

組立補剛された山形鋼支柱材の座屈耐力に関する研究 －その 2. 細長比の影響－

日大生産工 ○小松 博

(株) アイ・ティ・シ・コンサルティング 石井圭吾

元日大生産工 福島暁男

1. はじめに

アフリカあるいは中東の砂漠地帯では強風の影響により通信用鉄塔の倒壊が問題となっている。これに対し筆者らは支柱材に削孔・溶接等による損傷を与えない、補強材である平鋼をボルトの締め付けによる取付金物を用いた簡便な施工により山形鋼支柱材への組立補剛方法を前報¹⁾で提案した。その実験内容は、一般化細長比 0.8, 1.0, 1.2 を対象として平鋼補強材の支柱材に対する範囲を主としたもので、無補強材に対して部分補強から全補強とすることにより座屈耐力の上昇が確認されるとともに、十分な補強効果が示された。

本研究では前報¹⁾の結果をもとに補強範囲を全補強として、一般化細長比で 0.6～1.6, 細長比で 50～130 の範囲を設定し、中心圧縮の曲げ座屈実験により細長比に対する補強効果は無補強材との比較により検討するものである。

2. 試験体

本実験で使用する試験体形状を図-1 に、取付金物を含む断面を図-2 示す。支柱材は山形鋼 L-100×100×10 (SS400), 補強材は平鋼 $\square$ -6×110 (SS400) である。実験因子は細長比と取付金物の間隔で、一般化細長比 (λ_c) は 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6 の 8 種類とし同一細長比で各 2 体を設定している。また全補強とともに無補強材についても同様の細長比で 2 体ずつ実験を行っている。試験体に用いた山形鋼および平鋼の機械的性質を表-1 に、また試験体の一覧を実験結果とともに表-2 に示す。

ここに試験体の補強範囲は、前報¹⁾のエンドプレ

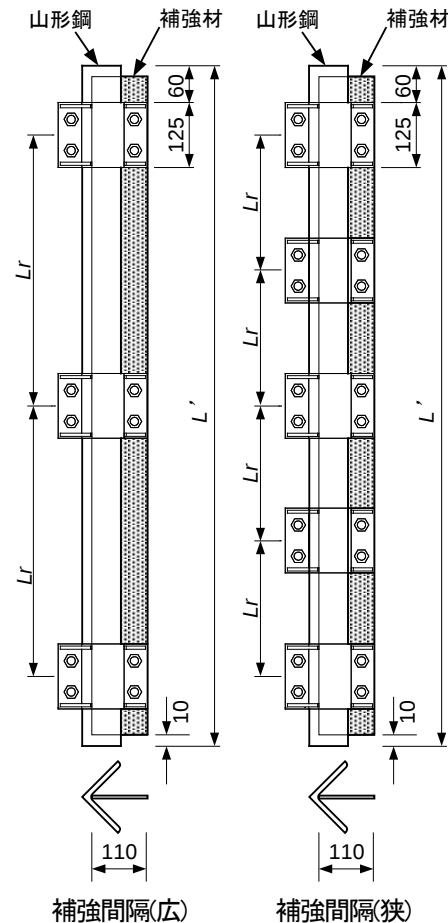


図-1 試験体形状

表-1 機械的性質

使用材料	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_t (N/mm ²)	伸び率 ϵ (%)
山形鋼	303.4	439.8	25.7
平鋼	347.2	462.2	28.0

Study on Buckling Strength of Angle Steel Compression Members with Built-up Bracing

Hiroshi KOMATSU, Keigo ISHII and Akio FUKUSHIMA

ートから 75mm あけて補強材を配した全補強では端部で局部座屈が見られたため、本報ではこの間隔を 10mm としている。また取付金物は一般化細長比 1.0 以上で 3 個と 5 個を試験体中央と両端部あるいはその中間に図-1 のように配し、その間隔 (L_r) を表-2 中に示す。なお試験体長さ L' はナイフエッジ高さとエンドプレート厚の 290mm を引いた値である。

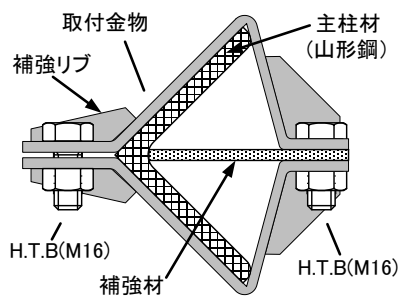


図-2 試験体断面

3. 実験方法

実験装置を図-3 に示す。実験は 1000kN 構造物載荷システム(UH-1000kN)を用いた中心圧縮の

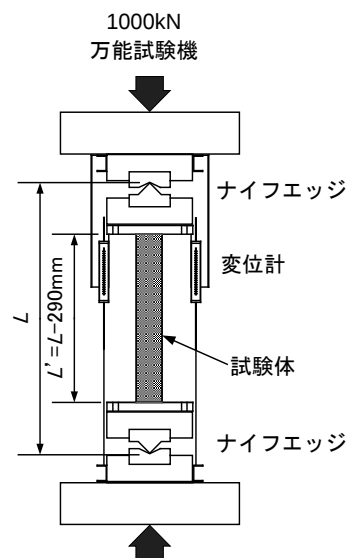


図-3 実験装置

表-2 試験体概要および実験結果

λ_c	λ	山形鋼長さ L' (mm)	補強 種類	取付金物間隔 L_r (mm)	取付 金物数	最大耐力 (平均値) N/N_y	耐力増加率
0.6	48.92	664	無補強	—	—	1.06	—
			全補強	209.5	3	1.06	1.00
0.8	65.23	982	無補強	—	—	0.97	—
			全補強	368.5	3	1.00	1.04
1.0	81.54	1300	無補強	—	—	0.80	—
			全補強	527.5	3	1.03	1.31
				260.8	5	1.07	1.33
1.2	97.85	1618	無補強	—	—	0.62	—
			全補強	686.5	3	0.95	1.55
				343.3	5	0.92	1.50
1.3	106.0	1777	無補強	—	—	0.51	—
			全補強	766.0	3	0.84	1.66
				383.0	5	0.80	1.57
1.4	114.1	1936	無補強	—	—	0.44	—
			全補強	845.5	3	0.80	1.77
				422.8	5	0.72	1.58
1.5	122.3	2095	無補強	—	—	0.39	—
			全補強	925.0	3	0.65	1.70
				462.5	5	0.66	1.73
1.6	130.5	2254	無補強	—	—	0.35	—
			全補強	1004.5	3	0.61	1.74
				502.3	5	0.64	1.83

曲げ座屈実験である。すなわち、試験体の両端に厚さ 25mm のエンドプレートを溶接し、そのエンドプレートにナイフエッジを持ったピン支持装置にボルト締めで固定し、一方向のみに曲げ座屈させる。荷重は試験機より検出し、変位は支点間の 2 ヶ所で変位計により材軸方向について測定した。またひずみの測定を主柱材および補強材で行った。補強材には材軸方向とその直行方向のひずみを測定するために 2 軸ゲージを貼付した。

4. 実験結果および考察

表-2 末尾に実験結果として各細長比における最大耐力の平均値 (N/N_y) と無補強材を基準とした耐力増加率を示す。表中の N_y は表-1 の降伏応力度に山形鋼の公称断面積を掛けた降伏軸力である。これより細長比が大きくなるほど耐力増加率が上がっている。特に $\lambda c = 1.2$ 以上では耐力増加率が 1.5 以上となり最大で 1.83 を示すことから、細長比の大きい場合にはその補強効果が十分示されている。これは取付金物が 3 個の間隔が広い場合と 5 個の狭い場合の両者についていえることで、取付金物の間隔は特に耐力に影響しないことが示され、前報でこの間隔を 500mm 程度で十分であると結論づけたが、一般化細長比で 1.6、細長比で 130 程度であれば、支点間の中央と両端部に取付金物を配することで補強効果が期待できることが検証された。これに対し $\lambda c = 0.6 \cdot 0.8$ では顕著な補強効果が示されなかった。この要因は破壊性状において 1.0~1.6 については局部座屈はせず、補強材を含めて曲げ座屈を起こしているのに対し、

$0.6 \cdot 0.8$ では試験体端部での局部座屈により耐力が決定したため補強材による座屈補剛の効果が示されなかったためであると考えられる。ただし $\lambda c = 0.6 \cdot 0.8$ では無補強材でも座屈耐力がほぼ 1.0 となり山形鋼の降伏軸力に達している。座屈補剛を目的とした本補強方法では、細長比がある程度大きい主柱材を想

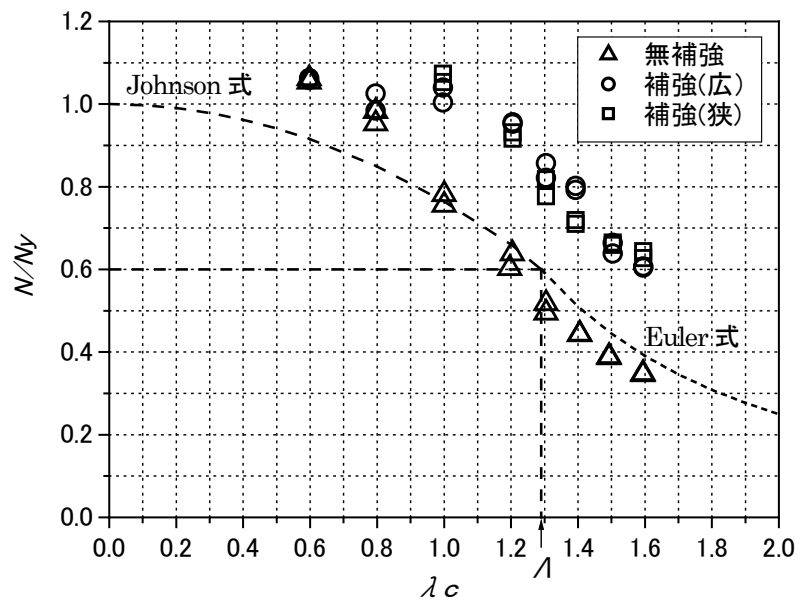


図-4 座屈耐力—一般化細長比関係

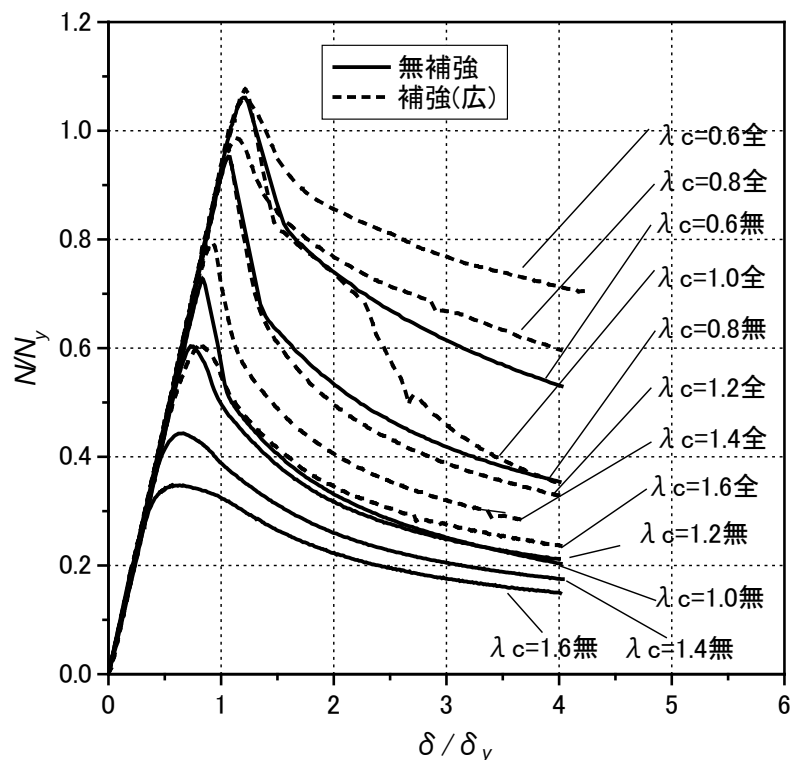


図-5 座屈耐力—軸方向変位関係

定して実験を行ってきたが、本実験で
使用した山形鋼においては一般化細長比
が 1.0 以上でその補強効果が示されるこ
とが検証できた。

図-4 は全試験体の座屈耐力と一般化
細長比の関係である。図中の△は無補強
材を、○は取付金物間隔の広い補強材で
□は間隔の狭い補強材を示している。な
お図中に参考として理論式である
Johnson 式と Euler 式を示す。図中△の
無補強では、 $\lambda c=1.0$ 以上ではほぼ理論
式と一致している。○および□の補強材
では $\lambda c=0.8$ を除いて概ね理論式の曲線
の低下状況に添った形で細長比の増加
と共に耐力が低下しており、理論式をも
とに補強材の耐力評価を行いうことが確認された。

図-5 は取付金物間隔の広い補強材における $\lambda c=$
0.6~1.6 の座屈耐力と軸方向変位の関係 ($N/N_y -$
 δ/δ_y) を示したものである。 δ は支点間の材軸方向
の縮み量で、 δ_y は降伏ひずみ(ϵ_y)に試験体長さ(L')
を掛けた降伏変位である。これより初期剛性は全細
長比の無補強材と補強材において一致しており、補
強材による剛性の増加は見られない。また $\lambda c=1.0$
以上では座屈後の変形挙動についてもほぼ同様の履
歴を示していることから、補強材は単に主柱材の座
屈拘束のみに働いていることが改めて検証された。
ただし $\lambda c=0.6 \sim 0.8$ では座屈後の挙動として耐力の
減少は補強材において無補強材よりも緩やかとなっ
ていることから、座屈補剛よりはむしろ座屈後の変
形拘束に機能していると考えられる。

図-6 に一例として $\lambda c=1.0$ の補剛材に貼付した 2
軸ゲージおよび主柱材裏面に貼付した短軸ゲージの
荷重-垂直ひずみ関係を示す。各ひずみゲージの貼
付位置は試験体中央である。主柱材のひずみは荷重
の増加に比例して直線的に増加し、座屈時のひずみ
は 1800μ 程度であるのに対し、補剛材の材軸方向ひ
ずみは 120μ 程度と小さいものとなっている。補剛
材のひずみの推移より補強材は座屈の発生以前は主
柱材からの軸力伝達はほとんどなされず、主柱材の
座屈直後から補強材の材軸方向、水平方向ともに増

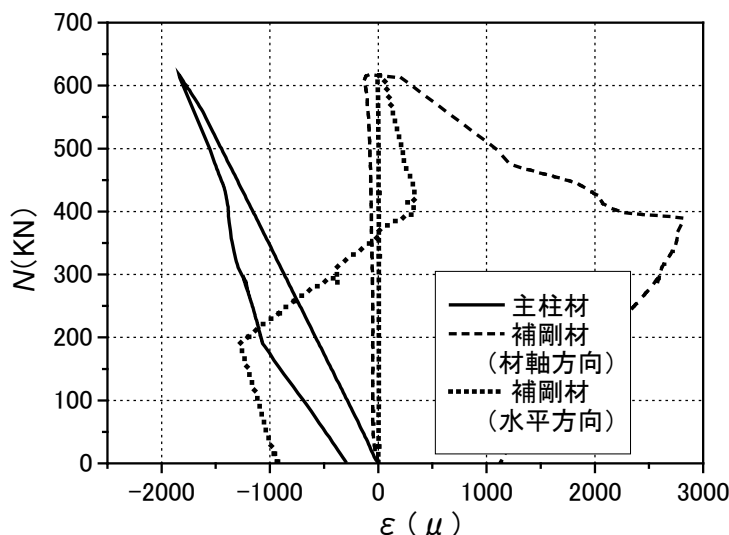


図-6 荷重-垂直ひずみ関係 (補強材)

大していることから、補強材は曲げ座屈の拘束のみに
働いていることが履歴性状と同様に検証された。
なお $\lambda c=1.0$ 以上の他の試験体にも同様の挙動が示
されている。

5. まとめ

組立補剛された山形鋼主柱材の中心圧縮実験より
本実験の範囲では一般化細長比で 1.0 以上において
その補強効果が発揮され、補強材の取付金物は支点
間の中央と両端のみに配することで座屈補剛が可能
となることが明かとなった。本補強方法は通信用鉄
塔の山形鋼主柱材に対し、接合部を含めた基部から
上層部への広範囲にわたって連続的に補強すること
が可能となり補強効果も期待できることが検証され
た。また初期剛性から、補強材は主柱材からの軸力
伝達はほとんどなされず、主柱材の曲げ剛性の向上
にのみ働いていることが検証され、設計において補
強材取付けによる構造偏心の影響を考慮する必要が
なく、また座屈耐力の評価も従来の理論式をもとに
行いうことが確認された。今後は補強材の適切な
補強量および取付金物の軽量化に関して検討を行っ
ていく予定である。

【参考文献】

- 1) 小松博・石井桂吾・福島曉男：組立補剛された山
形鋼主柱材の座屈耐力に関する研究，日本大学生
産工学部第41回学術講演会，建築部会，2008，
pp.17~20