長締め高力ボルト引張接合によるコンクリート充てん角形 鋼管柱・梁接合部に関する研究

その3 水平荷重実験

A STUDY ON CONCRETE FILLED RHS COLUMN TO BEAM CONNECTIONS FABRICATED WITH HT BOLTS

Part 3 Horizontal loading tests

季 小蓮*, 金谷 弘**, 田渕基嗣***, 上場輝康****, 石川幹夫*****

*Hsiao-lien JI, Hiroshi KANATANI, Mototsugu TABUCHI, Teruyasu KAMBA
and Mikio ISHIKAWA*

The objective of this paper is to study the behavior of partially concrete filled RHS column to H beam connections fabricated with end plates and long HT bolts under horizontal loading.

As the results of tests on connections with various diameter-to-thickness ratios, beam depths and loading pattern, it is shown that the elasto-plastic behavior of the joint panels can be predicted by superposing the $Q-\gamma$ relationship of encased concrete, which is simply modified, with one of RHS joint panel.

Keywords : *tubular structure, concrete filled RHS, beam to column connection, HT bolted joint, shear strength of joint panel*

鋼管構造, コンクリート充てん角形鋼管, 柱・梁接合部, 高力ボルト引張接合, 接合部パネルせん断耐力

1. 序

本報告は鋼管柱の局部変形に対する補剛の目的で柱・梁仕口部のみにコンクリートを充てんし、それを貫通する長締め高力ボルトを用いて梁を接合する形式のコンクリート充てん角形鋼管柱・梁接合部の剛性・耐力を調べる研究の第3報である。

第1報¹⁾ではコンクリート強度・打設長さを実験変数とした基礎実験および鋼管壁厚比・コンクリートのヤング係数の影響を考察するための弾性解析を行い、ボルト軸力導入時のコンクリートのひずみ分布を調べるとともに、接合部を線材モデル化する際に必要なコンクリートの有効断面積および鋼管の外力負担率を推定する略算式を提案した。

第2報²⁾では、エンドプレート形式で接合した仕口に

ついて、エンドプレート板厚を実験変数とした対称荷重形式の載荷実験を行い、その結果、

- 1) 引張接合部の離間荷重および充てんコンクリートの初期剛性は、第1報で提案したコンクリートの有効断面積および鋼管の外力負担率推定式を利用して、予測できる
- 2) エンドプレート板厚がそれぞれボルト径 (22 mm ϕ) の0.73, 1.00, 1.27倍である各供試体とも梁の全塑性モーメントを伝達できる
- 3) いずれの供試体も引張接合部の破壊で最大耐力に達しており、その耐力はスプリットティ形式引張接合部について提案された文献³⁾の方法で推定できることが知られた。

本報では、骨組が水平荷重を受ける場合の接合部パネ

本研究の一部は参考文献4) に発表している。

* 神戸大学大学院自然科学研究科・工博

** 神戸大学工学部建築学科 教授・工博

*** 神戸大学工学部建築学科 助教授・工博

**** 神戸大学工学部建築学科 助手・工博

***** 積水ハウス技術本部

Graduate School of Science and Technology, Kobe Univ., Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering Kobe Univ.,
Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering Kobe Univ., Dr. Eng.

Research Assoc., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering Kobe Univ., Dr. Eng.

Sekisui House

(a) 載荷方法と変位計配置位置

(b) 高力ボルト位置と

モールドゲージ埋込位置と番号

図—3 載荷方法および測定位置

きい供試体 (BCE 42 C, BCE 42 CS) を選び、変位振幅 $\theta = 0.01 \text{ rad.}$ で 4 回、 0.02 rad. で 6 回繰返し載荷をした。

2.3 測定方法

供試体の全体変形、接合部の局所変形および接合部パネルのせん断変形を変位計で測定した。

変位計の配置は図—3(a) に示すとおりである。全体

変形は梁端部の柱端部に対する相対変位、局所変形は梁フランジレベルでのエンドプレート板厚中央の柱ウェブの中央点に対する相対変位で、接合部パネルのせん断変形はパネル対角線方向の変形である。局所変形には鋼管壁とエンドプレートの面外変形が含まれている。

柱、梁およびエンドプレートのひずみをストレインゲージで、コンクリート内部のひずみをモールドゲージ (ゲージ長 60 mm, 全長 125 mm) で測定した。モールドゲージ埋め込み位置を図—3(b) に示す。

3. 実験結果

3.1 復元力特性

図—4 に各供試体の全体変形-荷重関係を示す。荷重は接合部梁端側のフェイスモーメント M で、全体変形は梁の平均変形角 θ で表している。図中、記号 $\blacktriangledown$ はエンドプレート端部から 6~7 cm 離れたところの柱フランジに局所座屈が観察された荷重、 ∇ はエンドプレートと柱フランジとの間に離間が観察された荷重、 $\downarrow$ はエンドプレートと梁フランジとの溶接部に亀裂が観察された荷重である。同図中に、接合部パネルを剛と仮定した時の初期剛性の弾性計算値 K_0 と後述する接合部パネルのせん断変形を考慮した計算値 K_{0+pm} も記入している。

表—4 に各供試体の崩壊モードを示す。

いずれの供試体も変位振幅ほぼ 0.02 rad. では、安定した復元力特性を示す。

D/T の大きい供試体 BCE 42 は変形角 $\theta = 0.03 \text{ rad.}$ 前後 ($M = 22.3 \text{ tf} \cdot \text{m}$) で柱の局所座屈が観察され、その後、座屈変形が著しくなって最大耐力に達している。

BCE 28 は変形角 0.02 rad. 前後 ($M = 26.3 \text{ tf} \cdot \text{m}$) でエンドプレートの離間がみられ、最大荷重に達する直前

図—4 全体変形-荷重関係

表—4 各供試体の破壊モード

供試体名	破壊モード
BCE42	柱の局部座屈
BCE42C	
BCE42CS	柱の局部座屈 柱継手溶接継目破断
BCE28	引張接合部崩壊 接合部パネルほぼせん断崩壊
BCE21	引張接合部崩壊
BCE21S	
BCE42/1.0	引張接合部崩壊 接合部パネルほぼせん断崩壊
BXI25-6A	接合部パネルのせん断座屈

$M=32 \text{ tf}\cdot\text{m}$ で柱の局部座屈およびエンドプレートと梁フランジ溶接部の亀裂が観察された。0.04 rad. 以後のループにスリップがみられる。

BCE 21 は変位振幅 0.02 rad. 前後 ($M=27.7 \text{ tf}\cdot\text{m}$) でエンドプレートの離間がみられ、0.03 rad. 前後 ($M=33.0 \text{ tf}\cdot\text{m}$) でエンドプレートと梁フランジとの溶接部に亀裂が観察され、その後のループにスリップがみられた。

同一変位振幅で数回繰返し载荷した BCE 42C では、変位振幅 0.02 rad. の第一サイクル目、 $M=20.2 \text{ tf}\cdot\text{m}$ で BCE 42 より 0.01 rad. 程度早く柱の局部座屈が観察された。その後、繰返しする度に荷重が徐々に低下し、座屈変形が著しくなって最大耐力に達している。最大耐力は BCE 42 より 1 割程度低くなっている。この原因としては、①繰返し载荷の影響、②コンクリート充てん度の影響、③単なる座屈耐力のばらつきが考えられるが、その差が小さいこともあって、原因は特定することができない。

ボルト軸力導入量の少ない BCE 42 CS と BCE 21 S はエンドプレートの離間が標準ボルト張力を導入した同寸法の供試体より早い段階で観察された。BCE 42 CS は変位振幅 0.02 rad. 前後 ($M=20 \text{ tf}\cdot\text{m}$) で、柱の局部座屈とエンドプレート離間が同時に観察され、変位振幅 $M=0.03 \text{ rad.}$ の第 2 サイクル目、 $M=-20 \text{ tf}\cdot\text{m}$ で、柱と仕口部の溶接継目が溶接欠陥のために破断したので、接合部の最大耐力は確認できなかった。しかし、履歴曲線から、ほぼ最大耐力に達していたと判断できる。BCE 21 S は変位振幅 0.02 rad. 前後 ($M=-26.3 \text{ tf}\cdot\text{m}$) で離間が観察された。次のサイクルの $M=-28 \text{ tf}\cdot\text{m}$ でエンドプレートと梁フランジの溶接部に亀裂が観察された。振幅 0.04 rad. のループではスリップが顕著である。

梁せいが小で、接合部パネル体積の小さい BCE 42/1.0 は、 $\theta=0.04 \text{ rad.}$ 前後 ($M=19.3 \text{ tf}\cdot\text{m}$) でエンドプレートの離間と柱の局部座屈が同時に観察され、 $\pm 0.06 \text{ rad.}$ まで载荷された後の最終载荷時の $M=15.8 \text{ tf}\cdot\text{m}$ でエンドプレートと梁フランジの溶接部に亀裂が観察された。

エンドプレートと梁フランジの溶接部に亀裂が観察さ

れた BCE 28, BCE 21, BCE 21 S および BCE 42/1.0 は溶接継目のエンドプレート側止端に沿って亀裂が入り、またボルトネジ部は伸び変形がみられ、引張接合部に崩壊機構が形成されていることが知られる。

中空供試体の BXI 25-6A は $\theta=0.04 \text{ rad.}$ で接合部パネルがせん断座屈して最大耐力 ($M=13.8 \text{ tf}\cdot\text{m}$) に達している。その後、逆方向载荷すると、 $\theta=-0.02 \text{ rad.}$ 前後で、座屈変形が顕著になり、 $\theta=-0.04 \text{ rad.}$ で荷重はわずかに低下した。除荷して更に正側荷重を与えると、 $\theta=0.04 \text{ rad.}$ で、前のループより 1 割程度低い荷重を保ちながら、 $\theta=0.10 \text{ rad.}$ 以上まで変形した。

図—5 に $M-\theta$ 関係の正荷重側のスケルトンカーブを示す。

ここで、スケルトンカーブ上の最大荷重 M_u 時の変形角 θ_u が降伏荷重 M_y ($M-\theta$ 関係の接線剛性が初期剛性の 1/3 になるときの荷重) 時の変形角 θ_y に対する比 θ_u/θ_y を塑性率と定義すると、各供試体の塑性率は表—5 のとおりである。ただし、BCE 42C は最大荷重 M_u に達した後の荷重低下が非常に緩やかであり、中空供試体 BXI 25-6A は接合部パネルのせん断座屈後も安定した復元力特性を示すので、スケルトンカーブの最大変形角を θ_u とした。

充てん供試体の塑性率は BCE 42 CS を除いて 2.2～4.5 の範囲にあり中空供試体に比べてかなり小さい値になっている。これは、高力ボルト引張接合部で破壊したことによるものである。なお、BCE 42 CS は、前述のように柱の溶接継目で破壊しているので、塑性率は 1.5 で最も小さい値になっている。

後に図—13 および図—14 で示すように、充てんコンクリート供試体の外力とせん断変形の関係は最大荷重に

表—5 変形角の一覧

供試体名	θ_y $\times 10^{-3} \text{ rad.}$	θ_u	$\frac{\theta_u}{\theta_y}$
BCE42	16	47	2.9
BCE42C	16	49	3.0
BCE42CS	19	29	1.5
BCE28	16	62	3.9
BCE21	18	40	2.2
BCE21S	16	42	2.6
BCE42/1.0	19	87	4.5
BXI25-6A	10	112	10.8

図—5 $M-\theta$ 関係のスケルトン曲線

達した時点でも安定な履歴ループを示していることから、高力ボルト引張接合部の破壊が先行しない場合には、この形式の接合部はさらに大きい塑性変形が可能であると考えられる。

3.2 接合部パネルの変形

前述のように、コンクリート充てん供試体は柱部材あるいは引張接合部の破壊で最大耐力が決定されているが、そのとき、いずれの供試体も接合部パネルはせん断変形により塑性化している。

図-6はBCE 42とBCE 21の第1サイクル載荷時の $M-\gamma$ 関係を拡大して描いたものである。処女載荷時には初期の高い剛性が徐々に低下し、BCE 42では $M=3.5\text{ tf}\cdot\text{m}$ 前後、BCE 21では $M=7.0\text{ tf}\cdot\text{m}$ 前後で第2分枝勾配と呼ぶべき領域に移行している。除荷も処女載荷時とほぼ同様な挙動を示す。この挙動はせん断変形角 $\gamma=\pm 1.5\times 10^{-3}\text{ rad.}$ の範囲内では、各供試体に共通で、同一振幅で多数回繰り返した場合あるいはボルト導入軸力が少ない場合もほぼ等しい挙動を示す。この範囲内では、接合部パネルはBi-linear型の復元力特性を示すと言える。せん断変形角が上記の範囲を超えると、剛性がさらに低下し始める。

図-7は各供試体の $M-\gamma$ 曲線のスケルトンカーブである。

BCE 42およびBCE 21では、接合部パネルが十分に塑性変形する以前に、それぞれ柱の局部座屈および引張接合部の崩壊で最大荷重に達したが、BCE 28およびBCE 42/1.0は $\gamma=15\times 10^{-3}$ および 25×10^{-3} まで安定な塑性変形能力があることが確認されている。

接合部パネルのせん断座屈で最大耐力に達した比較供試体は接合部パネルが座屈した後も一定の耐力を保ちながら変形が進んでいる。

図-6 $M-\gamma$ 関係の第1サイクル曲線

図-7 $M-\gamma$ 関係のスケルトンカーブ

3.3 破壊モード

上述の結果から、BCE 42、BCE 42CおよびBCE 42CSは柱の局部座屈で、BCE 21、BCE 21Sは引張接合部の崩壊で最大荷重に達しており、これらの供試体の接合部パネルせん断耐力には余裕があると考えられる。一方、BCE 28およびBCE 42/1.0は引張接合部の崩壊で最大荷重に達したが、その時、接合部パネルもほぼせん断耐力に達していたと判断される。

4. 考 察

4.1 耐 力

表-6に各供試体の実験値・計算値および両者の比を示す。表中各耐力の計算値は以下の方法で求められている。計算の際、材料の機械的性質は素材試験結果を、断面寸法は公称寸法を用いた。

1) 柱の耐力 M_{cp}^c は、柱の局部座屈がエンドプレートの上端近傍に発生したとエンドプレート上端から充てんコンクリート端までの長さがわずか（最大のBCE 42/1.0でも鋼管径の0.8倍程度）であることから、その部分のコンクリートの効果が期待できないと判断し、鋼管耐力のみとする。鋼管の局部座屈耐力は日本建築学会「鋼構造限界状態設計規準（案）」に基づいて次のように算出する。

$$D/T=42 \text{ (幅厚比区分PIV)} : M_{cp}^c = \sigma_y \times Z$$

$$D/T=28, 21 \text{ (幅厚比区分PI, PII)} : M_{cp}^c = \sigma_y \times Z_p$$

ここで、 Z および Z_p はそれぞれ断面係数および塑性断面係数である。

2) 接合部パネルの耐力 M_{pu}^c と M_{pu}^s は4.2に述べる方法で計算されている。

3) 引張接合部の耐力 M_{epu}^c はスプリットティ形式接合部について提案された設計式³⁾を利用して算出する。すべての供試体の崩壊モードは、第2報の供試体と同様文献3)のケース3に相当している。算出方法の詳細は第2報を参照されたい。

表-6 耐力の実験値、計算値および両者の比

供試体名	実験値		計算値					比
	M_y	M_u	M_{tp}^c	M_{cp}^c	M_{pu}^{c1}	M_{pu}^{c2}	M_{epu}^c	
BCE42	19.3	22.8						$\frac{M_u}{M_{cal}}$
BCE42C	19.3	21.3	27.6	23.1	30.0	28.1	28.8	0.99
BCE42CS	19.3	22.1						0.92
BCE28	22.8	32.4		33.0	35.6	33.7		0.96
BCE21	28.1	35.2	38.7	42.0	41.3	39.4	29.4	1.10
BCE21S	24.5	36.7						1.20
BCE42/1.0	15.8	21.8	25.1	21.8	18.6	21.5	21.6	1.25
BXI25-6A	10.6	13.7	27.2	16.5	13.5	—	—	1.17
								1.01

ここで、 M_y : $M-\theta$ 曲線の剛性が初期剛性の1/3になる時の荷重

M_u : 最大荷重

M_{tp}^c : 梁の全塑性モーメント

M_{cp}^c : 鋼管柱の耐力 (4-1項参照)

M_{pu}^c : 4-2で述べる方法で計算した接合部パネルの耐力

M_{epu}^c : 文献3)を利用した引張接合部の崩壊荷重 (4-1項参照)

*) : 鋼管構造設計施工指針に基づく最大強さ

表—6の比(M_u/M_{cal})欄の計算値の M_{cal} は各耐力計算値の中の最小値で、計算値欄に下線を付した値である。 M_{cal} の値は図—4にも記入している。各供試体の M_{cal} はそれぞれ実験結果の崩壊モードとおおむね対応している。

柱局部座屈で崩壊したBCE 42, BCE 42C, BCE 42CSでは、 M_u/M_{cal} の値は0.92~0.99で、実験結果は計算結果とほぼ一致している。

引張接合部の崩壊で最大耐力に達した供試体のうち、接合部パネルのせん断耐力に余裕のあった($M_{pu}^c/M_{epu}^c=1.34$) BCE 21, BCE 21Sは、 M_u/M_{epu}^c の値がそれぞれ1.20と1.25であり、鋼管幅厚比が小で最大荷重時に接合部パネルもほぼせん断耐力に達していたと考えられる($M_{pu}^c/M_{epu}^c=1.15$) BCE 28は $M_u/M_{epu}^c=1.10$ である。

これらの結果から、ボルト初張力が標準ボルト軸力の70%程度であっても引張接合部の耐力は低下しないことおよび鋼管幅厚比が大きくなると、 M_u/M_{epu}^c の値が低下することが知られる。ちなみに、幅厚比が42の鋼管柱を用いた前報の鉛直荷重実験結果では $M_u/M_{epu}^c=0.99\sim1.12$ であった。

梁せいが他の供試体より小さいBCE 42/1.0は最終的に観察された崩壊モードは引張接合部崩壊であったにもかかわらず、耐力計算値 M_{cal} は接合部パネルのせん断耐力 M_{pu}^c で決定されている。この供試体は、図—1に示すように、フランジ内側に配置された引張側ボルトと圧縮側ボルトの間隔が小さいので、文献3)の設計式を利用して求めた耐力は実験結果を過大評価することが予想される。しかし、本実験の場合、 $M_u/M_{epu}^c=1.01$ で同じ鋼管幅厚比の鉛直荷重実験結果とほぼ等しい。

4.2 接合部パネルの弾塑性挙動

(1) 接合部パネル部分のコンクリート挙動

図—8に接合部パネルのコンクリート中央45°方向に配置したモールドゲージ(図—3(b)参照)で測定した1対のひずみの一例を示す。

同図はBCE 42の測定結果であるが、他の供試体の結果もほぼ等しい。各供試体に共通した挙動は以下のと

図—8 コンクリートひずみ-荷重関係 (BCE 42)

おりである。

a) 引張りひずみ 0.5×10^{-3} と圧縮ひずみの最大値の範囲内では荷重-ひずみ関係は弾性的である。

b) 引張りひずみを受けるとき、 0.5×10^{-3} を超えるとひずみが急増し、除荷するときは1サイクル前の最大圧縮荷重を指向する履歴ループを描く。一方、圧縮ひずみを受けるときは最大値まで直線的に増加し、その最大値は $1.0\sim1.6\times10^{-3}$ で、除荷時も弾性的である。

c) 約 $\pm0.5\times10^{-3}$ の範囲内では直交する1対の測定値はほぼ等しい。

以上のことから、接合部パネル中央部のコンクリートは主ひずみが $\pm0.5\times10^{-3}$ の範囲内では純せん断変形をし、それ以後は45°方向の圧縮筋かいとして荷重負担していると考えることができる。主ひずみの 0.5×10^{-3} はせん断ひずみ 0.25×10^{-3} に相当する。

なお、梁せいの小さいBCE 42/1.0の荷重-変形関係は上記の挙動といくぶん異なり、圧縮ひずみを受ける時も履歴ループを描いている。

(2) 接合部パネルの弾塑性挙動の解析

接合部パネルの挙動を検討するために、以下の仮定に基づいた解析を行う。

a) 基本仮定

接合部パネルの剛性・耐力は鋼材部分とコンクリート部分の累加で与えられる。

鋼材部分の荷重-せん断変形関係を求める際には、鋼管ウェブとそこに高力ボルトで接合された直交エンドプレートが一体に働くと考え²⁾。

直交エンドプレートを締め付けているボルト軸力は繰返し載荷するごとに低下する傾向があるが、実験終了時の軸力(B_0)は実験開始時の75%である。そこで、以下の解析では、直交エンドプレートが負担できる最大せん断力はボルト軸力 B_0 で締め付けられた鋼板の滑り耐力(Q_{ep})に等しいとし、滑り耐力に達した後は、その負担せん断力を保持したまま、接合部パネルのせん断変形に追従して滑り続けると仮定する。

コンクリートはせん断ひび割れ荷重(cQ_{cr})までは全断面有効でせん断変形する。せん断ひび割れ荷重以後は圧縮筋かいとして外力を負担する。圧縮筋かいの有効断面積の算出には図—9に示す2種類のモデルを用いる。

モデル1(図—9(a)参照): 鋼管壁に接する長さ S を梁フランジの内外側に配置されたボルト中心間距離とする。

モデル2(図—9(b)参照): ボルト締め付け部分を剛体の水平材と仮定し、その水平材と接する長さを $(D-2T)/2$ とする。

注2) 文献4)では柱ウェブのエンドプレートの効果を見逃して、本報告といくぶん異なるモデルを提案したが、ここでは、より詳細な検討の結果、新しいモデルを示す。

図-9 コンクリート筋かいモデル

図-9(c) はコンクリート筋かいモデルの応力伝達機構を示す。「4-3(1) 高力ボルト軸力の変動」の項で述べるように、引張側の梁フランジ応力 P_L はボルトの付加軸力として反対側のエンドプレートに伝達され、圧縮側の梁フランジ応力とともに鋼管壁に圧縮力として作用する。その圧縮力の一部を接合部パネル部のコンクリートが圧縮筋かいとして負担すると仮定している。なお、その際に生じる鉛直反力はエンドプレートおよび鋼管壁の引張応力で負担されると考える。

繰返し荷重を受けるときの復元力特性は上記の仮定で得られた Poly-Linear 型のスケルトンカーブに基づいて Normal Poly-Linear 型であるとする。

b) 鋼材部分の接合部パネルせん断力-変形関係 [鋼管部分]

$$\text{せん断降伏耐力: } {}_sQ_y = \frac{8}{9} \times \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \times {}_sA$$

$$\text{最大せん断耐力: } {}_sQ_u = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \times {}_sA$$

$$\text{{}_s\gamma_y \text{ 時のせん断変形角: } {}_s\gamma_y = \frac{8}{9} \times \frac{\sigma_y}{\sqrt{3} \times {}_sG}$$

$$\text{{}_sQ_u \text{ 時のせん断変形角: } {}_s\gamma_u = \frac{\sigma_u - 8/9 \times \sigma_y}{\sqrt{3} \times ({}_sG/30)} + {}_s\gamma_y$$

ここで, ${}_sA = 2 \times (D - T) \times T$ (鋼管ウェブ)

$${}_sG = 810 \text{ tf/cm}^2$$

σ_y, σ_u : 素材試験結果

[エンドプレート部分]

直交エンドプレートの負担できるせん断力は、実験終了時のボルト軸力と文献5) に示されている黒皮までの平均的な滑り係数 0.3 を用いて、次式で計算する。

$$Q_{ep} = 2 \times 4 \times B_e \times 0.3$$

$${}_{ep}\gamma = \frac{Q_{ep}}{{}_{ep}A \times {}_sG}$$

ここで, ${}_{ep}A = 2 \times W_{ep} \times T_{ep}$

W_{ep}, T_{ep} : エンドプレートの幅と板厚

表-7 に Q_{ep} を梁のフェイスモーメントに換算した結果を示す。エンドプレートの負担できる外力は、接合部

表-7 エンドプレートの負担外力

供試体名	Mep tf·m
BCE42	6.71
BCE28	7.00
BCE21	7.54
BCE42/1.0	3.64

パネル体積の小さい BCE 42/1.0 では 3.64 tf·m で、他の供試体では 7 tf·m 前後である。

c) コンクリート部分の接合部パネルせん断力-変形関係
コンクリートの応力-ひずみ関係は文献6) を参考にし、シリンダーテストで得られた圧縮強度とヤング係数を用いて、以下のように定める。

$$\text{せん断ひび割れ応力: } \tau_{cr} = 3 \times \left(5 + \frac{c\sigma}{100} \right)$$

$$\text{ヤング係数: } {}_cE = 206 \text{ tf/cm}^2 \text{ (シリンダーテストの結果)}$$

$$\text{せん断弾性係数: } {}_cG = {}_cE/2 = 103 \text{ tf/cm}^2$$

コンクリート部分のせん断力-せん断変形角の関係は次の3段階に分ける。

[第1段階] せん断ひび割れ耐力 (${}_cQ_{cr}$) に達するまでは全段面有効でせん断変形をする。

$${}_cQ_{cr} = \tau_{cr} \times {}_cA$$

$$\text{ここで, } {}_cA = {}_cD \times {}_cD$$

$${}_cQ_{cr} \text{ 時のせん断ひび割れ変形角: } {}_c\gamma_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{{}_cG}$$

[第2段階] せん断ひび割れ荷重以後、圧縮筋かいとして外力を負担する。

接合部パネルの最大せん断耐力:

$${}_cQ_{\max} = {}_c\sigma \times (B_e \times {}_cD) \times \cos \theta$$

$${}_cQ_{\max} \text{ に対応するせん断ひずみ: } {}_c\gamma_{\max} = \frac{c\epsilon}{\sin \theta \cos \theta}$$

ここで, $c\epsilon = 0.2\%$ とする。

[第3段階] 圧縮筋かいが最大耐力に達した後は、鋼管の拘束により、最大耐力を保ったまま変形する。

(3) 計算結果

図-10 は供試体 BCE 28 についてモデル1およびモ

デル2で計算された各要素とそれぞれを累加して得られた接合部パネルのせん断変形角-荷重関係を示す。

両モデルの差はコンクリート筋かいの設定の違いによるものであるが、コンクリートの負担する外力は全外力の十数%であるので、モデルの違いによる接合部パネルのせん断変形角-荷重関係にはあまり差がない。最大耐力は、梁せい350の供試体ではモデル1のほうがモデル2より5~7%高く、梁せい250の供試体では逆にモデル2のほうがモデル1より15%高くなっている。

図—10 せん断変形角-荷重関係の計算値 (BCE 28)

図—11 比較供試体と鋼管部分計算値との比較

図—12 実験結果と計算結果との比較 (スケルトンカーブ)

図—13 実験結果と計算結果との履歴ループ (BCE 28)

(4) 実験結果と計算結果の比較

図—11に中空供試体 BXI 25-6A について、 $M-\gamma$ 関係のスケルトンカーブと上述モデルの鋼管部分について計算した結果との比較を示す。

弾性範囲内では、実験値と計算値はよく一致しているが、 $M=8 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 前後で実験値は直線性を失い、以後剛性が急激に低下する。最大せん断耐力の実験値は計算値の 87% である。

図—12に各供試体の $M-\gamma$ 関係のスケルトンカーブと計算結果との比較を示す。

最大荷重時に接合部パネルがほぼせん断崩壊している BCE 28 および BCE 42/1.0 では実験結果と計算結果はほぼ一致している。

柱の局部座屈で崩壊した BCE 42 は計算結果が実験値を上回っており、引張接合部が崩壊した BCE 21 は逆に実験値のほうが剛性・耐力共に大きい。

図—13および図—14はそれぞれ BCE 28 および BCE 42/1.0 の $M-\gamma$ 履歴ループと計算結果を比較したものである。実験値を実線で、計算値を破線で示している。

これらの結果から、計算結果はおおむね実験結果に対応していると言えるが、モデル1のほうがより実験値に近い。

しかし、履歴則をコンクリート筋かいの劣化および直交エンドプレートの滑り荷重以後のせん断力負担の低下を無視して、Normal Poly-Linear 型と仮定したことから、変位振幅の大きい領域で、荷重反転後の実験の $M-\gamma$ 関係が劣化していることを説明できていない。

4.3 仕口部の局部的な変形

(1) 高力ボルト軸力の変動

ボルト軸力と荷重関係の代表例として BCE 42 および BCE 21 の実験結果をそれぞれ図—15(a) および (b) に示す。同図は両供試体の L2 レベル (図—3(b) 参照) に配置された高力ボルト2本の平均値である。

ボルト軸力は鉛直荷重実験の場合と異なり、加力方向と無関係に常にフランジから引張力を受ける場合の挙動を示している。

これは、引張側の梁フランジ応力がコンクリートの初

図—14 実験結果と計算結果との履歴ループ (BCE 42/1.0)

図—15 ボルト軸力-荷重関係

図—16 ボルト軸力-荷重関係のスケルトン関係

期圧縮ひずみの解放とボルトの付加軸力で負担されることおよびそのボルト付加軸力は反対側のエンドプレートに伝達されることを示している。

柱の局部座屈で崩壊し、明瞭な離間が観察されなかった BCE 42 では、各载荷サイクルでボルト軸力の変動はわずかであるが、変位振幅が増す度にボルト軸力が低下する。引張接合部で崩壊した BCE 21 はエンドプレート離間が生じるまでは BCE 42 と同様の挙動を示すが、離間が観察された変位振幅 0.02 rad. ($M=27.7 \text{ tf}\cdot\text{m}$) 以後はボルト軸力が急激に増加する。

図—16(a) および (b) はそれぞれ BCE 42 および BCE 21 の各レベルのボルト軸力と荷重関係の正荷重側のスケルトンカーブである。

鉛直荷重実験の場合は B_N-M 関係のスケルトンカーブを簡単に Bi-linear 型に近似できたので、その折点を離間荷重 M_{sep}^2 と定義したが、図—16の結果は単純に Bi-linear 型に近似できない。そこで、離間荷重 M_{sep}^2 を図—16(b) の挿入図に示す方法で決定した。すなわち、各レベルのボルトのスケルトンカーブの接線でボルト初張力が 0 の時の B_N-M 関係 (挿入図中一点鎖線) に平行な直線 (挿入図中細実線) を求め、その直線と $B_N=B_0$ の水平線の交点を $M_{sep}^2/4h_b$ とする。

図—16(b) にはこうして求めた 2 本の直線と離間荷重の一例を記入している。ただし、同図では横軸を荷重 M で表している。

表—8 離間荷重一覧

供試体名	M_{sep}^1	M_{sep}^2	M_{sep}^c	$\frac{M_{sep}^1}{M_{sep}^c}$	$\frac{M_{sep}^2}{M_{sep}^c}$
BCE42	—	—	31.50	—	—
BCE42C	—	—	30.93	—	—
BCE42CS	21.0	11.4 ~ 15.0	20.9	1.01	0.72
BCE28	26.3	18.5 ~ 26.0	32.2	0.82	0.81
BCE21	27.7	20.0 ~ 26.0	32.0	0.87	0.81
BCE21S	26.3	16.0 ~ 22.0	21.2	1.24	1.04
BCE42/1.0	19.8	14.8 ~ 18.0	23.0	0.86	0.78

M_{sep}^1 : 観察値

M_{sep}^2 : ボルト軸力-荷重関係から得られた離間荷重

M_{sep}^c : 離間荷重の計算値

表—8 にボルト離間荷重の観察値 (M_{sep}^1)、上記の方法で求めた離間荷重 (M_{sep}^2) および計算値 (M_{sep}^c) を示す。

M_{sep}^2 欄には各レベルのボルトについて上記の方法で求めた値の最小値と最大値を記入している。

離間荷重の計算値 (M_{sep}^c) は各フランジ両側の 4 本のボルトに離間が同時に生じると仮定し、次式で求める。

$$M_{sep}^c = 4 \times B_0 \times \left(1 + \frac{K_B}{K_P}\right) \times h_b$$

ここで、 K_B および K_P はそれぞれ長締めボルトおよび長締めボルト締め付け間のばね剛性で、 h_b は梁フランジ中心間距離である。詳細は文献 7) および文献 2) を参照されたい。

各位置でのボルトの離間は同時に発生せず、梁せい 350 の供試体では、梁フランジより内側のボルトが外側ボルトより早く離間が生じることが M_{sep}^2 の値から分かる。一方、梁せいの小さい BCE 42/1.0 では梁フランジより内側のボルトの間隔が小さいため、梁フランジより外側ボルトのほうが先に離間をする。

最初のボルトに離間が生じるときから全ボルトに離間が発生するまでの離間荷重の差は 3~7 $\text{tf}\cdot\text{m}$ 程度である

観察値 M_{sep}^1 は M_{sep}^2 より高いが、BCE 42 CS 以外の各供試体は全ボルト位置に離間が発生するときの荷重とほぼ一致する。

観察値 M_{sep}^1 と計算値 M_{sep}^c を比較すると、ボルト初張力が標準張力の 70 % である供試体では、 M_{sep}^1/M_{sep}^c が 1.0 を超えており、標準張力を導入した供試体ではその比が 0.82~0.87 になっている。

(2) 局部変形

図—17 に、梁フランジレベルに配した変位計 D4, D5 (図—3(a) 参照) によって測定された局部変形と荷重の関係の代表例を示す。

いずれの供試体も正負荷重時とも、圧縮変形はほとんど生じておらず、引張変形を生じさせる荷重が加わるとに徐々に引張変形が累積している。

エンドプレートの離間が観察されなかった供試体では引張変形は正負荷重時共に 2 mm 以下である (図—17(a) 参照)。

一方、引張接合部の崩壊で最大耐力に達した供試体で

図一七 局所変形-荷重関係

図一八 局所変形角-荷重関係

図一九 コンクリートひずみ-荷重関係 (梁フランジレベル)

は、離間が生じる以前はエンドプレートの離間がほとんど観察されなかった供試体とほぼ同様な挙動を示すが、離間が発生すると、引張変形がどんどん進行する。最大引張変形は7 mm～14 mm 程度である(図一七(b)参照)。

以上のことから、測定された局所変形量はエンドプレートの離間量と見なすことができる。

図一八に局所変形角と荷重の関係の代表例を示す。ここで、局所変形角は上下梁フランジの相対変位を梁せいで割ったものである。

局所変形角の最大値は、柱局部座屈破壊である BCE

42 では0.01 rad. 以下で小さく、 $D/T=28$, 21 の供試体では0.03 rad. 程度で、梁せいの小さい BCE 42/1.0 では0.06 rad. で最も大きい。

(3) 梁フランジレベルのコンクリートひずみの挙動

図一十九に梁フランジレベルに配したモールドゲージ M1 (図一三(b) 参照) で測定したコンクリートのひずみ-荷重関係の代表例を示す。

コンクリートのひずみ挙動はボルト軸力変動と同じ形で符号が逆である。

エンドプレートの離間が生じなかった供試体 BCE 42 では、ひずみ量がわずかで、明確にその挙動を指摘することはできない。

離間が生じた供試体では、離間以前の挙動は離間がほとんど生じなかった供試体とほぼ同様であるが、離間後は加力方向と無関係に圧縮ひずみが急増する。これは離間後のボルト軸力の増加と対応している。

5. まとめ

エンドプレート形式で接合した仕口の弾塑性挙動を調べ、せん断剛性・耐力に与える充てんコンクリートの効果を検討する実験を行った結果、以下のことが明らかになった。

1) 接合部パネルは充てんコンクリートの効果によって比較的幅厚比の大きい鋼管でも局部座屈することなく、安定した挙動を示す。

なお、加力構面に直交する梁のエンドプレートもせん断抵抗に有効である。

2) 同一変位振幅で多数回繰り返し荷重を受ける場合には、漸増繰返し荷重時より、柱の局部座屈荷重が1割程度低下したが、その差はわずかで、荷重パターンの影響であるか単なる座屈耐力のばらつきによるものかは本実験のみでは特定できない。

3) 長締め高力ボルト引張接合部の耐力は鉛直荷重時と同様な方法で概ね推定できる。

4) ボルトのリラクゼーションの影響を調べる目的で、導入軸力を設計ボルト軸力の70%とした供試体は標準ボルト軸力導入した同一寸法の供試体に比べて離間荷重が幾分低下するが、以後の挙動には大差がない。

5) 接合部パネルの挙動は、充てんコンクリートがせん断ひび割れ発生後圧縮筋かいとしてパネルせん断力を負担すると仮定したモデルで、評価することができる。圧縮筋かいの応力-ひずみ関係については2軸方向に圧縮応力が導入された充てんコンクリートの機械的性質をシリンドertest結果と等しいと仮定できる。

以上の仮定に基づいて得た接合部パネルの各構成要素の荷重-変形関係を単純に累加することにより、繰り返し荷重を受ける接合部パネルの弾塑性挙動を概ね推定できる。

6) 梁せいを小さくして ($H_b/D=1.0$) 接合部パネルの体積を他の供試体 ($H_b/D=1.4$) より小さくした供試体の場合もその弾塑性挙動を上記の方法で推定できる。

7) 本実験では接合部パネルの塑性域での挙動を知る目的で、幅厚比の小さな供試体は強度の大きい梁を接合したため、引張接合部が崩壊し、十分な変形能力が得られなかった。しかし、崩壊時にも接合部パネルは安定した履歴ループを示しているため、引張接合部を接合部パネルの耐力より大きく設計すれば、この形式の接合部はラーメン架構の仕口として実用可能と考えられる。

参考文献

- 1) 季 小蓮, 金谷 弘, 田淵基嗣, 石川幹夫: 長締め高力ボルト引張接合部によるコンクリート充てん角形鋼管柱・梁接合部に関する研究 (その1 ボルト軸力導入時の挙動), 日本建築学会構造系論文報告集, 第414号, pp. 35~45, 1990年8月
- 2) 季 小蓮, 金谷 弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 石川幹夫: 長締め高力ボルト引張接合部によるコンクリート充てん

角形鋼管柱・梁接合部に関する研究 (その2 対称荷重実験), 日本建築学会構造系論文報告集, 第425号, pp. 37~46, 1991年7月

- 3) 日本建築学会: 高力ボルト接合設計施工規準, 昭和58年7月
- 4) 季 小蓮, 金谷 弘, 田淵基嗣, 上場輝康, 石川幹夫: 長締め高力ボルト引張接合形式によるコンクリート充てん角形鋼管柱・梁接合部に関する研究 (その6 接合部パネルのせん断耐力について), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第27号, pp. 473~476, 昭和62年
- 5) 日本建築学会: 軽量形鋼構造設計施工指針・同解説, pp. 36~39, 昭和51年3月
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1988年
- 7) 鈴木敏郎, 木村 衛, 油川真広, 小河利行: コンクリート充てん角形鋼管柱・鉄骨はり接合部の挙動について (長締めボルト引張接合形式), 日本建築学会構造系論文報告集第358号, pp. 63~70, 昭和60年12月

(1991年6月10日原稿受理, 1991年11月29日採用決定)