

## 継手部の結合特性による鋼管矢板井筒基礎の耐震性能に及ぼす影響

安 同祥<sup>1</sup>・清宮 理<sup>2</sup>・NGUYEN Thanh Trung<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 早稲田大学准教授 理工学術院（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1）

<sup>2</sup>正会員 工博 早稲田大学教授 理工学術院（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1）

<sup>3</sup>Student Member of JSCE, Doctoral candidate, Waseda University

### 1. まえがき

鋼管矢板の継手部を現場で連結することによって構築した円形や小判形や矩形などの連続閉合した平面形状を持つ鋼管矢板井筒基礎は杭基礎に比べ大きな剛性と支持力を、ケーソン基礎に比べ優れた施工性を有する基礎構造である。1960年代実用して以来、鋼管矢板井筒基礎は大水深・軟弱地盤のような悪立地に建設する橋梁を含む多くの大規模な構造物の基礎として採用されている。橋梁の鋼管矢板井筒基礎の設計について、現行設計基準<sup>1)</sup>では、基礎構造とそれが支持している上部構造を基礎の頂版上面で切り離し、頂版より上部の構造を解析する際に構造が基礎構造から置き換えた線形集約ばねによって支えるものとするが、基礎を設計する際には上部構造解析時の線形ばね反力あるいは橋脚柱の耐力を設計荷重としており、即ち、上部構造の大地震による解析では基礎構造・地盤の非線形特性などを考慮しておらず、基礎の設計計算では線形ばねの反力を使い、過大な設計荷重を用いた可能性がある。構造物応答のコヒーレンスおよび振動特性・耐震性能を的確に把握するために、基礎構造物とそれが支持している上部の構造と一体として検討するのは必要があると思われる。

非線形特性鋼管矢板が継手部によって連結しているため、継手部の力学特性は鋼管矢板井筒基礎およびそれが支持している上部構造の振動特性および耐震性能に大きく影響する。継手の剛性と耐力が小さすぎる場合、大地震において井筒基礎は杭基礎のように挙動するが、それが十分大きな場合はケーソンのように挙動すると考えられる。P-P型継手は鋼管矢板井筒基礎によく採用されている継手の代表例で、

それは $\phi 165.2\text{mm}$ ,  $t=11\text{mm}$ の鋼管から構成しており、継手のせん断剛性とせん断耐力はそれぞれ $1.2 \times 10^6 \text{kN/m}^2$ と $200 \text{kN/m}$ である。近年、鋼管井筒矢板基礎の剛性および耐力を高めるため、P-T型、L-T型およびH-H型など多くの継手構造を開発されている。継ぎ手鋼管に縞鋼管を用い、内部には高強度モルタルを充填することにより、従来の素管による継ぎ手に比べて6倍以上のせん断耐力を確保することができる<sup>2)</sup>。鹿島（株）らがL型鋼を継手として、継手内にずれ止め用異形鉄筋を溶接し、継手部に充填したモルタルと異形鉄筋の付着力によって継手部のせん断剛性とせん断耐力を向上させるスーパージャンクションを開発した。従来のP-P型に比べて2倍以上のせん断剛性と10倍以上のせん断耐力を有する<sup>3)</sup>。一般的に鋼管に比べ、矢板継手部の剛性および耐力が小さく、大地震において継手部の応答値はその上限値を超え非線形となる。継手部の非線形挙動に加え、地盤-構造物の相互作用および地盤抵抗の非線形特性などがあって、鋼管矢板井筒基礎大地震による応答が異常に複雑になる。本文は地盤の非線形抵抗特性を考慮し、鋼管継手部の力学特性に着目して、継手の結合条件をパラメータとして基礎構造物とそれが支持する橋脚からなる2次元フレームモデルにて大地震における鋼管矢板井筒基礎およびそれが支持する橋脚の振動特性・耐震性能を検証した。

### 2. 検討用橋脚鋼管矢板井筒基礎

道路橋の耐震設計に関する資料<sup>4)</sup>に示す鋼管井筒基礎の設計計算例を本検討に採用した。図-1は対象橋脚鋼管矢板井筒基礎を示す。対象下部構造は耐震設計上地域区分がA地域で建設られた水平力分散

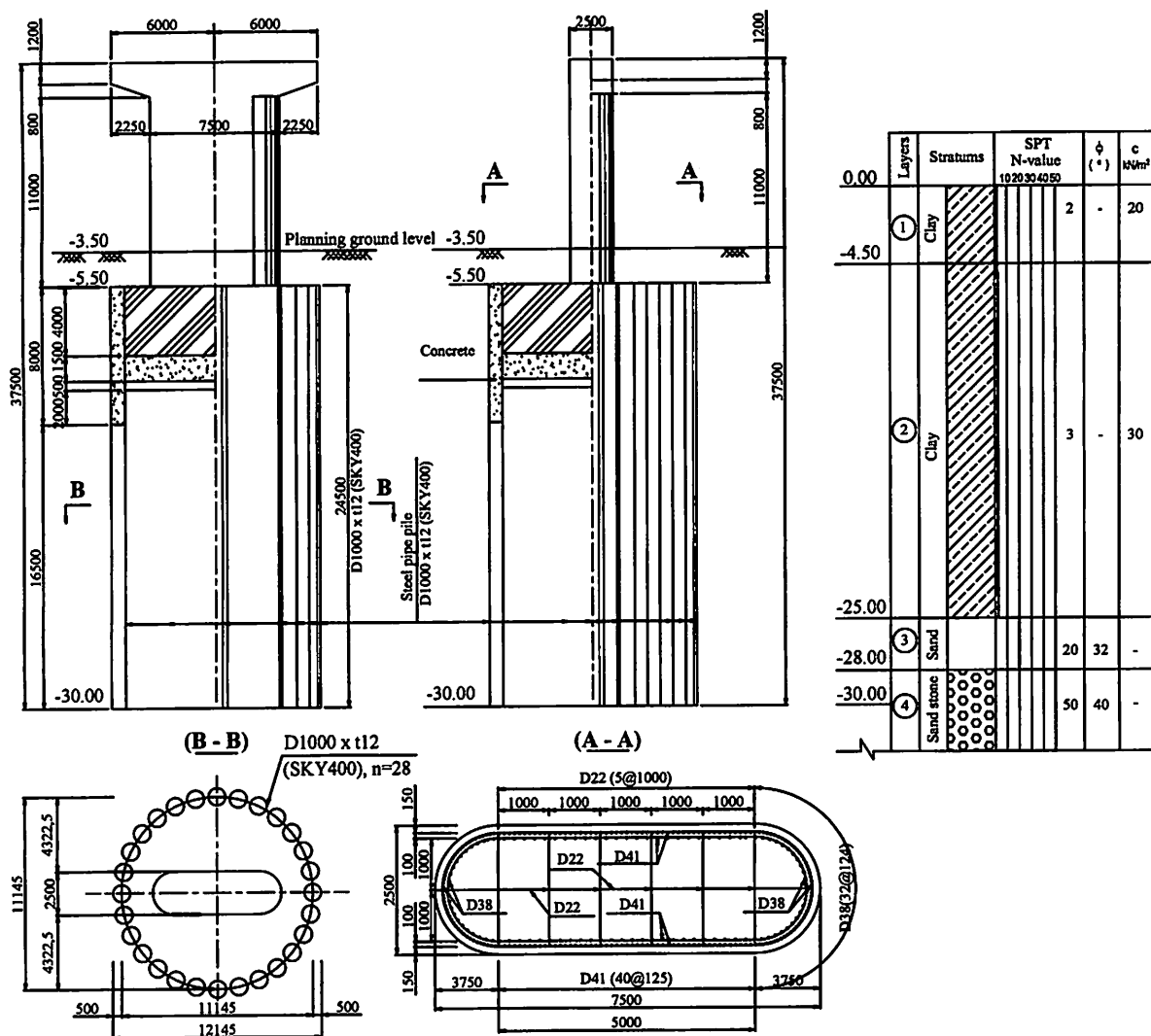


図-1 検討用下部構造（橋脚鋼管矢板井筒基礎）

表-1 地盤条件

|     | 地盤種類 | 層厚 (m) | 平均N値 | 粘着力C<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | せん断抵抗<br>角 $\phi$ (°) | 単位体積重量<br>$\gamma$ , (kN/m <sup>3</sup> ) | 動的変形係数<br>$E_D$ (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----|------|--------|------|------------------------------|-----------------------|-------------------------------------------|--------------------------------------|
| 1層目 | 粘性土  | 1.0    | 2.0  | 20.0                         | 0.0                   | 16.0                                      | 49759                                |
| 2層目 | 粘性土  | 20.5   | 3.0  | 30.0                         | 0.0                   | 17.0                                      | 69275                                |
| 3層目 | 砂質土  | 3.0    | 20.0 | 0.0                          | 32.0                  | 18.0                                      | 166290                               |
| 4層目 | 砂質土  | ---    | 50.0 | 0.0                          | 40.0                  | 20.0                                      | 329004                               |

ゴム支承を有する5径間連続鋼鈑桁橋のP1橋脚で、上部構造からの死荷重反力は7100kNで、支持する上部構造重量は7850kN（橋軸方向）と4740kN（橋軸直角方向）である。本橋梁の耐震設計上の重要度区分はB種橋である。RC製の橋脚は小判型断面を持つ張出し式で、コンクリートの強度が21MPaで、鉄筋の降伏強度が295MPaである。柱断面の配筋については計算例に示す柱の耐力情報から推定したものである。鋼管矢板井筒の鋼管杭の直径は $\phi$  1000で、厚さは $t=12\text{mm}$ で、杭長は24.5mである。井筒は28本の鋼管杭から構成されている。矢板の継手は $\phi$

165.2mm、 $t=11\text{mm}$ の鋼管からなるP-P型の継手である。井筒の平面形状は直径12.145mの円形である。架橋地点の表層地盤は4層となっている。一番上の層は平均N値が2の粘性土層で、その下には平均N値が3の粘性土層が続いている。第3層目は砂質土層で、平均N値が20である。支持層は平均N値が50の砂質層である。架橋地点の耐震設計上の地盤種別はIIIである。表-1は地盤条件を示す。単位体積重量は湿潤重量で、杭長および層厚については計算例から若干変更した。動的変形係数 $E_D$ は平均N値から算出したせん断弾性波速度 $V_{SD}$ によって次式<sup>1)</sup>にて求めた。

表-2 解析ケース

|                         | Case0-1             | Case0-2 | CaseI-1             | CaseI-2             | CaseI-3 | CaseII-1            | CaseII-2            | CaseII-3            | CaseII-4            |
|-------------------------|---------------------|---------|---------------------|---------------------|---------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 剛性<br>kN/m <sup>2</sup> | 1.2×10 <sup>6</sup> | 0       | 1.2×10 <sup>4</sup> | 1.2×10 <sup>7</sup> | 剛       | 1.2×10 <sup>6</sup> | 1.2×10 <sup>6</sup> | 1.2×10 <sup>6</sup> | 1.2×10 <sup>6</sup> |
| 耐力kN/m                  | 200                 | 0       | 200                 | 200                 | 200     | 100                 | 400                 | 1000                | ∞                   |

$$E_D = 2(1 + \nu_D)G_D \tag{1a}$$

$$G_D = \gamma_1 V^2_{SD} / g \tag{1b}$$

3. 解析モデル及び解析ケース

解析上地盤の非線形抵抗および継手のせん断ずれ変形を考慮し、対象橋脚および鋼管矢板井筒基礎を地盤ばねにて支持される2次元フレームにモデル化した。図-2は解析用モデルを示す。橋脚の柱は梁要素とし、その曲げ非線形特性は武田モデルによって評価した。また、柱下端に武田モデルとする塑性ヒンジを設けた。頂版および鋼管杭は線形梁要素によってモデル化した。

鋼管杭は前面地盤水平ばね、側面地盤水平ばね、周面地盤鉛直ばね及び先端地盤水平と鉛直ばねによって支持されるものとした。前面地盤水平ばねは受動土圧強度を抵抗上限値とするバイリニア特性を持つ非線形ばねとし、そのばね値 $k_H$ は式-2、抵抗上限値 $p_{Hu}$ は式-3によって算出した<sup>1)</sup>。側面地盤水平ばねと周面鉛直ばねの非線形特性はバイリニアモデルによって評価し、ばねの上限値は摩擦力をとした<sup>1)</sup>。杭先端の水平ばねは線形とし、鉛直ばねは地盤の極限支持力と杭の浮上りを考慮することができる非対称バイリニアばねとした。

$$k_H = \alpha_k k_{Ho} (B_e / 0.30)^{-3/4} \tag{2a}$$

$$k_{Ho} = E_D / 0.30 \tag{2b}$$

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{Ep} \tag{3}$$

ここに、 $k_{Ho}$ ：直径0.30mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数； $B_e$ ：基礎の有効幅； $E_D$ ：動的変形係数； $\alpha_k$ ：地盤反力係数の補正值（=1.5）； $p_{Ep}$ ：地震時地盤の受動土圧強度； $\alpha_p$ ：水平地盤反力度の上限値の割増し係数。

継手は水平方向ばねと鉛直方向（せん断）ばねにて評価した。水平方向ばねは線形とし、せん断ばねは継手せん断剛性を初期勾配とし、継手のせん断強

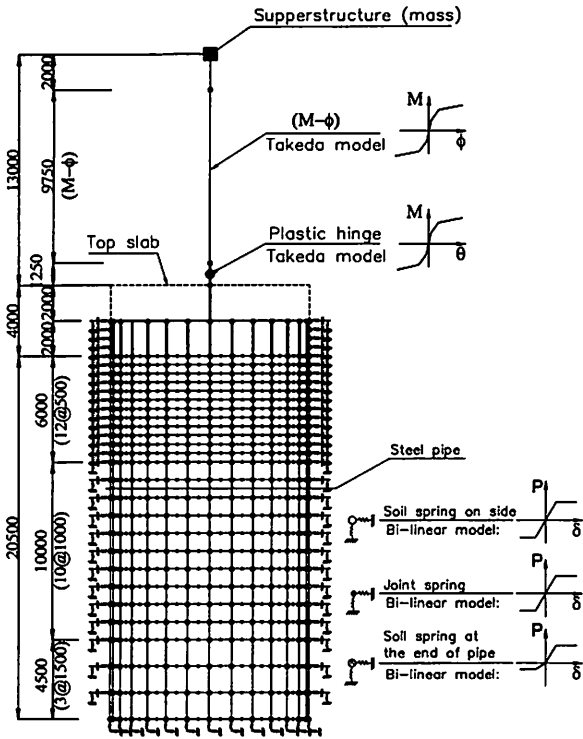


図-2 解析用モデル

度を上限値とするバイリニア型とした。  
検討ケースについて、継手のせん断剛性とせん断強度を着目して表-2に示す9ケースとした。Case0-1は標準ケースで、その継手のせん断特性値は計算例に示された値、せん断剛性は $G_0=1.2 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、せん断耐力は $P_{so}=200 \text{ kN/m}$ とした。Case0-2は継手がないか何らかの原因で継手が壊れたケースである。CaseI-1からCaseI-3までの3ケースはせん断剛性をそれぞれ0.01 $G_0$ 、10 $G_0$ と剛とした場合である。CaseII-1からCaseII-4までの4ケースはせん断耐力をそれぞれ0.5 $P_{so}$ 、2.0 $P_{so}$ 、5.0 $P_{so}$ と無限とした場合である。

4. 解析用地震入力および解析方法

表層地盤の地震動に対する増幅特性を考慮して、構造物解析用地震入力は地盤ばねの深さに応じて多点入力とした。構造物解析用地震入力は強制水平変位とし、地盤解析によって求めた。地盤解析用基盤

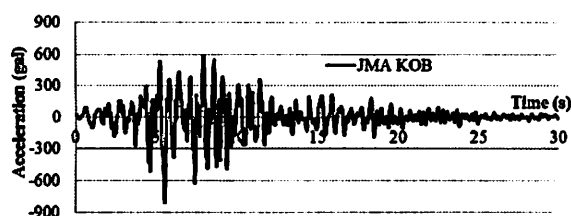


図-3 (a) 地盤解析用基盤加速度波形

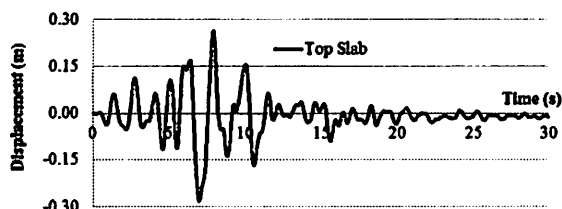


図-3 (b) 頂版中心位置での強制変位

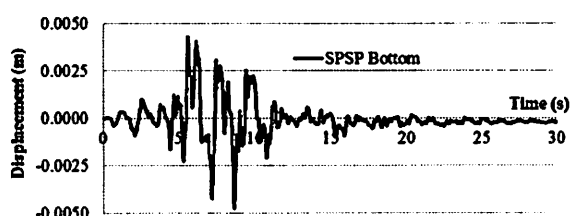


図-3 (c) 井筒基礎底面位置での強制変位

入力は道路橋示方書<sup>1)</sup>に示されているI種地盤タイプII地震動設計用JMA KOB波形とした。図-3 (a)は地震動加速度波形を示す。波形の記録時間は30sで、最大加速度は812Galである。例として、図-3 (b)と(c)はそれぞれ頂版中心と基礎底面位置での地盤の水平応答変位を示す。頂版中心位置での地盤最大水平応答変位が0.282mに対して基礎底面での変位が0.005m弱でした。

構造物の応答値は非線形動的解析によって求めた。動的解析は直接積分法、積分はNew- $\beta$  ( $\beta=0.25$ )法によって行った。また、減衰はひずみエネルギー比例～レイリ型とした。

## 5. 固有値解析

橋軸方向の解析結果を示す。表-3は対象構造物の代表的な固有値解析結果である。矢板継手のせん断剛性の増加につれて、構造物の固有周期が短くなったが、短縮幅が小さかった。標準ケースのCase0-1に比べ、継手せん断剛性を剛としたCaseI-3に比べ、1次モードと2次モードの固有周期はそれぞれ2.1%と3.2%短くなった。一方、継手なしケースのCase0-2の1次モードと2次モードの固有周期はそれぞれCase0-1の方より4.4%と8.1%伸びた。刺激係数とモード減衰についても継手のせん断剛性の変化によ

表-3 固有値解析結果

| モード | ケース     | 固有周期 (s) | 刺激係数  | モード減衰 |
|-----|---------|----------|-------|-------|
| 1次  | Case0-1 | 0.429    | 39.44 | 0.059 |
|     | Case0-2 | 0.448    | 38.83 | 0.069 |
|     | CaseI-1 | 0.448    | 38.87 | 0.068 |
|     | CaseI-2 | 0.422    | 39.63 | 0.059 |
|     | CaseI-3 | 0.420    | 39.66 | 0.059 |
| 2次  | Case0-1 | 0.112    | 34.13 | 0.136 |
|     | Case0-2 | 0.121    | 35.24 | 0.153 |
|     | CaseI-1 | 0.120    | 35.18 | 0.152 |
|     | CaseI-2 | 0.109    | 33.70 | 0.136 |
|     | CaseI-3 | 0.108    | 33.63 | 0.136 |

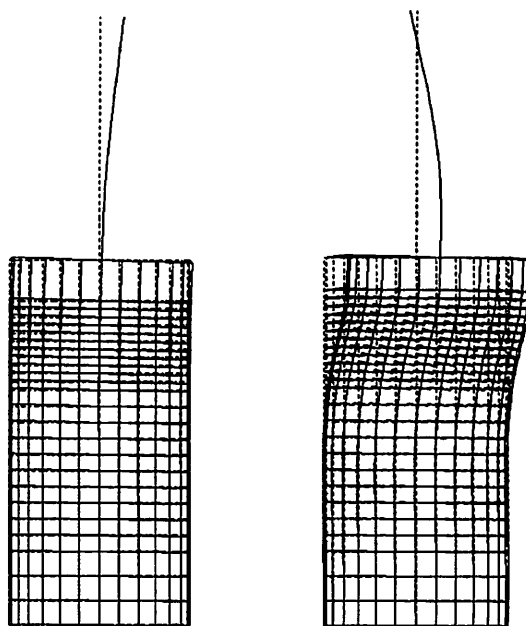


図-4 (a) 1次振動モード 図-4 (b) 2次振動モード

変動量が顕著ではなかった。継手のせん断剛性が構造物の全体剛性への寄与率が大きくないと考えられる。図-4は構造物の代表的な振動モードである。1次固有振動モードは橋脚柱の1次モードが卓越するモードで、2次固有振動モードは鋼管矢板基礎の振動が卓越するモードである。解析用レイリ型減衰はこの2つの振動モードによって求めた。

## 6. 上部構造および橋脚柱の応答値

図-5 (a)は矢板継手のせん断剛性を変化させたケースの上部構造重心位置での応答水平変位の時刻歴である。最大応答変位について、Case 0-1の方が0.472mで発生時刻は $t=7.09s$ である。Case0-2の場合は $t=7.08s$ の時に最大となり、最大値は0.454mであって、Case0-1の方より4.2%小さくなった。CaseI-1の最大応答値は0.464m ( $t=7.09s$ )で、Case0-2の方より大きくなったがCase0-1の方より小さかった。

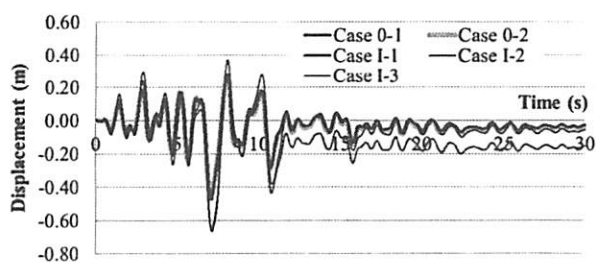


図-5 (a) 上部構造の応答水平変位:せん断剛性

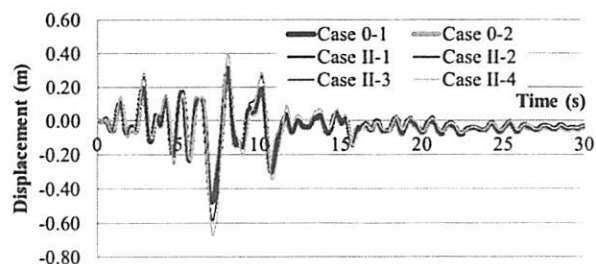


図-5 (b) 上部構造の応答水平変位:せん断耐力

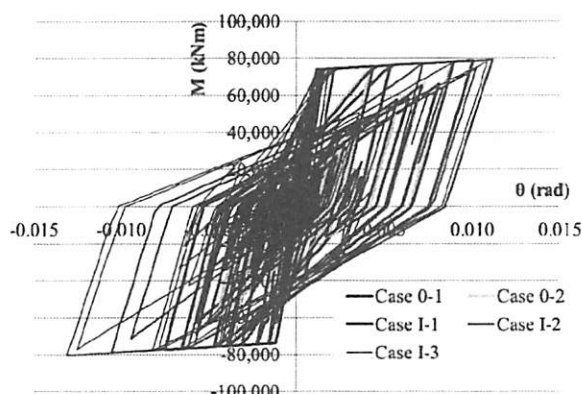


図-6 (a) 柱塑性ヒンジ:せん断剛性

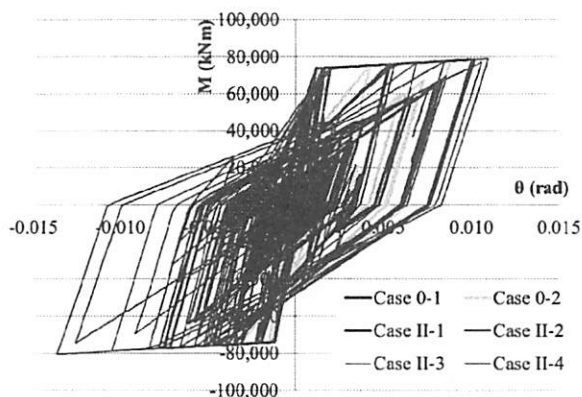


図-6 (b) 柱塑性ヒンジ:せん断耐力

一方、継手のせん断剛性を標準ケースより10倍大きくしたCaseI-2の最大応答値が0.656m ( $t=7.12s$ )で、Case0-1の方より39.0%大きくなった。CaseI-3の最大応答が $t=7.15s$ で0.666mの最大値となり、CaseI-2の方より若干大きくなったがCase0-1の方より41.1%大きくなった。矢板継手せん断剛性の上部構造応答周波特性への影響が小さかったがその増強によって上部構造の最大応答水平変位が大きくなった。

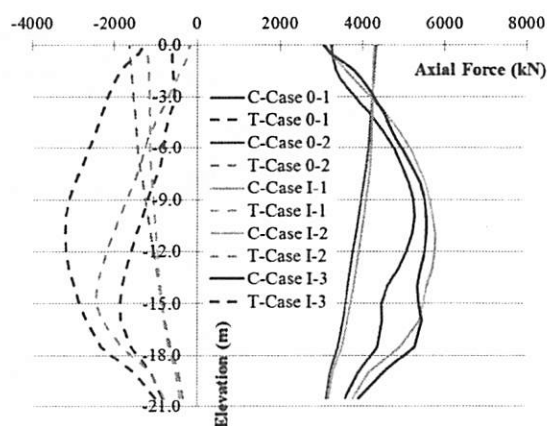


図-7 (a) 外側鋼管の軸力:せん断剛性

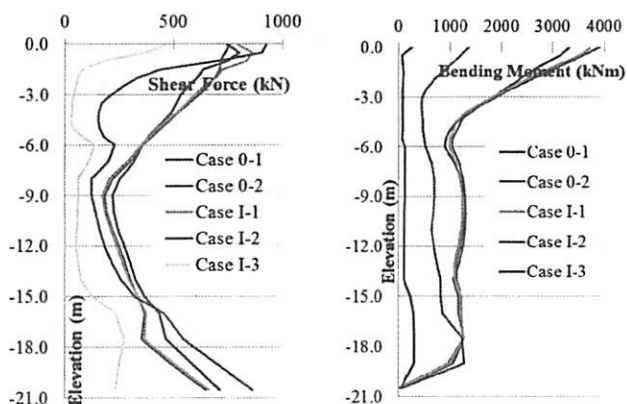


図-7 (b) 外側鋼管のせん断力とモーメント:せん断剛性

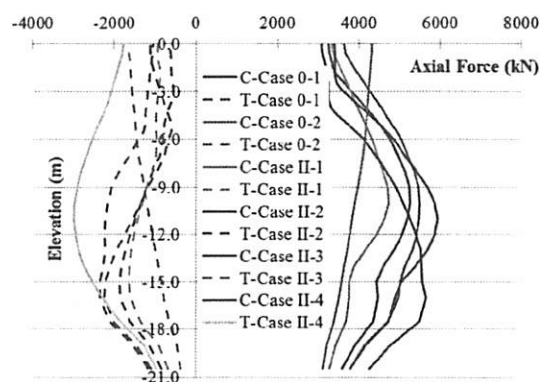


図-8 (a) 外側鋼管の軸力:せん断耐力

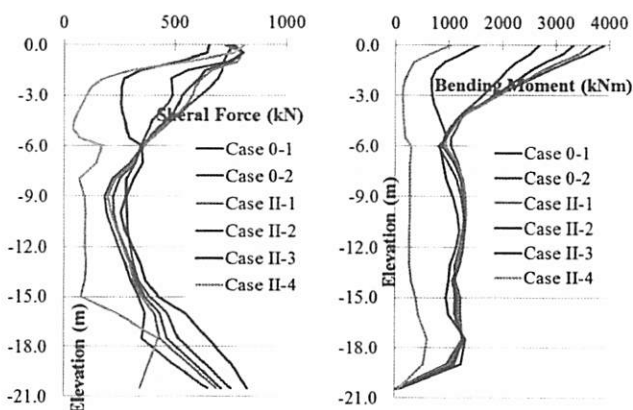


図-8 (b) 外側鋼管のせん断力とモーメント:せん断耐力

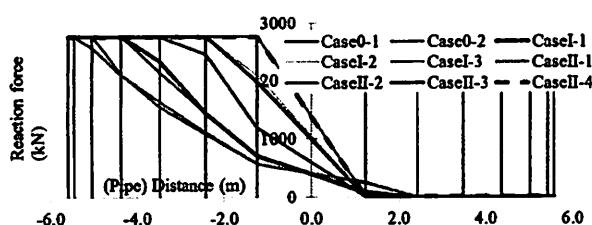


図-9 基礎底面反力

図-5 (b)は矢板継手のせん断耐力を変化した場合の上部構造重心位置での応答水平変位の時刻歴である。継手のせん断耐力を標準ケースの半分としたCaseII-1の最大応答変位が0.467mで、 $t=7.09s$ の時に発生した。Case0-1との発生時刻がおなじだが1.1%小さかった。一方、CaseII-2の最大応答変位が0.488mでCase0-1の方より3.4%大きくなった。継手のせん断耐力を標準ケースの5倍としたCaseII-3の最大応答変位が $t=7.13s$ で計算され0.586mで、Case0-1の方より24.2%大きくなった。CaseII-4の最大応答変位が0.674m ( $t=7.16s$ )で、Case0-1の方より42.8%大きくなった。矢板継手せん断耐力の増大によって上部構造の最大応答水平変位が大きくなった。上部構造応答周波特性の矢板継手せん断耐力からの影響が小さかった。

図-6(a)は矢板継手せん断剛性が変化した場合橋脚柱塑性ヒンジ部の $M \sim \theta$ の履歴を示す。Case0-1, Case0-2, CaseI-1, CaseI-2およびCaseI-3の塑性ヒンジ部の最大回転角はそれぞれ10.04, 8.79, 8.95, 11.15および13.11mradであって、継手のせん断剛性が“0”の場合は応答値が最も小さく、継手を剛した場合は応答値が最も大きな結果を得た。即ち、継手せん断剛性の増大につれて橋脚柱塑性ヒンジ部の回転角が大きくなった。図-6(b)は矢板継手せん断耐力が変化した場合橋脚柱塑性ヒンジ部の $M \sim \theta$ の履歴を示す。塑性ヒンジ部の最大回転角について、CaseII-1が10.15mrad, CaseII-2が10.18mrad, CaseII-3が10.48mrad, CaseII-4が13.62mradであって、矢板継手耐力の増大によって柱塑性ヒンジ部の応答値が大きくなった。

## 7. 鋼管矢板井筒基礎の応答値

図-7(a)は矢板継手せん断剛性が変化した場合一番左側の鋼管の最大軸力(圧縮: +, 引張: -)を示す。Case0-1, Case0-2, CaseI-1, CaseI-2およびCaseI-3における杭の最大(最小)軸力はそれぞれ5261 (-1867), 4325 (-1649), 4285 (-1208),

5766 (-2451) 及び5561 (-3202) であって、矢板継手剛性の増強によって鋼管の最大・最小軸力および軸力の変動幅が大きくなった。また、継手のせん断剛性が小さい場合、鋼管頭部の軸力は最大となったが剛性が大きくなった場合地中部が大きくなった。図-7(b)は鋼管断面のせん断力とモーメントを示す。矢板継手せん断剛性の増強によって鋼管の最大せん断力と曲げモーメントが減少した。図-8(a)は矢板継手のせん断耐力が増大した場合一番左側の鋼管の最大・最小軸力を示す。矢板継手せん断耐力の増加によって鋼管の最大・最小軸力および軸力の変動幅が大きくなった。一方、せん断耐力の増加によって鋼管断面のせん断力と曲げモーメントが減少した(図-8(b)参照)。

基礎底面地盤の最大・最小反力を図-9に示す。矢板継手せん断剛性・せん断耐力の増大によって基礎底面地盤の降伏範囲および鋼管の浮き上がり率が増加する傾向があった。

## 8. 結論

本検討によって次の事が判明した。

(1) 矢板継手のせん断剛性の増強につれて構造系の固有周期が短くなるが短縮幅が小さく、構造系の固有値への影響が限定的である；(2) 矢板継手のせん断剛性・耐力を増強した場合上部構造の振動周波特性への影響が小さいが上部構造の応答変位および橋脚柱塑性ヒンジ部の応答値を増大する傾向がある；(3) 矢板継手のせん断剛性・耐力の増強につれて鋼管の最大・最小軸力、軸力の変動幅が大きくなるが鋼管断面のせん断力と曲げモーメントが小さくなる；(4) 矢板継手のせん断剛性・耐力の増強によって基礎底面地盤の降伏範囲および鋼管の浮き上がり率が増加する傾向がある。

今回の計算結果は従来の検討で得られている知見とは異なった傾向になった。この原因について更に検討する必要がある。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2002。
- 2) 西海 健二，山下 久男：綫鋼管を用いた鋼管矢板基礎用継手のせん断特性，土木学会第58回年次学術講演会，VI-243，2003。
- 3) 土木研究センター：スーパージャンクション，建設技術審査証明報告書，2007。
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。