

ストラットを断面内側に配置する 矩形断面柱部材の座屈抑制効果に関する基礎的研究

松村政秀¹・北田俊行²・谷 一成³・林 秀侃⁴

¹大阪市立大学大学院工学研究科助手 都市系専攻 (〒558-8585大阪市住吉区杉本3-3-138)

E-mail: m_matsu@civil.eng.osaka-cu.ac.jp

²大阪市立大学大学院工学研究科教授 都市系専攻 (〒558-8585大阪市住吉区杉本3-3-138)

E-mail: kitada@civil.eng.osaka-cu.ac.jp

³高田機工株式会社設計部橋梁設計課 (〒556-0015 大阪市浪速区敷津西2-1-12)

E-mail: k_tani@takadakiko.co.jp

⁴阪神高速道路公団神戸建設局局長 (〒650-0041 兵庫県神戸市中央区新港町16-1)

E-mail: hidenao-hayashi@hepc.go.jp

地震時における構造物の損傷防止と地震エネルギーの吸収を目的としたブレース材は、ラーメン構造をはじめとして建築分野で幅広く用いられている。鋼製橋脚に代表される薄肉補剛板構造は、過大な地震力を受け補剛板全体の座屈変形が発生すると急激な耐力力の低下に繋がることが指摘されている。本研究では、補剛矩形断面柱部材の内側にストラットを設置し、縦補剛材位置で両フランジ・プレートを繋ぐことによって、補剛板パネル全体の座屈変形を防止する方法を提案している。そして、座屈変形を拘束するためのストラットの設置効果に関する基礎的な資料を得ることを目的として、補剛矩形断面柱部材を対象とした弾塑性有限変位解析を実施している。

Key Words : *buckling restrained struts, stiffened plate, buckling, ductility, elasto-plastic finite displacement analysis*

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、補剛板により構成される矩形断面鋼製橋脚の耐震性向上にむけて様々な検討がすすめられている。そして、補剛板構造からなる柱部材を対象として十分な変形性能と耐力力を確保するためには、従来に比べ板厚の厚い鋼板と剛性の大きい補剛材とを使用し補剛板の座屈変形を拘束するとともに、ダイアフラムを設置して確実に密閉できる状態でコンクリートを充填することがすすめられている¹⁾⁻⁵⁾。従来の断面と比較して、このようなコンパクトな断面を採用すると、補剛板の耐力不足を解消されるが、路面下の柱基部付近の鋼板の座屈や低サイクル疲労による鋼材の割れの発生が懸念され、損傷の発見と損傷後の補修性には有利ではない。また、柱内部にコンクリートを充填する場合には、設計地震力が大きくなったことに起因して、従来より大きなアンカーボルトやアンカーフレーム、ひいてはフーチングまでも必要となり、その施工性・経済性が問題となっている。

ここで、著者らは、補剛板パネル全体の座屈変形の発生を防止する方法の1つとして、鋼製橋脚の箱断面内側に、ダイアフラムを密に配置するよりも、容易に設置可能な支柱材（以下、座屈拘束ストラットという）を設置する方法に着目した。すなわち、座屈拘束ストラットを箱断面内側に設置し、縦補剛材位置で両フランジ・プレートを繋ぐことによって、補剛板パネル全体の座屈変形の発生を防止し、変形性能の向上を図るとともに、コンクリートを充填する場合よりも柱基部への作用力の低減を期待したものである。

建築分野では、地震による構造物の損傷を防止しエネルギーを吸収を図るためのブレース材が、例えばラーメン構造、高層ビルなどに幅広く使用されている^{6),7)}。このような支柱材の土木構造物への適用に向けての検討は、最近ようやく始められたばかりである⁸⁾。鋼製柱部材の内側にストラットを設置する方法は、無補剛の箱形断面柱部材を対象とした研究^{9),10)}は見られるが、補剛板構造を対象とした研究はほとんど実施されていないようである。

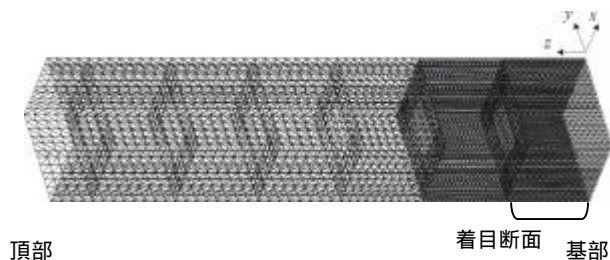


図-1 解析モデルと要素分割状況

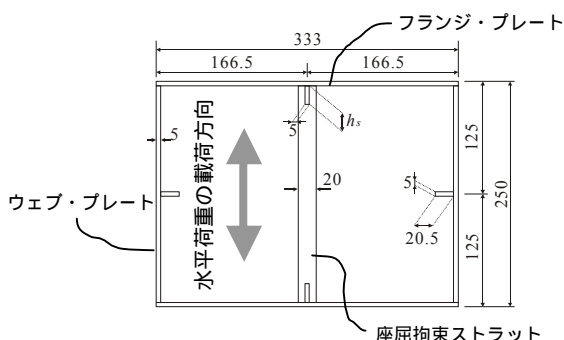


図-2 断面図および座屈拘束ストラットの断面方向の設置位置 (寸法単位: mm)

そこで、本研究では、鋼製橋脚柱部材，すなわち，軸方向力と曲げモーメントとを受ける梁・柱部材を対象として，座屈拘束ストラットの設置方法（位置・本数），縦補剛材間の板パネル幅厚比パラメータ R_R ³⁾，ならびに補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F ³⁾を変化させるパラメトリック解析を実施している．また，断面内側にダイアフラムを設置する場合と座屈拘束ストラットを設置する場合についても比較・考察している．そして，矩形断面内側への座屈拘束ストラットの適用性と設置効果について，基礎的な資料を得るものである．

2. 解析モデルの設定

(1) 解析モデルおよび断面分割

鋼製柱部材への座屈拘束ストラットの適用性を検討するため，解析モデルは，変形性能の不足が想定される補剛板構造を有する矩形断面柱部材を対象とした．文献 11)には，兵庫県南部地震の際に損傷が見られた阪神高速道路・3号神戸線の鋼製橋脚 P353を対象とした載荷実験が報告されており，実験供試体の製作に用いられた鋼材の引張試験も実施されている．そこで，本研究では，同文献で用いられた実験供試体（橋脚 P353 の 1/6 縮小模型で，橋脚高さ $L=1,624$ mm，断面形状は図-2 参照）を参考にして，解析モデルを設定した．なお，今回の検討では，橋脚 P353 に充填されている中詰めコンクリートはモデル化していない．

表-1 には，橋脚 P353 と実験供試体との断面諸元を比較してまとめた¹¹⁾．表中，各種断面に関する座屈パラメータは，文献 3)にしたがい算出している．また，図-1 に示すように，解析モデルの要素

表-1 解析対象の断面諸元

諸元	対象構造	橋脚 P353	実験供試体 (解析モデル)
フランジ・プレートの幅 (mm)		2,000	333
ウェブ・プレートの幅 (mm)		1,500	250
橋脚高さ (mm)		9,800	1,624
ダイアフラム間隔 (mm)		1,500	250
補剛板の板厚 (mm)		30	5
縦補剛材の高さ (mm)		150	20.5
縦補剛材の板厚 (mm)		16	5
断面積 (mm ²)		216,000	61,400
補剛板のアスペクト比 α		0.773	0.774
縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R		0.709	0.703
補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F		0.722	0.727
縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S		0.636	0.278
縦補剛材剛比の比 γ_s/γ_s^*		0.974	0.953
柱の細長比パラメータ $\bar{l}$		0.424	0.422

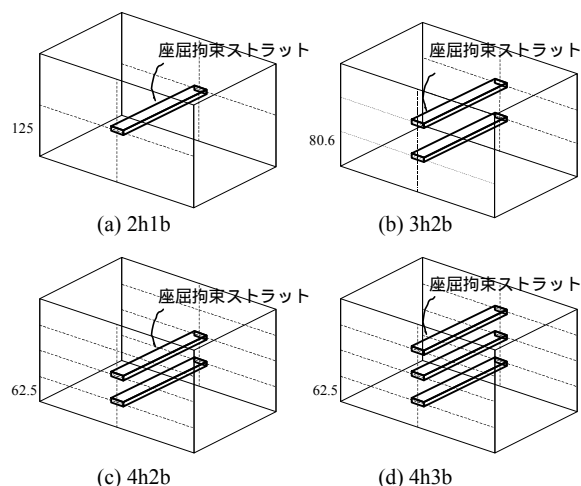


図-3 着目断面における座屈拘束ストラットの高さ方向の設置方法 (寸法単位: mm)

分割は，柱基部から 2 断面（基部から 500 mm まで）において，フランジ・プレートは縦補剛材間を 12 分割，ウェブ・プレートは縦補剛材間を 10 分割し，基部断面（基部から 250 mm）を着目断面とした．縦補剛材には梁・柱要素を用い，それ以外はすべて 3 節点平板要素を用いている．解析には解析プログラム USSP を用いた¹³⁾．

(2) 解析モデルの内訳

薄肉補剛板構造からなる柱部材の耐荷力に大きな影響を与える補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F ならびに縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R とに着目し， R_F を 0.4, 0.6, 0.8 の 3 種類， R_R を 0.4, 0.6, 0.8 の 3 種類に変化させて，表-2 に示す計 9 種類の座屈拘束ストラットを設置しない解析モデルを設定した． R_R および R_F の変化には，それぞれ，柱部材の板厚およびフランジ・プレートの縦補剛材の高さを変更して対応し，断面外形をなるべく変化させないようにした（ダイアフラム間隔は

表-2 座屈拘束ストラットを設置しない解析モデルと断面諸元の設定

解析モデル	板厚 (mm)	縦補剛材 高さ h_s (mm)	板パネルの 幅厚比 パラメータ R_R	補剛板パネルの 幅厚比 パラメータ R_F	縦補剛材の 幅厚比 パラメータ R_S	縦補剛材 剛比 γ_s/γ_s^*	柱の細長比 パラメータ $\bar{l}$	座屈拘束スト ラットの細長 比パラメータ $\bar{l}$	降伏水平 荷重 H_Y (kN)	降伏変位 δ_Y (mm)
R4F4	8.50	31.4	0.400	0.400	0.250	1.067	0.427	0.452	174.6	1.09
R4F6		20.2		0.600	0.161	0.307			172.0	1.09
R4F8		7.26		0.800	0.058	0.016			168.0	1.09
R6F4	5.80	33.1	0.601	0.400	0.387	2.716	0.423	0.663	123.2	1.09
R6F6		23.6		0.600	0.276	1.050			121.7	1.09
R6F8		17.6		0.800	0.206	0.456			120.6	1.09
R8F4	4.37	33.7	0.809	0.401	0.523	5.091	0.421	0.880	94.4	1.09
R8F6		24.7		0.600	0.383	2.130			93.3	1.09
R8F8		19.4		0.799	0.301	1.072			92.6	1.09

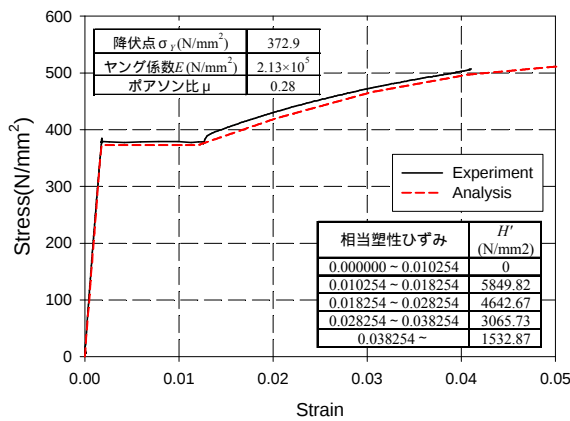


図-4 鋼材の応力-ひずみ関係

250 mm で一定)．なお，座屈拘束ストラットの形状は，板幅 20 mm で板厚をフランジ厚の 3 倍とする四角形断面とした．

そして，座屈拘束ストラットを設置しない各解析モデルに対して，図-2 に示すように，高さ方向における設置位置，および設置本数を変化させて，座屈拘束ストラットを設置した．すなわち，座屈拘束ストラットを設置しない 9 つの各解析モデルと座屈拘束ストラットの設置方法（図-3 に示す 4 種類）との組み合わせで，計 45 の解析モデルを設定した．各解析モデルの名称は，解析モデル R8F8_2h1b を例にとると，板パネルの幅厚比パラメータ R_R が 0.8，補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F が 0.8 であり，基部付近のダイアフラム間を高さ方向に 2 分割する位置に，1 本の座屈拘束ストラットを設置していることを示す．

(3) 鋼材の機械的性質

鋼材の機械的性質は，文献 11) の鋼材の引張試験の結果を参考に図-4 に示す応力-ひずみ関係を設定した．また，各種座屈パラメータおよび断面諸元の算出には，同図の値を使用している．繰返し荷重を受ける際には硬化則が重要となるが，本解析では移動硬化を仮定した．

(4) 初期不整

初期不整には，文献 13) を参考にして，初期たわ

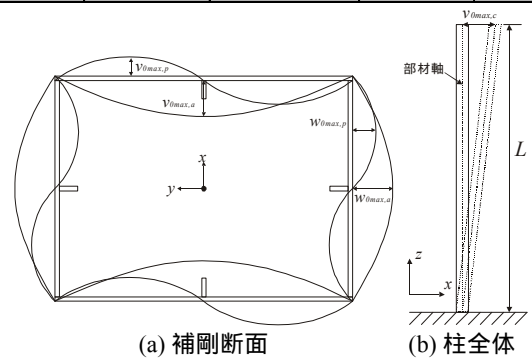


図-5 解析に用いた初期たわみの形状

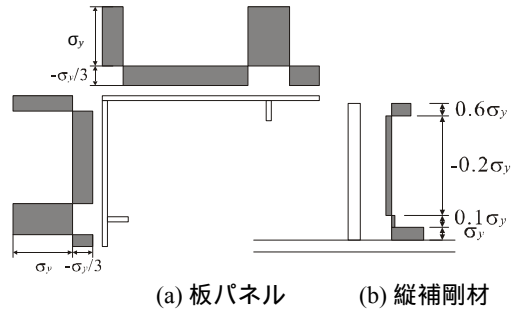


図-6 解析に用いた残留応力の分布形状

みおよび残留応力を考慮した．初期たわみには，図-5 に示すように，縦補剛材間の板パネルの初期たわみ（式(1)参照），補剛板パネル全体の初期たわみ（式(2)参照），および柱全体としての初期たわみ（式(3)参照）とを考慮し，それらを足し合わせた初期たわみ波形を考慮した．また，残留応力の分布形状は，図-6 に示すとおりとした．

a．補剛板パネル全体の初期たわみ波形

$$w_l = \frac{a}{1,000} \cos\left(\frac{\pi x}{a}\right) \cos\left(\frac{\pi z}{B}\right) \quad (1)$$

b．縦補剛材間の板パネルの初期たわみ波形

$$w_g = \frac{B/n}{150} \cos\left(\frac{n\pi x}{a}\right) \cos\left(\frac{n\pi z}{B}\right) \quad (2)$$

c．柱全体の初期たわみ

$$v_o = \frac{L}{1,000} \sin\left(\frac{\pi z}{2L}\right) \quad (3)$$

ここに， a ：ダイアフラム間隔， B ：補剛板の幅， n ：縦補剛材に囲まれる板パネルの数， L ：橋脚高さ

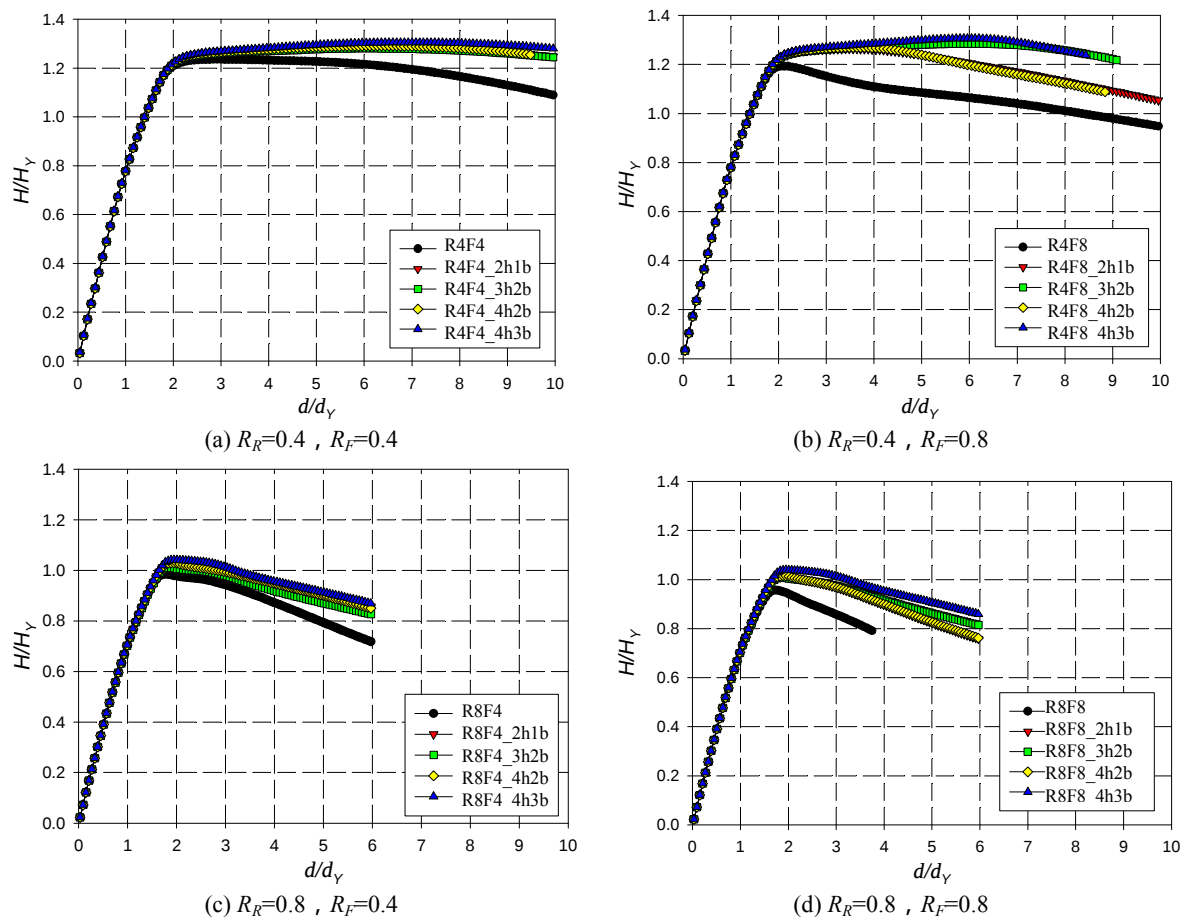


図-7 水平荷重-水平変位関係 (単調載荷)

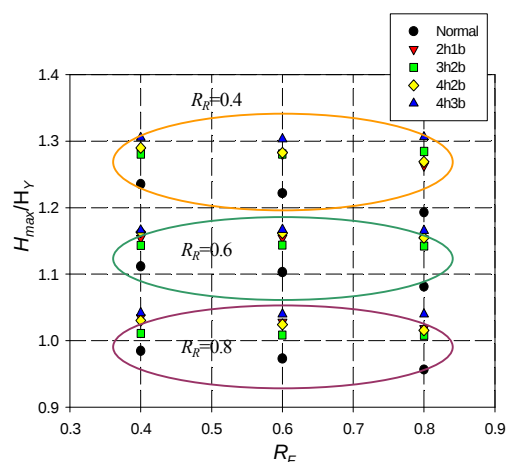


図-8 耐力と R_F との関係

(5) 荷重の載荷方法

柱部材への荷重の載荷は、鉛直方向に上部構造の死荷重を想定して一定な軸方向圧縮力、 $0.11 \sigma_Y A$ (A : 鋼断面の断面積)を導入した状態で、頂部の水平変位を一方に漸増させる単調載荷と繰返して漸増させる繰返し載荷との2種類の載荷方法とした。いずれの載荷方法の場合も、解析モデルの設定は同じものを使用した。水平変位の繰返し方法は、降伏水平変位 δ_Y を基準にして $1\delta_Y, -1\delta_Y, 2\delta_Y, -2\delta_Y, \dots$ と水平変位を漸増し、耐力力の低下が認められるまで解析を行った。ここで、降伏水平変位 δ_Y は、座屈拘束ストラットを設置しない解析モデル

の断面寸法を用いて式(4)で算定した降伏水平荷重 H_Y を用いて、式(5)より算定した。

$$H_Y = \left(s_Y - \frac{N}{A} \right) \frac{W}{L} \quad (4)$$

$$d_Y = \frac{H_Y L^3}{3EI} \quad (5)$$

ここに、 N : 導入した軸方向圧縮力、 A : 鋼断面の断面積、 W : 鋼断面の断面定数、 I : 鋼断面の断面二次モーメント

3. 単調載荷による解析結果

(1) 座屈拘束ストラットの設置が耐力に及ぼす影響

図-7 には、主な解析結果として、 R_F あるいは R_R を 0.4 および 0.8 に設定した荷重載荷位置における水平荷重-水平変位関係を示す。縦軸は水平荷重 H を各解析モデルの降伏水平荷重 H_Y で、横軸は水平変位 δ を各解析モデルの降伏水平変位 δ_Y で除して無次元化している。なお、以下の文中では、最大水平荷重を H_{max} 、その時の水平変位を δ_{max} とし、 H_{max} が 95%まで耐力力が低下したとき水平荷重を H_{95} 、その時の水平変位を δ_{95} と定義している。表-3 には主な解析結果をまとめた。図-8 にはすべての解析モデルにおける最大水平荷重 H_{max}/H_Y と補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F との関係を示す。

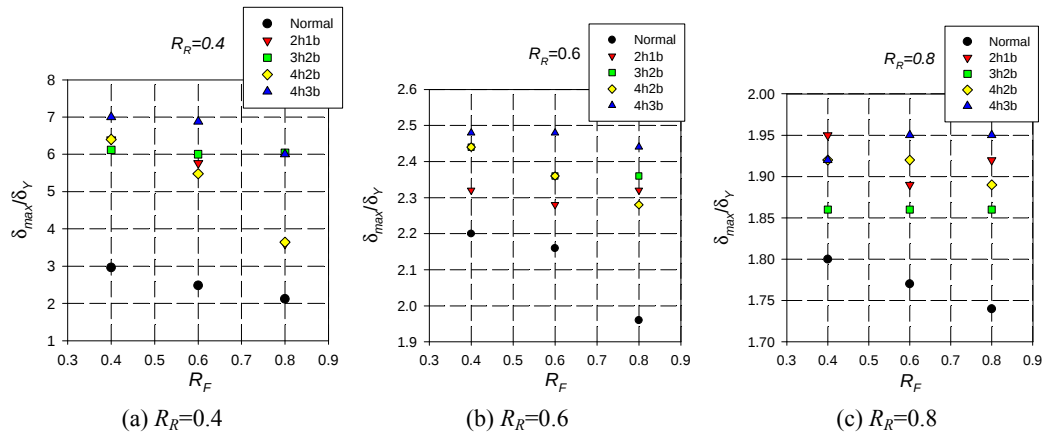


図-9 $\delta_{\max}$ と R_F との関係

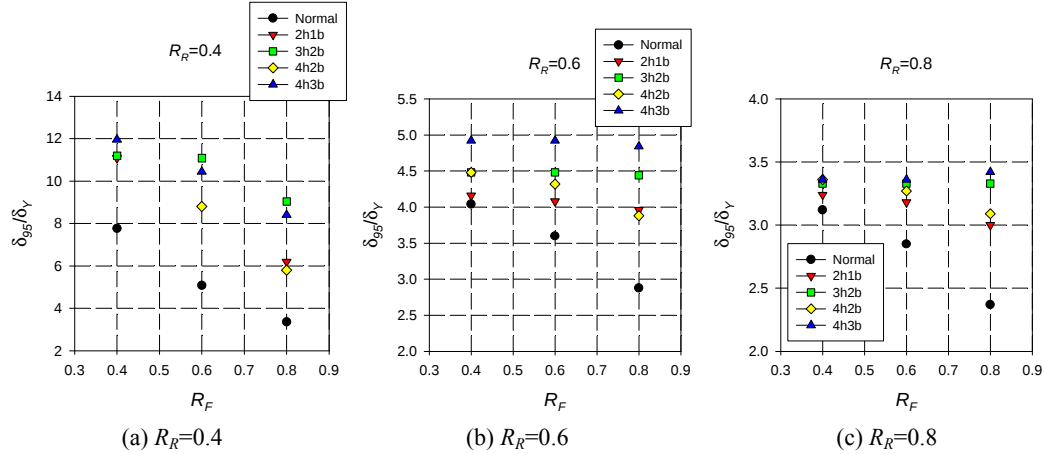


図-10 δ_{95} と R_F との関係

表-3 単調荷重により得られた主な解析結果

解析モデル	$\frac{H_{\max}}{H_y}$	$\frac{\delta_{\max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y}$	初期剛性 (kN/mm)	解析モデル	$\frac{H_{\max}}{H_y}$	$\frac{\delta_{\max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y}$	初期剛性 (kN/mm)	解析モデル	$\frac{H_{\max}}{H_y}$	$\frac{\delta_{\max}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y}$	初期剛性 (kN/mm)
R4F4	1.24	2.96	7.76	13,305	R6F4	1.11	2.20	4.04	9,138	R8F4	0.99	1.80	3.12	6,812
R4F4_2h1b	1.29	6.40	11.08	13,311	R6F4_2h1b	1.15	2.32	4.16	9,147	R8F4_2h1b	1.04	1.95	3.24	6,896
R4F4_3h2b	1.28	6.12	11.20	13,313	R6F4_3h2b	1.14	2.44	4.48	9,145	R8F4_3h2b	1.01	1.86	3.33	6,891
R4F4_4h2b	1.29	6.40	-	13,312	R6F4_4h2b	1.16	2.44	4.48	9,148	R8F4_4h2b	1.03	1.92	3.36	6,898
R4F4_4h3b	1.31	7.00	11.96	13,292	R6F4_4h3b	1.17	2.48	4.92	9,152	R8F4_4h3b	1.04	1.92	3.36	6,904
R4F6	1.22	2.48	5.08	13,140	R6F6	1.10	2.16	3.60	9,039	R8F6	0.97	1.77	2.85	6,812
R4F6_2h1b	1.28	5.76	-	13,146	R6F6_2h1b	1.16	2.28	4.08	9,048	R8F6_2h1b	1.03	1.89	3.18	6,827
R4F6_3h2b	1.28	6.00	11.08	13,147	R6F6_3h2b	1.14	2.36	4.48	9,046	R8F6_3h2b	1.01	1.86	3.33	6,821
R4F6_4h2b	1.28	5.44	8.80	13,147	R6F6_4h2b	1.16	2.36	4.32	9,049	R8F6_4h2b	1.02	1.92	3.27	6,828
R4F6_4h3b	1.30	6.88	10.44	13,152	R6F6_4h3b	1.17	2.48	4.92	9,053	R8F6_4h3b	1.04	1.95	3.36	6,835
R4F8	1.19	2.12	3.36	12,881	R6F8	1.08	1.96	2.88	8,968	R8F8	0.96	1.74	2.37	6,762
R4F8_2h1b	1.26	3.60	6.20	12,886	R6F8_2h1b	1.15	2.32	3.96	8,976	R8F8_2h1b	1.02	1.92	3.00	6,777
R4F8_3h2b	1.28	6.04	9.04	12,888	R6F8_3h2b	1.14	2.36	4.44	8,975	R8F8_3h2b	1.01	1.86	3.33	6,771
R4F8_4h2b	1.27	3.64	5.80	12,887	R6F8_4h2b	1.16	2.28	3.88	8,977	R8F8_4h2b	1.02	1.89	3.09	6,779
R4F8_4h3b	1.31	6.00	8.40	12,868	R6F8_4h3b	1.17	2.44	4.84	8,982	R8F8_4h3b	1.04	1.95	3.42	6,785

表中, “-”は, 最大水平荷重の95%まで耐荷力低下が見られなかったことを示す。

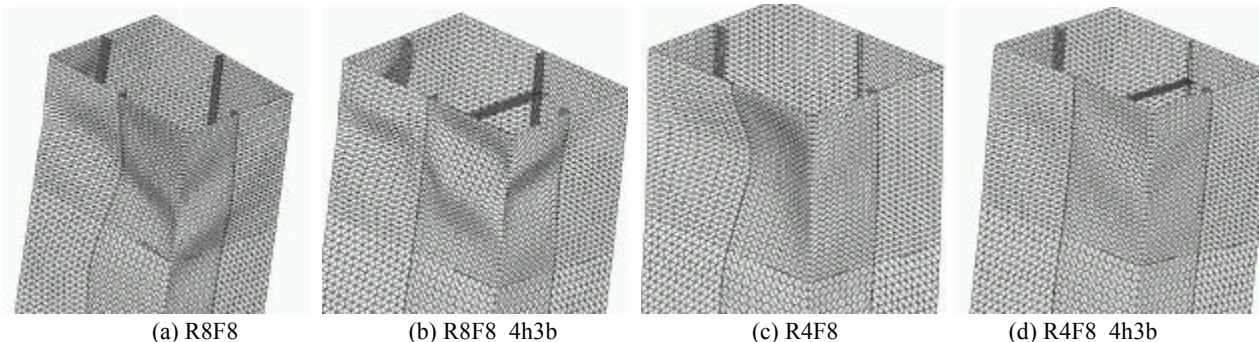


図-11 変形図 (変形倍率 2 倍: $2\delta_y$)

図-7，図-8，および表-3より，すべての解析モデルにおいて，座屈拘束ストラット設置後の耐荷力が向上していることがわかる．座屈拘束ストラット設置後の $H_{\max}$ は，座屈拘束ストラットを設置しない場合と比較して，補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F が0.4の場合には2.8～5.6%， R_F が0.6の場合には3.6～6.9%， R_F が0.8の場合には5.4～9.5%上昇し， R_F が大きいほど設置後の耐荷力が上昇するが，設置前の耐荷力からせいぜい1割程度の上昇にである． R_R の値が耐荷力の上昇に及ぼす影響と R_F の値の設定についてはあまり相関が見られない．また，柱部材の初期剛性は座屈拘束ストラットの設置の前後で変化せず，ストラットの設置が初期剛性に及ぼす影響はほとんどないものと考えられる．

座屈拘束ストラットの設置方法に着目すると，設置方法4h3b， R_R が0.6以下では設置方法4h2b， R_R が0.8では設置方法2h1bの順で，設置後の耐荷力の上昇は高くなった．ただし，解析モデルR4F8の場合には，配置方法3h2bが，設置後の耐荷力の上昇が高くなった．これは，座屈拘束ストラットを設置した断面ではなく，基部から2つ目の断面に補剛板パネル全体の座屈が発生したためである．

(2) 座屈拘束ストラットの設置が変形性能に及ぼす影響

図-9および図-10には，縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R の値別に $\delta_{\max}/\delta_Y$ および δ_{95}/δ_Y と補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F との関係を示す．

図-9，図-10，および表-3より，座屈拘束ストラット設置後の変形性能に着目すると，設置後の $\delta_{\max}$ は，座屈拘束ストラットを設置しない場合と比較して，縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R が0.4の場合には1.72～2.85倍， R_R が0.6の場合には1.06～1.25倍， R_R が0.8の場合には1.03～1.12倍の変形性能の向上が認められ， R_F が大きく， R_R が小さいほど変形性能の向上を期待することができる．また， R_F および R_R の値がともに0.8で耐荷力と変形性能とがともに不足していると考えられる解析モデルR8F8においても，座屈拘束ストラット設置後， $\delta_{\max}/\delta_Y$ は1.95， δ_{95}/δ_Y は3.42となり，解析モデルR8F4と同等の変形性能を得た．すなわち，座屈拘束ストラットの設置は， R_F の改善に極めて効果的である． R_R が0.8の場合には，板パネルの局部座屈変形が卓越し耐荷力が低下するため，変形性能は3～12%の改善に留まった．今回の解析で，座屈拘束ストラットを縦補剛材位置にのみ設置したが， R_R が大きい場合には，縦補剛材間の板パネルの局部座屈の防止対策も併せて実施すると有効であると考えられる．

座屈拘束ストラットの設置方法に着目すると， R_F および R_R の設定により若干バラツキがあるものの，設置方法4h3b，3h2bの順で，変形性能の向上に効果的である．

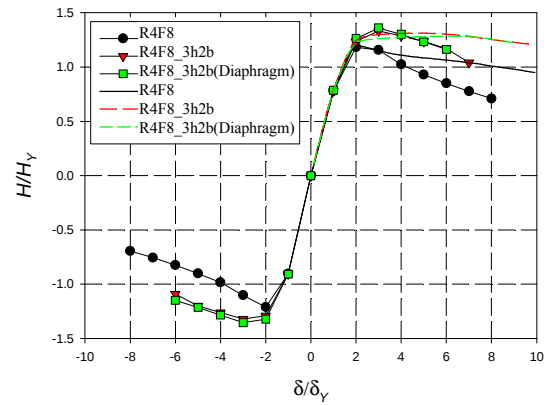


図-12 単調載荷の結果および繰返し載荷から得られた包絡線

表-4 繰返し載荷より得られた主な解析結果

解析モデル	$\frac{-H_{\max}}{H_Y}$	$\frac{-\delta_{\max}}{\delta_Y}$	$\frac{-\delta_{95}}{\delta_Y}$	$\frac{H_{\max}}{H_Y}$	$\frac{\delta_{\max}}{\delta_Y}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_Y}$	初期剛性 (kN/mm)
R4F8	-1.24	-1.29	-2.00	1.19	2.04	3.04	12,881
R4F8_3h2b	-1.32	-3.00	-4.00	1.33	3.00	4.04	12,888
R4F8_3h2b(Diaphragm)	-1.35	-2.88	-3.92	1.36	3.00	4.04	12,949

(3) 座屈拘束ストラットが補剛板パネルの座屈変形に及ぼす影響

図-11には，解析モデル R8F8，R8F8_4h3b，R4F8，および R4F8_4h3b の水平変位 $3\delta_Y$ における着目断面の変形図を示す．これらの図より，補剛板パネル全体の座屈が支配的になるセグメントの内側に，座屈拘束ストラットを設置すると，補剛板パネル全体の座屈変形を防止でき，縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形が発生する座屈モードへと移行させることが可能である．

4．繰返し載荷による解析結果

前章で述べた単調載荷の解析結果より，矩形断面セグメントの内側，縦補剛材位置に座屈拘束ストラットの設置は，補剛板パネル全体の座屈変形の防止に非常に有効であり，補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F が大きく，縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R が小さい柱部材の耐荷力および変形性能を最も向上できることが確認できた．

以下では，地震荷重に代表されるような繰返し荷重が作用する場合の座屈拘束ストラットの設置効果，および座屈拘束ストラットを設置する場合とダイアフラムを設置する場合との補強効果を比較するため， $R_F=0.4$ および $R_R=0.8$ の場合を対象として，繰返し載荷解析を行った．解析には，座屈拘束ストラットを設置しない解析モデル R4F8，座屈拘束ストラットを設置したモデル R4F8_3h2b，および座屈拘束ストラットの代わりにダイアフラムを設置した解析モデル R4F8_3h2b(Diaphragm)の3つの解析モデルを用いた．

(1) 座屈拘束ストラットの設置効果

図-12 には、各繰返しのピーク値をプロットした包絡線と単調載荷より得られた水平荷重-水平変位曲線を示す。表-4 には、繰返し載荷より得られた主な結果をまとめた。

座屈拘束ストラットを設置しない場合には、単調載荷と繰返し載荷とで H_{max} の値にはほとんど差異が見られない。変位プラス側で $\delta_{max}=2.04\delta_y$ をとるが、その後、補剛板パネル全体の座屈変形が発生するため、変位マイナス側では $-2\delta_y$ への載荷途中で $\delta_{max}=-1.29\delta_y$ をとる。

一方、座屈拘束ストラットを設置する場合および座屈拘束ストラットをダイヤフラムに置き換えた場合ともに、 H_{max} の値は単調載荷に比べて水平変位の繰返し載荷の影響で、若干値の大きくなるが、補剛板パネル全体の座屈変形が発生しないため、変位プラス側・マイナス側ともに $3\delta_y$ で H_{max} をとり、 $4\delta_y$ で H_{95} となる。水平変位が $6\delta_y$ においても降伏水平荷重以上の耐力力を有している。また、初期曲げ剛性は座屈拘束ストラットあるいはダイヤフラムを設置した場合とほぼ同じ値をとる。したがって、座屈拘束ストラットを設置する方法は、繰返し荷重が作用する場合にも耐力力と変形性能との向上に極めて有効であり、ダイヤフラムを密に設置する場合と同様な補強効果が得られると考えられる。

(2) 座屈拘束ストラットに作用する応力

図-13 には、基部から 8.06 cm および基部から 6.7 cm の位置にそれぞれ設置した 2 本の座屈拘束ストラット中央の上面および下面に発生する応力と繰返し回数との関係を示す。また、図中には、単調載荷および繰返し載荷とで、水平荷重が最大となる時および水平変位が $-7\delta_y$ において、基部から 8.06 cm の位置に設置した座屈拘束ストラットに作用する断面力を、軸方向力と曲げモーメントとの両成分に分解した値を併せて示す。

同図より、繰返し回数が増すにつれて座屈拘束ストラットに作用する応力が大きくなるとともに、圧縮力・引張力とが繰返し作用するが、軸方向力成分が支配的である。また、その値は基部から近い位置に設置した座屈拘束ストラットの方が大きく、5～6 回目の繰返し載荷の際、鋼材の降伏応力を越える応力が作用する。この時の水平変位は δ_{95} 以上であり、図-12 から判断すると耐力力の低下が顕著に現れてからである。したがって、実構造物の断面内側に座屈拘束ストラットを設置する場合には、鋼管や補強コンクリートなどの座屈補剛材を用いて、ストラットを摩擦抵抗なしの状態では被覆・補強し、ストラットの座屈によるたわみ変形を防止できるアンボンド型^{7),14)}を採用する、あるいは、基部から 1 つめには複数の座屈拘束ストラットを設置する等して、座屈拘束ストラットが塑性変形しないような配慮を講じた上で、軸力部材として設計するのが良いと考えられる。

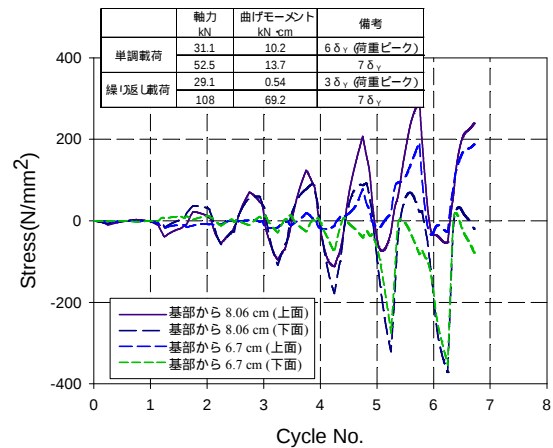


図-13 座屈拘束ストラットに発生する応力

5. まとめ

本研究では、薄肉補剛板構造からなる矩形断面片持柱部材を対象として、その耐力力特性と変形性能に著しい影響を及ぼすと考えられる補剛板パネル全体の座屈変形を防止することを目的として、座屈拘束ストラットを縦補剛材位置で両フランジ・プレートを繋いで設置する方法を提案した。その適用性および設置効果について、補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F 、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R 、および座屈拘束ストラットの設置方法とを変えて、弾塑性有限変位解析により検討した。得られた主な結果は、以下のとおりである。

- 1) 一方向に水平変位を漸増させる単調載荷の結果、矩形断面内側に座屈拘束ストラットを設置する方法は、補剛板パネル全体の座屈変形の防止に非常に有効であり、補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F が大きく、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R が小さい場合に最も耐力力および変形性能の向上が期待できる。
- 2) 今回の解析結果では、座屈拘束ストラット設置後の耐力力の上昇は設置前のせいぜい 1 割程度である。
- 3) 片持梁・柱形式の柱部材へ座屈拘束ストラットを設置する場合には、基部断面にストラットを高き方向に多数設置する方が、柱部材の耐力力および変形性能の向上に有効である。なお、いずれの設置方法で座屈拘束ストラットを設置する場合でも、座屈拘束ストラットが柱部材の初期曲げ剛性に及ぼす影響は小さい。
- 4) 水平変位を繰返し漸増させる載荷により、座屈拘束ストラットとダイヤフラムとの設置効果を比較・検討したところ、耐力力と変形性能とで、両者の差異は明確には表れず、座屈拘束ストラットを設置する方法は、繰返し荷重が作用する場合にも耐力力と変形性能との向上に極めて有効であり、ダイヤフラムを設置する場合と同様な補強効果が得られると考えられる。
- 5) 座屈拘束ストラットに作用する断面力は、補剛板パネルに座屈変形が発生すると軸方向力と曲げモ

ーメントとを受けるが、軸方向力が支配的であり、座屈拘束ストラットを軸方向力部材として設計することが可能である。

以上のとおり、今回の検討では、フランジ・プレートに1本の縦補剛材を有する柱部材を対象とした限られた結果ではあるが、ダイアフラムを配置するよりも容易に設置可能な座屈拘束ストラットを設置する方法の有用性を確認した。また、座屈拘束ストラットとダイアフラムとで同等な設置効果が得られたことから、中詰めコンクリート充填部分に設置されるダイアフラムの代わりに座屈拘束ストラットを用いると、充填するコンクリートの充填性向上にも効果的であると考えられる。設置する座屈拘束ストラットの形状と設置方法とが耐荷力と変形性能とに及ぼす効果について定量的に検討するには至っていない。箱断面内側へ座屈拘束ストラットを設置する施工法についても現段階では未検討であるので、今後引き続き検討をすすめたいと考えている。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年7月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，鋼橋編，2002年3月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，耐震設計編，2002年3月。
- 4) 北田俊行，中井 博，中西克佳：鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震性向上法に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.219-232，1998年4月。
- 5) 中井 博，北田俊行，中西克佳，渡邊浩延：薄肉補剛箱形断面を有する鋼製・合成橋脚柱の耐荷力と変形性能とに関する研究，構造工学論文集，Vol.43A，土木学会，pp.1355-1366，1997年3月。
- 6) たとえば，武田寿一，竹本 清，高橋泰彦：新しい鉄骨ブレース，建築技術，1972年6月。
- 7) 藤本盛久，和田 章，佐伯英一郎，渡辺 厚，人見泰義：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，日本建築学会，pp.249-258，1988年3月。
- 8) 松本信之，岡野素之，在田浩之，曾我部正道，涌井一，大内 一，高橋泰彦：鋼製ダンパー・ブレースを有するRC鉄道高架橋の耐震性能，構造工学論文集，Vol.45A，土木学会，pp.1411-1422，1999年3月。
- 9) H.-L. Hsu, J.-L. Juang: Performance of thin-walled box columns strengthened with internal braces, Thin-Walled Structure, Vol.37, pp.241-258, 2000.
- 10) 松村新也，原岡雅史，岩坪 要，山尾敏孝：十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，土木学会，pp.809-818，2001年3月。
- 11) 山口隆司，岸本吉弘，永田和寿：ネットワーク技術を用いた異種橋脚を持つ単径間高架橋の崩壊過程シミュレーション，構造工学論文集，Vol.49A，土木学会，pp.47-56，2003年3月。
- 12) USSP研究会：USSPユーザーズ・マニュアル，理論編，Ver.3.0，日本構研情報（株），1996年10月。
- 13) 小松定夫，牛尾正之，北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告集，第265号，pp.25-35，1977年5月。
- 14) 加藤基規，宇佐美勉，葛西 昭：座屈拘束ブレースの繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，構造工学論文集，Vol.48A，土木学会，pp.641-648，2002年3月。

(2003. 6. 30 受付)

AN ANALITICAL STUDY ON EFFECT OF INTERNAL STRUTS ON STRENGTH AND DUCTILITY OF THIN-WALLED BOX COLUMNS

Masahide MATSUMURA, Toshiyuki KITADA,
Kazuaki TANI and Hidenao HAYASHI

Bracing members are widely used in rigid framed structures in buildings to increase the ductility performance and to avoid the serious damage of them. The overall buckling of stiffened plates results in the less ductility of the thin-walled steel columns. Proposed in this paper is a strengthening technique to prevent the overall buckling of the stiffened plates of steel columns with rectangular cross section by attaching internal struts inside of the box cross section.

To evaluate the strengthening effect by the internal struts, thin-walled stiffened box columns with various values of the buckling parameters of the constituent stiffened plates are investigated analytically.