

(54) 立体交差橋の急速施工を目的とした 鋼・コンクリート合成杭頭接合構造の開発

吉田 達矢¹・堀口 大輔²

¹正会員 住友重機械工業(株) 鉄構機器事業本部 技術開発部 (〒141-8686 東京都品川区北品川5-9-11)
E-mail:Tty_Yoshida@shi.co.jp

²正会員 (株)浅沼組 大阪本店 土木技術工務部 (〒543-8688 大阪市天王寺区東高津町12-6)
E-mail:horiguchi-daisuke@asanuma.co.jp

橋脚と杭基礎を直接接合することで、フーチング施工を省略して施工効率の向上や工期短縮を図る短期間立体交差化工法を提案している。鋼製橋脚と鋼管杭に1柱1杭構造を適用する場合、接合部では杭施工で発生する設置誤差を、より合理的に吸収する必要がある。そこで、杭の施工誤差を吸収可能な鋼・コンクリート合成構造による杭頭接合構造を考案した。本接合構造の耐荷性能や合理的な構造を検討することを目的に、充填コンクリートの有無やずれ止め構造をパラメータとした模型供試体による静的載荷実験を実施した。その結果、簡易計算法で所要の耐荷性能を確保できるとともに、コンクリート充填部に特別なずれ止め構造を設けなくても問題ないことを確認した。また、3次元FEM解析によって、実験結果の検証を行うとともに、接合構造全体の力学的性状の把握や安全性を検討した。

Key Words : steel pile, joints, composite structure, static loading test, 3D FEM analysis

1. はじめに

最近、都市部などで発生する交通渋滞に起因する環境問題や交通事故の低減を目的として、短期間で交差点を立体化する施工法の開発が強く望まれている¹⁾²⁾。そこで、筆者らは橋脚と杭基礎を直接接合することによって、フーチング施工を省略して施工効率の向上や工期短縮を図る立体交差橋の急速施工法を提案している³⁾⁴⁾。本工法では、鋼製橋脚と鋼管杭の1柱1杭構造を採用する。このため、柱と杭の接合部で生じる杭施工時の設置誤差を吸収できる鋼・コンクリート合成構造による杭頭接合構造を新たに考案し、実用化に向けた研究開発を継続している⁵⁾。

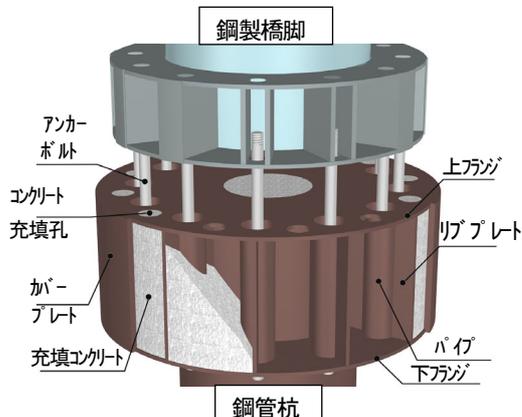


図-1 接合構造の概要

本研究では、新たに提案する杭頭接合構造の耐荷性能や実用上の合理的な構造の実現を目的として、充填コンクリートの有無や鋼・コンクリートのずれ止め構造をパラメータとした部分模型による静的載荷実験を行った。また、3次元FEM解析によって、実験結果の検証を行うとともに、接合構造全体の力学的性状の把握や安全性の検討を実施したので、ここにその概要を報告する。

2. 接合構造の概要と設計方法

本研究で対象とする接合構造の概要を図-1に示す。本接合構造は、鋼・コンクリート合成構造としたアンカーボルトによる接合構造である。鋼管杭頭部の円周上にリブプレート付きのアンカーボルト挿入用パイプを配置し、上下フランジとカバープレートで密閉構造として、リブプレート間にコンクリートを充填する。アンカーボルト挿入用パイプ径は、鋼管杭施工時の±50mmの誤差を考慮し、アンカーボルト径より100mm大きくしておく。

一方、本接合構造の設計は、アンカーボルトを単鉄筋にモデル化したRC計算により求められる耐力に対して行う。レベル2地震動における接合部の水平耐力は、道路橋示方書V耐震設計編⁶⁾に準拠し、アンカーボルトの

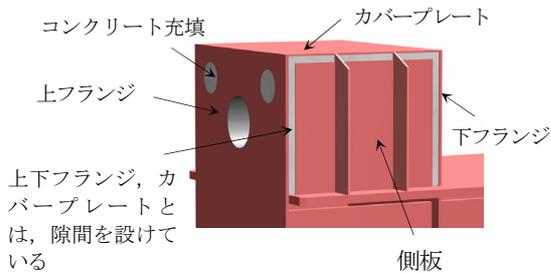


図-5 側板の設置要領

どの経時変化によって、期待できない可能性がある。そこで、Type3～Type5には、鋼殻内面にグリスを塗布して、充填コンクリートの付着抵抗力の影響を極力排除した。

接合構造から切り出した充填コンクリートの境界条件である横方向拘束状態の再現を目的とし、Type2～Type5には側板を設置した。ただし、この側板は供試体変形を拘束しないようにするため、上下フランジとカバープレートとは隙間を設けた(図-5)。また、コンクリート打設は、実施工に合わせ供試体を立てた状態で、上面から高流動コンクリートを使用して行った。なお、本実験ではアンカーボルトはモデル化せず、パイプ内にはモルタルのみ充填しておくこととした。表-2、3に鋼材と充填コンクリートの材料試験結果を示す。

(2) 荷重方法

供試体への荷重荷重は、1960kN油圧ジャッキ2台を用い、載荷梁を介して行った。荷重作用点には、アンカーボルトの定着座金とナットをモデル化した。荷重状況を、写真-1に示す。荷重パターンは全供試体で統一し、コンクリートひび割れ後の全体剛性やひずみの線形性などを確認するため、設計荷重686kNと約2倍の荷重1400kNまでを、それぞれ3回繰返し荷重した後、供試体が破壊状態に至るか、荷重フレームの荷重上限値3000kNまで行った。

4. 実験結果と考察

(1) 荷重-変位関係

図-6に、各供試体の荷重-下フランジ変位関係を示す。コンクリートを充填していないType1は、荷重範囲が設計荷重である686kN以下においては大きな変化は見られなかったが、設計荷重を超えた辺りから急激に変位が増加したことから、設計荷重の2倍程度まで荷重して終了した。一方、コンクリートを充填したType2～Type5については、設計荷重の2倍までの繰返し荷重後も大きな剛性低下は見られなかった。その後、荷重設備の上限値で

表-2 鋼材の材料試験結果

| 種別 | 材質 | 板厚 (mm) | 降伏点 (N/mm ²) | 引張強さ (N/mm ²) | 備考 |
|------|--------|---------|--------------------------|---------------------------|--------------|
| プレート | SS400 | 10 | 295 | 440 | |
| パイプ | STK400 | 5 | 411 | 483 | 降伏点は0.2%ひずみ時 |

表-3 充填コンクリートの材料試験結果

| 材齢 (日) | Type2 | Type3 | Type4 | Type5 |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|
| 圧縮強度 (N/mm ²) | 82 | 47 | 65 | 59 |
| | 44.1 | 42.4 | 42.4 | 42.6 |

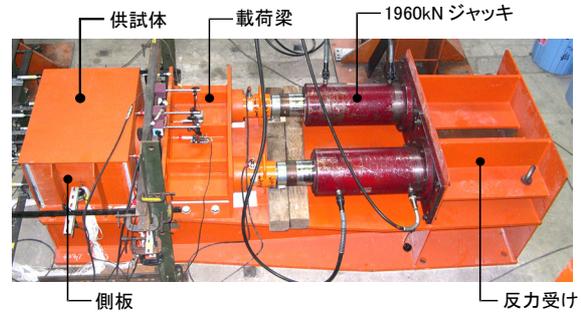


写真-1 荷重状況

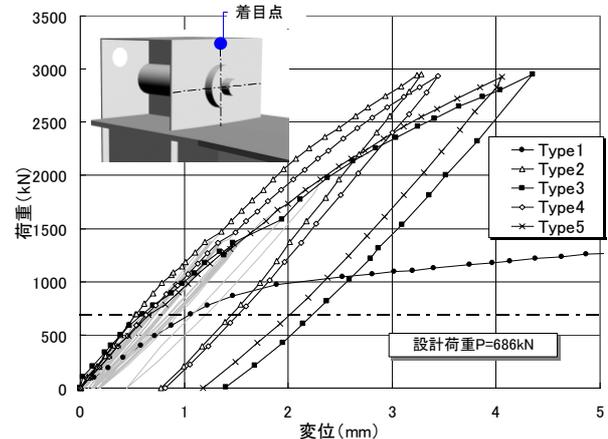


図-6 荷重-下フランジ変位関係

ある3000kNまで荷重したが、破壊に至ることなく終了した。

コンクリートを充填した供試体の変位量に着目すると、設計荷重時で1mm以下であり、最大荷重時においても4mm程度と小さい。また、各供試体の最大変位差は1mm程度にとどまった。このことから、接合部はコンクリート充填によって非常に大きい剛性が確保でき、付着抵抗力の有無等が剛性に及ぼす影響は小さいといえる。

(2) 充填コンクリートが耐荷性能に及ぼす影響

ここでは、実験より得られた各種ひずみ計測結果をもとに、充填コンクリートの有無に着目した接合構造の耐荷性能について考察する。ここで、比較対象とする充填コンクリート有りの供試体は、コンクリート付着抵抗力の影響を極力排除したType3とした。

図-7に、Type1およびType3の荷重-下フランジの曲げ

ひずみ関係を示す。図より、Type3はType1に比べてひずみの進展が大幅に低減していることがわかる。これは、充填コンクリートがフランジの変形を拘束し、板曲げ変形の影響が緩和されたことによると考えられる。

図-8に、Type1およびType3の荷重-リブプレートのせん断ひずみ関係を示す。図より、着目点Aは鋼板の降伏せん断ひずみを2000 μ 程度とすると、Type1は設計荷重に達する前に降伏ひずみを大きく超過した。これは、着目点Aが載荷点近傍であることから、荷重偏心曲げによる垂直ひずみの影響を大きく受けたことによると考えられる。一方、着目点Bは垂直ひずみの影響が小さく、せん断ひずみが支配的になることから、Type1およびType3ともに降伏せん断ひずみ2000 μ 付近からひずみが急増する傾向となった。また、Type3はType1に比べ、約2倍の荷重付近まで降伏に達しておらず、設計荷重時における発生ひずみも半減していることがわかる。

以上の結果より、鋼殻のみの場合はフランジの板曲げ変形が耐力低下に影響するが、コンクリートを充填することで、板曲げ変形が緩和されるとともに、鋼殻が充填コンクリートを拘束する効果によって、リブプレートのせん断応力が低減し、耐荷性能が大きく向上することが確認された。

(3) 充填コンクリートのずれ止め構造の検討

ここでは、鋼殻と充填コンクリートの付着抵抗力の有無およびずれ止め構造の違いが、本構造の耐荷性能に及ぼす影響について、Type2~Type5のリブプレートのせん断ひずみ計測結果を比較し考察する。

図-9に、Type2~Type5の荷重-リブプレートせん断ひずみ関係を示す。着目点Aおよび着目点Bは、図-8と同一地点を示す。図より、着目点AではType2のみが、他の供試体に比べて初期のせん断剛性が若干大きい以外は、各供試体ともほぼ同様のひずみ履歴となっている。したがって、コンクリートの付着抵抗力の有無に比べて、ずれ止め構造の違いがリブプレートのせん断ひずみに及ぼす影響は十分小さいといえる。一方、着目点Bにおいて最大荷重時の発生ひずみに着目すると、概ねType4が最も小さくType5が最も大きい値になっている。これは、Type4は孔明き鋼板ジベルを追加しているのに対し、Type5はリブプレート自体にずれ止め用孔を設けたことが、構造全体のせん断剛性低下に影響したものと考えられる。なお、Type4に追加した孔明き鋼板ジベルについては、最大荷重時においてもひずみは300 μ と小さな値しか生じていなかった。このことから、充填コンクリートから孔明き鋼板ジベルへの応力伝達は小さいレベルに留まっていたと推定される。

以上のことから、本構造は想定する設計荷重に対し弾

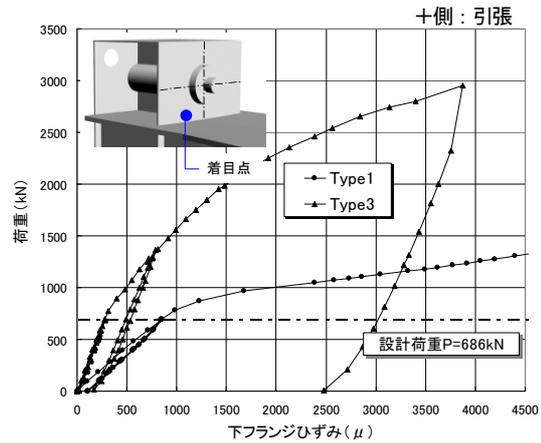


図-7 荷重-下フランジひずみ関係

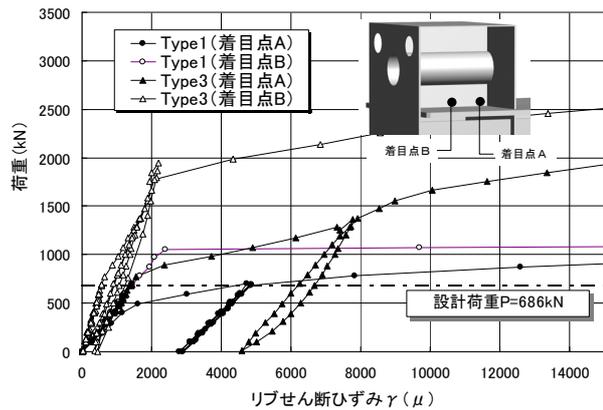


図-8 荷重-リブプレートせん断ひずみ関係

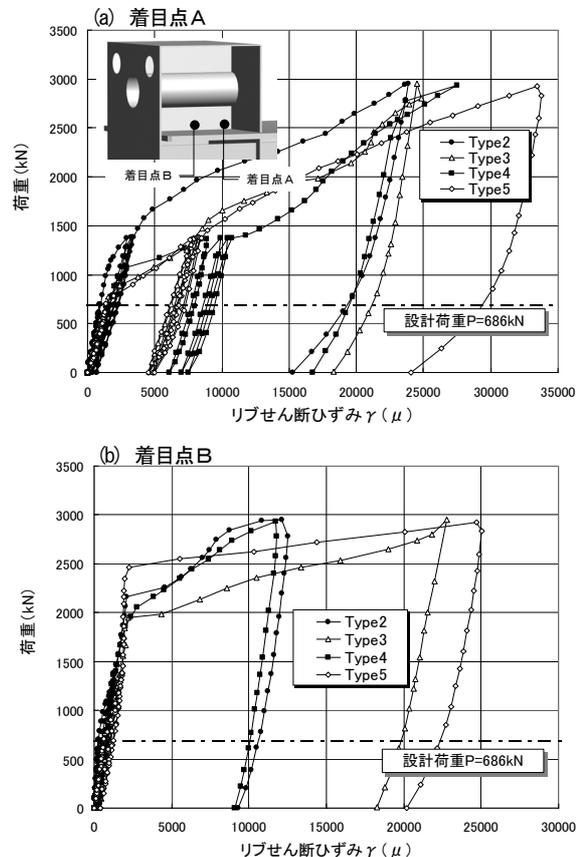


図-9 荷重-リブプレートせん断ひずみ比較 (Type2~5)



写真2 充填コンクリートのひび割れ状況

性範囲内で設計することを勧告すれば、実構造への適用にあたっては、特別なずれ止め構造を設けなくても十分なせん断強度を確保できると考えられる。

(4) 充填コンクリートのひび割れ性状

実験終了後に、鋼殻内の充填コンクリートのひび割れ状況を調査した結果を、写真-2に示す。載荷点から斜め45° 下方向に向かって割裂するように、ひび割れが生じていることが確認できる。なお、本写真はType5の状況を示すが、他の供試体もすべて同様な状況であった。

充填コンクリートの横方向拘束用に設けた側板(図-5)のはらみ出し変位を計測した結果、各供試体とも、変位量の最大値は0.5mm程度と微小であるものの、700~1000kN付近の荷重付近で変位の急増がみられた。これは、図-7、8に示すType3の各ひずみ履歴の傾きにわずかな変化が生じている荷重付近と一致しており、Type2、Type4およびType5についても同様な傾向であった。以上のことから、各供試体における充填コンクリートのひび割れは、700~1000kN付近の荷重で生じたものと推測される。しかしながら、図-6の荷重-変位関係からもわかるように、充填コンクリートのひび割れが本接合構造の剛性に及ぼす影響は十分に小さく、実用上の支障はないと考えられる。

5. 3次元FEM解析による検討

(1) 実験結果の検証

実験結果の検証を目的として、供試体をモデル化したFEM解析を実施した。解析対象はType1~3として、設計荷重である686 kN載荷時における解析値と計測値を比較することとした。

ここで、コンクリートを充填しなかったType1はリブプレートひずみの計測値が設計荷重時において大きく降伏ひずみを超過していたため、汎用解析コードABAQUSを用いた弾塑性解析を行った。鋼材はバイリニア型でモデル化した。一方、コンクリート充填有りのType2,3は、弾性解析とした。コンクリートの付着抵抗力を排除したType3は鋼部材とコンクリート要素との共有節点を2重節点にして、荷重方向のせん断力を伝達させないようにモデル化した。また、供試体側面の境界条件は、充填コンクリート面に直交する変位を拘束することによって、擬似的に側板の設置状態を再現した。

図-10に偏心曲げモーメント M (図-3)によって生じる上下フランジ外面(鋼殻外側)の垂直ひずみの計測値と解析値の比較を示す。また、図-11にリブプレートに生じる偏心曲げモーメント M による垂直ひずみとせん断ひずみの計測値と解析値の比較を示す。

まずType1は、図-10より上フランジの計測値と解析値はよく一致しているが、下フランジは誤差が大きくなった。一方、図-11のリブプレートのせん断ひずみは、下フランジ側で大きく降伏ひずみ(約2000 μ)を超過したことを解析にて概ね再現できている。このことから、下フランジの計測値と解析値の誤差は、リブプレートの塑性変形の影響を受けて生じたものと推測される。

次にType2,3については、上下フランジともにコンクリートの付着抵抗力の有無によるひずみ差が、計測値、解析値とも小さい。また、ひずみの絶対値は下フランジの方が上フランジに比べ約2倍大きいことがわかる。

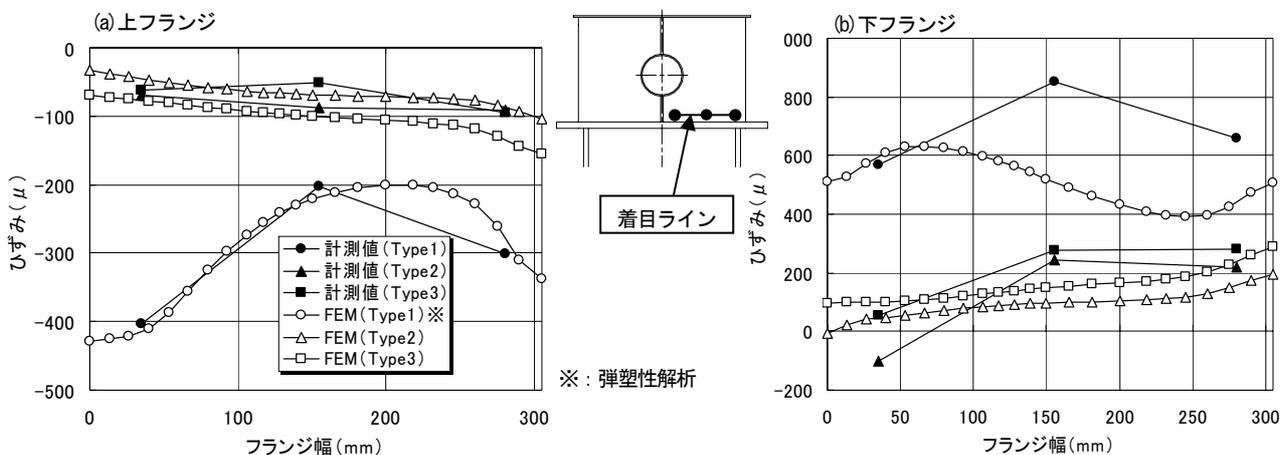


図-10 上下フランジの計測値と解析値の比較 (荷重: 686kN)

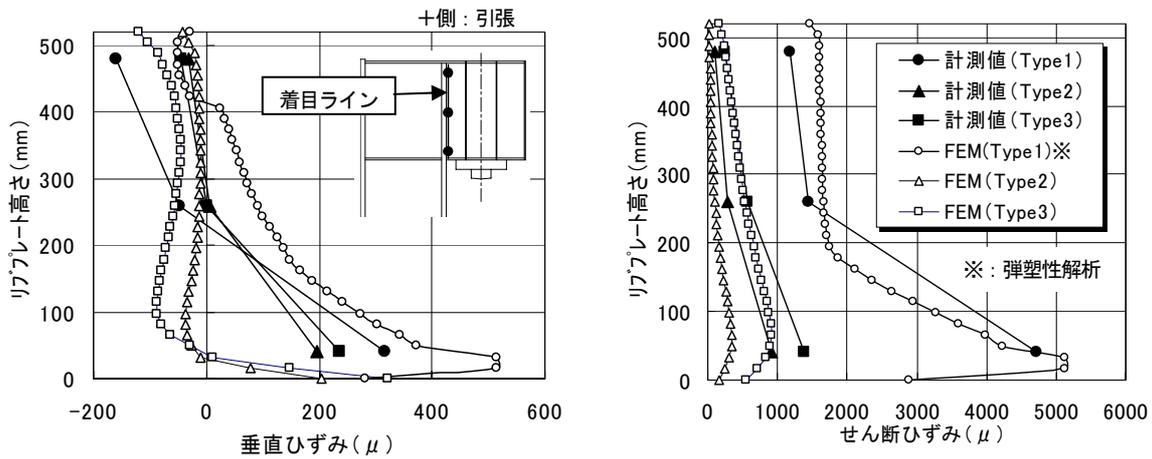


図-11 リブプレートの計測値と解析値の比較 (荷重：686kN)

一方、リブプレートのせん断ひずみは下フランジ側で計測値と解析値の誤差が大きくなったが、コンクリートの付着抵抗力の有無によってせん断ひずみ差が生じることが、解析において再現されている。

以上のことから、計測値と解析値は概ね整合していることが確認された。

(2) 最大耐力の推定

今回の実験では、載荷フレームの制約上から3000kNを上限值として荷重載したが、コンクリートを充填したType2～5は破壊状態まで至らなかった。そこで、ここではType3を対象として最大耐力の推定を行った。表-4に式(5)～式(8)によって求めた供試体断面の全塑性曲げモーメントおよび全塑性せん断力と、それぞれに相当する荷重値を示す。ここで、全塑性せん断力の算出にあたっては、鋼断面のみと仮定した。なお、式(5)、(7)中の b, t, d, h は、それぞれフランジ幅、フランジ厚、リブプレート高、リブプレート厚を表す。

$$M_p = b \cdot t \cdot d \cdot \left(1 + \frac{h \cdot d}{4 \cdot b \cdot t}\right) \cdot \sigma_y \quad (5)$$

$$P_M = \frac{M_p}{e} \quad (6)$$

$$Q_p = 2 \cdot b \cdot t \cdot \left(1 + \frac{h \cdot d}{2 \cdot b \cdot t}\right) \cdot \sigma_y / \sqrt{3} \quad (7)$$

$$P_Q = Q_p \quad (8)$$

M_p ：全塑性曲げモーメント(kN・mm)

P_M ：全塑性曲げモーメントに相当する荷重(kN)

Q_p ：全塑性せん断力(kN)

P_Q ：全塑性せん断力に相当する荷重(kN)

表-4 全塑性曲げモーメントと全塑性せん断力

| | | |
|-------|--------|------|
| M_p | (kN・m) | 1611 |
| P_M | (kN) | 8707 |
| Q_p | (kN) | 3066 |
| P_Q | (kN) | 3066 |

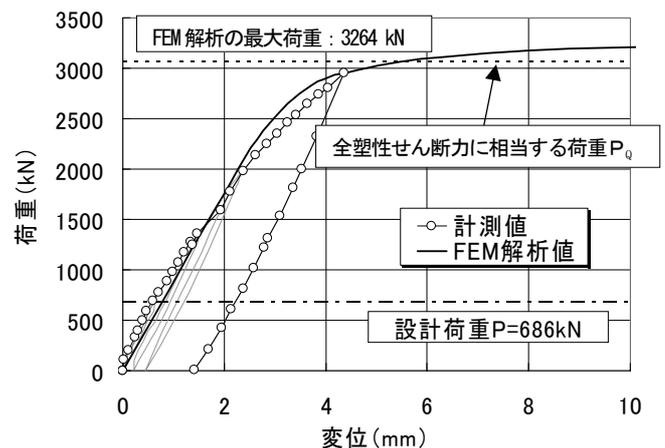


図-12 荷重-下フランジ変位関係 (Type3)

また、図-12にType3の荷重-変位関係について計測値と弾塑性FEM解析値の比較を示す。着目点は図-6と同一である。解析はABAQUSを用い、鋼材はバイリニア型でモデル化したが、コンクリートは簡便のため弾性体と仮定し材料非線形性は考慮していない。

表-4より、全塑性曲げモーメントに相当する荷重 P_M に比べ、全塑性せん断力に相当する荷重 P_Q の方が小さいことから、最大耐力の推定には全塑性せん断力の方が指標になり得る。また、図-12からFEM解析の変位履歴は、実験での最大荷重である3000kNまでの計測値とよく一致している。以上のことから、Type3の最大耐力力は鋼断面のみで算出される全塑性せん断力によって、ある程度の傾向を把握することが可能であると思われる。しかしながら、本構造の最大耐力力以降の終局状態までを明らかにするためには、さらなる検討が必要である。

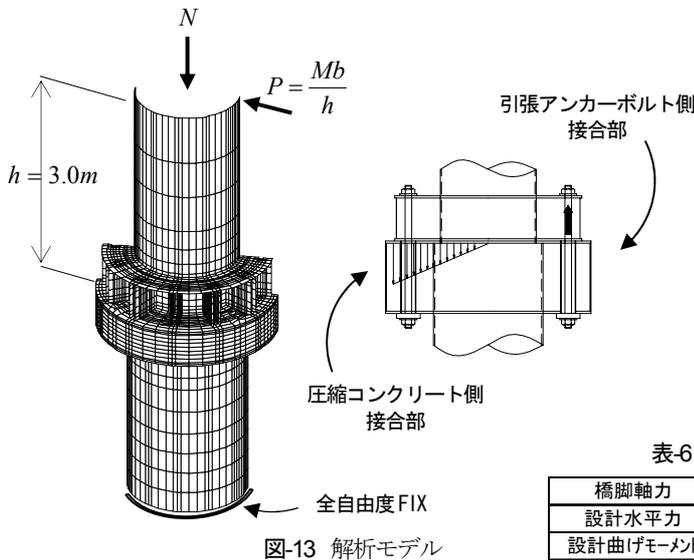


図-13 解析モデル

表-5 解析諸元

| | | | |
|----------|-----------|-------------------|----------|
| 橋脚 | 断面寸法 | mm | φ1400×10 |
| | ベースプレート直径 | mm | φ2270 |
| | 降伏応力度 | N/mm ² | 240 |
| 杭頭 | 断面寸法 | mm | φ1600×25 |
| | 降伏応力度 | N/mm ² | 240 |
| 充填コンクリート | 設計基準強度 | N/mm ² | 30 |
| アンカーボルト | ボルト径 | mm | 60 |
| | 断面積 | mm ² | 22.48 |
| | 本数 | 本 | 12 |
| | 配置 | mm | φ1970 |
| | 降伏応力度 | N/mm ² | 305 |

表-6 設計荷重

| | | | |
|-----------|----|------|------|
| 橋脚軸力 | N | kN | 3000 |
| 設計水平力 | P | kN | 2518 |
| 設計曲げモーメント | Mb | kN・m | 7554 |

表-7 RC計算とFEM解析の比較

| | | | |
|--------------|-------------------|------|-------|
| | | RC計算 | FEM解析 |
| アンカーボルト引張応力度 | N/mm ² | 305 | 302 |
| コンクリート圧縮応力度 | N/mm ² | 14 | 17 |

(3) 全体構造解析による検討

ここでは、模型実験による計測値と解析値が概ね一致することを踏まえ、供試体の設計で想定した全体構造をモデル化したFEM解析により、構造全体の応力性状の把握や安全性の検討を行った。解析モデルを図-13に示し、解析諸元および設計荷重を表-5、6に示す。解析モデルは対称条件を適用して1/2モデルとした。解析コードはABAQUSを用い、接合構造の上フランジと橋脚ベースプレートの接触面には、ギャップ要素を定義して橋脚基部の浮き上がりを考慮した。また、接合部の鋼殻と充填コンクリートの接触面は、付着抵抗力なし状態をモデル化した。さらに、アンカーボルトは引張力のみ抵抗するロッド要素でモデル化した。荷重は表-6の橋脚軸力を先行して載荷した後、橋脚基部下面で設計曲げモーメントMbが作用するように橋脚柱上端に水平力Pを載荷した。ここで、表-6のMbはアンカーボルトの降伏時耐力をRC計算にて求めたものであり、参考までに圧縮コンクリートひずみが0.002に達した時の耐力Mcは10063kN・mである。また、橋脚軸力は公称降伏応力度を用いて計算した橋脚の全断面降伏軸力の20%程度に相当している。

表-7に、MbをRC計算で求めた際のアンカーボルト引張応力度とコンクリート圧縮応力度をFEM解析結果と比較して示す。両者はほぼ一致しており、FEM解析は妥当

であると判断できる。

図-14に、上下フランジ付け根部での垂直応力分布について、全体構造モデルと供試体モデル（Type3）を比較した結果を示す。ここで、フランジ幅の基点はリブプレート中心としている。また図-15に、リブプレート付け根部でのせん断応力分布について、両者を比較した結果を示す。なお、両図とも全体構造解析の結果は、引張アンカーボルト側（引張側）のみでなく、圧縮コンクリート側（圧縮側）接合部の応力分布も示している。

図より、下フランジの応力は上フランジに比べ2倍以上発生しており、リブプレートのせん断応力も下フランジ側で卓越している。また、この傾向は引張・圧縮側接合部とも同様となっている。一方、全体モデルと供試体モデルの応力特性の差異に着目すると、リブプレートは下フランジ側で応力分布に大きな差が生じており、下フランジ応力分布についてもフランジ幅の基点側で差が大きくなっている。この理由の1つとして、鋼管杭の円形形状が影響していることが考えられる。

簡易計算値については、上下フランジの応力分布特性を適切に表現できていないものの、リブプレートのせん断応力については、安全側に評価できており有効性が認められる。したがって、提案する簡易計算法は、設計荷

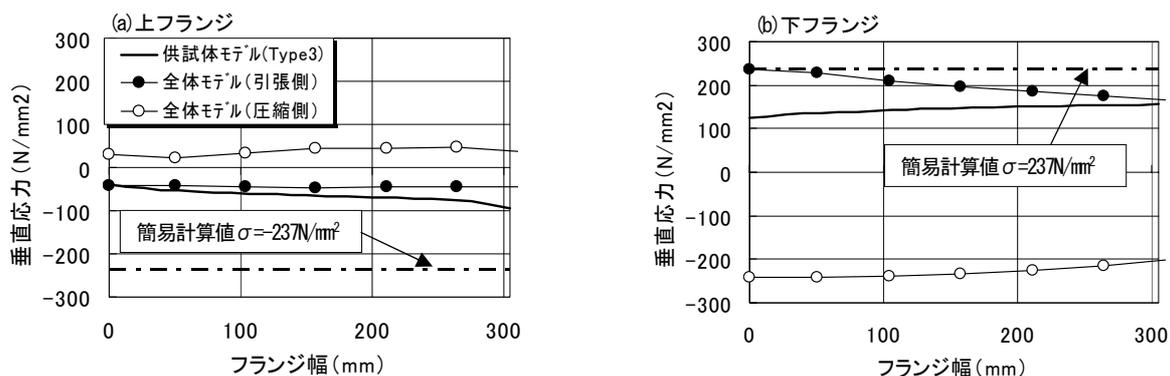


図-14 上下フランジ付け根部の垂直応力分布の比較 (Type3の荷重：686kN)

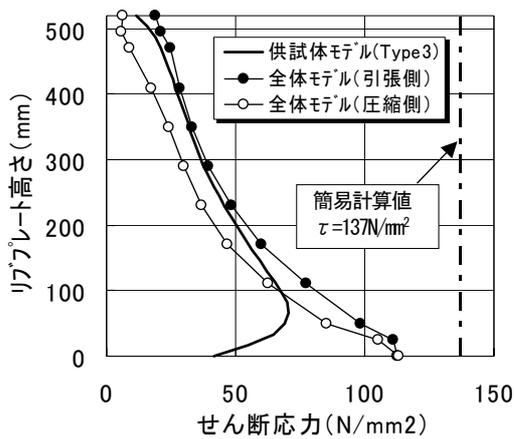


図-15 リブプレート付け根部のせん断応力分布の比較 (Type3の荷重：686kN)

重に対し弾性範囲内で設計を行うことを前提に、所要の耐荷性能を確保する上で有用であると考えられる。しかしながら、上述のフランジ応力特性の整合性の改善や、橋脚軸力変動が接合部設計に及ぼす影響の把握などの課題に対し、さらに検討を重ねていく必要がある。

6. まとめ

鋼製橋脚と鋼管杭を直接接合する鋼・コンクリート合成構造の杭頭接合構造を提案し、模型供試体による静的荷重実験を実施するとともに、3次元FEM解析による検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) コンクリートを充填した供試体は、設計荷重の約2倍の繰返し荷重に対しても大きな剛性低下は見られなかった。また、供試体の変形量も小さく、コンクリートを充填することにより大きな剛性が確保できることを確認した。
- (2) コンクリートの充填によって、フランジの板曲げ変形が緩和されるとともに、鋼殻が充填コンクリートを拘束する効果により、リブプレートのせん断応力が低減し、耐荷力が向上することが確認できた。
- (3) コンクリート充填部の機械的ずれ止め構造の有無や

違いが、本接合構造のせん断強度に及ぼす影響は小さいことを確認した。したがって、実構造への適用にあたっては、特別なずれ止め構造を設けなくても問題ないと考えられる。

- (4) 荷重載荷により充填コンクリートに生じるひび割れが、本接合構造の剛性に及ぼす影響は十分に小さく、実用上の支障はないと考えられる。
- (5) 本接合構造の最大耐荷力の推定には、鋼断面のみで算出される全塑性せん断力を用いることで、簡易的に把握することができると思われる。
- (6) 全体FEM解析による検討の結果、提案する簡易計算法は、想定する設計荷重に対し、所要の耐荷性能を確保する上で有用であると考えられる。

謝辞：本研究における実験の計画、実施および考察において、大阪大学西村宣男名誉教授および小野潔助教授ならびに研究室の関係者には、多大な助言、指導および協力を頂いた。ここに深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 橋梁編纂委員会編集部：短期間施工立体『東京・道路革命』、橋梁&都市 PROJECT, VOL.39, No.7, pp.3-8, 2003.7.
- 2) 『橋梁と基礎』編集委員会：急速立体交差工法一覧、橋梁と基礎、建設図書、第38巻、第8号、pp.65-75, 2004.8.
- 3) 浅井一浩、武内隆文、藤本朗、吉田達矢、高野光史：短期間立体交差工法 SMArt Crossing, 住友重機械技報, No.153, pp.25-28, 2003.12.
- 4) 堀重雄、浅井一浩、下西四郎、山本均：短期間立体交差工法「SMArt Crossing」の開発、土木学会第60回年次学術講演概要集, 6-042, pp.83-84, 2005.9.
- 5) 吉田達矢、堀口大輔、西村信男、小野潔、三好崇夫：短期間立体交差工法における杭頭接合構造の耐荷性能確認実験、土木学会第60回年次学術講演概要集, 1-180, pp.357-358, 2005.9.
- 6) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 丸善, pp.208-209, 2002.3.
- 7) 土木学会：構造力学公式集, 丸善, pp.65, 2003.3.

Development of Connection between Steel Pile and Steel Pier for the Rapid Construction Method of Overpasses

Tatsuya YOSHIDA and Daisuke HORIGUCHI

A rapid construction method of overpasses has been proposed, which features on-site joint between one foundation steel pile and one steel pier in short time. The joint utilizes steel-concrete composite connection to absorb placement error of piling without making concrete footing. Static loading tests were carried out in order to investigate the failure mechanism and the ultimate strength of the connection. Performance of the connection was examined by changing such details as shear connector, filled-concrete, etc. As a result, it was confirmed that the shear connector was not required in steel shell of the composite connection and that the ultimate strength of the connection was enough for practical application. Furthermore the FEM analyses are conducted in order to obtain the basic data for the structural design.