

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

大阪市立大学工学部 正員 中井 博 (株) 栗本鉄工所 正員 村山泰男
 大阪市立大学工学部 正員 北田俊行 大阪市立大学工学部 学生員 ○高田佳彦

1. まえがき

本研究では、組合せ荷重を受ける鋼橋のうち、曲線箱桁橋のように、曲げとねじりを同時に受ける箱形断面の極限強度を明確にすることを目的として研究を行った。薄肉箱断面で局部座屈が先行する場合を含めた極限強度を知るためには、数多くの基礎的研究や解析を行っておく必要がある。そこで、まず曲げモーメント、および、ねじりモーメントの組合せ荷重を同時に載荷できる薄肉断面梁の破壊実験装置を試作した。つぎに、この破壊実験装置を用いて、今回、無補剛の局部座屈が卓越しない薄肉断面の実験供試体を対象にし、その極限強度特性を調べ、さらに、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の選び方を、実験結果との比較・検討を通じて考察したのでここに報告する。

2. 実験概要

薄肉箱形断面梁の実験供試体の断面はすべて同一とし、断面寸法は幅厚比パラメータ $R_w (= \sqrt{\sigma_y / \sigma_{cr}})$ 、 σ_y :降伏点、 σ_{cr} :幅の広い板パネルの弾性座屈応力度)を0.7、板幅比Sを4/3、さらに板厚を $t = 4.5\text{mm}$ とし、断面を決定した¹⁾。

本研究では、曲げ、および、ねじり荷重を同時に載荷できる実験装置を新たに試作した。実験装置の全体図、および、その構成を、図-1に示す。曲げモーメントは、曲げ用載荷梁①、曲げ・ねじり用載荷梁②に各々100tfジャッキ⑤で載荷することによって発生させる。ねじりモーメントは、曲げ・ねじり用載荷梁②に5tfジャッキ⑥で偶力を与えることによって発生させる。純ねじり実験では、ねじりモーメントによる反力を負担するために、曲げ載荷用ジャッキを支点(1)直上に設置した。なお、曲げとねじりを同時に載荷する場合は曲げモーメントを先に一定になるように載荷し、その後ねじりモーメントを漸増載荷して崩壊することにした。

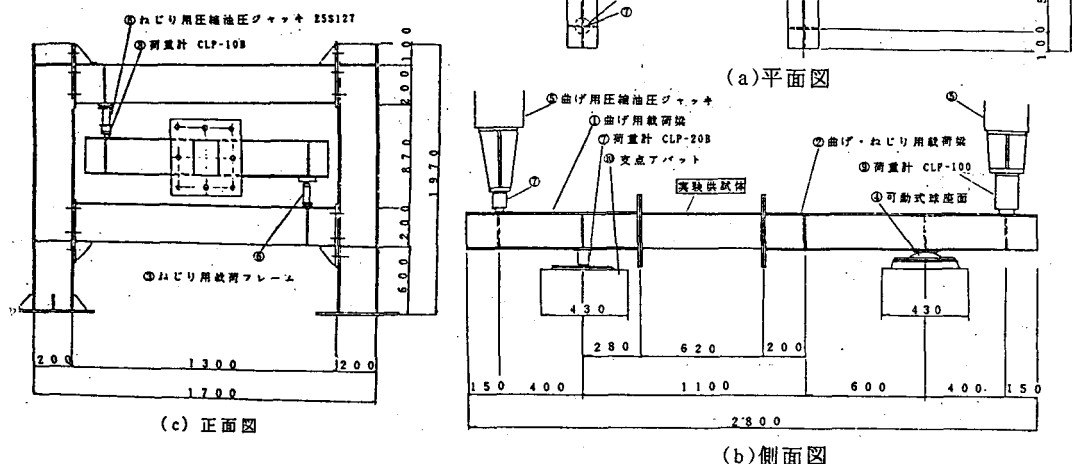


図-1 実験装置

Hiroshi NAKAI, Yasuo MURAYAMA, Toshiyuki KITADA, Yoshihiko TAKADA

3. 崩壊実験結果と弾塑性微小変位解析結果

崩壊実験結果を全塑性値で無次元化して、表-1に示している。また、表中には、3次元骨組構造物の弾塑性微小変位解析プログラムEPACS¹⁾による解析値、 M_a および T_a も示している。ここで、 l_u および l_a はそれぞれ無次元

表-1 各供試体の実験結果および解析結果

項目 供試体No.	弾塑性解析結果			実験結果			$l_a - l_u^*$ (%)
	$\frac{M_a}{M_p}$	$\frac{T_a}{T_p}$	l_a	$\frac{M_u^*}{M_p}$	$\frac{T_u^*}{T_p}$	l_u^*	
M-1	0.987	0	0.987	0.977	0	0.977	1.0
MT-2	0.694	0.699	0.985	0.714	0.771	1.051	-6.7
MT-3	0.380	0.883	0.951	0.398	0.864	0.951	1.0
T-4	0	0.965	0.965	0	0.924	0.924	4.2

化された相関曲線における実験値および解析値と原点との間の距離で、次式で表される。

$$l = \sqrt{(M/M_p)^2 + (T/T_p)^2} \quad (1)$$

この表より、実験結果と解析結果との差は、-4~7%以内に収まっており、ほとんどの実験供試体がほぼ全塑性状態に至って終局状態に達したと考えられる。

4. 極限強度相関曲線の提案

ねじりのみが作用する場合、供試体に残留応力が存在すると、ねじりによるせん断応力とこの残留応力とが重ね合わさり、断面がまず全塑性に達する。しかるのちに、応力の再配分が行われ、最終的にはねじりによる全塑性状態 T_p にまで達するはずである。ここでは、前者を限界状態とみなし、低減係数 α を導入して次式のような相関曲線を考えてみた。

$$\left(\frac{M_u^*}{M_p}\right)^n + \left(\frac{T_u^*}{T_p}\right)^n = 1 \quad (2)$$

種々の場合について検討した結果、 $\alpha = 0.95$ 、 $n = 2$ と置くと、相関関係から求めた値と実験値との差は、図-2および表-2より-7.9%~2.7%の精度となり、両者は比較的良好に一致する。したがって、式(3)を本実験結果より得られた極限強度相関曲線とする。

$$\left(\frac{M_u^*}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{T_u^*}{\alpha T_p}\right)^2 = 1, \quad (\alpha = 0.95) \quad (3)$$

この式の妥当性については、今後、さらに解析や実験を通して確かめたい。

5. 結論

幅厚比パラメータ $R_w (=0.7)$ を有する板パネルから構成される本実験供試体は、崩壊実験の結果、いずれの荷重の場合もほぼ全塑性に達し、その後に極限状態に至った。このときの極限強度相関式として、残留応力などによる強度の低下および変形量を考慮した式(3)を示した。

さらに、幅厚比パラメータが $R_w \leq 0.7$ なる板パネル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至る場合は、実験結果より、局部座屈は発生せずほぼ全塑性状態で崩壊すると考えられる。すなわち、局部座屈が終局強度に与える影響については、考慮する必要がないことがわかる。今後は、パラメータ α や $R_w > 0.7$ の局部座屈の影響を考慮する必要のある箱形断面について、実験および解析によって極限強度特性を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 中井博・北田俊行・國廣昌史・松下孝文：圧縮・曲げ・ねじりの組合せ断面力を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol. 31A, 1988年3月
- 2) H. Nakai, T. Kitada, R. Ohminami and T. Nishimura : Elasto-Plastic and Finite Element Analysis of Cable-Stayed Bridges, Mem. Fac. Eng., Osaka City Univ., Vol. 26, Dec., 1985

表-2 極限強度相関曲線と実験結果との比較

項目 供試体No.	$\alpha = 0.95 \quad n = 2$			
	$\frac{M_{s2}}{M_p}$	$\frac{T_{s2}}{T_p}$	l_{s2}	$\frac{l_{s2} - l_u^*}{l_{s2}}$ (%)
M-1	1.000	0	1.000	2.3
MT-2	0.663	0.713	0.974	-7.9
MT-3	0.414	0.870	0.963	1.2
T-4	0	0.950	0.950	2.7

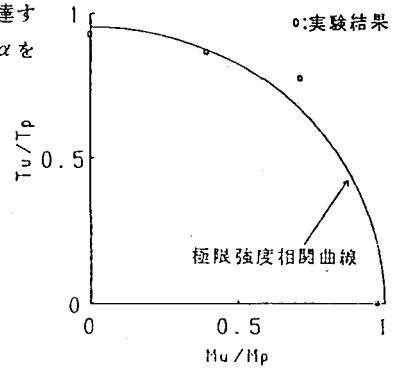


図-2 極限強度相関曲線と実験結果