

土木試験所報告

第七十七號

最近の國產セメントの成分に關する試験研究 (第2報)

……内務技師 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)

……内務技師 島 田 八 郎
内務技手 澤 川 一 夫…(19)
丸 山 敏 明

基礎の支持力論 (第2報)………昭 託 星 楚 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………内務技師 佐 藤 清 一…(59)

竹ボルト接合に關する試験 ………内務技師 村 上 永 一…(117)
佐 藤 正 雄

昭和十九年六月十日

内務省土木試験所

最近の國產セメントの成分に關する試験及研究

(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

竊に著者は最近のセメントの遊礬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(内務省土木試験所報告, 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礬石灰含有量を定め、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、茲に第2報として報告する。

セメントは前報と同様、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検討し、次に之を竊に著者が試験した昭和11~13年の代表的なセメントの成績(内務省土木試験所彙報第19號, 昭和16年12月, 窯業協會誌, 第48集, 昭和16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年内に製造された國產セメントである。

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ヶ月以内のものであるが、此内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

尚浅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、今日國產ポルトランド・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16個、第2回試料24個總計40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説に準じて行つた。此内遊離石灰の定量は前報(1)土木試験所報告(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。

尙最近のセメントと對照比較の爲めに掲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、其品質の成源は内務省土木試験所彙報(第19號,昭和16年12月)及び黨業協會誌(第48集,昭和16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・セメントに就き當所にて試験した成績を比較參考の爲に掲げたものである。

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1回 現場採集試料,昭和16~17年)

セメント (第1回)	灼熱減量 %	不溶解 殘 渣 %	珪 酸 SiO ₂ %	礬 土 Al ₂ O ₃ %	酸化鐵 Fe ₂ O 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	62.70	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	20.76	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 ボルトランド・セメントの化学成分(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 残 渣 %	珪 酸 SiO ₂ %	礬 土 Al ₂ O ₃ %	酸化鐵 Fe ₂ O 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	21.16	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

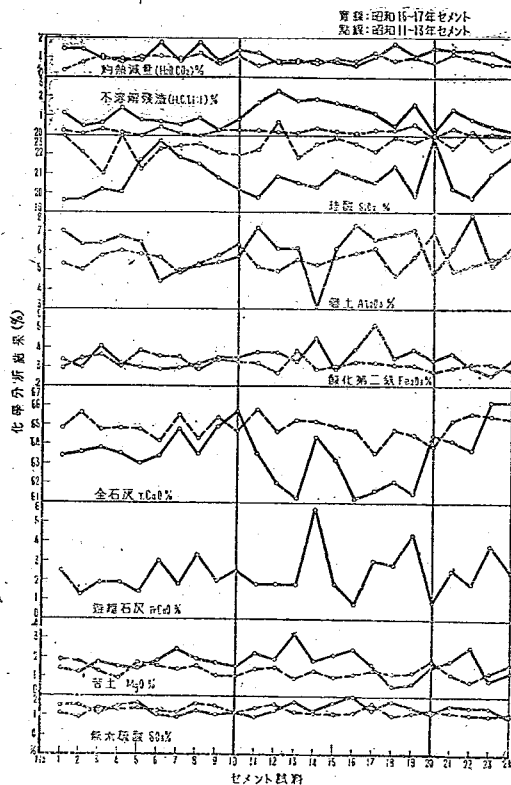
表-3 昭和11~13年のボルトランド・セメントの成分

ボルトランド・セメントの化学成分(%)昭和12~13年									
化 学 成 分		普通ボルトランド・セメント (24種)	早強ボルトランド・セメント (9種)	化 学 成 分		普通ボルトランド・セメント (27種)	早強ボルトランド・セメント (9種)		
灼熱減量%	範圍平均	0.39~1.22 0.85	0.41~1.42 0.87	Fe ₂ O ₃	%	範圍平均	2.68~3.86 3.21	2.34~3.40 3.01	
不溶解殘渣%	〃	0.03~0.55 0.25	0.21~0.62 0.31	CaO	%	〃	63.51~65.78 64.89	64.72~66.57 65.83	
SiO ₂	%	21.08~23.66 22.44	21.10~22.71 21.79	MgO	%	〃	0.77~1.89 1.28	1.01~1.76 1.36	
Al ₂ O ₃	%	4.72~6.33 5.51	4.84~5.75 5.20	SO ₃	%	〃	0.90~1.57 1.20	0.98~1.74 1.40	

ポルトランド・セメントの化学成分(%)昭和12~13年

化 学 成 分	普通ポルトランド・セメント (27種)		早強ポルトランド・セメント (9種)		化 学 成 分	普通ポルトランド・セメント (27種)		早強ポルトランド・セメント (9種)	
	範囲	平均	範囲	平均		範囲	平均	範囲	平均
水 泥 率	2.00~2.25	2.15	2.08~2.25	2.18	3 CaO·SiO ₂ %	36.3~57.6	47.6	36.3~57.6	47.6
珪 酸 率	2.19~3.10	2.58	2.19~2.79	2.55	2 CaO·Al ₂ O ₃ %	18.4~38.9	27.5	12.6~29.2	18.4
活 動 係 数	3.43~4.86	4.06	3.60~4.43	4.11	3 CaO·Al ₂ O ₃ %	7.0~11.5	9.2	7.3~10.5	8.9
鉄 率	1.39~2.20	1.73	1.48~2.27	1.78	4 CaO·Al ₂ O ₃ %	8.2~11.7	9.8	7.1~10.3	9.2
					Fe ₂ O ₃ %	1.5~2.7	2.0	1.7~3.0	2.4
					CaSO ₄ %				

図-1 ポルトランド・セメントの成分



更に珪酸、礬土、酸化鉄、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め、本試験の昭和16~17年第2回試験成績と昭和11~13年試験成績とより各代表的な國產ポルトランド・セメントの各總計24個のセメントを採り、分析結果に基き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を乗じて頻度百分率(%)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。

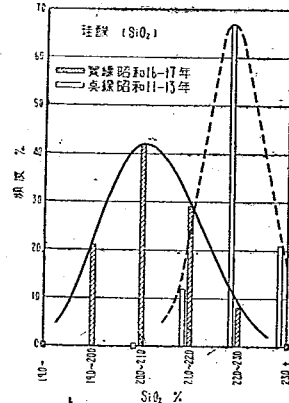
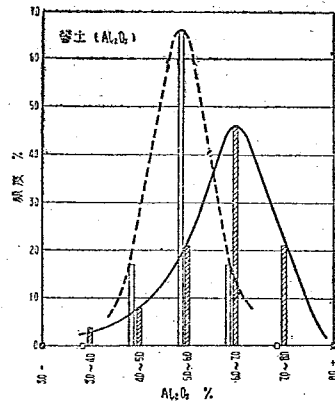
1. 灼熱減量及不溶解残渣

灼熱減量はセメントに吸着せる少量の水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遅く強度の減退が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	成分範囲 %	昭和16~17年		昭和11~13年	
		個数 (個)	頻度 %	個数 (個)	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
酸化鉄 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		
	3.0~4.0	3	13		
	4.0~5.0	1	4		
	5.0%+	1	4		

図2 (1) SiO_2 含有量～頻度図図2 (2) Al_2O_3 含有量～頻度図

灼熱減量は第1回試料1.8~5.1%平均3.20%,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回試料と従来の試料とは略: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%程度のもので其大部分を占めてをり内には4.0%を超えるものも2,3認められ従つて現場採取のセメントは幾分風化してゐることが分る。

最近に至りセメント包装用紙の質の低下及び紙数の減少並びに輸送中の停滞等により風化の影響を受ける機会が多くなり現場のセメントに可成風化したものがあることは注意を要する事項と考へられる。

土木試験所報告

図-2 (3) Fe_2O_3 含有量～頻度図

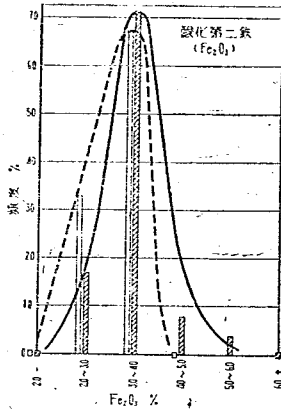


図-2 (5) $\text{Fr} \cdot \text{CaO}$
含有量～頻度図

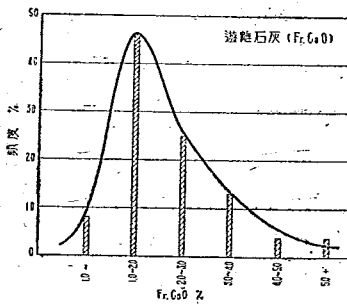


図-2 (4) $\text{T} \cdot \text{CaO}$ 含有量～頻度図

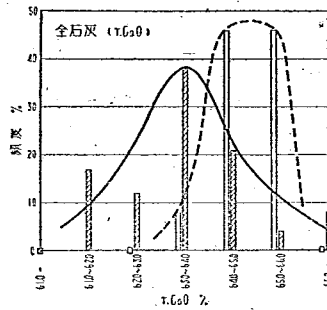


図-2 (6) MgO
含有量～頻度図

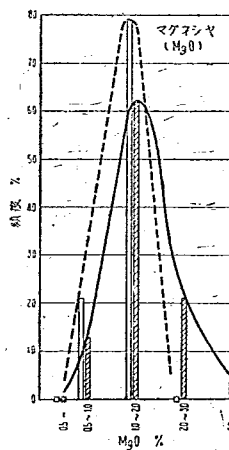
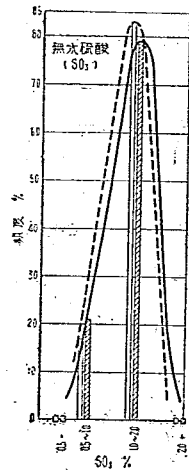


図-2 (7)
含有量～頻度図



不溶解残渣は第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と共に昭和12年頃のものに較べて不溶解残渣量が幾分増加してきた傾向が良く認められる。

不溶解残渣は稀硫酸 (1:2) 処理に依りて溶解せざる珪酸鹽類であり、其8割は珪酸であると考えられ、一般にセメントの主要水硬性化合物なる珪酸石灰鹽、礬土酸石灰鹽類は容易に稀硫酸處理により溶解する故に分析上不溶解残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増加は好ましか

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 19.50~23.04 %, 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 % に満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照する酸性成分の主體をなす重要な成分であるから更に其量的關係を詳しく検討し其變動を比較する爲の酸化鐵含有量(%)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 % の低値の方へつ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増してゐる。

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、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数は 6.0 % を超ゆる高値を占めてをり全體的に礬土分の増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照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増加したこととなり、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様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。

酸化鐵第二鐵含有量 (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、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増加した様である。

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、従来の如く良質炭を用ひて焼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、代つて礬土分の増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焼成に用ひてゐる石炭の品質劣化に伴ふ灰分の増加が礬土の増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焼成に際し熔媒として加へる鐵酸分の過量に因るものゝ様である。

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様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。斯様に第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々 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 % の比較的狭い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おり、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 % に満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互々の値を表はす様になつた事は、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焼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 1.0~3.0 % のものがその過半数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 (内務省土木試験所報告 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増加は最近のセメントの原料精選、配合の不備又特にセメント焼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増加し一方發熱量の不足せる劣質炭による焼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要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増加してゐる様である。

〔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評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	2.08	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	1.91	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. $\text{CaO}/(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$
 2. 水硬係數 H.I. $(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3)/\text{CaO}$
 3. 珪 酸 率 S.M. $\text{SiO}_2/(\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3)$
 4. 活動係數 I.A. $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$
 5. 鐵 率 I.M. $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$

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、酸化鐵の酸性成分との割合を表し、此内水硬率が最も重要視されセメント製造上原料の調合、セメント塊及製品品質検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 内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全てが水硬率 2.00 以上を占めてゐたが、最近のセメントの内には 2.00 に満たざるもの即ち 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の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性成分中主に礬土分の増加に由來したものと考え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 数 H.L.	珪 酸 率 S.M.	活 動 係 数 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	0.448	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	3.85	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珪酸性成分中に變動があれば其品質を一定にすることは出来ない。

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2.10~3.10平均2.58である。従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狭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、代つて礬土分が増加した事より當然表れたものと見られ、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数の値が昭和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3.60前後に低下してゐる事より一層明かになつてゐる。従つて最近のセメントは従來のものに見られた低礬土質セメントの型が失われ、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1.54~2.91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

僅に増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。

元來鐵率は一名熔鐵率 (Flux Modaias) と云はれ近代のセメント燒成作業に際し熔媒 (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脹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1.6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増加を意味することとなり粗悪炭の燃焼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て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 $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C_3S)、 $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C_2S)、 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A) 及び $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ (C_4AF) なる礦物含有量を算出し其成分割合に就いて検討してみる。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、珪酸は不溶解残渣を考慮に入れ、化合物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礦物計算式を記すと次の通りである。

$$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 = 4.07 \text{ C} - 7.60 \text{ S} - 1.43 \text{ F} - 6.72 \text{ A}$$

$$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 = 8.60 \text{ S} + 1.08 \text{ F} + 5.07 \text{ A} - 3.07 \text{ C} \\ = 2.87 \text{ S} - 0.75 \times 3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$$

$$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 = 2.65 \text{ A} - 1.69 \text{ F}$$

$$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 = 3.04 \text{ F}$$

茲に、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礦物量を求め、此方面よりセメントを成分的に比較してみる。

第II回の新詳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 ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$)、及珪酸二石灰 ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$)

$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ 及 $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ 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、強度の發生、増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)

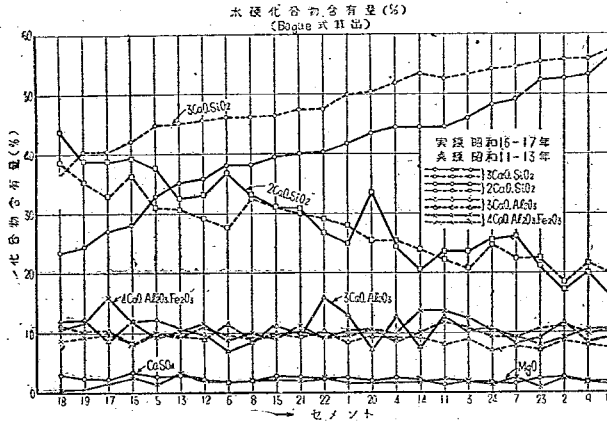
セメント (第Ⅱ回)	硅酸三石灰 $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ %	硅酸二石灰 $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ %	铁土酸三石灰 $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ %	铁土酸四石灰 $4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$ %	硫酸石灰 CaSO_4 %	苦土 MgO %	遊離石灰 Fr. CaO %
1	41.7	25.0	13.0	10.4	2.5	1.4	2.5
2	52.6	17.2	11.8	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	1.9
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 $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ 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欠の成分と考へられてゐる。

$3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ 含有量は、昭和11~13年のセメントに就て35.3~57.3% 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、従つて總括的に見て8程の低下と見られる。

圖-3 は上記兩年度のセメントを $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ 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 $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ 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。 $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ の含有量に就ては従来のポルトランド・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% を表し僅かに増してゐるが $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ に較べて餘り増減がない。一般に従来の普通ポルトランド・セメントに就ては、 $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ 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23を除けば總て此の範圍内にある。

圖-3 水硬性化合物含有量



2CaO・SiO₂ 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・SiO₂ 含有量は 2CaO・SiO₂ 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内、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・SiO₂ の量が少く 2CaO・SiO₂ 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硫酸石灰質なる低熱セメント型に類似してゐる様にも見え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従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、石灰共に減少し遊離石灰を増し、其水硬性化合物中最も重要な珪酸石灰鹽類特に 3CaO・SiO₂ の生成が全體的に少くなり、内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強度低下の主因をなしてゐると見られる。

2. 礬土及硫酸石灰鹽

礬土酸三石灰 (3CaO・Al₂O₃) 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増加してゐる。

前述の如く從來のセメントでは礬土含有量 (Al₂O₃%) が常に略一定し又變動がなかつたので圖-3に見られる通り 3CaO・Al₂O₃ 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増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・Al₂O₃ 量も一定せず平均として 10.0%

ポルトランド・セメントの水硬性化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・SiO₂ と 2CaO・SiO₂ 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圖-3に良く現れてゐる。即ち 3CaO・SiO₂ 含有量の大小順にセメントを配列した圖-3に於て、3CaO・SiO₂ の含有量が次第に増加するに従ひ

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 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ 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。

礬土錳酸石灰 ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$) 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 % であり幾分増加し、其範圍も從來は 10 % 以下のものが大部分であつたが最近 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、 $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ 含有量の變動は前記の $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ の場合と略：同様であり、從つて礬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様である。苦土 (MgO) は最近のセメントに幾分増加し來り 2 % 以上のものも見られ、内には 3.0 % の規定値を超ゆるものも存在した。

苦土も幾分増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礬土分の増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。即ち、此結果セメントの凝結硬化及初期の強度發生に影響があり、特に礬土石灰鹽の多いセメントは強度の増進が阻害され長期強度が弱く、又硬化後に膨脹收縮を生じ易く其安定度を低下せしめ、同時に礬土石灰鹽の水溶性に依り硬化物の耐水耐鹼性も著しく弱められセメントの強度低下と共に其安定度の喪失の主原因をなすものと考えられる。何れにしてもポルトランド・セメントに於て礬土分の増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因は此成分の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、礬土の三元組成

ポルトランド・セメントの主要水硬性成分なる石灰、珪酸、礬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検討を加へてみる。

巖に永井教授 (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、礬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酸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、礬土は錳酸石灰鹽を礬土酸石灰鹽に換算する係數を用ひ、酸化鐵を礬土に換算して加へることに依り、石灰、珪酸、礬土の三元組成を求め之を百分率にて表した。

即ち、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) [$\text{CaO} - (0.70 \text{SO}_3 + \text{Fr. CaO})$]

珪 酸 (SiO_2) ($\text{SiO}_2 - 0.80 \text{Insol. R}$)

礬 土 (Al_2O_3) ($\text{Al}_2\text{O}_3 + 0.42 \text{Fe}_2\text{O}_3$)

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。

永井教授は圖-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 線は礬土に對して略：不變であるか或は微量の減少の方向をとりつゝあり、一方石灰は次第に増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, 録, 昭和4年, 246~247頁)

ポルトランド・セメント 試験期	石 灰 T.CaO—(0.70 SO ₃ + Fr.CaO) %	珪 酸 T.SiO ₂ —0.89×Insol. R. %	礬 土 Al ₂ O ₃ +0.42 Fe ₂ O 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) スペシャルセメント	70.0	22.4	7.6
(d) フェロクリート	69.1	23.5	7.4
(e) シュバーセメント	68.6	22.8	8.6

表-9 國產セメントの三元系組成(CaO—SiO₂—Al₂O₃)(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 ₂ O 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

図-4 セメントの三元組成図

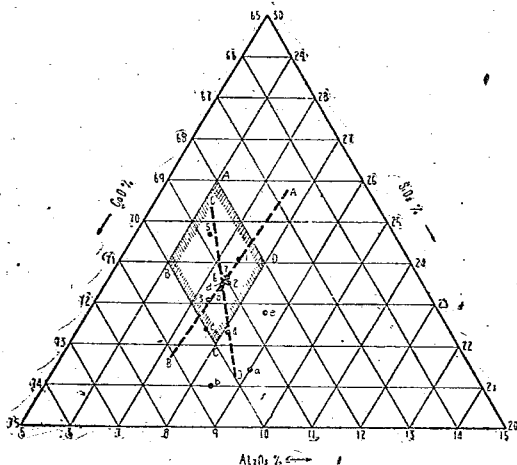
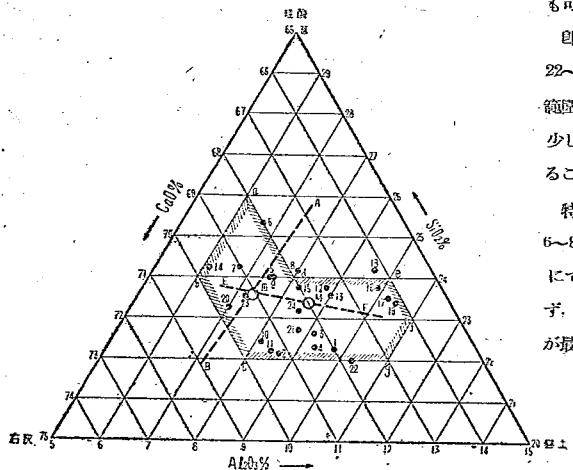


図-5 セメントの三元組成図



其平均値は 図-5 中M点にあり、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。従来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点も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

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増加、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 abcdfe 範圍内に散在し其過半数は degie 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% の比較的狭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増加してゐることが認められてゐる。

特に礬土に就ては従來は總て 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一一定して變らず、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亘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増加の方向へ向つてゐる。

部分はBF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 中従来のセメントの(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従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の多くあり、代つて全般的に礬土の増加が顯著であり、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、其未成分の均衡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増したことになる、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、茲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. セメントの乾燥減量は第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、従来の昭和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増加してをり風化したものが多く存在するを認めた。これはセメント包装用紙の劣化、輸送の停滞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%に満たぬものもあり、従来の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%程であり内には6%或は7%を超える高値のものも可成多く従来の礬土が4~6%内に略、限られてゐたのに較べて増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、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絶へず表れ、其多數に變動が多く見られる様になつた。此變動は珪酸頻度圖(圖-2a)及礬土頻度圖(圖-2b)を参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63.61%を表し、従来の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様に可成の増減が表れこれは全石灰頻度圖(圖-2c)より明瞭である。

遊礬石灰は從來は略、0.5~1.5%内にあり平均1.0%以下のセメントが大部分と見られてゐたが最近では0.68~5.55%に及び平均2.33%を表し、その内で1.5~3.5%のものが過半数であるに較べて可成の増加が目立つてゐる。

斯くて、最近のセメントの化合石灰量が甚だ減少し、代つて礬土量が増したことになる、延いては成分化合物中珪酸石灰鹽類の生成が減少し、礬土酸石灰鹽を増したことが當然考へられ、セメントの水硬性化合物即ち礬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、珪酸率共に低下し、最近では水硬率2.00に満たざるものも多く現れ、代つて

鉄率が増してゐる、一般に各成分比率の範囲が従来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べ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。その一部分は従来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、即ち鉄物含有量に就て見ても一般に最近珪酸石灰鹽が減少し礬土酸石灰鹽が増加してゐる。

$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ は最近のセメントで 23.6~56.5 %, 平均 40.8 % となり従來の 40~60 %, 平均 50 % 程と較べれば約 10 % の減少となり、従來あまり見ない 40 % 以下の低値のセメントが約半数を占めてゐた。

$3\text{CaO}_2 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ も増加の傾向があり従來此量は略々一定してゐたのに較べて最近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。

鉄物組成の變動は圖-3 を参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 % の比較的廣い範囲内に存在し従來に較べ石灰量減少し礬土量が増加しつつ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つあり、之を従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悪炭燃焼に因る遊離石灰及礬土の増加、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 $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ の生成を減じ礬土石灰鹽を増したこととなり、其結果セメントの品質に致命的なる打撃を與へ最近のセメントの強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焼に伴ふ燒成温度の低下或は炭分の増加による燒成の不完全が製品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
内務助手 澤 田 一 夫
丸 山 敏 明

目 次

緒 言	(1)
I. 試験結果	(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] 高塩セメント (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 時間間接圧縮強度の観點より考察し、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、模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.)) 養生に於ける壓縮強度の分布狀況及び頻度極大點に於ける壓縮強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。即ち曩きに既々記述せし如く此種試験に於ては早硬性を得ると共に引續き進行する強度の増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、茲には材齡 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項はざりしを遺憾とす。使用セメントとして數種のものを取り凡て同様の一聯の試験を行ひ上述所説を確めんとす。本試験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沫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、水分條件等に関し本モルタル試験の場合より隔差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様式による雲中に於

ける電氣養生法に関する試験の計畫を尚て要なる結果を得。

以下試験結果をセメントの種類により順次列挙する事とせん。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. 試験結果

(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強度に関する事項は既に第I報に記述せるも尙参考の爲標準軟練モルタル (1:2, w/c = 0.65) による試験結果を掲ぐれば次表の如く、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験成績 (kg/cm²)

材 齢	3 日	7 日	28日
壓縮強度 kg/cm ²	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) モルタルの壓縮強度(第I報記載)を用ふる事とせり。溫度上昇基準等は第I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験を行った。但し主溫度即ち 17 時頃より

翌朝 8 時頃電流遮断直前に至る 13~14 時間の平均溫度は可成り低く保つ様電流を調節し 60°~80°C の範圍を目標とせり。第I報に於て平均溫度 80°C 前後にて所要壓縮強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内に放置し試料表面に記號を記名し一時間以内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温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温を常に 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

28日28日壓縮強度(電氣養生)軟練モルタル(第I報)

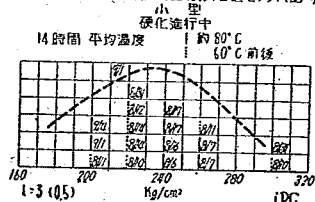
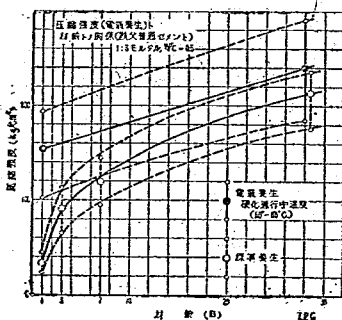


圖-2



カーボン電燈の加熱を利用し水温を常に 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。

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験結果をみると、強度の分布範圍は材齡の進むと共に増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 の強度分布も稍々大なる範圍に亘つてゐるが、28 日強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。從つて強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 日強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 の範圍のものありし事を茲に附記するに止む。

以上得たる水中電氣養生(W.E.)に於ける 24 時間及び 28 日の壓縮強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太圓 -○-, -●-, 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, 早強性及び材齡による強度増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増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 に強度比率を掲ぐ。

表-2 強度比率表

材 齡	1 日	3 日	7 日	28 日
養生方法				
水 中 標 準	0.067	0.34	0.57	1.00
電 氣 (W.E.)	0.87	平均温度	60°~80°C	1.14

〔2〕 A セメント, 1:3 (w/c = 0.5) モルタル

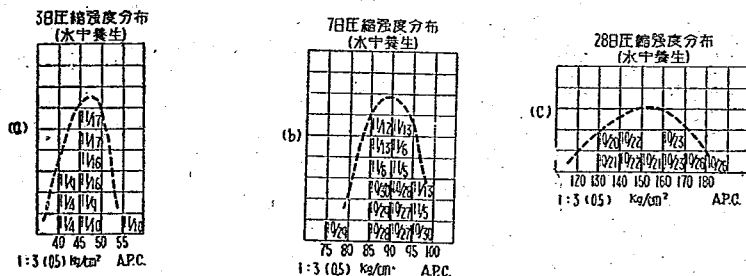
本使用セメントも昭和十七年下半年の製品にて比重 3.127, 凝結開始 7 時 79 分, 同凝結 8 時 46 分程度のものであり軟練 (1:2, w/c = 0.65) モルタルによる試験強度は可成り低く平均値に就いても下記 3 表の如く臨時日本標準規格以下のものである。

表-3 A セメント軟練モルタル試験成績 (kg/cm²)

材 齡	3 日	7 日	28 日
壓縮強度			
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州浦臼砂及び相馬標準砂を 1:2 の割合に混和した。尚強度比較の爲め 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部度 2 箇宛製作せり。圖-3, に之等の材齡 3 日, 7 日, 28 日に於ける壓縮強度を示す材齡 28 日のものゝ強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験の目的を以て荒川砂を使用せしが水中電氣養生 24 時間強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 (10^{-1}cm^{-1}) は約 1/2 に減じた。骨材の影響として將來考

献すべきものである。茲に兩者の比電導度を掲ぐ。

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: $3.19 \sim 3.4 \sim 2.9 \times 10^{-8} (\Omega^{-1} \text{cm}^{-1})$

荒川砂使用の場合: $1.5 \sim 1.3 \times 10^{-8} (\Omega^{-1} \text{cm}^{-1})$

水中電気養生 (W.E.) 24 時間, 同 28 日並に湯水養生 24 時間湿度強度の分布曲線を圖-4, 5, 6...に示す。各圖面に試験條件等を記入しあるを以て説明は省略するも三つの場合共に強度は典型的な確率的分布を示してゐる。

圖-4

材齡 24 時間圧縮強度 (電気養生) 浅野普通セメント (昭 44/7)

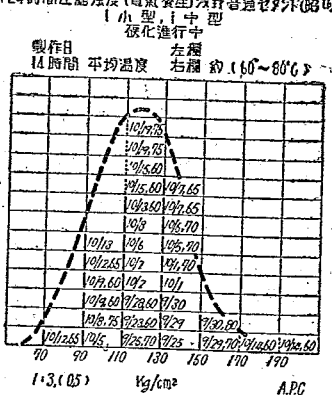


圖-5

材齡 28 日圧縮強度 (電気養生) 浅野普通セメント (昭 44/7)

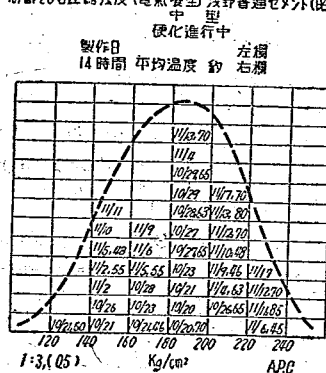
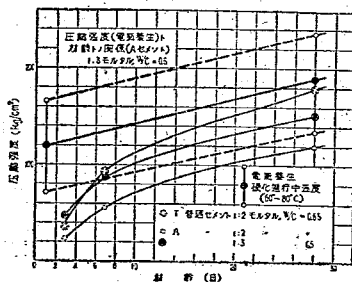
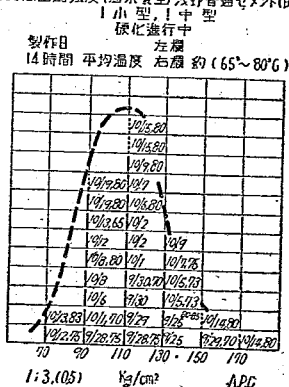


圖-6

材齡 24 時間圧縮強度 (湯水養生) 浅野普通セメント (昭 44/7)



る。従つて湿度最大點の強度を平均強度としてとり得。W.E. 養生に於ては 16 時より翌朝 8 時頃まで終ての試験に於て温度を一様を保つた。以上の結果を取扱め示さんに圖-7 は 圖-2 と同じ意味の強度材齡關係を示すもので記號 $\circ \cdots \bullet$ の意味も同じものである。但し標準水中養生の強度には單に分布曲線中最大湿度點の平均値のみを記載した。同圖中 $\circ \cdots \bullet$, $\circ \cdots \bullet$, $\circ \cdots \bullet$ 記號は夫々 A セメント及び T セメントの軟練標準

試験による結果にて兩者の間には著しい差異がある、 $\text{---}\bigcirc\text{---}\bigcirc\text{---}$ は 1:3 (w/c = 0.5) モルタルの図-3 に示した強度分布の平均値より臨布せるもので、本試験水中電気養生 (W.E.) の結果と直接比較するべき値である。電気養生結果をみるに 24 時間 28 日強度共に著しき増加を示せり、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 表に強度比率を掲ぐ。

表 4 異なる養生に於ける強度比率

材 節	1 日	3 日	7 日	28 日
養生法				
軟 練 標 準 1:2, w/c 0.65		0.203	0.48	1.00
湯 水 養 生	約 1.00			
電気養生 (W.E.)	1.07		$\text{---}\rightarrow$	1.70

材 節	1 日	3 日	7 日	28 日
養生法				
1:3, w/c = 0.5 水 中 養 生		0.31	0.57	1.00
湯 水 養 生	0.73			
電気養生 (W.E.)	0.80		$\text{---}\rightarrow$	1.26

コンクリートに於ける二三の結果

本試験に於てはコンクリートに就き系統的に電気養生に関する試験をなす機会なかりしも、秩父普通セメントの風化し稍々塊状をなせるものありしを以て、之を破砕し粉末状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気養生 (W.E.) 及び乾燥電気養生をなし 24 時間強度を試験した。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 日強度は平均 95 kg/cm² (93, 98, 90, 121, 80 kg/cm²) 程度のものである。尙念の爲め圓筒標準試験 (直径 10 cm 高さ 20 cm) によるに同強度は 102, 110 kg/cm² であつた。

型枠の内部には特に絶縁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気抵抗値は....., 108~115Ω 程度のもので比電導度 $\lambda = 0.56 \times 10^{-3}$ ($\Omega^{-1}\text{cm}^{-1}$)。即ち比抵抗値としては $\rho = 2 \times 10^3$ (Ωcm)..... 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。

本試験實施當時は電圧調節器無く供試體に加へる電圧調節には二三箇のカーボン電球を下記 $\text{---}\bullet\text{---}$, $\text{---}\bigcirc\text{---}\bigcirc\text{---}$, 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 1.5 A 前後の電流を流し温度上昇は中央に挿入せる寒暖計により測定せり。水中電気養生 (W.E.) の場合上昇飽和温度は 60°C 前後となりしが乾燥電気養生の場合には最大 70°C 程度に上昇す。茲に乾燥電気養生とは型枠の儘單に床上に放置し試験せるものである。二種の電気養生の結果夫々の場合に於て 24 時間強度 55; 48 kg/cm² を得、水中標準養生 28 日の強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、同様な試験を行へり。結果下記に如し。即ち

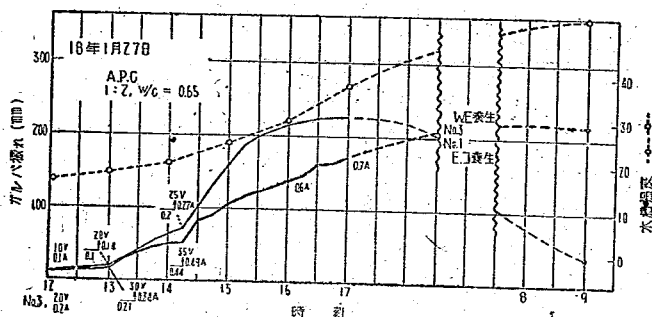
標準水中養生 28 日壓縮強度.....135~102 平均 110 kg/cm²、供試體一箇當り電気抵抗抗 $R = 57 \Omega$ 、換算比電導度 $\lambda = 1.08 \times 10^{-3}$ ($\Omega^{-1}\text{cm}^{-1}$) にて水中、乾燥兩電気養生 24 時間壓縮強度とし夫々...61 及び 72 kg/cm²

を得。又浅野 P.C. の同様風化せるものに就きては荒川砂を使用し、1:3(w/c = 0.5) モルタルの 18 cm 立方型にて試験せしに標準水中養生 28 日強度として 210 kg/cm²、水中乾燥電気養生に於て夫々 80 及び 87 kg/cm² の 24 時間強度を得。以上断片的であるが一資料とし茲に掲げた。

〔3〕 A セメント (1:2) w/c = 0.65 モルタル

本試験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傍砂を用ひしも養生様式としては従前のものと同様なも特に水分の補給無く且つ保温の良好なる場合を想定しコルク層にて周囲を包圍し「コE」養生と假稱した。試験當時の室温は 12~13~15°C 程度にて供試験内の温度は最高 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 時頃電流を遮断 9.30 時~10 時に型外しを行ひ 11 時頃強度試験を行へり。電氣的特性は特に一般のものと異なる事無く供試験一箇(約 4 cm 立方) 52~45 Ω、比電導度 $\lambda \div 4.3 \sim 3.5$, 平均 $4 \times 10^{-3} (\Omega^{-1} \text{ cm}^{-1})$ 程度にて二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。図-8 に各養生に於ける温度上昇其の他電流電圧の時間的關係を圖示す。* 同圖 W.E. 養生の場合温度上昇は緩慢にて 17 時頃に於て加電壓 35 V、電流 0.7 A を示し

圖-8



翌朝に至るも電流は 0.5 A を示し温度も殆んど一定値を保つてゐる (No. 3)。且つ水槽温度も ◎ 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 25 V と低きも 25 V を轉位とし温度上昇著しく増大し 17 時頃に既に温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た。電氣抵抗値も二箇直列せるものにて $1095 + 204 \div 1300 \Omega$ 程度にて二箇のもの λ 値が必ずしも一致してゐない。24 時間強度のみより判断すれば乾燥の爲め抵抗値の大なるものが強度が増加してゐる。湯水養生に關しては特に記述すべきもの無きも最高温度の基準を 60~70°C にとつた事を附記するに止む。本試験に於ては 24 時間 7 日強度のみを求め 28 日強度に對するものは省略し必要なる場合は簪きに述べし 1:3, w/c = 0.4 モルタルの場合と同様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験の水中養生一日の壓縮強度は 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。特に説明の要な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 日壓縮強度を基準とし各材料に於ける強度比率を表に示す。以上の如く早硬化性に強度分布に關しても 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 は温度差 24°C に相當す。

図-9

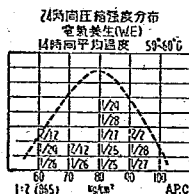


図-10



図-11

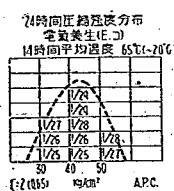


図-12

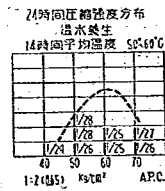


表-3 異なる養生による強度比率

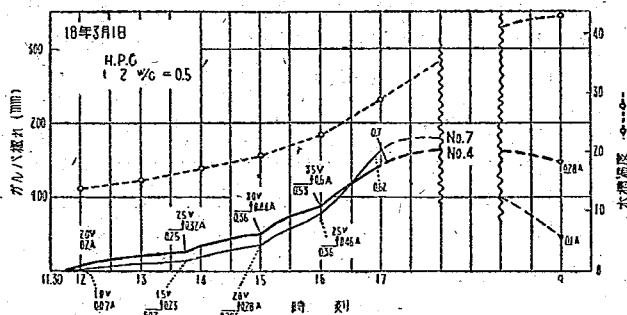
材 節	1 日	3 日	7 日	28 日
養生法				
軟 練 標 準	0.02	0.203	0.48	1.0
電気養生(W.E.)	0.72		1.08	
電気養生(C.E.)	0.41			

〔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 にて凝結始発凝結は夫々 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圧縮強度は 3 日, 7 日, 28 日に於て夫々 44.2:118:197 kg/cm² である。本実験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経験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様である。本実験に於ては 50°~60°C を標準とした。温度上昇電圧電流の關係に就ては特に述べるべき事無し。圖-13 を其の一例として掲ぐ。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



てある。又 C.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 時間強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。

電気的特性も個々の電気抵抗 $R \approx 50 \sim 40 \Omega$ 比電導度 $\lambda \approx 4.0 \sim 5.3 \times 10^{-3} (\Omega^{-1} \text{cm}^{-1})$ 程度のもので在來の

図-14

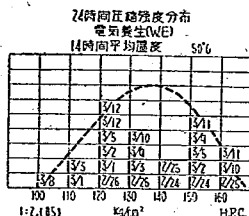
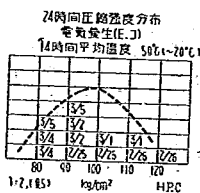


図-15



ものと大差がない。

図-14、図-15は W.E. 養生、 $\pm E$ の場合の 24 時間間隔強度分布を示すもので、本実験の温度範囲に於ては略々確率分布的に點布してゐる。

本実験の場合材料 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強度比率を算定せり、求めし

1:2(0.5) モルタルの 24 時間各種養生による 28 日強度中標準水中、 $\pm E$ 電気養生の場合には確率的強度分布を得しが W.E. 電気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。即ち W.E., $\pm E$, 水中各養生に於て夫々平均強度とし...270, 195, 235 kg/cm²...を得。上記の結果より得たる強度比率表-6 の如し。

表-6 異なる養生に於ける強度比率

材 齢	1 日	3 日	7 日	28 日
養生法				
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
電気養生(W.E.)	0.6			1.15
電気養生($\pm E$)	0.41			0.83

材齢と強度との関係は後章取極め記述することとし省略するも、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

尚ニートセメントにて試験せし結果を参考の爲め簡単に述べん。最初 1:0, w/c = 0.3 にて電気養生 (W.E. 及び $\pm E$) 24 時間強度を試験し其の後又 1:0, (w/c = 0.27) のものに就き試みる機会があつた。両者の電気

図-16 (a)

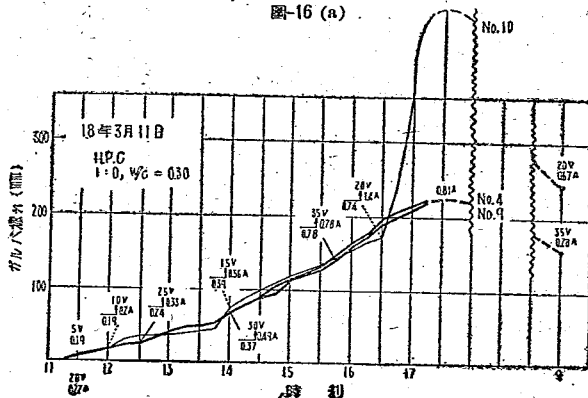
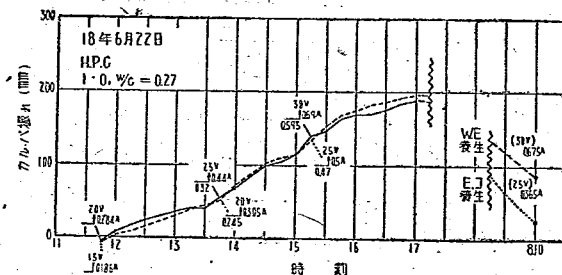


図-16 (b)



的特性は稍々異なる値を示した。即ち供試体一箇當り電気抵抗 R 及び比電導率 λ は夫々

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

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

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。化学分析を行はざりし故に確かな事は論じ得ざるも、両資料には 6 ヶ月以上も製造時期の相違があり、品質の異なるに基因するのは不明である。即ち前者電気養生 (= E.) の場合毎回常に或程度に加電後温度の急激な上昇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。

電圧電流密度の関係は同圖より了解し得。圖-16 (a) の電気養生 (= E.) の場合の 24 時間強度は頗る低く平均 150 kg/cm^2 にて明かに電圧調節其の他に不備ありしを示すもので、E. 養生の場合にも必ず圖-16 (b) に示す傾向をとる様電圧を調節すべきである。W.E. 電気養生の場合には略々信頼し得る結果を得た。

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。

圖-17



圖-18

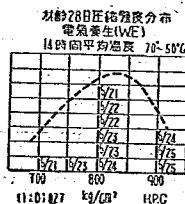


圖-19

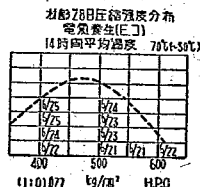


圖-20

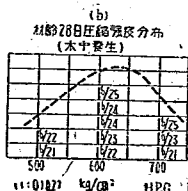
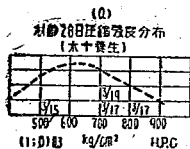


圖-17 1:0, w/c = 0.3 W.E. 養生 24 時間強度

圖-18 1:0, w/c = 0.27 同上 28 日強度

圖-16 1:0, w/c = 0.27 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-オートセメントによる結果

材 質	1 日		28 日	
	強度 kg/cm^2	比 率	強度 kg/cm^2	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	

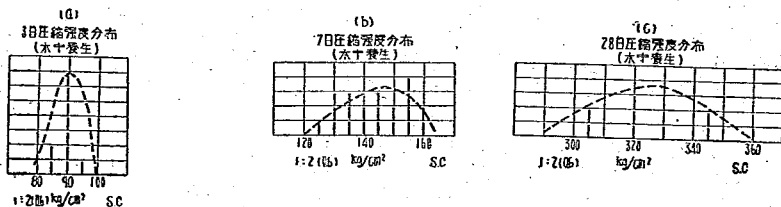
上述の如くオートセメントの場合に於ても早成性並に材齢による強度増進率は曩きに述べしモルタルの場合に類似してゐる。

〔5〕 シリカセメント, 1:2($w/c = 0.6$) モルタル

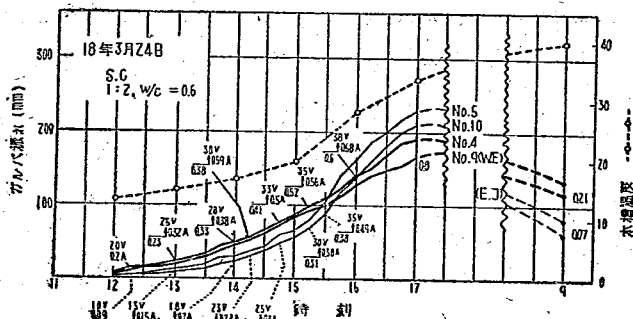
本セメントは昭和 16 年頃の製品なるもブリキ罐に密閉保存し置きしもので塊状凝固等の異状を認めざりしもので、凝結始発 終結は夫々 1 時間 40 分及び 3 時間 50 分程度にて普通セメントのものより可成り早結のものである。

先づ中型 (5 cm 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 日の圧縮強度を求む。図-21 (a), (b), (c) は之等の結果を示す。

図-21



22-図 (a)

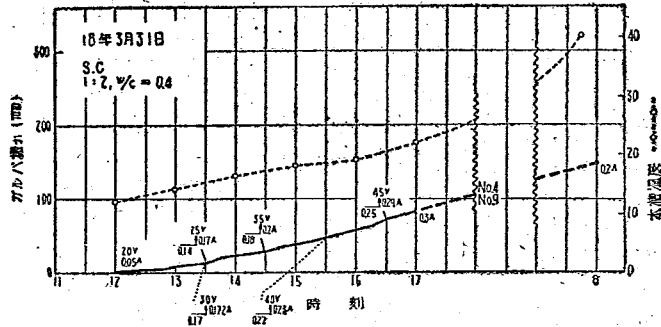


強度分布は略々確率的であり平均圧縮強度とし夫々 90, 145, 335 kg/cm² の値を得。

電気特性として一供試電當り抵抗及び比電導率は夫々 $R = 90 \sim 60 \Omega$, $\lambda = 3 \sim 4 \times 10^{-2} (\Omega^{-1} \text{cm}^{-1})$ 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、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。圖示の場合より急激に温度上昇せざる様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 208 ~ 263 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 に取極め之を示す。

圖-23 1:2, 0.6 電気養生 (W.E.) 24 時間強度

圖-24 1:2, 0.6 " (コ.E) " "

圖-25 同上 電気養生 (W.E.) 28 日強度

圖-26 同上 標準水中養生 28 日強度

圖-23

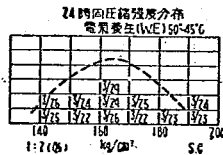


圖-24

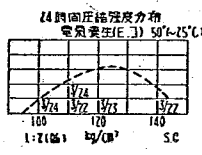


圖-25

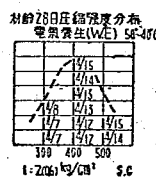
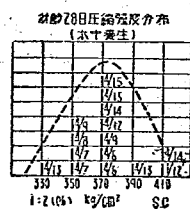


圖-26



24 時間強度は二種の電気養生 (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 日強度に於て一二同値の小なるものを得しか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掲げん。

表-8 異なる養生に於ける圧縮強度 (kg/cm²) 及び比率

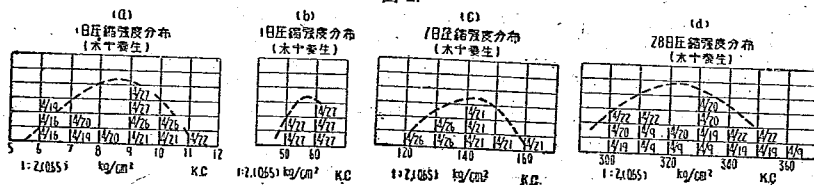
養生法	1 日		3 日		7 日		28 日	
	強度	比率	強度	比率	強度	比率	強度	比率
標準水中養生 1:2, 0.6			90	0.25	145	0.43	335	1
0.5							370	
電気養生 (W.E.) 1:2, 0.6	165	0.49					450	1.3
0.4	260	0.74						
電気養生 (E. コ.) 1:2, 0.5	125	0.37						

24 時間強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 は總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 時間強度比率に於ても 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様ブリキ罐に密閉保存せしもので外觀上異狀認めず。實際上の取扱ひも前回と全く同様である。圖-27 圖に標準水中養生に於ける圧縮強度分布 (1 日, 3 日, 7 日, 28 日) を示す。

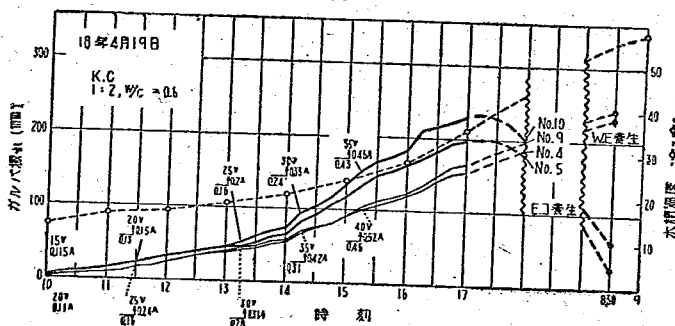
圖-27



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。

強度分布中 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 日強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, 65, 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 $R = 67 \sim 50 \Omega$, $\lambda = 3.2 \sim 4 \times 10^{-2} (\Omega^{-1} \text{cm}^{-1})$ 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 C.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緑色を呈してゐた。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 日の壓縮強度は圖-29 乃至圖-32 の如く略々確率的に分布し容易に平均強度を算定し得

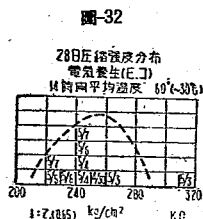
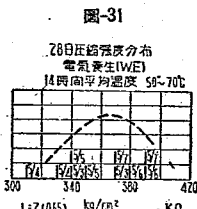
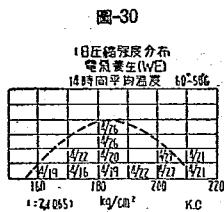
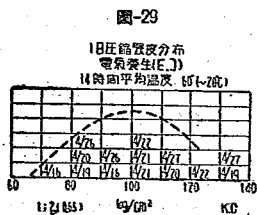


圖-29 1:2, 0.65 W.E. 電氣養生 24 時間強度

圖-30 同上 C.E. " 24 "

圖-31 同上 W.E. 電氣養生 28 日強度

圖-32 同上 C.E. " " "

各養生に於ける強度並に強度比率を掲ぐ(表-9)。

表-9 異なる養生に於ける壓縮強度 (kg/cm²) 及び同比率

材 齢	1 日		3 日		7 日		28 日	
	強度	比率	強度	比率	強度	比率	強度	比率
養生法								
燒 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 (C.E.)	100	0.31					250	0.77

即ち高爐セメントの本試験の場合に於ても其の早硬増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験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 6 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、本試験の如き一帯の試験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

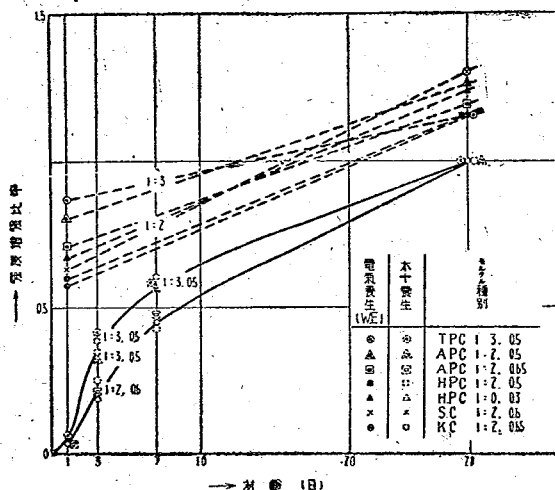
報参照)並に高級セメントとしてのアルミナセメントの存在等により経済上、技術上、電気養生法の實用價值に對し消極的の見解あるも、現下重工業發達過程並に戦局より判断するに速刻解決さるべき問題である。

一方電気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験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気養生(W.E.)の24時間強度比率は殆ど一定にて水中養生に於ける328日強度の60~70%の範圍であり且つ材齡による強度の促進率も略々同程度であり、比率で示せば標準28日強度の1.1~1.2倍であり、水中養生の場合より優れてゐるが、更に長期強度に於ても同様の成績を上げ得るかは今後の研究に俟つべきである。要するに或種の接續鋼棒作用が營まれつゝあると推測す。強度に關する上記5種の結果を取極め要約とし圖-33に標準水中養生28日強度を基準とせる強度比率を圖示し其の傾向の判斷に資す。勿

圖-33

圧縮強度と材齡との關係



論強度としては頻度最大點に相當するものにとり。

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なる點あるも24時間に於て水中養生28日強度の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強度材齡の關係をも記入せり。

本實驗各節に掲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茲に取極め表-10表に之を掲ぐ。

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

種 別	T. P. C. 1:3, 0.5	A. P. C. 1:3, 0.5	A. P. C. 1:2, 0.5	H. P. C. 1:2, 0.5
$\lambda \times 10^3$	3.2~2.8	3.4~2.9	4.3~3.5	4~5.3
	H. P. C. 1:3, 0.3	H. P. C. 1:0, 0.27	S. C. 1:2, 0.5	K. C. 1:2, 0.5
	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 $\lambda = 1.5 \sim 1.3 \times 10^{-3}$ に換ず

其の外コンクリートに就き (1:3:6, w/c = 0.7 にて T. P. C. の稍々風化し塊状になりしものを使用す) ては $\lambda = 0.56 \times 10^{-3} (\Omega^{-1} \text{cm}^{-1})$ を得たり。上記の値は凡て室温に於けるものである。

斯くの如く壓縮強度中24時間及び材齡28日強度に關する特性を明かにせり。

基礎の支持力論(第二報)

囑託 星 堃 和

目 次

II. 基礎の破壊荷重論	(1)
〔1〕 基礎の破壊荷重に関する諸説	(1)
〔2〕 著者の假定と計算方法	(2)
〔3〕 破壊荷重の計算	(4)
(1) 帯荷重面(二次元)の場合	(4)
(2) 圓荷重面(三次元)の場合	(7)
〔4〕 従來の計算値、經驗値との比較	(11)
(1) Caquot 式との比較	(11)
(2) 經驗に基づく許容地耐力との比較	(11)
(3) 築堤抑へ盛土の計算	(12)
〔5〕 荷重面の大き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) 形狀係数の計算	(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〕 基礎の破壊荷重に関する諸説

荷重面に降伏點を越えて荷重を加へて行くと、沈下は漸次増大の度を加へ、遂にはそれ以上荷重を加へ得ざるに至り基礎は破壊して終ふ。この時地盤内には連續した破壊滑り面を生じ、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えられてゐる。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、基礎の破壊現象に説明を與へ或ひは破壊荷重の大き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缺頭體或は缺球體の壓入により基礎の破壊が引起されるものと考えなければならない。

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つく又圓形荷重面等に應用し得ないのでなく、諸實驗結果によれば破壊荷重は基礎幅の大き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。

水野明教授* は土圧論の考へを應用して基礎の破壊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 H 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壊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 及び内部摩擦角 φ により與へられる係數を含み、それ等の變化が破壊荷重に及ぼす影響を明かにするばかりでなく、基礎の大き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径 $D = 2r$ なる圓荷重面を考へ、載荷面は地表面下 z の深さに在るものとする。

荷重による地盤内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

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

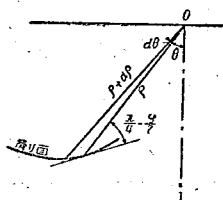
圓荷重面の場合；式 (224) に於て $P = \frac{\pi}{4} D^2 q$ とおいて

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

この假定は基礎が破壊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、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 $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ なる角をなしてゐるから (圖-301)

圖-301



$$\sigma = \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (303)$$

とおけば

$$dp = c \rho d\theta \dots\dots\dots (304)$$

を得る。積分して

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

$\theta = 0$ に於て

$$\rho = bc \cot \alpha \text{ 又は } rc \cot \alpha \dots\dots\dots (306)$$

$$\therefore c' = \ln(bc \cot \alpha) \text{ 又は } \ln(rc \cot \alpha) \dots\dots\dots (307)$$

よつて滑り面の式として

$$\rho = bc \cot \alpha \cdot e^{c\theta} \text{ 又は } rc \cot \alpha \cdot e^{c\theta} \dots\dots\dots (308)$$

従來の土楔式理論では $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ と考へたてゐたが、著者は土楔の代りに塑性流動を起さない H 形荷重の部

* 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 1003。

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 点を通る滑り面 UD
に於て滑り出しの條件を満足する時に基礎が破
壊に達するものとした。

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)

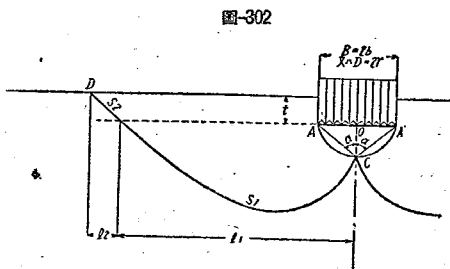


圖-302

$$ds_1 = \sqrt{\rho^2 + \left(\frac{d\rho}{d\theta}\right)^2} \cdot d\theta = \sqrt{1+c^2} \rho^{1/\alpha} \dots (309)$$

より

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

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

従つて滑り面の全長 s は

$$s = s_1 + s_2$$

$$= b \cot \alpha \frac{\sqrt{1+c^2}}{c} (e^{\frac{\pi}{2}c} - 1) + \sqrt{1+c^2} l \dots (312)$$

滑り面の水平長さ l は

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

地盤内任意の点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 $\zeta = l$ とす)。即ち

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_1 + p_c + \gamma(z+l) \\ \sigma_2 &= p_c + \gamma(z+l) \end{aligned} \right\} \dots (314)$$

滑り面に沿ふ剪断力 τ 及び直應力 ν は

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

滑り面の全面積につき剪断應力の和を求め S とすれば

$$S = \int \tau df = \frac{1}{2} \cos \varphi \int \sigma_1 df_1 \dots (316)$$

又抵抗剪断應力の和を S_r とすれば

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

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

滑り出しの条件として

$$S = S_r \dots\dots\dots (318)$$

とおけば、任意の滑り面に於ける破壊荷重 q_b' を求めることが出来るから、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

$$q_p' = q_b' \dots\dots\dots (319)$$

なる条件から $\cot \alpha$ 即ち破壊滑り面が鉛直軸と交る点の位置を決定することが出来る。

〔3〕 破壊荷重の計算

(1) 帯荷重面(二次元)の場合

単位の奥行を考へれば

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

荷重による主應力は式 (301) より

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

従つて

$$\begin{aligned}
 \int \bar{\sigma}_1 df_1 &= \frac{2}{\pi} B(q - \gamma t) \int \frac{\cos \theta}{\rho} \sqrt{1 + c^2} \rho d\theta \\
 &= \frac{2}{\pi} B(q - \gamma t) \sqrt{1 + c^2} \dots\dots\dots (321)
 \end{aligned}$$

式 (316) に代入して

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{1}{2} \cos \varphi \cdot \frac{2}{\pi} B(q - \gamma t) \sqrt{1 + c^2} \\
 &= \frac{1}{\pi} B(q - \gamma t) \cos \varphi \sqrt{1 + c^2} \dots\dots\dots (322)
 \end{aligned}$$

又

$$\begin{aligned}
 \int \rho \cos \theta df_1 &= \int \rho \cos \theta \cdot \sqrt{1 + c^2} \rho d\theta \\
 &= \sqrt{1 + c^2} \int b^2 \cot^2 \alpha c^2 c^{\theta} \cdot \cos \theta d\theta \\
 &= b^2 \cot^2 \alpha \frac{1}{4c^2 + 1} \left[c^{2\theta} (2c \cos \theta + \sin \theta) \right]_{\theta = \frac{\pi}{2}}^{\theta = \frac{\pi}{2}} \\
 &= b^2 \cot^2 \alpha \frac{1}{4c^2 + 1} (e^{\pi c} - 2c) \dots\dots\dots (323)
 \end{aligned}$$

であるから式 (317) より

$$\begin{aligned}
 S_{r1} &= \tan \varphi \left\{ \frac{1}{2} (1 - \sin \varphi) \cdot \frac{2}{\pi} B(q - \gamma t) \sqrt{1 + c^2} + (p_c + \gamma t) b \cot \alpha \frac{\sqrt{1 + c^2}}{c} (e^{\frac{\pi}{2} c} - 1) \right. \\
 &\quad \left. + \gamma b^2 \cot^2 \alpha \frac{1}{4c^2 + 1} (e^{\pi c} - 2c) \right\} \dots\dots\dots (324)
 \end{aligned}$$

$$S_{r2} = \tan \varphi \left\{ \int (p_c + \gamma t) dz + \int_0^t \gamma z \sqrt{1+c^2} dz \right\} \\ = \tan \varphi \left\{ (p_c + \gamma t) \sqrt{1+c^2} t - \frac{\gamma^2}{2} \sqrt{1+c^2} \right\} \dots\dots\dots (325)$$

$S = S_r = S_{r1} + S_{r2}$ とおき q に就て解き且

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

とおけば

$$q_b' = \beta_c' U + \beta_t' \gamma t + \beta_b' \gamma B \dots\dots\dots (327)$$

$t \ll b$ 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

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

今

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

とおけば

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

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

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

破壊滑り面が鉛直軸と交る点の位置即ち $\cot \alpha$ 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拋物線荷重による式 (222) (221') 及び式 (281) に於て $\varepsilon = \alpha$, $\phi = 0$ において

$$q_b' = \omega_c' U + \omega_t' \gamma t + \omega_b' \gamma B \dots\dots\dots (332)$$

ここに

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

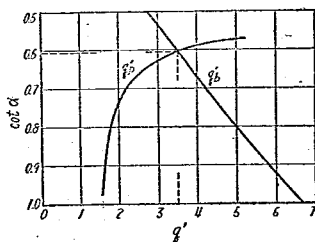
今 α を變化させて q_b' と q_p' の値を計算し之を圖示し兩曲線の交點より α の値を決定することが出来る。計算例を示せば

$t = 0$, $C = 0.2 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi = 30^\circ$, $\tan \varphi = 0.5773$, $\gamma = 1.6 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$, $B = 100 \text{ cm}$ 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

図-303



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

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

を得る。

次に特別な場合として次の考察をする。

(イ) $p_c + \gamma t \geq \gamma B$

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

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

となるから、 $q_b' = q_p'$ なるためには

$$\beta_c' = \omega_c' \dots\dots\dots (334)$$

本條件を満足する α の値は φ が與へられれば決定することが出来る。

(ロ) $\gamma B \geq p_c + \gamma t$

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

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

となるから、 $q_b' = q_p'$ なるためには

$$\beta_b' = \omega_b' \dots\dots\dots (335)$$

式 (334), (335) の條件より φ の夫々の値に對する α の値及び破壊荷重係數 β_c (β_b), β_b を決定することが出来る。然る時は破壊荷重は近似的に

$$q_b = \beta_c C + \beta_b \gamma t + \beta_b \gamma B \dots\dots\dots (336)$$

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

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

$$= 13.83 \times 0.2 + 4.25 \times 1.6 \times 10^{-3} \times 100 = 2.77 + 0.68 = 3.45 \text{ kg/cm}^2$$

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) の條件を満足する α の値を求め

$$\delta = \cot \alpha \dots\dots\dots (337)$$

とおき, $\tan \varphi$ の夫々の値に對する $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \delta_0, \delta_1$ を求め
れば表-302 及び圖-304, 圖-305 を得る。

表-302

φ	$\tan \varphi$	β_0	β_1	β_2	δ_0	δ_1	δ_2
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	0.985	10.31	2.32	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	94.68	80.36	281.5
45	1.000	68.20	68.20	153.3	164.7	165.7	893.3

φ	$\tan \varphi$	$\delta_c (= \delta_1)$	β_c	β_1	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 (0.433)	0.324 (0.324)
20	0.364	0.505	6.70	3.44	0.492	0.721
25	0.466	0.557	9.44	5.40	0.556	1.67
30	0.577	0.620	13.83	8.99	0.643	4.25
35	0.700	0.694	21.23	15.87	0.750	11.51
40	0.839	0.801	35.35	30.66	0.880	34.4
45	1.000	0.933	63.6	64.6		118.6

圖-305

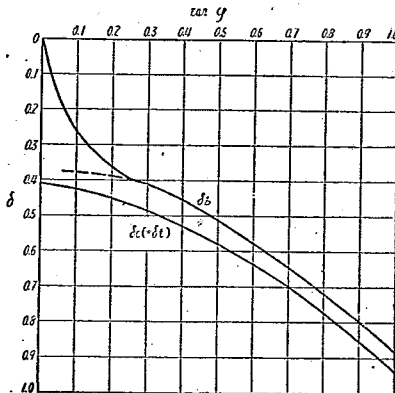
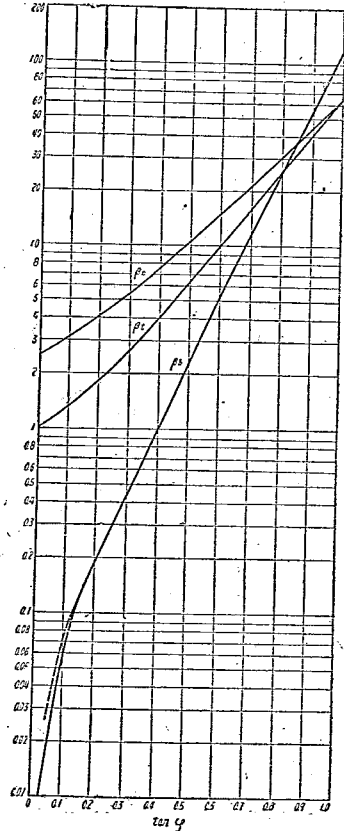


圖-304



(2) 圓荷重面(三次元)の場合

荷重面の直径は $D = 2r$ とする。

滑り面の形状, 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

$$df_1 = 2\pi r \sin \theta ds_1 = 2\pi r^2 \sin \theta d\theta \dots (338)$$

$$f_1 = \int df_1 = 2\pi c \int \rho^2 \sin \theta d\theta = 2\pi c \frac{1}{4c^2+1} r^2 \cot^2 \alpha (2e^{\frac{3\pi}{2}c} + 1) \dots\dots\dots (339)$$

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

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

荷重による主應力は式(302)より

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= \frac{3}{2} r^2 (q - \gamma t) \frac{\cos \theta}{\rho^2} \Bigg\} \dots\dots\dots (342) \\ \bar{\sigma}_2 &= 0 \end{aligned}$$

従つて

$$\begin{aligned} \int \bar{\sigma}_1 df_1 &= \frac{3}{2} r^2 (q - \gamma t) \int \frac{\cos \theta}{\rho^2} \cdot 2\pi c \rho^2 \sin \theta d\theta \\ &= 3\pi r^2 (q - \gamma t) c \left[\frac{1}{2} \sin^2 \theta \right]_0^{\frac{\pi}{2}} \\ &= \frac{3}{2} \pi r^2 (q - \gamma t) c \dots\dots\dots (343) \end{aligned}$$

式(316)より

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

又

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

より式(317)は

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

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

$S = S_r = S_{r1} + S_{r2}$ とおき q に就いて解き且

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

とおけば

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

$t \ll r$ とし且

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

とおけば

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

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

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

であるから

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

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

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

ここに

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

今特別の場合として次の考察をすれば (1) の場合と同様

イ) $\rho c + \gamma t \gg \gamma B$

$$\beta_c' = \omega_c' \dots\dots\dots (356)$$

ロ) $\gamma B \gg \rho c + \gamma t$

$$\beta_d' = \omega_d' \dots\dots\dots (357)$$

兩式を夫々満足する破壊荷重係数 $\beta_c(\beta_t)$, 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。

又 α を決定し

$$q_0 = \beta_c C + \beta_l \gamma l + \beta_d \gamma D \dots\dots\dots (358)$$

$$\delta = \cot \alpha \dots\dots\dots (359)$$

とおき, $\tan \varphi$ の夫々の値に對する $\beta_c, \beta_l, \beta_d$ 及び $\delta_c(\delta_l), \delta_d$ 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

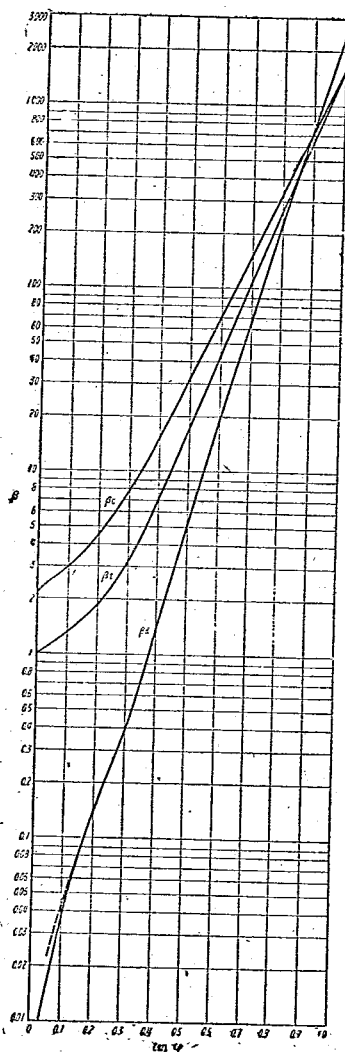


圖-307

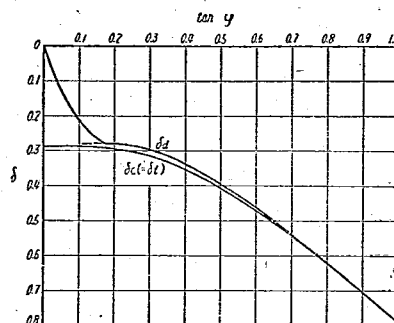


表-303

φ	$\tan \varphi$	β_c''	β_l''	β_d''	$\bar{\beta}_c$	$\bar{\beta}_l$	$\bar{\beta}_d$
0	0	25.22	0	0	25.22	1.000	0.000
5	0.088	34.48	2.807	1.480	41.06	3.343	1.936
10	0.176	46.70	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	367.2	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	$\tan \varphi$	$\delta_c(=\delta_l)$	β_c	β_l	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	0.289	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〕 従来の計算値、経験値との比較

(1) Caquot 式との比較

Caquot の支持方式は式 (107) で與へられ、荷重面の幅 B を含んだ項がないが、 C 及び N の項の係数を比較すると、Caquot 式では

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

之を計算し著者の係数と比較すれば表-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 の係数は著者の係数に比較して一般に略 2 倍大きい。

(2) 経験に基づ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在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		破 壊 荷 重	
					ω_c	q_v t/m ²	β_c	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	5~20	2.57	19.3	3.44	25.8
中 位 の 粘 土	5.0	6	0.105		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	1.80	0.95	2.1	1.05

許容地耐力が基礎面の大き及び深さに無関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と考へられる。なほ砂では普通 $C \neq 0$ 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き(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 中の φ の値は山口昇: 應用力学ポケットブック 196 頁から、 q_a は山口昇: 土の力学 146 頁からとつた。降伏荷重は拋物線形荷重分布による値である。

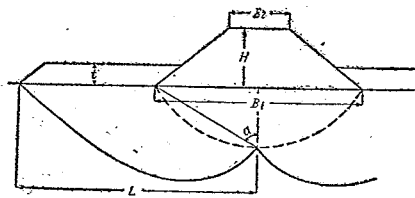
表-305 に於て破壊荷重の降伏荷重に対する比率を見ると泥土より砂質粘土に近き程大きくなって居るが、これは基礎設計に當り許容荷重を決する場合に充分留意すべき點と思はれる。

(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

図-306



(図-308 参照).

抑へ盛土をなす前の降伏荷重及び破壊荷重は

$$\left. \begin{aligned} q_y &= \omega_c C + \omega_d \gamma B_1 \\ q_b &= \beta_c C + \beta_d \gamma B_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (361)$$

但し築堤の形状を拋物線形に置換へ、その中央高 H_m を

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

と假定し、従つて式 (361) の第一式に於ける ω_s, ω_b の値は拋物線形荷重の場合のものを採る (Ⅱ[6] (2) (4)).

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

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

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

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

より

$$t_y = \frac{\frac{2}{3} \gamma' H_m - q_y}{\omega_d \gamma'} \dots\dots\dots (364)$$

又

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

より

$$t_b = \frac{\frac{2}{3} \gamma' H_m - q_b}{\beta_d \gamma'} \dots\dots\dots (365)$$

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。

$$L = \frac{1}{2} e^{\frac{\pi}{2} \epsilon} \cot \alpha B_1 \dots\dots\dots (366)$$

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

$$\lambda = \frac{1}{2} e^{\frac{\pi}{2} \epsilon} \cot \alpha \dots\dots\dots (367)$$

とおけば、式 (366) は

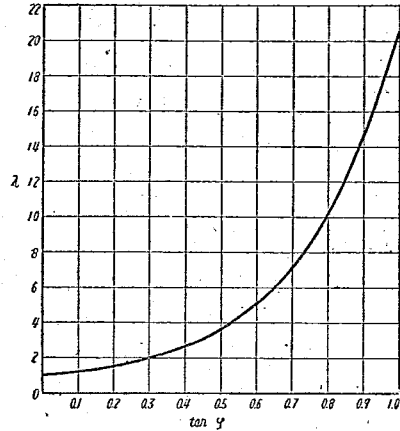
$$L = \lambda B_1 \dots\dots\dots (368)$$

となり、安全のため $\delta = \cot \alpha$ を表-302 に於ける δ_c の値とすれば λ の値は表-306 及び図-309 に示す如くなる。

図-309

表-306

φ	$\tan \varphi$	$\frac{\pi}{e^{\frac{\pi}{2}c}}$	$\cot \alpha$	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



今次の实例^{*} に就て計算を試みる。

基礎地盤

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

盛土の比重

$$\gamma' = 0.0017 \text{ kg/cm}^3 = 1.7 \text{ t/m}^3$$

築堤の計画断面

$$B_1 = 15.0 \text{ m}, B_2 = 4.0 \text{ m}, H = 3.6 \text{ m}$$

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 19.0 m であ

つた

著者の計算によれば図-212 より

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

図-304 より

$$\beta_c = 2.87, \beta_t = 1.18, \beta_b = 0.025$$

式(362)より

$$H_m = \frac{3(B_1 + B_2)}{4B_1} H = \frac{3(15+4)}{4 \times 15} \times 3.60 = 3.52 \text{ m}$$

式(361)より

$$q_v = 2.60 \times 0.6 + 0.025 \times 1.3 \times 15.0 = 2.05 \text{ t/m}^2$$

$$q_b = 2.87 \times 0.6 + 0.025 \times 1.3 \times 15.0 = 2.21 \text{ t/m}^2$$

従つて式(363)より

$$H_y = \frac{3}{2} \times \frac{2.05}{1.7} = 1.81 \text{ m}$$

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

降伏せざる條件より抑へ盛土厚を求めむば、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

$$t_y = \frac{\frac{2}{9} \times 1.7 \times 3.52 - 2.05}{1.15 \times 1.7} = 0.992 \text{ m}$$

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

$$L = 1.2 \times 15.0 = 18.0 \text{ m}$$

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

(5) 荷重面の大きさと形状が破壊荷重に及ぼす影響

(1) 基礎の支持力直径

直径 D なる圓形荷重面の破壊荷重は式 (358) により

$$q_b = \beta_c C + \beta_1 \gamma t + \beta_d \gamma D$$

で與へられ、本式中の γ は土の比重であり $\beta_c, \beta_1, \beta_d$ は何れも地盤の内部摩擦角 φ により決定される係数であるが、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きさ或ひは形状が變化すれば第三項のみが變化するわけであつて、今第三項中の直径 D の代りに

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

とおき、こゝに F は荷重面の面積 η は荷重面の形状により決まる係数とし之を形状係数と呼び、 D_f を形状直径と假稱することゝすれば、式 (358) は一般的な形状を有する荷重面に對して擴張される。若しなほ

$$\left. \begin{aligned} \frac{\beta_c}{\beta_d} \frac{c}{\gamma} = D_c, \quad \frac{\beta_1}{\beta_d} t = D_t, \\ \text{且} \quad D_b = D_c + D_t + D_f \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (369)$$

とおけば、この場合の破壊荷重 q_b は

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

式中の D_b は破壊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径と呼べば、支持力直径 D_b は粘着力に比例する粘着直径 D_c と深さに比例する深さ直径 D_t と荷重面形状により決まる形状直径 D_f の和で表はされる。

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

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

で與へられる。

(2) 形状係数の決定

一般的な形状を有する荷重面の形状係数を求めるには、基礎が破壊状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、今こゝでは簡単な反應力分布を假定して形状係数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検討して見ることにしたい。

底面の反應力も亦粘着力 c 、基礎の深さ t 及び荷重面形状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

$$p = p_0 + p_t + p_f \dots \dots \dots (372)$$

従つて平均反力力は

$$\begin{aligned} p_m &= \frac{1}{F} \int_F (p_c + p_t + p_f) df \\ &= p_c + p_t + \frac{1}{F} \int_F p_f df \dots\dots\dots (373) \end{aligned}$$

破壊の際には $p_m = q_b$ であるから、本式を式 (369) と比較して

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

を得る。従つて形状係数は

$$\eta = \frac{1}{\beta a' F^{\frac{3}{2}}} \int_F p_f df \dots\dots\dots (374')$$

次に反力 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。(図-310)

(i) 直線形分布

図-310

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

と假定すれば式 (374') より

$$\eta = \frac{1}{\beta a' F^{\frac{3}{2}}} \frac{p_0}{a_0} \int_F a df \dots\dots\dots (376)$$

本式が圓荷重面の時成立するよう係数を決定すれば

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

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

であるから

$$\sqrt{\frac{4}{\pi}} = \frac{1}{\beta a' (\pi r^2)^{\frac{3}{2}}} \frac{p_0}{a_0} \cdot \frac{\pi}{3} r^3$$

$$\therefore \frac{1}{\beta a'} \frac{p_0}{a_0} = 6$$

従つて

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

本式より任意の斷面の形状係数を求めることが出来るが、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_2 とし、中空部分の巾を $2r_2$ とすれば(図-310 参照)

$$\zeta = \frac{r_2}{r_1} \dots\dots\dots (378)$$

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、土の内部摩擦角の大き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

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

とおけば

$$\eta = \frac{1}{\beta a F^{\frac{3}{2}}} p_0 \int \left\{ 2 \left(\frac{a}{a_0} \right) - \left(\frac{a}{a_0} \right)^2 \right\} df \dots (380)$$

圓荷重面の場合に適合する様式式の係数を決定すれば

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

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

であるから

$$\sqrt{\frac{4}{\pi}} = \frac{1}{\beta a F^{\frac{3}{2}}} p_0 \frac{\pi}{2} r^2$$

$$\therefore \frac{p_0}{\beta a F} = 4r = 4a_0$$

従つて

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

なほ荷重面の面積 F と周長 V との比を面周比と呼び A で表はし、之を $\sqrt{F}$ で割つたものを面周比係数と呼べば

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

種々なる形状の荷重面に就て 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

圖-312 (a)

$n = \frac{r^2}{r_1}$ 中空圓の内徑 $2r_2$ と外徑 $2r_1$ の比

圖-311

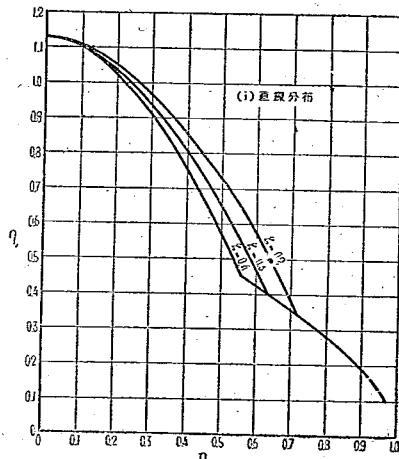
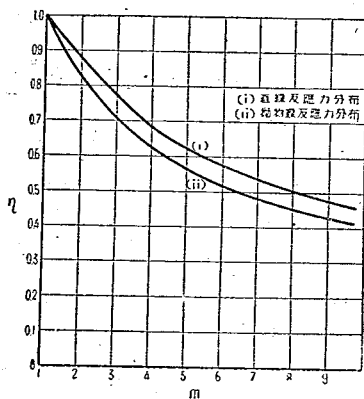


図-312 (b)

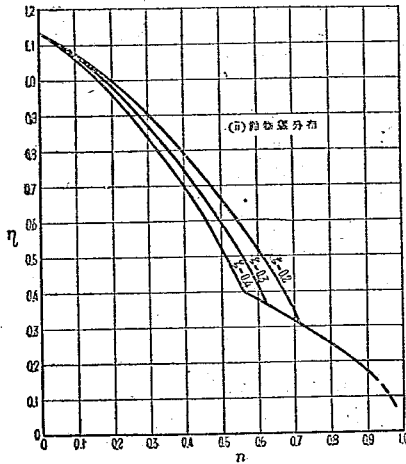


図-313 (a)

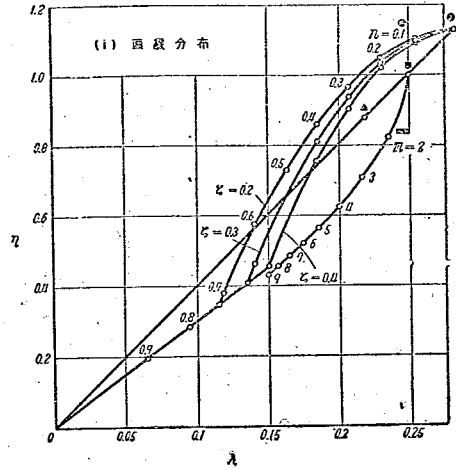
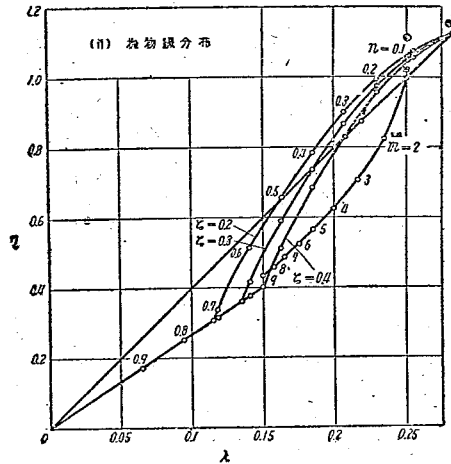


図-313 (b)



を表はす。又その數値を計算すれば表-3.3 の値を得。之等の結果を图示したものが図-311 乃至 図-313 であつて、図-311 は矩形の長短両邊の比 m と形状係數 η との關係、図-312 (a), (b) は夫々應力分布が (i) 直線 (ii) 拋物の線場合に於ける中空圓の内外徑の比 n と形状係數の關係 ($\zeta = 0.2, 0.3, 0.4$)、図-313 (a), (b) は夫々應力分布が (i) 直線 (ii) 拋物線の場合に於ける面周比係數 λ と形状係數 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

荷重面の形状	面周比係数 λ	形状 η 係数
圓形	$\frac{1}{2\sqrt{\pi}}$	$\frac{2}{\sqrt{\pi}}$
正方形	$\frac{1}{4}$	1
正三角形	$\frac{1}{2 \times 3^{\frac{1}{4}}}$	$\frac{2}{3^{\frac{1}{4}}}$
矩形	$\frac{1}{m^{\frac{1}{2}} 2(1+m)}$	(i) 直線分布 $\frac{3m-1}{2m^{\frac{5}{2}}}$ (ii) 拋物線分布 $\frac{4m-1}{3m^{\frac{3}{2}}}$
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) 拋物線分布 $\zeta \leq \frac{1-n}{2n} \left(n \leq \frac{1}{1+2\zeta} \right);$ $\frac{2}{3\sqrt{\pi}} \frac{\{1 - (1+\zeta)n\} \{3 + (6+2\zeta)n\}}{(1+n)\sqrt{1+n^2}}$ $\zeta \geq \frac{1-n}{2n} \left(n \geq \frac{1}{1+2\zeta} \right);$ $\frac{4}{3\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{1-n}{1+n}}$

表-308 (1)

荷重面の形状	面周比係数 λ	形状係数 η	
		(i) 直線	(ii) 拋物線
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

中空形

表-308 (2)

n	面周比係数	形 状 係 数 γ					
		(i) 直 線			(ii) 抱 物 線		
		$\zeta = 0.2$	$\zeta = 0.3$	$\zeta = 0.4$	$\zeta = 0.2$	$\zeta = 0.3$	$\zeta = 0.4$
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		

$$\gamma = 4\lambda \dots\dots\dots (383)$$

なる関係があることがわかる。

(3) 実験結果との比較照査

著者の誘導した破壊荷重の公式及び荷重面形状が破壊荷重に及ぼす影響に就ての考察を Kögler, Fellenius, Meisehder, 石田の諸氏の實驗結果と比較してその適否を検討して見やう。

従来同一地盤に於ける面積或ひは形状を異にする荷重面の破壊荷重を面積の平方根 $\sqrt{F}$ 又は面周比 A と関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関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壊荷重 q_b は形状直径 D_f と式 (370) に示すやうな直線的関係になければならない。即ち荷重面の面積 F と形状係数 γ から形状直径 $D_f = \gamma\sqrt{F}$ を求め、載荷試験による破壊荷重 q_b との関係を圖示すれば圖-314 に

圖-314

示すやうな直線となり、之を式で示せば

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

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

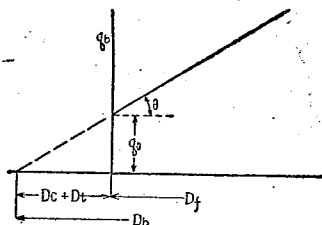
$$\left. \begin{aligned} q_0 &= \beta_d \gamma (D_c + D_i) = \beta_c C + \beta_i \gamma t \\ \tan \theta &= \beta_d \gamma \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (385)$$

を得る。若し基礎の深さ t が浅い時は $D_i = 0$ であるから、 q_0 及び $\tan \theta$ は地盤の常數となる。

従つて式 (385) の第二式より係数 β_d が求まる。即ち

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

となるから、圖-306 を用ひれば内部摩擦係数 $\tan \phi$ が、又従つて係数 β_c, β_i 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。

$$C = \frac{1}{\rho_c} (q_0 - \gamma F) \dots\dots\dots (387)$$

即ち同一地盤に於て面積或ひは形状を異にする數個の載荷板により破壤荷重を測定すれば、地盤の内部摩擦係數 $\tan \phi$ 、粘着力 C を推定し得ることとなる。次に諸實驗結果に就て上述の考察の適用を検討する。

(イ) Kögler の實驗 (1)*

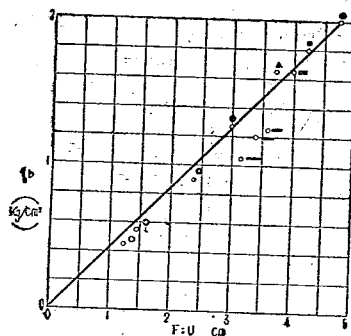
Kögler は砂地盤に於て面積一定 ($F = 285 \text{ cm}^2$, $\sqrt{F} = 16.9 \text{ cm}$) なる載荷板の形状を圓形、正方形、正三角形、矩形、中空圓形等に変へて荷重試驗を行ひ表-309 に示す實驗結果を得た。Kögler はこの結果から破壤荷重 q_0

表-309

基礎の形状	$F:U$		q_0 kg/cm ²	直線反力分布		地物線反力分布	
				γ	D_f	γ	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	18.9	1.000	18.9
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	0.464*	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



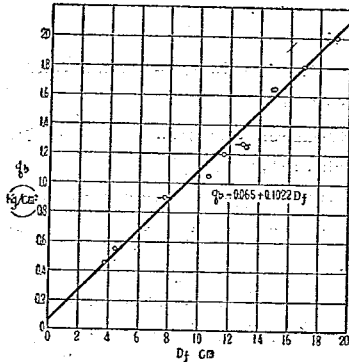
を面周比 $A = F:U$ に対する關係に結び付け圖-315 の如く表はし略直線的關係にあるものとしてゐるが、著者の考察によれば兩者は直線的關係にあるのではなく圖-313に示す如き複雑な關係にあるものと考へなければならぬ。但しこの實驗では面積を一定してゐるから、 q_0 の代りに γ を A の代りに λ を考へても兩者の關係には變りがないわけである。

今各荷重面に就き γ を求めて形状直徑 D_f を計算すれば表-309 右欄の如き値を得るから、之と q_0 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。但しこゝで中空圓形の γ は $\zeta = 0.3$ と假定して求めた。

最小二乗法により $q_0 \tan \phi$ を計算し且 $\gamma = 1.7 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^2$ と假定して $\tan \phi, C$ を求めると次の如くなる。

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

図-316 (a)



(i) 直線形分布

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

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) 拋物線形分布

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

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ので何れも φ は 34° 餘, C は極めて小さく普通の剪斷試験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填めたもの二種に付き、面積を異にする圓形荷重面による荷重試験を行つて表-310 の結果を得た。 $D = D_f$ と q_0 は明かに直線的關係に在るから $\gamma = 1.7 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ と假定して前同様計算すれば

表-310

固く締固めた場合

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

よつて

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

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

$$C = 0.00049$$

$D = D_f$	q_0	
	固く締固めたもの	緩く填めたもの
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

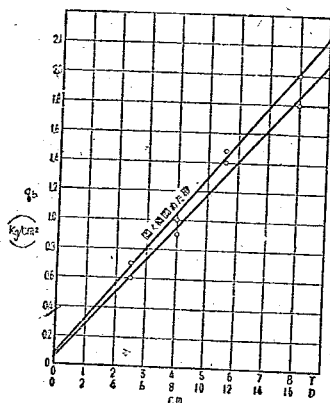
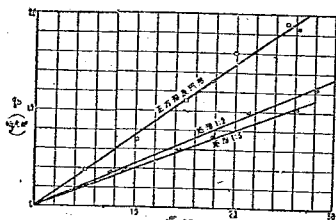


図-318



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

(i) 直線分布

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

(ii) 拋物線分布

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

(-) Meisehider の実験**

Meisehider は面積が $F 1600 \text{ cm}^2, 900 \text{ cm}^2, 400 \text{ cm}^2$ 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験を行ひ、表-312 に示すやうな結果を得た。地盤は砂質で $\gamma = 1.70 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3, \varphi = 32.5^\circ (C = 0)$ と測定されてゐる。Meisehider は圖式計算の方法により F/U と q_b の關係を明

緩く填めた場合

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

よつて

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

$$C = 0.00031$$

結果を圖示すれば圖-317 の如くなる。

(-) Fellenius の実験*

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圖-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 $q_b = \beta_d \gamma \sqrt{F}$ より

$$\beta_d \gamma = \frac{q_b}{\eta \sqrt{F}} \dots \dots \dots (388)$$

を逆算して見ると表-311 の如くなる。

表-311

形 状	$\frac{q_b}{\sqrt{F}}$	(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	0.832	0.0510	0.832	0.0546
" $m = 3$	0.0400	0.772	0.0518	0.708	0.0565
平 均			0.0604		0.0625

* Fellenius: Erdstatistische Berechnungen für senkrechte Last auf waagerechter Bodenfläche unterzunahme kreiszylindrischer Gleitflächen, Norrköping 1929, Norrköpings Tidningars A-B Tryckeri.

** H. Meisehider: Über den Einfluss der rächenform auf die Tragfähigkeit von Fundamentplatten Der Baumg. 21 Jg., Heft 11/13, 20 März, 1940, 頁 83-92.

表-312

$\sqrt{F}$	m	F/U	q_0				D_f	
			(1)	(2)	(3)	平均	直線	拋物線
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	22.8
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_0 との關係を検すれば、明かに直線的關係が認められるから、之より

(i) 直線分布

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

よつて

$$\beta_d = 31.4, \tan \varphi = 0.641 (\varphi = 32.7^\circ), \beta_c = 95, C = 0.0032$$

(ii) 拋物線分布

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

よつて

$$\beta_d = 27.5, \tan \varphi = 0.630 (\varphi = 32.2^\circ), \beta_c = 88, C = 0.0062$$

之を圖示すれば圖-319 (a), (b) の如くである。

圖-319 (a)

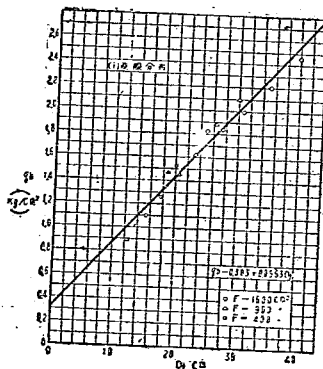
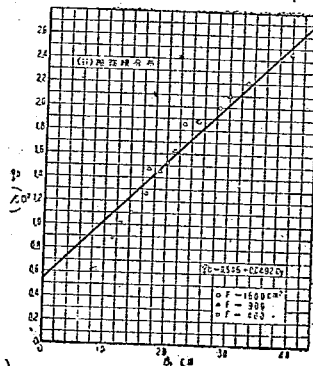


圖-319 (b)



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認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。

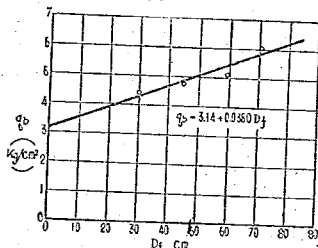
(ホ) 石田氏の試験*

石田氏の試験によれば $C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi = 35^\circ$, 見かけ比重 1.82, 真比重 $\gamma_s = 2.63$, 間隙率 48.1% なる

表-313

F cm^2	$D_f = \sqrt{F}$ cm	q_0 kg/cm^2
5000	70.7	6.06
3500	59.2	5.10
2000	44.7	4.76
900	30.0	4.41

圖-320



地下水で飽和した砂地盤に於て正方形板による破壊荷重を實測して表-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

$$\gamma = (2.63 - 1.00) \times (1 - 0.482) = 0.845 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$$

實験結果より計算すれば

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

よつて

$$\beta_d = 44.9, \tan \varphi = 0.671 (\varphi = 33.9^\circ), \beta_c = 121,$$

$$C = 0.026$$

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規模型による荷重試

験結果の數例に就て著者の考察の適否を検討することを得たが、基礎の破壊荷重 q_0 が著者の所謂形状直径 D_f と直線的関係に在ること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、地盤の常数として q_0 及び $\tan \theta$ の値を實驗的に求めれば、任意の大きさ及び形状を有する荷重面の破壊荷重を式(384)より算定することが出来る。

又 $q_0, \tan \theta$ の値から推定した $C, \tan \varphi$ の計算値は剪断試験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頼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、強て區別するならば、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、形状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. 無限に長い帯狀面に載荷された場合に之を直線荷重と假定して地盤内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断應力の和と抵抗剪断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)

$$q_0' = \beta_c' C + \beta_d' \gamma_1 + \beta_s' \gamma B$$

を導き、鉛直軸上に於て塑性域の上端を通る如き破壊滑り面を求めて、係數 $\beta_c', \beta_d', \beta_s'$ 及び β_0' 中に含まれる $\cot \alpha$

* 石田武雄：耐荷試験に就て、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 $\beta'_c, (\beta'_i), \beta'_d$ を鉛直軸上の塑性荷重係数 $\omega'_c, (\omega'_i), \omega'_d$ に各別に等しとて α の値を求め、之より破壊荷重係数 $\beta_c(\beta_i), \beta_d$ を決定すれば (表-302 及び図-304) 破壊荷重の近似式として式 (336)

$$q_0 = \beta_c C + \beta_i \gamma t + \beta_d \gamma B$$

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 が測定されれば、図-304 より係数 $\beta_c, \beta_i, \beta_d$ を決定し、幅 B 地表面よりの深さ t なる無限に長い帯荷重面の破壊荷重を決定することが出来る。

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、帯狀面の場合と全く同様にして、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)

$$q_0 = \beta_c C + \beta_i \gamma t + \beta_d \gamma D$$

を導き、前同様 $\beta'_c, \beta'_i, \beta'_d$ 中の $\cot \alpha$ を決定して破壊荷重を算定し得る。且各係数 $\beta'_c, (\beta'_i), \beta'_d$ を矢々鉛直軸上の塑性荷重係数 $\omega'_c, (\omega'_i), \omega'_d$ に等しとて、破壊荷重係数 $\beta_c(\beta_i), \beta_d$ を決定すれば、(表-303 及び図-3.6) 破壊荷重は近似的に式 (358)

$$q_0 = \beta_c C + \beta_i \gamma t + \beta_d \gamma D$$

で表はされる。

3. 著者の求めた係数 β_c, β_i を Caquot の式の係数と比較すれば、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き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. 帯荷重面の降伏荷重及び破壊荷重を求める方法を築堤の抑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ことを示した。

6. 圓形荷重面の大きさ即ち直径 D が破壊荷重に及ぼす影響は式 (358) により明かであるが、本式を任意の大きさ及び形状を有する荷重面の場合に擴張して、直径 D の代りに形状直径 D_f を $\gamma \sqrt{F}$ なる形で與へ、こゝに F は荷重面の面積、 γ は荷重面の形状により定まる形状係数とすれば、この場合の破壊荷重は式 (370) で與へられ、式中の D_0 は假に支持力直径と名付るもので、粘着力直径 D_c と深さ直径 D_i と形状直径 D_f の和で表はされる。

7. 形状係数 γ は基礎が破壊状態に達した時の底面反力分布より決定することが出来るから、之を簡単に直線形又は楔形と假定して圓形面、正方形面、正三角形面、矩形面、中空圓形面の形状係数を計算した (表-307 及び表-308)。

8. 破壊荷重 q_0 は形状直径 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、從つて任意の大きさ及び形状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来る。

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, Meischneider, 石田の諸氏の實驗結果に適用して検討したが、極めて妥當な結果を示し、何れも破壊荷重 q_0 は形状直径 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。然して荷重計算結果より推算した $C, \tan \varphi$ の計算値は剪断試験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認めてゐる。なほ反力係数の算定に際して反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、簡単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
小と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
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、茲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	(6)
[5] 實驗小水路の斷面と土砂	(9)
[6] 河床の變化と床止の效果	(10)
III 河床の洗掘移動變化	(11)
[1] 洗掘移動の通水時間による變化	(27)
[2] 流量の大小による河床の變化	(28)
[3] 河床變化の河道區域的特性	(30)
IV 床止の效果	(32)
[1] 床止の各個的效果	(32)
(i) 床 止 No. 36.	(33)
(ii) 床 止 No. 39.	(33)
(iii) 床 止 No. 56.	(34)
(iv) 床 止 No. 36. (+2m)	(35)
(v) 床 止 No. 49.	(35)
[2] 床止の綜合的效果	(37)
V 結 論	(37)

1. 實驗の目的

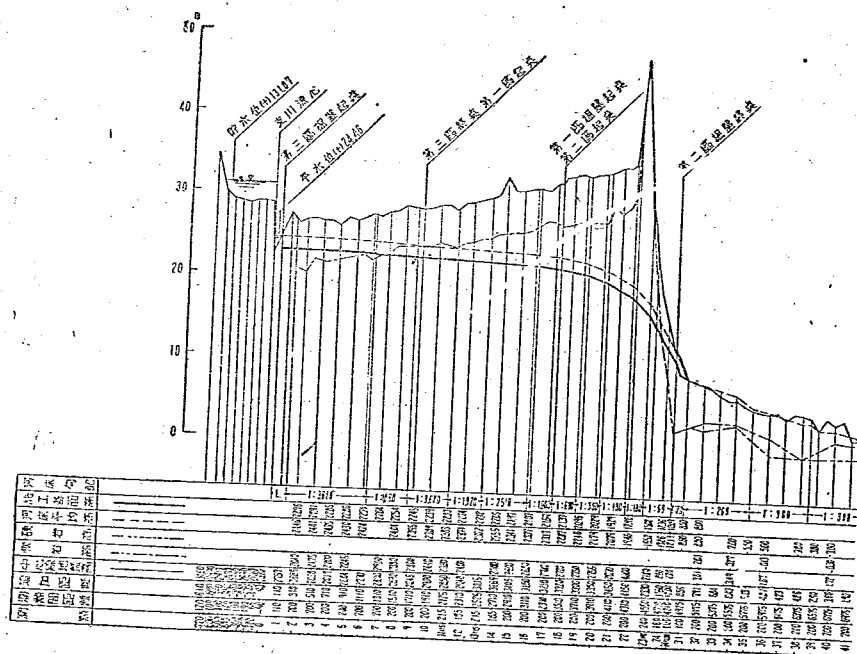
本實驗はある河川の洪水防禦に當りその洪水量の一部を捷水路により海へ放流せんとする計畫に際し、新放水

路河床の變化と床止の掘進法を調べるために行われたものである。

此の放水路工事には支川を合流した地点より下流約500 mに於て堰堤を築造し、之により堰かさ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、此の谷口から約4.6 kmの間は圖-1の放水路築新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まの状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。

此の様に掘鑿された河道は元來谷筋を循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の地点、即ち上流から約4.5 kmの所にかなりの崖があり、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。そこで今此の連貫した谷筋が一つの放水路として掘鑿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ま用ひようとする計畫が行われたのである。従つて、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保たれれ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、且つ此の斜面と受ける直下流部の岩が硬い（圖-1 参照）ために此の部分には極めて激しい洗堀が豫想される。而もその下流、海までの河道が在來の谷筋をそのまま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堀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、その河道の特征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

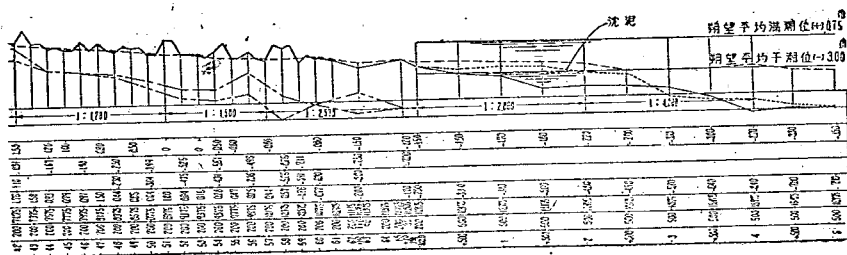


之等の問題中、分水嶺の部分の河床岩の洗掘後退については、之を實驗的に検討する事は岩その他に關する自然的條件が極めて多く而も之等は有機的に變へ難き固着性をもつてゐるものであるから、之を實驗的に研究する事は至難の事と云はねばならない。そこで今回の實驗的研究に當つては専ら、之より下流部の河道の變化について行ふ事とした。

(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。

放水路縱断面圖



- (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、之は如何程に速に搬出されるか。
- (7) 此の搬出土砂により河の水位に變化を生ぜしめざるか、之に従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工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諸流力的模型用砂を量的に決定する事困難であり、従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。従つて上掲の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。

依つて本實驗は専ら上掲の問題中、(1)~(5)の解答を得るを目的として行つた。

II 實驗の方針と装置

上述の如く本實驗の目的は専ら河床の洗掘による變化と床止の勢型に關するものであるから、次の如き實驗室小水路を作り、その土砂運搬の状態を横断面測量によつて解答を求める事とした。

(1) 模型の範圍

實驗室に入られるべき上流部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づ此の部分に於て遮断されるので、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。

又放水路下流部に位置する河について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、又たとへこの河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、要は單に下流部の水位を高水位+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廣い水域を流れる様にとの目的を以て、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あるのであるが、此の枝谷に流むべき浸水の、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の如く適當な深みを與へる丈の長さにて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(断面番號 No. 24+100 附近の右岸の谷)又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狭く取入れた。後の実験からも此の谷は 図-2 に示す位置で充分である事が分つた。

図-2 中ポンプ P にて水を汲上げ、一旦之を T_1 なる水槽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。此の様に導かした利は、かなりの流量水頭とものぐさ之を T_2 水槽にて一度設し、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 溝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と沈砂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 Q によつて完全な水位を調節した。

〔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実験水路の水深が強めて浅くなり、河床砂の洗掘による凹凸に釣合はなくなる故、水渠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近似解を得るためには充分と考へる。此の様に作られた実験水路の最大幅は約 150 cm、最小幅は約 45 cm、平均の水深は大凡 10 cm となるから本実験の目的を達せしめるには充分である。

図-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実験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実験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

	600	300	180	100	60	50	260	300	1200	1500	2570	2860	4000
實 物	600	300	180	100	60	50	260	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 に示す縦断面と他の横断面間とに基き、各断面中の平均の表土面高を求め、之を各断面間は直線的に變化するものとして実験水路の河床高、河床勾配を定めた。河床高は 圖-2 に標高にて示してある。但此の標高の階級は 圖-1 に示す通りである。

〔4〕 流 速

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。

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

如く v は流速 (m/sec)、 n は垂直縮尺の分母の数字、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均的截狀寸法の比を 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 $1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるから管線小水路に流すべき流量 Q_M は次の如くなる。

即ち $Q_M = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$ であり $m = 200$, $n = 50$ であるから

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

即ち管線小水路の洪水量としては 17.0 l/sec を流す事とした。

〔5〕管線小水路の断面と土砂

今實驗せんとする區域は全放水路の中、断面番號にて大體 No. 23 から No. 65+30 (河への出口) までである。之は 圖-2 の平面圖、圖-1 の縦断面圖に示す通りである。

實際の放水路の断面は、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 如くである。模型に於ては此の計畫断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、極めて大異様なものである。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

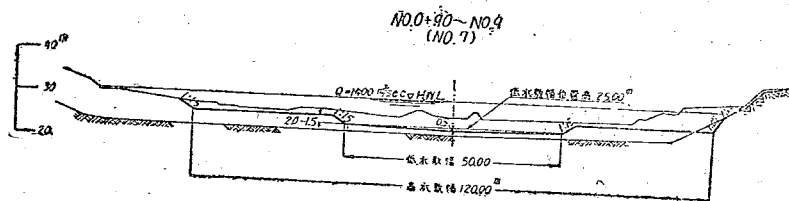


圖-4

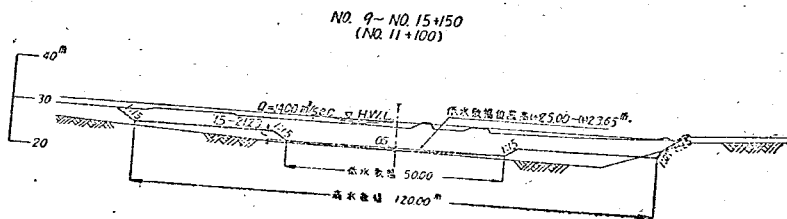


図-5

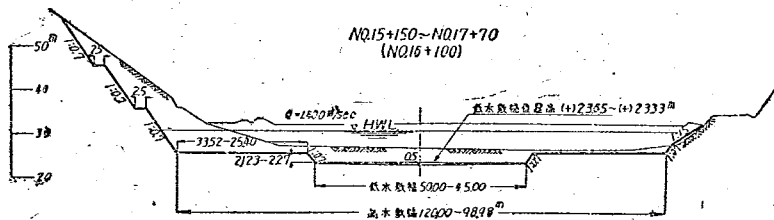
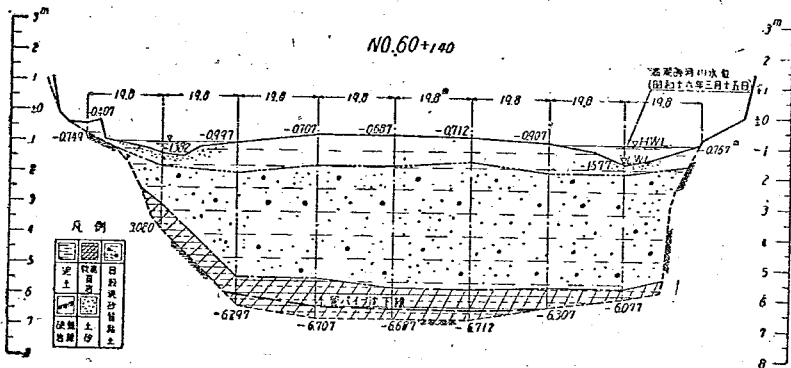
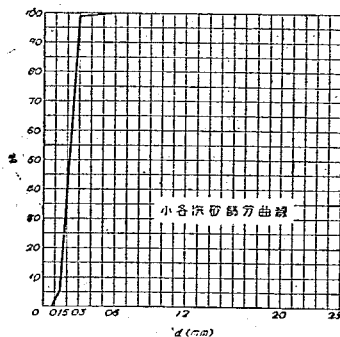


圖-10



而も地質検査の結果、谷の兩側を形成する岩はその山の傾斜を保つたまま、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あ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、横断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、その内部に横断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緩で均らした。此の様に作られる断面は附圖の實驗小水路横断面圖に示す通りである。尚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。

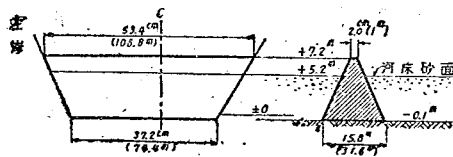
圖-11



〔6〕 河床の變化と床止の効果

以上の様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。此の場合一断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、横斷の方向には各斷面間の勾配變化は——補助断面をも入れて——直線的に仕上げた。之が終了した後一定の流量を可及的靜變をせぬ様に流した。之は種々なる流量について夫々の洗掘

圖-12



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横斷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状態を壞はさない様にするためである。之が終了した後更に又一定時間その流量を流し同様の事を繰返して、一定流量に對する河床變

化の時間的變化を調べた。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、前同様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。此の圖は断面 No. 36 に河床面上 +2.0 m の大堰高をもつものを設けた場合の形でモルタルで作つた梯形断面である。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。即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、後に之らの綜合的效果を求める事とした。

此の様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、流す時間數は1時間

表-2 實驗の種類

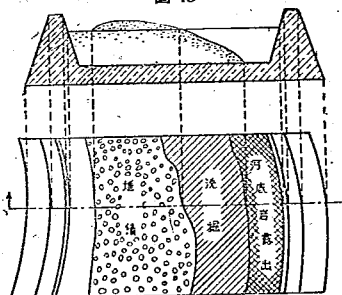
實驗番號	流 量 (m^3/sec)	模型流量 (l/sec)	流通時間 (hr)	床 止
No. 1	100	1.41	1	なし
No. 2	300	4.25	1	なし
No. 3	600	8.50	1	なし
No. 4	1200	17.00	1, 2, 3	なし
No. 5	1200	17.00	1, 2, 3	No. 36 (元地盤高)
No. 6	1200	17.00	1, 2, 3	No. 39, 56 (元地盤高)
No. 7	1200	17.00	1, 2, 3	No. 36 (元地盤上 + 2 m), No. 39, 49, 56 (地盤高)

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。従つて流量は $Q_N = 1200 m^3/sec$ 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。流量はいつも $17 l/sec$ とし、時間は1時間毎の3種類とした。

III 河床の洗掘移動變化

圖-13



上述の如き計畫に於て實驗を行つたが、此の場合の各断面に於ける洗掘變化は卷末の附圖に示す通りである。此の様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来る。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 ($1.41 l/sec$, $4.25 l/sec$, $8.50 l/sec$, $1.7 l/sec$)

場合の河床変化の状態を示す。図-18は床止なく、 17 l/sec の流量を3時間流した場合の河床変化の状態を示す。図-19及20は断面 No. 36に元地表高の床止を設け 17 l/sec ($Q_N = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$)の流量を1時間及び3時間流した場合を示す。又図-21及び22は断面 No. 39及び56にいず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。図-23及び24は断面 No. 36には元地表高より4cm (實物では2m) 高い床止を、又断面 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変化の状態である。

次に各断面内にて、洗掘及び堆積により之に生じた断面変化即ち河床の平均的低下又は上昇を表はす目的を以て、各断面の平均高を求め (附図、各断面の洗掘変化を参照)、各実験についてその平均高の縦断についての變化を表はしたものが 図-25~30 である。

即ち之等の縦断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縦断變化を示すものである。又断面番號 No. 40, 48, 54 の箇所に縦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割線である。之については後に述べる。又床止は縦の太い實線にて表はしてある。

圖-25は床止のない場合の実験 No. 1, 2, 3 及び4 (但し通水時間は1時間のもの) に於ける河床縦断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は実験 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時間後の河床縦断の變化を表はしたものである。圖-27は断面 No. 36に元地表高の床止を設けた場合の1時間毎の縦断變化、圖-28圖は断面 No. 39と56とに元地表高の床止を設けた場合の1時間毎の縦断變化、又圖-29は断面 No. 34に元地表高より4cm (實物では2m) 高い天端高をもつ床止を設け、断面 No. 39, 49, 56には元地表高の床止を設けた場合の通水1時間毎の縦断變化を示したものである。圖-30は実験 No. 4, 5, 6, 7 の夫々に於て通水3時間後の縦断變化の状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、各断面は逆断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 に示した縦断面の、河床縦断線の變化による面積を以てその尺度とした。各実験に於て、各断面の河床の平均高の元地表面より變化高 (m)、断面間の距離 (m)、上下二つの断面の河床平均高の元地表面よりの變化高の平均値と兩断面間の距離を掛けたるもの、即ち上下2断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めれば 表-3 (巻末) の如くである、

以下洪水の放流により生ずる河床の洗掘又は堆積、又は移動を示すには常に如上の面積 (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 の各縦断面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、之らの絶対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来る。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 の如くなり、之を圖示すれば 圖-31~34 の如くである。

圖-14

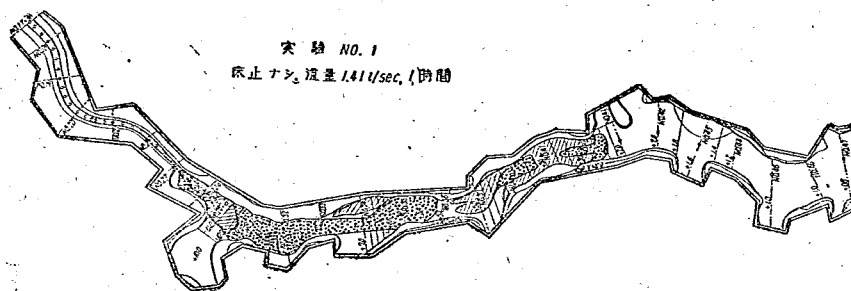


圖-15

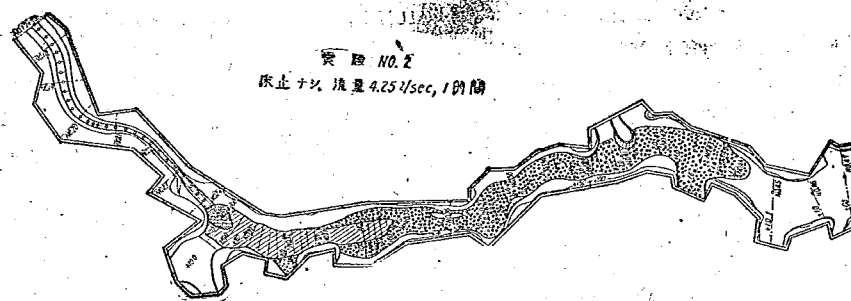
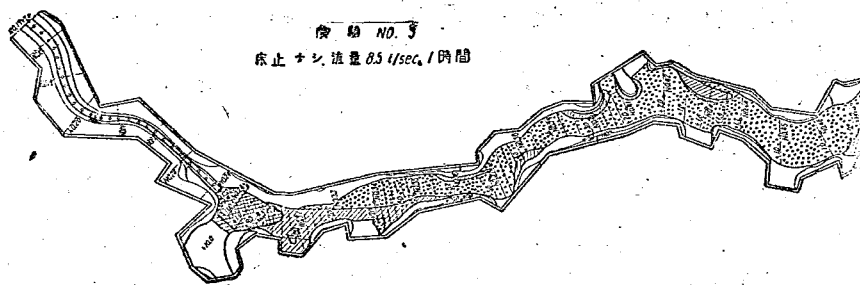


圖-16



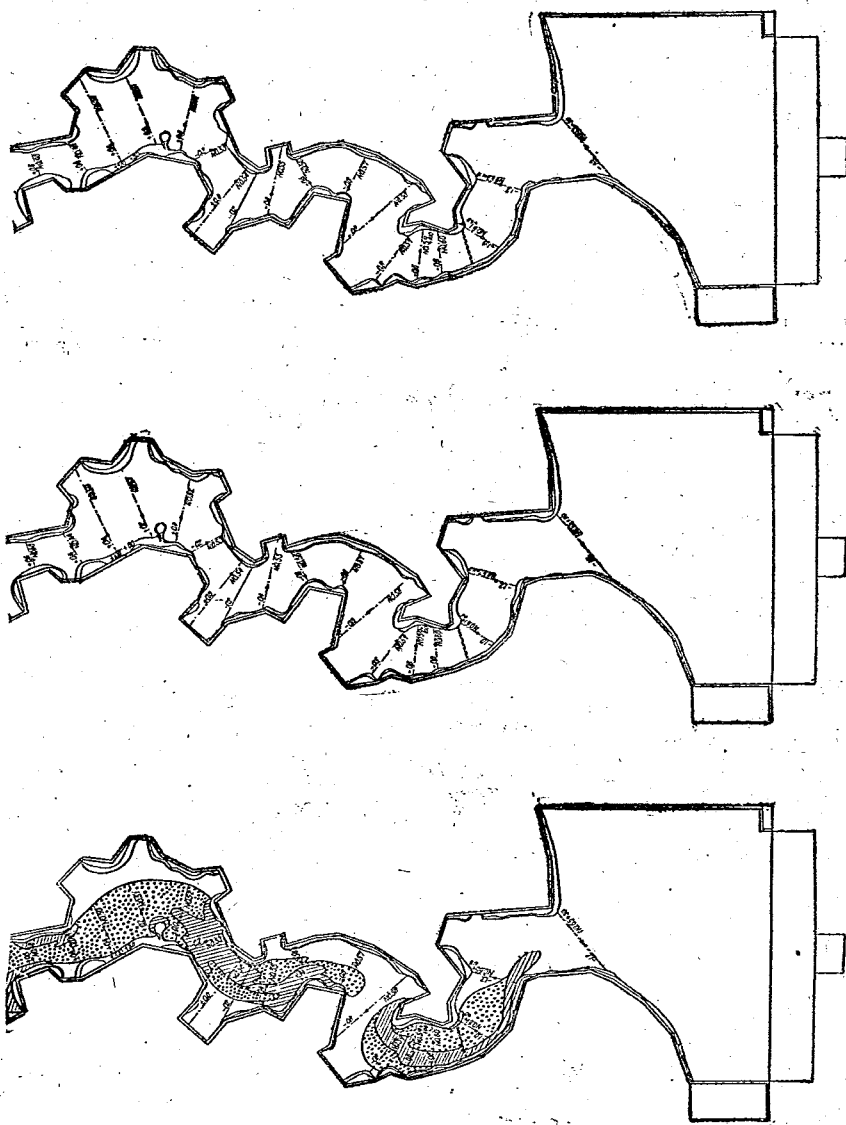


圖-17

實驗 NO. 2
床止 + 流量 171/sec. 1 附圖

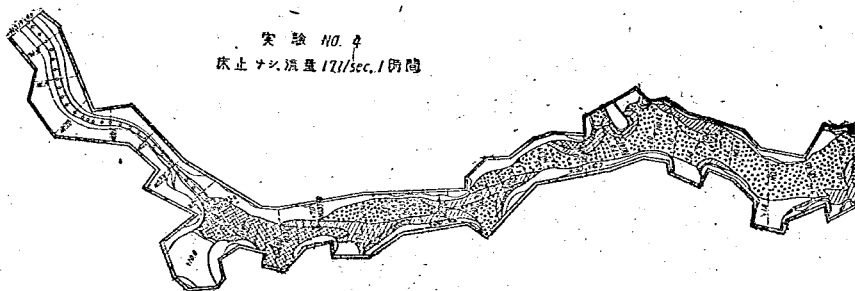


圖-18

實驗 NO. 4
床止 + 流量 171/sec. 3 附圖

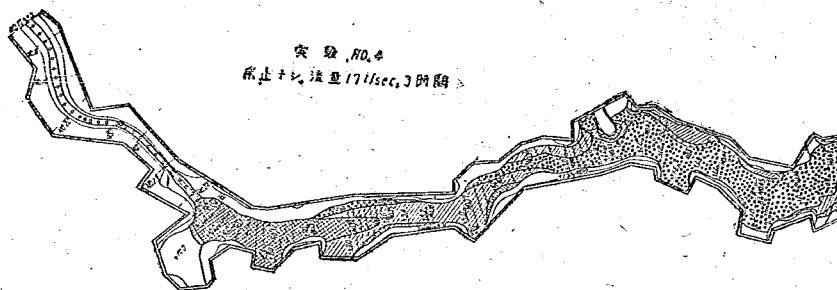
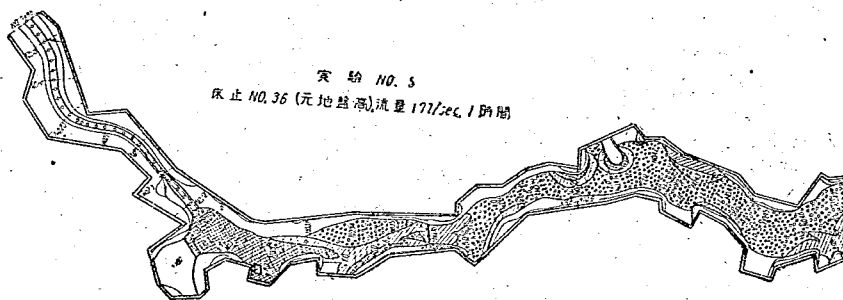


圖-19

實驗 NO. 5
床止 NO. 36 (元地盤澤) 流量 171/sec. 1 附圖



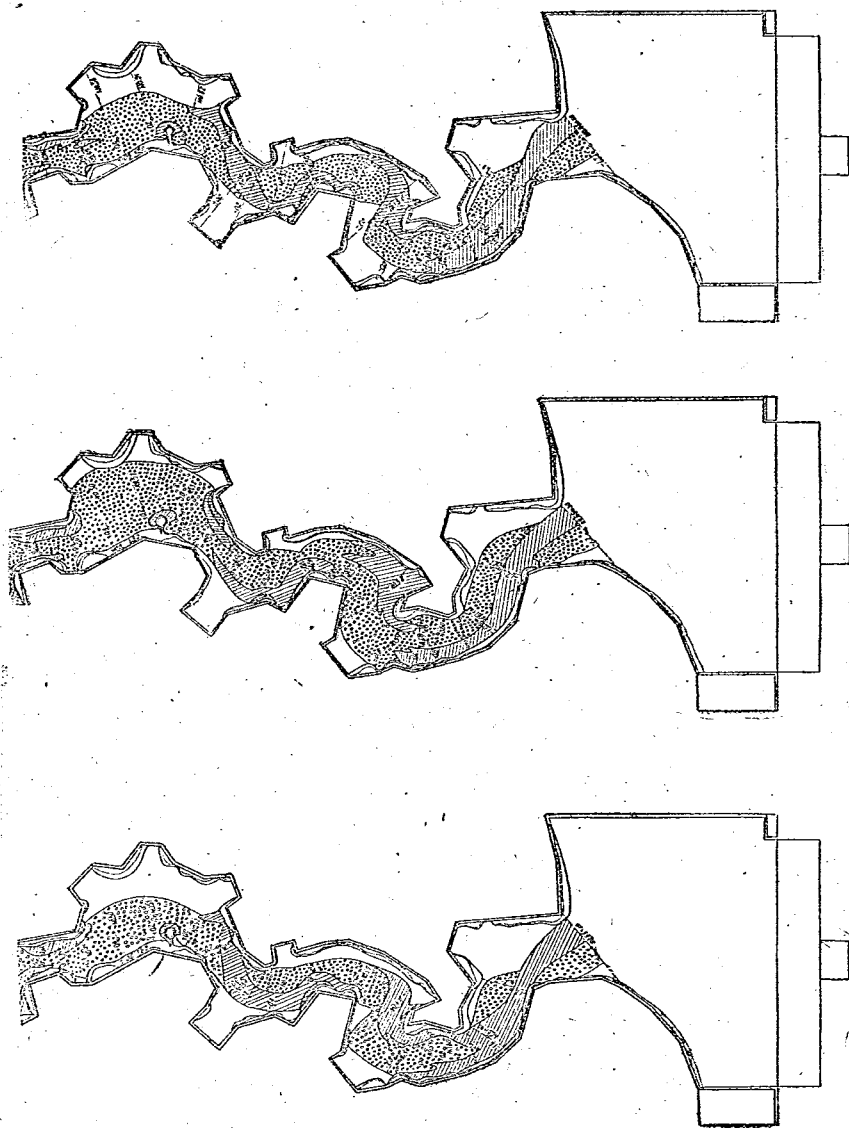


圖-20

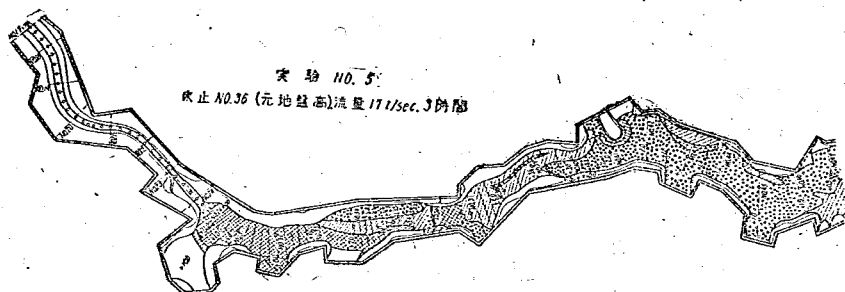


圖-21

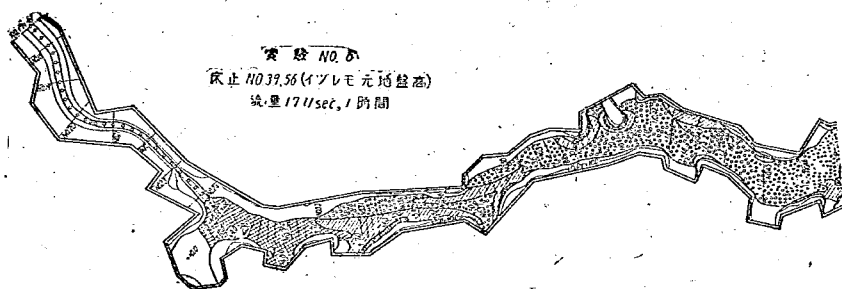
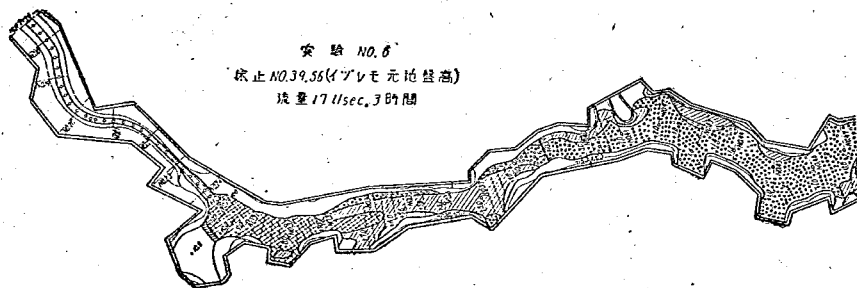


圖-22



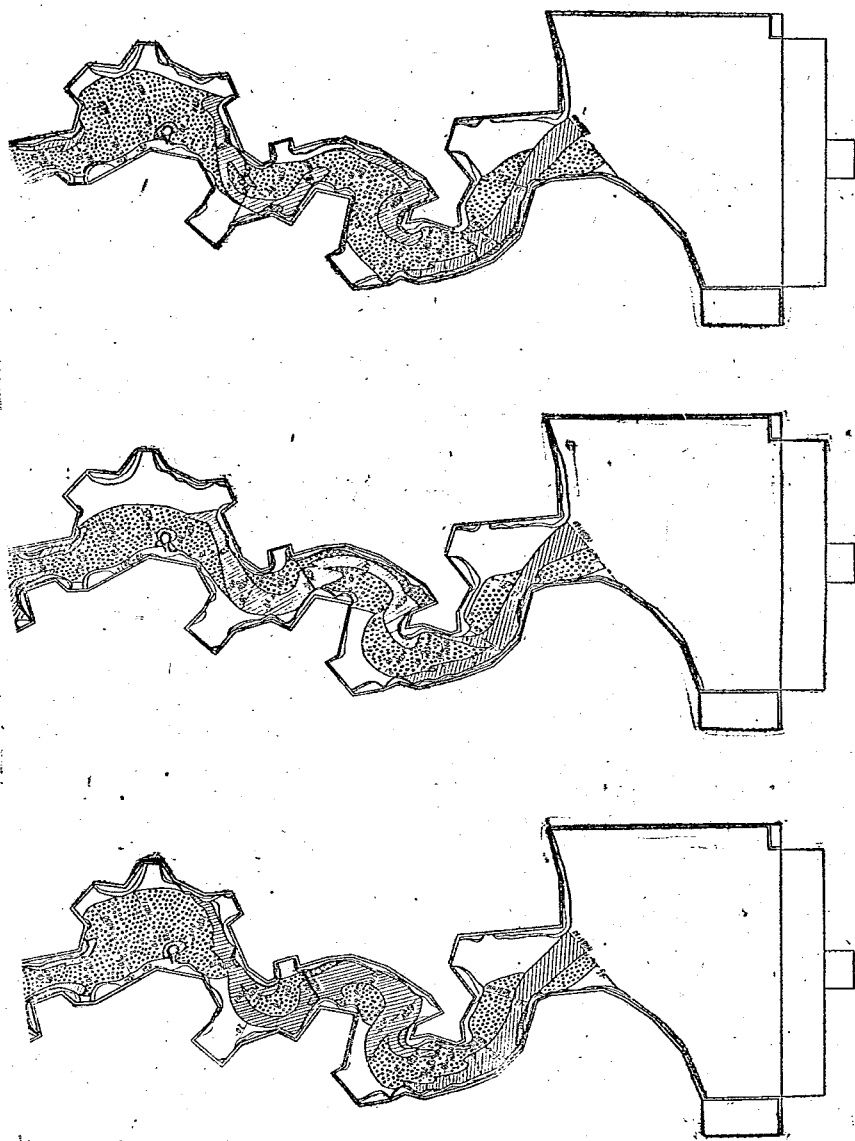


図-23

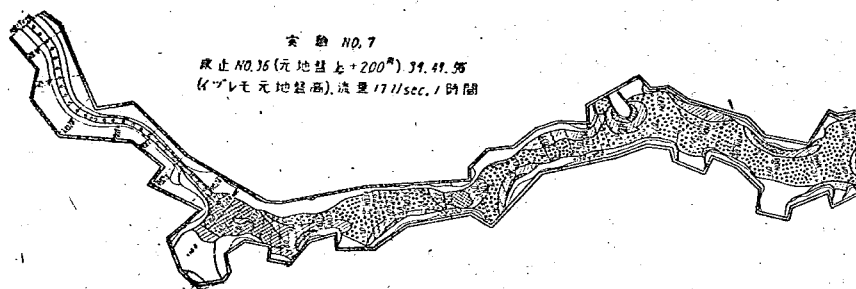
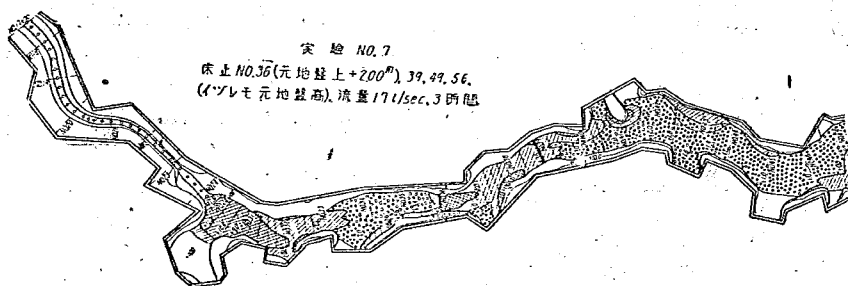


図-24



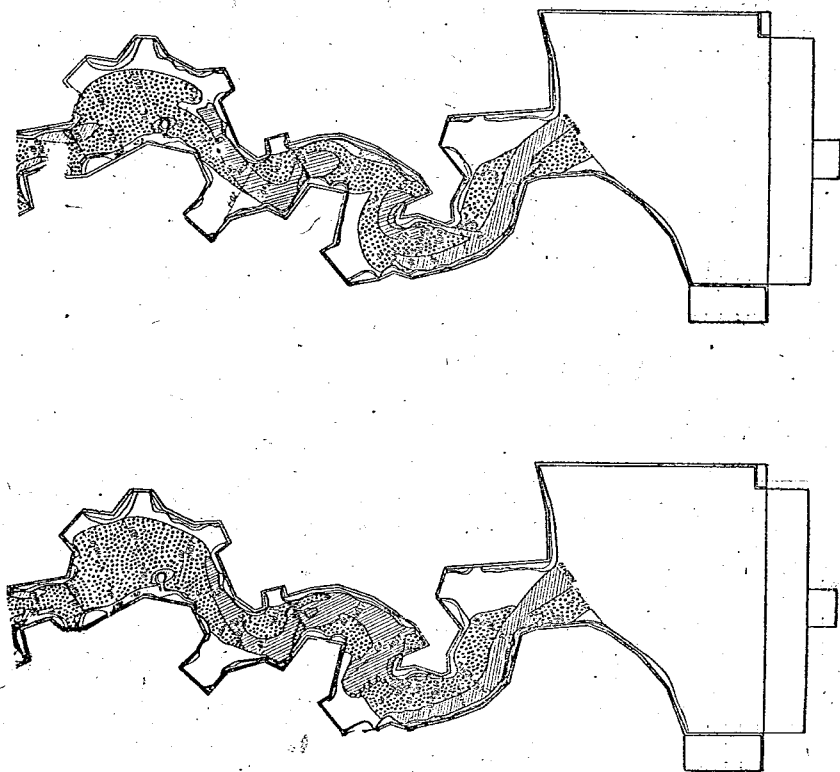
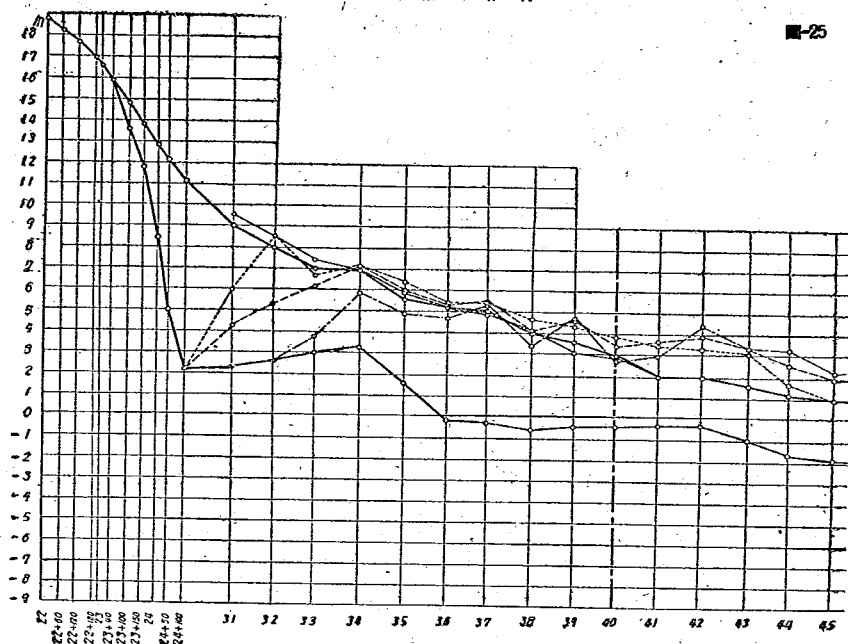
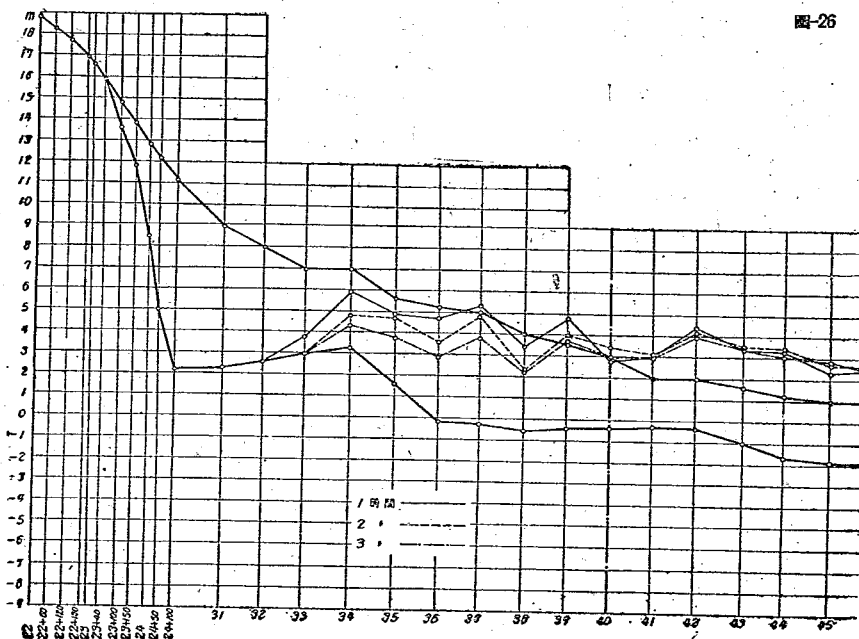


圖-25

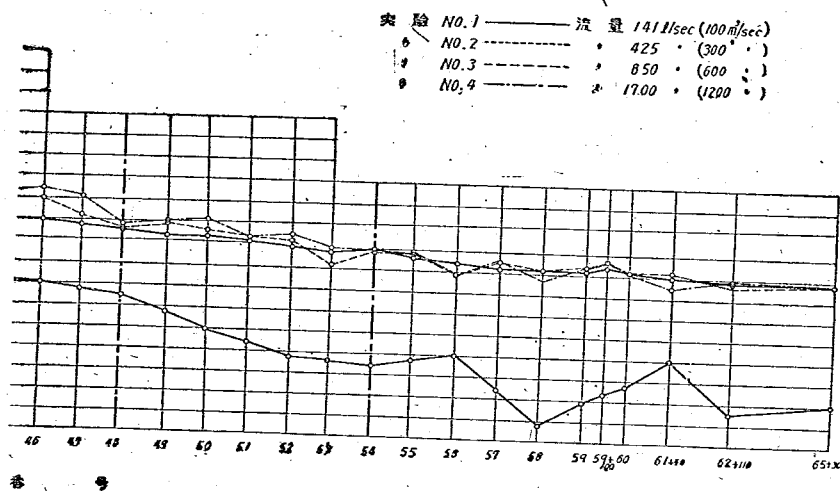


断面

圖-26

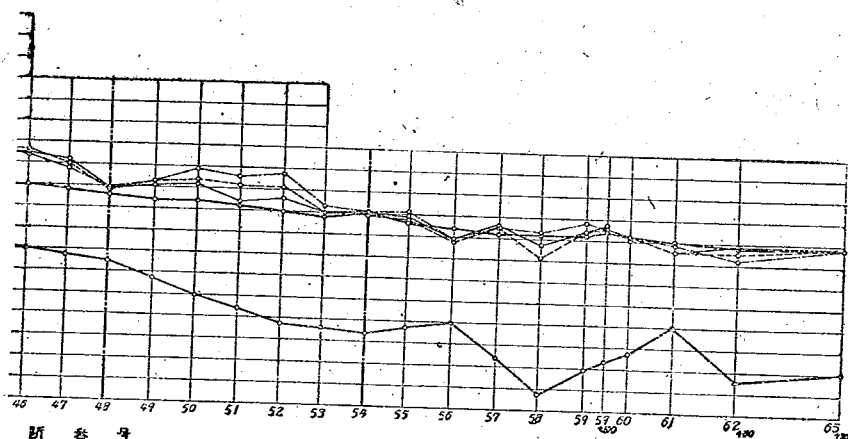


実験 NO. 1, 2, 3, (1 時間) と 実験 NO. 4 の 1 時間
床 止 ナ シ



番 号

実験 NO. 4, $Q_M = 17 \text{ l/sec}$ ($Q_N = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$)
床 止 ナ シ



断 面 号

圖-27

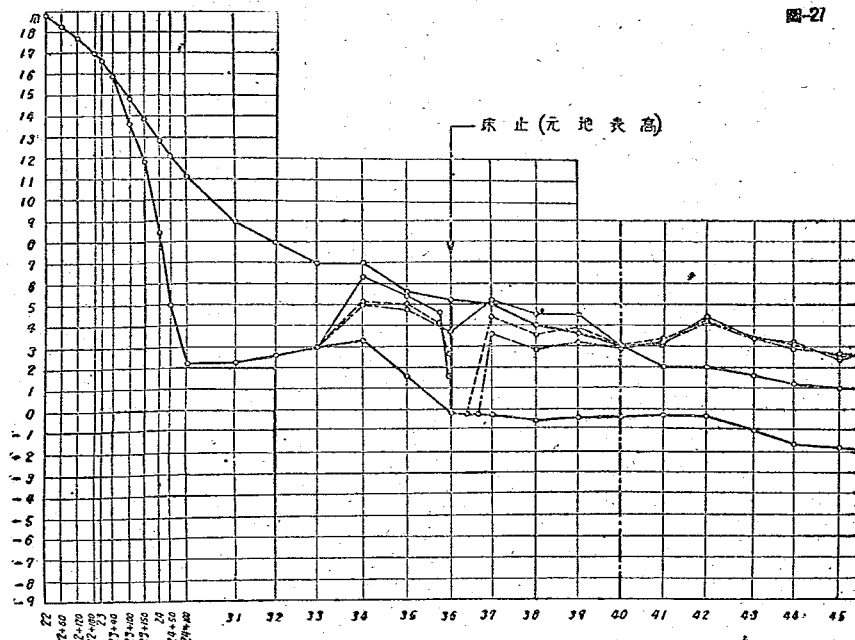
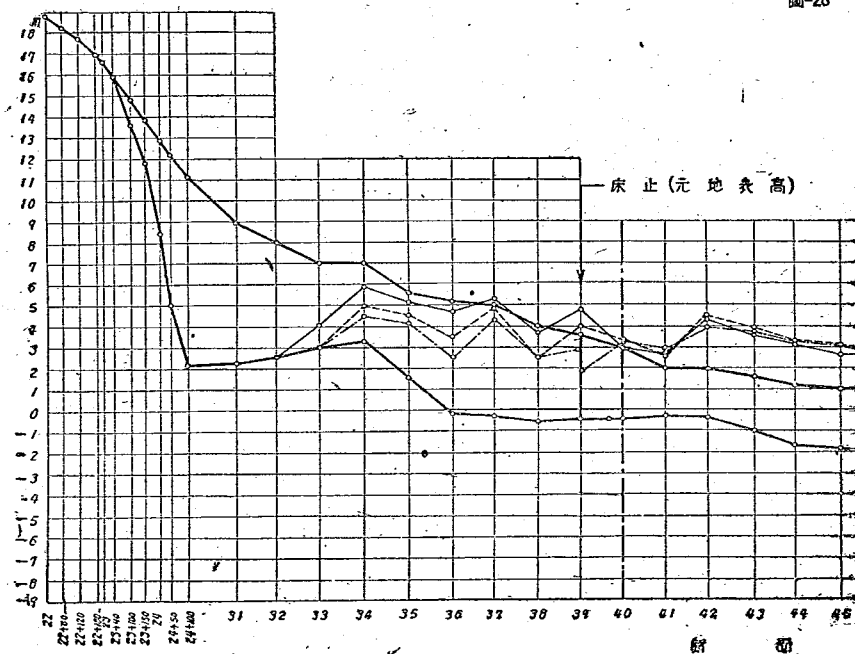
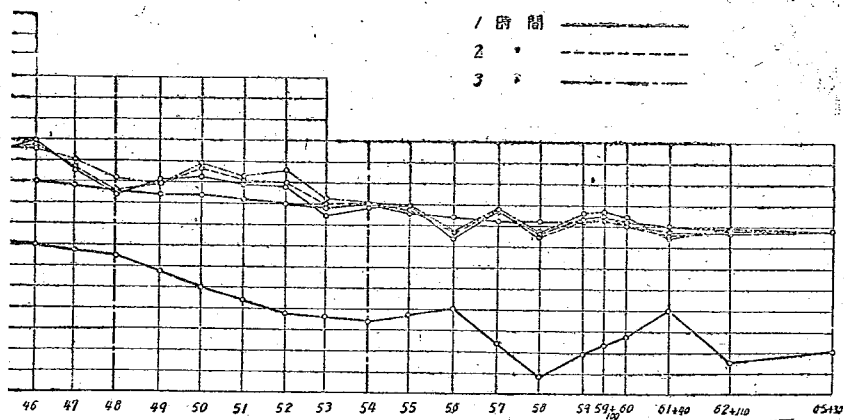


圖-28



実験 NO. 5, $Q_M = 17 \text{ l/sec}$ ($Q_N = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$)



実験 NO. 6, $Q_M = 17 \text{ l/sec}$ ($Q_N = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$)

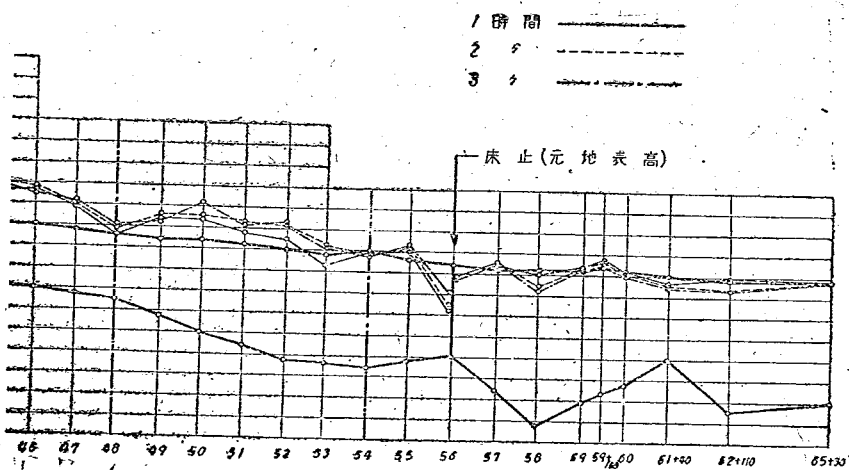
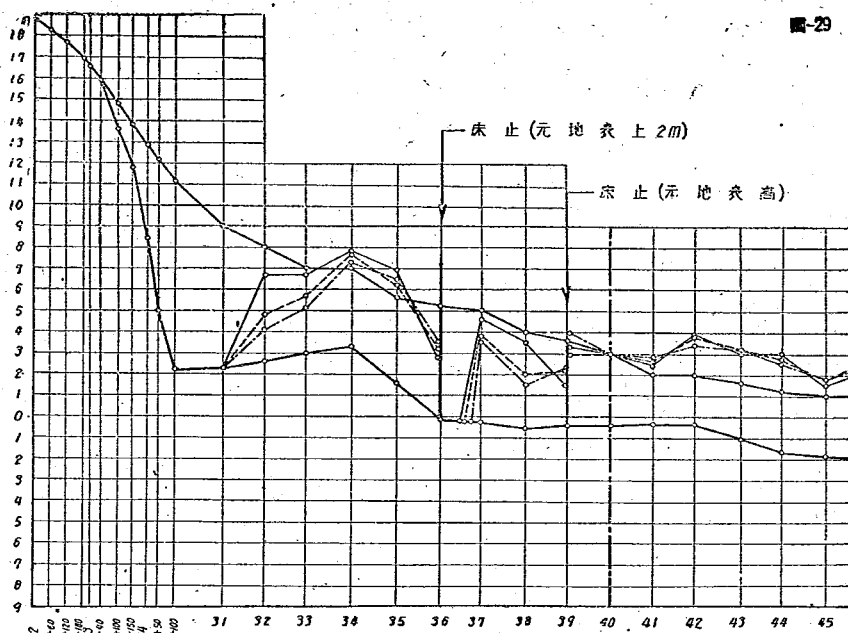
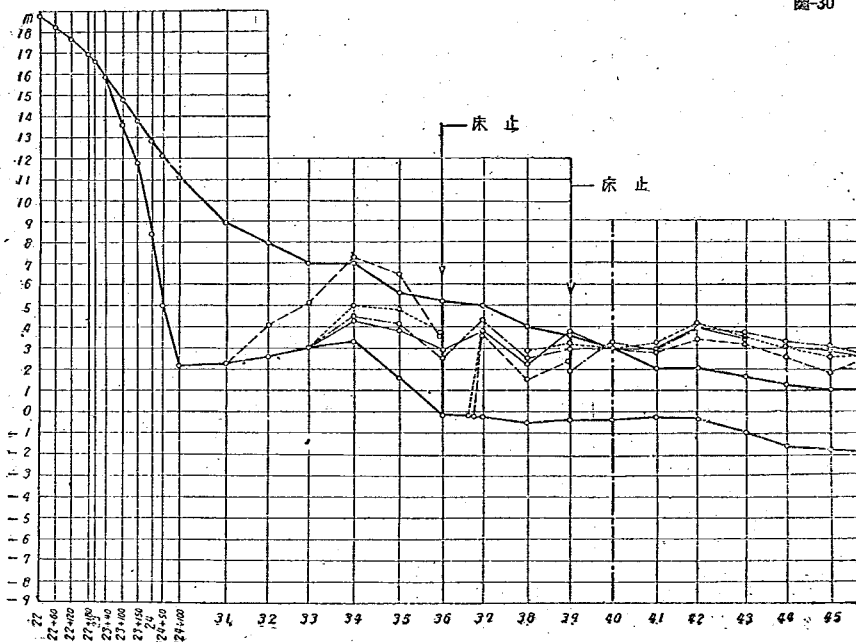


圖-29

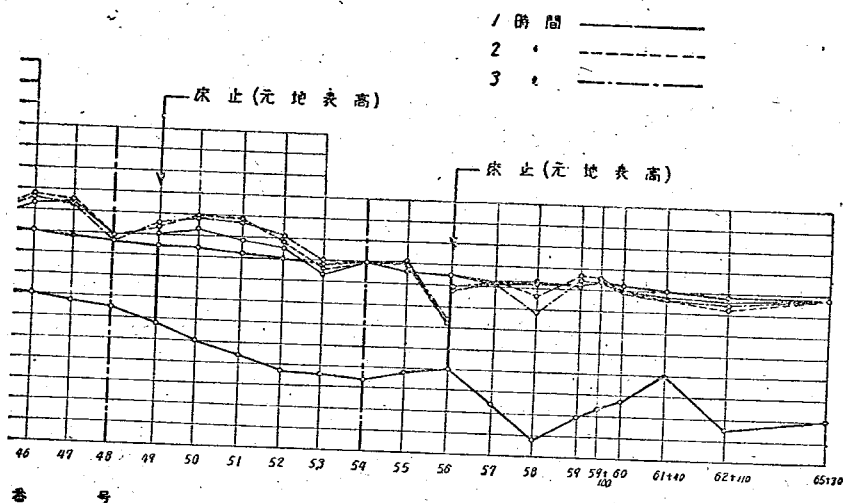


剖面

圖-30



実験 NO.7, $Q_M = 17l/sec$ ($Q_N = 1200 m^3/sec$)



実験 NO.4, 5, 6, 7, 3 時間目 / 比較

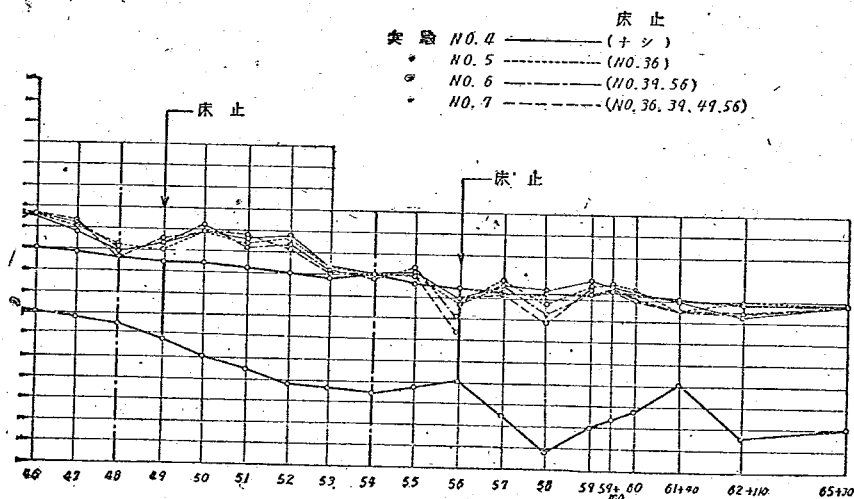


表4 通水時間と河床變化 流量 17 l/sec

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(+) 全洗損(-)	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	0.8906
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	-0.0612	+0.3830 -0.7456	1.1288
	No. 7	-0.5982	+0.1479	+0.0958	-0.0647	+0.2769 -0.6961	0.9730
3	No. 4	-0.7636	+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	1.1699
	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	+0.2082 -0.7578	1.0660

圖-31

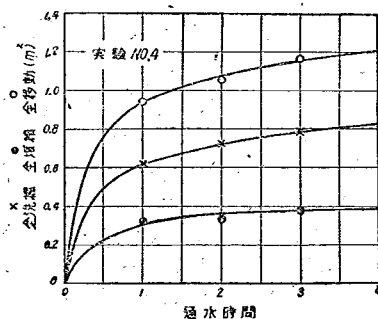


圖-33

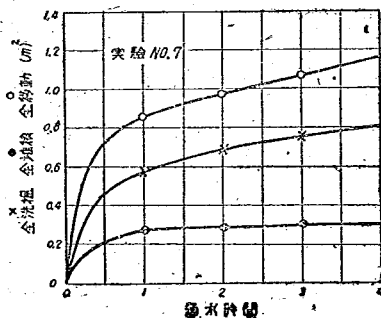


圖-32

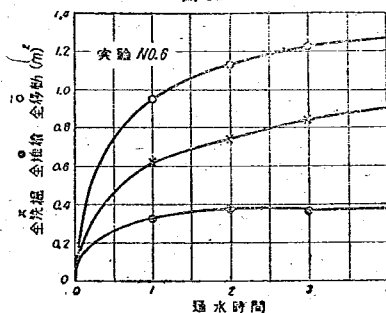
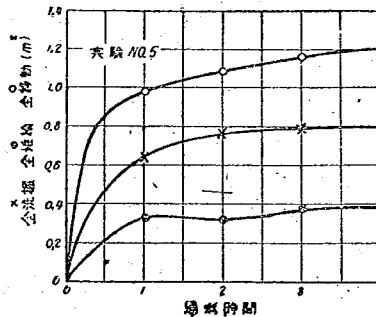


圖-34



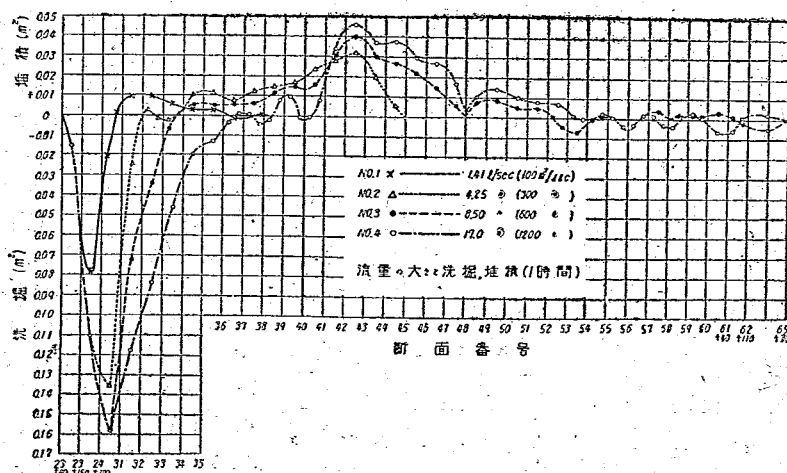
之等を見るに大の事が判る。即ち床止のない場合でも、又之を或る配置に設けた場合でも河床の變化の仕方は時間的には比較的滑らかな曲線をなし、而もその變化は洗掘であらうと堆積であらうと通水後始めの1時間に於てその大部分が行はれて了ふ。その後變化は徐々に行はれ段々ある落着きの形をとらうとするものである。従つて之等の諸實驗の比較には通水時間の狀態を以てする事が大體に於て許される。3時間後のものについて行へば殆ど充分である。

又之等3量の時間的變化の中、全堆積はどの實驗についても、大觀した所、比較的早く定狀に達する様であり全洗掘の方は之が遅い様である。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つけ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、堆積が如何に異なるかを調べてみる。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 (m^2) 及び堆積 (m^2) 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9m)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 m^3/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. 38 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の區間は専ら洗掘の行はれる區間、第2と第3の區間は堆

積の行はれる区間で、第4の区間は洗掘と堆積とが殆ど交互に現はれる区間である事が判る。又國中 No. 1 の河床変化曲線の先端が緩な下り勾配をなしてゐるのは、この堆積は洗掘の区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の堆積の区間に入つた爲めに此の堆積自体に殆ど流水の洗掘的攻撃が行はれないからである。此の様に流量の多くなる程第2の区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来る。第3の区間についても之と略々同じ事がいへる。又第4の区間は洗掘、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様な一定形に近づくものゝ如くに思はれる。

次に水路全線についての堆積 (m^3)、洗掘 (m^3) その合計の移動 (m^3) 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、流量の増加するに従ひ堆積の方は比較的早く定狀

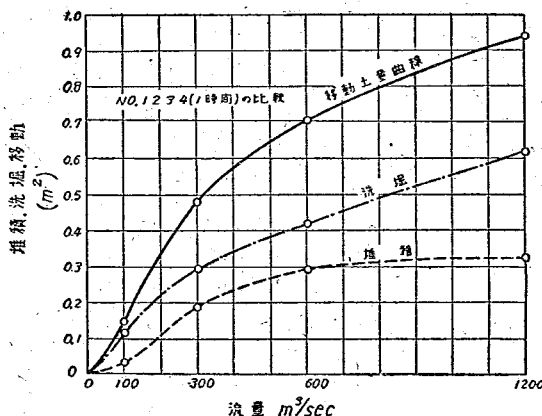
表-5 流量と河床変化 (1時間)

實驗番号	流量 (l/sec)	堆 積 (m^3)	洗 掘 (m^3)	移 動 (m^3)
No. 1	1.41	0.0832	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

るに従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。

又更に、圖-35 は流量の大きさと洗掘、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径を小にした事に相當し、従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径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。此の圖に見る時は、(1) 粒径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) 粒径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) 同一層細くなれば第4の区間にまでも小さな洗掘、堆

圖-36



積を生ぜしむるに至る。此の様にして 圖-35 から洗掘、堆積に對する粒径の大小の影響をも知る事が出来る。併し實際の放水路に於ては、前にも掲げておいた様に岩盤上の土砂は、砂を主體としての礫質であるから恐らく實驗 No. 4 の様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速により破壊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によつても判る様に此の水路には河床の洗掘堆積上一大特性が存在する。即ち今も言及した様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来る。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。此の様に分割した上で圖-26と30とを見直すと一般にA區間は専ら洗掘の區間、B區間は専ら堆積の區間、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、即ち床止のない自然水路について云へるばかりでなく、圖-3)即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。従つて此の水路については全延長を此の様に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に示す如くなる。

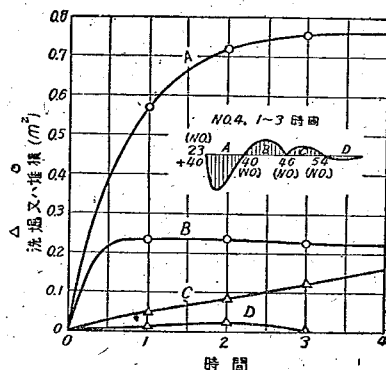
表-6 河道の區域的特性(No. 4)

流通時間(hr)	+.....堆積 -.....洗掘			
	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	+0.0850	-0.0285
3	-0.7536	+0.2250	+0.1240	-0.0062

之を圖示すれば圖-37の如くなり、之からして各區間の特性を明白に把握する事が出来る。即ち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、その後は時間が経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増加し、決してBの如く短時間内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區間の堆積が流速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區間を漸増堆積區間、D區間を殆ど變化ない區間とも稱する事が出来る。

圖-37



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が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. 64 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. 64 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字形に連続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. 64, 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。此の様に掃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、ある釣合の状態をとるに至る。此の釣合に達した上はAより掃き出される土砂は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、土砂は漸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、此の目標に強め合致すると考へらる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験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く運動の勢力を有し、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険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険を感じ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狭む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。

次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つは専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登つた所であり、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断面 No. 56 を一箇所選定した。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選定した後、夫々の各箇的効果と総合効果とを見るべく表-2に示す様に 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 $Q_M = 17 \text{ l/sec}$ ($Q_N = 1200 \text{ m}^3/\text{sec}$) とし、断面 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時間目の河床変化を調べ (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時間後の河床変化を調べ (實驗 No. 6)、最後に No. 36 には元地表高より4cm (實物では2m) 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時間後の河床の変化を調べた (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選定した断面にて5區間に分割し、即ち断面 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変化 (m^3 , 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

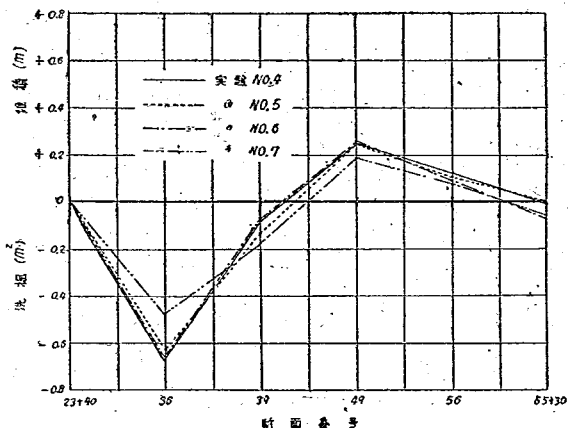
表-7 床止の綜合効果

断 面 番 號	No. 4 (m^3)	No. 5 (m^3)			No. 6 (m^3)			No. 7 (m^3)		
		No. 5	(5~4)	綜 合	No. 6	(6~4)	綜 合	No. 7	(7~4)	綜 合
23+40~36	-0.6731	-0.6238	+0.0443	+0.0443	-0.6656	+0.0076	+0.0076	-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	+0.1656
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	-0.0423	-0.0629	-0.0520	+0.1449

欄は上記の5區間を示す断面番號

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^3); 堆積 (+, m^3) 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欄の綜合とあるは第2欄の (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

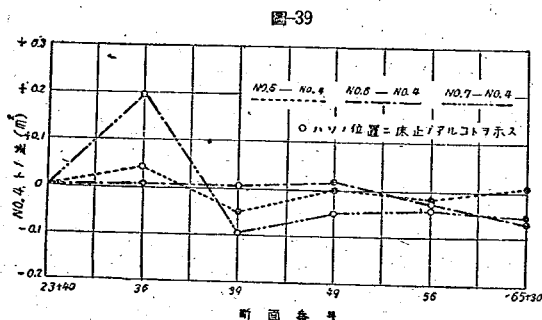
圖-38



を示す数字である（之については尙ほ後に述べる）。以下実験 No. 6 及び No. 7 の圖についても同様である。

表 7 に基き、各実験について、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縦距として表はせば圖-39 の如くなる。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様を示すものである。

次に表 7 中 (5-4), (6-4), (7-4) の圖に基き、縦距に實驗 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^2) をとり、横軸に各區間を分割した断面番號をとれば圖-39 の如くなる。之は



實驗 No. 4 を標準としての各實驗 No. 5, 6, 7 の相対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。

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) 床止の各段的効果

(i) 床止 No. 36 (元地表高)
先づ元端高を元地表高にして断面 No. 36 に設けた床止の効果を調べてみる。實驗 No. 4 と No. 5 について断面 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

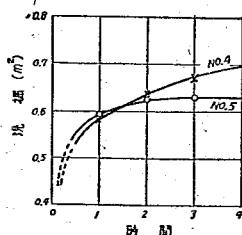


表-8 床止 No. の効果

通水時間 (hr)	No. 4 (m^2)	No. 5 (m^2)
1	-0.5807	-0.6905
2	-0.6362	-0.6263
3	-0.6731	-0.6288

即ち圖-40 は断面 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 3 時間的に相當の増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好効果をもつものであり、而も時間の経過と共にその効果も大きくなる事が分る。通水 2 時間目の間は床止の無い場合と殆ど同一であるといふ事は、恐らく床止の元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。従つて No. 36 の床止に對して上流へのより良好効果をねらふためには元地表高よりも元端を高くする事が望ましい。併し元地表高の床止といへば

も図の如く幾分の効果は既に認められるものである。

次に 図-38 を見るに No. 5 の線は No. 4 の線に比し断面 No. 36 に於ては少しく上に上つてゐるに反し断面 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 図-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)を設けたために断面 No. 36 までは或る程度の土砂堆積を喰しめる事が出来たが、それより下流断面 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増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。

従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増加を犠牲にすれば、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 について、断面 No. 39 より上流へ断面 No. 23+40 までに至る間の河床の洗掘又は堆積を通過の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	-0.6438
2	-0.6368	-0.6335 +0.0007	-0.6328
3	-0.7646	-0.7424	-0.7420

此の圖をみるに、床止を設けなかつた No. 4 曲線と断面 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れてゐない。之は此の断面 No. 39 を通過した土砂の量を示すものであるから、断面

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 なる縦断面圖を見ても判る様に、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其差からの偏差が殆どない(但し No. 6 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。

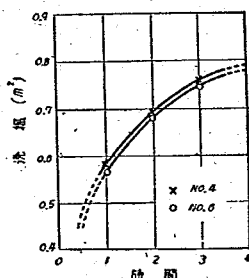
従つて、上流部の河床保持を目標とした No. 39 床止も、此の位置では既に下流に過ぎるものである事が判る。而も大端の高さを元地表高とした爲めに一層効果が現れなかつたのではあるが、さりとて此の大端を高めるとすればその高さは之が既に下流に過ぎてゐる丈に餘程の高さを必要とする事であらう。然るに一方岩の深さが既に相當深いのであるから高い床止を作る事は實際問題として費用安からぬ事とならう。故に結局此の床止は No. 36 床止の補助段としての効果も殆ど期し難く、寧ろ之を止めて更に上流に設ける方が効果的である。

(iii) 床止 No. 56 (元地表高)

次に断面 No. 56 に大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

圖-41 床止 No. 39 の効果



No. 4 とを比較する事とす。前と同じく、床止の位置である断面 No. 56 より上流 No. 23+40 までの区間内の河床変化を通水時間の各 1 時間毎について求めれば 表-10 及び 図-42 の如くである。

図-42 床止 No. 56 の効果

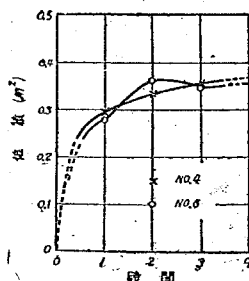


表-10 床止 No. 56 の効果

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 図-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、此の断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せしめた事になる (圖-38 を参照)。之は 圖-18 と 22 とを比較しても解る様に、此の床止が之より上流部の掘出土砂を極く僅か乍ら喰止めた事にあるが、それにも増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。

従つて此の床止は上流に對しては殆ど影響なく、下流に對しては却つて害をなす傾向のあるものである。此の様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、此の床止によつて堰上げられた水の流水の運動のエネルギーが益々局所的洗掘を増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、以上の如き状態に鑑みれば、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+2m)

次に断面 No. 36 に元地表高+2m 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、此の様な床止と断面 No. 39, 49, 56, に夫々元地表高の床止を設けた場合の實

図-43 床止 No. 36 (+2m) の効果

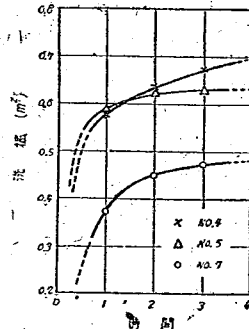


表-11 床止 No. 36 (+2m) の効果

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	- 0.2682 + 0.0175	- 0.4507
3	- 0.6731	- 0.6288	- 0.4909 + 0.0163	- 0.4746

驗 No. 7 とに於て断面 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変化を求めれば 表-11 及び 図-43 の如くである。

表-11 を見ても判る様に、床止の天端を高くしたための効果は直ちに現はれ、No. 36 より上流の区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。併し筈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強制的に保持された爲めもあるが、之を高め太爲めに生ずる上流部の水位上昇が氷楔作用をなして、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 Mo. 36 に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の影響は増してはゐるけれども、上流への堆積的或は河床の維持的效果の方がより大である事が判る。併し下流への洗掘の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 とを比較して判る様に、床止直下流部の局所的洗掘が著しい。之は床止によつて堰かれて蓄へられた位置のエネルギーが強勁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。

(v) 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效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 III 章 [3] にも述べておいた様に定常堆積區間と漸増堆積區間との中間にあり専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来なかつた筈であり、又假りに此の天端を高くするとしても之が未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来ず、徒らに直下流部及びその又下流部の洗掘を増す事になるであらう。

又 圖-39 を見ても、判る様に、(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) 床止の綜合的效果

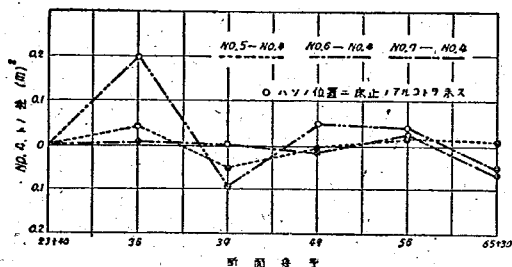
以上に述べた床止の各個的效果からして斷面 No. 39, 49, 56 に設けられた元地表高の床止は殆ど影響なく、可及的上流に設けられた床止 (No. 36) のみが此の水路全體に亘る河床變化を左右する主要なものである事が判る。

るが、今床止を断面 No. 36 にのみ設けた場合（實驗 No. 5）と、断面 No. 39 と 56 とに設けた場合（實驗 No. 6）と、断面 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段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 から直ちに知れる様に實驗 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来る。表-7 中 (5-4), (6-4), (7-4) とある欄の数字がその差であり、圖-44 は之を圖示したものである。

圖-44



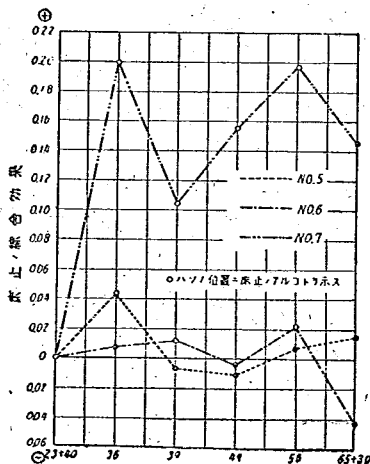
見受けられるが全般的に好影響の方が大きく、之が悪影響を打消して餘りあるものである。尚ほ断面 No. 56 に床止をもつ實驗 No. 6 と 7 とに於て、No. 56 から No. 65+30 に至る線が平行して共に下つてゐる事は No. 56 床止の下流への悪効果を意味するものである。

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 中綜合とある欄の数字がそれであり、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縦距は、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、負の縦距は之を通して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縦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、従つて最後の黒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。

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

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悪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悪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 の場合は断面 No. 36-39 の間に悪影響は

圖-45



が解る。併し此の様に 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参照する時、其の主たる原因は断面 No. 36 に天端を元地面より 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。

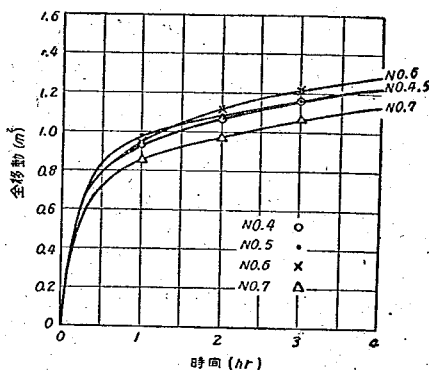
V 結 論

以上述べた所を纏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。従つて前掲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掘定について上記を要約する。

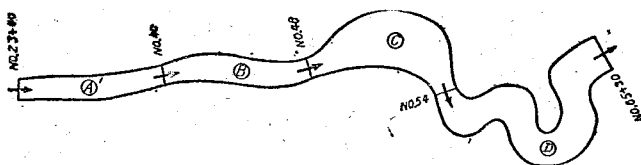
(1) 從來小流量について一つの平衡勾配にあつたのであるから、之をその儘の形で大流量を流すべき水路とする時は當然河床の大變化が豫想される。實驗によつても果して大きな變化を見たのであるが、その變化も時間的には徐々にある落着きの形をとるものである事は圖-31~34によつて知つた。流れが河床を變化せしめるに要した仕事に相當する全移動 (m^3) について各實驗を比較すれば圖-46の如く、過去の平衡勾配をなしてゐた流量に比し著しく大なる流量を流すために河床は通水の初期に於て著しく變化し、その大部分の變化が行はれた後變化は徐々に或る落着きの形に近づく。之は流れがそれ自身に特有の形に河道を形成して行くからである。

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、水路の縦斷的特性、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提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、之に入つて来る流れが急に急流である事との爲めに洗掘される區間である、即ち専ら洗掘區間である(圖-37 参照)。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

道の土砂は元より下流部までも搬ばれて沈着する事はあるであらうが、大量な掃淤堆積の生ずる区間である。此の区間の中で No. 40 から No. 48 までの B 区間は彎曲も緩や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流型に達する (圖-37 参照) 区間、即ち定狀堆積区間である。而して同じく堆積の区間である No. 48 から No. 54 までの C 区間は、愈々河床の勾配は緩かとなり而も河幅が左岸に肩袋の如くに擴大してゐるので、堆積は時間的に増進し (圖-37 参照) A 区間にて搬れた土砂が洗づ B を埋め、之が定狀に達する頃から C 区間に徐々に堆積して行くものと考へられる。即ち之は漸増堆積区間とも稱すべきものである。最後に断面 No. 54 から No. 65+30 までの D 区間は彎曲の著しく通殺した区間で、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区間で、洗掘堆積交互の区間とも稱すべきものである。従つて此の区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。

(8) 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断面 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断面 No. 49 に元地表高の直線形床止を、又下流部床止として断面 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效果を生じ、而も断面 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来ない。

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。之は断面 No. 39 に置いたのでは上流部用の床止としては既に下流に過ぎた爲めである。

中流部用として断面 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たなかつた。之は定狀堆積区間と漸増堆積区間との中區にあり、従つていづれ堆積の起る区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 区間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。従つて No. 56 には寧ろ床止を始めから設けない方がよい。

次に断面 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。之は河床土砂を強制的に保持する事の外に、之により高められ上流水深が氷得作用をなすからである。此の様に上流に對してはかなりの河床保持的效果を示してゐるが、それ丈に下流へは洗掘的效果を示す。併し乍ら之は相違的な意味のもので、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。従つて此の床止が、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堰堤とも稱すべきものである。

(5) 實驗としては斷面 No. 36¹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效果良好であつた。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の場合は綜合的效果殆どなく、第2の場合は却つて悪かつた。

(6) 以上の結果に基づいて床止を決定すれば次の如くなる。

(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浅い場所を撰ぶとし、餘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強制保持と水位を高めて水得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、少くとも元河床土 2 m 以上はほしい。従つて此の床止は特に副堰堤の積りで設計しなければならぬ。

(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。寧ろ多少崩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破りが大であるから、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事で効果は充分にあるものと考え。従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するべきである。

(v) 而して此の水路は一般に土破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従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強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。此の閘は勿論水に溺れたもので河底に沿つた強い流れを阻止して水得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、従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 $Q_1 \sim Q_3$ 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、又粒径大なるものは Q_1 曲線の如く粒径小なるものは Q_3 曲線の如くになる。



圖-48

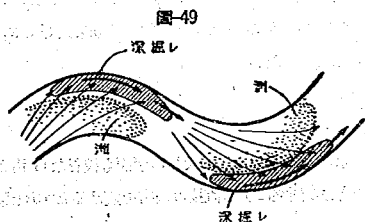


圖-49

(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続関係、及び彎曲の度合とその接続関係——と河床の縦断勾配と河床材料

の性質と流量とによつて、豫めその洗掘状態を知る事が可能である。本実験の場合はその好例である。

(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岐的に流れ、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。

(iv) 上記(1)に於て述べた様な(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搬出を食止めるべきである。而してその天端高は在來地面よりも高くなければならぬ。

(v) 床止を設くる時は水流の不連續性のために其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。その洗掘の状態は概略圖-50の如くである。(18, 11, 30)

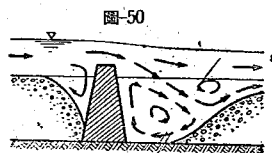


圖-50

表-3 河床の變化

實驗 No. 1.

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0	0.75	-0.0160	36	0	1.05	+0.0032
23+160	-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	+0.0064	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.

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

實 驗 No. 3.

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

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

實驗 No. 4. 1 時間

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0	0.75	- 0.0150	48	+ 0.006	1.06	+ 0.0106
23+150	- 0.040	1.00	- 0.1100	49	+ 0.014	0.95	+ 0.0143
24+100	- 0.179	1.13	- 0.1774	50	+ 0.016	1.03	+ 0.0103
31	- 0.134	0.97	- 0.1174	51	+ 0.004	1.00	+ 0.0080
32	- 0.108	0.97	- 0.0834	52	+ 0.012	0.93	+ 0.0074
33	- 0.064	1.07	- 0.0460	53	+ 0.004	0.63	+ 0.0013
34	- 0.022	1.05	- 0.0189	53'	0	0.42	+ 0.0004
35	- 0.014	1.05	- 0.0126	54	+ 0.002	0.30	- 0.0003
36	- 0.010	0.60	- 0.0030	54'	0	0.65	+ 0.0020
36'	0	0.36	+ 0.0011	55	+ 0.006	0.38	+ 0.0011
37	+ 0.006	0.38	+ 0.0011	55'	0	0.67	- 0.0034
37'	0	0.66	- 0.0040	56	- 0.010	0.60	- 0.0030
38	- 0.012	0.34	- 0.0020	56'	0	0.44	+ 0.0018
38'	0	0.67	+ 0.0030	57	+ 0.008	0.43	+ 0.0017
39	+ 0.023	0.83	+ 0.0100	57'	0	0.58	- 0.0029
39'	0	0.18	- 0.0005	58	- 0.010	0.73	- 0.0037
40	- 0.005	0.18	- 0.0005	58'	0	0.33	+ 0.0007
40'	0	0.83	+ 0.0083	95	+ 0.004	0.51	+ 0.0026
41	+ 0.020	1.00	+ 0.0340	59+100	+ 0.006	0.38	+ 0.0011
42	+ 0.048	1.10	+ 0.0462	59+100'	0	0.13	- 0.0001
43	+ 0.036	0.95	+ 0.0371	60	- 0.002	1.03	- 0.0062
44	+ 0.042	1.06	+ 0.0360	61+40	- 0.010	1.20	- 0.0060
45	+ 0.026	1.05	+ 0.0294	61+40'	0	0.25	+ 0.0003
46	+ 0.030	0.94	+ 0.0273	62+110	+ 0.002	2.43	+ 0.0024
47	+ 0.028	0.98	+ 0.0167	65+30	0		

實 驗 No. 4. 2 時間

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0						
23+150	- 0.040	0.75	- 0.0150	49	+ 0.018	1.06	+ 0.0117
24+100	- 0.179	1.00	- 0.1100	50	+ 0.020	0.95	+ 0.0181
31	- 0.134	1.13	- 0.1774	51	+ 0.020	1.03	+ 0.0206
32	- 0.108	0.97	- 0.1174	52	+ 0.022	1.00	+ 0.0210
33	- 0.080	0.97	- 0.0912	53	+ 0.004	0.93	+ 0.0121
34	- 0.044	1.07	- 0.0663	54	0	1.04	+ 0.0021
35	- 0.018	1.05	- 0.0326	54'	0	0.38	0
36	- 0.032	1.05	- 0.0263	55	+ 0.004	0.53	+ 0.0012
37	- 0.004	0.95	- 0.0171	55'	0	0.20	+ 0.0004
38	- 0.034	1.03	- 0.0196	56	- 0.012	0.84	- 0.0050
38'	0	0.85	- 0.0145	56'	0	0.68	- 0.0041
39	+ 0.008	0.15	+ 0.0006	57	+ 0.006	0.37	+ 0.0011
40	+ 0.009	1.00	+ 0.0090	57'	0	0.20	+ 0.0006
41	+ 0.022	1.00	+ 0.0160	58	- 0.022	0.80	- 0.0009
42	+ 0.042	1.00	+ 0.0240	58'	0	0.90	- 0.0010
43	+ 0.038	1.10	+ 0.0440	59	+ 0.004	0.15	+ 0.0003
44	+ 0.044	0.95	+ 0.0400	59+100	+ 0.003	0.51	+ 0.0020
45	+ 0.034	1.06	+ 0.0413	60	0	0.50	+ 0.0010
46	+ 0.033	1.05	+ 0.0357	61+40	- 0.010	1.03	- 0.0052
47	+ 0.024	0.94	+ 0.0273	62+110	- 0.006	1.45	- 0.0116
48	+ 0.004	0.98	+ 0.0137	65+30	0	2.43	- 0.0073

實 驗 No. 4. 3 時間

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0						
23+150	- 0.040	0.75	- 0.0150	35	- 0.036	1.05	- 0.0473
24+100	- 0.179	1.00	- 0.1100	36	- 0.046	1.05	- 0.0431
31	- 0.134	1.13	- 0.1774	37	- 0.024	0.96	- 0.0336
32	- 0.108	0.97	- 0.1174	38	- 0.036	1.03	- 0.0309
33	- 0.080	0.97	- 0.0912	38'	0	0.95	- 0.0171
34	- 0.053	1.07	- 0.0717	39	+ 0.002	0.05	+ 0.0001
						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	1.00	+ 0.0100	54	+ 0.002	0.95	+ 0.0057
41	+ 0.019	1.00	+ 0.0310	55	+ 0.010	0.53	+ 0.0027
42	+ 0.038	1.10	+ 0.0407	55'	0	0.52	- 0.0026
43	+ 0.036	0.95	+ 0.1352	56	- 0.010	0.65	- 0.0033
44	+ 0.037	1.06	+ 0.0392	56'	0	0.39	+ 0.0012
45	+ 0.036	1.05	+ 0.0336	57	+ 0.006	1.00	+ 0.0040
46	+ 0.028	0.94	+ 0.0226	58	+ 0.002	1.05	+ 0.0074
47	+ 0.020	0.98	+ 0.0127	59	+ 0.012	0.51	+ 0.0036
48	+ 0.006	1.06	+ 0.0127	59+100	+ 0.002	0.50	+ 0.0010
49	+ 0.018	0.95	+ 0.0228	60	+ 0.002	0.50	+ 0.0005
50	+ 0.030	1.03	+ 0.0299	60'	0	0.53	- 0.0005
41	+ 0.027	1.00	+ 0.0310	61+40	- 0.002	1.45	- 0.0102
52	+ 0.035	0.93	+ 0.0214	62+110	- 0.012	2.43	- 0.0146
53	+ 0.010	1.04	+ 0.0062	65+30	0		

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	0.75	- 0.0150	41	+ 0.022	1.00	+ 0.0350
23+150	- 0.040	1.00	- 0.1100	42	+ 0.047	1.10	+ 0.0451
24+100	- 0.179	1.13	- 0.1774	43	+ 0.035	0.95	+ 0.0361
31	- 0.134	0.97	- 0.1174	44	+ 0.040	1.06	+ 0.0360
32	- 0.108	0.97	- 0.0912	45	+ 0.028	1.05	+ 0.0357
33	- 0.080	1.07	- 0.0503	46	+ 0.039	0.94	+ 0.0254
34	- 0.014	1.05	- 0.0095	47	+ 0.015	0.78	+ 0.0083
35	- 0.004	0.75	- 0.0068	47'	0	0.20	- 0.0004
35'	- 0.014	0.30	- 0.0129	48	- 0.004	0.23	- 0.0005
36 (上)	- 0.072	0.83	- 0.0116	48'	0	0.84	+ 0.0059
36 (下)	- 0.028	0.13	+ 0.0003	49	+ 0.014	0.95	+ 0.0152
36'	0	1.03	+ 0.0032	50	+ 0.018	1.03	+ 0.0175
37	+ 0.004	1.00	+ 0.0150	51	+ 0.015	1.00	+ 0.0160
38	+ 0.011	1.00	+ 0.0090	52	+ 0.017	0.63	+ 0.0057
39	+ 0.018	1.00	+ 0.0110	52'	0	0.30	- 0.0012
40	0						

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

實 驗 No. 5. 2 時間

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

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		
59+100	- 0.003	0.29	- 0.0006	62+110	0	1.45	- 0.0058
60	- 0.002	0.50	- 0.0015	65+30	0	2.43	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		
23+150	- 0.040	0.75	- 0.0150	50	+ 0.030	0.95	+ 0.0200
24+100	- 0.179	1.00	- 0.1100	51	+ 0.022	1.03	+ 0.0268
31	- 0.134	1.13	- 0.1774	52	+ 0.032	1.00	+ 0.0270
32	- 0.108	0.97	- 0.1174	53	+ 0.009	0.93	+ 0.0195
33	- 0.080	0.97	- 0.0912	54	+ 0.002	1.04	+ 0.0062
34	- 0.040	1.07	- 0.0642	55	+ 0.006	0.95	+ 0.0038
35	- 0.016	1.05	- 0.0094	55'	0	0.35	+ 0.0011
36 (上)	- 0.030	1.05	- 0.0242	56	- 0.014	0.69	- 0.0048
36 (下)	- 0.107			56'	0	0.58	- 0.0041
36'	- 0.105	0.85	- 0.0901	57	+ 0.012	0.47	+ 0.0028
37	- 0.028			57'	0	0.54	+ 0.0032
38	- 0.023	1.03	- 0.0268	58	- 0.010	0.46	- 0.0023
39	- 0.008	1.00	- 0.0160	58'	0	0.60	- 0.0030
40	- 0.002	1.00	- 0.0050	59	+ 0.007	0.45	+ 0.0018
41	+ 0.024	1.00	+ 0.0110	59+100	+ 0.006	0.51	+ 0.0036
42	+ 0.042	1.10	+ 0.0440	60	+ 0.004	0.50	+ 0.0025
43	+ 0.037	0.95	+ 0.0342	60'	0	0.25	+ 0.0005
44	+ 0.034	1.06	+ 0.0350	61+40	- 0.010	0.78	- 0.0039
45	+ 0.031	1.05	+ 0.0326	61+40'	0	1.28	- 0.0064
46	+ 0.031	0.94	+ 0.0263	62+110	+ 0.002	0.18	+ 0.0002
47	+ 0.025	0.98	+ 0.0186	65+30	0	2.43	+ 0.0023
48	+ 0.012	1.06	+ 0.0127				

實 驗 No. 6. 1 時間

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

實 驗 No. 6. 2 時間

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0			33	- 0.030	0.97	- 0.0912
23+150	- 0.040	0.75	- 0.0150	34	- 0.040	1.07	- 0.0642
24+100	- 0.179	1.00	- 0.1100	35	- 0.021	1.05	- 0.0326
31	- 0.134	1.13	- 0.1774	36	- 0.034	1.05	- 0.0294
32	- 0.108	0.97	- 0.1174			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	1.03	- 0.0165	53'	0	0.53	+ 0.0021
38	- 0.030	0.83	- 0.0125	54	- 0.004	0.52	- 0.0010
38'	0	0.18	+ 0.0007	54'	0	0.25	- 0.0005
39	+ 0.008	1.00	+ 0.0080	55	+ 0.011	0.70	+ 0.0042
40	+ 0.007	1.00	+ 0.0090	55'	0	0.23	+ 0.0014
41	+ 0.011	1.00	+ 0.0310	56 (上)	- 0.033	0.82	+ 0.0156
42	+ 0.050	1.10	+ 0.0528	56 (下)	- 0.012	0.68	- 0.0041
43	+ 0.046	0.95	+ 0.0418	56'	0	0.37	+ 0.0011
44	+ 0.041	1.06	+ 0.0445	57	+ 0.006	0.30	+ 0.0009
45	+ 0.042	1.05	+ 0.0410	57'	0	0.70	- 0.0056
46	+ 0.036	0.94	+ 0.0282	58	+ 0.015	0.95	- 0.0076
47	+ 0.024	0.98	+ 0.0147	58'	0	0.10	+ 0.0001
48	+ 0.006	1.06	+ 0.0159	59	+ 0.002	0.51	+ 0.0015
49	+ 0.024	0.95	+ 0.0228	59+100	+ 0.004	0.33	+ 0.0007
50	+ 0.023	1.03	+ 0.0227	59+100'	0	0.18	- 0.0002
51	+ 0.021	1.00	+ 0.0230	60	- 0.002	1.03	- 0.0062
52	+ 0.024	0.93	+ 0.0149	61+40	- 0.009	1.45	- 0.0116
53	+ 0.008			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	0.75	- 0.0150	39 (上)	- 0.014		
23+150	- 0.040	1.00	- 0.1100	39 (下)	- 0.034	0.88	- 0.0150
24+100	- 0.179	1.13	- 0.1774	39'	0	0.13	+ 0.0004
31	- 0.134	0.97	- 0.1174	40	+ 0.005	1.00	+ 0.0120
32	- 0.108	0.97	- 0.0912	41	+ 0.019	1.00	+ 0.0290
33	- 0.080	1.07	- 0.0695	42	+ 0.039	1.10	+ 0.0451
34	- 0.050	1.05	- 0.0420	43	+ 0.042	0.95	+ 0.0399
35	- 0.029	1.05	- 0.0431	44	+ 0.041	1.08	+ 0.0435
36	- 0.053	0.96	- 0.0326	45	+ 0.041	1.05	+ 0.0378
37	- 0.014	1.03	- 0.0227	46	+ 0.031	0.94	+ 0.0282
38	- 0.030	1.00	- 0.0220	47	+ 0.028	0.98	+ 0.0187
				48	+ 0.010	1.06	+ 0.0148

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
49	+ 0.018			57	+ 0.006	0.09	+ 0.0003
50	+ 0.036	0.95	+ 0.0257	57'	0	0.25	+ 0.0008
51	+ 0.020	1.03	+ 0.0288	58	- 0.020	0.75	- 0.0075
52	+ 0.026	1.00	+ 0.0230	58'	0	0.98	- 1.0098
53	+ 0.006	0.93	+ 0.0149	59	+ 0.001	0.08	+ 0.0001
53'	0	0.59	+ 0.0018	59+100	+ 0.002	0.51	+ 0.0010
54	- 0.004	0.45	- 0.0009	59+100'	0	0.20	+ 0.0002
54'	0	0.25	- 0.0005	60	- 0.006	0.30	- 0.0009
55	+ 0.014	0.70	+ 0.0049	61+40	- 0.010	1.03	- 0.0082
55'	0	0.35	+ 0.0025	62+110	- 0.009	1.45	- 0.0145
56 (上)	- 0.026	0.69	- 0.0080	65+30	0	2.43	- 0.0122
56 (下)	- 0.052	0.95	- 0.0247				
56'	0						

實驗 No. 7. 1 時間

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0			44	+ 0.036	0.95	+ 0.0304
23+150	- 0.040	0.75	- 0.0150	45	+ 0.010	1.06	+ 0.0244
24+100	- 0.179	1.00	- 0.1100	46	+ 0.026	1.05	+ 0.0189
31	- 0.134	1.13	- 0.1774	47	+ 0.032	0.94	+ 0.0273
32	- 0.026	0.97	- 0.0776	48	+ 0.006	0.98	+ 0.0186
33	- 0.006	0.97	- 0.0155	49	+ 0.012	1.06	+ 0.0095
33'	0	0.30	- 0.0009	50	+ 0.017	0.95	+ 0.0143
34	+ 0.016	0.77	- 0.0062	51	+ 0.012	1.03	+ 0.0155
35	+ 0.026	1.05	- 0.0221	52	+ 0.010	1.00	+ 0.0110
35'	0	0.33	- 0.0043	52'	0	0.48	+ 0.0024
36 (上)	- 0.048	0.72	- 0.0173	53	- 0.010	0.46	- 0.0023
36 (下)	- 0.067	0.96	- 0.0758	54	0	1.04	- 0.0052
37	- 0.050	1.03	- 0.0093	55	+ 0.008	0.95	+ 0.0038
38	- 0.010	1.00	- 0.0260	55'	0	0.15	+ 0.0006
39 (上)	- 0.042	1.00	- 0.0030	56 (上)	- 0.045	0.89	- 0.0205
39 (下)	- 0.066	1.00	+ 0.0050	56 (下)	- 0.014	0.95	- 0.0067
40	0	1.00	+ 0.0240	56'	0	0.09	+ 0.0001
41	+ 0.010	1.10	+ 0.0363	57	+ 0.002	1.00	+ 0.0020
42	+ 0.038						
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			60	- 0.005	0.50	+ 0.0015
58'	0	0.43	+ 0.0004	61	- 0.006	1.03	- 0.0062
59	- 0.001	0.63	- 0.0006	61+40	- 0.004	1.45	- 0.0073
59'	0	0.23	- 0.0002	65+30	0	2.43	- 0.0049
59+100	+ 0.001	0.28	+ 0.0003				

實 驗 No. 7. 2 時間

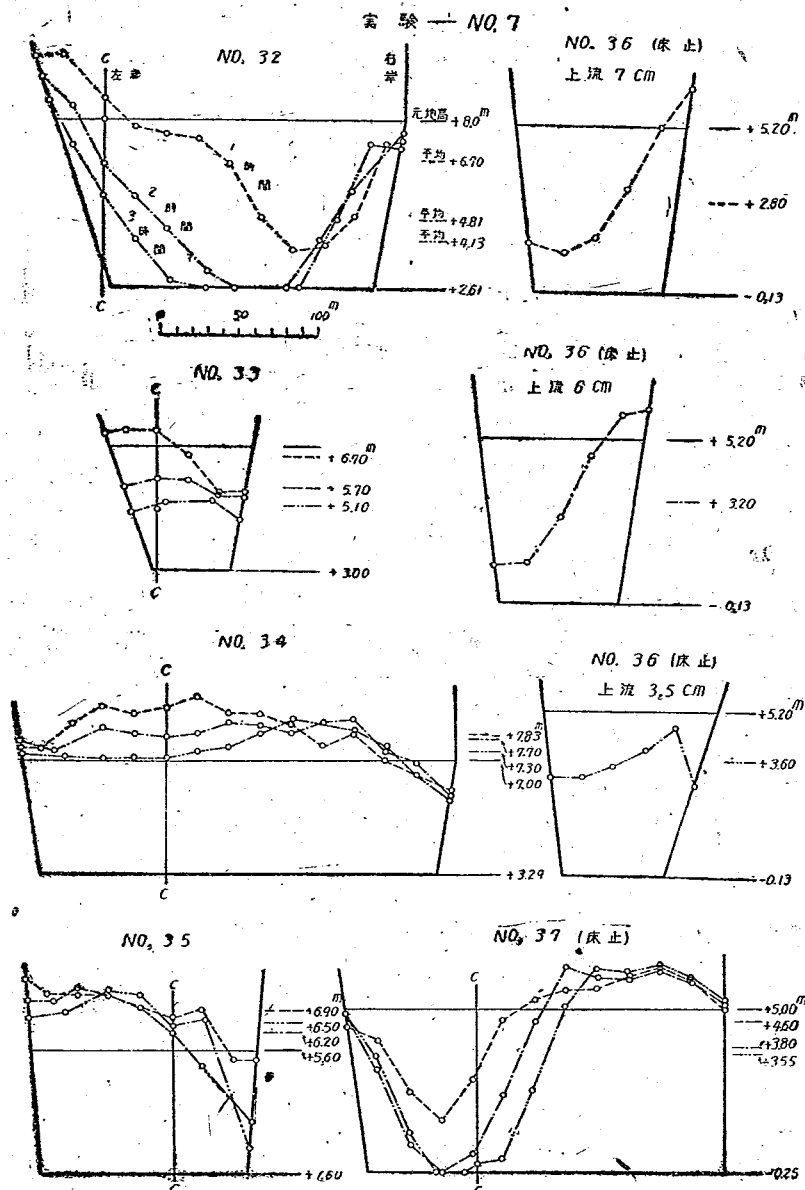
斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m ²)	斷面番號	河床變化 (平均, m)	斷面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0			49	+ 0.019	1.06	+ 0.0138
23+150	- 0.040	0.75	- 0.0150	50	+ 0.030	0.95	+ 0.0238
24+100	- 0.179	1.00	- 0.1100	51	+ 0.032	1.03	+ 0.0319
31	- 0.134	1.13	- 0.1774	52	+ 0.016	1.00	+ 0.0240
32	- 0.064	0.97	- 0.0660	52'	0	0.73	+ 0.0058
33	- 0.026	0.97	- 0.0437	53	- 0.004	0.21	- 0.0004
33'	0	0.70	- 0.0091	54	- 0.002	1.04	- 0.0031
34	+ 0.014	0.37	+ 0.0026	54'	0	0.20	- 0.0002
35	+ 0.012	1.05	+ 0.0137	55	+ 0.006	0.75	+ 0.0023
35'	0	0.20	+ 0.0012	55'	0	0.13	+ 0.0004
36 (上)	- 0.040	0.80	- 0.0170	56 (上)	- 0.045	0.92	- 0.0212
36 (下)	- 0.107			56 (下)	- 0.013	0.95	- 0.0067
37	- 0.068	0.96	- 0.0645	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)	+ 0.003	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

断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)	断面番號	河床變化 (平均, m)	断面距離 (m)	變化面積 (m ²)
23+40	0			47	+ 0.029		
23+150	- 0.040	0.75	- 0.0150	48	0	0.98	+ 0.0147
24+100	- 0.179	1.00	- 0.1100	49	+ 0.022	1.06	+ 0.0117
31	- 0.134	1.13	- 0.1774	50	+ 0.028	0.95	+ 0.0238
32	- 0.078	0.97	- 0.1028	51	+ 0.030	1.03	+ 0.0299
33	- 0.038	0.97	- 0.0563	52	+ 0.022	1.00	+ 0.0260
33'	0	0.92	- 0.0175	53	+ 0.004	0.93	+ 0.0121
34	+ 0.006	0.15	+ 0.0005	53'	0	0.73	+ 0.0015
35	+ 0.018	1.05	+ 0.0126	54	- 0.002	0.47	- 0.0005
35'	0	0.35	+ 0.0032	54'	0	0.20	- 0.0002
36 (上)	- 0.033	0.70	- 0.0119	55	+ 0.006	0.75	+ 0.0023
36 (下)	- 0.107			55'	0	0.15	+ 0.0005
36'	- 0.106	0.90	- 0.0963	56 (上)	- 0.043	0.89	- 0.0196
37	- 0.029			56 (下)	- 0.011	1.04	- 0.0062
38	- 0.050	1.03	- 0.0412	57	- 0.001	1.00	- 0.0150
38 (上)	- 0.026	1.00	- 0.0380	58	- 0.028	0.88	- 0.0123
39 (下)	- 0.013	1.00	- 0.0070	58'	0	0.18	+ 0.0004
40	- 0.001	1.00	+ 0.0080	59	+ 0.004	0.41	+ 0.0008
41	+ 0.016	1.00	+ 0.0220	59'	0	0.10	- 0.0001
42	+ 0.028	1.10	+ 0.0330	59+100	- 0.001	0.50	- 0.0020
43	+ 0.031	0.95	+ 0.0276	60	- 0.006	1.03	- 0.0072
44	+ 0.027	1.06	+ 0.0233	61+40	- 0.008	1.45	- 0.0116
45	+ 0.016	1.05	+ 0.0252	62+110	- 0.008	2.43	- 0.0007
46	+ 0.032	0.94	+ 0.0291	65+30	0		

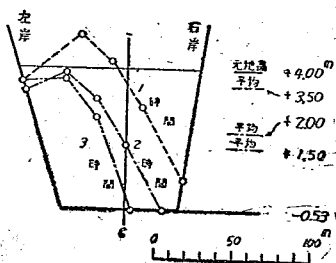
附圖

各断面の洗掘變化(一例)



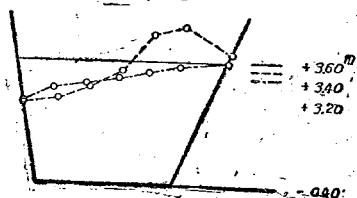
實驗 — NO. 7

NO. 38



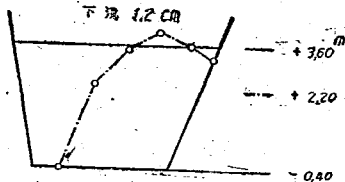
NO. 39 (休止)

下流 5.4 CM



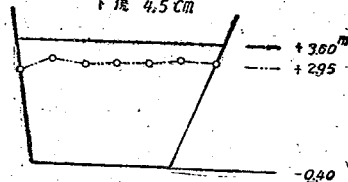
NO. 39 (休止)

下流 1.2 CM



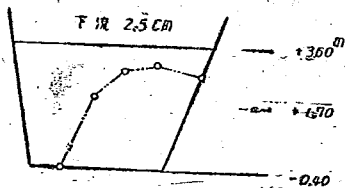
NO. 39 (休止)

下流 4.5 CM

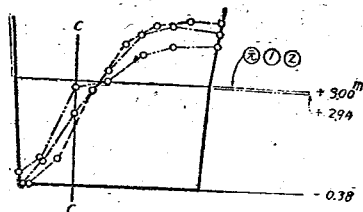


NO. 39 (休止)

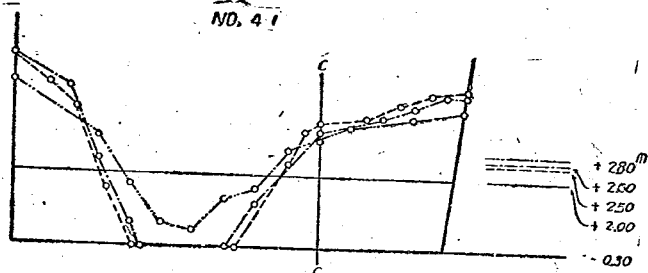
下流 2.5 CM

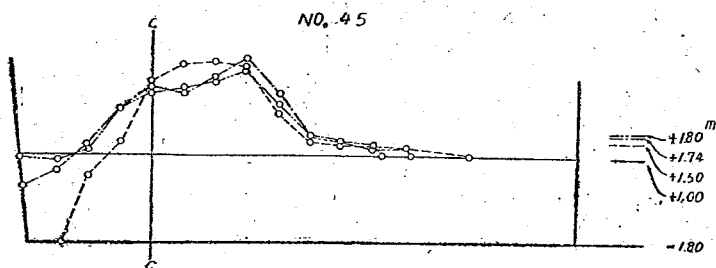
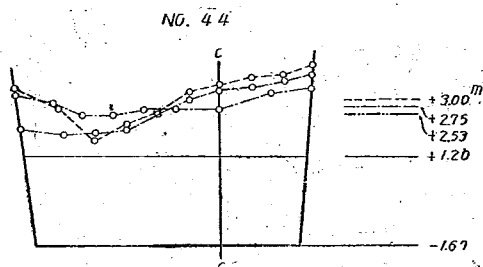
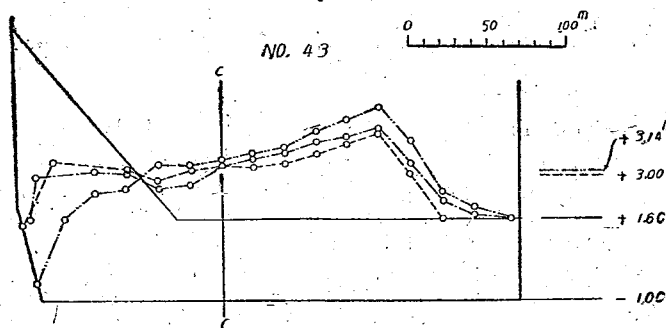
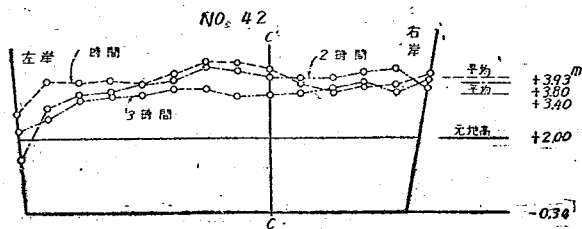


NO. 40

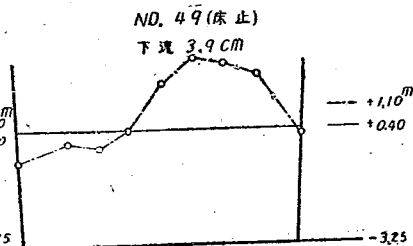
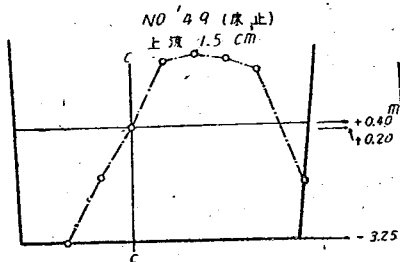
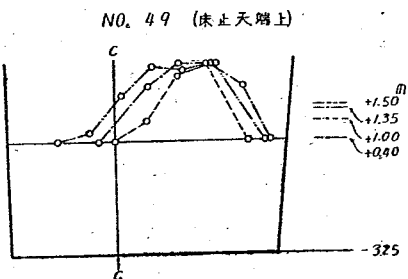
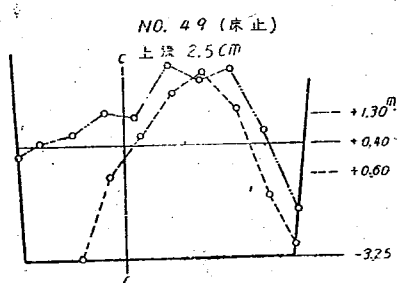
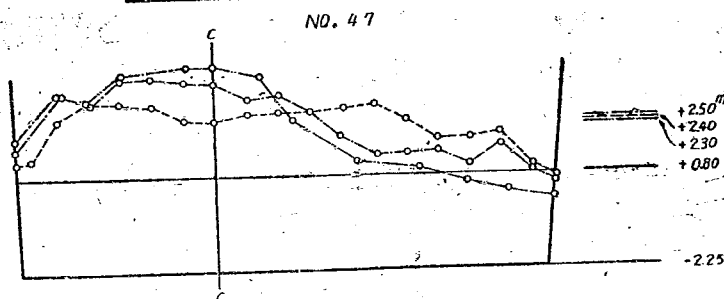
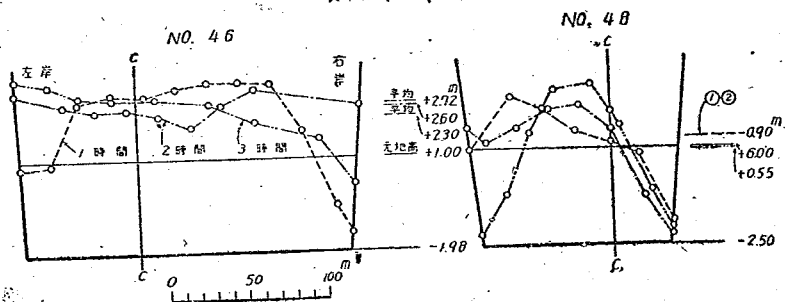


NO. 41



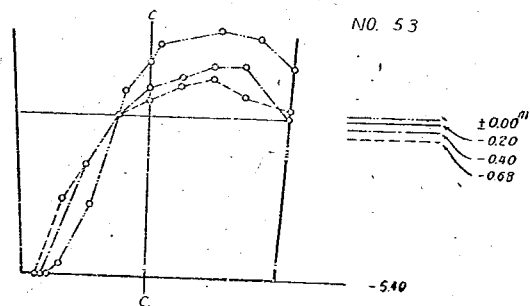
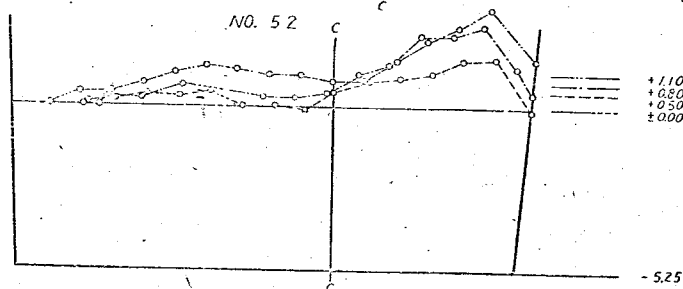
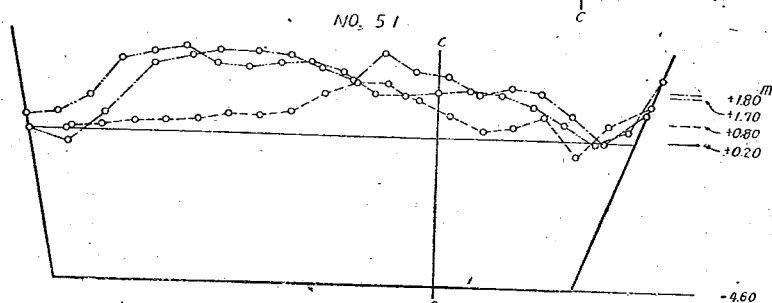
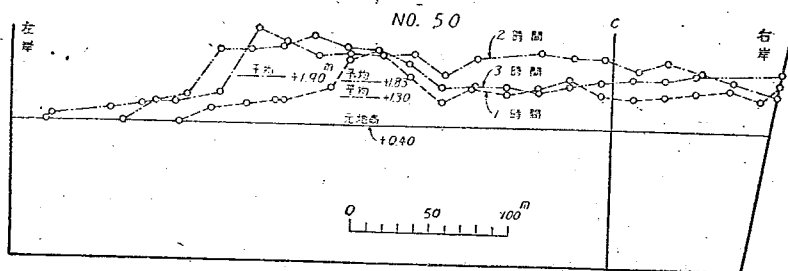


實驗——NO. 7

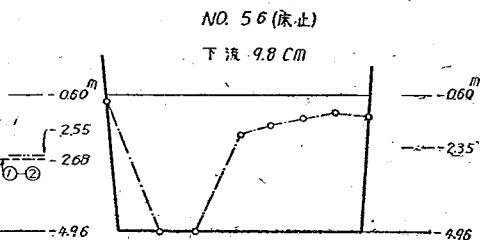
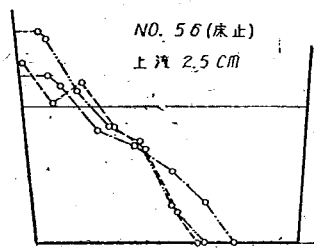
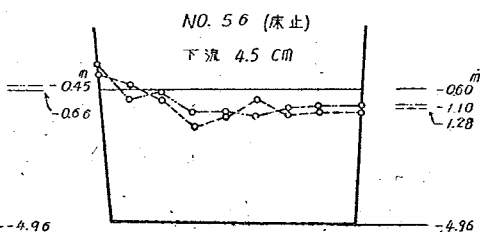
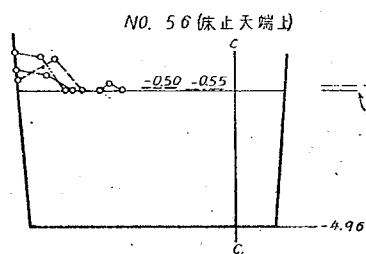
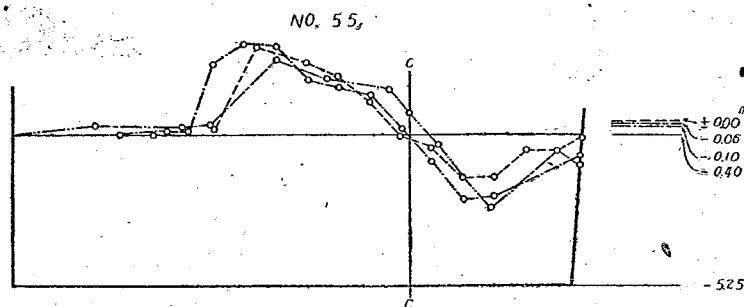
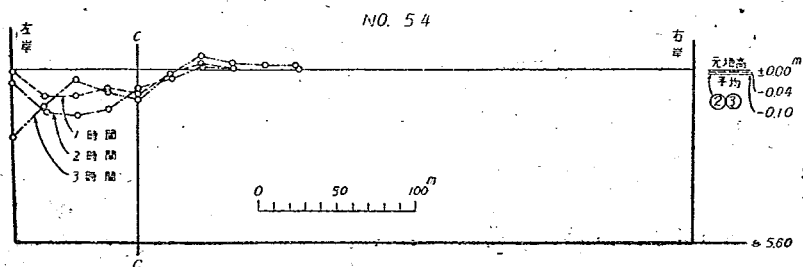


土木試驗所報告

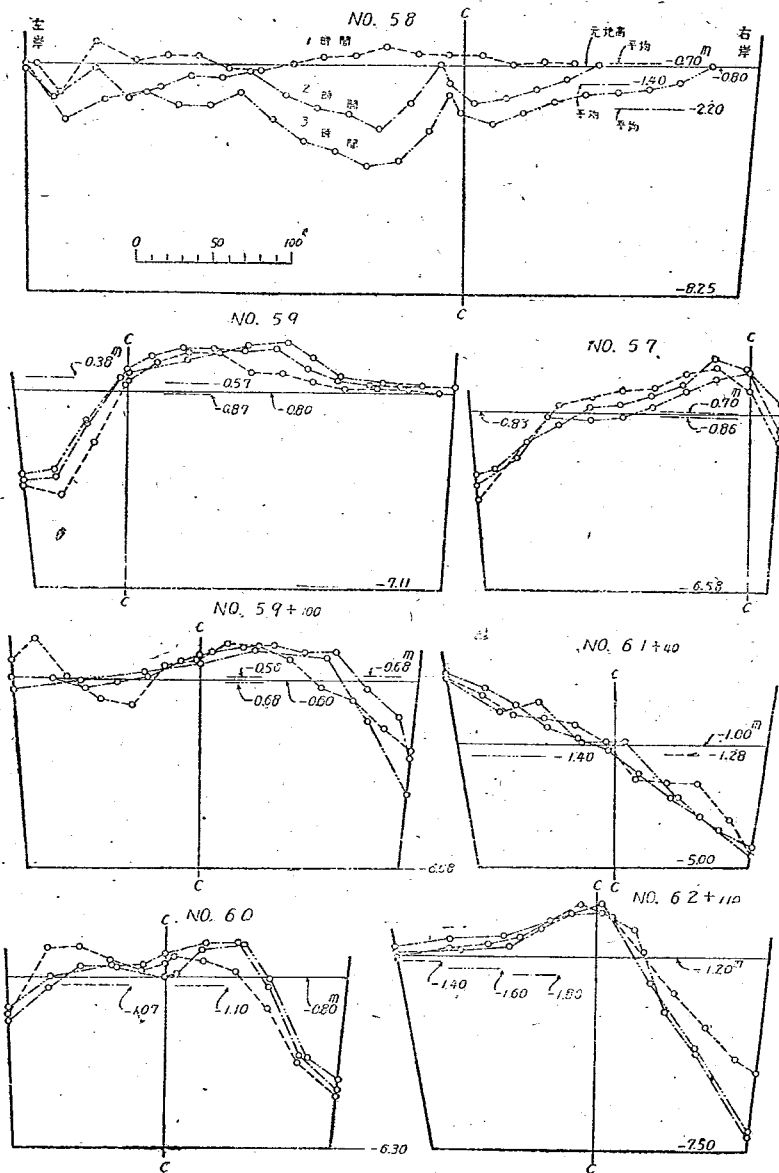
實驗—NO. 7



實驗 — NO. 7



實驗—NO. 7



竹ボルト接合に関する試験

内務技師 村 上 永 一
佐 藤 正 雄

目 次

I. 緒 言	(1)
II. 積層竹材の材質試験	(2)
(1) 剪断試験	(2)
(2) 曲げ試験及弾性係数の算定	(3)
(3) ボルト螺旋部とナットの強度	(5)
III. 二面剪断接合に関する試験	(7)
(1) 気乾燥状態の試験結果	(7)
(2) 竹ボルトの湿潤がその強度に及ぶ影響	(11)
(3) 鉄ボルトとの比較	(12)
(4) 試験結果の考察と許容荷重	(13)
IV. 竹ボルトを使用したデベル接合部の強度に関する試験	(15)
(1) 輪形デベル接合に使用した場合の試験結果	(15)
(2) 試験結果の考察及び鉄ボルトとの比較	(17)
(3) 啗合せデベル接合に使用した場合の試験結果	(18)
(4) 試験結果の考察及び鉄ボルトとの比較	(18)
V. 結 語	(20)

I. 緒 言

木構造物に使用せられるボルトの鉄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、従つて仲々多量なものとなる。このボルトの鉄量を軽減するには、(1) 強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) デベル接合を使用してボルトの利用率を高め、その使用数を極力少くするか、(3) ボルトを全く使用しない接合法即ち膠着接合法に依るか、(4) 鉄材以外の材料でボルトを製作するかである。

鉄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、木構造に於ける鉄量は極めて減少し、ほとんど鉄材を使用せざる木構造物の設計が可能になる。

鉄材に代り得るボルトの材料の備ふべき性質としては強度大にして靱性あるものでなければならぬ。即ち剪断強度が大きく、曲げ弾性率が大きくて、握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、強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。

竹材は強度大にして弾性率も大きく、靱性も相當にあるものであるが、材の厚より考へて従来の竹釘以上のものゝ作製は困難であつたが、膠着剤に依り竹材を接合した積層竹材を造ることに依り、徑 22 号鉄造のボルト材

図-1(a) 積層竹材で製作したボルト

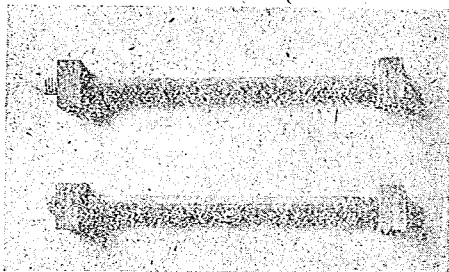
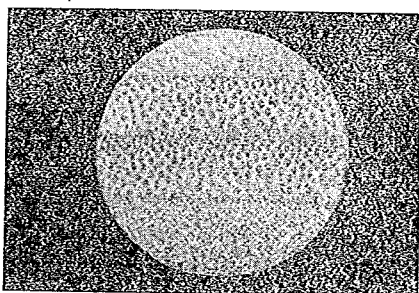


図-1(b) 積層竹ボルトの断面



せてボルト螺旋部の締付強度の試験を行ったものである。

(1) 剪断試験

積層竹材の剪断試験は接合面に對し3平面が取りうるものであるが、接合面に直角で、而も繊維方向に直角な剪断は竹材の繊維により試験結果が白くなく、目下試験方法を考案中であり、取敢ず他の二面の剪断試験結果のみを報告する。

(イ) 接合面に直角、繊維と平行なる面の剪断試験

試験片の形状は圖-2に示す如きもので木材試験の場合に準じて剪断長 25 mm, 剪

表-1 接合面に直角、繊維と平行なる面の剪断強度

試片番号	剪断面積 (cm ²)	破壊荷重 (kg)	剪断強度 (kg/cm ²)	備 考
1	5.09	620	122	竹材は氣燥状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	5.23	796	143	
平均			143	

を取りうる様になり、一應その目的に適した材料を得ることになった。

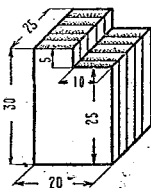
本試験は斯る積層竹材によつて製作された $\phi 16$ mm, $\phi 19$ mm, $\phi 22$ mm の竹ボルトの二面剪断接合強度、その耐水性、及びダブル接合に使用した場合の強度の試験を行ひ、それに必要な材質試験として剪断強度、曲げ強度及び螺旋部の締付力に對する試験を行ったものである。

II. 積層竹材の材質試験

竹ボルトを製作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劑にて 5~7 枚を接合し、一夜乾燥付金具にて締付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験はボルトの接合強度試験の判定に直接必要な剪断試験、曲げ試験及び曲げ試験に依る弾性係数の算定をなし、併

圖-2



断幅 20 mm, 従つて剪断面積 5 cm^2 として試験した。

試験成績は表-1 に示す。その剪断強度の平均値は 143 kg/cm^2 で木材の剪断強度に比較して優秀なる値である。

(ロ) 接着面の剪断試験

接着面の剪断試験片は図-3 に示す如きもので、剪断面積は $5 \times 2 = 10 \text{ cm}^2$ である。剪断強度の平均は 39.1 kg/cm^2 で膠着剤としては大體この程度のものでこれ以上のものは特に優秀なものとなる。

(2) 曲げ試験及弾性係数の算定

曲げ試験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。試験片は $20 \times 20 \times 450 \text{ mm}$ とし桁の支間 $l = 400 \text{ mm}$ として試験した。

(イ) 接着面を水平にした場合の曲

げ試験試験成績は表-3 に示す。平均曲

げ強度は 541 kg/cm^2 にして豫想した

より小さかつた。これは、曲げ應力に

依つて破壊する前に、接着面に剪断應

力が作用し、剪断破壊したもので積層

竹材が各々ばらばらに遊離してしまつ

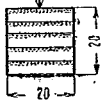
た爲である。この剪断強度は平均 11

kg/cm^2 で材料試験の剪断試験に比較

して遙かに低く約 $1/3$ であるが、これは剪断長が長いこと、接着面の凹凸のため均一に接合しないことに依るものと思はれる。

表-3 を見れば分かるが試片 1 では荷重 90 kg で接着面が剪断破壊し、尚ほ荷重は上つて 94 kg 迄上つてゐる。即ち曲げ強度は相當に距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験成績

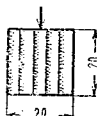
試片番號	接 着 面 剪 断 破 壊			最 高 荷 重		摘 要
	荷 重 (kg)	最大剪断應力 (kg/cm^2)	線 應 力 (kg/cm^2)	荷 重 (kg)	線 應 力	
1	90	16	626	94		竹材は氣燥状態にして含水率は概ね 11% 露面は圖示の如し 
2	58	9	350	78		
3	103	17	648	103		
平均	84	11	541	92		

(ロ) 接着面を垂直にした場合の曲げ試験

この場合は接着面は剪断破壊せず曲げ應力は大きくなり平均値 $1,176 \text{ kg/cm}^2$ で曲げ破壊する。之と同時に接着面も遊離して同時に剪断破壊する。故にこの場合は剪断破壊は致命的でなく曲げ強度を求めることが出来る。

表-4 接着面を垂直にした場合の曲げ試験成績

試片番号	最 高 荷 重		備 考
	荷 重 (kg)	接着力 (kg/cm ²)	
1	148	1110	竹材は乾燥状態にして含水率は概ね11% 断面は図示の如し
2	200	1294	
3	174	1121	
平均	174	1175	



試験結果は表-4 に示す。

(ハ) 弾性係数の算定

表-5、表-6 に於て夫々の弾性係数即ち接着面を水平にした場合の弾性係数 (E_h) と接着面を垂直にした場合の弾性係数 (E_v) とを次式に依り計算した。

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

 l : 桁の支間 = 40 cm

 η : 中央の撓み量 (cm)

 I : 断面の慣性モーメント (cm⁴)
表-5 接着面を水平にした場合の弾性係数 (E_h)

荷 重 kg	接着力 kg/cm ²	A-1		A-2		A-3	
		撓み量 (cm)	曲げ弾性係数 $\times 10^3$ kg/cm ²	撓み量 (cm)	曲げ弾性係数 $\times 10^3$ kg/cm ²	撓み量 (cm)	曲げ弾性係数 $\times 10^3$ kg/cm ²
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	0.286	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弾性係数 (E_v)

荷 重 kg	接着力 kg/cm ²	B-1		B-2		B-3	
		撓み量 (cm)	曲げ弾性係数 $\times 10^3$ kg/cm ²	撓み量 (cm)	曲げ弾性係数 $\times 10^3$ kg/cm ²	撓み量 (cm)	曲げ弾性係数 $\times 10^3$ kg/cm ²
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	110	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	1.060	100	0.816	122	0.750	133
110	825			0.921		0.853	128

図-4

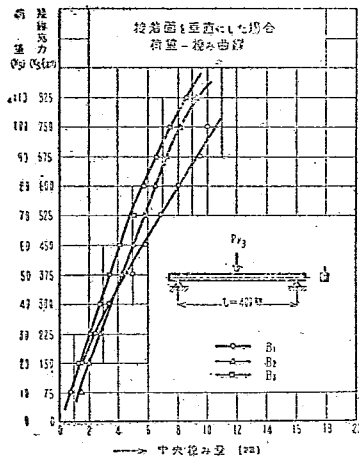


図-5

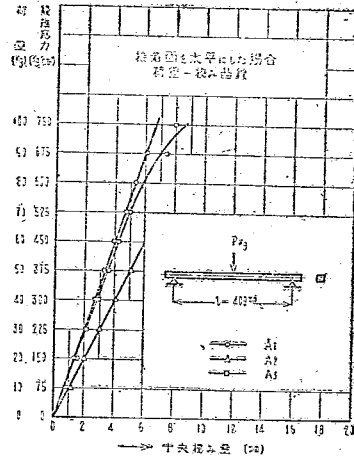


図-6は荷重に依る弾性係数の変化を示したものであるが、弾性係数自体は接合面の置き方如何に影響されることなく、大體 1000,000~150,000 kg/cm² の間にある。弾性係数は初めは曲げ應力の増加と共に増加し、荷重が大きくなると次第に小さくなる傾向を示してゐる。然し接合面を水平にした場合の弾性係数 (E_h) は低下の傾向の著しくならない内に剪断破壊してしまふものである。A-2 が次第に小さく出てゐるのは接合面の次第に弱いためであつた。

(3) ボルト締結部とナットの強度

積層竹材の缺點の一つとしては締結部とナットにある。本試験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。この締結強さを見るために、ナットを支へボルトをその軸の方向に引張つてその強度を見た。

斯くボルトを軸方向に引張つた場合図-7の如くネジ山が剪断破壊するのであるが、その破壊面を山と谷との中央と假定する。即ちボルトもナットも共に谷と山の中央で破壊し、その剪断面積を等しいと置く。

斯く假定すれば

剪断面積 A_s は

$$A_s = \pi D_s \frac{H}{2}$$

D_s : ネジの山と谷との中央の径 (cm)

H : ナットの厚 (cm)

従つて剪断強度はボルトの軸方向への引張力を P とすれば

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

図-6

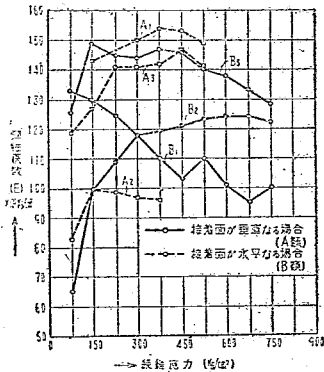


図-7

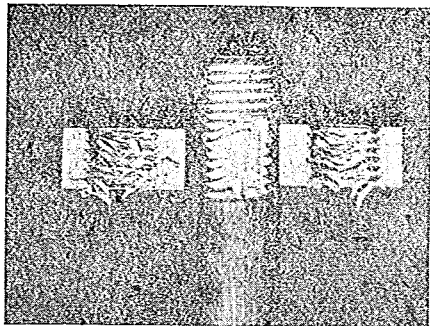


表-7 は径 19 mm の竹ボルトに就いてナット厚 20 mm, 25 mm, 30 mm のものの試験結果である。

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		摘 要
			荷 重 (kg)	剪断应力 (kg/cm ²)	
A-1	18.0	20	660	120	竹材は氣乾状態にして 含水率 11% 剪断 应力は平均径 $D_s = 17.5$ 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-8

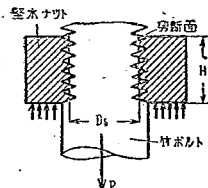


図-9

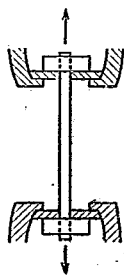


表-8 は径 16 mm 径 22 mm の竹ボルトをナット厚 20 mm のみに就いて行つた試験結果である。圖-9 は試験方法の略圖である。

計算して出した剪断强度は大體 120 kg/cm² にして前に示した剪断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付力を出す場合には剪断試験に依る剪断强度の 1/4 即ち $\frac{143}{4} \div 36$ kg/cm² で計算すれば安全である。又締付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 の許容締付力	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 径 16 mm, 径 22 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 量		摘 要
			荷 量 (kg)	剪断應力 (kg/cm ²)	
1	15	20	683	150	竹材は氣乾状態にして含水率概ね 11% 平均径 $D_s = 14.5\text{mm}$ 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	平均径 $D_s = 21\text{mm}$ 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. 二面剪断接合に関する試験

(1) 氣乾状態の試験結果

竹ボルトの二面剪断接合の耐荷試験は圖-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験に依つて行つたもので、竹ボルトの筋長 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、更にボルトの筋長 18 cm のものに對しては中央材厚 6 cm 側材厚 6 cm のものを D-類とした。試験は各々の類に就いて $\phi 16$ mm, $\phi 19$ mm, $\phi 22$ 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。

壓縮試験は 5 吨松村式多能試験機に依つて行ひ左右の側面に 1 個づつ計 2 個のダイヤルゲージ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 $\phi 16$ mm の竹ボルトの試験成績であり、表-10 は $\phi 19$ mm の竹ボルト、表-11 は $\phi 22$ mm の竹ボルトの試験成績である。

圖-12 は各試験の荷重—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 にボルトの径 D を乗じた面積 $t_1 D$ 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。

竹ボルトの二面剪断接合強度は接合さるべき部材厚の變化に依つ

圖-10 二面剪断接合供試體略圖

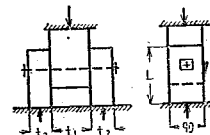


圖-11 二面剪断接合試験状況

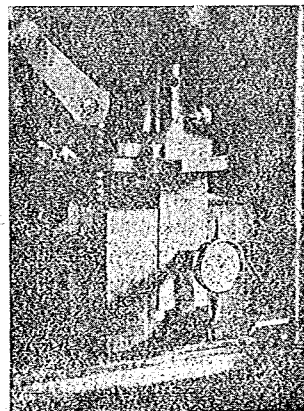


表-9 径 16 mm 竹ボルトの二面剪断接合試験成績

試片番號	部 材 寸 法			ボルト径	破 壊 強 度		部材間變位 (mm)		
	中央材厚 (t_1) (mm)	側材厚 (t_2) (mm)	部材長 (L) (mm)		荷 重 (kg)	單位當支壓 (kg/cm ²)	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	1,500		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	83			
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				

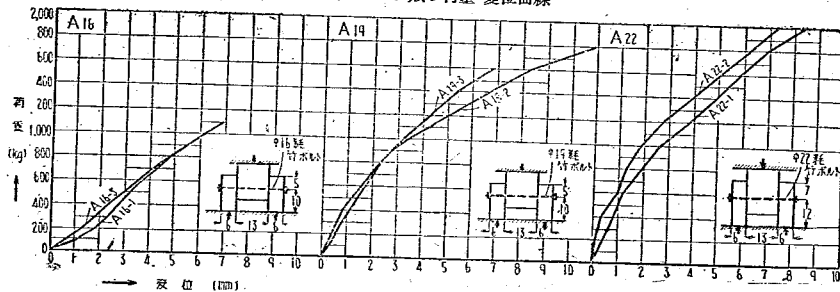
表-10 径 19 mm 竹ボルトの二面剪断接合試験成績

試片番號	部 材 寸 法			ボルト径	破 壊 強 度		部材間變位 (mm)		
	中央材厚 (t_1) (mm)	側材厚 (t_2) (mm)	部材長 (L) (mm)		荷 重 (kg)	單位當支壓 (kg/cm ²)	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	160	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-19-1	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	1.46	2.36	6.64
總平均					1,953				

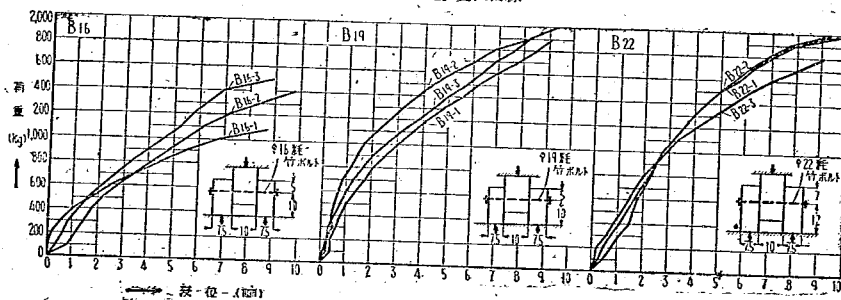
表-11 径 22 mm ボルトの二面剪断接合試験成績

試片番號	部 材 寸 法			ボルト径	破 壊 強 度		部材間變位 (mm)		
	中央材厚 (t_1) (mm)	側材厚 (t_2) (mm)	部材長 (L) (mm)		荷 重 (kg)	單位當支壓 (kg/cm^2)	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	2,480	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	160	22.2	2,385	180	1.19	2.37	3.56
D-22-2				22.2	2,260	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				

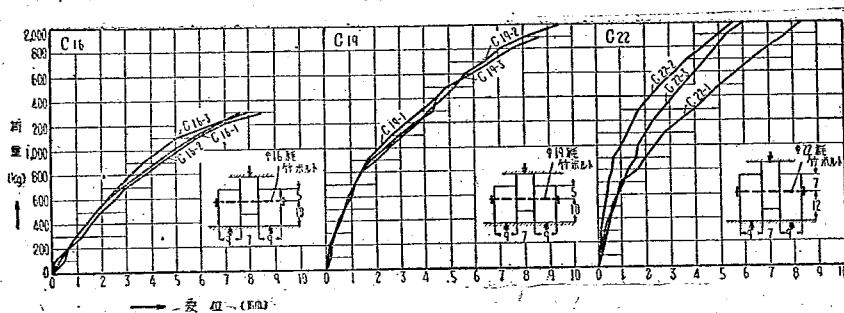
圖-12 A-類の荷重-變位曲線



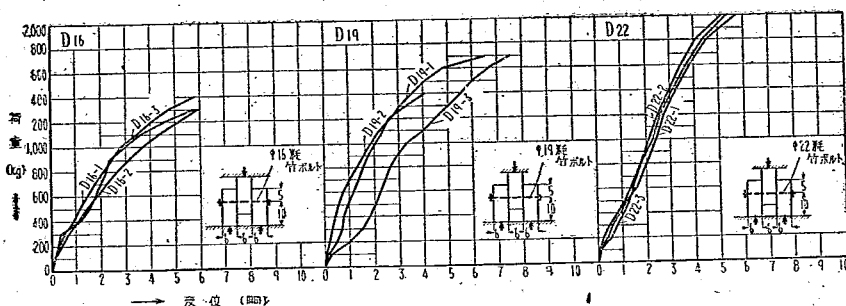
B-類の荷重-變位曲線



C-類の荷重-変位曲線



D-類の荷重-変位曲線

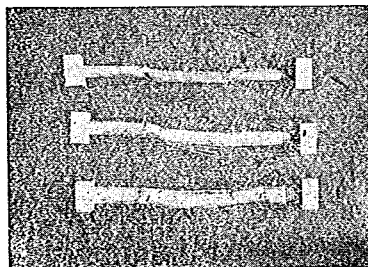


て大なる差異なく、ほぼ同じ様な接合強度を示してゐる。之は竹ボルトの二面剪断接合に於ける破壊は図-13 に示す如く總てボルト自身の剪断破壊であり、部材の撓曲破壊は問題にならない。即ち木材の支圧強度が克服されない前にボルト自身が破壊したものであるが故に、部材の厚さの變化は特に板類の如く薄くない限り、竹ボルトの接合強度に影響を及ぼさないものである。

竹ボルト接合の荷重-変位曲線を見れば直ちに分る特徴は荷重が弱ると部材間変位が直ぐ現はれることである。これは竹ボルトの接合にはナットの締結力を充分に働かせて部材を極度に締結けるとナットの破壊する恐れがあるが故に、部材間の摩擦に依り耐荷することなく、直ちに木材の支圧に依り耐荷する爲である。この點が鉄ボルトの如く極度に部材を締結けうる接合の荷重-変位曲線とその傾向を異にするものである。

竹ボルトの二面剪断接合の破壊はボルトの剪断破壊であることは前にも述べたが、竹ボルトは鉄ボルトの如く大きく撓曲せずに破壊する故に、ボルトに軸張力がほとんど作用しないものである。これに對し竹ボルトのナットの締結強度は弱點であるに拘らず、二面剪断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、従つて

図-13 竹ボルトの二面破壊接合剪断状況



ナットの破壊は少しも問題とならない。事實実験結果もナットの破壊したものはいつもないのである。

図-14 は竹ボルトの二面剪断接合の破壊荷重とその際の単位當支圧とを各径と各類とに就き一覽しうる様にしたものである。

(2) 竹ボルトの湿潤がその強度に及ぶ影響

竹ボルトの二面剪断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。即ち竹ボルト接合は水分の影響を多分に受けてその強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断接合を水中に3晝夜(72時間)放置して然る後にその接合強度を試験することにした。

試験供試體は前節のD-類と同型即ち中央材厚 6cm 側材厚 6cm 部材長 15cm の杉材を働長 18cm のコー

ルタール塗布の竹ボルトにて締付けて二面剪断接合を作り、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時間空気に置いて、然る後に5吨松村式多能試験機により壓縮試験を以てその接合強度を試験した。部材間の變位は氣乾状態のものと同じく左右2個のダイヤルゲージに依り1/100mm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、試験結果は前節のD-類と比較すべきものである。

表-12 飽水状態の二面剪断接合試験成績

試片番號	ボルト径 mm	含水率 (試験時) %	破壊強度		部材變位 (mm)		
			荷重 (kg)	單位當支壓 (kg/cm ²)	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

図-15 は飽水状態の二面剪断接合の荷重-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収せしめたため、木材の含水率は極めて高く、従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増加して、摩擦に依る耐荷の限度が氣乾状態の接合に比較して著しく上昇したことを

圖-14

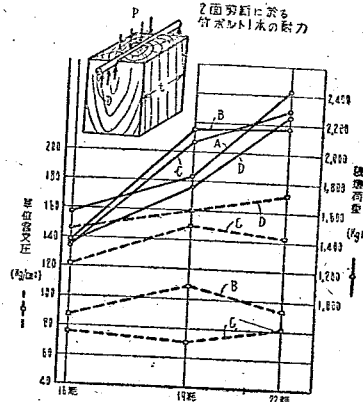
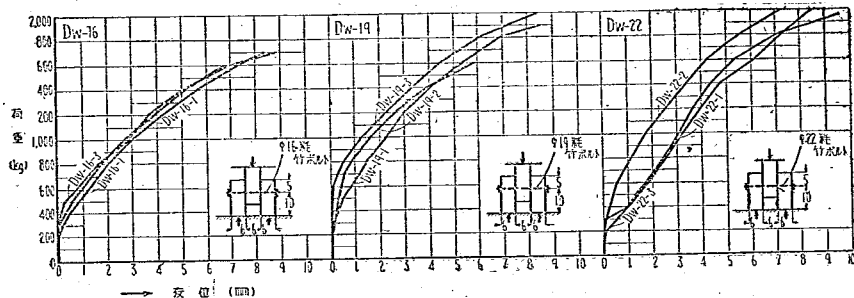


図-15 飽水状態の二面剪断接合の荷重-変位曲線



示してある。

木材の吸水に依る膨張のため竹ボルトの軸張力は増加するが、之がボルトのナットに悪影響を及ぼす程でないことも本試験の結果より明かになった。

破壊荷重は同じ部材厚の D-類と比較すれば図-16 に圖示の如く常に飽水状態の二面剪断接合の方が気乾状態のものに較べて大きいと云ふ結果を得てある。之の原因は明かでないが恐らく木材の吸湿膨張により部材間の摩擦が増加し、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状態と気乾状態との比較表

ボルト 径	乾燥状態	部材含水 率 %	破壊荷重 kg	部 材 間 変 位 (mm)		
				500 kg 時	1000 kg 時	1500 kg 時
16	気 乾 (D)		1,852	1.35	3.15	
	飽 水 (Dw)		1,760	0.33	2.82	5.69
19	気 乾 (D)		1,750	1.16	2.36	6.64
	飽 水 (Dw)		1,900	0.25	1.86	4.45
22	気 乾 (D)		2,283	1.19	2.22	3.38
	飽 水 (Dw)		2,302	0.96	2.66	4.29

図-16

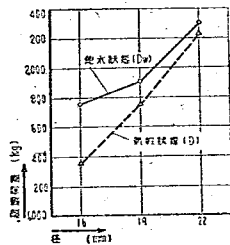


表-13 の数字は夫々平均値を以て示したものである。図-16 は破壊荷重を圖示したものである。

以上の試験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強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

竹ボルトの二面剪断接合強度を鐵ボルトの接合強度と比較する爲に、鐵ボルトの二面剪断接合試験を部材厚 D-類(中央材厚 6 cm 側材厚 6 cm) ボルト径 16 mm に就いて行つた。

試験結果は表-14 に示す。

表-14 鉄ボルトの二面剪断接合試験成績

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

鉄ボルトの二面剪断接合強度は 3,000 kg であつて、之を同類同径の竹ボルト D-16 の接合強度と比較すれば約 45% である。

荷重-變位曲線を比較すれば鉄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。

鉄ボルトの二面剪断接合の載荷試験の初期荷重に於ては部材間の變位は極めて少い。これは鉄ボルトの強大なる締付けに依るもので、本試験に於ては極度に部材を締付たために、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縁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、従つて鉄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鉄ボルト接合で荷重が大きなり破壊荷重近くになると剪断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。従つてボルト、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なる點である。

(4) 試験結果の考察と許容荷重

二面剪断接合試験に於て荷重の小さい内はボルトの全長にわたり平均した支壓を受けるが、荷重が増加すると、ボルトは彎曲し、木材の縁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増加する。

竹ボルトは材質の靱性の不足により鉄ボルトの如く大きな彎曲をしない内にボルト自身が剪断破壊して耐荷力は失はれる。即ち剪断破壊が竹ボルトの致命傷となる。

圖-17 鉄ボルトの二面剪断接合の荷重-變位曲線

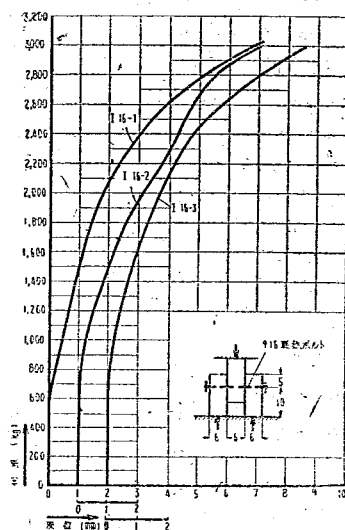
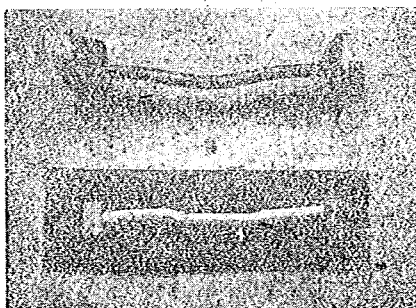


圖-18 竹ボルトと鉄ボルトの試験後の彎曲の差異



ボルトが強靱にしてボルト自身の剪断破壊がなく、木材の減込破壊(支那強度)に依つて接合強度が決まる場合(鐵ボルトの場合は然り)、二面剪断接合の部材厚の變化は接部集中應力の狀態を異にするが故に、接合強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断又は曲げ破壊に依つて接合強度が決まる場合(竹ボルトの場合は然り)、二面剪断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強度にはほとんど影響しないものである。従つて接合強度はボルト徑の函數と考へられる。

事實竹ボルトは4種の部材厚の異なる二面剪断接合に就いて試験したが、部材厚と接合強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壊の原因及び接合強度の根本的に異なる點である。

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材の接合面を平行に置るか、垂直に置るかである。荷重方向と接合面とが垂直なる場合は接合面の良否が曲げ強度及び剪断強度に影響するが故に、ボルト接合強度もこれに影響される。従つてボルト自身の接合面の缺點が直接に接合強度を低下せしめるものである。

A-16-2, A-19-1 及び A-22-3 は接合面が荷重方向に垂直なる場合である。A-16-2 は接合面が良好であつたために、その強度は低下しなかつたが、A-19-1 及 A-22-3 は接合面の破壊により同類同徑の接合強度に較べて夫々 17% 及び 12% 低下してゐる。故に斯る強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合面を荷重の作用方向に平行に置くべきである。

竹ボルトの弱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。然し二面剪断接合の荷重試験に依つてナットの破壊したものもなく、剪断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断破壊が致命的であるが爲に、ボルトは大して撓曲せず、従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壊は部材の減込變形であつて、ボルトが極度に撓曲し、ボルトに軸張力が大きくなるのと根本的な差異である。

竹ボルトの二面剪断接合の許容荷重を破壊荷重に對し安全率3として計算すれば次の如し。

表-15 二面剪断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		尙水狀態 Dw	
	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重	破壊荷重
	(kg)	3 (kg)	(kg)	3 (kg)	(kg)	3 (kg)	(kg)	3 (kg)	(kg)	3 (kg)	(kg)	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	465	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

図-19 は安全率を 3 とした許容荷重を各径及び各ボルト径に就き図示したもので、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径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径に對し、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

この許容荷重は図-19 の太線で示す。試験結果より安全係数 3 として計算した値は氣乾状態と飽水状態とを問はず、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験結果より安全係数を求むれば 圖-20 の如くなる。即ち安全係数は B-22 の 3.1 を最小とし、氣乾状態及び飽水状態共に 4.4~3.2 の安全係数を確保してゐる。

圖-19 二面剪斷接合竹ボルト許容荷重

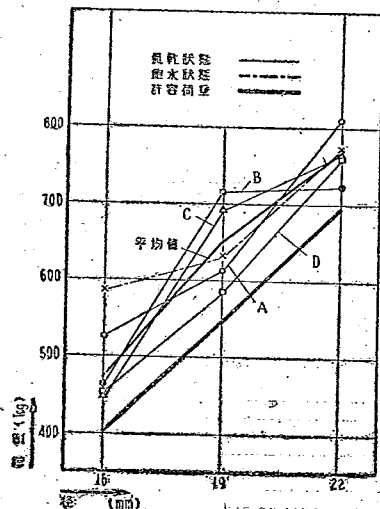
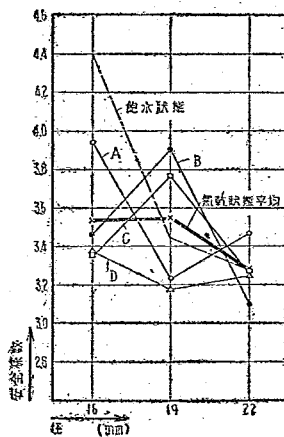


圖-20 許容荷重に對する各接合の安全係數



IV. 竹ボルトを使用したデベル接合部の強度に関する試験

(1) 輪形デベル接合に使用した場合の試験結果

竹ボルトのみの二面剪斷接合の破型は前章で述べた如く、竹ボルト自身の剪斷破壊である。即ち中央部材の縁部附近に於て竹ボルトは剪斷破壊するのである。この場合デ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よう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、竹ボルトの剪斷破壊は接合に掛る荷重が大きくなって初めて起るであらうことは容易に想像される。

4 時輪形デベル(切目なきもの)を ϕ 16 mm の竹ボルトにて二面剪斷接合に造り、200 匹アムスラー型試験機にて壓入試験により試験した。

使用した木材は1等並の樺材を使用した。部材間の変位は左右2個のダイヤルゲージにて1/100mm迄讀んだ。

表-16 竹ボルトを使用した輪形デベル接合供試機

試片番號	竹 ボ ル ト		輪 形 デ ベ ル			部 材			
	径 mm	總 長 mm	内 径 mm	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デベル接合供試機圖

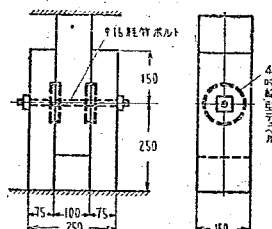


表-17 竹ボルトを使用した輪形デベル接合試験成績

試片番號	部材含水率 (%)	最高荷重 (kg)	比例限界荷重 (kg)	荷 重		
				変位 1 mm	変位 3 mm	変位 5 mm
RB-1	19.2	9,050	4,700	2,600	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デベル接合荷重-變位曲線

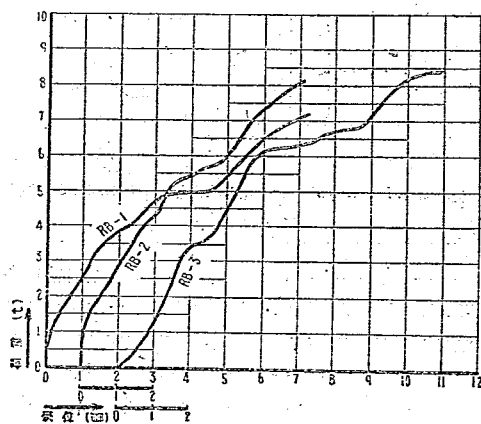


図-22 を見ると比例限界荷重に至る前に部材間変位の増加する部分があるが、之は接合部の比例限界荷重と認めず、表-17 の値を取ることにした。之の點は恐らく竹ボルトの締付不足に基因するデベルと部材との間の間隙の爲に生じたものであらう。

(2) 試験結果の考察及び鉄ボルトとの比較

輪形デベルに竹ボルトを使用した場合と鉄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時輪形デベルを $\phi 16$ mm 鉄ボルトに依り締付けた二面剪断接合を掲材に就いて行つた。

鉄ボルトの働長の關係上中央材厚 10 cm、側材厚 6 cm として、同じく壓縮試験に依り試験した。部材間の變位は左右2個のダイヤルゲージに依り 1/100 mm 迄測定した。

図-23 RB-3 の破壊状況

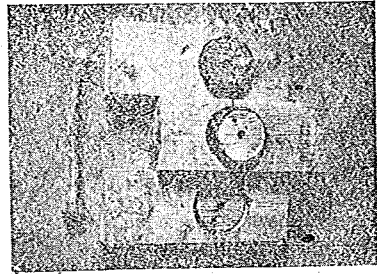
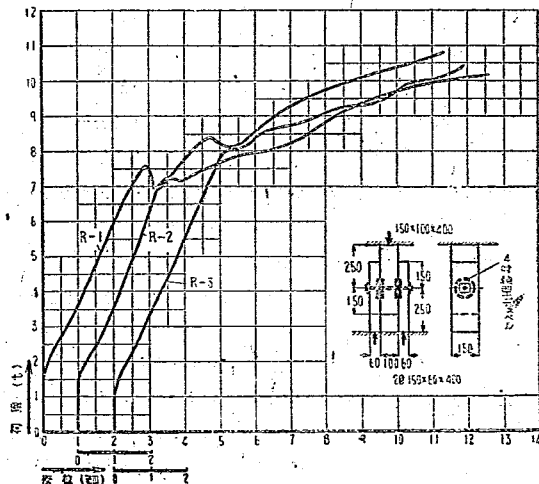


表-18 鉄ボルトを使用した輪形デベル接合試験成績

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		11,600	8,000	3,200	5,400	7,800
平均		11,700	7,600	3,480	5,880	7,370

図-24 鉄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) 接合部破壊強度即ち最高荷重は竹ボルトを使用した場合は平均値 9,980 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 1,200~1,800 kg 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組に依り耐荷し、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壊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、變位が時々階段に増加する。この結果竹ボルトを使用した場合の變位より大きくなった。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では 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壊は部材の内材の剪斷破壊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 9,980 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

$$\text{許容荷重} = 3,000 \text{ kg}$$

とせば、この荷重の部材間變位は

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 (樫材) に比較すれば約 77% に相當する。

(3) 啗合せデベル接合に使用した場合の試験結果

竹ボルトにより徑 8 cm の圓形啗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験を 200 磅アムスラー型壓縮試験機にて行つた。

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

啗合せデベルは淺め左右の側材に飯の厚さだけ圓形に壓くつて打込み、然後に二面剪斷接合を形成し、壓縮試験機で約 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 程度間隙が出来る點が鐵ボルトを使用した場合と異なる點である。

(4) 試験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吻合セデベル試験成績

試片番號	含水率 %	竹ボルト		吻合セデベル		最高荷重 kg	荷 重 (kg)		
		径 mm	働 長	径 mm	片面の 個 数		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	5,200
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吻合セデベル接合供試體圖

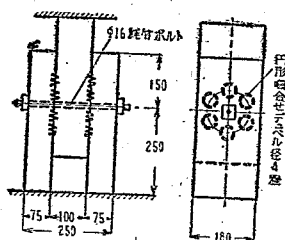
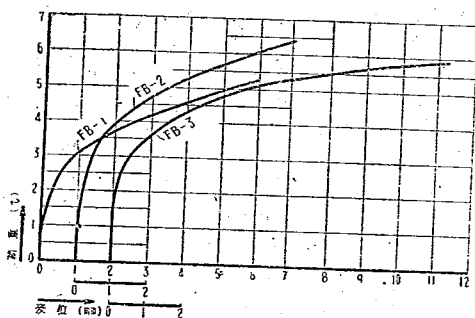
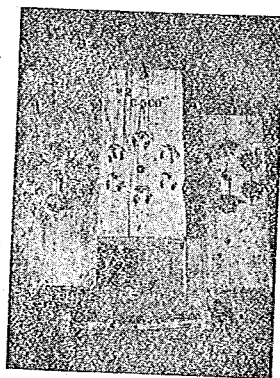
図-26 竹ボルトを使用した吻合セデベル
接合荷重-變位曲線

図-27 FB-2 の破壊状況



(イ) 吻合セ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、ボルトの締着力のみに依つて壓入し得る吻合セ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 圓形吻合セデベルを片面に 8 個使用し、 $\phi 16$ 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験結果を利用する。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) 土木試験所報告第 70 號参照

表-20 鐵ボルトを使用した圓形噛合せデベル(片面8個)接合試験成績

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)			デベル 1 組當りの 強度	デベル片面 6 個の場合 の換算最高 荷重
					變 位 0.5 mm	變 位 1.0 mm	變 位 3.0 mm		
4H ₁	16	8	33.8	12,880	4,750	6,250	9,000	1,610	9,660
4H ₂	16	8	28.8	12,300	4,950	6,100	8,400	1,537	9,222
4H ₃	16	8	24.1	12,300	5,900	7,100	9,500	1,537	9,222
4H ₄	16	8	33.7	12,150	4,950	5,650	8,250	1,517	9,114
4H ₅	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増長されて 1,000~2,000 kg で早くも變位が大きく出て来る。噛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、變位が出て来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た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、部材間の隙間が益々大きくなると、噛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 圓噛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噛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、接合強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

以上の試験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合面の剝離する機會を少なくしなければならぬ。然らざる場合は接合面の缺損は直ちに接合強度に影響する結果となり、意外の接合強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壊はボルトの剪斷破壊であつて、鐵ボルトの如くボルトが大きく彎曲し、木材が減込破壊をなし、ボルトに軸張力を生ずると本質的に異なるものである。従つて竹ボルトは大きく彎曲せず、軸張力も極めて小さく、ナットの破壊したものはない。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た。
3. 竹ボルトの二面剪斷接合強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、ボルト径のみに依つて定まる。依つて夫々のボルト径に對して次の許容荷重を採用する。

$\phi 16$ mm 竹ボルト二面剪斷接合の許容荷重	400 kg
$\phi 19$ mm 竹ボルト " "	550 kg
$\phi 22$ mm 竹ボルト " "	700 kg

4. 竹ボルト接合は飽水状態(3日間水中に置き、充分飽水せしめた)に於ても接合部の強度は低下することなく、反つて部材の膨脹に依り、部材間に摩擦が増して接合強度は上昇してゐる。

5. 二面剪斷接合の竹ボルトを鐵ボルトと比較すれば、 $\phi 16$ 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強度は 1,352 kg と比較すれば、竹ボルトは鐵ボルトの 45% の接合強度を示すものである。

6. 輪形デベル接合(内径4吋)を竹ボルトで締附けた場合の接合強度は 9,980 kg で、鐵ボルトで締附けた場合の接合強度は 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。然し輪形デベルはデ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デベルに竹ボルトを併用しても軸張力不足に依る危険は少い。

7. 4 吋輪形デ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増加はあるが接合として充分利用しうるもので、4 吋輪形デ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、試験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 以内に納り、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 吋輪形デベルを併用することに依り、接合強度 1,386 kg が 9,980 kg に増大したもので、實に 7.2 倍と飛躍的増大であり、輪形デ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壊を充分に補つたものである。

9. 噛合せデベル(径 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強度は 5,820 kg で、鐵ボルトで締附けた場合の 9,258 kg に比較すれば、その 62% に相當する。荷重-變位曲線は同様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. 噛合せデベルを締附けるのに竹ボルトの締附力では不足であり、一旦加壓装置に依り充分壓入されたデ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、之が接合強度にも影響する。又荷重を増加すれば軸張力が著しく増大し破壊は例外なくナットの引張破壊であつてナットの破壊が接合部の致命傷となつた。依つて竹ボルトは噛合せデベルに對しては併用すべきでない。