

I-58 静的交番載荷実験による矩形橋脚模型の補強に関する実験的研究

(株)構研エンジニアリング 正会員 川 瀬 良 司
 北海道開発局建設部 正会員 竹 田 俊 明
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 谷 本 俊 充
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 佐 藤 昌 志

1. はじめに

R C橋脚の耐震性を検討するにあたっては、ねばり強さ（じん性）を付与する事が重要であると考えられる。具体的には、昭和55年の新耐震設計法（道路橋示方書 第5編）から橋脚の変形性能の照査がもこまれ、平成2年の改訂では変形性能の他にせん断耐力の照査、さらには平成7年の基準（兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様）においては、横拘束筋の効果が新しい知見として示されている。

本論文では、比較的实验研究が少ない壁式橋脚に着目し、辺長比1:4のR C矩形橋脚模型を用い、既設橋の主鉄筋段落し部のせん断補強に関する静的交番載荷実験を行ったので、ここに報告する。

2. 実験概要

2.1 実験方法

実験は図-1に示すように、橋脚模型に上部構造の自重に相当する軸力を作用させた状態で油圧ジャッキを用い正負交番で水平力を加えた。載荷は鉄筋が降伏したときの荷重載荷点に生じる変位を降伏変位 δ_y とし、これを変位制御による載荷の基準とし、 $n\delta_y$ ($n=1, 2, 3, \dots$) の変位振幅でそれぞれ5回ずつ正負交番載荷した。載荷速度は既往の実験結果から $p-\delta$ 曲線に大きな影響が無いことから、1cm/sec程度で行っている。

なお、予備載荷として鉄筋ひずみが500 μ 、700 μ 、1000 μ 、1300 μ の段階において正負交番載荷を1回ずつ行った。

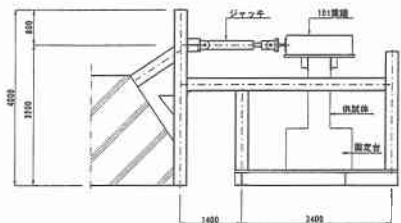


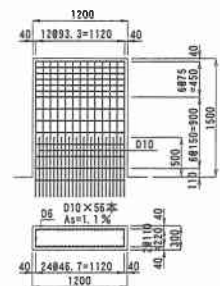
図-1 実験装置概要

2.2 実験供試体

実験では、せん断耐力の乏しい壁式橋脚の補強効果を検証するため、4ケースについて実験を行った。

全ての供試体は、壁の高さを1.5mとし、断面は1.2m $\times$ 0.3mの矩形断面でコンクリート強度 $\sigma_{ck}=210\text{kg}/\text{m}^2$ とした。図-2には、壁の高さ1/3で軸方向鉄筋段落した橋脚配筋の基本モデル（供試体A）を示した。

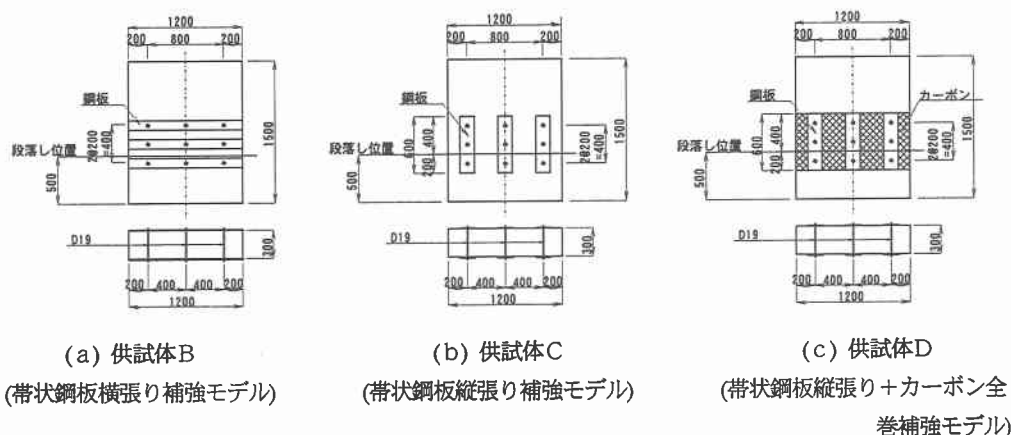
図-3には、供試体A（基本モデル）の段落し部を補強したモデル3ケースを示した。供試体Bは帯状鋼板の横張り補強モデル、供試体Cは帯状鋼板の縦張り補強モデル、供試体Dはカーボンを全巻し、その上に帯状鋼板を縦張りした補強モデルである。



供試体A基本モデル(段落し位置 1/3)
図-2 既設橋脚モデル

Experimental Study of Pier Strengthening by Horizontal Alternating Loading Test.

by Ryouji KAWASE, Toshiaki TAKEDA, Toshimitsu TANIMOTO, Masashi SATO



図－3 補強モデル

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

基本モデルの供試体Aでは1 δy で水平ひび割れが発生し、2 δy では段落し部に斜めひび割れが急速に進展し、3 δy で段落し部のかぶりコンクリートが剥離し、終局状態となった。供試体Bでは1 δy で鋼板間に水平ひび割れが発生し、2 δy で壁基部から70cm付近に水平に位置の鋼板間に斜めひび割れが進展し、かぶりコンクリートが一部剥離した。3 δy で完全にかぶりコンクリートが剥離し斜めひび割れが完全に躯体を貫通し、終局状態となった。供試体Cでは1 δy で鋼板補強位置より上の無補強部に水平ひび割れが発生し、2 δy では基部に水平ひび割れが発生した。3 δy から基部斜めひび割れが急速に進展し、4 δy で基部の斜めひび割れが躯体を貫通し終局状態となった。供試体Dでは1 δy で上部無補強部に水平ひび割れが発生し、4 δy で基部のカーボンが破断し貫通ひび割れが発生し、終局状態となった。

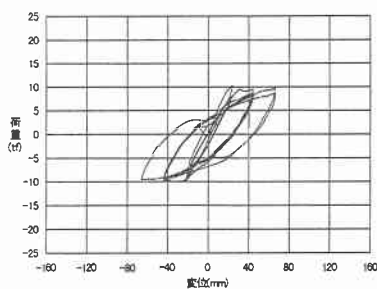
3.2 耐力及び変形性能

表－1に各供試体の耐力及び変形性能の比較、図－4に荷重の履歴曲線、図－5に履歴曲線による包絡線の比較を示す。

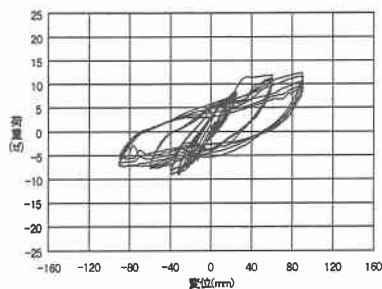
なお、表－1及び図－5の荷重と変位は、正負平均値をとったものである。

表－1 耐力及び変形性能の比較

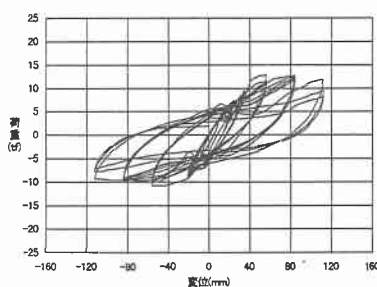
供試体種別	降伏耐力 $P_y(t)$	最大耐力 $P_m(t)$	$\frac{P_m}{P_y}$	降伏変位 $\delta y(mm)$	終局変位 $\delta u(mm)$	じん性率 $\delta u / \delta y$
供試体Aの理論値	8.5	9.5	1.12	21.6	64.8	3.0
供試体Bの実験値	8.5	9.6	1.13	29.9	89.7	3.0
供試体Cの実験値	9.0	10.5	1.17	27.7	110.8	4.0
供試体Dの実験値	10.4	10.5	1.01	27.6	110.4	4.0



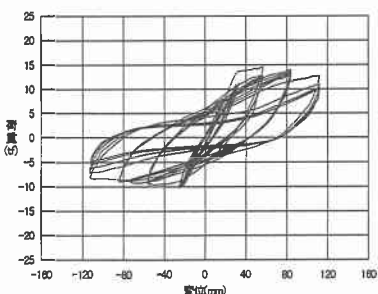
(a) 供試体A



(b) 供試体B



(c) 供試体C



(d) 供試体D

図-4 荷重の履歴曲線

表1では、基本モデル供試体Aで最大耐力が9.5tに対して補強モデル供試体B・C・Dではそれぞれ9.6t、10.5t、10.5tとなっている。

また、じん性率も供試体Aが3.0に対して、供試体B・C・Dがそれぞれ3.0、4.0、4.0となっている。一方、図-5の履歴曲線の包絡線を見ると、各供試体ともコンクリートが剥離し始めた頃から耐力が下がり始めている。

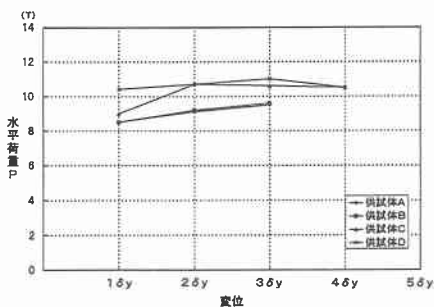


図-5 履歴曲線による包絡線の比較

4. まとめ

本研究では、壁式橋脚の耐震補強に関して段落しを有するRC橋脚模型を用い、変形性能について検討した。本研究の範囲内で得られた結果まとめると以下の様になる。

- (1) 帯状鋼板を縦あるいは横方向にボルトで締め付けることによって、せん断耐力の向上が期待できるが、横方向では帯状鋼板の間にせん断ひび割れが発生し、縦方向よりせん断耐力は向上しないようである。
- (2) 帯状鋼板を縦方向にボルトで取付けた補強、およびカーボンで全巻し帯状鋼板に縦方向にボルトで取付けた補強はせん断と曲げ耐力両方の向上が期待できるが、基部で損傷するため、残留変形が大きくなると推察される。
- (3) 壁式橋脚のように偏平な部材では、帯状鋼板で補強しても無補強の部材同様の荷重がシフトした状態になる。

5. あとがき

今回、筆者らが行った実験を通して、帯状鋼板を用いた補強等の効果と変形性能に及ぼす影響が次第に明らかになりつつある。この工法を用いることにより、効率的なせん断補強が期待できるものと考えている。

しかしながら課題も少なくない。実際の現場での施工を考慮した場合、既設の主鉄筋を傷めずにボルトを施工する方法や、景観に対する議論等も考えらる。

今後さらに、壁式橋脚に対する他の有効なせん断補強工法を開発すべく検討を続ける所存である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室（長谷川ほか）：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究，土木研究所報告 第190号，平成5年9月
- 2) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室（長谷川ほか）：RC橋脚の動的耐力及び変形性能に関する研究，（その1）道路橋示方書による推定式の精度，土木研究所資料 第2408号，昭和61年7月
- 3) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室（長谷川ほか）：RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究，（その1）昭和56年度～昭和58年度の検討結果，土木研究所資料 第2232号，昭和60年8月