

浮防波堤の設計と施工

木 暮 健一郎・鈴 木 康 正

1. まえがき

今後の沿岸利用のニーズに適確に対応した港湾整備を行っていく上での技術課題として、軟弱地盤上や大潮位差、大水深といった条件に対応できる港湾構造物の開発があげられる。

この対応策の1つとして、浮遊式構造物を特定の地点に長期間係留して、港湾の施設等に利用する動きが強まっているが、こうした浮体工法については、その研究がまだ緒についたところであり、また、技術的にも複雑な諸問題を内蔵している。

運輸省第四港湾建設局では、浮体工法の代表である浮防波堤をとりあげ、昭和52年度より消波効果や係留力等について室内実験を行ってきたが、今回その結果を踏まえて、施工上の問題解決をも考慮した現地実験を57年11月より熊本港沖合で実施している。

本文は、この現地実験のため、56・57年度に行った浮防波堤の設計と施工に関するものである。



写真－1 浮防波堤の全景

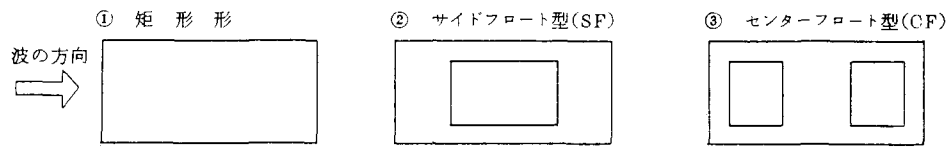
2. 設計の概要

2.1. 浮防波堤の構造

(1) 形状

図－1に示すような3種類の平面形状を持つタイプについて水理模型実験を行った結果、透過率などについて表－1に示すような結果が得られた。この結果に基づき、越波による港内擾乱に対して効果的であり、技術開発という面から将来性のあるサイドフロート型(SF型)を採用して設計を行うこと

とした。



図－１ 実験に用いた浮防波堤形状（平面図）

表－１ 模 型 実 験 結 果

① 透 過 率

実 験	条 件					規 則 波		
	波 向	水深(m)	波長 L (m)	浮体幅 B (m)	L/B	SF 型	CF 型	矩 形 型
断 面	90°	10	26	10	2.6	0.32		0.27
				20	1.3	0.17	0.23	0.21
				30	0.87	0.17	0.19	0.19
		5.5	23.5	10	2.35	0.30		0.22
				20	1.2	0.20	0.20	0.23
				30	0.78	0.15	0.17	0.24

($H = 1.0\text{ m}$, $T = 4.1\text{ s}$)

② 堤体背後の流速

実 験	波 向	波 高(m)	周 期(s)	浮体幅(m)	SF 型	矩 形 型
断面(規則波)	90°	1.0	4.1	10	0.3 m/s	0.8 m/s
		1.5	5.0	10	0.5 m/s	1.0 m/s

(2) 材質

RC 製，PC 製，フェロセメント製，鋼製の４種類について，耐久性，施工性，維持管理，工費などの点から比較検討した結果，完成後の維持管理が鋼製に比べて容易なコンクリート製とし，さらに通常の RC 製に比べて「ひび割れ」の心配がなく経済的な PC 構造物とすることにした。

(3) 浮体寸法

① 浮体幅

浮体幅は消波性能より決定することにした。静穏度確保のための対象波を浮防波堤の実証実験実施予定地点（熊本港沖）の波浪特性を考慮して， $H_{1/3} = 1.3\text{ m}$ ， $T_{1/3} = 4.1\text{ s}$ と設定すると，堤体背後の波高を 0.5 m 以下に押えるために必要な透過率 K_T は 0.38 以下となる。

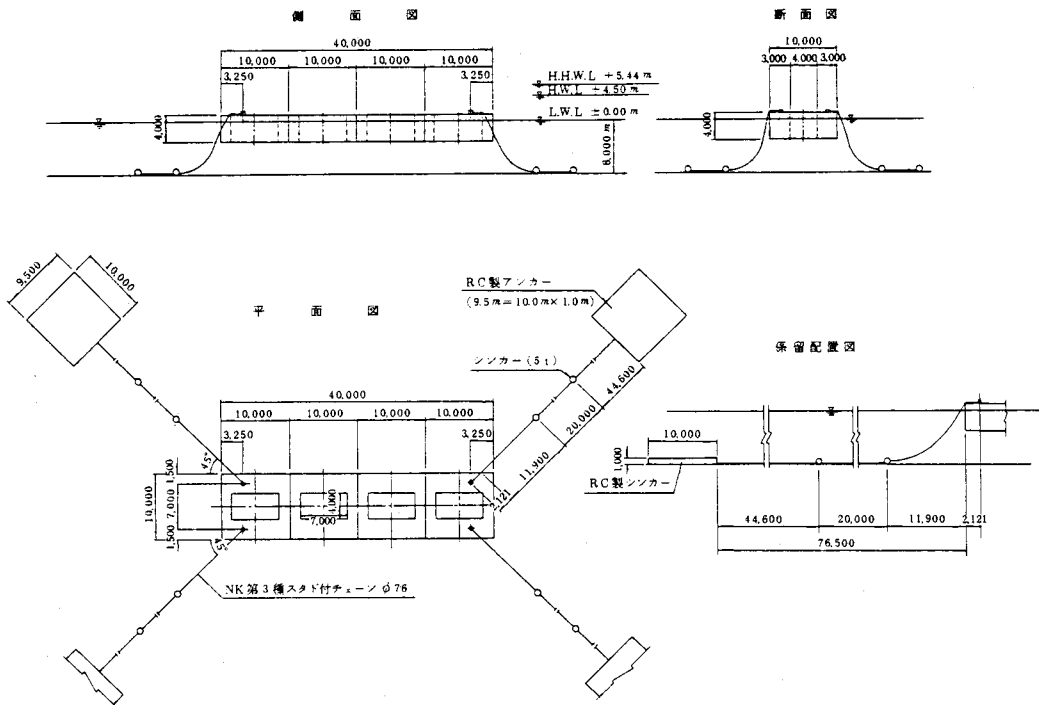
これに対し，水理模型実験結果（表－１参照）では，浮体幅 10 m，20 m，30 m のいずれの場合も上記透過率を満足するので，浮体幅は最も経済的な 10 m 幅とした。

② 浮体長

浮体長は、浮体の材質の特徴や係留系、施工や維持管理の難易度、工事費などから検討を行って、RC 製プレキャストブロック（幅 10 m×長さ 10 m×高さ 4 m）4 函を PC 鋼線で法線方向に連結して 40 m とすることになった。

③ 吃水，乾舷

吃水は、浮体幅と同じく水理模型実験による透過率の結果から 3 m に、乾舷は、曳航時及び据付け時の安全面から 1 m とした。



図－2 浮防波堤一般形状図

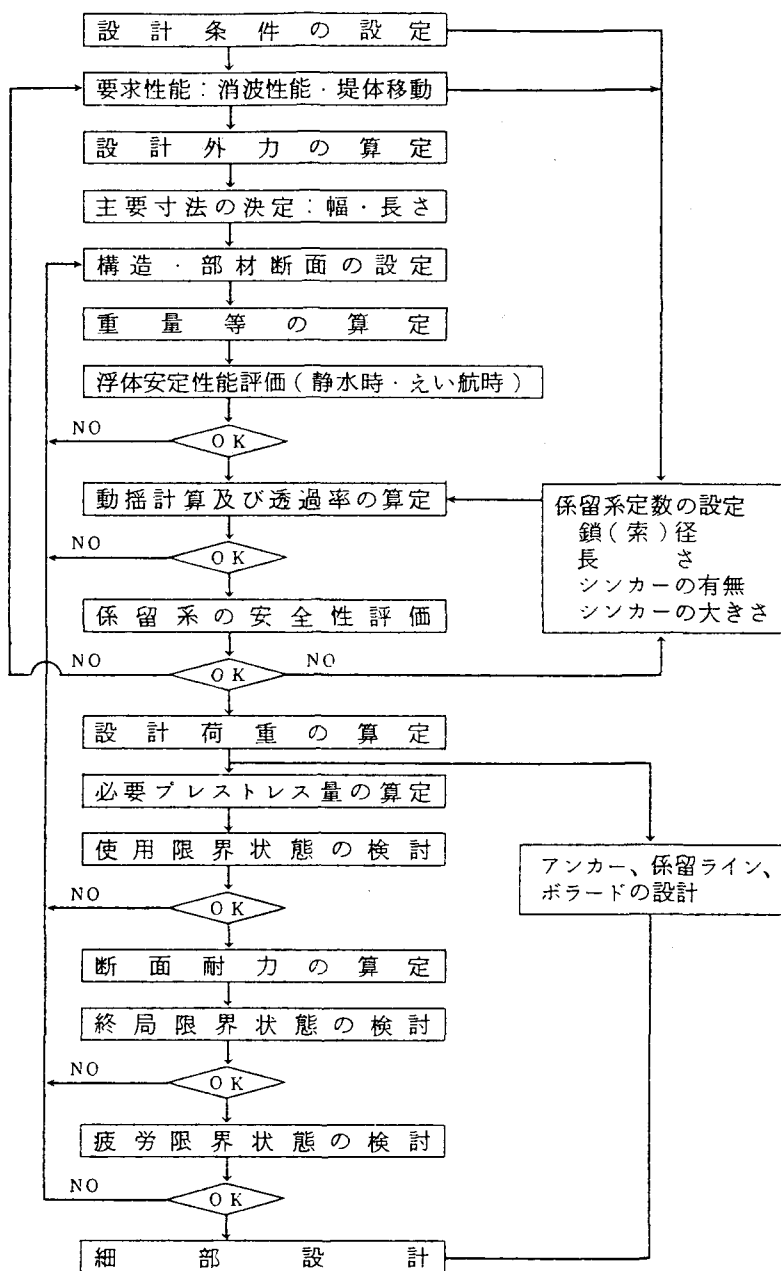
以上のような条件を満足する形状として図－2のような基本形状を設定した。

2.2. 設計の基本方針

浮防波堤の設計については、図－3に示す基本フローに沿って行った。

チェーン、アンカー、ボラード等、係留系の設計にあたっては、チェーン形状をカタナリー曲線と近似し、外力としては、定常外力として波浪漂流力、風圧力、潮流力を、変動外力としては波力を考慮した。これらの定常外力に対する浮体の定常変位及び動揺計算結果から変動変位を求め、この変位量に対するチェーン張力から安全性の検討を行った（図－4参照）。

浮防波堤本体部の設計は、PC 構造物であるため、「プレストレスコンクリート港湾構造物設計指



図－3 浮防波堤の設計フロー

----- 張 力：T
 ——— 水平力：H

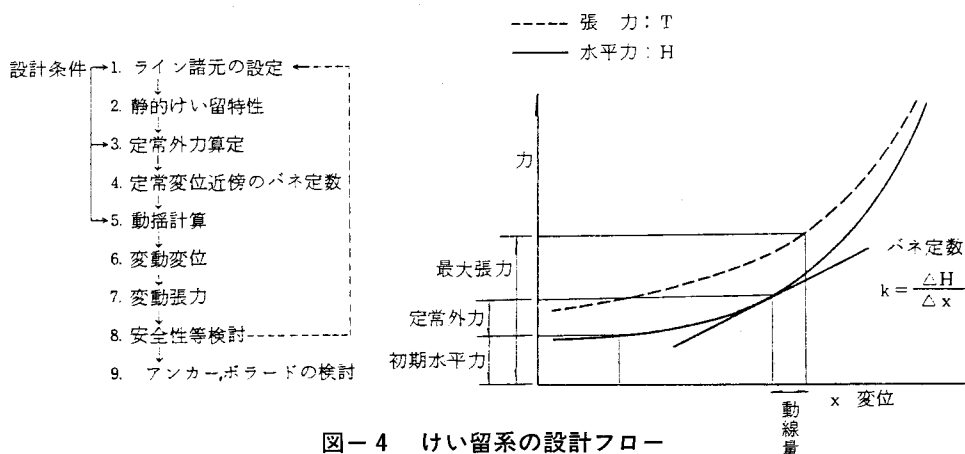


図-4 けい留系の設計フロー

針（案）」（プレストレスコンクリート港湾構造物技術調査報告書，運輸省港湾局建設課，昭和 56 年 3 月）に準拠して，「限界状態設計法」を大幅に取り入れている。

構造計算の考え方については，「プレストレスト・コンクリートバージ規準」（日本海事協会，1975 年）に準拠して，縦曲げ状態のチェック，横曲げ状態のチェック，局部強度上のチェックを行った（図-5 参照）。

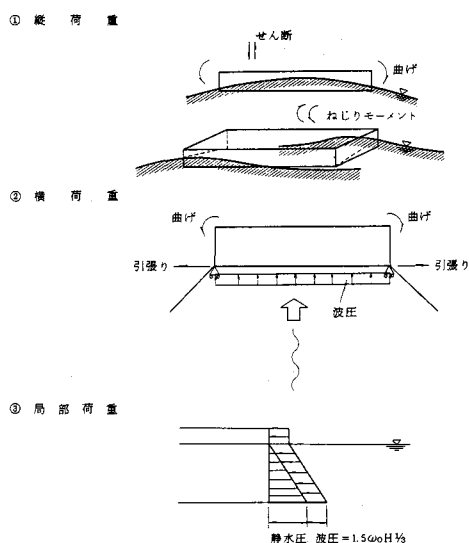


図-5 設計荷重の考え方

部材力として構造系全体については，Muller の式¹⁾を用いて縦波から波浪縦曲げモーメントとせん断力を，斜め波から波浪ねじりモーメントを計算し，横曲げモーメントは，両端をローラー支持され

たハシゴ形ラーメンに波圧が等分布荷重としてかかるモデルにより算定した。波圧は広井式により求め、浮体が静止状態にある時とローリング状態の2つを考慮して、大きい方の値を設計荷重とした。

2.3. 設計条件

浮防波堤の設置位置は図-6に示したとおり熊本港の沖であり、設置点における設計条件を表-2に示した。

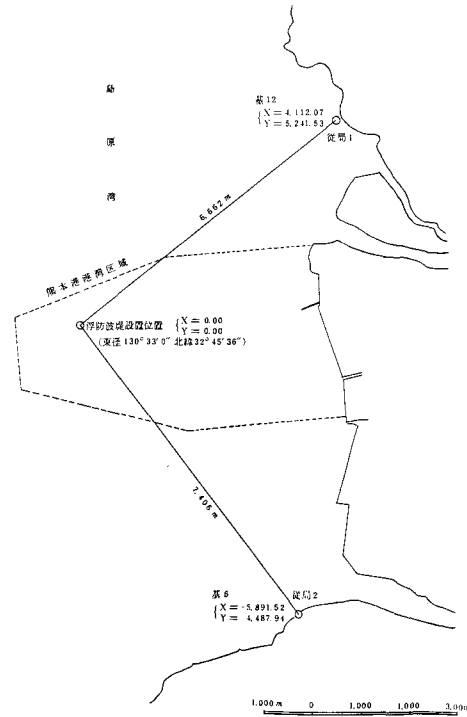


図-6 浮防波堤現地実験位置図

2.4. 係留系の設計

(1) 係留ラインの設計

設計の前提として、浮防波堤の変動を±8m以内に制限するものとし、また、チェーンのカテナリー効果をできるだけ発揮させるために、係留チェーンには中間シンカーを取り付けるとともに、浮体本体への取付位置を浮体上部とした。さらに、潮位差を考慮して、中間シンカーは水中重量5tのものを2個取り付けるものとし、その取付位置はL.W.L.時には2個とも着底し、H.W.L.時には1個が着底するように選定した(図-2参照)。

浮防波堤に作用する定常外力には、風、潮流、及び波浪漂流力によるものがある。このうち波浪漂流力の算定には次に示す丸尾の式²⁾を用いているが、本式を不規則波に対して適用する場合、最大の波浪漂流力を算定するためには波高としてどのような値を用いれば良いかが不明であった。

表-2 設 計 条 件

潮 位	H.H.W.L. = + 5.44 m		
	H.W.L. = + 4.5 m		
	L.W.L. = ± 0.0 m		
設 置 水 深	- 8.0 m		
波 浪		10年確率波	1 年確率波
	$H_{1/3}$	2.1 m	1.5 m
	$H_{\max}$	3.8 m	2.7 m
	$T_{1/3}$	5.5 s	4.4 s
	波 高	NW	NW
潮 流	流 速 1.3 m/s		
	流 向 NNE, SSW		
風 速	30 m/s		
土 質	海底地盤 (- 8.0 m) ~ - 40.0 m		
	粘性土 N 値 = 0 $\gamma = 1.50 \text{ t/m}^3$		
	$C = 0.5 + 0.135 z \text{ t/m}^2$ ($z_0 = - 8.0 \text{ m}$)		
材 料	コンクリート $\sigma_{CK} = 400 \text{ kgf/cm}^2$		
	P C 鋼 材 T 17.8 $\sigma_{pa} = 190 \text{ kgf/mm}^2$		

$$\text{波浪源流力 } P_W = \frac{a_I^2 \cdot \rho \cdot g}{4} (1 + K_R^2 - K_T^2) \cdot (1 + 2kh \cdot \text{cosech } 2kh)$$

a_I : 入射波振幅

K_R : 反射率 (= a_R/a_I , a_R : 反射波振幅)

K_T : 透過率 (= a_T/a_I , a_T : 透過波振幅)

ρ : 海水密度

g : 重力加速度

h : 水深

k : 波数 (= $2\pi/L$)

不規則波中の波浪漂流力について水理模型実験によって検討したところ、上式に有義波の諸元を用いれば結果的に不規則波群中の最大波浪漂流力が計算できることが判明したので³⁾、それに基づいて設計外力を求めた。

係留ラインに作用する力は上に述べた定常外力によるもののほかに、波浪による変動外力によるものが重要である。浮体の波浪中の動揺計算の手法としては、速度ポテンシャル論に基づいて解法の異なるいくつかの手法が提案されており、手法により浮体の形状等の適用範囲が異なる。

本設計においては、①浮体形状が図-1②に示したような SF タイプであること、②水深が浅くその影響が無視できないこと等から、矩型浮体に適用でき、かつ海底条件を考慮できる手法を数種選び、2次元浮体の規則波応答を計算し比較した。

その結果、手法の違いによる計算結果の差は小さいことが確認されたので、ストリップ法により3次元動揺量を計算した。不規則波応答については、波浪応答の非線型性が小さいものと仮定してエネルギースペクトル法によった。

こうして求められた定常外力及び変動外力による浮体の最大水平移位量からチェーン張力を算定した結果、最大張力は140 tf となり、チェーンとして NK 第三種スタッド付 76φ (単位重量 126.5 kg/m, 破断荷重 438 tf) を用いることとした。

(2) アンカー、ボラードの設計

アンカーは、海底地盤が軟弱地盤であるため、RC 製のベース版に H 型鋼杭を打込んだ複合構造とし、外力に対して海底地盤とアンカーの間の粘着力と H 型鋼杭の受動土圧で抵抗するようにした (図-7 参照)。

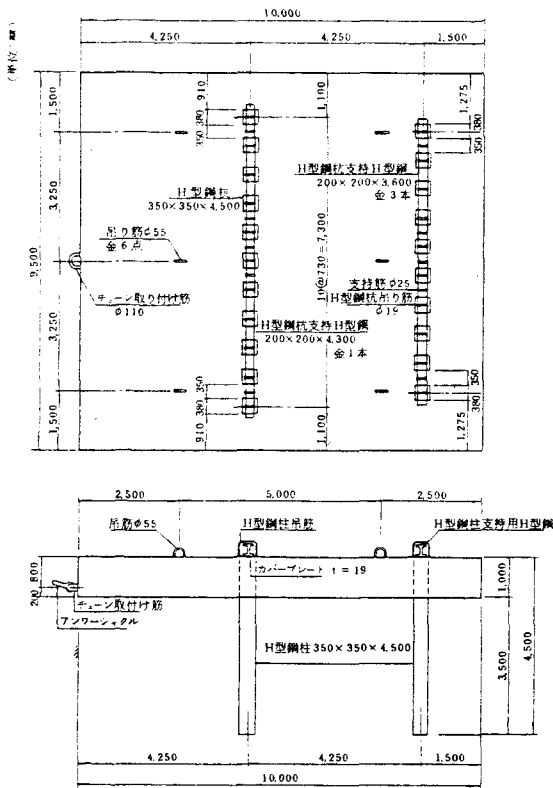


図-7 アンカー一般図

また、チェーンの浮防波堤本体への取付け部分であるボラードは、チェーン張力により浮防波堤本体の上床版に曲げモーメントを生じさせないように、鋼管が上・下床版を貫通した構造となっている。

2.5. 浮防波堤本体の設計

(1) 限界状態の考え方

限界状態設計法においては、図－3のフローに示すように、「使用限界」、「終局限界」、「疲労限界」の三状態における安全性の検討を行うようになっている。

① 使用限界状態の検討

これは供用期間中に受ける荷重作用により生ずるひび割れが許容限界以下となることを確かめるものであり、設計波としては1年確率波 ($H_{1/3} = 1.5 \text{ m}$, $T_{1/3} = 4.4 \text{ s}$) を用いている。

断面を経済的に設計するため、ひび割れの発生を許す第三種構造とし、ひび割れ幅の制限条件によりプレストレス量を設定するとともに、使用限界状態の検討を行った。

② 終局限界状態の検討

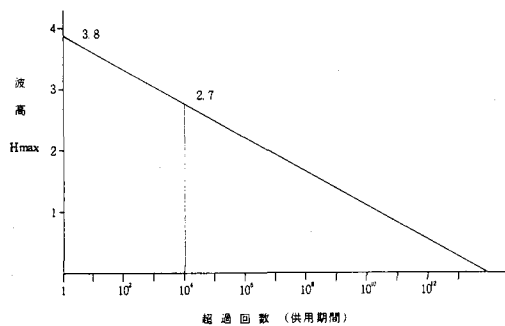
これは過度な変形等による破壊が生じないことを確かめるものであり、設計波としては10年確率波 ($H_{1/3} = 2.1 \text{ m}$, $T_{1/3} = 5.5 \text{ s}$) を用いている。

断面耐力として、設計荷重に基づく軸力 N_u を作用させた状態での断面曲げ耐力 M_u^* と曲げモーメント M_u を作用させた状態での断面軸耐力 N_u^* をそれぞれ算定し、以下の条件を満たすかどうか検討した。

$$M_u^*/M_u \geq 1, N_u^*/N_u \geq 1$$

③ 疲労限界状態の検討

これは荷重によって疲労し、使用不能とならないことを確かめるものであり、図－8に示すように



図－8 H-n 曲線

波高 H とその超過回数 n との関係 (H - n 曲線) を定め、波高 ($H_{max} = 0 \sim 3.8 \text{ m}$) を 10 等分して、各々の平均波高 H_i と超過回数 n_i を求める。一方、各波高 H_i が荷重として作用した時の疲労破壊回数 N_i を、コンクリート、鉄筋、PC 鋼線の各々について各部材毎に求め、下式を満足するかどうかを検討した。

$$\sum_{i=1}^{10} n_i / N_i < 0.5$$

(2) プレストレス量の算定

プレストレス量は、使用限界状態における浮体断面に生ずる応力を求め、以下の事項を満足するように定めた。

- ① 最小プレストレス量は 5 kgf/cm^2 とする。
- ② 縦曲げモーメントもしくは横曲げモーメントが作用した状態で、局部荷重として静水圧だけが作用した場合には、浮体長手方向に引張応力を生じない。
- ③ ②の状態、局部荷重として波圧が加わった場合には、浮体長手方向に最大 40 kgf/cm^2 の引張応力を許容する。

以上より、浮体長手方向へのプレストレス量は 25.3 kgf/cm^2 となり、この条件を満たすように、PC 鋼線 1 T 17.8 を 60 本使用し、1 本当たり 27 tf (130 kgf/mm^2) の緊張を行うことになった。

(3) 各部材の設計

上・下床版、側壁、内壁といった各部材に働く断面力は、四辺固定版に働く曲げモーメントと軸力を考えた。このうち曲げモーメントは各部材に働く局部荷重から算定し、軸力は、上・下版については縦曲げモーメントから、他の部材については横曲げモーメントから算定した。そののち前述の各限界状態の検討を行った。

2.6. 浮防波堤の最終形状

以上の結果、最終的なブロックの構造は図-9 ようになった（中央部の 2 ブロックは、この図からボラードを取り除いた構造である）。

今回の設計にあたっての特徴の 1 つとして、吃水面以下の PC 鋼線定着端部を浮体内部に設けたことがあげられる。これは、ブロック 4 函を海上で浮遊した状態で接合することを考慮したものである。

浮防波堤の諸元は、以下の通りである。

① 浮防波堤本体

幅 10.0 m × 長さ 40.0 m × 高さ 4.0 m

重量 911.2 t

吃水 3.07 m

② アンカー（1 基当り）

コンクリート版 幅 9.5 m × 長さ 10.0 m × 厚さ 1.0 m

重量 221.6 t

H 型鋼 幅 350 mm × 長さ 4.5 m × 21 本

重量 13.8 t

③ 中間シンカー（１個当り）

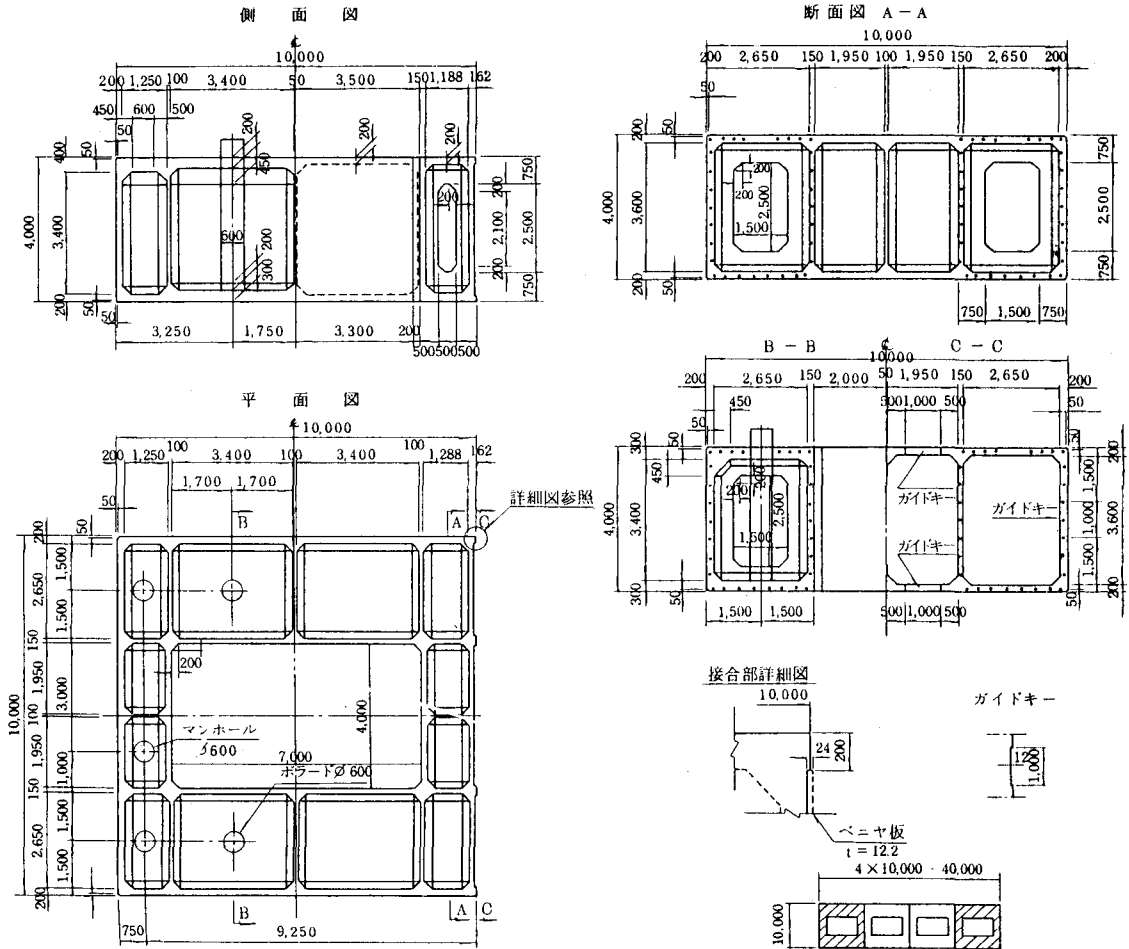
幅 1.75 m×長さ 1.75 m×高さ 1.75 m

重量 9.1 t（水中重量 5 t）

④ チェーン（１本当り）

NK 第三種スタッド付 76φ×80 m

浮防波堤の全体形状図は図－２に示したとおりである。



図－９ ブロック構造図（両端部）

3. 施工の概要

現地実験に至るまでの工事は大きく３つに区分される。すなわち、浮防波堤各部の製作工事、浮体の接合工事、及び現地での据付工事である。

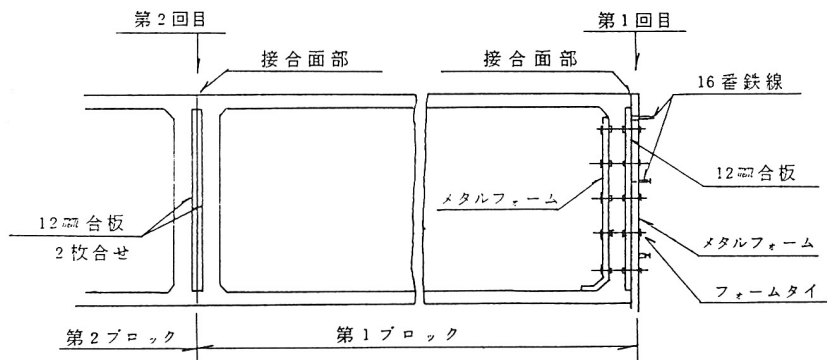
3.1. 浮体製作工事

昭和 56 年度に、本体部の浮函 4 函及びアンカー 2 個、チェーン 4 本を製作し、57 年度には、残り

のアンカー 2 個と中間シンカー 8 個を製作した。本節では、本体部の製作工事について述べる。

製作工事は、昭和 57 年 1 月～3 月に北九州市門司区太刀浦岸壁（エプロン幅 20 m×作業用地長 80 m、前面水深－10 m）を製作ヤードとする現場打ち工法で行った。

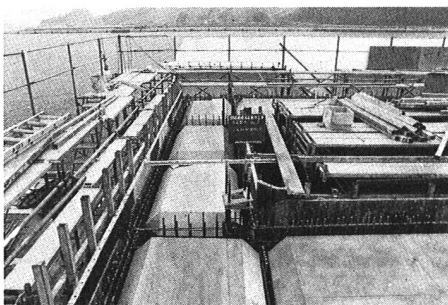
各ブロックの接合面の施工精度を高めるため、マッチキャスト方式を採用するとともに、完成後、各ブロックの切り離しを容易にするため、底部型枠にはステンレス板の間に潤滑油を塗布した「滑り装置」を設置し、全ブロックの完成後に、油圧ジャッキにより離した（図－10）。



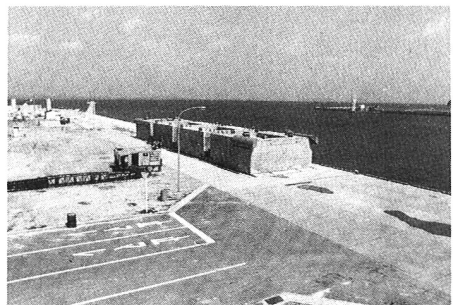
図－10 接合面部型枠組立図

型枠は、上床版の内枠については、型枠の解体、搬出が困難なため、木製型枠を使用してそのまま埋殺した。また、コンクリート打設は、乾舷部分を打ち継目とする二層打設とした。

3.2. 浮体接合工事



写真－2 型枠工



写真－3 完成した各ブロックの全景

前節で製作した各ブロックをクレーン船で海上に吊り下し、下関港長府地区のドックまで曳航した。浮体の接合工事はドック内で4ブロックを海上接合するもので、昭和57年6月中旬より1ヵ月間の工期で行われた。

ドックまで曳航するにあたって、両端のブロック2函はボラード等により極端に偏心しており、偏心補正を行う必要が生じた。また、ドック内の水深が外海の潮位変動の影響を受け、最干時には両端

のブロックの吃水を下回り着底の恐れがあるため、吃水を上げる必要が生じた。そこで、偏心補正については、ブロック内部に設けた隔室内に水を注水してバランスをとる方法を用いることにし、吃水調整は、中央の空隙部の底に上水板を取付ける方式を採用した。

これにより、両端のブロックの吃水を約1 m上昇させることができた。

また、ドック内での接合作業において、シース孔に接着剤が入らないよう、スポンジのリングにビニールを張ったシール材でシース孔を保護した。

ドック内に曳航されたブロック4函は、接合面への接着剤塗布作業のため、ブロック間隔を約1.5 mに保つとともに、吃水を揃える必要があるため仮留めを行った。仮留めの方法は、図-11に示すように引寄せワイヤー、レバーブロック及びガイドビーム（250 mm H型鋼4本）を浮体上部に据付けて、レバーブロックの操作で間隔を定めた後、ガイドビームを楔で留め金具に固定した。

仮留め工の後、本接合作業は図-12の手順で行われた。

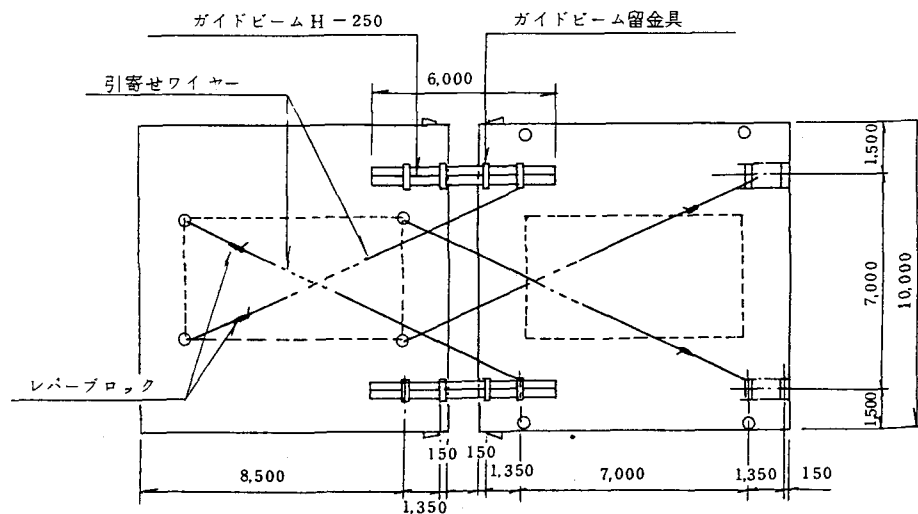


図-11 仮留め方法（平面図）

接着剤の塗布は、水中作業となるため潜水夫により行った。接着剤の硬化反応が始まる前に作業を完了させるため、1日に1接合面ずつ、水温の低い早朝2時間以内で作業を完了させた。

接着剤には、エポキシ系水中接着剤を使用した。接着力、施工性等について、数種類の接着剤の接着試験を事前に行い、最良のものを選択した。

ところが、水中接着剤の使用により作業中に濁りの生ずる可能性が生じた。そこで、沈殿した接着剤を吸収するよう、ドック底面に砂を5 cm程度敷設した。また、接合作業中はドック入口にシルトプロテクターを張るとともに、浮体周辺の汚濁水を水中ポンプで吸い上げて凝集剤と混合し、凝集、沈殿を促進した。これは水質の汚濁防止とともに、水中の視界を良くし、潜水夫の作業能率を向上させ

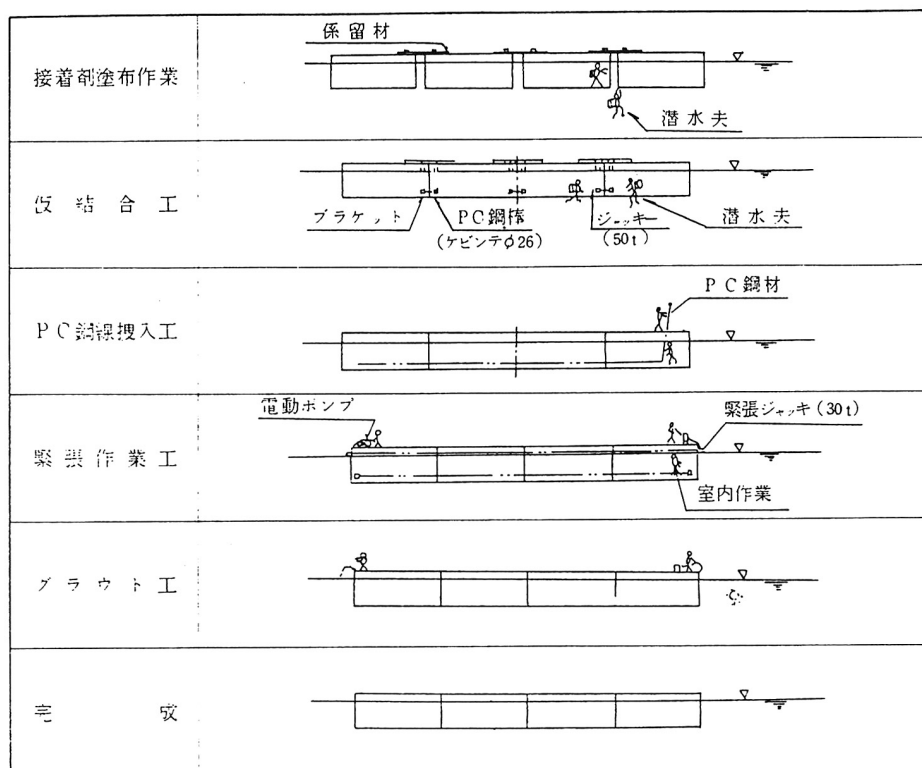


図-12 接 合 作 業 手 順

る効果があった。

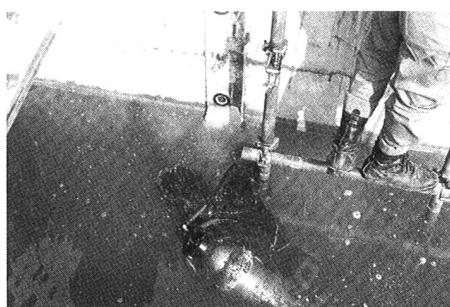


写真-4 接着材塗布作業

接着剤塗布後、ガイドビームの楔を外してから引寄せワイヤーとレバーブロックの操作で接着面同志が接するまで引寄せた。この後、面圧 2 kgf/cm^2 のストレスを与えるために鋼製ブラケット間に通した PC 鋼棒（ケビンテ鋼棒 $\phi 26$ ）を油圧ジャッキで緊張し接着効果を高めた。また、接着剤が所定の強度（ $\sigma \geq 400 \text{ kgf/cm}^2$ ）を発揮するよう、本結合まで5日間の養生期間を置いた。

この時の PC 鋼棒 1 本当りの緊張力は 34.75 tf であり，作業には 50 tf 鋼棒ジャッキ 4 台を用いた。



写真－5 仮接合作業

本結合は，PC 鋼線本数が 60 本と多いものの作業空間が限られているため，30 tf 油圧ジャッキ 4 台を用いた。

緊張作業は，乾舷部に配置された PC 鋼線 20 ケーブルは浮体外から，残りの 40 ケーブルは浮体内で行われ，ケーブルの緊張は，左右対称に 4 ケーブルずつ緊張端を浮体の右舷と左舷で逆サイドにとって行った。この時のケーブル 1 本当りの緊張力は 27 tf (130 kgf/mm^2)，ケーブルの伸びは 240 mm であった。



写真－6 PC 鋼線の緊張

緊張作業の後，シース孔のグラウト，定着端部のエポキシモルタルによる封印を行って，浮防波堤の本体が完成した。

この後，熊本県八代港まで曳航され，現地設置まで約 3 ヶ月間仮置きされた。



写真－7 完成した浮防波堤本体

3.3. 浮防波堤設置工事

本工事は、昭和 57 年 9 月中旬より 1 ヶ月半の工期で行われた。

まず、熊本港沖合の浮防波堤本体及びアンカー設置位置にマーカーブイを打設した後、図-13 に示すようにクレーン船により、H 型鋼を建込んだ状態でアンカーを海底に吊り下した。

中間シンカーを取付けたチェーンを、アンカーから浮防波堤本体設置位置まで敷設し、曳航してきた浮防波堤本体に、クレーン船により 1 本ずつチェーンを取付けた。

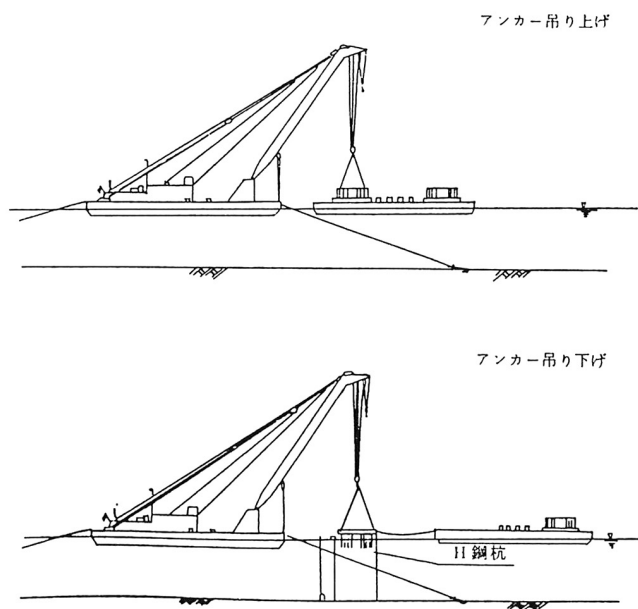


図-13 アンカー設置

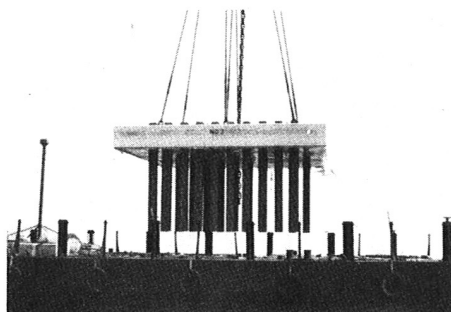


写真-8 アンカー吊り下し作業

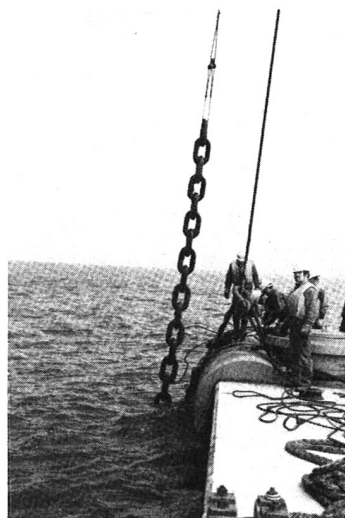


写真-9 チェーン取付作業

4. あとがき

昭和 57 年 10 月中旬に浮防波堤が現地に設置されたが、浮防波堤には、図-14 に示すような各種計器が取付けられており、11 月より定常観測を続けている。調査項目は、①消波効果、②チェーンに発生する張力、③浮防波堤の動揺、④浮体に発生する応力などである。

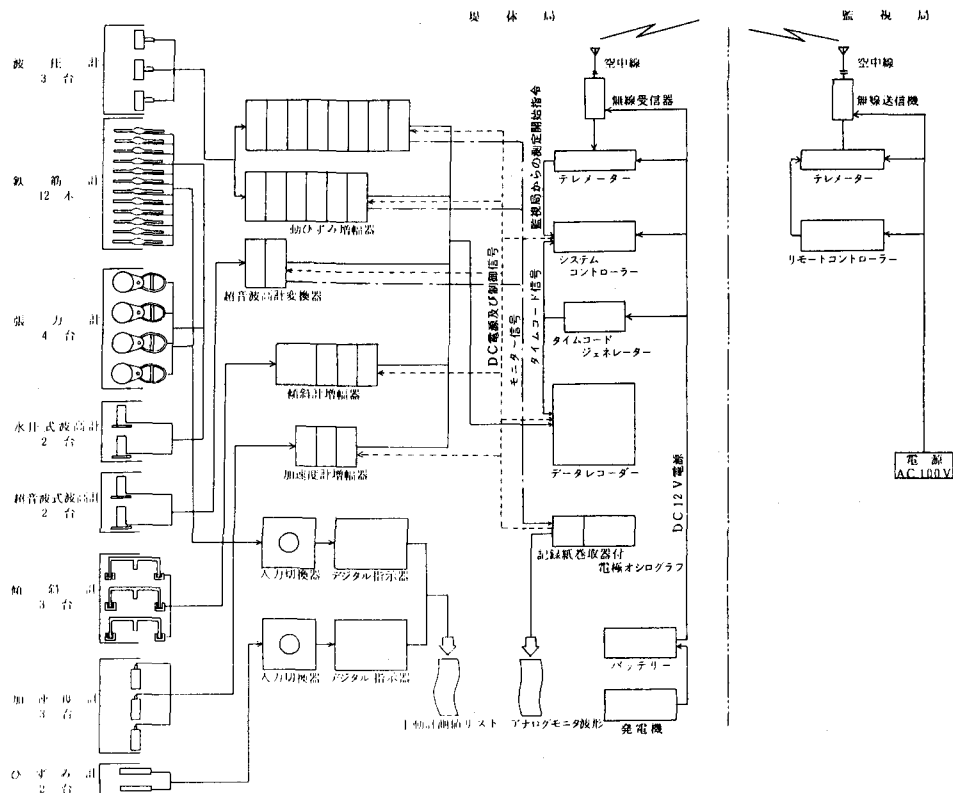


図-14 計測システム系統図

58 年度も引続き現地観測を行っており、今後、得られたデータをもとに、波高、周期と透過率、動揺量の関係や、波圧、鉄筋応力等について解析し、浮防波堤の実用化のための資料にする予定である。

以上、浮防波堤の設計と施工について、その概要を述べた。初めて経験することも多く、設計、施工ともすべてがスムーズに運んだわけではないが、その過程でさまざまな有益かつ有用な知見を得ることができた。特に今回採用された海上接合法は、今後、海洋構造物が大型化、長大化するにつれ、広く海洋構造物の建設工事に生かされるものと期待される。

最後に、本資料作成にあたり、当事務所の片桐正彦建設専門官から多大な協力を得た。ここに記して感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) Muller, J.: Structural Considerations and Configurations II, University of California Extension Berkeley, Seminar on Concrete Ship and Vessels SEDT, 1965.
- 2) Maruo, H.: The drift of a body floating on waves, J. Ship Research, Vol. 4, No. 3, 1960.
- 3) 木暮健一郎・鈴木康正・溝内俊一・片桐正彦・武井泰男：浮防波堤に作用する波漂流力について，第30回海岸工学講演会（1983年11月）に発表予定.