# H形断面ブレースを K 形に配した鋼架構の繰返し載荷実験

Experimental Behavior of Chevron Steel Braced Frames using I-Section Braces

建築都市空間デザイン専攻 空間防災講座 建築構造工学研究室 関あきり

# Abstract

An experimental study was conducted to examine the seismic performance of steel concentrically braced frames (CBFs) with a pair of I-section braces connected to an underlying moment resisting frame. Two specimens subjected to cyclic loading from small to large story-drift angles. The results suggest that steel chevron brased frame using I-section braces shows stable hysteretic behavior until exceeding 0.03 radians and the direction of buckling affects the beam intersected braces deformation. In addition, the required stiffness and strength to restrain the beam out-of-plane displacement and torsion were confirmed.

**Keywords:** Braced frames, bracing connection, cyclic loading, plastic deformation capacity, I-steel braces

# 1. はじめに

ブレース付鋼架構は、少ない重量で剛性を確保 できる経済性に優れた構造形式である。特にブレ ースの K 形配置が平面計画の都合で好まれるが、 その場合架構の力学特性は複雑である。これまで の研究」によりブレース座屈後に生じる不釣合力 を梁が支持できない限り、引張ブレースが軸力を 十分に発揮できず、水平耐力が確保できないこと が知られている。また、ブレース断面に合わせて 様々な接合部形式が用いられるためブレース接 合部の設計法は明確になっていない。そこで本研 究は、ブレース接合部形式をパラメータに、最も 使用例が多い H 形断面ブレースを K 形に配した 架構の実験を2体実施した。大変形領域までの耐 震性能、ブレース接合部形式の違いが架構に与え る影響、ブレースが接合する位置における梁の補 剛条件などを検討した。

## 2. 実験計画

図1に試験体の概要を示す。層間2,300 mm、



柱間 3,000 mm の一層-スパンのラーメン架構に H 形断面ブレースを K 形に配した試験体で、実大 建物を 60%に縮約した寸法であった。実験の都合 上ブレースを上下逆さまに配したことは、構造特 性に影響しない。柱に□-200×200×9の BCR 材、 梁に H-250×125×6×9 の SS400 電炉材、ブレ ースに SS400 溶接組立 H 形鋼 75×75×6×9 を 用いた。各鋼材の材料特性を表 1 に示す。

図2にブレース接合部の詳細を示す。試験体1 は、直線型のブラケット形式で、ブレースと同一 断面の短材を梁と柱に溶接し、PL-6鋼板で補剛し たブラケットとブレース材を、ボルトで二面せん 断摩擦接合した。試験体2のブレースは、試験体 1と同一断面のブレースを材軸まわりに90度回 転させ、ブレースの弱軸が構面内を向くように配 置した。ブレースのフランジと対応する位置に PL-9鋼板を2枚、ウェブと対応する位置にPL-6 鋼板を1枚配置し、ブレースとブレース接合部を ボルトで二面せん断摩擦接合した。試験体寸法の 制約上、ボルトにはM10-F10T相当の機械式ボル トを用いたが、ボルト滑り試験、張力導入試験を 通して高力ボルト摩擦接合と同等の性能を期待 できることを確認した。

表1 鋼材の材料特性

部材	材種	$\sigma_y$	$\sigma_u$	伸び
		(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(%)
ブレース	SS400	337	469	30
梁	SS400	285	429	29
柱	BCR295	357	477	38
PL-6	SS400	288	442	30
PL-9	SS400	311	452	29

Laboratory of Structural Engineering, Research Group of Structural and Urban Safety Design

図3に実験装置を示す。図(a)中に示す『×』 の箇所で試験体の構面外変位を拘束した。柱の 下端をピン支持し、北側の柱頭部に連結した油 圧ジャッキで正負交番漸増繰返し載荷した。図

(b) に下梁中央の構面外補剛装置を示す。補剛 位置(梁中央)において梁の水平鉛直変位を許 容し構面外変位とねじれを拘束した。トラスを 構成する鋼棒の中央に歪ゲージを2枚貼付する ことで補剛力を測定した。

油圧ジャッキに連結したロードセルで荷重 を、ピン治具で反力を測定した。変位計測器を 配置して架構の層間変形角、ブレースの軸方向 変形、下梁中央の鉛直・構面外変位とねじれ角 などを測定した。また、ひずみゲージを各柱の 断面に4枚、各ブレースの断面に5枚、各梁の 断面に6枚貼付し断面力の分布を測定した。

ブレース長を節点間距離 2,750 mm とし、試 験体1の座屈長さ係数は、両端固定と両端ピン の中間の固定度である 0.75、試験体 2 は両端固 定と考え 0.5 とした。ブレース端部の固定度を 加味した細長比は試験体1、2でそれぞれ106、 71 であり、引張側だけでなく圧縮側の耐力も十 分に期待できた。ブレース軸力が曲げ座屈耐力 Nc<sup>3)</sup>に一致した時点の水平耐力を H1とした。既 往の研究 <sup>2)</sup>より、K 形ブレースにおいて中央に ブレースが取り付く梁は図4に示す崩壊機構を 形成することがわかっており、梁の一方は複曲 率曲げを、もう一方は等曲げを受けて両端と中 央で塑性ヒンジを形成する。不釣合力を、図 4 の機構から求めた Pub と評価して、架構が崩壊 機構を形成した段階における水平耐力 H<sub>2</sub>を算 定した。

# 3. 実験結果

図5に試験体1と2について得た荷重変形関 係を、上述した  $H_1 \ge H_2 \ge 1$ ともに示す。試験体 1は、振幅 0.003 rad でブレースが座屈し(図5 (a)に示す①)、この時点の耐力は  $H_1$ の 1.3 倍で あった。ブレース座屈後、徐々に剛性を失った が  $H_2$ に近い耐力を維持し、安定した履歴を描 いた。振幅 0.03 rad で下梁の端部に局部座屈が 確認された時点(②)まで耐力が維持された。 実験装置が限界に達したため、振幅 0.04 rad の 1回目正載荷で載荷を終了したが、その時点で ブレースとブレース接合部に目立った損傷はな かった。

試験体 2 は振幅 0.004 rad でブレースが座屈 し(図 5 (b) に示す①)、この時点の耐力は H<sub>1</sub> の 1.1 倍であった。ブレース座屈後、耐力がブ レース座屈時耐力の 0.8 倍まで低下し H<sub>2</sub>を若





図4 不釣合力を受ける梁の崩壊メカニズム

干下回ったが、安定した履歴を描いた。振幅 0.03 rad で下梁の端部に局部座屈が、またブレース接 合部のボルト孔で亀裂が確認され(2)、この時点 の耐力は  $H_2$ の 0.91 倍であった。振幅 0.04 rad の 2 回目の負載荷でボルト孔による断面欠損部でブ レースが破断した(3)。

写真1に、両試験体の振幅0.04 rad 時に、下梁 を北柱の下端から撮影した写真を示す。矢印は下 梁端部の局部座屈を指す。試験体1は、ブレース の構面外変形に伴って下梁が大きくねじれたの に対して、試験体2では下梁のねじれが小さかっ た。

## 4. 考察

図6にブレースと架構それぞれが負担する層せん断力を示す。図中に設計時に予測した、両ブレースが曲げ変形座屈耐力を負担するときの水平力 *H*<sub>1b</sub>と、崩壊耐力をブレースと架構の負担分に分解した水平力 *H*<sub>2b</sub>、*H*<sub>2</sub>を示す。

座屈時と架構崩壊時いずれにおいても、ブレー スが負担する層せん断力は設計で予測した耐力 より大きかった。座屈時の耐力が大きかった理由 はブレースの座屈長さが想定より短く、架構崩壊 時に耐力が大きかった理由はブレースの鉛直不 釣合力が想定より大きかったためである。そのた め、架構崩壊時において架構が負担する水平耐力 は H<sub>21</sub>を若干下回った。

図7に試験体1の北ブレースについて得た、軸 方向力と軸方向変形の関係を示す。ブレースの軸 方向力は、ひずみゲージに基づいて測定した柱と 梁の軸方向力、曲げモーメントと釣合条件に基づ いて算定した。ブレース座屈前までの範囲で、ブ レースに直接貼付したひずみゲージから算出し た軸方向力と、梁と柱に貼付したひずみゲージか ら独立に算出した軸方向力が一致することを確 認し、ブレース座屈後は後者を用いた。架構の変 形が大きい範囲ではブレース挙動を点線で表記







図 6 ブレースと架構が負担する層せん断力: (a) 試験体 1; (b) 試験体 2

した。図中にブレースの降伏軸力  $N_v$ 、 $N_c$ 、 $N_t$ 、 $N_u$ を表記し、N<sub>v</sub>、N<sub>c</sub>とN<sub>u</sub>は「鋼構造限界状態設計 指針・同解説」3)を参考に計算した。Ntは下梁の 崩壊を考慮した引張ブレースの最大軸力で、ブレ ースの不釣合力 Pub から座屈後の安定耐力 Nu を 差し引いて算定した。

ブレースの軸方向変形は、圧縮側に偏り元の長 さより伸びることは無かった。これは、梁に対し てブレースの断面が大きかったため、ブレース座 屈後に生じた不釣合力に梁が十分抵抗できなか ったからである。そのため実験で確認した引張ブ レースの最大軸力は N<sub>v</sub>の 51%に過ぎなかったが、 下梁の崩壊機構を考慮した Ntの 125%であった。

図8に下梁中央におけるねじりモーメントと構 面外回転角の関係を示す。図中に、図5と対応し た実験中に観察した事象を番号で示す。試験体1 のねじりモーメントと構面外回転角の最大値は 試験体2の1.8倍であった。これは、試験体1で ブレースが構面外方向に座屈したことが原因と 考えられる。試験体1で、ブレースの座屈と梁の 局部座屈発生時に挙動の変化が見られた。ブレー スの座屈後(図8(a)に示す(①))に梁は構面 外回転を始め、下梁端部に局部座屈が見られた時 点(②)で、梁が構面外に大きくねじれた。一方 で試験体2はブレースの座屈後(図8(b) に示す

(①))から回転角が生じ始めたが、下梁端部に局 部座屈が確認された時点(②)で大きな変化は見 られなかった。

(kN<sub>1</sub>

 $\boldsymbol{\chi}$ 

Ĥ

2 

æ

図 9 に下梁中央における構 面外力と構面外変位の関係を 示す。試験体1と2ともに、 梁中央の構面外力とブレース の座屈(図9(①))に関係性 は見られず、梁に働く構面外 力の大きさに差はなかった。 下梁端部に局部座屈が確認さ れた時点(②)で、試験体1で は梁の構面外変形が大きく進 展したが、試験体2では変形 が進展することは無かった。 ねじり角と構面外変位は試験 体1 で繰返し載荷に伴い累積 されたが、試験体2は変形が 累積されることは無かった。 以上のことから、ブレースが 構面外に座屈することで、下 梁中央に生じるねじりモーメ ントが増大し、下梁中央の変 形が大きくなることが分かっ た。

#### 5. まとめ

ブレース接合部をパラメータに試験体を2体作 成し繰返し載荷実験を実施した。振幅 0.03 rad を 超える大変形領域まで安定した挙動を示すこと、 ブレースの構面外座屈が下梁のねじれを促進す ること、下梁中央の変形を抑えるための必要補剛 力を確認した。

### 【参考文献】

1) 若林實, 柴田道生, 今村哲雄, 西野孝仁: K 型筋 違付架構の弾塑性挙動に関する実験的研究、京大防災研 究所年報, 第24号 B-1, pp. 171-183, 1981.4 2) 関あきり、上杉周平、岡崎太一郎、浅田勇人、麻里 哲広:K形ブレース付鋼架構の繰返し載荷実験,鋼構 造年次論文報告集,第25巻,pp.841-848,2017.11 3)日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針·同解説, 丸善出版, 2010年





図 9 下梁の構面外力と構面外変位: (a) 試験体 1; (b) 試験体 2