

スタッド付き I 形鋼を主鋼材とした 橋脚構造の提案

宇野 州彦¹・池野 勝哉²・篠田 佳男³・藤倉 修一⁴

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)
E-mail: kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp (Corresponding Author)

²正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)
E-mail: katsuya.ikeno@mail.penta-ocean.co.jp

³正会員 日本コンクリート技術株式会社 (〒130-0026 東京都墨田区両国 4-38-1)
E-mail: y-shinoda@jc-tech.co.jp

⁴正会員 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2)
E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

近年、鉄筋コンクリート橋脚は耐震性能の向上から過密配筋となっており、施工の合理化が求められている。著者らは、I 形鋼のウェブにスタッドを配置した鋼材を主鋼材とした橋脚構造を提案している。提案構造は、スタッドのずれ止め効果と I 形鋼のポアソン効果により、コンクリートとの付着力向上に期待している。本論文では、提案構造の付着性能を把握するために実験および解析的検討を行い、鉄筋コンクリート構造と同等の付着性能を有していることを示し、ポアソン効果に寄与するフランジの有効幅を確認した。さらに、提案構造の繰り返し載荷時における耐荷性能や変形性能を把握するために、交番載荷実験および FEM 解析を実施し、橋脚基部のコンクリートの損傷や I 形鋼、スタッドの発生ひずみを確認した。

Key Words: Composite bridge pier, stud, poisson effect, bond characteristics, cyclic loading test, finite element analysis

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚）に要求される耐震性能は、近年発生している地震の巨大化に伴い、その向上が求められている¹⁾。一方で、耐震性能の向上により RC 橋脚は過密配筋となり、コンクリートの充填性や作業効率の低下が懸念され、安全に施工を行う上でも課題となっている。そのような中、橋脚施工の合理化を図る工法は以前から開発が行われており、突起付き H 形鋼を主鋼材とした鉄骨コンクリート複合構造橋脚²⁾や、鋼管を用いた鋼管コンクリート合成構造橋脚³⁾等、複数の工法が提案されている。主鉄筋を形鋼や鋼管に置き換えるこれらの工法は、周囲のコンクリートとの付着性能が異形鉄筋と比較して劣ることから、H 形鋼のフランジに突起を設けたり、リブ付き鋼管を用いたりすることで付着力を確保し、鋼材とコンクリートが一体となって挙動するものとしている。しかしこれらの工法は、特殊鋼

材を使用するためにサイズや種類が限られ、施工時に納期やコストを要する点が課題となっている。

そこで著者らは、より安価で調達性の高い材料を用いた合理化施工技術として、I 形鋼のウェブにスタッドを配置した鋼材（写真-1）を主鋼材とした橋脚構造を提案している（以下、提案構造）。I 形鋼やスタッドは、ともに広く普及している材料であることから、これまでの



写真-1 スタッドをウェブに配置した I 形鋼

工法と比較して、納期の短縮、コストの低減が可能と考えられる。提案構造では、I形鋼のウェブにスタッドを配置することによって、周囲のコンクリートとの付着力を確保するだけでなく、軸方向引張力が作用した際にフランジ間が狭まるポアソン効果⁴⁾により、フランジ間のコンクリートに圧縮力を作用させることでさらなる付着力の向上にも期待している。

本論文では、提案構造の付着性能を把握するために実施した両引き試験⁴⁾について概説し、スタッドによるずれ止め効果やI形鋼のポアソン効果、ポアソン効果に寄与するフランジの有効幅について解析的検討を行うことで、フランジ有効幅の妥当性を確認した。さらに、提案構造について繰り返し载荷時の耐荷性能や変形性能を把握するために実施した交番载荷実験⁵⁾について示し、交番载荷実験を対象としたFEM解析から、橋脚基部におけるコンクリートの損傷を評価した。

2. 提案構造の概要とスタッドの設計法

本章では、提案構造の概要について述べ、I形鋼のポアソン効果を考慮したスタッドの設計法について説明する。なお、設計法の詳細については、既報⁴⁾を参照されたい。

(1) 提案構造の概要

スタッドは一般に、鋼材とコンクリートで構成される複合部材としての一体化を図るために、鋼材とコンクリート間のずれ止めとして利用される⁶⁾。提案構造では、写真-1に示すようにI形鋼のウェブにスタッドを配置して周囲のコンクリートとの一体化を図ることとしている。主鋼材に軸方向引張力が作用すると、鋼材のポアソン効果によってウェブ両端に位置するフランジ間の距離が狭まり、フランジ内面とコンクリートとの摩擦力が増大し、フランジ間のコンクリートとの一体性が増すことが期待される。このように、提案構造ではスタッドによるずれ止め効果と主鋼材のポアソン効果により、コンクリートとの一体性を確保している。

(2) I形鋼のポアソン効果とスタッドの設計法

スタッドの数量や配置を決めるための概略設計フローを図-1に示す。また、I形鋼に軸方向引張力が作用した際にポアソン効果によって鋼材および周囲のコンクリートに作用する力を模式的に表したものを図-2に示す。I形鋼のウェブに引張降伏力が作用すると、ポアソン効果によってウェブ両端にあるフランジとその間にあるコンクリートとの間に圧縮力が作用するが、この圧縮力の算定には、I形鋼とコンクリートとの付着が連続的に確保で

きるための必要長さである有効定着長 L を設定する必要がある。また、コンクリートの圧縮にはフランジ幅全域が寄与するものではなく、ある有効幅 b がコンクリートの圧縮に影響を与えていると考えられる。これらに関して、鋼材とコンクリートとの付着性能を把握するために実施した両引き試験⁴⁾において有効定着長 L はウェブ高さの概ね6倍以上に設定すると定着が確保されており、フランジ有効幅 b はフランジ厚さ t_2 の概ね2倍程度であることを明らかにしている。

フランジ内側に作用する摩擦力 T_1 が算出されると、I形鋼の全断面積で負担する全引張降伏力 T との差分である $T_2(=T-T_1)$ がスタッドで負担するせん断力となる。な

お、全引張降伏力 T に対する T_1 と T_2 の負担比率は、概ね2:8となる⁴⁾。スタッドの数量は、複合構造標準設計方書⁸⁾に従い算定し、スタッドが負担する荷重をスタッド1本あたりの設計せん断耐力で除すことにより、スタ

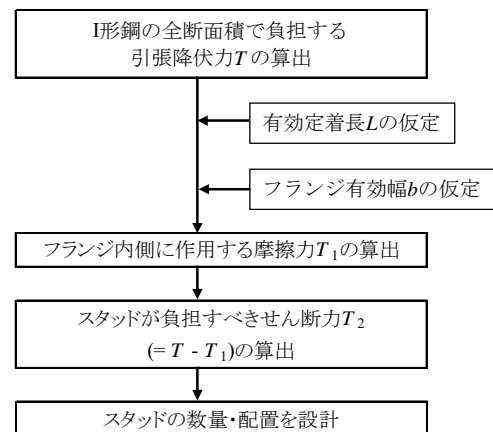


図-1 提案構造の概略設計フロー

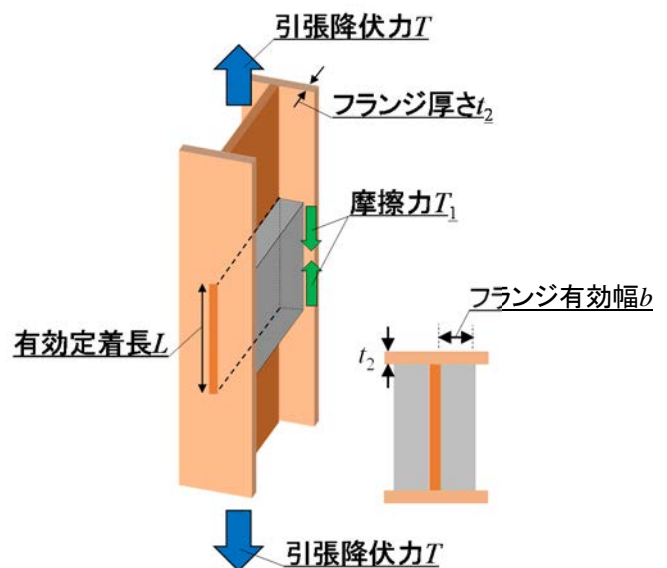


図-2 I形鋼に軸方向引張力が作用した際のポアソン効果

ッドの必要本数が求められる。また、スタッドの配置については、千鳥配置を基本として考える。

3. 提案構造の付着性能の把握

提案構造の付着性能を把握するために、両引き試験および FEM 解析を実施した。両引き試験および解析から、スタッドによるずれ止め効果や I 形鋼のポアソン効果、またポアソン効果に寄与するフランジの有効幅について考察する。

(1) 実験概要

a) 試験体概要および実験ケース

両引き試験の試験体断面図を図-3、側面図及び平面図を図-4に示す。試験体は全てのケースにおいて、両端の掴み部を除いた鋼材全長を 1,500 mm、コンクリート部の長さを 1,100 mm としている。なお、コンクリート部の両端には非付着部をそれぞれ 50 mm ずつ設けている⁶⁾。提案構造に用いる I 形鋼は、I-150×75×5.5×9.5(SS400)とした。スタッドの有無による付着性能の違いを確認するために、スタッドのない I 形鋼のみを芯材とした試験体 (Case1) と、軸径 10 mm、全高 40 mm のスタッドを千鳥配置した試験体を 2 ケース (Case2, Case3) とした。実験ケースの一覧を表-1に示す。スタッドを配置するピッチを前章の設計法に基づいて 200 mm で配置したケース (Case2) と、設計法の妥当性を検証するためにスタッド本数を増やし、ピッチを 100 mm としたケース (Case3) を設定した。

鋼材の機械的性質及びコンクリートの材料特性を表-2 および表-3にそれぞれ示す。コンクリートは両引き試験日材齢における材料特性である。

b) 荷重方法と測定項目

両引き試験は、試験体の軸方向が鉛直方向となるように試験体を配置し、両端部にクレビスを設け、下端側は反力床に固定、上端側を荷重ジャッキにより鉛直上向きに荷重を作用させた (図-5)。荷重方法は、設計ひび割れ荷重まで荷重を行い、その後除荷するサイクルを 3 回繰り返す。鉄筋あるいは鋼材が降伏したときの変位までの荷重及び除荷のサイクルを同様に 3 回繰り返す。その後は、コンクリートの剥落が著しくなる軸方向変位 120 mm までの荷重を行った。ただし Case2 においては安全上の問題から軸方向変位 37.8 mm で荷重を終了した。ひび割れ荷重及び降伏変位までの荷重、除荷の繰り返しによる耐荷力の変化はほとんど見られなかったことから、本論文では繰り返し荷重に関する考察は割愛する。

測定項目は、引張荷重及び試験体の軸方向変位量、鋼材のコンクリートからの抜け出し変位量、鋼材及びスタ

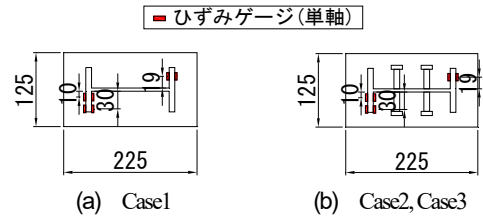
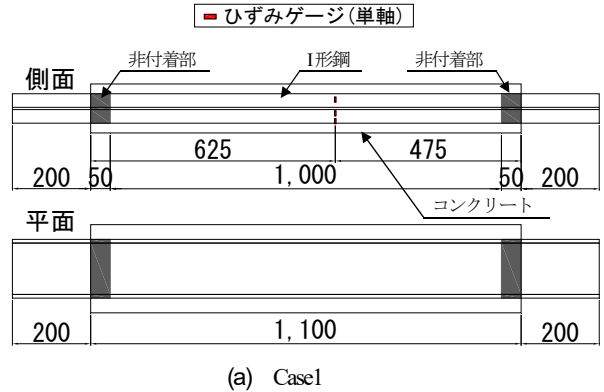
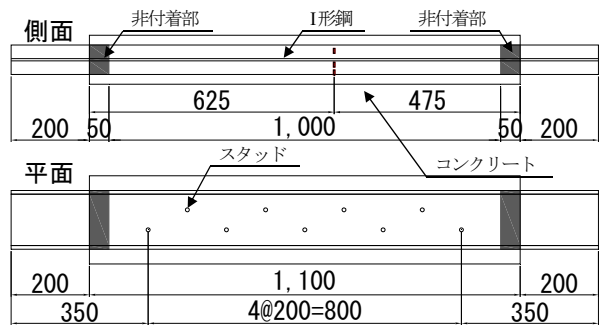


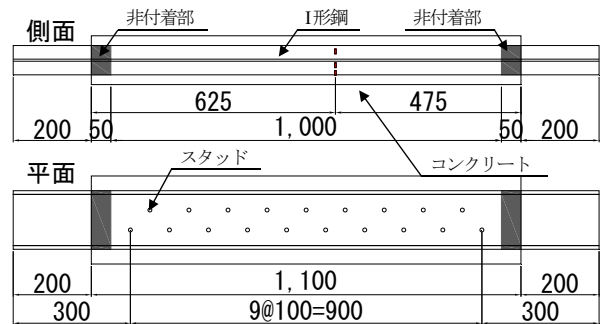
図-3 試験体断面図 (単位: mm)



(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3

図-4 試験体側面図および平面図 (単位: mm)

ッドのひずみ、ひび割れ性状である。鉄筋に貼付しているひずみゲージは鉄筋軸方向、I 形鋼にはウェブは軸方向及び軸直角方向、フランジはフランジ幅方向、スタッドはスタッド軸方向にそれぞれひずみゲージを貼付して

表-1 実験ケース一覧

ケース名	鋼材種別	スタッド	スタッドピッチ
Case1	I形鋼	無	—
Case2		有	200 mm
Case3		有	100 mm

表-2 鋼材の機械的性質

	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²	規格
I形鋼150×75	366	469	207.7	SS400
スタッド	430	490	—	SS400

表-3 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²
Case1	43.5	3.7	28.8
Case2	44.7	3.8	29.6
Case3	53.0	3.5	34.5

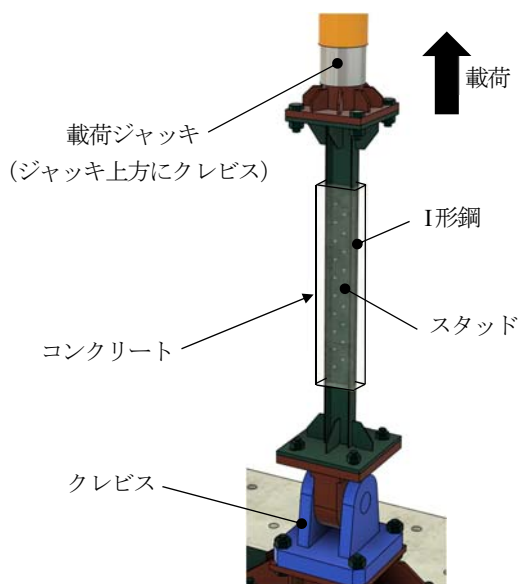


図-5 試験体のセットアップイメージ

いる。フランジ及びスタッドは曲げひずみ、曲げモーメントが算出できるように、各鋼材の両面にひずみゲージを貼付している。

(2) 実験結果および考察

a) 荷重－変位関係

実験で得られた荷重－変位関係を図-6に示す。荷重は計測された引張荷重値を、軸方向変位は試験体両端部間の変位を示している。載荷直後の初期剛性については、いずれのケースもほぼ同等であるが、Case1については400 kN程度から剛性の低下がみられる。この要因については既報⁴⁾に示しているが、鋼材の抜け出し量がスタッドを有するCase2やCase3に比べ多く、鋼材とコンクリ

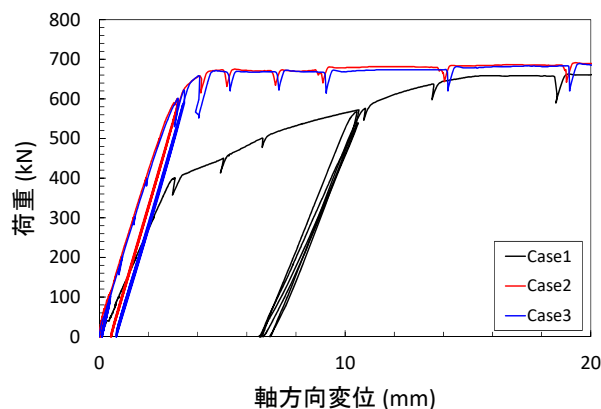


図-6 荷重－変位関係

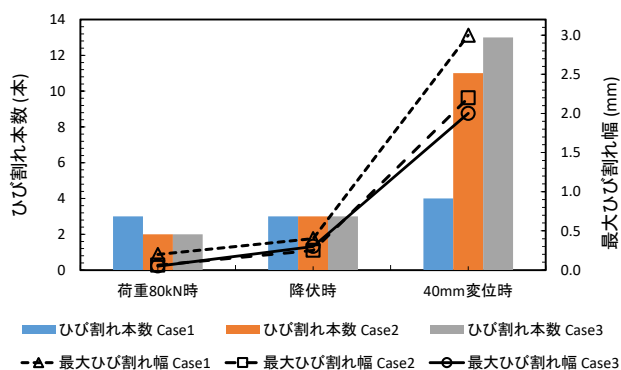
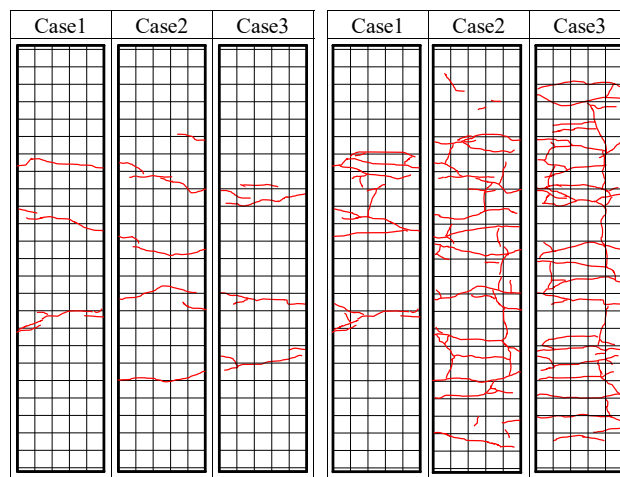


図-7 コンクリートのひび割れ本数と最大ひび割れ幅



(a) 降伏荷重時 (b) 軸方向変位 40mm時

図-8 コンクリートのひび割れスケッチ

ートとの付着力が低下したことが要因であると考えられる。よって、鋼材とコンクリートとの付着性能の向上にスタッドが寄与している。Case2およびCase3については、降伏に至る荷重(約670 kN)およびその後の挙動についても概ね一致しており、本実験で設定したスタッドのピッチの違いにおいては、鋼材とコンクリートとの付着性能に与える影響はほとんどないと考えられる。

b) ひび割れ分散性

載荷初期におけるひび割れ発生直後の荷重 80 kN 作用時、降伏荷重時および軸方向変位 40mm 発生時の、コンクリート表面のひび割れ本数と最大ひび割れ幅を図-7 に示す。ひび割れ本数は試験体幅の 8 割以上の長さに至っているものをカウントしている。なお、Case1 は軸方向変位 40 mm に到達する前に実験が終了しているため、最終変位時 (37.8 mm) における結果を示している。また、降伏荷重時及び軸方向変位 40mm におけるひび割れスケッチを図-8 に示す。降伏荷重時においては各ケースともにひび割れ本数・幅ともにほとんど違いはないものの、軸方向変位 40 mm になると、Case1 ではほとんどひび割れ本数が増えず、Case2,3 ではひび割れ本数が増加している。提案構造はスタッドのない Case1 に比べひび割れ本数が多くなる一方で、最大ひび割れ幅は Case1 よりも小さくなっており、ひび割れがより分散していることが分かる。スタッドを配置することで、付着性能を向上させるだけでなく、降伏後に優れたひび割れ分散性を有する構造となることが分かる。

(3) 解析概要

a) 解析モデル

両引き試験体を対象に、汎用解析プログラム DIANA (ver.10.4)⁹⁾による三次元非線形有限要素解析を行った。解析モデルを図-9 に示す。モデル化は軸方向 1/2、幅方向 1/2 とした 1/4 対称範囲とし、対称 2面それぞれ対称条件 ($\delta X = \theta Y = \theta Z = 0$, $\delta Z = \theta X = \theta Y = 0$) を課した。メッシュ分割は、スタッド高さの 8 分割を目安に 5 mm 程度としている。コンクリートはソリッド要素、I 形鋼はシェル要素、スタッドは梁要素とし、スタッド頭部の定着は、スタッド端部の節点を同一座標にあるコンクリート節点とタイイング (自由度の拘束) することで表現した。コンクリートと I 形鋼間には面インターフェース要素、コンクリートとスタッド間には線インターフェース要素を接続した。実験の載荷条件として、I 形鋼の載荷側端部における節点の X 方向自由度を拘束し、代表節点に強制変位を与えて一様載荷を再現した。

b) 材料構成則および解析物性値

コンクリートには分散ひび割れモデル¹⁰⁾ (全ひずみ固定ひび割れモデル) を採用し、圧縮特性には圧縮破壊エネルギー G_c を考慮した Parabolic モデル¹¹⁾、引張特性には引張破壊エネルギー G_t を考慮した Hordijk モデル¹²⁾ を用いた。ここで、圧縮破壊エネルギー G_c は中村ら¹³⁾より算出し、引張破壊エネルギー G_t をコンクリート標準示方書¹⁴⁾に従い算出した。鋼材には Von Mises の降伏基準を採用し、引張試験より得られた応力ひずみ関係からバイリニア型の 2 次勾配をそれぞれ初期勾配 E の 1/100 とした。コンクリートと I 形鋼間の面インターフェース要素には、

圧縮およびせん断時に抵抗し引張時に抵抗しないクーロン摩擦モデルとし、複合標準示方書¹⁵⁾を参考に粘着力 $c = 0.7 \text{ N/mm}^2$ 、摩擦角 $\phi = 20$ 度を設定した。また、コンクリートとスタッド間の線インターフェース要素には、文献¹⁶⁾を参考に式(1)で求められる付着応力-すべり関係を用いた (図-10)。

材料試験から設定した解析物性値の一覧を表-4 に示す。なお、各材料の弾性係数や圧縮強度、降伏強度等は、両引き試験体の材料試験で得られた値の平均値としている。

$$\tau = 0.17 \times 0.9 \times f'_{ck}{}^{2/3} \times \left(1 - \exp\left(-40(s/D)^{0.5}\right)\right) \quad 0 \leq s \leq 0.02$$

$$\tau = \left(-0.70\tau_{\max} / (S_2 - S_1)\right)(s - S_1) + \tau_{\max} \quad 0.02 \leq s \leq 1.5 \quad (1)$$

$$\tau = 0.30\tau_{\max}$$

$$1.5 \leq s$$

ただし、

$$\tau_{\max} = 0.17 \times 0.9 \times f'_{ck}{}^{2/3} \times \left(1 - \exp\left(-40(S_1/D)^{0.5}\right)\right)$$

ここで、 S_1 : (=0.02)

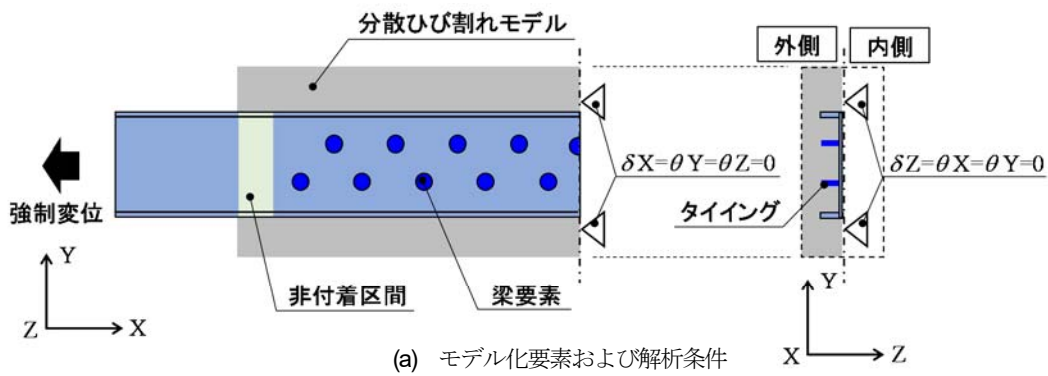
S_2 : (=1.5)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

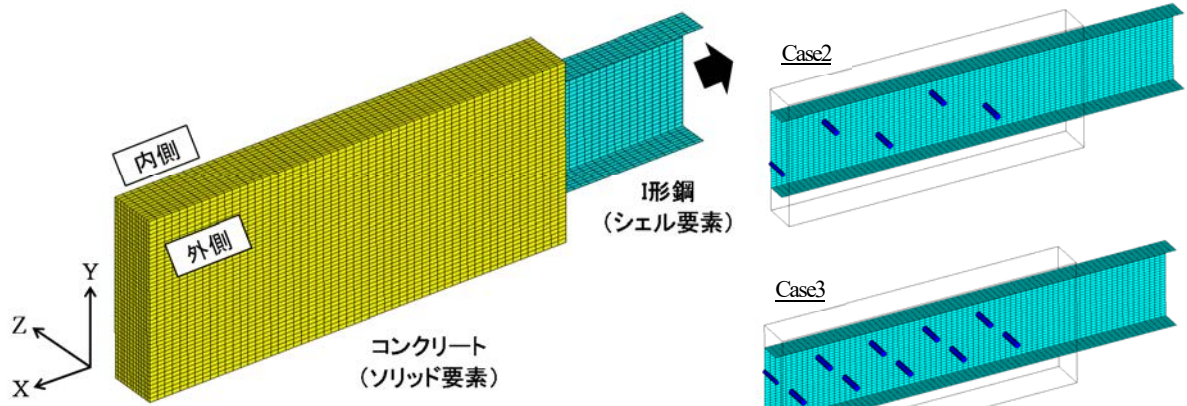
D : スタッド径 (mm)

(4) 解析結果および考察

解析結果として、剛性低下直後 (X 方向、変位 3 mm) のコンクリートの最大主ひずみおよび最小主応力、I 形鋼の相当塑性ひずみコンターを図-11 に示す。最大主ひずみに関して、スタッドの無い Case1 に比べて、スタッドを有する Case2,3 では、スタッド位置において載荷軸直角方向に局所的なひずみが卓越しており、スタッドによるずれ止め効果によってひび割れ分散効果が促されていることが分かる。一方、Case1 において、I 形鋼と接するコンクリートの内側に着目すると、2 章で述べた鋼材のポアソン効果によって、I 形鋼のフランジ間に充填されたコンクリートに一様な圧縮応力が作用している。他方、Case2,3 では、スタッド位置においてコンクリートに局所的なひび割れが生じるため、圧縮場が不均質な分布となっている。このように、Case1 で最もポアソン効果が発揮され易い結果となっているが、コンクリート表面に生じるひび割れ分散性の観点でスタッドが重要な役割を果たしていることが分かる。なお、両引き実験では、Case2 と Case3 で引抜き抵抗力に顕著な違いがなく、本解



(a) モデル化要素および解析条件



(b) モデル全体図

(c) スタッドのモデル化

図-9 解析モデル

表-4 解析物性値の一覧

(a) コンクリート

	弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	圧縮強度 f'_c (N/mm^2)	圧縮破壊 エネルギー G_c (N/mm)	引張強度 f_t (N/mm^2)	引張破壊 エネルギー G_t (N/mm)	最大骨材寸法 d_{\max} (mm)
コンクリート	30.7×10^3	0.2	50.0	62.0	3.7	0.100	20

(b) 鋼材

	弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	降伏強度 f_y (N/mm^2)
I形鋼	207.7×10^3	0.3	366.0
スタッド	200.0×10^3	0.3	444.0

(c) 面インターフェイス

	コンクリートと I形鋼の間	圧縮剛性 ($\text{N}/\text{mm}^2/\text{mm}$)	せん断剛性 ($\text{N}/\text{mm}^2/\text{mm}$)	粘着力 (N/mm^2)	摩擦係数
面インターフェイス		1.0×10^4	1.0×10^4	0.7	0.364

析においても同様であった。

次に、本構造の設計法に必要な有効フランジ幅について考察する。フランジの曲げひずみを基準化距離 z/t (z : ウェブからの距離, t : フランジ厚) でプロットしたものを実験結果と合わせて図-12 に示す。解析と実験結果の傾向が類似しており、 $z/t=2.0$ までの範囲でひずみが発生し得ることが分かる。これは、本構造においてフランジ幅の広い鋼材は合理的ではなく、フランジ厚の2倍程度の範囲でポアソン効果を発揮することを示唆するもの

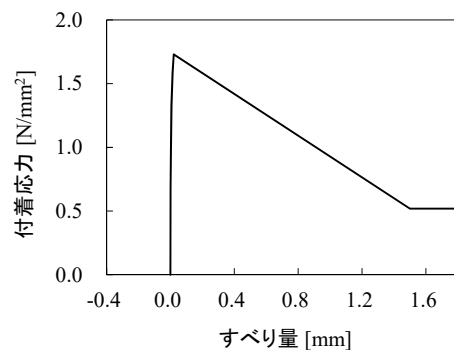


図-10 スタッドの付着-すべり関係¹⁶⁾

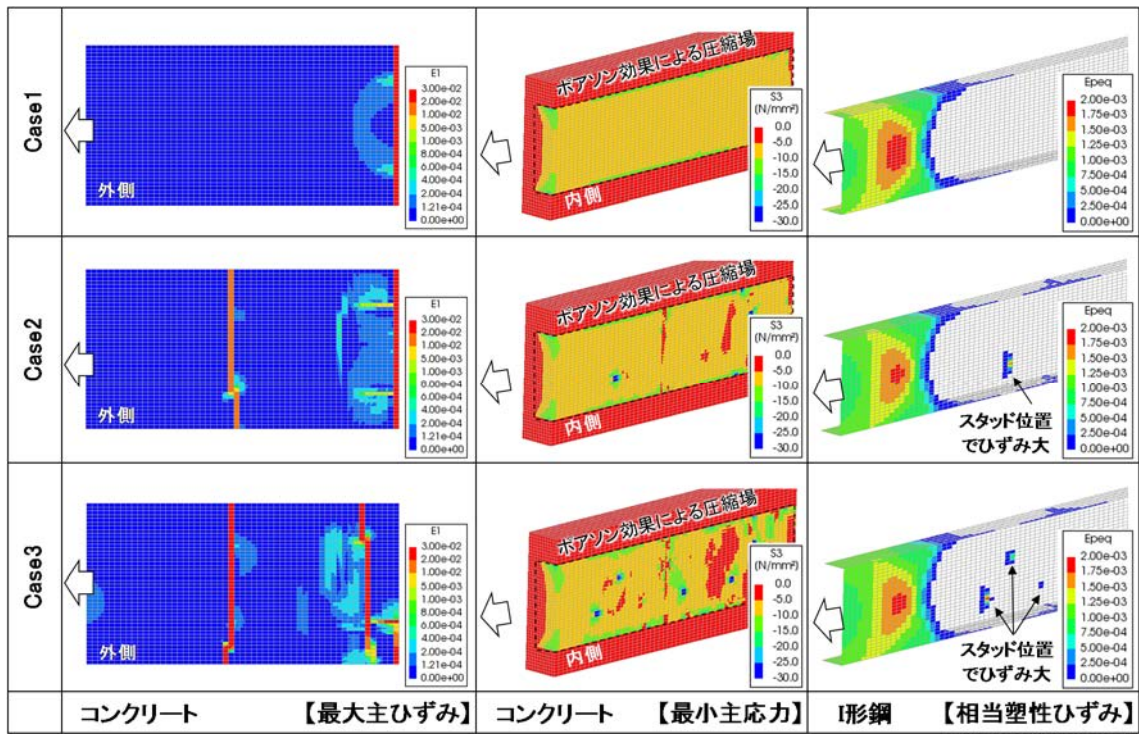


図-11 解析結果のコンター図 (変位 3 mm 時)

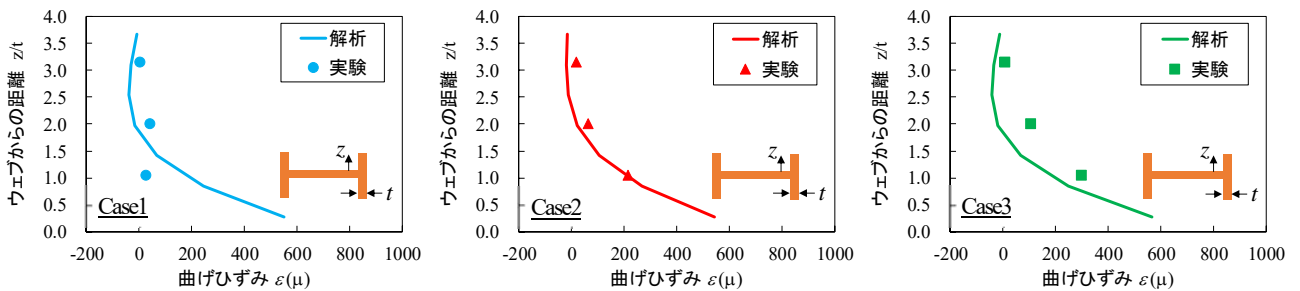


図-12 フランジの曲げひずみ (変位 3 mm 時)

である。

以上より、FEM 解析の結果から、スタッドによるずれ止め効果や I 形鋼のポアソン効果について確認し、ポアソン効果に寄与するフランジの有効幅についても両引き試験と同様の範囲であることを確認した。また、解析結果は実験を概ね再現できていることから、スタッドのモデル化やスタッドとコンクリートとの線インターフェイス要素の設定等を、5 章の解析モデルに採用することとする。

4. 提案構造の交番载荷実験

本章では、従来の RC 橋脚と提案構造を対象に、繰り返し载荷時の耐荷性能や変形性能を把握するために実施した交番载荷実験⁹⁾について説明する。

(1) 実験概要

a) 試験体概要および実験ケース

繰り返し载荷における提案構造の構造性能を確認するため、交番载荷実験を実施した。試験体は RC 構造の試験体 (以下、Case1) と、提案構造の試験体 (以下、Case2) の 2 ケースとした。

Case1 および Case2 の形状寸法と配筋を図-13 に示す。試験体は橋脚部の断面が 600 mm×900 mm、橋脚高さが 3000 mm で下部に 2000 mm×1600 mm、高さ 800 mm のスタブを設け、反力床に固定している。

Case1 では、橋脚主鉄筋として D25 の異形鉄筋を図-13 に示すように計 32 本配置している。帯鉄筋は D13 を橋脚基部から高さ 2000 mm までは 100 mm ピッチとしており、中間帯鉄筋は D13 を図-13 に示すように配置している。Case2 は、橋脚の主鋼材として 150×75×5.5×9.5 の I 形鋼を用いており、Case1 における主鉄筋 4 本分を 1 本の I 形鋼に置換している。Case2 の帯鉄筋および中間帯鉄筋については、Case1 と同じである。各試験体の鉄筋比は、

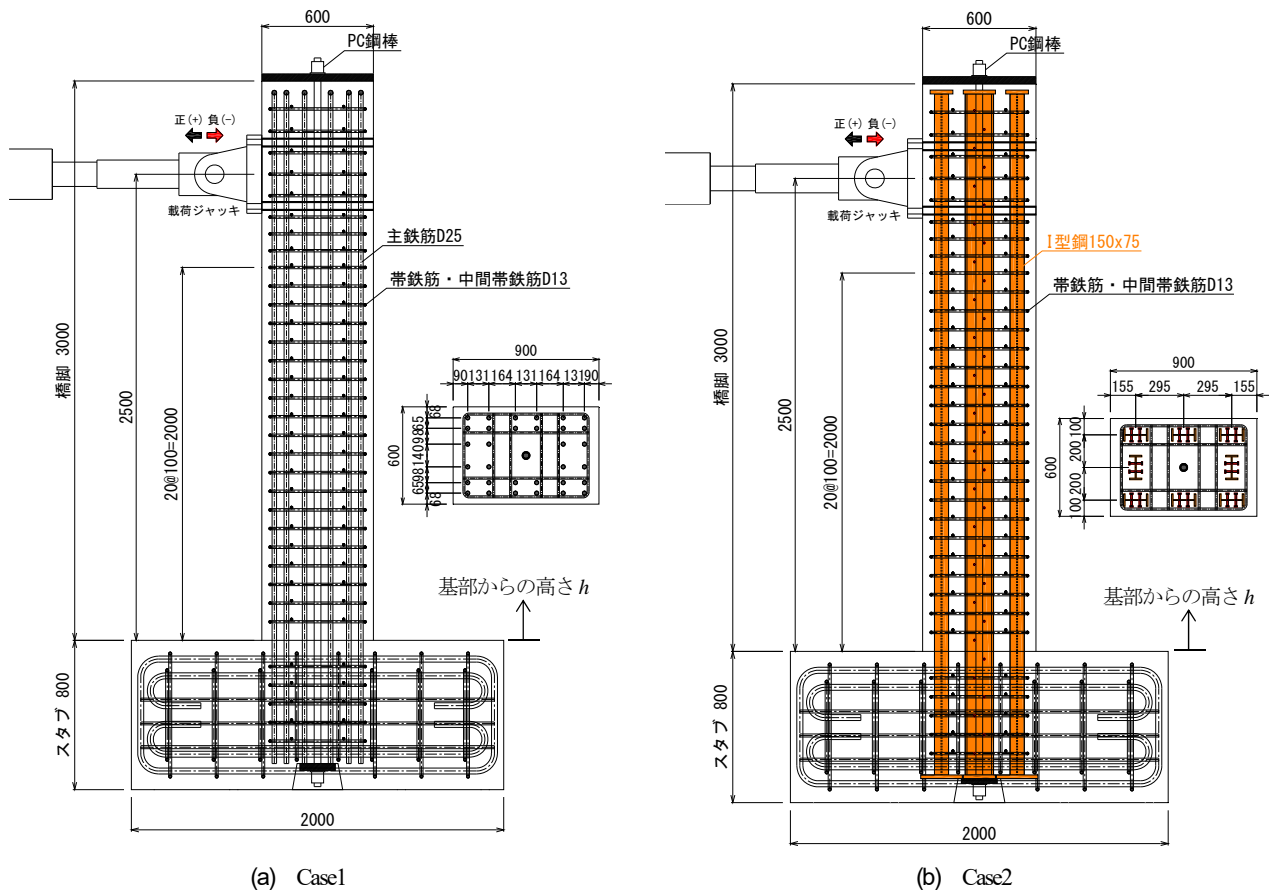


図-13 交番載荷試験体（単位：mm）

Case1の主鉄筋比が0.030, Case2の主鋼材比が0.032, 横拘束鉄筋比はいずれのケースも0.013である。ウェブに配置するスタッドは、軸径10mm, 全高40mmの頭付きスタッド（頭径19mm, 頭高7mm）を用い、2章に基づき200mmピッチで千鳥配置とする。ただし、本試験体で使用するスタッド寸法は文献⁹⁾に記載されている式の適用範囲外であるため、あくまで参考値として算定し、スタッド本数を設定している。試験体のセットアップ状況を図-14に示す。

橋脚の軸方向には、一般に上部構造の死荷重反力に相当する軸力が作用する。軸力は橋脚の塑性変形性能や耐荷力に影響を及ぼすため、軸力を作用させて実験を行うこととした。本実験では実験施設の制約から、PC鋼棒の緊張にて軸力を導入する方法とした。図-13に示すように橋脚軸中央にPC鋼棒を配置し、橋脚頭部およびスタブ下端で定着させ、橋脚頭部にセットしたセンターホール型ジャッキによってPC鋼棒を緊張させた。導入する軸力は一般的な道路橋脚を想定し、橋脚断面に1MPaが作用するように、PC鋼棒に540kNの軸力を導入した。

b) 載荷方法

実験は、構造部材の変形性能やエネルギー吸収性能を評価するために通常実施される正負交番載荷実験に基づいた¹⁸⁾。実験に際しては、橋脚基部の主鉄筋およびI形鋼ウェブに貼付したひずみゲージが降伏ひずみ ϵ_y （主鉄

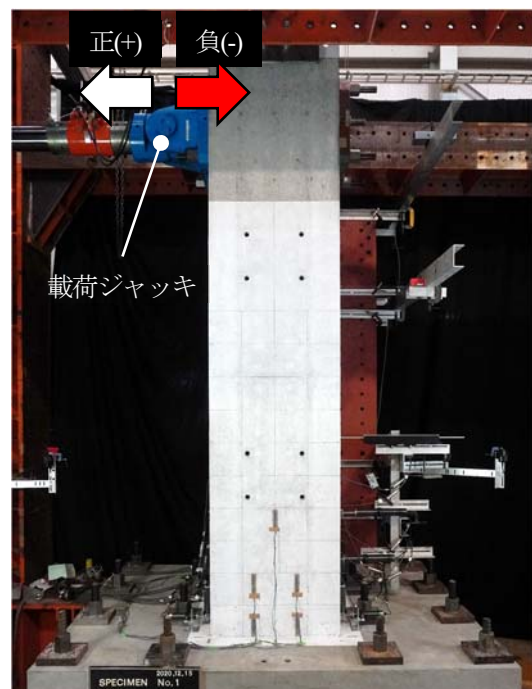


図-14 試験体のセットアップ状況

筋は 2058μ , I形鋼は 2168μ)に達した際の変位を基準降伏変位 δ_y として定義した。載荷方法は、載荷ジャッキ(1000kN)を橋脚基部(スタブ上面)より高さ $H=2500$ mmに設置し、基準降伏変位 δ_y の整数倍として、 $\pm 1\delta_y$,

$\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y$ をそれぞれ3サイクル繰り返し、その後 $\pm 4\delta_y$, $\pm 5\delta_y$ はそれぞれ2サイクル繰り返し、 $\pm 6\delta_y$ 以降は1サイクルずつ荷重を行った。Case1 は $\pm 12\delta_y$ において前ステップより2割以上の荷重低下が見られたため、 $\pm 12\delta_y$ までの荷重とした。Case2 は $\pm 13\delta_y$ まで繰り返し荷重を行った後、 $16\delta_y$ まで単調荷重を実施した。

c) 使用材料および計測項目

実験で使用した鋼材の機械的性質を表-5に、コンクリートの材料特性を表-6にそれぞれ示す。鋼材の引張試験やコンクリートの圧縮試験および静弾性係数試験は JIS 規格に準じて実施している。コンクリートは、交番荷重実験日材齢における材料特性である。計測項目は、鉄筋および I 形鋼のひずみ、荷重ジャッキの水平荷重、橋脚の水平変位、橋脚のひび割れ性状である。また、橋脚基部の塑性ヒンジ近傍の弾塑性挙動やあらかじめ想定した塑性ヒンジ長の妥当性を確認するため、曲率の計測を行った。曲率は図-15 に示すように変位計を橋脚高さ方向に複数設置し、式(2)により計測区間内の断面における平均曲率として算出した¹⁸⁾。

表-5 鋼材の機械的性質

	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²	規格
鉄筋D25	373	560	184.0	SD345
鉄筋D13	387	541	181.5	SD345
I形鋼150×75	303	415	182.3	SS400
スタッド	430	490	—	SS400
PC鋼棒	1144	1261	—	C種1号

表-6 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ³ N/mm ²
Case1	37.8	2.8	34.3
Case2	39.8	3.1	32.7

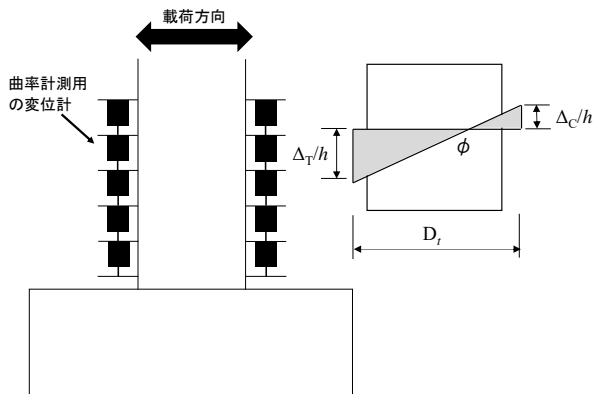


図-15 曲率の計測方法¹⁸⁾

$$\phi = (\Delta_T - \Delta_C) / D_i \cdot h \quad (2)$$

ここで、 ϕ : 計測区間内の断面における平均曲率
 Δ_T : 計測区間内の引張縁近傍の相対変位
 Δ_C : 計測区間内の圧縮縁近傍の相対変位
 D_i : 引張, 圧縮縁に配置した変位計距離
 h : 計測区間長

(2) 実験結果および考察

a) 荷重－変位関係

各試験体における荷重位置での荷重－変位関係を図-16 に示す。各試験体の基準降伏変位 δ_y は、Case1 が 19.17 mm, Case2 が 19.51 mm であった。Case1 は、 $2\delta_y$ 以降で荷重が 600kN を超え、その後も荷重が低下することなく推移しているが、 $9\delta_y$ から徐々に荷重が低下し、 $12\delta_y$ で大き

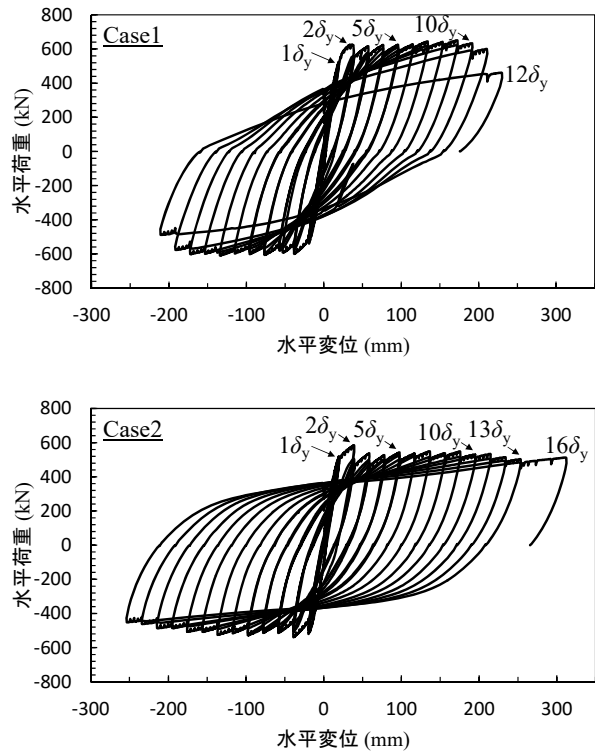


図-16 荷重－変位関係

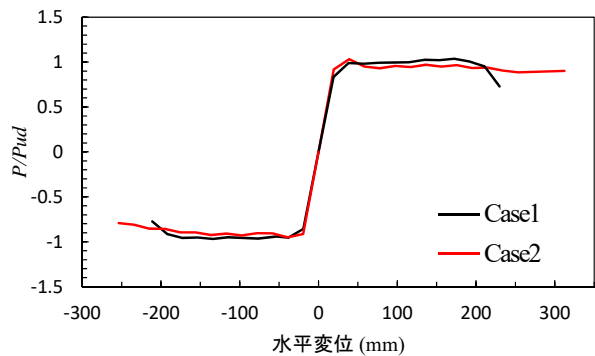


図-17 荷重比－変位関係の包絡線

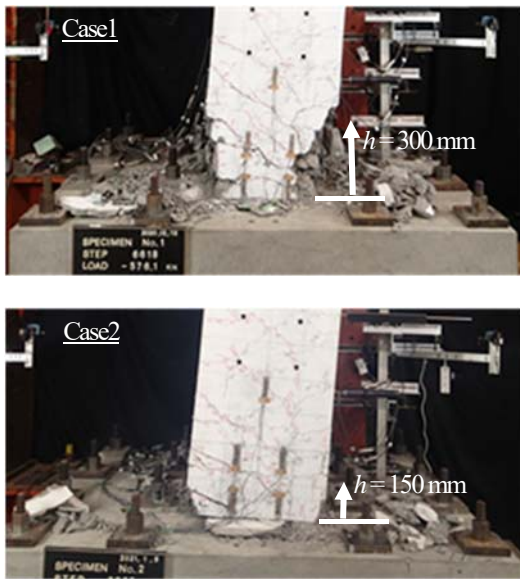


図-18 試験体の損傷状況 (10 δ_y)

く荷重が低下している。履歴ループは若干くびれた紡錘形状を示し、一般的な RC 橋脚の履歴を描いている。Case2は、最大荷重を $2\delta_y$ で迎えるものの、その後大きな荷重低下はなく安定したループを示している。なお、 $13\delta_y$ 以降は単調荷重を行ったが、 $16\delta_y$ まで大きな荷重低下は生じなかった。Case2 の履歴ループは紡錘形状を示している。

次に、縦軸を荷重比として各試験体の包絡線を描いたものを図-17 に示す。実験で使用した鉄筋および I 形鋼の機械的性質が異なることから、各ケースで発生した水平荷重 P を各ケースの終局荷重 (試験値) P_{ud} で除した荷重比として示している。この結果から、提案構造は従来の RC 橋脚と同等の耐荷性能があり、変形性能としては $10\delta_y$ (約 200mm) 以降もじん性に優れていることが分かった。

b) 損傷状況

各試験体の損傷は、いずれも曲げ破壊先行型であり、曲げひび割れの発生、かぶりコンクリートの剥離および剥落、主鉄筋または主鋼材の座屈および破断の順番で発生した。

Case1 では荷重に伴う水平ひび割れ発生後、 $5\delta_y$ からかぶりコンクリートの剥離が始まった。 $8\delta_y$ で橋脚基部から $h=300\text{mm}$ の高さまでかぶりコンクリートの剥落、 $9\delta_y$ で主鉄筋の座屈が確認された。 $12\delta_y$ で主鉄筋が破断し、荷重を終了した。図-16 に示した荷重-変位関係において、 $9\delta_y$ より発生荷重が緩やかに低下しているのは、主鉄筋が座屈したためと考えられ、さらに $12\delta_y$ において荷重が大きく低下したのは、主鉄筋の破断によるものと思われる⁹⁾。

Case2は水平ひび割れ発生後、 $5\delta_y$ からかぶりコンクリ

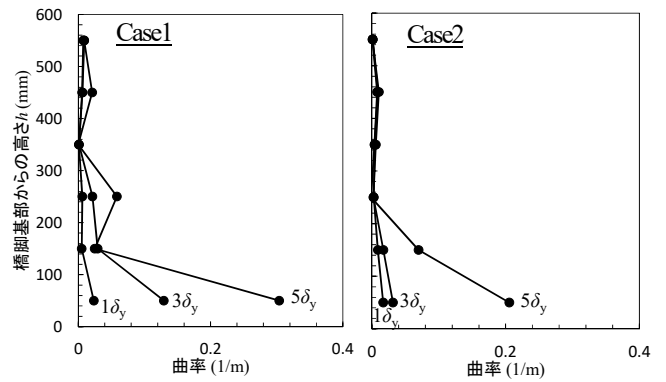


図-19 曲率分布

ートの剥離が始まった。その後 $9\delta_y$ で橋脚基部から $h=150\text{mm}$ の高さまでかぶりコンクリートが剥落した。主鋼材については、フランジは帯鉄筋の影響でやや変形が生じていたものの、荷重終了となる $16\delta_y$ までウェブの座屈や主鋼材のはらみ出しは確認されなかった。図-16 の荷重-変位関係で荷重終了まで荷重の大きな低下が見られなかったのは、主鋼材の座屈やはらみ出しがなかったためだと推察される。また、フランジ間のコンクリートの剥落は、荷重終了時まで確認されなかった。 $10\delta_y$ における各試験体正面の損傷状況を図-18 に示す。

c) 曲率分布

各試験体の荷重ステップ 1 サイクル目における最大曲率の高さ方向分布を図-19 に示す。曲率は式(2)より平均曲率として算出した。Case1は $6\delta_y$ 以降にかぶりコンクリートの剥落によって変位計の取り付け箇所に浮きが生じたため、 $5\delta_y$ までの結果を掲載している。図中より、Case1,2 ともに橋脚基部から $h=50\text{mm}$ の位置で大きな曲率を示していることが分かる。

5. 提案構造の解析的検討

前章で示した提案構造の交番荷重実験を対象に、FEM解析を行う。モデル化については3章に倣い、解析条件等の設定を行うこととする。

(1) 解析概要

交番荷重試験体 Case2 を対象に、FEM 解析を実施した。解析モデルの全体図を図-20 に、I 形鋼およびスタッドの配置状況を図-21 に、橋脚部の解析断面図を図-22 にそれぞれ示す。モデル化は、荷重軸方向に $1/2$ とした対称範囲とし、対称面に対称条件 ($\theta X = \delta Y = \theta Z = 0$) を課した。また、スタブ下端を完全拘束 ($\delta X = \delta Y = \delta Z = 0$) した。メッシュサイズは、橋脚基部の塑性ヒンジ部周辺 (基部からの高さ $h=400\text{mm}$ の範囲) において約 50mm とし、それより上方は約 100mm ピッチで分割した。

交番荷の水平力は強制変位にて解析モデル上部中心位置に載荷する。軸力および水平力の作用位置は図-20に示すとおりである。なお、載荷位置断面には剛なシェル要素を設けることで、平面保持を考慮することとする。また、交番荷の載荷ステップの各ループは1回とする。

材料構成則については3章と同様とした。鋼材および埋込鉄筋要素には Von Mises の降伏基準を採用し、引張試験より得られた応力ひずみ関係からバイリニア型の2次勾配をそれぞれ初期勾配 E の $1/100$ とした。コンクリートとI形鋼間の面インターフェース要素には、圧縮およびせん断時に抵抗し引張時に抵抗しないノーテンション連成モデルとし、スタブ弾性範囲については十分に定着されていることを考慮して剛接続とした。3章においてはクーロン摩擦モデルを使用したが、解析の収束性に問題があったため、本解析においてはノーテンション連成モデルとしている。このモデル化が解析結果に与える影響については、次節にて考察する。材料試験から設定した解析物性値の一覧を表-7に示す。

(2) 解析結果および考察

a) 荷重-変位関係および曲率分布

実験および解析における荷重-変位関係を図-23に示す。解析は、鋼材降伏後の十分な塑性領域である $8\delta_y$ まで行った。解析結果は実験と比較して荷重値が大きくなる結果となった。これは前節で述べた、コンクリートとI形鋼間の面インターフェース要素のモデル化が要因であると考えられるため、コンクリートとI形鋼間の面インターフェース要素を3章と同じクーロン摩擦モデルとして解析を実施した。前節で述べたようにクーロン摩擦モデルでは解析の収束性に問題があり、 $+3\delta_y$ の除荷時に発散したため、そこまでの解析結果を併記して正側の応答を拡大したものを図-24に示す。クーロン摩擦モデルは、コンクリートとI形鋼の法線方向の圧縮力に応じてせん断方向のせん断応力が変化するモデルであり、このモデルの方が実験で得られた荷重値に近い値を示していることが分かる。一方、ノーテンション連成モデルは、コンクリートとI形鋼の法線方向に圧縮力が作用している際には、圧縮力の大きさによらずせん断応力は剛な値となるため、荷重が大きくなると考えられる。

また、解析は除荷時において履歴ループが実験よりも大きくなっているが、これは除荷時の剛性を初期剛性で設定し、降伏基準として Von Mises を採用しているためである。実験で見られるような緩やかな勾配変化を表現できるモデル化の方法については、今後の課題である。

次に、実験と解析で得られた曲率の高さ方向分布を図-25に示す。塑性ヒンジ部である橋脚基部からの高さ $h=250\text{ mm}$ の範囲においては、良好な整合が見られる。また、 $6\delta_y$ 以降については実験値は計測できていないが、

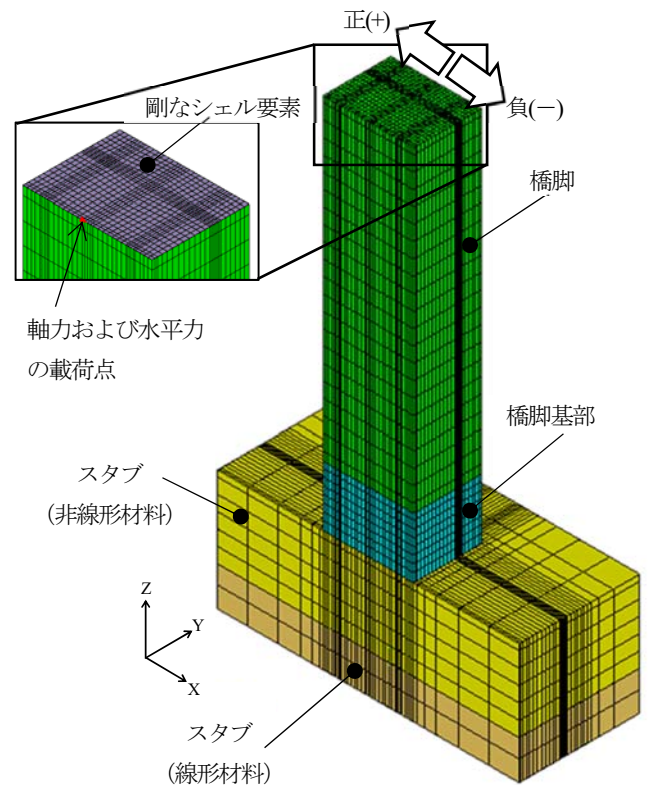


図-20 解析モデル

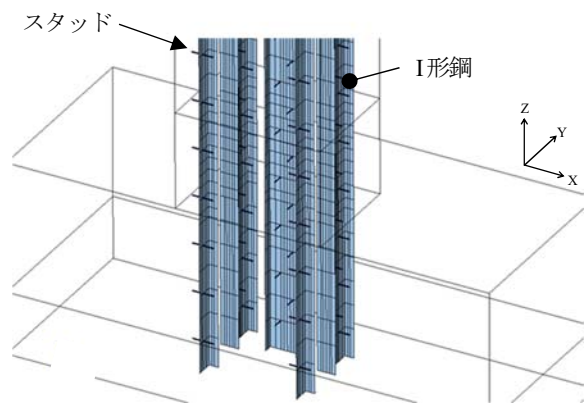


図-21 I形鋼およびスタッドの配置

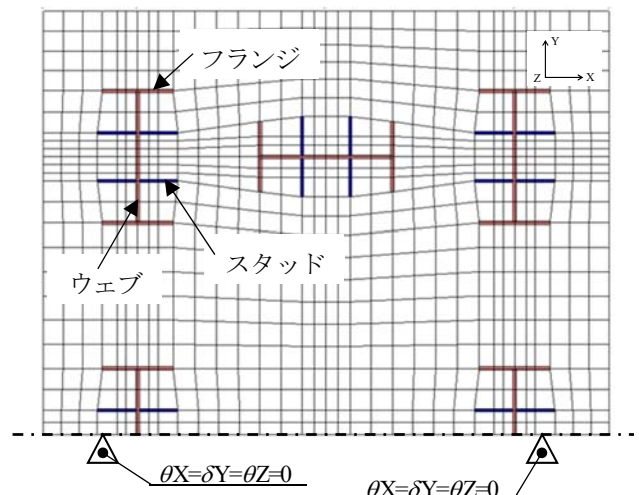


図-22 橋脚部の解析断面図

表-7 解析物性値の一覧

(a) コンクリート

	弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	圧縮強度 f'_c (N/mm^2)	圧縮破壊 エネルギー- G_c (N/mm)	引張強度 f_t (N/mm^2)	引張破壊 エネルギー- G_t (N/mm)	最大骨材寸法 d_{\max} (mm)
コンクリート	35.3×10^3	0.2	44.7	58.6	3.4	0.096	20

(b) 鋼材

	弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	降伏強度 f_y (N/mm^2)
I形鋼	182.3×10^3	0.3	302.6
スタッド	200.0×10^3	0.3	430.0
鉄筋	181.5×10^3	0.3	386.9

(c) 面インターフェイス

コンクリートと I形鋼の間	圧縮剛性 ($\text{N/mm}^2/\text{mm}$)	せん断剛性 ($\text{N/mm}^2/\text{mm}$)
面インターフェイス	1.0×10^4	1.0×10^4

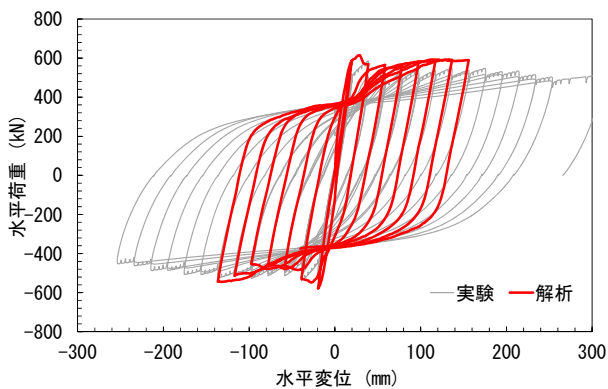


図-23 荷重-変位関係の比較

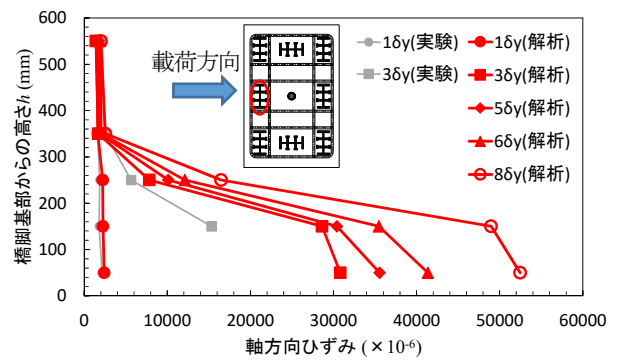


図-26 ウェブの鉛直ひずみ分布の比較

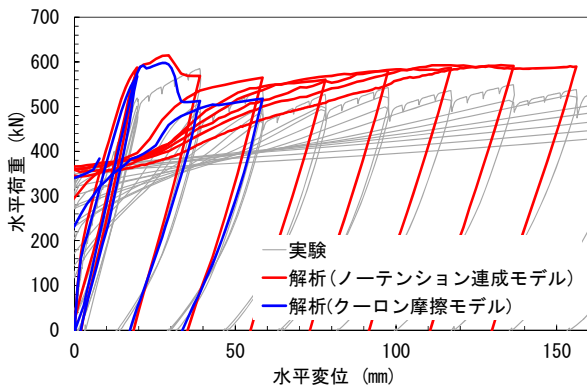


図-24 解析モデルによる荷重-変位関係の比較 (正側)

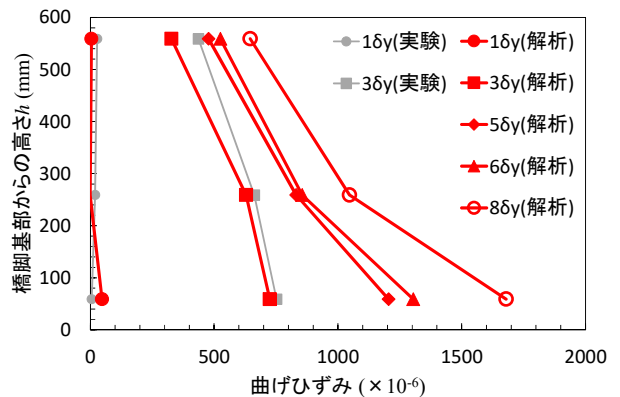


図-27 スタッドの曲げひずみ分布の比較

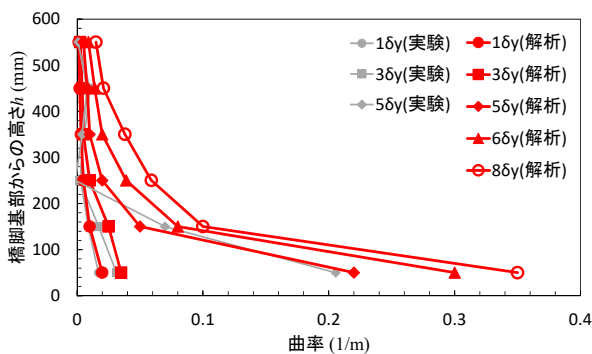


図-25 曲率分布の比較

解析結果から、橋脚基部からの高さ $h=250$ mm の範囲で曲率が大きくなっており、部材の塑性化に伴う変形は橋脚基部に抑えられていると推察される。

b) I形鋼ウェブの鉛直ひずみ分布

実験および解析における I 形鋼ウェブの鉛直ひずみ分布を図-26 に示す。16y においては実験で発生した鉛直ひずみを解析で概ね再現できているが、36y では、橋脚基部から $h=250$ mm の範囲で実験値に比べ鉛直ひずみがやや大きくなっている。56y 以降については橋脚基部から $h=250$ mm の範囲のひずみが大きくなっていることが解

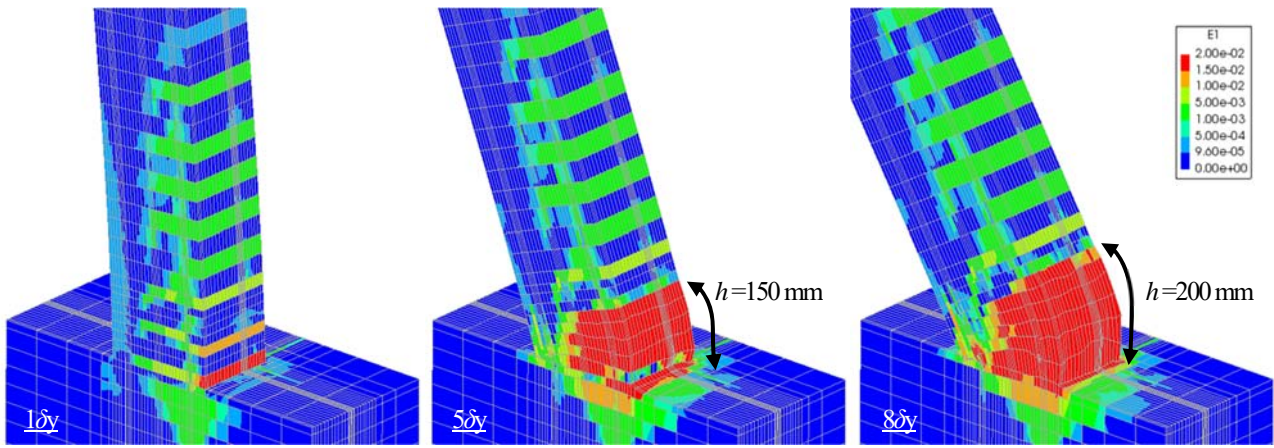


図-28 コンクリートの最大主ひずみ (変形倍率 10 倍)

析結果から確認できるが、曲率分布の傾向と概ね整合しており、I 形鋼の塑性化は作用外力が増加しても橋脚基部に抑えることができる可能性が示唆される。

c) スタッ드의曲げひずみ分布

実験および解析で得られたスタッドの曲げひずみの高さ方向分布を図-27 に示す。実験では $3\delta y$ までしか計測できていないが、解析結果は実験を良く再現できている。 $5\delta y$ 以降の解析における曲げひずみについても、橋脚基部からの高さ $h=50\text{ mm}$ の位置で最も大きく、 $8\delta y$ においては約 1680μ のひずみが発生しているが、この荷重ステップにおいてもスタッドは塑性化することなく (降伏ひずみは約 2000μ) ずれ止めの効果を発揮していることが確認できる。

d) コンクリートの最大主ひずみ

図-28 に、 $1\delta y$ 、 $5\delta y$ 、 $8\delta y$ における最大主ひずみを示す。 $1\delta y$ で橋脚基部とその上方に離散的にひび割れが発生し、 $5\delta y$ で基部の引張ひずみの範囲が拡大しているが、交番荷重実験⁹⁾で観察されたひび割れ箇所と整合している。 $8\delta y$ では基部から約 200 mm の範囲において引張ひずみが卓越しているが、 $9\delta y$ で基部から約 150 mm の範囲においてかぶりコンクリートが剥落した実験結果と比較すると、実験を概ね再現できているものと考えられる。

e) コンクリートの損傷評価

コンクリートの曲げひび割れの開口や、斜めひび割れの発生といった引張損傷を評価する指標として、偏差ひずみの第 2 不変量 (以下、損傷指標 $\sqrt{I_2}$) がある。損傷指標 $\sqrt{I_2}$ は、一般に要素分割の依存性を低減するために平均化される¹⁹⁾。本検討では、コンクリートの要素寸法が橋脚基部において約 50 mm であることを考慮し、平均化半径を 50 mm とした。解析で得られたコンクリートの損傷指標 $\sqrt{I_2}$ を図-29 に示す。 $1\delta y$ で橋脚基部から上方に向けて離散的に損傷が発生するが、その後、上方の損傷は拡大せず、基部の損傷が拡大しその程度も大きくなっている様子が確認できる。 $5\delta y$ 、 $8\delta y$ における損傷範囲

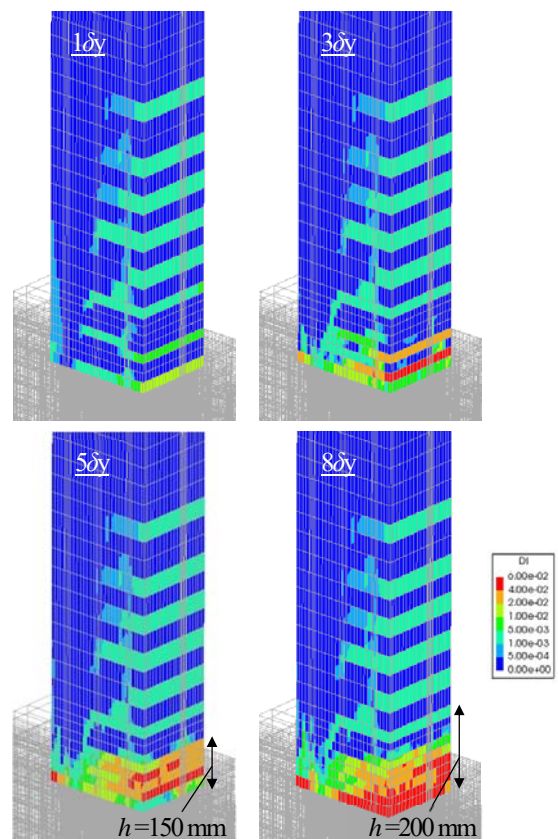


図-29 コンクリートの偏差ひずみ第 2 不変量

がそれぞれ約 150 mm 、 200 mm となっており、実験結果⁹⁾と概ね整合している。

6. おわりに

本研究では、提案構造の付着性能を把握するため、両引き試験と FEM 解析を実施し、スタッドによるずれ止め効果や I 形鋼のポアソン効果、ポアソン効果に寄与するフランジの有効幅について考察した。さらに、繰り返

し、載荷時の耐荷性能や変形性能を把握するために交番載荷実験と FEM 解析を実施し、橋脚基部におけるコンクリートの損傷について考察した。

以下に本研究で得られた知見を示す。

- 1) 橋脚の合理化施工技術として、I 形鋼のウェブにスタッドを配置した構造を提案し、その設計法を示した。
- 2) 両引き試験および FEM 解析から、I 形鋼に軸方向引張力が作用する際にはポアソン効果によってフランジ間のコンクリートに圧縮場が形成されることを確認した。
- 3) I 形鋼のポアソン効果により、フランジ間のコンクリートと鋼材との付着力が向上し、さらにスタッドによるずれ止め効果とひび割れ分散効果があることが示された。
- 4) ポアソン効果に寄与するフランジ有効幅について、フランジ厚の 2 倍程度であることを実験および解析により確認した。
- 5) 両引き試験を対象とした解析結果は実験を概ね再現できており、提案構造の解析モデルが妥当であることを確認した。
- 6) 交番載荷実験より、提案構造は従来の RC 橋脚と比較して同等の耐荷性能を有し、靱性に優れていることが示された。
- 7) 交番載荷実験を対象とした FEM 解析により、提案構造に用いる I 形鋼の塑性領域やコンクリートの損傷範囲は、橋脚基部から概ね 200 mm ~250 mm の範囲であることが分かった。

提案構造に用いる I 形鋼は、鉄筋と比べて座屈抵抗性が高いことから、外力作用時に塑性化が想定される橋脚基部より上方においては、帯鉄筋や中間帯鉄筋の配筋量を低減した合理的な設計が可能と考えられる。今後は解析的検討をさらに進め、提案構造の合理的な設計法について検討する予定である。

REFERENCES

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu V Taishinsekkei-hen*, 2017.]
- 2) 原夏生，河野一徳，篠田佳男，横沢和夫，町田篤彦：突起付き H 形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究，土木学会論文誌，No.662/V-49，pp. 149-168，2000. [Hara N., Kohno K., Shinoda Y., Yokozawa K. and Machida A.: Structural characteristics for steel-concrete composite bridge pier using embossed h-section steel and precast formwork, *Journal of the Japan Society of Civil Engineers*, No.662/V-49, pp. 149-168, 2000.]
- 3) 村尾光則，篠崎裕生，澤井淳司，富山茂樹，三上浩，睦

- 好宏史：外面リブ付鋼管を有するコンクリート合成構造橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文誌 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.71, No.1, pp. 1-13, 2015. [Murano M., Shinozaki H., Sawai J., Tomiyama S., Mikami H. and Mutsuyoshi H.: Experimental study of seismic performance of bridge pier consisting of steel pipes with external ribs and concrete, *Journal of the Japan Society of Civil Engineers E2*, Vol.71, No.1, pp. 1-13, 2015.]
- 4) 宇野州彦，池野勝哉，藤倉修一，篠田佳男：I 形鋼のウェブにスタッド配置した複合構造のコンクリート付着特性，コンクリート工学年次論文誌，Vol.43, No.2, pp. 937-942，2021. [Uno K., Ikeno K., Fujikura S. and Shinoda Y.: Bond characteristics of concrete to composite structure with studs placed on I-beam webs, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol.43, No.2, pp. 937-942, 2021.]
 - 5) 宇野州彦，池野勝哉，藤倉修一，篠田佳男：スタッド配置した I 形鋼を芯材とした複合構造橋脚の交番載荷実験，構造工学論文誌，Vol.68A，pp. 850-861，2022. [Uno K., Ikeno K., Fujikura S. and Shinoda Y.: Cyclic loading test on composite bridge pier with studs placed on I-beam webs, *Journal of structural Engineering*, Vol.68A, pp. 850-861, 2022.]
 - 6) 土木学会：2014 年制定 複合構造標準示方書 [設計編]，pp.68-84，2015. [Japan Society of Civil Engineers: *Standard Specifications for Hybrid Structures 2014, Design*, pp. 68-84, 2015.]
 - 7) 土木学会：2016 年制定 鋼・合成構造標準示方書 [設計編]，pp.276-286，2016. [Japan Society of Civil Engineers: *Standard Specifications for Steel and Composite Structures 2016, Design*, pp. 276-286, 2016.]
 - 8) 土木学会：2014 年制定 複合構造標準示方書 [設計編]，pp.69-73，2015. [Japan Society of Civil Engineers: *Standard Specifications for Hybrid Structures 2014, Design*, pp. 69-73, 2015.]
 - 9) DIANA FEABV: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, release 10.4
 - 10) Selby, R. G. and Vecchio F. J.: Three-dimensional constitutive relations for reinforced concrete, *Tech. Rep. 93-02*, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.
 - 11) Feenstra, P. H.: Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete, *PhD thesis*, Delft University of Technology, 1993.
 - 12) Hordijk, D. A.: Local approach to fatigue of concrete, *PhD thesis*, Delft University of Technology, 1991.
 - 13) Nakamura H. and Higai T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, ASCE, pp. 471-487, 2001.
 - 14) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，pp. 38-42，2018. [Japan Society of Civil Engineers: *Standard Specifications for Concrete Structures 2017, Design*, pp. 38-42, 2018.]
 - 15) 土木学会：2014 年制定 複合構造標準示方書 [設計編]，pp.476-480，2015. [Japan Society of Civil Engineers: *Standard Specifications for Hybrid Structures 2014, Design*, pp. 476-480, 2015.]
 - 16) 松岡由高，中村光，国枝稔，河村精一：有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価，コンクリート工学年次論文誌，Vol.33, No.2，

- pp. 595-600, 2011. [Matsunoka Y., Nakamura H., Kunieda M. and Komura S.: Evaluation of the mechanical behavior of RC members using round bar by finite element analysis, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol.33, No.2, pp. 595-600, 2011.]
- 17) 藤倉修一, 柳谷一輝, 宇野州彦, 篠田佳男 : I 形鋼を用いた新たな複合構造の曲げ耐荷性能に関する実験的研究, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.43, No.2, pp. 943-948, 2021. [Fujikura S., Yanagiya K., Uno K. and Shinoda Y.: Flexural behavior of new composite structure with I-beam, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol.43, No.2, pp. 943-948, 2021.]
- 18) 土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム : 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン (案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), *土木研究所資料*, No.4023, 2006. [Earthquake Engineering Research Team, Earthquake Disaster Prevention Research Group, Public Works Research Institute: Draft guidelines for experimental verification of seismic performance of bridges, 'Quasi-state cyclic loading tests and shake table tests for bridge columns', *Technical Memorandum of PWRI*, No.4023, 2006.]
- 19) 土木学会 : 2017 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp. 507-513, 2018. [Japan Society of Civil Engineers: *Standard Specifications for Concrete Structures 2017, Design*, pp. 507-513, 2018.]

PROPOSAL OF BRIDGE PIER USING I-BEAM WITH STUDS AS MAIN MEMBER

Kunihiko UNO, Katsuya IKENO, Yoshio SHINODA and Shuichi FUJIKURA

Reinforced concrete bridge piers have been overcrowded due to the improvement of seismic performance, and rationalization of construction is required. The authors have proposed a bridge pier in which studs are arranged on an I-beam webs as the main member. The proposed structure is expected to improve bond to concrete due to the anti-slip effect of the stud and the poisson effect of the I-beam. In this paper, we conducted experimental and analytical studies to understand the bond performance of the proposed structure, showed that it had bond performance equivalent to that of reinforced concrete structures, and confirmed the effective width of the flange that contributes to the poisson effect. Furthermore, in order to understand the load-bearing performance and deformation performance of the proposed structure under repeated loading, cyclic loading test and FEM analysis were conducted to confirm the damage to the concrete at the base of the pier and the strain generated in the I-beam and studs.