

論文 スタッド付き I 形鋼を主鋼材とした複合構造橋脚の解析的検討

宇野 州彦*1・池野 勝哉*1・篠田 佳男*2・藤倉 修一*3

要旨：近年発生している地震の巨大化に伴い、鉄筋コンクリート橋脚に要求される耐震性能の向上が求められている。著者らは I 形鋼にスタッドを配置した鋼材を用いた橋脚構造を提案しており、交番載荷実験によりその耐震性能を確認している。一方で、実験時に鋼材やスタッドの塑性化やコンクリートの損傷状況を十分に確認ができなかったため、FEM 解析により確認を行った。解析結果から、鋼材の塑性化範囲やコンクリートの損傷範囲は、鉄筋コンクリート橋脚において算出した塑性ヒンジ長と概ね同程度であり、提案構造は鉄筋コンクリートと同様に耐震性に優れていることが確認できた。

キーワード：複合構造橋脚、スタッド、交番載荷実験、FEM 解析、塑性化

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課題も多い。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）²⁾。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。

一方、提案構造の耐震性能を把握するために、著者らは交番載荷実験³⁾を実施しているが、降伏変位以降の鋼材やスタッドの塑性化やその範囲について、載荷実験では十分に把握できていない。提案構造を実用化していくためには、偶発的な事象に対しても塑性化を許容できる範囲が従来の RC 橋脚と同程度であることが求められる。

そこで本論文では、交番載荷実験³⁾を対象とした FEM 解析を実施し、提案構造の塑性化の程度やその範囲について考察した。

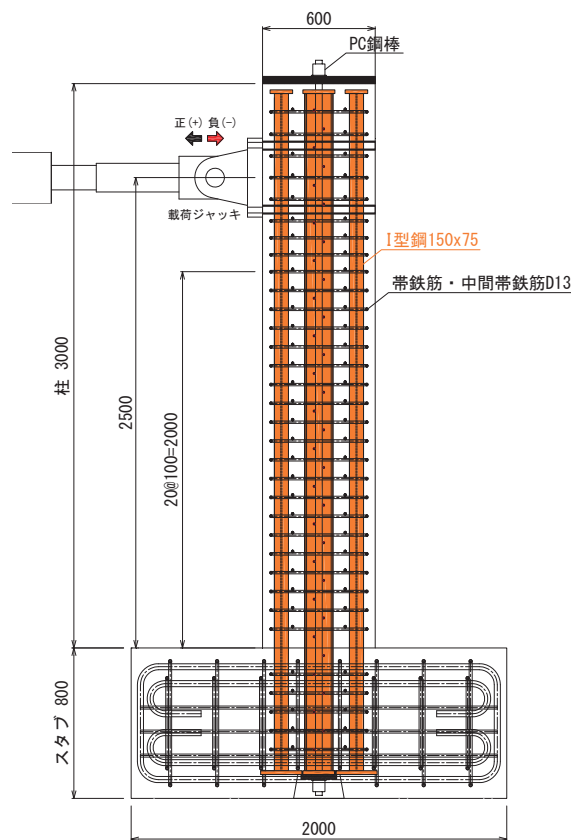


写真-1 ウェブにスタッドを配置した I 形鋼

2. 交番載荷実験の概要³⁾

本章では、FEM 解析の対象となる交番載荷実験についての概要を記載する。詳細は文献 3)を参照されたい。

解析対象は図-1 に示す試験体で、橋脚部の断面が 600 mm×900 mm、橋脚高さが 3000 mm である。ウェブに配置しているスタッドは、軸径 10 mm、全高 40 mm の頭付きスタッド（頭径 9 mm、頭高 7 mm）を用い、200 mm ピ

図-1 解析対象とした交番載荷実験の試験体³⁾

*1 五洋建設（株） 技術研究所 博士（工学）（正会員）

*2 日本コンクリート技術（株） 博士（工学）（フェロー会員）

*3 宇都宮大学 地域デザイン科学部 教授 Ph.D.（正会員）

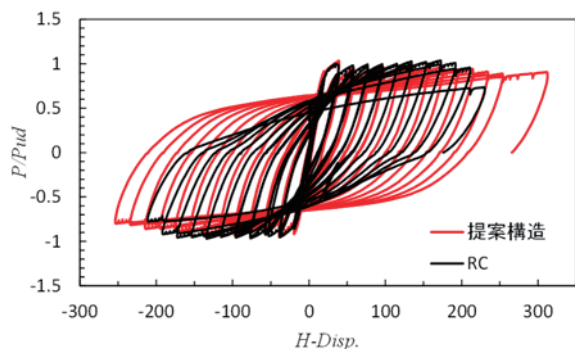


図-2 交番載荷実験結果（荷重－変位関係）

ッチで千鳥配置としている。この他に比較対象となる RC 構造についても試験体を製作し、載荷実験を行っている。

載荷実験結果の一例として、提案構造と RC 構造の荷重－変位関係を図-2 に示す。なお、RC 構造に用いた鉄筋と提案構造の I 形鋼はその機械的性質が異なるため、各試験体で発生した水平荷重 P を各試験体の終局荷重 P_{ud} で除した荷重比としている。実験結果から、RC 構造は載荷途中で鉄筋が座屈したものの、提案構造は鋼材が座屈することなく、耐荷性能および変形性能に優れていることを確認している。一方で、先述したように鋼材等の塑性化の程度や範囲については実験で十分に確認ができていないため、次章以降に示す FEM 解析において確認する。

3. FEM 解析の概要

3.1 解析モデル

解析モデルの全体図を図-3 に、I 形鋼およびスタッドの配置状況を図-4 に、橋脚部の解析断面図を図-5 にそれぞれ示す。解析は、汎用解析プログラム DIANA (ver.10.4)⁴⁾による三次元非線形有限要素解析にて実施した。モデル化は、載荷軸方向に 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 50 mm とし、それより上方は約 100 mm ピッチで分割した。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ピング（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。

交番載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-3 に示すとおりである。なお、載荷位置断面には剛なシ

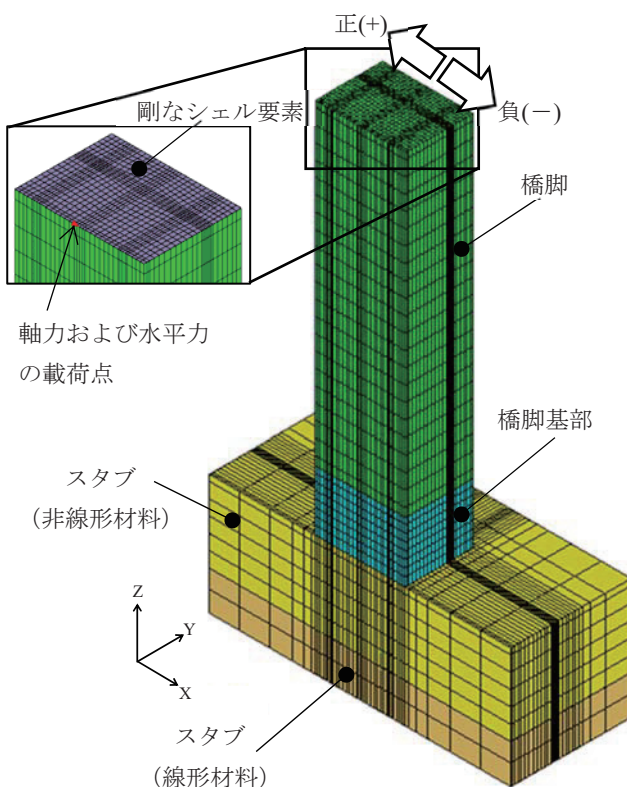


図-3 解析モデル

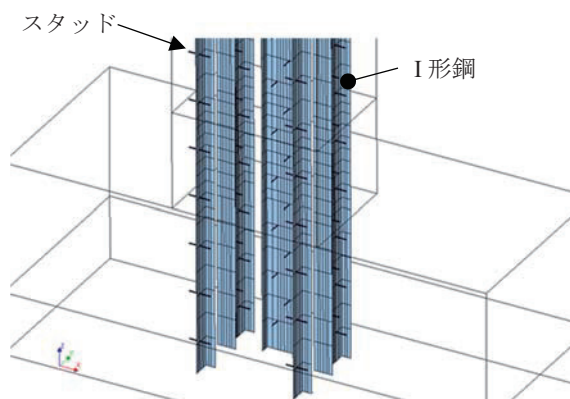


図-4 I 形鋼およびスタッドの配置

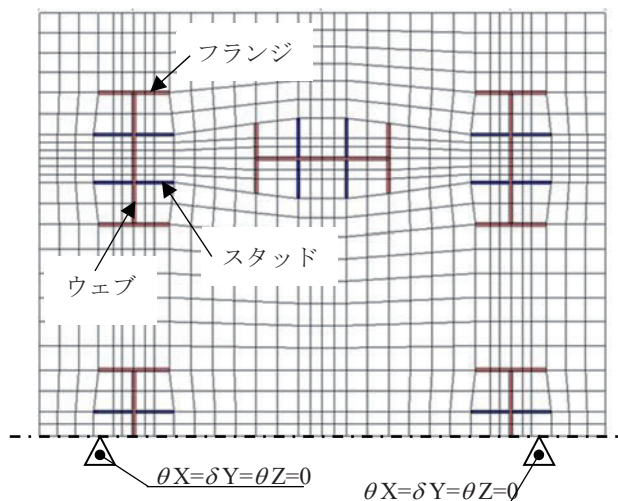


図-5 橋脚部の解析断面図

エル要素を設けることで、平面保持を考慮した。また、ここでは交番载荷の各ループは1回とした。

なお、道路橋示方書⁵⁾では塑性化を考慮する範囲として、橋脚基部から慣性力作用位置までの距離 H の0.4倍としているが、実務設計においては水平変位の特性値等を算出する際に用いられる塑性ヒンジ長を塑性化の範囲として考慮することも多い。交番载荷実験³⁾では提案構造とRC構造を対象としており、RC構造において道路橋示方書⁶⁾に従い塑性ヒンジ長を算出すると約200mmであったことから、本論文では提案構造の塑性化に至る範囲と算出した塑性ヒンジ長を比較する。

3.2 材料構成則および解析物性値

帯鉄筋および中間帯鉄筋は埋込鉄筋要素でモデル化した。コンクリートには分散ひび割れモデル⁷⁾(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⁸⁾、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⁹⁾を用いた。ここで、圧縮破壊エネルギー G_c は中村ら¹⁰⁾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¹¹⁾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ノーテンション連成モデルとした。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¹²⁾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-6)。

$$\begin{aligned} \tau &= 0.17 \times 0.9 \times f'_{ck}{}^{2/3} \times \left(1 - \exp \left(-40 \left(s/D \right)^{0.5} \right) \right) & 0 \leq s \leq 0.02 \\ \tau &= \left(-0.70 \tau_{\max} / (S_2 - S_1) \right) (s - S_1) + \tau_{\max} & 0.02 \leq s \leq 1.5 \\ \tau &= 0.30 \tau_{\max} & 1.5 \leq s \end{aligned} \quad (1)$$

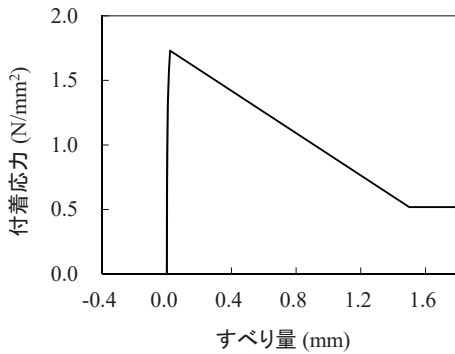


図-6 スタッドの付着-すべり関係¹²⁾

ただし、

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

ここで、 τ : 付着応力 (N/mm²)
 $\tau_{\max}$: 付着応力の最大値 (N/mm²)
 s : すべり量 (mm)
 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)

表-1 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) 面インターフェース

コンクリートと I形鋼の間	圧縮剛性 (N/mm ² /mm)	せん断剛性 (N/mm ² /mm)
面インターフェース	1.0×10^4	1.0×10^4

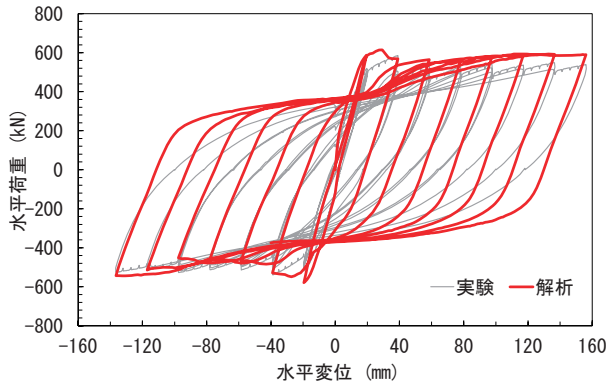


図-7 荷重－変位関係の比較

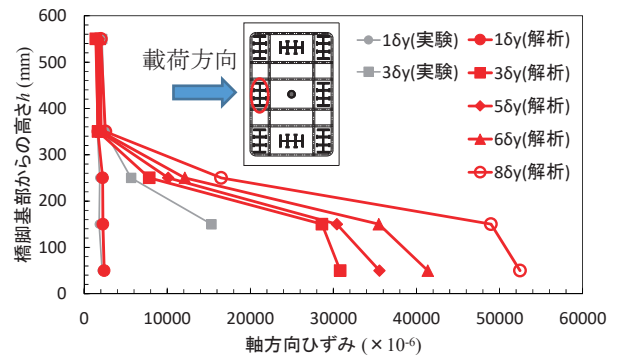


図-9 I形鋼ウェブの鉛直ひずみ分布の比較

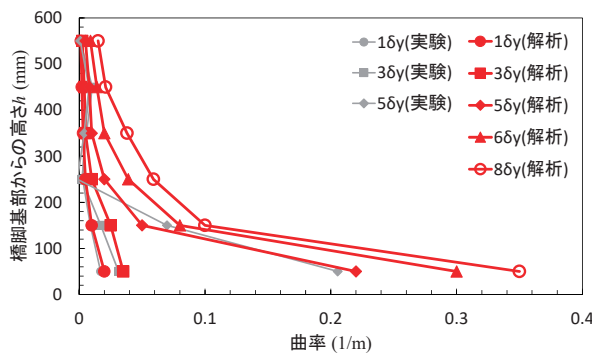


図-8 曲率分布関係の比較

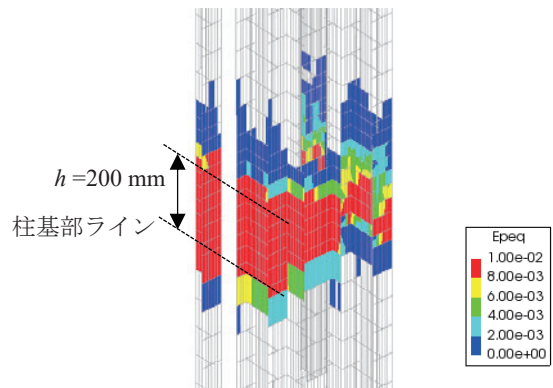


図-10 I形鋼の相当塑性ひずみ ($8\delta_y$)

材料試験から設定した解析物性値の一覧を表-1に示す。なお、各材料の弾性係数や圧縮強度、降伏強度等は、材料試験で得られた値の平均値としている。

4. 解析結果および考察

4.1 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-7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、繰返し回数の違いやコンクリートと鋼材間の面インターフェース要素のモデル化手法の違い等もあり、実験と比較して荷重値が若干大きくなる結果となったが、実験結果を概ね再現できている。なお、除荷時において履歴ループが実験よりも若干大きくなっているが、これはI形鋼の応力－ひずみ関係をマルチリニア型で定義し、移動硬化則を用いているためである。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-8に示す。橋脚基部からの高さ $h=250$ 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を計測できていないが、解析結果から、橋脚基部から高さ $h=150$ mm の範囲で曲率が大きくなってお

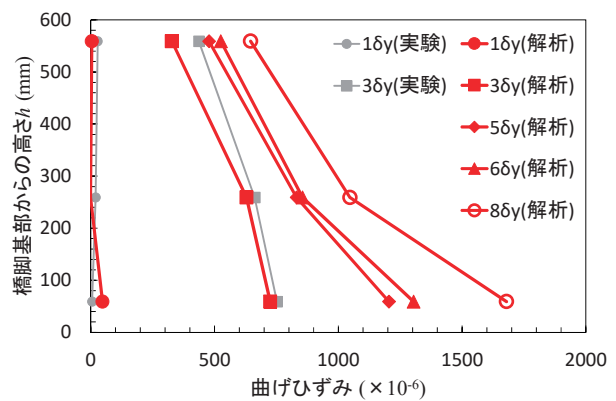


図-11 スタッドの曲げひずみ分布の比較

り、部材の塑性化に伴う変形は塑性ヒンジ長の範囲に抑えられていると考えられる。

4.2 I形鋼ウェブの鉛直ひずみおよび相当塑性ひずみ

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-9に示す。 $1\delta_y$ 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、 $3\delta_y$ 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。 $5\delta_y$ 以降については橋脚基部から

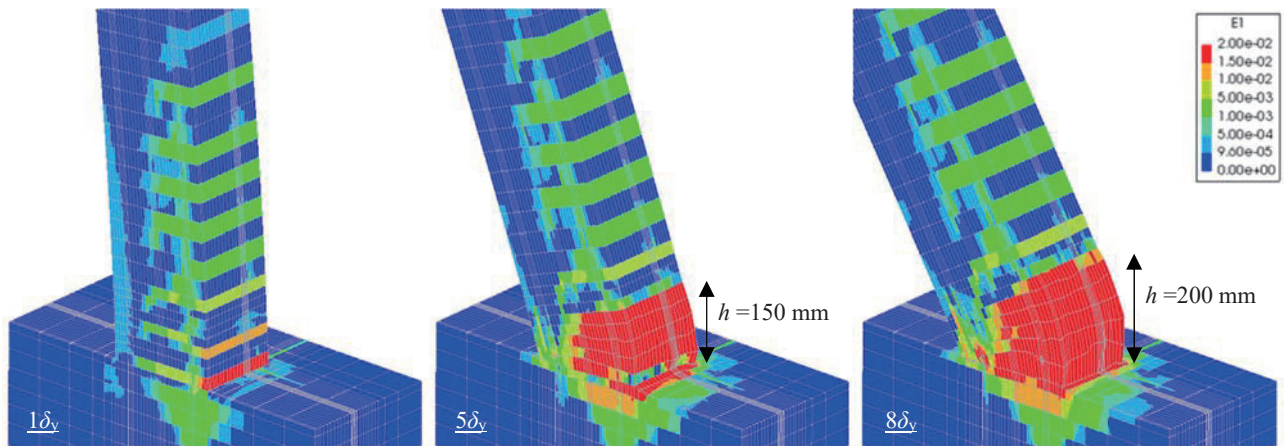


図-12 コンクリートの最大主ひずみ（変形倍率 10 倍）

$h = 250 \text{ mm}$ の範囲のひずみが大きくなっていることが解析結果から確認でき、曲率分布の傾向と概ね整合している。I 形鋼の塑性化は作用外力が増加しても概ね塑性ヒンジの範囲に抑えられることが示された。

図-10 には、 $8\delta_y$ における I 形鋼の相当塑性ひずみを示す。相当塑性ひずみは、I 形鋼の降伏強度を超えた範囲とその程度を表すもので、該当箇所をコンターで示している。結果から、橋脚基部から $h = 200 \text{ mm}$ の範囲と一部スタブ内において、塑性ひずみが大きくなっていることが確認できる。

4.3 スタッダの曲げひずみ

実験および解析で得られたスタッダの曲げひずみの高さ方向分布を図-11 に示す。実験では $3\delta_y$ までしか計測できていないが、解析結果はそれまでの実験結果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、この载荷ステップにおいてもスタッダ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。

4.4 コンクリートの最大主ひずみ

図-12 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、交番载荷実験³⁾で観察されたひび割れ箇所と概ね整合している。また、 $8\delta_y$ 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、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事実と対応しており、概ね実験を再現できているものと考えられる。

4.5 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 $\sqrt{J_2}$ ）がある。また、

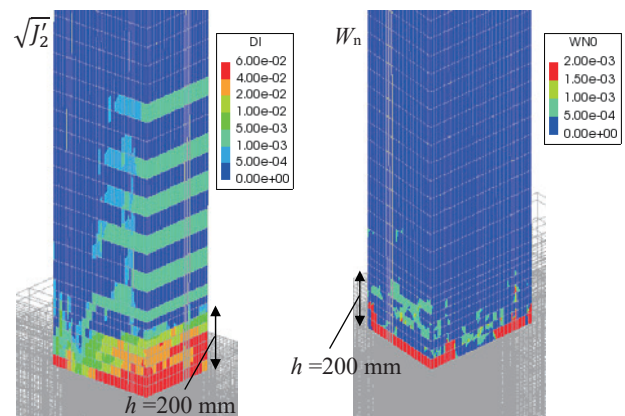


図-13 コンクリートの損傷結果（ $8\delta_y$ ）

コンクリートの圧縮破壊や圧縮損傷を評価する指標として、正規化累加ひずみエネルギー（以下、損傷指標 W_n ）がある。これらの損傷指標は、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¹³⁾。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 $8\delta_y$ におけるコンクリートの損傷指標 $\sqrt{J_2}$ および損傷指標 W_n を図-13 に示す。コンクリートの斜めひび割れの発生は損傷指標 $\sqrt{J_2}$ の限界値 1000μ 以上であり、圧縮破壊は損傷指標 W_n の限界値 1500μ 以上で表される。解析結果から、いずれの損傷も RC 構造で求めた塑性ヒンジの範囲に発生していることが確認できる。特に圧縮破壊については、限界値を超える範囲が基部に限定されていることが分かる。これは、提案構造に用いている I 形鋼は鉄筋と比較して座屈抵抗性が高いため、鋼材の座屈によって生じるかぶりコンクリートの剥落を抑えることができているためと考えられる。

5. まとめ

本研究は、交番載荷実験を実施した提案構造の試験体を対象に FEM 解析を実施し、降伏を超える大きな荷重が作用した際の鋼材やスタッドの塑性化程度や範囲、またコンクリートの損傷状況を確認した。FEM 解析から得られた知見を以下に示す。

- 1) 解析モデルの荷重－変位関係や、実験で計測できたひずみ値や曲率値の比較から、解析は実験を概ね再現できていることを確認した。
- 2) I 形鋼のひずみ分布や相当塑性ひずみから、I 形鋼の塑性化範囲は RC 構造で算出した塑性ヒンジ長と同程度であることが確認できた。
- 3) スタッドの曲げひずみ結果から、解析を実施した範囲においてスタッドは塑性化することなく、ずれ止めの効果を発揮していることが分かった。
- 4) コンクリートの引張ひずみは塑性ヒンジ長の範囲で卓越しており、引張損傷結果も同様であった。
- 5) 圧縮破壊を示す指標では、橋脚基部の限定された範囲で限界値を超えており、これは I 形鋼が鉄筋に比べ座屈抵抗性が高く、かぶりコンクリートの剥落が限定されるためであると考えられる。

解析結果から、提案構造はレベル 2 地震動のような大きな外力が作用しても、その損傷範囲は RC 橋脚と同様と考えられるため、道路橋示方書で示される修復性を RC 橋脚と同様に満足できるものと考えている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 2) 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集，Vol.43，No.2，pp. 937-942，2021.
- 3) 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，構造工学論文集，Vol.68A，pp. 850-861，2022.
- 4) DIANA FEABV: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, release 10.4
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.207-209，2017.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.184-199，2017.
- 7) 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.
- 8) Feenstra, P. H.: Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete, *PhD thesis*, Delft University of Technology, 1993.
- 9) Hordijk, D. A.: Local approach to fatigue of concrete, *PhD thesis*, Delft University of Technology, 1991.
- 10) 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.
- 11) 土木学会：2022 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，pp. 43-44，2023.
- 12) 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集，Vol.33，No.2，pp. 595-600，2011.
- 13) 土木学会：2022 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，pp. 529-535，2023.