

(30) 長方形CFT柱－鉄骨梁接合部の 構造性能に関する研究

岡 修平¹・藤本 利昭²

¹正会員 日本大学大学院生産工学研究科建築工学専攻 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町1-2-1)

E-mail:nagaokanooka@gmail.com

²正会員 日本大学生産工学部建築工学科・教授 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町1-2-1)

E-mail:fujimoto.toshiaki@nihon-u.ac.jp

筆者らは、長方形断面を有するCFT柱の構造性能を把握することを目的として、継続的に研究を行っている。建築物において、柱に長方形断面を適用した場合、柱梁接合部パネルの断面形状も長方形断面となることから、その構造性能を把握する必要がある。そこで本研究では、CFT柱の研究に引き続き長方形CFT柱－鉄骨梁接合部パネルの構造実験について報告する。

実験では、接合部パネルの構造性能に関する影響因子として、加力方向、コンクリート充填の有無およびパネル長さによる影響を比較した。

その結果、長方形CFT接合部パネルは優れた変形能力を有しており、日本建築学会「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」に基づく評価式により、安全側に評価できることを示した。

Key Words : connection, CFT column, steel beam, shear strength, ductility

1. はじめに

現在、コンクリート充填鋼管（以下、CFTと略記）は、建築物の柱材として主に円形・正方形断面が使用されている。しかしながら、実際の建築物は平面形状や柱スパン等がX方向、Y両方向共に均等な建物は少なく、鉄筋コンクリート（RC）造のように柱断面を長方形とすることができれば、建物の長辺側、短辺側それぞれに適した柱断面を設定でき、より合理的な設計が可能となり設計の自由度も拡大する。CFT造の設計は、日本建築学会「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針（以下、CFT指針と略記）」¹⁾等に基づいて行われるが、長方形CFT柱も適用可能とはされているものの、角形断面柱の設計式は正方形断面を対象に記述されており、その適用にあたっては明確な記述はない。近年、長方形CFT柱が実際に適用された建物²⁾もあるが、このような背景から設計に際しては個々の設計者の判断によるところが大きく、その構造性能を適切に評価した設計方法を明確にする必要がある。更に建築物の柱に長方形断面を適用した場合、柱梁接合部パネル（以下、パネルとする）も長方形断面となることから、同様に設計方法を検討する必要がある。また、設計方法を確立するための基礎資料となる実験

研究に関しても、長方形断面を対象としたCFT柱の実験資料は僅か^{3)~5)}であり、特に柱梁接合部に関する研究は行われていないのが現状である。

そこで筆者らは、長方形断面を有するCFT柱の構造性能を把握することを目的として、継続的に研究を行ってきた⁶⁾。更に本研究では、柱の研究に引き続き、長方形CFT柱－鉄骨梁接合部を模擬した接合部パネルの構造実験を行い、その構造性能を明らかにするとともに、構造性能評価法について検討を行った。

2. 実験概要

(1) 実験計画

柱にCFTを用いた骨組では、図-1に示すように水平力に対して主として部材の曲げで抵抗し、柱梁接合部には大きな応力が作用する。一般的に柱梁接合部に関する実験研究では、図-2(a)に示す柱梁接合部を中心とした部分架構による実験が行われるが、本研究では長方形接合部パネルの基礎的な構造性能を得ることを目的としているため、更に簡略化した図2(b)に示すような荷重条件を模擬した実験を行うこととした。

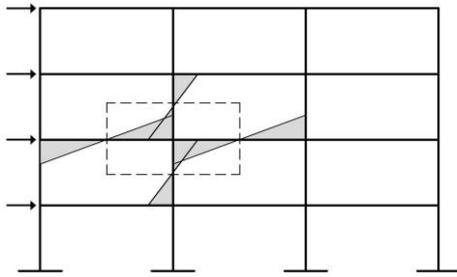


図-1 骨組の応力

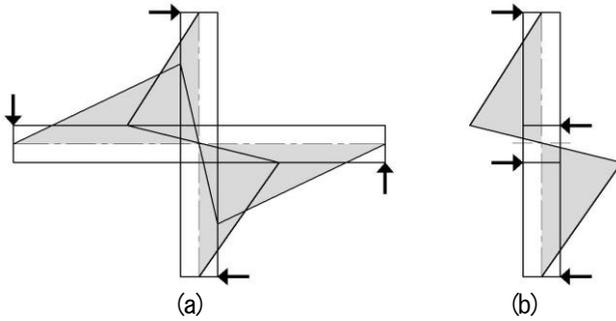


図-2 接合部の応力

(2) 試験体

図-3 に試験体形状を、表-1 に試験体の一覧を示す。試験体は、図-3 に示すパネル部を含んだ梁型試験体とした。

実験パラメーターは、加力方向（断面の強軸，弱軸方向），接合部の辺長比 h/D （ここで， h ：接合部長さ， D ：鋼管せい），充填コンクリートの有無および荷重方法（一方向単調荷重および正負漸増繰り返し荷重）とした。なお柱部分の鋼管は，パネル部に先行して曲げ破壊しないよう，約 2 倍の板厚の鋼管を使用することで耐力を確保した。

試験体数は，CFT 試験体 6 体，中空鋼管試験体 2 体の合計 8 体を製作した。



図-3 試験体形状

表-1 試験体一覧

試験体	使用材料		鋼管幅 B (mm)	鋼管せい D (mm)	パネル板厚		パネル長さ		柱部板厚		柱長さ L_c (mm)	全長 L (mm)	備考										
	鋼管	コンクリート			t_p (mm)	D/t_p	h (mm)	h/D	t_c (mm)	D/t_c													
No.1	STKR400	Fc27	150	200	4.36	45.9	200	1.00	8.41	23.8	750	1700	CFT										
No.1-S		-					250	1.25					S										
No.2		Fc27	200	150	4.36	34.4	200	1.33	8.41	17.8	750	1700	CFT										
No.3		-											250	1.67	S								
No.3-S		Fc27											150	200	4.36	45.9	200	1.00	8.41	23.8	750	1700	CFT
No.4		-																					250
No.5	Fc27	150	200	4.36	45.9	200	1.00	8.41	23.8	750	1700	CFT	繰り返し										
No.6	-	200	150	4.36	34.4	200	1.33	8.41	17.8	750	1700	CFT											

(2) 使用材料

試験体に使用した鋼管の材料試験結果を表-2に示す。パネルおよび柱部分の鋼管には市販のSTKR400材を使用した。

充填コンクリートの材料試験結果を表-3に示す。充填コンクリートは，設計基準強度 $F_c=27\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを用いた。なお表中の数値は構造実験時の値を示している。

表-2 材料試験結果（角形鋼管）

	板厚 t (mm)	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	引張強度 σ_t (N/mm^2)	ヤング率 E_s (kN/mm^2)	破断伸び ϵ (%)
パネル部分	4.36	384	452	199	38
柱部分	8.41	423	479	207	19

表-3 材料試験結果（コンクリート）

	設計基準強度 F_c (N/mm^2)	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	ヤング率 E_c (kN/mm^2)	備考
普通コンクリート	27.0	27.8	27.8	単調
	27.0	30.1	26.8	繰り返し

(4) 加力および計測

加力方法を図-4に，実験状況を図-5に示す。加力は，図-2(b)を 90 度回転させた状態で行った。荷重には 5000kN 構造物試験機を使用し，パネル部に作用するせん断力が卓越するよう逆対称加力（大野式加力）として行った。なお，軸力は作用させていない。実験は一方向単調荷重および繰り返し荷重とした。一方向単調荷重とした試験体では，パネルのせん断変形角 γ ($=\delta h$ ， δ ：接合部鉛直変位) が 10%まで加力することを基本とした。また，繰り返し荷重として試験体では，図-6に示す荷重プログラムのルールに従い，変位制御による正負漸増繰り返し荷重とし，接合部パネルに取り付けた 2 本の変位計の値から得られた試験体接合部パネルのせん断変形角 γ が， $\gamma = 0.50\%$ ， 1.00% ， 1.50% ， 2.00% ， 3.00% ， 4.00% に達するごとに加力点および支持点を入れ替えることで行った。最終的には一方向単調荷重と同様に，正方向に 10%まで加力することを基本とした。

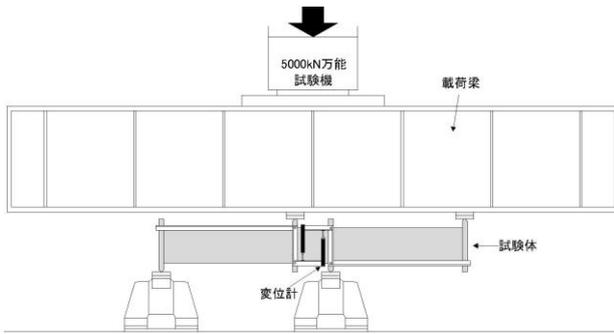


図-4 加力方法



図-5 実験状況

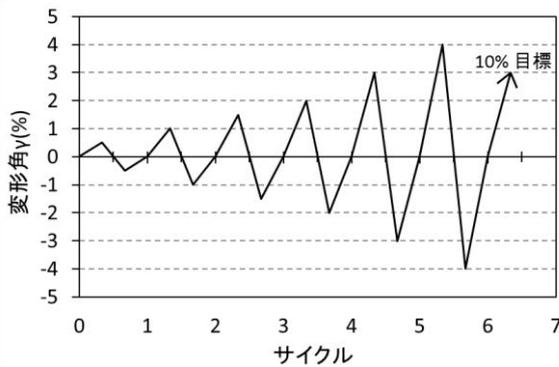


図-6 加力プログラム

3. 実験結果および考察

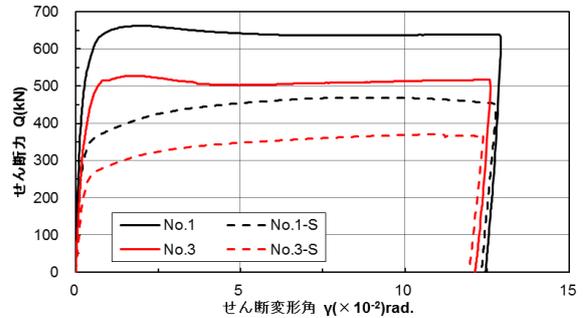
(1) せん断力 - せん断変形角関係

図-7に単調載荷試験体のせん断力 Q - せん断変形角 γ 関係を示す。図-7(a)は加力方向およびコンクリート充填の有無の影響を、同図(b)は加力方向およびパネル長さによる影響を比較して示している。なお図の縦軸は、パネルに作用するせん断力、横軸はパネル部のせん断変形角で表示している。

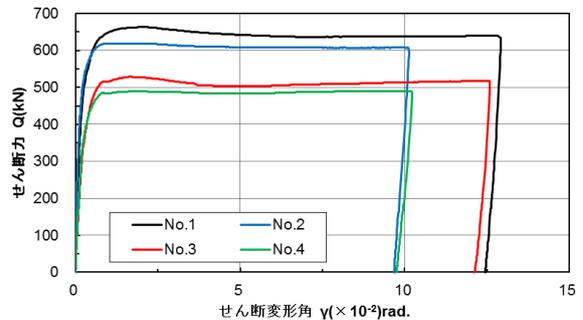
図-7(a)より、中空鋼管試験体、CFT試験体ともに強軸方向に荷重した試験体 (No.1, No.1-S) の剛性および耐力が、弱軸方向に荷重した試験体 (No.3, No.3-S) より大きくなるのがわかる。また中空鋼管試験体 (No.1-S, No.3-S) では、鋼管の降伏後 $\gamma = 5 \sim 10 \times 10^2 \text{ rad}$ 程度まで徐々に耐力が上昇しているのに対し、CFT試験体では $\gamma = 2 \times 10^2 \text{ rad}$ 程度で最大耐力を示した後、僅かに耐力が

低下するものの、その後は $\gamma = 10 \sim 13 \times 10^2 \text{ rad}$ 程度まで耐力を維持し、安定した挙動を示している。

図-7(b)より、パネル長さの差異による比較では、パネル長さが長い試験体 (No.2, No.4) が、パネル長さが短い試験体 (No.1, No.3) に比べ耐力は若干低くなるが、最大耐力以降の耐力低下はパネル長さが長い試験体のほうが僅かであり、いずれの試験体も変形能力が優れていることが確認できる。

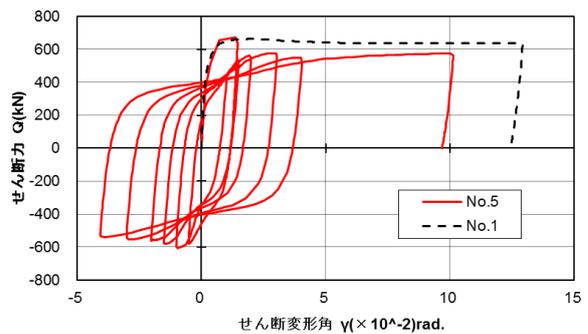


(a) 加力方向とコンクリート充填の有無による比較

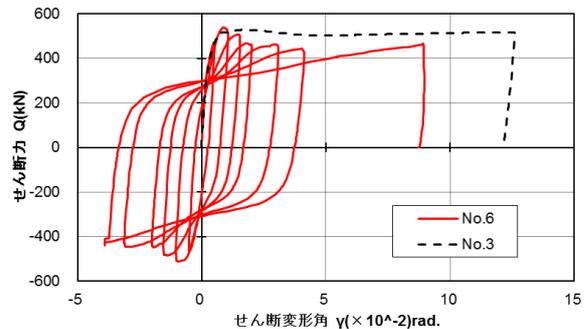


(b) 接合部長さによる比較

図-7 せん断力 - せん断変形角関係



(a) 試験体No.5と試験体No.1による比較



(b) 試験体No.6と試験体No.3による比較

図-8 せん断力 - せん断変形角関係

図-8に繰返し載荷試験体のせん断力 Q —せん断変形角 γ 関係を示す。図-7と同様に、図の縦軸はパネルに作用するせん断力、横軸はパネル部のせん断変形角で表示している。図-8(a)は、強軸方向に繰返し載荷した CFT 試験体 No.5 の結果を、同図(b)は、弱軸方向に繰返し載荷した CFT 試験体 No.6 の結果を、比較のため試験体形状が同一で一方単調載荷の試験体の結果と併せて示している (No.1, No.3)。

図-8(a)より、強軸方向に繰返し載荷した試験体 No.5 は、単調載荷とした試験体 No.1 よりも最大耐力は僅かに大きい、それ以降の耐力低下は No.1 に比べ大きくなっていることがわかる。これは、単調載荷とした試験体 No.1 ではパネルウェブ面のせん断座屈が $\gamma \approx 7.5\%$ で生じたのに対し、試験体 No.5 では繰返し載荷の影響により $\gamma = 2.00\%$ の加力サイクル時にせん断座屈が生じたことと関連していると推察できる。

図-8(b)より、弱軸方向に繰返し載荷した試験体 No.6 も、単調載荷試験体 No.3 よりも最大耐力が僅かに大きくなったが、最大耐力以降の耐力低下は大きくなった。これは強軸方向の場合と同様に、単調載荷試験体 No.3 ではウェブ面のせん断座屈が $\gamma \approx 5.0\%$ で生じたのに対し、試験体 No.5 では繰返し載荷の影響により $\gamma = 2.00\%$ の

加力サイクル時にせん断座屈が生じたためと考えられる。

繰返し載荷試験体を載荷方向の違いにより比較すると、同図(a)の試験体 No.5 と同図(b)の試験体 No.6 では、履歴曲線ならびに最大耐力以降の耐力低下ともに差異は認められなかった。

(2) 破壊形状

図-9に全試験体の破壊形状を示す。各試験体ともに試験体中央部のパネル部分のせん断破壊が顕著であり、パネル部左右の柱部分の損傷ならびに変形がわずかであることがわかる。

また、中空鋼管試験体 (No.1-S, No.3-S) では、パネルのせん断座屈が鋼管内側に生じているのに対し、CFT 試験体では充填コンクリートの存在により、鋼管の外側に生じ、座屈形状に差異が認められた。

(3) 接合部の耐力

表4に実験結果の一覧を各部の計算耐力と併せて示す。表中の数値はパネルに作用するせん断力に換算した値である。なお降伏耐力実験値 Q_y は、1/3 スロープファクター法 (パネルの接線剛性が初期剛性の 1/3 となった点) により求めた。

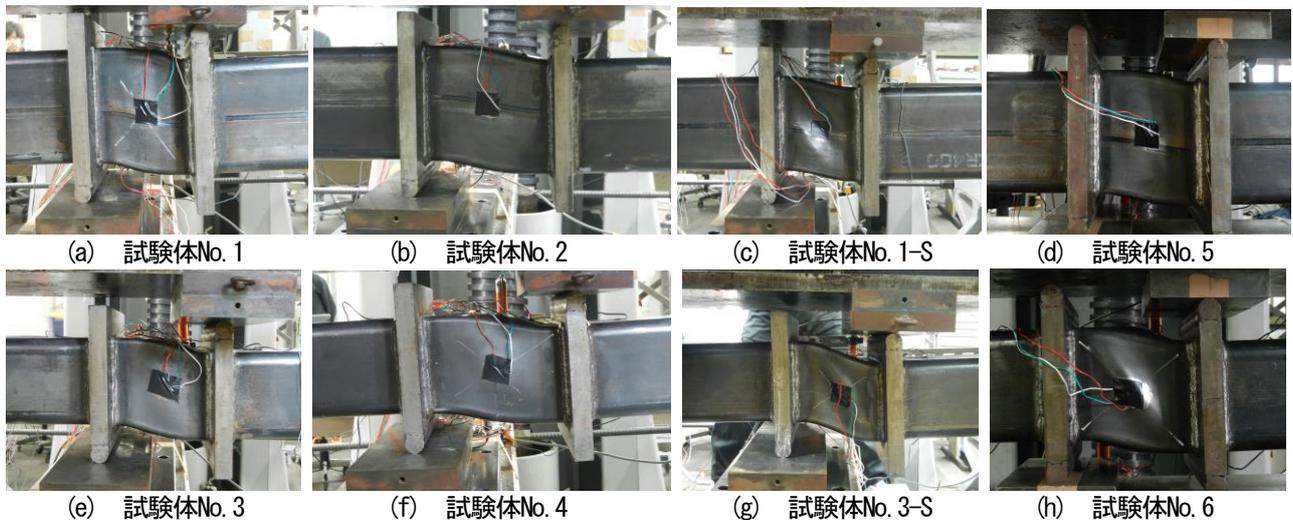


図-9 各試験体の最終破壊形状

表-4 実験結果一覧

試験体	計算値										実験値		実験値/計算値		最大耐力時 変形角 γ (%)
	パネルせん断耐力						パネル曲げ耐力		柱曲げ耐力		降伏 $e Q_y$ (kN)	終局 $e Q_u$ (kN)	降伏 $e Q_y / p Q$	終局 $e Q_u / p Q$	
	降伏 $p_s Q_y$ (kN)	降伏 $p_c Q_y$ (kN)	降伏 $p Q_y$ (kN)	終局 $p_s Q_u$ (kN)	終局 $p_c Q_u$ (kN)	終局 $p Q_u$ (kN)	降伏 $p Q_{my}$ (kN)	終局 $p Q_{mu}$ (kN)	降伏 $c Q_{my}$ (kN)	終局 $c Q_{mu}$ (kN)					
No.1	378	106	485	378	200	578	676	911	1076	1814	520	662	1.07	1.15	1.9
No.1-S	378	-	378	378	-	378	676	798	1076	1619	330	469	0.87	1.24	8.75
No.2	378	100	479	378	169	548	541	729	1076	1451	525	618	1.10	1.13	1.14
No.3	282	107	388	282	173	454	579	729	911	1459	430	528	1.11	1.16	1.71
No.3-S	282	-	282	282	-	282	579	655	911	1323	230	371	0.82	1.32	11.1
No.4	282	100	382	282	144	425	463	583	911	1167	400	490	1.05	1.15	10.14
No.5	378	114	492	378	214	592	676	917	1344	1823	513	672	1.04	1.13	1.36
No.6	282	114	396	282	185	466	579	732	1139	1953	380	540	0.96	1.16	0.89

CFT 試験体の柱部およびパネル部の計算曲げ耐力は、降伏・終局耐力共に CFT 指針に基づき長方形断面を対象とした式で表されている文献 7) の設計式により算定した。また接合部のせん断耐力計算値は、文献 8) を参考に、以下に示す通り CFT 指針に示された設計式を長方形断面に対応した式として求めた値である。

a) 接合部降伏せん断耐力 ${}_p Q_y$

$${}_p Q_y = {}_{ps} Q_y + {}_{pc} Q_y \dots\dots\dots(1)$$

$${}_{ps} Q_y = {}_s A_w \frac{{}_s \sigma_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots(2)$$

$${}_{pc} Q_y = {}_p \beta \cdot {}_{pc} Q_u \dots\dots\dots(3)$$

$${}_p \beta = 0.228 \frac{h}{cD} + 0.295, \quad {}_c D = D - 2t$$

ここで、 ${}_{ps} Q_y$ ：パネル部鋼管のせん断降伏耐力、 ${}_{pc} Q_y$ ：パネル部鋼管のせん断降伏時の充填コンクリートのせん断耐力、 ${}_s A_w$ ：鋼管ウェブの断面積（ $=2t_p(D-t_p)$ ）、 ${}_p \beta$ ：充填コンクリートの終局せん断耐力に対する低減係数で正方形断面試験体を対象とした実験結果を基に導かれた近似式、 ${}_{pc} Q_u$ ：パネル部充填コンクリートの終局せん断耐力、 D ：パネル部充填コンクリートのせいである。

b) 接合部終局せん断耐力 ${}_p Q_u$

$${}_p Q_u = {}_{ps} Q_u + {}_{pc} Q_u \dots\dots\dots(4)$$

$${}_{ps} Q_u = {}_s A_w \frac{{}_s \sigma_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots(5)$$

$${}_{pc} Q_u = \left\{ \frac{{}_c D}{2} \tan \theta_s + 4 \sqrt{\frac{{}_f M_s}{{}_c B \cdot \sigma_B}} \sin \theta_s \right\} {}_c B \cdot \sigma_B \dots\dots(6)$$

$${}_c B = B - 2t, \quad \theta_s = \tan^{-1} \left\{ \sqrt{1 + \left(\frac{h}{cD} \right)^2} - \frac{h}{cD} \right\},$$

$${}_f M_s = \frac{B \cdot t^2}{4} {}_s \sigma_y$$

ここで、 ${}_{ps} Q_u$ ：パネル部鋼管の終局せん断耐力、 ${}_c B$ ：パネル部充填コンクリートの幅、 ${}_f M_s$ ：鋼管フランジの全塑性モーメントである。

c) 各耐力の比較

表 4 より、各試験体ごとの計算耐力を比較すると、パネルの終局せん断耐力に対して、パネル部・柱部の曲げ耐力（降伏・終局）は十分に大きな値となるよう計画されていることがわかる。また実験の最大耐力に対してもパネル部・柱部の計算曲げ耐力（降伏・終局）は大きく、本実験では全ての試験体が、接合部パネルのせん断破壊により最大耐力が決定したものと判断される。

次に実験パラメータごとの試験体の比較では、同一断面の中空試験体と CFT 試験体を比較した場合、充填コン

クリートの影響により CFT 試験体の実験値が高い値を示している。また、パネル形状の違いによる比較では、弱軸に対し強軸試験体が、パネル長さの長い試験体に対し短い試験体の耐力が高い値を示している。

実験値と計算耐力との比較では、鉄骨試験体の実験値は降伏耐力が計算値の 0.87、0.82 倍、終局耐力が計算値の 1.24、1.32 倍であった。それに対し、CFT 試験体の実験値は、降伏耐力が計算値の 1.05～1.11 倍、終局耐力が計算値の 1.13～1.16 倍であり、鉄骨試験体に比べ CFT 試験体の計算耐力と実験値との対応が良い結果となった。また、パネル形状（強軸・弱軸、パネル長さ）の違いによる降伏強度、終局強度の実験値と計算値との対応に明確な差異は認められず、式(1)～(6)により長方形 CFT パネルの耐力をほぼ評価できるものと考えられる。

(4) 復元力特性モデル

パネルの耐力評価に引き続き、復元力特性の検討を行った。図-10 に CFT 指針に示された復元力特性モデルを示す。

復元力特性モデルは、鋼管およびコンクリート部分の復元力特性を Tri-linear 型にモデル化し、それらを累加したモデルを簡略化したモデル 8) について比較した。降伏耐力点および終局耐力点は(1)式、(4)式を用いて求め、これらの耐力点でのせん断変形角 ${}_p \gamma_y$ 、 ${}_p \gamma_u$ は下記の(7)、(8)式によって求めた。

$${}_p \gamma_y = {}_s \kappa \cdot \frac{{}_{ps} Q_y}{{}_s A_w \cdot {}_s G} \dots\dots\dots(7)$$

$${}_s G = \frac{{}_s E}{2(1+\nu)}$$

$${}_p \gamma_u = {}_s \kappa \cdot \frac{{}_{pc} Q_u}{{}_c \alpha_u \cdot {}_c A_s G / {}_c \kappa} \dots\dots\dots(8)$$

$${}_c \alpha_u = 0.00158 \sigma_B + 0.0411 \frac{h}{cD} + 0.086$$

ここで、 ${}_s \kappa$ ：角形鋼管の形状係数（ $=1.2$ ）、 ${}_c \kappa$ ：角形断面コンクリートの形状係数（ $=1.2$ ）、 ${}_s G$ ：鋼管のせん断弾性係数、 ${}_c \alpha_u$ ：コンクリート部分の弾性剛性に対する終局耐力時の割線剛性の剛性低下率を表している。

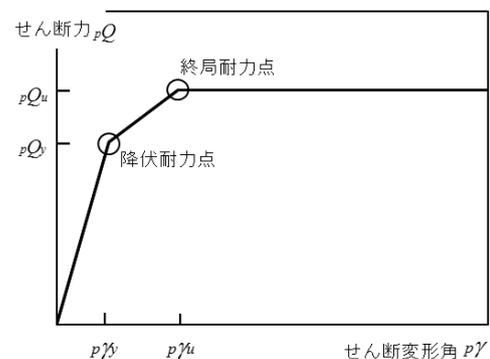


図-10 復元力特性モデル

(5)実験とモデルとの比較

図-11に、単調載荷試験体の実験結果と復元力特性モデルとを比較して示す。CFT試験体No.1～No.4 (図-11(a)～図-11(d)) では、降伏点 (p, Q_y, p, γ_y) までの実験値とモデルとの対応は良く、初期剛性がほぼ一致していることが確認できる。降伏点以降は、実験値に対してモデルが耐力および剛性を低く評価する傾向にあるが、設計上は安全側の評価といえる。

一方、載荷方向ならびにパネル長さの違いによる実験結果とモデルとの対応への差異は明確には認められない。

本実験に適用したモデルを表す式(1)～(8)では、正方形断面CFTパネルの実験結果から導かれている係数 ($\rho\beta, c, \alpha_u$) をそのまま適用している。本研究では、これら係数の評価方法を検討するためには試験体数も充分ではなく、その影響は明らかではなかった。今後、実験資料の蓄積が望まれるところである。

4. まとめ

長方形 CFT 柱-鉄骨梁接合部を模擬した構造実験により以下の知見を得た。

- 1) 長方形 CFT 接合部パネルは優れた変形能力を有しており、パネルのせん断変形角 $\gamma=1.0\%$ 程度の大変形まで安定した挙動を示す。
- 2) 長方形 CFT 接合部パネルのせん断耐力は、CFT 指針に示された設計式によって、断面幅と断面せいを分けて評価した式(1)～(6)により安全側に評価できる。
- 3) 長方形 CFT 接合部パネルの復元力特性は、CFT 指針に示された設計式によって、断面耐力と同様に断面幅と断面せいを分けて評価した式(7)～(8)を適用することで安全側に評価できる。

<謝辞>設計式の検討に際し、鹿島建設 福元敏之氏にご指導いただきました。ここに記して謝意を表します。

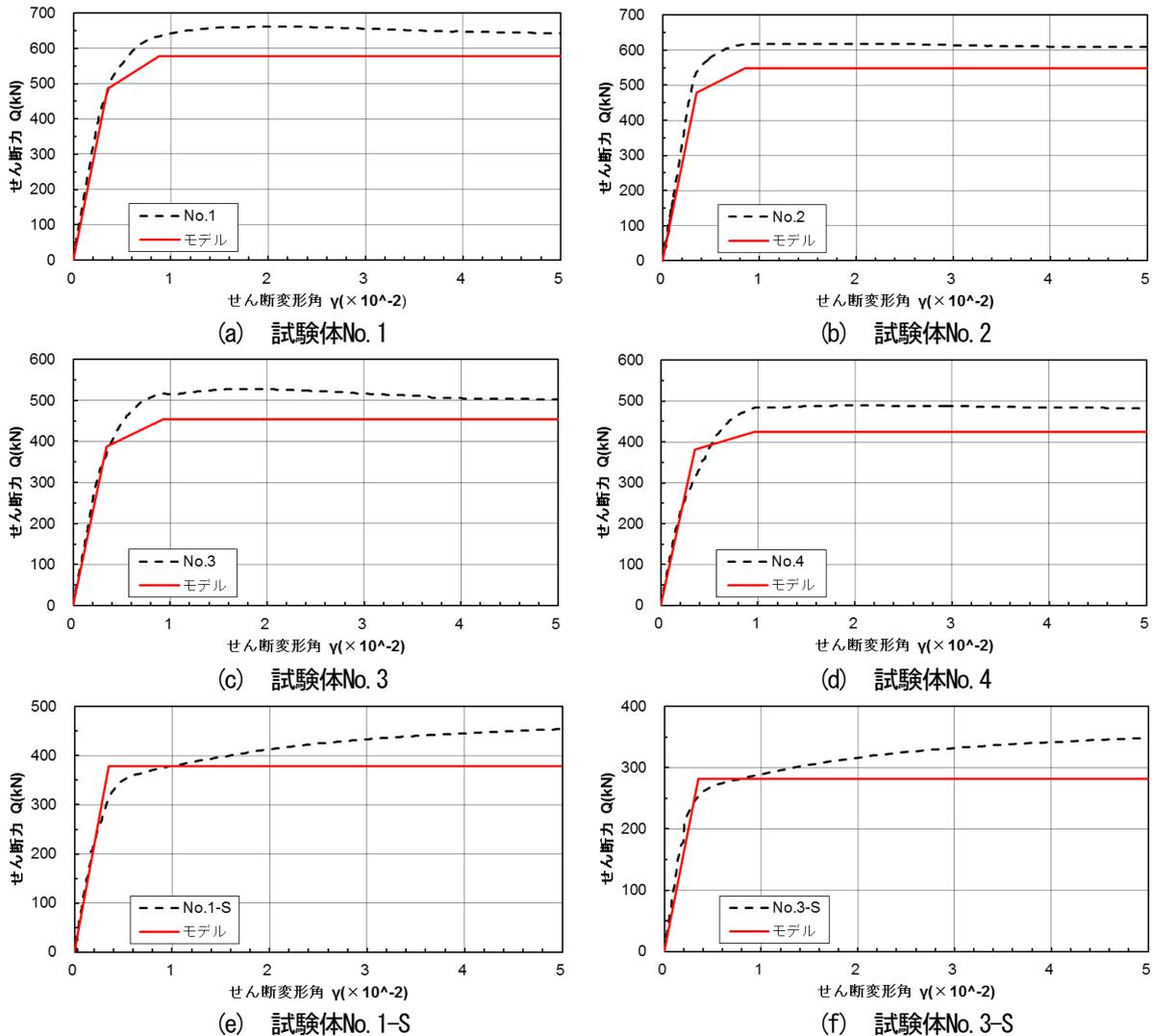


図-11 復元力特性モデルと実験結果の比較

参考文献

- 1) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008
- 2) 松井千秋：コンクリート充填鋼管構造—CFT 構造の性能と設計，オーム社，2009.2
- 3) 管田裕樹，山口育雄，高木潤一，諸菱亮太：長方形断面 CFT の中心圧縮性状に関する実験的研究 その 1～2，日本建築学会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.1103-1106，2001.9
- 4) 管田裕樹，山口育雄，高木潤一：曲げモーメントとせん断力を受ける矩形断面コンクリート充填鋼管柱の力学性状に関する研究，日本建築学会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.1115-1116，2002.8
- 5) 高木潤一，東啓太，山口育雄：圧縮軸力下で単調な曲げせん断を受ける長方形断面 CFT 柱に関する研究 その 1～2，C-1 分冊，pp.1165-1168，2003.9
- 6) 長崎透，荒井望，岡修平，藤本利昭：コンクリート充填長方形鋼管の構造性能に関する実験的研究 その 1～5，構造Ⅲ，日本建築学会大会学術講演梗概集，2013～2014
- 7) 藤本利昭，田中宏和，平出亨，竹中啓之：断面形状を考慮した角形 CFT 柱の設計式，日本建築学会技術報告集，第 31 号，pp.757-760，2009.10
- 8) 福元敏之：コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部パネルの弾塑性性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 550 号，pp.183-190，2001.12

STUDY ON STRUCTURAL PERFORMANCE OF STEEL BEAM - TO - CONCRETE FILLED RECTANGULAR TUBE CONNECTIONS

Shuhei OKA and Toshiaki FUJIMOTO

A lot of study has been executed on the structural performance of concrete filled steel tubular columns (CFT) and steel beam-to-CFT Connections. However, in case of the CFT in which rectangular steel tubes were used, the structural performance has not yet been clarified. Therefore, beam-to-column connection tests were conducted. The objectives of this test were to clarify the synergistic interaction between steel tube and filled concrete, and to evaluate stiffness, strength and ductility of steel beam-to-rectangular CFT column connections. As the test result, the influence which the sectional shape exerted on the structural behavior of the CFT connections were experimentally clarified. Moreover, the experimental results presented in this paper verified that the above-mentioned AIJ design formula is applicable to the rectangular CFT panels. An analytical model for the restoring force characteristics of the shear panel in the connections was also applied, and was found to reproduce the experimental results with good accuracy.