

角形鋼管柱—H形鋼梁接合部内の補強プレートが梁ウェブの応力伝達能力に及ぼす影響に関する研究

野田亜久里 * 尾崎亮斗 * 河南孝典 ** 前川利雄 *

角形鋼管柱とH形鋼梁の組み合わせは数多くの鉄骨造建物に採用されているが、柱梁接合部における角形鋼管の面外剛性が低いためH形鋼梁のウェブは応力を伝達しないとされている。

本研究では、柱梁接合部内をプレートにより補強した単位架構の静的載荷試験を行った。その結果、補強プレートが柱鋼管の面外変形を抑制することで梁ウェブの曲げ抵抗が発揮され、柱梁接合部の地震エネルギー吸収性能が向上することを確認した。また、有限要素法解析による実験結果の再現を行い、補強プレートが架構に及ぼす影響についても検証し、梁ウェブの応力伝達性能が改善していることを確認した。

キーワード：鉄骨柱梁接合部、角形鋼管柱、梁ウェブ、応力伝達能力

1. はじめに

数多くの鋼構造建築物において角形鋼管柱とH形鋼梁の組み合わせが採用されているが、この部材断面の組み合わせでは角形鋼管柱の面外剛性が低いため、梁ウェブはほとんど曲げ応力を負担しないとされており、実務設計の許容応力度設計時には、梁ウェブの断面を無視して計算するなどの手法がとられている。

本研究では、梁ウェブの応力伝達性能を改善することにより架構の地震エネルギー吸収性能を向上させることを目的として、柱梁接合部内をプレートにより補強した単位架構の静的加力試験を行い、これらの補強プレートが梁ウェブの応力伝達性能と架構の復元力特性に及ぼす影響を実験的に調べた。

試験体は全4体であり、柱梁接合部内に補強プレートを水平に4枚設けた試験体(H-R)と比較用の無補強試験体(H-N)、補強プレートを十字に設けた試験体(C-R)と比較用の無補強試験体(C-N)である。概要をTable 1に示す。H-Rの補強プレートは柱鋼管へ突き合わせ溶接とし、C-Rは部分溶け込み溶接としている。C-Rの補強プレートと通しダイアフラムとは15mmのクリアランスを設けており接合していない。柱梁接合部の詳細をFig. 1に示し、使用材料の機械的性質をTable 2に示す。

Table 1 試験体概要

試験体	柱	梁	接合部内補強
H-N	□-400×400×19	H-600×200×11×17	なし
H-R			PL-16水平配置
C-N			なし
C-R			PL-19十字配置

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体はト字形の部分骨組架構であり、柱部材は□-400×400×19 (BCR295)の角形鋼管、梁部材にH-600×200×11×17 (SN490B)のH形鋼を用いた。

梁部材は柱部材に設けた通しダイアフラムに接合されている。梁端の接合部はノンスラップ工法とし、梁フランジと通しダイアフラムは突き合わせ溶接、梁ウェブと柱鋼管は隅肉溶接とした。階高約4.4m、スパン約8.8mを想定した架構の約1/2スケールを想定している。

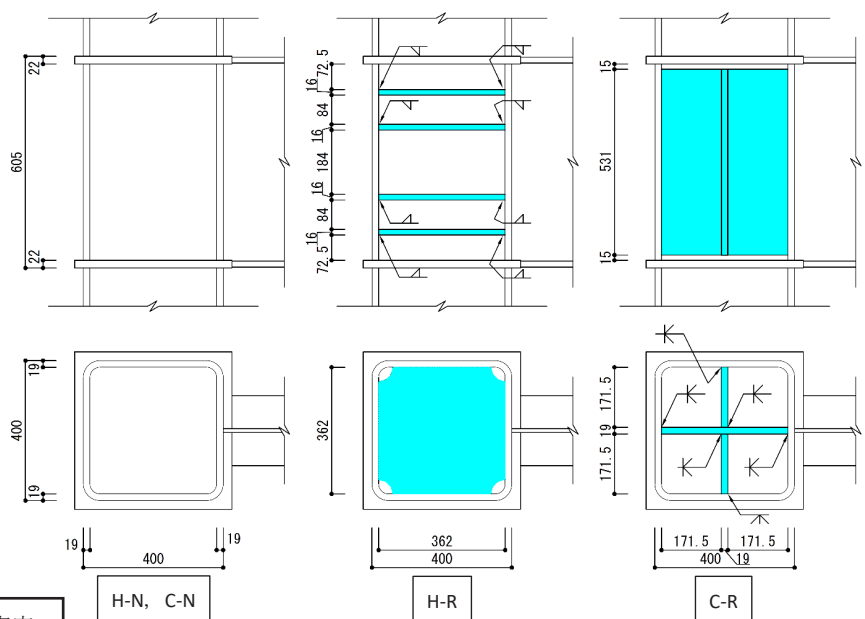


Fig. 1 柱梁接合部詳細

* 技術本部 技術研究所 防災技術研究室
** 技術本部 技術企画部 企画調査グループ

2. 2 載荷方法

載荷方法は片持ち梁形式とし、1,000kN 水平アクチュエーターを用いて梁先端部での正負漸増繰り返し載荷とした。載荷条件は、部材角 $\theta=1/400$ を1サイクル、 $\theta=1/200$ 、 $\theta=1/100$ 、 $\theta=1/50$ を各2サイクル、 $\theta=1/33$ を破断に至るまで繰り返すこととした。Fig. 2 に載荷履歴を、載荷状況を Fig. 3 に示す。

3. 実験結果

3. 1 破壊性状

試験体 H-N は、 $\theta=1/50$ のサイクルで圧縮側の梁フランジに局部座屈が発生し、引張側の梁フランジ溶接部に亀裂を生じた。 $\theta=1/33$ の1サイクル目で最大耐力に達すると、梁フランジ・ウェブに明確な局部座屈が発生し耐力が低下した。その後、 $\theta=1/33$ の2サイクル目の加力中に引張側梁フランジの溶接部に亀裂を生じ、加力とともに亀裂が進展、溶接部が破断したため載荷を終了した。

試験体 H-R は、 $\theta=1/33$ の1サイクル目で最大耐力に達

した後、左右梁フランジ、梁ウェブに明確な局部座屈が発生して耐力低下した。 $\theta=1/33$ の5サイクル目で引張側梁フランジの溶接部に亀裂を生じ、11サイクル目の負側加力中に亀裂が梁ウェブまで進展、急激に耐力が低下したため載荷を終了した。

試験体 C-N は $\theta=1/33$ の1サイクル目で圧縮側の梁フランジとウェブが座屈しはじめ、2サイクル目の負側加力中に梁ウェブが完全に座屈した。負側では耐力低下を起こしたが、3サイクル目の正側加力中に最大耐力に達した。その後、6サイクル目までは徐々に座屈が顕著になり、ねじれの性状を示す。7サイクル目で引張側の梁フランジ溶接部に梁幅 1/4 程の亀裂が入り、8サイクル目で亀裂が開く様子が確認できた。9サイクル目の正側加力中に引張側梁フランジが破断、梁ウェブの端部にも亀裂を生じ、大幅に耐力低下したため載荷を終了した。

試験体 C-R は $\theta=1/50$ の1サイクル目で梁フランジとウェブが座屈しはじめ、それ以降は座屈が顕著になり、ねじれの性状を示した。 $\theta=1/33$ の1サイクル目で最大耐力に達すると、7サイクル目で引張側となる梁フランジ端

Table 2 使用材料の機械的性質

試験体	鋼種	使用部位	板厚 mm	降伏強度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²
H-N H-R	BCR295	柱	19	432	4,040	486	211,000
		梁ウェブ	11	461	2,380	575	207,000
	SN490B	梁フランジ	17	435	2,140	568	212,000
		通しダイアフラム	22	328	1,710	504	208,000
		補強プレート	16	399	1,860	530	214,000
C-N C-R	BCR295	柱	19	384	3,983	433	194,000
		梁ウェブ	11	424	2,685	547	210,000
	SN490B	梁フランジ	17	368	2,216	523	207,000
		通しダイアフラム	22	360	2,266	536	210,000
		補強プレート	19	389	1,868	537	208,000

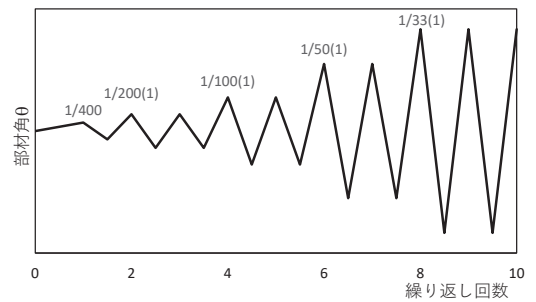


Fig. 2 載荷履歴

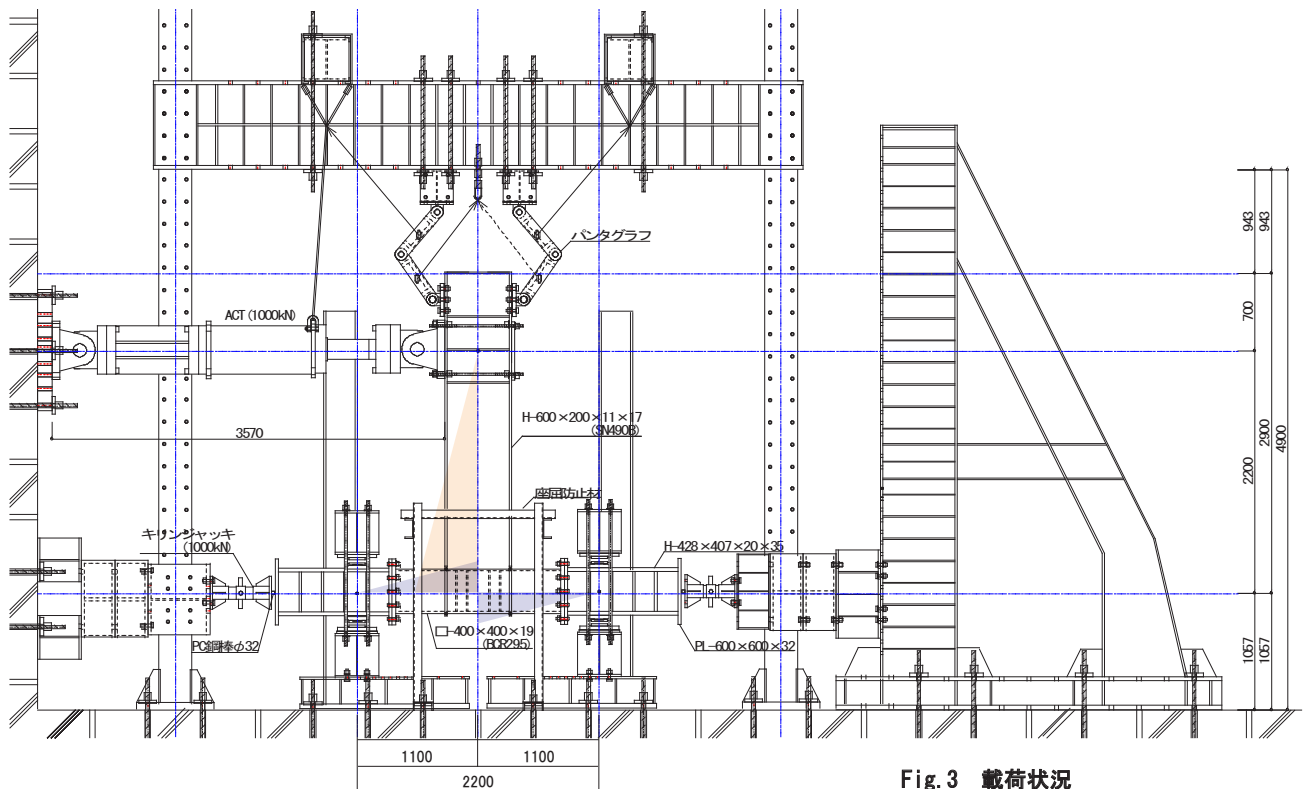
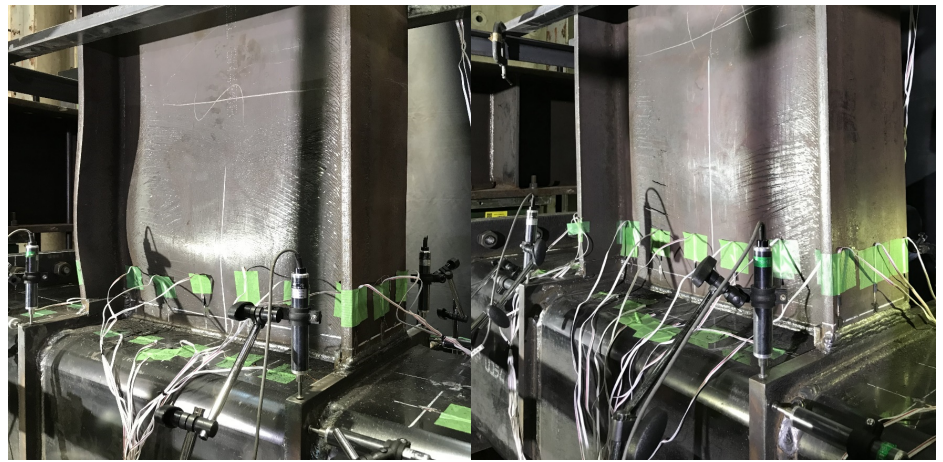


Fig. 3 載荷状況

部の溶接部に亀裂を生じ、9 サイクル目まで亀裂が伸展、10 サイクル目以降は亀裂が開いていくのが確認できた。14 サイクル目の正側加力中に引張側梁フランジの亀裂から破断、梁ウェブの端部にも亀裂を生じ、大幅に耐力低下したため载荷を終了した。

Photo.1 に試験体の破壊性状を示す。補強試験体 (H-R, C-R) は無補強試験体 (H-N, C-N) よりも座屈の生じるタイミングが早く、座屈による変形も無補強試験体より過大であった。補強プレートにより柱梁接合部の面外剛性が上がることで梁ウェブの曲げ抵抗が上昇し、無補強試験体よりも損傷が早まったと推察される。(a)

終局時にはいずれの試験体も梁端の溶接部に生じた亀裂が梁フランジや梁ウェブまで伸展し破断した。(b)



(1)C-R (2)C-N
(a) $\theta=1/33(1)$ における座屈の状況



(3)H-R (4)H-N
(b) 終局時における破断状況

Photo.1 破壊性状

3.2 履歴性状

各試験体の履歴曲線を Fig.4 に示す。図の縦軸は梁端のモーメント (M) を梁の全塑性モーメント (Mp) で除したもので、横軸は部材角 θ である。履歴曲線は各試験体とも $\theta=1/200$ までは弾性挙動を示し、 $\theta=1/100$ のサイクルより非線形挙動を示すようになる。 $\theta=1/50$ のサイクル時には塑性変形が進行するが、各試験体とも繰り返しによる耐力低下もなく安定した紡錘形の履歴曲線を示す。試験体 H-N は $\theta=1/50$ の 1 サイクル目の加力中に加力装置の不具合により $\theta=1/29$ まで変形が進んだが、顕著な破壊や変形は見られなかったため、そのまま $\theta=1/50$ の 2 サイクル目を続行した。その後、 $\theta=1/33$ の 1 サイクル目で最大耐力 $M/M_p=1.3$ に至るまで安定した履歴曲線を示した。最終的には $\theta=1/33$ の 2 サイクル目の加力中に梁フランジ溶接部

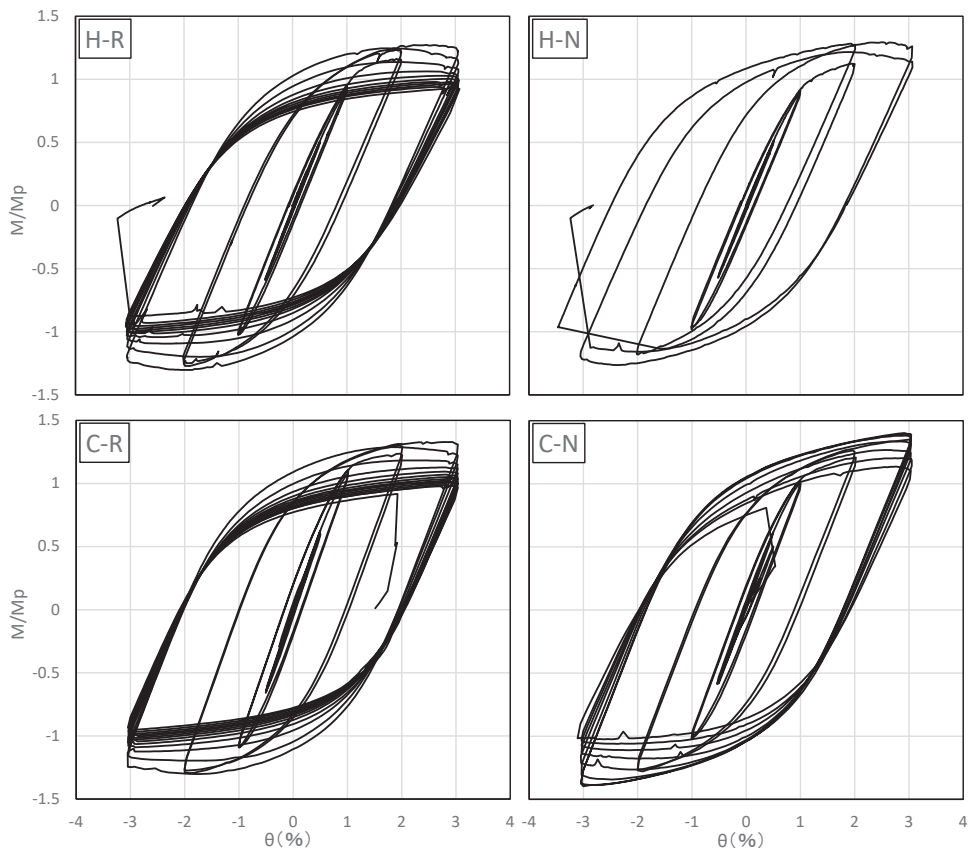


Fig.4 履歴曲線

における亀裂の進展により急激な耐力低下を伴う脆性的な破壊を起こした。

H-R 試験体では、 $\theta=1/33$ の 1 サイクル目で最大耐力 $M/M_p=-1.3$ に至るまで安定した履歴曲線を示した。その後も $\theta=1/33$ の 10 サイクル目まで、繰り返すごとに耐力は低下したが安定した性状を示し、11 サイクル目の負側加力中に引張側となる梁フランジ溶接部からの亀裂の進展で大幅な耐力低下を起こした。繰り返しの回数を考慮すれば十分に靱性に富んだ性状を示したといえる。

試験体 C-N は $\theta=1/33$ の 3 サイクル目で最大耐力 $M/M_p=1.4$ に至るまで安定した履歴曲線を示したが、最終的には $\theta=1/33$ の 9 サイクル目の加力中に梁フランジ溶接部における亀裂の進展により急激な耐力低下を伴う脆性的な破壊を起こした。

試験体 C-R では、 $\theta=1/33$ の 1 サイクル目で最大耐力 $M/M_p=1.3$ に至るまで安定した履歴曲線を示した。その後も $\theta=1/33$ の 13 サイクル目まで、繰り返すごとに耐力は低下したが安定した性状を示し、14 サイクル目の加力中に梁フランジ溶接部からの亀裂の伸展により急激な耐力低下を起こした。繰り返しの回数を考慮すれば十分に靱性に富んだ性状を示したといえる。

3.3 エネルギー吸収性能

Fig. 5 に繰り返し回数による最大耐力の低下状況を示す。縦軸は Fig. 4 と同様に M/M_p で、横軸は繰り返し回数である。(a) に H-R と H-N の比較を示す。最大耐力に関しては実験変数による違いがあまりみられずほぼ同等の値を示しているが、 $\theta=1/33$ での繰り返し回数については、H-R が 10.5 回で H-N の 1.5 回の 7 倍となった。 $\theta=1/33$ (3) 以降は 2% 以下の耐力低下となっている。

(b) に C-R と C-N の比較を示す。 $\theta=1/33$ での繰り返し回数については、C-N の 8 回に対し試験体 C-R では 13 回と 1.6 倍であった。C-N の繰り返し回数が H-N に比して大きく増えていることについては、H-N 実験中の加力装置による不具合が要因として挙げられる。また (a) (b) は、いずれの結果においても、補強プレートの設置により繰り返し回数が増え、エネルギー吸収能力が向上したことを示唆している。(c) に C-R と H-R の補強試験体の比較を示す。梁端のモーメントに対する全塑性モーメントの値はほぼ同等であった。また、最大耐力以降の低下についても両試験体ではほぼ同等となっており、補強プレートの配置における差は

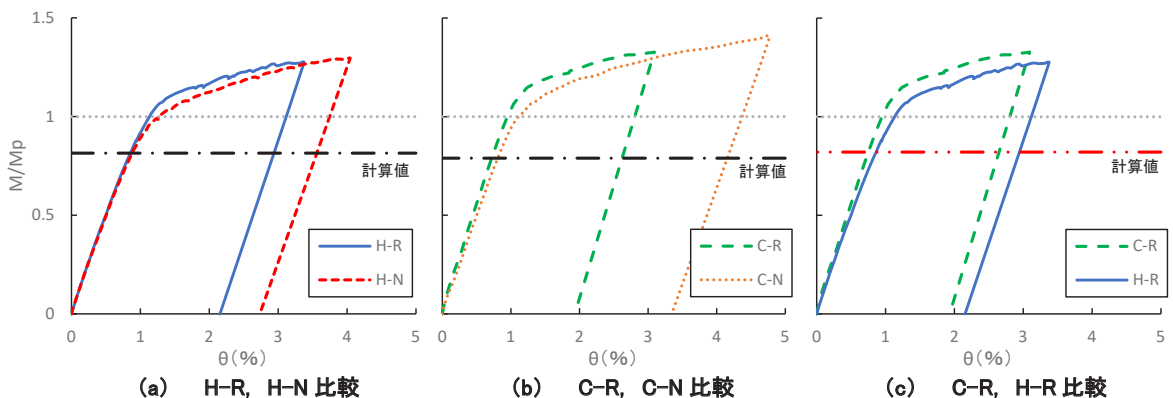
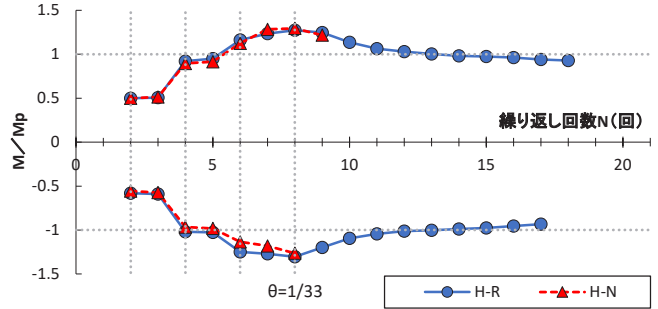


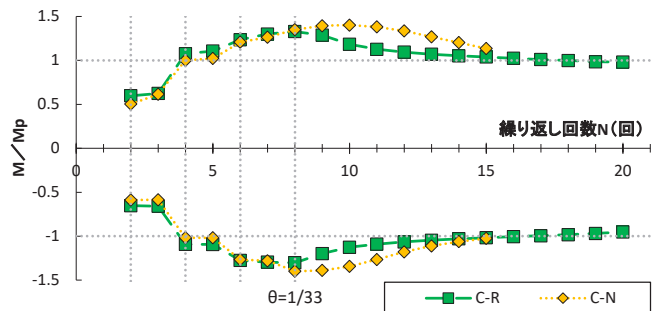
Fig. 5 繰り返しによる耐力低下状況

あまりみられなかった。

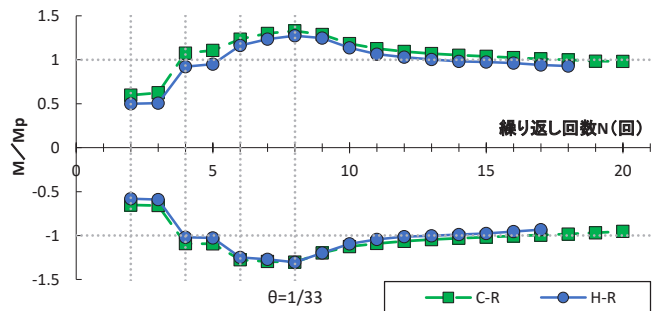
Fig. 6 に正加力時における最大耐力までの骨格曲線を示す。縦軸は Fig. 4 と同様である。また比較として文献1) による計算値を示す。(a) に H-R と H-N の比較を示す。初期剛性についてはほぼ同等の値となっており、補強プレートの有無による差異は認められなかった。H-R の降伏モーメントは H-N より上昇している。骨格曲線で囲まれた部分の面積は H-N より H-R が 21% 少ないことから、最



(a) H-R, H-N 比較



(b) C-R, C-N 比較



(c) C-R, H-R 比較

Fig. 6 骨格曲線

大耐力に至るまでに吸収したエネルギーは H-N の方が多く、H-N が H-R よりも早期に破断した理由と考えられる。

(b) に C-R と C-N の比較を示す。初期剛性は C-R がやや高くなっている。補強プレートの配置により、梁ウェブの応力が早期から伝達されていることが要因であると考えられる。C-R の降伏モーメントは C-N よりも上昇している。H-R、H-N と同様に、最大耐力に至るまでに吸収したエネルギーは C-N の方が 44%程多いため早期に破断したものと思われる。(c) に C-R と H-R の補強試験体の比較を示す。ここでの計算値は、H 形断面柱のものである。初期剛性は C-R が H-R よりやや高い。梁ウェブの延長上に補強プレートがある方が微小変形時から応力を伝えやすいことがわかる。降伏モーメントも C-R がやや高い。骨格曲線が囲む面積は H-R が C-R より 6%程大きい、大きな差異ではなくほぼ同等であるといえる。

Fig. 7 に梁の破断までの累積変形を示す。履歴曲線が囲む面積は H-R が H-N の 3.34 倍になっており、C-R は C-N の 1.52 倍であった。補強試験体同士を比較すると、C-R は H-R の 1.31 倍であった。破断するまでに架構が吸収したエネルギーは C-R が一番多く、よって補強プレートの配置は十字とする方がよりエネルギー吸収性能が向上するといえる。

3. 4 ひずみ性状

Fig. 8 にひずみの計測位置を示す。柱面から 1,000mm の位置における梁フランジのひずみゲージは C-R、C-N のみ貼付した。

正加力時に引張側となる梁フランジの $\theta=1/100$, $\theta=1/50$, $\theta=1/33$ における梁端部のひずみ分布を Fig. 9 に示す。各試験体ともフランジの端部でひずみが大きくなっている。梁フランジは $\theta=1/100$ の時点ですでに降伏しているが、無補強試験体に対し補強試験体のひずみが小さくなる傾向がみられた。

Fig. 10 に C-R、C-N の柱面から 1,000mm の位置における梁フランジの圧縮ひずみ分布を示す。C-N に対して C-R のひずみが全体的に大きくなっており、補強プレートにより梁の曲げ抵抗が上昇することにより、梁の損傷が大きくなるとともに塑性域が広がっていることが窺える。 $\theta=1/50$ で C-R のフランジ端部が降伏している。ねじれなどの変形が顕著になったことによる影響であると考えられる。

柱梁接合面のひずみ分布を Fig. 11 に示す。試験体 H-N に対し試験体 H-R の値が小さくなっている。柱梁接合部に設けた補強プレートにより柱梁接合面の変形が抑制されていることが窺える。柱鋼管の面外変形が抑制されたことにより、梁フランジや柱鋼管との溶接部での損傷も抑えられ、結果として補強試験体で繰り返し回数が向上したと考えられる。

梁ウェブのひずみ分布を Fig. 12 に示す。無補強試験体ではウェブ端部のひずみが大きくなる傾向があるが、補

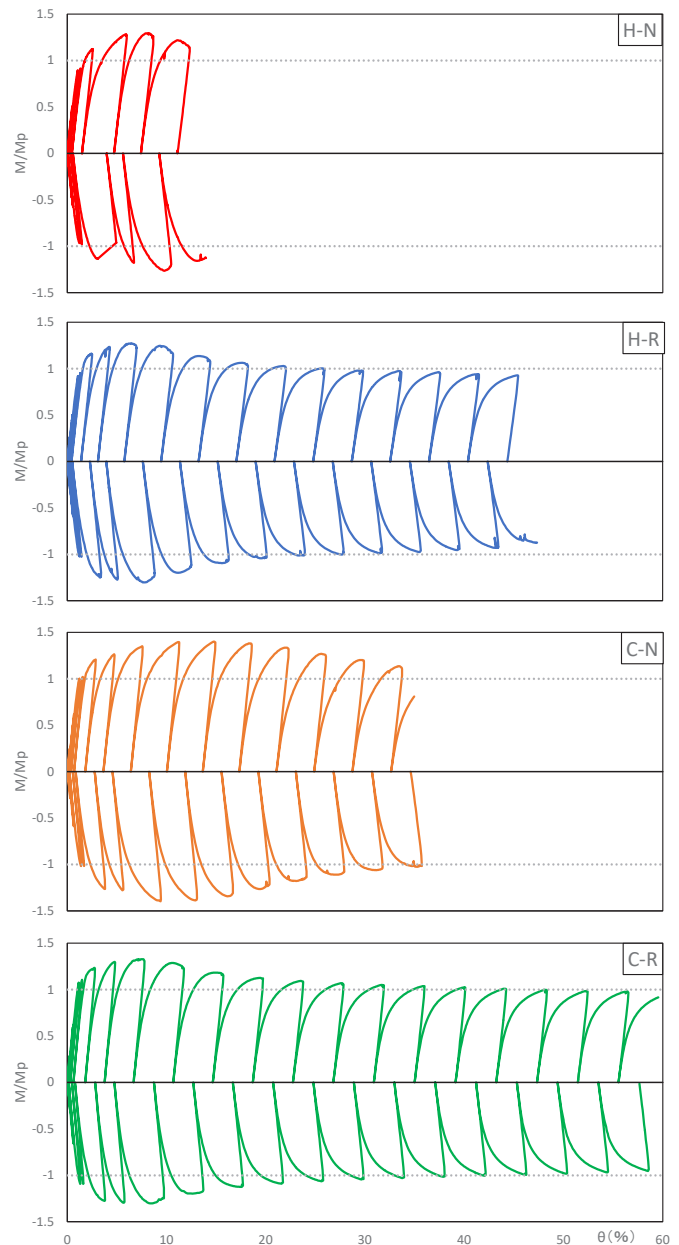


Fig. 7 梁の累積塑性変形

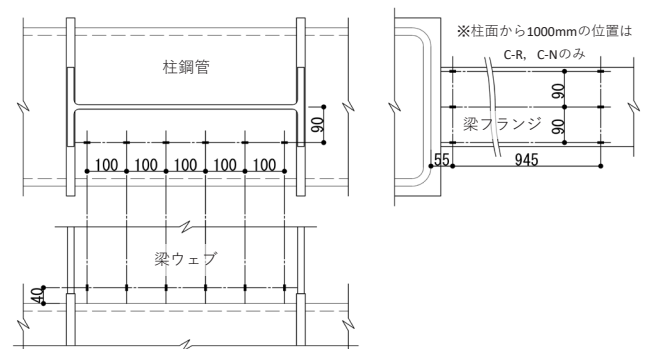
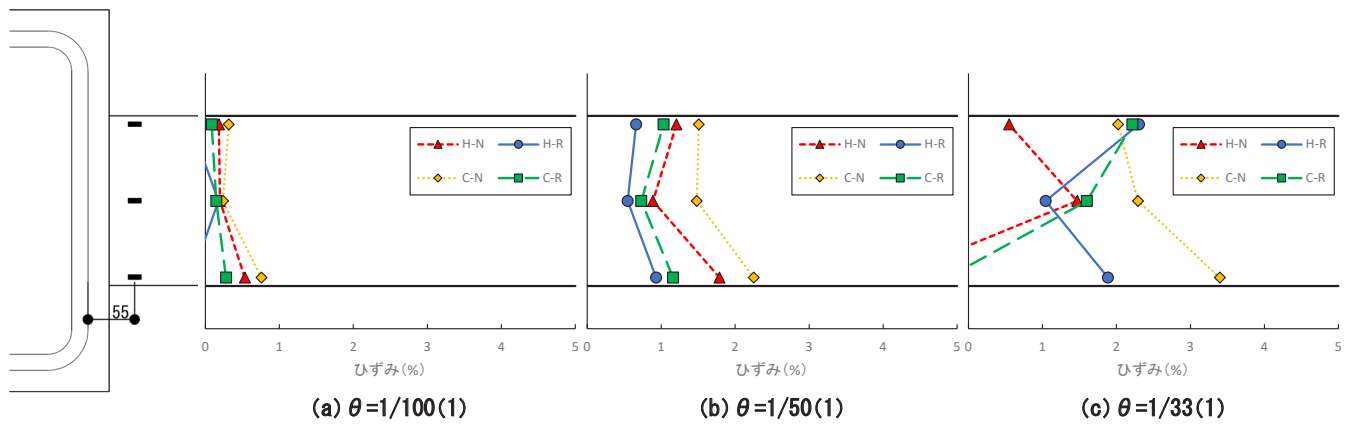


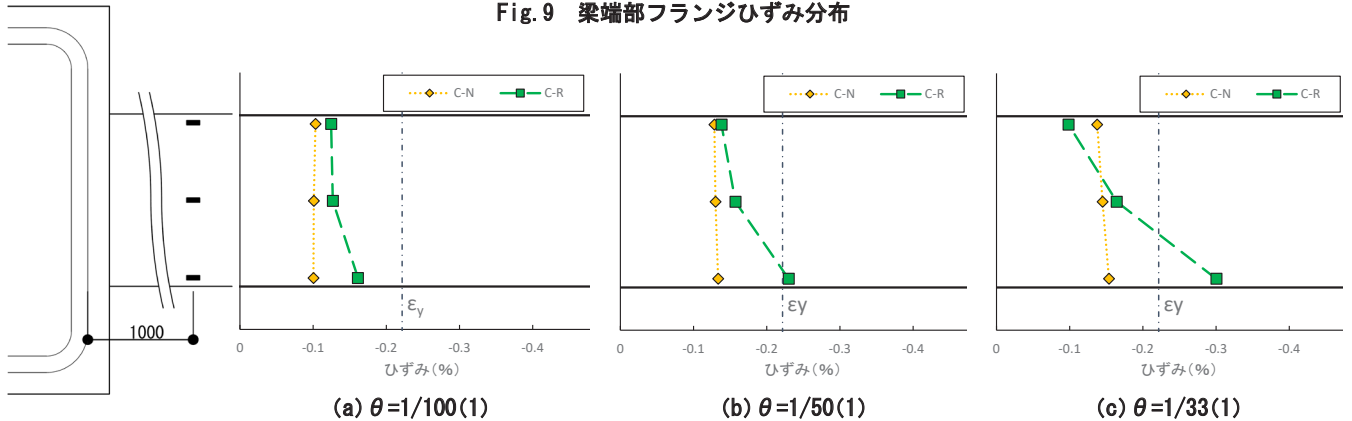
Fig. 8 ひずみ計測位置

強試験体ではある程度の直線性が見て取れることから、無補強の状態では寄与できていなかったウェブの断面が曲げ抵抗に寄与していることが確認できる。



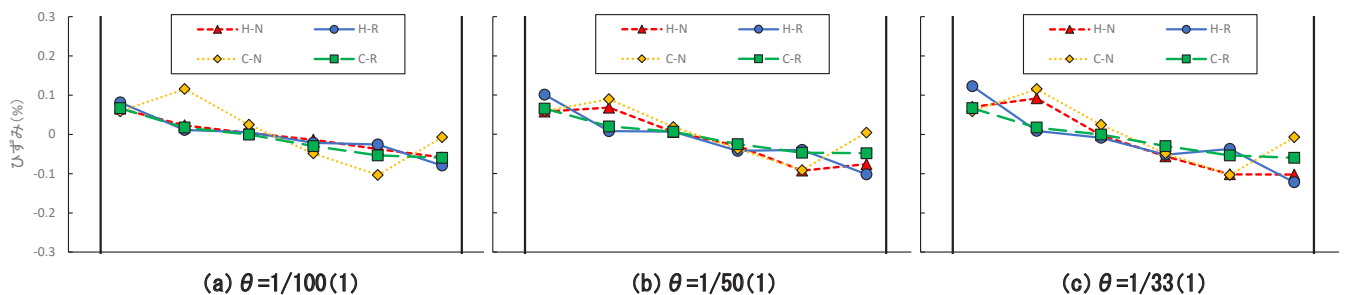
(a) $\theta=1/100(1)$ (b) $\theta=1/50(1)$ (c) $\theta=1/33(1)$

Fig. 9 梁端部フランジひずみ分布



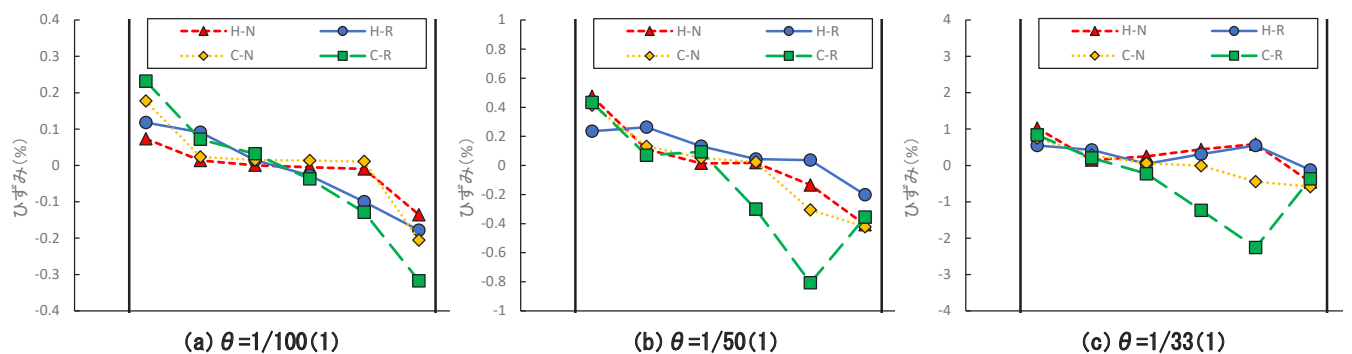
(a) $\theta=1/100(1)$ (b) $\theta=1/50(1)$ (c) $\theta=1/33(1)$

Fig. 10 梁中央側フランジひずみ分布



(a) $\theta=1/100(1)$ (b) $\theta=1/50(1)$ (c) $\theta=1/33(1)$

Fig. 11 柱梁接合部面ひずみ分布



(a) $\theta=1/100(1)$ (b) $\theta=1/50(1)$ (c) $\theta=1/33(1)$

Fig. 12 梁ウェブひずみ分布

4. 有限要素法による解析的検討

4. 1 解析概要

実験では柱梁接合部内や各構成要素の応力状態を詳細に把握することは困難であるため、有限要素法を用いた

数値解析結果より実験結果の再現を試み、柱梁接合部の挙動における補強プレートの影響について検討を行った。解析には汎用構造解析プログラム [midas iGEN 2018] を用いた。

Fig. 13 に解析モデルを示す。試験体の各部材は4節点

の厚板要素で構成し、要素の一边が 25mm となるように分割した。各部材板厚は公称値とした。ヤング係数は 205,000N/mm²、ポアソン比は 0.3 とし、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 とする Bilinear モデルで表した。降伏条件には von Mises の条件を用い、繰返し応力下における履歴特性は等方硬化則を採用した。境界条件は柱の両端部をピン支持とし、荷重部分の面外変形を拘束したうえで梁先端部に実験と同様の正負漸増繰返し変位を与えた。ただし、解析では部材角 $\theta=1/33$ の 2 サイクルまでを対象とする。

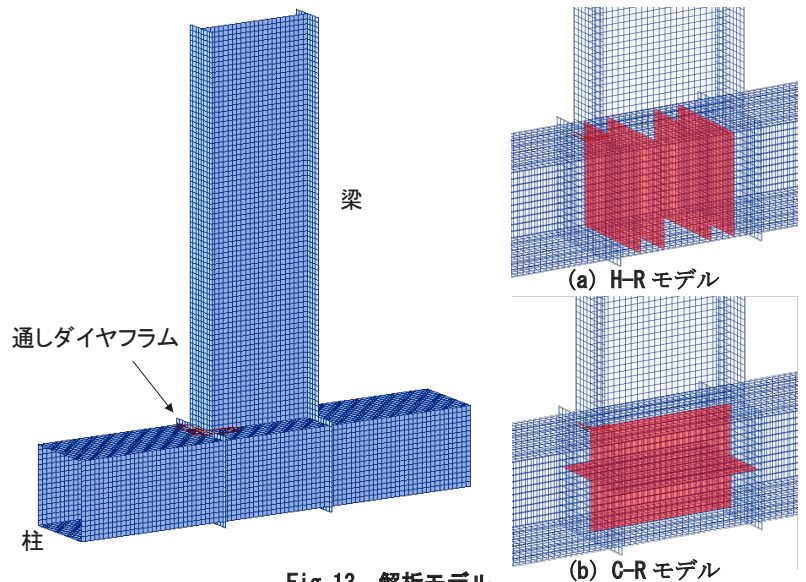


Fig. 13 解析モデル

4. 2 解析結果と実験結果の比較

Fig. 14 に履歴曲線を実験結果とともに示す。

実験結果については解析結果との比較のため、解析と同様に $\theta=1/33$ の 2 サイクル目までを表示している。縦軸は実験結果と同様に M/M_p 、横軸は部材角 θ である。解析結果は実験結果同様に $\theta=1/100$ から非線形挙動を示し、 $\theta=1/50$ 以降は塑性変形が進行している。塑性後のループについては解析結果が実験結果より大きいループ面積を示したものの、解析結果と実験結果の最大耐力はほぼ一致している。Fig. 15 に $\theta=1/100$ の定常ループを示す。解析結果と実験結果では剛性、耐力に差があるものの、ともに $\theta=1/100$ で降伏が生じていることが確認される。以上より、解析結果は実験結果を概ね再現できているといえる。一方で、解析結果のループ面積が実験結果より大きい理由として、等方硬化則を採用したことでバウシンガー効果の影響⁷⁾を解析で再現できなかったことが考えられる。

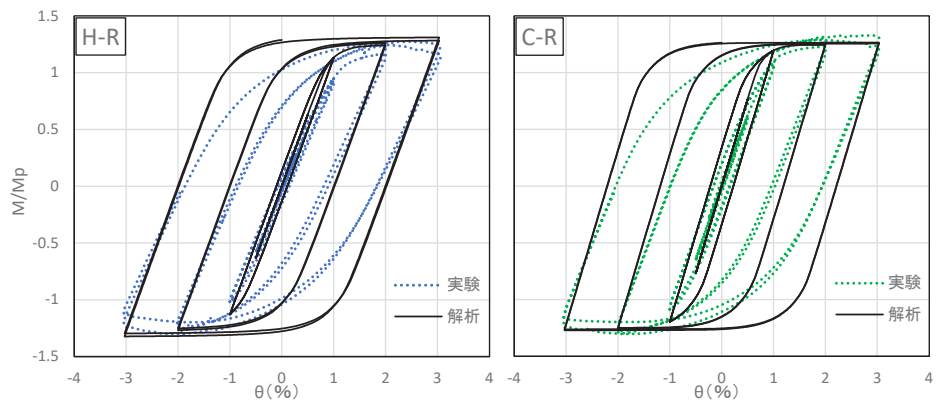


Fig. 14 履歴曲線 (実験結果と解析結果の比較)

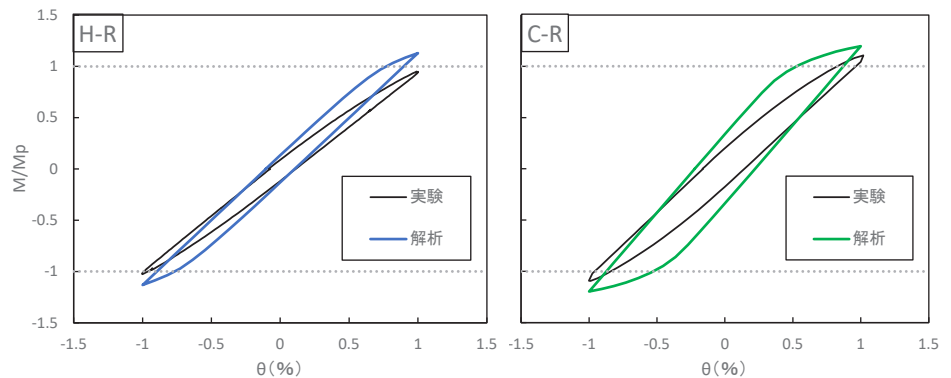
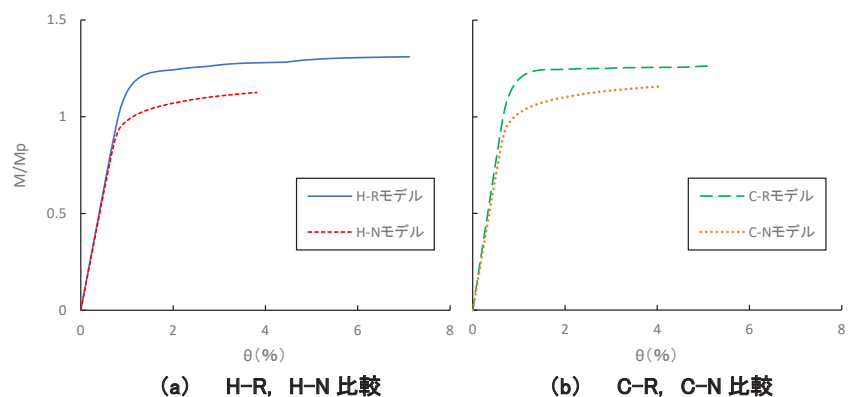


Fig. 15 $\theta=1/100$ における定常ループの比較

4. 3 解析結果による柱梁接合部の検討

有限要素法解析において、補強プレートの有無による比較を行い、柱梁接合部の挙動について検討する。Fig. 16 に解析結果の骨格曲線を示す。これより補強プレートを有するモデルは補強プレ-



(a) H-R, H-N 比較 (b) C-R, C-N 比較

Fig. 16 骨格曲線 (解析結果)

トの無いものより剛性，耐力が高いことがわかり，補強プレートの影響が表れていると考えられる。

Fig. 17 に $\theta=1/33$ における最大主応力分布を示す。補強プレートの無いモデルの柱鋼管にみられる応力集中がなくなり，梁ウェブの負担が増加していることがわかる。

5. まとめ

梁ウェブの応力伝達性能を改善することにより，架構の地震エネルギー吸収性能を向上させることを意図し，角形鋼管柱梁接合部内に補強プレートを設けた単位架構の静的加力試験を行い，補強プレートが梁ウェブの応力伝達性能と架構の復元力特性に及ぼす影響を実験的に調べた。その結果，以下の事がわかった。

- (1) 補強プレートを設けた試験体，設けない試験体ともに，梁フランジおよびウェブの局部座屈の発生に伴い，耐力が低下した。
- (2) 試験体の最大耐力は補強プレートの有無にかかわらずほぼ同程度の値であった。
- (3) 試験体の降伏モーメントは補強プレートを設けない試験体に対して，設けた試験体では上昇していた。補強プレートの存在により，梁ウェブが梁の曲げ抵抗に寄与したことによるものと考えられる。
- (4) $\theta=1/33$ の繰り返し荷重を行った結果，補強プレートを設けた試験体では，設けない試験体に比べエネルギー吸収能力が高くなった。これは，補強プレートが柱鋼管の面外変形を抑制することで，接合部における応力の偏り，特にフランジ溶接部の局所応力集中が緩和された事によって梁端部破断までの変形性能が向上するという事がわかった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2012. 3
- 2) 中野達也ほか：梁ウェブ接合部分を補強した鋼構造柱梁接合部の力学性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 566 号，pp. 145-152，2003. 4

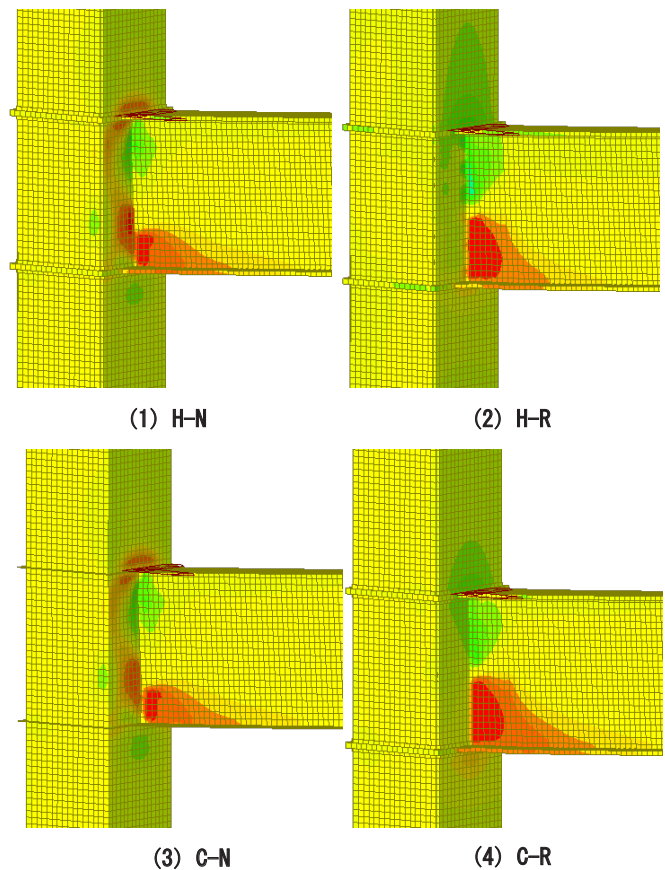


Fig. 17 $\theta=1/33$ における最大主応力度分布

- 3) 伊藤拓海ほか：繰り返し塑性振幅荷重を受ける H 形鋼梁の塑性変形性能と累積損傷評価法，日本建築学会構造系論文集，第 691 号，pp. 1603-1612，2013. 9
- 4) 下田裕介ほか：繰り返し塑性振幅荷重を受ける鋼梁の損傷評価法その 1 損傷に関わる評価指標の定式化と損傷評価法の提案，日本建築学会学術講演梗概集，pp. 611-6，2013. 9
- 5) 島田侑子ほか：実験結果に基づく全塑性モーメントの評価方法に関する考察，日本建築学会関東支部研究報告集，pp. 305-308，2013. 9
- 6) 山田哲ほか：梁ウェブにおけるモーメント伝達効率が低い柱梁接合部の繰り返し荷重実験，日本建築学会構造系論文集，第 720 号，pp. 345-355，2016. 2
- 7) 長谷川正：バウシinger 効果の発生原因，日本金属学会会報，1976. 8

Experimental Study on Effect of Reinforcement Plates at H-Shaped Beam to Column Connections on Stress Transfer Capacity

Aguri NODA, Akito OZAKI, Takanori KANNAN and Toshio MAEGAWA

Abstract

H-shaped beam connections are adopted for many buildings. However, this framework has the problem that the bending resistance of the beam can not be exhibited because the out-of-plane stiffness of the column is small.

Authors conducted a static loading test of the beam to column connections with reinforcement plates, confirmed the influence of reinforcement plates on stress transfer capacity, and considered its energy absorption capacity.

As a result, it was confirmed that in the frame specimen provided with reinforcement plates, the increase in proof stress was small, but the stress transfer capacity and the seismic energy absorption capacity was improved.

Key words: Steel beam-column connection, Square steel column, Beam web, Stress transfer capacity