土木研究所報告

第八十七号

切刃の磨耗に関する研究……谷南　藤部　正繁　三春

降雨から流出量を推定する一方法……佐吉木　藤川村　清秀俊　一夫晃

軟弱地盤地帯における河川堤防の沈下に関する研究……福稲　岡田　正倍　已穂

洪水時の河川浮游流砂量の変化について……吉　川　秀　夫

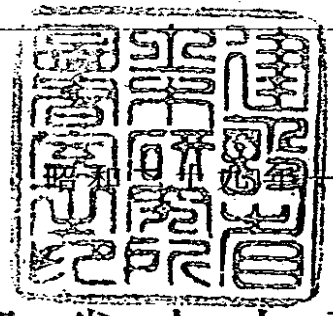
最近1ケ年間における各種セメントの物理的性質について……松山清　村田水　孫順道　治治貞

舗装コンクリートの現場試験報告……松山伊高　村田東野　孫順茂不　治治富二夫

AEコンクリートの配合設計に関する研究……山伊養　田東王　順茂田　治富栄一

低発熱型セメントの性質について……有小　泉松原　昌正夫

戦後の歴青材料の性質について……有野　泉本　昌誠三



昭和　年　月

建設省土木研究所

切刃の磨耗に関する研究

建設技官　谷　藤　正　三
建設技官　南　部　繁　春

目　　次

Ⅰ 要　　旨……(2)
Ⅱ 装置並びに実験の大要……(2)
〔1〕大　　要……(2)
〔2〕装　　置……(3)
〔3〕切　　刃……(4)
〔4〕被削試料……(5)
〔5〕試験方法……(6)
Ⅲ 結　　果……(6)
〔1〕磨耗面の様態……(6)
〔2〕磨　耗　量……(9)
〔3〕切削抵抗……(11)
〔4〕流れの様態……(15)
〔5〕材料の物理試験……(16)
Ⅳ 考　　察……(18)
〔1〕磨耗現象の解析……(18)
〔2〕磨耗に及ぼす含水量の影響について……(19)
〔3〕磨耗と削り速度との関係について……(21)
〔4〕磨耗に及ぼす圧力の影響について……(21)
〔5〕磨耗に関係するその他の影響について……(23)
〔6〕切刃面上に於ける砂の流動について……(23)
〔7〕二，三の切刃材を用いて行つた結果の検討……(24)
Ⅴ 結　　論……(25)

I 要　　旨

土工機械に関する研究は近時機械化施工の発達と相俟つて大きく取りあげられる様になつたのであるが，未だ日浅いため多くの未開拓の問題が残されている．土工機械に関する研究には機械自身を対称とする機構上の問題，材質の問題などの外に実際仕事を行う際の作業性の問題も考えられるのである．本研究では作業中特に磨耗する刃先部を対称にとり上げ実験室に於てそのすりへりの状態を調査したのである．測定には日本開発機，および日本特殊鋼両社の製品を用い，被削体としては荒川砂，および相馬標準砂を使用した．実験に際してはとくに実際施工時の状態と近似させるため円形回転台を使用し，切刃形状も実際のものと一致せしめる様留意した．回転台上には溝形に枠を取り付けこの中に試料を入れる様にした．台の回転により，一定高さに保たれた切刃はこの中で一定深さの切削を行うのであつて，削り速度は 43.5cm/sec，90.0cm/sec，129.5cm/secの三段とした．試料の物理的性質，切刃の切削条件は任意に変化して行つたのであつて，これらの測定結果から次の諸点が明らかにされた．

(1) 磨耗の初期には磨耗量は変動し一定時間走行後定常となる．この原因は主として表面粗さによるものと思われる．

(2) 切刃に及ぼす水分，有機成分の影響はかなりあるものと認められるが，連続使用のさいは顕著には認められない．

(3) 一定の条件下に於て行つた実験では削り速度と磨耗量との関係は

$$W_L = aV^n$$

でしめされ，磨耗量は速度の増加に伴い増加する．

(4) 削り角の変化に伴い砂の流れは変化し，抵抗および磨耗量は大幅に変化する．この場合抵抗と磨耗量は比例的でなく，削り角の小なる程抵抗は減ずるが磨耗は増加する．

(5) 抵抗，および磨耗量は含水状態により変化する．ただし被削体の性質により磨耗量最大を示す含水率は同一ではない．

これらの点から磨耗，切削抵抗という二つの大きな作業上の問題から，対称とする被削土について含水率と削り角の間に最も経済的な作業点のあることを示唆している．

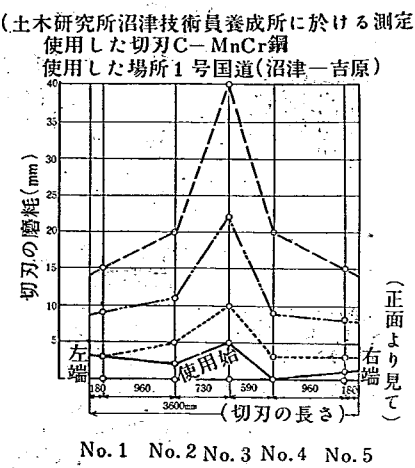
II 装置並びに実験大要

〔1〕大　　要

現場に於て直接測定を行うことは勿論最も望ましいことであるが，時間と経費の点で制約されるのみならず，被削体たる土の性質を一定状態にする事が困難であり，その物理的性質を定量的に変化させて，実験を繰返すことは更に困難である．単に磨耗のみを考えれば既に金属磨耗に於て研究されて来た如き間接的な方法により研究を行うことも出来る．而し，この場合に於ては，被削体は土であつてその物理的性質は千差万別であり幾多の問題がある．これらの観点から実験に際して注意した点は次の通りである．

（1） 切刃の中の一部を取り出し，その部分の磨耗を対称とする．

現場での測定例として，本研究所沼津技術員養成所で行つた結果の一つを示せば図—1の如くで，中央に於て磨耗度は最も大きく両端に向つて小となつている．この原因としては，土の被削面の形状，ブレードにかかる荷重分布の差異，ブレード前面に於ける土の流動などの影響が考えられる．本実験では磨耗条件を一定にするために側方流動をゆるさない様に留意した．即ち土は刃のおかれた方向に流動し，現場に於ける切刃中央部の状態と一致せしめる様にした．



図—1 作業時に於ける切刃磨耗の進行状態

（2） 一連の実験に於ては切刃，および土の性質を一定にする．

磨耗に関する研究は本邦に於ては主として金属磨耗を対称として行われて来たが，※その現象の複雑さのために幾多実験をくり返したにもかゝわらず結論を得るまでに到つていない．

それらの研究結果によれば，磨耗にあずかる要素の極めて多いことが分るのであつて，要はその要素の中で最も重要なものを見出し，爾余の要素による影響を如何にして一定せしめるかという事にある．本研究に於ては，重点を土の物理的性質の変化においたのであつて，このため切刃は一定材質のものを用い，磨耗初期の条件を一様にし，測定中に於て土の物理的性質を変化せしめざる様留意した．

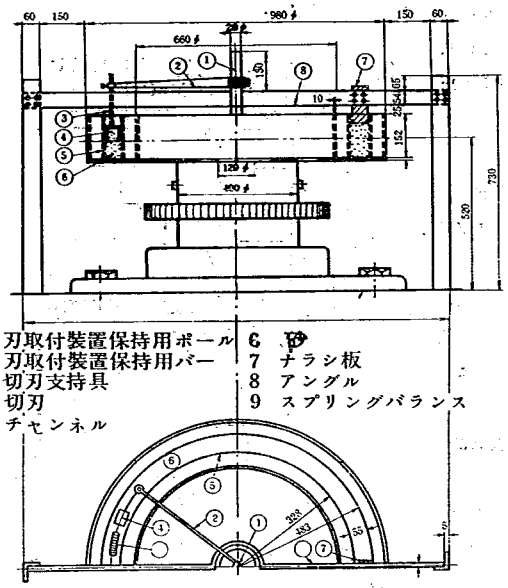
〔2〕 装　　置

切刃を（削り深さ，削り角など）一定の状態に保ち，長時間一定速度で磨耗を継続させ，而も被削体たる土の状態を一定にすること（削り速度，含水率，密度など）が必要であるが，本実験では切刃を定位に保持し，土をつめた溝を回転せしめて土が刃面を流れる様にした．（図—2） 試験機は交流三相5ＨＰのモーターより歯車伝達により回転せしめられる．図中①③は回転部とは切りはなされて別個に保持されている．回転速度はギヤーの切替えにより三段に変速され，溝中心に於ける回転速度は次の通りである．

低　速　度	43.5cm/sec (1.57km/hr)
中　速　度	90.0cm/sec (3.24km/hr)
高　速　度	129.5cm/sec (4.66km/hr)

切刃取付部の詳細は図—3に示す．削り角はネヂ⑤のしめ方により適宜変えることが出来る．土を入れる溝

※：日本学術振興会第6小委員会



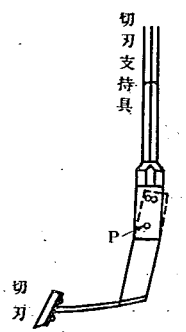
1 刃取付装置保持用ボール
2 刃取付装置保持用バー
3 切刃支持具
4 切刃
5 チャンネル
6 ピン
7 ナラシ板
8 アングル
9 スプリングバランス

図—2　磨耗試験機全図

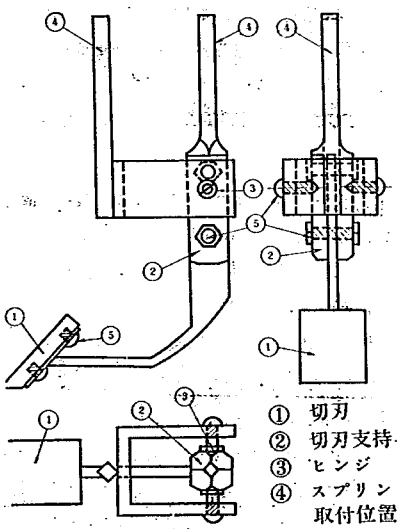
は水分による錆の発生を防ぐため耐蝕性の大きな真鍮を用い，なお刃と溝内側面との間隔は出来得る限り小さくし，側面磨耗の影響を小にする様につとめた．なお本装置では図—2に示す如く刃面にかゝる水平方向荷重を測定するためスプリング・バランスを用いたのであるが，更に取付部の一部を改良して刃の鉛直方向荷重をも測定した．改造部は図—4に示される通りである．

〔3〕 切　　刃

切刃は日本開発製弾丸鋼，特殊鋼および日本特殊鋼会社の製品であつて，公称成分および硬度は次の通りである．



図—3　切刃取付部の構造



① 切刃
② 切刃支持具
③ ヒンジ
④ スプリングバランス取付位置
⑤ ネヂ

図—4　モーメント測定装置

（1）弾　丸　鋼

（含有 100%）

C	M_n	N_i	C_r	P	S	焼入	焼戻	抗張力	伸	硬度
0.5～0.55	0.45～0.8	>0.3	0.4～0.6	微	微	850°C	550°C	70～80 kg/mm²	12～15%	S H40

（2）特　殊　鋼

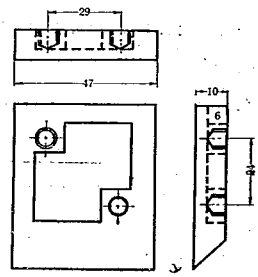
（含有 100%）

C	M_n	N_i	C_r	P	S	焼入	焼戻	抗張力	伸	硬度
0.6～0.7	0.35～0.50	——	微	<0.03	<0.03	850°C	550°C	70～85 kg/mm²	13～15%	S H40

試験片の寸法の一例をしめすと図—5の通りである．

〔4〕被削試料

現場作業を考慮して使用試料にも或程度の相似性をもたせることが必要であるが，実際には刃自身の硬度の方が大になりすぎる難点がある．本実験に使用した試料は相馬標準砂，および荒川砂であり，その物理的性質は次の通りである．



図—5　切刃の形状

（1）相　馬　砂

篩分け結果

篩　目	百分率
No 20 ドマリ	0.07
No 20～40	99.90
No 40～60	0.03
No 60以下	ナシ

真比重　2.74

（ピクノメーター法による）

気乾状態見掛密度　1.58gr/cc

気乾状態空隙率　42.4%

（2）荒　川　砂

篩分け結果

篩　目	百分率
No 20 以上	ナシ
No 20～40	6.8
No 40～60	32.5
No 60～140	60.7

真比重　2.72

気乾状態見掛密度　1.47gr/cc

気乾状態空隙率　46.0%

〔5〕試験方法

一定重量の砂を秤量して溝の中へ入れる．次にアルコールで表面をきれいに拭つた切刃を取付け一定の削り角を有する様に保持する．上下方向への移動のない様にネジでしつかり締め付け水平抵抗を測定するためにスプリング・バランスを取付ける．取り付けが終了すれば所要の速度で回転せしめる．一度切削した後は表面が乱れるためナラシ板を取り付けておく，含水率は試験中を通じ随時測定を行つて補正する．一定距離走行後刃を取り出し表面をアルコールできれいにふいて秤量する．

測定は次の諸条件下に於て実施した．

（1）含水率

相馬砂：気乾状態，0.5%，1%，1.5%，2%，4%，5%，および8%

荒川砂：2.5%，5%，10%，および15%

（2）削り速度

気乾状態および含水率1.5%の相馬砂について次の三段に速度を変えて試験を行つた．

	cm/sec	km/hr
高速度 (H)	129.5	4.66
中間速度 (M)	90.0	3.24
低速度 (L)	43.5	1.57

（3）削り角

気乾状態および含水率1.5%の相馬砂について 50°～80° 各10°おきに変えて測定した．(50°以下は二番面の影響が多分に入つて来るので取り止めた)

（4）横逃げ角

装置の都合上変化させなかつた．

（5）削り深さ

初期に於て刃最上部と砂表面とが一致する様にした．

III 結果

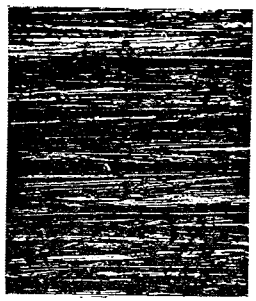
〔1〕磨耗面の様態

磨耗に及ぼす切刃表面の粗さの影響は極めて大である．初期条件を一様にするために砂の流動方向に対し直角の方向にエメリーペーパーで研磨した．特殊の場合を除いて，使用したペーパーは理研製粒度 No2 のものであり，〔表面粗さの変化が磨耗にどの様に影響をあたえるかをしらべるために二，三の場合に更に No5 を用いて試験を行つた〕エメリーペーパーによる研磨面は写真－1に示す通である．これで分る通り切刃表面は相当の凹凸を示しているのであつて，粗さメーターによる測定結果ではエメリー No2 に於て2～3ミクロン巾の溝のあることが分る．砂を気乾状態にしておいて磨耗せしめると微粒子がこの溝の中へ入り込んで中々とれないことがあるので，使用砂は一度水洗したものを用いた．磨耗の進行と共に横方向の凹凸は漸次減少し，か

磨耗各段階に於ける磨耗面の様態（以下12葉　何れも日本開発ＫＫ製特殊鋼を用う）

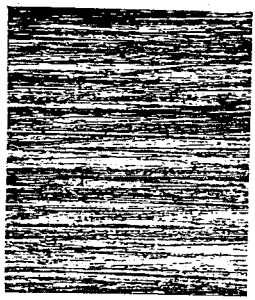
写真－1

1—(a)



エメリー No 5 デ研磨シタ面（×100）

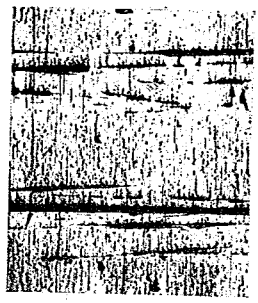
1—(b)



エメリー No 2 デ研磨シタ面（×100）

写真－2

2—(a)



相馬砂 $\Omega=1.5\%$　V＝M 磨耗距離 10000m 後ノ磨耗面　（×100）

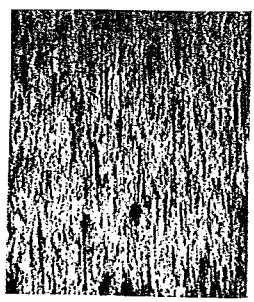
2—(b)

同左 24000m 後（×100）

2—(c)

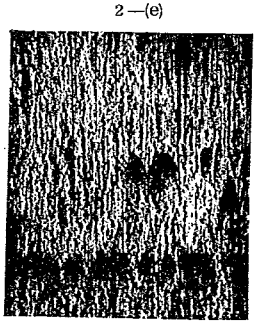
相馬砂 $\Omega=1.5\%$　V＝M 37000m 後　（×100）

2—(d)



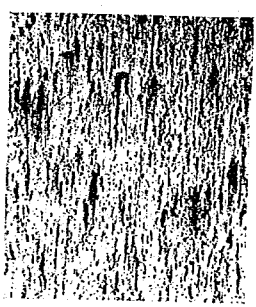
荒川砂 $\Omega=5\%$　V＝M 20000m 後　（×100）

2—(e)



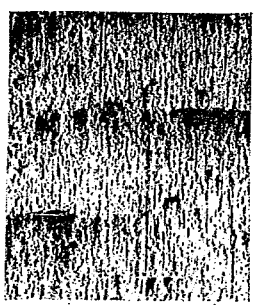
荒川砂 $\Omega=10\%$　V＝M 10000m 後（×100）

2—(f)



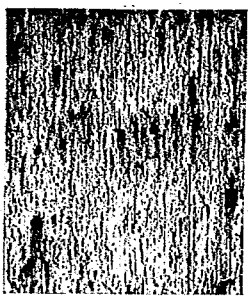
荒川砂 $\Omega=10\%$　V＝M 20000m 後　（×100）

2—(g)



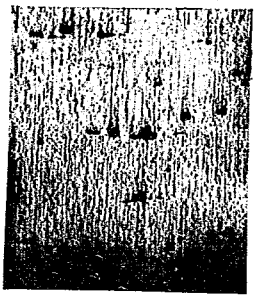
荒川砂 $\Omega=14\%$　V＝M 16000m 後（×100）

2—(h)



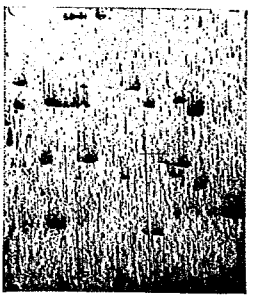
荒川砂Ω=14% V=M
20000m 後 (×100)

2—(i)



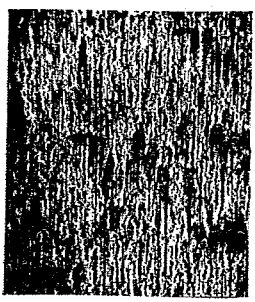
荒川砂 Ω=2.5% V=M
1000m 後 (×100)

2—(j)



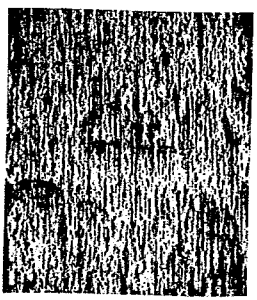
同左 20000m 後
(×100)

2—(k)



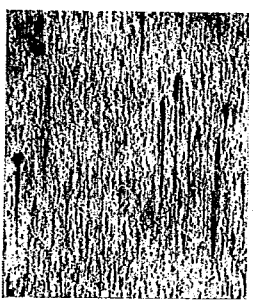
弾丸鋼 荒川砂 Ω=5%
V=M 10000m後(×100)

2—(l)



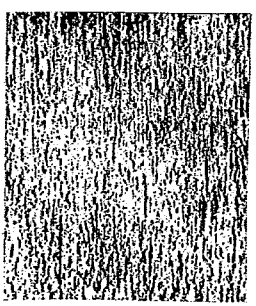
同左 20000m 後
(×100)

2—(m)

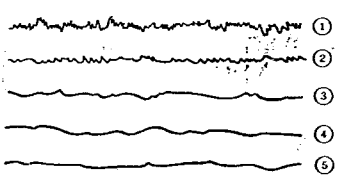


日本特殊鋼 荒川砂 Ω=5%
V=M 10000m後 (×100)

2—(n)



日本特殊鋼 荒川砂Ω=5%
20000m 後 (×100)

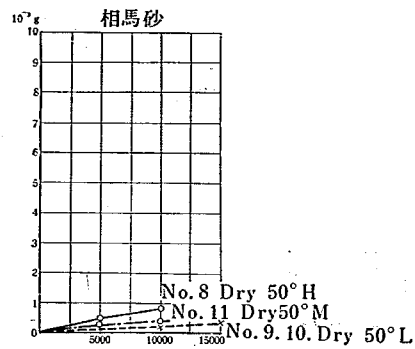


図—6 切刃表面の粗さ

わりに砂粒子の条痕が流動方向に認められる様になる.(写真—2) 磨耗面の凹凸度を粗さメーターにより拡大した結果は図—6に示す通りである. 図中①はエメリーNo5で仕上げた面, ②はエメリーNo2で仕上げた面 ③～⑤は相馬砂を被削体として行つた実験の一例である. 但し含水率 1.5%, 削り角 50°, 削り速度は中速度であり, ②は作業距離10,000m後, ③, ④はそれぞれ 24,000m, 37,000m 後の測定である.

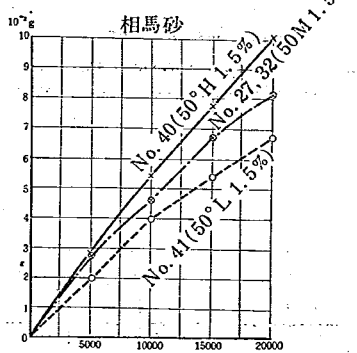
〔2〕磨　耗　量

磨耗量と作業距離との関係を図示すると図—7の通りであつて相馬砂に於ては 5,000m 前後に於て変態点のあることを示す．これは金属磨耗に於ける初期磨耗の現象と類似しているのであるが，磨耗初期に於て切刃面の粗さの影響から砂と面とがなじまないことによるものと考えられる．即ち磨耗面表面の凹凸のために砂と面との接触圧力が著しく不均一となることによると考えられるが，金属同志の磨耗の場合程圧力大でないため変態点はそれほど顕著ではない．本実験では磨耗面が熱せられて変質することは考えられない．測定結果を一定距離作業後の単位面積あたり磨耗量に換算してみると表—1の通りである．



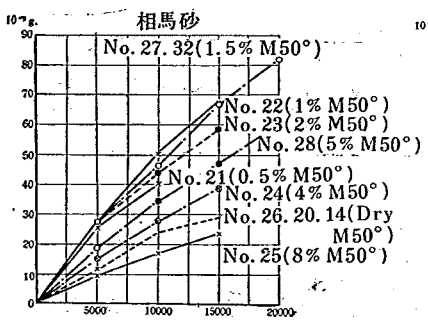
(a) 含水率削り角を一定にして速度をかえた場合（但し試験機①による）

図—7 (a)



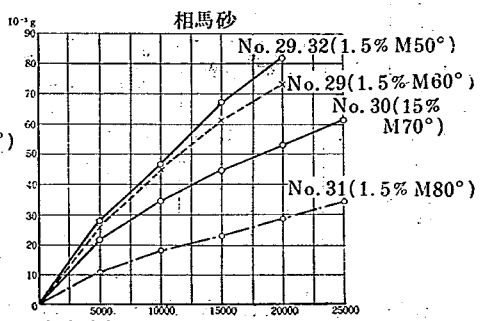
(b) 含水率削り角を一定にして速度をかえた場合

図—7 (b)



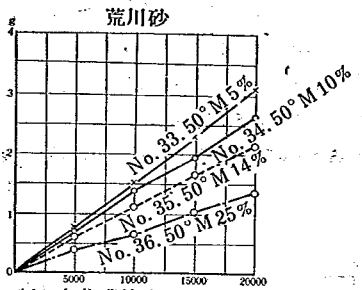
(c) 削り角速度を一定にして含水率をかえた場合

図—7 (c)



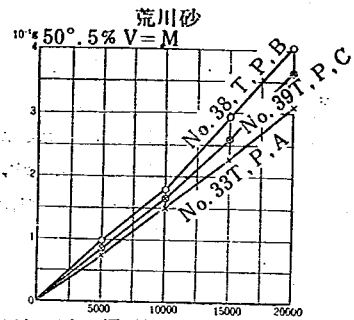
(d) 含水率速度を一定して削り角をかえた場合

図—7(d)



(e)削り角作業速度を一定に
含水率をかえた場合

図—7 (e)



(f)二三の切刃材を用いた試験

図—7 (f)

表—1

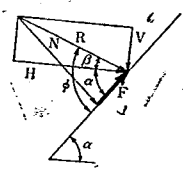
測定番号	測定条件				磨耗量	測定番号	測定条件				磨耗量
		α	Ω	V				α	Ω	V	
8	相馬砂	50°	気乾	H	1.348	27.32	相馬砂	50°	1.5%	M	1.413
9.10	〃	〃	〃	L	0.889	29	〃	60°	〃	〃	1.242
11	〃	〃	〃	M	1.091	30	〃	70°	〃	〃	0.782
14.20	〃	〃	〃	M	0.885	31	〃	80°	〃	〃	0.458
19	〃	60°	〃	〃	0.632	27.32	〃	50°	〃	M	1.413
15.16	〃	70°	〃	〃	0.559	40	〃	〃	〃	H	1.499
17	〃	80°	〃	〃	0.327	41	〃	〃	〃	L	1.025
14.20	〃	50°	気乾	〃	0.885	36	荒川砂	50°	2.5%	M	2.753
21	〃	〃	0.5%	〃	1.258	33	〃	〃	5%	〃	6.221
22	〃	〃	1%	〃	1.561	34	〃	〃	10%	〃	5.243
27.32	〃	〃	1.5%	〃	1.413	35	〃	〃	15%	〃	4.313
23	〃	〃	2%	〃	1.228	33	荒川砂	50°	5%	MT.P-A	6.221
24	〃	〃	4%	〃	0.921	38	〃	〃	〃	T.P-B	7.862
28	〃	〃	5%	〃	1.118	39	〃	〃	〃	T.P-C	7.285
25	〃	〃	8%	〃	0.544						

磨耗量：10^{-10}g/10^4m/cm² H, L, Mは速度を示す

この表にも明らかな如く磨耗量は作業速度，削り角，および含水率によつて変化する．すなわち削り角，含水率を一定にした場合は速度の増加する程磨耗度は大きい．削り角，速度を一定にした場合は $\alpha=50°\sim80°$ の範囲では角度の小さい程磨耗度は大きい．磨耗に及ぼす含水率の影響は微妙であつて相馬砂の場合 $\Omega=1.5$ %前後に於て，荒川砂の場合 5～10% に於ていずれも最大磨耗を示す．

〔3〕切削抵抗

作業中刃面に作用する荷重は図—8の様に働いている．こゝにH，Vは刃面に於ける全荷重Rの水平，および鉛直成分である．図—3の様な切刃を用いた場合切刃支持具を取り付けているバーと支持具との接触点（実際は面接触）に作用する回転モーメントは直接測定出来ない．然しお互に相当剛に結合されているためと，作用する抵抗が小なるため刃取付具自体の変位は無視しうるものと考えられる．このため支持具に取り付けたスプリングのよみは，そのまゝHをあらわすものと考えられる．図—4は上記の支持具が③のまわりに自由に回転出来る様に別に外側にとりつけた取付具を通してピン接合したものである．



図—8 切刃面に作用する荷重

外側の支持具を前の様に取付部と剛結させて取り付け，これに対しもとの支持具が垂直の位置に保たれる様に第二のスプリングをとりつけると図—9の様になる．水平方向に作用する荷重の平衡条件とO点のまわりのモーメントの釣合から次式が得られる．

$$rl_3 = Vl_2 + Hl_1 \quad \cdots\cdots (1)$$

$$T = r + H \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに　V＝切刃面にかゝる全荷重の鉛直成分

H＝切刃面にかゝる全荷重の水平成分

r ＝A 点に働く水平抵抗

T＝$\overline{AB}$ 間に剛性棒 Cを入れたときのB 点に働く水平方向荷重

r, H, l_1, l_2, l_3 は既知であるから次式より Vをもとめることが出来る．

$$V = \frac{1}{l_2}(rl_3 - Hl_1) \quad \cdots\cdots (3)$$

H．V．が分れば磨耗面に作用する全荷重 Rは

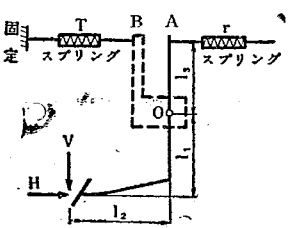
$$R = \sqrt{H^2 + V^2} \quad \cdots\cdots (4)$$

となる．これから削り角がきまつておれば磨耗面に作用する荷重の鉛直成分，および接線成分は容易にもとめられる．（図—9）

上図より次の関係式が成り立つ．

$$\tan\beta = \frac{V}{H}$$

$$\beta = \tan^{-1}\frac{V}{H}$$



図—9 切刃面に作用する力の釣合を示す図

$$\phi=\alpha+\beta=\alpha+tan^{-1}\frac{V}{H} \quad \cdots\cdots(5)$$

$$N=R\ sin\ \phi \quad \cdots\cdots(6)$$

$$F=R\ cos\ \phi$$

これらの測定結果は（表—2）に示す．

表—2

砂	含水率	速度	削り角	刃高サ	切刃面＝作用スル全荷重 (kg)					β	ϕ	$\frac{F}{N}$
					H	V	R	N	F			
相馬砂	気乾	L	50°	0	1.1	0.41	1.17	1.11	0.39	20°30′	70°30′	0.35
〃	〃	〃	〃	+1	0.5	0.46	0.68	0.68	—	42°40′	92°40′	—
〃	〃	〃	〃	+2	0.2	0.43	0.43	0.39	—	65°0′	115°0′	—
〃	〃	M	〃	0	1.35	0.47	1.43	1.34	0.73	19°10′	59°10′	0.55
〃	〃	〃	〃	+1	0.8	0.40	0.90	0.87	0.21	26°40′	76°40′	0.24
〃	〃	〃	〃	+2	0.4	0.34	0.52	0.52	—	40°20′	90°20′	—
〃	〃	H	〃	0	1.75	0.46	1.81	1.64	0.76	14°40′	64°40′	0.46
〃	〃	〃	〃	+1	1.0	0.32	1.05	0.98	0.41	17°50′	67°50′	0.41
〃	〃	〃	〃	+2	0.6	0.25	1.65	0.62	0.19	22°40′	72°40′	0.31
〃	0.5%	L	〃	0	1.1	0.40	1.17	1.10	0.40	20°00′	70°00′	0.36
	1%	L	〃	〃	1.5	0.47	1.56	1.44	0.60	17°20′	67°20′	0.42
	1.5%	L	〃	〃	1.6	0.41	1.65	1.48	0.71	14°20′	64°20′	0.48
	〃	M	〃	〃	1.7	0.43	1.75	1.57	0.77	13°50′	63°50′	0.49
	2%	L	〃	〃	1.65	0.41	1.70	1.53	0.75	14°0′	64°0′	0.49
	〃	M	〃	〃	1.72	0.41	1.77	1.58	0.79	13°20′	63°20′	0.50
	4%	L	〃	〃	1.95	0.37	1.99	1.73	0.97	10°50′	60°50′	0.57
	〃	M	〃	〃	2.0	0.34	2.02	1.74	1.03	9°40′	59°40′	0.59
	5%	L	〃	〃	2.05	0.37	2.08	1.81	1.03	10°10′	60°10′	0.57
	〃	M	〃	〃	2.2	0.24	2.21	1.84	1.25	6°10′	56°10′	0.67
	8%	L	〃	〃	0.98	0.14	0.99	0.84	0.52	8°10′	58°10′	0.62
	〃	M	〃	〃	1.1	0.11	1.11	0.91	0.62	5°40′	55°40′	0.68
〃	気乾	L	60°	〃	1.8	0.16	1.80	1.64	0.76	5°05′	65°05′	0.46
	〃	M	〃	〃	2.25	0.18	2.26	2.04	0.97	4°40′	64°40′	0.47
	〃	H	〃	〃	2.65	0.05	2.65	2.34	1.28	1°05′	61°05′	0.55
〃	〃	L	70°	〃	2.35	-0.27	2.36	2.11	1.05	-6°30′	60°30′	0.50
	〃	M	〃	〃	2.9	-0.33	2.92	2.61	1.30	-6°30′	63°30′	0.50
	〃	H	〃	〃	3.55	-0.54	3.59	3.15	1.72	-8°40′	61°20′	0.54
〃	〃	L	80°	〃	3.3	-1.00	3.74	3.35	1.69	-16°50′	63°10′	0.50
	〃	M	〃	〃	3.85	-1.30	4.00	3.57	1.95	-18°40′	61°20′	0.55
	〃	H	〃	〃	4.7	-1.65	4.98	4.34	2.44	-19°20′	60°40′	0.56
〃	1.5%	L	80°	〃	3.7	-1.15	3.88	3.44	1.78	-17°20′	62°40′	0.52
	〃	M	〃	〃	4.0	-1.41	4.23	3.69	2.09	-19°30′	60°30′	0.57
	〃	H	〃	〃	4.5	-1.93	4.89	4.10	2.68	-23°10′	56°50′	0.65

相馬砂	1.5%	L	70°	0	2.9	-0.31	2.92	2.62	1.28	-6°05′	63°50′	0.49
	〃	M	〃	〃	3.2	-0.46	3.23	2.85	1.53	-8°10′	61°50′	0.54
	〃	H	〃	〃	3.7	-0.69	3.76	3.24	1.91	-10°30′	59°30′	0.59
〃	〃	L	60°	〃	1.95	0.19	1.96	1.78	0.81	5°30′	65°30′	0.46
	〃	M	〃	〃	2.18	0.09	2.18	1.93	1.01	2°20′	62°20′	0.52
	〃	H	〃	〃	2.38	0.03	2.38	2.08	1.17	0°40′	60°40′	0.56
〃	〃	L	50°	〃	1.6	0.55	1.69	1.58	0.63	19°00′	69°00′	0.40
	〃	M	〃	〃	1.7	0.44	1.76	1.58	0.77	14°30′	64°30′	0.49
	〃	H	〃	〃	1.9	0.12	1.90	1.53	1.13	3°25′	53°25′	0.74
荒川砂	気乾	M	〃	〃	1.25	0.55	1.37	1.31	0.38	23°50′	73°50′	0.29
	2.5%	〃	〃	〃	1.2	0.50	1.30	1.24	0.39	22°40′	72°40′	0.31
〃	5%	L	〃	〃	1.6	0.48	1.67	1.53	0.66	16°40′	66°40′	0.43
	〃	M	〃	〃	1.9	0.29	1.92	1.64	1.00	8°40′	58°40′	0.61
	〃	H	〃	〃	2.3	0.10	2.30	1.83	1.40	2°30′	52°30′	0.77
	〃	M	〃	+1	1.2	0.23	1.22	1.07	0.64	10°50′	60°50′	0.60
	〃	〃	〃	−1	2.8	0.30	2.81	2.34	1.57	6°10′	56°10′	0.67
〃	10%	M	〃	0	2.65	0.21	2.66	2.16	1.54	4°30′	54°30′	0.71
	15%	〃	〃	〃	3.15	0.19	3.15	2.54	1.88	3°30′	53°30′	0.74

註　刃の高さ0とは刃の最上面と砂表面とを一致させた場合を示す．+1，+2，とは砂表面をZ軸の原点として正を上にとつたもので単位は cm である．切刃面に作用する力は面全体にかかる合力であり，磨耗面の面積は大体 25.85cm² である．

切削抵抗と変位との間の関係については本項ではふれていない．このことは作業中に於て連続的に生ずるすべりによつて抵抗自体は不連続であるにもかゝわらず速度が早いために不連続の連続となり殆んど一定の収斂状態にあるからである．よつて本結果の適用にある限界のあることが示唆される．

これによると磨耗面に作用する全荷重は鉛直水平両成分に分けられ，更に面に対し垂直方向，接線方向の両成分に分けられる．

上記結果から

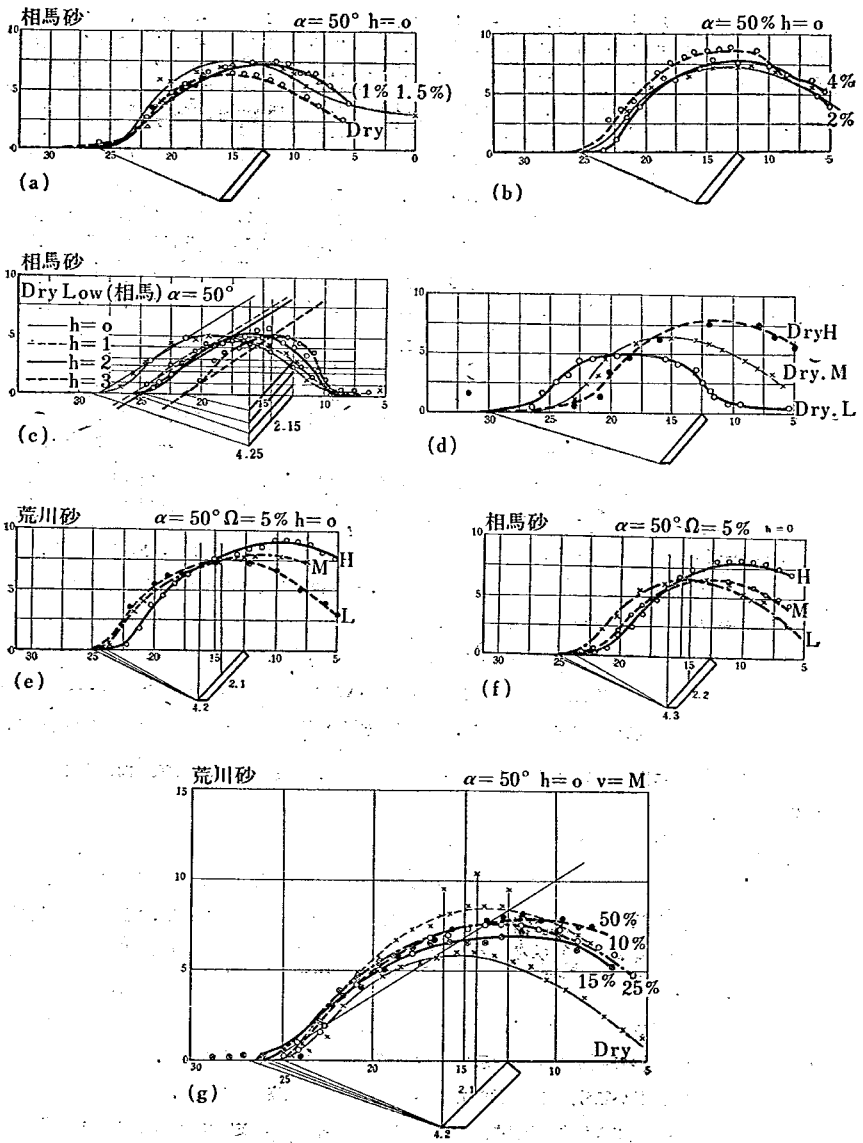
（1）　削り深さを変えることによつて全荷重は変化し，磨耗面との間の角φは深さの減少する程大となる．この理由としては砂粒子の運動エネルギーの減少，位置エネルギーの増大によるものと思われる．運動エネルギーの減少は削り深さの減少に伴なう切削砂量の減少と，流線勾配の増加による速度の減少の二つに帰因する．

（2）　速度の増加する程荷重は増加するがφはかえつて減少する．

（3）　角度の増加によつても同様の現象を示し，切削角70°以上に於てβは負となる．

（4）　含水率の変化に伴い諸分荷重の変動を来すが，ある含水率で最高値をしめす．

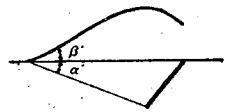
（5）　以上諸条件下に於て全荷重の作用方向と磨耗面とのなす角は大体一定しており，面と砂との間の磨擦の影響が多分にあることが分る．



図—10 切刃面上に於ける砂の流動

〔4〕流れの様態

図—10に示す如く切削に伴ない刃前面に砂のもり上り始めの点と刃先を結んだ直線にそつて不連続層を生じているものと考え，次図の様にα′をもとめると次表の通りになる．（図—11，表—3）



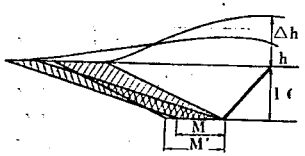
図—11

表—3

砂	切削角	含水率	速度	刃ノ高サ	α′	β′	安息角 (φ′)	内部摩擦角 (φ)	$\frac{\pi}{4}$ $\frac{\varphi}{2}$
相馬砂	50°	気乾	L	0	18°30′	35°40′	31°30′	46°50′	21°35′
	〃	〃	〃	1	19°10′	33°0′	〃	〃	〃
	〃	〃	〃	2	15°30′	33°0′	〃	〃	〃
	〃	〃	〃	3	13°0′	33°40′	〃	〃	〃
〃	〃	〃	H	0	18°50′	—	〃	〃	〃
			〃	1	23°0′	40°0′			
			〃	2	20°0′	40°0′			
〃	〃	〃	M	0	19°0′	41°0′	〃	〃	〃
				2	17°30′	43°0′			
〃	60°	〃	L	0	25°40′	39°0′	〃	〃	〃
			M	0	26°10′	43°25′			
			H	0	26°25′	46°50′			
			M	1	21°35′	43°10′			
〃	70°	〃	L	0	24°25′	39°0′	〃	〃	〃
			M	0	24°30′	39°40′			
			H	0	24°40′	47°50′			
			M	1	19°0′	38°10′			
〃	80°	〃	L	0	22°30′	35°40′	〃	〃	〃
			M	0	24°50′	43°0′			
			H	0	25°0′	46°0′			
〃	50°	〃	M	0	19°0′		31°30′	46°50′	21°35′
		0.5%			23°10′			46°40′	21°40′
		1%			24°30′			46°20′	21°50′
		1.5%			26°0′			45°0′	22°30′
		2%			25°0′			43°50′	23°05′
		3%			23°0′			45°50′	22°05′
		4%			25°0′			47°10′	21°25′
		5%			25°0′			47°0′	21°30′
		6%			27°0′			46°50′	21°35′
〃	〃	1.5%	L	0	24°10′				
			M	0	24°50′				
			H	0	26°0′			45°0′	22°30′
			M	+1	23°0′				
			M	−1	24°05′				

〃	60°	1.5%	L	0	24°50′				
			M	0	26°30′				
			H	0	27°10′				
〃	70°	1.5%	L	0	22°25′				
			M	0	25°20′				
			H	0	22°25′				
〃	80°	1.5%	L	0	24°20′				
			M	0	23°0′				
			H	0	23°0′				
荒川砂	50°	5%	M	−1	25°0′				
				0	25°50′			34°20′	27°40′
				+1	21°40′				
〃	50°	5%	L	0	26°0′				
			M	0	26°0′			〃	〃
			H	0	28°10′				
〃	50°	気乾	M	0	24°20′			44°0′	23°0′
		2.5%			26°05′			39°0′	25°30′
		5%			26°0′			34°20′	27°40′
		10%			26°0′			38°0′	26°0′
		15%			22°0′			38°40′	25°40′

本実験に土圧論を応用することは無理であるが，本実験より得た α' が $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ にほぼ近似していることは注意すべきことである．こゝに $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ とはランキン領域内の受動土圧剪断模様の傾斜角，φ は砂の内部摩擦角である．砂が切刃に遮られることにより切刃面の前面に渦流動を生ずる．この原因としては剪断層内に於て砂粒子の運動がバランスをかき速度分布が著しく不定となることによる．気乾状態にあつて砂粒子間に附着力の働かない場合は流動面表面に於て速度を失くした砂粒子の一部は逆に斜面にそつてすべり落ちる．この際斜面の傾斜角 β' はいずれも安息角より大となつている．β' および α' の値が速度の増加と共に増大することは前者に於ては速度変化に伴なう運動エネルギーの増加が位置エネルギーの増加よりはるかに大なることにより，後者は不連続層の境界面に加わるエネルギーの増加によるものと思われる．（図—12）



$rlvtB=M$（単位時間流砂量）
$rl(v+\Delta v)tB=M+\Delta M=M'$（単位時間流砂量）

図—12

〔5〕材料の物理試験

（1）砂の密度，砂の物理的性質即ち，含水状態；密度等を一定に保つて実験を行う事は困難である．又含水に伴なう見掛密度の変化をどう取り扱うかは注意すべき事である．自然状態におかれた砂は含水に伴ない重量，並びに容積の変化を来す．今容積 V，重量 W，見掛密度 r の砂が含水により容積に於て ΔV，重量 ΔW の

増加を示したとすると見掛密度 r' は次の様になる．

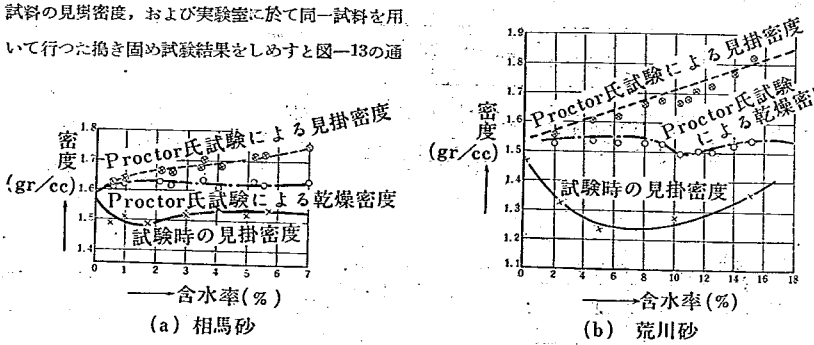
$$r'=\frac{W}{V'}=\frac{W+\Delta W}{V+\Delta V}=\frac{1+\frac{\Delta W}{W}}{1+\frac{\Delta V}{V}}\times\frac{W}{V}$$

ここで若し容積変化の割合 $\frac{\Delta V}{V}$ が重量変化の割合 $\frac{\Delta W}{W}$ に比し大なるときは，$r'<r$ となり見掛密度は減少する．Wの増加量は含水率 (ω) に一次的に比例するが，ΔV は含水率と砂の性質によりことなつた関係をもつ．実験にあたつては現場の状態に近似する様に見掛密度の調整を行ない，場合によつては適当なしめかためを行う必要がある．しかし含水に伴なう見掛密度の変化は土質に依り一様には論ぜられないので，実際には次の二つのいずれかをとらねばならない．

1) 乾燥密度を一定に保つこと，このためには含水による容積変化を許容してはならない．

2) 上のことを行なうためにローラー又は，タンパーにて締め固めることは工作上困難であり，しかもその効果を一様にはなし得ないから，密度の絶対値に変化はあつても実験を通じて一定の密度を有することに重点をおいて容積の変化を許容する．

切削に伴ない刃先より上の砂は攪乱され，容積変化は更に大となるので本実験では後者をとつた．測定中の試料の見掛密度，および実験室に於て同一試料を用いて行つた搗き固め試験結果をしめすと図—13の通



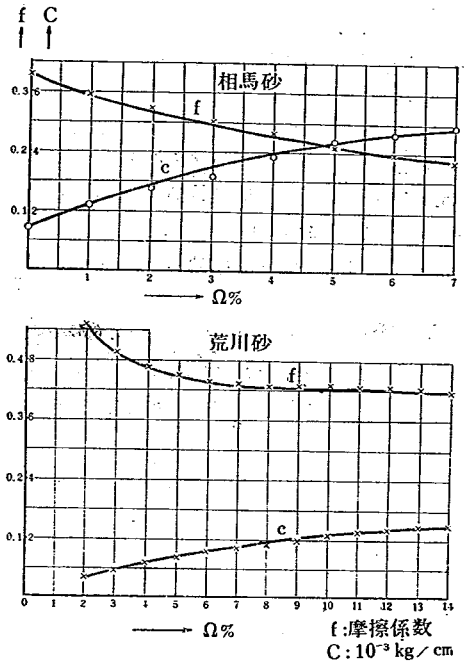
図—13　含水率と密度との関係

りである．これから試験結果を密度の点から検討する要のあることは論をまたない．

(2) すべり摩擦係数の測定

使用砂と刃面との摩擦力をもとめるためにすべり摩擦係数を測定したがその結果は図—14の通りである．本測定のために使用した装置は理工研最上研究室のものである．

註　なお本試験機の説明，並びに測定例については土木学会第五回並びに第六回年次学術講演会に報告されているのでここでは割愛することにする．



図—14　ころ摩擦係数の測定結果

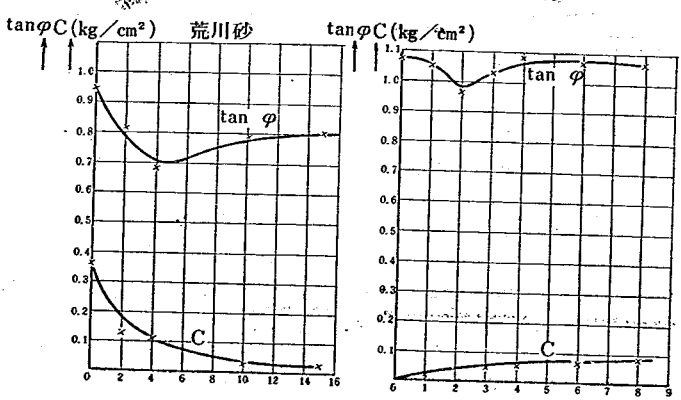
(3) 剪断試験

砂の剪断抵抗および内部摩擦角をもとめるために行つた剪断試験結果は，図—15に示される．本測定に用いた試験機は鉄道省土質調査委員会案になる大型二面剪断試験機である．

IV 考　　察

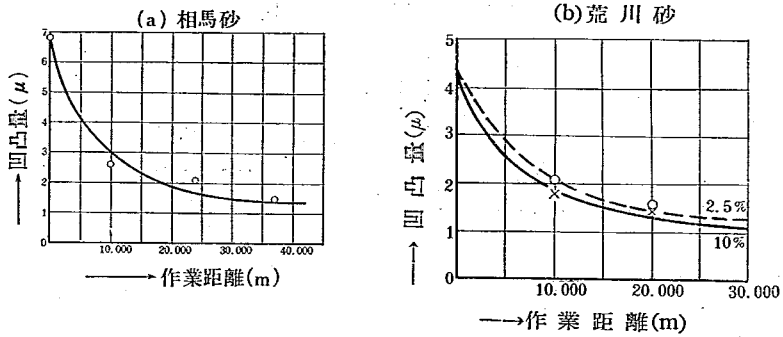
〔1〕 磨耗現象の解析

磨耗量—作業距離についてのグラフから相馬砂に於ては 5000m 前後に於て変態点がみとめられる．更に長時間磨耗させれば第二，第三の変態点が認められる様になるが，いずれも第一の場合に比して顕著でなく第一変態点以後は概ね一定の磨耗状態にあるものといえる．磨耗の初期に於て磨耗度が浮動し一定状態にならないことは金属同志の磨耗にも現われる現象である．この原因として第一に磨耗面の粗度の影響がある．太越博士は磨耗面を一定ピッチの三角形凸起の連続と考えパラフインを用いて凸起カミ合せ試験を行つているがこれによれば凸起の機械的破壊は一定の接触圧に於ても速度により漸次増大するとはか

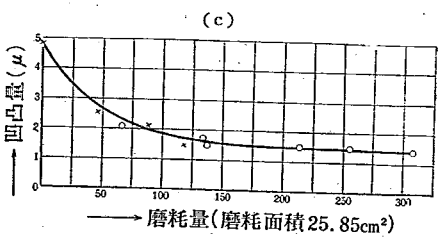


図—15　剪断試験結果

ぎらず，又圧力大なる程速度の影響は顕著にあらわれないことを示しており，単純な推論と一致しないことを示している．何れにしても金属面の凸起部は粒子の衝突により引張り又は剪断されて漸次破壊していくものと思われる．磨耗量が初期に於て著るしいことは凸起部が大なるために破壊量がますためと考えられる．既に前節に於て述べた如く本実験に於ては磨耗面に加わる砂粒子の圧力は極めて小さく摩擦速度（削り速度）も小である．このことは，摩耗による変質層の形成の最大原因たる摩擦熱の発生および接触圧が極めて小なることを



示しており，むしろ表面粗さの変化の方が非定常の主原因と考えられるのである．粗さメーターを用いて表面凹凸度を測定した結果から最大凹凸量（μ）と作業距離との関係を図示すると 図—16 の通りであつて，10,000mに於て凹凸量の変化が大体一定することを示し上述の所論を裏付けている．

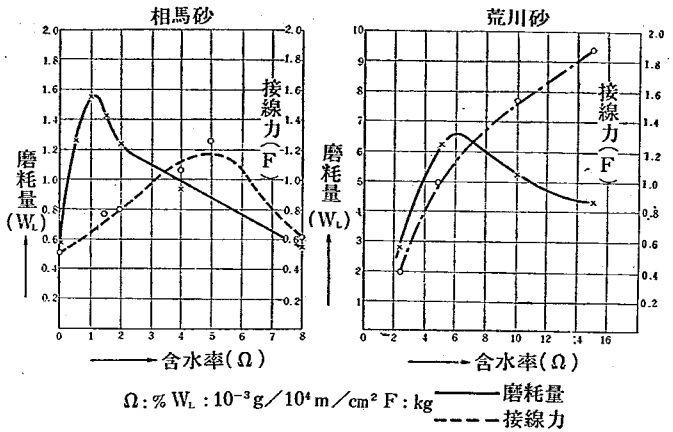


図—16　作業距離と磨耗面凹凸量との関係

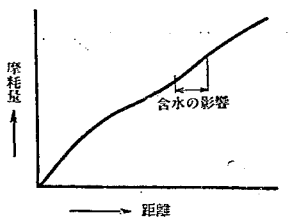
〔2〕. 磨耗に及ぼす含水量の影響

土工機械の切刃の様に切削の対称が土である場合は通常の金属磨耗の場合とは異なつて含水率による影響は極めて大きい．相馬砂，荒川砂について含水状態を種々変えて実験した場合の，磨耗度の変化は 図—17 の通りである．

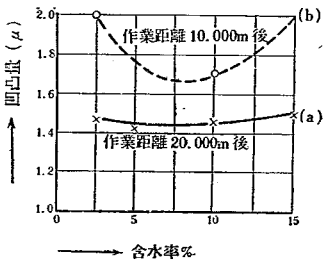
通常の土に対する物理試験で示される如く，土は含水に伴ないその物理的性質が大巾に変化する．これらの物理的性質の変化（見掛密度，摩擦係数，剪断抵抗など）がいずれも磨耗と密接に結びつくのであつてとくに一つを抜き出して考慮することは出来ない．磨耗面に加わる荷重をモーメント法でもとめた結果，これとの関連も容易に結びつかないことから結局次の様にいえる．即ち刃の磨耗は磨耗面に加わる荷重に関与するのみならず，含水量および荷重の変化に伴なう磨耗面上の砂粒子の流動の状態，流動速度等によつてかわつてくるものと考えられる．次に砂の含水に伴ない切刃材質に及ぼす水分の化学的影響は大となり磨耗面は腐蝕され変質する．この場合腐蝕に伴う磨耗度の促進は定量的には確められなかつた．連続的に実験を行なう場合はその影



図—17　含水率と磨耗量及び接線力との関係



図—18　磨耗に及ぼす含水の影響



図—19　一定作業距離に於ける表面凹凸量と含水量との関係

響は一様に入つて来て左程顕著には現われてないが，10時間位の間隔をおいて実験を行なう場合は図—18にしめされる様にその影響は明らかに認められる．種々の含水状態に於ける磨耗度を磨耗面の粗さから検討してみると図—19の通りであつて磨耗量測定結果と一致している．

〔3〕 磨耗と速度との関係

磨耗面表面を一定ピッチの突起の連続と考え，磨耗現象をこの突起に衝突する粒子の作用と考えると，粒子の硬度が大であつても圧力の小なるときは粒子は突起斜面にそつて押し上げられ破壊はごく表面に限られることになり，圧力が大であつても硬度小なるときは粒子自身が破壊してしまう．而も粒子の移動速度によつて現象は更に複雑となる．「同一硬さ同志の二つの金属面間の磨耗をしらべると磨耗量はある速度で最大に達し必ずしも速度には比例しないことを示す」．本項に於て示す速度とは磨耗面上の粒子の流動速度をさすのであるが本実験の様に被削体を土にとつた場合は土の物理的条件の変化により変動があるのは当然である．本実験では面上の砂粒子の流動速度を実測し得なかつたから，上記の推論を裏付ける何ものもないのであるが，しかし

削り条件を一定にして測定を実施する際は面上の砂粒の流動速度を薄の回転速度に比例すると考えても大差ないものと思われる．この様な考えから回転速度 V (cm/sec) と平均磨耗量 W_L (10^{-3}g/10^4m/cm^2) との関係を次の様な指数方程式で表わしaおよびnの値をもとめると表—4の様になる．

$$W_L = aV^n$$

表—4

	速度 (V) cm/sec	磨耗量 10^{-3}g/10^4m/cm^2	n	a
相馬砂	129.5	1.349	$\frac{1}{3.0}$	0.267
気乾	90.0	1.091		
切り角 50°	43.5	0.889		
相馬砂	129.5	1.459	$\frac{1}{3.2}$	0.319
1.5 %	90.0	1.300		
削り角 50°	43.0	1.052		

当研究所沼津技術員養成所に於て行つた実験結果（図—20）によると切刃平均磨耗度とグレーダーの平均作業走行速度との関係式として，

$$a = \frac{1}{1.57\times10^5} V^{2.086}$$

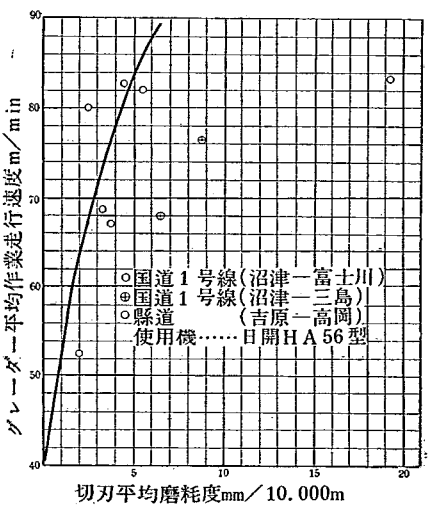
a：切刃平均磨耗度

mm/10.000m

V：グレーダー平均作業速度

m/min

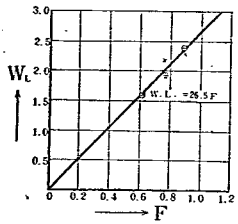
を得ている．この式に於ては磨耗度は速度の増加に伴ない急激に増加し実験室に於けるよりはるかに大なる影響のあることを示し，現場に於ける磨耗が実験室とは大分違つた形で行われていることを示す．（後章）



図—20　グレーダー速度と切刃磨耗度との関係

〔4〕 磨耗に及ぼす圧力の影響

含水に伴なう砂の物理的性質の変化により磨耗面に加わる圧力は変化し，磨耗量との関係も複雑となる．このことは削り角，削り深さなどをかえた場合にもいえることである．削り角を変化せしめたときは砂の性質が一定であつても刃面による境界条件の相違から流動状態は著しく変化し圧力と磨耗は比例的でなくなつて来る．砂の物理的性質が一定の場合圧力の増加に伴ない砂粒の運動は制約される．この場合面上を移動する砂粒の動きを回転とすべりの二つに分けて考えてみると圧力の増加により或程度すべりの方が増加するが，摩擦の性質の如何にかかわらず圧力の増大に伴ない摩擦力は増加し磨耗も大となる．磨耗面に加わる荷重をモーメン



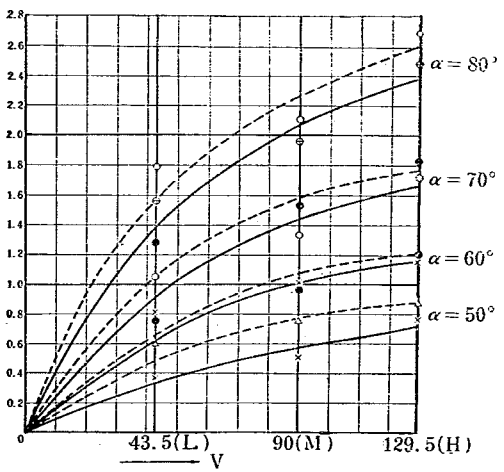
W_L: 磨耗量　10^{-3}g／10^4m／cm²
F：接線力　kg

図—21　磨耗量と接線力との関係

ト法によりしらべ，その接線方向成分と磨耗量との関係についての一例を示すと，図—21の通りであり，一定条件下に於ける実験では比例的な関係にあることを示す．　$\alpha=50°$　Ω=気乾の場合について磨耗量W_L(10^{-3}g/10^4m/cm²)と接線方向分荷重 F (kg　磨耗面積25.85cm²) との関係をもとめると次の様になる．(図—21)

$$W_L \fallingdotseq 2.65F \cdots\cdots (1)$$

即ち削り条件，砂の物理的性質を一定して行つた実験では磨耗量と荷重とは一次的に比例する．接線方向荷重と速度との関係を図示すると図—22の通りである．これを指数方程式



F：接線力(kg)　　V：速度(cm／sec)
点線：含水率1.5%　実線：気乾状態

図—22　接線力と速度との関係

におきかえて

$$F=bV^m \cdots\cdots (2)$$

とすると表—5の様な値がもとめられる．又　$\alpha=50°$　Ω=気乾の場合について F と W_L の間の関係式（1）に代入すると次の如くなる．

$$\frac{W_L}{2.65}=bV^m$$

$$W_L=2.65bV^m \cdots\cdots (3)$$

となる．これを前項の

$W_L=aV^n$ と比較して

$m \fallingdotseq n$ とおくことによつて速度と磨耗量との関係を推定することが出来る．

表—5

砂	削り角	含水率	m	b	(a)	備考
相馬砂	50°	気乾	$\frac{1}{2.3}$	0.072	0.125	速度：中速度
	60°	〃	$\frac{1}{2.45}$	0.154	0.100	(a)の値は$m \fallingdotseq n$
	70°	〃	$\frac{1}{2.5}$	0.222	0.092	とおいてもと
	80°	〃	$\frac{1}{2.75}$	0.380	0.064	めたもの

〔5〕 磨耗に及ぼすその他の影響について

磨耗に関係してくる主なる要素については大体以上述べたが，この外材質の問題，被削体の物理的性質（粒度，硬度等）の問題などがある．これらは被削体と砂との摩擦係数の変化など磨耗機構の変化を来すものと云える．又外的な諸因子，熱作用，有機成分の影響なども無視出来ない．この中材質については炭素含有量の変化，熱処理の効果，硬度の影響をはじめ組成，加工性など多くの研究分野を蔵している．被削体としては表面形状の粗さ，硬度，粒度など直接磨耗に関与するものと考えられる．今回の実験に於ては荒川砂，相馬砂の二種類のみについて行つたのであるが，結果は前者の方がはるかに磨耗が大であつた．この原因としては荒川砂の方が粒度小なるため磨耗面の同一面積上で接触する粒子の量が多く，従つて同一時間中に於ける摩擦面積が大になることによるものと考えられる．関東ロームを用いて二，三実験したのであるが *L. L*（含水比約 100 %）～*P. L*（含水比約 50%）の範囲内の含水状態では粘着力が大でロームが磨耗面にはりつき測定は不能であつた．又実際の現場作業に於ては摩擦熱が高くて磨耗表面の組織を変化せしめる場合も起りうると思われるが，本実験に於ては摩擦熱の影響は顕著でなかつた．

〔6〕 切刃面上に於ける砂の流動について

本問題については昭和二十二年度に当研究室に於て実験したのでその結果を合わせ考慮する．実験は細長い砂箱中に一定位置に固定した切刃を入れ箱を漸次移動せしめつつ切削抵抗および流線の変化をもとめたものであり，次の様な結論を得ている．

(1) 箱側面の一部をガラス板としてこれを通して観測を行うと，ガラス面に現われる「スベリ面」は直線や単一な曲線では現われず凹凸のある不規則な線となり，切刃の削り角により或程度の変化がみとめられる

(2) 砂中にヒゴを入れて中央部の砂の動きを調べると，削りに伴ない一種の帯状をなして押し上げられこれらの滑り帯と浮上り帯とが交互に現われて来る．

(3) 削り角小の場合は盛上り土量少なく一般に運動は不明瞭である．

即ち刃の移動に伴ない刃前面の砂粒は刃面に於ける抵抗により或程度は圧縮され粒子間に圧力が伝達される様になると漸次配列をかえて最も変形し易い方向に移動して行くものと思われる．砂粒子がお互の間隙を小さくし得る間は横方向に移動し，いわゆるすべり帯を生ずる．更にこれのみで抗しきれなくなつたとき上方に移動し表面に浮上りを生ずる．この際砂層内には顕著な浮上り帯が出来るのであろう．

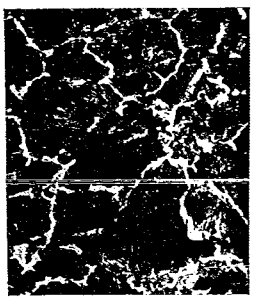
砂層内のこの様な粒子の動きは刃面に加わる荷重にも絶えず動きをあたえ，不連続層の位置も絶えず変化しているものと思われる．不連続層と目される帯状部に於ける力の釣合いは含水状態により大幅に変化し，或程度以上の含水状態以後は剪断され易くなつて不連続層も安定して来るものと思われる．この様な不連続面と磨耗面との二つの境界面の間にあつて砂粒子は複雑な運動を示すのである．削り角が小なる時は刃面にそう粒子の移動は容易であるが削り角が増すにつれて移動は困難となる．モーメント法による実測結果の示す通り削り角の増加に伴ない面にそう接線方向荷重は増大している．このことは磨耗面上の砂粒子を移動せしめるに要する力も増大していることを示している．削り角の増大に伴なう磨耗面上粒子の移動の困難さはこれによると思

われるが，一方不連続層にそう砂粒子の移動は顕著となつて現われるもので，このことは刃前面のもり上り砂量の大きくなることから推察しうるところである．即ち削り角の増大に伴ない刃面にそう粒子の移動が困難となる結果荷重は増加するが磨耗はかえつて減少することになるのである．

写—3

金属組織（× 400）　5%ピクリン酸アルコール溶液にて腐蝕

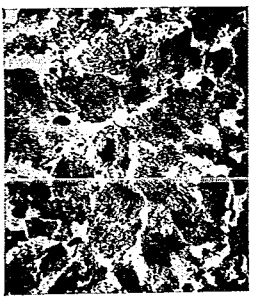
3—（a）



日本開発製特殊鋼

Si	Mn	P	S	Ni	Cr
0.29	0.56	0.026	0.025	0.039	0.01

3—（b）



日本開発弾丸鋼

Si	Mn	P	S	Ni	Cr
0.16	0.59	0.025	0.032	ナシ	ナシ

3—（c）

日本特殊鋼製

Si	Mn	P	S	Ni	Cr
0.39	1.07	0.027	0.019	0.68	1.10

〔7〕 二三の切刃材料を用いて行つた結果の検討

以上の諸実験はいずれも日本開発機製造会社製の特殊鋼を用いて行つたものであるがこの外同社製弾丸鋼および日本特殊鋼の製品についても同様の試験を行つた．使用刃を分析した結果並びに硬度は次の通りであり表面組織をしらべるため5%ピクリン酸アルコール溶液にて腐蝕した面は写真—3に示される．これによると，T．P．A．およびBは焼入効果不十分でフエライト地が大きく出ている．このことはブレードの様な大型材に炭素鋼を使用することの無理なことをしめしている．これに対し T．P—Cは構造用 Ni—Cr 鋼に Mn 1%を加えた特殊のものと思われ JES．Cr 鋼第1種に比較すると Mn 含有度が大で Ni 0.68%が不純物として入つた形である．Mn 含有度の高いことから加工性悪く割れやすいが耐磨耗性はあるものと思われる．荒川砂（含水率5%）について削り角 50°，中速度で磨耗試験を行つた結果は図—7 f に示す通り である．これを上記の材質試験結果と比較してみると，硬度の高いことがそのまま耐磨耗性がよいとは結論ずけられぬし，カーボン量の変化其の他成分の変化による磨耗効果についても結論ずけられない．

表—6

	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	SHN	VHN
T．P．—A	0.6	0.29	0.56	0.026	0.025	0.039	0.01	28	241
T．P．—B	0.4～0.45	0.16	0.59	0.025	0.032	—	—	20	186
T．P．—C	0.4	0.39	1.07	0.025	0.017	0.68	1.10	32	285

V 結　　論

上記実験結果を要約すると，

(1) 磨耗の初期に於て磨耗度は幾分非定常を来すが一般の金属磨耗に於ける如き変態点は顕著には認められない．非定常の原因としては初期に於ける磨耗面の粗さの不均一によるものと思われる．

(2) 刃にあたえる水分その他有機成分の影響はかなりあるものと認められるが連続磨耗の場合はさほど顕著でない．

(3) 摩擦に伴なう熱作用は本実験の如き小型室内実験では大したことはない．

(4) 速度変化による磨耗量の大さは速度の大なる場合に大きい．速度変化に伴ない刃前面の砂の運動は相当変化する．しかし砂の性質を一定にして行つた実験では磨耗量 W_L と速度 V との間には $W_L=aV^n$ なる関係がありは一般に 1 よりも小さく $\frac{1}{2}$～$\frac{1}{4}$ の値を示す．

(5) 削り角を変化させた場合磨耗面にそう粒子の移動は相当制約され，削り角の増大する程磨耗面に加わる荷重は増大するが磨耗量はかえつて減少する．即ち面にそう砂粒子の流動速度が減少するため磨耗に有効なエネルギーは減少しているためと思われる．

(6) 含水状態をかえて試験した場合，磨耗量および接線方向分荷重はある含水率で最大値を示す．磨耗の最大を示す含水率は，荒川砂に於て 5～10%，相馬砂に於て 1～2% である．磨耗最大のときの含水率と，接線方向荷重最大のときの含水率とが一致しないことは含水に伴ない砂の物理的性質が大幅に変化するためと思われる．

(7) 切削に伴ない砂層内に不連続層を生ずるがこの層の位置は砂表面に大体 $\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ の傾斜をなしており，速度，削り角の変化により大差はない．

本実験結果から現場に於ける切刃磨耗を論ずるには更に次の諸点に注意しなければならない．

1) 実際の作業に於ては対称とする土が極めて圧密されたものであり，しかも刃の浮上りに対抗するため大きな鉛直荷重を刃先に加えているから刃先部磨耗は極めて著しい．

2) 切削の対称とする土は単に緻密なのみでなく，実験室に於ける如き均等性を有せず，大小粒の混合したものであり，従つて切削に伴なう土の移動はより複雑である．

即ち実際現場に於ける作業では刃先の磨耗が著しくなり接触圧の増加により熱作用も大となつている．又土の流れも実験室試験の場合の様に単調なものでなく，極端な場合は石塊などの衝撃により欠損すら出来るものである．実験室で行つた本試験では摩擦面にそうすべり磨耗を主な対称としたものであるから，刃先部の磨耗度の大なる現場の場合とは相当変つている．しかし路床土又は在来地盤の切削を行う場合には本実験結果は或程度応用出来るものと確信している．

擱筆に当り本実験に対し数々の御援助を賜つた通産省工業技術庁機械試験所久田技官，並びに直接実験を共にされた横井技官，松崎猛君に対し感謝の意を表するものである．

引 用 文 献

日本学術振興会第6小委員会報告

大 越 諄：日本機械学会論文集第5巻第21号

小坂誠一郎：精密機械（第4巻第5号）

西 村 義 一：グレーダーの切刃について

降雨から流出量を推定する一方法

建設技官 佐 藤 清 一
建設技官 吉 川 秀 夫
建設技官 木 村 俊 晃

(昭和 27 年 4 月)

目 次

I 緒 言……(1)
II 流出函数……(2)
III 狩野川について……(3)
〔1〕狩 野 川……(3)
〔2〕狩野川の特質……(5)
IV 流出函数の定数の決定……(5)
〔1〕到達時間——αの決定……(5)
〔2〕流出係数——定数fの決定……(8)
〔3〕狩野川の流出函数……(13)
V 結 語……(15)

I 緒 言

降雨から河川の流出量を推定しようとする試みは従来相当数多く行われ，最近に於ては水文学の発達と共に河川の計画洪水量の決定にも降雨から流出量を推定する事が必要となり，特に統計的解析を行うためには流量よりも降雨の方がその取扱いに於て便利であるために，最近では盛んに研究されており，Unit graph method, Distribution graph method, Index area method 等の方法が行われているが，各方法共未だ種々の難点が残されており，充分とは言えない状況にある．

降雨による河川流出は種々の因子に依り影響を受けるため，個々の因子の之に及ぼす影響について詳細に研究される事が望ましいが，之等は相当な数になり，且つそれぞれの因子についてその影響を数量的に表わす事は非常に困難であるので，著者等は従来のものとは別の観点に立つてこの問題を処理する事を考えた．

我が国に於ても Unit graph の方法はしばしば試みられるのであるが，この場合の困難の一つは我が国の様な地勢に於ては日雨量を単位とした流出を基本とすることが意味をなさなくなるために時雨量を基としなければならないことにあり，その故に Unit storm による流出をとらえることが先ず不可能となることにある．更

に又我が国の洪水流出は比較的短時間に行われるので base flow の分離が一般に極めて困難である．これら2つの理由により unit graph の方法をそのまゝ我が国に適用することは不可能である．そこでわれわれはこれに代るべきものとして次に述べる方法を提案せんとするものである．

降雨による流出を表面流出，地下水流出等に区分することをやめ，流域の条件に変化の起らぬ限り或る単位降雨に対しては一定の流出の仕方があるものと仮定し，ここに流出函数なるものを設定する．

この流出函数は微小時間降雨による流出を経過時間について peak のある簡単な函数を用い，これによる単位時間の降雨による流出函数を求め，その様な形式の函数の無限級数によつて任意の単位降雨流出を表わそうとするものである．

この流出函数には，従つて，常数を含むものであるからこれらを降雨及び流出量の観測から決定しようとするものであり，かくて常数が決定されればこれによつて任意の降雨による流出が算出されるのである．

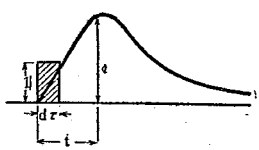
本文に於ては一般に普通の流域に於て適当と考えられる基本流出函数についてその性質を調べるとともに，これに含まれる常数の決定法について述べ，更に狩野川を例にとり具体的に説明を行い，且つこの方法の実地への適応性を検討した．

II 流 出 函 数

$d\tau$ なる微小時間に単位強度の降雨があつた場合，任意の下流地点の任意時刻の流出量(比流量) は流域の性質等によつて一概に言う事は出来ないが，一般には従来ある資料より見て次式で表わされるとしてよい様である．

$$q=ate^{-\alpha t} \quad \cdots\cdots(1)$$

玆に t は降雨開始よりの経過時間，q は時刻 t に於ける流量，a，α は定数である．(図—1 参照)



図—1

(1) 式を基本流出函数と考え，以下検討を行うが流出函数としては(1)式に限る必要はなく，その流域に於て適当せるものを選べばよい．併しこれは単位降雨流出函数を構成する要素函数であるから，peak のある形としては三角形の函数でもよいのであるが，単純連続函数として便利であるので(1)式を採用した．

一般に或河川の或地点の流出についてみても洪水毎に，又一洪水についても降雨毎に a，α の価が変化することが考えられるが，以下簡単のために a，α は或る流域に於ては定数であるとして(1)の函数を検討してみる．

先ず降雨量と流出量との間に全然損失がないと仮定すると

$$\int_0^\infty qdt=\int_0^\infty ate^{-\alpha t}dt=1\cdot d\tau$$

$$\therefore \quad a=\alpha^2 d\tau \quad \cdots\cdots(2)$$

又流出係数を f とし，単位をそれぞれ比流量を $m^3/sec/km^2$，降雨量を mm/hr とすると，上と同様にして，

$$a=0.2778\,\alpha^2 f d\tau \quad \cdots\cdots(3)$$

となり，流出量は流出係数 f と定数 a で表わされる．即ち

$$q=0.2778\,\alpha^2 f t e^{-\alpha t} d\tau \quad \cdots\cdots(4)$$

次に (1) 式を t で微分すれば，

$$\frac{dq}{dt}=ae^{-\alpha t}(1-\alpha t) \quad \cdots\cdots(5)$$

$$\frac{d^2q}{dt^2}=\alpha ae^{-\alpha t}(\alpha t-2) \quad \cdots\cdots(6)$$

となる．(1)式から $t>0$ のすべての値に対して $q>0$ で，$t=0$ および $t=\infty$ に於て $q=0$ であることは明らかである．又 $\frac{dq}{dt}=0$ とすることにより，$t=1/\alpha$ 又は ∞ が得られる．この $t=1/\alpha$ は唯1個の q の最大値に対するものであり，いわゆる到達時間に相当する．このことから実測の資料にもとずいて到達時間を調査することが出来れば α を決定することが出来る．

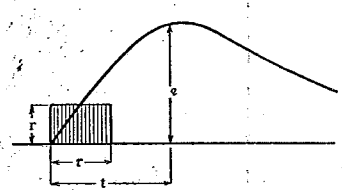
(6) 式から $\frac{d^2q}{dt^2}=0$ となるのは $t=2/\alpha$ 又は $t=\infty$ であり，到達時間の2倍の所に変曲点がある．

最大流量以前には変曲点がなく，(5) 式から $t=0$ に於ては $\frac{dq}{dt}=a$ である．

今 τ 時間連続して r なる一様強度の雨が降つた場合（図—2 参照），任意時刻 t に於ける流出量 q は $t>\tau$ に於ては (4) 式を積分することにより次の如くなる．

$$q=0.2778fr\{e^{-\alpha t}(\alpha t+1)-e^{-\alpha t'}(\alpha t'+1)\} \quad \cdots\cdots(7)$$

ここに $t'=t-\tau$ である．



図—2

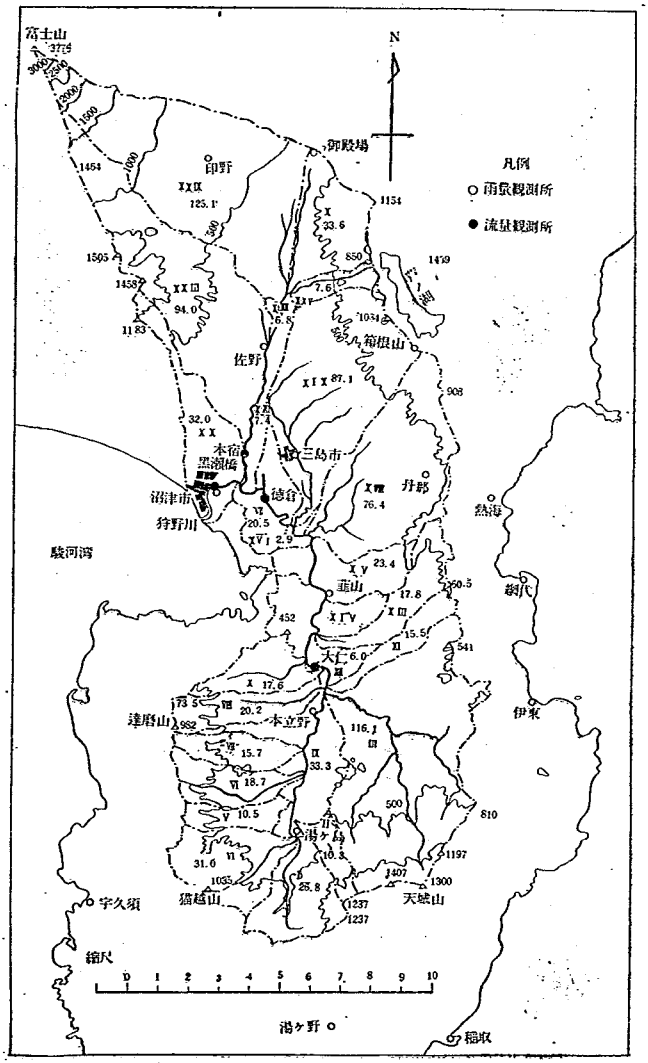
(4) 式より求めた q と (7) 式より求めた q とを比較すれば，両函数はほとんど同形であり，ただ時間的にずれるのみであるので，強いて計算の厄介な (7) 式を用いなくても，単位時間の降雨に対しても (4) 式を用いることも出来るであろう．但し本文の取扱いに於ては (7) 式を用いた．

III 狩 野 川 に つ い て

〔1〕 狩　野　川

狩野川は図—3 に示す如く猪越川，船原川，修善寺川，来光川，大場川，黄瀬川等大小 37 の支川を有するが，流出量の推定は狩野川本川および黄瀬川について行つたが，本文では代表として改修起点大仁上流の狩野川本川について取扱つた結果につき述べる．

狩野川本川は流路延長約 24km，流域面積 304km²であり，黄瀬川はそれぞれ 28km，267km² である．雨量観測所は本川流域内には湯ヶ島および本立野があるが，時間雨量の得られるものは湯ヶ島のみであつて，已むなく流域の降雨として湯ヶ島の雨量をその儘用いた．流域の大きさから考えて，流域平均雨量と代表雨量との間に大きな差違はないと思われるが，勿論完全に一致しないから後に求める流出函数の定数 f の値には多


富士山
3776
N
御殿場
印野
凡例
雨量観測所
流量観測所
1454
1154
1505
1459
箱根山
佐野
1183
三島市
本宿
黒瀬橋
沼津市
徳倉
井部
熱海
狩野川
駿河湾
韮山
裾野
452
541
大仁
伊東
達磨山
982
本立野
湯ヶ島
500
810
1197
1407
1300
天城山
猫越山
1237
1237
宇久須
縮尺
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10
湯ヶ野
稲取

図—3

少この降雨の地域的分布に基づく変動が入つて来るであろう．流量は大仁量水標の時間水位の記録から水位流量曲線により求めた．

〔2〕 狩野川の特質

(1) 狩野川流域はその全域が火山地帯で富士，箱根，愛鷹，天城，宇佐美，猫越，達磨等の火山に囲まれ，その地質はほとんど火山岩，火成砕屑岩から成り，富士山麓は勿論，その他の地域に於ても厚い火山灰，ローム層に覆われている所が多く，山地は一般に表土が赤土であり，滲透性に富むと思われる．

(2) 流域内は気候温和で植物がよく繁茂し，特に本川上流は雨が多く原生林に覆われ，地質の滲透性と相まつて，雨水の滲透，貯溜を盛んにしていると思われる．

(3) 狩野川本川上流部天城山附近および箱根山附近は本邦でも有数の多雨地に属し，過去の時間雨量の最大は昭和16年7月22日湯ヶ島に於ける 80mm/hr，日雨量の最大は大正11年8月23日箱根山に於ける 545mm/day である．

(4) 狩野川の平時の流況は甚だ良好で河況係数（年間最大流量と最小流量との比）は狩野川本川および黄瀬川共に50以下であり，流量の変動は甚だ少ない．昭和19年より25年に至る7年間の平均低水量と平均渇水量との比は狩野川および黄瀬川に於てそれぞれ 1.07 および 1.09 であつた．

IV 流出函数の定数の決定

IIに於て述べた流出函数を用いて降雨から流出量を推定するためには，その式中に含まれる定数 f および α を決定しなければならない．

之等の定数は一河川については定数又は或る法則に従つて変化するものと推定されるが，流域の条件が異つて来れば当然異つた値を示すであろう．従つて之等の定数は現段階に於ては河川毎に流量および降雨の記録から決定されなければならない．

之の具体的な方法について，狩野川の場合を例として説明する．

〔1〕 到達時間——α の決定

既に述べた如く α は流出の遅滞を示すものであつて，最大流量の到達時間Tとの間に $T=1/\alpha$ なる関係があるから f とは独立に到達時間から決定する事が出来る．

一般には洪水到達時間は或る特定の流域については一定であるとされている場合が多いが，厳密に考察すれば河道の流量の変動と共に変化するであろうことは容易に想像される．おそらく到達時間は流出の初期に於ては長く，流量の増大と共に漸次短くなり，最大流量に於て最も短かくなつて，それ以後流量の逓減と共に長くなり，或る一定値に近ずくものであろう．

洪水到達時間とこゝで言うのは微小時間の降雨があつてから，その降雨に対応する流出の最大流量が現われる迄の時間であつて，降雨の peak が尖つている場合には降雨の peak と流出の peak とが対応していると考えられるから到達時間は降雨の peak から流出の peak までの時間と考えることが出来る．依つて降雨および流出量の時間的変化の記録があれば到達時間を知る事が出来る．一洪水に peak が数個ある場合でもそれぞれ

の対応が明らかにされれば，それぞれにつき知る事が出来る．狩野川本川について降雨および流量の時間的記録から到達時間を調べて，表—1 に示す結果を得た．

表—1 狩野川の到達時間

No	洪水年月日	T hr	Q_1 m³/sec	γ_p mm/hr	R mm	Q_p m³/sec	備考
1	昭 9.11. 2	3.0	100	30.6	120	365	降雨初期
2	〃10. 8.29(1)	3.0	100	18.8	43	185	〃
3	〃 (2)	2.5	320	27.0	136	450	
4	〃 (3)	2.0	430	15.3	175	400	逓減時
5	昭13. 6.29(1)	4.5	70	20.0	58	275	降雨初期
6	〃 (2)	2.0	400	49.1	162	745	
7	〃 (3)	2.0	680	35.5	287	740	逓減時
8	〃 (4)	3.0	430	15.0	395	405	〃
9	昭13. 7. 2(1)	3.0	70	19.5	44	260	降雨初期
10	〃 (2)	2.5	160	8.0	86	170	
11	〃 (3)	3.0	170	11.5	135	250	
12	〃 (4)	2.5	250	9.0	161	250	
13	〃 (5)	2.5	170	14.0	213	330	
14	〃 (6)	3.5	180	6.0	261	180	
15	〃 (7)	3.5	170	7.0	267	170	
16	昭13. 8. 8	2.5	200	25.4	97	275	
17	〃13. 8.31(1)	4.0	150	15.0	102	360	
18	〃 (2)	3.0	250	12.0	141	405	

表中の Q_1, γ_p, R, Q_p はそれぞれ peak に対応する単位時間降雨の降り初めの時刻の観測地点の流量，最大雨量強度，最大雨量以前の総雨量および peak の流量である．同表から明らかなように洪水到達時間は相当の変動を示している．之は流域内の或る観測所の雨量と或る地点の流量との peak の遅れを示すものであつて，降雨の地域的或いは時間的分布，その他の原因で或る程度変動すると思われるが，その変動はさして大きなものとは考えられない．表に示す如き大幅な変動は降雨強度，流量等に関係のある事が推察される．

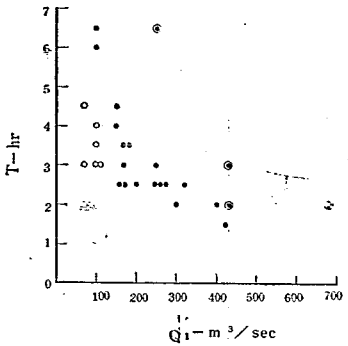
そこで到達時間と之等の諸量との関係を調べてみれば図—4 の如くなり，一般に之等の量の増加と共に到達時間は減少する傾向がある．点が相当バラついているのは観測誤差および降雨の地域的分布に主としてよるものであろう．

降雨から流出を推定する目的には降雨と到達時間との関係を明らかにする事が出来れば好都合であるが，狩野川の場合には図—4 に見られる如く，降雨強度および総雨量との関係は共に点が相当にばらつき，之等の間の関係を求める事は困難である．次に到達時間は河道の状況に依つて支配されると考えられるので，到達時間と流量との関係を調べてみると，雨量の場合よりばらつきが少ない様であり，Q_p と T との間には相当の相関々係があるが，実際に降雨から流出量を推定する場合には Q_p は未だ知られていないので，Q_1 即ち考えている単位時間降雨が降り初める時刻の観測地点の流量から到達時間を求める事とする．Q_1 と T との間には相当の相関があるが，まだ点は相当に分散しているので，之等の点を次の三種類に分類してみた．即ち

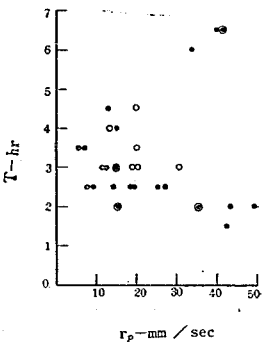
a) 図中に○印で示したもので，その降雨があるまでの総雨量が 50mm 程度以下の場合で，降雨の初期にあるもの．

b) 図中に⊙印で示したもので，洪水曲線の逓減部にあるもの．

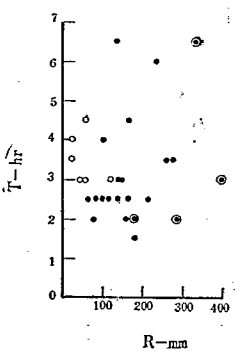
c) 図中に●印で示したもので，a)，b)のいずれにも属さないもの．



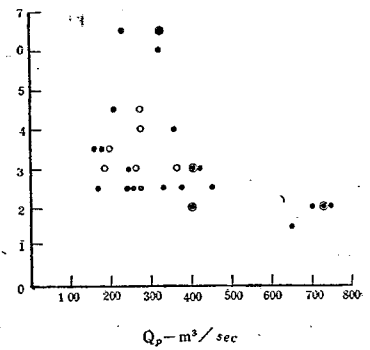
図—4 (a)



図—4 (b)



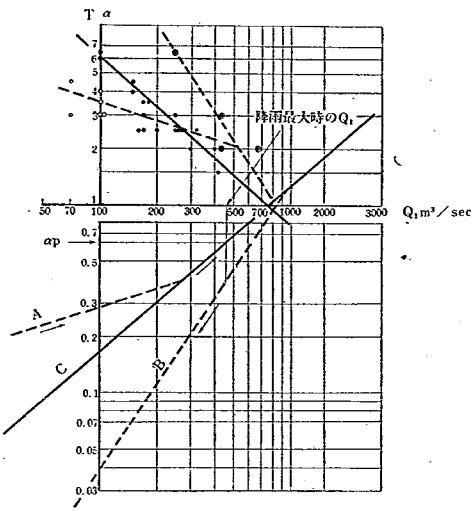
図—4 (c)



図—4 (d)

この様に分類してみると各群毎に明らかに別の関係を示しており，それぞれ一定の関係があるものと推定される．依つて之等を両対数方眼紙に描いて見ると図—5 の如く明らかに三本の直線を求める事が出来る．この様にQ_1と T との関係が降雨初期，逓減部および其の他で異つて来るのは流量と到達時間の関係がそれぞれで異つているためではなく，到達時間に直接関係を持つ流量と Q_1 との違いのために，降雨初期に於ては流量が直接関係する流量より小さく採られ，逓減部では流量が大きく採られるためであると思われる．

実際には到達時間に直接関係を持つ流量を採つて考えればよい訳であるが，計算手続の便宜上多少の時間的ずれのある Q_1 を使用する事とするが，狩野川の場合にはこの様に三種に分類すれば，Q_1 と T とは相当良好な相関々係を示しており，この程度であれば Q_1 から T を推定することが出来るであろう．なお図—5 には前述した $\alpha=1/T$ の関係から求めた $\alpha-Q_1$ の関係も同時に示してある．図の A，B，Cの三直線はさきに述べた三種類にそれぞれ対応するもので，降雨から流量の推定に当つては図—5 に示すように，先ず A 直線に沿つて Q_1 から α を推定し，C 直線との交りで C 直線に移り，漸次 Q_1 が増大して降雨最大時の Q_1 に達



図—5　狩野川に於ける流量と到達時間および α の関係

する．その時の α を α_p とするとそれ以後は Q_1 が増加しても，α は α_p で一定とし，Q_1 が降雨最大時の Q_1 にまで低下したとき初めて B 直線に移り，それ以後は Q_1 の減少と共に B 直線に依つて α を推定する．

A 直線では Q_1 が小さくなれば α はいくらでも小さくなることになるが，その減少は非常にゆるやかであるから計算に当つては $\alpha=0.20$ から始めた．

〔2〕 流出係数——定数 f の決定

前節に於て到達時間を調査することにより，α の値およびその変動を求めることが出来たが，降雨から流出を推定するには，更にもう一つの重要なる因子である流出係数を求めなければならない．ここで流出係数と言うのは (7) 式の定数 f であつて，降雨とそれに対応する流出量とを考慮して決定される比であつて，従来考えられていた降雨と最大流出量との比ではないから，従来の考え方に対してより合理的なものであると思われる．勿論この流出係数は到達時間と同じく降雨毎に変動することが考えられるが，或程度以上の降雨に対しては殆んど一定値と考えることが出来るものであろう．狩野川の例に於てはこの事実は以下述べる如く明らかに認められた．更に他の河川について確める事が必要であろう．

流出係数 f を決定するためには先ず流域内の降雨の時間記録と，その流域の下流地点の流量の時間記録を整備しなければならない．狩野川の場合には

昭.9.11.2，　昭.10.8.29，　昭.13.6.29，　昭.13.7.2～4，　昭.13.8.8，　昭.13.9.1，

昭.13.10.4，　昭.16.7.12.

の 8 個の洪水について資料を集める事が出来た．資料としては出来るだけ大きい洪水のものが望ましいが，大きいもの程降雨と流量の記録のそろつているものが少なく，今の場合には特に大きいものは昭.13.6.29の洪水のみであつて，検討は之に重点をおき，他の洪水は補足的に検討した．

以上の各洪水の降雨および流量の記録は図—6 に示してある．流量は流量観測より求めた水位—流量曲線に依り水位の時間記録から推定したものである．

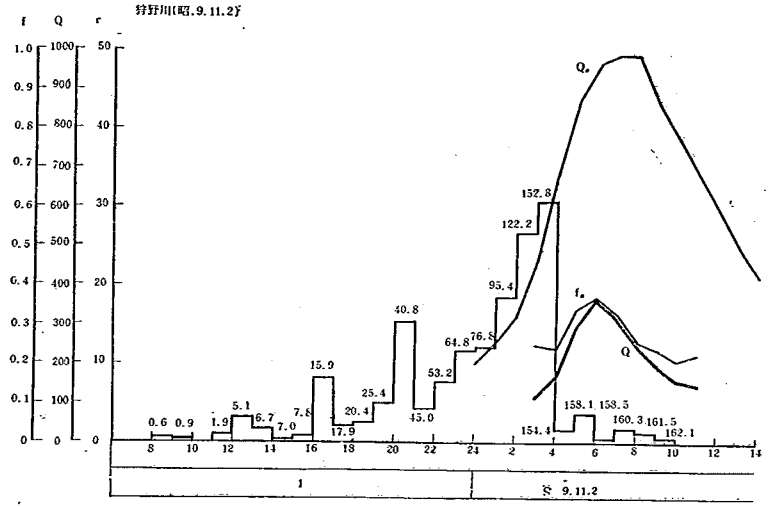
前節に於て既に流量と α との関係が明らかにされているから，流量の記録からそれぞれの降雨に適用すべき α を決定する事が出来る．実測の降雨に対してこの α を用い (7) 式の $f=1$ として，Unit graph method の Pluvia-graph に相当するものを求める．若し f が一定であれば各時間毎にこの曲線と実測の流量の曲線との

表—2

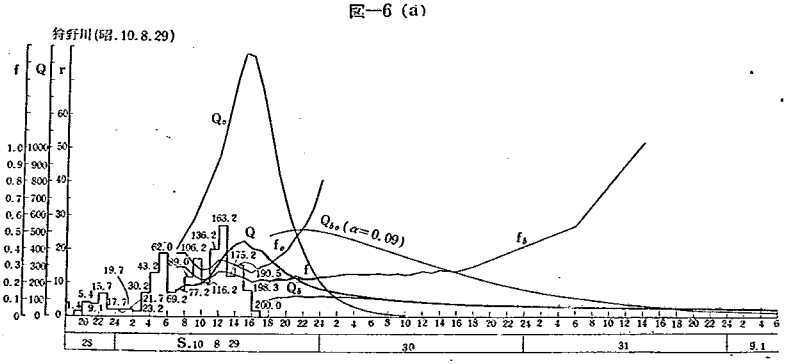
洪水年月日	f_o
昭. 9.11. 2	0.38
〃 10. 8.29	0.29
〃 13. 6.29	0.23
〃 13. 7. 2	0.35
〃 13. 8. 8	0.35
〃 13. 8.31	0.44
〃 13.10. 4	0.32
〃 16. 7.12	0.30
平　均	0.33

比は一定でなければならない．この曲線は図—6 に Q_0 として示してあり，それと実測流量との比 f_o の変化は図に示す如くである．図から明らかなように f_o の値は一定ではなく，流量の peak 附近では 0.2～0.4 程度の値である．

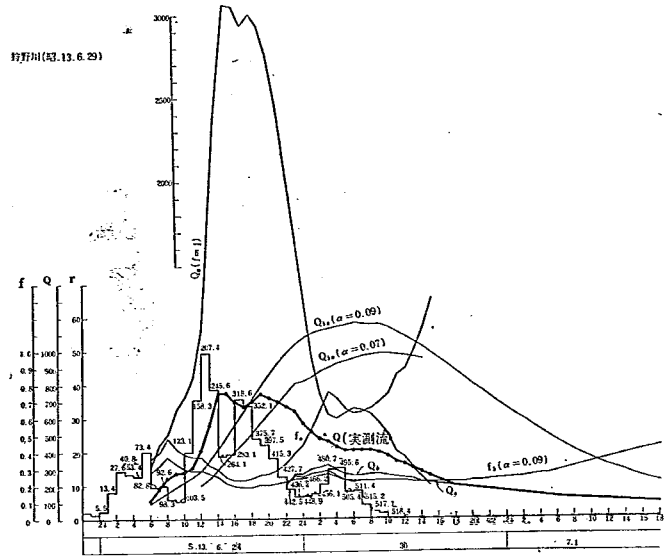
前記 8 箇の洪水の peak 附近に於ける f_o の値は表—2 の如くである．なお図から明らかな様に流出の初期に於て比較的大きく，peak 附近で最小となり，それ以後流量の減少と共に急激に増大している．流出初期に於て流出係数が大きいという事は実際現象と矛盾すると思われ，又最大流量以後の増



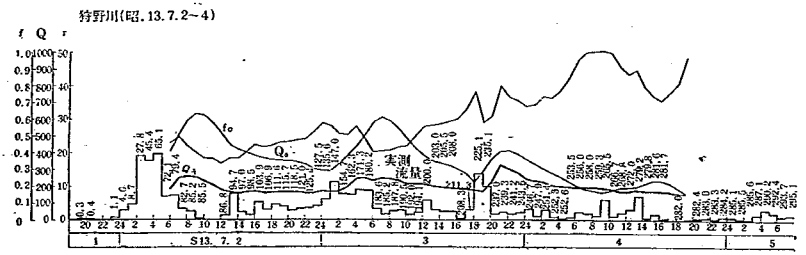
図—6 (a)



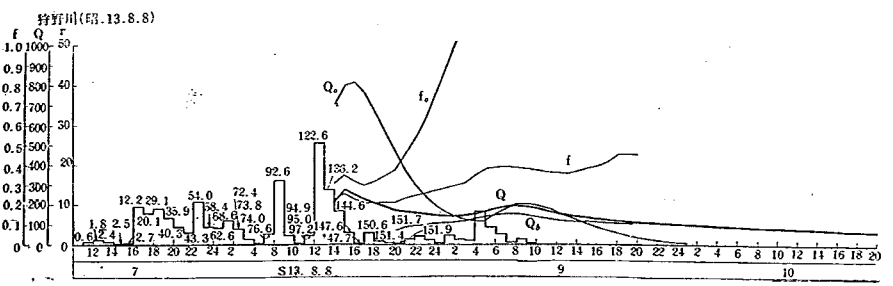
図—6 (b)


狩野川(昭.13.6.29)
f Q r
$Q_s(n=1)$
$Q_{1s}(\alpha=0.09)$
$Q_{1s}(\alpha=0.07)$
f_s
* Q(実測流)
Q_s
$f_s(\alpha=0.09)$
5.13. 6. 24
30
7.1

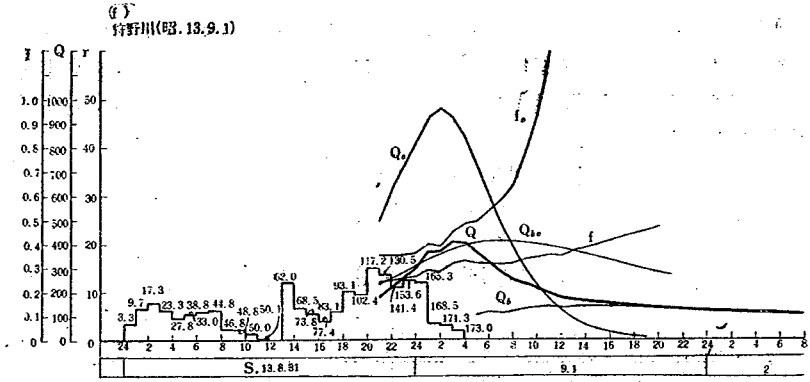
図—6 (c)


狩野川(昭.13.7.2-4)
f Q r
f_0
Q_s
Q_3
実測流量
S13. 7. 2
1
3
4
5

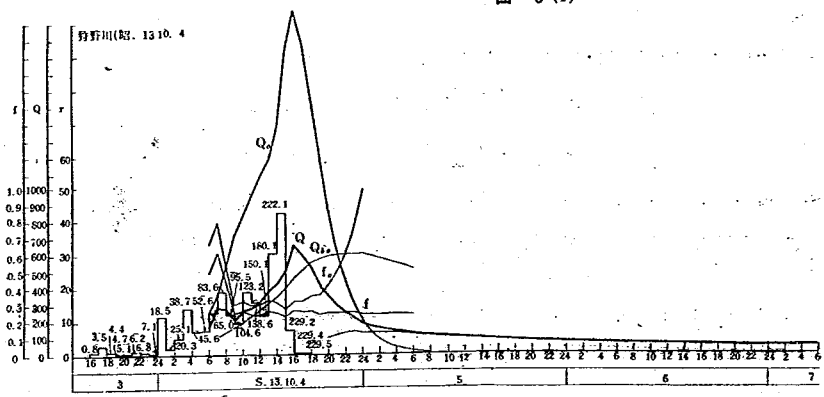
図—6 (d)


狩野川(昭.13.8.8)
f Q r
Q_s
f_s
f
Q
Q_3
122.6
133.2
92.6
S13. 8. 8
7
9
10

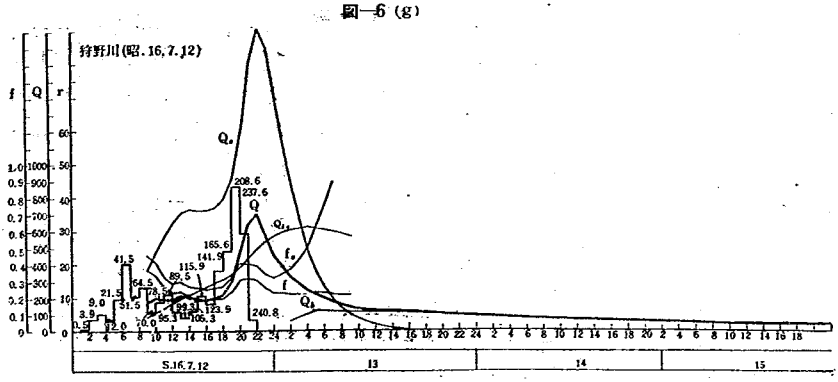
図—6 (e)


(f)
狩野川(昭.13.9.1)
S.13.8.31
9.1
2

図—6 (f)


狩野川(昭. 13 10. 4
S.13.10.4
3
5
6
7

図—6 (g)


狩野川(昭.16.7.12)
S.16.7.12
13
14
15

図—6 (h)

加も余り急激であり，$f_0>1$ となる場合もあり，降雨の連続による流出係数の増大とは考えられない．然しその時間的変化の状態は各洪水について非常によく似ており，何か他の原因があると思われる．之は主として(7)式で表わした流出函数が狩野川流域に於ては適当でなかつたためと考えられるので，狩野川流域に於ける流出函数を次式の如く考える．

$$q=F_1(t)+F_2(t)+F_3(t)+\cdots\cdots\cdots\cdots$$

$$=0.2778f_1r\left\{e^{-\alpha_1 t}(\alpha_1 t+1)-e^{-\alpha_1 t'}(\alpha_1 t'+1)\right\}$$

$$+0.2778f_2r\left\{e^{-\alpha_2 t}(\alpha_2 t+1)-e^{-\alpha_2 t'}(\alpha_2 t'+1)\right\}$$

$$+\cdots\cdots\cdots\cdots$$

即ち(7)式が級数の各項になる様な函数を考え，一般に無限級数で表わせばその流域の流出函数として非常に適切なものが得られると思われるが，大概の場合には2，3項を計算することで実用上は充分なものが得られると思われる．

上式の2項までをとり次の如くに書き表わしておく．

$$q=0.2778f_0r\left\{e^{-\alpha t}(\alpha t+1)-e^{-\alpha t'}(\alpha t'+1)\right\}$$

$$+0.2778f_0r\left\{e^{-\alpha' t}(\alpha' t+1)-e^{-\alpha' t'}(\alpha' t'+1)\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

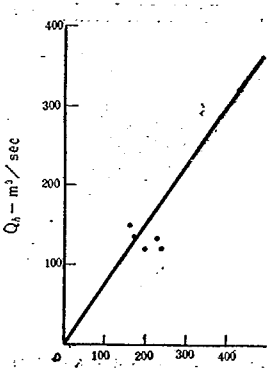
狩野川の場合に f_0 がこの様に変動するのは(8)式の第1項のみをとつたためと思われるので，流出係数をその peak 附近に於ける f_0 の値で洪水期間中一定であると仮定して得られる流量と実測流量との差，即ち

$$Q_b=Q-Q_0f_0$$

を求めると図—6 に示す如くであり，Q_b は常に降雨の終り頃から増加し始め，降雨の peak から 10～20 時間後に一旦最大となつた後漸時減少している．この Q_b は(8)式の第2項以下の流出を表わすものと考える事が出来，その最大流量は降雨量の増加と共に増加しているようである．この様に流出時間の非常に長い場合にはその最大流量は降雨の一時的強度のみでなく継続した雨量に支配されると推定されるので各洪水について総雨量 R と Q_b の最大値との関係を求めると表—3 の如くであり，それ等の関係を図示すると図—7 の如くである．f_0 の決め方が充分適当であるとは言えないために余りはつきりした関係は得

表—3

洪水年月日	R (mm)	Q_b (m³/sec)
昭. 9.11. 2		—
〃 10. 8.29	200	120
〃 13. 6.29	430	320
〃 13. 7. 2		—
〃 13. 8. 8	160	150
〃 13. 8.31	170	135
〃 13.10. 4	230	132
〃 16. 7.12	240	118



図—7

られないが，R と Q_0 とは比例関係にあるようである．即ち Q_0 は降雨と共に変動し，降雨が大きくなる程大きくなり，流出函数の第1項について求めたと同様に降雨から求めることが出来ると思われる．Q_0 は上述の事から peak 附近に対しては余り大きい影響を持たないと考えられるので，たとえ到達時間が降雨によりある程度変動するとしても，α' を常数とすることが精度の点で大した問題とならないと思われるので，こゝでは Q_0 に対しては $\alpha'=\text{const}$ とした．昭和13年6月29日の洪水についてその降雨から $\alpha'=0.07$ および $\alpha'=0.09$ として $f=1$ の場合の Q_{00} を求めてみると図—6 に示す如くで，$\alpha'=0.09$ とした場合が到達時間としては殆んど一致している様である．即ち Q_0 の到達時間は $T=1/0.09=11$時間 即ち第1項の到達時間の最小値の約 4～5 倍であることになる．

次にさきに流出函数の第1項について行つたと同様に流出係数に相当する $Q_0/Q_{00}=f_0$ を昭和10年8月29日および昭和13年6月29日の洪水について求めてみると図—6 に示す如くで，その時間的変化は傾向としては流出函数の第1項に於ける f_0 のそれと全く同じで時間の経過と共に漸次増大している．peak 附近の f_0 の値は f_0 の値と殆んど等しいと思われるので (8) 式は

$$q=0.2778fr\left[\left\{e^{-\alpha t}(\alpha t+1)-e^{-\alpha t'}(\alpha t'+1)\right\}+\left\{e^{-\alpha' t}(\alpha' t+1)-e^{-\alpha' t'}(\alpha' t'+1)\right\}\right]\cdots\cdots(9)$$

となり，又流出曲線を更に長期に亘つて推定する場合には Q_0 に対する Q_{00} と同様のことを繰返し，更に多くの項を求めればよいと思われるが，今の場合には第2項迄で充分実用になると思われるので，第2項迄で止めた．

以上の二つの洪水について f_0 と f_0 が殆んど等しい値である事を知つたので，他の洪水についても同様に $\alpha=0.09$ として f_0 を求めれば図—6 に示す如くなる．以上の Q_0 に対する補正を行つてもまだ各洪水に対して f が一定とならず，相当の変動が認められるが，資料の精度から見てこの程度ならば殆んど一定値と見て差つかえないと思われる．f の場合には f_0 より時間的変化は少なくなつたが，傾向としては f_0 の場合と同じく時間の経過と共に漸次増大しているが，peak 附近に対しては一定値と見る事が出来るであろう．洪水によつては peak 附近に於て急激な変動を示すものがあるが，その原因は到達時間が適当に仮定されていないためと思われるが，こゝで用いた資料の程度ではこの程度の変動は止むを得ないと思われる．

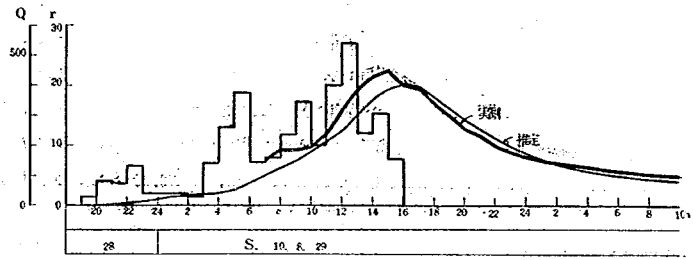
peak 附近に於ける f の値は表—4 に示す如くである．同表より見られる如く f の値は表—2 に示した f_0 の場合に比して洪水毎の差も小さくなり，殆んど一定値に近く，(9) 式で示した流出函数がこの場合には適当であつたと思われる．

表—4

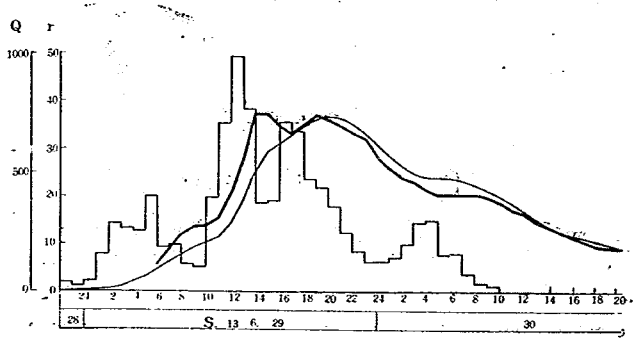
洪水年月日	f
昭. 9.11. 2	—
〃 10. 8.29	0.22
〃 13. 6.29	0.20
〃 13. 7. 2	—
〃 13. 8. 8	0.21
〃 13. 8.31	0.23
〃 13.10. 4	0.24
〃 16. 7.12	0.22
平　均	0.22

(3) 狩野川の流出函数

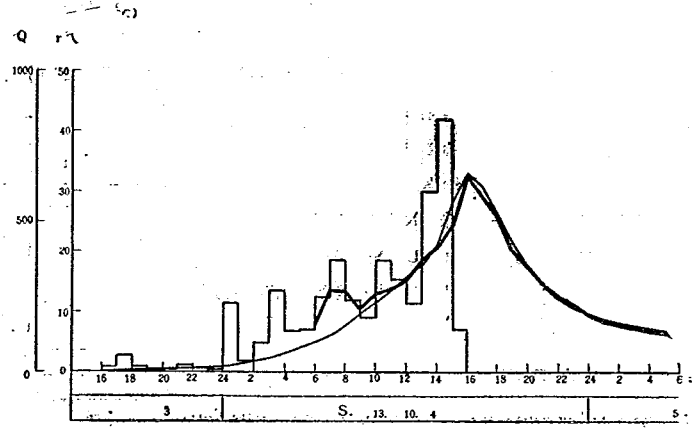
以上述べた如くにして狩野川の流出函数の定数 α および f を決定することが出来た．即ち定数 α は到達時間の逆数として独立に決定する事が出来，



図—8 (a)



図—8 (b)



図—8 (c)

流出函数の第1項については図—5 に示す如く時間的に変動した値をとる．又第2項については α' は定数としてよく，$\alpha'=0.09$ であつた．定数 f は流出函数の第1項および第2項について同じ値となり $f=0.22$ となつた．

狩野川の流出函数は洪水期間に対しては2項から成立つとして実用上差支えなく，上に決定された定数を用いて(9)式に相当する流出函数は次のように表わされる．即ち

$$q=0.2778\times 0.22\,r\left[\left\{e^{-\alpha t}(\alpha t+1)-e^{-\alpha t'}(\alpha t'+1)\right\}+\left\{e^{-0.09t}(0.09t+1)-e^{-0.09t'}(0.09t'+1)\right\}\right]\cdots\cdots\cdots\cdots(10)$$

こゝに t' は降雨記録として時間記録を用いる場合は $t'=t-1$ で単位は時間である．α は流出の遅滞を示す定数で図—5 により求められる．

(10)式で示した流出函数がどの程度に適合するかは図—6 に示した f の変動状態から推定することが出来るが，更にその適合度を明らかにするために，代表的な洪水について(10)式を用いて降雨記録から流出を推定してみると図—8 の如くであり，大体よく適合している．然し全体的に推定の方が時間的に遅れる傾向があるが，これは主に降雨の降り始めの α が小さ過ぎたためと思われる．

V 結　　語

或る一つの流域に対して唯一つの流出函数が存在すると考え，それに依り降雨から流出量を推定する方法を提案し，この方法を狩野川に対して適用した結果，此所で取り扱つた範囲では充分使用することの出来る方法であることが明らかになつた．

この方法による解析の順序を要約すると次の如くである．

(1) 資料の調整

降雨と流出との関係を解析するには流域，降雨，流量の資料を調整する必要があるが，こゝではこの点について触れなかつたが，完全な解析を行うためには完全な資料の調整が第一条件であることは勿論である．

(2) α の決定

降雨および流量の時間記録によつて降雨の peak と流量の peak の時間差から到達時間を調査し，その到達時間とそのときの最大雨量強度，それまでの総雨量，最大流量，その降雨があつたときの懸案地点の流量等との関係を調べる．到達時間の変動が明らかになれば α はその逆数であるから直ちにその変動を明らかにすることが出来る．

(3) f の決定

α の変動が明らかになれば実測の記録について各降雨に対する α が決るから，$f=1$ の場合の Pluvia graph を画くことが出来る．pluvia graph と実測の流量記録とが大体相似しておれば α が適当であつたことが判り，その両者の比を計算することによつて f の時間的変動が明らかになる．多数の洪水について f の変動が一定の傾向を示せばその f の変動を直接解析して決定することも出来るが，こゝで行つたように流出函数の第二

項以下によつて f の変動を消す事も出来る.

次に狩野川の資料の解析に当つて気付いた事項を列挙すれば次の如くである.

(1) 流出函数としてこゝでは $q=ate^{-at}$ の型を用いたが,之の型に限る必要はなく,更に一般的に $q=at^{n}e^{-at}$ の様な函数を用いる事も出来,又その河川の流出の状況に応じた全然別の函数形を用いることも出来るであろう.

(2) 到達時間は実測の資料から調査したが,若し資料のない場合には 図—4 に示す様な関係を仮定して pluvia graph を計算して見,その形が実測の流量記録に相似しているかどうかによつてその仮定を修正して繰返し手続を行つて求めることも出来るが,この様な繰返しは非常な手数を要するので出来る限り到達時間を調査することが望ましい.

(3) こゝでは流出函数の第1項については時間降雨毎に α を変化し,第2項は α を一定としたが,第1項から α を一定としても相当の精度の結果が得られるのではないかと思われる. α を変化することは理論上望ましい事ではあるが,計算の手数を著しく増大させるから,資料の程度によつてはこの様な方法も考えられる.

(4) α の変動の調査に当つて或る降雨があつたときの懸案地点の流量を採つたが, 出来れば α と降雨との関係が明らかになることが望ましい.

(5) 又 α の変動を調べるに当つて資料を三種類に分類して行つたが, なるべく全体を一緒に取扱えることが望ましい.

(6) この方法に於ける最も重要な問題は α の適当な決定であつて, pluvia graph と実測流量とを比較して著しく不適当と認めた場合には α に適当な修正を加える必要がある.

(7) α が適当に定められれば f は比較的容易に決定されるが,この両者は互に関連しているから綜合的に解析を進めなければならない. 狩野川の場合には降雨初期の流量資料がないために,その附近の解析が出来なかつたが, おそらく f は最初0から出発して漸次増加し,或る降雨量以後は殆んど一定値になるものと推定される. 狩野川の場合には降雨初期の降雨量が比較的小さかつたために余り問題にならなかつたが,降雨初期に強雨があつた場合には更に降雨初期の f の検討を行う事が必要であろう.

軟弱地盤地帯における河川堤防の沈下に関する研究

利根川右岸堤防（千葉県印旛郡布鎌村地先）の沈下についての調査報告

昭和27年8月

建設技官　福岡正巳
建設技官　稲田倍穂

目　次

I　緒　言……(1)
II　堤防沈下の状況並びに調査……(2)
〔1〕沈下状況……(2)
〔2〕調査について……(2)
III　基礎地盤の性質……(9)
〔1〕粒度試験……(9)
〔2〕物理試験……(10)
〔3〕物理的性質についての考察……(10)
〔4〕ポアソン係数の測定……(12)
〔5〕剪断試験……(13)
〔6〕圧密試験……(14)
IV　沈下現象に対する考察……(32)
〔1〕堤防荷重および地盤内部応力……(34)
〔2〕沈下量……(42)
V　結　語……(51)

I　緒　言

本調査を実施するに至つた事情，とその目的，および経過等について簡単に述べる事にする．

本調査に着手したのは昭和25年度であるが諸種の事情のため本格的な調査は昭和26年度において開始した．調査はなお継続中であるが対策に対する一応の結論を得たのでこゝに報告したわけである．

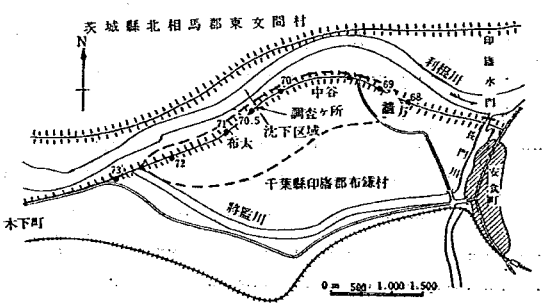
布鎌地帯は印旛沼に接する軟弱地盤地帯であり利根川の右岸堤は年々1～4cm の沈下をなしつゝあり，数度に亘る嵩上げも無効ではなかつたかとの感を抱かしめた．今回土質調査によりその沈下機構を精査し，特に傾斜計を沈下観測に用い，二次圧密に達するまでの長期圧密試験を行い，更にポアソン比を用いて堤体の基礎に二次元圧密の解析を加えて，既往の沈下量と，現在の年圧密沈下量を算出照査した．その結果ほぼ満足すべき成果が得られたので，之を用いて将来の沈下予想を行つた．

本調査の為に特に援助を賜つた利根川下流工事事務所長，工務課長，調査係長，安食出張所長，渡辺前安食出張所長に対し深甚の謝意を表する．

II　堤防沈下の状況並びに調査

〔1〕沈下状況

現在沈下している区域は千葉県印旛郡布鎌村請方より布太に至る約四粁の利根川右岸堤防であつて，この堤防に沿う約500町歩の田地と同村の農家約400戸の中約300戸が直接この被害を受けるか或は災害の危険にさらされている現状である．(図—1)



図—1

明治43年に将監川および長門川の一部分が廃川となり新しく現在の利根川の堀さくが完成したのであるが，直後の大正元年頃から沈下が著しくなり，その後，数次に亘る堤防増補工事を行う度に沈下が加わり，現在に於てもなお年間約1～4cm の沈下が起つている状況である．

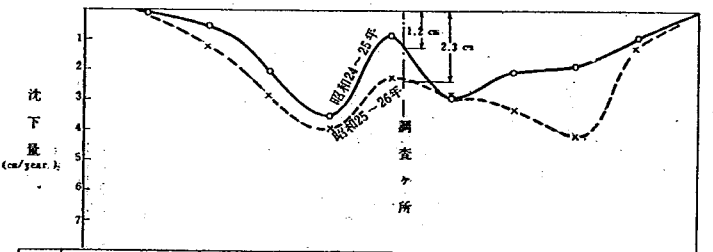
最近に至り之が問題となるに及んで水準測量により毎年の沈下量を測定しているが，それ迄の沈下に関しては量的な沈下位置は全く不明であつて，単に附近の家屋又はポンプ場等の沈下状況から判断して築堤以来現在迄に於ける総沈下量が想像されているに過ぎない．従つてこれ迄の沈下量についての定量的な観測の資料は皆無といつてよい位で唯，安食出張所に於て昭和24年度より始めている水準測量の結果が存在するのみである．

この観測結果を示すと図—2の如くであつて，昭和24年～26年の沈下量は，大体平均して2.0cm/年程度の様である．

〔2〕調査について

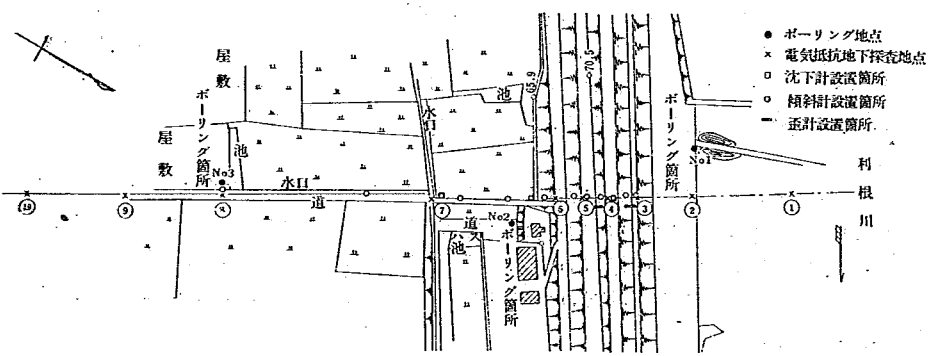
調査は，右岸堤 70.5km 下 89m の地点に於て行つた．(図—1，図—3) この箇所の年沈下量は堤防天端に於て

昭和24年5月～昭和25年6月	1.2cm
〃 25. 6 ～ 〃 26. 5	2.3cm



杭程	24年5月～25年6月	25年6月～26年5月
73.0	0	0
72.5	0.1	0
72.0	0.5	1.2
71.5	2.0	2.8
71.0	3.5	3.9
70.5	0.8	2.2
70.	2.9	2.8
69.5	2.0	3.3
69.0	1.8	4.1
68.5	0.9	1.1
68.0	0	0

図—2



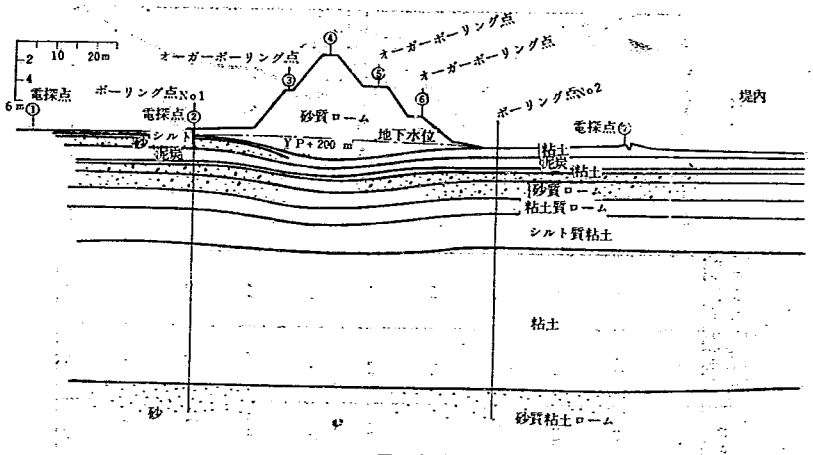
図—3

であつて沈下量は比較的小さいけれども，調査観測に最も便利であつた為，この地点を選んだ．

本箇所より更に大きい沈下を示している所に於ても其の現象は同様であると思われる．

（1）地質調査

地盤の構造および各地層の土の物理的並びに力学的諸性質を解明する目的で昭和27年3月地質調査を行つた．方法としては主としてコアボーリングを行いそれにオーガーボーリング並びに電気抵抗地下探査法を併用した．



図—4

1) **ボーリング**　堤内側に於ては堤防裏法尻より約125m の距離にある No3，並びに約 10m 離れた No2 の地点に於て又堤外側に於ては堤防表法尻より約15m離れた No1 点に於てボーリングを行つた．

採取せる土の細部の性質は其の項に於て述べるから省略するが，これらの三点に於ける地質には極く，地表面に近い部分を除き殆んど大差は見られなかつた．地盤沈下に最も著しい影響を与え其の沈下量の大部分を受持つていると考えられる泥炭層並びに粘土層の存在を確認し得たので深さ 30m以下についてはボーリングを行わなかつた．

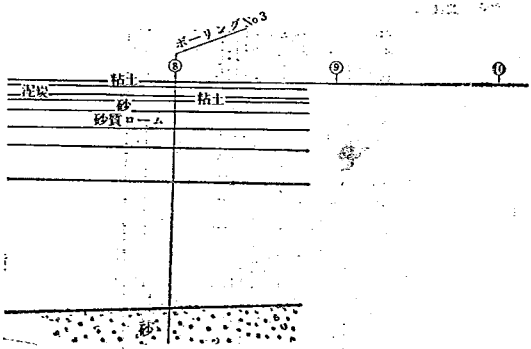
地質断面図は図—4 に示したがシルト質粘土の下に存在する粘土層には貝殻を多量に含んだ部分があり且間隙水は相当量の塩分を含有している様であつた．この間隙水中の塩分其の他の含有は附近の井戸水が飲料水に適せず遠く利根川より運搬するの労苦を被つている状況からも推定出来る事であつた．

従つてこの様な沖積粘土層中の間隙水の流動は非常に遅く現在でも其の内部は沖積当時の状況と余り変つていない様である．

以上からこの附近一帯の地盤は沖積時代に於て沖積土が堆積した後，利根川一帯の地盤隆起の際に上昇し其の低湿地に泥炭の発生を見ると共に流積土砂に依つて現在の如き表層が構成せられたものと考えられる．

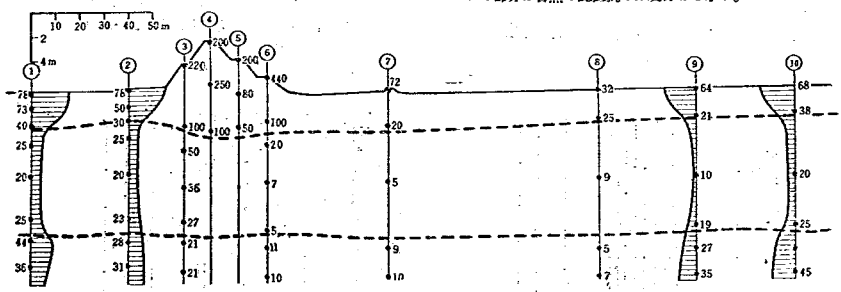
2) **電気抵抗地下探査**　横河式大地比抵抗測定器に依つて①～⑩・（図—3）の地点に於ける比抵抗を測定した．この地下探査法については土木学会編纂の最新土質工学[1]に詳細に述べられているので此処に於ては省略し其の結果のみ述べるに止める．①～⑩の測点に於ける地盤の比抵抗は図—5 の如く算出された．この比抵抗の分布を見る時等比抵抗線が必ずしも地層の状態を表わしているものではない事が分る．今 ③④⑤⑥ 点の

1) 最新土質工学：土木学会　P.21



ρ—a 曲線を示すと，図—6の通りであるが④⑤点では地下深度の増加に従い急激に比抵抗が減少し，⑥点では，地表面附近の比抵抗は他に比べて著しく大きい．④⑤点は堤防天端および裏小段であり，⑥点は道路として使用されている裏小段である事が斯かる特徴を与えたものと考えられるが，この様な断面の起伏，地表面の状態による比抵抗の相異は結果の解析を著しく困難に

数字は比抵抗値（Ω－m）を示す
パッチの部分は各点の比抵抗の深度分布を示す。



図—5

している．

併し，或測点の比抵抗の深度分布を見る時には深度に依り顕著な比抵抗の変化が見られる．斯かる点を結べば一応地層が推定出来るわけであつて，この様にして推定した地層はボーリングの結果に於けるものと殆んど一致していた．

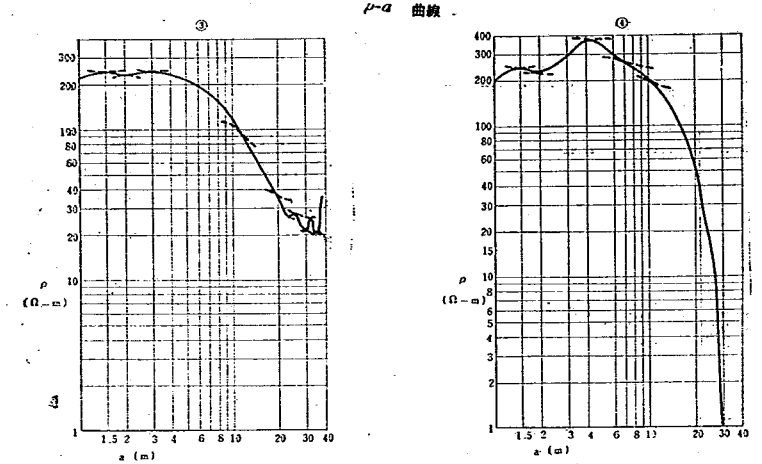
（2） 沈下状況の観測

1） 傾斜計　傾斜計を使用して地表面の傾斜角を観測する事により沈下量を算出してみた．

傾斜計は地盤の傾斜方向（この場合は堤防横断線）に並行に設置して其の気泡の移動量に依り傾斜角を秒迄読とつた．（図—7（a））

№1 ～ №10 以外にも更に広範囲に亙り数ヶ所設置したのであるが，傾斜計の感度が非常に敏感である為設置ヶ所の選定の不良と観測の際の衝撃動揺に因る誤差の為に良好な結果を得る事が出来なかつた．№1～№4 の傾斜計は昭和25年2月に設置し3月迄観測を続けたのであるが更に昭和27年3月 №5～№10 の傾斜計を堤防表面に設置し4月～7月の間観測を続けた．今 №5～№10 の傾斜計の4～7月に於ける気泡の移動状況を示すと全図（b）の如くである．大体4．5月に於ては傾斜計が未だ落付かず地表面の傾斜を知る

ρ-a 曲線



図—6 (a)

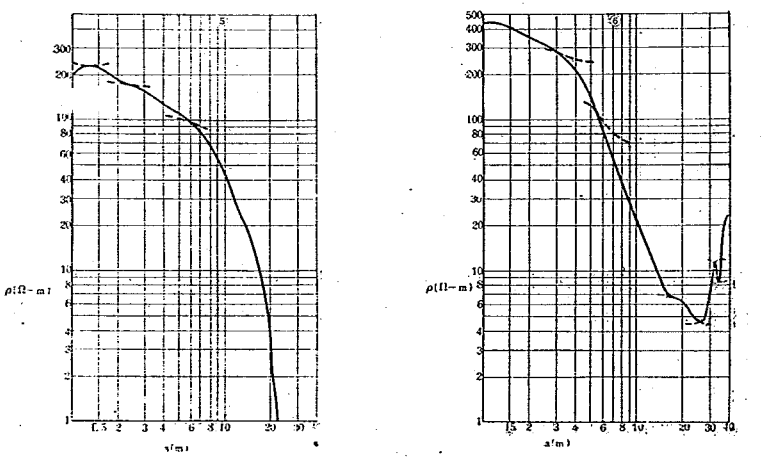
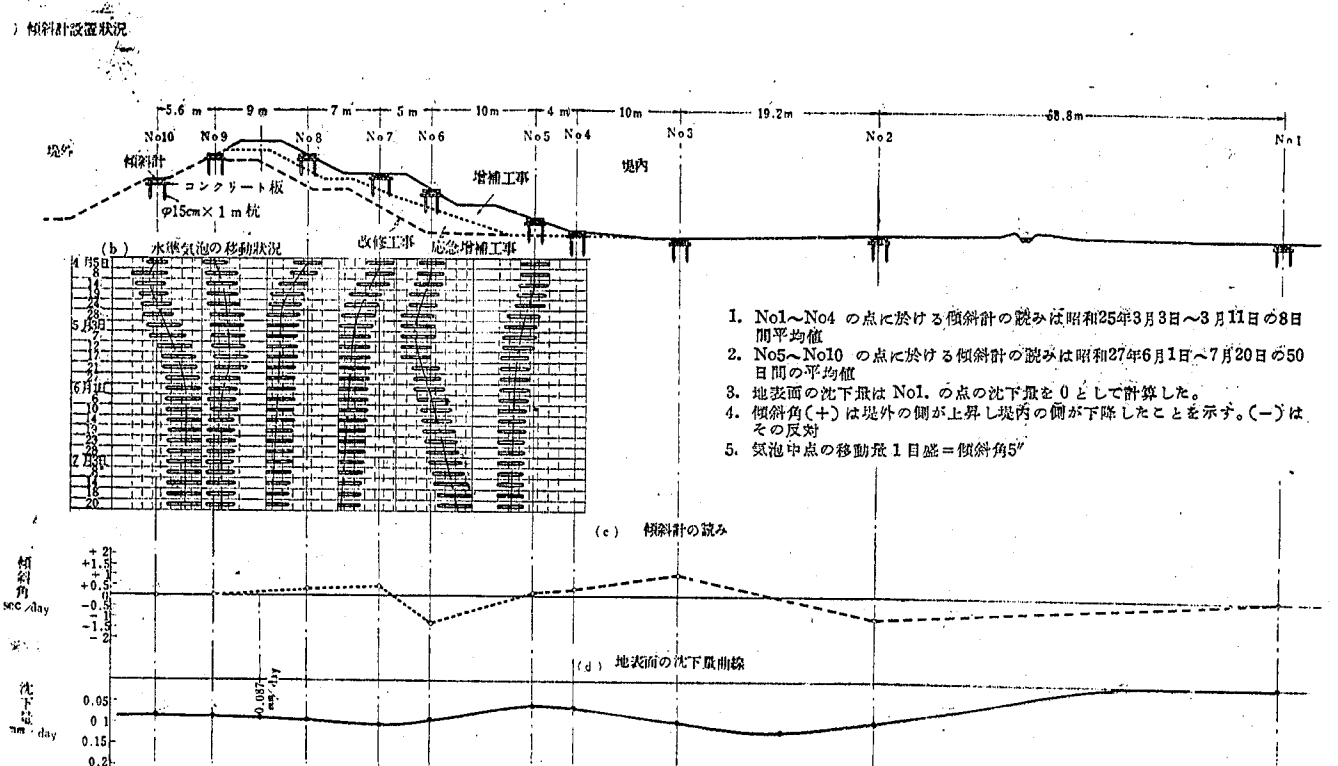


図 (—6 (b

事が出来ないが，6月以降に於ては全く固定し，地表面の傾斜を示していると考えられる．

以上の如き観測の結果を傾斜角で示すと全図（c）の如くなつている．この場合 №1～№4 の傾斜計と №5～№10 の傾斜計の観測時期が異つているのであるがこの期間に於ける沈下速度の変化は微少なものと考えられるから同一時期の観測値として取扱つた．

次に此の傾斜角から №1 点の沈下量が0であると考えて各点の沈下速度を求めてみると，全図（d）の様になつた．


(a) 傾斜計設置状況
5.6 m
9 m
7 m
5 m
10m
4 m
10m
19.2m
68.8m
No10
No9
No8
No7
No6
No5
No4
No3
No2
No1
堤外
堤内
傾斜計
コンクリート板
φ15cm×1 m杭
増補工事
改修工事
応急増補工事
(b) 水準気泡の移動状況
4月5日
5月3日
6月1日
7月1日
(c) 傾斜計の読み
傾斜角 sec/day
+2
+1.5
+1
+0.5
0
−0.5
−1
−1.5
−2
(d) 地表面の沈下量曲線
沈下量 mm/day
0.05
0
0.1
0.15
0.2
0.037 mm/day
1. No1～No4 の点に於ける傾斜計の読みは昭和25年3月3日～3月11日の8日間平均値
2. No5～No10 の点に於ける傾斜計の読みは昭和27年6月1日～7月20日の50日間の平均値
3. 地表面の沈下量は No1. の点の沈下量を 0 として計算した。
4. 傾斜角(+)は堤外の側が上昇し堤内の側が下降したことを示す。(−)はその反対
5. 気泡中点の移動量 1 目盛＝傾斜角5″

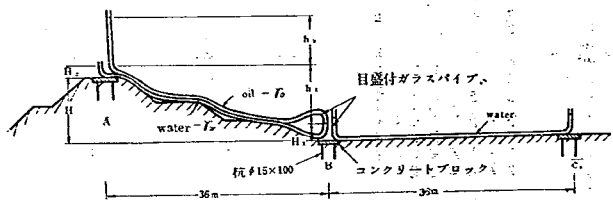
図—7

此の沈下量曲線を観察すると堤防法尻から約 40m の間の地盤は相当著しい沈下量を見せている．之は堤防沈下に随伴して起る現象であり，堤防沈下が側方隆起を伴う沈下でないと云い得る一つの証査と考えられる．

又堤防法尻の沈下量は上小段附近の沈下量に比べて小さい．この事は大正初期の改修工事施工後，昭和11年以後の応急増補工事，更には昭和15年以後の増補工事と数次に亘る盛土量の増加状況に依つても首肯される所であるが，更に堤防法面の亡りと地表面のクリープ現象とをも表わしているものであろう．

次に堤防中心線に於ける年沈下量を計算すると 0.087×365=31.8mm≒3.2cm/year となり，測量結果よりは少し大きい値となつた．

2)　**沈下計に依る沈下観測**　図—8の如く堤頂A，堤防裏法尻B，およびB点より36m離れた堤外C，の三点の間を銅パイプで以て連絡し各点の相対的沈下を読みとる如くした．即ちAB間に於ては二本のパイプの内一方は油，一方には水を入れ，油面，水面および水と油の接触面をA，Bに於けるガラスパイプの目盛により読みとり次の様にして両点の高低差の変化を計算する．



図—8

γ_o = 油の比重

γ_w = 水の比重とすると

$$(h_1+h_2)\,\gamma_o = h_1\gamma_w$$

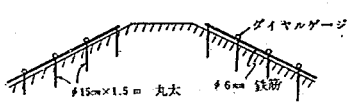
$$h_1 = \frac{\gamma_o}{\gamma_w-\gamma_o}\,h_2$$

$$H = h_1+H_1-H_2$$

水および油の比重は比重計に依り$\frac{1}{200}$迄完全に読みとる事が出来，且，温度変化があるとしても比重の変化は 10^{-2} 程度であるから之に依る誤差は問題とはならない．併し油の比重は白燈油を用いるとすれば比重大体0.825 程度だから$\frac{\gamma_o}{\gamma_w-\gamma_o} = \frac{0.825}{1-0.825}$=4.71 である．従つて目盛を$\frac{1}{2}$mm 迄読とつた場合には$\frac{1}{2}$×4.71≒2.35mm 迄の沈下量しか測定出来ないが，今拡大鏡を用いて，目盛を$\frac{1}{10}$mm迄読とれば 0.5mmの沈下量（現在の沈下状態に於ては約1週間の沈下量）迄測定可能となる．

本測定は現在設備中であるから此処に於て詳細は省略する．

（3）　**歪計に依る堤体表面の歪量測定**



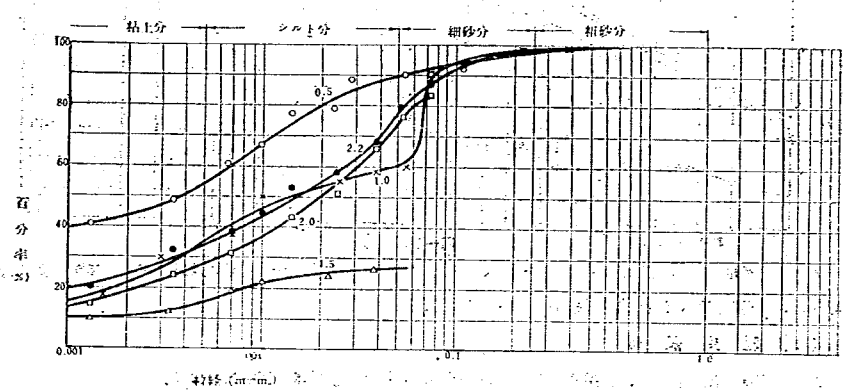
図—9

堤防横断方向に数本の杭を打ち之に鉄筋を連結し各杭の移動をダイヤルゲージに依り測定する方法で以て堤体表面の歪量を測定せんとした．併し今回の設置に於てはダイヤルゲージの保護設備（風雨除け）が不充分であつた為，数

週間を出すしてダイヤルゲージに故障が生じ，結果を求める迄には至らなかつた．

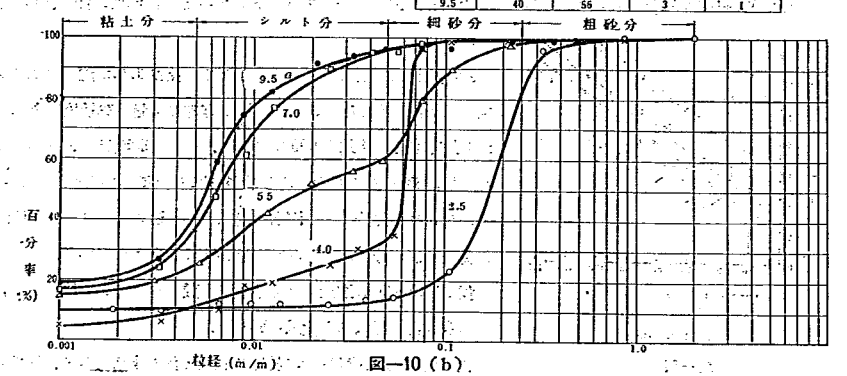
III 基礎地盤の性質

深度(m)	粘土分(%)	シルト分(%)	細砂分(%)	粗砂分(%)	腐植成分(%)
0.5	54	35	8	2	
1.0	33	25	39	1	
1.5	13	12	2		73
2.0	27	37	9		17
2.2	34	43	21.5	1.5	



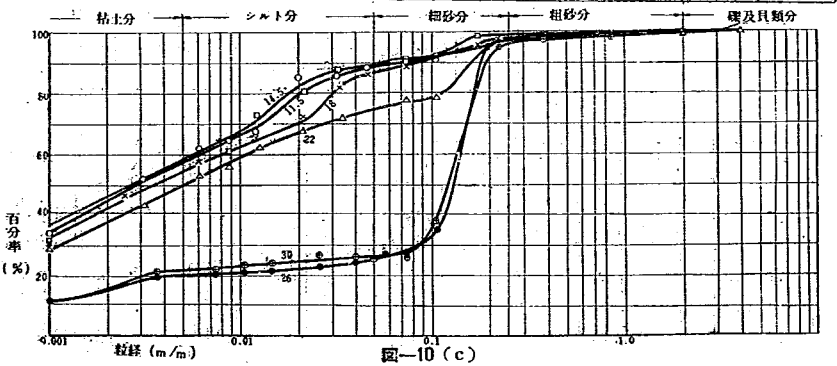
図—10 (a)

深度(m)	粘土分(%)	シルト分(%)	細砂分(%)	粗砂分(%)
2.5	11	3	68	13
4.0	11	22.5	66	0.5
	24	37	38	1
7.0	38	58	3	1
9.5	40	56	3	1



図—10 (b)

深度(m)	粘土分(%)	シルト分(%)	細砂分(%)	粗砂分(%)	礫及貝類分(%)
11.5	57	32	8	2.5	0.5
14.5	58	32	8.5	1.0	0.5
18	54	33	11	1.5	0.5
22	50	24	23	2.5	0.5
26	20	5	72	2.3	0.5
30	22	4	70	3.5	0.5



図—10（c）

ボーリング地点No2に於て採取したコーアにつき行つた土の粒度試験並びに物理試験アボソン係数の測定の結果および剪断試験，圧密試験の結果について述べる．

〔1〕粒度試験

JIS の方法に依り行つた．各深度の土について得られた粒径加積曲線を図—10に示す．

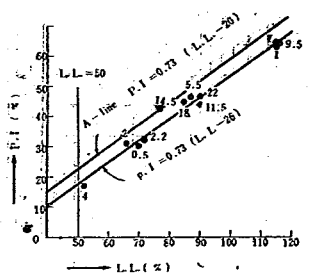
分類は米国土性局（U. S. Bureau of Soils）の方法によつた．

〔2〕物理試験

物理試験はすべて JIS に規定されている方法により行つた．

〔3〕物理的性質についての考察

以上の試験結果は附表に示す通りであるが，之を各深度についてプロットしてみると，附図の如き深度分布を示す．



P.I.－L.L.の関係

図—11

表層は相当に固まつている様であるが深度1.5m 附近にある泥炭層（通常化土と呼ばれている）は非常に多量の腐植物を含んでおり比重軽く含水比も 500 %に近い．従つて間隙量も大きいからこの様な泥炭層に原因する圧密沈下は相当著しいものと思われる．又，この部分を通る河水の漏水という観点からすれば軽く流れ易い腐植物分であるだけに大きい問題が含まれている．

深度10m～20m 附近には部分的に貝殻の交つている層があり，この為試料の採取にも注意を要した．

次に物理的な諸性質間に於ける相関々係を求めてみる．液性限

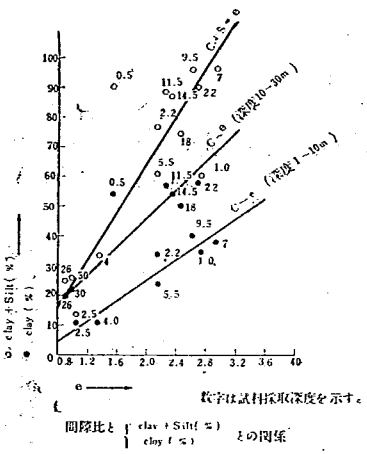
界L. L. と塑性指数P. I. の関係（図—11）は

$$P.\ I = 0.73\ (L.L - 26)$$

であつて塑性図に於けるA—線とは殆んど平行の分布を見せていて而もA—線の下でL. L＝50% 以上に存在している．従つて塑性図で解釈すると単圧縮性の無機質シルトと有機質粘土の領域に存在しているものである．

又粘土含有量と間隙比との関係に於ては大体に於て深度10mを境界としてそれ以上に存在するシルト質粘土其の他とそれ以下に存在する粘土とは全く別の直線上に分布している様である．之を粘土量＋シルト量に対する間隙比の値にとつた時にはこの様な区別は見られず大体一つの直線上に纏まる様であつた．（図—12）

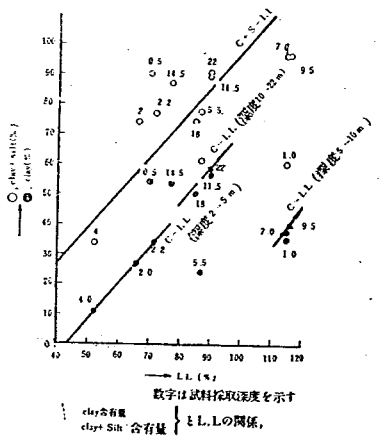
次に粘土量とL. Lの関係に於ては更に多くの分類に区分され単に同一層に於てのみ或る纏まりが見られるのみである．この場合に於ても粘土量＋シルト量とL. Lの関係をとる時には大体一直線上に分布される事が見られた（図—13）以上の結果から土のコンシステンシー（Cons-istency）を支配する要素の一つに粘土量がある事が判る．



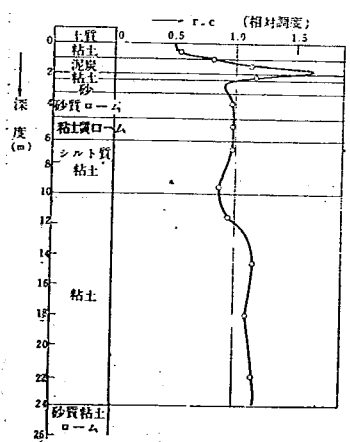
図—12

次にこの地盤の相対稠度（Relative Consistency）の状態を調べてみる．

この相対稠度　r. c＝$\frac{(含水比-塑性限界)}{塑性指数}$　と，鋭敏比（Sensitivity Ratio）との相関性は既に認められている所であるが，更に此の r. c. の値に依り地盤の軟弱性に迄言及する事が出来る．



図—13



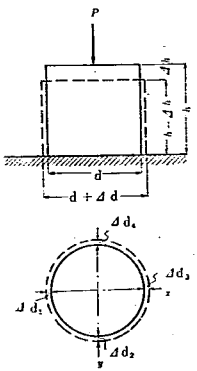
図—14

即ち，r. c. の値が 1.0 以下である場合には比較的良好な地盤であるが若し 1.0 以上ある場合には其の土は軟弱な，危険性の大きい土であると云う事が出来るだろう．今 r. c の深度分布をとつて見ると 図—14 に示す様になつており，表層附近は割合に安定度が大きいが，泥炭層並びに 10m 以下の粘土層は相当に軟弱度の高い土であることが判る．

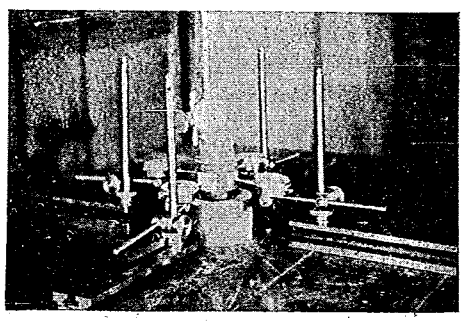
〔4〕 ポアソン係数の測定

ポアソン係数は土を弾性体として取扱つた場合，其の内部応力の計算，および二次元方向の圧密を考える計算に於て必要なので測定した．併し適当な方法がなかつた為，次に述べる様な簡単な方法を用いた．

供試体は採取した自然状態の土を直径 6 cm，高さ 6 cm のカツターで切取つて作り，其の上面から載荷し，此の時の縦歪と横歪とをダイヤルゲージで $\frac{1}{100}$ m/m 迄測定し其の平均値から計算して求めた．(図—15，写—1)



図—15



写真—1

今 h ： 供試体の高さ

Δh： 縦歪量

d ： 供試体の径

Δd： 横歪量

Δd_1, Δd_2, Δd_3, Δd_4 ： 横歪量の測定値

とすると x 方向 y 方向の横歪量の平均から Δd を求め

$$\begin{cases}\Delta d_1+\Delta d_3=\Delta d_x\\ \Delta d_2+\Delta d_4=\Delta d_y\end{cases}$$

$$\Delta d=\frac{\Delta d_x+\Delta d_y}{2}$$

縦歪　　$\epsilon=\dfrac{\Delta h}{h}$

横歪　　$\beta=\dfrac{\Delta d}{d}$

$d=h$ だから

ポアソン係数　$$m=-\frac{\epsilon}{\beta}=-\frac{\frac{\Delta h}{h}}{\frac{\Delta d}{d}}=-\frac{\Delta h}{\Delta d}$$

深度 7.0m のシルト質粘土と深度 22m の粘土について行つた測定結果を図—16に示す.

両者共縦歪量 dh が 0.4m/m 位迄は測定値が非常にばらつき良い結果が出なかつたが，それ以後は殆んど一致し，或一定値に漸近する形となつた.

此の測定値の初期のばらつきは供試体の表面に凹凸があり，之と載荷面との接触が悪く従つて不均一な載荷強度を与えた事に原因するものと思われる.

以上の試験により得た結果は，

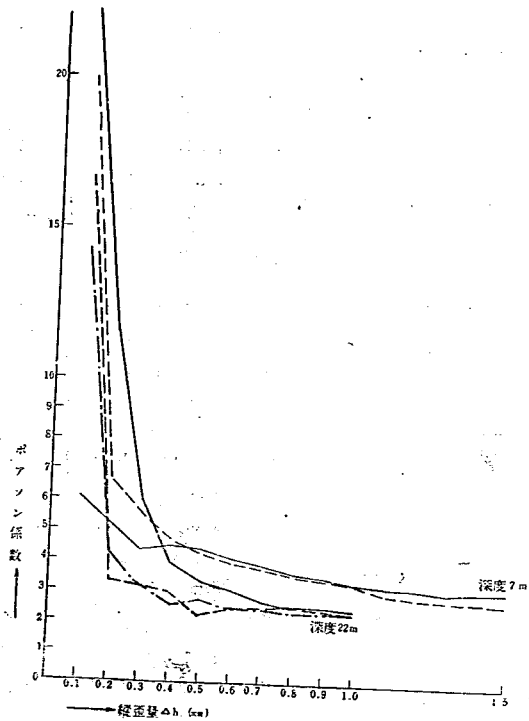
深度 7.0m（シルト質粘土）

$m=3.0$

〃 22.0　（粘　　土）

$m=2.5$

であつた. Terzaghi が粘土のポアソン比は，軟い金属と同程度であり，砂のポアソン比は粒状岩石のそれに近いと云つている事と上の値はよく一致している様である.



図—16

以後の計算を行うに当り，概略の値として此の地盤に於ては $m=2.75$ にとつてみた.

〔5〕剪断試験

採取した自然状態の土を直径 5.0cm 厚さ 1.5cm のカッターで切取り圧密一面剪断試験機によつて剪断した. 剪断方法は剪断前の圧密時間，6分，剪断速度 3mm/分 であつたから剪断時に於ても圧密は進行しており，迅速剪断と圧密剪断との中間的なものであつた.

一面剪断試験に於ては剪断力が一般に過大となる傾向があるが，それにしても実験結果は余りにも過大であるので余り信用出来る値ではないが一応比較の程度には役立つと思う.

試験の結果を示すと表—1の如くである。

表—1　剪断試験結果

試料採取深度	名称	鉛直荷重 (kg/cm²)	剪断強度 (kg/cm²)	単位体積重量 (kg/cm³)	含水比 (%)	間隙比 (%)	内部摩擦力 (°)	粘着力 (kg/cm²)
1.5m	泥炭	1.53	0.75	1.04	125	61.4	23	0.11
		1.02	0.54	0.92	202	67.6		
		0.509	0.356	1.16	236	62.4		
		0.153	0.122	1.27	287	60.4		
4.0	砂質ローム	1.53	0.865	1.98	51	61.4	26.5	0.15
		1.02	0.67	1.84	55.2	62.8		
		0.509	0.42	1.84	57.1	62.0		
		0.153	0.178	1.71	68.5	65.0		
7.0	シルト質粘土	0.509	0.23	1.60	97	66	11	0.15
		0.306	0.22	1.55	99	66.4		
		0.153	0.18	1.51	98.5	66.7		
		0.0765	0.16	1.48	100	67		
14.5	粘土	1.53	0.875	1.73	63.8	65.7	27.5	0.10
		1.02	0.65	1.67	73.1	65.8		
		0.509	0.392	1.58	85.6	66		
		0.153	0.143	1.62	90.9	64.2		
22	粘土	0.509	0.37	1.60	97.5	65.8	20	0.20
		0.306	0.27	1.52	100.3	67		
		0.153	0.28	1.48	100.3	67.6		
		0.0765	0.22	1.49	97.9	67.2		

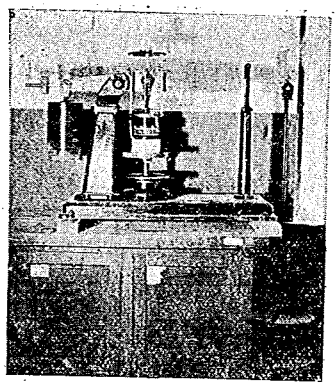
〔6〕圧密試験

実験室に於て行つた圧密試験の方法，試験結果，圧密諸係数の決定について述べる。

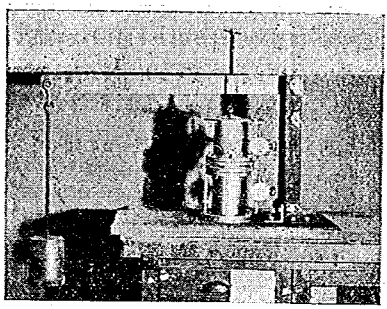
(1) 試験方法

機械は定荷重式圧密試験機（写—2）および定荷重式二重圧密試験機（写—3）を用いた。

前者の供試体の大きさは直径6cm 厚さ2cm 後者は直径7cm 厚さ2cm であつて，ボーリングにより採取した自然状態のコーアをカッターで切取つて作つた。併し後者の径7cm のものはコーアの直径が6.5cmの為，コーアと試験機の壁との間隙に乱された土を填充した。



写真—2



写真—3

試料が若し乱された場合には，自然状態の土に比して圧密現象は相当に相異するから，試料の保存には十分注意を払つたが試験期間が永い為に若干含水比，間隙比等に於て変化を起している事が認められた．荷重段階即ち載荷々重と圧密期間の決定は之等が圧密量と時間の関係に及ぼす影響著しく非常に重要な問題である．即ち荷重を急激に増加すれば間隙水圧が急速に高まり従つて透水係数の減少は供試体内部の値と相異し，又長期載荷を最初から各段階に順次加えた場合と或特定の段階にのみ長期載荷した場合と比較すると前者の方のクリープ量が小さくなつて現われる事が予想される．

併し，手元にある文献ではこの方面の研究についての十分な知識が得られなかつた．

Lambe[2] は，圧密段階について次の如き事柄を実験的に求めている．

即ち荷重段階は一般に 24 時間毎に前の荷重の 2 倍の荷重を載荷する事が最も好ましい．荷重 P_1 の次に荷重 P_2 を載荷した時 $\frac{P_2-P_1}{P_1}$ を荷重増加率とする．この荷重増加率は圧密係数に対して非常に重要な意義を持つている．Boston blue clay に於て荷重増加率が 1～2 に増加した時は約 30 %の圧密係数の増加を見たと云つている．又 1 より少ない時には其の試験に於て感知出来る様な塑性的な性格が現われるものである．

又小さい荷重については 3～4 時間の載荷で行う事も出来，時間の都合等で12時間位の期間をとる事も可能であるが最も良い結果を得んとすれば24時間の圧密を行う必要がある．

斯く圧密経過時間と載荷重との調和が一定であると云う事は圧密試験に於て良結果を得る為の必要条件である．

併し実際の堤防荷重と実験荷重の関連性も亦問題となるだろうし，この圧密荷重載荷段階の問題は今後更に研究されなければならないと思う．

今回の試験に於てはある荷重段階に於ける圧力の大きさを P_1 次の荷重段階における圧力の大きさを P_2 とするとき，$\log P_2-\log P_1=$(一定) となる様に圧密荷重を増加した．

2) Lambe : Soil Testing

又一つの荷重段階に於ける圧密時間は二次圧密が相当進行する迄としたが大体1日～7日間であつた.

又膨脹時間は膨脹が充分行われたと思われる時間で打切つた.

沈下量測定の為のダイヤルゲージは$\frac{1}{100}$m/m 迄読みとり得るものを用い沈下量は時間 t の対数 log t が等間隔に近くなる様な時間毎に読みとつた.

本試験に於ける荷重段階を示すと表—2の如くである.

表—2　　( ) 内の数字は載荷日数を示す

定荷重式圧密試験機　　供試体の寸法　直径　6cm　厚さ　2cm

荷重(kg) / 圧力(kg/cm²) / 試料採取深度	圧密 1	圧密 2	圧密 4	圧密 9	圧密 19	膨脹 9	膨脹 4	膨脹 2	膨脹 1	膨脹 自重
	0.225	0.437	0.861	1.921	4.041	1.921	0.861	0.437	0.225	0.013
7.6m	(1)	(1)	(7)	(7)	(7)	(1)	(2)	(4)		(7)
14.5m	(1)	(1)	(1)	(1)	(3)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)
18 m	(1)	(1)	(2)	(3)	(1)	(1)	(2)	(1)	(1)	(2)
22 m	(2)	(3)	(7)	(7)	(7)	(1)	(2)	(2)	(2)	(8)

定荷重式二重圧密試験機（上）　供試体の寸法　直径　7cm　厚さ　2cm

荷重(kg) / 圧力(kg/cm²) / 試料採取深度	圧密 自重	圧密 1.83	圧密 4.54	圧密 8.35	圧密 14.22	膨脹 8.35	膨脹 4.54	膨脹 1.83	膨脹 自重
	0.077	0.273	0.563	0.971	1.6	0.971	0.563	0.273	0.077
1.5m	(1)	(7)	(7)	(7)	(0)	(1)	(1)	(1)	(2)
2.0m	(3)	(4)	(5)	(10)	(7)	(1)	(9分)	(1)	(7)
5.5m	(1)	(1)	(2)	(2)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)

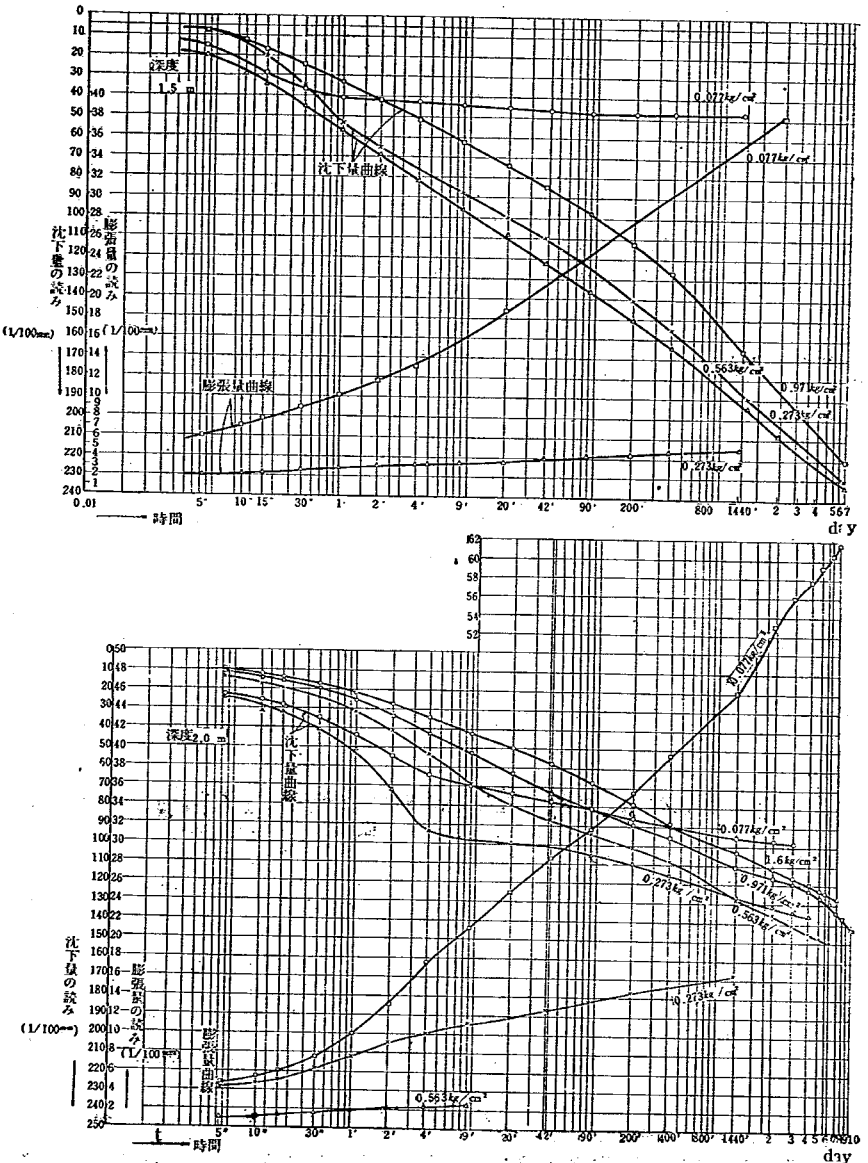
同　上　（下）

荷重(kg) / 圧力(kg/cm²) / 試料採取深度	圧密 自重	圧密 1.83	圧密 4.54	圧密 8.35	圧密 14.22	膨脹 8.35	膨脹 4.54	膨脹 1.83	膨脹 自重
	0.244	0.441	0.73	1.138	1.767	1.138	0.73	0.441	0.244
4.0m	(3)	(4)	(5)	(10)	(7)	(1)	(9分)	(1)	(7)
11.5m	(1)	(1)	(2)	(2)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)

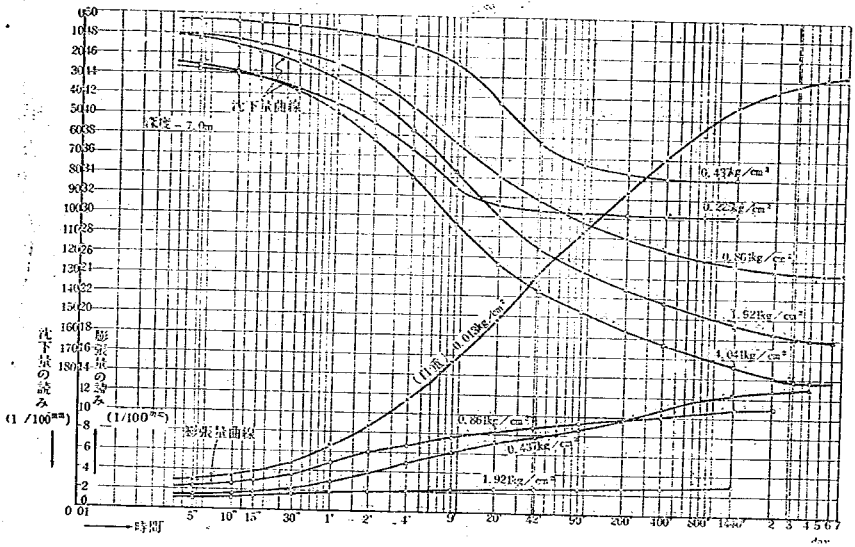
(2) 試 験 結 果

圧密試験の結果得られた時間—沈下量曲線の内，深度，1.5m，2.0m，7.0m，22.0m の供試体に対するもの

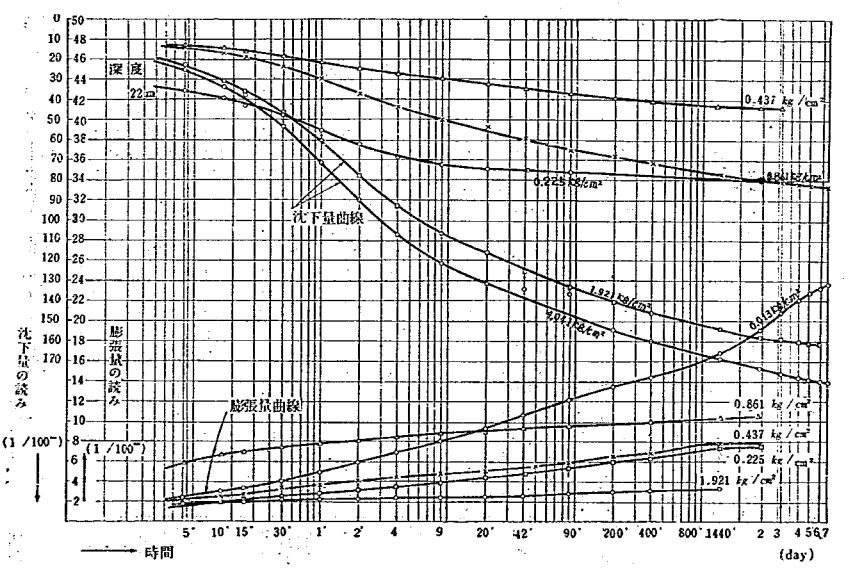
を示すと図—17の如くである.



図—17　深度—2.0m



図—17 深度—7.0m



図—17 深度22.0m

この試験に依て見られた特徴は，

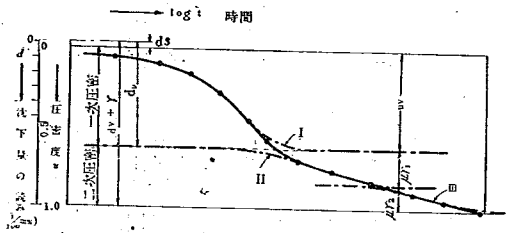
1) 深度 1.5m の泥炭は腐植物を多量に含んでいる為一次圧密は極めて早く終了するが，其の後に起るク

リープは極めて長く継続し且全体の沈下量の中に大きい部分を占めている．特に100分程度経過した後曲線の勾配は徐々に大きくなる傾向を示した．深度 2.0mの試料についても又同様の傾向が認められた．この現象は腐植物分中に含まれる水分の脱水を考えれば首肯出来るが，泥炭に於ける斯かる特性は更に多数の試料につき長期間の試験を行つてみる必要がある．

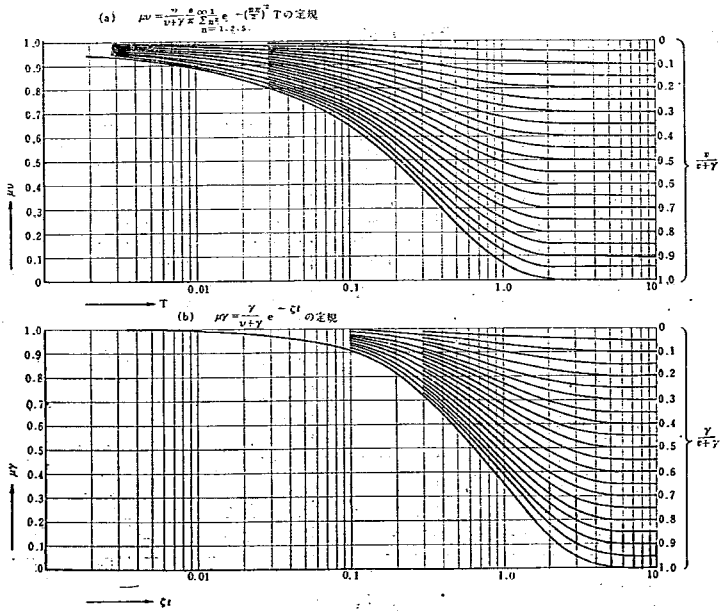
2) 深度 7.0mのシルト質粘土，およびそれ以下の粘土にあつてはクリープを示す曲線は除々に勾配を減ずる形になつた．又深度 22m の粘土のみは，他に比較して一次圧密は比較的短時間のうちに終了した．

3) 0.5～1.0kg/cm² 以上の載荷々重に於ては沈下量が急激に増大する傾向があつた．

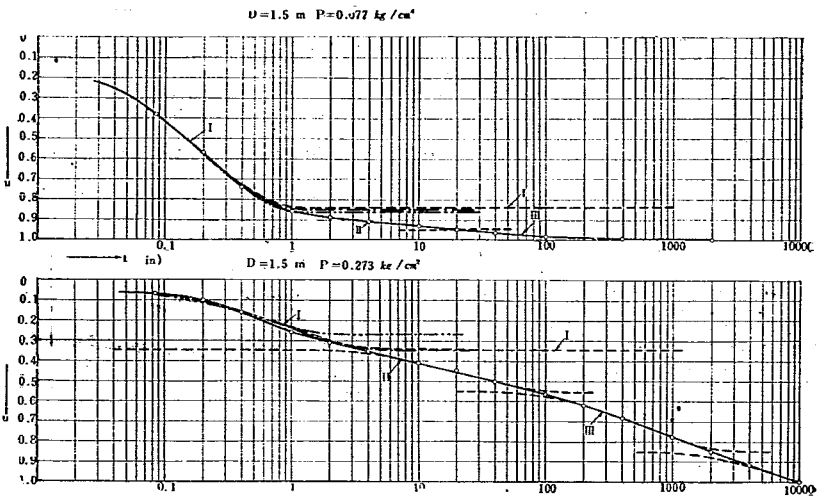
特に泥炭に於ては 0.1～0.2 kg/cm² 以上の荷重に於ては沈下の急激な増加量の内クリープが大部分を占めている事が認められた．



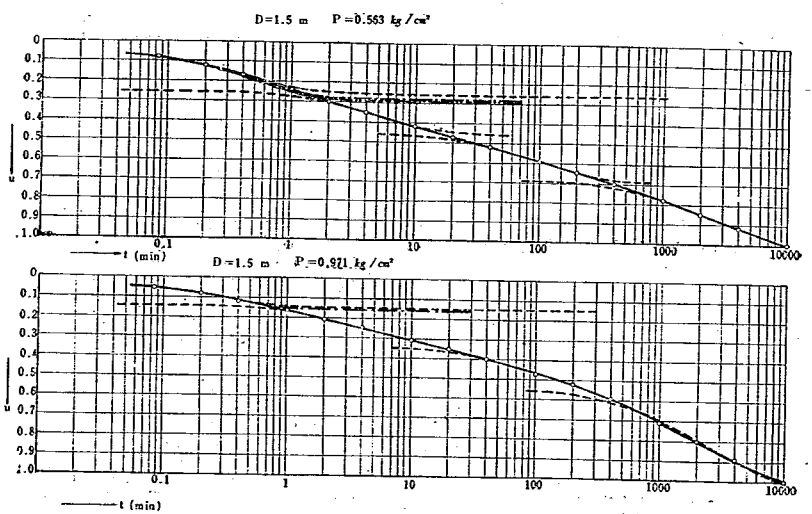
図—18



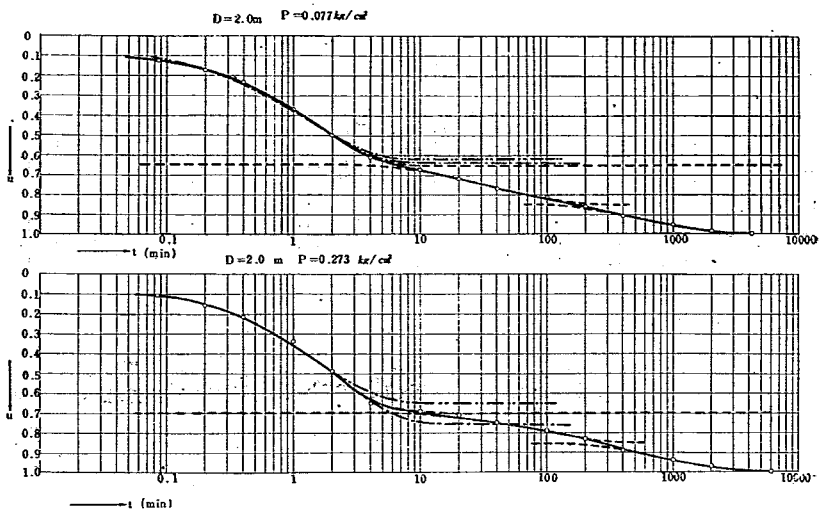
図—19


D=1.5 m P=0.977 kg/cm²
D=1.5 m P=0.273 kg/cm²
t (min)

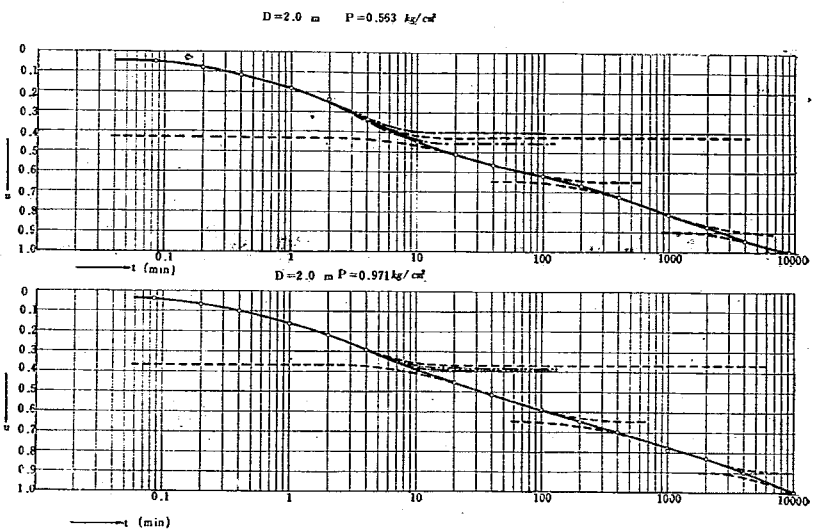
図—20（a）


D=1.5 m P=0.563 kg/cm²
D=1.5 m P=0.921 kg/cm²
t (min)

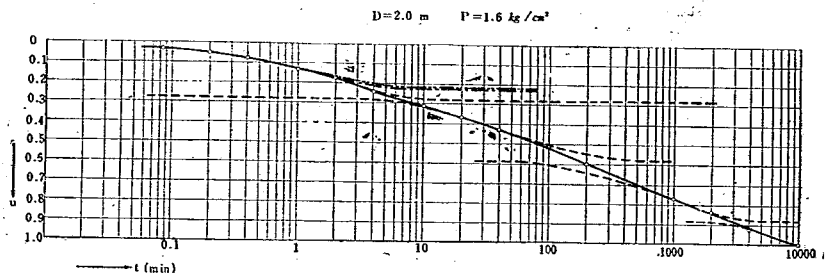
図—20（b）


D=2.0m　P=0.077kg/cm²
D=2.0 m　P=0.273 kg/cm²
t (min)

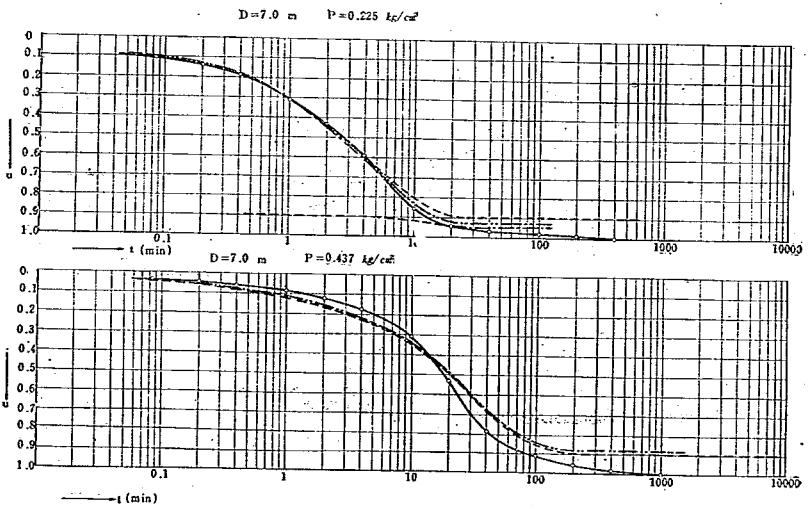
図—20（c）


D=2.0 m　P=0.563 kg/cm²
D=2.0 m P=0.971kg/cm²
t (min)

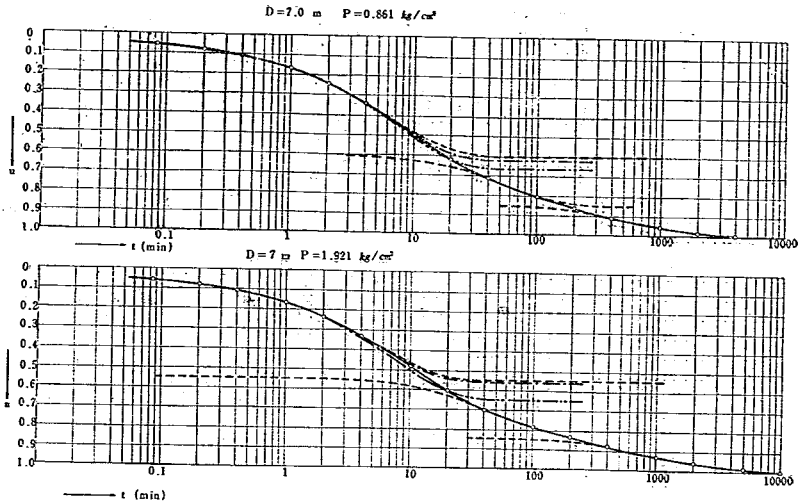
図—20（d）


D=2.0 m P=1.6 kg/cm²
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
0.1
1
10
100
1000
10000
t (min)

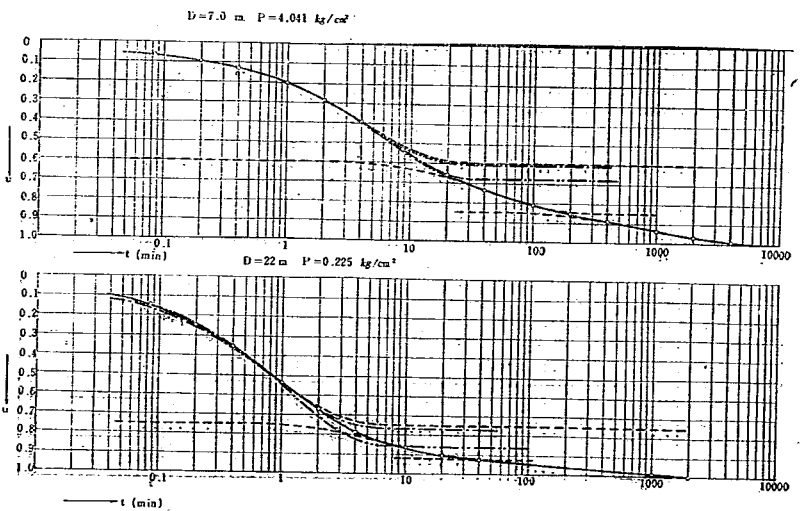
図—20（a）


D=7.0 m P=0.225 kg/cm²
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
0.1
1
10
100
1000
10000
t (min)
D=7.0 m P=0.437 kg/cm²
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
0.1
1
10
100
1000
10000
t (min)

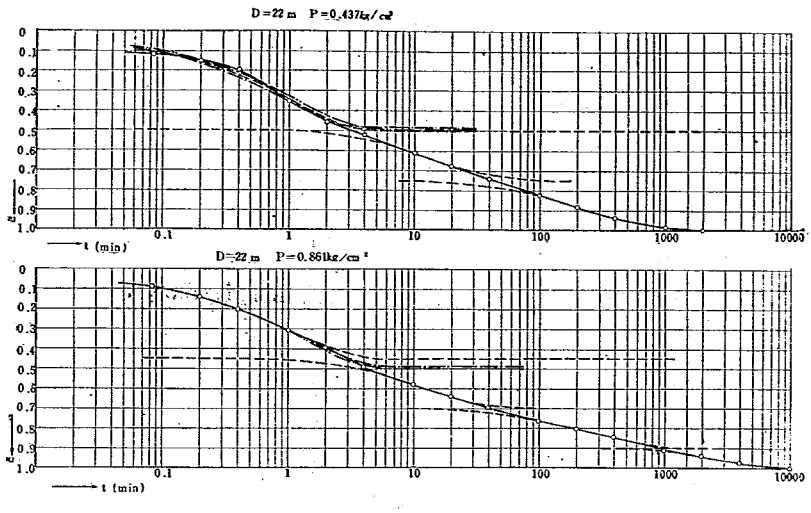
図—20（f）


D=7.0 m　P=0.861 kg/cm²
D=7 m　P=1.921 kg/cm²
t (min)

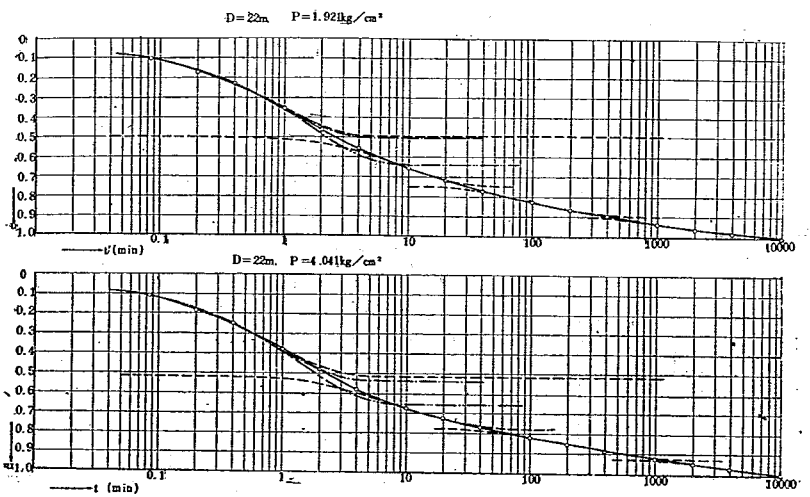
図—20（g）


D=7.0 m　P=4.041 kg/cm²
D=22 m　P=0.225 kg/cm²
t (min)

図—20（h）


D=22 m P=0.437kg/cm²
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
0.1
1
10
100
1000
10000
t (min)
D=22 m P=0.861kg/cm²
t (min)

図—20（i）


D=22m P=1.921kg/cm²
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
0.1
1
10
100
1000
10000
t (min)
D=22m P=4.041kg/cm²
t (min)

図—20（j）

（3） 圧密諸係数の決定

圧密試験によつて求めた間隙比と荷重との関係を見ると圧密量に比して膨脹量が極めて小さい．このことによつても，圧密歪中永久変形（Creep）の量が相当大きい部分を占めているだろうという事が分る．又実験より求めた時間—沈下量曲線に Terzaghi の一次圧密理論式を適用し得るのは最初の一部分についてのみであつて一次圧密が終了する時間に達してもなお圧密は進行し続ける．之は主として土の流動性に基因する土粒子相互の内部摩擦抵抗によるものであつて従来二次圧密（二次的時間効果）と称せられているものである．

二次圧密の重要性は D. W. Taylor により指摘され，石井技官が大阪の地盤沈下の調査に於て理論式を導出した．これについてはその際発表された研究[3]論文にくわしく述べられているが，その内厚い粘土層の解析方法に関する事項を摘記すれば次のとおりである．

圧密試験の結果えられた時間—沈下量曲線の解析から圧縮率 v，永久変形率 γ＝永久変形量/荷重 透水係数 κ，クリープ係数 η を求める事が出来る．厚い粘土層の沈下現象の解析には Terzaghi の誘導した熱伝導方程式と同型の圧密基本方程式を用いてさしつかえはないが，解を求める場合 v の代りに $v+\gamma$ を用いなければならない．またクリープ係数 η を含む項は省略することができる．

圧密試験の結果から一次圧密の諸係数を決定する方法に関しては，D. Taylor，A. Cassagrande の研究があり，又二次圧密を考慮し一次並びに二次圧密に関する諸係数を決定するには上述の石井技官の研究があるが，今回は主として石井技官の理論に依り Taylor，Cassagrande の方法を併用した．

以下圧密諸係数の決定に当り今回用いた方法を述べる．

1） 時間—沈下量曲線の初めの部分は抛物線をなすものとして補正し曲線の始点を決定した．全圧密量は極めて長期に亘る試験を行わなければ求められないから今回は実験の最終時に於ける圧密量を以て全圧密量と見做した．斯くして圧密率—時間曲線を描く．

2） 一次圧密部分の決定は次の如く行つた．即ち圧密率—時間曲線に見られる如く一次圧密部分は極めて時間に終了して居り圧密透水係数は比較的大きい事が分る．又試料厚も 2 cm 以下であるから圧密率—時間曲線は分離型として表われている事が予想される．実際石井技官の方法で求めた結果，

$x=\dfrac{k}{v}\left(\dfrac{n\pi}{2h}\right)^2/\eta$ の値は10以上となり，圧密率—時間曲線は分離型であつた．

従つて圧密率—時間曲線は次式で示される．

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

こゝに

u ＝ 圧密率

t ＝ 時　間

v ＝ 圧縮率（弾性率）

γ ＝ 永久変形率

3） 大阪の地盤沈下に関する研究—石井靖丸，大阪港湾技術調査会

k = 圧密透水係数

$2h$ = 試料の厚さ

η = クリープ係数

この内

$$\mu_c = \frac{v}{v+\gamma}\ \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1\cdot3\cdot5\cdots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \cdot e^{-\frac{k}{v}\left(\frac{n\pi}{2h}\right)^2 t}$$

は一次圧密率を示し（図—18，I）

$$\mu_r = \frac{\gamma}{v+\gamma} e^{-\eta t}$$ は二次圧密率を示す（図—18，II，III）

又 $\mu_r = \mu_{r1} + \mu_{r2} + \cdots\cdots$

$$= \frac{\gamma_1}{v+\sum\gamma} e^{-\eta_1 t} + \frac{\gamma_2}{v+\sum\gamma} e^{-\eta_2 t} + \cdots\cdots$$

とおく事が出来るから

一次圧密部については

$$\mu_v = \frac{v}{v+\gamma}\ \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1\cdot3\cdot5\cdots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \cdot e^{-\frac{k}{v}\left(\frac{n\pi}{2h}\right)^2 t} = \frac{v}{v+\gamma}\ \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1\cdot3\cdot5\cdots}^{\infty} \frac{1}{n^2} \cdot e^{-\left(\frac{n\pi}{2}\right)^2 T}$$

但し $T = \frac{kt}{vh^2}$

なる曲線を種々の$\frac{v}{v+\gamma}$について作つておき，又二次圧密部に於ては

$\mu_\gamma = \frac{\gamma}{v+\gamma} e^{-\eta t}$ なる曲線を$\frac{\gamma}{v+\gamma}$ の種々の値について作つておきこれら曲線定規（図—19）を圧密率—時間曲線に合せる事に依り一次圧密部分を決定する．

かかる操作を時間—沈下量曲線について行えば，より一層手数をはぶく事が出来る．

図—20に於て実線は実験曲線であり点線は以上の操作に依り描いた曲線であり，一点鎖線は Taylor の Root Fitting method 二点鎖線は Cassagrande の log Fitting method に依り描いたものである．

之等を比較して見ると Root Friting method に依り求めたものは上述の方法に依る場合と殆んど一致しているが log Fitting method では相当大きい差が認められる．之は実験曲線の変曲点の判定に困難があり，不確実になるものと思われる．

3) 一次圧密の50%の点に於てはクリープの影響はないものと見做しても差支えないから圧密係数$\frac{k}{v}$は次式に依つて求める．

$$\frac{k}{v} = \frac{T \times h^2}{t_{50}} = \frac{0.197 h^2}{t_{50}}$$

h：平均試料厚さの$\frac{1}{2}$

即ち　H_1＝前荷重段階の最終試料厚

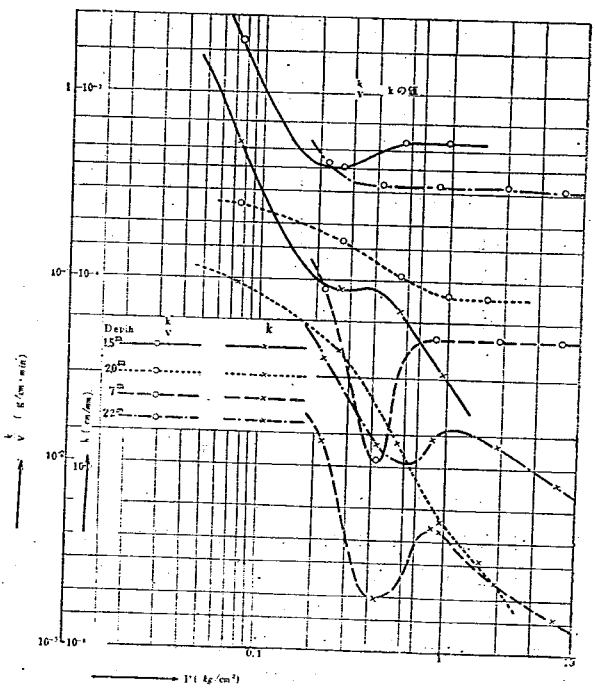
H_2＝本　〃　〃

とする時　$h = \frac{1}{4}(H_1+H_2)$

t_{50}：一次圧密の50%迄沈下するに要した時間

T：一次圧密の50%に対応する時間係数＝0.197

斯くして求めた例を示すと図—21の如くであるが何れも初期の荷重段階に於ては$\frac{k}{v}$の値に大きい変動のある事が認められるけれ共，大体先行荷重以上の段階になるとこの値は全く一定となつた．



図—21

4) 圧縮率 v，永久変形率 γ は次の如くして求めた．

即ち，ある荷重段階における全圧力増加量をPとすれば，この荷重段階における全歪量は次式で表わされる．

$$\varepsilon = vp + \gamma p$$

従つて一次圧密部の歪量を

$\varepsilon_v = \frac{d_0 - d_s}{H}$　二次圧密部の歪量を $\varepsilon_r = \frac{d_s + \gamma - d_0}{H}$ とすると

$\varepsilon_v = vp$　従つて　$v = \frac{\varepsilon_v}{P} = \frac{d_0 - d_s}{PH}$

$\varepsilon_r = \gamma p$　従つて　$\gamma = \frac{\varepsilon_r}{P} = \frac{d_0 + \gamma - d_c}{P_A}$

として求められる．

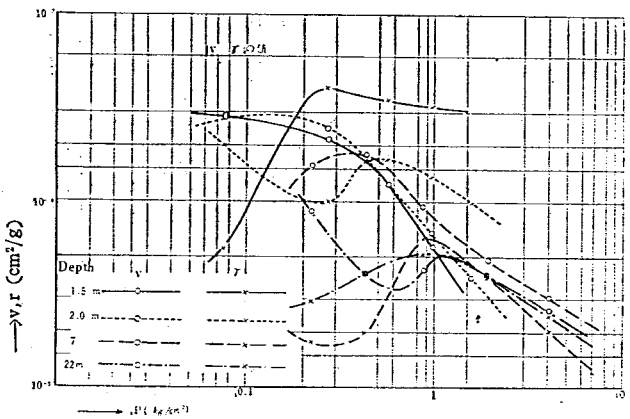
たゞし　　d_i ： 載荷瞬間の沈下量

d_v ： 一次圧密終了迄の沈下量

$d_{v+\gamma}$ ： 全圧密終了迄の沈下量

H ： 載荷直後の層厚＝$2h$

P ： 荷重の増分



図—22

以上の如くして求めた二，三の例を示すと図—22の如くである．

5)　圧密透水係数 k は上に求めた $\frac{k}{v}$ と v の値を乗ずることにより求められる．（図—21）

6) クリープ係数 η は深度 1.5m ならびに2.0m の試料についてのみ求めてみた．

γ_1，γ_2……，η_1，η_2…… の求め方の一例を次に示す．まず図—19 (b) を，透明紙上に描き各々の曲線を次々に図—20の圧密度—時間曲線の二次圧密部に重ね合せ何れか一つの曲線が圧密度—時間曲線と合致する様にして曲線IIを決定する．その時図—19—(b) の任意点の横座標の値を之に重なる図—20の点の横座標で除した値が η_1 となる．又 γ_1 は図—18の例の如く μ_{y1} を求めて　$\gamma_1=\gamma\times\frac{\mu_{y1}}{\mu_\gamma}$ として得られる．

同様にして　η_2，η_3……　γ_2，γ_3…… 等が求められる．

これらの値を図示すると図—23の如くである．

以上の如くして求めた v，γ，k，η，の値を見ると，大体先行荷重附近より以前の荷重段階ではこれらの値は非常にばらついているが其の後の荷重増加に対しては或一定の傾向を示している様である．

極めて少ない荷重段階についての試験から推測する事は非常に危険ではあるが，v，γ，k，の値は一定の傾向を示している終りから2～3の荷重段階により得られた値を結ぶ線上に於て変化するものとみなす．実際取扱う荷重の範囲は限られているから，この様に考えても圧密計算には余り大きい誤差を生じないものと思われ

る.

以上の方法に依つて求めた v, γ, k, を図—24に示す. 但し深さ 4.0m, 5.5m, 11.5m, 18.5m のものは省略した.

次に先行荷重並びに間隙比のとり方について検討してみる.

先ず実験から得られた沈下量に依つて各荷重段階の間隙比を求め（表—3）之より間隙比—荷重曲線を画く. （図—27）

この e—log p 曲線から Cassagrande の方法によつて先行荷重を求めると図—28の如くなる.

又次の式を用いて土層内各点に於ける水平面に働く粒子間圧力を求める.

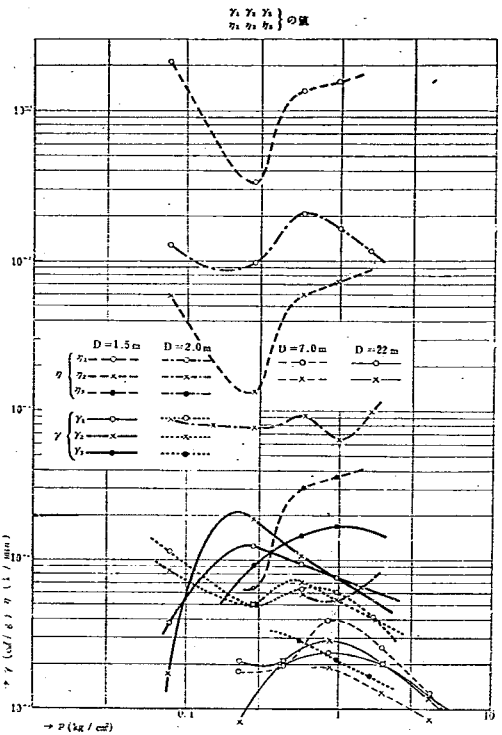
$$P_o = H\frac{1}{1+e}(G_k - \gamma_w)$$

P_o： 土層内各点に於ける水平面に働く粒子間圧力

H： 土層の厚さ

G_k： 土粒子の比重

この結果も併せて図—28に書き込んだ.



図—23

以上求めた両者を比較してみると,

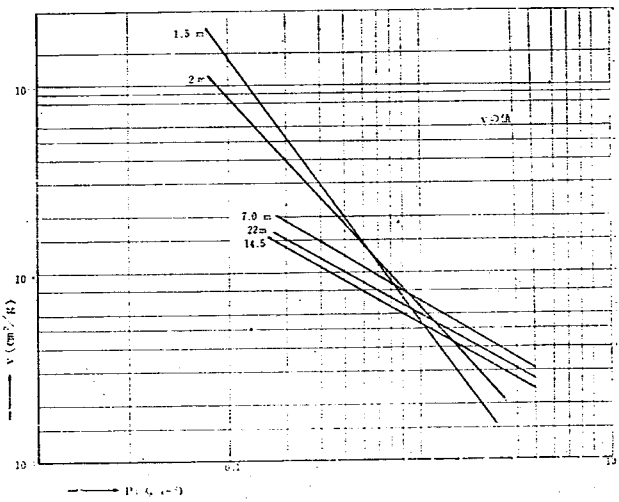
深さ 10m 附近までは実験により求めた先行荷重の値が大きくそれ以下は逆に小さくなつている. その原因として先ず考えられる事は土層を構成する粒子が沈殿してから現在までに受けた履歴による影響である.

併しこの様な浸蝕作用に伴う荷重の減少と従つて残存する過大な先行荷重, という様な可能性を考える前に試験法の適否, 即ち自然状態の試料を採取して試験する事が出来たかどうかという事を振返つて見る必要がある.

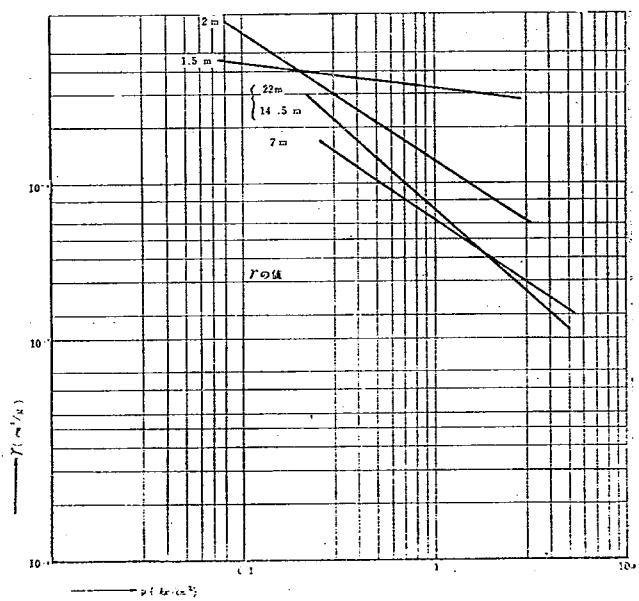
Terzaghi[4] は普通の粘土の c—log p 曲線に於て練り直した試料(dislurbed sample)と自然状態のまゝ採取した試料 (undisturbed sample) との間に図—29 の様な形の相異が現われると言つている.

従つて練り直した試料の試験結果から先行荷重を求めた場合は自然状態のまゝ採取した試料について求めた値より小さい値を示す事がわかる.

4) Terzaghi amk Peck : Soil mechanicis in engineering Practice. p.62



図—24



図—25

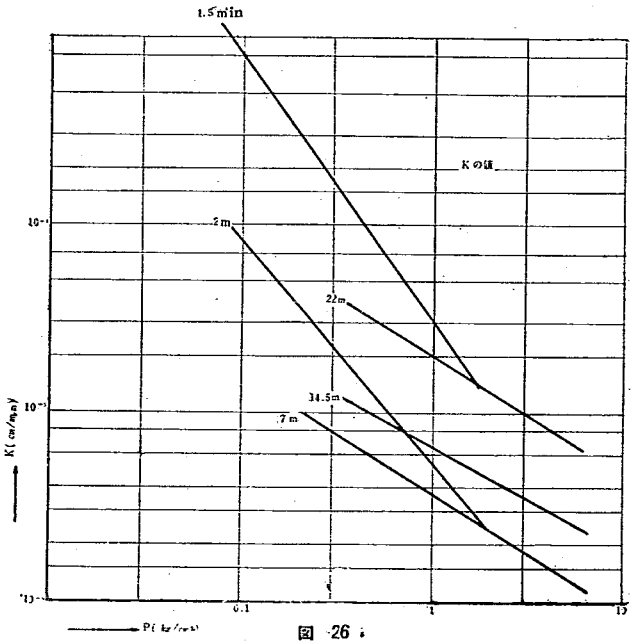
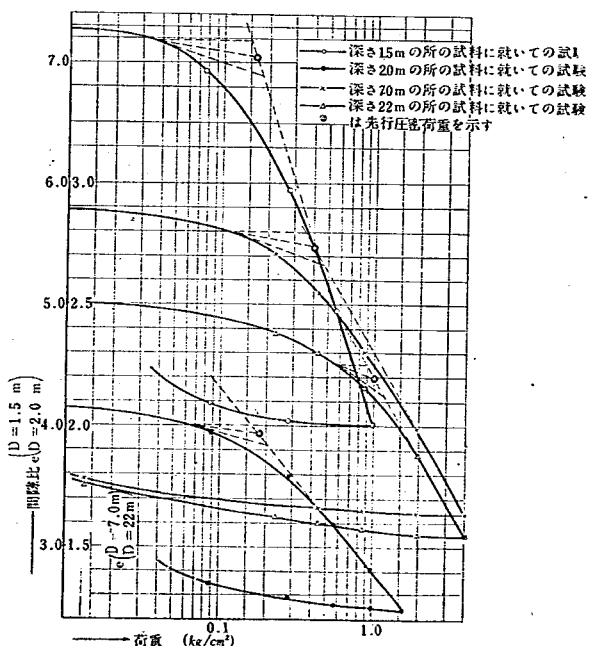

1.5min
K の値
2m
22m
34.5m
7m
K(cm/min)
P(kg/cm²)

図 -26 -


深さ15mの所の試料に就いての試験
深さ20mの所の試料に就いての試験
深さ20mの所の試料に就いての試験
深さ22mの所の試料に就いての試験
は先行圧密荷重を示す
間隙比 eD=1.5 m
eD=2.0 m
eD=7.0m
eD=22m
荷重 (kg/cm²)

図—27

表－3

圧力 P と間隙比 e

D=1.5m							D=2.0m						
載荷荷重 (kg)	圧力 (kg/cm²)	区分	沈下量 1/100 mm	累計沈下量 1/100 mm	試料厚 (cm)	間隙比	荷重 (kg)	圧力 (kg/cm²)	区分	沈下量 1/100 mm	累計沈下量 1/100 mm	試料厚 (cm)	間隙比
0	0		0	0	2.0	7.16	0	0		0	0	2.0	4.19
		ds	5	5	1.995	7.15			ds	12.5	12.5	1.9875	4.15
自重	0.077	dv	49	49	1.951	6.98	自重	0.077	dv	69	69	1.931	4.02
		dv+γ	57.5	58	1.942	6.93			dv+γ	99	99	1.901	3.94
		ds	2	60	1.940	6.92			ds	10	109	1.891	3.92
1.83	0.273	dv	85	143	1.857	6.58	1.83	0.273	dv	99	198	1.802	3.68
		dv+γ	240	298	1.702	5.95			dv+γ	137	236	1.764	3.58
		ds	11	309	1.691	5.90			ds	6.5	242	1.758	3.56
4.54	0.563	dv	71	369	1.631	5.66	4.54	0.563	dv	68.5	305	1.695	3.40
		dv+γ	244	542	1.458	4.95			dv+γ	150	386	1.614	3.19
		ds	5	547	1.453	4.93			ds	5.5	391	1.604	3.18
8.35	0.971	dv	39	581	1.419	4.79	8.35	0.971	dv	56.5	442	1.558	3.05
		dv+γ	230	772	1.228	4.01			dv+γ	143	529	1.471	3.82
									ds	5.5	534	1.466	2.81
							14.22	1.6	dv	39.5	568	1.232	2.72
									dv+γ	127	656	1.344	2.49

又，試験時迄に試料が乾燥したり，採取時に先行荷重以上の外力が加わつた様な場合には，試験結果より求めた値は過大な値を示す事が考えられる．

今回は一応実験値を採用する事とし実験によつて求めた先行荷重に応ずる諸係数を表－4に示した．

之の深度分布を附図に示すが之等の係数は，大体粘土＋シルトの含有量に依つて定まる事が見られた．

たゞし深さ 1.5m 附近の泥炭層は之とは全く異つた性質を見せている．

IV　沈下現象に対する考察

本堤防の沈下現象は主として深度 1～2 mにある泥炭層と深度 5～24m にある粘土層の圧密に原因するもの

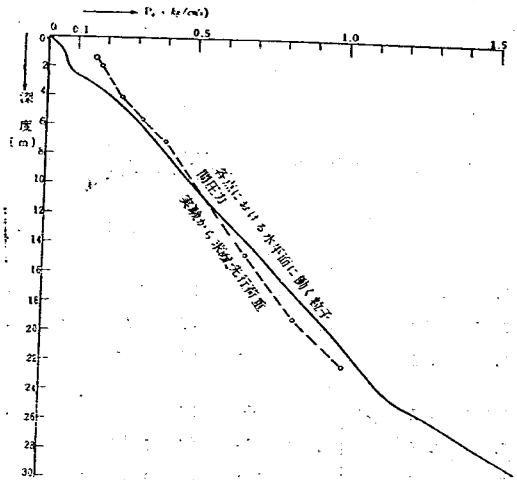
との関係

D=7.0m							D=2.2m						
荷重 (kg)	圧力 kg/cm²	区分	沈下量 1/100 mm	累計沈下量 1/100 mm	試料厚 (cm)	間隙比	荷重 (kg)	圧力 kg/cm²	区分	沈下量 1/100 mm	累計沈下量 1/100 mm	試料厚 (cm)	間隙比
0	0		0	0	2.0	2.9	0	0		0	0	2.0	2.52
1	0.225	ds	20	20	1.98	2.86	1	0.225	ds	28	28	1.972	2.47
		dυ	90	90	1.91	2.72			dυ	67	67	1.933	2.4
		dυ+γ	98	98	1.902	2.71			dυ+γ	80	80	1.920	2.38
2	0.437	ds	0.5	98.5	1.9015	2.71	2	0.437	ds	10	90	1.910	2.36
		dυ	72.5	170.5	1.8295	2.56			dυ	26.5	106.5	1.894	2.33
		dυ+γ	80.5	178.5	1.8215	2.55			dυ+γ	43	123	1.877	2.3
4	0.861	ds	4	182.5	1.8175	2.54	4	0.861	ds	7	130	1.870	2.285
		dυ	78	256.5	1.7435	2.4			dυ	41	164	1.836	2.23
		dυ+γ	127	305.5	1.6945	2.3			dυ+γ	83	206	1.794	2.16
9	1.921	ds	4	309.5	1.6905	2.29	9	1.921	ds	7	213	1.787	2.14
		dυ	91	396.5	1.6035	2.13			dυ	84.5	290.5	1.7095	2.0
		dυ+γ	161.5	467	1.533	1.99			dυ+γ	162	368	1.632	1.87
19	4.041	ds	15	482	1.518	1.96	19	4.041	ds	6	374	1.626	1.86
		dυ	115	582	1.418	1.76			dυ	93.5	461.5	1.5386	1.7
		dυ+γ	181	648	1.352	1.64			dυ+γ	181	549	1.451	1.555

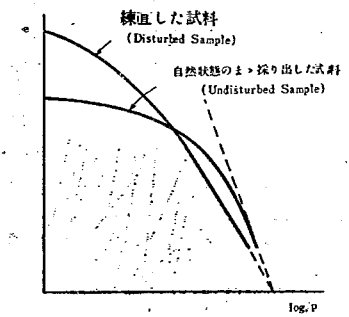
であつて，側方流動に因つて起る基礎地盤の破壊沈下は起していない様である．従つて破壊沈下についての検討は此処では行わなかつた．剪断試験の結果を見ても大体安全であろうと云う事が想像される．

圧密沈下は前記の両層が沈下の大部分を占めているものと思われるので之以外の層については考えなかつた．この解析に当つては沈下現象に伴う地盤の力学的状態，並びに沈下量の長年に亘る観測等もなされていない状態にあり，又之と直接に理論解析を如何に結合させるかという事についても大きい問題があつて，勢い定性的な推察の範囲を出ないものであるが，之以上の問題については今後の調査研究の成果を俟つより他はないであろう．

圧密現象の解析に当つて最も重要な事は，層内の間隙水圧の変化過程である．何故なら一次的圧密沈下は層



図—28



図—29

内部の間隙水圧が0になつていない事，即ち土粒子骨格が荷重に対応した応力に達していないが故に起るものだからである．故に層内の間隙水圧の変化の履歴は圧密解析の手引となる．

間隙水圧を求める方法は，

1)　実際の現地に於て間隙水圧計を用いて測定する．

2)　圧密試験に依り先行荷重を求める．

3)　初期水圧分布を仮定し，計算を行い，計算値と沈下観測値の比較に於て初期水圧分布を推定する等がある．

以下の計算を行うに当つては．築堤前の泥土の自重に依る圧密は既に終つており，過剰水圧はなく従つて基礎地盤内の間隙水圧は地表面を0とする静水圧に等しく，且土粒子骨格に作用する圧力は先行荷重に依り求めた値であると考えた．

〔1〕　堤防荷重および地盤内部応力

(1)　**堤防荷重の仮定**　堤防荷重即ち築堤下面に於ける応力分布状態は種々な近似的方法を以て満足している段階にある．従つて何れの仮定によつて解析する事が最も合理

表—4

深度(m)	シルト十粘土含有量 (%)	先行荷重 (kg/cm²)	間隙比	v (cm²/g)	γ (cm²/g)	k(cm/min)
1.5	27	0.16	7.05	7.2×10^{-4}	4.2×10^{-4}	4.2×10^{-4}
2.0	74	0.18	3.95	4.4×10^{-4}	4.3×10^{-4}	4.1×10^{-5}
7.0	96	0.4	2.74	1.25×10^{-4}	1.2×10^{-4}	6.5×10^{-6}
14.5	90	0.67	2.08	6.7×10^{-5}	1.05×10^{-4}	8×10^{-6}
22.0	74	1.00	2.2	5.4×10^{-5}	7.2×10^{-5}	2×10^{-5}

的であるかという事を知る為図—31に示す如き種々な荷重を考えてみた．即ち（a）は点荷重，（b）は堤防下面に一様に分布した荷重，（c）は堤防下面の約半分の面積に等分布した荷重，（d）は二段になつた等分布荷重，（e）は，完全に粉体として堤防断面に近い形の荷重分布とした．以上の仮定では築堤下面には単に鉛直圧力のみが作用するものと仮定したのであるが，実際の堤防下の圧力分布としては，中央部附近の鉛直圧力は相当大きく，剪断力は（e）のようになつている．この事については，Rendulic[5] が理論的解明を与えている．

（f）はこの Rendulic の方法によつて求めた圧力分布である．以上の計算に於て，堤防単位体積重量＝1.55t/m³　内部摩擦角＝15° と仮定した．

(2) **地盤内部応力**　自然の地盤を弾性体と見做す事は岩盤或は固く締つた土の場合には近似的に可能であるが，砂地盤や粘土質地盤には適当でないと考えられている．何故なら土は弾性，塑性，流体の総ての性質を包含しているからである．しかし他に数学的解析の方法がないので仮りに弾性体として計算することにした．ポアソン係数は粘土質地盤で先に求めた値 2.5～3.0 平均2.75とする．

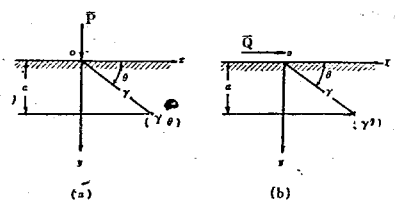
こゝでは分布荷重面を微小部分に分けた線荷重として Timoshenko[6] の理論式によつて地盤内の応力を計算しその和を求めた．

（註）　Timoshenko によれば次のようである．

1)　垂直線荷重の場合（図—30(a)）

$$\text{応力函数}\quad F\bar{p}=\frac{\bar{P}}{\pi}\gamma\left(\theta-\frac{\pi}{2}\right)\cos\theta$$

各応力成分は引張力を正として次式で表わされる．

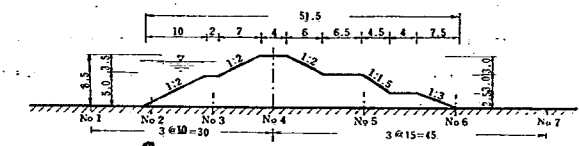


図—30

$$\sigma_\gamma=-\frac{2\bar{P}}{\pi}\frac{\sin\theta}{\gamma}\qquad \sigma_\theta=0\qquad \tau_{r\theta}=0$$

$$\sigma_z=-\frac{2\bar{P}}{\pi}\frac{\sin\theta\cos^2\theta}{\gamma}=-\frac{2\bar{P}}{\pi a}\sin^2\theta\cos^2\theta$$

5) Der Erdruck im Stra5zenbau und Brückenbau Leo Rendulic.
6) Timoshenko : Theory of Elasticity.



応力の単位は t/m²

σの値

0	0	0	0	0	0	0	0	360	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.01	0.018	0.03	0.07	0.16	0.46	1.8	11.45	45.8	11.45	1.8	0.45	0.16	0.07	0.03	0.018	0.01		
0.07	0.13	0.23	0.44	0.92	2.17	5.7	14.7	22.9	14.7	5.7	2.17	0.92	0.44	0.23	0.13	0.07		
0.23	0.37	0.61	1.07	2.0	3.8	7.3	12.4	15.3	12.4	7.3	3.8	2.0	1.07	0.61	0.37	0.23	0.15	0.101
0.46	0.695	1.08	1.74	2.9	4.7	7.3	10.2	11.45	10.2	7.3	4.7	2.9	1.74	1.08	0.695	0.46	0.31	0.22
0.72	1.05	1.54	2.29	3.4	4.95	6.8	8.5	9.16	8.5	6.8	4.95	3.4	2.29	1.54	1.05	0.72	0.51	0.37
0.99	1.37	1.91	2.66	3.7	4.9	6.2	6.9	7.65	6.9	6.2	4.9	3.7	2.66	1.91	1.37	0.99	0.72	0.54

5@6=30m

5@18=90m σzの値

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.695	0.50	0.2	1.7	2.54	4.12	7.33	11.45	0	11.45	7.33	4.12	2.54	1.7	1.2	0.9	0.695	0.55	0.45
1.27	1.63	2.06	3.73	3.67	4.88	5.73	3.67	0	3.67	5.73	4.88	3.67	3.73	2.06	1.63	1.27	1.03	0.85
1.65	2.0	2.44	2.97	3.52	3.82	3.25	1.37	0	1.37	3.25	3.82	3.52	2.97	2.44	2.0	1.65	1.37	1.16
1.83	2.12	2.44	2.73	2.86	2.64	1.83	0.635	0	0.635	1.83	2.64	2.86	2.73	2.44	2.12	1.83	1.58	1.36
1.85	2.04	2.22	2.29	2.17	1.78	1.09	0.34	0	0.34	1.09	1.78	2.17	2.29	2.22	2.04	1.85	1.65	1.46
1.76	1.86	1.91	1.85	1.63	1.22	0.69	0.20	0	0.20	0.69	1.22	1.63	1.85	1.91	1.86	1.76	1.63	1.49

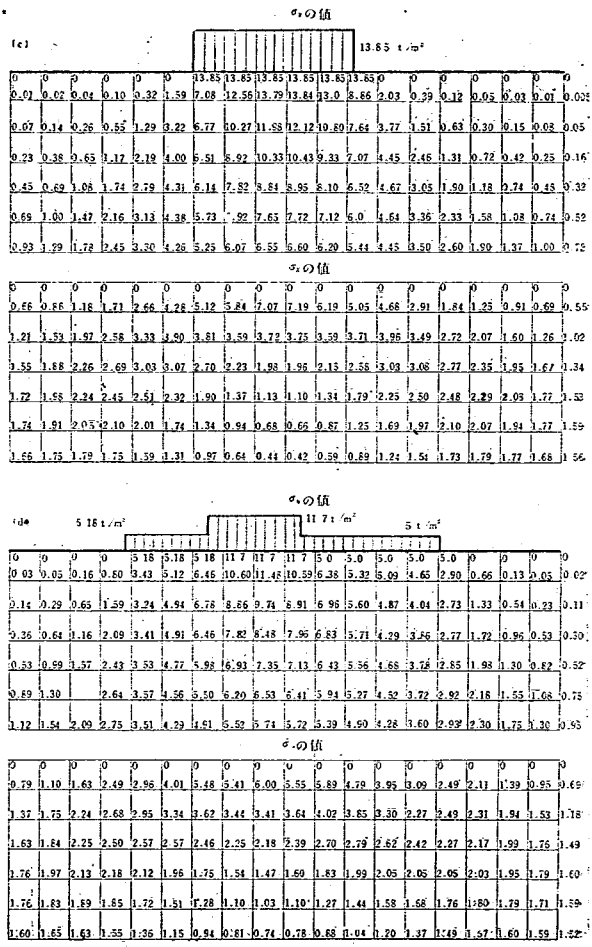
σzの値 7 t/m²

0	0	0	0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	0	0	0
0.02	0.06	0.2	1.05	4.54	6.61	7.05	7.13	7.16	7.16	7.15	7.13	7.03	6.45	3.93	0.89	0.18	0.06	0.02
0.22	0.33	0.79	1.97	3.97	5.62	6.42	6.72	6.93	6.86	6.82	6.69	6.34	5.42	3.65	1.77	0.71	0.30	0.14
0.40	0.72	1.33	2.39	3.78	5.06	5.88	6.33	6.52	6.57	6.51	6.28	5.79	4.88	3.57	2.21	1.22	0.68	0.37
0.67	1.07	1.70	2.60	3.66	4.66	5.41	5.88	6.13	6.20	6.11	5.83	5.31	4.52	3.50	2.46	1.60	1.01	0.64
0.93	1.36	1.93	2.71	3.55	4.40	5.0	5.45	5.71	5.78	5.68	5.40	4.92	4.24	3.43	2.59	1.85	1.29	0.89
1.15	1.57	2.11	2.73	3.40	4.03	4.57	4.97	5.20	5.27	5.18	4.92	4.50	3.95	3.30	2.63	2.03	1.51	1.10

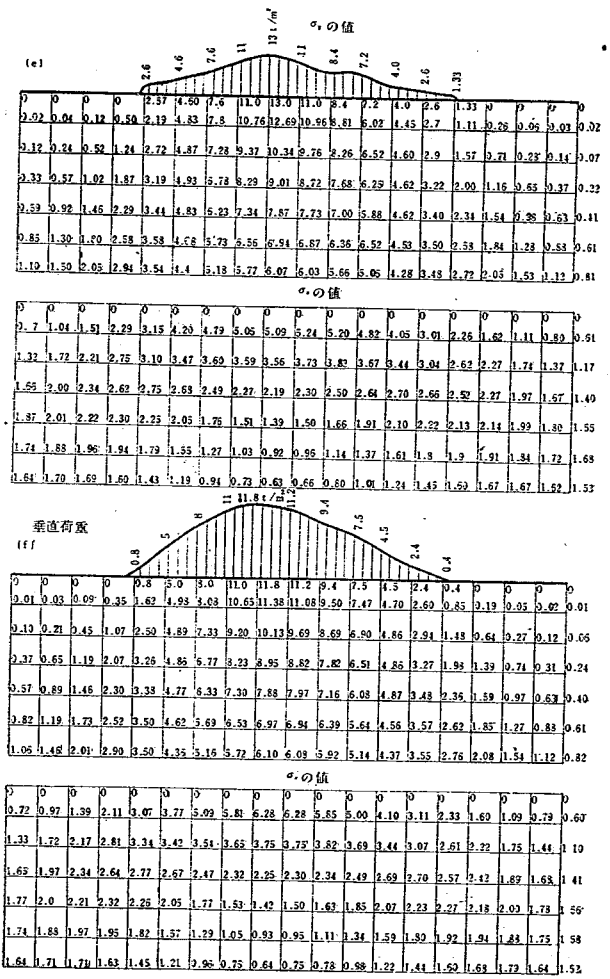
σzの値

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.62	1.15	1.74	2.21	2.59	2.74	4.51	4.92	5.11	5.16	5.09	4.88	4.41	3.59	3.60	2.56	1.65	1.10	0.78
1.20	1.78	2.26	2.61	2.64	2.80	3.19	3.55	3.77	3.83	3.74	3.51	3.13	2.76	2.65	2.57	2.19	1.72	1.34
1.66	1.95	2.21	2.31	2.24	2.22	2.34	2.52	2.65	2.70	2.61	2.49	2.31	2.22	2.26	2.30	2.18	1.91	1.62
1.72	1.83	1.95	1.93	1.86	1.77	1.62	1.70	1.65	1.87	1.84	1.79	1.75	1.79	1.90	2.00	1.99	1.87	1.69
1.66	1.75	1.77	1.71	1.58	1.45	1.37	1.34	1.33	1.33	1.3	1.34	1.38	1.47	1.60	1.72	1.77	1.74	1.64
1.49	1.52	1.50	1.43	1.31	1.19	1.07	1.00	0.97	0.96	0.97	1.01	1.09	1.21	1.33	1.44	1.51	1.52	1.48

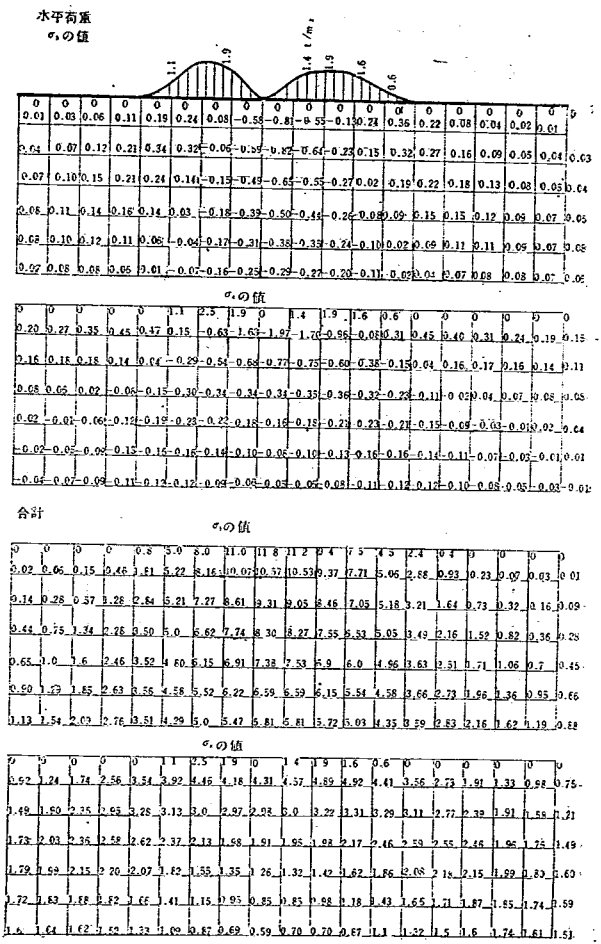
図—31 (a)



図—31 (b)


(e)
σ1の値
13 t/m²
2.6 4.6 7.6 11 13 11 8.4 7.2 4.0 2.6 1.33
σ3の値
垂直荷重
(f)
11 11.8 t/m² 11.2
0.8 5 8 9.4 7.5 4.5 2.4 0.4
σ3の値

図—31 (c)



図—31 (d)

$$\sigma_y=-\frac{2\bar{P}}{\pi}\frac{\sin^3\theta}{\gamma}=-\frac{2\bar{P}}{\pi a}\sin^4\theta$$

$$\tau_{xy}=-\frac{2\bar{P}}{\pi}\frac{\sin^2\vartheta\cos\theta}{\gamma}=-\frac{2\bar{P}}{\pi a}\sin^3\theta\cos\theta$$

2)　水平線荷重の場合（図—30(b)）

応力函数　$F_{\bar{q}}=-\frac{\bar{q}}{\pi}\gamma\left(\theta-\frac{\pi}{2}\right)\sin\theta$

応力成分

$$\sigma_r=-\frac{2\bar{q}}{\pi}\frac{\cos\theta}{\gamma}\qquad \sigma_\theta=0\qquad \tau_{r\vartheta}=0$$

又境界面より a なる距離の水平線上の応力は

$$\sigma_x=-\frac{2\bar{q}}{\pi}\frac{\cos^2\theta}{\gamma}=-\frac{2\bar{q}}{\pi a}\cos^3\theta\sin\theta$$

$$\sigma_y=-\frac{2\bar{q}}{\pi}\frac{\cos\theta\sin^2\theta}{\gamma}=-\frac{2\bar{q}}{\pi a}\sin^3\vartheta\cos\theta$$

$$\tau_{xy}=-\frac{2\bar{q}}{\pi}\frac{\cos^2\vartheta\sin\theta}{\gamma}=-\frac{2\bar{q}}{\pi a}\cos^2\vartheta\sin^2\theta$$

之等の式により基礎地盤内部の応力を計算した結果は図—31に示す．

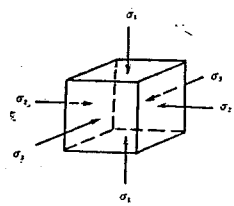
基礎地盤内のある体積素片を取出して其の応力状態を考えてみる．（図—32）

σ_1, σ_2, σ_3：主応力

ε_1, ε_2, ε_3：主歪

E：ヤング係数

$\frac{1}{m}$：ポアソン比



図—32

$$\begin{cases}\sigma_1=E\,\varepsilon_1\\ \sigma_2=E\,\varepsilon_2\\ \sigma_3=E\,\varepsilon_3\end{cases}\qquad \begin{cases}\varepsilon_1=\frac{1}{E}\left(\sigma_1-\frac{\sigma_2+\sigma_3}{m}\right)\\ \varepsilon_2=\frac{1}{E}\left(\sigma_2-\frac{\sigma_3+\sigma_1}{m}\right)\\ \varepsilon_3=\frac{1}{E}\left(\sigma_3-\frac{\sigma_1+\sigma_2}{m}\right)\end{cases}$$

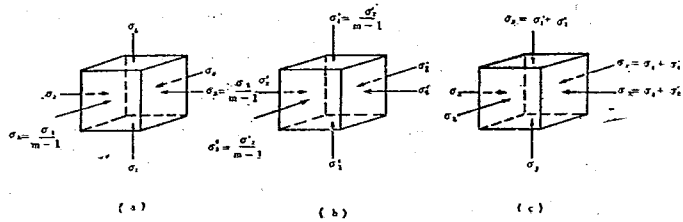
一般的な圧密に於ては一方向のみの歪が許されているのみであるから

$\varepsilon_2=\varepsilon_3=0$　とおいて

$$\begin{cases}\sigma_2-\frac{\sigma_3+\sigma_1}{m}=0\\ \sigma_3-\frac{\sigma_1+\sigma_2}{m}=0\end{cases}$$

これから　$\sigma_2=\sigma_3=\dfrac{\sigma_1}{m-1}$　となる.

次に築堤荷重の際には一水平方向にも歪を生ずるから圧密も二次元的に考える必要がある.



(a)　(b)　(c)

図—33

図—33 (a) の場合は y 方向に歪が起り,

(b) の場合は x 方向にのみ歪が起る.

之等を併せる事により (c) の場合を得る. これを式で表わせば,

$$\begin{cases}\sigma_y=\sigma_1+\sigma_1'=\sigma_1+\dfrac{\sigma_2'}{m-1}\\ \sigma_x=\sigma_2+\sigma_2'=\dfrac{\sigma_1}{m-1}+\sigma_2'\end{cases}$$

之を解いて

$$\sigma_1=\frac{(m-1)\{\sigma_y(m-1)-\sigma_x\}}{m(m-2)}$$

$$\sigma_2=\frac{(m-1)\{\sigma_x(m-1)-\sigma_y\}}{m(m-2)}$$

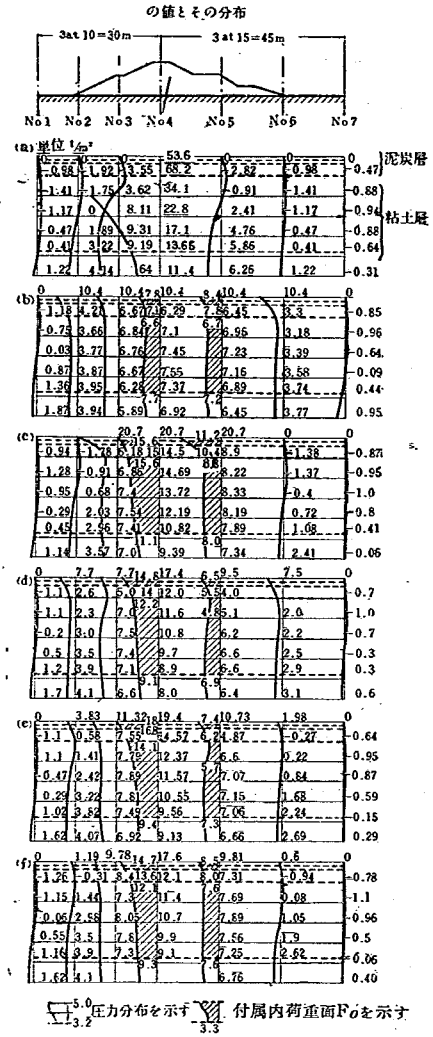
$m\neq 2$ であり, σ_x, σ_y は土塊の平衡条件から求まるから m を測定すれば上式に依り σ_1, σ_2 を単独に求める事が出来る. σ_1, σ_2 はそれぞれ一次元の圧密の場合に引き直した応力であるから之を用いて水平, 垂直何れの方向に於ても圧密を取扱う事が出来る.

今垂直方向のみの圧密を考えているから, $m=2.75$ として σ_x, σ_y の値を σ_1 に直した. たゞし計算は築堤下堤外側より No1～No7 の各点についてのみ行つた.

たゞし 計算の結果は, 図—34の如し.

以上求めた基礎地盤内の応力の計算に当つては現在の堤防断面に応ずる荷重と考えたのである. 併し実際には大正初年の築堤以来数回に亘る増補工事が施され其の都度荷重を増加して来たものであるから 図—35 の如き荷重を仮定して基礎盤内の圧力の増加を計算してみる.

堤体総重量は土の単位体積重量を 1.55t/m³ とすると次の如くなる.



図—34

	堤体総重量	現在断面の重量を100%とする時の百分率
(I) 改修工事	227t/m	63%
(II) 応急増補工事	288t/m	80%
(III) 増補工事	360t/m	100%
(IV) 改訂増補工事	417t/m	116%

(天端および裏法全面に亘り1m程度の盛土を行うと仮定した)

No1，No2，No3，No4，No5の各断面に於ける地盤に作用する内部応力，垂直圧力 σ_y，水平圧力σ_xの値を求める．（図—35(a)）次にこの圧力を前に述べた方法で垂直圧力 σ_1 のみに換算すると同図(b)の如き値を得た．

〔2〕沈下量

前記の泥炭層と粘土層について圧密沈下量を計算してみる．

先ずクリープの影響について考えよう．

今圧密試験に於ける一次圧密終了迄の時間は概略の値として泥炭層　1～10′

粘土層　15～30′

が得られた．従つて実際上問題にしなければならない η の値は次の期間以後の時期に対応しているものである．

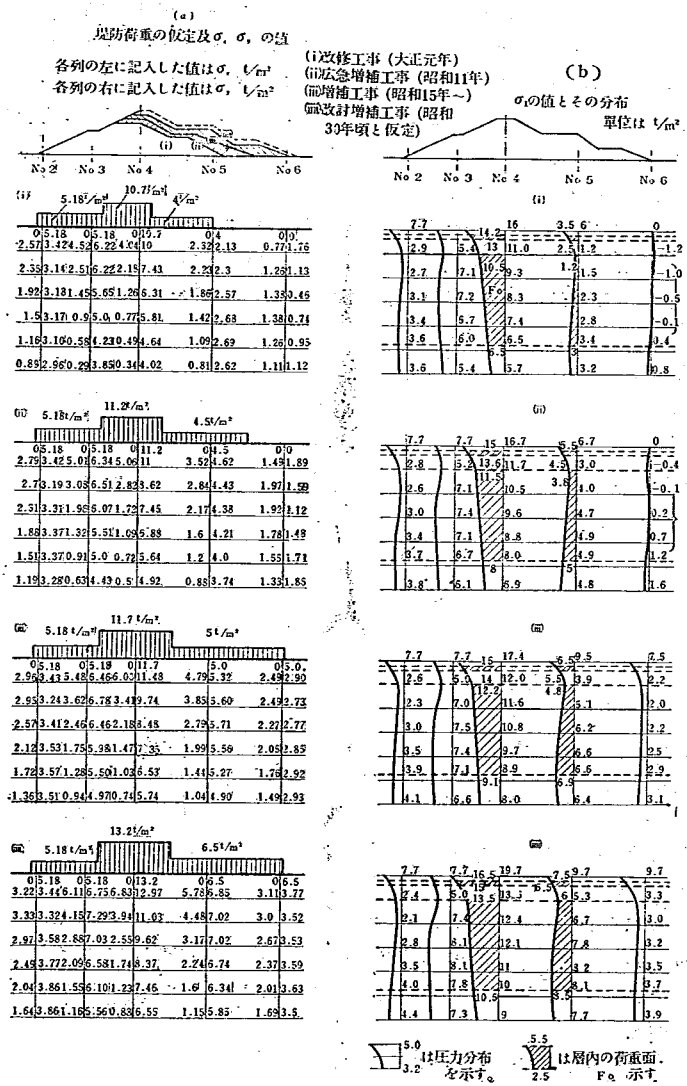
即ち　泥炭層 $\frac{100^2}{2^2}\times 1' = 2500'$ ≒ 2日

〃　10′ ≒20日

粘土層 $\frac{1900^2}{2^2}\times 15' = 1.35\times 10''$ ≒26年

〃　×30′ ≒52年

従つて粘土層に於ては約 20 年以内の圧密期間を取り扱う場合には，クリープの影響を無視して v の $v+\gamma$ を入れて Terzaghi の方程式を用いて差支えないがそれ以上の長期に於ける（特に 20～30 年頃の）沈下速度を求める場合にはクリープは無視出来ない．


(a)
堤防荷重の仮定及σ, σ, の値
各列の左に記入した値はσ, t/m²
各列の右に記入した値はσ, t/m²
(i)改修工事（大正元年）
(ii)応急増補工事（昭和11年）
(iii)増補工事（昭和15年～）
(iv)改訂増補工事（昭和30年頃と仮定）
(b)
σ1の値とその分布
単位は t/m²
No 2
No 3
No 4
No 5
No 6
泥炭層
粘土層
5.0
3.2
は圧力分布を示す。
5.5
2.5
は層内の荷重面。Fe 示す

図－35

併し泥炭層に於ては実際に泥炭層の上下にある粘土の薄層に妨げられて一次圧密が2日～20日で終る事はあり得ないと考えられるにしても現在の沈下量に対して二次圧密に於けるクリープの影響は非常に小さいものと思われる．即ち実際の地盤に於けるクリープの終結時期は不明であるから，現在に於てもクリープはなお，実験に於けるクリープと同程度の速度をもつているものと仮定し，　$p=1\mathrm{kg/cm^2}$ ，$\gamma_n=6\times10^{-5}\mathrm{cm^2/g}$　とおいて（図—23）大雑把に計算してみても築堤より10年後に於けるクリープの速度は，約 2×10^{-3}cm/年であり，層厚1m と考えてもクリープに原因する沈下速度は，約 0.1cm/年 となる．

従つて泥炭層に於けるクリープの影響は無視しても何等差支えない程度である．

各層の内部に於ける応力分布は直線的に変化するものと仮定し又 v，γ，k，等の係数は各層について深度1.5m，2.0m，および深度 7m，14.5m，22m，で求めたそれぞれの係数の平均値を採用する．

(1)　現断面（Ⅲ）の堤防が最初から全部完成したと考えた場合の全圧密沈下量

泥炭層並びに粘土層の全圧密量の合計を求める．

地盤内部に於ては土の自重によりて先行荷重 P_0 に相当する圧力を受けていたが，其の後現在の堤防断面に相当する荷重の為 σ_1 なる応力を生じ圧密沈下を生じたものとすると其の間の図—35に於ける断面 No4，No5 について各層の係数の平均値 v，γ を求めると　各表—5　の如くである．全圧密沈下量は，

次式から求まる．

$$S_\infty=2h\,(v+\gamma)\bar{\sigma}_1=(v+\gamma)\;F_0$$

但し　S_∞ ： 全圧密沈下量

$\bar{\sigma}_1$ ： 各層毎の応力平均値

$2h$ ： 層　厚

F_0 ： 荷重面

先に求めた係数を使用して全圧密沈下量を計算してみると表—6の如くなつた．

この結果を見ると荷重の仮定を（d）（e）（f）の何れにじて見ても大差のない事が分る．

この傾向は他の断面について求めた全圧密沈下量の値についても大体に見られる所であつた．

従つて（e）（f）の如き荷重を仮定して複雑な計算を行わなくても，数枚の平板帯状荷重の載荷と考えて計算する事は何等差支えのない事が明らかである．

(2)　最初の築堤施工後数回に亘る堤防増補工事が施され現在の断面となつたものと考えた場合の圧密沈下量．荷重載荷状態(d)の場合について築堤荷重の増加に伴う圧密沈下の変化を検討してみる．各荷重段階に於ける地盤内部応力は図—35に求めてあるからこれらに対応する v，γ，k の値を前と同様にして求めてみると表—7の如き値を得た．

従つて各段階毎に於ける全圧密量は表—8に求められる．

表—5

荷重	深度 (m)	No 4 p_0 (kg/cm²)	No 4 $p_0+\sigma_1$ (Cm²/g)	No 4 v (Cm²/g)	No 4 γ (Cm²/g)	No 4 $v+\gamma$ (Cm²/g)	No 5 $p_0+\sigma_1$ (Cm²/g)	No 5 v (Cm²/g)	No 5 γ (Cm²/g)	No 5 $v+\gamma$ (Cm²/g)
(b)	1.5	0.16	0.91	6.2×10^{-5}	3.2×10^{-4}	3×10^{-4}	0.97	5.8×10^{-5}	3.2×10^{-4}	2.93×10^{-4}
	2	0.18	0.89	7.4×10^{-5}	1.45×10^{-4}		0.96	6.8×10^{-5}	1.4×10^{-4}	
	7	0.4	1.06	6.8×10^{-5}	6.2×10^{-5}	1.05×10^{-4}	1.06	6.8×10^{-5}	6.2×10^{-5}	1.05×10^{-4}
	14.5	0.67	1.41	4.4×10^{-5}	5.3×10^{-5}		1.39	$4.4\times1.^{-5}$	5.4×10^{-5}	
	22	1.0	1.74	4.3×10^{-5}	4.4×10^{-5}		1.72	4.3×10^{-5}	4.4×10^{-5}	
(c)	1.5	0.16	1.69	2.7×10^{-5}	3×10^{-4}	2.3×10^{-4}	1.24	4.2×10^{-5}	3.1×10^{-4}	2.62×10^{-4}
	2	0.18	1.68	$3.6\times1.^{-5}$	9.6×10^{-5}		1.22	5.2×10^{-5}	1.2×10^{-4}	
	7	0.4	1.85	4.9×10^{-5}	4.2×10^{-5}	8×10^{-5}	1.15	6.2×10^{-5}	5.5×10^{-5}	9.8×10^{-5}
	14.5	0.67	2.05	3.5×10^{-5}	3.8×10^{-5}		1.50	4.3×10^{-5}	5×10^{-5}	
	22	1.0	2.16	3.8×10^{-5}	3.6×10^{-5}		1.82	4.2×10^{-5}	4.2×10^{-5}	
(d)	1.5	0.16	1.6	2.9×10^{-5}	3×10^{-4}	2.4×10^{-4}	0.76	8×10^{-5}	3.3×10^{-4}	3.36×10^{-4}
	2	0.18	1.58	4×10^{-5}	1×10^{-4}		0.73	9.2×10^{-5}	1.7×10^{-4}	
	7	0.4	1.58	5.4×10^{-5}	4.6×10^{-5}	8.9×10^{-5}	0.82	8×10^{-5}	7.2×10^{-5}	1.15×10^{-4}
	14.5	0.67	1.75	3.9×10^{-5}	4.4×10^{-5}		1.27	4.6×10^{-5}	5.8×10^{-5}	
	22	1.0	1.85	4.2×10^{-5}	4.2×10^{-5}		1.66	4.4×10^{-5}	4.6×10^{-5}	
(e)	1.5	0.16	1.9	2.3×10^{-5}	2.9×10^{-4}	2.17×10^{-4}	0.84	7×10^{-5}	3.2×10^{-4}	3.14×10^{-4}
	2	0.18	1.86	3.3×10^{-5}	8.8×10^{-5}		0.8	8.2×10^{-5}	1.55×10^{-4}	
	7	0.4	1.76	5×10^{-5}	4.4×10^{-5}	8.5×10^{-5}	1.04	7×10^{-5}	6.2×10^{-5}	1.06×10^{-4}
	14.5	0.67	1.83	3.8×10^{-5}	4.2×10^{-5}		1.4	4.4×10^{-5}	5.4×10^{-5}	
	22	1.0	1.93	4×10^{-5}	4×10^{-5}		1.72	4.3×10^{-5}	4.4×10^{-5}	
(f)	1.5	0.16	1.58	2.9×10^{-5}	3×10^{-4}	2.35×10^{-4}	0.99	5.6×10^{-5}	3.2×10^{-4}	2.89×10^{-4}
	2	0.18	1.54	4×10^{-5}	1×10^{-4}		0.93	6.7×10^{-5}	1.35×10^{-4}	
	7	0.4	1.58	5.4×10^{-5}	4.6×10^{-5}	8.9×10^{-5}	1.13	6.4×10^{-5}	5.9×10^{-5}	1.02×10^{-4}
	14.5	0.67	1.74	3.9×10^{-5}	4.4×10^{-5}		1.46	4.3×10^{-5}	5.2×10^{-5}	
	22	1.0	1.86	4.2×10^{-5}	4.2×10^{-5}		1.75	4.3×10^{-5}	4.4×10^{-5}	

表—6

No 4

荷重	層別	$2h$ (cm)	$\bar{\sigma}_1$ (g/cm²)	F_o (g/cm²)	$v+\gamma$ (Cm²/g)	S_∞ (cm)	全圧密沈下量 (m)
(b)	泥炭	100	745	7.45×10^{4}	3×10^{-4}	22	1.65
	粘土	1900	715	1.36×10^{6}	1.05×10^{-4}	143	
(c)	泥炭	100	1530	1.53×10^{5}	2.3×10^{-4}	35	2.37
	粘土	1900	1330	2.53×10^{4}	8×10^{-5}	202	
(d)	泥炭	100	1440	1.44×10^{5}	2.4×10^{-4}	34	2.14
	粘土	1900	1060	2.02×10^{6}	8.9×10^{-5}	180	
(e)	泥炭	100	1740	1.74×10^{5}	2.17×10^{-4}	38	2.27
	粘土	1900	1170	2.22×10^{6}	8.5×10^{-5}	189	
(f)	泥炭	100	1410	1.41×10^{5}	2.35×10^{-4}	33	2.14
	粘土	1900	1070	2.03×10^{5}	8.9×10^{-4}	181	

No 5

(b)	泥炭	100	810	8.1×10^{4}	2.93×10^{-4}	24	1.62
	粘土	1900	695	1.32×10^{6}	1.05×10^{-4}	138	
(c)	泥炭	100	1080	1.08×10^{5}	2.62×10^{-4}	28	1.84
	粘土	1900	835	1.59×10^{6}	9.8×10^{-5}	156	
(d)	泥炭	100	600	6×10^{4}	3.36×10^{-4}	20	1.50
	粘土	1900	590	1.12×10^{5}	1.16×10^{-4}	130	
(e)	泥炭	100	680	6.8×10^{4}	3.14×10^{-4}	21	1.51
	粘土	1900	650	1.23×10^{5}	1.06×10^{-4}	130	
(f)	泥炭	100	850	8.25×10^{4}	2.89×10^{-4}	24	1.71
	粘土	1900	760	1.44×10^{5}	1.02×10^{-5}	147	

表—7

荷重	深度 (m)	P_o kg/cm²	No 4 $P_o+\sigma_1$ (kg/cm²)	No 4 v (Cm²/g)	No 4 γ (Cm²/g)	No 4 k (Cm²/min)	No 4 平均 v	No 4 平均 γ	No 4 平均 k	No 4 $\frac{v+\gamma}{k}\cdot\frac{k}{v}$ (g/cm²)	No 5 $P_o+\sigma_1$ kg/cm²	No 5 v (Cm²/g)	No 5 γ (Cm²/g)	No 5 k (Cm²/min)	No 5 平均 v	No 5 平均 γ	No 5 平均 k	No 5 $\frac{v+\gamma}{k}\cdot\frac{k}{v}$ (g/cm²)
	1.5	0.16	1.52	3.1×10^{-5}	3×10^{-4}	1.7×10^{-5}	3.6×10^{-5}	2×10^{-4}	1.01×10^{-5}	2.36×10^{-4}	0.46	1.65×10^{-4}	3.4×10^{-4}	9.4×10^{-5}	1.68×10^{-4}	2.9×10^{-4}	5.35×10^{-5}	4.58×10^{-4}
	2.0	0.18	1.48	4.2×10^{-5}	1×10^{-4}	3.3×10^{-6}				2.8×10^{-4}	0.43	1.7×10^{-4}	2.4×10^{-4}	1.3×10^{-5}				3.18×10^{-4}
(I)	7	0.4	1.42	5.8×10^{-5}	5×10^{-5}	3.9×10^{-6}	4.8×10^{-5}		9.6×10^{-5}		0.52	1.1×10^{-4}	1×10^{-4}	5.5×10^{-6}	7.2×10^{-5}			
	14.5	0.67	1.51	4.2×10^{-5}	5×10^{-5}	5.2×10^{-6}	4.8×10^{-5}				0.89	5.7×10^{-5}	8×10^{-5}	6.9×10^{-6}	7.9×10^{-5}			1.51×10^{-4}
	22	1.0	1.7	4.4×10^{-5}	4.5×10^{-5}	1.4×10^{-5}	7.7×10^{-6}		1.6×10^{-1}		1.32	5×10^{-5}	5.6×16^{-5}	1.7×10^{-5}	9.8×10^{-6}			1.36×10^{-1}
	1.5	0.16	1.58	3×10^{-5}	3×10^{-4}	1.6×10^{-5}	3.5×10^{-5}	2×10^{-4}	1×10^{-5}	2.35×10^{-4}	0.66	1×10^{-4}	3.4×10^{-4}	5.6×10^{-5}	1.05×10^{-4}	2.7×10^{-4}	3.26×10^{-5}	3.75×10^{-4}
	2	0.18	1.54	4.1×10^{-5}	1×10^{-4}	3.1×10^{-6}				2.86×10^{-5}	0.63	1.1×10^{-4}	2×10^{-4}	9.2×10^{-6}				3.1×10^{-4}
(II)	7	0.4	1.52	5.5×10^{-5}	4.8×10^{-5}	3.8×10^{-6}	4.6×10^{-5}		9.2×10^{-5}		0.74	8.4×10^{-5}	7.8×10^{-5}	4.4×10^{-6}	6×10^{-5}			
	14.5	0.67	1.62	4×10^{-5}	4.7×10^{-5}	5×10^{-6}	4.6×10^{-5}				1.13	5×10^{-5}	6.5×10^{-5}	6×10^{-6}	6.4×10^{-5}			1.24×10^{-4}
	22	1.0	1.84	4.2×10^{-5}	4.2×16^{-5}	1.35×10^{-5}	7.4×10^{-6}		1.6×10^{-1}		1.6	4.6×10^{-5}	4.8×10^{-5}	1.5×10^{-5}	8.5×10^{-6}			1.41×10^{-1}
	1.5	0.16	1.6	2.9×10^{-5}	3×10^{-4}	1.6×10^{-5}	3.45×10^{-5}	2×10^{-4}	9.5×10^{-6}	2.35×10^{-4}	0.76	8×10^{-5}	3.3×10^{-4}	4.5×10^{-5}	8.6×10^{-5}	2.5×10^{-4}	2.63×10^{-5}	3.36×10^{-4}
	2	0.18	1.58	4×10^{-5}	1×10^{-4}	3×10^{-6}				2.75×10^{-1}	0.73	9.2×10^{-5}	1.7×10^{-4}	7.6×10^{-6}				3.06×10^{-1}
(III)	7	0.4	1.58	5.4×10^{-5}	4.6×10^{-5}	3.75×10^{-6}	4.5×10^{-5}		8.9×10^{-5}		0.82	8×10^{-5}	7.2×10^{-5}	4.1×10^{-6}	5.7×10^{-5}			
	14.5	0.67	1.75	3.9×10^{-5}	4.4×10^{-5}	4.8×10^{-6}	4.4×10^{-5}				1.27	4.6×10^{-5}	5.8×10^{-5}	5.6×10^{-6}	5.9×10^{-5}			1.16×10^{-4}
	22	1.0	1.85	4.2×10^{-5}	4.2×10^{-5}	1.35×10^{-5}	7.35×1^{-6}		1.63×10^{-1}		1.66	4.4×10^{-5}	4.6×10^{-5}	1.45×10^{-5}	8.1×10^{-6}			1.42×10^{-1}
	1.5	0.16	1.72	2.7×10^{-5}	3×10^{-4}	1.4×10^{-5}	3.2×10^{-5}	1.98×10^{-4}	8.45×10^{-6}	2.3×10^{-4}	0.86	6.8×10^{-5}	3.2×10^{-4}	3.8×10^{-5}	7.4×10^{-5}	2.35×10^{-4}	2.22×10^{-5}	3.09×10^{-4}
	2	0.18	1.68	3.7×10^{-5}	9.6×10^{-5}	2.9×10^{-6}				2.64×10^{-1}	0.83	8×10^{-5}	1.5×10^{-4}	6.5×10^{-6}				3×10^{-1}
(IV)	7	0.4	1.72	5.1×10^{-5}	4.4×10^{-5}	3.6×10^{-6}	4.2×10^{-5}		8.3×10^{-5}		0.95	7.4×10^{-5}	6.6×10^{-5}	3.8×10^{-6}	5.3×10^{-5}			
	14.5	0.67	1.89	3.7×10^{-5}	4.1×10^{-5}	4.6×10^{-6}	4.1×10^{-5}				1.45	4.4×10^{-5}	5.2×10^{-5}	5.2×10^{-6}	5.4×10^{-5}			1.07×10^{-4}
	22	1.0	2.06	3.9×10^{-5}	3.8×10^{-5}	1.3×10^{-5}	7.1×10^{-6}		1.69×10^{-1}		1.82	4.2×10^{-5}	4.3×10^{-5}	1.4×10^{-5}	7.7×10^{-6}			1.45×10^{-1}

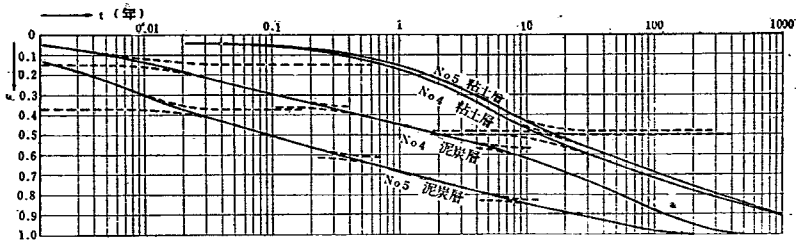
表—8 No 4

荷重	層別	$2h$ (cm)	$\bar{\sigma}_1$ (g/cm²)	F_0 (g/cm)	$v+\gamma$ (cm²/g)	S_∞ (cm)	全圧密沈下量(m)	荷重増加に伴う沈下の増加量 (m)
(I)	泥炭	100	1360	1.36×10^5	2.36×10^{-4}	32	1.87	
	粘土	1900	850	1.61×10^6	9.6×10^{-5}	155		
(II)	泥炭	100	1430	1.43×10^5	2.35×10^{-4}	33	2.03	0.16
	粘土	1900	975	1.85×10^6	9.2×10^{-5}	170		
(III)	泥炭	100	1440	1.44×10^5	2.35×10^{-4}	34	2.14	0.11
	粘土	1900	1060	2.02×10^6	8.9×10^{-5}	180		
(IV)	泥炭	100	1575	1.575×10^5	2.3×10^{-4}	36	2.25	0.11
	粘土	1900	1200	2.28×10^6	8.3×10^{-5}	189		

No 5

(I)	泥炭	100	300	3×10^4	4.58×10^{-4}	14	0.74	
	粘土	1900	210	4×10^5	1.51×10^{-4}	60		
(II)	泥炭	100	500	5×10^4	3.75×10^{-4}	19	1.22	0.48
	粘土	1900	440	8.35×10^5	1.24×10^{-4}	103		
(III)	泥炭	100	600	6×10^4	3.36×10^{-4}	20	1.50	0.28
	粘土	1900	590	1.12×10^6	1.16×10^{-4}	130		
(IV)	泥炭	100	700	7×10^4	3.09×10^{-4}	22	1.70	0.20
	粘土	1900	725	1.38×10^6	1.07×10^{-4}	148		

表—7に於て求めた係数を使用して No 4，No 5の断面に於ける（I）の荷重に対する泥炭，粘土各層の圧密度—時間曲線を画いてみると図—36の様になる．たゞしこの曲線の一次圧密部を画くに当つては$\frac{k}{\gamma v}$の値は各荷重段階に於いて一定であると見做して各段階の平均をとり，例えば，No 4 の泥炭層では$\frac{k}{v}$ の平均値は2.76×10^{-1} g/cm，min となり（表—7）



図—36

$$T=\frac{k}{v}\cdot\frac{t}{l^2}=0.276\times\frac{365\times24\times60}{\left(\frac{100}{2}\right)^2}=58$$

である．同様にして次の値を得た．

No 4	泥炭層	$\frac{k}{v}=2.76\times10^{-1}$ g/cm, min		$T=5.8\times10$
	粘土層	〃 1.63×10^{-1}	〃	9.5×10^{-2}
No 5	泥炭層	〃 3.11×10^{-1}	〃	6.53×10
	粘土層	〃 1.41×10^{-1}	〃	8.21×10^{-2}

又この曲線の二次圧密の部分を画く為には　図—20，図—23 より　表—9 の如き係数を求めて使用した．

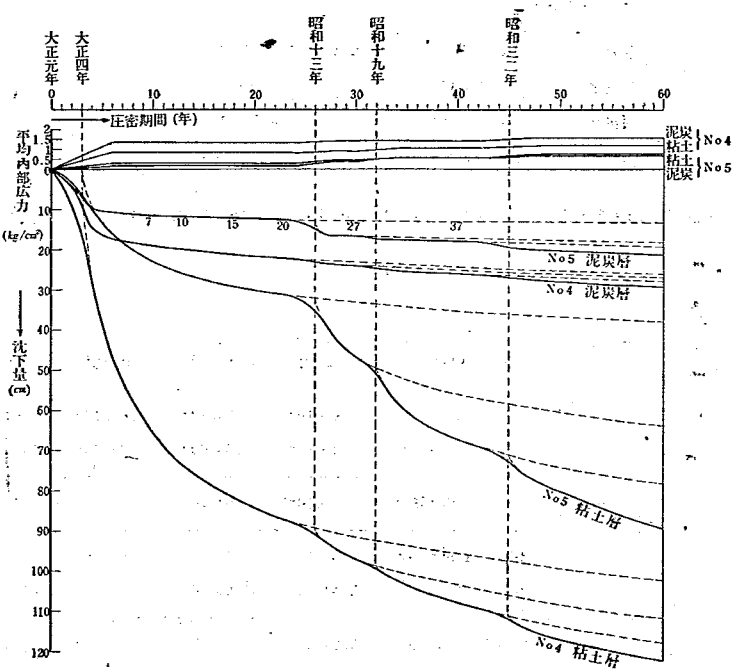
表—9

層別	断面	深さ (m)	$P_0+\sigma_1$ (kg/cm²)	v (cm²/g)	γ (cm²/g)	γ_1 (cm²/g)	γ_2 (cm²/g)	γ_3 (cm²/g)
泥炭層（Ⅰ）の場合	No 4	1.5	1.52	3.1×10^{-5}	3×10^{-4}	6.2×10^{-5}	5.8×10^{-5}	1.8×10^{-4}
		2.0	1.48	4.2×10^{-5}	1×10^{-4}	4.3×10^{-5}	4.1×10^{-5}	1.6×10^{-5}
		平均		3.65×10^{-5}	2×10^{-4}	5×10^{-5}	5×10^{-5}	1×10^{-4}
	No 5	1.5	0.46	1.65×10^{-4}	3.4×10^{-4}	1×10^{-4}	1.15×10^{-4}	1.25×10^{-4}
		2	0.43	1.7×10^{-4}	2.4×10^{-4}	1.28×10^{-4}	8×10^{-5}	3.2×10^{-5}
		平均		1.68×10^{-4}	2.9×10^{-4}	1.1×10^{-4}	1×10^{-4}	8×10^{-5}

粘土層（I）の場合）	No 4	7	1.42	5.8×10^{-5}	5×10^{-5}	3.5×10^{-5}	1.5×10^{-5}	
		14.5	1.51	4.2×10^{-5}	5×10^{-5}	3.0×10^{-5}	2×10^{-5}	
		22	1.7	4.4×10^{-5}	4.5×10^{-5}	2.3×10^{-5}	2.2×10^{-5}	
		平均		4.8×10^{-5}	4.8×10^{-5}	2.9×10^{-5}	1.9×10^{-5}	
	No 5	7	0.52	1.1×10^{-4}	1×10^{-5}	8×10^{-5}	2×10^{-5}	
		14.5	0.89	5.7×10^{-5}	8×10^{-5}	4×10^{-5}	4×10^{-5}	
		22	1.32	5×10^{-5}	5.6×10^{-5}	2.6×10^{-5}	3.0×10^{-5}	
		平均		7.2×10^{-5}	7.9×10^{-5}	4.9×10^{-5}	3×10^{-5}	

この圧密度—時間曲線に於て見られる如く泥炭層では，一次圧密は3～4日の間で終るから現在生じている沈下は二次圧密のクリープである．又粘土層に於ては築堤後10～20年の間に一次圧密は終つているから現在進行している沈下は之も其の大部分をクリープ量が占めている事となる．

この圧密度—時間曲線は地盤内部応力の最も大きい（I）の荷重状態の場合について求めたのであるが，そ



図—37

の他の荷重状態の場合には荷重の増加量少くこの場合の圧密度—時間曲線と余り大差はないと思われるので，この圧密度時間曲線を用いて，No 4，No 5 の断面に於ける時間—沈下量曲線を画いてみた．（図—37）

この曲線から昭和25年に於ける沈下速度，圧密沈下量等を求めてみると表—10の値を得た．

表—10

断面	層別	全圧密沈下量：S_∞ (cm)	昭和25年迄の沈下量：S_{25} (cm)	$\frac{S_{25}}{S_\infty}\times 100$ (%)	昭和25年に於ける沈下速度 (cm/年)
No 4	泥炭	34	25.5	75	0.2
	粘土	180	106	59	1.0
		214	131.5	61.5	1.2
No 5	泥炭	20	18	90	0.1
	粘土	130	65	50	1.5
		150	83	55.3	1.6

たゞし表中全圧密量 S_∞ は昭和25年現在の提防断面に対応する全沈下量に相当する．

この表に於て分る如く泥炭層の圧密は非常に進行しているけれども粘土層の圧密は現在一次圧密の終つた程度であつてクリープによる沈下が長期的に続く事が予想される．

又昭和25年に於ける年沈下量は No 4 に於て 1.2cm となつたが之は測量によつて求めた結果に殆んど一致している．併し今迄考えた地層は単に深さ 1～2 m の泥炭層と 5～24.0m の粘土層についてのみであつて，大体この部分の影響が全沈下量の大部分を占めているものとは考えられるが，実際には其の他の地層の圧密沈下量の他，特に堤防自体の圧縮沈下も観測されるわけであるから実際の沈下量は計算により得られた結果より更に大きい事が予想出来る．

以上極めて大雑把な方法によつて解析を行つて来たが，この様な方法で求めても，実際に於て観測した値と大体一致している事が見られ，一応沈下現象の解明に役立てる事が出来た．

V 結　　語

(1) 利根川右岸布鎌地区の築堤沈下を実測した．短期間に精密な測定を行うために傾斜計を利用し相当効果を挙げることが出来た．天端の沈下量を精密に測定するためにU字管を利用した沈下計を試作目下観測実施中である．

(2) ボーリング並びに電気抵抗地下探査により沈下後の土層の状態を明らかにした．

(3) ボーリングにより土質試料を採取して土質試験を行い土の物理的性質を明らかにした．

(4) ポアソン比を実験的に求め，之を用いて沈下量を二次元的に算定した．この際二次圧密をも考慮に入れた．一応実測結果と合つたが，更に研究を重ねて方法の簡単化と精度の向上を図るべく目下努力中である．

(5) 現在のままで断面を拡大しなければ今後現在程度の沈下速度で相当長期間沈下継続するものと思われるが 1 m 程度の嵩上げを行つても約 20～30cm の沈下量の増加を来たすに過ぎないので，河川の全体計画とにらみ合せて今後工事を進めてゆくのが適当であると思う．

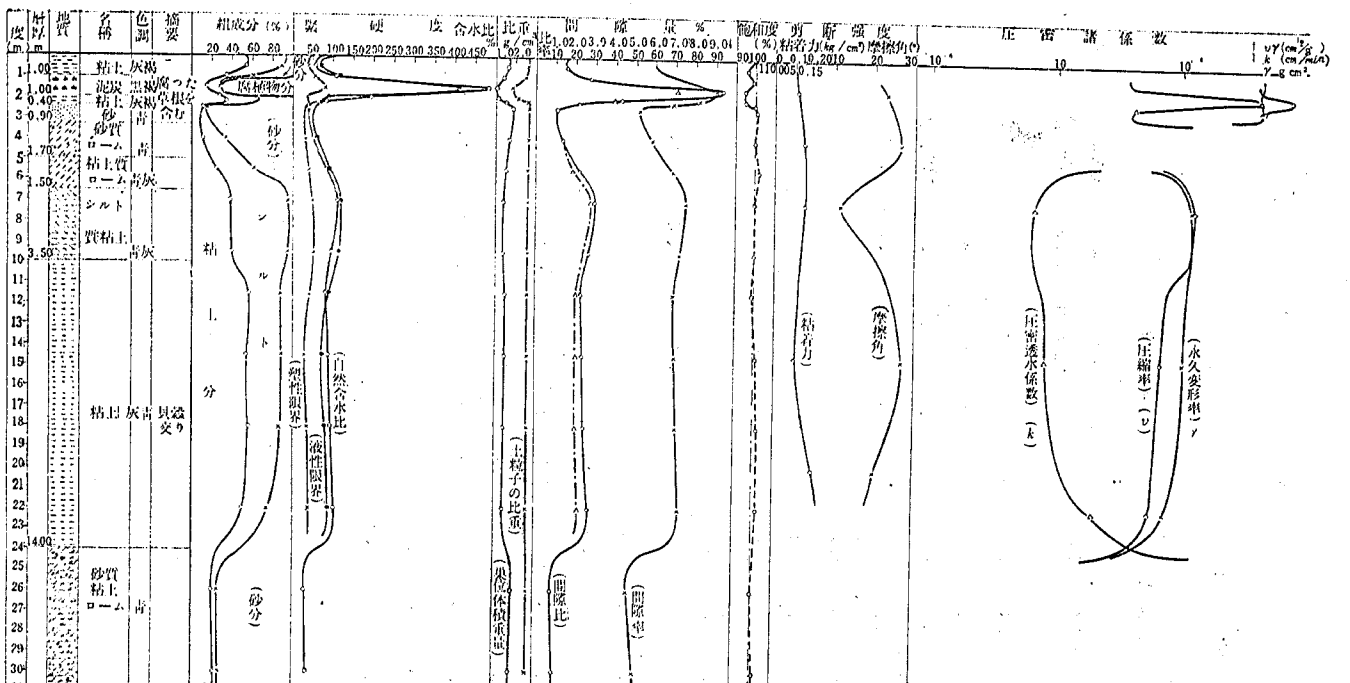
附表 土質試験

深度 (m)	土質	組成分 (%) 粘土分 粒径 0.001～0.005	シルト分 〃 (mm) 0.005～0.05	細砂分 〃 0.05～0.25	粗砂分 〃 0.25～2.0	礫分 貝殻分 腐植物分 2.0以上	緊硬度 (%) 自然含水比	液性限界	塑性限界	塑性指数
0.5	粘土	54	36	8	2	—	57	70	40	30
1.0	〃	35	25	39	1	—	108	115	52	63
1.5	泥炭	15	12	—	—	73	483	407	81	326
2.0	粘土質ローム	27	47	9	—	17	192	66	35	31
2.2	粘土	34	43	21.5	1.5	—	83	72	40	32
2.5	砂	11	3	68	18	—	40	—	—	—
4.0	砂質ローム	11	22.5	66	0.5	—	51	52	35	17
5.5	粘土質ローム	24	37	38	1	—	85	87	41	46
7.0	シルト質粘土	38	58	3	1	—	113	115	50	65
9.5	〃	40	56	3	1	—	100	116	52	64
11.5	粘土	57	32	8	2.5	0.5	85	90	46	44
14.5	〃	58	32	8.5	1.0	0.5	90	77	35	42
18.0	〃	54	33	11	1.5	0.5	95	85	40	45
22.0	〃	50	24	23	2.5	0.5	105	90	44	46
26.0	砂質粘土ローム	20	5	72	2.5	0.5	32	—	—	—
30.0	〃	22	4	70	3.5	0.5	37	—	—	—

結　果　一　覧　表

比　重 (g/cm³)		間隙量(%)		飽和度 (%)	剪断強度		圧　密　諸　係　数		
単位体積重量	土粒子比　重	間隙比	間隙率		摩擦力 (°)	粘着力 (kg/cm²)	圧　縮　率 (cm²/g)	永久変形率 (Cm²/g)	透水係数 (Cm²/min)
1.60	2.60	155	61	96	—	—	—	—	—
1.40	2.50	272	73	99	—	—	—	—	—
1.05	1.82	930	90	95	23	0.11	7.2×10^{-4}	4.2×10^{-4}	4.2×10^{-4}
1.17	2.11	426	81	95	—	—	4.4×10^{-4}	4.3×10^{-4}	4.1×10^{-5}
1.51	2.60	215	68.2	100	—	—	—	—	—
1.82	2.67	105	51.2	101	—	—	—	—	—
1.70	2.66	136	57.7	100	26.5	0.145	—	—	—
1.53	2.62	217	68.5	102	—	—	—	—	—
1.41	2.61	294	74.8	100	11	0.15	1.25×10^{-4}	1.2×10^{-4}	6.5×10^{-6}
1.45	2.62	261	72.2	100	—	—	—	—	—
1.49	2.63	226	69.3	99	—	—	—	—	—
1.50	2.63	234	70.0	101	27.5	0.103	6.7×10^{-5}	1.05×10^{-4}	8×10^{-6}
1.48	2.62	245	71.0	102	—	—	—	—	—
1.45	2.61	269	72.7	102	20	0.195	5.4×10^{-5}	7.2×10^{-5}	2×10^{-5}
1.90	2.68	86	46.2	100	—	—	—	—	—
1.85	2.67	98	49.5	101	—	—	—	—	—

附　　図


深度 m
柱状図
地質
名称
色調
摘要
粗成分 (%)
礫　硬　度　含水比
比重
間　隙　量　%
飽和度
剪断強度
(%) 粘着力(kg/cm²) 摩擦角(°)
圧密諸係数
粘土 灰褐
泥炭 黒褐 腐った根を含む
粘土 灰褐
砂質ローム 青
粘土質ローム 青灰
シルト質粘土 青灰
粘土 灰青 貝殻まじり
砂質粘土ローム 青
植物分
砂分
シルト分
粘土分
(塑性限界)
(液性限界)
(自然含水比)
(土粒子の比重)
(見掛け体積重量)
(間隙比)
(間隙率)
(粘着力)
(摩擦角)
(圧密透水係数) (k)
(圧縮率) (v)
(永久変形率) γ

洪水時の河川浮游流砂量の変化について

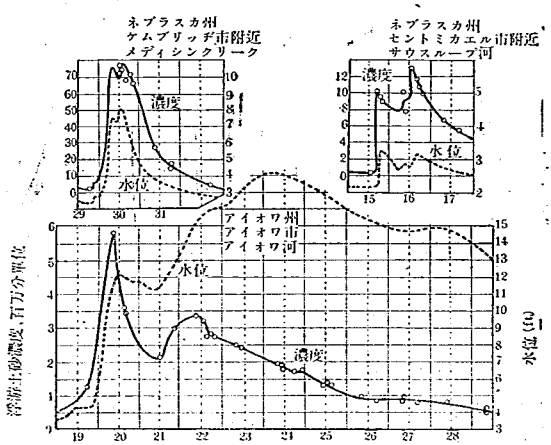
建設技官　吉　川　秀　夫

洪水期間中には河川の浮游流砂量は相当に変化し，その状況を知る事は河川の洪水処理上重要な問題であると思われる．然し現在ではこの点について余り明らかにされていないので，著者等が現地観測に於て明らかに為し得た点について述べ，河川の洪水処理上の参考に供したいと考えるが，未だ一端を覗き得たに過ぎず，今後更に研究したいと考えている．

洪水期間中の浮游土砂量の変化については前報告[1]に於て若干の考察を行つたが，実際河川の洪水期間中の浮游流砂量を実測する事は甚だ困難であるので，その性質について明らかにする事は出来なかつたが，その後著者等が木曾川下流部に於て洪水中の浮游流砂量を実測する機会を得，且つ相当なる精度に於て資料を得る事が出来たので，本文では主として木曾川に於ける実測資料に基づいて考察してみる．

先ず従来洪水期間中に一洪水を通じて浮游流砂量が観測されたものについて調べてみるに，実施上相当の困難を伴うためにその実例は非常に少ないが，代表的なものを挙げれば Benedict[2] が米国の諸河川で実測したものと，Soil Conservation Service[3] が Enoree River に於て実測したものとがある．

Benedict が米国の諸河川で実測した例を示せば図—1 の如くである．之より含砂量の最大は水位曲線の最大と同時に生じているもの（Medicine Creek at Cambridge, Nebr.）と水位の最大の約4日ばかり前に生じているもの（Iowa River at Iowa City, Iowa）とがある．又 Soil Conservation Service が実

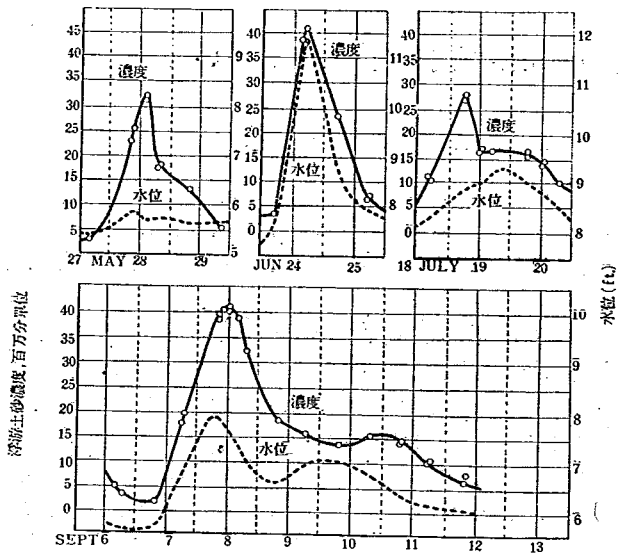


図—1（a）

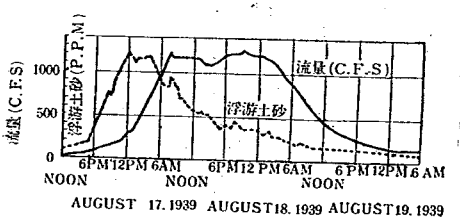
註 1) 吉川秀夫：浮游流砂量に関する二，三の考察，　土木研究所報告　第83号，昭和27年3月

2) P. C. Benedict: Determination of the suspended sediment discharge of streams. Proc. of the Federal Inter-Agency Sedimentation Conference, 1948, P. 55

3) H. A. Einstein, A. G. Anderson and J. W. Johnson: A distinction between bed-load and suspended load in natural streams, Trans. Amer. Geoph. Union, 1940, P. 628



図—1（b）



図—2

測した例を示せば図—2の如くであり，此の場合には含砂量の最大は流量曲線の最大より10時間近くも早く表われており，流量が最大近くになつた時には，含砂量は急激に小さくなつている事が認められる．然し之等の例では水位或いは流量と含砂量としか知る事が出来ず，他の水理量が不明のために水位の最大と同時若しくはそれ以前に含砂量の最大が生ずると言う事実以外には知りようがない．そこでこの関係を明らかにするために前報告に於て洪水期間中の流砂量の変化状況を研究した．

次にこの関係を前述の Benedict および Soil Conservation Service の実測値と比較して見ると水位と H^2I 即ち流砂量との関係は実際河川の場合に酷似している事が認められるので，実際の洪水に於てもこの様な現象があるものと推定される．

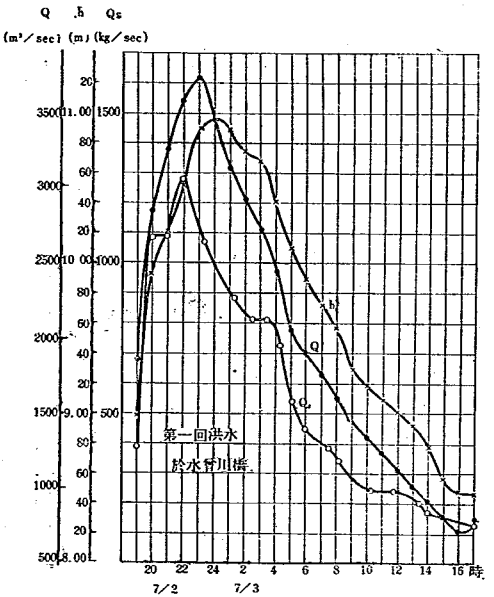
著者は洪水期間中の流砂量の変化状況を観測に依つて明らかにする様努力して来たが，斐伊川，木曾川の観測の際充分留意して観測を行つたが，観測を開始する迄に相当の準備時間が必要であり，又我が国の河川では降雨があつてから洪水の peak 迄の時間が非常に短いために，殆んどの場合に於て不成功に終つた．僅かに木曾川の観測の場合に二，三の洪水について不充分ながら洪水の peak 以前より観測を開始する事が出来たので，次に之等の観測結果について述べてみる．

木曾川筋尾張大橋および木曾川橋（笠松町）に於ける観測結果を示せば図—3の如くである．図中には水位(h)，流量(Q)，および流砂量(Q_s)を示した．之等の観測結果によれば浮游流砂量の最大は水位の最大の附近，若しくは少し以前に生ずる事が知られる．且つ水位曲線および流量曲線とよく似た形の流砂量時間曲線を示

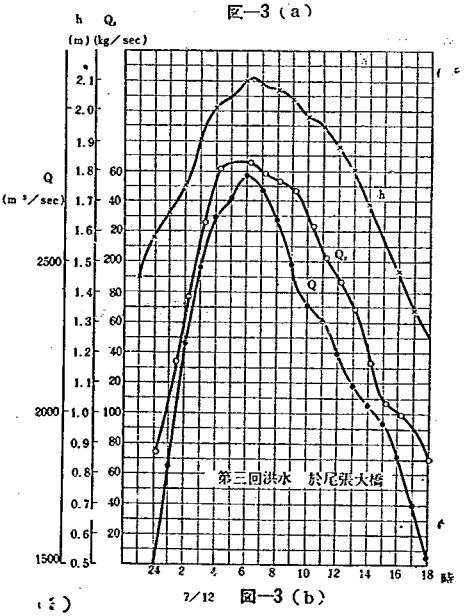
している．この事は著者が前報告で述べた洪水実験の様に実際河川の洪水では水理現象が時間的に急激に変化しないために，前報告で述べた如く顕著に表われないものと思われるが，傾向としては一致していると考えられる．即ち前報告の場合には定常現象の場合の近似解を用いて，実際の洪水よりもずつと水理現象の時間的変動の甚だしい実験値を用いて計算した事になるので，傾向が極端に表われたものと考えられる．

次に前報告に於て述べた浮游流砂量の理論は全て定常状態の場合であつたので，之が洪水時の様に非定常の場合に如何様になるかを木曾川の観測資料を使つて検討してみる．

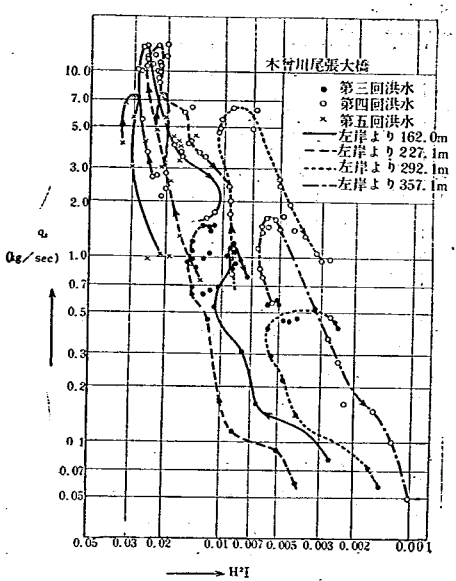
即ち H^2I と測定された単位河幅当りの流砂量(q_s)との関係を尾張大橋および木曾川橋の二ヶ所に於て描いてみれば図—4 および図—5の如くなる．尚図には混乱を防ぐため代表的なもののみを表わした．之等の図より各地点の各洪水毎に之等の関係曲線はそれぞれ一つのループを描く事が認められる．即ち洪水の peak 以前には H^2I なる水理量に対して定流の場合に生ずると考えられる q_s よりも小さい q_s の値を与え，洪水の peak 以後に於ては定流の場合の q_s とほぼ等しい q_s の値になつている．この点について更に詳しく述べれば図—6に示す如く横軸に $\log H^2I$ 縦軸に $\log q_s$，をとれば，定常流の場合には前報告で述べた如く $q_s \propto H^2I$ であるから，図に於ては 45° の直線関係になる．洪水波が該地点に到達しない前はこの直線上に観測値は乗



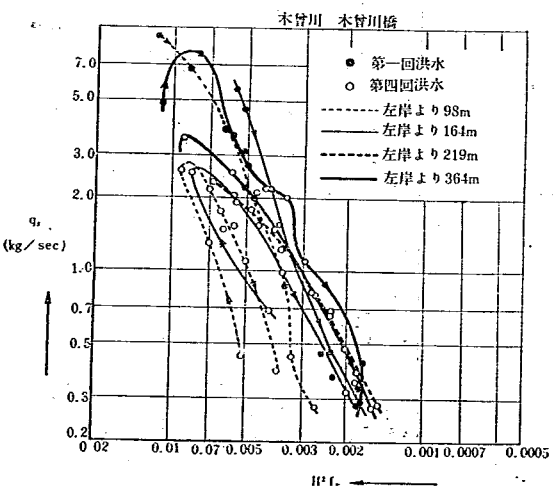
図—3（a）



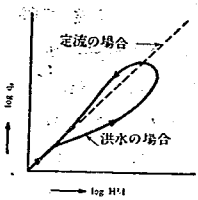
図—3（b）



図—4



図—5

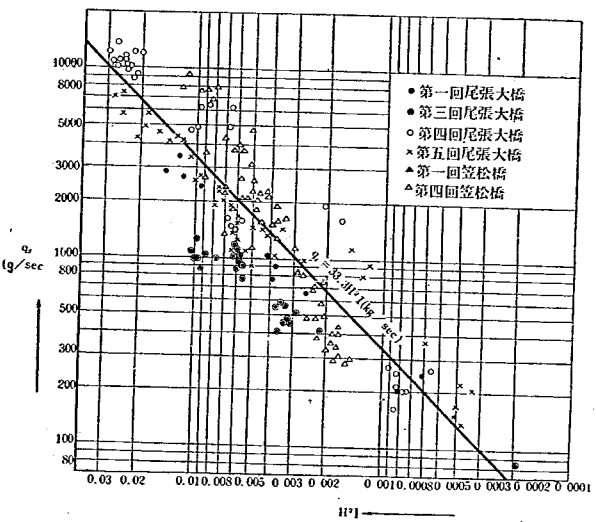


図—6

つているが，洪水波が到達すると水理量 H^2I がある値になつても，その値に対応する q_s の値迄には実際の流砂量は達せず，即ち非定常に水理量が変化しても浮游流砂量はその水理量が定常的に継続した場合の値に到達しないために図の如く定常の場合より横に観測値がはずれる事になり，洪水のpeak 附近迄図に示す如くなり，又 peak 附近以後は peak 以前と逆の現象を生じて定常の場合より反対側に外れる事になるが，peak 附近以後は洪水の peak 以前の様に水理量の時間的変化が激しくないので，横にはずれ方が少なく，次第に定流の場合の線に接近すると考えられる．この様に考えられるのでこの点について図—4,5を見れば，上述の傾向が凡ての場合に認められ，実際の河川に於てこの様な現象が生じていると思われる．なお同図の矢印は時間の経過する方向を示している．即ち非定常の流れに於ては浮游流砂量は定常流の場合の解とは異り，時間的おくれを生ずる事が認められる．この点について理論的に究明する

ためには基本方程式を省略なしに解く事が必要であるが，二次元の場合には解析的に解く事が困難である．一次元の場合には Dobbins[4] が解析的に解いている．

然し河川の上流部は別として，普通の緩流河川では一般に非定常の度合が少なく，定常流として取扱つてよいと思われるので，以上に述べた傾向は勿論この場合にもあるが，定常流として取扱つても大した誤差は生じないものと考える．木曾川の例を見てもこの傾向は表われて明らかにループをなしているが，観測誤差を考慮に入れると定常流として取扱つてよいと思われる．又木曾川の場合でも洪水の前期を除外すれば前報告で述べた如く H^2I と q_s との関係は図—7 に示す如くなり，全く同様の結果を得る．



図—7

又前報告で述べた洪水実験を用いて洪水期間中の流砂量の変化を推定した場合には非定常と考えなければならないので，この場合には H^2I と q_s との関係は図—6 の如くなるものと思われ，実際の河川の場合に比し極端に洪水の peak 以前に流砂量の大きく出ている事は修正されなければならないと考える．

以上木曾川の実測を基にして洪水中の浮游流砂量の変化状況を調べたが，更に多数の河川に於て実測に依り明らかにすると共に，理論的にも明らかにする事が必要であり，今後更に研究したいと考えている．

4) W. E. Dobbins : Effect of turbulence on sedimentation, Trans. A.S.C.E., 1944. P. 629

最近1ケ年間に於ける各種セメントの物理的性質について

建設技官　松　村　孫　治
建設技官　山　田　順　治
建設技官　清　水　道　貞

I 緒　　言

終戦後，毎年，その一年間に主として東京附近の土木工事現場に使用されようとするセメントの物理試験結果を発表してきたが，今回も昨年4月より3月迄に，当所にて試験を行つたセメントの物理試験結果を総括して発表する次第である．

もとより全部の土木工事現場より試験を依頼されたわけでないから全体について論ずるわけにいかないが，最近のセメントの品質の傾向はうかがえる筈である．現場の方々の御参考になれば幸いである．

II 試験セメントの種類

最近1ケ年間に，当所において試験したセメントの種類は表—1のようである．全試験件数は33種であつて，その内訳は普通ポルトランドセメント23種，高炉セメント1種，早強ポルトランドセメント5種，中庸熱セメント4種合計33種である．

III 試　験　結　果

〔1〕 普通ポルトランドセメント

普通ポルトランドセメントは試験件数33種の内23種であつて，その試験結果は表—2のようである．この試験結果によると，比重では昨年は規格以下のものは1種あつたが，本年は規格以下のものはなかつた．その平均値は3.12である．粉末度については，1.0% 以下のものは昨年は3種あつたが本年は1種もなくその平均値は2.7% である．昨年の平均値1.11% に比較しその値は大きくなつている．凝結時間の平均値は始発3時42分で終結5時22分で何れも昨年に比較して幾分遅くなつている．強度については曲ゲ強サも圧縮強サも規格以下のものは1種もないが，曲ゲ強サの材令3日，28日，を除いては幾分低くなつている．昭和22年以来毎年の普通セメントの試験結果を今回のものと比較すれば，表—3の如くである．表—3の圧縮強サおよび曲ゲ強サを図示すれば図—1，図—2の如くである．

表—1 試験セメントの種類

試料番号	セメント名	種類	試験依頼者	備考
1	磐城セメント	(ポ)	関東地建	
2	〃	(ポ)	〃	
3	敦賀セメント	(ポ)	——	
4	〃	(ポ)	——	
5	日本セメント	(ポ)	当所研究用	
6	敦賀セメント	(ポ)	——	
7	〃	(ポ)	——	
8	常陸セメント	(ポ)	茨城県	
9	小野田セメント	(ポ)	岐阜県	
10	磐城セメント	(ポ)	〃	
11	第一セメント	(ポ)	川崎市	
12	中庸熱セメント	(中)	徳島県	
13	日本セメント	(早)	関東地建	
14	秩父セメント	(ポ)	〃	
15	磐城セメント	(ポ)	岐阜県	
16	中庸熱セメント	(中)	東京都	
17	秩父セメント	(ポ)	関東地建	
18	〃	(ポ)	〃	
19	〃	(ポ)	〃	
20	〃	(ポ)	〃	
21	中庸熱セメント	(中)	徳島県	
22	第一セメント	(高)	関東地建	
23	磐城セメント	(ポ)	〃	
24	秩父セメント	(早)	〃	
25	〃	(ポ)	〃	
26	日本セメント	(早)	〃	
27	秩父セメント	(ポ)	〃	
28	第一セメント	(ポ)	〃	
29	宇部セメント	(ポ)	〃	
30	磐城セメント	(ポ)	当所研究用	
31	秩父セメント	(早)	関東地建	
32	アサノセメント	(早)	〃	
33	中庸熱セメント	(中)	徳島県	

(ポ) 普通ポルトランドセメント 23種

(早) 早強ポルトランドセメント 5種

(高) 高炉セメント 1種

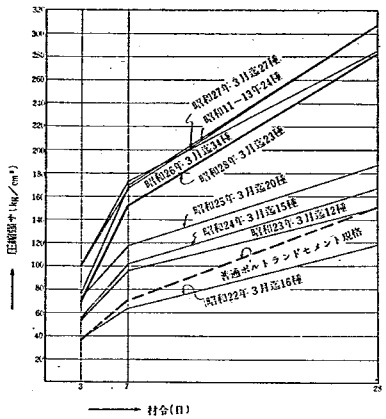
(中) 中庸熱セメント 4種

表—2　普通ポルトランドセメント

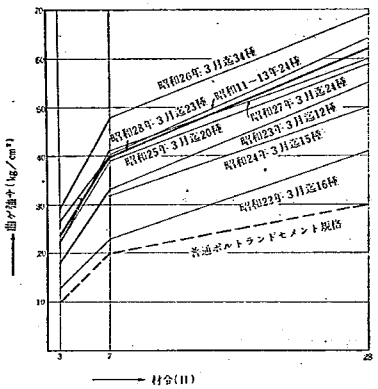
試料番号	比重	粉末度	凝結 始発	凝結 終結	フロー	曲げ強さ (kg/cm²) 3日	曲げ強さ (kg/cm²) 7日	曲げ強さ (kg/cm²) 28日	圧縮強さ (kg/cm²) 3日	圧縮強さ (kg/cm²) 7日	圧縮強さ (kg/cm²) 28日
1	3.10	2.2	3—27	5—07	214	22	50	71	93	198	435
2	3.10	4.6	4—59	5—54	204	16	34	51	51	117	202
3	3.14	1.0	3—02	4—18	199	23	42	54	82	146	291
4	3.13	1.0	2—55	4—10	212	26	42	53	65	159	257
5	3.14	3.0	—	—	220	20	39	61	52	134	279
6	3.13	1.0	2—53	3—06	204	23	42	57	85	174	258
7	3.12	1.0	4—30	5—32	205	18	40	63	56	136	313
8	3.15	2.9	3—50	5—33	216	24	40	56	102	123	267
9	3.15	1.0	6—32	8—55	230	18	30	54	56	105	260
10	3.08	3.7	3—19	5—47	210	27	47	63	110	186	347
11	3.09	2.3	2—35	4—45	214	27	36	61	99	183	331
14	3.14	3.0	5—26	7—16	223	24	43	58	91	216	334
15	3.10	1.9	6—22	8—46	220	22	46	66	78	217	389
17	3.06	4.8	3—35	5—34	172	19	34	46	52	105	179
18	3.06	4.4	2—28	5—00	189	17	32	52	56	114	223
19	3.07	4.4	4—00	5—43	187	22	40	55	65	136	249
20	3.07	2.8	3—38	5—34	198	22	41	55	62	129	232
23	3.07	5.6	3—41	5—54	169	11	28	43	37	81	200
25	3.15	1.8	2—40	4—19	213	25	37	53	101	165	293
27	3.16	1.7	4—17	5—38	211	20	39	55	74	143	301
28	3.15	2.6	2—32	4—07	208	26	43	57	98	126	318
29	3.16	1.7	2—38	3—48	230	31	51	64	114	190	335
30	3.16	3.8	1—58	3—27	207	34	46	68	102	182	265
平均	3.116	2.7	3—42	5—22		23	40	62	69	151	285
規格	>3.05	<10.0	<1—00	<10—00		>10	>20	>30	>35	<70	>150

表—3 普通ポルトランドセメントの強度比較

	比重	粉末度	凝結 始発	凝結 終結	曲げ強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	圧縮強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日
昭和 11～13 年 普通セメント 24 種	3.16	1.29～8.59 2.96	2—37	4—18	20.1～41.3 26.5	32.5～53.2 40.3	53.8～76.6 63.8	68.8～151 100.0	115～324 168	212～373 307
昭和 22 年 3 月 迄 普通セメント 16 種	——	1.4～9.72 4.37	3—32	6—27	7.8～22.1 13.1	13.9～33.9 23.3	29.5～60 41.0	19～76 37.0	40～109 63	60～195 118
昭和 23 年 3 月 迄 普通セメント 12 種	2.98～3.15 3.08	2.1～11.6 5.36	5—38	8—14	8.6～29 17.9	11.6～45 32.5	28.7～70 54.6	28～100 53.7	42～130 95.7	88～283 149.6
昭和 24 年 3 月 迄 普通セメント 15 種	2.95～3.16 3.08	0.6～5.8 4.02	3—45	6—50	9～31 18.7	23～46 31.6	42～64 50.3	22～87 54.8	69～145 102.3	108～204 165.9
昭和 25 年 3 月 迄 普通セメント 20 種	2.88～3.18 3.10	0.4～5.2 2.0	2—31	3—57	6～36 22	19～51 39	35～73 59	32～138 71	56～162 118	M14～271 187
昭和 26 年 3 月 迄 普通セメント 34 種	2.96～3.19 3.11	0.5～3.5 1.88	2—20	3—36	15～50 29	32～75 48	50～88 69	50～190 100	109～289 173	179～401 285
昭和 27 年 3 月 迄 普通セメント 24 種	3.00～3.16 3.09	0.5～3.4 1.11	3—13	4—52	12～31 22	29～56 41	48～76 60	34～121 77	113～249 171	213～438 307
昭和 28 年 3 月 迄 普通セメント 23 種	3.06～3.16 3.116	1.0～4.8 2.7	3—42	5—22	11～34 23	28～50 40	43～71 62	37～114 69	81～217 151	179～435 283
普通ポルトランド セメント規格	>3.05	<12.0	>1—00	<10—00	>10	>20	>30	>35	>70	>150



図－1　普通ポルトランドセメント圧縮強サ



図－2　普通ポルトランドセメント曲ゲ強サ

〔2〕 早強ポルトランドセメント

早強ポルトランドセメントは当所で試験したものは 5 種類で，その試験結果は表－4 の如くである．2.3 初期材令の圧縮強サでは規格以下のものがあつた．

表－4　早強ポルトランドセメント

試料番号	比重	粉末度	凝結 始発	凝結 終結	フロー	曲ゲ強サ (kg/cm²) 1日	3日	7日	28日	圧縮強サ (kg/cm²) 1日	3日	7日	28日
13	3.11	2.6	2－20	3－53	211	11	44	45		29	171	296	—
24	3.12	3.2	4－03	4－40	232	16	50	60	72	46	209	265	389
26	3.13	2.0	4－34	6－05	220	10	43	50	72	29	195	226	409
31	3.08	0.8	3－00	4－42	227	22	46	64	75	63	191	230	405
32	3.10	1.8	4－38	5－19	215	16	43	63	72	47	186	277	389
平均	3.11	2.1	3－43	4－56	—	15	45	57	73	43	190	259	398
規格	>3.05	<10.0	>1－00	<10－00	—	>10	>20	>35	>55	>40	>80	>160	>250

〔3〕 高炉セメント

高炉セメントは当所で試験したものは 1 種である．その試験結果は 表－5 の如くである．

表—5 高炉セメント

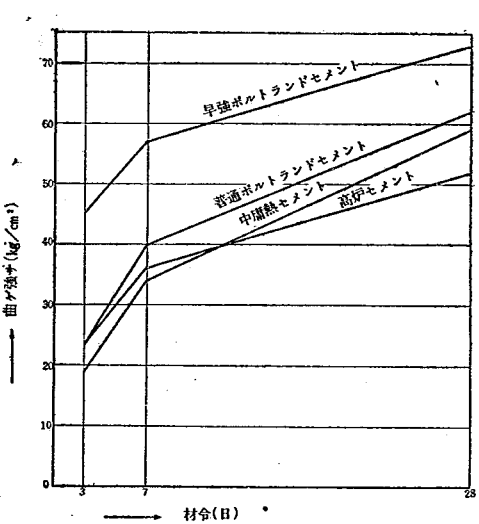
試料番号	比重	粉末度	凝結 始発	凝結 終結	フロー	曲げ強さ(kg/cm²) 3日	7日	28日	圧縮強さ(kg/cm²) 3日	7日	28日
22	3.01	1.6	2—44	4—50	186	22	36	52	86	124	214
規格	>2.85	<8.0	>1—00	<10—00		>10	>20	>30	>35	>70	>150

〔4〕 中庸熱セメント

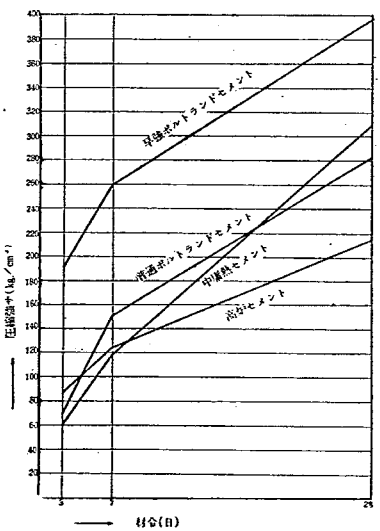
中庸熱セメントは当所で試験を行つたものは 4 種で，その試験結果は 表—6 の如くである．

表—6 中庸熱セメント

試料番号	比重	粉末度	凝結 始発	凝結 終結	フロー	曲げ強さ(kg/cm²) 3日	7日	28日	圧縮強さ(kg/cm²) 3日	7日	28日
12	3.18	1.4	2—11	3—36	211	17	37	58	53	131	298
16	3.21	2.2	2—42	4—04	219	17	36	67	56	149	411
21	3.21	1.9	2—25	3—35	225	21	32	51	68	108	216
33	3.18	1.4	2—17	4—21	230	18	32	60	57	83	310
平均	3.195	1.7	2—24	4—24		18	34	59	59	118	309



図—3 曲げ強さ



図—4 圧縮強さ

以上の本年度の各種セメントの強度について，平均曲げ強サおよび圧縮強サを図示すれば，図—3，図—4の如くである．

〔5〕 コンクリートの強度試験

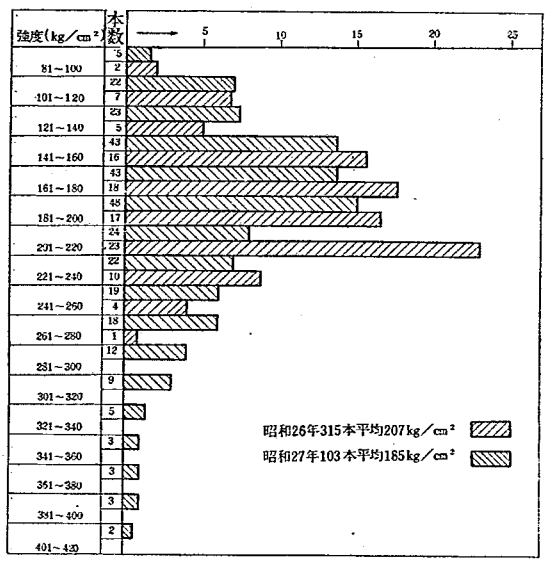
この一年間に当所に依頼されたコンクリートの圧縮強度試験の内1部を表示したものが表—7である．

表—7　コンクリート圧縮強度の1部　(材令 28 日)

使用セメント	試験依頼者	セメント量 (kg/m³)	水セメント比 (%)	スランプ (cm)	単位容積重量 (kg/m³)	圧縮強度 (kg/cm²)
第一セメント	川崎市	345	50	22.0	2,418	142
〃	〃	〃	〃	21.5	2,414	141
〃	〃	〃	〃	〃	2,399	200
〃	〃	357	40	13.0	2,235	298
〃	〃	〃	〃	14.5	2,290	232
〃	〃	〃	〃	13.5	2,279	208
〃	〃	340	50	19.5	2,350	240
〃	〃	〃	〃	〃	〃	224
〃	〃	〃	〃	18.0	2,348	263
〃	〃	〃	〃	15.5	2,352	268
〃	〃	343	60	19.5	2,362	81
〃	〃	〃	〃	16.0	2,364	106
〃	〃	〃	〃	16.0	2,392	201
〃	〃	〃	〃	16.0	2,388	202
〃	〃	〃	50	16.0	2,429	88
〃	〃	〃	〃	17.5	2,426	154
〃	〃	〃	〃	18.0	2,437	125
〃	〃	330	50	9.5	2,313	178
〃	〃	〃	55	14.0	2,331	127
〃	〃	〃	50	17.0	2,343	158
〃	〃	〃	55	17.2	2,339	147
〃	〃	〃	〃	18.0	2,339	119
磐城セメント	関東地建	350	57	12.5	2,384	209
〃	〃	〃	〃	12.0	2,377	186
〃	〃	〃	〃	15.0	2,365	188
〃	〃	〃	〃	19.0	2,388	189
〃	〃	〃	〃	13.0	2,392	188
〃	〃	〃	〃	16.5	2,380	221
〃	〃	〃	55	8.0	2,403	210
〃	〃	〃	〃	12.0	2,388	193
〃	〃	〃	〃	9.0	2,399	210
〃	〃	〃	〃	11.5	2,298	165
〃	〃	〃	〃	9.5	2,316	158
〃	〃	〃	〃	9.5	2,284	168
〃	〃	〃	〃	8.5	2,388	193
〃	〃	〃	〃	7.5	2,392	212

秩父早強セメント	関東地建	320	50	0.7	2,448	266	材令7日
〃	〃	〃	〃	〃	2,456	249	
〃	〃	〃	〃	〃	2,448	249	
アサノベロセメント	〃	320	50	1.5	2,439	290	
〃	〃	〃	〃	〃	2,439	281	
〃	〃	〃	〃	〃	2,441	255	
〃	〃	〃	〃	〃	2,435	254	
磐城セメント	〃	350	57	11.2	2,377	163	
〃	〃	〃	〃	14.0	2,355	190	
〃	〃	〃	〃	10.5	2,353	173	
〃	〃	〃	〃	5.0	2,403	180	
〃	〃	〃	〃	5.0	2,399	216	
〃	〃	〃	〃	6.0	2,418	206	
〃	〃	〃	〃	14.5	2,371	193	

1年間に試験したものの内，材令28日のものは標準圧縮供試体数は103本でこれを強度によつて分類しその分布を示せば 図−5 の如くなり，平均値は 185kg/cm² で昨年の 315 本で平均強度 207 kg/cm² に比較して少し小さい．又本年度のコンクリートの集中を見ると大体 120～240kg/cm² 位のコンクリードが多く大体昨年と同様である．



図−4.

JV 結　　言

以上の試験結果を総括してみると，実際現場で使用されているセメントは全般的に終戦直後のセメントに比較して極めてよくなつており，各種セメントで規格以下のものは，早強ポルトランドセメントの初期材令 2.3 の圧縮強サのみであつた．セメントの品質が漸次良好となりつつあることは誠に喜ばしい事であるが，製造者側でも益々良質のセメントを製造され，使用者側も使用前に必ず試験をして使用され，セメント品質の向上に努力されることを望んでやまない．

舗裝コンクリートの現場試験報告

建設技官 松 村 孫 治
建設技官 山 田 順 治
建設技官 伊 東 茂 富
建設技官 高 野 不 二 夫

目 次

I コンクリートの品質の変動……(1
II コンクリート現場の品質管理……(2
III 東京都環状六号線道路舗装工事概要……(3)
IV 建設省新京浜国道舗装工事概要……(8)
V 試験結果および考察……(10)
〔1〕 強度試験……(10)
〔2〕 日別偏差……(13)
〔3〕 曲げ強度と圧縮強度との関係……(13)
〔4〕 スランプの変動……(14)
〔5〕 空気量……(15)
〔6〕 現場管理の方法……(16)
VI 結 論……(16)

I コンクリートの品質の変動

コンクリート構造物の施工に当つては，所要の強度，必要とすれば更に耐久性，水密性等の諸性質を完全に満足する事を必要とするが，実際は構造物の各部分の強度は不明なので，各部分からコーアを抜くか，又は別個に供試体を造つて試験をして，その結果から判定する以外に無い．コーアを抜く場合は，時間と労力の点でどの現場でも出来るわけではなく，構造物に損傷を与える場合も多いので後者の方法が採られている．然し充分な計画と綿密な注意の下に行われる実験室の実験に於ても，コンクリートの品質の変動は相当あり，実験室と異る現場試験では相当の範囲に散らばるものである．

今変動の原因の主なるものを列挙すると次の如きものがある．

1) コンクリート材料の品質（セメント，骨材等の諸性質）

2) 材料の計量誤差に基づく配合の変化（セメント量，水量，骨材量）

3) 練り混ぜ作業

4) 施工方法（運搬，打込み，締固め方法）

5) 気象および養生状態（型わくの状態および存置期間，撒水，日除け，風除け，保温）

6) 試料の採取方法

7) 試験方法および試験機器

8) 人的要素

上記，各項の誤差がコンクリートの品質の変動に与える影響は，それぞれ異るものであるが，そのうちの幾つかが累積した場合には莫大な変動となり，又逆に互に打消し合う場合も考えられるが，何れの場合も是等を量的に正確に把握する事は困難であつて，要因のうち少なくとも注意を充分に払えば，変動を少なくさせる事の出来るようなものは，出来るだけ除去するよう常に心掛けねばならない．以上の変動を充分に管理する事は極めて大切であつて，構造物全体の安全性にとつても極めて重要である．

II コンクリート現場の品質管理

コンクリートの品質の変動要因は，上記の如く多岐にわたるが，是等を充分管理する事によつて，現場のコンクリートが常に均一性を有するようになる事は，いわゆる，良いコンクリートを造る上に重要な意義を持ち工事全般に与える影響は非常に大きい．即ちコンクリートの強度の不均一は，同じ安全率に対して許容応力を小さく採らねばならないし，ウオーカビリチーの変動は工事の進捗に思わぬ障碍となり，是等の欠点をなくす為に何等かの手段を講ずる必要がある．一般に現場に於て，このような手段を講ずる事は非常に不経済である．こゝに変動を少なくする為の現場管理の必要性が強く要請される事になる．即ち一連のコンクリート工事について作業要因を細分し，その各々についてコンクリートの品質に及ぼす影響が判つたならば，重要度に応じて，充分な管理をするならば，構造物の安全性を確保出来ると共に工事全体が非常に経済的になる．このような目的の為に均一なコンクリートを造る場合，単に均一と言つても，強度，耐久性，水密性等があり，そのうち，その構造物に最も要求される性質を最低限度で満足するような設計施工をする事は，現場では最も必要である．以上のうち耐久性，水密性は，均一性を判定する試験が難しく，結局，強度が他の性質と並行性を有すると思われる上，最も簡単で実用的である為，強度試験の結果を管理の基準にとつている場合が多い．まだ固まらないコンクリートを試験する場合には，ウオーカビリチーの一つの性質を示すスランプを測るのが常であるが，道路コンクリート等の場合には変化の範囲がかなり少ないので，均一性を示す基準には採りにくいと思われる．

従来，現場では技術者の経験と熟練とに基づいて施工の安全性を期していたが，漸次，強度試験等も励行され，更に最近上述の如く作業分析の過程を経て現場管理の必要が痛感され，コンクリートの品質が所要の範囲内にある割合を確率的に評価出来るようになつて来た．この様な見地から本報告に於ては，現場の不均一性がどの程度のものであるかを調べて，品質管理の予備的資料を得る為，次に述べる二個所の道路舗装現場でコンクリート供試体を製作し，試験を行つた．

III　東京都環状六号線道路舗装工事概要

当工事に於ては，戦後急速に発展したレデー　ミクスト　コンクリート（AE 材混入）が用いられ，期間が厳寒であつた為，寒中コンクリートの施工に充分注意が払われた．工事概要は下記の如くである．

路線名　東京都環状六号線（環状六号と略称す）

位　置　東京都中野区上原町より新宿区上落合二丁目に至る

工　期　昭和 27 年 1 月 4 日～3 月 31 日

施工延長　715m

舗装幅　7m　舗装厚　20cm（一層式）

舗装面積　5005m²　所要強度　200kg/cm² 以上

以上の条件でレデー　ミクスト　コンクリートを発註するに当り，都では土木学会コンクリート標準示方書に準據して仕様書を作成した．次にその要点と磐城社池袋工場側の配合計画を示す．

都仕様書

セメント量　315kg/m³ 以上（磐城普通ポルトランドセメント）

所要圧縮強度　σ_{28}=200kg/cm² 以上

σ_7=130kg/cm² 以上

粗骨材最大寸法　40mm　スランプ　2～6cm　空気量　3～4%

ミキサは周速毎秒 1m で，材料全部投入後，1 分以上回転する．

試験は 200m³ 毎に，スランプ試験 3 回以上行い，圧縮試験用供試体 9 個以上製作する．

コンクリートの運搬は，遅くも 20 分間隔で現場迄搬入し，練り混ぜより仕上げに到る迄普通 1 時間以内に完了するようにする．

会社示方配合

砂　鬼怒川産，　砂利　荒川産

AE 材，ビンソールレジン（0.75%）

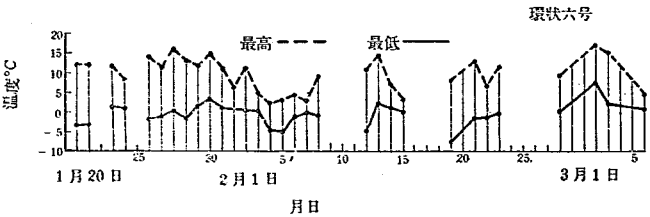
水セメント重量比　0.485　空気量　3～5%

	セメント	砂	砂利	水
コンクリート1m³に用いる重量(kg)	330	625	1290	160
重量比	1	1.89	3.91	0.485

現場に於ける試験方針

レデー　ミクスト　コンクリートの受入れ試験は，ＡＳＴＭ に既に規定されているが，人員の関係で之に準據出来なかつた．即ちコンクリート総量 900m³ を 1 日平均 30m³ 宛打設する予定で，ダンプカー（2m³ 積）一台到着毎にスランプ試験を行い，又空気量測定は，メンゼル型エアーメーターで 1 日数回，圧縮試験

用供試体（15×30）および曲げ試験用供試体（15×15×53）は各々1日3本宛製作し，材令はすべて 28 日とし，別に試料をとつて供試体を若干本製作し，7 日および 14 日強度の試験を行つて交通開始時期の判定に資するようにした．供試体の養生は，舗装コンクリートと出来るだけ同じ条件とする為，現場で砂中養生をして所定材令まで置き，その後当所に運搬した．なお，比較の為，別に供試体を造り標準養生を行つた．砂中の養生温度は比較的変動少なく +11°C～+3.5°C の範囲にあつた．又現場養生中の気温は，養生筵内の最高最低および午前 10 時の気温を測つたが，図—1 に示す通りであつた．



図—1　コンクリート養生筵内の温度図

搬入されたコンクリートの温度は，2 月 4 日施工の 5°C が気温（最高+3°C 最低−8°C）と共に最低であつた．打込み作業中の最低温度は，+3°C より降下しなかつた．現場の最低気温は，前述の如く −5°C～−8°C に低下した場合もあるので，作業終了時刻と気象との関係を考慮して凍るおそれを少なくする為，表面仕上げの終つた舗装コンクリートに対しては，予め準備しておいた木枠付きの筵叺を舗装面上 10cm の間隔で並べ，更にその上に筵一枚宛を重ねた．

コンクリート舗装工

磐城社池袋工場から，アジテーター付 2m³ 積ダンプカーで運搬距離 6.8kmの現場まで運ぶに 15～20 分を要した．通常 9 時に第一車が到着する．締固めは最初，型わく周辺，目地縁辺等を突き棒又は小型タンパーで突き，足付表面振動機（1500～1800 R.P.m.）で 15～20 秒締固め，更にテンプレート，タンパーで仕上げた．次に試験期間中の観測および試験資料，更に材令 28 日に於ける強度成績を示すと 表—1 の通りである．

表　—　1

月　日	天候	スランプ cm	空気量(%) 現場	空気量(%) 運搬後	温度 (°C) 気温	温度 (°C) コンクリート打込中	温度 (°C) 最高	温度 (°C) 最低	温度 (°C) 養生砂	圧縮強度 (kg/cm²)	曲げ強度 (kg/cm²)
1—19	晴	2	4.0	—	14	7				257	43
		1.2	3.6	4.0	14	7				274	48
		0.3			12	10	12	−3.5		235	41
1—20		2.5								271	41
		4.5								277	44
		1.0	4.5							243	42
		1.0	4.4				12	−3.5			

1—22	晴	0.5									
		0.7	5.2	4.5	1					260	48
		0.6	4.3	4.3	10	11				271	49
		1.5	5.7		14	11			7	246	48
		2.5					12	1.5	8		
1—23	曇	0.3								238	44
		0.3	4.7	4.5	7	8			8	255	43
		0.3					15	−0.5	5	269	45
		0.5	5.4	4.9							
		1.0									
		0.5							10		
		0.5	4.4	4.5	8	11	8	1	6		
1—25	晴	0.5									
		1.0	4.1	4.6		8				249	—
		0.3									
		1.0								277	47
		1.0	4.3	4.0							
		0								231	47
		1.0							10		
		0.5									
		0.3	4.4	4.3							
		—					14	−2	5		
1—26	晴	1.0									
		0.4	4.2	3.6						252	49
		0.3	4.4	—	5.5	6.5	11	−1.5	5		
		1.2									
		2.0								259	51
		0.2									
		0	3.8	4.2						271	47
1—27	晴	0.5								—	45
		0.5									
		0.5	4.9	—		7.0	16	0	6	258	45
		0.5	4.5	4.3						280	49
1—28	曇後雨						13	−1.5	6		
1—29	〃						12	1.5	6.5		
1—30	晴						15	3	5		
1—31	雨						11	1	6		
2—1	雪						6	0.5	5		
2—2	晴						11	0	5.5		

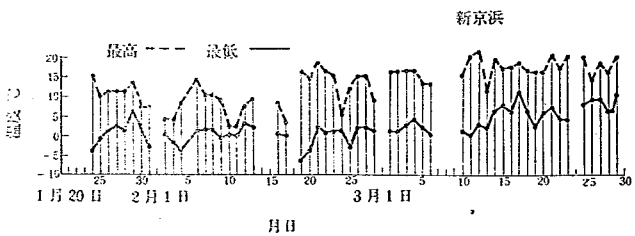
2—3	曇	0.5	4.1	4.8	5.5	7	5	0	5	255	47
		1.0	5.1	5.1		7.5				266	44
		1.3									
		1.0									
		1.0									
		0.6									
		0.5									
		0.5	5.1	4.2		8.5				207	40
2—4	曇後	0	4.5	4.5		5				267	49
	小雪	1	5.2	5.1							
		1	6.2	5.3		5.5				259	53
		1									
		2	4.7	—						220	51
		0.4									
		1.5									
		1.0					2	—5	4		
2—5	晴	1.5	4.8	5.8							
		0.5	4.5	4.5		6.2				288	56
		0.5	3.9	4.5							
		2.5									
		0.5	4.5	—						281	53
		0									
		0.3	4.9	—			3	—5.5		220	51
2—6	晴						4	—1			
2—7	曇後雪						2.5	0	3.5		
2—8	晴						9	—1	4		
2—12							11	—5	5		
2—13	晴	0.5	4.1	4.9	8	11.5				297	53
		2.0									
		1.5									
		2.5	6.0	4.8		10.5				294	52
		0.5									
		0	5.6	4.2		11.0				305	52
		0	3.6								
		1.0	5.0								
		1.0	5.0				14	2	5.5		
2—14	曇						7	1	5		
2—15	小雪	0									
		0.5	4.3	5.1		6.2				383	53
		0.5	5.2	5.1		7.0				295	54
		1.0	6.0	5.2		7.2				350	53

		1.0 1.3	4.0 4.5				3	0	4		
2—19							8	−8			
2—20	晴	0.1 2.0 1.2 1.5 0.5								233 234 294	45 48 48
2—21							13	−2			
2—22	晴	2.0 3.8 2.0 0.4 2.0	4.3 4.5	4.3 3.6 3.5			6.5	−1.5		352 384 384	53 53 63
2—23	晴	0.2 1.2 4.0	3.1	3.7 4.1 3.2			11.5	−0.5		325 325 368	53 53 53
2—28							9	0			
3—1											
3—2	晴	4.0 1.5 1.0 2.0 2.5 1.0 4.0 2.5	4.8 4.3 4.1 4.1 4.4 5.1	4.6 4.2 3.9		12	17	7.5		318 316 281	45 43 47
3—3	晴	2.0 2.0 2.0 1.0 1.0	5.1 5.1 4.7 4.8 4.1	4.6 5.4 4.6		12.5	15	2	7	304 284 268	43 40 43
3—4	曇										
3—5		0 0 1.0 2.0	4.6 5.7 4.4	5.0 4.4						267 363 336	46 54 51
3—6	小雪						4.5	1			

IV　建設省新京浜国道舗装工事概要

36 号国道は，東京日比谷に始まり，五反田駅を経て多摩川を渡り，横浜市鶴見区寺尾台地を経て，1 号国道に合し横浜港に入る一大幹線であり，そのうち五反田駅裏から東神奈川駅に至る 18km を，新京浜国道と称し，昭和 26 年度4万 m³ のコンクリート舗装を最後に完成したものである．26 年度以前は施工現場に直接ホッパー付ミキサを据え，現地でコンクリートを練つたが，以後は工事区のほぼ中央鶴見区寺尾台地にコンクリートプラントを設置して，セントラルミキシングを行つた．ミキサは 14 切定置式で，4 台のうち予備を1台とし，常時3台運転して，ダンプカー (1.6m³) 9 台で，1 日 900m² (舗装厚 20cm) コンクリート量で180m³ を施工した．セメントは，日本セメント，配合は，コンクリート 1m³ 当りセメント量 340kg，砂および砂利は，それぞれ 0.46m³，0.90m³ であつた．セメントは，1 バツチ 2 袋単位でミキサに投入したが砂，砂利は容積計量によつた．こゝで最も問題は，表面水による砂の膨らみ，および，之に伴つて砂の表面水による水セメント比の補正であつた．水セメント比の適正な管理には最も注意を払い，表面水測定用容器で砂の表面水を測定したほか，砂を予め才桝に入れて飽水させ容積の減少を砂の膨らみと見なし，膨らみだけ余分に加えた．この減量は 8～13% に達していた．常に之らに注意を払つて配合の調整につとめた．練り上がりコンクリートは，1.6m³ 積ダンプカーに積み，最も遠い所は，片道 6km の現場迄運んだが分離はなく，極めて良好であつた．

敷き均したコンクリートは，端から表面バイブレーターで締固め，タンパーで叩き，木ごてで仕上げた．気温の最低は，−4°C，湿度は，30～80% の範囲で変化した．夜間は相当気温が下がつたので，筵2枚を重ね，養生には充分注意を払つた．供試体の養生筵内の最高最低温度の変化の一部は，図—2 のようであつた．



図—2　コンクリート養生筵内の温度図

現場試験は，ダンプカー到着毎に，スランプ試験を1回行い，圧縮および曲げ試験用供試体は，　日それぞれ 6 本および 3 本宛製作し，之を材令 28 日迄現場養生を行い，後，当所へ運搬した．別に供試体を製作して，材令7日で試験を行い，又，標準養生も行つて比較を行つた．是等は，供試体数も少なく，又，工事の都合で早強セメントを使用した場合もあつたが，資料が少ないのでここには省略する．

試験期間中の観測資料の一部および材令 28 日の強度試験の結果を 表—2 に示す．

表—2

月日	スランプ cm	温度 °C 最高	温度 °C 最低	圧縮強度 kg/cm²	曲げ強度 kg/cm²
1—24	1.5			266	47
	1.8			247	38
	0.8	15	−4	267	47
1—25	1.2			261	38
	0.2			278	41
	1.4	10	−1	207	40
1—26	1.5			243	42
	0.4			228	37
	1.4	11	1	224	42
1—27		11	2		
1—28	2			225	44
	1.9			245	44
	1.3	11	1	266	43
1—29	0.7			248	41
	1.5			229	36
	0.5	13	6	286	41
1—30	0.3			274	47
	0.5			292	45
	0.5	7	2	289	50
1—31		7	−3		
2—2		4	0		
2—3		4	−2		
2—4	2.2			171	43
	1.7			219	41
	0.8	8	−4	196	41
2—5	0.4			259	47
	1.8			273	45
	1.0			208	48
2—6		14	1		
2—7		10	1		
2—8		10	1		
2—9		9	−1		
2—10		2	0		
2—11	1.0				
	1.0			241	48
	0.3	2	0		
2—12	0.2			217	47
	2.0			255	45
	0.2			232	43
	0.5	7	3		
2—13	1.0	9	2	257	44
	0.8			301	44
	0.5			285	45
2—14	0.5			286	52
	0.3			327	52
	0.3			321	50
2—16		8	0		
2—17		3	0		
2—19		16	−6		
2—20		14	−4		
2—21		18	2		
2—22	0.2			233	49
	0.5			328	45
	0.3	16	0	307	44
2—23	0.5			292	37
	0.5			297	36
	0.4	15	1	304	41
2—24	0.5			270	41
	0.2			262	43
	0.7	5	1	267	39
2—25	0			313	45
	0.5			299	49
	0.5	12	−3		
2—26		15	2		
2—27		15	2		
2—28	0.2			278	47

	0.5 0.2	9	1		
3—1		16	1		
3—2		16	1		
3—3	1.5 0.5 0.5	16	2	282 301 292	48 43 43
3—4	0.5 1.0 0.5	16	4		
3—5	0.5 0.5 0.5	13	2	300 324 309	52 51 51
3—6		13	0		
3—10		15	1		
3—11	0.8 0.5 0.5	20	0	285 301 271	45 41 37
2—12	0.8 0.5 0.5	21	2.5	245 269 284	39 39 40
3—13	0.5 0.2 0.3	11	2	315 307 346	43 47 52
3—14		19	6		
3—15		17	8		
3—16	0.5 1.0 0.3	17	6	281 314 306	48 49 53
3—17	0.3 0.6 0.5	18	11	307 317 306	46 44 43
3—18		16	6		
3—19		16	2		
3—20	0.2 1.0 0.3 0.3 0.3 0.3 0.3	16	6	285	47
3—21		20	7		
3—22	1.0 1.0 1.6	17	4	346 262	40 47
3—23		20	4		
3—24	0.3 1.2 1.5			333 296 322	50 53 45
3—25		20	8		
3—26	0.5 0.7 0.5	14	9	363 325 351	41 37 46
3—27		18	9		
3—28	0.7 0.5 2.5	16	6		
3—29		20	10		

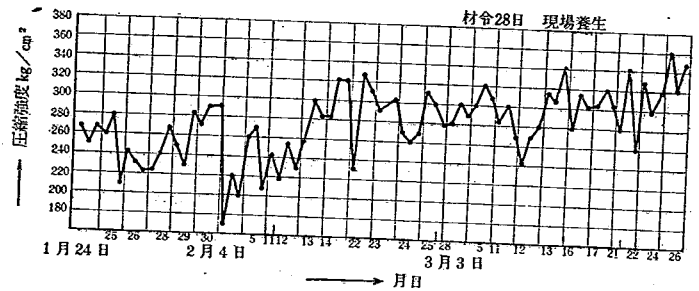
V 試験結果および考察

〔1〕 強度試験

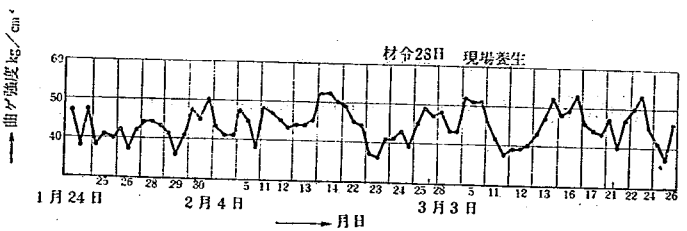
コンクリート供試体の強度分布は，従来の資料によると，大体正規分布をなすと言われ，平均値から著しく離れた値の生ずる確率は極めて小さいと思われる．新京浜現場に於ては，施工速度の関係でミキサ2台を併用したのであるが，この2台のミキサで練りまぜたコンクリートは，何れも容積配合で充分の精度は期待出来なかつたが，両ミキサの構造等は全く同じであつたので，コンクリートの品質に差異がない事が予想されるが，

各ミキサからそれぞれ 40 本宛供試体を採り，比較を行つた所，圧縮強度，曲げ強度何れも平均値に大差なく，両者の間に明らかな差異が認められなかつたので，2 台のミキサから造つたコンクリート供試体は，同一の集団からの標本と見なす事が出来る．

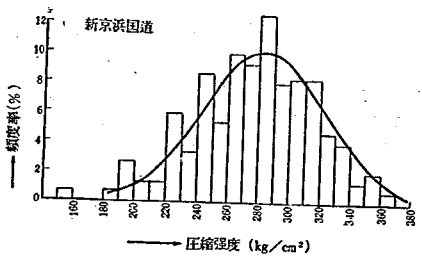
圧縮強度および曲げ強度の分布を示すと，図—3 および図—4 の如くである．



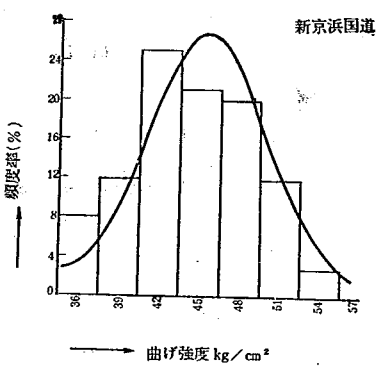
図—3 圧縮強度分布図



図—4 曲げ強度分布図



図—5



図—6

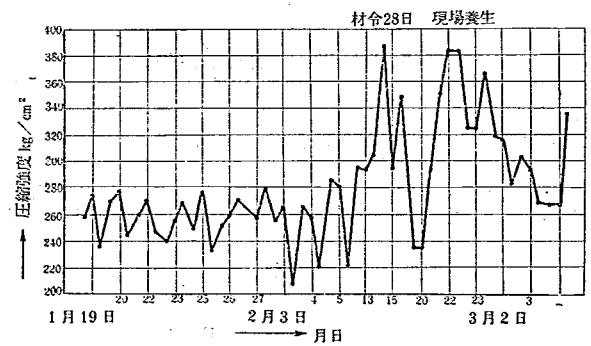
圧縮強度の分布について，初期と後期とを比較すると，漸進的にやゝ強度が増進しており，分散および平均値に差異が見られるように思われるが，初期の部分は少なく比較し難いので，同一の集団とみなした．

強度分布の頻度図および分布数値は，図—5，図—6 および 表—3 の如くである．

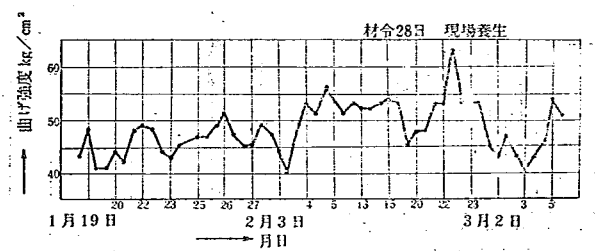
表—3

	平均値 $\bar{x}$ kg/cm²	標準偏差 S kg/cm²	ひずみの測度	とがりの測度	$\bar{x}\pm S$ の百分率 (%)	$\bar{x}\pm 2S$ の百分率 (%)
圧縮強度	278	39	0.36	2.95	70	95
曲げ強度	44	4.4	0.27	0.26	61	97

上表のうち，ひずみ，とがりの測度，および，$\bar{x}\pm S$，$\bar{x}\pm 2S$ に含まれる標本の数の割合は，比較的少数の場合，又は，比較的歪んだ分布をしている場合でも，正規分布の理論値に非常に近い値を示す場合がある．然し図および表によると，充分正規分布をすると思われ，更に χ^2—検定により適合度を見ても，誤差は少ない．次に環状六号線について強度分布を示すと，図—7，8 の如くである．



図—7 圧縮強度分布図



図—8 曲げ強度分布図

この図によると，新京浜と異り，圧縮および曲げ何れも，2 月4 日前後を境界として，強度の分布状態に著しい差のある事が明白である．そこで 2 月 4 日前を前期とし，以後を後期として，両者を比較すると次の表—4 になる．

表—4

	平均値 $\bar{X}$ kg/cm²		標準偏差 S kg/cm²		変異係数 (%)	
	前期	後期	前期	後期	前期	後期
圧縮強度	256	399	18	45	7.0	14.6
曲げ強度	46	50	3.3	4.9	7.2	9.8

両者の分散を比較し，F—分布によつて，分散検定を行うと，危険率 0.05 で，両者を同一集団からの任意抽出標本とは考えられない．即ち 2 月 4 日前後は，最高最低温度共に低く，気温および養生温度が，コンクリートの初期強度の増進に及ぼす影響は非常に大きいので，その影響の他に他の原因もあると思われるが判然としない．是等の点は，今後 AE コンクリートの均一性について検討を要する点であろう．

〔2〕日別偏差

現場におけるコンクリートの強度は，1日の中にかなり変動する事は，配合の変化，試料の採取方法，供試体製作方法等の変化により充分予想されるが，試験結果から見て，両現場の資料から日別変異係数を求めてみると表—5 の如くになる．

表—5

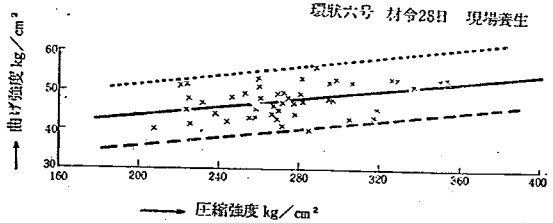
	新京浜		環状六号線	
	圧縮強度	曲げ強度	圧縮強度	曲げ強度
最大値	14.31	9.44	11.23	8.43
最小値	2.44	1.12	3.01	0
回数	25	26	18	18
平均	6.44	5.05	6.38	3.39

圧縮強度の変異係数の最大は，両現場とも 10% 以上あるが，10% を超えるものは，それぞれ 3~4 回宛であり，特別の変化があつたとみてもよいようである．全体としての分布は，それぞれほぼ中央値に近く集り，更に長期に亘つて試験をしたならば，正規分布をする事が予想されるので，中央値から余り離れた値は，棄却検定によつて，有意水準 5% で棄却しても大きい誤差はなく，大体に於て最大 10% とみてよいであろう．

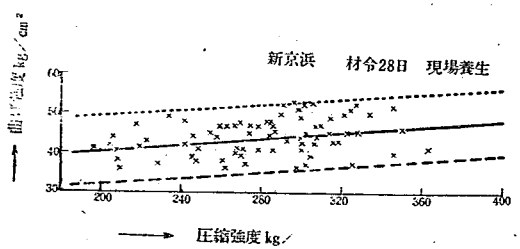
〔3〕曲げ強度と圧縮強度との関係

現場試験に於けるコンクリート供試体について，曲げ強度と圧縮強度との関係を，簡単な函数関係で表わし得るならば，曲げ強度の推定を必要とする道路現場では便利である．即ち数本の圧縮供試体の平均強度から大

体の曲げ強度が分り，その逆の場合の推定も出来るならば，労力および経費の点で大いに節約出来る．実際は両強度を評価する供試体の間に，上述のような相当の変異があり，一般的に求める事は勿論困難である．ここには，一応両現場に於て，曲げ強度と圧縮強度とがかりに直線関係にあるものとして，両者の関係を求めてみた．強度の撒布図は，それぞれ 図—9，図—10に 示す如くであり，現場で主に必要なのは， 圧縮強度から曲げ強度を推定する事であるから，その相関を求めると，相関係数は新京浜 0.35，環状六号 0.50 で，どちらも充分相関が認められるが，余り強い相関とはいえない．



図—9 強 度 撒 布 図



図—10 強 度 撒 布 図

曲げ強度を x，圧縮強度を y とすると，それぞれ回帰直線は，

新京浜 $x=0.041y+32.5\pm4.4\lambda$

環状六号 $x=0.055\ y+32.6\ \pm4\lambda$ となる．之を図示して，$\lambda=2$ なる場合の帯状範囲を造ると，資料の殆んど全部がその中に入る．曲げ強度と圧縮強度との比は，強度により異るのは勿論であるが，曲げ強度は圧縮強度の $1/5\sim1/4.6$（圧縮強度 200 kg/cm² の場合）および，$1/6.7\sim1/6.1$（圧縮強度 300 kg/cm² の場合）となり，すべて偏差が大きいので，明確な推定をする事は困難である．

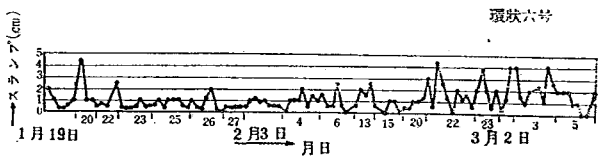
〔4〕スランプの変動

試験をした範囲では，両現場とも，スランプの値に大きな変動はなく，その変化は 図—11，12 および図—13，14 の如くであつた．環状六号線では，圧縮強度と同じく，変動を前，後期に分ける事が出来る．

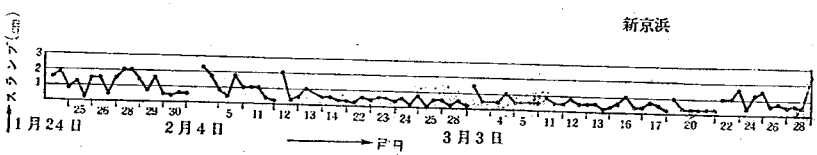
新京浜では，測定 95 回のうち，範囲は 0～2.5cm で，0.5cm 以下が 60%，1cm 以下を加えると 80%，環状六号線は，119 回の範囲が，0～4.5cm，0.5cm 以下が 40%，1cm 以下を含めると 63% であつた．

〔5〕空　気　量

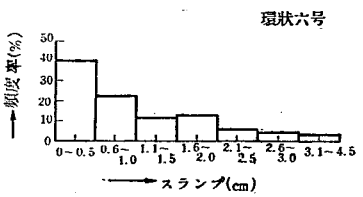
環状六号線では，AE コンクリートを用いたので，ダンプカー到着毎に，コンクリートをおろした現場と供試体を造る為に，試験室迄，容器に入れて運搬した後との 2 回宛，メンゼル型エアーメータによつて迅速に測定した．運搬に要した時間は，平均12～13分であつた．空気量は，気温，試料の採取方法，締固め方法等により著しく左右されるが，その変化は，図—15，16 の通りであつた．又，平均値その他は，表—6 になる．



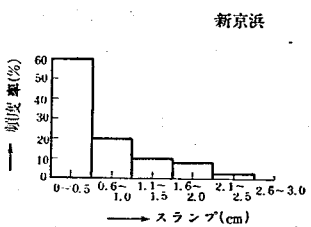
図—11　スランプ分布図



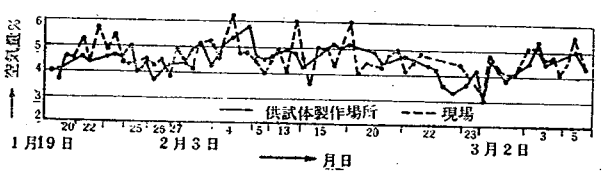
図—12　スランプ分布図



図—13　スランプ頻度図



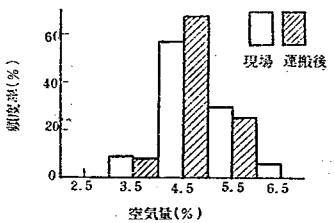
図—14　スランプ頻度図



図—15　空　気　量　分　布

表--6

測定箇所	変化の範囲	平均値	標準偏差	回数
現場	3.1%～6.3%	4.66%	0.68%	75
運搬後	3.0%～5.8%	4.58%	0.53%	75



図—16 空気量頻度図

図および表から分るように，一見して運搬後の方が減少していると思われるので，差異の検定を行つた結果は，等分散，および等平均仮設の何れについても明らかな差はなく，この試験では他の影響も多く，又ダンプカーで運搬した後は，余り空気量の消失は起らないとも考えられるが，結論は得られなかつた．

〔6〕 現場管理の方法

品質の変動を少なくする為に，現場で品質管理を行う事は必要であるが，その実際の方法は，少し注意を払えば変動を少なくする事は容易である．例えば容積計量を重量に換え，砂，砂利の置場に上屋を設け，出来ればそれぞれ 2～3 種に区分して貯蔵しておけば，変動は急減するであろう．変動の値を知るには，普通管理図を作り，所要強度に現場の不均一度を加えた値を中心として，ある一定の管理限界を帯状の幅で画き日別，又はバツチ別の変化をプロツトしてゆく方法等を用いるべきである．一般に，コンクリートの配合設計を行う場合，所要強度を確保する為には，コンクリートの不均一性を考慮して，所要強度＝設計強度×安全率×1.15 を目標にしている．即ち，コンクリートの強度が正規分布をすると考えて，設計強度×安全率を中央値として，その上下に 15% 宛の変動を考えているので，信頼限界98% を確保する為には，変異係数 0.075 でなければならない．本試験では，変異係数は 10～15% 程度であつた事を見ると，新京浜および環状六号線の所要強度は，それぞれ σ_{28}=280kg/cm², 200kg/cm² であるから，前者は，所要強度に対して，不足であり，後者は余裕があり過ぎるが，変異の点から見ると，なお一層厳格な管理の必要があると思われる．

VI 結　　論

本報告は，以上の二現場で行つた試験結果を纒めたものであるが，試料の採取方法，および供試体の個数に種々不備があり，数値的取扱いをするには問題があるが，一応現場の実状を調べたものである．供試体の個数については，1 バツチ内の変動と，1 日の変動が常に一定値に近ずけば，是等の数値から決定出来て，個数が決定すれば，充分な試験計画の下に，現場コンクリートを最もよく代表するような試験が行えて，究極の目的を達する事が出来る．本試験の結果では，両現場の間に，余り明瞭な差異が見られなかつた．新京浜に於ては，出来る限り注意を払つたが，容積配合であり，環状六号は，機械的なレデー ミクスト コンクリートである点だけを考えると，明らかに本質的相異が表われる事が予想出来るが，一方は，AE コンクリートである事等の為，両者を簡単に比較して結論を出す事は出来ないと思われる．然し現場で練り混ぜたコンクリートで

も，現場の諸条件の変動に応じて適切な処置を採り，充分な管理をすれば，レデー　ミクスト　コンクリートより，良い品質が得られる事は容易であると思われ，今後各現場において，管理に対する充分な配慮が加えられる事を望んでやまない．

なおこの試験に当つては，建設省関東地方建設局京浜工事事務所，東京都第三建設事務所，各位の絶大なる御理解と御協力を賜わつた事を記して，ここに衷心より感謝致す次第である．

AE コンクリートの配合設計に関する研究 (1)

建設技官　山　田　順　治
建設技官　伊　東　茂　富
建設技官　養　王　田　栄　一

目　　次

Ⅰ 前がき……(2)
Ⅱ 既往の研究……(2)
〔1〕 Kennedy 氏の研究……(2)
〔2〕 Scripture 氏の研究……(2)
〔3〕 Cravane 氏の研究……(3)
Ⅲ モルタルにおける実験……(4)
〔1〕 使用材料……(4)
〔2〕 配合および練り混ぜ……(5)
〔3〕 空気量……(6)
〔4〕 実験結果およびその考察……(6)
Ⅳ コンクリートに於ける実験……(7)
〔1〕 使用材料……(7)
〔2〕 配合および練り混ぜ……(8)
〔3〕 空気量……(8)
〔4〕 実験結果およびその考察……(9)
Ⅴ 結　論……(11)
参考文献……(12)

I 前 が き

国土総合開発途上にあるわが国においては，治水並びに利水計画上よりダムの築造は焦眉の急を要することで，現在工事中又は計画中のダムは相当数に達している．一方，ダム用コンクリートはAEコンクリートであると言つても過言でない程に，大部分のダムはAE コンクリートで施工されている実状である．当研究所においては昭和 26 年度より AE コンクリートの配合設計において考慮すべき事項につき基本的研究を行なつてきたが，細骨材の粒径・粒度が空気量に及ぼす影響についての研究が一応報告可能の段階に達し，更に，この問題につき関東地方建設局五十里工事事務所より研究を依頼された関係もあつて，今までの試験結果を取りまとめて報告することにした．

II 既 往 の 研 究

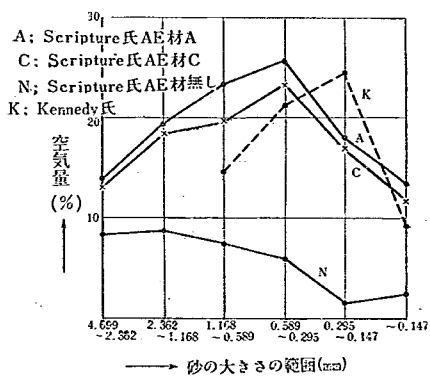
細骨材の粒径，粒度が空気量に及ぼす影響についての主なる研究は次の三つの研究である．

〔1〕 Kennedy 氏の研究

Kennedy 氏は 14 メツシユ (1.168mm) 以上の砂粒は空気量には効果がないので， 14 メツシユ以下の砂粒につき，水と砂の混合物を用いて実験した結果，表—1 の如き結果をえた．

表—1

砂 の 大 き さ		空気量 (%)
No. 14～No. 28	(1.168mm～0.589mm)	15～20
No. 28～No. 48	(0.589mm～0.295mm)	30～35
No. 48～No. 100	(0.295mm～0.147mm)	45～50
No. 100 以下	(0.147mm 以下)	0～1



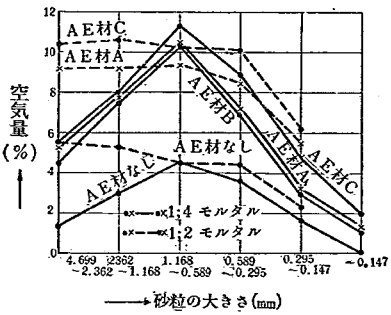
図—1

〔2〕 Scripture 氏等の研究

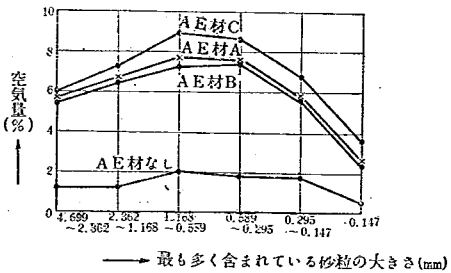
Scripture 氏等は Kennedy 氏と同様に砂と水の混合物，モルタル，コンクリートのそれぞれにつき実験し，次の様な結論をえた．

(1) 整粒砂と水との混合物における実験においては，Kennedy 氏の結果と同様に，空気量に対する砂粒の大きさの影響は著しく大きく，空気量と砂粒の大きさとの関係は，図—1 の如くで，最も効果のある砂は28～48メツシユ(0.589～0.295mm)の大きさのもので，Kennedy氏の結果と幾分相違している．

(2) モルタルにおける実験結果は整粒砂を用いた場合は 図—2，混合砂を用いた場合は 図—3 の如くで，砂と水の混合物における場合に比較して，砂粒の大きさが空気量に及ぼす影響は少なく，最も効果のある砂粒



図—2



図—3

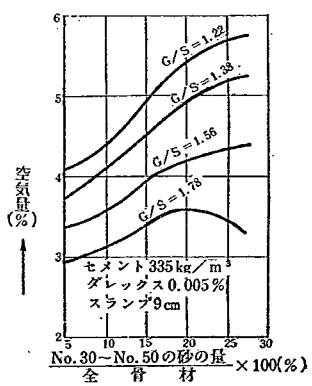
も粗い方に移動している．又，48 メッシュを通る砂粒は殆んど空気連行能力がない．

富配合のモルタルは貧配合のモルタルに比し，砂粒の大きさの影響は少ない．

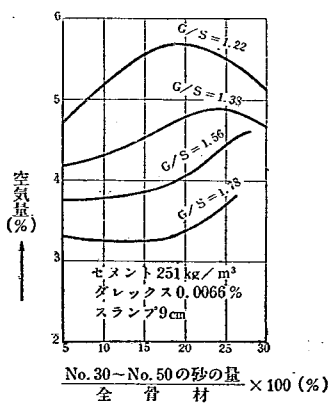
(3) コンクリートにおける実験では，モルタルにおける実験に比し，更に空気量に及ぼす砂粒の影響は少ない．実験に使用した3種の AE 材の内，一種の AE 材は，普通のコンクリートの場合，砂粒の大きさの影響は全く認められなかつた．

〔3〕 Cravane 氏の研究

Cravane 氏はコンクリートで実験を行い 図—4，図—5 に示す結果をえて， No. 30～No. 50 (0.590mm～0.297mm) の砂粒の量の函数として表わされると提案している．



図—4



図—5

III モルタルにおける実験

〔1〕使用材料

(1) AE 材：ビンゾール・レージン 20% 水溶液.

(2) セメント：日本社の普通ポルトランドセメントで，JISR 5210 に合格したものである．その試験結果は表—2 の通りである．

表—2

比重	粉末度 (%)	比表面積 Wagner	凝結試験 W/C	凝結試験 始発	凝結試験 終結	安定度	水温 C°	室温 C°	湿度 (%)
3.13	1.7	1,820	26.5	3~31	5~07	完全	18.5	19.7~20.0	89~94

	強度試験					
フロー	曲げ強さ (kg/cm²)			圧縮強さ (kg/cm²)		
	3日	7日	28日	3日	7日	28日
211	26.4	45.6	58.9	92	181	310

(3) 砂：荒川熊谷地先で採取したもので，実験室において，角ふるいにより 5.0~2.5，2.5~1.2，1.2~0.6，0.6~0.3，0.3~0.15mm の各砂粒にふるい分けて使用した（これら分離された砂を整粒砂と呼ぶ）．整

表—3

	整粒砂					混合砂				
粒径	5~2.5	2.5~1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.15					
粗粒率						3.05	2.86	2.68	2.46	2.21
比重	2.65	2.64	2.63	2.63	2.62	—	—	—	—	—
ふるい分け										
5<	3.0	0	0	0	0	0.9	0.3	0.3	0.3	0.3
5.0~2.5	71.5	0	0	0	0	21.5	7.2	7.2	7.2	7.2
2.5~1.2	25.5	86.0	0	0	0	21.7	33.4	16.3	16.3	16.3
1.2~0.6	0	14.0	93.5	6.3	0	20.5	24.0	39.8	22.4	21.1
0.6~0.3	0	0	6.5	69.7	0	14.5	14.5	15.8	28.4	14.5
0.3~0.15	0	0	0	24.0	58.7	14.3	14.0	14.0	18.8	25.7
0.15>	0	0	0	0	41.3	6.6	6.6	6.6	6.6	14.9
計	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

粒砂を再混合して粗粒率が 3.05，2.86，2.68，2.46，2.21 である 5 種の混合砂をも使用した．整粒砂および混合砂の比重およびふるい分け試験結果を示すと 表—3 の如くである．

(4) 水：飲料用水道水を用いた．

〔2〕 配合および練り混ぜ

(1) 配合：試験に用いたモルタルの調合は，整粒砂の場合には重量比で 1：2 および 1：4 の 2 種類，AE 材の使用量は粉末でセメント重量の 0.01% および 0.02% の 2 種類である．混合砂を用いたモルタルの調合重量比は 1：4，AE 材の使用量は粉末でセメント重量の 0.01% である．水量はフロー値が 170±5 になるようにして実験を行なつた．フロー値は JISR 5201 に規定してあるフロー試験によつてきめた．各モルタルの水セメント重量比を示すと 表—4 の通りである．

表—4

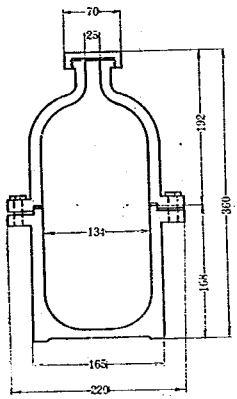
	水セメント重量比 (%)				
	砂粒の大きさ				
	mm 5.0～2.5	mm 2.5～1.2	mm 1.2～0.6	mm 0.6～0.3	mm 0.3～0.15
1：4 モルタル (整粒砂)					
ピンゾールを加えない場合	52.8	63.6	83.2	97.7	116.3
ピンゾール 0.01% の場合	47.2	53.7	69.9	90.9	112.7
〃 0.02% の場合	42.7	44.8	55.3	83.01	107.6
1：2 モルタル (整粒砂)					
ピンゾールを加えない場合	35.1	37.6	41.7	47.5	61.9
ピンゾール 0.01% の場合	34.3	34.4	37.2	43.5	58.3
〃 0.02% の場合	34.2	34.3	36.3	41.8	55.5
1：4 モルタル (混合砂)					
	粗粒率				
	3.25	3.05	2.85	2.65	2.45
	mm 5.0～2.5	mm 2.5～1.2	mm 1.2～0.6	mm 0.6～0.3	mm 0.3～0.15
ピンゾールを加えない場合	62.1	65.5	72.2	78.8	79.4
〃 0.01% の場合	53.6	55.4	61.3	66.1	70.8

(2) 練り混ぜ

練り混ぜには 1 切練りアイリッヒ型ミキサを用いた．練り混ぜ時間は，セメントと砂で空練り 2 分，所定の量の AE 材を溶解させた練り混ぜ水を加えて，3 分，計 5 分である．この場合，ピンゾール・レジン 20% 水溶液は貯蔵日数を 7 日以下とした．

〔3〕空　気　量

フロー値を測定し，規定のフロー値に合したことを確認してから空気量を試験した．空気量はローリング法に準じて製作した図—6 の様な空気量測定器を用いた．容器の容量は 1945cc である．



図—6

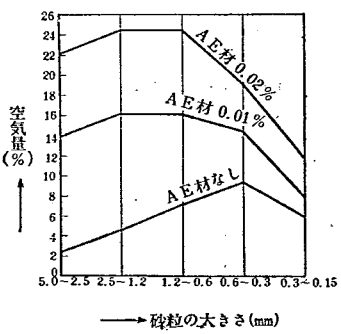
モルタルを容器に3層に分けて詰め，各層はコンクリートの試験に用いる直径 16mm の突棒で 25 回突いたのち，更に容器の外部を木槌で叩いてモルタル内の大きな泡を追い出した．

モルタルを詰めたのち，こてを用いて容器の上面に一致するようにモルタルを均らした．他の操作は JISA 1118 に準じて行なつたが，気泡を消すためにイソプロピル・アルコールを用いた．試験は3回行いその平均をとつて空気量とした．

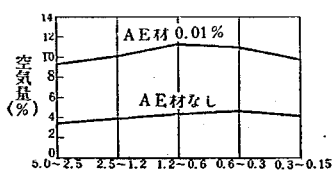
〔4〕実験結果およびその考察

(1) 1：4 モルタル

整粒砂を用いた 1：4 モルタルの各砂粒の大きさと空気量との関係を図示すると 図—7 の如くである．図—3 で分る様に空気量に最も効果のある砂粒の大きさは 2.5～0.6mm のもので，2.5～1.2mm の砂粒と 1.2～0.6mm の砂粒との間には連行能力の相違は明白には認められなかつたが，表—4 に示してある通り 2.5～1. 2mm の砂粒はその 14% だけ 1.2～0.6mm の砂粒を含んでおり，1.2～0.6mm の砂粒は 0.6～0.3mm の砂粒を 65% だけ含んでいることを考えると，最も空気量に効果のある砂は 1.2～0.6mm の大きさのものであることが考えられる．この結果は Kennedy 氏の結果とは相当相違し，Scripture 氏等の研究と比較的よく一致する．但し，1.2～0.6mm の砂の空気量に対する効果は Scripture 氏等の実験のように著しいものではなかつた．



図—7



図—8

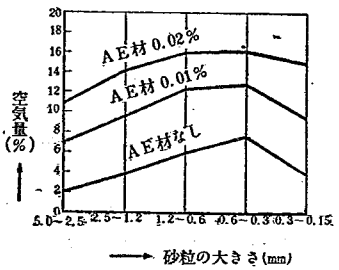
混合砂を用いた 1：4 モルタルの空気量と最も多く含有している砂粒の大きさとの関係を図示すると 図—8 の如くなる．図—8 で明らかなように 0.3～0.15 mm の砂粒の多い混合砂を用いたモルタルの空気量は著しく少なく，1.2～0.6mm の砂粒の多い混合砂を

用いたモルタルの空気量が最も大きかつた．然し，空気量の変化は整粒砂を用いたモルタルの場合より少ない．

1：4 モルタルにおいては空気量に最も効果のある砂粒の大きさは 1.2～0.6mm であると思う．

(2) 1：2 モルタル

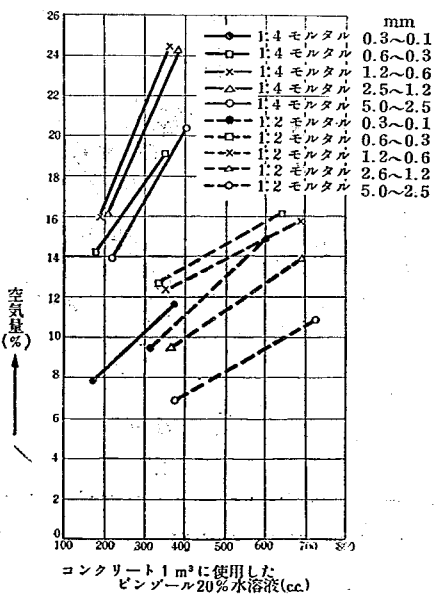
整粒砂を用いた 1：2 のモルタルの空気量と砂粒の大きさとの関係は 図—9 に示す通りである．整粒砂を用いた 1：4 モルタルの試験結果と比較すると，空気量に最も効果のある砂粒は 1.2～0.3mm のものとなり，細い粒径のものに移動している．この結果は Scripture 氏等の研究とかなり相違している．



図—9

1：4 モルタルと 1：2 モルタルとで空気量に最も効果のある砂粒の大きさが幾分異なつている点については更に検討をする予定でいる．

モルタルの単位容積に使用した AE 材と空気量との関係は 図—10 に示す如くである．この図によつても，単位容積に含まれる砂の量の多い貧配合の方が砂の量の少ない富配合の場合より AE 材の効果が著しいことが分る．又，砂粒の大きさが空気量に及ぼす影響も配合が富になると幾分少なくなるように思う．



図—10

IV コンクリートにおける実験

〔1〕使用材料

(1) AE 材：ピンゾール・レージン 20% 水溶液．

(2) セメント：磐城セメント社の普通ポルトランド・セメントで，JISR 5210に合格したものである．その試験結果は表—5 の通りである．

(3) 砂：鬼怒川水系湯西川より採取したもので，比重 2.57，吸水量 3.1% である．この砂を 図—7 に示すような9種の粒度のものにして使用した．図—11 の斜線部はコンクリート標準示方書の推奨する

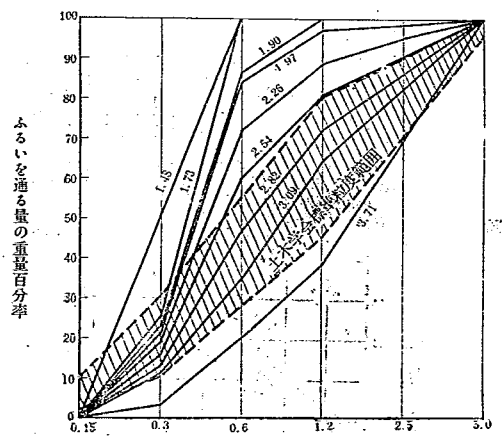
表—5

比重	粉末度 (%)	比表面積 Wagner	凝結試験 W/C	凝結試験 始発	凝結試験 終結	安定度	室温 C°	水温 C°	湿度 (%)
3.16	3.8	1,780	25.5	1~58	3~27	完全	20	20~21	85~90

フロー	強度試験 曲げ強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	圧縮強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日
207	26	41	59	48	158	266

粒度である.

(4) 砂利：多摩川産のもので，比重 2.65，吸水量 1.0%，で10~5mm のもの 20%，20~10mmのもの30%，40~30mm のもの20%となるように混合して用いた.



図—11

(5) 水：飲料用水道水を用いた.

〔2〕 配合および練り混ぜ

(1) 配合：試験に用いたコンクリートの配合は，1m³に使用するセメント量，砂量，AE 材の量を一定にし，スランプが 5±1cm になるよう水量を加減した．各粒度の砂に対する配合を示すと表—6 の如くである.

(2) 練り混ぜ：練り混ぜには2切練り実験室用可傾式ミキサを用いた．練り混ぜ時間はセメント・砂で空練り2分，所定の量の AE材を溶解させた練り混ぜ水を加えて 2 分，最後に砂利を加えて3分，計7分である．練り混ぜを終ったコンクリートを鉄板上に排出し，空気が逃げないよう静かに切返して試料とした.

〔3〕 空気量

スランプ試験を行ったのち，直ちに空気量を測定した．空気量はすべて米国製 Pr—Ur メーターを用い，

表—6

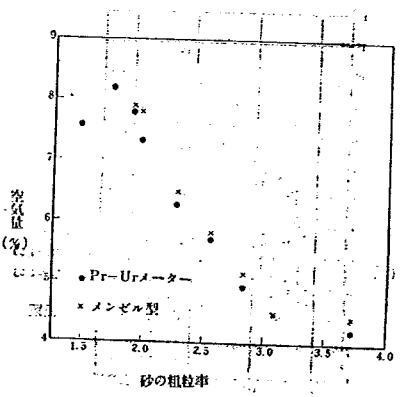
粗粒率	最大骨材寸法 (mm)	水・セメント重量比(%)	粗・細骨材重量比	コンクリート 1m³ 当り各材料				
				セメント (kg)	ヴインソールレジン20%水溶液 (cc)	水 (l)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)
1.48	40	58	1.17	350	71	203	830	969
1.73	〃	56	1.19	〃	〃	196	〃	988
1.90	〃	51	1.24	〃	〃	178	〃	1,029
1.97	〃	50	1.27	〃	〃	175	〃	1,052
2.26	〃	47	1.28	〃	〃	165	〃	1,059
2.54	〃	46	1.29	〃	〃	161	〃	1,069
2.82	〃	43	1.32	〃	〃	151	〃	1,092
3.09	〃	43	1.30	〃	〃	151	〃	1,076
3.72	〃	43	1.30	〃	〃	151	〃	1,076

粗粒率 1.90 以上の砂を用いた場合にはメンゼル型の圧力式空気量測定器を入手したので之を併せ用いた．メンゼル型測定器は JISA 1117 に規定してあるもので，試験方法も JISA 1117 に従つた．Pr—Ur メーターを使用した場合は JISA 1117 に準じて試験した．スランプ試験，空気量試験に要した時間は約 10 分である．試験は 3 回行ない，その平均値をとつて空気量とした．

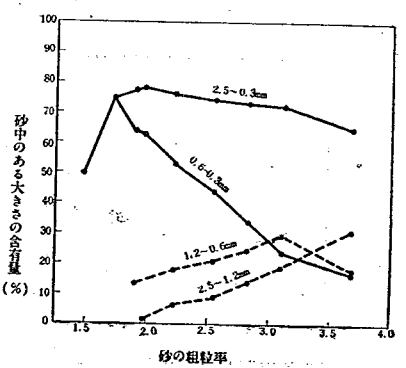
〔4〕 実験結果およびその考察

コンクリートは粗粒率の大きい砂を用いたものは荒々しかつた．

各種コンクリートのスランプおよび空気量を表示すると表—7 の如くである．



図—12

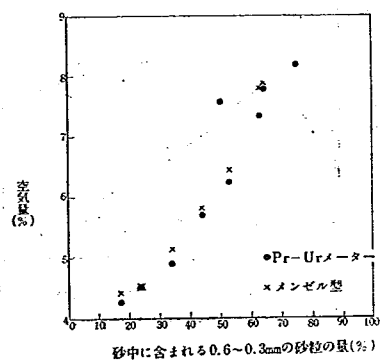


図—13

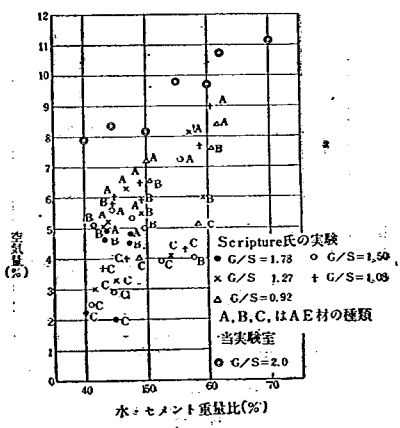
表—7

使用した砂の粗粒率	空気量(%) Pr—Urメーター	空気量(%) メンゼル型	スランプ	使用した砂の粗粒率	空気量(%) Pr—Urメーター	空気量(%) メンゼル型	スランプ
1.48	7.60	—	5.5	2.54	5.60	5.70	4.0
〃	7.65	—	5.5	〃	5.75	5.90	4.0
〃	7.45	—	5.5	〃	5.80	5.90	5.5
	7.57				5.72	5.83	
1.73	8.20	—	5.5	2.82	5.10	5.20	5.0
〃	8.05	—	6.0	〃	4.70	5.20	6.0
〃	8.20	—	6.0	〃	4.90	5.05	4.0
	8.15	—			4.90	5.15	
1.90	7.95	7.90	6.5	3.09	4.45	4.40	5.5
〃	7.70	—	4.0	〃	4.55	4.65	4.5
〃	7.70	—	5.0	〃	4.55	5.05*	6.0
	7.78	7.90			4.52	4.53	
1.97	7.30	7.75	6.0	3.73	4.35	4.55	5.0
〃	8.00*	8.05	5.0	〃	4.10	4.35	4.0
〃	7.35	7.60	4.5	〃			
	7.33	7.80			4.23	4.45	
2.26	6.30	6.25	4.5				
〃	7.00*	6.75	4.0				
〃	6.25	6.40	4.0				
	6.28	6.47					

*平均値を計算する際除いた。



図—14



図

砂の粗粒率と空気量との関係を図示すれば図～12の如くなり，砂の粗粒率が 1.73 のとき空気量は 8.15% で最も大きく，粗粒率が3.09に増加するにつれて空気量は漸減し，その後の変化はその前に比べて緩である．

モルタルの実験に於て，空気量に効果のあつた砂粒，即ち 1.2～0.6mm，0.6～0.3mm，2.5～1.2mmのものの砂中に含まれる量および 2.5～0.3mm の含有量を図示すると 図—13 の如くで，空気量に最も関連のある粒子は 0.6～0.3mm のもののように思われる．

砂中に含まれる 0.6～0.3mm の砂粒の重量百分率と空気量との関係を図示すれば，図—14 の如くで，空気量は 0.6～0.3mm の含有量の函数と考えることができ，Craven 氏の研究結果と一致している．

然し，空気量の変化のすべてが砂粒の直接の影響によるか，間接的影響によるか，の問題については更に検討を要する．例えば空気量と水セメント重量との関係を本研究室で行なつた結果並びに Scripture 氏等の行なつた結果から求めると 図—15 の如くで水セメント重量比が空気量にかなりの影響を及ぼすことが分る．なお，実験に用いた骨材の粒度が非常に特殊なものを含んでいること，コンクリートの配合が普通のコンクリートに比し，砂分が多いこと等を考えると一般に用いられるコンクリートでは砂の粒度の空気量に及ぼす影響はかなり減少するものと思う．

V 結　　論

本実験の結果を要約すると次の如くなる．

(1) 整粒砂を用いた 1：4 モルタルにおいては，空気量に最も効果のある砂粒の大きさは 1.2～0.6mm のもので，1：2 モルタルにおいては 1.2～0.3mm のものである．

(2) 混合砂を用いたモルタルにおいては整粒砂を用いた場合よりも空気量に対する砂粒の大きさの影響は少ない．

(3) 単位容積のモルタル中に含まれる砂の量が多い程，AE 材の効果は大きく砂粒の大きさの影響も大きい．

(4) コンクリートにおいては，空気量は砂中に含まれている 0.6～0.3mm の砂粒の函数と考えられる．

本報告を結ぶに当り，砂の粒度が空気量に及ぼす影響は，砂と水と AE 材のみの混合物，モルタル，コンクリートの順で軽減され，コンクリートの場合にはかなり小さいものとなるのであるから，主として Kennedy 氏の研究が紹介されているわが国では幾分過大視されていた嫌がある．しかし，空気量に対する砂の粒度の影響は，コンクリートにおいて，かなり軽減されるとはいえ，砂の粒度に対する管理を軽視してよいと言うのではなく，少なくとも，土木学会「コンクリート標準示方書」の「粒度変化の許容範囲」の規定を忠実に守ることが必要である．従来，コンクリート現場では，往々，砂の粒度を均一に保つことが困難であるため，「コンクリート標方書」に規定してある「粒度変化の許容範囲」を逸脱している場合が多かつたと思われるので，AE コンクートを施工する場合，この点，特に留意して施工する必要がある．

なお，本実験中，モルタルに関する実験については，当時運輸省航空局より本研究室に派遣されていた平出啓見技官が主に行なつたもので，ここに記して厚く感謝する次第である．

参考文献

(1) Henry L. Kennedy, "The Function of Entreined Air in Portland Cement", A. C. I, Journal, June 1944.

(2) Henry L. Kennedy, "Entrained Air-Its Effect on the Constituents of Portland Cement Concrete" Proceedings A. S. T. M. 1944.

(3) E. W. Scripture, Jr., F. B. Hornibrook, D. E. Bryant, "Influence of size Grading of sand on Air Entrainment", A. C. I. Journal, Nov. 1948.

(4) M. A. Craven, "Sand Grading Influence on Air Entrainment in Concrete". A. C. I. Journal, Nov. 1948.

(5) E. W. Scripture, Jr., F. J. Litwinowicz, "Some Factors Affecting Air Entrainment", A. C. I. Journal Feb. 1949.

低発熱型セメントの性質について

建設技官 有 泉 昌
建設技官 小 松 原 正 夫

(昭和28年7月27日)

目 次

I 緒 言……(1)
II 試料および試験法……(2)
III 試験結果およびその検討……(3)
IV 堰堤用セメントの規格……(25)
V 総 括……(27)

I 緒 言

米国における Boulder Dam を始めとする一連の大堰堤工事に当り，大塊コンクリートに関する膨大な研究試験が行われ，これらの結果は整理検討され，完成した構造物について現地の曝露条件と耐久性等の関係も漸次明らかとなり，大塊コンクリートについての有力な資料が集積されている．

セメントはコンクリートの主要成分の内最も不安定な成分であり，大塊コンクリートの改良と密接不可分の関係がある．

大塊コンクリートについて最初に考えねばならない問題は，施工中およびその後におけるコンクートの温度変化による容積の変化，即ち大塊が終極平衡温度に達するまでの容積変化に伴う収縮と亀裂の発生である．この場合コンクリートの温度変化は施工時と終極平衡時の温度およびセメントの水和熱による温度上昇による．この外にコンクリートの容積変化を支配する要素は次の様に考えられている．

(1) 工事の速度
(2) 施工方法
(3) コンクリートの熱的性質，弾性，可塑性
(4) 骨材のアルカリ反応性，AE剤，混合材の添加

これらの内 (1), (2) はセメントの性質には直接の関係はないがコンクリートの温度上昇とは密接な関係を持つ．(3)はセメントの組成とは余り関係ないとされており，(4)はセメントの組成とは概して密接な関係がある．なお重力堰堤の場合には終極平衡温度に達してからの曝露条件の変化は大塊コンクリートの容積変化には余り関係しいないとされている．

又大塊コンクリートの耐久性についてはコンクリート工法，骨材のアルカリ反応性に比べれば，セメントの型の影響は顕著ではない．では堰堤の様な大塊コンクリートには如何なるセメントを使用すべきかの問題となると，コンクリートとしての性質が重要であり，セメントだけについて考慮を払いすぎることは当を得たことではないので未だ定まつた法則はない．結局設計，施工法および経済事情より判定選択することとなる．しかし近年の機械化施工法の発展にともなつてセメントの低発熱性は必須の条件とされており，低発熱型セメントで築造された大塊コンクリート構造物構築の経験，実績よりこの種セメントの使用が一般化されている．

現在これら低発熱型セメントには次の三種があり，これらセメントで築造され又は築造を計画されている堰堤等を参考までに次に示す．

(1) 中庸熱型セメント (A.S.T.M. II型セメント)

Norris Dam, Grand Coulee Dam, Tygart Dam, Imperial Dam, San Francisco 大湾橋，水豊ダム，沙丸川ダム，新庄ダム，小河内ダム，上椎葉ダム，丸山ダム，物部ダム，五十里ダム

(2) 低発熱型セメント (A.S.T.M. IV型セメント)

Rodriquez Dam, Farker Dam, Boulder Dam, Morris Dam, Drena Dam, Shasta Dam, 塚原ダム．

(3) ポゾランセメント

Bonneville Dam, Friant Dam, Altus Dam, Davis Dam, Hungry Horse Dam, San Francisco 大湾橋．

本報告は本邦産中庸熱型セメント，低熱型セメントおよびポゾランセメント等の低発熱型セメントの水和熱，モルタル強度およびコンクリート強度等の諸性質および大塊コンクリート用セメントに要求される工学的諸性質とセメントの化学的組成との関係を研究した結果の一部である．

なお試験に使用したセメントは我国各セメント製造会社の製品であり，試験炉によるもの又は試製品も含まれ何れも昭和25年下期に製造されたものである．従つてここに得られた結果はこれら国産特殊セメントの一般的品質を示すものと考えられる．

II 試料および試験法

試料は予め各工場に送付しておいた容器に密封されて送られた．試験は試料到着後2ヶ月以内に着手した．表—1にセメント製造工場等を略記する．

化学分析はJIS法により，遊離石灰は A.S.T.M. 法によつた．水硬性化合物量は遊離石灰を考慮して Bogue 法により一応 1/1000 まで算出した．

試料セメントは中庸熱セメント，低熱セメントと表示して送付されているが，ここでは試料の C_3S, C_2S 含量に A.S.T.M. II型，IV型の規定を適用してII型，IV型と分類してみることとした．

物理的性質はJIS法により測定し，粉末度のみはブレーン法を併用した．なお A.S.T.M. 規定の強度とJIS 強度の比較はII型，IV型ともに圧縮強度について下記の値を採用することとした．

JIS/A.S.T.M.: 3日…100/107, 7日…100/103, 28日…100/96

水和熱の測定は A.S.T.M. C—186—49 によつた．ただ混合セメントは不溶解残査が多く，水和物につい

表—1　試料セメントの種類および製造工場

試料番号	表示型（製造者）	分類型(1) A.S.T.M.規定	製造会社名	工場名	製造法	製造年月	到着年月	備考
No. 1	中庸熱	II	D	h	乾式	—	25.8	
2	低熱	〃	B	f	湿式	—	26.2	試製品
3	中庸熱	〃	A	c	湿式	—	25.10	
4	〃	〃	B	e	乾式	25.6	25.8	
5	〃	IV	A	a	湿式	25.8	25.9	
6	〃	〃	C	g	乾式	25.11	26.1	
7	低熱	〃	A	b	湿式	25.8	25.9	
8	中庸熱(2)	〃	A	d	湿式	—	—	
9	低熱	〃	B	e	乾式	25.7	26.2	
10	中庸熱	〃	C	g	乾式	—	25.10	試験炉
11	低熱	〃	A	a	湿式	25.5	25.7	
12	〃	〃	B	e	乾式	25.5	25.8	
13	〃	〃	A	a	湿式	25.8	25.9	
14	〃	〃	C	g	乾式	—	25.10	試験炉
15	高炉セメント	—	B	i	乾式	—	25.8	
16	シリカセメント	—	E	j	〃	—	25.9	
17	混合セメント(3)	—	F	k	〃	25.9	25.9	
18	高炉セメント	—	A	c	湿式	25.10	25.10	
19	シリカセメント	—	C	g	乾式	25.10	25.10	
20	普通	I	B	f	湿式	25.8	25.8	
21	普通	I	A	l	乾式	25.8	25.9	

(1) C_3S, C_2S 量より A.S.T.M. 規格に従って分類する.

(2) 既設堰堤に使用したもの. 密封して保存されている. 試料量の関係で強度試験は実施しない.

(3) 銅製錬スラッグを使用したもの. 試料量少なく強度試験は実施しない.

ても材令によって不溶解残査量が一定値を示さないので，水和熱は一応次の様にして決定することとした. 即ち不溶解残査量は測熱後秤量し，原セメントに対する分率を定め，これらは全部シリカより成ると仮定し，石英微粉を加熱したものについてセメントの場合と同一条件で溶解熱を測定し，この値をもって不溶解残査が全部溶解した場合の溶解熱とする. この値と不溶解残査を考慮せず測定した時の溶解熱より試料セメントが全部溶解した時の溶解熱をそれぞれ水和，未水和セメントについて求め，その差より水和熱を求める. この様にして求められた水和熱値は信頼性が十分とは考えられない. この問題については現在研究中であるから次の機会に報告することとする.

なお水和熱については水硬性化合物の発熱分担係数より各材令における水和熱を算出し，実測値と比較してみることとした.

III 試験結果およびその検討

堰堤用セメントには低発熱性が要求されることはすでに述べた. セメントの低発熱性はセメント焼塊の化学

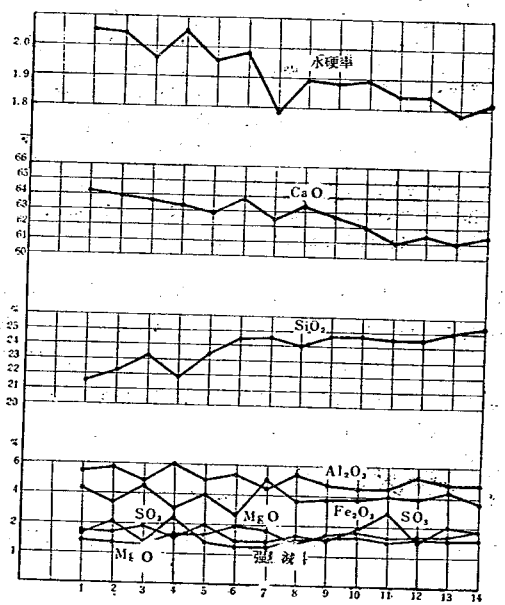
的組成を変えること，予め人為的に風化させることおよびポゾラン物質を混合すること等の方法により達成される．然し実際に堰堤等に使用されるセメントは上記の方法の内の第一法によるポルトランドセメントである中庸熱型（A.S.T.M.規格のII型），低熱型（A.S.T.M.規格のIV型）および第三法によるポゾランセメント例えばシリカセメントである．

従つてこれらセメントは普通のポルトランドセメントとはやや性質を異にする．ここではII型，IV型，シリカセメント等の性質を試験した結果を述べ検討を加える．

(1) 化学的組成

試料の化学分析値，水硬性化合物組成および成分比率等を表—2に示す．

試料はすでに述べた様に水硬性化合物 C_3S，C_2S の含量をもつてII型，IV型，I型と一応分類した．従つてNo.5，6，8，10 は中庸熱と表示してあるがIV型とし，No.2 は低熱と表示してあるがII型として取り扱うこととする．即ち化学的組成から考えれば表示されたセメント型は必ずしも A.S.T.M. 規定のII型，IV型とは一致しない．II型セメントはI型セメントより低 Al_2O_3，低 CaO，高 SiO_2 とし，焼塊中の C_3A 含量に制限を加え C_3S 含量を低く C_2S 含量を高く保持する様に製造される．IV型セメントはII型より更に低 C_3A とし，高 C_2S，低 C_3S の傾向を更に助長させたセメントである．



図—1　酸化物組成および水硬率

酸化物組成は図—1に示す様に試料番号と共に CaO が順次減少し，SiO_2 が順次増加しII型，IV型セメントの性格を示している．Al_2O_3 は何れも 6%以下であり，SiO_2 は何れも 21%以上であり，最高25.4%に達する．CaO は現在の我国普通セメントが65%前後であるのに比較して低く61%にも達している．

II型セメントについてはNo.4のAl_2O_3が規格値より僅かに高すぎ，不溶解残査も僅かに高すぎる外は何れもII型規格に合格している．No.4 はこの外強熱減量も高く風化も甚だしいことを示しており Al_2O_3 に比し Fe_2O_3 が概して少ない．遊離石灰は No.2，No.3 が特に低いのにも拘らず，No.1，No.4 は相当高く，No.4 は風化により生成した消石灰を考慮しうるが，No.1 は焼塊中に相当量の

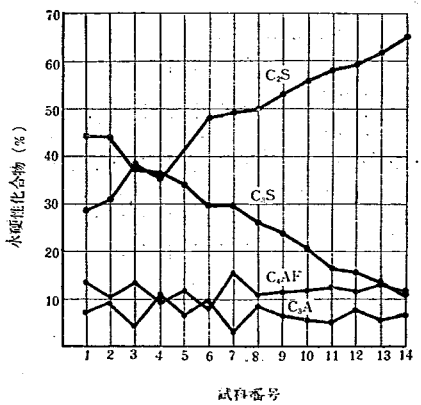
表—2　酸化物組成および水硬性化合物組成

試料番号	セメントの型 製造者	セメントの型 A.S.T.M. 組成	酸化物組成 (%) 強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	CaO	MgO	SO_3	水硬性化合物 (%) C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	遊離CaO	$CaSO_4$	成分比率 H.M	A.I	S.M	I.M	石灰飽和度
No. 1	中庸熱	II	0.81	0.54	21.50	5.52	4.34	0.09	64.23	1.33	1.48	44.3	28.5	7.3	13.2	1.53	2.5	2.05	3.89	2.18	1.27	0.91
2	低熱	II	0.72	0.52	22.18	5.70	3.43	0.12	63.85	2.10	1.36	43.8	30.8	9.3	10.4	0.10	2.3	2.04	3.89	2.43	1.66	0.88
3	中庸熱	II	0.68	0.26	23.19	4.79	4.54	0.10	63.64	0.74	1.75	37.6	38.3	4.6	13.8	0.36	2.8	1.96	4.84	2.48	1.05	0.85
4	中庸熱	II	2.26	0.83	21.79	6.02	3.03	0.10	63.31	1.33	1.08	35.9	35.6	10.9	9.2	1.94	1.8	2.05	3.59	2.39	2.00	0.89
5	中庸熱	IV	0.73	0.30	23.36	4.87	3.90	0.07	62.79	1.19	1.89	34.4	41.2	6.4	11.8	0.18	3.2	1.95	4.79	2.62	1.19	0.83
6	中庸熱	IV	0.51	0.67	24.38	5.28	2.64	0.09	63.82	1.75	0.84	29.4	47.9	9.5	8.0	0.84	1.4	1.98	4.62	3.08	2.00	0.83
7	低熱	IV	0.45	0.38	24.52	4.40	5.05	0.18	62.45	1.64	0.75	28.6	48.9	3.1	15.3	0.07	1.3	1.78	5.57	2.59	0.87	0.80
8	中庸熱	IV	1.04	0.35	24.02	5.44	3.60	0.16	63.27	0.80	1.30	26.0	49.5	8.3	10.9	0.88	2.2	1.89	4.42	2.66	1.51	0.82
9	低熱	IV	1.26	0.22	21.65	4.70	3.67	0.07	62.68	1.31	0.96	23.6	52.9	6.3	11.2	1.13	1.6	1.88	5.24	2.95	1.28	0.80
10	中庸熱	IV	1.32	0.18	21.68	4.48	3.74	0.10	62.12	1.63	1.71	20.5	55.5	5.5	11.4	1.09	2.9	1.89	5.51	3.00	1.20	0.79
11	低熱	IV	0.92	0.52	24.51	4.50	4.07	0.08	60.86	1.18	2.92	16.2	58.2	5.1	12.4	0.21	4.9	1.84	5.45	2.86	1.10	0.77
12	低熱	IV	1.15	0.82	24.47	5.27	3.75	0.06	61.52	1.32	0.98	15.3	58.7	7.6	11.4	1.36	1.8	1.84	4.64	2.71	1.25	0.79
13	低熱	IV	1.16	0.33	24.95	4.76	4.33	0.06	60.95	1.33	1.96	13.4	61.6	5.3	13.1	0.32	3.3	1.78	5.24	2.74	1.10	0.76
14	低熱	IV	1.11	0.09	25.42	4.78	3.57	0.04	61.43	1.74	1.72	10.7	64.9	6.6	10.8	0.99	2.9	1.82	5.32	3.04	1.34	0.76
A.S.T.M.		II	<3.0	<0.75	>21.0	<6.0	<6.0	—	—	<5.0	<2.0	<50	—	<8	—	—	—	—	—	—	0.7~2.0	—
A.S.T.M.		IV	<2.3	<0.75	—	—	<6.5	—	—	<5.0	<2.0	<35	>40	<7	—	—	—	—	—	—	—	—
15	高炉		1.54	6.22	19.84	6.07	3.78	0.15	58.16	2.23	1.56	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
16	シリカ		1.60	7.70	22.69	5.66	3.06	0.24	56.71	1.03	1.19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
17	混合		0.43	0.50	23.35	6.45	11.67	0.20	53.98	1.34	1.02	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	高炉		1.36	0.40	23.73	6.49	2.70	0.30	61.53	1.54	1.73	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
19	シリカ		1.80	12.93	21.93	4.98	2.72	0.11	52.83	1.24	1.26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	普通	I	1.54	0.74	20.91	4.74	3.15	0.38	65.04	1.97	1.44	49.8	22.7	7.2	9.6	3.82	2.4	2.25	4.40	2.64	1.50	0.95
21	普通	I	1.15	0.59	21.54	5.07	3.63	0.31	65.09	1.00	1.41	49.9	24.4	7.3	11.0	1.75	2.4	2.15	4.24	2.47	1.40	0.92
昭和11~13平均	普通	I	0.85	0.25	22.44	5.51	3.21	—	64.39	1.28	1.20	48.2	27.5	9.2	9.8	—	—	2.15	4.10	2.58	1.73	0.87
昭和24年平均	普通	I	1.93	1.14	20.99	5.85	3.24	—	63.10	1.29	1.50	44.2	27.4	10.0	9.9	—	—	2.09	3.62	2.32	1.81	0.90

遊離石灰の存在が予想され，焼塊焼成過程にやや難点があつたのではないかと考えられる．

Ⅳ型セメントについては No. 12 が不溶解残査が多く，No. 11 は SO_3 が異常に高い外は何れもⅣ型の規格に合格している．SO_3 含量の変動が甚だしく，遊離石灰含量1%前後のものが多いが強熱減量の高いことを考慮すればJIS法による安定度試験には合格する程度と見なされる．

水硬性化合物組成を図—2に示す．C_3S は最高45%であり，C_2S は最低29%であり，この両者の間には相反関係が存在する．C_3Aは相当変動があるが大部分は8%以下であり，C_4AF も大部分が10%以上であり，しかも C_4AF の含量の方が C_3A 含量より多い．



図—2　低発熱型セメントの水硬性化合物組成

昭和11—13年および昭和24年の我国普通セメントの平均値[1]はそれぞれ C_3S：48.2%，44.2%，C_2S：27.5%，27.4%，C_3A：9.2%，10.0%，C_4AF：9.8%，9.9% であることを考慮すれば，低発熱型セメントは普通セメントに比較して C_3S が少なく，C_2S が多く，C_3A が少なく，C_4AF はやや多く，化学的組成が普通セメントと著るしく相異することを知る．

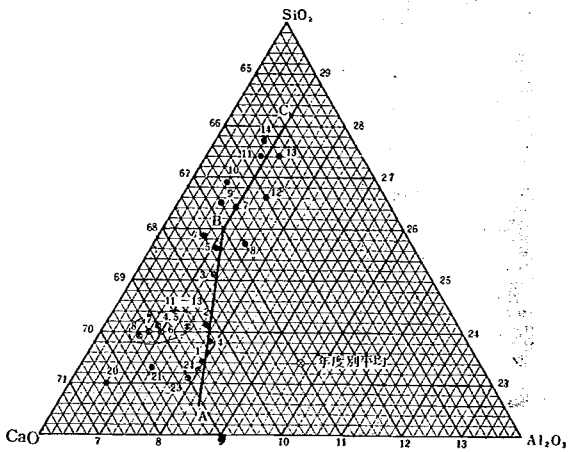
Ⅱ型セメントは C_3A が8%以下と規定され，Ⅳ型セメントは7%以下と規定されている．特に厳格に守られねばならない C_3A 含量が No. 2，4，6，8 は何れも合格していない．

成分比率の内水硬率は $CaO/(SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3)$ で示され普通セメントは我が国では 2.1 以上を一般とするが，低発熱型セメントでは大部分が 2.0 以下であることは図—1からも知ることが出来る．鉄率は Al_2O_3/Fe_2O_3 で示され A. S. T. M. Ⅱ型では 0.7～2.0 の限度が要求される．我国普通セメントの鉄率が大体1.8前後であることに比較すれば No. 4，No. 6 の特に大きい値を除いては何れも普通セメントより小さい値を示している．なお $(CaO-0.7SO_3)/(2.8SiO_2+1.18Al_2O_3+0.65Fe_2O_3)$ で示される石灰飽和度は何れも低く，0.76 にも達し，普通セメントとは明らかに区別しうる．

セメントの化学的組成は $CaO—SiO_2—Al_2O_3$ 三元組成[2]より検討することが有効であるとされる．図—3は低発熱型セメントの $CaO—SiO_2—Al_2O_3$ 三元系を示し我国の現在までの普通セメントとの比較を示す．即ち低発熱型セメントは図のABC線に近く分布し，低 CaO，高 SiO_2 の特性を示し Al_2O_3 はそれ程低くはない．この場合の Al_2O_3 は Fe_2O_3 を Al_2O_3 に換算した和であるから Al_2O_3 の低下した量だけ Fe_2O_3 で補つていることが知られる．三元系に於てⅣ型セメントがそれ程低 Al_2O_3 になり得ないのは焼成の難易および原

1) 有泉，小松原　土研報 83　127　昭27
2) 永井　工化 32　246　昭4

料の組成に基づくのであり，極端に低熱型とした場合でもBC線上より余り離れては存在しないと考えられる．II型セメントは大体AB線に沿うて低発熱性をうると考えられる．昭和11年頃までの本邦普通セメントの平均値はDなる狭い範囲に集中しているのであり，低発熱型セメントが普通セメントとその化学的組成を異にしていることを知ることが出来る．



図—3　低発熱型セメントのCaO—SiO_2—Al_2O_3 三元組成

No. 15は高炉セメントであるが不溶解残査がやや高い．No. 17は銅製錬鍰を混合したためFe_2O_3が高い．No. 16，19はシリカセメントである．

セメントの性質はクリンカの性質に最も支配されるのでクリンカの性質が研究されねばならない．クリンカの鉱物学的研究はクリンカ中にアリット，ベリット，セリット，ガラス質等を確認し，クリンカの焼成又は冷却の状況等を推定することを可能とし，このクリンカより得られたセメントの性質との関聯性をある程度明らかにしている．ここには参考資料としてNo. 1，3，6，14セメント用クリンカの研磨面の反射顕微鏡写真を示し，簡単な説明を加えることとする．

写真1はアリット，ベリット共によく結晶し，結晶粒は割合に揃っており，セリット部を含む間隙物質が概して多い．アリットはやや細長い形状を示し内部に丸味を帯びた遊離石灰らしい物質を含有する．ベリットは何れもI型であり十分高温で焼成されたことを示す．

写真2は写真1と大体同様であるが結晶粒は余り揃っていない．ベリットは何れもI型であるがやや粒子が小さい傾向がある．

写真3はアリット，ベリット共に結晶度は余り良好ではない．アリットはやや大きい．ベリットは何れもI型であり，II型およびIII型ベリットを認めない．

写真4は空隙が甚だしく多く，アリットは極少量であり，大部分はベリットである．ベリットの結晶性は良好でない．

以上述べたことは工業用廻転炉で得られたクリンカの一試料一視野の顕微鏡構造に関してであり，セメントの性質との関連性について言及することは出来ない．

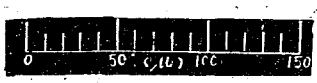
(2) 水　和　熱

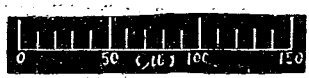
写真—1

写真—2

写真—3

写真—4





大塊コンクリートに於ける亀裂の発生は主としてセメントの水和作用に伴う水和熱のためのコンクリートの温度上昇による．セメントの水和熱量および発熱速度はその化学的組成により決定される．従つてセメントの化学組成と水和熱については今まで多数の研究が行われII型，IV型セメントの画定を見たのである．化学組成より分類されたセメント型による水和熱発生状況を図—4[3]に示す．又セメントを構成する各水硬性化合物はそ

れぞれ特有な発熱特性を持つことは多くの研究者により認められており，セメントの化学的構成を知れば各材令におけるセメントの水和熱を計算することが可能とされている．表—3には H. Woods[4]等による 35°C に於ける発熱分担係数および最近の G. J. Verbeck[3] 等の 21°C に於ける発熱分担係数を示す．

表—3　水硬性化合物の発熱分担係数（最小自乗法により算出）

セメント組成	各材令に於ける発熱分担係数 (cal/0.01g)						備考
	3 日	7 日	28 日	3 月	1 年	6 1/2年	
C_3S	0.93±0.05	1.10±0.05	1.14±0.05	1.22±0.05	1.35±0.03	—	35°C 養生
C_2S	0.19±0.05	0.18±0.04	0.44±0.05	0.55±0.05	0.62±0.03	—	Wood 等による
C_3A	1.70±0.20	1.88±0.19	2.02±0.20	1.88±0.18	2.00±0.12	—	(1933)
C_4AF	0.29±0.18	0.43±0.16	0.48±0.18	0.47±0.16	0.30±0.01	—	四変数法
C_3S	0.58±0.08	0.53±0.11	0.90±0.07	1.04±0.05	1.17±0.07	1.17±0.07	21°C 養生
C_2S	0.12±0.05	0.10±0.07	0.25±0.04	0.42±0.03	0.54±0.04	0.53±0.05	Verbeck 等による
C_3A	2.12±0.28	3.72±0.39	3.29±0.23	3.11±0.17	2.79±0.23	3.28±0.25	(1950)
C_4AF	0.69±0.27	1.18±0.37	1.18±0.22	0.98±0.16	0.90±0.22	1.11±0.24	四変数法
C_3S	0.54±0.08	0.51±0.11	0.91±0.07	1.07±0.04	1.22±0.04	1.20±0.07	21°C 養生
C_2S	−0.01±0.05	0.01±0.13	0.29±0.07	0.53±0.04	0.74±0.04	0.65±0.08	Verbeck 等による
C_3A	1.51±0.38	3.43±0.55	3.44±0.31	3.60±0.18	3.70±0.18	3.85±0.32	(1950)
C_4AF	0.20±0.34	0.94±0.48	1.30±0.27	1.37±0.16	1.63±0.16	1.55±0.28	五変数法
SO_3	8.92±4.12	4.34±5.94	−2.17±3.37	−7.16±1.91	−13.46±1.92	−8.28±3.44	
C_3S	0.61±0.09	0.84±0.06	1.01±0.06	1.14±0.05	1.23±0.07	1.14±0.07	大塊養生
C_2S	0.10±0.05	0.14±0.04	0.45±0.04	0.52±0.04	0.60±0.04	0.68±0.04	1日は21°C養生，次の27日間は 35°C 養生以後は21°C 養生
C_3A	3.31±0.33	3.30±0.20	2.71±0.20	2.49±0.21	2.42±0.24	3.17±0.22	Verbeck による
C_4AF	0.80±0.29	0.95±0.19	0.58±0.19	0.40±0.20	0.57±0.23	0.59±0.21	四変数法
C_3S	0.60±0.09	0.86±0.05	1.06±0.05	1.16±0.05	1.21±0.07	1.16±0.07	大塊養生
C_2S	0.07±0.11	0.24±0.06	0.54±0.06	0.62±0.06	0.54±0.03	0.74±0.08	Verbeck による
C_3A	3.20±0.46	3.79±0.25	3.13±0.25	2.93±0.24	2.15±0.36	3.44±0.32	五変数法
C_4AF	0.69±0.41	1.35±0.22	0.92±0.23	0.79±0.21	0.35±0.31	0.82±0.28	
SO_3	2.02±4.93	−7.22±2.63	−6.29±2.84	−7.17±2.53	4.01±3.86	−4.03±3.49	

表—3より明らかである様に C_3A は主に第1日中に，C_3S は主に第1週中に，C_2S は1週以後に水和，発熱する．1年までの材令では C_3A は同量の C_3S に較べて約二倍の水和熱を発生し，C_3S は C_2S の約二倍の水和熱を発生する．C_4AF は養生温度によりその発熱の様相がある程度相異すると見なされる．

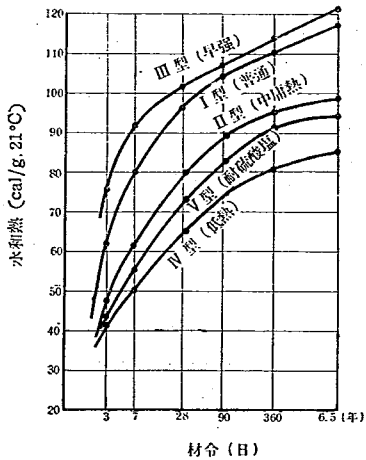
供試試料について測定された水和熱および表—3の Verbeck の値を使用した計算値とを表—4に示す．

II型，IV型セメントの水和熱は米聯邦規格によればそれぞれ7日：70cal/g 以下，28日：80cal/g 以下，および7日：60cal/g 以下，23日：70cal/g 以下と規定されている．水硬性化合物含量より分類した本試験試料はII型セメントである No. 1, 2, 3, 4 が7日の水和熱は全部合格しており，28日の水和熱は No. 2 が合格し

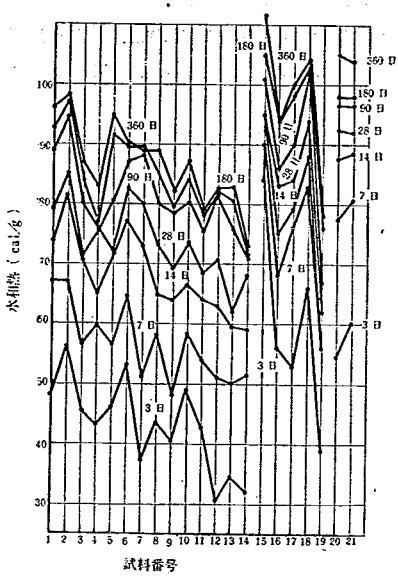
3) G. J. Verbeck 等　Proc. A. S. T. M. 50　1235　1950
4) H. Woods 等　Eng. News. Rec. 110　431　1933

表—4　供試セメントの水和熱（実測値および計算値）

材令 / 番号	未水和セメント溶解熱 (cal/g)	水和熱実測値 (cal/g) 3日	7日	14日	28日	90日	180日	360日	水和熱計算値（四変数法） 3日	7日	28日	90日	360日	水和熱計算値（五変数法） 3日	7日	28日	90日	360日
No. 1	603.5	48.1	66.9	73.5	78.7	88.7	92.5	93.2	53.7	69.1	86.6	93.8	99.4	50.4	67.5	87.5	93.3	103.7
2	609.1	56.2	66.8	81.4	84.6	94.5	97.2	97.9	53.0	73.2	90.0	97.6	103.2	51.6	71.1	91.2	101.2	109.3
3	589.5	45.3	55.5	70.6	71.1	79.8	83.7	85.7	45.7	57.1	74.9	83.0	90.0	45.2	57.1	75.2	83.5	90.0
4	594.6	43.2	59.7	64.9	75.4	75.7	76.7	82.9	54.8	74.1	88.1	95.3	100.3	46.9	70.4	90.1	101.4	110.9
5	595.0	45.9	56.6	70.9	72.2	80.5	91.3	94.8	46.6	60.0	76.2	84.6	90.9	47.0	60.4	76.3	84.3	90.0
6	608.5	53.2	64.5	76.9	82.5	87.1	89.4	90.1	48.7	65.1	79.1	88.1	95.0	39.1	60.6	81.9	93.1	108.2
7	597.8	37.2	51.2	72.9	79.8	88.0	89.6	88.8	39.7	49.7	66.3	74.7	82.3	29.3	44.8	69.1	83.3	97.4
8	592.9	43.4	58.1	64.7	73.0	80 2	85.4	88.9	43.1	62.6	76.0	84.4	90.1	39.8	59.6	68.0	89.5	99.3
9	589.3	40.3	47.9	63.9	69.3	78.5	79.3	82.0	41.1	54.5	68.4	77.3	83.8	32.5	50.4	70.9	84.4	96.6
10	586.4	48.8	58.4	66.5	73.6	80.2	84.0	87.3	38.1	50.2	64.0	72.9	79.5	33.3	49.6	64.8	74.5	82.1
11	562.8	42.7	54.1	64.1	68.4	75.3	77.9	78.7	35.8	48.0	60.5	69.2	75.7	44.3	52.5	53.9	62.6	62.7
12	593.0	30.5	51.3	63.2	70.8	81.7	81.9	82.4	39.9	55.8	67.0	75.3	81.2	30.2	51.2	69.8	83.5	95.6
13	579.6	34.4	50.1	59.4	62.1	75.6	80.7	82.8	35.4	48.5	60.4	69.0	75.5	34.6	48.3	61.0	69.8	76.5
14	584.5	32.1	51.4	59.0	68.3	70.9	71.4	72.7	35.6	49.5	60.3	69.4	75.6	32.7	48.3	61.4	72.2	79.9
平均(1～14)		42.9	55.7	68.0	73.5	79.8	84.3	85.5	44.0	58.3	72.7	79.7	87.4	40.0	56.6	73.3	84.5	93.0
15	613.6	84	90	95	95	101	105	112										
16	574.2	56	68	75	83	83	94	94										
17	585.9	53	76	79	84	90	98	100										
18	605.6	66	83	88	94	102	103	104										
19	558.5	39	55	55	62	67	76	78										
20	607.6	54.3	77.4	87.8	92.5	96.6	98.1	105.2	53.2	66.9	85.7	93.1	99.3	52.3	66.2	86.1	94.1	100.4
21	612.2	59.7	80.3	88.6	91.7	96.4	97.9	103.6	54.6	69.0	88.1	95.7	101.9	52.5	67.7	88.7	98.2	105.1



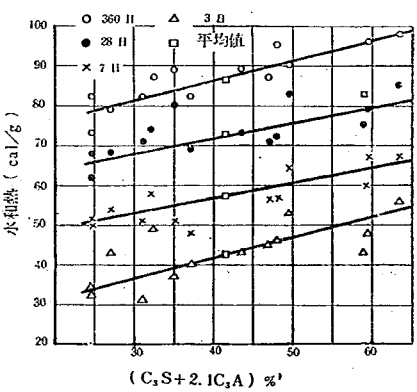
図—4　各型セメントの水和熱(平均値)



図—5　水和熱—材令

ない．Ⅳ型セメントは No. 9, 11, 13, 14が各材令で合格し，No. 5, 12 が実験誤差内で合格する．No. 7, 8, 10は7日が合格し28日が合格しない．No. 6 は各材令で合格しない．

セメントの水和熱およびその発生状況はセメントの化学的組成によつて最も顕著に支配されるが粉末度，風化の程度，焼塊の冷却方法，養生条件等によつても甚しい影響を受ける外 MgO，アルカリ，遊離石灰等によつても影響を受ける．図—5は水和熱と材令の関係を示し，水和熱と化学的組成の間に規則的な定まつた関係は見出し難いが，Ⅱ型およびⅣ型セメントの一般的発熱特性は十分に認めることが出来る．C_3A 含量の多い No. 1, 2, 6, 8, 12 等は概して高い水和熱を与え，特に No. 2, 6 にこの傾向が顕著である．

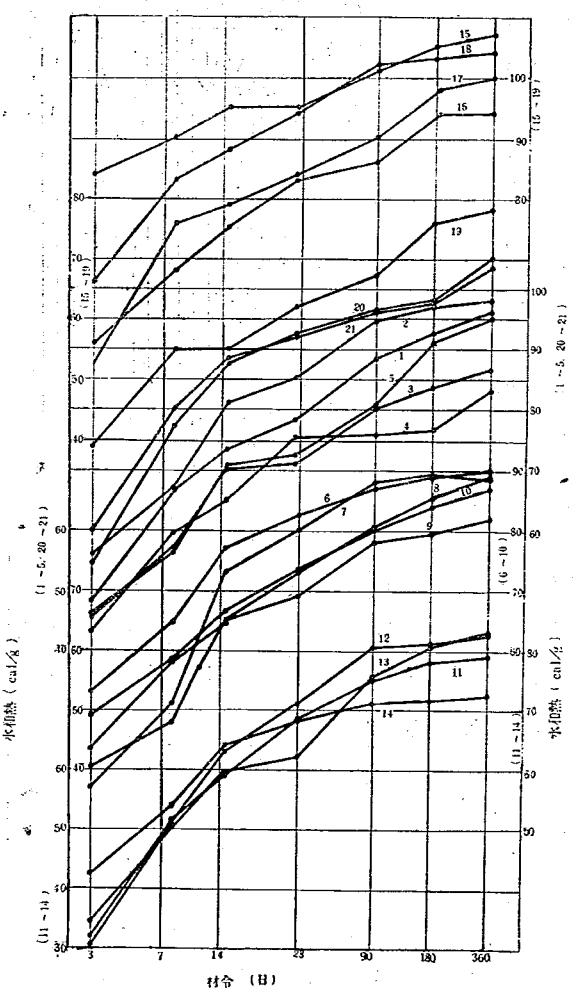


図—6　水和熱と($C_3S+2.1C_3A$)の関係

C_3A 含量の少ない No. 3, 7は水和熱低く特に7日までの値が低い．C_3S 含量の多いセメントの方が各材令で C_3S 含量の少ないセメントより一般に水和熱は大きい．No. 4 は C_3A の含量が最も多いに拘らず水和熱が低いことは強熱減量が大きく，風化が進行し，すでに C_3A の多くが水和しているためと考えられる．なほ

粉末度との関係は明白ではない。

なお前記 H. Woods[4] 等は主要発熱化合物含量と水和熱との関係を多くのセメントについて研究し，(C_3S+2.1C_3A) と水和熱の間に直線関係のあることを認めている。図—6には上記の関係を示す。H. Woods 等の認めた関係は本試験結果に於ても近似的に認められ，二三の例外を除いて±5 cal/g 以下の偏りを示している。平均値がこの直線上にある点は注意すべきだと考えられる。

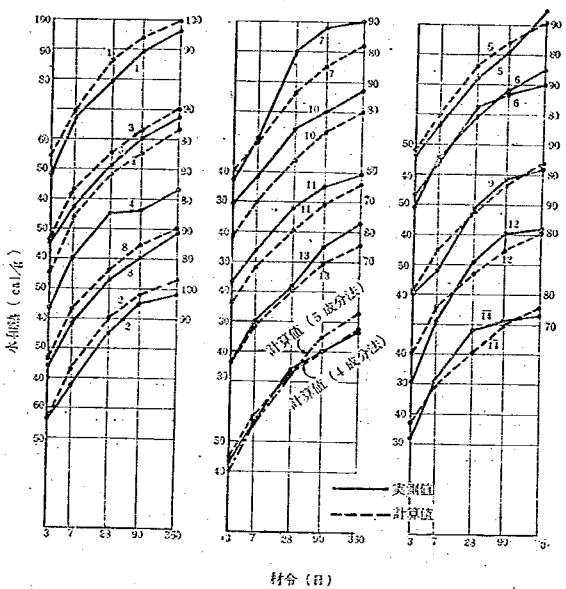


図—7　水和熱—材令

水和熱の発生状況を図—7に示す。No. 1, 6, 8, 10, 11, 12, 14は材令と共に順次水和熱を増加し，No. 20, 21と同様に順調に発熱を継続する。しかしNo. 2, 3,4,5,7, 9, 13 は水和熱は順次増加するが一時発熱が停滞する様に見られる場合がある。これらの点についてはその原因を明確にはなし得ないが不規則な発熱を示すセメントは，一般に遊離石灰含量の特に少ないものに多く見られる傾向がある。No. 4 は遊離石灰が多いが風化が甚だしく，No. 11 は遊離石灰が少ないと同時に SO_3 が多いことを特性とし，No. 9 は組成上特に異常を認めない。II型，IV型セメントは No. 20, 21 の様な普通セメントの発熱状況と比較すれば，各材令共に水和熱は普通セメントより低く，かつ初期

の発熱速度が小さいことを知る．

水和熱の実測値と発熱分担係数より算出した計算値の関係を図—8および表—4に示す．図—8は表—3に示すG. J. Verbeck[3]等の四変数法により算出した値との比較であり，これより明らかである様に各材令に於て実測値の方が小さい場合，実測値の方が大きい場合，および両者の交互した場合がある．



図—8　水和熱の実測値と計算値（実線 実測値，点線 計算値）

実測値の方が小さい場合はNo. 1, 2, 3, 4, 8であり，No. 4を除いては実測値と計算値の差はそれぞれ各材令に於て余り大きい変動を示していない．No. 4が計算値と実測値の差が大きく材令360日で約20cal/gに達し，風化の程度が大きいことがその原因の一つと考えられるが，強熱減量の水和熱に対する補正値は5cal/強熱減量(%)程度であり，この原因は明確にすることが出来ない．

実測値の方が大きい場合はNo. 7, 10, 11, 13であり，No. 10, 11は実測値と計算値の間に概して平行関係を認めるがNo. 7, 13は材令が長くなるに従い計算値と実測値の差が大きくなる傾向を示している．

実測値と計算値が交互する場合はNo. 5, 6, 9, 12, 14である．

以上述べた様にセメントの水和熱発生状況は個々のセメントについてそれぞれ特性を示しており，計算値と実測値の比較的よく一致するセメントはNo. 5, 6, 9であり，次でNo. 2, 3, 8が両者の値の差が小さい．No. 4, 7, 10等は両者の値の差が相当大きい．

五変数法で計算した水和熱値はNo. 3,5,10,13が四変数法で計算した値とよく一致し，No. 1, 14も比較的よく一致する．他の試料については五変数法で計算した値は3日，7日では四変数法で計算した値より低く，28日より長期の材令では四変数法で計算した値より高くなる．即ち材令と水和熱計算値との関係曲線は四変数法，五変数法の場合に材令28日と7日の間で，しかも28日近辺で交わるので両方法による計算値は28日が最も一致しやすく，次で7日が近似した値を与える傾向を示している．各材令について水和熱の計算値，実測値の

平均を求めて比較すれば，図—8に見る様に四変数法で得た値は実測値と甚だよく一致し最高 1.7cal の偏差を認めるに過ぎない．しかし五変数法で計算した値は 28 日までは実測値より低く，28 日を過ぎれば実測値より高く，材令と共に実測値と離れて行く傾向を認めることが出来る．

ポルトランド系低発熱型セメントの水和熱について研究した結果では，水和熱の発生状況はそれらセメントの化学的組成に主として関連していること，計算値と実測値の甚だしく一致する場合，比較的よく一致する場合もあるが甚だしく一致しない場合もあること，および四変数法で計算した場合の平均値は実測値と甚だしくよく一致すること等を知ることが出来た．

高炉セメントは一般に低熱性の様に考えられているが，水和熱を実測した結果は表—4，図—7に示される様に予想とは反した発熱状況を示した．No. 15，18 は何れも早期強発熱であり，No. 15 の如きは 3 日で 1 年の水和熱の75%を示している．水和熱発生の状況は普通セメントよりむしろ早強セメントに類似している．高炉セメントが低熱型でないことの理由は充分には解明されていないが，使用される高炉鉱滓は殆んど硝子質であり，結晶質のものは水硬性を持たないとされており，硝子質鉱滓は結晶潜熱を有し水和反応の際にその結晶潜熱を放出することが水和熱の大きい原因と考えられる．硝子の結晶潜熱は一般に 50cal/g 程度とされているが高炉鉱滓の場合は約 80cal/g[5] とされている．従つて高炉セメントは鉱滓の組成，結晶度，活性度および配合割合によつて水和熱発生の様相がそれぞれ相異すると考えられるが，低発熱型セメントとは明らかに区別される．高炉セメントが結晶潜熱を有していることは溶解熱が大きいことからも推察される．

セメントを低発熱性とするためには適当のポゾラン物質の混合が考えられる．No. 16 はシリカ質の別府白土を混入した場合であり，No. 19 は凝灰質の白土を混入した場合であり，No. 17 は銅製錬鍰を混入した場合である．混合セメントの水和熱は溶解熱法では正確の値を得難いが，十分な補正を加えてあるのでポルトランド系セメントとの比較には信頼しうると考える．No. 17 は初期の発熱は概して大きく後期に至つて発熱は顕著ではない．銅製錬鍰は SiO_2，Fe_2O_3 を主要成分とし急冷された硝子質である故に高炉セメントの場合と同様に結晶潜熱が大きく，混合しても水和熱の低下を特に示すとは考えられない．

No. 16 はやや不規則の発熱を示し水和熱はII型セメントよりやや大きい値を示す．No. 19 は各材令に亘り甚だしく低発熱性であり，水和熱より見ればIV型セメントの規格に十分合格し，90日頃までの水和熱は本試験に使用したセメントの内最も低く，90日以後の発熱はII型，IV型セメントに比して余り小さくはない．即ち長期に亘つて発熱を継続する．この種のセメントは溶解熱がポルトランド系に比して小さく，含熱量が小さい．又シリカセメントは混合材の鉱物学的，物理化学的性質およびその配合量により水和熱量を異にすることは注意せねばならない．

(3) 物理的性質

低熱型セメントはすでに述べた様に化学的組成が普通セメントとは異るので一般の物理的性質および強度等も当然相異する．

試験結果は表—5に示す．

II型，IV型セメントの比重は一般にI型セメントよりも高い．セメント焼塊中の水硬性化合物の比重はそれ

5) 近藤連一 セメント技術大会講演 1953

表—5　強度および物理的性質

試料番号	フロー	凝結時間 始発	凝結時間 終結	比重	粉末度 0.088mm残分	粉末度 ブレーン	安定性 煮沸法	曲げ強さ 3日	曲げ強さ 7日	曲げ強さ 28日	曲げ強さ 90日	曲げ強さ 180日	曲げ強さ 360日	圧縮強さ 3日	圧縮強さ 7日	圧縮強さ 28日	圧縮強さ 90日	圧縮強さ 180日	圧縮強さ 360日
No. 1	237	1—44	3—52	3.16	1.1	3,008	完全	9	19	40	56	59	61	23	66	167	269	303	308
2	244	2—55	3—44	3.17	1.4	2,950	〃	20	37	50	62	67	72	60	98	224	384	447	454
3	243	3—48	5—44	3.17	1.3	3,904	〃	24	36	64	68	79	80	81	154	288	447	511	466
4	249	4—00	5—40	3.13	0.6	3,296	〃	13	27	60	70	70	76	40	108	284	402	425	470
5	235	5—21	7—09	3.13	1.4	2,874	〃	21	36	59	77	74	73	70	127	339	434	462	455
6	231	1—34	3—24	3.17	1.4	2,970	〃	8	24	38	50	53	53	27	65	165	268	338	294
7	261	3—22	4—42	3.21	1.4	3,140	〃	13	24	54	70	69	72	35	80	316	470	523	509
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	254	2—20	4—55	3.17	0.5	3,287	〃	11	22	46	69	73	71	34	63	194	421	481	450
10	245	2—34	3—56	3.17	0.5	3,651	〃	22	38	56	62	66	80	65	145	213	424	449	461
11	251	3—02	4—38	3.18	0.9	4,125	〃	8	17	33	58	68	72	21	46	148	294	363	389
12	244	1—54	3—16	3.17	0.9	3,221	〃	10	20	45	69	68	73	27	65	235	414	482	482
13	230	2—12	3—01	3.18	1.8	3,503	〃	15	23	59	72	72	76	42	75	266	455	515	521
14	237	1—58	3—21	3.17	1.1	3,904	〃	11	18	37	57	67	67	30	50	116	365	406	409
平均値(1～14)		2—49	4—24	3.16	1.1	3,370		14	26	49	65	68	71	43	88	228	388	439	436
A. S. II 型		分 >45	時 <10—00	—	—	>3200**	オートクレーブ法	>8.8	>17.6	>22.8	—	—	—	(49)	(102)	(220)*	—	—	—
T. M. IV 型		分 >60	時 <10—00	—	—	>3400	〃	—	>12.3	>21.0	—	—	—	>52.7	>105.5 (52)	>210.9 (136)*	—	—	—
JIS	—	分 >60	時 <10—00	>3.05	<10.0	—	完全	>10	>20	>30	—	—	—	>35	>56.2 >70	>140.6 >150	—	—	—
25年度平均	—	2—20	3—36	3.11	1.9	—	〃	29	48	69	—	—	—	100	173	285	—	—	—
26年度平均	—	3—13	4—52	3.11	1.9	—	〃	22	41	60	—	—	—	77	171	307	—	—	—
13年(6種)平均	—	—	—	—	—	—	—	25	38	65	72	—	70	100	183	339	416	—	420
15	220	2—17	3—06	2.98	0.6		完全	23	43	49	64	64	64	93	199	381	386	399	374
16	213	3—53	5—05	3.01	0.7		〃	21	36	56	62	66	72	76	168	312	370	392	433
17	—	—	—	—	—			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18	214	3—09	5—14	3.09	1.49		〃	21	33	56	62	63	65	70	127	256	312	369	441
19	220	2—32	4—02	2.98	2.05		〃	17	31	52	64	68	73	50	114	228	322	345	430
20	229	4—04	5—42	—	0.9		〃	33	51	58	67	70	72	114	223	397	396	403	382

* JIS法に換算した値　　** ワグナー法をブレーン法に換算した値

それ C_3S：3.13，C_2S：3.28，C_3A：3.03，C_4AF：3.77 である．従つて C_2S 含最高く C_3A 含量低く，C_4AF 含量がやや高い低発熱型セメントの比重は当然Ⅰ型セメントより高い．本試験に使用したセメントの平均比重は 3.16 であり，昭和25年，26年度産普通セメントの 3.11 より高い値を示している．

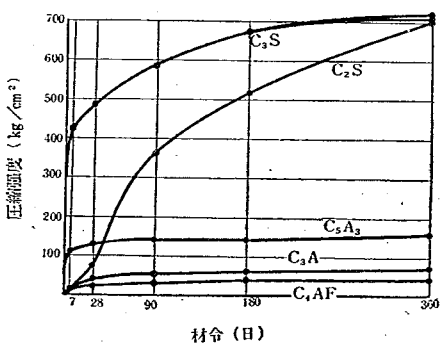
Ⅱ型，Ⅳ型セメントは C_3A 含量が少ないので凝結はやや緩慢となる傾向があるとされるが，試験試料の場合は始発，終結の平均値がそれぞれ 2°—49′，4°—24′ でありやや緩結と見なしうる．なほ No. 6 は二重凝結を示す．

Ⅱ型，Ⅳ型セメントは初期強度が一般に低いので初期強度を発揮させるために微粉砕が行われる傾向もあるがセメントの安定性より見ればこの傾向は避けねばならない．セメントの粉末度は篩法，ワグナー法，ブレーン法，風篩法等がありそれぞれ一長一短があるが，米聯邦規格ではブレーン法も規定され 3200cm²/g 以上とされている．試料セメントは一般に微粉砕が行われていることはＪＩＳ法による篩試験の結果でも明らかである．No. 3，11，14等は特に微粉砕が行われ，実験誤差を考慮して 3200cm²/g の値に合格しない試料は No. 1，2，5，6 である．

安定度はＪＩＳ法によるパットの膨張生亀裂を検した結果ではすべての試料が合格している．

(4) 強　　度

セメントの強度発現の状況がセメントの化学的組成に支配されることは多数の研究者の認める所である．水硬性化合物がそれぞれ異つた強度発生の特性を示すことを Bogue[6] 等の研究結果について簡単に説明する．



図—9　水硬性化合物ペーストの圧縮強度

図—9は50%の水量を用いたセメントペーストの圧縮強度を純粋に合成した C_3S，C_2S，C_3A，C_4AF，C_5A_3 等について各材令に亘つて測定した結果である．即ち C_3S は7日までに1年の強度の約60%を示し，28日まで緩除ではあるが強度を増進する．C_2S は7日では殆んど強度を示さないが7日以後強度を増進し始め，28日では1年の強度の10%を示すに過ぎないが90日に至れば50%に達し1年の強度は C_3S の強度にほぼ等しい．従つて C_3S と C_2S の混合物の場合には28日以後の強度の増進は C_2S による．C_3A は7日および 28日にて幾分強度を増進するが強度発生には殆んど関与しない．C_4AF は強度発生には殆んど関与しない．セメントには常に $CaSO_4$ が加えられているが，その存在は C_3S および C_2S の強度には影響を与えず C_3A の強度増進には役立つている．C_3A は又セメントの長期強度を低下させ，特に高温で養生されたセメント又は硬化セメントが高温に曝露された場合に強度を低下させることが認められている．以上は圧縮強度について認められていることであるが，引張り強度についても同様のことが

6) R.H.Bogue 等 Ind. Eng. Chem. 26 837 1934

知られている．

低発熱型セメントであるII型，IV型セメントは C_3A を少なく，C_3S より C_2S を多く含有させた化学的組成を持つので，28日以内の早期材令ではII型，IV型セメントはI型セメントより強度は小さくしかもII型の方がIV型より強度は大きい．28日以後の長期材令ではIV型セメントの強度増進率が最も大きく終極強度は何れもほぼ等しくなる．

セメントの強度と化学的組成については H.F.Gonnerman[7] が多数の市販セメントについて試験し表—6に示す様な圧縮強度の分担係数を求めている．即ち C_3S，C_2S についてはそれらが単独に示す強度を明示してい

表—6　水硬性化合物の圧縮強度分担係数（最小自乗法により算出）

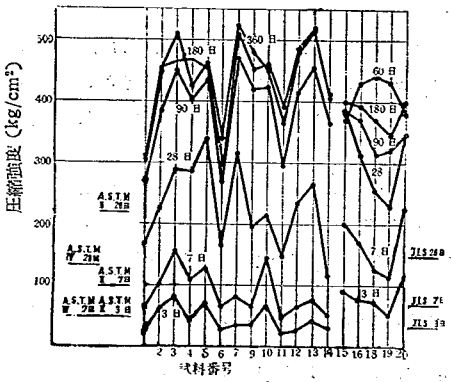
組成	各材令に於る強度分担係数 (lb/in²)							摘要
	1日	3日	7日	28日	3月	1年	2年	
C_3S	8.5±0.40	27.4±0.98	40.0±1.47	48.8±3.11	55.7±3.67	61.8±4.10	70.7±4.05	2インチ・モルタル・キューブ
C_2S	0.3±0.37	−1.1±0.91	−5.1±1.36	19.1±2.88	62.9±3.41	80.6±3.81	82.2±4.13	1：2.75
C_3A	11.3±1.11	24.1±2.74	58.4±4.11	100.0±8.67	56.4±10.28	5.6±11.47	−12.5±11.43	28日間湿気箱
C_4AF	−6.5±1.26	−9.8±3.12	−0.2±4.68	30.8±9.88	39.7±11.71	39.6±13.07	27.2±13.12	28日後水中
C_3S	2.7±0.15	9.8±0.40	14.6±0.70	20.1±1.37	22.0±1.90	25.8±2.15	29.6±2.07	2インチ・モルタル・キューブ
C_2S	0.1±0.14	0.1±0.37	−2.4±0.65	6.4±1.27	30.7±1.77	43.8±2.00	41.3±2.11	1：4.25
C_3A	2.9±0.43	8.0±1.11	24.9±1.96	46.2±3.83	29.2±5.33	−8.4±6.01	−8.5±5.85	28日間湿気箱
C_4AF	−2.0±0.48	−5.9±1.27	−3.9±2.24	−0.6±4.36	1.1±6.07	−2.9±6.85	−4.7±6.71	28日後水中
C_3S	2.1±0.14	3.6±0.19	4.6±0.21	5.0±0.20	4.7±0.17	4.6±0.26	4.9±0.23	標準モルタル・ブリケット
C_2S	0.3±0.13	0.8±0.18	1.3±0.19	3.8±0.18	6.1±0.16	6.4±0.25	6.1±0.24	1：3
C_3A	4.6±0.39	6.3±0.54	7.1±0.57	7.1±0.55	4.4±0.48	2.1±0.74	0.9±0.65	28日間湿気箱
C_4AF	0.4±0.45	3.7±0.62	3.5±0.65	4.0±0.63	4.0±0.55	2.6±0.84	2.2±0.74	28日後水中

る．C_3A については長期の強度を低下させることは明示しているが強度を分担する割合が大きすぎる結果となつている．このことは C_3A と $CaSO_4$ の共存，C_3A が水和するに当つて結合水を多量に取ることおよび各化合物間の相互作用により一応説明される．C_4AF についても同様に説明される．

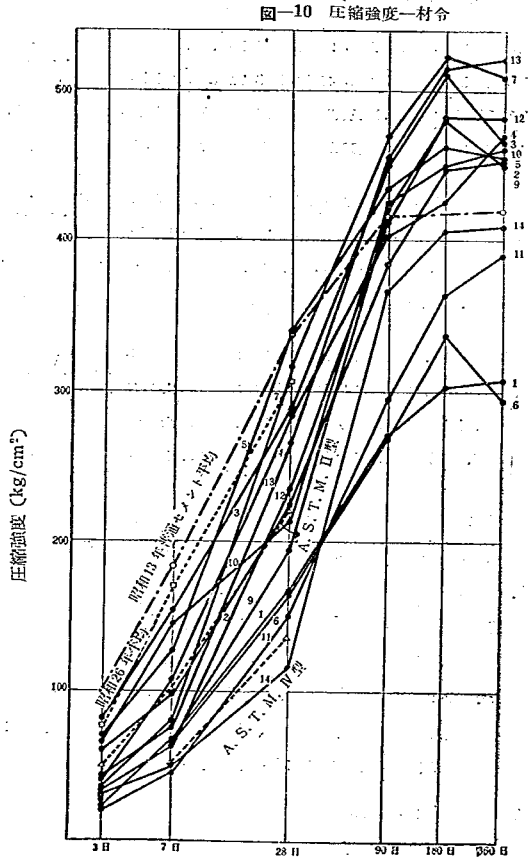
供試セメントについて強度を測定した結果を表—5に示し，圧縮強度と材令の関係を図—10，11に示す．

II型，IV型セメントのモルタル強度測定はＪＩＳ法によつたのであるが，この値をＪＩＳ規格値と対照させて考えることは必ずしも合理的とは云えない．ここでは A.S.T.M. 法とＪＩＳ法による圧縮強度の実験的換算係数を使用して A.S.T.M. II型，IV型圧縮強度をＪＩＳ圧縮強度に換算してみて，II型の場合は3日：49kg，7日：102kg，28日：220kg，IV型の場合は7日：52kg，28日：136kg であるとみなす．この値は元来

7) H.F.Gonnerman Proc. A.S.T.M. 34 244 1934



図—10 圧縮強度—材令



図—11 圧縮強度—材令

は普通セメントに適用される換算係数によつたのであり，低発熱型セメントの場合は更に幾分小さい値を与える様である．

ＪＩＳの規格値と一応比較すれば曲げ強度は殆んど合格しているが，圧縮強度の方は28日強度がNo. 14 を除いて全部合格しているにかかわらず3日，7日ともにNo. 1，6，9，11，12，14が合格していない．即ちII型，IV型セメントは初期強度は低いが28日頃より強度の増進が著るしいことを知る．

ＪＩＳ強度に換算したA.S.T.M. 圧縮強度と比較してみれば，II型セメントではNo. 3が全材令に合格しており，No. 4は3日がやや低下する外は大体合格し，No. 2も7日がやや低下する外は大体合格している．No. 1は各材令とも合格しない．IV型セメントはNo. 14，11を除いて全部合格していると考えられる．

なお表—5には昭和25年度，昭和26年度の市販普通セメントの圧縮強度についての山田[8]の測定値および軟練モルタル試験法制定の際に試験された昭和13年度の普通セメント平均圧縮強度[9]を示す．II型

8) 山田順治，清水道貞：セメント技術年報 4 254 昭27

9) ポルトランドセメント技報 25号 7冊 昭14

IV型セメントの圧縮強度をI型セメントである我国普通セメントの強度と比較してみれば，3日および7日強度は何れも普通セメントの平均値より小さいが，28日強度は No. 3，5，7 の様に高いものもあり，特にII型セメントは普通セメントに比して強度が劣るとは考えられない．しかし全供試試料の圧縮強度の平均値は材令28日までは普通セメントの平均値より小さく，材令1年に至つてむしろ普通セメントより大きくなる．

すでに述べた様にII型，IV型セメントは3日，7日の初期強度は普通セメントより低いが28日以後の長期材令に於ては強度の増進は著るしく，例外はあるが少なくとも材令1年まで強度は増進する．このことは C_2S を多量に含有するセメントに当然予想される所である．更に圧縮強度増進の状況を細かく検討すれば，図—11に見られる様に供試セメントについては強度発生に大体下にのべる4つの型が存在することを知る．

1) No. 1，6，11 の様に各材令の強度は低く，28日以後の強度増進が著るしくないもの．

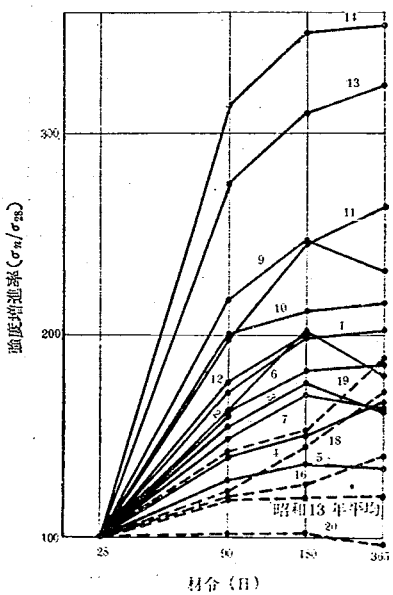
2) No. 10，14 の様に28日までの強度増進率は小さいが，28日以後の増進率が甚だ大きいもの．

3) No. 4，5 の様に7日から28日までの強度増進率が甚だしく大きいにも拘らずそれ以後の強度増進は余り大きくないもの．

4) No. 2，3，7，9，12，13 の様に28日までの強度増進率は多少の差はあるが，一般に大きく，28日までの強度増進率は殊に大きく，90日後に於ても強度の増進が顕著であるが，180日以後の強度の増進は余り認められず，むしろ1年の強度が低下する傾向のあるもの．

又強度増進率を材令28日の圧縮強度との比として図示すれば図—12が得られる．図より明らかの様にI型セメントである No. 20 および昭和13年度普通セメントは強度の増進を余り認めないのに反しII型セメント，IV型セメントは強度の増進率が大きく，例外もあるがII型セメントの方がIV型セメントより増進率は小さい．IV型セメントでも C_3S，C_2S 含量と強度増進率の間に規則的関係の存在することを知る．

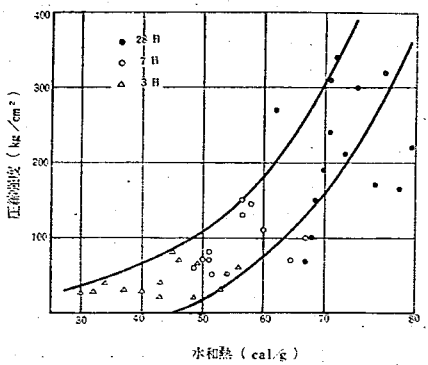
強度発生はセメントの化学組成とも密接な関係を持つのであるが，この試験結果では C_3S の多いものは概して C_2S の多いものに比べて28日位までの強度は大きく，それ以後の強度の増加も何れも大きく，90日および180日では組成による変化は顕著には認められない様である．しかし遊離石灰の少ない No. 2，3，5，7，13 は概して強度が高い傾向を示し，強熱減量を考慮しても遊離石灰が多いと考えられる No. 1，6 は強度が低い．C_3A 含量の多い No. 2，4，6 と，少ない No. 3，7 の強度の間には明確



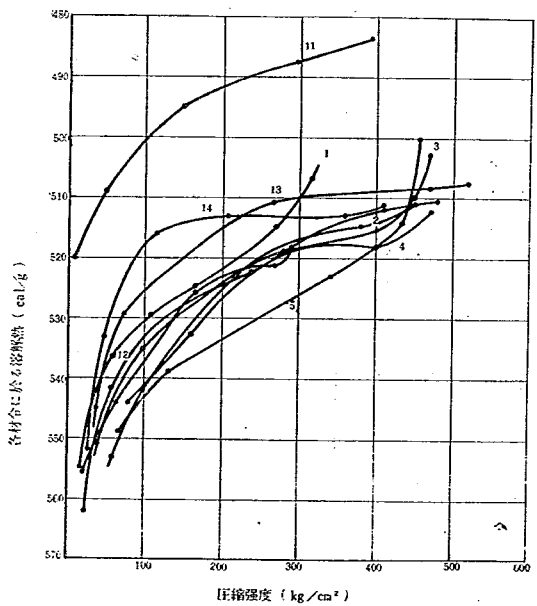
図—12．モルタル圧縮強度増進率

な規則的関係は見出されない．すでに述べた Woods 等は，C_3S 含量と強度の間には直線的関係が存在するとしているが本試験試料についてはこの関係は認め難い．

強度と水和熱の間には材令28日までは各セメントについて共通な直線に近い関係が存在すると Verbeck 等は述べている．供試試料についてこの関係を図示し図—13が得られ，ある程度の偏差を容認すれば Verbeck 等の結果を認めることが出来る．圧縮強度と未水和セメントの溶解熱の間には規則的な関係を認め難いが，各材令に於ける水和セメントの溶解熱とその材令の強度の間には図—14にみられる様な抛物線に近い関係を認め，この関係は個々のセメントについてそれぞれ異つているが大体28日までは何れも同様な傾向を示している．しかも例外的試料を除けば，ある範囲に集中する傾向を認めることが出来る．



図—13　水和熱と圧縮強度



図—14　圧縮強度と水和セメントの溶解熱

SO_3 含量，比表面積等と強度の関係はこの試験結果では明確な規則的関係を認めることが不可能である．

高炉セメント No. 15 は普通セメントよりも早強性を示し，28日で大部分の強度を出しそれ以後の強度増進は僅かであり，1年をすぎればむしろ強度が低下する傾向を認める．このセメントは発熱性も顕著であり，未水和セメントの溶解熱も大きく早強セメントに近い発熱性状を示すが，使用焼塊および水滓等については明らかでない．ただ水滓の特性を示す MnO 含量が少なく不溶解残渣含量が多く，SiO_2 含量が概して少ないことが目立つている．No. 18 は同

様に高炉セメントでああり，No. 15 と比較して28日までの強度は小さいがそれ以後の強度の増進率が大きく，材令1年の強度は普通セメントの平均値よりやや高い．水和熱は普通セメントのそれよりやや高い傾向を示しており，No. 15 と共に圧縮強度と水和熱間に存する図—13に示される概略的関係を認め難い．

シリカセメント No. 16 の28日までの強度はII型，IV型セメントより大きく，普通セメントの平均圧縮強度と余り変らない．しかし28日以後も着実に強度を増進する傾向を認めることが出来る．水和熱に対して強度の発生する割合はII型，IV型セメントより小さい．シリカセメント No. 19 の強度発生の状況はIV型セメントに近い傾向を認め，材令1年では普通セメントの平均圧縮強度より高くなり，特に6ヶ月以後の強度増進が試料セメントの内で最も大きい．No. 19 が No. 16 に比して水和熱と強度の関係が相当異つていることはシリカ質混合材の性質と混合割合の相異に基づくものである．

なほ圧縮強度と曲げ強度の比はII型セメントおよびIV型セメントがI型セメントより一般に小さく，7日までは確実に小さく，28日に至ればI型に近いものも認められ，以後両者の差は小さくなり1年に至ればI型よりむしろ大きくなる傾向が認められる．II型セメントはI型セメントとIV型セメントのほぼ中間的性格を持つている．

(5) 強度・水和熱比

大塊コンクリートに於ては水和熱の小さいことが望ましく，その反面圧縮強度の大きいことが望ましい．従つて圧縮強度と水和熱の比が大きいことが望ましい．この値は大塊コンクリート用セメントの品質を評価する指針とされている．強度水和熱比はコンクリート強度と，そのコンクリートについて温度上昇度より算出した水和熱との比をもつて論ずるべきであるが，ここではモルタルの曲げ強度と圧縮強度の和と溶解熱法により求められた水和熱の比を用いることとす．測定結果は表—7に示す．

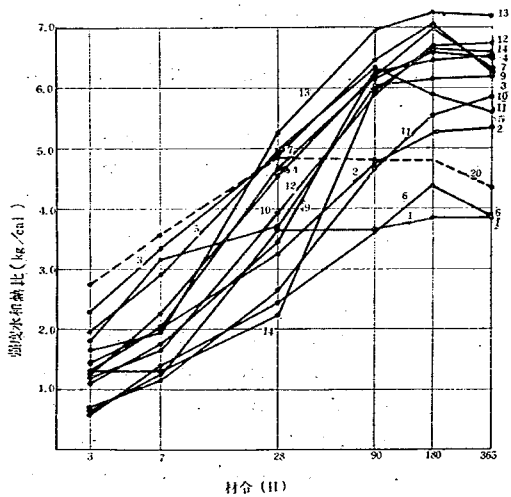
表—7　強度と水和熱の比

材令 / 試料番号	3日	7日	28日	90日	180日	360日
No. 1	0.66	1.27	3.64	3.66	3.87	3.84
2	1.43	2.02	3.24	4.73	5.28	5.36
3	2.31	3.36	4.92	6.44	7.06	6.30
4	1.23	2.26	4.57	6.23	6.46	6.57
5	1.95	2.87	4.97	6.34	5.88	5.57
6	0.66	1.38	2.46	3.64	4.38	3.85
7	1.29	2.02	4.63	6.13	6.60	6.53
9	1.11	1.77	3.47	6.25	7.00	6.34
10	1.78	3.14	3.66	6.06	6.15	6.18
11	0.68	1.16	2.64	4.67	5.54	5.86
12	1.21	1.65	3.96	5.91	6.71	6.73
13	1.65	1.95	5.24	6.96	7.25	7.21
14	1.28	1.32	2.24	5.95	6.64	6.55
15	1.38	2.70	4.52	4.46	4.40	3.92
16	1.73	3.00	4.42	5.02	4.88	5.37
18	1.38	1.92	3.32	3.67	4.08	4.86
19	1.72	2.64	4.51	5.74	5.45	6.45
20	2.72	3.53	4.91	4.80	4.82	4.33

一般に強度，水和熱の増進は材令にともなうが強度の増進率の方が大きいので，すべてのセメントについて強度水和熱比は長期において大きくなる．

IV型セメントは3日においてはこの比はすべてのセメントより小さく，28日においてはすべてのセメントより大きいとされている．II型セメントは3日で割合に大きく，I型セメントと同じぐらいであるが7日ぐらいではI型セメントより多少は大きく，28日では確実にI型セメントより大きいがIV型セメントより小さいとされている．

この比は又セメントの粉末度によつても相当の差異があり，微粉砕される程この比は大きいとされ，水セメント比の減少にともない増加し，C_3A 含量の減少および C_2S 含量の増加にともない増加するとされている．更に養生温度が低いとこの比は小さくなる．しかしながらI型セメントにおいては温度の影響はほとんど見出されない．このことはIV型セメントは余り低温で使用することは好ましくないことを示している．



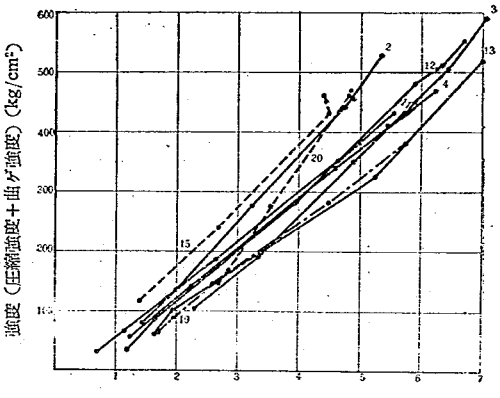
図—15 強度水和熱比と材令

図—15は材令と強度水和熱比の関係を示す．No. 20 はI型セメントであり，平均値ではないので比較の対象とはなり難いが，3日および7日の強度水和熱比は大きく28日以後の長期では殆んど増加せず，I型セメントの特性を示している．図より明らかの様にII型セメントは3日および7日の値は大きく，28日に至り例外はあるがI型セメントと同じ程度となり，さらに増進する．IV型セメントは3日および7日の値は何れもII型およびI型セメントより小さいが，28日に至り急に上昇しII型セメントに近ずき，90日に至りI型セメントは勿論のことII型セメントより大きいか又はそれと同等となる．IV型セメントの内でも例えば No. 14 の様にこの値の急激な増加がある材令まで遅滞される場合もある．II型IV型セメントは90日に至れば強度水和熱比は何れも 6～7 に集中しI型セメントとは明確に区別することが出来る．

高炉セメントは7日までの初期材令においてはI型セメントよりむしろII型セメントに近い性質を示し，材令28日以後はI型セメントに近い傾向を示す．

シリカセメントは混合材により相異すると考えられ，No. 19 はII型セメントに近く，No. 16 は長期材令においてII型とI型の中間にある様な傾向を示す．

又強度水和熱比と強度との関係を図—16に示す．ここにはII型セメントとしてNo. 2, 3, 4, IV型セメントとしてNo. 11, 12, 13, シリカセメントNo.19, 高炉セメントNo.15, I型セメントNo. 20を示す．この図で明らかの様に強度水和熱比と強度の間には大体直線に近い関係が認められ，多少の例外はあるが材令90日まではこの関係が成立する．I型セメントはこの直線の方向係数が最も大きく，次にII型セメントが大きくIV型セメントは最も小さい傾向を明確に認めることが出来る．この直線の方向係数からNo.19はIV型に近く，No. 15はII型に近いことを認めることが出来る．



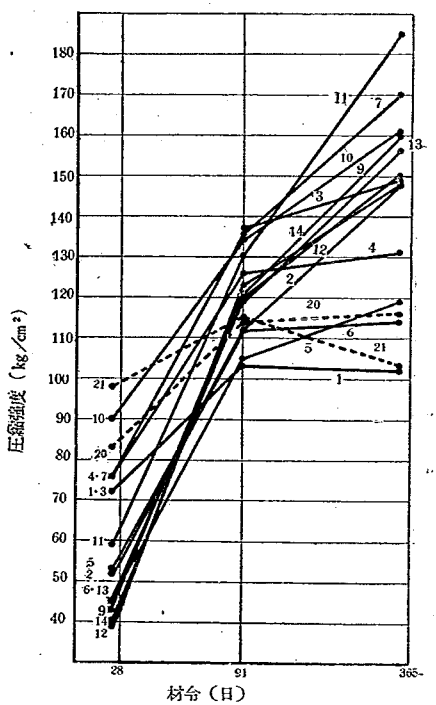
図—16 強度水和熱比と強度の関係

(6) コンクリート強度

コンクリートの強度はセメントの性質以外に多くの要因により変るが，セメントの化学的組成によつても支配されることはすでに述べた．ここには低発熱型セメントを使用し，配合および水セメント比を一定に保つたコンクリートの材令28日，91日および365日の圧縮強度の試験結果について述べる．

使用した砂は比重2.61，吸水量 2.8%，粗粒率2.17 の荒川砂であり，砂利は比重 2. 65，吸水量1.3%，粗粒率 7.00 の荒川砂利である．

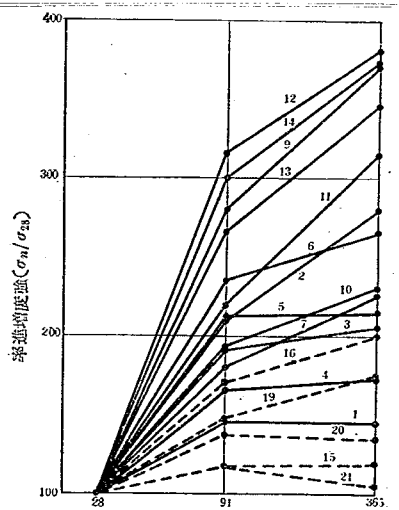
水セメント比は92%とし，配合は 1：3.9：3.4とした．測定結果は表—8および図—17に示す．図より明らかである様に普通セメント No. 20, 21は28日までに大部分の強度を発揮し90日までは僅かであるが強度を増進しているがそれ以後は強度の増進は認められない．これに反して低発熱型セメントを使用したコンクリートは28日の強度は普通セメントを使用したものに比して相当低い値を与えているが，90日に至り何れも普通セメントを使用したものより高



図—17 コンクリートの圧縮強度と材令

表—8　コンクリート圧縮強度及び強度増進率

試料番号	圧縮強度 kg/cm² (供試体3本の平均)			強度増進率 %			スランプ cm
	28日 σ_{28}	91日 σ_{91}	365日 σ_{365}	σ_{28}/σ_{28}	σ_{91}/σ_{28}	σ_{365}/σ_{28}	
No. 1	72 (73,68,76)	103(106, 99,103)	102(102,109, 96)	100	147	144	4.0
2	53 (59,47,60)	112(108,115,112)	148(153,150,140)	100	211	279	5.7
3	72 (73.68,75)	137(141,140,130)	149(145,148,155)	100	190	206	3.0
4	76 (76,79,73)	126(129,128,120)	131(132,122,138)	100	166	172	5.0
5	53 (50,54,50)	112(112,112,113)	114(136,104,101)	100	211	215	6.0
6	45 (43,46,47)	105(104,107,103)	119(115,116,125)	100	234	264	6.5
7	76 (76,74,77)	136(132,130,145)	170(187,156,166)	100	178	223	6.4
9	43 (43,43,43)	121(121,121,120)	160(158,158,164)	100	280	370	5.5
10	70 (68,71,71)	135(124,148,130)	160(148,162,171)	100	192	228	4.5
11	59 (64,54,—)	130(125,131,135)	185(177,182,195)	100	220	315	4.0
12	39 (41,39,38)	123(126,127,115)	148(135,151,145)	100	316	380	5.4
13	45 (41,46,47)	119(122,113,121)	156(154,157,158)	100	265	346	4.6
14	40 (41,39,41)	120(121,120,120)	149(157,153,138)	100	300	372	4.5
15	100 (100,99,101)	118(118,113,122)	121(136,117,111)	100	118	121	4.5
16	65 (57,66,72)	112(114,112,111)	129(114,131,143)	100	172	198	3.6
18	74 (73,74,75)	124(124,125,122)	121(133,115,117)	100	168	164	4.8
19	66 (69,64,66)	97(101, 94, 97)	116(120,108,120)	100	147	175	8.0
20	83 (83,83,84)	114(112,113,118)	121(125,117,120)	100	138	146	5.5
21	98 (94,99,100)	115(112,115,117)	102(102, 97,107)	100	118	104	4.5



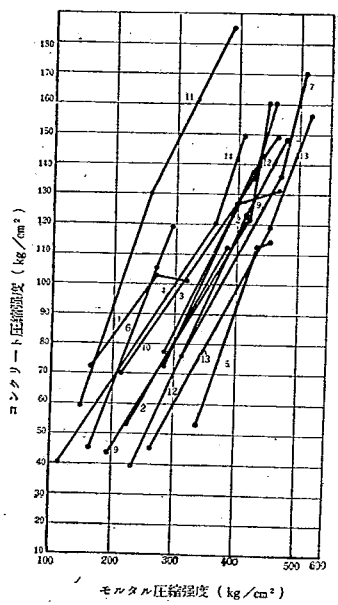
図—18　コンクリート圧縮強度増進率

い値を与え，以後もコンクリート強度は明確に増加しており，一年以後でも強度の増加が充分推測される．II型セメント No. 1，2，3，4 を使用したコンクリートの強度はIV型セメント No. 7，9，10，11，12，13，14を使用したコンクリートの強度とは明確に区別しうる．IV型セメントを使用するコンクリートは長期の強度が大きいことを確認することが出来る．

図—18 はコンクリート圧縮強度増進率を 28 日強度との比として表示した場合でる．図より明らかの様に普通セメントNo. 20，21は28日以後強度増進を余り認めないがIV型セメント No. 9，11，12，13，14は顕著な増進率を示し，No. 6，10，7 はこれに次いでいるが普通セメントとは明確に区別しうる強度増進を示す．II型セメ

ントは No. 2 が強度増進率概して大きい外は何れもIV型セメントより小さく，普通セメントとは明らかに区別することが出来る．高炉セメント No. 15，18 は普通セメントと同様な傾向を示すが，シリカセメントNo. 16，19 は長期における強度の増進を示しII型セメントに近い傾向がある．

コンクリートの強度とモルタル強度との間には確定された相関関係は認められていない．このことはコンクリートおよびモルタルの水セメント比が異ることからでも充分肯定されることである．しかしモルタルの強度発生の状況はコンクリートの強度発生の状況とはある程度の関聯があることは充分予測される．図—19はモルタル強度とコンクリート強度の関係を示す．図より明らかである様に両強度の間にはほぼ直線に近い関係があり，直線の方向係数も個々のセメントについて多少の差はあるが概して近似した値を示している．また個々のセメントについてそれぞれ異つた直線ではあるが概して狭い範囲に集中する傾向を示している．従つてモルタル強度が与えられれば本試験の配合コンクリートの強度は ±25kg/cm² 程度の範囲で実測値に近い値を予測することが可能とされる．普通セメント No. 20および普通セメントに似た高炉セメント No. 15 は両強度間に直線関係を認めないがシリカセメント No. 19 および高炉セメント No. 18 はII型，IV型セメントに似た傾向を認めることが出来る．



図—19　モルタル圧縮強度とコンクリート圧縮強度

IV　堰堤用セメントの規格について

ボルダーダム用セメントとしてポルトランド系低発熱型セメントの研究が広範に実施され，これらセメントの性質が確定された．1940年には低熱および中庸熱セメントはIV型およびII型セメントとして A.S.T.M. 暫定規格として提案され次で1941年には A.S.T.M. 規格となりその後改訂され C 150—46 として規格化されている．A.S.T.M. 規格の外に米聯邦規格 SS-C-192 としても規格化されている．米国の外に英国規格 B.S. 1370，1947 があり，メキシコ，スエーデン，フィンランド等も低熱セメント規格を定めている．なお我国においても近く中庸熱セメントが規格化されることになつている．

A.S.T.M. 規格制定前に米国の大堰堤には如何なるセメント示方書[10]が使用されたかを表—9に示し，我国既設堰堤に使用され又は使用中の低発熱型セメントの示方書も表—9に示す．我国堰堤工事の現在までの実情では中庸熱セメントの使用が妥当とされ，五十里堰堤用セメントの示方書作製の参考として本研究が実施され

10) L. G. Savage, Special Cement for Mass Concrete　1936

第2表　堰　堤　用　セ

項目 ＼ セメント種別 ＼ 堰堤別	単位	A.S.T.M. II型	A.S.T.M. VI型	英国規格 低熱	ノリス 中庸熱	モリス 低熱	ボルダー 低熱
水硬性化合物 C_3S	%	50>	35>	(2.4 SiO_2+1.2 Al_2O_3+0.65Fe_2O_3)>CaO>	35～55	—	40>
C_2S	%		>40			—	65>
C_3A	%	8>	7>	(1.9SiO_2+1.2 Al_2O_3 + 0.65 Fe_2O_3)	8>	6>>1	7>
C_4AF	%	—	—		—	—	20>
化学成分 強熱減量	%	3.0>	2.3>	3.0>	3.0>	4.0>	3.0>
不溶解残分	%	0.75>	0.75>	1.0>	0.85>	0.85>	0.85>
SiO_2	%	>21.0	—	—	—	—	—
Al_2O_3	%	6.0>	—	—	—	—	—
Fe_2O_3	%	6.0>	6.5>	—	—	—	—
MgO	%	5.0>	5.0>	4.0>	5.0>	5.0>	5.0>
SO_3	%	2.0>	2.0>	2.75>	2.75>	2.0>	2.0>
遊離石灰	%	—	—	—	—	—	—
全アルカリ	%	—	—	—	—	—	—
その他	—	Al_2O_3/Fe_2O_3 0.7～2.0	—	Al_2O_3/Fe_2O_3 >0.66	Fe_2O_3/Al_2O_3 <1.5	—	—
粉末度 #200 篩残量	%	—	—	—	—	2～8	—
比表面積法 ワグナー	cm^2/g	平均>1,700 min>1,600	1,800 1,700	—	1,600～2,200	—	1,700～2,300
ブレーン	cm^2/g	—	—	—	—	—	—
リーナース	cm^2/g	—	—	>3200	—	—	—
比重	—	—	—	—	—	—	—
凝結 始発 米国(ギルモア針)	m	>60	>60	>60	>60	>60	>60
終結 日・英I(ビカー針)	hr	10>	10>	10>	10>	10>	10>
安定性 パット法		—	—	—	合格	合格	合格
オートクレーブ法	%	0.50>	0.50>	—	—	—	—
ルシャテリー法	mm	—	—	10>	—	—	—
*水和熱 温度	°C	21	21	21	—	38	38
7日	cal	70>	60>	65>	—	65>	65>
28日	cal	80>	70>	75>	—	80>	75>
圧縮強さ 3日	kg/cm^2	>52.7	—	>70.3	>53	$\frac{\sigma_{28}}{\sigma_7}$>1.35	—
7日	kg/cm^2	>105.5	>56.2	>112.5	>105	>56	>70
28日	kg/cm^2	>210	>140.6	>263.7	>175	>140	>140
配合		1:2.75	1:2.75	1:3	1:2.77	1:3	1:3
水量	%	50～52 (フロー 110～115)	50～52 (フロー 110～115)	40	53	40	40
供試体	—	2吋立方体	2吋立方体	7.06cm立方体	2吋立方体	2×4吋円筒	2×4吋円筒
曲げ強さ 3日	kg/cm^2	>8.8	—	—	—	—	—
7日	kg/cm^2	>17.5	>12.3	—	—	—	—
28日	kg/cm^2	>22.8	>21.0	—	—	—	—

* 米国規格は連邦規格に規定される.

メ　ン　ト　規　格

グランドクリー	テイガード	塚原	水豊	新庄	小丸川	五十里	物部	小河内	丸山	上椎葉
中庸熱	中庸熱	低熱	中庸熱	中庸熱	中庸熱	中庸熱	中庸熱	中庸熱	中庸熱	中庸熱
35～55	36～50	—	—	<50	—	30～50	30～50	50>	30～55	50 >
—	—	—	—	—	—	—	—	>30	—	—
7>	8>	—	<7.5	<8	—	7.5>	7.5>	7.5>	7.5>	7.5>
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2.0>	3.0>	4.0>	4.0>	3.0>	4.0>	2·5>	2.5>	2.5>	2.5>	2.0>
0.85>	0.85>	—	—	1.0>	—	0.7>	0.7>	0.7>	0.7>	0.75>
—	—	>23.5	—	21>	—	>22.0	>22.0	>23.0	>23.0	—
—	—	5>	—	6>	—	6.0>	6.0>	5.5>	5.5>	—
—	—	—	—	6>	—	6.0>	6.0>	—	6.0>	—
4.0>	5.0>	5.0>	3.0>	5.0>	5.0>	3.0>	3.0>	3.0>	5.0>	3.0>
2.0>	2.0>	2.5>	2.5>	2.0>	2.0>	2.0>	2.0>	2.0>	2.0>	2.0>
1.25>	—	—	—	—	—	1.0>	1.0>	—	—	—
—	—	—	—	1.2>	—	—	—	—	0.80>	—
—		CaO<64	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	9>	12>	10>	10>	—	—	—	12>	—
>1,800	1,600～2,200	—	—	—	—	>1,700	—	—	—	>1,700
—	—	—	—	—	—	—	>3,000	>3,000	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	>3.05	>3.05	>3.05	>3.05	>3.05	>3.05	—	—	>3.05
>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60
10>	10>	10>	10>	10>	10>	10>	10>	10>	10>	10>
合格	合格	合格	合格	合格	合格	合格	合格	—	合格	—
—	—	—	—	—	—	—	—	0.1>	—	0.5>
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	18	20	21	20	21	21	21	20+3	21
—	—	80>	75>	75>	65>	70>	70>	70>	70>	70>
—	—	95>	85>	85>	80>	80>	80>	80>	80>	80>
—	>53	—	>35 (>50)	>50	—	>40	>40	>50	>35	>(40)
>105	>105	>220	>70 (>220)	>100	>55	>75	>75	>100	>70	>90
>175	>175	>300	>150 (>300)	>240	>140	>160	>160	>230	>150	>220
1:2.77	1:2.77	1 : 3								(91日) >320
53	53	JES	JES	JIS	JIS	JIS	JIS	JIS	強度の変化±10%	JIS
2 吋立方体	2 吋立方体	硬練モルタル	( ): 硬練り						(見本の)	
—	—	—	—	>15	—	—	—	—	>10	>10
—	—	>20	>20	>20	—	—	—	—	>20	>20
—	—	>25	>25	>45	—	—	—	—	>30	>30

た.

V 総括

以上の試験結果を総括し低発熱型セメントの性質を述べ結論とする.

(1) 各工場で製造された中庸熱セメント，低熱セメントは水硬性化合物 C_3S，C_2S の組成に基づいて A.S.T.M. 法により分類すれば，中庸熱セメントと表示されてもIV型のものがあり，低熱セメントと表示されたものにII型のものがある.

(2) 水硬性化合物組成は C_3A の含量が高すぎるものが数例あるが，C_3S および C_2S に関しては何れもII型およびIV型であり，I型のものは存在しない. 強熱減量を考慮しても遊離石灰の多すぎるものも数例ある. その外特に成分に異常を示すものはないが，SO_3 含量の高すぎるものが一例あり，鉄率が 0.87 および 2.00 のものもある. しかし低石灰，高シリカ，低アルミナ，高酸化鉄の低発熱型セメントの性格が保持されており，鉄率は一般に小さく，$CaO-SiO_2-Al_2O_3$ 三元系において Al_2O_3 を極度に低下させることが行われていないのはクリンカー焼成の難易によるものである.

(3) II型，IV型セメントの水和熱規格に合格しない試料が多く存在するが，普通セメントとは明らかに区別し得る水和熱を与えている. C_3S，C_2S，C_3A 含量と水和熱発生の状況の間には規則的関係を明確に認めることが出来ないが，化学的組成と水和熱間に認められる一般的傾向を認めうる. 水硬性化合物の発熱分担係数より算出した水和熱と実測水和熱は比較的近似した値を示すものもあるが相当の差異を示すものもある. なお我国セメントでは四変数法による計算値が比較的よい一致を示し，特に供試セメントの平均値は甚だよく一致し，米国セメントについてよい一致を示す五変数法による計算値は28日までは実測値より小さく，28日以後は実側値より大きい傾向を確認しうる.

(4) 物理的性質については二重凝結を示すものが一例認められた外は凝結は正常であり，やや緩結の傾向がある. 比重はI型セメントよりやや高く，安定性およびフルイ残留分に異常はない. ブレーン比表面積より見れば一般に微粉砕が行われている傾向がある.

(5) 強度の発生，増進はセメントの化学的組成と密接に関係し，IV型セメントは初期強度が低いが長期強度が高く特に28日以後の強度増進が大きく，II型セメントは28日までの強度が比較的大きいにも拘らず以後の強度増進が比較的小さいとされる一般的傾向が認められる. JIS規格と比較すれば圧縮強度が3日および7日で合格しないものが多いにも拘らず曲げ強度は全部合格する. また A.S.T.M. II型およびIV型規格強度をJIS強度に換算した値と比較すれば，IV型セメントは大部分が合格するがII型セメントは合格しないものが多い.

強度の発生増進は化学的組成の外に粉末度等が関係するのであるが，供試セメントは一定の強度増進を示さず，個々のセメントについてそれぞれ異つた様相を示している. しかしI型セメントとは明確に区別しうる.

II型，IV型セメントの曲げ強さは圧縮強度に比較すれば概して大きく，この傾向は初期材令に顕著に認められる.

強度と水和熱間には材令28日までは個々のセメントに共通なほぼ直線に近い関係を認めることが出来る. ま

た水和セメントの溶解熱と強度の間にも抛物線に近い関係を認めうる.

(6) 強度水和熱比はⅠ型セメントでは材令3日および7日が大きく，28日以後は殆んど増加しないのであるがⅡ型セメントは28日までは比較的小さく，28日でⅠ型セメントと同等となり以後さらに増加する．Ⅳ型セメントはこの傾向がさらに顕著である．また強度水和熱比と強度との間には大体直線に近い関係が材令90日までは認められ，この直線の方向係数とセメント型の間にはある関係が存在する.

(7) コンクリートの圧縮強度はセメントに関係し，Ⅳ型セメントを使用したコンクリートの材令28日の圧縮強度はⅠ型セメントを使用したコンクリートの強度より小さいが90日ではむしろ大きくなりそれ以後も強度を増進させる．Ⅱ型セメントを使用したコンクリート強度はⅠ型およびⅣ型セメントを使用した場合の中間的性質を示す．材令1年の強度は28日強度に比してⅣ型セメントで250～400%であり，Ⅱ型セメントの場合でもⅠ型セメントよりはるかに大きい．しかしこれら数値は配合条件により相違するであろう.

コンクリートの強度とモルタル強度の間にはほぼ直線に近い関係があり，この関係は個々のセメントについて相異はするが概してある範囲に集中する傾向を示す.

(8) 水硬性化合物含量と水和熱および強度発生状況より考えて各試料セメントの焼塊は，その焼成，冷却状況，組成又は組成の均一性に相当の相違があることが推察される.

(9) 高炉セメントは水滓の結晶潜熱が加えられるので水和熱は低くはない．むしろⅠ型セメントに近似する.

銅鋳混合セメントはⅡ型セメントより高発熱性であり，この場合も鋳の結晶潜熱と関聯すると考えられる.

シリカセメントは混合材，混合割合による相違はあるが，強度もあまり低下することなく十分Ⅳ型セメントの水和熱規定に合格させることが可能である．ただし長期に亘り発熱を継続する.

(10) Ⅱ型，Ⅳ型セメントの試験成績を化学組成，水和熱，圧縮強度，ブレーン粉末度について A.S.T.M. の規格を厳密に適用して見ると No. 9 および No. 13 がⅣ型に合格し， No. 3 がⅡ型に合格していることとなる．No. 5 はⅡ型と見なせばⅡ型に大体合格している.

(11) 我国セメント製造技術の現状より見れば，これら特殊セメントの製造には技術的困難はないと考えられるが，原料の配合，焼成，冷却等になお注意すべき点も見出される．特に堤堰用セメントの様に均一性のすぐれたものを多量に使用する場合には仕様書を設けて検収試験を厳格に施行すべきであると考えられる.

本研究を実施するに当りセメントの物理試験およびコンクリート試験を快く承諾された当研究所材料研究室長山田順治氏，並びに試験試料を送付された製造会社当局に感謝の意を表する.

戦後の歴青材料の性質について

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　野　本　誠　三

(昭和27年3月受理)

I　前がき……(1)
II　天然アスファルトの性質……(2)
III　輸入原油より製造されたストレート・アスファルトの性質……(5)
IV　ブローン・アスファルトの性質……(12)
V　アスファルトの抜取検収試験……(12)
VI　カットバック・アスファルトおよび輸入アスファルトの性質……(14)
VII　アスファルト乳剤の性質……(17)
VIII　舗装用タール，ピッチ・オイルおよび膨潤炭の性質……(19)
IX　粗悪燃料処理残渣の性質……(21)
X　舗装切取供試体の性質……(22)
XI　歴青材料の規格，使用法および生産量について……(26)
XII　結　言……(34)

I　前　が　き

石油資源に恵まれない我国は，戦前から輸入原油よりのアスファルトの外に，多量のアスファルトを輸入に依存して来た．太平洋戦争の進行と共に，原油の輸入は漸次窮屈となり，各種燃料油への過大な要求量増大，および種々な軍需物資生産資材への転用は，精油施設の破壊と相俟つて，アスファルト生産量を低下させ，更に軍用構築材として優先的に使用されたため，道路舗装用材としての使用量は僅少のものとなつた．一方舗装用タールもアスファルトと同様な条件の下におかれて居た．従つて戦時中は，道路は材料難のために新設および補修殆んど行われず，荒廃は著しい状況であつた．

戦争が敗戦に終り，米軍による占領をみるに至つても，国内的にはこの状況が続いており，一方経済再建のためにも，又占領軍の軍事行動のためにも，道路の荒廃をそのまま放置することは不可能となり，道路舗装の問題は対占領軍，対国内的に複雑な要素を持つ様になつた．占領軍の命令による軍用道路の補修のために，又幹線道路の荒廃を防止するために，舗装用材料として種々の歴青材が放出され，又地方的材料としてアスファ

ルト代用材が，国内産の種々材料より探索されるに至つた．この間国力の復興と共に，道路用タールも生産されるに至り，太平洋岸の精油工場再開の許可と共に原油が輸入され，アスファルトの製造も開始されるに至つた．かくの如く我国の対外的，対内的状勢の変化と共に，種々の歴青材が使用されたが，これらの性質が戦前に使用しなれた歴青材とは性状の異るものが多く施工上にも種々の工夫が払われた．

土木研究所に於ては，これら種々の材料について一般的試験を行い，特に劣悪な材料の存在することに注意して来たので，ここにこれら種々の材料の諸性質を報告し，更に最近に於ける米国の歴青材についての規格を述べ，道路技術者の参考に供したいと思う．

Ⅱ 天然アスファルトの性質

我国の天然アスファルトは新潟県，秋田県，青森県，北海道に産出され，大正の初期頃までは，年産最高約7,000トンが採掘されていたが，大正12年頃に採掘が中絶した．これらは比較的歴青の含有量が多く，又概して硬質であり，これらアスファルトの性質は H. Abraham[1] により記述されて居る．然し砂層，凝灰岩等に原油の透入した歴青含有量の少ないアスファルト・サンド，オイル・サンド，ロック・アスファルト等も各地に産し，地方的材料として使用することが試みられているが，含有歴青の性質について詳細な記録が見当らない．

ここには新潟県，秋田県産のこれら試料について水分，揮発分，歴青分，骨材の含量を決定し，四塩化炭素により溶出した歴青溶液より回収した歴青の性質を求め，更に骨材の粒度について測定した結果を述べ，舗装用に使用する場合に注意すべき点に言及する．

試　　料：アスファルト・サンドAは新潟県中蒲原郡丸田村に露出存在する．オイル・サンドBも丸田村近辺のものである．ロック・アスファルトCは新潟県中蒲原郡小須土町八代田に産出するものであり，Dは秋田県山本郡富根村に産出する．

試料は何れも叺に入れて実験室に運び，密封して水分揮発分の変動を避けた．

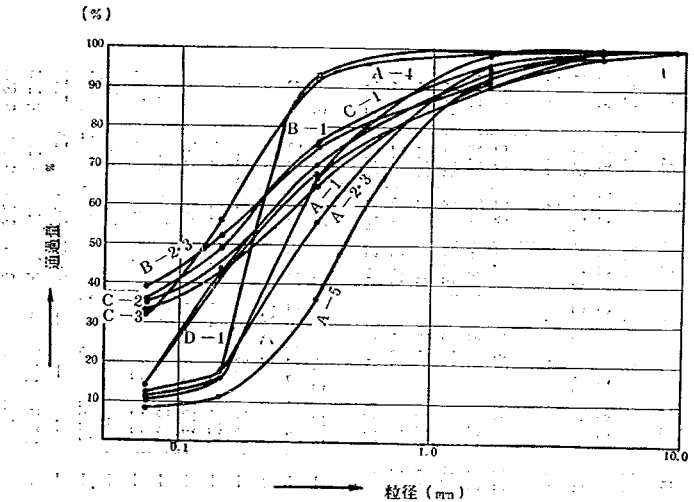
試 験 法：四分法にて得た試料は 105°C に乾燥してこの減量を水分とし，更に 165°C に加熱した場合の減量と揮発分と見なし，骨材との差を以てアスファルト分と見なす．一方四塩化炭素にて歴青を抽出し，歴青溶液は放置することなく直に減圧蒸溜を行い，約 6 時間にて，溶剤を全部溜出させ，120°～130°C に達せしめた後，蒸発皿に移し，165°C に加熱し，揮発物が殆んど存在しなくなつた点をアスファルト回収の終点とした．回収アスファルトは一般の規格試験を行う．

この試験は短時日で完了せねばならない事情があり，アスファルト回収法については更に検討する必要のあることを認める．

試験結果および検討：試験結果は 表−1，および 図−1 に示す．

－1　国産天然アスファルトの性質：アスファルト・サンド（新潟県）オイル・サンド（新潟県）ロック・アスファルト（新潟県）

試験項目	試料種別 / 産地 / 試料番号 / 測定法又は測定条件	単位	アスファルト・サンド 新潟県 A 1	2	3	4	5	オイル・サンド 新潟県 B 1	2	3	ロック・アスファルト 新潟県 C 1	2	3	秋田県D 1
水分	—	%	5.10	3.05	3.80	9.90	2.15	8.40	7.02	7.69	6.51	6.09	6.76	7.04
揮発分	—	%	2.15	1.95	2.05	2.85	2.20	1.01	1.09	2.00	4.04	2.41	1.81	1.90
アスファルト分	—	%	6.00	4.35	5.20	4.50	5.50	4.24	13.98	12.18	11.45	11.71	12.39	6.45
骨材	—	%	86.75	90.65	88.95	82.75	90.15	86.33	77.36	77.79	78.68	79.54	79.09	84.61
骨材粒度														
3/8～4	—	%	0.0	0.5		0.5	1.4	0.1	1.7		0.0	0.0	0.0	0.0
4～10	—	%	1.4	2.8		1.0	2.9	0.7	6.1		4.3	9.0	7.4	5.4
10～40	—	%	31.7	40.6		5.4	59.3	6.6	17.2		19.7	23.0	26.9	25.3
40～100	—	%	51.0	38.9		36.9	25.1	77.0	23.5		26.9	24.0	23.7	26.3
100～200	—	%	5.1	5.7		24.7	2.7	5.7	12.3		13.0	9.3	9.0	29.3
200 以下	—	%	10.8	11.5		31.5	8.3	10.0	39.2		36.1	34.7	33.0	13.7
残留アスファルトの性質														
比重	25°/25°C	—	—	—	—	—	—	1.016	1.035	1.026	1.057	1.028	1.044	1.035
浮遊試験	90°C	秒	—	—	—	—	—	145	262	41	555	153	150	542
針入度	25°C, 100g, 5秒	1/10mm	—	—	—	—	—	45	21	>300	10	48	51	26
延性	25°C, 5cm/min	cm	—	—	—	—	—	4.5	3.0	53	5	>100	>100	7
引火点	クリーヴランド	°C	—	—	—	—	—	153	145	142	210	207	205	240
燃焼点	クリーヴランド	°C	—	—	—	—	—	170	168	163	245	242	232	274
軟化点	環球式	°C	—	—	—	—	—	63.5	78.1	34.1	75.0	48.5	47.9	71.9
蒸発減	163°C, 5時, 50g	%	—	—	—	—	—	2.00	1.27	4.27	0.07	0.28	0.37	0.03
蒸発後針入度	25°C, 100g, 5秒	秒	—	—	—	—	—	37	17	194	9	38	39	25
歴青含量	CS_2	%	—	—	—	—	—	97.81	96.23	97.51	97.80	99.43	99.51	98.55
歴青	CCl_4	%	—	—	—	—	—	—	—	—	96.22	99.38	99.14	97.77
感温係数	Pheiffer 法	—	—	—	—	—	—	+1.5	+2.0	—	+0.4	−1.7	−1.7	+1.5
温度—log Pen 直線方向係数		—	—	—	—	—	—	0.033	0.030	—	0.038	0.052	0.052	0.032



図－1 国産天然アスファルト砂等の粒度曲線

試料天然アスファルトは何れも相当量の水分を含有し，産地に依り相違はあるが，アスファルト分は約 4－14% 含有され，この外に 1－4% の揮発分を含有する。同一地区の試料は何れもアスファルト含有量は近似しているが，例外も認められる。水分，揮発分についても同様である。

アスファルト溶液より回収されたアスファルトは，一般に正確には原アスファルトの性質を示さないことは，すでに西川等[2]によつても認められ，種々の回収法が G. Abson[3]， J. Greutert[4]， H. Siuda[5]， J. Bateman[6]， R. Preston[7]， C. Bussow[8]， T. F. Ford[9]， J. D. Brawn[10] 等により研究された。一般に回収アスファルトは原アスファルトに比して硬質であり殊に延性が劣るとされており，本試験の様な回収操作には充分検討せねばならない点はあるが，大体試料中の残留アスファルトに近い性質を持つた回収アスファルトを得ることは出来ると考えられる。

オイル・サンド B は割合重い揮発分を未だ相当含有するが，比較的硬質であり延性も小さく感温性も割合小さい。Pheiffer 等[13]の感温係数より見れば，ブローン・アスファルトにやや近い傾向を示している，B－3 が軟いのは重質揮発分でカツトバツクされているためである。ロック・アスファルト C は何れも揮発分を殆んど含有しない。C－1 は甚だ硬質で延性も小さいが感温係数は 0.4 であり，通常のストレート・アスファルトと考えられる。C－2, C－3 も何れも通常のストレート・アスファルトである。これらのアスファルトは何れもカービン量は少なく，良質のアスファルトである。C－1 が C－2, C－3 に比して相当硬いのは，回収操作の影響も考えられるが，産出状態の相違に基づくと考えられる。ロック・アスファルト D は軟化点がやや高く，ブローン型に近いストレート・アスファルトとみられ，カービン量もやや多い。アスファルト・サンド A

については試験結果を詳細に示し得ないが，釜残留油又は SC 級カットバック・アスファルトと同程度の稠度を有している．

歴青分離後の骨材は篩い分け，粒度の加積曲線は 図−1 に示されている．この図よりも明らかである様に，C以外は同一地区の試料でも粒度分布が甚だしく不均一であり，又大部分が 0.35mm 以下の粒径である．Cは何れも 0.075mm 以下の粒子を多量含有している．

A，B の骨材は何れも大部分が石英であり，C，D は粘土質物を多量に含有している．

天然アスファルト砂の使用について：本試験に使用した各種のアスファルト砂は，残留アスファルトが軟質，硬質にすぎるものもあるが何れもストレード・アスファルトであり，揮発分により適当にカットバックされている．感温性が低く延性も小さく膠着力が劣る物もあるが，カービン量は何れも少ない．同一地区の試料でも歴青含有量，歴青の性質，骨材の粒度に相当の不均一性のあること，および相当量の水分を含有することは，これら材料を使用する際殊に注意せねばならない．これら材料は又地方的材料としてのみ考えられるべきであり，使用法についてもこの観点から研究されねばならない．これら材料の具体的使用法については井上[11]金津[12]等の報告を参照されたい．

なお A 試料と同一地区より採取されたアスファルト・サンドを別に試験した結果を次々簡単に述べることとする．

試料は団子状粒子を相当量有し，この粒内の歴青含量は高く，均一な試料を採取することは難しい．注意して採取された試料は四塩化炭素可溶分を 14.3% 含有するが，実験室で 7 日間風乾したものは四塩化炭素可溶分 9.4% 二硫化炭素可溶分 10.0% である．従つて風乾により，その約 34% の歴青を失い，カービンは比較的少ないことを示す．

この試料は正規の蒸溜試験を行い難いので，5 時間一定の温度に保持して蒸発減を求め，全歴青に対する残留歴青量を求め，次の結果を得た．

温度 (°C)	130	150	170	190	300
蒸発減 (%)	4.0	4.4	5.0	6.0	7.6
残留歴青 (%)	72	70	65	59	47

従つて 300°C にて約半分の歴青が蒸発し去ることとなり，この試料中に含有される歴青は軽質油を相当量含有する軟質歴青と考えられる．これらの性質はこの種天然アスファルトを使用するとき運搬，貯蔵，施工法等と共に特に考慮しておかねばならない．

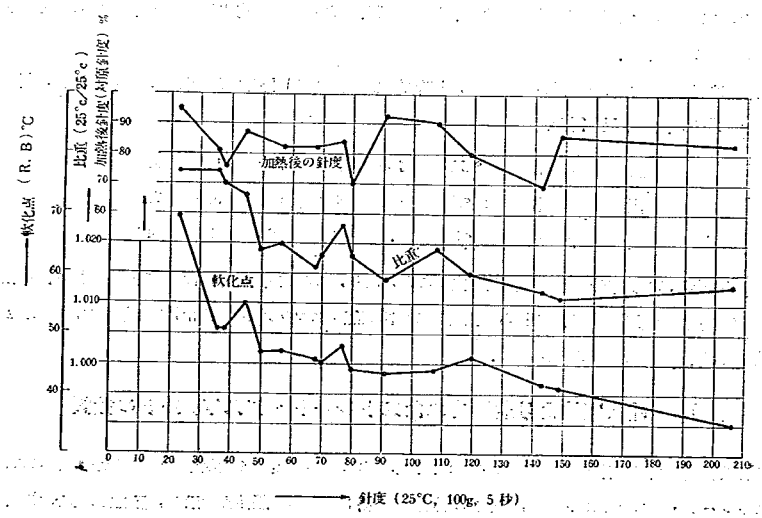
III　輸入原油より製造されたストレート・アスファルトの性質

原油輸入再開と共に，各工場にてアスファルトが製造され，舗装用に多量使用されるに至つた．ここにはこれらストレート・アスファルトの内，一般規格試験に合格したものの諸性質を示し，感温性に言及する．なお異常性を示す試料も存在することを述べる．

表−2　輸入原油より製造された

試料番号		1	2	3	4	5	6
表示針入度		10−30	40−60	40−60	30−60	60−100	−
製造工場		C	E	F	C	A	G
試験項目および測定条件	単位						
比重　25°/25°		1.032	1.032	1.030	1.028	1.019	1.020
針入度　25°C, 100g, 5秒	1/10mm	23	36	38	45	50	57
延性　25°C, 5cm/min	cm	7	>100	>100	>100	>100	>100 (15°C >100)
引火点　クリーヴランド開放式	°C	325	255	253	337	278	245
燃焼点　クリーヴランド開放式	°C	>360	354	353	>360	328	315
軟化点　R, B.	°C	68.8	50.7	50.7	55.0	46.7	47.3
蒸発減　163°C, 5時間, 50g	%	0.02	0.32	0.28	0.02	−	0.07
残留物針入度　25°C, 100g, 5秒	1/10mm	22	29	29	39	−	47
対原針入度	%	95.6	80.5	76.3	86.6	−	82.6
歴青全量　CS_2	%	−	−	−	−	−	−
歴青量　CCl_4	%	99.77	99.55	99.53	99.66	−	99.59
パラフィン　マツカーソン法	%	−	−	−	−	0.70	−
log 針入度−温度直線の方向係数		0.035	0.053	0.052	0.042	0.056	0.052
感温係数 (Pheiffer, Doormaal法)		+0.9	−1.75	−1.66	−0.26	−2.06	−1.62
粘度　25°C	poise×10^6	13.8	5.9	5.3	3.8	3.1	2.4

試験結果は 表−2, 3 および 図−2, 3 に示す.

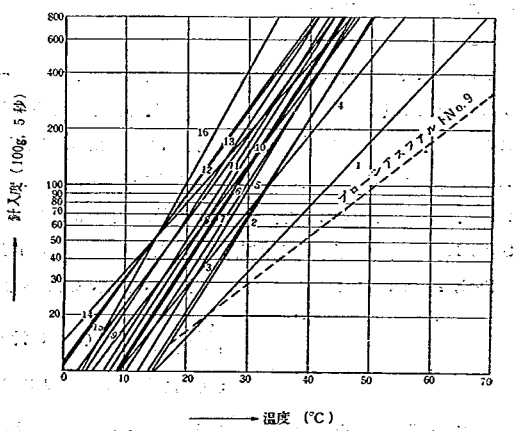


図−2　輸入原油より製造されたストレート・アスファルトの性質

ストレート・アスファルトの性質

7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
—	30—60	60—100	—	80—100	100—200	170	—	—	60—100	—
G	A	C	A	D	C	B	A	A	—	B
1.016	1.018	1.023	1.018	1.014	1.019	1.015	1.012	1.011	1.013	1.008
68	70	77	80	91	107	119	143	148	206	>240
>100 (15°C >100)	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	(15°C) >100	80
272	270	335	218	272	333	324	242	262	270	312
323	320	>360	319	322	>360	>360	304	319	318	>360
45.6	45.3	47.9	44.0	43.3	44.0	46.5	41.6	41.0	34.7	26.1
0.01	—	0.02	0.61	0.05	0.02	0.03	0.17	0.03	0.03	—
56	—	65	56	84	96	95	98	128	171	—
82.3	—	84.4	70.0	92.3	89.7	79.9	68.5	86.5	83.0	—
—	—	—	—	—	—	—	99.83	—	99.56	99.85
99.67	—	99.68	99.76	—	99.74	99.60	99.80	99.78	99.51	99.83
—	0.74	4.13	—	—	—	—	—	—	—	—
0.052	0.052	0.046	0.055	0.052	0.046	0.040	0.045	0.045	0.063	—
−1.62	−1.62	−0.86	−1.97	−1.60	−0.93	−0.06	−0.82	−0.86	−2.70	—
1.7	1.6	1.5	1.23	0.98	0.71	0.58	0.41	0.38	0.20	—

図−2 には針入度と軟化点，比重，および加熱後の針入度(対原針入度)の関係を示す．図より針入度の増加と共に軟化点，比重が減少することが示される．加熱後の針入度減少率（対原針入度）は比較的硬い試料については軟化点と同様な傾向があるが，加熱前後の針入度の変化は蒸発減の多いもの程大きいことと関聯して考えねばならない．図中試料 (1), (4), (9), (12) は軟化点が特に高く，比重も大きく加熱による針入度の変化も小さい．これら試料は何れも同一工場の製品であり，引火点が殊に高いことより真空アスファルトであると考えられる．然し一般に真空アスファルトは感温性が大きいことを特徴としているが，これらの試料はむしろ感温性が小さいことは後に述べる如くであり，このことは (9) 試料に見られる様に，パラフィンを多量に含有することに関係があるかとも考えられる．



図−3　ストレート・アスファルトの温度と針入度の関係

表−3 特に異常性を示すストレート・アスファルト試験結果

試料番号 / 試験項目，測定条件 / 表示針入度	1	2	3	4	5	6	7	スラッジアスファルト 8
	100−200	100−200	100−200	100−200	100−200	100−200	40−60	−
比重 25°C/25°C	1.002	1.008	1.010	1.008	1.002	1.000	1.035	−
浮遊試験 32°C	−	−	−	−	168	186	−	−
針入度 25°C, 100g, 5秒	>360	>360	>360	>360	236	>360	10 (46°C):31	39
延性 25°C, 5cm/min	(15°C) >100	(15°C) >100	(15°C) >100	(15°C) >100	−	−	3.5	>100
引火点 クリーヴランド	59	234	115	81	72	74	268	>198
軟化点 R.B.	5>	5>	0>	0>	−	−	78.1	50.4
蒸発減 165°C, 5時間	8.66	0.10	3.13	8.70	7.74	8.35	−	2.3
残留物針入度 25°C, 100g, 5秒	142	165	92	124	132	145	−	23
歴青全量 CS_2	99.84	99.92	99.93	99.89	99.83	99.87	−	91.14
歴青 CCl_4	99.39	99.92	99.90	99.83	99.81	99.86	−	80.94
歴青 石油ナフサ		−	−	−	−	−	−	61.01
蒸留試験 −170°C	1.00	−	−	−	1.40	−	−	−
170−235	2.57	−	−	−	1.94	−	−	−
235−270	2.45	−	−	−	3.84	−	−	−
270−300	4.48	−	−	−	4.65	−	−	−
残留物	89.50	−	−	−	88.17	−	−	−
水分	加熱起泡	加熱起泡	加熱起泡	加熱起泡	0.45	1.33	加熱起泡	遊離硫酸
粘度 エングラー 100°C					25.1	30.7		0.98%

アスファルトは温度によりその稠度の変化が甚だしい．ストレート・アスファルトはこの感温性がブローン・アスファルトより大きいことを特性としている．感温性が余り大きいと低温時に脆く，高温時に軟質にすぎることが多い．一般に歴青舗装は流動性を持ち，温度変化による膨脹収縮は勿論のこと，静止又は運動する車輛による力に抵抗するために弾性を持たねばならないとされている．この目的のためには感温性の高いことが要求される．ここに取り扱うた試料については直接感温性を測定していないが，J. Pheiffer, P. M. Doormaal[13], Saal, Koen[14] 等の方法により感温性を検討してみることとする．

Saal, Koen によればアスファルトの針入度，粘度，軟化点の間には次の関係がある．

$$\eta = \frac{5.13\times10^9}{\text{Pen}^{1.93}}\ \text{Poise}\quad (\text{Pen は針入度:100g, 5秒})$$

$$\eta\ (\text{軟化点に於ける}) = 1.2\times10^{14}\ \text{Poise}$$

両式より軟化点に於ける針入度は 800 となる．このことは R. H. Lewis[15] が針入度 85−100 の多くのアスファルトについて軟化点に於ける針入度が 620−1,300 であることを実験的に認めている様に，複雑流動性を示す有機コロイドであるアスファルトには正確には適用されるものでないことは考慮しておかねばならない．Pheiffer等は種々のアスファルトの針入度と温度について次の関係を認めている．

$$\log \text{Pen} = k + \alpha t \qquad k, \alpha \text{ は恒数}$$

すでに述べた様に軟化点に於ける針入度は 800 とされるので 25°C に於ける針入度 (Pen 25°C)，軟化点 ($T_{R\cdot B}$) 間には次の関係がある．

$$\log 800-\log \text{Pen}_{25^\circ C}=\alpha\,(T_{R\cdot B}-25)$$

従つて $\text{Pen}_{25^\circ C}$ と $T_{R\cdot B}$ を測定すれば各温度に於ける針入度を知り，又感温性を表示する α の値を知り得る．図−3 は 表−2 に示された試料について log Pen と温度の関係を示す．

試料 (1)，(4)，(9)，(12)，(13) は感温性が小さく，(5)，16) 感温性が大きい．即ち同一工場で製造されたアスファルトは針入度に関せず同様な感温性を示すことを知る．Pheiffer 等は便宜上 25°C の針入度が 200 で，軟化点 40°C のアスファルトの感温係数を O とし，各種のアスファルトの感温係数を求め，この係数にて感温性を表示することを試み，この値が −1～+1 の場合には〃通常型〃，−1 以下のものを〃タール型〃，+1 以上のものを〃ブローン型〃と呼んでアスファルトを分類した．

本試験試料の内 (1)，(4)，(9)，(12)，(13)，(14) は〃通常型〃であり，他は〃タール型〃であり感温性が高い．

又粘度と温度の関係はすでに述べた式を利用して下式を得る．

$$\log \eta=\mathrm{k}-1.93\,\alpha t$$

従つて $\log\eta-t$ 直線の方向係数は $-1.93\,\alpha$ であり．粘度の変化は針入度の変化と密接な関係のあることを知る．従つて 25°C に於ける針入度と軟化点を知れば任意の温度に於ける粘度の大体を知ることが出来る．表−2 には 25°C に於ける粘度も示されている．

なお瀝青材の感温性は多くの研究者により種々の指数が提案され，品質の同定等に利用されている．次にその数例を述べる．

(1) A. R. Lee, J. B. Warren [15]

$$\text{粘度温度指数}\ (VT)=\frac{\log V_1-\log V_2}{\log t_2-\log t_1}$$

t_1, t_2 は温度 (°C)，V_1, V_2 は粘度 (Poise)

(2) R. N. Traxler, H. E. Schweger [16]，D. C. Broome [17]

$$\text{粘度温度指数}\ (VT)=100[(V_1/V_2)^{1/t-t_2}-1]$$

(3) S. D. Patterson 等 [18]，A. Holms 等 [19]，W. Becker [20]

$$\text{針入度温度指数}\ (PT)=\frac{\text{Pen}_{46^\circ C,\,500g,\,5\,sec}-\text{Pen}_{0^\circ C,\,200g,\,60sec}}{\text{Pen}_{25^\circ C,\,100g,\,5sec}}$$

$$(PT)=\frac{\text{Pen}_{25^\circ C,\,100g,\,5\,sec}}{\text{Pen}_{0^\circ C,\,200g,\,60\,sec}}$$

(4) J. Zapata [21]

$$\text{粘度温度針入度指数}\ (VTP)=(V-\text{Pen})\times\frac{\text{Pen}}{100}$$

Pen：25°，100g，5秒の針入度，　V：135°C. Furol 粘度

(5) R. H. Lewis 22)

$$浮遊試験指数 = \sqrt{F \times Pen}$$

Pen：25°C，100g，5秒の針入度　F：80°C 浮遊試験（秒）

以上に述べたアスファルトは規格試験に合格したものであり，規格試験だけではそれらの品質，および工学的性質を決定することが出来ないが，感温性だけについても広い範囲にわたり，アスファルト製造原料，製造法がこれらの性質に関聯していることを示した．これらの試料は舗装用として充分使用し得るものであるが，未だ表示針入度と試験針入度が一致しないものが多く，パラフィン含量の割合に多い試料も存在することは注意を要する．

上に述べた規格試験に合格したものの他に，特に異常性を示すストレート・アスファルトおよびスラッヂ・アスファルトの性状を 表−3 に示す．次に個々の試料について説明を試みる．

(1)は針入度が高く，引火点は低く蒸発減も大きい．ストレート・アスファルトではなく釜残留油系の道路油と認められる．300°C まで蒸溜すれば約 10% が溜出する．蒸発後の針入度が表示針入度の範囲内である．取り扱いに注意を要する．

(2)は蒸発減が小さいことが特徴であり，加熱により硬化することが甚だしい．この試料は釜残留油で，ストレート・アスファルト製造操作が行われていないことを示す．軟化点を除いては米国規格 APOO（軟化点 90°F−120°F）に近い．

表−4　ブローン・アスファルト

試料番号			1	2	3	4	5	6
試験項目，測定条件	表示針入度及記号		0−5	甲	25	—	S. P.	20−30
	製造工場		不明	A	B	A	A	不明
	単位							
比重	25°/25°C	—	1.031	1.013	1.049	1.012	1.026	1.047
針入度	25°C，100g，5秒	1/10mm	7	11	11	12	14	14
感応比	針入度(0°C)：針入度(25°C)：針入度(46°C)	—	1:1.4:3	1:1.1:2.3	—	1:1.1:2.8	1:1.3:2.0	1:2.0:5.6
延性	25°C，5cm/min	cm	1.0	2.0	7.0	3.2	1.8	7.0
引火点	クリーヴランド開放式	°C	233	241	236	228	308	243
燃焼点	クリーヴランド開放式	°C	286	280	283	267	355	300
軟化点	環球式	°C	110	92.5	80.7	94.4	108	88
蒸発減	163°C，5時間	%	0.04	0.26	0.16	0.20	0.01>	0.14
残留物針入度	25°C，100g，5秒	1/10mm	2	11	9	11	12	8
全歴青	CS_2	%	99.92	99.82	99.75	99.77	99.73	99.91
歴青	CCl_4	%	99.90	99.72	—	99.68	99.69	99.88
歴青	石油ナフサ	%	—	—	—	62.87	59.22	—
log Pen−温度直線の方向係数			0.0242	0.0276	0.0334	0.0263	0.0212	0.0279
感温係数（Pheiffer 法）			+3.6	+2.6	+1.3	+2.9	+4.5	+2.6

(3)は引火点低く，蒸発減が大きく，0°C でも軟化点の測定を行うことが出来ない．カットバック又はフラックスしたものかも知れないが正常のストレート・アスファルトとは認められない．

(4)は大体(1)と同様の性状を持ち，道路油と見られ，引火点の特に低い点に注意を要する．

(5)は水分多く引火点は特に低い，蒸発減も大きく，300°C までに約 12% を溜出する．ストレート・アスファルトとは認められない．加熱用道路油としてもエングラー比粘度が示す様に稠度が小さすぎ，使用は危険である．

(6)は(5)と同様であり多量の水分を含有し加熱起泡甚だしく，引火点が特に低いので使用は危険である．

(7)は針入度が低く，カットバクッせねば舗装用には使用出来ない．軟化点高く延性も小さい．感温係数は約 0.8 であり，ブローン型に近いストレート・アスファルトと認められる．

(8)はスラッヂ・アスファルトである．スラッヂ・アスファルトは多数の試験を依頼されたが何れも多数の遊離硫酸を含有するために試験を行つていない．(8)のみは遊離硫酸の含量が概して少ないので試験を試みた．この試料は充分な膠着性を持ち，針入度と軟化点の関係もストレート・アスファルトに近く，延性も大きいが蒸発減が大きく，加熱後の針入度の変化も大きい．約 9 %の遊離炭素，約 10% のカーピン，約 81% の有効歴青を含有する．有効歴有中のアスファルテン含量は大きい．100°C に加熱すると起泡がはげしい．

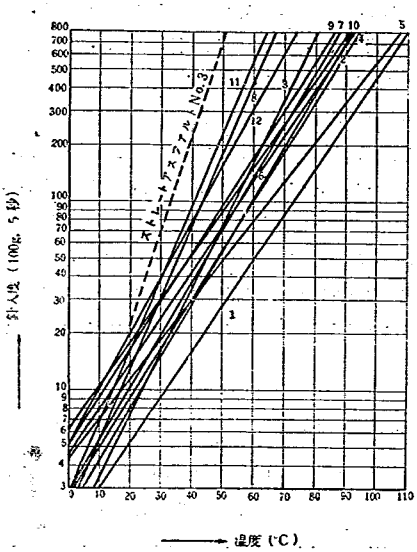
このスラッヂ・アスファルトは通常のストレート・アスファルトと同様に使用することは可能であるが，よりすぐれた性質を持つとは考えられない，更に脱酸することが必要であり，石灰石系骨材には使用しないことが望ましい．

の　性　質　　(検収試験成績を含む)

7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
10—20	15	15	—	25	—	検収試験試料					
A	不明	A	不明	A	C	—	—	—	—	—	—
1.024	1.029	1.013	1.015	1.021	1.018	—	—	—	1.020	1.022	1.024
18	21	22	24	26	28	12	16	11	17	18	29
1:2.7:3.3	—	1:1.5:2.4	1:1.1:2.1	—	1:1.9:3.7	—	—	—	—	—	—
2.3	7.0	3.2	3.0	8.0	3.6	3	5	2	3.8	4	87.8
240	244	296	219	238	307	—	—	—	—	—	—
279	288	349	262	285	349	—	—	—	—	—	—
93.1	67.3	86.2	90.7	64.4	73.5	—	—	—	80	79	60.1
0.08	0.07	0.01	1.40	0.08	0.01	0.23	0.30	0.23	0.07	0.05	0.03
16	20	21	21	23	27	0	0.5	0	—	—	24
99.69	99.75	99.46	99.86	99.82	99.41	—	—	—	—	—	—
99.66	—	99.44	99.68	—	99.38	99.70	99.81	99.67	99.68	99.66	99.72
58.91	—	62.97	—	—	66.28	—	—	—	—	—	—
0.0242	0.0373	0.0255	0.0232	0.0377	0.0293	—	—	—	0.0305	0.0305	0.0410
+3.5	+0.5	+3.2	+3.9	+0.4	+2.2	—	—	—	+1.9	+1.9	−0.25

IV ブローン・アスファルトの性質

ブローン・アスファルトは附着力より凝集力が大きく，感温性が小さい点が特徴とされ，土木材料としては舗装の場合には目地材，舗道煉瓦用として使用され，又防水工にも使用される．表—4 に示す様に試験試料は何れも石油アスファルトとしては充分の性質を持ち，カーピンも少なく，石油ナフサ可溶分も適当量有し，加熱による針入度の変化も小さい．然しこの種アスファルトの特性とも云うべき感温係数は各試料により相当の差異があり，+0.4～4.5におよぶ．温度と針入度の関係は図—4 に示してあるが，特に(11)，(8)の如きは〝ブローン型〟よりもむしろストレート型であり，ブローン・アスファルトとしては品質不良のものであり，むしろ硬質ストレート・アスファルトに近い性質を持つている．目地材としてはA.S.T.M Graut-Filler Grade Bの規格（針入度23—32，軟化点100～110°C）に合格するものはない．又ニューヨーク州道路委員会の規格（針入度15～35，軟化点 105°～120°C）に合格するものは(5)だけである．



図—4 ブローン・アスファルトの温度と針入度の関係

ブローン・アスファルトは土木材料として使用される量は割合少ないのであるが，試験試料は感温性の著るしく高いものも存在することは注意を要し，コンクリート舗装の目地材として使用される程度の品質の物は僅かである．

V アスファルトの抜取検収試験

仕様書を示して納入されたアスファルトが指定された性質をどの程度正確に示しているかは使用者側の立場からは重要な問題である．ここにはストレート・アスファルトについての二例を 表—5，ブローン，アスファルトについての一例を 表—4 に示す．

A県の場合は二回に分けて納入されている．短時間に多くの試料について実験することが不可能であつたので，全項目についての成績は得られなかつたし，又納入品についての代表試料の選定は任意のドラム罐を指定する様な方法で行われた．

第一回納入試料は針入度以外の性質は大部分仕様書の値に合格していると考えられるがやや硬質のものがあ

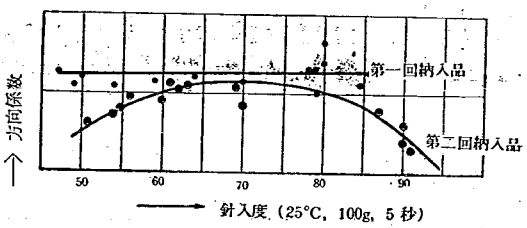
表5— 舗装用アスファルト納入抜取検収試験成績 (A県, B県)

試料 \ 試験項目			針入度 100g 25°C 5秒	延性 25°C 5cm/分 Cm	引火点 クーリヴランド法 °C	軟化点 R.B法 °C	蒸発減 163°C 5時間 %	蒸発残留物 針入度 100g, 25°C 5秒	四塩化炭素可溶分 %	比重 25°/25°C	其の他	10g針度—温度 直線の方向係数	感温係数 Pheiffer法	備考
仕様書規格			60—80	25°C:>100 5°C:> 10	>200	>35	1.0>	対原針入度 65%以上	>99	1.00—1.05	パラフィン 0.5%>	—	—	—
A県道路舗装用(国産原油)	第一回納入検収試料	1	54	>100	—	48.1	—	—	—	—	—	0.0507	—1.50	—
		2	80	>100	—	42.7	—	—	—	—	—	0.0565	—2.10	—
		3	59	>100	299	47.0	0.05	51 (85%)	99.80	1.023	—	0.0515	—1.67	—
		4	79	>100	—	45.0	—	—	—	—	—	0.0503	—1.43	—
		5	47	>100	—	48.4	—	—	—	—	—	0.0526	—1.74	—
		6	80	>100	—	3.4	—	—	—	—	—	0.0540	—1.89	—
		7	49	>100	—	48.8	—	—	—	—	—	0.0510	—1.55	—
		8	78	>100	295	44.1	0.17	51(65.4%)	99.64	—	—	0.0528	—1.75	—
		9	50	>100	300	48.2	0.09	34 (68%)	99.63	1.025	—	0.0519	—1.69	—
		10	79	>100	—	44.3	—	—	—	—	—	0.0530	—1.78	—
		11	64	>100	—	46.0	—	—	—	—	—	0.0522	—1.69	—
		12	70	>100	—	45.5	—	—	—	—	—	0.0516	—1.62	—
	第二回納入検収試験試料	13	56	>100	305	50.3	0.17	39(69.6%)	99.76	—	—	0.0496	—1.36	納入量15[illegible]
		14	61	>100	—	48.0	—	—	99.83	—	加熱起泡	0.0512	—1.57	23
		15	70	>100	—	46.9	—	—	99.61	—	〃	0.0483	—1.20	15
		16	84	>100	—	44.1	—	—	99.84	—	水分多し	0.0512	—1.57	22
		17	54	>100	—	49.8	—	—	99.50	—	—	0.0472	—0.77	21
		18	60	>100	—	47.9	—	—	99.70	—	—	0.0491	—1.32	22
		19	63	>100	234	46.7	0.22	45(71.4%)	99.68	—	—	0.0509	—1.53	19
		20	51	>100	242	51.2	0.14	42(82.3%)	99.80	—	—	0.0457	—0.91	21
		21	55	>100	—	49.2	—	—	99.94	—	—	0.0480	—1.18	21
		22	55	>100	—	49.1	—	—	99.65	—	—	0.0486	—1.26	21
		23	62	>100	227	46.9	0.24	46 (74%)	99.67	—	—	0.0507	—1.50	23
		24	69	>100	227	45.9	0.27	52 (75%)	99.78	—	—	0.0509	—1.55	12
		25	91	>100	223	47.0	1.68	60 (66%)	99.88	—	—	0.0430	—0.47	21
		26	87	>100	217	45.0	1.04	53 (61%)	99.93	—	加熱起泡	0.0482	—1.20	7
		27	90	>100	—	45.5	—	—	99.73	—	—	0.0462	—0.91	7
		28	90	>100	—	46.5	—	—	99.98	—	—	0.0441	—0.75	10
B県道路用(輸入原油)		29	143	>100	242	41.6	0.17	98 (69%)	99.83	1.012	—	0.0450	—0.80	
		30	113	>100	255	42.4	0.16	92 (81%)	49.86	1.014	—	0.0488	—1.28	
		31	111	>100	255	41.8	0.13	86 (77%)	99.85	1.015	—	0.0510	—1.55	
		32	107	>100	255	42.8	0.13	93 (87%)	99.88	1.015	—	0.0490	—1.30	
		33	109	>100	252	41.0	0.15	95 (87%)	99.86	1.016	—	0.0541	—1.89	

り，最も硬いもので針入度47である．厳格に仕様書の規定を適用すれば，約 40% が不合格となる．

第二回納入試書料第一回試料の試験結果により納入者に針入度については注意を与えて後に納入されたものであり，針入度について注意が払われていることを認め得るが，やや軟質に過ぎる傾向を示した．この場合も針入度のみについては 50% 以上が仕様書の規定に合格していない．特に (25) (26) は蒸発減も大きく，蒸発による針入度の変化が大きすぎ，(27) (28) についても恐らく同様と考えられる．

なお第一回納入品は 図—5 に見られる様に方向係数が針入度に関係なく大体0.052程度であり，同一原料より，同一操作により製出されたものと認められるが，第二回納入品は第一回のものより方向係数は小さく，針入度の変化にともない相当広範囲に変動している．然し方向係数は大体一つの曲線上にあることが認められる．従つて第二回目に納入されたアスファルトは，



図—5 針入度と方向係数の関係

第一回目のものと製造操作，又は原料等をやや異にしていることが考えられる．このことは検収試験結果に基づき製造者側に注意を与えたために，工場側が品質について関心を払つたことに基づくのかもしれない．

B県の場合は仕様書は明らかではないが針入度については (29) のみ相当軟質に偏している．(30)—(33) は大体針入度が等しいにもかかわらず方向係数に相当の差異があり，品質管理の完全に行われていないことを示している．

ブローン・アスファルトの抜取検収試験結果は 表—4 に示されている．この結果より明らかである様に少なくも (13)，(14)，(15) は蒸発残留物の針入度が意外に小さく，施工後のアスファルトは硬質に過ぎると考えられる．これらの試料は非常に硬いアスファルトをカットバックしたものと見られ，特にブローン・アスファルトの場合はこの様なことは望ましくはない．(16)，(17)，(18) は何れも感温係数は小さく，ブローン・アスファルトとしては充分の品質のものと考えられない．特に (18) は感温係数は—0.25であり，むしろ硬質のストレート・アスファルトと判断される．

以上抜取り検収試験の成績を述べたが代表試料選定法について検討する必要のあることは考慮の要があるが，特定の仕様書の規定に合格しない納入品が相当量存在し，試験結果を以て品質について注意を与れば，製造者側にて技術上の検討を加える傾向のあることを示した．又納入される試料には特に異常性を示す物がしばしば存在することに注意せねばならないことを指摘した．良質の材料を得るためには検収試験を特に必要とすることを知らねばならない．

VI カットバック・アスファルトおよび輸入アスファルトの性質

カットバック・アスファルトには RC，MC および SC の三種があるが試験した試料は何れも MC 系統の

表—6. カットバック・アスファルト試験成積

試験項目及び測定条件	単位	米軍 1 (MC-3)	米軍 2 (MC-3)	某県 3 (MC-3)	米軍 4 (MC-1)	米軍 5 (MC-?)
引火点　タッグ	°C	102	92.5	40.7	—	—
粘度　フロール，60°C	秒	345	392	(エングラー25°C)22.5	(50°C) 558	232
蒸溜試験(360°Cまでの全溜出量に対して				(ハッチンスン稠度25°C) 10.6 秒		
—190°C	%	0.0	0.00 (初溜点 204)	—175°C，6.2%対試料 175°C	0.0	—
—225°C	%	0.0	0.0	—235°C，32.0 〃	0.0	9.1
—260°C	%	5.3	16.1	235°C—270°C，33.4	24.5	59.1
—316°C	%	60.0	67.8	270° 以上で分解する	69.4	86.4
蒸溜残留物（360°Cに於ける）	%	81.6	83.9	300°C残留物 27.4%	77.5	60.2
蒸溜残留物の性質				全歴青(CCl_4)99.85%		
針入度　25°C，100g，5秒	$^1/_{10}$mm	168	123		94	32
延性　25°C，5cm/min	cm	>100	>100		>100	3.5
CCl_4 可溶物　%	%	99.96	99.54		99.48	86
水分　%	%	0.0	0.0			2.0

物である．試料の大部分は米軍の依頼によるものである．(1)，(2)は米国より輸入されたものであり，(3)は米軍放出品である．(4)，(5) は米軍が我が国内より求めたものである．試料の数が少ないので，使用者側の立場からこの種歴青材の性質について正しい判断を得ることは困難ではあるが，特に異常性を示す試料の存在することは注意を要する．次に個々の試料の性質について説明を加えることとする．(1)，(2) は何れも MC—3 (規格は後節に述べる) に合格しているが，(1) は 260°C までの溜分が少なく，比較的硬化がおそいと考えられ，(2) は蒸溜残留物がやや硬く，四塩化炭素可溶分が割合少なく，無機物質を含有している．

(3) の稠度はエングラー粘度，およびハツチンスン稠度にて表示したが何れも MC—3 に要求されるよりはるかに小さい稠度を示して居る．300°C 蒸溜残査は 27% で大部分が 270°C までに溜出している．この試料は MC—3 系のものではなく，舗装用材としてはせいぜいプライマーとして使用し得る程度のものである．この様な材料が放出されたとは考えられないのであり，恐らく取り扱いの途中でガソリン等が混入したことが原因と思われる．

(4) は MC—1 と表示してあるが，粘度が高すぎ試料量の関係で 60°C 又は 82°C の粘度を測定してないが，恐らく MC—3 又はそれ以上の粘度を有している．蒸溜残留物はやや硬質にすぎ，MC 系の規格には何れも合格しない．

(5) は MC としてあり，稠度が表示されていないが多くの水分をふくみ蒸溜残留物は非常に硬質であり，延性を欠き，更に歴青含有量は 86% であり非常に少ない．粘度は MC—3 にあたるが蒸溜残留物の量が少

表−7 輸入石油アスファルト，トリニダット・アスファルト試験成積

試験項目	A県	管理局	米軍	東京国道	米軍	米軍
	1 (トリニダット アスファルト)	2 (トリニダット アスファルト)	3 (AP−3)	4 (AP−3)	5 (AP−3)	6 (AP−2)
比重 25°/25°C	1.212	1.210	1.017	1.021	1.012	—
浮遊試験 90°C 秒	103	105	—	72(50°C)	—	—
針入度 100g, 25°C, 5 秒	42	40	82	93	82	66
感応比	1:5.3:30	—	—	—	—	—
延性 25°C, 5cm/mim	89	98	>100	>100	>110	>100
引火点 クリーブランド °C	217	240	307	260	260	296
燃焼点 〃 °C	263	255	—	311	—	344
軟化点 B.R. °C	52.7	54.2	45.3	—	45.0	43.5
蒸発減 163°C, 5 時 %	0.29	0.43	0.01	0.01	0.11	0.01
残留物針入度 100g, 25°C, 5秒	38	36	78	77	79	62
歴青全量 (CS_2) %	68.19	71.55	99.96	99.82	—	—
歴青量 (CCl_4) %	67.81	—	99.93	99.80	99.40	99.81
歴青 (ペンタン) %	57.29	—	—	—	—	—
灰分 %	22.63	21.05	—	—	Fe_2O_3 を含有する	—
CS_2 不溶有機物 %	—	—	0.03	0.02	—	—
log 針入度−温度直線の方向係数	—	—	0.054	—	0.055	0.058
感温係数			−1.8	—	−2.0	−2.36
粘度 25°C, poise×10^6			1.06	0.83	1.16	1.58

ない．この試料は悪質のアスファルトを使用している．

以上に示される様に，カットバック・アスファルトの如き外観，又は簡単な試験ではその品質を知ることが出来ない材料については間違いが起りやすく，検収試験を行わないために施工に失敗することがあり得ることは特に注意せねばならない．

輸入アスファルトとしてはトリニダット・アスファルト，およびAP級ストレート・アスファルトがある．

トリニダット・アスファルトは天然アスファルトであるレーキ・アスファルトをフラックスしたものであり，多量の粘土を含有し，この粘土は歴青中に安定に分散しており，フィラーの役目を果している．トリニダット・アスファルトは，米聯邦規格では AT−00 から AT−7 までの 9 種に針入度により分類されている．試験試料は何れも AT−7 に該当して居り，規格には合格して居る．何れもカービン量は少なく，歴青全量と灰分との差は粘土に化学的に結合する水分であり，これら多量に存在する粘土のために風化に強いアスファルトとされている．我国の舗装材としては AT−7 はやや硬質にすぎ，更に適当の稠度にするためにカットバックせねばならない．

AP アスファルトは同様に AP−00 から AP−7 までの 9 種に針入度により分類されている．試験試料 (3), (5) は針入度がやや小さく，針入度の規定によれば AP−4 に該当する．(6) は AP−2 と表示してあるが針入度の規定では AP−5 に該当する．これらの試料は何れも感温性が大きく〝タール型〟とも云ふことが出来，

25°C に於ける粘度は概して低い．ストレート・アスファルトとしては秀ぐれている．ただ (5) のみは容器より混入したとみられる酸化鉄を含有し歴青量がやや低い．

VII アスファルト乳剤の性質

歴青乳剤には滲透用，および混合用の二種がある．滲透用は粘度を出来るだけ低く保ちつつ歴青含量を多くし，分解はなるべく早いことを必要とし，且つ分解により生ずる被膜は軟質であり，膠着力を有することが必要である．従つて使用されるアスファルトは比較的軟質なストレート・アスファルトである．

混合用乳剤は滲透用程粘度は低くなくてもよいが混合に不便でない程度であることが必要であり，歴青含量は出来る丈多いことが望ましい．この種の乳剤で最も必要な性質は，乳剤と骨材の接触により起る乳剤の分解が余りに速に起りすぎ，混合作業が不可能にならないことである．従つて安定度の高いことを必要とする．このためには乳化力の強い乳化剤を使用し，従つて分解生成した歴青被膜が再乳化される危険がある．

ここに試験した乳剤の性質は 表−8 に示す．乳剤の真の品質はこの程度の試験項目よりは充分には知り得ないが，大体の良否は判別することが出来る．次に個々の試料の性質について説明してみることとする．

(1) は外観にも異常を認めない普通の乳剤であるが，アスファルトがやや硬質であり，分解被膜は充分な膠着力を持つていない恐れがある．

(2) は外観でも粗粒を認め，均質のものではない．なおアスファルト粒子は沈降せずに浮き上る傾向を示し貯蔵安定度は負値を示す．安定度良好ではなく，歴青含量も高くはない．

(3) は粗粒等は認めないが歴青含量はやや低く，アスファルト粒子は浮上する傾向を示す．なほ乳剤はこの様な性質をあまり示すことはない．安定度は良好とは云われない．

(4) は粗粒を多く含有し篩別せねば粘度計をふさぐ程である．

(5) は歴青含量も低く 40% に過ぎない．分解膜も不良であり粗粒も多く認め乳剤として不良である．

(6) は混合用乳剤としては歴青含量が低いし分解速度が速すぎて混合作業中に分解する恐れがある．貯蔵安定性はよい．

(7) は分解速度を測定してないが一般の性質に難点がなく良好と云うことが出来る．

(8) は歴青含量も多く貯蔵安定度も良好であるが，分解速度が速すぎ，混合作業に支障が起ることが予期される．

(9) は A.S.T.M. D244−49 の方法により試験した例である．仕様書に示される性質は RS−1 と認められるが，$CaCl_2$ 法による分解試験の結果は乳剤が非常に安定であることを示し，RS の主要な性質を示していない．なお貯蔵安定度は負値を示し，アスファルト粒子が浮上する傾向のあることを示す．この乳剤は RS としては使用することが出来ない．

(10) は (9) が不合格とされた後に納入されたものであり，RS−1 の規格に完全に合格している．この例でも明らかである様に検収試験により品質の向上を計ることが可能である．本乳剤は蒸溜試験に於て起泡がはげしく実験に困難を感ずることが多い．また乳化剤は石鹸系の代りにソープレス・ソープが使用されている．

表-8 アスファルト

試験項目 ＼ 用法別 ＼ 試料番号	単位	滲透用 1	2	3	4	5
外観		均等	粗粒あり	均等	粗粒あり	粗粒物を認む
比重 25°/25°C		1.022	1.009	1.011	1.014	1.012
比粘度 エングラー 25°C		3.5	2.6	3.0	3.3	1.5
4°C		4.8	—	—		
歴青質残留物	%	52.4	50.0	48.9	50.7	40.0
歴青質残留物の性質						
針入度 100g, 25°C, 5秒	$^1/_{01}$mm	53	102	91	153	—
延性 5cm/min, 25°C	cm	>100	>100	>100	—	—
貯蔵安定度 7日	%	5.7	−5.0	−5.9	0.1	9.1
分解速度	分	25	20−40	30	20−60	—
被膜の状態		良，再乳化なし	良	良 再乳化なし	良 再乳化なし	不良

表-9 常温舗装用タール試験成績

試験項目 ＼ 使用別 ＼ 番号	常温用 No.1	No.2	常温用タール規格案（内，土，試） A	B	C
比重 25°C	1.150	1.157	1.10−1.17	1.10−1.20	1.10−1.20
比粘度 50°C エングラー	5.4	23.5	5.0−10.0	6.0−15.0	15.0−30.0
稠度 25°C ハッチンスン秒	測定不能	3.2	—	—	—
引火点 マルテン・ペンスキー°C	87.8	87.0	>80	>80	>80
蒸溜 170°C %	0.62	0.90	0.0−7.0	0.0−7.0	0.0−7.0
170−270 %	25.76	20.94	17.0−33.0	15.0−27.0	12.0−24.0
270−300 %	10.07	7.17	5.0−15.0	5.0−13.5	4.0−13.0
蒸溜残留物 %	63.42	70.55	>55.0	>62.0	>67.0
残留物 軟化点 R.B. °C	34.8	55.0	<60	<60	<60
タール酸 容量 %	1.76	1.16	<6.5	<5.0	<5.0
歴青全量 CS_2 %	89.79	85.65	>85.0	>85.0	>85.0
遊離炭素 C_6H_6 %	10.20	14.33	<14.0	<14.0	<14.0
水分 %	0.1	0.4	<1.5	<1.5	<1.5

※ 常温用の外に加熱 (D.E.F.G) 用規格案がある

乳剤試験成績

	混合用				RS−1（A.S.T.M. D244−49 により試験する）		
内務省土木試験所規格	6	7	8	内務省土木試験所規格（昭.8）	9	19	仕様書
品質均等	—	均等	—	品質均等	0.02	0.01	（篩試験）<0.1%
0.01 以上の変化なきこと	1.010	1.016	1.014	0.01 以上変化なきこと			
2.0−8.0	7.1	8.5	3.7	<10.0	45.5	52.4	（フロール秒）20～100, 25°C
25°C の2.5倍以下	—			<2.5			
>50.0	49.8	54.1	55.3	>55.0	61.6	57.7	（蒸溜法）55～60%
70−200	—	88	98	40−200	154	117	100～200
>80 蒸発減<3%	—	—	—	>60 蒸発減 3% 以下	>100 95.97	>100 98.99	>40 (CS_2 可溶）>95%
10.0>	1.7	3.8	0.9	<10.0	−7.0	−1.3	<3
5−120	45	—	30−50	120−300	25.2	75.6	（分解試験）60-100%
良	良 再乳化なし	良，再乳化なし	良，再乳化なし	良，低温安定度良			

VIII　舗装用タール，ピッチ・オイルおよび膨潤ゲルの性質

アスファルトおよびタールの需給状況より舗装用タールの使用が一時考えられるに至つた．表−9 に示す試料は某国道工事に使用する目的にて "内務省土木試験所常温用タール規格案" "A" および "C" に合格すを様な品質のものを指定し業者に納入させたものである．

No1. は 表−9 に示す様に "A" の規定に全項目が合格しており，No.2 は遊離炭素含量がやや多いことを除いては全項目が "C" の規定に合格している．

これらタールはタール酸含量が少なく，蒸溜試験の結果とも関聯して考えればカットバック・タールと見なされる．No1. は蒸溜残留物の軟化点が割合に低く，硬化物の膠着力も相当大きいと考えられる．No.2 の粘度の高いことは蒸溜残留物の軟化点の高いこと，残留物量の多いこと，および遊離炭素量の多いことと関聯しており，硬化物の性質はすぐれているとは云えない．

ピッチ・オイルは石炭タールより得られたピッチを乾溜し，カーボン等を得る際溜出する油であり，ピッチの製造工程および乾溜法等によりその性質を異にする．ここにはピッチ・オイルを舗装用に使用するためにその性質の概要を知るべく行つた試験結果を 表−10 に示す．No.1 は加熱用タール程度のウオカビリティーを有すると判断されるが，300°C までの溜出物少なく，蒸溜残渣は原試料に比し粘度の増加を余り認めない．舗装材として使用しても硬化は非常におそいものと考えられる．

No.2 は蒸溜試験等を行つていないので舗装材としての性質は充分つかめていないが，軟質にすぎ，硬化も

表−10 ピッチ・オイルおよび膨潤炭の性質

試験項目 ＼ 試料別 ＼ 試料番号	単位	ピッチ・オイル A	ピッチ・オイル B	膨炭 A	膨炭 B
比重 25°/25°C		—	1.20	1.206	1.258
バッチンスン粘度 25°C	秒	46.7	—	—	—
比粘度 エングラー 50°C		62.8	—	—	—
針入度 25°C, 100g, 5 sec	1/10mm	—	—	11	28
0°C, 200g, 60 sec		—	83	—	10
延性 25°C, 5cm/min	cm	—	—	2	10.5
5°C, 5cm/min	cm	—	17	—	—
軟化点 R.B.	°C	—	3	88.3	64.3
引火点 クリーブランド	°C	—	—	170	125
燃焼点 クリーブランド	°C	—	—	199	—
蒸発減 163°C, 5 時	%	—	4.69	—	1.81
残留物針入度 25°C, 100g, 5 sec	1/10mm	—	—	—	17
蒸溜試験 (容積)					
0°—170°C	%	0.15	—	—	—
0—270	%	0.97	—	—	—
0—300	%	1.83	—	—	—
0—260		—	—	—	0.0
0—315		—	—	—	6.3
0—360		—	—	—	8.1
残留物		—	—	—	85.6
歴青全量 CS_2	%	—	—	62.94	66.64
歴青量 CCl_4	%	—	—	53.16	56.20
歴青量 石油ナフサ	%	—	—	36.18	—
水分	%	0.05	—	—	—
灰分	%	—	—	5.52	2.50

おそいと判断される.

ピッチ・オイルは不安定の物質であり，膠着力も不充分であり，硬化もおそいので舗装材としては地方的材料として制限された用途に使用される.

No.1 は当所道路研究室に於ける試験結果ではローム系土壌に対して滲透力弱く，交通車輌により剥離の傾向があり，砂質土には使用可能と判定されている.

膨潤炭は石炭微粉末と化成タールを高温高圧で処理して石炭成分の抽出を計つた物質であり，馬場等[24]の研究がある．石炭中のアスファルテンがタール油中に懸濁し，石炭の灰分はフィラーの作用をするとされ，ストレート・アスファルトに以た性質が得られ舗装に使用され得ると予想されて試験を依頼された.

A試料は余りに硬すぎこのままでは舗装用粘結材として使用することが出来ない．引火点が低いのはタール系の特徴である．遊離炭素の含量は高くアスファルテンの含量も高い．従つて附着力が劣り膠着性も余り期待することは出来ない．蒸溜試験は行つていないが引火点の低いことより考えても 300°C 前後の溜出物は相

当量存在する見込であり，順次揮発物を失つて脆化する恐れがある．

本試料はこのままでは種々の形式の舗装に粘結材として使用することは針入度の点からでも難点があり，特に寒冷地に対しては脆化破損の危険がある．従つてカットバックするか又は膨潤炭製造条件を変更して稠度の小さいものを造る方が舗装用として使用する際有利になつて来る．

B試料はA試料より軟質であるが更に軟質にせねば舗装用には使用し難いと判定される．蒸溜試験の結果沸点の高い溜分を持つことは有利である．

膨潤炭は舗装用材料として使用し得るが針入度小さすぎ，混合物を造るに要する歴青量は平均量に比して約50％多く使用する必要があり，不経済になる恐れがある．寒冷地においては脆化度が大きい危険があり施工には注意を要する．

IX 粗悪燃料処理残渣の性質

戦後建設機械用として入手された燃料はディーゼル油としての品質は粗悪であつたので，これより蒸溜法によりディーゼル油の回収を計り，残留物を舗装材として使用することが研究された．

表—11　粗悪燃料蒸溜残渣の性質

試験項目 ＼ 試料番号 ／ 条件 ／ 単位			1	2	3	4
外観			黒色固状脆弱	黒色固体	表面グリース状	黒色固体
比重	25°/25°C		—	1.099	1.097	1.132
浮游試験	50°C	秒	—	—	570	—
針入度	100g, 25°C, 5秒	1/10mm	—	23	105	18
感応比			—	1:1.9:8.3	1:3.5:10	1:1.8:9.2
延性	25°C, 5cm/min	cm	—	10	>100	23
	15°C, 5cm/min	cm	—	0.5	84	0.5
軟化点	R.B.	oC	—	58.3	43.2	61.4
蒸発減	163°C, 5時間	%	—	0.25	0.19	0.08
蒸発残留物針入度	25°C, 100g, 5秒	1/10mm		10	72	3
対原針入度		%		44	69	17
歴青全量	CS_2	%	69.58	88.63	95.32	93.48
歴青量	CCl_4	%	47.79	77.11	85.69	77.34
オリエンシス反応			不均一	不均一	不均一	不均一
安定度試験（ハーバート）		kg	1266	893	707	847

この研究の報告は別に発表される予定であるが，ここには蒸溜残留物の舗装材としての性質を簡単に論ずることとする．表—11 に示す試料 (1) はA重油を 470°C まで蒸溜し，85% の溜出量を得た時の残渣であり，(2) は 450°C，80.5% の場合である．(3) はB重油を 447°C 72%，(4) は 452°C，76% 溜出させた場合の残渣である．

これら残渣の性質は蒸溜の条件により種々変り得るが，一般にこれら試料は分解アスファルトと考えられ，比重は大きく感温比も相当あり，附着力も相当認められ軟化点も適当であり，延性も充分持っている．CS_2不溶分で示される遊離炭素，および CS_2，CCl_4 可溶分の差として示されるカービンが相当量存在し，溜出量多い程カービン等は増大する傾向がある．舗装用タールの粘結材として残るピッチ等に較べれば，カービン，遊離炭素等もタールより少なく，舗装用として充分使用し得る物質と認められる．蒸溜の条件さえ適当に保持すれば舗装材として充分の性質を有する分解アスファルトを製造し得ることが明らかである．

これらの分解アスファルトについては道路研究室に於て安定度試験が行われた．使用した分解アスファルトは (3) 以外は溜出油をもつてカットバックし針入度をそれぞれ (1) 52，(2) 115，(4) 120 となしたものであり，骨材の粒度は No. 10—No. 40 27%，No. 40—No. 80 34%，No. 80—No. 200 23%，No. 200 以下 16% としてアスファルト量は何れも舗装体について 12% とした．安定度は何れも 700kg 以上であり舗装材として充分使用することが可能と認定される．

X 舗装切取供試体の性質

I試料は粗粒式アスファルト・コンクリートであり，G 県に於て同一の仕様で 6業者に同一地区に於て請け負わせた道路の検収試験試料である．

II試料は細粒式アスファルト・コンクリートであり，飛行場に施工されたものの検収試料である．

IIIは完成後破壊したものと破壊しなかつた同一施工舗装である．

IVは飛行場滑走路として施工されたものである．

これらの試料については施工の状況等は明らかにされていない．

試験結果は 表—12 に示す．

試験法は試料の見掛の比重を測定し，四塩化炭素でアスファルトを抽出し，骨材の量および歴青量を算出する．骨材は篩分析を行つた後比重を測定しこれらの値から舗装の真比重を算出し，見掛の比重と真の比重より舗装空隙率 (v) を求め，同様に歴青容積率 (V_b)，骨材容積率 (V_a)，骨材空隙率 (V) を算出する．なお安定度，吸水膨張試験，C.B.R 等は道路研究室に於て測定された．

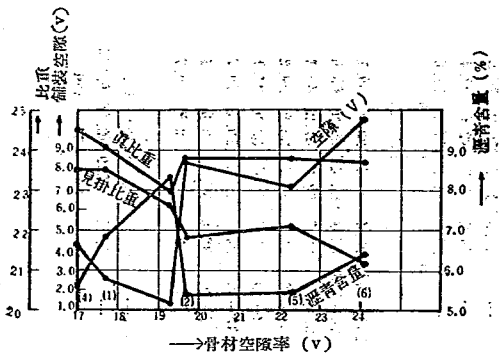
この様にして求めた舗装の諸性質について若干の説明を試みることにする．

図—6 はI試料について骨材空隙率 (V) と舗装空隙 (v) 歴青含量，比重等との関係を示す．骨材空隙率 (V) は一般に舗装の圧縮状況を示すと考えられ，V の増加と共に v は増加し，見掛けの比重は減少することを認め得る．V と v の量的関係より配合，圧縮の状況等についての知見を得ることが出来る．即ち (2) は v が大きくアスファルトの不足していることを示し (3) は vが特に小さくアスファルトの過量であることを

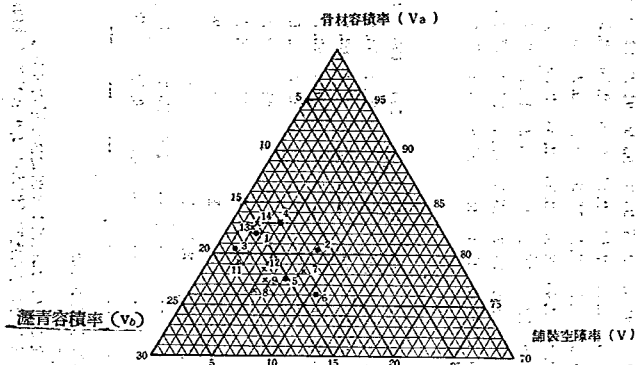
表—12　アスファルト・コンクリート舗装切取供試体の性質

種別 / 試料番号 / 試験項目	単位	I 粗粒式アスファルト・コンクリート舗装 (G県)						II 細粒式アスファルト・コンクリート舗装 (米軍)					III 細粒式アスファルト・コンクリート舗装(米軍)		IV 細粒式アスファルト・コンクリート舗装(米軍)	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10[1]	仕様書	11	12	13	14
厚さ	cm	4.3	4.4	4.3	3.4	4.4	4.1	5.0	5.0	5.0	5.0	—	5.5	5.5		
見掛比重		2.35	2.18	2.26	2.35	2.21	2.12	2.14	2.17	2.18	—	—	2.27	2.30	2.27	2.27
歴青含有率	%	6.80	5.42	8.31	5.63	7.13	6.61	6.44	8.80	8.14	7.87	—	8.21	7.42	6.85	7.00
骨材含有率	%	93.20	94.56	91.69	94.37	92.87	93.39	93.55	91.20	91.86	92.13	—	91.79	92.58	93.15	93.00
骨材の比重[4]		2.67	2.57	2.57	2.67	2.64	2.61	2.55	2.60	2.58	—	—	2.63	2.72	2.56	2.56
舗装空隙率(v)	%	2.5	8.4	1.3	4.1	7.1	10.5	8.2	5.2	5.6	—	—	2.6	5.0	2.2	2.2
真比重		2.41	2.38	2.29	2.45	2.38	2.37	2.33	2.29	2.31	—	—	2.33	2.42	2.32	2.32
歴青容積率(V_b)	%	15.4	11.4	18.0	12.8	15.1	13.6	13.2	18.7	17.1	—	—	18.3	16.7	15.2	15.5
骨材容積率(V_a)	%	82.2	80.3	80.7	83.0	77.7	75.9	78.5	76.2	77.4	—	—	79.2	78.3	82.6	82.4
骨材空隙率(V)	%	17.9	19.7	19.3	17.0	22.3	24.1	21.5	23.8	22.6	—	—	20.9	21.7	17.4	17.6
骨材粒度(通過量%)																
(I) (II, III, IV)																
25mm 18.85mm		100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100—100	98.4	99.4	98.8	99.1
20 6.68		96.6	94.0	97.7	92.6	100	95.2	92.7	91.0	93.0	92.9	76—100	66.1	65.4	59.9	63.0
15 4.70		82.1	87.0	87.5	63.6	81.4	71.6	59.0	58.4	62.5	55.1	50—80	50.0	52.2	47.2	48.1
10 1.65		54.1	65.6	69.9	37.6	47.9	39.6	42.5	39.5	42.7	38.2	35—60	40.0	43.6	38.0	39.2
5 0.83		27.4	34.6	47.7	25.8	21.6	19.6	33.3	30.4	33.0	30.3	22—49	35.4	39.6	32.9	34.1
2.4 0.35		22.1	20.4	34.4	19.8	15.4	14.2	22.6	20.9	22.2	20.7	12—38	24.9	29.2	19.4	19.7
0.3 0.175[2]		12.5	9.2	12.1	7.8	7.1	5.0	16.3	14.9	15.7	14.0	7—26	12.6	16.0	8.0	8.1
0.15 0.074[2]		5.2	5.0	6.1	4.1	4.2	1.8	9.6	8.9	8.9	8.5	3—12	2.6	3.3	2.5	2.7
0.077		2.3	2.5	2.5	2.2	2.1	0.8									
安定度[3]	kg	—	—	—	—	—	—	1166	1542	1660	—	—	1010	720	1408	1570
吸水膨張	%	—	—	—	—	—	—	0.0173	0.020	0.014	—	—	0.006	0.019	0.06	0.015
C.B.R.	%	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	166	115	151	139

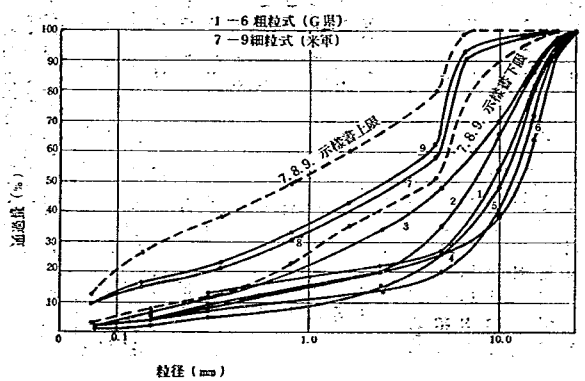
備考　(1) 碾圧されないもの，膠着力なく比重の測定不可能
(2) フイラーはポルトランド・セメントである
(3) プランジヤーの変位は標準の $1/30$ 位である．二回以上の測定値の平均である
(4) 粒度別に測定した比重より算出した全骨材の平均比重（例えば 8,9 に於ては #10以上は 2.62, 2.66, #10—#200 は 2.49, 2.42, #200以下は 2.92, 2.95）



図—6. 骨材空隙率（V）と舗装空隙（v），歴青含量，比重等との関係



図—7 Va—Vb—v 三元系



図—8 アスファルト・コンクリート舗装切取体の粒度曲線

示し，夏期に於ける膨張等のことを考えれば，vは余りに小さい恐れがある．(6)はVおよびvが共に大きく圧縮の不充分であることを示す．(5)もV，v大きく圧縮の不充分のことと，アスファルト量が僅に不足していることを示すが，自然転圧を考えればVが必ずしも大きくはない．(4)は配合もよく圧縮も充分であり，見掛けの比重も大きくこれらの性質に関する限りは良好なものと考えられる．(1)は(4)と大体似ているがVが更に小さく良好な舗装と考えられる．

又舗装の良否の判断には骨材空隙率（Va），歴青容積率（Vb），および舗装空隙（v）の関係および骨材粒度が重視される．

これらの関係を図—7，および図—8に示す．

以上の結果より明らかとなる様に，同じ仕様書を与えて作業させた場合でも舗装体の性質，粒度等について多くの相異が見出され，この様な方法により技術のすぐれた業者を見出すことも可能であ

る．II試料は細粒式アスファルト・コンクリートであり，(7) がV の小さいのに拘らず v が概して高いのはアスファルト量の不足していることを示し，安定度もやや劣っているが (8)，(9) は何れも配合もよく充分圧縮された舗装体と見なし得る．なお骨材の粒度は仕様書の規定に合格し，各試験片は粒度的に均一であることを示している．

III試料は配合もよく充分圧縮されたすぐれた舗装と考えられるが，(12) がやや安定度が劣つている．この原因は恐らく使用してアスファルトがやや軟質にすぎたためと考えられる．

IV試料は骨材の粒度も宜しく，骨材の空隙率 (V)，および舗装の空隙率 (v) は共に小さく，充分圧縮され，アスファルト配合も充分な舗装体と考えられる．骨材は親水性も小さく安定度も良好であり，C.B.R も大きく舗装体としては優良なものである．

なおすでに述べた国産天然アスファルトである新潟県産オイル・サンド，およびロック・アスファルトを使用し，加熱混合式舗装を造つた場合の舗装の試験結果を参考までに 表—13 に示す．これら天然アスファルト類も舗装材として他の歴青材を加えて使用し得る物ではあるが，水分多く，膠着性が劣り，骨材粒度が満足すべきものではない．

表—13　国産天然アスファルトによる加熱混合式舗装体の試験成績

試験項目 ＼ 試料番号		1	2	3	4	5	6	7
歴青 CS_2	%	5.2	5.3	5.0	5.3	10.6	6.8	7.5
骨材	%	94.4	94.2	94.5	93.9	87.8	92.4	91.7
水分 キシロール法	%	0.4	0.5	0.5	0.8	1.6	0.6	0.8
骨材粒度								
—3/8″	%	36.5	31.6	32.6	33.3	5.8	33.8	30.0
3/8″—#4	%	10.5	11.2	10.0	8.7	1.0	6.3	8.5
#4—#10	%	11.8	15.5	13.9	8.8	3.3	8.1	13.3
#10—#40	%	14.3	13.3	19.1	19.6	26.7	18.8	15.5
#40—#100	%	10.4	7.6	12.9	16.3	24.8	14.2	11.7
#100—#200	%	5.2	6.1	4.8	5.9	14.9	7.0	6.0
#200—	%	11.3	14.7	6.7	7.4	23.5	11.8	15.0
骨材の液状限界		34.7	41.3	24.1	23.9	32.7	32.1	37.1
骨材の塑性限界		31.2	36.8	22.7	22.7	29.5	29.0	33.3
骨材の塑性指数		3.5	4.5	1.4	1.2	3.2	3.1	3.8
配合（加熱混合法）								
オイル・サンド（新潟）	t	0.25	0.5	—	0.5	0.5	0.3	0.25
ロック・アスファルト（新潟）	t	0.25	—	0.5	—	0.5	0.3	0.25
フラックス	kg	5	10	10	—	—	—	5
MC—3	kg	15	—	10	10	10	10	15
骨材	t	0.5	0.5	0.5	0.5	—	0.4	0.5

表—14 舗装用アスファルト

試験項目及び測定条件 ＼ 針入度範囲 ＼ 級別区分	単位	限度	道路油	200—300		150—200		120—150	
			(1) OH—1—25	AP-00	AT-00	AP-0	AT-0	AP-1	AT-1
外観	—	—	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一
比重 25°/25°C	—	—	> 0.970		1.100—1.170		1.120—1.180		1.140—1.190
エングラー比粘度 100°C	—	Min	60	—	—	—	—	—	—
浮游試験 32°C	秒	Min	60	—	—	—	—	—	—
針入度 46°C, 50g, 5秒	1/10mm	Max	—	—	—	—	—	—	—
針入度 25°C, 100g, 5秒	〃	—	—	200—300	200—300	150—200	150—200	120—150	120—150
針入度 0°C, 200g, 60秒	〃	Min	—	—	—	—	—	—	—
延性 25°C, 5 cm/min	cm	Min	—	—	—	—	—	—	—
軟化点 環球法	°C	—	—	32.2—52.2	32.2—42.2	35.0—55.0	35.0—45.0	35.0—55.0	37.8—47.8
蒸発減 165°C, 5時, 50g,	%	Max	10	1	3	1	3	1	3
蒸発残滓針入度（対原試料）	%	Min	—	60	50	60	50	60	50
〃 浮遊試験 50°C	秒	Min	60	—	—	—	—	—	—
引火点 クリーヴランド	°C	Min	80	175	175	175	175	175	175
歴青全量 CS_2	%	Min	99.5	99.5	78.0	99.5	77.0	99.5	76.0
CS_2 不溶有機物	%	Min	—	0.2	—	0.2	—	0.2	—
CS_2 不溶無機物	%	—	—	—	12.0—21.0	—	13.0—22.0	—	14.0—23.0
歴青量 CCl_4	%	Min	—	—	—	—	—	—	—
86° Bé ナフサ不溶物	%	Min	6	—	—	—	—	—	—
水分	%	Min	0	0	0	0	0	0	0

AP. AT.: 聯邦規格 SS—A—706 b., A·A·S·H·O アスファルト・セメント規格 M—20—42
(1) : 聯邦規格 V·V·0 751 (2): 聯邦規格 目地材

XI 歴青材料の規格，使用法および生産量について

定まつた構造，施工に対し歴青材料は広い範囲の中から適当のものを選定使用しうるが，選定に当つては下記の項目が考慮される．

1. 歴青材の粘度
2. 歴青材の硬化速度
3. 施工法
4. 気象条件
5. 交通量
6. 骨材の性質

これら種々の目的に適合する様な種々の性質を有する歴青材が使用され，製造されて居る．これら歴青材は

ア　ル　ト　規　格

100—120		85—100		70—85		60—70		50—60		40—50		圧入用プローン・アスファルト		
AP-2	AT-2	AP-3	AT-3	AP-4	AT-4	AP-5	AT-5	AP-6	AT-6	AP-7	AT-7	(2) PAF-1-25	(3) Grade A	(3) Grade B
均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一	均一
	1.150-1.200		1.170-1.220		1.180-1.230		1.190-1.240		1.200-1.250		1.210-1.270	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	110	80	47
100—120	100—120	85—100	85—100	70—85	70—85	60—70	60—70	50—60	50—60	40—50	40—50	30—50	30—40	23—32
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10	15	12
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2	3	1.5
35.0—55.0	44.0—50.0	44.0—60.0	43.3—52.8	44.0—60.0	43.3—52.8	44.0—60.0	45.0—55.0	44.0—60.0	45.0—55.0	45.0—65.0	50.0—60.0	65.0—110	75.0—85.0	101—111
1	3	1	3	1	3	1	3	1	3	1	3	1	1	0.3
60	50	60	50	60	50	60	50	60	50	60	50	60	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
175	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175	175	200	243	250
99.5	75.0	99.5	74.0	99.5	72.0	99.5	70.0	99.5	68.0	99.5	65.0	99.0	99.0	99.3
0.2	—	0.2	—	0.2	—	0.2	—	0.2	—	0.2	—	—	—	—
—	15.0—24.0	—	16.0—25.0	—	17.0—27.0	—	18.0—28.0	—	20.0—30.0	—	22.0—32.0	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	99.0	99.0	99.3
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0	0	0	0	0	0	0	—	0	0	0	0	0	0	0

(AP), M—22—42(AT).

(3)　：A·S·T·M　D 241—43（アスファルト煉瓦用）

それぞれ規格によりそれらの性質が規定されている．ここには米国に於ける規格を示し，歴青材の性質を理解しやすい様にしたい．

AP アスファルトおよび AT アスファルト：アスファルト・セメントには石油アスファルト系の AP・アスファルト，および天然アスファルトであるトリニダット・アスファルト系の AT・アスファルトの二種があり，その針度によつて各々 AP-00，AT-00から AP—7，AT—7 までの 9 種に分かれている．これらアスファルト・セメントの聯邦規格，A·A·S·H·O規格を表—14 に示す．なお A·S·T·M規格は針入度範囲により定められているが，その範囲は AP 系の区分と同じである．

これら規格は相互に多少の相違はあるが大体は共通している．なお 表—14 には道路油，目地材の規定も附記しておいた．

表−15 舗装用液状ア

種別 / 試験項目，及測定条件 / 級別区分	単位	カットバック・アスファルト (1)(3) RC−0	RC−1	RC−2	RC−3	RC−4	RC−5
粘度 セイボルト・フロール							
25°C	秒	75−150	−	−	−	−	−
50°C	秒	−	75−150	−	−	−	−
60°C	秒	−	−	100−200	250−500	−	−
82.2°C	秒	−	−	−	−	125−250	300−600
引火点 クリーブランド開放式	°C	−	−	−	−	−	−
引火点 タッグ開放式	°C	−	−	>26	>26	>26	>26
蒸溜試験 (360°Cまでの全溜出容量に対して)							
−190°C	%	>15	>10	−	−	−	−
−225°C	%	>55	>50	>40	>25	>8	−
−260°C	%	>75	>70	>65	>55	>40	>25
−316°C	%	>90	>88	>87	>83	>80	>70
−360°C	%	−	−	−	−	−	−
蒸溜残留物 (360°C に於ける)	%	>50	>60	>67	>73	>78	>82
蒸発残留物 (蒸発させ針入度100となる場合)	%	−	−	−	−	−	−
蒸溜残留物 (360°C) の性質							
浮游試験 50°C	秒	−	−	−	−	−	−
針入度 25°C	1/10mm	80−120	80−120	80−120	80−120	80−120	80−120
延性 25°C	cm	>100	>100	>100	>100	>100	>100
四塩化炭素可溶分	%	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5
水分	%	0	0	0	0	0	

(1) 連邦規格 SS−A−671 a
(3) A·S·T·M. D597−46 A·A·S·H·O M−82−42

カットバック・アスファルト：

カットバック・アスファルトはアスファルト・セメントをガソリン，ケロシン，重油でそれぞれカットバックして粘度および硬化速度を適当に調節した RC，MC，SC の 3 種に分かれ，更に各々が例えば RC−0 からRC−5 までの様に 6 種に区分されている．これら材料は表面処理をする前のプライミングに，カーペットおよびシールコートに，骨材と混合して冷式工法に，又穴埋めに，更に骨材と混合して常温式にて基層を造るのに使用される．

RC，MC および SC に関する連邦規格 A·S·T·M 規格，A·A·S·H·O 規格，アスファルト協会規格を表−15 に示す．

アスファルト乳剤： 乳剤は含有アスファルトが良質であり，貯蔵中又は低温で分離を起すことなく，適当の流動性を持ち，55−60% の歴青を含有し，分解後の被膜が安定であり，再乳化されず，更に不透水性

アスファルト規格

カットバック・アスファルト (1)(3)						釜残油，軟質アスファルト (4)					
MC−0	MC−1	MC−2	MC−3	MC−4	MC−5	SC−0	SC−1	SC−2	SC−3	SC−4	SC−5
75−150	−	−	−	−	−	75−150	−	−	−	−	−
−	75−150	−	−	−	−	−	75−150	−	−	−	−
−	−	100−200	250−500	−	−	−	−	100−200	250−500	−	−
−	−	−	−	125−250	300−600	−	−	−	−	125−250	300−600
−	−	−	−	−	−	>66	>66	>80	>94	>108	>122
>38	>38	>66	>66	>66	>66	−	−	−	−	−	−
−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−
<25	<20	<10	<5	0	0	−	−	−	−	−	−
40−70	25−65	15−55	5−40	<30	<20	−	−	−	−	−	−
75−93	70−90	60−87	55−85	40−80	20−75	−	−	−	−	−	−
−	−	−	−	−	−	15−40	10−30	5−25	2−15	<10	<5
>50	>60	>67	>73	>78	>82	−	−	−	−	−	−
−	−	−	−	−	−	>40	>50	>60	>70	>75	>80
−	−	−	−	−	−	15−100	20−100	25−100	50−125	60−150	75−200
120−300	120−300	120−300	120−300	120−300	120−300	−	−	−	−	−	−
>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100	>100
>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5
0	0	0	0	0	0	<0.5	<0.5	0	0	0	0

(2) A·S·T·M. D598−46. A・A·S·H·O. M−81−42

(4) アスファルト協会 (New York) 規格 Construction Series. No.52. 1940

でなければならない．乳剤は粘度および分解性の相違により RS，MS，SS の三種に分けられている．RSは不安定型であり，SSは安定型である．MS はそれの中間の性質を持つ．乳剤の各種の規格は 表−16 に示す如く陸邦規格，A·S·T·M規格，A・A·S·H·O 規格，アスファルト協会規格は相互に相当の差異がある．

舗装用タール： タールは石炭，乾溜炉，操業法，等の相違により種々の品質のものが生じ，これらタールより舗装用タールの製造法によつても異つた品質のものが出来る．タールは遊離炭素含有量の多いことが特徴であり，この遊離炭素の多少と舗装用タールの品質との問題は未だ充分解決されていない．骨材表面上のタール被膜はアスファルト被膜より薄いこと，および硬化の機構がアスファルトと異る点はタール使用者が特に注意されねばならない点である．舗装用タールの規格は A·S·T·M により暫定的に 表−17 に示す様に定められている．

タール中のナフタレン，フエノール類の含量を表示するのにスルホン化係数が使用されていることが新しい試

表−16 瀝 青 乳 剤 規 格

種別 / 級別区分 / 試験項目及び測定条件	単位	Rapid Setting (RS)		Medium Setting (MS)			Slow Setting (SS)	
		(1)(2)(3) RS−1	(3) RS−2‡	(2)(3)(4) MS−1	(2)(3)(5) MS−2	(2)(3)(6) MS−3	(2)(7) SS−1	(2) SS−2+
篩試験 20 目篩以上	%	<0.10*† <0.20+	<0.20	<0.10*+ <0.20‡	<0.10*+ <0.20‡	<0.10*+ <0.20‡	<0.1 <0.05*	<0.1
貯蔵安定度 5 日	%	<3	−	<5	<5	−	<3	<3
粘度 セイボルト・フロール 25°C	秒	20−100	−	20−100	>100*+ 100−700‡	−	20−100	20−100
分解速度 35cc, N/50 $CaCl_2$	%	>60*† 50−100‡	−	−	−	−	−	−
〃 50 〃 〃	%	−	−	<30*+ 0−30‡	<30*† 0−30‡	−	<1.0	<1.0
低温安定性 3 サイクル		−	均 −	−	−	−	−	−
骨材被覆試験 3 分間		−	合 格	合 格	合 格	合 格	合 格	合 格
セメント混合試験	%	−	−	−	−	−	<2.0	<2.0
混水試験 2 時間		−	合 格	合 格	合 格	合 格	合 格	合 格
蒸溜残油	%	55−60*‡ >55+	>65	55−60*+ >55‡	60−65*+ >60‡	>65	57−62* >55+	>55
蒸溜残油の性質								
比 重 25°C		>1.00*‡	>1.00	>1.00*‡	>1.00*‡	>1.00*‡	>1.00*	
針入度 100g, 25°C, 5 秒	1/10mm	100−200	125−225	100−200	100−200	100−200	100−200	100−200
延 性 25°C, 5cm/min	cm	>40	>40	>40	>40	>40	>40+ >60*	>40
CS_2 可溶物	%	>95.0‡	>95.0	>95	>95	>95	−	−
石油アスファルト	%	>97.5*+	−	>97.5*+	>97.5*+	>97.5*+	>97.5	>97.5
天然アスファルト	%	>95.0*+	−	>95.0*+	>95.0*+	>95.0*+	>95.0	>95.0
灰 分	%	<2.0	<2	<2.0	<2.0	<2.0	<2.0	<2.0

* A·S·T·M 規格のみ規定する。 +米国アスファルト協会のみ規定する。 ‡ 聯邦規格のみ規定する。

(1) A·S·T·M D 401−40, A·A·S·H·O. M−88−42.
(2) アスファルト協会 Construction Series No. 53.
(3) 聯邦規格 SS−A−674 a.
(4) A·S·T·M. D 398−39. A·A·S·H·O. M48−42.
(5) A·S·T·M. D 397−39. A·A·S·H·O. M47−42.
(6) A·S·T·M. D 399−39. A·A·S·H·O. M49−42.
(7) A·S·T·M. D 631−43. A·A·S·H·O. M50−42.

表−17 舗 装 用 タ ー ル 規 格 (A.S.T.M D 490—43T)

試験項目，測定法 ＼ 使用温度 ／ 級別区分		15−52		27−65		27−65		65−107			80−120			15−49		目地材			
		RT−1	RT−2	RT−3	RT−4	RT−5	RT−6	RT−7	RT−8	RT−9	RT−10	RT−11	RT−12	RT. C.B. −5	RT. C.B. −6	X	TPF−1−Y	TPF−2−Y	TPF−3−Y
水分	% Max	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.0	—	—	—	—	—	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
比重 25°C	Mix	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.12	1.14	1.14	1.15	1.16	1.16	1.09	1.09	—	1.200−1.330	1.220−1.330	1.220−1.330
比粘度（エングラー 50cc）	40°C	5−8	8−13	13−22	22−35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	50°C					17−26	26−40	—	—	—	—	—	—	17−26	20−40	—	—	—	—
浮游試験	32°C 秒							50−80	80−120	120−200	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	50°C 秒										75−100	100−150	150−200	—	—	—	—	—	—
蒸留試験（対脱水試料）	−170°C %	<7.0	<7.0	<7.0	<5.0	<5.0	<5.0	<3.0	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	<1.0	2.0−8.0	2.0−8.0		(軟化点 R.B.) 36−42	44−50	53−59
	−200°C %	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	>5.0	>5.0	(軟化点 キューブ法) 46−57			
	−235°C %	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8.0−18.0	8.0−18.0				
	−270°C %	<35.0	<35.0	<30.0	<30.0	<25.0	<25.0	<20.0	<15.0	<15.0	<10.0	<10.0	<10.0	—	—	延性 >50			
	−300°C %	<45.0	<45.0	<40.0	<40.0	<35.0	<35.0	<30.0	<25.0	<25.0	<20.0	<20.0	<20.0	<35.0	<35.0	<14.0	<14.0	<12.0	<10.0
蒸留残留物軟化点	R.B. °C	30−60	30−60	35−65	35−65	35−70	35−70	35−70	35−70	35−70	40−70	40−70	40−70	40−70	40−70	(キューブ法) 75>	65>	70>	75>
スルホン化係数	300°C 溜出物	<8	<7	<6	<6	<5	<5	—	—	—	—	—	—	—	—				
	300−355° 溜出物	<1.5	1.5	1.5	<1.5	<1.5	<1.5	—	—	—	—	—	—	—	—				
歴青含量 (CS_2)	% Min	88	88	88	88	83	83	78	78	78	75	75	75	80	80	65−80	70−85	70−85	70−85
蒸発減量	% Min															86.0	86.0	88.0	90.0

みである。

なお構造施工別に各種の舗装に要する上記各種の歴青材について標準となる使用法を示せば，表 18，19 20 の如くなる。

表—18 アスファルト・セメントの使用法

針入度 (100g, 5秒, 25°C) / 舗装の構造	気象条件		
	低温	温暖	高温
アスファルト・マカダム			
(基層および表層)			
交通量 軽	150—200	120—150	85—100
中	120—150	100—120	85—100
重	100—120	100—120	75—85
アスファルト・コンクリート			
(基層および表層)			
交通量 軽	70—85	60—70	50—60
中	70—85	60—70	50—60
重	50—60	50—60	50—60
シート・アスファルト			
(中間層および表層)			
交通量 軽	50—60	40—50	40—50
中	50—60	40—50	40—50
重	40—50	40—50	40—50
ブロック舗装用			
交通量 軽，中，重	60—70	50—60	40—50
アスファルト煉瓦			
交通量 軽，中，重 (ストレート型)	40—50	40—50	40—50
軽，中，重 (ブローン型)	30—50	30—50	30—50

備考 施工上より見ればアスファルト・セメントは表面処理，路上混合，透入マカダム，常温舗設プラント混合にそれぞれ使用される．

表--19　カットバック・アスファルトの使用法　（施工別に見た）

カットバック・アスファルトの種類	施工法の種類
RC—0	シールコート，カーペットコート
RC—1	シールコート，カーペットコート，路上混合（粗粒度式骨材）
RC—2	シールコート，カーペットコート，路上混合（粗粒度式骨材，砂およびマカダム）常温穴埋め（粗粒度式）
RC—3	シールコート，路上混合（粗粒度式骨材……マカダム）常温舗設プラント混合（粗粒度式骨材）
RC—4	シールコート，常温舗設プラント混合（粗粒度式骨材……マカダム）
RC—5	シールコート，常温舗設プラント混合（粗粒度式骨材……マカダム）
MC—0	プライミング
MC—1	プライミング
MC—2	プライミング，シールコート，カーペットコート，路上混合（密粒度式骨材），常温穴埋め（密粒度式骨材）
MC—3	シールコート，路上混合（粗密粒度式骨材）常温穴埋め（粗粒度式骨材），常温舗設（密粒度式骨材）
MC—4	シールコート，カーペット，路上混合（粗粒度式骨材），常温舗設プラント混合プラント混合（密粒度式骨材）
MC—5	シールコート，カーペットコート，常温舗設プラント混合（密粒度骨材）
SC—0	防じん　プライシミング
SC—1	防じん　プライミング
SC—2	防んじ　プライミング，常温穴埋め（密粒度式骨材）
SC—3	常温舗設プラント混合（密粒度式骨材）
SC—4	常温舗設プラント混合（密粒度式骨材），マカダミックス
SC—5	常温舗設プラット混合（密粒度式骨材），マカダミックス

表—20　乳剤及びタールの使用法　（施工別に見た）

タールおよび乳剤の種類	施工法の種類
タール	
RT—1, 2	プライミング
RT—3, 4	プライミング，表面処理
RT—5, 6	表面処理，路上混合
RT—7, 8, 9	表面処理，路上混合，プラント混合，シールコート
RT—10, 11, 12	表面処理，プラント混合，シールコート，浸透式，割れ目埋め
RTCB-5,RTCB-6	表面処理，穴埋め，路上混合，プラント混合，（低温で硬化の早いことが必要のとき）

X, TPF−1−Y	舗石
TPF−2−Y	舗道煉瓦，舗石
TPF−3−Y	歷青木塊
乳剤	
RS−1	硬化速度の早い透入アガダム，表面処理，タック・コート
RS−2	冬期プレミックス・コンクリート，補修用
MS−1	路上混合（粗粒度式骨材）
MS−2	プラント混合（粗粒度式骨材）
MS−3	夏期プレミックス・コンクリート，プラント混合（粗粒度式骨材）
SS−1	プラント混合（密粒度式骨材），路上混合
SS−2	プラント混合（密粒度式骨材），土壌との混合用

米国に於けるアスファルト生産量および使用量について：米国に於ける天然アスファルトおよび石油アスファルトの生産量，舗装用歷青材の使用状況，およびこれら歷青材を使用して舗設される道路の総延長数量を H. Abraham[23] の資料に基づいて 表−21 に示した．この表より明らかである様に石油アスファルトの生産量は年々増加しており，しかも天然アスファルトの生産量は減少していない．又カットバック製品の使用量が着実に増加していることを知ることが出来る．

我国の石油アスファルト生産量について：戦時中および戦争直後は精油設備の破壊精油工業への制限のため我国のアスファルト生産量は数えるに足らない状況であつたが，太平洋岸の精油工業に対する制限の解除と共に原油の輸入が再開され，精油工場の再建復旧と共に相当量の石油アスファルトを生産するに至つた．表−22 に戦時中および戦後の石油アスファルト生産の状況を示す．

これらの表より明らかなである様に原油の輸入が再開されてより，アスファルトの生産量は急激に増加し，戦前の生産量に回復した．ここに示されたアスファルト量には舗装用には余り使用されないブローン・アスファルトを含むがこれらの量は 10,000 トン超えることはない．今後の我が国アスファルトの需要は大体 100,000 トン程度と予想されるので，今後更に多量の原油が輸入されるに至れば舗装用アスファルトの供給に関しては何等心配することもなく，その品質は更にすぐれたものとなることが期待される．

XII 結　　言

戦後の種々歷青材料の一般的性状を述べたのであるが，未だそれらの品質が充分だとも考えられず，製造法使用法についても研究を要する点が多いことを認める．

ストレート・アスファルトについては品質改善が著るしいが，カットバック・アスファルト，乳剤には品質劣等のものが多いことは注意を要する．国産ストレート・アスファルトは近い将来生産過剰となる恐れがあり，

表−21　米国に於けるアスファルト生産量，消費量，舗設道路延マイル数

年度	アスファルト生産量 ($\times 10^3$ ton)		舗装用アスファルト材料使用量 ($\times 10^3$ ton)					舗設道路総延長マイル数 (完成，工中をふくむ1月1日現在)					
	天然アスファルト	石油アスファルト	アスファルトおよびフラックス	カットバック製品	乳剤	道路油	合計	表面処理			簡易舗装	マカダム	コンクリート
								砂粘土道	砂利道	マカダム道			
1910	70	161	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1915	44	1,052	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1920	132	1,746	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1925	545	3,178	(1929) 1,711	130	?	789	2,645	—	—	—	—	—	—
1930	664	3.227	1,480	262	113	937	2,694	—	—	—	—	—	—
1931	470	2,975	1,238	446	155	1,194	2,896	—	—	—	—	—	—
1932	314	2,474	964	441	154	1,377	2,782	—	—	—	—	—	—
1933	285	2,456	910	509	135	1,040	2,491	—	—	—	—	—	—
1934	410	2,840	1,037	624	168	1,284	2,978	—	—	—	—	—	—
1935	314	3,287	990	708	181	1,133	2,872	4,079	22,893	31,664	31,120	16,593	10,717
1936	547	4,065	1,345	1.021	238	1,376	3,795	7,502	27,725	24,635	39,872	16,466	11,572
1937	447	4,359	1,293	1,099	267	1,445	3,905	5,605	43,194	17,756	45,555	16,555	11,583
1938	449	4,506	1,466	1,393	244	1,290	4,206	5,239	56,519	19,236	59,674	19,884	16,266
1939	422	4,954	1,372	1,455	269	1,351	4,234	3,963	32,879	20,528	91,469	25,457	15,952
1940	458	5,346	1,460	1,722	281	1,417	4,685	4,305	37,166	22,847	82,243	31,693	17,696
1941	654	6,557	—	—	—	—	—	6,623	17,256	19,045	102,639	37,488	20,332
1942	935	6,296	—	—	—	—	—	8,396	22,470	20,062	100,432	39,657	21,751

表−22 本邦アスファルトの生産量，輸入量，消費量 (1936−1951)

年次	生産量 (ton)	輸入量 (ton)	アスファルト消費量 (ton)
1936	90,663	6,798	—
1938	80,464	5,556	—
1939	89,300	2,294	—
1940	86,020	2,038	—
1941	73,696	10,153	—
1942	53,938	50	—
1943	35,847	—	—
1944	32,332	—	—
1945	11,095	—	—
1946	11,457	—	—
1947	15,234	—	12,321
1948	17,444	7,611	16,977
1949	25,071	22,752	31,581
1950	96,866	—	—
1951	105,853	—	—

その品質も優良のものが多数市場に出ることと考えられる。今後我国に於ても施工法，構造等と関聯して液状から固状に至る種々の性質を持つた歴青材料が要求され生産され使用されるに至るであろう。現場技術者は従つて，これら歴青材の性質について深い関心を示していただきたい。

(文 献)

(1) H. Abraham: Asph. allied Substance. 6 版. 245.

(2) 西川栄三，松本栄: 土試報. 5). 1. 1941.

(3) G. Abson: Proc. A·S·T·M 33. Part 2. 704. 1933.
Proc. Assoc. Asph. Pav. Tech. 12. 152. 1940.

(4) J. Greutert: Bitumen. 3. 49. 1933.

(5) M. Siuda: Asph. Teer. Strassenbautech. 31. 197 1931.

(6) J. H. Bateman: Proc. A·S·T·M 29. Part 2. 943. 1929.

(7) R. Preston, T. W. Brandon: J. Soc. Chem. Ind. 57. 438. 1938

(8) C. Bussow.: Proc. A·S·T·M 41. 1131. 1941.

(9) T. F. Ford, K. G. Arabian: Ind. Eng. Chem. Anal. Ed. 13. 140. 1941.

(10) J.D.Brawn: Assoc. Asph. Pav. Tech. Tech Session p.266. 1939.
(11) 井上静三，中西寅夫：道路 104. 昭和 24 年.
(12) 金津倚一：道路 100. 昭和 24 年.
(13) J.Pheiffer, P.M.Doormaal: Kolloid Z. 76. 95. 1936.
(14) R.N.J. Saal, G.Koens: J. Inst. Pet. Tech. 19. 176. 1933.
(15) A.R.Lee, J.B.Warren: Proc. Assoc. Asph. Pav.Tech. 11. 340. 1940.
(16) R.N.Traxler, H. E. Schweger: Physics 7. 1936.
(17) D.C.Broome: Petr. 1. 126. 1940.
(18) S.D.Patterson: Ind. Eng. Chem. 9. 138. 1937.
(19) A.Holms: Ind. Eng. Chem. Anal. Ed. 8. 100. 1936.
(20) W.Becker: Bitumen 7. 177. 1937.
(21) T.Zapata: Proc. Assoc. Asph. Pav. Tech. Jan. 30. 1935.
(22) R.H.Lewis: Public Road. 21. 1. 1940.
(23) H.Abraham: Asph. allied Sub. 6 版 111—117.
(24) 馬場有政：燃協. 28. 225. 昭 24.