（15）鋼製橋脚と杭基礎との接合構造の開発

田原　潤[1]・美島　雄士[2]・若林　保美[3]・福井　次郎[4]・竹口　昌弘[5]

[1]正会員　日立造船鉄構株式会社　鉄構設計部　技術開発課（〒592-8331 堺市西区築港新町1-5-1）
E-mail:wakabayashi@hitachizosen.co.jp

[2]正会員　日立造船鉄構株式会社　鉄構設計部　技術開発課（〒592-8331 堺市西区築港新町1-5-1）
E-mail:mishima_y@hitachizosen.co.jp

[3]正会員　日立造船鉄構株式会社　技術企画部（〒592-8331 堺市西区築港新町1-5-1）
E-mail:tahara_j@hitachizosen.co.jp

[4]正会員　独立行政法人土木研究所　構造物研究グループ（〒305-8516 つくば市南原1-6）
E-mail:fukui@pwri.go.jp

[5]正会員　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（〒305-8516 つくば市南原1-6）
E-mail:takeguti@pwri.go.jp

鋼製橋脚と杭基礎との接合は，杭上に構築された場所打ちの鉄筋コンクリートフーチングに埋め込まれたアンカーフレームによるのが一般的である．しかし，この方式では現場施工となるフーチングの影響で現地工事が長期化するため，工事中の交通規制の増大や周辺環境の悪化が懸念される．このため，現地工期の短縮と工費縮減を目的として鋼・コンクリート複合構造による新形式の接合構造を開発した．

本研究では，この接合構造の性能を検証するため，採用したずれ止めのせん断力特性や接合構造の耐荷力特性について実験とFEM解析により検討した．その結果，ずれ止めについては多数列用いた場合のせん断耐力を確認するとともに，せん断力分布を推定した．また，接合構造については破壊形態を明確にした上で，所要の性能を満足することを確認した．

Key Words : *connection, rapid construction method, steel pier, shear connector, ultimate strength*

1. はじめに

都市部における多くの主要交差点では慢性的に交通渋滞が発生しており，渋滞による経済損失や環境への影響が問題となっている．交差点の立体化は渋滞解消に向けた有効な対策の一つであり，近年，各地で計画が活発化している．

渋滞箇所に立体交差橋を建設する場合，工事期間中のさらなる渋滞の発生を抑制するため現地工期の短縮や工事中の交通規制を最小限とすることが重要となる．特に，現地施工が主体で施工に時間のかかる基礎構造に対しては，構造の合理化やコンパクト化を図ることによって施工を迅速化することが効果的である．

一方，渋滞箇所を抱える大都市圏の多くは軟弱な地盤上に位置しており，通常このような地盤に建設される立体交差橋の基礎には杭基礎が採用される．この基礎構造を極力コンパクトにするためには，軽量な鋼桁と鋼製橋脚を採用するのが有効であり，鋼製橋脚を用いる場合，橋脚基部と杭基礎との接合は杭上に構築した場所打ちの鉄筋コンクリートフーチング（以下，RC フーチング）に埋め込まれた鋼製のアンカーフレームによる（以下，従来構造）のが一般的である．しかし，この構造ではRC フーチングが現場施工であることから，現地工事が長期化する要因となり，工事中の交通規制によるさらなる渋滞の発生や騒音・振動等による周辺環境の悪化を招くことに繋がる．

このような問題を解決すべく，現地での急速施工や交通規制の低減を目的とした鋼・コンクリート複合構造による鋼製橋脚基部と杭基礎との接合構造（以下，新接合構造）を開発した[1)2)]．

本文では，まず，新接合構造の特徴を述べた上で，その優位性を従来構造と比較することにより明確にする．次に，新接合構造においてずれ止めとして採用した孔明き鋼板ジベル（Perfo-Bond Leisten，以下 PBL）の特性や，接合構造の耐荷力および破壊形態を調べるために実施した実験について報告するとともに，実験の妥当性検証のために行ったFEM解析についても述べる．

2. 接合構造の概要

(1) 構造概要

新接合構造は従来構造である RC フーチングとアンカーフレームを省略した合理化構造で，従来構造では通常，複数の基礎杭を用いるところを 1 橋脚あたり大口径の場所打ち杭 1 本とする「1 柱 1 杭構造」を採用した杭と鋼製橋脚とを直接接合する構造形式である．

その基本構造は，**図-1** に示すように橋脚基部を延長した鋼板と，その外周に溶接で接合された鋼板（外鋼板）とで形成した鋼殻を杭頭を覆うように配置し，その内部にコンクリートを充填することにより鋼製橋脚と杭とを一体化するものである．新接合構造の荷重伝達機構を**表-1** に示すが，橋脚からの各断面力は鋼殻に配置したずれ止めから充填コンクリートまたは接合構造内部に定着した杭の主鉄筋を介して杭本体に伝達される．鋼殻と充填コンクリートとの接合に用いるずれ止めには，スタッドジベルよりもせん断耐力が高く製作性に優れた PBL を採用している．

各部位の名称は**表-1** に示すように，接合構造のうち PBL を配置した橋脚基部延長部を「剛結部」，剛結部と杭頭との間を「断面遷移部」と定義する．

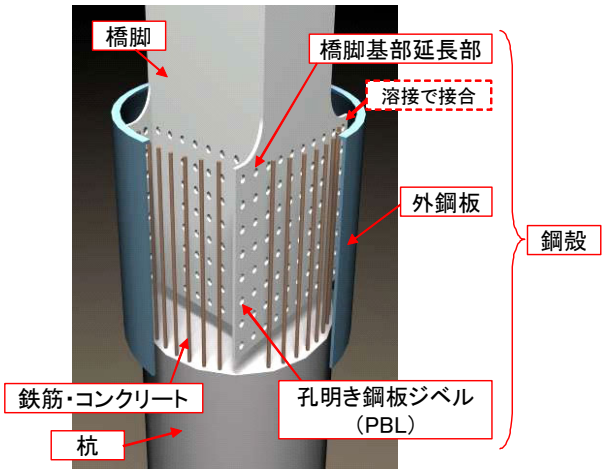
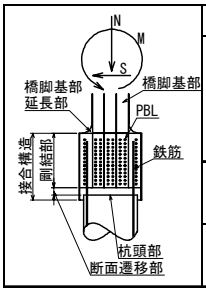


図-1 接合構造の概要

表-1 荷重伝達機構

	断面力	伝達経路	
	曲げモーメント M	引張力	鋼板に配置したPBLから充填コンクリートに定着された主鉄筋へ伝達
		圧縮力	鋼板に配置したPBLから充填コンクリートへ伝達
	軸力 N	鋼板に配置したPBLから充填コンクリートへ伝達	
	せん断力 S	鋼板に配置したPBLから充填コンクリートへ伝達	

(2) 要求される性能

接合構造が要求される性能は，本構造が上部工と橋脚から生じる断面力を杭基礎に伝達する重要な部材であることや，基礎部材の一部として地中に埋設されるため地震による損傷を受けた場合に点検や補修が困難であることから，道路橋示方書・同解説 [3]に基づいた「レベル 2 地震動に対して力学的特性が弾性域を超えない限界の状態」，すなわち，レベル 2 地震時に塑性変形しないことである．

(3) 構造および施工上の特徴

新接合構造は従来構造に比べ以下の特徴を有している．

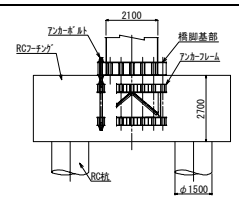
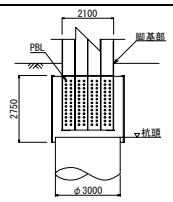
a) 構造上の特徴

- 従来構造よりも構成部材が少ないため，シンプルでコンパクトである．
- 鋼製橋脚からの力はずれ止め(PBL)を介してコンクリートに伝える．
- 外鋼板の採用により横拘束筋が省略できる．
- 外鋼板がコンクリートを拘束することにより，PBLのせん断耐力の向上が期待できる．

b) 施工上の特徴

- RCフーチングがないため，施工ヤードが小さくなり交通規制を少なくできる．
- 鋼製橋脚と一体化した鋼殻の採用により，型枠や配筋等の現場作業を低減することができる．

表-2 従来構造との比較

	従来構造（RCフーチング＋アンカーフレーム）	新接合構造
構造概要		
施工手順	杭の施工 → フーチング範囲掘削 → 基礎砕石・均しコンクリート → フーチング型枠・鉄筋組立 → アンカーフレーム据付 → フーチング鉄筋組立 → フーチングコンクリート打設	杭の施工 → 鋼殻据付 → 充填コンクリート打設
工期	1.0	0.25
工費	1.0	0.75

- 杭の施工誤差は外鋼板の外径を調整することにより吸収することができる．

(4) 試設計による従来構造との比較

橋長160m，中央支間長60mを有する3径間の立体交差橋を対象として新接合構造と従来構造の試設計を行い，施工ステップ，工期および工費について比較した．その結果を**表-2**に示す．新接合構造は基礎杭の本数を含め部

材数が少なく現場作業を大幅に削減できるため，杭施工から接合構造の施工までを従来構造に比べて工期を1/4，工費を3/4に縮減することが可能である．このように工期だけではなく工費も低減できることから，新接合構造は一般の橋梁に対しても十分有効であるといえる．

3. ずれ止めのせん断力特性実験と解析

(1) 概　要

PBLの強度特性については我が国でも多くの研究がなされている[4)5)]．一般的に，PBLは部材に作用する断面力を許容せん断力で除すことにより必要孔数が求められる．つまり，各孔には均等にせん断力が作用することを前提とし，通常各孔への作用力の分布は考慮されていない．しかし，新接合構造では断面力が大きく作用する橋脚基部にPBLを設置するため，荷重作用方向（鉛直方向）に多数の孔を配置する必要が生じる．このような多数孔を配置した場合（以下，多列PBL）について作用力分布を調べた事例は少なく，その特性は十分明らかにされていない．そこで，多列PBLのせん断耐力およびせん断力分布の調査を目的として，鉛直方向の孔数をパラメータとした実験と解析を実施した．

(2) せん断力特性実験

a) 実験概要

試験体を**図-2**に示す．PBLの孔径は35φ，孔数は1，5，10，13の4種類として各1体準備した．1孔はPBLの基本特性の確認，5孔は後述の縮尺模型を想定したものである．13孔は前章において試設計を行った実機における孔数である．10孔は，5孔と13孔の中間程度として設定した．試験体の板厚は1孔および5孔は縮尺模型と同様9mm，10孔および13孔はそれより厚く22mmとした．また，鋼板幅は1孔および5孔については鋼板の応力状態が後述の縮尺模型と同等となるように100mmとし，10孔および13孔は鋼板の降伏よりもコンクリートのせん断破壊が先行するよう200mmに設定した．なお，試験体の鋼板表面には剥離材を塗布し，コンクリートとの付着を切っている．

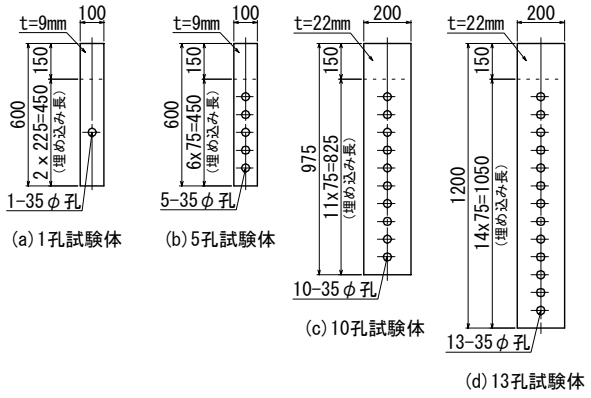


図-2　ずれ止めのせん断力特性実験の試験体

載荷装置を**図-3**に示す．荷重の載荷は単調増加載荷法として，試験体の上部に設置したセンターホールジャッキにより鋼板を引き抜く方向に載荷し，ジャッキ上部に設置したロードセルにより荷重計測を行った．また，**図-3**に試験体の変位とひずみの計測位置を併せて示す．

本実験の目的の1つはPBLのせん断力分布の調査であるが，せん断力を直接計測することができないため，鋼板に設置したひずみゲージの計測値と後述するFEM解析を用いてせん断力を推定することとした．鋼板のひずみ計測位置は孔付近が応力の乱れにより計測誤差の影響が大きいことを考慮して鋼板の板厚端面とした．変位計については，試験体の下端に設置して試験体とコンクリートのずれを調べた．

b) 実験結果および考察

実験結果の一覧を**表-3**に示す．**写真-1**には13孔の場合の試験体の破壊状況を示す．表中には実験で得られた1孔あたりの最大荷重Q_{max}と，Q_{max}をLeonhardtらの実験[6)]によって得られた式(1)によるせん断耐力Q_r（以下，Leonhardt実験値）で除した値を併せて示している．

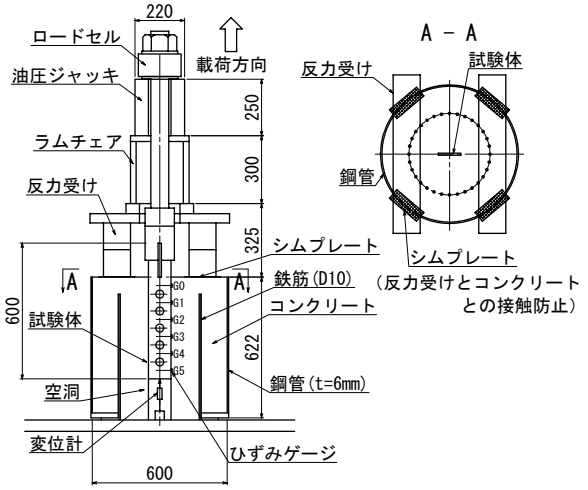


図-3　試験装置と変位・ひずみの計測位置
(5孔試験体)

表-3　せん断力特性試験結果の一覧

試験体孔数N	1孔	5孔	10孔	13孔
板厚(mm)	9	9	22	22
板幅(mm)	100	100	200	200
最大荷重 P_{max}(kN)	87.1	290.4	645.7	950.3
1孔あたり最大荷重 $Q_{max}=P_{max}/N$(kN/個)	87.1	58.1	64.6	73.1
Q_{max}/Q_r	1.25	0.83	0.92	1.05

コンクリート強度：σ_{ck}＝ 31.9 N/mm^2 （材料試験結果）
Leonhardt実験値：Q_r＝ 69.9 kN

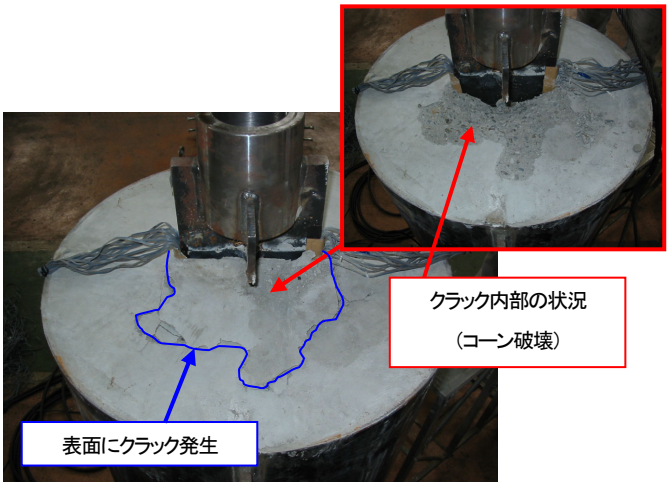


写真-1　せん断力特性試験体の破壊状況（13 孔試験体）

$$Q_r = 1.43 \cdot \sigma_c' \cdot d^2 = 1.79 \cdot \sigma_{ck} \cdot d^2 \qquad (1)$$

ここに，σ_c'：コンクリートの立方体強度(N/mm2)
（円柱体強度 σ_{ck}の1.25倍）
σ_{ck}：コンクリートの円柱体強度(N/mm2)
d：PBLの孔径(mm)

表-3より，1孔の場合にQ_{max}はQ_rよりも若干大きめの値となっているが，5孔を除くと両者はほぼ同程度となっている．5孔のみせん断耐力が小さいのは，5孔以外の試験体がコンクリートのせん断破壊により終局を迎えたのに対して，5孔のみコンクリートのせん断破壊よりも先に鋼板が破断したためである．

13孔の試験体に対する荷重ーずれの関係を図-4に示す．図中のずれδは変位計で計測した試験体下端の変位である．図中には式(1)から算出した１孔あたりのLeonhardt実験値Q_rと，下式(2) [7]によって求めた１孔あたりの許容せん断耐力Q_aのそれぞれに孔数を乗じた値を併記した．ここで，Q_aに孔数を乗じたものを設計荷重とした．

$$Q_a = 0.3 \cdot \sigma_{ck} \cdot d^2 \qquad (2)$$

図-4より，設計荷重時ではずれは発生せず，最大荷重近傍に至るまで大きなずれは生じていない．さらに，最大荷重を超えても急激な荷重低下はおこらず，ずれが約20mm生じても最大荷重値の60%程度の耐力が残存しており，PBLはじん性に富んだずれ止めであることが確認できた．その他の試験体についても同様の傾向であった．

(3) FEM解析を利用したせん断力の推定

a) 解析モデル

先に述べたように，実験ではPBLの各孔に作用するせん断力を直接計測できないため，試験体を部分的にモデル化したFEM解析を行って得られる鋼板端面のひずみとPBLに作用するせん断力との関係を調べる．ここでは，

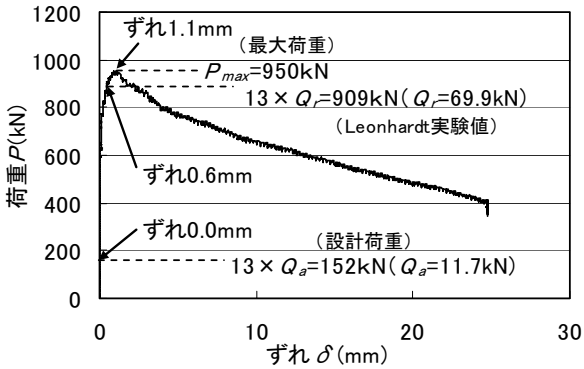


図-4　荷重Pーずれδ関係（13 孔試験体）

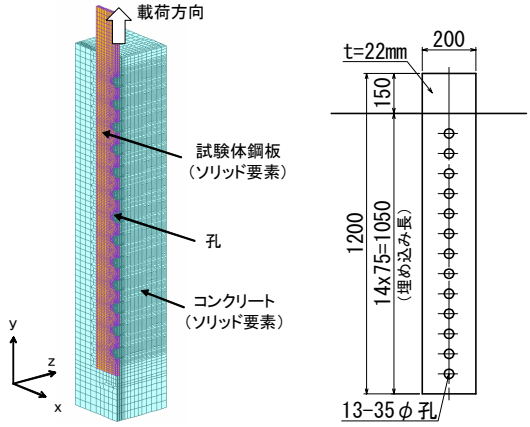


図-5　せん断力特性実験の FEM 解析モデル（13 孔試験体）

その結果を用いて実験におけるPBLの作用せん断力を推定することとした．

13孔の場合の解析モデルを図-5に示す．モデル化は試験体のうち鋼板周辺部分のみ行い，対称性を考慮して鋼板に対しては1/4モデルとした．鋼板およびコンクリートは全てソリッド要素でモデル化し，鋼板とコンクリートとの結合は圧縮応力のみ伝達する条件とした．また，材料定数については鋼板，コンクリートとも弾性体として鋼のヤング係数はE_s=2.0×10^5 N/mm^2，コンクリートのヤング係数はE_c=2.8×10^{4}N/mm^{2}に設定した．

b) せん断力の推定方法

実験における PBL 各孔のせん断力の推定は，以下に述べる方法により行った．図-6 に模式図を示す．

まず，FEM 解析より鋼板の孔間における断面方向の荷重方向応力度の分布 $\sigma_F{}^i$から断面力 $F_F{}^i$を算出する．

$$F_F{}^i = t \cdot \int_0^B \sigma_F{}^i(x)dx \qquad (3)$$

ここに，$F_F{}^i$：FEM 解析における鉛直方向の(i-1)番目とi番目の孔の中間の断面力(N)
t：鋼板の板厚(mm)
B：鋼板の板幅(mm)
$\sigma_F{}^i(x)$：FEM 解析における(i-1)番目と i 番目の孔間の断面方向の応力度分布(N/mm^2)

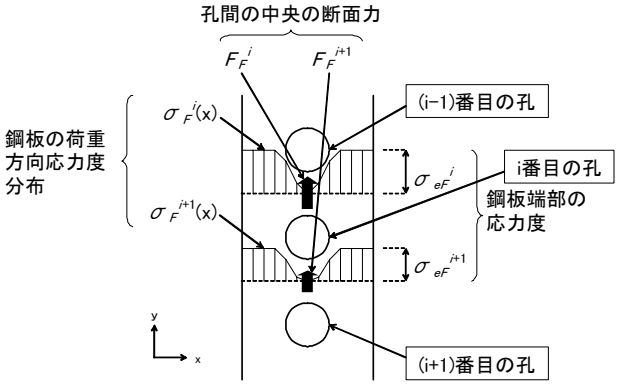


図-6 鋼板に作用する応力度と断面力

次に，断面力 F_F^i と鋼板端部の応力度 σ_{eF}^i から換算値 α を算出する．

$$\alpha = \frac{F_F^{\ i}}{\sigma_{eF}^{\ i}} \tag{4}$$

ここに，α：換算値(mm^2)

σ_{eF}^i：FEM 解析における(i-1)番目と i 番目の孔間の鋼板端面の応力度(N/mm^2)

一方，実験により鋼板端面の応力度 σ_{eE}^i をひずみ計測値から算出し，式(2)の α を用いることにより実験における断面力 F_E^i を以下の式より算出する．

$$F_E^{\ i} = \alpha \cdot \sigma_{eE}^{\ i} \tag{5}$$

ここに，F_E^i：実験における(i-1)番目と i 番目の孔の中間の断面力(N)

σ_{eE}^i：実験における(i-1)番目と i 番目の孔の中間の鋼板端面の応力度(N/mm^2)

この F_E^i の i 番目と(i+1)番目の差分が，i 番目の孔に作用するせん断力 Q^i となり，式(6)で表すことができる．

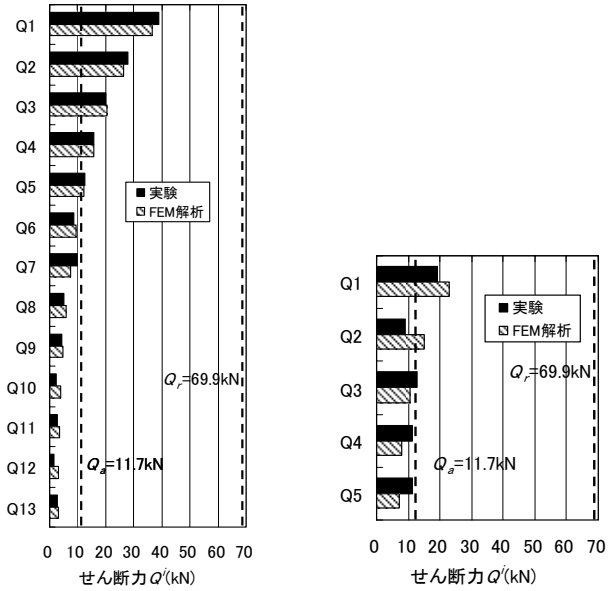
$$Q^i = F_E^{\ i} - F_E^{\ i+1} \tag{6}$$

c) せん断力分布に対する考察

式(3)～(6)を用いて 13 孔と 5 孔を対象に実験における PBL 各孔のせん断力（以下，実験値）の分布を算出した．設計荷重時の鉛直方向せん断力分布を**図-7** に示す．

図-7(a) より 13 孔の場合には，設計荷重時には実験値と解析値は概ね一致しているものの，せん断力が荷重載荷側（上段）の孔に集中する傾向が明らかとなった．最上段のせん断力 Q_1 は許容せん断耐力 Q_a の約 3 倍となっているが，Q_r に対しては 55%程度であり，**図-4** のずれ量からも設計荷重時には各孔にはせん断破壊などは生じていないと考えられる．

一方，**図-7**(b) より 5 孔の結果をみると，実験値と解析値とはばらつきが見られるものの概ね傾向は一致している．また，13 孔と同様せん断力は荷重載荷側の孔に集中する傾向にあるが，最上段のせん断力 Q_1 は Q_a の



(a)13 孔　　(b)5 孔

図-7 設計荷重時の鉛直方向せん断力分布

1.6 倍程度で，13 孔よりもせん断力分布が均等化している．このことから，荷重載荷側の孔へのせん断力の集中の度合いは，孔数が多くなるほど顕著になるといえる．

以上より，設計荷重時に着目すると上段側の孔にせん断力が集中する傾向が見られるが，その傾向が顕著な13孔でもLeonhardt 実験値は超えず，荷重－ずれの関係も弾性挙動を呈している．このことから，13孔程度までなら設計で各孔に均等にせん断力が作用するものとして孔数を算出しても問題ないものと考えるが，これを越える孔数となる場合はせん断力の集中度合いがさらに大きくなることが予想されるため，別途検討が必要と思われる．

4. 接合構造の耐荷力実験と解析

(1) 概　要

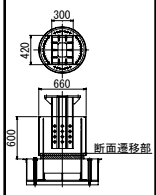
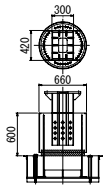
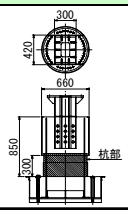
新接合構造の耐荷性能と破壊形態を明らかとするため，先述の立体交差橋をモデルとした実機の縮尺模型を用いて載荷実験とFEM解析を実施した．

(2) 実験の概要

a) 試験体

試験体の種類を**表-4**に示す．JO-1およびJO-2を基本試験体とし，JO-3は杭部までモデル化して杭を含めた全体の破壊形態を調べた．試験体は実機の縮尺1/5とし，実施工と同じ手順で杭部のコンクリート（σ_{ck}＝24N/mm^2）を打設後，杭頭を目あらし処理し，接合部の充填コンクリート（σ_{ck}=30N/mm^2）を打設した．PBLの孔径はせん断力特性実験と同じく35ϕとした．なお，試験体接合部内部の鋼板表面には剥離材を塗布し，コンクリートとの付着を切っている．

表-4　耐荷力実験の試験体一覧

試験体名称	JO-1	JO-2	JO-3
構造概要			
橋脚断面形状	矩形	矩形	矩形
貫通鉄筋の有無	なし	なし	なし
杭部の有無	なし	なし	**あり**
荷重載荷方法	単調片振り載荷	**正負交番載荷**	**正負交番載荷**
着目点	**－－－－**	**荷重載荷方法**	**杭部の有無**

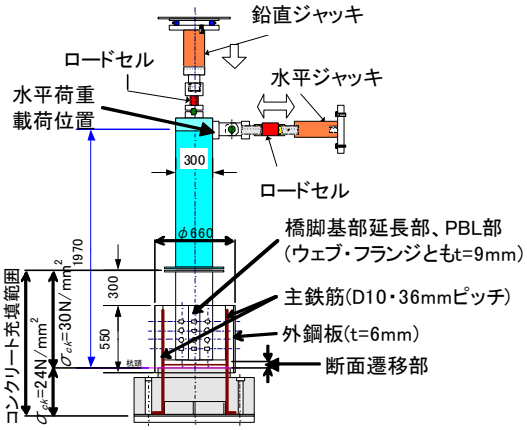


図-8　実験装置

b) 実験方法

実験装置を**図-8**に示す．実験ではレベル2地震時に相当する状態を再現するため実機の作用力と相似するよう載荷荷重を決定した．まず，鉛直方向のジャッキにより上下部工の死荷重に相当する荷重を載荷した状態で，水平ジャッキにより地震による慣性力に相当する水平荷重を載荷した．その後，水平荷重を漸増させて試験体が破壊するまで繰り返し載荷を行った．JO-1は接合構造としての基本的な静的耐荷力を確認するために水平荷重を単調片振り載荷し，JO-2およびJO-3は地震時の繰り返し荷重に対する耐荷力を確認するために正負交番載荷とした．

(3) 実験結果および考察

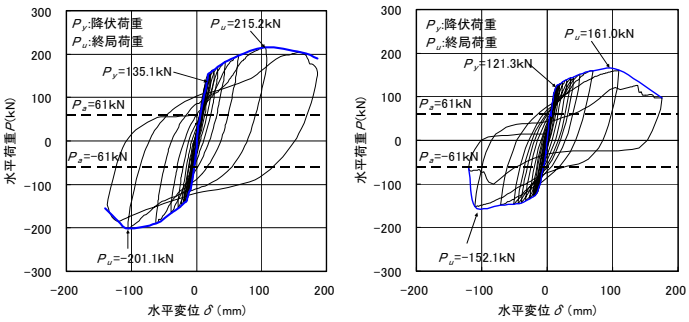
a) 耐荷力

各試験体における耐荷力の実験値を**表-5**に示す．表中のP_yは引張側最外縁の鉄筋が降伏するときの降伏荷重，P_uは水平荷重が最大となるときの終局荷重を示す．表より，杭部までモデル化したJO-3を除き，それほど顕著な差は見られないが，終局荷重については正負交番載荷を行ったJO-2が単調載荷したJO-1に比べ8%程度低かった．JO-1，JO-2の破壊部位はいずれも断面遷移部であったが，JO-3は杭部で破壊し，他の試験体に比べてP_y，P_uとも低い値となった．JO-1～JO-3のいずれにおいてもP_yはレベル２地震時相当の水平荷重P_a (=61kN)よりも大きく，レベル2地震時に塑性化は起こらないことを確認した．

表-5　試験体の耐荷力（実験値）

試験体名称	破壊部位	降伏荷重(kN) P_y	終局荷重(kN) P_u
JO-1	断面遷移部	129	225
JO-2	断面遷移部	135	208
JO-3	杭部	121	157

注)JO-2,JO-3（正負交番載荷）のP_uは正・負の平均値としている。



(a)JO-2　　(b)JO-3

図-9　耐荷力実験の水平荷重 P－水平変位 δ 関係

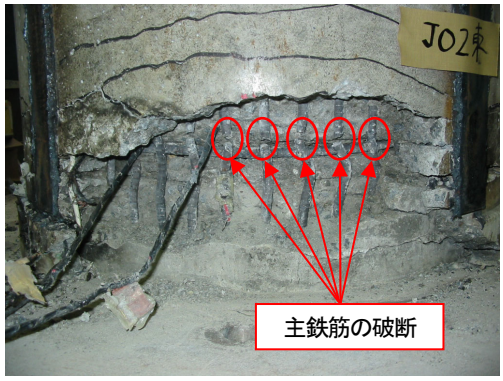


写真-2　耐荷力実験試験体の破壊状況
（JO-2，外鋼板除去）

b) 荷重と変位の関係

破壊部位による耐荷力の差異を調べるため，正負交番載荷を行ったJO-2とJO-3について，水平荷重と荷重作用位置の水平変位の関係を**図-9**に示す．前述のように両試験体とも剛結部では破壊せず，JO-2は**写真-2**に示すように断面遷移部の鉄筋が降伏して破断することにより終局を迎えた．一方，JO-3は杭部の鉄筋が降伏・破断して終局状態となった．

図-9において断面遷移部で破壊したJO-2と杭部で破壊したJO-3で耐力を比較すると，P_y，P_uともJO-2のほうが10～30%程度大きく，断面遷移部は杭部よりも大きな耐力を有することが確認できた．**図-10**には断面遷移部（B-B断面）と杭部（C-C断面）の断面形状を示すが，両断面に対する降伏荷重P_{yc}および終局荷重P_{uc}の断面計算を行い，その値と実験値（P_y，P_u）とを比較した結果を**表-6**に示す．ここで，断面遷移部の外鋼板は帯鉄筋に換算したRC断面として算出した．表より，実験におけ

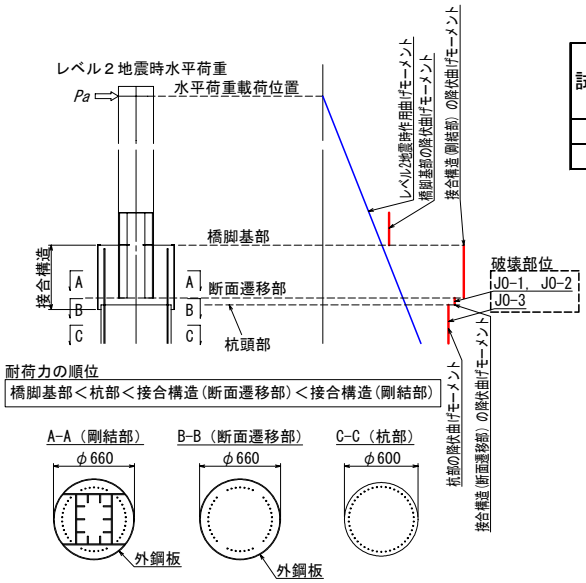


図-10　接合部耐荷力の順位

表-6　試験体耐荷力の実験値と計算値の比較

試験体名称	破壊部位	降伏荷重(kN)			終局荷重(kN)		
		実験値 P_y	計算値 P_{yc}	P_y/P_{yc}	実験値 P_u	計算値 P_{yc}	P_u/P_{uc}
JO-2	断面遷移部	135	123	1.10	208	186	1.12
JO-3	杭部	121	108	1.12	157	153	1.03

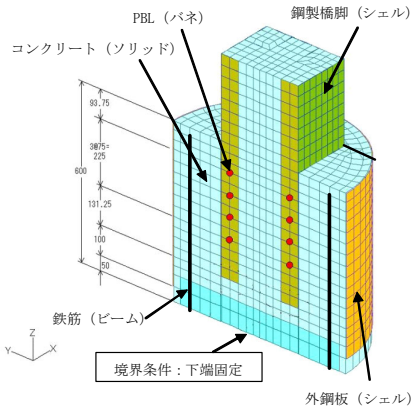


図-11　縮尺模型 FEM 解析モデル

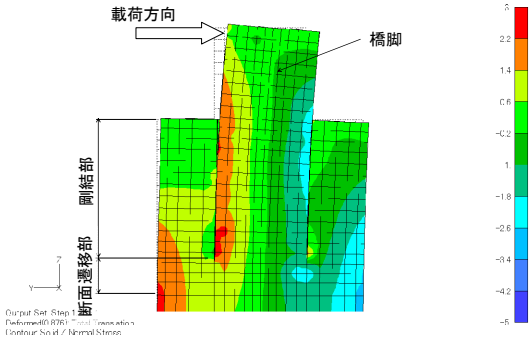


図-12　鉛直方向応力度コンター図

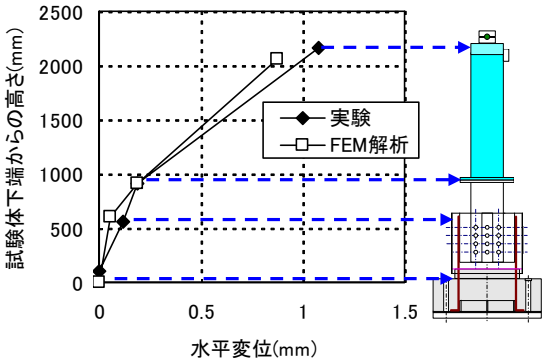


図-13　水平変位の比較

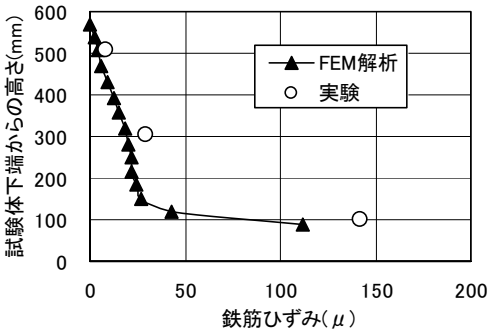


図-14　鉄筋のひずみの比較

る断面遷移部と杭部の耐力は概ね計算値どおりであることを確認した．これらから，橋脚基部から杭までの間の耐荷力は，図-10に示すように橋脚基部＜杭部＜接合構造（断面遷移部）＜接合構造（剛結部）の順となり，これは設計で想定した結果と合致するものであった．

c) レベル2地震時に対する安全性

本実験では断面遷移部の耐力は確認できたものの剛結部で破壊が起こらなかったため，当該部位の耐力を定量的に把握することはできなかった．しかし，断面遷移部を含めた接合構造は杭よりも大きな耐力を有しており，降伏および終局状態は杭部が先行することが明らかとなった．従って，新接合構造はレベル2地震に対して要求性能を満たし，十分安全であることが確認できた．

(4) FEM解析

実験結果に対する解析的検証を目的として，レベル2地震時の荷重状態を対象に試験体をモデルとしたFEM解析を実施した．

解析モデルを図-11に示す．解析モデルは構造の対称性を考慮して1/2モデルとし，コンクリート部はソリッド要素，鋼部材はシェル要素，鉄筋はビーム要素とした．PBLは鋼部材とコンクリートをつなぐバネ要素とし，バネ定数はPBLのせん断力特性実験の1孔試験体の荷重－ずれの関係をもとに設定した．また，鋼板とコンクリートとの結合は圧縮応力のみ伝達する条件とした．荷重はレベル2地震時相当の水平荷重P_a (=61kN)を載荷した．FEM解析の結果と考察を以下にまとめる．

a) 接合構造の応力度分布

接合部内の鉛直方向応力度コンター図を図-12に示す．水平荷重の載荷側で引張，その反対側で圧縮の応力度が発生しており，橋脚基部延長部とコンクリートとがPBL

により一体化されている状況が確認できた.

b) 荷重と変位の関係

水平方向変位の比較結果を**図-13**に示す．変位は微小ではあるが実験値と解析値は概ね一致しており，実験における試験体の変形挙動を再現することができた.

c) 鉄筋のひずみ

鉄筋のひずみを**図-14**に示す．実験結果は解析結果と概ね一致する結果であった.

5. まとめ

提案した鋼製橋脚基部と杭基礎との新しい接合構造について実験および解析を実施することにより，以下のことが明らかとなった.

(1) 新接合構造は杭施工から接合構造の施工までを従来構造に比べて工期を1/4，工費を3/4に削減できる.

(2) ずれ止めとして採用するPBLは，対象とした13孔までのせん断耐力はLeonhardtの実験値から算出した値とほぼ一致した.

(3)新接合構造の挙動が弾性域においては，PBLの孔数が荷重方向に多くなるほど荷重載荷側にせん断力が集中する.

(4) 接合構造の耐荷力は杭部よりも大きく，橋脚基部から杭までの間の耐荷力は，橋脚基部＜杭部＜接合構造（断面遷移部）＜接合構造（剛結部）の順になり，設計で想定した結果と合致している.

(5) 接合構造は要求性能である「レベル2地震時に塑性変形しないこと」を満足し，十分な安全性を有している.

6. おわりに

本文では，現地工期の短縮と施工時の周辺環境への影響低減を目的として開発を行った鋼製橋脚と杭基礎との新しい接合構造について報告した.

実施した実験では，接合構造に用いるずれ止め（PBL）の基本特性を調べるとともに，接合構造の耐荷力特性を明らかにした．特に，耐荷力については接合構造だけではなく杭をモデル化して実験することで破壊順序を明確にし，接合構造に要求される性能を満足することを確認出来たと考えている.

新接合構造は，従来構造に比べてコスト縮減も図れることから，一般の橋梁にも幅広く適用が可能である．今後は，さらに厳しい地盤条件や施工条件にも対応できるよう検討を重ねていく予定である.

参考文献

1) 美島，福井，笹谷：急速施工立体交差工法「Hi-FLASH 工法」の開発，第 26 回日本道路会議, 14P10, 2005.11

2) (独)土木研究所，日立造船㈱，㈱フジタ：交差点立体化の路上工事短縮技術の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 334 号，平成 17 年 3 月

3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ，平成 14 年 3 月

4) 明橋，永田，木水，西川：コンクリート打設方向を考慮した孔明き鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究，鋼構造論文集，第 8 巻第 31 号,pp. 81-87, 2001.9.

5) 保坂，光木，平城，牛島：孔明き鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol.48A, pp.1265-1272, 2002.3.

6) F. Leonhardt, W. Andra, H. P. Andra, und W. Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel fur Stahlverbund –Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325-331. 1987.12.

7) 東日本高速道路㈱，中日本高速道路㈱，西日本高速道路㈱：設計要領第二集橋梁建設編，９章複合構造，2006.4.

DEVELOPMENT OF NEW TYPE CONNECTION BETWEEN STEEL PIER AND PILE FOUNDATION

Jun TAHARA, Yuji MISHIMA, Yasumi WAKABAYASHI, Jiro FUKUI and Masahiro TAKEGUCHI

As for connecting between the steel pier and the pile foundation, it is general to use the anchor frame which was buried in the RC footing which was constructed on piles. But, because construction period at site was prolonged by using this method, new type steel-concrete composite connection was proposed in this paper. In this study, the model experiments and FEM analysis were executed about characteristics of shear connector and ultimate strength of connection in order to prove the applicability of new connection. As a result, strength of shear connector was confirmed, and also the distribution of shearing force was estimated. Furthermore, necessary performance of new connection was verified.