

I - B106

角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の耐力・変形性能に関する実験

建設省土木研究所 正会員 高橋 実 正会員 西川和廣
 同上 正会員 村越 潤 正会員 上仙 靖
 ㈱巴コーポレーション 正会員 中嶋浩之
 NKK基盤技術研究所 正会員 岡田 淳

1. はじめに

著者らは、鋼製橋脚の正負交番2軸繰返し載荷実験を実施し、既設の矩形断面橋脚の耐震補強方法として角部にコーナープレートを高力ボルトにて取り付けて補強する方法を提案してきた^{1)~2)}。ここでは文献1)~2)およびそれ以降に行ってきた実験結果について報告する。なお本研究は6者（建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会）の共同研究の一環として行っているものである。

2. 実験概要

供試体の諸元および形状寸法をそれぞれ図-1および表-1に示す。載荷は鋼製フレームに供試体を水平に寝かせた状態でPC鋼棒を用いて固定し、補強前の断面に対する降伏軸力（公称値）の15~20%程度の軸力を一定に保ちながら、供試体天端から高さ250mmの位置に水平荷重を正負交番載荷した。上ベースプレートから載荷点中心までの距離は3,423mmおよび5,000mm（T1, T3）である。補強前の基本となる供試体をNo. 20, T1（No. 20に対し細長比パラメータ大）およびM8（No. 20に対し幅厚比パラメータ大）の3体とし、これらに対し角補強を施した供試体について補強効果を比較検討した。表-1の供試体名の中のカッコ内の数字は基本供試体の断面2次モーメントに対する角部の補強材を含めた断面2次モーメントの比を示したものである。角補強材は呼び径M22の高力ボルトを100mm間隔で配置することにより角部に固定した。なお、T3については、呼び径M22の高力ボルトを122.5mm間隔で配置し、B7については、呼び径M16の高力ボルトを145mm間隔で配置している。また、B8については、実橋脚を想定し補強材との接合面に塗装を施している。角部の補強材は、ダイヤフラム間隔において断続させ、基部から2つ目の補剛板まで配置した。

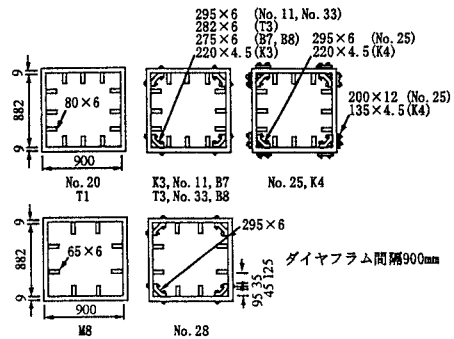


図-1 供試体断面図

表-1 供試体の諸元

供試体名	A (cm ²)	I (cm ⁴)	σ_y (kgf/cm ²)	λ	幅厚比パラメータ RR	リブ剛度 RF	剛度 γ/γ^*	軸力比 σ_c/σ_y
No. 20 基本	378.4	480,500	4,160	0.272	0.585	0.611	0.914	0.125
K3 角補強(1.1I)	418.0	553,100	3,940	0.259	0.570	0.594	0.914	0.111
No. 11 角補強(1.2I)	449.2	586,100	3,770	0.256	0.557	0.581	0.914	0.107
No. 33 角補強(1.2I), 軸力増	449.2	586,100	3,750	0.255	0.556	0.580	0.914	0.129
B7 角補強(1.2I), ボルト小	444.4	580,300	3,680	0.252	0.550	0.574	0.914	0.111
B8 角補強(1.2I), 塗装有	444.4	580,300	3,680	0.252	0.550	0.574	0.914	0.111
K4 角補強(1.4I)	497.2	669,800	3,750	0.251	0.556	0.580	0.914	0.098
No. 25 角補強(1.9I)	641.2	903,300	4,060	0.255	0.578	0.603	0.914	0.070
T1 基本, λ が大	378.4	480,500	4,070	0.393	0.579	0.566	1.05	0.118
T3 角補強(1.2I)	446.4	582,400	4,070	0.388	0.579	0.566	1.05	0.100
M8 基本, RFが大	387.2	499,500	3,586	0.251	0.652	0.847	0.549	0.134
No. 28 角補強(1.2I)	458.0	604,900	3,780	0.254	0.669	0.869	0.549	0.113

注) 表中の数字は角補強材を含んだ断面に対する値である。但し、結果の整理には補強材の断面は考慮していない（既設補強を想定）。鋼種はSM490。

3. 実験結果

(1) 水平荷重-水平変位関係

図-2にNo. 11の水平荷重-水平変位関係の履歴曲線（ヒステリシスループ）を示し、図-3にNo. 33, T1, T3,

キーワード：鋼製橋脚，耐震補強，変形性能，耐力，繰返し載荷実験

構造橋梁部橋梁研究室 〒305 茨城県つくば市旭1番地 TEL 0298-64-4919 FAX 0298-64-0565

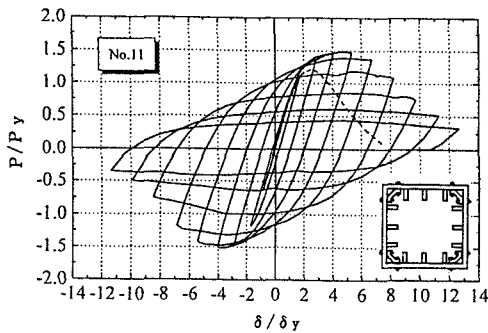


図-2 ヒステリシスループ(No. 11)

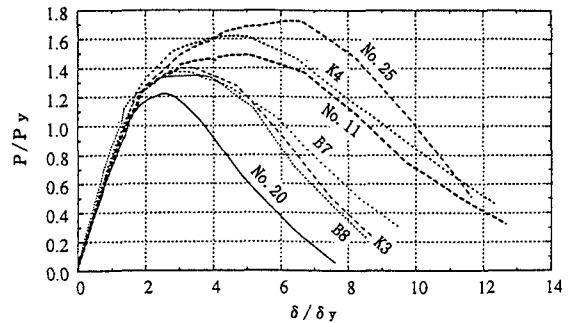


図-3 正側包絡線

M8, No. 28を除いた全ての供試体の水平荷重—水平変位の正側包絡線を示す。図-2中にはNo. 20の正側包絡線を波線にて示してある。ここで、 P_y は材料試験結果に基づく降伏水平荷重（角補強材を断面に含まない）、 δ_y は P_y を実験で得られた初期勾配の値で除した降伏水平変位である。 δ_{97} は耐力が安定している領域における最大の水平変位（最大耐力の97%）である。基本供試体に対し角補強供試体の場合、最大耐力を迎えた後も水平荷重に対して耐力の安定した領域が存在していることが分かる。

(2) 最大水平耐力および変形性能

図-4に最大水平耐力と軸力比の関係を示す。No. 11やNo. 33から分かるように曲げ剛性を1.2倍程度増加させることにより、 R_F が0.5～0.6程度のNo. 20（→No. 11）や R_F が0.8～0.9程度の座屈強度の小さいM8（→No. 28）に対し、 P_u/P_y は1.5程度に増加している。但し、剛性の高い補強を行った場合（K4, No. 25）には耐力が大きくなりすぎる傾向になる。

図-5に δ_{97} と3種類のパラメータ（軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータ）を掛け合わせたものの関係を示す。図中には、同程度の寸法形状を有する矩形断面供試体（No. 20, T1, M8を含めた計19体）から得られた回帰曲線を実線で示してある。曲げ剛性を1.2倍とした、No. 11, No. 33, No. 28の塑性率（ $\delta_{97}/\delta_y \approx 4 \sim 5.5$ ）については、角補強を施す前（ $\delta_{97}/\delta_y \approx 2 \sim 3$ ）に対しそれぞれ2 δ_y 程度増加している。また、塑性率は横軸のパラメータに対し右下がりの傾向にある。K4, No. 25については、断面の曲げ剛性をそれぞれ1.4, 1.9倍に増加させているが、耐力は向上したものの供試体基部の横割れの進展により十分な変形性能を発揮できなかった。実橋脚を想定して補強材との接合面に塗装を施したB8についても、No. 11に対し若干変形性能が低下した。また、No. 11に対しボルト間隔を100mmから145mmに拡大し、ボルト径を小さくしたB7については、No. 11ほど変形性能は向上しなかった。

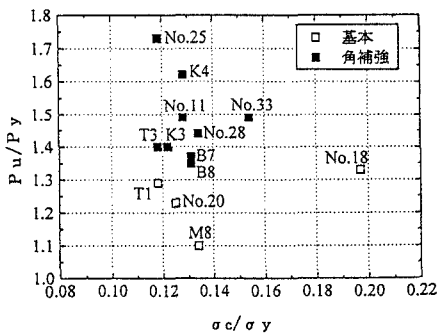


図-4 最大水平耐力と軸力比の関係

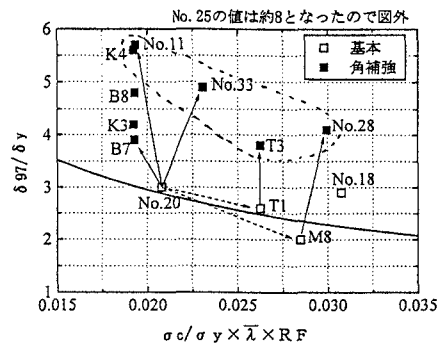


図-5 δ_{97} と各種パラメータの関係

【参考文献】

- 1) 西川ほか：鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験，橋梁と基礎，Vol. 30, No. 8, pp. 131-134, 1996. 8.
- 2) 西川ほか：既設鋼製橋脚の耐震性の改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 42A, pp. 975-986, 1996. 3.