

◆特集：交差点立体化事業における急速施工の新技術◆

交差点立体化事業の急速施工技術の開発

竹口昌弘* 梅原 剛** 福井次郎***

1. はじめに

交差点立体化等の大規模な改良工事では、交通量の多い既設道路上での工事となるため、工事に伴う交通規制により新たな交通渋滞が発生し、また、施工ヤード等の制約条件の厳しい場所での施工となるため工事期間が長く、工事に伴う道路交通への影響も長期間に渡ることとなる。さらに、工事に伴う騒音、振動等により、周辺住民の生活環境に影響を及ぼすことになる。

これらの問題に対して、交差点立体化の工事に伴う道路交通や周辺環境への影響を極力低減できる急速施工技術の開発を目的として、民間会社6グループと共同研究(民提案型)を実施した。共同研究では、各グループから提案された新工法の要素技術について、実験などにより性能を確認した。表-1に共同研究で検討した新工法の主要要素技術を示す。

本報では、これらの要素技術のうち、主として載荷実験により性能確認した6技術についての実験結果を報告する。なお、新工法の概要および従来工法に対する新工法の工期短縮効果や周辺環境への影響低減効果などの試算結果については、文

献1を参照されたい。

2. ストラット付き波形鋼板ウェブPC箱桁

2.1 構造概要

はやかけOP工法は、上部工にPC箱桁構造を採用することを基本とし、プレキャストセグメントを側径間部で連結した後、中央径間部に両側から押し出し架設する工法である。しかし、比較的軟弱な地盤上に広幅員な立体交差橋を急速施工する場合には、上部工重量の軽減が必要なる。この対応策として、図-1に示す張出し床版をストラットで支持した波形鋼板ウェブPC箱桁構造が提案された。なお、ストラット構造および波形鋼板ウェブ構造は、それぞれ施工実績があり、その力学的

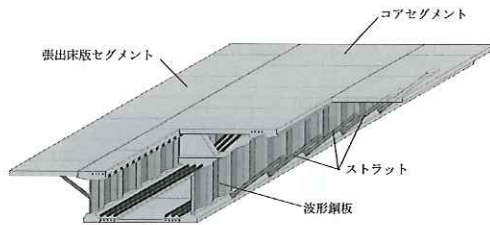


図-1 ストラット付き波形鋼板ウェブPC箱桁構造

表-1 新工法の主要要素技術

工法名 (共同研究者)	名称	要素技術 技術概要	主な効果	載荷実験による 性能確認
SEB工法 (鹿島・新日鐵)	自己昇降システム	鋼桁昇降用の機械システム。架設位置で地組した側径間桁を自己昇降システムでジャッキアップし、その桁上での中央径間桁の組立てと桁下での下部工の同時施工を可能にする。	上下部同時施工による工程短縮	
はやかけOP工法 (大林・ピーエス三菱)	ストラット付き波形鋼板ウェブプレキャストPC箱桁 プレキャストセグメント工法を用いた両側押し出し架設	波形鋼板ウェブ構造やストラットによる張出し床版の支持構造を有することで軽量化を図ったプレキャストPC箱桁。 中央径間部のプレキャストPC箱桁を、両側から押し出し架設する工法。	上部工の軽量化、プレキャスト化による工程短縮 上部工架設の合理化による工程短縮	○
すいすいMOP工法 (三菱重工・戸田)	橋脚柱先行建て込み工法 モジュール桁工法	フーチングコンクリート打設前に橋脚柱と基礎杭を基礎杭頭部にセットした接合治具により直接接合することで、上下部工の同時作業を可能にする工法。 上部工のコンパクト化技術であり、架設時は張出しプラケットを折り畳んでおき、架設後に所定形状に展開する工法。	上下部同時施工による工程短縮	○
Hi-FLASH工法 (日立造船・フジタ)	ユニアンカーシステム NEW-高耐力マイクロパイル工法	一柱一基礎を対象に、孔明き鋼板ジベル、接合部充填コンクリート、外鋼板、鉄筋により構成される鋼製橋脚と杭基礎との接合構造。 高耐力マイクロパイル工法(HMP工法)をベースに、より高い支持力が得られるように施工法、構造を改善した基礎杭工法。	橋脚・基礎杭接合構造の合理化による工程短縮 作業ヤード縮小化による二次渋滞緩和、フーチング寸法縮小によるコスト削減	○
QCIB工法 (JFEエンジニアリング・JFEスチール・JFE技術・澁池)	二重管状杭頭結合構造	鋼管杭と鋼製フーチングとの結合構造。鋼製フーチングに取り付けた鋼管部に杭頭部を挿入し、両者の空隙と鋼管杭内部にコンクリートまたはモルタルを充填して剛結する。	フーチング及び杭頭結合構造の合理化による工程短縮	○
ZEM工法 (錢高・松尾橋梁)	合成フーチング	鋼殻にコンクリートを充填し、鋼とコンクリートの合成断面で構成されたフーチング。	フーチング構造の合理化による工程短縮	○

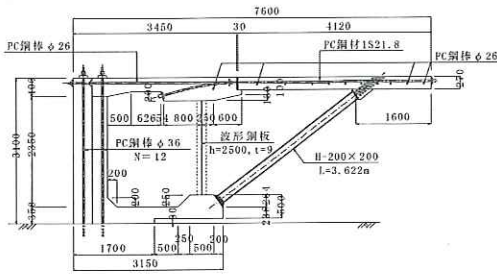


図-2 供試体形状

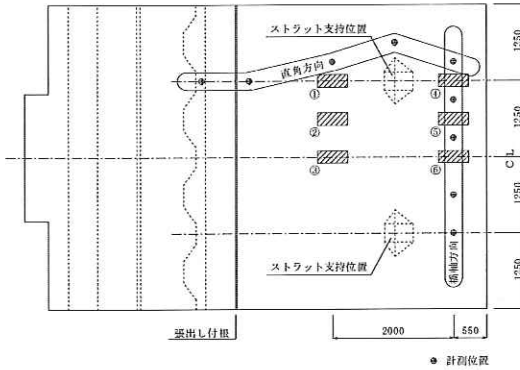


図-3 荷重載荷位置

特性並びに疲労特性等は既往の実験等で確認されているが、両構造を併用した実績は乏しく、特に張出し床版セグメントとストラットの一体化構造はこれまで実績がない。

2.2 検証実験

張出し床版セグメントおよびストラットの接合構造に着目した実物大切り出し供試体(図-2)の床版に鉛直荷重を載荷し、応力分布性状、疲労耐久性、破壊性状の確認実験を行った。なお、張出し床版セグメントやストラットの接合精度を含めた施工性の確認は供試体製作時に実施した。

(1) 応力分布性状確認実験

張出し床版部は、ストラットで支持された構造であるため、道路橋示方書Ⅲ編に規定される床版の設計法を用いることはできない。そのため、本構造においてはFEM解析により床版応力を算出し設計を行うこととした。そこで、FEM解析による応力算出の妥当性を検証するために、単位荷重100kN載荷時における張出し床版およびストラットの挙動を計測して、解析値との比較を行った。図-3に示す位置(①~⑥)に単位荷重100kNを載荷したときの床版応力(ひずみ)分布の計測値とFEM解析値の比較例を図-4に示す。これを見ると解析値は計測値とよく整合している。他の載

コンクリートひずみの橋軸直角方向分布
(載荷点: ①)

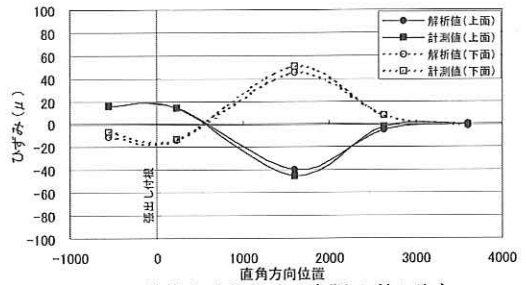


図-4 単位荷重載荷時の床版ひずみ分布

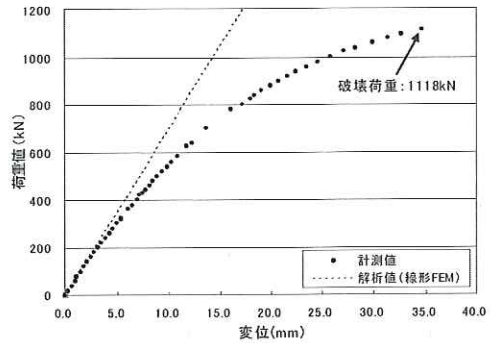


図-5 荷重と鉛直変位の関係

荷ケースにおいても同様に解析値は計測値と概ね整合しており、FEM解析による床版の応力算出の有効性が確認できた。

(2) 疲労耐久性確認実験

ストラットによる張出し床版の支持位置は車両走行直下であり、特に鋼部材であるストラット溶接部の疲労耐久性が課題となる。そこで、図-3の位置④にストラットの設計軸力に相当する荷重を200万回繰返し載荷した。繰返し載荷中におけるストラット溶接部近傍の応力振幅は一定であり、外観も変状は認められなかった。

(3) 破壊性状確認実験

図-3の位置⑥に荷重を漸増載荷し、供試体が破壊に至る経過および破壊性状の確認を行った。荷重と鉛直変位の関係を図-5に示す。荷重が200kNを超えたあたりから傾きが変化しているが、これは張出し床版接合部下縁が目地開きした影響と考えられる。本実験での破壊形態は押抜きせん断破壊で、床版上面の載荷位置からストラット支持位置にかけて押し抜かれることが確認できた。

3. 橋脚柱先行建て込み工法

3.1 工法概要

橋脚柱先行建て込み工法とは、すいすいMOP工法の要素技術の一つであり、フーチングコンクリートの打設前に橋脚柱と橋脚柱直下の杭とを杭頭部にセットした接合治具（以下、PICO 治具という）により直接接合することで、上下部工の同時施工を可能とする工法である（図-6）。PICO 治具の構造は、図-7に示すように、底盤PICO、上・下PICOの3部材からなり、フーチング施工が完了するまで橋脚を介して作用する架設時荷重に対して必要な強度性能を有するとともに、接合時に杭頭の施工誤差が補正できる構造となっている。

3.2 検証実験

橋脚柱先行建て込み工法を実施する上で重要部材となるPICO 治具について、その施工性及び強度性能を確認するために、試設計した実構造の縮尺1/1.4モデルを用いた実験を行った。

(1) 施工性確認実験

杭施工の誤差補正や上・下PICO 治具の溶接接合の施工性を確認するために、以下に示す2供試体を作成した。

- No.1 供試体：杭頭部の傾斜誤差なし
- No.2 供試体：杭頭部の傾斜誤差1/100を考慮

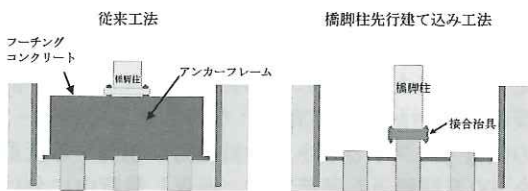


図-6 橋脚柱先行建て込み工法（従来工法との比較）

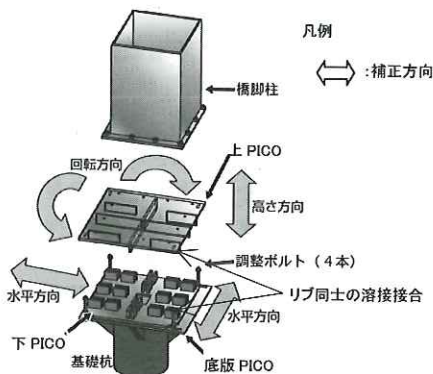


図-7 接合 (PICO) 治具

その結果、①PICO 治具による杭頭部誤差の補正精度は、高さ方向 $\pm 1\text{mm}$ 、水平方向 $\pm 1\text{mm}$ 、回転方向1/1,000であり、精度の高い施工が可能である、②杭頭の誤差補正を含めた上・下PICOの組立は1日程度で可能である、③溶接の品質を磁粉探傷試験で確認した結果、不良箇所はなく、良好な品質であることなどが確認できた。

(2) 強度性能確認実験

施工性確認実験で組み立てた2供試体に橋脚柱をモデル化した部材を取り付け、図-8に示すように死荷重相当の一定軸力600kNのもと、水平力を単調増加で載荷してPICO 治具の荷重と変位の関係や力の伝達機構の確認実験を実施した。なお、PICO 治具は、想定する架設時の地震荷重に対し、母材及び溶接部が許容応力度以下となるように試設計しているが、鋼製橋脚は板厚を増してPICO 治具に先行して降伏しないように配慮した。

水平荷重と載荷点位置における水平変位の関係を図-9に示す。No.1とNo.2供試体の挙動に差異がなく、杭頭部の施工誤差をPICO 治具により補正することによる強度性能への影響は小さいことが確認できた。No.1供試体での最大荷重は899kN以上であり、架設時の設計地震荷重320kNの2.8倍以上となり、PICO 治具は所要の強度性能を有していることを確認した。その他、本実験ではPICO 治具に貼り付けたひずみゲージの計測値か

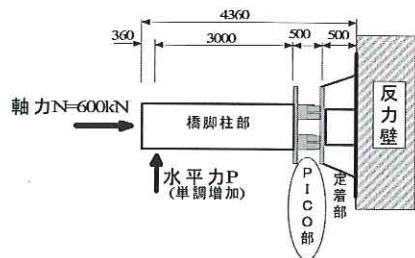


図-8 実験方法

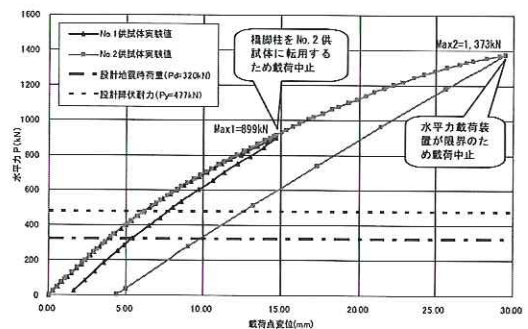


図-9 荷重-変位の関係

らPICO 治具部の力の流れを概ね把握することができた。また、許容応力度法に基づいた各部位の設計計算は、それによる計算値と実験データを比較した結果、概ね妥当であることが確認できた。

4. ユニアンカーシステム

4.1 構造概要

ユニアンカーシステム（以下、UASという）は、Hi-FLASH工法の要素技術の一つであり、一柱一基礎を対象にした鋼製橋脚と杭とを接合する鋼・コンクリート複合構造である（図-10）。軸方向鉄筋を突出させた場所打ちコンクリート杭の頭部に、橋脚基部に配置した円形の外鋼板をかぶせ、この外鋼板内にコンクリートを充填して橋脚基部と杭頭部を一体化する構造である。UASにおける橋脚基部から杭頭部への荷重伝達は、橋脚基部を延長した鋼板（フランジ、ウェブ及び縦リブ）に設けた孔あき鋼板ジベル（Perfo-Bond-Leisten、以下PBLという）を介して行われる。なお、PBLを用いた接合は、RC橋脚と鋼上部構造の結合部などに用いられている工法である。

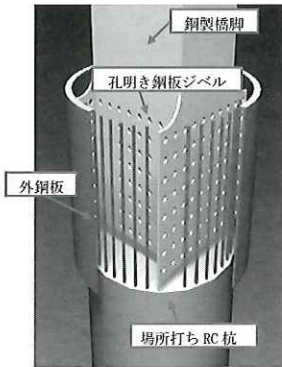


図-10 UAS概要図

4.2 検証実験

UASは、PBLを活用した新しい鋼製橋脚と杭との接合部構造であり、その実用化に向けて設計法を確立する必要がある。このため、UAS接合部構造の縮尺模型を用いた荷重実験を実施した。

実験は、接合部の強度を確認するために図-11に示す杭頭と鋼製橋脚接合部を取り出した試験体（JO-2）とこれに杭部までモデル化した試験体（JO-5）を用いて実施した。これらは、既往の研究成果からPBL1孔の許容せん断耐力を式（2）から求めて試設計した実構造の縮尺1/5モデルである。なお、試設計の1/5モデルでは、PBLは孔径φ14mm、13列となるが、模型実験の精度等を勘案してPBLはφ35mm、5列にモデル化した。

$$Qa = 0.3 \sigma_{ck} \cdot d^2 \quad (2)$$

ここに、 Qa ：PBL1孔の許容せん断耐力（N）
 σ_{ck} ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）
 d ：孔径（mm）

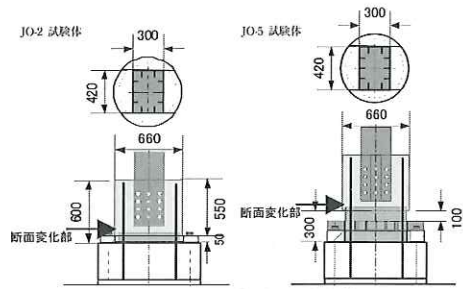


図-11 接合部試験体

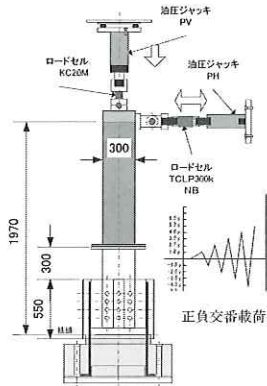


図-12 接合部実験方法

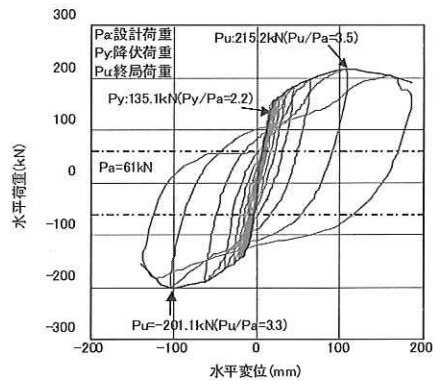


図-13 荷重-変位の関係 (JO-2)

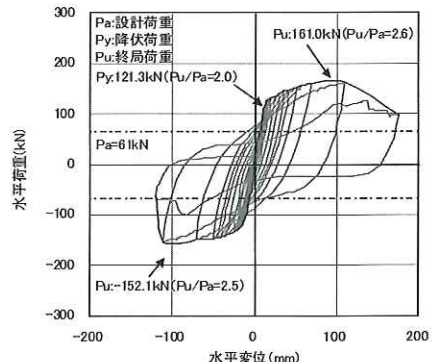


図-14 荷重-変位の関係 (JO-5)

実験方法は、死荷重相当の鉛直荷重を載荷しながら、水平荷重は制御変位を δy (最外縁の杭軸方向鉄筋の降伏) の整数倍として漸増させながら正負交番繰返し載荷した (図-12)。

試験体JO-2 (杭部無し) とJO-5 (杭部有り) の水平荷重とその載荷位置での水平変位の関係を図-13、14に示す。試験体JO-2では断面変化部 (図-11) の鉄筋の破断で終局を迎え、終局後も脆性的な破壊に至っていない。一方、試験体JO-5では杭部の鉄筋の破断で終局を迎えており、本接合部構造は杭部以上の耐力を有していることが確認できた。また、いずれのケースにおいても、設計荷重Paに対して終局荷重は3倍程度、降伏荷重Py (鉄筋降伏) は2倍程度であり十分な耐力を有していることが確認できた。

以上、本耐力確認実験ではPBL部が破壊していないことから、接合部の耐力を定量的に評価することはできなかったが、断面変化部や杭部で破壊したことにより、PBL部は杭本体と同等以上の耐力を有していると考えられる。

5. NEW高耐力マイクロパイル工法

5.1 構造概要

NEW高耐力マイクロパイル工法 (NEW-HMP工法) は、Hi-FLASH工法の要素技術の一つであり、従来の高耐力マイクロパイル工法 (HMP工法) に比べ、補強材となる鋼管より径の大きな削孔ケーシングを用いて杭体を構築することにより、軟弱層での周面摩擦力を確保し支持力の増大を可

能とした杭工法である (図-15)。これにより、HMP工法の特長である施工ヤードの小スペース化を図りつつ、従来のHMP工法に比べて杭本数が低減するなど、施工中の二次渋滞の緩和や工程短縮を図る工法である。

5.2 検証実験

NEW-HMP工法の基本的な施工法および設計法は、従来のHMP工法²⁾ に準じているが、軟弱層での周面摩擦力およびグラウト注入の管理手法については未解明であった。そこで、これらを確認、確立することを目的として、実物大の試験杭を施工し引抜き載荷実験を実施した。

(1) 試験杭施工

土木研究所内のヤードに3本の試験杭を施工した。試験杭で実施した基本的な施工手順を図-16に示す。本試験杭の施工結果と (2) に示す載荷実験結果から、軟弱層における加圧注入の管理値を0.25Mpaとして数分間保持することで、New-HMPの支持力は確保されることが確認できた。また、加圧値が管理値の0.25Mpaに満たない場合には、20分間放置してグラウト面の自重による低下がないことを確認した後に再加圧する方法が有効であることが確認できた。

(2) 引抜き載荷実験

実験は、鉛直方向の引抜き載荷とし、地盤工学会「杭の鉛直載荷試験方法・解説」に準じて実施した。計画最大荷重の算出は、支持層における定着部 (定着長5.0m) の支持力と、支持層より浅い軟弱層における周面摩擦抵抗力の合計により求めた。なお、NEW-HMP工法では軟弱層における

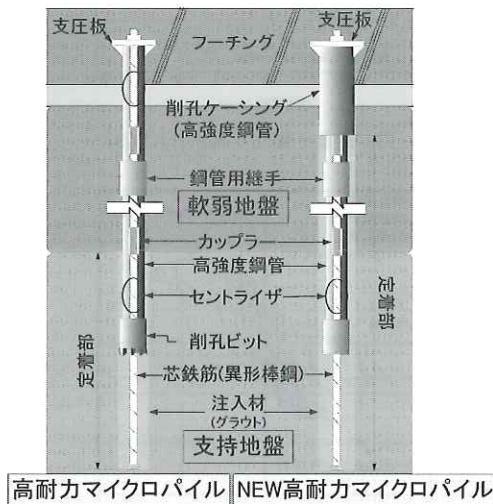
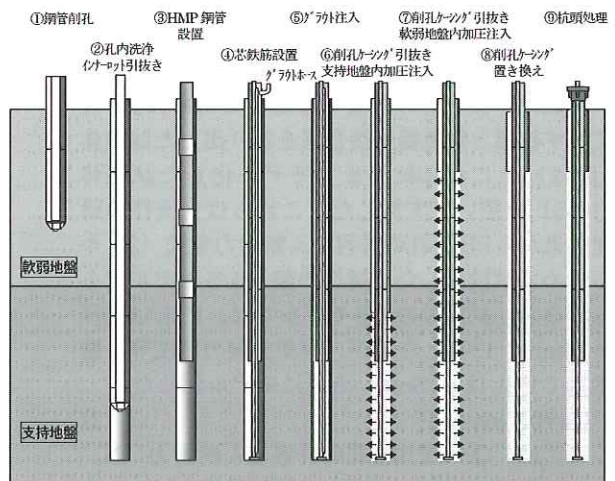


図-15 NEW-高耐力パイルの構造概要 (高耐力マイクロパイルとの比較)



※⑦の軟弱地盤内のグラウトの加圧注入は、削孔ケーシングを1本引抜き毎に行う。

図-16 施工手順

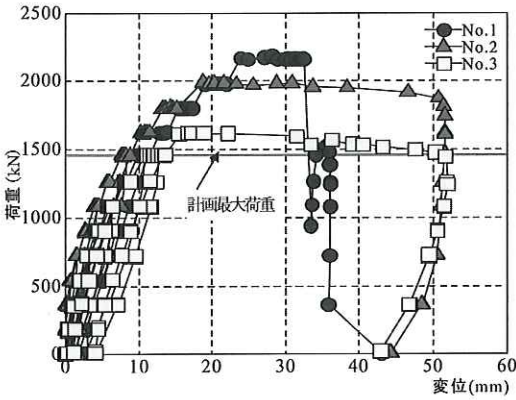


図-17 荷重-変位の関係

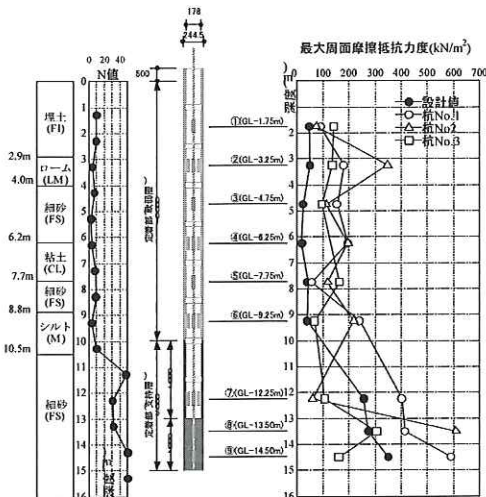


図-18 最大周面摩擦強度

周面摩擦抵抗は、場所打ち杭の周面摩擦強度を用いて算定した。その結果、試験杭の計画最大荷重を1,456kNと設定した。

1) 荷重-変位の関係

各試験杭の荷重-変位関係を図-17に示す。その結果、いずれの試験杭も最大引抜き荷重は、計画最大荷重(1,456kN)を上回ることが確認できた。

2) 周面摩擦抵抗

鉄筋およびHMP鋼管に貼り付けたひずみゲージの計測値から算定した周面摩擦抵抗の分布を図-18に示す。軟弱層における周面摩擦強度は、設計値(場所打ち杭の周面摩擦抵抗)を十分満足していることが確認できた。一方、支持層における周面摩擦強度は、杭No.2,3の一部で設計値(グランド・アンカーの周面摩擦抵抗)を満足していないが、これは、それらの支持層付近におけるN値のばらつきが大きいことが影響したためと考えられる。

6. 二重管式杭頭結合構造

6.1 構造概要

二重管式結合構造とは、QCIB工法の要素技術の一つであり、図-19に示す鋼製フーチングと鋼管杭との新たな結合構造である。鋼製フーチングに取り付けた外鋼管に杭頭部を杭径の1.5倍以上押し込み、外鋼管内面と鋼管杭外面にずれ止めを取り付け、両者の間にコンクリートを充填することにより杭と鋼製フーチングの一体化を図る。この構造は、ジャケット式構造物(東京湾横断道路木更津人工島など)の鋼管トラス部分と杭との接合や線路上空建物における杭と柱との接合などに用いられた実績はあるが、道路橋では前例がない。

6.2 検証実験

二重管式杭頭結合構造の耐荷力特性を把握するために、試設計した実物大の試験体を用いた軸力および曲げせん断の載荷実験を実施した。

(1) 軸力載荷実験

図-20に軸力載荷実験に用いた試験体、表-2に実験ケースを示す。内鋼管(杭)φ508mm×t12(STK400)、外鋼管(鋼製フーチング)φ711mm×t12(STK400)、ずれ止めは厚さ12mm×幅20mmの平鋼(SS400)を5段配置し、フーチングへの杭の埋込み長は杭径の1.5倍とした。実験ケースは、軸力の載荷方向(押し、引き)と偏芯の有無をパラメータとした3ケースを設定した。載荷実験では、内鋼管(杭)と外鋼管を上下逆にして、杭頭部に鉛直力を単調載荷した。

図-21に鉛直荷重を杭の押し込み面積で除した平均せん断応力(τ=鉛直荷重Pmax/(内鋼管周長S×有効付着長L))と載荷点位置の鉛直変位の関係を示す。図には、表-3に示す既往の研究成果として得られているシアキー方式(二重管結合方式)のコンクリートの極限付着強度式(API基準式³⁾)により算定した値を併せて示す。A-1試験体(偏心なし)に比べA-3試験体(偏心あり)は、鉛直変位が相対的に大きくなっているが、両

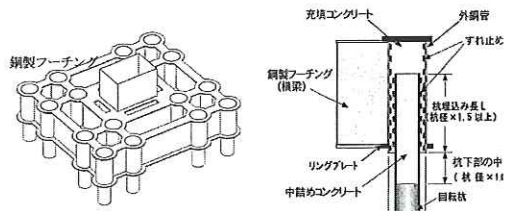


図-19 二重管式杭頭結合構造

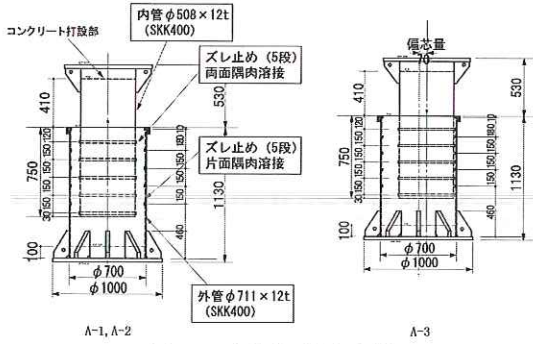


図-20 試験体 (軸力載荷)

表-2 載荷実験ケース (軸力載荷)

試験体	A-1	A-2	A-3
充填コンクリート強度	39.8N/mm ²	41.4N/mm ²	33.9N/mm ²
載荷方向	押込み	引抜き	押込み
偏心の有無	無	無	有 (70mm)

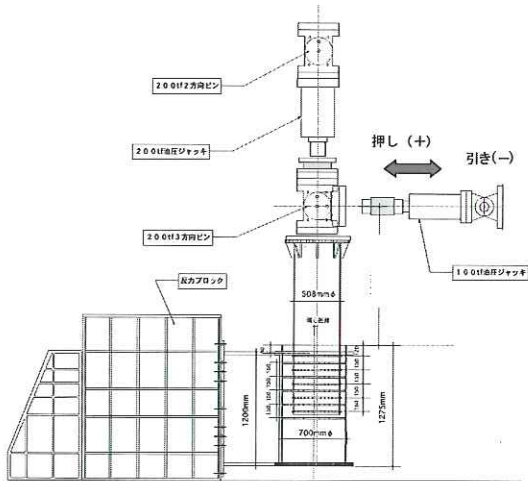


図-22 実験方法 (曲げせん断載荷)

表-4 載荷実験ケース (曲げせん断載荷)

試験体	B-1	B-2	B-3
充填コンクリート強度	34.1N/mm ²	33.6N/mm ²	33.9N/mm ²
軸力	1800kN	無	無
偏心の有無	無	無	有 (65mm)

者とも平均せん断応力度の最大値は、API基準に準拠した極限付着強度式の値を上回る結果となった。

(2) 曲げせん断載荷実験

図-22に実験方法、表-4に実験ケースを示す。試験体はフーチング横梁を含めた杭頭結合部をモ

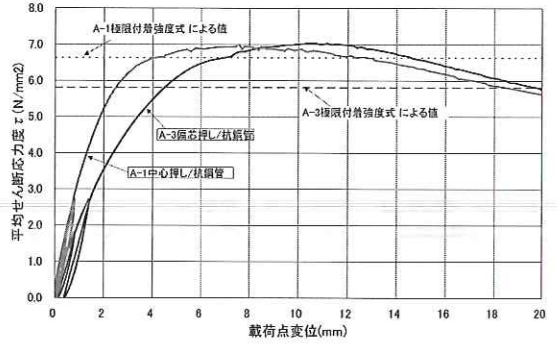


図-21 鉛直力に対するコンクリートのせん断応力度

表-3 API基準式による極限付着強度 (計算値)

供試体	コンクリートの圧縮強度 f_{cu} (N/mm ²)	突起高さ h (mm)	突起間隔 s (mm)	h/s	$f_{cu} \cdot (h/s)$ (N/mm ²)	極限付着応力度 (API式) t_{fs} (N/mm ²) = $1.15 + 1.72f_{cu} \frac{h}{s}$
A-1	39.8	12	150	0.08	3.18	6.63
A-3	33.9	12	150	0.08	2.71	5.81

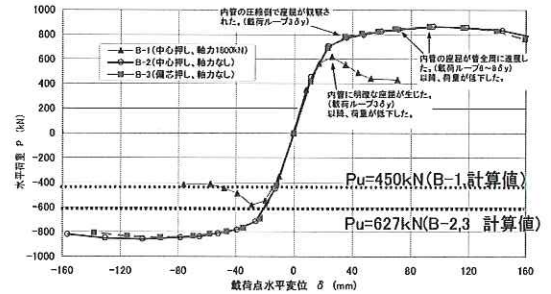


図-23 荷重-変位履歴曲線の包絡線 (曲げせん断載荷)

デル化した。なお、内・外鋼管の断面寸法、ずれ止め構造、押込み長は、軸力載荷試験と基本的には同じである。実験ケースは、軸力の有無、偏心の有無をパラメータとした3ケースを設定した。載荷実験では、杭と外鋼管を上下逆にして、杭頭部から1.6m位置に水平荷重を載荷した。載荷は制御変位を δy (杭の圧縮縁が降伏した時点の水平変位) の整数倍として漸増させながら正負交番繰返して行った。さらに、試験体B-1では、軸力1,800kNを載荷した。これは、杭体が降伏する鉛直方向荷重の40%程度に相当する。

水平載荷位置における荷重-変位の履歴曲線の包絡線を図-23に示す。図中に、各杭の全塑性モーメント M_u に相当する水平荷重 P_u (計算値) を併せて示す。B-1試験体 (軸力あり) とB-2,3試験体 (軸力なし) は、いずれも杭頭結合部は健全な状態を保持して、内鋼管 (杭) の座屈により最大荷重に達しており、その最大荷重は P_u を上回った。B-2試験体 (偏心なし) とB-3試験体 (偏心あり)

の比較では、荷重-変位関係の包絡線を見ると、両者は同等の挙動を示しており、内鋼管（杭）は偏心の影響を受けていない。

以上より、杭頭結合部は、内鋼管（杭）中心と外鋼管中心との偏心の有無にかかわらず、杭の全塑性荷重以上の耐力を有していることを確認した。

7. 合成フーチング

7.1 構造概要

合成フーチングは、ZEM工法の要素技術の一つであり、図-24に示す鋼コンリートサンドイッチ構造である。合成フーチングはRCフーチングに比べ、配筋、型枠作業が削減できることや鋼殻部分を工場製作することにより、現場施工の省力化を図ることができる新しいタイプのフーチング構造である。

7.2 検証実験

鋼コンリートサンドイッチ構造の設計法については、設計指針（案）⁴⁾で示されているが、主に梁やスラブ等の構造物を対象にしており、道路橋のフーチングのようなせん断スパン比が小さく、橋脚柱からの集中荷重を受ける部材への適用性については検証されていない。そこで、合成フーチングを道路橋に適用する場合の設計法を確立するために、せん断と曲げの載荷実験を実施した。

(1) せん断載荷実験

表-5および図-25に示す試験体を用いた静的載荷実験を実施し、せん断補強鋼板（ウェブ鋼板およびダイヤフラム）の配置、せん断スパン比およびコンクリート強度がせん断耐力に及ぼす影響について検討した。

各試験体のせん断力と載荷点位置における変位の関係を図-26に示す。いずれの試験体も載荷点から支持点に向かって斜めのせん断ひび割れが生じて終局状態に至った。せん断補強鋼板（ウェブ鋼板）の有無による比較をみると、B-2b試験体

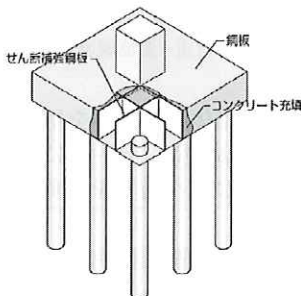


図-24 合成フーチング概要図

（ウェブ鋼板あり）の最大荷重は、B-1試験体（ウェブ鋼板なし）の1.4倍以上となった。これは、せん断比パン比が0.76と小さい場合においても、ウェブ鋼板がせん断力を分担したためと考える。一方、せん断スパン比1.52のB-3試験体では、曲げ変形の影響を受けてせん断ひび割れ発生前にウェブ鋼板が降伏し、その後、明確な荷重のピークがなく変形が増大した。

B-2b試験体のウェブ鋼板のせん断力分担率（ウェブ鋼板が負担するせん断力/作用せん断力）を図-27に示す。B-2b試験体のウェブ鋼板のせん断力分担率は、ひび割れ発生時で20%程度、最大荷重時で15%であった。また、最大荷重時におけるウェブ鋼板の分担率は、負担せん断力を鋼板のせん断降伏強度とした場合と同程度となった。このことから鋼・コンリートサンドイッチはりのせん断耐力をコンクリート負担分とウェブ鋼板負担分の和で評価できると考え、各試験体のせん断耐力を試算した（表-6）。ここで、コンクリートの負担せん断力は道路橋示方書IV編に基づく平均せん断耐力、ウェブ鋼板の負担せん断力は鋼板のせん断降伏強度にウェブ鋼板の断面積を乗じて求めた。その結果、実験値の最大せん断力を良好に評価できることが確認できた。

(2) 曲げ載荷実験

表-5 試験体諸元（せん断実験）

試験体名	せん断補強鋼板の配置	せん断スパン比 a/d	コンクリート圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	引張補強鋼材比 p_t (%)	せん断補強鋼板		引張・圧縮補強鋼板	
					t_w (mm)	f_{wy} (N/mm ²)	t_s (mm)	f_{ys} (N/mm ²)
B-1	ダイヤフラムのみ	0.76	30.0	2.28	3.2	375.0	9.0	285.6
B-2a	ウェブ鋼板、ダイヤフラム	20.0	20.0					
B-2b	ウェブ鋼板、ダイヤフラム	30.0	30.0					
B-3	混在	1.52	30.0					

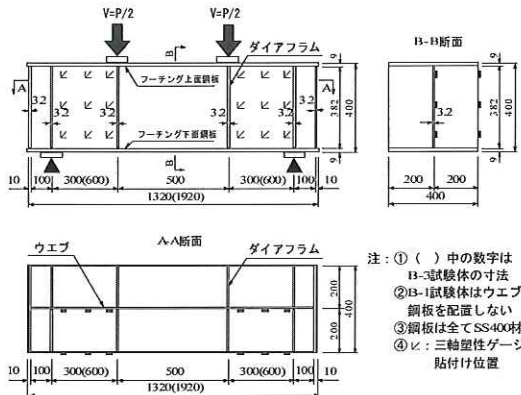
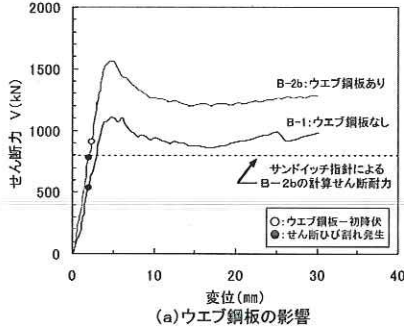
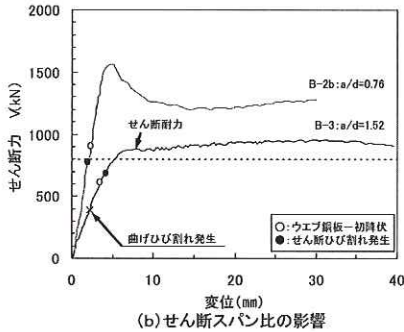


図-25 B-2試験体概要図（せん断実験）

注：①（ ）中の数字はB-3試験体の寸法
②B-1試験体はウェブ鋼板を配置しない
③鋼板は全てSS400材
④ ∇ ：三軸塑性ゲージ貼付け位置



(a) ウェブ鋼板の影響



(b) セン断スパン比の影響

図-26 セン断力-変位の関係

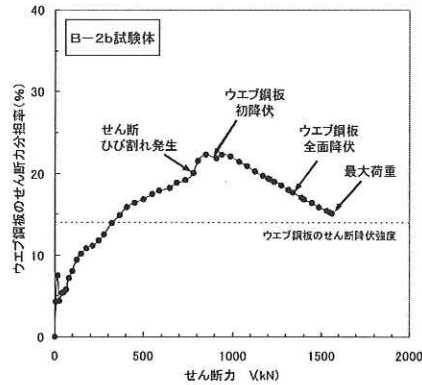


図-27 ウェブ鋼板のせん断力分担

表-6 セン断耐力の実験値と計算値

試験体名	せん断耐力 (kN)		実験値/ 計算値
	実験値	計算値	
B-1	1106	1047	1.06
B-2a	1279	1227	1.04
B-2b	1562	1312	1.19
B-3	879	792	1.11

表-7 試験体諸元 (曲げ実験)

試験体名	s/d	a/d	t1 (mm)	t2 (mm)	f _{sy} (MPa)	E _s (MPa)	f _c ' (MPa)	E _c (MPa)
F-1	1.0	1.5	3.2	3.2	350	214000	32.9	18640
F-2	2.0						29.0	17110

注: s: セン断補強鋼板間隔; d: 合成フーチング断面高さ;
t₁, t₂: それぞれ上下鋼板、せん断補強板の板厚;
a: 橋脚前面から杭位置までの距離 (せん断スパン)

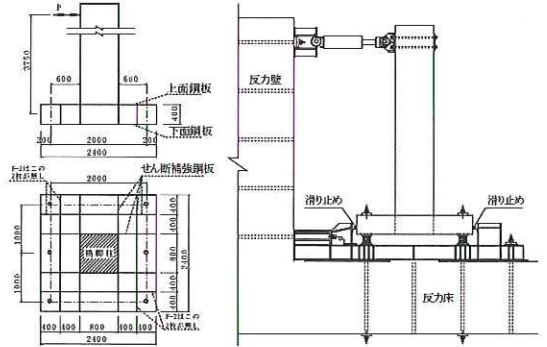


図-28 F-1 試験体および荷重装置 (曲げ実験)

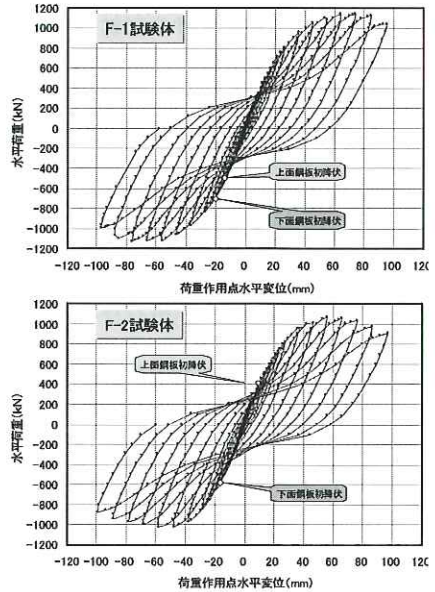


図-29 荷重-変位履歴曲線

合成フーチングをはり部材に置き換えて設計する場合の曲げに対する有効幅を検討するために、表-7および図-28に示すせん断補強鋼板の配置を

パラメータとした2体の試験体を用いて水平荷重試験を実施した。試験は、図-28に示す荷重装置により、橋脚頭部に水平荷重を正負交番荷重して行った。

水平荷重と荷重点位置の水平変位の関係を図-29に示す。F-1、F-2試験体ともに橋脚柱前面の上下鋼板が初降伏するまでは線形的な挙動を示し、

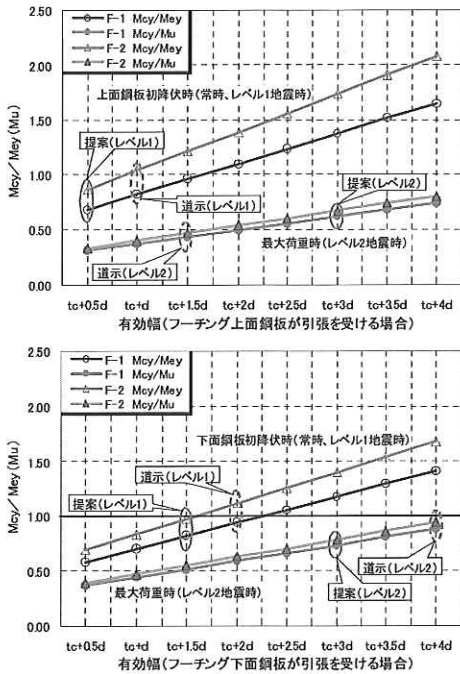


図-30 実験値と計算値の比較

最大荷重以降も粘り強い変形性能を有することが確認できた。

有効幅を変化させて算出した降伏曲げモーメントの計算値 M_{cy} (上下鋼板を載荷方向に配置する同断面積の鉄筋に置き換えたRC断面として計算)と、初降伏時荷重と最大荷重を用いて算出した橋脚柱前面の合成フーチング断面の初降伏時曲げモーメント M_{ey} および最大荷重時曲げモーメント M_u との比を図-30に示す。図には、道路橋示方書IV編で規定されているRCフーチングの有効幅と合成フーチングの有効幅の提案値を併せて示す。なお、合成フーチングの有効幅は次の考えに基づい

て提案したものである。

- a) レベル1地震時に対しては、供用期間中に受ける荷重に対して有害な損傷を生じさせないことを基本として、 M_{cy}/M_{ey} が1以下となる有効幅とした。
- b) レベル2地震時に対しては、 M_{cy}/M_u が1以下であることと、過大な変形を生じさせないことなどを考慮して安全側となる有効幅とした。

8. まとめ

都市内における交差点立体化工事の急速施工が可能となる工法の開発を目的として、民間会社6グループと共同研究を実施した。各グループからは、従来工法に比べ大幅な工期短縮や工事中の二次渋滞緩和など周辺環境への影響低減を目的とした交差点立体化工法が提案され、それらを構成する要素技術について、検証実験などにより有効性を確認した。これらの新技術が都市内の交差点における慢性的な交通渋滞の解消に役立つことを期待する。

参考文献

- 1) 小野寺、波田、大下：路上工事期間短縮技術の効果検証、土木技術資料、第47巻、第8号、pp.20-25、平成17年8月
- 2) 独立行政法人土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その3)6分冊の2—高耐力マイクロパイル工法設計・施工マニュアル、2002.9
- 3) American Petroleum Institute：Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms Load and Resistance Factor Design, Recommended 2A-LRFD (RP 2A-LRFD), 1993.7
- 4) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), 1992.7

竹口昌弘*



独立行政法人土木研究所構造物研究グループ基礎チーム主任研究員
Masahiro TAKEGUCHI

梅原 剛**



中部地方整備局沼津河川国道事務所工務第三課(前 独立行政法人土木研究所構造物研究グループ基礎チーム研究員)
Takeshi UMEBARA

福井次郎***



独立行政法人土木研究所構造物研究グループ長
Jiro FUKUI