土木試驗所報告

第七十七號

最近の國産セメントの成分に關する試驗研究（第2報）
……內務技師　福島彌六…(1)

モルタルの工學的特性に及ぼす電流加熱の影響に就いて（第2報）
……內務技師　島田八郎
內務技手　澤川一夫
丸山敏明…(19)

基礎の支持力論（第2報）……嶋　託星基和…(33)

上流に急流を有する新設水路の河床の洗掘移動變化に關する實驗と床止の撰定に關する考察……內務技師　佐藤清一…(59)

竹ボルト接合に關する試驗……內務技師　村上永一
佐藤正雄…(117)

昭和十九年六月十日

內務省土木試驗所

最近の國産セメントの成分に關する試驗及研究
(第 2 報) 主成分含有量と其變動

内務技師　福　島　彌　六

目　次

Ⅰ. 緒　言……(1)
Ⅱ. セメント試料及分析法……(1)
Ⅲ. 主成分含有量及其變動……(2)
〔1〕酸化物成分……(2)
〔2〕成分比率……(8)
〔3〕水硬性化合物……(11)
〔4〕石灰，珪酸，礬土上の三元組成……(14)
Ⅳ. 要　約……(17)

Ⅰ. 緒　言

曩に著者は最近のセメントの遊離石灰の問題を取上げ，其定量法及び定量結果に就て報告し(内務省土木試驗所報告，72號，昭和18年9月；窯業協會誌，51集，605號，272頁)，多數のセメントの遊離石灰含有量を定め，之よりセメントの品質を比較考察した

引續きセメントの化學分析を行ひ主成分を定量し最近のポルトランド・セメントの主成分含有量と其變動に就ての資料を得たので，玆に第2報として報告する．

セメントは前報と同樣，昭和16～17年のポルトランド・セメント中，現場より採集した試料と代表的工場より採集した試料とを用ひた．

先ず此試料に就き化學分析を行ひ，其結果よりセメントの成分的考察を爲し品質を檢討し，次に之を曩に著者が試驗した昭和11～13年の代表的なセメントの成績(内務省土木試驗所彙報第19號，昭和16年12月，窯業協會誌，第48集，昭和15年11月)と對象して成分の變動を比較考察し，最近のセメントの成分變動の方向を明かにし，現下のセメントの品質を成分的方面より論じたものである．

Ⅱ. セメント試料及分析法

セメントの試料は普通ポルトランド・セメントを用ひ，總て昭和16～17年內に製造された國産セメントである．

セメント試料は之を第1回試料と第2回試料とに分けた．

第1回試料(現場採集)は各地の工事現場より送付されたもので現場に到達してより約3ヶ月以內のものであるが，此內には外觀上多少の風化を受けた形跡の認められるものが多くあつた．第2回試料(工場採集)は各地のセメント工場より直接採集し密封して保存した試料である．此試料は全國の主なセメント工場より，製造後日

尚淺き時に採取し直に密封して保存したものであるから全く風化を受けず新鮮なセメントにして，今日國産ポルトランド・セメントの代表的な試料と見られるものである．

試料は第1回試料15個，第2回試料24個總計39個である．

セメントの分析法は日本ポルトランド・セメント業技術會報告27號（昭和16年8月）のセメント化學分析法規格解說に準じて行つた．此內遊離石灰の定量は前報（1）土木試驗所報告（72號，昭和18年9月）に記載した法により定量したものである．

尚最近のセメントと對照比較の爲めに揭げた既往のセメントは昭和11～13年の製品にして，各社のセメント工場より取寄せた當時の代表的なポルトランド・セメントであり，其品質の成績は內務省土木試驗所彙報(第19號，昭和16年12月）及び窯業協會誌（第48集，昭和15年11月）に記載したものである．

III. 主成分含有量及其變動

〔1〕 酸化物成分

セメントの化學分析より得たる各酸化物成分は表-1，表-2，表-3 及び圖-1 に示した．

表-1は現場採取の第1回試料，表-2は工場採取の第2回試料に就ての分析結果を夫々表はし，表-3は昭和11～13年のポルトランド・セメントに就き曾て當所にて試驗した成績を比較參考の爲揭げたものである，

圖-1は從來と最近の第2回試料との分析結果を比較し各成分の割合をを表示したものである．各表中の數字は各個のセメントに就いて3個或は6個の試料を採り其結果を平均した平均値を表し，最下の欄には其最低及び最高値の成分範圍並に總平均値を記載した．

表-1　ポルトランド・セメントの化學成分（第Ⅰ回　現場採集試料，昭和16～17年）

セメント（第Ⅰ回）	灼熱減量 %	不溶解殘渣 %	珪酸 SiO_2 %	礬土 Al_2O_3 %	酸化鐵 Fe_2O_3 %	酸化マンガン MnO %	全石灰 T.CaO %	苦土 MgO %	無水硫酸 SO_3 %	遊離石灰 Fr. CaO %
1	3.02	1.11	20.96	5.70	3.25	0.20	63.11	1.66	1.04	2.81
2	2.81	0.68	23.04	4.85	2.84	0.38	62.84	1.33	0.94	3.51
3	4.48	1.25	21.15	5.72	3.06	0.25	61.89	1.20	1.30	3.75
4	5.05	1.69	19.83	6.26	2.94	0.28	60.50	2.61	1.63	5.19
5	2.97	1.10	21.12	5.22	3.49	0.62	62.27	1.25	0.99	3.40
6	2.77	2.16	20.77	6.16	3.37	0.29	60.17	1.95	1.42	2.62
7	3.97	0.74	20.67	6.25	2.82	0.31	61.30	1.31	0.96	2.16
8	2.36	0.74	20.22	5.50	3.55	0.46	62.18	1.26	0.86	2.29
9	4.07	1.71	21.77	5.54	2.90	0.24	57.95	3.03	1.62	0.72
10	4.54	1.12	19.59	6.40	2.43	0.63	59.52	2.61	1.48	0.88
11	3.02	3.43	21.20	7.35	2.53	0.65	57.26	1.28	1.42	1.31
12	1.86	0.78	21.24	6.23	3.30	0.27	62.79	2.32	1.11	1.35
13	3.75	1.68	21.52	5.35	3.70	0.24	59.75	1.23	1.46	1.70
14	3.69	1.25	20.75	6.45	4.30	0.28	60.30	1.77	1.25	2.07
15	3.79	1.22	20.57	4.67	3.48	0.24	63.37	1.18	1.21	2.10
範圍	1.77-5.05	0.68-3.43	19.59～23.04	4.67-7.35	2.43-4.30	0.20-0.65	57.26～63.37	1.18-3.03	0.86-1.63	0.72-5.19
總平均	3.22	1.38	20.96	5.84	3.20	0.42	61.01	1.73	1.25	2.40

表-2 ポルトランド・キメントの化學成分(第Ⅱ回, 工場採集試料, 昭和16~17年)

セメント(第Ⅱ回)	灼熱減量 %	不溶解殘滓 %	珪酸 SiO_2 %	礬土 Al_2O_3 %	酸化鐵 Fe_2O_3 %	酸化マンガン MnO %	全石灰 T.CaO %	苦土 MgO %	無水硫酸 SO_3 %	遊離石灰 Fr.CaO %
1	1.51	1.13	19.63	7.10	3.42	0.13	63.41	1.43	1.49	2.54
2	1.50	0.80	19.74	6.35	2.95	0.81	63.63	2.24	1.45	1.30
3	0.99	0.63	20.25	6.41	4.08	0.31	63.75	1.65	1.08	1.86
4	0.98	1.46	20.03	6.82	3.17	0.26	63.53	1.54	1.41	1.86
5	0.97	0.79	21.74	6.52	3.01	0.21	62.97	1.38	1.60	1.38
6	1.76	0.72	22.72	4.43	2.89	1.04	63.82	1.75	0.98	3.04
7	0.95	0.53	21.96	5.01	3.01	0.67	64.82	2.37	0.88	1.80
8	1.79	0.89	21.55	5.23	3.21	0.60	63.54	1.92	1.17	3.32
9	0.82	0.28	20.92	5.37	3.47	1.03	64.90	1.70	0.95	1.98
10	1.34	0.84	20.24	5.74	3.53	0.60	65.66	1.52	1.07	2.51
11	1.27	1.56	19.84	7.17	3.79	0.17	63.52	2.18	0.85	1.77
12	0.72	2.29	20.95	6.09	3.77	0.93	62.03	1.92	1.24	1.83
13	0.83	1.77	20.51	6.14	3.34	0.64	61.20	3.17	1.70	1.80
14	0.97	0.95	20.33	3.08	4.52	0.45	64.40	1.75	1.20	5.55
15	0.91	1.58	21.15	6.09	2.92	0.20	63.19	2.11	1.57	1.80
16	0.60	1.48	20.96	7.03	3.92	0.31	61.20	2.42	1.98	0.81
17	1.06	1.11	20.58	6.60	5.23	0.40	61.60	1.61	1.23	2.98
18	1.77	0.51	21.42	6.75	3.49	0.68	62.13	0.51	1.72	2.77
19	1.05	1.60	19.92	7.06	3.92	1.21	61.47	0.62	1.38	4.28
20	1.50	0.15	22.99	4.86	3.41	0.52	64.47	1.54	1.10	0.90
21	1.37	1.27	20.26	6.05	3.67	0.26	64.18	1.83	1.48	2.48
22	1.35	0.86	19.82	7.86	3.03	0.24	63.70	2.54	1.35	3.81
23	1.29	0.46	21.00	5.15	2.61	0.41	66.23	0.81	1.35	1.80
24	0.70	0.16	21.41	6.18	3.37	0.65	66.23	1.16	0.90	2.39
範圍	0.60~1.79	0.16~2.29	19.63~22.99	3.08~7.86	2.61~5.23	0.13~1.21	61.20~66.23	0.51~3.17	0.85~1.98	0.81~5.50
總平均	1.17	0.98	20.83	6.05	3.49	0.56	63.57	1.69	1.30	2.33

表-3 昭和11~13年のポルトランド・セメントの成分

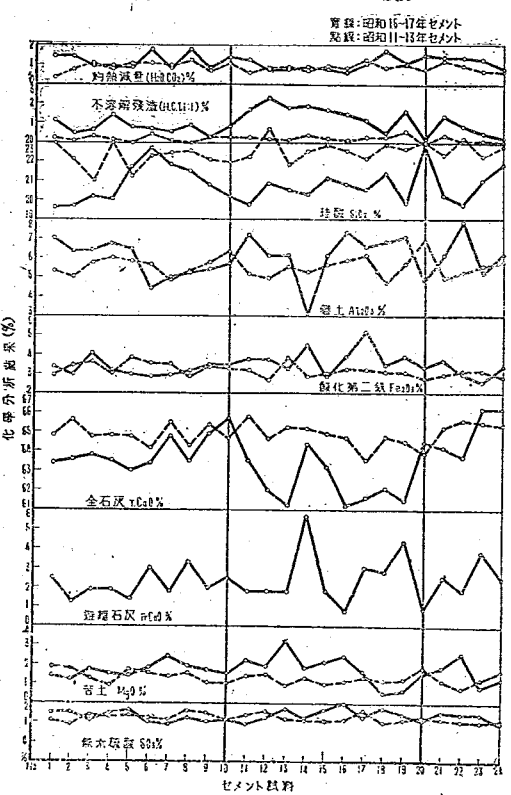
ポルリランド・セメントの化學成分(%)昭和12~13年

化學成分		普通ポルトランド・セメント (24種)	早强ポルトランド・セメント (9種)	化學成分		普通ポルトランド・セメント (27種)	早强ポルトランド・セメント (9種)
灼熱減量 %	範圍	0.39~ 1.22	0.41~ 1.42	Fe_2O_3 %	範圍	2.68~ 3.86	2.34~ 3.40
	平均	0.85	0.87		平均	3.21	3.01
不溶解殘滓 %	〃	0.03~ 0.55	0.21~ 0.62	CaO %	〃	63.51~65.78	64.72~66.57
	〃	0.25	0.31		〃	64.89	65.83
SiO_2 %	〃	21.08~23.66	21.10~22.71	MgO %	〃	0.77~ 1.89	1.01~ 1.76
	〃	22.44	21.79		〃	1.28	1.36
Al_2O_3 %	〃	4.72~ 6.33	4.84~ 5.75	SO_3 %	〃	0.90~ 1.57	0.98~ 1.74
	〃	5.51	5.20		〃	1.20	1.40

ポルトランド・セメントの化學成分(%)昭和12～13年

化學成分		普通ポルトランド・セメント (27種)	早强ポルトランド・セメント (9種)	化學成分		普通ポルトランド・セメント (27種)	早强ポルトランド・セメント (9種)
水和率	範圍	2.00～2.25	2.08～2.25	3 $CaO \cdot SiO_2$ %	範圍	36.3～57.6	47.6～64.9
	平均	2.15	2.18		平均	48.7	58.5
珪酸率	〃	2.19～3.10	2.19～2.79	2 $CaO \cdot AlO_2$ %	〃	18.4～38.9	12.6～29.2
	〃	2.58	2.55		〃	27.5	18.4
活動係數	〃	3.43～4.86	3.60～4.43	3 $CaO \cdot Al_2O_3$ %	〃	7.0～11.5	7.3～10.5
	〃	4.06	4.11		〃	9.2	8.9
				4 $CaO \cdot Al_2O_3 Fe_2O_3$ %	〃	8.2～11.7	7.1～10.3
					〃	9.8	9.2
鐵率	〃	1.39～2.20	1.48～2.27	$CaSO_4$ %	〃	1.5～2.7	1.7～3.0
	〃	1.73	1.78		〃	2.0	2.4

圖-1 ポルトランド・セメントの成分



更に珪酸，粘土，酸化鐵，石灰等の主要な成分に就ては成分の變化狀態を比較する爲の，本試驗の昭和16～17年第2回試驗成績と昭和11～13年試驗成績とより各代表的なる國産ポルトランド・セメントの各總計24個のセメントを採り，分析結果に基く各酸化物成分の割合と其頻度との關係を求めて圖示した．頻度は各成分に就いて各成分含有量範圍内に在るセメントの個數を總個數なる24にて除し，之に100を乘じて頻度百分率(%)を算出して表したものである．

昭和11～13年度と昭和16～17年度とのセメントの主要酸化物成分と其頻度との關係は 表-4 及び 圖-2 (1)～圖-2 (7)に表した．

セメントの各酸化物成分より求むる成分比率は從來から普通に用ひられてゐる比率を採り，此成分比率は 表-6，表-7 に表した．

1. 灼熱減量及不溶解殘渣

灼熱減量はセメントに吸着せる少量の濕分と炭酸瓦斯等の含量を表し，一般に新鮮なセメントでは小であるが，風化したセメントは大であり凝結が遲く强度の減退かあるものと見られてゐる．

表-4　ポルトランド・セメントの成分及び頻度

主要成分	成分範圍 %	昭和16～17年 個數(個)	昭和16～17年 頻度 %	昭和11～13年 個數(個)	昭和11～13年 頻度 %
珪酸 SiO_2 %	19.0%－	0	0	0	0
	19.0～20.0	5	21	0	0
	20.0～21.0	10	42	0	0
	21.0～22.0	7	29	3	12
	22.0～23.0	2	8	16	67
	23.0%＋	0	0	5	21
礬土 Al_2O_3 %	3.0%－	0	0	0	0
	3.0～ 4.0	1	4	0	0
	4.0～ 5.0	2	8	4	17
	5.0～ 6.0	5	21	16	66
	6.0～ 7.0	11	46	4	17
	7.0～ 8.0	5	21	0	0
	8.0%＋	0	0	0	0
酸化鐵 Fe_2O_3 %	2.0%－	0	0	0	0
	2.0～ 3.0	4	17	8	33
	3.0～ 4.0	17	71	16	67
	4.0～ 5.0	2	8	0	0
	5.0～ 6.0	1	4	0	0
	6.0%＋	0	0	0	0
全石灰 T.CaO %	61.0%－	0	0	0	0
	61.0～62.0	4	17	0	0
	62.0～63.0	3	12	0	0
	63.0～64.0	9	38	2	8
	64.0～65.0	5	21	11	46
	65.0～66.0	1	4	11	46
	66.0%＋	2	8	0	0
苦土 MgO %	0.5%－	0	0	0	0
	0.5～ 1.0	3	13	5	21
	1.0～ 2.0	15	62	19	79
	2.0～ 3.0	5	21	0	0
	3.0%＋	1	4	0	0
無水硫酸 SO_3 %	0.5%－	0	0	0	0
	0.5～ 1.0	5	21	4	17
	1.0～ 2.0	19	79	20	83
	2.0%＋	0	0	0	0
遊離石灰 Fr.CaO %	1.0%－	2	8		
	1.0～ 2.0	11	46		
	2.0～ 3.0	6	25		
	3.0～ 4.9	3	13		
	4.0～ 5.0	1	4		
	5.0%＋	1	4		

図-2　(1)　SiO_2 含有量～頻度圖

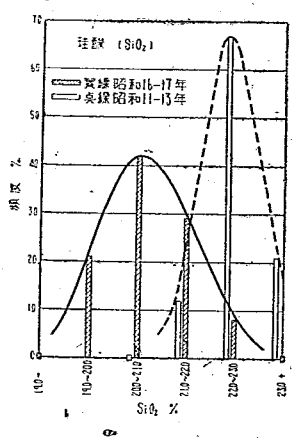
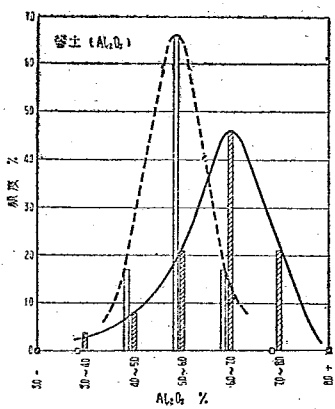


図-2　(2)　AhO 含有量～頻度圖



灼熱減量は第1回試料1.8～5.1 %平均3.29 %，第2回試料0.60～1.8 %平均1.2 %，昭和11～13年度試料0.4～1.2 %平均0.9 %であり，第2回試料と從來の試料とは略ゝ類似し凡そ1.0 %程度で低く，風化を受けざるセメントと見られるが，第1回試料は之より高く2.0～3.0 %程度のものが其大部分を占めてをり內には4.0 %を超ゆるものも2,3認められ從つて現場採取のセメントは幾分風化してあることが分る．

最近に至りセメント包裝用紙の質の低下と紙數の減少及び輸送中の停滯等により風化の影響を受ける機會が多くなり現場のセメントに可成風化したものゝあることは注意を要する事項と考へられる．

圖-2 （3） Fe_2O_3 含有量～頻度圖

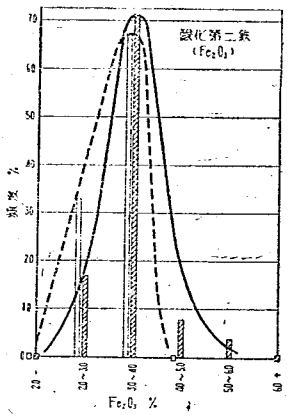


圖-2 （4） T.CaO 含有量～頻度圖

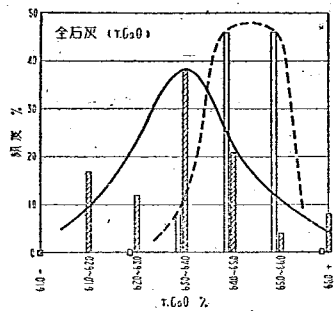


圖-2 （5） ※Fr.CaO 含有量～頻度圖

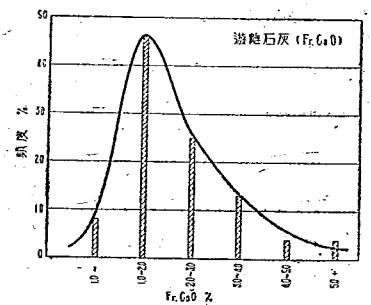


圖-2 （6） MgO 含有量～頻度圖

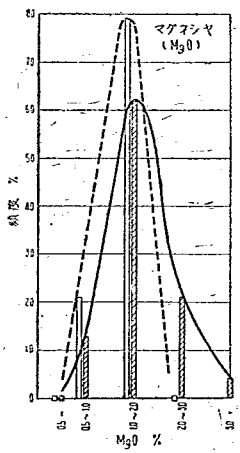
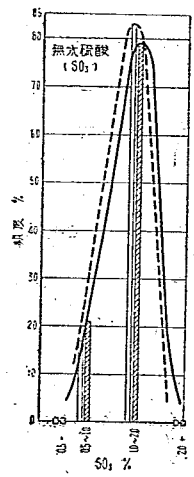


圖-2 （7） 含有量～頻度圖



不溶解殘渣は第1回試料 0.7～3.4 % 平均1.4 %，第2回試料 0.2～2.3 % 平均1.0 %，昭和11～13年のセメントにて0.1～0.6 % 平均0.3 % であり，最近の現場セメント及び工場採取のセメントが共に昭和12年頃のものに較べて不溶解殘渣量が幾分增加してきた傾向が良く認められる．

不溶解殘渣は稀鹽酸（1:2）處理に依りて溶解せざる珪酸鹽類であり其多數は珪酸であると考へられ，一般にセメントの主要水硬性化合物なる珪酸石灰鹽，鐵土酸石灰鹽類は容易に稀鹽酸處理により溶解する故に分析上不溶解殘渣と見られるものは其他の不純夾雜物なる珪酸鹽類と見られ，セメントの成分上其量の增加は好ましから

ざるものである。

2　珪酸，礬土及び酸化鐵

無水珪酸，即ちシリカ（SiO_2）の含有量は第1回試料 19.59～23.04 %，平均20.96 %，第2回試料19.63～22.99 %，平均20.83 % 及び昭和11～13年度製品21.08～23.66 %，平均22.44 % である．

最近の第1回及び第2回試料の成績は良く一致してをり珪酸含有量は平均21.0 % 程度と認められるが，昭和11～13年度のものの平均22.5 % と較べると1.5～2.0 % 程の減少があり又最近のセメントには此の量が20.0 % に滿たざる低値のものも可成に認められてゐる．

珪酸礬土及び酸化鐵はセメントの成分上，石灰の鹽基性成分に對應する酸基性成分の主體をなす重要なる成分であるから更に其量的關係を詳しく檢討し其變動を比較する爲の酸化物含有量（%）と頻度（%）との關係を 圖-2 (1), (2), (3) に表した．圖-2(1) に表した珪酸含有量と頻度との關係圖に就いて之を較ぶると，昭和11～13年度セメントと最近の昭和16～17年度のものとの頻度曲線には著しい相違が認められてゐる．即ち，

從來のセメントの SiO_2 含有量は總て21.0～23.0 % の範圍内に集り特に其大部分は22.0～23.0 % 以内に集合してをり此含有量は常に殆んど一定し，定つた値を持つてゐた事が分るが，一方最近昭和16～17年のセメントはむしろ SiO_2 % が低値の方へ傾きつゝあり，その多くは20.0～22.0 % 内に集つてはゐるが，20.0 % 以下の可成低値なるものも存在してをり全體的にみて19.0～23.0 % に亘る比較的廣い區間に散在してをり，其結果珪酸頻度曲線は SiO_2 % の低値の方へづれフラットになつた傾向が良く看取される．

斯く最近のセメントは從來のものに較べて全體的に珪酸含有量が1～2 % 減少し又各セメントに就ては其含有量が幾分不同となり均齊度が失はれ一般に從來の高珪酸質のセメントに較べ低珪酸質のものが多くなつたことが分る．珪酸は石灰と共にセメントの重要なる水硬性化合物を構成する主要成分の一であり，最近のセメントに之が減少の傾向のあることは注目すべきことと考へられる．

礬土含有量（Al_2O_3 %）は第1回試料4.67～7.35 %，平均5.84 %，第2回試料3.08～7.86 % 平均6.05 % 及び昭和11～13年試料4.72～6.33 % 平均5.51 % である．

此成績よりみて最近のセメントの礬土含有量は平均6.0 % 前後と見られ，從來のものゝ高値に接近し内には7.0 % を超へる高値のものも存在し從來のセメントに較べて礬土分が增してゐる．

圖-2（2）の礬土含有量と頻度圖に就て見ると，昭和11～13年のセメントの礬土含有量は總て4.0～6.0 % の小範圍内に存在し其大部分は5.0～6.0 % 内に集合し常に略ゝ定量を保ち，含有量の變動は殆ど認められてゐなかつたが昭和16～17年のセメントは其量が4.0～8.0 % の範圍に擴り特に其過半數は6.0 % を超ゆる高値を占めてをり全體的に礬土分の增加の傾向が明に認められる．此關係は前記の珪酸頻度圖とは相反せる傾向を表し對應的關係をなしてゐる．斯く最近のセメントは從來のセメントに較べて珪酸分が少くなつたと共に反對に礬土分が可成增加したことゝなり，セメントは低珪酸高礬土質に傾いたこと明かにして又個々のセメントに就ては珪酸分と同樣に礬土分の多寡に不同が多くなり成分の均齊度が失はれてゐる．

酸化第二鐵含有量（Fe_2O_3 %）は第1回試料2.43～4.30 %，平均3.20 %，第2回試料2.61～5.23 %，平均3.49 % 及び昭和11～13年度試料2.68～3.86 %，平均3.21 % である．之を 圖-2（3）の酸化鐵分・頻度圖に就いて見ると，其の大部分は3.0～4.0 % 内に集合し餘り變動なく略ゝ類似してゐるを認めるが，唯從來に較べて最近のセメントの内には3 % 以下の低値のものが少く反對に4 % を超へる比較的高値のものも存在し全體的に見て幾分增加した樣である．

珪酸，礬土，酸化鐵はセメントの酸基成分の主體をなす主要成分にして，從來の如く良質炭を用ひて燒成をなしてゐた時代には珪酸と礬土とは粘土原料に由來し，酸化鐵は主に熔媒に因つてゐたものである．最近のセメントに珪酸分が減じ，代つて礬土分の增加が特に目立つてきて含有量に不同が多く認められるのは，原料粘土の質の低下又精選，配合の不齊と共に目下燒成に用ひてゐる石炭の品質劣化に伴ふ灰分の增加が礬土の增加に著しい影響を與へてゐると見られる．酸化鐵の多いセメントは燒成に際し熔媒として加へる鐵鏃分の過量に因るもの、樣である．

3. 全石灰 (T.CaO) 及遊離石灰 (Fr.CaO)

セメントの石灰は前記の珪酸，礬土，酸化鐵の酸基成分の相手となるべき鹽基成分の主體をなし同樣に主要な成分である．

全石灰含有量は第1回試料 57.26～63.37 %，平均 61.0 %，第2回試料 61.20～66.23 %，平均 63.57 % 及び昭和11～13年度試料 63.51～65.78 %，平均 64.89 % である．斯樣に第1回試料は平均 61.0 % を表し可成に低値のものであつたが第2回試料は 63.5 % となり，之を昭和11～13年の製品と比較すれば從來一般にポルトランド・セメントの石灰は略ゝ 65.0 % を保つてゐたのに較べて 2～4.0 % 程の減少が明かに認められた．

全石灰分と頻度との關係を 圖-2 (4) に就て見ると，昭和11～13年度のセメントでは，全石灰分は其殆ど總てが確然と 64.0～66.0 % の比較的小範圍内に集結し大部分は 65.0 % 前後なることが明瞭に認められ，又個々のセメントに就ても全石灰分に殆ど變動が無く全體的に 65.0 % 前後の數値を常に持つてゐたことが明かである．

これに對して昭和16～17年のセメントでは，全石灰分は 61.0～66.0 % の比較的廣い範圍に亘つて存在してをり，大部分は 62.0～65.0 % 即ち 63.0 % 前後である．個々のセメントの成分に就ても 62.0 % に滿たざる低値のものもあり又 66.0 % に達する高値のものもあり石灰分の變動が可成に著しく認められ，從來に較べ均齊度が可成失はれてゐる．

斯く昭和16～17年度のセメントの全石灰分が全體的に見て減少し又各セメントは區々の値を表はす樣になつた事は，前述の珪酸分の場合と良く類似してゐる．

遊離石灰量 (Fr.CaO) に就ては昭和11～13年度セメントには測定を行はなかつたが良質炭を用ひて燒成してゐた當時の事情より推して多くとも 1.5 % 以下，普通に 0.5～1.0 % 程のものが大部分であり其量は餘り重視する必要がなかつたと考へられる．昭和16～17年の第2回試料に就ては遊離石灰含有量 0.81～5.50 %，平均 2.33 % であり，遊離石灰分頻度 圖-2(5) に表した如く最低 1.0 % 以下より最高 5.55 % に至る廣範圍に亘つてをり 1.0～3.0 % のものがその過半數を占めてゐたと認められる．遊離石灰の定量に就ては前報 (內務省土木試驗所報告 72號，昭和18年9月；窯業協會誌，第51集，605號，昭和18年5月)に譲るが此含有量の增加は最近のセメントの原料精選，調合の不備又特にセメント燒成の不完全を意味するものでありセメント製造上の重大缺陷の一つを表すものと見られる．斯くの如く，全石灰及珪酸分が減少し，遊離石灰及礬土分が增加し一方發熱量の不足せる劣質炭による燒成の不完全なる事實はセメントの重要化合物なる珪酸石灰鹽類の生成が困難となり生成量も減少したることを意味することとなり，成分的に見て最近のセメントの品質低下の主原因をなしてゐると考へられる．

苦土及無水硫酸に就ては 圖-2 (6)，(7)に示した如く何れも殆ど變動を認めないが，唯最近のセメントに苦土含有量 2.0～3.0 % のものが少數存在し幾分增加してゐる樣である．

〔2〕 成 分 比 率

化學分析より得たるセメントの化學成分中各個の成分同志の含有量の變化に就いては前節に述べたが，セメン

トの性質は必ずしも個々の成分の多寡のみによりて支配されず各成分相互の量的割合即ち成分比率を求めて解釋する必要がある．成分比率は從來より普通に用ひられてゐる比率を採つた．此比率はセメントの成分均齊度を表し之より品質批判に用ひられ又セメント製造に際し成分を一定にする爲め最も利用されるものである．各成分比率は表-5，表-6，表-3 に掲げた．

表-5　ポルトランド・セメントの成分比率(第Ⅰ回試料)

セメント(第Ⅰ回)	水硬率 H.M.	水硬係數 H.I.	珪酸率 S.M.	活動係數 I.A.	鐵率 I.M.
1	2.11	0.422	2.34	3.68	1.75
2	2.04	0.443	2.30	4.75	1.71
3	2.07	0.434	2.41	3.70	1.87
4	2.08	0.431	2.16	3.17	2.13
5	2.09	0.422	2.42	4.05	1.50
6	1.99	0.447	2.18	3.37	1.83
7	2.06	0.438	2.28	3.31	2.22
8	2.12	0.413	2.23	3.68	1.55
9	1.92	0.471	2.58	3.93	1.91
10	2.09	0.436	2.22	3.06	2.63
11	1.84	0.498	2.15	2.88	2.91
12	2.04	0.437	2.23	3.41	1.89
13	1.95	0.449	2.38	4.02	1.45
14	1.93	0.451	1.93	3.22	1.50
15	2.21	0.398	2.56	4.40	1.34
範圍	1.84～2.21	0.398～0.498	1.93～2.58	2.88～4.75	1.34～2.91
平均	2.03	0.439	2.29	3.64	1.88

註　1. 水硬率 H.M.……$CaO/(SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3)$
　　2. 水硬係數 H.I. ……$(SiO_2+Al_2O_3)/CaO$
　　3. 珪酸率 S.M. ……$SiO_2/(Al_2O_3+Fe_2O_3)$
　　4. 活動係數 I.A. ……SiO_2/Al_2O_3
　　5. 鐵　率 I.M. ……Al_2O_3/Fe_2O_3

水硬率（H.M.）と水硬係數（H.I.）とはセメントの主成分なる石灰の鹽基性成分と珪酸，礬土，酸化鐵の酸基性成分との割合を表し，此內水硬率が最も重要視されセメント製造上原料の調合，セメント燒塊及製品の品質檢査に用ひられ外國ではセメントの規格中に此限度を定めてゐる國もある．

水硬率は第1回試料 1.84～2.21 平均 2.03，第2回試料 1.90～2.31 平均 2.10，昭和11～13年度セメント 2.00～2.25 平均 2.15 であり，平均に於ては 2.00～2.20 內にあり平均値には餘り變りを見ないが，併し從來のセメントにては其殆ど總てが水硬率 2.00 以上を占めてゐたが，最近のセメントの內には 2.00 に滿たざるもの即ち 2.00～1.80 のものが可成多く存在し各セメントの水硬率は減少した傾向が認められる．最近のセメントに水硬率の低下したものゝあるのは成分の變動より明かであり，鹽基性成分なる石灰分の減少と酸基性成分中主に礬土分の增加に由來したものと考へられ成分相互の均齊度が失はれたことを表す．

珪酸率（S.M.）と活動係數（I.A.）とはセメントの酸基性成分なる珪酸と礬土，酸化鐵との相互割合を表し，

表-6 ポルトランド・セメントの成分比率(第Ⅱ回試料)

セメント(第Ⅱ回)	水硬率 H.M.	水硬係數 H.I.	珪酸率 S.M.	活動係數 I.A.	鐵率 I.M.
1	2.10	0.421	1.87	2.76	2.08
2	2.29	0.410	2.12	3.11	2.15
3	2.07	0.418	1.93	3.16	1.57
4	2.12	0.422	2.01	2.94	2.15
5	2.01	0.443	2.28	3.33	2.17
6	2.12	0.425	3.10	5.13	1.53
7	2.16	0.416	2.74	4.38	1.66
8	2.12	0.421	2.55	4.12	1.63
9	2.18	0.405	2.37	3.90	1.55
10	2.23	0.395	2.18	3.53	1.63
11	2.06	0.425	1.83	2.77	1.89
12	2.01	0.435	2.12	3.44	1.62
13	2.04	0.435	2.16	3.34	1.84
14	2.31	0.363	2.68	6.60	0.68
15	2.09	0.431	2.34	3.47	2.08
16	1.92	0.457	1.91	2.98	1.79
17	1.90	0.441	1.74	3.12	1.26
18	1.96	0.453	2.09	3.17	1.93
19	1.99	0.438	1.81	2.82	1.80
20	2.06	0.431	2.78	4.72	1.43
21	2.14	0.409	2.08	3.35	1.65
22	2.07	0.434	1.82	2.52	2.59
23	2.30	0.395	2.70	4.05	1.99
24	2.14	0.416	2.24	3.46	1.83
範圍	1.90~2.31	0.363~0.457	1.74~2.78	2.52~6.60	0.68~2.59
平均	2.10	0.422	2.23	3.59	1.87

例へば水硬率が一定しても此酸基性成分中に變動があれば其品質を一定にすることは出來ない.

珪酸率は第1回試料1.93~2.58平均2.29, 第2回試料1.74~2.78平均2.23, 昭和11~13年度セメント2.19~3.10平均2.58である. 從來のセメントは高珪酸低礬土質のセメントが歡迎され特に礬土分が少く且つその量も限られてゐたので珪酸率は稍高く2.5~3.0を占め3.0に近きものが多く存在し又狹い範圍に限られてゐたが, 最近のセメントでは2.5以下のものが多數存在し珪酸率も全體的に低値になつた. 此事實は前項に於て論じた如く最近のセメントが珪酸分が減少し, 代つて礬土基が增加した事より當然表れきたものと見られ, 同時に此傾向は又珪酸分を礬土分にて除した比率即ち活動係數の値が昭和11~18年成績の平均値4.10の4.0を超へた値より最近の第1回及び第2回成績の平均値3.64, 3.59即ち3.50前後に低下してゐる事よりも一層明かになつてゐる. 從つて最近のセメントは從來のものに見られた低礬土質セメントの型が失はれ, 逆に高礬土質の型となつたことが明かに認められる. 礬土分と酸化鐵分との比なる鐵率 (I.M.) を見るに, 第1回試料1.34~2.91平均1.88, 第2回試料0.68~2.59平均1.87及昭和11~13年度成績1.39~2.20平均1.73であり最近のセメントは其平均値にては

値に增加を見てゐるが個々のセメントでは鐵率2.0～3.0の可成高値なるものが相當にある.

元來鐵率は一名熔劑率 (Flux Modaias) と云はれ近代のセメント燒成作業に際し熔劑 (Flux) として使用する酸化鐵の量を定めるに用ひ又近來一般にポルトランド・セメントの鐵率はセメントの安定性に關係する, 即ち鐵率の大なるセメントは膨張收縮が大であり又耐水耐蝕性が弱いことが知られ, 從來のセメントは鐵率が2.0～1.5 より1.0に近く減少の方向へ進みつゝあつたが却つて最近に於ては1.5以上のものが多數となり2.0を超へる高値のものも表はれてきてゐる.

此事實は又一面に於て酸化鐵分の割合に比して礬土分の著しい增加を意味することゝなり粗惡炭の燃燒に依る灰分の影響と考へられ, 上述の水硬率及珪酸率の低下と併せ考へて最近のセメントは成分的に見て各比率の範圍が一般に廣くなり各セメントに區々のものが多くなり, 即ち成分相互の均齊度が失はれてきた傾向と見られる.

〔3〕 水硬性化合物

上述のセメント分析より得たる各酸化物よりセメントの水硬性化合物, 即ち $3CaO\cdot SiO_2$ (C_3S), $2CaO\cdot SiO_2$ (C_2S), $3CaO\cdot Al_2O_3$ (C_3A) 及び $4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ (C_4AF) なる鑛物含有量を算出し其成分割合に就いて檢討してみる. 化合物の計算に就ては R.H. Bogue (Ind. Eng. Chem., Anal. Ed. 1929, 1 (4), 192) 及佐藤純夫氏 (窯業協會誌. 昭和17年2月) 等に依つた.

此場合に於て, 石灰に就ては遊離石灰と硫酸根に結合し石膏を形成せる石灰とを控除し, 珪酸は不溶解殘渣を考慮に入れ, 化合石灰及化合珪酸の量を採つた.

今 C_3S–C_2S–C_3A–C_4AF 系に於て完全平衡冷却を假定したる Bogue のセメント或はセメント燒塊の鑛物計算式を記すと次の通りである.

$$3CaO\cdot SiO_2 = 4.07\,C - 7.60\,S - 1.43\,F - 6.72\,A$$

$$2CaO\cdot SiO_2 = 8.60\,S + 1.08\,F + 5.07\,A - 3.07\,C$$

$$= 2.87\,S - 0.75 \times 3CaO\cdot SiO_2$$

$$3CaO\cdot Al_2O_3 = 2.65\,A - 1.69\,F$$

$$4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3 = 3.04\,F$$

玆に, C, S, A, F は夫々化合石灰, 化合珪酸, 礬土及び酸化鐵の諸量を表す.

其他に, セメント燒塊がシンターした際に液相と固相とに分れ冷却すれば兩者は反應せず, 液相はその儘凍結する凍結平衡を考慮した Lea-Parker 計算法 (Build. Res. Techn. Pap. No. 16, 1935) 或は硝子部分を定量し之を考慮に入れた L. A. Dahl 計算法 (Rock Products 1938～1939, 41～42) 等の式が提案されてゐる. 然しこゝでは一般に常用されてゐる Bogue 式を用ひて計算をなし各鑛物量を求め, 此方面よりセメントを成分的に比較してみる.

第II回の新鮮なるセメントに就いてその分析結果より Bogue 式に基き算出した水硬性化合物の含有量は 表-及圖-3 に表示した.

圖-3 圖は此關係を在來の昭和11～13年のセメントと最近昭和16～17年のものとを對照比較したものであり, 實線は最近のセメント及點線は在來のセメントを表した.

(1) 珪酸三石灰 ($3CaO\cdot SiO_2$), 及珪酸二石灰 ($2CaO\cdot SiO_2$)

$3CaO\cdot SiO_2$ 及 $2CaO\cdot SiO_2$ の珪酸石灰鹽はセメントの最も主要なる化合物にして其凝結硬化, 强度の發生, 增進及硬化物の安定度を支配し, これが生成の良否或は生成量の多寡はセメントの品質に直接影響する重要なる成

表-7 ポルトランド・セメントの水硬性化合物(第Ⅱ回)

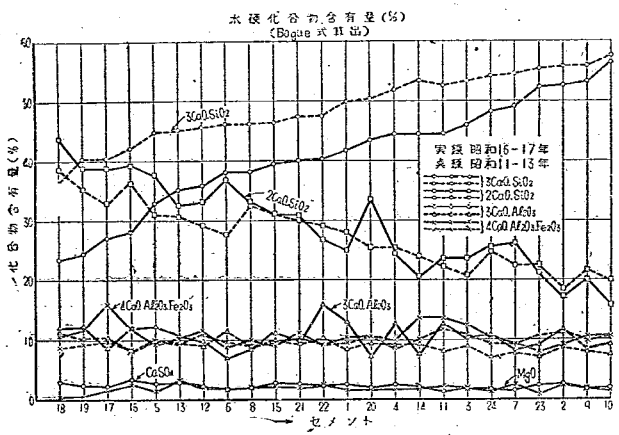
セメント (第Ⅱ回)	珪酸三石灰 $3CaO\,SiO_2$ %	珪酸二石灰 $2CaO\,SiO_2$ %	礬土酸三石灰 $3CaO Al_2O_3$ %	礬土鉄酸四石灰 $4CaO Al_2O_3 Fe_2O_3$ %	硫酸石灰 $CaSO_4$ %	苦土 MgO %	遊離石灰 Fr. CaO %
1	41.7	25.0	13.0	10.4	2.5	1.4	2.5
2	52.6	17.2	11.8	9.0	2.5	2.2	1.3
3	46.0	23.6	10.1	12.4	1.8	1.7	1.9
4	44.4	24.3	12.7	9.6	2.4	1.5	1.9
5	32.8	37.8	12.2	9.2	2.7	1.4	1.4
6	38.0	36.7	6.9	8.8	1.7	1.8	3.0
7	49.1	26.2	8.2	9.2	1.5	2.4	1.8
8	38.2	33.2	8.4	9.8	2.0	1.9	3.3
9	53.3	20.1	8.4	10.6	1.6	1.7	2.0
10	56.5	15.7	9.2	10.7	1.8	1.5	2.5
11	44.5	23.6	12.6	11.5	1.4	2.2	1.8
12	35.9	33.1	9.8	11.5	2.1	1.9	1.8
13	35.0	32.6	10.6	10.2	2.9	3.2	1.8
14	44.4	20.5	7.5	13.7	2.0	1.8	5.6
15	39.5	31.0	11.2	8.9	2.7	2.1	1.8
16	28.0	39.2	12.0	11.9	3.4	2.4	0.8
17	27.3	38.6	8.7	15.9	2.1	1.6	3.0
18	23.6	43.8	12.0	10.6	2.9	0.5	2.8
19	24.4	38.9	12.1	11.9	2.3	0.6	4.3
20	43.3	33.5	7.1	10.4	1.9	1.5	0.9
21	40.0	30.9	9.8	11.2	2.5	1.8	2.5
22	40.3	26.7	15.7	9.2	2.3	2.5	1.8
23	52.2	21.1	9.2	7.9	2.3	0.8	3.8
24	48.2	25.3	10.7	10.2	1.5	1.2	2.4
範圍	23.6～56.5	15.7～43.8	6.9～15.7	7.9～15.9	1.4～3.4	0.5～3.2	0.8～5.6
平均	40.8	29.1	10.4	10.6	2.2	1.7	2.4

分である．特に $3CaO.SiO_2$ は普通ポルトランド・セメントの成分中その大部分を占めてゐると見られセメントとして不可缺の成分と考へられてゐる．

$3CaO.SiO_2$ 含有量は，昭和11～13年のセメントに就て36.3～57.6 %平均48.7 %を表し昭和16～17 年のセメントでは23.6～56.5 %，平均40.8 %を表し低値のものが増加し，從つて總括的に見て8程の低下と見られる．

圖-3 は上記兩年度のセメントを $3CaO.SiO_2$ 含有量の大小順に配列し比較したものにして，點線にて示した昭和11～13年のセメントの $3CaO.SiO_2$ 含有量は實線なる昭和16～17年のセメントに較べて常に高値を占めてゐるのが明瞭に表れてゐる．$2CaO.SiO_2$ の含有量に就ては從來のポルトランド・セメントは18.4～38.9 %．平均27.5 %であるが最近のものは15.7～43.8 %平均29.1 %を表し僅に增してゐるが $3CaO.SiO_2$ に較べて餘り增減がない．一般に從來の普通ポルトランド・セメントに就ては $2CaO.SiO_2$ 含有量は20～40 % の範圍を占め平均30 %程と見られてゐる最近のセメントの2,3を除けば總て此の範圍内にある．

図-3　水硬性化合物含有量



ポルトランド・セメントの水硬性合物の生成過程或は Bogue 氏算出法に依ると普通セメントの $3CaO \cdot SiO_2$ と $2CaO \cdot SiO_2$ との間には一方が増加すれば他方は減少する相互關係があり此關係は 図-3 に良く現れてゐる．即ち $3CaO \cdot SiO_2$ 含有量の大小順にセメントを配列した 図-3 に於て，$3CaO \cdot SiO_2$ の含有量が次第に増加するに從ひ $2CaO \cdot SiO_2$ は次第に減少してをり，且つ普通ポルトランド・セメントでは數個の例外を除けば一般に $3CaO \cdot SiO_2$ 含有量は $2CaO \cdot SiO_2$ 含有量より高値を表してゐる．然るに昭和16～17年最近のセメントの內，番號 18, 19, 17 16, 5 の5個は Bogue 式による算出結果は寧ろ逆となり，$3CaO \cdot SiO_2$ の量が少く $2CaO \cdot SiO_2$ が多く表れてきた．

此種のセメントは普通セメントとしては例外的なものと見做され，此セメントは一見礬土分が特に少く鐵分が多少高珪酸低石灰質なる低熱セメント型に類似してゐる樣にも見へるが然し本來の低熱セメントと較べ特に礬土分少なからず，珪酸及鐵分も共に多からず普通セメントと變りなく從つて成分上より見て低熱型ポルトランド・セメントとは全く異つてゐると見られるものである．此種のセメントは普通ポルトランド・セメントとして成分配合上その均齊度を失つたものと考へられ，セメントの製造が未だ進歩せざる明治時代のセメントに良く見られたものに似てをり今日成分上より見て決して優良なポルトランド・セメントとは見做し得られざるものであらう．

斯く最近のポルトランド・セメントは珪酸，石灰共に減少し造滓石灰を増し，其水硬性化合物中最も重要なる珪酸石灰鹽類特に $3CaO \cdot SiO_2$ の生成が全體的に少くなり，內には變則的なセメントも 2, 3 現れてきたことが明かに認められる．

此事實はセメントの品質に致命的なる打撃を與へたこととなり現下のセメントの品質特に强度低下の主因をなしてゐると見られる．

2. 礬土及鐵酸石灰鹽

礬土酸三石灰 ($3CaO \cdot Al_2O_3$) の含有量に就ては，昭和11～13年度セメントは 7.0～11.5 %，平均 9.2 % であり，昭和16～17年度セメントは 6.9～15.7 %，平均 10.4 % を表し全體的に幾分增加してゐる．

前述の如く從來のセメントでは礬土含有量 (Al_2O_3 %) が常に略一定し又變動がなかつたので 図-3 に見られる通り $3CaO \cdot Al_2O_3$ 量も略一定して平均9～10 % を保つてゐたが，最近のセメントは礬土量が全體的に增加し且つ其多寡は各セメントに區々となり此量に變動を見られた結果 $3CaO \cdot Al_2O_3$ 量も一定せず平均として 10.0%

前後を保つてゐるが其範圍は 7.0～16.0 % の低値より高値に亘り可成廣くなつた. 此關係は 圖-3 に表した最近セメントの-3 $CaO \cdot Al_2O_3$ 含有量の線が含有量 10 % の線を界として可成上下して變動してゐることより明瞭である.

鐵土鹽酸四石灰 ($4\,CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$) の量は平均値として從來のセメントで 9.8 %, 最近のもので 10.6 % であり幾分增加し, 其範圍も從來は 10 % 以下のものが大部分であつたが最近は 10 % を超へるものも多くあり 15 % に及ぶものも表れてゐる.

圖-3 に表した如く, $4\,CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ 含有量の變動は前記の $3\,CaO \cdot Al_2O_3$ の場合と略ゝ同樣であり, 從つて鐵土分及鐵分の變動と共に最近のセメント成分中此兩石灰鹽の生成に可成の消長があることが認められる.

石膏 ($CaSO_4$) の量は從來と殆ど變りなく最近のセメントにも特に變化はない樣である. 苦土 (MgO) は最近のセメントに幾分增加し來り 2 % 以上のものも見られ, 內には 3.0 % の規定値を超ゆるものも存在した.

苦土分も幾分增した傾向を認められるのは原料石灰石の不純性に因るものであらう.

要するに, 最近のセメントには鐵土分の增加が顯著であり又その多寡にも變動を生じたことは上述の珪酸石灰鹽類の減少と共に其品質に可成の惡影響を及ぼしたと考へられる. 卽ち, 此結果セメントの凝結硬化及初期の强度發生に影響があり, 特に鐵土石灰鹽の多いセメントは强度の增進が阻害され長期强度が弱く, 又硬化後に膨脹收縮を生じ易く其安定度を低下せしめ, 同時に鐵土石灰鹽の水溶性に依り硬化物の耐水耐蝕性も著しく弱められセメントの强度低下と共に其安定度の喪失の主原因をなすものと考へられる. 何れにしてもポルトランド・セメントに於て鐵土分の增加及變動は決して好ましきものでなく今日セメントの品質低下の一端は此成分的變化に影響されてゐること大であると見られる.

〔4〕 石灰, 珪酸, 鐵土の三元組成

ポルトランド・セメントの主要水硬性成分なる石灰, 珪酸, 鐵土なる三元組成を求め, 三元圖を作り之よりセメントの成分關係を更に比較し檢討を加へてみる.

夙に永井敎授 (工業化學雜誌, 昭和 4 年, 246～247 頁) は大正 15 年より昭和 3 年に至る國產セメント試料に就き石灰, 珪酸, 鐵土の三元組成を求め三元圖により其主成分を考察した.

同氏は石灰に就ては遊離石灰及硫酸と結合せる石灰とを考慮し, 珪酸は不溶解殘渣を控除し, 鐵土は鹽酸石灰鹽を鐵土酸石灰鹽に換算する係數を用ひ, 酸化鐵を鐵土に換算して加へることに依り, 石灰, 珪酸, 鐵土の三元組成を求め之を百分率にて表した.

卽ち, 同氏は次式を提案し之により三元組成を算出し百分率にて表してゐる.

石 灰 (CaO)……$[CaO-(0.70\,SO_3+Fr.CaO)]$

珪 酸 (SiO_2)……$(SiO_2-0.80\,Insol.\,R)$

鐵 土 (Al_2O_3)……$(Al_2O_3+0.42\,Fe_2O_3)$

此結果は 表-8 及 圖-4 に表示した三元系圖にして, 圖中 1 は大正 15 年, 2～5 は昭和 2 年, 6～8 は昭和 3 年の國產セメントに就ての平均値より求めたものであり, 又 (a)～(e) は外國製品である.

著者も上法に依つて昭和 16～17 年度の國產セメントに就き三元組成の百分率を求めて之を 表-9 に表示し, 更に三元圖を作りて 圖-5 に圖示し比較考察してみることとした.

永井敎授は 圖-4 に於て大正末期より昭和初期のセメントは三成分系圖上の AB 線上に並列し此 AB 線は鐵土に對して略ゝ不變であるか或は微量の減少の方向をとりつゝあり, 一方石灰は次第に增加し珪酸は幾分宛減少し

表-8　セメント試料の三元系組成(昭和4年)

永井教授（工，化，礬，昭和4年，246～247頁）

ポルトランド・セメント試驗期	石灰 T.CaO−(0.70 SO_3+Fr.CaO) %	珪酸 T.SiO_2−0.80×Insol. R. %	礬土 Al_2O_3+0.42 Fe_2O_3 %
セメント 1　大正-15	68.5	24.1	7.4
〃 2 A昭和-2	69.0	23.5	7.5
〃 3 B昭和-2	69.6	23.1	7.3
〃 4　〃	69.6	22.4	8.1
〃 5　〃	68.8	24.7	6.5
〃 6　昭和-3	69.1	23.5	7.4
〃 7　〃	69.0	23.6	7.4
〃 8　〃	69.2	23.4	7.4
外國製品(a) ベタ・セメント	69.2	21.4	9.0
(b)　〃	70.6	21.0	8.4
(c)スペシヤルセメント	70.0	22.4	7.6
(d)フエロクリート	69.1	23.5	7.4
(e)シユパーセメント	68.6	22.8	8.6

表-9　國産九メントの三元系組成($CaO-SiO_2-Al_2O_3$)(昭和16～17年)

ポルトランド・セメント昭和16～17年	石灰 (CaO) %	珪酸 (SiO_2) %	礬土 (Al_2O_3) %
1	68.0	22.3	9.7
2	69.2	22.2	8.6
3	68.2	22.7	9.1
4	68.3	22.3	9.2
5	68.5	24.0	7.5
6	68.0	25.4	6.6
7	69.0	24.3	6.7
8	67.8	24.2	7.0
9	68.5	24.0	7.5
10	69.4	22.5	8.1
11	69.3	22.3	8.4
12	67.4	23.8	8.8
13	67.5	23.7	8.8
14	69.6	24.3	6.1
15	68.0	23.8	8.2
16	66.4	23.8	9.8
17	66.3	23.6	10.1
18	66.2	24.3	9.5
19	66.2	23.5	10.3
20	69.7	23.3	7.0
21	68.5	22.8	8.7
22	67.8	22.0	10.2
23	69.2	23.6	7.2
24	68.3	23.2	8.5
平均	68.1	23.4	8.5

圖-4 セメントの三元組成圖

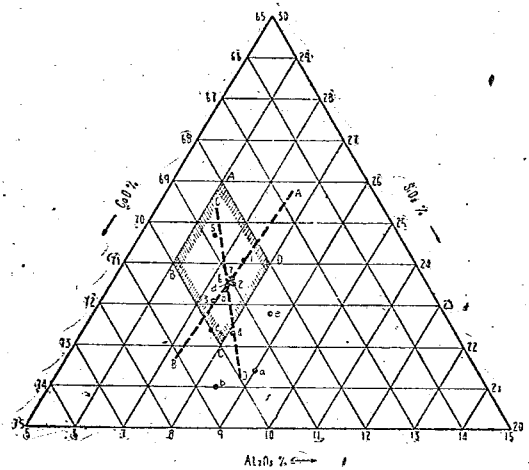
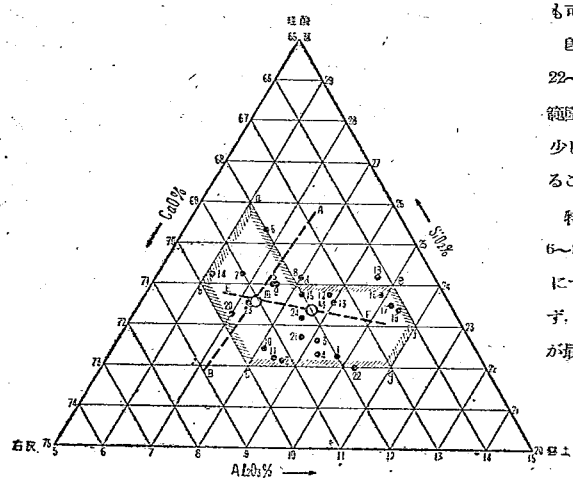


圖-5 セメントの三元組成圖



つゝあると述べ，セメントは次第にAよりBの方向へ移動の傾向を示しこれよりみて珪酸三石灰の增加，珪酸二石灰の減少となることを論じた．更に低珪酸型セメント(4)と高珪酸型(5)とを結ぶCD線は昭和2～3年のセメントの平均値附近にてAB線と交叉し(4)は高礬土側に，(5)は低礬土側にあるを示した．此等のセメントは總てCaO 68～70%，SiO_2 22～26%，Al_2O_3 6～8%のABCD範圍内にあり，平均としてCaO 69%，SiO_2 23.5%，Al_2O_3 7.5%である．

著者が昭和16～17年のセメントに就て求めた成績は表-9及圖-5に表した如く，各セメントの三元組成の範圍は圖-5中abcgfed範圍内に散在し其過半數はdcgfeの範圍内に在り全體の範圍も可成に廣くなつてゐる．

即ち，此範圍はCaO 66～70%，SiO_2 22～26%，Al_2O_3 6～11%の比較的廣い範圍に亘つてをり，石灰或は珪酸が稍減少し，代つて礬土が目立つて增加してゐることが認められてゐる．

特に礬土に就ては從來は總てAl_2O_3 6～8%内に存在し圖-4或は5のAB線にて表せる如く此量が略ゝ一定して變らず，B方向へ減少してゐる傾向があつたが最近の成績ではAl_2O_3 6～11%の廣い範圍に亘り其量も一定せず各セメントに區々の値を表し均齊度が失はれ其移動も甚だしく更に礬土增加の方向へ向つてゐる．

其平均値は圖-5中M點にあり，之をAB線に對して見ると高礬土側に在り，各セメントに就いても大部分は高礬土側に多く散在してをり，特に(16)～(19)，(22)等はAl_2O_3 10%附近或は其以上にあり甚だしく高礬土質のセメントと見られる．從來のセメントの平均値mと最近の平均値Mとを結ぶ線をEFとすれば，EF線はAB線と大約直角に近く交り，M點はAB線に對して低石灰高礬土側へ移動してをり，又各セメントに就ても大

部分はEF線のF方向へ移動し，づれてきてゐる傾向が良く表れてゐる．

更に之を圖-4 中從來のセメントの(4)，(5)を含む CD 線と較べて見ても，最近のセメントの一部には(16)～(19) の如き低石灰のものあり又(1)～(4)，(10)，(11) の如き低珪酸のものも相當に存在してをり，一般的に高礬土質となつてゐると共に低石灰質或は低珪酸質のものも可成に存在してゐる傾向となつてゐる．

要するに最近のセメントは從來に較べて其三元組成より見ても石灰又は珪酸が減少したもの多くあり，代つて全般的に礬土の增加が顯著であり，一般に低石灰或は低珪酸の高礬土型のセメントに移動してゐる傾向が明かに認められ，其未成分の均齊度が失はれたこと明かである．

此結果最近のセメントは其成分中最も重要なる珪酸石灰鹽類の生成が少く，代つて礬土石灰鹽類が增したことゝなり，結局セメントの品質の全面的なる品質低下は以上に詳しく論じた如く三元組成より考察しても一層明瞭となつてゐる．

IV. 要　　約

最近のポルトランド・セメントの成分に就てはその化學分析より前章にて詳しく論じたので，玆では全體的に見てその要點を指摘し總括しつゝ成分及びその變動に就いて要約する．

1. セメントの灼熱減量は第1回試料（現場採集）1.8～5.1 %，平均3.20 %，第2回試料（工場採集）0.60～1.8 %，平均1.2 % を表し，從來の昭和11～13年セメントの1.0 % 以下に較ぶれば現場のセメントには著しく增加してをり風化したものが多く存在するを認めた．これはセメント包裝用紙の劣化，輸送の停滯等により風化の機會が多くなつた結果と考へられる．

2. 珪酸含有量は第1回試料 19.59～23.04 %，平均20.96 %，第2回試料 19.63～22.99 %，平均20.83 % を表し，平均21.0 % 程と見られるが20 % に滿たぬものもあり，從來の 22.0 % 以上と較ぶれば1～2 % 程の減少となる．礬土含有量は第1回 4.67～7.35 %，第2回 3.08～7.86 %，平均6.05 を表し，平均6.0 % 程であり內には6或は7 % を超へる高値のものも可成多く從來の礬土が4～6 % 內に略ゝ限られてゐたのに較べて增加したものが多くなつてゐる傾向がある．

從來セメントの珪酸，礬土含有量は各々常に略ゝ一定してゐたが最近の各セメントの礬土含有量が特に區々となり低値又は高値なるものが續々表れ，其多數に變動が多く見られる樣になつた．此變動は珪酸頻度圖(圖-2(3))及礬土頻度圖（圖-2(2)）を參照比較すれば一層明瞭である．

3. 全石灰は第1回及第2回試料にて夫々 57.26～63.37 %，平均 61.0 %，61.20～66.23 %，平均 63.51 % を表し，從來の 55～56 % を常に保つてゐたのに較べて 2～4 %，平均3 % 程の減少と見られる．

全石灰含有量にも同樣に可成の增減が表れこれは全石灰頻度圖（圖-2(4)）より明瞭である．

遊離石灰は從來は略ゝ 0.5～1.5 % 內にあり平均1.0 % 以下のセメントが大部分と見られてゐたが最近は 0.68～5.55 % に及び平均2.33 % を表し，その內で1.5～3.5 % のものが過半數であるに較べて可成の增加が目立つてゐる．

斯くて，最近のセメントの化合石灰量が甚だ減少し，代つて礬土量が增したことゝなり，延いては成分化合物中珪酸石灰鹽類の生成が減少し，礬土酸石灰鹽を增したことが當然考へられ，セメントの水硬性化合物即ち鑛物組成にも可成變動を與へたと見られる．

4. 成分比率に就ては水硬率，珪酸率が共に低下し，最近は水硬率2.00に滿たざるものも多く現れ，代つて

鐵率が增してゐる，一般に各成分比率の範圍が從來より廣くなり成分相互の均齊度が失はれてきた傾がある．

5. 現場採集の試料と工場採集のものとを較ぶれば現場のセメントは一般に成績が良好ならず且つ不同がある．工場採集のセメントは成績が比較的揃つてゐる．その一部分は從來に較べて遜色のない品質のものも存在してゐる．

6. 計算により求めた水硬性化合物，即ち鑛物含有量に就て見ても一般に最近は珪酸石灰鹽が減少し礬土酸石灰鹽が增加してゐる．

$3CaO \cdot SiO_2$ は最近のセメントで 23.6～56.5 %，平均 40.8 % となり從來の 40～60 %，平均 50 % 程と較ぶれば約 10 % の減少となり，從來あまり見ない 40 % 以下の低値のセメントが約半數を占めてゐた．

$3CaO \cdot Al_2O_3$ も增加の傾向があり從來比量は略ぼ一定してゐたのに較べて最近は各セメントに其多寡に不同が多くなり 10 % を超へ 15 % に至る高値のものも現れてゐる．

鑛物組成の變動は 圖-3 を參照することにより明かに看取される．

7. 石灰，珪酸，礬土の三成分に就き化合せざる成分を控除し，換算した化合量の百分率を表す三元組成圖 (圖-5) を見ると，最近のセメントの三成分組成は CaO 66～70 %，SiO_2 22～26 %，Al_2O_3 6～11 % の比較的廣い範圍内に存在し從來に較べ石灰量減少し礬土量が增加しつゝある傾向が一層明かである．

8. 一般に最近ポルトランド・セメントは低石灰高礬土質に變動しつゝあり，之を從來の高石灰低礬土質に較べてむしろ反對の方向を辿つてゐる傾向となりセメントの成分上好しからざる傾向と云へやう．

9. 之を要するに，最近のポルトランド・セメントの質的低下は粗惡炭燃燒に因る遊離石灰及礬土の增加，延いては全成分割合の變動に基くものゝ如く，セメントの主要水硬性化合物なる珪酸石灰鹽，特に $3CaO \cdot SiO_2$ の生成を減じ礬土石灰鹽を增したことゝなり，其結果セメントの品質に致命的なる打擊を與へ最近のセメントの强度低下の主因をなしてゐると考へられる．

此事實はまた目下のセメント製造の實情に照してみても明かである．即ち，原料なる良質石灰石及粘土の採掘，精選の不如意，成分の均等配合の不備等と共に特に劣質炭の燃燒に伴ふ燒成温度の低下或は炭分の增加による燒成の不完全が製品の成分に直に關係しセメントの品質に惡影響を及ぼした結果とみられる．

此問題を改良し又解決せざればセメントの品質の向上は困難と見るべきであらう．

モルタルの工學的特性に及ぼす電流加熱の影響に就いて（第 II 報）

内務技師　島田八郎
内務技手　澤田一夫
丸山敏明

目　次

緒　言……（1）
I. 試驗結果……（2）
〔1〕 T セメント (1:3, w/c = 0.5) モルタル……（2）
〔2〕 A セメント (1:3, w/c = 0.5) モルタル……（3）
附　コンクリートの二三の結果……（5）
〔3〕 A セメント (1:2, w/c = 0.65) モルタル……（6）
〔4〕 H セメント (1:2, w/c = 0.5) モルタル……（7）
附　ニートセメントに於ける二三の結果……（8）
〔5〕 シリカセメント (1:2, w/c = 0.6) モルタル……（10）
〔6〕 高盛セメント (1:2, w/c = 0.65) モルタル……（12）
II. 要　約……（13）

緒　言

第I報に於て電流加熱の影響を主として 24 時間壓强度の觀點より考察し，資料として一種類の普通セメント(A 號と假稱す)の 1:3, w/c = 0.5 モルタルをとり，標三式の養生を行ひ其の早硬性を比較せり．即ち標準水中，温水及電氣(但し水中電氣養生 (W.E.)) 養生に於ける壓縮强度の分布狀況及び頻度極大點に於ける壓縮强度を相互に比較し電氣養生法の効果を明かにした．本報告は其の後引續き行へる結果を取纏めしものである．即ち冒きに屢々記述せし如く此種試驗に於ては早硬性を得ると共に引續き進行する强度の增加と材齡との關係とを明かにする必要がある．勿論材齡にも 28 日，3 ヶ月更に長期に及ぶもの等あり殊に 3 ヶ月程度を問題の對照とせる向あるも，玆には材齡 28 日に於ける結果のみを取扱へり．本結果より判斷するも適當なる電氣養生による時モルタルの早硬性は單なる温度上昇に伴ふ熱的影響のみによると見做し得ず，一種の接觸觸媒作用の存在を暗示せるものと解し得．此點に關する事項は最も重視さるべき根本的のものなるも其の核心に觸れる事能はざりしを遺憾とす．使用セメントとして數種のものをとり凡て同樣の一聯の試驗を行ひ上述所說を確めんとす．本試驗は凡てモルタルに就き行へるものにてコンクリートに對する適應性に一抹の杞憂あるものゝ如く思はるゝも，若し電流密度，熱的條件，水分條件等に關し本モルタル試驗の場合より隔離する事無く細心の注意の下に實施すれば所期の目的を達し得るものと推測す．此點に關し筆者は其の一方式として在來の方法と異なる樣式による雪中に於

ける電氣養生法に關する試驗の計畫を樹て要用なる結果を得.

以下試驗結果をセメントの種類により順次列擧する事とせん. 資料の取扱ひ, 實驗方法は第I報に記述せしものと大差無く其の詳細は一切省略す.

I. 試驗結果

〔1〕 T セメント, 1:3 (w/c = 0.5) モルタル

本資料の水中標準養生に於ける强度に關する事項は既に第 I 報に記述せるも尙參考の爲標準軟練モルタル (1:2, w/c = 0.65) による試驗結果を揭ぐれば次表の如く, 辛じて臨時日本標準規格の値に達する程度である.

表-1 T セメント軟練モルタル試驗成績 (kg/cm²)

材　齡	3 日	7 日	28日
壓縮强度 kg/cm²	36.6	97.1	177.9

電氣養生による結果との比較には 1:3 (w/c = 0.50) モルタルの壓縮强度(第I報記載)を用ふる事とせり. 溫度上昇基準等は第1報の場合に倣ひ水中電氣養生 (W.E.) 及び湯水養生による試驗を行つた. 但し主溫度即ち 17 時頃より翌朝 8 時頃電流遮斷直前に至る 13~14 時間の平均溫度は可成り低く保つ樣電流を調節し 60°~80°C の範圍を目標とせり. 第I報に於て平均溫度 80°C 前後にて所要壓縮强度の極大を得る如き結果を得しも, 電力經濟上の見地より平均溫度を稍々低くゝとり上記の程度とした. 溫水の養生には更に低く 50°~60°C 程度とした. 各供試體は填充後約 24 時間にて一應型枠より取外し暫時室內に放置し試料表面に記號を記名し一時間以內に養生用水槽に入れ其の後 28 日放置せり. 養生水槽には特に恒溫裝置を用ひず水槽に大型バットを使用し其の底面よりカーボン電燈の加熱を利用し水溫を常に 19~20°C 前後に保てり. 供試體の形狀は大きさは約 4 cm の立方體で第I報に於て小型と稱したものである.

圖-1

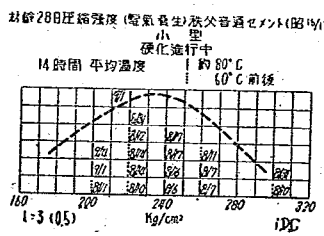
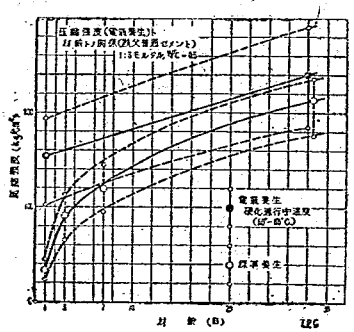


圖-2



水中電氣養生(W.E.)の結果は之を圖-1 に示す. 同圖に記入せる數字は製作せし月日を示す. 標準水中養生による試驗結果をみると, 强度の分布範圍は材齡の進むと共に增大し平均よりの偏差をますことは一般に認められてゐる. 圖-1 の强度分布も稍々大なる範圍に亘つてゐるが 28 日强度に就ては此程度の偏差は當然許容さるべきものである. 從つて强度最大點に對應する値は平均値と見做し得. 然るに湯水養生の場合の結果は 28 日强度は頗る不整な分布をなし確率的に平均値を推定するには更に一層多數の資料を必要とするもので, 其の詳細を省略するも平均値は 210 kg/cm² 前後にて 280—120 kg/cm² の範圍のもののあり し事を玆に附記するに止む.

以上得たる水中電氣養生 (W.E.) に於ける 24 時間及び 28 日の壓縮强度を水中標準養生に於ける結果と共に之等を圖-2 に示す.

同圖中 ○—○—○，○—●—○ の記號は標準水中及び水中電氣養生（W.E.）の場合に於ける強度分布の傾向を示すもので中央の大圓 -○-，-●-，は夫々強度最大點の強度を，兩側の小圓は確率的に存在すると見做し得る範圍を示す．圖-2 に現れてゐる強度と材齡の關係より判斷すれば，早强性及び材齡による強度增加傾向に於ても電氣（W. E.）養生は標準水中養生に比較し其の優秀性を示してゐる．但し材齡 28 日以後に於ける強度增加率に關しては現在の所資料無く單に圖-2 より推測するに過ぎず．表-2 に强度比率を揭ぐ．

表-2 强度比率表

養生方法＼材齡	1 日	3 日	7 日	28日
水 中 標 準	0.067	0.34	0.57	1.00
電 氣 (W. E.)	0.87	平均溫度	60°～80°C	1.14

〔2〕 A セメント，1:3(w/c = 0.5) モルタル

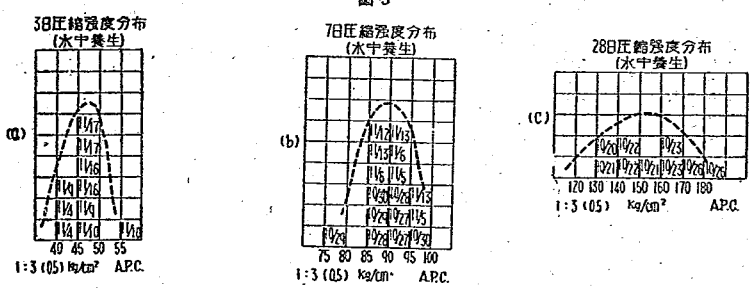
本使用セメントも昭和十七年下半期の製品にて比重 3.127，凝結開始 7 時 79 分，同終結 8 時 45 分程度のものであり軟練（1:2, w/c = 0.65）モルタルによる試驗强度は可成り低く平均値に就いても下記 3 表の如く臨時日本標準規格以下のものである．

表-3 A セメント軟練モルタル試驗成績 (kg/cm²)

壓縮强度＼材齡	3 日	7 日	28 日
平 均 値	22.9	53.9	112.2
臨時日本標準規格	＞35	＞70	＞150

本實驗の 1:3 モルタルには骨材として九味浦徽砂及び相馬標準砂を 1:2 の割合に混和した．尙强度比較の爲め 1:3(w/c = 0.5) モルタルに就いても電氣養生による試料作成の際標準水中養生のものを其都度 2 箇宛製作せり．圖-3, に之等の材齡 3 日，7 日，28 日に於ける壓縮强度を示す材齡 28 日のものゝ强度分布は可成り廣範圍に及んでゐる．

圖-3



尙骨材は後別途の比較試驗の目的を以て荒川砂を使用せしが水中電氣養生 24 時間强度に就ては標準砂使用の場合の 1～2 割の減少を來す程度なりしが，比電導度 $\lambda(\Omega^{-1}cm^{-1})$ は約 1/2 に減じた．骨材の影響として將來考

做すべきものである．玆に兩者の比電導度を揭ぐ．

A セメント 1:3(w/c = 0.5) モルタル比電導度 (λ)

標準砂使用の場合；　3.19～3.4～2.9×10⁻³($\Omega^{-1}cm^{-1}$)

荒川砂使用の場合；　1.5～1.3×10⁻³($\Omega^{-1}cm^{-1}$)

水中電氣養生 (W.E.) 24 時間，同 28 日並に濕水養生 24 時間壓縮强度の分布曲線を圖-4, 5, 6…に示す．各圖面に試驗條件等を記入しあるを以て說明は省略するも三つの場合共に强度は典型的な確率的分布を示してゐる．

圖-4

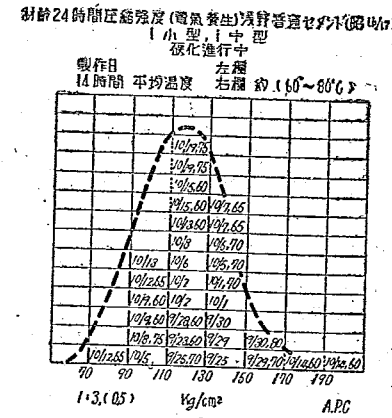


圖-5

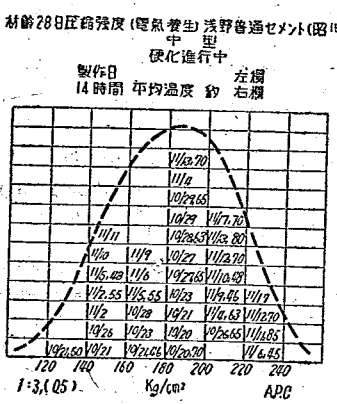


圖-6

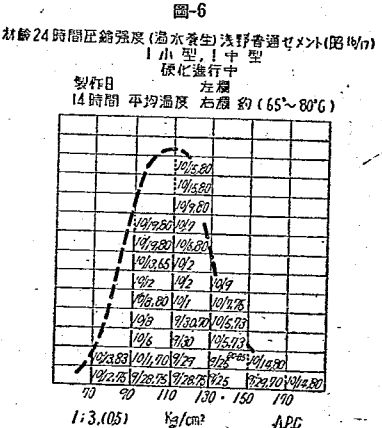
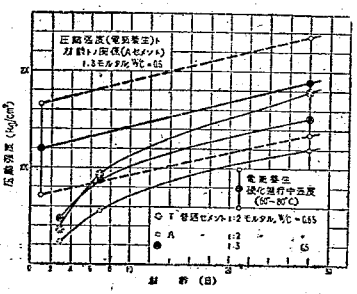


圖-7



る．從つて瀕度最大點の强度を平均强度としてとり得．W.E. 養生に於ては 16 時より翌朝 8 時頃まで總ての試驗に於て温度を一定に保つた．以上の結果を取纏め示さんに圖-1 は 圖-2 と同じ意味の强度材齡關係を示すもので記號 ○——● ——○ の意味も同じものである．但し標準水中養生の强度には單に分布曲線中最大瀕度點の平均値のみを記載した．同圖中 —◎——◎—，—◎——◎— 記號は夫々 A セメント及び T セメントの軟練標準

試驗による結果にて兩者の間には著しい差異がある，—⊙——⊙— は 1:3(w/c = 0.5) モルタルの圖-3 に示した強度分布の平均値より點布せるもので，本試驗水中電氣養生（W.E.）の結果と直接比較さるべき値である．電氣養生結果をみるに 24 時間 28 日強度共に著しき增加を示せり．斯くの如く強度の著しく低下せるセメントに於ても所期の目的を達せり．下記表-4 表に強度比率を揭ぐ．

表-4　異なる養生に於ける强度比率

材齡 / 養生法	1 日	3 日	7 日	28日
軟練標準 1:2, w/c 0.65		0.203	0.48	1.00
湯水養生	約 1.00			
電氣養生(W.E.)	1.07			1.70

材齡 / 養生法	1 日	3 日	7 日	28日
1:3, w/c = 0.5 水中養生		0.31	0.57	1.00
湯水養生	0.73			
電氣養生(W.E.)	0.80			1.26

コンクリートに於ける二三の結果

本試驗に於てはコンクリートに就き系統的に電氣養生に關する試驗をなす機會なかりしも，秩父普通セメントの風化し稍々塊狀をなせるもののありしを以て，之を破碎し粉末狀となし荒川砂利多摩川砂利を骨材とし厚さ 1.3 cm 程度の杉型枠を使用し約 16 cm 立方の供試體を作り水中電氣養生（W.E.）及び乾燥電氣養生をなし 24 時間强度を試驗した．コンクリート配合は 1:3:6, w/c = 0.7… にて標準水中養生に於ける 28 日强度は平均 95 kg/cm² (93, 98, 90, 121, 80 kg/cm²) 程度のものである．尙念の爲め圓壽標準試驗(直徑 10 cm 高さ 20 cm) によるに同强度は 102, 110 kg/cm² であつた．

型枠の內部には特に絕緣の爲め硝子板を挿入せるも實際の場合は使用しない．打込み前後に於ける一供試體毎の電氣抵抗値は……，108～115Ω 程度のもので比電導度 $\lambda \fallingdotseq 0.56\times10^{-3}$ ($\Omega^{-1}cm^{-1}$)．卽ち比抵抗値としては $\rho \fallingdotseq 2\times10^{3}$(Ω cm)……にて Réthy の記述によるドロドロ練と軟練との中間程度のものである．

本試驗實施當時は電壓調節器無く供試體に加へる電壓調節には二三箇のカーボン電球を下記 —●—， ， ，等の如く直列並列または夫等を組合せしものを抵抗に入れ 0.5 A 前後より最大 1.3 A 前後の電流を流し溫度上昇は中央に挿入せる寒暖計により測定せり．水中電氣養生（W.E.）の場合上昇飽和溫度は 60°C 前後となりしが乾燥電氣養生の場合には最大 70°C 程度に上昇す．玆に乾燥電氣養生とは型枠の儘室內に床上に放置し試驗せるものである．二種の電氣養生の結果夫々の場合に於て 24 時間强度 55;48 kg/cm² を得，水中標準養生 28 日の强度に對する比率は約 0.58 である．尙比較の爲め同じセメント砂を用ひ 1:3 (w/c = 0.5) モルタルを作成し，同樣な試驗を行へり．結果下記の如し．卽ち

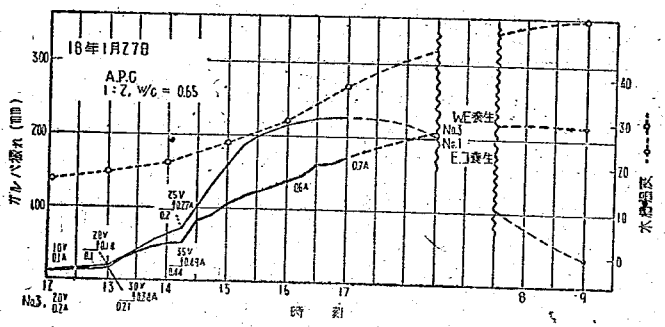
標準水中養生 28 日壓縮强度……135～102 平均 110 kg/cm²，供試體一箇當り電氣抵抗約 $R = 57\ \Omega$，換算比電導度 $\lambda \fallingdotseq 1.08\times10^{-3}$($\Omega^{-1}cm^{-1}$) にて水中，乾燥兩電氣養生 24 時間壓縮强度とし夫々…61 及び 72kg/cm²

を得．又淺野 P.C. の同様風化せるものに就きても荒川砂を使用し 1:3(w/c = 0.5) モルタルの 16 cm 立方型にて試驗せしに標準水中養生 28 日强度として 210 kg/cm², 水中乾燥電氣養生に於て夫々 80 及び 87kg/cm² の 24 時間强度を得．以上斷片的であるが一資料とし玆に擧げた．

〔3〕 A セメント (1:2)w/c = 0.65) モルタル

本試驗は比較的水量大なる軟練程度の場合に於ける一資料を得んと試みしもので砂には九味浦の篩砂を用ひしも養生樣式としては從前のものと同樣なるも特に水分の補給無く且つ保溫の良好なる場合を想定しコルク層にて周圍を包圍し「コE」養生と假稱した．試驗當時の室溫は 12~13~15° C 程度にて供試體內の溫度は最高 60°C 前後を目標とし調節せり．通常練始め後約一時間前後にて電流通じを始め，翌朝 8 時 30 分~9 時頃電流を遮斷 9.50 時~10 時に型外しを行ひ 11 時頃强度試驗を行へり．電氣的特性は特に一般のものと異る事無く供試體一箇(約 4 cm 立方) 52~45 Ω, 比電導度 λ≒4.3~3.5, 平均 4×10^{-3}(Ω⁻¹ cm⁻¹) 程度にて 2 箇直列とし水槽に入れ注水により抵抗は 116 Ω より 106 Ω 程度に減少した．圖-8 に各養生に於ける溫度上昇其の他電壓電流の時間的關係を圖示す．* 同圖 W.E. 養生の場合溫度上昇は緩慢にて 17 時頃に於て加電壓 35 V, 電流 0.7 Å を示し

圖-8



翌朝に至るも電流は 0.5 A を示し溫も殆んど一定値を保つてゐる(No. 3)．且つ水槽溫度も ◎ 點印の示す如く徐々に上昇してゐる．然るに コE. 養生の場合には加電壓 25V と低きも 25V を轉位とし溫度上昇著しく增大し 17 時頃に旣に溫度減少の傾向を示し始め翌朝に至つて電流は殆んど零に下つある．電氣抵抗値も二箇直列せるものにて 1095+204≒1300 Ω 程度にて二箇のものゝ値が必ずしも一致してゐない．24 時間强度のみより判斷すれば乾燥の爲めが抵抗値の大なるものが强度が增加してゐる．湯水養生に關しては特に記述すべきもの無きも最高溫度の基準を 60~70°C にとつた事を附記するに止む．本試驗に於ては 24 時間 7 日强度のみを求め 28 日强度に對するものは省略し必要なる場合は擧きに述べし 1:3, w/c = 0.4 モルタルの場合と同樣の傾向をとると推測した．尙本セメントの軟練モルタル試驗の水中養生一日の壓縮强度は 3.4~2.9~3.1~2.0 kg/cm² 程度のものにて頗る弱きものである．特に說明の要無きを以て此等の結果を圖-9 乃至圖-12 に羅列す．

今同一配合水量の標準水中養生に於ける 28 日壓縮溫度を基準とし各材齡に於ける强度比率を表に示す．以上の如く早硬性並に强度分布に關しても 1:3(w/c = 0.5) モルタルの場合に比較し殆んど大差無く類似の傾向を示してゐる．

* 以下ガルバノメーター振れ 100 mm は溫度差 24°C に相當す．

圖-9

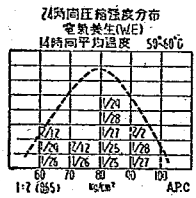


圖-10

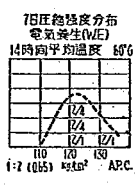


圖-11

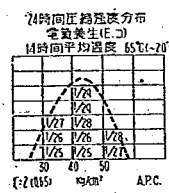


圖-12

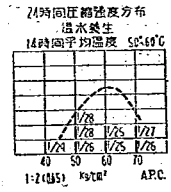


表-3　異なる養生による強度比率

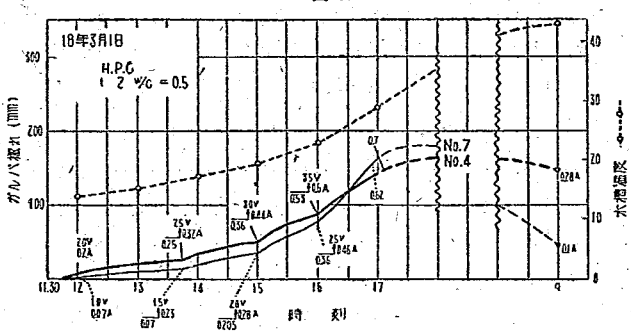
養生法＼材齢	1 日	3 日	7 日	28日
軟練標準	0.02	0.203	0.48	1.0
電氣養生(W.E.)	0.72		1.08	
電氣養生(ユ.E)	0.41			

〔4〕 **H セメント, 1:2(w/c = 0.5) モルタル**

使用セメントの比重は 3.13 にて凝結始發終結は夫々 6時 35 分及び 8時 22 分程度のものである．軟練モルタルによる壓縮強度は 3 日，7 日，28 日に於て夫々 44.2:118:197 kg/cm² である．本實驗に於ては取扱の便宜上 w/c = 0.5 を採る．

温度上昇に關しては在來の經驗によると型枠に特別の考慮を拂はざる限り必要以上に温度を高める事は有害なる影響を伴ふものゝ樣である．本實驗に於ては 50°～60°C を標準とした．温度上昇電壓電流の關係に就ては特に述べるべき事無し．圖-13 を其の一例として揭ぐ．W.E. 養生の場合は常に温度上昇が急劇で無く順調に行れ

圖-13



てゐる．又 ユE養生の場合實驗中電壓を 25V に調節すべきを 30V と上昇し過ぎ温度上昇著しく，直ちに 25V に低減するも電流著しく減少し，24 時間强度も著しく減少した．斯る現象は特定のものなるか一般的のものなるや確め得ざりしも，注意を要すべき事であらう．

電氣的特性も個々の電氣抵抗 $R \fallingdotseq 50 \sim 40\ \Omega$．比電導度 $\lambda \fallingdotseq 4.0 \sim 5.3 \times 10^{-3} (\Omega^{-1}\mathrm{cm}^{-1})$……程度のもので在來の

圖-14

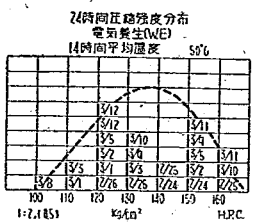
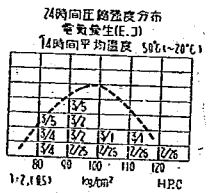


圖-15



ものと大差がない.

圖-14, 圖-15 は W.E. 養生, コE. の場合の 24 時間壓縮強度分布を示すもので, 本實驗の温度範圍に於ては略々確率分布的に點布してゐる.

本實驗の場合材齡 28 日の強度外其の後約6ヶ月に行ひしものあるも一應夫等を基準とし强度比率を算定せり. 求めし 1:2(0.5) モルタルの 24 時間各種養生による 28 日强度中標準水中, コE 電氣養生の場合には確率的の强度分布を得しが W.E. 電氣養生の場合分布は確率的とは云ひ難きも算術的平均を以て平均値をとる. 卽ち W.E., コE, 水中各養生に於て夫々平均强度とし…270, 195, 235 kg/cm²…を得. 上記の結果より得たる强度比率表-6 の如し.

表-6 異なる養生に於ける强度比率

材齡 / 養生法	1 日	3 日	7 日	28日
軟練モルタル (1:2, 0.65)		0.35	0.51	0.85
1:3 モルタル (w/c = 0.5)		0.41	0.60	1.00
電氣養生(W.E.)	0.6			1.15
電氣養生(コE.)	0.41			0.83

材齡と强度との關係は後章取纏め記述することゝし省略するも, 其の傾向は表-6 より推測し得.

ニートセメントの二三の結果

尙ニートセメントにて實驗せし結果を參考の爲め簡單に述べん. 最初 1:0, w/c = 0.3 にて電氣養生 (W.E. 及び コE.) 24 時間强度を試驗し其の後又 1:0, (w/c = 0.27) のものに就き試みる機會があつた. 兩者の電氣

圖-16 (a)

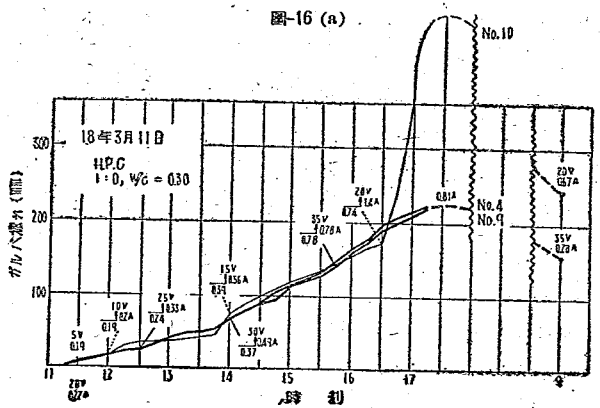
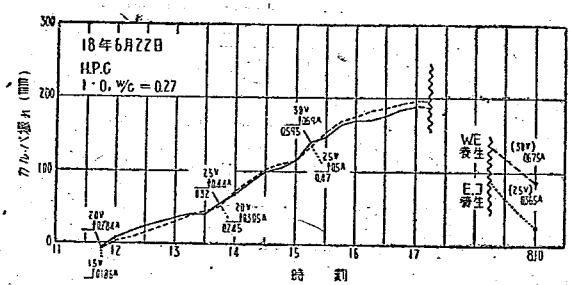


図-16 (b)



的特性は稍々異る値を示した．即ち供試體一箇當り電氣抵抗 R 及び比電導度 λ は夫々

$R = 50 \sim 40\,\Omega$,　　$R = 35\,\Omega$

$\lambda = 4.3 \sim 6.2 \times 10^{-3}(\Omega^{-1}\mathrm{cm}^{-1})$, $\lambda = 5.8 \sim 6.4 \times 10^{-3}(\Omega^{-1}\mathrm{cm}^{-1})$

である．然るに温度上昇曲線の傾向には著しき差異が現れてゐる．化學分析を行はざりし故適確な事は論じ得ざるも，兩資料には 6 ヶ月以上も製造時期の相違があり，品質の異るに基因するのは不明である．即ち前者電氣養生（コ．E.）の場合毎回常に或程度の加電壓後温度の急騰が起り電流密度も著しく増大せり．後者の場合少くとも 17 時前後までには斯かる現象は認めなかつた．其の例を圖-16 (a)(b) に示す．

電壓電流密度の關係は同圖より了解し得．圖-16 (a) の電氣養生（コ.E）の場合の 24 時間強度は頗る低く平均 150 kg/cm² にて明かに電壓調節其の他に不備ありしを示すもので，コ.E. 養生の場合にも必ず圖-16 (b) に示す傾向をとる樣電壓を調節すべきである．W.E. 電氣養生の場には略々信賴し得る結果を得た．

圖-17 乃至 20 (a)(b) は之等強度に關する結果を圖示せるもので總て確率的に分布してゐる．

図-17

図-18

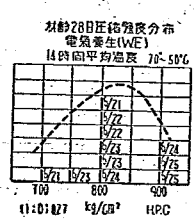


図-19

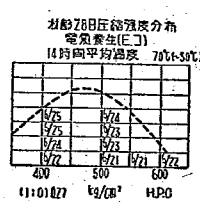


図-20

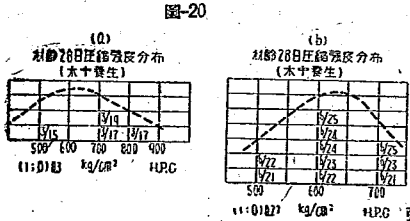


圖-17　1:0, w/c = 0.3　　W.E. 養生 24 時間強度

圖-18　1:0, w/c = 0.27　　同上 28 日強度．

圖-16　1:0, w/c = 0.27　　コ.E. 養生 28 日強度

圖-20 (a)　1:0, w/c = 0.3　水中養生 28 日強度

(b)　1:0, w/c = 0.27　同上

今強度比率を求めんに先づ強度最大點に對する壓縮強度をも併記す(表-7)．

表-7 Hニートセメントによる結果

材齢 / 養生法	1日 強度 kg/cm²	1日 比率	28日 強度 kg/cm²	28日 比率
W.E. 養生 w/c = 0.3	450	0.67		
W.E. 養生 w/c = 0.27			820	1.24
コ.E. 養生 w/c = 0.27			480	0.73
標準養生 w/c = 0.3			680	平均とし 1.0 にとる
標準養生 w/c = 0.27			640	

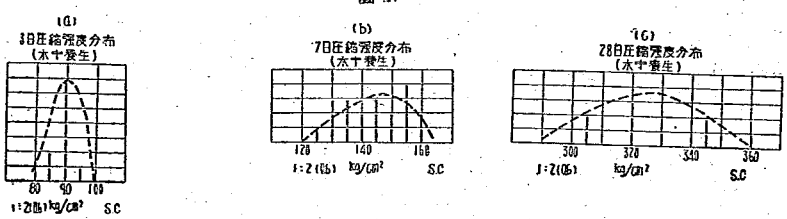
上述の如くニートセメントの場合に於ても早強性並に材齢による強度増進率は曩きに述べしモルタルの場合に類似してゐる.

〔5〕 **シリカセメント, 1:2(w/c = 0.6) モルタル**

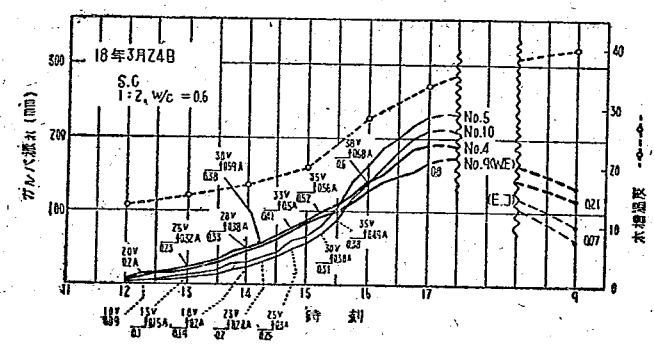
本セメントは昭和 16 年頃の製品なるもブリキ罐に密閉保存し置きしもので塊状凝固等の異状を認めざりしもので, 凝結始發, 終結は夫々1時間 40 分及び3時間 50 分程度にて普通セメントのものより可成り早結のものである.

先づ中型 (5cm 立方程度) のもの5個を一組とし軟練モルタル (1:2; w/c = 0.5) の配合のものを作り 3 日. 7 日, 28 日の壓縮強度を求む. 圖-21 (a), (b), (c) は之等の結果を示す.

圖-21



22-圖 (a)

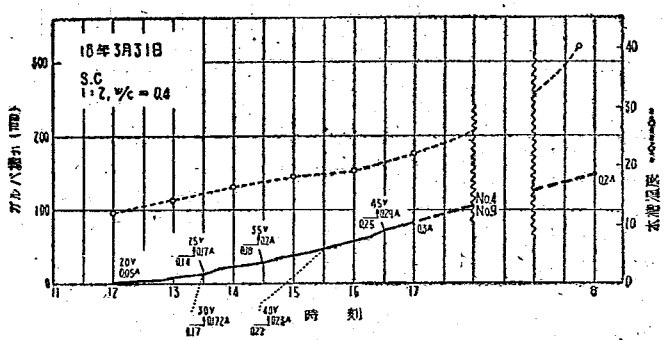


強度分布は略々確率的であり平均壓縮強度とし夫々 90, 145, 335 kg/cm² の値を得.

電氣特性として一供試體當り抵抗及び比電導度は夫々 $R = 90 \sim 60\ \Omega$, $\lambda = 3.\sim 4.\times 10^{-3}(\Omega^{-1}\mathrm{cm}^{-1})$ である.

實驗上の取扱ひに關し特記すべき事無し. 圖-22 (a) は温度上昇の一例を示すものである. 翌朝9時頃に至るもコ.E 養生に於て未だ電流が流れてゐる事は在來と稍々異なる點である. 圖示の場合より急劇に温度上昇せざる樣注意する事が必要である. w/c = 0.4 の場合の例にて前者と比較する事不可なるも 28°C～45°C 間を極めて徐々に圖-22 (b) に示す如く温度上昇せしに 24 時間にて 268～283 kg/cm² の如き壓縮強度を得たり. 斯かる傾向は 28 日強度にも明瞭に現れてゐる.

圖-22 (b)



各養生材齡に於ける壓縮強度の分布は圖-23 乃至圖-26 に取纏め之を示す.

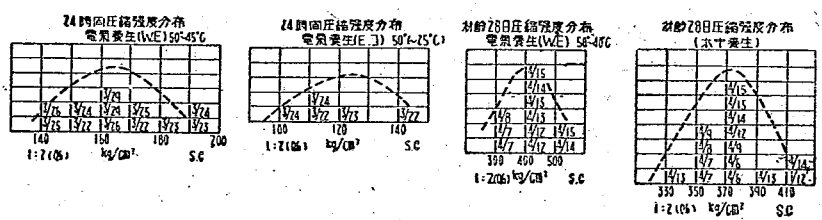
圖-23　1:2; 0.6 電氣養生 (W.E.) 24 時間強度

圖-24　1:2, 0.6　〃　(コ. E)　〃　〃

圖-25　同上　電氣養生 (W.E.) 28 日強度

圖-26　同上　標準水中養生　28 日強度

圖-23　圖-24　圖-25　圖-26



24 時間強度は二種の電氣養生 (W.E. 及び コ.E.) に於て共に略々確率的に分布してゐるが, E.W. 及び水中養生共に 28 日強度に於て一二回値の小なるものを得しが之を省略せるも兩者の精度は略々同程度である. 下記表-8 に頻度最大點に於ける壓縮強度及び強度比率を揭げん.

表-8 異なる養生に於ける壓縮强度 (kg/cm²) 及び比率

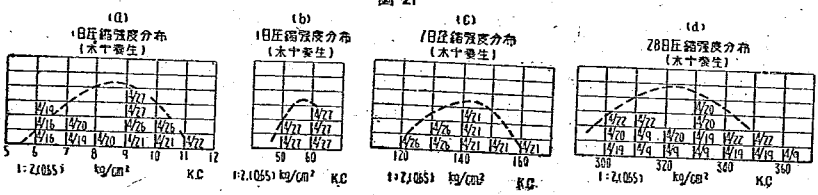
養生法＼材齡	1日		3日		7日		28日	
	强度	比率	强度	比率	强度	比率	强度	比率
標準水中養生 1:2, 0.6			90	0.25	145	0.43	335	1
0.5							370	
電氣養生 (W.E.) 1:2, 0.6	165	0.49					450	1.3
0.4	260	0.74						
電氣養生 (E. コ.) 1:2, 0.5	125	0.37						

24 時間强度比率を見るも試料異なるも 0.49 及び 0.74 と算定さる, 0.74 は概きに二三の場合に得たる値に近く, シリカセメントの場合にても適當に取扱へば 24 時間强度比率に於ても 0.74 前後のものは之を求め得るものであると推測す.

〔6〕 高爐セメント, 1:2(w/c = 0.60) モルタル

本セメントも昭和十六, 七年の製品なるも前回のもの同樣ブリキ罐に密閉保存せしもので外觀上異狀認めず. 實驗上の取扱ひも前回と全く同樣である. 圖-27 圖に標準水中養生に於ける壓縮强度分布 (1 日, 3 日, 7 日, 28 日) を示す.

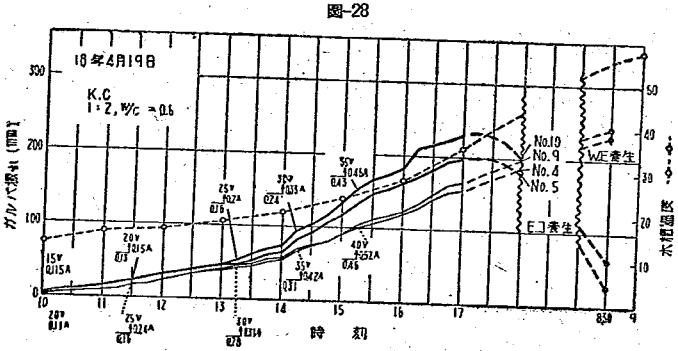
圖-27



本セメントの凝結始發及び終結は夫々 1 時間 20 分及び 2 時間 55 分前後である.

强度分布中 3 日, 7 日, 28 日の場合には整然たる確率的分布を示したが 1 日强度の場合可成り廣範圍に亘り分

圖-28



布してゐる各材齢に於ける平均値は夫々 8.5, 55, 143, 325 kg/cm² 程度である.

電氣的特性とし一箇當り抵抗及び比電導度は夫々 $R = 67 \sim 50\ \Omega$, $\lambda = 3.2 \sim 4 \times 10^{-3} (\Omega^{-1}cm^{-1})$ である.

温度上昇及び電流密度の一例を圖-28 に示す. W.E. 電氣養生の場合は勿論 コ.E. 養生の場合にも可成り細心の注意の下に極めて徐々に變化せしめた. 尚 W.E. 電氣養生の場合型枠より試料を取外せしに試料全面より腐敗せる雞卵の如き一種異様な臭氣が發生し且全體が暗綠色を呈してゐた. 又側面硝子と接してゐる部分は頗る平滑であつた.

24 時間及び材齢 28 日の壓縮强度は圖-29 乃至圖-32 の如く略々確率的に分布し容易に平均强度を算定し得.

圖-29

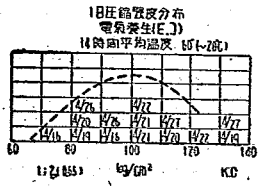


圖-30

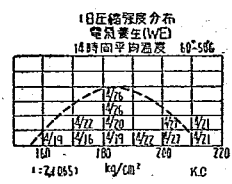


圖-31

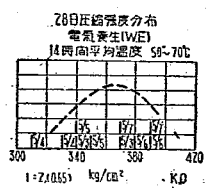


圖-32

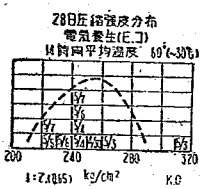


圖-29　1:2, 0.65 W.E. 電氣養生 24 時間强度

圖-30　同上 コ.E.　〃　24　〃

圖-31　同上 W.E. 電氣養生 28 日强度

圖-32　同上 コ.E.　〃　〃　〃

各養生に於ける强度並に强度比率を揭ぐ（表-9）.

表-9　異なる養生に於ける壓縮强度 (kg/cm²) 及び同比率

材齢 / 養生法	1日		3日		7日		28日	
	强度	比率	强度	比率	强度	比率	强度	比率
標準水中養生	8.5	0.03	55	0.17	143	0.44	325	1
電氣養生 (W.E.)	185	0.57					365	1.15
電氣養生 (コ.E.)	100	0.31					250	0.77

即ち高爐セメントの本試驗の場合に於ても其の早硬增進並に材齢に對する促進度に就て電氣養生 (W.E.) の優秀なるを認め得べし.

II. 要　　約

以上各節に記述せる如く本試驗に使用せしセメントの種類は普通セメント3種 (A.P.C.; T.P.C.; H.P.C.) 及びシリカ, 高爐セメント各1種計5種に過ぎず, 且つ其の取扱ひに就ても最良の條件に到達せるものにも非ず. 未だ研究の餘地多々ありて電氣養生法に對する信頼し得る批判は將來の研究に俟つべきものとするも, 本試驗の如き一連の試驗により電氣養生法の一面を明かにし工學的目的の一部を達せるものと推測す. 勿論電力消費(第Ⅰ

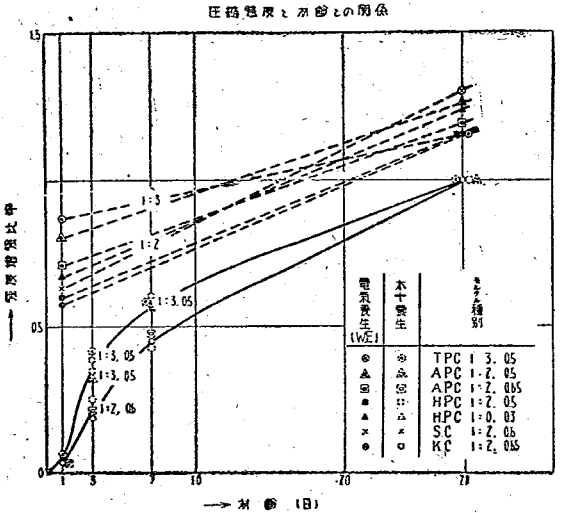
報參照)並に高級セメントとしてのアルミナセメントの存在等により經濟上,技術上,電氣養生法の實用價値に對し消極的の見解あるも,現下重工業發達過程並に戰局より判斷するに速刻解決さるべき問題である.

一方電氣養生法自體の研究はセメント硬化理論に關聯し自ら重要な意義を有するものであると信ずるも本試驗に於ては其の方面に關しては未だ緒に就きし感無きを遺憾とす.

上述せる結果を通覽するに電氣養生(W.E.)の 24 時間强度比率は殆ど一定にて水中養生に於ける 328 日强度の 50~70% の範圍であり且つ材齡による强度の促進率も略々同程度であり,比率で示せば標準 28 日强度の 1.1~1.2 倍であり,水中養生の場合より優れてゐるが,更に長期强度に於ても同樣の成績を上げ得るかは今後の研究に俟つべきである.要するに或る種の接觸觸媒作用が營まれつゝあると推測す.强度に關する上記5種の結果を取纏め要約とし圖-33 に標準水中養生 28 日强度を基準とせる强度比率を圖示し其の傾向の判斷に資す.勿論强度としては頻度最大點に相當するものをとれり.

圖-33

壓縮强度と材齡との關係



圖示せる點布より明かなるも 1:3,1:2 モルタルにより量的關係に稍々異る點あるも 24 時間に於て水中養生28日强度の60%より大なる場合には 85% にも及んでゐる.即ち標準養生の材齡10日のものに達してゐる.尙同圖には水中養生の場合の强度材齡の關係をも記入せり.

本實驗各節に揭げた比電導度の値は試料の型入れ後直ちにコーラウシュブリッヂ法にて測定せしもので單なる目安に過ぎざるも,實施計畫の場合には必要資料となるものなれば玆に取纏め表-10 表に之を揭ぐ.

表-10　比電導度 $\lambda(\Omega^{-1}cm^{-1})$ 表

種別	T.P.C. 1:3, 0.5	A.P.C.* 1:3, 0.5	A.P.C. 1:2, 0.65	H.P.C. 1:2, 0.5
$\lambda\times10^{3}$	3.2~2.8	3.4~2.9	4.3~3.5	4~5.3
	H.P.C. 1:0, 0.3	H.P.C. 1:0, 0.27	S.C. 1:2, 0.6	K.C. 1:2, 0.6
	4.6~6.2	5.8~6.4	3~4	3.2~4

* 骨材に荒川砂を使用せしに $\lambda = 1.5\sim1.3\times10^{-3}$ に減ず

其の外コンクリートに就き (1:3:6, w/c = 0.7 にて T.P.C. の稍々風化し塊狀になりしものを使用す) では $\lambda = 0.56\times10^{-4}(\Omega^{-1}cm^{-1})$ を得たり.上記の値は凡て室温に於けるものである.

斯くの如く壓縮强度中 24 時間及び材齡 28 日强度に關する特性を明かにせり.

基礎の支持力論(第二報)

嘱託　星埜　和

目　次

Ⅲ. 基礎の破壊荷重論……(1)
〔1〕 基礎の破壊荷重に關する諸說……(1)
〔2〕 著者の假定と計算方法……(2)
〔3〕 破壊荷重の計算……(4)
(1) 帶荷重面(二次元)の場合……(4)
(2) 圓荷重面(三次元)の場合……(7)
〔4〕 從來の計算値, 經驗値との比較……(11)
(1) Caquot 式との比較……(11)
(2) 經驗に基く許容地耐力との比較……(11)
(3) 築堤抑へ盛土の計算……(12)
〔5〕 荷重面の大さ及び形狀が破壊荷重に及ぼす影響……(14)
(1) 基礎の支持力直徑……(14)
(2) 形狀係數の計算……(14)
(3) 實驗結果との比較照査……(19)
〔6〕 要　約……(24)

III. 基礎の破壊荷重論

〔1〕 基礎の破壊荷重に關する諸說

荷重面に降伏點を越えて荷重を加へて行くと, 沈下は漸次增大の度を加へ, 遂にはそれ以上荷重を加へ得ざるに至り基礎は破壞して終ふ. この時地盤內には連續した破壞滑り面を生じ, その面に沿つて地盤の一部が側方へ向つて滑り出して終ふものと考へられてゐる. Kürdjumoff 效果や Krey の土楔式圖式解法等は何れもこの觀察に基づいて土楔の貫入を想定し, 基礎の破壞現象に說明を與へ或ひは破壞荷重の大さを求めようとするものであるが, 先にも述べた如く土楔の貫入よりもむしろ剪斷變或は鉛球變の壓入により基礎の破壞が引起されるものと考へなければならない.

Reissner は塑性理論に立脚して式 (106) を誘導し, Caquot は之を粘性地盤に擴張して式 (107) を與へてゐるが, これ等の式より求められる計算値は必ずしも實際に適用したがたく又圓形荷重面等に應用し得ないのみでなく, 諸實驗結果によれば破壞荷重は基礎幅の大さによつて變化することが明かなるにも拘らずそれに該當する項を含んでゐない.

水野助教授* は土壓論の考へを應用して基礎の破壞荷重を求める理論的方法を展開されたが，計算は必ずしも容易でなく且圓形荷重面の場合に就ては未だ論じて居られない．

著者は次に適當な假定と省略によつて基礎の破壞荷重を求める公式を誘導し，簡便な圖表により直ちに計算値を求め得る如き方法を示した．以下述べる如く本公式は地盤の力學的常數即ち粘着力 c 及び內部摩擦角 φ により與へられる係數を含み，それ等の變化が破壞荷重に及ぼす影響を明かにするばかりでなく，基礎の大さや地表面よりの深さに關する項を含み且帶荷重面の場合に限らず圓荷重面の場合に就ても極めて容易に妥當な値を與へるものである．

〔2〕 著者の假定と計算方法

幅 $B=2b$ なる無限に長い帶荷重面又は直徑 $D=2r$ なる圓荷重面を考へ，載荷面は地表面下 t の深さに在るものとする．

荷重による地盤內の應力分布は荷重が鉛直軸上に集中したものと假定して次の如く表はす．

帶荷重面の場合；式 (225) に於て q の代りに Bq とおいて

$$\left.\begin{aligned}\bar{\sigma}_1 &= \frac{2}{\pi\rho}Bq\cos\theta\\ \bar{\sigma}_2 &= 0\end{aligned}\right\} \quad\cdots\cdots(301)$$

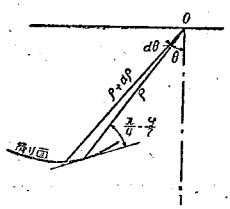
圓荷重面の場合；式 (224) に於て $P=\dfrac{\pi}{4}D^2q$ とおいて

$$\left.\begin{aligned}\bar{\sigma}_1 &= \frac{3\cdot\frac{\pi}{4}D^2q}{2\pi\rho^2}\cos\theta = \frac{3}{8}q\frac{D^2}{\rho^2}\cos\theta\\ \bar{\sigma}_2 &= 0\end{aligned}\right\} \quad\cdots\cdots(302)$$

この假定は基礎が破壞に近付くと荷重面底部の反力分布は中央に於て極めて大きな値を示し平均反力の2倍以上にも達することと，荷重面附近より遠去かるにつれて底面反力分布の影響は漸次消失することから充分妥當性を有するものと信ぜられるのみならず計算結果は幾分安全側に在るものと考へられる．

次に滑り面の方向は主應力の方向と $\dfrac{\pi}{4}-\dfrac{\varphi}{2}$ なる角をなしてゐるから(圖-301)

圖-301



$$c=\cot\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) \quad\cdots\cdots(303)$$

とおけば

$$d\rho = c\rho d\theta \quad\cdots\cdots(304)$$

を得る．積分して

$$\ln\rho = c\theta + c' \quad\cdots\cdots(305)$$

$\theta=0$ に於て　　$\rho = b\cot\alpha$ 又は $r\cot\alpha$ ……(306)

$$\therefore\ c' = \ln(b\cot\alpha) \text{ 又は } \ln(r\cot\alpha) \quad\cdots\cdots(307)$$

よつて滑り面の式として

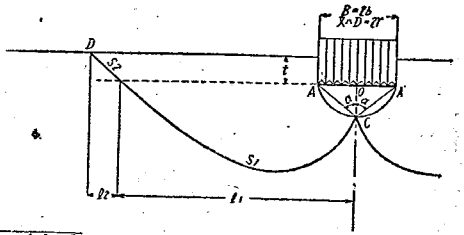
$$\rho = b\cot\alpha\cdot e^{c\theta} \text{ 又は } r\cot\alpha\cdot e^{c\theta} \quad\cdots\cdots(308)$$

從來の土壓式理論では $\alpha=\dfrac{\pi}{4}-\dfrac{\varphi}{2}$ と考へられてゐたが，著者は土楔の代りに塑性流動を起さない放圓形の部

* 水野高明：砂地盤の支持力に就て，土木學會誌，第 28 卷，第 11 號，頁 1008.
水野高明：砂地盤の支持力(續稿)，土木學會誌，第 29 卷，第 5 號，頁 396.

分が荷重面の直下に形成されると云ふ先の考察(Ⅱ〔4〕参照)に基づいて,鉛直軸上に於ける塑性域の上端即ち圖-302 の c 點を通る滑り面 CD に於て滑り出しの條件を滿足する時に基礎が破壞に達するものとした.

圖-302



滑り面の長さ s は荷重面の在る水平面より下方に在る部分の長さを s_1, それより上方に在る部分の長さを s_2 とすれば(圖-302)

$$ds_1 = \sqrt{\rho^2+\left(\frac{d\rho}{d\theta}\right)^2}\cdot d\theta = \sqrt{1+c^2}\rho_1 d\theta \quad \cdots\cdots(309)$$

より

$$s_1 = \int_{\theta=0}^{\theta=\frac{\pi}{2}} ds_1 = \sqrt{1+c^2}\, b\cot\alpha \int_0^{\frac{\pi}{2}} e^{c\theta} d\theta = b\cot\alpha \frac{\sqrt{1+c^2}}{c}\left(e^{\frac{\pi}{2}c}-1\right) \quad \cdots\cdots(310)$$

$$s_2 = \sqrt{1+c^2}\, l \quad \cdots\cdots(311)$$

從つて滑り面の全長 s は

$$\begin{aligned} s &= s_1+s_2 \\ &= b\cot\alpha \frac{\sqrt{1+c^2}}{c}\left(e^{\frac{\pi}{2}c}-1\right)+\sqrt{1+c^2}\, l \end{aligned} \quad \cdots\cdots(312)$$

滑り面の水平長さ l は

$$\left.\begin{aligned} l_1 &= b\cot\alpha \cdot e^{\frac{\pi}{2}c} \\ l_2 &= cl \\ l &= l_1+l_2 = b\cot\alpha e^{\frac{\pi}{2}c}+cl \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(313)$$

地盤内任意の點の主應力は荷重による應力と内部粘着應力と土の重量による應力の和で表はされる(但し $\zeta=1$ とす). 即ち

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \bar{\sigma}_1+p_c+\gamma(z+l) \\ \sigma_2 &= p_c+\gamma(z+l) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(314)$$

滑り面に沿ふ剪斷力 τ 及び直應力 ν は

$$\left.\begin{aligned} \tau &= (\sigma_1-\sigma_2)\sin\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)\cos\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \frac{1}{2}\bar{\sigma}_1\cos\varphi \\ \nu &= \sigma_1\sin^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)+\sigma_2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right) \\ &= \frac{\sigma_1}{2}(1-\sin\varphi)+p_c+\gamma l+\gamma\rho\cos\theta \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(315)$$

滑り面の全面積につき剪斷應力の和を求め S とすれば

$$S = \int \tau df = \frac{1}{2}\cos\varphi \int \bar{\sigma}_1 df_1 \quad \cdots\cdots(316)$$

又抵抗剪斷應力の和を S_r とすれば

$$S_r = S_{r1}+S_{r2}$$

こゝに

$$\left.\begin{aligned} S_{r1} &= \tan\varphi \int \nu df_1 \\ &= \tan\varphi\left\{\frac{1}{2}(1-\sin\varphi)\int \bar{\sigma}_1 \alpha f_1 + (p_c+\gamma z)\int df_1 + \gamma \int \rho\cos\theta df_1\right\} \\ S_{r2} &= \tan\varphi \int (p_c+\gamma t+\gamma z) df_2 \\ &= \tan\varphi\left\{(p_c+\gamma t)\int df_2 + \gamma \int z df_2\right. \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(317)$$

滑り出しの條件として

$$S = S_r \quad \cdots\cdots(318)$$

とおけば，任意の滑り面に於ける破壞荷重 q_b' を求めることが出きるから，前述の考察に基づいて鉛直軸上の塑性荷重を q_p' とする時

$$q_p' = q_b' \quad \cdots\cdots(319)$$

なる條件から $\cot\alpha$ 即ち破壞滑り面が鉛直軸と交る點の位置を決定することが出來る．

〔3〕 破壞荷重の計算

(1) 帶荷重面(二次元)の場合

單位の奥行を考へれば

$$df_1 = ds_1,\ df_2 = ds_2 \quad \cdots\cdots(320)$$

荷重による主應力は式 (301) より

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{2}{\pi\rho} B(q-\gamma t)\cos\theta$$

從つて

$$\int \bar{\sigma}_1 df_1 = \frac{2}{\pi} B(q-\gamma t)\int \frac{\cos\theta}{\rho}\cdot\sqrt{1+c^2}\,\rho d\theta$$

$$= \frac{2}{\pi} B(q-\gamma t)\sqrt{1+c^2} \quad \cdots\cdots(321)$$

式 (316) に代入して

$$s = \frac{1}{2}\cos\varphi \cdot \frac{2}{\pi} B(q-\gamma t)\sqrt{1+c^2}$$

$$= \frac{1}{\pi} B(q-\gamma t)\cos\varphi\sqrt{1+c^2} \quad \cdots\cdots(322)$$

又

$$\int \rho\cos\theta df_1 = \int \rho\cos\theta\cdot\sqrt{1+c^2}\,\rho d\theta$$

$$= \sqrt{1+c^2}\int b^2\cot^2\alpha e^{2c\theta}\cdot\cos\theta d\theta$$

$$= b^2\cot^2\alpha \frac{1}{4c^2+1}\left[e^{2c\theta}(2c\cos\theta+\sin\theta)\right]_{\theta=1}^{\theta=\frac{\pi}{2}}$$

$$= b^2\cot^2\alpha \frac{1}{4c^2+1}(e^{\pi c}-2c) \quad \cdots\cdots(323)$$

であるから式 (317) より

$$S_{r1} = \tan\varphi\left\{\frac{1}{2}(1-\sin\varphi)\cdot\frac{2}{\pi}B(q-\gamma t)\sqrt{1+c^2} + (p_c+\gamma t)b\cot\alpha\frac{\sqrt{1+c^2}}{c}(e^{\frac{\pi}{2}c}-1)\right.$$

$$\left.+\gamma b^2\cot^2\alpha\frac{1}{4c^2+1}(e^{\pi c}-2c)\right\} \quad \cdots\cdots(324)$$

$$S_{r2}=\tan\varphi\left\{\int(p_c+\gamma t)ds_2+\int_0^{-t}\gamma z\sqrt{1+c^2}\,dz\right\}$$

$$=\tan\varphi\left\{(p_c+\gamma t)\sqrt{1+c^2}t-\frac{\gamma t^2}{2}\sqrt{1+c^2}\right\}\quad\cdots\cdots(325)$$

$S=S_r=S_{r1}+S_{r2}$ とおき q に就て解き且

$$\left.\begin{aligned}\beta_c'&=\frac{\pi}{2}(e^{\frac{\pi}{2}c}-1)\cot\alpha+\frac{\pi}{2}c\frac{t}{b}\\ \beta_t'&=\frac{\pi}{2}\tan\varphi(e^{\frac{\pi}{2}c}-1)\cot\alpha+\frac{\pi}{4}\tan\varphi c\frac{t}{b}+1\\ \beta_b'&=\frac{\pi}{4}\frac{c\tan\varphi}{4c^2+1}(e^{\pi c}-2c)\cot^2\alpha\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(326)$$

とおけば

$$q_b'=\beta_c'C+\beta_t'\gamma t+\beta_b'\gamma B\quad\cdots\cdots(327)$$

$t\ll b$ なる時又は基礎底面のある水平面より上部 f_2 の抵抗剪断力を無視すれば，t/b の項は省略されて式 (326) は

$$\left.\begin{aligned}\beta_c'&=\frac{\pi}{2}(e^{\frac{\pi}{2}c}-1)\cot\alpha\\ \beta_t'&=\frac{\pi}{2}\tan\varphi(e^{\frac{\pi}{2}c}-1)\cot\alpha+1\\ \beta_b'&=\frac{\pi}{4}\cdot\frac{c}{4c^2+1}\tan\varphi(e^{\pi c}-2c)\cot^2\alpha\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(328)$$

今

$$\left.\begin{aligned}\beta_c''&=\frac{\pi}{2}(e^{\frac{\pi}{2}c}-1)\\ \beta_t''&=\frac{\pi}{2}\tan\varphi(e^{\frac{\pi}{2}c}-1)\\ \beta_b''&=\frac{\pi}{4}\cdot\frac{c}{4c^2+1}\tan\varphi(e^{\pi c}-2c)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(329)$$

とおけば

$$\beta_c'=\beta_c''\cot\alpha,\quad\beta_t'=\beta_t''\cot\alpha+1,\quad\beta_b'=\beta_b''\cot^2\alpha\quad\cdots\cdots(330)$$

若し $\alpha=\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ と假定すれば

$$\bar{\beta}_c=\beta_c''c,\quad\bar{\beta}_t=\beta_t''c+1,\quad\bar{\beta}_b=\beta_b''c^2\quad\cdots\cdots(331)$$

破壊滑り面が鉛直軸と交る點の位置即ち $\cot\alpha$ の値を決定するには式 (327) で與へられる荷重と鉛直軸上の塑性荷重とが等しくなるやうに α を選べばよい．鉛直軸上の塑性荷重は 抛物線荷重による式 (222) (221') 及び式 (281) に於て $\varepsilon=\alpha$，$\psi=0$ とおいて

$$q_p'=\omega_c'C+\omega_t'\gamma t+\omega_b'\gamma B\quad\cdots\cdots(332)$$

こゝに

$$\left.\begin{aligned}\omega_c'&=\frac{\pi\cos\varphi}{3[2\cot\alpha(1-\alpha\cot\alpha)-\{\alpha(1+\cot^2\alpha)-\cot\alpha\}\sin\varphi]}\\ \omega_t'&=\omega_c'\tan\varphi+1\\ \omega_b'&=\frac{\pi\sin\varphi\cot\alpha}{6[2\cot\alpha(1-\alpha\cot\alpha)-\{\alpha(1+\cot^2\alpha)-\cot\alpha\}\sin\varphi]}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(333)$$

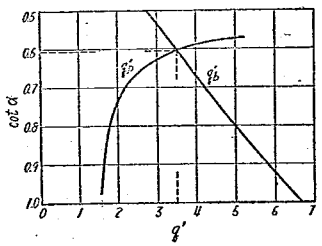
今 α を變化させて q_b' と q_p' の値を計算し之を圖示し兩曲線の交點より α の値を決定することが出來る．計算例を示せば

$t=0$, $C=0.2\,\mathrm{kg/cm^2}$, $\varphi=30°$, $\tan\varphi=0.5773$, $\gamma=1.6\times10^{-3}\,\mathrm{kg/cm^3}$, $B=100\,\mathrm{cm}$ とすれば表-301 の値を得る.

表-301

α	$\cot\alpha$	ω_c'	ω_b	q_p'	β_c'	β_b'	q_b'
1.1	0.509	90.7	13.33	20.28	11.37	3.56	2.84
1.0	0.642	12.22	2.265	2.74	14.33	5.68	3.77
0.9	0.794	7.70	1.780	1.78	17.50	8.68	4.89
0.8	0.971	6.40	1.795	1.52	21.66	12.98	6.41

圖-303



本表の結果を圖示して q_p' と q_b' の交點を求むれば (圖-303)

$$\cot\alpha=0.605,\quad q_b=3.50\,\mathrm{kg/cm^2}$$

を得る.

次に特別な場合として次の考察をする.

(イ) $p_c+\gamma t\geqslant\gamma B$

$$q_b'=\beta_c'c+\beta_t'\gamma t=\beta_c'(c+\gamma t\tan\varphi)+\gamma t$$

$$q_p'=\omega_c'c+\omega_t'\gamma t=\omega_c'(c+\gamma t\tan\varphi)+\gamma t$$

となるから, $q_b'=q_p'$ なるためには

$$\beta_c'=\omega_c' \quad\cdots\cdots(334)$$

本條件を滿足する α の値は φ が與へられれば決定することが出來る.

(ロ) $\gamma B\geqslant p_c+\gamma t$

$$q_b'=\beta_b'\gamma B$$

$$q_p'=\omega_b'\gamma B$$

となるから, $q_b'=q_p'$ なるためには

$$\beta_b'=\omega_b' \quad\cdots\cdots(335)$$

式 (334), (335) の條件より φ の夫々の値に對する α の値及び破壞荷重係數 $\beta_c(\beta_t)$, β_b を決定することが出來る. 然る時は破壞荷重は近似的に

$$q_b=\beta_cC+\beta_t\gamma t+\beta_b\gamma B \quad\cdots\cdots(336)$$

で與へられる.

例へば先の計算例の場合に於て $\beta_c=13.83$, $\beta_b=4.25$ であるから

$$q_b=\beta_cC+\beta_b\gamma B$$

$$=13.83\times0.2+4.25\times1.6\times10^{-3}\times100=2.77+0.68=3.45\,\mathrm{kg/cm^2}$$

近似計算の誤差は極めて小さく且安全側にある. $\cot\alpha$ の値は

イ) C のみの場合 $\cot\alpha=0.620$

ロ) γB のみの場合 $\cot\alpha=0.556$

先の計算値はこの兩値の中間に在る.

今式 (334) 又は式 (335) の條件を滿足する α の値を求め

$$\delta=\cot\alpha \quad\cdots\cdots(337)$$

とおき，tanφ の夫々の値に對する $\beta_c, \beta_t, \beta_l, \delta_c, \delta_b$ を求めれば表-302 及び圖-304，圖-305 を得る．

表-302

φ	tanφ	β_c	β_t	β_l	$\bar{\beta}_c$	$\bar{\beta}_t$	$\bar{\beta}_l$
0	0.000	6.010	0.000	0.000	6.01	1.00	0.00
5	0.088	7.161	0.631	0.373	7.82	1.68	0.45
10	0.176	8.654	1.522	0.986	10.31	2.82	1.40
15	0.268	10.61	2.844	2.022	13.83	4.71	3.43
20	0.364	13.25	4.823	3.838	18.93	7.89	7.83
25	0.466	16.94	7.894	7.186	26.60	13.40	17.71
30	0.577	22.32	12.879	13.75	38.66	23.32	41.26
35	0.700	30.58	21.41	27.79	58.74	42.13	102.5
40	0.839	44.10	37.00	61.21	94.58	80.36	281.5
45	1.000	68.20	68.20	153.3	164.7	165.7	893.3

φ	tanφ	$\delta_c(=\delta_t)$	β_c	β_t	δ_b	β_b
0	0	0.411	2.47	1.000	0	0
5	0.088	0.423	3.03	1.27	0.246 (0.377)	0.043 (0.053)
10	0.176	0.442	3.82	1.67	0.346 (0.386)	0.147 (0.147)
15	0.268	0.468	4.97	2.33	0.400	0.324
20	0.364	0.505	6.70	3.44	0.433	0.721
25	0.466	0.557	9.44	5.40	0.492	1.67
30	0.577	0.620	13.83	8.99	0.556	4.25
35	0.700	0.694	21.23	15.87	0.643	11.51
40	0.839	0.801	35.35	30.66	0.750	34.4
45	1.000	0.933	63.6	64.6	0.880	118.6

圖-305

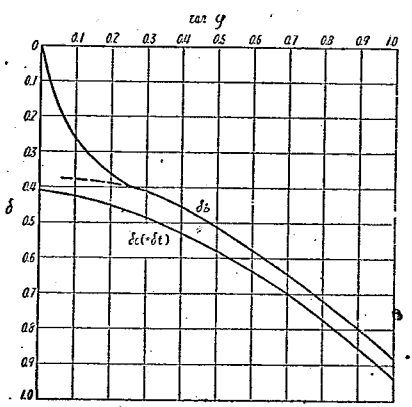
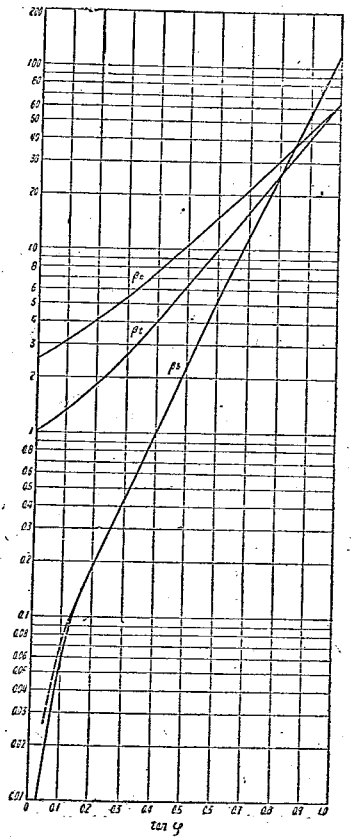


圖-304



（2） 圓荷重面(三次元)の場合

荷重面の直徑は $D = 2r$ とする．

滑り面の形狀，延長，水平長さ等は夫々式(308)，式(310)，(311) 及び式(313) に於て b の代りに r とおいて得られる．

滑り面の面積は，荷重面のある水平面の下部と上部に分けて夫々 f_1, f_2 とすれば

$$df_1 = 2\pi\rho\sin\theta ds_1 = 2\pi c\rho^2\sin\theta d\theta \cdots (338)$$

$$f_1=\int df_1=2\pi c\int\rho^2\sin\theta\,d\theta=2\pi c\frac{1}{4c^2+1}r^2\cot^2\alpha(2c\cdot e^{\pi c}+1)^c \quad\cdots\cdots(339)$$

$$df_2=2\pi c(r\cot\alpha e^{\frac{\pi}{2}c}+cz)dz \quad\cdots\cdots(340)$$

$$f_2=\int df_2=2\pi c\left(e^{\frac{\pi}{2}c}\cdot r\cot\alpha+\frac{c}{2}t^2\right) \quad\cdots\cdots(341)$$

荷重による主應力は式(302)より

$$\left.\begin{aligned}\bar\sigma_1&=\frac{3}{2}r^2(q-\gamma t)\frac{\cos\theta}{\rho^2}\\ \bar\sigma_2&=0\end{aligned}\right\} \quad\cdots\cdots(342)$$

從つて

$$\begin{aligned}\int\bar\sigma_1 df_1&=\frac{3}{2}r^2(q-\gamma t)\int\frac{\cos\theta}{\rho^2}\cdot 2\pi c\rho^2\sin\theta d\theta\\&=3\pi r^2(q-\gamma t)c\left[\frac{1}{2}\sin^2\theta\right]_0^{\frac{\pi}{2}}\\&=\frac{3}{2}\pi r^2(q-\gamma t)c \quad\cdots\cdots(343)\end{aligned}$$

式(316)より

$$S=\frac{1}{2}\cos\varphi\cdot\frac{3}{2}\pi r^2(q-\gamma t)c=\frac{3\pi}{4}c\cos\varphi(q-\gamma t)r^2 \quad\cdots\cdots(344)$$

又

$$\begin{aligned}\int\rho\cos\theta df_1&=\int\rho\cos\theta\cdot 2\pi c\rho^2\sin\theta d\theta\\&=2\pi c\int\rho^3\cos\theta\sin\theta d\theta\\&=2\pi cr^3\cot^3\alpha\int e^{3c\theta}c\cos\theta\sin\theta d\theta\\&=2\pi cr^3\cot^3\alpha\frac{1}{9c^2+4}\left[e^{3c\theta}(3c\cos\theta\sin\theta-\cos^2\theta+\sin^2\theta)\right]_0^{\frac{\pi}{2}}\\&=2\pi c\frac{1}{9c^2+4}(e^{\frac{3\pi}{2}c}+1)r^3\cot^3\alpha \quad\cdots\cdots(345)\end{aligned}$$

より式(317)は

$$\begin{aligned}S_{r1}&=\tan\varphi\left\{\frac{1}{2}(1-\sin\varphi)\cdot\frac{3}{2}\pi r^2(q-\gamma t)c+(p_c+\gamma t)2\pi c\frac{1}{4c^2+1}r^2\cot^2\alpha(2ce^{\pi c}+1)\right.\\&\quad\left.+\gamma\cdot 2\pi c\frac{1}{9c^2+4}(e^{\frac{3\pi}{2}c}+1)r^3\cot^3\alpha\right\}\\&=\tan\varphi\left\{\frac{3\pi}{4}(1-\sin\varphi)c(q-\gamma t)r^2\right.\\&\quad+(p_c+\gamma t)2\pi\frac{c}{4c^2+1}(2ce^{\pi c}+1)r^2\cot^2\alpha\\&\quad\left.+2\pi\frac{c}{9c^2+4}(e^{\frac{3\pi}{2}c}+1)\gamma r^3\cot^3\alpha\right\} \quad\cdots\cdots(346)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{r2}&=\tan\varphi\int(p_c+\gamma t+\gamma z)\cdot 2\pi c(r\cot\alpha e^{\frac{\pi}{2}c}+cz)dz\\&=2\pi c\tan\varphi\left\{(p_c+\gamma t)(-e^{\frac{\pi}{2}c}r t\cot\alpha+\frac{c}{2}t^2)+\gamma r t^2\left(\frac{1}{2}\cot\alpha e^{\frac{\pi}{2}c}-\frac{c}{3}\frac{t}{r}\right)\right\} \quad\cdots\cdots(347)\end{aligned}$$

$S=S_r=S_{r1}+S_{r2}$ とおき q に就いて解き且

$$\left.\begin{aligned}\beta_c' &= \frac{8}{3}c\left\{\frac{1}{4c^2+1}(2ce^{\pi c}+1)\cot^2\alpha+e^{\frac{\pi}{2}c}\frac{t}{r}\cot\alpha+\frac{c}{2}\left(\frac{t}{r}\right)^2\right\}\\ \beta_t' &= \frac{8}{3}c\tan\varphi\left\{\frac{1}{4c^2+1}(2ce^{\pi c}+1)\cot^2\alpha-\frac{1}{2}e^{\frac{\pi}{2}c}\cdot\frac{t}{r}\cot\alpha+\frac{1}{6}c\left(\frac{t}{r}\right)^2\right\}+1\\ \beta_d' &= \frac{4}{3}\frac{c}{9c^2+4}\tan\varphi(e^{\frac{3}{2}\pi c}+1)\cot^3\alpha\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(348)$$

とおけば

$$q_b'=\beta_c'C+\beta_t'\gamma t+\beta_d'\gamma D\quad\cdots\cdots(349)$$

$t\leqslant r$ とし且

$$\left.\begin{aligned}\beta_c'' &= \frac{8}{3}\frac{c}{4c^2+1}(2ce^{\pi c}+1)\\ \beta_t'' &= \frac{8}{3}\tan\varphi\frac{c}{4c^2+1}(2ce^{\pi c}+1)\\ \beta_d'' &= \frac{4}{3}\cdot\frac{c}{9c^2+4}\tan\varphi(e^{\frac{3}{2}\pi c}+1)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(350)$$

とおけば

$$\left.\begin{aligned}\beta_c' &= \beta_c''\cot^2\alpha\\ \beta_t' &= \beta_t''\cot^2\alpha+1\\ \beta_d' &= \beta_d''\cot^3\alpha\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(351)$$

若し $\alpha=\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}$ と假定すれば

$$\cot\alpha=\cot\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)=c\quad\cdots\cdots(352)$$

であるから

$$\left.\begin{aligned}\bar{\beta}_c &= \beta_c''c^2\\ \bar{\beta}_t &= \beta_t''c^2+1\\ \bar{\beta}_d &= \beta_d''c^3\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(353)$$

破壊滑り面が鉛直軸と交る點は (1) の場合と同樣にして求められる．但し鉛直軸の塑性荷重は式(222), (221'), (286) に於て $\varepsilon=\alpha$, $\psi=0$ とおいて

$$q_p'=\omega_c'c+\omega_t'\gamma t+\omega_d'\gamma D\quad\cdots\cdots(354)$$

こゝに

$$\left.\begin{aligned}\omega_c' &= \frac{(1+\cos\alpha)\cos\varphi}{(1-\cos\alpha)\{3\cos\alpha-(2+\cos\alpha)\sin\varphi\}}\\ \omega_t' &= \omega_c'\tan\varphi+1\\ \omega_d' &= \frac{(1+\cos\alpha)\cot\alpha\sin\varphi}{2(1-\cos\alpha)\{3\cos\alpha-(2+\cos\alpha)\sin\varphi\}}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(355)$$

今特別の場合として次の考察をすれば (1) の場合と同樣

イ）$\rho c+\gamma t\gg\gamma B$

$$\beta_c'=\omega_c'\quad\cdots\cdots(356)$$

ロ）$\gamma B\gg p_c+\gamma t$

$$\beta_d'=\omega_d'\quad\cdots\cdots(357)$$

兩式を夫々滿足する破壊荷重係數 $\beta_c(\beta_t)$, β_d を決定すれば破壊荷重は近似的に次式で表はされる．

$$q_b = \beta_c C + \beta_t \gamma_t + \beta_d \gamma D \quad \cdots\cdots (358)$$

又 α を決定し

$$\delta = \cot\alpha \quad \cdots\cdots (359)$$

とおき，$\tan\varphi$ の夫々の値に對する $\beta_c, \beta_t, \beta_d$ 及び $\delta_c(\delta_t), \delta_d$ を計算すれば表-303 を得，之を圖示すれば圖-306及び圖-307 を得る．

圖-306

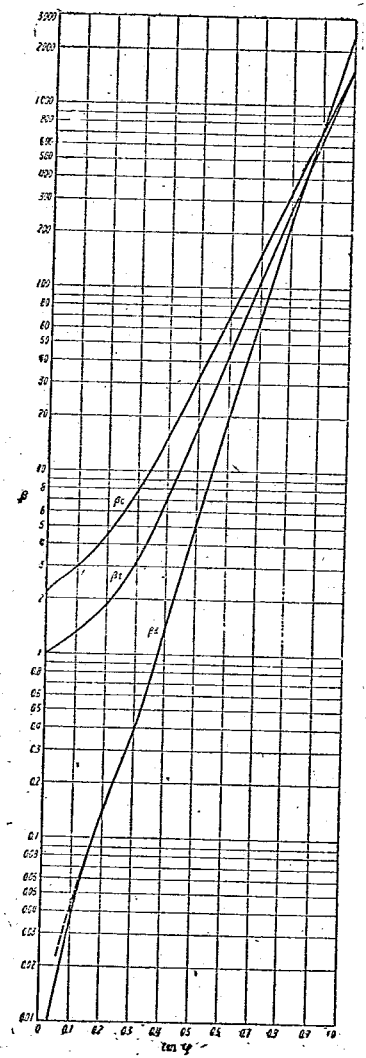


圖-307

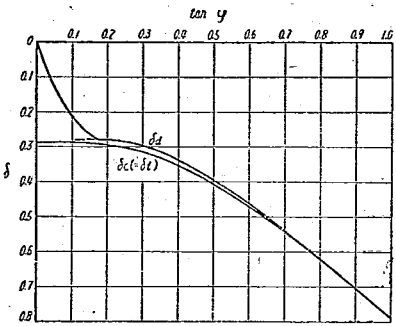


表-303

φ	$\tan\varphi$	β_c''	β_t''	β_d''	$\bar{\beta}_c$	$\bar{\beta}_t$	$\bar{\beta}_d$
0	2	25.22	0	0	25.22	1.000	0.000
5	0.088	34.48	2.807	1.489	41.06	3.343	1.936
10	0.176	45.70	8.057	4.604	64.90	11.44	7.794
15	0.268	67.15	17.99	11.24	114.0	30.55	24.89
20	0.364	102.5	37.32	25.98	209.1	76.12	75.69
25	0.466	164.4	76.67	60.89	405.2	188.9	235.5
30	0.577	280.1	161.7	150.8	840.4	485.2	783.7
35	0.700	517.2	362.2	411.6	1908.6	1336	2917.9
40	0.839	1061	890.5	1294	4880	4095	12765
45	1.000	2510	2510	4976	14627	14627	70019

φ	$\tan\varphi$	$\delta_c(=\delta_t)$	β_c	β_t	δ_d	β_d
0	0	0.290	2.12	1.00	0	0
5	0.088	0.288	2.86	1.25	0.198 (0.289)	0.029 (0.036)
10	0.176	0.292	3.93	1.69	0.280	0.101
15	0.268	0.308	6.38	2.65	0.290	0.274
20	0.364	0.334	11.45	5.17	0.320	0.852
25	0.466	0.389	24.90	12.60	0.379	3.32
30	0.577	0.453	57.7	34.28	0.447	13.49
35	0.700	0.540	151.0	106.7	0.539	64.6
40	0.839	0.653	459	386	0.653	361.5
45	1.000	0.785	1549	1550	0.785	2415

〔4〕 從來の計算値, 經驗値との比較

(1) Caquot 式との比較

Caquot の支持力式は式 (107) で與へられ, 荷重面の幅 B を含んだ項がないが, C 及び γt の項の係數を比較すると, Caquot 式では

$$\left.\begin{aligned}\beta_c &= \cot\varphi\left[\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)e^{\pi\tan\varphi}-1\right]\\ \beta_t &= \left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)e^{\pi\tan\varphi}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(360)$$

之を計算し著者の係數と比較すれば表-304 値を得

表-304

φ	$\tan\varphi$	Caquot		著者	
		β_c	β_t	β_c	β_t
0	0	5.14	1.00	2.47	1.00
10	0.176	7.49	2.32	3.82	1.67
20	0.364	14.83	6.40	6.70	3.44
30	0.577	30.16	18.42	13.83	8.99
40	0.839	73.41	62.60	35.35	30.7

Caquot の係數は著者の係數に比較して一般に略 2 倍大きい.

(2) 經驗に基く許容地耐力との比較

從來許容地耐力として表示されてゐる數値は土質によつてそれぞれ一定値が存するものゝ如くなつて居るから之を著者の結果と直接比較することは困難であるが, 今荷重面を圓形とし粘着力の項のみを考へて (表面載荷で荷重面が餘り大きくないとして) 比較を行ふと表-305 の通りである.

表-305*

土質	c t/m^2	φ 度	$\tan\varphi$	許容 q_a t/m^2	計算値 降伏荷重 ω_c	計算値 降伏荷重 q_y t/m^2	計算値 破壊荷重 β_c	計算値 破壊荷重 q_b t/m^2
砂交り粘土	2.0	30	0.577	30~40	6.45	12.9	57.7	11.5
堅き粘土	7.5	8	0.141		2.57	19.3	3.44	25.8
中位の粘土	5.0	6	0.105	5~20	2.34	11.7	2.97	14.8
軟き粘土	2.0	4	0.070		2.20	4.4	2.70	5.4
極軟き粘土	1.0	2	0.035		2.03	2.0	2.4	2.4
泥土	0.5	0	0	0	1.90	0.95	2.1	1.05

許容地耐力が基礎面の大さ及び深さに無關係な地盤に許容し得る最低限度の地耐力を表はすものと考へれば, 粘着力の項のみを考へて計算した降伏荷重が之と略近似した値を示すことは極めて意義深いこと考へられる. なほ砂では普通 $C\fallingdotseq 0$ と見做されるから上述の場合には降伏荷重も破壊荷重も零となるが, 實際には充分大きな支持力を有して居り基礎の大さ (及び深さ) を含む項が無視し得ないことは後述する諸實驗例に徴しても明かである.

* 表-305 中 c,φ の値は山口昇: 應用力學ポケットブック 196 頁から, q_a は山口昇: 土の力學 146 頁からとつた. 降伏荷重は抛物線形荷重分布による値である.

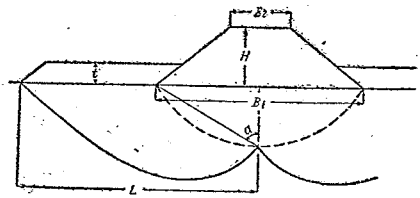
表-305 に於て破壊荷重の降伏荷重に對する比率を見ると泥土より砂質粘土に近き程大きくなつて居るが，これは基礎設計に當り許容荷重を決定する場合に充分留意すべき點と思はれる．

(3) 築堤抑へ盛土の計算

上述した基礎の降伏荷重及び破壊荷重を求める公式を築堤の抑へ盛土の計算に適用して見よう．

基礎を構成する原地盤の土の比重を γ，粘着力を c，内部摩擦角を φ とし，築堤及び抑へ盛土の比重を γ'，築堤の下幅，上幅及び高さを夫々 B_1, B_2, H とする (圖-308 參照)．

圖-306



抑へ盛土をなす前の降伏荷重及び破壊荷重は

$$\left.\begin{aligned} q_y &= \omega_c C + \omega_t \gamma B_1 \\ q_b &= \beta_c C + \beta_t \gamma B_1 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (361)$$

但し築堤の形狀を拋物線形に置換へ，その中央高 H_m を

$$H_m = \frac{3(B_1+B_2)}{4B_1} H \quad \cdots\cdots (362)$$

と假定し，從つて式 (361) の第一式に於ける ω_c, ω_b の値は拋物線形荷重の場合のものを採る (II〔6〕(2)(イ))．

降伏及び破壊を起す際の築堤の中央高を H_y, H_b とすれば

$$\left.\begin{aligned} H_y &= \frac{3}{2}\frac{q_y}{\gamma'} \\ H_b &= \frac{3}{2}\frac{q_b}{\gamma'} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (363)$$

次に抑へ盛土をなし，地盤が降伏又は破壊せざるための所要盛土厚を t_y, t_b とすれば

$$\frac{2}{3}\gamma' H_m = \omega_c C + \omega_t \gamma' t_y + \omega_t \gamma B_1 \equiv q_y + \omega_t \gamma' t_y$$

より

$$t_y = \frac{\frac{2}{3}\gamma' H_m - q_y}{\omega_t \gamma'} \quad \cdots\cdots (364)$$

又

$$\frac{2}{3}\gamma' H_m = \beta_c C + \beta_t \gamma' t_b + \beta_b \gamma B_1 \equiv q_b + \beta_t \gamma' t_b$$

より

$$t_b = \frac{\frac{2}{3}\gamma' H_m - q_b}{\beta_t \gamma'} \quad \cdots\cdots (365)$$

抑へ盛土の幅は破壊滑り面の全長を被ふに足るだけのものを要するから，式 (313) の第一式に於て $b = \frac{B_1}{2}$ とおいて次式より計算される．

$$L = \frac{1}{2} e^{\frac{\pi}{2}\varphi} \cot\alpha B_1 \quad \cdots\cdots (366)$$

こゝに L は築堤の中心より抑へ盛土の終端までの水平距離である．今

$$\lambda = \frac{1}{2} e^{\frac{\pi}{2}\varphi} \cot\alpha \quad \cdots\cdots (367)$$

とおけば，式 (366) は

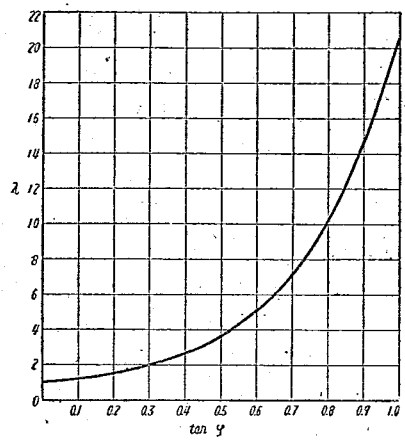
$$L = \lambda B_1 \quad \cdots\cdots (366')$$

となり，安全のため $\delta = \cot\alpha$ を表-302 に於ける δ_c の値，ことれば λ の値は表-306 及び圖-309 に示す如くなる．

表-306

φ	$\tan\varphi$	$e^{\frac{\pi}{2}\tan\varphi}$	$\cot\alpha$	λ
0	0	4.82	0.411	0.99
5	0.088	5.55	0.423	1.17
10	0.176	6.50	0.442	1.44
15	0.268	7.75	0.468	1.82
20	0.364	9.43	0.505	2.38
25	0.466	11.77	0.557	3.28
30	0.577	15.19	0.620	4.71
35	0.700	20.44	0.694	7.10
40	0.839	29.04	0.801	11.63
45	1.000	44.36	0.933	20.66

圖-309



今次の實例* に就て計算を試みる．

基礎地盤

$$\gamma = 0.0013\ \mathrm{kg/cm^3} = 1.3\ \mathrm{t/m^3},\ C = 0.06\ \mathrm{kg/cm^2} = 0.6\ \mathrm{t/m^2},\ \varphi = 3°41',\ \tan\varphi = 0.064$$

盛土の比重 $\gamma = 0.0017\ \mathrm{kg/cm^3} = 1.7\ \mathrm{t/m^3}$

築堤の計畫斷面 $B_1 = 15.0\ \mathrm{m},\ B_2 = 4.0\ \mathrm{m},\ H = 3.6\ \mathrm{m}$

約 70% 即ち 2.5 m 盛立てた時側方へ滑り出しを生じたと云ふ．又抑へ盛土の實施高 1.0 m，幅 19.0m であつた．

著者の計算によれば圖-212 より

$$\omega_c = 2.60,\quad \omega_t = 1.15,\quad \omega_b = 0.025$$

圖-304 より $\beta_c = 2.87,\quad \beta_t = 1.18,\quad \beta_b = 0.025$

式 (362) より

$$H_m = \frac{3(B_1+B_2)}{4B_1}H = \frac{3(15+4)}{4\times15}\times3.60 = 3.52\ \mathrm{m}$$

式 (361) より

$$q_y = 2.60\times0.6+0.025\times1.3\times15.0 = 2.05\ \mathrm{t/m^2}$$

$$q_b = 2.87\times0.6+0.025\times1.3\times15.0 = 2.21\ \mathrm{t/m^2}$$

從つて式 (363) より

$$Hy = \frac{3}{2}\times\frac{2.05}{1.7} = 1.81\ \mathrm{m}$$

$$H_b = \frac{3}{2}\times\frac{2.21}{1.7} = 1.95\ \mathrm{m}$$

降伏せざる條件より抑へ盛土厚を求むれば，式 (364) より

---

* 磯崎傳作：土木施工法 123 頁．二俣線第一工區掛川驛附近

$$t_y = \frac{\frac{2}{3}\times 1.7\times 3.52 - 2.05}{1.15\times 1.7} = 0.992\,\mathrm{m}$$

抑へ盛土の幅は，圖-309 より $\lambda = 1.2$ を得るから，式 (366') より

$$L = 1.2\times 15.0 = 18.0\,\mathrm{m}$$

之を實際施工した値 $t = 1.0\,\mathrm{m}$, $L = 19.0\,\mathrm{m}$ と比較すれば極めてよく一致してゐる．

〔5〕 荷重面の大さと形狀が破壞荷重に及ぼす影響

(1) 基礎の支持力直徑

直徑 D なる圓形荷重面の破壞荷重は式 (358) により

$$q_b = \beta_c C + \beta_t \gamma' t + \beta_d \gamma D$$

で與へられ，本式中の γ は土の比重であり $\beta_c, \beta_t, \beta_d$ は何れも地盤の內部摩擦角 φ により決定される係數であるが，式の第一項は地盤の粘着力 c により第二項は基礎底面の地表よりの深さ t により決定される．以上の諸因子即ち γ, φ, c, t が一定不變の場合に荷重面の大さ或ひは形狀が變化すれば第三項のみが變化するわけであつて，今第三項中の直徑 D の代りに

$$D_f = \eta\sqrt{F} \qquad (368)$$

とおき，こゝに F は荷重面の面積，η は荷重面の形狀により決まる係數とし之を形狀係數と呼び，D_f を形狀直徑と假稱することゝすれば，式 (358) は一般的な形狀を有する荷重面に對して擴張される．若しなほ

$$\left.\begin{aligned} &\frac{\beta_c}{\beta_d}\frac{c}{\gamma} = D_c, \quad \frac{\beta_t}{\beta_d} t = D_t, \\ \text{且} \quad &D_b = D_c + D_t + D_f \end{aligned}\right\} \qquad (369)$$

とおけば，この場合の破壞荷重 q_b は

$$q_b = \beta_d \gamma (D_c + D_t + D_f) = \beta_d \gamma D_b \qquad (370)$$

式中の D_b は破壞荷重即ち極限支持力に直接比例するから之を假に基礎の支持力直徑と呼べば，支持力直徑 D_b は粘着力に比例する粘着直徑 D_c と深さに比例する深さ直徑 D_t と荷重面形狀により決まる形狀直徑 D_f の和で表はされる．

形狀係數 η は次に述べるやうな方法により決定することが出來るが，圓形荷重面の場合は $D_f = D$, $F = \frac{\pi}{4} D^2$ であるから

$$\eta = \frac{D_f}{\sqrt{F}} = \sqrt{\frac{4}{\pi}} = 1.128 \qquad (371)$$

で與へられる．

(2) 形狀係數の決定

一般的な形狀を有する荷重面の形狀係數を求めるには，基礎が破壞狀態に達した瞬間に於ける底面の反應力分布を知る必要があり，これに就ては後に改めて多少の考察を加へ度いと考へてゐるが，今こゝでは簡單な反應力分布を假定して形狀係數の算定方法を明かにし，二三の實驗結果と照合してその適否を檢討して見ることゝしたい．

底面の反應力も亦粘着力 c，基礎の深さ t 及び荷重面形狀に夫々關係する項の和により表はされるものとすれば

底面上の任意の點の反應力は

$$p = p_c + p_t + p_f \qquad (372)$$

従つて平均反應力は

$$p_m = \frac{1}{F}\int_F (p_c + p_t + p_f)df$$

$$= p_c + p_t + \frac{1}{F}\int_F p_f df \quad \cdots\cdots(373)$$

破壞の際には $p_m = q_b$ であるから，本式を式 (369) と比較して

$$\left.\begin{aligned} p_c &= \beta_d \gamma D_c, \quad p_t = \beta_d \gamma D_t \\ \frac{1}{F}\int_F p_f df &= \beta_d \gamma D_f = \beta_d \gamma \eta \sqrt{F} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(374)$$

を得る．従つて形狀係數は

$$\eta = \frac{1}{\beta_d \gamma F^{\frac{3}{2}}}\int_F p_f df \quad \cdots\cdots(374')$$

次に反應力 p_f の分布を (i) 直線形，(ii) 拋物線形と假定して η を求めて見る．(圖-310)

(i) 直線形分布　　圖-310

$$p_f = p_0 \frac{a}{a_0} \quad \cdots\cdots(375)$$

と假定すれば式 (374') より

$$\eta = \frac{1}{\beta_d \gamma F^{\frac{3}{2}}} \frac{p_0}{a_0}\int_F a df \quad \cdots\cdots(376)$$

本式が圓荷重面の時成立するよう係數を決定すれば

$$F = \pi r^2, \quad df = 2\pi(r-a)da, \quad \eta = \sqrt{\frac{4}{\pi}}$$

$$\int a df = 2\pi \int_0^r (r-a)da = \frac{\pi}{3} r^3$$

であるから

$$\sqrt{\frac{4}{\pi}} = \frac{1}{\beta_d \gamma (\pi r^2)^{\frac{3}{2}}} \frac{p_0}{a_0} \cdot \frac{\pi}{3} r^3$$

$$\therefore \quad \frac{1}{\beta_d \gamma} \frac{p_0}{a_0} = 6$$

従つて

$$\eta = \frac{6}{F^{\frac{3}{2}}}\int_F a df \quad \cdots\cdots(377)$$

本式より任意の斷面の形狀係數を求めることが出きるが，中空部を有する斷面に於ては中空部分のため反力が影響をうける範圍の幅を r_3 とし，中空部分の巾を $2r_2$ とすれば(圖-310 參照)

$$\zeta = \frac{r_3}{r_2} \quad \cdots\cdots(378)$$

は之を理論的に決定することは困難であるから實驗的に適合する値を求めなければならないが，土の內部摩擦角の大さによつて相當影響されるものと豫想される．

(ii) 拋物線形分布

$$p_f = p_0\left\{1-\left(\frac{a_0-a}{a_0}\right)^2\right\} = p_0\left\{2\left(\frac{a}{a_0}\right)-\left(\frac{a}{a_0}\right)^2\right\} \quad \cdots\cdots(379)$$

とおけば

$$\eta = \frac{1}{\beta_d \gamma F^{\frac{3}{2}}} p_0 \int\left\{2\left(\frac{a}{a_0}\right)-\left(\frac{a}{a_0}\right)^2\right\} df \quad \cdots\cdots(380)$$

圓荷重面の場合に適合する標本式の係數を決定すれば

$$a_0 = r,\ df = 2\pi(r-a)da,\ F = \pi r^2,\ \eta = \sqrt{\frac{4}{\pi}}$$

$$\int_0^r\left\{2\left(\frac{a}{a_0}\right)-\left(\frac{a}{a_0}\right)^2\right\} df = 2\pi\left[a^2-\frac{a^3}{3r}-\frac{2a^3}{3r}+\frac{a^4}{4r^2}\right]_0^r = \frac{\pi}{2}r^2$$

であるから

$$\sqrt{\frac{4}{\pi}} = \frac{1}{\beta_d \gamma(\pi r^2)^{\frac{3}{2}}} p_0 \frac{\pi}{2} r^2$$

$$\therefore\ \frac{p_0}{\beta_d \gamma} = 4r = 4a_0$$

從つて

$$\eta = \frac{4a_0}{F^{\frac{3}{2}}}\int_F\left\{2\left(\frac{a}{a_0}\right)-\left(\frac{a}{a_1}\right)^2\right\} df \quad \cdots\cdots(381)$$

なほ荷重面の面積 F と周邊長 V との比を面周比と呼び Λ で表はし，之を $\sqrt{F}$ で割つたものを面周比係數と呼べば

$$\left.\begin{aligned}\Lambda &= \frac{F}{U}\\ \lambda &= \frac{\Lambda}{\sqrt{F}}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(382)$$

種々なる形狀の荷重面に就て η 及び λ の算式を求めれば表-307 の如くなる．但し表中

$m = \frac{b^2}{b_1}$……矩形の長邊 $2b_2$ と短邊 $2b_1$ の比

$n = \frac{r^2}{r_1}$……中空圓の內徑 $2r_2$ と外徑 $2r_1$ の比

圖-311

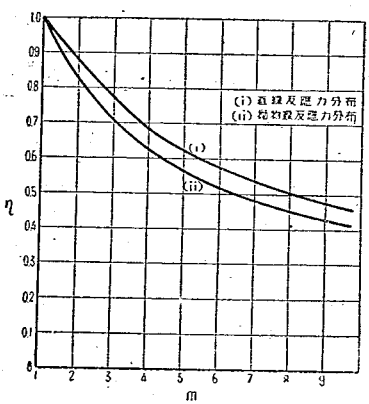


圖-312 (a)

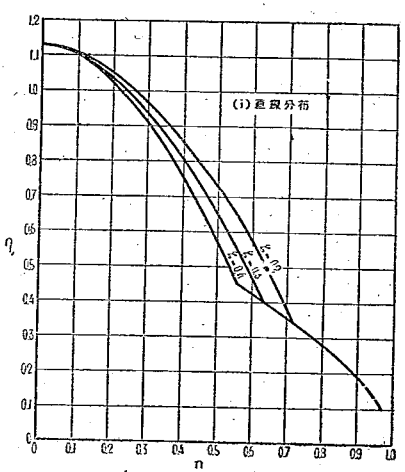


図-312 (b)

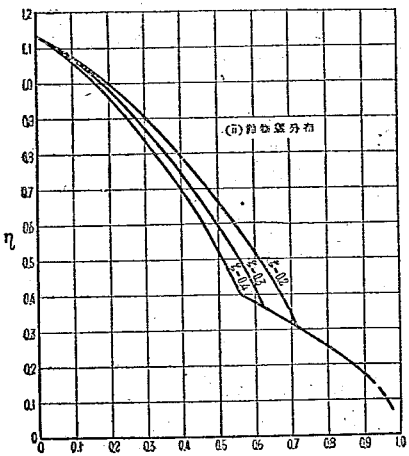


図-313 (a)

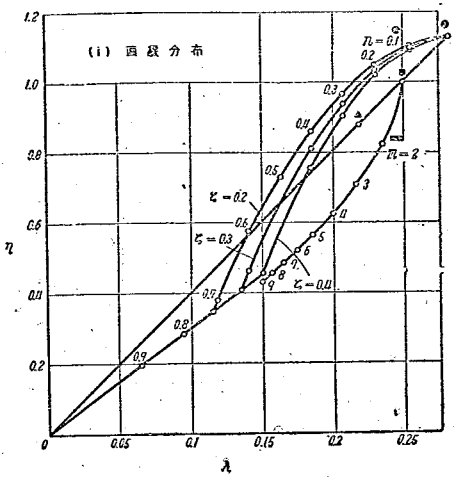
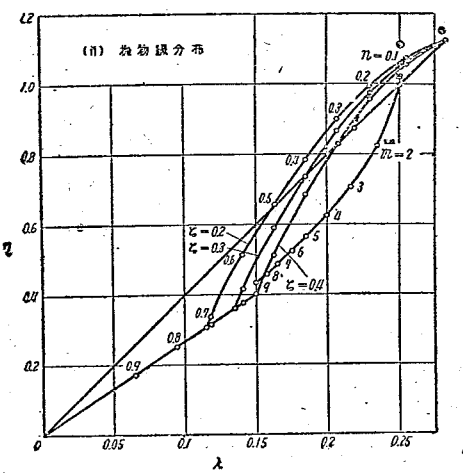


図-313 (b)



を表はす．又その數値を計算すれば表-3.8 の値を得．之等の結果を圖示したものが圖-311 乃至 圖-313 であつて，圖-311 は矩形の長短兩邊の比 m と形狀係數 η との關係，圖-312 (a), (b) は夫々壓力分布が (i) 直線 (ii) 抛物の線場合に於ける中空圓の內外徑の比 n と形狀係數の關係 ($\zeta = 0.2, 0.3, 0.4$)，圖-313 (a), (b) は夫々壓力分布が (i) 直線 (ii) 抛物線の場合に於ける面周比係數 λ と形狀係數 η の關係を示したものである．

この計算より明かなように，圓，正方形，正三角形の如き中實の對稱形荷重面では (i), (ii) 何れの場合に於ても

表-307

荷重面の形狀	面周比係數 λ	形狀係數 η
圓形	$\frac{1}{2\sqrt{\pi}}$	$\frac{2}{\sqrt{\pi}}$
正方形	$\frac{1}{4}$	1
正三角形	$\frac{1}{2\times 3^{\frac{3}{4}}}$	$\frac{2}{3^{\frac{3}{4}}}$
矩形	$\frac{m^{\frac{1}{4}}}{2(1+m)}$	(i) 直線分布 $\frac{3m-1}{2m^{\frac{3}{4}}}$ (ii) 抛物線分布 $\frac{4m-1}{3m^{\frac{3}{4}}}$
中空圓形	$\frac{1}{2\sqrt{\pi}}\sqrt{\frac{1-n}{1+n}}$	(i) 直線分布 $\zeta \leq \frac{1-n}{2n}\left(n \leq \frac{1}{1+2\zeta}\right)$; $\frac{2}{\sqrt{\pi}}\left\{1-(1+\zeta)(2+\zeta)\frac{n^2}{1+n}\right\}\frac{1}{(1-n^2)^{\frac{1}{2}}}$ $\zeta \geq \frac{1-n}{2n}\left(n \geq \frac{1}{1+2\zeta}\right)$; $\frac{3}{2\sqrt{\pi}}\sqrt{\frac{1-n}{1+n}}$ (ii) 抛物線分布 $\zeta \leq \frac{1-n}{2n}\left(n \leq \frac{1}{1+2\zeta}\right)$; $\frac{2}{3\sqrt{\pi}}\frac{\{1-(1+\zeta)n\}\{3+(5+2\zeta)n\}}{(1+n)\sqrt{1+n^2}}$ $\zeta \geq \frac{1-n}{2n}\left(n \geq \frac{1}{1+2\zeta}\right)$; $\frac{4}{3\sqrt{\pi}}\sqrt{\frac{1-n}{1+n}}$

表-308 (1)

荷重面の形狀	面周比係數 λ	形狀係數 η (i) 直線	形狀係數 η (ii) 抛物線
圓形	0.282	1.128	1.128
正方形	0.250	1.000	1.000
正三角形	0.219	0.877	0.877
矩形 $m=2$	0.236	0.882	0.823
〃 $m=3$	0.217	0.772	0.708
〃 $m=4$	0.200	0.688	0.626
〃 $m=5$	0.186	0.626	0.566
〃 $m=6$	0.175	0.578	0.521
〃 $m=7$	0.165	0.540	0.486
〃 $m=8$	0.157	0.509	0.457
〃 $m=9$	0.150	0.481	0.432

中空圓形　　表-303 (2)

n	面周比係數 λ	形狀係數 η (i) 直線 ζ=0.2	(i) 直線 ζ=0.3	(i) 直線 ζ=0.4	(ii) 抛物線 ζ=0.2	(ii) 抛物線 ζ=0.3	(ii) 抛物線 ζ=0.4
0	0.282	1.128	1.128	1.128	1.128	1.128	1.128
0.1	0.255	1.107	1.103	1.099	1.072	1.065	1.059
0.2	0.230	1.050	1.036	1.022	0.994	0.976	0.959
0.3	0.207	0.966	0.938	0.907	0.898	0.867	0.835
0.4	0.185	0.859	0.810	0.758	0.787	0.738	0.687
0.5	0.163	0.729	0.654	0.573	0.660	0.588	0.512
0.556	0.151			0.453			0.402
0.6	0.141	0.574	0.461	0.423	0.514	0.411	0.376
0.625	0.136		0.408			0.361	
0.7	0.118	0.378	0.354		0.336	0.315	
0.714	0.115	0.345			0.307		
0.8	0.094	0.282			0.251		
0.9	0.065	0.195			0.173		

$$\eta = 4\lambda^2 \quad \cdots\cdots(383)$$

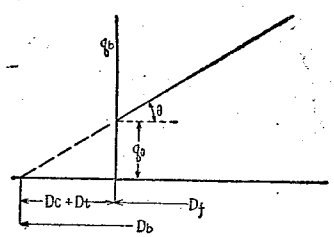
なる關係があることがわかる．

(3) 實驗結果との比較照査

著者の誘導した破壞荷重の公式及び荷重面形狀が破壞荷重に及ぼす影響に就その考察を Kögler, Fellenius, Meischeider, 石田の諸氏の實驗結果と比較してその適否を檢討して見やう．

從來同一地盤に於ける面積或ひは形狀を異にする荷重面の破壞荷重を面積の平方根 $\sqrt{F}$ 又は面周比 λ と關係付けて考へて居るものが多いが，これ等の間に常に必ずしも比例關係が在るとは限らないことは實驗結果を詳細に調べると自から明かになることであつて，著者の考察によれば破壞荷重 q_b は形狀直徑 D_f と式 (370) に示すやうな直線的關係になければならない．即ち荷重面の面積 F と形狀係數 η から形狀直徑 $D_f = \eta\sqrt{F}$ を求め，載荷試驗による破壞荷重 q_b との關係を圖示すれば圖-314 に示すやうな直線となり，之を式で示せば

圖-314



$$q_b = q_0 + D_f \tan\theta \quad \cdots\cdots(384)$$

となる筈である．若し實驗結果からこの直線が決定されるならば之を式 (370) と對照して

$$\left.\begin{aligned} q_0 &= \beta_d\gamma(D_c + D_t) = \beta_c C + \beta_t\gamma t \\ \tan\theta &= \beta_d\gamma \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(386)$$

を得る．若し基礎の深さ t が淺い時は $D_t \fallingdotseq 0$ であるから，q_0 及び $\tan\theta$ は地盤の常數となる．

從つて式 (385) の第二式より係數 β_d が求まる．即ち

$$\beta_d = \frac{\tan\theta}{\gamma} \quad \cdots\cdots(386)$$

となるから，圖-306 を用ひれば內部摩擦係數 $\tan\varphi$ が，又從つて係數 β_c, β_t が決定され式 (385) の第一式より

粘着力 C は次式で與へられる.

$$C = \frac{1}{\beta_c}(q_b - \beta_\gamma \gamma t) \quad \cdots\cdots(387)$$

即ち同一地盤に於て面積或ひは形狀を異にする數個の載荷板により破壞荷重を測定すれば, 地盤の内部摩擦係數 $\tan\varphi$, 粘着力 C を推定し得ることゝなる. 次に諸實驗結果に就て上述の考察の適否を檢討する.

(イ) Kögler の實驗 (1)*

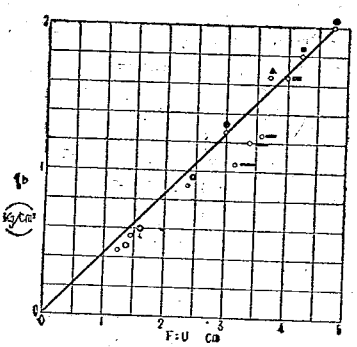
Kögler は砂地盤に於て面積一定($F = 285\ \mathrm{cm}^2$, $\sqrt{F} = 16.9\ \mathrm{cm}$)たる載荷板の形狀を圓形, 正方形, 正三角形, 矩形, 中空圓形等に變へて荷重試驗を行ひ表-309 に示す實驗結果を得た. Kögler はこの結果から破壞荷重 q_b

表-309

基礎の形狀	$F:U$	λ	q_b kg/cm²	直線反力分布		抛物線反力分布	
				η	D_f	η	D_f
圓形	4.76	0.282	2.00	1.128	19.1	1.128	19.1
正方形	4.22	0.250	1.80	1.000	16.9	1.000	16.9
正三角形	3.71	0.219	1.65	0.877	14.8	0.877	14.8
矩形	3.98	0.236	1.65	0.882	14.9	0.823	13.9
〃	3.58	0.217	1.25	0.772	13.1	0.708	12.0
〃	3.38	0.200	1.20	0.688	11.6	0.626	10.6
〃	3.14	0.186	1.06	0.626	10.6	0.566	9.6
中空圓形	2.98	0.178	1.27	0.763*	12.9*	0.692*	11.7*
〃	2.37	0.140	0.90	0.454*	7.7*	0.408*	6.9*
〃	1.45	0.086	0.55	0.259	4.4	0.230	3.9
〃	1.23	0.073	0.45	0.220	3.7	0.197	3.3

* 印は $\zeta = 0.3$ と假定して計算した値を示す.

圖-315



を面周比 $A = F:U$ に對する關係に結び付け圖-315 の如く表はし略直線的關係にあるものとしてゐるが, 著者の考察によれば兩者は直線的關係あるのではなく圖-313に示す如き複雜な關係にあるものと考へなければならない. 但しこの實驗では面積を一定してゐるから, q_b の代りに η を A の代りに λ を考へても兩者の關係には變りがないわけである.

今各荷重面に就き η を求めて形狀直徑 D_f を計算すれば表-309 右欄の如き値を得るから, 之と q_b との關係を圖示すれば圖-316 (a), (b) を得て何れも直線的關係を極めて明瞭に示してゐる. 但しこゝに中空圓形の η は $\zeta = 0.3$ と假定して求めた.

最小二乘法により q_b, $\tan\theta$ を計算し且 $\gamma = 1.7 \times 10^{-3}\ \mathrm{kg/cm}^3$ と假定して $\tan\varphi$, C を求めると次の如くなる.

* Kögler: Über Baugrund-Probebelastungen, alte Verfahren, neue Erkentnisse, Die Bautechn., Jg. 9, Heft 24, 1931, 頁 357—361.

図-316 (a)

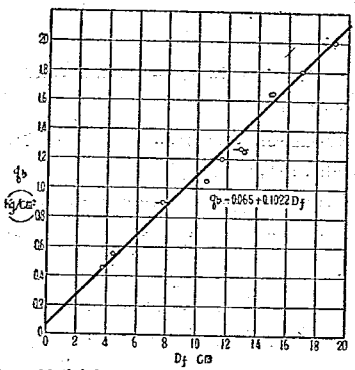
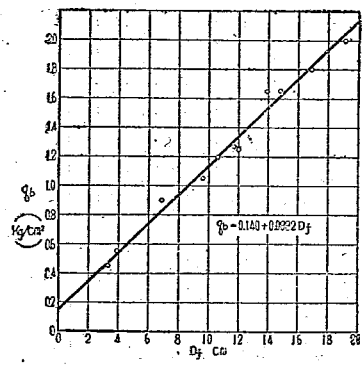


図-316 (b)



(i) 直線形分布

$$q_0 = 0.065, \quad \tan\theta = 0.1022$$

よつて

$$\beta_d = \frac{\tan\theta}{\gamma} = 60.1, \ \tan\varphi = 0.693 (\varphi = 34.7^\circ)$$

$$\beta_c = 144$$

$t = 0$ 従つて $D_t = 0$ であるから

$$C = \frac{q_0}{\beta_c} = 0.00045$$

(ii) 抛物線形分布

$$q_0 = 0.140, \quad \tan\theta = 0.0992$$

よつて

$$\beta_d = 58.4, \ \tan\varphi = 0.691 (\varphi = 34.6^\circ)$$

$$\beta_c = 141, \ C = 0.00099$$

この場合に於ては (i) と (ii) の差異は殆んど認められないで何れも φ は 34° 餘, C は極めて小さく普通の剪斷試驗では測定が困難な程度である.

(ロ) Kögler の實驗 (2)*

Kögler はやはり砂地盤に於て固く締固めを行つたものと緩く塡めたものゝ二種に付き，面積を異にする圓形荷重面による荷重試驗を行つて表-310 の結果を得た. $D = D_f$ と q_b は明かに直線的關係に在るから $\gamma = 1.7 \times 10^{-3}$ kg/cm³ と假定して前同樣計算すれば

固く締固めた場合

$$q_0 = 0.078, \ \tan\theta = 0.1210$$

よつて

$$\beta_d = 71.2, \ \tan\varphi = 0.708$$

$$(\varphi = 35.3^\circ), \quad \beta_c = 160$$

$$C = 0.00049$$

表-310

$D = D_f$	q_b	
	固く締固めたもの	緩く塡めたもの
5	0.70	0.60
8	1.00	0.90
11.2	1.48	1.40
16	2.00	1.80

* 前出.

図-317

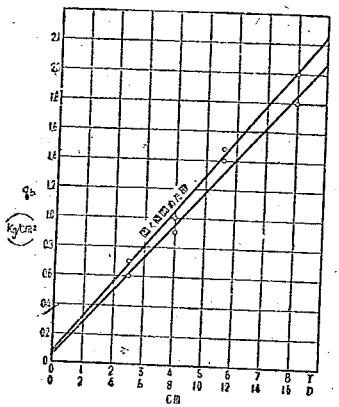
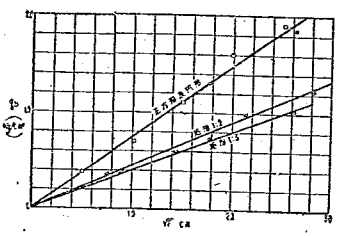


図-318



緩く填めた場合

$$q_0 = 0.048,\ \tan\theta = 0.1126$$

よつて

$$\beta_d = 66.2,\ \tan\varphi = 0.702(\varphi = 35.1°),\ \beta_c = 153$$

$$C = 0.00031$$

結果を図示すれば図-317 の如くなる.

(ハ) Fellenius の實驗*

Fellenius は砂地盤に於て圓形, 正方形及び $m = 2, 3$ なる矩形版を用ひて図-318 に示す如き結果を得てゐる. 本實驗に於ては圓形と正方形との差異が認められてゐないが, この點に於て實驗の精度に疑義を差挟む餘地があるものと思はれるが, 今 $q_b = \beta_d \gamma \eta \sqrt{F}$ より

$$\beta_d \gamma = \frac{q_b}{\eta \sqrt{F}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (888)$$

を逆算して見ると表-311 の如くなる.

表-311

形狀	$\frac{q_b}{\sqrt{F}}$	(i) 直線分布		(ii) 拋物線分布	
		η	$\beta_d\gamma$	η	$\beta_d\gamma$
圓形	0.0735	1.128	0.0652	1.128	0.0652
正方形	0.0735	1.000	0.0735	1.000	0.0735
矩形 $m=2$	0.0450	0.882	0.0510	0.832	0.0546
〃 $m=3$	0.0400	0.772	0.0518	0.708	0.0565
平均			0.0604		0.0625

$\gamma = 1.7 \times 10^{-3}$ kg/cm³ と假定すれば

(i) 直線分布

$$\beta_d = \frac{0.0604}{1.7 \times 10^{-3}} = 35.6,\ \tan\varphi = 0.651(\varphi = 33.1°)$$

(ii) 拋物線分布

$$\beta_d = \frac{0.0625}{1.7 \times 10^{-3}} = 36.8,\ \tan\varphi = 0.654(\varphi = 33.2°)$$

(ニ) Meischeider の實驗**

Meischeider は面積が F 1600 cm², 900 cm², 400 cm² なる三種の矩形板に付き夫々長短兩邊の比を 1 より 5 までの 5 通りに變化せしめて荷重試驗を行ひ, 表-312 に示すやうな結果を得た. 地盤は砂質で $\gamma = 1.79 \times 10^{-3}$ kg/cm³, $\varphi = 32.5°(C = 0)$ と測定されてゐる. Meischeider は圓式計算の方法により F/U と q_b の關係を明

* Fellenius: Erdstatische Berechnungen für senkrechte Last auf waagerechter Bodenfläche unterzünahme kreiszylindrischer Gleitflachen, Norrköping 1929, Norrköpings Tidningars A-B Trycheri.

** H. Meischeider: Über den Einfluss der Flächenform auf die Tragfähigkeit von Fundamentplatten Der Bauing. 21 Jg., Heft 11/13, 20 März, 1940, 頁 83~92.

表-312

$\sqrt{F}$	m	F/U	q_b (1)	(2)	(3)	平均	D_f 直線	抛物線
40	1	10.00	2.55	2.35		2.45	40.0	40.0
	2	9.43	2.36	2.04		2.20	35.3	32.9
	3	8.67	2.04	1.94		1.99	30.9	28.3
	4	8.00	1.86	1.88		1.87	27.5	25.0
	5	7.43	1.96	1.74		1.85	25.0	22.6
30	1	7.50	2.22	2.16		2.10	30.0	30.0
	2	7.07	1.92	1.84		1.88	26.5	24.7
	3	6.50	1.80	1.60	1.46	1.62	23.2	21.2
	4	6.00	1.46	1.44	1.45	1.45	20.6	18.8
	5	5.58	1.54	1.47	1.40	1.47	18.8	17.0
20	1	5.00	1.62	1.40		1.52	20.0	20.0
	2	4.72	1.30	1.22		1.26	17.6	16.5
	3	4.34	1.20	1.00		1.10	15.4	14.2
	4	4.00	1.02	1.00		1.01	13.8	12.5
	5	3.72	1.00	0.78		0.89	12.5	11.3

かにすべく努めて居るが，著者の方法により各荷重面の D_f を計算し q_b との關係を檢すれば，明かに直線的關係が認められるから，之より

(i) 直線分布

$$q_0 = 0.303, \quad \tan\theta = 0.0563$$

よつて $\beta_d = 31.4, \quad \tan\varphi = 0.641 (\varphi = 32.7°); \quad \beta_c = 95, \quad C = 0.0032$

(ii) 抛物線分布

$$q_0 = 0.546, \quad \tan\theta = 0.0492$$

よつて $\beta_d = 27.5, \quad \tan\varphi = 0.630 (\varphi = 32.2°), \quad \beta_c = 88, \quad C = 0.0062$

之を圖示すれば圖-319 (a), (b) の如くである．

圖-319 (a)

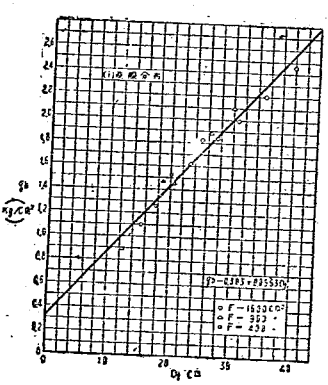
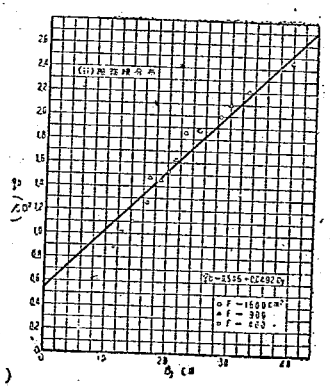


圖-319 (b)



剪断試験による φ の測定値は計算値と殆んど一致してゐる．又 C の値は通常の剪断試験に於ては測め得ない程度に小さい．この場合も (i) (ii) の差異は餘り認められないが，(i) の直線分布の假定の方がやゝ良好な結果を示すやうである．

(ホ) 石田氏の實驗*

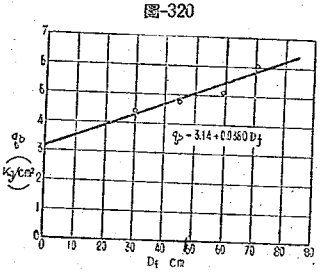
石田氏の實驗によれば $C = 0.05\ \mathrm{kg/cm^2}$, $\varphi = 35°6'$, 見かけ比重 1.82, 眞比重 $\gamma_s = 2.63$, 間隙率 48.2% なる地下水で飽和した砂地盤に於て正方形板による破壞荷重を實測して表-313の結果を得た．この場合地盤を構成して荷重を支持する土粒子には浮力が働いてゐると考へなければならぬから，その修正をして比重 γ を求めると

$$\gamma = (2.63-1.00)\times(1-0.482) = 0.845\times10^{-3}\ \mathrm{kg/cm^3}$$

表-313

F cm²	$D_f = \sqrt{F}$ cm	q_b kg/cm²
5000	70.7	6.06
3500	59.2	5.10
2000	44.7	4.76
900	30.0	4.41

圖-320



實驗結果より計算すれば

$$q_0 = 3.14,\ \tan\theta = 0.0380$$

よつて

$$\beta_d = 44.9,\ \tan\varphi = 0.671\ (\varphi = 33.9°),\ \beta_c = 121,$$
$$C = 0.026$$

之を圖示すれば圖-320 に示すの如くなる．この場合は剪断試験による C, φ の測定値は何れも計算値よりやゝ大きいが，大體に於て良く一致してゐる．

以上主として砂地盤に於ける小型模型による荷重試驗結果の數例に就て著者の考察の適否を檢討することを得たが，基礎の破壞荷重 q_b が著者の所謂形狀直徑 D_f と直線的關係に在ることはどの例に於ても的確な事實であることが明かとなつたから，地盤の常數として q_0 及び $\tan\theta$ の値を實驗的に求めれば，任意の大さ及び形狀を有する荷重面の破壞荷重を式(384)より算定することが出來る．

又 $q_0, \tan\theta$ の値から推定した $C, \tan\varphi$ の計算値は剪斷試驗によつて測定した値と略一致して，著者の考察並びに計算方法が充分信賴し得ることを示した．

然して基礎底面の反應力分布は之を直線形と假定するも拋物線形と假定するも結果に於て餘り差異が認められないが，强て區別するならば，直線形と假定する方が幾分良好な結果を示すやうであつて，形狀係數の計算も容易であるから實用上の見地からも簡單な直線形分布を採用して充分と思はれる．

〔6〕 要　約

以上本章に述べた所を要約すれば次の通りである．

1. 無限に長い帶狀面に載荷された場合に之を直線荷重と假定して地盤內の應力分布及び滑り面の形を求め，この滑り面に於ける剪斷應力の和と抵抗剪斷應力の和が等しくなる條件より滑り出しの際の荷重を定める式(327)

$$q_b' = \beta_c' C + \beta_l' \gamma l + \beta_b' \gamma B$$

を導き，鉛直軸上に於て塑性域の土壤を通る如き破壞滑り面を求めて，係數 β_c', β_l' 及び β_b' 中に含まれる $\cot\alpha$

* 石田武雄：載荷試驗に就て，土木學會誌，昭 10—7，頁 983.

を決定することによつて基礎の破壊荷重を算定し得ることを明かにし，且各係数 β_c', (β_t'), β_b' を鉛直軸上の塑性荷重係数 ω_c', (ω_t'), ω_b' に各別に等しとおいて α の値を求め，之より破壊荷重係数 $\beta_c(\beta_t)$, β_b を決定すれば（表-302 及び圖-304）破壊荷重の近似式として式(336)

$$q_b = \beta_c C + \beta_t \gamma t + \beta_b \gamma B$$

が得られ，近似式の精度は極めて高きことを示した．

本式より地盤の比重 γ，粘着力 C 及び内部摩擦角 φ が測定されいれば，圖-304 より係數 $\beta_c, \beta_t, \beta_b$ を決定し，幅 B 地表面よりの深さ t なる無限に長い帶荷重面の破壊荷重を決定することが出きる．

2. 圓形荷重面の場合に就ては從來餘り考察を加へられてゐない所であるが，帶狀面の場合と全く同樣にして，荷重を集中荷重と見做して任意の滑り面に於ける滑り出しの際の荷重を定める式(349)

$$q_b' = \beta_c' C + \beta_t' \gamma t + \beta_d' \gamma D$$

を導き，前同樣，β_c', β_t', β_d' 中の $\cot\alpha$ を決定して破壊荷重を算定し得る．且各係數 β_c', $(\beta_t')\beta_d'$ を夫々鉛直軸上の塑性荷重係數 $\omega_c'(\omega_t')$, ω_d に等しとおいて，破壊荷重係數 β_c, (β_t), β_d を決定すれば，（表-303 及び圖-306）破壊荷重は近似的に式(358)

$$q_b = \beta_c C + \beta_t \gamma t + \beta_d \gamma D$$

で表はされる．

3. 著者の求めた係數 β_c, β_t を Caquot の式の係數と比較すれば，前者の後者に對する比は大凡1/2となり，且著者の算式には Caquot の式にない荷重面の幅を含んで居るから極めて合理化されてゐる．

4. 從來諸表に示されてゐる許容地耐力の値は基礎の大さ及び深さの影響が全く考慮されてゐない點に於て不合理なことが指摘されるが，今これ等の影響を考へない場合即ち粘着力のみを考へて圓形荷重面の降伏荷重及び破壊荷重を計算し，之を從來の許容地耐力の値と比較して略妥當と認められる結果を得た．

5. 帶荷重面の降伏荷重及び破壊荷重を求める方法を築堤の卸へ盛土の計算に適用し得ることを示し，實例により計算結果が妥當なるとを示した．

6. 圓形荷重面の大さ即ち直徑 D が破壊荷重に及ぼす影響は式(358)により明かであるが，本式を任意の大さ及び形狀を有する荷重面の場合に擴張して，直徑 D の代りに形狀直徑 D_f を $\eta\sqrt{F}$ なる形で與へ，こゝに F は荷重面の面積，η は荷重面の形狀により定まる形狀係數とすれば，この場合の破壊荷重は式(370)で與へられ，式中の D_b は假に支持力直徑と名付るもので，粘着直徑 D_c と深さ直徑 D_t と形狀直徑 D_f の和で表はされる．

7. 形狀係數 η は基礎が破壊狀態に達した時の底面反應力分布より決定することが出きるから，之を簡單に直線形又は拋物線形と假定して圓形面，正方形面，正三角形面，短形面，中空圓形面の形狀係數を計算した（表-307 及び表-308）．

8. 破壊荷重 q_b は形狀直徑 D_f と式(384)の如き直線的關係に在るから，D_f を異にする數個の荷重面に就き破壊荷重を實驗的に求めれば式中の q_0, $\tan\theta$ を地盤の常數として決定することが出き，從つて任意の大さ及び形狀を有する荷重面の破壊荷重を計算し得る．

9. $q_0, \tan\theta$ が決定されいれば式(386)及び式(387)より地盤の $C, \tan\varphi$ を推算することが出きる．

10. 以上破壊荷重に對する著者の考察並びに計算方法を Kögler, Fellenius, Meischeider, 石田の諸氏の實驗結果に適用して檢討したが，極めて妥當な結果を示し，何れも破壊荷重 q_b は形狀直徑 D_f と明白な直線的關係に在ることを確認し，從つて地盤の常數 $q_0, \tan\theta$ を實驗的に決定することは極めて容易なことを明かにした．然して荷重試驗結果より推算した $C, \tan\varphi$ の計算値は剪斷試驗によるその實測値と略一致する結果を示し，著者

の考察が適切であつてその計算方法は充分信頼するに足ることを證してゐる　なほ形狀係數 η の算定に際して反應力分布の假定は直線形とするも拋物線形と假定するも大差なく，簡單な直線形分布を採つて實用上支障ないと思はれる．

（第二報終り　昭 18-11-15）

上流に急流を有する新設水路の河床の洗掘移動變化に關する實驗と床止の撰定に關する考察

内務技師　佐　藤　清　一

ま　へ　が　き

本實驗は上流に急流を有する放水路の新設に當り，河床の洗掘移動の流量と之を流通せしめる時間の大小とによる變化を求むると同時に，河なりの形及び勾配による河床變化の特性を實驗的に研究し，且つ床止の撰定法をも實驗的に研究したものである．本實驗の實施に當つては細山技手及び中山，宮田兩助手の勞を多とするものあり，玆に厚く謝意を表する次第である．

目　次

ま へ が き……(1)
I　實驗の目的……(1)
II　實驗の方針と裝置……(4)
〔1〕模型の範圍……(4)
〔2〕縮　　尺……(5)
〔3〕河床の勾配……(5)
〔4〕流　　量……(5)
〔5〕實驗小水路の斷面と土砂……(6)
〔6〕河床の變化と床止の効果……(9)
III　河床の洗掘移動變化……(10)
〔1〕洗掘移動の通水時間による變化……(11)
〔2〕流量の大小による河床の變化……(27)
〔3〕河床變化の河道區域的特性……(28)
IV　床止の効果……(30)
〔1〕床止の各個的効果……(32)
(i) 床　止 No. 36.……(32)
(ii) 床　止 No. 39.……(33)
(iii) 床　止 No. 56.……(33)
(iv) 床　止 No. 36. (+2m)……(34)
(v) 床　止 No. 49.……(35)
〔2〕床止の綜合的効果……(35)
V　結　　論……(37)

I. 實驗の目的

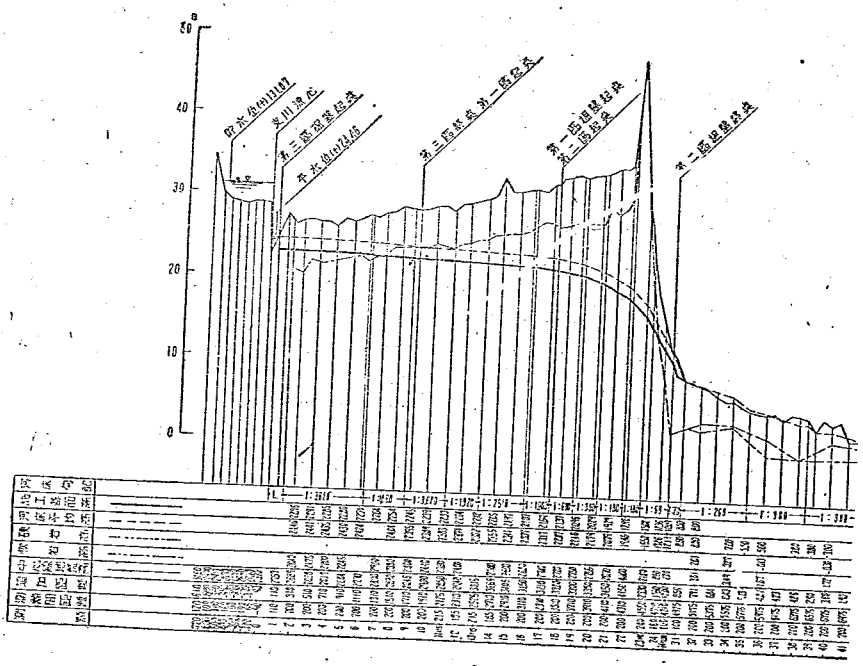
本實驗はある河川の洪水防禦に當りその洪水量の一部を捷水路により海へ放流せんとする計畫に際し，新放水

路河床の變化と床止の撰定法を調べるために行はれたものである．

此の放水路工事は支川を合流した地點より下流約500 mに於て堰堤を築造し，之により堰かれた洪水を堰堤より上流約1 kmに於ける支川の右岸より導いて放流せんとするもので，此の呑口から約4.5 kmの間は圖-1の放水路縱斷圖にも見る如く岩を掘鑿して河道を新設し，之より下流約7.2 kmの間は在來の沖積谷をそのまゝの狀態で放水路河道に利用せんとするものである．河道の延長は約11.8 kmである．

此の樣に擇ばれた河道は元來谷筋を縫ぎ合はされたものであるが，圖-1にも見る通り此の放水路の上流より約2/5の地點，卽ち上流から約4.5 kmの所にかなりの緩があり，之が一つの分水嶺となつて自然表面水は一方は前述の支川の方に，他方は前述の海の方に流入してゐたものである．そこで今回，此の連續した谷筋が一つの放水路として撰ばされるに當つては分水嶺の上下にかなりの落差ある爲め，上流部のみを掘鑿して下流部は谷筋をそのまゝ用ひようとする計畫が行はれたのである．從つて，此の分水嶺までの掘鑿水路はかなり硬い岩である故適當な勾配が得たいはば河道の變化については餘り心配はないが，分水嶺を下る所は約1/20にも及ぶ急勾配であり，且つ此の射流を受ける直下流部の岩が軟い（圖-1參照）ために此の部分には極めて激しい洗掘が豫想される．而もその下流，海までの河道が在來の谷筋をそのまゝ用ひられるのであるから此の下流部延長についてもかなりの河床の洗掘堆積が豫想されるのである．そこで分水嶺から下流部の河床の變化を，その河道の特性に應じて豫め把握し，要すれば之に配すべき床止の位置及びその高さについて研究せんとして行つたのが本實驗である．

圖-1



さて，此の樣に計畫された放水路の河床勾配（圖-1 參照）と河床を構成する材質（圖-7～10 を參照）を見るに，呑口から分水嶺までの大部分水路は勾配が大體緩なる上に岩であるから今も述べた樣に水路の保持としての心配は餘り無いが，分水嶺の部分は極めて急なる勾配であるから，たとへ河床が岩であつても 1200 m³/sec という洪水量の放水を度重ねる內には恐らく段狀的な河床の洗掘も免れ得ないであらう．而して之より下流部については，そのまゝに利用せんとする谷筋の岩はかなり深く，而も之を被覆する表土は砂質土又は砂質礫よりなる（圖-7～10 參照）ものであるから，洪水の放流に當つては直ちに相當の河床變化が期待される．

之等の問題の中，分水嶺の部分の河床岩の洗掘後退については，之を實驗的に檢討する事は岩その他に關する自然的條件が極めて多く而も之等は有機的に離し難き關聯性をもつてゐるものであるから，之を實驗的に研究する事は至難の事と云はねばならない．そこで今回の實驗的研究に當つては專ら，之より下流部の河道の變化について行ふ事とした．

そこで此の下流部水路の變化を追求するに當つては次の諸事項が問題として考へられる．

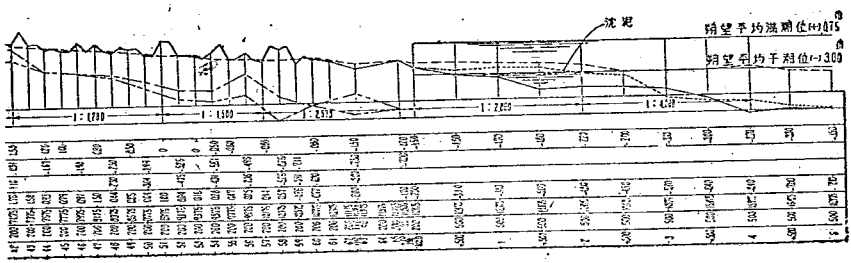
（1）　洪水の放流に際しては河床は如何なる場所が洗掘され，如何なる場所に堆積を生ずるか．

（2）　その河床の洗掘堆積變化は時間的に如何に遷移するか．

（3）　床止を設ける必要ありや．

（4）　必要ありとせば如何なる位置に設くべきか．

放　水　路　縱　斷　面　圖



（5） 而してその高さは如何なるものが適當なるか.

（6） 土砂の運搬が期待されるが，之は如何様に澪に撰出されるか.

（7） 此の撰出土砂により澪の水位に變化を生ぜしめざるか．之に從つて放水路の水位に變化を生ぜしめざるか.

然るに之等の諸問題を實驗的に研究せんとするに當つては次の如き困難がある．即ち

（1） 研究範圍として取入れるべき水路の延長は實物にて約7 kmあり，之の模型を作る時は必然的に（實驗室の都合により）縮小の度合大となり，又歪度も大となる．然るに實際の水路の河床材料は既に土砂乃至砂利であるから模型用砂を人爲的に作るとしても之によつて所要の粗度を出さしめる事は困難である.

（2） 模型用砂の移動による局所的凹凸の模型水深に對する割合は，實物のそれらに較べて著しく大となる筈であるから，之の爲に生ずる水表面の凹凸はかなり大きなものと考へられる.

此の様な困難があるために掃流力的模型用砂を量的に決定する事困難であり，從つて河床の洗掘堆積を量的に決定する事は困難である．又浮游により運搬される量をも加味した土砂の運搬量を量的に決定する事も困難であり，土砂の洗掘移動に伴つて生ずると考へられる流路の局所的にして且つ微小なる河川水位の變化を量的に求めんとする事も又困難である．從つて上揭の7問題の中，（6），（7）に就て解答を得る事は困難である.

併し乍ら，單に極力細い砂を以て模型用砂としても，此の河道の河床變化上の特性及び床止の要否，その配置及び高さの決定については解答を求める事は可能である．何となれば，之等は總て質的比較によりて決定しうべきものであるからである.

依つて本實驗は專ら上揭の問題中，（1）～（5）の解答を得るを目的として行つた.

II 實驗の方針と裝置

上述の如く本實驗の目的は專ら河床の洗掘による變化と床止の効果に關するものであるから，次の如き實驗室小水路を作り，その土砂運搬の狀態を縱橫斷測量によつて解答を求める事とした.

〔1〕 模型の範圍

實驗室に取入れるべき上流端は今研究せんとする部分よりも更に上流．即ち分水嶺の上流約1 kmとした．分水嶺の部分には極めて急な勾配を生ずるために放水路下流部の上流への影響は一先つ此の部分に於て遮斷されるので，要は此の分水嶺の部分に於て急流を作りさへすればよいのではあるが，此の射流としても之に水を入れる場合の實驗上の影響の入らざるを可とする故，之を除く意味に於て上流更に約1 kmの區間をも取入れたのである.

又放水路下流端に位置する澪については之の微小な水位變化を求める事は本實驗の目的の外にあるものであり，又たとへこの澪の水位に變化を生ずるとも，之が餘程著しきものならざる限り之の河床洗掘に對する影響は殆ど無いわけであるから，要は單に下流端の水位を高潮荷＋0.75 mに固定せしめ，且つ水路を流下せる流れが可及的自由に擴い水域を流れる樣にとの目的を以て，圖-2 の如く實驗室の許す範圍に於て可及的大なる水面を作つた.

又此の放水路は極めて數多くの枝谷をもつてゐるのであるが，此の枝谷に注むべき浸水の，放水路の河床洗掘に及ぼすべき影響は殆ど無いものと考へられるから，圖-2 の如く適當な注みを與へる丈の長さに之等の枝谷を打切る事とした．實驗の結果からも之等の枝谷の影響の無い事が明らかとなつた．但し特殊なる場所，即ち分水嶺の直下流部の谷（斷面番號 No. 24＋100 附近の右岸の谷）丈は洗掘上重要と考へられるから實驗室の許す

範型に於て可及的に良く取入れた．後の實驗からも此の谷は圖-2に示す範圍で充分である事が分つた．

圖-2 中ポムプ P にて水を汲上げ，一旦之を T_1 なる水溝に入れて大體の流量調節を行ひ，途中ヒューム管にて導き頭水槽 T_2 に入れた．此の槽に導かれた流れは，かなりの靜水頭ともつかで之を T_2 水溝内にて一度殺し，且つ此所で微小な流量調節を行ひ，スクリーン S を通して整流し，W なる堰で量水した．又下流の端にはその末端に砂止の板をおいて大體の沈砂を行ひ，その下流に更に浮游砂を沈殺せしめる目的を以て沈砂池を設け（此の沈砂池は殆ど必要なかつた），その下流端の中央部に排水口を設け，此の部分に取付けた扉 G によつて實全體の水位を調節した．

〔2〕縮　　尺

純粹な模型としては縮尺を歪めない事を以て本則とするけれども，その様に縮小する時は實驗水路の水深が極めて淺くなり，河床砂の洗掘による凹凸に釣合はなくなる故，水深の方を深める事を必要とした．その結果平面縮尺を 1/200，垂直縮尺を 1/50 とした．即ち此の場合の歪度は 4 である．此の程度の歪度であれば正似解を得るためには充分と考へる．此の様にして作られた實驗水路の最大幅は約 150 cm，最小幅は約 45 cm，平均の水深は大凡 10 cm となるから本實驗の目的を達せしめるには充分である．

圖-2 の中に書込まれた縮尺中左のものは實物に對するものであり，右のものは模型に對するものである．之によつても分る様に實驗室内水路とはいへその長さ約 40 m に達するものである．

〔3〕河床の勾配

上述の如く 4 の程度に歪めて作つたものであるから實驗水路の河床勾配は實物のそれの 4 倍となる．之を水路の上流から順次に，實物と模型との兩勾配を比較すれば 表-1 の如くである．表中例へば 600 とあるのは 1/600 の事である．

表-1　勾　　配

實　物	600	300	180	100	60	50	200	300	1200	1500	2570	2860	4000
模　型	150	75	45	25	15	12.5	65	75	300	325	642.5	715	1000

而して模型の河床勾配は，圖-1 に示す縱斷面と他の橫斷面圖とに基き，各斷面中の平均の表土面高を求め，之を各斷面間は直線的に變化するものとして實驗水路の河床高，河床勾配を定めた．河床高は 圖-2 に標高にて示してある．但此の標高の標準は 圖-1 に示す通りである．

〔4〕流　　量

此の放水路の流れには粘性の影響少く，流速も相當（3 m/sec～20 m/sec）出るものと考へられ，重力が水といふ物質を引下す時に生ずる土砂の洗掘を見ようとするものであるから流速の換算は次式に依るものとした．

$$\frac{v_M}{v_N} = \frac{1}{\sqrt{n}}$$

玆に v は流速（m/sec），n は垂直縮尺の分母の數字，添字 M，N は夫々模型，實物を示すものである．又實物と模型との平面的幾何學的寸法の比を m とし，A を以て面積，Q を以て流量とすれば

$$\frac{A_N}{A_M} = mn$$

であるから兩流量の比は

$$\frac{Q_N}{Q_M} = \frac{A_N v_N}{A_M v_M} = mn\sqrt{n} = mn^{\frac{3}{2}}$$

となる.

此の放水路に於て放流すべく計畫された流量は 1200 m³/sec であるから實驗小水路に流すべき流量 Q_M は次の如くなる.

即ち $Q_N = 1200\ m^3/sec$ であり $m = 200$, $n = 50$ であるから

$$Q_M = \frac{Q_N}{mn^2} = \frac{1200{,}000{,}000}{200 \times 50^2} = 16970\ (cm^3/sec) \fallingdotseq 17.0\ l/sec$$

即ち實驗小水路の洪水量としては 17.0 l/sec を流す事とした.

〔5〕 實驗小水路の斷面と土砂

今實驗せんとする區域は全放水路の中, 斷面形狀にて大體 No. 23 から No. 65+30 (海への出口) までである. 之は 圖-2 の平面圖, 圖-1 の縱斷面圖に示す通りである.

實際の放水路の斷面は, 取入口の No. 0+90 から No. 24+100 に至るまでは前にも述べた通り掘鑿によるもので, その標準型は 圖-3~6 の如くである. 模型に於ては此の計畫斷面の如くにモルタルで仕上げた.

分水嶺の部分の掘鑿は 圖-6 にもその標準を示す如く, 極めて大規模なものである. 此の部分では著しく急な河床勾配を生ずる上に, 實際の岩に於ては目の方向もあり, 洪水放流の際には岩盤の洗掘後退も懸念されるので

圖-3

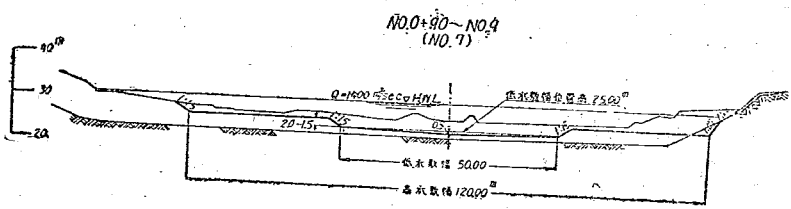


圖-4

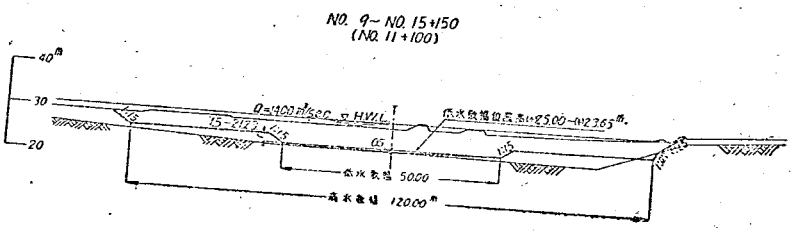


圖-5

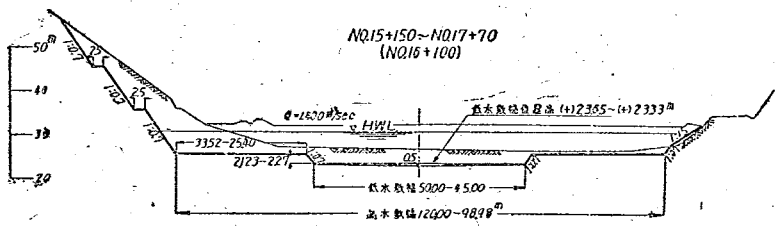

NO.15+150~NO.17+70
(NO.16+100)
HWL
Q=1400m³/sec
3352-2540
2123-2271
0.5
低水敷幅5000~4500
高水敷幅12000~9898m

圖-6

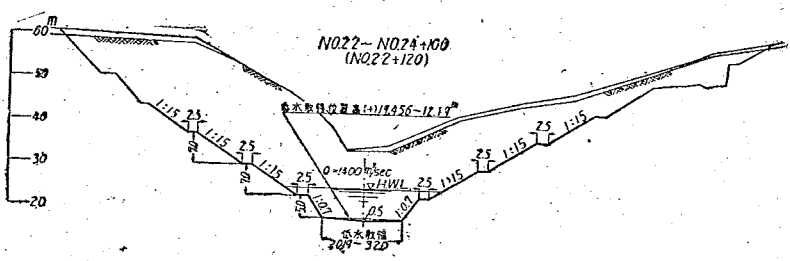

NO.22~NO.24+100
(NO.22+120)
HWL
Q=1400m³/sec
0.5
低水敷幅
2019~320

圖-7

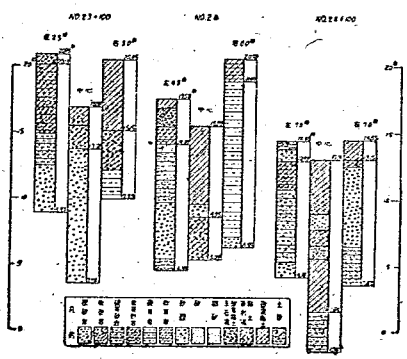


圖-8

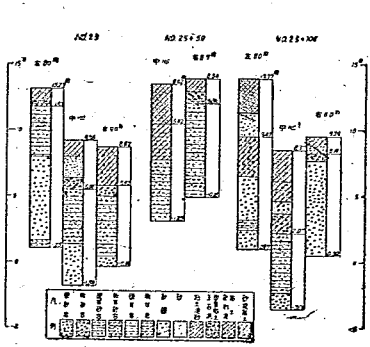
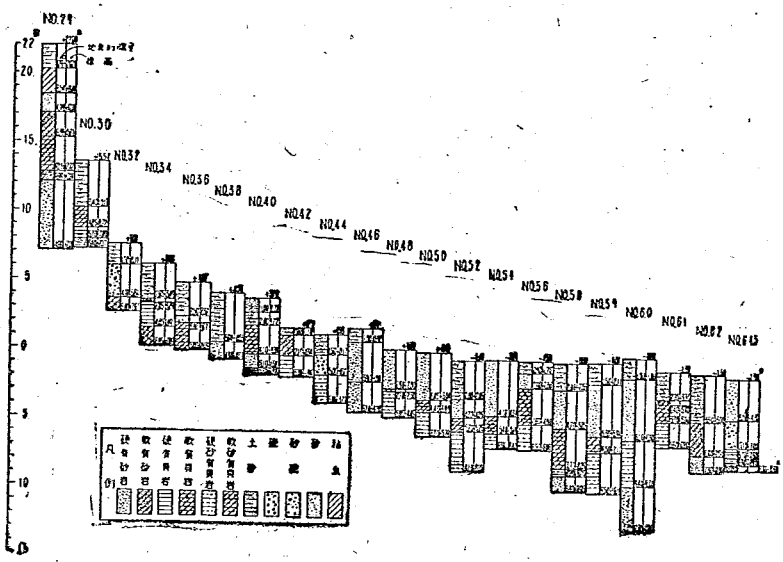


圖-9

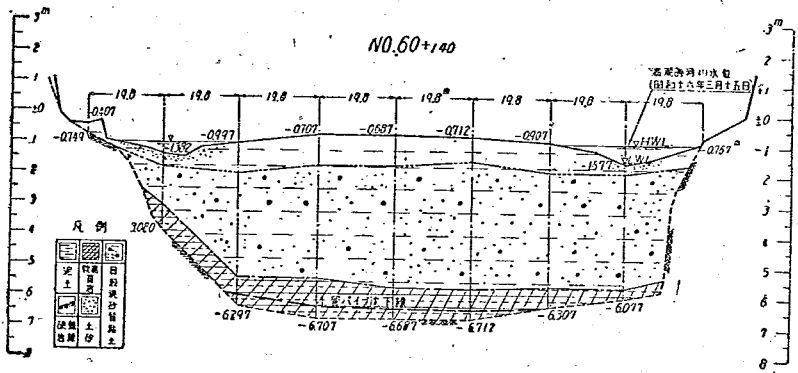


はあるが，此の實驗に於てその目的とする所は前にも述べた樣に專ら之より下流の冲積谷の洗掘移動にあり，而も，此の分水嶺の部分の岩盤の洗掘が行はれても下流の土砂の洗掘移動（河床變化）には大きな影響を與へざるものと考へられるから，分水嶺の部分もモルタルにて作る事とした．

此の部分までは直接岩盤の露はれた河床であるが，之より下流は 圖-1 にも示す如くかなり深い土掘りをもつものである．斷面番號にて No. 23+100 から No. 60+140 までに至る．水路の中心線に沿つた土質は 圖-7～10 に示す通りである．

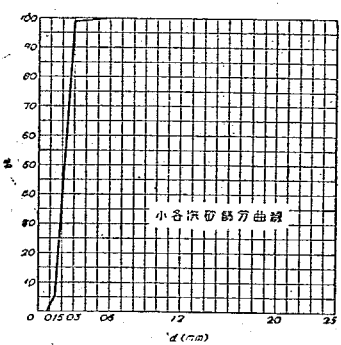
此の樣に土砂の深さがかなり深く，之に續いて礫質となり，次いで軟岩となり硬岩となつてゐるので，實驗小水路として特殊の部分を除いては洗掘は軟岩までも達しない事であらうし，又されるとしてもその軟岩への流水の攻撃の仕方を研究する目的を以て，硬岩までをモルタルにて作り，その上部河床の表面までは小名濱砂を用ひて移動河床とした．

圖-10



而も地質檢査の結果，谷の兩側を形成する岩はその山の傾斜を保つたまゝ略々直線的に表土層の下に入り，谷の底部の岩と略々逆梯形をなしてゐるものと認められたので，實驗小水路に於ては 圖-1 又は 圖-7～10 に示された中心線上の硬岩の高さを以て逆梯形の底邊とし，橫斷面より側部山腹の勾配を求めて逆梯形の形に モルタルにて作り，その內部に橫斷面の表土層の不陸を均らした高さまで水平に小名濱砂を入れ，之を實驗前に水締めにして鏝で均らした．此の樣にして作られる斷面は附圖の實驗小水路橫斷面圖に示す通りである．尙之に用ひた小名濱砂の粒度構成は 圖-11 に示す通りである．

圖-11

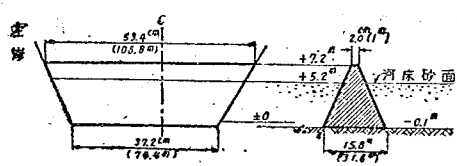


〔6〕 河床の變化と床止の効果

以上の樣にして實驗を行ふべき水路の準備は成つたのであるが，河床の變化を求むる爲めに次の如くに實驗を行つた．

始め此の水路に小名濱砂を入れて水締めし，その表面を規定の河床高に均らした．此の場合一斷面中に於てはその表面は水平に仕上げる事は勿論であるが，縱斷の方向には各斷面間の勾配變化は——補助斷面をも入れて——直線的に仕上げた．之が終了した後一定の流量を可及的瞬變をせぬ樣に流した．之は種々なる流量について夫々の洗掘特性を調べるためである．かくて一定時間流した後流れを可及的急激に止めその時間までの河床變化を縱橫斷の測量によつて求めた．流れを急に止めたのはその流量による洗掘の狀態を壞はさない樣にするためである．之が終了した後更に又一定時間その流量を流し同樣の事を繰返して，一定流量に對する河床變

圖-12



化の時間的変化を調べた．流量については之を4種類に分けて實驗を行つた．

次に床止の効果については，始め床止の無い場合の河床に變化を見定めた上で必要と思はれる箇所に之を設け，前同樣に河床の變化の狀態を測量によつて調べた．床止の形狀は 圖-12 に示す通りである．此の圖は斷面 No. 36に河床面上＋2.0 m の天端高をもつものを設けた場合の形でモルタルで作つた矩形斷面である．他の場合の床止も形狀は之と略々同一である　床止とはいひ乍ら實は副堰堤である．

之等を設けた爲めの効果を調べるためには，床止の無い場合の洗掘の狀態を豫め調べておき，その後床止の位置と高さとを與へ 而も之等を組合せ，流量と時間とを變へて研究した．卽ち始めは必要と思はれる箇所の床止の單獨の効果を調べ 後に之らの綜合的効果を求める事とした．

此の樣な計畫の下に行つた實驗の種類は 表-2 に示す通りで，實驗の大別は No. 1 から No. 7 に至る7種，その中 No. 1~4 は床止の無い場合の流量の大小による河床變化を調べるべき實驗とし，流す時間孰れも1時間

表-2 實驗の種類

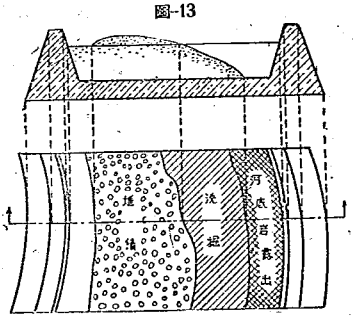
實驗番號	流量 (m^3/sec)	模型流量 (l/sec)	流通時間 (hr)	床止
No. 1	100	1.41	1	な し
No. 2	300	4.25	1	な し
No. 3	600	8.50	1	な し
No. 4	1200	17.00	1, 2, 3	な し
No. 5	1200	17.00	1, 2, 3	No. 36 (元地盤高)
No. 6	1200	17.00	1, 2, 3	No. 39, 56 (元地盤高)
No. 7	1200	17.00	1, 2, 3	No. 36 (元地盤上＋2 m), No. 39, 49, 56(地盤高)

とした．實驗 No. 4 は床止の無い場合の河床變化の時間的變化を調べると同時に，河道の特性をも研究する目的をもつものである．從つて流量は $Q_N = 1200\,m^3$/sec に相當する $Q_M = 17 l$/sec とし，之を流す時間を1時間，2時間，3時間とした．

實驗 No. 5~7 は床止の單獨効果及び綜合効果を調べるべく計畫されたものである．流量はいづれも 17 l/sec とし，時間は1時間毎の3種類とした．

III　河底の洗掘移動變化

圖-13



上述の如き計畫に於て實驗を行つたが，此の場合の各斷面に於ける洗掘變化は卷末の附圖に示す通りである．此の樣な河床の變化を河道の全體について見るために圖-13 の如く，堆積により元の地表面より高くなつた部分（面積）を白點の分布にて示し，洗掘のため元の地表面より低くなつた部分（面積）を一重の斜線，更に底部岩の露出するに至つた部分（面積）を二重の斜線にて示せば 圖-14~24 圖の如くである．之等によつて河床變化の及ぶ範圍，堆積洗掘の生ずる箇所及びその仕方，河道の形による洗掘のされ方を知る事が出來る．圖-14 から 17 までは床止なく，通水時間は1時間にして，流量を變へた (1.41 l/sec, 4.25 l/sec, 8.50 l/sec, 1.7 l/sec)

場合の河床變化の狀態を示す．圖-18 は床止なく，17 l/sec の流量を 3 時間流した場合の河床變化の狀態を示す．圖-19 及 20 は斷面 No. 36 に元地表高の床止を設け 17 l/sec ($Q_N = 1200\ m^3$/sec) の流量を 1 時間及び 3 時間流した場合を示す．又圖-21 及び 22 は斷面 No. 39 及び 56 にいづれも元地表高の 床止を設け，17 l/sec の流量を夫々 1 時間　時間流した場合を示す．圖-23 及び 24 は斷面 No. 36 には元地表高より 4 cm (實物では 2 m) 高い床止を，又斷面 No. 39, 49, 56 には元地表高の床止を設け，17 l/sec の流量を 1 時間及び 3 時間流した場合の河床の洗掘變化の狀態である．

次に各斷面內にて，洗掘及び堆積により之に生じた斷面變化即ち河床の平均的低下又は上昇を表はす目的を以て，各斷面の平均高を求め (附圖，各斷面の洗掘變化を參照)，各實驗についてその平均高の縱斷についての變化を表はしたものが 圖-25~30 である．

即ち之等の縱斷面圖は床止のある場合とない場合とにつき，各流量，各通水時間についての河床平均高の變化を示すもので，圖中上側の太い實線は元地表高を，又下側の太い實線は岩盤の面を示すものである．又細い實線，破線，鎖線は夫々通水 1 時間後，2 時間後，3 時間後の河床平均高の縱斷變化を示すものである．又斷面番號 No. 40, 48, 54 の箇所に縱に引かれた太い鎖線は此の水路をその特性に應じて 4 つの區域に分類した時の分劃線である．之については後に述べる．又床止は縱の太い實線にて表はしてある．

圖-25 は床止のない場合の實驗 No. 1, 2, 3 及び 4 (但し通水時間は 1 時間のもの) に於ける河床縱斷の變化を示したもので，通水時間 1 時間後に於ける流量の大小による變化を表はしたものである．圖-26 は實驗 No. 4, 即ち床止なしに 17 l/sec の流量を流した場合の 1 時間後，2 時間後，3 時間後の河床縱斷の變化を表はしたものである．圖-27 は斷面 No. 36 に元地表高の床止を設けた場合の 1 時間毎の縱斷變化，圖-28 圖は斷面 No. 39 と 56 とに元地表高の床止を設けた場合の 1 時間毎の縱斷變化，又 圖-29 は斷面 No. 36 に元地表高より 4 cm (實物では 2 m) 高い天端高をもつ床止を設け，斷面 No. 39, 49, 56 には元地表高の床止を設けた場合の通水 1 時間毎の縱斷變化を示したものである．圖-30 は實驗 No. 4, 5, 6, 7 の夫々に於て通水 3 時間後の縱斷變化の狀態を比較したものである．

次に河床の洗掘量，堆積量，移動量 (洗掘量に堆積量を加へたもの) を表はす尺度を定めんに，各斷面は逆梯形の岩によつてその形及び限度がおさへられてゐるから 圖-25~30 に示した縱斷面の，河床縱斷線の變化による面積を以てその尺度とした．各實驗に於て，各斷面の河床の平均高の元地表面より變化高 (m)，斷面間の距離 (m)，上下二つの斷面の河床平均高の元地表面よりの變化高の平均値と兩斷面間の距離を掛けたもの，即ち上下 2 斷面間の元地盤面よりの變化量 (洗掘又は堆積，前者を－にて，後者を＋にて示す，(m^3) を實驗水路の寸法についてメートル單位にて求むれば 表-3 (卷末) の如くである，

以下洪水の放流により生ぜる河床の洗掘又は堆積，又は移動を示すには當に如上の面積 (m^2) を以てする事とする．

〔1〕 洗掘，堆積．移動の通水時間による變化

圖-25~30 の各縱斷圖に於て元地表面より低くなつた總面積を以て全洗掘 (m_2)，高くなつた總面積を以て全堆積(m^2) とし，之らの絕對値の和を以て全移動 (m^2) とする．最後の全移動は流水が河床の攻撃に消費したエネルギーを示すものとも見る事が出來る．之等の量を，一定の流量 (17 l/sec) に對し，床止のない場合とある場合の實驗 No. 4, 5, 6, 7 について，1 時間毎の變化を求めてみれば 表-4 の如くになり，之を圖示すれば 圖-31~34 の如くである．

圖-14

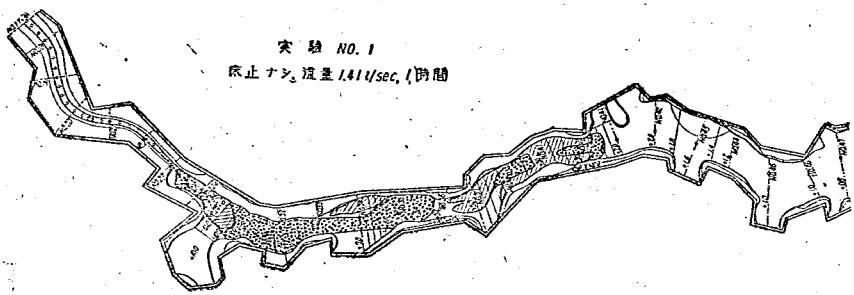

實驗 NO. 1
底止ナシ 流量 1.41 l/sec, 1時間

圖-15

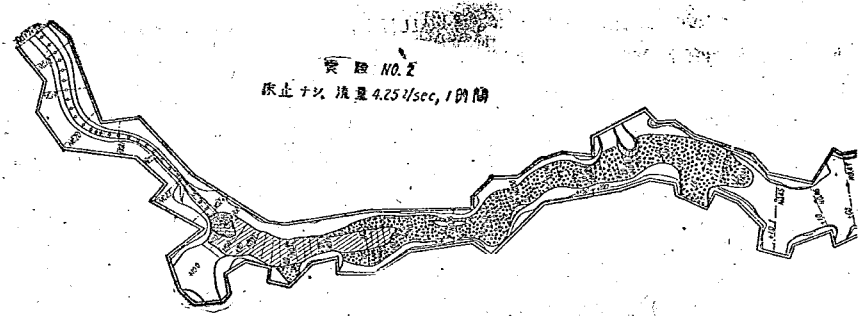
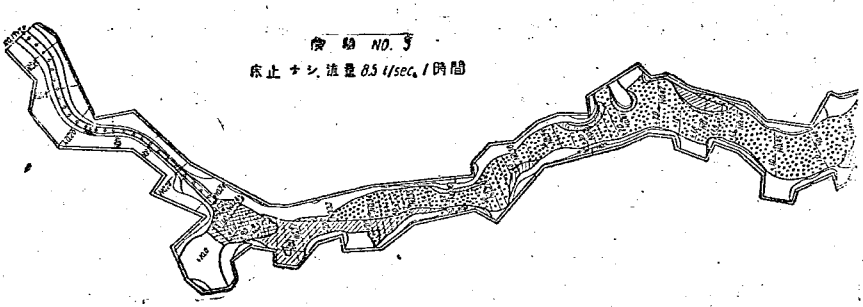

實驗 NO. 2
底止ナシ 流量 4.25 l/sec, 1時間

圖-16


實驗 NO. 3
底止ナシ 流量 8.5 l/sec, 1時間

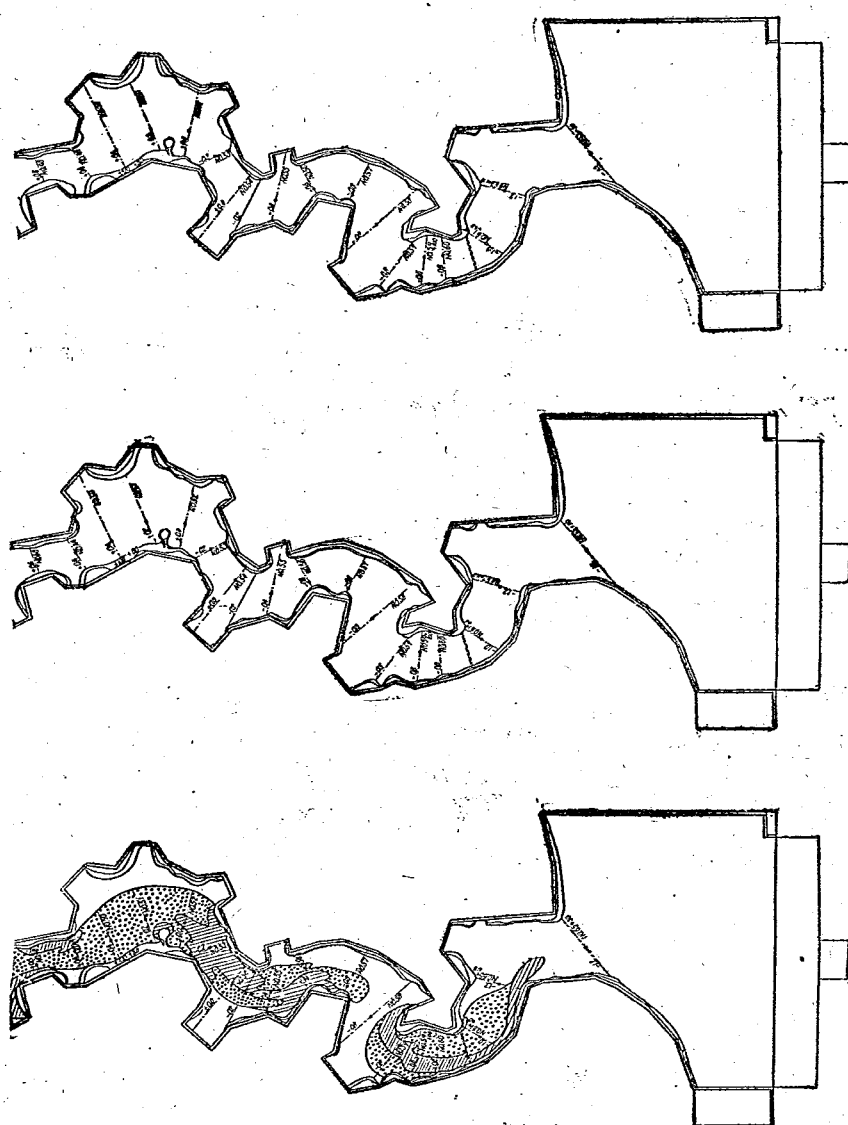


圖-17

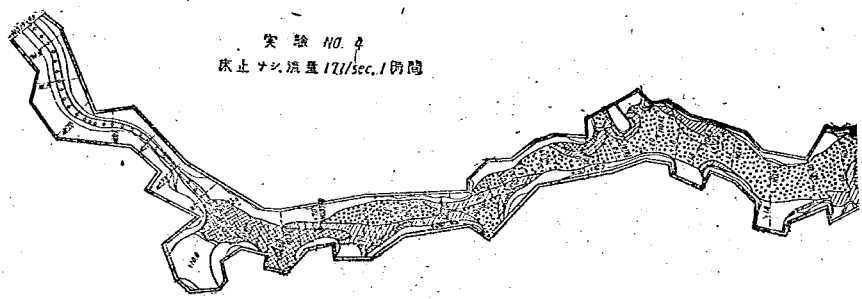

實驗 NO. 2
床止ナシ流量 17l/sec. 1時間

圖-18

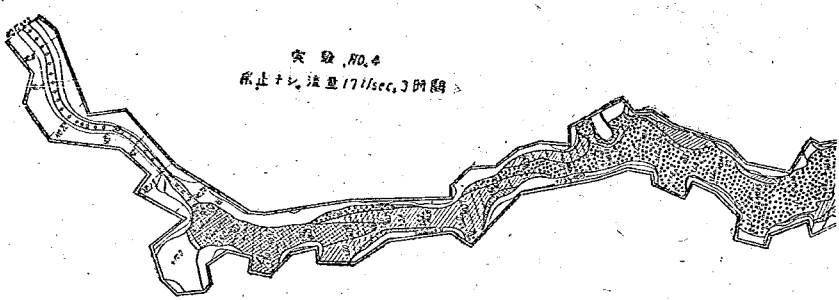
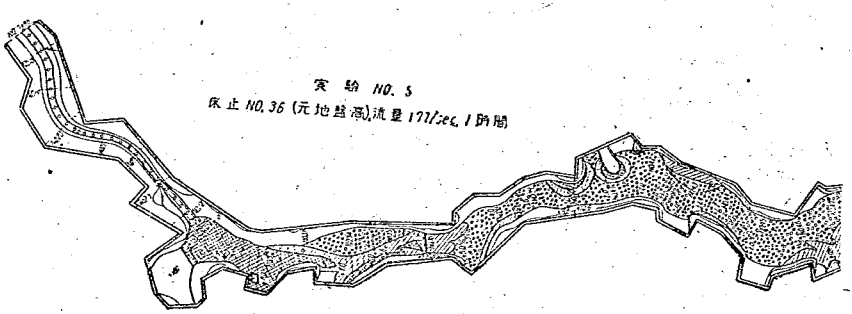

實驗 NO. 4
床止ナシ流量 17l/sec. 3時間

圖-19


實驗 NO. 5
床止 NO. 36 (元地盤高)流量 17l/sec. 1時間

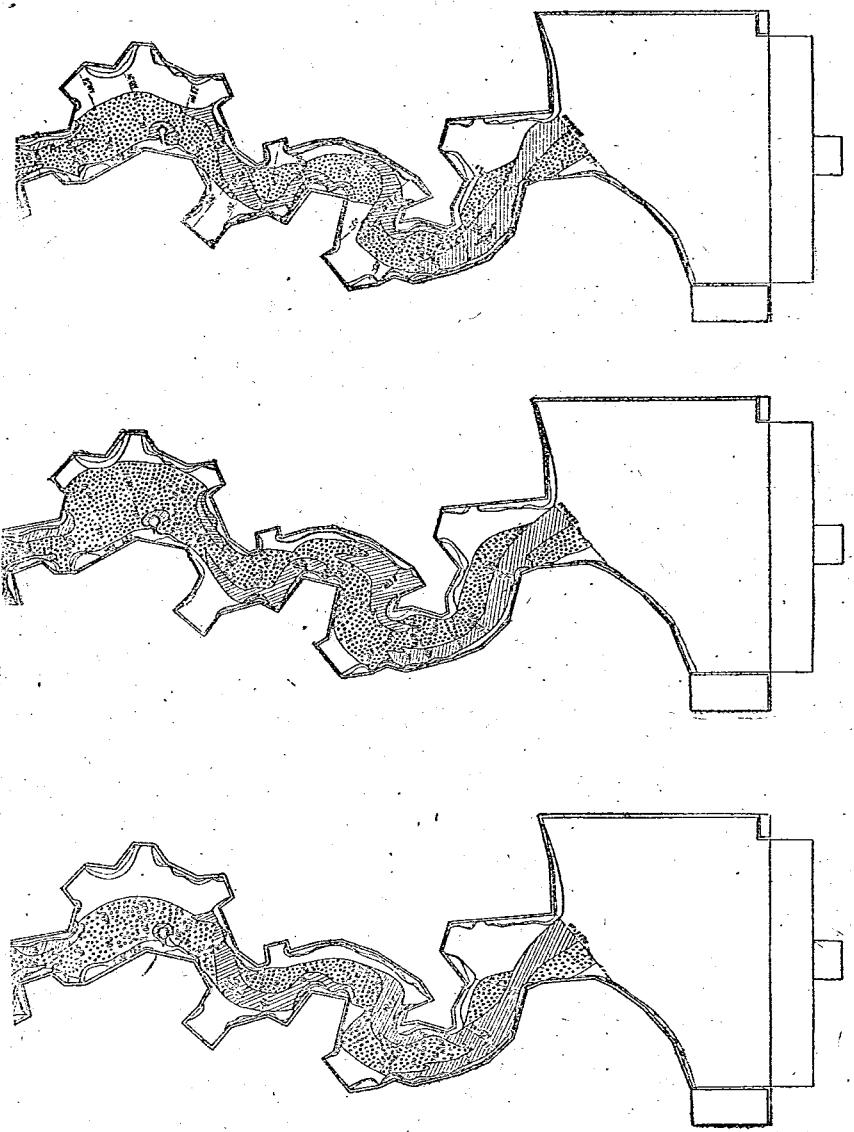


図-20

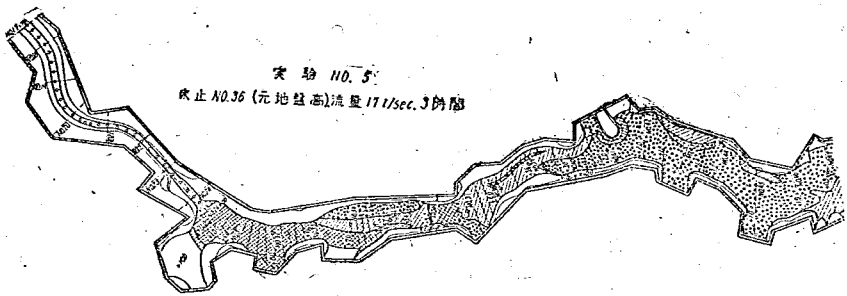

実験 NO. 5
取止 NO.36 (元地盤高) 流量 17 l/sec. 3時間

図-21

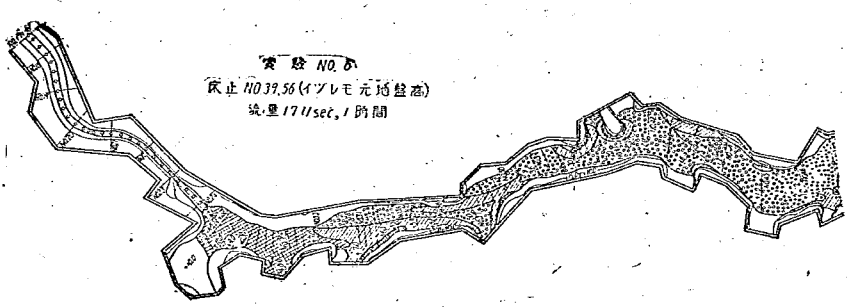
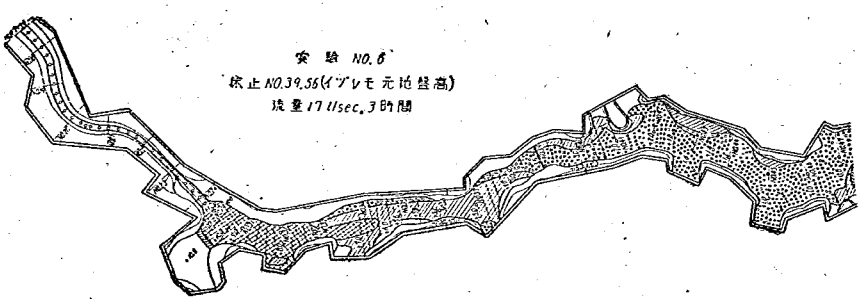

実験 NO. 6
取止 NO 39.56 (イヅレモ 元地盤高)
流量 17 l/sec. 1時間

図-22


実験 NO. 6
取止 NO.39.56 (イヅレモ 元地盤高)
流量 17 l/sec. 3時間

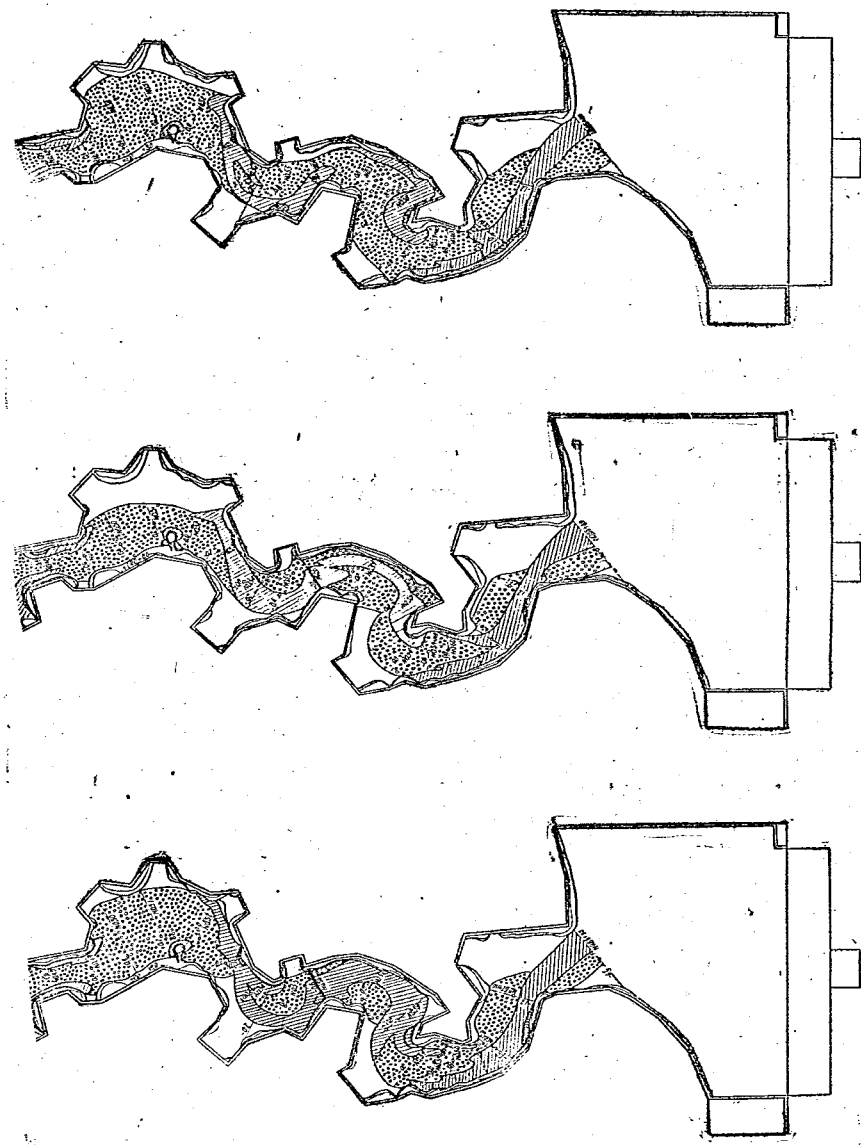


図-23

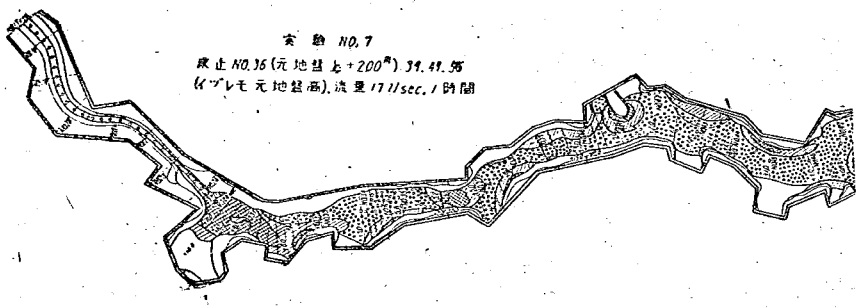
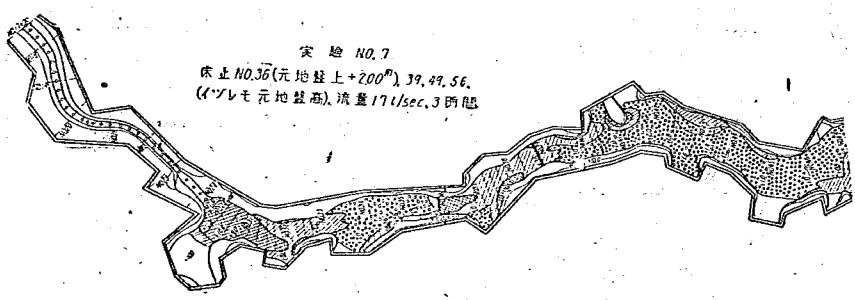

実験 NO. 7
底止 NO.36 (元地盤上+200m) 39. 49. 56
(イヅレモ元地盤面) 流量 17 l/sec. 1時間

図-24


実験 NO. 7
底止 NO.36 (元地盤上+200m) 39. 49. 56.
(イヅレモ元地盤面) 流量 17 l/sec. 3時間

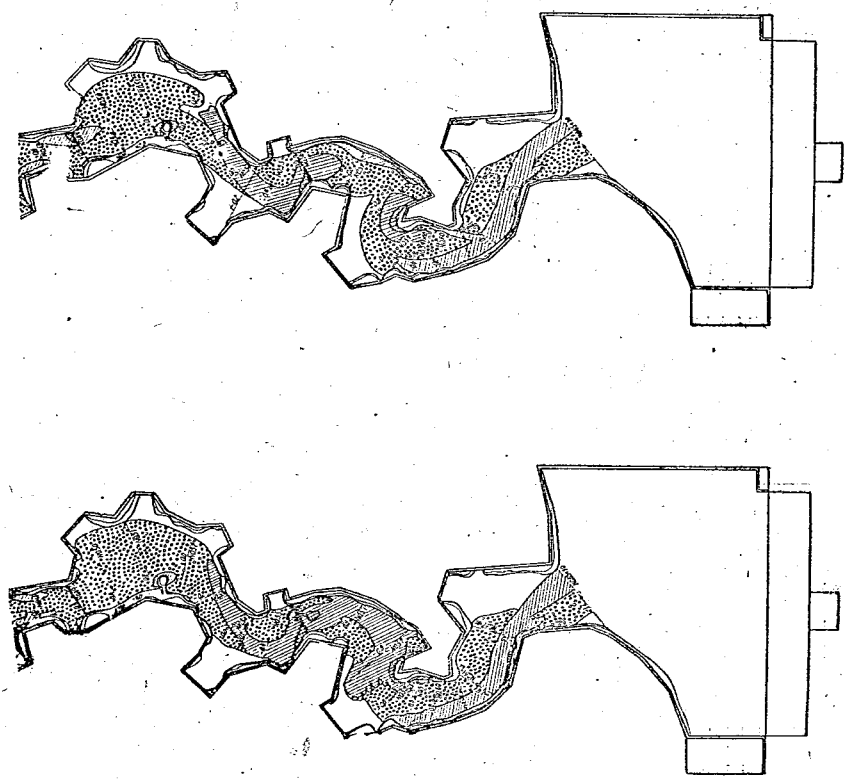
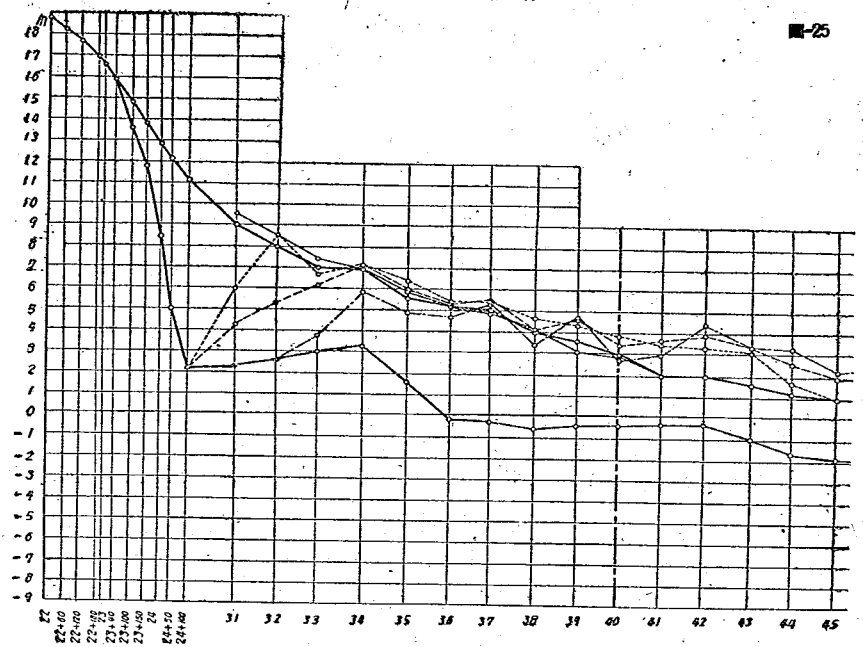
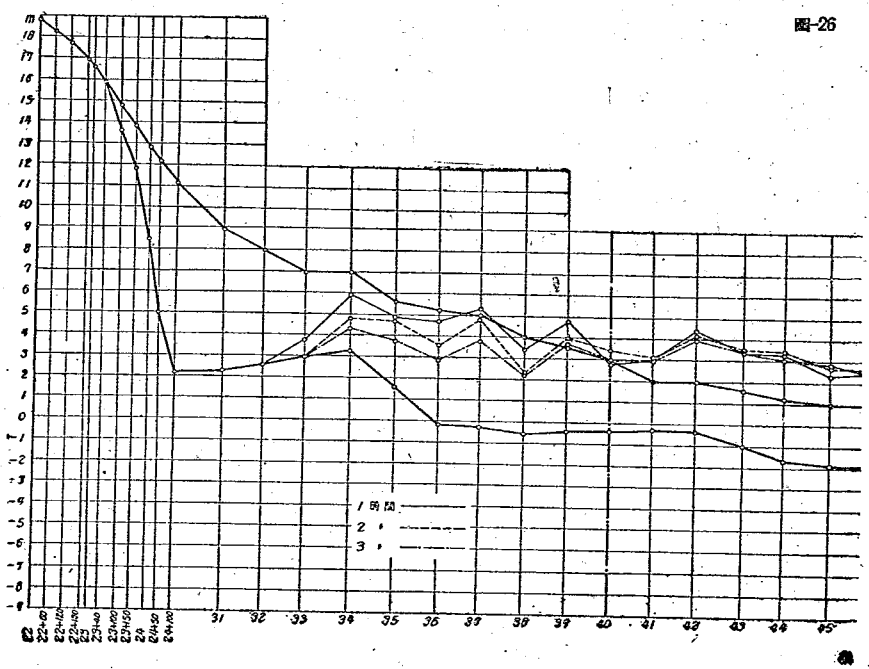


圖-25



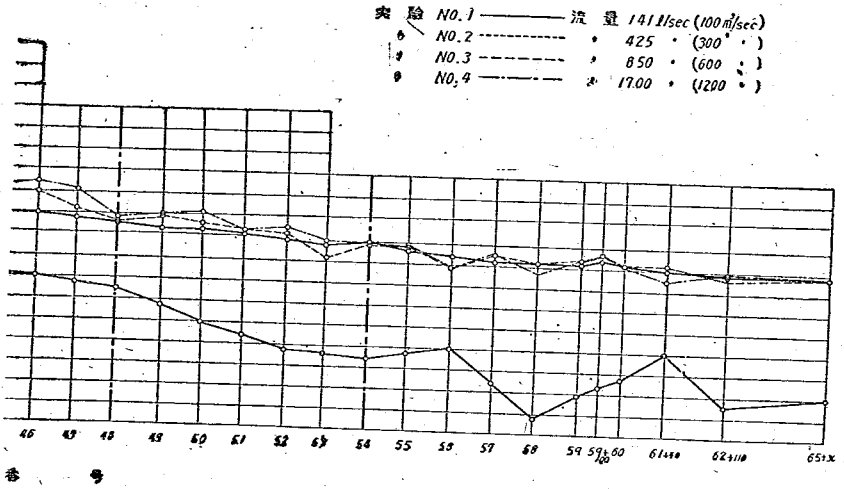
斷　面

圖-26



実驗 NO.1.2.3.(1時間)と実驗 NO.4の1時間

床止ナシ



実驗 NO.4. $Q_M = 17\,l/sec$ ($Q_N = 1200\,m^3/sec$)

床止ナシ

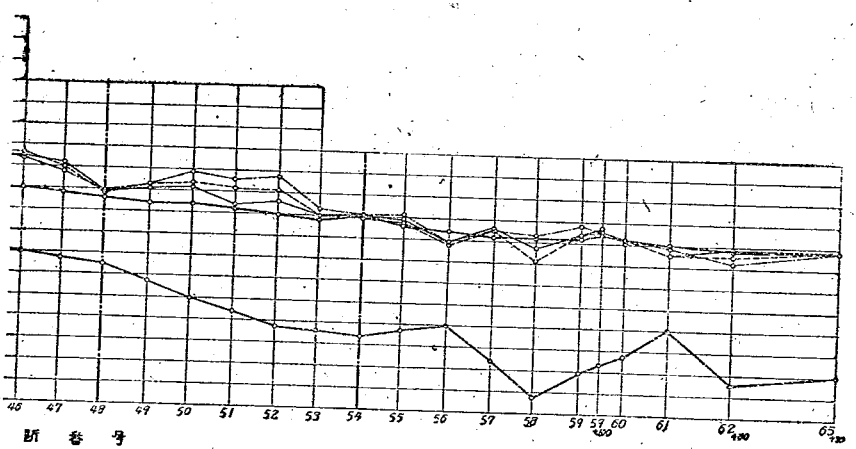


圖-27

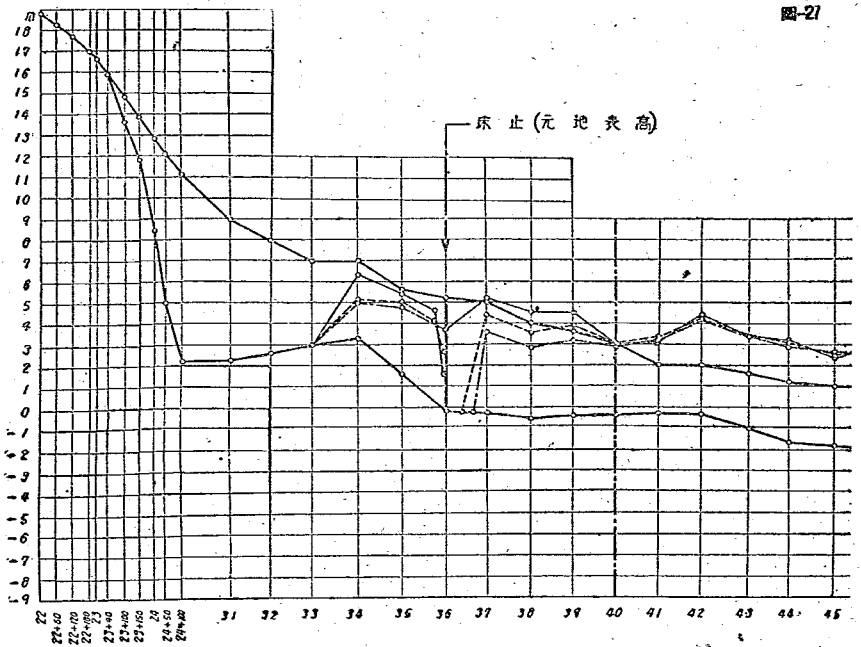
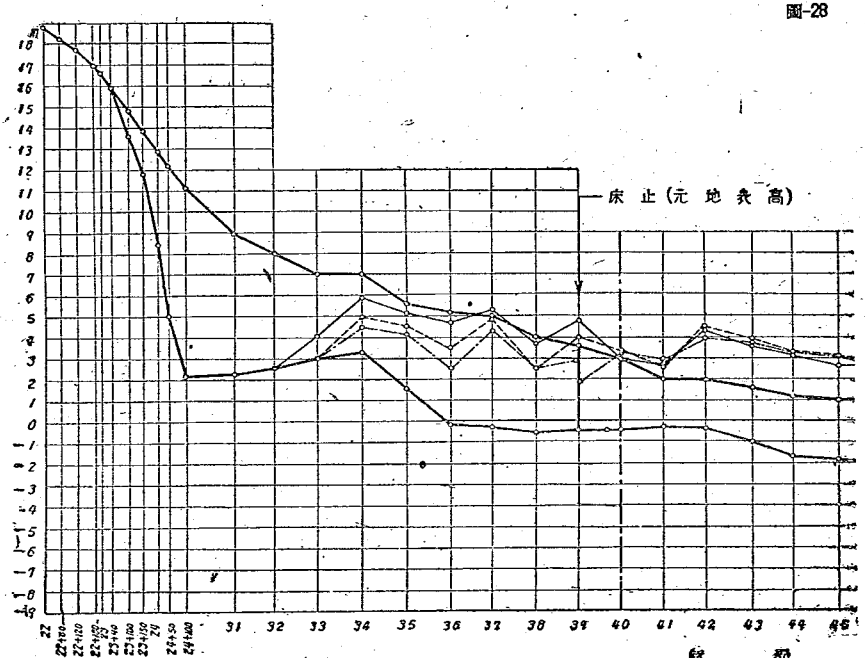
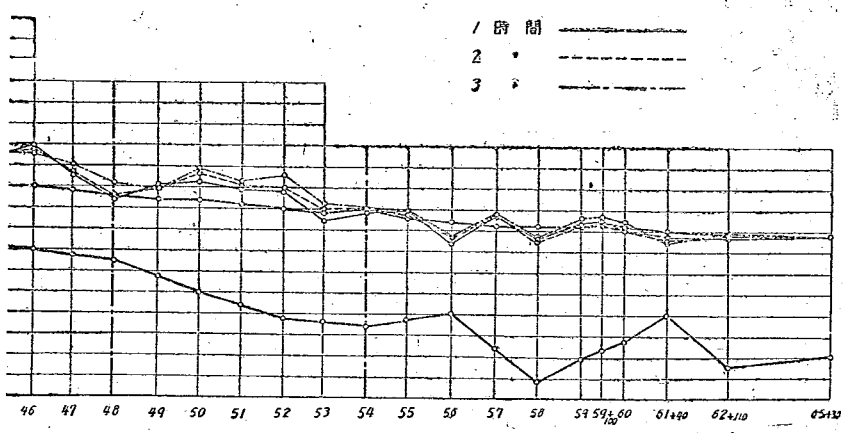


圖-28



実　験　NO.5, Q_M = 17ℓ/sec (Q_N = 1200㎥/sec).



実　験　NO.6, Q_M = 17ℓ/sec (Q_N = 1200㎥/sec)

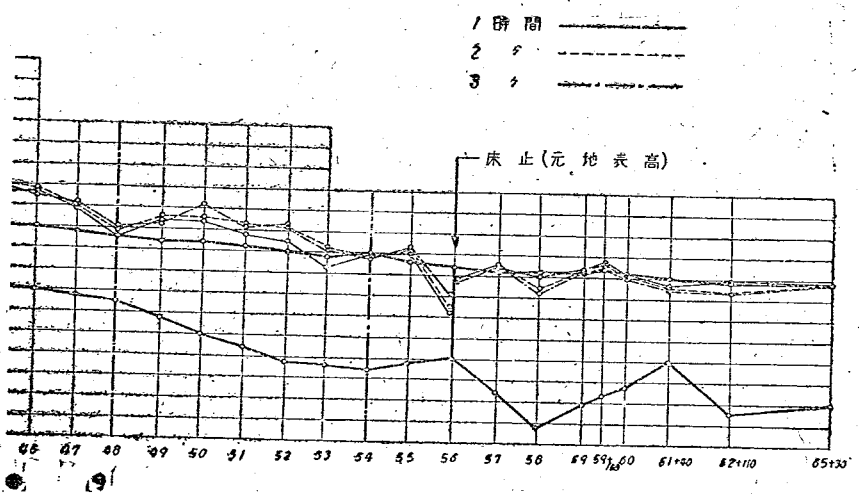
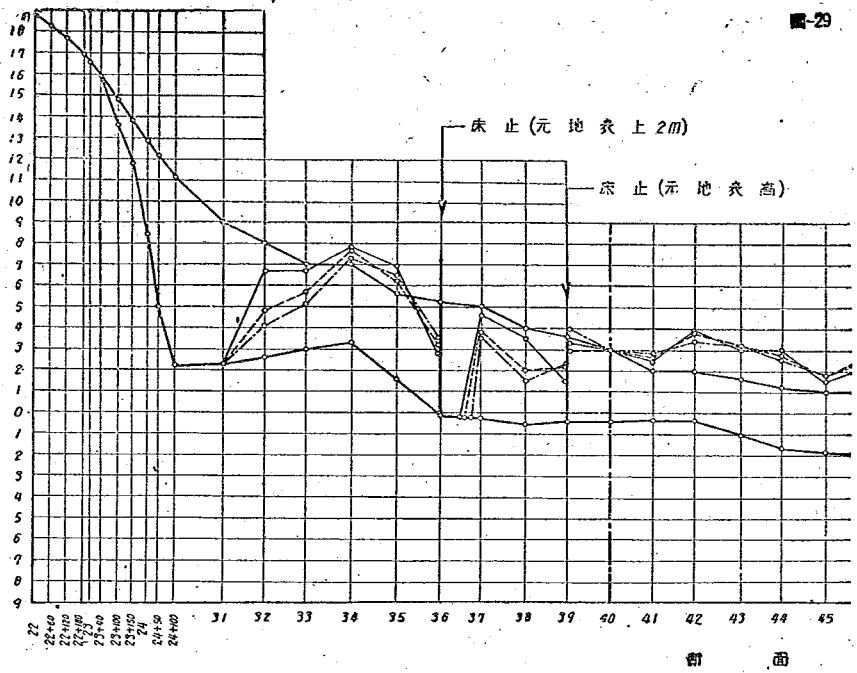
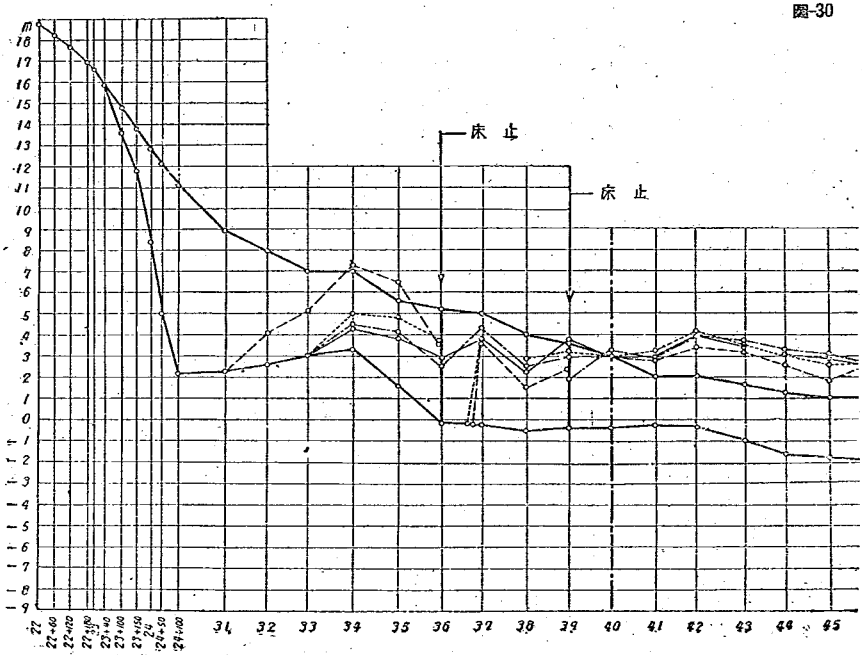


図-29

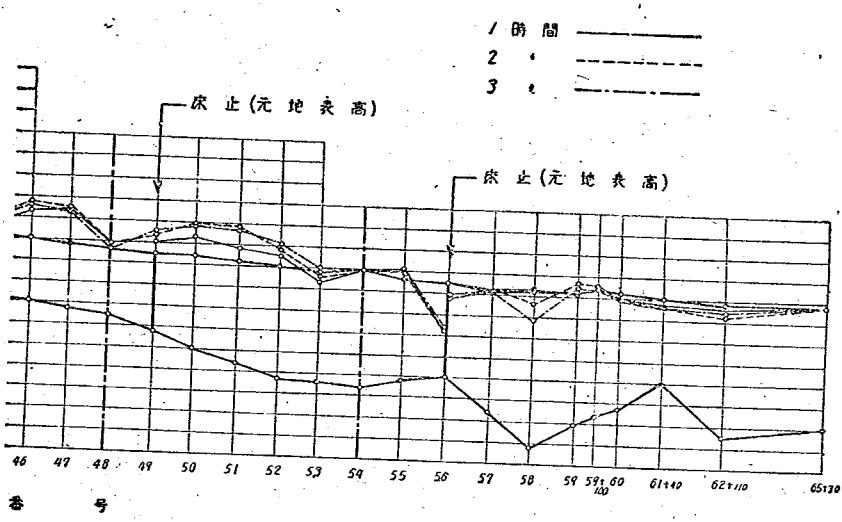

床止(元地表上2m)
床止(元地表高)
m
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
22
22+40
22+80
23
23+40
23+80
24
24+40
24+80
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45

断面

図-30


床止
床止
m
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
22
22+40
22+80
23
23+40
23+80
24
24+40
24+80
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45

実　驗　NO.7.　Q_M = 17ℓ/sec　(Q_N = 1200 m³/sec)



実　驗　NO.4.5.6.7.　3 時 間 目 ノ 比 較

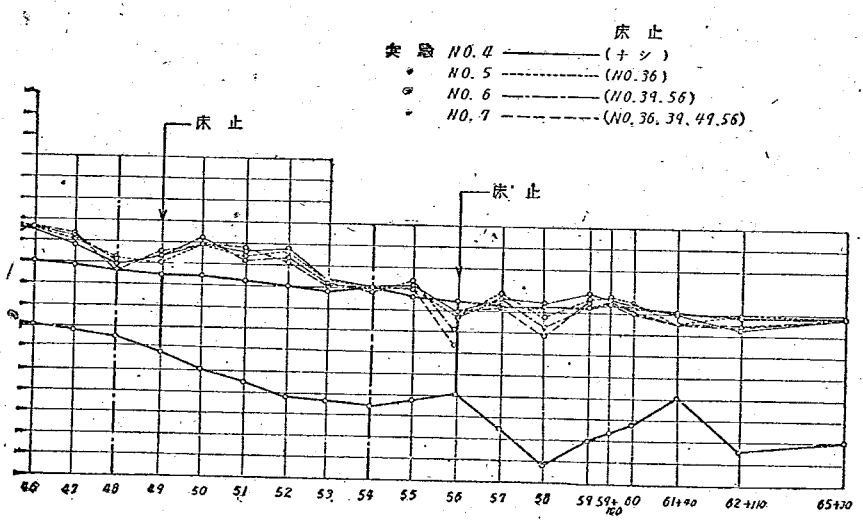


表-4 通水時間と河床變化 流量 17 l/sec

流通時間 (hr)	實驗種	A 區間 (m^2)	B 區間 (m^2)	C 區間 (m_2)	D 區間 (m^2)	全堆積(+) 全洗掘(−)	全移動 (m^2)
1	No. 4	− 0.5705	+ 0.2345	+ 0.0515	− 0.0119	+ 0.3207 − 0.6172	0.9379
	No. 5	− 0.5695	+ 0.2302	+ 0.0524	− 0.0287	+ 0.3319 − 0.6486	0.9801
	No. 6	− 0.5518	+ 0.2340	+ 0.0510	− 0.0242	+ 0.3289 − 0.6199	0.9488
	No. 7	− 0.4952	+ 0.1849	+ 0.0452	− 0.0407	+ 0.2774 − 0.5832	0.8606
2	No. 4	− 0.7168	+ 0.2420	+ 0.0856	− 0.0285	+ 0.3438 − 0.7225	1.0663
	No. 5	− 0.7242	+ 0.2310	+ 0.0747	− 0.0294	+ 0.3177 − 0.7656	1.0833
	No. 6	− 0.6748	+ 0.2630	+ 0.1004	− 0.0512	+ 0.3830 − 0.7456	1.1286
	No. 7	− 0.5982	+ 0.1479	+ 0.0958	− 0.0647	+ 0.2769 − 0.6961	0.9730
3	No. 4	− 0.7536	+ 0.2250	+ 0.1240	− 0.0062	+ 0.3751 − 0.7859	1.1610
	No. 5	− 0.7667	+ 0.2347	+ 0.1122	− 0.0027	+ 0.3687 − 0.7912	1.1599
	No. 6	− 0.7575	+ 0.2541	+ 0.1081	− 0.0775	+ 0.3733 − 0.8461	1.2194
	No. 7	− 0.6171	+ 0.1829	+ 0.1045	− 0.0799	+ 0.3082 − 0.7578	1.0660

圖-31

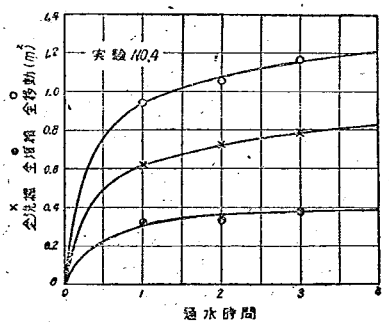


圖-32

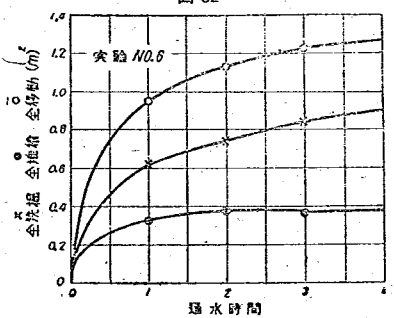


圖-33

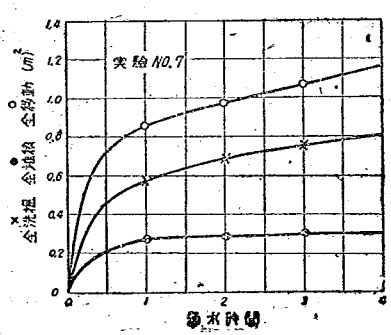
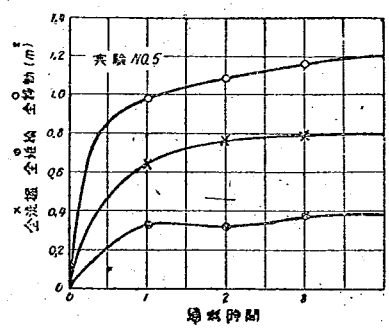


圖-34



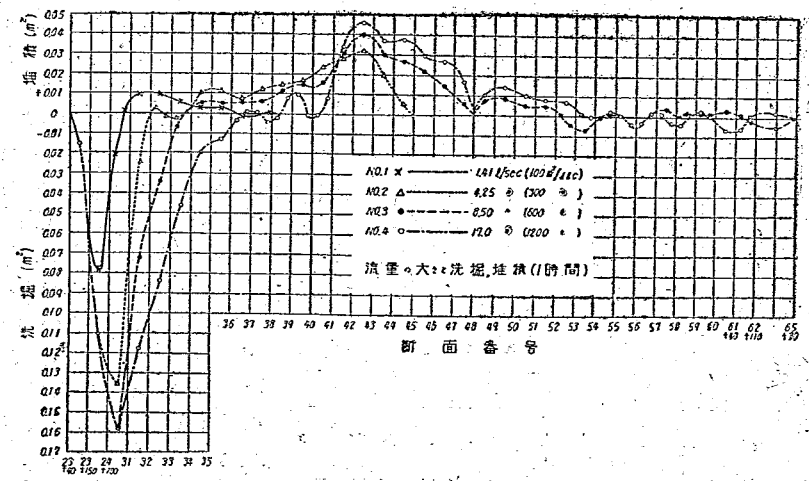
之等を見るに大の事が判る．即ち床止のない場合でも，又之を或る配置に設けた場合でも河床の變化の仕方は時間的には比較的滑らかな曲線をなし，而もその變化が洗掘であらうと堆積であらうと通水後始めの1時間に於てその大部分が行はれて了ふ．その後變化は徐々に行はれ段々ある落着きの形をとらうとするものである．從つて之等の諸實驗の比較には通水時間の狀態を以てする事が大體に於て許される．3時間後のものについて行へば殆ど充分である．

又之等3盛の時間的變化の中，全堆積はどの實驗についても，大體した所，比較的早く定狀に達する樣であり全洗掘の方は之が遲い樣である．併し全體としてある定狀に近づく形で現はれてゐる．此の事は流れそれ自身に特有な形を身に作つて行く事を示すものである．

〔2〕 流量の大小による河床の變化

流量の大小によつて河床の洗掘，堆積が如何に異るかを調べてみる．圖-25 によつても河床の平均高が如何に變化するかを知りうるが，之を更によく解析するために各斷面間の洗掘 (m²) 及び堆積 (m²) を元の地表面を基準として示せば 圖-35 の如くである．

圖-35



之によれば，分水嶺の直下流は河床勾配著しく急であり且つ此の部分の岩は極めて深い（地表下約9 m）ために斷面 No. 23+40 から No. 35 の附近までは著しく局所的洗掘が行はれ，その土砂が之に續く下流部に堆積するものである事が分る．而もその局所洗掘は同一時間について流量の大きい程大となり，上流から順次岩が露出される傾向を示してゐる．100 m³/sec に相當する流量の場合には斷面 No. 31 の附近まで洗掘され，その土砂は斷面 No. 36 の近所まで延びて堆積してゐるに過ぎないが，流量がその3倍となると洗掘も著しく發達する代りに堆積も延長し斷面 No. 45 の附近にまで達する．流量を更にその2倍とすると河床の變化は水路延長の全體に及び，下流に於ても洗掘が現はれて至る．更に流量をその又倍にすると勿論洗掘，堆積は水路の全延長に及ぶが，その形には自ら河道の形による影響が現はれてゐる事を知る．即ち 圖-35 に於て水路の全長を斷面 No. 40, 48 54 により4つの區間に分割して考へてみるに，第1の區間は專ら洗掘の 行はれる區間，第2と第3の區間は堆

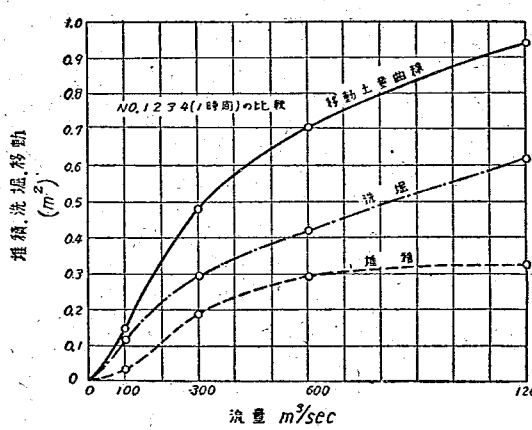
積の行はれる區間で，第4の區間は洗掘と堆積とが殆ど交互に現はれる區間である事が判る．又圖中 No. 1 の河床變化曲線の先端が緩な下り勾配をなしてゐるのは，この堆積は洗掘の區間内に存在するため堆積はするけれども之が高い山となり得ない爲めであり，之に反し No. 2 の曲線の堆積の先端がかなり高い山をなしてゐるのは此の堆積が流量の多い丈に第2の堆積の區間に入つた爲めに此の堆積自體に殆ど流水の洗掘的攻撃が行はれないからである．此の樣にして流量の多くなる程第2の區間には充分の土砂が搬入され，之が徐々にある落着きの形に發達して行く事を圖から知る事が出來る．第3の區間についても之と略々同じ事がいへる．又第4の區間は洗掘，堆積共に本質的に小さいが，之も流量が多くなれば洗掘と堆積とが交互に生ずる樣な一定形に近づくものゝ如くに思はれる．

次に水路全體についての堆積 (m^2)，洗掘 (m^2) その合計の移動 (m^2) を實驗 No. 1, 2, 3, 4 について求めれば 表-5 の如くである．但いづれも通水時間は1時間である．之を圖に示せば 圖-36 の如く，流量の增加するに從ひ堆積の方は比較的早く定狀に達すに反し，洗掘の方は必ずしもさうではなく，その爲めに全體としての移動曲線はやゝ拋物線的な形となる．

表-5 流量と河床變化（1時間）

實驗番號	流量 (l/sec)	堆積 (m^2)	洗掘 (m^2)	移動 (m^2)
No. 1	1.41	0.0332	0.1131	0.1463
No. 2	4.25	0.1879	0.2888	0.4766
No. 3	8.50	0.2890	0.4173	0.7063
No. 4	17.00	0.3222	0.6167	0.9389

圖-36



又更に，圖-35 は流量の大さと洗掘，堆積の狀態を示したものであるが，之を他の面から見れば，之に用ひた砂は一定のものであるから流量が大といふ事は流量を一定にした時に砂の粒徑を小にした事に相當し，從つて此の圖は流量を一定としその通水時間を一定とした場合の土砂の粒徑の大小による洗掘と堆積の現はれ方を示すものでもある．此の樣に見る時は，(1)粒徑の大なる程洗掘は小さく，且つその堆積は上流部に止り，(2)粒徑が小となるに及んで上流の洗掘も大となる代りに堆積も下流に及び，(3)尙一層細くなれば第4の區間にまでも小さな洗掘，堆積を生ぜしむるに至る．此の樣にして 圖-35 から洗掘，堆積に對する粒徑の大小の影響をも知る事が出來る．併し實際の放水路に於ては，前にも揭げておいた樣に岩盤上の土砂は，砂を主體としての礫質であるから恐らく實驗 No. 4 の樣な狀態を考へねばならない．而して分水嶺の急流部に於て流勢により破壞された岩塊又は玉石に對して實驗 No. 1 乃至は 2 の如き形を考へるべきであらう．

〔3〕 河床變化の河通區域的特性

前節の 圖-35 によつても判る樣に此の水路には河床の洗掘堆積上一大特性が存在する　卽ち今も言及した樣に水路の全延長を次表の如く4つの區間に分割する事が出來る．斷面番號に No. 23+40 から 40 までをA區間

區間名	A 區間	B 區間	C 區間	D 區間	計
斷面番號	23+40～40	40～48	48～54	54～65+30	
區間長(m)	2390	1614	1201	2198	7403

No. 40から48までをB區間，No. 48から54までをC區間，それから海までの No. 54から65+30までをD區間とする．此の樣に分割した上で 圖-26 と 30 とを見直すと一般にA區間は專ら洗掘の區間，B區間は專ら堆積の區間，C區間は堆積の區間，D區間は殆ど變化のない區間である事が判る．此の事は 圖-26，卽ち床止のない自然水路について云へるばかりでなく，圖-30 卽ち床止を各種の位置に設けた場合についても云へるものなる事を知る．從つて此の水路については全延長を此の樣に4つに分割して考へる事は最も妥當な事と云はねばならない．

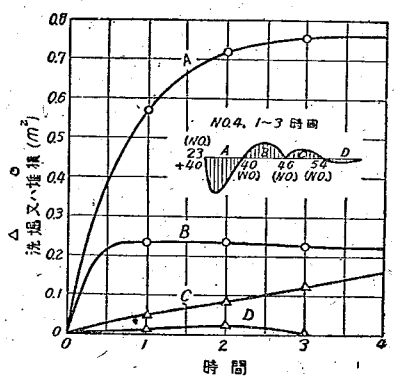
そこで之等の區間の夫々についてその特性を見るために，床止のない自然水路について（實驗 No. 4）各區間の洗掘又は堆積を流量を一定にして（17 l/sec）各通水時間について求めてみるに之は 表-6 に示す如くになる，

表-6　河道の區域的特性(No. 4)

+……堆積
−……洗掘

流通水時間(hr)	A 區間 (m^2)	B 區間 (m^2)	C 區間 (m^2)	D 區間 (m^2)
1	−0.5705	+0.2345	+0.0515	−0.0119
2	−0.7168	+0.2420	+0.0856	−0.0285
3	−0.7536	+0.2250	+0.1240	−0.0062

圖-37



之を圖示すれば 圖-37 の如くになり，之からして各區間の特性を明白に把握する事が出來る．卽ちAに生ずる洗掘はかなり大きなものではあるが時間的に定狀に達する．之は實は底部岩が洗掘により上流から順次露出して行くために外ならない．Bに生ずる堆積は通水後間もなく A 區間の洗掘土砂によつてある量に達し，その後は時間が經つても殆ど變化が起らない．之に反しCの堆積は時間と共に殆ど直線的に增加し，決してBの如く短時間內に定狀に達する事がない．之はA區間に於ける洗掘土砂が始めの間はB區間を埋めるのに用ひられ，そのB區間の堆積が流勢と地形との釣合により定狀に到達した後徐々にC區間を埋めて行くためと考へられる．又D區間には多少の洗掘が現はれてゐるけれども，此の量は前3者に比して問題とならない位に小さい．併し 圖-17，18 を見ても此の區間には洗掘や堆積が生じてゐるのであるが，之は 圖-35 によつて判る如く小さな洗掘や堆積が殆ど交互に起るために全體的に見て變化がますます小さくなるのである．

以上の事からしてA區間を洗掘區間，B區間を定狀堆積區間，C區間を漸增堆積區間，D區間を殆ど變化ない區間とも稱する事が出來る．

そこで何故此の様な特性が生じたかを，水路の川なりの方から観察してみるに次の如くである．圖-17 又は 18 を見るに，此の水路は全體として枝谷がかなり多く，且つ河幅が複雑に變化しつゝ彎曲してゐる様に一應見えるけれども，更に之を見直すと，斷面 No. 23+40 から No. 48 までは河道に急激な彎曲なく而も河幅の略々一定してゐる區間であり，No. 48 から No. 54 までは恰度胃袋の如くに河幅が左岸の方に擴大してゐる區間であり，No. 54 から No. 65+30 までは又再び河幅略々一定しつゝ急激な彎曲がS字形に連續してゐる區間である．而も今水路の分割に當つた斷面の No. 40, No. 48, No. 54, はいづれも河幅が比較的くびれ且つ略々直線形をなしてゐる所である．

此の様な河狀であるから，A區間は河床勾配急なるが故に洗掘されたものであり，而も斷面 No. 23+40 から No. 32 の附近までは岩が著しく深いために分水嶺を下る急流が直接岩に突込んで此の部分の土砂を下流に押出すものである．此の様に掻き出された土砂は下流に行つて流水の勢の減じた所で堆積する事は當然であるが，之は先づ No. 40～48 のB區間を埋め始める．然るに此の區間は今も述べた様に著しい彎曲なく且つ河幅略々一定し勾配も緩かとなつて來てゐるために，流水は此の部分に土砂を無制限に高く堆積せしめる事は出來ず．ある釣合の狀態をとるに至る．此の釣合に達した上はAより掻き出される土砂はB區間を通り抜けて更にC區間を埋め始める．然るに此の區間は勿論河床の勾配も益々緩かとなり而も胃袋の如く河幅が擴大してゐるために，土砂は瞬時此の廣い面積を埋めるに至る．そのために 圖-37 に示す様に堆積が略々直線的に變化したのである．かくの如くにしてC區間には飽和の狀態に達するまで堆積が行はれる事であらうが，圖-37 を見るに通水3時間に於て既にA區間の洗掘は定狀に達しつゝある故，流出土砂がこのC區間をも埋め盡して更にD區間をも著しく埋めるといふ事は無ささうに思はれる．此の様に上流部の土砂が大體に於てC區間までで喰止められるので，之より後のD區間の河床變化といふものは急激な河道の彎曲に因る洗掘，堆積と考へねばならない．此の事は又 圖-17, 18 を見ても明かに知り得る所である．斯くの如くであるからD區間は洗掘，堆積の交互に起る區間とも稱すべく，而もその洗掘，堆積といへども，單に河道の彎曲に基因してゐるものである丈にその量も小さいものと考へられる．

IV 床止の効果

床止の無い場合の河床の變化は上述の如くであるから之に基いて，即ち 圖-14～18，特に 圖-17，18 に基いて床止を設置すべき位置を定めた．之を設置する爲めの目標は，現在の谷筋をなす地盤が洪水の放流あるも可及的變化しない事，即ち洗掘や堆積による土砂の移動のない事にあるから，此の目標に殆ど合致すると考へられる位置を撰定して之に床止を現地表高に設け，通水の後に夫々如何に効果を發揮したかを實驗的に調べてその最も適當なるものを定める事とした．

先づ，分水嶺を下降した急流は著しき運動の勢力を有し，そのために斷面 No. 31 の近所は著しく洗掘されるものであり，而も此の位置では岩盤の深さも深いので，平面形では此の位置が適當の如くに思はれるが危險であるために之を止めた．又平面から云つても岩盤の深さから云つて，斷面 No. 33 の附近も良い位置ではあるが此の位置でも流勢は未だ著しく強いので構造物的危險を感ずる故に之も止める事とし，之より少しく下流の可及的河なりの整ひ且つ河幅も餘り廣くない箇所として斷面 No. 36 を以てその一候補とした．

夫に此の位置一箇所だけでは不安であるので之を補助する意味に於て，之より少しく下流に斷面 No. 39 を撰定した．

以上の2つは專ら最上流部の洗掘に對して備へたのであるが，更に中流部の河床保護の目的を以て斷面 No. 49 を一箇所撰定した．之は 圖-18 によつても知られる如く川なりとして比較的整つた所であり，且つ河幅も餘り廣

くないが故である.

次に下流部の河床保護として斷面 No. 56 を一箇所撰定した. 之も川なりと河幅とを考慮しての事である.

以上の如く床止の位置を撰定した後, 夫々の各箇的効果と綜合効果とを見るべく表-2に示す樣に No. 5, No. 6, No. 7 なる3種の實驗を行つた. 即ち流量はすべて $Q_M = 17\ l/\text{sec}$ ($Q_N = 1200\ m^3/\text{sec}$) とし, 斷面 No. 36 に元地表高までの床止を設置して通水後1時間目, 2時間目, 3時間目の河床變化を調べ (實驗 No. 5), 次に No. 39 と No. 56 とに夫々元地表高の床止を設置して通水し, 1時間後, 2時間後, 3時間後の河床變化を調べ (實驗 No. 6), 最後に No. 36 には元地表高より 4 cm (實物では 2 m) 高い床止を設け. No. 39, No. 49, No. 56 には夫々元地表高の床止を設けて通水し, 夫々1時間後, 2時間後, 3時間後の河床の變化を調べた (實驗 No. 7)

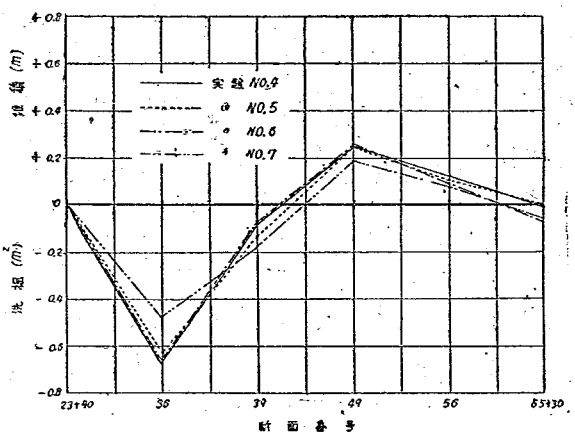
之等の効果を調べるために水路の全長を床止を設置すべく撰定した斷面にて5區間に分割し, 即ち斷面 No. 23+40～No. 36, No. 36～No. 39, No. 39～No. 49, No. 49～No. 56, No. 56～No. 65+30 の5區間に分割し, 床止の無い場合に比較する目的を以て實驗 No. 4, 實驗 No. 5, 實驗 No. 6, 實驗 No. 7 の4種類について, 夫々の區間の元河床よりの變化 (m^2, 洗掘を－, 堆積を＋とす) を通水3時間の場合について求め, 實驗 No. 5, 6, 7 の3つについては更に實驗 No. 4 との差を求めた. 之は表-7の如くである. 即ち表-7の中第1

表-7 床止の綜合効果

斷面番號	No. 4 (m^2)	No. 5 (m^2)			No. 6 (m^2)			No. 7 (m^2)		
		No. 5	(5～4)	綜合	No. 6	(6～4)	綜合	No. 7	(7～4)	綜合
23+40～36	－0.6731	－0.6288	＋0.0443	＋0.0443	－0.6656	＋0.0075	＋0.0075	－0.4746	＋0.1985	＋0.1985
36～39	－0.0815	－0.1329	－0.0514	－0.0071	－0.0773	＋0.0042	＋0.0117	－0.1755	－0.0940	＋0.1045
39～49	＋0.2387	＋0.2424	－0.0037	－0.0108	＋0.2543	－0.0156	－0.0039	＋0.1876	＋0.0511	＋0.1556
49～56	＋0.1171	＋0.0996	＋0.0175	＋0.0067	＋0.0912	＋0.0259	＋0.0220	＋0.0758	＋0.0413	＋0.1969
56～65+30	－0.0109	－0.0028	＋0.0081	＋0.0148	－0.0754	－0.0645	－0.0425	－0.0629	－0.0520	＋0.1449

欄は上記の5區間を示す斷面番號であり, 第2欄は實驗 No. 4 の各區間の元河床面よりの洗掘 (－, m^2), 堆積 (＋, m^2) である. 實驗 No. 5 の欄の中, 第1欄は各區間の元河床面よりの洗掘, 堆積を示し, 第2の欄の (5～4) とあるは各區間について No. 5 の洗掘から No. 4の洗掘を引いたもの, 又は No. 4の堆積から No. 5 の堆積を差引いたものを示し, 第3の欄の綜合とあるは第2の欄(5～4)の, 區間についての累計である. 此の最後の欄は床止の綜合的効果

圖-38

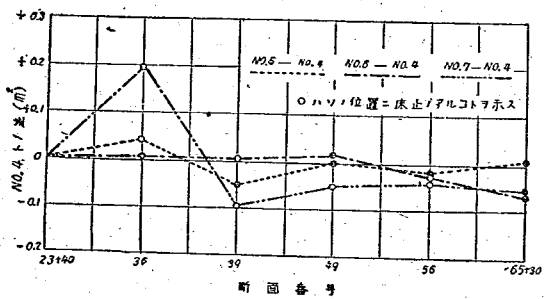


を示す數字である（之については尙ほ後に述べる）．以下實驗 No. 6 及び No. 7 の關についても同樣である．

表-7 に基き，各實驗について，水路の區間を横軸にとり夫々の區間の洗掘又は堆積をその區間の終りに於て縱距として表はせば圖-39 の如くになる．此の圖は水路の全長につき洪水放流のために生じた各區間毎の洗掘又は堆積の有樣を示すものである．

次に表-7 中 (5~4), (6~4), (7~4) の關に基き，縱距に實驗 No. 5, 6, 7 の洗掘又は堆積から實驗 No. 4 の洗掘又は堆積を引いた差 (m^3) をとり，横軸に各區間を分割した斷面番號をとれば圖-39 の如くになる．之は實驗 No. 4 を標準としての各實驗 No. 5, 6, 7 の相對的洗掘堆積を示すものであり，設置された床止（圖-39 中，白點は床止を設置した箇所を示す）の，その前後に及ぼす影響を表はすものである．

圖-39



以上を準備とし，次に各床止の單獨効果を調べてみよう．

〔1〕 床止の各個的効果

（i） 床止 No. 36 (元地表高)

先づ天端高を元地表高にして斷面 No. 36 に設けた床止の効果を調べてみる．實驗 No. 4 と No. 5 とについて斷面 No. 36 より上流 No. 23+40 までの區間に於ける洗掘の時間的變化を求めれば 表-8 及び 圖-40 の如くである．

圖-40 床止 No. 36 の効果

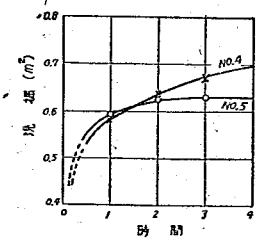


表-8 床止 No. の効果

通水時間 (hr)	No. 4 (m^3)	No. 5 (m^3)
1	−0.5807	−0.5905
2	−0.6362	−0.6253
3	−0.6731	−0.6288

卽ち 圖-40 は斷面 No. 23+40~No. 36 の區間の洗掘土砂が床止 No. 36 を通過した量を示すものでもあるから，床止 No. 36 の上流への影響を表はすものである．圖中 No. 4 曲線は床止のない場合であり，No. 5 曲線は床止のある場合である．之等兩曲線は通水2時間目の近所までは殆ど重つてゐるがその後は No. 4 曲線の方が上になり，而も前者が時間的に相當の增加を示してゐるのに反し，後者は略々一定に近づく．此の事からして No. 36 の床止は上流に對して良き効果をもつものであり，而も時間の經過と共にその効果も大きくなる事が分る．通水2時間迄の間は床止の無い場合と殆ど同一であるといふ事は，恐らく床止の天端高を元地表高としたために，通水2時間に至る程洗掘が行はれなければ此の床止の効果が現はれて來ないものである事を示し，それは此の床止より上流部の地表（又は河床）の勾配が急なるためと考へられる．從つて No. 36 の床止に對して上流へのより良き効果をねらふためには元地表高よりも天端を高くする事が望ましい．併し元地表高の床止といへど

も圖の如く幾分の効果は既に認められるものである.

次に 圖-38 を見るに No. 5 の線は No. 4 の線に比し斷面 No. 36 に於ては少しく上に上つてゐるに反し斷面 No. 39 に於ては少しく下り, その後は兩者は殆ど一致してゐる. 又此の事は 圖-39 を見れば更に一層明らかである. 此の事は No. 36 に床止 (元地表高) を設けたために斷面 No. 36 までは或る程度の土砂堆積を喰止める事が出來たが, それより下流斷面 No. 39 までの區間については却つてそれと略々同等の洗掘を增さしめる結果となり, それより更に下流に對しては殆ど影響のない事を示してゐるものである.

從つて元地表高においた No. 36 の床止は之より下流へ若干の區域に亘る多少の洗掘增加を犧牲にすれば, 之より上流へは幾分の効果を生ずるものである事を知る.

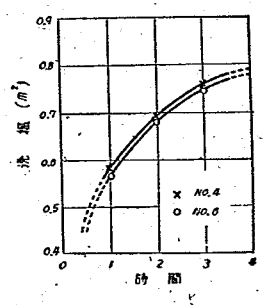
(ii) 床止 No. 39 (元地表高)

次に天端高を元地表高 (又は元河床高) においた床止 No. 39 の効果を調べてみるに, 實驗 No. 4 (床止なし) と實驗 No. 6 とについて, 斷面 No. 39 より上流へ斷面 No. 23+40 までに至る間の河床の洗掘又は堆積を通水の 1 時間目, 2 時間目, 3 時間目について求めれば 表-9 及び 圖-41 の如くである.

表-9 床止 No. 39 の効果

通水時間 (hr)	No. 4 (m^2)	No. 6 (m^2)	
1	− 0.5796	− 0.5756 + 0.0118	− 0.5638
2	− 0.6868	− 0.6835 + 0.0007	− 0.6828
3	− 0.7546	− 0.7429	− 0.7429

圖-41 床止 No. 39 の効果



此の圖をみるに, 床止を設けなかつた No. 4 曲線と斷面 No. 39 に元地表高の床止を設けた場合の No. 6 曲線との間には殆ど差が現はれてゐない. 之は此の斷面 No. 39 を通過した土砂の量を示すものであるから, 斷面 No. 39 に元地表高の床止を設けても, 之唯一本では之より上流への影響は殆どないものである事が判る. 之は 圖-26 なる縱斷圖を見ても判る樣に, 此の部分では既に河床の勾配は緩かとなりつゝあり, 而も之より上流へ勾配の急なる區間がかなり長く存在するためである. 次に 圖-39 を見るに, (No. 6—No. 4) の曲線は殆ど水平で而も基線からの偏差が殆どない (但し No. 56 以下に於て此の線が下つてゐるのは別な原因によるものである). 之によつて此の床止は下流への影響も殆どないものである事を知る.

從つて上流部の河床保持を目標とした No. 39 床止も, 此の位置では既に下流に過ぎるものである事が分る. 而も天端の高さを元地表高とした爲めに一層効果が現はれなかつたのではあるが, さりとて此の天端を高めるとすればその高さは之が既に下流に過ぎてゐる丈に餘程の高さを必要とする事であらう. 然るに一方岩の深さが既に相當深いのであるから高い床止を作る事は實際問題として費用安からぬ事とならう. 故に結局此の床止は No. 36 床止の補助役としての効果も殆ど期し難く, 寧ろ之を止めて更に上流に設ける方が効果的である.

(iii) 床止 No. 56 (元地表高)

次に斷面 No. 56 に天端高を元地表高に設けた床止の單獨効果について調べてみる.

實驗としては床止 No. 56 のみを單獨に設けたものは行はなかつたが, 床止 No. 39 は上述の如くその上下流に殆ど影響を及ぼさないものであるから, No. 39 と No. 56 とに床止を設けた實驗 No. 6 と床止のない實驗

No. 4 とを比較する事とす．前と同じく，床止の位置である斷面 No. 56 より上流 No. 23+40 までの區間内の河床變化を通水時間の各1時間毎について求めれば 表-10 及び 圖-42 の如くである．

圖-42 床止 No. 56 の効果

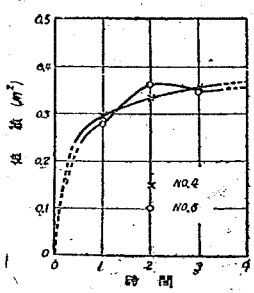


表-10 床止 No. 56 の効果

通水時間 (hr)	No. 4 (m²)		No. 6 (m²)	
	堆積洗掘	差計	堆積洗掘	差計
1	+ 0.3000 − 0.0051	+ 0.2949	+ 0.3080 − 0.0290	+ 0.2780
2	+ 0.3382 − 0.0050	+ 0.3332	+ 0.3780 − 0.0171	+ 0.3609
3	+ 0.3584 − 0.0026	+ 0.3558	+ 0.3709 − 0.0254	+ 0.3455

此の場合にも No. 56 に元地表高に設けられた床止はその上流に對しては殆ど効果のないものである事を知る．併し乍ら 圖-39 を見ると (No. 6−No. 4) なる線は No. 65+30 に於て基線よりもかなり下つてゐるので，此の斷面より下流へは床止の無かつた場合に比し堆積の量を減ぜしめた事になる (圖-38 をも參照)．之は 圖-18 と 22 とを比較しても解る樣に，此の床止が之より上流部の搬出土砂を極く僅か乍ら喰止めた事にあるが，それにも增して之を設けたための局部的洗掘が下流に生じてゐる事によるものである．

從つて此の床止は上流に對しては殆ど影響なく，不流に對しては却つて害をなす傾向のあるものである．此の樣であるから此の床止をその天端を更に高くするも上流に殆ど影響なく，却つて下流に對して，此の床止によつて衝上げられた丈の流水の運動のエネルギーが益々局所的洗掘を增大せしめるのみであらう．此の床止は切角下流部河床の保護を目的として設けられたものではあるが，以上の如き狀態に鑑みれば，寧ろ之を設けぬ方が良いと考へられる．

(iv) 床止 No. 36 (元地表高+2 m)

次に斷面 No. 36 に元地表土+2 m の天端高を有する床止を設けた場合の，此の床止の單獨効果を調べてみる．床止のない實驗 No. 4 と，此の樣な床止と斷面 No. 39, 49, 56, に夫々元地表高の床止を設けた場合の實驗 No. 7 とに於て斷面 No. 36 より上流の洗掘，堆積を通水の各1時間毎についてその變化を求めれば 表-11 及び 圖-43 の如くである．

圖-43 床止 No. 36 (+2 m) の効果

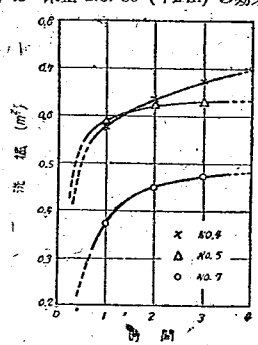


表-11 床止 No. 36 (+2 m) の効果

通水時間 (hr)	No. 4 (m²)	No. 5 (m²)	No. 7 (m²)	
			洗掘堆積	差計
1	− 0.5807	− 0.5905	− 0.4137 + 0.0326	− 0.3811
2	− 0.6362	− 0.6253	− 0.4682 + 0.0175	− 0.4507
3	− 0.6731	− 0.6288	− 0.4909 + 0.0163	− 0.4746

表-11 を見ても判る樣に，床止の天端を高くしたための効果は直ちに現はれ，No. 36 より上流の區間には今までの實驗 No. 4, 5, 6 に於ては洗掘のみが見られたのであるが實驗 No. 7 に至つて始めて堆積が現はれて來

てゐる．併し差計としては結局洗掘といふ事になり，之の時間的變化を床止のなかつた實驗 No. 4 及び元地表高に床止を (No. 36 に) 設けた場合の實驗 No. 5 に比較したものが 圖-43 である．

此の圖を見れば此の床止の高さを +2 m (模型では 4 cm) 丈高くした爲めの上流への効果はかなり著しく現はれており，而もその効果は元地表高の床止を設けた場合には異り，通水の殆ど始めから現はれ且つ前者の場合に比してその効果は數倍大きい事が判る．

之は一つには，+2 m 丈高い床止によつて之より上流部の河床が强制的に保持された爲めもあるが，之を高め丈爲めに生ずる上流部の水位上昇が水勢作用をなして，分水嶺を下る水流の勢力を減殺するに當つて力あつた事にもよるものである．

更に 圖-39 を見るに，(No. 7—No. 4) なる線は (No. 5—No. 4) の線に比し No. 36 にて著しく上に上つてゐるからして天端を +2 m 丈高めたために No. 36 より上流の洗掘を著しく減ぜしめた事を知り (圖-38 をも參照)，之等兩曲線が No. 39 以下に於て殆ど平行してゐる事からして此の位置の床止は之より下流に對し殆ど同じ性質の影響をもつものである事を知る．而して No. 36 に於ける (No. 7—No. 4) の基線 (No. 4 を標準としたための基線) よりの偏差が，同じ場所に於ける (No. 5—No. 4) の偏差に比して著しく大であるにも拘はらず，No. 39 に於ける (No. 7—No. 4) の偏差が餘り大きくなく而も (No. 5—No. 4) の偏差に比しても餘り大きくないといふ事からして，床止 No. 36 の天端を 2 m 丈高くしたためにそれ丈下流への洗掘的影響は增してはゐるけれども，上流への堆積的或は河床の維持的効果の方がより大である事が判る．併し下流への洗掘的影響といつても之は相對的なものであり，下流の方では堆積の仕方が減る事を示すものであるから，No. 36 の床止の天端を高くしたといふ事は下流へも良い効果を及ぼすものと考へてよい．

併し乍ら，之は實驗 No. 5 の場合についても云へる事ではあるが，圖-18 と 24 とを比較して判る樣に，床止直下流部の局所的洗掘が著しい．之は床止によつて壓かれて蓄へられた位置のエネルギーが運動のエネルギーとなつて下流部を攻撃するからである．

併し結局の所 2 m 丈高めた此の床止が最も効果的であつたと云はねばならない．

(ヶ) 床止 No. 49 (元地表高)

最後に天端を元地表高にして設けた床止 No. 49 の効果を調べてみるに，上述の如く此の上流においた床止 No. 39 も，下流においた床止 No. 56 も共に効果無きものであつた事からしてもその途中に設けられたこの床止には本質的効果の見出されない事が考へられる．

而も No. 49 といふ斷面は第 III 章〔3〕にも述べておいた樣に定狀堆積區間と漸增堆積區間との中間にあり專ら堆積の區間に存在するが故に，元地表高の床止では勿論効果は期待する事が出來なかつた筈であり，又假りに此の天端を高くするとしても之が本來堆積の區間に存在する限り上流への効果も大なる事を期待する事が出來ず，從らに直下流部及びその又下流部の洗掘を增す事になるであらう．

又 圖-39 を見ても，判る樣に，(No. 7—No. 4) の線と (No. 5—No. 4) の線とに於て斷面 No. 39 以下に著しい平行性の現はれてゐる事は，No. 49 の床止の存在意義の無い事を示すものである．

斯くの如くであるから斷面 No. 49 には床止を設ける必要がないと云はねばならない．

〔2〕 床止の綜合的効果

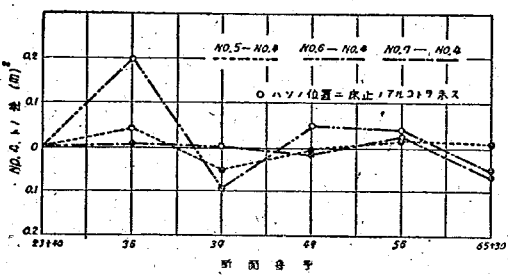
以上に述べた床止の各個的効果からして斷面 No. 39, 49, 56 に設けられた元地表高の床止は殆ど影響なく，而も的上流に設けられた床止 (No. 36) のみが此の水路全體に亘る河床變化を左右する主要なものである事が判

るが，今床止を斷面 No. 36 にのみ設けた場合（實驗 No. 5）と，斷面 No. 39 と 56 とに設けた場合（實驗 No. 6）と，斷面 No. 36, 39, 49, 56 の 4 箇所に設けた場合（實驗 No. 7）とについてその夫々の綜合効果を求める事とする．

床止の効果といふものは，河床の變化がその床止の無い場合に比してより少い事，即ち床止の無い場合（實驗 No. 4）に比して水路の至る所で洗掘堆積が共に減じてゐる事を以つてその効果ありとなすものである．即ち圖-38 に於て各種實驗の中河床變化の曲線が水平の基線に水路の全般に亘つて最も近づいてゐるものを以て最も効果のあつた場合としなければならないのである．その意味に於て，圖-38 からも直ちに知れる樣に實驗 No. 7 の場合が最も効果のあつた事になる．

之を更に解析してみるに，圖-38 の水平基線を中心とし，實驗 No. 4 の曲線から之に近づいた量を正とし，之より遠去かつた量を負として表はす事にすれば，その差が正の方に大きいもの程良好なものと云ふ事が出來る．表-7 中 (6—4), (6—4), (7—4) とある欄の數字がその差であり，圖-44 は之を圖示したものである．

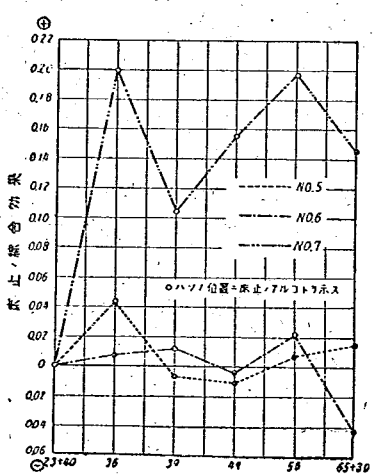
圖-44



此の圖によれば實驗 No. 6 の場合は床止の影響は殆ど現はれないが，No. 56 に設けた床止のみが下流に却つて惡く影響してゐる事が解る．又實驗 No. 5 の場合は No. 36 に設けた床止は上流への好影響と同程度にその下流に惡影響を生じ斷面にして No. 49 より下流へは殆ど影響が現はれてゐない．實驗 No. 7 の場合は斷面 No. 36～39 の間に惡影響は見受けられるが全般的に好影響の方が大きく，之が惡影響を打消して餘りあるものである．尙ほ斷面 No. 56 に床止をもつ實驗 No. 6 と 7 とに於て，No. 56 から No. 65+30 に至る線が平行して共に下つてゐる事は No. 56 床止の下流への惡効果を意味するものである．

次に各種の場合の綜合効果を求めるために圖-44 の曲線の積分曲線を求める．表-7 中綜合とある欄の數字がそれであり，之を圖示したものが圖-45 である．圖-44 に於て，或る床止の位置に於ける正の縱距は，床止のない實驗 No. 4 に比してその床止がその上流の區分から之までに至る區間に於て保持し得た量を示し，負の縱距は之を通して了つた量を示すものであるから，圖-45 中，ある床止の位置に於ける縱距はその床止から上流の全區間を如何に維持し得たかを示すものであり，從つて最後の黑點は水路の全區間に亘つて結局どれ程維持し得たかを示すものである．

圖-45



之によつて No. 5 の場合は殆ど効果なく，No. 6 の場合は却つて惡く，No. 7 の場合が最も秀れてゐる事

が深る．併し此の標に No. 7 の種類が最も良き綜合効果を示してゐるとはいへ，前節〔1〕に於て述べた床止の單獨効果を參照する時，其の主たる原因は斷面 No. 36 に天端を元地表面より 2 m 丈高くして設けられた床止にあるといはねばならない．

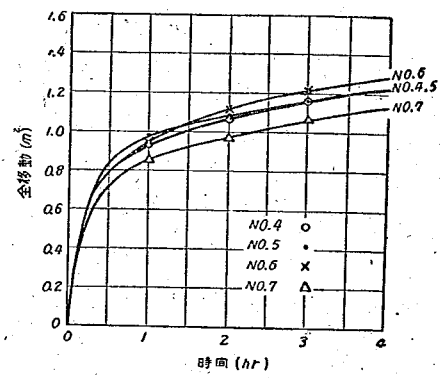
V 結　　論

以上述べた所を纒めると次の如くである．

此の水路は過去に於て大なる流量に曝らされた事なく，分水嶺を境としての小流量によつて營み作られたもの丈に，小流量に對する自然勾配をもつてゐるものと考へられる．從つて前揭の地質圖にも示す如くその表土の大部分は土砂又は砂質礫よりなり，一般に粒子が細い．而も分水嶺の岩が比較的急勾配にて入つてゐるために土被りが大きく．特に上流部の土被りが大である．且又此の放水路は分水嶺を掘鑿する關係上，此の水路の最上流には射流狀態の急流が生ずる．之を初めの條件として河床の變化及び床止の撰定について上記を要約する．

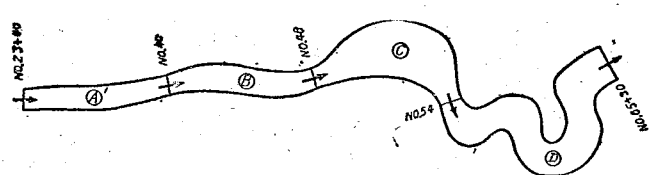
（1） 從來小流量について 1 つの平衡勾配にあつたのであるから，之をその儘の形で大流量を流すべき水路とする時は當然河床の大變化が豫想される．實驗によつても果して大きな變化を見たのであるが，その變化も時間的には徐々にある落着きの形をとるものである事は圖-31～34 によつて知つた．流れが河床を變化せしめるに要した仕事に相當する全移動 (m²) について各實驗を比較すれば 圖-46 の如く，過去の平衡勾配をなしてゐた流量に比し著しく大なる流量を流すために河床は通水の初期に於て著しく變化し，その大部分の變化が行はれた後變化は徐に或る落着きの形に近づく．之は流れがそれ自身に特有の形に河道を形成して行くからである．

圖-46



（2） 此の水路には河道的に著しい特性が見られた．その原因の一つは勿論，水路の縱斷的特性，特に上流の殆ど始めから岩がかなり深い事にもあるが，他の一つの有力なる原因はその平面形にある．此の平面形の特性を捉へて概略を示せば 圖-47 の如くである．圖の如く此の水路は斷面番號にて No. 23+40 から No. 65+30 までであるが，その中 No. 23+40 から No. 40 までの

圖-47 水 路 の 平 面 形



A 區間は河幅に大きな變化なく又曲りも殆どない．併し之が水路の最上流部にあるため表土勾配の急なる事と，岩の深い事と，之に入つて來る流れが既に急流である事との爲めに容易に洗掘される區間である，即ち專ら洗掘區間である（圖-37 參照）．斷面 No. 40 から No. 54 までは A 區間の洗掘土砂が堆積する區間である．極く細い浮

迄の土砂は更より下流部までも掃ばれて沈澱する事はあるであらうが，大量な掃流堆積の生ずる區間である．此の區間の中で No. 40 から No. 48 までのB區間は彎曲も緩かであり河幅も大體に於て一定してゐるために無制限に堆積を許さず，時間的には間もなく平衡狀に達する（圖-37 參照）區間，即ち定狀堆積區間である．而して同じく堆積の區間である No. 48 から No. 54 までのC區間は，愈々河床の勾配は緩かとなり而も河幅が左岸に胃袋の如くに擴大してゐるので，堆積は時間的に漸增し（圖-37 參照），A區間にて掃られた土砂が先づBを埋め，之が定狀に達する頃からC區間に徐々に堆積して行くものと考へられる．即ち之は漸增堆積區間とも稱すべきものである．最後に斷面 No. 54 から No. 65+30 までのD區間は彎曲の著しく通過した區間で，そのために，河床勾配は緩となり河幅も大となつて流速は小となつて來てはゐるが，河道の彎曲のために局所深掘れの起る區間で，洗掘堆積交互の區間とも稱すべきものである．從つて此の區間全體についての土量の變化は極く小さいものなるに過ぎない．

（3） 河床を保持する——即ち河道の土砂搬出を防ぐ目的を以て上流部床止として斷面 No. 36 に元地表高の天端をもつ直線形床止又は元地表より 2 m 高い天端高をもつ直線形床止を設け，且つその補助として No. 39 に元地表高の直線形の床止を設け，中流部床止めとして斷面 No. 49 に元地表高の直線形床止を，又下流部床止として斷面 No. 56 に元地表高の直線形床止を設けた．

實驗の結果は，床止 No. 36（元地表高）は土砂を保持する意味に於て上流に對しては多少の好影響があつたが，下流に對しては之と略々同等の洗掘的効果を生じ，而も斷面 No. 39 から下流に至つては床止のない場合と何等變りなく，結局之は床止として餘り効果的なものとは云ふ事が出來ない．

床止 No. 36 の補助用として設けた床止 No. 39 は之の上流に對しても又下流に對しても殆ど何の影響もなく結局床止 No. 36 の補助役にもならぬものであつた．之は斷面 No. 39 に置いたのでは上流部用の床止としては餘に下流に過ぎた爲めである．

中流部用として斷面 No. 49 に設けた床止は，之亦上下流に對して何等の効果をももたなかつた．之は定狀堆積區間と漸增堆積區間との中區にあり，從つていづれ堆積の起る區間に存在するためである．此の床止には始めから存在意義が薄かつたのである．

次に下流部用として設けた床止 No. 56 は，之に既にD區間内に存在するために上流に對しては殆ど影響なく却つて下流には洗掘効果を生ずるものであつた．之は床止を置いた爲めに生ずる水流の不連續性のために局所的洗掘を下流部に生じた爲めである．又此の床止の天端を高くしても上記の理由により上流への効果は餘り期待出來ず，却つて下流には局所的洗掘の害を大にするものであらう．從つて No. 56 には寧ろ床止を始めから設けない方がよい．

次に斷面 No. 36 に天端を元地表より 2 m 丈高くして設けた床止 No. 36 は，之が水路の上流部に位する事と天端が高い事との爲めにさすがに効果を示し，之より上流には元地表よりも高い堆積さへ現はれてゐる．而も此の洗掘土砂搬出の減少の効果は通水の初期から既に現はれ，且つ大きい．之は河床土砂を强制的に保持する事の外に，之によりて高められた上流水深が水褥作用をなすからである．此の樣に上流に對してはかなりの河床保持的効果を示してゐるが，それ丈に下流へは洗掘的効果を示す．併し乍ら之は相對的な意味のもので，堆積を減ぜしめる性質のものであるから，下流へも良い効果といふべきである．從つて此の床止が，水路の全體を通じて最も効果なものであつた．

（4） 床止は，天端の高さの如何を問はず總ての場合に於てその直上下流部に局所的洗掘を生じた．之は上流

から之に當つた流れが逆流して床止の背中を掘る事と，床止天端を溢流した水流が下流を掘る事によるものである．此の様に床止はその上下流面が流れによつて露出して獨立する傾向があり，且つ此の場合には岩が一般に深いのであるから床止といふよりは寧ろ副堤とも稱すべきものである．

（5） 實驗としては斷面 No. 36 にのみ床止（元地表高）を設けた場合と，斷面 No. 39, 56 に夫々元地表高の床止を設けた場合と，斷面 No. 36 には元地表上 2 m の床止を．斷面 No. 39, 49, 56 には夫々元地表高の床止を設けた場合との，3 つの場合を行つたが，その結果當然の事乍ら最後の場合が最も綜合的効果良好であつた．併しその主要なる原因は床止 No. 36 (+2 m) にある事云ふまでもない．

第1の場合は綜合的効果殆どなく，第2の場合は却つて悪かつた．

（6） 以上の結果に基いて床止を決定すれば次の如くになる．

（i） 此の水路に於ては床止は可及的上流に設けるのがよい．水路の平面形上河幅大ならず而も枝谷ならず，又縱斷形上岩の可及的淺い場所を撰ぶとし，徐り上流に過ぎて流勢の衝突による直接の被害を避けるとすれば斷面 No. 36，又はその上流斷面 No. 35 の附近がよい．

此の床止は河床土砂の强制保持と水位を高めて水褥作用をなさしめる目的をもつものであるから，天端は可及的に高く，少くとも元河床上 2 m 以上はほしい．從つて此の床止は特に副堤の積りで設計しなければならない．

（ii） 中流部の保持としては特別に床止を必要とする事はない．何となれば中部は大體に於て堆積の傾向あるからである．

（iii） 下流部の保持としては立派な床止を必要としない．寧ろ多少掘れてから彎曲部の保護をするとか，又深掘れ位置の山崩れに注意すべきであらう．

（iv） 此の新設水路は昔の平衡勾配以上の大流量を流すものであり且つ土被りが大であるから，上流部の著しい洗掘とその土砂の下流への搬出が期待されるので，上流部に床止を設ける丈で効果は充分にあるものと考へる．從つて假りに床止を唯一本丈を許すとするならば勿論上流に（i）に於て述べた如くに作るべきである．

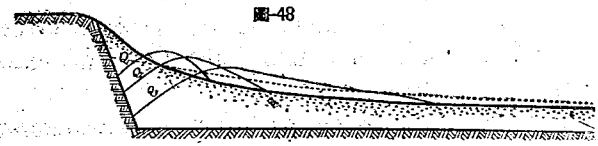
（v） 而して此の水路は一般に土被りが大きいから始めは小洪水を流し，多少の河床變化を生ぜしめた後に床止の着工に從事した方がよいと考へる．

（vi） 上流の如く，此の水路の河床保持には特に上流部を以て最重要とするから，假りに斷面 No. 35 に床止を設けた上でも更にその上流部を强化するを上策と考へる．それにはその床止より上流に流勢を減殺すべき閘を幾つか設ける．今の場合には河幅がなるべく小なる事と枝谷に當つてゐない事とからして斷面 No. 31 の少し下流の位置，或はその位置と更に斷面 No. 33 の位置がよい．此の閘は勿論水に漬れたもので河底に沿つた强い流れを阻止して水褥作用を有効ならしめようとする目的をもつものであるからその高さは元地表高よりかなり低いものでよく，從つて之の着工は一洪水あつた後がよいと考へる．

（7） 最後に一般的に次の事がいへる．

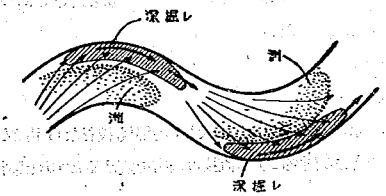
（i） 上流に急流を有し且つ岩が深い水路に過去の平衡勾配に相當する流量に比し大なる流量を流す場合の河床縱斷の變化は，圖-48 の如く，破線にて示す如ききれいな形とはならず，實線の Q_1～Q_3 曲線の如くになり，上流から順次岩が露出する如く洗掘されてその土砂は下流に洲の狀態に堆積する．流量が小なれば Q_1 曲線の如く，流量の大なる時は Q_3 曲線の如くになり，又粒徑大なるものは Q_1 曲線の如く粒徑小なるものは Q_3 曲線の如くになる．

圖-48



(ii) 新設の水路といへどもその平面形——即ち河幅の大小及びその接續關係，及び彎曲の度合とその連結關係——と河床の縱斷勾配と河床材料の性質と流量とによつて，豫めその洗掘狀態を知る事が可能である．本實驗の場合はその好例である．

圖-49



(iii) 水路彎曲部の河床變化は一般は 圖-49 の如くである．即ち，1 つの彎曲を終へて他の彎曲に移らうとする流れは分數的に流れ，そのために前の彎曲部に作られた深掘れに相當する土砂はこの流れの分散のために次の彎曲對岸に達する前に堆積して洲を生ぜしめる．而して此の部分に掃流の力盡きて土砂を置き去りにして分散した流れは彎曲の對岸にあたつて，此所で再び集められ，流勢を益すと同時に岸沿ひの横軸の渦流となつて此の彎曲凹部を洗掘し，深掘れを生ぜしめるものである．流勢の大なる場合には深掘れが續く事がある．

圖-50

(iv) 上記 (i) に於て述べた樣な (又は 圖-48 の如き) 水路に床止を設ける場合には，水路の上流に於て土砂の掘出を禁止めるべきである．而してその天端高は在來地面よりも高くなければならない．

(v) 床止を設くる時は水流の不連續性のために その前後に必ず局部的深掘れを生じ，床止は獨立するに至る傾向がある．その洗掘の狀態は概略 圖-50 の如くである．(18, 11, 30)

表-3 河床の變化

實驗 No. 1.

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0	0.75	− 0.0150	36	0	1.05	+ 0.0032
23+150	− 0.040	1.00	− 0.0690	37	− 0.002	0.96	− 0.0010
24+100	− 0.029	0.82	− 0.0205	37′	0	0.75	− 0.0008
24+100′	0	0.81	+ 0.0016	38	+ 0.002	0.29	+ 0.0003
31	+ 0.009	0.97	+ 0.0097	38′	0	0.08	+ 0.0001
32	+ 0.011	0.97	+ 0.0097	39	− 0.010	0.93	− 0.0047
33	+ 0.009	1.07	+ 0.0054	40	− 0.002	1.00	− 0.0060
34	0	1.05	+ 0.0032	41	0	1.00	− 0.0010
35	+ 0.006						

實　驗　No. 2.

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m^2)	變化面積 (m^2)
23+40	0			36		1.05	
		0.75	− 0.0150		+ 0.006		+ 0.0116
23+150	− 0.040			37		0.96	
		1.00	− 0.1100		+ 0.009		+ 0.0077
24+100	− 0.179			38		1.03	
		1.13	− 0.1356		+ 0.014		+ 0.0124
31	− 0.060			39		1.00	
		0.83	− 0.0249		+ 0.016		+ 0.0150
31′	0			40		1.00	
		0.14	+ 0.0006		+ 0.018		+ 0.0170
32	+ 0.009			41		1.00	
		0.61	+ 0.0031		+ 0.030		+ 0.0240
32′	0			42		1.00	
		0.37	− 0.0011		+ 0.026		+ 0.0280
33	− 0.006			43		1.10	
		0.72	− 0.0022		+ 0.032		+ 0.0319
33′	0			44		0.95	
		0.35	+ 0.0007		+ 0.010		+ 0.0200
34	+ 0.003			45		1.06	
		1.05	+ 0.0105		0		+ 0.0053
35	+ 0.016						

實　驗　No. 3.

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			44		1.10	
		0.75	− 0.0150		+ 0.029		+ 0.0270
23+150	− 0.040			45		1.05	
		1.00	− 0.1100		+ 0.020		+ 0.0221
24+100	− 0.179			46		0.94	
		1.13	− 0.1548		+ 0.021		+ 0.0150
31	− 0.094			47		0.98	
		0.97	− 0.0718		+ 0.010		+ 0.0059
32	− 0.054			48		1.06	
		0.97	− 0.0340		+ 0.002		+ 0.0074
33	− 0.016			49		0.95	
		0.83	− 0.0066		+ 0.012		+ 0.0086
33′	0			50		1.03	
		0.24	+ 0.0004		+ 0.006		+ 0.0052
34	+ 0.003			51		1.00	
		1.05	+ 0.0058		+ 0.004		+ 0.0050
35	+ 0.008			52		0.27	
		1.05	+ 0.0053		+ 0.006		+ 0.0081
36	+ 0.002			52′		0.66	
		0.96	+ 0.0058		0		− 0.0040
37	+ 0.010			53		1.04	
		1.03	+ 0.0062		− 0.012		− 0.0073
38	+ 0.002			54		0.35	
		1.00	+ 0.0115		− 0.002		− 0.0004
39	+ 0.021			54′		0.60	
		1.00	+ 0.0150		0		+ 0.0012
40	+ 0.009			55		0.28	
		1.00	+ 0.0160		+ 0.004		+ 0.0006
41	+ 0.023			55′		0.77	
		1.00	+ 0.0305		0		− 0.0039
42	+ 0.038			56		0.62	
		1.10	+ 0.0402		− 0.010		− 0.0031
43	+ 0.035			56′		0.43	
		0.95	+ 0.0304		0		+ 0.0017

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m^2)	變化面積 (m^2)
57	+ 0.007					1.03	+ 0.0031
58	0	1.00	+ 0.0040	11+40	+ 0.004	0.72	+ 0.0014
59	+ 0.003	1.05	+ 0.0021	61+40′	0	0.73	− 0.0015
59+100	+ 0.005	0.51	+ 0.0020	62+110	− 0.004	2.43	− 0.0049
60	+ 0.001	0.50	+ 0.0015	65+30	0		

實　驗　No. 4.　1 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			48	+ 0.006		
23+150	− 0.040	0.75	− 0.0150	49	+ 0.014	1.06	+ 0.0106
24+100	− 0.179	1.00	− 0.1100	50	+ 0.016	0.95	+ 0.0143
31	− 0.134	1.13	− 0.1774	51	+ 0.004	1.03	+ 0.0103
32	− 0.108	0.97	− 0.1174	52	+ 0.012	1.00	+ 0.0080
33	− 0.064	0.97	− 0.0834	53	+ 0.004	0.93	+ 0.0074
34	− 0.022	1.07	− 0.0460	53′	0	0.63	+ 0.0013
35	− 0.014	1.05	− 1.0189	54	+ 0.002	0.42	+ 0.0004
36	− 0.010	1.05	− 0.0126	54′	0	0.30	− 0.0003
36′	0	0.60	− 0.0030	55	+ 0.006	0.65	+ 0.0020
37	+ 0.006	0.36	+ 0.0011	55′	0	0.38	+ 0.0011
37′	0	0.38	+ 0.0011	56	− 0.010	0.67	− 0.0034
38	− 0.012	0.66	− 0.0040	56′	0	0.60	− 0.0030
38′	0	0.34	− 0.0020	57	+ 0.008	0.44	+ 0.0018
39	+ 0.023	0.67	+ 0.0080	57′	0	0.43	+ 0.0017
39′	0	0.83	+ 0.0100	58	− 0.010	0.58	− 0.0029
40	− 0.005	0.18	− 0.0005	58′	0	0.73	− 0.0037
40′	0	0.18	− 0.0005	95	+ 0.004	0.33	+ 0.0007
41	+ 0.020	0.83	+ 0.0083	59+100	+ 0.006	0.51	+ 0.0026
42	+ 0.048	1.00	+ 0.0340	59+100′	0	0.38	+ 0.0011
43	+ 0.036	1.10	+ 0.0462	60	− 0.002	0.13	− 0.0001
44	+ 0.042	0.95	+ 0.0371	61+40	− 0.010	1.03	− 0.0062
45	+ 0.026	1.06	+ 0.0360	61+40′	0	1.20	− 0.0060
46	+ 0.030	1.05	+ 0.0294	62+110	+ 0.002	0.25	+ 0.0003
47	+ 0.028	0.94	+ 0.0273	65+30	0	2.43	+ 0.0024
		0.98	+ 0.0167				

實　驗　No. 4.　2 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			49	+ 0.018	1.06	+ 0.0117
23+150	− 0.040	0.75	− 0.0150	50	+ 0.020	0.95	+ 0.0181
24+100	− 0.179	1.00	− 0.1100	51	+ 0.020	1.03	+ 0.0206
31	− 0.134	1.13	− 0.1774	52	+ 0.022	1.00	+ 0.0210
32	− 0.108	0.97	− 0.1174	53	+ 0.004	0.93	+ 0.0121
33	− 0.080	0.97	− 0.0912	54	0	1.04	+ 0.0021
34	− 0.044	1.07	− 0.0663	54′	0	0.38	0
35	− 0.018	1.05	− 0.0326	55	+ 0.004	0.58	+ 0.0012
36	− 0.032	1.05	− 0.0263	55′	0	0.20	+ 0.0004
37	− 0.004	0.95	− 0.0171	56	− 0.012	0.84	− 0.0050
38	− 0.034	1.03	− 0.0196	56′	0	0.68	− 0.0041
38′	0	0.85	− 0.0145	57	+ 0.006	0.37	+ 0.0011
39	+ 0.008	0.15	+ 0.0006	57′	0	0.20	+ 0.0006
40	+ 0.009	1.00	+ 0.0090	58	− 0.022	0.80	− 0.0009
41	+ 0.022	1.00	+ 0.0160	58′	0	0.90	− 0.0010
42	+ 0.042	1.00	+ 0.0240	59	+ 0.004	0.15	+ 0.0003
43	+ 0.038	1.10	+ 0.0440	59+100	+ 0.003	0.51	+ 0.0020
44	+ 0.044	0.95	+ 0.0400	60	0	0.50	+ 0.0010
45	+ 0.034	1.06	+ 0.0413	61+40	− 0.010	1.03	− 0.0052
46	+ 0.033	1.05	+ 0.0357	62+110	− 0.006	1.45	− 0.0116
47	+ 0.024	0.94	+ 0.0273	65+30	0	2.43	− 0.0073
48	+ 0.004	0.98	+ 0.0137				

實　驗　No. 4.　3 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			35	− 0.036	1.05	− 0.0473
23+150	− 0.040	0.75	− 0.0150	36	− 0.046	1.05	− 0.0431
24+100	− 0.179	1.00	− 0.1100	37	− 0.024	0.96	− 0.0333
31	− 0.134	1.13	− 0.1774	38	− 0.036	1.03	− 0.0309
32	− 0.108	0.97	− 0.1174	38′	0	0.95	− 0.0171
33	− 0.080	0.97	− 0.0912	39	+ 0.002	0.05	+ 0.0001
34	− 0.053	1.07	− 0.0717			1.00	+ 0.0010

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
40	0			54	+ 0.002		
		1.00	+ 0.0100			0.95	+ 0.0057
41	+ 0.019			55	+ 0.010		
		1.00	+ 0.0310			0.53	+ 0.0027
42	+ 0.038			55′	0		
		1.10	+ 0.0407			0.52	− 0.0026
43	+ 0.036			56	− 0.010		
		0.95	+ 0.1352			0.65	− 0.0033
44	+ 0.037			56′	0		
		1.06	+ 0.0392			0.39	+ 0.0012
45	+ 0.036			57	+ 0.006		
		1.05	+ 0.0336			1.00	+ 0.0040
46	+ 0.028			58	+ 0.002		
		0.94	+ 0.0226			1.05	+ 0.0074
47	+ 0.020			59	+ 0.012		
		0.98	+ 0.0127			0.51	+ 0.0036
48	+ 0.006			59+100	+ 0.002		
		1.06	+ 0.0127			0.50	+ 0.0010
49	+ 0.018			60	+ 0.002		
		0.95	+ 0.0228			0.50	+ 0.0005
50	+ 0.030			60′	0		
		1.03	+ 0.0299			0.53	− 0.0005
41	+ 0.027			61+40	− 0.002		
		1.00	+ 0.0310			1.45	− 0.0102
52	+ 0.035			62+110	− 0.012		
		0.93	+ 0.0214			2.43	− 0.0146
53	+ 0.010			65+30	0		
		1.04	+ 0.0062				

實驗 No. 5. 1 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			41	+ 0.022		
		0.75	− 0.0150			1.00	+ 0.0350
23+150	− 0.040			42	+ 0.047		
		1.00	− 0.1100			1.10	+ 0.0451
24+100	− 0.179			43	+ 0.035		
		1.13	− 0.1774			0.95	+ 0.0361
31	− 0.134			44	+ 0.040		
		0.97	− 0.1174			1.06	+ 0.0360
32	− 0.108			45	+ 0.028		
		0.97	− 0.0912			1.05	+ 0.0357
33	− 0.080			46	+ 0.039		
		1.07	− 0.0503			0.94	+ 0.0254
34	− 0.014			47	+ 0.015		
		1.05	− 0.0095			0.78	+ 0.0063
35	− 0.004			47′	0		
		0.75	− 0.0068			0.20	− 0.0004
35′	− 0.014			48	− 0.004		
		0.30	− 0.0129			0.23	− 0.0005
36 (上)	− 0.072			48′	0		
36 (下)	− 0.028	0.83	− 0.0116			0.84	+ 0.0059
36′	0			49	+ 0.014		
		0.13	+ 0.0003			0.95	+ 0.0152
37	+ 0.004			50	+ 0.018		
		1.03	+ 0.0082			1.03	+ 0.0175
38	+ 0.011			51	+ 0.015		
		1.00	+ 0.0150			1.00	+ 0.0160
39	+ 0.018			52	+ 0.017		
		1.00	+ 0.0090			0.63	+ 0.0057
40	0			52′	0		
		1.00	+ 0.0110			0.30	− 0.0012

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
53	− 0.07			58	− 0.012		
		1.04	− 0.0062			0.80	− 0.0048
54	− 0.004			58′	0		
		0.38	− 0.0008			0.25	− 0.0005
54′	0			59	+ 0.004		
		0.58	+ 0.0017			0.51	− 0.0015
55	+ 0.006			59+100	+ 0.002		
		0.25	+ 0.0008			0.13	+ 0.0001
55′	0			59+100′	0		
		0.79	− 0.0079			0.38	− 0.0008
56	− 0.020			60	− 0.003		
		0.70	− 0.0070			1.03	− 0.0052
56′	0			61+40	− 0.006		
		0.34	+ 0.0017			1.45	− 0.0058
57	+ 0.009			62+110	− 0.002		
		0.43	+ 0.0022			2.43	− 0.0024
57′	0			65+30	0		
		0.58	− 0.0035				

實　驗　No. 5.　2 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0		− 0.0150	46	+ 0.035		
		0.75				0.94	+ 0.0244
23+150	− 0.040		− 0.1100	47	+ 0.017		
		1.00				0.98	+ 0.0088
24+100	− 0.179		− 0.1774	48	0		
		1.13				1.06	+ 0.0053
31	− 0.134		− 0.1174	49	+ 0.010		
		0.97				0.95	+ 0.0171
32	− 0.108		− 0.0912	50	+ 0.026		
		0.97				1.03	+ 0.0227
33	− 0.080		− 0.0631	51	+ 0.018		
		1.07				1.00	+ 0.0190
34	− 0.037		− 0.0263	52	+ 0.019		
		1.05				0.93	+ 0.0102
35	− 0.012		− 0.0135	53	+ 0.003		
		0.75				0.48	+ 0.0010
35′	− 0.024		− 0.0114	53′	0		
		0.30				0.57	− 0.0006
36 (上)	− 0.052		− 0.0730	54	− 0.002		
		0.96				0.50	− 0.0005
36 (下)	− 0.107		− 0.0278	54′	0		
		1.03				0.45	+ 0.0005
37	− 0.045		− 0.0032	55	+ 0.002		
		0.63				0.20	+ 0.0002
38	− 0.009		+ 0.0011	55′	0		
		0.38				0.84	− 0.0067
38′	0		+ 0.0040	56	− 0.016		
		1.00				0.60	− 0.0048
39	+ 0.006		+ 0.0140	56′	0		
		1.00				0.44	+ 0.0026
40	+ 0.001		+ 0.0350	57	+ 0.011		
		1.00				0.45	+ 0.0027
41	+ 0.026		+ 0.0429	57′	0		
		1.10				0.55	− 0.0039
42	+ 0.043		+ 0.0352	58	− 0.014		
		0.95				0.95	− 0.0067
43	+ 0.035		+ 0.0360	58′	0		
		1.06				0.10	+ 0.0001
44	+ 0.038		+ 0.0347	59	+ 0.002		
		1.05				0.23	+ 0.0002
45	+ 0.030						

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
59′	0			61+40	− 0.008		
		0.29	− 0.0006			1.45	− 0.0058
59+100	− 0.003			62+110	0		
		0.50	− 0.0015			2.43	0
60	− 0.002			65+30	0		
		1.03	− 0.0052				

實驗 No. 5. 3 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			49	+ 0.011		
		0.75	− 0.0150			0.95	+ 0.0200
23+150	− 0.040			50	+ 0.030		
		1.00	− 0.1100			1.03	+ 0.0268
24+100	− 0.179			51	+ 0.022		
		1.13	− 0.1774			1.00	+ 0.0270
31	− 0.134			52	+ 0.032		
		0.97	− 0.1174			0.93	+ 0.0195
32	− 0.108			53	+ 0.009		
		0.97	− 0.0912			1.04	+ 0.0062
33	− 0.080			54	+ 0.002		
		1.07	− 0.0642			0.95	+ 0.0038
34	− 0.040			55	+ 0.006		
		1.05	− 0.0694			0.35	+ 0.0011
35	− 0.016			55′	0		
		1.05	− 0.0242			0.69	− 0.0048
36 (上)	− 0.030			56	− 0.014		
36 (下)	− 0.107					0.58	− 0.0041
		0.85	− 0.0901	56′	0		
36′	− 0.105					0.47	+ 0.0028
37	− 0.028			57	+ 0.012		
		1.03	− 0.0268			0.54	+ 0.0032
38	− 0.023			57′	0		
		1.00	− 0.0160			0.46	− 0.0023
39	− 0.008			58	− 0.010		
		1.00	− 0.0050			0.60	− 0.0030
40	− 0.002			58′	0		
		1.00	+ 0.0110			0.45	+ 0.0018
41	+ 0.024			59	+ 0.007		
		1.00	+ 0.0330			0.51	+ 0.0036
42	+ 0.042			59+100	+ 0.006		
		1.10	+ 0.0440			0.50	+ 0.0025
43	+ 0.037			60	+ 0.004		
		0.95	+ 0.0342			0.25	+ 0.0005
44	+ 0.034			60′	0		
		1.06	+ 0.0350			0.78	− 0.0039
45	+ 0.031			61+40	− 0.010		
		1.05	+ 0.0326			1.28	− 0.0064
46	+ 0.031			61+40′	0		
		0.94	+ 0.0263			0.18	+ 0.0002
47	+ 0.025			62+110	+ 0.002		
		0.98	+ 0.0186			2.43	+ 0.0023
48	+ 0.012			65+30	0		
		1.06	+ 0.0127				

実　驗　No. 6.　1 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			49	+ 0.020	1.06	+ 0.0106
		0.75	− 0.0150			0.95	+ 0.0190
23+150	− 0.040			50	+ 0.019		
		1.00	− 0.1100			1.03	+ 0.0165
24+100	− 0.179			51	+ 0.012		
		1.13	− 0.1774			1.00	+ 0.0110
31	− 0.134			52	+ 0.010		
		0.97	− 0.1174			0.48	+ 0.0024
32	− 0.108			52′	0		
		0.97	− 0.0805			0.46	− 0.0023
33	− 0.058			53	− 0.010		
		1.07	− 0.0428			1.04	− 0.0062
34	− 0.022			54	− 0.002		
		1.05	− 0.0168			0.25	− 0.0003
35	− 0.009			54′	0		
		1.05	− 0.0105			0.70	− 0.0021
36	− 0.010			55	+ 0.006		
		0.60	− 0.0030			0.13	+ 0.0004
36′	0			55′	0		
		0.36	+ 0.0011			0.92	− 0.0202
37	+ 0.006			56 (上)	− 0.044		
		0.55	+ 0.0017	56 (下)	− 0.011		
37′	0					0.68	− 0.0041
		0.48	− 0.0014	56′	0		
38	− 0.006					0.37	− 0.0007
		0.25	− 0.0008	57	+ 0.004		
38′	0					0.30	+ 0.0006
		0.75	+ 0.0090	57′	0		
39	+ 0.024					0.70	− 0.0014
		1.00	+ 0.0120	58	− 0.004		
40	0					0.58	− 0.0012
		1.00	+ 0.0080	58′	0		
41	+ 0.015					0.48	+ 0.0010
		1.00	+ 0.0310	59	+ 0.004		
42	+ 0.046					0.51	+ 0.0026
		1.10	+ 0.0470	59+100	+ 0.006		
43	+ 0.040					0.50	+ 0.0015
		0.95	+ 0.0371	60	0		
44	+ 0.038					1.03	− 0.0041
		1.06	+ 0.0371	61+40	− 0.007		
45	+ 0.032					1.13	− 0.0045
		1.05	+ 0.0347	61+40′	0		
46	+ 0.034					0.30	+ 0.0003
		0.94	+ 0.0273	62+110	+ 0.002		
47	+ 0.023					0.43	+ 0.0024
		0.98	+ 0.0118	65+30	0		
48	0						

実　驗　No. 6.　2 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0					0.97	− 0.0912
		0.75	− 0.0150	33	− 0.080		
23+150	− 0.040					1.07	− 0.0642
		1.00	− 0.1100	34	− 0.040		
24+100	− 0.179					1.05	− 0.0326
		1.13	− 0.1774	35	− 0.021		
31	− 0.134					1.05	− 0.0294
		0.97	− 0.1174	36	− 0.034		
32	− 0.108					0.96	− 0.0173

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
37	− 0.002			53′	0	0.53	+ 0.0021
38	− 0.030	1.03	− 0.0165	54	− 0.004	0.52	− 0.0010
38′	0	0.83	− 0.0125	54′	0	0.25	− 0.0005
39	+ 0.008	0.18	+ 0.0007	55	+ 0.011	0.70	+ 0.0042
40	+ 0.007	1.00	+ 0.0080	55′	0	0.23	+ 0.0014
41	+ 0.011	1.00	+ 0.0090	56 (上)	− 0.038	0.82	+ 0.0156
42	+ 0.050	1.00	+ 0.0310	56 (下)	− 0.012	0.68	− 0.0041
43	+ 0.046	1.10	+ 0.0528	56′	0	0.37	+ 0.0011
44	+ 0.041	0.95	+ 0.0418	57	+ 0.006	0.30	+ 0.0009
45	+ 0.042	1.06	+ 0.0445	57′	0	0.70	− 0.0056
46	+ 0.036	1.05	+ 0.0410	58	+ 0.015	0.95	− 0.0076
47	+ 0.024	0.94	+ 0.0282	58′	0	0.10	+ 0.0001
48	+ 0.006	0.98	+ 0.0147	59	+ 0.002	0.51	+ 0.0015
49	+ 0.024	1.06	+ 0.0159	59+100	+ 0.004	0.33	+ 0.0007
50	+ 0.023	0.95	+ 0.0228	59+100′	0	0.18	− 0.0002
51	+ 0.021	1.03	+ 0.0227	60	− 0.002	1.03	− 0.0062
52	+ 0.024	1.00	+ 0.0230	61+40	− 0.009	1.45	− 0.0116
53	+ 0.008	0.93	+ 0.0149	62+110	− 0.007	2.43	− 0.0097
				65+30	0		

實驗 No. 6. 3 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0			39 (上)	− 0.014		
23+150	− 0.040	0.75	− 0.0150	39 (下)	− 0.034	0.88	− 0.0150
24+100	− 0.179	1.00	− 0.1100	39′	0	0.13	+ 0.0004
31	− 0.134	1.13	− 0.1774	40	+ 0.005	1.00	+ 0.0120
32	− 0.108	0.97	− 0.1174	41	+ 0.019	1.00	+ 0.0290
33	− 0.080	0.97	− 0.0912	42	+ 0.039	1.10	+ 0.0451
34	− 0.050	1.07	− 0.0695	43	+ 0.042	0.95	+ 0.0399
35	− 0.029	1.05	− 0.0420	44	+ 0.041	1.06	+ 0.0435
36	− 0.053	1.05	− 0.0431	45	+ 0.041	1.05	+ 0.0378
37	− 0.014	0.96	− 0.0326	46	+ 0.031	0.94	+ 0.0282
38	− 0.030	1.03	− 0.0227	47	+ 0.028	0.98	+ 0.0187
		1.00	− 0.0220	48	+ 0.010	1.06	+ 0.0148

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
49	+ 0.018					0.09	+ 0.0003
		0.95	+ 0.0257	57	+ 0.006		
50	+ 0.036					0.25	+ 0.0008
		1.03	+ 0.0288	57′	0		
51	+ 0.020					0.75	− 0.0075
		1.00	+ 0.0230	58	− 0.020		
52	+ 0.026					0.98	− 1.0098
		0.93	+ 0.0149	58′	0		
53	+ 0.006					0.08	+ 0.0001
		0.59	+ 0.0018	59	+ 0.001		
53′	0					0.51	+ 0.0010
		0.45	− 0.0009	59+100	+ 0.002		
54	− 0.004					0.20	+ 0.0002
		0.25	− 0.0005	59+100′	0		
54′	0					0.30	− 0.0009
		0.70	+ 0.0049	60	− 0.006		
55	+ 0.014					1.03	− 0.0082
		0.35	+ 0.0025	61+40	− 0.010		
55′	0					1.45	− 0.0145
56 (上)	− 0.026	0.69	− 0.0090	62+110	− 0.009		
56 (下)	− 0.052					2.43	− 0.0122
		0.95	− 0.0247	65+30	0		
56′	0						

實　驗　No. 7.　1 時間

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 m (²)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0					0.95	+ 0.0304
		0.75	− 0.0150	44	+ 0.036		
23+150	− 0.040					1.06	+ 0.0244
		1.00	− 0.1100	45	+ 0.010		
24+100	− 0.179					1.05	+ 0.0189
		1.13	− 0.1774	46	+ 0.026		
31	− 0.134					0.94	+ 0.0273
		0.97	− 0.0776	47	+ 0.032		
32	− 0.026					0.98	+ 0.0186
		0.97	− 0.0155	48	+ 0.006		
33	− 0.006					1.06	+ 0.0095
		0.30	− 0.0009	49	+ 0.012		
33′	0					0.95	+ 0.0143
		0.77	− 0.0062	50	+ 0.017		
34	+ 0.016					1.03	+ 0.0155
		1.05	− 0.0221	51	+ 0.012		
35	+ 0.026					1.00	+ 0.0110
		0.33	− 0.0043	52	+ 0.010		
35′	0					0.48	+ 0.0024
		0.72	− 0.0173	52′	0		
36 (上)	− 0.048					0.46	− 0.0023
36 (下)	− 0.067	0.96	− 0.0758	53	− 0.010		
						1.04	− 0.0052
37	− 0.050						
		1.03	− 0.0093	54	0	0.95	+ 0.0038
38	− 0.010						
		1.00	− 0.0260	55	+ 0.008	0.15	+ 0.0006
39 (上)	− 0.042						
39 (下)	− 0.006	1.00	− 0.0030	55′	0	0.89	− 0.0205
40	0						
		1.00	+ 0.0050	56 (上)	− 0.045	0.95	− 0.0067
41	+ 0.010			56 (下)	− 0.014		
		1.00	+ 0.0240	56′	0	0.09	+ 0.0001
42	+ 0.038						
		1.10	+ 0.0363	57	+ 0.002	1.00	+ 0.0020
43	+ 0.028						

斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
58	+ 0.002	0.43	+ 0.0004	60	− 0.005	0.50	− 0.0015
58′	0	0.63	− 0.0006	61+40	− 0.006	1.03	− 0.0062
59	− 0.001	0.23	− 0.0002	62+110	− 0.004	1.45	− 0.0073
59′	0	0.28	+ 0.0003	65+30	0	2.43	− 0.0049
59+100	+ 0.001						

實驗 No. 7. 2 時間

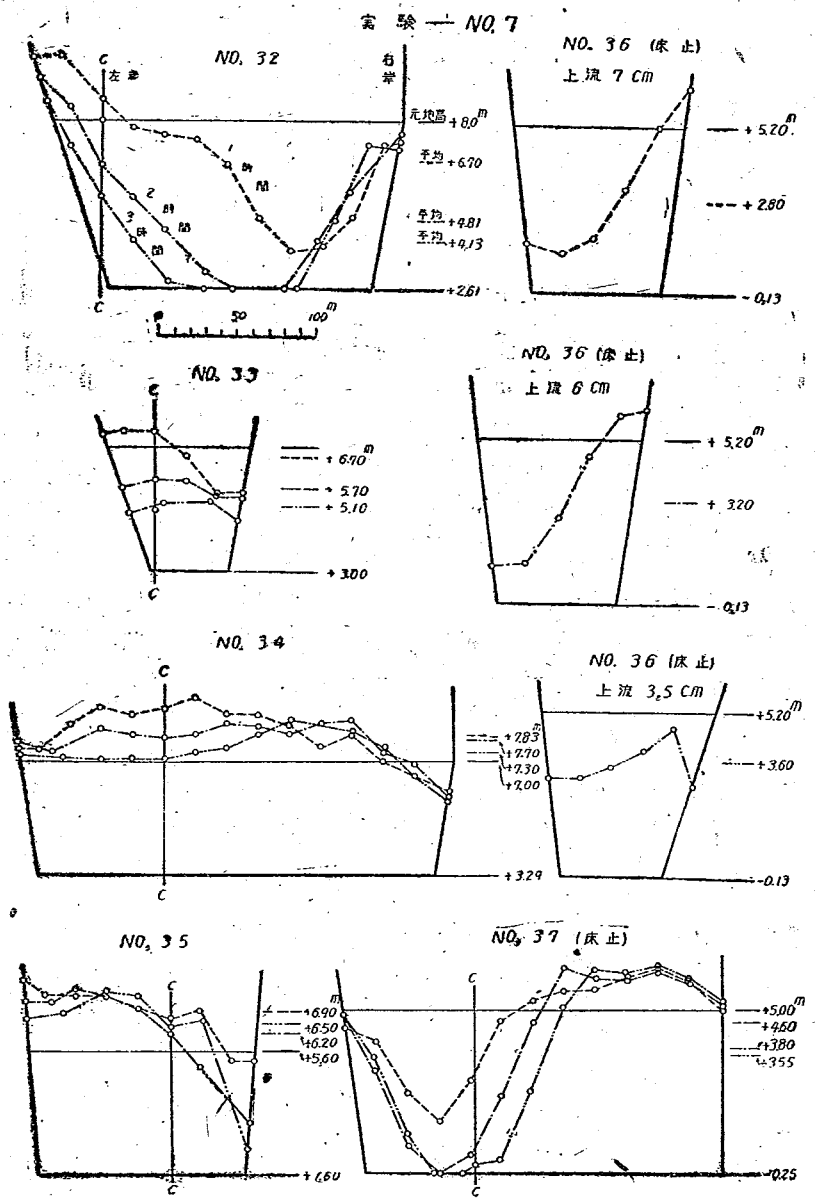
斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0	0.75	− 0.0150	49	+ 0.019	1.06	+ 0.0138
23+150	− 0.040	1.00	− 0.1100	50	+ 0.030	0.95	+ 0.0238
24+100	− 0.179	1.13	− 0.1774	51	+ 0.032	1.03	+ 0.0319
31	− 0.134	0.97	− 0.0960	52	+ 0.016	1.00	+ 0.0240
32	− 0.064	0.97	− 0.0437	52′	0	0.73	+ 0.0058
33	− 0.026	0.70	− 0.0091	53	− 0.004	0.21	− 0.0004
33′	0	0.37	+ 0.0026	54	− 0.002	1.04	− 0.0031
34	+ 0.014	1.05	+ 0.0137	54′	0	0.20	− 0.0002
35	+ 0.012	0.20	+ 0.0012	55	+ 0.006	0.75	+ 0.0023
35′	0	0.80	− 0.0170	55′	0	0.13	+ 0.0004
36 (上)	− 0.040			56 (上)	− 0.045	0.92	− 0.0212
36 (下)	− 0.107	0.96	− 0.0845	56 (下)	− 0.013	0.95	− 0.0067
37	− 0.068			56′	0	0.09	+ 0.0001
	− 0.024	1.03	− 0.0330	57	+ 0.0002	0.15	+ 0.0002
38	− 0.040	1.00	− 0.0240	57′	0	0.85	− 0.0051
39 (上)	− 0.028	1.00	+ 0.0040	58	− 0.012	0.63	− 0.0038
39 (下)	+ 0.008	1.00	+ 0.0060	58′	0	0.43	+ 0.0017
40	0	1.00	+ 0.0240	59	+ 0.008	0.51	+ 0.0031
41	+ 0.012	1.10	+ 0.0037	59+100	+ 0.003	0.20	+ 0.0004
42	+ 0.036	0.95	+ 0.0295	59+100′	0	0.30	− 0.0006
43	+ 0.031	1.06	+ 0.0244	60	− 0.004	1.03	− 0.0062
44	+ 0.031	1.05	+ 0.0263	61+40	− 0.008	1.45	− 0.0145
45	+ 0.015	0.94	+ 0.0320	62+110	− 0.012	2.43	− 0.0146
46	+ 0.034	0.98	+ 0.0020	65+30	0		
47	+ 0.034						
48	+ 0.006						

實　驗　No. 7.　3 時間

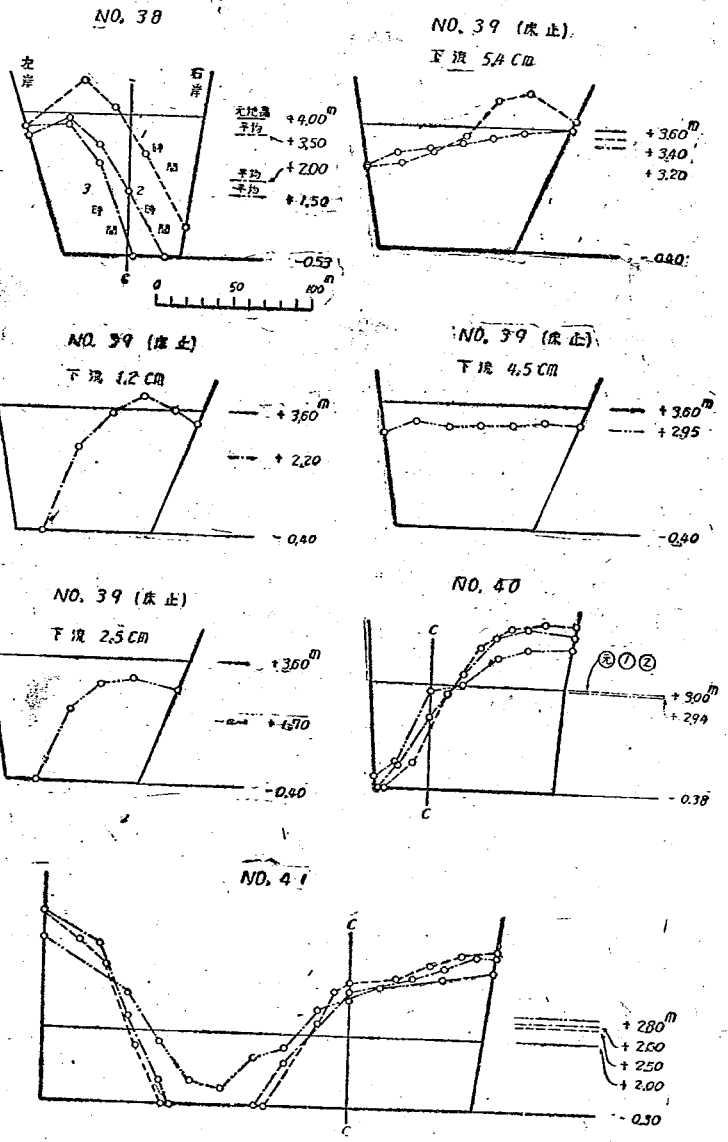
斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m^2)
23+40	0	0.75	− 0.0150	47	+ 0.029	0.98	+ 0.0147
23+150	− 0.040	1.00	− 0.1100	48	0	1.06	+ 0.0117
24+100	− 0.179	1.13	− 0.1774	49	+ 0.022	0.95	+ 0.0238
31	− 0.134	0.97	− 0.1028	50	+ 0.028	1.03	+ 0.0299
32	− 0.078	0.97	− 0.0563	51	+ 0.030	1.00	+ 0.0260
33	− 0.038	0.92	− 0.0175	52	+ 0.022	0.93	+ 0.0121
33′	0	0.15	+ 0.0005	53	+ 0.004	0.73	+ 0.0015
34	+ 0.006	1.05	+ 0.0126	53′	0	0.47	− 0.0005
35	+ 0.018	0.35	+ 0.0032	54	− 0.002	0.20	− 0.0002
35′	0	0.70	− 0.0119	54′	0	0.75	+ 0.0023
36 (上)	− 0.033			55	+ 0.006	0.15	+ 0.0005
36 (下)	− 0.107	0.90	− 0.0963	55′	0	0.89	− 0.0196
36′	− 0.106			56 (上)	− 0.043		
37	− 0.029	1.03	− 0.0412	56 (下)	− 0.011	1.04	− 0.0062
38	− 0.050	1.00	− 0.0380	57	− 0.001	1.00	− 0.0150
39 (上)	− 0.026			58	− 0.028		
39 (下)	− 0.013	1.00	− 0.0070	58′	0	0.88	− 0.0123
40	− 0.001	1.00	+ 0.0080	59	+ 0.004	0.18	+ 0.0004
41	+ 0.016	1.00	+ 0.0220	59′	0	0.41	+ 0.0008
42	+ 0.028	1.10	+ 0.0330	59+100	− 0.001	0.10	− 0.0001
43	+ 0.031	0.95	+ 0.0276	60	− 0.006	0.50	− 0.0020
44	+ 0.027	1.06	+ 0.0233	61+40	− 0.008	1.03	− 0.0072
45	+ 0.016	1.05	+ 0.0252	62+110	− 0.008	1.45	− 0.0116
46	+ 0.032	0.94	+ 0.0291	65+30	0	2.43	− 0.0097

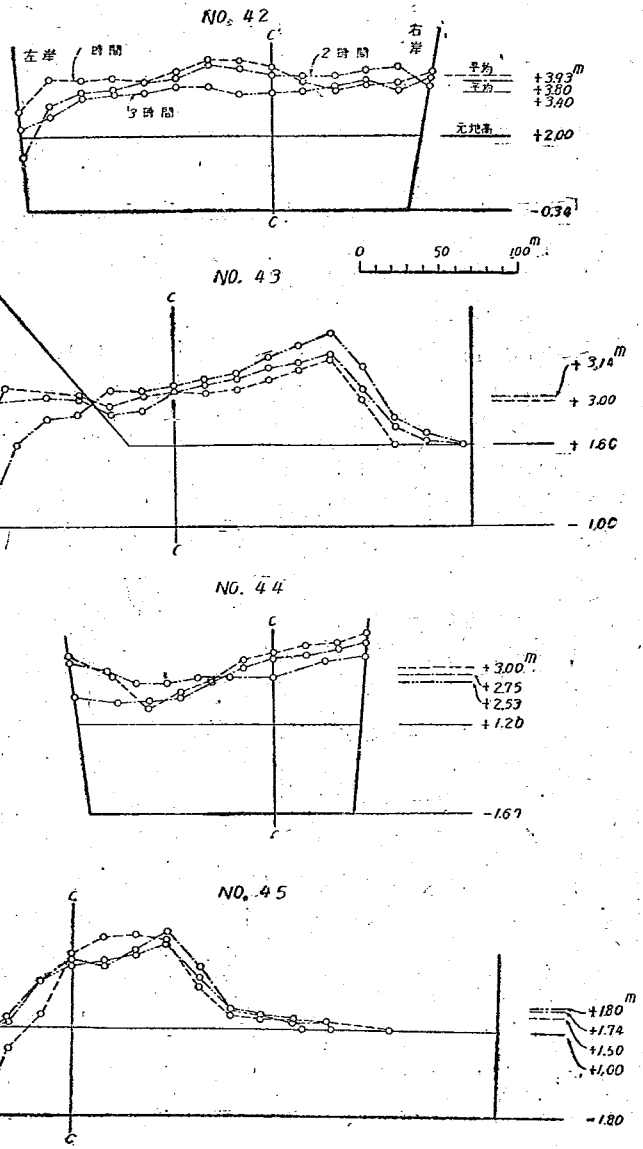
附　圖

各斷面の洗掘變化（一例）

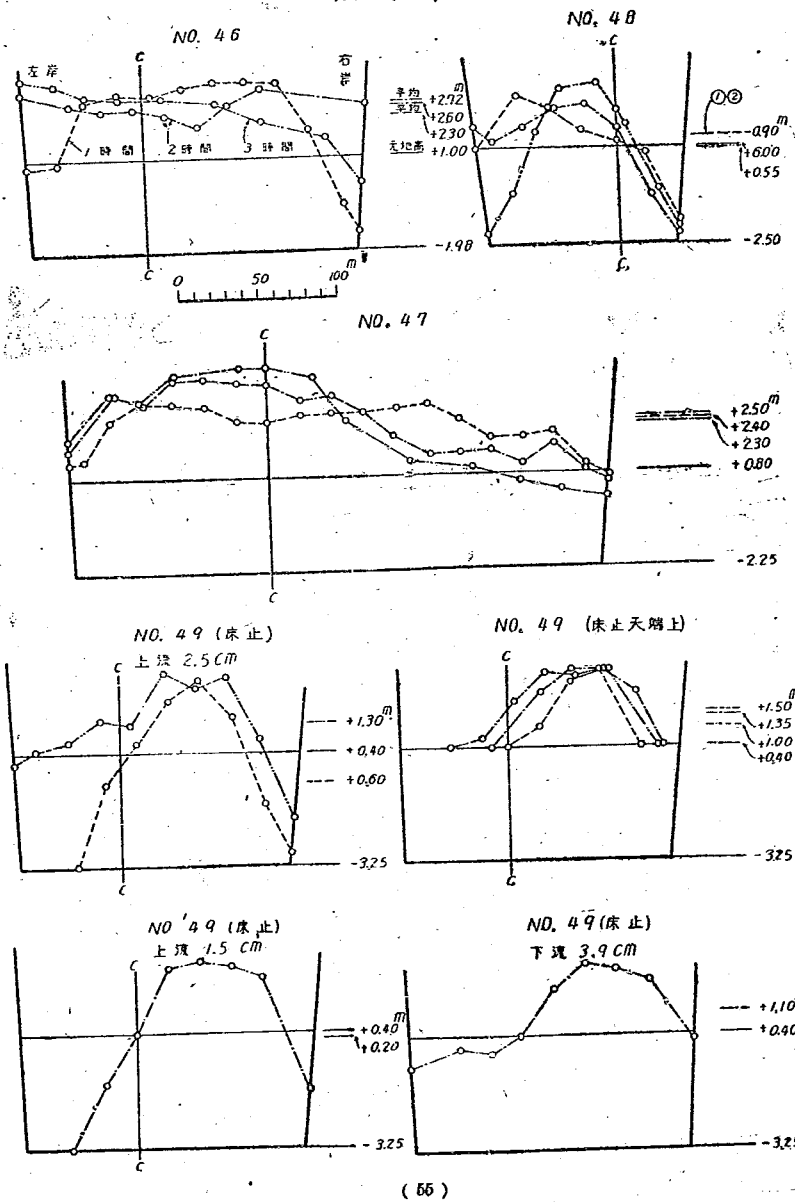


実 験 — NO. 7

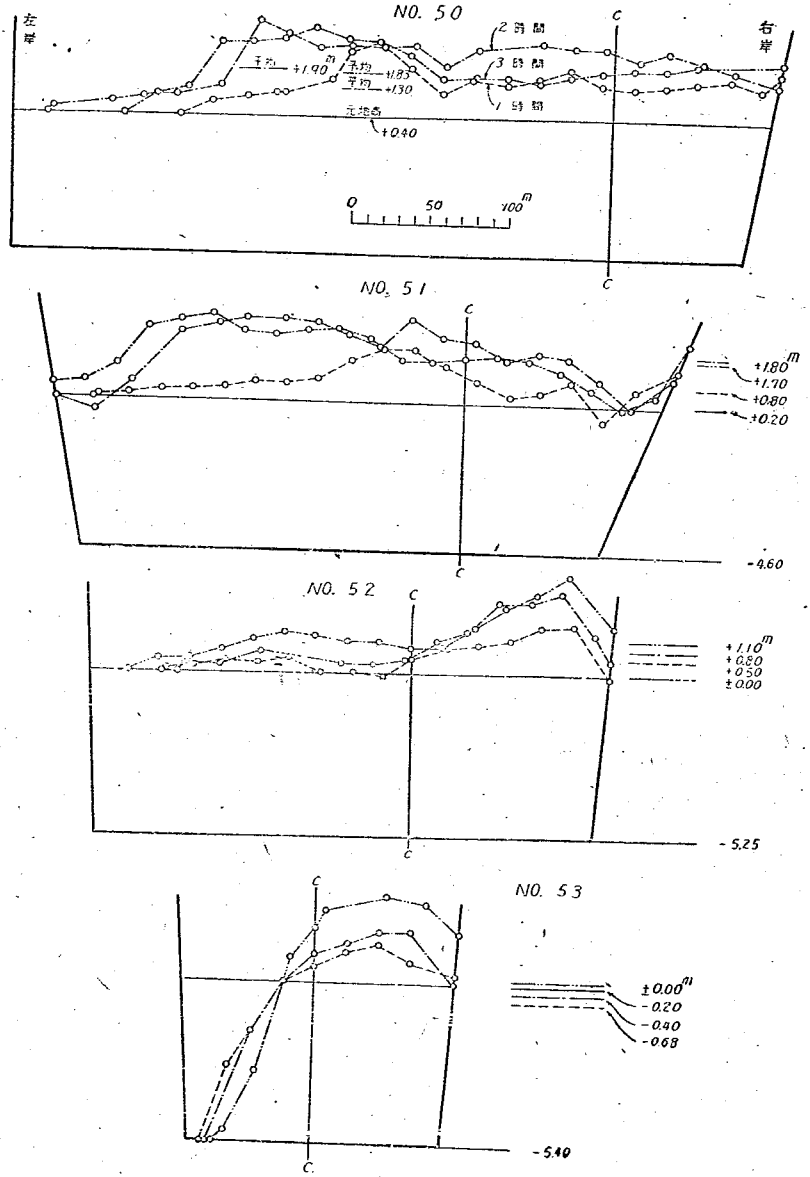

NO. 38
左岸
右岸
1 時間
2 時間
3 時間
元地盤平均 +4.00m
+3.50
平均平均 +2.00
+1.50
-0.53
0 50 100m
NO. 39 (床止)
下流 5.4 cm
+3.60m
+3.40
+3.20
-0.40
NO. 39 (床止)
下流 1.2 cm
+3.60m
+2.20
-0.40
NO. 39 (床止)
下流 4.5 cm
+3.60m
+2.95
-0.40
NO. 39 (床止)
下流 2.5 cm
+3.60m
+1.70
-0.40
NO. 40
C
元①②
+3.00m
+2.94
-0.38
NO. 41
C
+2.80m
+2.60
+2.50
+2.00
-0.30


No. 42
左岸
時間
2時間
3時間
右岸
平均
平均
+3.93 m
+3.80
+3.40
元地盤
+2.00
-0.34
0 50 100 m
No. 43
+3.14 m
+3.00
+1.60
-1.00
No. 44
+3.00 m
+2.75
+2.53
+1.20
-1.67
No. 45
+1.80 m
+1.74
+1.50
+1.00
-1.80

実 験 —— NO. 7

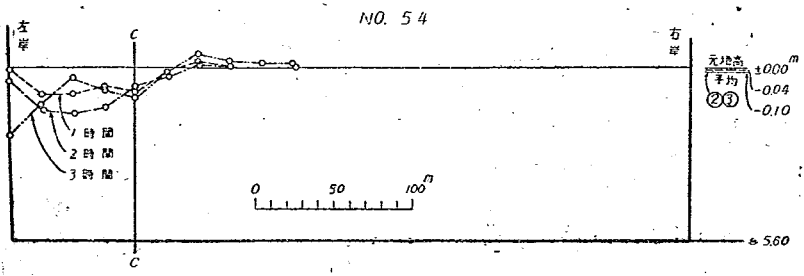

NO. 46
左岸
右岸
1時間
2時間
3時間
-1.98
0
50
100 m
NO. 48
平均
平均
+2.72 m
+2.60
+2.30
元地高 +1.00
①②
-0.90 m
+6.00
+0.55
-2.50
NO. 47
+2.50 m
+2.40
+2.30
+0.80
-2.25
NO. 49 (床止)
上流 2.5 cm
+1.30 m
+0.40
+0.60
-3.25
NO. 49 (床止天端上)
+1.50 m
+1.35
+1.00
+0.40
-3.25
NO. 49 (床止)
上流 1.5 cm
+0.40 m
+0.20
-3.25
NO. 49 (床止)
下流 3.9 cm
+1.10 m
+0.40
-3.25

実驗 — NO. 7

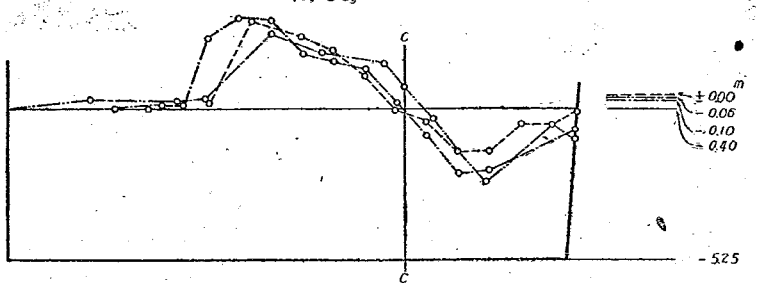

NO. 50
左岸
右岸
C
2 時間
3 時間
1 時間
平均 +1.90 m
平均 +1.83
平均 +1.30
元地盤
+0.40
0 50 100 m
NO. 51
+1.80 m
+1.70
+0.80
+0.20
-4.60
NO. 52
+1.10 m
+0.80
+0.50
±0.00
-5.25
NO. 53
±0.00 m
-0.20
-0.40
-0.68
-5.40

実　験 ― NO. 7

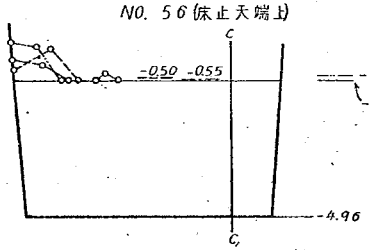
NO. 54



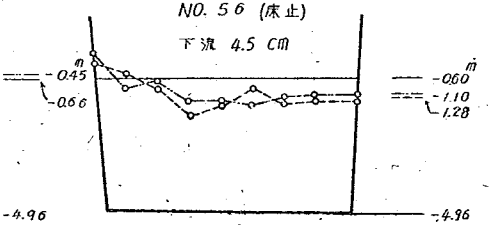
NO. 55



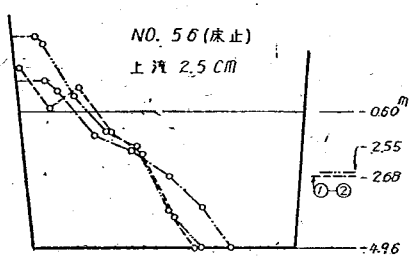
NO. 56 (床止天端上)



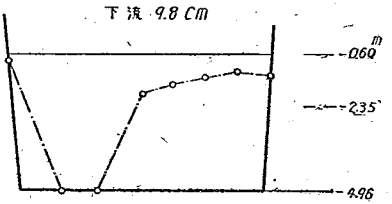
NO. 56 (床止)
下流 4.5 cm

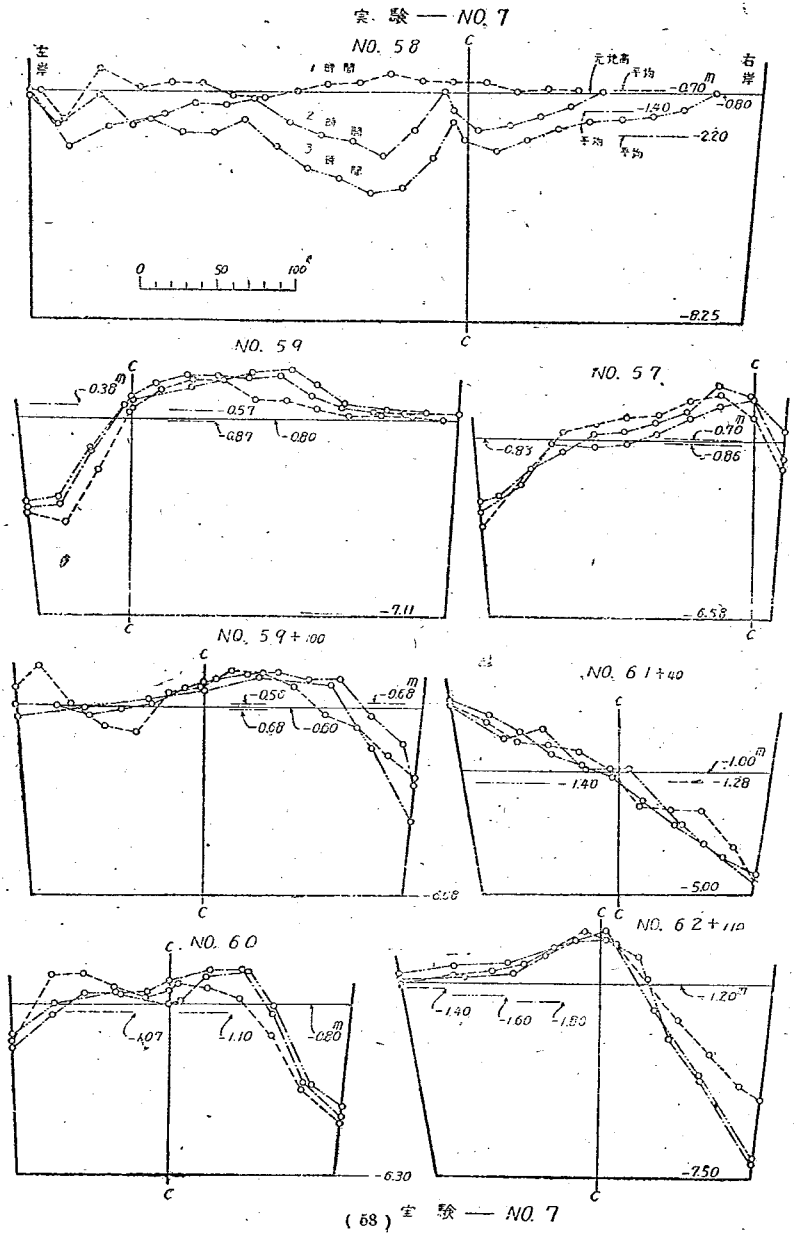


NO. 56 (床止)
上流 2.5 cm



NO. 56 (床止)
下流 9.8 cm




實驗 — NO. 7
NO. 58
左岸
右岸
1 時間
2 時間
3 時間
元地高
平均
-0.70
-0.80
-1.40
-2.20
-8.25
NO. 59
-0.38
-0.57
-0.87
-0.80
-7.11
NO. 57
-0.70
-0.83
-0.86
-6.58
NO. 59+00
-0.50
-0.68
-0.68
-0.60
NO. 61+40
-1.00
-1.40
-1.28
-5.00
NO. 60
-1.07
-1.10
-0.80
-6.30
NO. 62+10
-1.20
-1.40
-1.60
-1.80
-7.50

(58) 實驗 — NO. 7

竹ボルト接合に關する試驗

內務技師　村　上　永　一
佐　藤　正　雄

目　次

I. 緒　言……(1)
II. 積層竹材の材質試驗……(2)
(1) 剪斷試驗……(2)
(2) 曲げ試驗及彈性係數の算定……(3)
(3) ボルト螺旋部とナットの强度……(5)
III. 二面剪斷接合に關する試驗……(7)
(1) 氣乾燥狀態の試驗結果……(7)
(2) 竹ボルトの濕潤がその强度に及す影響……(11)
(3) 鐵ボルトとの比較……(12)
(4) 試驗結果の考察と許容荷重……(13)
IV. 竹ボルトを使用したヂベル接合部の强度に關する試驗……(15)
(1) 輪形ヂベル接合に使用した場合の試驗結果……(15)
(2) 試驗結果の考察及び鐵ボルトとの比較……(17)
(3) 噛合せヂベル接合に使用した場合の試驗結果……(18)
(4) 試驗結果の考察及び鐵ボルトとの比較……(18)
V. 結　語……(20)

I. 緒　言

木構造物に使用せられるボルトの鐵量は木部材厚が相當に大なる關係上ボルトの働長が大となり，從つて仲々多量なものとなる．このボルトの鐵量を輕減するには，(1) 强力なる加工木材を使用して部材厚を極めて薄くするか，(2) ヂベル接合を使用してボルトの利用率を高め，その使用數を極力少くするか，(3) ボルトを全く使用しない接合工法即ち膠着接合法に依るか，(4) 鐵材以外の材料でボルトを製作するかである．

鐵材以外の他の材料でボルトに代り得べき接合法を使用せば，木構造に於ける鐵量は極めて減少し，ほとんど鐵材を使用せざる木構造物の設計が可能になる．

鐵材に代り得るボルトの材料の備ふべき性質としては强度大にして靱性あるものでなければならぬ．即ち剪斷强度が大きく，曲げ彈性率が大きくて，撓みに對する靱性大なるものであらねばならぬ．この性質を稍々備へる木材としては硬木材，竹材，强化材等があるが現下の事情より見て竹材が最も好都合と思はれる．

竹材は强度大にして彈性率も大きく，靱性も相當にあるものであるが，材の厚より考へて從來の竹釘以上のものゝ作製は困難であつたが，膠着劑に依り竹材を接着した積層竹材を造ることに依り，徑 22 粍級迄のボルト材

圖-1 (a)　積層竹材で製作したボルト

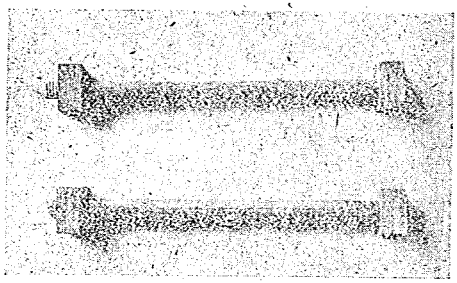
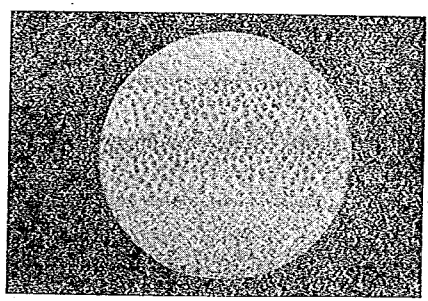


圖-1 (b)　積層竹ボルトの斷面



せてボルト螺旋部の締附強度の試験を行つたものである.

(1) 剪斷試驗

積層竹材の剪斷試驗は接着面に對し3平面が取りうるものであるが, 接着面に直角で, 而も纖維方向に直角な剪斷は竹材の構造により試驗結果面白くなく, 目下試驗方法を考究中であり, 取敢ず他の二面の剪斷試驗結果のみを報告する.

(イ)　接着面に直角, 纖維と平行なる面の剪斷試驗

試驗片の形狀は圖-2 に示す如きもので木材試驗の場合に準じて剪斷長 25 mm, 剪

表-1　接着面に直角, 纖維と平行なる面の剪斷强度

試片番號	剪斷面積 (cm^2)	破壞荷重 (kg)	剪斷强度 (kg/cm^2)	摘　　要
1	5.09	620	122	竹材は氣燥狀態にしてその含水率は概ね 11% なり
2	5.23	728	139	
3	5.35	790	148	
4	5.45	796	146	
5	5.03	731	145	
6	5.26	738	140	
7	5.61	880	157	
8	5.26	796	143	
平均			143	

を取りうる樣になり, 一應その目的に適した材料を得ることになつた.

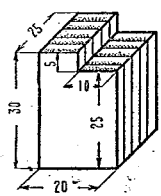
本試驗は斯る積層竹材によつて製作された ϕ16 mm, ϕ19 mm, ϕ22 mm の竹ボルトの二面剪斷接合强度, その耐水性, 及びヂベル接合に使用した場合の强度の試驗を行ひ, それに必要なる材質試驗として剪斷强度, 曲げ强度及び螺旋部の締附力に對する試驗を行つたものである.

II.　積層竹材の材質試驗

竹ボルトを作製する母材となる積層竹材は約 4 mm 厚の竹材を耐水性に富む膠着剤にて 5～7 枚を接着し, 一晝夜締附金具にて締附けて作られたもので, 24 mm 角の長 1 m 程度のものである.

この積層竹材の材質試驗はボルトの接合强度試驗の判定に直接必要なる剪斷試驗, 曲げ試驗及び曲げ試驗に依る彈性係數の算定をなし, 併

圖-2



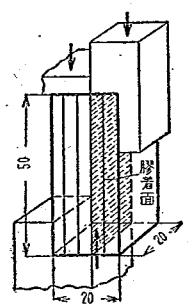
斷幅 20 mm，從つて剪斷面積 5 cm² として試驗した．

試驗成績は表-1 に示す．その剪斷強度の平均値は 143 kg/cm² で木材の剪斷強度に比較して優秀なる値である．

（ロ） 接着面の剪斷試驗

接着面の剪斷試驗片は圖-3 圖に示す如きもので，剪斷面積は 5×2＝10 cm である．剪斷強度の平均は 39.1 kg/cm² で膠着劑としては大體この程度のものてこれ以上のものは特に優秀なものとなる．

圖-3



（2） 曲げ試驗及彈性係數の算定

曲げ試驗も積層竹材の性質より，接着面を水平にした場合と垂直にした場合とがある．試驗片は 20×20×450 mm とし桁の支間 l＝400 mm として試驗した．

（イ） 接着面を水平にした場合の曲げ試驗試驗成績は表-3に示す．平均曲げ强度は 541 kg/cm² にして豫想したより小さかつた．これは，曲げ應力に依つて破壞する前に，接着面に剪斷應力が作用し，剪斷破壞したもので積層竹材が各々ばらばらに遊離してしまつた爲である．この剪斷强度は平均 11 kg/cm² で材料試驗の剪斷試驗に比較して遙かに弱く約 1/3 であるが，これは剪斷長が長いこと，接着面の凹凸のため均一に接着しないことに依るものと思はれる．

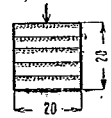
表-2 接着面の剪斷試驗

試片番號	剪斷面積 (cm²)	破壞荷重 kg	剪斷强度	摘　要
1	10	546	54.6	竹材は氣燥狀態にしてその含水率は概ね11%なり
2	10	371	37.1	
3	10	411	41.1	
4	10	244	24.4	
5	10	294	29.4	
6	10	390	39.0	
平均			39.1	

表-3 を見れば分るが試片 1 では荷重 90 kg で接着面が剪斷破壞し，尙は荷重は上つて 94 kg 迄上つてゐる．即ち曲げ强度は相當に餘りのあることを示してゐる．

表-3 接着面を水平にした場合の曲げ試驗成績

試片番號	接着面剪斷破壞			最高荷重		摘　要
	荷　重 (kg)	最大剪斷應力 (kg/cm²)	彈應力 (kg/cm²)	荷　重 (kg)	彈應力	
1	90	16	626	94		竹材は氣燥狀態にして含水率は概ね 11% 膠面は圖示の如し
2	58	9	350	78		
3	103	17	648	103		
平均	84	11	541	92		

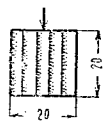


（ロ） 接着面を垂直にした場合の曲げ試驗

この場合は接着面は剪斷破壞せず曲げ應力は大きくなり平均値 1,175 kg/cm² で曲げ破壞する．之と同時に接着面も遊離して同時に剪斷破壞する．故にこの場合は剪斷破壞は致命的でなく曲げ强度を求めることが出來る．

表-4 接着面を垂直にした場合の曲げ試験成績

試片番號	最高荷重 荷重 (kg)	最高荷重 纖應力 (kg/cm²)	摘要
1	148	1110	竹材は氣燥狀態にして含水率は略ね11% 斷面は圖示の如し
2	200	1294	
3	174	1121	
平均	174	1175	



試驗結果は表-4 に示す.

(ハ) 彈性係數の算定

表-5, 表-6 に於て夫々の彈性係數即ち接着面を水平にした場合の彈性係數 (E_h) と接着面を垂直にした場合の彈性係數 (E_v) とを次式に依り計算した.

$$E = \frac{P}{\eta} \cdot \frac{l^3}{48.I}$$

l: 桁の支間 = 40 cm

η: 中央の撓み量 (cm)

I; 斷面の慣性モーメント (cm⁴)

表-5 接着面を水平にした場合の彈性係數 (E_h)

荷重 kg	纖維應力 kg/cm²	A-1 撓み量 (cm)	A-1 曲げ彈性係數 ×10³ kg/cm²	A-2 撓み量 (cm)	A-2 曲げ彈性係數 ×10³ kg/cm²	A-3 撓み量 (cm)	A-3 曲げ彈性係數 ×10³ kg/cm²
0	0	0	0	0	0	0	0
10	75	—	—	0.120	83	0.085	119
20	150	0.140	143	0.200	100	0.157	127
30	225	—	—	0.304	99	0.213	141
40	300	0.266	150	0.414	97	0.283	141
50	375	0.324	154	0.520	96	0.353	141
60	450	0.393	153			0.412	146
70	525	0.472	149			0.496	141
80	600	0.534				0.565	
90	675	0.604				0.739	
100	750					0.800	

表-6 接着面を垂直にした場合の彈性係數 (E_v)

荷重 kg	纖維應力 kg/cm²	B-1 撓み量 (cm)	B-1 曲げ彈性係數 ×10³ kg/cm²	B-2 撓み量 (cm)	B-2 曲げ彈性係數 ×10³ kg/cm²	B-3 撓み量 (cm)	B-3 曲げ彈性係數 ×10³ kg/cm²
0	0	0	0	0	0	0	0
10	75	0.075	133	0.156	65	0.080	126
20	150	0.154	130	0.200	100	0.134	149
30	225	0.239	125	0.276	109	0.207	145
40	300	0.333	118	0.340	118	0.278	144
50	375	0.490	110	0.420	119	0.340	147
60	450	0.581	103	0.495	121	0.410	146
70	525	0.687	110	0.570	123	0.500	140
80	600	0.795	101	0.645	124	0.571	140
90	675	0.950	95	0.727	124	0.653	138
100	750	1.000	100	0.816	122	0.750	133
110	825			0.921		0.858	128

圖-4

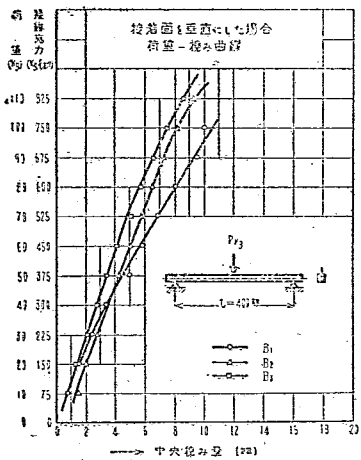


圖-5

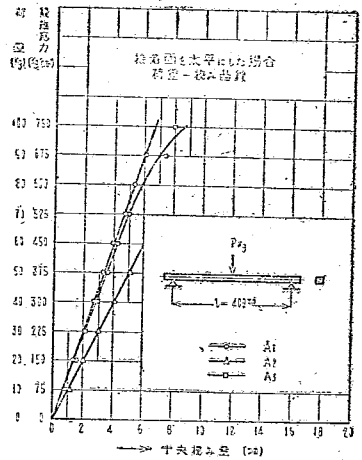
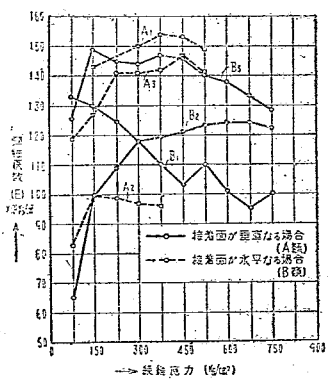


圖-6 は荷重に依る彈性係數の變化を示したものであるが，彈性係數自體は接着面の置き方如何に影響されること なく，大體 1000,000～150,000 kg/cm² の間にある．彈性係數は初めは曲げ應力の增加と共に增加し，荷重が大きくなると次第に小さくなる傾向を示してゐる．然し接着面を水平にした場合の彈性係數 (E_h) は低下の傾向の著しくならない內に剪斷破壞してしまふものである．A-2 が特に小さく出てゐるのは接着面が特に弱いためであつた．

圖-6



(3) ボルト螺旋部とナットの强度

積層竹材の缺點の一つとしては螺旋部とナットにある．本試驗に使用した竹ボルトのナットは堅木を使用したものである．この締附强さを見るために，ナットを支へボルトをその軸の方向に引張つてその强度を見た．

斯くボルトを軸方向に引張つた場合圖-7の如くネヂ山が剪斷破壞するのであるが，その破壞面を山と谷との中央と假定する．卽ちボルトもナットも共に谷と山の中央で破壞し，その剪斷面積を等しいと置く．

斯く假定すれば

剪斷面積 A_s は　　$A_s = \pi D_s \dfrac{H}{2}$

D_s: ネヂの山と谷との中央の徑 (cm)

H: ナットの厚 (cm)

從つて剪斷强度はボルトの軸方向への引張力を P とすれば

$$\tau = \frac{P}{\pi D_s \dfrac{H}{2}}$$

図-7

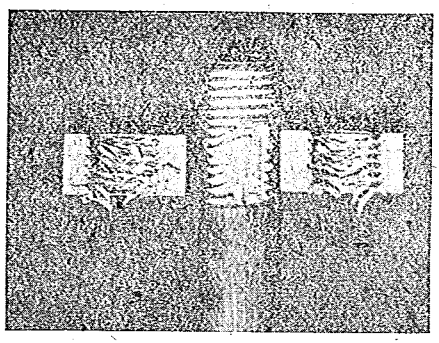


図-8

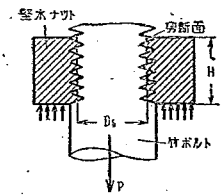


表-7 は径 19 mm の竹ボルトに就いてナット厚 20 mm, 25 mm, 30 mm のものの試験結果である.

表-7 径 19 mm ボルトのナット引張試験成績

試片番號	ボルト径 (mm)	ナット厚 (mm)	破壊荷重 荷重 (kg)	破壊荷重 剪断應力 (kg/cm²)	摘要
A-1	18.0	20	660	120	竹材は氣乾狀態にして含水率 11% 剪斷應力は平均径 $D_s = 17.5$ mm として計算せり.
A-2	18.0	20	620	113	
A-3	18.0	20	800	145	
平均			693	129	
B-1	18.5	25	680	104	平均径 $D_s = 16.7$ として計算せり.
B-2	17.3	25	720	110	
B-3	18.3	25	855	131	
平均			752	115	
C-1	18.9	30	785	100	平均径 $D_s = 16.7$ mm として計算せり.
C-2	18.3	30	1200	152	
C-3	18.7	30	960	122	
平均			982	125	

図-9

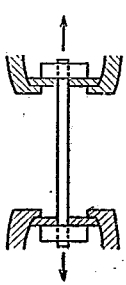


表-8 は径 16 mm 径 22 mm の竹ボルトをナット厚 20 mm のみに就いて行つた試験結果である. 図-9 は試験方法の略図である.

計算して出した剪斷強度は大體 120 kg/cm² にして前に示した剪斷試験結果とよく一致するものである, 若し計算によつてナットの許容締附力を出す場合には剪斷試験に依る剪斷強度の 1/4 即ち $\frac{143}{4} \fallingdotseq 36$ kg/cm² で計算すれば安全である. 又締附力の試験結果より出せば, 安全率3として多少安全を見込めば

φ16 mm	ナット厚 20 mm の許容締附力	150 kg
φ19 mm	ナット厚 20 mm 〃	200 kg
	〃 25 mm 〃	250 kg
	〃 30 mm 〃	300 kg
φ22 mm	ナット厚 20 mm 〃	250 kg

表-8　徑 16 mm, 徑 22 mm ボルトのナット引張試驗成績

試片番號	ボルト徑 (mm)	ナット厚 (mm)	破壞荷重 荷重 (kg)	破壞荷重 剪斷應力 (kg/cm²)	摘要
1	15	20	680	150	竹材は氣乾狀態にして含水率概ね 11% 平均徑 D_s = 14.5mm として計算せり
2	15	20	495	109	
3	15	20	600	132	
4	15	20	422	108	
5	15	20	505	111	
平均			540	122	
1	22	20	955	145	平均徑 D_s = 21 mm として計算せり.
2	22	20	875	132	
3	22	20	1020	154	
4	22	20	970	147	
5	22	20	860	130	
平均					

III.　二面剪斷接合に關する試驗

(1)　氣乾燥狀態の試驗結果

竹ボルトの二面剪斷接合の耐荷試驗は圖-10 に示せる如く，ボルト1本を使用して3部材を接合し壓縮試驗に依つて行つたもので，竹ボルトの働長 25 cm のものに對しては，中央材厚 13 cm 側材厚 6 cm のものを A-類とし，中央材厚 10 cm 側材厚 9.5 cm のものを B-類とし，中央材厚 7 cm 側材厚 9 cm のものを C-類とし，更にボルトの働長 18 cm のものに對しては中央材厚 6cm 側材厚 6 cm のものを D-類とした．試驗は各々の類に就いて φ16 mm, φ19mm, φ22 mm の竹ボルトを使用し，夫々 3 個の供試體を以つて一組とした．

圖-10 二面剪斷接合供試體略圖

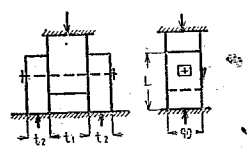
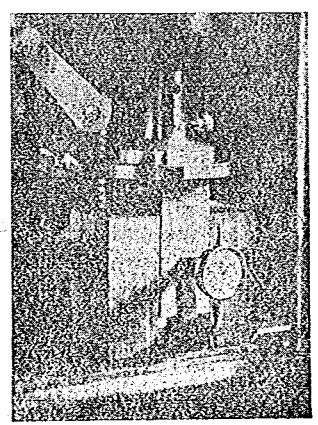


圖-11　二面剪斷接合試驗狀況



壓縮試驗は5瑞松村式多能試驗機に依つて行ひ左右の側面に1個づつ計2個のダイアルゲーヂにより中央部材と左右の側部材との相對的の部材間變位を 1/100 mm 迄測定した(圖-11)

表-9 は φ16 mm の竹ボルトの試驗成績であり，表-10 は φ19 mm の竹ボルト，表-11 は φ22 mm の竹ボルトの試驗成績である．

圖-12 は各試驗の荷重—變位曲線を示す．

表-9～表-11 に於て單位當支壓とあるは中央材厚 t_1 にボルトの徑 D を乘じた面積 t_1D に支壓應力が均等に分布したものと假定して計算した平均支壓應力である．

竹ボルトの二面剪斷接合強度は接合さるべき部材厚の變化に依つ

表-9 徑 16 mm 竹ボルトの二面剪斷接合試驗成績

試片番號	部材寸法 中央材厚 (t_1) (mm)	側材厚 (t_2) (mm)	部材長 (L) (mm)	ボルト徑	破壞强度 荷重 (kg)	破壞强度 單位當支壓 (kg/cm²)	部材間變位 (mm) 60 kg 時	1000 kg 時	1200 kg 時
A-16-1	130	60	150	15.7	1,800	88	3.22	6.15	—
A-16-2				15.7	1,590		4.73	7.93	9.02
A-16-3				15.7	1,350	66	2.96	6.15	6.95
平均				15.7	1,575	71			
B-16-1	130	60	150	15.7	1,150	73	1.73	6.72	—
B-16-2				15.7	1,487	95	2.15	5.39	6.96
B-16-3				15.7	1,520	97	1.73	4.64	5.71
平均				15.7	1,386	88			
C-16-1	70	75	150	15.7	1,330	121	1.92	5.07	6.85
C-16-2				15.7	1,365	124	1.70	4.98	6.65
C-16-3				15.7	1,330	121	1.78	4.33	6.37
平均				15.7	1,342	122			
D-16-1	60	60	150	15.7	1,350	147	1.49	2.91	4.53
D-16-2				15.3	1,310	143	1.15	2.87	3.93
D-16-3				15.3	1,395	152	1.42	3.68	5.14
平均				15.4	1,352	147	1.35	3.15	4.53
總平均					1,414				

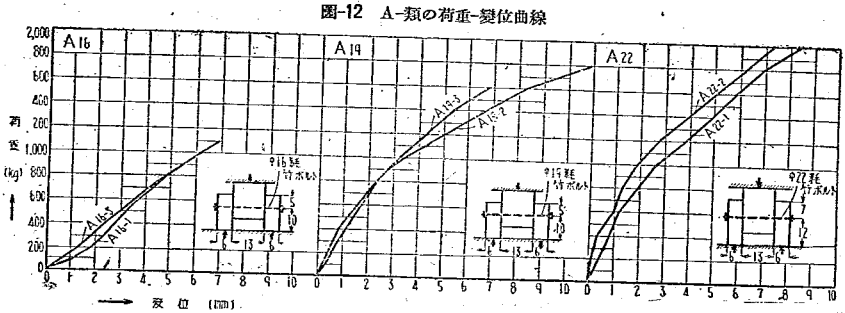
表-10 徑 19 mm 竹ボルトの二面剪斷接合試驗成績

試片番號	部材寸法 中央材厚 (t_1) (mm)	側材厚 (t) (mm)	部材長 (L) (mm)	ボルト徑	破壞强度 荷重 (kg)	破壞强度 單位當支壓 (kg/cm²)	部材間變位 (mm) 500 kg 時	1000 kg 時	1500 kg 時
A-19-1	130	60	150	19.7	(1,530)		1.58	4.62	7.80
A-19-2				19.7	1,870	73	1.15	3.27	7.32
A-19-3				19.7	1,800	70	1.35	3.18	6.02
平均				19.7	1,835	17			
B-19-1	150	75	150	19.7	2,035	103	0.99	2.98	6.16
B-19-2				19.7	2,035	103	0.57	1.67	4.37
B-19-3				19.7	2,385	121	0.79	2.56	5.69
平均				19.7	2,152	109			
C-19-1	70	90	150	19.7	2,055	150	0.74	2.10	—
C-19-2				19.7	2,100	152	0.70	2.55	5.25
C-19-3				19.7	2,060	149	0.71	2.39	4.96
平均				19.7	2,075	150			
D-19-6	60	60	150	18.3	1,820	165	0.94	2.03	4.02
D-19-2				18.3	1,650	151	0.53	1.82	9.83
D-19-3				18.2	1,780	162	2.02	3.22	6.08
平均				18.3	1,750	159	1.16	2.36	6.64
總平均					1,953				

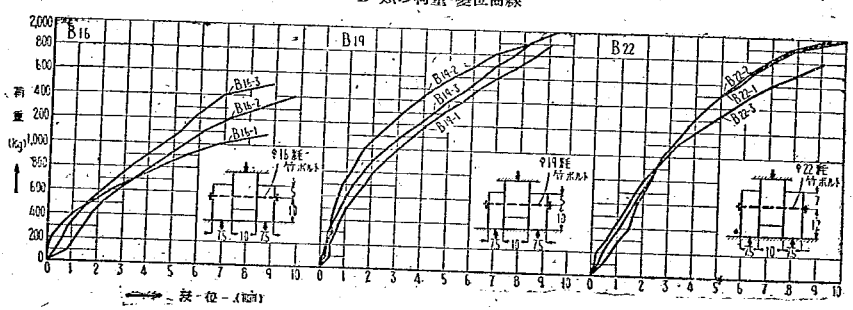
表-11　径 22 mm ボルトの二面剪断接合試験成績

試片番號	部材寸法 中央材厚 (t_1) (mm)	側材厚 (t_2) (mm)	部材長 (L) (mm)	ボルト径	破壊強度 荷重 (kg)	単位當支壓 (kgc/m²)	部材間變位 (mm) 500 kg 時	1000 kg 時	1500 kg 時
A-22-1	130	60	190	22.9	2,315	78	0.99	2.64	5.29
A-22-2				22.9	2,545	85	0.63	1.85	4.44
A-22-3				22.9	(2,270)		0.70	1.91	4.22
平均				22.9	2,430	81			
B-22-1	100	75	190	22.9	2,000	87	1.55	2.80	5.02
B-22-2				22.9	2,430	106	1.33	2.77	5.04
B-22-3				22.9	2,070	90	1.15	2.90	6.14
平均				22.9	2,167	94			
C-22-1	70	90	190	22.9	2,325	145	0.63	2.26	5.02
C-22-2				22.9	2,400	150	0.26	0.96	5.29
C-22-3				22.9	2,150	134	0.67	1.66	3.48
平均				22.9	2,292	143			
D-22-1	60	60	150	22.2	2,385	180	1.19	2.37	3.56
D-22-2				22.2	2,250	169	1.09	2.17	3.40
D-22-3				21.9	2,215	168	1.19	2.12	3.18
平均				22.1	2,283	172	1.16	2.22	3.38
總平均					2,293				

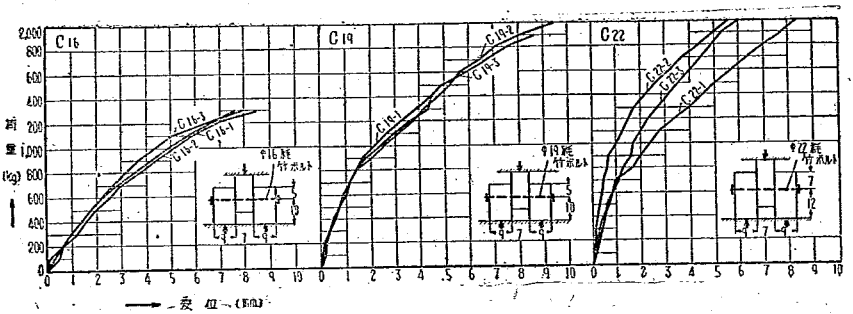
圖-12　A-類の荷重-變位曲線



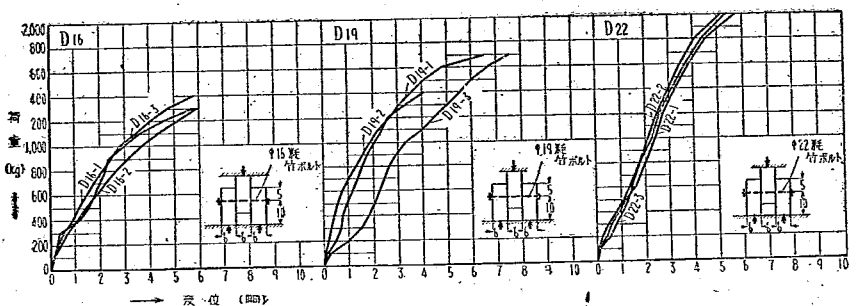
B-類の荷重-變位曲線



C-類の荷重-變位曲線



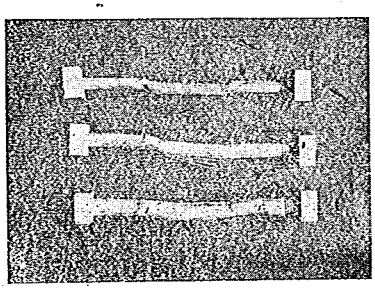
D-類の荷重-變位曲線



て大なる差異なく，ほぼ同じ様な接合強度を示してゐる．之は竹ボルトの二面剪斷接合に於ける破壞は圖-13 に示す如く總てボルト自身の剪斷破壞であり，部材の減込破壞は問題にならない．即ち木材の支壓强度が克服されない前にボルト自身が破壞したものであるが故に，部材の厚さの變化は特に板類の如く薄くない限り，竹ボルトの接合强度に影響を及さないものである．

竹ボルト接合の荷重—變位曲線を見れば直ちに分る特徴は荷重が增ると部材間變位が直ぐ現はれることである．これは竹ボルの接合にはナットの締附力を充分に働かして部材を極度に締附けるとナットの破壞する恐があるが故に，部材間の摩擦に依り耐荷することなく，直ちに木材の支壓に依り耐荷する爲である．この點が鐵ボルトの如く極度に部材を締附けうる接合の荷重—變位曲線とその傾向を異にするものである．

圖-13 竹ボルトの二面破壞接合剪斷狀況

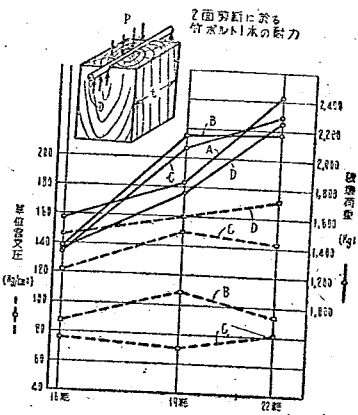


竹ボルトの二面剪斷接合の破壞はボルトの剪斷破壞であることは前にも述べたが，竹ボルトは鐵ボルトの如く大きく彎曲せずに破壞する故に，ボルトに軸張力がほとんど作用しないものである．これが爲に竹ボルトのナットの締附强度は弱弱であるに拘らず，二面剪斷接合として使用した場合は竹ボルトはナットに力がほとんど作用せず，從つて

ナットの破壞は少しも問題とならない．事實實驗結果もナットの破壞したものは一つもないのである．

圖-14 は竹ボルトの二面剪斷接合の破壞荷重とその點の單位當支壓とを各徑と各類とに就き一覽しうる樣にしたものである．

圖-14



（2） 竹ボルトの濕潤がその强度に及す影響

竹ボルトの二面剪斷接合が飽水された場合に鐵ボルトと異つてその影響如何が問題になるものである．卽ち竹ボルト接合は水分の影響を多分に受けてその强度が低下する恐れがあるものである．

依つて竹ボルトの二面剪斷接合を水中に3晝夜(72時間)放置して然る後にその接合强度を試驗することにした．

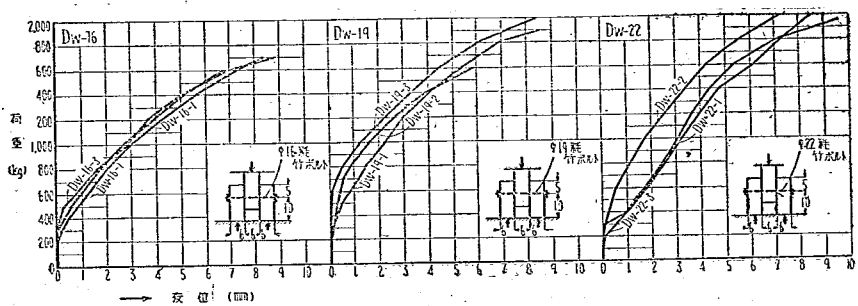
試驗供試體は前節のD-類と同型卽ち中央材厚 6 cm 側材厚 6 cm 部材長 15 cm の杉材を側長 18 cm のコールタール塗布の竹ボルトにて締附けて二面剪斷接合を作り，水中に3晝夜 (72 時間) 放置し，水中より取出した供試體を1時間室氣中に置いて，然る後に5噸松村式多能試驗機により壓縮試驗を行ひその接合强度を試驗した．部材間の變位は氣乾狀態のものと同じく左右 2 個のダイアルゲーヂに依り 1/100 mm 迄讀んだ．本供試體の記號は Dw を使用して飽水せることを示し，試驗結果は前節の D-類と比較すべきものである．

表-12　飽水狀態の二面剪斷接合試驗成績

試片番號	ボルト徑 mm	含水率 (試驗時) %	破壞强度 荷重 (kg)	破壞强度 單位當支壓 (kg/cm²)	部材變位 (mm) 500 kg 時	1000 kg 時	1500 kg 時
Dw-16-1	15.5		1,760	188	0.58	2.68	5.85
Dw-16-2	15.7		1,820	194	0.81	2.97	5.42
Dw-16-3	15.5		1,700	183	0.25	2.82	5.81
平均	15.6		1,760	188	0.33	2.82	5.69
Dw-19-1	18.2		1,980	182	0.43	2.30	4.64
Dw-19-2	18.1		1,635	150	0.30	2.05	4.82
Dw-19-3	18.1		2,095	192	0.03	1.22	3.89
平均	18.2		1,900	175	0.25	1.86	4.45
Dw-22-1	21.9		2,650	201	1.38	3.24	6.96
Dw-22-2	21.8		2,180	165	0.09	1.78	2.49
Dw-22-3	22.2		2,075	156	1.41	3.06	3.43
平均	22.0		2,302	174	0.96	2.66	4.29

圖-15 は飽水狀態の二面剪斷接合の荷重—變位曲線を圖示したものであるが，之を圖-12 のD-類の荷重-變位曲線と比較すれば荷重の初期に於ける變位はこの場合極めて少いものである．之は3日間水中に供試體を放置して充分水分を吸收せしめたため，木材の含水率は極めて高く，從つて吸水のため木材が膨脹してボルトの締附が有效になり部材間の摩擦が增加して，摩擦に依る耐荷の限度が氣乾狀態の接合に比較して著しく上昇したことを

圖-15　飽水狀態の二面剪斷接合の荷重-變位曲線



示してゐる.

木材の吸水に依る膨脹のため竹ボルトの軸張力は增加するが，之がボルトのナットに惡影響を及す程でないことも本試驗の結果より明かになつた.

破壞荷重は同じ部材厚の D-類と比較すれば圖-16 に圖示の如く常に飽水狀態の二面剪斷接合の方が氣乾狀態のものに較べて大きいと云ふ結果を得てゐる. 之の原因は明かでないが恐らく木材の吸濕膨脹により部材間の摩擦が增加し，載荷重の一部が部材より直接部材に摩擦に依つて傳達されるためであらう.

表-13　竹ボルト接合の飽水狀態と氣乾狀態との比較表

ボルト徑	乾燥狀態	部材含水率 %	破壞荷重 kg	部材間變位 (mm) 500 kg 時	1000 kg 時	1500 kg 時
16	氣乾 (D)		1,352	1.35	3.15	
	飽水 (Dw)		1,760	0.33	2.82	5.69
19	氣乾 (D)		1,750	1.16	2.36	6.64
	飽水 (Dw)		1,900	0.25	1.86	4.45
22	氣乾 (D)		2,283	1.19	2.22	3.38
	飽水 (Dw)		2,302	0.96	2.66	4.29

圖-16

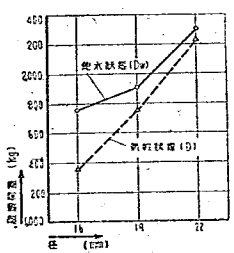


表-13 の數字は夫々平均値を以つて示したものである. 圖-16 は破壞荷重を圖示したものである.

以上の試驗結果より見て竹ボルト接合は水分の影響に依つてはその强度を低下することなきを明かにするを得た. 然し之の水分の影響とは接合部を完全に腐蝕せしむる如き場合はこの限りでない.

(3) 鐵ボルトとの比較

竹ボルトの二面剪斷接合强度を鐵ボルトの接合强度と比較する爲に，鐵ボルトの二面剪斷接合試驗を部材厚 D-類(中央材厚 6 cm 側材厚 6 cm) ボルト徑 16 mm に就いて行つた.

試驗結果は表-14 に示す.

表-14　鐵ボルトの二面剪斷接合試驗成績

試片番號	平均年輪幅 (mm)	含水率	座鐵寸法 (mm)	最高荷重 (kg)	荷重 (kg) 變位 1 mm	變位 1 mm	變位 1 mm
I-16-1	5.4		65×65×5	3,000	1.550	2.400	2.800
I-16-2	5.0		〃	3,000	1.520	2.300	2.880
I-16-3	5.5		〃	3,020	1.670	2.410	2.800

鐵ボルトの二面剪斷接合强度は 3,000 kg であつて，之を同類同徑の竹ボルト D-16 の接合强度と比較すれば約 45% である．

荷重－變位曲線を比較すれば鐵ボルトの方の變位は竹ボルトに比較して遙かに小さいものであることは圖-14 及び圖-17 より直ちに了解される．

鐵ボルトの二面剪斷接合の載荷試驗の初期荷重に於ては部材間の變位は極めて少い．これは鐵ボルトの强大なる締附けに依るもので，本試驗に於ては極度に部材を締附たために，部材間の摩擦に依る耐荷は約 1,000 kg 迄であつた．部材間の摩擦が破れるとボルトと木材との支壓とにより耐荷するが部材緣部に應力が集中する結果木材は減込變形し，荷重 1,800 kg 以後は變位が極めて大きくなり，ボルトは圖-18 の如く非常に彎曲し，從つて鐵ボルトは大なる引張力が作用し座鐵は部材中に減込む故に鐵ボルト接合で荷重が大きなり破壞荷重近くになると剪斷接合と云ふよりはむしろ，ボルトの張力と座鐵に依つて耐荷すると云つた方が適當である．從つてボルト，ナットに大きな力が作用する，この點が竹ボルトのナットと異る點である．

圖-17　鐵ボルトの二面剪斷接合の荷重-變位曲線

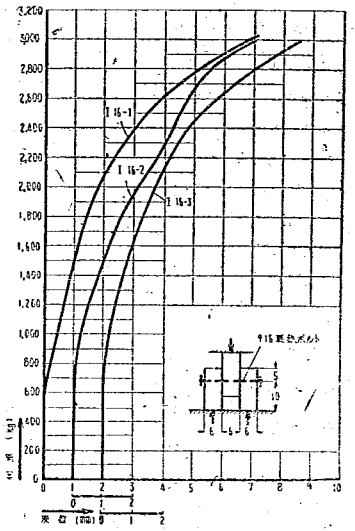
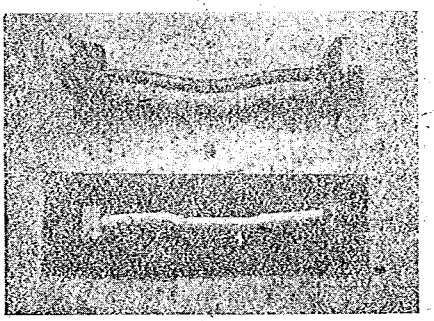


圖-18　竹ボルトと鐵ボルトの試驗後の彎曲の差異



(4)　試驗結果の考察と許容荷重

二面剪斷接合試驗に於て荷重の小さい內はボルトの全長にわたり平均した支壓を受けるが，荷重が增加すると，ボルトは彎曲し，木材の緣邊部に支壓力は集中し，材のこの部分は減込變形をなし，益々ボルトは彎曲し部材間の變位は急激に增加する．

竹ボルトは材質の靱性の不足により鐵ボルトの如く大きな彎曲をしない內にボルト自身が剪斷破壞して耐荷力は失はれる．卽ち剪斷破壞が竹ボルトの致命傷となる．

ボルトが強靱にしてボルト自身の剪斷破壞がなく，木材の減込破壞(支壓强度)に依つて接合强度が決まる場合(鐵ボルトの場合は然り)，二面剪斷接合の部材厚の變化は緣部集中應力の狀態を異にするが故に，接合强度をも變化せしめる．

然るにボルトが軟弱にしてボルト自身の剪斷又は曲げ破壞に依つて接合强度が決まる場合(竹ボルトの場合は然り，二面剪斷接合の部材厚の變化は特に薄い板類の接合でない限り接合强度にはほとんど影響しないものである．從つて接合强度はボルト徑の函數と考へらるれる．

事實竹ボルトは4種の部材厚の異れる二剪斷接合に就いて試驗したが，部材厚と接合强度との間に統一せる關係なく，平均値より大なる變化がなかつた．この點が鐵ボルトと竹ボルトの破壞の原因及び接合强度の根本的に異る點である．

竹ボルトの使用法には2通ある．即ち荷重の作用方向に對し積層竹材の接着面を平行に置くか，垂直に置くかである．荷重方向と接着面とが垂直なる場合は接着面の良否が曲げ强度及び剪斷强度に影響するが故に，ボルト接合强度もこれに影響される．從つてボルト自身の接着面の缺點が直接に接合强度を低下せしめるものである．

A-16-2，A-19-1 及び A-22-3 は接着面が荷重方向に垂直なる場合である．A-16-2 は接着面が良好であつたために，その强度は低下しなかつたが，A-19-1 及 A-22-3 は接着面の破壞により同類同徑の接合强度に較べて夫々 17% 及び 12% 低下してゐる．故に斯る强度低下の生ずる機會を避けるために竹ボルトを使用するに當つてはその接着面を荷重の作用方向に平行に置くべきである．

竹ボルトの缺點はそのナットの締附力にあつて，鐵ボルトの如く充分大なる力で締附け得ないことである．然し二面剪斷接合の荷重試驗に依つてナットの破壞したものなく，剪斷接合とした場合はナットは充分安全なものであつた．之は竹ボルト接合は剪斷破壞が致命的であるが爲に，ボルトは大して彎曲せず，從つてボルトに軸張力が殆ど生じないためである．これは鐵ボルト接合の破壞は部材の減込變形であつて，ボルトが極度に彎曲し，ボルトに軸張力が大きくなるのと根本的な差異である．

竹ボルトの二面剪斷接合の許容荷重を破壞荷重に對し安全率3として計算すれば次の如し．

表-15 二面剪斷接合竹ボルトの許容荷重算定表

ボルト徑 mm	A-類		B-類		C-類		D-類		氣乾狀態平均		飽水狀態 Dw	
	破壞荷重 (kg)	破壞荷重/3 (kg)	破壞荷重 (kg)	破壞荷重/3 (kg)	破壞荷重 (kg)	破壞荷重/3 (kg)	破壞荷重 (kg)	破壞荷重/3 (kg)	破壞荷重 (kg)	破壞荷重/3 (kg)	破壞荷重 (kg)	破壞荷重/3 (kg)
16-1	1,800	600	1,150	383	1,330	443	1,350	450			1,750	583
16-2			1,487	496	2,365	455	1,310	437			1,820	607
16-3	1,350	450	1,520	507	1,330	443	1,395	465			1,700	567
平均	1,575	525	1,386	462	1,342	447	1,352	451	1,414	471	1,760	587
19-1			2,035	688	2,065	688	1,820	607			1,980	660
19-2	1,870	623	2,035	678	2,100	700	1,650	550			1,635	545
19-3	1,800	600	2,385	795	2,060	687	1,780	593			2,095	698
平均	1,835	612	2,152	717	2,075	692	1,750	583	1,953	561	1,900	633
22-1	2,315	772	2,000	667	2,325	775	2,385	795			2,650	883
22-2	2,545	848	2,430	816	2,400	800	2,250	750			2,180	727
22-3			2,070	690	2,150	717	2,215	738			2,075	692
平均	2,430	810	2,167	722	2,292	764	2,283	761	2,293	764	2,302	767

圖-19 は安全率を 3 とした許容荷重を各類及び各ボルト徑に就き圖示したもので，平均値に對して大體 10% 以内の偏差の内に含まれてゐる．依つて竹ボルトは板類の如き特に薄い木材を接合する以外はボルト徑のみに依つて共通の許容荷重は採用し得る．

更に以上の許容荷重に對し安全を見込んで各竹ボルト徑に對し，次の許容荷重を採用する．

ϕ 16 mm の竹ボルト許容荷重	400 kg
ϕ 19 mm 〃	550 kg
ϕ 22 mm 〃	700 kg

この許容荷重は圖-19 の太線で示す．試驗結果より安全係數 3 として計算した値は氣乾狀態と飽水狀態とを問はず，何れもこの太線の上にある．更にこの採用した許容荷重に對して試驗結果より安全係數を求むれば 圖-20 の如くなる．即ち安全係數は B-22 の 3.1 を最小とし，氣乾狀態及び飽水狀態共に 4.4～3.2 の安全係數を確保してゐる．

圖-19　二面剪斷接合竹ボルト許容荷重

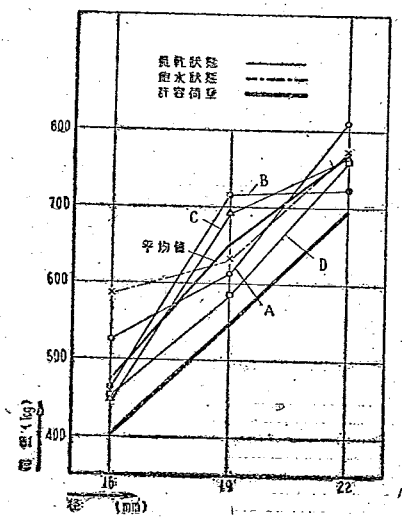
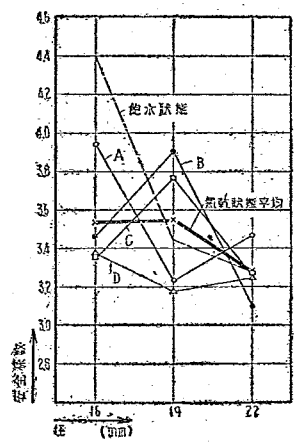


圖-20　許容荷重に對する各接合の安全係數



IV. 竹ボルトを使用したヂベル接合部の强度に關する試驗

(1) 輪形ヂベル接合に使用した場合の試驗結果

竹ボルトのみの二面剪斷接合の破壞は前章で述べた如く，竹ボルト自身の剪斷破壞である．即ち中央部材の縁部附近に於て竹ボルトは剪斷破壞するのである．この場合ヂベル接合の如くボルトに依らずに一部材より他部材に荷重を傳達しうるものを部材間に挿入するならば，ボルトに掛る荷重が少くなり，竹ボルトの剪斷破壞は接合に掛る荷重が大きくなつて初めて起るであらうことは容易に想像される．

4 吋輪形ヂベル(切目なきもの)を ϕ16 mm の竹ボルトにて二面剪斷接合に造り，200 瓲アムスラー型壓縮試驗機にて壓縮試驗により試驗した．

使用した木材は1等並の檜材を使用した．部材間の變位は左右2個のダイアルゲーヂにて1/100mm迄讀んだ．

表-16　竹ボルトを使用した輪形ヂベル接合供試體

試片番號	竹ボルト		輪形ヂベル			部材			
	徑 mm	働長 mm	內徑 (吋)	肉厚 mm	幅 mm	平均年輪幅 mm	含水率 (%)	中央部材厚 mm	側部材厚 mm
RB-1	15.8	250	4	4.7	30	3.2	19.2	100	75
RB-2	15.7	250	4	4.7	30	2.8	17.6	100	75
RB-3	15.8	250	4	4.1	30	2.5	17.4	100	75

圖-21　竹ボルトを使用した輪形ヂベル接合試供體圖

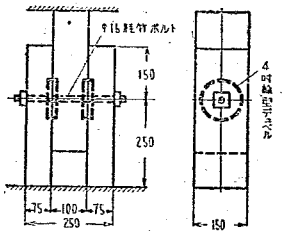


表-17　竹ボルトを使用した輪形ヂベル接合試驗成績

試片番號	部材含水率 (%)	最高荷重 (kg)	比例限界荷重 (kg)	荷重		
				變位 1 mm	變位 3 mm	變位 5 mm
RB-1	19.2	9,050	4,700	2,500	4,700	5,400
RB-2	17.6	10,400	5,000	3,800	5,500	7,300
RB-3	17.4	10,500	5,900	1,250	4,500	6,300
平均	18.1	9,980	5,200	2,480	4,830	6,330

圖-22　竹ボルトを使用した輪形ヂベル接合荷重-變位曲線

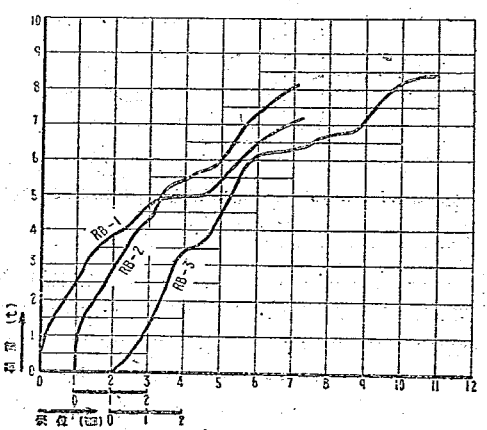
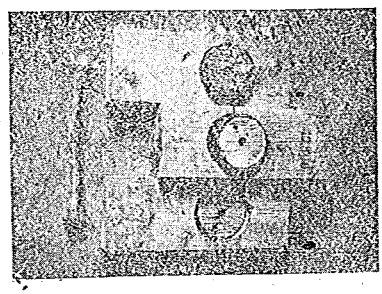


圖-22 を見ると比例限界荷重に至る前に部材間變位の增加する部分があるが，之は接合部の比例限界荷重と認めず，表-17 の値を取ることにした．之の點は恐らく竹ボルトの締附不足に基因するデベルと部材との間の間隙の爲に生じたものであらう．

（2） 試驗結果の考察及び鐵ボルトとの比較

輪形デベルに竹ボルトを使用した場合と鐵ボルトを使用した場合とを比較するために，前節と同じ4吋輪形デベルを φ16 mm 鐵ボルトに依り締附けた二面剪斷接合を樣材に就いて行つた．

圖-23 RB-3 の破壞狀況

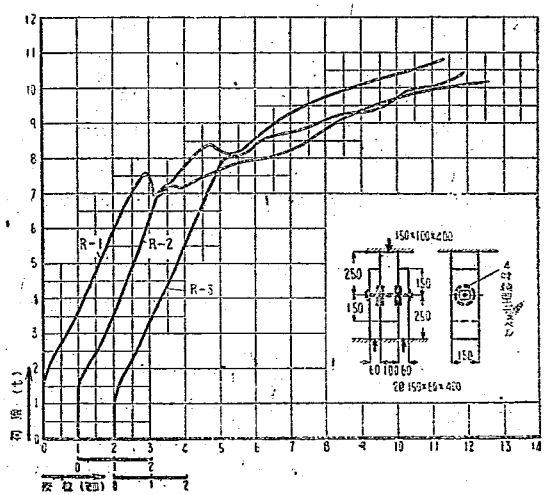


鐵ボルトの働長の關係上中央材厚 10 cm 側材厚 6 cm として，同じく壓縮試驗に依り試驗した．部材間の變位は左右2個のダイアルゲーヂに依り 1/100 mm 迄測定した．

表-18 鐵ボルトを使用した輪形デベル接合試驗成績

試片番號	部材含水率 (%)	最高荷重 (kg)	比例限界荷重 (kg)	荷重		
				變位 1 mm	變位 2 mm	變位 3 mm
F-1	平均 18.5%	12,700	7,600	3,700	6,050	7,000
F-2		10,800	7,200	3,550	6,200	7,300
F-3		11,500	8,000	3,200	5,400	7,800
平均		11,700	7,600	3,480	5,880	7,370

圖-24 鐵ボルトを使用した輪形デベル接合荷重－變位曲線



竹ボルトを使用した輪形デベル接合の考察を鐵ボルトを使用したものと對比して行ふことにする.

(イ) 接合部破壞强度即ち最高荷重は竹ボルトを使用した場合は平均値 9,080 kg であつて, 鐵ボルトを使用した場合の平均値 11,700 kg の約 15% 減である. 竹ボルトの締附力の弱い點が最高荷重にこれだけの影響を與へてゐる.

(ロ) 荷重と部材間變位との關係を比較すれば, 荷重の初期に於てはボルトの締附力に依り部材間の摩擦で耐荷する故に變位はほとんどない. この範圍は鐵ボルトの場合は 1,200~1,800kg であるが竹ボルトでは 0~800 kg で遙かに低い.

次に荷重が高まるとデベルと木材の支壓に依り耐荷し, 荷重と變位との關係は直線的關係になるべきもので, この直線は輪形デベル内の内材の剪斷破壞する直前まで持續するものである. 鐵ボルトを使用した場合はこの傾向は明かであるが, 竹ボルトを使用した場合は竹ボルトの締附力不足に依る, 輪形デベル自身の部材内部での廻轉が起り, 而もその廻轉が不規則に生ずるに依つて, 變位が時々階段に增加する. この結果竹ボルトを使用した場合の變位より大きくなつた. 例へば 1 mm 變位を生ずる荷重は鐵ボルトでは 3,480 kg であるのに對し竹ボルトでは 2,480 kg であり, 3 mm 變位を生ずる荷重は鐵ボルトでは 7,370 kg であるのに對し竹ボルトは 4,830 kg であつた.

(ハ) 竹ボルトを使用した輪形デベル接合の破壞は部材の内材の剪斷破壞と竹ボルトの締附力の不足に依る輪形デベルの廻轉とそれに伴ふ部材間の遊離で耐荷力は或る一定荷重より上らなくなる. その結果鐵ボルトを使用した輪形デベル接合の如く部材は割裂する程度が比較的輕微であつた.

(ニ) 竹ボルトを使用した輪形デベル接合の許容荷重は最高荷重の平均 9,080 kg より安全率 3.0 として計算すれば, 3,327 kg となる. 今安全を見込んで

許容荷重 = 3,000 kg

とせば, この荷重の部材用變位は

RB-1	1.26 mm
RB-2	1.07
RB-3	1.74
平均	1.36 mm

で變位も大體 1.50 mm 以下になる.

これを鐵ボルトを使用した輪形デベル 1 組の許容荷重は安全率 3.0 として 3,900 kg (榾材) に比較すれば約 77% に相當する.

(3) 嵌合せデベル接合に使用した場合の試驗結果

竹ボルトにより徑 9 cm の圓形嵌合せデベルを片面に 6 個使用したものを締附けて二面剪斷接合の壓縮試驗を 200 瑞アムスラー型壓縮試驗機にて行つた.

使用した木材は 1 等並の榾材であり供試體の形狀及びデベルの配置は圖-25 に示す.

嵌合せデベルは薄め左右の側材に鋸の厚さだけ圓形に座ぐつて打込み, 然後に二面剪斷接合を形成し, 壓縮試驗機で約 10 t 迄加壓して充分に 3 部材を密着し, 竹ボルトを充分に締附けて接合を完成した. この場合竹ボルトの締附では部材が遊離して 2~3 mm 程度間隙が出來る點が鐵ボルトを使用した場合と異る點である.

(4) 試驗結果の考察及び鐵ボルトとの比較

表-19　竹ボルトを使用した嵌合せデベル試験成績

試片番號	含水率 %	竹ボルト 径 mm	竹ボルト 働長	嵌合せデベル 径 mm	嵌合せデベル 片面の個数	最高荷重 kg	荷重 (kg) 變位 1 mm	變位 2 mm	變位 3 mm
FB-1	18.5	15.7	250	40	6	5,100	3,100	3,700	4,200
FB-2	19.6	15.9	250	40	6	6,500	3,900	4,750	5,300
FB-3	17.6	15.8	250	40	6	5,850	3,600	4,300	4,800
平均	18.7	15.8	250			5,820	3,530	4,250	4,770

図-25　竹ボルトを使用した嵌合せデベル接合供試體図

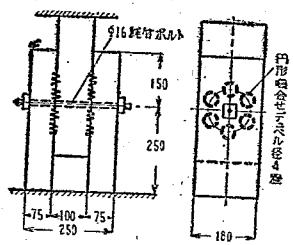


図-26　竹ボルトを使用した嵌合せデベル接合荷重-變位曲線

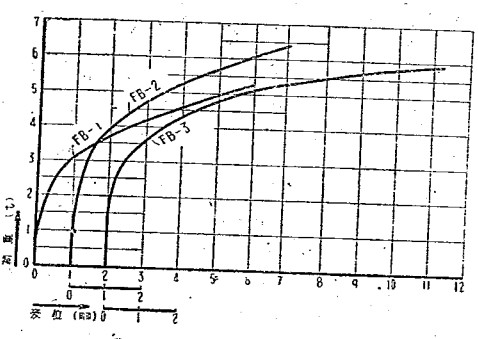
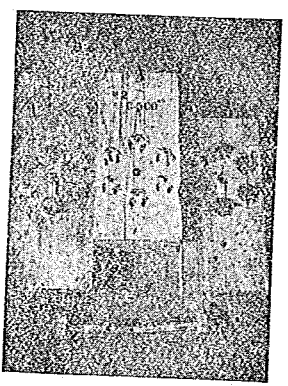


図-27　FB-2 の破壊狀況



(イ)　嵌合せデベル接合の壓入には大なる壓力を要するものであつて，ボルトの締附力のみに依つて壓入し得嵌合せデベルに竹ボルトを使用した場合を鐵ボルトを使用した場合と比較するために，前節と同じ徑 4 cm 圓形嵌合せデベルを片面に 8 個使用し，φ16 mm ボルトに依り締附けた二面剪斷接合を杉材に就いて行つた試驗結果[1]を利用する．嚴密に云へば竹ボルトの場合は片面に 6 個使用した接合であるが，この點を考慮して比較する．

1)　土木試驗所報告第 70 號參照

表-20　鐵ボルトを使用した圓形嵌合せデベル（片面8個）接合試驗成績

試片番號	ボルト徑 mm	片面に使用したデベル數	含水率 (%)	最高荷重 (kg)	荷重 (kg) 變位 0.5 mm	變位 1.0 mm	變位 3.0 mm	デベル1組當りの强度	デベル片面6個の場合の換算最高荷重
4H1	16	8	33.8	12,880	4,750	6,250	9,000	1,610	9,660
4H2	16	8	28.8	12,300	4,950	6,100	8,400	1,537	9,222
4H3	16	8	24.1	12,300	5,900	7,100	9,500	1,537	9,222
4H4	16	8	33.7	12,150	4,950	5,650	8,250	1,517	9,114
4H5	16	8	25.2	12,100	5,050	6,000	8,000	1,512	9,072
平均	16	8		12,346				1,537	9,258

ないことは鐵ボルトの場合も同じである．一度加壓に依つて充分壓入された接合部は木材の性質上加壓を除くと原形に復さうとする傾向がある．鐵ボルトの場合はその締附力を働かして加壓中に充分にボルトを締めておけば，木材の復元に依る部材間に間隙は生じないものである．然るに竹ボルトでは加壓中に充分ボルトを締めておいてもその締附力は弱いから，木材の復元力に敗れて部材間に間隙が生ずる．

（ロ）荷重が加はるとデベルは廻轉せんとして，益々部材間の隙間は大きくなる．この結果デベルの廻轉は更に增長されて 1,000～2,000 kg で早くも變位が大きく出て來る．嵌合せデベル接合は摩擦の如き作用に依り耐荷するもので，變位が出て來ると比較的早く最高荷重に達するものである．鐵ボルトの場合は 2,000～3,000 kg 迄變位零であつた．即ち竹ボルトを使用した場合の變位は鐵ボルトを使用し右場合に比較して遙かに大きいものである．

（ハ）變位が大きく，部材間の間隙が益々大きくなると，嵌合せデベルの性質として最高荷重も著しく低下するもので，その値を比較すれば

竹ボルトを使用した 4 cm 圓嵌合せデベル接合の最高荷重　5,820 kg

鐵ボルト　〃　〃　〃　9,250 kg

竹ボルトは鐵ボルトの場合の 62% に相當し著しく低下してゐる．

（ニ）竹ボルトを使用した嵌合せデベル接合は竹ボルトの最弱點たるボルトの締附力の低い點が致命的な缺點となつて，接合强度は締附力の優れた鐵ボルトの場合に比較して著しく下るもので，その許容荷重は安全率を 3 とせばデベル1組(2 個)當り 323 kg となり，鐵ボルトの 514 kg に比較して遙かに低いものである．

V. 結　　語

以上の試驗成績を總括すれば次の如し．

1. 竹ボルトを剪斷接合として使用する場合には積層面を荷重の作用方向と平行に置き，竹ボルトに生ずる剪斷應力により接着面の剝離する機會を少くしなければならぬ．然らざる場合は接着面の缺點は直ちに接合强度に影響する結果となり，意外の接合强度低下を來す機會が多くなる．

2. 竹ボルトの二面剪斷接合の破壞はボルトの剪斷破壞であつて，鐵ボルトの如くボルトが大きく彎曲し，木材が壓込破壞をなし，ボルトに軸張力を生ずるのと本質的に異るものである．從つて竹ボルトは大きく彎曲せず，軸張力も極めて小さく，ナットの破壞したものはない．故に竹ボルトのナットは軸張力に對して弱いが，二面剪斷接合に使用して充分安全なものであつつた．

3. 竹ボルトの二面剪斷接合强度は板材の如く特に薄い部材を接合する場合を除けば，部材厚の變化による影響

少く，ボルト徑のみに依つて定まる．依つて夫々のボルト徑に對して次の許容荷重を採用する．

φ16 mm	竹ボルト二面剪斷接合の許容荷重	400 kg
φ19 mm	竹ボルト 〃 〃	550 kg
φ22 mm	竹ボルト 〃 〃	700 kg

4. 竹ボルト接合は飽水狀態(3日間水中に置き，充分飽水せしめた)に於ても接合部の强度は低下することなく，反つて部材の膨脹に依り，部材間に摩擦が增して接合强度は上昇してゐる．

5. 二面剪斷接合の竹ボルトを鐵ボルトと比較すれば，φ16 mm の鐵ボルト二面剪斷接合の最高荷重は 3,000 kg にして，同型の供試體たる D-16 の場合の竹ボルトの接合强度は 1,352 kg と比較すれば，竹ボルトは鐵ボルトの 45% の接合强度を示すものである．

6. 輪形ヂベル接合(內徑4吋)を竹ボルトで締附けた場合の接合强度は 9,980 kg で，鐵ボルトで締附けた場合の接合强度は 11,700 kg であり，竹ボルトの場合は鐵ボルトの場合の 85% に相當する．變位は同一荷重の鐵ボルトの場合の變位より大きい．之は竹ボルトの締附力不足に基因するものである．然し輪形ヂベルはヂベル溝が廻轉に對して抵抗する故に，ボルトの軸張力が比較的小さく輪形ヂベルに竹ボルトを併用しても軸張力不足に依る危險は少い．

7. 4 吋輪形ヂベル接合に竹ボルトを使用した場合は鐵ボルト使用に比して最高荷重の低下及び變位の增加はあるが接合として充分利用しうるもので，4 吋輪形ヂベル接合に竹ボルトを使用した場合の許容荷重を 3,000 kg と取れば，試驗結果よりのその時の變位は 1.36 mm にして許容變位 1.5 mm 以內に納り，3,000 kg の許容荷重は實用しうるものである．

8. 竹ボルトに4吋輪形ヂベルを併用することに依り，接合强度 1,386 kg が 9,980 kg に增大したもので，實に 7.2 倍と飛躍的增大であり，輪形ヂベルは竹ボルトの二面剪斷接合の弱點たるボルトの剪斷破壞を充分に補つたものである．

9. 嚙合せヂベル(徑 4 cm を片面に6個使用)接合に竹ボルトを使用した場合の接合强度は 5,820 kg で，鐵ボルトで締附た場合の 9,258 kg に比較すれば，その 62% に相當する．荷重-變位曲線は同樣な傾向を示せるも同一荷重に對する變位は竹ボルトの方が遙かに大きい．

10. 嚙合せヂベルを締附けるのには竹ボルトの締附力では不足であり，一旦加壓裝置に依り充分壓入されたヂベルも竹ボルトの締附ではそのまゝに保てず．部材間に 2–3 mm の隙間が生じ，之が接合强度にも影響する．又荷重を增加すれば軸張力が著しく增大し破壞は例外なくナットの引張破壞であつてナットの破壞が接合部の致命傷となつた．依つて竹ボルトは嚙合せヂベルに對しては併用すべきでない．