

耐震技術基準の改訂に伴うRC橋脚及び くい基礎の耐震性向上度に関する検討

米田慶太¹・川島一彦²・庄司学³・藤田義人⁴

¹学生会員 東京工業大学 大学院修士課程 (〒112-8551 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (同上)

³正会員 工修 東京工業大学 工学部土木工学科 助手 (同上)

⁴八千代エンジニアリング株式会社 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒 1-10-21)

1. まえがき

平成7年兵庫県南部地震による激甚な被害を契機として平成8年に道路橋示方書が改訂されるなど、これまでその時代の社会的要請や技術水準から見て適正と考えられるレベルまで地震被害を軽減できるように、耐震基準の見直しが行われてきた。しかし、このような改訂が結果としてどの程度、橋の耐震性を向上させたかの検討は従来あまり行われていない。耐震性の向上度は、規定を比較しただけではわかりにくいものであり、実際に新旧の基準を適用して試設計した結果、どれだけ部材耐力や変形性能が向上しているかを評価しないと正確な把握は困難である。

このような視点から、高架橋を対象にRC橋脚だけでなく、くい基礎も含めて耐震技術基準の変遷が高架橋の耐震性に及ぼす影響を検討したので、この結果について報告する。

2. 解析対象とする基準

兵庫県南部地震では、昭和39年の鋼道路橋示方書に準拠して設計されていた橋梁に多くの被害が生じた¹⁾ことから、下部構造の設計基準の改訂の状況を考慮して、ここでは以下の4種類の基準で試設計を行うこととする。

(1) 昭和39年鋼道路橋示方書²⁾、及び、昭和39年道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編³⁾

(2) 昭和46年道路橋耐震設計指針⁴⁾、及び、昭和48年道路橋下部構造設計指針・場所打ちくい基礎の設計施工編⁵⁾、昭和51年道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編⁶⁾

(3) 平成2年道路橋示方書⁷⁾

(4) 平成8年道路橋示方書⁸⁾

以下、昭和39年鋼道路橋示方書、及び、昭和39年道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編で試設計する橋をS39橋、昭和46年道路橋耐震設計指針、及び、昭和48年道路橋下部構造設計指針・場所打ちくい基礎の設計施工編、昭和51年道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編で試設計する橋をS46/51橋、平成2年道路橋示方書、平成8年道路橋示方書で試設計する橋を、それぞれ、H2橋、H8橋と呼ぶこととする。

3. 解析対象橋及び設計条件

(1) 解析対象橋

解析対象としたのは、図1に示すように橋長3@40m、幅員9.75mの3径間連続鋼鈑桁橋の中間橋脚にあたるP2橋脚とこれを支持するくい基礎である。P2橋脚は、橋脚基部から天端までの高さが11mであり、桁の全死荷重13.6MNのうち4.97MNを支持している。ここで簡単のため、支承条件はP1~P4の全てにおいて固定としている。地盤条件は図2に示す通りであり、砂と粘土の互層で、地表面下17.7m

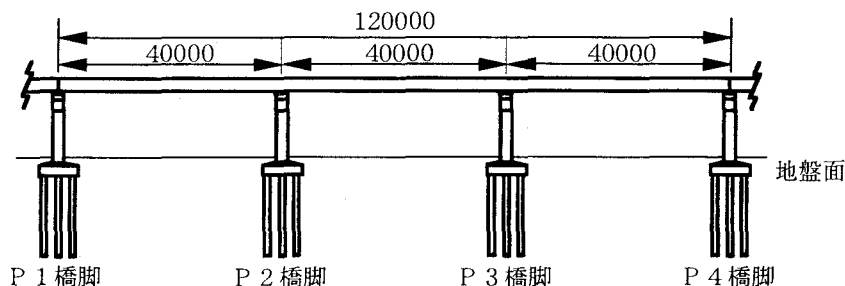


図1 解析の対象とする3径間連続鋼鈑桁橋

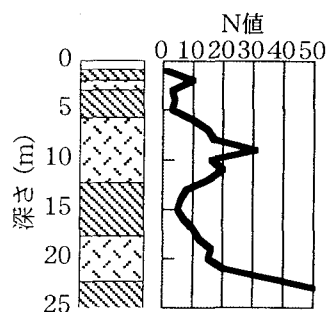


図2 地盤条件

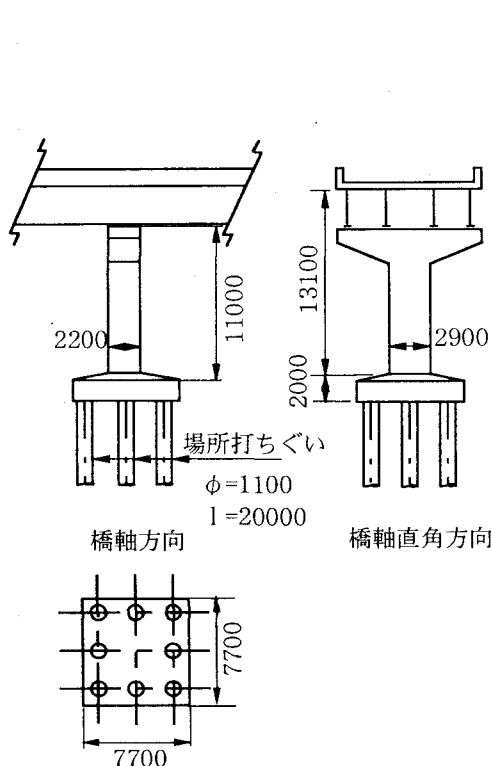


図3 試設計によって求めたH8橋

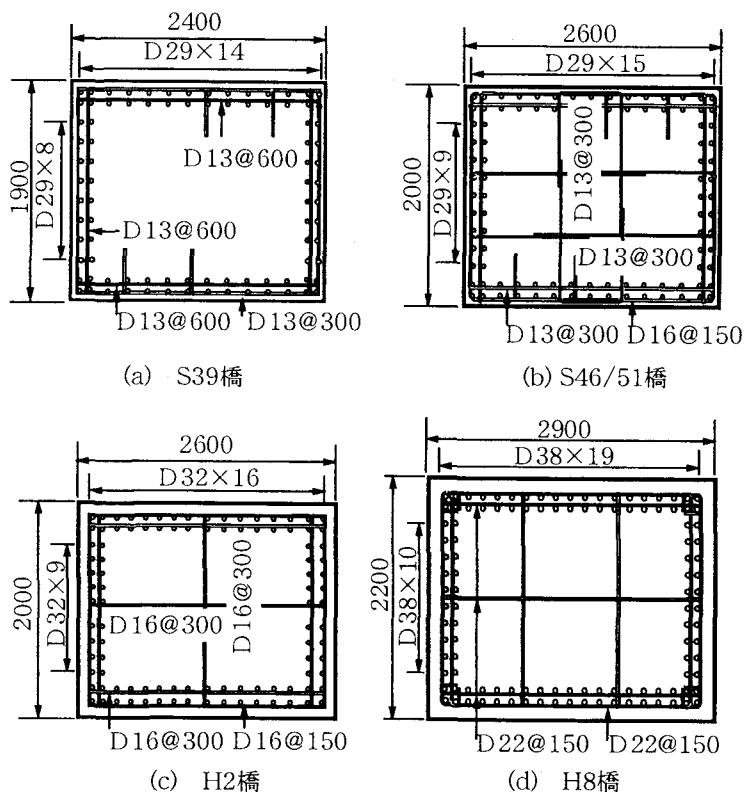


図4 試設計によって求めた橋脚の断面及び配筋
(上下方向が橋軸方向に相当)

表1 試設計された橋脚の特性

	S39橋		S46/51橋		H2橋		H8橋	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
断面寸法(m)	1.9×2.4		2.0×2.6		2.0×2.6		2.2×2.9	
主鉄筋	D29 88本		D29 96本		D32 100本		D38 116本	
帯鉄筋	D13@300		D16@150		D16@150		D22@150	
中間帯鉄筋	D13@600		D13@300		D16@300		D22@150	
かぶり (mm)	0.10		0.10		0.11		0.14	
主鉄筋比(%)	1.24		1.19		1.53		2.07	
帯鉄筋比(%)	0.08	0.10	0.23	0.26	0.24	0.34	1.15	1.08

位置に現れる砂層を支持層とする。

以上のように、上部構造、橋脚高さ、地盤条件は同じという条件の下で、上述した4種類の基準に従ってRC橋脚及びびくい基礎を試設計した。

図3は、このようにして定めたP2橋脚及びびくい基礎をH8橋について示したものである。地盤条件から、くいはいずれも8本の場所打ちぐいと、長さは20mとしている。

(2) 橋脚

橋脚断面及び配筋を比較した結果が、図4である。断面の大きさは、S39橋が一番小さく、1.9m×2.4mである。S46/51橋、H2橋では、2m×2.6mとS39橋と比較して面積比で14%大きく、H8橋では2.2m×2.9mとS46/51橋、H2橋

に比較してさらに23%大きい。なお、H8橋を除くS39橋、S46/51橋、H2橋では、基準通りに設計すると主鉄筋が段落としされるが、ここでは主鉄筋の段落としはしないこととした。これは、昭和55年道路橋示方書以前の基準では段落とし部の定着長が不十分で、ここからせん断破壊する可能性が高いため¹⁰⁾、この影響は別途考慮すべきと考えたためである。

橋軸方向に着目し、主鉄筋比を比較すると表1の通りであり、S39橋、S46/51橋ではそれぞれ1.24%、1.19%であるのに対して、H2橋、H8橋ではそれぞれ1.53%、2.07%と大きくなっている。この理由は、後述するように、地震時保有水平耐力法の影響である。

一方、各橋脚の帯鉄筋比 ρ_s を求めた結果が前述の

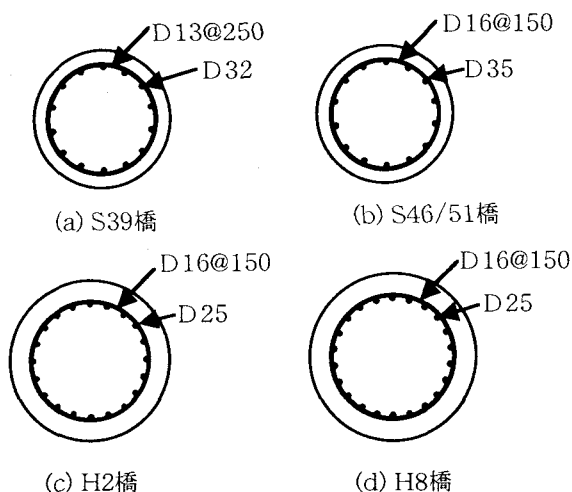


図5 くい頭部におけるくいの断面および配筋

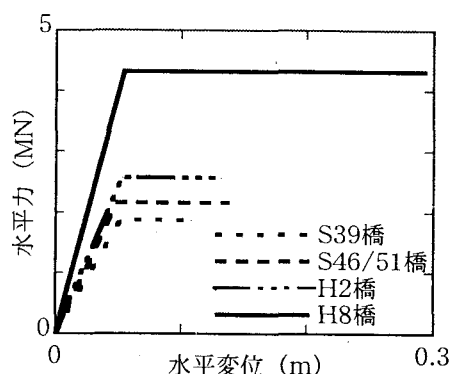


図6 橋脚天端の水平力～水平変位の関係
(橋軸方向)

表2 試設計されたくいの特性

	S39橋	S46/51橋	H2橋	H8橋
くい径 (m)	0.80	0.80	1.00	1.10
主鉄筋比(くい頭部)(%)	2.21	2.66	1.29	1.17
帯鉄筋比(くい頭部)(%)	0.41	1.06	0.76	0.66

表1に示されている。橋軸方向に着目すると、S39橋、S46/51橋、H2橋、H8橋の帯鉄筋比 ρ_s はそれぞれ0.08%、0.23%、0.24%、1.15%となる。帯鉄筋比としては、H2橋においてもS46/51橋とほとんどかわらず、それほど高くないことがわかる。

(3) くい基礎

図5は、くい頭部におけるくいの断面および配筋を示したものである。くい径は、S39橋、S46/51橋では0.8mであるのに対して、H2橋では1m、H8橋では1.1mとなっている。昭和39年当時には、くい基礎に対する主鉄筋の段落としや帯鉄筋に関する規定はなかったため、ここでは昭和39年頃の既設橋の配筋を参考にし、主鉄筋の段落としを行い、帯鉄筋としてはD13を250mm間隔で配置した。S46/51橋、H2橋、H8橋では主鉄筋の段落としをしているが、くい頭部に着目すると、いずれもD16を150mm間隔で配置している。主鉄筋比や帯鉄筋比を求めると、表2のようになる。S39橋、S46/51橋では主鉄筋比がそれぞれ2.21%、2.66%であるのに対して、H2橋やH8橋ではくい径が大きいため、主鉄筋比はそれぞれ1.29%、1.17%と小さくなっている。同様に、帯鉄筋としてD13が250mm間隔にしか配置されていないS39橋では帯鉄筋比 ρ_s が0.41%と低い、S46/51橋では1.06%とくい径の大きいH2橋やH8橋のそれぞれ0.76%、0.66%よりも帯鉄筋比 ρ_s は大きくなっている。

る。

4. 震度法及び地震時保有水平耐力法による耐震性評価

(1) 橋脚

地震時保有水平耐力法に用いる橋脚天端の水平力～水平変位の関係を橋軸方向について求めると、図6のようになる。終局水平耐力は、S39橋では1.87MN、S46/51橋では2.15MNであるのに対して、H2橋では2.57MNとS46/51橋に対して20%、またH8橋では4.32MNとH2橋に対して68%、それぞれ大きくなっている。後述するように、S39橋はせん断破壊先行と判定されるため、その他の橋脚に対してタイプⅡ地震動の終局じん性率を求めると、S46/51橋では2.8であるのに対して、H2橋では2.5、H8橋では5.4となる。H2橋の終局じん性率が低い、これは、帯鉄筋比 ρ_s がS46/51橋と同程度にしかないためである。

以上から、平成8年道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法により4橋脚を照査した結果が表3である。S39橋では、せん断耐力を求めると橋軸方向には1.78MN、橋軸直角方向には1.80MNと、それぞれの方向の終局水平耐力1.87MN、1.92MNよりも小さく、道路橋示方書の判定に従えば、せん断破壊が先行すると判断される。これは、断面自体も小さく、せん断補強筋が不十分なためである。したがって、明らかにS39橋は、平成8年

表3 地震時保有水平耐力法による各橋脚の評価(タイプII地震動の場合)

	S39橋		S46/51橋		H2橋		H8橋	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
終局水平耐力 P_u (MN)	1.87	1.92	2.15	2.29	2.57	2.72	4.32	4.57
せん断耐力 P_s (MN)	1.78	1.80	3.14	3.55	3.42	3.87	11.33	12.26
せん断耐力 P_{s0} (MN)	2.11	2.11	3.51	3.88	3.82	4.23	11.84	12.72
破壊形態	せん断	せん断	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
許容じん性率	1.00	1.00	2.18	2.21	1.99	2.11	3.93	3.38
終局じん性率	1.00	1.00	2.77	2.82	2.49	2.67	5.40	4.57
等価水平震度	1.75	1.75	0.95	0.95	1.01	0.97	0.67	0.73
慣性力 (MN)	10.2	10.2	5.6	5.6	6.0	5.8	4.1	4.5
地震時保有水平耐力(MN)	1.8	1.8	2.2	2.3	2.6	2.7	4.3	4.6
安全性の判定	×	×	×	×	×	×	○	○
許容残留変位 (m)	-	-	0.11	0.13	0.11	0.13	0.11	0.13
残留変位 (m)	-	-	0.33	0.35	0.24	0.26	0.08	0.09
安全性の判定	-	-	×	×	×	×	○	○

表4 震度法による各くいの評価

		S39橋	S46/51橋	H2橋	H8橋
設計水平震度		0.20	0.22	0.25	0.25
コンクリートの 圧縮応力 (MPa)	発生応力	10.0	9.6	7.9	7.3
	許容応力	11.8			
コンクリートの せん断応力(MPa)	発生応力	0.62	0.69	0.35	0.32
	許容応力	1.03	1.03	0.59	0.34
鉄筋の引張応力 (MPa)	発生応力	209	225	220	194
	許容応力	265			

表5 杭1本あたりの支持力

支持力 (MN)		S39橋	S46/51橋	H2橋	H8橋
押込み	発生力	2.68	2.84	2.93	2.99
	許容値	4.53	3.41	3.56	4.03
引抜き	発生力	0.44	0.63	0.45	0.26
	許容値	0.53	1.26	1.94	2.16

道路橋示方書を満足しない。その他の橋脚ではせん断耐力が曲げ耐力よりも大きく、曲げ破壊先行型と判定されるため、地震時保有水平耐力を慣性力と比較すると、S46/51橋、H2橋では橋軸、橋軸直角方向とも慣性力の方が大きく、これらの断面では平成8年道路橋示方書の規定を満足することはできない。また、残留変位を求めても同様であり、H8橋だけが、平成8年道路橋示方書の規定を満足する。

(2) くい基礎

震度法によって求められるくい体の応力を示すと、

表4のようになる。H8橋を除くと、鉄筋の応力、コンクリートの圧縮応力ともに比較的許容応力に近い設計になっている。H8橋では、地震時保有水平耐力法によって設計が決まっているため、他の3橋に比較すると許容値に対する余裕が多少大きくなっている。S39橋、S46/51橋では、せん断応力がそれぞれ0.62MPa、0.69MPaと大きく、H2橋、H8橋でくい径を大きくしなければならなかった理由がせん断応力に対する照査であることがわかる。

くい1本あたりの支持力を求めた結果が表5である。許容押込み力は、S39橋では4.53MNとやや

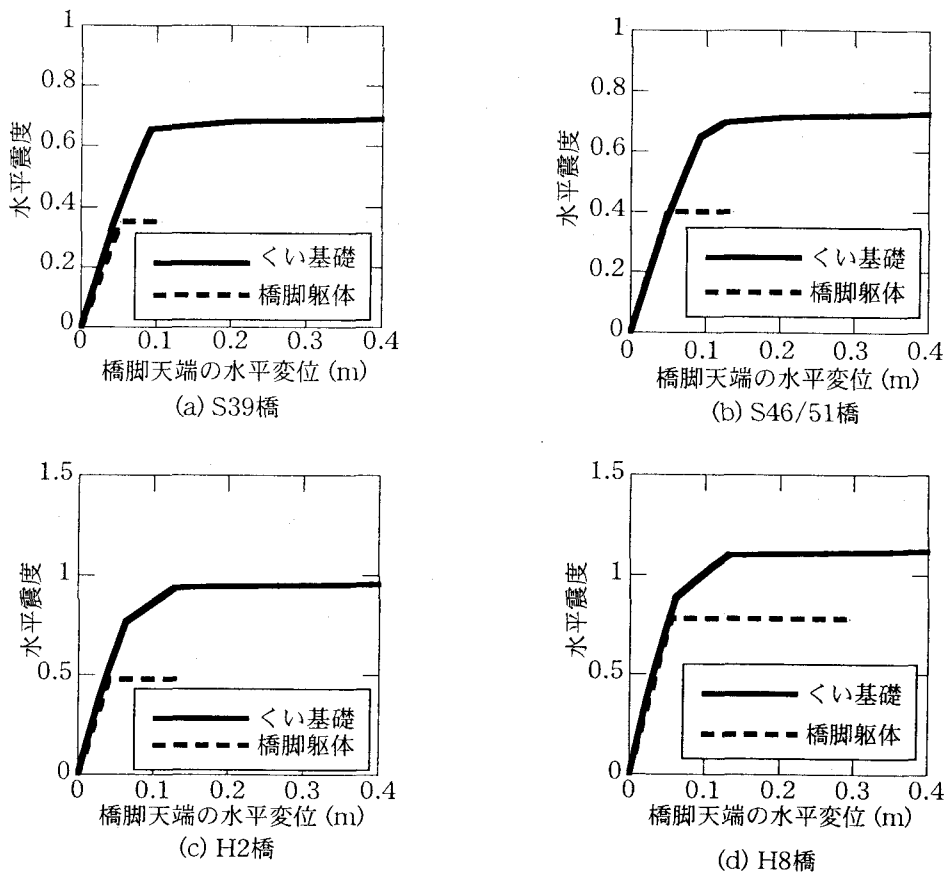


図7 くい基礎と橋脚の水平震度～水平変位の関係

表6 くい基礎の降伏震度およびくい体がせん断破壊する時の震度

	S39橋		S46/51橋		H2橋		H8橋	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
くい基礎の降伏震度	0.65	0.58	0.65	0.57	0.94	0.83	1.10	0.98
くい体がせん断破壊する震度	0.62	0.62	0.80	0.73以上	1.00以上	0.85以上	1.15	1.15

大きく評価されているが、S46/51橋やH2橋ではそれぞれ3.41MN、3.56MNと、H8橋の4.03MNと比較するとむしろ厳しめに評価されている。これは、RC橋脚とは異なり、基礎の設計では特性が不明なうちは許容値を抑えるという思想に基づき、昭和40年代、50年代には比較的 safety 側に設計されてきたことによるものである。地震時にくい基礎に作用する押込み力は、S39橋、S46/51橋、H2橋、H8橋に対してそれぞれ、2.68MN、2.84MN、2.93MN、2.99MNであり、いずれも上述の許容押込み力に余裕を持って収まっている。

許容引抜き力も同様であり、H8橋では2.16MNとしているのに対して、S39橋、S46/51橋、H2橋では、これよりも厳しく許容値を抑えている。実際の引抜き力は、0.44～0.63MN程度であり、引抜きに対しても大きな余裕を持っている。

平成8年道路橋示方書に基づき、橋脚天端位置におけるくい基礎の水平震度～水平変位の関係を示す

と、図7のようになる。図中には、図6に示した橋脚天端位置における橋脚の水平力～水平変位の関係も比較のために示している。

くい基礎の降伏震度 k_{hf} を求めると表6に示す通りであり、S39橋、S46/51橋では0.65、H2橋では0.94、H8橋では1.1となり、降伏震度は平成2年道路橋示方書以後の基準に準拠して設計された橋では大きくなっている。また、表6には、くい体がせん断破壊する際の設計震度も示しているが、最も震度が低いS39橋でも0.62であり、これが設計の決定要因とはなっていない。

橋脚の降伏水平耐力に相当する震度を k_{hp} とし、くい基礎の降伏震度 k_{hf} との比を降伏耐力比 γ_y として、以下のように定義すると、

$$\gamma_y = \frac{k_{hf}}{k_{hp}} \quad (1)$$

降伏耐力比 γ_y は、S39橋、S46/51橋、H2橋、H8橋に対して、それぞれ1.9、1.6、1.9、1.4

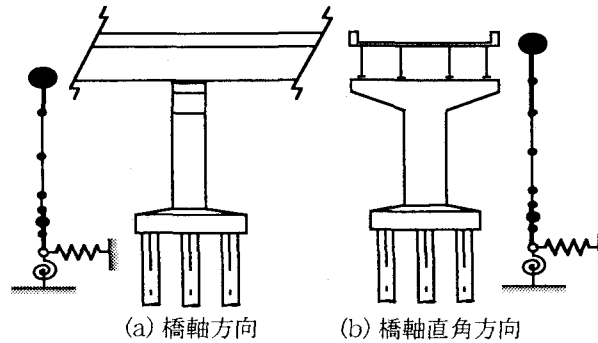
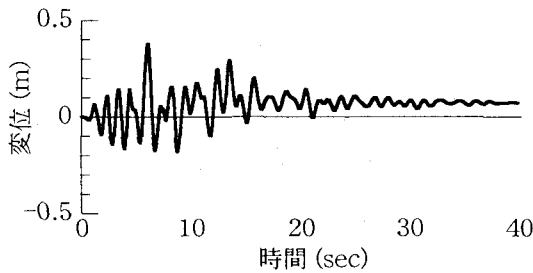
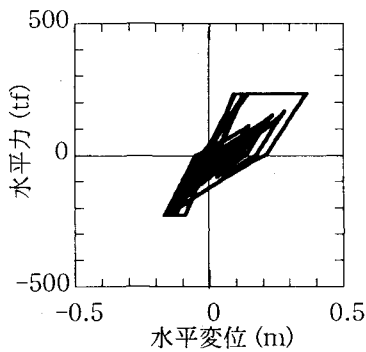


図8 解析対象橋のモデル化

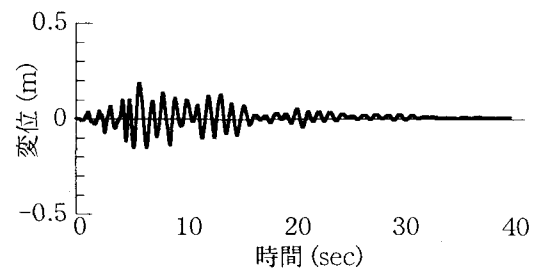


(a) 橋脚天端の応答変位

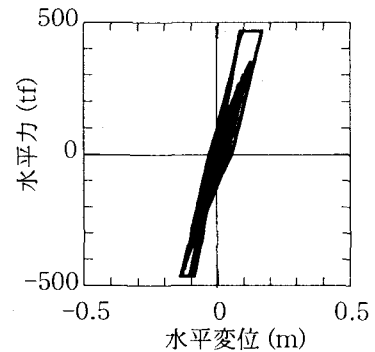


(b) 橋脚天端の水平力～水平変位の関係

図9 S46/51橋の地震応答(橋軸方向)



(a) 橋脚天端の応答変位



(b) 橋脚天端の水平力～水平変位の関係

図10 H8橋の地震応答(橋軸方向)

となる。したがって、平成8年道路橋示方書で照査すると、いずれの設計でもくい基礎の降伏耐力は橋脚の降伏水平耐力に対して余裕を持っており、くい基礎としての耐震性は確保されるということが出来る。

5. 動的解析に用いるモデルと入力地震動

解析モデルを図8に示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに骨組構造モデルに置換した。橋脚基部に塑性ヒンジが生じるため、橋脚基部から橋脚幅の1/2の範囲には非線形はり要素を用いることとし、Takedaモデル¹¹⁾によって非線形履歴特性を与えた。S39橋では橋脚はせん断破壊先行型と判定されるため、曲げ塑性変形を考慮して解析する意味はないが、参考のためにS39橋についてもせん断耐力が十分大きくせん断破壊は起こらないという仮定の下

で解析することとした。解析では、Takedaモデルによる履歴減衰以外に、橋脚には0.05、フーチングには逸散減衰として0.2の減衰定数を仮定した。

解析には、平成7年兵庫県南部地震によるJR鷹取駅において得られた強震記録¹²⁾を道路橋示方書に規定されるⅡ種地盤のタイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルに近い特性を有するように、振動数領域で振幅特性を調整¹³⁾した標準波形を用いることとした。

6. 動的解析に基づく橋脚の耐震性評価

非線形動的解析によって求めた橋脚天端の応答変位、水平力～水平変位の履歴曲線を、S46/51橋、H8橋の橋軸方向を対象に示すとそれぞれ、図9、図10のようになる。S46/51橋では、応答変位は0.37m、地震後には0.07mの残留変位が生じる。

表7 非線形動的解析による各橋脚の評価

	S39橋		S46/51橋		H2橋		H8橋	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
固有周期 (sec)	1.09	1.18	1.04	1.12	0.84	0.96	0.73	0.79
最大応答加速度 (g)	0.56	0.61	0.61	0.63	0.68	0.74	1.01	1.23
最大応答変位 (m)	0.41	0.43	0.37	0.42	0.34	0.35	0.17	0.21
残留変位 (m)	0.09	0.09	0.07	0.09	0.07	0.06	0.01	0.02
許容じん性率	-	-	2.18	2.21	1.99	2.11	3.93	3.38
終局じん性率	-	-	2.77	2.82	2.49	2.67	5.40	4.57
応答じん性率	7.84	6.78	7.41	7.09	6.39	5.49	3.17	3.29

これに対して、H8橋では応答変位は0.17mと小さく、残留変位もほとんど生じていない。

このような非線形応答の最大値を示した結果が表7である。これによれば、上述したように、S39橋では、せん断破壊が先行するために、曲げ塑性変形を仮定した本解析はあくまでも参考に過ぎないが、橋軸方向には7.8、橋軸直角方向には6.8と大きな応答じん性率が生じる。S46/51橋でもこれと同程度の応答となっており、応答じん性率は橋軸方向には7.8、橋軸直角方向には7.1である。終局じん性率は橋軸方向、橋軸直角方向ともに2.8であるから、応答じん性率はこれをはるかに上回ることになる。

H2橋では、応答加速度は0.68g（橋軸方向）、0.74g（橋軸直角方向）であるが、応答変位は0.34m（橋軸方向）、0.35m（橋軸直角方向）と大きい。このため、応答じん性率は、橋軸方向には6.4、橋軸直角方向には5.5と、S46/51橋に比較すると多少小さくはなるが、終局じん性率は橋軸方向には2.5、橋軸直角方向には2.7であるため、応答じん性率は終局じん性率を大きく上回る。H8橋になると、応答変位は0.17m（橋軸方向）、0.21m（橋軸直角方向）と小さくなり、このため、応答じん性率も橋軸方向には3.2、橋軸直角方向には3.3となり、許容じん性率3.9（橋軸方向）、3.4（橋軸直角方向）以内に収まる。

7. 結論

本解析の範囲で明らかとなった事項をまとめると、以下ようになる。

(1) S39橋は、その後の技術基準で設計された橋に比較すると震度法の設計水平震度が相対的に低いことから、橋脚断面が一回り小さく、また、帯鉄筋比が橋軸方向には0.08%、橋軸直角方向には0.1%と低いため、平成8年道路橋示方書によって耐震性を検討すると、せん断破壊先行型と評価される。また、仮にせん断耐力が大きく、曲げ破壊が先行すると仮定しても、Ⅱ種地盤・タイプⅡ標準波形に対しては応答じん性率が橋軸方向には7.84、橋軸直角方

向には6.78に達し、終局じん性率を大きく上回る。

(2) S46/51橋、H2橋、H8橋は、いずれも曲げ破壊先行型となる。帯鉄筋比がS46/51橋では0.23%（橋軸方向）、0.26%（橋軸直角方向）、H2橋では0.24%（橋軸方向）、0.34%（橋軸直角方向）と低いため、許容じん性率はS46/51橋では2.18（橋軸方向）、2.21（橋軸直角方向）、H2橋では1.99（橋軸方向）、2.11（橋軸直角方向）と小さく、平成8年道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法の規定、残留変位の規定とともに満足しない。また、Ⅱ種地盤・タイプⅡ標準波形に対しては、応答じん性率がS46/51橋では7.41（橋軸方向）、7.09（橋軸直角方向）、H2橋では6.39（橋軸方向）、5.49（橋軸直角方向）に達し、上述した許容じん性率はもちろん、終局じん性率をも上回る。

(3) くい基礎に関しては、昭和39年道路橋下部構造設計指針には耐震性に係わる項目は規定されていないが、S46/51橋、H2橋当時の規定では、くいの押込みや引抜きに対しては許容値が小さく抑えられており、結果として平成8年道路橋示方書で照査しても、余裕のある設計となっている。ただし、S39橋やS46/51橋で設計した場合に比較してH2橋やH8橋で設計した場合にはくいの断面を一回り大きくする必要がある、これには許容せん断力の規定が寄与している。ただし、平成8年道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に基づいて、くいのせん断耐力を照査すると、橋脚の降伏水平耐力に対して十分大きく、せん断が問題とはならない。

(4) 橋脚の降伏耐力とくい基礎の降伏耐力の比を式(1)の降伏耐力比として定義すると、降伏耐力比は橋軸方向にはS39橋、S46/51橋、H2橋、H8橋に対して、それぞれ、1.9、1.6、1.9、1.4となる。従って、平成8年道路橋示方書に基づけば、くい基礎の降伏よりも橋脚の降伏が先行して起こると判定されることになり、くい基礎としての耐震性は確保されることになる。

参考文献

- 1) 建設省：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋示方書、1964
- 3) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編、1964
- 4) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針、1971
- 5) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・場所打ちくい基礎の設計施工編、1973
- 6) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編、1976
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、1990
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、1996
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、1980
- 10) 川島一彦、星隈順一、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落とし部の耐震性判定法とその適用、土木学会論文集、No. 525/I-33、pp. 83-95、1995
- 11) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium, pp. 357-364, 1970
- 12) Nakamura, Y.: Waveform and Its Analysis of the 1995 Hyogo-ken-nanbu Earthquake, JR Earthquake Information, No. 23c, Railway Research Institute, 1995
- 13) 荒川直士、川島一彦、相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形、土木技術資料、Vol. 26-7、pp. 392-397、1984