

パネル幅厚比をパラメータとした
角形鋼管柱・梁接合部パネル十字架構荷実験

熊野 豪人*1

同 桑原 進*1

同 井上一朗*1

1. 序

柱梁接合部のパネルゾーン（以下パネルと称する）は地震時に大きなせん断力が作用する部位であり、塑性変形することによって多くのエネルギー吸収が可能な箇所でもある。既往の研究によると、パネル断面と柱断面が同じ場合パネルが梁・柱と比較して早期に降伏するケースが多いことが指摘されている^{1),2)}。そのためパネルの挙動が鋼構造骨組全体の地震応答に大きな影響を与えると考えられ、鋼構造骨組の地震応答性状を把握し、設計に反映させるためにはパネルの履歴性状を適切に把握する必要がある。

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。対象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である。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. 試験体

試験体形状を図1に、試験体一覧を表1に示す。試験体は計6体である。実験パラメータは幅厚比と軸力比の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。

試験体の柱・パネルにはBCR295、梁・ダイアフラムにはSN490Bを用いる。試験体は、パネルが柱・梁よりも先に降伏するように設計されている。パネル・柱の角形鋼管のシームは、柱フランジ側に位置させる。ダイアフラムとパネルの溶接には裏当金を用いず、裏波溶接とする。柱とエンドプレートの溶接には裏当金を用いる。梁フランジと通しダイアフラムは芯合わせとし、ノンスラップ工法で溶接接合する。

3. 素材試験および断面諸量

JIS 5号引張試験片による引張試験結果を表2に示す。試験片は角形鋼管の平板部から各板厚ごとに3本ずつ、梁フランジ・ウェブ用板材・ダイアフラムから各3本ずつ、それぞれ圧延方向と平行に切り出した計21体である。

表1 試験体一覧

試験体番号	D/t	n	柱	梁	パネル
R4216-0	42	0.0	-250 × 250 × 9	BH-400 × 200 × 6 × 12	-250 × 250 × 6
R4216-5	42	0.5	-250 × 250 × 9	BH-400 × 200 × 6 × 12	-250 × 250 × 6
R2816-0	28	0.0	-250 × 250 × 12	BH-400 × 200 × 6 × 12	-250 × 250 × 9
R2816-5	28	0.5	-250 × 250 × 12	BH-400 × 200 × 6 × 12	-250 × 250 × 9
R2116-0	21	0.0	-250 × 250 × 16	BH-400 × 200 × 6 × 12	-250 × 250 × 12
R2116-5	21	0.5	-250 × 250 × 16	BH-400 × 200 × 6 × 12	-250 × 250 × 12

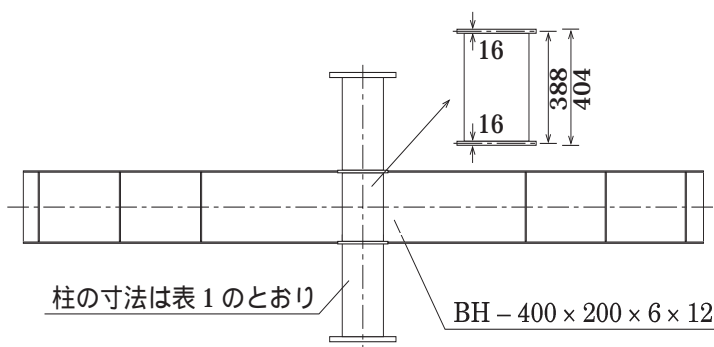
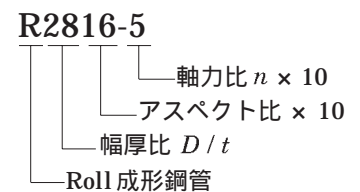


図1 十字架構試験体

表2 素材試験結果一覧

試験体名	σ_y (t/cm ²)	σ_u (t/cm ²)	$El.$ (%)	t_p (mm)
鋼管6mm	4.27	5.20	34.95	6.34
鋼管9mm	3.99	4.86	44.52	9.32
鋼管12mm	3.94	4.61	44.48	12.27
鋼管16mm	4.43	5.08	50.73	16.09
梁フランジ	3.26	5.42	49.12	11.91
梁ウェブ	3.98	5.66	38.30	6.46
ダイアフラム	3.88	5.74	49.98	15.88

The test for cruciform subassemblies of the joint panels at the connection of rectangular steel column to H-shaped beam, varied width-thickness ratio of the joint panels

KUMANO Takehito, KUWAHARA Susumu and INOUE Kazuo

る．表中の $\sigma_y, \sigma_u, El, t_p$ はそれぞれ降伏応力度，引張強さ，破断伸び，板厚の実測値を表す．ただし降伏応力度は降伏棚の有無に関わらず，0.2%offset値としている．

4．载荷方法および測定方法

図2に载荷方法および変位測定位置を示す．柱の上下端のエンドプレートを高力ボルトでピン治具に接合する．上端はピン支持されていて回転自由，下端はローラー支持で鉛直方向に移動可能となっている．また，試験体の梁には横座屈止めを取り付ける．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载荷する．载荷プログラムは，パネルせん断耐力 Q_p (6)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．

図3にパネル部分の測定点およびせん断変形角 γ を示す．パネル部分の測定箇所は対角の変形および軸方向変形である．パネルの軸方向変位 v は次式で得られる．

$$v = \frac{v_A + v_B}{2} \quad (1)$$

パネルのせん断変形角 γ は，図3に示すパネル対角の

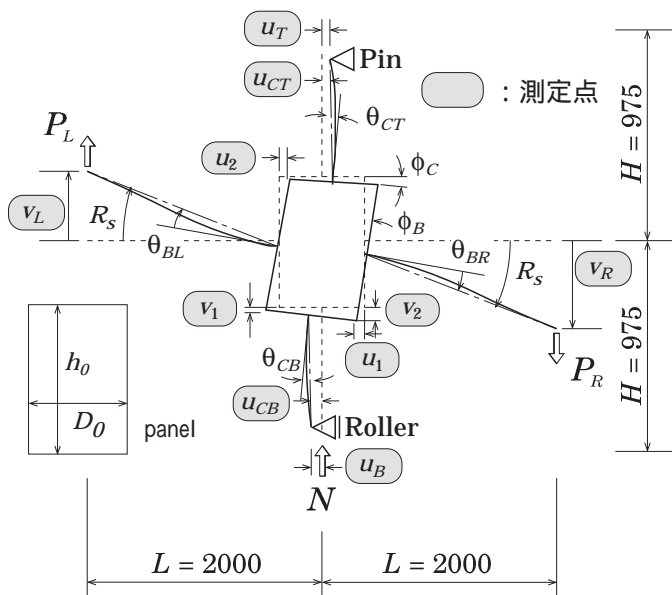


図2 十字架構変位測定位置

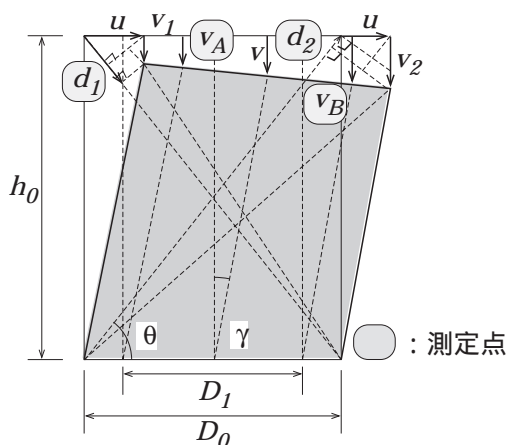


図3 パネル部分の測定点

変形および軸方向変形より算定し，次式で得られる．

$$\gamma = \frac{u}{h_0} = \frac{1}{2 h_0 \cos \theta} \left\{ d_1 + d_2 - \frac{D_0}{D_1} (v_A - v_B) \sin \theta \right\} \quad (2)$$

また，パネルに作用するせん断力 Q は次式で得られる．

$$Q = \left\{ \frac{2 \left(L - \frac{D_0}{2} \right)}{h_0} - \frac{L}{H} \right\} \frac{(P_L + P_R)}{2} \quad (3)$$

5．実験結果および考察

図4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载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の試験体についても同様である．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．せん断座屈の様子を写真1に示す．

図5に骨格曲線³⁾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

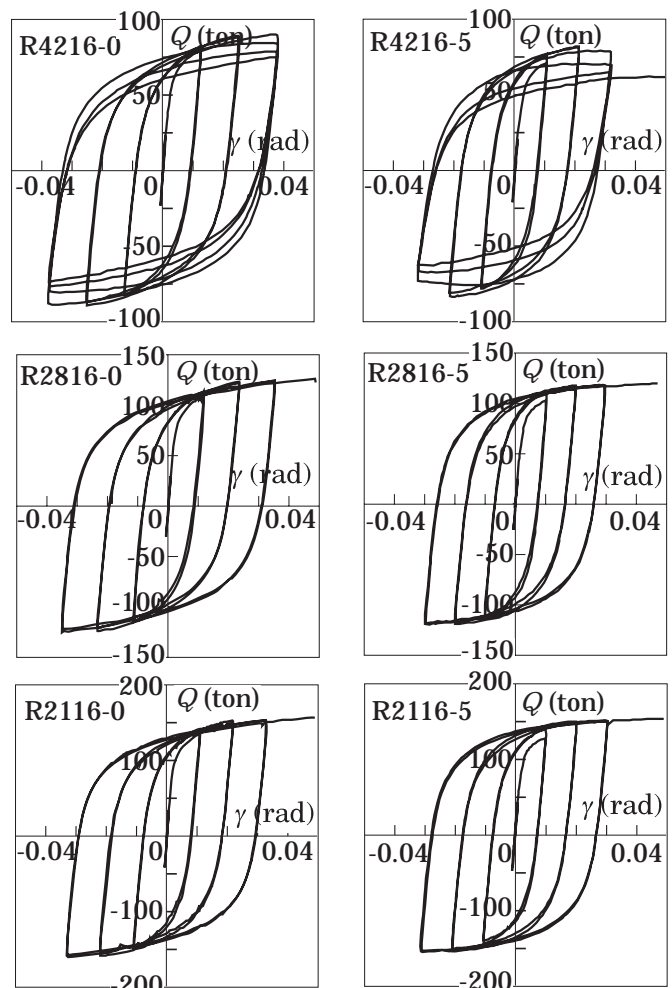


図4 パネルせん断力-せん断変形角関係

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 6 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 6 mm 以上の軸縮みが累積する．

図 7 に骨格曲線を軸力比ごと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．

6. 実験結果と計算結果の比較

各試験体の剛性の実験値と計算値を表 3 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．

$$K_s = G A_p \quad (4)$$

ただし，式中の G はせん断弾性係数， A_p は鋼管断面積の 1/2 である．実験剛性と計算剛性の比較を図 8 に示す．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．

初期降伏耐力の実験値 $Q_{1/3}$ と計算値 Q_y を表 4 に示す．実験値 $Q_{1/3}$ は剛性が初期剛性の 1/3 となるときの耐力である．計算値 Q_y は次式で算定される．

$$Q_y = \frac{8}{9} A_p \tau_y \sqrt{1 - n^2} \quad (5)$$

ただし，式中の τ_y は降伏せん断応力度， n は軸力比である．実験値と計算値の比較を図 9 に示す．図の縦軸は実験値を計算値で除した値，横軸は試験体名である．図より，若干のばらつきはあるもののほぼ対応していることがわかる．

せん断耐力の実験値と計算値を表 5 に示す．実験値は



写真 1 せん断座屈の様子(試験体名: R4216-5)

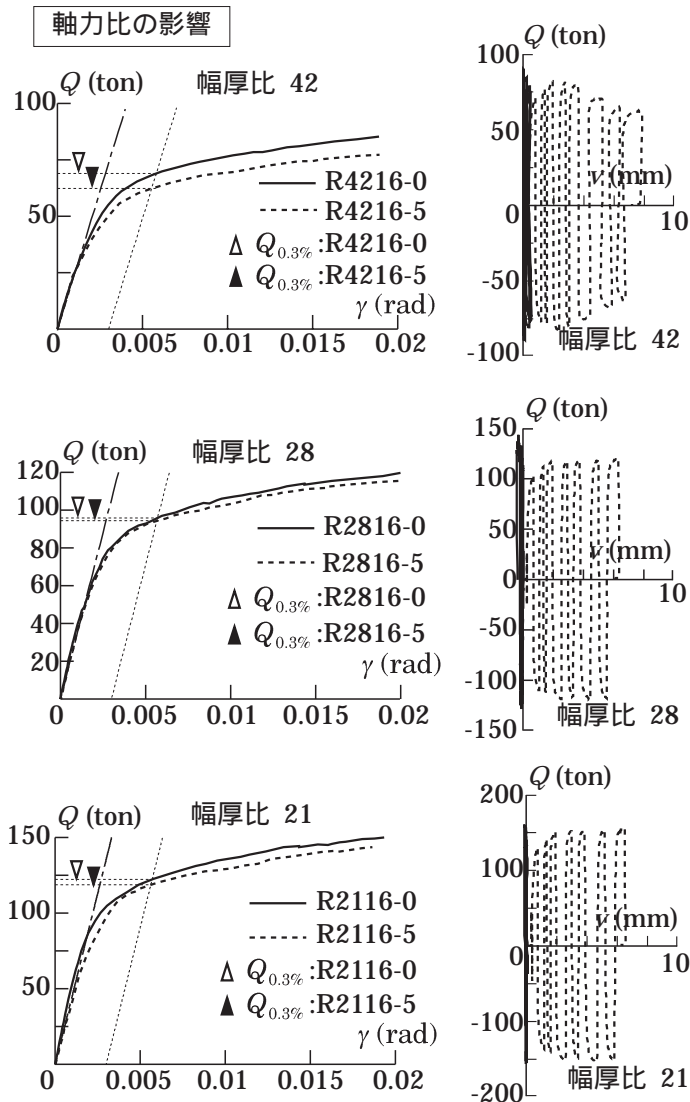


図 5 骨格曲線(幅厚比別)

図 6 $Q-v$ 関係

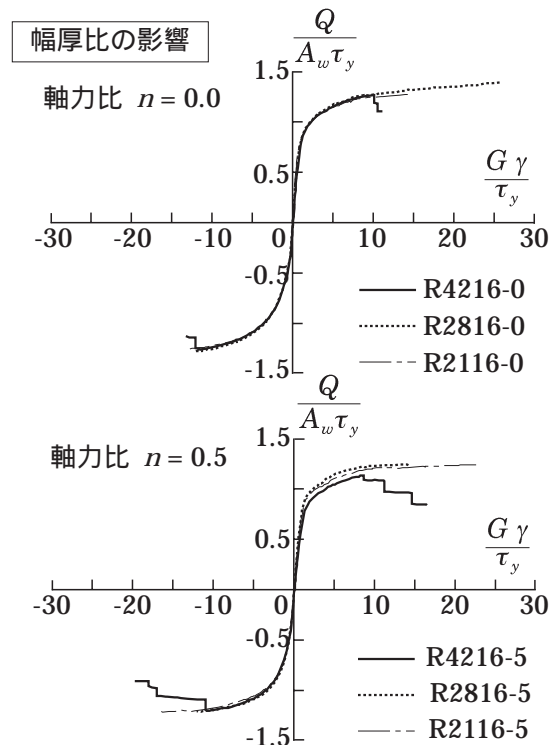


図 7 骨格曲線の軸力比ごとの重ね合わせ

$Q_{0.3\%}$ である。計算値は以下の3種類の耐力式から算定する。 Q_p はせん断力と軸力のみを考慮し、パネル内が一様応力場になるとして算定したパネルせん断耐力であり、次式で表される。

$$Q_p = A_p \tau_y \sqrt{1 - n^2} \quad (6)$$

$Q_{\text{指針}}$ は鋼構造塑性設計指針⁴⁾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⁵⁾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式⁶⁾である。この耐力式ではせん断力・曲げモーメント・軸力を考慮し、パネル中央より1/3の高さの断面応力で耐力を算定する。図10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している。

表3 剛性一覧表

試験体名	K_e (t/rad)	K_s (t/rad)	$\frac{K_e}{K_s}$
R4216-0	26836	24504	1.10
R4216-5	25706	24504	1.05
R2816-0	40981	35183	1.16
R2816-5	35845	35183	1.02
R2116-0	55205	45219	1.22
R2116-5	49049	45219	1.08

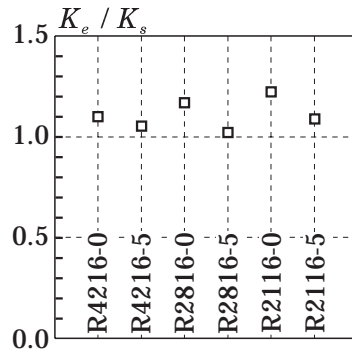


図8 K_e と K_s の比較

表4 初期降伏耐力一覧表

試験体名	$Q_{1/3}$ (ton)	Q_y (ton)	$\frac{Q_{1/3}}{Q_y}$
R4216-0	56.0	66.3	0.84
R4216-5	54.0	57.4	0.94
R2816-0	77.8	88.9	0.87
R2816-5	81.2	77.0	1.05
R2116-0	95.0	112.9	0.84
R2116-5	102.5	97.8	1.05

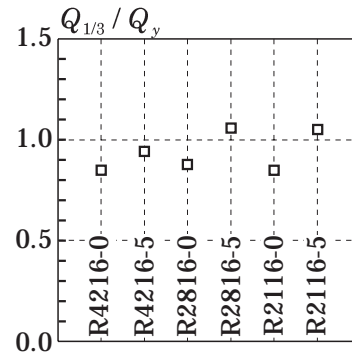


図9 $Q_{1/3}$ と Q_y の比較

表5 せん断耐力一覧表

試験体名	A (cm ²)	$Q_{0.3\%}$ (ton)	Q_p (ton)	$Q_{\text{指針}}$ (ton)	$Q_{\text{伊藤}}$ (ton)	$\frac{Q_{0.3\%}}{Q_p}$	$\frac{Q_{0.3\%}}{Q_{\text{指針}}}$	$\frac{Q_{0.3\%}}{Q_{\text{伊藤}}}$
R4216-0	60.5	69.0	74.6	76.2	76.2	0.92	0.90	0.90
R4216-5	60.5	62.4	64.6	56.7	65.0	0.97	1.10	0.96
R2816-0	86.9	96.0	100.1	103.2	103.2	0.96	0.93	0.93
R2816-5	86.9	94.3	86.7	76.9	87.7	1.09	1.23	1.08
R2116-0	111.7	122.2	127.0	132.7	132.7	0.96	0.92	0.92
R2116-5	111.7	118.8	110.0	98.8	112.4	1.08	1.20	1.06

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。

7. 結論

本報では、幅厚比・軸力比をパラメーターとした、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) 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。
- (2) 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。
- (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 ((6)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:井上一郎)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) 金田興熙, 金谷弘, 田淵基嗣: 中低層鉄骨造骨組における柱, 梁, 接合部パネルの耐力比, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1993.8,
- 2) 井上一郎, 多田元英, 桑原進, 柳原秀和: 角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱降伏比, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1993.8
- 3) 井上一郎, 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
- 4) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, p148, 1975.11.1
- 5) 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
- 6) 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

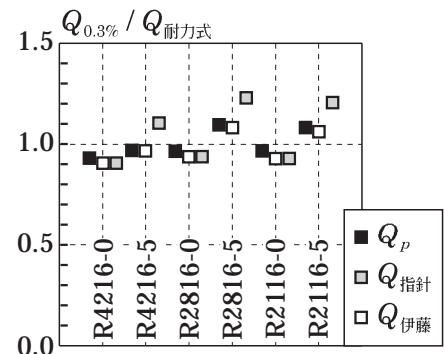


図10 せん断耐力の実験値と計算値の比較