

曲げとねじりとを受ける補剛材付き薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON ULTIMATE STRENGTH OF THIN-WALLED BOX BEAMS WITH LONGITUDINAL STIFFENERS SUBJECTED TO BENDING AND TORSION

中井 博*・村山泰男**・北田俊行***

By Hiroshi NAKAI, Yasuo MURAYAMA and Toshiyuki KITADA

Presented in this paper is an experimental study on the ultimate strength of the thin-walled box beams with the longitudinal stiffeners subjected to bending and torsion. Firstly, an experimental apparatus for applying both the bending and torsional moments to short steel beam specimens with the thin-walled box section is newly developed. Next, through this experimental apparatus, the behavior up to the collapse and the ultimate strength of these thin-walled box beam specimens with the longitudinal stiffeners are investigated. Finally, interaction curves for the combined actions of bending and torsion at the ultimate state are proposed.

1. まえがき

わが国の鋼橋の設計法は、現在、許容応力度設計法から限界状態設計法へ改定すべく鋭意検討がなされている。このような限界状態設計法によると、構造物の終局状態における強度（終局強度）を知ることが一つの重要な課題である。そのため、各種の組合せ荷重を受ける鋼部材の終局強度が、目下、多数の研究者たちによって論議されている。とくに、曲線箱桁のように、曲げとねじりとを同時に受ける箱桁の極限強度を明確にすることも、重要な課題となってきた。

これまでの実験的研究では、無補剛の薄肉箱形断面梁の曲げとねじりとを受けた場合の極限強度特性が調べられ、終局強度相関曲線が提案されてきた¹⁾。そこで、今回の研究では、曲線箱桁橋を対象にして、補剛材を有する薄肉箱形断面の曲げとねじりに対する終局強度特性を明らかにし、終局強度相関曲線を導くことを目的として、一連の実験を実施した。まず、曲げモーメント、およびねじりモーメントの任意な組合せ荷重を同時に載荷できる薄肉箱形断面梁の崩壊実験装置を、試作・開発した。つぎに、供試体の断面としては、実際の曲線箱桁を対象にした調査を行い、圧縮側フランジで応力勾配が付く台形断面を採用した。実験は最初に材料試験や弾性実験を行い、供試体の応力やたわみが曲線箱桁としての単純梁理論の解に一致することを確認した。その後、荷重を漸増させ崩壊に至らせしめ、荷重の増大に伴う箱桁各部のひずみや変位の挙動を知ると同時に、終局強度ならびに崩壊状況を観察した。

* 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 工修 大阪市立大学大学院 研究生 (堺栗本鐵工所 (〒559 大阪市住之江区柴谷 2-8-45))

*** 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

最後に、極限状態における曲げモーメント、およびねじりモーメントの相関曲線について、実験結果との比較・検討を通じて推定してみた。

2. 実験概要

2.1 実験装置および荷重方法

本研究では、曲げ、およびねじり荷重を、同時に荷重できる崩壊実験装置を、まず試作した。つぎに、供試体は、曲線桁橋をモデルにした。しかし、垂直補剛材間の1パネルに着目した場合の曲率半径の影響は小さいと考え、供試体は直線梁とした。実験装置の全体図、およびその構成を、図-1に示す。組合せ荷重を同時に荷重する場合、組合せ荷重の荷重順序が問題となる。そこで、曲げおよびねじり荷重の荷重方法としては、曲げとねじり荷重の比をほぼ一定に保ちつつ小刻みに漸増荷重して供試体を崩壊させるようにした。

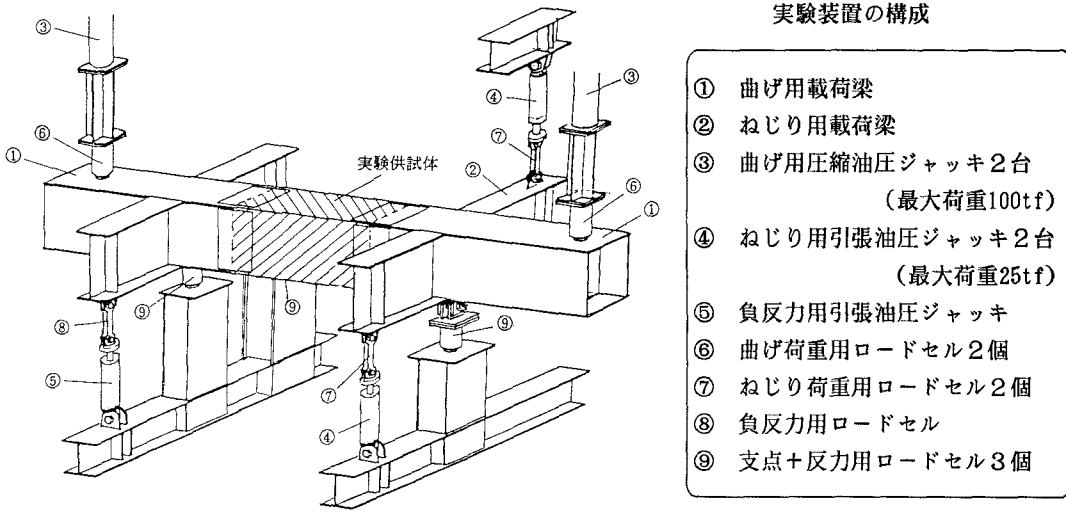


図-1 崩壊実験装置図

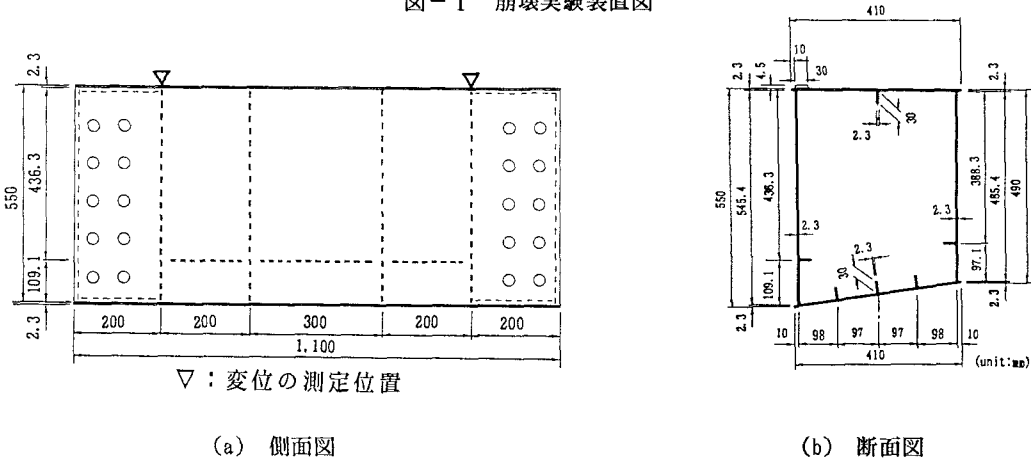


図-2 実験供試体寸法図

なお、たわみ角 ϕ 、ねじり角 θ の測定は、図-3に示すように、供試体の局部座屈が起らない断面の上フランジ上の1点から剛な測定治具を渡して、3点の変位を測定することにより求めた。

2.2 実験供試体の設計

実験供試体としては、4種類の異なる荷重条件で終局強度実験を行うため図-2に示す寸法の供試体4体を製作した。供試体断面は、曲線箱桁を対象として圧縮フランジに勾配を付け、図-4に示す応力勾配が生じるように設計した。

また、供試体断面は道路橋示方書²⁾の圧縮補剛板、ならびにプレートガーダーの腹板に関する諸規定がすべて満足されるように設計した。ちなみに、純曲げ載荷時の圧縮フランジにおける応力勾配は $\phi=(\sigma_1-\sigma_2)/\sigma_1=0.210$ 、圧縮補剛板の幅厚比パラメータは $R_R=0.798$ 。また、左右腹板の単一パネルとしての純せん断に対する幅厚比パラメータ R_r は、それぞれ1.417および1.371となる。

なお、実験供試体は、表-1 供試体の機械的性質

すべての部材の降伏点を等しくするために、1枚の圧延鋼板から取り出して切断・加工した。

ヤング係数 E (kgf/cm^2)	ポアソン比 μ	降伏点 σ_y (kgf/cm^2)
2.08×10^6	0.277	2,738

鋼板の機械的性質は、3

($1\text{kgf}/\text{cm}^2=0.098\text{MPa}$)

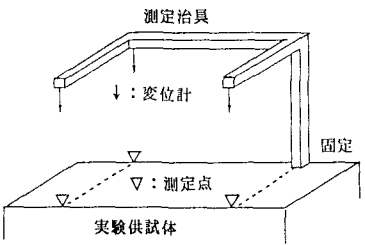


図-3 たわみ角・ねじり角の測定

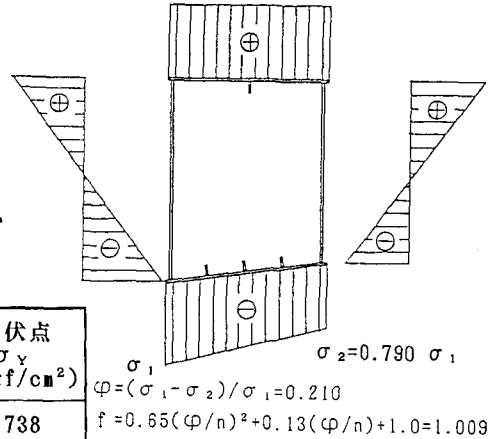


図-4 供試体の応力分布

鋼板の機械的性質は、3

本の引張試験の結果により表-1のように決定した。そして、実測寸法、および降伏点を使って計算した限界断面力を、表-2に示す。また、表中には各供試体における荷重方法も示している。

表-2 実験供試体の限界断面力

項目 供試体	降伏 モーメント $M_y(\text{tf}\cdot\text{m})$	全塑性曲げ モーメント $M_p(\text{tf}\cdot\text{m})$	全塑性ねじり モーメント $T_p(\text{tf}\cdot\text{m})$	荷重方法
M1	19.4	24.6	15.0	純曲げ(M)
T2	19.4	24.6	15.1	純ねじり(T)
MT3	19.4	24.6	15.1	$T/M \approx 0.86$
MT4	19.4	24.6	15.1	$T/M \approx 0.29$

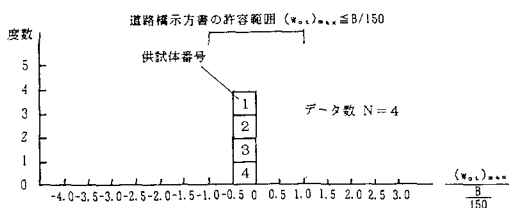
($1\text{tf}\cdot\text{m}=9.8\text{kN}\cdot\text{m}$)

2.3 初期不整の測定結果

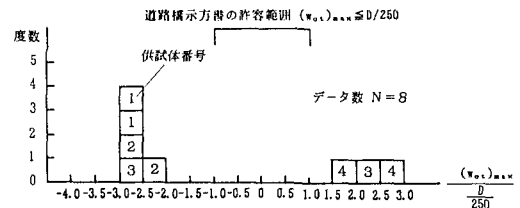
(1) 初期たわみ

実験に先だって、すべての実験

供試体の初期たわみを測定した。測定は、各供試体の圧縮フランジ、および腹板を対象とした。初期たわみの測定点は、各パネルについて、 9×5 の格子点上の初期たわみを、ダイヤルゲージ(精度 $1/100\text{mm}$)を用いて測定した。各パネルにおける横断方向の初期たわみの最大値の度数分布を、図-5に示す。各パネルについて、初期たわみの最大値は、 $(w_{0.1})_{\max}$ で表している。なお、図中には、道路橋示方書に規定されてい



(a) 圧縮フランジ



(b) 腹板

図-5 初期たわみの最大値の度数分布

る初期たわみの許容範囲も示している。

図-5からわかるように、圧縮フランジの初期たわみの最大値 $(w_{0z})_{max}$ は、 $-0.5 \times B/150 \sim 0$ の範囲に分布し、道路橋示方書の製作基準を満足している。しかし、腹板が薄板のため腹板の断面方向の初期たわみの最大値 $(w_{0z})_{max}$ は、 $-3.0 \times D/250 \sim 3.0 \times D/250$ の範囲に分布しており、道路橋示方書の製作基準に対して、3～4倍程度の初期たわみが発生している。

(2) 残留応力

初期たわみと同時に残留応力も、薄肉箱形断面梁の終局強度に重要な影響を及ぼす。残留応力の測定に際しては、実験供試体を一軸対象断面とした残留応力測定用の供試体を製作した。

供試体製作後、2軸のひずみゲージを断面方向に鋼板の表裏に貼付けてひずみの初期値を測定し、機械切断加工後、再びひずみを測定することにより残留応力値を算出した。上フランジ、下フランジ、および腹板における残留応力値を図-6に示す。引張残留応力は降伏点 σ_y に達しており、圧縮残留応力は下フランジでは $-0.6\sigma_y$ 程度、上フランジでは $-0.5\sigma_y$ 程度に達していた。

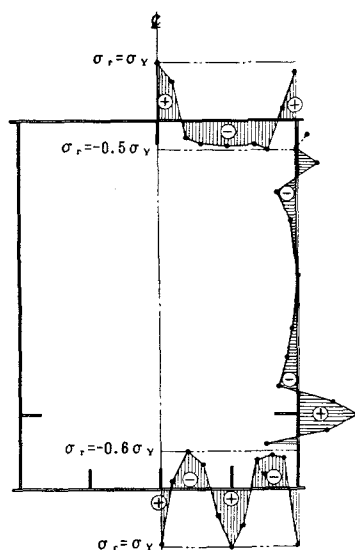


図-6 残留応力の測定結果

3. 実験結果とその考察

3.1 供試体の崩壊に至る挙動

崩壊実験により得られた荷重-ひずみ曲線、および変位の測定結果から、各実験供試体の崩壊に至るまでの挙動を調べた。

(1) 純曲げ実験

図-7には、中央付近断面のフランジ、および腹板各点の曲げモーメント-軸方向ひずみ曲線を示す。縦軸の作用曲げモーメントは、全塑性曲げモーメント M_p で無次元化した。そして、横軸のひずみについても、降伏垂直ひずみ ε_y で無次元化している。また、図中には、終局曲げモーメント $M_u/M_p = \bar{m}$ を破線で、降伏曲げモーメント $M_y/M_p = \bar{m}_y$ を一点鎖線で示している。

この図から、応力勾配の影響で、圧縮側フランジにおいて、応力勾配の高いパネルのほうが低いパネルよりも大きなひずみを生じていることがわかる。そして、フランジの全断面で降伏域に達した後、崩壊に至っている様子がよくわかる。腹板においてはフランジに近寄った点におけるひずみが降伏ひずみに達し、また腹板中央付近のひずみは最終荷重段階までほぼ線形性を保っているのがわかる。

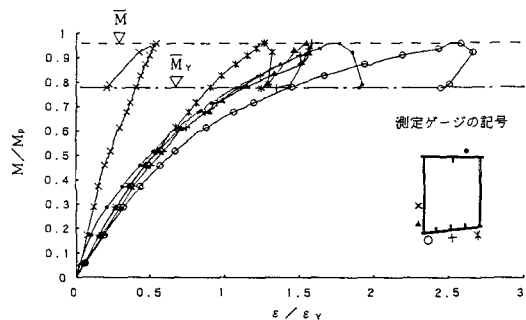


図-7 供試体M1の曲げモーメント-軸方向ひずみ曲線

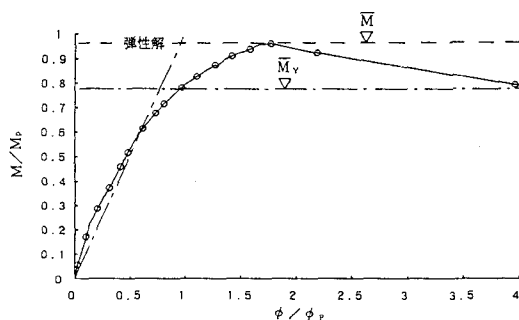


図-8 供試体M1の曲げモーメント-変位曲線

図-8には、曲げモーメント-変位曲線を示す。ここで、曲げモーメント M は、全塑性モーメント M_p で無次元化した。また、たわみ角 ϕ も、全塑性たわみ角 ϕ_p で無次元化している。ただし、全塑性たわみ角 ϕ_p は、次式により求めたものであり、図中の弾性解とは単純梁理論により求めた解である。

$$\text{全塑性たわみ角：}\phi_p = M_p \ell / (EI)$$

ここに、 ℓ は図-3の軸方向の測定点間距離で、 EI は単純梁理論での曲げ剛性である。

この図から、 $M/M_p = 0.3$ 付近でたわみ角が徐々に増大し、降伏モーメント付近でさらに漸増して、終局荷重に達すると急増して完全に供試体が崩壊したことがわかる。

(2) 純ねじり実験

図-9には、中央付近断面のねじりモーメント-せん断ひずみ曲線を示す。ここに、ねじりモーメント T は、全塑性ねじりモーメント T_p で無次元化し、せん断ひずみについても、降伏せん断ひずみ γ_y で無次元化している。また、図中には、終局ねじりモーメント $T_u/T_p = \bar{T}$ を破線で示している。

この図から、 $T/T_p = 0.45$ 付近に至ると、各点のひずみに徐々に差が目立ちはじめている。右側腹板は、この付近からひずみが増大しはじめ、 $T/T_p = 0.7$ 近傍から流れ出している。腹板からせん断座屈しはじめると同時に、上フランジもせん断座屈し、崩壊に至ったものと思われる。多数の補剛材を有する下フランジについては、座屈現象はほとんど見られず、終局荷重に達する直前までねじりモーメント-ひずみ曲線は、ほぼ線形性を保っている。

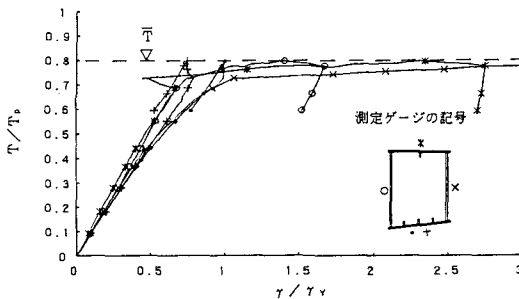


図-9 供試体T2のねじりモーメント-せん断ひずみ曲線

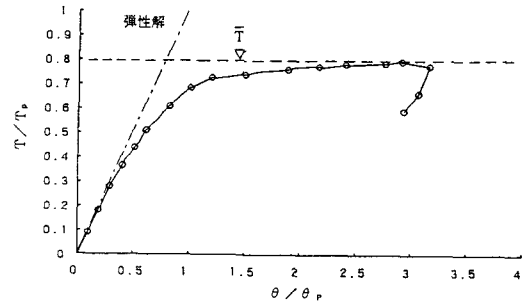


図-10 供試体T2のねじりモーメント-変位曲線

図-10には、ねじりモーメント-変位曲線を示す。ここで、縦軸は、ねじりモーメント T を全塑性ねじりモーメント T_p で無次元化している。また、横軸のねじり角 θ も、全塑性ねじり角 θ_p で無次元化している。ただし、全塑性ねじり角 θ_p は、以下の式を使って求め、図中の弾性解とは単純梁理論により求めた解である。

$$\text{全塑性ねじり角：}\theta_p = T_p \ell / (GK)$$

ここに、 ℓ は測定点間距離で、 GK は単純梁理論でのねじり剛性である。

この図から、 $T/T_p = 0.45$ 付近で徐々にねじり角が増大しはじめ、 $T/T_p = 0.7$ 付近で回転変形が急増しているのがわかる。

(3) 曲げとねじりを受ける場合

図-11には、供試体MT3の中央付近断面における圧縮、および引張側フランジと、腹板の曲げモーメント-軸方向ひずみ曲線を示す。

この図から、左側腹板において、ねじりモーメントによる影響で、 $M/M_p = 0.35$ 付近でひずみが急増し、さらに、 $M/M_p = 0.5$ 付近では腹板のせん断座屈のため、ひずみが急減している。圧縮フランジにおいては、

M1の場合と同様に、応力勾配の影響のため、左側のパネルのひずみが右側のパネルよりも大きく、 $M/M_p=0.4$ 付近で局部座屈は始めていることが想定される。引張フランジにおいては、終局荷重に至るまでほぼ線形性を保っていた。そして、M1と比較すると明らかに、ねじりの影響により、曲げ耐荷力が激減している。

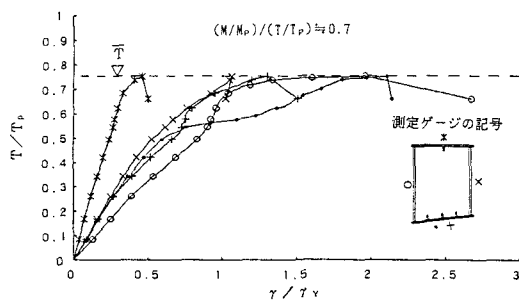
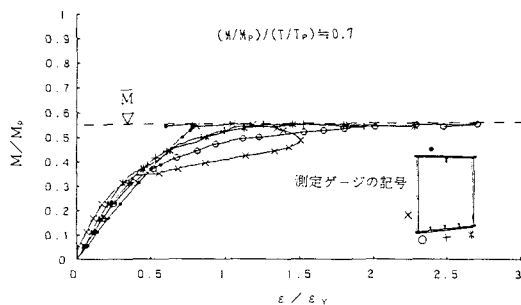


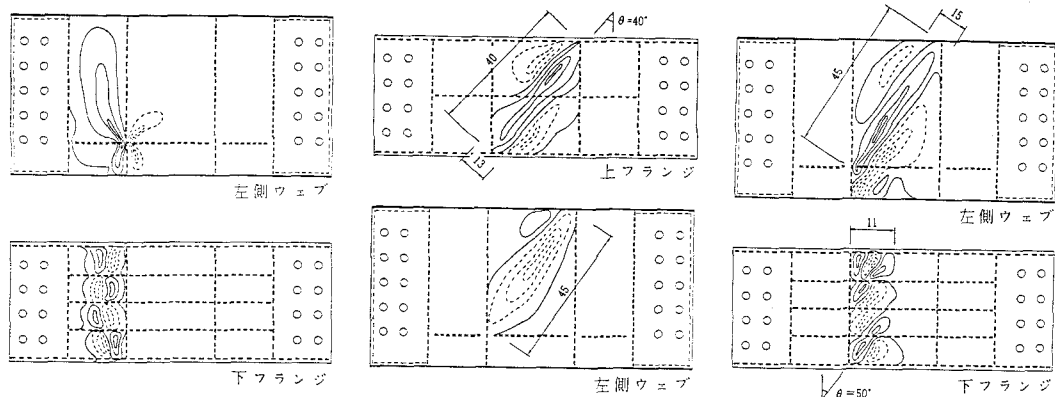
図-1 1 供試体MT3の曲げモーメント-軸方向ひずみ曲線 図-1 2 供試体MT3のねじりモーメント-せん断ひずみ曲線

図-1 2には、中央付近断面におけるねじりモーメント-せん断ひずみ曲線を示す。

この図から、弾性範囲では、各点におけるせん断ひずみ値がほぼ同一になるものであるのに、上フランジのせん断ひずみが小さく、左側腹板のせん断ひずみが大きく生じている。これは、曲げモーメントが、せん断応力に影響を与えているものと思われる。 $T/T_p=0.3$ 付近で、圧縮フランジのせん断ひずみが増大し始めている。これは、曲げとねじりとの連成により、一部パネルが局部座屈したものと思われる。そして、 $T/T_p=0.55$ 付近で、さらに圧縮フランジのひずみが急変している。これは、曲げによる局部座屈とせん断座屈とが連成した座屈が起こりはじめたものと推定される。終局強度付近では、補剛材を含む補剛板の曲げ座屈、およびパネルのせん断座屈が同時に起こっている。そして、腹板パネルにおいては、 $T/T_p=0.6$ 付近でせん断ひずみの増加の割合が減少しており、腹板のせん断座屈が生じはじめたものと想定される。

3.2 供試体の崩壊状況

実験後の供試体の残留たわみ波形をスケッチしたものを、図-1 3 (a)~(c)に示す。なお、実線は箱形断



(a) 供試体M1 (純曲げ)

(b) 供試体T2 (純ねじり)

(c) 供試体MT3 (曲げ+ねじり)

図-1 3 残留たわみ波形

面外側への変形を示し、また点線は箱形断面内側への変形を示す。

まず、供試体M1（純曲げ）においては、断面中央パネルで大きな局部座屈が起こらずに、その隣のパネルで起きている。圧縮フランジの局部座屈後も直ちに箱断面全体の崩壊とはならず、腹板パネルで図示のような顕著な変形が起って崩壊に至った。引張フランジのパネルでは、目視できるような残留変形がみられない。

つぎに、供試体T2（純ねじり）においては、断面中央の腹板の単一パネルでせん断座屈が起こり、斜め張力場を形成しているのがわかる。腹板パネルの座屈後、上フランジでもせん断座屈が生じたが、縦補剛材も座屈して部分パネルのせん断座屈現象がみられる。多数の縦補剛材が配置された下フランジには、目視で明らかな座屈は生じていない。

さらに、供試体MT3（曲げとねじりの同時載荷）においては、下フランジで断面中央より少し横補剛材側の各パネルごとに、小さな山と谷の座屈が斜めに生じている。このことから、曲げに加えて、ねじりによるせん断応力の影響も受け、連成座屈を起こしている様子がよくわかる。腹板においても、曲げ座屈とせん断座屈の両方の現象がみられる。

3.3 終局強度の実験結果と考察

実験により得られた終局強度を、表-3に示す。また、表中には、それぞれの実測寸法に基づいて計算した全塑性値で無次元化した値も示している。

以上の実験結果を総括すると、つぎのことが言える。

(1) 純曲げ荷重の場合、圧縮フランジでは、応力勾配の高いパネルから局部座屈が起こり、順次隣接パネルに局部座屈が生じた。崩壊状況は、圧縮フランジの局部座屈後、圧縮、および引張フランジとも断面内の降伏域が広がり、腹板断面全体が塑性域となる途中段階で補剛板としての座屈が生じ、崩壊に至ったものと考えられる。

(2) 純ねじり荷重の場合、密に補剛された圧縮フランジにおいては、座屈現象がほとんど見られなかった。この場合は、純せん断に対する幅厚比の最も大きい腹板のパネルでせん断座屈すると同時に、補剛材間のパネルの対角方向に斜め張力場が形成されて、その後、崩壊に至ったものと思われる。したがって、純ねじりに対しての終局強度は、腹板の単一パネルのせん断耐荷力が支配的であるように考えられる。

(3) 曲げモーメントとねじりモーメントとを同時載荷した場合は、圧縮フランジにおいて、補剛材を含む補剛板の圧縮座屈とねじりによるせん断座屈とが連成した座屈現象により、崩壊に至ったものと推定される。したがって、同時載荷した場合の曲げ、および、ねじりに対する終局強度は、それぞれが単独に作用する荷重の場合に比較して小さな値となった。

4. 終局強度曲線と終局強度相関曲線の推定

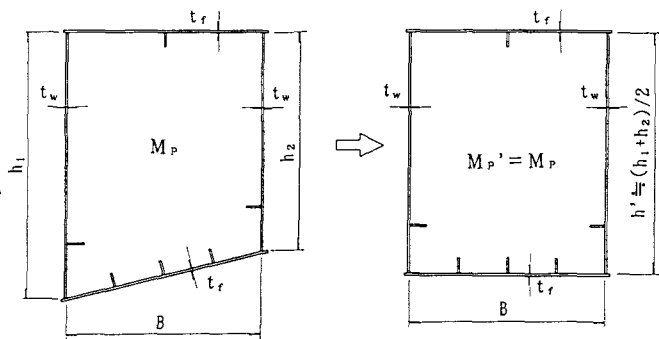
4.1 終局状態の仮定

以上の実験結果を踏まえて、今回の実験桁の曲げ、および、ねじり荷重に対する終局強度ならびに終局強度相関曲線を推定し

表-3 各実験供試体の終局強度実験結果

供試体	$M_u(tf \cdot m)$	$T_u(tf \cdot m)$	M_u/M_p	T_u/T_p	l_u
M1	23.53	0	0.958	0	0.958
T2	0	12.03	0	0.796	0.796
MT3	13.60	11.36	0.553	0.752	0.933
MT4	21.06	6.19	0.856	0.409	0.949

$l_u = \sqrt{(M_u/M_p)^2 + (T_u/T_p)^2}$: 相関曲線における原点からの距離
($1tf \cdot m = 9.8kN \cdot m$)



(a) 原断面

(b) 置換断面

図-14 箱断面の置換

てみる。その際、各種荷重を受ける補剛箱桁の終局状態に対しては、以下に示す仮定を設けた。

(1) 純曲げ荷重を受ける場合

i) 圧縮フランジに応力勾配があっても、応力勾配の高い方から局部座屈が生じはじめて次々と応力の再分配が起こって、補剛板全パネルに局部座屈が生じた後に補剛板全体として終局状態に至るものとする。

ii) したがって、終局状態においては応力勾配の影響は無視し得るものとする。そして、図-14に示すように、フランジに勾配の付いた箱断面は、等価な全塑性モーメントを有する矩形の箱断面に置換ができるものとする。

iii) 純曲げを受けた箱断面の圧縮補剛板は、腹板の拘束効果による応力の再分配により、強度上昇が期待できるものとする。

(2) 純ねじり荷重を受ける場合

i) 単一パネル（腹板）のせん断座屈後、後座屈現象により、図-15に示すプラットラスが形成されると考える。そして、断続された水平補剛材と垂直補剛材の交点、および上フランジと垂直補剛材との交点の近傍で塑性ヒンジが形成され、箱断面全体がねじり崩壊するものとする。

ii) したがって、終局ねじりモーメントは、最も幅厚比の大きい単一パネルのせん断座屈強度と斜め引張強度との和で決定されるものとする。

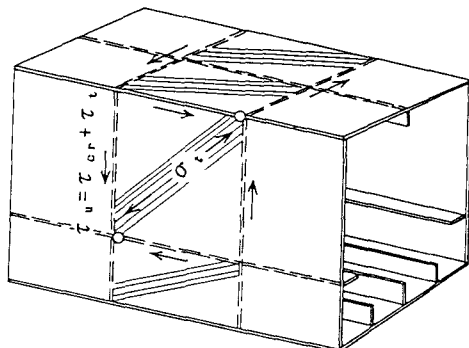


図-15 ねじりモーメントが作用するときの終局状態

(3) 曲げ荷重とねじり荷重を同時に受けた場合

終局強度は、文献1)で提案された次式の2次の相関曲線で表すことができるものとする。

$$\left(\frac{M_u}{\alpha M_p}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{\beta T_p}\right)^2 = 1 \quad \text{----- (1)}$$

ここで、係数 α 、および β は、それぞれ終局曲げモーメント、および終局ねじりモーメントを示す係数である。

4.2 終局曲げモーメント

上記の仮定(1)iii)に対して西村らは、フランジと腹板の相互作用を考慮した幅厚比パラメータを用いて、無補剛の箱形断面梁の曲げ耐荷力の推定式を提案している³⁾。ここでは、その提案式を補剛箱断面に拡張して、本実験桁への適用を試みる。

終局曲げモーメント M_u/M_p は、文献3)によると、次式で示される。

$$\alpha = M_u/M_p = [1 + 0.5(R_b - 0.5)]^{-2} \quad \text{----- (2)}$$

ここに、 R_b は終局曲げモーメント算出用の換算幅厚比パラメータ³⁾で、以下によって求める。

$$R_b = \frac{0.8}{(R_f/R_w)^{h/B}} (R_b^e - 0.5) + 0.5 \quad \text{----- (3)}$$

ここで、まず圧縮フランジの幅厚比パラメータ R_f は、多リブモデルを想定して、次式により求める。

$$R_f = \frac{B}{nt_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_f \pi^2} \cdot \frac{\sigma_y}{E}} \quad \text{----- (4)}$$

ここに、 B は腹板内のフランジ幅、 n は補剛板のパネル数、 t_f はフランジ厚、また k_f は座屈係数(=4)である。

ただし、縦補剛材の剛比は、道路橋示方書で定める最小剛比よりも大きいものとする。

つぎに、腹板の純曲げに関する幅厚比パラメータ R_w は、次式により求める。

$$R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_w \pi^2} \cdot \frac{\sigma_y}{E}} \quad \text{----- (5)}$$

ここに、 h は腹板高、また t_w は腹板厚である。さらに、 k_w は座屈係数で水平補剛材のない場合 $k_w=23.9$ 、また剛な水平補剛材が $0.2h$ の位置に配置されている場合Kloppelによる座屈係数 $k_w=110.8$ を用いる。
そして、箱断面全体の幅厚比パラメータ R_b を次式⁹⁾により求める。

$$R_b = \frac{B}{nt_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_b \pi^2} \frac{\sigma_y}{E}} \quad \text{----- (6)}$$

ここに、 $k_b = \frac{6.6+3.015\eta-2.819\eta^2+(5.961-19.485\eta+17.038\eta^2)\gamma}{0.727+1.063\eta-0.705\eta^2+(1.511-4.947\eta+4.260\eta^2)\gamma}$ 、ただし、 $k_b \geq 4$ ----- (7)

また、 $\eta = t_f/t_w$ 、 $\gamma = h/B$ ----- (8)

式(1)を用いて、本実験桁、および文献1)の

表-4 終局曲げモーメントの推定値

無補剛箱断面の実験桁に対する終局曲げモーメントの推定値を表-4および図-16に示す。

供試体	R_b	式(1)の α 値	実験値 α^*	α^*/α
M1	0.670	0.850	0.958	1.127
M2-1 ¹⁾	0.647	0.868	0.915	1.054
M4-1 ¹⁾	0.501	0.998	1.029	1.031

これらの図表より、無補剛箱断面における実験値と推定値は良好な一致をみているが、今回の補剛箱断面の実験値と推定値とは安全側の評価

ではあるが若干の差異がある。このように補剛箱断面における幅厚比パラメータの取り方など

に若干問題は残っているものの腹板の拘束効果により降伏モーメント以上の耐荷力が期待できるという傾向はよく捉えられている。

4.3 終局ねじりモーメント

4.1の仮定(2)に従い、幅厚比の最も大きい単一パネルのせん断耐荷力を求めることにより終局ねじりモーメント T_u/T_p を推定する。単一パネルのせん断耐荷力を取り扱った研究⁴⁾は、内外に数多くみられる。そこで、座屈設計ガイドライン⁵⁾を参考にして、以下に示す単一パネルにおけるせん断耐荷力の近似算定式により、終局ねじりモーメント T_u/T_p を、次式により求める。

$$\beta = T_u/T_p = \tau_u/\tau_y \quad \text{----- (9)}$$

ここに、 τ_u は、補剛箱断面を形成している最も幅厚比の大きいパネルのせん断耐荷力で、せん断座屈強度 τ_{or} と、斜め張力場理論による後座屈強度 τ_t とを付加したものとする。

$$\tau_u = \tau_{or} + \tau_t \quad \text{----- (10)}$$

まず、せん断座屈強度 τ_{or} はFHWA⁶⁾を修正した次式で求める。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{or} &= \tau_y & : R_r \leq 0.6 \\ &= \{1 - 0.614(R_r - 0.6)\} \tau_y & : 0.6 < R_r \leq \sqrt{2} \\ &= (1/R_r^2) \tau_y & : \sqrt{2} < R_r \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (11)}$$

ここに、 R_r は純せん断に関する単一パネルの幅厚比パラメータで、

$$R_r = \frac{b}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_r \pi^2} \cdot \frac{\tau_y}{E}} \quad \text{----- (12)}$$

k_r は純せん断に関する座屈係数で、

$$\left. \begin{aligned} k_r &= 5.34 + 4.00/(a/b)^2 & : a/b \geq 1 \\ &= 4.00 + 5.34/(a/b)^2 & : a/b < 1 \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (13)}$$

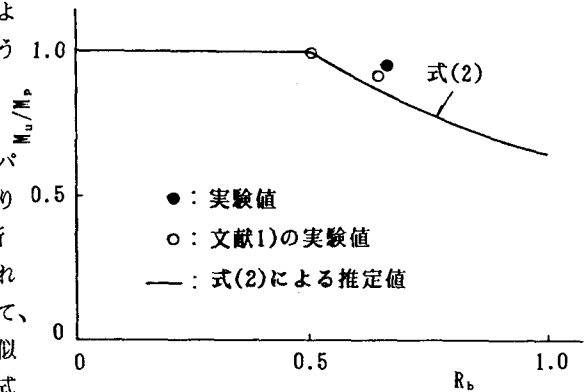


図-16 終局曲げモーメント

表-5 終局ねじりモーメントの推定値

供試体	R_r	式(1)の β 値	実験値 β^*	β^*/β
T2	1.417	0.757	0.796	1.052
T2-5 ¹⁾	0.879	0.829	0.847	1.022
T4-2 ¹⁾	0.449	1.000	1.030	1.030

である。また、 b は単一パネルの幅、 a は垂直補剛材間隔である。つぎに、後座屈強度 τ_t は、塑性ヒンジがパネルのコーナー部近傍に形成されるものとして、次式で求める。

$$\tau_t = \sigma_t \{ \sin \theta \cdot \cos \theta - (a/b) \sin^2 \theta \} \text{ ----- (14)}$$

$$\sigma_t = \{ 1 - (\tau_{cr} / \tau_y)^{1.2} \} \sigma_y : \text{斜め引張応力度} \text{ ----- (15)}$$

$$\theta = (1/2) \tan^{-1}(b/a) : \text{斜め引張応力度の方向を示す角度} \text{ ----- (16)}$$

式(9)～(16)を用いて計算した本実験桁、および文献1)の無補剛の実験桁における終局ねじりモーメントの推定値を、表－5、および図－17に示す。

無補剛箱断面の場合、および今回の補剛箱断面の場合とも推定値と実験値とは良好に一致している。

4.4 終局強度相関曲線の検討

今回の実験結果をもとに、終局強度相関曲線の検討を試みる。

4.1の仮定(3)でも述べたように、曲げとねじりとを同時に受けた場合の終局強度相関曲線は、式(1)に示す二次の相関曲線で近似できるものとする。

式(1)中の α は式(2)～(8)により求めることができ、また β は式(9)～(16)により求めることができる。

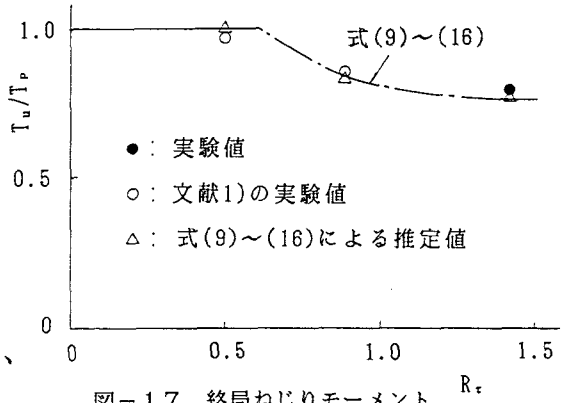
表－4、および表－5より今回の実験桁では $\alpha=0.850$ 、および $\beta=0.757$ となる。図－18には、縦軸に M/M_p 、横軸に T/T_p をとり、式(1)を用いて計算した本実験桁の曲げとねじりに関する終局強度相関曲線を示す。実験値と推定式とは、10～15%程度の差があるが、安全側の評価式を与え、二次の相関曲線としてはよく傾向が一致している。

5. まとめ

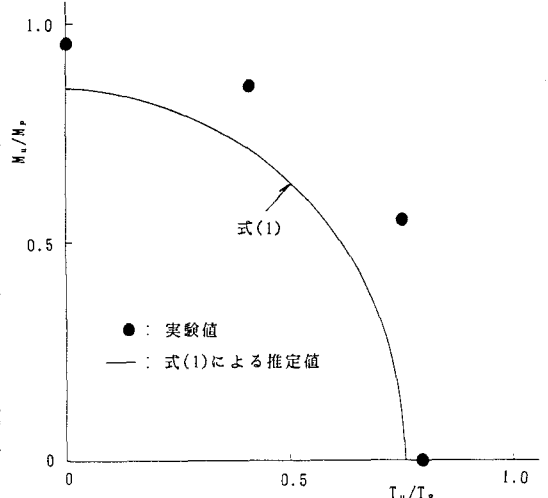
本研究では、曲げとねじりを受ける薄肉箱形断面梁の終局強度特性を明らかにするため、まず曲げとねじりとを同時に載荷できる破壊実験装置を試作した。そして、この破壊実験装置を用いて、局部座屈が卓越する補剛材付き薄肉箱形断面梁の一連の崩壊実験を行い、終局強度に至るまでの挙動、および終局強度特性について検討した。

本研究で明らかになったことをまとめると、以下のとおりである。

- (1) 圧縮補剛板としての幅厚比パラメータ $R_{tr}=0.798$ を有する圧縮フランジで構成される本実験供試体は、純曲げ崩壊実験の結果、部分パネルの局部座屈が先行し、局部座屈後も余剰耐力を有していた。これは、腹板の拘束効果によるものと推定される。そして、曲げ耐力の推定式として、式(2)～(8)を提示することができた。
- (2) せん断に対する幅厚比パラメータ $R_{tr}=1.417$ を有する腹板で構成される本実験供試体は、純ねじり崩壊実験の結果、単一パネルのせん断耐力と終局ねじりモーメントとがほぼ一致してゐる。そして、ねじり耐力



図－17 終局ねじりモーメント



図－18 終局強度の相関曲線

力の推定式として、式(9)～(16)を提示することができた。

(3) 幅厚比パラメータ $R_R=0.798$ 程度の圧縮フランジからなる薄肉箱形断面が、曲げとねじりを受けて終局状態にいたる場合、局部座屈が卓越して起こると考えられる。すなわち、曲げ座屈、せん断座屈、および、それらの連成した局部座屈の終局強度に与える影響を、十分に考慮する必要がある。

(4) 本実験結果の曲げとねじりの終局強度相関の評価式として、式(1)が得られた。このように、補剛材付き薄肉箱形断面の終局強度相関式が、文献1)と同様に、二次の相関曲線でほぼ近似できることを明らかにした。

(5) 種々な剛度・断面の補剛材を有する薄肉箱形断面梁の終局強度特性における一般性については、さらにFEM解析等を行って、本文の推定式の適用性について検討する必要がある。

謝辞

実験には、当時学生の下田健司君（現 大阪市建設局）の協力を得たことを付記する。

参考文献

- (1) 中井 博・村山泰男・北田俊行・高田佳彦：曲げとねじりを受ける薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.36A 1990年3月。
- (2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ．鋼橋編，丸善，1990年2月。
- (3) 西村宣男・吉田信博・竹内正一：局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり-柱部材の強度評価式、土木学会論文集、第416号 1990年4月
- (4) 奈良 敬・出口恭司・福本湧士：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，No.392，1988年4月
- (5) 土木学会：座屈設計ガイドライン、技報堂、1987年10月
- (6) Wolchuk, R. and Mayrbaurl, R. M.: Proposed Design Specification for Steel Box Girder Bridges, Report No. FHWA-TS-80-205, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D.C., Jan., 1980

(1991年9月30日受付)