

I - B 93

円形RC橋脚の耐震設計に関する比較設計と考察

(株) 長 大 正会員 高畑 智考  
 (株) 土木技術コンサルタント 正会員 三好 章仁  
 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 道路建設課 正会員 山口登美男

1. はじめに

兵庫県南部地震による被害の経験を踏まえ、橋脚の補強方法に関して、これまでに多くの実験や研究が行われてきている。その中で既設橋脚の補強に関する資料としては、復旧仕様や既設道路橋の耐震補強に関する参考資料<sup>1)</sup>（以下、耐震補強資料）等で耐震補強の設計手順や方法の例が示され、補強設計についてもある程度の方向性が示された。しかし、その内容については比較の実績の多い角柱鋼板接着工法の一例にとどまっている。

そこで本論文では、下記に上げる設計条件の橋脚において、今後の鋼板接着工法の補強設計に参考になるものと考え、試設計を行ったのでその結果について報告する。

2. 比較設計条件

試設計に用いた橋脚の条件を表-1に示す。

表-1 橋脚諸条件

準拠仕様書	昭和31年道路橋設計仕様書	W <sub>d</sub>	474.0 tf
地域区分	A地域	W <sub>u</sub>	883.0 tf
地盤種別	Ⅱ種地盤	躯体自重	57.0 tf
上部形式	3径間連続非合成鋼箱桁	使用材料	コンクリート $\sigma_{ck}=210 \text{ kgf/cm}^2$
橋脚形状	円柱逆T式		主鉄筋 SD345 D29,D25
基礎形式	杭基礎		帯鉄筋 SD295 D16

本論文の試設計は、現況の保有耐力照査を行うとともに、補強断面の照査としては CASE1~3 の3つのケースについて行う（表-2）。

表-2 比較ケース

3. 現況断面の照査結果

破壊形態としては「せん断破壊先行型」となり、橋脚が有している耐力は  $Khe \cdot W$  に対してかなり小さい

	照査示方書	地震動	補強レベル
CASE1	平成8年道示	タイプⅠ	タイプⅠ地震動をクリアできる補強量
CASE2			CASE3と同様の補強量
CASE3		タイプⅡ	タイプⅡ地震動をクリアできる補強量

値となっている。また、残留変位に関しても許容値 64mm に対してタイプⅡでは、1,417mm と非常に大きな値となっている。したがって、この橋脚は段落とし部を補強して破壊形態を基部の曲げ破壊に移行するようにし、かつ、現橋脚の有する耐力を最大限に利用しても、残留変位の許容値や保有耐力の安全性を満足するのは不可能に近いと考えられる。本橋脚の耐震レベルを平成8年道示まで引き上げるには、曲げ耐力をさらに引き上げる基部定着アンカーを併用し橋脚基部を補強した鋼板接着工法が必要となる。

4. 補強断面の照査結果

各ケース共に当然であるが、保有耐力の安全性を満足し、残留変位も許容値を満たす補強量としている。

CASE1 については、タイプⅠ地震動のみをクリアできるようにしたため、CASE2、3 より補強量が少なくない。CASE1 は施工可能であるが、CASE2、3 はアンカー鉄筋が非常に太くなり、フォーミングへの定着長もとれない状態で、かつ鋼板厚が 25mm と施工困難な補強量となっている。

また、アンカー鉄筋を P C 鋼棒に替え径を細くし、鋼板の材質を上げて板厚を薄くするという対処方法もあるが、ここではあえて耐震補強資料と同じ材質を使用した。

図-1 に  $P-\delta$  関係を示す。

キーワード：耐震／補強設計／鋼板接着

連絡先：〒060-0031 北海道札幌市中央区北1条東2丁目5番3 TEL 011-271.2357 FAX 011-271-6039

P-δ 曲線を見ると CASE1 では無補強に対して保有耐力は約 1.7 倍、CASE3 では約 2.2 倍になるが、逆に考えれば剛性が上がるため加速度応答値もその分増大することが考えられる他、CASE3 以外でじん性値はそれほど向上しないことが見てとれる。

図-2、3 に示したが本橋脚の場合、鋼板の板厚を 9mm 以上厚くしても  $\rho_s$  の制限により復旧仕様の基準と比べ、 $\sigma_{cc}$  及びコンクリートひずみを伸ばすことが出来なくなっている。

図-4 は橋脚内部のひずみ分布を示した。圧縮縁に終局時のコンクリートひずみを与えると引張り側の鉄筋や補強鋼板には非常に大きなひずみが加わっていることが解るほか、圧縮側の鋼板変形(特に矩形断面)が生ずれば、コンクリートの圧壊及び主鉄筋の座屈も生じることに留意する必要があると考えられる。

表-3 照査結果

地震時保有水平耐力の照査	現況の照査		CASE1	CASE2	CASE3				
	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ II				
鋼板板厚、材質	mm	-	12 SS400	25 SS400	25 SS400				
アンカー鉄筋、本数	本	-	D35	34 D51	34 D51				
アンカー材質、間隔	cm	-	SD345	20.3 SD345	20.3 SD345				
終局水平耐力、終局変位	tf, cm	305.4, 5.7	306, 6.7	518.6, 12.4	660.4, 11.6	674.0, 21.6			
せん断耐力 $P_s$	tf	112.0	126.3	716.0	1358.7	1376.9			
せん断耐力 $P_{s0}$	tf	140.6	140.6	752.5	1395.2	1395.2			
破壊形態の判定		せん断破壊	せん断破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊			
保有水平耐力 $P_a$	tf	112.0	126.3	518.6	660.4	678.4			
許容変位率 $\mu$		1.349	1.945	1.698	1.635	3.788			
等価固有周期 $T_{eq}$	sec	1.132	1.280	0.694	0.604	0.932			
設計震度 $k_{hc}$ 、等価震度 $k_{he}$		0.85	0.65	1.75	1.03	0.85	0.56	1.75	0.68
等価質量 $W$	tf	940.0	940.0	911.5	911.5	911.5	911.5		
$k_{he} \cdot W$	tf	612.9	967.3	500.4	514.1	621.6	621.6		
残留変位 $\delta_R$	m	0.419	1.417	0.015	0.005	0.058	0.058		
許容残留変位 $\delta_{Ra}$	m	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064		
判定		out	out	ok	ok	ok	ok		

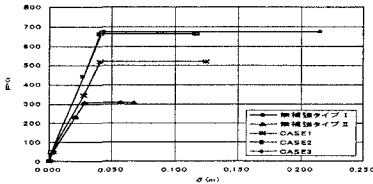


図-1 P-δ 関係

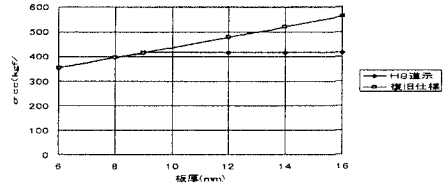


図-2 板厚と  $\sigma_{cc}$  の関係

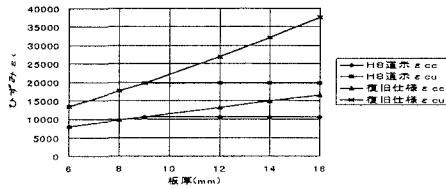


図-3 板厚とひずみの関係

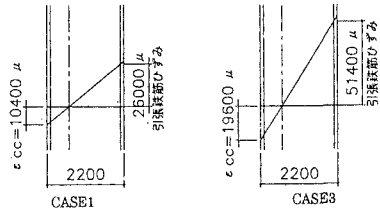


図-4 橋脚の中立軸およびひずみ

5. まとめ

本試設計により以下のことが推察される。

- ・昭和 55 年以前に設計施工された橋脚について、H 8 道示のタイプ II 地震動をクリアする補強レベルまで引き上げることは、本試設計の範囲内ではあるが非常に困難を極める。
- ・補強したときの  $\sigma_{cc}$ 、 $\epsilon_{cc}$  及び  $\epsilon_{cu}$  について H 8 道示と復旧仕様を比較すると、 $\rho_s$  の制限により補強鋼板を厚くしても  $\sigma_{cc}$ 、 $\epsilon_{cc}$  及び  $\epsilon_{cu}$  が伸びなくなる板厚がある。
- ・鋼板接着などの補強設計を行って圧縮側のコンクリートひずみを上げていくと、引張り側の鉄筋や鋼板のひずみが非常に大きくなり、破断している状態となっている。また一方で、圧縮側についても種々の課題を残す結果となっている。

参考文献

1) (社) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料 平成 9 年 8 月