

土 木 学 会 論 文 集

第 66 号・別 冊 (1-1)

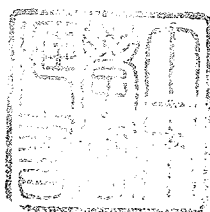
橋 梁 基 礎 工 の 掘 削, 沈 下 作 業 の 理 論 的 考 察

正 員 飯 吉 精 一

TRANSACTIONS
OF THE
JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
No. 66, EXTRA PAPERS (1-1)

THE THEORETICAL RESEARCHES ON THE
EXCAVATING AND SINKING OF BRIDGE
FOUNDATION

By Seiichi Iiyoshi, C.E. Member



Jan. 1960

TOKYO JAPAN

昭 和 35 年 1 月

土 木 学 会

橋梁基礎工の掘削, 沈下作業の理論的考察

第1編 井筒基礎の掘削, 沈下作業について

第2編 送気潜函基礎の掘削, 沈下作業について

正員 飯 吉 精 一*

THE THEORETICAL RESEARCHES ON THE EXCAVATING AND SINKING OF BRIDGE FOUNDATION

I On the Excavating and Sinking of Open Well Foundation.

II On the Excavating and Sinking of Pneumatic Caisson
Foundation.

By Seiichi Iiyoshi, C.E. Member

Synopsis : Beginning with the classification of soils encountered in sinking work of open caisson, the author studied the methods of decreasing of the resistance against its sinking. Reasonable method of estimation of skin friction and some formulae for planning sinking work were given by which the selection of method of sinking can easily be made.

Chapter II concerns a problem of pneumatic caisson. The relationship between the properties of soil and the working pressure was considered, basing on the author's field experiences and an empirical formula for determining the pneumatic air consumption in excavation work was proposed.

要旨 この橋梁基礎についての論文は, 施工法はそれを理論的に取扱うことによつて, 施工学に高めなければならないという著者の意図にもとづくものである。第1編の井筒基礎工の研究では主として沈下作業についてのものであつて, 基礎工の理論的研究に必要な土質の分類, 次に, その土質について沈下抵抗の減少, および skin friction の算定法について論究し, これにより井筒自体による沈下の実用的判定式を創造し, 沈下工法の選定を容易ならしめた。

第2編の送気潜函基礎工の研究は主として掘削作業についてのものであつて, 著者の実際の経験をもととして, 土質と送気作業気圧との関係について論究し, 送気掘削作業に必要な空気量の算定の実用式を決めた。

目	次
第1編 井筒基礎の掘削, 沈下作業について	c) 作業中の井筒に及ぼす土圧の近似的算出式
1. 橋梁基礎工の掘削, 沈下のための土質の仮定的分類	d) 壁面摩擦係数の算出法
(1) 土質の仮定的分類	e) 壁面摩擦係数の実績式
(2) 仮定的分類土の土質力学的性質	3. 結 び
参考資料	参考資料
2. 井筒の掘削, 沈下作業	第2編 送気潜函基礎の掘削, 沈下作業について
(1) 井筒の沈下作業	1. 送気潜函の掘削作業と沈下作業
(2) 井筒の掘削, 沈下作業における掘越し掘削	2. 送気掘削作業の気圧と土質との関係
参考資料	参考資料
3. 井筒沈下作業における自重沈下の実用判定式	3. 送気掘削作業に必要な空気量の算定
(1) 井筒自然沈下の実用判定式	(1) 概 説
(2) 井筒の壁面摩擦係数の算定	(2) 送気掘削作業に必要な空気量
a) 従来の壁面摩擦係数の算出法	(3) 送気掘削作業の空気量算定の実用式
b) 著者の壁面摩擦係数	(4) 結 び
	参考資料

* 鉄道建設興業KK常務取締役

第1編 井筒基礎の掘削，沈下作業について

1. 橋梁基礎工の掘削，沈下のための土質の仮定的分類

(1) 土質の仮定的分類

井筒基礎の掘削，沈下作業についての研究を始めるにあたり，すぐ問題となるのは土質である。

土質の種類によつて掘削，沈下の工法，手段が異なるのである。したがつて適切な工法，手段を考究するにはその前提となる土質についての分類が必要となる。

井筒が橋梁基礎工として築造される場所は主として堆積土の地帯で，ほとんどがその地下水面下の地盤内に築造される。したがつて，橋梁基礎工の対象となる土質は，水中にある自然状態の土と考えることができる。

橋梁基礎工が築造された地盤の土質の種類を調べてみると下記のようなものである。

- 1) シルト：貝殻交り，砂質，粘土質シルト。
- 2) 砂：貝殻，砂利，玉石の1種または数種交り砂。
- 3) 砂利：玉石，粘土の1種または両者交り砂利。
- 4) 玉石：砂利交り玉石。
- 5) 粘土：貝殻，砂，砂利，玉石の1種または数種交り粘土。

以上のような多種多様の自然土を取扱うにあつて，従来の砂質土，粘土質土のような大別分類および，物理的，土質力学的性質による分析的分類では，自然土との関連性において欠けているので，著者は種々考究の結果，基礎工の研究の便宜上，表-1に示す分類を案出しこれによることとした。

表-1 土質の仮定的分類表

仮定的分類上の名称	一般的名称	水中にある場合の状態	透水性	自然状態における土質試験結果	
				せん断試験	一軸圧縮試験
液性土	溶解性のシルトおよび溶解性粘土	液状で流動性あり，自重で自由に變形する。 息角は0と考えられる。	—	—	—
粒性土	砂，砂利，玉石	土粒子は粉状または粒状，息角は安定性がある。	高い	内部摩擦角だけで粘着力はない。	—
粘性土	砂とシルト，砂と粘土の混合土	土塊状で息角は安定性を欠く。	低い	内部摩擦角と粘着力とがある。	—
塑性土	軟質(塑性)の粘土	塊状で外力により容易に變形する。息角は考えられない。	不透水	内部摩擦角はないが，粘着力がある。	破壊時のヒズミ量は大きい 圧縮強度は小さい。
剛性土	硬質(脆性)の粘土	塊状で外力により容易に變形しない。息角は考えられない。	不透水	内部摩擦角はないものもあるものがある。粘着力はある。	破壊時のヒズミ量は小さい 圧縮強度は大きい。

この土質の仮定的分類は内容において土質力学的にまだ明確を欠き，概念的な域を脱せず，その名称についても検討を要するが，基礎工における自然土の分類としては従来のものより適合したものと考える。なにかこの種の実際にそくした分類が実現しない限り，施工の実績と理論，施工実績と実験室的の研究，との結びつきはできず，基礎工学の理論の発展は望めないと考えるのである。

(2) 仮定的分類土の土質力学的性質

かつて，鉄道省土質調査委員会において，自然状態における土の力学的性質を長年にわたり，多数の試験材について実測した貴重な資料がある。これを活用することにより仮定的分類土の性質を明らかにすることができた。その資料により土質を粘着力 C と内部摩擦角 ϕ について整理すると，表-2に示す4群に大別することができた。

ここで各種の資料を参照し種々考究の結果，この4群と仮定的分類とを関連づけたものが表-3である。

表-2

群	$C(\text{kg/cm}^2)$	ϕ (度)
I	ほとんど 0	ほとんど 0
II	ほとんど 0	10 ~ 60
III	0.15以上(2.45)	ほとんど 0
IV	0.10以上(2.00)	10 ~ 50

表-3

群	$C(\text{kg/cm}^2)$	ϕ (度)	仮定的分類土名
I	0	0	液性土 I
II	0	10 ~ 15	液性土 II
	0	20 ~ 45	粒性土 I
	0	45以上(60)	粒性土 II
III	0.15 ~ 0.40	0	塑性土
	0.45以上(2.45)	0	剛性土 I
IV	0.10 ~ 0.35	10 ~ 50	塑性土
	0.40以上(2.0)	10 ~ 50	剛性土 II

これにより仮定的分類土に土質力学的の性質を付与することができ、また自然土の C と ϕ とがわかれば、その自然土の 仮定的分類土としての名称を定めることができることになった。

この表により 仮定的分類土を説明すれば、液性土とは $C=0$ 、または 0 に近いものであつて、そのうち、 $\phi=$ ほとんど 0° のものを液性土 I、 $\phi=10\sim 15^\circ$ 程度のものを液性土 II とした。

粒性土とは $C=$ ほとんど 0 のものであつて、そのうち $20^\circ < \phi < 45^\circ$ のものを粒性土 I、 $\phi < 45^\circ$ のものを粒性土 II とした。粒性土 I は 砂、粒性土 II は 砂利と呼ばれるものに該当する。

塑性土とは $\phi=0^\circ$ 、 $C=0.15\sim 0.40$ のものである。

粘性土とは $C=0.10\sim 0.35$ 、 $\phi=10\sim 50^\circ$ のものである。

剛性土とは $C>0.4$ のものであつて、そのうち $\phi=$ ほとんど 0° のものを剛性土 I、 $\phi>10^\circ$ のものを剛性土 II とした。

なお 塑性土と剛性土については C と ϕ とだけによらず、一軸圧縮試験の破壊時におけるヒズミ量 ϵ_f によつて 区分することが考えられる。

この ϵ_f の限度については 今後の研究によらなければならないが、ここではとりあえず、Tchebotarioff の実験の結果を借用し、ヒズミ量が 8% 以下のものを剛性土とし、14% に近いものから以上を塑性土と考えることとする。

井筒および送気潜函基礎工において 対象となる自然土は主として粒性土、塑性土であつて、液性土、剛性土が対象となる場合は ほとんど少ない。

【参 考 資 料】

1) 土の力学的性質測定値 (鉄道省土質調査委員会)

群	試験材番号	粘着力 (kg/cm ²)	内部摩擦角 (度)	見掛比重	間げき率 (%)	仮定的分類土名	群	試験材番号	粘着力 (kg/cm ²)	内部摩擦角 (度)	見掛比重	間げき率 (%)	仮定的分類土名			
I	845	0.009	3—00	1.40	75.3	液性土 [I]	II	446	0.063	11—20	1.69	53.7	液性土 [II]			
	138	0.018	5—12	2.11	54.5			793	0.075	12—30	1.51	66.9				
	126	0.034	1—33	1.44	73.5			530	0.050	12—30	1.62	50.0				
	837	0.042	2—00	1.51	67.0			515	0.000	12—33	1.65	63.0				
	838	0.042	6—30	1.73	60.6			514	0.020	13—40	1.61	70.0				
	844	0.047	1—30	1.48	69.5			713	0.050	14—00	1.36	74.3				
	836	0.050	1—00	1.47	69.2			785	0.005	15—00	1.71	54.9				
	467	0.053	6—00	1.76	49.7			717	0.010	15—00	1.13	59.7				
	472	0.059	2—28	1.48	66.4			274	0.050	15—00	1.50	70.5				
	239	0.060	3—47	1.77	59.4			278	0.000	15—00	1.59	59.9				
	706	0.062	0—00	1.64	52.7			282	0.000	15—00	1.55	56.4				
	840	0.062	3—00	1.45	71.8			283	0.000	15—00	1.64	47.6				
	187	0.062	1—09	1.34	75.1			507	0.000	16—00	1.80	61.7				
	127	0.067	2—06	1.70	57.3											
	842	0.077	5—00	1.47	68.7					385	0.000	18—00		1.42	63.4	粒性土 [I]
	839	0.078	4—30	1.55	61.3					276	0.063	18—30		1.67	54.8	
	841	0.078	4—10	1.46	71.3					709	0.070	20—50		1.75	54.9	
	435	0.078	5—42	1.70	54.8					784	0.052	21—00		1.75	52.3	
	51	0.078	4—34	1.34	79.4					796	0.031	21—00		1.70	57.7	
	402	0.084	1—01	1.45	70.0					384	0.000	22—20		1.50	64.8	
	403	0.084	1—01	1.42	71.8					247	0.000	24—18		1.71	49.2	
	412	0.084	3—36	1.57	63.4					284	0.000	26—30		1.63	55.8	
	50	0.088	1—43	1.47	73.5					306	0.063	26—36		1.61	49.2	
	469	0.088	4—00	1.66	64.7					432	0.059	30—07		1.82	35.7	
	44	0.092	1—41	1.62	61.0					431	0.000	30—15		1.87	43.2	
	843	0.093	1—00	1.46	69.8					273	0.038	30—24		1.67	51.6	
	468	0.094	2—42	1.60	63.0					221	0.025	30—40		1.67	51.0	
	401	0.094	1—09	1.41	69.6					387	0.066	31—00		1.59	53.6	
	38	0.106	5—26	1.65	63.3					415	0.000	31—30		1.68	50.0	
	49	0.108	4—23	1.31	81.9					547	0.066	32—00		1.89	46.0	
	56	0.108	5—08	1.80	68.5					421	0.000	32—42		1.97	42.6	
	404	0.109	0—00	1.37	72.0					37	0.060	33—26		1.82	41.8	
							700	0.033	34—10	1.84	45.2					
II	450	0.038	7—36	1.56	59.6	液性土 [II]	78	0.078	34—36	1.88	36.7					
	466	0.000	7—59	1.71	54.1		679	0.060	35—30	1.60	50.6					
	529	0.052	9—45	1.28	80.8		715	0.000	36—40	1.33	56.5					
	489	0.052	9—45	1.29	79.8		680	0.070	37—50	1.56	45.0					
	452	0.025	10—00	1.66	54.1		652	0.022	37—55	1.53	57.2					
	532	0.046	11—05	1.71	59.1		685	0.000	38—20	1.47	52.7					

群	試験材番号	粘着力(kg/cm ²)	内部摩擦角(度)	見掛比重	間げき率(%)	仮定分類土名	群	試験材番号	粘着力(kg/cm ²)	内部摩擦角(度)	見掛比重	間げき率(%)	仮定分類土名
II	806	0.001	40-40	1.91	38.4	粒性土[I]	III	520	0.380	7-30	1.89	45.5	塑性土
	509	0.000	41-40	1.30	66.6			692	0.388	4-15	1.80	50.6	
	36	0.044	42-00	1.79	41.8			625	0.406	5-40	1.53	66.7	
	695	0.000	43-30	1.88	42.7			626	0.406	5-40	1.49	67.8	
	498	0.040	45-00	1.67	52.2			627	0.406	5-40	1.52	65.4	
	209	0.025	45-20	1.86	26.7			656	0.406	5-35	1.52	56.1	
	683	0.000	49-20	1.90	56.5	817		0.422	4-10	1.50	66.8		
	208	0.000	52-10	1.88	24.0	691		0.438	0-00	1.74	54.7		
	674	0.000	54-20	1.90	35.5	407		0.447	0-34	1.56	59.4	剛性土[II]	
	499	0.080	54-50	1.61	65.7	222		0.450	6-35	1.76	45.1		
	62	0.080	68-58	2.14	36.1	202		0.451	5-29	1.61	33.3		
	III	470	0.125	1-26	1.55	64.0		148	0.460	7-11	1.70		49.2
449		0.125	2-00	1.53	59.8	458	0.466	1-40	2.02	32.6			
411		0.125	0-00	1.44	72.3	624	0.466	3-05	1.46	69.8			
240		0.130	7-24	1.62	60.4	630	0.468	5-45	1.49	51.5			
178		0.131	2-31	1.66	58.8	681	0.470	2-20	1.86	54.4			
847		0.132	7-30	1.55	62.2	171	0.482	5-19	1.97	36.4			
474		0.138	4-25	1.71	56.3	207	0.529	0-00	1.84	22.7			
422		0.141	7-14	1.73	58.0	820	0.531	2-30	1.49	66.3			
471		0.141	2-52	1.51	69.7	456	0.538	5-15	1.70	50.4			
427		0.141	5-15	1.57	65.1	480	0.547	5-02	1.69	54.0			
531		0.141	6-10	1.56	58.6	201	0.553	0-00	1.61	27.4			
405		0.144	1-01	1.53	66.7	116	0.581	0-00	1.91	47.6			
447		0.150	7-20	1.64	53.3	175	0.583	2-07	1.62	44.0			
135		0.153	0-00	1.67	60.3	206	0.625	0-00	1.84	23.3			
451		0.156	1-30	1.55	63.6	168	0.643	1-23	1.51	50.8			
400		0.156	0-00	1.36	69.0	439	0.670	2-23	1.57	66.8			
707		0.156	0-00	1.75	54.3	441	0.680	4-11	1.83	43.4			
170		0.157	7-35	1.83	49.1	173	0.683	0-00	1.68	42.0			
525		0.162	7-20	1.43	73.3	172	0.751	0-00	1.93	39.0			
434		0.166	4-24	1.78	49.7	166	0.756	0-00	1.44	60.8			
149		0.168	6-42	1.81	49.5	167	0.786	0-00	1.74	45.4			
448		0.169	1-20	1.61	58.7	117	0.796	0-00	1.80	44.5			
136		0.171	0-00	1.71	60.0	256	1.680	0-00	1.65	52.0			
473		0.178	1-09	1.51	66.2	271	2.000	2-30	1.65	52.6			
425		0.188	0-00	1.54	66.4	314	2.080	0-00	1.81	49.2			
429		0.190	3-36	1.72	54.2	311	2.450	0-00	1.82	49.3			
824		0.193	4-30	1.56	64.9	IV	790	0.100	13-10	1.72	51.0	粘性土	
322		0.197	2-06	1.52	70.7		666	0.103	31-45	1.65	44.9		
141		0.201	0-00	2.04	37.9		388	0.105	38-00	1.67	47.9		
430		0.203	3-36	1.74	52.4		61	0.108	20-49	1.36	73.9		
436		0.203	5-42	1.86	44.7		686	0.109	37-50	1.59	51.1		
522		0.204	0-00	1.63	59.6		246	0.109	14-30	1.79	46.5		
416		0.206	0-00	1.56	69.1		332	0.109	15-38	2.09	24.8		
53		0.216	4-34	1.78	57.2		798	0.111	15-00	1.66	57.7		
850		0.218	6-00	1.43	70.4		195	0.118	68-06	2.02	38.8		
818		0.218	6-00	1.52	64.0		563	0.124	24-25	1.58	35.0		
426		0.220	3-48	1.58	64.5		39	0.125	10-12	1.84	45.0		
475		0.222	5-36	1.76	52.0		59	0.126	16-26	1.65	54.8		
682		0.223	7-10	1.82	50.6		144	0.127	63-51	2.29	24.6		
40		0.232	0-00	1.80	53.2		323	0.128	16-42	1.91	45.9		
192		0.237	0-00	2.06	35.6		783	0.128	9-30	1.72	55.4		
55		0.242	3-26	1.91	62.0		277	0.130	17-30	1.49	66.1		
705	0.250	0-00	1.82	70.3	41		0.133	19-48	1.76	52.6			
176	0.251	0-00	1.78	57.9	309		0.134	41-42	1.61	54.1			
523	0.260	0-00	1.86	45.5	57		0.138	18-47	1.55	69.5			
143	0.264	0-00	2.10	34.4	476		0.138	18-53	1.88	44.3			
428	0.281	0-00	1.53	65.8	85		0.139	18-47	1.94	34.6			
410	0.291	3-26	1.73	54.4	88		0.140	40-32	1.92	38.4			
152	0.293	0-00	1.62	54.4	516		0.140	12-24	1.64	64.8			
813	0.303	1-30	1.54	66.1	440		0.140	16-50	1.64	55.2			
816	0.313	3-10	1.53	65.7	496		0.140	23-50	1.55	66.9			
690	0.313	2-50	1.67	57.9	245		0.141	10-00	1.49	63.6			
689	0.344	0-00	1.65	57.4	807		0.141	27-10	1.53	58.1			
794	0.354	4-30	1.49	68.3	438		0.150	12-14	1.99	37.2			
791	0.366	2-30	1.80	51.4	687		0.150	35-00	1.52	59.1			

群	試験材番	粘着力 (kg/cm ²)	内部摩擦角 (度)	見掛比重	間げき率 (%)	仮定的 分類土名	群	試験材番	粘着力 (kg/cm ²)	内部摩擦角 (度)	見掛比重	間げき率 (%)	仮定的 分類土名
IV	60	0.152	9-05	1.65	56.7	粘性土	IV	703	0.256	37-55	1.92	38.6	粘性土
	151	0.152	9-46	1.79	43.3			718	0.258	12-10	2.09	27.5	
	43	0.155	18-16	1.57	63.8			324	0.259	29-36	2.00	40.3	
	786	0.155	14-35	1.77	50.7			673	0.259	55-00	1.75	36.9	
	159	0.158	52-37	1.50	55.0			390	0.260	14-12	1.55	65.7	
	828	0.162	26-00	1.58	47.4			493	0.260	15-40	1.64	69.1	
	383	0.163	24-15	1.50	61.8			433	0.260	26-40	1.77	44.9	
	399	0.163	37-00	1.78	47.9			203	0.260	17-01	1.69	27.8	
	423	0.163	8-08	1.70	43.6			799	0.262	13-40	1.68	58.0	
	657	0.165	33-00	1.71	59.6			189	0.262	24-02	1.95	42.5	
	696	0.169	35-10	1.73	32.7			128	0.262	9-42	1.80	45.7	
	275	0.170	16-10	1.53	54.7			833	0.265	9-25	1.25	62.4	
	622	0.178	18-00	1.40	70.0			478	0.265	9-06	1.73	53.9	
	811	0.178	20-40	1.74	49.7			328	0.266	19-30	1.55	66.7	
	538	0.181	8-40	1.52	64.2			182	0.269	16-32	1.73	43.6	
	155	0.182	20-36	1.91	39.8			197	0.270	46-00	1.97	22.4	
	34	0.182	26-33	1.45	50.9			164	0.271	21-00	1.80	46.0	
	132	0.183	35-22	1.42	44.3			849	0.272	15-30	1.67	58.3	
	413	0.184	19-00	1.56	56.4			536	0.275	29-55	1.62	46.8	
	810	0.187	24-00	1.82	62.7			651	0.278	34-00	1.67	57.2	
	629	0.187	11-30	1.85	47.9			648	0.278	32-00	1.67	50.0	
	250	0.188	17-00	1.30	66.0			526	0.280	8-25	1.45	62.9	
	318	0.188	30-42	1.60	55.3			333	0.281	14-02	1.89	45.6	
	832	0.188	20-45	1.66	46.4			109	0.283	11-45	1.66	49.1	
	789	0.190	9-20	1.53	61.9			68	0.284	35-30	1.76	45.7	
	386	0.192	31-30	1.65	59.1			455	0.287	23-15	1.83	49.5	
	58	0.193	14-18	1.59	62.9			259	0.290	40-42	1.49	58.3	
	281	0.200	22-00	1.45	53.7			169	0.294	19-54	1.78	49.5	
	83	0.202	19-46	1.68	48.9			564	0.297	13-14	1.60	63.7	
	326	0.203	25-25	1.59	61.8			392	0.300	13-51	1.64	58.3	
	623	0.209	10-00	1.39	74.4			635	0.300	33-30	1.77	47.8	
	391	0.210	23-02	1.48	58.5			834	0.300	12-05	1.86	39.3	
	495	0.210	22-50	1.53	69.8			693	0.303	34-20	1.79	42.9	
	621	0.212	18-00	1.59	59.5			647	0.303	34-05	1.59	54.2	
	664	0.212	46-30	1.96	40.1			181	0.306	15-29	1.97	37.5	
	418	0.213	19-12	1.70	50.9			492	0.310	14-15	1.52	66.2	
	453	0.213	8-36	1.80	53.5			142	0.310	15-39	2.21	29.0	
	454	0.213	8-36	1.76	49.0			694	0.313	36-00	1.72	47.0	
	153	0.217	49-29	1.66	52.5			242	0.313	10-42	1.64	53.4	
	537	0.219	33-30	1.58	59.4			634	0.313	33-05	1.71	44.5	
	792	0.219	14-00	1.73	55.0			649	0.316	8-30	1.82	46.6	
	688	0.219	8-40	1.58	62.8			261	0.320	33-00	1.52	58.7	
	565	0.220	9-56	1.53	60.0			217	0.321	31-20	1.78	38.4	
	497	0.220	25-20	1.58	66.7			539	0.322	26-10	1.21	72.4	
	633	0.221	37-05	1.72	48.8			224	0.326	15-10	1.65	50.2	
	481	0.225	8-22	1.99	38.1			123	0.329	10-09	1.78	45.7	
	330	0.228	23-42	2.00	39.3			194	0.333	15-31	1.51	56.6	
665	0.228	41-00	1.84	46.2	477	0.335	21-00	1.82	45.2				
638	0.231	23-05	1.33	70.9	508	0.340	23-55	1.40	69.3				
190	0.234	46-06	1.99	37.3	84	0.341	8-22	1.51	44.3				
419	0.234	36-00	1.84	36.1	697	0.344	23-10	1.77	50.6				
678	0.237	35-30	1.70	41.3	698	0.344	34-00	1.68	43.6				
534	0.238	15-15	1.61	53.3	797	0.344	16-00	1.66	58.5				
133	0.243	40-14	1.56	51.4	821	0.344	11-20	1.52	64.6				
660	0.244	36-20	1.68	58.5	119	0.345	48-30	1.62	56.7				
177	0.244	9-09	1.69	57.7	801	0.350	25-40	1.62	58.7				
191	0.248	23-28	1.98	40.8	317	0.365	20-03	1.63	57.5				
393	0.250	22-00	1.64	55.4	216	0.366	31-30	1.45	61.2				
409	0.250	26-34	1.63	44.2	188	0.369	20-39	1.87	47.7				
814	0.250	8-20	1.57	62.1	822	0.400	10-00	1.52	64.1				
815	0.250	8-20	1.57	63.0									
501	0.250	19-30	1.62	61.8	218	0.375	33-50	1.68	45.8	剛性土[II]			
669	0.250	30-50	1.56	53.8	521	0.375	20-34	2.28	30.0				
809	0.250	26-00	1.84	47.3	620	0.375	27-50	1.58	58.6				
668	0.250	28-30	1.61	51.7	655	0.375	28-50	1.71	62.7				
662	0.250	19-00	1.93	39.8	677	0.375	31-00	1.73	49.3				
661	0.250	31-20	1.65	47.8	812	0.375	13-30	1.65	57.7				

群	試験材番号	粘着力(kg/cm ²)	内部摩擦角(度)	見掛比重	間げき率(%)	仮定的分類土名	群	試験材番号	粘着力(kg/cm ²)	内部摩擦角(度)	見掛比重	間げき率(%)	仮定的分類土名
IV	156	0.387	24-56	1.51	56.7	剛性土[II]	IV	704	0.600	16-10	1.78	49.6	剛性土[II]
	161	0.387	53-34	1.70	47.5			315	0.605	31-11	1.59	52.8	
	81	0.414	17-38	2.11	31.0			631	0.610	32-15	1.73	52.6	
	220	0.420	12-40	1.56	51.4			162	0.618	24-42	1.78	44.2	
	219	0.420	28-50	1.52	55.0			546	0.622	15-15	1.82	47.1	
	157	0.428	30-50	1.60	55.7			545	0.622	20-30	1.83	48.2	
	131	0.434	27-12	1.31	59.3			445	0.625	16-12	1.68	52.6	
	542	0.438	26-25	1.82	46.6			653	0.626	28-45	1.81	42.9	
	121	0.439	9-24	1.88	37.8			503	0.630	48-30	1.18	62.5	
	319	0.442	23-52	1.63	55.0			260	0.640	14-34	1.49	55.8	
	160	0.446	26-23	1.64	54.0			280	0.650	30-15	1.41	61.6	
	517	0.450	10-06	1.59	69.1			803	0.653	20-00	1.54	73.3	
	800	0.453	21-30	1.63	58.0			659	0.654	22-10	1.52	51.4	
	243	0.453	12-18	1.63	53.0			676	0.660	30-40	1.87	45.8	
	124	0.457	8-42	1.52	55.3			331	0.672	20-30	1.81	45.6	
	519	0.460	24-20	2.12	29.2			111	0.683	10-19	1.51	52.3	
	316	0.463	33-35	1.44	57.6			675	0.688	41-45	1.86	48.9	
	533	0.469	25-00	1.68	52.7			541	0.713	18-50	1.47	66.4	
	262	0.470	14-34	1.44	58.9			158	0.714	36-43	1.72	45.3	
	316	0.482	25-45	1.62	56.5			163	0.723	12-57	1.87	41.3	
	114	0.485	8-15	1.70	57.4			518	0.730	19-13	1.42	66.3	
	308	0.491	22-00	1.59	50.9			510	0.740	44-00	1.40	62.9	
	307	0.492	26-19	1.55	52.3			494	0.780	40-42	1.23	70.9	
	120	0.510	17-20	1.59	53.5			442	0.780	23-20	1.88	40.3	
	805	0.514	33-00	1.88	48.6			645	0.897	21-50	1.62	52.7	
	196	0.518	8-35	1.76	48.2			253	0.920	14-34	1.19	72.5	
	702	0.520	15-35	1.93	44.9			827	0.938	13-40	1.28	70.7	
	640	0.522	25-35	1.65	57.1			644	1.010	32-00	1.74	50.4	
	145	0.528	33-16	2.13	28.7			257	1.040	35-00	1.58	56.2	
	535	0.531	10-10	1.68	58.2			642	1.066	28-00	1.81	51.0	
	479	0.538	18-44	1.75	60.0			654	1.094	45-00	1.94	36.2	
	140	0.544	13-10	1.28	67.5			258	1.110	25-38	1.48	60.8	
540	0.550	17-40	1.72	56.8	254	1.130	34-36	1.02	77.3				
310	0.550	16-24	1.64	65.9	543	1.188	21-50	1.61	51.4				
500	0.550	20-10	1.61	56.8	511	1.460	41-00	1.52	57.7				
146	0.562	22-58	2.16	33.4	544	1.470	34-30	1.64	52.8				
639	0.566	32-10	1.33	66.0	628	1.470	32-00	1.94	40.6				
165	0.568	28-33	1.55	52.3	312	1.510	19-30	1.72	48.8				
320	0.569	22-00	1.46	63.5	255	1.610	8-32	1.65	52.6				
670	0.588	37-45	1.53	59.4	672	2.000	11-10	1.80	46.8				
808	0.594	26-00	1.86	48.3									

2) 土の内部摩擦角 φ, 粘着力 c 表 (土質調査委員会資料)

土の内部摩擦角 φ と粘着力 c の平均値表

土 質	φ(度)	C(kg/cm ²)
泥けのある砂	30	0.2
非常に締つた砂	34	0.5
液性粘土	0	0.05
非常に軟い粘土	2	0.1
軟い粘土	4	0.2
中粘土	6	0.5
硬い粘土	8	0.75

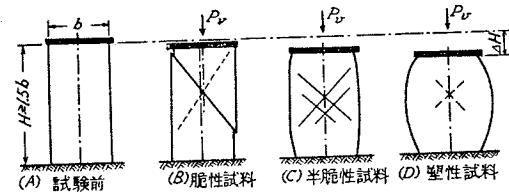
3) 著者の作成した 仮定的分類土の性質表

仮定的分類土の土質力学的性質表

仮定的分類土名	c(kg/cm ²)	φ(度)	見掛比重		間げき率(%)	
			平均	平均	平均	平均
液性土 I	0 ~ 0.10	0 ~ 5	1.3~1.7	1.4	50 ~ 70	70
〃 II	0 ~ 0.05	10 ~ 15	1.5~1.8	1.65	50 ~ 70	55
粒性土 I	0 ~ 0.05	20 ~ 45	1.4~1.9	1.4~1.9	40 ~ 50	50
〃 II	0 ~ 0.05	45以上(60)	1.6~2.0	1.9	30 ~ 60	40
粘性土	0.10 ~ 0.35	10以上(50)	1.4~1.9	1.4~1.9	30 ~ 60	55
塑性土	0.15 ~ 0.40	0 ~ 5	1.4~1.8	1.6	50 ~ 60	60
剛性土 I	0.45 以上 (2.45)	0 ~ 5	1.4~1.9	1.8	30 ~ 60	50
〃 II	0.40 以上 (2.0)	10以上(50)	1.5~1.8	1.7	40 ~ 60	50

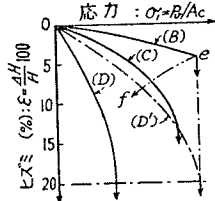
4) 一軸圧縮試験における破壊時のヒズミ ϵ_f による粘土の分類 (Tschebotarioff) および粘性土の稠度との関係 (Terzaghi & Peck)

i) 破壊時のヒズミ ϵ_f



粘土の種類	$\epsilon_f(\%)$
脆性粘土 (B曲線)	3 ~ 8
半脆性粘土 (C曲線)	8 ~ 14
塑性粘土 (D曲線)	14 ~ 20

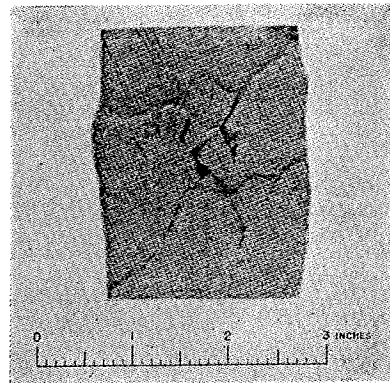
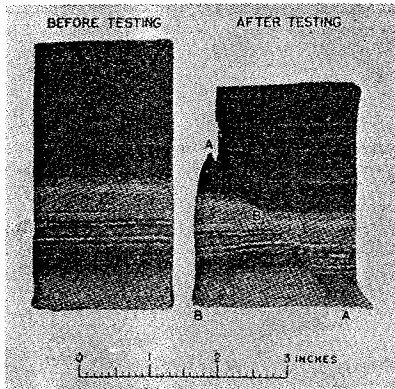
(I) 試験前後における試料



(II) 応力-ヒズミ曲線

脆性粘土の圧縮試験による破壊

塑性粘土の圧縮試験による破壊



ii) 一軸圧縮強度と稠度との関係

粘性土の一軸圧縮強度

稠度	一軸圧縮強度 $q_u(\text{kg/cm}^2)$
頗る軟い	0.25 以下
軟い	0.25 ~ 0.5
中位	0.5 ~ 1.0
硬い	1.0 ~ 2.0
頗る硬い	2.0 ~ 4.0
堅硬	4.0 以上

2. 井筒の掘削、沈下作業

(1) 井筒の沈下作業

井筒基礎工はわが国において特にさかんに採用されている基礎工法である。施工にあたって製作と掘削沈下の2作業に分けられ、このうち製作作業は一般構造物の築造作業と大差ないが、掘削沈下作業は井筒独特の作業であり、また、井筒作業中の主要作業でもある。

井筒は次の条件式が満足される場合に沈下する。

$$W > (B + F') + (F + U_e - W') \dots \dots \dots (1.1)$$

上式を沈下の条件式と名づける。

ここに W : 井筒自重

B : 刃口における地盤の支持力

F' : 井筒の内周壁の摩擦抵抗

F : 井筒の外周壁の摩擦抵抗

U_e : 有効浮力=地下水による浮力

W' : 載荷荷重

式(1.1)において $(B+F')=0$ 、とする作業、すなわち 井筒内の土を刃口の下まで掘削し、刃口の地盤支持力 B と井筒の内周壁の摩擦抵抗 F' とを無くす作業を掘削作業と呼び、 $(F+U_e-W')\rightarrow 0$ とする作業、すなわち、なんらかの手段により 井筒外周壁の摩擦抵抗 F と有効浮力 U_e とを減少することによるか、または載荷荷重 W' の増加によるか、両者を併用するか、により井筒を沈下させることを沈下作業と呼ぶ。井筒の掘削作業については 一般の水中土砂の掘削作業と なんかかわらないので、ここでは省略する。

掘削作業が完全に終了したときにおいては $(B+F')=0$ となつて沈下の条件式(1.1)は

$$W > F + U_e - W' \dots\dots\dots (1.2)$$

となる。すなわち 井筒自重 W と載荷荷重 W' との和が 外周壁の摩擦抵抗 F と有効浮力 U_e との和より 大きくなれば井筒は自然に沈下する。

施工の実際にあつて、工費と工期の点から載荷荷重 W' を用いることは、できるだけ避けたいのである。したがつて、 $(F+U_e)$ をできるだけ小さくすることをまず考え、それでも沈下しない場合に荷重 W' を載荷する。ここで、 F と U_e との沈下抵抗として 占める抵抗の比率について調べてみる。

(刃口支持力 B) + (外周壁摩擦抵抗 F) + (有効浮力 U_e)、を一般に沈下抵抗と呼んでいる。今この沈下抵抗の比率を 実例により求めたものを示せば 表-5 のようなものである。

表-5 沈下抵抗比率表

沈下抵抗	A		B		C		D		平均 %
	t	%	t	%	t	%	t	%	
刃口支持力 B	45	10	100	12	180	15	420	10	12
外周壁摩擦抵抗 F	270	55	610	70	900	55	2,400	65	61
有効浮力 U_e	170	35	140	18	480	30	860	25	27
計	485	100	850	100	1,560	100	3,680	100	100

表-5 より沈下抵抗の概略の比率は 外周壁摩擦抵抗 60%、有効浮力 30%、刃口支持力 10%である。沈下抵抗を減ずる方法を講ずる場合には、この抵抗の比率の大きいものから 始めることが得策と考える。

a) 井筒外周壁の摩擦抵抗 F の減少 壁面摩擦抵抗 F は土質の粗密の状態、および壁面の粗滑の状態とによりある定まつた値をもつものである。その一例として、コンクリート井筒の場合の従来の実績値をあげれば 表-6 である。

表-6 壁面摩擦抵抗の実績値

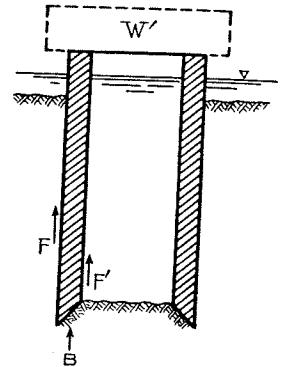
土質	t/m ²	平均 t/m ²
砂	1.3~1.8	1.5
砂利	1.5~2.0	1.7
粘土	2.0~4.0	2.0

ここで 壁面摩擦抵抗 F と土質との関係について考えてみる。壁面摩擦力 F は 土質が粒性土、粘性土のような土の崩壊性による場合には崩壊性壁面摩擦力 F_a 、剛性力のような土と壁面との摩擦性による場合には 摩擦性壁面摩擦力 F_a 、塑性土のような土の付着性による場合には 付着力 F_c とに分けて考えることができる。

一般に粒性土の場合には その土圧により壁面摩擦力 F_c を生ずるのであるから 壁面と土との接触面に圧力水を送水すれば、その面における土の流動化、滑活化により壁面摩擦力 F_c を減少することができる。この原理を利用したのが 送水沈下工法である。細い粒性土または粘性土の場合には、水の代りに圧搾空気を送つてもその壁面摩擦力 F_c を減少することができる。この原理を利用したのが送気沈下工法である。送水沈下工法と送気沈下工法との適、不適を決定するものは、それに使用する圧力水と圧搾空気との性質の相違が、その相手の土質にたいし、有効であるか 無いかの点にあると考える。剛性土の場合には、油を送つて壁面摩擦力を F_a 減少した実例がある。

また、細い粒性土、粘性土の比較的ゆるんだ地盤の場合には 井筒内部に水を汲み入れると井筒の内外に水位の差ができる。それによつて生ずる水圧により刃口の下は洗われ、刃口の地盤支持力は減少し、外周壁の土砂も攪乱され壁面摩擦抵抗は減少する。この原理を利用したのが 注水沈下工法である。

なお、壁面摩擦力 F_c の特に大きい荒い粒性土の場合、および付着力の抵抗による塑性土の場合には 井筒自体に振動を与えることによつて 沈下抵抗を減少することができる。この原理を利用したのが 水中発破沈下工法である。このほか、いずれの土質にも利用できるものに、井筒の壁体に傾斜をつけて土との壁面摩擦抵抗を減少させる friction cut が一般に採用されている。



b) 有効浮力 U_e の減少 地下水面下にある井筒部には 浮力が働く。コンクリート井筒の場合、空けきを減じたコンクリートの体積に地下水(重力水)による浮力が働く。これを有効浮力と呼ぶ こととする。これが沈下に対して抵抗する。この有効浮力を減少させるには 井筒内の水をポンプで替えることにより容易に減少できる。井筒内の水位が降下すれば、有効浮力が減少するばかりでなく、井筒の内外において水位の差を生じ、これがため刃口における水圧の平衡は やぶられ井筒壁に沿うての地下水の流れを生じ、刃口の地盤の支持力も完全に減少する。この原理を利用したものが 水替沈下工法である。この工法は塑性土、剛性土のような不透水土の場合には 有効浮力が働かないので無効である。また、粒子の荒い粒性土の場合には 透水性が高すぎてポンプによる水位の低下が困難なのであまり有効ではない。土粒子の細かい締まった粒性土、または 粘性土のように 透水性の低い場合には 水替えが容易にできるので 最適である。

以上により 土質別に沈下抵抗を減小する場合の難易を表示したものが 表-1 である。

ここで 以上の現在採用されている沈下工法を列記すれば 次のようになる。

I) 水位差工法

- a) 汲出式(水替工法)
- b) 汲入法(注水工法)

II) 送水工法

c) 載荷荷重 W' の増加 a), b) の方法を

講じても井筒が沈下しない場合には 載荷荷重 W' を載荷する。

荷重としては 普通土砂、軌条、鉄材、水等が使用される。工期、工費の点より最初からの載荷荷重は 避けるべきであり、また 載荷荷重をする場合に 他の沈下工法を併用しないのも拙劣なものである。載荷荷重のみによつたために、井筒自重の 35~50% 載荷荷重をした実例がある。その場合井筒の深さと載荷重量との 関係を示したものが 図-1 である。

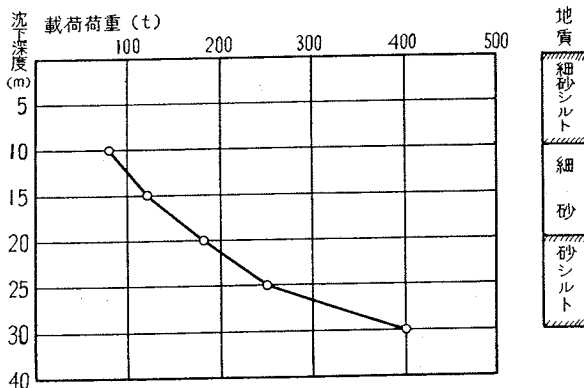
表-1 土質別沈下抵抗減少難易表

土 質	沈 下 抵 抗			
	摩 擦 抵 抗 F		有 効 浮 力 U_e	
荒い粒性土	困	難	困	難
細かい "	容	易	比	較
粘性土	容	易	容	易
塑性土	困	難	で	き
剛性土	比	較	困	難

III) 送気工法

IV) 水中発破工法

図-1



(2) 井筒の掘削、沈下作業における掘越し掘削

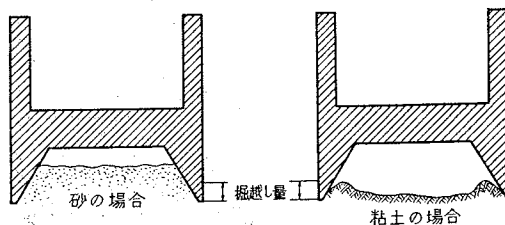
井筒の沈下は最初のうちは 自重で掘つただけ沈下するが、井筒の深さが増すにしたがつて刃口の下を相当の深さ掘越ししなければ沈下は起らない。また 掘越ししただけで沈下しなくなつてから、各種の沈下工法を採用するのが普通であるが、この場合においても 掘越し掘削は必要である。

したがつて 掘越し掘削は沈下のための一つの手段である と考えることができる。掘越し掘削をすると、細かい粒性土や粘性土の場合には 刃口およびその周辺のもの崩壊し井筒内に流入する。これがため 井筒に対する土圧は減じ 壁面摩擦力抵抗が減少するために沈下すると考えられる。この場合の流入量は一般に水中における息角の大きいほど、また 掘越し掘削の深度の大きいほど多い。実際掘削量が掘削計算量の 2 倍にも達した実例があるが、これは 掘越し沈下のためである。また、塑性土、剛性土の場合には掘越し掘削作業自身が困難なので

この問題は考える必要はない。実例として井筒に類似している送気潜函の場合についてみれば、掘越し掘削の後、排気沈下をすると作業室内の状況は土質により 図-2 のような異なつた状況をていする。

細かい粒性土や、粘性土の場合には 作業室内に水平に相当の高さまで流入する。この場合掘越し掘削量が大きいほど、また 沈下の速度が遅いほど流入量が多い。塑性土の場合には 刃口周辺が盛り上るだけで

図-2



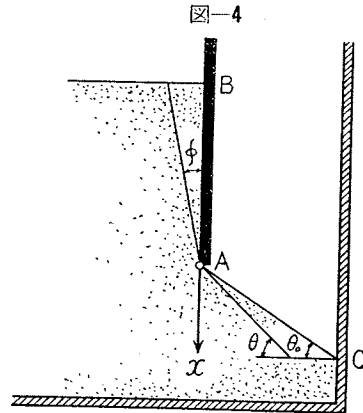
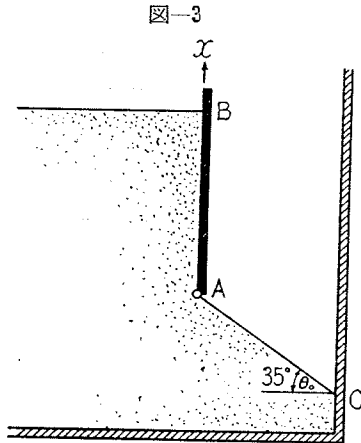
流入量はほとんどない。

【著者の掘越し掘削の実験】

a) 乾燥砂の場合 実験用砂の粗粒率=1.83 予備実験として息角の測定をまず行つた。実験箱に徐々に砂を落し その値を測定した。この実験砂の息角 θ_0 は 35° であつた。

つぎに 図-3 に示す隔壁 AB に沿うて砂を盛りあげて行く場合に、息角に変化が起るかという問題すなわち x の増加により θ_0 に変化が起るかの問題を試みたが θ_0 は x の増加に関係のないことがわかつた。

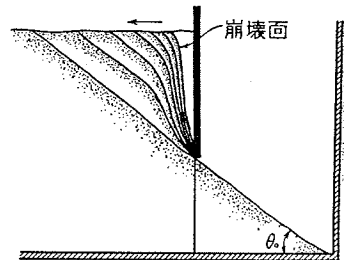
これで井筒のうちの砂を息角の線 AC まで掘越ししても 外側の土には なんらの影響をおよぼさないということを知つた。



次に掘越し掘削の実験に移つた。

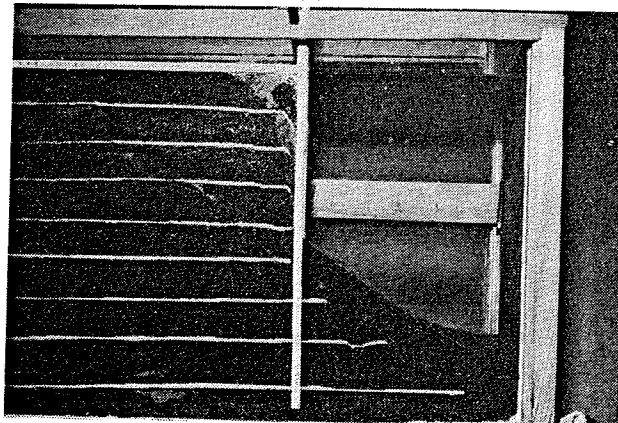
息角の実験で AC 面まで掘越ししても なんらの変化の起らないことはわかつていたが、 x の方向に掘起しをした時 ϕ がどうなるか、 x と ϕ との関係を求むるべく実験を始めたところ A 点からすこしでも掘ると、上方の砂が崩れ落ちて来て それが息角 θ_0 となつて初めて安定する。乾燥砂においては x の方向の掘越しはできず、すこしでも掘越しを行えば 上部の砂が流下してくる。また 息角 θ_0 を急にしても 上部の砂が流下してきて、それが息角 θ_0 になつて流下は止む。実験の目的であつた x と ϕ 、 θ と ϕ 、との関係は求めることはできなかつた。ここで 息角 θ_0 の安定を破ることをくり返して 崩壊面の変化を実験してみた。崩壊面の変化は 図-5 のように次第に後退しつつ息角になるまで進んでいつた。

図-5 崩壊面の後退状態図



b) 水中砂の場合 次に乾燥砂の場合の砂を用いて 水中砂の掘越し掘削の実験を試みた。隔壁を井筒壁と考へ井筒内部に相当する部分から水を入れる。井筒内部に相当する部分の水位が高くなると 壁に接触している部分の砂は水により攪乱され、水は 勢いよく上昇するのが見られる。これ

写真-1



により本実験に入る前に 隔壁に沿うた部分は攪乱されてしまった(写真-1 参照)。

しかし、これにより はからずも送水工法の実験をしたこととなつた。次に滴水し砂に十分水をしみ込ませ x の方向に垂直に掘越し掘削を始める。この場合には 前の乾燥砂の場合とは全く異なり 図-6 のように垂直に掘越し掘削をしても 全然崩れ落ちてこない。したがつて この場合も乾燥砂の場合と同様 x と ϕ との関係は求められない。

つぎに水を全部汲み出し、再び比較的急速に水を入れると水面の上昇にともない砂は 崩壊し始め水中の息角 になつて休止する(図-7)。

水面の上昇により次第に崩壊は起り ついに水中の息角になつて安定する。水中の息角は $25\sim 30^\circ$ であつた。

図-6 水中砂の掘越し掘削をした場合

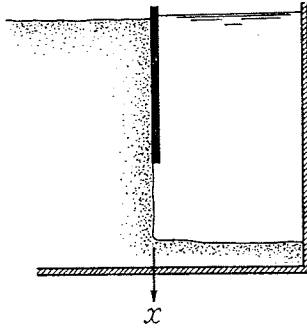
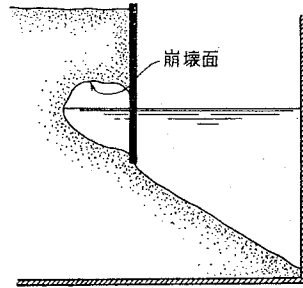


図-7



以上のように 乾燥砂と水中砂では 同一の砂でも全く別種の土質であるかのごとき 非常に相違を示した。この実験において 気の付くことは 乾燥砂が水中砂になると 粘着性を持つということ、すなわち 細かい粒子の粒性土は粘性土に類似してくるということ、乾燥砂の場合に掘越し掘削をすると 壁面に沿うて上部が崩壊してくる(図-5)が、水中砂の場合には 刃口に相当する部分から崩壊してくるということである(図-7)。

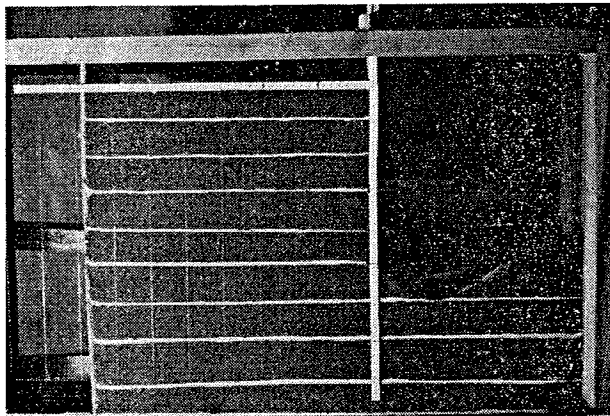
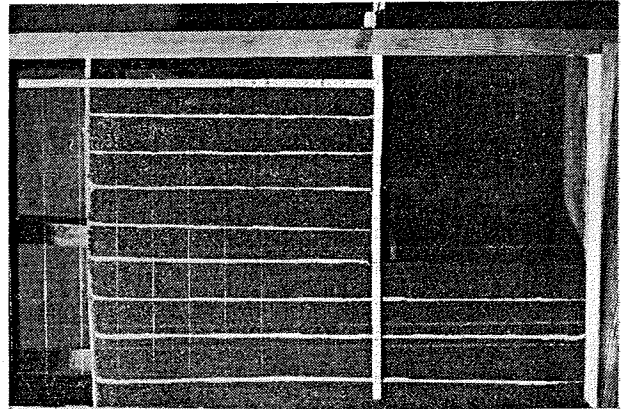
井筒沈下作業の掘越し掘削は水中砂の場合に相当する。工事現場において 掘越し掘削しただけで沈下し難い場合、水位差工法なり、発破工法なりの他の沈下工法を用いると、沈下が容易になることを実際にしばしば経験するのである。この事実をこの水中砂の実験が解明したことになる。

【参考資料】

1) 著者の砂の掘越し掘削の実験

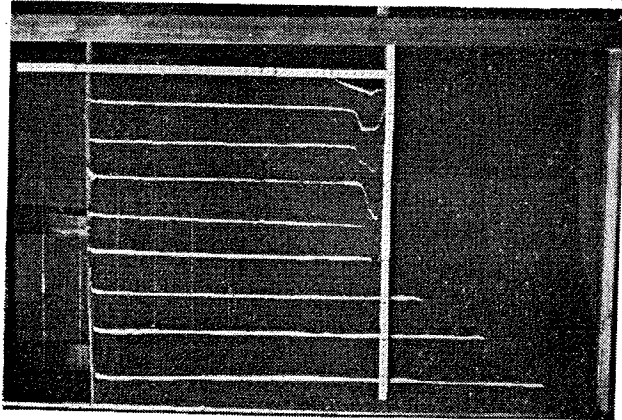
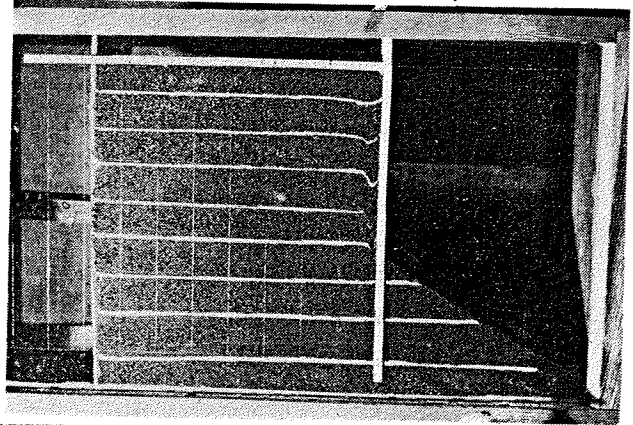
a) 乾燥砂の場合

① 実験開始前 →



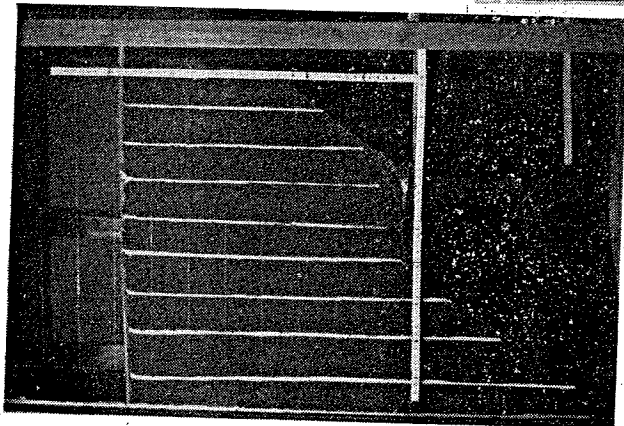
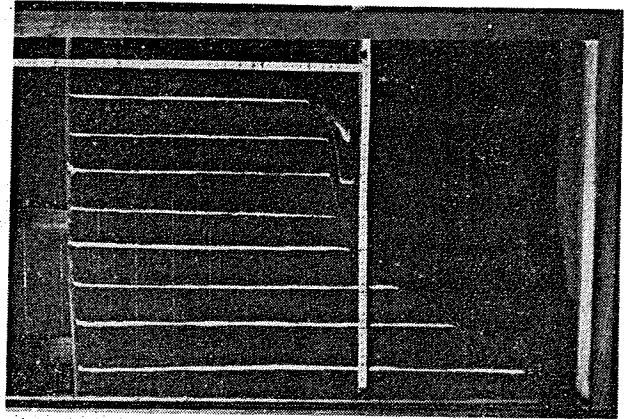
← ② 掘越し掘削開始

③掘越し掘削にともない
崩壊が始まる



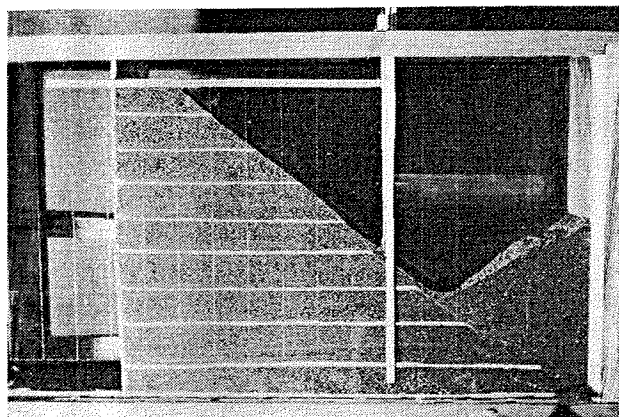
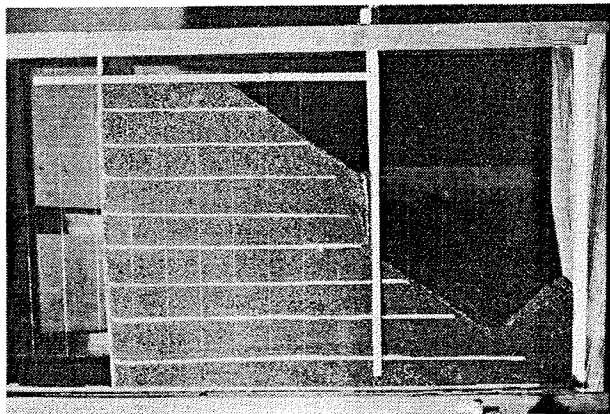
←④ ③と同じ

⑤ 同 上



←⑥ 同 上

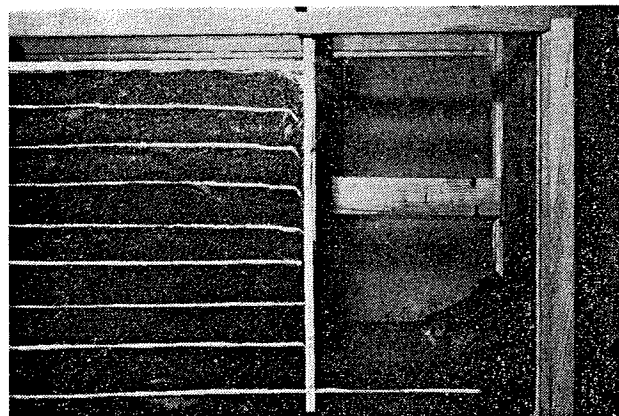
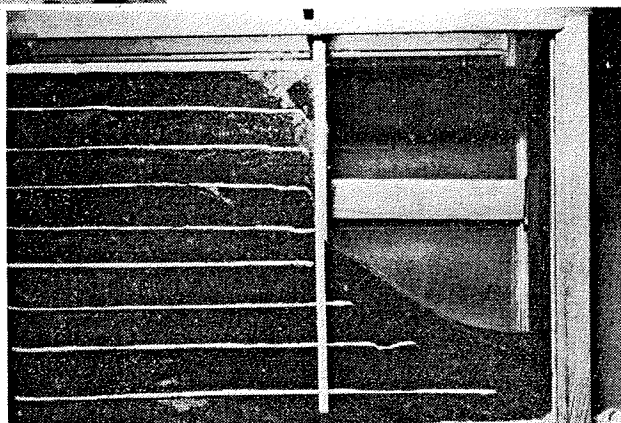
⑦ ③と同じ



←⑧ 崩壊完了

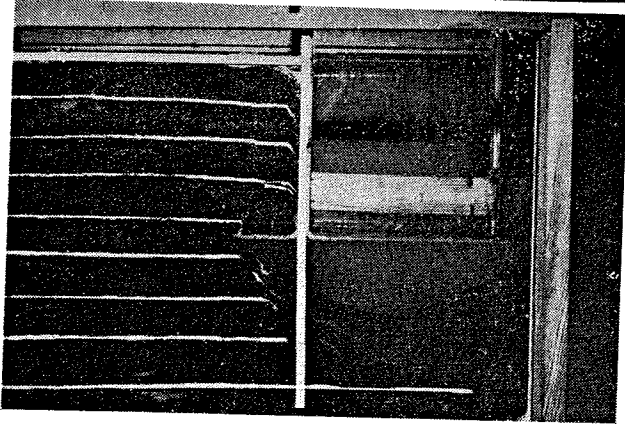
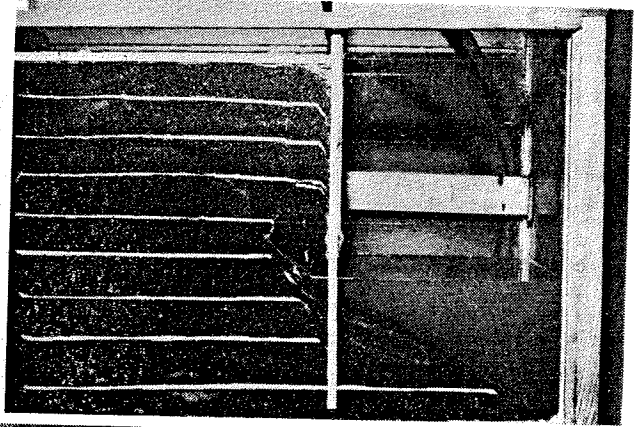
b) 水中砂の場合

① 掘越し掘削開始前
上部の乱れは送水工法
の実験の結果



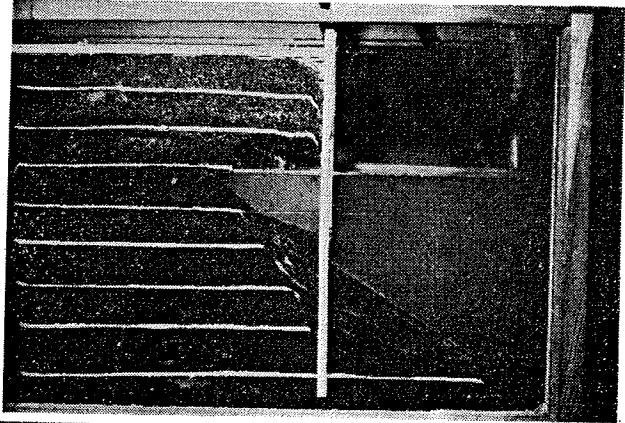
←② 掘越し掘削の実験

③ 掘越し掘削後没入式水位差工法による砂の崩壊状態



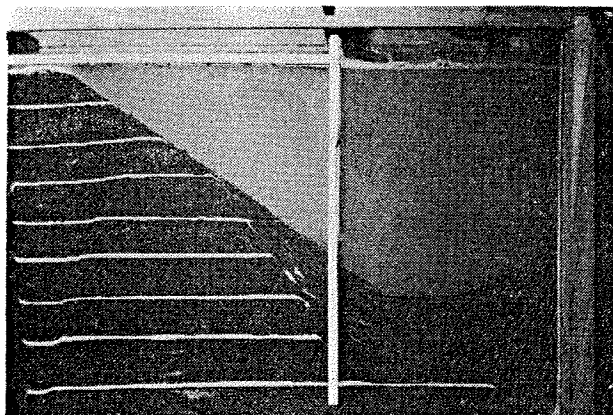
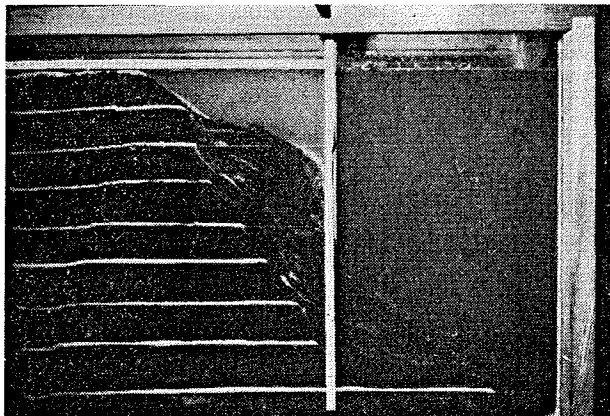
←④ ③と同じ

⑤ 同 上



←⑥ 同 上

⑦ ③と同じ



←⑧ 崩壊完了

3. 井筒沈下作業における自重沈下の実用判定式

(1) 井筒自然沈下の実用判定式

沈下の条件式 (1.1)

$W > (B + F') + (F + U_e - W')$ において 刃口の下までの掘削は完了し、載荷荷重のない場合は $(B + F') = 0, W' = 0$ であつて式 (1.1) は

$$W > F + U_e \dots \dots \dots (1.3)$$

となる。この式 (1.3) を井筒の自重沈下の条件式と名づける。ここで この自重沈下の条件式を簡易化し、実用性のあるものを誘導することとする。

a) コンクリート井筒の自重 W

$$W = \rho_c \cdot V_c = 2.4 \cdot h \cdot D$$

ここに ρ_c : 鉄筋コンクリートの密度 (=2.4 とする)

V_c : 井筒の体積 h : 井筒の長さ D : 井筒の断面積

b) 壁面摩擦抵抗 F

$$F = f \cdot S$$

ここに f : 壁面摩擦係数 L : 井筒外周壁の長さ S : 井筒の外周壁の面積 $= h_e \cdot L = b \cdot h \cdot L$

h : 井筒の長さ h_e : 地盤より刃口までの深さ

$b (= h_e/h)$: 井筒の築造される場所により決まる常数 ($b = 0.8 \sim 0.9$ 程度)

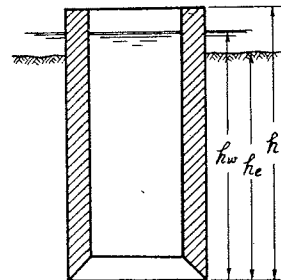


表-8 著者のコンクリートの空けき率の実測値

試験材番号	大気中にて十分乾燥した時の重量 A(g)	水中に十分浸した時の重量 B(g)	B-A (g)	$\frac{B-A}{5300} \times 100$ (%)	記 事
No. 1	12 560	12 680	120	2.26	試験材=5300 cm ³ 粗骨材最大寸法=30mm
No. 2	12 710	12 790	80	1.50	
No. 3	12 850	12 950	100	1.88	
No. 4	12 760	12 900	140	2.64	
No. 5	12 560	12 660	100	1.88	
平均	12 688	12 796	108	2.04	

したがって $F=b \cdot h \cdot L \cdot f$

c) 有効浮力 U_e 井筒コンクリートに働く浮力は厳密に言えば、コンクリートの空げき量を差し引いた残りの体積に働くのであるが、コンクリートの空げき率は著者の測定(表-8)によれば 2%程度であるのでコンクリートの空げきは無視し、井筒コンクリートの体積に働くと考える。

$$U_e = \rho \cdot V_w$$

ここに ρ : 地下水の密度 V_w : コンクリート井筒の水中の体積(= $h_w \cdot D$)
 h_w : 水面から井筒刃口までの深さ

また $U_e = P \cdot D$

ここに P : 実際圧力 (= 深さ h_w における地下水の圧力)

実際圧力 P については 2. (2) より

$$P = m P_0$$

ここに P_0 : 理論水圧 m : 土質による常数 よつて $U_e = m \cdot P_0 \cdot D = m \cdot \rho_0 \cdot h_w \cdot D = a \cdot m \cdot h \cdot D$

ここに ρ_0 : 水の密度 (=1) $a (=h_w/h)$: 井筒の造られる場所により決まる常数 ($a=0.3 \sim 0.9$ 程度)

以上の $W=2.4 \cdot h \cdot D$ $F=b \cdot h \cdot L \cdot f$ $U_e=a \cdot m \cdot h \cdot D$

を自重沈下の判定式 (1.3) $W > F + U_e$ に代入整理すれば

$$f < \frac{2.4 - m \cdot a}{b} \cdot \frac{D}{L} \quad \text{また,} \quad f < \zeta_1 \cdot \frac{D}{L}$$

となる。今 $a=1, b=1$ とすれば

$$f < (2.4 - m) \frac{D}{L} \quad \zeta_1 = 2.4 - m \quad \text{とすれば} \quad f < \zeta_1 \cdot \frac{D}{L} \dots \dots \dots (1.4)$$

これを自重沈下の实用判定式と名づける。

以上で井筒の大きさと土質とが解ければ、自重沈下の限界はこの实用判定式 $f < \zeta_1 \cdot D/L$ により簡単に知ることができる。 f が $\zeta_1 D/L$ より小さい間は自重により自然沈下し、もし f が $\zeta_1 D/L$ より大きい場合には $f - \zeta_1 D/L$ だけの荷重を載荷するか、それに相当するだけの沈下抵抗を減少する手段を講じなければ井筒は沈下しない。

D/L について

この井筒断面積 D 井筒外周長 L は井筒の大きさによる常数で、例えば国鉄の井筒について D/L を求めてみれば表-9 のようなものである。

表-9

井筒型	外径(m)	外周長L(m)	断面積 D (m ²)				D/L				壁厚(m)
			0.5	0.6	0.7	0.8	0.5	0.6	0.7	0.8	
円形	4.0	12.56	5.50	6.40	7.24	8.04	0.44	0.51	0.58	0.64	
	5.0	15.70	7.07	8.29	9.45	10.55	0.45	0.53	0.60	0.67	
	6.0	18.84	8.64	10.17	11.60	13.06	0.46	0.54	0.62	0.69	
だ円形	5.40×3.70	14.5	—	7.6	—	—	—	0.52	—	—	
	6.00×3.50	15.4	—	8.4	—	—	—	0.54	—	—	
	6.50×4.60	17.6	—	—	10.8	—	—	—	0.61	—	
	6.80×5.40	19.2	—	—	—	13.4	—	—	—	0.70	

一般に円形およびだ円形の井筒によりては $D/L=0.45 \sim 0.70$ 程度である。

(2) 井筒の壁面摩擦係数の算定

(1) の自重沈下の实用式 $f < \zeta_1 \cdot D/L$ において $\zeta_1 D/L$ は井筒の大きさと土質がわかれば算定できるが、土質による壁面摩擦係数 f についてはこれからの研究である。

a) 従来の壁面摩擦係数の算出法 従来、壁面摩擦係数 f を算出するにはまず普通は Coulomb 氏の粘着力なき場合の主働土圧の公式を用い土圧を算出し、それにより壁面摩擦係数 f を誘導している。

$$E_a = \frac{r \cdot h}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \frac{r \cdot h^2}{2} K_a \quad F = f \cdot h = \mu \cdot E_a$$

$$f = \mu \frac{E}{h} = \mu \cdot \frac{r \cdot h}{2} K_a \dots \dots \dots (1.5)$$

ここに E_a : 主働土圧 (t) h : 土の深さ (m)
 r : 土の単位重量 (t/m³) θ : 土の息角 (度)

土質	m
液性土	1.0
荒い粒性土	1.0
細い粒性土	0.8 ~ 0.9
粘性土	0.6 ~ 0.8
塑性土	0.3 ~ 0.6
剛性土	0

土質	(= ζ_1)
液性土	1.4
荒い粒性土	1.4
細い粒性土	1.6 ~ 1.5
粘性土	1.8 ~ 1.6
塑性土	2.1 ~ 1.8
剛性土	2.4

K_a ：土の主働土圧力係数

μ ：土とコンクリートとの摩擦係数

F ：壁面摩擦抵抗 (t)

例一 1 砂交り砂利層の場合，井筒長=6.5 m

$\theta=25^\circ$ ， $r=0.17 \text{ t/m}^3$ ， $\mu=0.4$ ， $h=6.5$ として

$$K_a=0.41, \quad f=0.4 \times \frac{1.7 \times 6.5}{2} \times 0.41 \doteq 0.9 \text{ t/m}^2$$

例一 2 軟質粘土の場合，井筒長=10.0 m

$\theta=30^\circ$ ， $r=1.8 \text{ t/m}^3$ ， $\mu=1/3$ ， $h=10$ として

$$K_a=0.33, \quad f=\frac{1}{3} \times \frac{18 \times 10}{2} \times 0.33 \doteq 1.0 \text{ t/m}^2$$

なお，極端に軟弱な地盤を除いては，土圧は水圧のごとく土の深さに比例せず 5~8 m 以下では土圧の値は不変であるという説も採用されている。

以上の方法により求めた算出値を 類似的な土質の現場実測値により証査して最終的に f を決めているのが現状である。

現場実測値の一例

土 質	f の実測値 (t/m ²)
砂 利	1.1 ~ 2.3
砂, シルト層	1.4 ~ 2.4
砂利交り粘土	1.0 ~ 1.2
粘土又はシルト	0.9 ~ 3.2

以上の算出法には 次のような欠点がある。

1. 土質についての考え方が幼稚である。
2. 算出値と証査する実測値との間になんらの関連性がない。

ここで，これらの欠点を除いた合理的で実用的な f の算定法を求めんとするのである。それが たとえ不満足のものであつても，実験室的理論と現場の実際との関連性を深めることができ，一層の掘り下げでの研究は，基礎工における土質力学の実際の理論の研究に役立つものと信ずる。

b) 著者の壁面摩擦係数 壁面摩擦係数 f は

$$f = F/A = F/h \quad (\text{幅は単位長をもつて考える})$$

で表わされる。ここで 壁面摩擦抵抗 F は，2. において述べたように，崩壊性壁面摩擦抵抗 F_s ，摩擦性壁面摩擦抵抗 F_a ，付着力 F_c との3種に分けられるので，その強度たる f についても 同様に土質によつて次のように分ける。

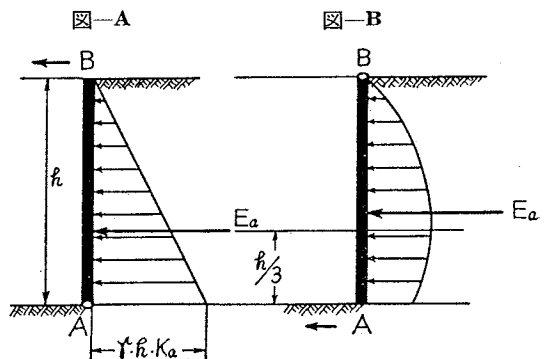
f_s ：崩壊性壁面摩擦係強度 f_a ：摩擦性壁面摩擦係強度 f_c ：付着力強度

したがつて 粒性土，粘性土の f は f_s であり，剛性土の f は f_a であり，塑性土の f は f_c と考えるわけである。ここで 崩壊性土を対象とした Rankine, Coulomb の土圧式を利用して土圧を求め，それにより f が求められる場合は， f_s の場合，すなわち 粒性土と粘性土との場合であつて，崩壊性土とは考えられない。塑性土，剛性土の場合には 土圧式より f を誘導することは不適當で，別の方法で f_a ， f_c を求めなければならない。なお液性土においては，もちろん f は考えられない。

c) 作業中の井筒におよぼす土圧の近似的算出式 前項により井筒に土圧をおよぼす土質は 崩壊性の粒性土と粘性土とである。擁壁や土留壁に作用する土圧は 壁体が水平の方向に動く場合の塑性平衡の問題であるが，作業中の井筒においては 井筒が垂直方向に動く場合であつて，理論としては 擁壁や土留壁の土圧理論より打ち込み中の杭の土圧理論に近いものと考えられる。しかし井筒の場合には 杭における先端抵抗のようなものはなく，また 大きさも異なるので杭の理論をそのまま適用することもできない。ここで 崩壊性土の井筒におよぼす土圧の近似的算出式を求めるために役立つと考えられるこれまでの研究を列挙する。

i) 擁壁の移動状況が土圧分布におよぼす Terzaghi 氏の実験 (細い砂についての 主働土圧の場合) 擁壁の背面 AB が平行に移動するか， A は 固定され B が矢印の方向に移動する場合には 土圧の分布は 図一A のようなものがあるが， B が固定され A が矢印の方向に移動する場合には 土圧の分布は 図一B のようになる。

ii) Open-Cut の土留の土圧についての Terzaghi と Spilker の実験 (細い，密な，かなり均一な

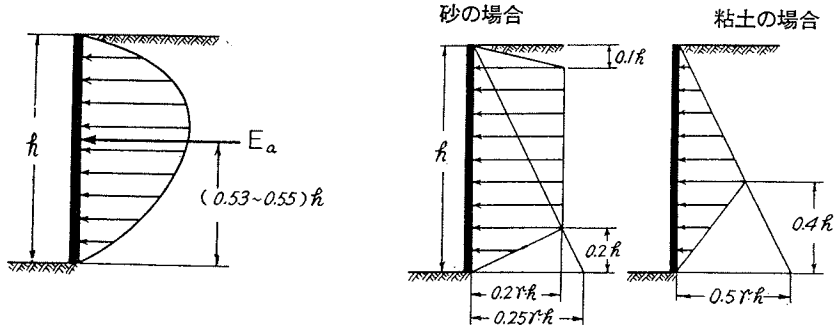


砂質)

土圧の分布は大体放物線形で土圧力の中心までの高さは $0.53 \sim 0.55 h$ である。

iii) Open-Cut の土留の土圧分布に対する Tschebotarioff の提案

Tschebotarioff 氏は下図のような土圧の分布を想定する。



以上の研究の結果にもとづき、作業中の井筒に作用する土圧の近似的算出式を求めるために 次の仮定を設ける。

1. 粒性土においては 土圧の分布は三角形とし、土圧力の作用点は $1/3 h$ とする。
2. 粘性土においては 土圧の分布は放物線形とし、土圧力の作用点は $1/2 h$ とする。

以上の仮定により作業中の井筒の近似的算出式は次式で表わされる。

$$E_a = r' S \dots\dots\dots (1.6)$$

ここに r' : 水中の土の単位重量

S : 土圧強度分布図の面積

土圧強度分布図が三角形の場合には

$$S = 1/2 B \cdot h = 1/2 K \cdot h^2$$

土圧強度分布図が放物線形の場合には

$$S = 1/3 B \cdot h = 1/3 K \cdot h^2$$

$B = K \cdot h$: 土圧強度分布図の底辺長 K : 土圧係数

ここで 井筒に対する土圧係数 K について考える。井筒の土圧がもし静止土圧であると考えられるならば、 K は静止土圧係数 K_n (砂の場合 $0.42 \sim 0.50$) を用いれば良いのであるが、著者は次のように決めるのが適当と考える。

作業中の井筒の土圧係数は 主働土圧係数と Dörr 氏の係数との間の値を採る。

すなわち $K_a < K < K_d$

ここに K_a : 土の主働土圧係数 $= \tan^2(45^\circ - \theta/2)$ K_d : Dörr 氏の提案によるゆるんだ地盤における柱状基礎の場合の土圧係数 $= \cos^2 \theta$ θ : 土の水中における息角

各種の K について図示したものは 図 K である。

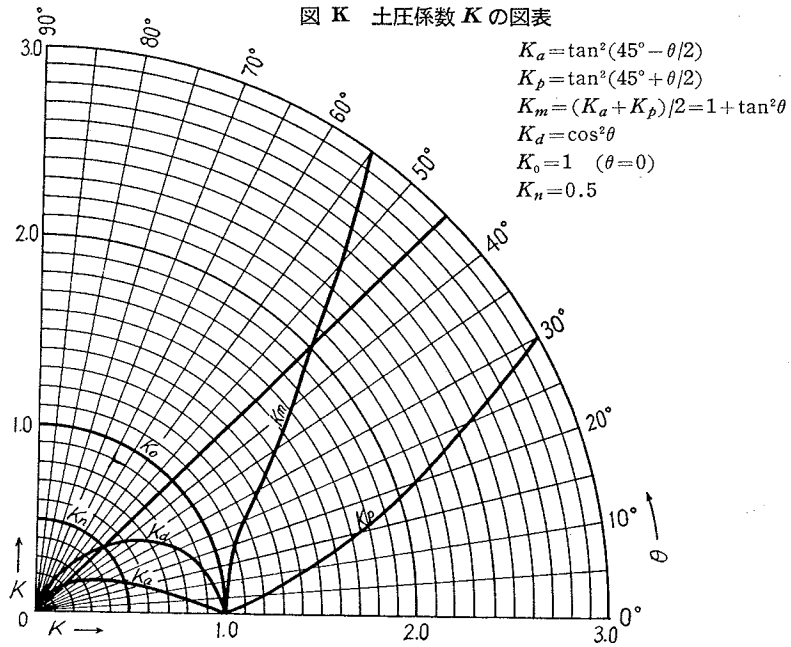
以上により作業中の井筒の土圧の近似的算出式は、次の式で表わされる。

$$\text{粒性土の場合 } E_a = r' S = 1/2 r' B \cdot h = 1/2 r' (K_a - K_d) h^2 \dots\dots\dots (1.7)$$

$$\text{粘性土の場合 } E_a = r' S = 1/3 r' B \cdot h = 1/3 r' (K_a - K_d) h^2 \dots\dots\dots (1.8)$$

なお ここで一考を要する問題として井筒の形状と土圧との関係がある。井筒の形状には 丸型、だ円形、四角形、矩形等様々あつて、その形状と土圧との関係、例えば 四角形の井筒の隅の土圧、丸型井筒における土圧のアーチ作用、非対象形井筒の土圧の釣合等の問題があるが、ここでは これらには触れず、土圧は直線部における単位長さについて考えている。

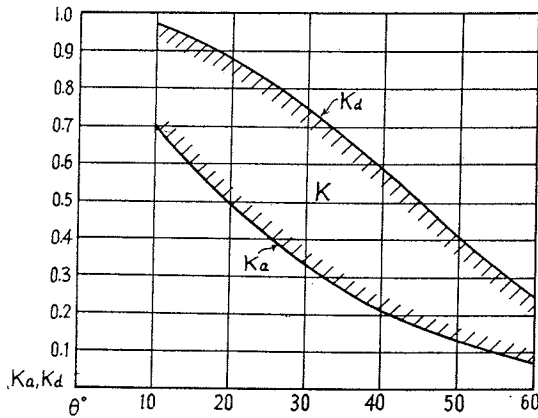
以上の土圧の近似的計算式に必要な数値を次にあげる。



(a) K_a, K_d の値

θ による K_a, K_d の値

θ 度	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta/2)$	0.70	0.59	0.49	0.41	0.33	0.27	0.21	0.17	0.13	0.10	0.07
$K_d = \cos^2\theta$	0.97	0.93	0.88	0.82	0.75	0.67	0.59	0.50	0.41	0.33	0.25



(b) 土の重量 (著者の測定値)

土 質	重 量 (t/m ³)			記 事
	大気中で充分乾燥せるもの	大気中で充分湿つたもの	水 中	
砂 F.M. 1.14	1.666	1.976	1.019	F.M.=粗粒率
” ” 2.34	1.671	1.992	1.049	
” ” 3.85	1.816	2.095	1.133	
粘 土 (水中よりの)	1.310	1.780	0.790	
” (山 土)	1.260	1.970	1.020	

(c) 息角 (著者の測定値)

土 質			息 角 (度)							
			大 気 中				水 中			
			1回目	2回目	3回目	平均	1回目	2回目	3回目	平均
砂	F.M.	1.14	32-30	35	32	33	25	26	26	26
"	"	2.34	32	31	33	32	26	25	27	26
"	"	3.85	31	31-30	31	31	24	24	24	24
小砂利	径 3mm		32	31	32	32	33	31	33	32
"	径 10mm		32	32-30	31-30	32	29	28	29	29
砂 利	コンクリート用		35	32	32	33	28	30	30	29

Engel, Krey, Franzins, の研究によれば 土の息角は静止中にあつては乾燥状態における場合とほとんど変わらないことになっているが、次表のような値が一般に認められている。

(d) 壁面摩擦係数の算出法

粒性土, 粘性土の場合: 粒性土, 粘性土の壁面摩擦係数 f_s は前項の土圧の算出式より容易に求められる。

$$f_s = \mu \cdot \frac{E_a}{h} \dots \dots \dots (1.9)$$

ここで, 粒性土の場合 $\frac{E_a}{h} = \frac{1}{2} r' (K_a \sim K_d) h$

粘性土の場合 $\frac{E_a}{h} = \frac{1}{3} r' (K_a \sim K_d) h$

μ : コンクリートと土との摩擦係数

μ についての著者の実測値

土 質			μ		
			大気中にて充分乾燥したとき	大気中にて普通に湿つたとき	水 中
砂	F.M.	1.14	0.30	0.35	0.20
"	"	2.34	0.45	0.43	0.34
"	"	3.85	0.28	0.34	0.28
	平均		0.35	0.37	0.27
砂利	径 10mm		—	0.26	—
	コンクリート用		—	0.33	—
粘 土	(川)		0.44	0.38	0.68
	(山)		0.53	0.60	0.38

水中における土の息角表

土 質	θ (度)	
	水 中	大 気 中
砂	26	32
粘土交り砂	18	37
砂 利	16	25
粘土交り砂利	27	35
砂, 粘土交り砂利	18	35

土 質	μ	
	乾 燥	湿 潤
シルト	0.05	1.0
砂	0.6	0.3
砂 利	0.5~0.7	0.4
粘 土	0.5	0.2

【計算例-1】 粒性土の場合

$\theta=25^\circ, r'=1.0 \text{ t/m}^3, \mu=0.3$ とすれば

$K_a \doteq 0.4, K_d \doteq 0.8, E/h = 1/2 \times 1.0(0.4 \sim 0.8)h$

よつて $f_s = (0.06 \sim 0.12)h$

【計算例-2】 粘性土の場合

$\theta=20^\circ, r'=1.1, \mu=0.2$ とすれば

$K_a \doteq 0.5, K_d \doteq 0.9, E/h = 1/3 \times 1.1(0.5 \sim 0.9)h$

よつて $f_s = (0.04 \sim 0.07)h$

塑性土, 剛性土の場合: 塑性土, 剛性土の壁面摩擦係数は 前述の粒性土, 粘性土の場合とは異なり, 土圧の算出式より誘導することは不適當である。したがつて 塑性土の付着力強度 f_c は 実測により求めるより方法がないと考えるのであるが, 工事場においてシートパイルや杭を引き抜くときに, 塑性土の場合にはこれらに付着して抜けてくることが多いのである。これは 塑性土の付着力強度が粘着力強度より大きい場合で, その弱い部分, すなわち 粘着力強度の働いている部分で引き裂かれ, それらに その塑性土が付着してくるものと考えられる。もちろん その塑性土の付着力強度が粘着力強度より小さい場合には, 土は付着して来ず 塑性土とそれらの接触部から離れてくるものと考えられる。

以上の事実より 実測の困難な付着力強度 f_c を測定するより, 測定の容易な粘着力強度に置き換えて取扱う。

ことが考えられる。よつて 塑性土の壁面摩擦力係数 f_c は その粘着力強度 c の実測値を適用すれば良いことになる。

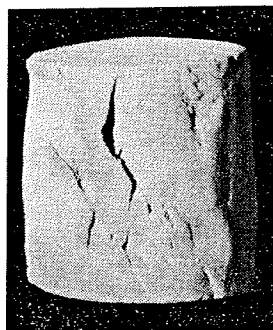
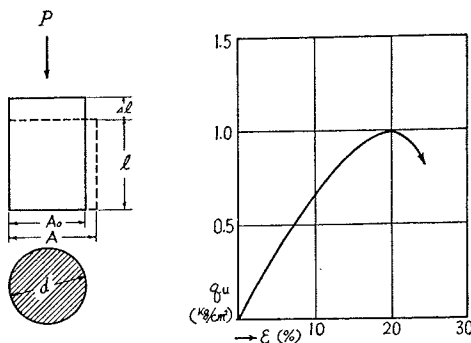
$$f_c = c \dots\dots\dots (1.10)$$

また $\phi=0$ 、と考えられる塑性土においては、一軸圧縮試験の圧縮強度 q_u の 1/2 を粘着力強度 c とみなすことができるので、 c の値は 一軸圧縮試験の圧縮強度 q_u より決めるのが便宜である。

圧縮強度 q_u は工事現場においても 簡単な試験装置により、比較的容易に求められ、これより粘着力強度 c の近似値を求める。また 同時に塑性土の性質を知る上に 必要な破壊時における歪量 ϵ_f も求めることができる。

著者が簡易な装置により求めた結果を示せば

塑性土の場合 $c \doteq 0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_f \doteq 20\%$ であつた。



$$\begin{aligned} \epsilon_f &= \Delta l_{\max} / l, & \text{ここに } l &= 60 \text{ mm}, \Delta l = 12 \text{ mm}, \therefore \epsilon_f = 0.2 \\ A &= A_0 / (1 - \epsilon_f), & \text{ここに } d &= 40 \text{ mm}, A_0 = 12.6 \text{ cm}^2, \therefore A = 15.6 \text{ cm}^2 \\ c &= q_u / 2 = P_{\max} / 2A & \text{ここに } P_{\max} &= 16 \text{ kg}, \therefore c \doteq 0.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

剛性土の場合 $c \doteq 0.5 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_f \doteq 0$

剛性土の壁面摩擦力係数 f_a は 塑性土の場合の f_c と異なる。また 剛性土と壁面との摩擦係数 μ の値は容易に測定できるが、土圧が不明なので 土圧公式からも求めることはできない。工事場において実測した実績値による以外、算定の方法はないと考える。なお 井筒および送気潜函基礎工においては 剛性土の地盤に遭遇することはほとんど無いと考えられる。

以上により壁面摩擦力係数を算定する場合、土質により次のように取扱うことにする。

- i) 粒性土、粘性土においては $f_s = \mu \cdot E_a / h$ より算出する。
- ii) 塑性土においては $f_c = c$ を適用する。
- iii) 剛性土においては実績値により判定する。

e) 壁面摩擦力係数の実績式 前項までの研究にて 剛性土の壁面摩擦力係数 f_a は 工事場の実績値による以外算定の方法がないことが分つた。また 塑性土、粒性土、粘性土にしても計算値や実験値だけで 壁面摩擦力係数を決定することはやや不安があり、これを証査する実績式があるならば それを用い証査することによつて信頼度を増すことができると考える。ここで工事現場において 測定した壁面摩擦抵抗の実測値を収集整理し、次のような壁面摩擦力係数の実績式を求めた。この場合の壁面摩擦力係数 f は土質がゆるめられた状態のものである。

$$f = s + R \cdot h \text{ (t/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (1.10)$$

ここに h : 井筒の土中の長さ (m)

$\left. \begin{matrix} s \\ R \end{matrix} \right\}$: 土質による係数

土 質	s	R
液 性 土	0	0 ~ 0.15
粒 性 土	0	0.06 ~ 0.12
粘 性 土	0.3 ~ 1.2	0.03
塑 性 土	1.6 ~ 2.4	0
剛 性 土	2.5 ~ 4.5	0

これを壁面摩擦係数 f の実績式と呼ぶ。

したがつて 剛性土の壁面摩擦力係数 f_a は この壁面摩擦力係数の実績式によつて求めれば良いわけである。なおまた それ以外の土質の計算値、実験室的測定値もこの実績式によつて 証査することができる。今後これらの計算値、実験室的測定値と工事現場の実績値との関連性を より一層探究することが必要であり、それにより工事場作業の理論的研究は進められると考えるのである。

(3) 結 び

以上の研究により、井筒の大きさと土質とが決めれば、自重沈下の实用判定式 $\zeta_1 D/L > f$ より自重による自然沈下の限度を知ることができ、施工に先だち簡単に掘削沈下作業の方針を定めることができるのである。

土質に関する ζ_1, f の算定方法が問題であつたのだが、著者はまず土質の分類を行い、それに対する ζ_1, f の算定法を案出し、この問題に一つの解決を与えたのである。これから実例について、考究するにあたり、以上述べたところのものを次に整理列記する。

自重沈下の实用的判定式 $\zeta_1 D/L > f$ より、 $\zeta_1 D/L - f > 0$ ならば井筒は自重により自然沈下する。ここで ζ_1 の値は

次に f の値は

粒性土、粘性土の場合には計算式 $f_s = \mu/h \cdot E_a$ より

ここで 粒性土の場合 $E_a = 1/2 r' (K_a \sim K_d) h^2$

粘性土の場合 $E_a = 1/3 r' (K_a \sim K_d) h^2$

μ : コンクリートと土との摩擦係数

r' : 水中における土の単位重量 (t/m^3), K_a : 主働土圧係数 $= \tan^2(45^\circ - \theta/2)$, K_d : Dörr 氏の土圧係数 $= \cos^2 \theta$, θ : 水中における息角, h : 井筒の土中の長さ (m)

塑性土の場合には $f_c = c = q_u/2$, より q_u の実測値によつて求める。普通 $q_u = 3.0 \sim 8.0$ (t/m^2)

なお、以上の f の値は壁面摩擦係数の実績式

$$f = s + R \cdot h \quad (t/m^2) \dots \dots \dots (1.10)$$

ここに h : 井筒の土中の長 (m)

によつて証査することができる。

【実例-1】 O 橋 梁

地質: 玉石交り砂利層, 井筒: 円形, 外径=4.50 m, 壁厚=0.80 m, 長=12.0 m, $D=9.29 m^2$, $L=14.13 m$, $D/L \doteq 0.66$

$$f < \zeta_1 D/L$$

において $\zeta_1 = 1.4$ とすれば

$$\zeta_1 D/L = 1.4 \times 0.66 \doteq 0.9 \dots \dots \dots (1)$$

$$f = \mu \cdot E_a / h$$

において $\mu = 0.4$, $\theta = 30^\circ$, $r' = 1.1$ とすれば

$$K_a = 0.33, \quad K_d = 0.75$$

粒性土であるので $E_a/h = 1/2 (K_a \sim K_d) r' h$

$$よつて \quad f = 0.4 \times 1/2 (0.33 \sim 0.75) \times 1.1 \times 12.0 \doteq 0.9 \sim 2.0 \dots \dots \dots (2)$$

また、実績式

$$f = s + R \cdot h$$

において、 $s = 0$, $R = 0.12$ とすれば

$$f = 0.12 \times 12 \doteq 1.4 \dots \dots \dots (3)$$

$$ここで (2) と (3) とより \quad f = 1.4 \dots \dots \dots (4)$$

とする。(1) と (4) とより自重だけでは 自然沈下せず荷重の不足量は

$$L \cdot l (1.4 - 0.9) = 14 \times 12 \times 0.5 = 84 t$$

井筒の自重 $D \times 12 \times 2.4 = 270 t$

荷重不足量 (%) $\doteq 30$

工法の方針としては 地質が玉石交り砂利層なるため、載荷荷重を 80 t 程度のせ 破砕工法を併用することが考えられる。

【実例-2】 U 橋 梁

地質: 砂利交り砂層, 井筒だ円形, 長径=5.90 m, 短径=4.07 m, 壁厚=0.80 m, 長=12.0 m $D=10.7 m^2$, $L=15.6 m$, $D/L \doteq 0.7$

$$f < \zeta_1 D/L$$

において $\zeta_1 = 1.4$ とすれば

土 質	ζ_1
液 性 土	1.4
荒い粒性土	1.4
細い粒性土	1.5~1.6
粘 性 土	1.6~1.8
塑 性 土	1.8~2.1
剛 性 土	2.4

土 質	μ
細い粒性土	0.3
荒い粒性土	0.4
粘 性 土	0.2

土 質	s	R
液 性 土	0	0 ~ 0.15
粒 性 土	0	0.06 ~ 0.12
粘 性 土	0.3 ~ 1.2	0.03
塑 性 土	1.6 ~ 2.4	0
剛 性 土	2.5 ~ 4.5	0

$$\zeta_1 D/L = 1.4 \times 0.7 \doteq 1.0 \dots\dots\dots (1)$$

$$f = \mu \cdot E_a / h$$

において $\mu = 0.3$, $\theta = 25^\circ$, $r' = 1.0$ とすれば

$$K_a = 0.41, K_d = 0.82$$

粒性土であるので $E_a/h = 1/2(K_a - K_d)r'h$

$$\text{よつて } f = 0.3 \times 1/3(0.41 \sim 0.82) \times 12 = 0.75 \sim 1.50 \dots\dots\dots (2)$$

また実績式 $f = s + R \cdot h$

において $s = 0$, $R = 0.06 \sim 0.12$, とすれば

$$f = (0.06 \sim 0.12) \times 12 = 0.7 \sim 1.4 \dots\dots\dots (3)$$

(2) と (3) とより

$$f = 1.2 \dots\dots\dots (4)$$

とする。(1) と (4) とより自重だけでは自然沈下せず、

$$\text{荷重の不足量} = L \cdot l \times (1.2 - 1.0) \doteq 38 \text{ t}$$

$$\text{荷重の不足量}(\%) = 100 \times 38 / D \cdot l \times 2.4 \doteq 13$$

工法の方針としては 地質が砂利交り砂層であるので 載荷荷重を 40 t とし水替工法か、水中発破工法を用いることが考えられる。

【実例-3】 N 橋 梁

地質：シルト質砂，井筒：長方形で両端半円形

長径=26.40 m, 短径=5.80 m, 壁厚=0.75 m, 井筒長=40.0 m, $D = 58.5 \text{ m}^2$, $L = 57 \text{ m}$, $D/L = 1.0$

$f < \zeta_1 D/L$ において $\zeta_1 = 1.6 \sim 1.8$ とすれば

$$\zeta_1 D/L = (1.6 \sim 1.8) \times 1.0 = 1.6 \sim 1.8 \doteq 1.7 \dots\dots\dots (1)$$

$f = \mu \cdot E_a / h$ において $\mu = 0.2$, $\theta = 20^\circ$, $r' = 1.1$ とすれば

$$K_a = 0.49, K_d = 0.88$$

粘性土と考え $E_a/h = 1/3(K_a \sim K_d)r'h$ を用い

$$f = 0.2 \times 1/3(0.49 \sim 0.88) \times 1.1 \times 40 \doteq 1.5 \sim 2.8 \dots\dots\dots (2)$$

また実績式 $f = s + R \cdot h$

において $s = 0.3 \sim 1.2$, $R = 0.03$ とすれば

$$f = (0.3 \sim 1.2) + 0.03 \times 40 = 1.5 \sim 2.4 \dots\dots\dots (3)$$

$$(2) \text{ と } (3) \text{ とより } f = 2.0 \dots\dots\dots (4)$$

とする。(1) と (4) とより

$$\zeta_1 D/L - f = 1.7 - 2.0 < 0, \quad \text{自重により自然沈下せず,}$$

$$\text{荷重の不足量} = L \cdot l \cdot (2.0 - 1.7) = 680 \text{ t}$$

$$\text{荷重不足}(\%) = 100 \times 680 / D \cdot l \times 2.4 \doteq 12$$

工法の方針としては、1 m 水替えをすることにより効果率 50% としても約 30 t 浮力を減ずることができるので、6 m 水替えするものとして $6 \text{ m} \times 30 \text{ t} = 180 \text{ t}$ 残りの $680 \text{ t} - 180 \text{ t} = 500 \text{ t}$ を載荷荷重することとする。

【実例-4】 T 橋 梁

地質：青色粘土，井筒：だ円形，長径=6.0 m, 短径=3.5 m, 壁厚=0.6 m, 長=20 m

$D = 8.40 \text{ m}^2$, $L = 15.40 \text{ m}$, $D/L = 0.54$

$$f < \zeta_1 D/L$$

において $\zeta_1 = 1.8 \sim 2.1$ とすれば

$$\zeta_1 D/L = (1.8 \sim 2.1) \times 0.54 \doteq 1.0 \sim 1.1 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{塑性土であるので } f_c = C = 1.5 \sim 4.0 \dots\dots\dots (2)$$

実績式 $f = s + R \cdot h$

において $s = 1.6 \sim 2.4$, $R = 0$, とすれば

$$f = 1.6 \sim 2.4 \dots\dots\dots (3)$$

$$(2) \text{ と } (3) \text{ とより } f = 1.6 \dots\dots\dots (4)$$

とする。(1) と (4) とより $\zeta_1 D/L = 1.1$, $f = 1.6$ とすれば、自重により自然沈下せず、

$$\text{荷重の不足量} = L \cdot l \times (1.6 - 1.1) = 150 \text{ t}$$

荷重不足(%) = $100 \times 150 / D \cdot l \times 2.4 = 150 / 410 = 37$

工法の方針としては、送気法か送水法かにより 摩擦抵抗を減少する手段を考究することが絶対に必要である。
 載荷荷重は できるだけ避けるようにする。

【実例-5】 T.T. 橋梁

地質：硬質粘土，井筒：円形，外径=4.10 m，壁厚=0.8 m，長=10 m

$D=8.70 \text{ m}^2$ ， $L=13.0 \text{ m}$ ， $D/L=0.67$

$f < \zeta_1 D/L$

において $\zeta_1=2.4$ とすれば

$\zeta D/L = 2.4 \times 0.67 \approx 1.6$ (1)

剛性土と考え $f = s + R \cdot h$

において， $s=2.5 \sim 4.5$ ， $R=0$ とすれば

$f = 2.5 \sim 4.5$ (2)

(1) と (2) とより $\zeta_1 D/L=1.6$ ， $f=2.5$ とすれば自重により自然沈下せず，

荷重の不足量 = $L \cdot l \times (2.5 \sim 1.6) \approx 120 \text{ t}$

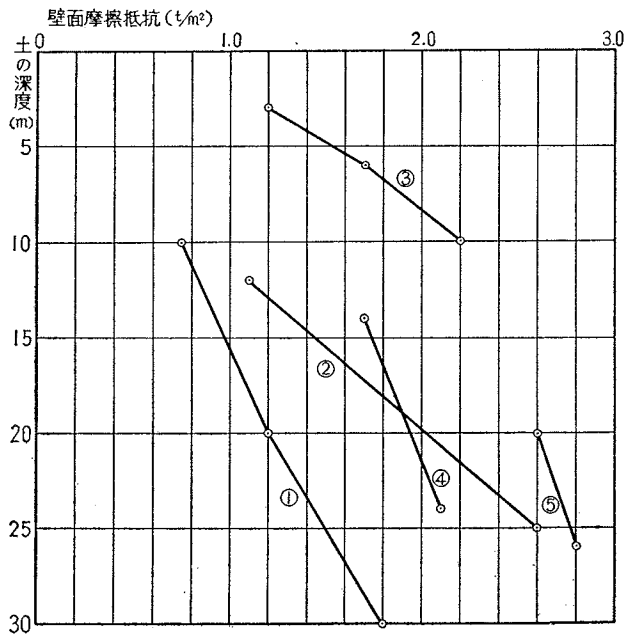
荷重不足 (%) = $100 \times 120 / D \cdot l \times 2.4 \approx 28$

工法の方針としては 載荷荷重 100 t 程度を載せ発破工法を用いる。

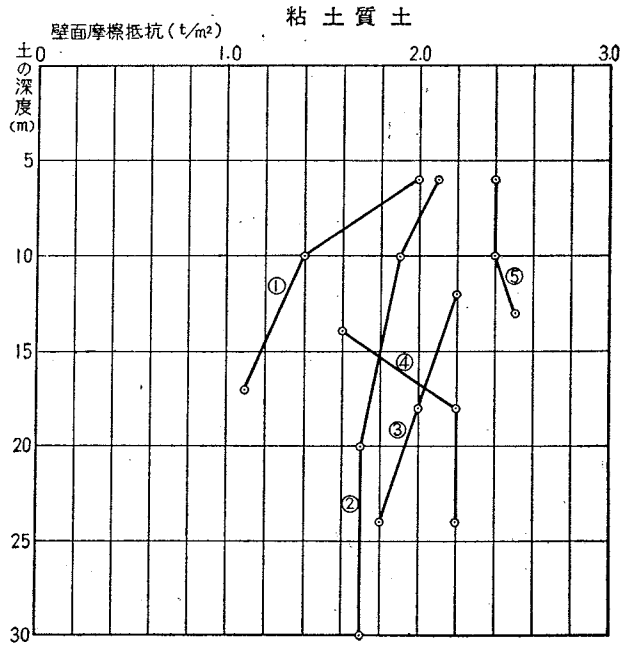
【参考資料】

1) 壁面摩擦抵抗の実測値

砂 質 土

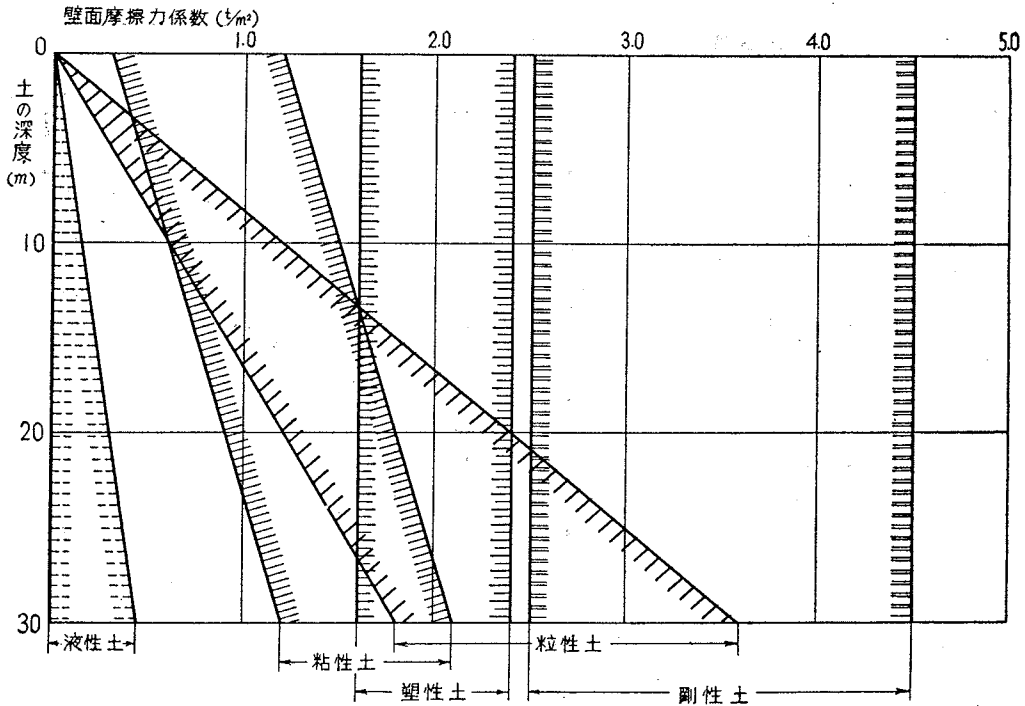


	橋 名	土 質	記 事
①	永 代 橋	砂	潜 函
②	千 歳 橋	砂 シ ル ト	井 筒
③	木 曾 川 橋	砂	潜 函
④	住 の 江 橋	〃	〃
⑤	同 上	〃	〃



	橋名	土質	記事
①	木曾川橋	硬質粘土	潜函
②	吉田川橋	粘土	"
③	木曾川橋	"	"
④	同上	"	井筒
⑤	同上	"	"

2) 壁面摩擦係数の実績式図



第2編 送気潜函基礎の掘削，沈下作業について

1. 送気潜函の掘削作業と沈下作業

第1編の井筒基礎工の場合は掘削作業より主に沈下作業について考究したが、本編の場合には反対に掘削作業について考究しなければならない問題が多いのである。それは送気潜函における掘削作業は潜函の最下部にある作業室に圧搾空気を送って地下水を完全に排除し、大気中におけると全く同じ状態にしておいて掘削作業をする特殊のものであるからである。したがって本編においてはこの送気掘削作業、特にその作業に絶対に必要な圧搾空気の気圧、および空気量について考究することとする。

第1編の井筒基礎工において、掘削の完了した場合の沈下の条件式は次式で表わされた。

$$W > F + U_e - W'$$

送気潜函の場合にも上式をそのまま利用できるが、 U_e は井筒の場合には有効浮力であつたのが、送気潜函の場合には潜函全体に働く地下水による浮力、すなわち作業室内の圧搾空気による上揚力となる。したがって井筒と潜函とが大きさ、深さの点において同一の場合を考えれば送気潜函の U_e は井筒の U_e にくらべ遙かに大きな値をとる。送気潜函の壁面摩擦抵抗 F は潜函の掘削沈下作業中、常に潜函の外周壁に沿うて刃口よりの漏気があるために一般に井筒の場合の壁面摩擦抵抗より小さいと考えられる。送気潜函と井筒との沈下抵抗における性状の相違は、別表の実例によつての沈下抵抗比率比較表により、その傾向を知ることができる。

送気潜函の沈下抵抗を減ずるためには、沈下抵抗比率表から上揚力を減少するのが一番有効なことがわかる。上揚力を減ずるには送気を停止し、作業室内の圧搾空気を排気すれば気圧は降下し、上揚力は減少し潜函は沈下する。

次の排気方法 イ) 断気沈下、ロ) 減圧沈下、ハ) 排気沈下により沈下の速度に遅速を生ぜしめることができる。

沈下の効果をあげるためには急速に排気、減圧し沈下させることであるが、その場合には潜函周囲の地盤に対する影響、不同沈下による傾斜、作業室内への土の流入等を十分考慮し慎重に取扱わなければならない。

排気、減圧により潜函が沈下した時の作業室内の状況は土質により異なり、粒性土、粘性土の場合には減圧によりこれらの土は水に誘われ、水にとまわられて作業室内に流入し、塑性土、剛性土の場合には土はもちろん水もほとんど流入せず、刃口周囲の土が潜函の沈下により作業室内に押し上げられ盛り上がる程度である。

排気により、作業室内に流入する水には作業室の底面地盤より押し上つてくるものと、潜函の外周壁に沿うて刃口の下をまわつて流入してくるものとの2種類がある。

透水性の高い粒性土の場合には底面地盤および刃口から一勢に流入してくる。透水性の低い細くて締まつた粒性土、粘性土の場合には底面地盤に多数の湧水孔を造つてそこから湧水してくる。また刃口からの流入水は底面地盤よりの湧水より勢は強く、したがって流入量も多い。これは潜函の周囲の地盤が掘削、沈下のため底面の地盤よりゆるめられているためであると考えられる。

不透水性の塑性土、剛性土の場合には底面地盤よりの湧水も刃口よりの流入水もほとんどないが普通である。

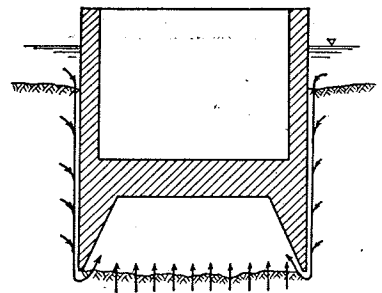
ある潜函工事において、減圧により沈下した場合、砂層では 5m^3 ～作業室一杯、砂交り砂利層では 3m^3 、玉石交り砂利層ではわずかに砂だけ、粘土層では土の流入はほとんどなく減圧後2時間経過しても水の流入もなかったということが報告されている。これらの事実は土質と送気掘削沈下作業との関係を現実に物語る貴重な資料である。したがって作業気圧、作業空気量を考える場合土質は重要な因子と考えられる。

送気潜函を排気、減圧により沈下させる場合一般に粒性土、粘性土においては掘越し量だけ一度に沈下するが、塑性土においては減圧→沈下→送気→減圧→沈下→送気を数回くり返す場合が多い。

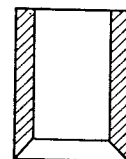
つぎに送気潜函の載荷荷重 W' については送気潜函は井筒の場合と異なり、作業室の天井と壁体との空間が載荷するのに好都合な構造となつており、特に取扱いの容易な水を荷重として使用することがで

沈下抵抗比率の比較表

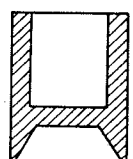
沈下抵抗	井筒(%)	送気潜函(%)
刃口支持力	10	10
壁面摩擦抵抗	60	30
浮力(上揚力)	30	60
計	100	100



井筒



送気潜函



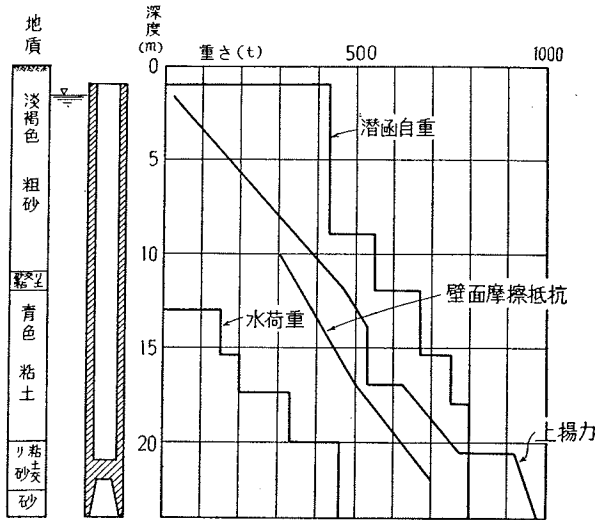
き，その上簡単にポンプにより加減できることは，井筒の場合に比較してまことに便利である。

したがって 送気潜函において自重 W だけで沈下しなくなつた時には，井筒の場合とは異なり，早期に水荷重を載荷し，沈下しなくなつた時に 排気減圧により上揚力を低減し沈下させる。井筒の場合のように 壁面摩擦抵抗の減少を計ることは 普通行わない。

送気潜函と井筒とで沈下抵抗および載荷荷重については，以上のような相違があり，沈下作業の点では送気潜函は 井筒より一般に容易であるといふことができる。

普通の送気潜函の自重，壁面摩擦抵抗，上揚力，水荷重の大体の比率は次の沈下の実績図（図-2.1）より知ることができる。

図-2.1 沈下実績図



2. 送気掘削作業の気圧と土質との関係

送気掘削作業のための気圧は，潜函の深さに比例する。潜函が水中に設置された場合，潜函の作業室における気圧 P_0' は刃口における理論水圧 P_0 と平衡を保たなければならない。

$$P_0' = P_0 = r_0 \cdot h \dots \dots \dots (2.1)$$

ここに P_0' : 水中における作業室の気圧， P_0 : 刃口における理論水圧， r_0 : 水の単位重量， h : 水面より刃口までの深さ

次に潜函が地盤内に入った場合の 作業室における理論作業気圧 P は 潜函の刃口における地下水圧に等しい。しかるに地下水圧は 土質およびその状態により異なる。

普通作業中の作業室の実際作業気圧 P_a は 刃口における地下水圧，すなわち理論作業気圧 P と掘削作業に必要な上げ越し気圧 P_w との和に等しい。したがって

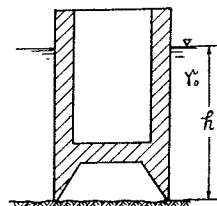
$$P_a = P + P_w$$

$$\text{また } P = P_a - P_w = P_0(P_a/P_0 - P_w/P_0) = (m' - n')P_0 \dots \dots \dots (2.2)$$

ここに P : 理論作業気圧 (刃口における地下水圧)， P_a : 実際作業気圧， P_w : 作業に必要な上げ越し気圧， $P_a/P_0 = m'$ ， $P_w/P_0 = n'$

ここで $P_a/P_0 = m'$ を既往の実測値より土質別に求めると大体次のような値である。

次に作業に必要な上げ越し気圧 P_w は理論作業気圧 P より少なくとも，0.5 ~ 1.0 lbs/in² (0.035 ~ 0.7 kg/cm²)，大体，1.0 ~ 2.0 lbs/in² (0.07 ~ 0.15 kg/cm²) くらい上げ越す。ここで P_w は上記のようなある一定の値を持つが， P_0 は一定ではなく，したがって $P_w/P_0 = n'$ の決定は困難なのであるが，既往の実績値より $P_w/P_0 = n' = 0.1$ 程度と決めて大差がない。



土 質	$m' = \frac{P_a}{P_0}$
細 砂	1.1 ~ 1.2
粘 土 交 り 砂	0.7 ~ 0.9
粘 土	0.5 ~ 0.7

これで m' ， n' の値が求められたので， $m' - n' = m$ と置けば (2.2) 式は次のようになる。

$$P = mP_0 \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに P : 理論作業気圧 (刃口における地下水圧), P_0 : 理論水圧, m : 土質による常数

以上により刃口における地下水圧は土質により異なり, 刃口における理論水圧は土質による常数を掛けたもので表わされることになった。

ここで, 実際作業気圧の高低が作業におよぼす影響について述べれば

(a) 実際作業気圧により, 労働時間に制限があり, 作業能率に影響する。

実際作業気圧が高くなるに従い 作業員の労働時間は短縮される。労働安全衛生規則により表示のように定められている。

(b) 実際作業気圧は所要空気量, 送気設備に影響する。実際作業気圧が高くなれば同一の容積の潜函でも所要空気量は多く, したがって 送気設備全体に影響する。

以上のように実際作業気圧が高くなると 作業能率が低下するので, 実際作業気圧は できるだけ上げないように考究すべきである。理論作業気圧は 土質により決まってしまうが作業のための上げ越し気圧は作業に注意することによりある程度抑制できるので, 空気量の節約, 作業能率の増進, 作業の安全の点から, また 過度の上げ越しによる Blow line の発生のための工事におよぼす支障の点からも, できるだけ上げないようにすることが必要である。

【参考資料】

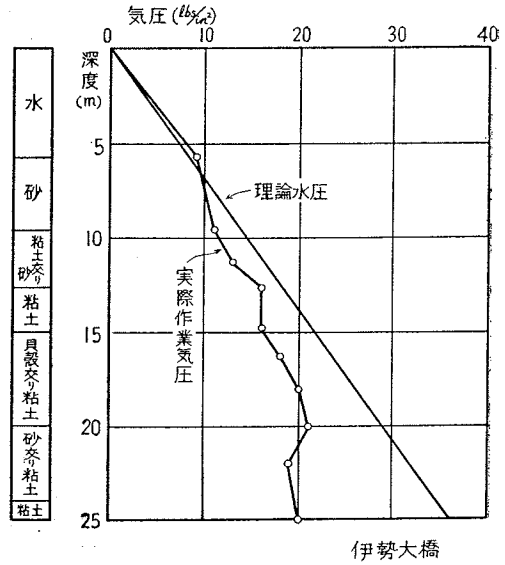
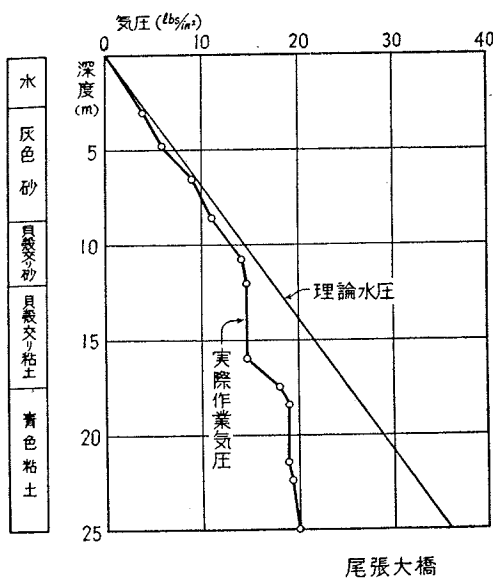
1) 土質による実際作業気圧と理論水圧との関係表

土 質	m
液 性 土	1.0
荒い 粒 性 土	1.0
細い 粒 性 土	0.8 ~ 0.9
粘 性 土	0.6 ~ 0.8
塑 性 土	0.3 ~ 0.6
剛 性 土	0

実際作業気圧 (kg/cm ²)	1回の作業時間 (時 分)	休 息 時 間 (時 分)
1.3 以下	4 00	30
1.8 "	3 00	1 00
2.3 "	2 00	2 00
2.6 "	1 30	3 00
3.0 "	1 00	4 00
3.3 "	45	5 00
3.3 以上	35	6 00

地質	理論水圧 (lbs/in ²)	実際作業気圧 (lbs/in ²)	実際作業気圧と理論水圧との差 (lbs/in ²)	実際作業気圧理論水圧 (%)	地質	理論水圧 (lbs/in ²)	実際作業気圧 (lbs/in ²)	実際作業気圧と理論水圧との差 (lbs/in ²)	実際作業気圧理論水圧 (%)	
木曾川鉄道橋 No.8 細砂	0.9	3.1	+ 2.2	300	木曾川鉄道橋 No.8 粘土交り砂	20.4	19.2	- 1.2	89	
	1.8	3.1	+ 1.3	170		21.3	19.2	- 2.1	90	
	2.7	4.0	+ 1.3	150		22.2	19.2	- 3.0	86	
	3.6	5.0	+ 1.4	140		23.1	16.4	- 6.7	70	
	4.4	5.5	+ 1.1	148		24.0	16.4	- 7.6	68	
	5.3	7.0	+ 1.7	135		24.9	16.4	- 8.5	66	
	6.2	8.0	+ 1.8	130		25.7	16.4	- 9.3	64	
	7.1	8.9	+ 1.8	120		26.6	19.0	- 7.6	72	
	8.0	9.5	+ 1.5	120		伊勢大橋 No.10 砂交り粘土	12.5	12.0	- 0.5	96
	8.9	9.5	+ 0.6	110			13.9	14.0	+ 0.1	100
	9.8	11.3	+ 1.5	115			15.8	11.0	- 4.8	70
	10.2	13.4	+ 3.2	130			木曾川鉄道橋 No.8 粘土	27.5	19.5	- 8.0
	11.5	13.4	+ 1.9	115		28.4		20.0	- 8.4	70
	12.4	14.0	+ 1.6	110		29.3		17.2	-12.1	56
	13.3	14.0	+ 0.7	105		30.1		20.0	-10.1	66
	14.2	15.6	+ 1.4	110		31.1		20.0	-11.1	64
15.1	16.0	+ 0.9	105	32.0	22.0	-10.0		68		
16.0	16.0	+ 0.0	100	32.9	21.5	-11.4		65		
伊勢大橋 No.10 砂	1.6	2.5	+ 0.9	150	伊勢大橋 No.10 粘土	18.1		13.0	- 5.1	72
	3.9	4.0	+ 0.1	100		19.3		12.0	- 7.3	65
	6.5	7.5	+ 1.0	115		20.8		14.0	- 6.8	67
	8.9	10.0	+ 1.1	115		21.7	14.0	- 7.7	65	
12.2	12.0	- 0.2	100	24.1		16.0	- 8.1	66		
木曾川鉄道橋 No.8 粘土交り砂	16.9	18.1	+ 1.2	105		26.1	16.0	-10.1	62	
	17.8	18.1	+ 0.3	100		27.6	16.0	-11.6	58	
	18.6	18.1	- 0.5	98		30.0	16.0	-14.0	54	
	19.5	18.1	- 1.4	93						

2) 土質による実際作業気圧と理論水圧との関係図



3. 送気掘削作業に必要な空気量の算定

(1) 概 況

送気掘削作業に必要な空気量の算定は その対象となる因子が多く，それぞれの内容も複雑で経験による以外は 判定することのできないものもあり，明確な算定法はなく 一般に Brennecke 氏の算定式を使用し，これを 経験により補正し算定しているのが現状である。この Brennecke 氏の算定式は 作られた時代も古く，また 欧州式の潜函作業を対象としていると考えられるので，現在のわが国において採用している 米国式ののものには そのまま適用できない点がある。まず 算定の対象になると考えられる因子を列挙すれば

1. 潜函の構造，大きさ，長さ（作業室の容積，内壁面積，底面積，刃口長さ）
2. 地 質
3. 掘削の方法と設備（気閘の大きさ，掘削用バケットの大きさ，と気閘出入回数，送気管系統の延長と接合の良否，同時に掘削する潜函の基数）
4. 掘削作業の巧拙
5. 作業人員数

以上のようなものである。

これらの因子を次の項目に整理し，それぞれの所要量を求め，送気掘削作業に必要な空気量を求める。

1. 作業室内の水を排除するための空気量
2. 送気にともない漏失する空気量
 - a) 作業室内の内壁より漏出する空気量
 - b) 送気管系統における漏気量
3. 作業のために消失する空気量
 - a) 掘削作業または 特殊作業のための気圧上昇にともない刃口より逃出する空気量
 - b) 掘削土の搬出のため気閘において 消失する空気量
 - i) バケットの出入のために消失する空気量
 - ii) stuffing box より漏出する空気量
4. 作業員の換気のための空気量

(2) 送気掘削作業に必要な空気量

a) 作業室内の水を排出するための空気量 Q_1 送気作業において まず第一に考えられることは 作業室内の水を排除することである。全然漏気がないならば 作業室，気閘，立筒，送気管を満たすだけの一定量の空気を一回送入すれば良い。今以上の容積がすべて水で充満されていると考えれば，それだけの容積の水を排除するための空気量 Q_1 は次式から求められる。

$$x \cdot Q_1 = V_t \left(1 + \frac{H_0}{10.33} \right) \quad (\text{m}^3) \dots \dots \dots (2.4)$$

ここに V_t : 作業室，立筒，気閘，送気管の容積 (m^3)， x : 排除に要する時間 (min)， H_0 : 水中の深さ (m)，

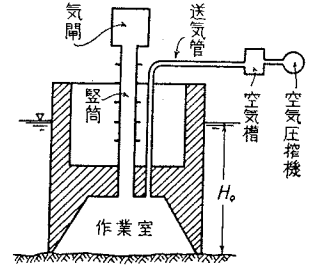
$1 + \frac{H_0}{10.33}$: 水深 H_0 における圧力の空気量を大気圧に換算するためのもの。

この場合の H_0 は水中における場合のもので、もし H が地下水中の場合には 2. における式 (2.3) $P = mP_0$ の関係より

$$H = mH_0 \dots\dots\dots (2.5)$$

となり、式 (2.4) は次式にて表わされる。

$$xQ_1 = V_t \left(1 + \frac{mH_0}{10.33} \right) \quad (m^3) \dots\dots\dots (2.6)$$



普通、送気開始時においては特に急速に水を排除する必要はないので x の値を十分大きくすることができる。したがって Q_1 ははなはだ小さい値のものとなる。よつて所要空気量の算定においては Q_1 は考えなくても良いことになる。

b) 送気に伴い漏失する空気量

(a) 作業室内周壁より漏出する空気量 Q_{2-a} : この空気量 Q_{2-a} は Brennecke 氏の算定式によれば

$$Q_{2-a} = \alpha \cdot F \left(1 + \frac{H}{10.33} \right) \quad (m^3/min) \dots\dots\dots (2.7)$$

ここに α : 作業室内周壁の気密の程度による係数

普通の鉄筋コンクリート造 $\alpha = 0.01$

特に入念に仕上げた場合 $\alpha = 0.006$

F : 作業室内周壁面積 (m^2), H : 水面下の深さ (m)

現在のコンクリートは Brennecke 氏がこの算定式を作った時代より質においても、施工においてもはるかに進歩し、相当気密性であり、実際の経験からも内周壁からの漏気は認められない。したがって Q_{2-a} は普通の構造のコンクリート潜函の場合には無視して差支えない。

(b) 送気管系統における漏気量 Q_{2-b} : 送気管系統の接合部における漏気は工事現場において実際に認められるが、これは入念に施工することにより避けられるものである。したがって漏気量の算定方法としては実績により判定する以外方法はない。したがってここでは Q_{2-b} は算定から除外しておくこととする。

c) 作業のために消失する空気量 Q_3

(a) 掘削作業または特殊作業のための気圧上昇にともない刃口より逃出する空気量 Q_{3-a} : 潜函を沈下させるためには刃口の下を掘削しなければならない。したがって刃口よりの空気の逃出を考慮に入れなければならない。もちろん実際作業気圧は極力上昇しないよう努めなければならないが、前章において調べたように理論作業気圧より $0.1 \sim 0.2 kg/cm^2$ くらい高いのが普通である。特に作業室中埋コンクリート作業、拡底基礎作業、岩盤掘削作業、障害物の除去作業等の特殊の作業の場合には実際作業気圧は理論作業気圧に比して相当大きな値となる。

この刃口よりの逃気量については Brennecke 氏の次のような算定式がある。

$$Q_{3-a} = \beta \cdot S \left(1 + \frac{H}{10.33} \right) \quad (m^3/min) \dots\dots\dots (2.8)$$

ここに S : 作業室の刃口周辺長 (m), H : 水面より刃口までの深さに 2~3m

を加算した深さ (m), β : 地質およびその状態による常数

$$\beta = 0.015 \sim 0.05$$

著者は上式 (2.8) において

$$H = m(H_0 + n) \dots\dots\dots (2.9)$$

とする。 n は作業に必要な上げ越し気圧に該当する深さであり、土質により次のような常数とする。

また、 β については著者の経験にもとづき土質別に次のように定める。

以上より Brennecke 氏の算定式は下のように書き換えられる。

$$Q_{3-a} = \beta \cdot S \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \quad (m^3/min) \dots\dots\dots (2.10)$$

次に特殊作業に必要な空気量についても考えなければならない。その主なもの

土 質	n
液 性 土	—
荒い粒性土	4
細い粒性土	3
粘 性 土	2
塑 性 土	1
剛 性 土	0

土 質	β
液 性 土	—
荒い粒性土	0.100
細い粒性土	0.800
粘 性 土	0.050
塑 性 土	0.025
剛 性 土	0

は次のようなものである。

i) 作業室中埋コンクリート作業の場合；掘削作業が終了すると 作業室の中埋封塞 コンクリートを行うのが普通である。この作業の最後において 空気の流動によりコンクリートを完全に填充させるために 多量の空気を要するのである。

ii) 拡底基礎，岩盤基礎の掘削作業の場合；普通の掘削のほか拡底基礎を掘る場合があるが，この作業は塑性土質の地盤でなくては施工は困難である。伊勢大橋の場合を例にあげれば，実際気圧は理論作業気圧より $0.4 \sim 0.7 \text{ kg/cm}^2$ 上げて施工した。また 刃口を岩盤内に食込ませる岩盤掘削作業がある。

岩盤掘削は完全な掘越し掘削作業となり，種々の漏気防止をして作業をするのであるが，それでも 鴨緑江橋梁の場合の例によれば，岩盤掘削に要した空気量は その直前の普通土砂掘削作業の場合の約 2 倍を要した。

iii) 障害物の除去作業の場合；障害物に遭遇した場合これを除去するために 気圧の上げ越しを要し多量の空気を必要とする。また 試掘孔のようなものに遭遇し実際作業気圧が 1.4 kg/cm^2 で良いところを 2.8 kg/cm^2 上げなければ 作業ができなかつた例がある。

以上のように特殊掘削作業に多量の空気量を要することは 予想できるのであるが その算定は困難な問題である。ここで，この特殊作業のための空気量に 送気管系統よりの漏気その他をふくめて普通掘削作業の 50～100% 増しとして決める。

したがって 掘削作業のための空気量 Q_{3-a} は次のようになる。

$$Q_{3-a} = (1.5 \sim 2.0) \beta \cdot S \left\{ 1 + \frac{m(H_0 - n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots\dots\dots (2.11)$$

d) 掘削土搬出のため気閘において消失する空気量 Q_{3-b}

(a) バケットの出入のために消失する空気量 Q_{3-b-1} ：この空気量については Brennecke 氏の算定式には普通考えられていない。それは 気閘が欧州式のためであると思われる。米国式の気閘においてはバケットの出入が頻繁であり，また Stuffing box よりの漏気は避けられない。

バケット出入のために 消失する空気量 Q_{3-b-1} は次の式で表わされる。

$$Q_{3-b-1} = l \cdot \frac{2 \cdot V_e \cdot N}{60} \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots\dots\dots (2.12)$$

ここで l ：材料気閘の数， V_e ：材料気閘の容積 (m^3)， N ：バケットの 1 時間に入出する回数

材料気閘の大きさは 現在わが国で使用しているものは American Foundation Company 型のもので $V_e = 5.5 \text{ m}^3$ である。材料気閘の数は過去の実績から見ても 潜函底面積が 80 m^2 程度までは 1 個， 80 m^2 以上では 2 個とすることが作業能率上有利と考えられる。作業能率増進，危険防止の上から作業員，監督者の出入のために 人気閘を設置することがあるが，これは 使用回数がきわめて僅少であるので 空気量の算出上には関係はない。

バケットの 1 時間に入出する回数は実績によれば 15～20 回程度である。

ここで $V_e = 5.5 \text{ m}^3$ ， $N = 20$ とすれば

式 (2.12) は次のようになる。

$$Q_{3-b-1} = 3.7 l \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots\dots\dots (2.13)$$

(b) Stuffing box より漏気する空気量 Q_{3-b-2} ：American Foundation Company 型の材料閘では下扉が開いている間，すなわち 掘削用バケットが作業室内にある間は 材料閘の Stuffing box よりの漏気は避けられない。今，この Stuffing box よりの漏気量を 直径 16 mm の円形の孔からの漏気量に相当するものと仮定する。

16 mm の円形の孔より 1 分間に流出する空気量 q_s は ある実験値によれば $q_s = 1.5 \left(1 + \frac{H}{10.33} \right) (\text{m}^3/\text{min})$

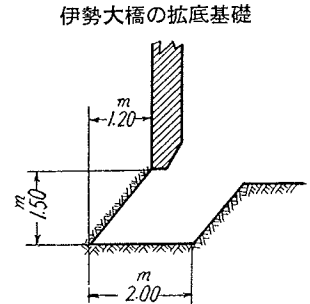
したがって Stuffing box よりの漏気量 Q_{3-b-2} は次の式で表わされる。

$$Q_{3-b-2} = l \cdot 1.5 \cdot N' \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots\dots\dots (2.13)$$

ここに N' ：掘削作業時間に対する材料閘の下扉が開いている時間の割合

普通 $N' = 1/3$ 程度である。よつて 式 (2.13) は次のように書き換えられる。

$$Q_{3-b-2} = 0.5 l \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots\dots\dots (2.14)$$



以上より気閘において 消失する空気量 Q_{3-b} は次のようになる。

$$Q_{3-b} = Q_{3-b-1} + Q_{3-b-2} = 4.2l \left\{ 1 + \frac{m(H_0+n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots \dots \dots (2.15)$$

e) 作業員の換気のための空気量 Q_4 作業室において全然漏気がないとすれば 作業室内の作業員の保健上から新鮮な空気を送入しなければならない。今、作業員1人が1分間に必要とする空気量 q_a を略算してみれば次のようになる。

$$q_a = \frac{v}{X-Y} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots \dots \dots (2.16)$$

ここに v : 作業員1人1分間に発生するCOの量, X : 空気中のCOの許容含有量, Y : 空気中にあるCOの量

$$\text{今} \quad \left. \begin{array}{l} v=0.0005 \text{ m}^3/\text{min} \\ X=0.002 \\ Y=0.0003 \end{array} \right\} \text{とすれば}$$

$$q_a = 0.3 \text{ m}^3/\text{min} \text{ となる。}$$

しかしこれについては 世界各国規定が定められている。わが国においては 労働基準法労働衛生規則 第188条にて

1. 高圧室の気積は 1人につき 6 m^3 以上とする。
2. 高圧室内には 1人につき毎時 40 m^3 ($0.67 \text{ m}^3/\text{min}$) 以上の割合で新鮮な空気を送給すること。

ドイツにおいては

- 気圧 0.5 kg/cm^2 までは 1人当 $20 \text{ m}^3/\text{h}$
- 0.5 kg/cm^2 以上は 1人当 $30 \text{ m}^3/\text{h}$

フランスにおいては

- 水深 22 m 以下 1人当 $0.6 \text{ m}^3/\text{min}$
- 22 m 以上 1人当 $0.7 \text{ m}^3/\text{min}$

と決められている。

以上より作業員1人当りの必要空気量は 大気圧に換算して1人当 $0.7 \text{ m}^3/\text{min}$ とする。

したがって 作業員の換気のための空気量 Q_4 は

$$Q_4 = 0.7 M \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots \dots \dots (2.17)$$

ここに M : 同時に作業室において作業に従事する人員数

作業室内の作業員数 M と作業室の底面積 A との関係を既往の実績により調べる。前項に述べたように底面積が 80 m^2 程度までは 材料間数は1個, 80 m^2 以上は 2個とすれば, 作業員数 M と作業室の底面積 A との間次次の関係が成立する。

$$M = 4 + 0.8 A \dots \dots \dots (2.18)$$

また 概算的には

$$M = 0.15 A \dots \dots \dots (2.19)$$

よつて作業員の換気のための空気量 Q_4 は 概算的に次の式にて表わされる。

$$Q_4 = 0.1 A \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots \dots \dots (2.20)$$

以上の各項についての空気量を算定するために 利用した実績値は次のものである。

(3) 送気掘削作業の空気量算定の実用式

前節にて 送気掘削作業に必要な空気量を各項目に分けて考究したが, これらのうちで 空気量の算定上必要なものは, 掘削作業のために刃口より逃出す空気量 Q_{3-a} , すなわち

$$Q_{3-a} = (1.5 \sim 2.0) \beta \cdot S \left\{ 1 + \frac{m(H_0+n)}{10.33} \right\}$$

と, 材料気閘において消失する空気量 Q_{3-b} , すなわち

$$Q_{3-b} = 4.2l \left\{ 1 + \frac{m(H_0+n)}{10.33} \right\}$$

送気掘削に関する実績表

橋 梁 名	地 質	作業室の底面積 (m ²)	材料気閘の数	作業員人数 (人)	1時間当りのバケットの回数 (回)
吉野川	砂	40	1	7	20
松花江	砂	72	1	10	17
伊勢大橋	粘土	76	1	10	20
尾張大橋	粘土	76	1	9	20
第二鴨緑江	砂	100	1	20	17
木曾川	粘土	64	2	10	15
永代橋	粘土	147	2	20	15
万代橋	砂	213	2	20	20
吾妻橋	粘土	138	2	15	17

とであり，要するに作業のために消失する空気量 Q_3 をもつて 送気掘削作業に必要な空気量とすればよい。

$$Q_3 = Q_{3-a} + Q_{3-b} = \{(1.5 \sim 2.0)\beta \cdot S + 4.2l\} \left\{1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33}\right\} \dots\dots\dots (2.21)$$

このほかに採り上げるべきものとして 作業員の換気のための空気量 Q_4 すなわち

$$Q_4 = 1.0 A \quad (\text{m}^3/\text{min})$$

がある。

Q_3 は作業中に消失される空気量であるので，もし Q_3 が Q_4 より大きい値であるならば その消費量で作業員の換気量をも兼ねていると考えることができる。要するに送気作業に必要な空気量とは 作業中に消費される空気量をただちに 補充する空気量であるといえるので， Q_3 と Q_4 とのうち大きい値のものを所要空気量として 採用すればよい。普通の場合には $Q_3 > Q_4$ と考えられるので Q_3 で求めたものを Q_4 で証査すればよいのである。

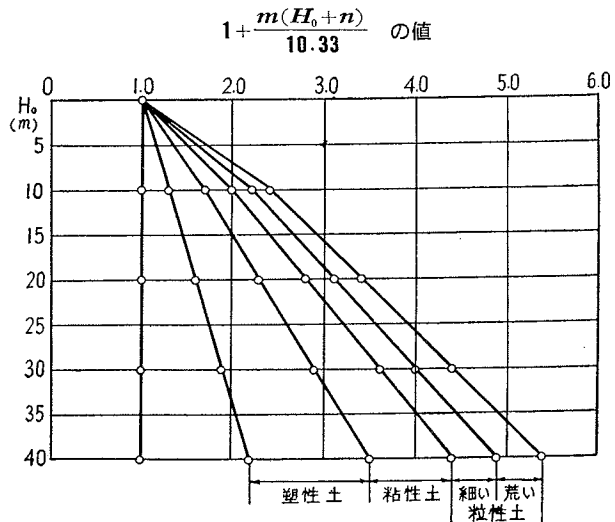
(4) 結 び

前節よりの Q_3 を Q にて表わし，これを 空気量算定の実用式と名づければ，送気掘削作業に必要な空気量 Q は

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0)\beta \cdot S + 4.2l\} \left\{1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33}\right\} \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots\dots\dots (2.22)$$

ここに S : 作業室の刃口の周辺長 (m)， l : 材料気隔の数， H_0 : 水面から刃口までの深さ (m)， β, m, n : 土質による常数

土 質	β	m	n
液 性 土	—	1.0	—
荒い 粒 性 土	0.10	1.0	4
細い 粒 性 土	0.08	0.8~0.9	3
粘 性 土	0.05	0.6~0.8	2
塑 性 土	0.025	0.3~0.6	1
剛 性 土	0	0	0



また 換気のための 空気量 Q_4 を Q_v で表わせば

$$Q_v = 0.1 A \quad (\text{m}^3/\text{min}) \dots\dots\dots (2.23)$$

ここに A : 作業室の底面積 (m^2)

ここで最終的に Q と Q_v とのうち，大きな値のものを送気掘削作業に必要な空気量として 採用すればよいのである。

以上は 作業1基当りの必要量である ので，工事全体の所要量は同時作業数基を乗じたものになる。

【計算例—1】 伊勢大橋

$S=39 \text{ m}$ ， $H_0=25 \text{ m}$ ， $l=1$ ， $A=76 \text{ m}^2$ 土質：粘土質 実際設備空気量 = $76 \text{ m}^3/\text{min}$ 3基同時沈下

以上のものを著者の実用式により算定すれば

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0)\beta \cdot S + 4.2l\} \left\{1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33}\right\} \quad (\text{m}^3/\text{min})$$

ここで $\beta=0.025$ ， $m=0.6$ ， $n=1$ とすれば

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0) \times 0.025 \times 39 + 4.2 \times 1\} \left\{1 + \frac{0.6(25+1)}{10.33}\right\} \doteq 15 \sim 16 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_v = 0.1 \times 76 = 7.6 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q > Q_v$$

$$3 \text{ 基} \times 15 \sim 16 = 45 \sim 48 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{設置安全率} \quad 76/45 \sim 48 = 1.6$$

【計算例—2】 松花江鉄道橋

$S=36 \text{ m}$ ， $H_0=24 \text{ m}$ ， $l=1$ ， $A=72 \text{ m}^2$ 土質：砂質土 実際設備空気量 = $106 \text{ m}^3/\text{min}$ 3基同時沈下

以上のものを著者の実用式により算定すれば

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0)\beta \cdot S + 4.2l\} \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min})$$

ここで $\beta = 0.08, m = 0.8, n = 3$ とすれば

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0) \times 0.08 \times 36 + 4.2 \times 1\} \left\{ 1 + \frac{0.8(24 + 3)}{10.33} \right\} \doteq 27 \sim 32 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_v = 0.1 \times 72 = 7.2 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q > Q_v$$

$$3 \text{ 基} \times (27 \sim 32) = 81 \sim 96 \text{ m}^3/\text{min} \quad \text{設置安全率 } 106/81 \sim 96 = 1.3$$

【計算例-3】 小見川閘門基礎潜函

$S = 32 \text{ m}, H_0 = 31 \text{ m}, l = 1, A = 48 \text{ m}^2$ 土質：砂交り粘土 実際設備空気量 = $60 \text{ m}^3/\text{min}$ 2基同時沈下以上のものを著者の実用式により算定すれば

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0)\beta \cdot S + 4.2l\} \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\} \quad (\text{m}^3/\text{min})$$

ここで $\beta = 0.05, m = 0.7, n = 2$ とすれば

$$Q = \{(1.5 \sim 2.0) \times 0.05 \times 32 + 4.2 \times 1\} \left\{ 1 + \frac{0.7(31 + 2)}{10.33} \right\} = (6.6 \sim 7.4) \times 3.3 \doteq 22 \sim 24 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_v = 0.1 \times 48 = 4.8 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q > Q_v$$

$$2 \text{ 基} \times (22 \sim 24) = 44 \sim 48 \text{ m}^3/\text{min} \quad \text{設置安全率 } 60/44 \sim 48 = 1.3$$

【参考資料】

1) 送気潜函作業諸調査表

橋梁名	潜函底面積 (m ²)	潜函刃口周辺長 (m)	基準水面よりの深さ (m)	土質	最高実際作業気圧 (kg/cm ²)	気閘の数	同時送気基数
万代橋	{ 327 213	{ 77 69	15	砂質	1.7	材料閘 2	1
永代橋	147	60	28	粘土質	2.4	材料閘 2	1
木曾川鉄道橋	64	32	29	粘土質	1.7	材料閘 2	4
伊勢大橋	76	39	25	粘土質	2.2	{材料閘 1 人閘 1	3
吉野川鉄道橋	40	27	25	砂質	2.5	材料閘 1	3
松花江鉄道橋	72	36	24	砂質	2.4	{材料閘 1 人閘 1	3
吾妻橋	{ 300 138	{ 75 58	30	粘土質	2.3	材料閘 2	1
第二鴨緑江鉄道橋	103	43	14	{砂質 岩盤	1.7	{材料閘 1 人閘 1 材料閘 1	3
小見川閘門	48	32	31	砂質粘土	3.0	{材料閘 1 人閘 1	2

橋梁名	バケットの1回の昇降に要する時間(分)	1交代の作業員数(人)	空気圧搾機の設備容量 (m ³ /min)	潜函基数	1交代の沈下量 (m)	刃口周辺1m当りの送気設備容量 (m ³ /min)	着工年
万代橋	3.0	20	91	7	0.55	1.20	昭和2年
永代橋	4.0	20	76	4	0.30	1.25	大正13年
木曾川鉄道橋	4.0	10	147	15	0.40	1.15	大正15年
伊勢大橋	3.0	10	106	14	0.45	0.9	昭和5年
吉野川鉄道橋	3.0	7	72	15	0.65	0.9	昭和7年
松花江鉄道橋	3.5	10	105	14	0.60	0.9	昭和7年
吾妻橋	3.5	{20 15}	51	4	0.23	{0.7 0.9}	昭和4年
第二鴨緑江鉄道橋	3.5	20	106	13	岩盤 {0.55 0.065}	0.8	昭和12年
小見川閘門	4.0	8	60	2	0.40	0.95	昭和33年

昭和 35 年 1 月 15 日 印刷

昭和 35 年 1 月 20 日 発行 土木学会論文集第66号・別冊(1-1) 定価 150 円 (〒 10 円)

著者 東京都千代田区神田三崎町2の6 鉄道建設興業KK 飯吉精一
 編集兼発行者 東京都新宿区四谷一丁目 社団法人 土木学会 末森猛雄
 印刷者 東京都港区赤坂溜池5 株式会社 技報堂 大沼正吉

発行所 社団法人 土木学会 振替東京 16828 番
 東京新宿郵便局区内 新宿区四谷一丁目 電話四谷(35) 代表 5138 番