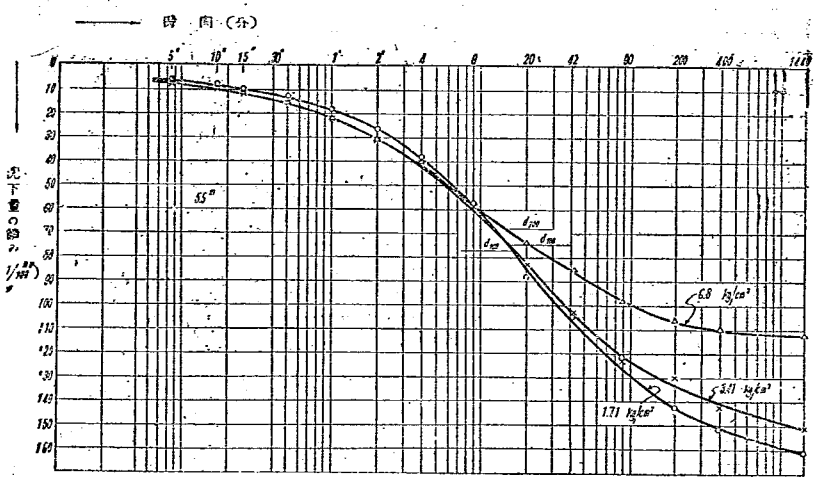
図—7 (a)



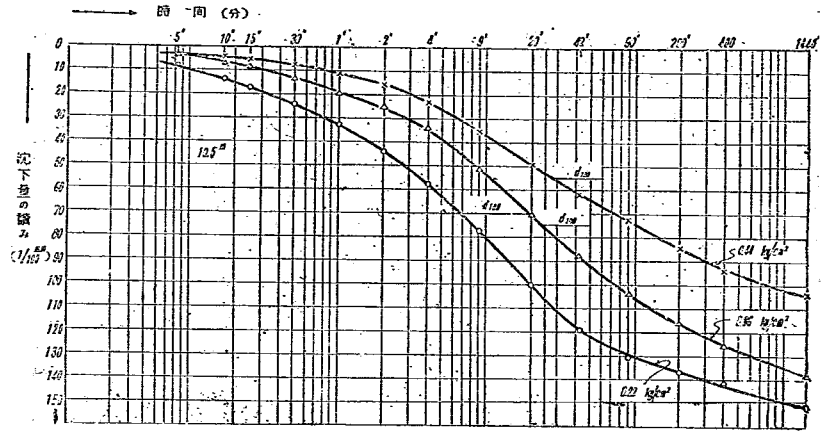
図—7 (b)


時間（分）
沈下量の積算
0.44 kg/cm²
0.22 kg/cm²
0.05 kg/cm²

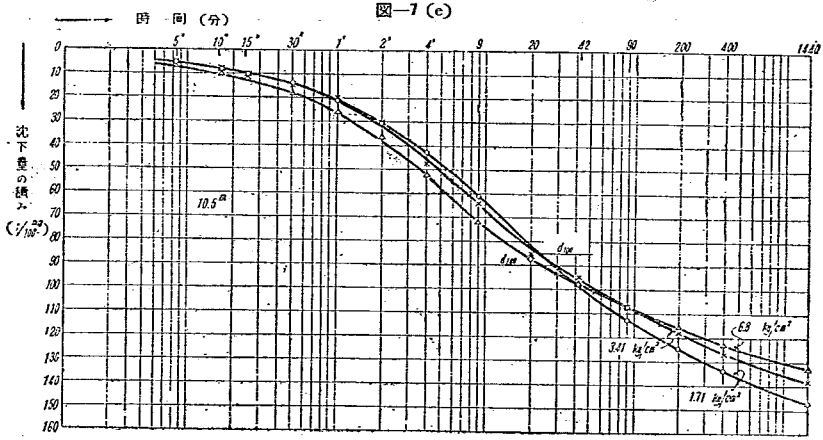
図—7 (c)


時間（分）
沈下量の積算
6.8 kg/cm²
3.11 kg/cm²
1.71 kg/cm²

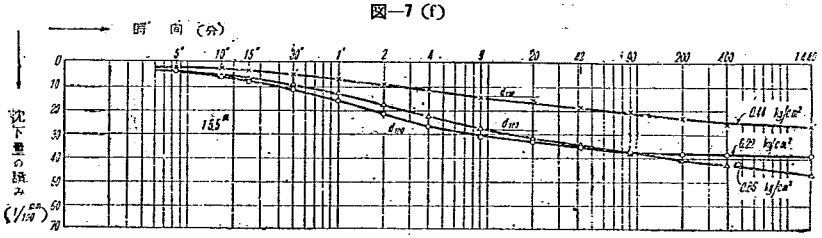
図—7 (d)


時間（分）
沈下量の読み
12.5m
0.44 kg/cm²
0.22 kg/cm²

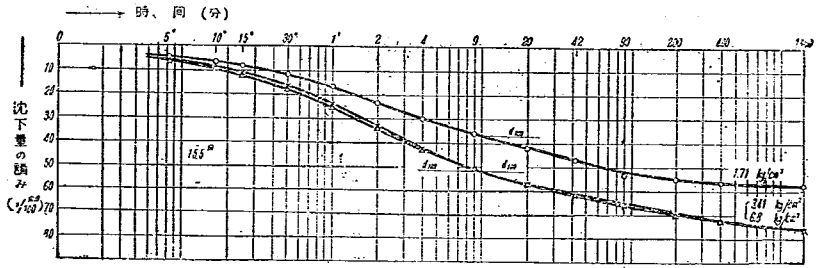
図—7 (e)


時間（分）
沈下量の読み
10.5m
6.8 kg/cm²
3.41 kg/cm²
1.71 kg/cm²

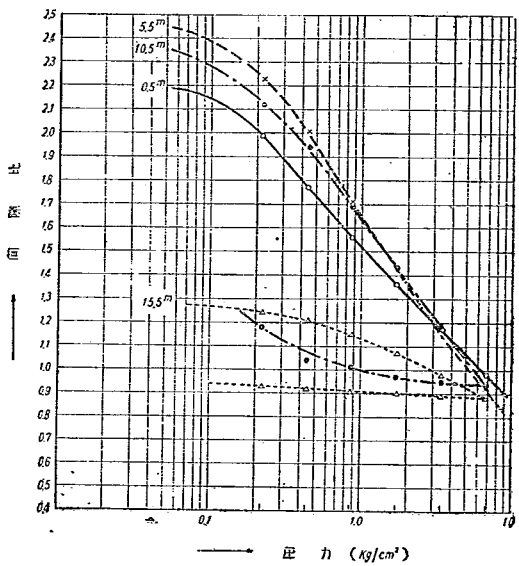
図—7 (f)


時間（分）
沈下量の読み
15.5m
0.44 kg/cm²
0.22 kg/cm²
0.66 kg/cm²

図—7 (g)



図—7 (h)



図—8

一次圧密部分の歪は　$\varepsilon_{\mathrm{I}}=vP$

二次圧密部分の歪は　$\varepsilon_{\mathrm{II}}=\gamma P$　であるから

$$v=\frac{\varepsilon_{\mathrm{I}}}{p}=\frac{\Delta d_{\mathrm{I}}}{Hp}$$

$$\gamma=\frac{\varepsilon_{\mathrm{II}}}{p}=\frac{\Delta d_{\mathrm{II}}}{Hp}$$

こゝに　　p：荷重の増加分

H：試料の平均厚さ

Δd_{I}，Δd_{II}：一次圧密および二次圧密部分の沈下量の読み

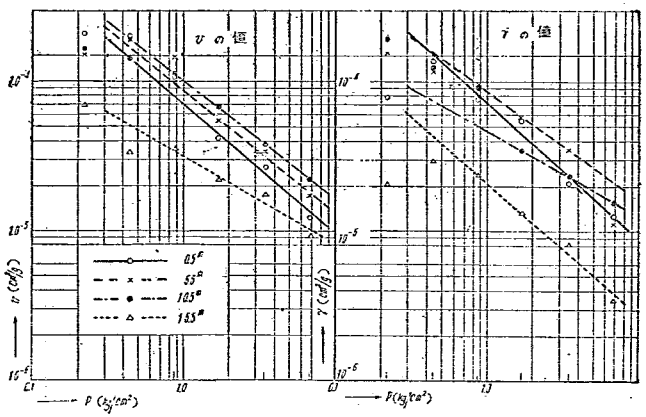
によつて，圧縮率 v，永久変形率 γ を求めた．次に圧密係数 c_v は

$$c_v=\frac{k}{v}=\frac{0.197H^2}{t_{50}}$$

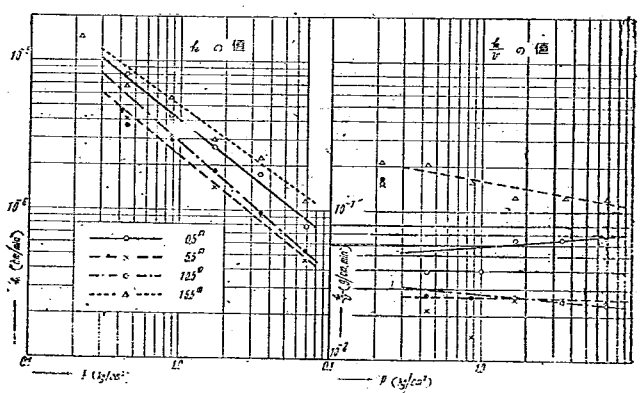
こゝに　　H：試料の平均厚さ

t_{50}：一次圧密が 50 % 進行する迄に要した時間

の式で求めた．



図—9 (a)



図—9 (b)

又圧密透水係数 k は

$$k = v \times c_v$$

として求めた.

以上の値を図—9 に示す.

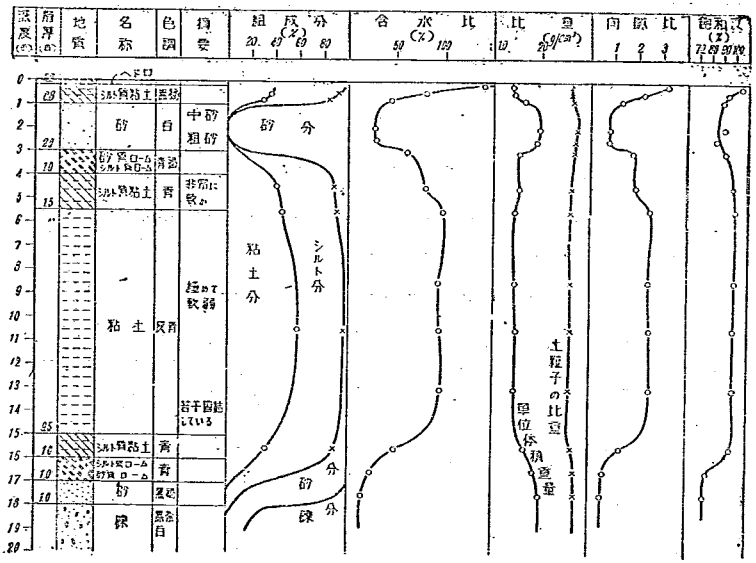
III 基礎地盤の性質

0 点および 0′ 点のボーリングにより採取した土について行つた物理試験の結果を表—4 に示す. 0 点について之等の値の深度分布を画いてみると図—10 の如くになる.

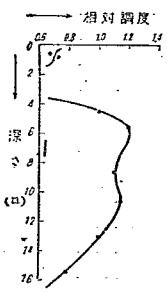
表—4 土質試験成績表 (0, 0′ 点の土)

採取地点	番号	深度(m)	土質	組成分(%) 粘土分 粒径(mm) 0.001～0.005	シルト分 〃 0.005～0.05	細砂分 〃 0.05～0.25	粗砂分 〃 0.25～2.0	礫分 〃 2.0～	緊硬度(%) 自然含水比	液性限界	塑性限界	塑性指数	比重 (g/cm³) 単位重	土粒子重	間隙比	飽和度(%)
0	1	0.2	ヘドロ	—	—	—	—	—	140	—	—	—	1.40	2.6	3.2	105
	2	0.5	シルト質粘土	35	56	7	2	—	80	98	44	54	1.45	2.6	2.22	94
	3	0.8	シルト質粘土	29	54	17	0	—	45	51	30	21	1.65	2.63	1.31	90
	4	2.0	ローム 砂	—	—	—	—	—	29	—	—	—	1.90	2.72	0.85	93
	5	2.5	〃	—	—	—	—	—	24	—	—	—	1.88	2.70	0.78	83
	6	3.0	砂質ローム	—	—	—	—	—	61	—	—	—	1.56	2.67	1.76	93
	7	4.5	シルト質粘土	31	56	13	0	—	81	80	51	29	1.56	2.65	1.92	99
	8	5.5	粘土	45	46	9	0	—	98	89	46	43	1.46	2.6	2.52	101
	9	8.5	〃	—	—	—	—	—	93	88	41	47	1.47	2.62	2.44	100
	10	10.5	〃	58	39	3	0	—	94	98	45	43	1.50	2.62	2.48	99
	11	13.0	〃	—	—	—	—	—	96	96	48	48	1.45	2.61	2.52	99
	12	15.5	シルト質粘土	32	57	11	0	—	48	53	34	19	1.69	2.64	1.31	97
	13	16.5	砂質ローム	—	—	—	—	—	23	—	—	—	1.85	2.69	0.64	78
	14	17.5	砂	—	—	—	—	—	16	—	—	—	2.0	2.71	0.57	76
0′	1	2.5							13				1.45	2.63	1.05	33
	2	4.0							23				2.03	2.70	0.64	97
	3	5.0							33				1.82	2.66	0.94	93
	4	5.5							54				1.61	2.61	1.50	92
	5	8.0							63				1.60	2.62	1.67	99
	6	10.0							72				1.58	2.63	1.86	102
	7	13.0							90				1.48	2.62	2.36	101
	8	17.0							79				1.45	2.60	2.21	93

これによつて地層の状況を見ると, 地表面にある 10～20 cm のヘドロの下には厚 80 cm 程度の有機物を含んだシルト質粘土層がありこの下に白いよく洗われた中粗砂の層がある. この層を過ぎると急激にシルト分粘土分を増し而も含水量が大きく軟弱な粘土層に移つて行く. 深さ 14 m 頃からこの粘土層も漸次固くなり, 再び砂分を増加し 17 m～18 m において砂礫層となる.



図—10　土質試験成績（0表の土）



図—11

前に求めた相対稠度により地盤の軟弱性をみるために，0 点の相対稠度の深度分布を画いてみると図—11 の如くなる．

相対稠度の値が大きいという事はそれだけ軟弱性も又大きいという事を示すものであるから 5～13 m の間の粘土層の軟弱性は極めて大きいという事が分る．

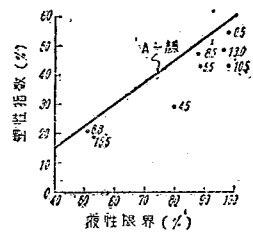
次に横軸に液性限界縦軸に塑性指数をとり各深さの性質を塑性図のA—線と比較してみると図—12 の様になつている．土の塑性指数は大体において粘土含有量の函数として示され土の粘着性とかその他の性質を規定するのにこの塑性図は一つの規準となし得る．

0′ 点の土については充分な試験は行わなかつたが表—4 に見る如く自然含水比，間隙比等は 0 点の土に比較すると若干少ない様である．0′ 点には旧堤が載荷されているからこの下の土は旧堤体のため圧密されておりこの様な値を示す事は当然考え得る事である．

次に堤防構築予定線に沿つて行つた No. 1～No. 12 の上総堀の結果から土質柱状図を描いてみる．(図—13) この図においては土質の分類が複雑であつて全体の関係を判りつかむ事が出来ないから，之等の柱状図をもとにして地層を旧堤土，表層，砂質層，シルト質層，粘土質層の五つに区分して各点の層の転移点の関係層厚の変化等を調べてみる．(図—14)

もとより基準にした土質柱状図そのものが厳密な分析の結果描かれたものでないので非常に大まかな方法であるが之によつてみても一応その傾向をつかむ事は出来る．

即ち上流から下流に向うに従い地表面から第一粘土層の基盤をなす砂礫層迄の深さは増し且つシルト質或は粘土質の層厚も増加する．特に左岸の予定線の No. 4, No. 7, No. 9 等においては地表面から直ちに軟弱な層で構成され他の地点には殆んど存在する上部の砂層がない．従つて盛土する場合にもその支持力は弱く最も施工に困難な地点ではないかと考えられる．右岸の旧堤 No. 8, No. 10 も又軟弱層が極めて厚く存在しこれ又弱点を形成しているが，こゝでは一応旧堤を構築してあるので左岸堤の如く大きい問題は起らないと考えられる．併し右岸旧堤の沈下量は大きい所で 50 cm 程度であつたが，旧堤断面は新堤断面に比較すると極めて小さく基礎地盤に与える応力は新堤の 1/3 程度と考えられるから，結局新しく旧堤上に盛土を行うとすればその分の沈下は見込んでおく必要がある．



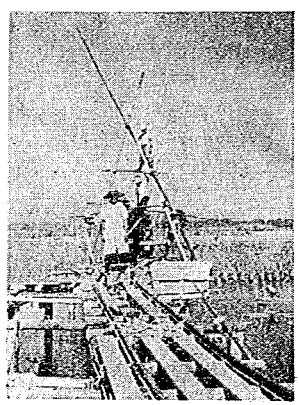
図—12

IV　現場堤防模型実験

恋瀬川左岸堤 1.8 km から約 50 m 離れた 0 点および右岸堤 1.455 km の 0′ 点を中心として堤防計画断面に近似した模型堤防を構築し，この模型堤防の盛土に対する沈下，側方隆起の状況および基礎地盤内部の間隙水圧の変化を観測した．

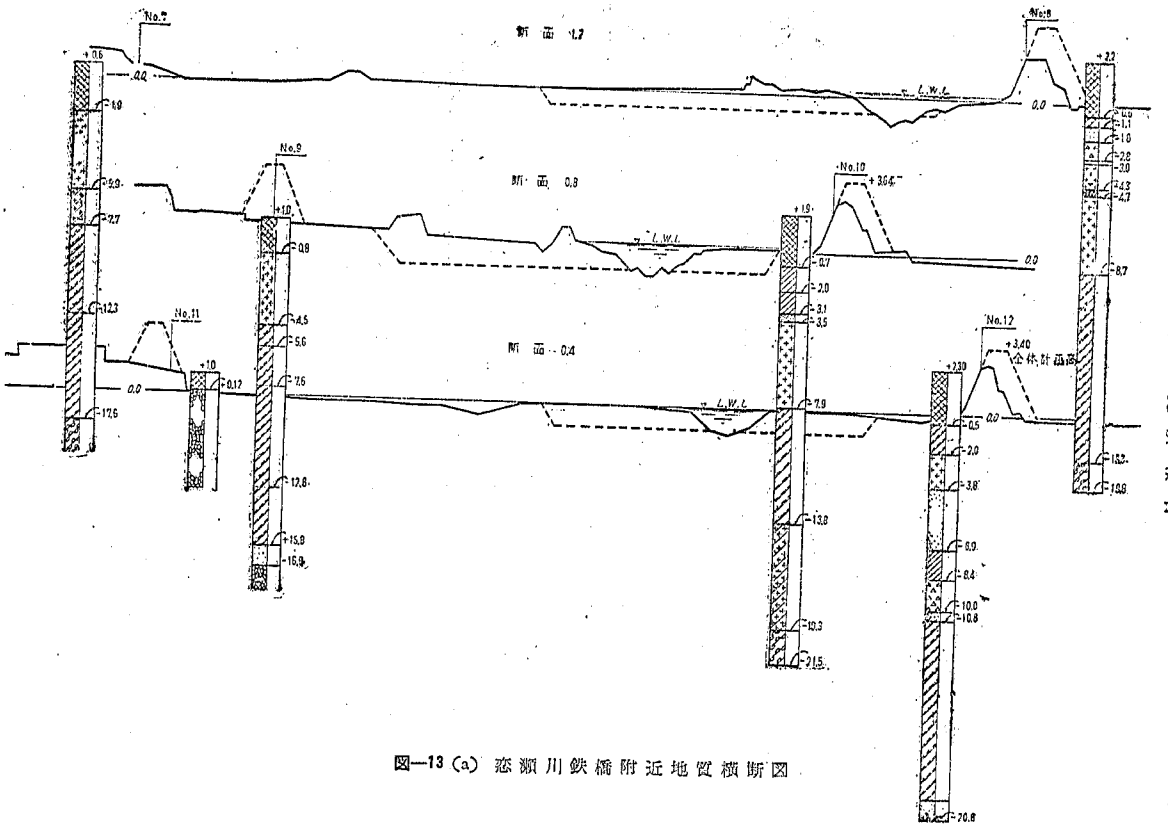
〔1〕 模型堤防の構築

0 点附近は夏期においては常時約 20 cm 程度，冬期の渇水期においてさえ約 10 cm 程度の水深を有する泥

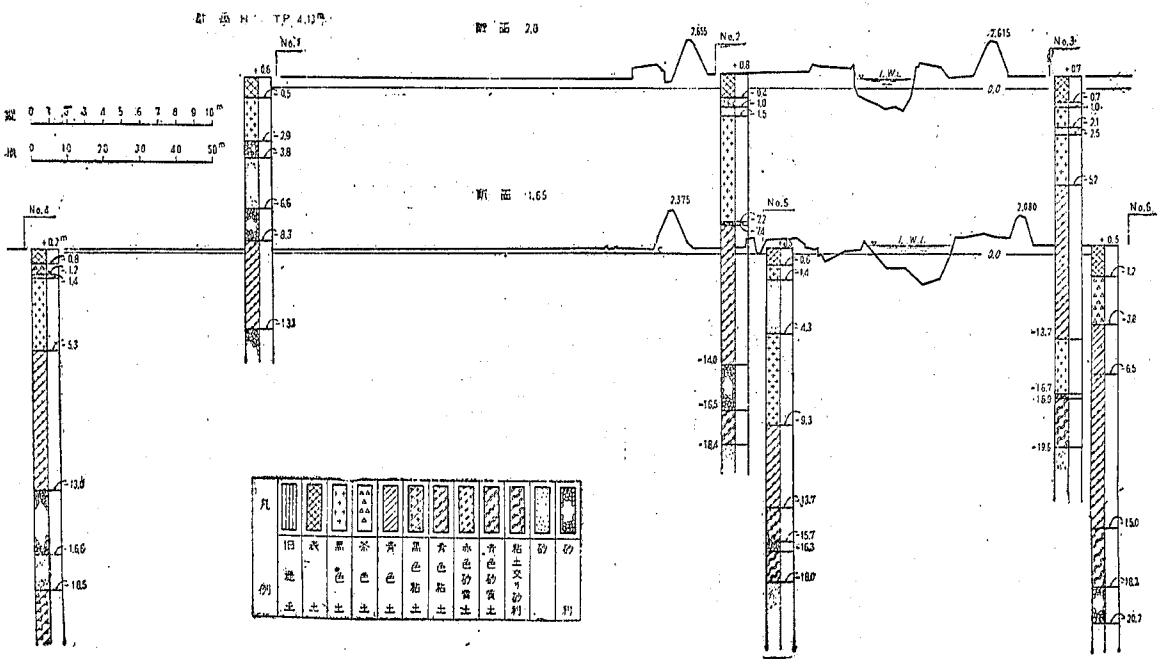


写真—4　ボーリング

写真—5　間隙水圧計の設置

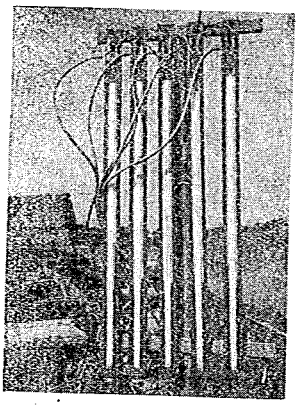


図—13 (a) 恋瀬川鉄橋附近地質横断図



No.1
No.2
No.3
No.4
No.5
No.6
2,615
2,375
2,080
L.W.L.
凡例
旧建土
表土
黒色土
茶色土
青色土
黒色粘土
青色粘土
赤色砂質土
青色砂質土
粘土交り砂利
砂
砂利

図—13 (b)

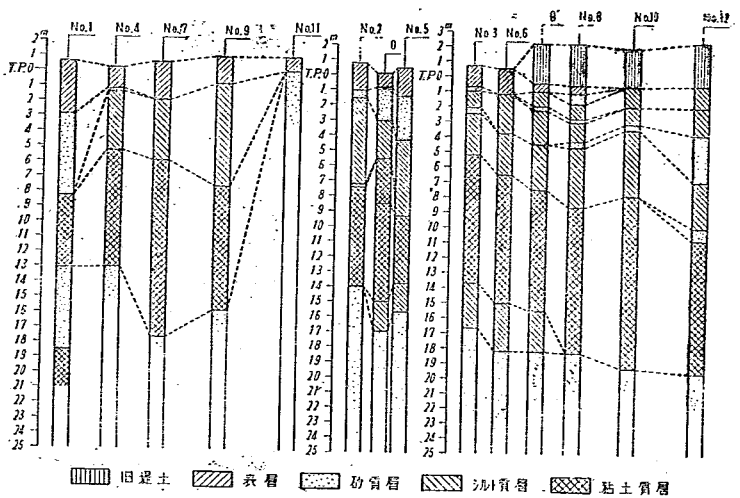


写真—6　間隙水圧計のマノメータ

沼地帯で一面に葦が密生し表面は全くヘドロの状態を呈している．こゝに足場を構築しながらボーリングを行ないコーアを採取すると共に間隙水圧計をそのボーリング孔に挿入した．（写真—4，5，6）その後沈下板を設置した後盛土を開始した．

0 点における堤防模型は図—15 の如き形状を有するもので高さは 4m とした．断面 C-D は新しく築堤する計画断面と全く同様である．実際の河川堤防においてはその横断方向についてのみ即ち二次元方向についてのみ考えれば足りるけれども，この様な模型堤防に於ては三次元の方向について考える必要がある．又基礎地盤内に生ずる応力を実際堤防の場合に近似させるためなるべく A-B 方向の長さを大きくとりたかつたのであるが，工費の関係上それは果されなかつた．

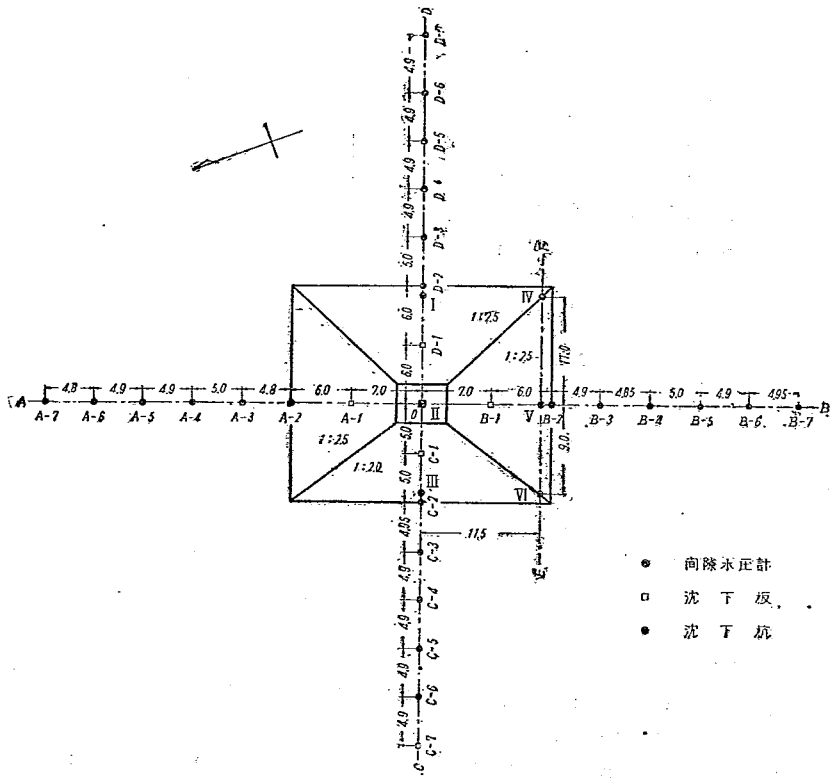
図—15 に於ける Ⅰ～Ⅶ は間隙水圧計を設置した箇所 A～1



図—14

B～1，C～1，D～1 Ⅱ(0) は沈下板を設置した箇所である．A～B，C～D に沿つて模型堤防法尻から約 5 m 間隔に φ 10 cm×1.0 m の杭を打ち之によつて盛土に伴なう側方隆起の観測を行つた．

又盛土速度も沈下には大きい関係があるものと思われるが，今回の盛土は速度をなるべく一定になる如くし且つ 0.5 m 程度盛土する毎に充分地均しを行つた．



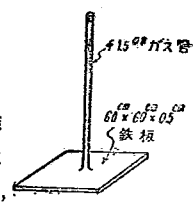
図—15

盛土は昭和 27 年 9 月 1 日開始，12 月 4 日に終つた．

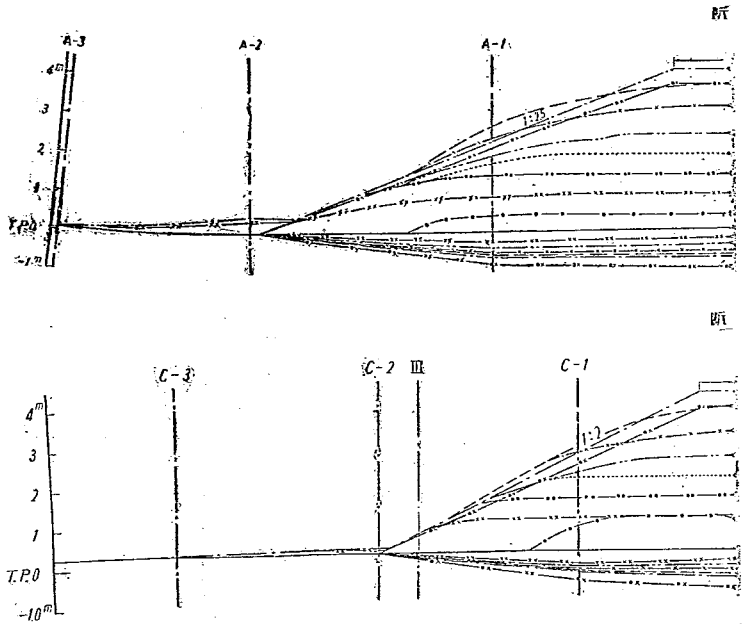
0′ 点に於ては旧堤上に 0 点の模型堤防と同断面となる迄盛土しその沈下を観測したがこゝに於ては沈下が殆んど見られなかつたので以下省略する．

V 盛土，沈下，間隙水圧の観測

0 点附近に築堤した模型堤防について昭和27年9月 1 日よりの盛土，沈下，間隙水圧の観測結果を述べる．又これと比較するために昭和 26年9月以後恋瀬川改良工事々務所の手によつて行われた．左岸堤 2.5 粁～3.7 粁の間に於ける 7 ケ所の盛土，沈下の観測結果を併せ述べる．この場合は何れも堤防中心線における値を観測した．



図—16



図—17

〔1〕 盛土と沈下の観測

鉄板に長さ 1.5 m のガス管を熔接した 図—16 の如き沈下板を盛土する前に沈下を測定する点の基礎地盤上におきその上に盛土施工をした.

盛土の進行に従い増大する基礎地盤表面の沈下はこの沈下板の測定鋒（ガス管）の上端の沈下をレベルによつて観測し求めた.

盛土の高さは又測定鋒の上端から盛土表面迄の距離を読みとつて求め，盛土の増大に従つて漸次測定鋒を接足した.

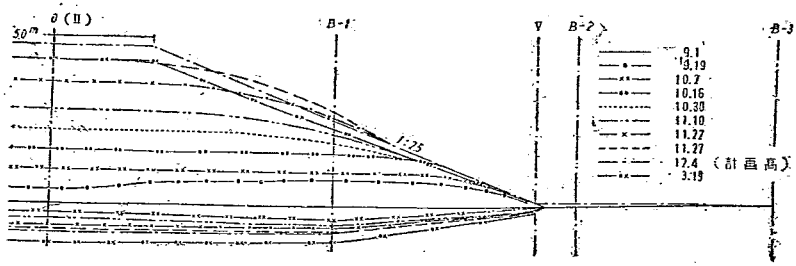
0 点の盛土と沈下および側方隆起の関係は 図—17（断面 A-B）（断面 C-D）に示す. 今縦軸に盛土高さ沈下量をとり横軸に時間をとつて之等の関係を示すと図—18 の如くなる.

但しこの時間，沈下量曲線に示される沈下量は沈下板を設置した瞬間に地表面以下にめり込んだヘドロ部分の深さ即ち次に示す値を総沈下量から差引いた値である.

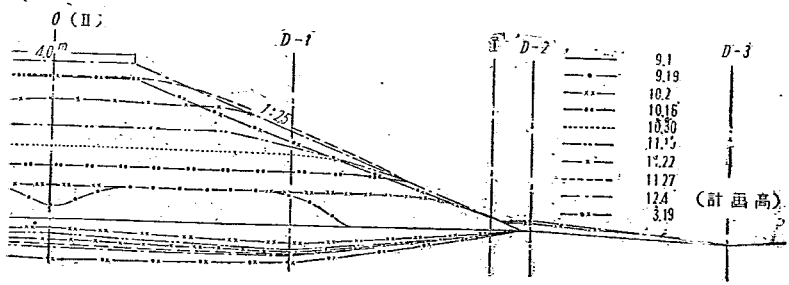
測定箇所	Ⅱ(0)	A—1	B—1	C—1	D—1
ヘドロの深さ(cm)	10	12	25	20	23

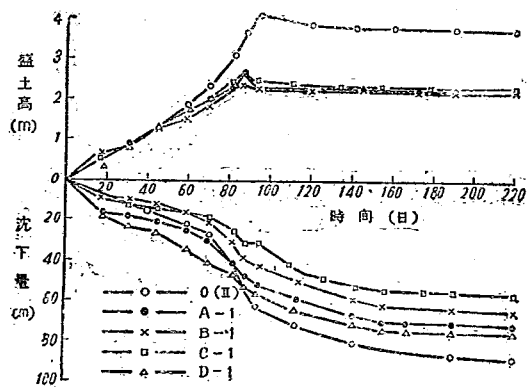
更に左岸堤の 2.5 km～3.7 km に於て行われた観測の結果は図—19 の通りである.

面 A～B

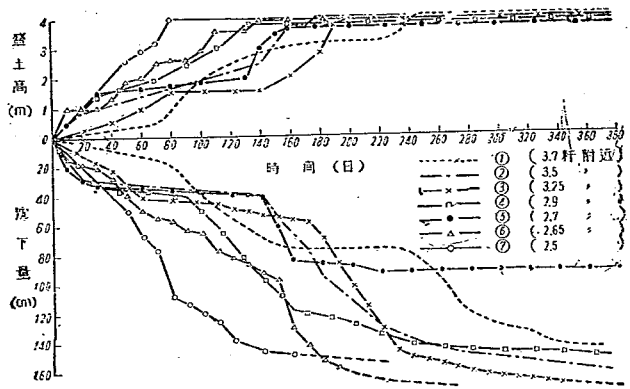

0 (II)
50m
B-1
B-2
B-3
1:25
9.1
9.19
10.7
10.16
10.30
11.10
11.27
11.27
12.4
3.19
(計画高)

面 C～D

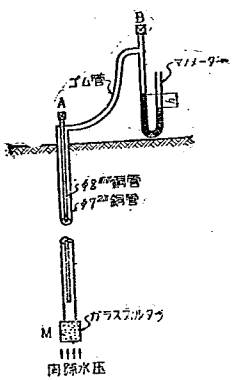

0 (II)
40m
D-1
D-2
D-3
1:25
9.1
9.19
10.2
10.16
10.30
11.27
12.4
3.19
(計画高)


盛土高 (m)
沈下量 (cm)
時間 (日)
0 (II)
A-1
B-1
C-1
D-1

図—18



図—19



図—20

〔2〕 間隙水圧の測定

間隙水圧の測定に用いた間隙水圧計は図—20 の如き構造のものである．内径 7 mm の銅管の内部に内径 2 mm の細い銅管を挿入した二重管の一端にガラスフィルターを取付けこれを基礎地盤内の間隙水圧を測定せんとする所要の深さ M 点に設置する．

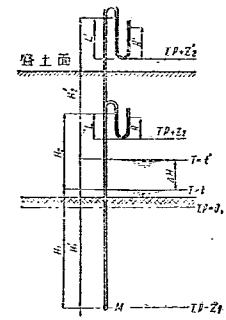
銅管の他端にはマノメーターを取付ける．この様に間隙水圧計が設置されたならば，次に A, B のバルブを開いて手押ポンプによつてバルブ A から水を管内に圧入する．バルブ B から最初は空気が次に水が噴出する．水の噴出は A から B に至る銅管内の空気が全部追出され水が充満した事を示すものであるから，なおしばらく水を圧入しながらマノメーター内にも水を満す．次にポンプによる送水圧力を漸次下げながら A, B 両バルブを閉じる．もしこの様な操作を行わないで高圧力をかけたまゝバルブを閉じる時は管内の水は圧力を持つ事になり，この圧力は相当長い期間逃げ去らず結局その間は間隙水圧を測定する事が出来ない．

又マノメーターの高さをかえた時も水銀柱が平衡を保つに相当長期を要する事にも注意を要する．

この様にして AB バルブを閉じるとガラスフィルターから作用する間隙水圧の変化はマノメーターの水銀の変化として表われ，左右水銀柱の高さを読みとる事により，間隙水圧が測定される事になる．盛土を行う時は，盛土の進捗と共にマノメーターの位置のみ高くしてゆけばよい．この時にマノメーターの 0 点高を観測する事を忘れぬ様にしなければならない．

かくして観測したマノメーターの左右の水銀柱の読みとその 0 点高とにより次の方法を行つて間隙水圧を計算する．

$T.P-Z_1$ の深さの M 点の間隙水圧を測定しようとして前述の如くして間隙水圧計を設置し時間 $T=t$ の時の観測値をマノメーターの0点高，$T.P+Z_2$，左の水銀柱の読み L，右の水銀柱の高さ R であつたとする．(図—21)



図—21

M 点に作用する間隙水圧を P 水の比重を ω で表わすと P に及ぼす圧力水頭は $H_1=\dfrac{P}{\omega}$ に相当する．

従つて

$$P=H_1\omega=(Z_1+Z_2+L-H_2)\omega$$

$H_2=13.6(L-R)$ であるから

$$P=(Z_1+Z_2-12.6\,L+13.6\,R)\omega$$

次に，$T=t'$ の時に，マノメーター 0 点高 $T.P+Z_2'$ 水銀柱の読み L' R' であつたとすると，前と同様にして間隙水圧 P' は

$$P'=(Z_1+Z_2'-12.6\,L'+13.6\,R')\omega$$

従つて $T=t$ から t' の間に於ける間隙水圧の変化 ΔP は

$$\Delta P=P'-P=(H_1'-H_1)\omega=\Delta H\omega$$
$$=\{(Z_2'-Z_2)-12.6(L'-L)+13.6(R'-R)\}\omega$$

で示される．

もしこの間に起つた間隙水圧の変化が，盛土荷重によつて基礎地盤内に誘起されたものであれば，これが Terzaghi のいわゆる過剰水圧となるわけである．今回の観測中の地下水位の変化は微少であつたから間隙水の変化量は全部過剰水圧と見做した．

0 点の模型堤防に於ては Ⅰ，Ⅱ …… Ⅵ の諸点について次の深さにおける間隙水圧を求めた．

Ⅰ	1.5m	4.5	9.5	14.5	—
Ⅱ	1.5	4.5	9.5	14.5	16.5
Ⅲ	1.5	4.5	9.5	14.5	—
Ⅳ	—	4.5	—	14.5	—
Ⅴ	1.5	4.5	—	14.5	—
Ⅵ	—	4.5	—	14.5	—

但し何れも $T.P.O$ 以下の深さを示す．

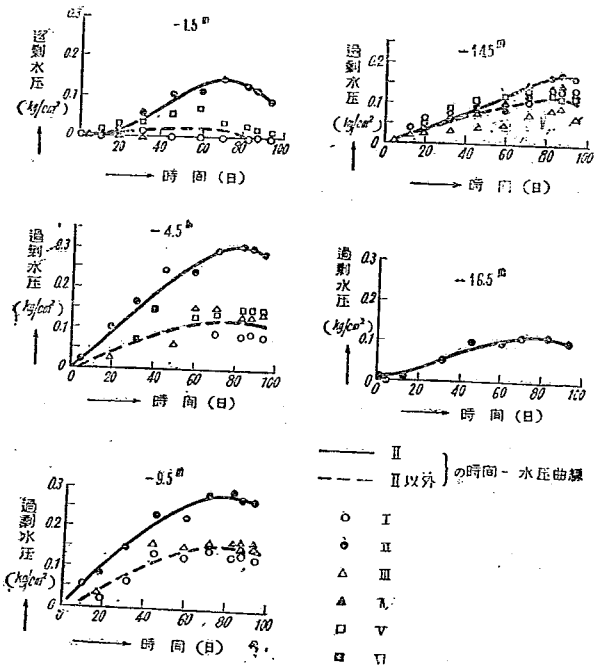
$T.P.-1.5$ m は大体上部透水層 -4.5 m は圧密層の上層，9.5 m は中層，14.5 m は下層，-16.5 m は下部透水層と想定して設置した．

観測は 9 月 1 日盛土開始より始め永く継続する予定であつたが，12 月 23 日にマノメーターの凍結破壊により一時中断せざるを得ない事となつた．従つて過剰水圧の増加の過程は大体において判明したが減少の過程は

観測出来なかつた．現在マノメーターを取付中であるから完成次第観測を再開する予定である．

今回の経験によつてかかる故障をなくする為には試験期間を適当に選ぶか或はマノメーター凍結の予防を充分しなければならないという事を痛感した．又間隙水圧の測定位置であるが，これも深さについては今回の位置でもよいが水平方向について Ⅱ 以外の点は余り法尻に近く設置しすぎた様に思われる．

盛土工事の進捗と共に起つた間隙水圧の静水圧に対する増加分を過剰水圧と考えて各深さについての過剰水圧の変化を図—22 に示す．Ⅱ の点に於ける間隙水圧の増加は割合よくまとまつているが，Ⅱ 以外の点では非



図—22

常にばらついておつて確実性は薄い．よく傾向を表わしていると思える点のみをおさえて，時間—過剰水圧，曲線を画いてみた．

Ⅵ　堤防沈下に関する考察

軟弱地盤上の築堤の沈下を土質工学上次の様に分類し得る．

（a）弾 性 沈 下

（b） 塑性流動沈下および破壊沈下

（c） 圧 密 沈 下

以上の如き分類が最も一般的であり且沈下は之等の内何れかが単独に或は組合わされた形に於て起つているものと考えられる.

之等の各々について今その特徴を検討してみる.

（a） 弾 性 沈 下

基礎地盤は一応弾性体と考えられるから載荷されると地盤内部には応力によつて歪が惹起され急激に沈下が起り且極めて短時間の中に終了する.

併しこの弾性沈下量は極めて少なく無視しても差支えない程度の量である.

（b） 塑性流動沈下および破壊沈下

軟弱基礎地盤上の築堤はその荷重が増大するに従つて法尻部の基礎地盤内に塑性域が発生し荷重の増加と共に拡大する. この塑性域に於ける塑性流動のため起る沈下は相当の時間経過して後終了する.

ところが更に荷重を増大し或限界を突破すると塑性流動は激しくなり, 遂には急激に基礎地盤は破壊し堤防の沈下を惹起する.

（c） 圧 密 沈 下

一般に水で飽和した粘土層に一定荷重を載荷した場合圧密透水現象のため間隙水の脱出に伴い容積変化を起し, 沈下を生じる.

この沈下に要する期間は圧密透水係数により異るが, 相当長期間に亙ると考えられる.

以上の沈下現象の内 (a) (b) は基礎地盤を構成する土の容積には変化なくその変形に原因するものであり (c) は容積変化を原因とするものである.

以下に於ては, 塑性流動沈下と圧密沈下のみにつき考える事にする.

〔1〕 観測結果の解析

0 点の模型堤防および左岸堤 2.5 ～ 3.7 km に於て観測した盛土, 沈下, 時間, 間隙水圧等の関係から沈下量を載荷後比較的短期間に終る沈下（弾性沈下, 塑性流動沈下, 高度透水層の圧密等を含む）と長期間続く沈下（圧密層の圧密沈下）との二つに区分して, 其の各々につき検討してみる. 但し前者を塑性流動沈下, 後者を圧密沈下と称する事にする.

（1） 塑性流動沈下量と圧密沈下量

さきにも述べた如く沈下量をその原因に依つて区分する事は極めて困難であつて精確な値は求め得べくもないが次の如く考える事により或程度実際に近いと思われる値を得た.

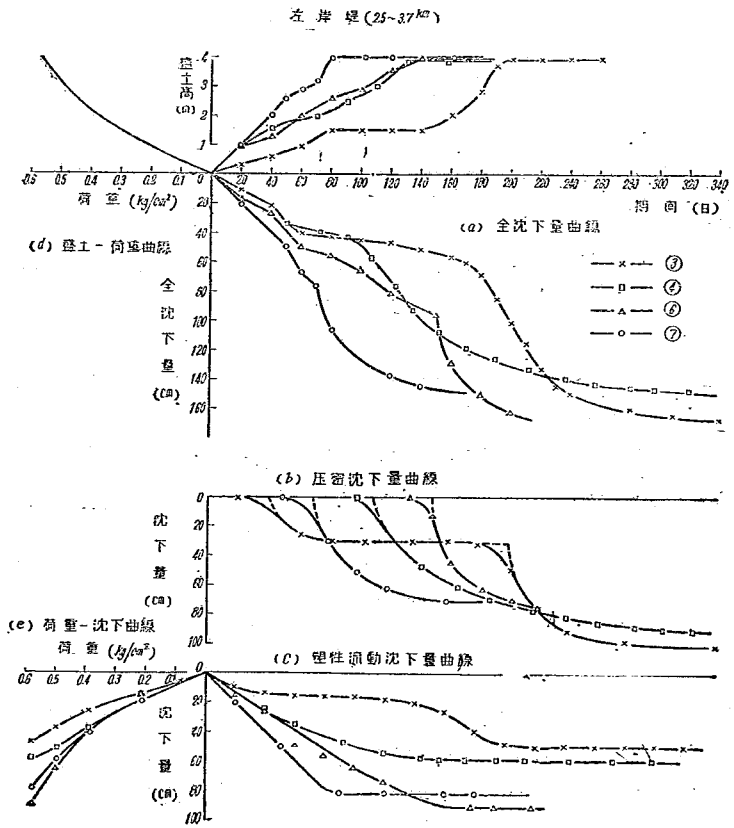
先ず時間—沈下量曲線（図—23 (a)）を観察してみると築堤施工の初期に於ては, 沈下は盛土の増加に比例して直線的に増加してゆくが, その後盛土がある高さ（模型堤防では 3.0 m）に達すると急激な沈下が始まり, 沈下は盛土とは関係なく漸次減少しながらもなお継続する.

又時間—過剰水圧曲線に於ける水圧の最大点は急激な沈下の始つた時と殆んど一致している．ところが弾性沈下高度透水層の圧密沈下は殆んど荷重に比例する量であると考えてもよいし又塑性流動もこれ又施工完了後短期間の間に終熄するものと考えて，施工完了後なお継続する沈下は圧密によるものとしても余り大差はない．

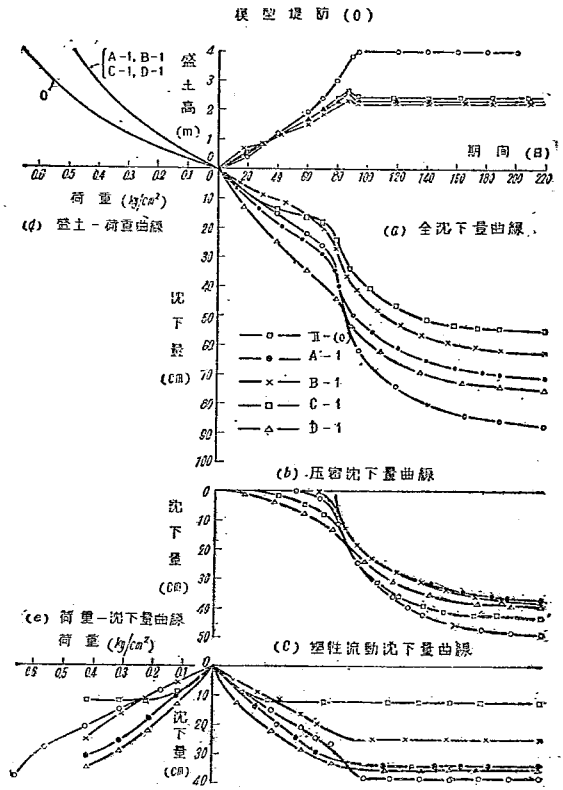
今半対数方眼線の縦軸に沈下量を横軸に沈下が急激に始つた日（例えば模型堤防では 80 日）からの経過期間をとつてみると図—24 の如き曲線を得る．

今圧密度—時間曲線

$$\mu \fallingdotseq 1-\frac{8}{\pi^2}\sum_{n=1,3,5\cdots}^{\infty}\frac{1}{n^2}e^{-\frac{k}{v}\left(\frac{n\pi}{2h}\right)^2 t}$$



図—23 (a)



図—23 (b)

$$\fallingdotseq 1-\frac{8}{\pi^2}\sum_{n=1,3,5\cdots}^{\infty}\frac{1}{n^2}e^{-\left(\frac{n\pi}{2}\right)^2 T}$$

但し　$T=\frac{kt}{vh^2}$

こゝに　μ：圧密度　　k：圧密透水係数

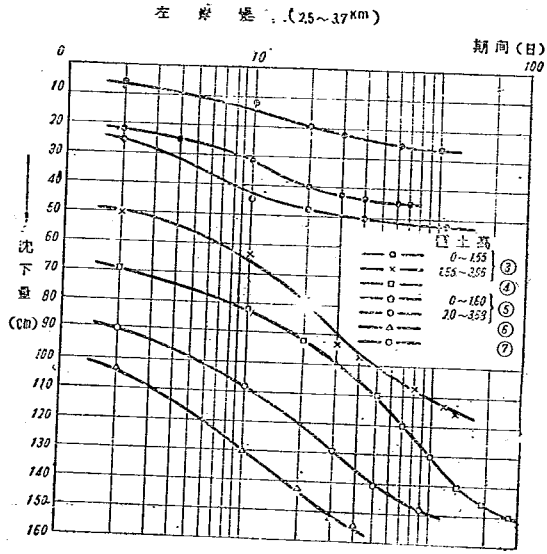
T：時間係数　　t：時間

v：圧縮率　　h：層厚の 1 2

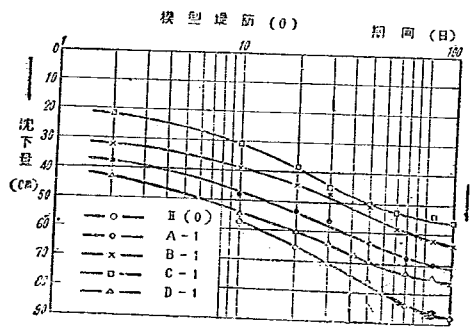
の時間係数 T に対し μ の縮尺を種々にかえて $\mu-T$ 曲線の定規を作り（軟弱地盤に於ける堤防沈下に関す

る研究，利根川右岸堤防参照）この定規を前に作図した図—24 の上に重ね合わせてみると殆んど一致する．従つてこの様にして求めた曲線を圧密—時間曲線であるとして圧密沈下量を求める．塑性流動沈下量は全沈下量から圧密沈下量を差引き求める．

以上の操作を行う事により粘土層の圧密による沈下量曲線は図—23 (b) に，圧密以外に原因する沈下量曲線は図—23 (c) に示される．



図—24 (a)



図—24 (b)

表—5

測点	圧密沈下量 (cm) S_1	塑性流動沈下量 (cm) S_2	全沈下量 (cm)	両沈下量の比 $\frac{S_1}{S_2}$
Ⅱ(0)	50	38	88	1.3
A—1	40	34	74	1.2
B—1	40	25	65	1.6
C—1	42	12	54	3.5
D—1	40	35	75	1.15
③	100	70	170	1.4
④	90	58	148	1.55
⑥	85	90	165	0.95
⑦	70	81	151	0.86

備考：A, D は湿地帯側
B, C は水田側である
両沈下量の比が著しく違うのは，このような地盤の不均一性によるものである．

圧密沈下量と塑性流動沈下量の比をとつてみると表—5 の如き値を得た．

過去の実例を見ても圧密沈下量と塑性流動沈下量との比には相当大きい幅があるが 1.5 程度の値の例が割合に多い様である．

(2). 圧 密 係 数

圧密—沈下曲線において圧密量が 50 %進行する迄に要した時間は，前に行つた如き $\mu-T$ 曲線定規を圧密度—時間曲線に重ね合せ $\mu-T$ 曲線の $T=0.197$ に相当する時間をとればよい．

この様にして求めた結果次の値を得た．

(圧密が 50 % 進むに要する日数)

測点	日数
Ⅱ(0)	17
A—1	21
B—1	20
C—1	12
D—1	13
③	6 16
④	38
⑥	9
⑦	15

この結果から圧密係数 $c_v=\frac{k}{v}$ を求めてみる．

$$c_v=\frac{Th^2}{t}$$

$T=0.197$

$h=\frac{12\text{m}}{2}=600\text{ cm}$ とおいて

(実測より求めた c_v の値)

測点	Ⅱ(0)	A—1	B—1	C—1	D—1
c_v(cm²/min)	2.9	2.4	2.5	4.1	3.8

一次圧密沈下量 S_∞ は $S_\infty=vF_0$ で示される．

こゝに S_∞ は A—1, B—1, C—1, D—1 共に殆んど同一で 40 cm 程度であり，荷重面 F_0 に関係する層厚も載荷強度も A—1, B—1, C—1, D—1 に於て共に同一と見做し得るから結局，圧縮率 v は之等の 4 ケ所については同一と考え得る．従つて前の c_v の値は圧密透水係数 k のみに関係するとしてみると A—B 方向の k は C—D 方向の k の 1.6 倍であり Ⅱ の点の k は之等の平均値に近い事が分る．

一軸圧密透水試験の結果では 0.6 kg/cm² なる荷重強度の下に於て $v=1\times10^{-4}$ cm²/g $k\fallingdotseq6\times10^{-6}$ cm/min 程度であるがこの v の値を使つて計算してみると k は A—B 方向で 2.45×10^{-4} cm/min C—D 方向で 3.95

$\times 10^{-4}$ cm/min 平均 3.2×10^{-4} cm/min である．この結果は一軸圧密試験結果に比較して極めて大きい．

（3） 沈 下 係 数

堤防荷重は堤防底面に対する二次拋物線分布と仮定し，堤体単位重量を 1.60 t/m³ とすると，盛土高と荷重との関係は図—23 (d) の如くなる．従つて圧密沈下量を除外した沈下に対し荷重—沈下曲線を求める事が出来る．(図—23 (e))

沈下係数 $K=\dfrac{q}{s}$

こゝに　　q：荷重　　s：沈下量

荷重—沈下曲線の初期に於いて，荷重と沈下が直線的に比例する部分について求めると，

模型堤防では $\begin{cases} \text{II}(0)\ \ K=0.02\ \text{kg/cm}^3 \\ \text{A—1,\ B—1,\ C—1,\ D—1}\ \ K=0.01\sim0.02\ \text{kg/cm}^3 \end{cases}$

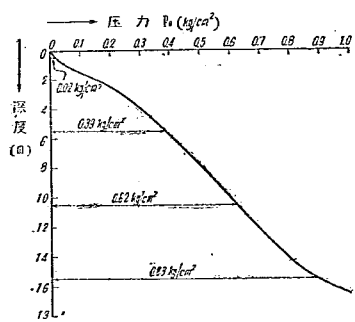
左岸堤 (2.5～3.7 km) では $K=0.01\sim0.014$ kg/cm³

（4） 先 行 荷 重

基礎地盤の自重が基礎地盤内部の各点に及ぼしている垂直圧力即ち先行荷重は圧密試験結果からは推定困難であつた．

一方現地に於て間隙水圧を測定した結果地下 10 m 程度迄は完全に間隙水圧は静水圧に等しかつた．それ以下の若干固結した粘土層とその下の砂層の間隙水圧は静水圧より 10～20 cm 程度高い所もあつたが，之又余り静水圧と変つてはいない．間隙水圧を測定した箇所より約 100 m 下流に於ては深さ 20～30 m の掘抜井戸から相当量の水が噴出していた．

之等を見るとこの附近の地下水は第一粘土層迄は静水圧に等しい水圧を有しているが次の第二粘土層を境界として地下水圧の不連続線が出来ている模様である．第一粘土層を取扱う今回の計算に於ては，地下水は総て静水圧を有し地盤内各点の土粒子は浮力を受けていると考える．この様にして求めた先行荷重の値を図—25 に示す．



図—25

〔2〕 沈下量の計算

（1） 沈下の理論

普通行われている一軸圧密試験の結果は等分布無限載荷々重の場合についてのみ適用出来るものである．堤防その他の構造物の如き部分的な載荷々重の場合に於ては，基礎地盤内の応力は各点に於て異ると共に各方向に対する変形が自由に許されているから，圧密現象は一軸の場合とは大いに異る．

従つて部分載荷の場合に於ては二次元あるいは三次元的な圧密沈下現象を考えなければならない．

テルツアーギは部分載荷に於ける粘土層の沈下を計算する時先ず載荷直後の粘土は完全成型性でポアソン数

$m=2$ として解き圧密終了時には $m=\infty$ として解く事を提案している.

今回は次の如き理論[1]に基づいて沈下量を求めてみた.

地表面に部分的に載荷された瞬間には地盤内の初期応力は総て間隙水が受持つ. ところが水は全く剪断応力には抵抗し得ないから, この場合水の受持つ応力は剪断応力の生じない主応力に対して行われる.

載荷直後に於ける基礎地盤内のある微小六面体に作用する主応力を $\sigma_{\mathrm{I}}\ \sigma_{\mathrm{II}}\ \sigma_{\mathrm{III}}$ としその中土粒子骨格に作用する応力を $\bar{\sigma}_{\mathrm{I}},\ \bar{\sigma}_{\mathrm{II}},\ \bar{\sigma}_{\mathrm{III}}$ 過剰水圧を ω とする. 又主応力の作用する方向に於ける変形を $\varepsilon_{\mathrm{I}},\ \varepsilon_{\mathrm{II}},\ \varepsilon_{\mathrm{III}}$ とする時土粒子骨格のみについて次式が成立する.

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_{\mathrm{I}}&=\frac{1}{E}\left\{\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}-\frac{\bar{\sigma}_{\mathrm{II}}+\bar{\sigma}_{\mathrm{III}}}{m_s}\right\}\\ \varepsilon_{\mathrm{II}}&=\frac{1}{E}\left\{\bar{\sigma}_{\mathrm{II}}-\frac{\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}+\bar{\sigma}_{\mathrm{III}}}{m_s}\right\}\\ \varepsilon_{\mathrm{III}}&=\frac{1}{E}\left\{\bar{\sigma}_{\mathrm{III}}-\frac{\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}+\bar{\sigma}_{\mathrm{III}}}{m_s}\right\}\end{aligned}\right\}$$

但し　E : 土粒子骨格の弾性係数

m_s : 土粒子骨格のポアソン数

微小六面体中の土粒子の体積を V_s とすると, 応力変化のあつた瞬間においては体積の変化 ΔV_s は零でなければならないから

$$\frac{\Delta V_s}{V_s}=\varepsilon_{\mathrm{I}}+\varepsilon_{\mathrm{II}}+\varepsilon_{\mathrm{III}}=\frac{m_s-2}{E}(\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}+\bar{\sigma}_{\mathrm{II}}+\bar{\sigma}_{\mathrm{III}})=0$$

しかるに土粒子骨格のポアソン数は $m_s>2$ であるから

$$\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}+\bar{\sigma}_{\mathrm{II}}+\bar{\sigma}_{\mathrm{III}}=0$$

次に微小六面体全体としては次の関係がある.

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{\mathrm{I}}&=\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}+\omega\\ \sigma_{\mathrm{II}}&=\bar{\sigma}_{\mathrm{II}}+\omega\\ \sigma_{\mathrm{III}}&=\bar{\sigma}_{\mathrm{III}}+\omega\end{aligned}\right\}$$

従つて載荷瞬間に於ける過剰水圧は

$$\omega=\frac{1}{3}(\sigma_{\mathrm{I}}+\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})$$

で与えられ且土粒子骨格に作用する初期応力は

$$\left.\begin{aligned}\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}&=\sigma_{\mathrm{I}}-\omega=\frac{2}{3}\left\{\sigma_{\mathrm{I}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})\right\}\\ \bar{\sigma}_{\mathrm{II}}&=\sigma_{\mathrm{II}}-\omega=\frac{2}{3}\left\{\sigma_{\mathrm{II}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{I}}+\sigma_{\mathrm{III}})\right\}\\ \bar{\sigma}_{\mathrm{III}}&=\sigma_{\mathrm{III}}-\omega=\frac{2}{3}\left\{\sigma_{\mathrm{III}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{I}}+\sigma_{\mathrm{II}})\right\}\end{aligned}\right\}$$

となる.

最初に土粒子骨格に作用する応力によつて起る変形は土粒子骨格の剪断変形と考えられ間隙水の脱水には無関係であると考え，之に基づく沈下を塑性流動沈下と称する事にする．又過剰水圧 ω の減少する事によつて起る体積変化に基づく変形が圧密沈下であるから之等両沈下を別々に取扱う事が出来る.

先ず塑性流動沈下は載荷直後，比較的初期の間に起る体積変化を伴わない変形である.

今沈下の方向のみに関する変形は前式から

$$\varepsilon_{\mathrm{I}}=\frac{2\left(1+\frac{1}{m_s}\right)}{3E}\left\{\sigma_{\mathrm{I}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})\right\}$$

今土全体については之を非圧縮性体と考え $m=2$ とおきこの時の弾性係数を E_0 とすると

$$\varepsilon_{\mathrm{I}}=\frac{1}{E_0}\left\{\sigma_{\mathrm{I}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})\right\}$$

となる．従つて E_0 と E の間には次の関係が成立する.

$$E_0=\frac{3E}{2\left(1+\frac{1}{m_s}\right)}$$

今土粒子骨格について $m_s=\infty$ と考える時には E は圧密弾性係数 $\frac{1}{v}$ に等しく且 $E_0=\frac{3E}{2}$ である.

従つて

$$\varepsilon_{\mathrm{I}}=\frac{1}{E_0}\left\{\sigma_{\mathrm{I}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})\right\}$$

$$=\frac{2}{3}v\left\{\sigma_{\mathrm{I}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})\right\}$$

故に体積変化を伴わない塑性流動沈下量は次式で与えられる.

$$s=\int_0^H\varepsilon_{\mathrm{I}}dh=\frac{2}{3}\int_0^H v\left\{\sigma_{\mathrm{I}}-\frac{1}{2}(\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})\right\}dh$$

$$=\int_0^H v\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}dh=v\bar{F}_{\mathrm{I}}$$

こゝに　H：層　厚

v：圧縮率

$\bar{F}_{\mathrm{I}}$：$\int_0^H\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}dh$ 即ち土粒子骨格のI方向に作用する圧力面積.

次に間隙水の脱水による体積変化に基づく圧密沈下は，さきに求めた過剰水圧の減少過程として求める事が出来る.

即ち $t=\infty$ に於ける脱水に依る全圧密沈下量は次式で与えられる.

$$s_\infty=\int_0^H v\omega\,dh=\frac{1}{3}\int_0^H v(\sigma_{\mathrm{I}}+\sigma_{\mathrm{II}}+\sigma_{\mathrm{III}})dh=vF_0$$

こゝに　F_0：過剰水圧の圧力面積

併し圧密沈下の時間的変化に対しては一軸圧密試験の圧密度一時間曲線を用いる事は出来ず，二次元的或は三次元的の透水現象を考慮しなければならないので理論的に解明する事は極めて困難な事である．

今一軸圧密試験の結果と現地の観測結果を比較して見ると次の如くなる．

一軸圧密試験：(垂直圧力 0.6 kg/cm² の場合)

圧　縮　率　$v=1\times10^{-4}$ cm²/g

透 水 係 数　$k=6\times10^{-6}$ cm/min

圧密透水係数　$c_v=\frac{k}{v}=6\times10^{-2}$ g/cm min

従つて層厚 $H=12$ m の時圧密が 50 % 迄進行するに要する期間は

$$t=\frac{T\times\left(\frac{H}{2}\right)^2}{c_v}=\frac{0.197\times600^2}{6\times10^{-2}}=1.18\times10^7\ \text{min}$$

$$=820\ \text{日}$$

実際の観測：(模型堤防の場合)

$v=1\times10^{-4}$ cm²/g とすると

$$k=32\times10^{-4}\ \text{cm/min}$$

$$t\fallingdotseq20\ \text{日}$$

即ち現地の観測では圧密が極めて早く終了する事が分る．

何故この様に圧密が速かに進行するかについては今の処，不明であるが次の様な原因が考えられる．

1) 初期に於ける塑性流動に依り土粒子骨格が移動する為脱水が促進される．

2) 透水が三次元方向に向つて行われる．

3) 垂直方向の透水係数と水平方向の透水係数が異る．赤井氏[2)3)]は水平方向の透水係数が垂直方向のそれに比較して大きい時は圧密透水現象が極めて速くなる事を証明している．沖積土にあつては通常水平方向の透水係数は垂直方向に比して 2～10 倍にもなつている．

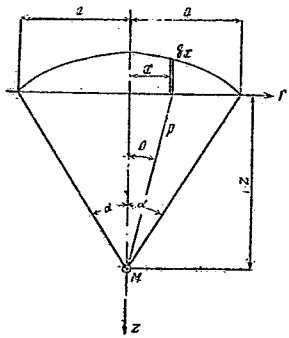
4) 粘土層の成層が不均一である事，即ち実験に用いた試料以上の透水性を有する層が他の少し離れた箇所に存在する場合．

この様な問題を理論的に取扱うには縦横の縮尺を透水係数に従つて変化すればよいと考えられる．この方法については目下計算中で次の機会に発表する予定である．

(2) 計　算

模型堤防の中心点 0 に於ける沈下量をさきに述べた方法によつて計算してみる．

先ず堤防荷重は底面直径 26.4 m の円形荷重面とし荷重は二次抛物線形に分布するものとし，堤防単位体積重量を 1.6 t/m³ として 0 点の下の基礎地盤内に作用する主応力を求める．



図—26

図—26 に於て平均荷重強度を q とし

$$q_x=qf\left(\frac{x}{a}\right)=2q\left\{1-\left(\frac{x}{a}\right)^2\right\}$$

なる荷重分布とし鉛直中心軸上の主応力を求めると $m=2$ の場合次の如くなる.

$$\sigma_{\mathrm{I}}=2q\frac{1-\cos\alpha}{1+\cos\alpha}(1+2\cos\alpha)$$

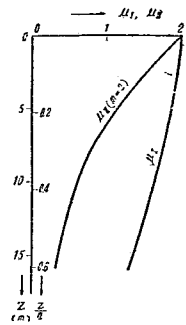
$$\sigma_{\mathrm{II}}=\sigma_{\mathrm{III}}=2q\frac{(1-\cos\alpha)^2}{1+\cos\alpha}$$

今

$$\mu_{\mathrm{I}}=2\frac{1-\cos\alpha}{1+\cos\alpha}(1+2\cos\alpha)$$

$$\mu_{\mathrm{II}}=2\frac{(1-\cos\alpha)^2}{1+\cos\alpha}$$

とおいて之等の値を求めると図—27 の如くなる.



図—27

今 $q=3.3\,\mathrm{t/m^2}$ とし $\sigma_{\mathrm{I}}=\mu_{\mathrm{I}}q$ $\sigma_{\mathrm{II}}=\mu_{\mathrm{II}}q$ として各深さに於ける主応力 σ_{I} σ_{II} σ_{III}, 過剰水圧 ω, および土粒子骨格に作用する圧力 $\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}$ を求めると表—6 の値を得た.

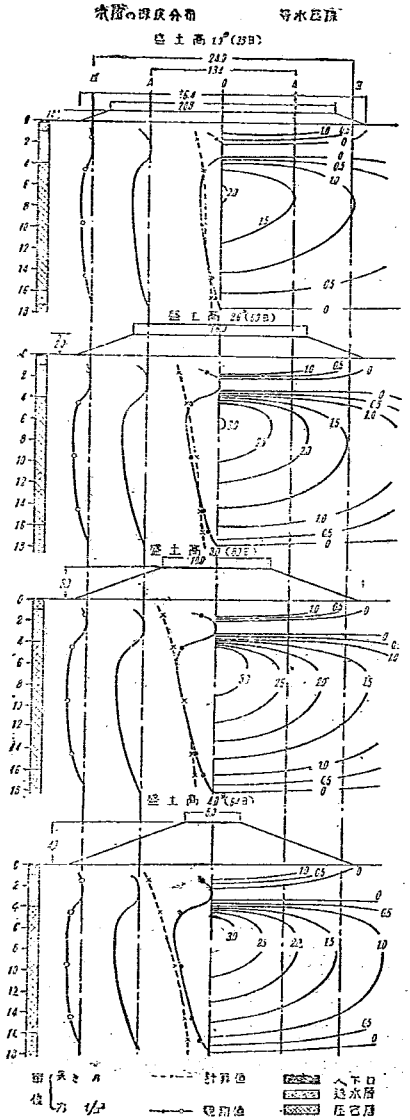
計算から求めた過剰水圧の値と実際に観測した過剰水圧の値とを比較してみる.

表—6

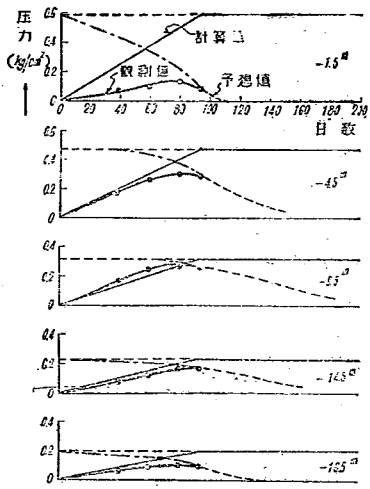
深さ (m)	主応力 (kg/cm²) σ_{I}	主応力 (kg/cm²) $\sigma_{\mathrm{II}}=\sigma_{\mathrm{III}}$	過剰水圧 ω (kg/cm²)	土粒子圧力 $\bar{\sigma}_{\mathrm{I}}$ (kg/cm²)
0	0.66	0.66	0.66	0
0.5	0.66	0.63	0.64	0.02
1.5	0.64	0.56	0.59	0.05
4.5	0.62	0.40	0.47	0.15
5.5	0.61	0.36	0.44	0.17
9.5	0.54	0.21	0.32	0.22
10.5	0.53	0.19	0.30	0.23
14.5	0.46	0.12	0.23	0.23
15.5	0.44	0.11	0.22	0.22
16.5	0.41	0.10	0.20	0.21

図—28 の左側は観測した過剰水圧の深度分布右側には同じく過剰水圧の等しい点を結んだ等水圧線を示す。上から順次に盛土高 1 m (盛土開始後 38 日目) 2 m (〃 60 日) 3 m (〃 80 日) 4 m (〃 94 日) に於ける過剰水圧の深度分布と等圧線の変化を示している. 堤防中心に於ける計算値も之と比較してみた.

次に縦軸に過剰水圧横軸に日数をとつて過剰水圧の時間的変化を図—29 に描いてみた. 但しこの場合漸増



図—28



図—29

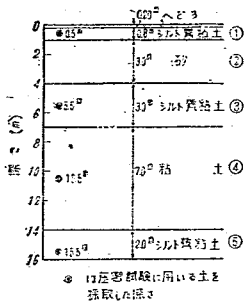
荷重は全く均等に増加するものとした.

この図に於ける鎖線および点線で示した曲線が圧密度—時間曲線に相当するものである.

−1.5 m, −16.5 m の砂層では極めて短い期間に圧密が終るが, −9.5 m に於ては盛土の期間内に於ては殆んど圧密されていない. 点線部分は実際に観測していない為に沈下速度から推察して画いたが, 実際の値と計算の値とは充分合致している事がみられる.

図—34 に East Approach[4] San Fransisco-Oakland Bay Bridge および Anderson Ranch[5] Dam に於ける実測結果と極めてよく合致しており, 且又赤井氏の二次元圧密理論ともよく合つている様である.

さて以上によつて過剰水圧の観測値と計算値とがよく合致している事が判つたからこの理論を用いて沈下量を算出してみる.



図—31

地表面より 20 cm はヘドロであるから之を除外し，それ以下深さ 16 m に至る間を図—30 の如く 5 層に区分する．

実際計算に於て層 ② は除外する．① ③ ④ ⑤ の各層に於ける圧力，圧縮率等は深さ 0.5 m, 5.5 m, 10.5 m, 15.5 m の各点に於ける値をとり之を平均値とする．

以上の方法によつて堤防中心 0 の塑性流動沈下量，圧密沈下量を計算すると表—7, 8 の如く 28 cm および 42 cm を得た．実際の観測結果を解析した値は，塑性流動沈下量 38 cm，圧密沈下量 50 cm であつて計算値よりも 8～10 cm 宛大きい．

併し計算は単に ① ③ ④ ⑤ 層について行つたのみであるから，之等の結果は実際とよく一致している様に考えられる．

横型堤防の Ⅰ, Ⅱ, Ⅴ 或は A—1 B—1, C—1, D—1 等の点については計算が複雑なので省略した．

表—7

深さ (m)	層厚 (m)	先行荷重 (kg/cm²)	土粒子圧力 σ_1 (kg/cm²)	圧力面積 F_1 (g·cm)	圧縮率 v (cm²/g)	沈下量 s (cm)
0.5	0.8	0.02	0.02	1.6×10^3	1×10^{-3}	2
5.5	3.0	0.39	0.17	5.1×10^4	1.4×10^{-4}	7
10.5	7.0	0.62	0.23	1.6×10^5	1.1×10^{-4}	18
15.5	2.0	0.88	0.22	4.4×10^4	3×10^{-5}	1

塑性流動沈下量＝28 cm

表—8

深さ (m)	層厚 (m)	先行荷重 (kg/cm²)	過剰水圧 w (kg·cm²)	圧力面積 F_0 (g·cm)	圧縮率 v (cm²/g)	沈下量 $s\infty$ (cm)
0.5	0.8	0.02	0.64	5.1×10^4	1×10^{-4}	5
5.5	3.0	0.39	0.44	1.3×10^5	1×10^{-4}	13
10.5	7.0	0.62	0.30	2.1×10^5	1.1×10^{-4}	23
15.5	2.0	0.88	0.22	4.4×10^4	3×10^{-5}	1

圧密沈下量＝42 cm

以上の計算は荷重分布を二次抛物線円形荷重面と仮定して基礎地盤内の応力分布を求めたのであるが，この荷重分布の仮定によつて求める沈下量の値に極めて大きい差異がある事が分る．

従つて実際の堤防に於ける盛土荷重を如何なる分布荷重に仮定するかという事は極めて困難な問題で堤防並びに基礎地盤の性質によつて左右されるが，軟弱地盤に於ける堤防荷重は一応三角形或は二次抛物線形と見做し帯状荷重面と仮定して二次元的圧密沈下を計算すれば実際の量と余り大きい差異がないのではないかと思う．

VII　基礎地盤の限界支持力に関する考察

軟弱地盤地帯に築堤する際，果してどの程度迄の断面の堤防盛土が行なえるかと云う事は非常に困難な問題である．構築する構造物の種類によつては基礎の相対的沈下が構造物に被害を与える程度によつても定まるけれども堤防に於ては基礎地盤に許される支持力の限界は剪断応力が許容される限界にある事が更に重大であつて，この限界支持力に依つて築堤の許容される断面が定まるのである．

基礎地盤の限界支持力は堤防の幅，堤体材料沈下の状況に左右される事は勿論基礎地盤の性質特に剪断強度に大きく支配されるものである．

ところが軟弱地盤を基礎とする場合には載荷によつて地盤内に生ずる間隙水圧の為に実際に働き得る剪断強度は減少する．従つて基礎地盤の支持力は極めて小さいのである．

今土の空隙が全部水で飽和されている場合の土の剪断強度は次式で与えられるものとする．

$$\tau = c + (\sigma - \omega)\tan\phi$$

こゝに　τ：剪断強度

c：土の粘着力

ϕ：土の内部摩擦角

σ：圧縮応力

ω：過剰水圧

過剰水圧 ω は時間 t の函数であり時間と共に減少して行くから土粒子骨格に作用する力 $\bar{\sigma} = \sigma - \omega$ は漸増する．従つて剪断強度 τ は時間と共に増加する．今若し急激に載荷々重を増加すると，剪断強度は極めて小さいから基礎地盤内に生ずる剪断応力に抵抗し得ず破壊する事になる．

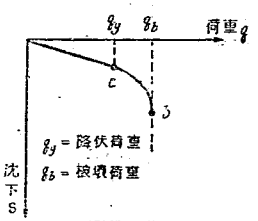
故に之が対等として盛土施工時に間隙水圧計によつて地盤内の過剰水圧を実測し之が或限界以上にならない様に施工速度を制御する方法が採られている．

従つてこの場合考えられる限界支持力は施工速度に依つて異り，時間的に変化する過剰水圧の項が入る為に之を理論的に求める事は極めて困難な問題となる．この簡単な境界条件の場合については，京大講師赤井浩一氏が，理論的に求める方法を提案している．[3]

今回は過剰水圧を考慮に入れず東大星埜教授[6] K. Terzaghi[7] その他の理論を用いて検討してみる．

星埜教授は降伏荷重，破壊荷重を図—31 の如く規定している．

即ち基礎地盤上の荷重を漸次増加してゆくと，ある荷重に於て荷重面の両端に塑性流動域が発生し荷重増加と共に漸次深部におよびa点に於て両塑性流動域は鉛直軸上で合致する．この降伏荷重を超えて更に荷重を加えると沈下は急激に増大の度を加えそれ以上荷重を加え得ざるに至り基礎は



図—31

破壊する．この時基礎には連続した破壊滑り面を生じこの面に沿い地盤の一部が側方に辷り出すものと考える．

かくして求めた降伏荷重 q_y，破壊荷重 q_b を与える理論式は次式の如くなる．

$$q_y=\omega_c C+\omega_b \gamma B+\omega_t \gamma T$$

$$q_b=\beta_c C+\beta_b \gamma B+\beta_t \gamma T$$

こゝに　C：土の粘着力

B：載荷面の幅又は直径

T：基礎の根入深さ

$\left.\begin{matrix}\omega_c\omega_b\omega_t\\ \beta_c\beta_b\beta_t\end{matrix}\right\}$：基礎地盤の剪断応力，静止土圧係数，荷重分布，荷重の形状等によつて異なる係数．

築堤においては $T\fallingdotseq 0$ と見做されるから最後の項は省略し得る．ω_c, ω_b, β_c, β_b の係数は静止土圧係数 1，応力集中係数 3 として次の如くなる．

荷重面	円形				帯状形			
荷重分布	等分布		抛物線		等分布		抛物線	
内部摩擦角	0	10	0	10	0	10	0	10
ω_c	3.5	4.8	1.9	2.7	3.2	4.2	2.4	3.1
ω_b	0	0.2	0	0.15	0	0.3	0	0.1
β_c	—	—	2.1	3.9	—	—	2.5	3.8
β_b	—	—	0	0.1	—	—	0	0.15

荷重分布が等分布であるか抛物線形分布であるかに依り q_y, q_b の値に相当差がある事が認められる．荷重面が相当大なる剛性を有する場合の荷重分布は載荷面上の載荷重の分布ではなく載荷面底の反力分布により与えられる．反力分布は自然の砂地盤では抛物線に近い．従つて基礎地盤に降伏或は破壊の起る際の荷重分布が果してどんな形をとるかは載荷面の剛性や地盤の性質により異るものと考えられるが，堤防荷重では剛性が小さいから初期の荷重に於ては粘着力の大きい地盤に於ては一様分布に近く砂地盤では抛物線に近い分布を示し荷重が増大し，塑性流動が激しくなるに從つて抛物線に近ずくものと考えられる．Terzaghi は次の如く解いている．即ち，極限支持力 q_b を与える式は星埜教授同様 $q_b=\lambda_c C+\beta_B \gamma B+\lambda_t \gamma T$ であるが μ_c, μ_B, μ_t は何れも土の内部摩擦角により定まる係数であつて全般剪断（沈下が比較的小さく破壊が急激に起る場合）と局部剪断（沈下が大きく破壊が除々に起る場合）とに区別して求めている．これらの値は次の如くである．

荷重面	円形				帯状形			
	全般剪断		局部剪断		全般剪断		局部剪断	
内部摩擦角	0	10	0	10	0	10	0	10
μ_c	7.4	14.3	—	—	5.7	11	3.8	3.3
μ_B	0	0	—	—	0	0	0	0

又其の他の学者が行つた解も之と殆んど同様の形式を有する式であるが，その係数は大きい差異が認められ

る．今各学者の採用している係数 β_c, β_B の値を比較してみると次の如くである．但し帯状形荷重とする．

係　　数	β_c	β_B		
内部摩擦角	0	10	23	38
星　　埜	2.5	0 15	3	23
Terzaghi 全般剪断	5.7	0	8	40
Terzaghi 局部 〃	3.8	0	2	7
Plandtle Caguot	5.14	—	12	50
Fellenins	5.52	—	—	—
Henkey palmer	4.0	—	—	—

以上に於て分る如く限界支持力の値も各学者の理論上の仮定により相当大きい差異が認められる．又基礎地盤の剪断強度を如何なる値にとるかという事も極めて困難な問題であるので勢い限界支持力を求めてもその結果に余り信用をおく事は出来ないと思われる．

今，模型堤防を円形抛物線荷重面（径 26.4 m）実際の堤防を帯状形抛物線形荷重面（幅 22 m），基礎地盤の剪断応力は剪断試験に於ける試料の

圧密百分率（%）	0	50	100
c (kg/cm²)	0.07	0.15	0.2
φ (0)	0	10	20

と仮定し　$\gamma=0.6\,t/m^3$

とおいて星埜教授の理論で限界支持力を求めてみると次の値を得た．

他の理論に依る場合には大体この二倍程度の値が限界支持力となる様である．

荷重面	限界支持力 q_s (kg/cm.²) 0 %	50 %	100 %
円　形	0.15	0.74	2.4
帯状形	0.2	0.77	4.6

模型堤防を円形荷重面と考えて堤体の単位体積重量を $1.6t/m^3$ 堤防高 4.0 m とすると荷重が低面積に一様に分布すると考えた平均荷重 $p=3.3\,t/m^2$ であり二次抛物線形に分布するとした場合の中心上の荷重分布の最大値 $p_m=2p=6.6\,t/m^2$ である．従つて模型堤防の中心 Ⅱ(0) 点の反力 $q_m=6.6\,t/m^2$ である．

又 A—1, B—1, C—1, D—1 等の点の荷重は $D=26.4$ m, $x=13.4$ m として

$$p_x=p_m\left(1-\frac{x^2}{D^2}\right)=4.9\,t/m^2$$

即ち $q_x=4.9\,t/m^2$ の反力を有している事になる．

同様にして実際堤防についても之を帯状形荷重面と考えると，一様分布荷重と考えた場合の平均反力は $q=3.8\,t/m^2$ であり等分布荷重と考えた場合の中心の最大値は $q_m=3/2\,q=5.7\,t/m^2$ である．

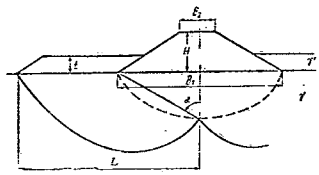
以上の結果から急速に盛土を行つた時には 4 m 程度の盛土を行う事は不可能であるが充分施工速度を遅くすることによつて更に高い盛土も可能である事が分る．

然し模型実験を行つた 0 点附近およびその上流一帯の基礎地盤は深さ 1～4 m の間に剪断強度の大きい砂層を有しており，粘土層の塑性流動に対しこの層の剪断強度が抵抗して丁度抑え盛土の役目を果し，限界支持力は計算値以上になつている様である．

所要の盛土を行う為に施工速度を如何に制御すべきかという問題に関しては今後行う基礎地盤の破壊実験に於て更に研究を続け度い考えである．

常盤線鉄橋より下流にある極めて軟弱な地帯では基礎地盤の上部に剪断強度の大きい且透水性の高い砂層の

如き層が存在せず，基礎地盤が一様に不透水性の軟弱な土で構成されている．この場合には普通に施工を行つたのでは著しい塑性流動を起す事が考えられる．從つて，之に対しては側方に隆起する塑性流動を防止する抑え盛土を施工するとか或は盛土の施工速度を極端に遅らせて基礎地盤が充分圧密されて後更に盛土するとか或は基礎地盤の支持力を向上させる他の方法をとるとか，種々の対策を考慮しその最適と思われる方法をとらなければならない．



図—32

今築堤抑え盛土を施工するとして計算してみる．

図—32 に於て基礎地盤の土の単位体積重量を γ，粘着力 c，内部摩擦角 ϕ，築堤および抑え盛土の比重を γ'，築堤の底幅，天端幅，高さをそれぞれ B_1 B_2 H とする．

築堤の形状を抛物線形と仮定して中央高さ H_m とする時

$$H_m=\frac{3(B_1+B_2)}{4B_1}H$$

抑え盛土をなし地盤が破壊をせざる為の所要盛土厚さを t とすると

$$t=\frac{\frac{2}{3}\gamma' H_m-q_b}{\beta_t\gamma'}$$

但し 抑え盛土をする前の破壊荷重 q_b は次式で表わされる．

$$q_b=\beta_c c+\beta_\gamma\gamma B_1$$

又図の様な辷り面を考えた時抑え盛土の幅 L は

$$L=\frac{1}{2}e^{\frac{\pi}{2}c}\cot\alpha\, B_1=\lambda B_1$$

但し λ は土の内部摩擦角により定まる係数

今　$B_1=22\,\mathrm{m}$　$B_2=4\,\mathrm{m}$　$H=4\,\mathrm{m}$

$\gamma=0.6\,\mathrm{t/m^3}$　$c=0.1\,\mathrm{kg/cm^2}$　$\phi=0°$

$\gamma'=1.6\,\mathrm{t/m^3}$　とすると

$$H_m=\frac{3(22+4)}{4\times22}\times4=3.54\,\mathrm{m}$$

$$q_b=2.5\times1=2.5\,\mathrm{t/m^2}$$

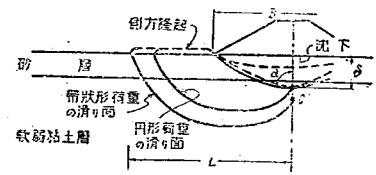
$$t=\frac{\frac{2}{3}\times1.6\times3.54-2.5}{1\times1.6}=0.8\,\mathrm{m}$$

$\lambda=0.99$　だから　$L=22\,\mathrm{m}$

即ち抑え盛土の厚さ 0.8 m 幅 22 m を要すると云う結果になる．

以上に求めた限界支持力の計算に於てはある限界荷重の下では或一定の顕著な辷り面が形成され，この面に沿つて急激な辷り破壊を生じるものと仮定されている．

即ち図—33 に見る如く堤防の直下には塑性流動を起さない矢円形又は土楔の部分が形成され，塑性域の上端 C 点から始まり堤防中心から L なる距離迄達する辷り面が形成される事により，破壊すると考えられている．



図—33

堤防底面の幅 $B=22$ m 内部摩擦角 $\phi=0°$ の場合には，星埜教授の式によれば，

C 点の深さ δ は円形荷重面の場合　3.8 m

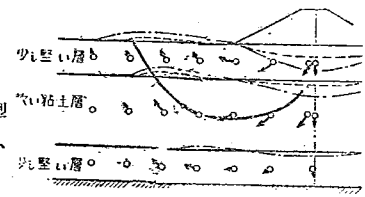
帯状形　〃　4.5 m

であり，辷り面の水平長 L は

円形荷重面の場合　18.5 m

帯状形　〃　22 m

である．

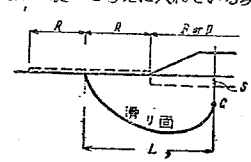


図—34

これに対して東仁連川堤防基礎調査の際室内に於て小型模型実験を行つた結果図—34 の如き塑性流動を起している事をみた．

即ち堤防の沈下が始まると同時に地盤内の土は塑性流動を開始し矢印の軌跡を以て移動し沈下が点線又は鎖線の状態になつた時地盤内の各層の境界線および側方地表面は図の如く沈下又は隆起を起した．

この場合変形量の最も大きいと思われる点を連続してみるとさきに求めた滑り面と非常に似た形となる．併しこの面は塑性流動の最も大きい面であつて塑性流動域の境界をなす面ではない．従つて考えに入れている現象の間には相当の距りが感じられる．



図—35

次に基礎地盤の塑性流動が堤防側方地表面に及ぼす影響を考えてみよう．

荷重面は円形（$D=26.4$ m）帯状形（$B=22$ m）の場合を考える．

この場合側方隆起は前に計算した L なる水平長を有する滑り面の端を中心とする幅 $2R$ の間に起るものと考える．(図—35)

円形荷重面の場合：—

塑性流動沈下量＝側方隆起量　即ち基礎地盤の容積変化は全く起らないとすれば

$$\frac{\pi}{4}D^2 s=\left\{\frac{\pi}{4}(4R+D)^2-\frac{\pi}{4}D^2\right\}h$$

$$D^2 s=\left[\left\{4\left(L-\frac{D}{2}\right)+D^2\right\}^2-D^2\right]h$$

但し　s：塑性流動に原因する堤防平均沈下量

h：側方隆起の平均高　$s=30$ cm　$L=18.5$ m　とおくと　$h=13$ cm

帯状形荷重の場合：—

$$sB=4Rh$$

$$=4\left(L-\frac{B}{2}\right)h$$

$s=60\,\mathrm{cm}$　$L=22\,\mathrm{m}$　$h=30\,\mathrm{cm}$　を得る.

基礎地盤の土の容積変化が全くないとすると相当量の側方隆起が現われる事になる.

併し実際に盛土施工した場合の観測では側方隆起量は微少であつた. 例えば0点の模型堤防では, 盛土開始より大体一ケ月の間に, 堤防端より 5 m位の範囲内に於て平均 10 cm の隆起が見られ以後は殆んど隆起しなかつた. この現象の原因は模型堤防直下の基礎地盤を見ると表面にヘドロがありその下約 3 m の間に砂層以下粘土層となつている. 従つて盛土の初期にはヘドロの横滑りと堤防端から発生した砂層の塑性流動によつて若干の隆起を示したが以後は砂層の水平, 垂直方向の圧縮による容積減少が塑性流動量を相殺した結果になつたものと考えられる.

文　　献

1) 森田定市：三池炭鉱における人工島の沈下について　土木学会誌　37 巻　pp 349

2) 赤井浩一：堤体二次元圧密の研究　土木学会論文集　No. 16 pp 51

3) 赤井浩一：盛土の施工制御に対する考察

4) O. J. Porter : Soil mechanics and soil stabilization 1938 part II pp 129

5) G. P. Tshebotarioff : Soil mechanics, foundations and earth structures pp 562

6) 星埜　和：土の支持力論

7) K. Terzaghi : Soil mechanics

Ⅷ 結　　語

要　約：—

1. 軟弱地盤の性質を知る為現地に於て試料を採取し, この土に対し次の如き試験を行つた.

物理的性質の試験

粒度, 比重, 含水量, 塑性限界, 液性限界等

力学的性質の試験

一面剪断, 圧縮, 圧密等

2. 軟弱地盤に於ける堤防沈下の状況を知る為模型堤防を築堤し, 施工の進捗に伴つて起る沈下, 側方隆起, 基礎地盤内の間隙水圧等を測定した.

3. 以上の結果を解析し次の事項を知つた.

1) 今回行つた様な方法で全沈下量を塑性流動沈下量と圧密沈下量とに区別し, 二次元的三次元的に考え

た．理論を適用すればその現象を極めて合理的に説明する事が出来る．

2) 塑性流動その他に原因する初期沈下量と間隙水の脱水に伴う圧密沈下量との比は 1/2～1 である．

3) 従つて沈下は極めて短時間に起り 1～2 年を出ずして一次圧密は終了する．

4) 基礎地盤の支持力は圧密過程により左右されるものであるから施工速度の如何により定まる．施工速度の限界支持力の関係は今後行う模型堤防の基礎破壊実験等により更に研究したい．

結　論：一

1. この附近の軟弱地盤地帯に計画断面（高さ 4 m）の築堤を行う場合には，場所により極めて大きい相異があると思われるけれ共堤防中心に於て 1.5～2.0 m 程度の沈下量があるものと予想しなければならない．

2. 特に左岸堤計画線の No.4, No.7, No.9（高浜港より愛郷橋に至る間）の地盤は最も悪く，築堤の為には充分な対策が検討されなければならない．

3. 旧堤の沈下量は最大 50 cm 程度であつた．旧堤と新堤との基礎地盤に及ぼす影響を 1:3 と考えると新堤の沈下量は 1.5 ～ 1.8 m となる．

旧堤上の 0′ 点に於ける模型堤防の沈下量は極めて小さかつたが，堤防全体に亘り盛土を行う際には，更に大きい影響を及ぼすものと思われる．

4. 地盤支持力の小さい軟弱地盤では塑性流動による初期沈下が極めて大きいからこの様な所にサンドパイルの如き工法を行う事は効果が少ない様に思われる．従つて基礎地盤の支持力を全体として向上せしめる例えば固結法の如き工法が研究されなければならない．

5. 軟弱地盤の性質は極めて複雑怪奇であつて何れも推論の域を出ない様な結果になつたが更に調査と相俟つて研究を続け，より確実な結果に導き度いと願つている．