

鋼構造柱梁接合部パネルの弾塑性挙動

(その1. パネル幅厚比を変数とした角形鋼管柱梁接合部パネル十字架構荷実験)

熊野豪人*1

静載荷実験 角形鋼管, 荷重・変形関係,
パネルゾーン せん断耐力

同 桑原 進*1

同 井上一朗*1

1. 序 本報では, パネルの剛性・耐力を含む履歴性状を把握することを目的として行った実験結果について報告する. その1では通しダイアフラム形式の角形鋼管柱・H形鋼梁接合部パネルを対象とする. また, パネルのせん断耐力に関して提案された耐力算定式と実験結果とを比較検討する.

2. 実験概要 試験体一覧を表1に, 試験体形状を図1に示す. 試験体は計6体である. 実験パラメーターは幅厚比 D/t と軸力比 n の2種類であり, 幅厚比は42, 28, 21の3種類, 軸力比は0.0, 0.5の2種類である. パネルのアスペクト比はすべて1.6である. 柱に所定の軸力を導入した後, 両側の梁の回転角が常に等しくなるように制御しつつ, 梁両端のオイルジャッキで載荷する. 測定方法については, 文献1と同様とする. 載荷プログラムは, パネルせん断耐力 Q_p ((2)式参照)時の弾性せん断変形角 γ_p に対し, $4\gamma_p, 8\gamma_p, 12\gamma_p$ のループをそれぞれ2回ずつとする.

3. 実験結果および考察 図2に実験から得られたパネルせん断力 - せん断変形角関係を示す. 図の縦軸はパネルせん断力 Q , 横軸はパネルせん断変形角 γ である. 幅厚比21の試験体では繰り返し載荷に伴う耐力上昇がほとんどみられず, 水平方向にループが拡大していく挙動を示した. 幅厚比28の試験体でも同様である. 一方, 幅厚比42の試験体ではパネルにせん断座屈が生じたため, 耐力が低下した.

図3に骨格曲線¹⁾を軸力比別に重ね合わせた図を示す. グラフの縦軸, 横軸はパネルせん断耐力とそのときのせん断弾性変形角でそれぞれ無次元化している. 軸力比0.0, 0.5ともに曲線は重なっており, 幅厚比が耐力に及ぼす影響はほとんどみられない. 一方, 塑性変形能力については, 幅厚比21, 28の試験体と比較して, 幅厚比42の試験体ではせん断座屈の影響で小さくなる.

図4に骨格曲線を幅厚比別に重ね合わせた図を示す. 図の縦軸はパネルせん断力 Q , 横軸はせん断変形角 γ である. また, 図中に $Q_{0.3\%}$ で示した耐力はパネルせん断力 - せん断変形角関係の0.3% offset値, 一点鎖線で示した直線は計算剛性((1)式参照)を表している. 幅厚

比21, 28の試験体では軸力による耐力の低下はほとんどみられない. これは軸力がフランジに流れていることが原因と考えられる. 幅厚比42の試験体ではせん断座屈の影響で耐力の低下がみられる. 図5にパネルせん断力 - 軸方向変位関係を示す. 図の縦軸はパネルせん断力 Q , 横軸は軸方向変位 v である. 軸力比0.0ではほとんど軸縮みがみられないのに対し, 軸力比0.5では6mm以上の軸縮みが累積する.

4. 実験結果と計算結果の比較 実験結果および計算結果一覧を表2に示す. 実験剛性 K_e は1/3耐力での割線剛性であり, 計算剛性 K_s は次式で表される.

$$K_s = G A_p \quad (1)$$

表1 試験体一覧

番号	D/t	n	パネル	柱
R4216-0	42	0.0	-250 × 250 × 6	-250 × 250 × 9
R4216-5	42	0.5	-250 × 250 × 6	-250 × 250 × 9
R2816-0	28	0.0	-250 × 250 × 9	-250 × 250 × 12
R2816-5	28	0.5	-250 × 250 × 9	-250 × 250 × 12
R2116-0	21	0.0	-250 × 250 × 12	-250 × 250 × 16
R2116-5	21	0.5	-250 × 250 × 12	-250 × 250 × 16

ただし, 梁はすべてBH-400 × 200 × 6 × 12とする.

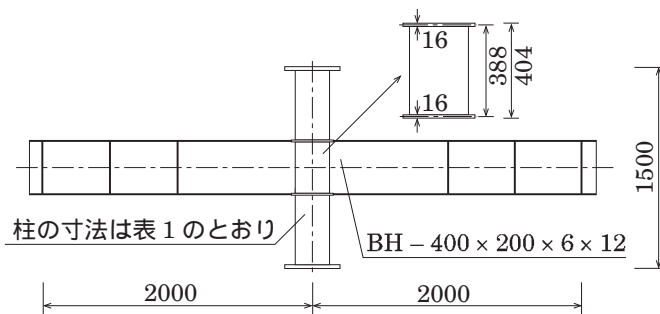


図1 十字架構試験体

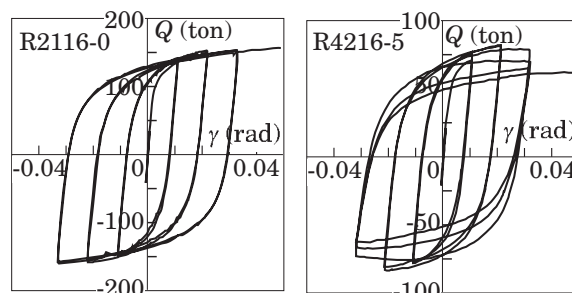


図2 パネルせん断力-せん断変形角関係

ただし、式中の G はせん断弾性係数、 A_p は鋼管断面面積の1/2である。表を見ると、実験剛性は計算剛性より1割程度高くなり、若干のばらつきが見られる。しかし、パネル剛性がフレーム剛性に及ぼす影響は小さいため、フレーム全体の剛性にはほとんど影響がないと判断できる。

せん断耐力の実験値は $Q_{0.3\%}$ とする。計算値は以下の3種類の耐力式から算定する。 Q_p は次式で表される。

$$Q_p = A_p \tau_y \sqrt{1 \pm n^2} \quad (2)$$

$Q_{\text{指針}}$ は鋼構造塑性設計指針²⁾によるせん断耐力算定式である。この式では $\tau_y = \sigma_y / 1.5$ として計算されているので、 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ とする提案式³⁾に基づいて耐力を計算する。 $Q_{\text{伊藤}}$ は伊藤らが提案したパネルせん断耐力評価略算式⁴⁾である。図6にせん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。図の縦軸は実験値を計算値で除した値で、横軸は試験体名である。図より、軸力比0.0ではすべての耐力式で90%~96%程度となり良い対応を示す。一方軸力比0.5の場合、 $Q_{\text{伊藤}}$ と Q_p は良い対応をしているのに対

し、 $Q_{\text{指針}}$ は実験値よりもかなり低い値となる。

5. 結論 本報では、幅厚比・軸力比をパラメータとした角形鋼管柱・H形鋼梁接合部パネルの十字架構実験について述べた。得られた結果を以下に要約する。

- (1) せん断耐力におよぼす幅厚比の影響はほとんどない。一方、塑性変形能力についてみると、幅厚比21、28の試験体と比較して、幅厚比42の試験体ではせん断座屈の影響で塑性変形能力は小さくなる。
- (2) 軸力比0.5以下では軸力によるパネルせん断耐力の低下はほとんどみられない。ただし幅厚比42の試験体についてはせん断座屈の影響で耐力が低下する。
- (3) 実験剛性は計算剛性の1.02~1.22となる。
- (4) せん断耐力の実験値は計算値 Q_p 、(1)式の0.9~1.1となる。

謝辞 この研究は、建設省総合技術開発プロジェクト/次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発/「崩壊型と破壊分科会」(主査:井上一朗)の一部として行われ、建設省建築研究所・(社)鋼材クラブ共同研究から研究費の補助を受けた。参考文献 1)井上一朗, 桑原進, 池澤弘之, 勝井達也:角形断面柱・梁接合部パネルの力学性状その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1393-1398, 1994

- 2) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, p148, 1975.11.1
- 3) 田中尚: 柱・はり接合部必要パネル厚の計算式, 日本建築学会論文報告集, No.207, 1973.5
- 4) 伊藤茂樹, 岡本晴仁, 加村久哉: 各種断面鋼管柱の柱梁接合部パネル耐力(FEM解析結果と耐力評価式の提案), 日本建築学会技術報告集, 第1号, pp173~178, 1995.12

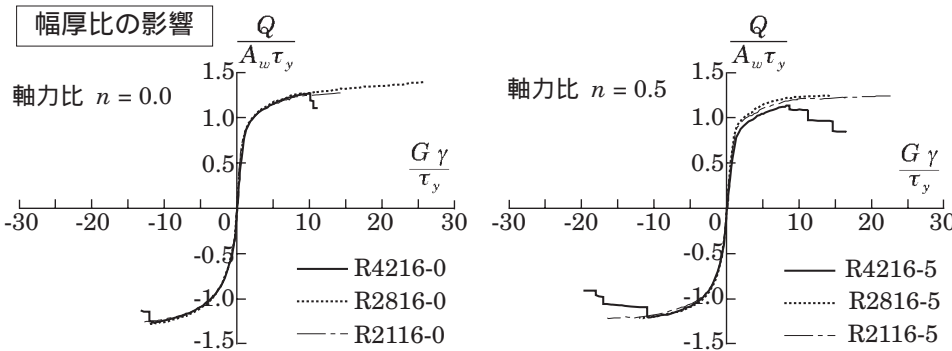


図3 骨格曲線(軸力別)

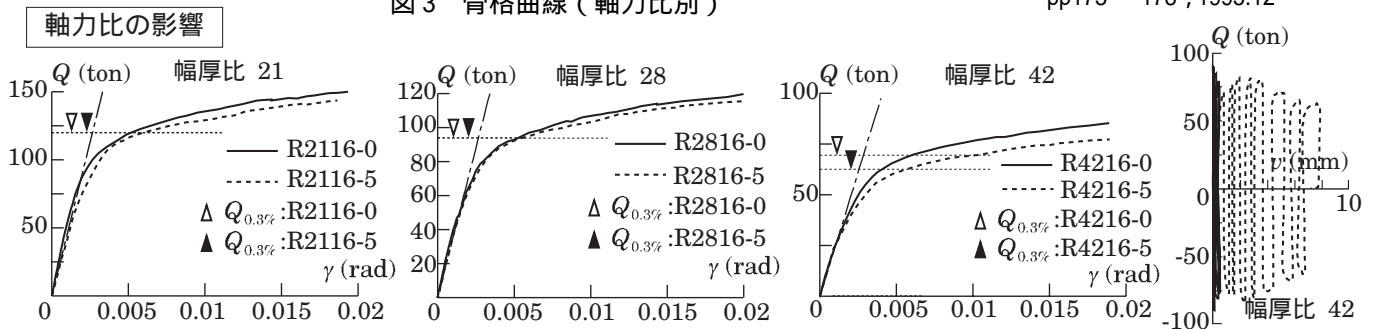


図4 骨格曲線(幅厚別)

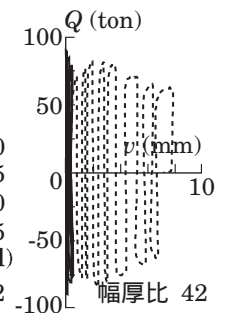


図5 Q-v関係

表2 実験結果および計算結果一覧

試験体名	A (cm ²)	K _e (t/rad)	K _s (t/rad)	K _e /K _s	Q _{0.3%} (ton)	Q _p (ton)	Q _{指針} (ton)	Q _{伊藤} (ton)	Q _{0.3%} /Q _p	Q _{0.3%} /Q _{指針}	Q _{0.3%} /Q _{伊藤}
R4216-0	60.5	26836	24504	1.10	68.9	74.6	76.2	76.2	0.92	0.90	0.90
R4216-5	60.5	25706	24504	1.05	62.0	64.6	56.7	65.0	0.96	1.09	0.95
R2816-0	86.9	40981	35183	1.16	93.9	100.1	103.2	103.2	0.94	0.91	0.91
R2816-5	86.9	35845	35183	1.02	94.2	86.7	76.9	87.7	1.09	1.22	1.07
R2116-0	111.7	55205	45219	1.22	120.0	127.0	132.7	132.7	0.94	0.90	0.90
R2116-5	111.7	49049	45219	1.08	119.6	110.0	98.8	112.4	1.09	1.21	1.06

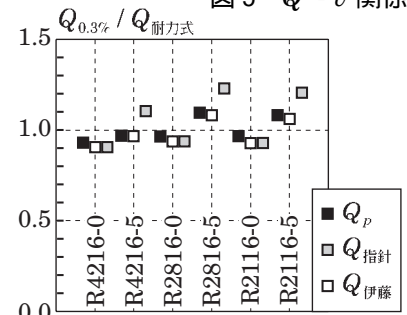


図6 Q_{0.3%}とQ_{耐力式}の比較