

V-2-4 交差点立体化等の路上工事短縮技術の開発

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 14～平 16

担当チーム：構造物研究グループ基礎チーム

研究担当者：福井 次郎、竹口 昌弘、

梅原 剛

【要旨】

都市内の交差点では慢性的な交通渋滞を解消するため交差点改良工事が行われているが、工事に伴う新たな渋滞などにより周辺環境に悪影響が生じるため、これらを極力低減する技術開発が必要とされている。そこで、本研究では、交差点立体化工事の急速施工が可能となる工法を開発するために、平成 14 年度から 16 年度にかけて民間会社 6 グループと共同研究を実施した。その結果、上下部工同時施工、プレファブ化、フーチング構造及び杭頭結合構造の合理化等により、従来工法に比べ大幅な工期短縮や周辺環境への影響低減が可能となる 6 工法を開発した。

キーワード：交差点立体化、急速施工、二次渋滞緩和、同時施工、フーチングの合理化

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。

このようなことから、本研究では、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、設計・施工法を確立するため、試験や解析などにより検討した。また、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を定量的に把握することを目的として、ある現場条件対して従来工法と各新工法の試設計を行い、工費・工期を比較するとともに、工事中の道路交通や周辺環境に与える影響度を試算した。表-1.1 に本研究で開発した各工法の主な要素技術を示す。本報告では、これらの開発した要素技術うち、主として載荷試験により性能確認した 6 技術についての研究成果を報告する。

表-1.1 新工法の主な要素技術

工法名 (共同研究者)	要素技術		主な効果	載荷試験による性能確認
	名称	技術概要		
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仮設治具（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 作業ヤード縮小化による二次渋滞緩和	○
Hi-FLASH工法 (日立造船・フジク)	ユニアンカーシステム NEW-高耐久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。 高耐久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	○
QCIB工法 (JFEエンジニアリング・JFEスチール・JFE技研・鴻池)	二重管式杭頭結合構造	回転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られた鋼管部に杭頭部を挿入し、両者の空隙と回転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 (銭高・松尾橋梁)	合成フーチング	鋼管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	○

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 工法では、上部工は PC 箱桁構造を基本とし、プレキャストセグメント工法を用いて両側から押し出し架設することとしている。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は、上部工重量の軽減が必要なる。この対応策として、図-2.1 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 箱桁構造を提案した。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。

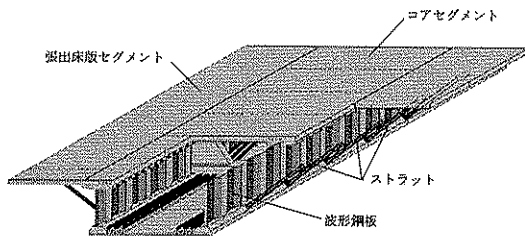


図-2.1 ストラット付き波形鋼板ウェブ PC 箱桁構造

2.2 研究方法

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-2.2) を製作し、応力分布性状、疲労耐久性、破壊形状の確認実験を行った。また、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、供試体製作時の実施した。

(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、道示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 解析により床版の設計を行うこととした。そこで、FEM 解析による設計手法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。

(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。ストラットに発生する断面力は軸力が卓越するため、本実験では、張出し床版先端にストラットの設計軸力に相当する荷重を振幅速度 1.2Hz の

正弦波で 200 万回繰返し定点載荷した。

(3) 破壊性状確認実験

張出し床版先端位置 (ストラット支間) に荷重を載荷し、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。

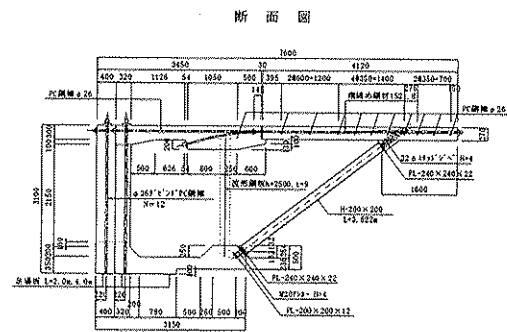
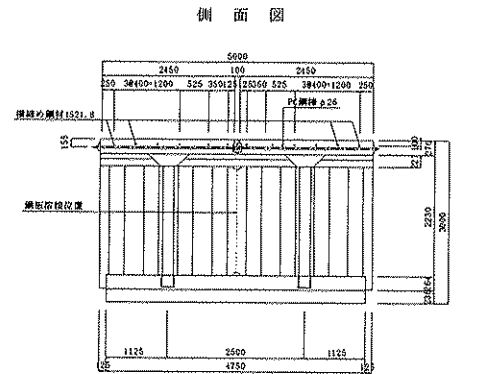


図-2.2 供試体形状

2.3 研究成果

(1) 応力分布性状確認実験結果

図-2.3 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-2.4 に示す。これをみると計測値と解析値はよく整合している。他の載荷ケースにおいても同様に計測値と解析値は概ね整合しており、FEM 解析による床版設計の有効性が確認できた。

(2) 疲労耐久性確認実験結果

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結果、所定の回数終了毎に行ったストラット溶接部近傍のひずみは一定であり外観も変状は認められなかった。

(3) 破壊性状確認実験結果

図-2.5 の載荷位置における破壊実験結果を表-2.1 に、荷重と鉛直変位の関係を図-2.6 に示す。破壊荷重は、各部位の終局荷重相当に対して十分に大きいことが確認できた。なお、終局荷重相当の荷重値 P とは、終局荷重相当のひずみ (圧縮縁ひずみに着目) を発生させ

る荷重であり、線形 FEM 解析により算出した。押し抜きせん断については、T 活荷重の 2.5 倍相当の荷重である。荷重と変位の関係からは、200kN を超えた段階で傾きが変化しており、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。図-2.7 にひび割れ状況を示す。破壊形態は押し抜きせん断破壊で、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。

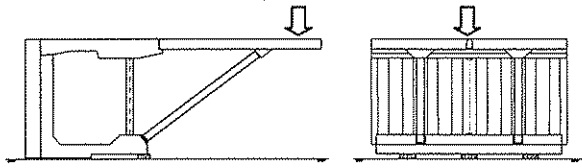


図-2.5 破壊試験の荷重載荷位置

表-2.1 破壊実験結果

	終局荷重相当P (kN)	破壊荷重 (kN)	比率
張出し床版先端 (橋軸方向)	437	1117	2.6
載荷位置の押抜き	250		4.5

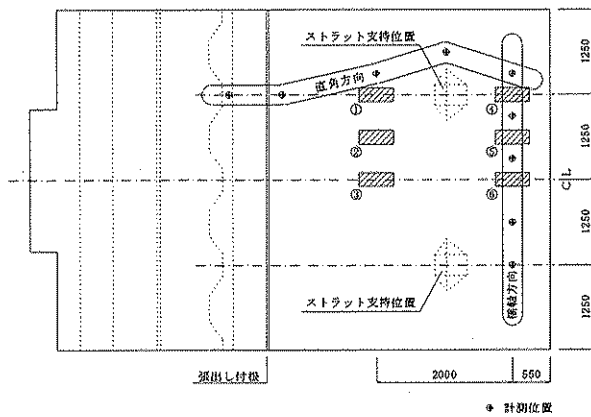


図-2.3 単位荷重の載荷位置

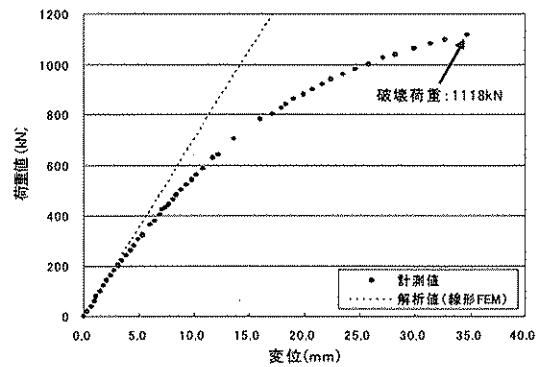


図-2.6 荷重と鉛直変位の関係

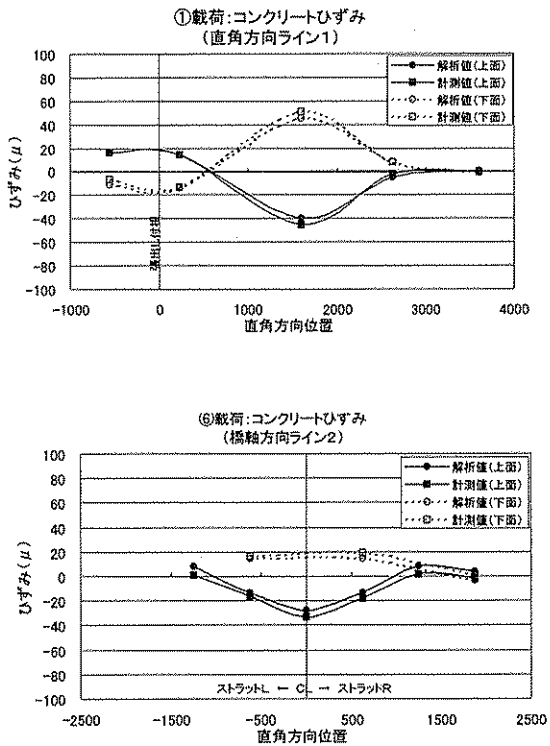


図-2.4 単位荷重載荷時の床版ひずみ分布

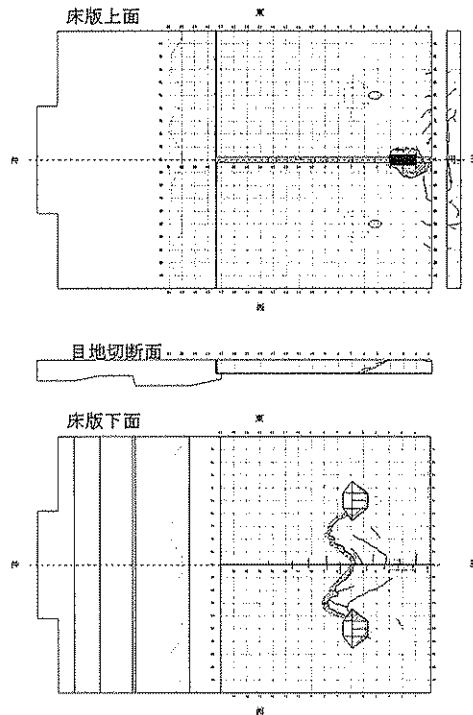


図-2.7 ひび割れ状況図

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 工法の主要要素技術の一つであり、フーチングコンクリート打設前に橋脚柱と基礎杭とを基礎杭頭部にセットした仮設治具（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-3.1）。PICO 治具の構造は、図-3.2 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、杭頭の施工誤差を補正できる構造となっている。

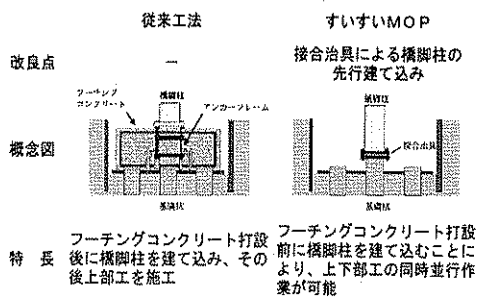


図-3.1 橋脚柱先行建て込み工法

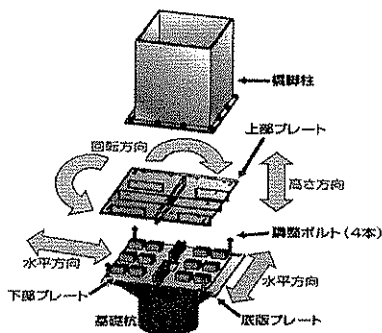


図-3.2 接合 (PICO) 治具

3.2 研究方法

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、試設計した実構造を基に縮尺 1/1.4 の供試体を用いた実験を行った。

(1) 施工性確認試験

基礎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 勾配を考慮

(2) 強度性能確認試験

施工性確認試験で組み立てた 2 供試体に橋脚柱をモデル化した部材を取り付け、図-3.3 に示すように一定軸力 600kN のもと、水平力を単調増加で載荷して PICO 治具の強度性能や力の伝達機構の確認試験を実施した。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。

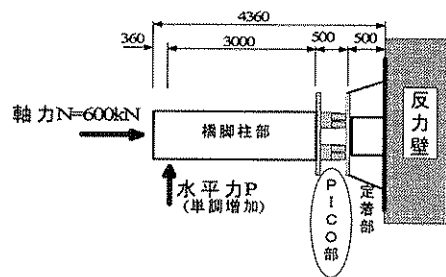


図-3.3 試験方法

3.3 研究結果

(1) 施工性確認試験結果

PICO 治具の施工性確認試験の手順およびサイクルタイムの測定結果を表-3.1 に、試験状況を図-3.4 に示す。施工性確認試験の結果、①PICO 治具による杭頭部誤差の補正精度は、高さ方向 ±1mm、水平方向 ±1mm、回転方向 1/1000 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、十分な品質が確保できることなどが確認できた。

表-3.1 試験手順およびサイクルタイム測定結果

試験手順	所要時間	
	No.1 供試体	No.2 供試体
① 基礎杭及び補剛リブをモデル化した定着部及び底版 PICO をクレーンで床面に設置する。	-	-
② 底版 PICO に橋脚柱中心及び下 PICO の設置位置を墨出し、ガイドアングルを取付ける。(基礎杭の水平方向に係わる施工誤差を補正)	12分	20分
③ ガイドアングルに合わせてクレーンで下 PICO を取付け、溶接する。	2時間30分	2時間15分
④ ジャーナルジャッキ及び調整ボルトを設置する。	10分	10分
⑤ 上 PICO をクレーンで下 PICO に取付け、ジャーナルジャッキ及び調整ボルトで高さ、角度を調整する。(基礎杭の高さ、傾きに係わる施工誤差を補正)	20分	20分
⑥ 上 PICO と下 PICO を溶接する。	2時間10分	2時間40分
⑦ 橋脚柱を上 PICO に高力ボルトで固定する。	-	-
合計	5時間22分	5時間45分

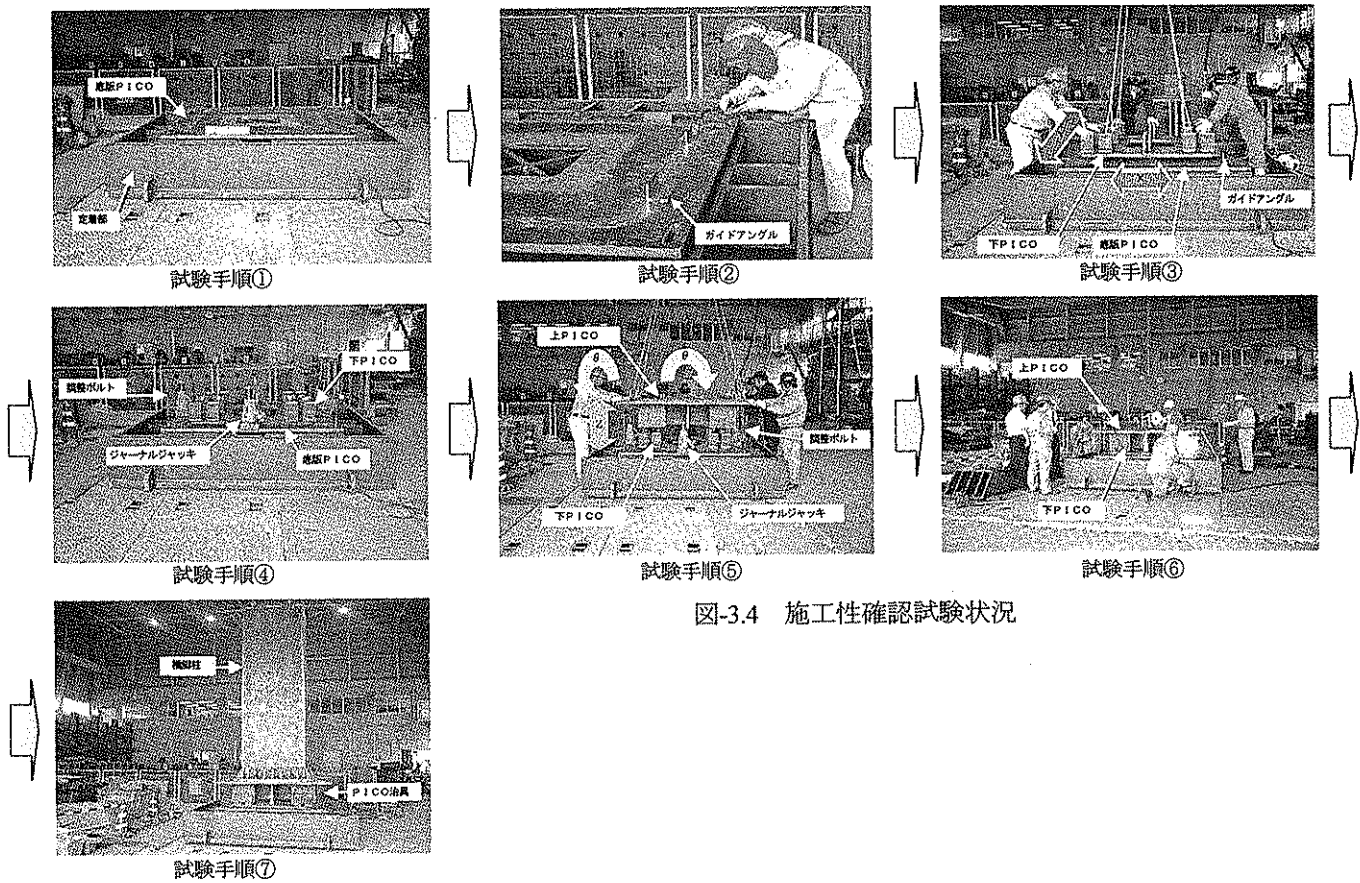


図-3.4 施工性確認試験状況

(2) 強度性能確認試験

水平荷重と載荷点位置における水平変位の関係を図-3.5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供試体の試験での最大荷重は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法は、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。

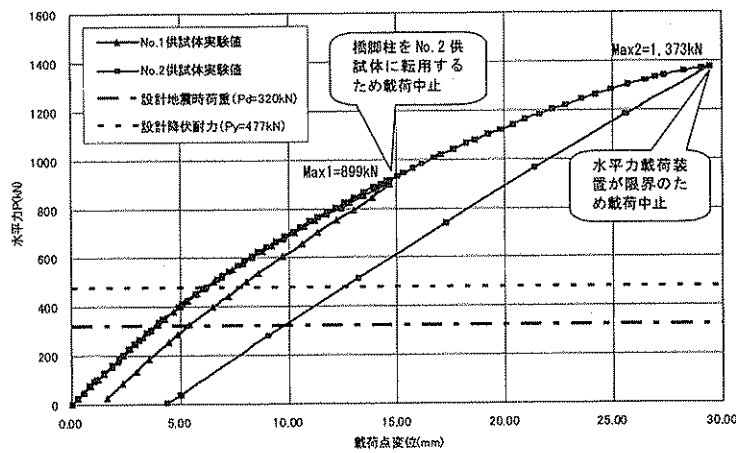


図-3.5 荷重-変位の関係

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-4.1)。橋脚基部に円形の外鋼板を配置し、この外鋼板内に充填するコンクリートで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)に配置し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。

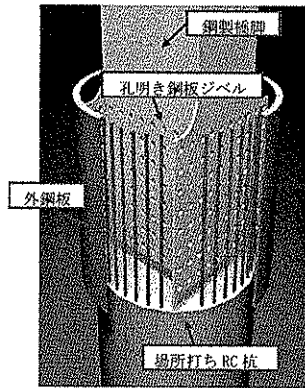


図-4.1 UAS 概要図

4.2 研究方法

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、PBLの基本的な耐荷力特性を確認するPBL要素試験と、UAS接合部構造の縮尺模型を用いた接合部耐荷力試験を実施した。

(1) PBL要素試験

試験体を図-4.2に示す。PBLの孔径と孔ピッチは、(2)で示す接合部耐力試験(縮尺1/5)と同じ35φ、75mmピッチとし、列数は試設計モデルと同じ13列を最大に4種類(1,5,10,13)を対象とした。また、外鋼板内に充填したコンクリートの圧縮強度は $\sigma_{c4}=31.9\text{N/mm}^2$ である。

試験は、図-4.2に示すようにPBL試験体の上部をセンターホールジャッキにより単調引張り载荷とし、載荷荷重、試験体の上下面の変位、および試験体各段面の端面におけるひずみを計測した。本試験では、各PBLが分担するせん断力は、試験体端面のひずみ(応力度 σ_e)から算定することとした。その方法は、あらかじめFEM解析により各断面に生じる端面の応力度を断面力に換算する係数 α を求め、試験体の端面応力度 σ_e に換算係数 α を乗じて断面力を推定する。そして、各PBLが分担するせん断力は、当該PBLの上下2断面の断面力差から求めるものである。

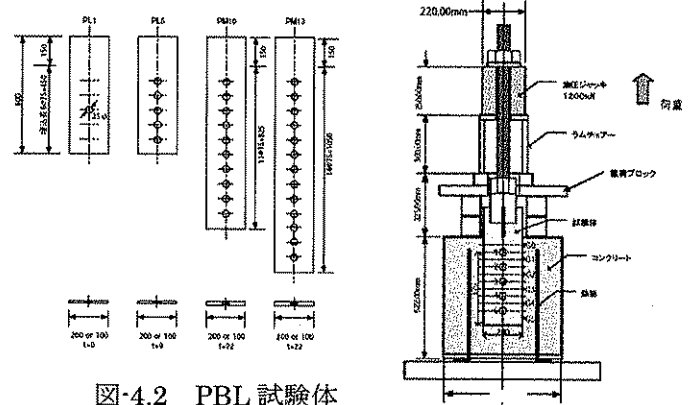


図-4.2 PBL 試験体

(2) 接合部耐力試験

PBL要素試験結果を反映した接合部の設計法の妥当性を確認するため、UAS接合部構造の試験体(縮尺1/5)を用いた耐力確認試験を実施した。試験は、図-4.3に示すように接合部の強度を確認するために杭頭と鋼製橋脚接合部を取り出した試験体(JO-2)とこれに杭頭までモデル化した試験体(JO-5)を用いて実施した。なお、試設計の1/5モデルでは、PBLは孔径 $\phi 14\text{mm}$ 、13列となるが、模型実験の精度等を勘案してPBLは $\phi 35\text{mm}$ 、5列にモデル化した。試験は、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

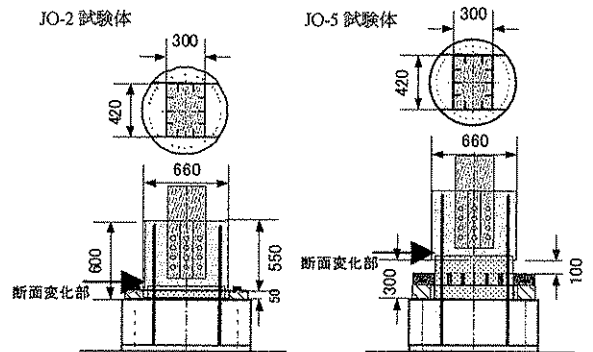


図-4.3 接合部試験体

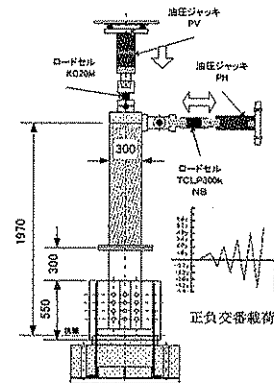


図-4.4 接合部試験概要

(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。

4. 3 研究結果

(1) PBL 要素試験結果

図-4.5 に、PBL が 13 列の場合の荷重と変位の関係を示す。図には、式(1)~式(3)に示す既往の研究により導かれた PBL1 孔当りのせん断耐力に孔数 13 を乗じた荷重を矢印で示している。PBL13 列の要素試験の最大耐力は、実験的に導かれたレオンハルトの耐力相当以上となった。なお、他のケースにおいても最大耐力はレオンハルトの耐力相当であることが確認された。

(PBL1 孔当りのせん断耐力)

$$\text{レオンハルトの耐力推定式} : Q_r = 1.79 \sigma_{ck} \cdot d^2 \quad (1)$$

$$\text{許容せん断耐力} : Q_a = 0.3 \sigma_{ck} \cdot d^2 \quad (2)$$

$$\text{終局せん断耐力} : Q_u = 0.9 \sigma_{ck} \cdot d^2 \quad (3)$$

ここに、 σ_{ck} : コンクリート圧縮強度 (31.9N/mm²)

d : 孔径 (35mm)

次に、PBL13 列の各孔におけるせん断力分布を図-4.6 に示す。許容せん断耐力相当載荷時の場合、上部の PBL ほど大きなせん断力を分担しており、Q6 より上部の PBL では許容せん断耐力を超える結果となった。一方、最大耐力時には、許容せん断耐力相当時に比べ、各孔のせん断力は均等化する傾向である

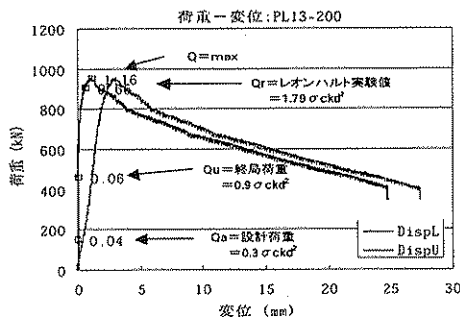


図-4.5 PBL引抜き試験結果 (PL13-200)

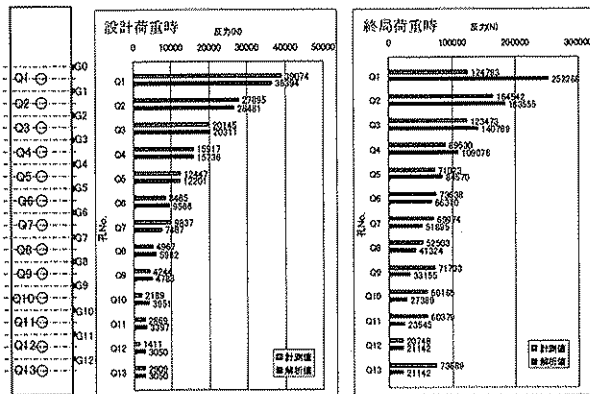


図-4.6 PBLせん断力分布

が、Q8 より上部の PBL ではレオンハルトの耐力推定値を超えている。

以上の要素試験の結果から、多列の PBL では、各孔で分担するせん断力は均等ではなく上部の孔に集中する傾向にあり、部分的には式(2)で算定される許容せん断耐力を超えるせん断力が発生するが、多列の PBL 全体の最大耐力は、レオンハルトの耐力相当は期待できることが確認できた。

(2) 接合部耐力試験結果

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-4.7, 4.8 に示す。試験体 JO-2 では外鋼板余長部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 3.3倍程度、降伏荷重 Py (鉄筋降伏) は 2 倍程度と十分な耐力を有していることが確認できた。

以上、本耐力試験では 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いが、断面変化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。

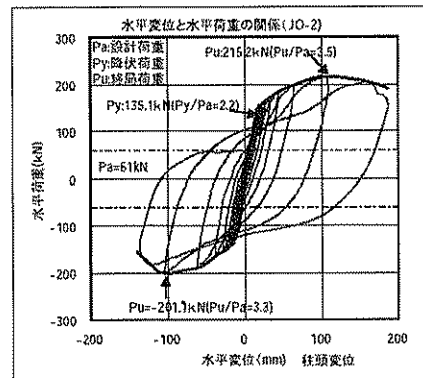


図-4.7 荷重-変位の関係(JO-2)

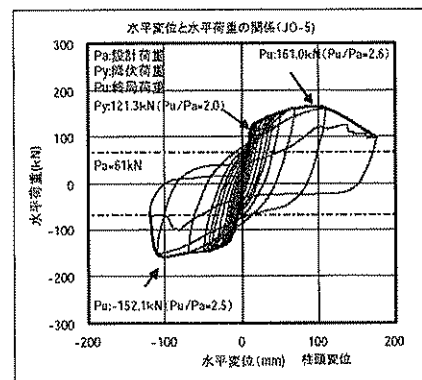


図-4.8 荷重-変位の関係(JO-5)

5. New 高耐力マイクロパイル工法 (New-HMP 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 HMP 鋼管とは別個に削孔ケーシングを用いて削孔径を拡大し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。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に寄与する工法である。

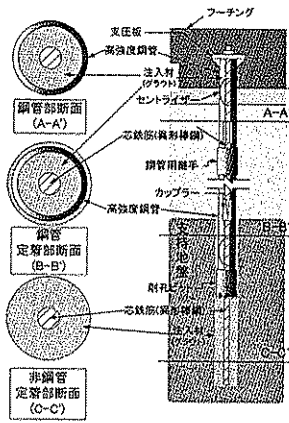


図-5.1 NEW-HMP の構造概要

5.2 研究方法

New-HMP 工法の基本的な施工法および設計法は、従来の HMP 工法に準じているが、軟弱層での周面摩擦力および削孔ケーシングを用いた杭径の拡大方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荷重試験を実施した。

(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。試験位置での土質柱状図および試験杭の概要を図-5.2 に示す。各試験杭には図中の 0 点および①～⑨断面位置にひずみゲージを貼り付けた。試験杭の施工は図-5.3 に示す手順で行った。

(2) 荷重試験

試験は、杭軸上の鉛直一方向の引抜き試験とし、その試験法は、地盤工学会「杭の鉛直荷重試験方法・同解説」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周面摩擦抵抗は、場所打ち杭の周面摩擦係数を用いて算定した。その結果、試験杭の計画最大荷重を 1,456kN と設定した。荷重サイクルと時間の関係を図-5.4 に示す。

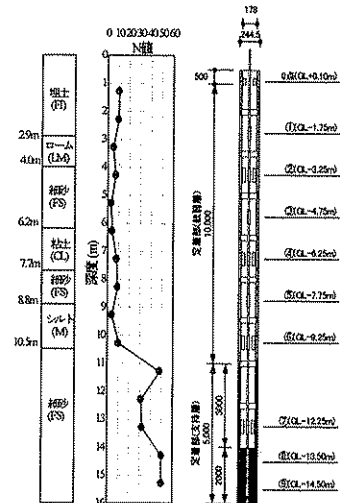


図-5.2 土質柱状図と試験杭概要図

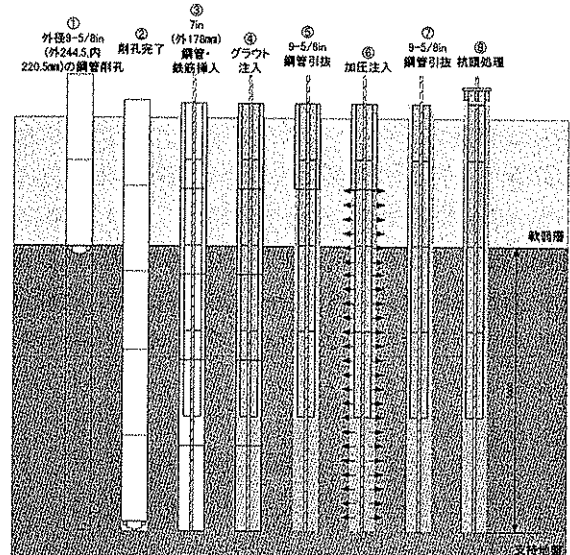


図-5.3 施工手順 (⑤～⑧は試験杭により異なる)

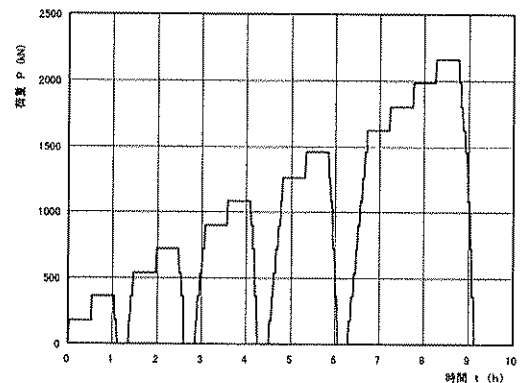


図-5.4 荷重サイクル図

5.3 研究結果

(1) 試験杭施工結果

各試験杭のグラウト注入状況を表-5.1 に示す。一般に、従来のHMP工法による支持層への加圧注入では、ある程度の注入量に達すると注入量の増加は緩やかとなり、目標加圧力 0.5Mpa を保持する傾向にある。一方、軟弱層にも加圧注入する New-HMP 工法による本試験杭の施工では、設計注入量を大幅に超えても 0.5Mpa は保持することができなかった。試験杭 No.2、No.3 では、設計注入量の 2 倍程度に達した時点で、加圧を中断し 20 分間放置してグラウト面が沈下しないことを確認した後、再度加圧を行った。これを、削孔ケーシングを 1 本引抜き毎に繰返し実施し、加圧値の平均値は 0.25~0.3 程度確保されることを確認した。

これらの試験杭施工結果と 5.3(2) に示す載荷試験結果より、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分かった。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) 載荷試験結果

1) 荷重-変位の関係

各試験杭の荷重-変位関係を図-5.5 に示す。その結果、いずれの試験杭の最大引抜き荷重は、支持層では従来の HMP 工法での周面摩擦力を、軟弱層では場所打ち杭の周面摩擦力を考慮した極限引抜き荷重 (1,456kN) を上回ることが確認できた。

2) 軸力および周面摩擦抵抗

鉄筋および HMP 鋼管に貼り付けたひずみゲージの計測値より算定した軸力と周面摩擦抵抗の分布を図

-5.6 と図-5.7 に各々示す。この結果から、以下のことが確認できた。

- ①従来の HMP 工法では、定着部で大きく軸力変化するのに対して、New-HMP 工法では軟弱層での周面摩擦力の影響から一様に軸力が分布している。
- ②支持層における周面摩擦力度は、HMP と同様、グラウンド・アンカーの周面摩擦抵抗 (0.32N/mm²) をほぼ満足している。
- ③軟弱層における周面摩擦力度は、場所打ち杭の周面摩擦抵抗を十分に満足している。

表-5.1 試験杭の加圧注入方法とグラウト材注入状況

試験杭 No.	グラウト注入量 (m ³)	設計注入量に対する比	加圧注入方法 (削孔ケーシングの残数)	加圧の変動状態 (Mpa)	平均的な加圧値 (Mpa)
No.1	1.080	1.837	削孔ケーシングを2本残して加圧した後、削孔ケーシングを撤去。(2→0)	0.2~0.45で変動	0.30
No.2	1.876	3.190	削孔ケーシングを3本残して加圧した後、1本引抜き後(2本残し)再度加圧し、その後は削孔ケーシングを撤去。(3→2→0本)	0.2~0.3で変動→20分放置後一時的に0.45を示す	0.30
No.3	2.268	3.857	削孔ケーシングを3本残して加圧した後、1本引抜き後(2本残し)再度加圧し、最終的には削孔ケーシングを撤去。(6→5→4→3→2→0)	0.1~0.25で変動→20分放置後0.3~0.4で変動	0.25

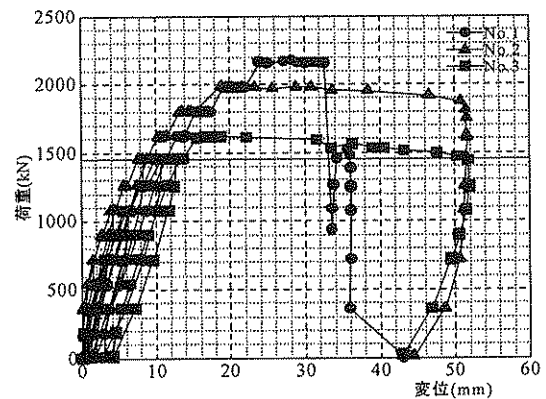


図-5.5 荷重-変位の関係

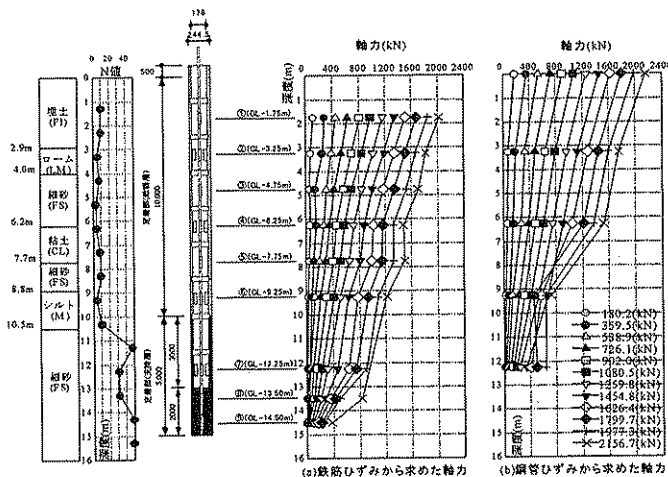


図-5.6 軸力分布 (杭 No.1)

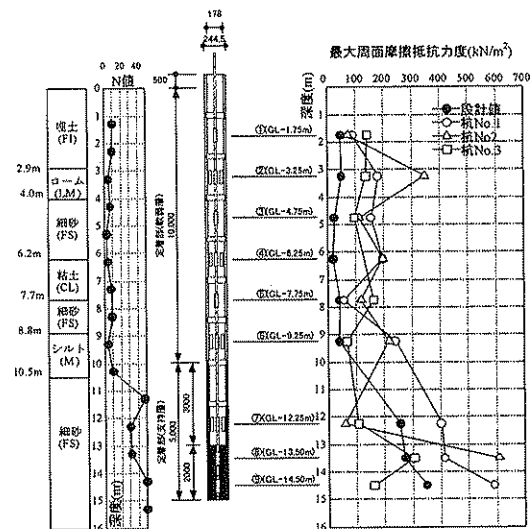


図-5.7 最大周面摩擦力度

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-6.1 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 1.5D (D は杭径) 以上押込み、外鋼管と鋼管杭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、道路橋の鋼製フーチングと鋼管杭との接合構造としては前例がない。

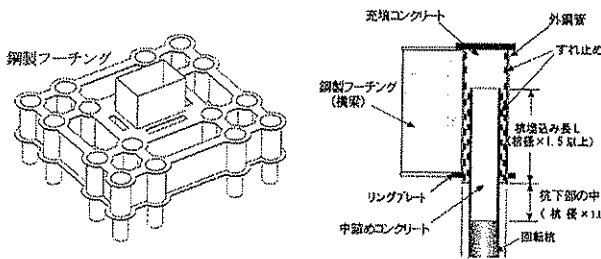


図-6.1 二重管式杭頭結合構造

6. 2 研究方法

二重管式杭頭結合構造の設計法および耐荷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荷重試験を実施した。

(1) 軸力荷重試験

図-6.2 に軸力試験に用いた試験体、表-6.1 に試験ケースを示す。内鋼管 (杭) $\phi 508\text{mm} \times t12$ (STK400)、外鋼管 $\phi 711\text{mm} \times t12$ (STK400)、ずれ止めは厚さ 12mm \times 幅 20mm の平鋼(SS400)を 5 段配置、埋込み長は、杭径の 1.5 倍とした。試験ケースは、軸力の荷重方向 (押し、引き) と偏心の有無をパラメータとした 3 ケースを設定した。荷重試験では、内鋼管 (杭) と外鋼管を上下逆にして、杭頭部に鉛直力を予備荷重後に単調荷重した。

(2) 曲げせん断荷重試験

図-6.3 に試験体および試験法、表-6.2 に試験ケースを示す。試験体にはフーチング横梁を含めた杭頭結合部試験体とし、内・外鋼管の断面寸法、ずれ止め構造、押し込み長は、軸力荷重試験と基本的には同じである。試験ケースは、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。荷重試験では、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

を荷重した。荷重は制御変位を 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 1800kN を荷重した。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。

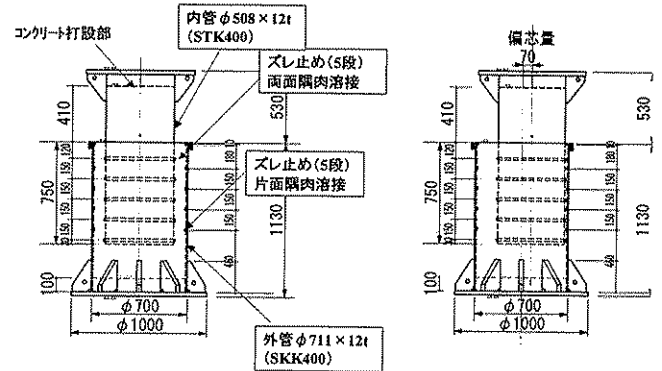


図-6.2 試験体 (軸力荷重試験)

表-6.1 荷重試験ケース (軸力荷重)

試験体	A-1	A-2	A-3
充填コンクリート強度	39.8 N/mm ²	41.4 N/mm ²	33.4 N/mm ²
荷重方向	押し込み	引抜き	押し込み
偏心の有無	無	無	有(70mm)

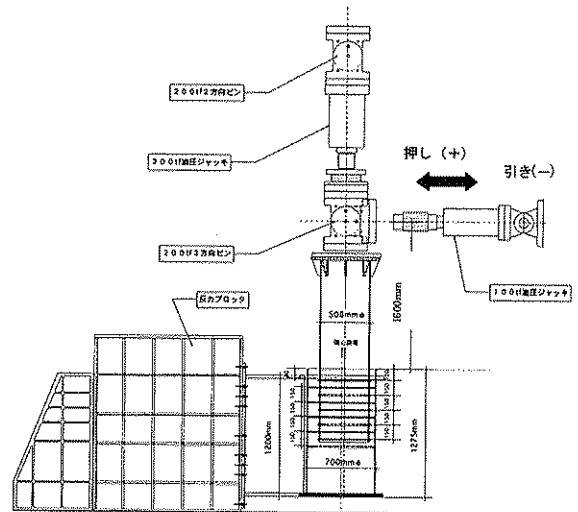


図-6.3 試験体および試験方法 (曲げせん断荷重)

表-6.2 荷重試験ケース (曲げせん断)

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

6.3 研究結果

(1) 軸力載荷試験結果

図-6.4 に鉛直荷重を杭の押込み面積で除した平均最大付着応力度 ($\tau = \text{鉛直荷重 } P_{\max} / (\text{内鋼管周長 } S \times \text{有効付着長 } L)$) と載荷点位置の鉛直変位の関係を示す。図には、表-6.3 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) 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。

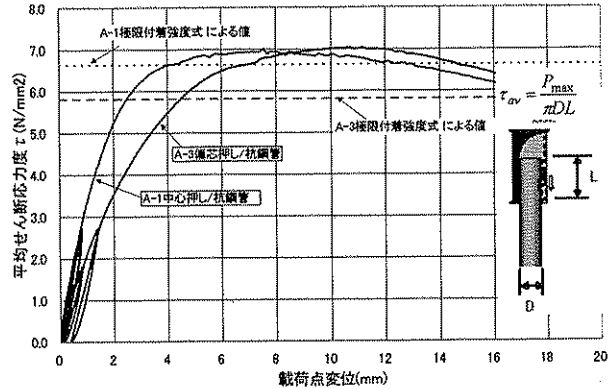


図-6.4 鉛直力に対するコンクリートの付着応力度

表-6.3 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} (h/s) (N/mm ²)	極限付着応力度 (API式) τ_u (N/mm ²) = $1.15 + 1.72 \frac{h}{s} f_{cu}$
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-6.5 に内鋼管および外鋼管の各方位の最大軸方向応力分布を示す。鉛直荷重に対して、A-1 試験体 (偏心なし) では、内・鋼管ともにほぼ均等に鉛直荷重が伝達されているのがわかる。一方、A-3 試験体 (偏心あり) では、内鋼管はほぼ均等に鉛直荷重は伝達されているが、外鋼管では偏心側で軸方向応力が大きくなり、その値は A-1 試験体 (偏心なし) の 1.5 倍程度である。これは、内鋼管から外鋼管に荷重が伝達する際に、偏心側ではクリアランスが小さく、荷重が外鋼管の狭い領域に集中するためと考えられる。

(2) 曲げせん断載荷試験結果

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-6.6 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 を上回る結果となった。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。

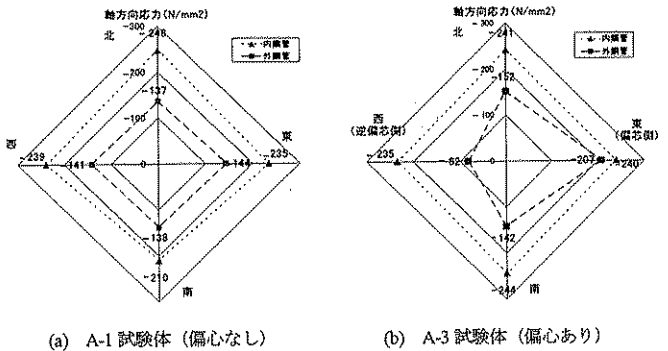


図-6.5 内・外鋼管の最大軸方向応力分布 (P=4000kN 時)

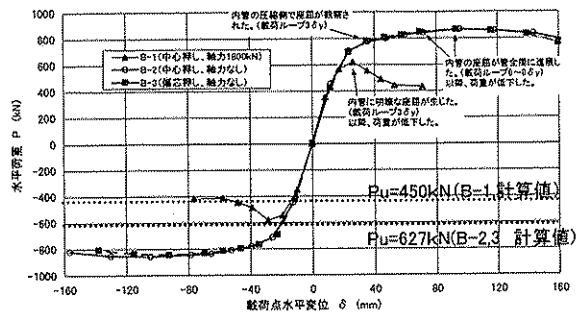


図-6.6 荷重-変位履歴曲線の包絡線 (曲げせん断試験)

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-7.1に示す鋼コンク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。

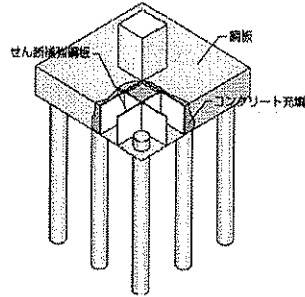


図-7.1 合成フーチング概要

7.2 研究内容

鋼コンク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)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に適用するには課題がある。そこで、合成フーチングを道路橋に適する場合の設計法を確立するために、せん断耐力と曲げ耐力の載荷試験を実施した。

(1) せん断耐力確認試験

試験は、表-7.1および図-7.2に示す試験体を用いた

表-7.1 試験体諸元 (せん断試験)

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 ρ_t (%)	せん断補強鋼板			
					t_w (mm)	f_{tw} (N/mm ²)	t_s (mm)	f_{ts} (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		20.0					
B-2b	ウェブ鋼板、ダイヤフラム兼用	30.0						
B-3		1.52						

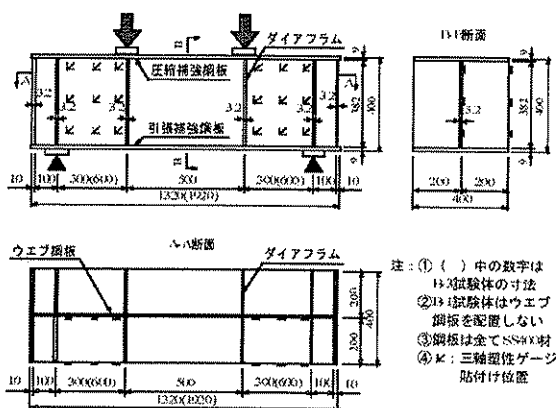


図-7.2 B-2 試験体概要図 (せん断試験)

静的載荷試験とし、せん断補強鋼板の配置、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。

(2) 曲げ耐力確認試験

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-7.2および図-7.3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載荷試験を実施した。試験は、図-7.4に示す載荷装置により、橋脚頭部に水平荷重を正負交番載荷して行った。

表-7.2 試験体諸元 (曲げ試験)

試験体名	s/d	w/d	t_1 (mm)	t_2 (mm)	f_{tr} (MPa)	E_s (MPa)	E_c (MPa)	E_s (MPa)
F-1	1.0	1.5	3.2	3.2	350	214000	32.9	18840
F-2	2.0							17110

注：s：せん断補強鋼板間隔；d：合成フーチング断面高さ；
 t_1 、 t_2 ：それぞれ上下直鋼板、せん断補強鋼板の板厚；
 a ：橋脚頭部からの抗荷位置までの距離（せん断スパン）

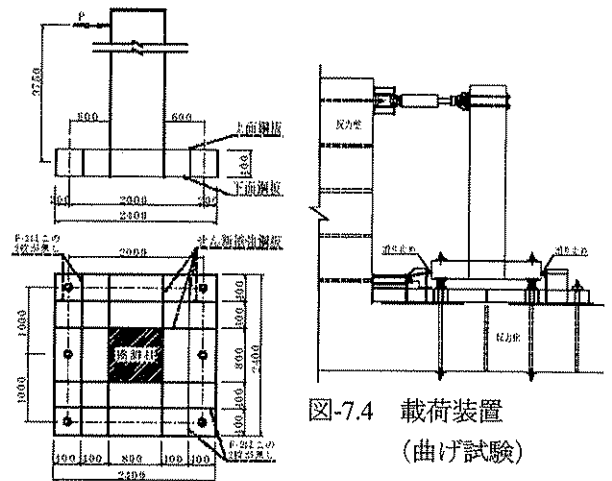


図-7.3 F-1 試験体 (曲げ試験)

7.3 研究結果

(1) せん断耐力確認試験結果

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-7.5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。ウェブ鋼板の有無による比較をみると、B-2b試験体(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、せん断比スパン比が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、コンクリートの負担を軽減したためと考える。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-7.6に示す。ここでは、ウェブ鋼板の負担するせん断力は、3軸ゲージにより得られたせん断ひずみを応力換算し、高さ方向に台形積分することにより算出した。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・コンク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-7.3)。ここで、コンクリートの負担せん断力は道示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) 曲げ耐力確認試験結果

水平荷重と載荷点位置の水平変位の関係を図-7.7に示す。F-1、F-2試験体ともに橋脚柱前面の上下面鋼板が

初降伏するまでは線形的な挙動を示し、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。

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 Mey および最大荷重時曲げモーメント Mu と、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 Mcy (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) との比を図-7.8に示す。図には、道示で規定されている 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、実験では初降伏荷重が概ね最大荷重の半分以下であることから、 Mey/Mcy が1以上となる有効幅とした。
- a) レベル2地震時に対しては、終局状態に対して安全性を確保すること考慮して Mu/Mcy が1.2以上となる有効幅とした。

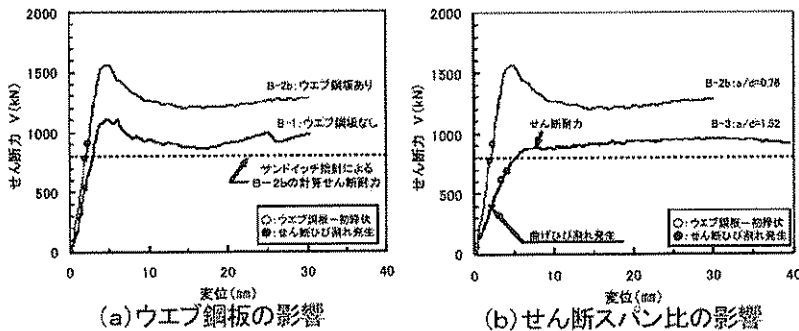


図-7.5 せん断力-変位関係

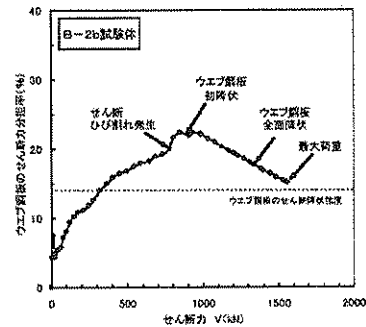


図-7.6 ウェブ鋼板のせん断力分担率

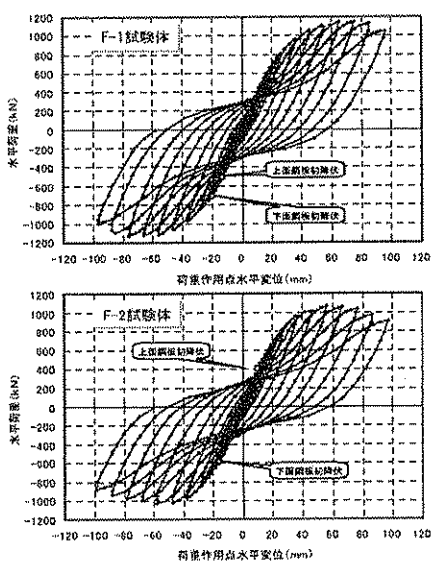


図-7.7 荷重-変位履歴曲線

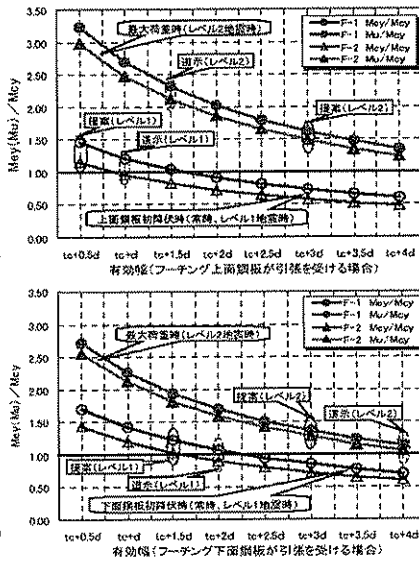


図-7.8 実験値と計算値の比較

表-7.3 せん断耐力の実験値と計算値の比較

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

8. その他の要素技術

上述した6技術以外に本研究で開発した主な開発技術の概要を以下に示す。

8.1 自己昇降システム

自己昇降システムは、現地で地組みした鋼桁を昇降する機械システムで、SEB工法の主要技術である。SEB工法では、まず、側径間桁を地組みし、それを自己昇降システムにより上昇させ、上昇させた側径間桁上で中央径間桁を組み立てる。これと同時に側径間桁の桁した空間を利用して橋脚など下部工事を同時施工する(図-8.1)。なお、側径間桁上で組み立てた中央径間桁はジャッキを装備した自走多軸台車により桁上から引き出され、短時間に所定の位置に架設する。

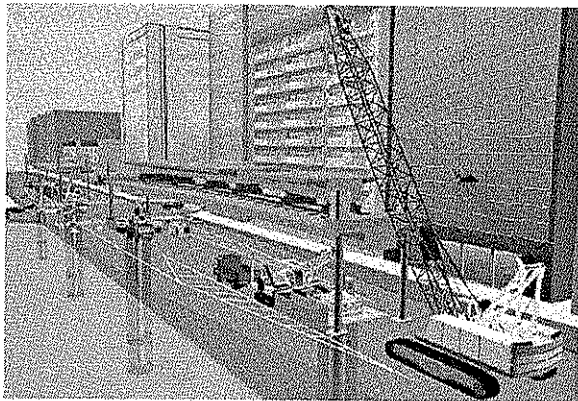


図-8.1 自己昇降システム

8.2 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

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工法は、はやかけOP工法の要素技術であり、両側の側径間部で組み立てた中央径間部のプレキャストPC箱桁を、両側から同時に押し出し、中央径間中央部でマッチキャスト工法により連結する工法である(図-8.2)。

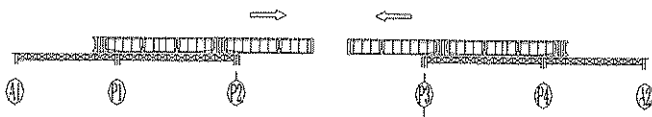


図-8.2 プレキャストセグメント工法による両側押し出し架設

8.2 モジュール桁工法

モジュール桁工法は、架設時における上部工のコンパクト化技術で、すいすいMOP工法の主要技術である。架設時は鋼桁の張出しブラケットを折り畳んでおき、架設後に専用の治具により所定の形状に展開する工法である。これにより、作業ヤードの縮小化による二次渋滞緩和が期待できる(表-8.1)。

表-8.1 モジュール桁工法(従来工法との比較)

	従来工法	モジュール桁工法
概念図		
特徴	作業ヤード(総括員)には、 交通車両は侵入できない	張出しブラケットを格納することで 作業ヤードが縮小する

9. まとめ

本研究では、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を開発するために、民間会社6グループと共同研究した。その結果、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が可能となる6つの交差点立体化工法を開発することができた。以下に、開発した6工法の主要要素技術を示す。

- 1) 上下部工同時施工により工程短縮を可能とする自己昇降システム、橋脚柱先行建て込み工法。
- 2) PC箱桁の軽量化、プレキャスト化、およびPC箱桁架設の合理化により工程短縮を可能とするストラット付き波形ウェブPC箱桁構造、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工法。
- 3) 作業ヤード縮小化による二次渋滞緩和を可能とするモジュール桁工法、NEW-高耐力マイクロパイル工法。
- 4) フーチング構造や杭頭結合構造の合理化により工程短縮を可能とする二重管式杭頭結合構造、鋼・コンクリート合成フーチング。