土木研究所報告

第九十四号

構造用高張力鋼材の研究……田原保二　池田哲夫…(1)
溶接トラスの研究……田原保二　池田哲夫…(19)
——諸富橋溶接圧縮部材の強度——
海岸堤防に関する研究 (6)……佐藤清一　岸　力…(45)
——海岸堤防の機能の設計について——
河口に関する研究……佐藤清一　岸　力…(65)
——神戸川流量減少の河口閉塞に対する影響について——
プレテンション方式 P.C 桁における 2.3 の実験的研究
……田原保二　国広哲男…(91)
貯水池堆砂防止機構に関する実験的研究
……村　幸雄　荒木正夫　加藤鉄義…(127)
堰堤放水管に関する研究 (4)……村　幸雄　荒木正夫…(145)
——放流水の勢力減殺法に関する実験的研究——
道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究…谷藤正三　小川哲夫…(175)
——積雪地方における道路の冬季交通対策——
中庸熱セメント試験成績
……有泉　昌　小松原正夫　牧　隆正　安沢俊二…(185)
アルミン酸石灰及びアルミナセメント水和物の示差熱分析曲線について
……有泉　昌　牧　隆正…(193)

510.5
4614

昭和三十一年九月

建設省土木研究所

土
60

正　　誤　　表

道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究

頁	(頁)	行	誤	正
175	(1)	上から 14	……(8)	……(9)
176	(2)	下から 16	対数に例して	対数に比例して
177	(3)	〃 3	薄肉管	中肉管

中庸熱セメント試験成績

頁	(頁)	行	誤	正
186	(2)	下から 10	そられを	それらを
187	(3)	上から 4	2水和熱	〔2〕水和熱
187	(3)	〃 10	……以下) 合格	……以下) に合格
187	(3)	下から 14	表面積	比表面積
189	(5)	〃 2	水硬化合物量	水硬性化合物量
191	(7)	表—4	Blaina	Blaine
191	(7)	表—4	(kg/cm)	(kg/cm^2)

アルミン酸石灰及びアルミナセメント水和物の示差熱分析曲線について

頁	(頁)	行	誤	正
	(1)	表題	分析曲線	分析曲線
	(1)	上から 2	Al_3O_3	Al_2O_3
195	(3)	〃 4	($NaAl_{02}$……)	($NaAlO_2$……)
		〃 5	$Al(OH)_3GelAl$……(	($Al(No_3)_3Gel$(……
		〃 6	$(NO_3)_3+NH_4OH$)	($Al(NO_3)_3+NH_4OH$)
		〃 11	Hydrargielite	Hydrargillite
		〃 13	$(So_4)_3$	$(SO_4)_3$
		〃 18	Brncite	Brucite
196	(4)	〃 1	$CaSHn^{4)}$	$C_2SHn^{4)}$
		〃 10	120°/0	120 %
196	(4)	上から 15	3_{20}°C	320°C
		〃 7	考えられる	考えられ
197	(5)	下から 2	Assarson	Assarsson
199	(7)	〃 9	この間の減量の約 78 %	この間の減量は全減量の約 78 %
201	(9)	〃 2	熱成中	熟成中
202	(10)	〃 8	試みられ	認められ
〃	〃	〃 5	測定結果	測定結果[5)]
203	(11)	〃 3	何れゲル	何れもゲル
203	(11)	下から 4	ソ	Y (以下ソはすべて)
205	(13)	〃 15	可れも	何れも
209	(17)	〃 2,3	J. Am. Cone	消除
〃	〃	〃 2	MST	inst
〃	〃	〃 1	mtern	mten
210	(18)	下から 6	mineraogist	mineralogist
〃	〃	〃 1	G. Assarsson proc Syp Cement chemistry	G. Assarsson Syp chemistry of cements

構造用高張力鋼材の研究

建設技官　田　原　保　二
池　田　哲　夫

(昭和29年3月)

目　次

序 …… (1)
Ⅰ 緒言 …… (1)
Ⅱ 試験概要 …… (5)
Ⅲ 試験結果とその考察 …… (9)
Ⅳ 結論 …… (17)

序

橋のスパンが長大化するにつれ，また鋼重の軽量化が強調されるようになるにつれ，一般構造用圧延鋼材 S 41 あるいは溶接構造用圧延鋼材 SM—41，SM 41-W では要求をみたすことができなくなり，優秀な構造用高張力鋼材が要請されるようになつてきた。諸外国においては，すでに構造用高張力鋼の規格が制定されて，一般構造用圧延鋼材と同程度に実用化され，長大支間橋の経済的設計，製作に重要な役割を果している。

ところで，今日の構造用高張力鋼は，リベット接合構造物が主であつた時代と異なり，溶接構造物用に使用するのが主であるため，構造用高張力鋼としては，強度と溶接性のバランスのとれたものが要請されるようになつてきた。

わが国においても，構造用高張力鋼材として，マンガン鋼が永代橋，清洲橋の主要引張部材に，またクロム銅鋼が旭橋のタイに使用されたこともあつたが，戦時，戦後の空白時代が高張力鋼材の進歩発展を妨げた。

しかし，最近になつてわが国の製鋼会社においても，構造用高張力鋼材の重要性を認め，日本鋼管，八幡製鉄，三菱製鋼，東都製鋼，川崎製鋼，富士製鉄，日本製鋼，大同製鋼等においてその研究，生産に力を入れるようになるとともに，橋梁用として，日本材料試験協会の構造用高張力圧延鋼材研究委員会において，造船用として日本造船研究会において，また車輪用として別途に研究が進められており，しだいにその成果が上りつゝある。

戦後，最初のものとして，神奈川県で相模大橋に高張力鋼を使用して以来，わが国の橋梁界においても，高張力鋼を用いようとする気運になり，計画中のものは相当数にのぼつている。

この報告は，現在生産されている高張力鋼を用いて製作した溶接橋が，十分安全であるかどうかを知るとともに，その設計に関する基礎資料を得る目的で行つた高張力鋼の機械的性質および溶接性に関する研究である。

Ⅰ 緒　　言

高張力鋼とは普通引張強さが約 50 kg/mm² 以上の鋼材をいつているが，構造用高張力鋼として今日要望され

表—1　外国で使用されている高張

		化学				
		C	Mn	Si	P	Cu
(アメリカ)	N-A-Xtra 75	< 0.20	0.50/0.70	0.50/0.80	< 0.04	—
	Aw 70—90	0.25	0.50	0.25	0.10	0.50
	Mn-Mo (ASTMA 302 Gr. B)	< 0.25	1.1/1.5	0.15/0.30	< 0.04	—
	Mn-V	0.16	1.27	0.20	0.022	—
	Mn-V	< 0.18	< 1.45	0.15/0.30	—	—
	Mn-V-Ti (Nary Spec. 4885)	< 0.18	< 1.30	0.15/0.35	< 0.04	< 0.35
	Mn-Cu Precip-Hard St	0.25	1.25	—	—	1.25
	Mn-Mo-Ni-V	< 0.18	< 1.30	0.15/0.30	—	—
	Cr-V	0.17/0.25	0.47/0.75	—	—	—
	Cr-Ni-V (U.S. Army Spec. 57-114-1 A class B)	0.15/0.25	0.50/0.80	0.15/0.30	—	—
(イギリス)	British steel	0.16	1.09	—	—	—
	Ni-Mo	0.14	0.55	0.27	—	—
	Mn-Mo	< 0.20	< 1.50	< 0.30	< 0.60	—
	〃	< 0.18	< 1.40	< 0.30	< 0.60	—
	Chromador	0.22	0.80	0.10	—	0.30
	Mn-Cr-Ni-Cu	< 0.30	0.90	0.30	—	0.45
	BS, 968 a	< 0.23	< 1.80	< 0.35	< 0.60	< 0.60
	BS, 968 b	< 0.23	< 0.80	< 0.35	< 0.60	—
	Mn-Ni-Mo	0.15/0.20	1.40/1.80	0.10/0.35	< 0.05	—
	Ducol W 30	< 0.18	< 1.40	—	—	0.50
	Mo-B (Fortiweld steel)	< 0.15	0.60	< 0.40	< 0.05	—
	Ac 54	< 0.20	< 0.60	< 0.30	—	< 0.45
	Mn-Cr-Ni-Mo (A)	0.14	0.89	0.18	0.017	—
	〃 (B)	0.14	1.14	0.30	0.016	—
(ドイツ)	St 52 (ドイツ国鉄規格 1952)	< 0.20	< 1.50	< 0.55	< 0.05	—
	H.S.B. 40	< 0.18	~ 0.55	~ 0.25	< 0.05	—
	H.S.B. 45	< 0.18	~ 0.75	~ 0.35	< 0.05	—
	H.S.B. 50	< 0.20	~ 0.95	~ 0.45	< 0.05	—
	H.S.B. 55	< 0.20	~ 0.95	~ 0.45	< 0.05	—
	新圧力鑵用鋼	< 0.25	< 1.20	< 0.40	—	< 0.30
	St 52/Cr-Cu	< 0.20	< 0.08	< 0.30	< 0.06	< 0.40
	XT 52/Mo	< 0.20	< 1.00	< 0.40	< 0.06	—
(オーストリヤ)	Aldur 58	0.20	1.40	0.45	< 0.04	—
	Elstruck	0.20	1.60	0.45	< 0.04	—
	St 52 T	< 0.20	< 1.00	< 0.25	< 0.06	—
(イタリヤ)		0.14/0.17	0.80/1.00	0.50/0.80	—	0.80/1.00
(ソ連)		0.14/0.22	0.61/0.77	0.39/0.48	0.028/0.039	0.59/0.67
(フランス)	AC 50	0.10	0.50	0.20		0.50
	AC 54	0.18/0.22	0.50/0.70	0.20/0.40		0.30/0.50

力鋼の化学成分および機械的性質

分成					機械的性質		
Ni	Cr	Mo	V	その他	降伏点 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	伸び (%)
—	0.50/0.70	0.10/0.20	—	Zr 0.05/0.15	53.2	67.0	
0.25	0.25	—	—	—	49.2	63.3	
—	—	0.40/0.60	—	—	> 35.1	56.2~70.3	16~20
—	—	—	0.11	—	45.8	62.6	21.7 (r'')
—	0.80/1.10	—	0.08/0.14	—	45.3	63.0	
< 0.25	0.15	< 0.05	> 0.02	Ti > 0.005, S < 0.05	35.1	< 64.7	20
—	—	—	—	—	{31.6 / 45.7}	{56.2 / 70.8}	
1.25/1.75	—	0.15/0.25	0.08/0.13	—	52.7	> 66.7	
0.15/0.30	0.15/0.30	—	0.02/0.05	—	56.5	64.2	
0.15/0.30	0.15/0.30	—	0.02/0.05	—	28.1~42.2	49.2~70.4	
0.45	0.07	0.26	—	—	45	61.8	
2.06	—	0.30	—	—	47.1	61.2	
< 0.50	< 0.25	< 0.15	—	—	> 37.8	55.1~63.4	
< 0.50	< 0.25	< 0.30	—	—	42.5	55.1~63.4	
—	0.90	—	—	—	36	58~68	
0.50	0.60	—	—	—	55.9	60.0	
< 0.50	< 0.35	—	—	S < 0.06	> 36.2	58.3~67.7	> 18
—	—	—	—	S < 0.06	> 33.1	55.1~64.6	> 18
0.40/0.70	< 0.25	0.15/0.35	—	—	47.5	63.0	22
< 0.50	< 0.80	0.25	< 0.10	—	> 35	> 60.0	
—	—	0.40/0.55	—	B. 0.0015~0.0035 S < 0.05	> 35	> 60.0	20
—	< 0.45	—	—	—	> 36	54~64	22(δ=10)
0.56	0.93	< 0.22	—	—	48	65.0	
0.23	0.66	0.24	—	—	47	62.0	
—	—	—	—	S < 0.05	> 36	52~64	22
—	—	—	—	S < 0.05	29	40~50	24~28
—	—	—	—	S < 0.05	32	45~55	22~26
—	—	—	—	S < 0.05	36	50~60	20~24
0.80	0.30	0.18	—	S < 0.05	46	55~68	17~22
< 0.30	< 0.30	< 0.50	< 0.20	Ni+Cr ≤ 0.30			
—	< 0.40	—	> 0.20	—	> 35	55~62	18
—	—	0.24	—	—	> 35	52~62	18
—	0.35	—	—	—	39.9	58~68	
—	—	0.20	—	—	39.9	60~70	
—	—	—	—	—	33	52~64	24
0.80/1.00	0.40/0.70	—	—	—		59.8~79.5	
0.42/0.68	0.28/0.44	0.07/0.08	—	S 0.02/0.03	35~47		17~24
	0.50				30	50~57	22
	0.30/0.60				36	54~64	20

表—2　わが国における高張力鋼の化学成分および機械的性質

製品名		化学成分 (%) C	Si	Mn	P	S	Cu	機械的性質 引張強さ (kg/mm²)	降伏点 (kg/mm²)	伸び (%)	備考
NK-HITEN (日本鋼管)	HS-1	≦ 0.18	0.30～0.60	1.00～1.30	≦ 0.040	≦ 0.040		52～60	≧ 33	≧ 20	伸びはJIS試験片1号による
	HS-2	≦ 0.20	0.30～0.60	1.20～1.50	≦ 0.040	≦ 0.040		55～63	≧ 34	≧ 20	
	HS-3	≦ 0.25	0.30～0.60	1.30～1.60	≦ 0.040	≦ 0.040		62～70	≧ 37	≧ 18	
WEL-TEN (八幡製鉄)	WEL-TEN 50	＜ 0.18	0.25～0.45	0.90～1.20	＜ 0.045	＜ 0.045		50～58	＞ 33	≧ 20	厚さ＜10mm
										≧ 21	〃 10～20
										≧ 22	〃 20～30
	WEL-TEN 55	＜ 0.18	0.35～0.55	1.20～1.50	＜ 0.045	＜ 0.045		55～63	＞ 36	≧ 18	〃 ＜ 10
										≧ 19	〃 10～20
										≧ 20	〃 20～30
HER-TEN (三菱製鋼)	SHIS 49	0.10～0.15	0.15～0.45	0.60～1.00	≦ 0.022	≦ 0.015	≦ 0.40	49～57	≧ 32	≧ 22	圧延のまま
	SHIS 54	0.12～0.17	0.35～0.60	0.80～1.10	≦ 0.022	≦ 0.015	≦ 0.40	54～62	≧ 35	≧ 20	〃
	SHIS 60	0.15～0.21	0.50～0.80	0.95～1.25				60～70	≧ 38	≧ 17	
	SHIS 65	0.18～0.23	0.65～0.95	1.05～1.30				65～75	≧ 40	≧ 15	
	SHIS 70	成	分	規	定	せ	ず	＞ 70	≧ 42	≧ 12	
HI-STREN (東都製鋼)	HS-A 1	0.15～0.18	0.35～0.60	1.10～1.40	≦ 0.045	≦ 0.045	≧ 0.20	49～57	≧ 32	≧ 20	焼純状態
	HS-A 2	0.15～0.18	0.35～0.60	1.10～1.40	≦ 0.045	≦ 0.045	≧ 0.20	55～65	≧ 36	≧ 18	圧延のまま
	HS-B	0.19～0.26	≦ 0.60	1.10～1.40	≦ 0.045	≦ 0.045	≧ 0.20	60～70	≧ 38	≧ 17	〃
	HS-C	0.27～0.30	≦ 0.40	1.40～1.60	≦ 0.045	≦ 0.045	≧ 0.20	＞ 65	≧ 43	≧ 17	〃
HTP (川崎製鉄)	HTP 47 W	≦ 0.16	0.20～0.40	0.70～1.20	≦ 0.030	≦ 0.030	≦ 0.30	＞ 47	≧ 30	≧21	G.L.＝200
	HTP 52 W	≦ 0.18	0.30～0.50	0.80～1.40	≦ 0.030	≦ 0.030	≦ 0.30	＞ 52	≧ 33	≧20	
	HTP 57 W	≦ 0.18	0.40～0.60	0.90～1.60	≦ 0.030	≦ 0.030	≦ 0.30	＞ 57	≧ 36	≧19	
(富士製鉄)	FHT 50	≦ 0.18	0.20～0.40	0.90～1.20	≦ 0.045	≦ 0.045		50～53	＞ 32.5	≧ 21	形鋼
	FHT 55	≦ 0.18	0.30～0.50	1.20～1.50	≦ 0.045	≦ 0.045		55～63	≧ 35.5	≧ 19	棒鋼
	FTW 50	≦ 0.18	＜ 0.40	0.70～1.20	＜ 0.030	＜ 0.040		50～58	＞ 33	≧ 22	板厚＜10mm
										≧ 23	〃 10～20
										≧ 24	〃 20～30
	FTW 55	＜ 0.18	＜ 0.50	0.80～1.40	＜ 0.030	＜ 0.040		55～63	＞ 36	≧ 20	〃 ＜ 10
										≧ 21	〃 10～20
										≧ 22	〃 20～30
	FTW 60	＜ 0.24	＜ 0.60	1.00～1.60	＜ 0.030	＜ 0.040		60～70	＞ 38	≧ 18	〃 ＞ 30
(日本製鋼)	WELCON	＜ 0.18	＜ 0.55	＜ 1.30	＜ 0.045	＜ 0.045	＜ 0.30	52～60	＞ 32	＞ 20	
(大同製鋼)	Cu 1	≦ 0.15	0.40～0.60	1.40～1.60	≦ 0.035	≦ 0.035	0.20～0.40	≧ 55	≧ 36	≧ 18	
	Cu 2	0.13～0.18	0.40～0.60	1.40～1.60	≦ 0.035	≦ 0.035	0.20～0.40	≧ 55	≧ 36	≧ 18	
	Cu 3	0.24～0.28	0.40～0.60	1.40～1.60	＜ 0.035	＜ 0.035	0.20～0.40	≧ 67	≧ 42	≧ 12	

ている特性は大体次のようなものである。

（i） 一般構造用圧延鋼材に対して，許容応力度を相等程度増加できること。

(ii) 溶接性が良いこと。

(iii) 耐蝕性が大きいこと。

(iv) 熱間圧延のまゝで使用できること。

（v） 加工が容易であること。

(iv) 安価であること。

これに対して溶接用高張力鋼は，ドイツで最初に実用化されたが，当時の材料ではまだ溶接性が十分良好でなかつたため，橋の破壊事故を引き起した。しかしその後しだいに改良されて今日では優秀な溶接用高張力鋼が生産されている。ドイツ以外の諸国でも溶接用高張力鋼は盛んに研究され，各種の高張力鋼が生産使用されるようになつた。現在各国で生産されている溶接用高張力鋼は表—1 のようである。

わが国でも，最近，溶接性の良好な構造用高張力鋼の生産が要望され，製鋼メーカー数社で表—2 のような鋼材を製造するようになつた。表—2 からわかるように，わが国の高張力鋼は，Mn-Si 系のものであるが，他系統の高張力鋼のも必要であろう。

わが国の高張力鋼の性質は，各所で行われた試験研究によつて，大体明かになつてきているが，機械的性質におよぼす寸法効果および圧延条件の影響，非金属介在物の影響，溶接性等については，まだ未解決の問題が残されている。

戦後最初の高張力鋼を使用した相模橋の鋼材について，神奈川県から試験を依頼されたので，これを対象に，機械的性質および溶接性について研究を行つた。なお，高張力鋼の試験は，小量の試作鋼材について行つたものが多く，大量の生産鋼材についての試験は少く，品質の均一性を調査した資料もほとんどないので，この点も調査することにした。

Ⅱ 試　験　概　要

〔1〕 試験項目

試験した項目は次のとおりである。

（1） 試験的試験

A. 母材試験

（i） 引張試験

(ii) 衝撃試験

(iii) カタサ試験

(iv) 曲げ試験

B. 溶接試験

（i） つき合せ溶接引張試験

(ii)　前面すみ肉溶接引張試験

(iii)　側面すみ肉溶接引張試験

(2)　溶接性試験

(i)　時効試験

(ii)　変質部試験

(iii)　カタサ試験

(iv)　キレツ性試験

なお，この試験を計画した当初においては，母材，つき合せ溶接，前面すみ肉溶接および側面すみ肉溶接について疲労試験を行なう予定で試験片を製作したが，試験機の都合で静的試験に止めた。

〔2〕 試験方法および測定事項

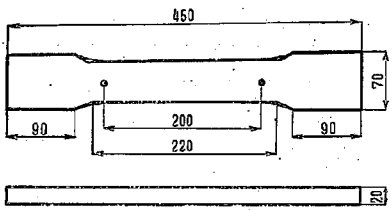
上記の項目についての試験方法および測定事項は次のとおりである。

(1)　機械的試験

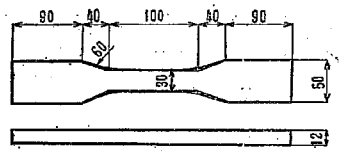
A．母材試験

(i)　引張試験　　試験片は JISG 3106 溶接構造用圧延鋼材に規定する特1号試験片 図—1 および図—2 に示すものとし，試験方法は JISB 7771 引張試験法により，引張強さ，降伏点，伸びおよび絞りを求める。

(ii)　衝撃試験　　試験片は JISB 7703 金属材料衝撃試験片に規定する3号試験片，図—3 とする。

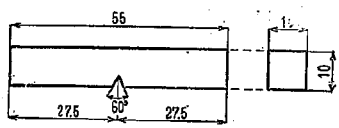


図—1



図—2

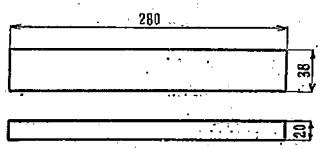
ただしノッチの形状，寸法は1号試験片に用いている V ノッチとする。試験方法は，JISB 7772 衝撃試験方法によることにし−40°，−30°，−25°，−20°，−15°，−10°，−5°，0°，5°，10°，15°，20°，30°，40°，50°，60°C のシャルピー衝撃値を求める。



図—3

(iii)　カタサ試験　　試験片は曲げ試験片と共用とし，試験方法は JISB 7773 ブリネルカタサ試験方法によりブリネルカタサを求める。

(iv)　曲げ試験　　試験片は図—4 のとおりとし，試験方法は JISB 7778 曲げ試験方法に規定する押曲げ法によって行な



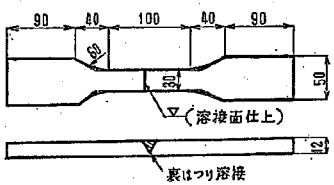
図—4

い，内側半径は厚さ 20 mm 板に対して 1.0 t，曲げ角度 180° とする。

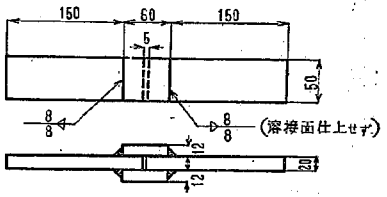
B．溶接試験

（i） つき合せ溶接引張試験　試験片は図—5 のとおりとし，試験方法は JISB 7771 引張試験方法により，引張強さ，降伏点，伸びおよび絞りを求める。

(ii) 前面すみ肉溶接引張試験　試験片は図—6 のとおりとし，試験方法は JISB 7771 引張試験方法により引張強さ，降伏点を求める。

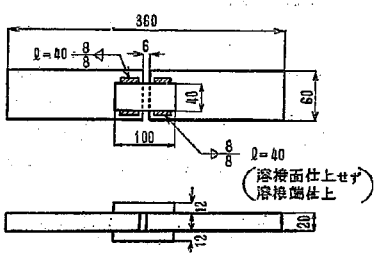


図—5



図—6

(iii) 側面すみ肉溶接引張試験　試験片は図—7 のとおりとし，試験法は JISB 7771 引張試験方法により引張強さ，降伏点を求める。

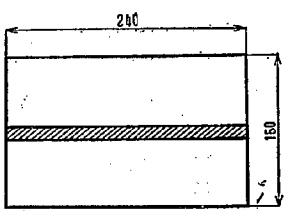


図—7

(2) 溶接性試験

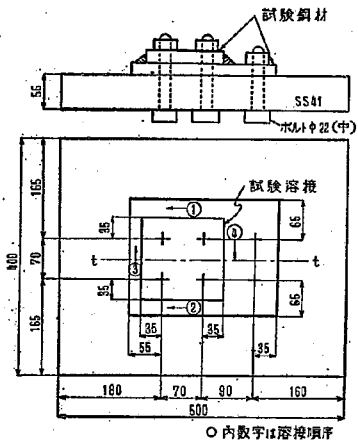
（i） 時効試験　I. I. W. (International Institution of Welding) No. 9 Committee の定める方法による。すなわち鋼板に 10 % の引張塑性変形を与えた後，25°C で 30 分間時効を行ったものについて，I.A. (ii) 衝撃試験の項でのべた方法で −40°，−30°，−20°，−10°，0°，10°，20°，30°，40°，50°，60°C におけるシャルピー衝撃値を求める。

（ii） 変質部試験　溶接部の溶接によるシャルピー衝撃値の変化を試験するもので，幅 300 mm（ロール方向）の鋼板の幅の中央に，図—8 のとおり，深さ 6 mm，角度 60° の切欠きを設け，これに φ 4 mm の溶接棒で表 3 層，裏 1 層のビードをおき，表面を平に削り落す。この板の両端（溶接端）から 90 mm の部分を避けて，V ノッチシャルピー試験片も採取する。試験片の長さ方向は溶接に直角（ロール方向に平行）とし，ノッチは板面に垂直で，溶接中心線から 0, 4, 8, 12, 16, 20, 25 mm の位置とし，それぞれ −40°，−20°，0°，20°，40° C におけるシャルピー衝撃値を求める。



図—8

(iii) カタサ試験　試験方法は IIW No. 9 Committee の定めたるものとする。すなわち幅 150 mm，長さ 240 mm の鋼板の幅の中央に全長にわたつて φ 4 mm の棒で 1 層のビードをおき，その長さの中央の断面でのビッカース カタサ分布を JISB 7774，ビッカース



図—9

カタサ試験方法により求める。

(iv) キレツ性試験　200 mm×250 mm×t mm と 140 mm×140 mm×t mm の鋼板を図—9 に示すようにボルトで固定して溶接し，溶接④部のキレツの有無およびカタサの分布を調べる。

〔3〕 試験片の作製

試験に用いた鋼材は神奈川県の相模大橋に使用した日本鋼管株式会社製のもの（略称 St，S 52）である。St，S 52 の化学成分および機械的性質の規格は，表—3，4 のようである。

表—3 化学成分

C	Si	Mn	P	S	Cu
＜0.20	＜0.50	＜1.50	＜0.040	＜0.040	＜0.40

表—4 機械的性質

降伏点	引張強さ	伸び	試験片	曲げ
＞33 kg/mm²	52～65 kg/mm²	＞20 %	特1号	内側半径 2t 曲げ角度 180°

試験に用いた鋼板の化学成分の分析試験の結果は表—5 のとおりである。

表—5

区別＼成分	C	Si	Mn	P	S	Cu
最小値	0.16	0.33	1.15	0.011	0.014	0.12
最大値	0.20	0.47	1.46	0.034	0.031	0.20

なお，サルファープリントの結果，鍍の偏析は見られなかつた。サルファープリントの1例は写真—1 のようである。

溶接棒は低水素系溶接棒を用いることにし，神戸製鋼株式会社製の LB-26 および LB-76 を採用した。試験片はすべて日本鋼管株式会社鶴見造船所で製作し，溶接の施行も同所で行なつた。

各試験項目毎の試験片の数量，溶接条件等は表—6 のとおりである。

表—6

試験片	降伏点	引張強さ	伸び（切断位置）	絞り	備考
MP T-1	31.7	53.6	28 (A)	56	
〃 2	31.5	53.5	28 (A)	54	
〃 3	32.1	53.5	28 (A)	56	
平均	31.8	53.5	28 (A)	55	

写真—2～7 は試験片を示す。

Ⅲ 試験結果とその考察

〔1〕 機械的試験

A. 母材試験

(1) 引張試験

試験はオルゼン社製 100 t 多能試験機で行なつた。試験片 MPTA の試験結果は表—7 のとおりであつた。こ

表—7 試 験 片 一 覧 表

試験の種類		記号	数量	板厚 (mm)	溶接条件 溶接棒	棒径 (mm)	電圧 (Volt)	電流 (Amp)	室温 (°C)
機械的試験	引張試験	MPTA	3	20					
	〃	MPTB	32	12					
	衝撃試験	MPS	20	20					
	カタサ試験	MPH	2 3	12 20					
	曲げ試験	MPB	3	20					
	つき合せ溶接引張試験	MWB	45	12	LB-76	4	24～27	160～205	28～31
	前面すみ肉溶接引張試験	MWF	45	20	〃	〃	25～27	190～205	29～31.2
	側面すみ肉溶接引張試験	MWS	45	20	〃	〃	25～27	190～205	29～31.2
溶接性試験	時効試験	WT	15	20					
	変質部試験	WI-1/2	70 70	12	LB-26 LB-76	4 〃	25～26 23～26	195～200 170～190	27 28
	カタサ試験	WH-1/2	1 1	20	LB-26 LB-76	〃 〃	24 25	165 165	29
	キレツ性試験	WC-1/2	1 1	12 20	LB-76	〃	24～27 25～26	200 205	21

れによると，伸びの平均値は 28 %，絞りの平均値は 55 %，降伏点の平均値は 31.8 kg/mm², 引張強さの平均値は 53.5 kg/mm² で，降伏比は約 0.59 になつている。

試験片 MPTB の試験結果は表—8 のとおりであつた（写真—8）。

これによると，降伏点の平均値は 35.8 kg/mm², 引張強さの平均値は 54.8 kg/mm² で，降伏比は約 0.64 になつている。次に降伏点および引張強さについて，頻度分布図をかいてみると 図—10 のようになり，標準偏差は，降伏点については 0.68 kg/mm², 引張強さについては 0.70 kg/mm² であり，変動係数は，降伏点については 1.9 %，引張強さについては 1.3 % である。

(2) 衝撃試験

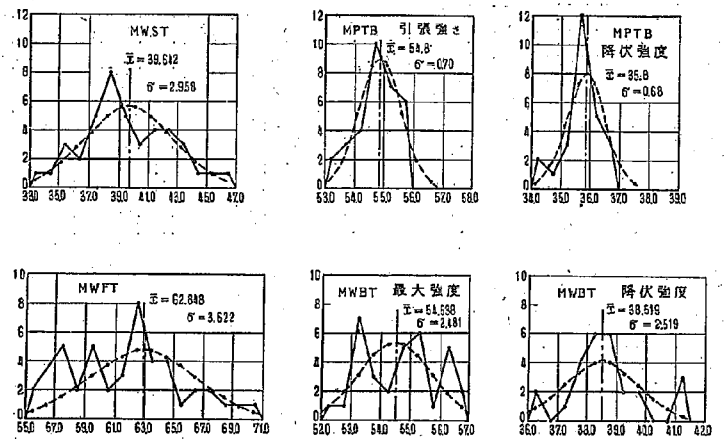
溶接性試験の項で述べることにし，ここでは省略する。

(3) カタサ試験

東京衡機製造所製 3 t ブリネル硬度試験機で測定したブリネルカタサは，表—9，10 のとおりであつた。これ

表—8

試験片	降伏点	引張強さ	伸び (切断位置)	絞り	試験片	降伏点	引張強さ	伸び (切断位置)	絞り
MPTB 1	35.7	54.7	B 26.7	36.8	MPTB 17	35.6	54.8	B 29.4	53.5
2	36.7	55.7	A 29.3	40.7	18	35.9	55.7	B 28.4	48.6
3	37.1	54.9	A 29.4	45.0	19	35.8	54.7	B 30.2	50.7
4	35.2	54.9	A 29.6	48.7	20	36.3	55.2	B 29.4	50.5
5	36.8	54.6	A 28.7	50.8	21	35.7	54.2	B 30.4	50.3
6	35.8	54.4	B 29.4	51.7	22	——	53.9	B 30.2	50.0
7	36.2	54.9	A 31.5	50.8	23	34.2	53.9	B 30.9	51.7
8	34.3	53.8	B 30.3	46.0	24	35.5	55.0	B 28.4	51.1
9	36.1	55.2	B 29.2	47.9	25	35.9	55.0	B 28.3	50.6
10	35.6	55.6	B 29.4	48.8	26	36.4	55.6	B 30.4	50.7
11	35.9	55.7	B 30.2	48.5	27	36.3	55.4	B 30.1	47.7
12	——	53.3	A 32.3	51.7	28	35.8	55.3	B 28.9	52.2
13	34.5	55.8	B 28.9	50.9	29	36.6	54.9	B 25.4	51.3
14	35.6	55.3	A 32.6	49.9	30	35.2	53.1	A 30.0	54.0
15	35.0	54.1	B 31.5	51.1	31	35.8	54.7	A 28.0	52.0
16	35.2	54.3	B 29.4	50.3	32	35.7	54.5	A 28.0	52.0



図—10

表—9

試験片	H_B (10/3000) 1	2	3	4	平均	備考
MPH-1	*116.88	166.51	166.51	167.97	167.0	* は平均値から除外
〃 2	165.79	167.68	167.32	165.79	166.6	板厚=12 mm

平均値 166.8

表—10

試験片	H_B (10/3000)					備考
	1	2	3	4	平均	
MPH-3	159.80				159.8	板厚=20 mm
4	161.67	160.22	162.07	163.49	161.9	
5	157.74	158.10	157.74	158.10	157.9	
					平均値 159.9	

によると，板厚 12 mm の試験片 MPH-1, 2 の平均カタサは H_B (10/3000)=166.8 で，板厚 20 mm の試験片 MPH-3, 4, 5 の平均値カタサは 159.9 である。

（4） 曲げ試験

試験はオルゼン社製 100 t 多能試験機で行なつた。試験片 MPB-1, 2, 3 の3てが，内側半径 r=1.0 t=20 mm，曲げ角度 180° で異状を認めなかつた。

上にのべた母材の機械的試験の結果から，次のことがいえるようである。

（i） 厚さ 12 mm の板の機械的性質は良好である。試験片 MPTB は，同一の板から採取したので，変動係数は非常に小さく，大体，測定誤差の程度である。相模橋に使用した多量鋼材から採取した試験片の試験結果を参考のため示すと次のようで，降伏点の平均値が 37.9 kg/mm², 変動係数が 5.9 % (試験片数=190) 引張強さの平均値が 54.0 kg/mm², 変動係数が 5.9 % であつた。軟鋼の機械的性質の変動係数が 6~10 % であることを考慮すれば，この高張力鋼の品質の均一性はこの程度であれば良好であると考えることができる。

（ii） この試験では厚さ 12 mm と 20 mm の鋼板を対象としたが，厚さが厚くなるにつれて，寸法効果や圧延条件の相違によつて降伏点・引張強さ等の機械的性質が幾分低下していることがわかる。

B. 溶接試験

（1） つき合せ溶接引張試験

試験はオルゼン社製 100 t 多能試験機で行なつた。試験結果は表—11 のとおりであった。これによると，降伏点の平均値は 38.6 kg/mm² で，引張強さの平均値は 54.6 kg/mm² である。なお標準偏差を計算してみると降伏点は 1.26 kg/mm², 引張強さは 1.24 kg/mm² であり，変動係数は降伏点で 3.3 %，引張強さで 2.3 % となつている（写真—10 参照）。

（2） 前面すみ肉溶接引張試験

試験はオルゼン社製 100 t 多能試験機で行なつた。試験結果は表—12 のとおりであつた。これによると引張強さの平均値は 62.8 kg/mm², 標準偏差は 3.62 kg/mm² で，変動係数は 5.8 % である（写真—11 参照）。

（3） 側面すみ肉溶接引張試験

試験はオルゼン社製 100 t 多能試験機で行なつた。試験結果は表—13 のとおりであつた。これによると引張強さの平均値は 39.6 kg/mm², 標準偏差は 2.95 kg/mm² で，変動係数は 7.5 % である（写真—12 参照）。

以上の溶接試験の結果から，次のことがわかる。

（i） つき合せ溶接引張試験においては，総て母材で切断しており，母材の引張強さの平均値が 54.8 kg/

表—11

試験片	降伏点	引張強さ	伸び（切断位置）	絞り	備考	試験片	降伏点	引張強さ	伸び（切断位置）	絞り	備考
MWBT-1	—	55.9	B 23.0	49.0	標点距離=50 mm 止材で切断	MWBT-22	38.3	55.1	32.6	—	
2	—	55.0	C 19.0	50.0	〃	23	36.4	56.2	23.2	—	
3	—	55.2	B 18.0	49.0	〃	24	38.3	54.7	20.0	—	
4	—	54.8	C 13.0	51.0	〃	25	38.9	54.8	22.5	—	
	—	56.5	B 17.0	46.0	〃	26	41.3	55.0	21.1	—	
6	—	54.6	B 24.0	49.0	〃	27	38.7	55.3	21.8	—	
7	—	55.8	B 22.0	48.0	〃	28	38.4	55.4	13.6	—	
8	—	55.5	C 17.0	51.0	〃	29	38.1	56.3	19.8	—	
9	—	54.0	C 13.0	48.0	〃	30	37.3	53.7	22.7	—	
10	—	53.2	22.2	—		31	37.9	56.3	12.8	—	
11	37.9	52.6	21.9	—		32	38.1	53.6	20.1	—	
12	—	53.2	24.9	—		33	38.9	53.2	17.7	—	
13	41.2	56.8	20.6	—		34	38.6	54.6	19.4	—	
14	—	53.4	20.6	—		35	—	53.4	20.6	—	
15	39.6	55.2	21.6	—		36	—	55.5	19.9	—	
16	39.7	56.4	24.7	—		37	—	55.4	20.1	—	
17	38.4	54.8	21.9	—		38	41.3	53.2	—	—	
18	39.1	56.3	23.2	—		39	38.6	53.8	21.3	—	
19	39.1	54.9	24.9	—		40	37.6	53.3	15.4	—	
20	38.5	54.0	24.8	—		41	—	52.3	22.0	—	
21	37.8	56.9	21.2	—		42	36.0	54.0	16.0	—	

表—12

試験片	セン断降伏点	せん断強さ	備考	試験片	セン断降伏点	せん断強さ	備考
MWFT-1	—	64.8	溶接で切断	MWFT-19	—	57.6	
2	44.4	62.3	〃	20	—	55.1	
3	50.0	59.2	〃	21	—	57.1	
4	46.1	63.6	〃	22	—	66.4	
5	43.3	57.9	〃	23	—	59.7	
6	56.7	62.4	〃	24	—	62.1	
7	53.7	62.5	〃	25	—	63.4	
8	51.2	64.1	〃	26	—	60.0	
9	47.8	64.8	〃	27	—	65.3	
10	—	58.1		28	—	56.0	
11	—	63.0		29	—	70.0	
12	—	61.1		30	—	65.0	
13	—	62.6		31	—	63.3	
14	—	68.4		32	—	59.5	
15	—	62.0		33	—	57.7	
16	—	61.9		34	—	59.2	
17	—	58.5		35	—	60.0	
18	—	63.8		36	—	62.4	

37	—	61.4	41	—	57.2	
38	—	66.4	42	—	—	
39	—	67.2	43	—	60.9	
40	—	69.2	44	—	67.7	

表—13

試験片	セン断降伏点	セン断強さ	備考	試験片	セン断降伏点	セン断強さ	備考
MWST-1	—	—	すみ肉脚長測定器の故障のため応力計算から除外	MWST-22	—	42.5	
				23	—	37.9	
				24	—	—	
2	39.0	41.1	すみ肉先端から破断	25	—	35.5	
3	37.8	38.0		26	—	38.2	
4	—	38.7	〃	27	—	43.9	
5	—	40.2	〃	28	—	41.6	
6	38.0	39.2	〃	29	—	36.4	
7	35.6	40.7	〃	30	—	37.9	
8	36.4	39.1	〃	31	—	41.9	
9	—	37.2	〃	32	—	38.0	
10	—	38.9		33	—	42.8	
11	—	38.8		34	—	39.1	
12	—	45.4		35	—	44.0	
13	—	37.4		36	—	41.1	
14	—	35.8		37	—	43.8	
15	—	39.3		38	—	43.9	
16	—	38.9		39	—	42.5	
17	—	36.3		40	—	46.0	
18	—	39.9		41	—	38.9	
19	—	40.0		42	—	35.9	
20	—	42.7		43	—	38.7	
21	—	38.6		44	—	33.9	

mm^2 であるのに対し，つき合せ溶接の引張強さは，平均 54.6 kg/mm^2 になつており，つき合せ溶接の引張強さが十分であることを示している。また標点距離が短かかつたため，標点外，または標点附近で切断したものが多く，そのため正しい伸びを示しているものが少ないが，伸び，絞りは十分であつた。

(ii) 前面すみ肉溶接は総て溶接で破壊しているが，その平均セン断強さ 62.8 kg/mm^2 は，母材の引張強さ 54.8 kg/mm^2 の 115 % になつている。また一部の試験片について測定したセン断降伏点の平均値は 49.0 kg/mm^2 であつたが，これはセン断強さの 78 % であり，母材の降伏点 35.8 kg/mm^2 の 137 % である。軟鋼 (SS 41) を溶接棒，神戸製鋼所製 B-17 で溶接した前面すみ肉溶接のセン断強さは約 45 kg/mm^2 であるが，この場合のセン断強さは，これにくらべると約 140 % になつている。

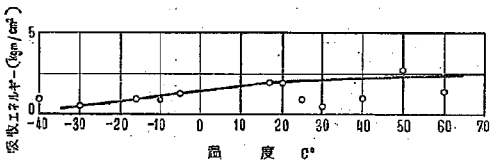
(iii) 側面すみ肉溶接の平均セン断強さ 39.6 kg/mm^2 は，前面すみ肉溶接のセン断強さの 63 % で，母材引張強さの 72 % である。また一部の試験片について測定されたセン断降伏点の平均値は 37.4 kg/mm^2 であつ-

たが，これは側面すみ肉溶接のセン断降伏点の 94％ であり，母材降伏点の 105％ である。軟鋼 (SS 41) を B-17 で側面すみ肉によつて溶接した場合のセン断強さは（すみ肉の大きさ，長さによつて異なるが，大体この試験に用いた試片のすみ肉程度として）約 32 kg/mm² であるから，この場合のセン断強さはこれにくらべると約 125％ になつている。

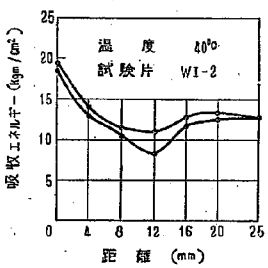
〔2〕 溶接性試験

(1) 衝撃試験，時効試験

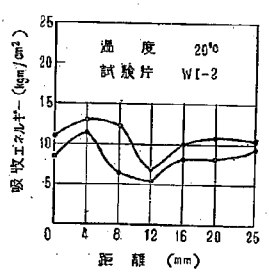
試験は前川製作所製シャルピー型 30 kg 衝撃試験機で行なつた。試験結果は 図—11 のとおりであつた。これによると，母材のシャルピー値は 0°C で約 4.2 kgm/cm²，−20°C で約 2.1 kgm/cm² で，遷移温度 Tv 15 は約 −10°C である。また，時効によつてシャルピー値は，0°C で約 1.4 kgm/cm²，−20°C では約 0.8 kgm/cm² である。



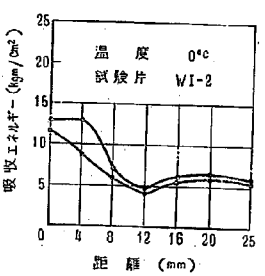
図—11



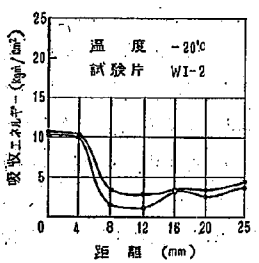
図—12



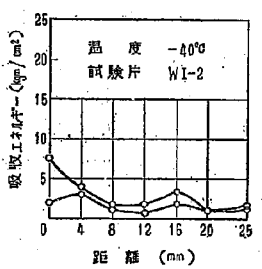
図—13



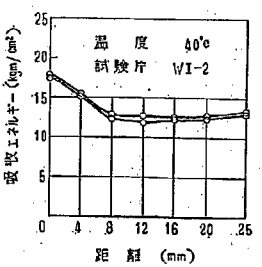
図—14



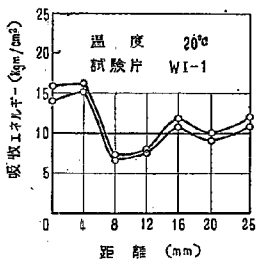
図—15



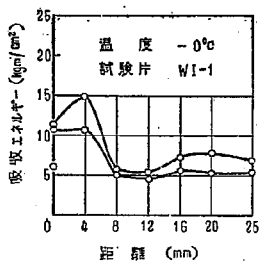
図—16



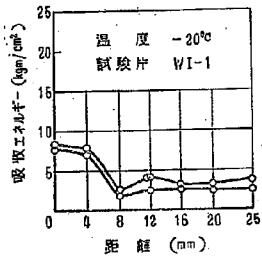
図—17



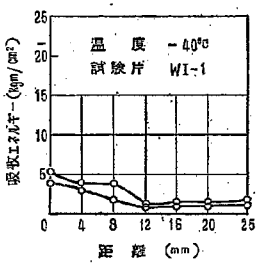
図—18



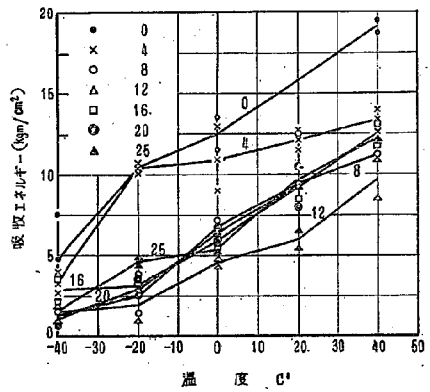
図—19



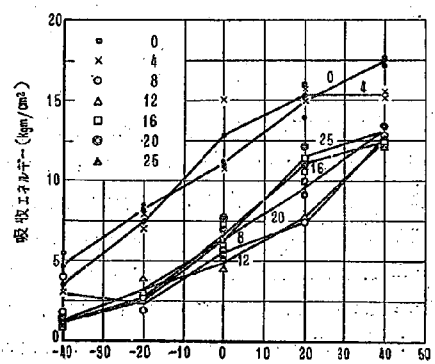
図—20



図—21



図—22



図—23

（2）　変質部試験

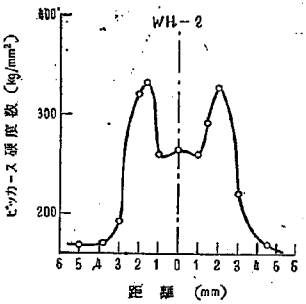
試験は前川製作所製シャルピー型 30 kg 衝撃試験機で行なつた。試験結果は図—12～23のとおりであつた。図は吸収エネルギーとビード中心からの距離との関係を示している。溶接の熱影響による脆化の最も著しい位置は，両試片ともビード中心から約 10 mm 附近にあり，この位置での T_{r15} は WI-1 では約 −20°C，WI-2 では約 −15°C である。

（3）　カタサ試験

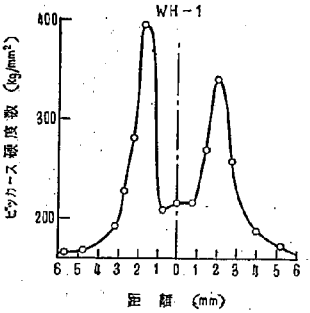
試験は明石製作所製 50 kg ビッカースカタサ試験機で行なつた。試験結果は 図—24，25 のとおりであつた。これによると，最高カタサは WH-1 では 390，WH-2 では 330 であつた。

（4）　キレツ性試験

試験片 WC-1 および 2 はともに溶接完了後，キレツの有無を肉眼で検査した後，切断して研磨し，顕微

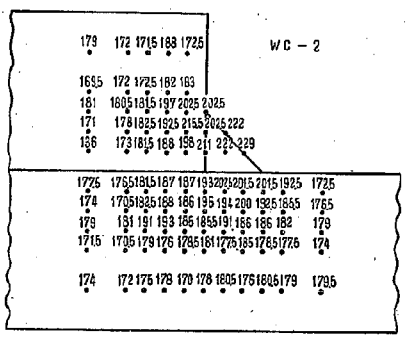


図—24

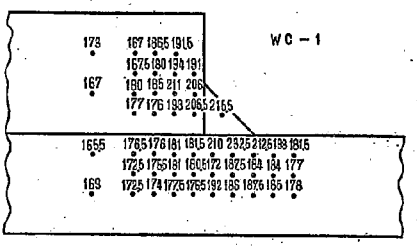


図—25

鏡で検査したが，キレツは認められなかつた。この際参考のため測定した溶接部のビッターズカタサの分布は図—26，27 のとおりであつた。



図—26



図— 2

以上の溶接性試験の結果から，次のことがわかる。

（i）　I.I.W. では 0°C において 3.5 kgm/cm² 以上を示す鋼材は絶体安全で，2.6 kgm/cm² 以上を示すものは使用可能としているが，溶接橋の鋼材としては 0°C で 4.0 kgm/cm² 以上で，−20°C で 3.0 kgm/cm² 以上が望ましいといわれているから，厚さ 20 mm 板についての試験値 0°C で約 4 kgm/cm²，−20°C で約 2 kgm/cm² は幾分小さく，遷移温度 ($T_{r\,15}$) 約 −10°C は幾分高いようであるが，十分使用できる程度である。厚さ 12 mm 板については，0°C で約 6.0 kgm/cm²，−20°C で約 3.5 kgm/cm²，遷移温度は約 −30°C であるから，十分良好な値である。これらの値は，リムド鋼にくらべると優れているが，キルド鋼にくらべると遜色があ，特に厚くなる程おとつているようであるから，なお改善の必要があろう。

（ii）　時効試験の結果からみると，0°C のシャルピー値は 1.4 kgm/cm²，−20°C のそれは 0.8 kgm/cm² で

あり，母材のシャルピー値 0°C で 4 kgm/cm², −20°C で 2 kgm/cm² に対しての率は約 35～40 % になつており著しく脆化しているようである。外国では軟鋼に対してこの率を 60 % におさえている例もあるが，この傾向は厚いもの程著しくなるようであり，なお検討を要するものと思われる。

(iii) 変質試験の結果からみると，溶接棒 LB-26 を用いた WI-1 と，溶接棒 LB-76 を用いた WI-2 とでは，脆化の程度は著しい差はないが，WI-2 の方が幾分大きいようである。溶着金属部のシャルピー値は WI-2 の方が WI-1 より大きいが，熱影響部のシャルピー値は WI-1 の方が大きい。脆化の最も著しい位置の遷移温度 T_{r15} は，WI-1 で約 −20°C，WI-2 で約 −15°C であり，母材では約 −30°C であるから T_{r15} は WI-1 では 10°C，WI-2 では 15°C の上昇になつている。実際問題としては，この脆化領域からキレツを発生した例はないので，この程度であれば差支えないうよである。

(iv) カタサ試験の結果によれば，熱影響部の最高カタサは，LB-26 を使用した場合が 390，LB-76 を使用した場合が 330 である。I. I. W. では，最高カタサを 350 におさえているが，この値は 300 位にするのが望ましいともいわれており，試験値は少し大きすぎ，なお調査する必要があり，これだけから結論することはできないのであるが，他の試験結果をみても，板厚が大きくなると最高カタサは幾分大きくなり易いようであり，今後研究を要する点である。

(v) カタサ試験片のビード下にもキレツ等の欠陥はなく，キレツ試験においても両試験片ともキレツの発生は見られなかつた。キレツ試験片の溶接は，室温 (21° C) で行なつたので，好条件の下における溶接であるが，低水素系溶接棒で溶接する場合には，予熱温度が −20°C 位でも，キレツは生じないようであり，この点は十分なようである。

Ⅳ 結 論

ここでは，主として厚さ 20 mm，12 mm の高張力鋼板の機械的性質および溶接性について研究したのであるが，ここで行なつた試験を他の試験とくらべてみると，おなじような結果を示しており，また現在製造されている高張力鋼材の性質は，どの製鋼メーカーのものも大体おなじであるので，これらを綜合して考えてみると，次のように結論することができる。

(i) 高張力鋼の機械的性質は，要望値に対しては大体満足できる程度である。しかし板厚が大きいものに対しては，なお改善する必要があるように考えられる。

(ii) 低水素系溶接棒を使用して，慎重に施行すれば，高張力鋼の溶接強度は母材強度に対して十分な強さをもつているようである。

(iii) 高張力鋼の溶接性は大体満足できる程度である。ただし，板厚の大きい場合の時効試験，変質部の最高カタサ試験に現われた試験結果は，幾分要望値を下まわつており，なお研究が必要であろう。

(iv) 慎重に施工すれば，橋に対して厚さ 25 mm 位までの高張力鋼は，使用して十分安全である。

(v) 高張力鋼の許容応力度については，ふれないがなお調査を要する問題である。

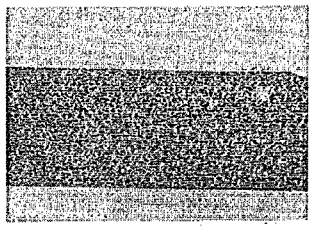
(vi) 溶接用高張力鋼の溶接性判定試験法および，鋼材規格を確立することが要望され，このため実際の溶

接構造物について切欠効果，多軸応力，残留応力等の調査が必要で，できるだけ早急に実施することが望まれる。

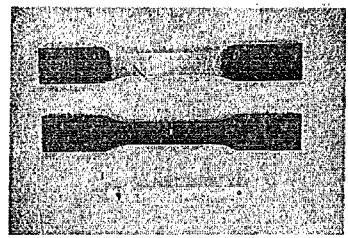
(vii) 試験に用いた低水素溶接棒は軟鋼用溶接棒にくらべて作業性が幾分おとつており，高張力鋼に適する溶接棒の改良が望まれる。

附　　記

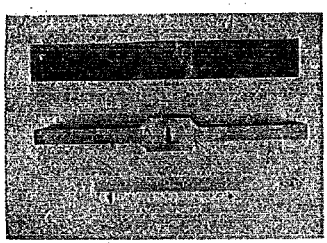
この研究を実施するにあたり，種々便宜を計つて下さつた神奈川県土木部当局に謝意を表するとともに，実験についての本研究所員，林田義業氏の努力に謝意を表わす次第である。



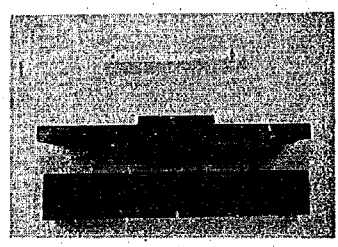
写真—1



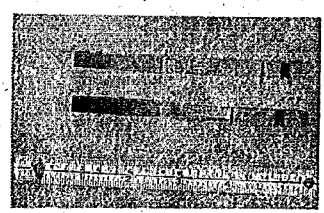
写真—2



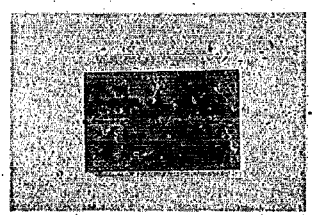
写真—3



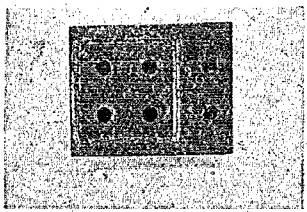
写真—4



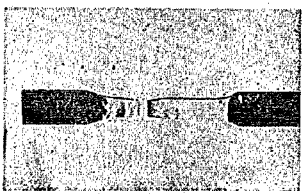
写真—5



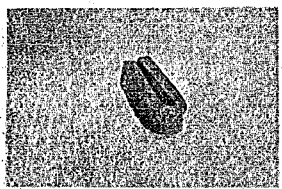
写真—6



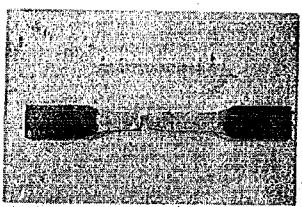
写真—7



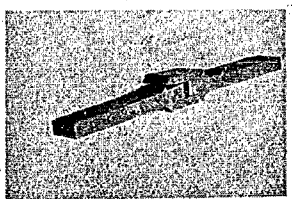
写真—8



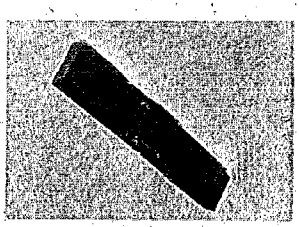
写真—9



写真—10



写真—11



写真—12

溶接トラスの研究

——諸富橋溶接圧縮部材の強度——

建設技官　田　原　保　二
建設技官　池　田　哲　夫

（昭和 29 年 3 月）

目　次

序……（1）
Ⅰ　緒　言……（2）
Ⅱ　諸富橋の概要……（2）
Ⅲ　実　験……（4）
〔1〕 研究項目……（4）
〔2〕 実験部材……（4）
〔3〕 載荷の方法……（6）
〔4〕 測定の方法および測定用の機械器具……（6）
〔5〕 ヒズミおよび変位の測定位置……（7）
〔6〕 実験の結果……（9）
Ⅳ　実験結果の考察……（15）
〔1〕 応力分布……（15）
〔2〕 座屈の経過……（16）
〔3〕 座屈強度……（18）
〔4〕 ダイヤフラムの影響……（23）
〔5〕 上弦材端柱の座屈強度……（23）
Ⅴ　結　論……（24）

序

溶接橋は最近非常に進歩し，我が国においても，今日ではプレートガーダー道路橋の大部分が溶接で製作されるようになつてきた。溶接橋の初期においては，種々の型式の溶接橋が実施されたのであるが，その後疲労の影響が問題になり，プレートガーダー橋以外は世界的に余り実施されないようになつてきた。しかし，リベット構造を溶接構造にきりかえることによつて，鋼材および工費を著しく節減することができるので，最近溶接技術が進歩し，疲労の研究が進むにつれて，トラス橋を始め，種々の型式の橋にも溶接を応用しようとする気運が再び増大してきて，外国においては，ぽつぽつそのような溶接橋が現れるようになつてきた。わが国のトラス道路橋でも，床組はすでにそのほとんどが溶接構造になつており，主構にも部分的に溶接を応用するものが現れてきている。

溶接橋には，材料，溶接施工法，細部構造，強度計算法等，多くの問題があるが，軟鋼を用いるトラス溶接橋としては，細部構造は，特に部材の断面構成および格点構造の設計が最も研究を要する問題である。

福岡県の諸富橋が，わが国で最初の溶接橋として計画され，その研究を依頼されたので，これを対象として溶接トラスに関する諸問題を研究することにした。ここではその中，上弦材について行なつた実験的研究についてのべる。

Ⅰ 緒　　言

今日実施されている溶接トラス橋では，部材を溶接で組合せて作り，格点における部材の連結はリベットで行なうのが普通であるが，本格的な溶接トラス橋として，わが国最初の福岡県の諸富橋も，部材を溶接で製作し，リベットで連結したワーレントラス鋼道路橋である。

部材を溶接で組合せ，これをリベットで連結する溶接トラス橋では，部材の断面形およびその溶接法，ならびに格点構造の設計に最も工夫を要する，溶接トラス橋の部材断面としては一般に口形，凵形，箱形あるいはⅠ形であるが，圧縮材では，リベット部材の場合にくらべて局部的座屈に対する慎重な考慮が必要になつてくる。また格点におけるリベット接合の継手効率を大きくし，施工も容易である部材断面形をえらぶことが必要である。材片組合せ用の溶接は，いわゆる綴り溶接であるから，溶接については強度よりも変形や残留応力が問題であり，これらが小さくなるような溶接形式および施工法の研究が必要である。

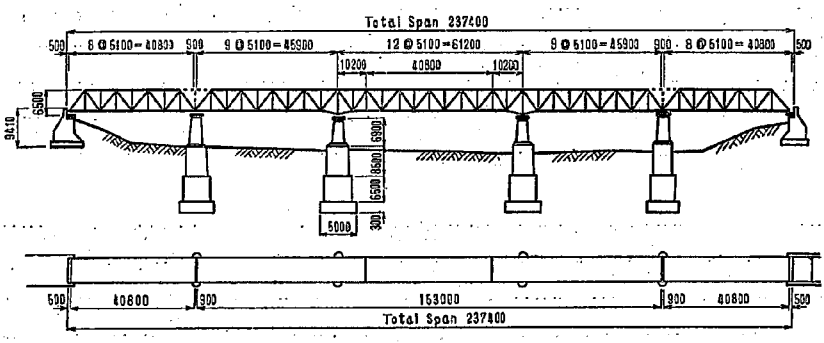
トラス部材の中，最も重要なのは上弦材であるが，上弦材で一番重要なのは座屈である。鋼柱の座屈については多くの研究があり，理論公式および実論公式も数多くあつて，座屈強度は実用的には十分正確に計算することができる。しかし，トラスの上弦材のように細長比が 40～70 の組合せ圧縮材では，局部座屈（壁面座屈）曲げ捩り座屈，部材の元タワミの影響等があり，また特に溶接で材片を組合せた部材では，リベット接合の部材とちがつて残留応力および変形の問題もあるので，直接圧縮試験によつてその性質を見極めた方が確実である。

以上のようなことを考慮し，設計および施工上の資料を得るため主として圧縮部材の座屈強度，応力分布，座屈経過等を実験的に研究した。

この研究によつて，諸富橋の設計部材は設計荷重に対して十分安全であり，また溶接による圧縮部材は，鋼道路橋設計示方書および溶接道路橋示方書の規定にしたがつて設計し，慎重に製作すれば十分安全であることがわたつた。

Ⅱ 諸富橋の概要

諸富橋は，２級国道熊本佐賀線が，筑後川を横断する福岡県三潴郡大川町大字向島と佐賀県佐賀郡東川副村大



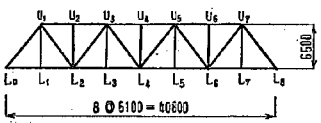
図—1

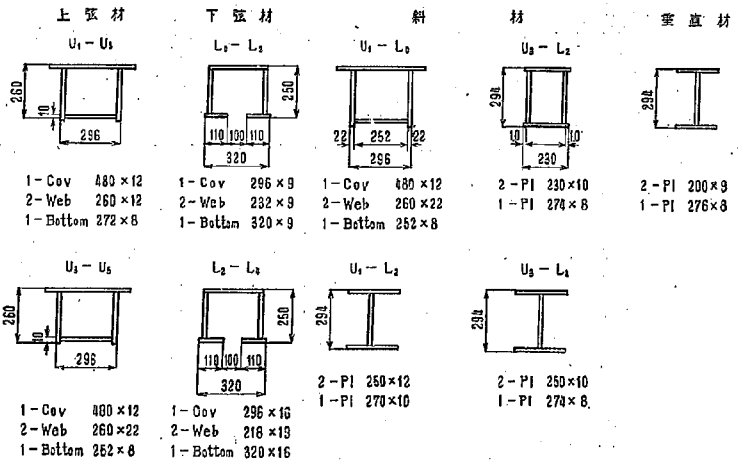
宇諸富地内に架設されたものである。この地点では河流が中の島によつて本川と派川に分かれており，橋も本川側と派川側の2橋になつている。

研究の対象になつたのはその中の派川側の橋である。この橋は図—1 に示すように5径間のトラス橋で，中央3径間がリベット接合のゲルバートラス，左岸側径間がリベット接合単純トラス，右岸側径間が溶接単純トラスになつており，その設計要項は次のとおりである。

全　長	237,40 m
有効幅員	7.50 m
支　間	40.80m+45.90m+61.20m+45.90m+40.80 m
型　式	側径間，溶接単純ワーレントラス橋および中央3径間リベット接合ゲルバーワーレントラス橋
橋の等級	1等橋 (13 トン荷重)
床　部	鉄筋コンクリート床版，コンクリート舗装

溶接トラスの詳細は図—2 のようであり，上弦材は口形，下弦材は口形，圧縮腹部材は箱形，引張腹部材はI形である。





図—2

Ⅲ 実　　験

〔1〕 研究項目

組合せ圧縮材の座屈実験は処々で行なわれており，わが国でも，永代橋のアーチリブの圧縮実験，西海橋のアーチ部材の圧縮実験等があるが，これらはすべてリベット接合による組合せ部材であり，溶接部材の圧縮実験はほとんど行なわれていないようである。

そこでこの実験では，溶接の影響，局部座屈等を知るため，実物大の試験部材によつて試験を行なうことにし次の事項を研究することにした。

（1） 座屈強度

座屈強度について理論値と実測値を比較し，設計部材が適当な安全度をもつているかどうかを判定する。

なお，ダイヤフラムの座屈強度におよぼす影響をしらべてダイアルフラムの適当な間隔を定めるとともに部材組合せ用に必要な溶接の大きさを定める。

（2） 応力分布

部材諸点の応力分布の変化によつて局部座屈の状態を研究する。

（3） 座屈経過の観察

座屈にともなう部材の変形および溶接部の異状等を観察し，元タワミの影響，溶接施工の良否等を研究する。

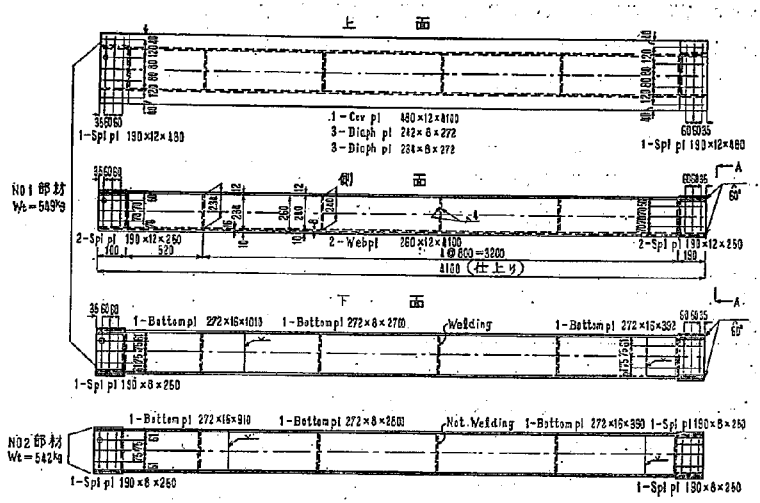
〔2〕 実験部材

実験は実物断面の部材によつて行なうことにし，その長さは試験機械の関係で 4.10m にした。

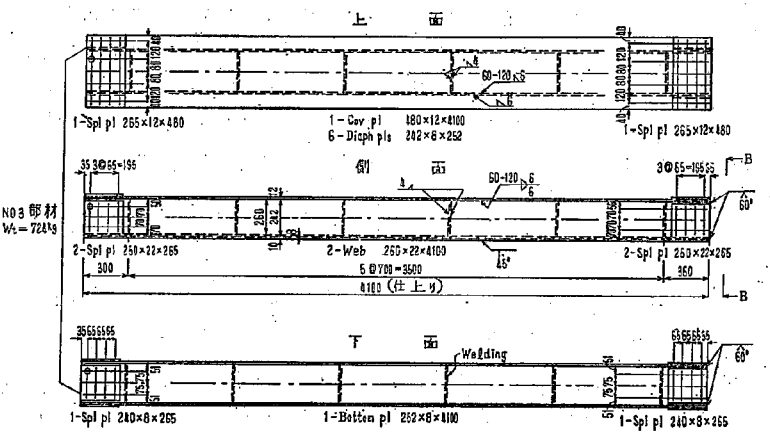
この橋の上弦材は図—2 に示すように，U_1—U_3 および U_3—U_5（端斜材 U_1—L_0 も同断面）の2種類の断面を用いているので，実験部材の断面も2種類とし，U_1—U_3 断面の部材2本と，U_3—U_5 断面の部材1本について実験することにした。実際の上弦材は2格間に亘る長さのものを1部材として製作することになつているのでこのように製作された長い部材から 4.10m の実験部材を切り出すことにした。実験部材は表—1 図—3,4 のようである。図—3.4 からわかるとおり，実験部材 No. 1 と No. 2 は断面は同じで，ダイヤフラムと裏板が

表—1

番　　号		No 1	No 2	No 3
断面	カバープレート	480×12mm	480×12	480×12
	腹　　板	260×12mm	260×12	260×22
	裏　　板	272× 8mm	272× 8	252× 8
長		4100mm	4100	4100
ダイヤフラムの間隔		800mm	800	700
断　面　積		141.76cm²	141.76 cm²	192.64
断面2次モーメント		15,103cm⁴	15,103	18,333
断面2次半径		10.3cm	10.3 cm	9.8 cm
細　長　比		39.8	39.8	41.8
許　容　強　さ		146,900kg	146,900	198,400



図—3



図—4

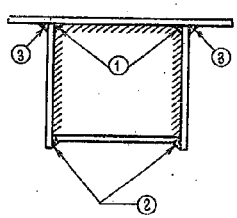
No. 1 では溶接されており，No. 2 では溶接されていない。また裏板の厚さの変化する位置が幾分違っているが，これは部材の製作の都合でこうなったので，特別の意味はない。なほ裏板の厚さが端部で厚くなっているのは溶接個所および格点付近において裏板に穴をあけるためである。実験部材 No. 3 では腹板が No. 1 のものより厚くなっており，ダイヤフラムの間隔も No. 1 にくらべて幾分狭くなっている。なお No. 3 においても

ダイヤフラムと裏板は溶接されている。部材端は実験時に応力分布が不均等になりやすいので，板で補強することにした。山形鋼で補強することもあるが，山形鋼突出脚の変形が悪影響をあたえるので，板を採用した，この場合，補強板の添加によつて，部材断面の重心の位置が変化しないように，各補強板の厚さおよび幅を定めた。

表—2

材質名称	引張試験							曲げ試験
	試験片寸法			降伏点	引張強さ	伸び	標点距離	角度 180°
	厚さ	幅	断面積					
SS—41	mm	mm	mm²	kg/mm²	kg/mm²	%	mm	
P1— 8	8.65	40.05	34.6	31	45	28	200	良
P1—12	11.90	40.20	47.8	26	45	29	200	良
P1—22	22.15	39.90	88.4	28	46	27	200	良

実験部材の製作は日本橋梁株式会社において，昭和 29 年 10 月に行なつた。使用鋼材は SS 41 で，その試験結果は表—2 のとおりである。部材の中 No. 1 と No. 2 はまず実際の上弦材 U_1—U_3 を試作し，それから切り出すことにし，No. 3 は最初から長さ 4.10m の部材として製作した。部材の溶接は図—5 のような方法で行なつた。すなわち，まずカバープレートにダイヤフラムを仮付けした後，カバープレートと腹板の①の部分を断続溶接手溶接し，ダイヤフラムとカバープレートおよび腹板を手溶接する。さらに裏板と腹板の②の部分を自動溶接し，最後にカバープレートと腹板の③の部分を自動溶接する。No. 1 および No. 3 では，なおダイヤフラムと裏板を固定するため，溶接を行なつた。



図—5

手溶接用の溶接棒としては，福知山溶接棒製造所製 A-100 を使用した。自動溶接機としては米国のリンデ社製のユニオンメルト自動溶接機を使用し心線はオクスウエルド No. 43 を，被覆材としてはグレード 50 のものを使用した。溶接の結果，部材には幾分のタワミが生じたので，ヒズミ取りを行なつた。また部材両端面は部材軸に直角な平面になるように精密に仕上げた。

〔3〕 載荷の方法

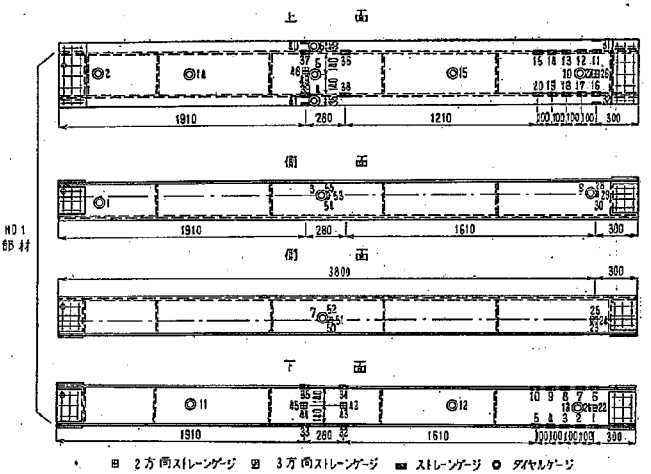
載荷はドイツ MAN 製の 1,000 トン圧縮試験機によることにした。圧縮板の中心と部材重心線はできるだけ正確に一致させ，部材と圧縮板との間には薄鉛板をはさみ，両者の密着をよくして応力が一様に分布するようにした。この試験機の圧縮板は球付であるので，部材は両端ヒンジの場合と考えることができる。荷重は 50 トンとびに 10 トンにもどしながら予定される座屈荷重の約 2/3 まで数回載荷し，最後に荷重を漸次増大して座屈させた。

〔4〕 測定の方法および測定用の機械器具

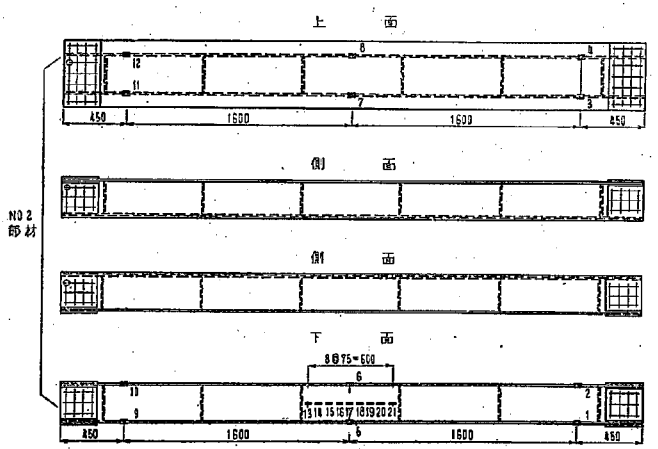
部材諸点の応力分布は，ヒズミを測定して，それから計算することにした。ヒズミは抵抗線ヒズミ計で測定することにし，新興通信工業社製の S—1 (ゲージ長 22mm，抵抗値約 120Ω，ゲージファクター約 2.11) 共和無線研究所製の KR—1 (ロゼットゲージ，ゲージ長 20mm，抵抗値約 120Ω，ゲージファクター約 2.0) および KR—8 (ロゼットゲージ，ゲージ長 20mm，抵抗値約 120Ω，ゲージファクター約 2.0) を用いた。抵抗値測定

用のメーターとしては，ボールドウイン SR—4，ストレーンインジケーター L 型，共和無線研究所製ストレーンメーター SM—3 E 型およびスイッチボックスを用いた。部材の変型はダイヤルゲージ（精度 1/100mm，ストローク 15mm）で測定することにした。

〔5〕 ヒズミおよび変位の測定位置

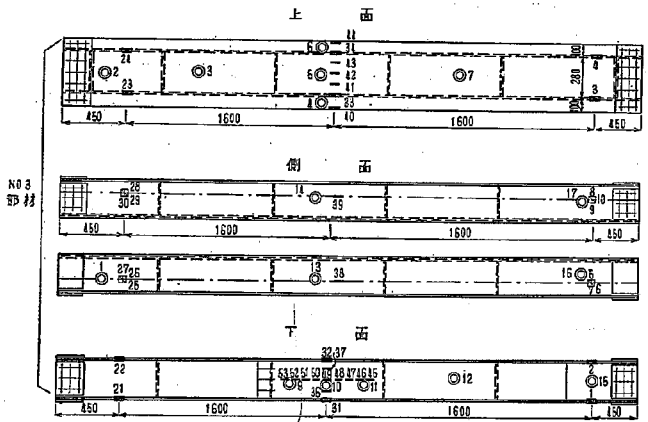


図—6 (*a*)



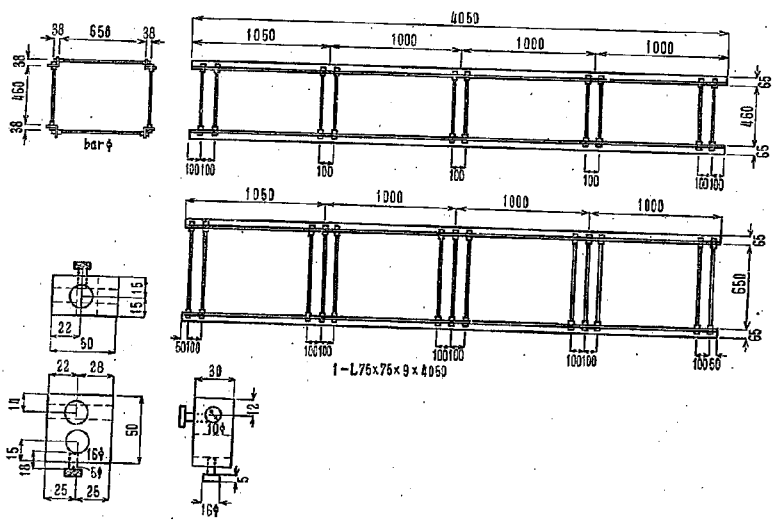
図—6 (*b*)

ヒズミは前述のように抵抗線ヒズミ計によつて測定したがヒズミ計の接着位置は図—6のとおりである。これらヒズミ計の位置は荷重の偏心を調整する便を考えるとともに，圧縮試験中の応力分布の変化がわかるように選定した。変位測定用のダイヤルゲージは図—6 に示す位置の変位を測定することにし，部材を囲んで下部圧縮板上に



図—6 (c)

測定杆詳細図



図—7

おかれた鋼製枠（図—7）に取付けた。

写真—1～3 は実験の情況である。

〔6〕 実験結果

（1） 部材 No. 1 の実験結果

部材 No. 1 の圧縮実験は昭和 29 年 11 月に実施した。この実験は 3 回の試験中，最初のものであり，座屈強度および座屈経過の予想が困難であつたので，ヒズミおよび変位の測定は，荷重の小さい間だけ行ない，その後は計器を取りはずして，座屈強度およびその経過を観察した。ヒズミおよび変位は，前述の要領で数回くり返して測定したが，各回の測定値はほとんど一致していた。

座屈荷重まで載荷したときの測定値は表—3，4 図—8 のようであつた。

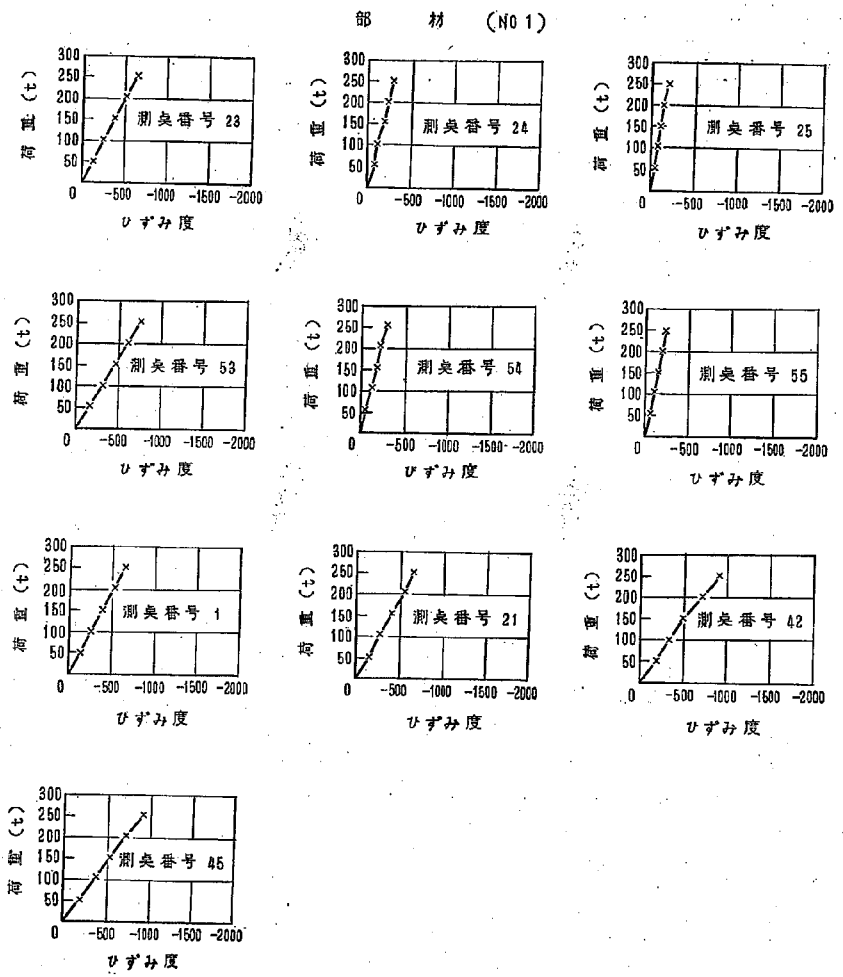
表—3 ヒズミ度の実測値 (No. 1)

荷重(t) \ 測点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	− 29	+ 8	− 29	− 31	− 31	− 36	+ 11	− 45	− 40	− 40
50	−135	−100	−149	−159	−162	−132	− 98	−162	−163	−163
100	−252	−240	−300	−315	−320	−248	−310	−312	−315	−319
150	−381	−372	−449	−471	−480	−367	−390	−468	−468	−475
200	−583	−399	−610	−640	−649	−495	−359	−640	−623	−633
250	−658	−499	−790	−820	−825	−630	−500	−800	−803	−802

荷重(t) \ 測点番号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
10	− 12	− 12	− 13	− 25	− 13	− 19	− 18	− 12	− 13	− 11
50	−152	−151	−151	−162	−150	−152	−150	−143	−148	−143
100	−302	−305	−300	−318	−300	−302	−308	−295	−299	−293
150	−458	−460	−451	−469	−450	−451	−460	−440	−443	−440
200	−602	−601	−595	−622	−603	−598	−609	−581	−591	−590
250	−805	−812	−790	−805	−775	−780	−800	−758	−762	−758

荷重(t) \ 測点番号	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
10	− 32	− 3	− 10	− 5	+ 15	− 3	− 10	− 15	− 5	+ 7
50	−138	− 3	−138	− 57	+ 44	+ 35	−145	−153	− 64	+ 39
100	−269	+ 10	−276	−121	+ 79	+ 67	−301	−296	−128	+ 69
150	−404	+ 22	−414	−178	+118	+104	−454	−444	−187	+104
200	−541	+ 35	−541	−229	+155	+145	−590	−578	−244	+138
250	−640	+ 44	−689	−296	+215	+207	−787	−726	−321	+178

荷重(t) \ 測点番号	42	43	44	45	48	49	51	53	54	55
10	− 49	+ 5	− 10	− 49	− 17	− 3	− 10	− 20	− 10	+ 5
50	−187	+ 47	+ 25	−197	−153	− 35	− 69	−158	− 59	+ 39
100	−357	+ 96	+ 57	−370	−301	− 72	−138	−308	−116	+ 76
150	−517	+148	+ 84	−541	−449	−111	−207	−456	−173	+118
200	−726	+217	+113	−713	—	−148	−266	−590	−224	+163
250	−923	+301	+145	−923	—	−192	−338	−750	−296	+205



図—8

荷重を増していくと部材はバープレートの側へ次第に曲り，最後に部材中央部の裏板が急に座屈し，それと同時に部材全体も座屈した。座屈荷重は 362ton であり，座屈後の変形状態は図—9 のとおりであつた。また溶接部には少しも異状は認められなかつた。

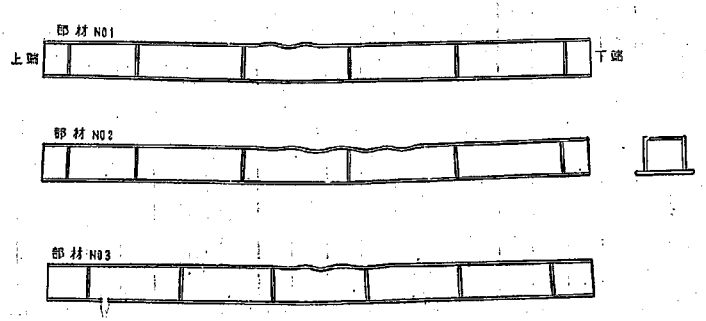
（2） 部材 No. 2 の実験結果

部材 No. 2 の圧縮実験は昭和 29 年 12 月に実施した。この部材は 3 本の部材中最後に試験したので，実験

表—4 変位の実測値 (No. 1) (1/100 mm)

	1	2	3	4	5	6	7	8
50	+10.0	−34.3	+ 1.7	+ 3.0	+ 0.7	+ 4.5	− 0.6	+ 0.8
100	− 5.0	−38.1	+ 1.3	+ 9.9	+11.2	+11.8	+ 3.3	− 6.5
150	− 4.5	−20.3	+ 1.0	+27.5	+36.5	+43.2	+ 7.8	−31.4
10	−12.5	+35.7	− 1.7	+39.8	+32.5	+32.5	+ 3.5	−31.0
50	+ 2.8	+37.5	+ 0.7	+39.8	+39.0	+42.7	+ 2.9	− 37.1
100	− 1.2	+32.6	+ 0.6	+36.2	+48.5	+48.9	+ 4.9	− 33.5
150	− 9.8	+32.6	− 0.6	+53.5	+62.0	+65.2	+ 8.5	−53.1
10	− 4.6	+53.4	− 2.1	+48.2	+44.7	+47.7	+ 1.6	−45.0
50	− 1.3	+62.2	− 1.1	+53.2	+53.5	+56.2	+ 3.0	−50.8
100	− 6.8	+68.8	− 1.3	+61.2	+64.2	+63.2	+ 5.0	−57.5
150	−14.0	+55.9	− 3.1	+66.7	+75.5	+77.5	−32.4	−65.0
200	−31.2	+71.7	−11.2	+99.2	+107.0	+112.9	+15.7	−95.5
250	−21.5	+74.5	− 5.6	+122.2	+132.5	+133.2	+ 9.6	−116.3

	9	10	11	12	13	14	15	
50	−0.7	+ 0.8	− 9.9	− 1.4	− 2.7	−21.3	+ 2.7	
100	−0.8	+ 0.9	−10.2	− 6.1	− 5.3	−15.0	+ 8.6	
150	+0.1	+ 2.5	−32.7	−23.1	− 9.9	+20.6	+26.5	
10	−0.9	+ 3.3	−63.0	−20.4	− 7.2	+24.7	+22.5	
50	−0.5	+ 3.5	−66.0	−22.8	− 8.2	+35.3	+24.8	
100	−0.5	+ 3.8	−65.2	−26.7	−10.0	+40.2	+28.8	
150	−0.5	+ 4.8	−61.4	−33.9	−12.7	+46.2	+35.8	
10	−1.3	+ 5.0	−81.2	−28.8	− 8.9	+44.3	+31.3	
50	−1.3	+ 4.7	−85.7	−30.5	−10.1	+54.6	+32.6	
100	−1.3	+ 5.3	−85.1	−35.0	−12.3	+60.0	+37.3	
150	−1.0	+ 6.3	−77.2	−40.6	−14.9	+60.1	+42.5	
200	−0.8	+11.0	−107.7	−67.1	−24.7	+107.0	+75.3	
250	−2.0	+16.5	−107.7	−77.8	−28.4	+102.5	+81.8	



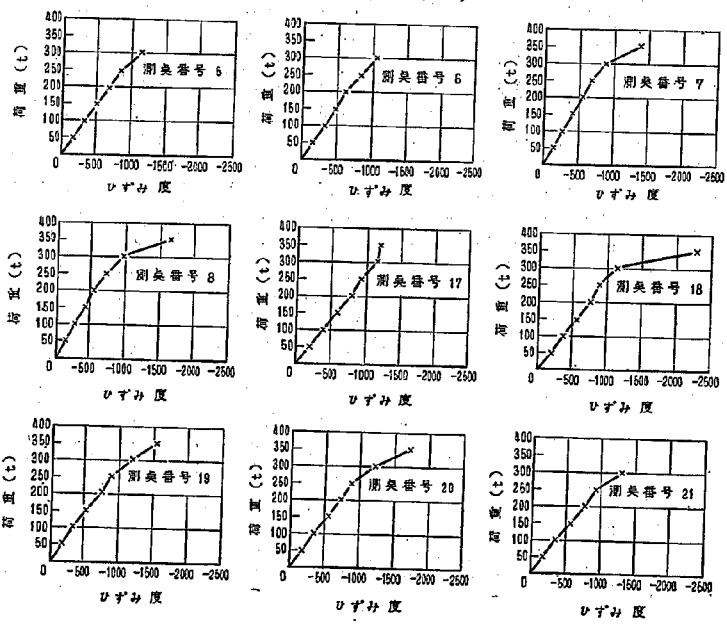
図—9

表—5 ひずみ度の実測値 (No. 2) (10^{-6})

荷重＼測点番号	1	2	4	5	6	7	8	9
50	− 170	− 145	− 139	− 160	− 147	− 131	− 149	− 38
100	− 348	− 308	− 280	− 329	− 319	− 270	− 296	− 210
150	− 504	− 460	− 420	− 506	− 487	− 403	− 440	− 313
200	− 673	− 620	− 564	− 686	− 668	− 550	− 600	− 434
250	− 879	− 810	− 694	− 850	− 829	− 680	− 737	− 522
300	−1159	−1051	− 872	−1148	−1050	− 900	− 985	− 610
350	—	—	—	—	—	−1380	−1660	− 624

荷重＼測点番号	10	11	12	17	18	19	20	21
50	− 83	− 150	− 170	− 174	− 163	− 158	− 154	− 157
100	−189	− 310	− 331	− 360	− 330	− 321	− 326	− 333
150	−285	− 461	− 486	− 562	− 527	− 520	− 520	− 542
200	−400	− 623	− 648	− 744	− 705	− 695	− 695	− 717
250	−490	− 790	− 820	− 924	− 887	− 892	− 892	− 941
300	− 582	−1060	−1100	−1158	−1129	−1198	−1217	−1319
350	−649	—	—	−1178	−2292	−1538	−1725	−2166

部 材 (NO 2)



図—10

表—6 ヒズミ度の実測値 (No 3) (10^{-6})

荷重(t) \ 測点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	− 117	− 124	− 133	− 113	− 143	− 49	+ 35	− 122	− 47	+ 33
100	− 223	− 240	− 252	− 227	− 281	− 131	+ 51	− 274	− 103	+ 67
150	− 351	− 353	− 375	− 346	− 394	− 168	+ 89	− 373	− 141	+ 106
200	− 470	− 466	− 495	− 461	− 512	− 224	+ 118	− 493	− 200	+ 119
250	− 590	− 574	− 602	− 567	− 623	− 269	+ 153	− 635	− 257	+ 149
300	− 744	− 697	− 730	− 695	− 797	− 327	+ 198	− 788	− 338	+ 183
350	− 918	− 844	− 888	− 842	− 969	− 385	+ 295	− 933	− 394	+ 239
400	−1137	−1044	−1080	−1017	−1171	− 457	+ 399	−1090	− 461	+ 312
450	−1551	−1410	−1362	−1258	−1730	− 696	+ 558	−6467	− 610	+ 451

荷重(t) \ 測点番号	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
50	− 116	− 141	− 122	− 110	− 147	− 69	+ 29	− 136	− 54	+ 27
100	− 214	− 247	− 235	− 229	− 286	− 132	+ 54	− 277	− 111	+ 61
150	− 338	− 367	− 365	− 344	− 395	− 172	+ 85	− 386	− 154	+ 105
200	− 456	− 478	− 489	− 467	− 504	− 236	+ 112	− 499	− 206	+ 117
250	− 568	− 573	− 593	− 572	− 640	− 271	+ 146	− 625	− 250	+ 161
300	− 718	− 701	− 722	− 703	− 780	− 328	+ 187	− 768	− 295	+ 118
350	− 886	− 824	− 889	− 875	− 930	− 360	+ 265	− 913	− 316	+ 299
400	−1048	− 972	−1083	−1079	−1058	− 394	+ 343	−1060	− 340	+ 402
450	−1274	−1213	−1363	−1342	−1378	− 477	+ 495	−1309	− 404	+ 521

荷重(t) \ 測点番号	31	34	36	38	39	40	41	42	43	44
50	− 120	− 120	− 140	− 145	− 135	− 130	− 65	− 120	− 120	− 110
100	− 240	− 225	− 250	− 260	− 235	− 235	− 175	− 230	− 230	− 220
150	− 355	− 350	− 370	− 385	− 380	− 360	− 300	− 355	− 350	− 335
200	− 475	− 445	− 490	− 505	− 520	− 475	− 415	− 480	− 480	− 455
250	− 600	− 545	− 620	− 635	− 635	− 590	− 535	− 590	− 590	− 560
300	− 745	− 650	− 775	− 785	− 775	− 705	− 665	− 725	− 730	− 695
350	− 890	− 770	− 930	− 945	− 920	− 860	− 855	− 900	− 925	− 870
400	−1060	− 940	−1325	−2475	−1085	−1000	−1135	−1090	−1190	−1020
450	−1450	−1280	−1625	−2865	−1355	−2120	−1635	−1570	−2015	−1465

荷重(t) \ 測点番号	45	46	47	49	50	52	53			
50	− 115	− 130	− 135	− 135	− 135	− 135	− 130			
100	− 220	− 240	− 245	− 240	− 245	− 240	− 230			
150	− 345	− 360	− 365	− 365	− 370	− 365	− 360			
200	− 450	− 470	− 480	− 480	− 480	− 480	− 470			
250	− 580	− 605	− 600	− 605	− 615	− 605	− 620			
300	− 720	− 780	− 735	− 755	− 770	− 755	− 800			
350	− 875	− 955	− 885	− 915	− 930	− 905	− 990			
400	−1060	−1420	−1005	−1010	−1070	−1015	−1155			
450	−1385	−1665	−1075	−1565	−2390	−1140	−1325			

表—7 変位の実測値 (No. 3) (1/100 mm)

荷重(t) \ 測点	1	2	3	4	5	6	7	8	9
50	13.4	+ 1.9	+ 2.9	+ 2.6	+ 1.2	+ 3.0	+ 2.0	0	0
100	15.2	−10.5	− 8.2	− 5.2	− 8.0	− 5.1	− 1.9	13.0	11.3
150	18.0	−22.5	−16.0	− 9.7	−11.4	− 9.8	− 4.5	21.0	17.8
200	22.9	−36.6	−24.0	−12.6	−14.3	−12.4	− 4.1	31.0	22.8
0	6.9	− 5.8	− 0.5	− 4.0	− 3.8	− 2.8	− 2.1	4.5	3.9
50	18.3	− 6.5	+ 5.5	+ 3.6	+ 2.2	+ 5.4	+ 3.5	1.5	−1.2
100	19.9	−14.5	− 2.5	− 2.4	− 4.8	− 1.8	− 0.5	11.5	7.5
150	23.1	−24.9	− 8.5	− 6.2	− 7.8	− 4.8	− 1.9	19.0	13.8
200	27.7	−33.9	−14.1	−10.0	−10.0	− 8.0	− 2.5	24.0	18.8
250	35.4	−52.5	−23.7	−12.4	−13.3	−11.4	+ 2.3	42.0	24.3
300	61.9	−90.0	−38.5	−10.2	−10.0	− 6.6	+14.0	57.5	27.3
350	96.7	−88.0	−31.3	− 1.0	+ 0.4	+ 6.4	+21.0	52.5	19.3

荷重(t) \ 測点	10	11	12	13	14	15	16	17
50	1.0	− 0.4	−1.0	0.5	1.0	0.5	1.8	14.0
100	9.7	7.5	5.0	0.7	2.0	2.5	2.8	4.5
150	14.5	11.0	7.0	2.3	1.0	0.5	2.8	5.0
200	19.1	15.1	8.0	4.7	1.8	− 1.5	3.0	5.5
0	4.0	3.5	1.5	3.0	− 3.0	− 0.5	3.0	5.5
50	−2.5	1.7	−2.5	3.0	− 1.0	− 0.5	1.5	5.5
100	6.0	4.0	2.5	3.7	− 1.0	0.5	1.0	5.5
150	11.0	7.5	3.7	5.5	− 0.5	− 0.5	1.3	5.5
200	15.5	11.5	6.0	8.0	− 0.5	− 2.5	1.5	5.5
250	21.0	14.3	6.5	15.0	− 5.5	− 4.5	2.5	7.5
300	16.5	8.5	−2.8	36.5	−29.5	−10.0	6.0	15.8
350	10.3	1.5	−9.0	44.5	−32.5	−13.0	0	21.0

にも慣れ，座屈の状態も大体予想できたので，座屈前後の応力分布の変化に特に重点をおき，ヒズミは座屈直前まで測定した。この場合はダイヤルゲージによる変位の測定は省略した。ヒズミの測定値は表—5，図—10 のようであつた。座屈はこの場合も中央部裏板の局部座屈によつて起り，部材はカバープレートの側に曲つた。

座屈強度は 370ton であり，座屈後の変形状態は図—9 のようであつた。また溶接部には異状は認められなかつた。

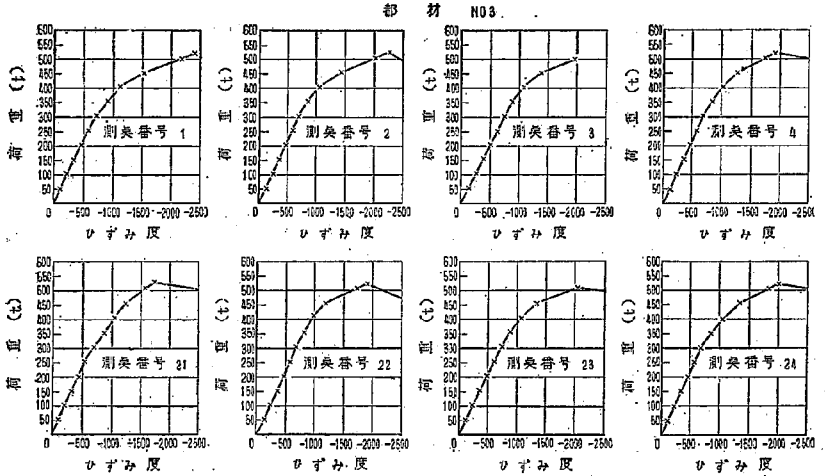
(3) 部材 No. 3 の実験結果

部材 No. 3 の圧縮実験は昭和 29 年 12 月に実施した。この部材は 3 本の部材中 2 回目に実験した。一回目の実験で部材全体が座屈する前に裏板が局部座屈すると推定されたので，この局部座屈の発生および進行状態と部材の座屈との関係を測定，観察することにした。この場合のヒズミおよび変位の測定値は表—6，7 図—11 のとおりであつた。

座屈はこの場合も予想したとおり，部材中央部裏板の局部座屈と同時に起り，カバープレートの側に曲つた。座屈強度は 521ton であり，座屈後の変形状態は図—9 のようであつた。またこの場合も溶接部には異状は認め

られなかつた。

写真 4—6 は部材が座屈した状態である。

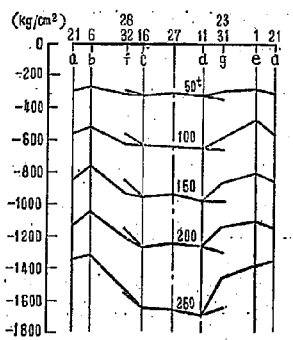


図—11

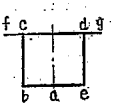
Ⅳ 実験結果の考察

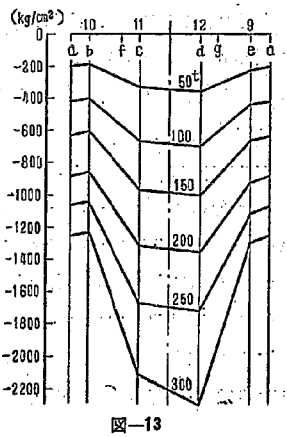
〔1〕 部材断面中の応力分布

部材の両端および中央部の応力分布を図示すれば，図—12, 13, 14 のようになる。図からわかるように荷重

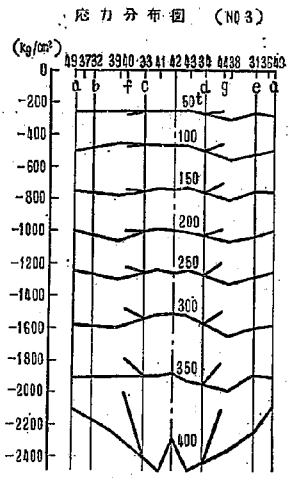


図—12

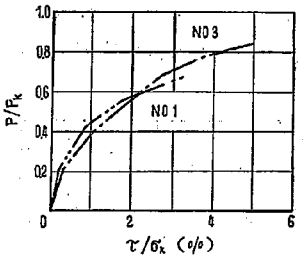




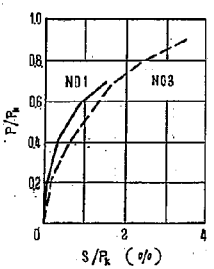
図—13



図—14



図—15



図—16

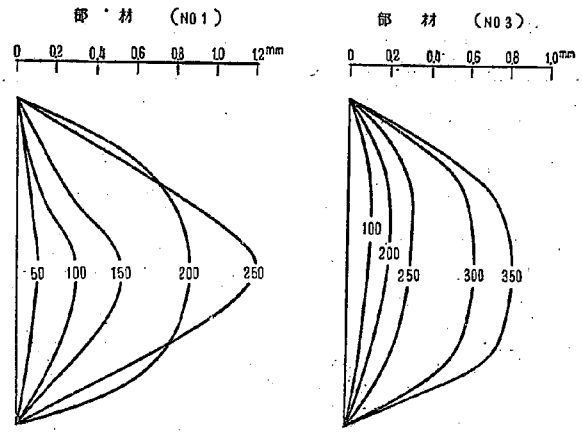
が小さい間は断面中の応力はほとんど等分布しており，荷重の偏心および，部材の曲りがほとんどないことを示している。ところが荷重が増大し，部材が曲るにつれて応力は不均等化し，座屈荷重に近くなるとその傾向は非常に著しくなる。

部材が曲りだしてから腹板に作用しているせん断力を部材端においてロゼット型ヒズミ計で測定した結果は図—15,16 のようである。この図は荷重の増加によつて，腹板に作用する部材軸と直角方向のせん断応力およびせん断力がどのように変化するかを示している。これによると，せん断力は座屈の直前において座屈強度の約4％になつているようである。

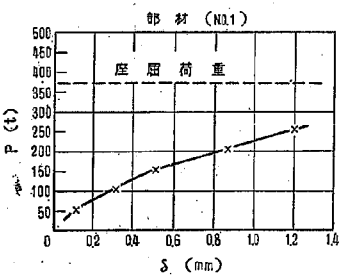
部材を組立てている綴り溶接は，このせん断力に十分抵抗する必要があるが，せん断力を座屈強度の4％として計算するとカバープレート側で脚長約 3mm，裏板側で脚長約 2mm の溶接が必要になる。したがつて，実際の綴り溶接としては，施工のことも考えて脚長 4mm の溶接で十分であろう。

〔2〕 座屈の経過

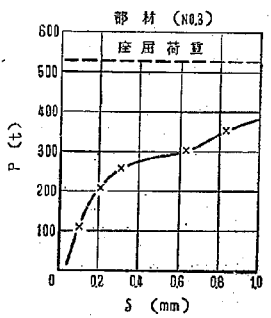
試験部材の断面では $r_x < r_y$ なので y_0 面内で座屈すると推定されたが，裏板の側に曲るか，カバープレートの側に曲かるわわからなかつた。しかし部材製作時のカバープレート側への曲りおよび裏板の b/t が一番大きいなどのため，部材はカバープレート側に曲るものと推定していたが，実験の結果はやはりそのとおりであつた。いま荷重と部材変形の関係を実測した変位から計算して示すと，図—17 のようになる。この図から δ と p（δ は部材中央部のタワミ，p は荷重）の関係を示すと図—18 のようになる。部材が座屈する以前に曲るのは元タワミ，荷重の偏心等のためであるが，この変形は座屈強度には関係ないものとされている。ところで，この変形と荷重との関係から，座屈強度を定める方法があるが，これらの方法をこの場合について適用してみると次の



図—17



図—18 (a)



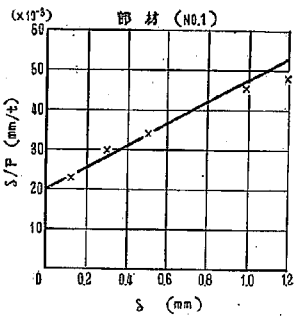
図—18 (b)

ようになる。

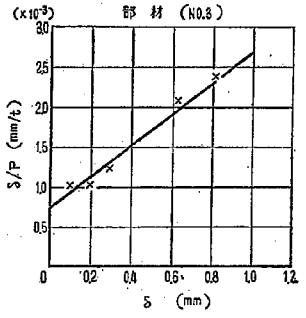
Kàrmàn は偏心のある場合に，柱のタワミ δ と荷重 P は双曲線に近い関係にあると見なし，その漸近線の一つとして座屈強度を見出すことができるとしている。そこで実測による座屈荷重を書き入れてみると図—18のようになる。

次に South well は元タワミのある場合を考え，中央のタワミ δ と荷重 P の関係は $\delta=c_1p/(Pcri-P)$ となるから，$\delta=(\delta/P)\ Pcri-c_1$ となり，座屈荷重 Pcri は，$\delta\sim\delta/P$ 直線の傾斜角を θ とすれば $Pcri=\cot\theta$ として求めることができると述べている。そこで試験の結果から $\delta\sim\delta/P$ を図示し，その図中に $\theta=\text{arccot}\ Pcri$ の直線を書き入れると，図—19 のようになる。

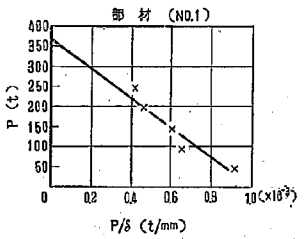
また Donnell も元タワミのある場合を考え，$P=Pcr_1-c_1P/\delta$ の関係を得て，これから $P\sim P/\delta$ 直線において，$P/\delta=0$ のときの P を座屈荷重としている。この関係を図示したのが図—20 である。なお以上の方法は，



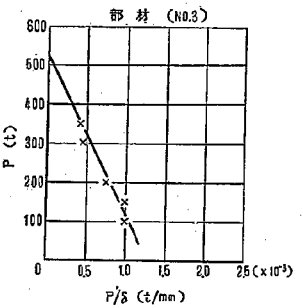
図—19 (a)



図—19 (b)



図—20 (a)



図—20 (b)

荷重が比例限度以下であり，偏心のない場合に対するものであるから，今回の実験にそのまま適用できないものであるが，上記の図からわかるように，この場合に対しても割合によくあっているようである。

〔3〕 座屈強度

まず，鋼道路橋設計示方書（昭和 15 年制定）の規定にもとずいて断面を検討し，許容強度を計算すると次のようになる。

（1） 板厚の検討

板厚と固定線間距離の比は 1/40 より大きくならなければならないが，部材 No. 1 および 2 においては

カバープレートで　12/284=1/23.7

腹板で　12/252=1/21.0

裏板で　8/284=1/35.5

であり，すべて 1/40 よりは大きい。部材 No. 3 においては

カバープレートで　12/274=1/22.8

腹板で　22/252=1/11.5

裏板で　　8/274=1/34.3

であり，この場合もすべて 1/40 以上である。

また，カバープレートの自由突出脚長と厚さの関係は No. 1 および 2 においては 12/98=1/8.2 No 3 においては 12/103=1/8.6 であり 1/12 よりは大きい。以上のように板厚はすべて規定に対しては十分である。

(2) 許容強度

部材 No. 1 および 2 の断諸値は次のようである。

断面積　　$A=141.8\text{cm}^2$

断面2次半径　　$\begin{cases} r_x=10.3\text{cm} \\ r_y=13.3\text{cm} \end{cases}$

ところで試験機の圧縮板は前述のように球付きであるから，部材長としては，上下圧縮板の球面間の距離をとり，両端ヒンヂの柱と考える必要がある。

そうすると，部材長は $l=410+2@36.5=483\text{cm}$ となり，最大細長比は $l/r_x=483/10.3=46.90$ となる。したがつて許容圧縮応力度 σca は

$$\sigma_c a=1100-0.04(l/r)^2=1012\text{kg/cm}^2$$

となり，許容圧縮強度は

$$P_{ca}=1012\times 141.8=143,500\text{kg}$$

部材 No. 3 の許容強度も同様の計算によつて次のようになる。

$A=192.6\text{cm}^2$

$r_x=9.8\text{cm}$

$r_y=13.2\text{cm}$

最大細長比 $l/r_x=483/9.8=49.3$

$$\sigma_{ca}=1,100-0.04(l/r)^2=1,002\text{kg/m}^2$$

$$P_{ca}=1,002\times 192.6=193,200\text{kg}$$

以上の許容強度に対して，実際の座屈強度は No 1 が 362ton, No. 2 が 370ton, No. 3 が 521ton であつた。これらの値を用いて，安全率を計算すれば No. 1 が 252, No. 2 が 2.58, No. 3 が 2.69 で平均値は約 2.6 となり，十分安全であることがわかる。

なお，鋼道路橋設計示方書改正案の規定にしたがつて許容強度を計算すると No. 1 および 2 は 154,600kg No 3 は 207,600kg となるので，安全率は No 1 が 2.34, No 2 が 2.39, No 3 が 2.51 になる。

次に実験および理論式によつて座屈強度を計算し，これと実測値とを比較してみよう。

この試験においては，中央部の裏板の座屈によつて，部材は座屈したのであるがこの試験部材ののように，板で組立てた柱部材の座屈強度は，板の局部座屈に支配されることが多い。したがつて強度としては，部材全体の座屈強度と局部座屈強度を計算し，その中，小さい方を採用しなければならない。そこでまず，部材全体としての座屈強度を計算しよう。

(i) Tetmajer 公式による座屈強度

Tetmajer 公式は次のとおりになる。

$$\sigma_{cri}=3,100-11.4(l/r) \quad (kg/cm^2)$$

これから座屈応力度を計算すると

No. 1 および 2 に対して $\sigma_{cri}=3,100-11.4\times46.9=2,565kg/cm^2$, No. 3 に対して $\sigma_{cri}=3,100-11.4\times49.3=2,538kg/cm^2$, したがつて座屈強度は No 1 および 2 に $P_{cri}=2,565\times141.8=363,900kg$

No 3 $P_{cri}=2,538\times192.6=488,800kg$

となる。なおここで使用した Tetmajer の式は，引張強さが約 3,800kg/cm² の軟鋼に対するものであるから降伏点が 2,800 kg/cm² である SS41 で製作された試験部材に対しては，幾分小さい値を与えることも考えられるが，座屈強度試験の精度にくらべればその差は無視できる程度と思われる。

(ii) Jezek 公式による座屈強度

Jezek 公式は次のとおりである。

$$\left(\frac{l}{r}\right)^2=\frac{\pi^2E}{\sigma_{cr}}\left[1-\frac{m\sigma_{cri}}{3(\sigma_y-\sigma_{cri})}\right]^3$$

ただし

$E=2,100,000kg/cm^2$

$\sigma_y=2,800kg/cm^2$(表—2 の平均降伏点)

$m=\frac{e}{k}$

e=偏心量

k=核半径

まず完全中心柱を考えて $m=0$ とすれば

$$\sigma_{cri}=\sigma_y=2,800kg/cm^2$$

したがつて座屈強度は No. 1 および 2 に対して

$P_{cri}=2,800\times141.8=397,000kg$

No. 3 に対して $P_{cri}=2,800\times192.6=539,300kg$

ところで実際の部材は，完全中心柱ではなく，いくらかは偏心があると考えられるのであるが，実験部材についてこれを正確に測定することができなかつたので，その量を推定し，それに対して強度を計算することにした。

Salman, Kayser, Jasineki によれば，実際の部材には，小なくとも部材長の 1/400~1/1000 の偏心があるといわれており，これは本実験部材では大体 10~4 mm に相当するが，実験部材での実測では約 3 mm 以下であつた。この部材の核半径は No. 1 および 2は 10.1 cm, No. 3 は 8.4 cm であるから m は約 0.1 位と考えることができよう。

そこで $m=0.1$ として σ_{cri} を前記の公式から計算すると，No. 1 および 2 に対して 2,560kg/cm² No 3 に対して 2540kg/cm² となる。したがつて座屈強度は No. 1 および 2 に対して

$$P_{cri}=2,560\times141.8=363,000kg$$

No 3 に対して

$$P_{cri}=2,550\times192.6=491,100\text{kg}$$

以上の計算値を表示すると表—8 のようである。実測座屈強度と理論座屈強度の比を示すと表—9 のようになる。この表から座屈強度の理論値は実測値と実用的によくあつていることがわかる。

表—8 理論座屈強度

方法 / 部材番号	Tetmajer	Jezek	
		m=0	m=0.1
No. 1,2	363,900kg	397,000kg	363,000kg
No. 3	488,800	539,300	491,100

表—9 座屈強度比

方法 / 部材番号	Tetmajer	Jezek	
		m=0	m=0.1
No. 1	100 %	91 %	100 %
No. 2	102	93	102
No. 3	106	97	106

次に壁面座屈強度を計算する。部材を構成している板はすべて周辺単純支持と考え，部材の軸方向に一様な圧縮力が作用しているものとすれば，板の座屈応力度は L. S. Moisseiff によれば次式のようになる。

$$\sigma_{cr,i}=\xi k\sigma_e$$

$$\sigma_e=\frac{\pi^2Et^2}{12b^2(1-\nu^2)}$$

$$k=\left(\frac{\beta}{m}+\frac{m}{\beta}\right)^2$$

$$\beta=\frac{a}{b}$$

a=板の長さ

b=板の幅

t=板の厚さ

E=2,100,000kg/cm^2

ν=0.3

$m=1(\beta\leqq\sqrt{2})$

$2(\sqrt{2}\leqq\beta\leqq\sqrt{6})$

$=3(\sqrt{6}\leqq\beta\leqq\sqrt{12})$

$=4(\sqrt{12}\leqq\beta\leqq\sqrt{20})$

$\beta>4$ に対しては $K\fallingdotseq4.00$

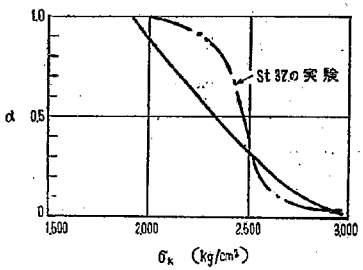
$$\xi=0.5\ (\alpha+\sqrt{\alpha})$$

$$\alpha=\frac{T}{E}$$

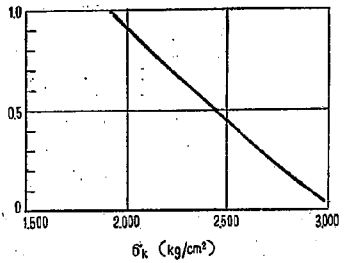
T の値は，いわゆる座屈係数であるが，SS 41 についての実験値がないので Tetmajer の実験式から誘導すると

$$\alpha=\frac{\sigma_{crt}}{\pi^2 E}\left(\frac{3,100-\sigma_{crt}}{11.4}\right)^2$$

これから α と σ_{crt} の関係を計算すると図—21 のようになる。



図—21



図—22

さて，最初に座屈すると考えられるのは裏板であるから，裏板について座屈強度を計算する。

No. 1 に対して

a=80cm（ダイヤフラム間隔をとる）

b=27.2cm

t=0.8cm

したがって $\beta=a/b=2.94$ となるので，m は 3 となり

$$k=\left(\frac{2.94}{3}+\frac{3}{2.94}\right)^2=4.00$$

$$\sigma_e=\frac{3.1416^2\times 2,100,000\times 0.8^3}{12\times 27.2^2(1-0.3^2)}=1,642\text{kg/cm}^2$$

図—22 からくを求めると 0.393 となる。したがって

$$\sigma_{crt}=0.393\times 4.00\times 1,642=2,581\text{kg/cm}^2$$

$$P_{crt}=2,581\times 141.8=366,000\text{kg}$$

No 2 対して

a=350cm（端ダイヤフラム間隔をとる）

b=27.2cm

t=0.8m

したがって，β=12.9 となので k≒4.00 となる。σ_{crt} はこの場合も 2,581kg/cm となるので，座屈強度も No 1 と同様に 366,000kg となる。

No. 3 に対して

a=70cm（ダイヤフラムの間隔をとる）

b=25.2cm

t=0.8cm

したがつて，β=2.78 となるので m=3 となり

$$k=\left(\frac{2.78}{3}+\frac{3}{2.78}\right)^2=4.02$$

$$\sigma_e=\frac{3.1416^2\times2,100,000\times0.8^2}{12\times25.2^2\times(1-0.3^2)}=1,913\text{kg/cm}^2$$

これに対して ξ=0.342 となる。したがつて

$$\sigma_{cr\xi}=0.342\times4.02\times1,913=2,630\text{kg/cm}^2$$

$$P_{cr\xi}=2,630\times192.6=506,500\text{kg}$$

以上の理論値を表示すれば表—10 のようになる。この表から，実測値と理論はよく合つていることがわかる。

表—10

番　号	理論値	実測値	実測値/理論値
No. 1	366,000kg	362,000kg	99 %
No. 2	366,000	370,000	101
No. 3	506,500	521,000	103

〔4〕 タイヤフラムの影響

試験部材には 70～80cm 間隔にダイヤフラムが配置されているので部材を構成している板は座屈に対して補強されることになる。しかし補剛材間隔が特に狭い場合のほかは，圧縮力に直角な補剛材の座屈に対する影響は非常に小さいということは理論の示すところである。これを確認するため裏板とダイヤフラムを溶接した部材 No 1 と，溶接しない部材 No. 2 の座屈強度を比較することにした，が試験結果は前記のように No. 1 と No 2 に差がないことを示している。したがってダイヤフラムの間隔は強度にはほとんど影響しないので，施工上のことも考えダイヤフラムは部材の形状を保つのに，必要な程度に配置するのがよいと考えられる。

〔5〕 上弦材および端柱の座屈強度

前節によって，座屈強度の理論値は，十分信頼できることがわかったので，実際の上弦材および端柱の安全率を計算する。

上弦材 U_1　U_3

設計荷重=137,800kg

断 面 形=試験部材 No. 1

部 材 長=510cm

最大細長比=l/r=510/10.3=49.5

これに対して，鋼設示による許容強度は 142,100kg になり，これを Tetmajer 公式，Tezek 公式壁面座屈に

よる座屈強度と比較して安全率を計算すると表—11 のようになる。

表—11

許容強度	Tetmajer		Tezek(m=0.1)		壁面座屈	
	強度	安全率	強度	安全率	強度	安全率
142,100kg	359,600kg	2.53	360,200kg	2.53	366,000kg	2.57

上弦材 U_3 U_5

設計荷重=183,000kg

断面形=試験部材 No 3 とおなじ

部材長=510cm

最大細長比=l/r=510/9.8=52.1

この場合の許容強度とその安全率は表—12 のようである。

表—12

許容強度	Tetmajer		Jezek		壁面座屈	
	強度	安全率	強度	安全率	強度	安全率
191,000kg	482,600kg	2.53	487,300kg	2.55	506,500kg	2.65

端柱 L_0 U_1

設計荷重=131,200kg

断面形=試験部材 No. 3 とおなじ

部材長=826.2cm

最大細長比=l/r=829.2/9.8=84.3

この場合の許容強度とその安全率は表—13 のようである。

表—13

許容強度	Tetmajer		Jezek		壁面強度	
	強度	安全率	強度	安全率	強度	安全率
157,200kg	412,000kg	2.62	404,500kg	2.57	506,500kg	3.22

以上の計算によつて，上弦材および端柱は設計荷重に対して約2.5 の安全率をもっており，十分安全であることがわかる。

Ⅵ 結論

この研究によつて得られた主な結論は次のとおりである。

(1) 上弦材および端柱は，設計荷重に対して十分安全に設計されている。

（2） 溶り溶接の大さは設計値で十分である。

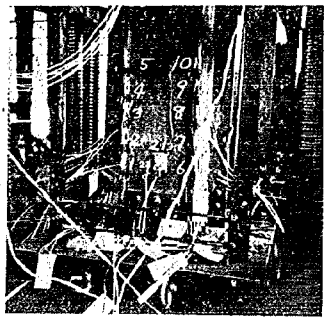
（3） ダイヤフラムの間隔は座屈強度にほとんど関係しないから，部材の形状が保てる程度に広くするのがよい。

（4） 残留応力試験部材の程度であれば，溶接による残留応力の座屈強度におよぼす影響は特に考える必要はないようである。

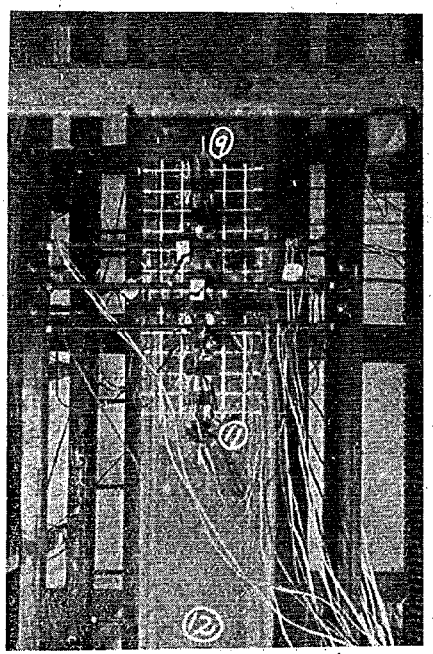
（5） 溶接による圧縮部材は，鋼道路橋設計示方書および溶接道路橋示方書の規定にもとずいて設計し，慎重に製作すれば十分安全である。

附　　記

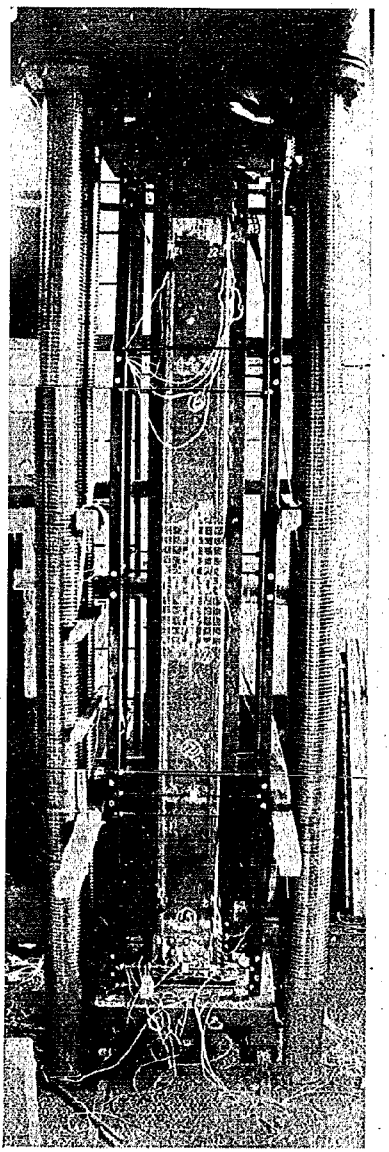
この研究に際して御協力をうけた福岡県土木部当局に対し，深く感謝の意を表をする次第である。



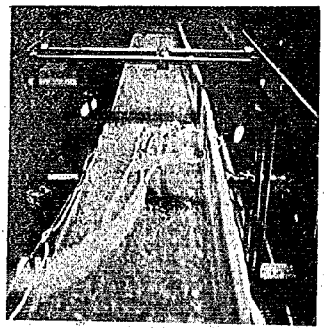
写真—1

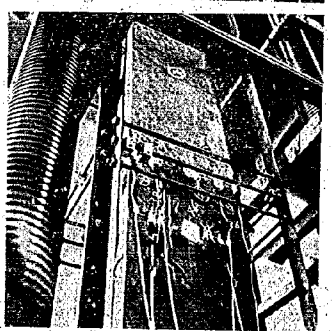


写真—2

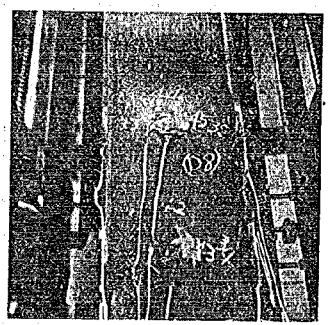


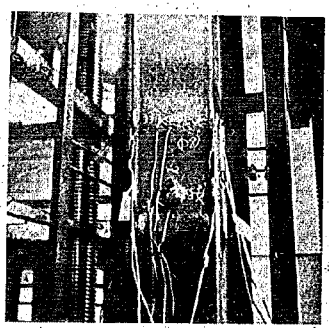
写真—3



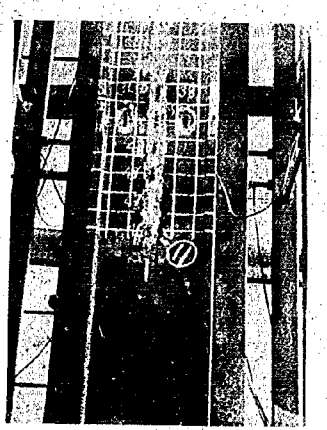


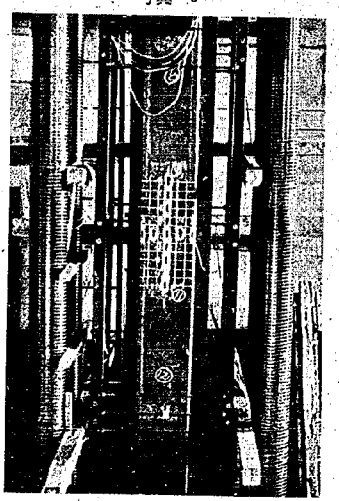
写真—4





写真—5





写真—6

海岸堤防に関する研究(6)

——海岸堤防の機能の設計について——

建設技官 佐藤清一
建設技官 岸力

昭和 29 年9月

要旨

海岸堤防の堤高決定法を提案し併せて計画潮位，計画波浪の算定方法を示した。ついで昭和 28 年度の愛知・三重両県の海岸堤防災害の調査に基づき堤高決定法を検討した。

更に堤防の被災原因から，設計に当つて堤防各部すなわち堤高，波返し，表法，護岸，裏法および基礎にいかなる機能をもたせるべきか従つていかなる方針で設計すべきかについて筆者らの見解をのべた。

目次

Ⅰ 緒言……(1)
Ⅱ 堤防高の決定法……(2)
〔1〕 計画潮位……(2)
〔2〕 計画波浪……(2)
〔3〕 堤防高の決定……(6)
Ⅲ 堤防高決定法の 13 号台風による検討……(9)
〔1〕 13号台風による異常潮位……(9)
〔2〕 13号台風による波浪……(10)
〔3〕 愛知・三重海岸堤防の被災状況と衝突波頂高との関係……(11)
Ⅳ 堤防の機能設計……(17)
〔1〕 堤体と堤高……(17)
〔2〕 波返し……(17)
〔3〕 表法勾配と護岸……(17)
〔4〕 天端幅……(18)
〔5〕 裏法および裏法被ふく，側溝……(18)
〔6〕 基礎……(18)
Ⅴ 総括……(19)

Ⅰ 緒言

筆者らはさきに海岸堤防の堤高算定に関して実験的研究を行い，堤が砕波点の沖にある場合および岸にある場合のそれぞれに対し堤面における衝突波頂高の算出方法を示し，堤高設計の一つの根拠を与えた。

ついで，たまたま昭和 28 年の 13 号台風に遭遇し現地において被災の状況をしらべその原因について考察した。そこで本文においては 13 号台風当時の気象，海象の記録に基づいてその時の潮位，波浪を推定しさきに示した衝突波頂高の算出方法を現地の被災状況に照らして検討した。

また現地の被災原因から，堤防設計に当つて堤防各部すなわち堤高，波返し，表法，護岸，裏法および基礎

にいかなる機能をもたせるべきか従つていかなる方針で各部を設計すべきかについて考察し，堤防の機能設計とも称すべきものを纒めることができた。

愛知・三重両県の海岸堤防の復旧は，本文に示した方針に従つてその設計が行われた。

Ⅱ 堤防高の決定法

〔1〕 計画潮位

計画潮位を定めるにあたつて問題になるのは，過去において記録された潮位の絶対値そのものではなく，その潮位の予定潮位からの偏差量である。従来は，異常高潮の記録を偏差の記録として考えるか潮位として考えるか見解の分かれる所であつたが，異常高潮の大きさはその偏差で比較されるべきであり又台風の最盛期は 3～10時間続くこと多く，ある台風にあらわれた偏差の最大値と満潮とが重なることがあり得ると考えなければならないから異常高潮の記録は偏差の記録として考えるべきであろう。すなわち低気圧，風の吹き寄せ作用など異常潮位の原因となる外力が如何なる規模のものであるかを直接の結果である偏差によつて比較しようと言う観点である。

偏差の最大値は，必ずしも異常高潮の最高位の時刻に生じているとわかぎらない。従つてある記録からそれに対する偏差を求めるには少くも異常高潮の最高位を中心として前後おのおの6時間位は計算を行う必要がある。表—1 は潮位表の満干潮の値から，途中の時刻における潮位を算出する係数表である。

偏差を重ね合わすべき基準の潮位は，春秋の大潮満潮位をとると言う考え方もあるが，経費の点で実現困難であれば朔望平均満潮位を採用するのがよいであろう。

河川の場合と異なり海岸堤防の場合は潮位の上に波が重なつていることもあるから，痕跡調査による潮位の記録は波の影響を含まぬことを確かめる必要がある。

〔2〕 計画波浪

地震津波など特殊の原因の場合を除けば，波は風によつておこされる。H. U. Sverdrup および W. H. Munk[1] 〔1947〕によつて体系づけられた波の予報理論は現在最もすぐれたものと考えられるが，この理論は深水波を対象としており，比較的浅い水域例えば陸に囲まれた内湾の中などにおいては波の発生機構が深水の場合と異なることも考えられるから，このような浅い水域における風と波との関係は今後研究を要する所である。例えば週期 8秒の深水波は波長が 99.8m であるから Sverdrup-Munk の理論を用いるには水深が約 50m 以上なければならず，週期 10 秒の波では波長 156m で水深約 80m 以上であることが必要である。内湾などではこれだけの水深がない場合も多く。例えば伊勢，渥美湾の水深は海図によると深い所で 30m 程度である，このような場合には波高は，水深が小さいため深水波としての値よりは小さくなるものと推定される。

然し現在では，かゝる条件の下における波高の算定は基礎資料が少なく困難であるから，愛知・三重海岸の計画においては，比較的狭い水域における観測値に基づいた Molitor の式を用いることとした。Molitor の式は狭い水域であるから水深の浅い所も含まれて居ると考えられ，伊勢・渥美湾に用いて妥当であろう。また浅い水域では，週期も変つてくることも考えられるが，算定の方法がないので Sverdrup-Munk の理論によることとする

任意時刻の潮位を求める係数

T ＼ t	h ′ 5 00	h ′ 5 10	h ′ 520	h ′ 5 30	h ′ 5 40	h ′ 5 50	h ′ 6 00	h ′ 6 10	h ′ 6 20	h ′ 6 30	h ′ 6 40	h ′ 6 50	h ′ 7 00
h10′	+495	+495	+495	+495	+495	+495	+496	+496	+496	+496	+496	+496	+497
20	+489	+490	+490	+491	+491	+492	+492	+493	+493	+493	+493	+494	+494
30	473	475	476	478	479	480	481	482	483	484	485	486	486
40	457	460	462	464	466	468	470	472	473	475	476	477	478
50	431	435	439	443	446	449	452	455	457	459	461	464	467
1.00	405	411	416	421	425	429	433	437	440	443	446	451	456
10	370	378	385	391	397	403	408	413	418	422	426	431	435
20	335	345	354	362	369	376	383	389	395	400	405	409	413
30	298	307	316	326	335	343	352	360	367	374	380	385	390
40	250	264	278	290	301	311	321	330	338	346	354	360	366
50	203	219	235	249	262	274	286	296	306	315	324	332	339
2.00	155	173	191	207	223	237	250	262	274	284	294	303	312
10	104	115	145	163	180	196	211	225	238	250	261	271	281
20	052	075	098	118	137	154	171	186	201	214	227	239	250
30	000	025	049	071	092	111	129	146	162	177	191	204	216
40	−052	−026	000	023	046	067	087	105	123	139	155	169	182
50	104	077	−049	−025	000	022	044	063	082	100	117	132	147
3.00	155	127	−098	071	−046	−023	000	021	041	060	078	095	112
10	203	174	145	119	092	068	−044	−022	000	020	039	057	075
20	250	221	191	164	137	112	−087	064	−041	−021	000	019	038
30	298	267	235	208	180	155	129	106	082	061	−039	−020	000
40	335	307	278	251	223	197	171	147	123	101	−078	058	−038
50	370	343	316	289	262	237	211	187	162	140	117	096	075
4.00	405	380	354	328	301	276	250	226	201	178	155	134	112
10	431	408	385	360	335	311	286	262	238	215	191	168	147
20	457	437	416	393	369	345	321	298	274	251	227	205	182
30	473	456	439	418	397	376	352	329	306	284	261	239	216
40	489	476	462	443	425	404	383	361	338	266	294	272	250
50	495	485	476	461	446	427	408	388	367	346	324	303	281
5.00	500	495	490	478	466	449	433	464	395	375	354	333	312
10		500	495	487	479	465	452	435	418	394	380	360	339
20			500	496	491	480	470	455	440	425	405	386	366
30				500	495	488	481	469	457	442	426	408	390
40					500	496	492	482	473	450	446	430	413
50						500	496	489	483	472	461	448	435
6.00							500	496	493	485	476	460	456
10								500	496	490	485	476	467
20									500	497	494	486	478
30										500	497	491	486
40											500	497	494
50												500	497
7.00													500

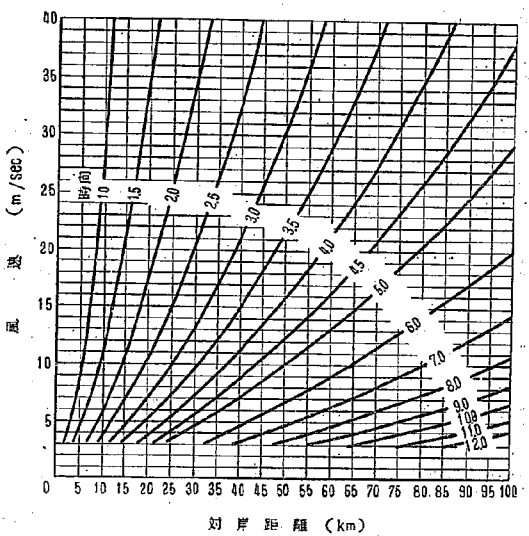
t：満（干）潮と干（満）潮との時間差　　T：直前の満（干）潮との時間差

1. 任意時刻の潮位を求めるには，その時刻のすぐ前の満潮（または干潮）とその次の干潮（または満潮）の差をとりこれに表から求めた係数を乗じていま用いた満潮と干潮の潮位の平均値に加える（または減ずる）

2. 表中の数字は小数以下を示す．すなわち表に 495 とあるのは 0.495 の意である．

3. 表の中段を斜に走るのは境界線で，それより上のはんいは正を，下は負の値となる．

図—1 は対岸距離，風速が与えられたとき最小吹続時間を求める図表で，風の吹続時間が図—1中の値以上であれば，考えている水域内の波は充分発達して定常状態に達することを示すものである．



図—1

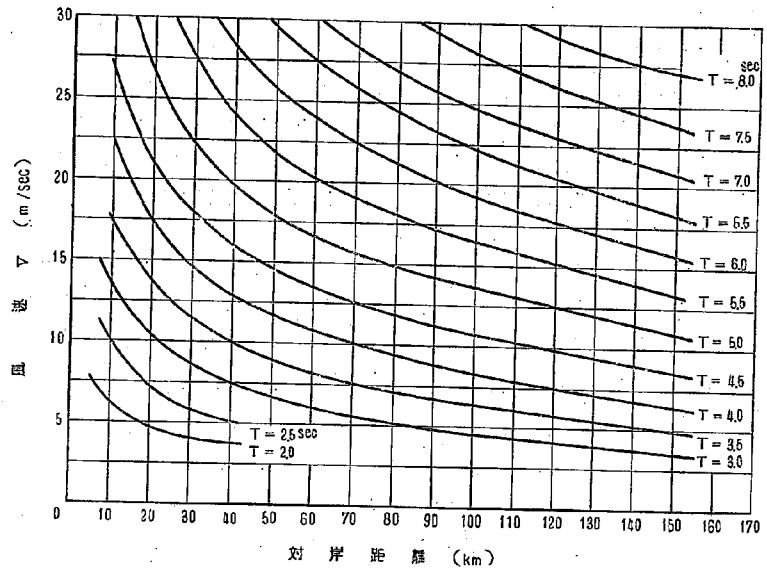
この図は C.L. Brétchneper〔1952〕が Sverdrup-Munk の図を更に修正した Fetch graph から計算したもので，運輸省発行港湾技術要報 No. 5 から転載した。

図—1 によれば対岸距離 60km 程度の水域では，風速 20m/sec で最小吹続時間は約4時間 30m/sec で 3.5時間あればよく台風でこの程度の大きさのものは普通であるから小水域の堤防設計には波が充分発達して定常状態に達した場合を想定しておくのが寧ろ当然であろう，図—2 は波が発達して定常状態になつた場合の対岸距離，風速と波の周期との関係を示すものである。

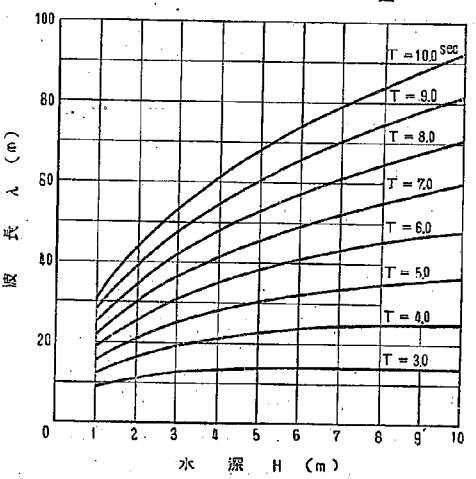
図—2 で求めた周期から種々の水深における波長を図—3 で求める，図—3 は微小振幅理論による計算値である。

計画波浪の決定は次の手続で行われる。先づ過去の気象記録から計画風を定め，それに基づいて風によつて生ずる波浪の波高周期を算定する。この波高が堤防の前面水深に対する最大波高より小さければ計画波浪は計画風から算定されたものを採用すればよい。風から求めた波高が前面水深に対する最大波高より大きければ，その場所ではそれだけの波が起り得ないわけであるから計画波高はその場所の最大波高を採用することとなる。たゞし

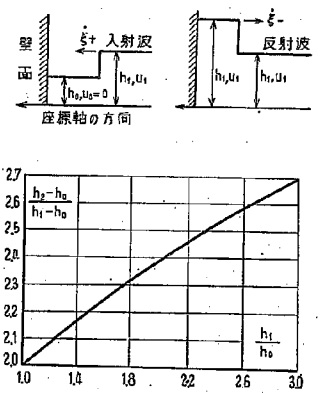
1) H.U. Sverdrup and W.H. Munk, "Wind, Sea and Swell : Theory of Relations for Forecasting," Publication No. 601, Hydrographic office, U.S. Navy, Washington, D.C., 1947



図—2



図—3



—4 衝撃波の入射波高と反射波高との関係

周期は変らないものと考える．前面水深に対する最大波高の算出方法は前論文[1]に詳述した。

2. 佐藤清一，岸　力：海岸堤防に関する研究（1）海岸堤防に衝突する波の高さについて 土木研究所報告 Vol. 88 昭和 29 年 9 月

〔3〕 堤防高の決定

筆者らが表法勾配1割の模型を用いて実験した結果によれば[3] 堤高が波の衝突高より低い場合には，波が堤をのり越えいわゆる溢波状態となる。堤が波の衝突高より低くなければ，もはや溢波状態は生ずることなく堤は飛沫のみをうけるかあるいは高さが充分であれ飛沫もうけない。飛沫の上る高さについては筆者らが実験的に算定方法を示した。勿論堤高が飛沫をうけないだけ充分高ければ理想的であるが，建設費がかさみ実現困難の場合が多いから堤高としては溢波状態が生じない高さすなわち波の衝突高を以つて設計堤高とすべきであろう。

堤に対する衝突波頂高は堤が砕波点の沖にあるか岸にあるかによつてそれぞれ重複波および衝撃波の理論に基づいて計算される。重複波の衝突波頂高は Sainflou の式で実用的には充分な精度が得られることが理論的ならびに実験的に確められているので[4] 設計には取扱いの簡単な Sainflou の式によることとする．すなわち静水面から測つた衝突波頂高は次式で与えられる。

$$H_c=2a+\delta_c=2a+\frac{4\pi a^2}{\lambda}\coth\frac{2\pi H}{\lambda} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに　$2a$：入射波の波高

λ：入射波の波長

H：堤の前面水深

δ_c：波高中分面の静水面からの上り高

しかし入射波の峻しさ $(2a/\lambda)$ がある限度以上に大きくなれば衝突後の重複波は波形を維持できず波頂がくだける。筆者の一人岸の計算によれば[5] 重複波として波形が維持されるためには入射波の波高は（2）の値をこえることはできない。

$$R(2a)=\frac{\sqrt{\coth^2 kH+0.350\cosh^2 kH}-\coth kH}{0.296\ \mathrm{cosech}^2\ kH} \quad \cdots\cdots(2)$$

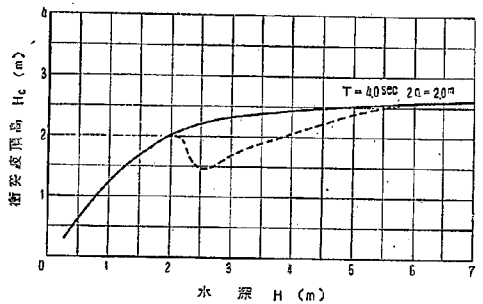
ここに　$k=\frac{2\pi}{\lambda}$，　λ：入射波の波長

堤が砕波点より岸にあるときはと近似的に衝撃波の反射として衝突波頂高を求めることができ，その計算は図—4で行われる。

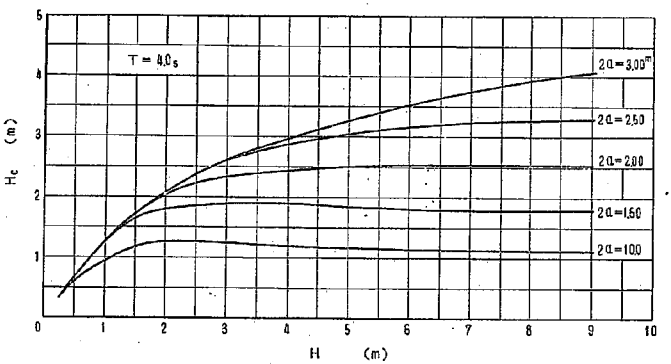
すなわち図—4は，水深 h_0 の水域を水深 h_1 の衝撃波が進行し垂直壁に衝突して水深 h_2 の反射衝撃波を生ずるときの入射波と反射波の高さの関係を示すものである。設計にあたつては，h_1 としては水深に入射波の半波高を加えた値を用いる。

図—5は風による波浪として，波高 $2a=2.0$m，週期 T=4.0sec が与えられた場合に，上述の方法に従つて計算した各水深における衝突波頂高の例である．図—5において，砕波水深は H=2.0m で，それより浅い部分は衝撃波としての計算値である，水深がより深い所は重複波となるが，（2）によれば水深 6m の点までは入射波高

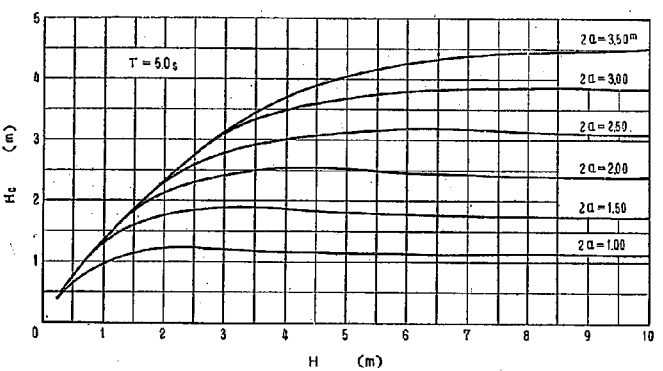
3) 前脚註 2)
4) 岸　力　海岸堤防に関する研究（2）—有限振巾の浅水重複波—土木研究所報告Vol 90 昭和20年3月
5) 前脚註 4)
6) 前 〃 2)


T = 4.0 sec 2a = 2.0m
碎波波頂高 Hc (m)
水 深 H (m)

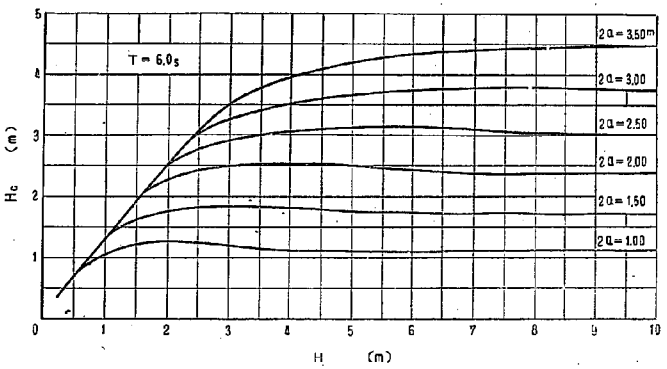
図—5


T = 4.0s
2a = 3.00m
2a = 2.50
2a = 2.00
2a = 1.50
2a = 1.00
Hc (m)
H (m)

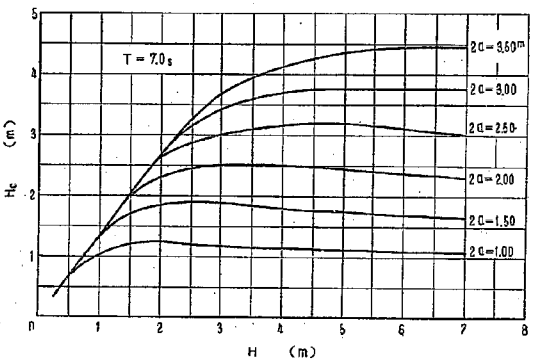
図—6 (a)


T = 5.0s
2a = 3.50m
2a = 3.00
2a = 2.50
2a = 2.00
2a = 1.50
2a = 1.00
Hc (m)
H (m)

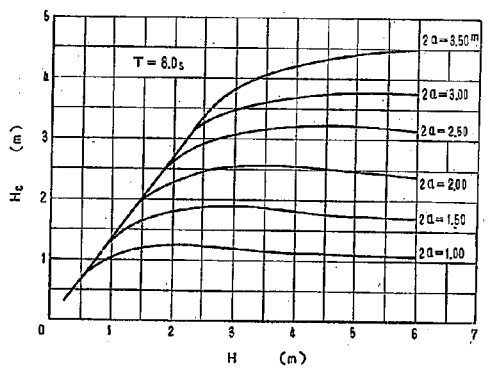
図—6 (b)


T = 6.0s
2a=3.50m
2a=3.00
2a=2.50
2a=2.00
2a=1.50
2a=1.00
Hc (m)
H (m)

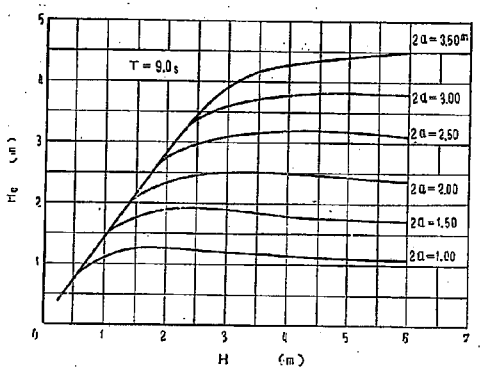
図—6—*c*


T = 7.0s
2a=3.50m
2a=3.00
2a=2.50
2a=2.00
2a=1.50
2a=1.00
Hc (m)
H (m)

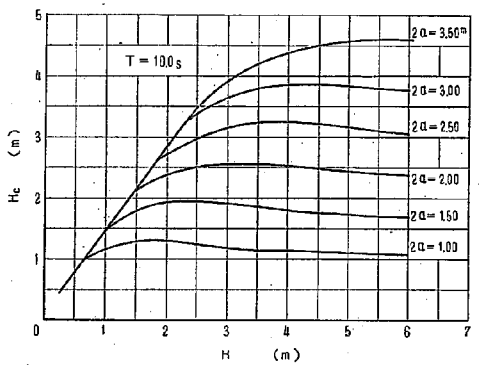
図—6—*d*


T = 8.0s
2a=3.50m
2a=3.00
2a=2.50
2a=2.00
2a=1.50
2a=1.00
Hc (m)
H (m)

図—6—*e*



図—6—f



図—6—g

が重複波の砕波限界をこすこととなるのでこの部分は（2）から波高 $2a$ を求め，それを（1）に代入して波頂高を求めた。結果は図—5 の点線で示した値となる。しかし，計画波高の算定ならびに砕波点算出の精度を考えると，設計においては図の点線に多小の余裕を附しておくべきであろうから，水深 2.0m の砕波点と重複波の砕ける限界水深 6.0m の点とを滑らかな曲線で結び図—5 の実線で示した曲線を以て設計を行うこととする。

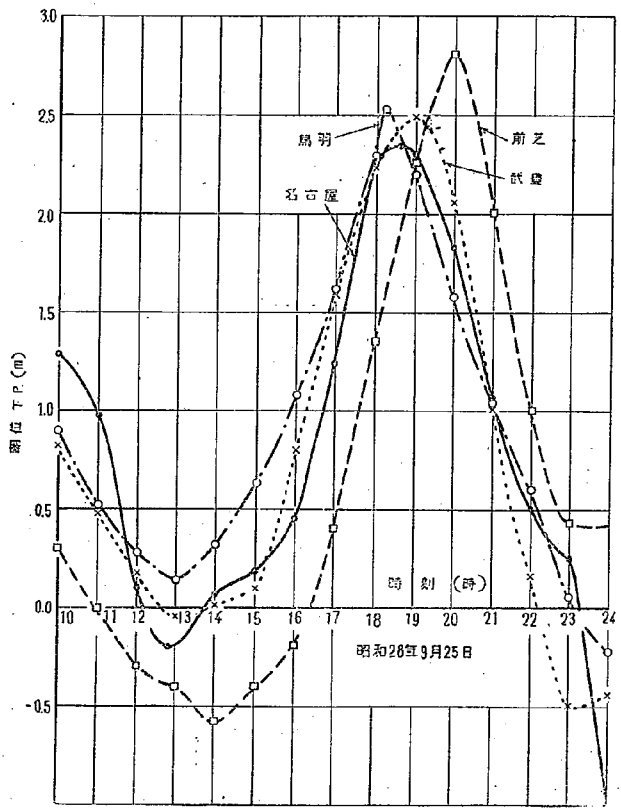
図—6 は上述の方法に従って計算した衝突波頂高の算出図表である。たゞし，図中の水深 H は堤から半波長沖の点の水深を用いるものとする。

Ⅲ　堤防高決定法の昭和 28 年における 13 号台風による検討

〔1〕 潮位 13 号台風による異常潮位

13 号台風おにける各地の潮位は，前報告[7] に示した所を引用して図—7 に示す。

上図でみられる通り伊勢湾内は T.P.(東京湾中等潮位)+2.50 前後であり渥美湾は湾奥に当る前芝がこれより高く T.P.+2.80m を記録している。また最高潮位は 18 時～20 時にあらわれている。



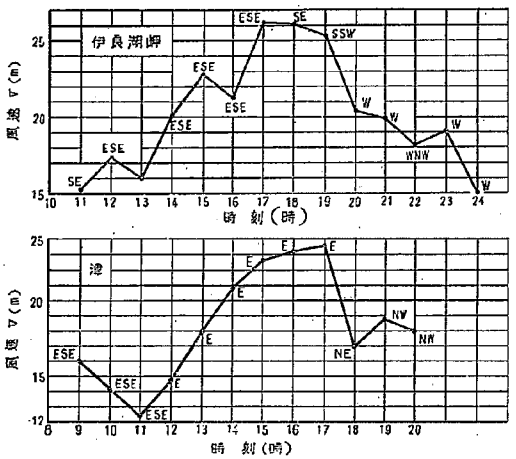
図—7

〔2〕 13 号台風による波浪

13 号台風による波浪を推定するために風の資料をしらべると，伊良湖岬および津において図—8 の如き観測値がある。

これから吹続時間とその時間内における平均風速との関係を求めるのであるが，前掲潮位の記録をみるに最高潮位は 18 時～20 時にあらわれて居り，一方風の記録をみるに伊良湖・津ともに 17 時に風速の最大があらわ

7) 佐藤清一・岸　力　海岸堤防に関する研究(3)——13 号 台風による愛知・三重海岸堤防の災害について土木研究所報告，Vol. 90，昭和 30 年 3 月



図—8

れ，18時以後では風向が変化し始めている。従つて堤防に対して最も条件の悪かつたと思われる最高潮時の波浪を算出するために，風向がほゞ一定と見なし得る風の吹続時間を求めると言う意味において，伊良湖岬では 19時以前，津では 18 時以前の風の資料について吹続時間と平均風速との関係を求めると表—2 が得られる。

表—2

吹続時間(時)	平均風速 (m/sec)	
	伊良湖岬	津
1.0	26.1	23.3
2.0	25.8	23.1
3.0	25.3	22.8
4.0	24.5	22.2
5.0	23.6	21.5
6.0	22.5	18.6

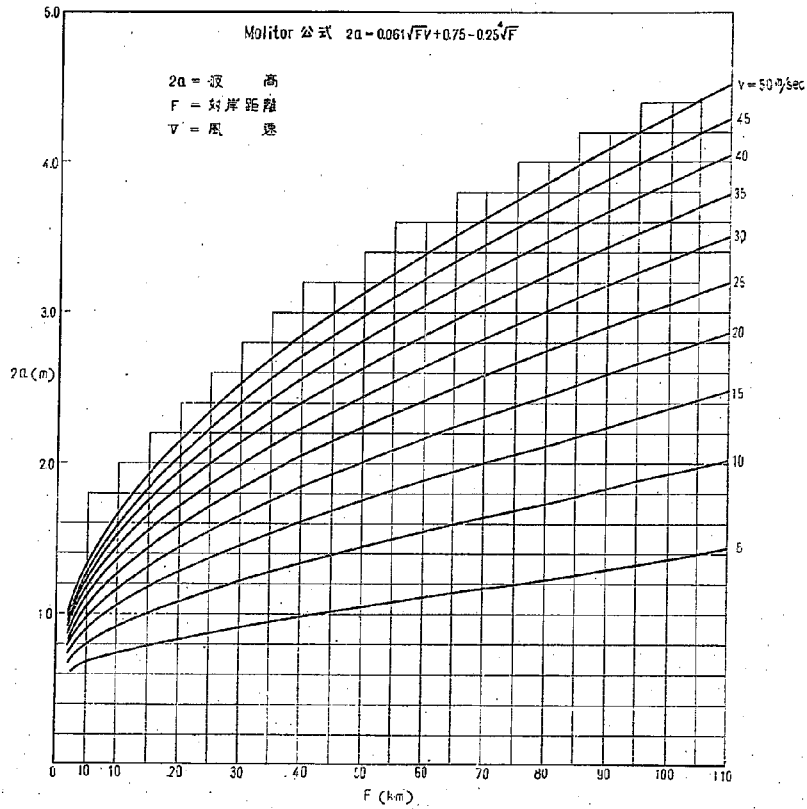
また伊良湖岬および津の風は強風の方向が ESE および E で両者はゞ同じでありこれから湾内を大体一定の風向の風が吹いたと考えられるから，各地点の対岸距離としては E～ESE 方向の距離を考えればよい。伊勢・渥美湾内の各地点における対岸距離は長い所で 60km 程度であり風速と最小吹続時間との関係は図—1 から，風速 20m～25m では 4.0hr～3.5hr である。

一方海面風は陸上で測定する風速より常に大きいことを考えあわせれば，前表—2 の数値から，最高潮時における波浪は湾内を吹き渡る 25m/sec の風速に対し定常状態にまで発達していたものと推定してよいであろう。

風速から波高を求めるには前章の計画波浪の所で述べた通り Molitor の式によることとした。図—9 に風速対岸距離と波高との関係を示す。

〔3〕 愛知・三重海岸堤防の被災状況と衝突波頂高との関係

前章Ⅱに述べた堤防高決定法を検討するために，前報告[3]に述べた堤防の被災状況と 13 号台風による衝突波頂高とを比較してみる。例としては愛知県吉田・一色海岸，三重県岩松海岸および午起海岸の 3 例をのべる。



図—9

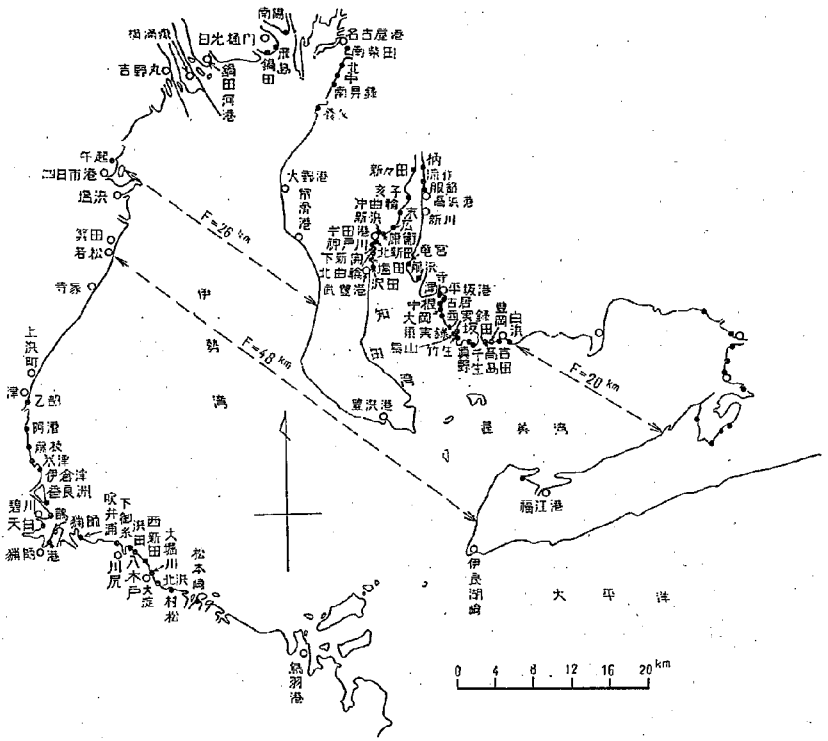
各地点の位置は図—10 に示した。

(1) 愛知県吉田新田・一東実録新田

a) 被災状況

前報告に述べた如く，この新田の堤防は二種あり，一部は波返し（天端高 T.P.+4.92 m）を有し堤の天端および裏法を厚さ約 10cm のコンクリートで被ふくを施してあるが，他の部分は土堤部となつて居り堤高も前者より低く天端高は T.P.+4.00 m 程度である。前者は裏小段に洗掘がみられたが堤体はかろうじて残存した。これに反し後者は堤土が流失し，溶ケ所となつた部分もあつた。従つて，土堤部は堤高が足りず溢波されたことは明らかであり，残存部も裏小段の洗掘からみて被ふくが不充分であつたと考えられる。

8) 前脚註 7)



図—10

b) 衝突波頂高の算出

この地点の高潮位は 武豊 T.P.+2.50m, 前芝 T.P.+2.80m の値から T.P.+2.70 m と推定する。

其の他の諸要素は次の如くである。

対岸距離は SE の方向にとり F=20km である。

風速　　V=25m/sec

吹続時間　　D=4hr

図—1 より F=20km, V=25m/sec に対する最小吹続時間は D=1.7hr であるから，波浪は定状状態になるまで充分発達して居り

図—9 から　　波高　　$2a$=1.6 m

図—2 から　　週期　　T=5.0 sec

と定まる。堤の前面水深は大体 4m～5m であるが，週期 5.0sec の波はこの水深で 28m～30m の波長となるそこで堤前半波長の位置として堤前 15m の点をとると

前面水深　$H=4.4$m

図—6—b で衝突波頂高 H_c を読みとると

$H_c=2.0$m

である。これを T.P. に換算すれば，水面の高さが T.P.+2.7m であるから H_c=T.P.+4.7m となる。

これで土堤部が溢波されて堤土の流失を招いたことおよび波返し天端 T.P.+4.92m のコンクリート堤の部分は裏小段に洗掘をうけながらもかろうじて残存した理由がわかる。

（2） 三重県・若松海岸

a) 13 号台風時の状況

堤体はコンクリート直立式と土堤との組合せ型で，コンクリート部は更に黒御影でまいた堅固な構造である。表法は殆んど垂直に近い急勾配で，上部を変曲せしめて波返しを兼用せしめている。堤体天端および裏法肩まで石張りを施し，裏法は良好な芝被ふくであつた。パラペットの天端は T.P.5.20m，堤高は T.P.4.80m で殆んど被害をうけなかつた。これから考えて堤高および堤体の被ふくは 13 号程度の台風には充分であると思われた。

b) 衝突波頂高の算出

高潮位は鳥羽の検潮記録による T.P. 2.5m，名古屋の T.P.2.50m および現地の痕跡調査による T.P.2.m の値から T.P.2.50m と推定した。

対岸距離は津の風向Eを参照してE方向の F=48km をとる。

前例と同様にして衝突波頂高を求めると

波高　$2a=2.2$m

週期　$T=6.0$sec

前面水深　$H=3.5$m

で衝突波頂高は図—6 により $H_c=2.7$m となり，これを T.P. に換算すれば T.P+5.20m となる．従つて衝突波高とパラペット天端の高さは一致し，高さが充分であつたことがわかる。

（3） 三重県・午起海岸

a) 13 号当時の状況

こゝは比較的水深が小なる場所であるが，一部被災しなかつた箇所があるので，その堤高をしらべてみたいと思う。その箇所の堤高は T.P.+3.8m であるがパラペットは鉄筋コンクリートでその天端高は T.P.4.95m となつている。天端および裏法は厚さ 0.3m のコンクリートで被ふくされ，前の若松海岸の堤防とならび非常に立派な堤防である。

b) 衝突波頂高の算出

潮位は若松海岸と同様 T.P.2.50m と推定した。対岸距離は SE 方向にとつて F=26km

其の他の諸量は

波高　$2a=1.8$m

週期　　$T=5.0$sec

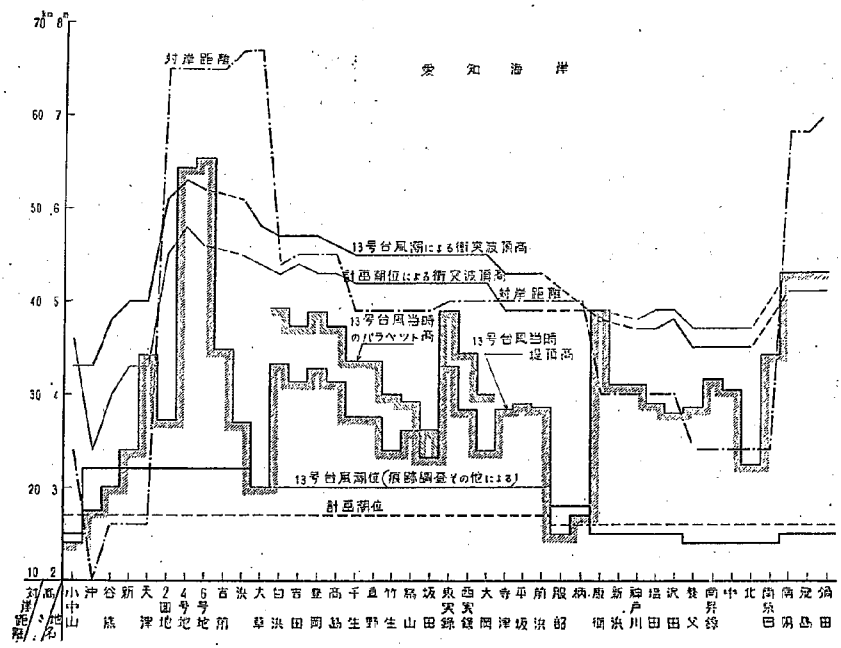
前面水深　$H=2.00$m

衝突波頂高は図—6 により $H_c=2.0$m で T.P. に換算して T.P.4.50 m である。これはパラペット天端高 T P. 4.95m より低く被災しなかつたことと一致する。

以上3例で明らかな通り，堤高が図—6 に示した衝突波頂高以下でなく，また飛沫による堤土の洗掘を防ぐに足る被ふくのあつた所は被害をうけず，また衝突波頂高以下の所は被災して居り，吾々の示した衝突波頂高の算定方法の正しいことがわかる。同時に衝突波頂高で堤高をきめるという考えも妥当なものと云える。

図—11 は愛知県海岸堤防の 13 号台風当時の高さと計画衝突波頂高とを比較して示したものである．復旧計画においては，台風時の風向は台風進路によつて著しく左右されるので 13 号当時の風向をそのまゝ計画に用いるのは妥当でないと判断し各地点毎に最大対岸距離をとつて計画に用いることとした。たゞし風速については，風速は台風規模によつて定まるものであり，これは 13 号台風と同一程度の規模の台風を対象とするとの計画の方針から 13 号台風の記録に基づいて計画風速 25 m/sec を用いることとした。

図—11 には計画対岸距離，計画潮位を記入したが，別に 13 号台風潮位（痕跡調査その他による）及びそれによる衝突波頂高も参考のために記載した。愛知県の海岸では，この時の水深は 4m 前後で，波浪の週期は



図—11

5sec 程度であるが，潮位の差（水深の差）と衝突波頂高の差とは大体同程度である。

また図—11 で対岸距離と衝突波頂高あるいは堤防高との関係をみると，入江の箇所や湾の内部など特殊の場

表—3

海岸名	対岸距離の方向	対岸距離 (km)	計画潮位 T.P+(m)	水深 (m)	13号台風当時の堤頂高 T.P+(m)	計画波頂高 T.P+(m)	計画堤頂高 T.P+(m)	計画波返し高 T.P+(m)	備考
愛知海岸									
浜田	≒SSW	44	2.7	3.5	4.33	5.4	5.3	5.8	
岡島	〃	45	〃	4.0	4.13	〃	〃	〃	
吉豊	〃	〃	〃	3.5	4.29	〃	〃	〃	
高千	〃	〃	〃	3.0	4.13	5.3	〃	〃	
真竹	〃	39	〃	3.5	3.76	〃	〃	〃	
坂東	〃	〃	〃	4.0	〃	〃	〃	〃	
東西	〃	〃	〃	3.5	3.40	〃	〃	〃	
大中	〃	〃	〃	〃	3.32	〃	〃	〃	
古濤	〃	40	〃	〃	3.99	〃	〃	〃	
濤新	〃	〃	〃	〃	3.83	〃	〃	〃	
々亥	〃	〃	〃	4.0	3.40	〃	〃	〃	
沖曲	〃	〃	〃	〃	3.94	3.6	4.0	4.5	この間波は計画高と入江として算出す。
末	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
蔵	〃	〃	2.6	3.0	3.86	〃	3.5	4.0	
北新	〃	〃	〃	3.5	2.6	〃	4.0	—	
下新	〃	〃	〃	〃	—	〃	〃	—	
北曲	〃	〃	〃	4.0	—	〃	〃	—	
塩田	〃	〃	〃	3.5	—	〃	3.5	4.0	
沢田	≒SSE	30	〃	4.0	—	5.0	4.5	5.0	
	〃	〃	〃	3.5	4.9	〃	4.8	5.3	
	〃	〃	〃	〃	4.1	〃	〃	〃	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
	〃	〃	〃	3.0	〃	4.9	〃	〃	
	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
	〃	〃	〃	3.5	3.8	5.0	〃	〃	

海岸名	対岸距離の方向	対岸距離 (km)	計画潮位 T.P+(m)	水深 (m)	13号台風当時の堤頂高 T.P+(m)	計画波頂高 T.P+(m)	計画堤頂高 T.P+(m)	計画波返し高 T.P+(m)	備考
三重海岸									
起	≒SSE	56	2.9	2.4	3.8	5.5	5.0	5.5	
松	≒SE	48	〃	3.9	4.8	5.6	5.2	5.7	
崎	≒NE	49	〃	5.0	3.6	〃	5.5	6.0	
部	≒ESE	〃	〃	3.0	〃	5.5	〃	〃	
漕	≒NEor≒E	51	〃	2.0	4.0	〃	〃	〃	
桜	〃	〃	〃	1.0	3.0	4.2	4.5	5.0	
津	〃	〃	〃	〃	2.5	〃	〃	〃	
津	〃	〃	〃	3.5	4.5	5.5	5.5	6.0	
州	〃	〃	〃	0.4	2.0	3.5	3.5	—	
鯏	≒NE	58	〃	4.0	3.0	5.8	5.5	6.0	
白	〃	〃	〃	4.5	3.5	5.9	〃	〃	
子	〃	〃	〃	4.0	2.5	5.8	〃	〃	
師	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	
浦	〃	〃	〃	3.5	3.0	5.7	〃	〃	
糸	≒NNE	〃	〃	〃	4.3	〃	〃	〃	
田	〃	〃	〃	2.7	1.5	5.6	〃	〃	
戸	〃	〃	〃	3.7	2.0	〃	〃	〃	
田	〃	59	〃	2.5	〃	〃	〃	〃	
川	〃	〃	〃	4.0	2.5	5.8	〃	〃	
浜	〃	〃	〃	3.0	3.0	5.7	〃	〃	
松	〃	〃	〃	〃	2.2	〃	〃	〃	

所を除けば対岸距離に大体比例した高さとなつて居り，過去の幾度かの災害で繰返し補正されて現在に至つた堤防の高さが，今回の計画によつて再検討され，細部に亘つての補正が加えられたことが認められるであろう．

表—3 は愛知・三重両県の海岸堤防の復旧計画を一括して示したもので，計画潮位，水深，対岸距離，衝突波頂高，計画堤高および計画パラペット高を記入してある。衝突波頂高は対岸距離と計画風速 25m/sec とから図—2 および図—9 によつて週期と波高とを求め，その値を用いて図—6 で読みとつたものである．表—3 において，中根新田より神曲輪新田に至る間は図—10 で明らかな通り大きな入江をなしその方向から考えて波が直接衝突することはないと思われるので，入射波の波頂高を以て計画堤高とすることとした。

Ⅳ　堤防の機能設計

前報告“海岸堤防に関する研究(3)，愛知三重海岸堤防の災害について”において愛知・三重海岸の海岸堤防の被災原因について考察し，設計施工に当り特に注意すべき事項を指摘した。本節においてはその結論に基いて最も合理的な設計をなすには堤防の各構成部分にいかなる機能を持たすべきかを考え，その設計方針を明らかにしたいと思う。

〔1〕 堤体と堤高

堤体は波浪を防ぐと同時に，波力の全体を受持つを原則とする。従つて堤高は波の衝突波頂高以上であることを基準とする。堤の基礎断面形及びその大きさについては一応力学計算により安定を検討すべきである。

〔2〕 波返し

堤高を低くし波返しが直接衝突波の波力の一部を受持つ設計にすることは，波力についての知識が不充分な現在では危険である。前述の三重県若松，午起など成功した例もあるが，前報告に述べた三重県松本崎などパラペットの倒壊した例もあり，現在の段階では設計の安全性が保証し難い。また仮りに波力に関する資料が整つて波返しの設計基礎が明らかになつても，耐久性から云つて鉄筋を用いる構造は避けたいから，あまり高さの高い波返しは実際的でないであろう。

筆者らの考えでは，堤体で波力を全面的に受持たせ波返しは衝突後の上向き流を海側に返す機能のみをもつものとし，従つてその曲率もあまり小さくなく，高さも最小限度に低くする。愛知・三重の例では高さ 50cm 程度が適当して居り，1m 以上の高いものになると重量も大きくなり局部的な沈下をおこしている例が多かつた。

〔3〕 表法勾配と護岸

表法勾配は堤体材料によつて異なり，土堤では 1.5割～2割位が普通で急過ぎるものは堤土の安定から考えてもいけない．水理学的にみれば表法勾配は波力の集中を緩和する機能があるものと考えられる．しかし反面 M. Gourret[10] の近似計算によれば法勾配が緩になればなる程衝突波頂高は高くなる傾向がある様である．表法勾配の力学的特性は設計を支配する重要な要素の一つであり，筆者らの手もとで研究が進められている。

護岸は表法を保護する機能をもつが，法面における波圧の分布が不明確である現状では厚さは経験的にきめる

10) M. Gourret, “Sur Certains Mouvements periodiques der la Mer, au noisinage dune paroi of ligue on courbe”. Annales des ponts et Chaussees, Mars et Avril. 1937.

以外にない．1.5 割～2 割の勾配で護岸の厚さは 40cm～50cm が多い。

護岸の破損は直接波圧による他，目地から堤土が吸い出されて起る例も多い．特に練石積みの目地は入念に仕上げるべきで，愛知県ではたゝきの目地を使つた古い箇所で堤土の吸い出しをうけた例があつた。

波圧は護岸の強度を吸い出しはむしろ耐久性を要求する。

〔4〕 天端幅

堤高表法勾配，裏法勾配がきまれば波浪に抵抗する堤体質量をきめるものは天端幅である．堤高は力学的に決定され，表法勾配，裏法勾配は堤体材料及び施工法によりおゝよその値がきまつているから，堤防の断面は天端幅で大いに左右される。従来の例では 4m前後のものが多く，日常の点検，物の運搬，水防等の見地から，広いことが望ましい また天端は飛沫によつて強くたゝかれるから充分な被ふくを要する。

〔5〕 裏法および裏法ひふく，側溝

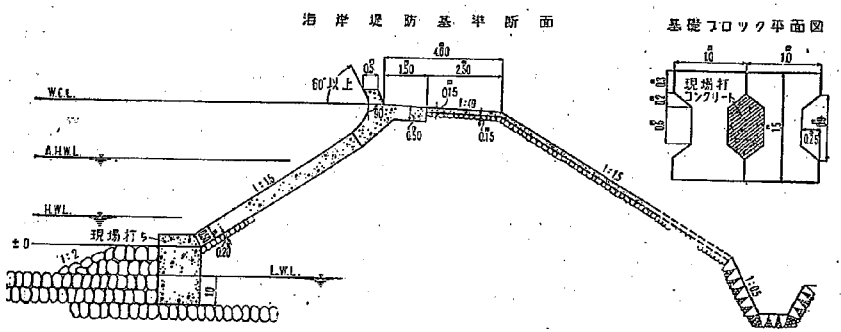
裏法は飛沫による洗掘に耐え，流れを無害に側溝に導く機能をもたねばならない．従来の例では裏法は芝で被ふくされたものが多い。13 号台風の経験では，堤高が飛沫を防ぐに足るだけの充分な高さをもたない限り，激しくたゝきつける飛沫の洗掘に耐え得ないことがわかつた。筆者らの設計法は堤高を越波されない限度でおさえているから裏法は裏小段あるときは裏小段も含めて，コンクリートで完全に被ふくすべきである．被ふくするコンクリートの厚さは 10～15cm でよく施工法から決定されよう。

裏法勾配は堤土の安定からあまり急勾配にはできず 1.5 割程度が基準となろう。

裏法尻には充分な容量をもつ側溝を設け，裏法を流下する流水により裏法尻を洗掘されぬようにすべきである。側溝を省略したため，裏法の崩壊を招いた事例も少くない。

〔6〕 基　礎

基礎には上部構造たる護岸を保持すると同時に，堤体下部から堤土が流失するのを防ぐ機能をもたせるべきである．例えば基礎ブロックを用いる時は充分な根入れを行つて洗掘を防ぐと同時にブロック相互間の目地から堤土が流失しない構造をとらねばならない。



図—12

以上の方針に基いて土堤の標準断面形の一例を示すならば図—12 の如くである。

先ず堤防高は衝突波頂高に等しくとる。表法勾配は1.5割で潮位と衝突波頂高との中分点まで立上り，護岸の厚さは 50cm とし，これで水面に生ずる最大圧力を受持つ，潮位と衝突波頂高との中分点から波返しの曲面に入り，堤の天端の高さで垂直にすりつき，その上部は水平と 60° 以上の角度をもつものとし，天端は堤防天端より50cm の高さとする 波返しの厚さは天端で 50cm とする。波返しの形状は図の如くL型とし，波力に対する抵抗と同時に，自重の分散を計る．堤防天端は堤内に向つて 1/40 の勾配を有し，幅は 4.00m とする。

堤内に向つて勾配を附したのは，波返し基部に水抜き孔を設けないためである。裏法勾配は1.5割で，天端とともに 15cm 厚のコンクリートで被ふくする。裏法尻には側溝を設ける。

基礎ブロックは図に示す如き cellar ブロックを二段に積むものとし，根入れは L.W.L 以下 1m 以上とする。cellar ブロックは設置後接目に現場打ちでコンクリートを詰め堤土の流失を防ぐ，捨石の前法勾配は2割とする。基礎ブロックのみでは H.W.L まで立上がれない時は，護岸の H.W.L 以下の部分は練石積とする。

V 総　括

筆者らは，これまでの研究成果を綜合し本文において海岸堤防の設計方法を示した．すなわち，第Ⅱ章において（1）計画潮位（2）計画の波浪の定め方を述べ，それに基いて（3）堤高を算定する図表を作つた。次いで第Ⅲ章においてその設計方針 13 号台風の資料によつて検討し，妥当性を明らかにした。第Ⅳ章においては，堤防各部の受持つべき機能を考えその設計方針を示した。

然しこゝに示した方法も，勿論完全なものとは云い難く一層の研究を要する点が多い。今後の研究指針としゝ以下にそれを列挙する。

（1） 浅水波における風と波との関係

第Ⅱ章〔2〕に指摘した通り，浅い海では Sverdrup-Munk の理論の適用には疑問があるから，計画波浪算定のために，この研究を行わねばならない。

（2） 堤防表法勾配の力学的特性

吾々は表法勾配1割の堤防について実験を行つたが，更に緩勾配のものについても研究を行い，衝突波頂高，圧力分布に関する資料を整備しなければならない。これによつて，地形あるいは堤体材料の変化に応じて適切な勾配および護岸の厚さを決定することができるであろう。

（3） 波返しの曲率および高さ

（4） 基礎の洗掘防止対策

これについては捨石径の定め方，基礎の施工法が第一にとり上げられるべきである。

河口に関する研究

――神戸川流量減少の河口閉そくに対する影響について――

建設技官 佐藤清一
建設技官 岸力

（昭和 29 年 9 月）

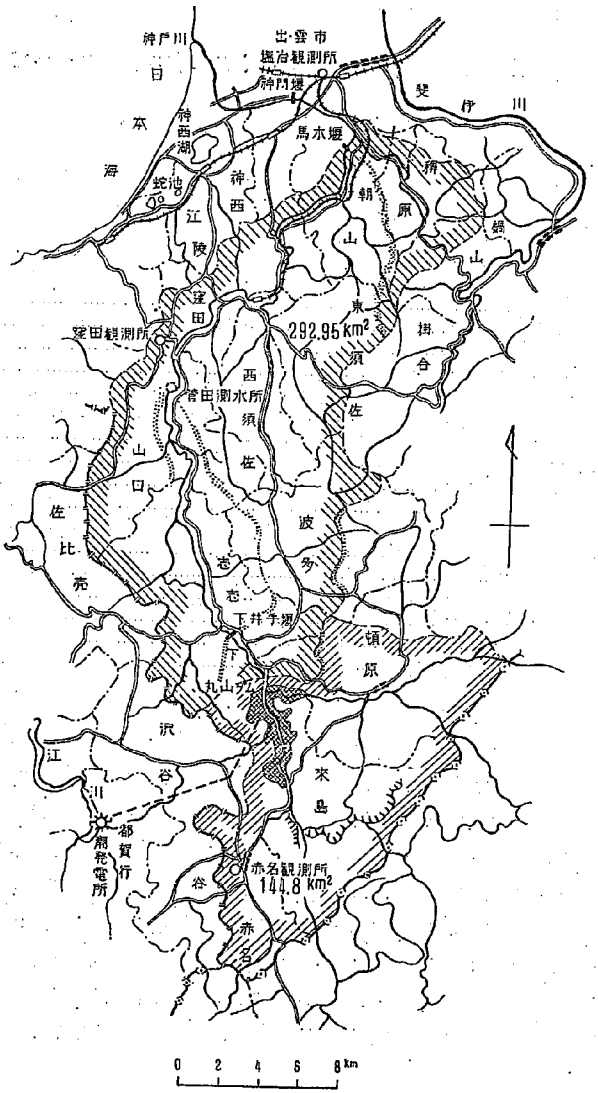
目次

Ⅰ 緒言……1
Ⅱ 神戸川河口の閉そく……3
〔1〕 神戸川の概況……3
〔2〕 流量，風，河口幅の関係……4
Ⅲ 河口閉そくを生ずる最低流量と発電に伴う河口閉そく回数の増加……9
Ⅳ 河口漂砂の特性……10
〔1〕 河口漂砂と風，流量との関係……10
〔2〕 風と波浪の関係……12
〔3〕 底質と移動限界……14
〔4〕 風の季節的特性……17
〔5〕 河口の深浅変化……17
〔6〕 河口における流況観測……19
Ⅴ 結論……22
〔1〕 発電に伴う河口閉そく回数の増加……22
〔2〕 河口漂砂の特性……23
〔3〕 漂砂帯……23
〔4〕 河口閉そくの防止対策……24

Ⅰ 緒言

島根県神戸川上流の来島村地点に発電のための丸山ダムが建設され，流域変更により貯水を隣接の江川に放流することになつた。この方式に従えば神戸川下流部においては流量の減少が期待される。そこで発電に伴う流量減少の神戸川河口に及ぼす影響について，われわれは昭和 28 年度に調査を実施した。中小河川における河口処理，特に河口閉そくおよび河口漂砂を扱つた実例は比較的に少いからその意味でこれは好個の一例であろう。

本文では先ず第1に流量減少による河口閉そく回数の増加を昭和 13 年～17 年，同 24 年～27 年の資料について推定した。すなわち昭和 13 年の当時においてすでにダムが建設されていたとすれば，この間に幾回河口閉そく回数が増加したことになるかをしらべた。次いで，昭和 28 年度に行つた現地観測の資料に過去の諸資料をあわせ，河口閉そくの原因としての河口漂砂の特性を明らかにしその防止対策を示した。


神戸川
出雲市
塩冶観測所
神門堰
日本海
神西湖
蛇池
江陵
神西
馬木堰
朝原
山
稱
鍋山
斐伊川
東須佐
292.95 km²
掛合
宝田観測所
宝田
西須佐
菅田測水所
山口
佐比売
波多
志志
下井手堰
頓原
九山ヲ
沢谷
江川
都賀行
南発電所
来島
赤名観測所
144.8 km²
谷
赤名
0 2 4 6 8 km

図—1 神戸川流域全図

（2）

Ⅱ　神戸川河口の閉そく

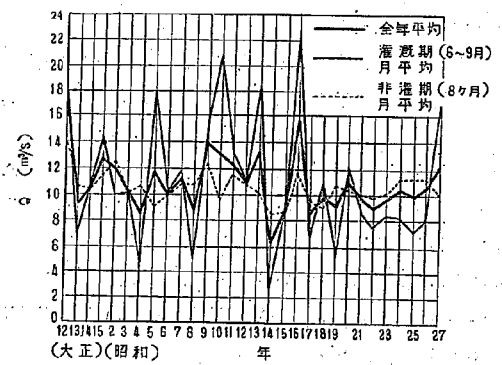
〔1〕 神戸川の概況

神戸川は島根県飯石郡赤名町女亀山に発し，それから約 80km の間は山間部を流れ，河口より約 11km の馬木に至つて漸く簸川平野に出て日本海に注ぐ。全流域面積は約 500km² のダムより上流域の面積は約 145km² で発電後は全流域の約 1/3 が流域変更されることとなる。

神戸川における流量観測は中流部窪田村管田発電所において大正8年以来続けられている。逓信省発行の流量要覧により既往 27 年間の平均を示せば次の通りである。

豊水 (m³/s)	平水 (m³/s)	低水 (m³/s)	渇水 (m³/s)	年平均 (m³/s)
11.40	7.17	4.82	2.82	11.10

また豊原博士の調査によれば[1]既往 30 年間の神戸川流量の経年変化は図—2 の如くである．図には各年の平均流量および各年の灌がい期間（6月～9月）中の平均流量並びに各年の非灌がい期間8カ月の平均流量が記入されてある。



図—2

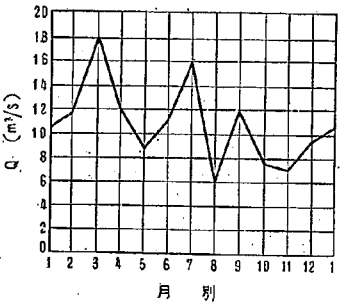
これによると，非灌がい期間の流量変化は灌がい期間の流量変化にくらべて小さく，全年の流量変化は主として灌がい期中の流量変化に支配されている。すなわち全年平均流量の較差が大よそ 6 m³/sec であるに対して灌がい期間の平均流量の較差は 20 m³/sec にも及ぶが，非灌がい期間の較差は大体 3 m³/sec 程度である。

またこの 30 カ年の経年変化をみると，豊水と渇水とが 4，5 年の間かくであらわれている。

次に管田における月別流量を図—2 の 30 カ年についてしらべると図—3 の如くである。

8月が最低水で7月と9月が豊水であることは山陰地方の共通の性質であり三月の豊水は融雪水である。

1) 豊原義一：神戸川電源開発に伴う下流の農業用水について　昭和 28 年 12 月



図—3

〔2〕 流量風および河口幅の関係

漂砂ある海岸の河口は，河川の流量とその場所の漂砂との影響のもとに形成される。太平洋岸の如く潮差の大きい海岸では潮汐の影響も考えなければならないが神戸川は潮差の少い日本海に注ぐのであるから，潮汐の影響は一応除外して考えてもよいであろう。従つて神戸川の調査にあたつては上流馬木堰（河口より約 11 km）の流量を以て河口の流量と考えた．また漂砂量をあらわすパラメーターとしては，神戸川河口における海風の資料を用いる方針をとつたが，神戸川の風資料は昭和 28 年以降にかぎられるので，附近の日御岬燈台の資料との相関関係をしらべた上，日御岬燈台の資料によつて神戸川を代表せしめることとした。

（1） 馬木堰での流量

馬木堰の流量は昭和 16 年以降において毎日の平均流量が通産省発行流量要覧に発表されている．昭和 13 年から同 15 年までの期間は馬木における実測がないから，この期間にも流量記録がある上流の管田測水所との関係を求めて管田流量から推定することとした。

その方法としては，両地点の比流量の比と管田流量との関係をさだめそれを用いた。比流比にすれば，雨量の資料を使わずに直接管田流量から馬木流量を算出し得る便利がある。使用した記録は，昭和 16 年および 17 年の 2 年間のものである。

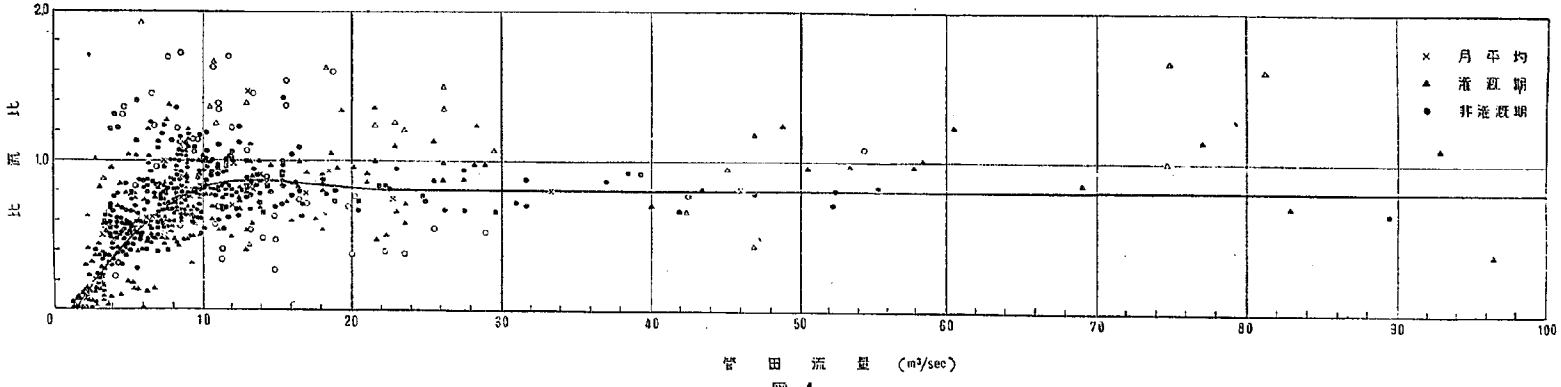
図—4 は管田流量と馬木・管田比流量比との関係を示すものである。図中の○あるいは△印の点は流量が大きく出水があつたと思われる場合のもので，平均値からのはずれが比較的大きい。これは，出水の場合に流量ピークが両地点でずれるためと考えられる。河口閉そくに特に重要なのは常時の流量であり，従つて流量の大きい出水時のピークの時間的ずれはさしたる重要性をもたないから，今の目的には図—4 の実線で示した平均値で毎日の流量を推定して差支えないであろう。図にはまた各月の平均流量から求めた月平均比流比をで×示したが，×の点は実線の平均値曲線にかなりよくのつている．

比流比は管田流量約 2 m³/sec で 0 で，それから約 14m³/sec まで増加して最大値 0.94 を示し，その後減少して管田流量 20 m³/sec 以上ではほゞ 0.90 なる一定値を示す。

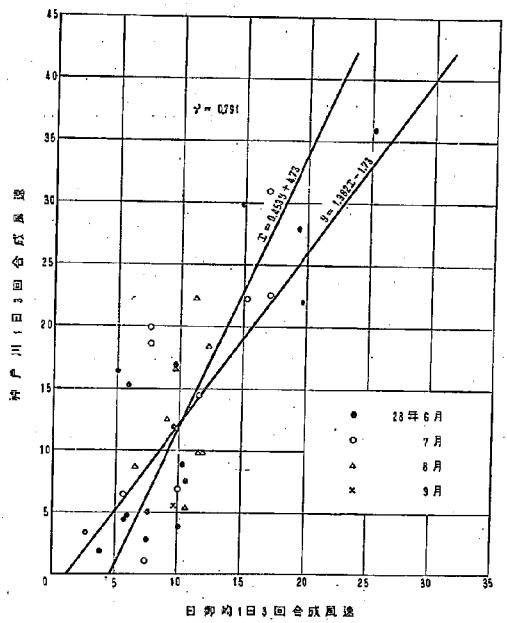
比流比の値は，濯がい期と非濯がい期で異つた性質を示すかも知れないので，図ではかんがい期を●で非かんがい期を▲で記入したが，図にみられる範囲では両者に差異は認められない。

（2） 風

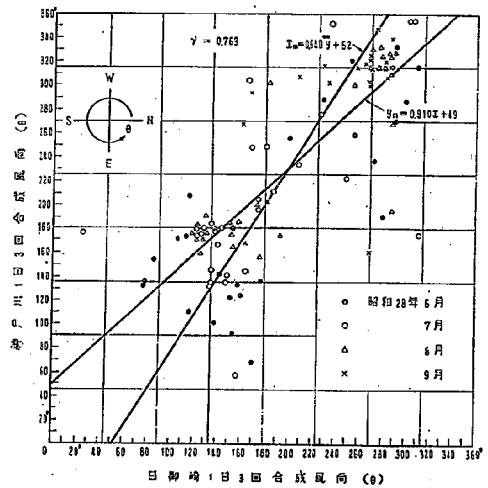
日御崎においては古くから風の観測がおこなわれており，勿論昭和 13 年以降の資料は入手できた。神戸川河口の風の観測は昭和 28 年以降で，この調査に着手してからのものである。日御崎においても，毎時の自記々録がとられたのは昭和 28 年以降で，それ以前は 1 日 3 回の観測である。従つて昭和 28 年以前における神戸川河口の風の状態を推定するには日御崎の資料による他はない。そこで両地点とも資料のそろつている昭和 28 年の



図—4



図—5 (a) 日御崎，神戸川河口の夏季海風風速の相関（1日3回）



図—5 (b) 日御崎，神戸川河口の夏季風向の相関（1日3回）

記録について，風速・風向の相関々係をしらべることとした。

まず1日3回（6時，14時，22時）の風速・風向をベクトル的に合成して合力の大きさと方向とを定めた。漂砂の量をあらわす指数として風を使うのであるから，毎時刻の風速・風向よりむしろ1日を単位とするような比較的長時間の平均値が重要であるとの考えから上述の如き整理方法をとつた。また陸風は海風と異り局地の地形的な影響をうけることが多く，また波浪の原因として考える場合も海風と同じ効果をもつものとはみなし得ないから，合成風を海岸線の方向で区分して海風と陸風とに分けて扱うこととした。

次にまた，季節的に両地点の風の相関々係が異なることを予測し，冬期（12月～3月），春期（3月～6月）夏期（6月～9月），秋期（9月～12月）の4期について資料の比較を行つた。風向は角度であらわし，北から反時計廻りに測つて比較した。一例として図—5に夏季の海風々速・風向の相関々係を示した。海風速は強風の場合に，神戸川において日御崎よりやゝ大きく，風向角度は神戸川において日御崎より大きく，風向が西あるいは南に偏する傾向がみられる。相関係数 r は風速で $r=0.79$，風向で $r=0.76$ で風の相関としては両者ともかなり高いと云える。

表—1に各季節における海陸風の相関係数と回帰直線の式とを示す。

表—1

季節＼風	海風 風速 (m/s) 回帰直線	海風 風速 (m/s) 相関係数	海風 風向 (0) 回帰直線	海風 風向 (0) 相関係数	陸風 風速 (m/s) 回帰直線	陸風 風速 (m/s) 相関係数	陸風 風向 (0) 回帰直線	陸風 風向 (0) 相関係数
冬期（12月～3月）	$y=1.46x-1.87$	—	$y=0.93x+42$	—	$y=0.71x+2.50$	—	$y=0.93x+42$	—
春期（3月～6月）	$y=1.25x-1.67$	$r=0.85$	$y=0.86x+40$	$r=0.85$	$y=0.64x+3.04$	$r=0.60$	$y=0.86x+40$	$r=0.85$
夏期（6月～9月）	$y=1.38x-1.73$	$r=0.79$	$y=0.91x+49$	$r=0.76$	$y=0.87x+0.65$	$r=0.89$	$y=0.91x+49$	$r=0.76$
秋期（9月～12月）	$y=1.67x-2.07$	$r=0.69$	$y=1.0x+44$	$r=0.87$	$y=0.79x+1.95$	$r=0.83$	$y=1.0x+44$	$r=0.87$

y：神戸川　　x：日御崎

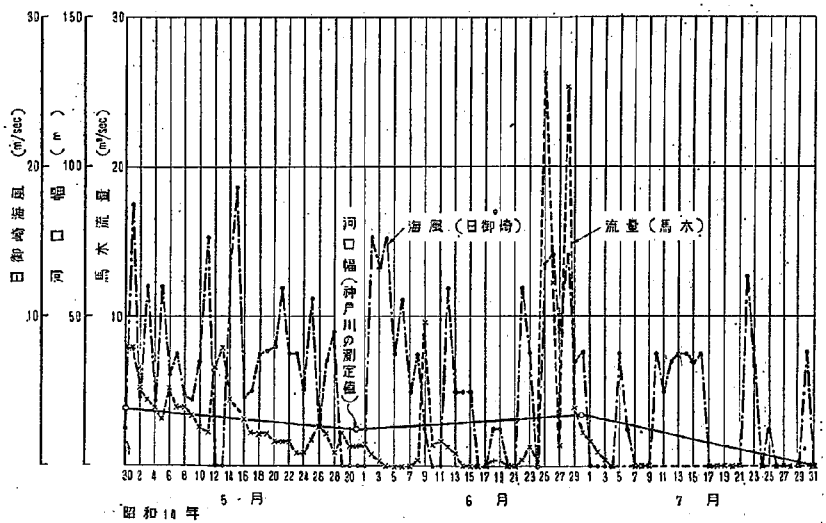
たゞし上表中，冬季の値は欠測が多かつたため，秋季と春季との平均値であつて実測に基づくものではない。風向は海・陸風によつて差異が認められず，両者をまとめて相関をしらべた。

表—1にみられる通り，年間を通じての神戸川と日御崎との風の相関々係はかなり密接で，日御崎の資料をもつて神戸川の風の状態をあらわすことができる。

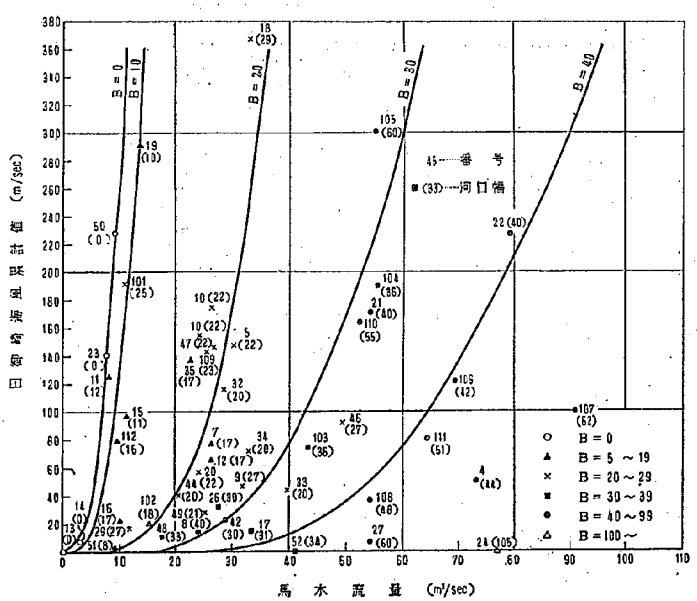
われわれは河口漂砂に関係するのは海風が主で陸風は影響が少いとみて，以下海風にのみ注目して整理を進めた。その根拠については後章Ⅳに述べた。

（3） 河口流量，風および河口幅の関係

漂砂ある海岸における河口幅は，河口流量と河口漂砂との相互のつり合いの下に形成されるものと考えられるが，そのうち河口の漂砂は波によつて生ずるものであり，波はまた風で生ずるから河口漂砂は風で代表させ得る


日御崎海風風速 (m/sec)
河口幅 (m)
馬水流量 (m³/sec)
河口幅（神戸川の測定値）
海風（日御崎）
流量（馬木）
5 月
6 月
7 月
昭和10年

図—6


日御崎海風風速計値 (m/sec)
馬水流量 (m³/sec)
B = 0
B = 10
B = 20
B = 30
B = 40
45……番号
(33)……河口幅
B = 0
B = 5 ～ 19
B = 20 ～ 29
B = 30 ～ 39
B = 40 ～ 99
B = 100 ～

図—7

表—2 河口幅支配馬木流量

No.	河口幅実測年月日	実測河口幅 m	河口幅支配馬木流量 年月日	発電前 m³/sec	発電後 m³/sec	日御崎海風流量(ピーク)の日より河幅実測日迄計 m/sec
1	13. 7.31	110	13. 6.13	352.7	181.7	231.8
2	8.31	115	6.13	352.7	181.7	288.6
3	9.30	74	9. 6	498.8	256.8	173.7
4	10.31	44	10.14	72.8	37.4	50.4
5	11.30	22	11.14	30.5	14.6	147.2
6	12.30	32	12.24	26.2	14.2	156.4
7	14. 1.31	17	14. 1.20	26.2	14.0	76.8
8	2.28	40	2.27	24.0	12.7	12.6
9	3.31	27	3.23	31.4	16.1	45.9
10	4.20	22	4. 8	26.2	14.2	174.0
11	5.31	12	5.13	7.9	3.8	125.4
12	6.30	17	6.25	26.2	14.2	65.2
13	7.31	0	—	0	0	0
14	8.31	0	8.10	3.1	1.6	7.5
15	9.30	11	9.17	11.2	6.8	97.2
16	10.30	17	10.28	9.9	4.9	22.9
17	11.30	31	11.30	33.0	18.5	15.2
18	12.31	29	11.30	33.0	18.5	368.2
19	15. 1.31	10	15. 1.15	13.5	7.8	292.2
20	2.29	22	2.25	24.0	12.7	57.0
21	3.31	40	3. 7	54.1	28.0	170.5
22	4.30	40	4. 4	79.4	40.7	227.3
23	5.31	0	5.13	7.9	3.8	141.2
24	6.30	105	6.27	76.7	39.3	0
25	7.31	37	7.15	110.3	56.7	141.5
26	8.31	30	8.26	27.5	14.7	32.3
27	9.30	60	9.12	54.1	17.9	6.2
28	10.30	30	10. 3	146.1	75.2	139.8
29	11.30	27	11.30	11.8	6.5	17.4
30	12.31	25	12.24	110.3	56.7	118.9
31						
32	16. 1.31	20	16. 1.25	28.9	16.1	116.1
33	2.26	20	2.21	39.7	19.8	44.0

No.	河口幅実測年月日	実測河口幅 m	河口幅支配馬木流量 年月日	発電前 m³/sec	発電後 m³/sec	日御崎海風ピーク流量の日より河口幅実測日迄計 m/sec
34	16. 3.31	20	16. 3.24	32.8	20.8	73.0
35	4.30	17	4.14	22.4	15.8	136.5
36	5.31	54	5.25	134.4		14.0
37	6.30	135	6.27	200.0		36.5
38	7.31	143	7.10	440.0	421.6	52.7
39	8.31	138				
40	9.30	151				
41	10.31	80	10. 2	238.0	117.9	196.3
42	11.30	30	11.28	28.7	17.4	23.5
43	12.31	20	12.18	23.8	15.5	155.9
44	17. 1.31	20	17. 1.28	20.5	13.6	40.1
45	2.28	33	2. 3	64.3	26.7	264.5
46	3.31	27	3.15	49.2	21.0	92.9
47	4.30	22	4.10	26.6	22.2	148.7
48	5.31	33	5.20	17.3	11.9	9.9
49	6.30	21	6.25	25.0	13.0	27.8
50	7.31	0	7. 2	9.5	6.9	228.0
51	8.31	8	8.29	9.3	6.5	3.5
52	28. 8.26	34	28. 8.26	41.0		河口実測値
101	27.12. 8	25	27.11.29	11.1	7.4	192.5
102	28. 1. 9	18	28. 1. 9	14.8		21.0
103	2.23	36	1.12	43.3		75.3
104	3.26	36	2.26	55.1		190.8
105	4.27	60	2.26	55.1		300.8
106	6.26	40	6. 7	69.4		123.7
107	7.29	62	7.22	90.6		101.1
108	10.20	48	9.25	54.4		36.9
109	12.19	23	11.27	25.5		143.8
110	25. 5.28	55	4. 3	52.3	41.9	163.1
111	7.19	51	6.28	64.2	32.3	80.4
112	26. 9.20	15	9. 9	9.2	4.6	81.0
113	10.20	96	10.15	129.1		51.0

と考えられる。

図—6 は昭和 14 年5月～7月の間の河口幅，馬木流量，および日御崎海風の3者を示したものである。図において6月30日測定の河口幅 17m は6月30日の流量ではなく，それより以前の6月25日の流量 26.2m³/sec によつて作り出されたものとみるべきであろう。また5月 31 日の河口幅 12m も5月13日に生じた 7.9m³/sec なる流量に対応する河口幅が其の後の河口漂砂によつて縮小した結果であると考えられる。

そこで河口幅，河口流量，および風の間の関係を定めるに，河口幅実測日またはそれ以前に生じた極大流量（河幅支配流量）とその日以後の海風累計値とで河口幅が定まるものと考えた。

このような考え方のもとに，島根県土木部が昭和 13 年～17 年の間および昭和 27 年 12 月～28 年 12 月の間に毎月1回行つた 61 回の汀線測量の結果に昭和 25 年，26 年に各2回ずつ行つた4回の結果をあわせた合計 65 回の測量結果から，河口幅Bと馬木流量および日御崎海風累計値との関係をしらべると表—2の通りで，これを図—7 に示した。

図—7 によれば流量小さく海風累計値の大なる程河口幅は小さくなる傾向がみとめられる。また河口幅の大きな所で点は多少散乱するけれども，河口閉そくに特に重要な川幅のせまい所では点の散乱も少く，用いた資料の精度も考え合わせれば，限られた種類の資料で河口閉そくを論ずるにはほゞ満足し得るものといえよう。

Ⅲ 河口閉そくを生ずる最低流量と発電に伴う河口閉そく回数の増加

図—7 から得られる重要な結論は

1) 馬木流量が約 10m³/sec を降らなければ，海風累計値が如何に大となつても，すなわちいかなる時化によつても河口の完全閉そく（川幅 B=0）は生じない。

2) 完全閉そくが生じるとき馬木流量と日御崎海風累計値との関係は表—3 の如くなり，流量のわずかな増減が河口閉そくに大きく関係することがわかる。

表—3

流量 (m³/sec)	10	7.5	5.0	2.5
海風累計値 (m³/sec)	230	110	25	5

昭和13年～17年，24年～27 年の9年間について日々の馬木流量，日御崎海風をしらべ，図—7 に従つてこの期間中の河口完全閉そく回数を調べた。前記の如く昭和 13 年～17 年の毎月，昭和 25 年 5，7 月，昭和 26 年 9，10 月には汀線測量が行われて河口幅が実測されているが，その他の期間は図—7 で推定した。その結果では，上記期間内における河口の完全閉そくは昭和 14 年 7，8 月，昭和 15 年 5 月，昭和 17 年 7，11 月，昭和 25 年8月，昭和 27 年 11 月の7回であつた。

次に上記期間について，発電によつて流量が変化したと仮定した場合の河口閉そく回数をしらべた。すなわち昭和 13 年当時に既にダムが建造されていたと仮定し，ダムの水使用計画に従つて其の後の毎日の放流量を求めそれにダム下流の流域よりの流出を加えて馬木流量を計算すれば，図—7に従つて発電後の河口閉そくの回数を推定することができる。既に神戸川の概況で述べた如く，神戸川では 4，5 年間かくで豊水と渇水とが繰返えされたのであるが，図—1 によれば上記9年間のうちには灌がい期において豊水年が2回，渇水年が2回他の年は平年程度の水量で，この期間内の調査はおおよそ長期間の傾向を察知するに足るものであろう。なお発電後の放水

量は，島根県当局から資料の提供をうけたもので，発電後の馬木流量は表—2 にその一部を示した如く，発電前の約 1/2 程度に減少することとなつている。

表—4 に発電前後の完全閉そく回数を比較対照した。

表—4

年月日	馬木流量 (m^3/s)	日御崎海風計 (m/s)	完全閉そくの有無	
			発電前	発電後
14. 4.27	6	60	なし	あり
7.31	0	86	あり	〃
8.31	0	27	〃	〃
10.28	9	169	なし	〃
15. 1.15	8	150	〃	〃
4.28	10	200	あり	〃
11.20	4～3	110	なし	〃
17. 8.	7	111	あり	〃
11.16	6	64	〃	〃
25. 8.	3	50	〃	〃
26. 8.30	4.5	40	なし	〃
27. 6. 6	5.5	40	〃	〃
11	8.5	179	あり	〃
12. 1	7	100	なし	〃

これを月別に分けると表—5 の如くである。

表—5

月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	計
発電前	0	0	0	1	0	0	1	3	0	0	2	0	7
発電後	1	0	0	2	0	1	1	4	0	1	3	1	14

上表にみる通り，上記9年間の資料では完全閉そく回数は発電前7回であつたものが，発電により 14 回に増加する見込みとなる。

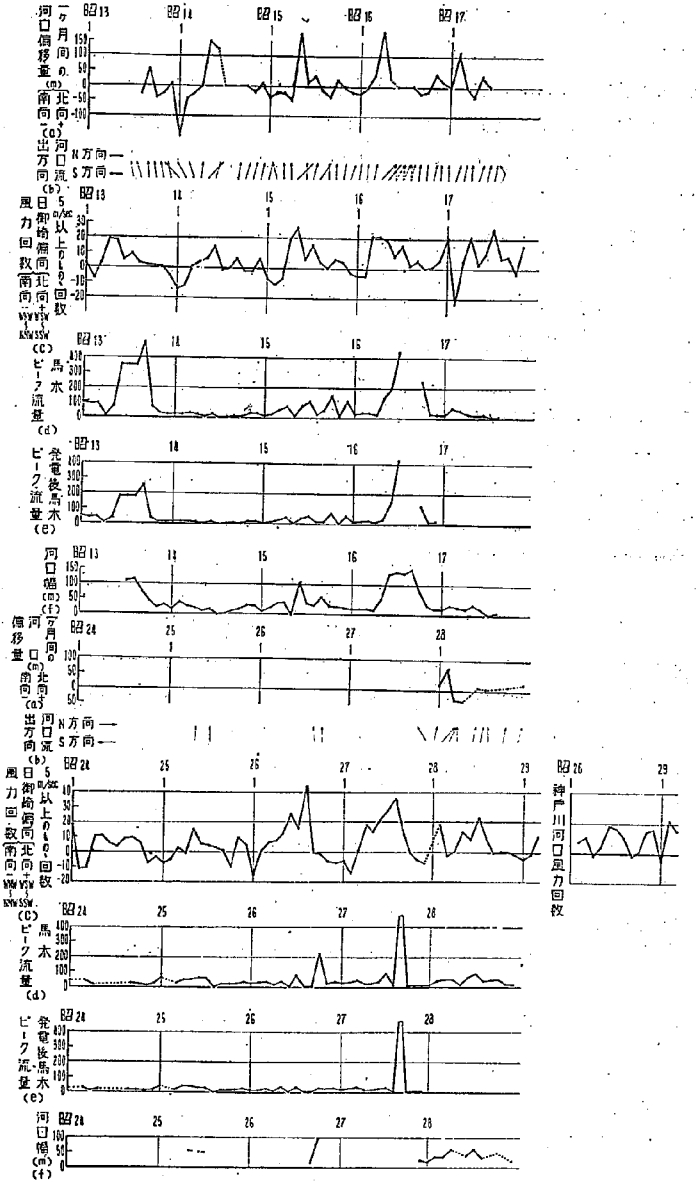
Ⅳ　河口漂砂の特性

〔1〕 河口漂砂と風，流量との関係

第Ⅱ章に求めた河口幅，流量，風の関係（図—7）から，流量がある限度以下に減じ，その時に風が限度以上に吹けば河口閉そくが起ることがわかつた。本章においては河口漂砂の方向をしらべ，いかなる現象の下に河口閉そくが起るかを明らかにしたい。

そこで昭和 13 年～17 年および 28 年における河口附近の平面図から，河口の位置および河口の走向をしらべた。河口の位置としては河口幅の中点をとり前月の位置と比較して偏移量を求め，符号としては便宜上右岸に寄るものを ＋ 左岸に偏移するものを － と定めた．

これを図—8 の上二段図 (a) と (b) に示した。これによると偏移量は，＋，－ 同程度の大きさでしかも季節的に共通の傾向をもつていることがわかる。すなわち，11 月～2 月の間は一般に 偏移量は － で，4 月～6 月


昭13
昭14
昭15
昭16
昭17
一ヶ月間の河口偏移量(m)
北向+南向−(a)
N方向
S方向
河口流出方向(b)
5m/sec以上のもの回数
日御崎偏向
風力回数
北向+南向−
(c)
馬木ピーク流量(d)
発電後馬木ピーク流量(e)
河口幅(m)(f)
昭24
25
26
27
28
29
神戸川河口風力回数

図—8

の間は偏差量が＋である。河口の走向は，偏移量が－のときは WSW の方向をとり，偏移量が＋のときは WNW の方向をとる。

偏移量が＋で走向が WNW の方向をとることは漂砂が左岸側から右岸側の方向をとつていることを意味し，偏移量が－で走向が WSW の方向をとることは，漂砂が右岸側から左岸側に向いていることを示すと考えられる．そこで，漂砂の方向を支配するものは風の方向であると考えられるから，各月の日御碕の風資料の中から 5m/s 以上のものをえらび出し，SSW～W 方向のものと NNW～W 方向のものとの回数の差を求めた。たゞし回数の積算にあたつては，10m/s 以上のものは2回と勘定して 5m/s～10m/s の回数に換算した。これを図(c) に示す．

図 (a) と (c) とを比較すれば，両図は定性的には極めてよく一致した傾向をもつていることが直ちにわかる．風向回数が＋で SW 方向の風の回数が多いときは偏移量も＋となり，風向回数が－で NW 方向の風の回数が多いときは偏移量も－となり，偏移量の大小もほゞ風向回数差の大小に対応している。

13 年8月～10 月，16 年4月～7月，17 年1月～6月は風の回数と偏移量とが一致した傾向を示していない。これは図―(d) の馬木流量から説明される．流量が，かなりの大きさに達すれば河口幅は広くなり海に向つて最急勾配の最短距離を流れる傾向をもつから，河口の偏移量および河口の走向は漂砂の方向とあまり関係がなくなる。13 年8月～10 月，16 年7月～7月はいずれも馬木流量は 200 m³/s 以上の出水の時期である。また此の区間の河口の走向は殆んど海に向つて最短距離をとつている。この例は 27 年 10 月にもみられる。また 17 年1月～6月は，新内藤川がきれて海岸砂丘を破つて直接海に通じたため，神戸川右岸の海浜が神戸川と新内藤川との両者によつて押し流がされ，そのため一時に河口が極端に右岸に偏したものであり，16年9月以前に生じた大きな出水の影響とみることができる。以上の結果を綜合すれば河口漂砂の特性に関し次の結論が得られる．

（1） 河口漂砂の方向は，神戸川河口の風の方向によつてきまる。SW 方向の風が多い月には左岸より右岸へ向う漂砂が生じ，NW 方向の風が多い月には右岸より左岸への漂砂が生ずる。

（2） 年間を通じて考えればこの河口漂砂の活性度はどちらへ向くものも同じ程度で，特定の方向が特に強いということはない。

（3） 漂砂の方向をしらべるための風向の表示方法としては，5m/s 以上の風をえらび，SSW～W の方向のものと NNW～W 方向のものに二分して総計し，その差をとればよい。この場合，10m/s 以上のものは総計に当つて回数を2倍にして加算すればよい。

（4） 流量が200m³/s 以上にも達すると，河口の走向は風には無関係に，海に向つて最急勾配の最短距離の方向をとる。

以上の結論に従えば，河口閉そく防止のために設ける構造物は，発電後の流量減少にともない河口閉そくの生ずる月がどの月になるかをしらべて，方向を検討すべきである。

〔2〕 風と波浪の関係

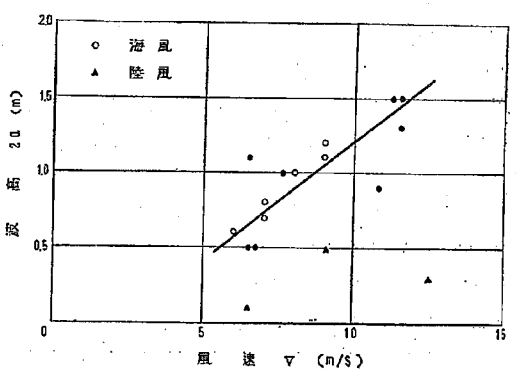
神戸川河口より左側約 200 m の位置に波浪観測用の櫓および浮子を設置し陸上より波高および周期を測定した。期間は 28 年 10 月 10 日より 11 月5日の間である。その結果を表―6 に示す。

表—6

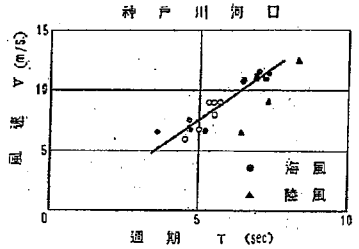
月 日 時	風速 m/sec	風向	波高 cm	波高最頻値 cm	周期	砕波水深 m
10.10 14h 30′	11.5	WSW	100～200	150	7.3	4.20
15h 40′	11.5	WSW	100～150	130	7.0	
16h 15′	11.2	SW	100～200	150	6.9	
10.12 11h 00′	6.0	WSW	40～60	60	4.5	1.50
12h 00′	7.0	WSW	50～80	70	5.0	2.00
12h 30′	7.0	WSW	70～90	80	5.0	2.20
13h 00′	8.0	WSW	70～120	100	5.5	3.00 及び 1.50
14h 00′	9.0	SSW	100～150	120	5.7	3.00 及び 1.50
15h 00′	9.0	SSW	90～130	110	5.4	3.00 及び 1.70
15h 30′	9.0	SSW	100～150	120	5.5	3.00 及び 1.70
10.13 14h 40′	7.6	SSW	70～120	100	4.7	3.00 及び 1.70
15h 30′	6.5	SSW	70～140	110	5.2	
10.24 14h 30′	6.5	SW	20～100	50	3.6	1.50
15h 30′	6.7	SW	20～60	50	4.7	1.70
11. 1 14h 00′	10.8	WSW	70～130	90	6.5	3.55
10.22 15h 30′	6.5	E	10～20	10	6.4	
10.30 9h 00′	9.1	NE	40～60	50	7.3	1.60
11h 00′	12.5	NE	25～80	30	8.3	

これから波高と風速との関係を図示すれば図—9 の如くで，点はかなりばらつく，図中の直線は平均値を通るように引いたものである。波高は風速のみでもなく，対岸距離，風の吹続時間に関係するから，図中の点のもらばりはむしろ当然であろう。また図には陸風の場合の測点も示したが，当然のことながら海風にくらべ波高はかなり小さい。従つて，第Ⅱ章において行つた如く，河口閉そくに陸風の効を除外して考えることは妥当である。

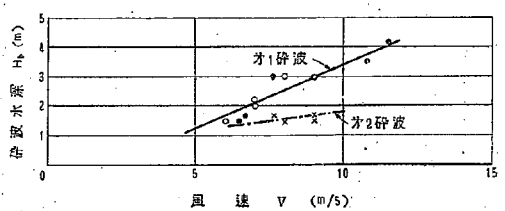
図から概略の見積りとしては，風速 5～10 m/sec の海風に対しては波高 0.5m～1.0m，風速 10m/sec 以上の場合には波高 1.0～1.5m と考えてよいことが結論される。



図—9



図—10　風速と波の週期との関係



図—11　風速と碎波水深

次に風速と波の週期との関係をしらべると図—10 が得られる.

これによると週期は，波高と同様に風速の増加函数であつて風速 5～15 m/sec の場合週期は約 5 sec，10m/sec 以上の風速に対して約 7 sec と見積つてよことがわかる。

海岸の漂砂を考える上に碎波点の位置をしらべる事が重要であつて，碎波点より岸側の部分が特に漂砂のはげしい地帯である。

観測した碎波点を風速と結びつけると図—11 が得られる．碎波点は風速の増加と共に沖に移動し，風速 5～10 m/sec では平均碎波水深は 2.5 m，風速 10 m/sec 以上では約 4m となることがわかる。

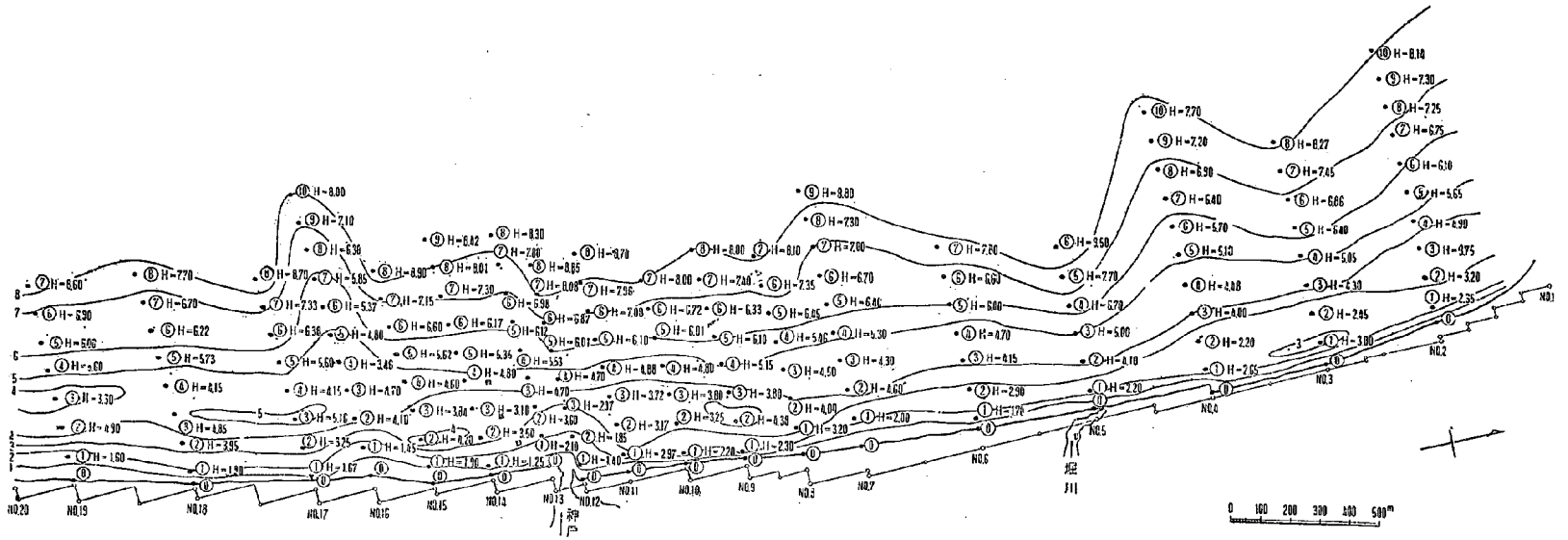
〔3〕 底質と移動限界

昭和 28 年 10 月に底質の性質をしらべるため採泥を行つた．その範囲は図—12 に示す通りである.

これから，各測点における底質の平均粒径を求め，水深と平均粒径との関係をしらべると 図—13 の如くである。図には測線 No. 12 を境としてそれより右岸側と左岸側に分けて示した。

漂砂の移動範囲は，波浪による海底剪断力が底質に対応する限界剪断力より大きい範囲に限ぎられる。そこで前節に述べた波浪観測資料を用いて，海底剪断力を計算してみる。

神戸川河口の波浪は，風速 10～13m/s 程度の風に対する週期 7～8 秒，波高 100～150cm のうねりと，風速 5～10m/s 程度の風に対する週期 4～6 秒，波高 50～100cm の風浪とがある。前者は日本海を風域にもつ大きな起波圏から生ずるものであり，後者はそれ以下の比較的小規模な局地的風域から生ずるものと考えられる．先づうねりに対して底質の平均粒径と海底剪断力との関係をしらべる。平均粒径 dm なる粒子の移動限界流速は



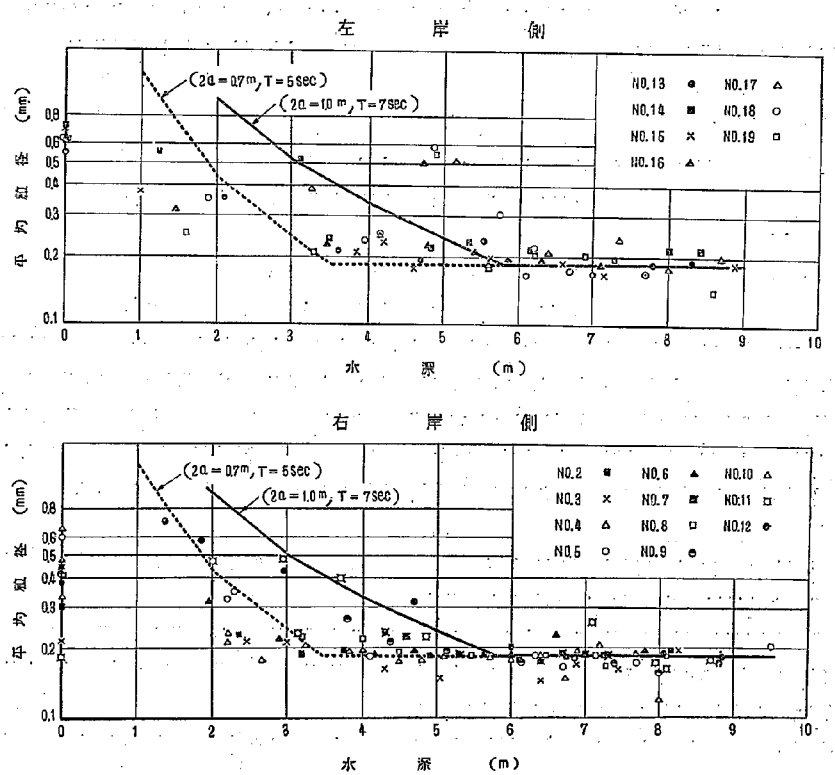
図—12　神戸川河口附近の深浅と底質採取箇所（昭和 28 年 10 月）

$d_m=2.5\ u_m^2$ で計算され，一方波動による底面流速は

ただし d_m : mm, u_m : m/sec ……(1)

$$u_m=\frac{\pi a}{T\sinh\frac{2\pi h}{\lambda}} \quad \cdots\cdots(2)$$

a : 半波高
T : 週 期
h : 水 深
λ : 波 長



図—13

で求められる。[3]

底質の平均粒径をみると，水深 3.5m より深い部分では d_m=0.19mm のものが大部分である。(2) 式にうねりを考えて $2a$=1.0m, T=7 sec を代入し，(1) とあわせて d_m=0.19mm に対する水深 h を求めると h=

5.8m となり，うねりに対しては水深より深い範囲が漂砂帯となつていることがわかる。

次に風浪を考えて $2a=0.9$m, $T=5$sec に対して移動限界を求めると $h=3.5$m となり，風浪に対しては水深 3.5m より浅い範囲が漂砂帯であることがわかる。

〔4〕 風の季節的特性

Ⅳの〔1〕に述べた通り，神戸川河口における漂砂にかなりの活性度をもち，SW 方向の風の回数が多ければ S から N に向う漂砂を生じ，NW 方向の風の回数が多ければ N から S に向う漂砂を生ずることがわかつた。

そこでこの漂砂を防ぐためには漂砂帯が何程の水深の点にまでおよんでいるかを知り，その点から漂砂をさえぎる何等かの構造物を設けねばならない。そのために既に，風速と砕波水深，風速と底質の移動限界との関係をしらべた。すなわち

移動限界水深は

風速	5～10m/sec の風浪では	水深 $H=3.5$m
	10m/sec 以上のうねりでは	水深 $H=5.8$m

砕波水深は

風速	5～10m/sec の風浪では	水深 $H=2.5$m
	10m/sec 以上のうねりでは	水深 $H=4.0$m

であつた。このことは，風速 5～10 m/sec では水深 3.5m より岸寄りの部分が漂砂帯となり，その中でも水深 $H=2.5$m 以浅の範囲が特に移動甚しく，これが風速 10 m/sec 以上になると，水深 5.8 m の所から底質は移動し始め，水深 4m 以浅の場所で特に甚しくなることを意味している。従つて底質の移動限界は構造物の延長の所要最大限度を示し，砕波水深は最少限度を示すと考えられる。移動限界，砕波水深に前記の通りそこに生ずる波浪の規模すなわち海風速によつてきまるから，構造物の延長はいかなる大きさの風が支配的かによつて決定されねばならない。

図—14 (a) には，昭和 13 年～28 年，16 年間の日御崎灯台における風の観測資料（1日 3回）から，風級 2, 3 および 4 以上の風の回数をしらべ各月別の平均値を示した。

先づ風級 4 以上の風は 12 月，1 月が多く平均 5 回を示し，5 月～10 月は少く，平均 1 回程度である。

風級 3 の風については，1 月の約 30 回から順次に減つて 10 月が最も少く平均 5 回となり，11 月，12 月と再びふえて 12 月は 1 月よりやゝ少いが 25 回に達する。

同級 2 の風は風級 3 のものとほゞ同様の傾向をもつが，最低は 8 月において生じ，3 月から 10 月の間は風級 3 のものより回数が多くなる。

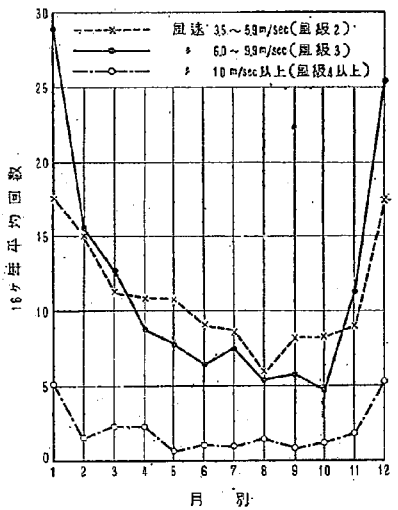
以上のことから 5 月～10 月の間においては風級 3 の風 (6.0～9.9 m/sec) が支配的であり，1 月と 12 月は

---

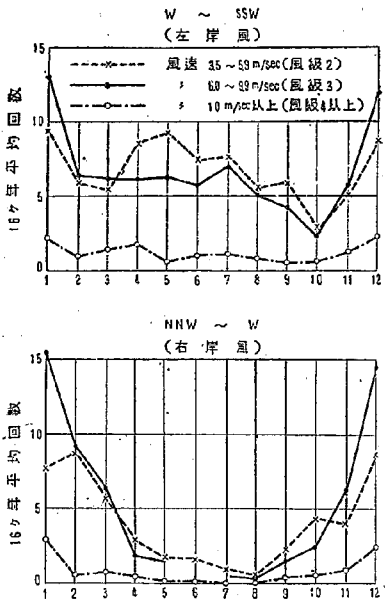
2) 佐藤清一。岸力：漂砂に関する研究 (7)，波動による海底剪断力と底質の移動。建設省土木研究所報告 第 89 号，139～154 頁

風級3のものが回数においては勿論最も多いが風級4以上の風も月に5回程度生ずるから，この風の影響もかなりあると考えなければならない。また其の他の月はこの2つの場合の中間にあると考えればよかろう。

これを構造物の先端水深で考えれば，1月および12月では $H=4.0\sim5.8$m，5月～10月では $H=2.5\sim3.5$m，其の他の月はこの中間にとるべきでてる。



図—14 (*a*)　月別風級別（海風）回数図（日御崎 16 年間平均）



図—14 (*b*)　月別風級別回数図（日御崎 16 年間平均）

従つて，構造物の先端水深は，河口閉そくの生ずる月が何月であるかによつて決定される。

尚上記の風の整理を右岸風，左岸風に分けたものを図—14 (*b*) に示す。4月～9月は左岸風が多い。

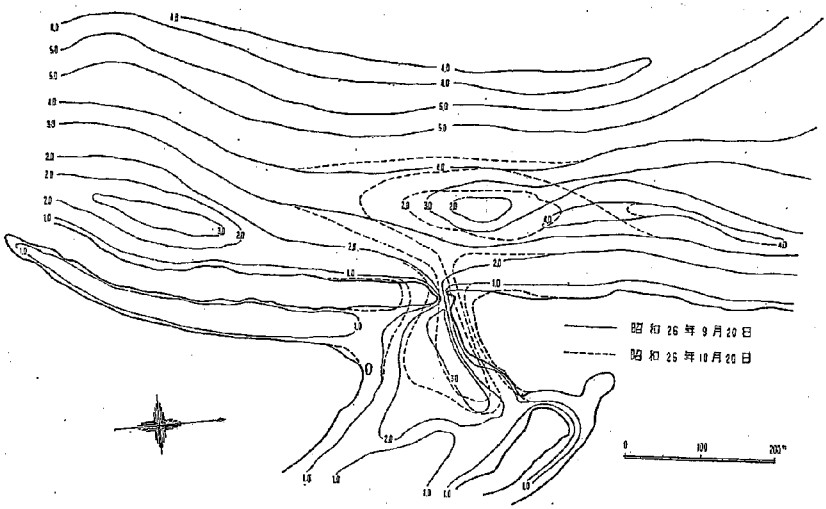
〔5〕 河口の深浅変化

昭和 26 年9月と 10 月の深浅図を入手できたので，その比較を行つた。

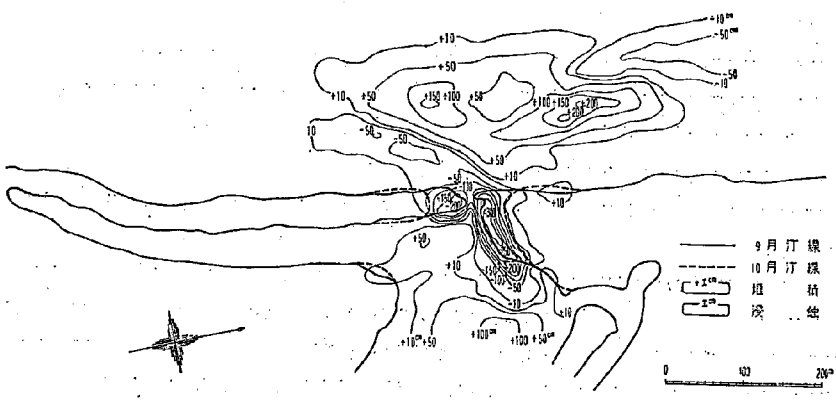
図にあらはれた特徴は，河口から左岸沿いに浸蝕部があらはれ，河口前面の水深 3～4m の位置に堆積部があらわれた事である。

此の測量期間内における流量および風の状況は図—16 の通りで，風はみるべきものは殆んどなく，流量は10月の測量の5回前 10 日 15 日に 129.8 m³/s のかなりの出水が記録されている。これからみれば，図—15 の深浅変化の特徴は，出水の影響とみることができよう。左岸沿いに浸蝕部ができたのは，河口前面に浅瀬がありその高さが N から S に向つて次第に低くなつているため，流れが左岸寄りに偏したものと推定される。

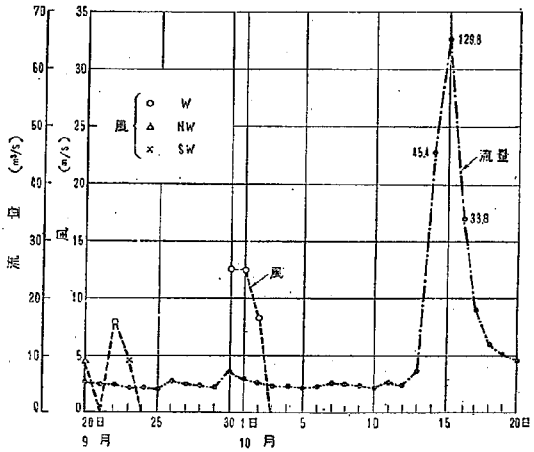
次の特徴は，浸蝕堆積の著しい部分が，水深にして 5m より岸寄りの範囲に限ぎられていることで，出水に



図—15 (*a*)　神戸川河口深浅比較



図—15 (*b*)　神戸川河口附近の 9 月～10 月間の堆積と浸蝕



図—16　昭和 26 年 9 月 20 日～10 月 20 日の流量と風

よつて河から海へ押し出された土砂は広い範囲に分散することなく，比較的浅い所でしかも河口の近くに止ることである。またこゝにあらわれた海底地形の変化の特徴は，次節に述べる流況観測の結果と同様の傾向を示している。

〔6〕 河口における流況観測

昭和 28 年 8 月 26 日河口附近において流況の観測を行つた。この日の流量は河口において約 40 m³/sec で夏季としては中等程度の出水であつた。

観測は図—18 に示した測点 1～6 および測点 1′～3′ の 9 点で，流向，流速，比重，水温をそれぞれ表層，表面下 40 cm の中層および底面から 30 cm の底層で測定した。図—17 (*a*) ～17 (*c*) は表層，中層，および底層における観測結果である。

海底地形は図—18にみられる通り，河口前面の汀線から約 100 m の位置に浅瀬があり，その中央よりやゝ左岸寄りの位置に向つて河口から浅瀬をつき抜いて深みができている。

表層流を示す図—17 (*a*) をみると，表層では等流速線，等比重線，等水温線は大体似た形を示し，河水がW SW の方向と N との二方向に流れていることがわかる．この中 ENE 方向の流れは WSW 方向の流れにくらべ，はるかに微弱である。

次に中層流である図—17 (*b*) をみると流速と水温は表層とほゞ同様の傾向をもち，WSW の方向に向つて河水が流れていることを示しているが，比重はより強い拡散傾向を示している。

底層では流速水で，比重，水温とも海水に近く河水と海水はほとんどまぢり合はずに河水が海水の上を流れていることを示している。又右岸汀線附近は表層と底層とでは異つた流向を示し，こゝでは水平軸をもつ渦ができ

水面より 5cm の層

図—17 (*b*)

水面より 40cm の層

図—17 (*a*)

海底より 30 cm の層
10cm/sec
1.01
27.0°c
1.01
27.0°c
5
10.15 20cm/sec
27.0°c
1.01

図—17 (c)

深浅図
8.26, 1963
1 (1.80)
2 (0.85)
3 (2.20)
3' (1.65)
4 (1.30)
2' (1.00)
1' (1.50)
5 (2.30)
6 (2.70)
1.0m
1.5m
2.0m
2.5
1.5m
1.5m
1.0m
1.5
2.0m
1.5
0
50
100m

図—18

ていると考えられる。又底層におけり流速は，河口直前の深みにおいて 5 cm/sec でそれを過ぎると逆に速度が大きくなり，河口より W～WSW の方向に汀線から 100 m ほどの沖合まで，流速 15 cm/sec となつている。このことから，40 m³/sec 程度の流量では，河口直前の深みは漸次埋没し，流速 15 cm/sec の領域における水深 1.5m～2.0 m 位にまで浅くなるものと思われる。

以上の如き表層，中層および底層の流れを綜合しての特長は，

（1） 河水の流れが WSW の方向と N の方向とに 2分されその中，WSW方向の流れがはるかに優勢である。

（2） 底層は流速小さく，比重，水温ともに海水に近く，河水と海水とは殆んど混合せず河水が海水の上を流れていることを示している。

（3） N 方向の流れは表層および中層のみで，底層では逆方向を示し，これからすれば右岸汀線附近には水平軸をもつ渦が形成されているらしい。

（4） 表面では 60～70 cm/s の流速も底層では 10～20 cm/s に減じ，流量 40m³/s 程度では 0.19 mm 以上の平均粒径をもつ底質を移動せしめることはできない。

（5） 河口直前の深みは 40m³/s 程度の出水では水深を維持できず，1.5 m～2 m まで浅くなるであろう．

（6） 海底地形における WSW 方向の深みは河水の導筋にあたつている。

（7） 流速の減小状況からみて，汀線より 150 m 以上の沖には河からの土砂は殆んど運こばれず，それより岸側に土砂が堆積してしまうであろう。

V 結　　論

〔1〕 発電に伴う河口閉そく回数の増加

河口幅は河口流量と河口漂砂とによつてきまり，河口漂砂は風向と風速とによるから，結局河口幅を決める主要素は河口流量と風であるとしてよい。河口流量は上流馬木流量で代表せしめ，風は神戸川河口資料との相関々係をしらべて日御崎灯台の資料を用いた。

（1） 河口閉そくを生ずる最低流量

島根県土木部が昭和 13 年～17 年の間および昭和 27 年 12 月～28 年 12 月の間に毎月1回行つた 61 回の汀線測量の結果に昭和 25 年，26 年に各2回づゝ行つた 4 回の結果を合わせた合計 65 回の測量結果から，河口幅と馬木流量および日御崎海風との関係を求めて図—7 を得た．河口幅は流量の小なる程，海風の大なる程，狭くなるが馬木流量がある限度以上であれば，風がいかに大きくても河口幅は 0 にわならず完全閉そくは生じない。図—7 によればこの限界流量は約 10 m³/sec としてよい。完全閉そくが生ずるときの河口流量と海風累計値との関係は表—3 に示す如くで，流量のわずかの増減が河口閉そくに大きく関係することがわかる。

（2） 発電による河口閉そく回数の増加

次に発電による河口閉そく回数の増加をしらべるため，島根県当局が作製した来島ダム地点放流量資料に従つて，昭和 13 年～17 年，および 昭和 24 年～27 年の間における発電後の馬木流量を求め，図—7 の結果を用いて完全閉そく回数をしらべた。すなわち昭和 13 年の当時において既にダムが建設されていたとすれば，昭和

13年～17年および24年～27年の9年間において幾回完全閉そくが生じたであろうかを推定した。その結果は表—4および表—5に示す如くで，発電前上記9年間に7回の完全閉そくであつたが，発電後は14回にふえる見込みとなつた。

〔2〕 河口漂砂の特性

(1) 河心の移動と走向

河口における河心の移動および走向の変化は，河口漂砂の方向を示す標識と考えられるので，昭和13年～17年および昭和28年に行われた毎月の汀線測量図から河心の移動（偏移量）および走向の変化をしらべた。それによると，河道は一般に11月～2月の間には左岸側（南側）に移動し，4月～6月の間に右岸側（北側）に移動する傾向をもち，走向も11月～2月の間は西南西を向き，4月～6月の間は西北西を向く。

河心が左岸側に移動し走向が西南西であることは，右岸（北）から左岸（南）の方向に漂砂があることを意味し，河心が左岸側に移動し走向が西北西であることは左岸（南）から右岸（北）の方向に漂砂があることを意味していると考えられる。

(2) 河心の移動および走向変化の原因

河心の移動と走向は河の流れと河口におし寄せる波の大きさと方向との相互作用できまると考えられる，波の大きさと方向とは風の強さと方向とであらわされるであろうから，各月の日御崎の風資料の中から5m/sec以上のものをえらび出し，南南西乃至西方向のものと北々西乃至西方向のものとの回数の差を求めた．たゞし回数の積算に当つては10m/sec以上の風は5m/secの風2回に換算した．このように作られた回数差は，時化波の河口に対する綜合効果をあらわす指数と考えることが出来る。

この風の回数差および河川流量と河心の移動量および走向の変化を比較して，以下の結論を得た。

1.) 河心が左岸側に寄り，走向が西南西であるときには風は北々西乃至西の方向の回数多く，河心が右岸側に寄り，走向が西北西であるときには風は南々西乃至西の方向の回数が多く，しかも河心の偏移量の大小はほゞ風の回数差に対応している。

2.) 河心の偏移量は左岸え寄る場合も，右岸え寄る場合も同程度で，今回しらべた範囲では月の最大は約150mである．この偏移量は風の吹き方，すなわちどちらの方向の風が多く吹くかによつてきまるものである。

3.) 出水があつて河川流量が200 m^3/sec以上に達すると河の走向は波浪の影響をうけず，海に向つて最急勾配の最短距離をとるような方向となる．またこの時の河口幅は250m～300mである．

〔3〕 漂砂帯

漂砂帯は，沖は底質移動の限界水深から始まり，砕波点より浅い部分において特に活性度が大きい。底質移動の限界水深および砕波点は波浪の性質によつてきまるから，風と波浪との関係がわかれば，風資料に基ずいて漂砂帯の季節的な消長を推定することができる。このために昭和28年10月～11月の間現地観測を行い次の結果を得た。

1.) 風速5～10m/secの海風に対しては波高0.5m～1.0m，周期約5secの波浪が生じ，風速10m/tec以上の海風に対しては波高1.0m～1.5m，周期約7secの波浪が生ずる．

2.) 陸風による波浪は波高が小さく風速 10 m/sec 以上でも波高は 0.2 m～0.3 m の程度で，漂砂に対する陸風の影響は無視し得る。

3.) 波向はほゞ風向に一致する。

4.) 砕波点は風速の増加とともに沖に移動し，風速 5～10 m/sec では平均砕波水深は約 2.5 m，風速 10 m/sec 上では約 4 m となる。

5.) 底質移動の限界水深をしらべるため，昭和 28 年 10 月に底質採取を行つた。その結果から各点の平均粒径を求め，水深と平均粒径との関係をしらべた所，水深 3.5 m より深い所では底質の平均粒径は水深にかかわらずほゞ一定の 0.19 mm であると云う共通の性質がみられた。そこで平均粒径 0.19 mm なる底質の移動限界水深を計算すれば，波高 1.0 m，周期 7 sec の波（風速 10 m/sec 以上に対応）では水深 5.8 m となり，波高 0.9 m，周期 5 sec の波（風速 5～10 m/sec に対応）では水深 3.5 m となつた。すなわち，風速 10 m/sec 以上の風が吹けば水深 5.8 m の所から底質の移動があり，その時の砕波水深 4 m 以浅では特に活性度が著しくなり，風速 5～10 m/sec の風では水深 3.5 m の所から底質の移動があり，その時の砕波水深 2.5 m 以浅で特に活性度がますことがわかる。

6.) 先に表—5 において発電後における河口閉そくの平均月別回数を示したが，これによると渇水期の 7～8 月に多いのは当然であるが，しらべた 9 年間については発電前は 12 月～1 月に閉そくしなかつたものが，発電後はおのおの 1 回づゝの閉そくが推定される。また 11 月～1 月の 3 ケ月については発電前は 9 年間で 2 回であつたが，発電後は 5 回にふえるものと推定される。そこで昭和 13 年～28 年の 16 年間の日御崎灯台における風の観測資料（1 日 3 回）から風級 2,(3.5～5.9 m/sec) 3,(6.0～9.9 m/sec) および 4 以上 (10 m/sec 以上) の風をえらび出し月別の平均回数を求めた。

先づ風級 4 以上の風は，12 月，1 月が多く平均 5 回を示し，5 月～10 月が少なく月平均 1 回程度である。

風級 3 の風については，1 月の最高約 30 回から順次減つて 10 月が最も少なく平均 5 回となり，11 月～12 月では再びふえて 12 月は 1 月よりやゝ少ないが，月平均 25 回に達する。

風級 2 の風は，風級 3 のものとほゞ同様の傾向をもつが，最低は 8 月において生じ，3 月～10 月の間は風級 3 のものより回数が多くなる。

以上のことから，5 月～10 月の間においては風級 3 の風 (6.0～9.9 m/sec) が支配的であり，1 月と 12 月は風級 3 のものが回数においては勿論最も多いが，風級 4 以上の風も月に 5 回程度生ずるから，この風の影響もかなりあると考えなければならない。また其の他の月はこの 2 つの場合の中間にある。

従つて河口閉そくの防止対策を考える場合，11 月～1 月の間に 9 年間につき 5 回の閉そくが推定されるのであるから，漂砂帯としては風級 4 以上の風による時化を考えに入れて，底質の移動限界水深を 5.8 m，砕波水深を 4 m にとるべきである。

〔4〕 河口閉そく防止対策

第Ⅲ章で述べた如く，河口閉そくは河口流量が約 10 m^3/sec 以下に下り，海風が表—3 に示した値以上に達した時におこる。すなわち表—3 は波浪および河口漂砂と流量との一つの釣合い関係を示すものである。

発電後は流量が更に減小するのであるから，河口閉そくを防止するためには河口に供給される土砂を減ずる構造物を設けなければならない。

構造物としては導流堤と防砂突堤との二つが考えられ，そのどちらかを採用するかによつて基本的な設計方針も変つてくるが，もともと渇水期には河口流量が減じて数 m^3/sec の程度となることがしばしばあり，流れによつて河口を維持する導流堤の考え方は不適当であり，防砂突堤の考えを基本として出水時にはこれが導流にも役立つようにすべきである。

（1） 突堤の数

第Ⅳ章において河口漂砂の方向は海風の風向によつて支配され，卓越風向の性質によつて，平均的には 11 月～2 月の間は右岸（北）から左岸（南）に向い，4 月～6 月の間は左岸（南）から右岸（北）に向い，どちらも同程度の活性度をもつことを知つた。従つて突堤は河口の左右両岸に少くも一本設けることが望ましい。

（2） 突堤の間かく

突堤の間かくは，出水時の神戸川最大川幅より狭くできない。今回調査した所では，上流馬木流量が $200m^3/sec$ をこえるときは川幅は 250 m～300 m であつた．$200m^3/sec$ 以上の流量は発電後においても生ずるから，突堤間かくは少くとも 300m 以上でなければならない。

（3） 突堤の長さ

突堤の長さは先端が砕波水深より沖まで達することが望ましいから，最小限水深 4 m の点までの長さがほしい。

（4） 突堤の方向

波浪および漂砂の方向と程度は北からのものと南からのものとほゞ同一と見なし得るので，突堤の方向は西向きでよい。

プレテンション方式P,C桁における2,3の実験的研究

建設技官　田　原　保　二
建設技官　国　広　哲　男

(昭和31年1月)

目　次

Ⅰ　まえがき……(2)
Ⅱ　試験の目的と範囲……(2)
Ⅲ　試験桁の製作……(2)
〔1〕試験桁の性質及び断面寸法……(2)
〔2〕コンクリート……(3)
〔3〕P,C鋼線……(4)
〔4〕試験桁の製造……(4)
Ⅳ　P,C鋼線の緊張力解放時における試験……(5)
〔1〕桁の変形の測定……(5)
(1)　歪みの測定結果及びその考察……(5)
(2)　反りの測定結果及びその考察……(6)
〔2〕桁端部における導入応力分布の測定結果及びその考察……(7)
(1)　概　説……(7)
(2)　桁端部におけるコンクリートの歪み分布……(7)
(3)　伝達長……(8)
(4)　桁端部におけるP,C鋼線の応力分布……(9)
(5)　プレストレス導入の際のボンド……(11)
(6)　プレストレス導入の際のボンドに対する弾性的な解析……(12)
〔3〕P,C鋼線の緊張力解放時における試験より得られた結論……(15)
Ⅴ　静的及び動的載荷試験……(16)
〔1〕試験の種類及びその方法……(16)
(1)　概　説……(16)
(2)　静的載荷試験……(17)
(3)　静的持続載荷試験……(17)
(4)　動的載荷試験……(17)
(5)　静的破壊試験……(18)
〔2〕静的載荷試験結果及びその考察……(19)
〔3〕静的持続載荷試験結果及びその考察……(20)
〔4〕動的載荷試験結果及びその考察……(20)
(1)　与えた振幅及び振動回数……(20)
(2)　累加振動回数の増加にともなう桁の静的な撓みの変化……(22)
〔5〕破壊試験結果及びその考察……(23)
(1)　測定結果……(23)
(2)　Test 1 に対する考察……(25)
(3)　Test 2 に対する考察……(30)
(4)　Test 3 に対する考察……(31)
(5)　破壊試験において現われた動的載荷の影響……(33)
〔6〕静的及び動的載荷試験より得られた結論……(35)
Ⅵ　あとがき……(36)

Ⅰ まえがき

今回上松川橋（スパン 40m 本邦最大）架設工事に伴い，福島県当局の好意によりプレストレスト・コンクリートにおける一連の実験的研究を土木研究所が担当して実施した。

本報告はこの一連の実験的研究のうち，上松川橋とは差し当つての関連はないが，現在わが国で問題になつており，検討を要するプレテンション方式のP,C桁の2，3の問題について，昭和 30 年9月から 10 月まで約2ケ月の期間において試験桁により実施した実験的研究に関するものである。

Ⅱ 試験の目的と範囲

プレストレスト・コンクリートの用途は，各方面に拡がりつゝあり，最近我国に於いても土木学会によりプレストレストコンクリート設計・施工指針が制定され，この工法は今後ますますその発展が予想される趨勢にある。しかしながら，プレストレストコンクリートは新しい技術で日進月歩の段階にあり，まだ十分に解明し尽れていない点も多いと考えられる。また設計施工・指針の2，3の項目についても実験的な裏付と検討を試みる必要がある様に思われる。このような状態に鑑がみ，今後のプレストレストコンクリートの確実な発展に資するために，この実験を実施した。

この実験の対象となるものは，プレテンション方式により製作された桁である。したがつて得られた結果はプレテンション方式特有のものであるが，若干ポストテンション方式にも適用できるものもある。

試験桁は8本製作し，各桁ともプレストレストの導入から破壊まで一環の実験を行つた。これを大別すれば次の2つとなる。

〔1〕 プレストレス導入時における試験

〔2〕 静的及び動的載荷試験

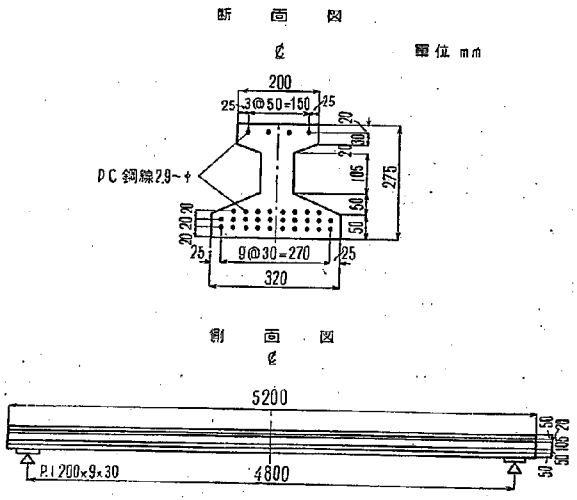
〔1〕においては P，C 鋼線の緊張力解放により桁にどのような変形が生ずるかと云うこと，及び桁端部においてプレストレスはどのような分布を示すかと云うことを測定した。

〔2〕においては種々の載荷試験を行つたが，P，C道路橋における連続的な繰り返しの振動による影響は，普通の鋼橋や鉄筋コンクリート橋の場合と同様に繰り返し応力の作用に基づく材料の疲労と云うことが問題となるのは当然である。しかしながらこれとは別に，繰り返しの振動のためにプレストレスにどのような変化が生ずるか，その結果として桁の耐力にどのような影響を及ぼすかと云うことを測定した。即ち P，C 特有の性質に対する振動の影響がどの程度のものであるかは，ひゞ割れ発生並びに破壊時に繰り返し振動を受けた桁がどのような挙動を示すかと云うことによつて推定される。

Ⅲ 試験桁の製作

〔1〕 試験桁の性質及び断面寸法

試験桁は，桁長 5.2m（スパン 4.8m）で図－1に示すような断面寸法を有し，8本の桁は何れも同じ性質のものである。



図—1　試験桁の断面寸法（単位 mm）

試験桁の断面諸性質は次のとおりである。

コンクリートの断面積	A_C=472 cm²
PC鋼線（2.9φ，32本）の断面積	A_P=2.11 cm²
断面2次モーメント	I=38,770 cm⁴
中立軸の位置　上縁からの距離	$Y_{C'}$=15.9 cm
下縁からの距離	Y_C=11.6 cm
上縁の断面係数	$Z_{C'}$=2.442 cm³
下縁の断面係数	Z_C=3.335 cm³

上記の諸数値の中，断面2次モーメント以下のものについては，P，C鋼線のコンクリート断面への換算断面積の影響は考慮に入れていない。と云うのは，この場合P，C鋼線の量が少なく，この影響を考慮に入れて計算しても，この値にはほとんど影響しないからである。

なおP，C鋼線（2.9—φ）1本当りの初期緊張力は1,100 kg（応力 167 kg/mm²）であつた。

〔2〕 コンクリート

試験桁に用いたコンクリートの示方配合は，表—1に示すとおりである。

表—1　コンクリート配合

	C	W/C	W	$G+S$	G/S	G	S
1 m³ 当り	500 kg	33 %	165 l	1772 kg	110 %	928 kg	844 kg

粗骨材の最大寸法は 20 mm である。

表—2　コンクリートの圧縮強度及び弾性係数

	プレストレス導入時（材令4日）	材令 28 日
圧縮強度	417 kg/cm² （6ケ平均）	507 kg/cm² （6ケ平均）
弾性係数	3.3×10⁵ kg/cm² （3ケ平均）	3.7×10⁵ kg/cm² （3ケ平均）

プレストレスの導入は，コンクリートの材令4日で行われた。プレストレス導入時及び材令 28 日における標準供試体による圧縮強度及び弾性係数は表—2に示すとおりである。

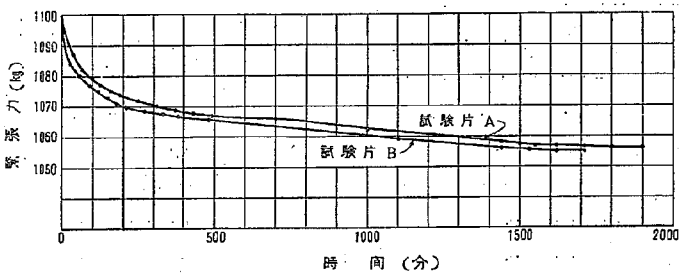
〔3〕 P, C 鋼線

使用した P, C 鋼線は，住友電気工業株式会社製の 2.9 mm—φ のもので，土木研究所において試験した引張強度及び降伏点応力度などの物理的性質は表—3に示すとおりである。なお，降伏点応力度としては 0.2％の残留歪みを生ぜしめるような応力度を採用した。

表—3　P, C鋼線の物理的性質

直径 (mm)	2.9
破断荷重 (kg)	1345　(10本平均)
引張強度	204 kg/mm² （　〃　）
降伏点応力度	188 kg/mm² （3本平均）
弾性係数	2.0×10⁶ kg/cm² （　〃　）

なお以上の外に，P, C鋼線の Relaxation の影響を見るために，P, C鋼線を引張合に張るときの初期緊張力に等しい 1100 kg の緊張力を与えて，P, C鋼線の標点間を一定に保つて放置し，時間の経過にともなう P, C鋼線の緊張力の低下を測定した。その結果は図—2に示すとおりである。



図—2　P, C鋼線の Relaxation Curve.

緊張力は時間の経過とともに指数函数的にある限界値に向つて減少してゆき，24 時間後には Relaxation のほとんどが終そくしてしまうと云うことができ，この場合 Relaxation による緊張力の減少量は約 4 ％である。Relaxation の量は，勿論最初に与えた緊張力の大きさ及び P, C 鋼線の品質により異なるものである。したがつて設計・施工指針においても P, C 鋼線の Relaxation は試験によつてこれを求めるように指示しており，試験を行う前に計算する場合には Relaxation による減少量を引張強度の 5％としてよいと規定している。

〔4〕 試験桁の製造

試験桁はオリエンタルコンクリート株式会社多摩川工場において製造された。P, C鋼線は直線後，それぞれ所定の緊張力で緊張され，24 時間そのままの状態で放置された。しかる後にコンクリートが打設され，振動機を用いてよくしめ固めが行われた。養生はぬれむしろで掩つて散水養生をつづけ，P, C鋼線の緊張力の解放はコンク

リート打設後5日目，すなわち材令4日において行われた。

Ⅳ　P,C 鋼線緊張力解放時における試験

〔1〕 桁の変形の測定

(1) 歪みの測定結果及びその考察

桁の支間中央断面における電気抵抗線歪み計による歪み測定結果は，表—4に示すとおりであり，コンクリートの弾性係数として，プレストレス導入時における供試体の試験結果より得た値 $E_c=3.3\times10^5$ kg/cm² を採用し，応力になおした値をもあわせて示してある。

表—4　歪み及び応力

上縁からの距離 (cm) / 試験桁番号	0		25.0	
	歪み (10^{-6})	応力 (kg/cm²)	歪み (10^{-6})	応力 (kg/cm²)
1	65	21	332	110
2	61	20	300	99
3	53	17	325	107
4	68	22	305	101
5	45	15		114
6	50	17	308	102
7	57	19		110
8	62	20	314	104
計　算　値		15		100

プレテンション方式の P,C 桁では鋼線の緊張力の解放と同時に，桁の自重が作用するので，測定した歪みはプレストレスにより生ずるものと自重により生ずるものとを合計したものである。

P,C 鋼線の緊張力は図—2に示すように Relaxation によつて減少する。この図から Relaxation による緊張力の低下は約4％と考えられる。

したがつて解放直前における P,C 鋼線の応力度及び1本当りの緊張力はそれぞれ

$$\sigma_{Pi}=167\times\frac{96}{100}=160\ \mathrm{kg/mm^2}$$

$$P_i=1100\times\frac{96}{100}=1056\ \mathrm{kg}$$

となる。またP,C鋼線の緊張力の解放と同時に桁は弾性変形を生じ，これによりP,C鋼線の緊張力は減少する。この減少量は P,C 鋼線とコンクリートとの間にスリップは生じないと云う仮定の下に，緊張力の解放直前からのP,C鋼線の伸び歪みの減少量は，緊張力の解放により生ずるP,C鋼線の位置におけるコンクリートの縮み歪みの増加分に等しいとおくことにより計算されることができる。すなわちP,C鋼線の伸び歪み減少量はP,C鋼線の解放の前後における応力を σ_{Pi}, σ_{PC} とすれば

$$\varepsilon_P=\frac{\sigma_{Pi}-\sigma_{PC}}{E_P}$$

一方，P,C鋼線の位置におけるコンクリート歪みの増加分は

$$\varepsilon_C=\frac{\frac{\sigma_{PC}A_P}{A_C}+\frac{\sigma_{PC}A_P}{I}e_1^2}{E_C}$$

として与えられ，e_1^2 はP，C鋼線群重心と中立軸との距離である。この両式を等しくおくことにより

$$\sigma_{PC}=\frac{\sigma_{Pi}}{1+\frac{nA_P}{A_C}\left(1+\frac{A_C}{I_C}e_1^2\right)}$$

を得る。これは弾性変形による減少量を差し引いたP，C鋼線緊張応力を示す式であり，n は E_P/E_C である。

この式を用いて $E_P=2.0\times10^6$ kg/cm²，$E_C=3.3\times10^5$ kg/cm²，として本試験桁の場合の σ_{PC} を計算すれば

$$\sigma_{PC}=\frac{160}{1+\frac{2.0\times10^6}{3.3\times10^5}\cdot\frac{2.11}{472}\left(1+\frac{472}{38,770}\cdot5.0^2\right)}=154\ \text{kg/mm}^2$$

したがつて弾性変形によりP，C鋼線の緊張応力は $\sigma_{Pi}=160$ kg/mm² から $\sigma_{PC}=154$ kg/mm² に減じたことになる。

かくして緊張力の解放により桁の $l/2$ 点上，下縁において導入されるプレストレスの大きさは表—5に示すようになる。

表—5 桁 $l/2$ 点の上下縁の応力状態

PC 鋼線の初期緊張応力	167 kg/mm²
解放直前における P,C 鋼線の緊張応力	
(Relaxation による減少量を差し引いたもの)	160 kg/mm²
解放直後における P,C 鋼線の緊張応力	
(桁の弾性変形による影響を差し引いてもの)	154 kg/mm²
上縁におけるコンクリートの応力	15 kg/cm²
(プレストレストによるもの)	12 〃
(自重によるもの)	13 〃
下縁におけるコンクリートの応力	109 kg/cm²
(プレストレスによるもの)	119 〃
(自重によるもの)	−10 〃

このようにして計算された $l/2$ 断面の各位置における導入プレストレスの値は，前述の表—4に示されているが，実測値と大体近似した値を示している。

(2) 反りの測定結果及びその考察

P，C鋼線の緊張力の解放とともに桁は上向きの反りを生ずるが，前述したごとく解放と同時に桁の自重が作用するので，桁に生ずる反りの量はプレストレスによる上向きの反りと，自重による下向きの撓みとを加え合わせたものである。

各桁の $l/2$ 点において，ダイアルゲージにより測定した反りの測定結果は表—6に示すとおりであり，$E_C=3.3\times10^5$ kg/cm² として前と同様 Relaxation 桁の弾性変形などによる緊張力損失を考慮して計算した値もあわせて示されている。

何れにしても，反りの測定の精度も余りよくないので，以上の結果は大体の傾向を示すだけであり，所定のと

表—6　プレストレス導入時に桁に生ずる反り　(Unit : mm)

試験桁番号	1	2	3	4	5	6	7	8	計算値
l/2 点	3.2	2.8	2.9	2.6	2.9	2.9	3.1	2.7	3.07

おり，プレストレスが導入されたか否かの一応の目やすとはなると考えられる。

〔2〕 桁端部における導入応力分布の測定結果及びその考察

(1) 概　説

プレテンション方式では，まずP，C鋼線が緊張され，一時定着装置に固定されて後に，コンクリートが打たれる。コンクリートが固まつて後に，P，C鋼線は定着装置からゆるめられ，コンクリートは圧縮力をうけることになる。このような力の伝達はP，C鋼線とコンクリートとの間のボンド応力の存在によるものであるから，桁端におけるボンドは非常に重要な問題でなければならない。この場合のボンド応力は，普通の鉄筋コンクリートにおいて鉄筋とコンクリートとの間に存在するボンドとは反対の方向に作用するものである。鉄筋コンクリートにおいては，一般に鉄筋とそのまわりにあるコンクリートは何れも引張をうけている。したがつて，この場合には鉄筋によつてコンクリートを引張つていると云うことができる。一方，プレストレストコンクリートの場合には，P，C鋼線によりコンクリートを押していると云うことができる。即ち鉄筋コンクリートの場合には，引張におけるボンドを取り扱い，プレストレストコンクリートの場合には圧縮におけるボンドを取り扱つている。

これらの相違は重要な影響をもち，引張におけるボンドの場合には鉄筋の直径はポアッソンの効果のために減少する。したがつて鉄筋における引張力が増加するとき，鉄筋へのコンクリートの半径方向の圧力は減少する。その上鉄筋のまわりにあるコンクリートは，引張を受けているので，低いボンド応力で破壊するだろうと思われる。しかし圧縮におけるボンドの場合には，ポアッソンの効果はP，C鋼線の膨張をひきおこし，それ故コンクリートとP，C鋼線の間の半径方向の圧力は増加する。その上P，C鋼線のまわりのコンクリートは圧縮であるので，前の場合よりもはるかに大きな応力に抵抗することができる。

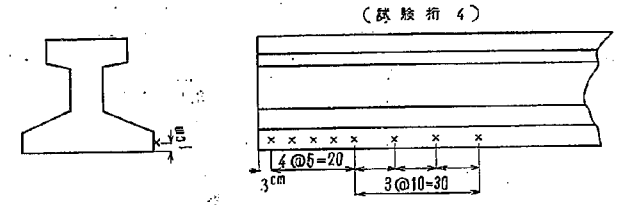
このように，プレストレストコンクリートの場合では，従来の鉄筋コンクリートの場合と全く趣きを異にしているので，測定したコンクリート表面における歪み分布を元にして，種々の考察を加えてゆきたい。

(2) 桁端部におけるコンクリートの歪み分布

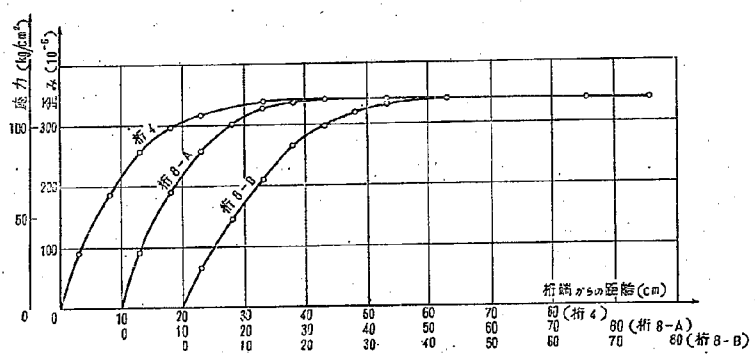
試験桁番号4と8のものについて，桁下縁から1cmの位置に図—3に示すように，桁端から桁にそつて一列に電気抵抗線歪み計を設置した。

緊張力の解放に際し，このような各位置で測定した歪みの分布は図—4に示すとおりであり，コンクリートの歪みは桁端で0であり，そしてある限界値に達するまでは非常に速やかに増加すると云うことが分る。また図には $E_0=3.3\times10^5\ \mathrm{kg/cm^2}$ として歪みを応力になおしたものもあわせて示されている。

これらの図に示された歪みの値には，前述したとおりP，C鋼線の緊張力の解放と同時に作用する自重の影響をも含んでいるが，この自重による曲げの影響は桁端では極めて小さいと考えられ，歪み計により測定された結果は殆んどプレストレスのみによつて生ぜしめられたものであると断定して差支えない。



図—3 測　定　位　置



図—4 コンクリートの歪み分布

(3) 伝達長

図—4に示すように，コンクリート表面における歪み分布は，自由端からの距離の函数として漸近的にある限界値に達しようとする。そして自由端からのある距離をこえると歪みは一定にとどまる。この歪みが漸増する区間を伝達長と云い，これはコンクリートに所期のプレストレスを生ぜしめるに必要な P，C 鋼線の定着長として定義される。この伝達長はコンクリートの歪みの分布を示す曲線から決定されることができる。伝達長を図—4から求めてみると，表—7のごとくなる。

これを設計・施工指針に示されているような Ross の実験結果を基として求めてみる。

$$伝達長=\frac{P,C鋼線の引張力}{ボンド応力度\times P,C鋼線の周長}$$

本試験桁の場合にはPC鋼線は 2.9ϕ であるので，与えられた表より，ボンド応力度=12.5 kg/cm² また P，C鋼線の引張力は Relaxation 及び弾性変形による損失をさし引くと 1010 kg である。したがつて

表—7 伝達長

桁—4	40 cm	P，C鋼線直径の 138 倍
桁—8（A端）	35 cm	〃 121 〃
桁—8（B端）	40 cm	〃 138 〃

$$伝達長=\frac{1010}{12.5\times0.29\times3.14}=89\,cm$$

このようにして算出した伝達長は，今回実測したものに比して過大であると云うことを示している。

この伝達長の区間においては，フルプレストレスに達していないので，短い桁とか，桁端に大きな曲げモーメントをうけるような場合及び斜張応力の計算に当つては，特別の注意が肝要となる。

短い桁の場合には，荷重による曲げモーメントのために増加した P，C 鋼線の引張力の1部は，桁の中央附近における P，C 鋼線とコンクリートとの間のボンドによりとられるが，引張力の増加の大部分は伝達長においてとられなければならないから，この場合にはこの伝達長の部分だけ支点を越えて Over hang させるのも一方法であろう。

また，プレストレストコンクリートにおける1つの特質と考えられているような斜張応力の減少に対してもこの伝達長の間は十分な効果をなさない。すなわち斜張応力は

$$\sigma_1=-\frac{\sigma_\sigma}{2}+\frac{1}{2}\cdot\sqrt{\sigma_\sigma^2+4\tau^2}$$

により計算されるが，P，C桁では軸方向の圧縮力をうけているために σ_σ が大きく，鉄筋コンクリートの場合と比較して σ_1 が非常に小さくなると云う利点を有する。しかしながら伝達長の間においては，軸方向圧縮力が σ_σ そのフルプレストレスより小さいので，この区間では伝達長の間のプレストレスの分布を考慮して，斜張応力の計算をすることが必要となる。

（4） 桁端部における P,C 鋼線の応力分布

コンクリート表面における歪みの測定からプレストレスの分布が決定され，その結果から P，C 鋼線の応力分布が導かれる。この方法は桁の長さに沿つた各点において，コンクリートの応力がその断面に関して一般の構造力学における仮定，すなわち軸方向力と曲げモーメントを受ける際の断面におけるコンクリート応力の分布が，直線的であると云う仮定が成立するならば正しいだろう。ある断面においてコンクリートに作用する圧縮力はその断面における P，C 鋼線の引張力に等しくなければならない。かくして桁に沿つての各断面における全コンクリート圧縮力は，P，C鋼線の引張力に伴つて変化する。本試験桁の場合にはP，C鋼線の数は 32 本であり，各P，C鋼線1本1本についてそれぞれ応力の分布は異つているだろうと云うことが推察されるが，今平均のP，C鋼線の応力はコンクリートの歪みを基として次式により算出することができる。

$$\sigma_P=\frac{E_\sigma\varepsilon_\sigma}{A_P\left(\frac{1}{A_\sigma}+\frac{ee_1}{I}\right)}$$

但し上式において

ε_σ：コンクリートの歪み

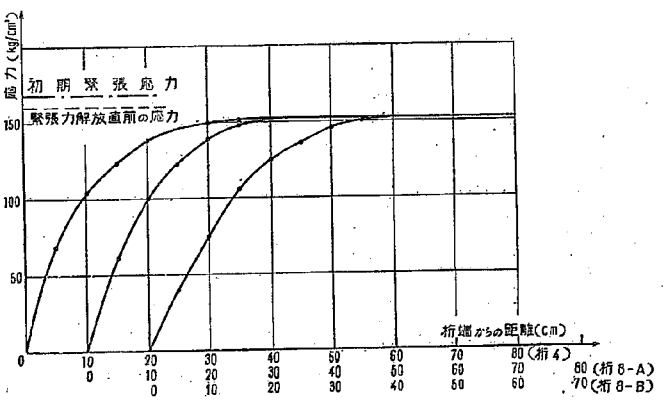
e_1：　PC鋼線群重心と中立軸との距離

e：　ε_G なるコンクリートの歪みを生ずる位置と中立軸との距離

さて，このようにしてコンクリート表面における歪み測定の結果から導かれた近似的な P，C 鋼線応力の分布は図—5に示すごとくである。本試験桁の場合には，e_1=5.0 cm，e=10.6 cm，E_G=3.3×10^5 kg/cm^2 である。

桁端部におけるPC線引張応力の分布は，コンクリート圧縮応力と同じ型であり，それらは何れも桁端において0であり，漸近的に最大に達しようとする。そして伝達長と云われる桁端からのある距離において最大となりそれ以後は一定にとどまる。

P，C鋼線の応力分布の測定にあたつては，電気抵抗線歪み計などを直接に P，C鋼線に設置する方法も考えられるが，このような方法では P，C 鋼線とコンクリートとの間のボンドの状態に，いろいろな影響が入つて実際の状態とは異つた結果を与えると云う恐れがある。したがつてこのような点に関するかぎりは，本試験におけるような間接的な方法による P，C 鋼線の応力分布の決定は，前述したような仮定が成立するかぎり，直接的な方法に比べ，より妥当な結果を与えるであろうと考えられる。何れにしても，緊張力解放に際して P，C 鋼線応力の分布を精密に測定することは極めて困難と思われる。



図—5　P，C 鋼線の応力分布

さて図—5に示したように，伝達長をこえて一定となる P，C 鋼線の応力は，その解放直前における応力よりも小さい。これは緊張力解放により生ずる桁の瞬間的な弾性変形による P，C 鋼線応力の減少のためであり，その減少量は前述した式より

$$\Delta\sigma_P=\sigma_{Pi}-\sigma_{P0}\fallingdotseq\frac{nA_P}{A_G}\left(1+\frac{A_G}{I_G}e_1^2\right)\sigma_{Pi}$$

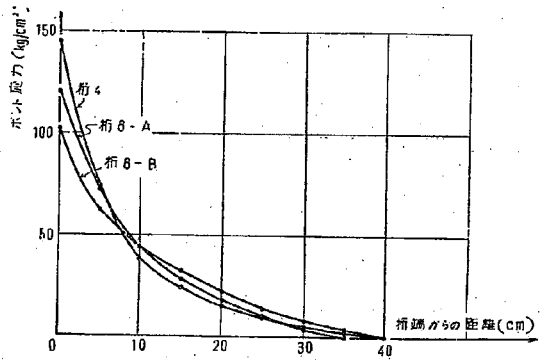
のごとくあらわされる。

この式により計算した値は $\Delta\sigma_P\fallingdotseq$b kg/mm^2 であり，一方桁端コンクリートの歪の実測結果を基として得た図—5によれば $\Delta\sigma_P$ の値は約 8 kg/mm^2 である。

(5) プレストレス導入の際のボンド

プレストレス導入の際のボンドは，PC部材の端から P，C 鋼線の緊張力が一定となりはじめる点までの間，すなわち伝達長の間において現われる。伝達長をこえると部材にはフルプレストレスが得られ，ボンド応力は0となる。

ある点におけるボンド応力は図—5に示すような P，C 鋼線の応力分布を示す曲線に対して，その点において接線を引くことにより得られる。このようにして得られたボンド応力の分布は，図—6に示すようになる。しかしこのようにして得られたボンド応力の分布の中には，その作業における個人的な影響が可成り包含されていると云う事実を歪めることができない。したがつて測定より得られた結果は，近似的な傾向を示すだけである。



図—6　ボンド応力の分布

これらの図は何れも桁端においてボンド応力は最大であり，桁端からの距離とゝもに急激に減少し，伝達長をこえると0となると云うことを示している。

P，C鋼線とコンクリートとの間のボンドに影響を与えるものとしては種々考えられる。すなわち，コンクリートと P，C鋼線との間の Adhesion 摩擦などである。

最初の Adhesion は，コンクリートと P，C鋼線の間のスリップに対する初期の抵抗を説明するための漠然とした言葉で，もしスリップが生じないならば，そのときにだけ存在し得る抵抗である。もしスリップが存在しないならば，緊張力解放の後である点における P，C 鋼線の引張歪みの減少は，その同じ点におけるコンクリートの圧縮歪みの増加に一致するはずである。このような条件は P，C 鋼線の引張力が一定である部分，すなわちボンド応力が0である部分においてのみ存在する。

P，C鋼線の引張力が変化する領域，すなわち伝達長の間においては，P，C鋼線の引張歪みの減少はそれに相応するコンクリートの歪みより大きい。桁の端において P，C 鋼線の歪みの減少は最大であり，それに相応するコンクリートの歪みは0である。したがつて，コンクリートと P，C鋼線との間に相関的な移動を生じ，スリップを惹きおこす。かくしてボンド応力は常にスリップを伴う。そして (Adhesion) は P，C鋼線とコンクリートと

の間のプレストレス導入のボンドに影響を与えるファクターとして，考慮しなくても差支えないと考えられる。

それ故，主としてコンクリートと P，C 鋼線の間の摩擦がコンクリートへの応力の伝達に対して大きな役割を演じているものと推察される。

緊張力がゆるめられ，P，C鋼線がスリップしはじめるとき，P，C線の直径は緊張力の減少と比例して大きくなる。かくしてP，C鋼線のスリップを抑える摩擦力は増加させられる。この力はP，C鋼線とそれに密接しているコンクリートとの間の摩擦係数と半径方向の圧力に左右される。すなわち，摩擦抵抗は摩擦係数を半径方向の圧力に乗ずることにより得られる。摩擦係数は，勿論 P，C 鋼線の表面の性質及びコンクリートの性質により左右されるものである。また伝達長の間においては，P，C 鋼線の長さ方向の歪みが変化しており，これに相応して半径方向の歪みを変化しているので，桁端においてはあたかも楔のような作用を果していると云うことができる。P，C 鋼線の直径は，太いものより細いものの方がボンドによる付着に対して確実性があると一般に云われているが，等しい緊張力に対して，細いものは太いものより数が多くなり，それに応じて間隙が狭くなるために施工が難かしくなり，施工のボンドに及ぼす影響も考慮されるべきである。

コンクリートの強度は，緊張力解放による P，C 鋼線の直径における増加から生ずる半径方向の圧力を支えるべき能力に影響を及ぼすと考えられ，コンクリートより高いボンド強度が望まれる。

また，時間の効果が P，C 鋼線の応力分布，及びボンド応力の分布に及ぼす影響も極めて興味のある問題であろうと思われる。外国における研究によれば，P，C 鋼線応力の分布は，時間の経過とともにその分布曲線全体を桁の中央部の方へ水平に平行移動させたようになる。そして桁端においてボンド応力は 0 となり，緊張力がコンクリートへ作用しはじめる所で急激に最大に達すると云う結果が報告されている。この場合時間の効果とは，緊張力解放後におけるクリープ，収縮，温度変化全てを包含している。

（6） プレストレス導入の際のボンドに対する弾性的な解析

プレストレス導入の際のボンドの現象は，主として摩擦に起因すると云うことは，前述したとおりであるが，J.R. Janney などにより近似的な弾性的解析が発表されている。

R ： P,C 鋼線の半径

μ_P ： P,C 鋼線のポアッソン比

μ_C ： コンクリートのポアッソン比

E_P ： P,C 鋼線の弾性係数

E_C ： コンクリートの弾性係数

λ ： P,C 鋼線とコンクリートとの間の摩擦係数

P_t ： 弛緩前の P,C 鋼線の緊張力

P ： 弛緩後のある点における P,C 鋼線の緊張力

σ_{Pt} ： 弛緩前の P,C 鋼線の応力

σ_P ： 弛緩後のある点における P,C 鋼線の応力

σ_r ： コンクリートと P,C 鋼線の接触面における接線方向の応力

σ_r ： コンクリートと P,C 鋼線の接触面における半径方向の応力

σ_p ： ボンド応力

x ： 桁端からの距離

ある点においてP，C鋼線の応力は弛緩前に σ_{Pi} から弛緩後に σ_P へと減少する。このためPC鋼線の半径は増加する。もしP，C鋼線が自由に膨れることができるならば，P，C鋼線の半径の増加量は，次のようになるだろう。

$$\Delta R' = R(\sigma_{Pi} - \sigma_P)\cdot\frac{\mu_P}{E_P} \quad \cdots\cdots(1)$$

しかしながら，P，C鋼線のまわりにはコンクリートがあり，P，C鋼線の半径が自由に増加するのを妨げる。このため，P，C鋼線及びコンクリートには半径方向の応力が生ずる。この半径の実際の増加は，接触面におけるコンクリートの半径方向の変位に等しいはずである。

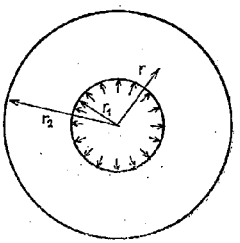
今，図—7のごとき内圧をうける肉厚のコンクリートの円筒を考える。弾性学によれば，任意の位置 r における半径方向の圧縮歪みは

$$\varepsilon_r = \frac{qr_1^2}{r_2^2 - r_1^2}\left\{(1+\mu_C)\frac{r_2^2}{r^2} - (1-\mu_C)\right\}\cdot\frac{1}{E_C}$$

により与えられる。したがつて内半径 r の位置における歪みは $r=r_1$ とおくことにより

$$\varepsilon_{r1} = \frac{qr_1^2}{r_2^2 - r_1^2}\left\{(1+\mu_C)\frac{r_2^3}{r_1^3} + (1-\mu_C)\right\}\cdot\frac{1}{E_C} \quad \cdots\cdots(2)$$

である。



図—7 内圧をうける肉厚の円筒

さてPC鋼線1本あたりのコンクリート断面は，P，C鋼線の断面に比して非常に大きい。これは勿論P，C鋼線の配置に関係するものである。したがつて，今 $r_2=\infty$ と仮定すると

$$\varepsilon_{r1} = \lim_{r_2=\infty}\frac{qr_1^2}{r_2^2 - r_1^2}\left\{(1+\mu_C)\frac{r_2^2}{r_1^3} - (1-\mu_C)\right\}\cdot\frac{1}{E_C} = q\cdot(1+\mu_C)\cdot\frac{1}{E_C} \quad \cdots\cdots(3)$$

今の場合，内半径はP，C鋼線の半径に等しく，内圧は接触面における半径方向の応力に等しい。すなわち，$r_1=R$，$q=\sigma_r$ であるので，上式を書き改めると

$$\varepsilon_R = \sigma_r\cdot(1+\mu_C)\cdot\frac{1}{E_C} \quad \cdots\cdots(4)$$

となる。また $\varepsilon_R = \Delta R/R$ であるので，P，C鋼線の半径の実際の増加量 ΔR は

$$\Delta R = R\cdot\sigma_r\cdot(1+\mu_C)\cdot\frac{1}{E_C} \quad \cdots\cdots(5)$$

となる。P，C鋼線における半径方向の応力 σ_r は，P，C鋼線とコンクリートとの間の接触面に働く圧力に等しくその大きさは

$$\sigma_r = \frac{\Delta R' - \Delta R}{R}\cdot E_P \quad \cdots\cdots(6)$$

である。(6)に(1)及び(5)を代入すれば

$$\sigma_r = C(\sigma_{Pi} - \sigma_P)$$

ここに $C=\dfrac{\mu_P}{1+(1+\mu_C)\dfrac{E_P}{E_C}}$ ……(7)

(7)はP，C鋼線応力の減少量と，それに応じて生ずる半径方向の応力との関係を与える式で，この両者の間には直線的な関係があると云うことを示している。また，上のように $r_2=\infty$ の仮定においては，接触面における接線方向の引張応力 σ_t の大きさは σr に等しくなる。

ある点におけるボンド応力は，P，C鋼線の緊張力の変化の割合として求められる。dx 区間におけるP，C鋼線緊張力の増加量を dp とすれば，ボンド応力は次のようにあらわされる。

$$\sigma_b=\frac{dp}{2\pi R\cdot dx} \quad \cdots\cdots(8)$$

ここに $p=\pi R^2\sigma_p$ であるので

$$\sigma_p=\frac{R}{2}\cdot\frac{d\sigma_p}{dx} \quad \cdots\cdots(9)$$

ボンドが完全に摩擦に起因するものとすると

$$\sigma_b=\lambda\cdot\sigma_r \quad \cdots\cdots(10)$$

である。

(9)と(11)より

$$\frac{d\sigma_p}{dx}=\frac{2\lambda}{R}\cdot\sigma_r=\frac{2\lambda}{R}\cdot C\cdot(\sigma_{Pi}-\sigma_P) \quad \cdots\cdots(11)$$

(11)を解いて σ_p を求めると

$$\sigma_p=\sigma_{pi}\left\{1-e^{-\frac{2\lambda}{R}\cdot C\cdot x}\right\} \quad \cdots\cdots(12)$$

となる。これは図－5に示したように x の函数として漸増するP，C鋼線応力の分布を表わす式である。かくして

$$\sigma b=\frac{R}{2}\cdot\frac{d\sigma_p}{dx}=\lambda\cdot C\cdot\sigma_{pi}\cdot e^{-\frac{2\lambda}{R}\cdot C\cdot x} \quad \cdots\cdots(13)$$

(13)は図－6に示したような x の函数としてのボンド応力の分布を表わす式であり，ボンド応力は x の増加とともに急速に減少すると云うことを示している。次に，本試験桁の場合について数値計算を行ってみる。$E_P=2.0\times10^6\,\mathrm{kg/cm^2}$，$E_C=3.3\times10^5\,\mathrm{kg/cm^2}$，$\mu_P=0.3$，$\mu_C=0.2$ とすると，接触面における半径方向の応力は(7)より

$$C=\frac{0.3}{1+(1+0.2)\dfrac{2.0\times10^6}{3.3\times10^5}}=0.0363$$

$$\therefore\quad \sigma_r=0.0363(\sigma_{pi}-\sigma_P)$$

$\sigma_{pi}=160\,\mathrm{kg/mm^2}$ であるので，桁端においては $\sigma_p=0$

故に $\sigma_r=0.0363\times160=5.81\,\mathrm{kg/mm^2}=581\,\mathrm{kg/cm^2}$

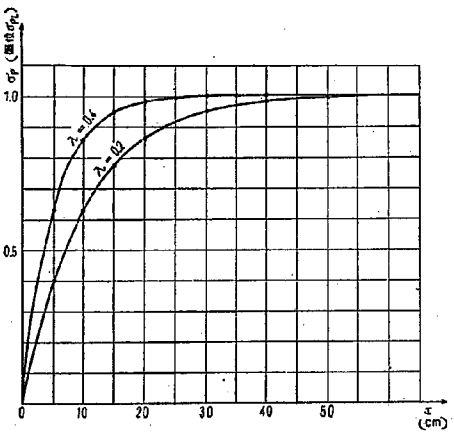
となる。この値は明らかに弾性領域をこえているものであり，弾性理論に立脚したこのような解析と矛盾していると云うことを示している。したがつてこの場合は，塑性理論に立脚した解析の適用が妥当であると考えられる。

但し，一応弾性理論の適用が可能な範囲に於いては，P，C鋼線緊張応力の分布は $\lambda=0.2$，0.4 に対してそれぞれ次のようになる。

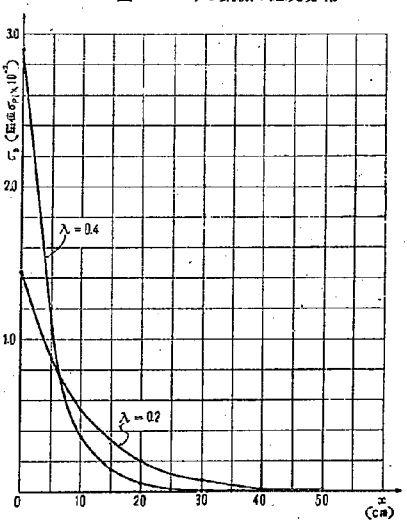
$$\sigma_p=\sigma_{pi}\{1-e^{-0.10x}\} \qquad (\lambda=0.2)$$

$$\sigma_p=\sigma_{pi}\{1-e^{-0.20x}\} \qquad (\lambda=0.4)$$

これらを図示すると，図－8のごとくなる．摩擦係数 λ の値は海外における研究によれば0.2～0.6ぐらいであると考えられている。



図－8　P，C鋼線の応力分布



図－9　ボンド応力の分布

またボンド応力の分布は $\lambda=0.2$，0.4 に対してそれぞれ

$$\sigma_b=0.0145\,\sigma_{pi}\cdot e^{-0.10x} \qquad (\lambda=0.2)$$

$$\sigma_b=0.0290\,\sigma_{pi}\cdot e^{-0.20x} \qquad (\lambda=0.4)$$

となり，これを図示すると図－9のごとくなる。

これらの図に示した曲線は，実測されたものと同じような型のものであると云うことがわかる。かくして，プレストレスの伝達は主として摩擦により影響されると云う基礎的な仮定は先づ妥当であろうと考えられる。しかしながら以上の解析はプレストレス伝達の型に関して一般的傾向を与えるに止まり，これを直ちに量的な算定に用いることは危険であり，今後さらに多くの研究が必要であろうと考えられる。

〔3〕 P,C 鋼線の緊張力解放時における試験より得られた結論

プレストレス導入に際しての測定より得た結論は次のようである。

（1） 桁の $l/2$ 断面における歪みの測定結果より得た応力は，大体計算値と一定しており，所期のとおりのプレストレスが導入されたものと考えられる。

（2） 反りの測定結果は精度もあまりよくないので，これらは大体の傾向を示すだけであるが，所定のとおりのプレストレスが導入されたか否かの目安とはなると考えられ，(1)と同様のことが結

論される。

（3）桁端部におけるコンクリートの歪みの分布は，桁端において0であり，漸近的に最大へ達しようとし，ある距離をこえると一定の限界値にとどまる。

（4）測定したコンクリートの歪みから導かれた桁端部における P，C 鋼線の引張応力の分布も，桁端においては0であり，(3)と同様の分布を示す。伝達長をこえた P，C 鋼線の引張応力は，その緊張力解放前の値より小さくこの減少量は，解放により生ずる瞬間的な桁コンクリートの弾性変形による損失量に等しくなる。

（5）本試験桁の場合には，測定された伝達長は 35～40 cm であり，これは設計・施工指針に示されたような Ross の実験に基いて算出した値よりかなり小さい。何れにしても，伝達長の間においてはフルプレストレスが生じていないから，この点に対する注意が必要である。

（6）プレストレスの導入により生ずる P，C 鋼線とコンクリートとの間のボンドは，桁端部における伝達長の間において生じ，伝達長をこえると0になる。このボンド応力は P，C 鋼線の応力の分布を示す曲線に接線を引くことにより算出される。その算出の過程において，大きな個人的な作業因子の影響が含まれているが，ボンド応力は桁端近くで最大となり，漸次減少し，伝達長の端において0となる。

（7）プレストレス導入により生ずるボンドに大きな影響を与えるものは，主として P，C 鋼線とコンクリートとの間の摩擦であると考えられる。この摩擦抵抗は P，C 鋼線の緊張力の弛緩に伴なうポアッソンの効果により生ずる半径方向の応力に，摩擦係数を乗ずることにより算出される。

（8）桁端部におけるボンド応力についての完全に弾性的な解析は，未だ検討すべき余地が認められ，これを量的にとり扱うためには，更に多くの研究が必要とされる。

桁端部における P，C 鋼線及びコンクリートの歪み，分布，伝達長，ボンドなどは，材料，施工の相違によってそれぞれの部材に対して相当異ったものになると思われるが，全ての影響因子を包含している一般的な関係が導かれることが可能となるまでには，更に多くの研究がなされなければならないと考える。

V　静的及び動的載荷試験

〔1〕 試験の種類及びその方法

（1）概　説

前述したごとくして製作された全く同じ性質を有する8本の桁について，静的載荷試験，静的持続載荷試験，

表—8　試験の種類と順序

桁の種類＼順序	①	②	③	④
桁　1	静的載荷試験	静的持続載荷試験	破壊試験	
2	〃	動的載荷試験	〃	
3	〃	静的持続載荷試験	〃	
4	〃	動的載荷試験	〃	
5	〃	〃	〃	
6	〃	静的持続載荷試験	動的載荷試験	破壊試験
7	〃	動的載荷試験	破壊試験	
8	〃	静的持続載荷試験	動的載荷試験	破壊試験

動的載荷試験，静的破壊試験が実施されたが，各桁別に実施した試験の種類と順序を記せば，表—8となる。

なお，これらの試験を実施したときにおける桁のコンクリートの材令は5ケ月～6ケ月の間で，材令による各桁の間の差違は，ほとんど無視して差支えないものと考えられる。

また本試験実施中において適宜実施した標準供試体によるコンクリートの圧縮強度及び弾性係数は表—9に示すとおりである。

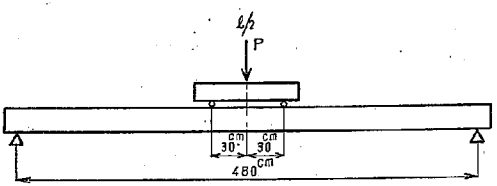
各試験の詳細について次に述べる。

表—9　コンクリート圧縮強度及び弾性係数

圧縮強度	526 kg/cm²	(12ケ平均)
弾性係数	3.7×10⁵ kg/cm²	(6ケ平均)

(2)　静的載荷試験

これは他の載荷試験に先立ち，試験桁番号1～8の全ての桁について実施した。図—10に示すような2点載荷で荷重は油圧式ジャッキにより加えられ，その大きさは予めキャリブレーションの行われたリングゲージにより測られた。載荷装置の全重量は 250 kg である。



図—10　載　荷　装　置

載荷に際しては *l*/2 点においてダイアルゲージにより桁のたわみを測定した。

(3)　静的持続載荷試験

これは試験桁番号 1, 3, 6, 8 のものについて実施した。この試験は動的載荷試験との関連において桁に静的な持続的荷重が作用する場合における試験である。したがつて荷重は動的載荷試験に用いたものと同じ重量の鋼板を用い，静的に載荷したまゝ持続的に放置した。

各桁について載荷した荷重は，図—11 に示すとおりである。その載荷重量は桁1は桁2及び4，桁3は桁5，桁6は7，桁8は桁6の動的載荷試験の載荷重量にそれぞれ対応するものであり，桁1と2，桁3と5，桁6と7及び桁8と6のそれぞれの静的持続載荷試験及び動的載荷試験は，並行して同時に実施した。

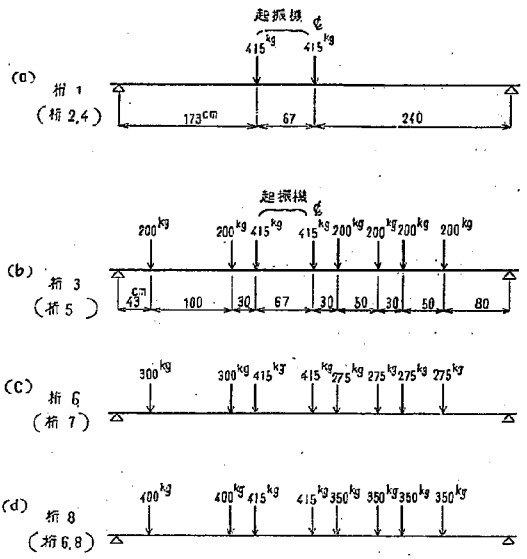
この試験では *l*/2 点にダイアルゲージをとりつけて，時間の経過にともなう桁のたわみの変化を測定した。

(4)　動的載荷試験

これは試験桁番号 2, 4, 5, 6, 7, 8 のものについて実施し，動的な載荷を与えるためには，桁に起振機をとりつけ，起振機の回転によつて桁に連続的な繰り返し荷重を与えた。

起振機は2枚の円板を有しており，この円板には水平方向の力は生ぜず，鉛直方向の力のみが惹起せしめられるような位置に偏心重量がとりつけられている。

この円板を回転させることにより，遠心力のために周期力を惹起せしめるようになつている。起振機はこの遠心力による周期力が丁度桁の *l*/2 点に作用するような位置に載せられた。



( )内のものは動的載荷試験における桁番号を示す

図—11 静的持続載荷試験（及び動的載荷試験）における載荷状態

試験に際しては桁の $l/2$ 点に田辺式撓度振動記録器を取り付け，動的な撓みを連続的に記録した。また $l/2$ 断面には上縁，下縁などに電気抵抗線歪み計を取りつけ動的な歪みをオッシログラフにより記録させた。

起振機はその回転を適宜止めて，その際における桁の静的な撓みを $l/2$ 点及び $l/4$ 点において，ダイアルゲージにより測定した。測定間隔は振動開始の初期においては密にし，振動回数の増加とともに測定間隔を大きくしていつた。

起振機の回転数は回転計により約 10 分間隔に測定し，これより桁に与える累加振動回数を算出した。起振機は桁に対し，常に同じ振巾を与えるように田辺式撓度振動記録器により記録された振巾の結果を見ながら，その回転数を調節した。これは動的載荷試験実施中の起振機における電圧の変動などにより回転数の変化を来たし，これの振巾への影響を除こうとするためである。

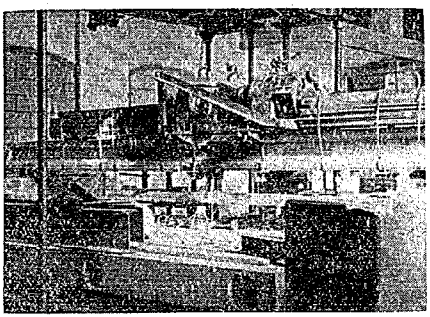
動的載荷に当つては，桁に起振機を載せる以外に種々の重量の鋼板を載荷して試験を実施した。各桁についての載荷重量及び載荷位置は前述の図—11 に示すごとくである。

なお，起振機の重量は桁に取りつけるための枠の重量をも含めて 830 kg である。

写真—1は桁—5の場合の動的載荷試験実施中の状態を示している。

（5） 静的破壊試験

以上のごとくして種々の試験を実施した各桁は，最後に(2)静的載荷試験と同じ載荷装置により，静的に破壊し



写　真

た。

この場合にも桁の $l/2$ 点及び $l/4$ 点において，ダイアルゲーデにより桁の撓みの測定を実施するとともに，各桁とも $l/2$ 断面の種々な位置に電気抵抗線歪み計を取り付け，歪みの測定を実施した。

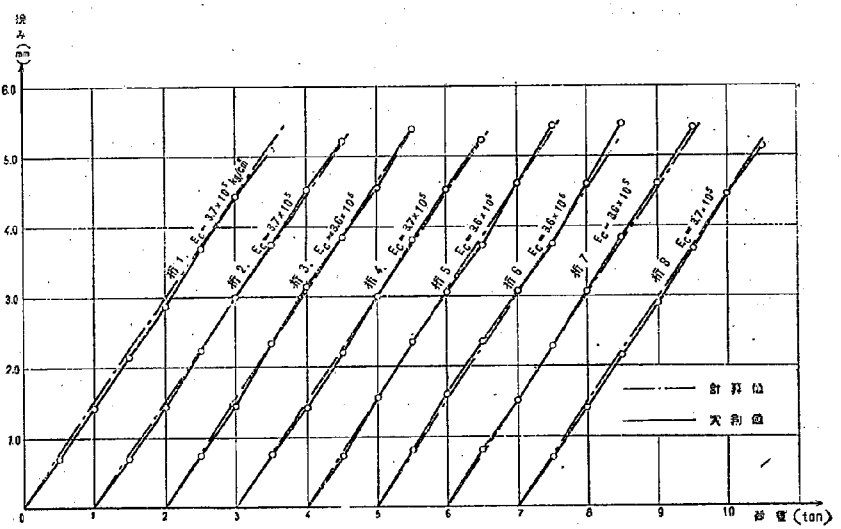
荷重は各桁とも先づ 3.5 ton まで 0.5 ton おきに加え (Test 1)，一たん0にもどして，次にひびわれの発生するるまで加え (Test 2)，再び0にもどして，最後に破壊するまで加えた (Test 3)。

〔2〕 静的載荷試験結果及びその考察

各桁について $l/2$ 点における撓みと荷重との関係を示すと，図—12 のようになる。

図—12 から分るように $l/2$ 点において実測した撓みと荷重の関係は，ほとんど直線的な経過を示している。普通の鉄筋コンクリート桁におけるこの撓み—荷重は，直線的とはならないで，荷重の増加に伴ない，撓みの増す割合は多少大きくなると考えられているが，プレストレストコンクリートにおける場合には，このような荷重の範囲内では両者の間の関係はほとんど直線的となり，一般の鉄筋コンクリートに比べて極めて弾性に富んでいると云うことを物語つている。

なお，図—12 におけるような撓み測定結果から，各弾性係数を求めてみると，大体 3.6×10^5 ないし，$3.7\times$

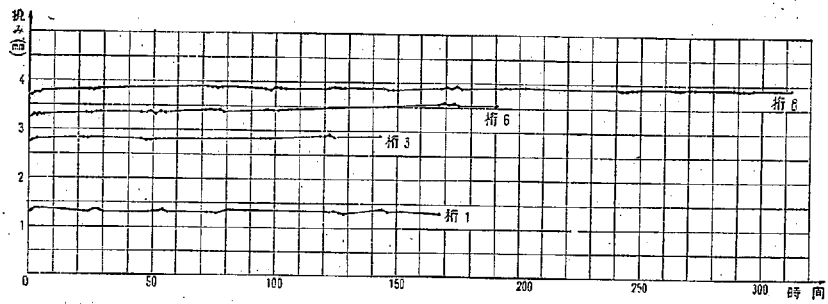


図—12　$l/2$ 点における撓みと荷重の関係

10^5 kg/cm² であり，この値はコンクリート標準供試体における試験から得た値と大体一致している。図—12 には各桁について妥当と考えられる弾性係数の値が記されている。

〔3〕 静的持続載荷試験結果及びその考察

前記図—11 に示したように，動的載荷試験との関連において，それぞれに相当する荷重を静的に持続的に載荷して放置し，桁の撓みの変化を測定したが，$l/2$ 点における時間の経過にともなう桁の撓みの変化の状態は，図—13 に示すとおりである。



図—13　時間の経過にともなう撓みの変化

この図から分るごとく，桁1，3の場合はほとんど変化が認められないが，桁6，8は時間の経過にともなつて，桁の撓みはわずかながら増加する傾向にあることがうかゞわれる。これは一般のコンクリートにおけると同様に，載荷によつてコンクリートがクリープをおこすためである。

コンクリートのクリープは，長年月にわたつて継続するものであり，その期間中の温度やその他種々の条件の影響をうけるので，その測定は非常にむつかしいとされている。こゝに述べたものは，たゞ動的載荷試験の結果との比較において実施したゞけである。すなわち動的載荷試験において，もし動的載荷を与えないで静的載荷を持続させたなら，桁の撓みは時間の経過にともなつてどのように変化するかを知るためである。

〔4〕 動的載荷試験結果及びその考察

(1) 与えた振幅及び振動回数

前記図—11 に示したようなそれぞれの載荷状態で，起振機の回転により動的な載荷を与えたが，各桁につて与えた $l/2$ 点の半振幅及び振動回数は次の表—10 に示すとおりである。なお $l/2$ 点における半振幅は，田辺式撓度振動記録器の記録(倍率は4倍にして使用した) から得たものである。

表—10　振幅及び振動回数

桁番号	半振幅 (mm)	与えた振動回数 (10^4)	$l/2$ 点において半振幅に相当する撓みを生ぜしめるような荷重(kg)
桁 2	1.25	105	± 780
4	1.75	75	±1090
5	2.50	115	±1520
7	2.75	123	±1670
6	3.00	165	±1820
8	3.00	50	±1870

さてこのような半振幅に相当する大きさの撓みを $l/2$ 点において生ずるような $l/2$ 点集

中荷重を求めてみると，同じく表—10 に示すようになる。この表—10 に示した荷重の大きさの算出にあたつては，動的載荷試験に先立つて行われた静的載荷試験の結果（撓み—荷重曲線，図—12）から得た弾性係数を使用している。さて $l/2$ 点において，種々の載荷重量によるものと，等値の曲げモーメントを生ぜしめるような $l/2$ 点集中荷重を算出する。

今，仮りにこのようにして算出した $l/2$ 点集中荷重の作用と，図—11 に示すような載荷状態における荷重の作用とが近似的に等しいものと考えることにする。

各桁の場合について，上述のような等値の作用を有すると考えられるような $l/2$ 点集中荷重を求めてみると，表—11 のごとくなる。

表—11　動的荷重の上・下限

	載荷重量 (kg)	$l/2$ 点における載荷重量と等価の曲げモーメントを生ぜしめるような集中荷重 (kg)	動的荷重の上・下限の値 (kg)	
			上限	下限
桁2	起振機… 830	720	1500	− 60
桁4			1810	−370
桁5	起振機… 830 鋼板…1200	1350	2870	−170
桁7	起振機… 830 鋼板…1700	1600	3270	− 70
桁6	起振機… 830	1870	3690	50
桁8	鋼板…2200		3740	0

さて，このようにして算出した載荷重量の影響を前述の表—10 に示した $l/2$ 点において半振幅に相当する撓みを生ぜしめるような荷重に加えると，近似的に桁の $l/2$ 点に作用する動的荷重の上限・下限の値がでてくる。

このようにして求めた近似的な上・下限の値もあわせて表—11 に示してある。

桁に起振機の回転により動的載荷を与えた場合，桁の $l/2$ 断面の上縁，下縁においてオッシログラフにより記録させた各桁の動的歪みの大きさは表—12 に示すとおりであり，これに静的載荷試験結果より得たそれぞれの弾性係数を乗じて応力に換算した値もあわせて示されている。表—12 から分るように，このようにして得た応力は表—10 に示したような半振幅に相当する撓みを生ぜしめるような荷重が静的に載荷したとして計算した応力と大体一致している。

表—12　動的載荷により生ずる応力

桁番号	上縁			下縁		
	歪み (10^{-6})	応力 (kg/cm²)		歪み (10^{-6})	応力 (kg/cm²)	
		実測値	計算値		実測値	計算値
桁2	± 95	±35	±38	∓ 65	∓24	∓28
4	±140	±51	±54	∓100	∓37	∓39
5	±210	±76	±75	∓150	∓54	∓55
7	±220	±79	±82	∓170	∓61	∓60
6	±240	±86	±89	∓175	∓63	∓66
8	±240	±89	±92	∓170	∓64	∓67

したがつて，前述したような半振幅を生ぜしめるような動的載荷は表—10に示したような荷重が何回も繰り返して作用したと同じ結果になる。

このような動的載荷により生ずる応力に，プレストレス及び載荷重量の影響を加え合わせると，各桁の $l/2$ 点上縁，下縁において生ずる計算上の応力の値は表—13 に示すとおりである。なお試験当時における $l/2$ 点上，下縁のプレストレスの算出にあたつては，P，C鋼線の緊張力はP，C鋼線の Relaxation 導入時の桁の弾性変形，コンクリートの乾燥収縮，クリープなどによる全ての損失を考慮して，初期緊張力の 80 %となつていると考えている。この 80 %と云う数値は，過去におけるいろいろな実例に照らしても先ず妥当であろうと考えられる。したがつて載荷試験当時における $l/2$ 点上，下縁におけるプレストレスの状態は，死荷重の影響をも含めて，それぞれ 15 kg/cm² 及び 94 kg/cm² である。

表—13 動的載荷により生ずる応力の上，下限

桁番号	上縁 (kg/cm²)		下縁 (kg/cm²)	
	上 限	下 限	上 限	下 限
桁 2	89	12	40	96
4	104	−3	29	107
5	156	7	−9	100
7	176	12	−20	97
6	196	13	−39	92
8	199	15	−41	94

それ故，動的載荷によつて各桁 $l/2$ 点上，下縁は表—13 に示したような応力の上，下限の間を変動しているわけである。

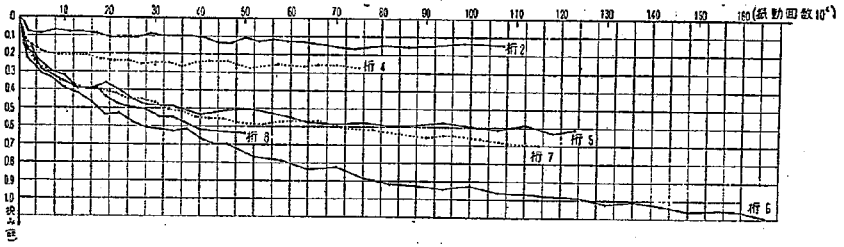
P，C桁の疲労については，既に猪股俊司氏の研究報告があるが，P，Cの桁場合には普通の活荷重によりP，C鋼線に生ずる応力の変化量は，その有効緊張力に比して非常に小さいので，P，C鋼線が繰返し載荷により切断することは先づ起らないと考えられ。たゞ P，C 鋼線の疲労は一旦ひゞわれが発生し，そのひゞわれが開口する荷重以上の荷重をくり返した場合に問題となるとされている。

したがつて今のような動的載荷の場合には引張側コンクリートの疲労及びPC鋼線とコンクリートとの間の附着の疲労が問題となる。桁—6及び8の場合には，$l/2$ 点下縁において生じているコンクリートの引張応力は約 −40 kg/cm² であり，これは設計，施工指針に示されているように圧縮強度 500 kg/cm² のときのコンクリートの曲げ引張強度を 60 kg/cm² としたときには，曲げ引張強度の約 70 %近くに達している。（実際には曲げ引張強度は後述の破壊試験の結果より得たところによると 61～69 kg/cm² であるので，動的載荷により曲げ引張強度の約 60～70 %の引張応力を生ぜしめたことになる。）この場合のような少い桁数で，その疲労を論ずるのは当を得ないかも知れないが従来コンクリートの曲げ引張に対する疲労限は，その曲げ引張強度の 50 %と考えられており，これを上廻るような引張応力を生ぜしめたにもかゝわらず桁にはひゞわれを生ぜず，何ら異常が認められなかつた。

（2） 累加振動回数の増加にともなう桁の静的な撓みの変化

包振機及び載荷重量などの鋼板を載荷して，振動開始直前の状態を基準として，累加振動回数の増加にともなう $l/2$ 点の静的な撓みの変化の状態を示せば，図—14 のごとくなる。

図—14 から分るように，累加振動回数の増加とゝもに，桁の静的な撓みは漸増してゆく傾向にあり，これは特に振動開始の初期においていちじるしい。図—14 に示した結果の中には，勿論動的載荷試験中における載荷重量



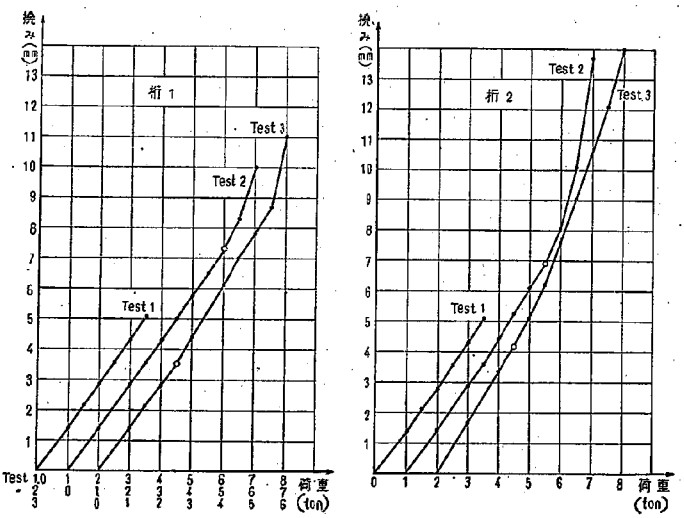
図—14　累加振動回数の増加に伴う静的な撓みの変化

によるクリープのための撓みも含まれている。したがつて実際には図—14の結果から，それぞれに対応する静的持続載荷試験より得た結果図—13 を差し引いたものが，この動的載荷のみによる影響であると考えることができるが，図—14 と図—13 を比較すると，後者は前者に比して明かに小さく現れており，その結果から云えば繰り返しの振動の影響により，桁は下向きの撓みを増加する傾向にあると云うことができる。また図—14 における各桁についての比較から，撓みの増加量は振幅の大きいものほど，また振動回数の多いものほど大であると云うことがうかがわれる。

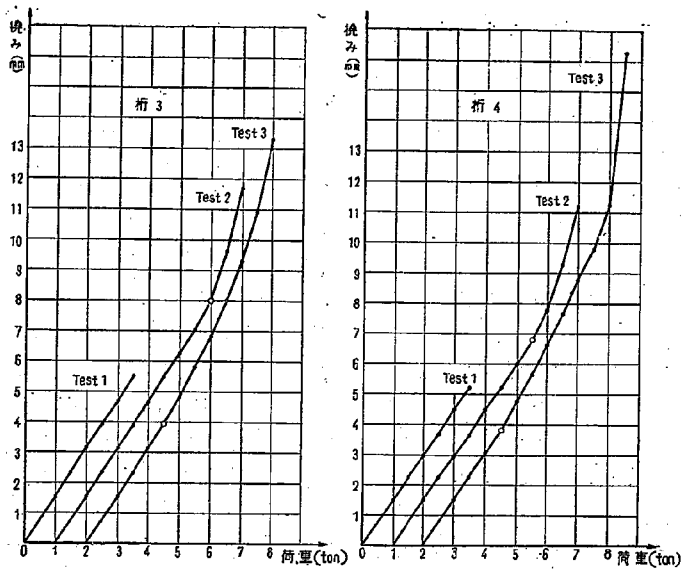
振動の影響により，桁がこのように静的な撓みを増すのは，桁が若干の耐力を喪失したことを意味する。

〔5〕 破壊試験結果及びその考察

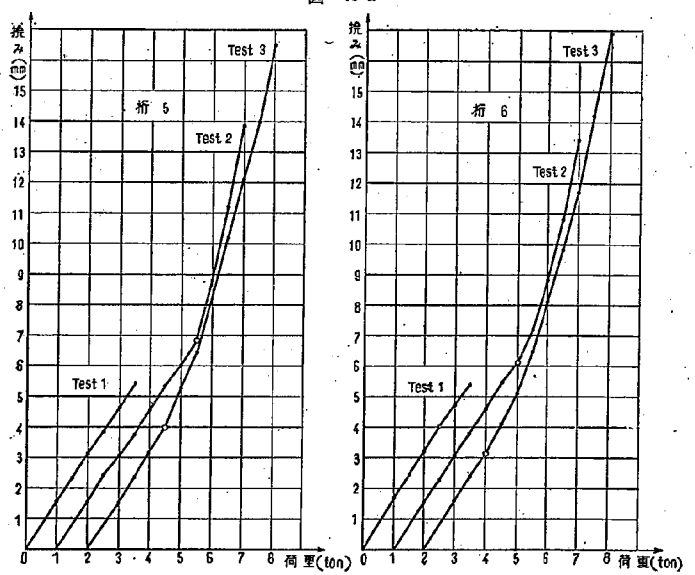
(1) 測定結果



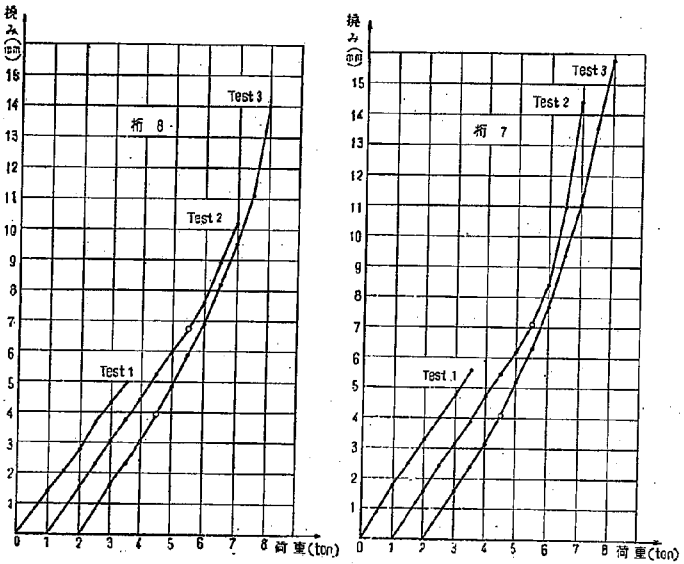
図—15-1　撓みと荷重の関係


桁 3
Test 1
Test 2
Test 3
桁 4
Test 1
Test 2
Test 3
荷重(ton)
荷重(ton)

図—15-2


桁 5
Test 1
Test 2
Test 3
桁 6
Test 1
Test 2
Test 3
荷重(ton)
荷重(ton)

図—15-3



図—15-4

各桁の $l/2$ 点において，ダイアルゲージにより測定した撓みと荷重との関係を各 Test の場合について示せば図—15 となる。

各桁の $l/2$ 断面において測定した歪みと荷重の関係は図—16 に示すとおりである。

（2） Test 1 に対する考察

この場合には，前記の図から分るごとく撓み—荷重，歪み—荷重などの関係は何れも直線的な関係にあり，このような荷重の範囲内では桁は十分弾性的であると云うことができる。

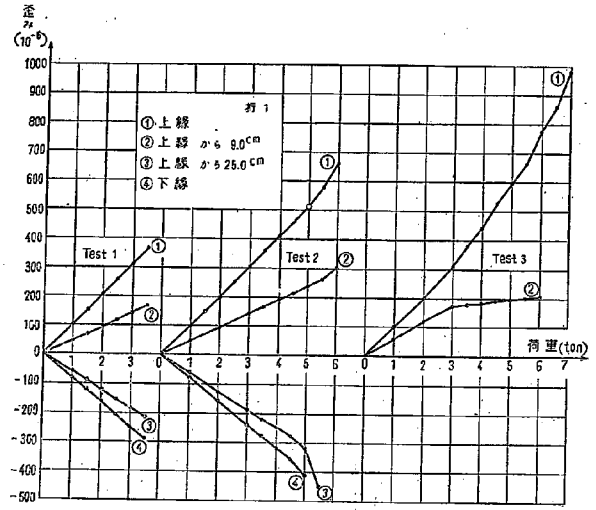
また，いろいろな試験に先立つて，実施された静的載荷試験における結果と同じような結果を与えている。

3.5 ton 載荷したときにおける $l/2$ 断面上，下縁における計算上の応力状態は表—14に示すとおりである。この場合にも有効プレストレスとしては，PC鋼線の緊張力損失を初期緊張力の 20 % と考えて算出したものである。

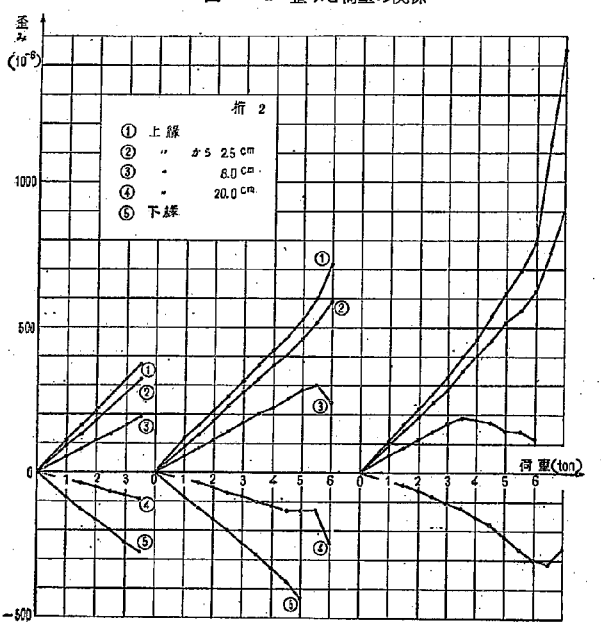
表—14　計算上の応力 (kg/cm²)

	上　縁	下　縁
① 載荷により生ずる応力	151	−110
② 有効プレストレス	15	94
③ ①+②	166	− 16

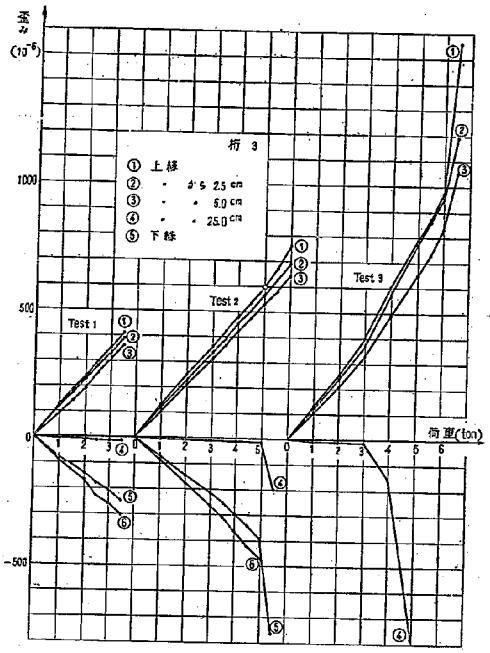
したがつて 3.5 ton 載荷したときには，計算上では既に上縁においてはコンクリートの許容圧縮応力度，160 kg/cm² (設計・施工指針によれば σ_{28}=500 kg のときには許容圧縮応力度は 160 kg/cm² である) を越え，下縁においても，プレストレスは失くなつてコンクリートには −16 kg/cm² の引張応力が生じているはずである。しかしながら，この程度の引張応力ではコンクリート曲げ引張強度の中に十分治まり，ひびわれの発生をみるにいたらない。



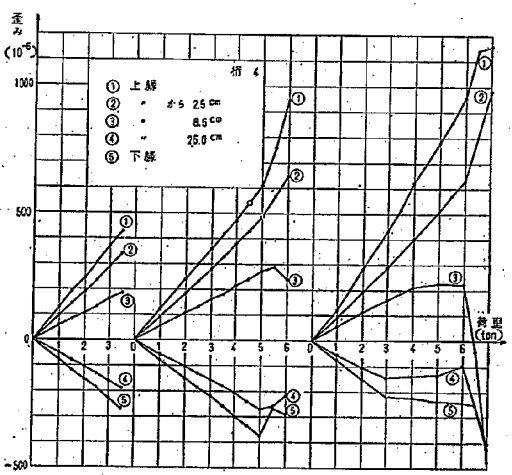
図—16-1 歪みと荷重の関係



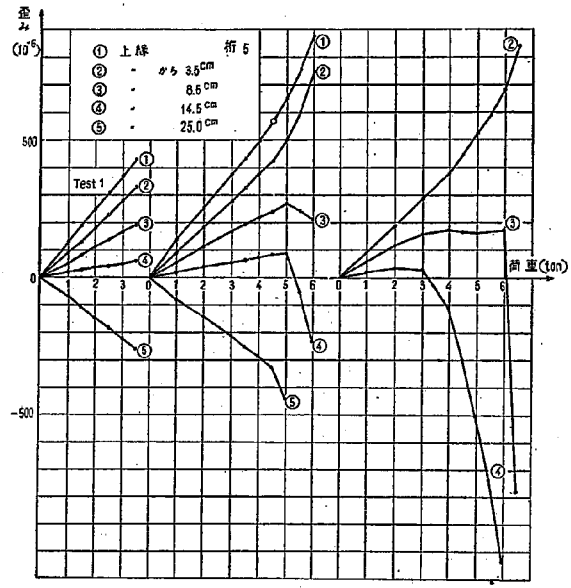
図—16-2


桁 3
① 上縁
② 〃 d's 2.5 cm
③ 〃 〃 6.0 cm
④ 〃 〃 25.0 cm
⑤ 下縁
Test 1
Test 2
Test 3
荷重(ton)
1000
500
0
-500

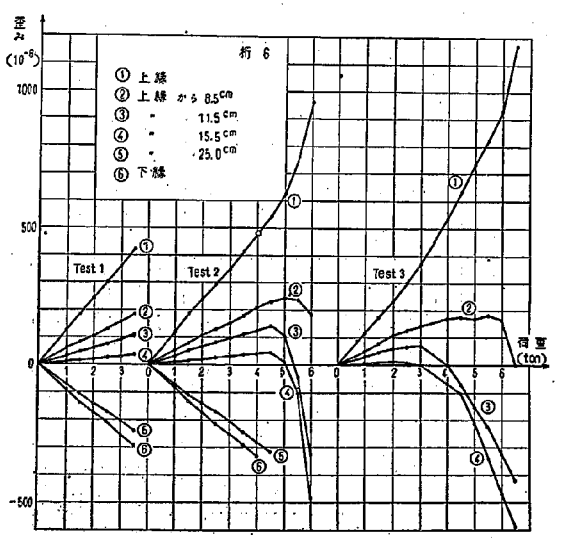
図—16-3


桁 4
① 上縁
② 〃 d's 2.5 cm
③ 〃 8.6 cm
④ 〃 25.0 cm
⑤ 下縁
荷重(ton)
1000
500
0
-500

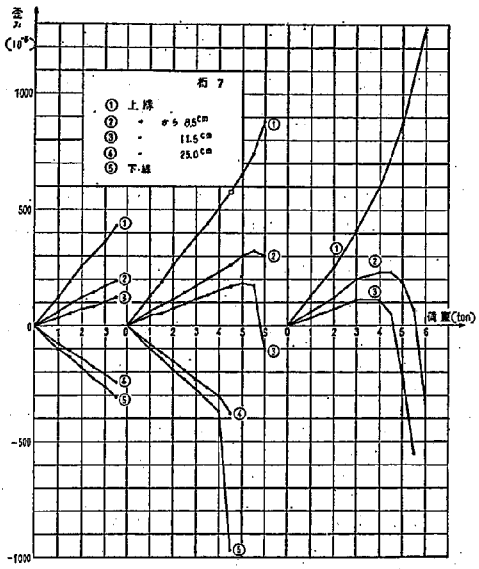
図—16-4


歪み (10⁻⁶)
桁 5
① 上縁
② 〃 から 3.5cm
③ 〃 8.5cm
④ 〃 14.5cm
⑤ 〃 25.0cm
Test 1
500
0
-500
荷重(ton)

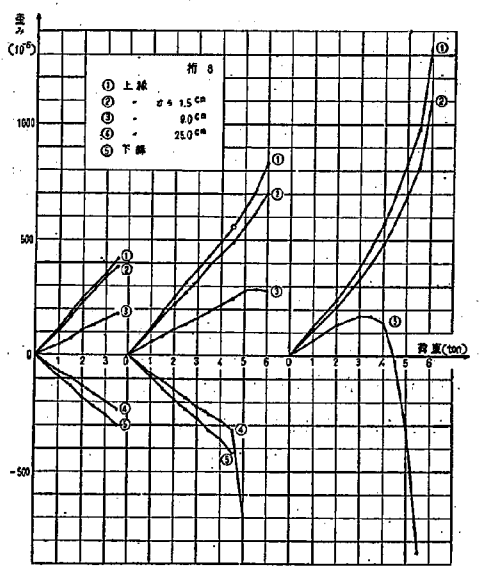
図—16-5


歪み (10⁻⁶)
桁 6
① 上縁
② 上縁 から 8.5cm
③ 〃 11.5cm
④ 〃 15.5cm
⑤ 〃 25.0cm
⑥ 下縁
1000
500
0
-500
Test 1
Test 2
Test 3
荷重 (ton)

図—16-6


桁 7
① 上縁
② 〃 g's 8.5cm
③ 〃 11.5cm
④ 〃 25.0cm
⑤ 下縁
荷重(ton)

図—16-7


桁 8
① 上縁
② 〃 g's 1.5cm
③ 〃 8.0cm
④ 〃 25.0cm
⑤ 下縁
荷重(ton)

図—16-8

（3） Test 2 に対する考察

この場合には，前記の図—15, 16 に示したような撓み—荷重，歪み—荷重などの関係は，何れもある大きさの荷重までは直線的に経過し，それを越えると急に折れ曲がつてくる。今，桁の撓み—荷重を例にとつて述べれば荷重までは両者の関係は直線的であるが，5 ton を越えると荷重の増加に対して撓みの増加する割合は大きくなり，曲線は上に向つて彎曲してくる。したがつて 5 ton を越えた辺りにおいて，桁に何らかの変化が生じたことを意味している。すなわち，コンクリートの曲げ引張応力がもはや荷重の増加に耐え得なくなり，桁にひゞわれが生じたことを物語つている。事実ひゞわれの発見できたときのジャッキの荷重は 5.2 ton であつた。桁にひゞわれが生ずるまでは，その全断面が有効に働いているが，ひゞわれが入るとその有効な断面が減少し，荷重の増加に対する撓みの増加する割合は大きくなるものと考えられる。また，同じく桁—1 の場合にこれを歪みの方から見ると 5.0 ton まで各位置の歪み—荷重はほとんど直線的関係にあるが，5.0 ton をこえた辺りから圧縮側の①及び③は漸次上向いてくるような傾向を示している。これに対し，引張側の④及び⑤はひゞわれが生ずるとゝもに急激に歪み計の伸びが大きくなり，⑤はひゞわれのために歪み計の抵抗線が切断し，以後の測定は不能となつた。

圧縮側の①及び②が，荷重の増加に対して歪みの増加する割合が大きくなるのは，ひゞわれのために有効な断面が減少し，これが圧縮側コンクリートの負担を大きくしたものと考えられる。

かくして，各桁について最初にひゞわれの生ずる荷重は，表—15 に示すとおりである。

表—15　ひゞわれ発生荷重

	桁 1*	桁 2	桁 3*	桁 4	桁 5	桁 6	桁 7	桁 8	計算値
ジャッキの荷重（ton）	5.2	5.0	5.15	4.9	4.7	4.4	4.6	4.7	4.65
実際の荷重（ton）	5.45	5.25	5.40	5.15	4.95	4.65	4.85	4.95	4.90
下縁においてプレストレス 0 となる荷重のひゞわれに対する安全度	1.82	1.75	1.80	1.72	1.65	1.55	1.62	1.65	1.63

* 印は動的載荷を与えなかつた桁

実際にはジャッキにより与えられた荷重に，載荷装置の重量 0.25 ton を加えたものが，真のひゞわれ発生荷重である。このようにして見出したひゞわれ発生荷重は，本試験の場合には相当の精度を有していると考えられる。と云うのは，動的載荷試験の場合に起振機取付用の金物枠を取付けるために，すべての桁の $l/2$ 点下縁に 9—ϕ の鉄筋 2 本が埋め込まれていて，このような埋込鉄筋はひゞわれが発生するような大きな荷重に対しては，桁の大きな弱点とみなされる。したがつて，最初に生ずるひゞわれは桁—4 を除き何れもこの埋込鉄筋の位置すなわち $l/2$ 点において現われた。$l/2$ 断面には丁度 Gage length 8 cm の電気抵抗線歪み計が設置してあり，ひゞわれが生ずるとゝもに，歪み計の抵抗線は突然極度に大きな伸びを示し，したがつてインディケーターは非常に大きな読みを与えるので，ひゞわれの入つたのが判る。

一方計算上のひゞわれ発生荷重は，次のようにして算出することができる。

有効プレストレスと自重とを加え合わせて，$l/2$ 点下縁に生じている応力は 94 kg/cm^2 である。コンクリー

トの曲げ引張強度を 60 kg/cm² とすれば（設計・施工指針によれば，圧縮強度 500 kg/cm² のときの曲げ引張強度は 60 kg/cm²）ひゞわれ発生荷重は 4.9 ton となる。これを表—15 における値と比較すると計算値より大きいのもあり，また小さいのもあり，実際のひゞわれ発生荷重は各桁により非常に異った値を示している。

同じコンクリートで同じようにして製作された桁である以上，ひゞわれ発生荷重にこのように大きなばらつきがあると考えられず，これは動的載荷による繰返し荷重の影響ではないかと考えられる。試験桁の設計に当つては別に設計荷重なるものを規定しなかつたが，普通設計に当つてはフルプレストレッシングの場合設計荷重が作用するときに下縁においてコンクリートに引張応力を生ぜしめないように設計する。今この試験桁の場合について，下縁において引張応力を生ぜしめないで丁度プレストレスが0となる荷重を求めてみると，このような載荷状態の場合には 3.0 ton である。この 3.0 ton を本試験桁の場合の設計活荷重と考えると，ひゞわれに対する安全度は表—15 に示したようになる。

計算上の安全度は

$$\nu=\frac{4900}{3000}=1.63$$

である。

荷重を一旦0にもどすと，ひゞわれはその口を閉ざし，桁は恰かも健全な P，C 桁であるかのような外観を呈していた。

（4） Test 3 に対する考察

この場合にも，前記の図—15, 16 に示したような撓み—荷重，歪み—荷重などの関係は，何れも 2 ton～3 ton 程度の大きさの荷重までは直線的であり，その傾斜は前に実施した Test における傾斜と同じであるが，この荷重を越すと急に折れ曲がつてくる。すなわち Test 2 におけると同様，荷重の増加に対して撓みの増加する割合及び歪みの増加する割合は大きくなつてゆく。

これは桁にはすでにひゞわれが生じているが，プレストレスの失くならない間はひゞわれはその口を開かず全断面が有効に働いている。しかしながら $l/2$ 点下縁においてプレストレスが失くなると，ひゞわれはその口を開きはじめ有効に働く断面は減少してくる。図—15, 16 から分るようにプレストレスが失くなり，ひゞわれが口を開きはじめる荷重は何れも 2～3 ton である。ひゞわれの開口するのが見出されたときのジャッキの荷重は表—16 に示すとおりである。

実際のひゞわれ開口荷重，すなわち下縁でプレストレスが0となる荷重は，ジャッキの荷重に載荷装置重量の影響 0.25 ton を加えたものであり，この値も表—16 に示されている。また計算上のひゞわれ開口荷重は，前述したとおり 3.0 t である。

表—16 から分るように，ひゞわれ開口荷重はそれぞれの桁について非常にことなつた値を示しており，同じ材料で同じようにして製作された以上は，各桁は当然等しい値となるはずである。これはひゞわれ荷重の所で述べたように，動的載荷の履歴に起因して，この差違が生じたのではないかと考えられる。

さて Test 2 においてひゞわれ発生荷重が判り，今また下縁においてプレストレスが0となる荷重（ひゞわれ開口荷重）が分つたので，これよりコンクリートの曲げ引張強度を算出することができる。すなわちひゞわれ発

表—16 ひびわれ開口荷重

($l/2$ 点下縁においてプレストレスが0となる荷重)

	桁1	桁2	桁3	桁4	桁5	桁6	桁7	桁8	計算値
ジャッキの荷重 (ton)	3.0	2.9	3.0	2.8	2.7	2.45	2.6	2.6	
実際の荷重 (ton)	3.25	3.15	3.25	3.05	2.95	2.70	2.85	2.85	3.0

生荷重とひびわれ開口荷重の差に相当する大きさの荷重に対しては，コンクリートの曲げ引張強度が抵抗したものと考えて，それぞれの桁についてのコンクリートの曲げ引張強度を算出すると表—17のごとくなる。

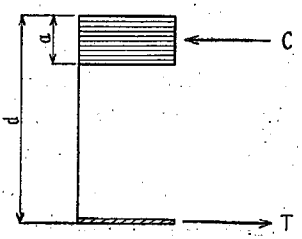
表—17 コンクリートの曲げ引張強度

	桁1	桁2	桁3	桁4	桁5	桁6	桁7	桁8	計算値
ひびわれ発生荷重と開口荷重との差 (ton)	2.2	2.1	2.15	2.1	2.0	1.95	2.0	2.1	1.9
コンクリートの曲げ引張強度 (kg/cm^2)	69	66	68	66	63	61	63	66	60

表—17からわかるように，コンクリートの曲げ引張強度は，仮定した値 60 kg/cm^2 より幾分大きい値を示すが，コンクリートの圧縮強度 500 kg/cm^2 のとき曲げ引張強度 60 kg/cm^2 と云う仮定は先ず妥当であろうと考えられる。

さて，荷重を上げるにしたがいひびわれはその数を増し，ひびわれの尖端は上へ昇ってゆく。前述したごとく桁—4をのぞき，ひびわれは先づ $l/2$ 点にある埋込鉄筋の位置において現われる。ジャッキの荷重が 6.5 ton ぐらいになると，もはや新しいひびわれは現われず，ひびわれの尖端が2つにわれはじめて破壊の近いことを思わせた。

さて，設計施工指針に示されているように，破壊時における断面内のコンクリート圧縮応力の分布は矩形であり，コンクリートは圧縮強度 500 kg/cm^2 に達し，一方P，C鋼線はその引張強度 204 kg/mm^2 に達しているとして，コンクリート圧縮力とP，C鋼線引張力との内力の抵抗モーメントを求めることにより，破壊モーメントが得られる。(図—17 参照)



図—17 破壊時の断面内応力分布

すなわち

$$C=T=A_P\cdot\sigma_{Pu}=184.8\times204\fallingdotseq38,000\ \mathrm{kg}$$

$$\therefore\quad a=\frac{A_P\cdot\sigma_{Pu}}{b\cdot\sigma_{28}}=\frac{38,000}{20\times500}=3.8\ \mathrm{cm}$$

$$\therefore\quad M_u=T(d-a/2)$$

$$=38,000\left(23.57-\left(\frac{3.8}{2}\right)\right)\fallingdotseq824,000\ \mathrm{kg\text{-}cm}=8240\ \mathrm{kg\text{-}m}$$

なお上記の計算に当っては，下側に配置されたP，C鋼線のみを考え，上側に配置されたP，C鋼線は考慮に入れていない。また死荷重による $l/2$ 点の曲げモーメントは 325 kg-m であるので，$l/2$ 点に 8240−325=7915 kg-m

の曲げモーメントを生ぜしめたときに，桁は破壊するはずである。したがつて今の場合のような載荷状態においては，$l/2$ 点にこのような曲げモーメントを生ぜしめるような荷重は 7.50 ton である。

各桁についての破壊荷重は表—18 に示すとおりであり，これには載荷装置の重量 250 kg も含んでいる。

表—18 破　壊　荷　重

	桁 1	桁 2	桁 3	桁 4	桁 5	桁 6	桁 7	桁 8	計算値
破壊荷重 (ton)	7.50	7.75	7.85	7.85	7.70	7.85	7.90	8.00	7.50
実測値計算値 (%)	100	103	105	105	103	105	105	107	100

表—18 から分るように，実測した破壊荷重は計算したものより幾分大きな値を示す。

試験においては破壊荷重に達すると，もはやジャッキの荷重は上らず，桁の撓みが増すばかりで，これはP，C鋼線がその Yield point をこえて塑性変形を生じ，ぐんぐん伸びが大きくなつてゆくことを意味している。

破壊直前における各桁の撓みは 6～9 cm の間であり，破壊は何れもP，C鋼線の切断により生じていた。

プレテンション方式のP，C桁の破壊の型としては

（1） P，C鋼線の極度の伸びによるもの

（2） 圧縮側コンクリートの圧壊によるもの

（3） 剪断または斜張応力によるもの

（4） ボンドの破壊によるもの

などが考えられる。一般のP，C桁の場合には，まづこの(1)か(2)の何れかの場合である。(1)，(2)の何れの場合も最後には圧縮側コンクリートが圧壊し，このとき最大荷重に達するが，この両者は極限荷重以下の荷重においてはいろいろな点でことなつていると考えられる。(2)の圧縮側コンクリートの圧壊により破壊する場合とは，P，C鋼線はまだ弾性範囲内にあるのに，コンクリートが圧縮破壊する場合であり，圧縮側のコンクリートがもはやPC鋼線において増加する引張力に釣合うことができなくなつて，破壊を起すのである。

したがつて，このような型の破壊をおこすP，C桁の強度は，P，C鋼線の引張強度あるいは降伏点応力度に左右されるのではなくて，主としてP，C鋼線の量とコンクリートの強度に左右される。これに対して(1)のP，C鋼線の極度の伸びにより破壊をおこすものは，破壊に近い荷重においてはP，C鋼線の応力は降伏点をこえており，Pの撓みはどんどん大きくなるのに，荷重はほとんど増加しない。この結果P，C鋼線は極度の伸びを生じ，圧縮側コンクリートの部分は漸次減少してゆき，その上縁において極限のコンクリート歪み（約 0.0030～0.0040 位と考えられている）に達するとコンクリートは圧壊する。したがつてこのような型の破壊をおこす桁の強度は，主としてP，C鋼線の強度に左右される。本桁の場合には，大体この(1)の場合に相当し，コンクリートがその上縁において極限の歪みに達するまでに，P，C鋼線がその引張強度に達して破壊している。

〔5〕 破壊試験において現われた動的載荷の影響

動的載荷試験において，振動回数の増加に伴なつて桁の静的な撓みが増加して行くのを測定し，このような撓みの増加は桁が若干の耐力を喪失したことを示すのではないかと云うことを前に述べたが，破壊試験において動的載荷の影響がどのように現われているかについて次に述べたい。

Test 1 における 3.5 tón までの載荷に対しては動的載荷を与えた桁も，与えなかつた桁も同じような挙動を示し，また動的載荷を与える前に実施した結果と比較してほとんど変りなく，動的載荷による影響は見られない。

Test 2 においては，ひびわれ発生荷重は動的載荷を与えなかつた桁，すなわち桁—1，3 のひびわれ荷重はそれぞれ 5.45 t，5.40 t であるのに対し，動的載荷を与えた桁では 4.65 t～5.25 t で，前者に比して小さくなつている。動的載荷を与えた桁でも，振幅の大きいほど，また振動回数の多いものほど，すなわち前記の動的載荷における図—14 の撓み増加量の多いものほど，このひびわれ発生荷重が小さくなる傾向があると云うことがうかがわれる。中でも桁—6 は動的載荷試験において与えた振幅も振動回数も一番大であり，図—14 における撓み増加量も一番大きく，ひびわれ発生荷重は 4.65 t で最小である。今，動的載荷を与えなかつた桁のひびわれ発生荷重として，桁—1 と 3 のそれぞれの値の平均値をとれば，5.425 ton であり，桁—6 は動的な載荷のためにそのひびわれ発生荷重は 86 %に低下したと云うことができる。動的載荷を与えた各桁について，このようにして算出した動的載荷を与えない桁に対するひびわれ発生荷重の%は，表—19 に示すとおりである。

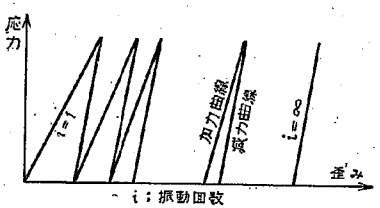
表—19　動的載荷を与えない桁と与えた桁の比較

	桁　2	桁　4	桁　5	桁　6	桁　7	桁　8
ひびわれ発生荷重(%)	97	95	91	86	89	91
下縁でプレストレスが0となる荷重(%)	97	94	91	83	88	88

次に Test 3 においては，ひびわれ開口荷重，すなわち $l/2$ 点下縁においてプレストレスが 0 となる荷重は，動的載荷を与えた桁は与えないものに対していずれも小さい。すなわち，動的載荷を与えない桁 1 及び 3 のひびわれ開口荷重は，何れも 3.25 ton であるのに対して，動的載荷を与えた桁は 2.70～3.15 ton である。中でも桁—6 は 2.70 ton であり，動的載荷を与えない桁に対してそのひびわれ開口荷重は約 83 %に減少したと云うことができる。動的載荷を与えた各桁について，動的載荷を与えない桁に対してのひびわれ開口荷重の%は表—19 に示されている。

この場合にも，上述したごとく動的載荷試験に起因する静的撓み増加量の大きい桁ほど，下縁でプレストレスが 0 となる荷重が小さくなると云う傾向のあることがうかがわれる。

この影響の質的な解析については，既に発表したところであるが（田原保二：プレストレストコンクリート及び合成桁研究発表会講演概要　昭和 29 年 9 月），この考え方についての概略は次のとおりである。すなわち，振動の影響を受けることから，生ずべきコンクリートの応力度—歪みの履歴効果は図—18 のように表わされると仮定する。



図—18　コンクリートの履歴効果

この仮定から，コンクリートの加力曲線にそう弾性係数と減力曲線にそう見掛けの弾性係数との間には差が認められ，前者は後者より小さく，この差は振動回数の増加とともに減少してゆく。この仮定を考慮に入れると，上向きの曲げと下向の曲げとの場合で，桁の中立軸の位置は異なり，それに相応して桁の曲げ剛さも異なる。

この両者の間の相違は，振動回数の函数として変化し，振動回数の増加とゝもにこの差は小さくなると共に桁の曲げ剛さは次第に大となりつゝ一定値に近づく。

一方P，C鋼線の緊張力については，桁に与える外的周期力の角速度を一定に保つても，一回の上向き曲げと下向き曲げの場合とで桁の中立軸の変位があるため，振幅及びP，C鋼線に生ずる附加的な緊張力の相違を生ずる。振動が連続的に継続するかぎり，この差の累積により桁はP，C鋼線の緊張力の減少を生じ，これがために桁のプレストレスの減少を招来し，静的撓みを増加する傾向となる。

以上の推論から，動的載荷の影響の大きいものほど，プレストレス喪失の度が大きいと考えられ，ひゞ割れ荷重が小さくなる事が認められる。しかしこの推論を断定するには，まだ多くの因子の影響，例えば温度変化とクリープの影響，材料そのものゝ疲労などについても細かく検討すべき多くの問題があるので，今回の実験からのみでは直ちに所要の明確な結論は下せなかつた。

この試験桁の場合には，計算上の下縁のプレストレスが0となる荷重は 3.00 ton で，このような荷重が繰り返して作用する場合を考えると，これは桁—5の場合に大体相当するが，この場合には115万回の繰返し載荷の後には，動的載荷を与える前に対してひゞわれ荷重は 91 %，ひゞわれ開口荷重も同じく 91 %となつていると云うことができる。この程度なら，設計に当り特別の考慮をはらうほどの必要はないものと考えられる。

一方表—17に示したように，コンクリートの曲げ引張強度への動的載荷の影響はほとんどみられない。また桁の静的な破壊強度に及ぼす動的載荷の影響は見られないで，表—18 の結果からはむしろ動的載荷を与えない桁よりも，動的載荷を与えた桁の方が破壊強度が大となるような結果となつている。

〔6〕 静的及び動的載荷試験より得られた結論

以上8本の試験桁について実施した種々の載荷試験より得られた結論は，次のとおりである。

（1） 3.5 ton（$l/2$ 点下縁でプレストレスが0となる荷重は 3.0 ton である）までの静的な載荷においては，荷重—撓みなどの関係はほとんど直線的であり，極めて弾性に富んでいる。

（2） 桁に種々の上，下限の荷重で繰返しの動的載荷を与えたが，中でも桁—6は 50 kg～3690 kg の荷重ですなわち下縁応力 92～−39 kg/cm² の繰り返し応力で 165 万回の振動を与えたのに，桁にはひゞわれを生ぜず何ら異状が認められなかつた。この −39 kg/cm² と云うコンクリート引張応力は，後の破壊試験より得たコンクリート曲げ引張強度の約60～70 %に相当し，一般に考えられているコンクリートの曲げ引張に対する疲労限50 %を上廻る値である。

（3） 桁に動的な繰返しの振動を与えると，累加振動回数の増加とゝもに桁の静的な下向きの撓みは漸増してゆく傾向にある。この静的な撓みの増加は，特に振動開始の初期においていちじるしい。また，与えた振幅の大きいものほど，及び累加振動回数の多いものほどこの撓み増加量は大である。これらの撓み増加量の中には，勿論動的載荷中における載荷重量によるクリープのための撓みも含まれている。しかしながら，このクリープによる撓み増加量は，静的持続載荷試験の結果から，動的載荷によるものに比して何れも非常に小さい。

（4） 静的な破壊試験より得た各桁のひゞわれ発生荷重は 4.65 ton～5.45 ton であり（計算上のひゞわれ発生荷重は 4.90 ton である），動的載荷を与えた桁は，与えない桁に対してひゞわれ発生荷重が小さくなつている。

動的載荷を与えた桁のひびわれ発生荷重は，動的載荷を与えない桁の 86～97 %となり，与えた振巾の大きいものほど，また累加振動回数の多いものほど，すなわち（3）に述べた静的撓み増加量の大きいものほどこのひびわれ発生荷重が小さくなる傾向があると云うことがうかがわれる。

（5） ひびわれ開口荷重，すなわち l/2 点下縁でプレストレスの 0 となる荷重は 2.70～3.25 ton であり（計算上のひびわれ開口荷重は 3.0 ton である），この場合も動的載荷を与えた桁は，与えない桁に比してひびわれ開口荷重は何れも小さくなつている。動的載荷を与えた桁のひびわれ開口荷重は，動的載荷を与えない桁の 83～89 %となり，（3）に述べた撓み増加量の大きいものほど，ひびわれ開口荷重が小さくなると云う傾向がある。

（6） 静的破壊試験結果より得たコンクリート曲げ引張強度は 61～69 kg/cm² であり，これについては動的載荷の影響は見られない。また設計・施工指針に示されているようなコンクリート圧縮強度 500 kg/cm² のときの曲げ引張強度 60 kg/cm² より少々大きい値を示す。

（7） 各桁の破壊荷重は 7.50～8.00 ton であり，これは設計・施工指針に示されたように，破壊時における断面内のコンクリート圧縮応力の分布はほゞ矩形であり，コンクリート圧縮力とＰＣ鋼線引張力との抵抗モーメントを求めることにより算出した計算上の破壊荷重 7.50 ton より幾分大きい。

また，この場合は桁の静的な破壊強度に及ぼす動向載荷の影響は殆んど見出せない。

以上に述べたことにより，桁は繰り返しの振動の影響により若干の耐力を失い，プレストレスの損失が生じていることが分るが，特別に大きな載荷の繰り返しでないかぎり，この程度の損失なら先ず設計にあたつて特別の考慮をはらうほどの必要はないものと考えられる。

Ⅵ あ と が き

以上，8本の試験桁について実施した種々の試験結果について報告したが，今後のプレストレストコンクリートの発展に何らかの資料となれば幸甚に思う。

最後に，本試験を実施し得たことに対して，福島県当局の御好意に感謝の意を表したい。

貯水池堆砂防止機構に関する実験的研究

建設技官　村　　幸　雄
建設技官　荒　木　正　夫
　　加　藤　鉄　義

（昭和 31 年 2 月）

目　　次

Ⅰ　序　　論……（1）
Ⅱ　藤井川防災貯水池の概説……（2）
Ⅲ　排砂機構の実験……（2）
Ⅳ　実験結果とその考察……（6）
Ⅴ　スリット管の応用……（14）

Ⅰ　序　　論

従来，堰堤計画に当つては，常に推定貯砂量なるものが設計上の重要なる一要素となつており，特に本邦の如く流下土砂量の多い所では，貯砂量を考慮するために，貯水池容量のかなりの部分を死水として取つておかねばならない。

このような場合，流送されてくる堆積物を常に適当な場所に排出する機構を考案するならば，上述の如く死水を考慮することなく，河床面近くまでの貯水池容量を有効貯水量として利用しうることは明らかである。特に，洪水調節のみの単一目的に供する治水堰堤においては，発電用堰堤の場合の如く取水のための貯水位を取るような必要がないので，河床面近くに放水管を設け，できるだけ貯水池容量を有効に利用する方が有利であると思われる。

さて，このような堆積物を阻止する方法としては，原理的には次の二つの手段が考えられると思う。

（1）　河川上流から流送されてくる転石・土砂を適当な排砂装置により，貯水池外に排出する方法。この方法の採用に当つては，排砂機構の性能と工費とが大きな問題となると思われる。設計不良の場合には殆んど排砂効果なく，又地形不適当な場合には，工費が不当に高くなるおそれもある。本案の一実例として，本篇で論及する藤井川防災貯水池がある。

（2）　上流から流送されてくる堆積物を，適当な方法，例えば本堤とは別箇の砂防堰堤等で阻止する方法。即ち水を貯えるための貯水堰堤と，堆砂を押えるための砂防堰堤との二重堰堤となる。この場合，通常の概念から見れば，砂防堰堤は当然無用の筈であるから，このコストは出来る限り低廉なものとしなければならない。またこの砂防堰堤が貯水池内に設けられる場合には，歳月の経過と共に，貯砂量だけ有効貯水池容量が減少することはやむを得ないが，少くとも初期においては有効貯水池容量を大きくとることができることになる。湊川の五名堰堤（香川県大川郡白鳥町）の設計に当つてはこの方式を採用したが，工費を低廉にするため砂防堰堤はアーチ

型にして，そのアバットは堰堤本体につけて推力を支えることとした。なお，このアーチ砂防堰堤の天端高は一応推定百年堆砂をとつてあるが，必要な場合継ぎ足すことも可能である。

以上のように二通りの方法が考えられるが，後者は論ずるまでもないので省略し，以下前者について藤井川防災貯水池の実例にもとづき論及するつもりである。

Ⅱ 藤井川防災貯水池の概説

藤井川防災堰堤（茨城県東茨城郡常北町大字下古内）は，那珂川支川藤井川に位置し，堰堤高 37.5m，堰頂長 117.0m の重力式コンクリートダムであつて，藤井川の計画洪水流量 510 m³/sec を 220 m³/sec に減少せしめる目的を有する洪水調節専用堰堤である（附図—1，2）。

従つて藤井川防災貯水池は前述の如く，平常完全に空虚にしておく方が最も有利であることは明らかであるので，この条件を満足させるために本堰堤は非溢流式重力堰堤とし，溢流部を設ける代りに現在河床面上に水門を有しない 2 門の放水管（直径 2.2m）を設置して，最も有効に貯水池を利用しうるように計画した。このようにすれば洪水調節操作は全く不要であり，洪水が到達すれば自動的に貯留され，漸次放水管より排出させるため，堰堤を通過した洪水波は著しく偏平となることは明らかである。

しかしてこの場合，上流より流送される堆積物により放水管が閉塞されるのを防止するために，堰堤地点の上下流河川区間が蛇行により嶺一つ距てて著しく近接している特殊地形を利用し，この嶺の下に一本の円形断面の直線放水隧道（直径 2.7m）を貫通し，この隧道により，水と共に上流より運搬されてくる堆積物を堰堤下流河川区間に排出させ，堰堤近傍に砂礫堆積が生ずるのを防ぐことにした（附図—3）。更にこの放水隧道は堰堤建設中の仮排水路の役目をも兼ねるものである。

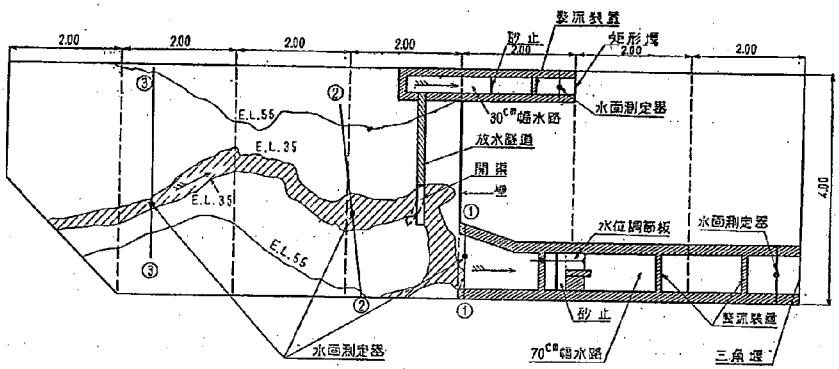
尚，この外に異常出水の場合又は放水管が閉塞された場合等に対する備えとして，隧道と並んで非常用溢流路（Emergency Spillway）を設け，本堤の溢水を防ぐ計画とした。

Ⅲ 排砂機構の水理実験

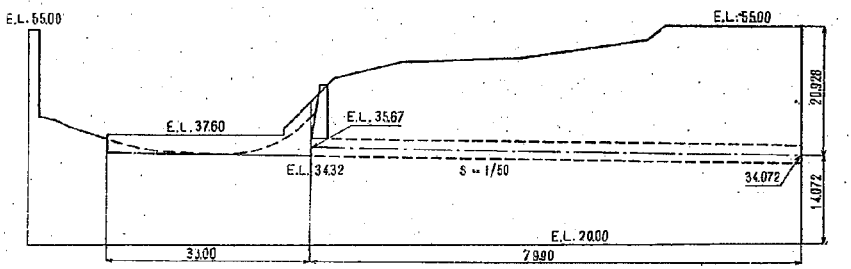
〔1〕 実験方法

藤井川防災貯水池の水理実験として，建設省土木研究所赤羽分室内の屋内四米水路に，縮尺 1/50 の模型を作製して行つた（図—1）。実験場の広さの都合上，排砂機構と本堰堤の模型を同時に造ることができないので，図—1 に示すように本堰堤の代りとして水位調節板を設け，断面 ①～① （基準断面と呼ぶことにする）の水位を，あらかじめ不等速定流計算により算出した計算水位と一致するように，水位調節板を操作した。かゝる計算水位は，実際にあるべき正しい水位と多少異るであろうことは当然推測されるが，やむを得ない所であり，かつこのような水位の不確実性に基く実験結果の誤差も，本質的に許容し難い程度のものではあるまいと判断した。

また，放水隧道模型は正確には長さ 2.4m（原尺 120m）有すべきであるが，やはり実験場の制約のため，これを 1.598m（原尺 79.9m）に短縮したので，この点でも実物と模型とは相違することになつたが，放水隧道の



図—1.　排砂機構実験平面図（藤井川防災堰堤）



図—2.　放水隧道縦断面図（藤井川防災堰堤）

勾配は 1/50 であるから，実験結果にはあまり影響なきものと考えた（図—2）。

上流から流下する水は，放水隧道と本堰堤側との両方に分流するのであるが，このうち放水隧道を出た水は 30 cm 幅の水路に入り，流量測定用矩形堰を経て帰還水路に流れこむ。この 30 cm 幅水路の途中に砂止装置があつて，実験中放水隧道内を運搬された全ての砂はこゝで貯留される。一方，本堰堤側に流下する水即ち水位調節板を越えた水は，70 cm 幅の水路に入り三角堰を越えて，前者と同一の帰還水路に流入するが，本堰堤側に流送される砂も，水位調節板の上流側に設けた砂止装置により阻止される。更にまた，流下全流量も一米幅矩形堰で測定されるから，全流量，隧道側流量，本堰堤側流量の三者共に実測され，測定誤差を僅少にすることができた。

排砂機構より上流側の河床は，推定岩盤線までをモルタルで造り，その上に現在河床面まで均一粒径の砂を敷きつめ，8種の流量を 30 分乃至2時間の間の適当な時間通水して，放水隧道側及び本堰堤側に流送された砂をそれぞれ水中秤量して排砂量を求めた。

実験に用いた砂は二通りであつて，（1）平均粒径 0.218 mm の小名浜産の細砂，（2）平均粒径 0.572mm の荒川産の砂，である。これらは何れも篩分けによつては々均一粒径のものとしてあるが，このように均一粒径の砂を用いた理由は，混合粒径の砂では長期間実験に使用した場合，細砂の方が比較的多く流送され粗砂が残つ

て自然篩分作用が生じ，漸次粒度分布が変つてくるおそれがあつたからである。現地河床の平均粒径は，場所によつて多少異るも大よそ 3~4 cm である。

排砂機構のうち第1案及び第2案の実験には小名浜産の細砂のみを使用し，第3案の実験には両方の砂を併用した。以後両砂を区別するために，小名浜産の砂を単に「細砂」と呼び，荒川産の砂を「粗砂」と略称することにする。

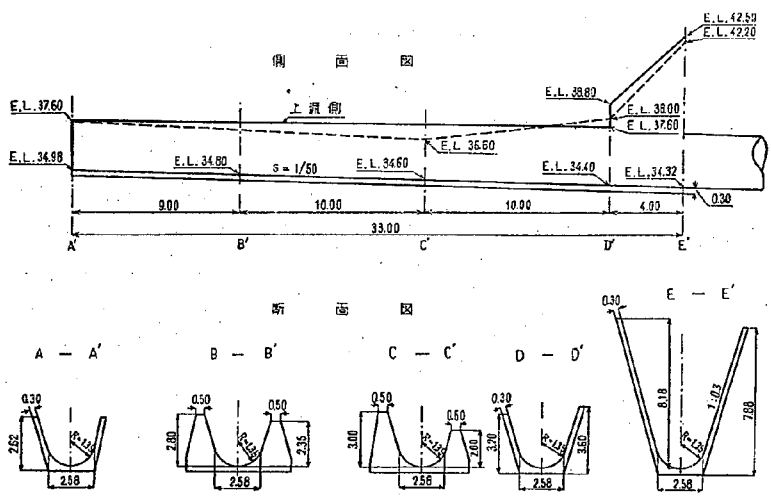
水面形は前述の基準断面の外に，図—1 に示した断面③—②，断面③—③と計3箇所において水面測定器により測定し，第3案のスリット管については更に，ピトー管をスリットを通して挿入して管内流速を測定した。実験場の全景を写真—1 に示す。

〔2〕 実験の種類

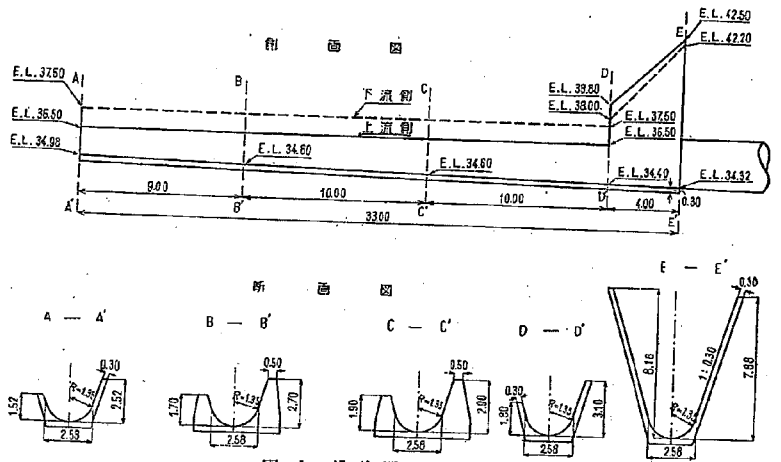
本実験の目的は，河床上を流送される転石土砂をできるだけ多く，放水隧道内に導入する方法を考案するにあつた。すなわち単に放水隧道のみでは，入口附近にきた堆積物のみが吸入されるのであつて，隧道入口から少しく離れると接近流速が急速に落ちるため，遠くの堆積物を入口まで運搬することができず，このために上流から流送されてくる転石土砂の大部分は，そのまゝ隧道前を通り過ぎて本堰堤側へと運搬されるものと推測される。従つてこれらの堆積物をことごとく放水隧道に吸入するためには，河床を横断して何等かの構造物を設置する必要があることは明らかであるが，その構造物はいかなる機構のものであるべきかについて，種々検討の末次の3案を立案した。

(1) 第1案

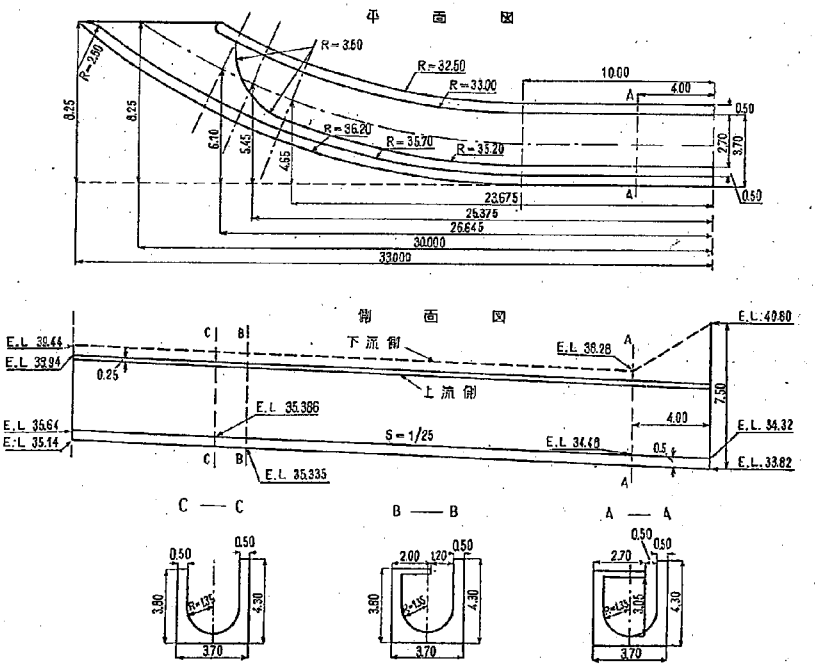
図—3 に示す如く，上流側の直立壁が下流側の壁よりも幾分高い断面形を有する直線形U字開渠を，隧道中心



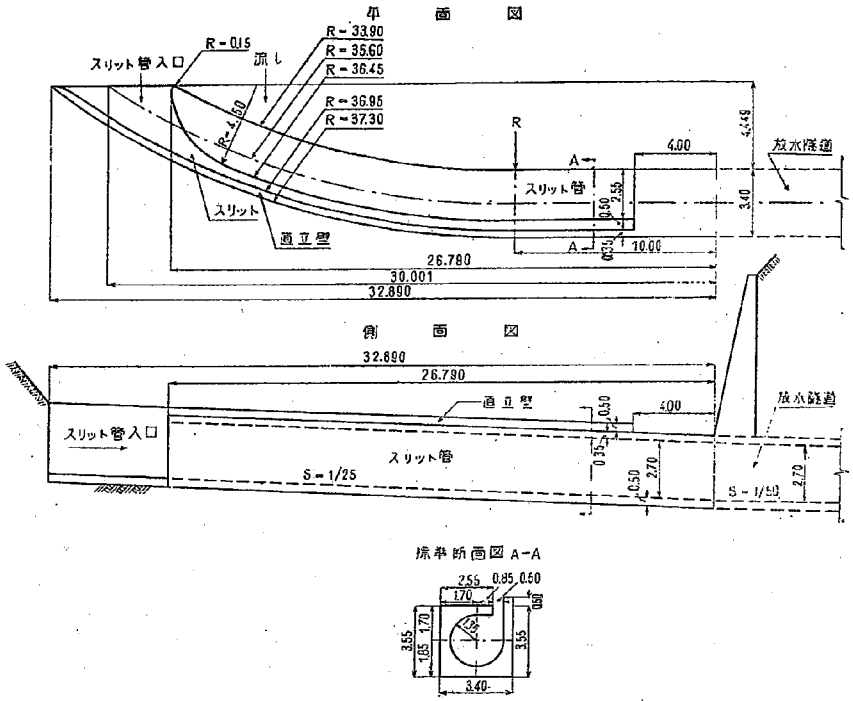
図—3. 排砂機構第1案



図—4. 排砂機構第2案



図—5. 排砂機構第3案



図—6. 排砂機構決定案

線の延長上に底勾配 1/50 に設置した。

（2） 第2案

図—4 に示す如く，第1案とは逆に下流側の直立壁の方が上流側の壁よりも高い直線形U字開渠であつて，隧道中心線の延長上に底勾配 1/50 に設置した。

（3） 第3案

図—5 に示す如く，上部にスリットを切つた特殊な構造の彎曲管であつて，その入口部は上流側に向つて大きく開口している（写真—2, 3）。

以上の3案について，その排砂効果の比較実験を行つた。

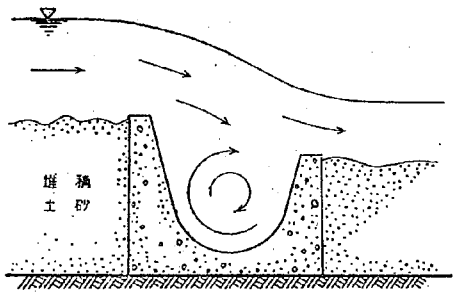
Ⅳ 実験結果とその考察

実験によつて得られた水面形状，隧道における水位・流量関係，流量配分図，排砂量配分図及び含砂量図をそれぞれ図—8, 9, 10, 11, 12 に示した。またこれらの測定データは表—1, 2 に掲げてある。これらの表及び図

に基いて，以上3案の優劣を論ずることにする。

〔1〕 第1案の実験結果

第1案の基本的構想としては，図—7 に図解するようにU型開渠内に激しい回転渦を生ぜさせて，この回転渦により砂礫を浮游状態に保たせたまゝ，隧道入口に導く考えであつた。



図—7.　開渠内の回転渦

しかしながら実験の結果によれば，全流量 125 m³/sec 以下の場合，実験開始直後に於ては予想通りに回転渦を生じ，砂の排出も割合に好調であるが，或る程度時間が経過するにつれ，次第に開渠内は砂で埋没し始めこれと共に回転渦も漸次消滅して行く。このようにしてやがて開渠内が完全に埋没すると，この堆砂は隧道の入口の近くにおいて砂の安息角に近い傾斜を保ち，隧道に流入する水はこの斜面に沿つて斜上方面から流れこむようになる。従つて上流から運搬されてくる砂のうち，隧道の入口近くを通るものはこの傾斜面に沿つて吸入されるが，入口より遠くを流れるものは完全に埋没した開渠を越えて本堰堤側へと流送され，開渠部そのものは排砂の目的に対して全く無効となるに至る。尚，全流量 150 m³/sec 以上の場合には，砂の移動量微々たるため開渠は砂で埋没しないけれども，肝心の回転渦も発生しないから，排砂の目的には殆んど役立つていないように見受けられる。

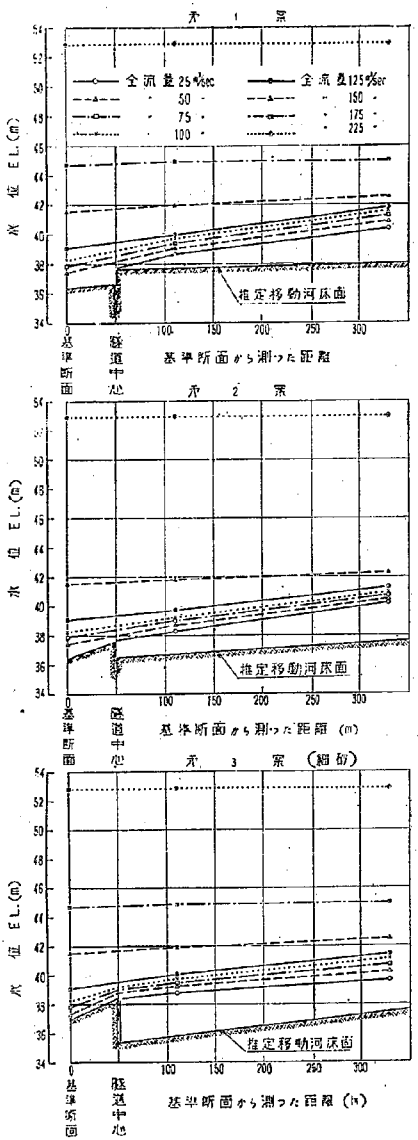
以上の事実は実験データにもはつきりと現われている。すなわち図—11 の排砂量配分図を見れば，全流量が 75 m³/sec 以上となると，開渠を越えて本堰堤側に運搬される砂の量の方が，隧道により排砂される砂の量をはるかに上回るようになつて，開渠の無効なことを物語つている。このことは図—12の含砂量図を調べるとなお一層明確に証明される。すなわち隧道を流れる水の含砂量と，本堰堤側に流れる水の含砂量とが大差ない結果が得られているが，これは隧道側を通る水が全体の流れの平均含砂量程度を含むのみであつて，U字開渠のために含砂濃度を殆んど増していない事実を示すものである。排水機構の優劣は，それによつて隧道を通る水の含砂濃度を河川流全体の平均含砂濃度より，如何程に高め得るかという点にかゝつていることは明らかである。従つて本案は採用すべからざるものと判断した。

〔2〕 第2案の実験結果

第2案は第1案の致命的な欠陥である開渠内の埋設を防止するために，前述の回転渦の強さを多少犠牲にする

表—1　排砂機構実験測定値表

種別	基準水位 EL m	実物流量 m³/sec	実験流量 l/sec			流量百分率 %		流砂量 g/sec			流砂量百分率 %		含砂量 g/l	
			隧道側	本堰堤側	計	隧道側	本堰堤側	隧道側	本堰堤側	計	隧道側	本堰堤側	隧道側	本堰堤側
第1案	—	25.0	1.099	0.315	1.414	77.69	22.31	1.91	0.74	2.65	72.08	27.92	1.738	2.349
	37.44	50.0	1.286	1.542	2.828	45.48	54.52	23.82	25.15	48.97	48.64	51.36	18.523	16.310
	37.88	75.0	1.577	2.665	4.242	37.18	62.82	26.18	25.62	51.80	50.54	49.46	16.601	9.614
	38.23	100.0	1.739	3.917	5.656	30.75	69.25	23.66	57.30	80.96	29.22	70.78	16.481	14.629
	39.05	125.0	2.224	4.846	7.070	31.45	68.55	4.57	10.12	14.69	31.11	68.89	2.055	2.088
	41.50	150.0	3.248	5.236	8.484	38.28	61.72	0.21	0.29	0.50	42.00	58.00	0.065	0.055
	44.68	175.0	3.764	6.134	9.898	38.03	61.97	0.05	0.06	0.11	45.45	54.55	0.013	0.010
	52.88	225.0	4.089	8.637	12.726	32.13	67.87	0.03	0.05	0.08	37.50	62.50	0.007	0.006
第2案	—	25.0	1.143	0.271	1.414	80.85	19.15	17.91	3.47	21.38	83.77	16.23	15.669	12.804
	37.44	50.0	1.260	1.568	2.828	44.57	55.43	35.13	13.95	49.08	71.58	28.42	27.881	8.914
	37.88	75.0	1.386	2.856	4.242	32.68	67.32	32.67	14.58	47.25	69.14	30.86	23.571	5.105
	38.23	100.0	1.498	4.158	5.656	26.48	73.52	33.36	31.60	64.96	51.35	48.65	22.270	7.600
	39.05	125.0	2.052	5.018	7.070	29.02	70.98	9.02	21.35	30.37	29.70	70.30	4.396	4.255
	41.50	150.0	3.101	5.383	8.484	36.55	63.45	0.28	0.36	0.64	43.75	56.25	0.090	0.067
	52.88	225.0	4.079	8.647	12.726	32.05	67.95	0.02	0.03	0.05	40.00	60.00	0.005	0.003
第3案（細砂）	—	25.0	1.414	0	1.414	100.00	0.00	1.74	0	1.74	100.00	0	1.231	—
	37.33	50.0	1.518	1.310	2.828	53.68	46.32	3.62	0.27	3.89	93.06	6.94	2.385	0.206
	37.88	75.0	1.724	2.518	4.242	40.64	59.36	7.47	0.68	8.15	91.66	8.34	4.333	0.270
	38.20	100.0	1.818	3.838	5.656	32.15	67.85	56.22	6.43	62.65	89.74	10.26	30.924	1.675
	39.05	125.0	2.021	5.049	7.070	28.58	71.42	25.31	4.01	29.32	86.32	13.68	12.524	0.794
	41.50	150.0	2.529	5.955	8.484	29.81	70.19	2.06	0.54	2.60	79.23	20.77	0.815	0.091
	44.68	175.0	2.965	6.932	9.898	29.96	70.04	0	0	0	0	0	0	0
	52.80	225.0	3.498	9.228	12.726	27.49	72.51	0	0	0	0	0	0	0
第3案（粗砂）	—	25.0	1.414	0	1.414	100.0	0	1.17	0	1.17	100.0	0	0.827	—
	37.33	50.0	1.566	1.262	2.828	55.37	44.63	2.44	0.03	2.47	98.79	1.21	1.558	0.024
	37.88	75.0	1.742	2.500	4.242	41.07	58.93	3.89	0.16	4.05	96.05	3.95	2.233	0.064
	38.20	100.0	1.915	3.741	5.656	33.86	66.14	14.63	1.12	15.75	92.89	7.11	7.640	0.299
	39.05	125.0	2.062	5.008	7.070	29.17	70.83	3.79	0.52	4.31	87.94	12.06	1.838	0.104
	41.50	150.0	2.547	5.937	8.484	30.02	69.98	0.02	0	0.02	100.0	0	0.008	—
	44.68	175.0	2.924	6.974	9.898	29.54	70.46	0	0	0	0	0	0	0
	52.80	225.0	3.410	9.316	12.726	26.80	73.20	0	0	0	0	0	0	0



図—8. 水 面 形 状

つもりで，逆に下流側の直立壁の高さの方を上流側よりも高くして見たものである。

実験結果による隧道の水位・流量関係は，図—9 に示す通り第1案の場合と殆んど変らないし，又隧道側と本堰堤側との流量配分比も殆んど同一である（図—10）。所で流況観察によれば，図—7 の如き回転渦の強さは多少減少するように思われたが，排砂量は予期通り隧道側が増加し本堰堤側が減少して，幾分の改良効果は認めることができた（図—11）。このことはまた図—12において，隧道側の水の含砂量が本堰堤側の含砂量の倍以上となっていることからも明らかである。

しかしながらやはり開渠内は，全流量 125m³/sec 以下においては砂で埋没したのであるから，開渠そのものは排砂に大して役立つものではなく，排砂量が増加した主な原因は，下流側の高い直立壁の砂止効果によるものであろうと思われた．従つて本案も満足すべきものではなく，採用し得ないものと判断された。

このように，通常のU型開渠では成功しそうにもないことが分ったので，こゝで根本的に新しいアイデアを必要と考え次案を立案した。

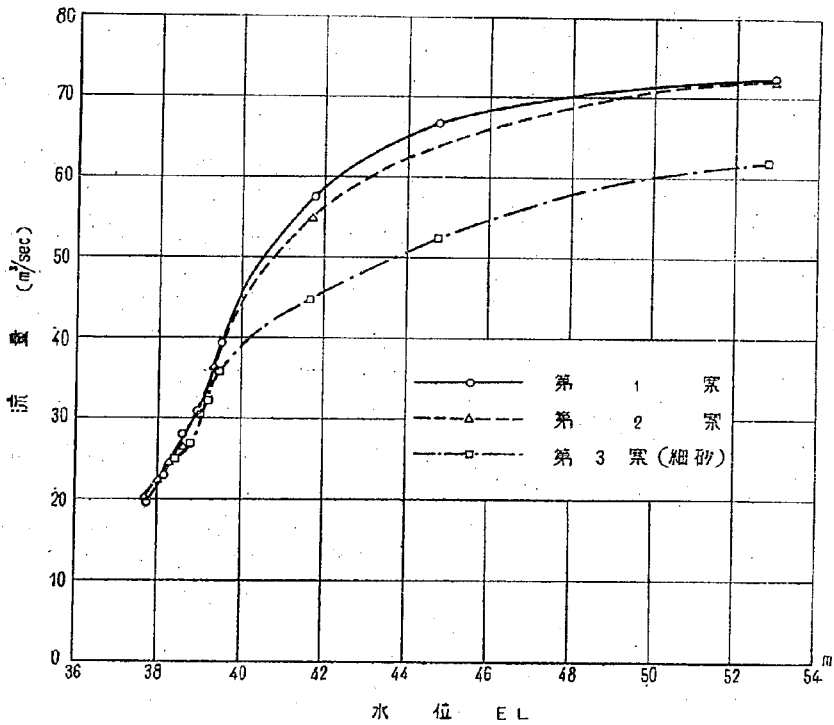
〔3〕 第3案の実験結果

第3案を「スリット管」と称することにすれば，このスリット管の着想点は，スリット幅を適当に設計することにより，管入口部まで管内に転石を運搬するに足る相当大きな流速を保たせると共に，堆積物をこのスリットを通して管内に吸引し，管水路流れにのせて隧道内に運搬する考えである。

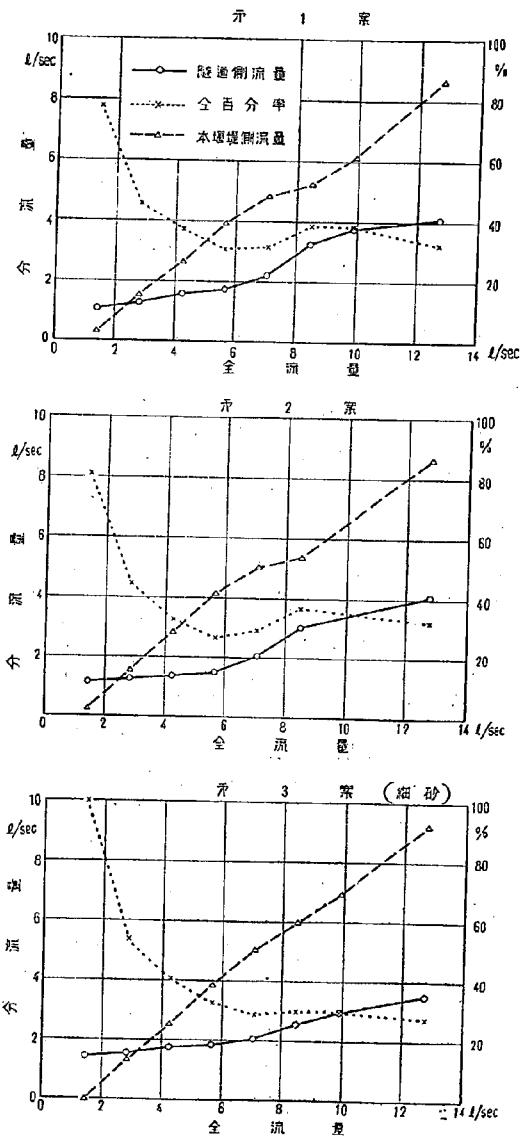
従つてスリットの幅と，スリット直後に立つ転石を受けとめる役目の壁の高さとの二つが設計の急所となるが，本設計においてはスリットの幅及び壁の高さを何れも 50 cm と設計した。このスリットの幅は，河床に転在する最大直径の転石（約 30 cm）よりかなり

表—2　隧道に於ける水位・流量関係

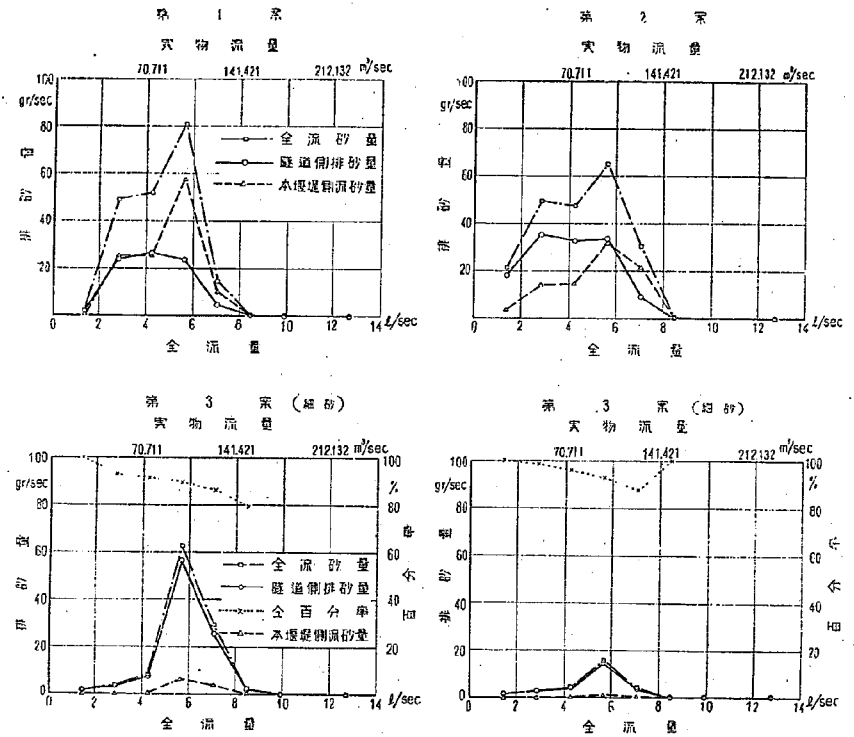
全流量 m³/sec	第1案 水位 EL m	第1案 流量 m³/sec	第2案 水位 EL m	第2案 流量 m³/sec	第3案(細砂) 水位 EL m	第3案(細砂) 流量 m³/sec
25.0	37.73	19.42	37.67	20.21	38.40	25.00
50.0	38.16	22.74	38.00	22.29	38.77	26.84
75.0	38.59	27.89	38.27	24.51	39.03	30.48
100.0	38.93	30.75	38.60	26.48	39.20	32.15
125.0	39.50	39.32	39.33	36.28	39.45	35.72
150.0	41.74	57.42	41.67	54.83	41.65	44.71
175.0	44.73	66.55	—	—	44.77	52.43
225.0	52.93	72.30	52.93	72.10	52.80	61.85



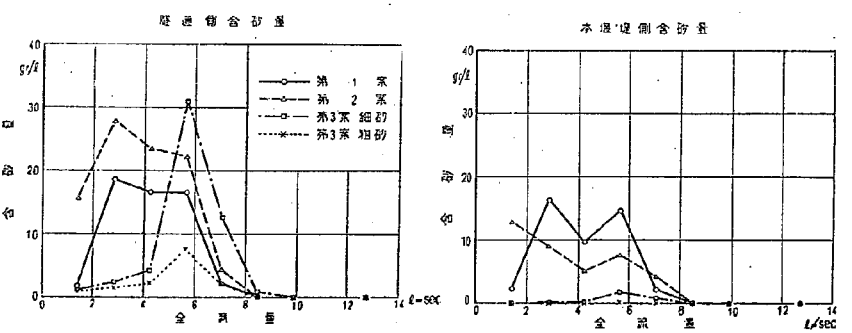
図—9. 水位・流量関係（隧道）



図—10 流量配分図



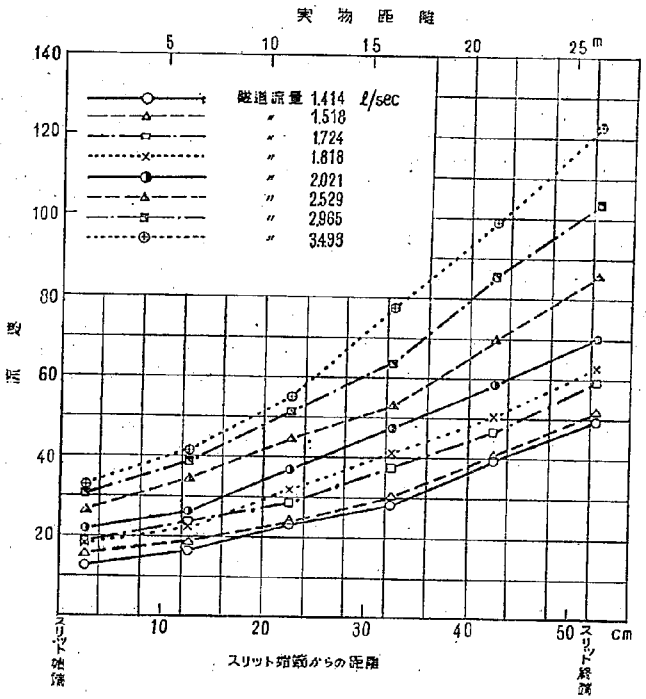
図—11 排砂量配分図



図—12 含砂量図

表—3　スリット管内流速測定値表

隧道流量 l/sec	スリット終端からの距離 cm					
	0	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0
	cm/sec	cm/sec	cm/sec	cm/sec	cm/sec	cm/sec
1.414	49.37	39.53	28.02	23.25	16.22	12.47
1.518	51.93	40.84	30.10	23.97	18.83	15.56
1.724	59.45	46.71	37.63	28.70	23.62	18.64
1.818	62.34	50.20	41.06	31.62	22.09	18.03
2.021	70.07	58.43	47.38	36.95	26.01	21.72
2.529	85.43	69.67	53.09	44.56	34.57	26.42
2.965	103.28	85.30	63.94	51.60	38.86	30.35
3.498	122.68	98.89	77.16	55.00	41.50	32.79



図—13　スリット管内流速

大きいから，めつたにつまることはないと考えられるが，万一スリットが流木等により詰つた時でも放水隧道としての機能を失わないように，スリット管の入口部を上流側に向つて大きく開口させる設計としたのである。又一方，流下流量が小さくスリット管が満水しない状態の時は，この入口開口部より水と共に砂礫を搬入する考案

となつている。

以上の如き設計の排砂機構について実験を行つた所，次の如き結果が得られた。まず隧道における水位・流量関係は前2案に比してかなり低下する，すなわち流入損失が増大することが分つた（図—9）。しかしながら，河床を流送される砂は殆んどスリットを通して管内に吸引され，スリットを越えて本堰堤側に流れこむ砂の量は甚だ少ないものとなつた。最初細砂で実験を行つた所，大体全流砂量の 90％程度の砂はスリット管内に吸入されることが判明したので（図—11），次に粗砂を用いて同様な実験を繰返した。その結果は図—11に示した通り，隧道側の排砂量そのものは細砂の場合より大幅に減少したが，その全流砂量に対する割合の方は大よそ 95％程度に増大した。これは同一流況条件の場合，砂の粒径が増す程流砂量が減少するが，中でも浮游流砂量の減少率が大きいという事実に基づくものであることは自明である。図—12の合砂量図を見ても，本堰堤側の水の合砂量は極めて少ない。このように本排砂機構によれば，大部分の砂はスリット管を経て隧道内に吸入されることは明らかであり，大体において所期の成果が達せられることがわかつた。

なお，細砂実験におけるスリット管内流速の測定値を表—3，図—13 に示したが，この図から入口近くまで相当な流速が保持されていることがわかる。スリット管の模型及び実験状況をそれぞれ写真—2，3 に示した。

上述の如く，本論は前2案に比して格段の進歩であり，これ以上の改良案はまずあるまいと判断されたが，浮游状態にある一部の砂はスリットを越えて本堰堤側に流送されるので，できればこれをも完全に遮断するのが最も望ましいことは言うまでもない。この目的のために，スリット管の直下流にある本堤工事のための締切アーチダムを残したものとして実験を行つた所，本堰堤側に流送される砂は全くなくなつた。従つてこの締切堤を残した方がよいとする案論となつた。締切堤の位置は附図—3，写真—4，5 等に見られる通りであつて，その天端高は EL 42.0m である。

実際に現地に採用となつたのは，図—5 の形状をやゝ変更した図—6 の如き設計図のスリット管である。両者の相違点は単にスリット管断面形が幾分異なることだけであつて，別段本質的な相違はないので，決定案については改めて模型実験を行なわなかつた。現地のスリット管及び放水隧道の，建設中並びに完成後における実景を写真—4，5，6，7 に示した。写真—8 は放水隧道完成後に来襲した最初の出水が，締切堤の天端近くまで湛水している状況を示したものである。

このような排砂機構について，最も留意を要するのはコンクリート内壁面の摩耗破壊であることは言うまでもない。しかし，転石磨過・衝突による摩耗現象については実験的に確めることも容易ではないので，藤井川の場合には，スリット管及び隧道の内壁面の下半分を，鋼板捲立てにより保護する計画となつている。

V スリット管の応用

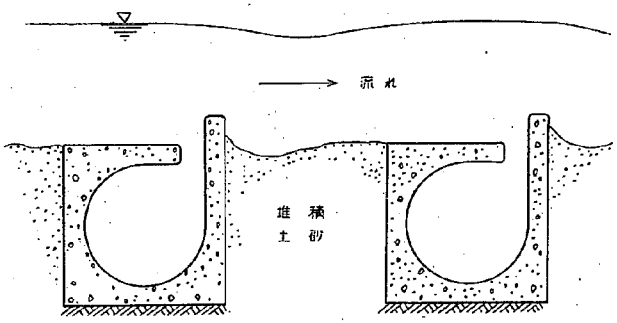
排砂目的に用いるスリット管は，藤井川防災貯水池の如き特殊な地形の場合に限らず，その他にも各種の応用ケースが考えられると信ずるが，こゝでは筆者が思いついた1応用例について述べることにする。

用水路の堆砂防止

発電又は灌漑用水路の堆砂排除は最も厄介な問題の一つであるが，スリット管を用水路の途中に設け，運搬さ

れてくる堆積物を取りこむようにすれば，下流区間の堆砂を防止することができると思う。この場合，必要に応じてスリット管を二列又はそれ以上の複列にする方が有効なこともあろう（図—14）。本目的に使用するスリット管は，藤井川の場合と異なり放水目的を兼ねるわけではないから，上流に向つて彎曲させる必要は無論なく，また先端開口も一般に不必要であろう。

なお，スリット管は浮游流砂の取りこみにはあまり効果的ではないと思われるので，これを設置する地点はなるべく浮游流砂が少なくなるような断面を選ぶと共に，スリット幅及びスリット背後の直立壁の高さを適当に設計して，排砂に最も有効なように工夫する必要があると思う。



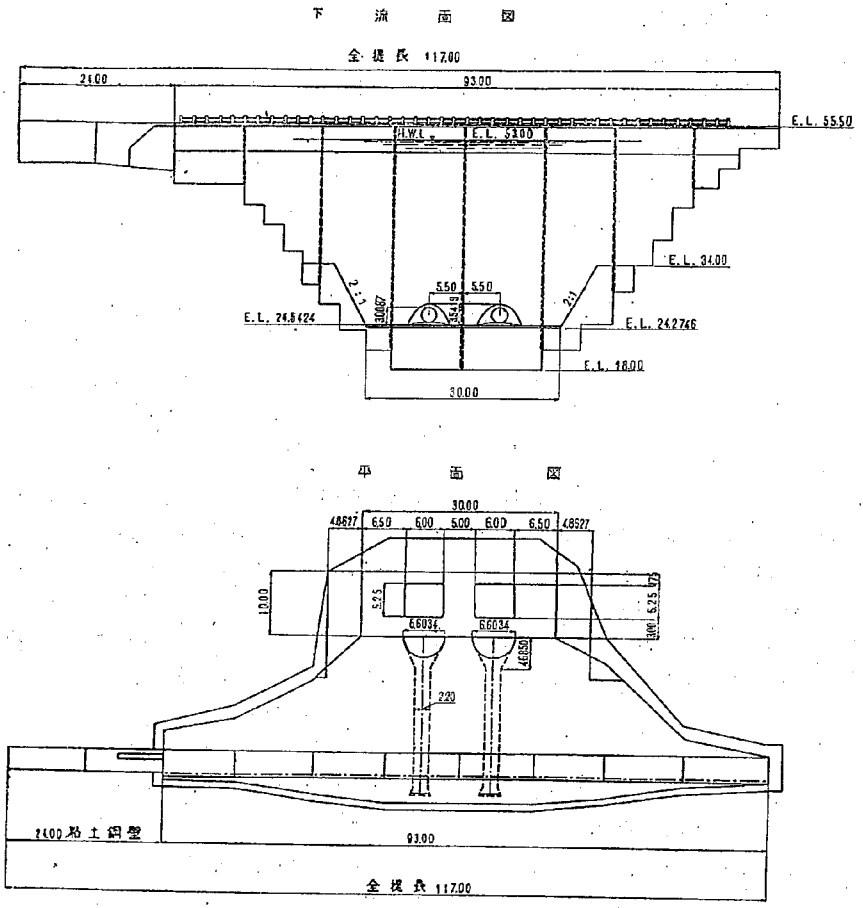
図—14　用水路用排砂スリット管

なお，その他にも，スリット管は各種の応用ケースがあると考えられるが，その設計に当つて充分に研究すべきはスリット幅と管断面形の関係である。すなわちこのスリット幅が吸入しようとする転石の最大径のものよりも小さい場合には，スリット幅が閉塞されるおそれがあつて危険であるし，また一方管径に比してスリット幅が大きすぎると，管入口近くの管内流速が極端に小さくなつて，堆積物を運搬することができなくなるおそれがある。といつてスリット幅を大きくするために，管径を無闇に大きく設計するのは不経済となろう。

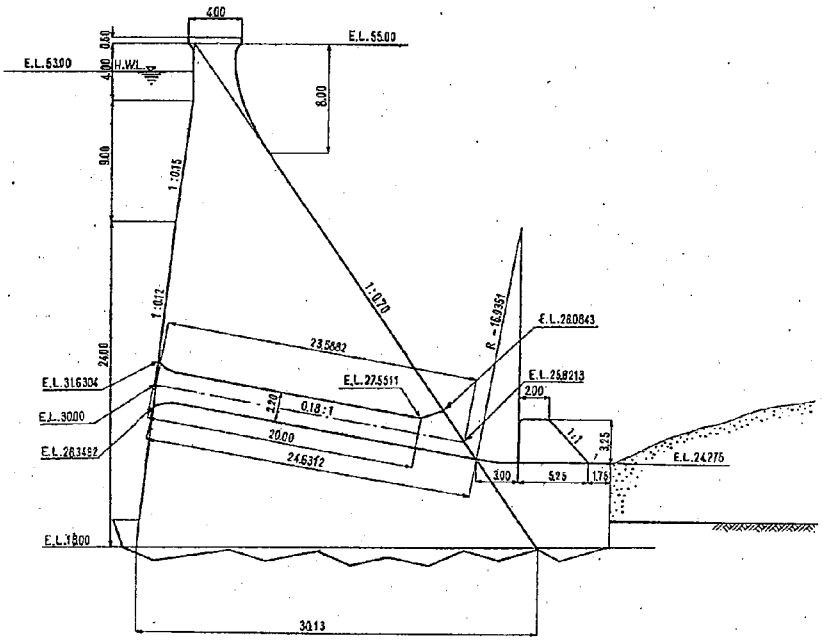
結　　語

以上を以つて，藤井川防災貯水池を例にして論じた，貯水池堆砂防止機構に関する研究を終ることにするが，将来このようなスリット管が実際にしばしば応用されることを望んでやまない。

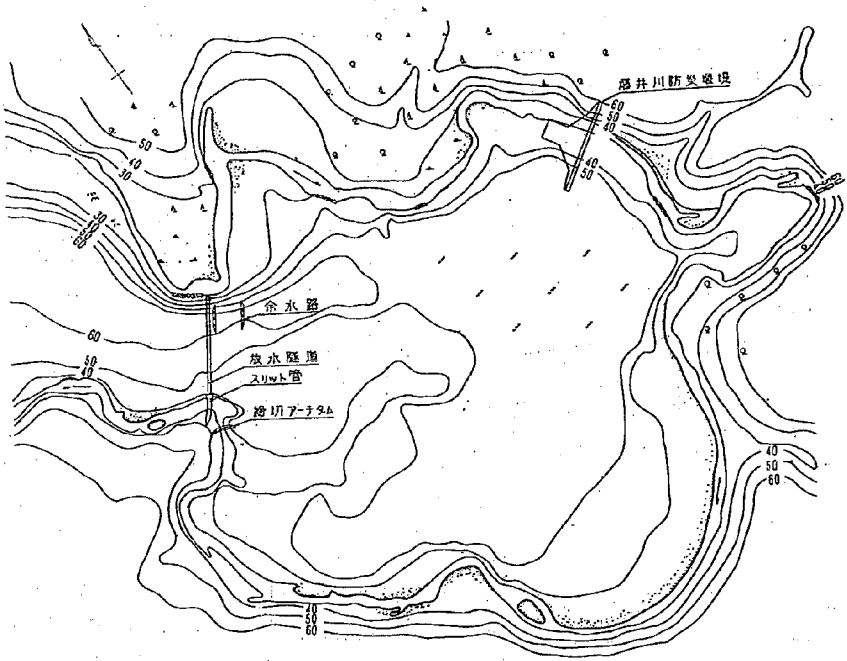
終りに，本研究に絶大なる御協力を得た，茨城県土木部河港課及び藤井川県建設事務所の方々，並びに土木研究佐藤清一技官に対し，こゝに深甚なる感謝の意を表する次第である。



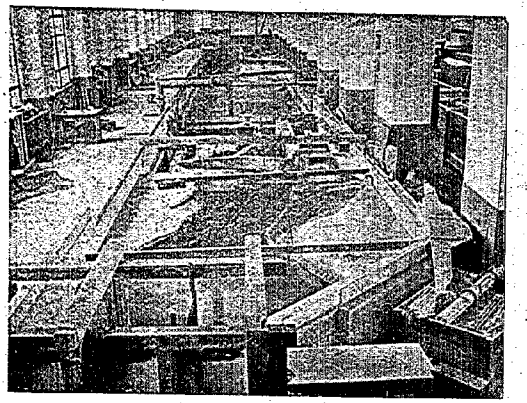
附図—1 藤井川防災堰堤（下流面図，平面図）



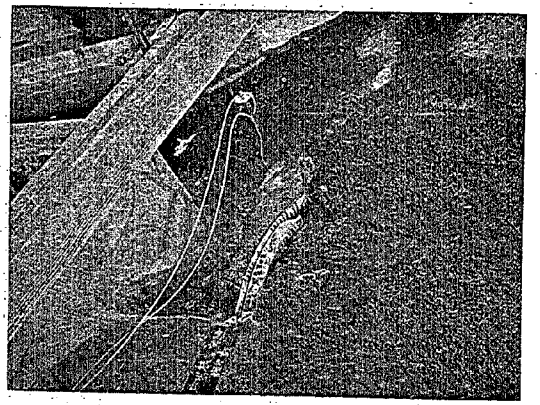
附図—2　藁井川防災堰堤（標準断面図）



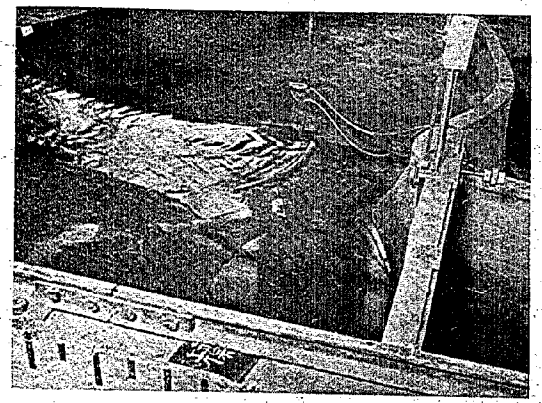
附図—3 藤井川防災貯水池平面図



写真—1　模型実験場全景

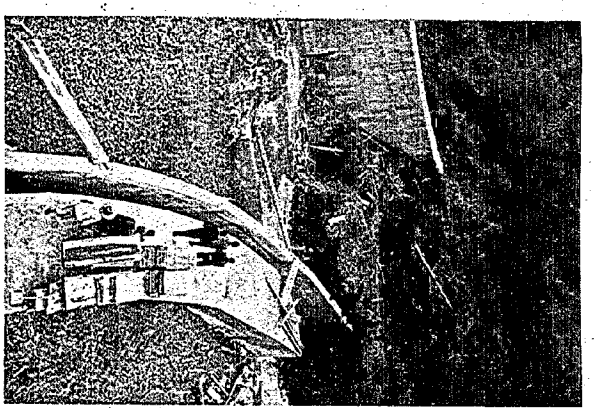


写真—2　模型スリット管

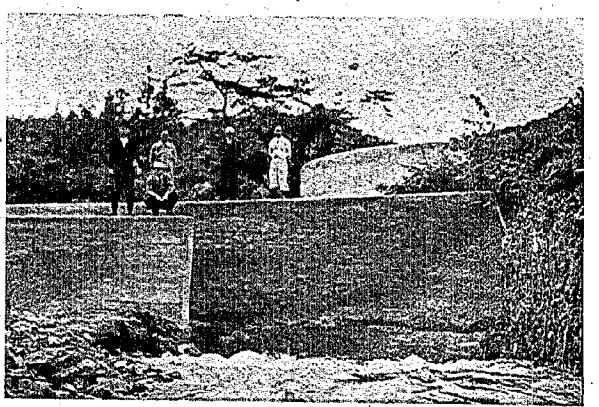


写真—3　模型スリット管（実験中）

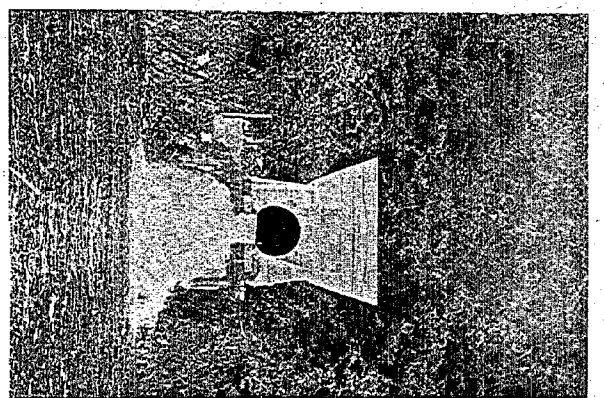
写真—4　建設中の実物スリット管



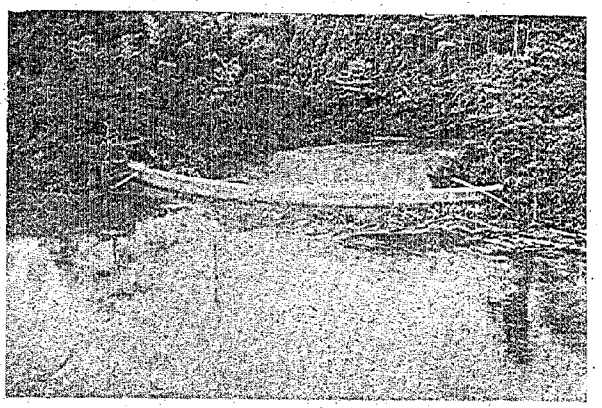
写真—5　完成せる実物スリット管



写真—6　実物スリット管呑口部



写真—7　放水隧道出口端



写真—8　放水隧道完成直後の出水

堰堤放水管に関する研究 (4)

——放流水の勢力減殺法に関する実験的研究——

建設技官 村 幸 雄
建設技官 荒 木 正 夫

(昭和 31 年 3 月)

目 次

Ⅰ 序 論……(1)
Ⅱ 藤井川防災堰堤の実例……(2)
Ⅲ 五名堰堤の実例……(16)
Ⅳ 結 語……(26)

Ⅰ 序 論

前報告までにⅠ型及びⅡ型放水管について，その水理特性並びに設計法を論及したが，本報告においては最後に残されたⅢ型放水管，すなわち放水管出口が下流水中または水面すれすれに開口している型式の放水管について，論ずることにする。このようなⅢ型放水管は，「堰堤放水管に関する研究 (1)」[1]において説明した如き特性を有するのであつて，その設計上の急所となるのは管水路としての問題ではなく，放流水の勢力減殺法にあることは明らかである。

Ⅰ型及びⅡ型の放水管の場合には，放流水は水叩に達する迄にかなりの拡がりに，設計によつては水叩幅一杯に拡がらせることが可能であるから，溢流部からの流下水と同様に，通常の跳水作用による水勢減殺法が最も効果的であり，かつ最も広く用いられている。

これに対して，Ⅲ型放水管の場合には，一般に放水管から出た流れは集中水となつて下流水中又は水面に突入することが多いから，他型式の放水管の場合と異なり，跳水による水勢減殺法に頼ることが困難な場合が多い。すなわち，Ⅲ型放水管からの噴出水は，噴流拡散作用によりその中心部流速が充分小さくなる迄に拡散するには，かなりの距離を必要とする管であるから，通常の水平水叩の上に放流する場合には，跳水に対する必要水叩長より著しく長い水叩長を要する管である。従つてこの場合，放水管より出た水の有する強大なエネルギーは，自然消散にまつことなく，何等かの人工構造物によつて強制的かつ有効に減殺しなければならないが，この水勢減殺法をいかに工夫するかが，この型式の放水管の採用に当つて重要な問題となるのである。このような噴出流の水勢減殺法には，夫々の場合と設計者の好みとに応じて，各種の方法が考案され得ることは明らかであつて，諸外国でも幾つかの方法が工夫されているようであるが[2]，こゝでは筆者等が実験を行い，かつ現地ダムに採用され

1) 村 幸雄・荒木正夫：堰堤放水管に関する研究 (1)，建設省土木研究所報告，第 88 号，昭 29. 9.
2) A. J. Peterka, H. W. Tabor : Progress in New Designs for Outlet Works Stilling Basin, Quatrieme Congres Des Grands Barrages, New Delhi, 1951.

た2つの方法について記述する。すなわち，藤井川防災ダムと五名ダムの2例である。

Ⅲ型放水管の設計に当つては，上に述べた放流水の問題の外に，一般にその呑口高が低いことが多いので，貯水池堆砂による管閉塞の問題があるが，この貯水池堆砂の問題については既に論じた所である[3]。この2要点を除けば，管水路としては一般に等断面直線管水路でよいから空洞現象のおそれも殆んどなく，設計上甚だ簡単である。従つて本報告においては，管水路についての論及はすべて省略し，専ら放流水の処理のみに問題をしぼることにする。

（1） 藤井川防災ダムにおいては，2門の放水管を下流水面下の水叩上に開口させたが，この場合放流水の水勢減殺のために，各放水管の前面に各1箇の大型阻柱を置いて，これに噴出水を衝突させ一挙にエネルギーを消散せしめる考案である。すなわち実験の目的は，最も効果的な阻柱形状を求めるにあつた。

（2） 五名ダムは後述の如く，2門の放水管の出口端にヘウェル．バンガーバルブを有するが，このバルブをエネルギーキラーとして用いるために，バルブの末端に円板を取付け，この円板により放流水を分散させ，阻柱と同様の効果をもたらすことを期待した案である。

Ⅱ 藤井川防災堰堤の実例

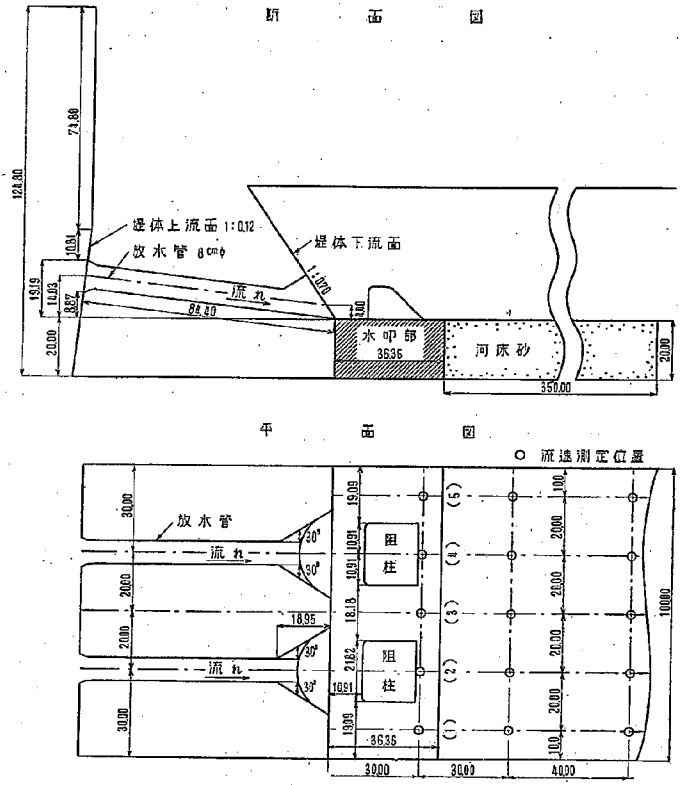
〔1〕実験目的

藤井川防災ダムの計画については，既に報告3）に記した所である。本ダムは非溢流式重力ダムであつて，直径 2.2m の放水管2門を有する（写真—3，4）。

実験は土木研究所赤羽分室内にある屋内4米水路に，縮尺 1/27.5 の模型を製作して行つた（図—1，写真—1）。こゝに述べる実験の問題点は，前述の如くできるだけ水叩長を短縮するための，補助構造物を考案するにあつた。すなわち，放流水をそのまゝ水叩上に噴出させれば，水叩下流における河床洗掘は激烈であつて，とても許容しうるものではないことが明らかとなつたので，その対策として種々予備実験の結果，各放水管の出口前面にそれぞれ阻柱を置き，この阻柱により放流水の方向を急激に変化させて，エネルギー消散を促進する案を採用することにした。実験観察によると，この場合の阻柱は水叩上における通常の溢流水の処理の場合と異り，小さな阻柱を数多く設置するより，大型の単独阻柱で以て一挙に流勢阻止をはかる方が，遙かに効果的であることが確められた。

以上の如き考察結果に基き，図—1 に示す如く，水叩幅は 100 cm，水叩長は 36.36 cm と 54.54 cm の2種，阻柱の位置はすべてその中心線が各放水管中心線上にあり，又その前縁が水叩始端より 10.91 cm の距離に位置し，かつ放水管中心線と直交するように設置した。水叩を短くするためには，阻柱前縁をなるべく水叩始端に近づけた方が効果的であるが，他方あまり接近させ過ぎると放流量減少が目立ち始めるので，好ましくないと思われる。2門の放水管の出口部は底部を平面で切つた円錐状に漸拡大して，放流水の分散を促進させるような設計とした。模型放水管は真鍮製で，その詳細構造図を図—2 に示す。

3） 村 幸雄・荒木正夫・加藤鉄義：貯水池堆砂防止機構に関する実験的研究，建設省土木研究所報告，第94号，昭 31.9.



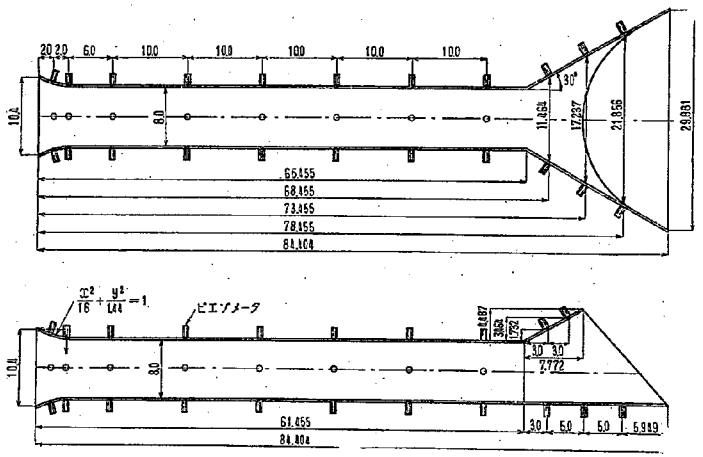
図—1　模型実験全体図（藤井川防災ダム）

阻柱の幅は予備実験の結果に従いすべて 21.82 cm としたが，これは最も効果的な幅と推測される。実験に供した各種の阻柱の設計図を図—3 に示したが，同図のうち阻柱—2, 4 に記入してあるパイプは，先端に 0.15cm の開口を有するピエゾメーターであつて，阻柱前面に作用する動水圧を測定するためのものである。図—3 に示す5種の阻柱を用いて，表—1 に掲げた7種類の実験を行つた。尚，表—1 並びに上記の数字が大抵端数を持つているのは，換算実物の寸法の方を端数のない数値となるように設計したからである。但し本報告においては，一切実物換算値を用いていない。

実験—Ⅰ～Ⅶについて，流速，水面形状，河床洗掘状況を調べて，各阻柱の性能優劣の比較実験を行つた。流速測定実験の場合には河床に砂を置かないが，河床洗掘実験においては，水路床に水叩面と同一レベルまで，平均粒径 0.862 mm の略々均一粒度の砂を敷きつめ，次の5種の流量を各1時間通水した場合の河床洗掘状況を調べ，この実験結果と流速測定結果とを綜合判断して阻柱効果の優劣を判定することにした。洗掘実験流量は 7.00

表—1 実験の種類

実験番号	阻柱番号	阻柱高 (cm)	底幅 (cm)	前面形状	水叩長 (cm)
Ⅰ	——	——	——	——	36.36
Ⅱ	1	7.27	14.55	直立	36.36
Ⅲ	1	7.27	14.55	直立	54.54
Ⅳ	2	9.09	16.36	直立	36.36
Ⅴ	3	9.09	16.36	斜面	36.36
Ⅵ	4	10.91	16.36	凹形	36.36
Ⅶ	5	10.91	18.18	直立	36.36



図—2. 模型放水管（藤井川防災ダム）

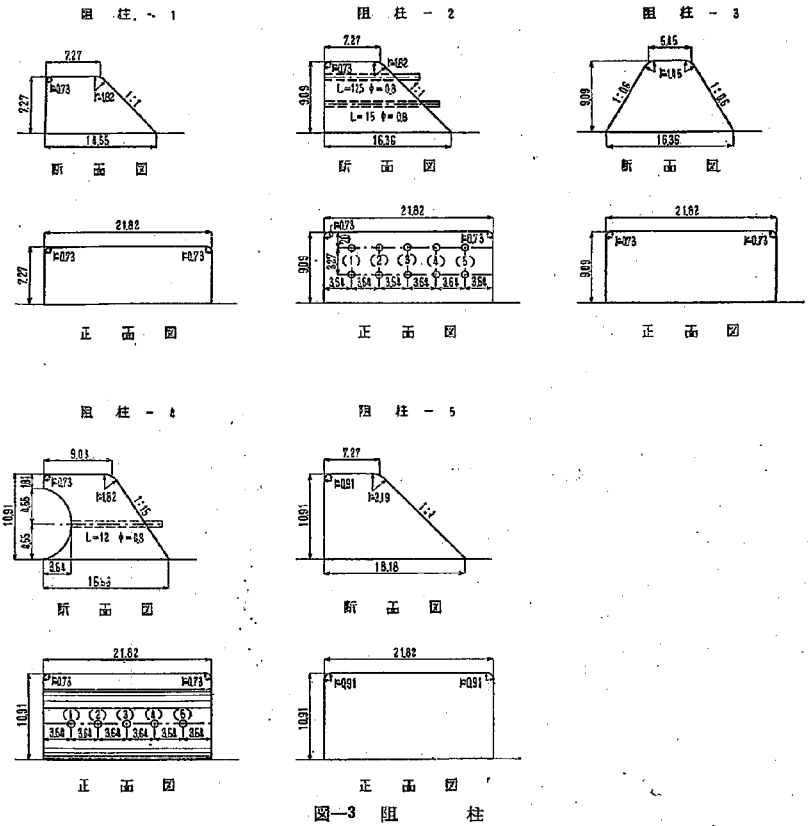
l/sec, 14.00 *l*/sec, 22.90 *l*/sec, 30.03 *l*/sec, 36.30 *l*/sec の5種である。

〔2〕 水位・流量関係

実験を始めるに当り，下流河川の水位・流量関係を不等流計算により求め，これを図—4 に示した。実験に当つては，模型下流に水位調節板を設け，これにより水叩下流水深が図—4 の値と一致するよう調節した。

阻柱による水勢減殺効果が有効に働くには，水叩面上にある深さ以上の下流水深を必要とするのであつて，この下流水深が充分でない場合には，阻柱に衝突した放流水は空中に飛上り，これが落下してくる時に依然としてかなりのエネルギーを保有しているために，水叩下流の河床に著しい洗掘作用を及ぼすものである。すなわち，阻柱を用いる場合には，下流水深はこの放流水の飛上りを防ぐに充分な程深くなければならないが，幸なことに本ダムの場合には，下流河川の砂利層が甚だ厚いためにこの所要水深は充分に保持されていることがわかつた。

次に，実験により求められた貯水位・流量関係の一部を図—5 に示したが，曲線の混雑を避けるために，代表的な実験と思われるⅠ，Ⅳ，Ⅶのみを記入してある。



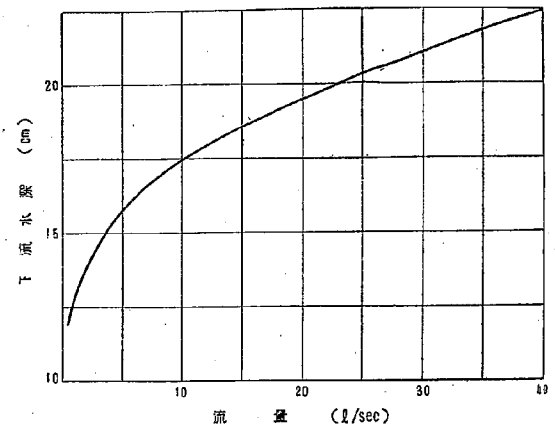
図—3　阻　　柱

空中に放流される I 型及び II 型放水管の貯水位・流量関係の計算式については，筆者等が既に前報告までに示した所であるが，本放水管の場合の如く，下流水中に開口し，かつ阻柱により放流水を阻止する場合には，下流水深，阻柱の位置・大いさ・形状，等によつて貯水位・流量関係はかなり変化するから，数多くの実験を行つていない現状においては，一般的に公式化することは困難であり，実験的に定める外はない。何れ将来，充分の資料が整えば公式化したいと考えている。

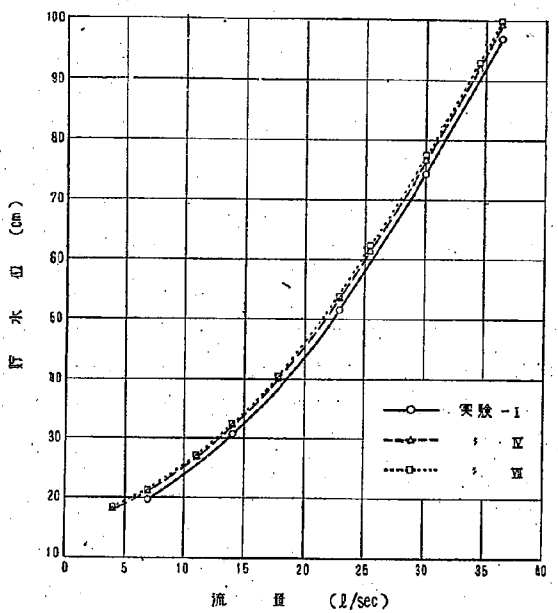
〔3〕 単一放水管実験

まず基本実験として，阻柱を有せぬ水平水叩の場合，単一放水管からの噴出流が下流に向つていかように拡散減速して行くかを調べ，阻柱設計の基礎資料とすることにした。この場合，水路の縦断形は図—1 の河床砂を撤去したものであるが，平面的には水路の非対称性を避けるために，図—6 に示す如く水路幅を 60 cm に狭めた。

この水叩上に，8.00 *l*/sec, 16.60 *l*/sec, 19.10 *l*/sec の 3 種の流量を流し，その各々の場合について放水管出口



図—4 下流水位・流量関係（水叩面を基準とする）



図—5 貯水位・流量関係（水叩面を基準とする）

中心点の高さに当る，水叩面から 4.40 cm 上の水平面内の流速分布状況を図—6 に，また同じく出口中心点を通る縦断面内の流速分布を図—7 に示した。図—6，7 より，噴出流が漸次拡散して一様な流速分布に近づいて行く現象が明らかにされたが，水叩末端における中心部流速はあまり減衰しておらず，従つて流水の河床洗掘力もかなり激しいものであろうことは容易に推定し得られる。すなわち，跳水の場合には，流速分布は比較的迅速に一様分布に近づくものであるが，噴出水の場合には仲々一様分布に近づくものではないから，阻柱等による強制消散作用が是非必要とされることがわかる。

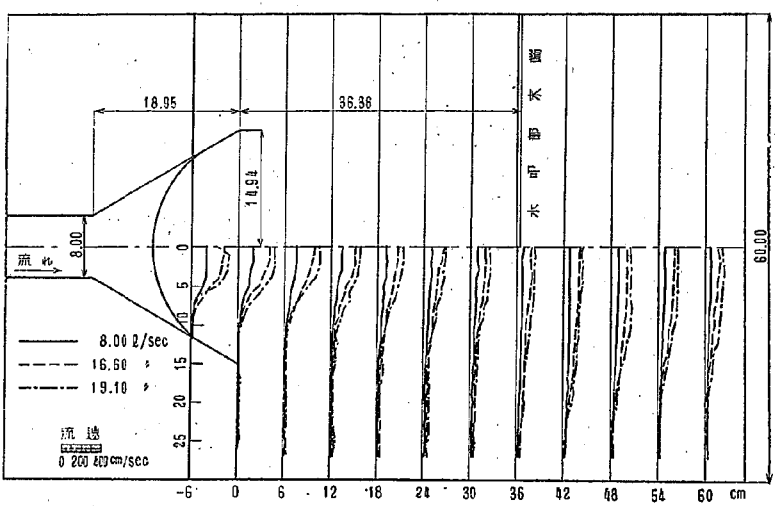
〔4〕 流 速 測 定

表—1 に記載した7種の実験に当り，すべて図—1 に示した位置において水面形及び流速を測定したのであるが，こゝではそのうち実験—Ⅰと最終案である実験—Ⅶとの2種について，各々最大流量 36.30 *l*/sec の場合の，流速測定結果を図—8，9 に図示した。図—8 と 9 とを比較することにより，阻柱による流勢阻止効果を明瞭に認めることができる。

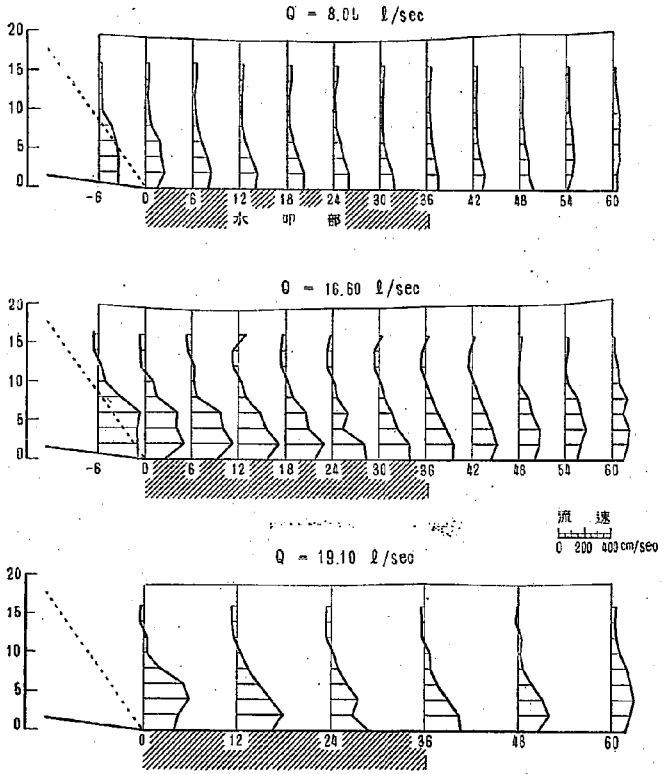
〔5〕 河床洗掘実験

移動河床による河床洗掘実験は，筆者等の研究によれば，各種の阻柱の性能を最も明確に指示するものであることがわかつている。

実験は実験—Ⅰ～Ⅶのすべてに亘つて行つたのであるが，そのうち実験—Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，Ⅳ，Ⅶ の5種について，流量 14.00 *l*/sec，30.03 *l*/sec，36.30 *l*/sec の場合の河床洗掘状況を図—10，11，12 に示した。図中に記入した等高線は 2 cm 毎であつて，0は水叩面と同一レベル，－ はこれより洗掘側，＋ は堆積側をあらわすものとす



図—6　流 速 平 面 分 布 図



図—7 流速縦断分布図

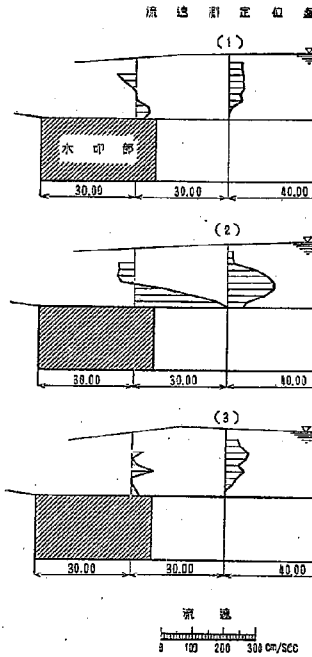
る。次に，実験—Ⅰ～Ⅶのすべてに対して，流量 36.30 *l*/sec の場合の水路中心線沿いの河床状況比較を図—13に示す。これらの図から各案の優劣は一目瞭然であるが，更に一層明確ならしめるために，全実験について河床砂洗掘量並びに最大洗掘深度を計算して，これを表—2 及び 図—14，15 に示した。以上の 図—10～15 を基礎として各案の性能優劣を論ずることにする。

（1） 実験—Ⅰ

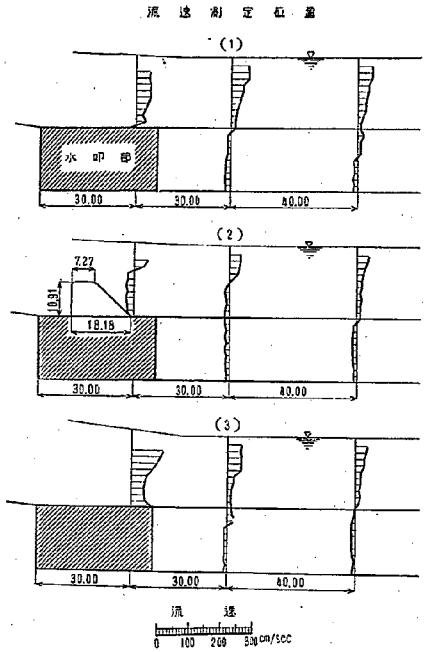
実験—Ⅰは阻柱を設けない原案であつて，河床洗掘量は甚だ大であり，何等かの水勢減殺工作物を必要とすることは明らかである。以下述べる各案の性能は，この原案と比較することにより論ずることができる。

（2） 実験—Ⅱ

実験—Ⅱは，高さ 7.27 cm の前面直立の阻柱を設けた案であつて，この阻柱によつて 図—7 に示した底部高流速を阻止し，表面の比較的低流速部はそのまゝ阻柱を乗りこえさせるようにした案であるが，実験結果によれ



図—8　流速縦断分布図（実験—Ⅰ）



図—9　流速縦断分布図（実験—Ⅶ）

ば洗線は阻柱の近くになると急に上向きとなつて，これを乗りこえるように変化してくるため，案外に放流水は分散しないことがわかつた。即ち原案に比すれば明らかに改良効果を認めることができるけれども，まだ不充分と判断される。この不充分さの主因が水叩長の不足に基くものか，又は阻柱の高さが低すぎるためかを解明するために，まず水叩長を 18.18 cm 程延長してみることにした。

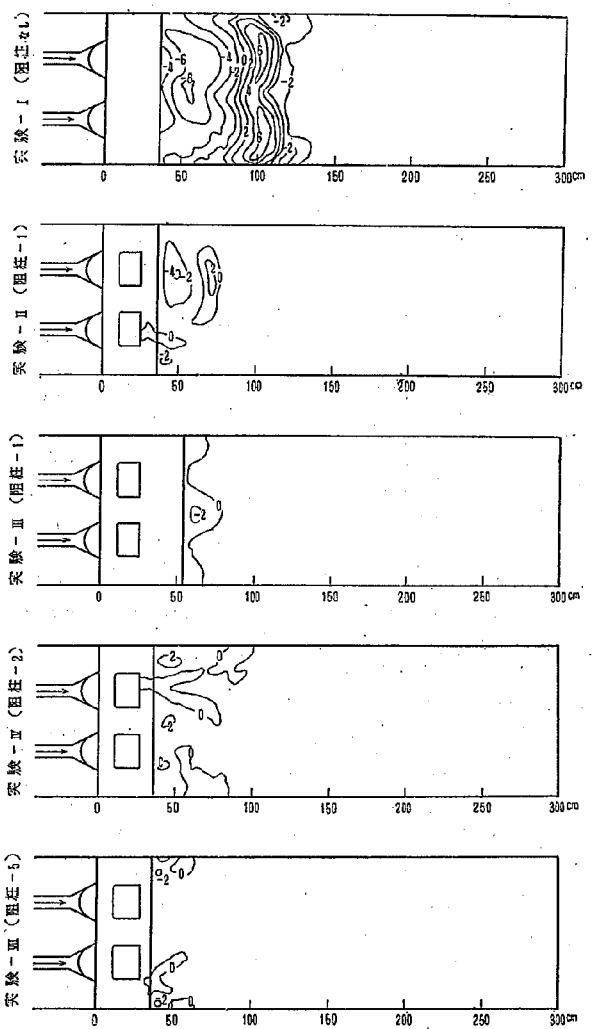
（3）　実験—Ⅲ

実験—Ⅲは，阻柱の形状・位置については実験—Ⅱと同一であるが，水叩長を 50 % 延ばして 54.54 cm としたものである。実験結果によれば前案に比すれば著しく改善されはしたが，水叩末端における流れはまだかなりの水勢を有するものであり，水叩延長策は工費面より見れば，この場合得策ではないことが明らかにされた。従つて水叩延長策を取止めてもとの 36.36 cm に戻し，阻柱の高さ及び前面形状を種々変えて見ることにした。

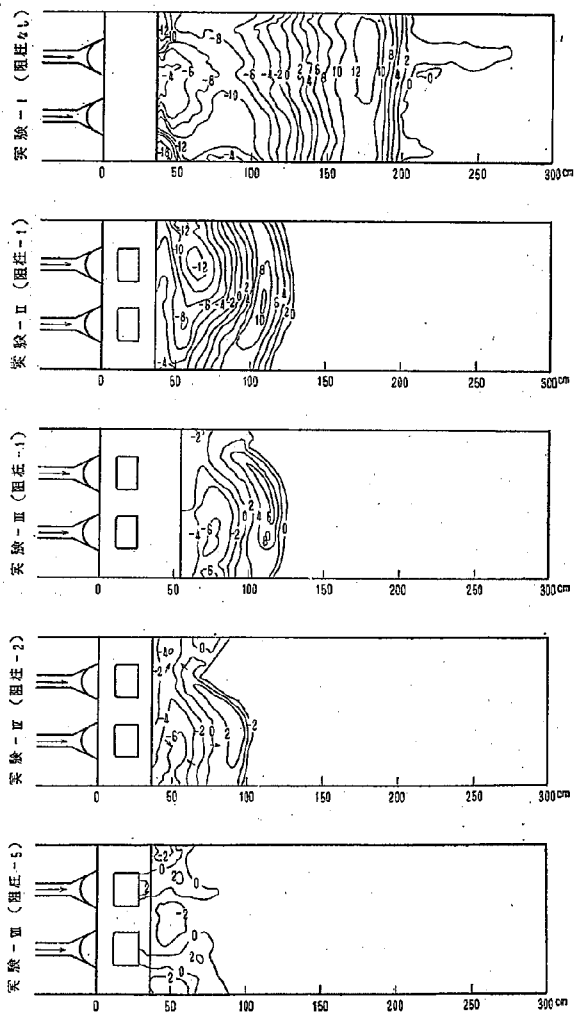
（4）　実験—Ⅳ

実験—Ⅳは阻柱の高さを 9.09 cm とし，その前面はやはり垂直にした案である。実験結果によれば，全般的に見て実験—Ⅱよりも遙かに良好であつて，阻柱の高さを増加した効果は明らかに認められる。しかし大流量の場合の洗掘状況が幾分思わしくないようであり，更に工夫の余地あるものと判断された。

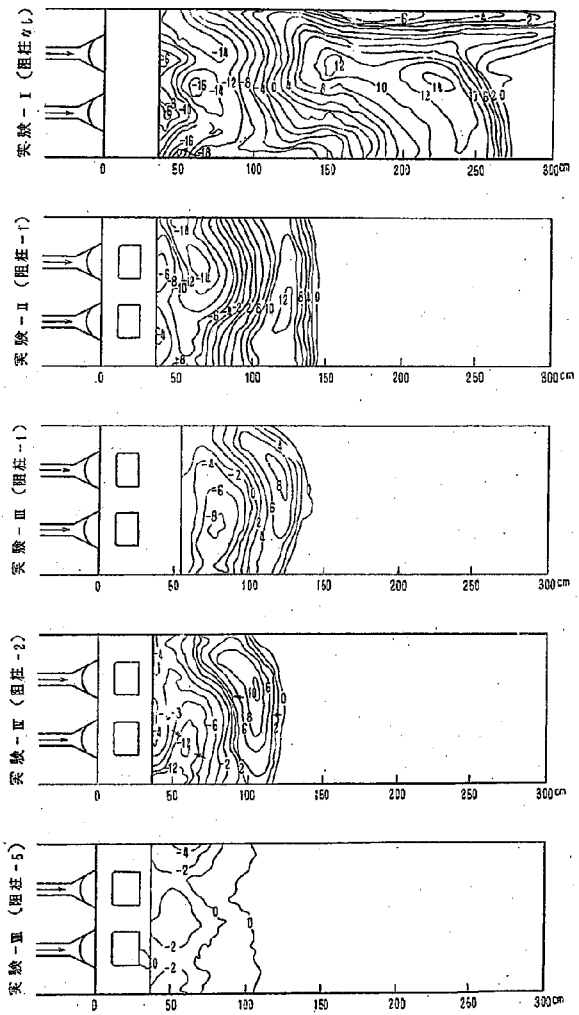
（5）　実験—Ⅴ



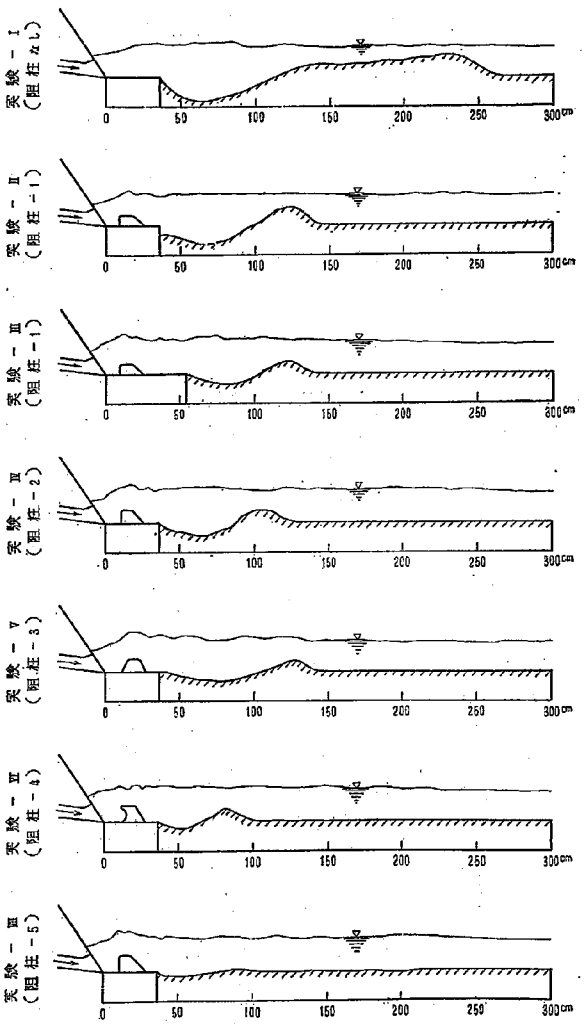
図—10 河床洗掘状況図（流量 14.00 l/sec）



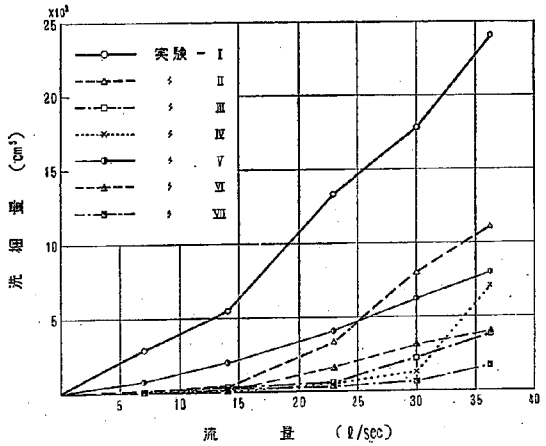
図—11　河床洗掘状況図（流量 30.03 l/sec）



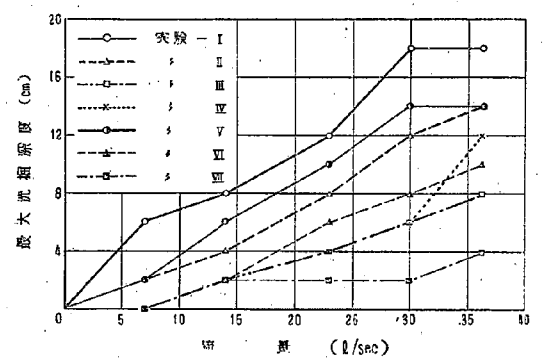
図—12 河床洗掘状況図（流量 36.30 *l*/sec）



図—13　水路中心線沿河床図（流量 36.30 *l*/sec）



図—14 流量と河床砂洗掘量



図—15 流量と最大河床砂洗掘深度

表—2 河床洗掘実験値表

種別＼流量	最大洗掘深度 cm					洗掘量 cm³				
	7.00 ℓ/sec	14.00 ℓ/sec	22.90 ℓ/sec	30.03 ℓ/sec	36.30 ℓ/sec	7.00 ℓ/sec	14.00 ℓ/sec	22.90 ℓ/sec	30.03 ℓ/sec	36.30 ℓ/sec
実験—Ⅰ	−6	−8	−12	−18	−18	2,880	5,440	13,340	17,804	24,072
実験—Ⅱ	−2	−4	−8	−12	−14	78	385	3,326	8,022	11,090
実験—Ⅲ	0	−2	−4	−6	−8	0	336	602	2,220	3,844
実験—Ⅳ	0	−2	−4	−6	−12	0	131	500	1,280	7,092
実験—Ⅴ	−2	−6	−10	−14	−14	784	1,998	4,054	6,230	8,020
実験—Ⅵ	0	−2	−6	−8	−10	0	120	1,630	3,092	4,040
実験—Ⅶ	0	−2	−2	−2	−4	0	240	370	630	1,734

実験—Vはこれまでの前面直立の阻柱と異り，試みに 1：0.6 の傾斜を持つ高さ 9.09 cm の阻柱を設置して見たものである（写真—2)。このように阻柱前面を斜面にするのは，後で述べるが如き阻柱前面の圧力を著しく軽減するものではあるが，その半面放流水の勢力消散に対しては悪影響を及ぼす筈である。この悪影響の程度を調べるためにこの実験を行つたのであるが，結果は予想以上に悪化するものであり，従つて傾斜阻柱案は採用し難いことが明らかとなつた。

（6） 実験—Ⅵ

上述の如く，傾斜阻柱案は好ましくないと考えられるので，今度は逆に阻柱前面を凹形にしたもので実験を試みることにした。阻柱の高さは前各阻柱に比して最も高く 10.91 cm である。この案の着想点としては，放流水をこの凹部で受けとめて水平軸の回転渦を生じさせ，有効に水勢減殺をはかるつもりであつたが，予期に反して殆ど効果は認められなかつた。

この原因は凹部で受けとめられた放流水は横方向に逃げ，これが導流壁に沿つて水叩下流に突入するため，特に両岸寄りの河床に割合に大きな洗掘力を及ぼすからである。以上の実験結果に基き，阻柱形状は前面直立の場合が最も効果大であつて，変化を与えることは，却つて効果を弱める影響を及ぼすものであるらしいことが明らかにされた。

（7） 実験—Ⅶ

以上の考察の下に実験—Ⅶとして，高さ 10.91 cm の前面直立の阻柱を実験してみることにした。この高さは，図—7 において，丁度阻柱位置における下流向流速分布高一杯に当るものである。実験結果によれば水勢減殺効果はほゞ完全であつて，水叩末端における流れは殆んど一様流速分布に復していることが明らかにされた。続いて念のため，高さ 12.73 cm の阻柱を設置したもので実験を繰返して見たが，本案の場合と殆んど変りないことがわかつた。従つてこの放水管の直径並びに阻柱との相互位置に対しては，高さ 10.91 cm の阻柱が最も理想的と考えられるから，これを以て最終案と見なすことにした。

〔6〕 綜 合 結 論

以上述べた所の各種実験により，綜合結論として次のように述べることができると思う。

（1） 放水管からの放流水はこの場合，単独阻柱で以てほゞ完全に勢力減殺され得たと言うことができる。

（2） 阻柱の前面形状は，直立平面にするのが最も効果的と思われる。

（3） 阻柱の高さについては，ある一定限度までは高くする程その効果が急速に増大するが，その限度すなわち最有効高に達すると，それ以上高くしても効果は殆んど変らない。この最有効高は大体において，噴流拡散域の上限に当るものと思われるが，この高さは放水管の直径，下流水深，阻柱位置等によつて違つてくる筈であるから，実験によつて定めるのが最上策と思われる。

（4） 本実験の場合には，放水管の直径が 8.0 cm で，水叩始端より阻柱前面までの距離が 10.91 cm のとき，この最有効高は 10.91 cm である。

〔7〕 阻柱に作用する動水圧

阻柱に働く力を知ることは，阻柱の設計にとつて重要な事柄ではあるが，これには各種の力があつてこれらの

力をすべて求めることは容易ではない。すなわち，(1)動水圧，(2)急速な圧力変動に起因する構造物の振動，(3)転石・流木等の衝突による瞬間的強大圧，等がある。これらの力のうち，こゝでは動水圧のみを実測することにした。従つて実際の阻柱設計に当つては，測定圧力そのまゝを設計荷重ととらずに，これにかなりの余裕を見込まねばならない。

水圧測定は，実験—Ⅱ，Ⅳ，Ⅵについて行つたが，こゝでは実験—Ⅳ，Ⅵを説明することにする。模型阻柱前面の圧力測定位置は図—3 に，各種流量の場合の測定圧力を図—16 (実験—Ⅳ)，図—17 (実験—Ⅵ) に示した。図—3，16，17 において，測点番号の(1)は水路中心側，(5)は導流壁側に位置するピエゾメーターを指す。また，図—16，17 において，実線は測定全水圧（ピエゾメーター開口部を基準とする），破線はこの全水圧から静水圧（下流側水深）を引いた動水圧値である。実験結果によれば，大体の圧力分布の形は阻柱中心部が高く，両側に近づく程低くなるような弧形分布をしているが，完全な対称形ではなく，幾分水路中心側寄りの圧力値が高くなる結果が得られた。これは，隣の放水管からの放流水との干渉によるものであることは明らかであり，この非対称性は実験—Ⅵの方が甚しく，又各実験とも流量が増す程目立つてくるようである。

貯水位・流量関係は図—5 に示したが，実験—Ⅵの流量曲線は実験—Ⅶと殆んど変らない。この図—5 と図—16，17 の圧力値とを比較することにより，阻柱に対する設計荷重としては，前述の変動圧力等をも見込んで，阻柱前面全体に阻柱中心から貯水池面までの水圧が，一様に作用するものとして設計すれば安全であると考える。たゞ転石衝突による破壊作用に対しては，藤井川防災ダムの場合には，阻柱前面に鋼板を張つて補強することにした。

Ⅲ　五名堰堤の実例

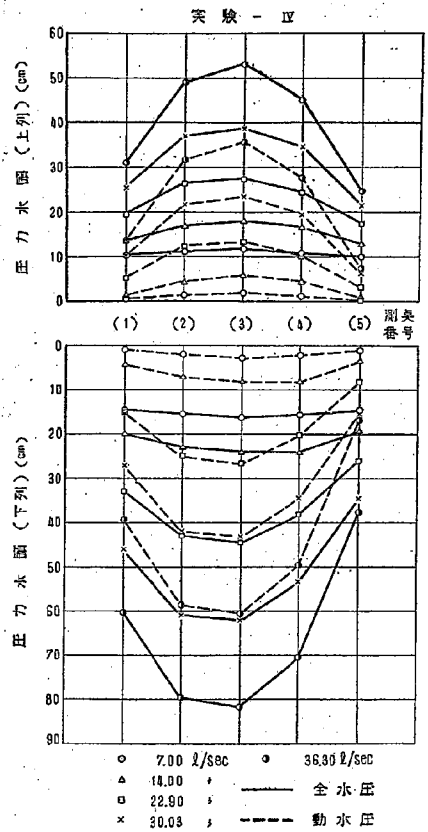
〔1〕 概　要

五名ダム（香川県大川郡白鳥町）は，香川県内を北上流して瀬戸内海に注ぐ湊川上流に位置し，ダム高 27.5 m，ダム長 106.0 m の重力コンクリートダムであつて，湊川上流の計画洪水流量 150 m³/sec を 90 m³/sec に減少せしめる目的を有する治水ダムである（写真—13，14．15，16)。

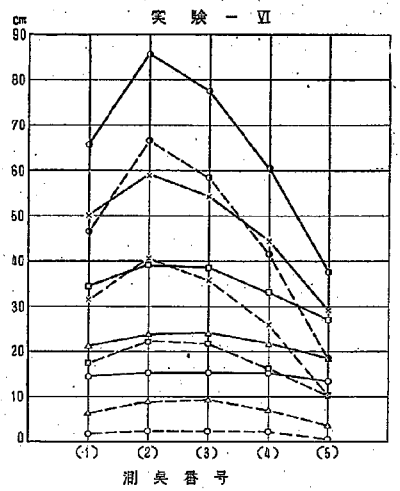
本ダムも藤井川防災ダムと同じく，洪水調節の単一目的のために造られるダムであるから，貯水池は平常完全に空虚にしておく計画とし，現在河床面より少しく上に呑口高を有する2門の放水管（直径2 m）を，堤体内に設置する計画とした。この放水管からの放流水は藤井川防災ダムの場合と同じく，噴出流となるからこの水勢減殺のために，本ダムにおいては放水管の出口端にあるハウエルバンガーバルブにより，放流水を分散せしめる計画とした。このようにバルブをその本来の目的たる流量調節の外に，水勢減殺用として使用する点が本ダムの目新しい特色の1つである。五名ダムの設計図を附図—1，2 に，またバルブの細部構造図を附図—3 に掲げる。

このバルブを有する放水管2門により，計画放流量 90 m³/sec を放流することができるが，その他に異常出水の場合または万一にも放水管が閉塞された場合に備えて，本ダムには3径間の門扉を有しない溢流部を有し，これにより最大約 100 m³/sec，放水管2門と合算すれば最大約 190 m³/sec を放流することが可能である。

〔2〕 ハウエルバンガーバルブの水勢減殺効果



図—16　阻柱前面圧力



図—17　阻柱前面圧力

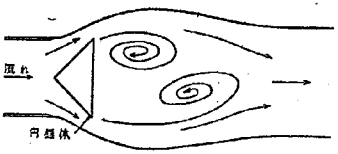
本バルブはその出口端に特殊な円錐体がついているために，出口端が空中に開口している場合には放流水は傘状に飛散し，その分散効果が比較的大きいことは既にわかつていたが，これが水中に開口する場合には果してどの程度の効果を有するものであろうか。この点については従来全然確められていないので，まずその水中性能を調べるために，予備実験として直径 13.33 cm の模型バルブ1箇を，水中に開口させて実験を行つた。

実験結果によれば水中開口の場合には，このバルブ単独では殆んど放流水の分散効果がないことが判明した。すなわち水中開口の場合には，図—18 に図解する如く，バルブの円錐体を過ぎた流れは再び合流する傾向があるために，円錐体の後部に生ずる渦による，僅かのエネルギー消散を伴なうのみであることが認められた。

このように，本バルブ単独では殆んど効果がないことが明瞭となつたので，次に図—19 に示すように，円錐体の末端にバルブ径よりも少しく大きい直径の円板をとりつけて，円錐体を越えた流れの合流を防ぐことを試みた。このような特殊な考案のもとに実験を行つた所，流れの合流は完全に防止され，水勢減殺効果も甚だ顕著であることが明らかにされた。すなわちこゝに新しいアイデアの，エネルギーキラー法が見出されたのである。この円板の直径はバルブ径よりも少しく大きくすれば充分であつて，直径を増しても効果は変らない。

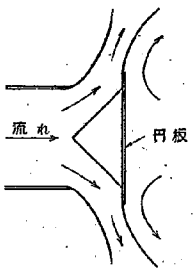
〔3〕 実 験 内 容

本実験も，赤羽分室屋内四米水路に，縮尺 1/25 の模型を製作して行つた。模型の大要を図—20 に，真鍮製模型放水管及びバルブの構造図を図—21 に示す（写真—5, 6, 7, 8）。この模型放水管の内径は丁度 8.0 cm であつて，藤井川防災ダムの場合と全く同じであるが，出口には直径 7.6 cm のバルブを備えている。



図—18　バルブ出口端の流況

このバルブは常に全開状態でのみ実験を行い，またバルブに円板を取付けない原型については実験を省略したが，この場合は以下の理由により藤井川ダムの実験によりほゞ推定される筈である。すなわち両模型の放水管径には大差なく，また本実験における水叩幅 66 cm，水叩長 48 cm は，前実験の水叩幅 100 cm，水叩長 36.36 cm と水理条件的にはあまり異ならないと思われるし，水路床にも前実験と同一砂を，水叩面と同じ高さまで敷きつめて実験を行つた。たゞ本実験の場合には，水叩より下流河川断面は自然地形と一致させたのであるから，前実験における一様断面水路の場合とは多少異なり，河幅の狭窄による異常洗掘状態が現われている。



図—19　円板を取付けた場合の流況

なお，本実験では，水叩末端より 4.75m の位置に農業用取水堰があつて，この堰により水叩末端には必要な下流水深が保たれているので，実験に当つて下流水位を調節する必要はなかつた。

実験内容としては，放水管 2 門開放時及び 1 門開放時における水面形，流速分布並びに河床洗掘状況を調べることにした。河床洗掘実験の通水時間は，前実験と同じく 1 時間である。

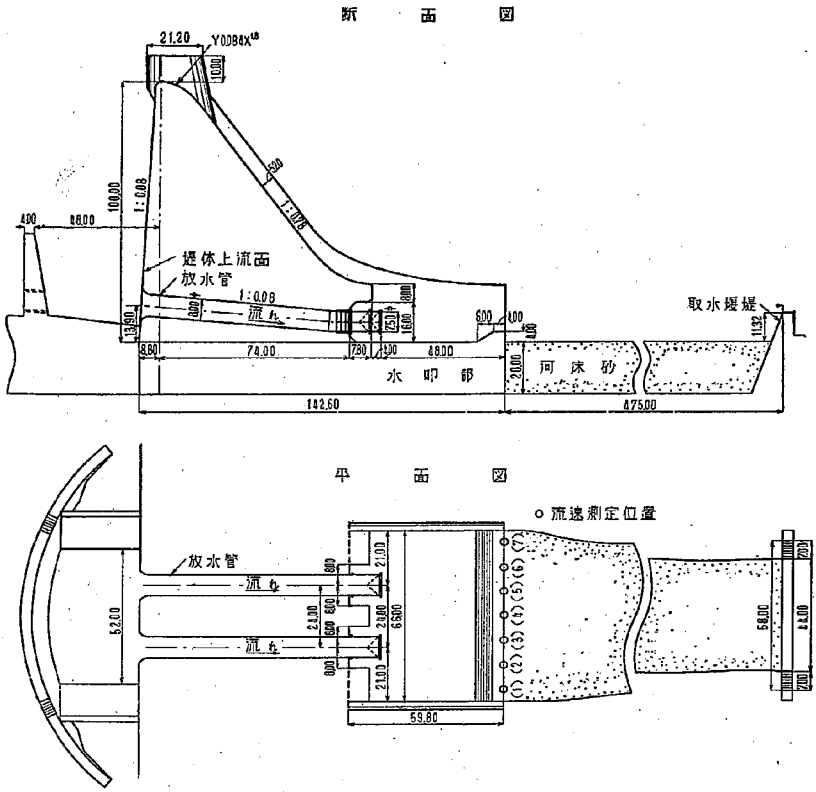
〔4〕 水位・流量関係

実験によつて求めた水叩末端より 3.75m 下流地点の，水位・流量関係を図—22 に示した。また放水管 2 門とも全開した場合，及び右側 1 門のみ全開した場合の，実験によつて得られた水位・流量関係を図—23 に掲げた図—23 において貯水位が 100 cm に当る所で，流量曲線が急折するのは貯水位が溢流部高に達し溢流水が加わり始めるからである。なお，図—22, 23 において河道整正後とあるのは，後に述べる如く，当初計画の河川形状が好ましくなく異常洗掘を生ずるので，これを防ぐために，河道を整正したもので実験を行つたことを意味するものである。

〔5〕 流速測定

図—20 に記入した測定位置において，放水管 2 門開放時の流速を測定し，これを図—24 にプロットした。実験結果によれば，流量 25.40 *l*/sec 以下においては，各測線ともに垂直方向の流速分布はほゞ一様であつて，水叩末端における放流水の水勢が完全に失なわれていることを示している。すなわち，このバルブのエネルギーキラーとしての役割は完璧に近いことが言える。

流量が 25.40 *l*/sec を越えると溢流水が加わり始める。この場合，通常の溢流式ダムならば，溢流水を滑らか

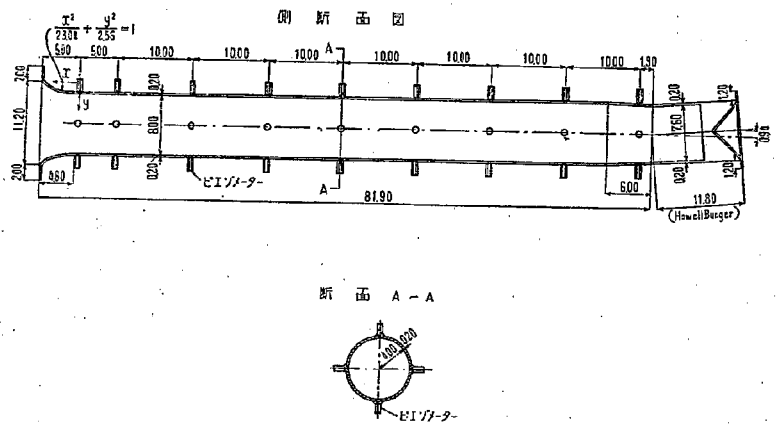


図—20 模型実験全体図 (五名ダム)

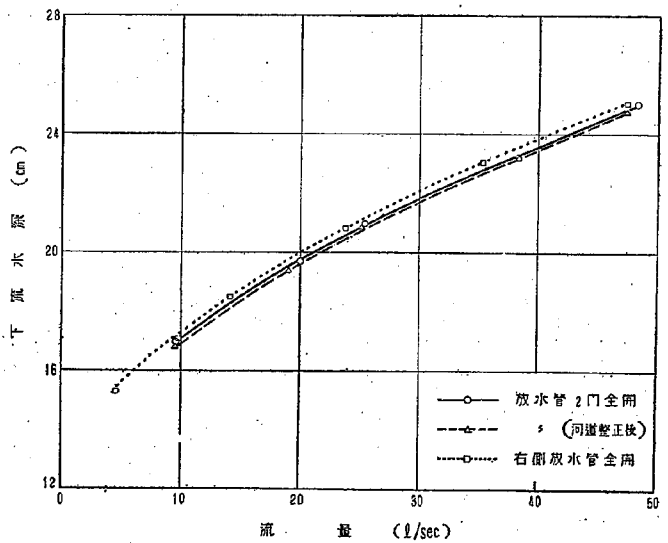
に水叩上に導きこゝで跳水を生じさせるのが常道であるが，本ダムにおいては前記の如きバルブ及びバルブ室があるために，溢流水を滑かに水叩上に導くことができない。そこで特別な考案として，溢流水を下流水面すれすれに放流して，バルブから出た水の上向き方向の噴水と衝突させ，速かなる水勢減殺をはかる考案としたのである。ところで実験の結果によれば，溢流水が比較的少ない間は甚だ好調に水勢減殺が行われるようであるが，溢流水が増加するにつれて次第に効力を減じ，図—24 に示すように水面近くの流速が急速に大きくなつてくる。しかしながら，試みに放水管よりの放流を止めてみると，下流々況は更に著しく悪化することから判断して，大流量においてもかなりの衝突効果が仂いていることは確かである。

〔6〕 河床洗掘実験

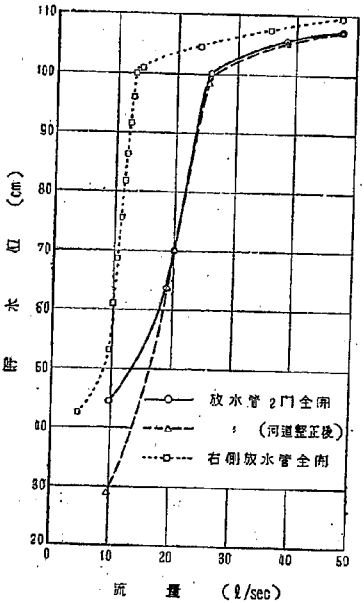
河床洗掘実験によつて得られた河床状況図を図—25, 26, 27 に示したが，これらの図中に記入してある等高線の意味は前実験の場合と同じである。またこれらの実験について，河床砂洗掘量並びに最大洗掘深度を求め，



図—21 模型放水管（五名ダム）



図—22 下流水位・流量関係（水叩面を基準とする）



図—23 貯水位・流量関係
(水叩面を基準とする)

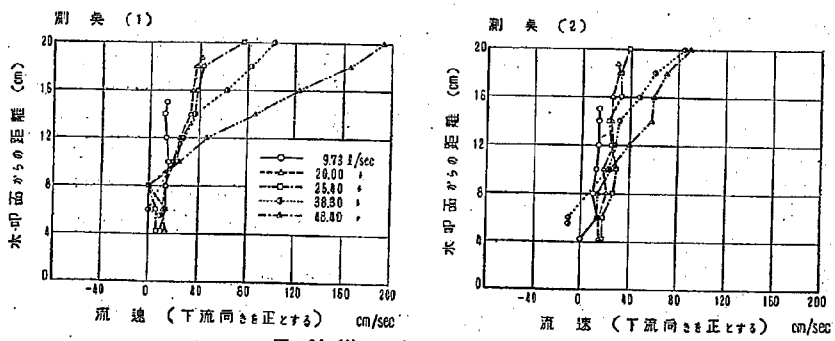
表—3 及び図—28, 29 に示した. 以上の図—25～29 に基いて以下簡単に論ずる。

(1) 放水管 2門全開の場合

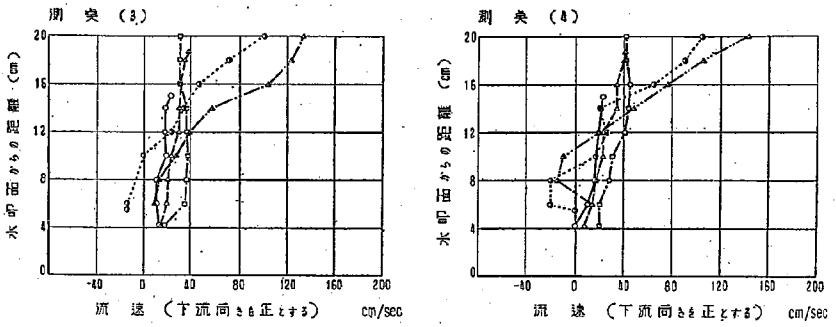
この場合の実験結果である図—25 と, 前実験の図—10～12 とを比較すれば直ちに認められる如く, 溢流することなく放水管のみより放流する場合には, 河床の洗掘量は甚だ少く前実験の実験—Ⅲとほゞ匹敵するものである (写真—9, 10, 11). 従つて, 出口端に円板を取付けたバルブは, 完全な阻柱に劣らぬ性能を有することが明らかにされ, この方法は将来応用の価値あるものと思われる。

しかしながら, 藤井川ダムの場合には非溢流式であつたが, 本ダムでは溢流部を有しこの溢流部から一旦溢流するようになると, 水叩末端にはむしろ堆積を生ずるが, 水叩末端より約 1～1.5m 下流の右岸際には, かなり激しい洗掘を生じていることが見受けられる (写真—12)。通常のダム水叩の場合には, 水叩末端附近に最も大きい洗掘を生じ易い傾向があるのに対し, 本ダムの場合には逆にこの部分には堆積を生じ, 相当下流になつて深い洗掘を生じているのは, 高速で流下した溢流水が下流水面を水平方向にすべるように流れるために, 水面近くの部分のみが高速で流れ, 底面近くにはむしろこの高速表面流によつて誘発された, 逆流が存在することに基づくものである。前記の部分に深掘れを生じたのは, この地点で急に狭窄されるために高速流が岸に衝突して潜り, かくして激しい渦流を生じたことによるものと解釈される。

続いて, この当初計画による狭窄部を滑らかに遷移するよう河道整正した場合について, 以上と同種の実験を



図—24 (1) 流速分布図



図—24 (2)　流速分布図

繰返して行つたところ，河床洗掘状況は図—26に見られるように，著しく改善されることが明らかにされた。従つて，現地ダム下流においてはこのように施工するよう決定された。

(2) 放水管1門全開の場合

この場合には流況が非対称となるから，下流の洗掘状況も多少非対称となることは当然であるが，本ダムの場合にはその非対称性がそれ程顕著でなく，溢流しない場合の洗掘状況は満足すべきものと思われる。

しかしこの場合にも，一旦溢流を生ずると放水管2門開放の場合と同様に，前記の地点に大きな深掘れを生ずるが，この深掘れも河道整正を行えばかなり軽減されることが明らかにされた。

以上の如く，本バルブはエネルギーキラーとしては申し分ないが，たゞ注意を要するのは放水管を出た水が水面を破つて上方に飛上り，この一部は導流壁を越えて山腹側に落下することが認められた。特に，2門の放水管のうち，1門のみ開放している場合にこの傾向が顕著であるから，この導流壁裏側の保護が必要となろう。

表—3　河床洗掘実験値表

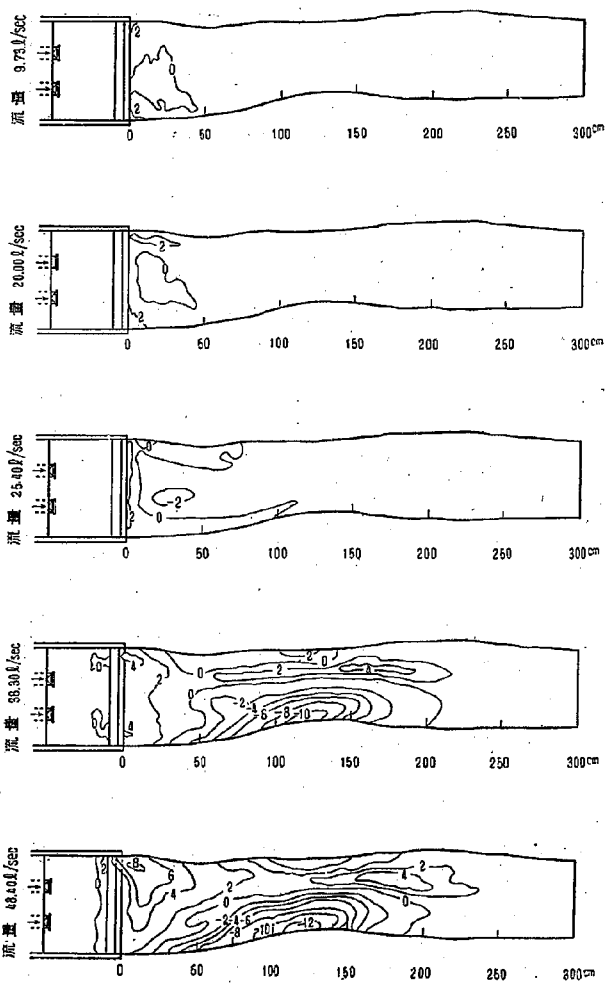
	流量 l/sec	最大洗掘深度 cm	洗掘量 cm³
放水管2門全開	9.73	0	0
	20.00	0	0
	25.40	−2	550
	38.30	−10	13,895
	48.40	−12	18,955
放水管2門全開（河道整正後）	9.60	0	0
	19.15	0	0
	25.10	0	0
	38.45	−6	6,841
	47.35	−8	16,510
右側放水管1門全開	4.60	0	0
	9.80	0	0
	12.94	0	0
	23.85	−4	6,345
	35.43	−12	18,215

〔7〕 水叩面の保護

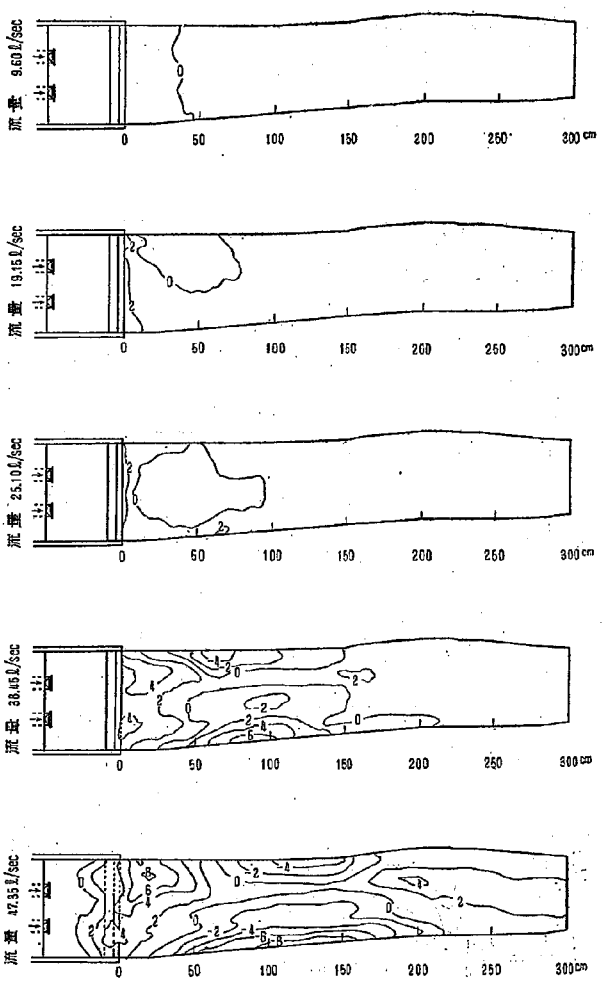
本ダムの放水管から出た水は，当然多少の転石・砂礫を含むものと考えなければならないが，この放流水に含まれた転石が高速を以てコンクリート面に衝突することは，著しい浸蝕を及ぼすおそれがあつて甚だ危険と考えられる。従つてこの浸蝕を防止するために，バルブ出口附近の水叩面には鋼板を張つて保護する計画となつている。

〔8〕 バルブの振動

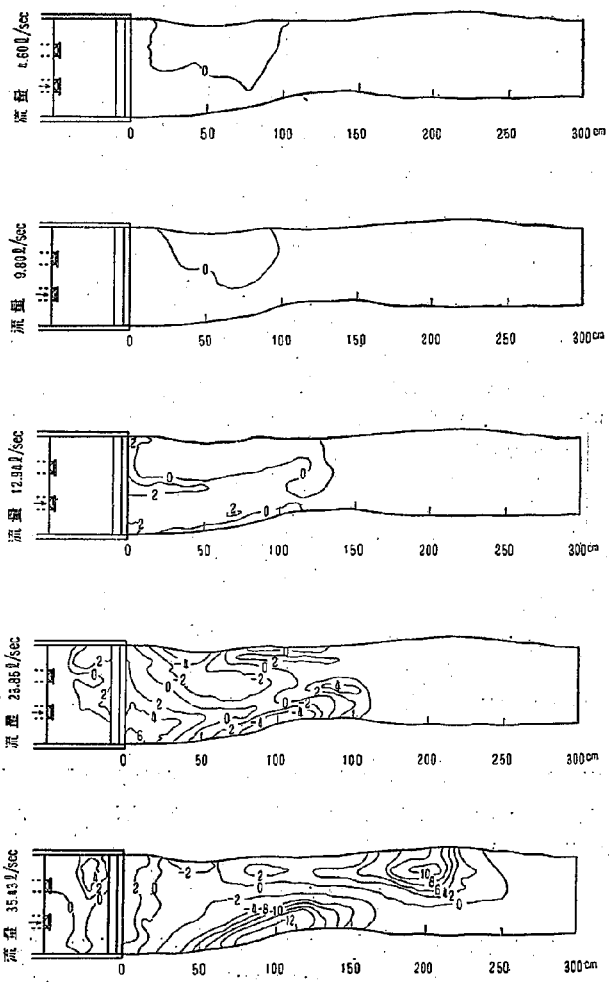
バルブに取付けた円板の周りには激しい渦乱を生ずるのであるから，圧力変動甚しくこのためにバルブの振動を誘



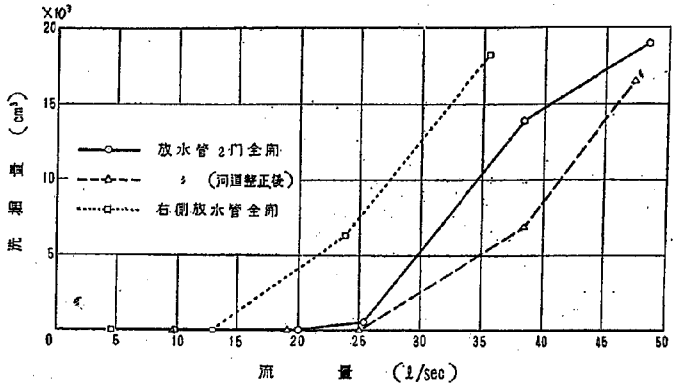
図—25　河床洗掘状況図（放水管2門全開）



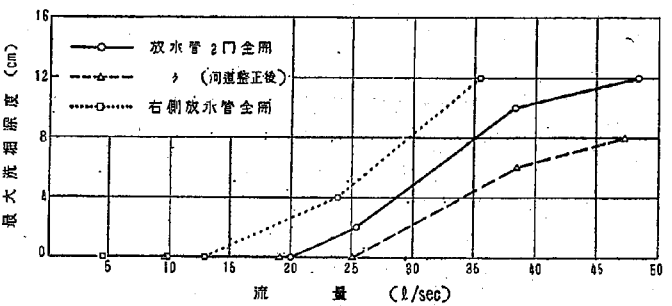
図—26 河床洗掘状況図（放水管2門全開河道整正後）



図—27　河床洗掘状況図（右側放水管1門全開）



図—28 流量と河床砂洗掘量



図—29 流量と最大洗掘深度

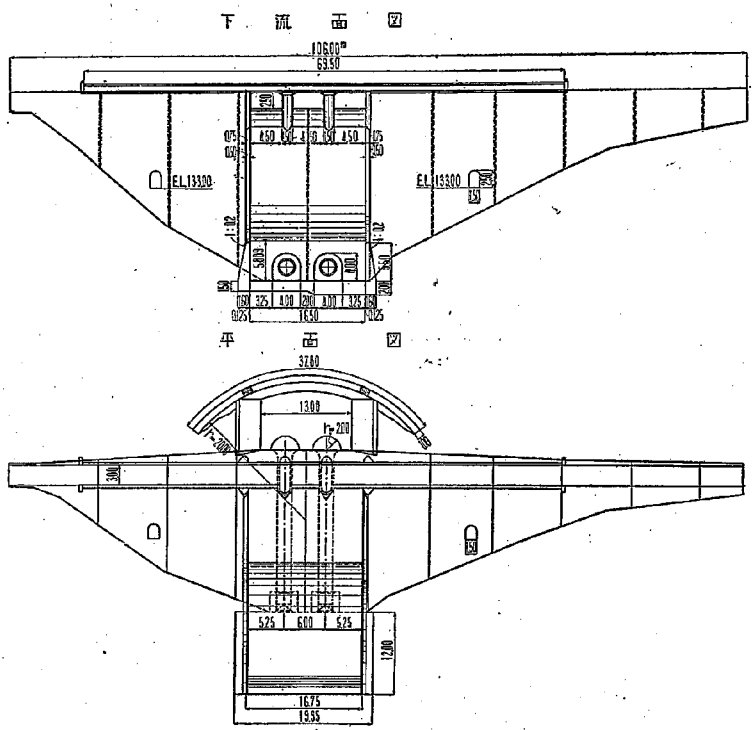
発し，これを破壊せしめる危険性がないとは言い切れないが，実験的には確めるのが困難で，結論を下すことができない。

恐らくその可能性は殆んどないであろうとは推測されるが，万一バルブの振動を誘発した場合には，その対策としては適当な制振装置を考案するか，円板を取外しその代りとして水叩を延長するか，または前実験の場合の如く阻柱を設ける，等の案が考えられる。

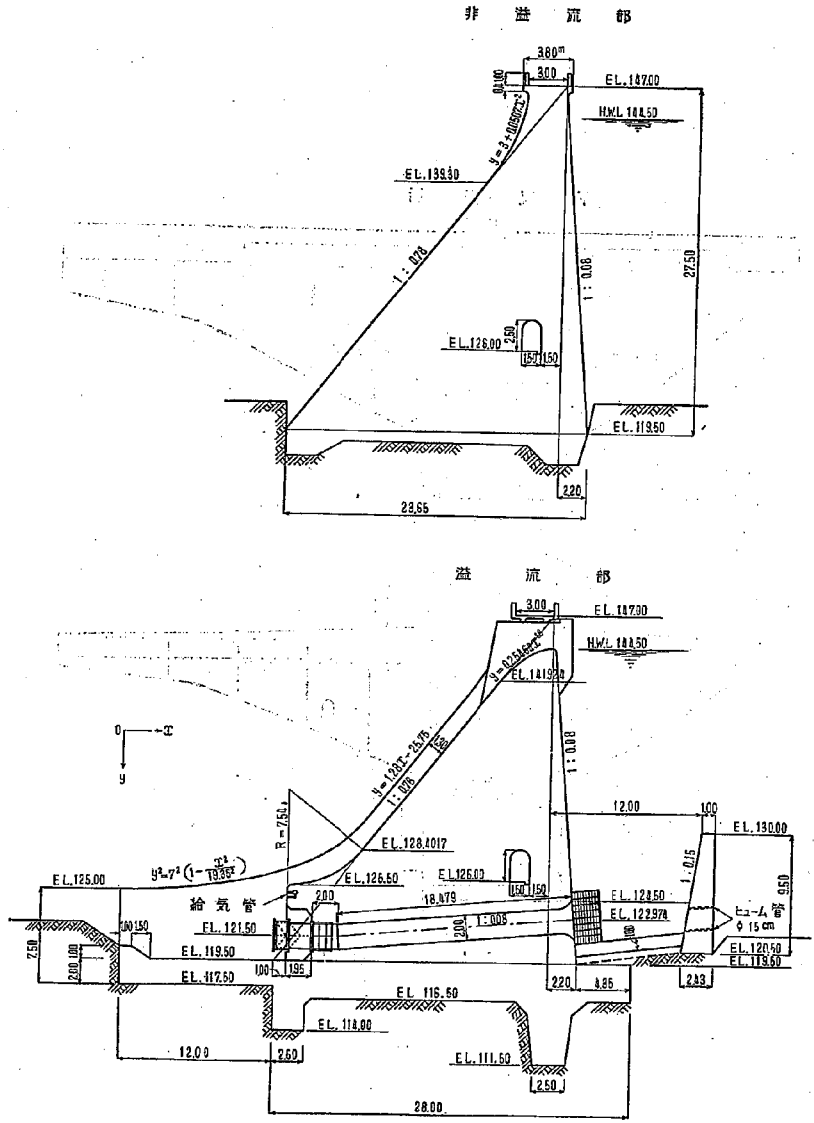
Ⅳ 結　　語

以上，Ⅲ型放水管の水勢減殺法について，2通りの実例を挙げかつその機能を論じた。なお，この外にも幾つかの案が考えられるので，機会あり次第それらについても実験研究を行いたいと思っている。

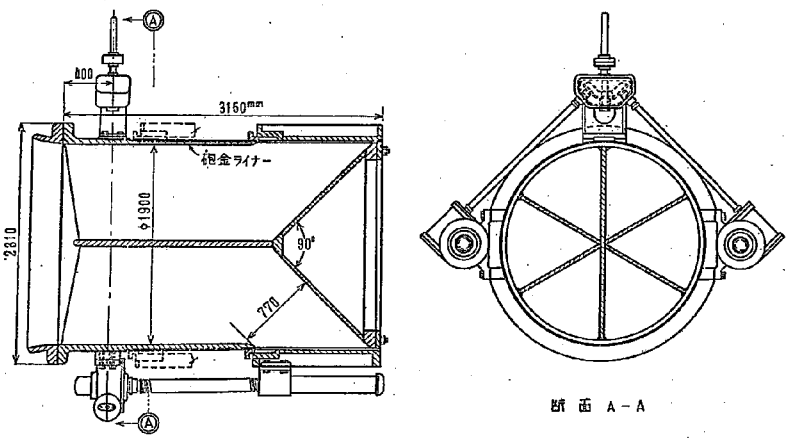
終りに，本実験に絶大の御協力を頂いた茨城・香川両県の当局の方々，並びに藤井川防災ダムの水理実験を責任担当した河川構造物研究室の加藤鉄蔵君，五名ダムの実験を担当した神田　悟君，に対しこゝに深甚の感謝の意を表する。


下流面図
106.00m
69.50
EL.133.00
EL.133.00
1:0.2
1:0.2
16.50
平面図
37.80
13.00
r=200
r=200
3.00
5.25
6.00
5.25
12.00
16.75
19.95

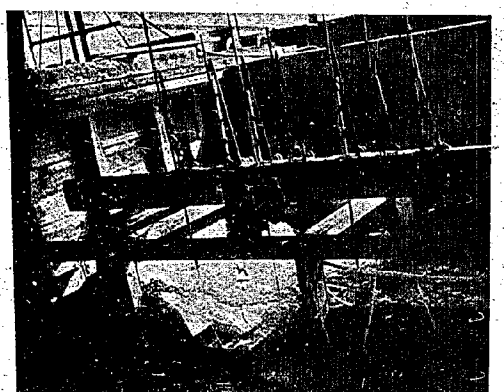
附図—1　五名ダム


非 溢 流 部
3.80m
3.00
EL.147.00
H.W.L 144.50
EL.139.30
1 : 0.78
1 : 0.08
27.50
EL.126.00
2.50
EL.119.50
2.20
23.65
溢 流 部
3.00
EL.147.00
H.W.L 144.50
EL.141.924
1 : 0.08
1 : 0.78
R = 7.50
12.00
1.00
EL.130.00
EL.128.4017
EL.125.00
EL.126.50
EL.126.00
給気管
18.479
EL.124.50
EL.122.974
ヒューム管
φ 15 cm
EL.121.50
EL.119.50
EL.117.50
EL.120.50
EL.119.50
EL.116.50
EL.114.00
EL.111.50
12.00
2.50
28.00
2.20
4.85
2.43
9.50
7.50

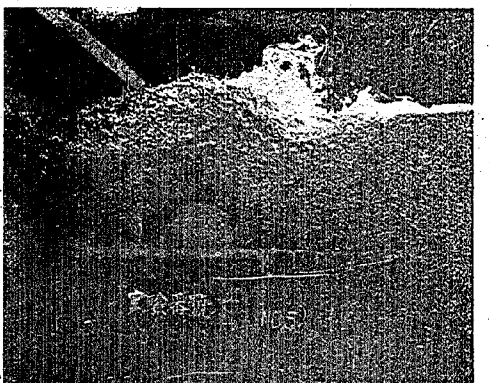
附図—2 五名ダム



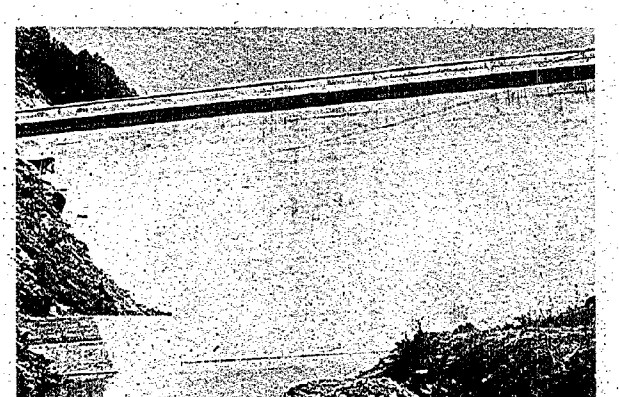
附図—3　HOWELL-BUNGER VALVE DETAILS



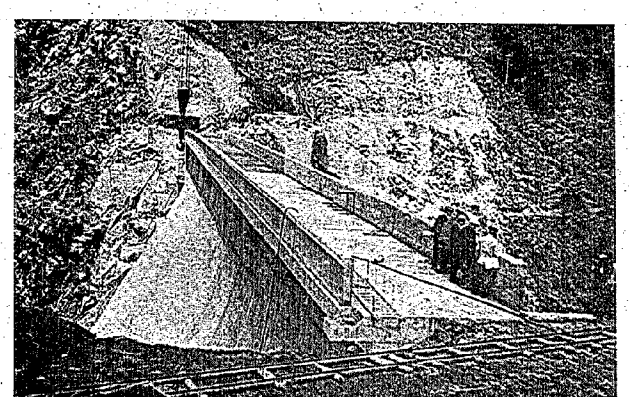
写真—1　藤井川防災ダム水叩部実験



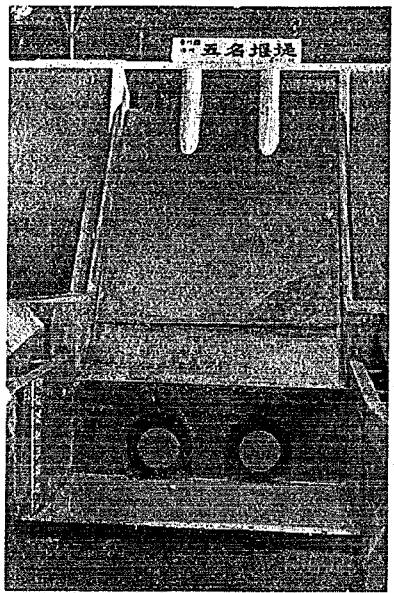
写真—2　藤井川防災ダム実験（実験—V，流量 36.30 l/sec）



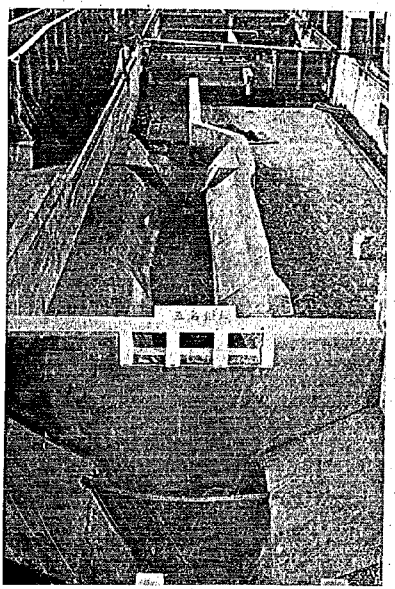
写真—3　竣工せる藤井川防災ダム（下流面）



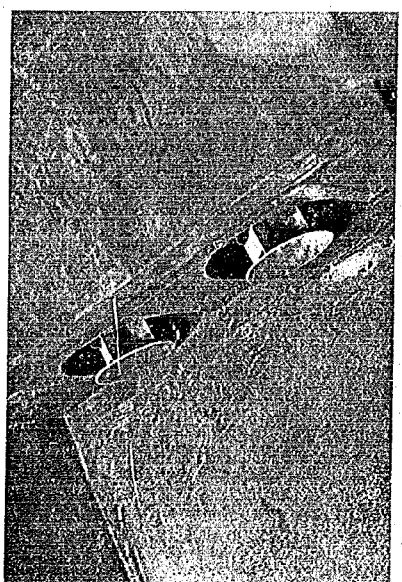
写真—4　竣工せる藤井川防災ダム（堤頂）



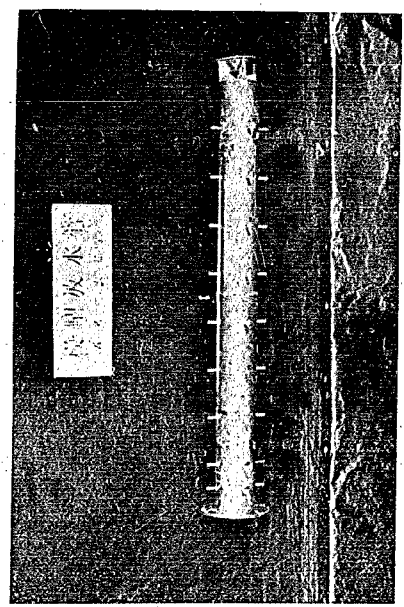
写真—5　五名ダム模型（下流面）



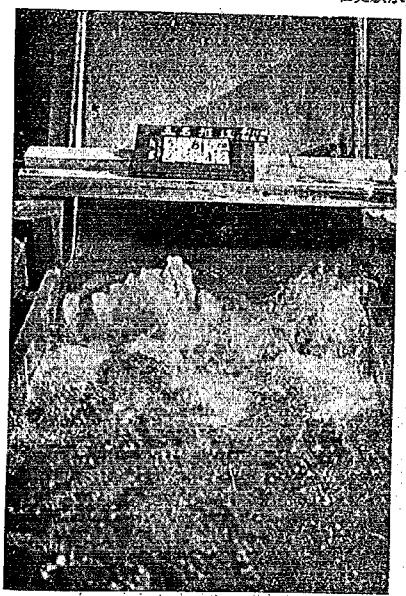
写真—6　五名ダム模型（上流面）



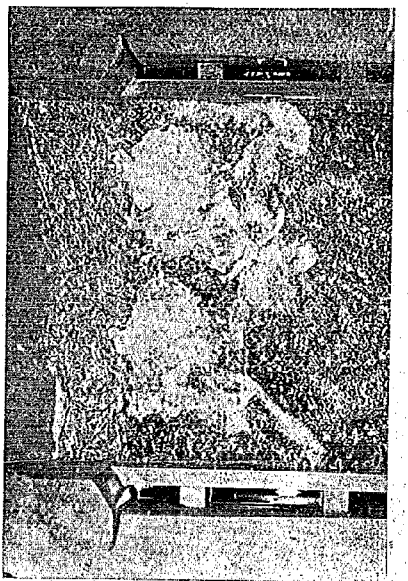
写真—7　五名ダム模型（放水管出口部）



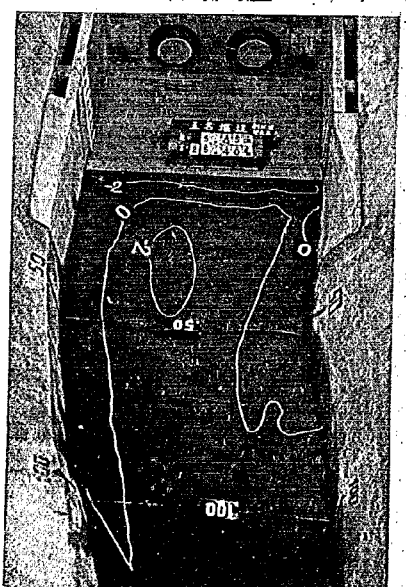
写真—8　模型放水管（五名ダム）



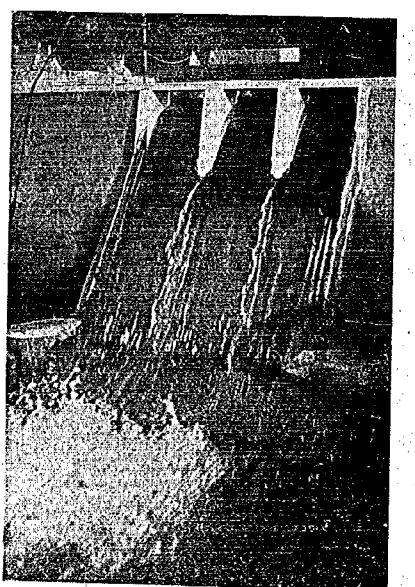
写真—9　五名ダム実験
(放水管2門全開，流量 25.4 l/sec)



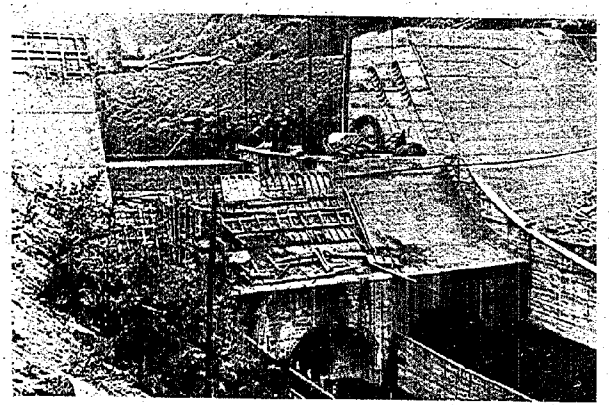
写真—10　五名ダム実験
(放水管2門全開，流量 25.4l/sec)



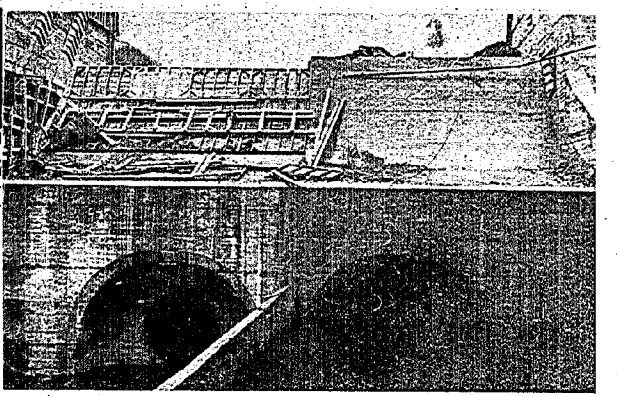
写真— 11　五名ダム実験河床洗掘状況
(放水管2門全開，流量 25.4 l/sec)



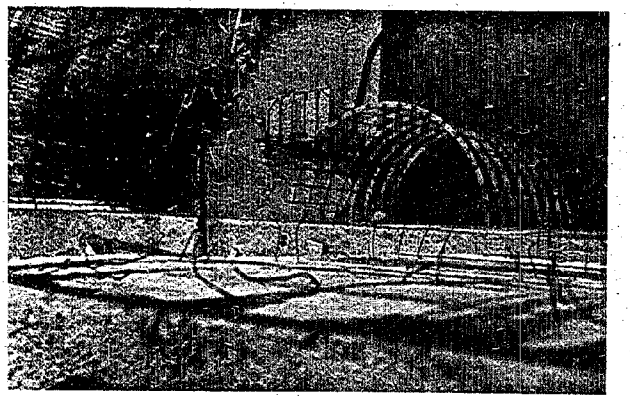
写真— 12　五名ダム実験
(放水管2門全開，流量 48.40 l/sec)



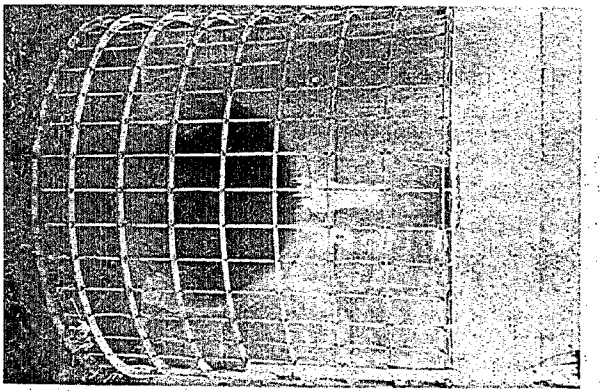
真写一 13　工事中の五名ダム（下流面，昭和 31. 3）



写真一 14　工事中の五名ダム（下流面）



写真一 15　工事中の五名ダム（上流側）



写真一 16　工事中の五名ダム（放水管入口）

道路の吹溜り防除工法に関する実験的研究（2）

——積雪地方における道路の冬季交通対策——

建設技官　谷　藤　正　三
建設技官　小　川　哲　夫

（昭和 30 年 6 月）

目　　次

要　旨……（1）
Ⅰ　現地の風速分布の測定に使用せる極小型三風杯ロビンソン（Robinson）風速計等について……（2）
Ⅱ　現地の吹雪密度の高度分布（飛雪量の高度分布）の測定計器等について……（3）
　附　積雪の含水量測定器と比重測定器等について
Ⅲ　模型実験に使用せる変形 N. P. L. 小型風洞等について……（7）
Ⅳ　風洞の風速の測定計器等について……（7）
Ⅴ　模型雪による実験的方法等について……（8）
む　す　び……（9）

要　　旨

本報告は，現地の風速分布の測定に使用した風速計，現地の吹雪密度の高度分布（飛雪量の高度分布）の測定計器，模型実験に使用した風洞，風洞の風速の測定計器，模型雪による実験的方法等についての報告である。

効果的な道路の吹溜り防除工法を求めるためには，現地の風速分布の測定と吹雪の密度分布の測定等が必要である。風洞模型実験は，それらの現地のデータに基づいた条件によって行わなければならない。

従来，積雪地方において，道路の吹溜り防除工法を対象とした，あるいはそれに直ちに利用できる風速分布の測定，吹雪密度の高度分布の測定等のデータは極めて少い。その多くは，単一の風速計による平均風速の測定データである。また，吹雪密度の高度分布の測定も，同時観測による高度分布の測定はほとんど得られていない。

これらの現状に対して，本実験においては，現地の風速分布の測定等に極小型三風杯ロビンソン風速計等を使用し，吹雪密度の高度分布の測定には特殊の計器を試作した。

一方，風洞模型実験においては，従来のゲッチンゲン（Göttingen）型風洞では，本実験の所期の目的を達成するのに十分でないので，新たに変形 N.P.L. 小型風洞（Small Wind Tunnel of the Modified National Physical Laboratory Type）を試作した。

その風洞の風速の測定には，プラントル標準型ピトー静圧管（Prandtl Standard Pitot-Static Tube）とゲッチンゲン型マノメータ（Göttingen Type Manometer）とを使用し，風速分布の測定には，より細い小型のプラントル型ピトー静圧管等を試作し，使用した。

風洞模型実験においては模型雪として炭酸マグネシウムを使用した。

本報告の目的は，これらの諸計器について述べることにある。

I 現地の風速分布の測定に使用せる極小型三風杯ロビンソン (Robinson) 風速計等について

効果的な道路の吹溜り防除工法を求めるためには，現地の風速分布の測定が必要である。従来，積雪地方において，道路の吹溜り防除工法を対象とした，あるいはそれに直ちに利用できる風速分布の測定等のデータは極めて少い。その多くは，単一の風速計による平均風速の測定データである。

現地の風速の垂直分布の測定を行つて，地面附近の風の諸性質を調べ，特に，乱れのある場合の動粘性係数，乱れの強さ，乱れの大きさ（気塊の大きさ）等を推定するために，極小型三風杯ロビンソン風速計を使用した。本風速計は，東京大学理工学研究所河田研究室の設計によるものである。写真—1 はその外観であり，写真—2 は風速計と度数計 (counter)，風速計を取り附けて測定中の状況を示すのが写真—3 である。カップの直径は 1.5 cm，回転中心からカップ迄の長さは 2.8 cm で，カップの数は 4 箇でなく 3 箇である。これは 3 箇の方が慣性が小さいためである。カップの回転数はスパーギアによつて 5 回転毎に電接するようになつており，電接の数は電話の度数計 (counter) を利用し数箇を同時に読み取り得るようにしてある。乾電池は 6 ボルトにして内蔵した。

各高度に風速計を簡単に取り附けるために，ジュラルミンの薄肉管を 3 本継ぎ合せて 5m の高さ（2m のものが 1 本，1.5m のものが 2 本）と 5 本継ぎ合せて 10m の高さ（2m のものが 5 本）になる携帯用の支持棒 (pole) を使用し，色々の高さに風速計を取り附けるようにした。地面附近の風速分布は近似的に高さの対数に例して増加するすなわち対数法則に従うことがわかつているので，支柱(pole)の 1m 以下には 20cm 間隔に，1m 以上には 1m 間隔に風速計を取り附けることにした。

かくして，地上 5m の高さ迄と 10m の高さ迄とにおける風速分布の同時測定が可能となつたのである。

しかしながら，風上側から風下側にいたる，すなわち風路に当る各地点，あるいは，風路に直角の方向の各地点の風速分布の同時測定を行うためには，その地点の数だけのポール（風速計を取り附けた）がなければならない。このことは実際上，費用，観測人員等の関係で困難であつたので，本実験においては次のような方法を採用した。

測定しようとする各地点の風速分布を順次にポール（風速計を取り附けた）を移動して測定し，風上側の一固定点に地上 1m に据え附けた標準風速計によつて基準風速を同時に測定して，これらの測定値の比をとり，各地点のいわば風速比分布を求めたのである。

特に，本実験の目的である防雪柵の防風効果の測定には，この方法によつて統一した。

なお，使用した標準風速計は風車型標準風速計と中筏式風向風速計（ビラム携帯用風向風速計）とである。風車型標準風速計は横河電機の電気回転計に直径 300 mm，巾 30 mm，4 枚羽根の風車を取り附けたもので，風車はジュラルミン製，羽根の角度は回転面に対して 24° である。風車により発生した交流の電圧を交流のボルトメータ（普通の市販品を少しく改造したもの）にて読むことにした。その較正はこの風速計を標準型の風洞に

て，ピトー管風速計と同時測定をして行つたものである。本風速計も東京大学理工学研究所河田研究室の設計によるものである。

中浅式風向風速計は一定時間（30 sec）の風行距離すなわち風程を読み取り，秒速何メータ等に表わせるものである。風車型標準風速計も中浅式風向風速計も三脚の上に組み立てられ，1m 前後の任意の高さに調節できるようにしてある。

この外に，その地点の風速と防雪柵の防風効果の概略値を簡便に知るために大田式ハンド風速計を使用した。この風速計は三脚を使わずに手に持つて，一定時間（30 sec）の風行距離を読み取るものである。

写真—4 は風車型標準風速計を三脚の上に組み立てた状況，写真—5 は同様の中浅式風向風速計，写真—6 は大田式ハンド風速計の外観を示す。

野外用の風速計としてはこの外，熱線風速計があるが白金線が切れ易い等の欠点もあるので，今回の実験では堅牢という点に着目して使用しなかつた。しかしながら，自然の風の研究にも，使用方法さえ考慮すれば，十分役に立つものである。

さらにこの外，ピトー管，Yawmeter 等の使用も考えられる。それらに接続するマノメータはゲッチンゲン型マノメータを野外に持参して使用しなくても，U字管に水を入れた傾斜マノメータを使用して十分である。今回の実験では前述の風速計で十分その目的を達しているのでこれらも使用しなかつた。

要するに，本実験の目的に対して，現地の風速分布の測定には，極小型三風杯ロビンソン風速計を主体的に使用して十分である。本風速計の較正も標準型の風洞にて，ピトー管風速計と同時測定をして行つたものであるが，風車型標準風速計と同様，何れも良好な結果が得られている。

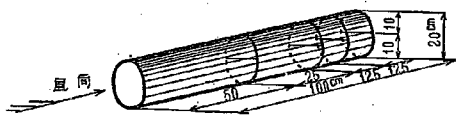
Ⅱ　現地の吹雪密度の高度分布（飛雪量の高度分布）の測定計器等について

効果的な道路の吹溜り防除工法を求めるためには，現地の風速分布の測定と同時に吹雪の密度分布（飛雪量の高度分布）の測定等が必要である。従来，積雪地方において，道路の吹溜り防除工法を対象とした，あるいはそれに直ちに利用できる吹雪密度の高度分布等の測定のデータは極めて少く，同時観測による飛雪量の高度分布の測定はほとんど得られていない。

この現状において，本実験ではその目的から，次のような吹雪密度の高度分布測定器を試作し使用した。

各採雪筒は内径 20 cm，長さ 100 cm のジュラルミンの薄肉管で，その中央から後方は円形の下半分を半円形に遮断する防風板を4枚有するものである。図—1 はその略図を示す。これを水平にポールに取り付けて，筒口を風向に向ければ吹雪が筒内を通過する際の防風板による風速の低減からその防風板の前後に吹溜りを作る。これを重量で秤量するのである。

各高度にこの採雪筒を簡単に取り付けるために，鉄製の薄肉管を3本継ぎ合せて 6m の高さ（2m のものが3本）になる携帯用の支持棒（pole）を使用し，色々の高さに採雪筒を取り付けるようにした。地面附近の吹雪密度の高度分布は近似的に高さに比例して減少することが推定されるので，支柱（pole）の 1m 以下には 50cm



図—1 円形採雪筒の略図

間隔に，1m 以上には 1m 間隔に採雪筒を取り附けることにした。

かくして，地上（あるいは雪面上）6m の高さ迄における吹雪密度の高度分布の同時測定が可能となつたのである。

この測定において得られるデータは必ずしも吹雪密度の高度分布の絶対量を示すものではない。吹雪が筒内を吹き抜ける際筒内の4枚の防風板のみによつて吹雪流の中の雪粒が全部吹き溜められるとは限らないし，単位時間の測定では吹雪密度の長時間的変化に基く誤差もまたまぬかれない。しかしながら，吹雪密度比の高度分布は求められる。

この外，口径 3cm の角形で，長さ 24cm のブリキ製の採雪筒をも試作し使用した。その後方は断面を拡大して吹雪が筒内を吹き抜ける際，風速が低減するようにし，また後方出口の下半分を防風板で遮断した。そしてその防風板は上方に引き抜けるようにしてあり，適当な角形の小型スコップで採雪筒の内部に吹き溜つた雪を掻き出して秤量できるようにした。

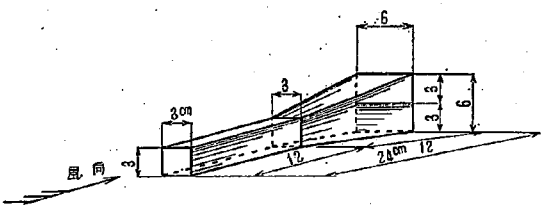
各高度にこの採雪筒を簡単に取り附けるために，木製角柱を使用した。角柱の高さは 2m，高さ 1m 迄は 10 cm 間隔，1m 以上は 20cm 間隔に取り附けた。

これらの支持棒は前述の極小型三風杯ロビンソン風速計と同様に，支持台の中に差し込み，適当な高さの2箇所から各3本づつ支持綱を出し，地面に打ち込んだ支持杭にそれぞれ結び附けて固定する。

なお，極小型三風杯ロビンソン風速計と同様に，支持棒の先端にはジュラルミン製の風向矢羽を取り附けて風向を知る目安とした。

各採雪筒は高さの方向にポールに対して交互に取り附けて安定のバランスをとるようにしてあるが，各採雪筒の吹溜り量が多くなつてくるとかなりの荷重になるので，ジュラルミンの薄肉管（軽量で携帯に比較的便利なのであるが）を使用することができず，かなり重量の鉄製の中肉管をやむを得ず使用した。

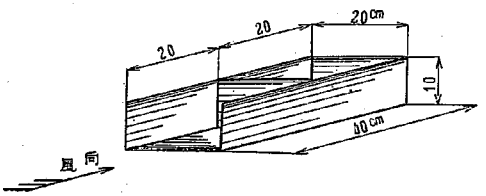
図—2 は角形採雪筒の略図であり，写真—7 と写真—8 とは組み立てられて測定中の円形採雪筒と角形採雪筒との状況を示す。



図—2 角形採雪筒の略図

ボールに取り付けられたこれらの採雪筒は本実験の目的である防雪柵の防雪効果の測定に十分役立つものであるが，なおこれらの外，防雪柵の防雪効果を簡便に知るために次のような採雪函をも試作し使用した。

巾 20 cm，奥行き 40 cm の塵取り状のブリキ製の函で，その奥行き方向の中央に前述の採雪筒の防風板に相当する仕切り板を置いたものである。図—3 はその略図を示す。これをその防雪柵の前後，風上側から風下側へいたる各地点，すなわち風路に当る各地点に置いて，単位時間に各函内に吹溜る雪量を重量で秤量して防雪効果の比較測定をするものである。



図—3　採雪函の略図

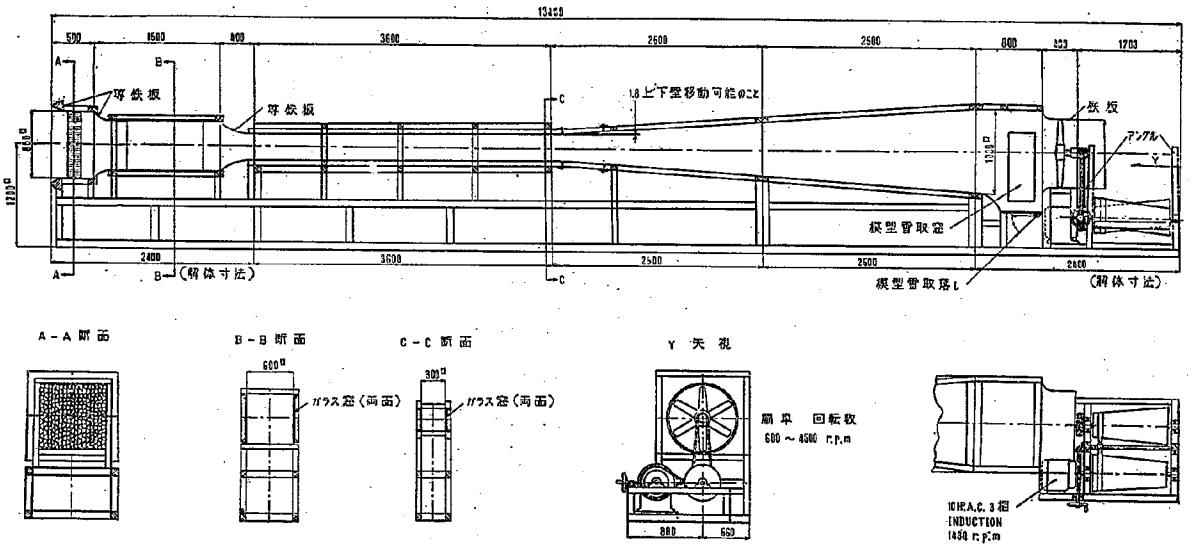
附　積雪の含水量測定器と比重測定器等について

以上述べた測定方法の対象とするものが，吹溜り現象を支配する諸因子の中で最も大きく作用するのであるが，積雪の含水量と比重も副次的には影響を及ぼすものであるので，参考資料としてデータをとることにつとめた。使用した計器は，遠心分離器法による含水量測定器と単位重量測定法による比重測定器である。積雪の含水量の測定には従来苦心されてきたが，現在迄主に使用されているのは，水と氷との熱容量の差を利用して，熱容量測定から間接的に求める方法である。しかしながら，この方法も手間がかゝり一回の測定に 30～40 min を要し，且つ ±2 % より誤差を小さくすることは困難であつて，そのために，野外の測定はほとんど不可能とせられていた。この困難をなくするために，その比重が水 (1.000) と氷 (0.917) との間にあつて，0°C でもさらさらしていて，水や氷を溶かしたり，反応したりしない液を求めて，比重の差で，その液の上下に氷は浮かし，水は沈めて水分を遊離し，直接その量を読むのである。これに適する液として，Di-ethyl-Anilin (比重 0.934) を使用し，±1 %の誤差以下で，5 min 以内に測定できるものである。要するに，0.01 cc 迄目盛のある 10 cc 試験管のついた携帯用手廻し遠心分離器を用い，この中に 0.1 gm 迄秤量した 2 gm の雪塊を入れ，これに約 7 cc の Di-ethyl-Anilin を注いで廻転し，水分だけをその試験管の底に分離して，その量を読む。そして，廻転の摩擦熱や外気からの熱伝導による融解水は，廻転数—分離水量の曲線から分離する。その際の廻転の諸元は次の通りである。

ハンドルの廻転は，30 scc で 60 廻転，すなわち，2 R/scc で，試験管の廻転は 32 R/scc となる。

本測定方法は，当時科学研究所黒田正夫，当時国鉄新潟管理部古川巌両氏の考案になるものである。写真—9 はそれを測定台に取り付けた状況を示す。

積雪の比重測定器は内径 51.5 mm，高さ 48.0 mm の直円筒，つまり 99.98 cm^3 ≒ 100 cm^3 当りの積雪を



図—4　本風洞の最初の設計図

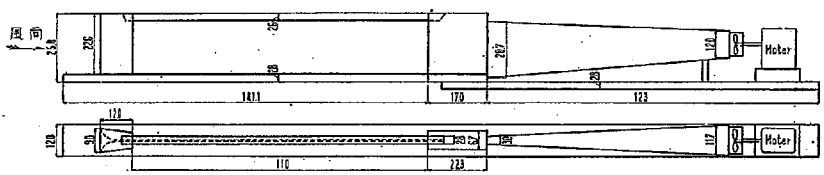
抜き取り，その重量を測定して単位容積重量（容重）を求めるものである。現在迄使用して来たのは，金属製でその外側が一方の端だけ刃物状に傾斜がついていて積雪中に押し込み易くなつている。それによつて積雪中から容器のまゝ抜き取つた試料は，さらに上下面を包丁状の箆で綺麗に切り取つた上，丁寧にその容器から押し出して 0.5 gm 程度迄正確に測れる金属製の小型竿秤でその重量を測定するのである。そのグラム数を 1/100 すれば，それが求めるその積雪の比重である。写真—10 はその測定中の状況を示すものである。

Ⅲ　模型実験に使用せる変形 N.P.L. 小型風洞等について

従来，防雪柵等の風洞模型実験において使用されている風洞はゲッチンゲン（Göttingen）型風洞のようであるが，この形式の風洞では本実験の所期の目的を達成するのに十分でない。それは模型防雪柵の前後，風上側から風下側へいたるいわゆる風路にかなり長い距離を必要とし，しかもその風路は平行なものでなければならない。かゝる要請から，本実験においては新たに変形 N.P.L. 小型風洞 (Small Wind Tunnel of the Modified National Physical Laboratory Type) を試作した。測定箇所の断面は内径 30 cm の角形と内径 60 cm の角形の2箇所を有する。測定箇所は本実験の目的から，外部から容易に観察できるように両側面はガラス窓とし，しかも窓枠毎全部容易に取り外しができるようにした。測定箇所の長さは，実験の目的からして最も注意したところであるが，種々検討の結果，実験に主に使用する内径 30 cm の断面の部分は両側面共長さ 90 cm の4枚の窓として全長 3.60 m とし，内径 60 cm の断面の部分は両側面共長さ 90 cm の窓1枚とした。

本風洞は，以上の基本寸法に基いた東京大学理工学研究所河田研究室の設計によるものである。風洞の本体は全部木製で，吸込型 (Suction Type)，その動力は 10 HP の3相交流誘導電動機 (induction motor)，プロペラは6枚羽根を使用している。その変速部のフレイムは最初木製であつたが，振動が激しいので，アングルを熔接した鉄製のフレイムに改良した。その後，変速装置にもさらに改良を加えた。図—4 は本風洞の最初の設計図を示す。写真—11，写真—12 は側面と斜面とから観た各本風洞の全景である。現在，本風洞の最大出力は 20 m/sec である。

なおこの外，煙風洞を試作した。その断面は巾 3 mm，高さ 200 mm，観測箇所は両側面共ガラスで長さ 1,100 mm のものである。図—5 はその煙風洞の設計図であり，写真—13 はその全景である。



図—5　煙風洞の設計図

Ⅳ　風洞の風速の測定計器等について

風洞の風速の測定には，プラントル標準型ピトー静圧管 (Prandtl Standard Pitot-Static Tube) とゲッチン

ゲン型マノメータ（Göttingen Type Manometer）とを使用し，風速分布の測定，特に模型の周りの風速分布の測定には，より細い小型のプラントル型ピトー静圧管等を試作し，使用した。

風速分布の測定には，熱線風速計も大いに役に立つものである。

今回の実験には，前述のピトー静圧管等でその目的を達したので，実験には使用しなかつた。

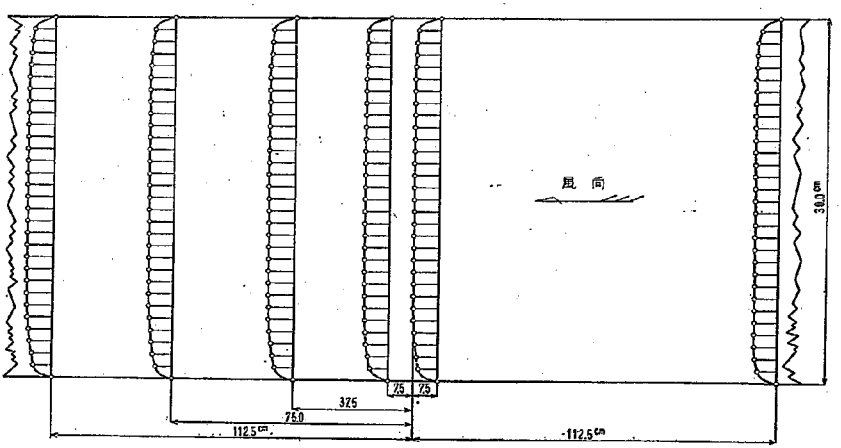
これらの外，球形ピトー管風向風速計等をも試作し，使用した。

写真—14 はこれらのピトー静圧管（Pitot-Static Tube）であり，写真—15はゲッチンゲン型マノメータ（Göttingen Type Manometer），写真—16 はそれらの測定中の状況を示す。ゲッチンゲン型マノメータには無水エチル・アルコール（99.8%）を使用する。

風速や風速分布等の測定には，風洞の上面の適当な位置に適当な直径の孔を開け，その孔から各ピトー静圧管を差し込んで測定するのであるが，実験の精度と能率を挙げるため，ピトー静圧管昇降支持装置等をも試作した。写真—17 はそれらを示す。それらの孔は必要でない時は，ゴム栓を詰めて蓋をしておく。

風洞の測定箇所の各角形断面は，その高さの 1/2 迄を模型実験に使用した方がよい。アメリカ等で行われた模型実験には，風路の模型の上面にそれと同一の模型を逆向きに作つて風路の気流の対象性を保持しているものもある。

図—6 は風洞の風路の各角形断面の風速比分布を示すものである。基準平均風速 6 m/sec，風速測定時のゲッチンゲン型マノメータ内の無水エチル・アルコール（99.8%）の温度は 9°C であつた。なおこの外，二液マノメータ，傾斜マノメータ等をも試作し，使用した。



図—6　風洞の風路の各角形断面の風速比分布

Ⅴ　模型雪による実験的方法等について

本実験の目的から，風洞模型実験の模型雪としては種々の材料が考えられるが，その特性と費用の面とから検討の結果主に炭酸マグネシウムを使用した。この粉末は白色で，雪庇に似た現象をも現出するので，現地の状況を風洞内で再現するのには適当な材料である。これらの材料の特性についての基礎実験等は後述する。

次に問題となるのは，吹雪の発生方法であるが，最初は模型雪をフルイで一様の厚さに散布し，その上に風を吹かせて模型雪を舞い上らせいわゆる飛雪の現象としたのであるが，後には風洞風路の風上の上面に風路を横切つて適当なスリット（slit）を作り，そこから模型雪を落下させ，模型雪が風に乗り，また落下して，降雪と飛雪いわゆる吹雪の現象を再現させる方法をとつた。そのスリットは，風速分布の測定中等で必要でない時は蓋をしておくようにしてある。

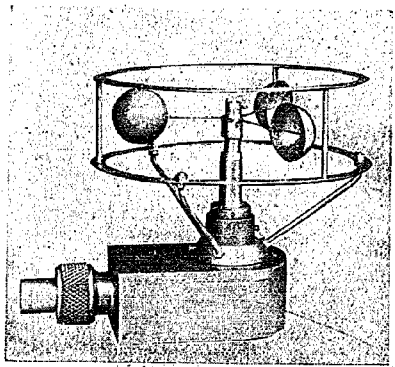
風路の下面と模型上には，茶褐色等の木綿布を一様に敷き，模型雪の滑りに対して粗度を増し，模型雪の観察を容易にした。

煙風洞等における流線の観測には細糸，あるいは濃塩酸とアムモニヤ水とによる塩化アンモンの白色煙，線香の煙等を利用した。

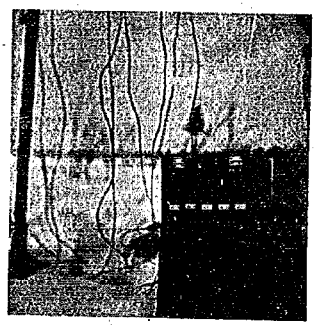
む　す　び

本報告は，この実験的研究の第2報として，現地の風速分布の測定に使用せる風速計，現地の吹雪密度の高度分布（飛雪量の高度分布）の測定計器，模型実験に使用せる風洞，風洞の風速の測定計器，模型雪による実験的方法等について述べたのであるが，引き続いて第3報以後において現地実験，風洞模型実験等に関して報告し，本実験的研究 ―道路の冬季交通対策― を完結する。

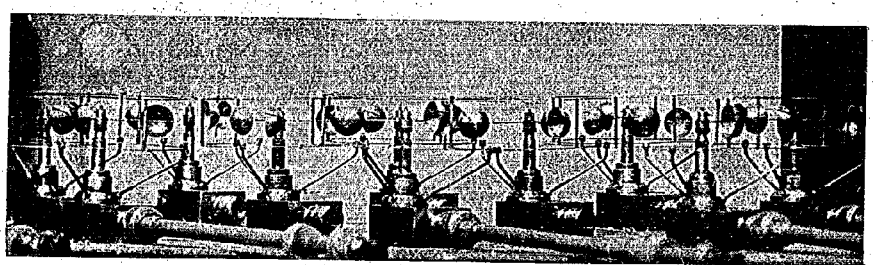
なお，本研究を行うに当り終始御協力を戴いた建設省東北地方建設局各位に対し謹んで感謝の意を表する。



写真—1　極小型三風杯ロビンソン風速計の外観

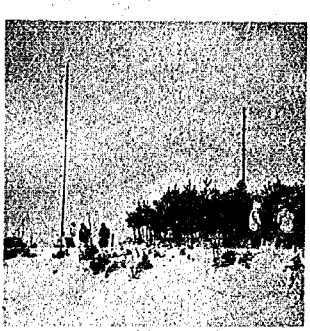


写真—2 の 1

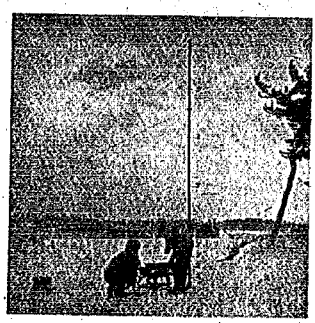


写真—2 の 2

写真—2　極小型三風杯ロビンソン風速計と度数計（counter）

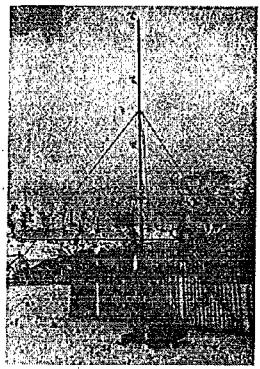


写真—3 の 1

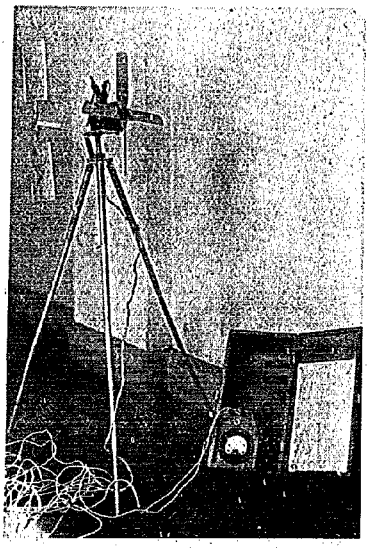


写真—3 の 2

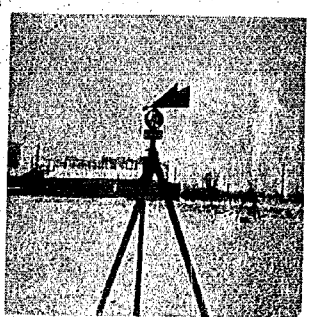
写真—3　極小型三風杯ロビンソン風速計をポールに取り附けて測定中の状況



写真—3の3

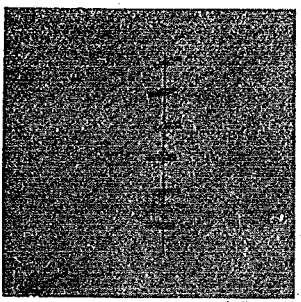


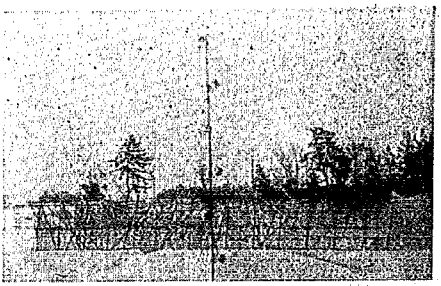
写真—4　風車型標準風速計を三脚の上に組み立てた状況



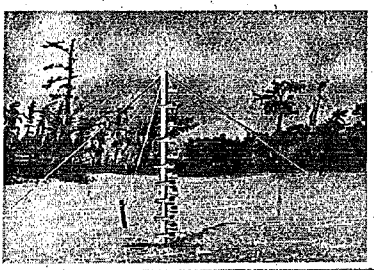
写真—5　中段式風向風速計を三脚の上に組み立てた状況

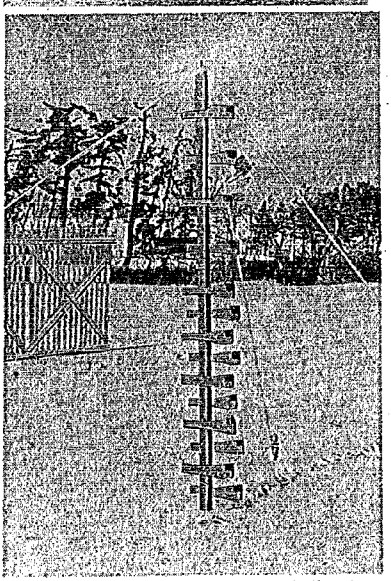
写真—6　大田式ハンド風速計の外観





写真—7　組み立てられて測定中の円形採雪筒の状況



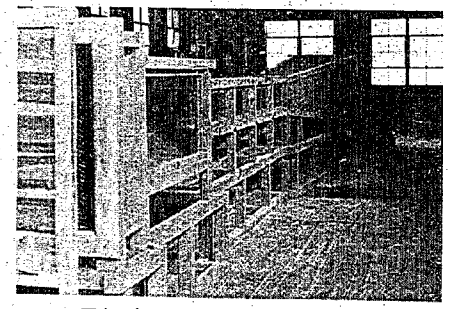


写真—8　組み立てられて測定中の角形採雪筒の状況

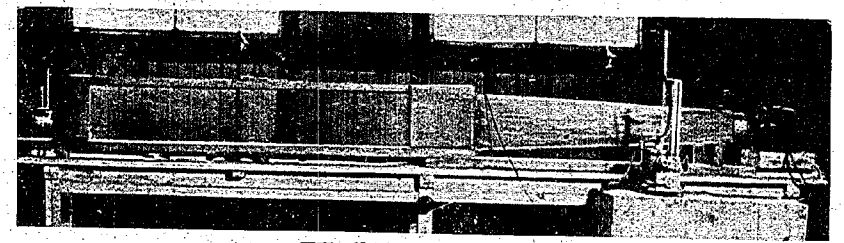
写真—9　遠心分離器法による積雪の含水量測定器を測定台に取り附けた状況

写真—10　積雪の比重測定器で測定中の状況

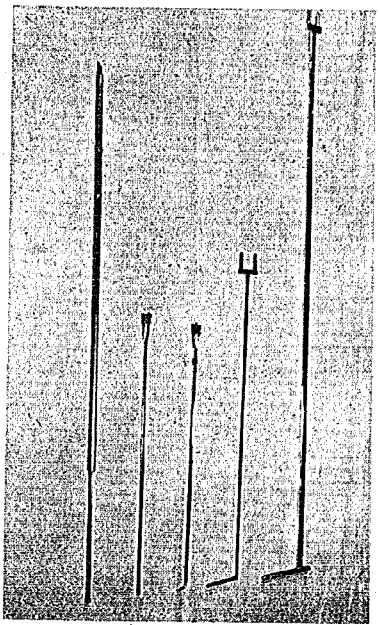
写真—11 側面から見た本風洞の全景



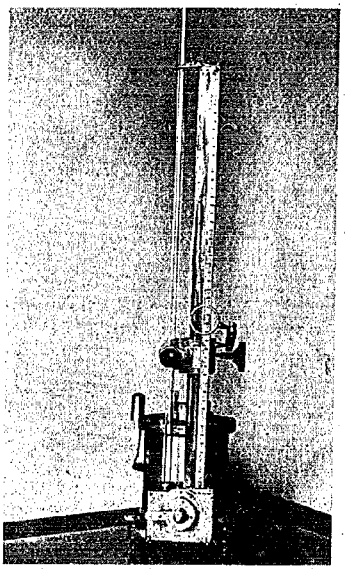
写真—12 斜面から見た本風洞の全景



写真—13 煙風洞の全景

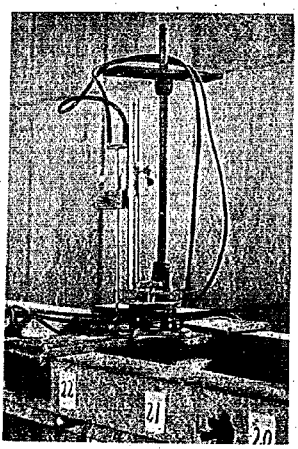


写真—14 各種のピトー静圧管 (Pitot-Static Tube)



写真—15 ゲッチンゲン型マノメータ (Göttingen Type Manometer)

写真—16 ゲッチンゲン型マノメータにて測定中の状況



写真—17 ピトー静圧管昇降支持装置

中庸熱セメント試験成績

建設技官 有泉昌
建設技官 小松原正夫
建設技官 牧隆正
建設技官 安沢俊二

昭和31年7月

目次

Ⅰ まえがき……(1)
Ⅱ 試料および試験法……(1)
Ⅲ 試験結果……(2)
Ⅳ むすび……(4)

Ⅰ まえがき

さきに著者等は本邦産中庸熱セメント，低熱セメント，およびポゾランセメント等の低発熱型セメントの水和熱，モルタル強度等の諸性質とセメントの化学的組成との関係を報告した（土研報告第87号）。それ等のセメントは試験炉によるものまたは試製品であり，何れも昭和25年下期に製造されたものである。

今回報告する中庸熱セメントの試験成績はその後工場において製造された見本品，および実際に堰堤現場で使用されたものである。中庸熱セメントは一般に使用者側と製造工場との契約により製造され，市場では自由に入手できない現状であり，また使用者側は常に全項目にわたつて試験を行うとは限らない。したがつて自己の現場に使用したセメント以外に，どのような性質のセメントが製造され，また各現場で使用されているかを明らかとし参考に供したいと思う。

Ⅱ 試料および試験法

試料は堰堤工事現場から送られたものと工場より送られたものとがある。現場より送られたものには，現場当事者が任意に選定したもの，または特に指定した試料採取法により採取したものをふくむ。工場より送られたものには使用者側係員立合のもとに採取したもの，および工場当局により選定された試料とがある。これら試料の取扱には注意が払われている。セメントの製造工場，納入先等を表—1に示す，試料No. 7~13は鳴子ダム用セメント示方書作製のために各工場に提出依頼した見本品であり，この内No. 13の試料は使用クリンカーが古く見本品として適当ではない。No. 17, 28はフライアッシュ混合用として特に製造されたものである。No. 2は長安口ダム用としての見本品であり実際には使用されていない。試験法は化学分析，物理試験，水和熱，比表面積等すべてJIS法によつた。試験は試料到着後一週間以内に着手した。

表—1 試料セメントの製造工場及び使用先

製造会社	工場	使用現場	試料番号	製造年月	備考
磐城セメント社	四倉工場	鳴子ダム	No 9	昭 29. 1 月	乾式（見本品）
	〃	五十里ダム	No 25	昭 28. 8 月	〃
	〃	〃	No 26	昭 29. 10 月	〃
	〃	〃	No 27	昭 30. 5 月	〃
宇部セメント社	宇部工場	上椎葉ダム	No 16	昭 29. 12 月	湿式
大阪窯業セメント社	大阪工場	鳴子ダム	No 12	昭 29. 1 月	乾式（見本品）
	伊吹工場	美和ダム	No 17	昭 30. 5 月	湿式（見本品）
	大阪工場	長安口ダム	No 19	昭 29. 7 月	乾式
	〃	〃	No 22	昭 30. 5 月	〃
小野田セメント社	藤原工場	丸山ダム	No 1	昭 27. 12 月	湿式
	〃	鳴子ダム	No 7	昭 29. 1 月	〃（見本品）
	津久見工場	〃	No 8	〃	乾式（見本品）
	〃	上椎葉ダム	No 15	昭 29. 7 月	〃
	〃	長安口ダム	No 21	昭 29. 11 月	〃
	〃	〃	No 24	昭 30. 3 月	〃
秩父セメント社	秩父工場	鳴子ダム	No 13	昭 29. 1 月	湿式（見本品）
敦賀セメント社	敦賀工場	真名川	No 18	昭 30. 5 月	乾式
日本セメント社	土佐工場	物部ダム	No 3	昭 28. 4 月	乾式
	西多摩工場	小河内ダム	No 4	昭 28. 2 月	湿式
	〃	〃	No 5	昭 28. 5 月	〃
	〃	〃	No 6	昭 29. 1 月	〃
	佐伯工場	鳴子ダム	No 10	昭 29. 1 月	乾式（見本品）
	〃	〃	No 11	〃	湿式（見本品）
	佐伯工場	上椎葉ダム	No 14	昭 29. 8 月	乾式
	佐土工場	長安口ダム	No 20	昭 29. 7 月	〃
	〃	〃	No 23	昭 30. 4 月	〃
	西多摩工場	美和ダム	No 28	昭 31. 2 月	湿式
豊国セメント社	刈田工場	長安口ダム	No 2	昭 28. 3 月	乾式（見本品）

Ⅲ 試験結果

試料セメントの試験結果は酸化物組成，水硬性化合物量を表—2 に，水和熱の実測値を表—3 に，強さおよび物理的性質を表—4 にそれぞれ示す。

試料はすでに述べたように，数個所の堰堤用として製造されたものであり，仕様書もそれぞれ異なるからそれを一律に比較検討することは妥当でないので，ここでは試験の結果についてだけ述べることとする。

〔1〕 化学的組成

化学組成は表—2 に示したようであり，強熱減量，不溶残分は No. 13 の強熱減量（Ig.L.）No. 18 の不溶残分（Insol. R.）を除いて一般に低い値を示す。このことはセメント製造に注意が払われていることを示す。SiO_2 含量は普通セメントと比較して高く 22.63～24.75% の範囲にあり，SiO_2 含量は一般に中庸熱セメントとしては高い。Al_2O_3 は普通セメントと比較して低く 3.82～5.12%，Fe_2O_3 は高く 3.82～4.69% の範囲にある。CaO は 61.43～65.04% の範囲にあり総体的にみると低熱型に傾むいた組成を有している。No. 15,18,25,26,27, は他に比較すると MgO 含量がやゝ多い。

酸化物組成より計算される水硬性化合物量は C_3S, 31.2～51.3%, C_2S, 27.6～47.4%, C_3A, 2.7～7.0%, の範囲にある。水硬性化合物量からみると低熱型に傾むいた傾向はなお一層明瞭に認められる。このことは製造

初期のもの，すなわち昭和 27，28 年に製造されたものに多く認められる。水硬率（*H.M.*）は 1.90～2.00，石灰飽和度（L.S.R.）は 0.82～0.89 の範囲にある。普通セメントに比較すると水硬率，石灰飽和度は小さく活動係数は大きい。

2. 水和熱

水和熱の実測値を表—3 に示す。セメントの水和熱およびその発生状況はセメントの化学的組成によつて最も顕著に支配されるが粉末度，クリンカーの冷却方法，養生条件等によつても甚しい影響を受ける。この外 MgO，アルカリ，遊離石灰量等によつても影響を受ける。化学組成が低熱型に傾いていることは水和熱にも影響し，特に材令 7 日の水和熱において低く，総べての試料は A.S.T.M. Ⅳ型（低熱型）セメントの水和熱規格（7 日，60 cal/g 以下）に合格する。また材令 28 日では測定誤差を考慮すれば No. 1, 3, 7, 10, 11, 12, 14, 15, 16, 20, 22, 23 試料の水和熱は 70 cal/g 以下であり，低熱セメントの規格（70 cal/g 以下）合格している。CaO 高く，水硬率，石灰飽和度の大きな No 17 試料は他に比較して高い水和熱を示す。7 日の水和熱は 48～60 cal/g，28 日では 66～81 cal/g，90 日では 72～90 cal/g，180 日で 76～99 cal/g，360 日では 79～94 cal/g の範囲にある。No. 3, 5, 6, 15, 17, 28 試料は 7 日より 28 日に至る水和熱の増加は大きい。材令 180 日の水和熱が材令 360 日に比較して高い値を示した例も二，三あり，その原因はこれ等の試験結果のみでは明確になしがたいが測定上の誤差によることも考えられる。一般に溶解熱が低いものは水和熱も低い傾向を認めることができ両者の間にはほゞ直線関係がある。

〔3〕 強さおよび物理的性質

強さおよび物理的性質に関する試験結果を表—4 に示す。

比重は No 13 試料を除いて 3.15 以上であり普通セメントより大きい。No 13 試料は使用クリンカーが製造後相当時間経過したものを用いたものでそのため表面積，安定性，凝結時間の試験は行なっていない。粉末度は 88μ 標準網フルイの残渣 0.9～4.0%，比表面積で 2870～3610 cm^2/g の範囲にあり，大部分の試料は 3100 cm^2/g 以上の比表面積を有している。安定性，凝結はいずれも正常で異状凝結，二重凝結を起すものはない。しかし二，三の試料が凝結始発時間のおそいもの，標準軟度に要する水量の多いものがあるが JIS 規格には合格する。強さについては，No. 19, 20, 23 試料は長期材令において曲げ，圧縮とも低下している。一般に初期強度は比較的低く材令と共に強度が伸び中庸熱セメントの特徴は認めることができる。この強度の増加は材令90日迄は顕著でありそれ以後の強度増進は少なくなる。圧縮強さでは材令 3 日では 51～99 kg/cm^2，7 日：83～152 kg/cm^2，28日：204～411 kg/cm^2，90 日：352～599 kg/cm^2，180 日：413～543 kg/cm^2，360 日：432～523 kg/cm^2 の範囲にある。各材令に於ける圧縮強さの平均値をそれぞれの材令について示せば 69, 127, 297, 447, 476 kg/cm^2 となる。

No. 8, 17, 21, 22, 26, 試料は材令にともなう圧縮強さの増加が少ない。これに反して No. 11, 18 試料は他に比較して圧縮強さの増加は顕著である。

圧縮強さ（kg/cm^2）と水和熱（cal/g）との比をとると平均 7 日：2.3, 28 日：4.1, 90 日：5.5, 180 日：5.7 となる。各試料についてこの圧縮強さ，水和熱比を比較すると 7 日では No. 2, 6, 14, 20, 21, 22 試料は 1.4～1.9 程度で低い。28 日では No. 9 試料が 2.9 で特に低く，No. 4, 18, 19 試料は 5.1～5.3 で他に較べて高

表—2 酸化物組成および水

	酸化物組成 (%)									
	Ig. L.	Insol. R.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	CaO	MgO	SO_3	Total
No 1	0.41	0.40	24.42	4.14	3.47	0.21	64.09	1.43	1.00	99.57
No 2	1.13	0.56	23.45	5.11	3.85	0.04	62.83	1.05	1.31	99.33
No 3	1.51	0.74	23.92	4.58	3.58	0.12	62.61	1.13	1.46	99.65
No 4	0.43	0.26	23.16	5.12	4.69	Trace	64.00	0.85	1.00	99.51
No 5	0.40	0.29	24.56	4.13	4.45	0.16	63.82	0.84	1.20	99.85
No 6	0.50	0.22	24.01	4.48	4.15	—	63.74	0.84	1.13	99.07
No 7	0.92	0.65	23.91	4.12	3.54	—	63.15	1.85	1.33	99.47
No 8	1.17	0.67	23.71	3.98	3.55	—	63.19	1.19	1.22	99.28
No 9	1.69	0.47	23.97	4.15	3.89	—	61.43	1.33	1.11	98.04
No 10	1.72	0.51	23.71	4.31	3.78	—	62.06	1.39	1.32	98.80
No 11	1.06	0.28	24.75	3.82	4.33	—	62.55	0.88	1.12	98.77
No 12	1.41	0.51	23.00	4.48	3.59	—	63.08	1.36	1.76	99.19
No 13	4.92	0.18	22.63	4.40	3.76	—	59.77	1.48	1.53	98.67
No 14	0.80	0.53	23.74	4.09	3.92	—	63.40	1.99	1.43	99.30
No 15	0.67	0.49	23.87	4.01	3.65	—	63.76	2.24	1.27	99.96
No 16	0.80	0.09	24.17	4.10	4.00	—	63.85	1.45	1.52	99.98
No 17	0.53	0.70	23.08	4.40	3.72	—	65.04	1.30	1.11	99.88
No 18	0.70	0.82	23.52	4.19	4.01	—	63.08	2.14	1.22	99.78
No 19	0.83	0.65	23.68	4.51	3.76	—	63.07	1.26	1.46	99.25
No 20	0.70	0.31	23.69	4.54	4.22	—	63.16	1.22	1.32	99.16
No 21	0.87	0.36	23.51	4.62	3.79	—	63.60	1.35	1.36	99.46
No 22	0.75	0.15	23.77	4.15	4.25	—	63.50	1.41	1.84	99.82
No 23	0.57	0.33	24.58	4.18	3.94	—	63.53	1.18	1.23	99.54
No 24	0.78	0.45	23.30	4.79	3.92	—	64.00	1.51	1.08	99.83
No 25	0.67	0.51	23.72	4.22	3.99	0.02	63.65	2.15	1.19	100.12
No 26	0.61	0.58	22.74	4.54	3.92	—	62.97	2.73	1.40	99.49
No 27	0.47	0.29	23.73	4.11	3.97	—	63.71	2.12	1.53	99.93
No 28	0.40	0.24	24.14	3.98	4.21	—	64.58	1.20	1.27	99.97

い値を示す。材令 28 日以後はいづれも同程度の値を示すが，No. 23のみは 28 日以後特に大きな値を示す。

Ⅳ むすび

実際に堰堤に使用されたセメント，または工場で製造された見本セメントについてその化学組成，物理的性質，強さ，水和熱を測定し，最近の中庸熱セメントの品質の一端を明らかにした。ここにあげた試料は昭和 27 年 12 月より 31 年 2 月までに製造されたものであり，それぞれ異なつた現場に納入され，また仕様書も同一ではないのでこれを一律に比較すべきではない。しかしながらこれ等の製品は製造会社 8 社，工場数 14 工場の製品

硬性化合物組成

比率					水硬性化合物 (%)				
H.M.	A.I.	S.M.	I.M.	L.S.R.	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$
2.00	5.89	3.20	1.19	0.84	39.6	40.4	5.2	10.5	1.7
1.94	4.59	2.62	1.33	0.83	33.9	41.7	7.0	11.7	2.2
1.95	5.22	2.93	1.28	0.82	33.0	43.8	6.1	10.9	2.5
1.94	4.52	2.36	1.09	0.86	40.5	35.9	5.6	14.3	1.7
1.93	5.95	2.86	0.93	0.82	35.6	43.7	3.4	13.5	2.0
1.95	5.36	2.78	1.08	0.84	37.7	40.5	4.7	12.6	1.9
2.00	5.80	3.12	1.16	0.88	38.8	39.4	4.8	10.7	2.3
2.02	5.96	3.15	1.12	0.89	41.7	36.6	4.4	10.8	2.1
1.92	5.77	2.98	1.07	0.85	31.2	45.2	4.3	11.8	1.9
1.95	5.50	2.93	1.14	0.84	34.2	42.2	4.9	11.5	2.2
1.90	6.48	3.03	0.88	0.82	31.3	47.4	2.7	13.2	1.9
2.03	5.13	2.85	1.24	0.88	41.7	35.5	5.7	10.9	3.0
1.94	5.14	2.77	1.17	0.84	31.9	40.8	5.2	11.4	2.6
2.00	5.80	2.96	1.04	0.84	40.4	37.7	4.2	11.8	2.4
2.02	5.95	3.12	1.10	0.85	42.3	36.6	4.4	11.1	2.2
1.98	5.90	2.98	1.03	0.84	38.6	40.3	4.1	12.2	2.6
2.08	5.25	2.84	1.18	0.89	51.3	27.6	5.4	11.3	1.9
1.98	5.64	2.88	1.04	0.84	39.9	37.7	4.3	12.2	2.1
1.97	5.25	2.85	1.19	0.84	36.8	40.2	5.5	11.5	2.5
1.95	5.22	2.70	1.08	0.84	35.7	40.3	4.5	12.2	2.2
1.99	5.09	2.80	1.22	0.85	39.8	37.5	5.8	11.5	2.3
1.97	5.73	2.83	0.98	0.84	38.6	39.1	3.8	12.9	3.1
1.94	5.88	3.03	1.06	0.82	34.5	44.5	4.4	12.0	2.1
2.00	5.86	2.68	1.22	0.86	42.5	34.8	6.1	11.9	1.8
1.99	5.62	2.89	1.06	0.86	41.3	36.9	4.4	12.1	2.0
2.02	5.01	2.69	1.16	0.87	43.3	32.6	5.4	11.9	2.4
2.02	5.73	3.00	1.09	0.85	41.3	37.0	4.2	12.1	2.6
2.00	6.14	2.97	0.93	0.85	43.3	36.6	3.3	12.8	2.2

を含んでおり，品質の現状をうかがうことはできる。また堰堤現場のように長期にわたって一つの基準をもうけてセメントを購入する場合には，納入セメントの品質とその均一性を明確にすることがコンクリートの施工，管理のうえにも重要なことである。この点に関しては次の機会に報告する。

試験結果を総括すれば次のようである。

1. セメントは一般に低粘理に傾むいた化学組成を有しており，この傾向は特に昭和 27，28 年に製造されたものに認められる。このことは水硬化合物量，水和熱に明らかに示されている。これはセメントを製造するにあたって相当の安全率を見込んだことによる。

表—3 水 和 熱 表

	原セメント溶解熱	水和熱 (Cal/g)				
		7 日	28 日	90 日	180 日	360 日
No 1	—	51.6	66.0	79.7	81.6	—
No 2	601.8	58.1	74.3	87.0	89.0	—
No 3	580.0	48.9	70.3	71.9	—	—
No 4	605.7	52.8	77.2	87.0	99.5	94.3
No 5	592.3	57.7	77.7	77.0	82.3	—
No 6	601.7	59.8	78.1	89.8	91.0	93.6
No 7	599.2	56.2	70.8	—	—	—
No 8	603.1	57.6	72.7	—	—	—
No 9	595.4	53.9	69.6	—	—	—
No 10	593.4	52.9	70.4	—	—	—
No 11	593.4	52.8	69.6	—	—	—
No 12	598.2	58.0	69.6	—	—	—
No 13	587.0	53.9	—	—	—	—
No 14	596.9	50.6	68.0	77.6	81.0	87.8
No 15	600.8	50.5	70.3	79.0	83.8	84.5
No 16	592.2	48.1	65.5	73.0	79.4	78.7
No 17	608.1	61.2	81.1	—	—	—
No 18	602.9	58.1	77.7	—	—	—
No 19	596.9	56.4	68.2	80.5	83.3	84.0
No 20	598.7	54.6	70.5	82.3	87.0	84.0
No 21	604.2	57.9	73.8	82.4	87.0	92.1
No 22	597.9	58.1	70.2	80.7	85.6	82.7
No 23	595.9	57.0	71.7	81.1	85.5	85.7
No 24	604.6	60.5	76.6	84.8	89.2	92.2
No 25	592.2	50.9	65.8	72.1	75.8	—
No 26	597.0	56.1	74.0	83.8	86.4	88.1
No 27	596.7	56.2	68.2	76.6	84.9	83.9
No 28	602.1	53.4	77.0	—	—	—

2. セメントの化学組成は普通セメントと比較して SiO_2, Fe_2O_3, 含量多く, Al_2O_3, CaO 含量は少ない。すなわち中庸熱セメントの特性を示しているが, SiO_2 含量は特に多いようである。

3. セメントの酸化物組成より計算される水硬性化合物量は C_3S 31～51%, C_2S 27～47%, C_3A 3～7%, C_4AF 10～14% の範囲にあり, 水硬率 (H.M.) は 1.90～2.00, 活動係数 (A.I.) 4.52～6.48, 鉄率 (I.M.) 0.88～1.33, 石灰飽和度 (L.S.R.) 0.82～0.89 の範囲にある。

4. 水和熱は中庸熱セメントとして合格しているばかりでなく, 7日ではすべての試料が, 28日では 28 試料中に試料が A.S.T.M. IV型 (低熱) セメントの規格にも合格する。材令1年で発生する水和熱量の約8割が28日

表—4　強さおよび物理的性質

	比重	粉末度		フロー	凝結時間			曲げ強さ (kg/cm)						圧縮強さ (kg/cm²)					
		88μ篩	Blaina		水量	始発	終結	3日	7日	28日	90日	180日	360日	3日	7日	28日	90日	180日	360日
No 1	3.15	1.0	2670	230	—	6:32	8:55	18	30	54	—	—	—	56	105	260	—	—	—
No 2	3.18	1.4	3350	230	23.5	2:17	4:21	18	32	60	—	—	—	57	83	310	—	—	—
No 3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
No 4	3.21	2.2	3180	219	25.5	2:42	4:04	17	36	67	70	—	—	56	149	411	464	—	—
No 5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
No 6	3.21	1.6	—	209	26.5	5:00	6:01	16.0	32.0	66.4	—	—	—	54	111	331	—	—	—
No 7	3.18	1.4	3010	205	27.0	4:35	5.28	26.1	44.9	65.7	89.2	—	—	90	166	293	453	—	—
No 8	3.15	1.8	3300	210	29.0	3:47	6:07	22.3	33.6	60.9	88.6	—	—	79	127	245	480	—	—
No 9	3.15	1.6	2920	216	28.5	2:35	4:47	16.8	31.4	55.9	82.6	—	—	53	131	204	418	—	—
No 10	3.15	1.6	3340	213	28.0	2.51	5:48	18.6	38.6	59.3	86.9	—	—	63	136	239	428	—	—
No 11	3.19	1.6	3150	203	26.0	4:22	5:52	14.3	29.1	74.8	93.6	—	—	54	114	305	567	—	—
No 12	3.13	1.4	3020	225	25.5	2:40	3:41	20.6	36.8	69.6	89.4	—	—	77	133	272	398	—	—
No 13	2.99	2.2	—	211	—	—	—	18.1	32.2	72.5	97.8	—	—	60	126	271	352	—	—
No 14	3.21	2.8	3140	224	24.3	2:23	3:53	20.6	33.7	63.1	76.1	78.2	80.3	56	92	249	413	435	434
No 15	3.23	2.1	3280	228	22.6	1:51	3:18	18.7	34.3	62.2	72.3	79.3	79.1	62	124	239	371	413	483
No 16	3.23	3.2	3260	214	24.0	3:04	4:21	17.0	29.8	55.2	75.4	80.3	82.5	51	105	258	444	508	508
No 17	3.19	1.7	3410	227	25.3	2:37	4:08	24.9	37.4	64.6	76.9	—	—	99	152	373	469	—	—
No 18	3.19	1.1	3300	225	26.8	2:20	4:04	17.9	33.5	69.8	75.5	—	—	60	142	401	453	—	—
No 19	3.21	2.0	3230	226	24.0	2:27	3:48	22.1	40.4	83.1	91.3	82.8	80.1	93	166	356	500	472	460
No 20	3.19	4.0	3110	208	23.0	2:09	3:27	17.6	27.6	68.4	81.2	89.6	77.2	59	103	324	486	510	467
No 21	3.19	2.1	3540	221	23.5	2:32	4:20	24.8	38.5	63.6	78.3	81.7	86.3	91	112	293	414	468	459
No 22	3.19	2.6	2980	228	23.5	2:48	4:10	23.6	30.5	56.4	76.2	81.7	78.6	84	102	270	428	461	469
No 23	3.21	1.9	3160	228	28.3	2:43	4:05	18.5	33.5	70.2	83.8	84.8	83.8	87	135	355	599	543	486
No 24	3.22	2.3	3260	214	24.8	3:06	4:18	20.5	38.2	56.3	68.5	78.7	78.7	79	149	298	425	497	523
No 15	3.19	2.1	3200	215	—	2:37	3:29	21.0	33.0	50.0	76.0	79.4	90.7	61	117	209	405	485	479
No 16	3.19	3.0	3610	217	24.0	2:00	2:57	25.1	38.6	71.8	85.5	85.3	82.3	94	156	322	437	448	456
No 27	3.20	3.2	3480	211	24.0	1:59	3:12	21.1	32.2	56.3	67.7	76.7	78.6	68	131	263	389	491	487
No 28	3.19	0.9	3120	232	25.3	3:01	4:15	23.0	39.1	78.5	84.0	—	—	67	138	384	490	—	—

迄に発生している。また未水和セメントの溶解熱は普通セメントに比較して低く，同種のセメント中でも溶解熱の低いセメントは一般に水和熱は低い傾向を認める。

5. 物理的性質については凝結は正常であり，比重は 3.2 に近く，安定性，フルイ残分に異状はない。ブレーン比表面積は二，三の試料を除き 3100cm²/g 以上ある。

6. 強さについては二，三の試料が長期材令で強度の低下したものがあるが材令 3，7，28 日の値はそれぞれ 51kg/cm², 83kg/cm², 204kg/cm² 以上を示す。初期強度は一般に低く，材令の進むにしたがつて強度増加は大きい此の傾向は材令 90 日迄継続する。

7. 強さ水和熱比は材令の進むにしたがつて増加する。この増加の程度は個々のセメントにより異なり一定ではない。とくに材令 28 日以後顕著に増加するものもある。

8. セメントの品質には工場の製造方式，原料，粉砕方式等の相異によりそれぞれ特性が認められる。したがつて数工場から納入されるセメントを使用する場合には，この点を考慮して均一性を保つ処置を講ずべきである。

9. 同一工場から製造され同一現場に納入されたセメントであつても成分，品質に変動のある例が見られるが，コンクリートの管理，施工上注意すべきであると考える。

アルミン酸石灰およびアルミナセメント水和物の示差熱分析曲線について

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　牧　　隆　正

昭和 30 年 8 月

目　次

Ⅰ　緒言……(1)
Ⅱ　試料及び実験法……(2)
Ⅲ　実験結果及びその検討……(2)
Ⅳ　結言……(17)

Ⅰ　緒　　言

Al_2O_3—CaO 系には $3CaO\cdot Al_2O_3$ (C_3A), $5CaO\cdot 3Al_2O_3$ (C_5A_3) $CaO\cdot Al_2O_3$, (CA) および $3CaO\cdot 5Al_2O_3$ C_3A_5) の 4 種のアルミン酸石灰塩が存在するとされている。

C_3A はポルトランドセメントの主要な成分であり，C_5A_3, CA, C_3A_5 はアルミナセメントの主要成分であり，何れもセメントの凝結，硬化，水和熱および耐久性等と密接な関係を持つ。

アルミン酸石灰塩の水和および水和物については多数の研究者の報告があり，主要な水和化合物は $3CaO\cdot Al_2O_3\cdot 6H_2O$ (C_3AH_6), $3CaO\cdot Al_2O_3\cdot 12H_2O$ (C_3AH_{12}), $2CaO\cdot Al_2O_3\cdot 8H_2O$ (C_2AH_8), $4CaO\cdot Al_2O_3$ $13H_2O$ (C_4AH_{13}) および $Al_2O_3\cdot 3H_2O$ (AH_3) 等とされているが，それらの平衡関係を律する $CaO—Al_2O_3—H_2O$ 系は Wells, Clark, Mc Murdie[1] 等の研究が示すように安定化合物，準安定化合物の存在，転移現象又は温度濃度等に著るしく依存する等のためにまだ充分明瞭でない点が多い。

従つてアルミン酸石灰，アルミナセメントの水和については，それらを土木材料等として使用する場合のように比較的水量の少ない時には，水和反応の様想は相当複雑なものとなり，いかなる水和物がどの程度生成したか等は充分明白であるとは云いえない。

しかし 1940 年頃以降粘土鉱物の研究に示差熱分析法が活用され，熱分析曲線が詳細に解析されて粘土鉱物識別の有力な手段となり，さらに電子工学の進歩は示差熱分析装置を研究室より一般工場試験室の日常常用装置とする傾向を示してきた。ポルトランドセメントの水和現象の示差熱分析による研究は Kalousek[2][3] 等により行はれ，さらに基礎的研究が集積されれば粘土鉱物の場合と同様に簡単に水和化合物を識別する可能性のあることを示した。なおセメント鉱物の水和物についての熱分析曲線は山内[5] により得られている。

著者[6][7] の一人は先にアルミン酸石灰塩の水和熱を恒温法および溶解熱法により測定し，水和現象との関連性について考察したのであるが，ここには水和物の示差熱分析法による研究結果を報告し，水和現象についての知見を加えようと思う。

この種の研究方法は基礎的資料が集積されて始めて有効に使用しうるのであるが，現在の所示差熱分析曲線の特性を知り得たのみであり，特定水和化合物の同定等の問題についてはX線による研究を必要とし，特に結晶構造等との関係が解明されることが必要である。

本研究の一部は昭和 28 年のセメント技術大会に発表したものであり，その後さらに詳細な研究を実施する予定であつたがその機会が得られなかつたので，この機会に研究結果の概要を報告することとする。

Ⅱ 試料および実験法

試料は炭酸石灰およびアルミナより Hansen[5] の方法により合成した C_3A, C_5A_3 CAおよび C_3A_5 である。試料は昭和 25 年に合成したものであり，密封容器に保存され，強熱減量測定結果および焼結物の性状より変質は認められない。試料についての詳細は著者[5] の報告を参照されたい。アルミナセメントは戦前戦後にそれぞれ輸入されたシマンフォンジュであり，その分析値は下に示す。

表—1

	強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	備 考
No—1	1.53	1.26	8.93	37.71	8.40	43.50	0.83	0.17	戦前のもの
No—2	0.87	1.85	4.25	41.76	16.64	36.32	0.75	—	戦後のもの

示差熱分析装置等については，近く土木研究所報告に公表する土壌コロイドに関する研究に記述する予定である。

試料は粉砕し 88μ 篩を全通させ，水量 60% および 80% のペーストを造り，試験管に密封し，20°C の恒温水槽中で所定の材令まで養生する。養生を終た試料は粉砕し，始めアセトンで次にエーテルでそれぞれ3回洗滌し，真空デシケーター中で乾燥させる。乾燥試料は約 0.40g を使用し，長期材令のものについては 0.20g を α アルミナで稀釈して使用した。なお加熱速度は 10 °C/mim である。

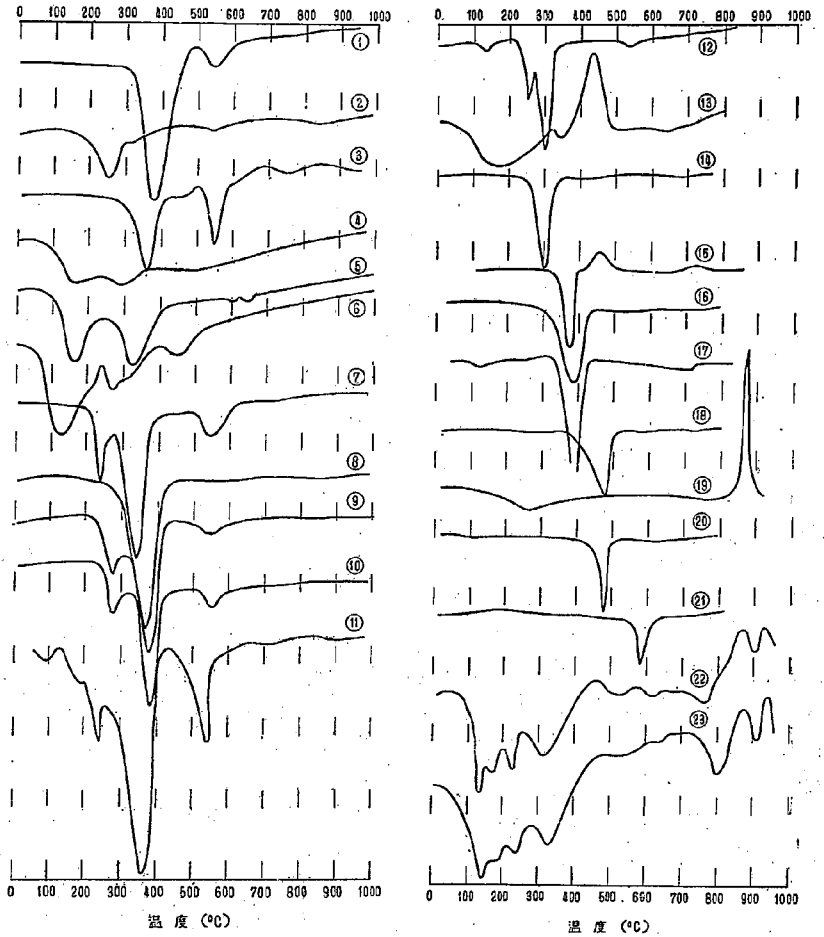
材令は3時間，6時間，12 時間，1日，3日，7日，14 日，および 28 日とし，C_3A の場合は 20 分間，1時間についても測定した。又 150°C でオートクレーブで処理したものおよび 0°C で水和させたものについても測定した。なお小柳[9] の方法でアルミナセメントより造つた C_3AH_8 はそれぞれ 2.05 $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 7.6\ H_2O$ および 2.17 $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 9.6\ H_2O$ であつた。

アルミナセメントは 28 日材令以外に3月，6月について，又水量は 60%，80%，100%，120% および 150 %について実験した。

Ⅲ 実験結果およびその検討

測定熱分析曲線および関連水和物の熱分析曲線等を図—1～9 に示す。

図—1 はアルミン酸石灰塩又はアルミナセメント水和物中に存在するとされる化合物，又はそれに関連する化合物として，C_3AH_6[2], C_4AH_{13}[3], C_3FH_{13}[3], $Al(OH)_3$ ゲル[10], α—$Al_2O_3 \cdot 3H_2O$[10][12][13] (Gibbsite Hydrargillite), β—$Al_2O_3 \cdot 3H_2O$[12] (Bayerite), $Fe(OH)_3$ ゲル[13][14] $Fe_2O_3 \cdot 3H_2O$[11][13], α—$Fe_2O_3 \cdot H_2O$[11][12] γ—$Fe_2O_3 \cdot H_2O$[15]



1. C_3AH_6
2. C_4AH_{13}
3. C_3FH_6
4. $Al(OH)_3Gel$ ($NaAlo_2-CO_2$法)
5. $Al(OH)_3GelAl$ ($NaAlo_2-CO_2$法)
6. $Al(OH)_3Gel$ $(No_3)_3+NH_4OH$)
7. $Al_2O_3 3H_2O$ (British Al Co製)
8. Gibbsite($\alpha-Al_2O_3.3H_2O$)
9. Gibbsite(British Al Co製)
10. Gibbsite(Merk製)
11. Hydrargielite($\alpha-Al_2O_3.3H_2O$)
12. Bayerite($\beta-Al_2O_3.3H_2O$)
13. $Fe(OH)_3(Fe_2(So_4)_3+NH_4OH)Gel$
14. Limonite
15. Lopidorcosite ($\gamma-Fe_2O_3.H_2O$)
16. Goethite ($\alpha-Fe_2O_3.H_2O$)
17. Goethite ($\alpha-Fe_2O_3.H_2O$)
18. Brncite
19. C_5S_3Hn
20. C_2SHn
21. C_2SH
22. $C_{2.05}AH_{7.6}$
23. $C_{3.17}AH_{9.6}$

図—1　含水酸化物の熱分析曲線

$Ca(OH)_2$[11], $Mg(OH)_2$[11] C_3S_4Hn[3], $CaSHn$[4], C_2SH[11] 等の熱分析曲線を示す。なほ Al, Fe, 等の含水酸化物の熱分析曲線については他に多数の報告があることを付記する。又ここに示した曲線は実験装置，加熱速度等が相異するために量的の比較はできない。

試料の熱分析曲線を表示するのに簡単のため4桁の数字番号を用うることとする。始めの数字は試料を示し，1(C_3A)，2(C_5A_3)，3(CA)，4(C_3A_5)，5(アルミナセメント No—1)，6(アルミナセメント No—2) とする．3桁目の数字は水セメント比を示し，6は 60%，8は 80% とする。アルミナセメントの場合は 1(60%)，2(80%) 3(100%)，4(120%)，5(150%) とする。次の2桁の数字は材令を示し，10(20分)，11(1時)，12(3時)，13(6時)，14(12時)，15(24時)，16(3日)，17(7日)，18(14日)，19(28日)，20(3月)，21(6月) とする。従つて例えば 1815 は C_3A を 80% の水量で 24 時間養生した場合であり，6420 はアルミナセメント No—2 を 120°/0 の水量で3ケ月養生した場合である。

〔1〕 C_3A 水和物の熱分析曲線について (図—2,3)

C_3A の熱分析曲線は水セメント比により著るしい影響は受けないので，ここでは主として水量 60% の場合について検討する。

(1) C_3A 水和物の熱分析曲線に認められる特徴は曲線の尖端温度 100°C の吸熱 (K_1)，210°C の吸熱(K_2) 320°C の吸熱 (K_3)，360°C の吸熱 (K_4) 430°C の吸熱 (K_5)，540°C の吸熱 (K_6)，800°C の吸熱 (K_7)，および 850°C の発熱 (K_8) である。これらの内最も明瞭なものは K_4 および K_6 である。この特徴は水セメント比 80% の場合も同様に認められる。

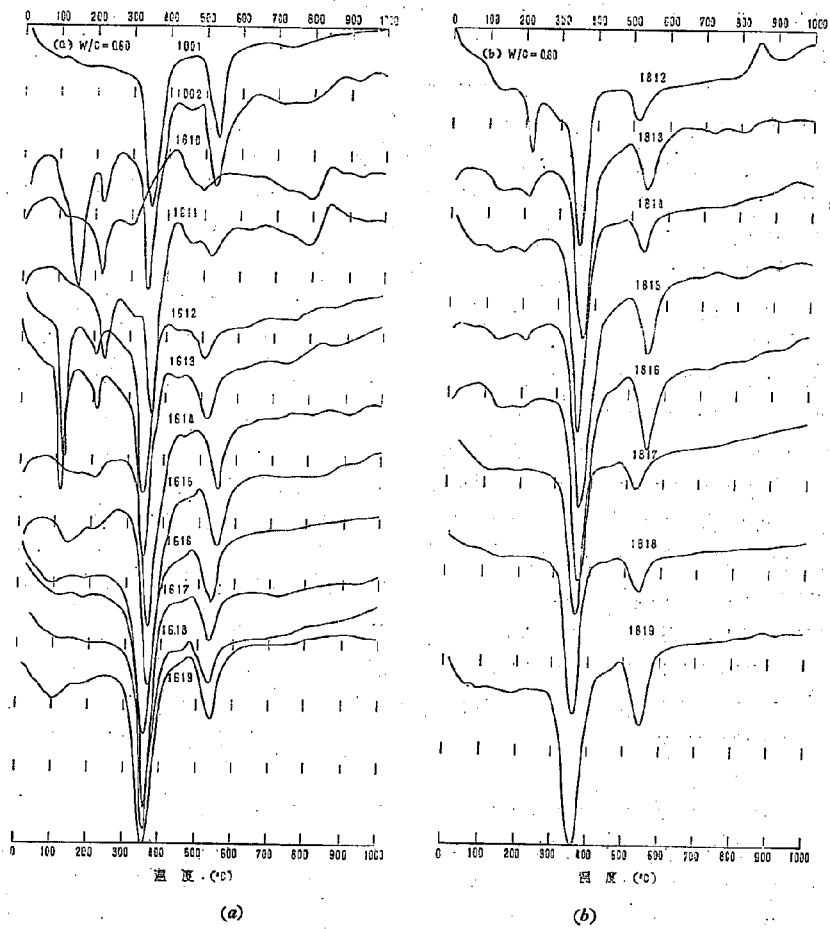
(2) 1001 は 150°C でオートクレーブ中での過熱水蒸気処理を行つたものであり Thorvadson[16] 等によれば C_3AH_6 が生成されている。しかし著者等の得たものは処理時間が短かかつたためか強熱減量が 20.0% であり，C_3AH_6 生成は完全ではない。熱分析曲線の K_4 は 355°C であり，K_6 は 535°C である。K_4 の谷の深さは K_5 の谷の深さより深く，K_4 の谷が対称性を持つのに対し K_5 の谷は対称性を持たないで高温側で急昇する傾向がある。

この曲線の特性は Kalousek[3] の C_3AH_6 熱分析曲線と大体一致し，後者の K_4 は 380°C，K_6 は 540°C であり，K_5 の谷の深さは K_4 の深さより著るしく浅い。

K_1, K_2, K_3, K_5, K_8 は存在しても僅かであり殆んど認められないが，K_7 が低温側に移つたと思はれる 750°C の吸熱がある。K_4 および K_6 以外の吸発熱が C_3AH_6 に基づくかまたは C_3A 中に存在する不純物によるかは明白でないが，C_3AH_6 の熱分析曲線は K_4, K_6 により代表されると考えられる，熱分解機構と K_6 の関係については今後の研究にまたねばならない。

(3) 1610 は材令 20 分であり，長期材令の場合と比べ著るしい相違を示す。即ち C_3AH_6 の主要な特徴である K_4, K_6 を示さないが，K_2, K_7, K_8 を顕著に示す。著者[5] は C_3A の水和発熱速度が材令 20 分で極小に達することを見出し，注水直後の水和生成物は長期材令のものと異なることを予想したが，熱分析曲線を見てもこの点は十分理解できる。

水和物中に存在する物質は K_2, K_7, K_8 の消長を共にするのでそれらを特性とすれば，材令6時間まではい



図—2　C_3A 水和物の熱分析曲線

づれも明確に認めることができる。この物質が何であるかはこの実験結果だけからは断定できないが，熱分析曲線に関しては Kalousek[2] の C_4AH_{13} と大体近似はするが K_7, K_8, に疑問が残り，一方小柳[9] の方法でアルミナセメントより得た C_2AH_8 の熱分析曲線とは K_3, K_7, K_8 はよく一致するが K_1 および 900°C の吸熱が認められない。従つてこの物質は何であるか不明であり，一応 X とする。ここでは C_3A の水和反応開始直後には X が一部生成すると考える。この点について Assarson[17] は 5°C で C_3A は水和して六方晶系の C_3AH_{13} 及び C_3AH_7 を生成するとし，20°C では 5°C の反応は早められ，次いで C_3AH_{12} 又は C_3AH_7 より等軸晶系

の C_3AH_6 が生じるとしている。さらに Nacken[15] は六方晶系の C_3AHn は安定でなく C_4AH_{13} に変るとしている。この点に関しては今後の研究にまたねばならない。

（4） 1611 は材令1時間であり，C_3AH_6 が多量に生成し始めたことを示すが，X も共存していることを示す。K_4，K_6 はやや低温側に偏つているが K_3，K_5 は明瞭に認める。K_1 は明瞭でない。

（5） 1612 は材令3時間であり，C_3AH_6 の熱分析曲線の特性を明瞭に認め，X も少量ではあるが共存する。K_1 が著るしく顕著であり，この谷の形が狭い温度範囲での吸熱を示すことよりゲルの脱水とは考えられず，また遊離の水は殆んど存在しないことも考え，ある種の水和化合物の脱水によると考えることが妥当である。

（6） 1613 は材令6時間であり，1612 と同様な曲線を示し，K_1 が著るしく顕著である。1612 より K_4 が大きい。次に K_1 について考えるため C_3A の高次水和物の熱分析曲線を求めて見た。1002 は C_3A を 0°C で水セメント比100% で水和されたものの熱分析曲線である。試料の強熱減量は 37.7% であり，一応 $C_3AH_{9.1}$ となり，C_3AH_8 より高次水和物が存在することは明瞭ある。Thorvaldson[16] によれば 0°C での水和では C_3AH_{12} を生成し，この水は温度の上昇と共に減少するとされる。この水和物の熱分析曲線は 100°C より 150°C の間に著るしい吸熱がある。K_1 に該当する温度は 1002 では 150°C であり，1613 では 120°C であり，約 30°C 相異するのであるが，試料作製後デシケータ中に数日放置したため結晶水の量が減少したことが原因と考えられ，K_1 は C_3AH_8 より高次の水和物の脱水による吸熱反応を示すと考えられる。従つて C_3AHn $(12 \geqq n \geqq 6)$ で示される高次水和物は脱水して C_3AH_6 となり，その熱分析曲線は n の値により相異する吸熱の谷と，C_3AH_6 の熱分析曲線よりなり，C_3AH_6 と C_3AH_n の共存する場合にはそれらを区別することができない。

1613 は C_3AH_6 の外に X および C_3AHn をそれぞれ少量含有すると推定できる。

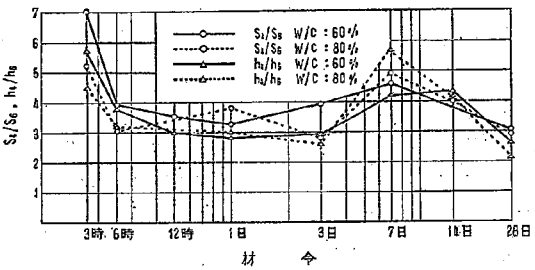
（7） 1614 は材令 12 時間であり，C_3AH_6 が主要な水和物であり，K_1 は殆ど認めず，K_2 は僅かに認められる。K_4 は365°C であり，K_6 は 550°C であり 1613 より高温側に偏する。K_3 は見掛け上認められないが K_4 の谷の上部が対称性を失つていることより，K_3 に引きつづき K_4 の脱水が行われると考える方が妥当である。

（8） 1615 は材令 24 時間であり，C_3AH_6 が主要水和物であり，K_1，K_2 を僅かに認め，K_7 および K_8 は顕著には認めない。1616，1617，1618，1619 も 1615 と殆んど変らない。材令 24 時間以上では少くも 28 日までは殆んど同じであり，僅かに材令と共に K_7，K_8 が消失する傾向がある。C_3AH_6 が殆んど全部の水和物であると考えることができ，著者[7]の水和熱測定結果でも 24 時間以後の水和熱は余り変らないことを示している。

（9） 熱分析曲線の形状を考察するに当つては，測定装置，試料量，昇温速度等の相異を考慮せねばならない。

著者は熱分析曲線図についてそれぞれ K_4，K_6 の谷の断面積をプラニメーターで測定し，同時に谷の深さも測つた。断面積，深さをそれぞれ S_4，S_6 および h_4，h_6 とする。一方試料の強熱減量と使用した試料の並より水和物中の水量を求め W とする。熱分析曲線の原図について $S_4(cm^2)/100 \times W(g)$ を求めれば材令の余り短いものを除いて大体 2.0～2.4 程度で，大体一定値に近い。即ち結合水量が水和物の量を表示すると考えれば S_4 の面積は水和物の含量を表示すると見なされ，S_4 を測定することにより水和反応速度の概略を知ることが可能となる。材令 24 時間以降では強熱減量はいづれの試料についても 26～27% であり，C_3AH_6 の強熱減量 28.6%，

に近かく C_3A の約 95% が C_3AH_6 となつている。材令の短い場合には $S_4/100W$ の値は 2.0～2.4 の値よりはるかに小さく，C_3AH_6 より水量の多い水和物の存在を推定させる。すなわち X, C_3AHn (n>6) の存在と関連して考えればこの点は説明することができる。なお $S_6/100W$ は一定値に近い値を与えないので S_6 は必ずしも C_3AH_6 の量とは関係がないと云える。



図—3　C_3A 水和物の熱分析曲線の特性

(10)　S_4/S_6 および h_4/h_6 を各材令について示せば図—3 のようになる。

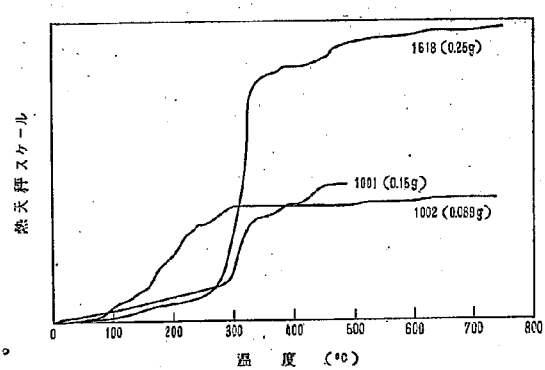
S_4/S_6, h_4/h_6 は共に C_3AH_6 以外の水和物が存在する材令 6 時間までは大きな値を示し，6 時間から 3 日の材令ではほぼ一定値となり，7 日で再び大きくなり，それ以後は減少する傾向を示す。従つて 7 日では水和物量に比例する S_4 に対し S_6 が割合小さい値を示すこととなり，S_6 は必ずしも C_3AH_6 の構造水脱水反応のエネルギーとは直接の関係はない。

K_6 の吸熱反応が水和物の量とは直接の関係のないことは Kalousek[3] および著者等のえた熱分析曲線の S_4/S_6, h_4/h_6 が相異していることからも推定しうることであり，さらに K_4 の谷の巾を示す S_4/h_4 の値は結晶粒子径の分布を表示し，K_4 および K_6 の位置は結晶度又は粒子の大きさに関係すると考えられるので，熱分析曲線を解析すれば C_3A の水和物は水和初期には結晶度はよくなく粒径分布範囲が広く，材令 4 日以降には粒径分布の範囲は狭くなり結晶度もよく，比較的大きな均斎のとれた粒径の結晶を生成すると推定できる。

(11)　一部の試料については熱天秤による加熱重量変化を求めた。実験結果を図—4 に示す。

1618 は 260°C まで除々に減量し全重量減の約 10% 減少し，270°C より急速に減量し 400°C で一定値となる。この間の減量の約 78% である。次で 440°C より減量し始め 550°C で一定値となり，約 10% である。さらに約 2% 減量して 630°C で一定値となり，以後減量しない。270°C よりの減量は K_3 の吸熱ピークに該当し，440°C よりの減量は K_6 の吸熱ピークに該当する。

1001 は 290°C まで除々に減量し，次いで急激に減量し，360°C より400°C



図—4　加熱減量曲線

まで減量し，さらに 460°C まで減量して一定値となる。それらの減量値はそれぞれ全減量の 25%，50%，10% 15% である．290°C からの減量は K_6 の吸熱ピークに該当し 400°C からの減量は K_5 の吸熱ピークに該当すると推定される。

1002 は 300°C までに除々に減量し全体の 95% に達し，500°C まで恒量であり，さらに約 5%だけ 600°C までに減量する。

この加熱減量曲線をうるためには試料の温度上昇をできる丈小さくしているので，平衡関係を無視した熱分析曲線と簡単に比較して論ずることはできない。1001 の 290°C までの減量の割合が 1618 の減量割合より相当大きく，K_6 に該当する減量が 1618 より低温側にあることは結晶度と加熱速度の相異に起因するとも云いえない。これらの点については更に詳細な研究を必要とするのであるが，K_4 に該当する吸熱反応で C_3AH_6 は構造水の全部を失うことはなく，K_6 に該当する吸熱反応で一部の残存構造水が失われることはこの実験結果より知りうる。1002 は 300°C で恒量に達するが，この温度までの減量曲線は詳細に見れば5部より成り，熱分析曲線との対応も一応は見られ，K_4 に該当するピークは 250°C よりの減量に対応するとも考えられ，結晶度が著るしく悪い C_3AH_{12} の特性かも知れない。

(12) C_3A の水和については多数の研究者の報告があり，最終生成水和物は等軸晶系の C_3AH_6 であり，水和の初期には C_3AH_{12}, C_2AH_8, C_3AH_{13} ゲル状物質等が生成するとしている。熱分析曲線は材令 20 分位に生成する化合物は明らかに C_3AH_6 と異なることを示し材令3時間位まで少量ながら存在し，他方 C_3AH_{12} 等もこの時期までは共存しており，以後 C_3AH_6 の生成及び結晶の成長が行われることを示している。

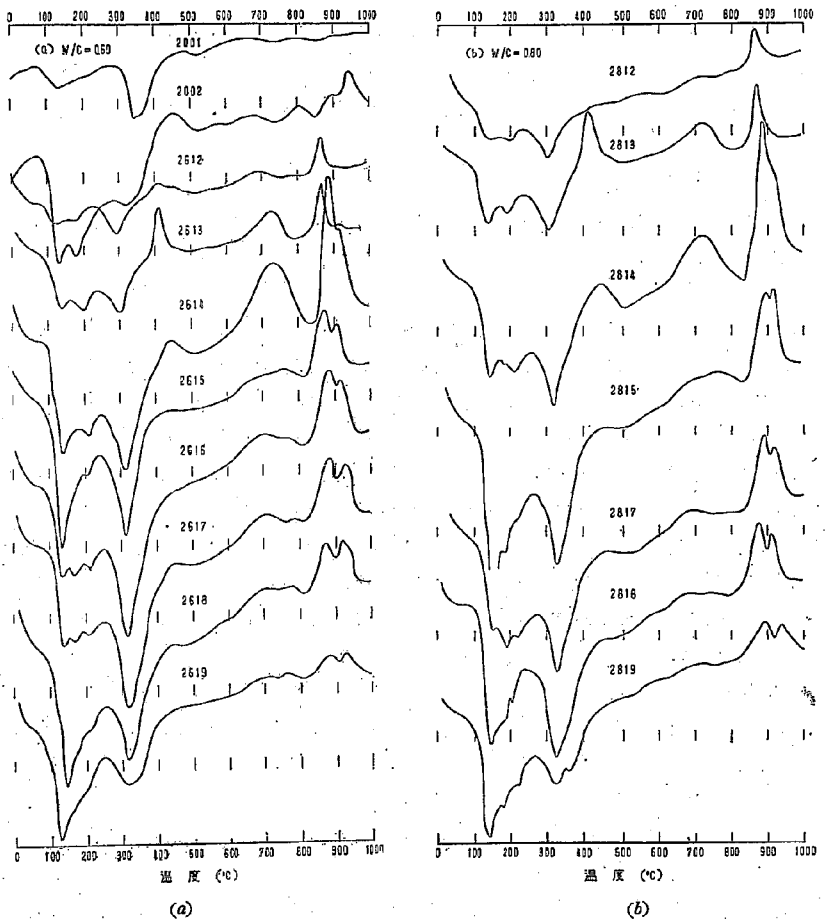
〔2〕 C_5A_3 水和物の熱分析曲線について (図—5)

C_5A_3 の熱分析曲線は水セメント比により著るしい影響は受けないので，ここでは主として水量 60% の場合について検討する。

(1) C_5A_3 水和物の熱分析曲線に認められる特徴は，曲線の尖端温度 145°C の吸熱 (L_1)，175°C の吸熱 (L_2)，220°C の吸熱 (L_3)，320°C の吸熱 (L_4)，360°C の吸熱 (L_5)，420～450°C の発熱 (L_6)，500°C の吸熱 (L_7)，700～750°C の発熱 (L_8)，800～850°C の吸熱 (L_9) 875°C の発熱 (L_{10}) 900°C の吸熱 (L_{11}) および 920°C の発熱 (L_{12}) 等である。これらの内最も大きな特徴は L_{10}, L_{11}, L_{12} の形状および L_1, L_2, L_3, の一群の形状である。

(2) 2001 はオートクレーブ処理した場合であり，L_1 L_4, L_5, L_7 を認めるが，その他は明確には認めがたい。L_5, L_7 は C_3AH_6 に基づくと考えられるが，L_4 は何によるかは簡単には断定できない。この問題については後でふれるが AH_3 によると推定するのが妥当である．L_1 はゲル状物質によると考えられる。

C_2AH_8 は小柳[9] の方法でアルミナセメントより分離したのであり，$2.17CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 9.6H_2O$, $2.05CaO \cdot Al_2O$ $7.6H_2O$ の組成を有するものをえた。これらの熱分析曲線は C_5A_3 水和物に見られる特徴をすべて持ち，特に L_{10} と L_{12} の山の高さに大きい差はない。一般に特定化合物に見られる熱分析曲線は概して簡単な形状を持つことが普通であり，ここにえられた C_2AH_8 の曲線は複雑である。例えば Nacken[13] は C_2AH_8 の加熱脱水を研究し，100°C で $5H_2O$, 150°C で $4H_2O$, 250°C で $2H_2O$, 350°C で H_2O としている。従つて L_1, L_2, L_3, L_4 等はこれらの何れかの水和物の脱水に該当すると推定すれば，この点は理解しうる。しかし熱分析は平衡関係を



図—5　C_5A_3 水和物の熱分析曲線

無視しているので，吸熱ピークは温度上昇速度により相異し，吸熱反応の詳細は明らかでない．L_{10}，L_{12} の発熱は恐らく熱分解により生成した γ アルミナの α アルミナへの変化に関連するものと推定される。

（3） アルミナ水和物には現在ダイアスポア，ベーマイト，バイヤライトおよびジブサイト（ハイドラージライト）が知られており，常温常圧で最も生成しやすいのはジブサイトである，ジブサイトは $Al_2O_3 \cdot 3H_2O(AH_3)$ とされ，$Al(OH)_3$ ゲル熱成中にも生成し，バイヤー法アルミナ中にも存在する。

アルミナ水和物の加熱変化については不明の点が多く現在でも多数の研究者により研究されておる。この点に

ついては佐藤[19]の総説を参照されたい。

ジプサイトは加熱すれば一部は約200°Cでベーマイトとなり大部分は約 300°C で脱水して $\varkappa$-Al_2O となり，約 500°C でベーマイトは脱水して γ-Al_2O_3 となる．$\varkappa$-Al_2O は κ-Al_2O_3 を経て α-Al_2O_3 となり，γ-Al_2O_3 は θ-Al_2O_3 を経て α-Al_2O_3 となるとされる。図—1 に見られるジプサイトの熱分析曲線で，200～250°C の吸熱は一部のベーマイトの生成を示し，300～400°C の吸熱はジプサイトより $\varkappa$-Al_2O_3 の生成を示し，500～600°C の吸熱はベーマイトより γ-Al_2O_3 の生成を示す。

ジプサイトの熱分析曲線には上記の三つの吸熱が存在するのであるが，結晶度の良好なもの程顕著であり，結晶度が不良となるに従い 200～250°C の吸熱は認められなくなり，それにともない 500～600°Cの吸熱も小さくなる。

C_3A_3 の水和物の熱分析曲線に認められる L_3，L_4，L_7 の吸熱ピークは C_3AH_6 の吸熱ピークに一致し，同時にジプサイトの吸熱ピークにも一致する．従つて C_3AH_6 と AH_3 が共存する場合には熱分析曲線文では両者を別々に識別することはできない。しかし AH_3 による吸熱の内でも L_4 に該当するものが特に顕著であることにより AH_3 を推定することは可能である。

C_3AH_6 が結造水を失つた場合にアルミナがどのような熱転位物になるかは明らかでないが，例へばカオリナイトより γ-Al_2O_3 が生成しその α-Al_2O_3 へ転位のために発熱することを考えれば，L_{10} および L_{12} に該当する発熱は Al_2O_3 の熱転位現象と関連すると推定できる。このことは必然的に C_3AH_6 等の結晶構造と関係するのであり，加熱物についてのX線分析による研究を必要とする。

なお結晶格子は破壊されてもその骨格を残している水和物加熱体とは異なるが，消石灰とアルミナとの混合物の熱分析曲線には，700°C，900°C における微かな吸熱を認めるのみであつた。

また AH_3 の熱分析曲線のピーク温度は 320°C であり，C_3AH_6 は 360°C である．しかも C_3AH_6 が少量の場合はそのピーク温度が低温側に偏する傾向があり，特に C_3AH_6 の含量が少ないときは AH_3 と明確に区別することが不可能である。しかし C_3AH_6 が在存すれば 320°C の谷は対称性を失ない，高温側で温度上昇がゆるやかになるので，C_3AH_6 の存在が推定できる。

（4） 2612 は材令3時間の場合であり，L_4，L_{10} 以外は顕著でなく，L_3，L_5，L_9，L_{11}，L_{12} を欠く。ゲル状物質及び AH_3 は認めるが C_2AH_8 は明確には認めない。

2613 は材令 6時間の場合であり，L_2 は試められないが，他のすべての特徴は認める．L_7，L_9 を顕著に認め，L_{12} が漸く出現する．C_3AH_6 に近い曲線を与えるが L_4 の谷が概して深いことは AH_3 の存在を推定させる。

（5） 2614 は材令 12 時間の場合であり，L_2 および L_5 が明瞭でないが他の特徴はすべて認められ，L_7 および L_9 の顕著な谷を認め，この材令に至つて L_{12} が明確に認められる。すでに言及した発熱速度の測定結果では材令 6～12 時間の間に発熱速度の極大値が見られたのであるが，L_{12} を示す物質の生成がこの現象と関係あるかも知れない。

2615 は材令 24 時間の場合である。L_2 を欠く以外のすべてのピークを認める。L_3，L_7，L_8 および L_9 は何れも顕著には認められないようになり，C_2AH_8 の曲線に著るしく近似してくる。C_3AH_6 は認められない。

（6） 2616 は材令3日の場合であり，L_2 を認め，L_4 の谷が深く，L_4 は L_1 はより深い。L_6 および L_7 は顕著でなく，L_8 まで除々に発熱する傾向がある。C_3AH_6 の曲線に似ており，L_4 の谷の対称性より C_3AH_6 の僅少量が存在すると推定する，AH_3 を認める。

2617 は材令7日の場合であり，2616 と殆んど同じある。2618 は材令 14 日の場合であり，L_3 および L_3 が不明瞭化され，L_4 の谷は L_1 の谷より浅くなる。C_2AH_8 の曲線に似ており，AH_3 の存在も推定される。

2619 は材令 28 日の場合であり，L_3 および L_3 が不明瞭化され，L_4 の谷が L_1 の谷より浅くなるのは 2618 と同様である。この傾向は更に長期に至れば，低温側では L_1 および L_4 の谷のみとなり，山内[9]の6ケ月材令の熱分析曲線に近づくと考えられる。L_4 の谷の対称性は C_3AH_6 の存在を推定させ，C_2AH_8 および AH_3 の存在が考えられる。

（7） C_5A_3 は水セメント比を増せば発熱量が増加することはすでに報告した所であるが，熱分析曲線と水セメント比の関係は 60%，80% の場合には同じ材令では大きな差異はない。ただ 2819 は C_3AH_6 の生成を明瞭に認める。

C_5A_3 の水和についての多くの研究者の報告によれば低温においては主としてゲル状物質である CAHn が生成し，次で一部 C_2AH_8 と AH_3 に変り，さらに長時間後 C_3AH_6 に変るとされている。20°C 以上になればこの反応は早くなり C_2AH_8 が主として生成し，C_3AH_6 も生じるとしている。熱分析曲線は材令 12 時間で C_2AH_8 と AH_3 を生成すると十分推定させ，それ以後には 28 日に至り C_3AH_6 の生成を推定させる。材令3時間では C_2AH_8 の存在は明確でなく，6時間では C_2AH_8 も推定され始める。しかし CAHn がどの様な熱分析曲線を示すかは不明であり，この問題が解決されれば初期水和の様相は熱分析曲線では明らかにすることができない。

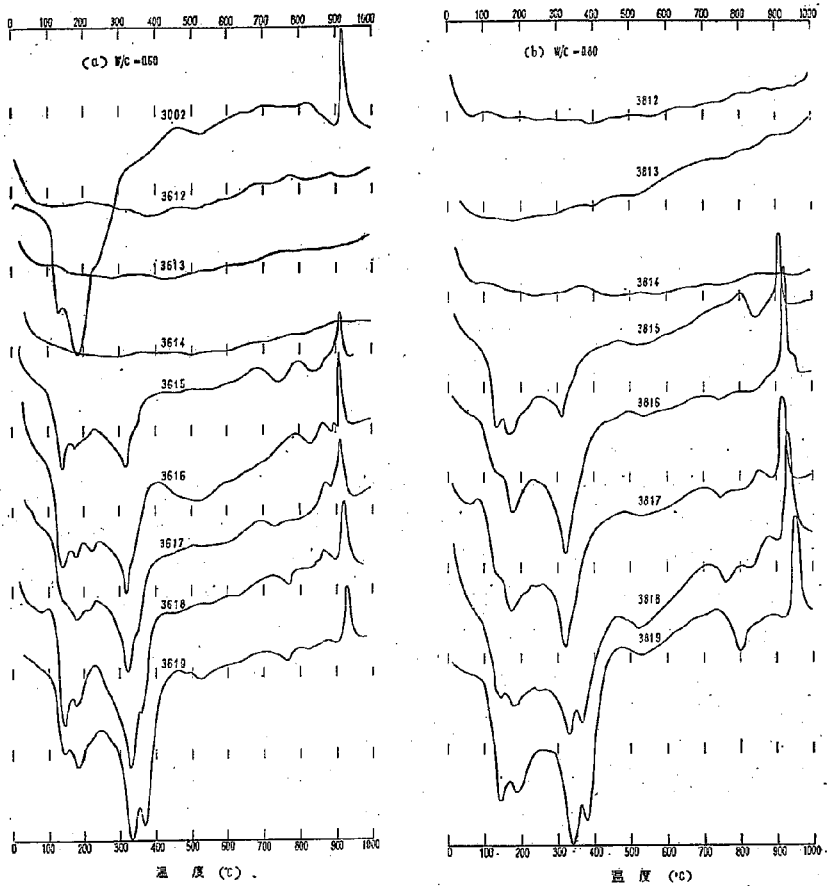
〔3〕 CA および C_2A_5 水和物の熱分析曲線について （図－6）

CA および C_2A_5 水和物の熱分析曲線は水セメント比により著るしい影響を受けないので，ここでは主として水量 60% の場合について検討する。

（1） CA 水和物の熱分析曲線に認められる特徴は，曲線の尖端温度 145°C の吸熱(M_1)，175°C の吸熱(M_2) 330°C の吸熱(M_3)，360°C の吸熱(M_4)，520°C の吸熱(M_5)，800°C の吸熱 (M_6) 850～870°C の発熱(M_7)，900°C の吸熱(M_8)，および 920°C の発熱(M_9) である。この内最も顕著なものは M_2，M_3，M_4，M_9 である。

（2） 3002 は 0°C で 10 日間水和させた場合であり，M_1，M_2，M_3，M_9 を認めるが，M_3，M_4，M_6，は認めなく，M_5，および M_7 は僅かに認める。これらの各ピークは C_2AH_8 の各ピーク中に一応認められるが，220°C の吸熱，320°C の吸熱および 875°C の発熱は認められない。ここに生じた水和物は単一化合物でないとしても C_2AH_8 を主要成分とするとは勿論考えられない。CA は 0°C のような低温では CAHn のゲル状物質を生成するとされているが，この熱分析曲線が CAHn によるとも現在の段階では云えない。しかし CAH_n と関連があることは推定できる。ここではこの熱分析曲線を与える物質を一応 y とする。

（3） 3612，3613，3614 は何れゲル状物質によると推定される緩除な吸熱を示しているが，結晶構造の変化を示すような吸発熱を伴ない。著者[6]の水和発熱速度の研究によれば CA は水和 20 時間位までは殆んど発熱しないのであり次で急激な発熱を示す。この静止期間でも誘導現象は認められる。材令 12 時間である 3614 ま



図—6 (a)　　図—6 (b)

図—6 CA 水和物の熱分析曲線

では水和化合物を生成しないことは熱分析曲線からも認められ，水和熱測定結果とも一致する。

（4） 3615 は材令 24 時間の場合であり，y を生成し一部 AH_3 と考えられる物質も生成したと推定する。

3616 は材令 3 日の場合であり，y が推定され，y に比して AH_3 と推定される物質の量が多い。M_7 が認められ始め，220°C の吸熱も認められ，C_3AH_6 の生成が推定される。

3617 は材令 7 日の場合であり，M_7 は顕著になり M_3 も顕著になる．M_3 の谷の対称性より M_1 にて示される C_3AH_6 の生成が推定される。

3618 は材令 14 日の場合であり，M_1 が明瞭に認められ，M_7 が小さくなり M_3 が大きくなる傾向を認める外は 3616 と同様である。

3619 は材料 28 日の場合であり，M_1 が特に顕著となり，M_7 が消失する。

（5） Assarson[20] によれば CA は水和して CAH_{10} を生成し，CAH_{10} は材令長くなければ C_2AH_8 と AH_3 を生成し，さらに長期に至れば C_3AH_6 が生成すると云う。低温で水和させた時生成する水和物は CAH_{10} とされているので，3002 の示す熱分析曲線は一応 y 水和物によるとしているが，CAH_{10} との関連性が大きいと考えてよい。したがって 12 時間までは発熱速度の研究が示すように発熱は認められず，特定の水和化合物は生成しないようであり，24 時間に至り CAH_{10} とも推定される水和物を生成し，3 日に至り C_2AH_8 および AH_3 の生成が見られ，14 日に至り C_3AH_6 の生成が見られ，28 日に至り C_2AH_8 の量は減少し C_3AH_6 および AH_3 の量は増加し，y 水和物も一部は残存する。このように熱分析曲線より推定される水和物生成の状況は上記 Assarsson の研究結果と比較的よく一致している。

なお水量 80% の場合は 60% の場合殆んど同様な熱分析曲線を与えている。

（6） C_3A_5 水和物の熱分析曲線に認められる特徴は CA 水和物の熱分析曲線のピークと大体同じであり，M_1，M_2，M_3，M_5，M_6 および M_9 を認める．この内 M_2，M_3 および M_9 が最も顕著であり，220°C の僅かな吸熱を認めるものもある。

（7） 4002 は 0°C で 10 日間水和させた場合であり，3002 とよく近似した曲線を与える。ただ M_1 が認められず，また 200～300°C 間の僅かな吸熱の程度が相異する。CA の場合と同様に CAHn の生成と関連があると推定できる。

（8） 4613，4614，4615 は何れも緩除な吸熱を示し，結晶構造の変化に基くと考えられる吸発熱は示さない。著者[6] の水和発熱速度の研究によれば C_3A_5 は 20 時間位までは殆んど発熱せず，その後除々に発熱するのであるが，本研究の熱分析曲線では材令 24 時間でも顕著な吸発熱ピークを認めない。水和熱の測定は 26.8°C で行われ，熱分析用試料は 20°C で水和されたことが原因かも知れない。CA よりも水和は遅れている。

（9） 4616 は材令 3 日であり，M_2 および M_9 を顕著に認め，M_1 も認められ，270°C の吸熱も存在する。y と推定される水和物が認められる。

4617 は材令 7 日の場合であり，M_3，が顕著に認められ，AH_3 の生成が示される。

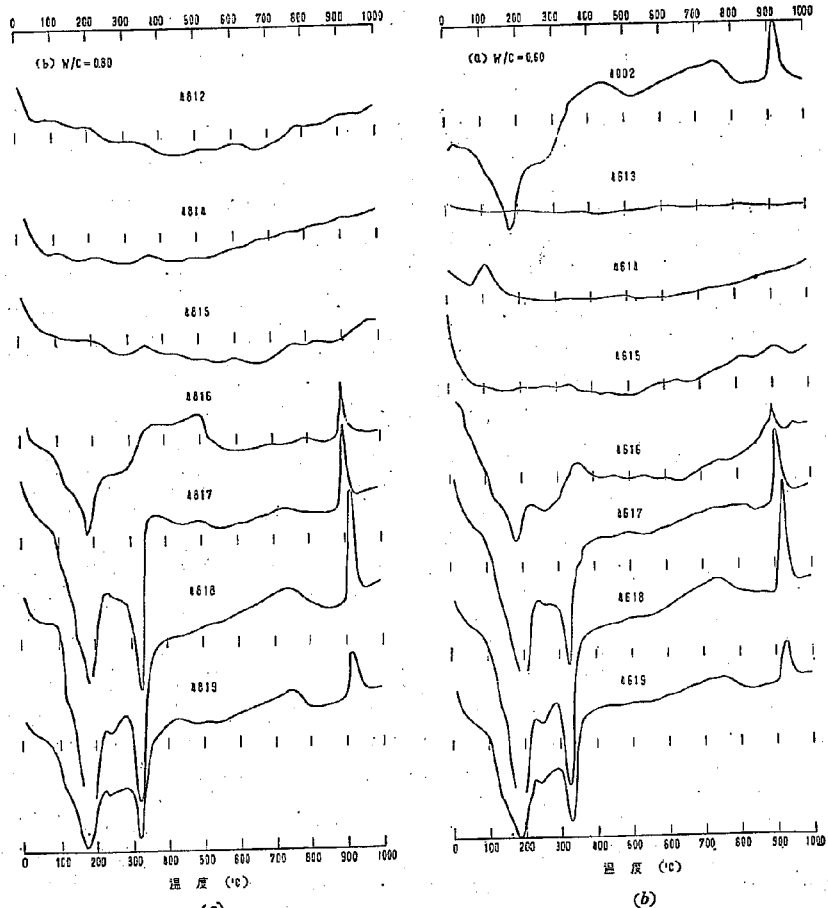
4618 は材令 14 日の場合であり，M_2，M_3 および M_9 が顕著であり，250°C の吸熱も存在する。M_2 の方が M_3 のピークより深い。y と AH_3 の存在が推定されるが，C_2AH_8 の存在は推定されないし，C_3AH_6 は存在しない

4619 は材令 28 日の場合であり，4618 と同様であり，M_3 のピークは M_2 に較べてやや深くなつている。

(10) C_3A_5 の水和は CA の水和と同様であるとされている。熱分析曲線からも両者は大体同様な水和生成物を生じることが示される。しかし両者の相異は反応速度が C_3A_5 の方が少しおそく，C_2AH_8 の生成が殆んど認められなく，C_3AH_6 の生成も材令 28 日で認められないこと等である。

水量を 80% にした場合でも熱分析曲線の形状は 60% の場合と余り相異しない。

〔4〕 アルミナセメント（No—1，No—2）水和物の熱分析曲線について （図—7,8,9）



図—7 C_3A_5 水和物の熱分析曲線

（1） No—1 セメント水和物の熱分析曲線に認められる特徴は 140°C の吸熱 (N_1)，180°C の吸熱 (N_2)，280°C の吸熱 (N_3)，320°C の吸熱 (N_4)，360°C の吸熱 (N_5) 900°C の発熱 (N_6) および 950°C の発熱(N_7) 等のピークである。この外に 400°C～900°C 間にいくつかの吸熱ピークがあるが余り顕著ではない。

（2） 水和3時間で水和生成物の存在が明瞭に認められ，12時間以後の熱分析曲線の形状は大体同様となり，主要な水和反応が 12 時間で終了したことが示され，アルミナセメントの早強性を示す。

5112 および 5113 は N_3 を明確に示すが，N_1，N_2，は明瞭でない。材令 12 時間である 5114 に至り，N_1，N_2，N_6，が明らかに認められる。この熱分析曲線は CA を 0°C で水和さもたものの熱分析曲線 (3002) と大

体同様な形状を示す。

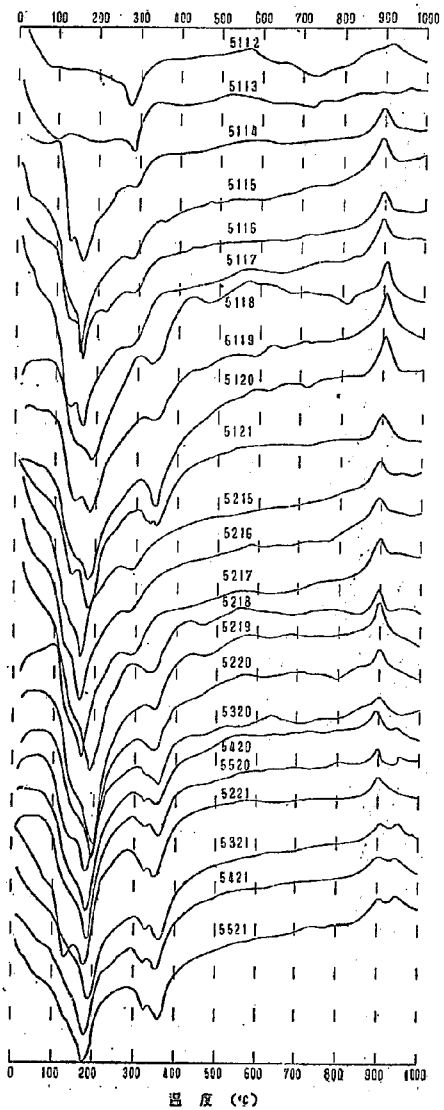
（3） 5115 は材令 24 時間の場合であり，N_3 は僅かに認められるのみである。5116 は材令 3 日であり N_3 も認められ，200°C の僅かな吸熱があるが N_6, N_2 が顕著である。5117 は材令 7 日であり，5116 と殆んど同様である。5118 は材令 14 日であり，ここで始めて N_3 が消失して N_4 が認められる。5119 は材令28 日であり，5118 と大体同様である。5120 は材令 3 月であり，N_4 に引きつづいて N_5 が推定され，材令 6 月である 5121 に至り N_4 と N_5 が明瞭に分離する。

（4） 水量が 80% のものでも，60% の場合とはとんど同じであり，特に材令 7 日と 14 日の間で N_3 が消失して N_4 が生成する。

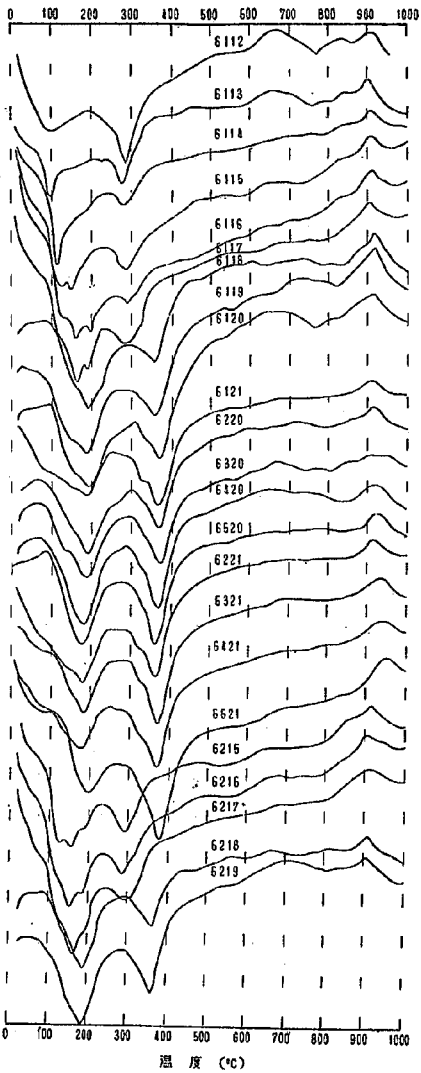
水量 100% の場合は材令 3 月ですでに N_5 を認め 120% では N_4 と N_5 の分離が明確であり，150%ではさらによく分離され，しかも N_5 が顕著である。材令 6 月の場合は水量の多い程，N_4 と N_5 の分離は明確となり，N_5 の方が N_4 より顕著である。

なお N_7 は 5420, 5520, 5321, 5421, 5521 のみに認められる。即ち材令 3 月では水量 120%以上の場合に，6 月では 100%以上の場合に認められ，水量80% または 60% の場合は材令 6 月でも N_7 は認められない。

（5） No—2 セメント水和物の熱分析曲線に認められる特徴は No—1 セメント水和物の場合と同様に N_1, N_2, N_3, N_4, N_5, N_6, および N_7 等の吸発熱ピークである。No—2 セメントの場合も No—1 セメントの場合と同様に材令 12 時間までと，それ以後では明らかに相異している。No—2 セメントでも材令 7 日と 14 日の間で N_3 が消失して N_4 が認められるに至る。また材令 14 日までは何れも痕跡程度ではあるが C_3AH_3 等に見られた 850°C の発熱を示している。材令 3 日で 200°C に僅かの吸熱を示すことは No—1



図—8
アルミナセメント (No.1) 水和物の熱分析曲線



図—9 アルミナセメント(No.3)水和物の熱分析曲線

と同様である。

(6) No—2 セメントの場合は N_6 の山の形は No—1 の場合より平坦化されており，特に低温側が緩傾斜し，N_4 と N_5 は分離されてはおらず，N_4 に引きつづき N_5 の吸熱が起ることは N_4 と N_5 の谷の形状より考えられる。しかも N_5 の方が N_4 よりはるかに顕著である。長期材令に至れば N_5 は特に顕著となり N_5 は N_2 の深さに等しいかまたは N_2 より深くなる。また No—1 では水量多く長期材令に至れば N_7 が認められたのであるが，No—2 では N_6 が高温側に移動して N_6 と N_7 は重なり，両者は分離して見られないと推定される。

(7) アルミナセメントは CA，C_5A_3，C_3A_5，C_3AS C_2S，C_4AF 等を含有し，その組成はポルトランドセメントのように狭い範囲内にはなく，変動域が大きい従つて C_5A_3 を主としたものと CA を主としたものではその水和の様相は著るしく異なり，アルミナセメントの水和作用についてはまだ解明されない点が多い。

Assarsson[30] によればアルミナセメントが水和すると主として CAHn が生成するが，その量はセメント中のアルカリによる。CAHn は C_2AH_8 と AH_3 を生成し，C_2AH_8 は更に C_3AH_6 と AH_3 に変化する。しかしセメントによつては C_2AH_8 の生成を認めないものもある。この外 C_5AHn，C_4AH_{13}，C_3AH_{12} 等も生成すると云う。アルミナセメントの水和物はゲル状物質であり，時間が経てばゲルは熟成して安定化合物を生成するのであるが，その詳細は明らかにされていない。

(8) アルミナセメント水和物の熱分析曲線に見られる N_1，N_2，N_3，N_5，N_6 および N_7 のピークは何れもアルミン酸石灰塩水和物の熱分析曲線に認められる。N_4 は AH_3 を示し，N_5 は C_3AH_6 を示し，N_6 又は N_7 は CAHn と関連あると推定される y 水和物および C_2AH_8 に見られる。N_2 は N_5 等と共に y 水和

物に見られる。N_1 はγ水和物に見られると同時に一般のゲル状物質にも見られる。しかし N_3 はアルミナセメント水和物にのみ認められ，如何なる水和生成物の熱分解に基ずくかは不明である。N_3 の消失にともない N_4 が出現し，その前後で他のピークがそれ程著るしい変化を受けないので，この未知の水和物の熱分析曲線のピークは N_3 以外は顕著なものはないと推定される。ピークの温度はその化合物の結晶度，含量又は加熱速度により変るのであるが，今までに明らかにされている図—1 に示される水和化合物の熱分析曲線のピークには N_3 に当るものは見出されない。しかしながら水酸化アルミニュームゲルによる可能性も考えられる。

（9） アルミナセメント No—1，No—2 は水和して，6時間位までは除々な吸熱に示されるようにゲル状物質を生じ，N_3 で示される不明な水和物を生成する。材令 12 時間頃には N_1，N_3，N_6 が明瞭になり，恐らく CAH_{10} が生成したことを示すが N_3 はまだ存在する。材令 3 日頃になれば 220°C の吸熱が見られるが C_3AH_3 を推定することはできない。7 日頃までは CAH_{10} と N_3 を示す物質が推定され，次で 14 日に至れば AH_3 を生成し始め，28 日頃より C_3AH_6 の生成が見られ，更に長期材令に至り C_3AH_6 と AH_3 は増加し，γ 水和物は減少する。水和物中に C_3AH_3 の存在は推定しがたく，存在しても少量である。

No—1 セメントは No—2 セメントに較べて CaO 含量が多く，Al_2O_3 含量が少ない。従つて No—2 セメントの方が AH_3 の生成量が多いのであり，熱分析曲線よりもこの点は認められるのであるが，C_3AH_6 の生成量も No—2 の方が多いことは検討を要する点と思う。

アルミナセメントは早強性であり，1日で大部分の強度を発生し，長期強度の増進がなくむしろ低下する傾向がある。このことは長期に於て水和生成物の転移が起り，モルタル構造に変化が起ることによると考えられ，熱分析曲線はこのとことをよく示している。

アルミナセメントの水和を熱分析法で研究した結果では，すでにのべた Assarsson[20] の結果とある程度合致することが示される。

なおアルミン酸石灰以外の成分の水和物については，熱分析曲線からは何ら手掛りがえられていない。

Ⅳ 結　　言

アルミン酸石灰塩およびアルミナセメントの各材令における示差熱分析曲線を求め，水和生成物を推定しすでに報告されている研究結果と比較検討した。熱分析曲線と水和発熱速度の関係についての知見も加えた。比較的簡単な C_3A 水和物の熱分析曲線を解析し，C_3AH_3 の熱分析曲線の特性をえた。

セメントの水和作用の研究に熱分析法は有力な手段であることを示し，今後各種水和物についての熱分析曲線が求められ，その加熱変化等がX線により研究される等，基礎的研究が集積される必要がある。

文　　献

1) L.S. Wells 等 J.R.N.B.S *30* 367 1943

2) G.L. Kalousek 等 J.Am Cone J.Am. Conc. Mst. Proc. *45* 693 1949

3) G·L. Kalousek 等 J.Am. Conc. J.Am. Conc. Mst. Proc. *48* 77 1952

4) G.L. Kalousek 等 3rd mtern. Syp. Cement Chem 1952

5) 山内俊吉 セメント技術年報 Ⅱ 83 1948
6) 福島弥六 有泉昌 土研報 83 号 昭 27
7) 福島弥六 有泉昌 土研報 84 号 昭 27
8) W.C. Hansen J. Am. Ceram. Soc *11* 68 1928
9) 小柳勝蔵 窯協 40 489 昭 7
10) M. Fields 等 Soil Sci *74* 197 1952
11) A.S. Kaufman 等 Econ. Geol *45* 222 1950
12) R.E. Grim Rep. Geo. Survey No 96 1944
13) 佐藤太一 工化 *55* 66 1952
14) R. Mackenzie "Problem of Clay and Laterites Genesis" p 65
15) J.L Kulp 等 Am. Mineraogist *36* 23 1951
16) T. Thorvaldson Can. J. Res *1* 201 1929
17) G. Assarsson Zement *26* 293 1937
18) R. Nacken Zement *26* 715 1937
19) 佐藤太一 化学工業資料 22 142 昭 29
20) G. Assarsson proc. Syp. Cement Chemistry 441 1938