

(109) 鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす補剛リブの剛性の影響

○ 建設省土木研究所 正員 川島 一彦
" " 長谷川金二
" " 吉田 武史
首都高速道路公団 " 池内 武文

1. はじめに

0.2～0.3の設計水平震度を用いて許容応力度法で設計された橋脚が、これを上まわる大きな地震力を受けた場合の耐震性を確保するためには、部材の非線形域のねばりが重要である。鋼製橋脚のじん性に関しては、従来、検討された例が少ないので、実橋の約1/4.5を想定した鋼製橋脚模型を用いた動的載荷実験を行い、じん性率に及ぼす縦方向補剛材の剛性の影響を検討したので、この結果を報告する。

2. 模型供試体及び動的載荷方法

実験には図1に示すように、40×40cm(板厚4.5mm、SS41材)の正方形断面で荷重載荷点までの有効高さ240cmの鋼製橋脚模型4体を用いた。道路橋示方書鋼橋編では、1個の縦方向補剛材の断面二次モーメント I_1 及び断面積 A_1 は、次式を満足するように規定されている。

$$I_1 \geq \frac{b t^3}{12} \cdot \gamma_{1 \cdot \text{req}} \quad \text{----- (1)}$$

$$A_1 \geq \frac{b t}{10 n} \quad \text{----- (2)}$$

ここで、 t ：補剛板の板厚(cm)、 b ：補剛板の全幅(cm)、 n ：縦方向補剛材によって区切られるパネル数、 $\gamma_{1 \cdot \text{req}}$ ：式(3)により算出される縦方向補剛材の必要剛比である。

$$\gamma_{1 \cdot \text{req}} = 4 \alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n \delta_1) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad \text{----- (3)}$$

ここで、 α ：補剛板の縦横寸法比(= a/b)、 a ：横方向補剛材間隔、 δ_1 ：縦方向補剛材1個の断面積比(= $A_1/b t$)、 t_0 ：示方書で規定されている板厚(SS41に対しては $t_0 = b/28 n$ (cm))である。実験で用いた4体の供試体の違いは、縦方向補剛材の剛性であり、表-1に示すようにリブの幅及び厚さを変化させて、1個の縦方向補剛材の断面二次モーメントが式(1)の右辺で算出される最小断面二次モーメントのそれぞれ、1.6倍、2.3倍、4.2倍、8.1倍となるようにした。また、4体の供試体は、縦方向補剛材の設計以外についても、道路橋示方書に準拠して設計、製作した。

表-1には、供試体の特徴として、橋脚断面積、橋脚断面二次モーメント、降伏水平力及び水平変位(軸力が作用しているため、圧縮側のフランジが最初に降伏する)、終局耐力(橋脚の基部が全塑性モーメントに達するときの天端における荷重)も示している。ここで、降伏水平力、降伏水平変位、終局耐力を求めるに際しては、別途行った鋼板単体の引張試験から求めた降伏応力度を用いている。供試体NO.1は、供試体NO.2～4とは異なった時期に製作したものであり、供試体NO.2～NO.4に用いている鋼板の降伏応力度 σ_y が2809 kgf/cm²であるのに対して、供試体NO.1では降伏応力度 σ_y が2133 kgf/cm²と24%低くなっている。したがって、この値を用いて橋脚の降伏水平耐力を求めると、供試体No.1～No.4に対して、それぞれ、7.8tf、10.8tf、11.1tf、15.1tfとなる。一方、道路橋示方書に規定される圧縮側フランジにおけるSS41の許容軸方向圧縮応力度(1320 kgf/cm²)を用い、割増係数を1.5として降伏耐力を求めると、供試体NO.1～4に対して、それぞれ、7.2tf、7.3tf、7.5tf、10.4tfとなる。したがって、後述するように、橋脚が支持する上部構造重量を40tfとみなすと、橋脚の設計震度は、No.1～4に対して、それぞれ、おおよそ、0.2(0.18：示方書の許容応力度を用いた場合)、0.27(0.18)、0.28(0.19)、0.38(0.26)となる。

載荷は、一定振幅による正負交番漸増載荷とし、一定振幅のくり返し回数 n は10回とした。また、供試体に対しては、写真－1に示すように20tfの軸力(鋼材の応力度にして $234\text{kgf/cm}^2 \sim 152\text{kgf/cm}^2$)を常に鉛直下方(実験上では水平方向)となるように作用させた。したがって、単純桁の固定橋脚を想定し、鉛直力の2倍を当該橋脚が支持する上部構造重量とみなすと、降伏時の橋脚～上部構造系の基本固有周期は0.50秒～0.37秒となる。なお、耐震設計上、“動的”載荷は、“静的”載荷に比較して、1)荷重の載荷速度が速い、2)正負交番で繰り返す、3)載荷履歴特性(地震応答としての)が単純ではない、4)有限な時間内の荷重作用、の4点が異なる。このうち、1)については、鋼製橋脚に生じる地震応答速度の範囲内では、鋼材の強度及び変形に及ぼす影響は小さいことから、高速載荷はせず、 25cm/sec 程度の載荷速度とした。また、3)については、くり返し回数とともに、将来、その影響を検討することとし、今回は、一般に行われるように正弦波状の作用変位とした。したがって、2)及び4)の効果が、ここでいう“動的”な載荷の中味である。

3. 縦方向補剛材の剛性の影響

図2は履歴曲線の包絡線を示したものである。いずれの供試体も $3\delta_y$ 載荷時にはほぼ耐力が最大となり、これ以後、載荷変位の増大とともに耐力は減少していく。供試体ごとの損傷の進展状況は以下の通りである。

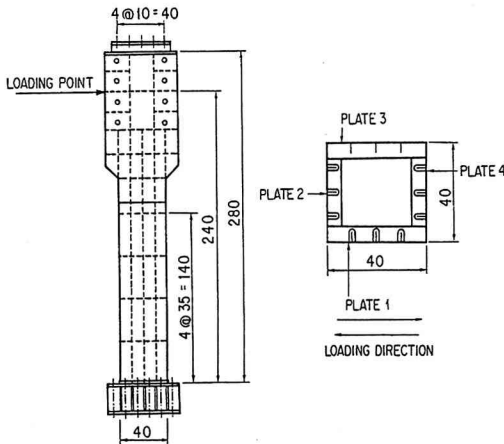
a) 供試体 1 --- $3\delta_y$ 載荷までは鋼板の面外変位量は小さいが、 $4\delta_y$ になると、基部の第1パネル全体の座屈が生じ、面外変形が急増する。 $4\delta_y$ 載荷では溶接部のコーナーおよびベースプレートとの溶接部に割れが発生する。

b) 供試体 2 --- 図3(a)は、鋼板の面外変位量(基部と最下端のダイアフラム間に生じた最大面外変位量)と載荷変位との関係を示したものである。これによれば、供試体1と同様に $3\delta_y$ までは面外変位は $2 \sim 3\text{mm}$ と小さいが、 $4\delta_y$ 、 $5\delta_y$ になると座屈が生じ、面外変位が急増する。図2と比較すると、最大耐力の生じる $3\delta_y$ は、鋼板の面外変位量がまだ小さい値を保ち得る最後の変位に相当することがわかる。 $5\delta_y$ になると、コーナー部で溶接の割れが生じる。図4(a)は、基部から20cm上の位置における面外変位の分布を示したものである。写真－2は $6\delta_y$ 載荷後の損傷状況を示したものである。

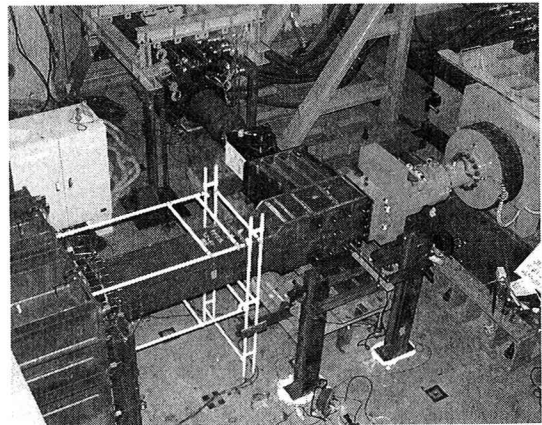
c) 供試体 3 --- $3\delta_y$ 以後、面外変形が急増するなど損傷の進展状況は供試体1および2と同様であるが、供試体1および2では、基部の第1パネル全体の座屈であったものが、供試体3では、縦リブの効果により、縦リブ間の座屈に変化しつつある。これに伴い、図3(b)、図4(b)に示すように、面外の座屈変位量は、供試体1、2と比較すると1/5程度に小さい。 $5\delta_y$ になると基部から約10cm位置において水平方向に面板(内側の縦方向補剛材も含めて)の割れが生じた。

d) 供試体 4 --- 第1パネルに生じる座屈は、縦リブの効果により、供試体3よりもさらに縦リブ間に限定されている。図3(c)及び図4(c)に示すように、面外変位量は最大でも10mmとさらに小さくなる。 $5\delta_y$ になると、ベースプレートとの溶接部において鋼板に割れが生じた。写真－3は $6\delta_y$ 載荷後の損傷状況を示したものである。

計算により求めた終局耐力と実験による最大耐力の比較は表1に示す通りであり、供試体1を除く3体についてはよく一致している。供試体1の場合には、両者の比が1.32と大きく異なっている。この理由ははっきりしないが、鋼材単体の引張試験の方法に何らかの問題があったのではないかと考えている。降伏耐力と最大耐力の比も表1に示しているが、これによれば、縦方向補剛材の剛性が大きくなるにつれて比の値も大きくなる傾向があり、縦方向補剛材の断面二次モーメントを式(1)の右辺で与えられる最小断面二次モーメントの1.6から8.1倍に変化させると、降伏耐力と最大耐力の比は1.2から1.9へと大きくなる。



図－１ 鋼製橋脚模型



写真－１ 軸力及び水平荷重の载荷状況

４．結 論

実験供試体が少なく、模型と実橋脚の熱残留応力、鋼板の初期変形等の関係に対する検討はこれからの段階であるが、今回の検討結果をまとめると以下ようになる。

１)降伏耐力に対する最大耐力の比は、縦方向補剛材の剛性が大きくなるにつれて大きくなる傾向にある。断面二次モーメントを式(1)で与えられる最小断面二次モーメントの1.6から8.1倍に変化させると、最大耐力と降伏耐力の比は、1.2から1.9へと大きくなる。

２)縦方向補剛材の断面二次モーメント I_1 が式(1)による値の1.6～2.3倍の場合には、降伏耐力の約1.5倍の水平荷重を受けるとベースプレートと最下段のダイヤフラム間のパネル（最下段パネル）全体の座屈を生じる。

３)縦方向補剛材の断面二次モーメント I_1 が式(1)による値の4.2倍になると、最下段パネル全体の座屈から縦方向補剛材間の座屈に変化し出し、 I_1 が式(1)の8.1倍になると、最下段パネル全体の座屈は生じず、縦方向補剛材間の座屈となる。また、 I_1 が式(1)の1.6～4.2倍の場合には、面外変形の最も大きく生じる最下段パネルのほぼ半分の高さ～1/4の高さ（基部から）における特に溶接部に鋼板の割れが生じるが、 I_1 が8.1倍となるとパネルの変形が拘束される結果ベースプレートとの溶接部で鋼板の割れが生じる。鋼板の割れは、いずれも5δ_y 載荷時（供試体１のみは4δ_y）に生じる。

表－１ 供試体の特徴

特 性 値		供試体NO.1	供試体NO.2	供試体NO.3	供試体NO.4
縦方向補剛材	幅[mm]	35	40	50	50
	厚[mm]	3.2	3.2	3.2	10.0
	①断面二次モーメント[cm ⁴]	4.57	6.83	13.33	41.67
	②式(1)による最小値[cm ⁴]	3.02	3.02	3.21	5.14
	①/②	1.56	2.26	4.16	8.11
	③断面積[cm ²]	1.12	1.28	1.6	5.0
	④式(2)による最小値[cm ²]	0.45	0.45	0.45	0.45
	③/④	2.5	2.8	3.6	11.1
	橋脚断面積[cm ²]	85.4	87.4	91.2	132.0
橋脚断面二次モーメント[cm ⁴]		22200	22500	23100	30700
計算値	⑤降伏水平力[t/f]	7.8	10.8	11.1	15.1
	⑥降伏水平変位[mm]	12.3	12.7	12.8	13.1
	⑦終局耐力[t/f]	11.1	15.1	15.8	22.6
実験値	⑧最大耐力[t/f]	14.7	15.8	17.6	24.4
	⑧/⑦	1.32	1.05	1.11	1.08
	⑨終局変位[mm]	59.5	49.5	58.0	61.5
	じん性率(⑨/⑧)	4.84	3.90	4.53	4.69
	最大耐力/降伏耐力(⑧/⑤)	1.20	1.24	1.38	1.86

注) 最大耐力、終局変位：正負の平均値

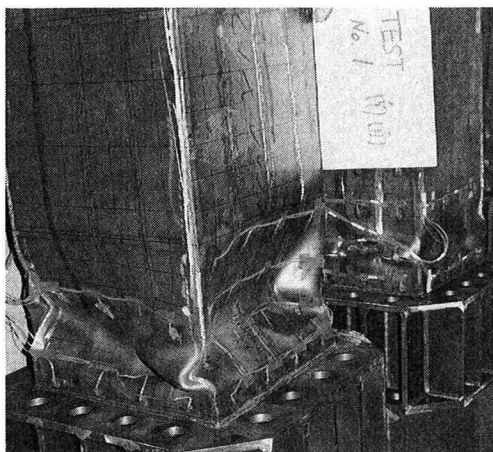


写真-2 6 δ_y 載荷後の損傷 (供試体No. 2)

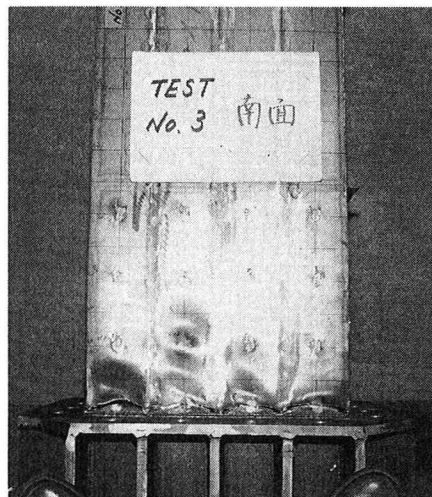
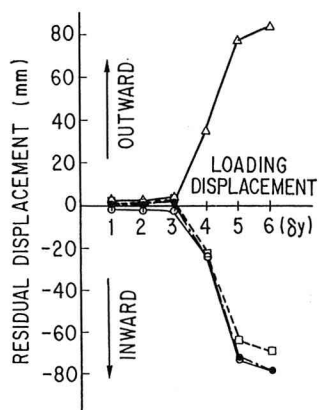
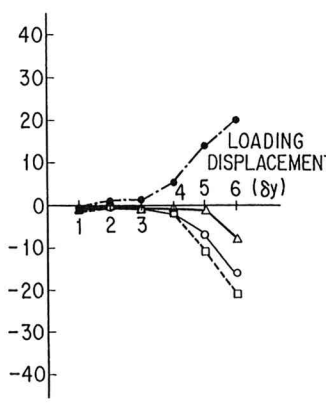


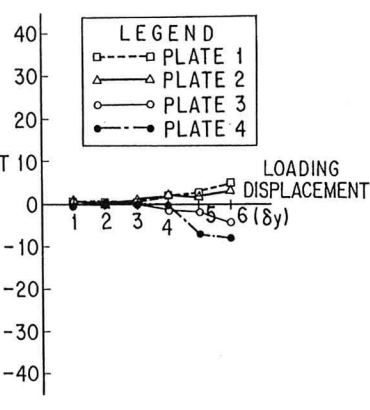
写真-3 6 δ_y 載荷後の損傷 (供試体No. 4)



(a) SPECIMEN 2



(b) SPECIMEN 3



(c) SPECIMEN 4

図-3 鋼板の残留面外変形量

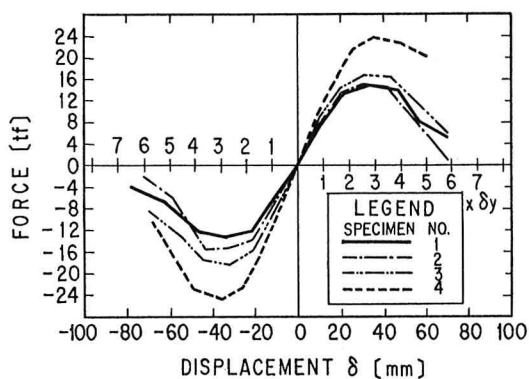
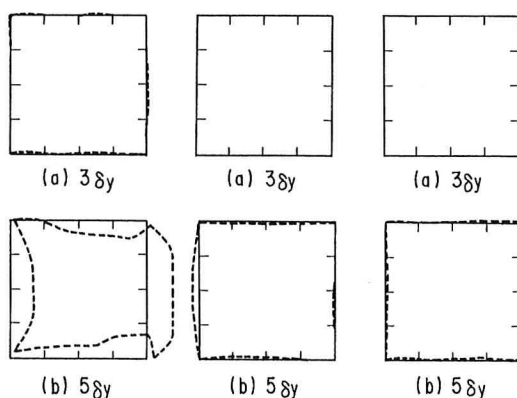


図-2 荷重～変位履歴の包絡線



(a) SPECIMEN 2 (b) SPECIMEN 3 (c) SPECIMEN 4

図-4 基部から20cm上の位置における残留変形