

I-A113

既存鋼製橋脚の補剛板に対する耐震補強法に関する実験的研究

大阪市立大学大学院 学生員 松村 政秀 大阪市立大学工学部 正員 中井 博
 大阪市立大学工学部 正員 北田 俊行 阪神高速道路公団・保全施設部 正員 堀江 佳平
 阪神高速道路公団（当時、大阪市立大学）正員 山本 剛士

1. まえがき 鋼製橋脚を新設する際に設計の基準となる道路橋示方書・V.耐震設計編¹⁾が、最近、改訂された。これを受けて、阪神高速道路公団では、既設鋼製橋脚の補強設計要項（案）²⁾が作成されている。本研究では、既存の鋼製橋脚を想定し、この補強法に沿って、供試体を補強した。そして、純圧縮載荷実験、静的単調・漸増繰返し載荷実験、および弾塑性有限変位解析を行い、その妥当性を、検討した。

2. 実験供試体の設計 図-1(a)、および後述の図-5(a)、および(b)に示すように、板パネルの幅厚比パラメータ R_R を 0.4 以下にするため、既設縦補剛材間に小さい縦補剛材（以下、増設縦補剛材という）を増設した。また、縦補剛材自身の幅厚比パラメータ R_S を 0.5 以下、ならびに補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F を 0.4 以下にするために、既存縦補剛材先端に T 形の補強フランジを増設した。さらに、補強による強度上昇を少なくするため、補強部材は、横補剛材（あるいはダイアフラム）位置で不連続とした（図-1(b)参照）。

3. 純圧縮載荷実験 既存の橋脚を想定した供試体（TEO-1）、および最適と考えられる補強を行った供試体（TER-2）の計 2 体の実験を行った。なお、供試体 TER-2 において、不連続部の間隔は、母材板厚の 3.3 倍とした。図-2 には、両実験供試体の 4 隅鉛直方向に設けた変位計（図-3 参照）より求めた荷重-軸方向平均ひずみ曲線、および弾塑性有限変位解析によるそれらとを比較してた。ここに、縦軸は作用圧縮力 P を全塑性軸力 $P_{YSAI} (= \sigma_Y \times A)$ （ A : 供試体 TEO-1 の断面積）で割って、無次元化したもの、また横軸は平均圧縮ひずみ $\epsilon_X (= u/L, u$: 断面 M-N、および断面 N-O 間における平均縮み量、 L : 横補剛材間隔）を降伏ひずみ $\epsilon_Y (= \sigma_Y / E = 0.001405)$ で無次元化したものである。

図-2 によると、供試体 TER-2 では、供試体 TEO-1 と比較して、耐荷力が約 10% 上昇していることがわかる。また、 $P/P_{YSAI} = 0.4$ 付近で、両実験供試体の荷重-軸方向平均ひずみ曲線の傾きが解析結果に比して大きくなっているのは、溶接による残留応力、および不連続部の応力集中により断面の一部が早く降伏したためと考えられる。また、弾塑性有限変位解析は、図-4 に示すように、

表-1 補強前・後の幅厚比パラメータ、および補剛材の剛度

供試体名	TEO-1	TER-2	CEO-1	CER-3 MER-2
主なパラメータ				
板パネルの幅厚比パラメータ	0.532	-	0.616	-
補剛板の幅厚比パラメータ	0.512	-	0.471	-
縦補剛材の幅厚比パラメータ	0.685	-	0.564	-
縦補剛材剛比	1.083	-	1.856	-
補強後の既縦補剛材間における幅厚比パラメータ	-	0.391	-	0.296
補強後の補剛板の幅厚比パラメータ	-	0.226	-	0.232
補強後の縦補剛材の幅厚比パラメータ	-	0.224	-	0.119
補強後の縦補剛材剛比	-	3.098	-	3.193

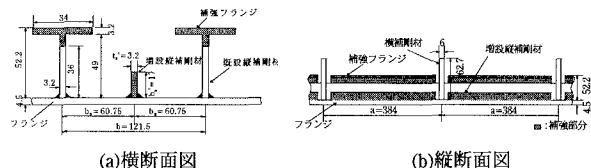


図-1 増設縦補剛材、および補強フランジ（寸法単位：mm）

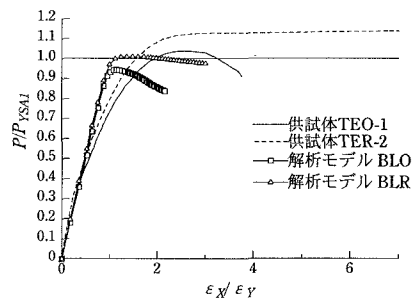


図-2 荷重-軸方向平均縮み曲線（実験結果）および、弾塑性有限変位解析の結果

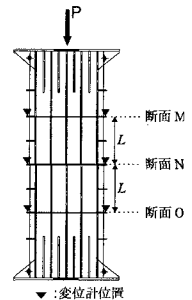


図-3 変位計設置位置

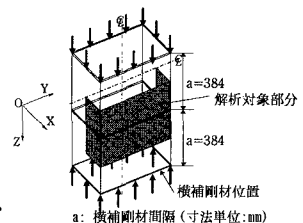


図-4 コの字形解析モデルの概要

Key Words: 鋼製橋脚、耐震補強法、補剛板、純圧縮載荷実験、繰返し載荷実験、弾塑性有限変位解析
 連絡先: 〒558-8585 大阪市住吉区杉本33-138 大阪市立大学工学部土木工学科 TEL06-605-2735 FAX06-605-2765

対象とする断面を、載荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、横補剛材位置から上下方向に横補剛材間隔の 1/2 の部分を取り出し、局部座屈が考慮できるコの字形の断面とした解析モデルを用いて行ったものである。なお、解析モデル BLO は供試体 TEO-1、解析モデル BLO は、供試体 TER-2 に対応する。

解析結果と実験結果との差異は、解析モデルに残留応力とひずみ硬化現象とを考慮していないことが原因と考えられる。しかしながら、本文の補強法により、耐荷力の上昇を抑え、十分な変形性能を確保できることがわかった。

4.単調・漸増繰返し載荷実験

単調載荷実験には最適と考えられる補強を行った供試体 MER-2 を、また図-5 に示すように漸増繰返し載荷実験には既存の橋脚を想定した供試体 CEO-1、および最適と考えられる補強を行った供試体 CER-3

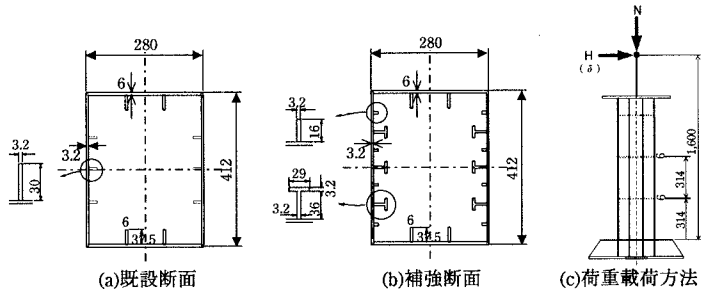


図-5 単調・繰返し載荷実験に用いた供試体の概要（寸法単位:mm）

の計 3 体を用いた。そして、繰返し載荷実験は、建設省土木研究所で行われた単柱式鋼製橋脚供試体に用いた静的繰返し載荷実験³⁾を参考にし、 $\pm n \delta_y$ ($n=1,2,\dots$) づつ繰返し水平変位 δ を漸増させ $10 \delta_y$ まで行った。なお、軸方向圧縮力 N は、全塑性軸力 N_p ($=\sigma_y \times A$) の 11% で、一定とした。図-6(a)、および(b)には、それぞれ補強供試体の単調、および漸増載荷、ならびに既設、および補強供試体の漸増載荷実験より得られた頂部の水平荷重-水平変位曲線を示す。ここに、縦軸は作用水平力 H を供試体 CEO-1 の降伏水平荷重 H_{y0} で無次元化したもの、また横軸は頂部の水平変位 δ を供試体 CEO-1 の降伏水平変位 δ_{y0} で無次元化したものである。図-6(a)によると、補強により、5~6 δ_y の塑性率が期待できることがわかる。なお、単調、および繰返し載荷実験におけるピーク荷重の差異は、繰返しによる歪硬化の影響によるものと考えられる。また、図-6(b)によると、補強による強度上昇は、約 10% であることがわかる。さらに、供試体 MER-2 において、断面コーナ一部割れが、約 7 δ_y の変位載荷で発生した。しかし、補強部材の端部近傍には、割れが発生しなかった。したがって、本文で述べた方法により、橋脚の強度上昇を 10% 程度に抑え、十分な変形性能の確保できる補強を行うことができるものと考えられる。

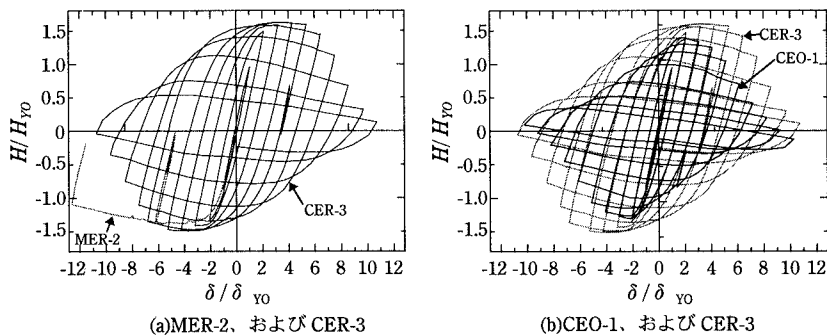


図-6 水平荷重-水平変位曲線（単調・繰返し載荷実験）

5.まとめ 純圧縮載荷実験、および静的単調・漸増繰返し載荷実験によって、本文で示した補強を行うことにより、既存橋脚柱の強度上昇を約 10% 程度に抑え、また塑性率が 6~7 程度と、変形性能を十分に確保できることを示した。

参考文献 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V.耐震設計編、平成 8 年 12 月。

2) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の補強設計要項（案）平成 9 年。