

波止浜海岸，地盤変動対策事業の概要について

角 坂 仁 忠*
川 口 正 彌**

1. ま え が き

昭和 28 年度より地盤変動対策事業として総工費 2 億 2 000 余万円の計画で着手された，波止浜海岸の水門並びに堤防工事は，その構想および規模の点からみて，本県における海岸工事の特殊なケースと考えられているので，その概要を述べて参考に供したい。

本工事は土質の悪条件のため，仮締切堤施工中，長さ 10 m の鋼矢板が外側に 0.5~1.5 m 滑動する事態を生じ，非常な難工事となつた。しかしながら幸いに関係方面の適切な助言と，工事担当者諸氏の異常なる努力により，この難関を切り抜けて，以後は工事もおおむね順調に進捗し，31 年度末で主要部分の工事はほぼ完成した。

2. 工事着手までの経過

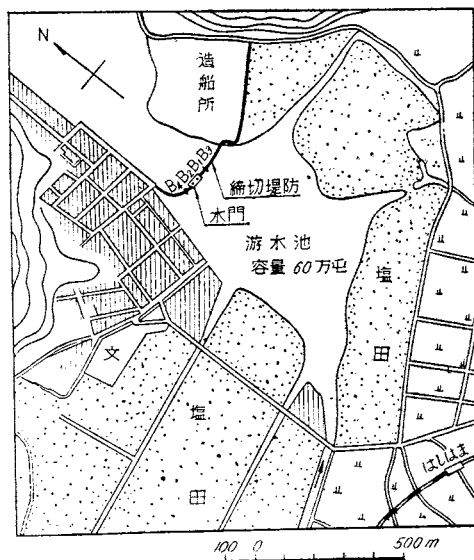
本事業施工カ所の今治市波止浜町は，その大半が約 200 年前に干拓によつて造成された土地であり，波止浜湾周辺には市街地と塩田が発達し，その背後に耕地が接している(図-1 参照)。

ところが，昭和 21 年 12 月 21 日未明に襲来した南海地震によつて，付近一帯の地盤が約 30 cm 沈下し，そ

の後もこの現象を継続している。したがつて大潮時の潮位は年年上昇の傾向を示し，地震前のそれとくらべると約 50 cm も上昇している。このため台風時において高潮による被害がはなはだしくなり，南海地震後のおもなる災害の状況を見ると，昭和 25 年のキシア台風，および昭和 29 年の 12 号台風によつて，総被害額 2 億円におよぶ災害を受けている。これらの災害の原因はすべて高潮が堤防を越流してこれを欠潰させるに至つたもので，地盤沈下がその主因と考えられる。

この対策として，昭和 28 年度より建設省所管の地盤変動対策事業として着手されたものであり，その計画の概要は次のとおりである。すなわち，波止浜湾の最狭部付近に堤防を築造して湾を締切り，そのほぼ中央に幅員 30 m の水門を設ける。この水門は堤防背後に造成される游水池に流入する河水を外海に放流し，また背後地内にある塩田の製塩に支障のないように外海の海水を游水池内に導入するほか，舟航の便をもはかるものとする。なお堤防背後地に造成される游水池は，面積約 190 000 m²，容積約 600 000 m³ で，高潮時のゲート閉鎖時間内に，背後地の流域から流入する雨水を，次のゲート開放時まで一時貯溜するものとする。

図-1 一般平面図



3. 土 質

工事の性質上，施工カ所の土質の解明は計画樹立きわめて重要な事項になるので，この調査には特に慎重を期し，建設省土木研究所に委託の上，実施した。

この調査の主目的は，(1) 堤防を築造する場合の圧密沈下量の推定，(2) 滑りに対して安全な堤防断面の決定，(3) 水門基礎井筒の長さの決定を確実にするため，であつた。

調査カ所は，図-1 に示すように，水門施工区域内に B₁, B₂ の 2 カ所，堤防築造区域内に B₃, B₄ の 2 カ所，計 4 カ所について実施した。調査は昭和 28 年 10 月より 12 月の間に行われ，軟弱層に対しては，シンウォール・チューブ (Thin wall tube) をとりつけたハイドロリック・ピストン・サンプラー (Hydraulic piston sampler) を使用して不攪乱試料の採取を行い，砂層および基岩に対しては，従来どおりのコア・チューブ (Core tube) を使用した。これら試料の試験と並行して現地においてもベン・テスト (Vane test) を行つた。その結果は図-2，図-3，および表-1，表-2 に示すとおりである。

* 正員 愛媛県土木部河川課長
** 正員 愛媛県電力部長

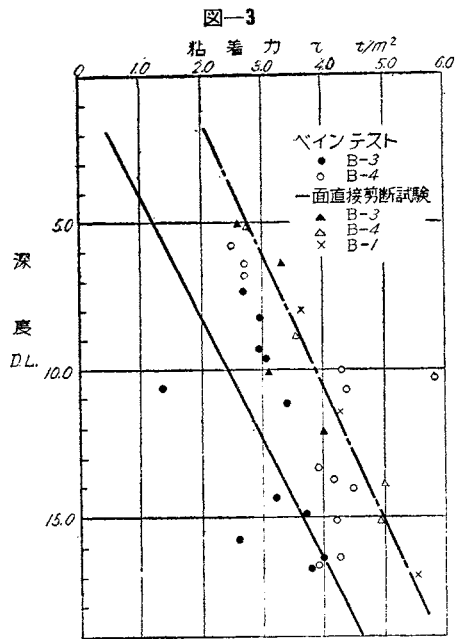
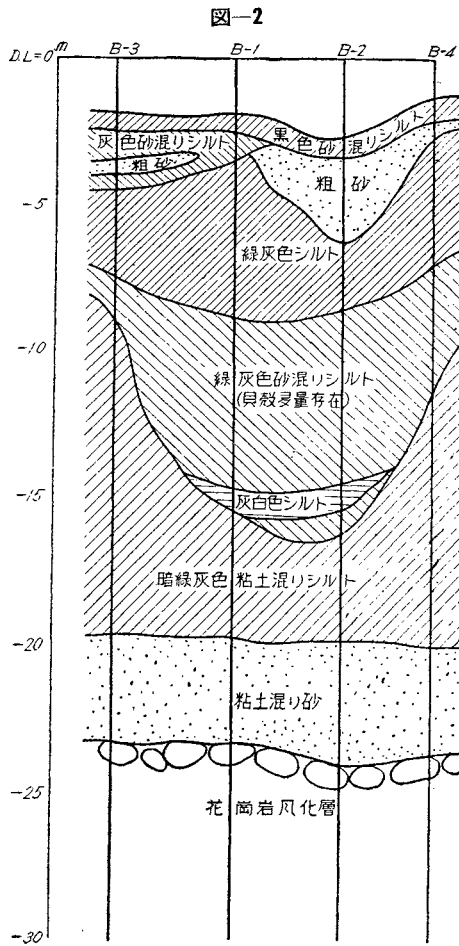


図-1 および 図-2 からわかるように、工事地点は両岸に山が迫った狭少な地域で、洪水時の流出土砂が局部的に順次堆積したものである。

地層は複雑な配置をなしており、図-2 の断面図も大体の大きな分類を行つたもので、図で見るほどはつきりした境界が存在するわけではないが、大体、いずれの地点でも海底下の 20m 前後まではシルト (Silt) ないし粘土軟弱層が、それ以下では砂層、カコウ岩風化層が存在することが判明した。

表-1 B-1 土性表

試験深度 (m)	粒 度 (%)			三角座標による土性型	自含水率 (%)	土比粒子の重	見掛比重	乾燥密度	間隙比	飽和度 (%)	液性限界	塑性限界	塑性指数	相對稠度
	砂および礫	シルト	粘土											
-5.90	25.5	57.5	17.0	シルト質ローム	83.4	2.65	1.505	0.820	2.23	99.1	73.8	32.5	41.3	-0.23
-7.50	19	63	18	シルト質ローム	86.3	2.63	1.465	0.788	2.34	97.0	80.0	38.4	41.6	-0.15
-8.50	21	69	10	シルト質ローム		2.63					52.5	35.8	16.7	
-11.10	42	47	11	ローム	70.0	2.64	1.605	0.945	1.79	103.2	50.5	33.7	16.8	-11.6
-14.20	46	39	15	ローム	72.0	2.63	1.55	0.901	1.92	98.5	68.8	33.2	35.6	-0.9
-17.40	9	74.5	16.5	シルト質ローム	77.5	2.69	1.512	0.852	2.16	96.3	72.3	34.1	38.2	-0.14
-18.70					79.6	2.65	1.527	0.850	2.12	99.6	73.0	34.5	38.5	-0.17
-20.50	69	19.5	11.5	砂質ローム							40.1	33.5	6.6	
-20.70	80.5	9.5	10.0	砂質砂	44.1	2.64	1.761	1.222	1.16	100.0				

表-2 B-2 土性表

試験深度 (m)	粒 度 (%)			三角座標による土性型	自含水率 (%)	土比粒子の重	見掛比重	乾燥密度	間隙比	飽和度 (%)	液性限界	塑性限界	塑性指数	相對稠度
	砂および礫	シルト	粘土											
-3.50	41	49	10	ローム	78.8	2.65	1.522	0.851	2.11	99.1	62.5	30.9	31.6	-0.52
-4.50	95	3	2	砂		2.64								
-7.80	27	67	6	シルト質ローム	64.5	2.65	1.588	0.965	1.75	97.7	56.0	25.1	30.9	-0.28
-11.30	55.5	37.5	7	シルト質ローム	43.3	2.66	1.741	1.213	1.19	96.7	39.0	28.2	10.8	-0.40
-12.10	48.5	35.5	16	ローム							54.5	25.2	29.3	
-14.60	42	51	7	シルト質ローム	71.7	2.64	1.556	0.906	1.92	99.0	58.2	32.7	25.5	-0.53
-15.30	25	70	5	シルト質ローム	72.5	2.52	1.578	0.915	1.76	104.0				
-18.50	10.5	69.5	20	シルト質粘土ローム	77.4	2.65	1.501	0.848	2.12	96.7	80.0	33.1	46.9	+0.06
-20.10	70.5	25	4.5	砂質ローム	41.7	2.64	1.770	1.249	1.12	98.2				
-23.50	81	11	8	砂質砂		2.64								

4. 工事計画の概要

堤防工事は図-1に示すように、波止浜東海岸の山地脚部を起点として西に延び、陸上堤防延長は245m、湾締切堤防延長は194m、計439mとする。堤防の断面は図-4に示すとおりであるが、堤防の中心部に厚さ2.00~3.00mの粘土質心壁を設けて、ゲートを閉鎖した場合の堤防両側の水位差による浸透水を防ぐものとする。堤防の盛土は、水門仮締切堤の撤去と工期が一致するので、この仮締切堤の中詰土と砂質土を交互に盛立てることとした。

水門は図-5の構造とし、基礎は8基の円形井筒によるものとする。井筒は外径4.50m、内径3.50m、長さ19.50mとし、その底部に厚さ3.00mの底板コンクリートを打設して、井筒内部に砂を填充するものとする。井筒は水門の各塔脚、すなわち橋台および橋脚それぞれ2基の下に2基ずつ並列して沈井し、これらの井筒頭部は、2基の縦桁を4基の横桁によつて互いに剛結し、縦横両桁によつて囲まれる部分は厚さ1.00mの床版を施工する。縦桁の幅は4.50mとし、厚さは1.60mとする。床版の周囲には浸透水を防止するため、長さ12mの鋼矢板を打込み、その天端は床版の厚さの1/2まで埋込むものとする。

水門塔の背後には橋梁を架設し、水門両側堤防の連絡をはかるものとする。橋梁は中央部を純径間12.00mの可動橋とし、船舶の通航に支障のないようにし、両側は純径間各9.00mのT桁橋とする。幅はいずれも3.60mとする。

ゲートは、鋼製ローラーゲートとし、高さは6.40m

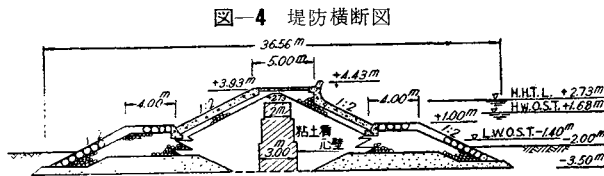


図-4 堤防横断面

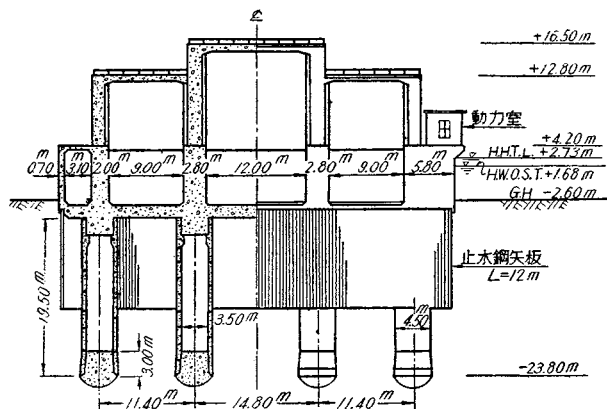


図-5 水門正面図

とする。

水門工事を施工するために、内法25×35mの仮締切堤を築造し、その内部を排水し、水門の基礎工事を完全に行うこととした。

仮締切堤の構造は図-6に示すとおりであるが、これの詳細については、すでに土質工学会発行「土と基礎」Vol.4, No.3に発表されているので参照されたい。

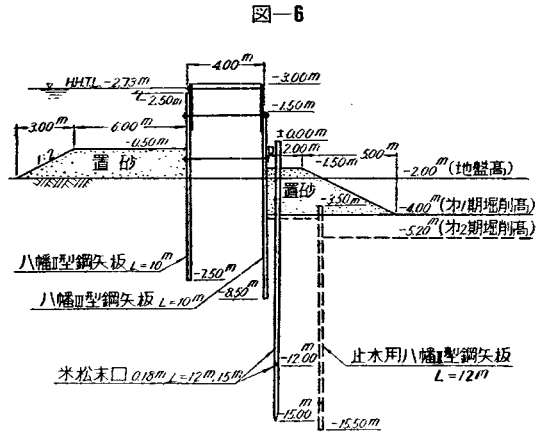
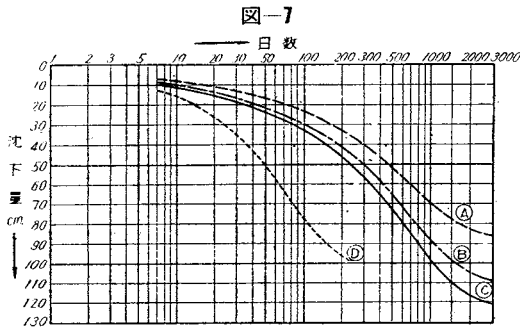


図-6

5. 堤防断面について (図-4 参照)

土質調査の結果、海底下3.0~5.0mの土質は特に軟弱であることが判明したが、この部分を掘削して土砂の置換を行うことは理想的ではあるが、工費がいちじるしく増大するので、これを取り止め、圧密沈下の経過を見つづ、2期に分けて施工することとした。すなわち第1期工事としては、在来地盤上に厚さ平均1.50mの敷砂を心壁部以外に敷き、その上部の堤防前後の脚部に栗石の捨石を行い、その上に盛土を行うものとする。栗石と敷砂、栗石と盛土の間には砂利層を設け、土砂が栗石の空隙部に流入するのを防ぐこととする。小段上部の堤防前後ノリ面は厚さ85cmに栗石および砂利で被覆し、波浪による浸食を防ぐこととする。堤防の施工場所は湾内の奥部にあるので、波流の影響もそれほど大きくなく、上記のノリ面保護工で2カ年程度放置しても、重大な支障はないものと考えられる。堤防中心線の計画高は+3.34~3.93mであるが、第1期工事としては、+3.00mまでを施工する。なお堤防敷幅員は、第1期工事完成後1.00mの沈下が生ずるものと仮定して、決定することとした。

堤防の沈下量を、土質試験によつて得られた数値を用いて求めると図-7のとおりである。図-7において、A線は小段天端まで築堤したときの、B線は第1期工事の築堤に対する、C



線は完成断面に対する、またD線は径40cm、長さ10.00mのサンドパイルを4.00m間隔に施工し、+3.00mまで築堤した場合の、それぞれの沈下経過を表わす。

図-7の圧密計算に当つては次のような仮定によることとした。

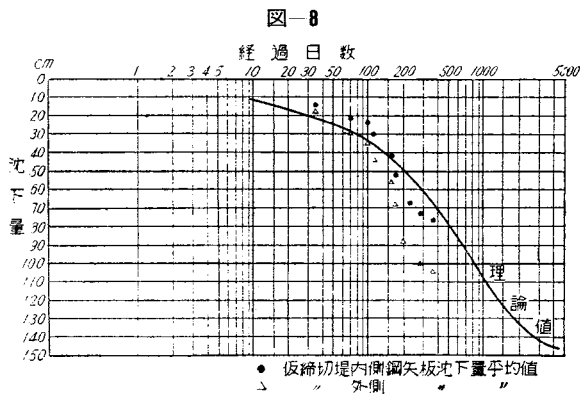
- a) 圧密を起させる増加荷重は、圧密層の中央面におけるものが全層厚に作用する。
- b) 圧密層内の荷重分布は鉛直2、水平1、すなわち5分の勾配により拡散する。
- c) 築堤による荷重は、大潮平均低潮位以下の築堤部のみ浮力を受け、それより上部は浮力を受けない。
- d) 築堤断面は台形に近似しているが、荷重としては矩形とし、矩形荷重の高さは築堤高さと同高とし、荷重幅は築堤断面と等積となるような幅をもつ。

第1期工事が完成してから1~2年を経過して、第2期工事、すなわち堤防の仕上げを行う予定である。

第2期工事としては、小段とそれ以下のノリ面は重量500kg程度の雑石をもつて張立て、小段上部のノリ面は若干の沈下を生じて支障のないように、空石張りまたはコンクリートブロック張りとする。

当初計画においてはサンドパイルを施工する計画であつたが、工事費節減のためこれを変更して、第1期工事を施工して荷重を載荷し自然沈下によることとした。

図-8は仮締切堤(断面は図-4参照)の沈下経過について、計算値と実測値を対照したのであるが、これによると実際に生じた沈下は、計算値より迅速に進んでい



る。これは仮締切内の排水と井筒沈下中に土砂とともに井筒内の排水が行われたためと考えられる。

堤防断面の滑りに対する安定は、在来地盤の粘着力は試験により得られたが、盛土部分のそれは未知であるから、これを安全側にとり、在来地盤の粘着力と等しく2.05 t/m²と仮定して、検討した。この仮定によると第1期工事に対して、最低干潮時が最も危険となり、滑りに対する安全率は常時 $F_S=1.77$ となり、水平震度 $K_h=0.1$ の場合 $F_N=1.35$ となる。

堤防の滑りについては、第1期工事期間が最も危険であつて、第2期工事の施工時には圧密沈下が相当進み、基礎地盤の粘着力も増大することが期待できるものと考えられる。

また、小段以上の断面に対しては、

- a) 外海の水位が最高潮位となり、内水位が最低潮位となつた場合に、波力と同時に外海より陸方に向う地震力が作用するときの安定、
- b) 外海が最高潮位、内水位が最低潮位の場合の浸潤線

の二つに対して検討した。

6. 水門の設計

水門は本工事の重要部分であり、井筒基礎より天端まで高さ約40mにおよぶ構造物となるので、これの設計には特に慎重を期した。

まず基礎については、万一不等沈下等があれば水門の構造上致命的な欠点となるので、井筒の基礎はカコウ岩盤に確実に達するよう計画した。

すなわち地質調査の結果からカコウ岩は-23~25mの線にあるので、当初井筒2基を-25mの線に達するよう製作して沈下したが、いずれも-23m前後で岩盤に達したので、この到達深度-23.8mを井筒基礎の深さとして、以後の設計を進めた(他の6基も実際施工の結果、岩盤深度はこれより浅く、各井筒先端相互間の高低差は最大1.28mであつた)。

なおこの岩盤の破壊強度については2コの直方体の試片を取り、50t圧縮試験機によつて圧縮試験を行つた。その結果は次のとおりである。

試片	寸 (cm)	法	破壊荷重 (kg)	載荷断面積 (cm ²)	破壊強度 (kg/cm ²)
No. 1	5.75 × 5.75 × 9.87		9 870	33.06	299
No. 2	3.90 × 2.95 × 4.15		1 170	11.50	102

試片 No. 2 は製作が不良のため荷重が不均等に分布したため、強度が低下したものと考えられる。

水門の堤防中心方向の断面は図-9に示すように2層ラーメンに近い構造となる。しかし塔柱と橋脚ならびに橋台は、2節点間の単一部材を形成しているが、これら両部材の断面積の比は約1/20であり、

断面2次モーメントの比は約 1/70 となる。このように、2 節点間の単一部分材で断面が変化する場合の適当なラーメンの解法が見出せないが、断面2次モーメントがいちじるしく異なることもあるので、次のような仮定を設けて計算した。

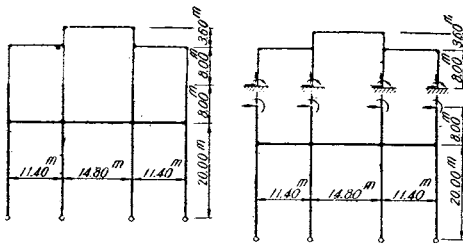
a) 図-9 のように、橋脚ならびに橋台天端線によって、上下二つの構造物に分離し、その切断線上部の塔構造物は塔柱下端すなわち切断面を固定端とするラーメンとする。

b) 切断面以下の水門構造物は井筒下端をヒンジとしたものとする。ただし上層ラーメンの固定端に生ずる諸力と大きさが等しく、反対方向の力が下層ラーメンの橋脚、橋台の天端に作用するものとする。

c) 上層ラーメンは、鉛直荷重、温度変化、および地震力を考慮する。

d) 下層ラーメンは、構造物の大半が水中にあるので、温度変化による影響は考慮

図-9



しないものとする。すなわち鉛直荷重、地震荷重、および地震時においては、土の粘着力による抵抗が井筒に作用するものとする。

e) 構造物に作用する地震の水平震度は床版以下に対しては $K=0.2$ とし、それより上部の構造物に対しては $K=0.3$ とする。東京大学地震研究所の河角博士の説によると、当地においてこのような地震の起る確率は大体 100 年に 1 回としているが、地盤が軟弱であるから水平震度を大きくした。

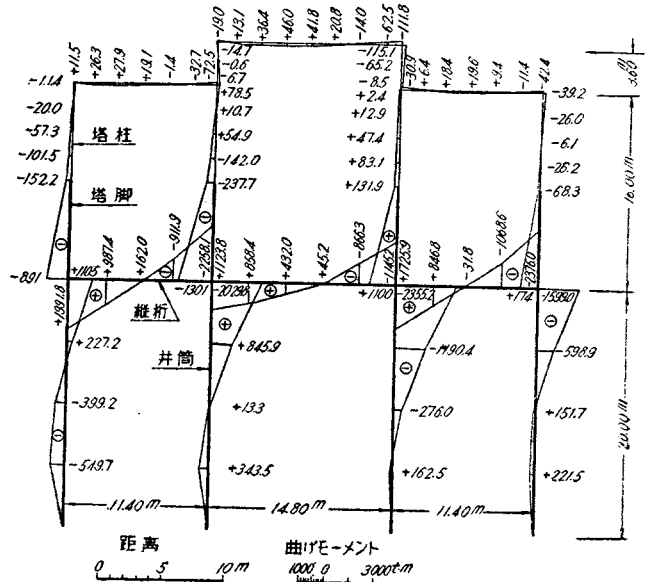
なお床版を境界として水平震度を変えたのは次の理由によつた。

すなわち、水門はカコウ岩の基盤上に載つた総高 40.30m に達する高層構造物であるので、建築基準法施行令第 88 条を参考として、井筒先端からの高さによつて、震度を変えることとした。

建築基準法施行令第 88 条

建築物の地上部分に作用数する水平震度は、その地面からの高さに応じて次の表の数値以上としなければならない。

図-10 右向地震、温度降下、自重による曲げモーメント (通水垂直方向)



- (1) 高さが 16m 以下の部分 (水平震度 0.2)
- (2) 高さが 16m をこえる部分 (高さ 4m 以上を増すごとに(1)の数値に 0.01 を加えた数値)

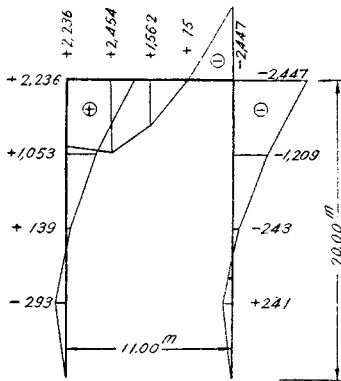
すなわち、水門の設計においては床版以下 (D.L. 東京湾中等潮位基準 $-3.00 \sim$ D.L. -23.80 m) の水平震度を $K=0.2$ とし、それ以上 (D.L. $+16.50 \sim$ D.L. -3.00 m) を $K=0.3$ とした。

f) 井筒の側面に作用する抵抗土圧強度としては、海底よりの深さに相応する粘着力の 2 倍とする。

上記の仮定により各部の曲げモーメントを求めれば、図-10 のとおりである。

堤防中心直角方向の水門構造物は、井筒と橋脚ならびに橋台よりなる単径間一層ラーメンとし、井筒下端をヒ

図-11 右向地震、自重による曲げモーメント (通水方向)



ンジとする。この場合も上記の仮定に準じて地震力を考慮するが、温度変化の影響は考慮しないものとする。ただしゲート等に作用する風圧は考慮する。その結果は図-11 のとおりである。

これよりすると、井筒床版に作用する荷重強度は、地震時において井筒周面に作用する摩擦力を無視するが、次のとおりである。

地震時	外海側井筒	103 t/m ²
	游水池側井筒	56 t/m ²
常時	外海側井筒	81 t/m ²
	游水池側井筒	78 t/m ²

7. 水 理

ゲートは潮位が +4.666 m (D.L.+2.00 m) 以上に上昇する場合に閉鎖するものとし、満潮位がこれより低い場合は開放のままとする。昭和 29 年 6 月より、昭和 30 年 5 月までの 1 年間に、これ以上の満潮が起つた回数は 2) 回となっている。

游水池周辺の既設堤防高は D.L.+2.60~D.L.+3.00 m であるから、游水池の水位を D.L.+2.00 m 以下に保てば安全と考えられる。

大潮時において、游水池流域に大雨が降つた場合のゲート前後の水位の変化は 図-12 のとおりである。これは次のような仮定によるものとした。

- a) 降雨強度-時間曲線は放物線とする。
- b) 潮位-時間曲線は正弦曲線と仮定した。上の曲線と実際の曲線との誤差は、2~3%程度にすぎなかつた(図-13 参照)。
- c) 山地の雨水は游水池の水位に関係なく常に游水池に流入するが、平地部の雨水は游水池水位が D.L.±0.00 m 以下であれば、游水池に流入するが、それ以上のときは一時そこに貯溜する。
- d) 潮位は昭和 29 年の 12 号台風の例をとり、降雨強度は昭和 25 年のキジャ台風時の 8 時間降雨量、113.3 mm をとる。

水門を通過する舟は 50 t 程度の貨物船であるが、これが水門を通過できるためには平均流速が 1.50 m/sec 以下であることが望ましい。満潮位が許容通船最高潮位

図-12 大潮と大雨が同時に起る場合にゲート閉鎖による内外両水位

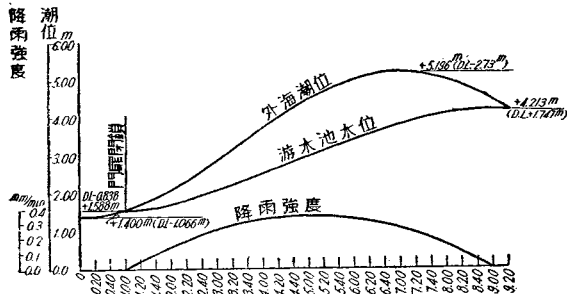
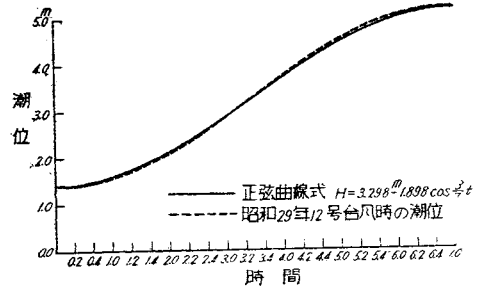


図-13 正弦潮位近似曲線と潮位記録との比較



D.L.+2.00 m のとき、游水池流域にキジャ台風時の降雨強度の大雨があるものとするれば、平均流速は 図-14 のようになり、舟の通過に支障ないようにした。

8. 結 言

以上波止浜海岸地盤変動対策事業の概要について述べたが、途中の計算等を省略してあるので、数値的に理解に不便な力所も多くあることと思われるが、本文が海岸工事あるいは水門工事の計画等に多少の参考になれば幸いである。

なお本工事の施工に当つては、建設省河川局、山内防災課長はじめ関係諸官の御指導をいただき、また建設省

図-14

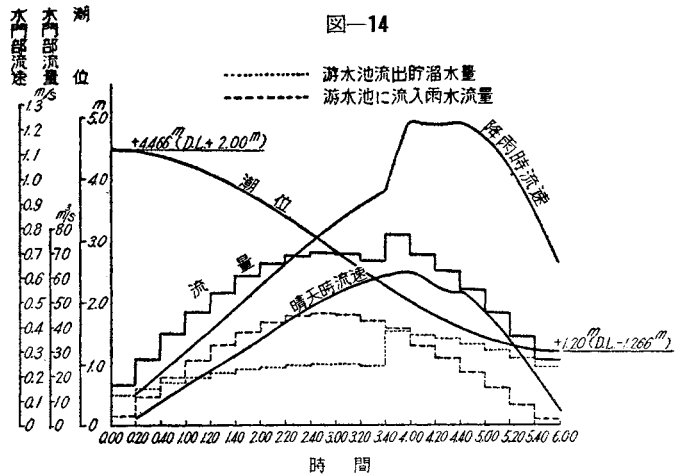
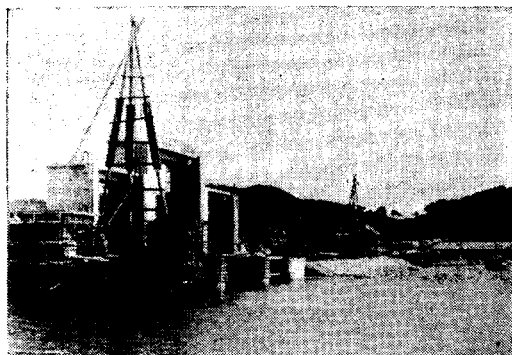


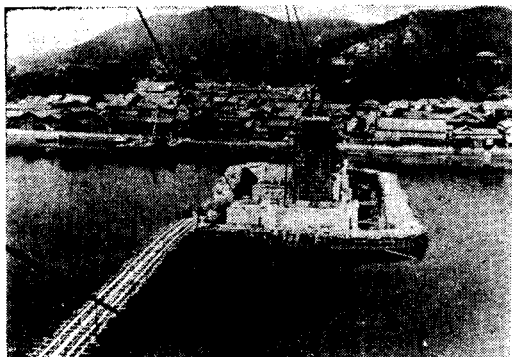
写真-1 水門および堤防第1期工事



写真—2 波止浜水門および堤防工事
(堤防は第1期工事)



写真—4 工事中の波止浜水門 (塔柱施工中)

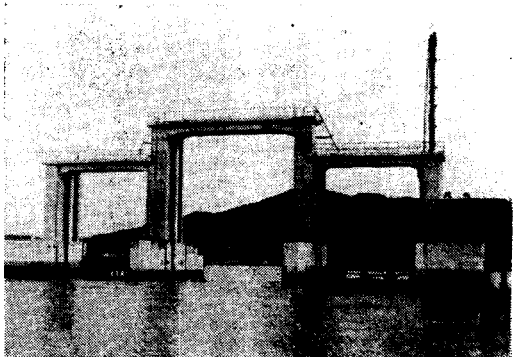


土木研究所谷藤正三、福岡正己、竹下春見の三博士はじめ、諸官の御助言を賜わつたことを厚く感謝する次第である。

写真—3 同 左



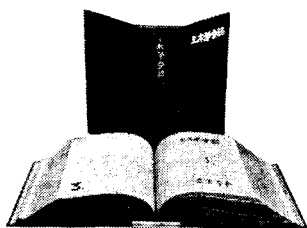
写真—5 同 左 (ゲートは未施工時)



参 考 文 献

波止浜水門仮締切堤の安定について、土と基礎, Vol. 4, No. 3 (1956年6月)
波止浜水門並びに堤防工事及び水理計算例, 工学研究, Vol. 6, No. 1 ~ No. 4 (1957年1~4月)

土木学会誌“専用ファイル”の頒布について



御要望に答えて学会誌の専用ファイルを作りました。ピンで簡単に製本ができ、必要なときにはその号だけ抜き出せる特長があります。先日の夏季講習会の会場でも、なかなか好評を博しました。目下のところ学会誌だけですが、さらに御希望が多ければ論文集用ファイルも考えております。見本用に作った残部が多少ありますから希望者は至急御申込み下さい。

なお製品はテッサー工業KKと特約したものであります。

記

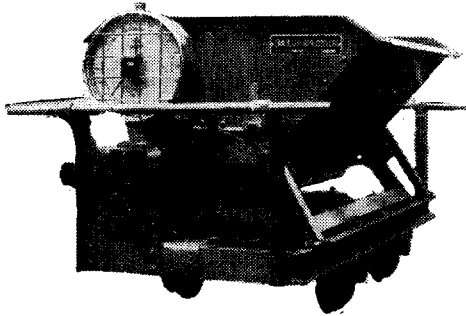
体 裁: B5判 学会誌 12冊綴用, 薄グリーン・クロス装, 金文字入り
頒 価: 1部 170円 (送共)

申込方法: 御送金次第, 残部がある限り折返し送付します。品切となりましたら, 予約が一定部数に達するまで, しばらくお待ち下さい。

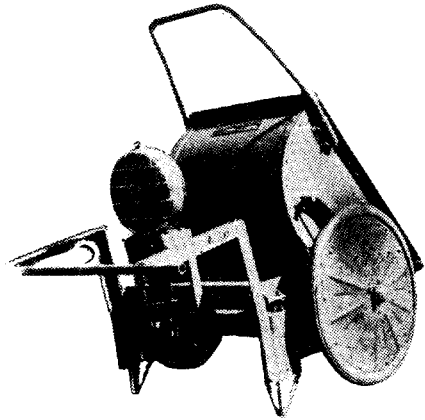


専門メーカーの作る

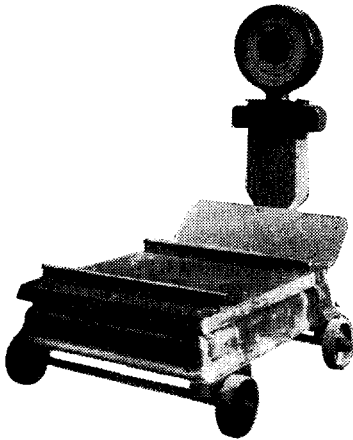
建築土木用骨材計重機



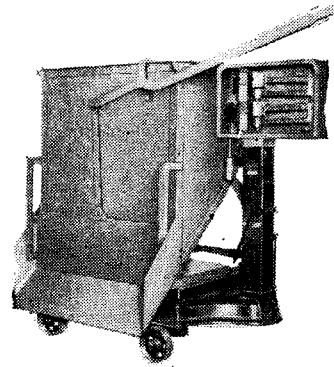
ダンプ計重車
 容量 0.45 m³~1 m³
 秤量 500 kg~1,500 kg
 各種



ナベ計重車
 容量 4 cuft~8 cuft
 秤量 100 kg~600 kg
 各種



ペンデュラム型トロ掛台秤



骨材計量機

価格低廉
 納期迅速

日本度量衡器株式会社

御報次第係員参上

本社工場 東京都杉並区阿佐ヶ谷四の四三〇
 電話 荻窪 (39) 1427 (直通) 4858・5575
 名古屋工場 名古屋市中川区八熊町苗田二一六六
 電話 南局 (32) 2 7 3 0