

ブレーシング材としての山形および T 形鋼部材 の圧縮強度と設計

COMPRESSIVE STRENGTH AND DESIGN OF BRACING MEMBERS
WITH ANGLE OR TEE SECTION

宇佐美 勉*・福本啓士**

By Tsutomu Usami and Yuhshi Fukumoto

1. 緒 言

橋梁に用いられる 2 次部材としての横構、対傾構を構成する山形鋼、T 形鋼部材は、通常、ガセット板を介して、主部材に連結されており、これらは橋梁の横方向の安定性を向上せしめるように配置されている。

横構、対傾構などを構成する部材には、ガセット板を介して力が伝達されるため、ブレーシング部材には偏心した軸方向力が作用することとなる。山形鋼のように、ガセット板が一方の山形脚と同一面にある場合には、ガセット板を介して伝達される力は、山形鋼部材には軸方向力と 2 軸曲げを生ぜしめるような結果となる。また、T 形鋼部材では、ガセット板は断面のフランジと同一面にあるため、T 形断面には軸方向力と 1 主軸まわりの曲げが作用することとなる。

ブレーシング材の挙動は、このように中心軸圧縮部材としてではなく、むしろ用いる断面形により 1 軸または 2 軸偏心軸圧縮部材としての性状を示すこととなる。

さらに、部材はガセット板を介して主部材にとりつけられているが、このガセット板と主部材との接合条件、いいかえれば、ガセット板の端部条件が、ブレーシング材の荷重一変形性状、最大強度に影響を与えるものと考えられる。ガセット板の端部条件として、とりつける主部材の剛性により、ガセット板の面外変形に対して、単純支持されているもの、固定支持されているものなどが考えられ、実際のブレーシング材としての端部条件は、これらの中間にあると思われる。橋梁のブレーシング材のように、ガセット板を介して、フレキシブルな主軸の腹板、またはフランジにとりつけられた場合は、端部条件として固定条件を用いることは危険側になると思われ、設計上からは安全側をみて、ガセット面外方向に単

純支持されているとみなすべきであろう。

本論文は、以上のような観点から橋梁のブレーシング材としての山形および T 形鋼圧縮部材を、それぞれ 2 軸および 1 軸偏心軸圧縮力を受け、ガセット面外変形に対して両端を単純支持された柱としてとらえ、その強度を実験的、理論的に求め、さらに設計方法の検討を行なったものである。

著者の一人は、文献 1)において、建築構造物のトラスはりの腹材を対象として、小形の山形鋼端部に比較的剛性の高いガセットを溶接接合した 2 軸偏心圧縮柱の耐荷力実験について報告した。本研究における実験は、橋梁のブレーシング材を対象とした実物大実験を目的としたものであって、大形の山形鋼および T 形鋼を用い、ガセットの接合方法を高力ボルトまたはリベットとして、できるだけ実際に近い状態で行なっている。また文献 1)では 2 軸偏心圧縮力を受ける山形鋼柱の非弾性解析法について詳述し、数値計算結果を実験結果と比較するとともに、特定の断面寸法、細長比の山形鋼圧縮部材を取り上げてその変形状態におよぼす残留応力、初期たわみおよび端部支持条件の影響について考察した。本論文における理論的研究においては、細長比を種々変化させた場合に残留応力または断面寸法が山形鋼、T 形鋼圧縮部材の耐荷力におよぼす影響について検討し、実験結果とあわせて設計公式を導びくための資料を提供している。

2. 実験の概要および結果

(1) 実験の概要

実験に用いた山形鋼材は SS 41 よりなる L 100×100×10 (D シリーズ実験) および L 130×130×9 (E シリーズ実験) の 2 種であり、T 形鋼材 (F シリーズ実験) は橋梁用 CT 形鋼のうち断面寸法 118×176×8×8 (以

* 正会員 D.Sc. 岐阜大学助教授 工業短期大学部土木工学科

** 正会員 Ph.D. 名古屋大学助教授 工学部土木工学科

Table 1 Dimensions of Test Columns

Test Series	Column Number	Column Length L (cm)	Slenderness Ratios		Connection	Cross-Section	Material
			L/r_z	L/r_x			
D	D-1-B	293	150	96.7	F 9 T H.T. Bolt	L 100×100×10	SS 41
	D-1-R	293	150	96.7	SV 41 Rivet		
	D-2-B	254	130	83.8	F 9 T H.T. Bolt		
	D-2-R	254	130	83.8	SV 41 Rivet		
	D-3-B	195	100	64.4	F 9 T H.T. Bolt		
	D-3-R	195	100	64.4	SV 41 Rivet		
E	E-1-B	335	130	83.5	F 9 T H.T. Bolt	L 130×130×9	SS 41
	E-1-R	335	130	83.5	SV 41 Rivet		
	E-2-B	257	100	64.1	F 9 T H.T. Bolt		
	E-2-R	257	100	64.1	SV 41 Rivet		
F	F-1-B	329	—	96.2	F 9 T H.T. Bolt	CT 118×176×8×8	SS 41
	F-1-R	329	—	96.2	SV 41 Rivet		
	F-2-B	275	—	80.4	F 9 T H.T. Bolt		
	F-2-R	275	—	80.4	SV 41 Rivet		

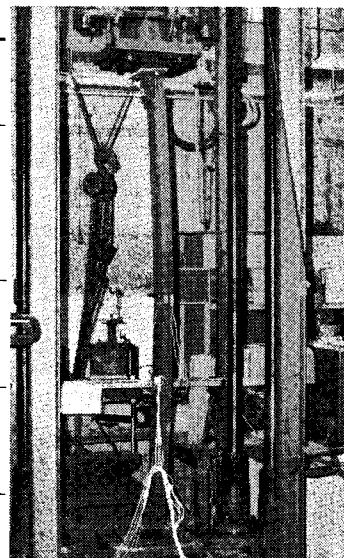
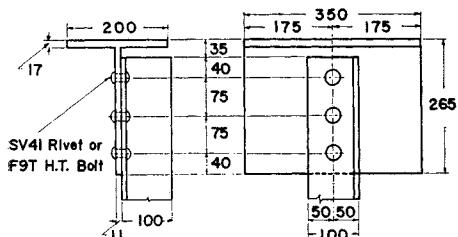
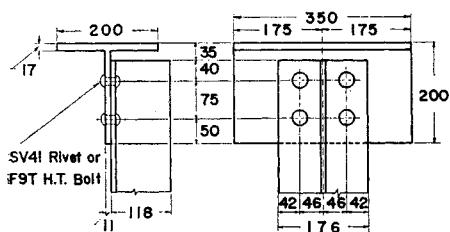


Fig. 2 Test Setup



(a) Angle Column (L100x100x10)



(b) Tee Column (CT118x176x8x8)

(Unit : mm)

Fig. 1 Test Column Ends

下 CT 118×176×8×8 と略記する) のものを選んだ。実験に用いた柱は Table 1 に示すように 14 本である。柱端にとりつけるガセット板として, Fig. 1 に示すように, T形鋼片の腹板を用い, 両者の接合には図のように高力ボルト (F 9 T), またはリベット (SV 41) を用いた。Table 1 の実験柱番号で, 最後の英字が B のものは高力ボルト接合, R のものはリベット接合を用いたことを示す。実験柱端部には, 文献 1) で述べた実験の端部条件 (b) の場合と同様な型のナイフエッジ装置 (Fig. 3 参照) を取り付けた。

実験柱の長さは巻尺で, 断面寸法はノギスで測定したが, 公称寸法と大差なかったので, 以後の計算にはすべて公称寸法を用いることにした。Table 1 には, 実験

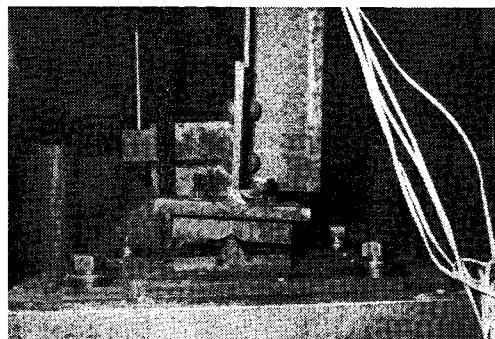


Fig. 3 Column End under Testing

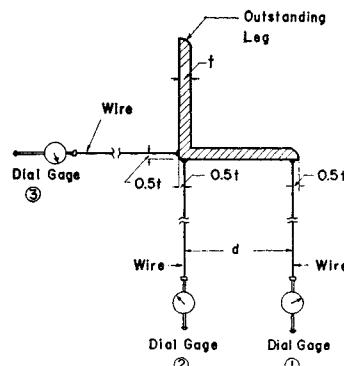


Fig. 4 Measurement of Column Displacements

柱の長さ L (ナイフエッジ間距離), 細長比 L/r_z (r_z は山形断面の最小断面 2 次半径) および L/r_x (r_x は山形, T 形断面の x 軸に関する断面 2 次半径—Fig. 13 参照) が与えである。

Fig. 2 および 3 は, それぞれ実験中の柱の全景およ

び端部を示したものである。使用した試験機は名古屋大学建築学科所有の最大容量 300 t のアムスラー型長柱試験機である。山形鋼実験柱の水平方向変位は、柱の中央点で、Fig. 4 に示すような 3 組のワイヤーとダイヤルゲージ（最小目盛 0.01 mm）で測定した。ワイヤーは柱の変位量に比べ十分長く取ってあるため、ダイヤルゲージ②および③の読みから、それぞれ山形鋼断面のせん断中心（両脚の交差点）の突出脚方向（ガセット面外）変位および接合脚方向（ガセット面内）変位が直接求められ、ねじれ角はダイヤルゲージ①および②の読みの差を長さ d で割って求められる。T形鋼柱の場合には、T形鋼材フランジ両端のガセット面外への水平変位を測定し、それらの平均値をもって柱のガセット面外への変位とした。また柱のガセット面内変位をチェックするため、T形鋼材ウェブ面の水平変位も同時に測定した。

柱の実験に先立ち、JIS 1 号引張試験片をそれぞれのシリーズの鋼材について 2 本ずつ製作して実験柱の材料特性を調べた。ただし T 形鋼材（F シリーズ）の場合には、フランジおよびウェブからそれぞれ 2 本ずつの引張試験片を切り出して実験を行なった。Table 2 は得られた結果のそれぞれのシリーズにおける平均値を示したものである。T 形鋼材のフランジおよびウェブの材料特性は多少の差があるが、以後の計算にはこれらの平均値を用いることにした。

Table 2 Results of Tension Coupon Tests

Test Series	Modulus of Elasticity $E(\times 10^4 \text{ kg/mm}^2)$	Yield Stress $\sigma_Y (\text{kg/mm}^2)$	Yield Strain $\epsilon_Y (\times 10^{-6})$	Ultimate Tensile Stress $\sigma_u (\text{kg/mm}^2)$
D	2.06	25.1	1 220	49.9
E	2.09	26.9	1 290	48.3
F	2.06	24.7	1 200	43.0
Web	2.06	28.6	1 390	50.5
Average	2.06	26.7	1 300	46.8

(2) 実験結果

Fig. 5 および 6 は、それぞれ D および E シリーズの山形鋼実験柱（すべて高力ボルト接合の柱）の荷重-柱中央変位関係をプロットしたものである。図中、 $u_{L/2}$ および $v_{L/2}$ は、それぞれ山形断面のせん断中心のガセット面内および面外方向変位を表わし、 $\phi_{L/2}$ はせん断中心まわりのねじれ角を表わす。図より、山形鋼柱の変形挙動としては、ガセット面外への曲げ変形が支配的であることがわかる。ただし E シリーズの実験柱では、ガセット面外への曲げ変形とともに、かなりのねじれ変形が認められる。なお柱を構成する板要素の局部座屈、接合部の破損は、変形を記録した範囲内（実験は $v_{L/2}$ が最高荷重時のその約 2 倍に達するまで継続して行なっ

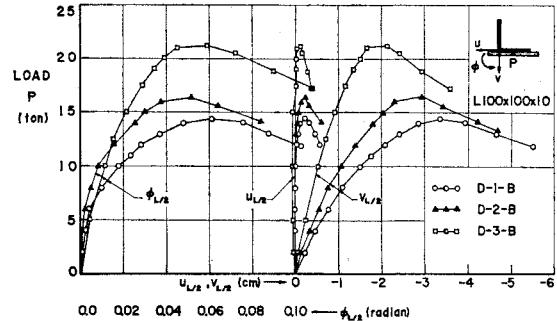


Fig. 5 Experimental Load-Midheight Deflection Curves, Test Series D

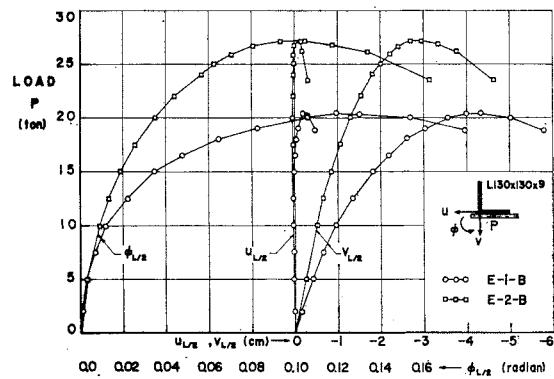


Fig. 6 Experimental Load-Midheight Deflection Curves, Test Series E

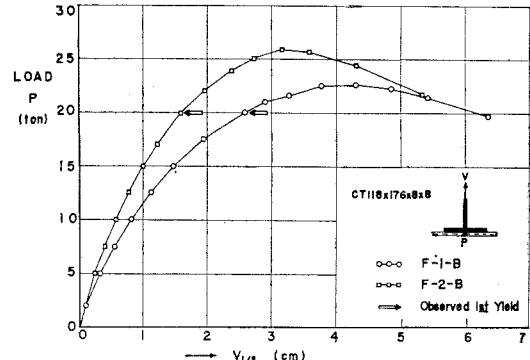


Fig. 7 Experimental Load-Midheight Deflection Curves, Test Series F

た）では、いずれも認められなかった。

Fig. 7 は T 形鋼実験柱（高力ボルト接合の柱）の柱中央点におけるガセット面外変位 $v_{L/2}$ を作用荷重 P に対してプロットしたものである。ガセット面内変位およびねじれ変形は、ともにほとんど認められず、柱はガセット面外への過度の非弾性曲げによって崩壊したものと考えられる。T 形鋼実験柱においても、板要素の局部座屈、接合部の破損は認められなかった。

実験より得られた柱の最高荷重 P_{max} をまとめたも

Table 3 Comparison of Experimental and Computed Maximum Loads

Test Number	Slenderness Ratio $\lambda_x = \frac{L}{r_x} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$	Maximum Loads				Column (4) Column (5)	Column (4) Column (6)		
		Test		Computed P_{max}/P_Y					
		P_{max} (t)	P_{max} (4)	without residual stresses (5)	with residual stresses (6)				
D-1-B	1.07	14.45	0.303	0.318	0.303	0.953	1.000		
D-1-R	1.07	13.3	0.279	0.318	0.303	0.877	0.921		
D-2-B	0.930	16.4	0.344	0.367	0.350	0.937	0.983		
D-2-R	0.930	17.0	0.356	0.367	0.350	0.970	1.017		
D-3-B	0.715	21.2	0.444	0.444	0.432	1.000	1.028		
D-3-R	0.715	20.95	0.437	0.444	0.432	0.984	1.012		
E-1-B	0.952	20.4	0.333	0.344	0.332	0.968	1.003		
E-1-R	0.952	20.95	0.342	0.344	0.332	0.994	1.030		
E-2-B	0.731	27.2	0.445	0.432	0.424	1.030	1.050		
E-2-R	0.731	26.6	0.435	0.432	0.424	1.007	1.026		
F-1-B	1.097	22.65	0.354	0.371	0.330	0.954	1.073		
F-1-R	1.097	21.1	0.330	0.371	0.330	0.889	1.000		
F-2-B	0.917	25.9	0.405	0.456	0.365	0.888	1.110		
F-2-R	0.917	26.1	0.408	0.456	0.356	0.895	1.146		

のが Table 3 である。同表中、 λ_x は次式で定義される無次元細長比である。

$$\lambda_x = \frac{L}{r_x} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 σ_y および E は、それぞれ柱材の降伏応力および弾性係数を表わす。また、表中の P_Y は断面の降伏荷重で(断面積) $\times \sigma_y$ に等しい。同表より、端部 T 形鋼片の山形および T 形鋼部材との接合方法の相違は、柱の最高荷重にほとんど影響を与えないことがわかる。

3. 理論解析および実験結果との比較

(1) 解析方法の概要

山形鋼圧縮部材は、一般に 2 軸方向に偏心する軸方向圧縮荷重を受け、両端の回転をガセット面内および面外方向に回転ばねで拘束された柱と考えることができる¹⁾。回転ばねの剛さは、一般にガセットの面内および面外曲げ剛性を表わすものであるが、本論文で述べた実験柱の場合はガセット面外へ単純支持されているから、その方向の回転ばね剛さは 0 である。また軸方向荷重はガセット面内、リベット(ボルト)線上に作用するものと考えることができる。このような 2 軸偏心軸圧縮力を受ける柱の弾塑性挙動は、断面のせん断中心のガセット面内、面外方向変位(u, v) およびねじれ角(ϕ)、そして断面の重心の軸方向ひずみ(ϵ_c)によって表わすことができる。本研究においては、文献 1) と同様に、これら 4 つの変位量を用いて柱の変形後のつり合い条件を表わす 4 元の連立微分方程式を導き、それらを有限積分法³⁾ (Finite Integral Method) によって数値解析した。

T 形鋼実験柱の場合には、変形はすべて弱軸まわりの曲げ変形であるので、強軸上に偏心圧縮力を受ける両端単純支持の柱として解析できる。すなわち、柱の挙動は 2 つの変位量 v および ϵ_c によって表わされることとなり、柱の変形後のつり合い条件式は v および ϵ_c に関する 2 元の連立微分方程式で表わされる。このような、いわゆるはり-柱 (Beam-Column) の耐荷力を求めるための解析方法は種々提案されているが²⁾、本論文では上述の 2 元の連立微分方程式を、山形鋼柱の解析方法と同様に、有限積分法を用いて数値解析した。

(2) 解析結果

解析において仮定した残留応力分布を、山形および T 形鋼断面について、それぞれ Fig. 8(a) および (b) に示す。山形断面の残留応力分布は文献 1) で用いたものと同じであり、T 形断面のそれは文献 4) で使用されたものである。ただし最大圧縮残留応力の値は降伏応力の 0.3 倍に統一した。圧延形鋼の場合には、最大圧縮残

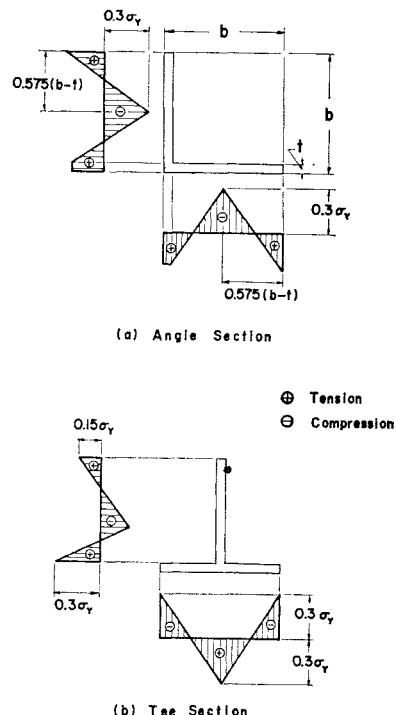


Fig. 8 Assumed Residual Stress Patterns

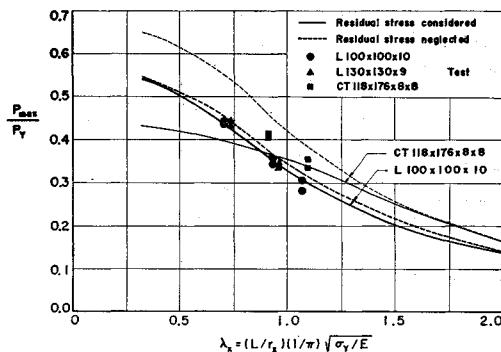


Fig. 9 Comparison of Theoretical and Experimental Maximum Loads

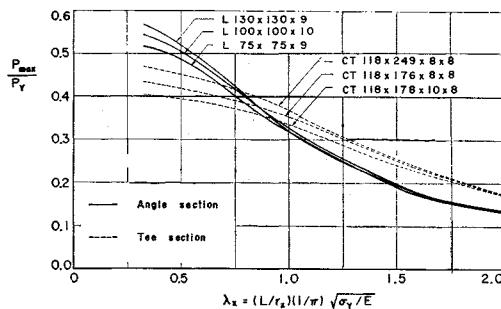


Fig. 10 Effect of Cross-Section Dimensions on the Maximum Strength of Columns

留応力の値はこの程度の値に収まるものが多いようである^{5),6)}。Fig. 9 は L 100×100×10 および CT 118×176×8×8 に対する耐荷力曲線を示したもので、破線は残留応力を無視した場合、実線は考慮した場合である。ただしガセット板厚は 11 mm (実験柱の端部 T 形鋼片腹板厚と同じ寸法)とした。図から残留応力の存在による耐荷力の低下は、山形鋼柱の場合には非常にわずかであるが、T 形鋼柱の場合には細長比の小さい所でかなり大きいことがわかる。

Fig. 10 は断面寸法を種々変えた場合の柱の耐荷力 P_{\max}/P_Y の変化を細長比 λ_x に対して図示したものであり、いずれも残留応力を考慮した場合である。山形断面は橋梁の横構、対傾構としてよく使用されている形鋼断面のうち 3 種類を選び、T 形断面は橋梁用 CT 形鋼のうち、後述の α の値(式 (9) および Table 4 参照)が最小のもの (CT 118×249×8×8)、最大のもの (CT 118×178×10×8) および中間のもの (CT 118×176×8×8) の 3 種類を選んだ。図よりわかるように、山形および T 形鋼柱とも断面寸法の相違による P_{\max}/P_Y の変化はわずかであり、山形鋼の場合には L 100×100×10、T 形鋼の場合には CT 118×176×8×8 の断面に対する無次元表示の耐荷力曲線によって、他の断面寸法を有する等辺山形、橋梁用 CT 形鋼柱の耐荷力が精度よく推定で

きるようである。

(3) 実験結果との比較

実験柱の理論耐荷力と対応する実験結果との比較は Table 3 にまとめてある。理論解は上述の仮定残留応力を考慮した場合と無視した場合の両方についてのせてある。またすべての実験結果は Fig. 9 にもプロットしてあり、L 100×100×10 または CT 118×176×8×8 の理論耐荷力曲線と比較できるようにしてある。山形鋼柱の実験結果は L 100×100×10 の理論耐荷力曲線とよく一致し、T 形鋼柱の実験結果は、一例を除いて、残留応力を考慮した場合と無視した場合の CT 118×176×8×8 の理論耐荷力曲線のほぼ中間にあることがわかる。したがって、上述のように、山形鋼柱の場合には L 100×100×10、T 形鋼柱の場合には CT 118×176×8×8 に対する、残留応力を考慮した、無次元表示の耐荷力曲線 ($P_{\max}/P_Y - \lambda_x$ 曲線) をもとに、これらの部材の耐荷力の推定を行なってもよいであろう。

4. 設計公式の提案

前述のように、山形および T 形鋼圧縮部材の耐荷力は、それぞれ一つの無次元表示の耐荷力曲線によって精度よく推定できることがわかったが、実際の設計計算においてはこれらの曲線を簡単な式で表示しておくことが望ましい。したがって、以下に設計公式を作るための二、三の方法について検討を加えることにする。

まず第一に考えられる方法は、前述の 2 つの無次元表示の理論耐荷力曲線 (L 100×100×10 および CT 118×176×8×8 の残留応力を考慮した耐荷力曲線) を適当な近似曲線で表わす方法である。従来、山形および T 形鋼圧縮部材は中心軸圧縮柱として設計してきたから、設計公式を導く際にも、中心軸圧縮柱に対する許容応力度を基準にして考えるのがわかりやすいであろう。したがって、いま設計公式を

$$\sigma_c \leq \left(a + b \frac{L}{r_x} \right) \sigma_{ca} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

の形にまとめれば、右辺の () 内は中心軸圧縮柱の許容応力 σ_{ca} からの低減率と考えることができ、理解しやすくなる。上式中、 σ_c は軸方向圧縮力による圧縮応力度で、 a および b は定数である。定数 a および b の値は、上記 2 つの理論耐荷力曲線から

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} = \left(\frac{P_{\max}/\nu_c}{P_Y/\nu_t} \right) / \left(\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ta}} \right) \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

を L/r_x の関数として求め、それを直線式で近似すればよい。ここに、 ν_t および ν_c は、それぞれ引張および圧縮許容応力度に対する安全率で、 σ_{ta} は許容引張応力度

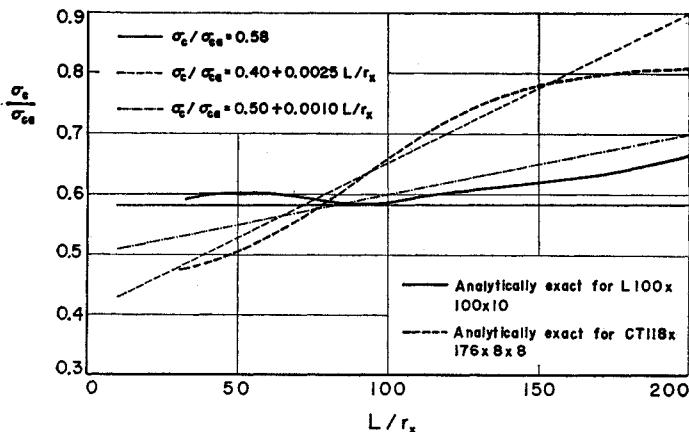


Fig. 11 Comparison of Exact and Approximate $\sigma_c/\sigma_{ca}-L/r_x$ Curves

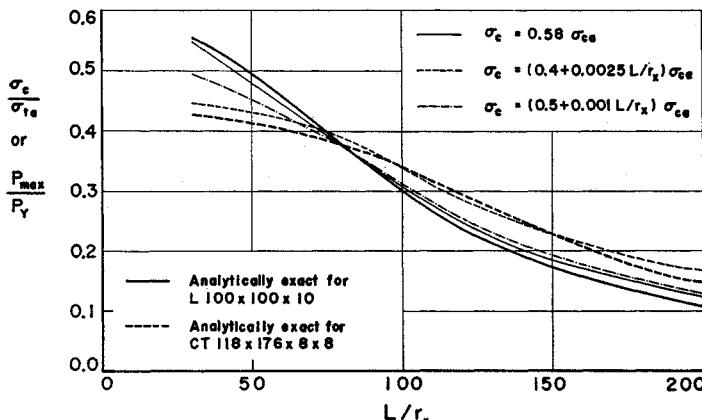


Fig. 12 Comparison of Exact and Approximate Maximum Strength Curves

である。ただし、 σ_{ca} は山形、T形断面とも、 x 軸 (Fig. 13 参照) まわりの断面 2 次半径 r_x を用いて計算するものとする。一例として、鋼道路橋設計示方書²⁾ (1972) をもとに a 、 b の値を定めてみよう。上記示方書では、 $\nu_t = \nu_c$ であるから、同示方書中の SS 41 鋼に対する σ_{ca} の表示式および $\sigma_{ta} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ を用いれば、上記 2 つの理論耐荷力曲線に対応する $\sigma_c/\sigma_{ca}-L/r_x$ 曲線は、Fig. 11 の実線 (L 100×100×10) および破線 (CT 118×176×8×8) のようになる。山形鋼に対する σ_c/σ_{ca} の値は L/r_x が変化してもあまり変わらないから、この曲線を図のように横軸に平行な直線 ($\sigma_c/\sigma_{ca}=0.58$) で近似し、T形鋼に対する $\sigma_c/\sigma_{ca}-L/r_x$ 曲線を図の細破線で近似する。すなわち、式 (2) を

山形鋼に対して

$$\sigma_c \leq 0.58 \sigma_{ca} \quad \dots \dots \dots (4)$$

T形鋼に対して

$$\sigma_c \leq \left(0.4 + 0.0025 \frac{L}{r_x} \right) \sigma_{ca} \quad \dots \dots \dots (5)$$

とおくこととする。式 (4) および (5) の等式より求められる σ_c/σ_{ta} を理論的に厳密な耐荷力曲線と比較したものが Fig. 12 であり、近似曲線がほぼ満足すべきものであることがわかる。

第 2 に考えられる方法は既存の相関公式を用いる方法である。文献 1) および本論文に述べた実験および理論解析結果が示すように、山形鋼実験柱の変形は、主としてガセット面外への曲げ変形であった。したがって、山形、T形鋼圧縮部材とも、軸方向圧縮力と弱軸まわりの曲げモーメントを受けるはり一柱としてその耐荷力を求めてよいことが予想される。そのように軸方向圧縮力と曲げを受ける部材の強度公式としてよく知られているものに、Massonnet の提案になる相関公式²⁾ があり、それを設計許容応力表示の形で表わすと次式のようになる。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1-\sigma_c/\sigma_{ca})} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$\sigma_{ea} = \frac{\pi^2 E}{\nu_c (L/r_x)^2} \quad \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 σ_b は曲げモーメントによる縁応力度、 σ_{ba} は許容曲げ圧縮応力度を表わす。いま部材は弱軸 (x 軸) まわりの曲げモーメントを受けているものとして、 $\sigma_{ba}=\sigma_{ta}$ とし、 σ_b は圧縮縁での曲げ

応力度を考える。すなわち、

$$\sigma_b = \alpha \cdot \sigma_c \quad \dots \dots \dots (8)$$

$$\alpha = c_x(c_x + t_w/2)/r_x^2 \quad \dots \dots \dots (9)$$

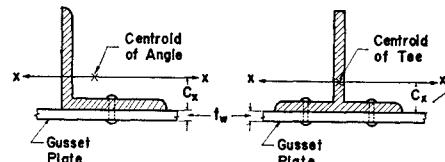


Fig. 13 Ends of Single Angle and Structural Tee Compression Members

ここに、 c_x は x 軸からガセット前面までの距離で、 t_w はガセット板厚を表わす (Fig. 13 参照)。式 (8) で表わされる曲げ応力度は、 x 軸をあたかも主軸のように考えて導かれたものであり、山形断面の場合には近似式である。さて、 $\sigma_{ba}=\sigma_{ta}$ および式 (8) を式 (6) に代入して σ_c/σ_{ta} について解けば次式を得る。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ta}} \leq \frac{A}{2} (1 - \sqrt{1 - 4B/A^2}) \quad \dots \dots \dots (10)$$

二〇九

$$B = (\sigma_{ca}/\sigma_{ta})(\sigma_{ea}/\sigma_{ta}) \quad \dots \dots \dots \quad (12)$$

式(9)で表わされる α は、柱の
断面寸法およびガセット板厚が
与えられれば定まる定数で、
 σ_{ea}/σ_{ta} , σ_{ca}/σ_{ta} は使用する設計
示方書に与えられているから、
式(10)を用いて山形、T形鋼
圧縮部材の設計計算を行なうこ
とができる。しかし式(10)の
計算は、設計計算としては、多
少繁雑であるので、式(10)の

Table 4 Values of α Defined by Eq. (9)
 $(t_w = 11 \text{ mm})$

Cross-Section	Dimension	$\alpha = \frac{c_x(c_x + t_w/2)}{r_x^2}$
Angle	75 × 75 × 9	1.17
	90 × 90 × 10	1.10
	100 × 100 × 10	1.04
	130 × 130 × 9	0.896
Structural Tee for Bridges	118 × 178 × 10 × 8	0.789
	95 × 152 × 8 × 8	0.757
	118 × 176 × 8 × 8	0.695
	142 × 200 × 8 × 8	0.663
	118 × 249 × 8 × 8	0.575

近似公式を鋼道路橋設計示方書（1972）にしたがって求めてみる。式(10)の等式で与えられる σ_c/σ_{ta} は、与えられた細長比に対して α が大きいほど小さな値を示す。いま橋梁の横構、対傾構によく用いられる山形、T形断面について、 $t_w=11\text{ mm}$ として α の値を求めてみると Table 4 のようになり、L75×75×9 および CT-118×178×10×8 の値が、それぞれ山形およびT形鋼の α の最大値を与える。わが国の鋼道路橋および鋼鉄道橋設計示方書で規定されている最小山形鋼は 75×65 である。

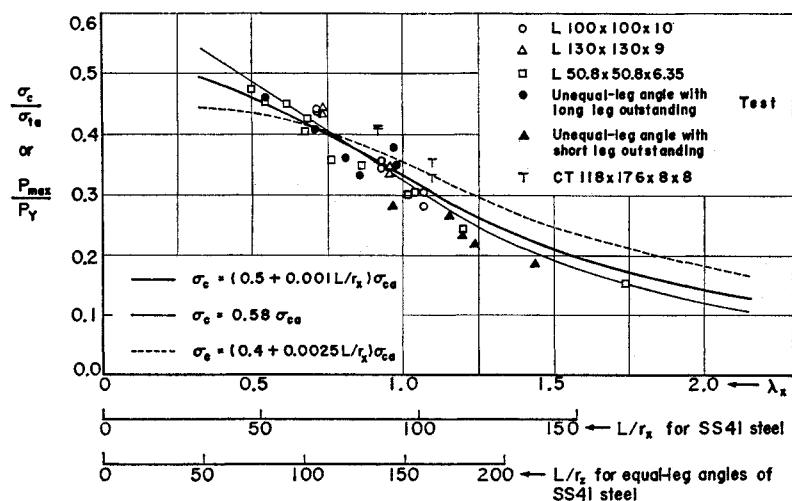


Fig. 15 Comparison of Test Results with the Design Formulas

るが、橋梁の横構、対傾構には等辺山形鋼を用いる場合が多いから、 $L\ 75\times 75\times 9$ は山形鋼圧縮部材の σ_{ca}/σ_{ta} の下界を与えると考えてよいであろう。また橋梁用 CT 形鋼圧縮部材の場合には、 $CT\ 118\times 178\times 10\times 8$ の断面が σ_{ca}/σ_{ta} の下界を与えると考えられる。いま、鋼道路橋設計示方書（1972）中の SS 41 鋼に対する σ_{ca} の表現式および式（7）で $\nu_c = \nu_t = 2\ 400/1\ 400$, $E = 2.1 \times 10^6$ とおいた式を用いて式（10）から上記 2 つの下界曲線を求めると Fig. 14 に示すようになる。同図中には、先に示した $L\ 100\times 100\times 10$ および $CT\ 118\times 176\times 8\times 8$ の残留応力を考慮した理論耐荷力曲線も比較のため描いてある。図より T 形断面の下界曲線は、 $L\ 100\times 100\times 10$ の理論耐荷力曲線と細長比の広い範囲にわたってよく一致し、また $CT\ 118\times 176\times 8\times 8$ の理論耐荷力曲線に対しても実用的な細長比 ($L/r_x \geq 80$) では安全側にあることがわかる。したがって、T 形断面の下界曲線を式（2）の形で近似すれば、山形および T 形圧縮部材とも一つの設計公式で処理できて使用に便利である。先に述べたと同様な操作によって T 形断面の下界曲線の近似公式を式（2）の形で求めると、鋼道路橋設計示方書（1972）中の単一山形および T 形鋼圧縮部材の設計公式

を得る。式(13)の等式から求められる σ_c/σ_{ca} および σ_c/σ_{ta} を L/r_x に対して求めると、それぞれ Fig. 11 および Fig. 12 の一点鎖線のようになり、式(13)は式(4)および(5)の近似曲線の中間にあることがわかる。

最後に文献 1), 8) および本論文で述べた実験結果と、式 (4), (5) および (13) から求められる耐荷力曲線を比較すると Fig. 15 のようになる。式 (4) および (5) と断面形によって別々の設計公式を用いれば、当然のことながら、設計公式と実験値との相関性はよくなるが、

式(13)の設計公式もかなり合理的であることがわかる。

Fig. 15 には種々の不等辺山形鋼(圧延形鋼)柱の実験結果も含まれているが、それらの部材も、式(4)または式(13)によって設計してもよいことが図よりわかる。なお圧延形鋼よりなる不等辺山形鋼圧縮部材の場合には、長脚を突出させた方が強度的に有利なことが文献1),8)の実験結果よりわかっているので、不等辺山形鋼を圧縮部材として用いる時には、そのようにした方が望ましい。

5. 結 言

この論文は、プレーシング材のように、ガセットを介して他の部材に連結される山形およびT形鋼圧縮部材の強度とその設計方法について検討したものである。

本研究では、山形、T形鋼圧縮部材を、ガセットとともに他の部材から切り離した柱と考え、その端部はガセット面外に回転自由、面内に拘束されているものとし、軸方向圧縮力はガセット面内に作用するものと仮定した。このような理想化された柱の強度を実験的に求めるため、L 100×100×10, L 130×130×9 および橋梁用 CT 形鋼 118×176×8×8 の3種類の断面について合計14本の偏心圧縮柱の耐荷力実験を行ない、数値解析により得られた結果と比較、検討を行なった。さらに数値計算結果をもとに、残留応力の存在および断面寸法の相違による柱の耐荷力曲線($P_{max}/P_Y - \lambda_x$ 曲線)の変化を詳細に検討した末、山形断面の場合には L 100×100×10, 橋梁用 CT 形鋼断面の場合には CT 118×176×8×8 の残留応力を考慮した無次元表示の理論耐荷力曲線 **Fig. 9** の実線)が、それぞれ橋梁の横構、対傾構に使用される程度の他の断面寸法の等辺山形および CT 形鋼圧縮部材の耐荷力を精度よく推定できることを示した。

次に設計公式の検討を行ない、上記2つの理論耐荷力曲線から式(2)の形で表わされる近似公式を導く方法

を説明し、一例として鋼道路橋設計示方書(1972)中の σ_{ca} の表現式を用いて、山形およびT形鋼圧縮部材に対して、それぞれ式(4)および(5)の近似公式を導いた。他の示方書を用いるときも、本論文で述べたと同様な方法で、式(2)の形の設計公式を容易に導くことができるよう。最後に鋼道路橋設計示方書(1972)中の山形およびT形鋼圧縮部材の設計公式(式13)の導き方を説明し、それを式(4),(5)および実験結果と比較検討して、式(13)の設計公式によって等辺、不等辺山形およびT形鋼圧縮部材の設計を統一的にかつ合理的に行ないうことを示した。

本研究は第一著者がワシントン大学(セントルイス市)留学中に行なった研究¹⁾を、帰国後、第二著者の指導のもとで発展させたものである。種々のご助言を賜わったワシントン大学 T.V. Galambos 教授に感謝したい。また実験柱の鋼材および加工は、すべて高田機工(株)のご好意によるものである。記して深く感謝する次第である。なお数値計算には、京都大学および名古屋大学大型計算機 FACOM 230-60 を使用した。

参 考 文 献

- 1) 宇佐美勉・Galambos, T.V.: 2軸曲げを受ける单一山形鋼柱の強度、土木学会論文報告集、No. 191, 1971-7.
- 2) Galambos, T.V. 著、福本勝士・西野文雄 共訳：鋼構造部材と骨組一強度と設計一、丸善、1970.
- 3) Brown, P.T. and Trahair, N.S.: Finite Integral Solution by Differential Equations, Research Report No. R 85, School of Civil Engineering, The University of Sydney, Sept., 1967.
- 4) 成岡昌夫・福本勝士・伊藤鉄一：ヨーロッパ鋼構造協会連合・VII委員会の鋼柱座屈曲線について、JSSC, Vol. 6, No. 55, 1970.
- 5) 特集：“残留応力と座屈”，JSSC, Vol. 3, No. 16, 1967.
- 6) Johnston, B.G. ed.: Guide to Design Criteria for Metal Compression Members, John Wiley & Sons, Inc., 1966.
- 7) 鋼道路橋設計示方書：II鋼橋編、日本道路協会、1972.
- 8) Foehl, P.J.: Direct Method of Designing Angle Struts in Welded Trusses, in Design Book of Welding, Lincoln Electric Company, Nov., 1948.

(1971.10.25・受付)