

ヒューズ構造による既設円筒鋼製橋脚の補強法

○豊田工業高等専門学校 学生員 園原 誠之
豊田工業高等専門学校 正会員 櫻井 孝昌
豊田工業高等専門学校 正会員 忠 和男

1. はじめに

1995 年の阪神・淡路大震災において、多くの円筒鋼製橋脚が局部座屈した。そのため既設橋脚補強が注目されている。

本研究では、橋脚アンカー部からの崩壊を防ぐために水平耐荷力の増加を抑え、靱性の向上を目的とする補強法としてヒューズ構造を考案した。ヒューズ構造は既設円筒橋脚に外側から補強鋼板を溶接し、局部座屈発生予想位置には鋼板を貼り付けない部分（隙間）を設けた構造物である。

補強効果の評価は耐荷力特性の比較や靱性特性から検討する。

2. 実験概要 ① ② ③

供試体は図—1、表—1 のような実橋の 1/10 程度の縮小モデルで、局部座屈が発生する基部を実験対象とした。鋼材は STKR400 を用い、応力 - ひずみ関係は鋼管から切り出した素材の引張り試験より得られた結果を真応力 - 対数ひずみに換算して求めた。表の記号で v は実験、 s は計算を表わしそれに続く数値は隙間幅を表わす。

外力として鉛直方向に一定軸力 P （全断面降伏軸力の 15%）を与え、水平方向に H を変位制御によって与えた。

繰り返し载荷は単調载荷で求めた降伏変位 δy を基準制御変位量として、 $\pm 1 \delta y$ 、 $\pm 2 \delta y$ 、 $\dots$ 、 $\pm 5 \delta y$ までそれぞれ 1 サイクルづつ行った。

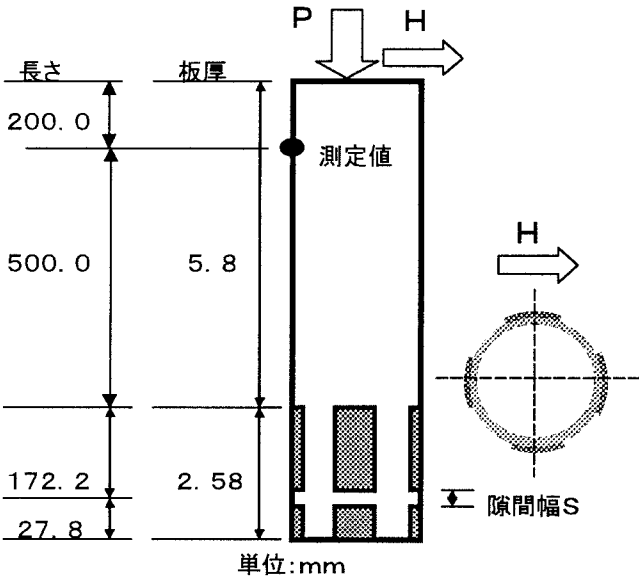
3. 数値解析

数値解析は、汎用構造解析プログラム MARC を用い、有限要素法により弾塑性有限変位解析を行なった。降伏条件は Von Mises、硬化則は移動硬化則、要素は 4 節点厚肉シェル要素を用い、板厚方向は 7 層に分割した。また、解析は構造の対称性を利用して円筒断面の 1/2 で行なった。

実験結果との比較を行なうために解析モデルや载荷方法、境界条件は実験と同じ条件で解析した。

4 計算結果と実験結果との比較

図—2 に S 1 0 の実験および計算での変形図を示す。図に示すように計算および実験共に、S 1 0 はその変形形状が星型形状を示した。これは、橋脚座屈部を縦方向



図—1 解析モデル

表—1 供試体の諸元と材料特性

項目		
長さ (L) mm		900
直径 (D) mm		209.7
板厚 (T) mm	計算	2.50
	無補強、v20	2.58
	v10	2.42
径厚比パラメータ (Rt)	計算	0.126
	無補強、v20	0.122
	v10	0.120
降伏応力 (σ_y) MPa	無補強、S20、V20	374.0
	S10、V10	413.3
破断応力 (σ_b) Mpa	無補強、s20、v20	436.9
	s10、v10	493.7
ヤング係数 (E) GPa	無補強、S20、V20	223.4
	S10、V10	226.5
ポアソン比 (ν)	無補強、S20、S20	0.274
	S10、V10	0.247
降伏水平荷重 (H_y) KN	無補強、S20	29.41
	S10	32.52
	無補強、V20	28.52
	V10	33.52
降伏水平変位 (δ_y) mm	無補強、S20	1.86
	S10	2.02
	無補強、V20	1.92
	V10	2.10

補剛材が外方向に膨らむ変形を抑え、補剛材のないところではそれが解放され星型形状になったものと考えられる。これに対して、無補強、S 2 0 の場合は計算、実験ともに提灯座屈を示した。計算と実験の形状が良く一致していることが分かる。

図一3は、単調載荷時の計算と実験に関する荷重—変位曲線である。縦軸は表一1 に示す H_y で除して無次元化し、横軸は H_y に対応する降伏水平変位 δ_y で除して無次元化して表した。無補強において最大荷重到達後の荷重変位経路において計算の荷重が上回るきらいがあるが、実験の結果は妥当な範囲で一致している。

図一4 は、繰返載荷に関する計算と実験の荷重—変位曲線から求めた包絡線の結果である。目立った相違もみられず計算と実験の両者共に良く一致している。

表一2は図一3、図一4を基に耐力力比 (H_{max}/H_y) および塑性率 (μ) を求めたものである。初期降伏状態の荷重、変位をそれぞれ H_y 、 δ_y とし、終局強度状態の荷重、変位を H_{max} 、 δ_{max} とする。さらに、 H_{max} の90%の値を H_{90} 表し、それに対応する変位を δ_{90} とする。靱性向上に対する補強効果を評価するために塑性率 μ を比較する。実験のみの比較で無補強→V20→V10の順に μ が向上しており、計算においても同様の傾向にある。

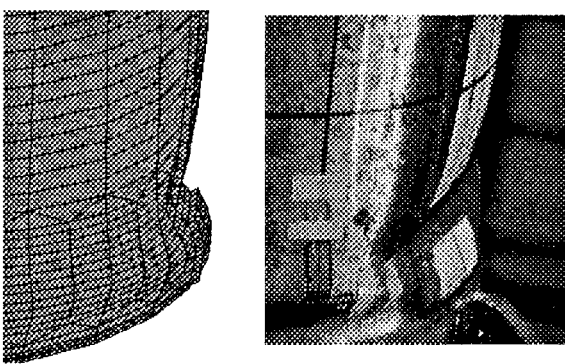
実験と計算結果を比較すると塑性率 μ では無補強を除き、計算結果は実験より小さな値となった。誤差の最大値は無補強単調の場合で15%であった。

5. まとめ

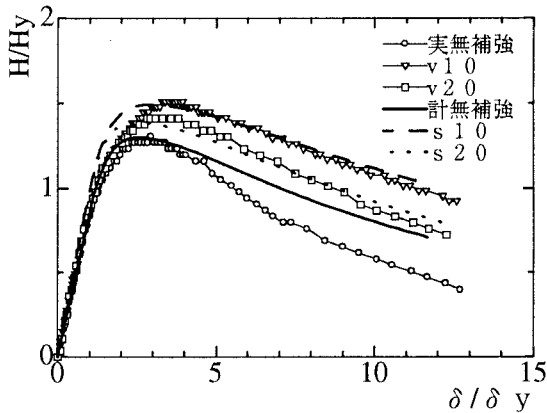
1. 隙間幅10の補強法が耐力力増加の抑制、靱性向上を果たし、作業性の容易さから実用的である。
2. 局部座屈形状は、無補強、s0とv0、s20およびv20では提灯座屈の形状を示し、s10、v10では鋼板貼り付け付近で鋼管内部に凹み、そうでない部分では外に膨らむ星型形状を示した。星型形状では塑性率の増加が著しいことが分かった。
3. 実験と計算の結果の誤差は最大荷重において最大15%、塑性率において最大8%の範囲で一致した。

参考文献

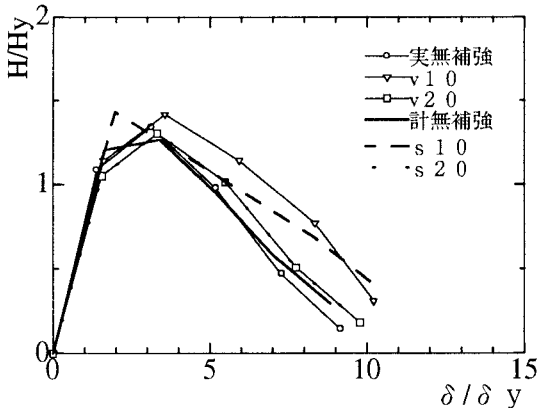
- 1) 土木学会中部支部：研究発表会講演概要集、既設円筒鋼製橋脚の補強法の評価 p 71—p 72、H12.3
- 2) 首都高速の道路公団：既設橋脚の耐震向上設計の要領（暫定案）、H8
- 3) 社団法人日本道路協会：道路示方書打同解設v、耐震設計編、H8



図一2 隙間10の実験と計算の変形図



図一3 単調載荷を実験と計算で比較



図一4 包絡線を実験と計算で比較

表一2 靱性評価パラメーター

Type	$\mu = \delta_{90} / \delta_y$		H_{max} / H_y	
	単調	繰返	単調	繰返
実無補強	4.26	3.86	1.30	1.34
計無補強	4.90	4.11	1.30	1.27
v 1 0	6.01	4.74	1.51	1.42
s 1 0	5.67	4.25	1.48	1.43
v 2 0	5.61	4.33	1.41	1.30
s 2 0	5.29	4.24	1.39	1.40