

運輸省港湾技術研究所 正会員 清宮 理
運輸省港湾技術研究所 正会員 横田 弘

1. まえがき

海洋空間を有効に利用するため、沖合人工島、波浪制御構造物（防波堤）等の施設の建設が積極的に計画・実施されている。これらの施設は、次第に水深の大きい沖合へ建設されてきている。そこでは、従来の施設と比較して波力、地震力、地盤反力等も大きくなり、より精緻に安全性の検証を行うとともに、より経済的な建設を行う必要がある。海洋での施設の建設に用いられる材料として、鋼材とともに鉄筋コンクリート（RC）及びプレストレストコンクリート（PC）がある。海洋環境下では、施工の方法や工期がかなり限定されることから、コンクリート製のプレキャスト部材の採用が考えられる。プレキャスト部材を用いる場合、構造物内に接合部が存在する。接合部に関しては、建築物、橋梁等の陸上構造物を対象に既に研究が実施されている。しかし、海洋構造物では、陸上構造物の場合とは異なった観点からの検討が必要である。すなわち、海洋環境下では、構造物材は強大な波力を正負両方向から繰返し受ける。この波力に対して構造物材が耐力的にも安全であり、かつ耐久性の観点からひびわれ幅が許容値内にあることが望まれる。本報告では、プレキャスト部材の接合方法として、PC鋼棒による接合構造を取り上げ、一体接合構造と比較して疲労特性がどの様に異なるか検討を行った結果及び（疲労）限界状態設計法をこの接合部の設計に用いる際の問題点に関する考察を行った結果について述べる。

2. 対象とするコンクリート製海洋構造物

接合部を有するコンクリート製海洋構造物の例を図-1及び図-2に示す。図-1は曲面スリットケーソン式防波堤と呼ばれ、防波堤前面に1/4円のPC部材を取り付けて消波構造を形成している。この1/4円のPC部材とケーソン本体をPC鋼棒によって接合している。図-2は柱、版及びはり部材で構成されている透過式の波浪制御構造物（案）¹⁾で、部材同志を同じくPC鋼棒によって接合する。PC鋼棒によって接合する方法の例を図-3に示す。これら接合部の静的荷重に対する力学性状については、既に研究²⁾が実施されている。

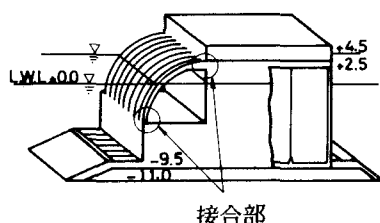


図-1 曲面スリットケーソン防波堤（実在）

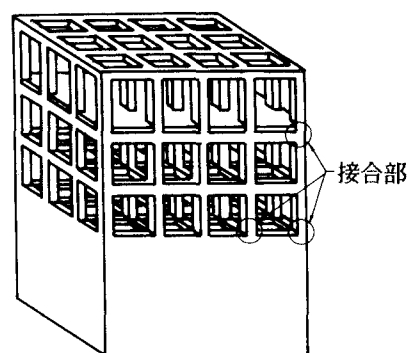


図-2 波浪制御構造物（案）

3. 疲労試験の概要

3.1 供試体

疲労試験の対象とした供試体は、図-4に示すように、柱部材（断面30×30cm、高さ140cm）とはり部材（断面50×30cm、長さ200cm）との接合構造である。供試体の接合方法は、両部材を一体で製作した一体構造及び場所打ち接合構造の二種類である。柱部材には、2本のPC鋼棒（SBPR80/95、φ17）が配置され、これにより柱部材とはり部材とを接合している。導入プレストレス量は、コンクリート応力で約20kgf/cm²である。プレストレス導入後、シース内にグラウトを注入した。場所打ち接合構造では、柱部材下方30cmの範囲内で柱部材内の主鉄筋とはり部材からの鉄筋とが重ね継手となっている。重ね継手長は約25cmである。この部分を膨張コンクリートを用いて場所打ちを行った。場所打ちコンクリートの設計基準強度は、3種類（150, 350, 550kgf/cm²）とした。柱部材の4本の主鉄筋は直径が10mmである。柱部材では、15cm間隔に直径が6mmの帯筋を配している。はり部材では、直径13mmの主鉄筋を12本、直径6mmのせん断補強筋を15cm間隔に配置している。いずれの鉄筋の材質もSD35である。製作した供試体の数量は23体である。内訳は、一体構造10体（気中5体、水中5体）及び場所打ち接合構造13

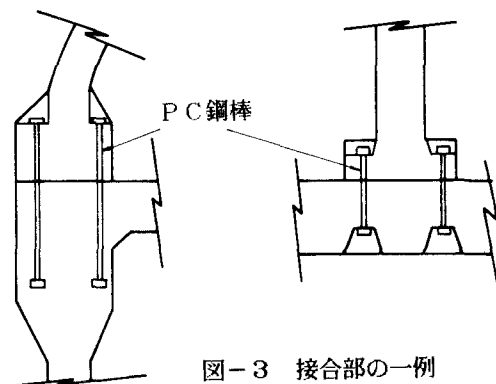


図-3 接合部の一例

体（気中8、水中5）である。

3. 2 荷重方法

荷重方法の概要を写真－1に示す。はり部材をP C鋼棒4本により耐力床に固定し、柱部材上端より約22cm下方の位置で加振機（動的荷重能力：30tf）により水平方向に荷重を行った。加振機と柱部材との間にピンを2段に取付け、柱の水平及び回転変位に対して加振機が追従できる構造にした。荷重は波浪外力を想定している。荷重は正負交番、すなわち両振りで行った。この際の波形は正弦波で、振動数は1.5～3.0Hzとした。荷重重（振幅値）の設定は、静的荷重での柱の破壊耐力（約4tf）と、200万回繰返し荷重に対して疲労破壊しない荷重荷重（約1.5tf）間で行った。また今回、気中と水中とでの疲労特性の相違を検討するため、両環境下での試験を実施した。水中の状況を再現するため、供試体を水槽内に設置し、柱部材とはり部材との接合部が常時水没している状態とした。水槽の大きさは400×2400×910mmであり、内部に水道水を満たした。

3. 3 計測方法

計測は、荷重重、柱部材の変形、鋼材のひずみ及びコンクリートのひびわれ幅について実施した。計測の概要を図－5に示す。柱部材の変形は、荷重点位置と柱部材の中間の2箇所で差動式変位計により計測を行った。鋼材のひずみは、柱部材の主筋の18箇所、帯筋の2箇所及びP C鋼棒の3箇所にひずみゲージを貼り付け測定を行った。ひびわれ幅については、気中の場合、コンタクトゲージ及びパイ型ゲージ、水中の場合、パイ型ゲージのみを用いて測定を実施した。変位計及びパイ型ゲージは、計測時以外の試験中には供試体に接触させない状態として、計測機の疲労による出力の異常を避けた。また、ひずみゲージは、少なくとも200万回の加振に対して補償されている製品を用いた。変位等の計測は、 10^4 回毎に実施した。またその際、静的な荷重を実施し、柱部材の剛性の低下の状況を調べた。

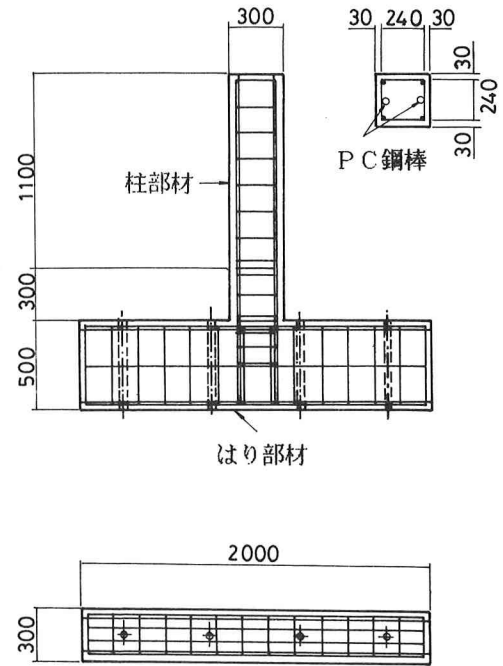
4. 疲労試験の結果

4. 1 破壊性状

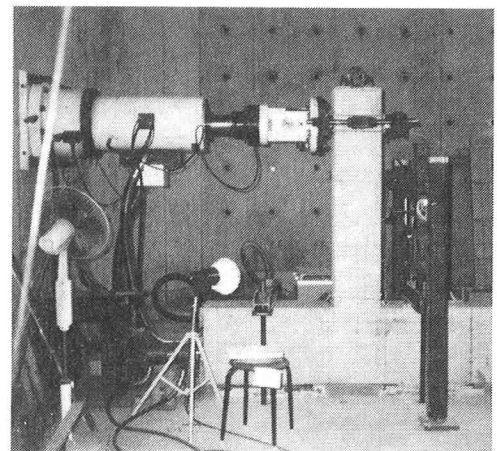
表－1に疲労試験結果の概要を示す。静的荷重試験では、一体構造及び場所打ち接合構造ともに、柱部材下端での曲げ破壊が生じていた。疲労試験では、加振機の変位が初荷重時の変位の5倍に達したときの状況から、破壊の型式を判断している。疲労試験でも多くの供試体で曲げ破壊が生じ、柱下端においてコンクリートの圧縮破壊が見られた。しかし、2～3の供試体でP C鋼棒のネジ部の破断や鉄筋の破断が見られた。P C鋼棒の破断は、はり部材下端のP C鋼棒の定着部で生じており、破断とともに定着部付近のコンクリートが剝離した。また鉄筋の破断は、柱部材の下端位置での主鉄筋に生じた。また、コンクリートの圧縮破壊が生じた供試体のいくつかを対象に柱部材の下端の主鉄筋位置のコンクリートをはがして主鉄筋の状況を観察したところ、なかには主鉄筋の細っているのも見られた。

4. 2 疲労耐力

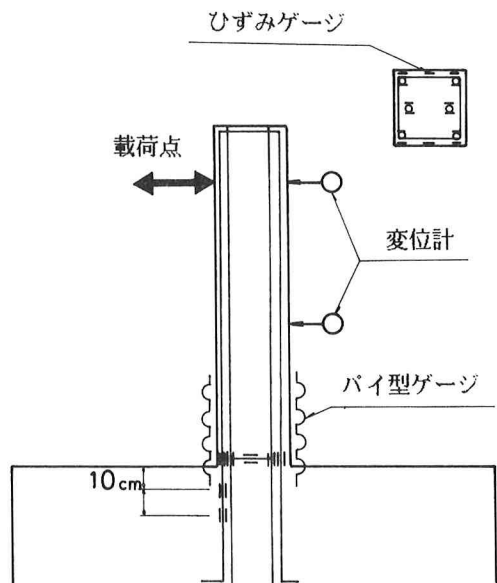
図－6に荷重振幅と破壊に達した際の荷重回数との関係（S－N線図）を示す。今回の供試体の静的耐力は約4tfである。気中で荷重振幅が2.5tfの場合、一体構造及び場所打ち接合構造とも200万回の繰返し回数でも破壊は生じていなかった。また、一体構造と場所打ち接合構造とは、耐力的に大きな差が



図－4 供試体の概要（単位：mm）



写真－1 疲労試験の概要



図－5 計測位置

なかった。

また、場所打ち接合構造では、場所打ち部のコンクリート設計基準強度を3種類に変化させてあるが、今回の試験では、コンクリート強度によって耐力に大きな差は生じなかった。一方水中では、荷重振幅が1.5tfの場合、一体構造では200万回の繰返し回数でも破壊に至らなかったが、場所打ち接合構造で破壊が生じた。しかし、全体的に見て、一体構造と場所打ち接合構造とでは、耐力に大きな差は生じなかった。水中での疲労耐力は、気中での疲労耐力の70～80%であり、水中での疲労耐力が気中よりかなり低いことがわかる。

4. 3 ひびわれ性状

一体構造及び場所打ち接合構造の計算による曲げひびわれ発生荷重は2.8tfである。疲労試験では、初載荷時(1回目)に供試体に2.0tf以上の載荷荷重を与えた場合にひびわれが生じた。図-7に一体構造での疲労破壊時のひびわれ性状を示す。No.1の一体構造では、2.0tfの載荷荷重のとき、柱部材の付け根に曲げひびわれが生じ、3tfで約3ヶ所に分散して曲げひびわれが生じた。ただしこの時曲げひびわれは、柱部材内を貫通していなかった。疲労試験中で初期に生じたひびわれ箇所以外にはひびわれは生じず、ひびわれ幅が次第に増大していった。図-8に

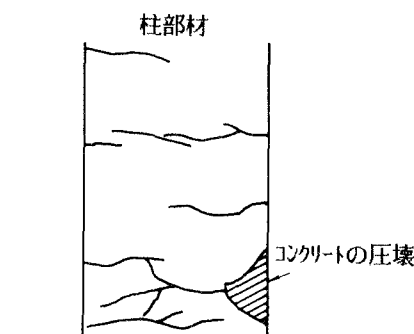


図-7 一体構造でのひびわれ性状

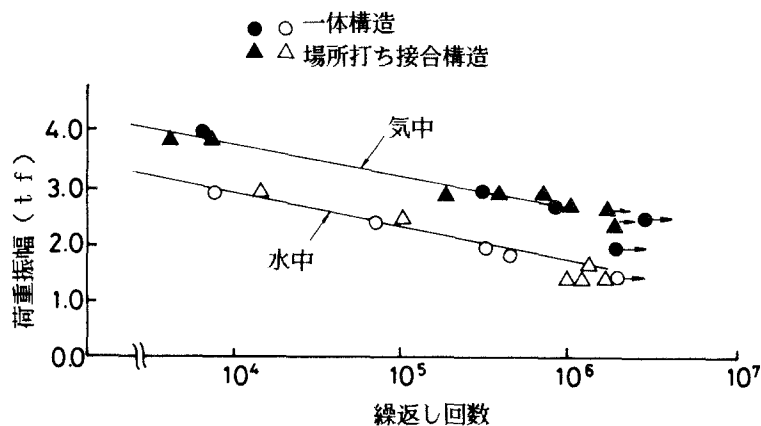


図-6 荷重振幅と繰返し回数

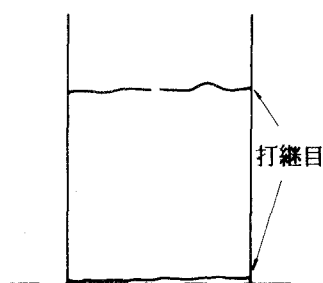


図-8 場所打ち接合構造でのひびわれ性状

表-1 試験結果の一覧

No	供試体名 (*)	コンクリートの圧縮強度		荷重振幅 (tf)	最大繰返し回数	破壊状況
		本体	場所打ち			
1	O-D	362	-	3.00	354,500	コンクリートの圧縮破壊
2	O-D	362	-	4.00	5,960	コンクリートの圧縮破壊
3	O-D	375	-	2.00	2,000,000	破壊せず
4	O-D	355	-	2.75	913,900	PC鋼棒のネジ部破断
5	O-D	355	-	2.50	3,023,570	破壊せず
6	J-D	349	562	3.00	386,200	PC鋼棒のネジ部破断及び鉄筋の破断
7	J-D	355	547	4.00	4,110	コンクリートの圧縮破壊
8	J-D	355	547	2.50	2,180,000	破壊せず
9	J-D	351	573	2.75	1,030,000	変位量の急増
10	J-D	351	168	3.00	195,000	鉄筋の破断
11	J-D	312	309	3.00	730,000	コンクリートの圧縮破壊
12	J-D	312	309	4.00	6,000	
13	J-D	366	345	2.50	2,000,000	破壊せず
14	O-W	271	-	3.00	7,500	コンクリートの圧縮破壊
15	O-W	262	-	2.50	70,000	コンクリートの圧縮破壊
16	O-W	311	-	2.00	330,000	コンクリートの圧縮破壊
17	O-W	324	-	1.50	2,000,000	破壊せず
18	O-W	-	-	1.75	410,000	コンクリートの圧縮破壊
19	J-W	337	392	3.00	14,000	コンクリートの圧縮破壊
20	J-W	337	392	2.50	100,000	コンクリートの圧縮破壊
21	J-W	337	381	1.50	1,000,000	コンクリートの圧縮破壊
22	J-W	337	378	1.75	1,370,000	コンクリートの圧縮破壊
23	J-W	342	408	1.50	2,500,000	コンクリートの圧縮破壊

*) O:一体構造、J:場所打ち接合構造、D:気中、W:水中

場所打ち接合構造（No.6供試体）での疲労破壊時のひびわれ性状を示す。この供試体では、2.5tfの載荷重の時、場所打ち部の下端に沿って曲げひびわれが生じ、柱部材内を貫通した。さらに3.0tfの載荷重の時、場所打ち部の上端に沿って曲げひびわれが生じた。繰返し載荷では、場所打ち部の両打継ぎ目以外の箇所にはひびわれは生じておらず、特に場所打ち部の下端でのひびわれ幅が増大した。図-9に載荷重2.5tfでの柱部材付け根でのひびわれ幅と繰返し回数との関係を示す。載荷重2.5tfでは、一体構造（No.15供試体）では測定箇所にひびわれが生じなかったが、No.5、No.8及びNo.20供試体では、初載荷時に0.1mm前後のひびわれが生じた。繰返し回数が1万回以上となると、いずれの供試体でもひびわれ幅が0.2mm以上となった。水中での疲労試験では、10万回に達する以前に供試体が破壊を生じ、それにともないひびわれ幅も急増している。気中での疲労試験では、100万回に達しても供試体が破壊していないが、ひびわれ幅はやや増加した。図-10に加振機での変位振幅と繰返し回数との関係を示すが、繰返し回数に対し加振機での変位振幅の増加傾向とひびわれ幅の増加傾向とは、良く一致した。また、水中での疲労試験中、ひびわれから破碎したコンクリートの微粉末が水中に流れ出る状況が観察された。また、ひびわれが閉じる時にかなりの速さで水が押し出されており、ひびわれ面が洗われている状況となった。この微粉末の流れ出しも、今回の試験で水中での耐力が気中での耐力よりも小さかった原因の一つと考えられる。

4.4 鋼材のひずみ量

図-11に一体構造（No.4供試体）での鋼材に生じたひずみ量を示す。ひずみ測定は、繰返し回数が 10^4 回毎に実施した。図-11に示したひずみ量は、柱部材の付け根、はり部材内10cm及び20cmの深さの3箇所の位置で主鉄筋に貼付してあるひずみゲージで取得されたものである。柱部材の付け根では、繰返し回数が 10^4 回を超すとひずみ量が急激に増加して計測が困難となった。また、はり部材内10cm及びP.C鋼棒でも繰返し回数が 10^5 回を超すとひずみ量が増加した。繰返し回数が増加すると、鋼材とコンクリートとの付着切れが次第に深部に及び、鋼材に大きな値のひずみ量を与えたと考えられる。

5. 波力による疲労に対する検討

5.1 疲労設計の手順

波力を受けるコンクリート部材の疲労に対する設計³⁾は、図-12に示す流れ図によって行われる。建設予定地点（あるいは隣接地点）での波浪観測結果に基づき、図-13に示すような波高と波数との関係を求める。この関係を用いて、疲労限界状態及び使用限界状態の検討に用いる波浪を求める。図-13には、一年間に日本海側（S港）に到来する波高と波数の観測結果⁴⁾を示しているが、この例での最大波高は17.9m（設計波高となる）で、小さい波高の波も含めて 10^6 波以上の波が到来することになる。ある特定の波高に対して部材内に生じる最大応力度及び最小応力度を求める。この応力度に対しプレストレストコンクリート港湾構造物設計指針（案）⁵⁾に示されている材料の疲労寿命の算定式を用いて疲労寿命を求める。

①コンクリートの疲労寿命の算定式

$$\log N = K \left\{ 1 - \frac{\sigma_{rc}}{k_1 (f_k - \sigma_{pc})} \right\}$$

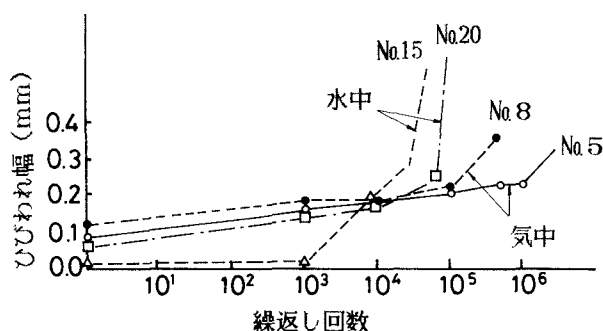


図-9 ひびわれ幅と繰返し回数

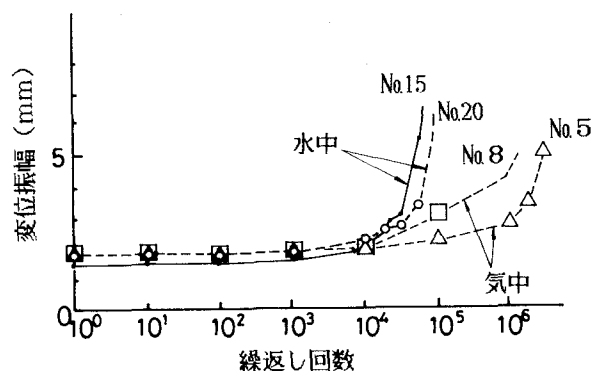


図-10 変位振幅と繰返し回数

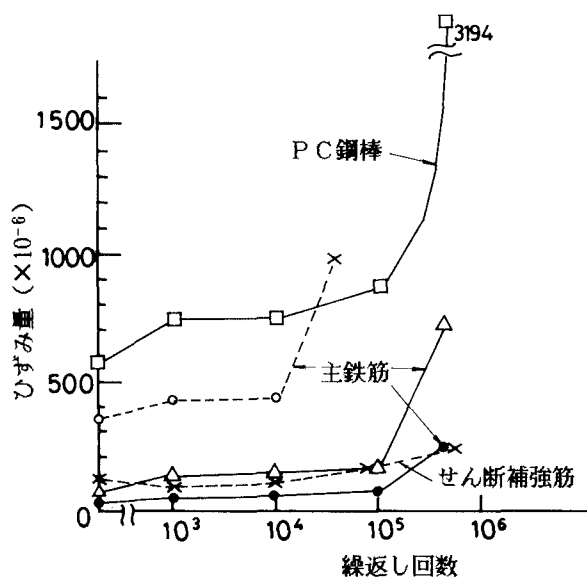


図-11 鋼材のひずみ量と繰返し回数

ここで、 N : 疲労寿命の特性値 (回)
 f_k : 圧縮強度の特性値
 σ_{rc} : 疲労振幅応力度
 σ_{pc} : 永久荷重による応力度
 K : 係数 (水中10、気中17)
 k_1 : 係数 (圧縮及び曲げ圧縮では0.85)

②鋼材の疲労寿命の算定式

$$\log N = \frac{1}{K} \cdot \log \frac{1 - \sigma_{sp} / f_u}{\sigma_{rs}} \cdot 10^\alpha$$

ここで、 σ_{rs} : 疲労振幅応力度
 σ_{sp} : 永久荷重による応力度
 f_u : 引張強度の特性値
 α, K : 係数 ($N \leq 2 \times 10^6$ で、
鉄 筋: $\alpha=4.3, K=0.18$
PC鋼棒: $\alpha=4.7, K=0.22$)

また、ひびわれ幅は、CEB-FIP (1978年)⁶⁾ で示される式で算定する。

$$W_k = 1.7 W_m$$

ここで、 W_k : 表面ひびわれ幅の特性値
 W_m : 平均ひびわれ幅 (鋼材のかぶり、間隔、鋼材径、引張応力増加量等によって計算される)

許容ひびわれ幅は、水中あるいは気中によって異なるが、0.1~0.2mmが一応の目安となる。

コンクリート及び鋼材の疲労寿命 N 回をある波高での繰返し回数 n との比 n/N を各波高レベルで累加して 1 に達すると疲労破壊が生じるとする。またひびわれ幅については、生じる応力度に対して許容値以内にあることが前提となるが、ひびわれ幅の繰返し回数による進展については特に規定はない。

5. 2 疲労耐力と使用限界状態の検討⁷⁾

S港における50年間に到来する波高 (H_{max}) を17.9mとする。ここで検討する波浪制御構造物では、この波高に対して部材に485.6 tf・mの曲げモーメントが算出される。今回の実験での水平力に換算すると、2.82tfとなる。図-6に示される水中での供試体の荷重振幅と繰返し回数との関係及び図-13に示す波高と波数との関係を用いて、マイナー則によって累加回数比 $\sum n_i / N_i$ を求めると、約 0.025となった。一方、図-11によってコンクリート及び鉄筋の累加回数比を求めると、各々0.004 (水中) と 0.007となった。試験結果及び疲労設計に基づく両方法によって得られた累加回数比は、かなり小さい値であり、対象とした海域での波浪制御構造物の接合部での疲労耐力は、十分あると言える。ただし疲労設計では、鉄筋の破断による接合部の破壊が予想されるが、今回の試験結果ではコンクリートの圧縮破壊が多く見られ、破壊型式の相違については今後の課題と言える。一方、使用限界状態の検討の際、FIP⁸⁾ では1ヵ月の再現期間の波に対して、プレストレストコンクリート港湾構造物設計指針 (案) では6ヵ月の再現期間 (あるいは1万波) の波に対してひびわれ幅を計算することになる。1ヵ月の再現期間の波高は、7.7m (載荷重にして 1.3tf)、6ヵ月の再現期間の波高は11.2m (載荷重にして1.95tf) となる。FIPの基準での波高に対しては、今回の供試体に初期及び 2×10^6 回繰返し載荷時にひびわれは生じず、使用限界状態に対しても材料の耐久性等の観点からも十分安全と言える。一方、プレストレストコンクリート港湾構造物設計指針 (案) によると、許容ひびわれ幅 0.2mmに対して、一体構造及び場所打ち接合構造では十分な安全性を有している。しかし、許容ひびわれ幅を 0.1mmとすると、水中での供試体にはひびわれが生じ、繰返し回数が1万回を超すと、水中ではひびわれ幅が増加する傾向がある。特に場所打ち接合構造では、

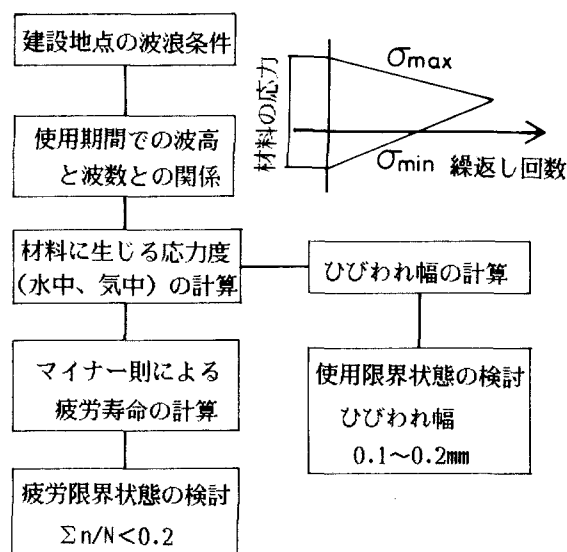


図-12 疲労の検討

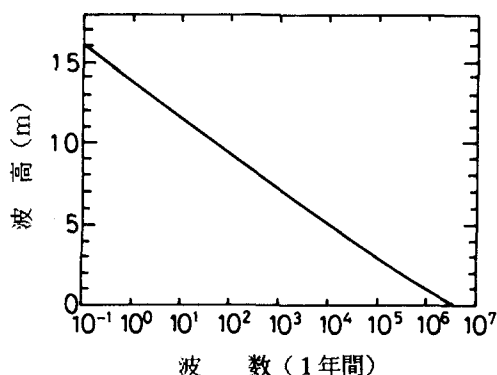


図-13 ある波高レベルを超過する
1年あたりの個別波の波数

場所打ち部分にひびわれが集中し、耐久性の観点から注意を払う必要がある。

6. 結論

今回行った疲労試験及び疲労設計より以下の主要な結論が得られた。

- 1) 一体構造と場所打ち接合構造の疲労耐力は、ほとんど同程度であった。疲労破壊の形態は、柱部材下端でのコンクリートの圧縮破壊が多く見られ、中には主鉄筋の破断、P C定着部付近でのP C鋼棒の破断もあり、静的載荷実験時（曲げ破壊が卓越）と異なった破壊形態が見られた。また、場所打ちコンクリートの強度が疲労寿命に与える影響は小さかった。
- 2) 水中での供試体の疲労耐力は、気中の疲労耐力の20～30%小さかった。
- 3) 一体構造では、曲げひびわれは柱部材の3～4箇所に分散して生じた。一方、場所打ち接合構造では、場所打ちコンクリートの2箇所の打ち継ぎ目にひびわれが集中して生じた。疲労試験中にはそれ以外の箇所にひびわれが新たに発生せず、初期に発生したひびわれの幅が増加していった。
- 4) マイナー則により日本海側の波浪条件下で接合部の疲労強度（疲労限界状態）を計算すると、一体構造及び場所打ち接合構造とも安全性がかなり高かった。使用限界状態（6ヵ月波浪条件）に対するひびわれ幅に関して、水中部に存在する場所打ち接合構造には注意を払う必要がある。

あとがき

本研究は、科学技術庁「海洋構造物による海洋空間等の有効利用に関する研究」の一環として、（社）プレストレストコンクリート技術協会と共同で実施した。実験の実施に当たっては、阿部宗人、郡山 修、南川光一、迎 邦博の各氏の協力を得た。疲労試験は、長岡技術科学大学の施設を利用させていただいた。プレストレストコンクリート技術協会の各氏及び長岡技術科学大学の丸山久一助教授をはじめ大学関係者の皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 谷本勝利、吉本靖俊、和泉田芳和：立体骨組構造防波堤の透過率の推定について、港湾技研資料No. 394、1981年9月、32p.
- 2) 清宮 理、横田 弘、横井聰之：コンクリート製海洋構造物での接合部の耐力評価、第10回海洋開発シンポジウム論文集、1985年、pp.184～189.
- 3) 土木学会限界状態設計法小委員会：コンクリート構造の限界状態設計法指針（案）、コンクリート・ライブラリー第52号、1983年11月、369p.
- 4) 高橋智晴、広瀬宗一、菅原一晃、橋本典明：波浪に関する拠点観測10年統計（昭和45年～昭和54年）、港湾技研資料No. 401、1981年12月、711p.
- 5) 沿岸開発技術研究センター：大水深対策技術調査、1985年、325 p.
- 6) CEB-FIP: Model Code for Design and Construction of Concrete Structures、1978年
- 7) 横井聰之、大即信明：P C港湾構造物への限界状態設計法の適用に関する検討、港湾技研資料No. 459、1983年9月、32p.
- 8) FIP: Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures、1977年及び1983年