

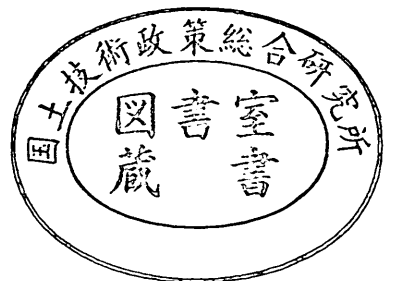
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 26 NO. 2(1) JUNE 1987

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第26巻 第2号 (Vol. 26, No. 1), 1987年6月 (June 1987)

目 次 (CONTENTS)

1. Bearing Capacity of a Foundation on Top of High Mound Subjected to Eccentric and Inclined Load
..... Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME..... 3
(偏心傾斜荷重を受ける高マウンド上の浅基礎の支持力 寺師昌明・北詰昌樹)
2. Fatigue Properties of Prestressed Concrete Beam-to-Column Joints for Waves
..... Osamu KIYOMIYA, Hiroshi YOKOTA, Toshiyuki YOKOI, Muneto ABE, Osamu KOHRIYAMA, Koichi MINAMIKAWA and Kunihiro MUKAI..... 25
(プレストレストコンクリート柱・はり接合部の波力に対する疲労特性 清宮 理・横田 弘・横井聰之・阿部宗人・郡山 修・南川光一・迎 邦博)
3. 汀線位置の短期変動特性とそのモデル化の試み
..... 加藤一正・柳嶋慎一・村上裕幸・末次広児..... 63
(Daily Changes of Shoreline Position and its Tentative Predictive Model Kazumasa KATO, Shin-ichi YANAGISHIMA, Hiroyuki MURAKAMI and Kohji SUETSUGU)
4. ベイズ型モデルを用いた方向スペクトルの推定 橋本典明..... 97
(Estimation of Directional Spectra from a Bayesian Approach Noriaki HASHIMOTO)
5. 湧昇流を発生させるための水中設置構造物背後の流れと乱れ特性
..... 鶴谷広一・松延嘉國・惟住智昭・柳嶋慎一.....127
(Measurements of Turbulent Flow Downstream of a Submerged Structure Hiroichi TSURUYA, Yoshikuni MATSUNOBU, Tomoaki KOREZUMI and Shin-ichi YANAGISHIMA)
6. 波と底泥の相互干渉による波高減衰と底泥の流動について
..... 中野 晋・鶴谷広一・鷹濱 潤.....171
(On Wave Attenuation and Flowing of Mud Layer due to an Interaction of Waves with a Mud Bottom Susumu NAKANO, Hiroichi TSURUYA and Jun TAKAHAMA)
7. 水質自動観測データの解析と赤潮予測への応用 村上和男.....213
(Analysis of Water Quality Data obtained by Automatic Measurement System and Its Application of Red-Tide Prediction Kazuo MURAKAMI)

8. 海上工事に伴う濁り予測モデルと濁り監視への適用性について堀江 毅.....253
 (Mathematical Modeling on the Fate of Suspended Particles Caused by Marine Works and Application of thd Models to Environmental Monitoring
 Takeshi HORIE)
9. マイクロコズムとセジメントトラップとを用いた沿岸域での浮遊粒子挙動の観測
 細川恭史・三好英一・関根好幸・堀江 毅.....297
 (Field Observation of Dynamics of Suspended Particles in Coastal Sea by Microcosm and Sediment Trap Experiments
 Yasushi HOSOKAWA, Eiichi MIYOSHI, Yoshiyuki SEKINE and Takeshi HORIE)
10. 捨石マウンドの支持力の新しい計算法
 小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫・中島謙二郎・小谷 拓.....371
 (A New Method for Calculating the Bearing Capacity of Rubble Mounds
Masaki KOBAYASHI, Masaaki TERASHI, Kunio TAKAHASHI,
 Kenjiro NAKASHIMA and Hiraku ODANI)
11. 砂地盤の支持力に及ぼす複数基礎の干渉効果寺師昌明・北誥昌樹.....413
 (Interference Effect on Bearing Capacity of Foundations on Sand
 Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)
12. 砂地盤の横方向反力に対する杭幅の影響高橋邦夫・春日井康夫.....437
 (Influence of Pile Width on Lateral Reaction of Sandy Subgrade
 Kunio TAKAHASHI and Yasuo KASUGAI)
13. コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 ——フォールリングウエイトデフレク
 トメーターによる八谷好高・佐藤勝久・田中孝士.....465
 (Development of Non-Destructive Evaluating Method of Concrete Pavement—
 by Falling Weight Deflectometer
 Yoshitaka HACHIYA, Katsuhisa SATO and Takashi TANAKA)
14. 港湾構造物及び海洋構造物の安全性照査に関する検討
 ——作用荷重の変動係数と荷重係数の算定——白石 悟・上田 茂.....493
 (Study on the Method of Verification of Structural Safety of Port and Offshore Structures —Computation of Coefficients of Variation of Loads and Load Factors—Satoru SHIRAISHI and Shigeru UEDA)
15. 防波堤ケーソンに用いる新形式フーチング構造の力学特性と構造解析
 横田 弘・清宮 理.....577
 (Mechanical Properties and Structural Analyses of New Types of Footing
 Used in Breakwater Caissons Hiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA)

15. 防波堤ケーソンに用いる新形式フーチング構造の 力学特性と構造解析

横田 弘*・清宮 理**

要 旨

バットレスフーチングケーソンおよび箱型フーチングケーソンの力学特性を解明し、構造設計法を検討する目的で載荷実験を行った。載荷実験には、配筋の制約などを考慮して実構造物の1/4程度の大型模型供試体を使用し、フーチング部を中心に解析するため、フーチングに線分布荷重を載荷した。有限要素法による線形構造解析を実施し、変位、断面力などの計算結果と実験結果とを比較・検討した。また、計算された断面力と限界状態設計法での算定式より得られた断面耐力とを比較し、同設計法のケーソン構造物への適用性について考察した。

本報告で得られた主要な結論は以下のとおりである。

- ① 載荷実験によると、バットレスフーチング供試体の破壊形式は、バットレス部の鉄筋に沿った付着割裂破壊であった。また、箱型フーチング供試体では、フーチング部の面内せん断破壊であった。両構造物の設計の際には、従来の面外力のみの検討だけでなく、面内力も適切に評価する必要がある。
- ② 両供試体ともフーチングとケーソン本体との接合部、フーチングとバットレスとの接合部およびフーチングと箱側方の壁との接合部で変形が生じ、従来の版構造の設計で仮定している版周辺の固定条件が満足されていなかった。したがって、ケーソン構造物の構造解析では、構造全体系を取り扱う必要があり、部材単位では、断面力を過大あるいは過小に算定するおそれがある。
- ③ 鉄筋降伏時程度までは、構造全体系をモデル化した有限要素法による線形構造解析結果と実験結果とが良く一致した。
- ④ 限界状態設計法での曲げ耐力、せん断耐力およびびびわれ幅の算定式は、実験結果と比較していずれも安全側の値を与えた。

* 構造部 主任研究官(複合構造担当)

** 構造部 沈埋構造研究室長

15. Mechanical Properties and Structural Analyses of New Types of Footing Used in Breakwater Caissons

Hiroshi YOKOTA*

Osamu KIYOMIYA**

Synopsis

Static loading tests of breakwater caissons with buttress-footing and box-footing were carried out to investigate their mechanical properties and to examine their structural design methods. In the loading tests, model specimens on the reduced scale of approximately a quarter were adopted because of congested reinforcement; and uniformly distributed line loads were applied to the footing part.

Comparisons were made between the experimental results and the calculated results obtained by the finite element method on elastic assumption. Moreover, design forces of resistance calculated by the limit state design method (Japan Society of Civil Engineers in 1986) was compared with the ultimate strengths obtained in the loading test to confirm its applicability to the caisson structures with these types of footing.

The following main results were drawn from the present investigations.

- 1) The modes of failure observed in the loading test were the bond-splitting failure along the reinforcing bars in the buttress and the in-plane shear failure in the box-footing. Therefore, in-plane forces as well as out-plane forces have to be considered in design work for both footings.
- 2) Displacements were measured at the boundaries of members, that is, joints between the footing and the caisson, the footing and the buttress, and the footing and the walls. According to the results, the assumption in the ordinary design work that the boundaries are rigidly fixed was not confirmed to be proper. Therefore, overall structures have to be taken into the structural analytical model, otherwise section forces would be overestimated or underestimated.
- 3) Up to the first yield of a reinforcing bar, calculated displacement of the specimens and strain in reinforcing bars and concrete obtained by the finite element method were almost the same as the experimental ones.
- 4) Flexural strength, shear strength, and crack widths calculated by the limit state design method provided the safe side values compared with the experimental results.

* Senior Research Engineer, Structures Division

** Chief of Subaqueous Tunnels and Pipelines Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	577
1. ま え が き	581
2. 新形式防波堤の構造設計	581
2.1 新形式防波堤の構造的特徴	581
2.2 在来設計法による構造設計	582
2.3 有限要素法による構造解析	584
2.4 限界状態設計法による構造設計	584
3. 載荷実験の概要	585
3.1 実験の対象と供試体の設定	585
3.2 供試体の諸元と製作	586
3.3 載荷方法と計測	591
3.4 材料試験	593
4. 実験結果と考察	593
4.1 強度および変形	593
4.2 ひびわれ発生状況および破壊の形態	598
4.3 鉄筋およびコンクリートのひずみ	603
4.4 実構造物との対応	610
5. 実験結果と構造設計結果との比較	610
5.1 有限要素法による構造解析	610
5.2 限界状態設計法による構造設計	615
6. む す び	616
参 考 文 献	617

1. まえがき

防波堤は、外海からの波浪が港内へ進入することを防ぐ目的で建設される。我が国では、石材で構築したマウンドの上に防波堤本体を設置する混成堤が主流であり、堤体には、鉄筋コンクリート製の箱型ケーソンを用いることがほとんどである。ケーソン内には砂を中詰めして、ケーソンコンクリートとともに重量によるマウンド面での摩擦力で、波力に抵抗する。

ケーソン構造として、いくつかの個室を有する箱型の構造が多く用いられてきた。これは、ケーソンが中詰め砂などを保持する容器的な性格を有すること、製作が容易なこと、構造設計が容易なことなどが理由であると考えられる。構造設計の手法としては、箱型構造の外壁、隔壁、底版などの各部材を取り出し、3辺固定1辺自由版あるいは4辺固定版に構造部材を置き換えて、断面力の算定および安全度の照査が行われてきた。いわゆる部材単位の設計法である。

近年、防波堤を建設する地点が沖合の大水深海域や軟弱地盤が厚く堆積している海域などの自然条件の厳しいところに求められるようになってきた。大水深防波堤ケーソンは強大な波力などの外力に抵抗するため構造自体が大型化する。そのため、従来の浅海域での構造と比べて部材同志の接合部分を固定とみなす境界条件の設定が満足されず、相対的に柔構造となる可能性もある。また、従来の版構造での曲げモーメントに対する検討では、適切な断面力の算定が難しくなり、必要に応じて、例えば有限要素法を用いて面外力だけでなく面内力やねじれによるせん断力を考慮する場合がある。また、防波堤の機能も本来の耐波に加えて、例えば波エネルギーの有効利用や水産協調など多様化してきている。

このような防波堤建設のニーズに対して、従来の構造形式のみならず新しい構造形式の開発・利用が行われている。新形式防波堤では、曲面構造や台形構造など従来の長方形版部材と異なった構造部材が採用される場合がある。このような部材に対する構造設計法の整備も進めていく必要がある。

一方、ケーソンを構成する部材の断面抵抗力の算定方法に関しては、従来の許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行しつつある。限界状態設計法では、コンクリートおよび鋼材の材料非線形性を考慮して部材あるいは構造物の破壊時、常時の使用性などのいくつかの限界状態を設定して耐力などを検討する。また、外力の不確実性と材料強度の不確実性を別々の安全係数で考慮する。限界状態設計法は、構造物の安全性を材料に与えら

れる応力度のみで評価する許容応力度設計法に比べて、より合理的な設計法となっている。

構造設計では、部材に発生する断面力の算定とその断面力に対する破壊安全度の照査の2つに検討項目を大別できる。そして、両者の精度あるいは緻密さが均衡していることが合理的な設計体系を確立する上で重要となる。したがって、このような構造物を取りまく背景を考えると、従来の部材単位の設計法にとらわれずに、構造全体系を解析して、より精度高く断面力を算定し、その断面力に対する部材あるいは構造物の抵抗力を限界状態設計法で検討するという設計の手法を確立していく必要がある。

本報告では、新形式防波堤としてバットレスフーチングケーソンおよび箱型フーチングケーソンを取り上げ、両者の大型模型を対象とした載荷実験を実施して力学特性の把握を行った。また、構造全体系を解析する手法として有限要素法を採用し、有限要素法で算定された断面力や変形量を載荷実験結果と比較し、解析法の評価や従来の部材単位の設計法の問題点の整理を行った。さらに、限界状態設計法における終局限界時の耐力の算定式（コンクリート標準示方書、土木学会、昭和61年制定）と実験での破壊荷重などを比較し、同算定式のケーソン構造物への適用性について考察を加えた。

新形式防波堤ケーソンの大型模型載荷実験は、特定研究項目「大水深重力式構造物の構造解析に関する研究」の一環として実施したものである。

2. 新形式防波堤の構造設計

2.1 新形式防波堤の構造的特徴

防波堤は外洋からの大きな波浪を遮断し、その背後に静穏な水域を創成する目的で建設される。近年、海洋空間の有効利用が政策として掲げられ、施設の建設が水深-50m程度までの沖合の大水深海域にも計画されている。それに伴い、波浪制御構造物としての防波堤もより水深の大きい地点に建設される。現在でも大水深海域での施設の建設は進められており、津波対策としての釜石港湾口防波堤での最大水深は-63mにも及んでいる。

このような地点に建設される防波堤では、構造が大型化するとともに強大な波力、地震力などを受ける可能性がある。これらの強大な自然外力に対して従来のケーソン混成堤を適用した場合、重量が大きくなり、マウンドや基礎地盤の許容支持力を満足するには、堤体幅をかなり広げなければならない。しかし、従来の箱型構造では、堤体幅を広げるだけでは地盤反力の大幅な低減は期待できない。そのため、防波堤の建設が高価となり、事

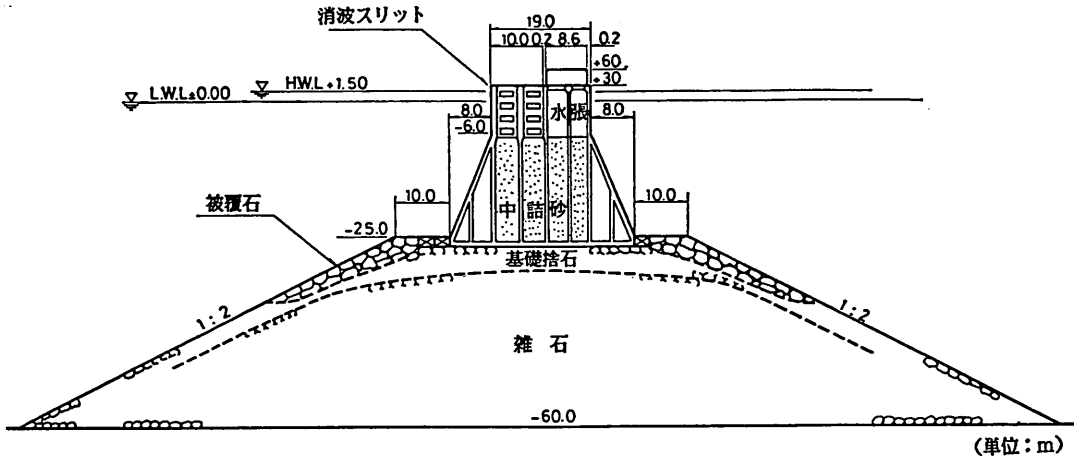


図-1 釜石港湾口防波堤標準断面 (案)

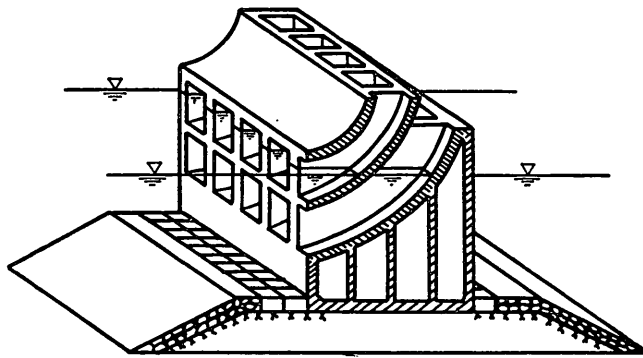


図-2 マルチセルラーケーソン堤のスケッチ

業推進の障害となってくる。

このような問題点の解決策として、外力に抵抗するのに必要な堤体重量を確保しつつケーソン底部にフーチングを設け、地盤反力を低減させるもの(図-1¹⁾)や消波工で波力を減少させるものや波力の鉛直成分を堤体の安定性の増加に寄与させるもの(図-2²⁾)などが提案されている。前者のフーチング構造では、水深の増加に伴い張り出すフーチングの長さも長くなり、フーチング部の強度保持のための構造的くふうが必要となる。

新しいフーチング構造としては、図-1および図-3に示すようなケーソンを具体例として挙げることができる。図-1に示すロケット型ケーソン¹⁾では、フーチング全体を3角形の箱型とし、箱内に補強版を設けた構造となっている。図-3に示すパットレスフーチングケーソン³⁾では、フーチングに3角形のパットレスを取り付けている。いずれのフーチング構造でもフーチングの剛性を高め、かつフーチングからケーソン本体への力の伝達

を円滑に行うことが意図されている。

2.2 在来設計法による構造設計

防波堤を構成するケーソンの設計は、一般的に「港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁾」に基づいて行われる。この方法の概略は、図-4に示すようにケーソンに作用する外力を定めた後、各部材ごとに断面力を算定して、その断面力に対して部材の設計を行うものである。

ケーソンの外壁の設計は原則として3辺固定1辺自由版として行う。隔壁の設計は3辺固定1辺自由版(据え付け時)あるいは外壁および底版からの抜け出し(据え付け後)の検討を行う。また、底版は4辺固定版として設計する。このようにケーソン構造全体を部材ごとに取り出し、他部材との接合部を固定端とするいわゆる部材単位の設計法となっている。

部材単位の設計法は比較的簡便に断面力が計算できることや部材同志の接合部(解析上は固定端となっている)に安全側の曲げモーメントを与えることなどが特徴

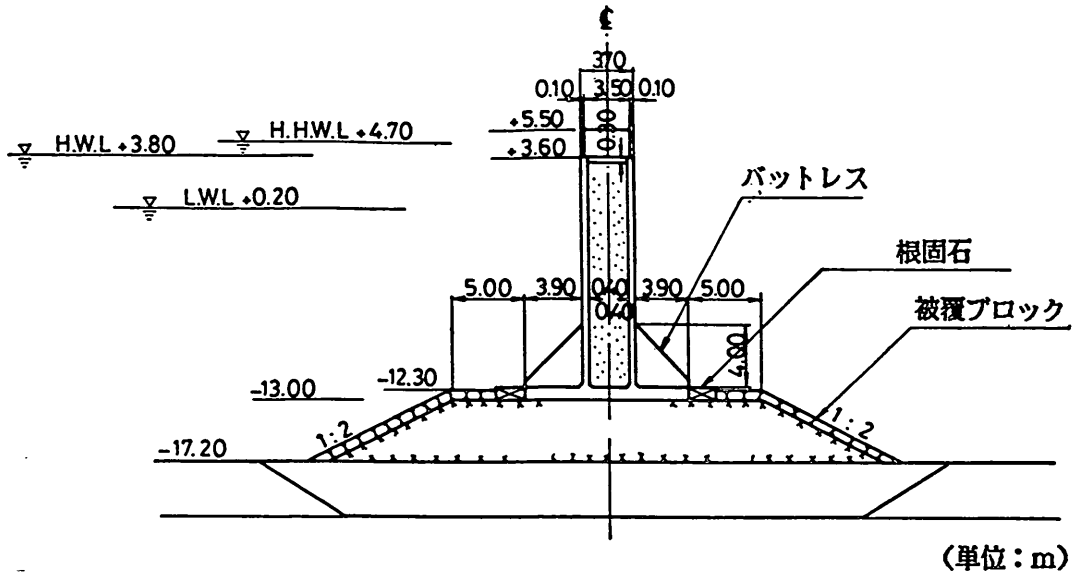


図-3 バットレスフーチングケーソン防波堤標準断面例

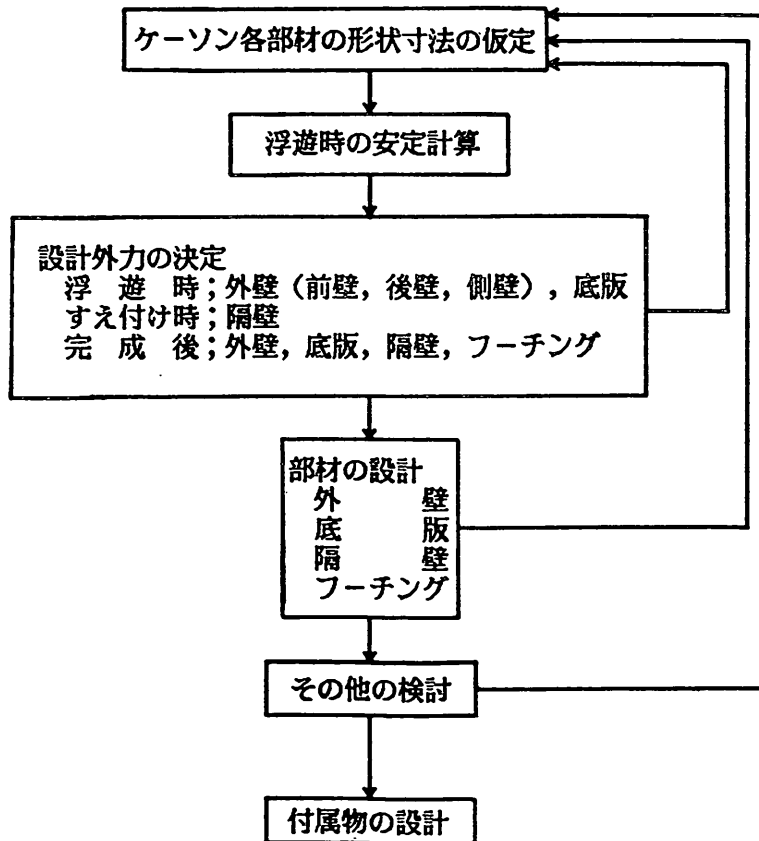


図-4 在来設計法の流れ

であり、従来までの寸法のケーソンの設計では、合理的な方法として採用されてきた。しかし、大水深防波堤のケーソンの設計では、

- ① 部材が大型化するため、従来ほとんど問題とならなかった面内力が無視できなくなり、面外力のみならず面内力をも考慮した解析（いわゆるシェル構造としての解析）が必要となる。すなわち、断面力として曲げモーメントのみを考慮する従来の方法では不十分で、面内力も同時に考慮しなければならない。
- ② ケーソン全体が相対的に剛構造から柔構造へ変わり、部材同志の接合部に完全固定の境界条件を与えない場合もある。また、ねじれなどによる断面力の発生にも注意を要する。
- ③ 新構造形式では、曲面部材、三角形部材、台形部材などの採用により、従来の箱型構造での長方形版を対象とした設計手法が適用できるとは限らない。

などの理由で、従来の方法で考慮していない項目についても合理的な方法を用いて構造設計を行う必要がある。

実防波堤における波浪作用時の鉄筋応力の現地観測結果では⁹⁾、3辺固定1辺自由版の解析で算定される鉄筋応力の計算値に比べて、実際に発生する応力はかなり小さく、部材縁の固定条件が必ずしも満足されていないという結果も得られている。

以上のように、大水深防波堤ケーソンの設計に当たっては、構造系全体を取り扱うことが的確な安全性の評価や経済性の追求のために必要となる。

適切な方法で断面力が算定されたら、その断面力に対して各部材での配筋計算などの詳細な設計が行われる。断面の設計は、コンクリート標準示方書などに従って各部材をスラブあるいははりなどとして取り扱う。現在は、許容応力度設計法を用いて設計を行っている。すなわち、各材料に算定される応力度が許容応力度を満足するかどうかの照査である。

コンクリート構造物の設計は、土木学会を中心として許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行しつつある。限界状態設計法による構造設計については、2.4で述べる。断面力の算定方法とともに、断面耐力の算定に関しても、より精度の高い設計法が要求されており、ケーソンの設計においても今後採用されるものと考えられる。

2.3 有限要素法による構造解析

構造物を全体系で取り扱う必要性を2.2で述べたが、現状でそれに最も適した解析法の1つに有限要素法がある。有限要素法については参考書も多く出版され⁶⁾、それに基づく多数の汎用解析プログラムを利用できる体制

が整っている。すなわち、有限要素法を利用できる環境がかなり整備され、容易に解を得られるようになっている。しかし、解析モデルの作成方法が適正でないと、目的とする正しい解が得られない可能性もあり、モデル化の方法や計算結果の解釈には注意が必要となる。

ケーソン構造の解析に有限要素法を適用する際のノウハウについては、港湾技研資料No.403⁷⁾に取りまとめられている。また、有限要素法によって得られた解の信頼性などに関しても、他の手法との比較によって確認されている⁸⁾。

ケーソン構造の解析に有限要素法を適用する際のもう1つの注意点は、材料非線形性の取り扱いである。ケーソン構造物は通常鉄筋コンクリート製であるが、コンクリートにひびわれが発生した場合には、その断面の剛性が変化する（小さくなる）。したがって、コンクリートにひびわれが発生し、鉄筋が降伏する現象が生じた後には、断面力の再配分が行われる。鉄筋コンクリート特有のこれらの非線形現象を有限要素法に組み込む研究は多くの研究者によって行われている⁹⁾。しかし、現状では、すべての構造形式に適用可能な手法が開発されているとは言い難く、開発途上のものが多い。また、計算機の記憶容量や計算時間が膨大になることから、構造系全体をモデル化して非線形計算を行うことは、実務上容易ではない。

これらのことから、ケーソン構造を解析する際には、構造系全体をモデル化した場合でも、弾性（線形）体の仮定の下に計算を実施し、断面力を得る方法を現状では採用せざるを得ない。もし、ある部分に着目して詳細な検討を行う必要が生じた際には、その部分のみをズーム手法⁹⁾などで取り出し、非線形解析を行うのが良い。非線形解析に関するモデル化の手法などのノウハウは、港湾技研資料No.460¹⁰⁾にまとめられている。

2.4 限界状態設計法による構造設計

ケーソン各部材での断面力が算定されると、その断面力に対して部材内の配筋計算などの断面計算を行う。断面設計では、各種の設計手法が提案されている。我が国では、従来許容応力度設計法が根幹となっていたが、今後限界状態設計法¹¹⁾に移行するすう勢にある。

限界状態設計法¹²⁾では、鉄筋コンクリート部材に対して基本的には終局限界状態、使用限界状態および疲労限界状態の3種類の限界状態について安全度の照査を行う。すなわち、安全性の確保と常時の使用性の確保を1つの設計体系の中で取り上げている。限界状態設計法を港湾構造物へ適用する際の検討項目は既に報告されている¹³⁾。この設計法による設計計算は、各限界状態に対し

て、特性値に安全係数を乗じて求まる荷重作用（荷重の設計用値）による断面力が、構成材料の強度の特性値を安全係数で除して得られる断面の抵抗力を超えないことを照査することで行われる。

ケーソン構造物の構造部材を限界状態設計法により設計する際の具体的手順は、以下のようにまとめられる。

①終局限界状態

構造物または部材が波力、地震力、地盤反力などによる荷重作用に対して、破壊する状態の検討。例えば波力に関しては、構造物の耐用期間、波浪の再現期間などに基づき求められた最高波高（ H_{max} ）に対して、作用波力を計算する。作用波力に荷重係数を乗じて部材に作用する波力の設計用値を求める。波力の設計用値に対する断面力を有限要素法などの手法により計算する。

一方、断面の抵抗力は、コンクリートおよび鉄筋の材料非線形性を考慮して求める。断面力と断面抵抗力を比較して、安全度の検討を行う。

②使用限界状態

構造物または部材が過度のひびわれ、変位、変形などを起こし、正常な使用ができなくなったり耐久性を損なったりする状態。防波堤ケーソンでは、変位や変形が問題になることは通常ほとんどない。しかし、海水に接したり激しい潮風を受けたりするため、耐久性が十分得られるようにしなければならない。そのための方法の1つに、コンクリートに生じるひびわれ幅の制限がある。ここでは、使用状態での波浪により発生するコンクリートのひびわれ幅が、許容ひびわれ幅を満足するかどうかの検討を行う。

③疲労限界状態

疲労限界状態は終局限界状態の1種ともみなされ、構造物または部材が変動荷重作用により疲労破壊する状態である。波浪は構造物の使用期間中絶えず作用するもので、かつ振幅や周期も時間ごとに異なっている。設計では、波高と波数との関係を求め、各波高によりコンクリートおよび鉄筋に生じる応力の変動幅と発生回数を算定する。線形被害則に従って疲労損傷度を求め、全波高にわたって積分し、疲労破壊に対する安全性を検討する。この方法は Miner 則と呼ばれ、現在では港湾構造物の疲労の検討に用いられている¹⁴⁾。

限界状態設計法の港湾構造物への採用に当たっては、波浪、地震などの荷重係数の設定、各提案式の適用範囲の確認などさらに詳細な検討を必要とする項目が多数残っている。例えば、波浪の荷重係数については、耐用期間に相当する最高波高の観測記録のないことなどから、確率的な取り扱いにより設計波高を決めており、今後の

観測結果によっては変動する可能性もある。

断面抵抗力の算定に当たっては、ケーソン構造での外壁、隔壁、底板およびフーチングをスラブ、シェルあるいは壁と考えて（さらに、はりとみなすことが多い）各耐力算定式に当てはめる。耐力の算定には、はり部材などに置換して曲げ、せん断、ねじりなどの検討を行うほか、版構造特有の押し抜きせん断や面内せん断に対する検討も必要となる。「コンクリート標準示方書」に示される耐力式の評価については 5.2 で述べるが、港湾構造物へ適用する際にはより合理的で精緻な算定を行う必要がある。そのためには、部材あるいは構造物全体の載荷実験を行い、提案されている算定式の妥当性を検証したり、ときには独自の算定式を整備したりしていかねばならない。

3. 載荷実験の概要

3.1 実験の対象と供試体の設定

本報告では、新形式防波堤ケーソンのうちバットレスフーチングケーソンと箱型フーチングケーソンを対象としている。いずれのケーソンでも、マウンドからの地盤反力を低減するためフーチングを長く伸ばしている。さらに、フーチング部の剛性を高め、ケーソン本体への取り付け部の強度を増すため、バットレスフーチングケーソンでは3角形のバットレスを設け、箱型フーチングケーソンではフーチング全体を箱型としている。バットレスフーチングは、これまで数港の防波堤に採用されている。箱型フーチングは現在のところ採用された事例はないが、釜石港湾口防波堤での台形フーチング¹⁾と構造的にはほとんど同じであり、今後採用される可能性が多いと考えられる。

防波堤ケーソン各部に作用する外力として波力、土圧、自重など多くのものがあるが、今回の検討では、フーチング部材に作用する地盤反力を想定外力としている。これら新形式のフーチングでは、力学特性が十分に把握されていないため、フーチングに最も大きな影響を及ぼす外力を選んで、その外力を載荷した際のフーチングの力学特性の把握を主目的の1つとしている。

鉄筋コンクリート部材の模型実験を行う際には、適切な模型縮尺が選ばなければならない。鉄筋コンクリートは、コンクリートと鉄筋との複合構造である。さらに、コンクリートはセメントペーストと骨材との複合材料であるが、骨材寸法には制限がある。また、コンクリート自体の強度は骨材寸法により大きな影響を受け、特にせん断強度は骨材寸法が小さくなるにつれて小さくなる傾向がある。鉄筋は市販の標準品では直径の規格が決まっ

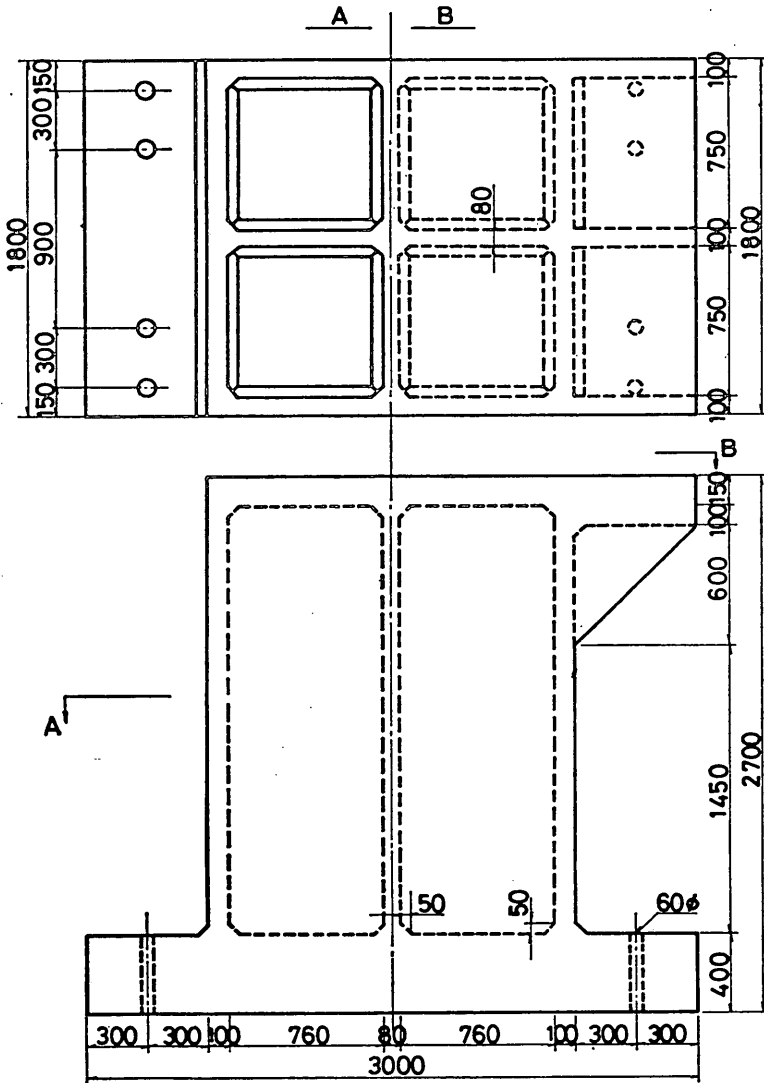
ており、異形鉄筋の最小径は6mmである。さらに鉄筋同志の「あき」や重ね継手長など配筋上の制約もある。また、ひびわれの発生・進展に関しては、鉄筋間隔、かぶり、鉄筋径などが支配要因となっている。

以上のようなことから、ケーソン構造の模型供試体では、現行の材料を用いて製作可能であり（2段配筋できる）、力学特性も実物のケーソンとほとんど同じであるという条件から設定される模型部材の最小厚さは約10cmである。この寸法を満足するような模型縮尺の最大値は1/4程度である。したがってケーソンの模型実験で

は、大型の供試体を使用しなければならない。

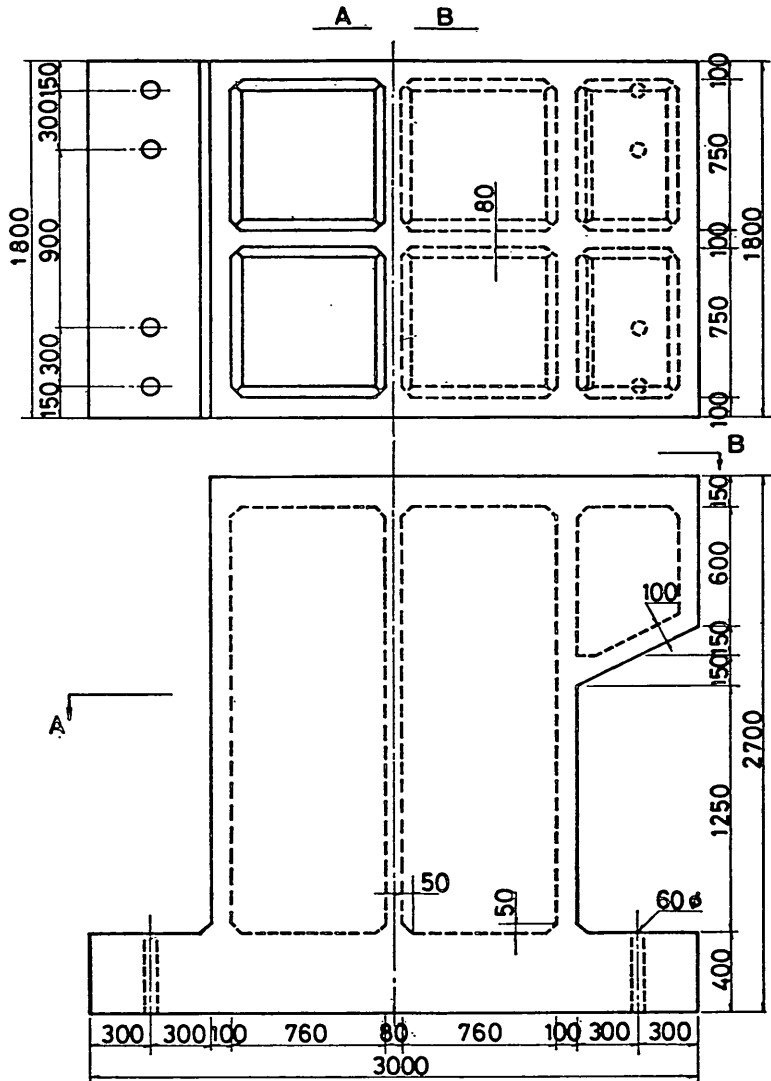
ここでは、実験場のスペースなどの制限で模型縮尺を約1/4に設定した。パットレスフーチングケーソンでは、実物ケーソンの寸法に基づき模型供試体の寸法を定めた。しかし、箱型フーチングケーソンでは実構造物が存在しないため、パットレスフーチングケーソンに準じて寸法を設定した。さらに、今回の実験対象がフーチング部を中心としているので、ケーソンの高さ方向の隔室寸法を縮めている。

3.2 供試体の諸元と製作



(単位：mm)

図-5 パットレスフーチング供試体の形状



(単位：mm)

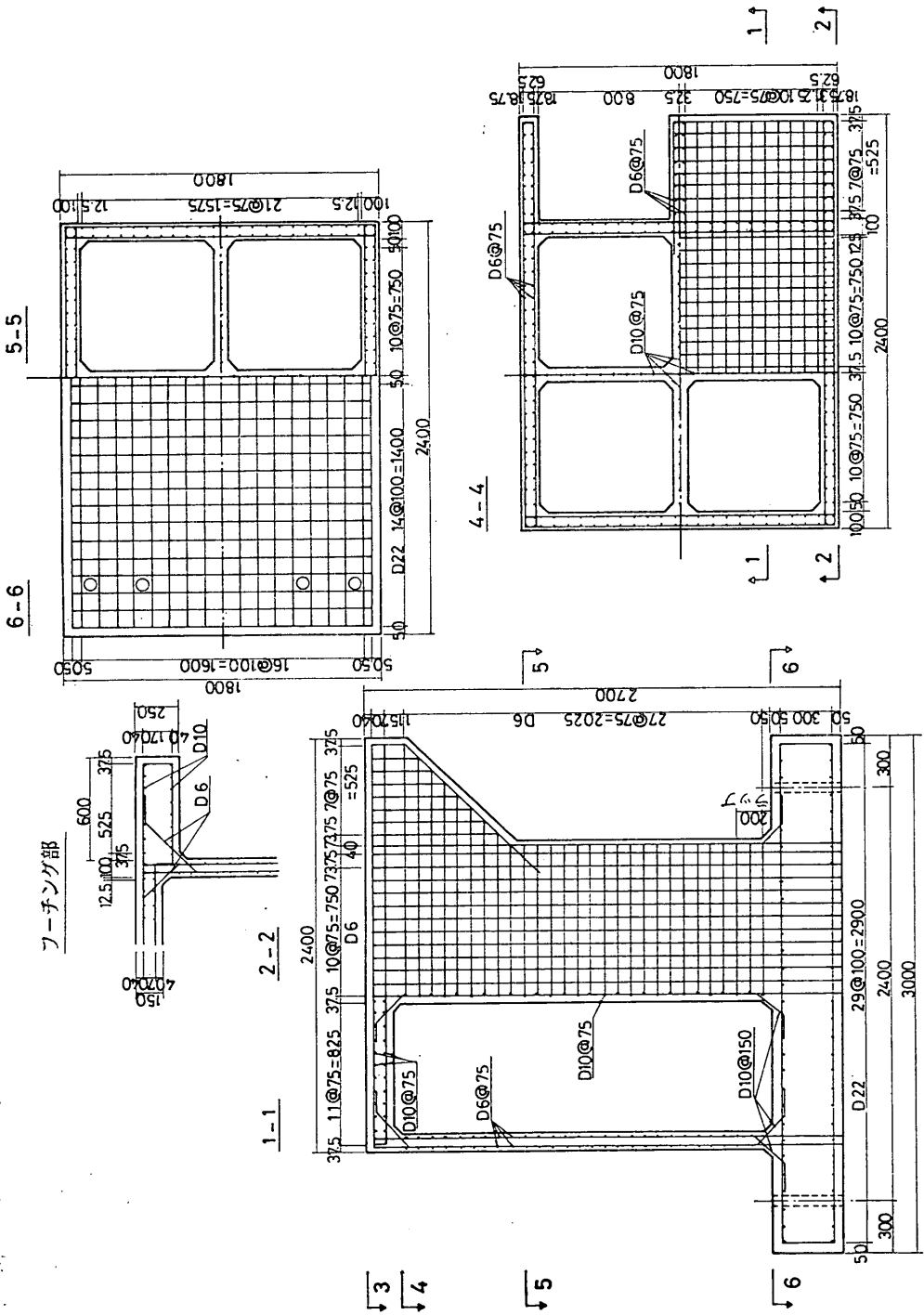
図-6 箱型フーチング供試体の形状

バットレスフーチングケーソンの模型供試体の概要を図-5に、箱型フーチングケーソンの模型供試体の概要を図-6に示す。両供試体ともコンクリート打設の方法、載荷の方法(3.3)、反力の取り方などを考慮して、実構造物の底版に相当する版を上部にし、反力用の固定用床版を下部に取り付けの構造とした。すなわち、実物と比べて、上下が逆向きになっている。

ケーソン本体の基本寸法は、長さ180cm、幅180cm、高さ230cmで、フーチング部材の長さは60cmである。各部材の厚さは、ケーソンの外壁が10cm、隔壁が8cm、

底版が15cmである。バットレスフーチングの厚さは25cmで、バットレスの辺長は60×60cm、厚さは10cmである。バットレスは90cm間隔に3枚取り付けられている。また、箱型フーチング部の部材厚さは10cmである。固定用床版の寸法は300×180cm、厚さ40cmである。

バットレスフーチング供試体および箱型フーチング供試体の配筋状況をそれぞれ図-7および図-8に示す。ケーソン外壁では、SD30-D6鉄筋を75mmピッチで2段配筋、隔壁では、SD30-D10鉄筋を75mmピッチで1段



3-3 (単位: mm)

図-7 パットレスフーチング供試体の配筋状況

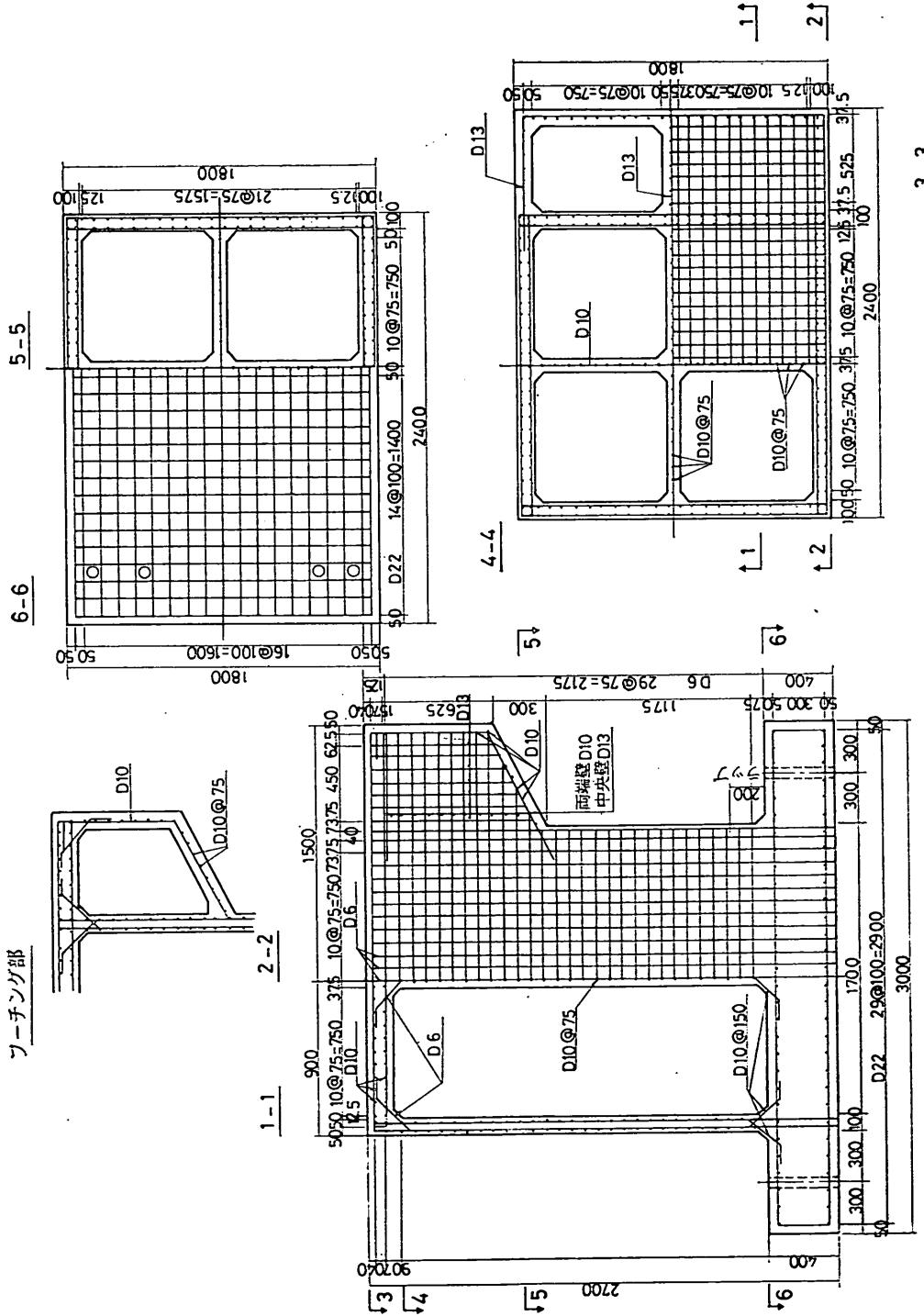


図8 箱型フーチング供試体の配筋状況

配筋、底版では、SD30-D10 鉄筋を75mm ピッチで2段配筋とした。フーチング部の配筋は底版に配置した鉄筋を延長して行った。バットレスおよび箱型フーチングの版部材での配筋はケーソン本体の外壁と同様に行い、ケーソン本体内で重ね継手を施した。本供試体では後述するようにコンクリートを3回に分割して打設するため、壁内では打ち継ぎに伴う鉄筋の重ね継手が必要となる。その際、固定用床版と外・隔壁との打ち継ぎには、あらかじめ固定用床版にさし筋を配置しておき重ね継手とした。また、壁内の鉄筋は底版までの1本物とし、底版内で折り曲げて定着した。各打設リフトごとの配筋状況を写真-1~3に示す。固定用床版では、この部分で破壊が生じないように、SD30-D22 鉄筋を用いて密に配筋した。

コンクリートは前述のように、固定用床版、外壁および隔壁（バットレスあるいは箱型フーチングの一部を含む）、および底版の3回に分けて順次打設した。コンクリートの示方配合を表-1に示す。また、コンクリート製

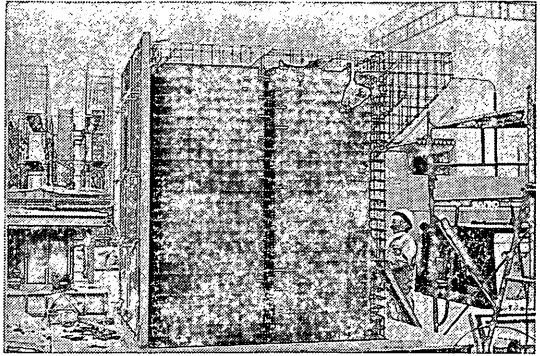


写真-2 外壁での配筋状況

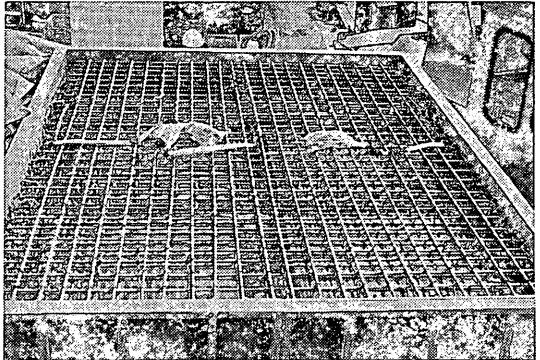


写真-3 底版での配筋状況

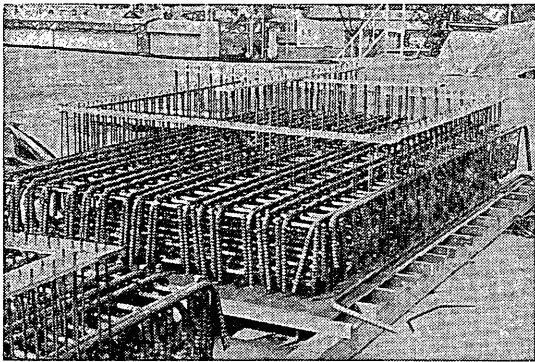


写真-1 固定用床版での配筋状況

造に用いたセメントの試験成績を表-2に、骨材の試験成績を表-3および図-9に示す。

側壁及び隔壁へのコンクリート打設に当たっては、部材厚さが小さく鉄筋同志のあきも小さいため、流動化剤を後添加してコンクリートの流動性を高めた。流動化コンクリートのスランプの目標値は21cm程度とし、流

表-1 コンクリートの示方配合

配合強度 (kgf/cm ²)	最大骨材 寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント 比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
						水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
265	10	8	4	56	50.7	160	286	937	920	0.715

表-2 使用セメントの試験成績結果

項目	比重	比表面積 (cm ² /g)	凝 結			安定性	圧縮強さ (kgf/cm ²)				酸 化 マ グ ネ シ ウ ム (%)	三酸化 イ オ ウ (%)	強 熱 減 量 (%)
			水 量 (%)	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)		1日	3日	7日	28日			
成 績	3.14	4160	28.1	2-06	3-07	良	132	287	394	486	1.1	3.2	1.1
規格値	—	3300 以上	—	45m 以上	10h 以下	良	65 以上	130 以上	230 以上	330 以上	5.0 以下	3.5 以下	3.0 以下

表-3 使用骨材の試験成績結果

種類	比重	吸水率 (%)	単位容積重 (kg/l)	有害物		粗粒率
				洗い試験 (%)	粘土塊量 (%)	
細骨材	2.60	1.92	1.630	1.60	0.66	2.83
粗骨材	2.64	2.30	1.605	0.78	0.23	5.61

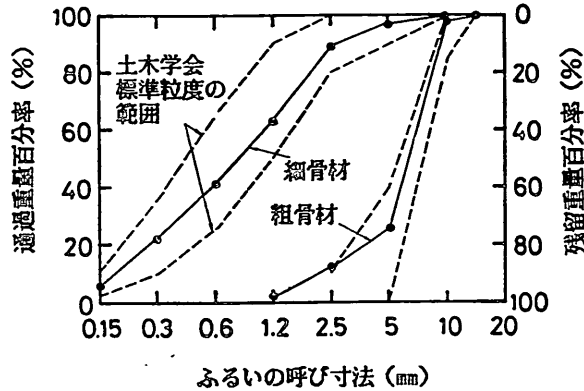


図-9 骨材の粒度分布

表-4 コンクリートの打設時測定結果

打設箇所	スランブ (cm)		空気量 (%)	単位容積重 (kg/l)	コンクリート温度 (°C)
	流動化剤添加前	流動化剤添加後			
両ケーソン固定版	4.5	8.3	3.4	2.25	10
バットレスフーチングケーソン側・隔壁	9.5	21.5	3.7	2.24	12
箱形フーチングケーソン側・隔壁	11.3	22.0	3.2	2.23	12
両ケーソン底版	9.0	—	4.1	2.24	12

動化剤の使用量はセメント重量の1.21%とした。コンクリート打設時のスランブなどの測定結果を表-4に示す。

側壁コンクリートの打設に当たっては、高周波パイプレータを型枠に取り付けて、コンクリートの締め固めを十分に行った。

今回の供試体製作方法では、底版下部の型枠および箱型フーチング内部の型枠を取りはずすことができない。そのため、型枠自体の剛性が小さいものを使用し、残存型枠の影響を少なくするようにした。

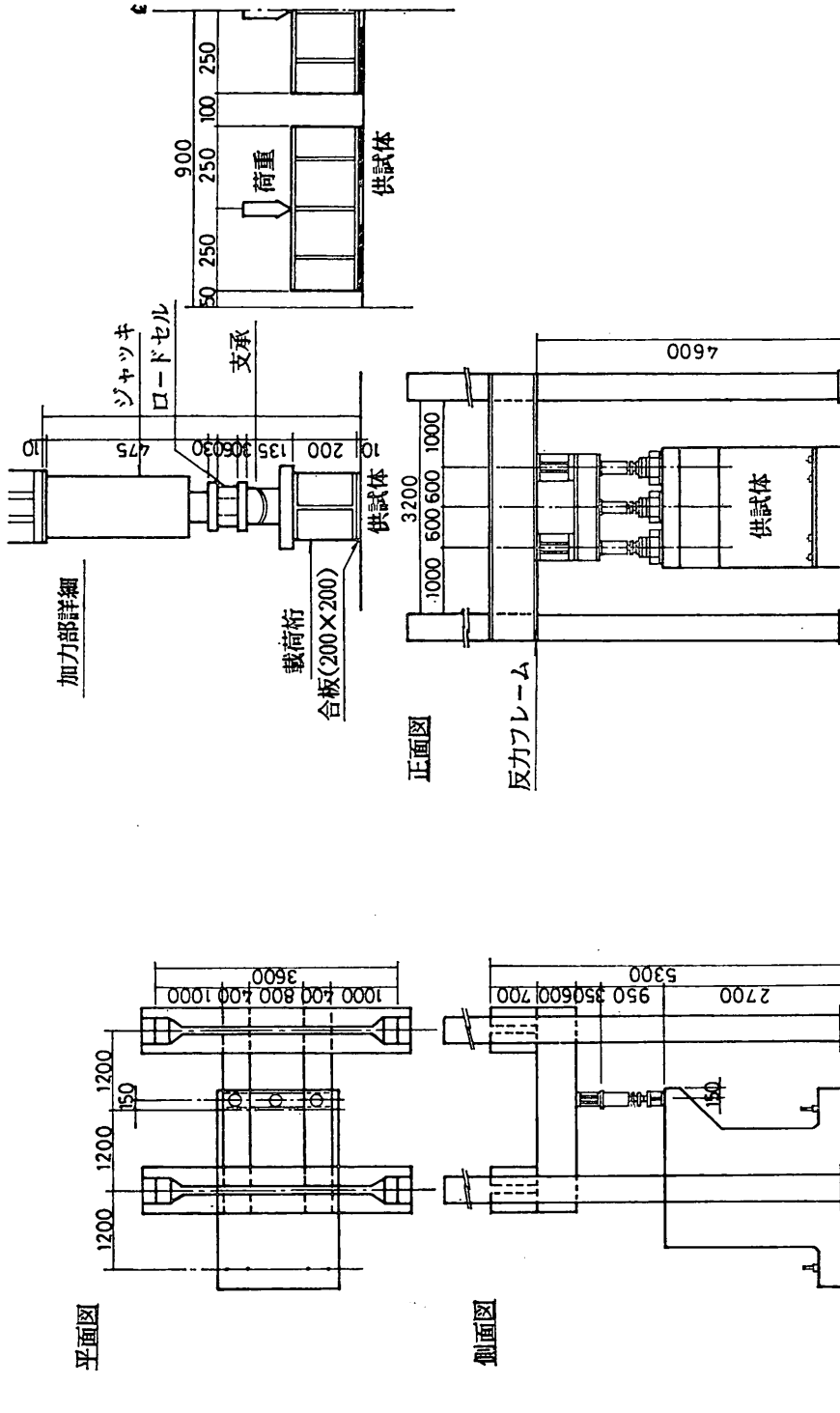
3.3 載荷方法と計測

載荷試験での想定外力は、前述のようにフーチングに作用する地盤反力である。現地での地盤反力を忠実に再現するためには、碎石のマウンド上で載荷試験を行うか多数の油圧ジャッキを用いる必要がある。しかし、これらの方法ではフーチング部のひびわれの発生状況の観察

や破壊形式の確認が困難であるとともに、実験方法が複雑になりどの程度正確に地盤反力を再現できているか疑問がある。また、今回の検討では、構造物とマウンドとの相互作用という観点でなく、構造物自体の力学特性に着目している。そこで、実験では、フーチング部に線分布荷重を載荷した。

供試体は図-10に示すようにφ32mmのPC鋼棒8本を用い、固定用床版を通して反力床に固定した。載荷は、鉛直反力フレームに取り付けた油圧ジャッキにより、フーチング端部から15cm内側の位置で鉛直下向きに行った。油圧ジャッキは能力100tfのものを3台用い、おのおのの荷重値が常に等しくなるように調整した。実験状況のようすを写真-4~6に示す。

載荷はひびわれ発生までは2tf刻みの荷重制御で行い、ひびわれ発生確認後、除荷した。その後、鉄筋降伏



(単位: mm)

図-10 載荷試験の状況



写真-4 載荷実験の状況①

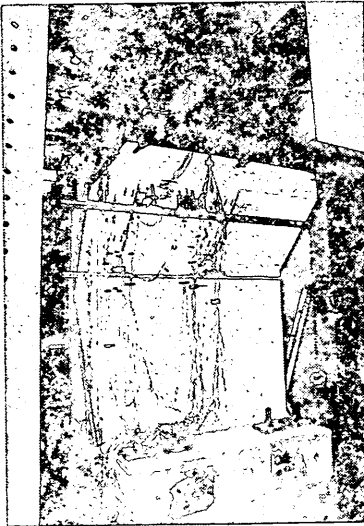


写真-5 載荷実験の状況②

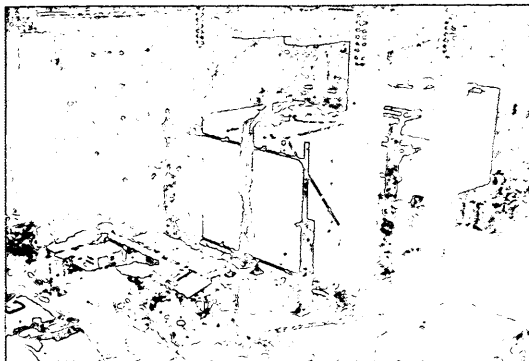


写真-6 載荷実験の状況③

まで5tf刻みの荷重制御で載荷を続けた。鉄筋降伏以後は、鉄筋降伏時変位 δ_y に対して、 $2\delta_y$, $3\delta_y$, ……と変位制御により最大荷重を確認するまで繰り返し載荷とした。

実験時の計測は、荷重をロードセル、供試体の変位を変位計、コンクリートに生じるひびわれ幅をパイ型変位計（標点間隔10cm）、鉄筋及びコンクリートに生じるひずみ量をひずみゲージによりそれぞれ実施した。これらの計測データは、静ひずみ測定器によりデジタル化して記録するとともに、載荷点での荷重-変位関係をX-Yレコーダでモニターした。変位計の取り付け位置を図-11および図-12に、パイ型変位計の取り付け位置を図-13に、鉄筋及びコンクリートに貼付したひずみゲージの位置を図-14及び図-15に示す。また、各荷重段階でのひびわれ発生状況を目視で観察・スケッチし記録した。

3.4 材料試験

載荷実験の当日、コンクリートおよび鉄筋の材料試験を実施した。

コンクリートの材料試験の項目は、圧縮、曲げ、割裂強度、弾性係数およびポアソン比である。材料試験用供試体は、ケーソン供試体に打設したコンクリートを用いて製作した。圧縮（弾性係数およびポアソン比の測定も同時に実施）および割裂試験用供試体が $\phi 10 \times 20$ cm 円柱、曲げ試験用供試体が $10 \times 10 \times 40$ cm 角柱である。管理試験用供試体は、脱型直後にビニール袋内に密封してケーソン供試体のそばに置き、ケーソン供試体と同条件の養生とみなした。コンクリートの材料試験結果を表-5に示す。

鉄筋は、供試体製作に使用したものと同一のロットのものより試験片を採取して、引張り試験を行った。引張り試験の結果を表-6に示す。同時に曲げ試験を実施し、曲げ性能が規定値に合格することを確認した。

4. 実験結果と考察

4.1 強度および変形

表-7に実験時の主要な現象とそれに対応する荷重値を示す。表中の荷重を含め、以後で述べる荷重は特記するものを除いて3台のジャッキ荷重の合計である。鉄筋降伏は、鉄筋での測定ひずみ量が降伏ひずみ量（降伏強度を弾性係数で除した値）に達した時点とした。今回実験に用いた供試体では、箱型フーチングの方がバットレスフーチングよりも75%程度最大荷重が大きく、構造的に耐力の高いことが確認できた。

荷重とフーチング変形量との関係を図-16および図-17に示す。フーチング変形量は、中央載荷位置でのフーチ

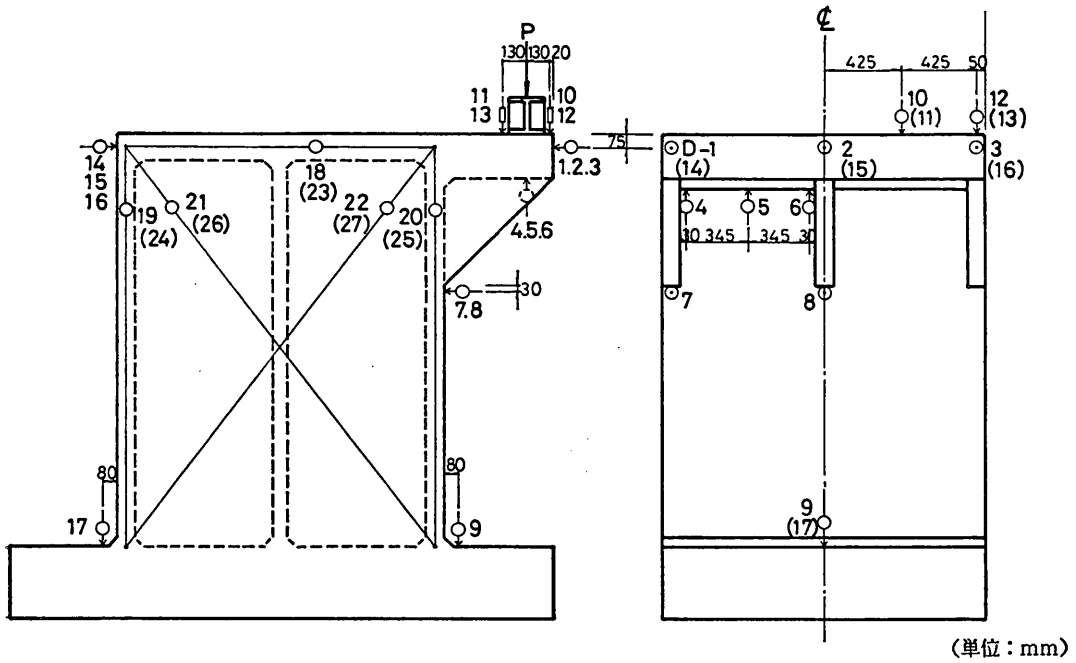


図-11 バットレスフーチング供試体での変位計の取り付け位置

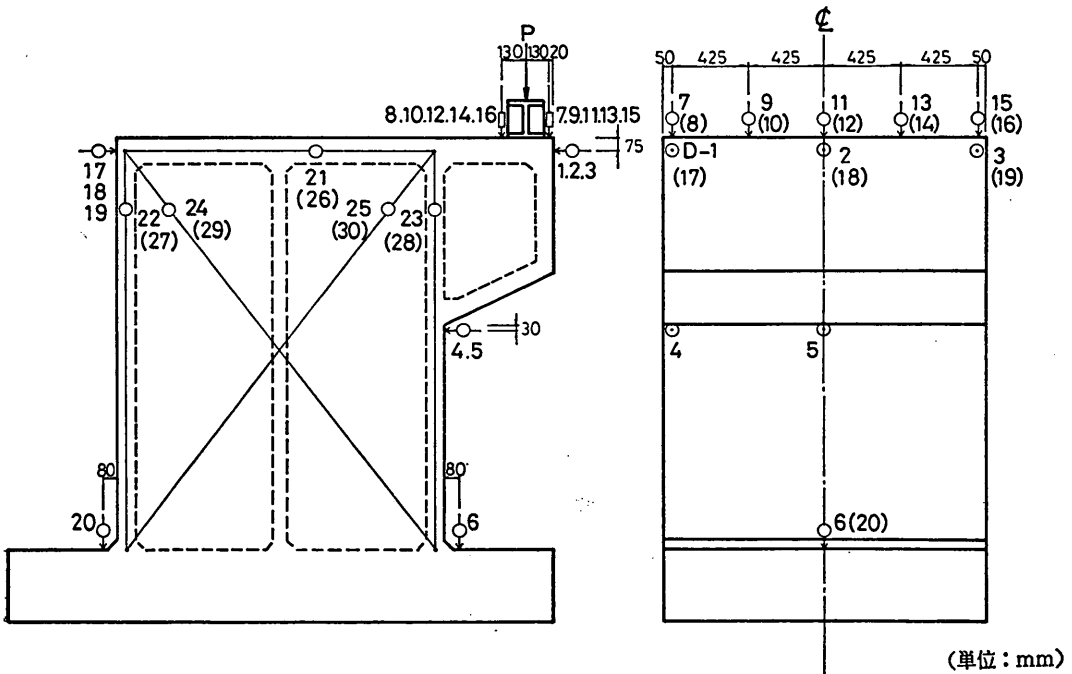
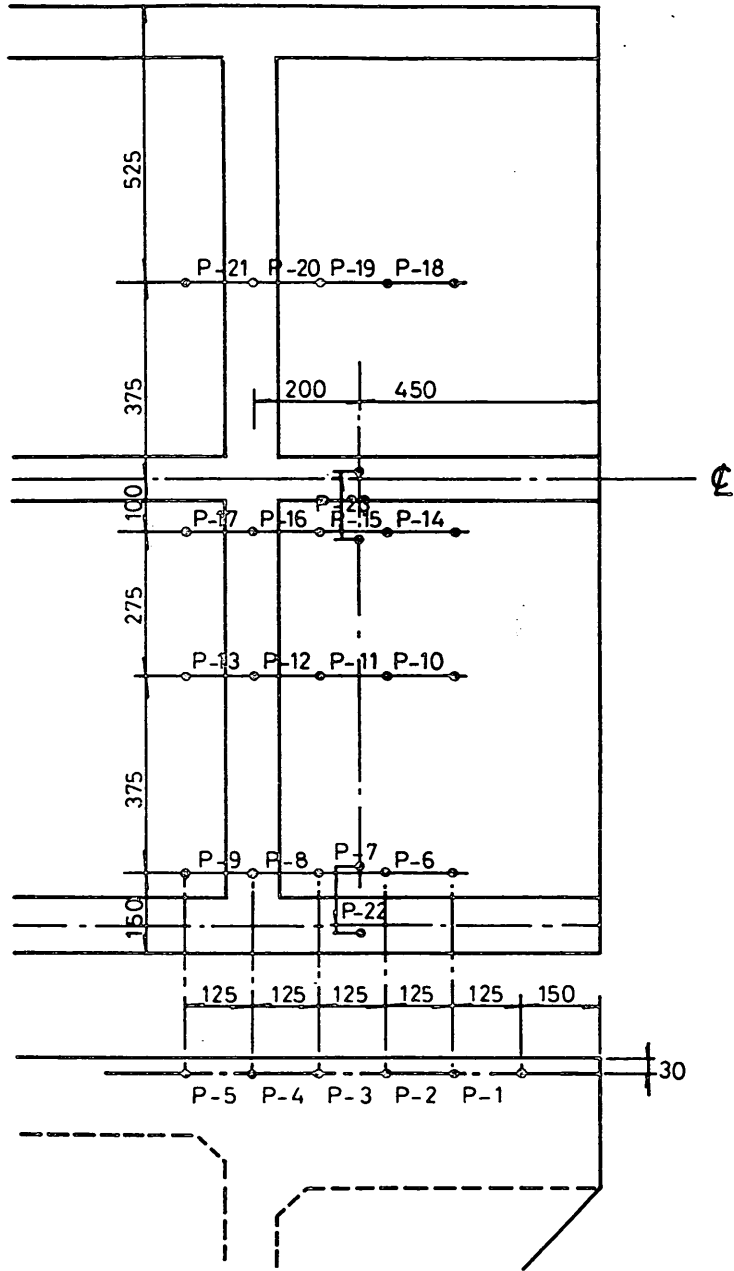


図-12 箱型フーチング供試体での変位計の取り付け位置



(単位：mm)

図-13 バイ型変位計の取り付け位置

ングの鉛直方向変位を示している。ただし、両供試体とも厳密に荷点で変位を計測できないため、バットレスフーチング供試体では図-11のD6変位計で得られた値、箱型フーチングケーソンでは図-12のD11変位計とD12変位計で得られた値の平均値とした。また、両図に鉄筋

降伏時の点をプロットした。バットレスフーチング供試体では、変位が $3\delta_y$ に達する以前に最大荷重を示し、以後荷重-変位曲線の包絡線が若干負勾配となり、急激な強度の低下は見られなかった。箱型フーチング供試体でも変位が $3\delta_y$ 付近に達した時点で最大荷重となった。

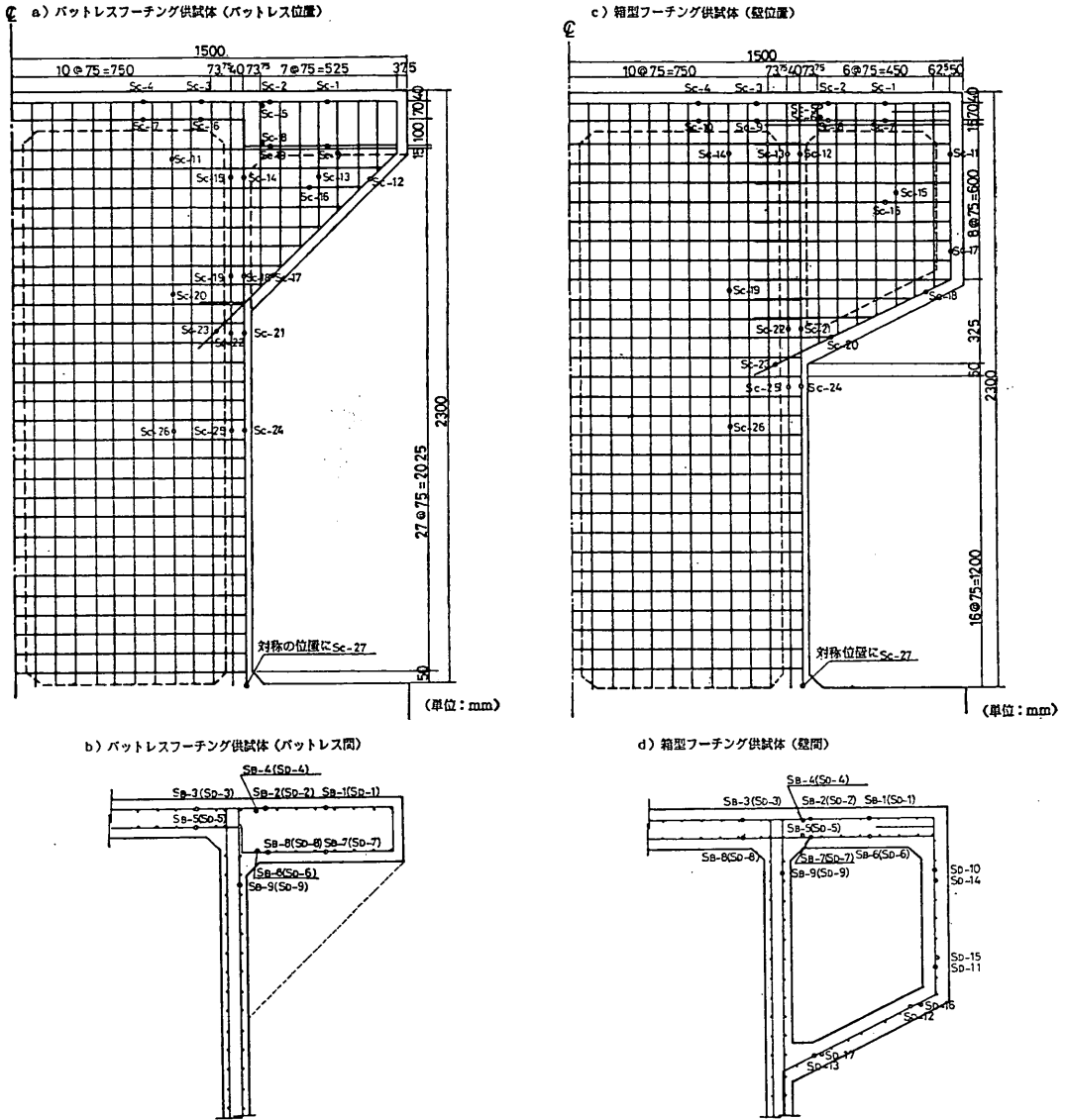


図-14 鉄筋ひずみゲージの貼付位置

表-5 コンクリートの強度試験結果

打設箇所	標準養生 材令28日 圧縮強度 (kgf/cm ²)	載荷試験時					ポアソン比	
		材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)		
固定版	428	48	431	56.6	36.8	2.51×10 ⁵	0.22	
バットレスフーチングケーソン	側壁	274	35	314	49.7	29.6	2.10×10 ⁵	0.22
	底版	284	22	249	49.6	26.0	1.81×10 ⁵	0.20
箱型フーチングケーソン	側壁	266	41	296	46.5	23.6	2.06×10 ⁵	0.20
	底版	284	28	277	41.6	25.0	1.91×10 ⁵	0.21

防波堤ケーソンに用いる新形式フーチング構造の力学特性と構造解析

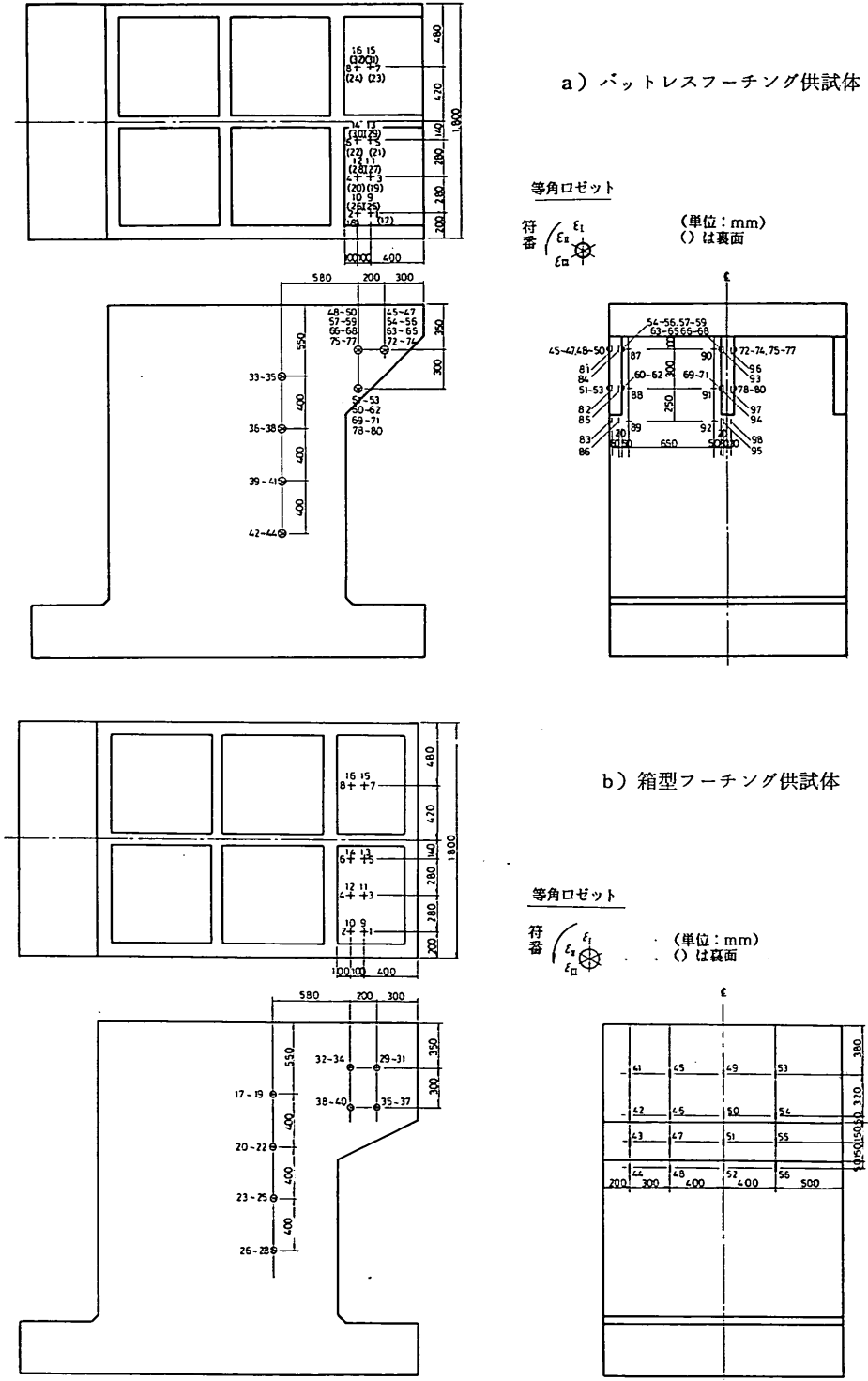


図-15 コンクリートひずみゲージの貼付位置

表-6 鉄筋の力学的性質

規格記号	降伏点 (kgf/cm ²)	引張り強 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	伸び (%)
D6	2900	5070	1.92×10 ⁸	23.2
D10	4100	6040	1.95×10 ⁸	18.6
D13	4240	6280	1.90×10 ⁸	17.2
D22	3590	5400	—*	27.1

*) 欠測

表-7 おもな現象時の荷重値

(単位: tf)

	バットレス フーチング	箱型 フーチング
フーチング部 曲げひびわれ発生	36	58
フーチング部 せん断ひびわれ発生	110	100
ケーソン本体 せん断ひびわれ発生	120	171
鉄筋降伏	110	170
2 δ_y	145	230
3 δ_y	143	263
4 δ_y	132	239
5 δ_y	126	151
最大値	149	263

しかし、最大荷重後の強度の低下はバットレスフーチング供試体に比較して大きかった。

両供試体でのフーチング幅方向の変位状況を図-18および図-19に示す。両フーチングとも変位の状況は、最大荷重時まではほぼ各箇所まで同じであった。箱型フーチング供試体では、終局状態に近づくと破壊を生じた片側の壁位置での変位が大きくなった。両供試体ともバットレスや壁部材があるにもかかわらずこれらの位置でのフーチングの鉛直変位は、フーチング版の中央部とほとんど同じとなり、バットレスあるいは箱型フーチングでの壁部材によるフーチング周辺の変位の拘束がほとんど認められなかった。

ケーソン側方から見た供試体の変形状況(中央載荷点の断面)を図-20および図-21に示す。両供試体ともケーソン本体は固定用床版を固定端とする片持ちばり的な変形を示し、変形はフーチング部に集中した。固定用床版では、鉛直上方に浮き上がるような変位は計測されず、固定の条件は満足されていた。また、バットレス端部のケーソン側壁への取り付け部あるいは箱型フーチング壁のケーソン側壁への取り付け部では、相対的にケーソン本体方向への変位が計測された。この部分でもフーチング下床版と同様、ケーソン本体の変位拘束は認められなかった。

4.2 ひびわれ発生状況および破壊の形態

両供試体のひびわれ発生状況を図-22および図-23に示す。

バットレスフーチング供試体では、フーチング下面お

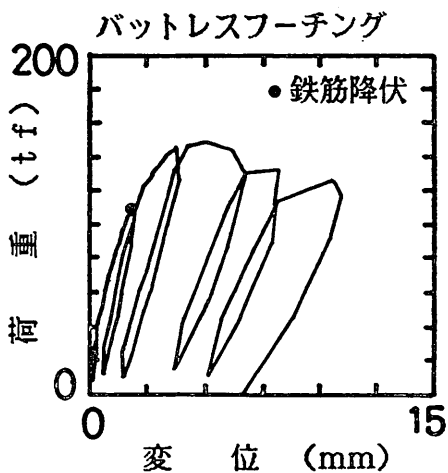


図-16 バットレスフーチング供試体での荷重と変位との関係

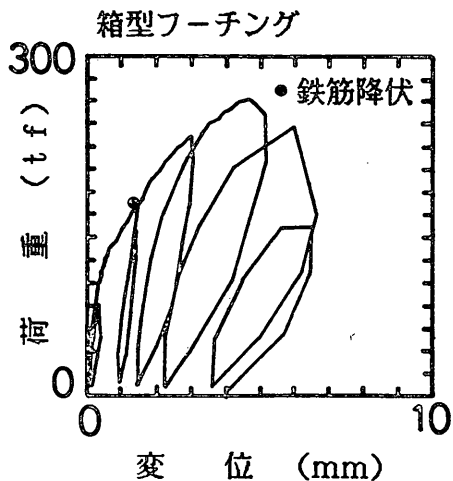


図-17 箱型フーチング供試体での荷重と変位との関係

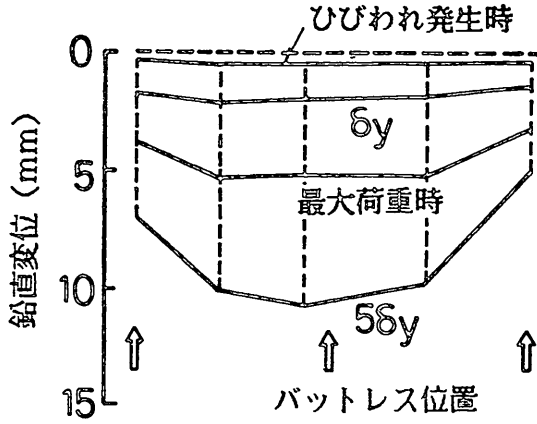


図-18 バットレスフーチングの変形状況

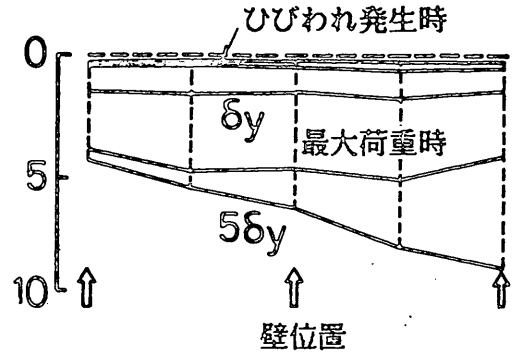


図-19 箱型フーチングの変形状況

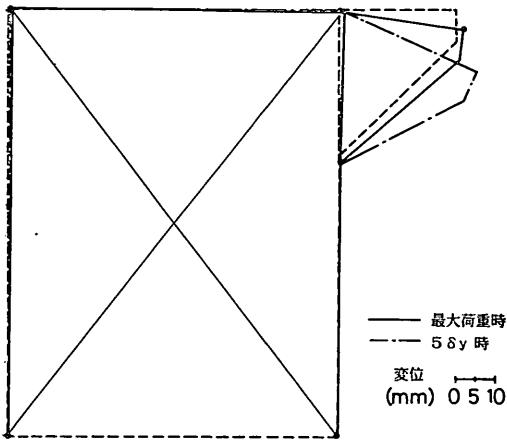


図-20 バットレスフーチング供試体の変形

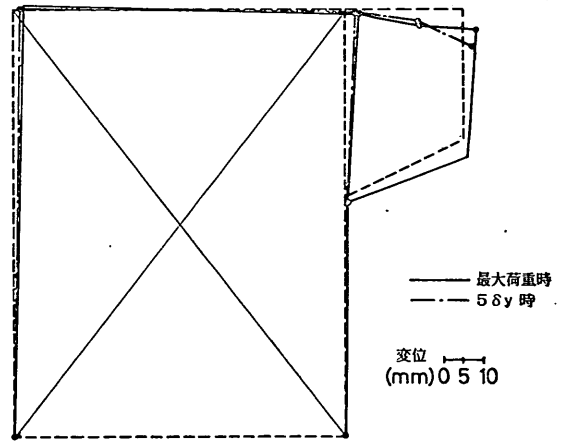


図-21 箱型フーチング供試体の変形

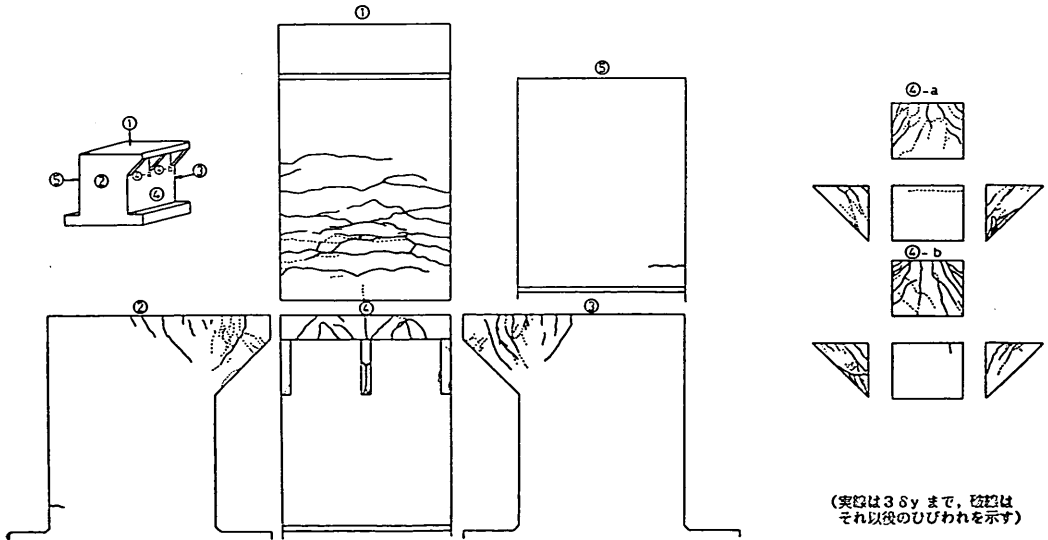


図-22 バットレスフーチング供試体でのひびわれ状況

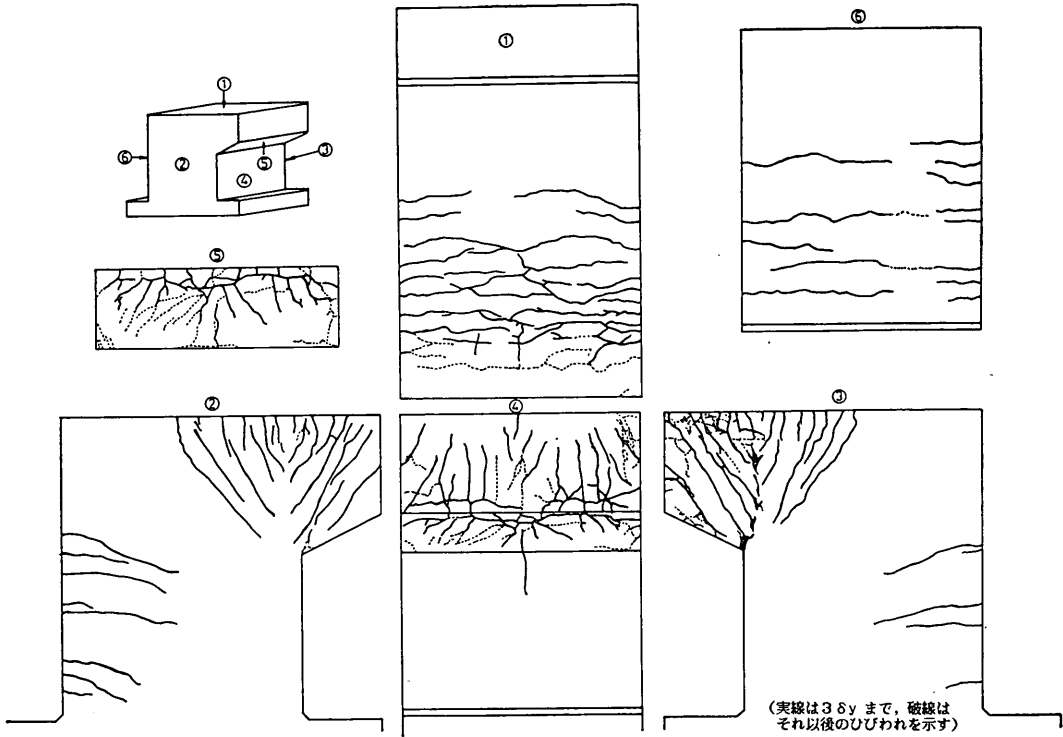


図-23 箱型フーチング供試体でのひびわれ状況

よび底版に曲げひびわれが多数発生した。曲げひびわれの発生荷重は 36tf で、鉄筋降伏荷重の約 3 割であった。一方、せん断ひびわれはフーチング部およびケーソン本体で発生し、せん断ひびわれ発生荷重はそれぞれ 110tf および 120tf であった。各バットレスには、バットレスの斜辺に平行にひびわれが発生したが、その大半

は荷重が 140tf を超えて終局時近くで観察されたものである。また、中央のバットレスでは、バットレスとケーソン外壁との取り付け部付近で斜辺沿いの鉄筋が抜け出すような形のひびわれが見られ、最終的にはこの部分で破壊が進行した。フーチングの下面(バットレスとケーソン外壁に囲まれた部分・図-22④-a, b)では、中央で

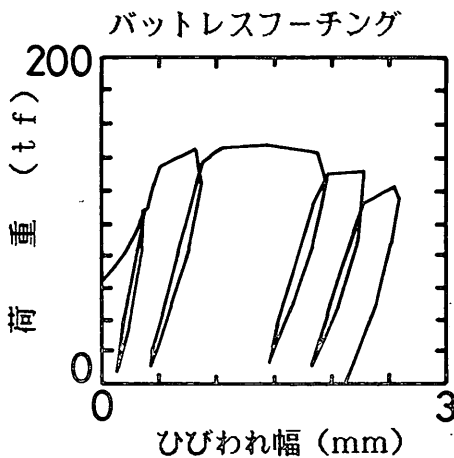


図-24 バットレスフーチング床版のひびわれ幅

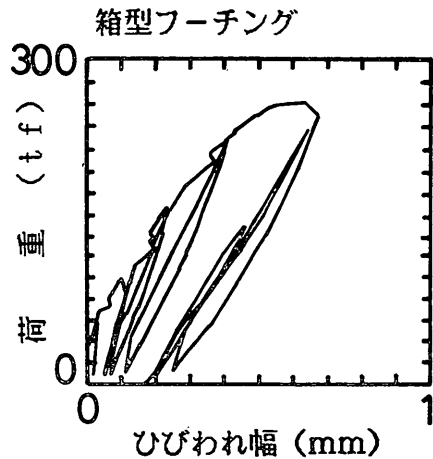


図-25 箱型フーチング床版のひびわれ幅

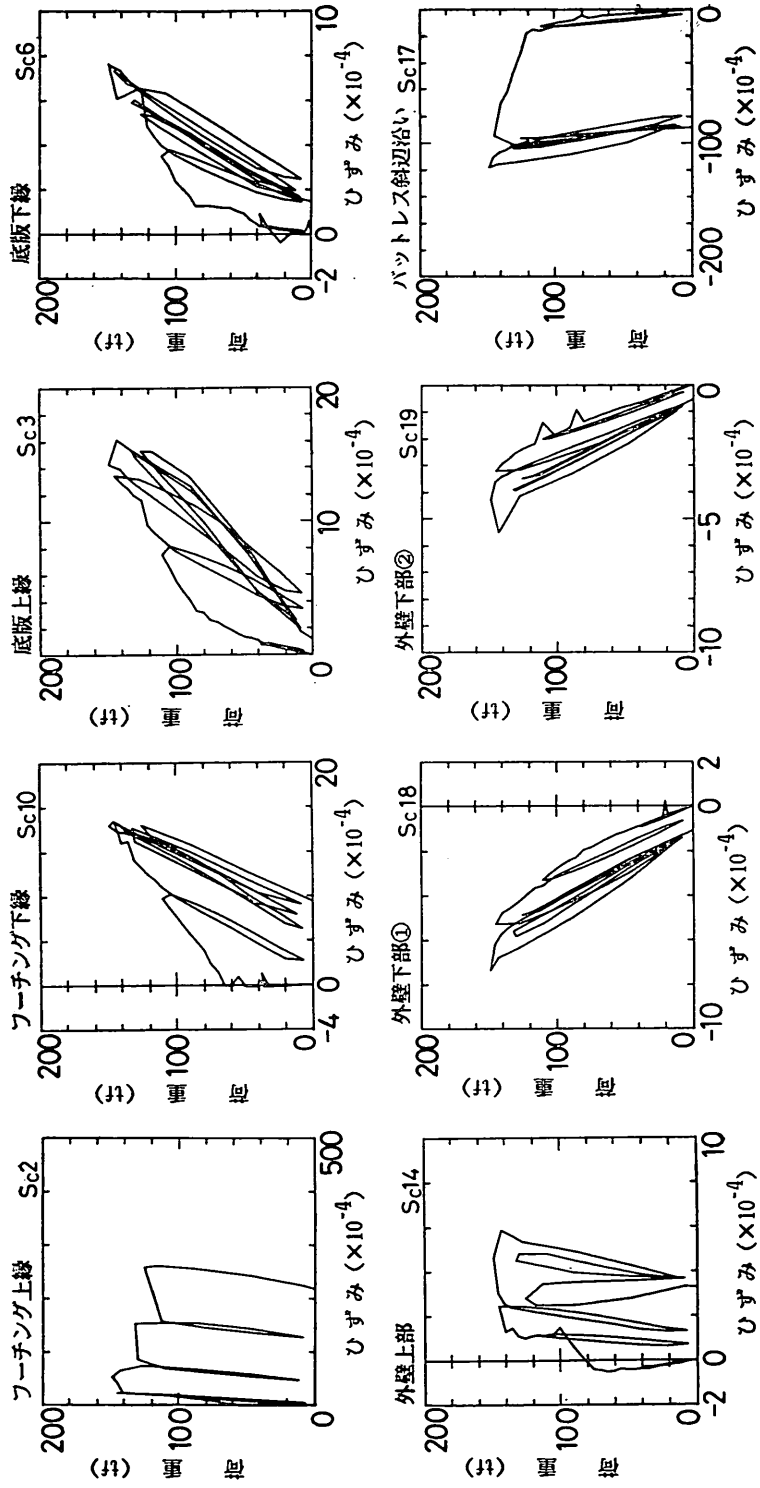


図-26 バットレスフーチング供試体での鉄筋ひずみ①

は版の辺に平行なひびわれ、端部では斜めひびわれが見られた。ひびわれの発生傾向は3辺固定1辺自由版において見られる典型的なひびわれ状況に類似していた。パットレスフーチング供試体では、フーチング部周辺にひびわれが見られ、他のケーソン本体部ではほとんどひびわれの発生がなかった。

箱型フーチング供試体でもパットレスフーチング供試体と同様、まずフーチング下面および底板下面に曲げひびわれが発生した。ひびわれ発生荷重は58tfで、鉄筋降伏荷重の約3割であった。次いで、箱型フーチングの外壁およびケーソン本体の外壁にせん断ひびわれが発生した。箱型フーチングとケーソン外壁との取り付け部およびケーソン外壁相互の接合部ではコンクリートのはく(剝)落が見られ、この部分でせん断破壊に至った。また、箱型フーチング供試体ではパットレスフーチング供試体と比較してケーソン本体にも多くのひびわれが発生した。このひびわれは、ケーソン全体が固定用床版を固定端とした片持ちばり的な変形を起こしたことによって生じたものである。ひびわれ発生状況及びケーソン本体の変形状況から、箱型フーチング供試体はパットレスフーチング供試体よりフーチングとケーソン本体との

一体性の度合が高く、フーチングに作用した外力がより多くケーソン本体へ伝達されていた。

パットレスフーチング供試体でフーチングとケーソン外壁との接合部近傍での荷重とひびわれ幅との関係を図-24に示す。この部分では、最も大きなひびわれ幅が計測された。同様に、箱型フーチング供試体での荷重とひびわれ幅との関係を図-25に示す。パットレスフーチング供試体では、荷重の増大とともにひびわれ幅も増大し、終局時では3mm程度のひびわれ幅が計測された。一方、箱型フーチング供試体でも荷重の増大とともにひびわれ幅も増大したが、パットレスフーチングの場合ほど顕著な傾向ではなかった。また、終局時のひびわれ幅は1mm程度で、パットレスフーチングの場合の1/3程度であった。箱型フーチング供試体では、終局時に近くなるにつれてせん断ひびわれが多数発生したため、荷重が増大しても曲げひびわれ幅はあまり大きくならず、むしろせん断ひびわれ幅が大きくなったものと考えられる。今回の実験では、このせん断ひびわれが生じた箇所でのひびわれ幅の計測は行っていない。

防波堤などの港湾構造物では、耐久性などの観点から発生するひびわれの幅を制限することが重要である。使

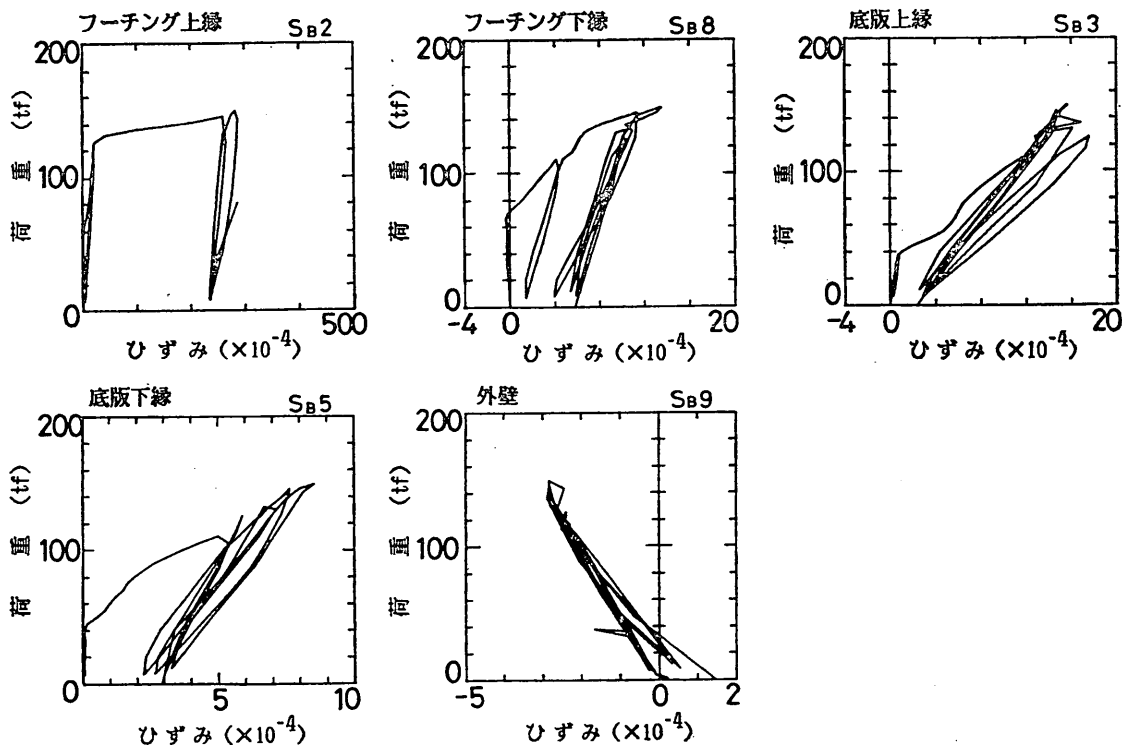


図-27 パットレスフーチング供試体での鉄筋ひずみ②

用限界状態の検討では、通常ひびわれ幅が許容値を満足するかどうかの照査が行われる。現在では一応の目安と考えられている許容ひびわれ幅は0.15~0.2mmである。最大ひびわれ幅が0.2mmに達したときの実験での荷重は、バットレスフーチング供試体で約80tf、箱型フーチング供試体で約130tfであり、両者とも鉄筋降伏荷重の約70%最大荷重の約50%となった。

4.3 鉄筋およびコンクリートのひずみ

バットレスフーチング供試体の中央のバットレス位置断面での鉄筋ひずみを図-26に、バットレス間の断面での鉄筋ひずみを図-27に示す。中央に限らずバットレスの存在する位置では、フーチング床版の上、下側鉄筋、床版の上、下側鉄筋およびケーソン外壁のバットレスとの取り付け部分の鉄筋には、いずれも引張りひずみが測定された。一方、バットレスの斜辺沿いの鉄筋およびケーソン外壁のバットレスより下側（実際の防波堤では上側）には、圧縮ひずみが測定された。特にバットレス斜辺沿いの鉄筋では、最大荷重作用時に 10000×10^{-6} 程度の大きな圧縮ひずみ量となった。すなわちこの位置で

は、鉄筋が圧縮され、座屈に近い状態でバットレスの外側へ抜け出したことになり、4.2で述べたように、バットレスでの割裂破壊の原因となった。

バットレスの中間位置でのフーチング床版の鉄筋ひずみは、バットレス位置でのものと同様に引張りひずみであった。フーチングとケーソン本体との取り付け部分では、最大荷重時に 20000×10^{-6} 程度とかなり大きなひずみ量となった。

鉄筋降伏荷重時および最大荷重時におけるフーチング内の鉄筋ひずみ量の分布を図-28に示す。フーチング床版には曲げひずみが生じ、フーチングとケーソン本体との取り付け部近傍で大きくなった。しかし、フーチング内の2本の鉄筋ひずみ量は前述のようにいずれも引張りとなり、曲げモーメントによるひずみと同時に面内力によるひずみも測定された。バットレス斜辺沿いの鉄筋に生じたひずみは圧縮となり、鉄筋端部よりも中央でひずみ量が大きくなった。バットレスとケーソン外壁との取り付け部分では、壁内の2本の鉄筋に生じるひずみ量はほぼ等しくなり、バットレス上部位置での壁部材内では

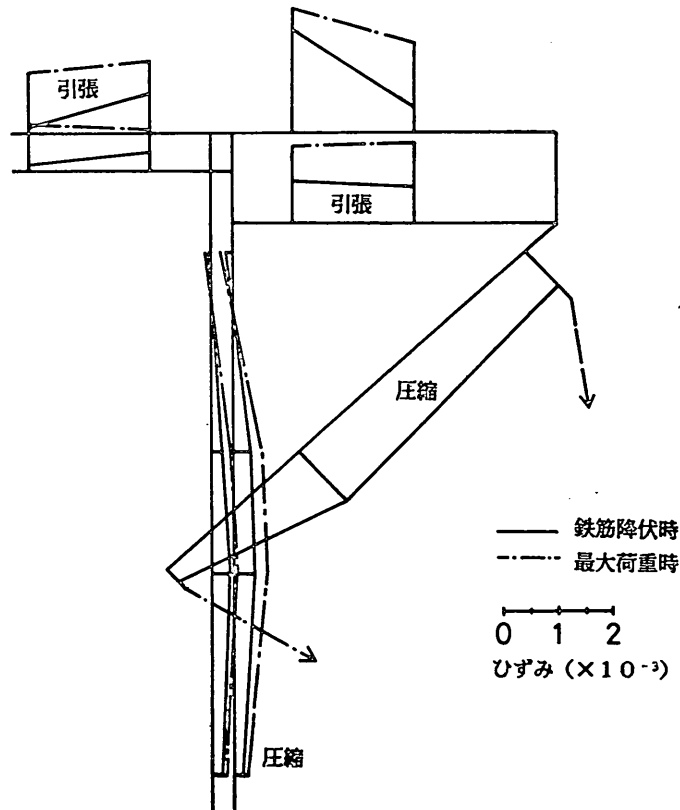


図-28 バットレスフーチング供試体中央断面での鉄筋ひずみ量の分布

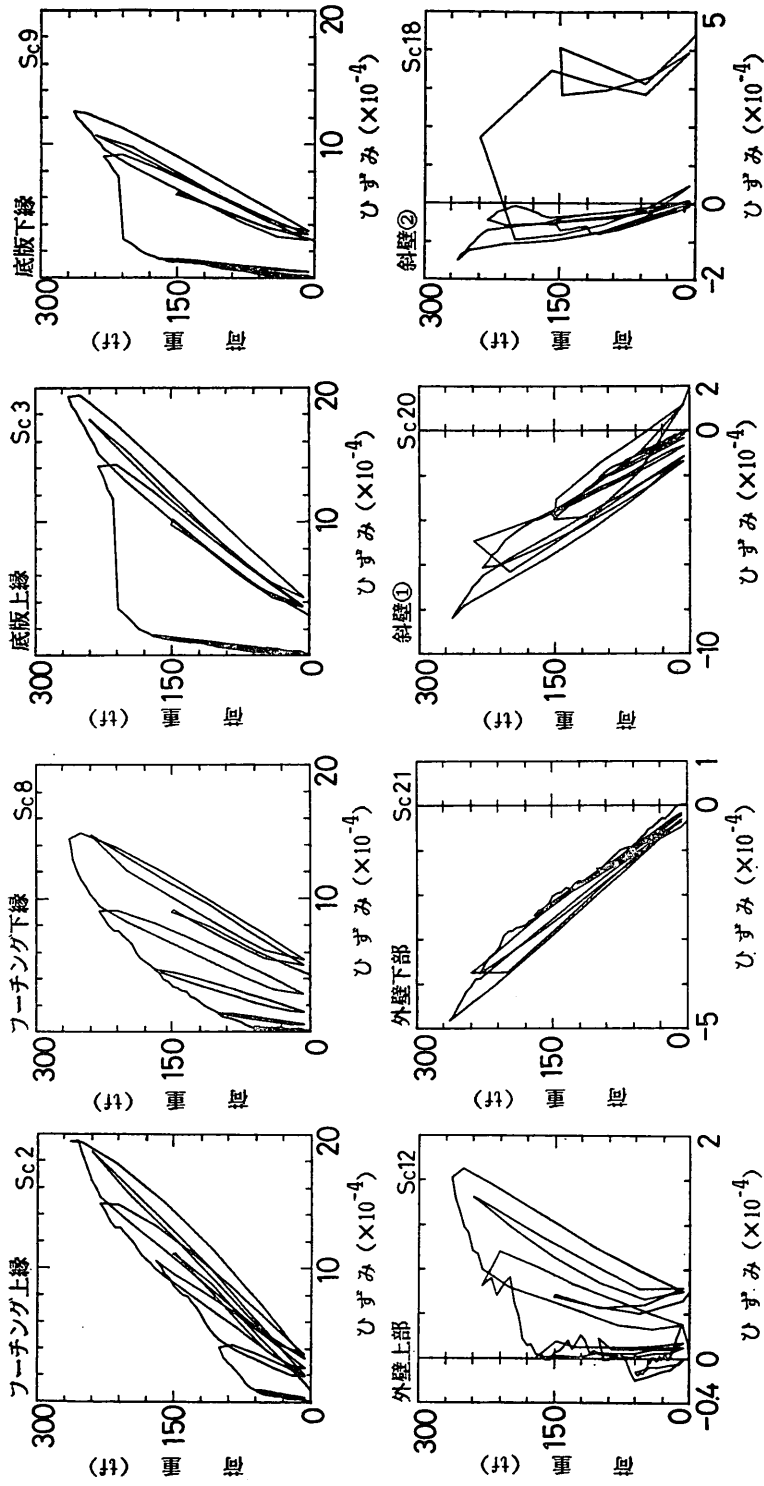


図-29 箱型フーチング拱試体での鉄筋ひずみ①

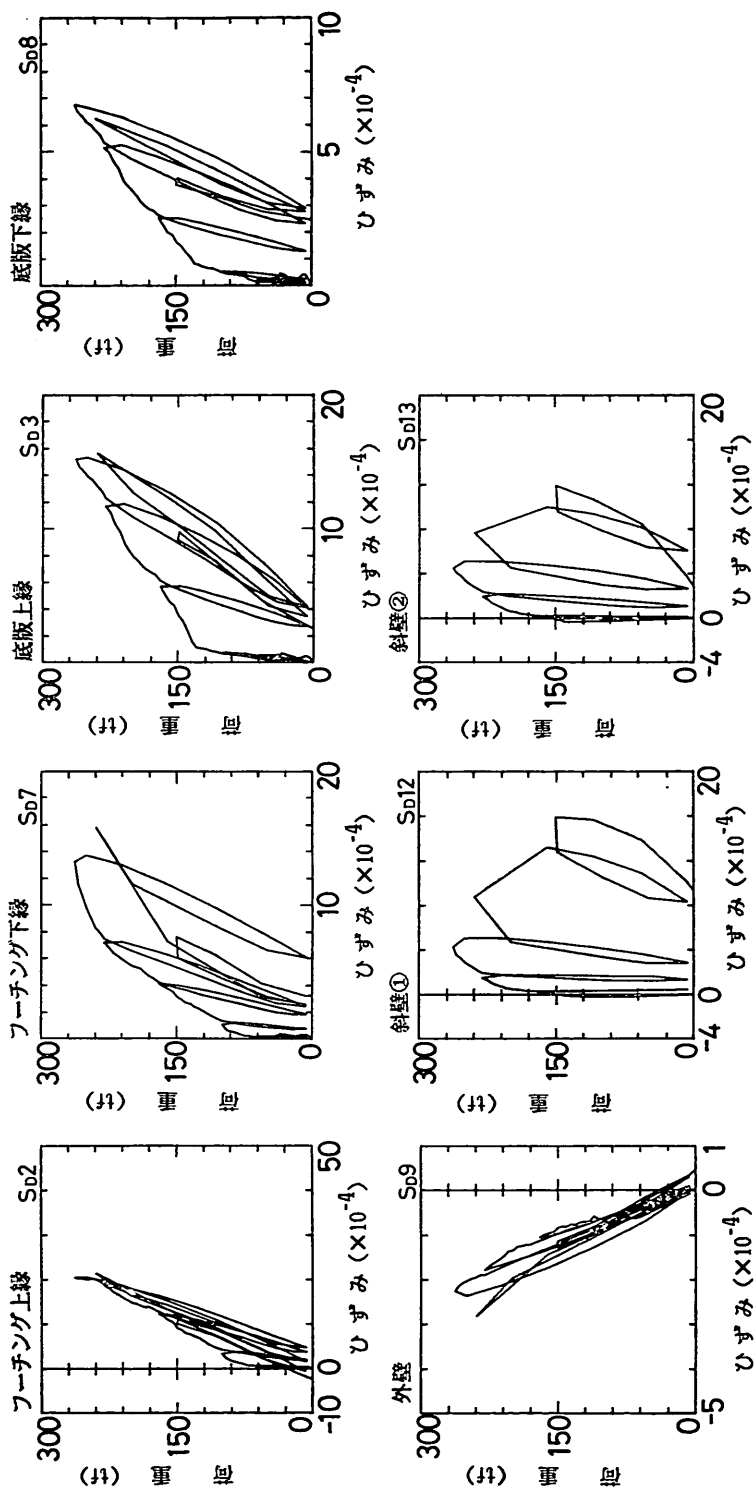


図-30 箱型フーチング供試体での鉄筋ひずみ②

面内力が卓越した。フーチング幅方向のひずみ分布は変位分布で述べたとおり、バットレス位置でのひずみが大きくなったが、長さ方向のひずみと比べると、かなり小さかった。

箱型フーチング供試体での鉄筋ひずみの測定結果を図-29および図-30に示す。箱型フーチング供試体での鉄筋ひずみは、バットレスフーチング供試体とはほぼ同様の傾向を示した。すなわち、フーチング床版内および箱型フーチングの壁部材では引張りひずみとなり、箱型フーチングの斜め方向の壁内 (S_0) では圧縮ひずみとなった。しかし、箱型フーチングでの壁間の斜め壁 (S_D) に発生したひずみは引張りひずみとなった。

鉄筋降伏時および最大荷重時での鉄筋ひずみの分布を図-31に示す。フーチング床版およびケーソン外壁では、曲げモーメントおよび面内力によるひずみが測定された。箱型フーチングでは、鉄筋が1段で配置されているので曲げと面内力とのひずみの状況を把握できない。さらに、フーチングの壁内の鉄筋に生じたひずみ量は、フーチング床版に生じたものより小さかった。

バットレスフーチング供試体の床版でのコンクリート

上下縁での表面ひずみ量の分布を図-32に示す。フーチング床版およびバットレスでは部材両縁の表面にひずみゲージを貼付したので、鉄筋ひずみと同様にひずみ成分の抽出が可能である。ただし、コンクリートに多くのひびわれが発生した後は、測定精度が落ちる。フーチング床版のケーソン長さ方向では、荷重の小さいうちは曲げひずみが卓越していたが、ひびわれが入ってから以後では、ひずみの符号が逆転したものもあった。フーチング幅方向では、バットレス近傍で両縁とも圧縮ひずみであったが、バットレス位置の中間で曲げひずみが卓越した。また、バットレスでは、端部バットレスのフーチング床版との接合部を除いて、圧縮ひずみが測定され、面内力が卓越した。

箱型フーチング供試体のコンクリート表面ひずみの分布を図-33に示す。フーチングとケーソン外壁との接合部分では 1800×10^{-6} 程度の圧縮ひずみが最大荷重時に得られた。斜め方向の壁および前面の壁では圧縮ひずみが卓越したが、両壁の接合部近傍では引張りひずみを得られた。

図-34および図-35に両供試体での主せん断ひずみの

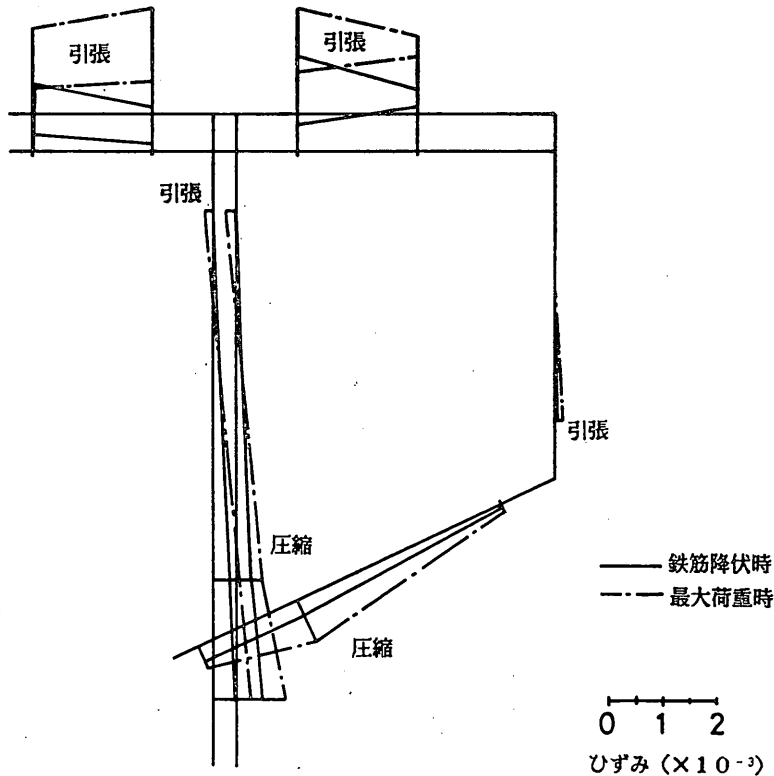


図-31 箱型フーチング供試体中央断面での鉄筋ひずみ量の分布

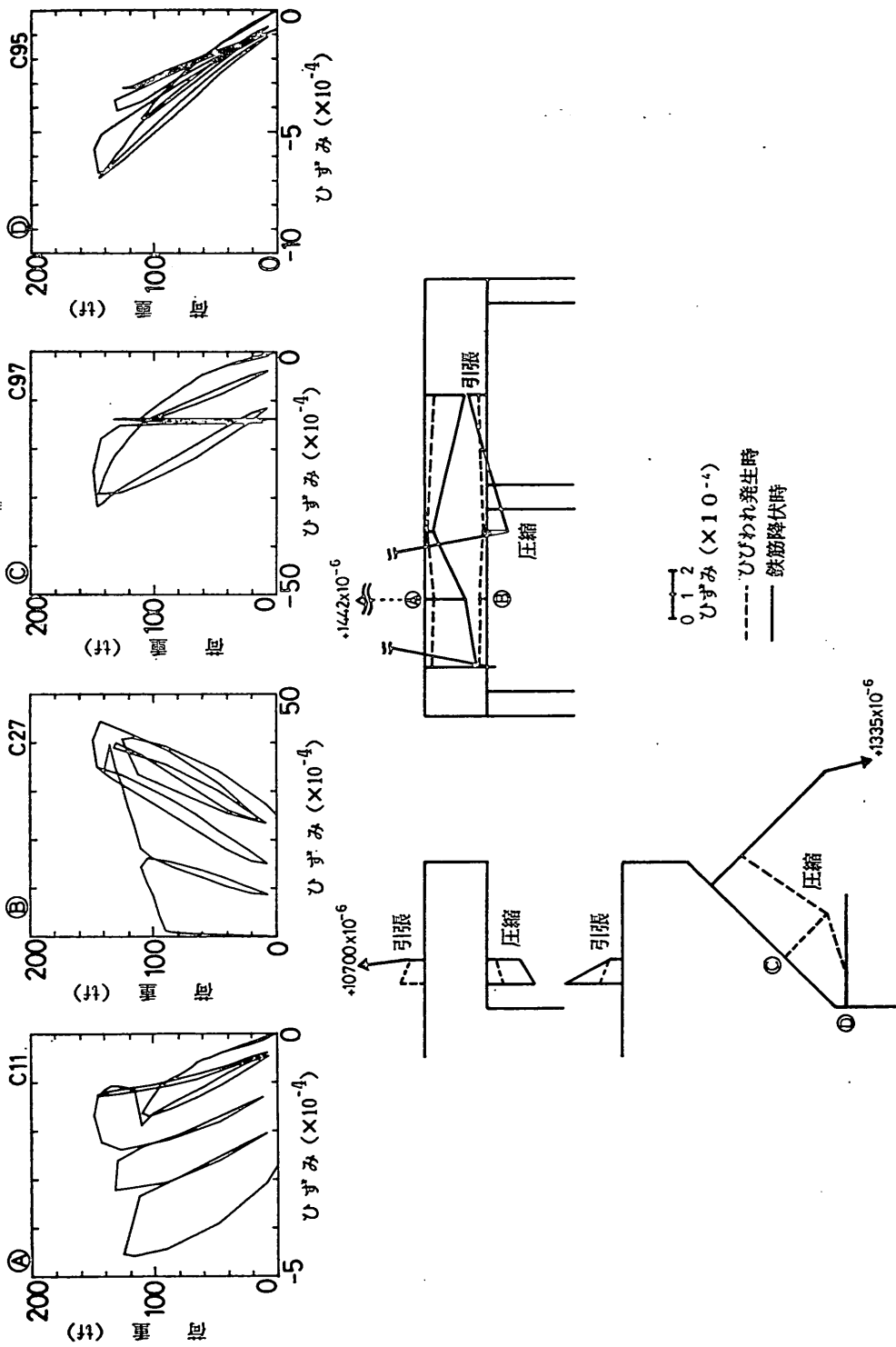


図-32 バットレストフーチング床版でのコンクリートひずみ量

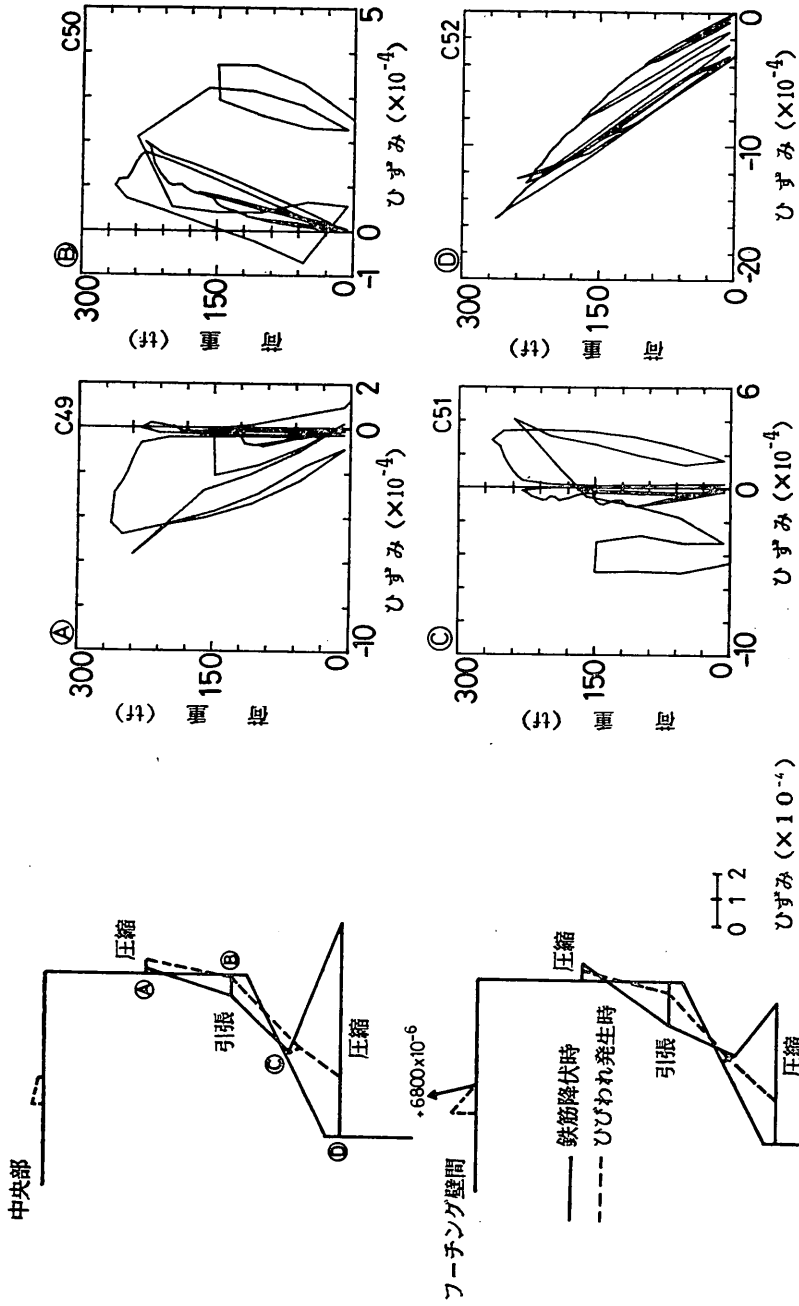


図-83 箱型フーチング床版でのコンクリートひずみ量

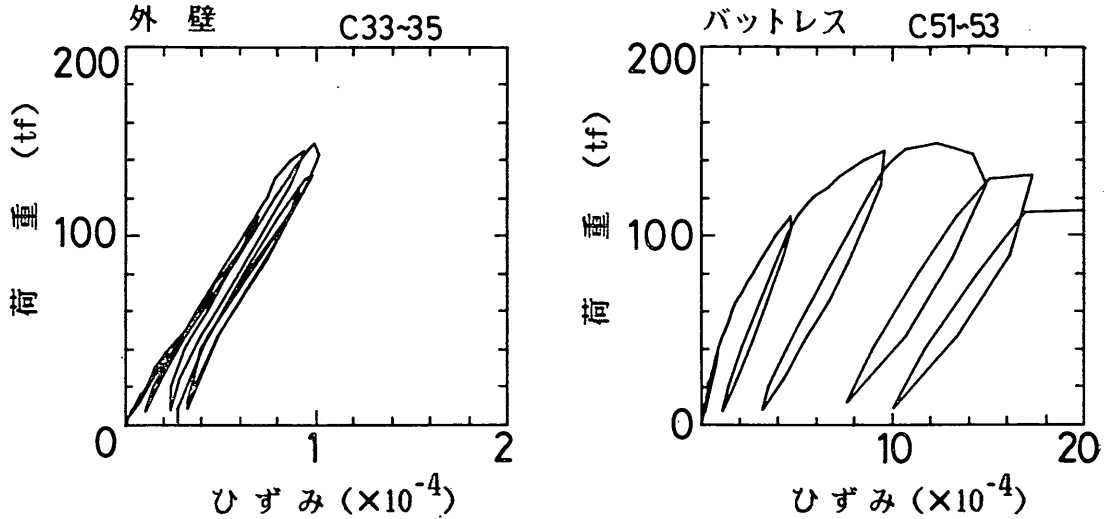


図-34 バットレスフーチングでの主せん断ひずみ量

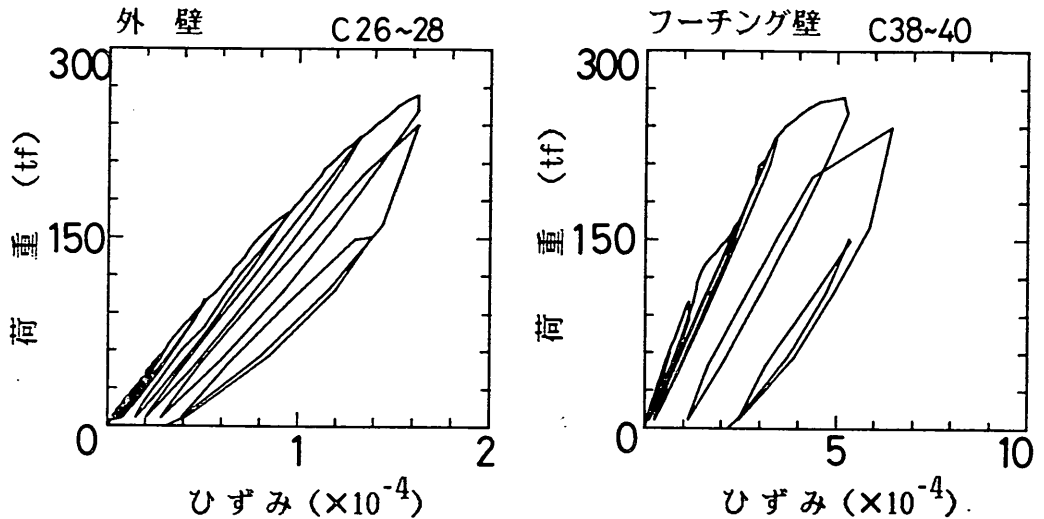


図-35 箱型フーチングでの主せん断ひずみ量

計算結果を示す。主せん断ひずみは、コンクリート表面に貼付した等角ロゼッタゲージでのひずみの測定結果に基づき以下の式で計算して求めた(図-15)。

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{aligned} \right\} = \frac{\varepsilon_I + \varepsilon_{II} + \varepsilon_{III} \pm \sqrt{2}}{3} \cdot \frac{\sqrt{(\varepsilon_I - \varepsilon_{II})^2 + (\varepsilon_{II} - \varepsilon_{III})^2 + (\varepsilon_{III} - \varepsilon_I)^2}}{\dots\dots(1)}$$

ここで、 $\varepsilon_{1,2}$: 主せん断ひずみ

ε_I, II, III : 等角ロゼッタゲージでのひずみの測定値

バットレスケーソン供試体のケーソン本体外壁では、最

大 100×10^{-6} と小さなひずみ量しか計算されなかった。一方、バットレスでは、斜辺近くで 2000×10^{-6} 程度の大きなひずみ量が計算された。箱型フーチング供試体のケーソン本体外壁では、バットレスフーチング供試体と同様 200×10^{-6} 程度のひずみ量であった。フーチングの壁部材でも 500×10^{-6} 程度の小さなひずみ量しか計算されなかった。箱型フーチングでは、多くのせん断ひびわれが発生し、コンクリート表面ではひびわれによってせん断力の分散がおきたため、実験結果に基づくせん断ひずみ量の計算結果が小さくなったものと考えられる。

4.4 実構造物との対応

(1) 最大荷重

実験で得られた最大荷重を実構造物に作用する地盤反力と比較する。地盤反力はマウンドの許容支持力の観点から、現在では $50\sim 60\text{tf}/\text{m}^2$ (端し(趾)圧) が最大であると想定される。供試体の模型縮尺は $1/4$ 程度であるので、端し圧が等分布にフーチングに作用すると考えれば、実構造物での地盤反力の合力は 1040tf 程度と推定される。応力相似に基づいてこの外力を実験での荷重に換算すると 65tf 程度となり、両供試体とも実験で得られた鉄筋降伏荷重の約 50% となる。この結果、両供試体のフーチング構造とも設計地盤反力が作用したときでの、破壊に対する安全性が確認できた。

(2) 使用限界状態

2.4 で述べた限界状態設計法の中で、使用限界状態を検討する際の波高の設定については、現在のところ明確に定義されていない。今回の実験の範囲では、終局限界状態の検討の際に用いた最高波高の約 $1/2$ の波高(年間 $200\sim 800$ 波¹⁵⁾) を用いれば、両限界状態から設定される断面がほとんど同じとなることがわかった。また、この波数に関しては、PC 港湾構造物の使用限界状態を検討する際に、一応の目安と考えられている波浪、すなわち 50 年間で 10000 波程度の波浪¹⁶⁾ とおおむね一致している。

5. 実験結果と構造設計結果との比較

5.1 有限要素法による構造解析

(1) 構造解析の方法

載荷実験に用いた 2 種類の供試体を対象として有限要素法によって構造解析を実施した。各供試体とも載荷実験での目的と同様にフーチング部を中心に計算結果の検討を行うために 3 通りの計算モデルを作成した。図-36 に示すモデル A、モデル B およびモデル C である。モデル A は、フーチングの床版のみを抽出したもので、バットレスフーチングケーソンでは 3 辺固定版、箱型フーチングケーソンでは 4 辺固定版となる。すなわち、在来の部材設計法の考え方と同じである。モデル B はフーチング部のみを抽出したもので、バットレスフーチングケーソンではフーチング床版とバットレス、箱型フーチングケーソンでは箱型フーチング部分である。モデル C は、

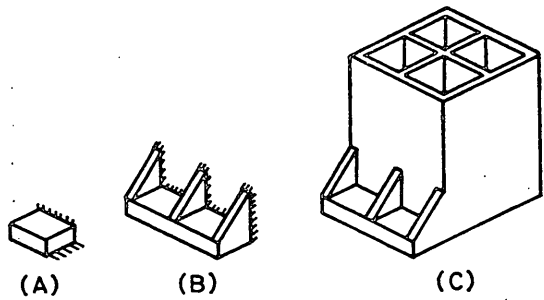


図-36 有限要素法でのモデル化

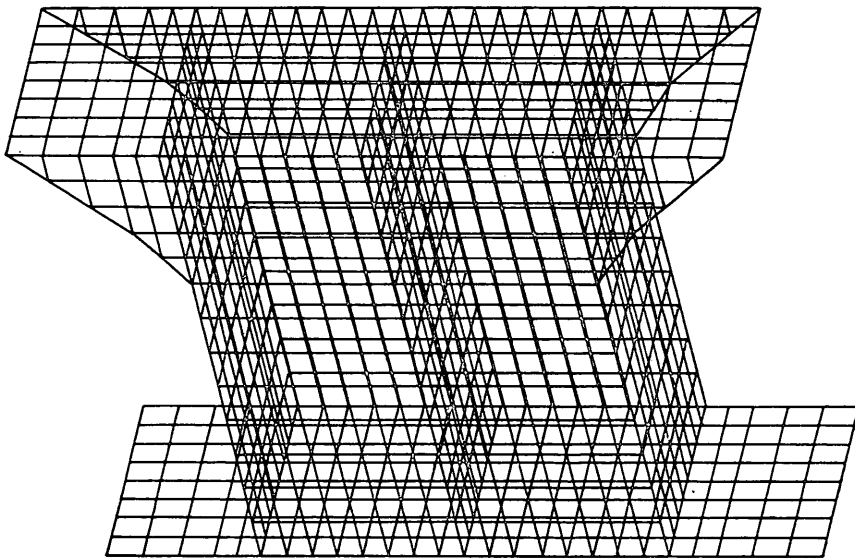


図-37 バットレスフーチング供試体の全体解析有限要素モデル(モデルC)

ケーソン本体を含めて構造系全体をモデル化したものである。

両供試体の各モデルは、2.2に述べる方法により有限要素分割を行った。用いた要素は、四角形の平板/シェル要素である。要素の剛性マトリックスの作成に当たっては、構成材料を弾性体と仮定する線形解析とした。その際、弾性係数は鉄筋コンクリートとを重ね合わせて、 $2.5 \times 10^4 \text{tf/m}^2$ 、ポアソン比は0.17とした。また、荷重は載荷実験での荷重作用位置に線分布荷重として与えた。バットレスフーチング供試体のモデルCの要素分割の状況を図-37に示す。

(2) モデル化の方法が計算結果に及ぼす影響

(1)に示す3種類のモデルを対象にした計算結果の検討を行う。バットレスケーソンおよび箱型フーチングのケーソン床版の曲げモーメント分布を図-38および図-39

に示す。バットレスケーソンでのフーチング幅方向の曲げモーメントは、フーチングの先端では、3辺固定版とした計算結果の方がケーソン全体系での計算結果より大きくなった。しかし、外壁と接合部付近では、ケーソン全体系での計算結果の方が大きな曲げモーメントを計算した。一方、フーチングの長さ方向の曲げモーメントは、いずれの位置でもケーソン全体系での計算結果の方が3辺固定版の計算結果よりも小さかった。これらのことより、3辺固定版として構造設計を行えば、断面力を過小に見積るおそれがある。また、箱型フーチングでもバットレスフーチングと同様の傾向が見られた。すなわち、フーチング幅方向の曲げモーメントに関しては、版の中央部では4辺固定版の計算結果の方がケーソン全体系での計算結果よりも大きかったが、版の端部(他部材との接合部付近)では逆の結果となった。また、フーチ

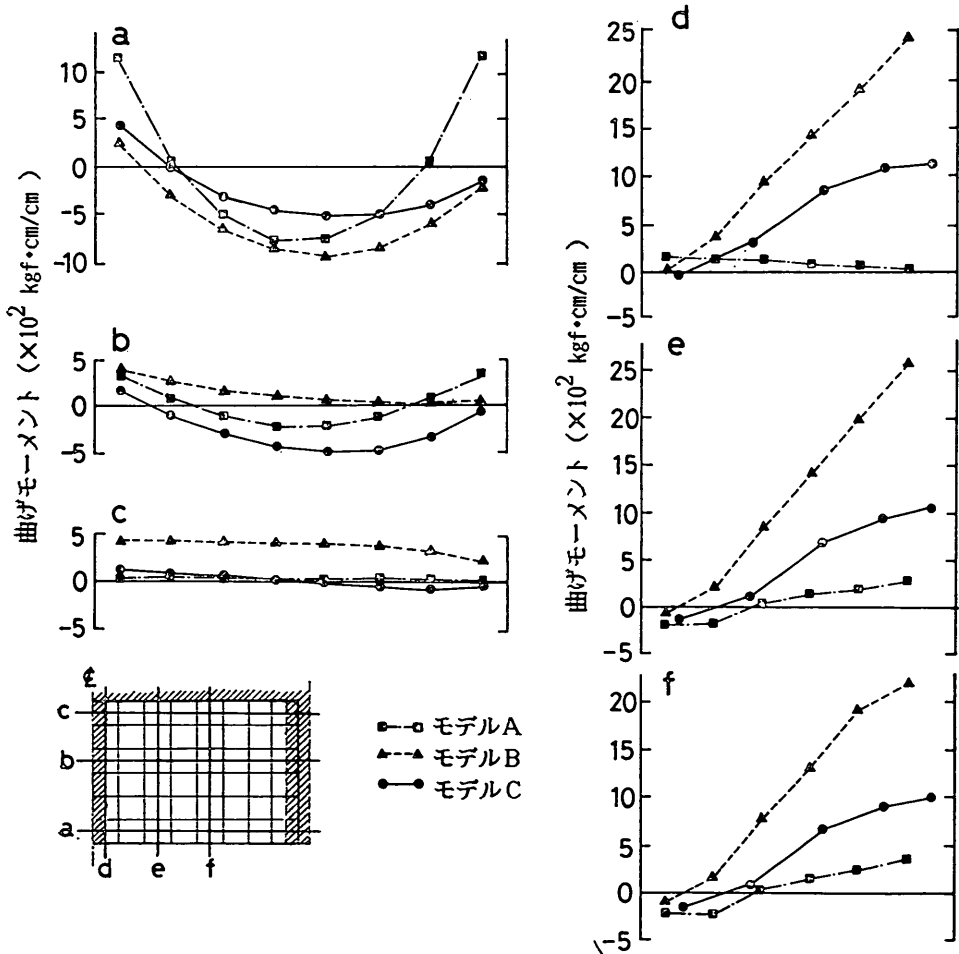


図-38 バットレスフーチングでの曲げモーメント分布

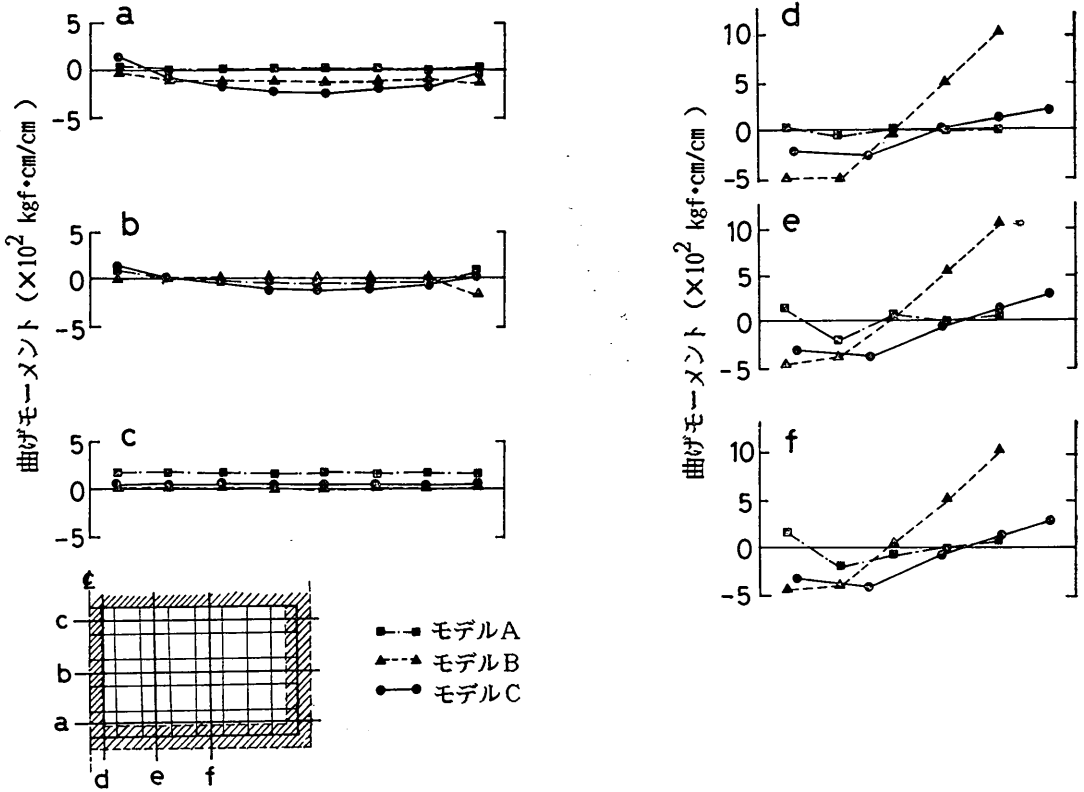


図-39 箱型フーチングでの曲げモーメント分布

ング長さ方向の曲げモーメントは、いずれの位置でも、ケーソン全体系での計算結果の方が大きかった。

構造設計では、曲げモーメントと同様に面内力も必要に応じて考慮しなければならないが、3辺固定版あるいは4辺固定版の解析では、面内力は算定されない。フーチング部分のみを抽出したモデル(B)では、面内力を算定することができるが、全体系での計算結果と比較してバットレスケーソンでは、バットレスと外壁との付け根の位置で約46%、箱型フーチングケーソンでは、フーチング内の中央壁と外壁との接合部付近で約35%といずれも小さな値となった。

(3) 実験結果との比較

有限要素法によって求めたケーソン各部材での断面力、変形などが実験結果とどの程度一致しているか検討する。前述のとおり、鉄筋コンクリート部材では、コンクリートのひびわれや材料の応力-ひずみ関係の非線形性などの理由により、線形解析での計算結果と実験結果とが構造物の破壊に至るまで良く一致することはない。ここでは、比較的弾性的挙動がおきると考えられるコンクリートのひびわれ発生時の状態および鉄筋降伏時の2

つの荷重段階での検討をおもに行う。

a) 変形状況

バットレスフーチング供試体および箱型フーチング供試体の載荷位置でのフーチングの鉛直方向変位の分布を図-40に示す。ひびわれ発生時では計算結果の方が実験結果よりわずかに大きな変位を与えたが、鉄筋降伏時には両者が同程度であった。最大荷重時では、計算結果は実験結果の1/2程度の変位しか算定しなかった。これは、実験では多くのひびわれがコンクリート中に発生したことなどにより、フーチングの剛性が低下したためである。しかし、変位の値そのものは異なったが、変位の分布の状況すなわち変形の様子はほぼ相似形となった。

いずれの荷重下においても、フーチングとバットレスあるいはフーチングと壁部材との接合部分でも変位はゼロとならず、従来の3辺固定版や4辺固定版とするモデル化では、実際の現象(実験結果)や構造全体系での解析結果と変位の状況が一致しなかった。

供試体中央断面での鉄筋降伏時の変位の状況を図-41に示す。両供試体とも実験結果と計算結果とが良く一致

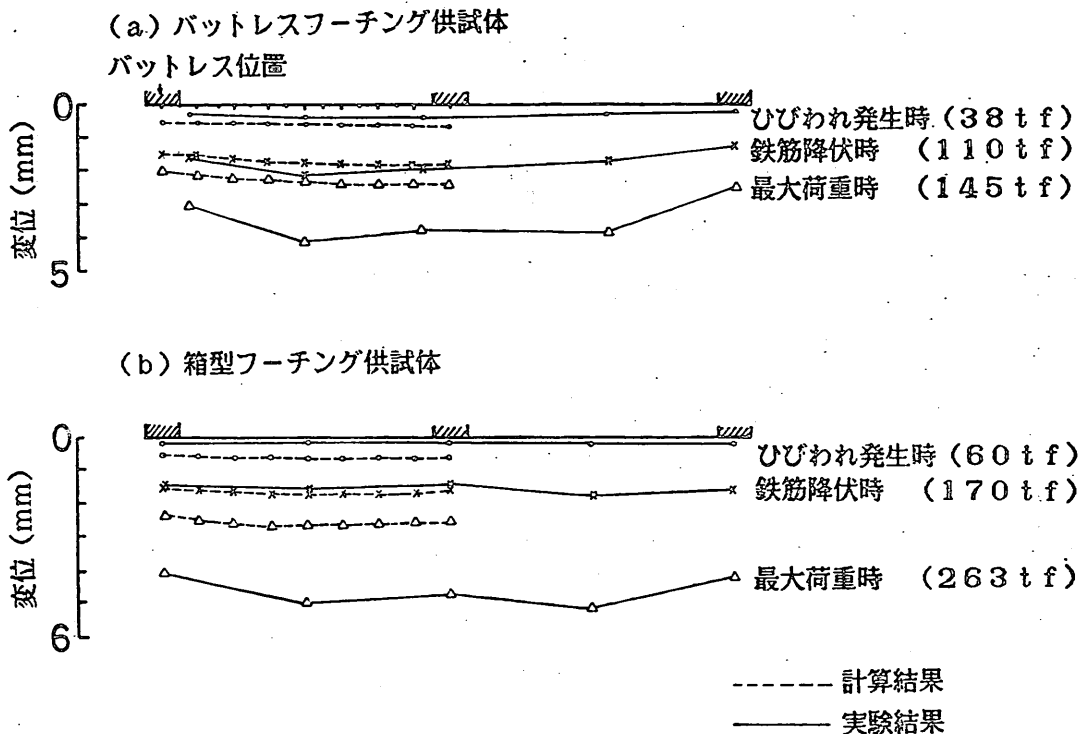


図-40 フーチング変形状況の計算結果と実験結果

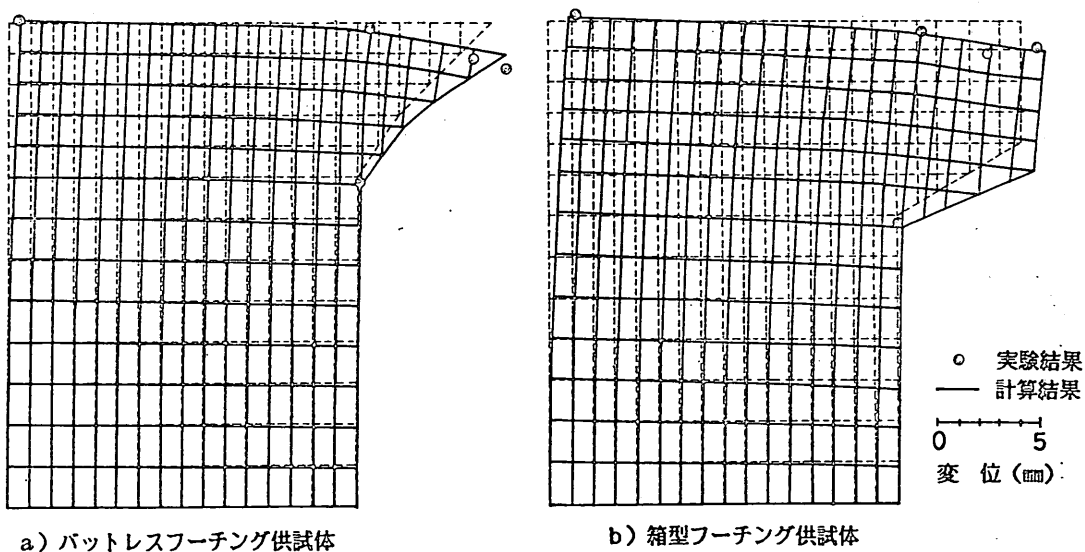


図-41 供試体変形状況の計算結果と実験結果

した。フーチングとケーソン本体との接合部では、変位が生じており、この箇所に関しても、部分解析モデルで考えた境界条件は不適当であると言える。

供試体各位置での変位は、鉄筋降伏時までは全体系で

の構造解析結果と実験結果とが良く一致した。すなわち、各部材の剛性や境界条件などに関して、構造全体系モデルでの取り扱いが実際の状況と良く合っていると考えられ、有限要素法を用いることの妥当性が確認され

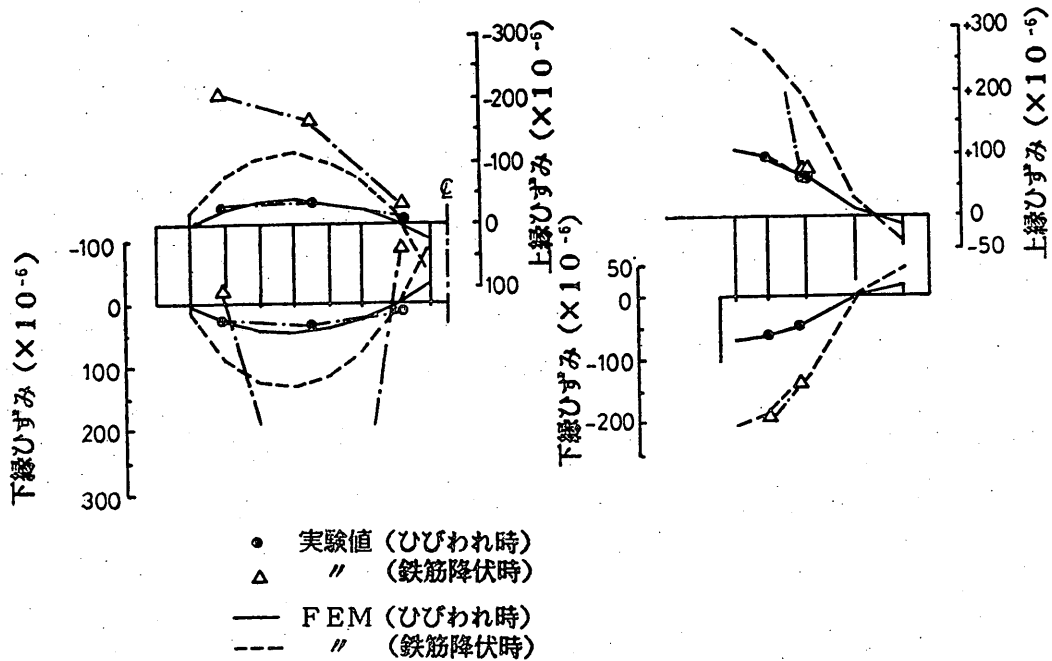


図-42 バットレスフーチングのひずみ量の計算結果と実験結果

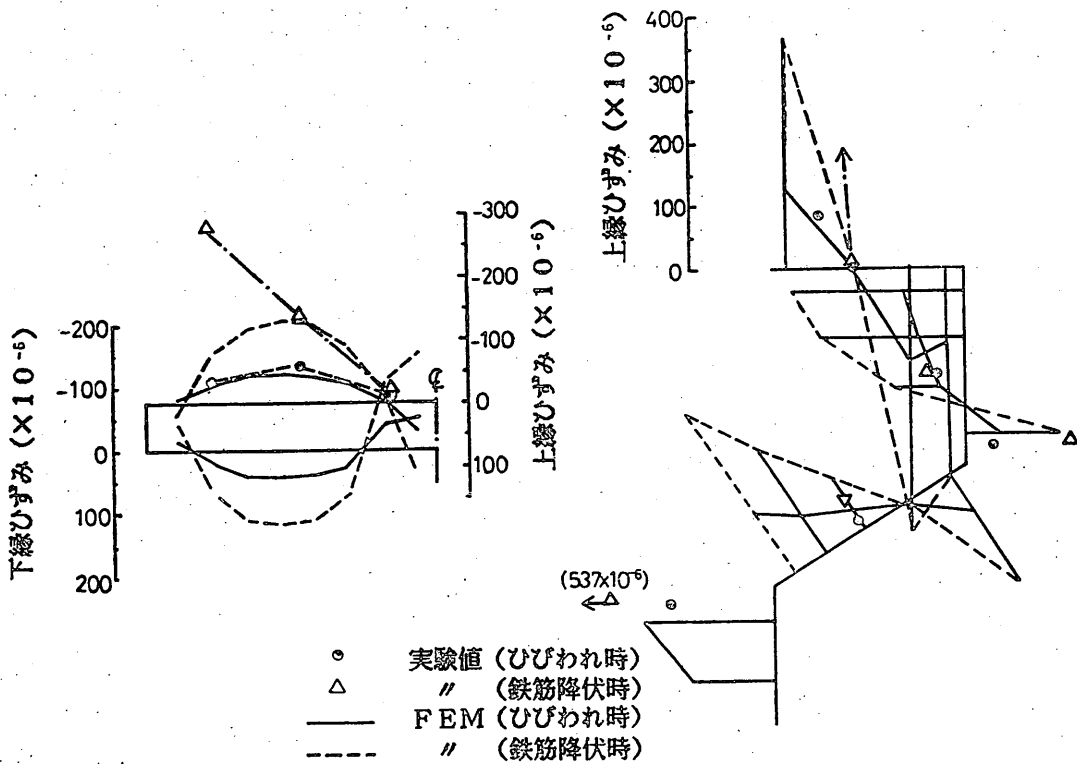


図-43 箱型フーチングのひずみ量の計算結果と実験結果

た。

b) フーチングのひずみ

フーチング床版での上縁および下縁のひずみ分布を図-42および図-43に示す。ひずみ量 (ϵ) の計算結果は、計算された曲げモーメントおよび面内力より式(2)により求めた。

$$\begin{aligned} \epsilon_{u,t} &= (\sigma_{u,t} - \nu \cdot \sigma'_{u,t}) / E \\ \sigma_{u,t} &= \sigma \pm 6M / t^2 \end{aligned} \quad \dots\dots(2)$$

ここで、

- σ : 面内応力 (kgf/cm²)
- σ' : 面内応力 σ と直交方向の面内応力 (kgf/cm²)
添え字で u は上縁, t は下縁を示す
- M : 曲げモーメント (kgf \cdot cm/cm)
- t : 部材の厚さ (cm)
- E : 部材のヤング率 (kgf/cm²)
- ν : 部材のポアソン比

両供試体ともひびわれ発生時においては、実験結果と計算結果とが良く一致した。しかし、鉄筋降伏時には、圧縮ひずみについては両者が比較的良く一致したが、引張りひずみに関しては、実験結果の方が大きくなる傾向にあった。圧縮ひずみについても、箱型フーチングと外壁との接合部付近などひずみ(応力)が集中するような箇所については、実験結果の方が大きくなる傾向があった。鉄筋のひずみやコンクリートのひずみは、ひびわれの発生位置とひずみの測定位置が相互に関係している。したがって、ひずみの測定値と計算値とは、値そのものよりも傾向が合致しているかどうかの判断が重要であることが多い。

このようなことも加味すれば、今回のひずみの計算結果は実験結果を比較的良く説明することができ、変位の状況とも考え合わせて、有限要素法による構造解析でフーチングを有するケーソン構造物の鉄筋降伏時程度までの力学性状を計算できると考えられる。ただしその場合には、構造全体系をモデル化した計算を行わないと、実際の設定に合った解を得ることができない。

5.2 限界状態設計法による構造設計

限界状態設計法により、終局限界状態としての曲げおよびせん断耐力を各提案式¹²⁾を用いて算定し、実験から得られた最大荷重と比較する。また、使用限界状態としてのひびわれ幅の算定式に関して、実験結果と計算結果を比較する。

(1) 曲げ耐力

フーチング床版の曲げ耐力および5.1で言及した3種類のモデル化によって得られた断面力に基づき、その際の荷重を求める。コンクリート標準示方書では、床版

表-8 フーチングでの終局耐力の計算値

(tf)

	実験結果	モデル (A)	モデル (B)	モデル (C)
パットレスフーチング	149	97.3	53.0	120.7
箱型フーチング	263	302.3	70.9	181.3

(スラブ)の曲げ耐力の算定は、一般的にはりに置換して良いとされている。

フーチング床版を単位長さ(1m)の幅のはりと考えて求めた終局曲げモーメントは、パットレスフーチング供試体では809140 kgf \cdot cm、箱型フーチングケーソンでは433000 kgf \cdot cmである。この耐力に基づいて各供試体での終局(最大)荷重を求めた結果を表-8に示す。また、実験での最大荷重を比較のために同表に示す。

3辺固定版あるいは4辺固定版と置き換えたモデルAでの計算結果は、パットレスフーチング供試体では実験結果の65%程度と安全側になったが、箱型フーチング供試体では1.15倍程度と危険側になった。モデルBでの計算結果は、両供試体とも実験結果の1/3~1/4程度となり、かなり安全側の値を算定した。全体系のモデルCでは、若干安全側の値を算定した。

両供試体とも曲げによる破壊が卓越しなかったが、これは、実験においては鉄筋降伏後の曲げモーメントの再分配が生じたことなどが原因である。しかし、計算による終局荷重と実験による鉄筋降伏荷重が良く一致しており、曲げ破壊の観点から考慮する鉄筋降伏の状態は、有限要素法によって算定できると言える。

今回の実験あるいは現地でのケーソンに作用する外力は分布荷重である。一方集中荷重が作用する場合には、有効幅を用いて終局耐力を算定する方法がある。ケーソン構造の有効幅の求め方あるいはより簡便な断面力の算定法などは、今後載荷実験などを通して確立していかなければならない課題である。

(2) せん断力

フーチング部のせん断耐力は、押し抜きせん断耐力および面内せん断耐力の両者について検討しなければならない。

押し抜きせん断耐力は、はりのせん断耐力の算定式に基づき、式(3)により算定することができる。

$$\begin{aligned} V_{pcd} &= f_{pcd} \cdot u_p d / \gamma_b \\ f_{pcd} &= 0.6 \cdot \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot \sqrt{f'_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned} \quad \dots\dots(3)$$

ここで、

V_{pcd} : 設計押し抜きせん断耐力

$$\beta_d = \sqrt[3]{100/d} \leq 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p} \leq 1.5$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

d : 有効高さ (cm)

p : 鉄筋比

u : 載荷面の周長

u_p : 設計断面の周長

γ_b : 部材係数 (ここでは, 1.0とする)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (kgf/cm²)

載荷面の周長は, 実験での載荷状況 (図-10) に基づき, 80cm とした。実際の荷重は, この周長 80cm の合板 6枚により載荷されているとし, 押し抜きせん断は各合板に対して独立して検討できるものとした。

パットレスフーチング供試体では, $V_{pcd} = 64.4\text{tf}$, 箱型フーチング供試体では, $V_{pcd} = 33.1\text{tf}$ となった。パットレスフーチング供試体での最大荷重時に合板 1枚当りに作用する荷重は 25tf 程度であり, 実験では押し抜きせん断破壊に対して十分安全である。箱型フーチング供試体では, 最大荷重時に合板 1枚当りに作用する荷重は 44tf 程度であり, 設計耐力を上回った。しかし, フーチングが箱型であることから荷重が分散するため, 実際に発生するせん断力は 44tf を下回る可能性がある。有限要素法から算定される載荷位置での最大せん断力は, 荷重 1tf 当たり 2.87kgf/cm であった。この値から算定した載荷位置での発生せん断力は, 最大荷重時に 16tf 程度であり, 設計せん断耐力をかなり下回った。

実験では, 押し抜きせん断破壊は生じなかったので算定式による計算結果の評価を直接行えないが, 適切な安全性を検討するには, 有限要素法による断面力を用いる必要がある。また, パットレス部の剛性がより高いケーソン構造物の設計では, 一般的にフーチングの押し抜きせん断に対する安全性を検討する必要がある。

面内力によるせん断力は, 鉄筋の軸引張りとコンクリートの圧縮力により抵抗される。鉄筋の設計降伏耐力 (T_{xyd}, T_{yyd}) として式(4)を, コンクリートの設計圧縮破壊耐力 (C'_{ud}) として式(5)を用いてそれぞれ算定した。

$$\left. \begin{aligned} T_{xyd} &= p_x \cdot f_{yd} \cdot b \cdot t / \gamma_b \\ T_{yyd} &= p_y \cdot f_{yd} \cdot b \cdot t / \gamma_b \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

$$C'_{ud} = f'_{ucd} \cdot b \cdot t / \gamma_b \dots\dots(5)$$

ここで,

p_x, p_y : x および y 方向の鉄筋比

f_{yd} : 鉄筋の降伏強度の設計用値

b : 部材幅

t : 部材厚さ

γ_b : 部材係数 (ここでは 1.0 とする)

$$f'_{ucd} = 9\sqrt{f'_{cd}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

面内せん断力の算定式は一応提案されているが, 破壊のメカニズムなど未解決の点も多い。現在では, 安全側の値を与えかつ平易な式として同式が用いられている。

両供試体に発生する面内力を有限要素法により求め, せん断耐力の算定式から得られる破壊時の荷重を算定すると, パットレスフーチング供試体では, 中央パットレスについて約 100tf, 箱型フーチング供試体では, フーチング側方の壁部材について約 247tf となった。実験での最大荷重と比較すると両者とも安全側の値を算定した。計算では面内主応力を算出して検討したが, 面内力による破壊荷重の算定法については今後さらに検討する必要がある。

(3) ひびわれ幅

曲げひびわれ幅の検討には多数の算定式が提案されているが¹⁷⁾, ここでは以下の式を用いた。

$$w = k_1 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} (\sigma_{se} / E_s + \epsilon'_{cs}) \dots\dots(6)$$

ここで,

w : 曲げひびわれ幅 (cm)

k_1 : 鋼材の付着性状の影響を表す定数 (異形鉄筋では 1.0)

c : かぶり (cm)

c_s : 鋼材の中心間隔 (cm)

ϕ : 鋼材径 (cm)

σ_{se} : 鉄筋応力度の増加量 (kgf/cm²)

E_s : 鉄筋のヤング率 (kgf/cm²)

ϵ'_{cs} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープを考慮するための数値

この算定式による計算結果と実験結果とを比較するため, 鉄筋降伏時の曲げひびわれ幅を計算する。計算結果は両供試体とも $w = 0.39\text{mm}$ となった。実験結果では, 図-24および図-25に示すとおり, パットレスフーチング供試体が 0.39mm, 箱型フーチング供試体が 0.11mm となり, 計算結果とはほぼ同程度か若干小さい値となった。防波堤ケーソンでの許容ひびわれ幅は 0.1~0.3mm となるのが通常であるが, この範囲程度のひびわれ幅に対して, 本算定式で安全側に計算されることが確認できた。

6. むすび

本報告では, 新形式防波堤のフーチング部に着目して載荷実験, 有限要素法による構造解析および限界状態設計法による構造設計により構造解析手法と力学特性の検

討を行った。得られた主要な結論は、以下のとおりである。

- ① 載荷実験では、バットレスフーチングの破壊形式は、バットレス部の鉄筋に沿った付着割裂破壊であり、破壊もバットレス部材に限定された。箱型フーチングではバットレスフーチングよりも耐荷力として7割程度大きく、構造的にも剛性が高かった。また、破壊形式は壁部での面内せん断破壊とフーチング取り付け部でのコンクリートの圧縮破壊であった。
- ② 両フーチング構造ともフーチング部での押し抜きせん断は生じておらず、壁部分の破壊が進行していた。また、壁位置での変形が大きかった。設計で仮定している版周辺の固定条件が終局時付近では満足されていなかった。したがって、より合理的に設計するとすれば、フーチング部および壁部分の両者を考慮した計算法を用いる必要がある。
- ③ マウンドの許容支持力から得られるフーチングに作用する荷重を今回の載荷実験での載荷荷重に換算すると約65tfとなった。この荷重は終局耐力の25~40%程度であった。また、その際のひびわれ幅も0.2mm以内であり、許容端し圧が作用した状態でも本構造でコンクリートのひびわれが起因する耐久性の問題は少ないものと考えられる。
- ④ 供試体各部材に生じたひずみ量の分布から、面内力の卓越する部材と面外力(曲げモーメント)の卓越する部材の2種類に分類できた。したがって、設計の際には従来の曲げに対してだけでなく面内力をも適切に評価する必要がある。
- ⑤ ケーソン構造の構造解析では、構造全体系を解析モデルで表現する必要があり、フーチングのみのモデルや版としての部材モデルでは、断面力を過大あるいは過小に算定する可能性がある。
- ⑥ ケーソン供試体の力学特性に関しては、構成材料の非線形性があるにもかかわらず、有限要素法による線形解析で、鉄筋降伏時程度までの供試体の変位、断面力などを精度良く説明できた。
- ⑦ 限界状態設計法で提案されている曲げ耐力、押し抜きせん断力、面内せん断耐力および曲げひびわれ幅の算定式により、安全側の設計値が与えられた。その際、発生断面力の計算には有限要素法による全体構造解析手法を用いることの妥当性も確認された。より合理的で精度良い設計を行うためには、有限要素法による構造解析と限界状態設計法との併用が望ましいと考えられる。

本報告での検討の結果、新形式フーチングの力学特性

の把握と構造解析・設計の手法の適用性が明らかとなったが、

- ① バットレスの破壊でみられたような付着割裂破壊を伴う現象を、現行の面内力に対する算定式では厳密な検討ができない。
- ② せん断ひびわれや面内力によるひびわれを幅を算定できない。

など、現行の限界状態設計法での算定式では、防波堤ケーソン構造物にうまく合致しない点もある。ケーソン構造物に直接適用できる設計式については、今後載荷実験などで検討する必要がある。

また、構造物の終局限界を精度良く知るためには、非線形有限要素法による解析が必要であるが、構造全体系を対象とした計算が困難なことや、解の妥当性が十分に検証されていないのが現状である。したがって、載荷実験を行い、終局に至るまでの力学特性を実験的に把握することが、経済的かつ所定の強度を有する構造物の建設のためには必要である。

新形式フーチングに関しては、小型の模型試験体による検討も行っており¹⁰⁾、今後解析結果を報告する予定である。

本報告をとりまとめるにあたり、大型模型載荷実験の補助は西澤英雄技官(前:第二港湾建設局)、有限要素法による計算の一部は飯田典生氏(昭和61年度研修生、日本港湾コンサルタント)および図面作成は沈埋構造研究室松浦淳君の御協力を得ました。ここに深く感謝するしだいである。

大型模型載荷実験の実施は榊大成建設技術研究所の大型実験施設を利用した。また、有限要素法による計算は、汎用構造解析プログラム ISAP-6 および沈埋構造研究室所有の FEM 線形解析プログラムを使用して、当所所有の電子計算機 ACOS-1000 により実施したことを記す。

(1987年3月31日受付)

参 考 文 献

- 1) 大堀晃一, 小谷 拓, 久米秀俊: 釜石湾湾口防波堤の設計に関する技術検討, 第10回海洋開発シンポジウム論文集, 土木学会, 1985年6月, pp. 45~50.
- 2) 谷本勝利他: マルチセルラーケーソンの水理特性に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告第20巻第2号, 1981年6月, pp. 41~74.
- 3) 片岡真二, 齊田和成: 防波堤構造集覧, 港湾技研資料 No. 556, 1986年6月, 150 p.
- 4) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1979年3月, pp. 4-1~4-40.
- 5) 横田 弘, 清宮 理: 新形式防波堤の波浪時におけ

- る振動特性と部材応力, 第10回海洋開発シンポジウム論文集, 土木学会, 1985年6月, pp. 169~174.
- 6) たとえば, 三本木茂夫, 吉村信敏: 有限要素法による構造解析プログラム, 培風館, 1970年9月, 474p.
 - 7) 横田 弘, 南兼一郎, 清宮 理: ケーソン式防波堤への有限要素法の適用, 港湾技研資料 No. 403, 1981年12月, 35 p.
 - 8) 清宮 理, 西澤英雄: 各種防波堤フーチング部の光弾性実験及び有限要素法による応力解析, 港湾技研資料 No. 510, 1985年3月, 41 p.
 - 9) Chen, W. F.: Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill Book Company, 1982, 474 p.
 - 10) 横田 弘, 清宮 理: 鉄筋コンクリート部材の有限要素法による非線形解析, 港湾技研資料 No. 460, 1983年9月, 34 p.
 - 11) 岡村 甫: コンクリート構造の限界状態設計法 [第2版], 共立出版, 1984年5月, 183p.
 - 12) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編 (昭和61年制定), 土木学会, 1986年10月, 200 p.
 - 13) 横井聰之, 大即信明: PC 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, 34 p.
 - 14) 運輸省港湾技術研究所, (社)プレストレスコンクリート技術協会: PC海洋構造物の接合部での疲労特性, プレストレストコンクリート, Vol. 28, No. 6, 1986年11月, pp. 11~17.
 - 15) 広瀬宗一, 高橋智晴: 観測結果に基づく沿岸波浪の出現特性, 昭和57年度港湾技術研究所講演会講演集, 1982年, pp. 1~57.
 - 16) 運輸省港湾局建設課: プレストレストコンクリート港湾構造物設計指針 (案), プレストレストコンクリート港湾構造物技術調査報告書, 1981年3月, pp. 1~37.
 - 17) 土木学会: コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料, コンクリートライブラリー第61号, 1986年10月, pp. 196~228.
 - 18) 横田 弘, 清宮 理, 西澤英雄: パットレスフーチングケーソンの力学的性状, 第39回年次学術講演会講演概要集第5部, 土木学会, 1984年10月, pp. 389~390.
 - 19) 横田 弘, 清宮 理: 新形式防波堤ケーソン用フーチング部材の力学的性状, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 日本コンクリート工学協会, 1986年, pp. 621~624.