

## 鋼管矢板基礎・頂版結合部の模型実験

|         |     |       |
|---------|-----|-------|
| 大阪第三建設部 | 設計課 | 宮坂佳洋  |
| 同部      | 同課  | 大志万和也 |
| 同部      | 同課  | 中林正司  |
| 大阪第一建設部 | 設計課 | 山内幸裕  |

### 要 旨

鋼管矢板基礎の頂版部コンクリートと鋼管矢板頭部との結合部の設計施工は本基礎の最も重要な個所の1つとなっている。従来、本個所では、鋼管矢板の側面に鋼板を溶接し、更に頂版部下部にブラケットを取付けた方式が一般であった。この方式は実績も多く、各種実験によりその信頼性はたしかめられていくが主として施工面からの問題点も指摘されていた。一方、鋼管矢板の側面に孔を開け、鉄筋を挿入し頂版コンクリートと一体化する方法（差し筋方式）が開発された。この方式による頂版および頂版結合部の応力伝達状態、耐力等を把握する目的で供試体を用いて静的載荷実験を行い、併せて、有限要素法モデルを用いた解析も行った。供試体は、頂版部のせん断スパン比が小さいせん断型と大きいモーメント型とし、更にブラケットの効果を把握するためにブラケットを取付けたものと取付けないものとした。この結果、ブラケットの効果はそれほどみられないと判断された。また、本結合方式はいずれの供試体においてもその極限耐力は設計荷重に対し十分な安全性を有していることが判明した。

### まえがき

鋼管矢板基礎は鋼管矢板を現場で円形・小判形などの閉鎖形状に組み合わせて打ち込み、継手処理および鋼管矢板頭部と頂版コンクリートの結合処理を行い、所定の鉛直支持力や水平抵抗を発揮させる構造で、ケーソン基礎と杭基礎の中間に位置づけられる基礎である。図-1に本基礎の一般的使用法である締切り兼用工法の一般図を示す。我国においては既に500基を超える施工実績を有し、阪神高速道路公団においても大阪湾岸線を中心に、昭和47年に初めて使用されて以来、大和川橋梁、南港水路橋など多くの橋梁基礎として施行されて

きており、今後も、その採用は数多いと想定される。

鋼管矢板基礎においては、上部工荷重が橋脚から頂版に伝わり更に頂版結合部から鋼管頭部、地盤へと伝わる。したがって、頂版コンクリートと鋼管頭部との結合部の設計施工は、本基礎の最も重要な個所となっており、様々な研究実験<sup>1)</sup>がなされてきた。阪神高速道路公団においても、大和川橋梁基礎の設計を行う際に、鋼管杭協会に委託し<sup>2)</sup>、実験を重ね、新しい頂版結合方式を提案したことにより、全国的に広く使用されるようになり、日本道路協会の鋼管矢板基礎設計指針<sup>3)</sup>の基となった。この方式は鋼管矢板の側面に鉄筋を溶

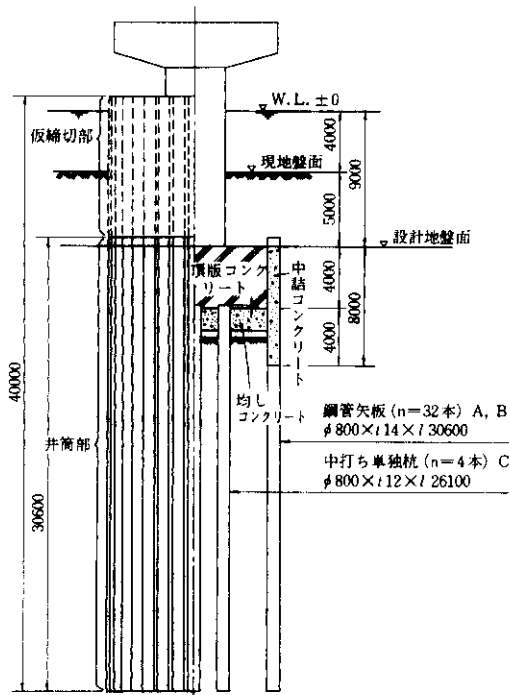


図-1 鋼管矢板基礎例

接した鋼板（シャーフレート、モーメントプレート）を溶接し、更に頂版下部に支圧台（ブラケット）を取付けたものである。（図-2）。この方式は、前述のように実績も多いが、鋼板を鋼管に現場溶接を行う必要があり、この溶接手間が大変なこと、溶接条件が劣悪、（高湿度、狭隘部）なこと、溶接歪みにより鋼管矢板の止水性に問題が生ずることなどの問題点がある。このため鋼管矢板の側面に孔を開け、鉄筋を挿入し頂版コンクリートと一体化する方法（以後、「差し筋方式」と呼ぶ）が開発された<sup>4)</sup>。

差し筋方式は、問題の多い現場溶接がなく、経済性も高いため、阪神高速道路公団においても採用する機運が高まっていた。

この差し筋方式について、既に参考文献<sup>4)</sup>で述べられているように実験がなされ、頂版結合部の挙動を把握しているが、未だ未解明な問題も残されている。

このため、本方式による頂版および頂版結合部の応力伝達状態、耐力等を把握する目的で、供試

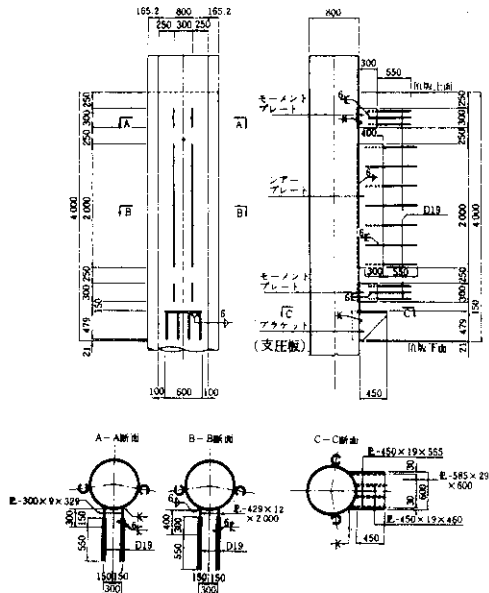


図-2 頂版と鋼管矢板の結合部の構造例

体を用いて鉛直載荷試験を行った。また併せて有限要素法モデルを用いた解析を行っている。

## 1. 実験概要

### 1-1 実験ケース

実験は、橋梁規模に応じた二つのタイプを選んで行った。すなわち、小規模橋梁基礎で頂版部の形状がセン断力で決められるようなもの（実験Ⅰ）と、大規模橋梁で頂版部が曲げ耐力で決められるような形状のもの（実験Ⅱ）である。

### 1-2 実験Ⅰ

供試体は湾岸線南伸部の橋梁基礎をモデルとし縮小率を1/5とした。供試体諸元は次の通りである。

#### (1) 供試体の種類

供試体A<sub>1</sub>：結合部は差し込み鉄筋のみ（図-3）  
供試体B<sub>1</sub>：結合部は差し込み鉄筋+ブラケット（図-4）

供試体C<sub>1</sub>：結合部は差し込み鉄筋のみで鋼板矢板内中詰コンクリートがルーズ  
供試体C<sub>2</sub>は中詰コンクリートの施工不良または

ブリージング、レイトランスを想定し、低強度コンクリートを使用しコンクリート底部も発砲スチロールを布設し隙間を生じさせている。

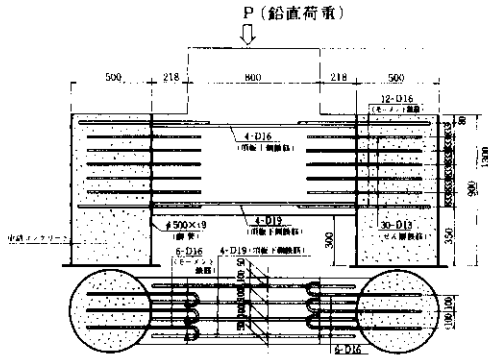


図-3 供試体A

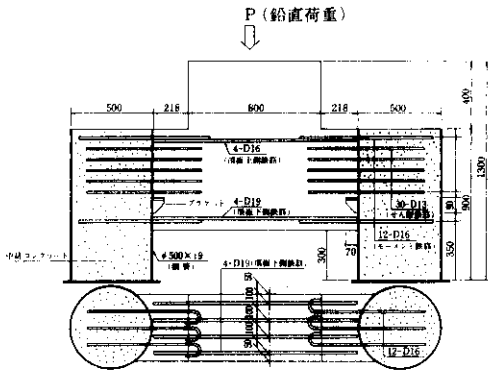


図-4 供試体B

(2) 使用材質

鉄筋：SD30

鋼管：SKK41

鋼板：SS41

コンクリート：気中養生14日圧縮強度240kg/cm<sup>2</sup>の早強コンクリート

(3) 供試体寸法

供試体頂版の幾何寸法は原橋梁基礎の1/5とし、鋼管は安全性からφ500×9tを片側1本ずつ使用した。原設計の設計荷重（抗反力）はR=181.51t/本であり、供試体に対する設計荷重はR=15t/本（15/181.51≒1/12）とし、鋼管部での破損がないよう配慮した。

(4) 測定項目

- ① 鋼管ひずみの測定
- ② 鉄筋ひずみの測定
- ③ 頂版コンクリート表面ひずみの測定
- ④ 頂版、鋼管の変位測定

1-3 実験Ⅱ

大和川橋梁の鋼管矢板基礎をモデルに2種類の模型供試体による載荷試験を実施した。供試体諸元は次の通りである。

(1) 供試体の種類

供試体A<sub>2</sub>：差し筋方式（図-5）

供試体B<sub>2</sub>：差し筋+ブラケット（図-6）

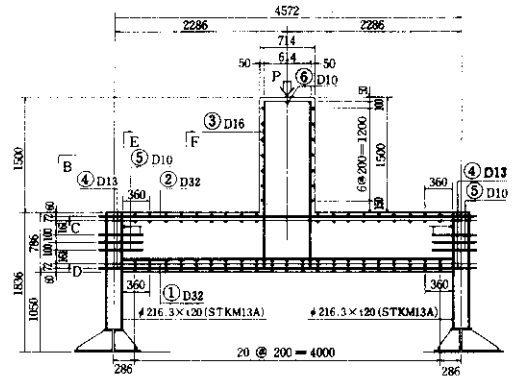


図-5 供試体A<sub>2</sub>

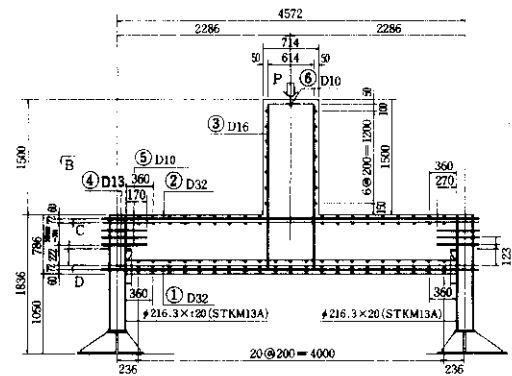


図-6 供試体B<sub>2</sub>

(2) 使用材質

鉄筋、鋼板、コンクリートは実験Ⅰと同じ。

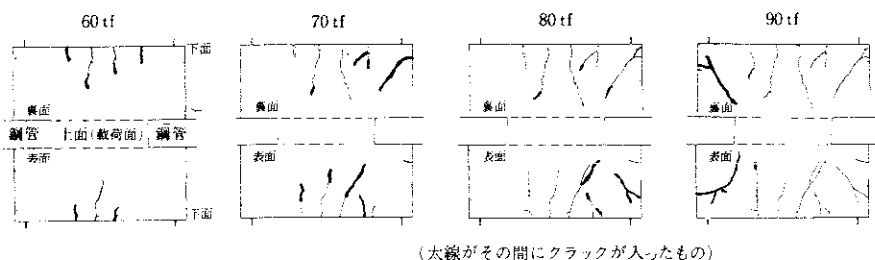


図-7 ひびわれ状況と荷重の関係 (B供試体展開図)

鋼管は S T K M 13 A。

(3) 供試体寸法

供試体の寸法は、原橋梁基礎の 1 / 7 縮尺模型で鋼管矢板 4 列からなるラーメン型供試体である。

原設計での基礎に作用する鉛直荷重は 13,000 t であり、相似律を考慮して、模型への設計鉛直荷重は 31.2 t (鋼管矢板 3.9 t / 本) となった。

(4) 測定項目

実験 I に同じ

## 2. 実験結果

### 2-1 実験 I

(1) 極限荷重

各供試体の極限荷重は以下のとおりである。

|                   |         |
|-------------------|---------|
| No.A <sub>1</sub> | 120 tf  |
| No.B <sub>1</sub> | 168.2tf |
| No.C <sub>1</sub> | 100.2tf |

No.B<sub>1</sub> 供試体は前述のようにブラケット有りであり、ブラケット無しの場合の 1.4 倍の耐力である。

(2) ひび割れ状況 (図-7)

鋼管と頂版結合部の剥離は、30~35tf で始まっている。モーメント部中央の初期クラックは、全ての供試体とも約 40tf である。剪断力によるクラックの発生は No.B<sub>1</sub>, C<sub>1</sub> 供試体は 75~80tf であり、A<sub>1</sub> 供試体は 100tf と高い。極限では三供試体共、差し筋の端部近傍でコンクリートクラックが垂直方向に成長して崩壊した。

(3) 頂版下面中央部主鉄筋全引張力

表-1 より極限荷重時の引張力の大きさは No.B<sub>1</sub>, No.A<sub>1</sub>, No.C<sub>1</sub> の順序であり、ブラケットの有

果、ルーズなコンクリートの影響が現れている。

(4) 差し筋の軸力分布

極限荷重時において No.B<sub>1</sub> 供試体は、他の供試体に比して上段の鉄筋軸力が小さく、下段のそれが大きくでている。これはブラケットにより荷重が下方へ集中したことによるものと考えられる。また、荷重が 60tf までは No.B<sub>1</sub> の軸力が最も小さく、No.C<sub>1</sub> のそれが最も大きかったが、荷重が 90tf になると、極限荷重時の軸力分布と形状が似かよってきた。これは、前記のようにブラケットに荷重が集中したため、85tf 程度でブラケット上部に剪断クラックが発生したためと考えられる。

(5) 鋼管軸力

図-8 により鋼管下端の鋼管軸力は No.C<sub>1</sub>, No.B<sub>1</sub>, No.A<sub>1</sub> の順序となりルーズな中詰めコンクリートが圧縮荷重を負担していないことがわかる。また、ブラケットのある方がないものより中詰めコンクリートの圧縮荷重負担率が小さいことを示している。

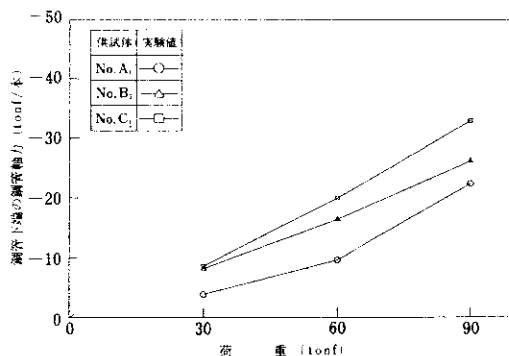


図-8 鋼管下端における鋼管軸力

表 - 1 極限荷重時の実験結果一覧表

|                                    |                          | 供 試 体              |                    |                    |      |
|------------------------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|------|
|                                    |                          | No. A <sub>1</sub> | No. B <sub>1</sub> | No. C <sub>1</sub> |      |
| 極 限 荷 重<br>(tonf)                  |                          | 120.0              | 165.4              | 100.2              |      |
| 頂版下面中央部変位<br>(mm)                  |                          | 4.91               | 3.19               | 2.17               |      |
| 頂版上面せん断変位<br>(mm)                  |                          | 0.40               | 0.21               | 0.72               |      |
| 頂版下面せん断変位<br>(mm)                  |                          | 4.19               | 2.47               | 1.50               |      |
| 頂版下面中央部主鉄筋全引張力<br>(D19, tonf)      |                          | 40.31              | 43.00              | 38.00              |      |
| 鉄<br>筋<br>軸<br>力<br><br>(tonf)     | 上モーメント<br>(D16)          | 9.43               | 2.48               | 2.31               |      |
|                                    | 剪<br>断<br>筋<br><br>(D13) | 1 段                | 5.37               | 0.58               | 4.13 |
|                                    |                          | 2 段                | ————               | ————               | ———— |
|                                    |                          | 3 段                | 9.95               | 2.01               | 5.39 |
|                                    |                          | 4 段                | ————               | ————               | ———— |
|                                    |                          | 5 段                | 8.00               | 11.31              | 8.53 |
| 下モーメント筋<br>(D16)                   |                          | 18.68              | (24.13)            | 15.08              |      |
| せん断筋下端鋼管モーメント<br>(tm)              |                          | 3.88               | 6.39               | 3.93               |      |
| 鋼管下端モーメント<br>(tm)                  |                          | 4.75               | 6.65               | 4.47               |      |
| 剪断筋下端の鋼管軸力<br>(tonf)               |                          | 29.04              | 30.68              | 32.62              |      |
| 下端の鋼管軸力<br>(tonf)                  |                          | 33.04              | 55.11              | 37.07              |      |
| ブラケット主応力<br>(kgf/mm <sup>2</sup> ) |                          | ————               | —5.95              |                    |      |

1) 極限荷重は168.0tonfであったが、急激に荷重が低下したためデータ測定が不可能だった。従って極限荷重の前段階での荷重165.4tonfでのデータの値とした。

2-2 実験 II

(1) 極限荷重

各供試体の極限荷重は以下のとおりである。

|                   |                    |
|-------------------|--------------------|
| No.A <sub>2</sub> | 227tf              |
| No.B <sub>2</sub> | 237tf              |
| 大和川               | 220tf(コネクタープレート方式) |

いずれの結合方式でも極限荷重はほぼ同等であり、ブラケット有無による差異も認められなかった。

(2) ひび割れ状況 (図-9)

鋼管と頂版コンクリートの剥離は供試体No.A<sub>2</sub>では140tf, No.B<sub>2</sub>では165tfであった。また、頂版コンクリート下面では30~51tfで曲げひび割れが発生し、両供試体とも135tfで曲げひび割れから斜め引張亀裂へ移行した。最終破壊は頂版コンクリートの斜め引張破壊である。

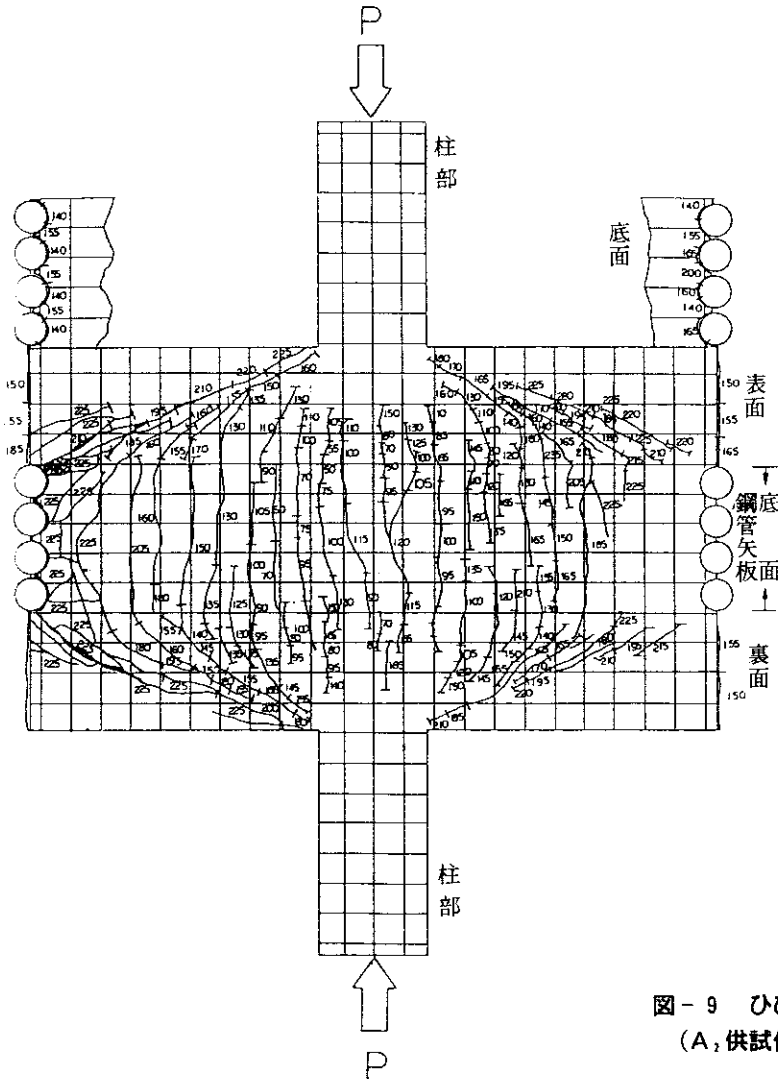


図-9 ひびわれ状況  
(A<sub>2</sub> 供試体展開図)

(3) 差し筋のひずみ (図-10)

実験Ⅰでも同様であるが、せん断鉄筋、モーメント鉄筋共、軸ひずみ・曲げひずみが作用している。

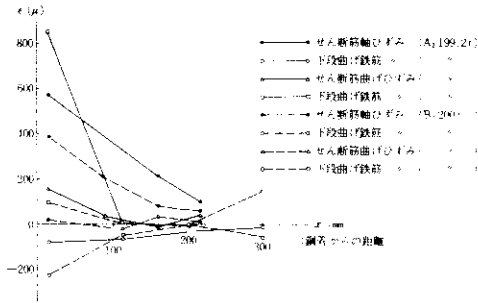


図-10 差し筋のひずみ (実験Ⅱ)

ただし、本実験B<sub>2</sub>供試体にはブラケットの影響によりせん断、モーメント鉄筋共曲げひずみ発生量は小さい。また、A<sub>2</sub> B<sub>2</sub>供試体を比較すると差し筋に発生するひずみ量はA<sub>2</sub>供試体の方が大きく、合成ひずみで最大1200 $\mu$ 程度発生している。しかしながら、結合部耐力からみれば、十分余裕がある。

(4) 鋼管のひずみ、ブラケットの応力

鋼管の軸ひずみは、A<sub>2</sub>、B<sub>2</sub>供試体とも極限

荷重作用時点で頂版下方で70 $\mu$ と小さく差もなかった。曲げひずみはA<sub>2</sub>供試体で550 $\mu$ 、B<sub>2</sub>供試体で700 $\mu$ とわずかにB<sub>2</sub>供試体が大きい、いずれも耐力からみれば充分余裕がある。

ブラケットの主応力は340kgf/cm<sup>2</sup> (P=200tf)であり、十分安全であった。

(5) 結合部コンクリートのせん断応力および主応力 (図-11)

A<sub>2</sub>、B<sub>2</sub>供試体とも頂版下部でのせん断応力は極限荷重作用時点で40kgf/cm<sup>2</sup>程度である。頂版上部で5kgf/cm<sup>2</sup>であり、結合部では頂版下部にせん断力が集中する。コンクリートの破壊がモール説に従うとすれば、コンクリートの保有せん断耐力は  $\sqrt{f_c \cdot f_t} / 2 = 43.4 \text{ kgf/cm}^2$  ( $f_c$ : コンクリート圧縮強度、 $f_t$ : コンクリート引張強度)であり、発生せん断応力はコンクリート破壊せん断耐力近傍にあることが判る。

3. 全体構造系としての解析

実験Ⅰ、Ⅱの供試体に対して、頂版部を2次元の有限要素に分割した線形弾性の有限要素法モデルを適用し実験と比較した。

境界条件などの設定は次の通りである。

- ① 頂版上下面に配置された鉄筋と、結合部差し込み鉄筋を梁要素としてモデル化した。
- ② 鋼管杭と頂版コンクリートとの間には、肌離れ挙動を反映するため、仮想部材を挿入した。

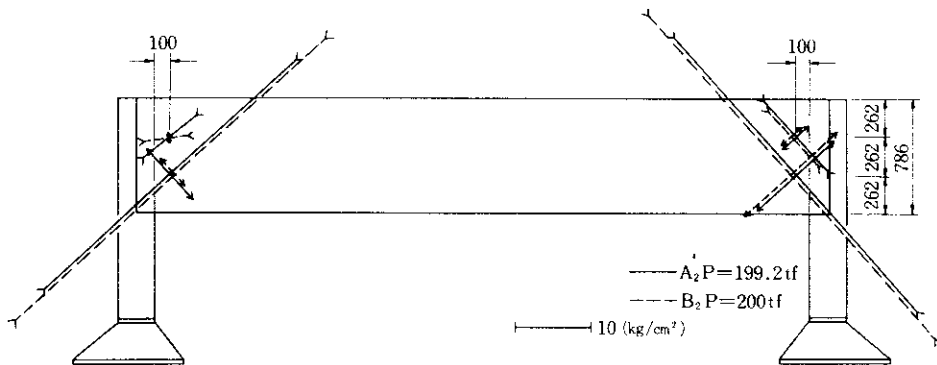


図-11 頂版部のコンクリート主応力

③ 鋼管杭は、中詰コンクリートと鋼管とが複合された部材として、性能を持つ梁要素とした。

今回の解析上の主な着目点としては、頂版全体の変形及び応力分布さらに頂版コンクリートと鋼管杭との結合部に対しては、差し込み鉄筋の応力度、ブラケット部近傍の応力分布などである。

FEM解析結果の特徴的なことを述べると(表-4参照)以下ようになる。

- ① ブラケットの有無によるたわみ、ずれ変位や差し込み鉄筋の応力などの差はない。
- ② 頂版中央部やずれ変位などは、解析値の方がかなり小さい値を示した。
- ③ 結合部下端(差し込みモーメント鉄筋最下段下)では高い応力が発生し、頂版部コンクリートのせん断ひびわれを誘発しやすい状況になっている。
- ④ 最下段のモーメント筋に応力が集中して発生しており軸方向力の40~50%、せん断力の50%程度の分担率となっている。

#### 4. 実験結果の考察

##### (1) 極限耐力(表-2)

せん断型頂版部を有する供試体の実験Ⅰでは、いずれの供試体においても極限耐力は設計荷重の3倍以上の安全率がある。またどの供試体も最終破壊は頂版コンクリートのせん断破壊であり、結合部耐力は余裕があったと考えられる。このような形状では特に頂版コンクリートのせん断に対して配慮を行う必要がある。

曲げモーメント卓越型の頂版部を有する供試体の実験Ⅱにおいても、いくらかの差はあるもののどれも十分な安全率を有している。特にブラケットの有無で有意な差は見出せない。しかし、い

表-2 極限耐力

| 供試体            | 設計荷重      | 極限耐力       | 極限耐力/設計荷重 |
|----------------|-----------|------------|-----------|
| A <sub>1</sub> | 30.0 tonf | 120.0 tonf | 4.0       |
| B <sub>1</sub> |           | 168.2 tonf | 5.6       |
| C <sub>1</sub> |           | 100.0 tonf | 3.3       |
| A <sub>2</sub> | 31.2 tonf | 227 tonf   | 7.3       |
| B <sub>2</sub> |           | 237 tonf   | 7.6       |
| 大和川方式          |           | 220 tonf   | 7.1       |

れの供試体においても実験Ⅰシリーズと同様、最終破壊は頂版コンクリートの斜め引張り破壊である。

##### (2) 鋼管と頂版のずれ変位(表-3)

実験Ⅰ、Ⅱのいずれにおいてもブラケット併用方式の場合、ずれ変位は差し込み鉄筋のみの場合より大巾に小さい。平均すると、ブラケット併用方式のずれ変位は差し込み鉄筋のみの場合の約半分であり、この面からするとブラケットの効果はあると言える。

表-3 鋼管の頂版のずれ変化

(実験Ⅰ)

| 単位: mm       | A <sub>1</sub> |      | B <sub>1</sub> |      | C <sub>1</sub> |      |
|--------------|----------------|------|----------------|------|----------------|------|
|              | 上面             | 下面   | 上面             | 下面   | 上面             | 下面   |
| 設計荷重 (30ton) | 0.09           | 0.03 | 0              | 0.03 | 0.04           | 0.02 |
| 荷重 90 ton    | 0.21           | 0.91 | 0.10           | 0.46 | 0.54           | 1.01 |

(実験Ⅱ)

| 単位: mm                      | A <sub>2</sub> |       | B <sub>2</sub> |      |
|-----------------------------|----------------|-------|----------------|------|
|                             | 上面             | 下面    | 上面             | 下面   |
| 設計荷重 (31.2ton)              | -0.001         | 0.016 | 0              | 0.03 |
| 極限荷重 (A:220ton<br>B:235ton) | 0.171          | 0.559 | -0.03          | 0.39 |

##### (3) 差し込み鉄筋のひずみ

実験Ⅰ、Ⅱ共最下段のモーメント鉄筋に大きな応力が発生している。ただし、鋼管中詰めコンクリートのルーズな供試体C<sub>1</sub>では、せん断筋に発生する軸力も大きな値を示しており、中詰めコンクリートの品質、施工に充分配慮する必要性を示している。

ブラケットの有無による鉄筋軸力の差をみると曲げひずみがA<sub>2</sub>供試体で1000 $\mu$ 前後発生しているがB<sub>2</sub>供試体ではほとんど発生しておらず、また、合成ひずみでもA<sub>2</sub>供試体の方が最大約1200 $\mu$ 発生しB<sub>2</sub>供試体より大きな値を示している。一方B<sub>1</sub>供試体ではブラケット上部でひび割れが発生(荷重85tf)した後、下側モーメント鉄筋の軸力が降伏応力の9割近くまで急増した。これらのことから、総合すると、ブラケットの有無は結合部鉄筋に対して、一応有効に働いているが、応力がブラケット近傍に集中するデメリットも見られるため、かならずしも効果があるとは断言でき



表-4 実験解析総括表

| 項目             | 実験Ⅰ<br>(設計荷重:30ton)<br>供試体A(差し込み鉄筋のみ), 供試体B(差し込み鉄筋+ブラケット)<br>供試体C(差し込み鉄筋のみ, 中詰めコンクリートがルーズ)  |   |   | 実験Ⅱ<br>(設計荷重:31.2ton)<br>供試体A(差し込み鉄筋のみ), 供試体B(差し込み鉄筋+ブラケット)  |   |  |
|----------------|---|---|---|--|---|--|
|                | 実験  |   |   | F E M  |   |  |
| 結合部肌離れ荷重       | A, B, C いずれも 30~35ton (結合部下端から)   |   |   | A. 140ton B. 165ton  |   |  |
| 極限耐力           | A. 120.0ton, B. 168.2ton, C. 100.2ton   |   |   | A. 227ton B. 237ton ※220ton ※S52年実験の値  |   |  |
| ひび割れ・破壊過程      | 【設計荷重】どの供試体もひび割れを生じていない。【設計荷重~最大荷重】A, B, C 全て荷重40ton (16.7 kg/cm <sup>2</sup> )で頂版下面中央からひび割れを生じ始め、せん断ひび割れの発生は A. 100ton (41.7 kg/cm <sup>2</sup> )、B, C. 75~80ton (31.3~33.3kg/cm <sup>2</sup> ) である。また破壊は A, B, C いずれも差し込み鉄筋端部下端からコンクリートクラックが垂直に成長して起こった。<br>( )内は公称せん断応力度 |   |   | 【設計荷重】どの供試体もひび割れを生じていない。【設計荷重~最大荷重】曲げひび割れが A, 51.2ton (6.6kg/cm <sup>2</sup> ) B, 30.1ton (3.9kg/cm <sup>2</sup> ) で生じ始め、135ton (17.4kg/cm <sup>2</sup> ) で A, B とも斜め引張り破壊に移行した。また破壊は結合部下端から頂版中央上部への斜め引張りひび割れによる。<br>( )内は公称せん断応力度 |   |  |
| 頂版ひび割れ図        |    |   |  |   |                          |  |
| 頂版ひび割れ図        | 供試体 A   |   |   | 供試体 A  |   |  |
| 頂版ひび割れ図        | 供試体 B   |   |   | 供試体 B  |   |  |
| 頂版ひび割れ図        | 供試体 C   |   |   |  |   |  |
| 頂版応力状況         | 【設計荷重】 頂版下面中央部で 25.7~26.3kg/cm <sup>2</sup> 発生している。   |   |   | 結合部下端の頂版コンクリートに応力集中がみられる。  |   |  |
| 頂版下面主鉄筋引張力     | 【設計荷重】 A, B, C いずれもほとんど変わらない。【30~90ton】どの供試体も40~50tonの荷重段階で急増している。【90ton】 小差で C>A>B の順である。  |   |   | 実験値よりかなり小さい値を示し、A, B の差異はない。   |   |  |
| 頂版中央たわみ        | 【設計荷重】 A, C 等しく、B がわずかに大きい。【90ton】 C>A>B の順に大きい。<br>【最大荷重】 A. 4.91mm B. 7.43mm C. 2.17mm  |   |   | 実験値よりかなり小さく、A, B の差異はない。   |   |  |
| 鋼管と頂版のずれ変位     | 【設計荷重】 どの供試体の値も非常に小さく、しかも B が最も小さい。<br>【90ton】 上面、下面とも C>A>B で B は A の約半分。【最大荷重】 上面で A. 0.40mm B. 0.11mm C. 0.72mm、下面で A. 0.40mm B. 0.11mm C. 0.72mm  |   |   | A, B の差異はない。   |   |  |
| 差し込み鋼管鉄筋壁応力付状況 | 軸方向力  | 【設計荷重】 下モーメント筋では C>A>B であり、B は A, C よりやや小さい。特に A と比べて B はせん断筋の軸力が半分以下である。【30~90ton】 下モーメント筋の軸力は B でせん断ひび割れが発生した前後で、C>A>B から B>C>A と B の値が急増する。またせん断筋の軸力は C>A>B である。なお B では荷重90tonの時、下モーメント筋の軸応力は降伏点 (3000kg/cm <sup>2</sup> ) に達している。【最大荷重】 A の下モーメント筋は降伏点に達している。 |   |  | A, B どちらにおいても、下モーメント筋に特に大きい軸力(差し筋の軸力合計の40~50%)が発生しており、B の方が小さい値を示す。   |  |
|                | せん断力  |   |   |  | A, B のどちらにおいても下モーメント筋が作用するせん断力合計の約23%を分担しており、B ではブラケットがせん断力合計の32%を分担している。                                   |  |
|                | 曲げひずみ   |   |   |  | 【設計荷重】 A, B のどちらも最下段のモーメント筋、せん断筋に曲げひずみはほとんど発生していない。【最大荷重】 A では最下段のモーメント筋だけでなくせん断筋にも発生しているが、B ではほとんど発生していない。 |  |
| 鋼管部応力状況        | 【設計荷重】 許容応力度に比べて極めて小さい。<br>【90ton】 鋼管下端上15cmの位置での軸力は C>B>A の順であり、設計荷重の3倍でも許容応力度を相当下回る。曲げについては有意差はない。  |   |   | 実験値と相当異なる値を示し、A, B の差異は見られない。  |   |  |
|                |   |   |   | 【設計荷重】 A, B のどの部分も小さい応力しか発生していない。<br>【最大荷重】 頂版下15cmの位置では大きな曲げひずみが発生しており、B の方がやや大きい値を示している。   |   |  |
|                |   |   |   | 結合部下端の頂版コンクリートに強い応力集中が見られる。  |   |  |
|                |   |   |   | 【設計荷重】 B の方がいくらか大きい。<br>【最大荷重】 A, B ほとんど変わらない。(1700kg/cm <sup>2</sup> )程度  |   |  |
|                |   |   |   | 【設計荷重】 A. 0.26mm B. 0.29mm であり、B がわずかに大きい。<br>【最大荷重】 A. 5.17mm B. 5.91mm であり、ほとんどかわらない。  |   |  |
|                |   |   |   | 実験値よりかなり小さい値を示し、A, B の差異はない。   |   |  |
|                |   |   |   | 【設計荷重】 平均すると、A. 0.008mm B. 0.01mm であり、B がわずかに大きい。<br>【最大荷重】 A. 0.365mm B. 0.18mm であり、B は A の約半分である。  |   |  |
|                |   |   |   | 実験値よりかなり小さい値を示し、A, B の差異はない。   |   |  |
|                |   |   |   | 【設計荷重】 最下段のモーメント鉄筋には圧縮応力、せん断鉄筋には引張り応力が発生しており、どちらも B が A の約2倍の値を示す。【最大荷重】 最下段のモーメント筋には A, B のどちらにも解析値ほど大きい応力は発生しておらず、殆ど A, B の差異はない。またせん断筋には (840~1260kg/cm <sup>2</sup> ) 程度の引張力が発生し、A の方がやや大きい値を示す                                |   |  |
|                |   |   |   | A, B のどちらにおいても、最下段のモーメント筋に特に大きい軸力が発生している。<br>せん断筋と下から2段目のモーメント筋には引張り力が発生しており、A が B の約2倍の大きさである。  |   |  |
|                |   |   |   | A, B のどちらにおいても、最下段のモーメント筋が作用するせん断力合計の約50%を分担しており、B ではブラケットがせん断力合計の14%を分担している。  |   |  |
|                |   |   |   | 最下段のモーメント鉄筋に特に大きい応力が発生している。  |   |  |
|                |   |   |   | 実験値と相当異なる値を示し、A, B の差異はない。   |   |  |

ない。いずれの場合も、下段のモーメント鉄筋に大きな応力が集中するため、この近傍の鉄筋の補強は必要と考えられる。

## 5. 実設計に対する配慮

これまでの実験、解析から、現在主として用いられている設計法に対して次のような配慮をすることにより、より安全性の高い基礎構造物が得られると考えられる。

① 実験結果より、せん断破壊はモーメント鉄筋せん断鉄筋の先端部の位置で生じている。すなわち、コンクリートのせん断耐力の問題となる。

このことから、実設計では実験供試体の実験値の抵抗破壊せん断応力度と実設計荷重時のせん断応力度との比を考える必要がある。この比を踏まえながら、せん断補強をするか否かの検討を行う。せん断補強をする場合、①頂版厚さを厚くする、②頂版の鉄筋量を増す、③差し込み鉄筋の頂版内定着長を伸長するの3通りが考えられる。

② 一般に、ディープビーム的な部材の耐荷機構がタイドアーチ的なものと考えれば、頂版の下側鉄筋と下側モーメント筋の引張力は同等と考えられるので両方の鉄筋が同等になると考えられる。このように考えると下側モーメント鉄筋量がかなり多量になる。しかしながら、本実験ではコンクリートの引張抵抗力やせん断鉄筋等により、下側モーメント筋の計測された応力は設計々算応力度より小さ目の値が計測されている。したがって、差し込み鉄筋の配列をせん断鉄筋、モーメント鉄筋と区別しその間の間隔を大きく取るのではなくせん断鉄筋を下側モーメント筋に近づけるのがよいと考えられる。

## あとがき

鋼管矢板基礎の新しい頂版結合方式である差し筋方式について種々の実験・解析を行った。この結果差し筋とブラケットを併用した方式、差し込みの方式共結合方式として十分な安全性を有していることが判明した。このことは現在、設計・施工上問題となっている溶接構造を避ける方式がほぼ確立されたと思われる。今後はより合理的な頂版厚の決定方法、頂版部コンクリートのせん断耐力算定法、隔離・独立杭の頂版部設計への適用方法などについて更に検討していく必要がある。

本実験は大阪第一建設部と大阪第三建設部と共同で鋼管杭協会へ委託して行ったものである。また実験計画から解析・検討まで岐阜大学・小柳治教授、神戸大学 藤井学助教授、京都大学 小林和夫助教授に御指導いただいた。諸先生方をはじめ、実験・解析を行われた鋼管杭協会の技術部会の方々に深謝するものである。

## 参考文献

- 1) たとえば建設省土木研究所：土木研究所資料 第1175号 矢板式基礎の設計（その1～3） 昭和52年2月
- 2) 鋼管杭協会、阪神高速道路公団：矢板式基礎頂版結合部の模型実験報告書、昭和52年3月
- 3) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針・同解説、昭和59年2月
- 4) 安孫子、鯨井、和泉（その1）、（その2）、土木学会第37回年次学術講演会、昭和57年