

# 「耐震トレリス」と「Shape-Up X」

- 耐震補強用新型鉄骨ブレースの開発 -

成原 弘之\*1・鈴木 裕美\*2・木村 雄一\*3・中村 敏治\*4・久野 雅祥\*5

Keywords : aseismic retrofit, bracing, slenderness ratio, buckling length, fillet welding

耐震補強, ブレース, 細長比, 座屈長さ, すみ肉溶接

## 1. はじめに

我国の地震防災対策において、現行耐震基準を満たさない建物の耐震補強が急務である。補強設計では建物の様々な特性に応じた効果的かつ経済的な補強構法が要求され、建物の外観や居住環境への配慮も不可欠である。この多様な要請に応えるため、新たな付加価値を有する2種類の耐震補強用鉄骨ブレース、「耐震トレリス」と「Shape-Up X」を開発した。

「耐震トレリス」とは、鉄骨枠組内に小断面の鉄骨ブレースを斜め格子状に配置した耐震補強用枠組である。採光・通風・外観に優れ、力学的にも圧縮ブレースと交差する引張ブレースの座屈補剛効果により高い圧縮強度が期待できる。「Shape-Up X」とは、H鋼ブレースの両フランジ間のウェブの両側に一對の溝形鋼を挿入して座屈を拘束している。これにより優れたエネルギー吸収能力を持つ履歴ダンパー機能が付加され、地震応答解析など高度な構造計算にも適合する。

本報告は、これら2種類のブレース付き鉄骨枠組を試験体とする構造実験の報告である。

## 2. 耐震トレリスの構造実験

### 2.1 実験目的

既存RC骨組の耐震補強に用いる鉄骨枠組のブレースには、一般に細長比の小さなBA～BBランクが用いられる。しかし、これらのブレースが圧縮引張繰返し履歴を受ける時の塑性変形能力の限界は必ずしも明らかではなかった。そこでまず、細長比の小さい範囲のH形鋼ブレース単体の圧縮引張繰返し加力試験を行い、細長比と塑性

変形能力の関係を確認して先に報告した<sup>1)</sup>。これを受けて今回は、このようなH形鋼ブレースを斜め格子状に配したブレース付き架構(これを耐震トレリスと名付けた)の構造実験を実施し、架構としての性能を検証する。

### 2.2 実験計画

図-1に試験体の形状・寸法を示す。H形鋼の正方形枠組内に、H形鋼ブレースを面内強軸方向に斜め格子状に配置したフレームで、格子の節点間距離80cmをブレースの座屈長さとする、細長比( $=i_y/l_k$ )はSS400のBAランクの上限(32)となるよう計画した。試験体数は2体(A1、A2)であり、これらの断面寸法は同一であるが、異なる加力方法としている。

使用鋼材の引張試験結果を表-1に示す。試験体の耐力の計算には、フランジの降伏点を実測板厚で補正した値を用いた。

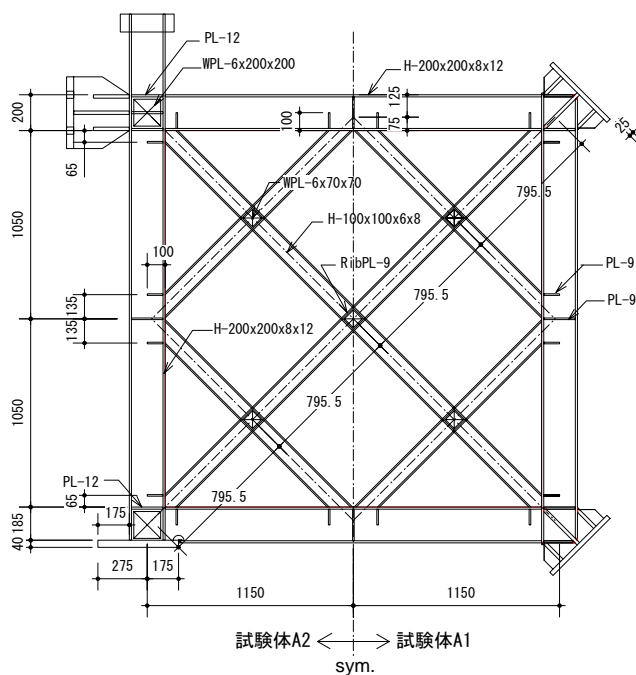


図-1 試験体の形状・寸法  
Specimen

\*1 技術センター建築技術研究所建築構工法研究室  
\*2 設計本部構造グループ  
\*3 設計本部構造計画グループ  
\*4 技術センター建築技術開発部建築生産技術開発室  
\*5 営業推進本部耐震推進部

表 -1 鋼材引張試験結果  
Mechanical Properties of Steel

鋼種 公称断面	SS400 位置	実測板厚 (mm)	実測 / 公称板厚	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	降伏比 (%)
H-100×100 ×6×8	フランジ	7.35	0.92	325	460	36.6	70.6
	ウェブ	5.55	0.93	333	459	36.9	72.5
H-200×200 ×8×12	フランジ	11.45	0.95	334	473	38.8	70.6
	ウェブ	7.55	0.94	365	491	32.6	74.3

5号試験片3本の平均、降伏点は上降伏点

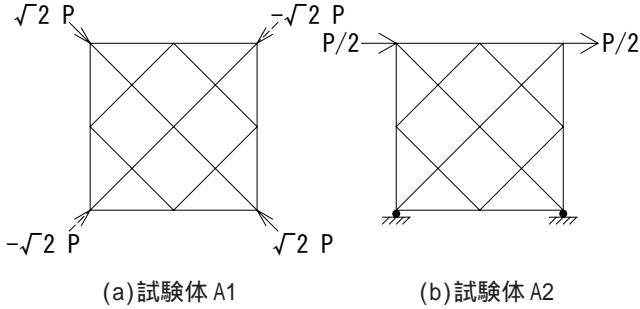


図 -2 加力方向  
Loading Direction

ブレース交点の溶接は、脚長6mmのすみ肉溶接とし、溶接材材にはJIS Z 3313 YFW-D50DR( 1.2)を使用した。ブレースと枠組みの溶接は、ウェブはすみ肉、フランジは部分溶け込み溶接とした。エンドタブや裏当て金、スカラップは設けていない。10mm程度の薄板の溶接は、すみ肉溶接であっても十分な接合が可能である<sup>2)</sup>。

耐震補強用ブレース枠組を既存RC躯体へアンカーボルト等で接合しない場合は、枠組へ作用する水平力は既存柱梁仕口の入隅部分からの支圧力により圧縮ブレースへと伝達され、引張ブレースへは鉄骨枠組みの柱と梁の軸方向力を經由して伝わる。この伝達経路を反映させるために、A1試験体の加力方向は、図-2(a)に示すように、試験体の対角線方向に圧縮力を交互に载荷する方法とした。A2試験体は、在来工法と同様に既存躯体に後施工アンカーでしっかりと接合する場合を想定し、図-2(b)のように水平力の1/2を試験体の両柱頭部に作用させる加力とした。試験体の柱頭部では面外回転を拘束した。载荷履歴は参考文献<sup>3)</sup>に従い正負交番の漸増载荷とした。A1試験体は圧縮ブレースと引張ブレースの伸縮量は一致しないので、载荷履歴の変位の制御には圧縮側の対角線方向ブレースの伸縮量を用いた。

2.3 実験結果

図-3に水平力 - 水平変位関係を示す。A1は圧縮ブレースの変形を水平変位に換算した。圧縮ブレースと引張ブレースの伸縮量は一致せず、荷重反転時に履歴ループは不連続となる。なお、引張側ブレースの変形は図中の点線で表している。A2は+2サイクル時に基礎に滑りが生

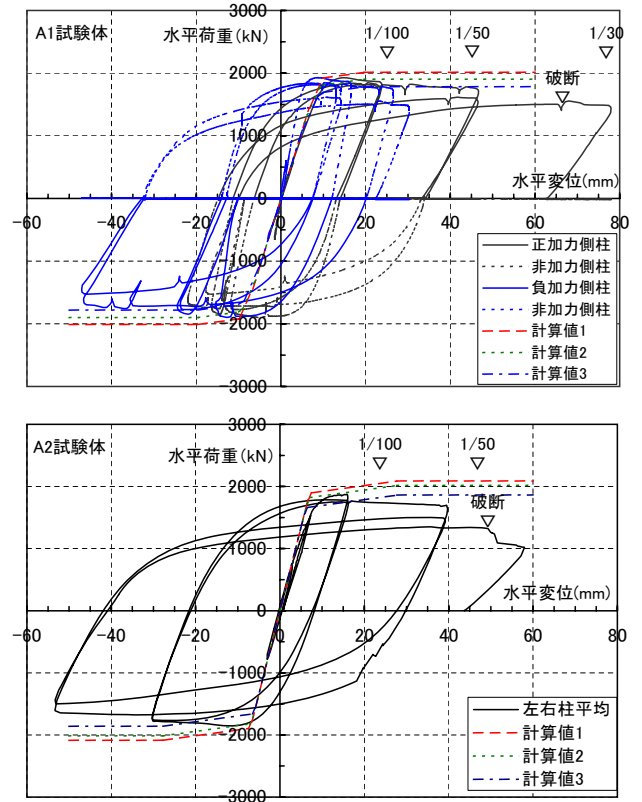


図 -3 水平力 - 水平変位関係  
Load-Displacement Relations

表 -2 降伏耐力  
Yield Load

	計算値1	計算値2	計算値3	最大	1/100
	$Q_{b1} + Q_r$	$Q_{b2} + Q_r$	$Q_{b3} + Q_r$	$Q_{max}$	$Q_{100}$
A1	2011	1939	1783	1924	1812
A2	2088	2016	1860	1874	1811

$Q_{b1}$ : 座屈を無視,  $Q_{b2}$ : 短期許容圧縮応力度,  $Q_{b3}$ : 座屈後耐力を引張耐力の75%<sup>6)</sup>,  $Q_r$ : フレームの曲げ耐力(軸力考慮),  $Q_{max}$ : 実験最大耐力,  $Q_{100}$ : 実験 1/100 時の耐力, 単位 kN

じたので変位を負加力側に水平移動して補正した。

圧縮ブレースの座屈は最大荷重後の+2サイクル時変形角1/100で観察されたが、座屈発生後の耐力低下は緩やかで1/50の時でも最大荷重の85%以上を維持している。最終的には、ブレースのフランジに生じた局部座屈の繰返しによりその部分が破断した。

図-3中に弾性剛性と降伏耐力の計算結果を破線で示した。降伏耐力は全ブレースの耐力とフレームの全塑性耐力の和である。表-2に降伏耐力の計算値と実験最大耐力を示す。計算値1、2、3は表-2脚注参照にあるように圧縮ブレースの耐力評価法が異なる。圧縮ブレースの座屈時にはまだフレーム成分は曲げ耐力に達しないので、計算値1で表した単純な累加耐力は過大評価となる。この変形適合を考慮しない場合には、圧縮ブレースの耐力低下を見込んだ計算値3で概ね評価できる。



### 3. Shape-Up Xの構造実験

#### 3.1 実験の目的

安定した耐力と変形能力を持つ座屈拘束ブレースを耐震補強に利用すれば高い靱性指標を採用でき設計上有利である。しかし、既存建物の耐震補強に座屈拘束ブレース付きの鉄骨枠組を用いようとする、多くの問題がある。耐震補強ではブレースの材長は比較的短いので、新築建物用に開発された従来の座屈拘束ブレースでは座屈補剛材断面が過剰となる。短スパンの構面に片流れブレース枠組を既存躯体に挿入すると、周辺枠組の弾性変形のためブレース引張時の剛性が低下する。短スパン構面にKブレースを挿入するとブレースの立上り角度が急になりブレースの断面効率が低下する。以上の理由から、短スパン構面にはX形ブレースが望ましいが、従来の座屈拘束ブレースでは座屈補剛材を中央で交差させることが困難なためX形配置は不可能である。これらの問題を解決するために、既製の溝形鋼とH形鋼を用いた簡易型の座屈補剛ブレース「Shape-Up X」を考案した。これは、先に当社が開発した新築建物用の座屈拘束ブレース「Shape-Up Brace」を補完する技術である。

既報<sup>1)</sup>では、ブレース単体の圧縮引張繰返し加力試験により、その座屈補剛効果の基本性能を報告した。以下では、ほぼ実大サイズのブレース付き枠組の実験を報告する。

#### 3.2 実験計画

図-8に試験体形状・寸法を示す。H形鋼の枠組内に座屈拘束ブレースをX形に配置している。座屈拘束ブレースの構成は、図-9に示すように、H形鋼のブレース芯材全長の1/3区間のフランジ幅を1/2に切欠き、その上下フランジの内法寸法に納まる既製の溝形鋼(長さ980mm)を両側に挟み込み、互いのウェブをボルトで接合したものである。補剛材と芯材は滑動自在としている。ブレース交点や仕口の溶接は、「耐震トレリス」と同様にすみ肉溶接を基本とした。試験体数は1体である。

使用鋼材の引張試験結果を表-3に示す。降伏耐力の計算にはフランジの降伏点を板厚補正した値を用いた。

既存RC躯体への補強枠組の接合は無アンカー工法を想定し、加力方法は試験体の対角線方向に圧縮力を交互に载荷する方法とした。加力プログラムを表-4に示す。表中の塑性率とひずみは、ブレースの降伏区間についてではなく全ブレース長に対する見かけの値である。変位の制御には圧縮側の対角線の伸縮を用いた。

#### 3.3 実験結果

図-10に水平力 - 水平変位関係を示す。ブレースの伸

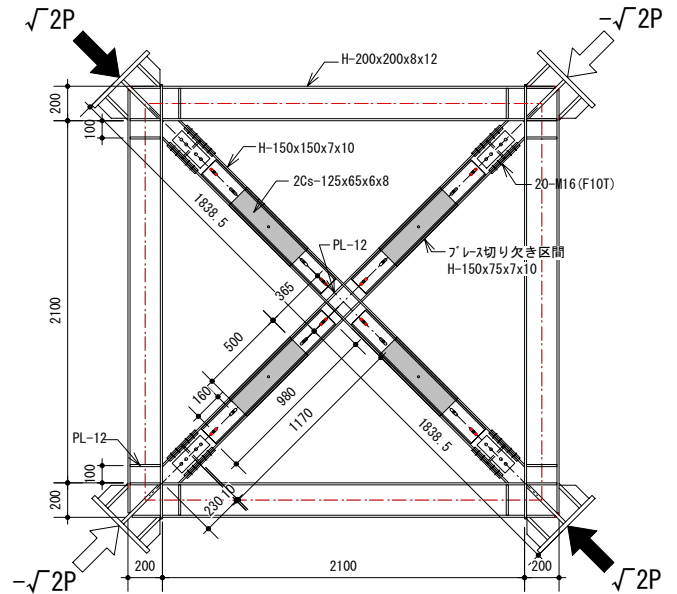


図-8 試験体の形状・寸法  
Specimen

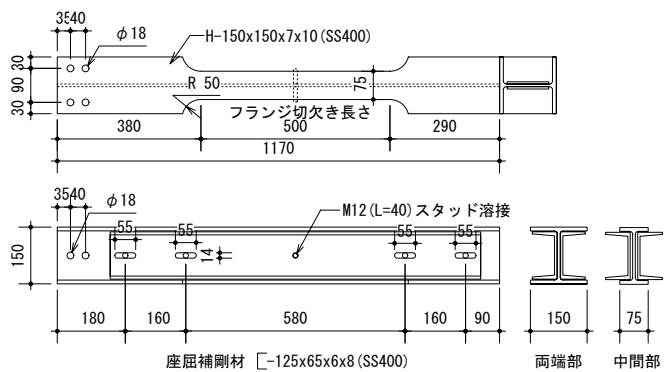


図-9 座屈拘束ブレース詳細図  
Detail of Buckling Restricted Bracing

表-3 鋼材引張試験結果  
Mechanical Properties of Steel

5号試験片3本の平均, 降伏点は上昇降伏点

表-4 加力プログラム  
Loading Program

ブレースの塑性率	圧縮ブレースひずみ	圧縮ブレース縮み	水平変位 (mm)	繰返し数	変形角R
0.5 y	0.06%	2mm	2.9	1	1/800
4 y	0.50%	16.3mm	23	2	1/100
8 y	1.00%	32.5mm	46	2	1/50
12 y	1.50%	49mm	69	1	1/33

$\epsilon_y$  を 1250 $\mu$  と仮定した場合

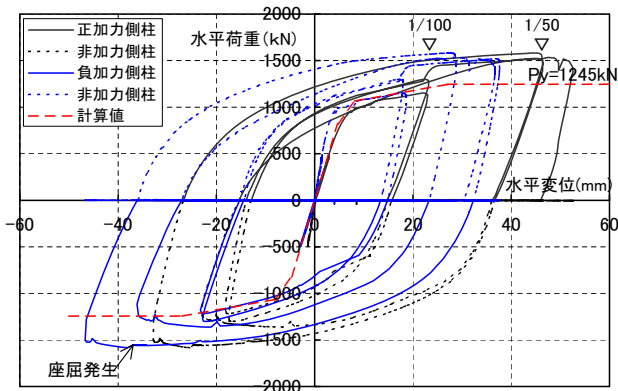


図-10 水平力 - 水平変位関係  
Load-Displacement Relations

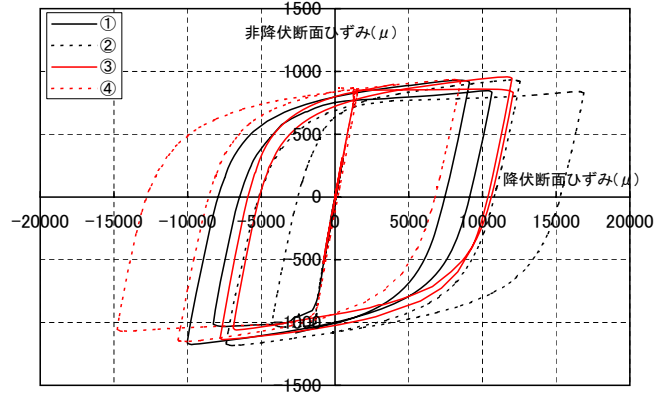


図-11 ブレースのひずみ履歴  
Strain Hysteresis of Bracing

表-5 弾性剛性  
Elastic Stiffness

剛性計算値( $\times 10^6 \text{N/m}$ )				実験値
圧縮ブレース	引張ブレース	フレーム	弾性剛性	初期剛性
$K_{b1}$	$K_{b2}$	$K_r$	$K_0$	$K_{exp}$
105.3	60.4	9.5	175.2	168.4

表-6 降伏耐力  
Yield Load

ブレース	フレーム	$Q_b + Q_r$	実験最大	実験/計算
$Q_b$	$Q_r$	$Q_y$	$Q_{max}$	$Q_{max}/Q_y$
988	267	1245	1582	1.27

$Q_b$ : ブレース降伏耐力,  $Q_r$ : フレームの曲げ耐力  
 $Q_y$ :  $Q_b + Q_r$ ,  $Q_{max}$ : 実験最大耐力, 単位 kN



-6サイクル時



実験終了後

写真-2 座屈状況  
Buckling of Bracing

縮を水平変位に換算した。圧縮力のみによる加力のため、圧縮と引張のブレースの伸縮が一致しないのは前節のA1試験体と同様であるが、座屈が生じる前は、その差は少ない。

加力経過は、+4サイクル(R=+1/50)まで座屈を生じることなく安定した履歴を描いたが、-4サイクルの1/50変形への途中でブレースに曲げ座屈が発生し、加力用のブラケット部が構面外に回転を生じた。その後除荷し、加力位置の面外拘束を施して再加力して実験継続を試みたが、一旦座屈を生じるとその進展の防止は困難であり、1/33変形角に向かう+6サイクルの途中で実験を終了した。

剛性と降伏耐力の計算結果を図-3中に破線で示した。圧縮・引張各ブレースとフレーム各々をバイリニアで表し、これらを重ね合わせて求めた。弾性剛性を表-5に、降伏耐力を表-6に示す。引張ブレースの弾性剛性は、フレームの圧縮変形のため、圧縮ブレースの6割でしかない。計算結果は実験結果を適切に評価している。

図-11に、3サイクル(R=±1/100)までのブレースのひずみ履歴を示す。4本のブレース各々について、横軸に降伏断面のひずみ、縦軸に非降伏断面のひずみで表した。初期勾配はブレースの元断面と切欠き部の断面積の比0.62に等しく、縦軸はブレースに作用する軸力に比例

する。すなわち、本図はブレースの応力 - ひずみ関係の履歴曲線を表している。このようにブレースは4本とも圧縮引張対称の安定した履歴を描いている。

写真-2に、最終サイクル時および実験終了時のブレースの変形状況を示す。引張ブレースによる圧縮ブレースの座屈補剛により、ブレース交点を中心に二次モードの座屈が生じた。座屈補剛のない面外弱軸X形ブレースを対象とした文献<sup>7)</sup>の実験でも同様の座屈モードが報告され、座屈長さはブレース中央の交点と面外変形が拘束された周辺架構との距離の0.7倍と評価されている。

### 3.4 座屈拘束ブレースの設計式

既往の座屈拘束ブレースにおける座屈補剛材の必要剛性は(3)式で与えられる<sup>8)</sup>。

$$\frac{\pi^2 E I_B}{l_k^2} \geq \alpha N_y \quad (3)$$

ここに、 $E I_B$ は補剛材の曲げ剛性、 $N_y$ は芯材の降伏軸力、 $\alpha$ は安全率である。試験体座屈時に加力位置が面外回転したことを考慮にいれ、今回の試験体座屈長さ $l_k$ にはブレース全長の半分(1626mm)を用い、 $N_y$ の降伏応力に公称強度( $1.1 \times 235 \text{ N/mm}^2$ )を用い、安全率 $\alpha$ の下限として1.48を得る。

さらに、芯材の非補剛・非降伏区間の座屈を防止するために、学会規準<sup>4)</sup>の短期許容圧縮応力度 $\sigma_c$ による制限を(4)式によって加える。

$$\sigma_c = \left\{ \frac{1 - 0.4(\lambda/A)^2}{1 + 4/9(\lambda/A)^2} \right\} \sigma_y \quad (4)$$

なお、補剛材溝形鋼2本分の $I_y$ は $2 \times 61.8 = 123.6 \text{ cm}^4$ であるのに対し、H型鋼のブレース芯材全断面の $I_y$ は $563 \text{ cm}^4$ と大きな差があり、このような曲げ剛性の材軸方向変化は座屈長さを修正すべき余地があることを意味するが、工学的には実験結果より得た安全率はその影響を包含していると考えてよいであろう。

### 3.5 結論

短い座屈長さでX形配置にも適した、新しい簡易型の座屈拘束ブレース「Shape-Up X」の構造実験を行い、実用上満足できる力学的性能を確認した。実施工においては今回の試験体と異なり仕口部分の面外回転が拘束され

るので、より優れた塑性変形能力が期待できる。

## 4. まとめ

新しく考案した2種類のブレース付き枠組を試験体を用いて構造実験を行い、それらの優れた構造性能を実証し設計式を確立した。本耐震補強構法は、中央合同庁舎7号館保存棟(旧文部省庁舎)の耐震改修工事に適用されている。今後、まだまだ多く残されている耐震補強の必要な建物に対して、これまでのクロスウォール耐震壁やアンカーレスブレース工法に加えて本補強構法を適所に配置し、構造的・環境的・意匠的に、最も最適な耐震補強工事を提案してゆきたい。

### 参考文献

- 1) 成原弘之ほか：鉄骨ブレースによるRC建物の制振補強工法の開発(その1 細長比の小さいH形鋼ブレースの履歴性状と新しい座屈補剛法)，学会大会梗概集，2004.9
- 2) 田淵基嗣ほか：すみ肉溶接を用いた柱・梁仕口に関する研究-その3エンドプレート形式仕口の載荷実験-，学会大会梗概集，1996.9
- 3) 建築研究所，日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書，平成14年4月
- 4) 日本建築学会，鋼構造設計規準，1970
- 5) 日本建築学会，鋼構造座屈設計指針，1996
- 6) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，p.276，1990
- 7) 中村，加藤ほか：原子力発電所建屋の鉄骨架構の復元力特性に関する研究(その1～7)，学会大会梗概集，1990.10
- 8) 藤本，和田ほか：鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究，構造工学論文集，Vol.34B，1988.3