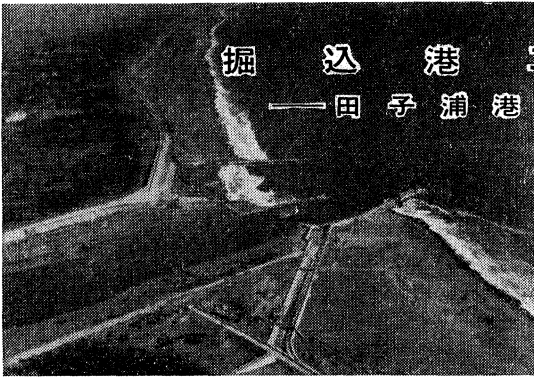


掘込港工事の問題点

—田子浦港の港口部について—



(港口部全景 本年1月)

青島茂一*
市川武**

要 旨 海底勾配が比較的急 (1/5) で、太平洋の荒波を直接受ける砂浜海岸に計画された田子浦港の建設に当り、掘込式港湾としての外郭施設計画の問題点と、その解決方法について、特に港口部の計画と防波堤に空気ケーソン工法を採用した理由を明らかにするとともに、その施工法について述べる。

1. ま え が き

田子浦港は、駿河湾の最北部の富士・吉原両市の中間に現在建設中の港湾であり、その背後には、製紙を大宗とする日本有数の岳南工業地帯と、約 20 km² にわたる浮島沼一帯を中心とする未開発地帯を有し、これら工業地帯に対する海上輸送の門戸として、港湾の建設が要望されていた。しかし、この前面海岸は太平洋の荒海に面している砂浜海岸であるために港湾建設上の悪条件が多く、今日まで港湾の建設が実現するに至らなかった。しかるに昭和 31 年頃より付近産業の進展にともない、この地帯の輸送物資は、国鉄東海道本線の輸送能力の限界を超過し、工場操業にも支障をあたえる状態になったので、静岡県はこの地区に 1 万 t 級船舶を対称とする規模の港湾を建設する計画について種々検討を加えた結果、総工費約 60 億円、8 カ年計画をもって昭和 33 年度より、工事に着手するに至った。

2. 計画上の問題点

遠州灘海岸や駿河湾西部の海岸は清水港を除いて荒海に直面した砂浜海岸が多いので、外港型の港湾建設に適する所が少ない。したがって港湾の計画としては、焼津漁港のごとき小規模の掘込式の港湾が建設されて来た。しかしながら、田子浦港は、海底勾配が 1/5 という急勾配であり、台風時の波浪はほとんど減衰することなく到達する海岸に位置するため大型船を対象した掘込式港湾を建設するためには計画ならびに建設の両面に多くの問

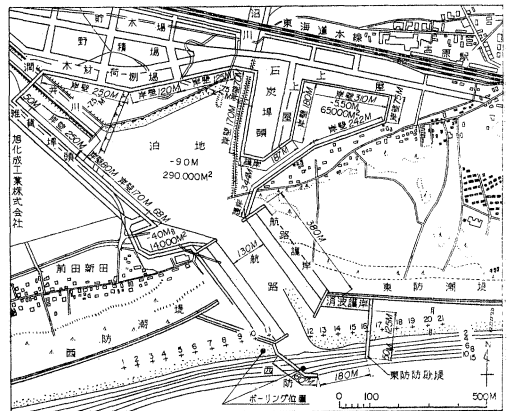
題点があった。すなわち、(1) 1 万 t 級船舶を対象とする港湾の必要とする港口および航路の中員と、防波堤による遮蔽効果(港内の静穏度)との関係、(2) 漂砂による港口の埋没とこれを防止する防砂堤(兼防波堤)の長さならびに方向、(3) 防波堤設置による海岸欠潰、(4) 強大なる波に耐え、かつ急傾斜海岸に設置される防波堤の構造とその施工方法などが主要なる問題点であった。

これらの問題を解明するために、まず模型実験によって、各外郭施設の遮蔽効果、消波ブロックによる消波効果および港口内の静穏度を測定して平面計画を決定することとした。実験に用いる波の諸元は波浪観測によって波向、波の大きさおよびその年間発生確率図を求めて決定した。さらに汀線測量、深浅測量および海底粒径の調査を行なうことによって防波堤を設置した場合の漂砂による港口の埋没と海岸欠潰、波浪による防波堤の地盤洗掘などについて調査する必要があるが、これらはすべて建設工事と併行して行ない、その成果を確認しつつ、計画ならびに構造について検討することとした。

3. 平面計画

田子浦港は、模型実験および現地調査の結果 図-1 のような掘込式の港湾として計画された。

図-1 田子浦港平面図



* 正員 静岡県港湾課長

** 正員 静岡県富士臨海総合開発事務所港湾建設部長

(1) 位置の選定

位置の選定に当っては、①岳南工業地帯（昭和36年における年間生産量1200億円）に直結し、浮島沼工業開発予定地（20km²）に近接させること、②掘込港においては内港の大量の掘削土砂の処分が困難を来すので掘削土量の軽減と、その土砂を有利に処分するため、河口部に当る低湿地帯を選定すること、③港湾用地の買収面積を軽減するために、河川敷などを利用できる場所であること、④漂砂に対する配慮としてその漂砂源である富士川から可能な限り遠ざげるなどを考慮した結果、潤井川および沼川の合流点に選定することとした。

(2) 外郭施設計画

掘込式港湾においては、港口部の計画が最も重要であり、困難であるといわれているが、その計画に際しては①港内航路および港口における船舶の安全なる出入、②泊地の静穏、③漂砂による港口の埋没の防止、という3つの条件を確保しなければならない。

本港の計画は、1万t級船舶を対象としているので港口巾180m、航路巾130mを要し、港口より泊地に至る航路として、船舶の減速のために最小限400mの直線水路を必要とする。航路の方向は、西寄りに傾斜させ、また港口部を東に移動させるほど、波の主方向S-15°-Wに対しての西防波堤の、遮蔽効果が大きくなるが、船舶の入港に際し、進路決定位置が岸に接近しすぎるので危険となるので安全入港を考慮して、その方向はS-15°-Eとした。防波堤による遮蔽については、西防波堤を延長し先端部を東に折り曲げ航路の正面まで遮蔽することが効果的であるが、船舶の安全出入を考慮するとともに、その先端をこれ以上沖合に出すことは水深が急増するので工費がいちじるしく高くなり、かつ施工も困難となるので、延長を150m（先端部水深12.00m）にとどめることとした。

したがって遮蔽が足りないために侵入する沖波に対しては、消波護岸を設けて減衰させ、さらに航路の出入口に波除堤を設けて侵入波を限定することとした。航路（延長400m）の両岸は傾斜護岸とし、静水面付近に巾8.0mにわたって六脚ブロックを2層にならべて粗度を増し、消波効果を増大するように計画した。これらの効果については模型実験により検討した。

(3) 模型実験

現地に縮尺1/50の平面模型を製作し、各種の実験条件について静穏度実験を行なった。表-1はこの結果を示したものであるが、実験番号1,2,20などの場合のように泊地における波を沖波高の5~6%までに減衰することが可能である。そこで図-2に示す実験-7と表-1中この実験-13を比較する。これは汐位、周期、波高を全く同一条件にしたものであって、実験-7は、防波堤

延長150mとし、航路護岸には六脚ブロックをもって粗度を持たせたものであり、実験-13は防波堤延長110mとし、航路護岸に粗度を持たせない場合のものである。この両者を比較すると西防波堤を40m延長して150mとした効果は、港口部の波高を約20%程度減少させることができるのであって、表-1によれば小さい波に対しては、この効果がさらに顕著であり、港湾の利用度を増大することができる。また、航路に六脚ブロックをならべ粗度を持たせる効果は、泊地の静穏度を約3倍に高めることが可能であり、航路の波高減衰率は、実験-13の64%に対し、実験-7では実に25%であり、航路に粗度を持たせて沿い波を消すことがいかに重要であるかを示している。実施計画は実験-7にもとづいて施工中であり、模型実験は本工事と併行して実施したのであるが碎波点および波の回折状態について現地の海岸との相似は良好であった。

4. 防波堤の構造

外郭施設の構造物の中で、機能的に最も重要であり、構造上また施工上、最も困難なものが西防波堤である。この防波堤は海底勾配が急で、海底変動の大なるため、洗掘に対して安定と思われる地盤まで根入れを与える必要があり、そのため、空気ケーソン（圧気潜筒ともいう）による防波堤を計画した。

模型実験(1/50)波高計：ネオン管式

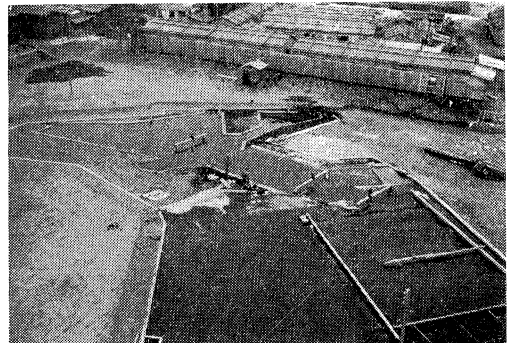


図-2

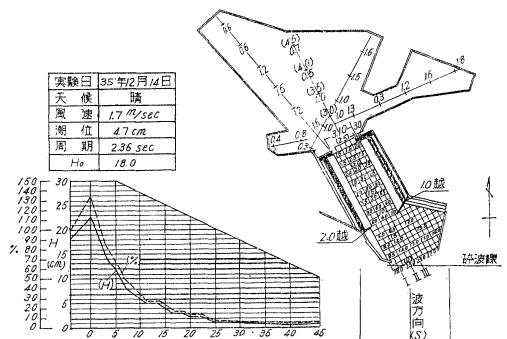


表-1

実験 番号	実験条件			各測点の波高									波高減衰率			
	防波堤 延長	航路の状態	沖波波高		港口部波高		航路波高			泊地波高			港口部波高 沖波波高	航路北口波高 航路南口波高	泊地部中心部 沖波波高	
			波高	周期	測点 0	5	測点 10	15	25	測点 30	35	40	測点5 沖波波高	測点25 測点10	測点35 沖波波高	
cm	cm	sec	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	%
No. 1	300 (150)	両岸六脚ブロック を敷いた場合	18.0	2.36	23.0	12.0	6.0	3.5	1.5	1.5	1.0	0.7	67	25	5.5	
No. 2	220 (110)	〃	18.0	2.36	23.0	12.5	6.5	3.5	2.0	1.5	1.0	0.7	70	31	6.0	
No. 7	300 (150)	〃	18.0	2.36	23.0	12.0	6.0	3.0	1.5	1.0	0.5	0.7	67	25	3.0	
No. 20	220 (110)	〃	7.0	1.0	9.0	3.5	2.5	1.0	0.8	—	—	—	50	32	—	
No. 21	300 (150)	〃	7.0	1.0	9.0	7.0	4.5	1.3	0.8	—	—	—	100	18	—	
No. 23	220 (110)	〃	5.0	1.0	6.5	2.5	1.0	0.6	0.4	—	—	—	50	40	—	
No. 22	300 (150)	〃	5.0	1.0	6.5	5.0	3.0	0.6	0.4	—	—	—	100	13	—	
No. 24	220 (110)	〃	4.0	1.22	6.0	3.0	1.0	0.6	0.4	—	—	—	75	40	—	
No. 25	300 (150)	〃	4.0	1.22	5.5	5.0	3.0	0.8	0.4	—	—	—	125	13	—	
No. 27	220 (110)	〃	12.0	1.22	13.5	7.0	3.0	2.3	1.0	—	—	—	58	33	—	
No. 26	220 (110)	〃	12.0	1.22	13.5	10.0	4.5	2.5	1.0	—	—	—	83	22	—	
No. 11	220 (110)	東側のみ六脚ブロッ クを敷いた場合	18.0	2.36	23.0	12.5	7.5	4.5	3.0	3.0	2.0	1.7	70	40	11	
No. 13	〃	両岸とも六脚ブロッ クのない場合	18.0	2.36	23.0	12.5	7.0	5.0	4.5	4.0	3.3	3.0	70	64	18	
No. 17	〃	六脚ブロックを取り 除き突堤を組出し た場合	18.0	2.36	23.0	12.5	7.0	5.0	3.5	2.5	2.0	2.0	70	50	11	

(1) 構造の選定

海底地盤が砂および砂利で変動しやすい場合、防波堤は捨石堤構造をとり、また、波力の大きな場合は、ケーソン堤のごとき大塊堤を選定するのが従来の考え方であった。

田子浦港の西、約8kmの砂浜海岸に戦時中（昭和18年8月）建設された掘込式の蒲原港の防波堤は、コンクリート函塊による混成堤で捨石はコンクリートブロックで十分被覆されていたが、昭和18年9月の台風で破壊され、蒲原港は現在使用不能である。この破壊原因は台風時の高波による海底地盤の急激な変動により、捨石部の被覆および中詰が、1個1個ばらばらにはずされ流出したために、上部の直立部は自重で落ち込んで行ったものと思われる。建設当時の天端高さと現在の堤高を比較すると地盤変動量（一時的海底洗掘量）は、4.0m内外と推定される。

田子浦港においても、海底変動の大きな砂地盤上の構造物という考えから、テトラポッドによる捨石堤構造により昭和33年3月より6月にかけて、延長46mを施工したが、同年7月22～23日の11号台風により全壊した。その主要な原因は設計波高を水深以上の波高が生じないという考え方から4.5mと決定して設計されたが、この海岸のように急傾斜の浜の場合は波のエネルギーが十分に減衰されずに構造物に波圧を与えることが考えられるので、設計波高以上の波が生じたことも考えら

れるが、最大の原因は強大なる波力（ $H_{1/3}=8.0\text{m}$ 、 $H_{\text{max}}=14\text{m}$ ）と洗掘によって海底の急激な変動（洗掘量4.0～5.0m）が起こったためと思われる。このような海岸では捨石堤は構造選定のわく外におくべきではないかと考えられる。捨石堤体を形成する個々のブロックが、海底部から移動してばらばらとなり隣接したほかのブロックとのかみ合わせを期待できない状態となり、ブロックは個々別々に波力を受けるようになるからである。個々のブロックとなった場合は、田子浦港においてテトラポッドの移動止めに海岸に製作した320tのコンクリートブロックが20mも移動し、転倒した実例がある。

このような海岸における防波堤形式としては、次の3つの方法が考えられる。①安定した基礎地盤を作ること（矢板基礎・群杭基礎などによる）、②安定地盤まで床掘して大塊をそえる、③大塊を安定地盤まで沈下させること（井筒・空気ケーソン）、しかし、田子浦港の場合は①、②の方法は波浪、障害物ならびに大量な漂砂移動を考慮すると工法的に不可能であり、結局、第③の工法をとらざるを得なかった。

工法としては、井筒工法と空気ケーソン工法の2つが考えられるが、種々比較研究の結果、次のような理由によって空気ケーソン工法を採択することとした。

すなわち、①旧堤のテトラポッドなどの障害物が埋没しているので、井筒工法ではこれらの撤去が困難であ

表-2 台風の推定波高および周期

台風名	来襲年月日	中心示度	B. Wilson による計算値		実 測		水深 15 m の推定 沖波波高	波 方 向
			駿河湾口波高	同 周 期	沖波波高	同 周 期		
大正 6 年 9 月 13 号	大正 6 年 9 月 30 日 昭和 28 年 9 月 25 日	950 920	9.50 m 10.0	16.6 sec 16.1	— —	— —	7.84 m 7.64	S-10°-W S-10°-W
11 号	昭和 33 年 7 月 22 日	980	8.20	14.9	—	—	6.77	S
21 号	昭和 33 年 9 月 17 日	962	8.30	16.0	6.85 m	17.7 sec	6.85	S-10°-W
22 号	昭和 33 年 9 月 26 日	945	10.40	17.5	7.95	17.0	7.95	S
伊勢湾台風	昭和 34 年 9 月 26 日	920	10.70	17.1	—	—	8.17	S-10°-W

る。②海底の傾斜が大(延長方向に 1/10, 横断方向に 1/7) であるためガットによる筒内高部刃口の土砂掘削が不可能で傾斜修正が困難である。③水中沈下であり掘削土量は周囲土砂の呼び込みが多く井筒沈下による外容積の 4~5 倍が予想され、沈下に多くの時日を要し、しかも予想工期がたてにくいこと、④工費の点については小規模陸上工事に関しては、明らかに井筒が経済的であるが、本港の場合のように防波堤構造物として要求される全外容積が大きい場合には空気ケーソン工法は水中井筒工法と比較してもほぼ同程度の工費であると思われる。なお、防砂堤および消波護岸の基礎は陸上井筒であるが、工費は外容積 1m³ 当り 8000 円、防波堤海中空気ケーソンは外容積 1m³ 当り 12000 円であった。

(2) 設計波高および堤高

台風の波の実測値と過去における台風の波を考慮して設計波は表-3 のように決定した。なお、防波堤の高さを決定するに当っては、越波による港内への伝達波と、土砂の越流を考慮しなければならないので、計算により算定したものを主とし、模型実験による越波状況を参考にした。表-4 によれば波高 4.0m, 堤高+5.0m, 潮位 1.5m の場合の港内への伝達波高は 0.72m である。しかるに別記¹⁾ のように波高 4.0m 以上の波の発生確率は全波の 0.5% であり、越波によるかくらんは堤高を+5.0

表-3 設 計 波 諸 元

波 向	周 期	波 高	波高 波長	水深	深海波高	深海波長	深海波高 深海波長
SW 15°	17sec	8.0mH _{1/3}	0.04	15m	7.4m	450m	0.016

m 以上にすれば、その頻度において無視できる。

また、砕波する場合、越波により港内に持ち込まれる砂礫の量は、砕波頂高に関係する。表-5 は Iversen の図表より算出したものであるが、これによれば波高 4.0m の場合の砕波頂高は +6.56m となり、8.0m 波高の場合には +11.62m となる。堤高決定に当っては伝達波

表-5 Iversen の実験結果による沖波波高、砕波水深、砕波波高、砕波頂高および工事基準面よりの砕波頂高
H₀/L₀=0.03 海底勾配 1/10 水位 +1.5m の場合)

H ₀ : 沖波波高	h _b : 砕波水深	H _b : 砕波波高	Y _b : 水底からの砕波頂高	工事基準面よりの砕波頂高	備 考
4 m	4.64 m	5.36 m	9.7 m	+ 6.56 m	水位 +1.5 m
6	6.96	8.04	14.55	+ 9.09	〃
8	9.28	10.72	19.40	+ 11.62	〃

による港内にかくらんよりむしろ越波による砂礫の搬入について考慮する必要がある。越波による混入砂礫量は不明であるが、現防波堤の天端コンクリートの摩耗状態から推定しても相当量のものであると思われる。この摩耗状況から越波による砂礫の搬入は -4.0m 以浅で生じて

表-4 伝達波高(静水面が +1.5 の場合)

堤 高	H _i (入射波高)	静水面から天端 までの距離 R _c	R _c /H _i	H _t /H _i	H _t (伝達波高)
+5.0 m	8.0 m	3.5 m	0.44	0.32	2.56 m
6.0	8.0	4.5	0.56	0.27	2.16
7.0	8.0	5.5	0.69	0.22	1.76
5.0	6.0	3.5	0.59	0.26	1.55
6.0	6.0	4.5	0.75	0.21	1.26
7.0	6.0	5.5	0.92	0.17	1.02
5.0	4.0	3.5	0.88	0.18	0.72
6.0	4.0	4.5	1.13	0.14	0.56
7.0	4.0	5.5	1.37	0.09	0.36

いることが推定される。

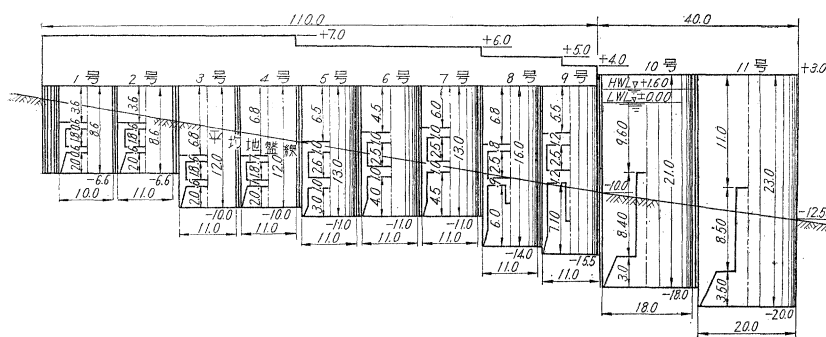
以上をあわせ考慮して防波堤天端高さは堤背面の越波による洗掘も考えに入れて図-3 に示すように元付部の 50m は +7.0m とした。

(3) 洗掘量の想定

海底地盤の変動および洗掘量は、防波堤などの構造物のある場合と、自然海岸の場合とで異なるが防波堤の設計にさいして必要なものは直立防波堤前面の海底洗掘量である。この洗掘量を調査するために、波浪によって洗掘された既設構造物について次のような調査を行なった。右岸防砂堤の先端部の構造は下部を -5.5m まで鉄矢板で固め、-2.0m 以上をコンクリート造としたものであるが、昭和 33 年の狩野川台風によってこの先端部は南側が約 3.0m 沈下した。これは防砂堤先端が巻波の落下地点の汀線付近にあたり、はげしい洗掘を受けたものと思われる。さらに波圧により東側も約 3.0m 沈下した。

次に昭和 34 年 9 月の伊勢湾台風の波は H_{1/3}=8.0

図-3 田子浦港西防波堤縦断面図



m, $T=16\sim 18$ 秒であったが、この当時潜函工事は西防波堤第3号ケーソンの沈下がほとんど完了し、中詰コンクリートが未施工であったが、第3函においては位置の移動などの被災はまったくなかった。次の4号函の沈下掘削に際し、 -5.35m より -8.65m の間に昭和33年被災した旧防波堤の中詰コンクリート、ブロックおよびテトラポッドなどの累積していた事実から、直立壁前面の一時的洗掘量は 6.0m 内外であることが確かめられた。さらに図-4は洗掘量測定装置を示す。これはH型杭にパイプを溶接し、その中に丸鋼をそう入して防波堤ケーソンに添って海底地盤中に打ち込み、その先端部の深さを 1.0m ずつ変えたものである。昭和36年第二室戸台風($H_{1/3}=6.0\text{m}$, $T=14$ 秒)において1号測定器(9号ケーソンに取りつけたもの)が 2.0m の洗掘量を示した。問題は、台風時 $H_{1/3}=8.0\text{m}$ 級の波で、どの程度の洗掘が生ずるかということであるが、これを汀線付近および -9.0m 付近との比較において推定した最大波の碎波線は $-12.0\sim -13.0\text{m}$ 付近であり、巻波の落下地点は -3.0m 付近であることが観測されているので、巻波落下点の洗掘が最大であるとするならば -3.0m 付近の洗掘量が最大で、 -9.0m 付近はそれ以下であることが予想され、この水深においてわれわれは 4.0m 内外の洗掘量を想定している。

防波堤の根入れに関しては、図-3の防波堤縦断面図に示すように -3.0m 付近については根入れ長を 8.0m とし、先端部については推定洗掘量 4.0m のほかに余裕を見込んで 8.0m の根入れを与えることとし、ほかのケーソンの根入れ長は 5.0m 内外とした。

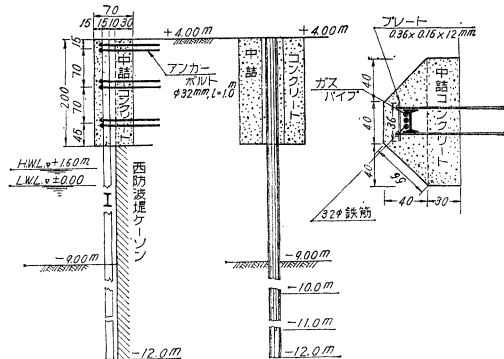
5. 施工について

本港の防波堤は大豊式空気ケーソン工法に決定したが、防波堤にこの工法を採用したのは全国で最初である。このケーソン工法の特徴は図-5のように、堤体内に気間室を有するもので、波浪のために作業の中絶が少なく、気間室が大なるため波浪による外圧変動の影響が緩和でき、作業能率が良好であり、さらに気間室を2室

持つため土砂の掘削作業と函外排出作業が別個にできるのでバケツ1回ごとに、気間操作をするわずらわしさがなく海上作業に適しているためである。

潜函作業に移るには、まず刃先のあるケーソンを沈設しなければならないが、このケーソンの製作についてはコンクリートケーソン

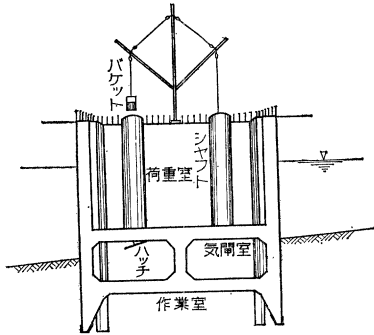
図-4 調査管詳細図



を斜路において製作し、現地に曳航し沈設する方法と、鉄シューのように軽量の型わくを現地の浜において製作し、これを所定位置にすえつけて場所打ちする方法が考えられる。前者の場合は、①造函設備に多額を要し、製作個数の少ない場合は割高となる。②最寄りに造函施設の適地の得られない場合には曳航に長時間を要し天候上の制約を受ける。③沈設後においてはただちに潜函作業に着手する利点はあるが、当港は海底勾配が急であり沈設水深が $0\sim 13.0\text{m}$ にわたって各函ごとに異なっており、一函ごとに高さが異なるケーソンを製作することの不利ならびにケーソンの吃水などの点を考慮した結果、コンクリートケーソンを製作して曳航する工法はきわめて不利である。田子浦港の場合は、作業船を安全に収容する水面が得られず、波についても48時間以上を予測することがむずかしいのでコンクリートケーソンによる工法は採用できなかった。

一方鉄シュー工法の場合は、重量が軽く簡易斜路で製作可能であり、かつ吃水が浅いので、海岸で製作して進水させることが可能である。さらに、鋼材料を用いるため強靱かつ可撓性が得られるので不規則な海底で、多少無理がかかる場合でも沈設ができるし、施工にあたっては作業船を必要とせず荒天をさけての施工も可能である。以上の点を考慮して鉄シュー工法により施工することにした。

図-5 大壘式空気ケーソン



田子浦港において空気ケーソン式工法を実施したものは全部で 16 函である。うち 14 函は 図-6 のように方形の鉄シューとし、先端函 2 は丸型のものとした。鉄シュアの組立ては海岸において行ない、2 台のブルドーザーをもって簡易斜路の上を押して進水し、海中のいかりと陸上のウィンチの操作によって所定の位置にけい留し、浮上したままコンクリートを打設して海底に沈設した。沈設水深の深いものについては函内に水張りをして海底に設置せしめ、水中コンクリートによって函を安定し、以後引き続いてコンクリートを打設した。沈設に要した時間は水深により異なるが 12~36 時間であった。

鉄シュアの進水より沈設を終るまでの作業は、最も施工の困難な工事であり、作業途中において天候が急変し波浪のために鉄シュアの流出破壊したものが一函あり、そのほか既定のり線はずれて沈設されたものが数函におよんだ。

鉄シュアの沈設ならびにコンクリート打設について、潜函作業に移るのであるが、各函について沈下状況を示したものが表-6 であり、その沈下速度は 24 時間につき、25 cm 内外であった。

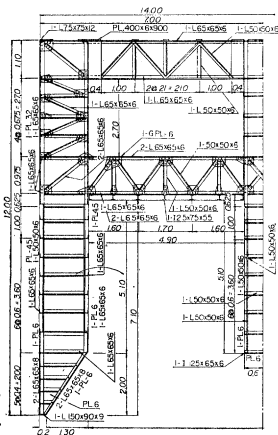
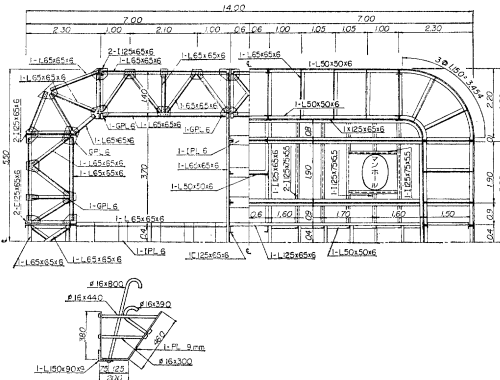
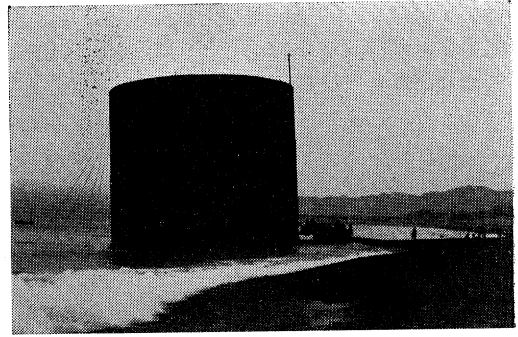


図-6 9号鉄シュア



11号ケーソンの進水



6. 防波堤築造後の海岸状況と汀線の変化

港口部は潤井川および沼川の合流点にあるが、潤井川は急流河川(河床勾配1/500, 洪水量 480 m³/sec)であるので、港口部はこの流れの影響を受けて海底は隣接部分より 4.0~5.0 m 浅くなっている。この海岸がほぼ安定した海岸であったことは、付近海岸工作物(海岸暗きょなど)に対する海岸線の状態から明らかに推定される。海底勾配は 0~15 m までの間で約 1/6~1/7, -15.0~-5.00 m の間で 1/4 であったものが防波堤築造によって、西側の海岸は東向漂砂の堆積が生じ、汀線は防波堤より西 400 m の間で前進し、最大前進量は 3 年間で 60 m を示している。そして、水深については、-15 m 以深に変化がなく、海底勾配は 1/3 の急勾配になった。一方東側海岸は、汀線が約 2 km にわたって後退し、最大後退量は約 60 m である。水深については、-10 m 以深には変化がなく、したがって海底勾配は 1/10 となり従来より

表-6 西防波堤空気ケーソン沈下表

函名	1号	2号	3号	4号	5号	6号	7号	8号	9号
沈下深さ	6.20 m	5.50 m	8.00 m	9.40 m	9.20 m	8.30 m	5.40 m	6.50 m	6.20 m
施工日数	17日	18日	40日	31日	31日	21日	20日	36日	19日
24時間平均沈下長	0.36 m	0.31 m	0.20 m	0.30 m	0.30 m	0.40 m	0.27 m	0.18 m	0.33 m

ゆるやかになっている。

漂砂移動方向が東向きであることは、防波堤築造によって生じた東西海岸の欠潰および堆積状態の変化について3年半調査した結果より明白であるが、波向が海岸線に対し西に傾斜していることおよび田子浦、沼津海岸の粒径分布が東漸するほど小さくなっていることから容易に推定される。次に年間漂砂量については、防波堤西側の堆積土量より推定した。水深 -10 m

まで防波堤が延長されたのが昭和 35 年 7 月であるが、36 年 6 月までの 1 年間の堆積土量は年 4 回の深浅測量によれば、135 000 m³ であった。水深 -10 m 以深においては別記のように汀線に平行方向の移動は非常に少ないものと思われるので、この防波堤により漂砂の移動が遮断されたものと考えらるならば、この堆積土量が汀線に平行方向の漂砂量に近いものと思われる。この移動漂砂によって西防波堤の西側海岸に堆積する土砂による港口埋没を防止する恒久対策としては、人工的に汀線の土砂を取り除くことが最も効果的な方法であり、現在、土砂採取を実施している。また東側海岸の欠潰対策としてはしゅんせつ土による土砂補給を実施しているので現在は欠潰現象は生じてないが、恒久対策としては、汀線に平行方向および直角方向の漂砂移動比が、現在明らかにされていないが現実には横方向に移動する年間 135 000 m³ の土砂の移動を止める必要がある。このため主波方向に並行な突堤を設けることが適当であると考え、実施計画を検討中である。また、縦方向の漂砂の移動に対しては漸次海底勾配はゆるやかになっているので海底深部への土砂の移動は減少していくものと思われるが、今後の調査をまわって対策を講ずることとしている。

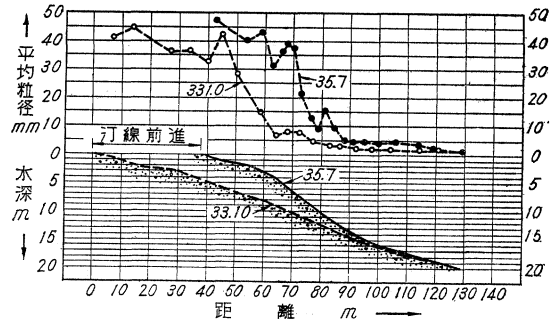
次に底質粒径に関する調査結果を示したものが 図-7 である。これは防波堤築造前後の粒径変化と水深変化の関係を防波堤をはさむ東西海岸について比較したものである。西側海岸においては海底勾配は急となり、粒径は増大し、水深 -20 m 付近まで変化しており、-5~-10 m 付近の粒径が特に大となっている。一方東側においては勾配はゆるやかとなり、-5m 以深には粒径 3 mm 以上の土砂は見当らない。これは防波堤先端部をまわって東に移動する粒径 3 mm 以上の砂はないものと判断される。また港口部の深浅測量結果を比較すると防波堤先端部をまわる土砂は非常に少ないものと思われる。

以上より漂砂による港口埋没対策としては、防波堤先端部の水深を -10~-12 m に保持する必要がある。

7. あとがき

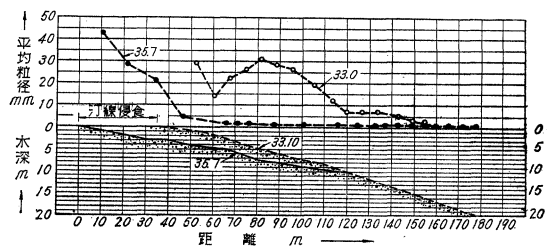
田子浦港の港口部には約 10 億の工費を要しており、西防波堤においては延長わずかに 150 m であるが、1 m 当りの工費は 320 万円にのぼり、また東防波堤は 160 万円/m、消波護岸は 90 万円/m になっている。かりに自然の遮蔽のない砂浜海岸の前面に、田子浦港と同程度の泊地を被覆するためには長大なる防波堤を必要とし、1 万 t

図-7 (a) 西防波堤より西側の海底粒径の変化



注：海底勾配は No.10 測線
平均粒径は No.1, No.7, No.8, No.9, No.10, No.11 の総平均値

図-7 (b) 西防波堤より東海岸の粒径の変化



注：海底勾配は No.12 測線
平均粒径は No.12, No.13, No.14, No.15 の総平均値

級船舶を対象とする港を建設するものとすれば、その工費も田子浦港の港口部に要した工費をはるかに超過するのみならず外港の場合においては、静穏なる水面を確保することは困難であると思われる。したがって、このような海岸においては掘込式港湾を建設することが有利であるが、特に田子浦港の建設実績から見て、前浜勾配の急な海岸は波浪が強大であるので防波堤の延長は短かくて済み、全体工費はむしろ海底勾配のゆるやかな海岸に掘込式港を建設する場合よりかえて経済的であると思われる。

最後に掘込式港の最大の欠点は、一度港湾が完成した場合、港湾の周囲が陸地でかこまれているので、再度の拡張がほとんど不可能なことであり、当初計画に際しては十分将来の港湾規模を考慮して計画することが必要である。

付記：駿河湾および田子浦海岸の地形、風、波、漂砂などの問題については、次の報告書を参照されたい。

参考文献

- 1) 市川・外 3 名：駿河湾田子浦海岸の波と漂砂，第 8 回海岸工学講演集 p. 161, 1961

(原稿受付：1962.5.4)

海岸工学講演会講演集 (1957 年版) (平版)	B 5 判 254 頁	実費 300 円	(送料 90 円)
第 5 回 海岸工学講演会講演集 (1958 年版)	B 5 判 204 頁	" 400 円	(" 70 円)
第 6 回 海岸工学講演会講演集 (1859 年版)	B 5 判 160 頁	" 400 円	(" 60 円)
第 7 回 海岸工学講演会講演集 (1960 年版)	B 5 判 303 頁	" 600 円	(" 110 円)
第 8 回 海岸工学講演会講演集 (1961 年版)	B 5 判 218 頁	" 1000 円	会員特価 800 円 (" 100 円)