

試設計に基づく耐震技術基準の改訂に伴うRC橋脚 およびくい基礎の耐震性向上度に関する検討

INCREASE OF SEISMIC SAFETY OF AN OVERCROSSING ASSOCIATED WITH IMPROVEMENT OF
THE SEISMIC DESIGN CODES

米田慶太*, 川島一彦**, 庄司学***, 藤田義人****

Keita YONEDA, Kazuhiko KAWASHIMA, Gaku SHOJI and Yoshito FUJITA

*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)

**工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (同上)

***工修 東京工業大学 工学部土木工学科 助手 (同上)

****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)

This paper presents an analysis on how seismic safety of an overcrossing have increased in accordance with the upgrading of the seismic design codes in recent years. Assuming the same superstructure and soil condition, four reinforced concrete piers and pile foundations were designed according to the Seismic Design Specifications of Highway Bridges issued in 1964, 1971/1976, 1990 and 1996. Their seismic performance was clarified by nonlinear dynamic response analysis. It was found that the overcrossing designed by the 1964 Design Specifications has extensively lower seismic performance than the overcrossings designed by other three Design Specifications.

Key Words: Seismic design, Bridge, Design Specifications,
Column ductility, Foundation, Dynamic response analysis

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、地震時保有水平耐力法が従来の震度法と並ぶ基本的な耐震設計法として取り入れられるなど、耐震設計法の抜本的な見直しが行われた。過去の経緯を振り返ってみると、耐震基準の大幅な見直しはどの時代にも大きな地震被害を受けた後に行われてきている。こうした際には、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規定が改定されてきた。

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。ただし、いかに代表的な形式を選定しようと、このような試設計から得られる結果はあくまでも試設計の対象とした橋に対する評価であり、特性が異なれば、設計を支配する規定が異なり、少しずつ異なった結果を与えることに注意しなければならない。

このような視点から、堺等は、試設計に基づく耐震技術の変遷が耐震性の向上に与える影響を高架橋のRC橋脚を対象として行った^{1) 2)}。ここでは、これと同じ手法を

用いて、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、この結果について示す。

2. 解析対象とする基準

兵庫県南部地震では、昭和39年の鋼道路橋設計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³⁾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⁴⁾、および、昭和39年道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編⁵⁾

(2) 昭和46年道路橋耐震設計指針⁶⁾、および、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⁷⁾、昭和51年道路橋下部構造設計指針・くいの設計編⁸⁾

(3) 平成2年道路橋示方書⁹⁾

(4) 平成8年道路橋示方書¹⁰⁾

昭和39年鋼道路橋示方書では、地域および地盤種別に応じて設計水平震度が9種類に分けて与えられていたが、この当時には、設計水平震度はほとんどの場合0.2とされていた。また、昭和39年には、道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計編が刊行されたが、表1に示すように、この中には主鉄筋量や帯鉄筋量等に関する規定はほとんど

表1 くい基礎の耐震性に関する主要規定

技術基準	杭径	主鉄筋	帯鉄筋	規定
S39	-	-	-	S39 鋼道路橋示方書 S39 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計編
S46/51	80cm以上	<ul style="list-style-type: none"> 最大径35mmで1重配筋が望ましい 段落としの規定はない 日本道路公団 設計要領第2集では $L_1 = M_{max}/2$ の位置+1.0 (m) ここで、L_1 はフーチング下面から鉄筋変化位置までの1段目配筋位置で、L_1 が L_1 以上の場合には計算上必要な鉄筋量以上での段落としを行う、としている 	<ul style="list-style-type: none"> 異形鉄筋を使用 径は13mm以上 中心間隔は50cm以下 フーチング下面より くい径の2倍の範囲内では 中心間隔は15cm以下 	S48 道路橋下部構造設計指針 場所打ちぐいの設計施工編 S51 道路橋下部構造設計指針 同解説 ぐいの設計編 S55 日本道路公団 設計要領第2集
H2	同上	最小鉄筋量0.4%、鉄筋径22mm	<ul style="list-style-type: none"> 径は13mm以上 中心間隔50cm以下 フーチング下面より くい径の2倍の範囲内では 中心間隔は15cm以下 鉄筋量は側断面積の0.2%以上 	H2 道路橋示方書
H8	同上	同上	<ul style="list-style-type: none"> 径は13mm以上 中心間隔30cm以下 フーチング下面より くい径の2倍の範囲内では 中心間隔は15cm以下 鉄筋量は側断面積の0.2%以上 	H8 道路橋示方書

設けられていない。

耐震設計に関する規定だけをとりまとめた初めての基準が昭和46年道路橋耐震設計指針である。ここでは、昭和39年新潟地震を契機とした耐震研究の成果に基づいて、修正震度法、液状化の判定法、落橋防止構造などの規定が新たに取り入れられ、その後の我が国の耐震設計に大きな影響を与えた。また、表1に示したように、下部構造の主鉄筋径や帯鉄筋径、その最小間隔などの規定が初めて設けられている。

昭和53年宮城県沖地震等、近年の地震被害の経験を基に改訂されたのが、平成2年道路橋示方書である。この前の昭和55年には、従来、個別に整備されてきた基準を5編から構成される現在の道路橋示方書のスタイルに改められているが、耐震設計に関連しては液状化の判定法だけが現在の F_L 法に改められただけで、特に大きな改訂項目は含まれていない¹⁾。堺等の研究では、昭和55年道路橋示方書を試設計対象の1つとしているが、ここではこれを昭和46年の道路橋耐震設計指針に含めて取り扱うこととした。平成2年道路橋示方書では、従来の震度法と修正震度法を1本化し、これを改めて震度法としたり、RC橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査の導入、上部構造の剛性の影響を考慮した慣性力の算出方法(静的フレーム法)の導入等、各種の大幅な改定が行われた。特に、地震

時保有水平耐力の照査は、土木構造物で初めてレベル2地震動に対する設計を意図したもので、これが平成8年道路橋示方書では地震時保有水平耐力法として、RC橋脚だけでなく地震の影響が卓越する全ての部材に対して、震度法と並ぶ主要な耐震設計法として取り上げられる等、兵庫県南部地震以後の耐震設計法の改訂に際し、大きな影響を与えた。

以下、昭和39年鋼道路橋示方書、および、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、および、昭和48年道路橋下部構造設計指針・場所打ちぐい基礎の設計施工編、昭和51年道路橋下部構造設計指針・ぐい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。

後述するように、本解析では、砂と粘土の互層から構成される固有周期0.52sの地盤(平成2年および8年道路橋示方書に規定されるⅡ種地盤に相当)を対象とし、液状化や流動化が生じない条件を考える。これは、液状化や流動化に関する規定については、例えば昭和39年当時には設けられていなかった等、大きく変化しており、この影響は別途検討すべきと考えたためである。この地盤条件に相当する設計水平震度を比較すると、図1のようになる。図中

には、震度法に用いる設計震度の他、平成2年および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用いる設計震度も示している。設計地震力だけを見ても、地震時保有水平耐力法の導入が耐震設計に大きな影響を与えたことがわかる。

3. 解析対象橋および設計条件

3.1 解析対象橋

解析対象としたのは、図2に示すように橋長3@40m、幅員9.75mの3径間連続鋼鈹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3に示す通りであり、砂と粘土の互層で、地表面下17.7m位置に現れる砂層を支持層とする。地盤が液状化や流動化しないと考えられるため以下の試設計では液状化や流動化の影響は見込まない。

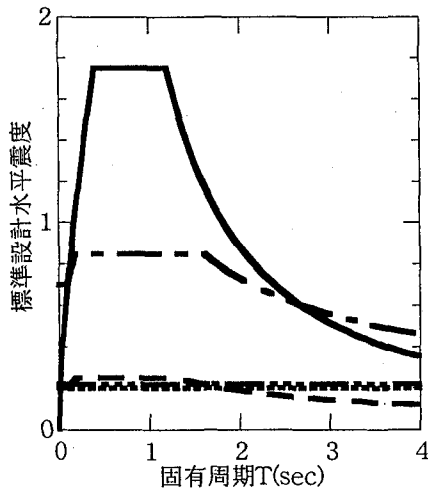
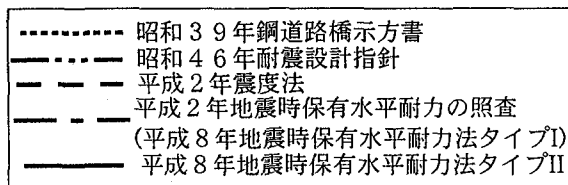


図1 解析対象とした基準に規定される設計水平震度 (II種地盤の場合)

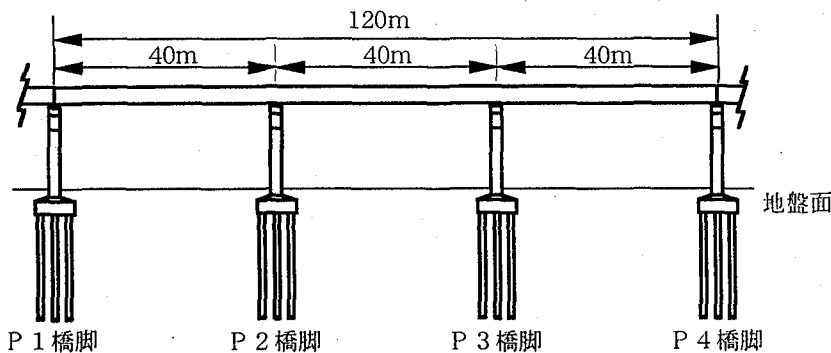


図2 解析の対象とする3径間連続鋼鈹桁橋

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橋脚およびくい基礎を試設計した。

図4は、このようにして定めたP2橋脚およびくい基礎をS39橋およびH8橋について比較したものである。地盤条件から、くいはいずれも8本の場所打ちぐいとし、長さは20mとしている。

3.2 橋脚

橋脚断面および配筋を比較した結果が図5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¹²⁾、この影響は別途考慮すべきと考えたからである。

橋軸方向に着目すると、主鉄筋は、S39橋ではD29が14本、また、S46/51橋もこれとそれほど変わらずD29が15本、それぞれダブルで配置されている。これに対して、H2橋ではD32が16本、H8橋ではD38が19本、それぞれダブルで配置されている。主鉄筋比を比較すると表2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、帯鉄筋を比較すると、S39橋ではD13が外側には300mm、内側には600mm間隔で配置されている。従って、表2に示すように、帯鉄筋比(体積比) ρ_s は0.08% (橋軸方向)、0.1% (橋軸直角方向) に過ぎない。これに対して、S46/51橋では、外側にはD16を150mm間隔、内側にはD13を300mmで、また、H2橋では、外側にはS46/51橋と同じくD16を150mm間隔、内側にはD16を300mm間隔で、それぞれ配置している。

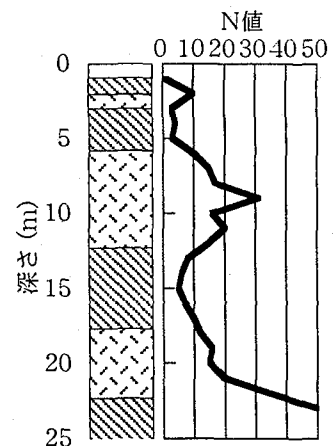


図3 地盤条件

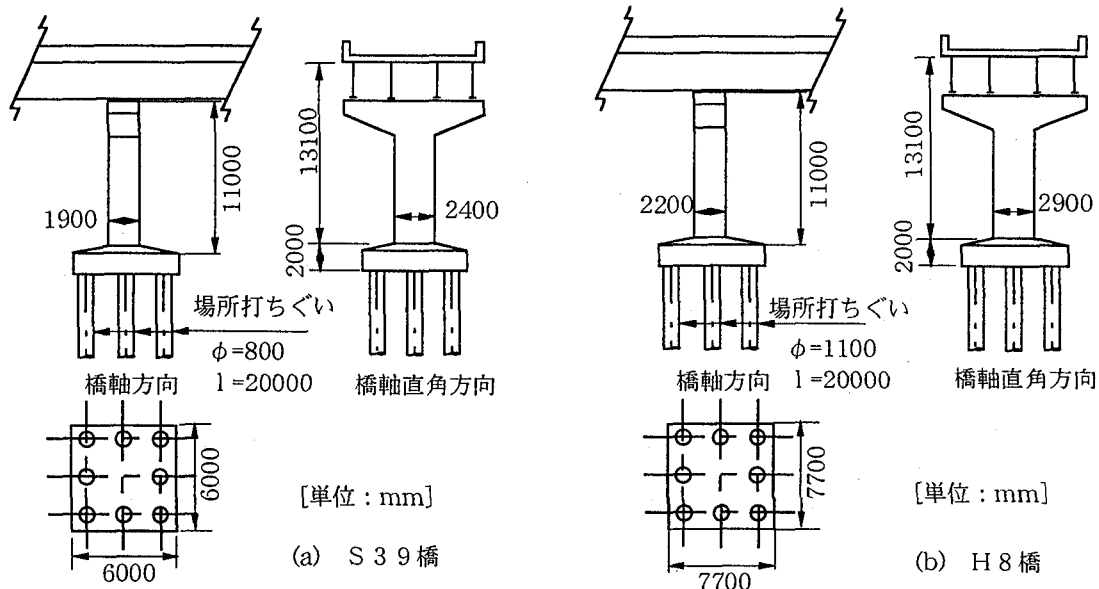


図4 試設計によって求めた橋脚およびびく基礎

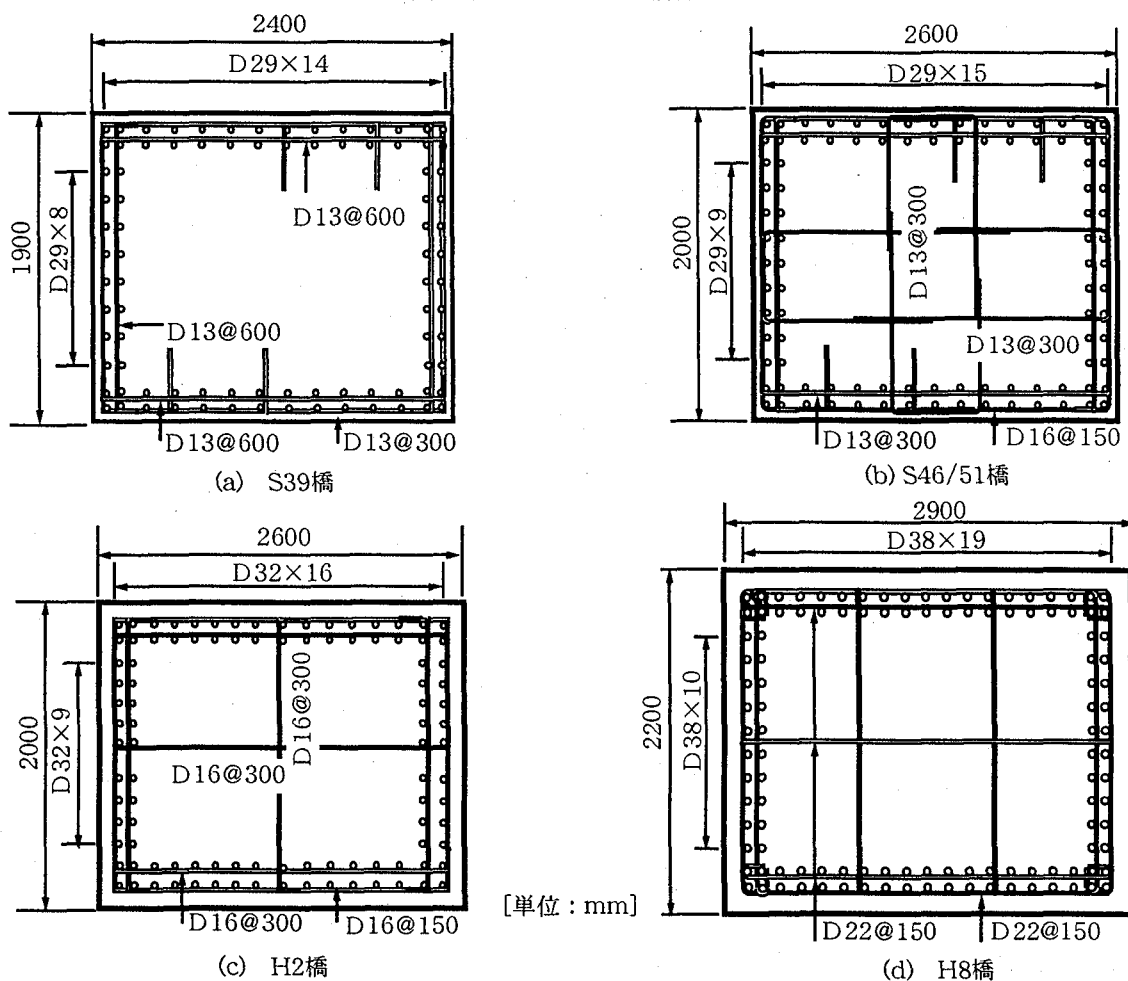


図5 試設計によって求めた橋脚の断面および配筋（上下方向が橋軸方向に相当）

この当時には、コアコンクリートを横拘束するために中間帯鉄筋が配置するという明確な概念はなかったが、S46/51橋、H2橋では、それぞれD13、D16のクロス筋が300mm間隔で配置されている。H8橋では、帯鉄筋として外側、内側ともにD22を150mm間隔で配置するとともに、中間帯鉄筋を橋軸方向には2本、橋軸直角方向に

は1本配置している。中間帯鉄筋は帯鉄筋と同径であり、帯鉄筋や中間帯鉄筋の両端は135度曲がりのフックによってコアコンクリート中に定着されている。

S46/51橋、H2橋では、帯鉄筋やクロス筋は直角フックによって定着されており、この横拘束効果をどのように評価するかが重要であるが、ここでは、定着長の規定

表2 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 (m)	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

は満足していることから、一応、平成8年道路橋示方書に規定される帯鉄筋、中間帯鉄筋と同程度の横拘束を有するとみなすこととした。以上から、各橋脚の帯鉄筋比 ρ_s を求めた結果が前述の表2に示されている。橋軸方向に着目すると、S46/51橋、H2橋、H8橋の帯鉄筋比 ρ_s はそれぞれ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。

3.3 くい基礎

図6は、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。表1に示した昭和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ため、くい頭部に着目すると、フーチング底面からくい径の2倍の範囲では、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3のようになる。S39橋、

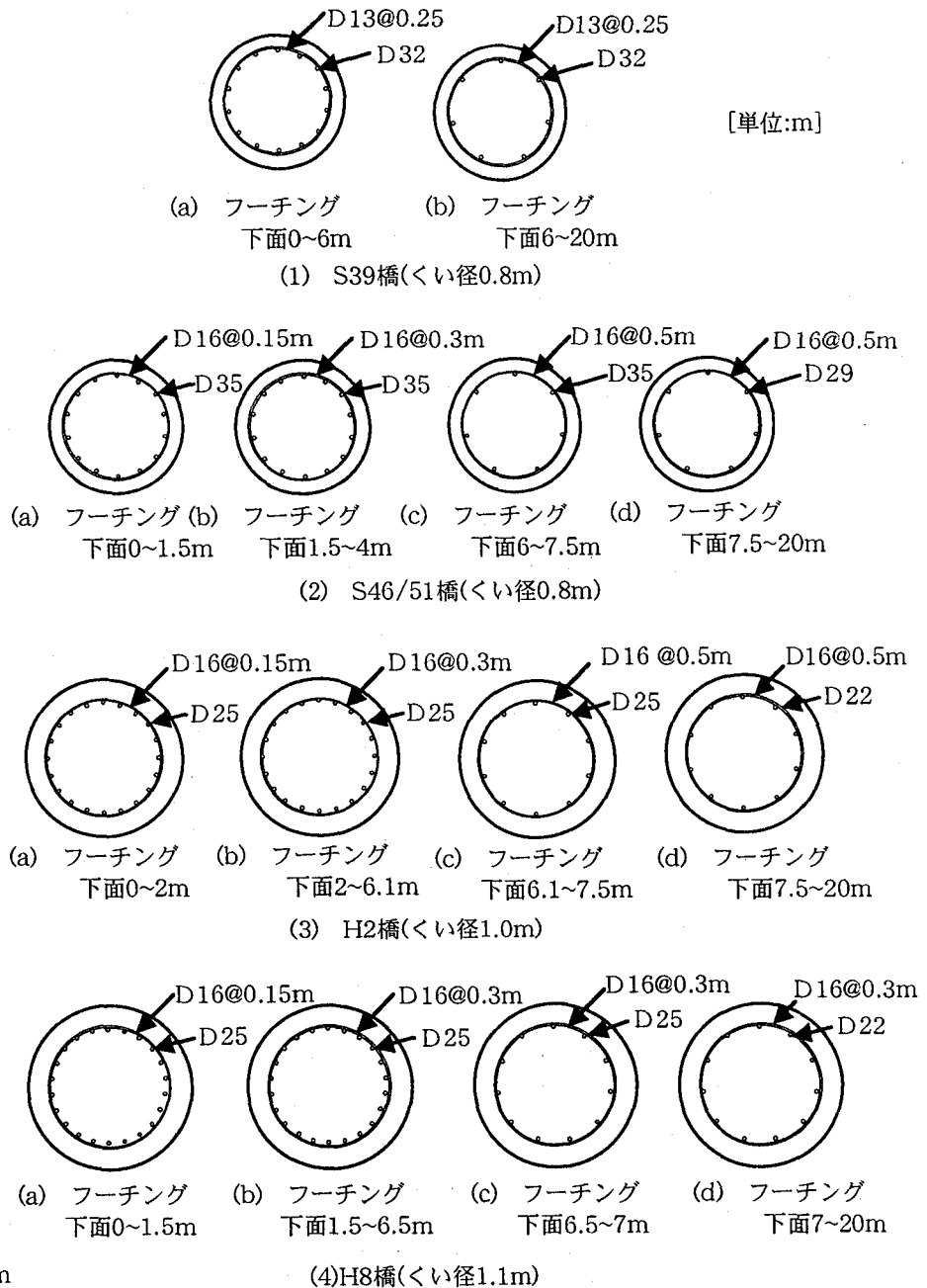


図6 くいの断面および配筋

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ので、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%と低いが、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。このように昔の基準で設計されたくい基礎ほど耐震性に係わる特性値が低く抑えられていたというわけではない点は、橋脚の設計とは大きく異なる点である。これは基礎の特性については実態がよくわかっていなかったため、昭和40年代、50年代には比較的余裕を持ってくい基礎が設計されていたためと考えられる。

4. 震度法および地震時保有水平耐力法による耐震性評価

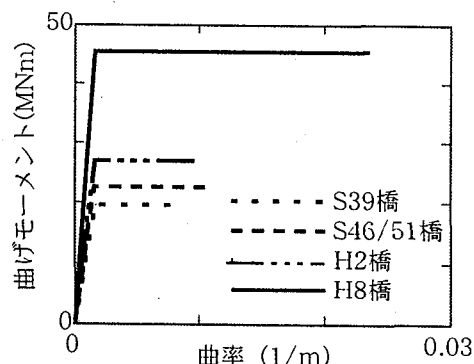
4.1 橋脚

以上のようにして試設計した橋脚の耐震性を、改めて震度法および地震時保有水平耐力法によって評価する。まず、4種類の橋脚を震度法に基づいて評価した結果が表4である。橋軸方向と橋軸直角方向に分けて示しているが、H8橋を除けば、鉄筋応力およびコンクリートの圧縮応力はいずれも許容応力に近く、断面決定がうまく行われていることを示している。H8橋では、許容応力に対して、鉄筋応力は約50%、コンクリートの圧縮応力は約40%余裕があるが、これは地震時保有水平耐力法によって断面決定が行われているためである。せん断応力の許容値は平成2年以後大きく引き下げられたが、いずれの橋でもせん断応力は0.4MPa以下であり、ともに許容値に対して余裕がある。従って、昭和55年以後のせん断応力の許容値の引き下げは今回の試設計には影響していない。

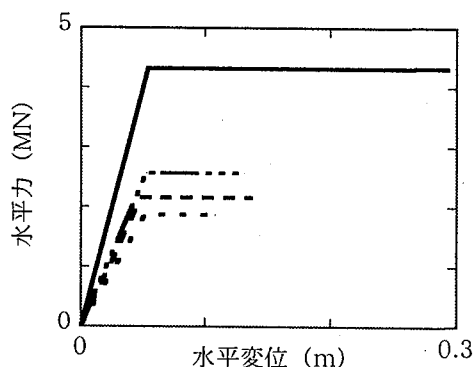
表3 試設計されたくいの特性

	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(%)	2.21	2.66	1.29	1.17
帯鉄筋比(%)	0.41	1.06	0.76	0.66

一方、平成8年道路橋示方書に基づいて、地震時保有水平耐力法に用いる橋脚基部の曲げモーメント～曲率の関係、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7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が、これは、前述したように、帯鉄筋比 ρ_s がS46/51橋と同程度にしかないためである。



(a) 橋脚基部の曲げモーメント～曲率の関係



(b) 橋脚天端の水平力～水平変位の関係

図7 橋脚の変形性能(橋軸方向)

表4 震度法による橋脚の評価

	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	
上部構造重量 (MN)	4.97	4.97	4.97	4.97	4.97	4.97	4.97	4.97	
設計震度	0.20	0.20	0.22	0.22	0.25	0.25	0.25	0.25	
上部構造による作用水平力(MN)	0.99	0.99	1.09	1.09	1.24	1.24	1.24	1.24	
コンクリートの圧縮応力 (MPa)	発生応力	11.6	11.4	11.0	10.4	11.1	10.8	7.3	7.4
	許容応力	11.8							
コンクリートのせん断応力(MPa)	発生応力	0.34	0.33	0.34	0.32	0.36	0.35	0.31	0.30
	許容応力	1.03	1.03	1.03	1.03	0.61	0.62	0.50	0.44
鉄筋の引張応力 (MPa)	発生応力	280	292	280	274	263	276	140	155
	許容応力	294							

表5 地震時保有水平耐力度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6 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			

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度により4橋脚を照査した結果が表5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度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。

4.2 くい基礎

震度法によって求められるくいの体の応力を示すと、表6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度によって設計が決まっているため、他の3橋と比較すると許容値に対する余裕が多少大きい。前述した橋脚ほどには飛び離れて耐

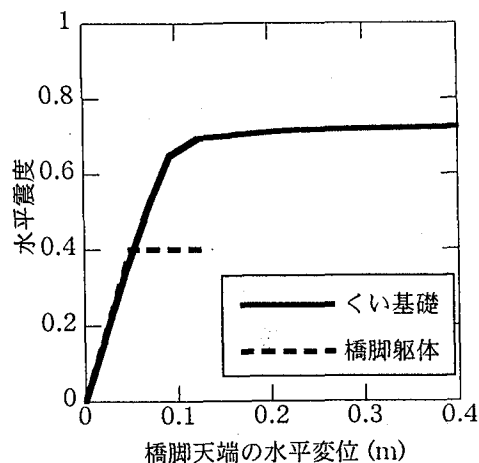
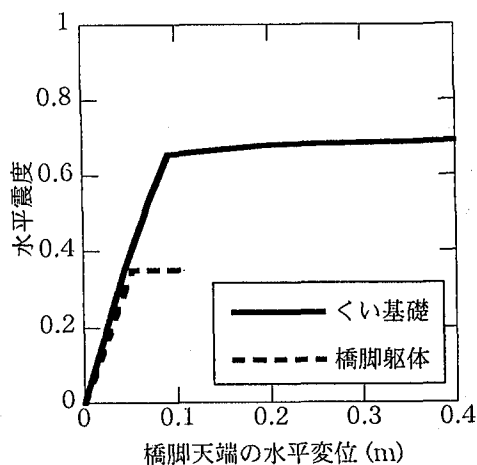
表7 くい1本あたりの支持力

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

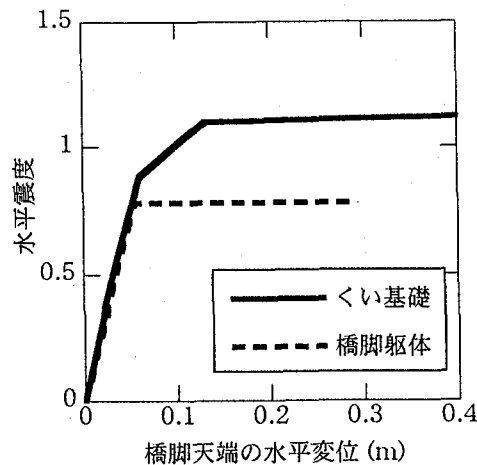
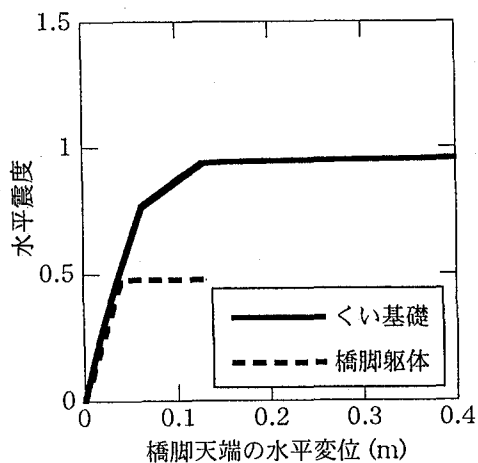
力があるわけではない。S39橋、S46/51橋では、せん断応力がそれぞれ0.62MPa、0.69MPaと大きく、H2橋、H8橋でくい径を大きくしなければならなかった理由がせん断応力に対する照査であることがわかる。

くい1本あたりの支持力を求めた結果が表7である。許容押込み力は、S39橋では4.53MNとやや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、前述したように、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年代には比較的安全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



(a) くい基礎と橋脚の水平震度～変位の関係(S39橋) (b) くい基礎と橋脚の水平震度～変位の関係(S46/51橋)



(c) くい基礎と橋脚の水平震度～変位の関係(H2橋) (d) くい基礎と橋脚の水平震度～変位の関係(H8橋)

図8 くい基礎と橋脚の水平震度～水平変位の関係

表8 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

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～水平変位の関係を求めると、図8のようになる。図中には、図7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。平成8年道路橋示方書では全てのくい列においてくいが降伏するとき、またはくい先端に作用する軸力が上限押込み力に達するときをくい基礎としての降伏と定義し、このときの震度をくい基礎の降伏震度 k_{lf} と呼んでいる。

なお、平成8年道路橋示方書ではくい基礎としての終局は定義されていない。このため、図8では降伏後の水平震度～水平変位の関係を0.4mまで示しているが、これは0.4mがくい基礎としての終局を意味している訳ではない。

図8から、くい基礎の降伏震度を求めると表8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8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_{lp} とし、くい基礎

表9 解析モデルに用いた重量および降伏剛性

(a) 橋軸方向

位置 節点 番号	部材 番号	S39橋		S46/51橋		H2橋		H8橋	
		質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)	質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)	質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)	質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)
1	1~2	557.74	∞	560.65	∞	569.62	∞	566.25	∞
2	2~3	56.04	1.17	61.10	1.41	52.10	1.65	70.66	2.78
3	3~4	40.19	1.18	45.50	1.42	45.30	1.66	55.03	2.79
4	4~5	25.51	1.19	29.25	1.43	29.26	1.66	36.29	2.79
5	5~6	21.16	∞	20.59	∞	62.51	∞	34.06	∞
6	6~7	107.78	∞	94.71	∞	111.09	∞	176.94	∞
7	7~8	33.75	∞	29.40	∞	45.94	∞	55.58	∞
8		0.00		0.00		0.00		0.00	

(b) 橋軸直角方向

位置 節点 番号	部材 番号	S39橋		S46/51橋		H2橋		H8橋	
		質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)	質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)	質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)	質量 (t)	降伏剛性 ($\times 10^4 \text{MNm}^2$)
1	1~2	507.00	∞	507.00	∞	507.00	∞	507.00	∞
2	2~3	50.74	1.86	53.65	2.38	54.04	2.72	59.25	4.64
3	3~4	55.23	1.88	60.12	2.41	60.16	2.74	69.27	4.66
4	4~5	38.76	1.89	43.55	2.42	43.55	2.75	52.24	4.67
5	5~6	26.22	∞	30.23	∞	30.23	∞	37.68	∞
6	6~7	22.97	∞	22.54	∞	64.26	∞	36.85	∞
7	7~8	107.70	∞	94.71	∞	111.29	∞	176.94	∞
8	8~9	33.75	∞	29.40	∞	45.94	∞	55.58	∞
9		0.00		0.00		0.00		0.00	

注) 質量は節点における集中質量として与えている。また降伏剛性は各要素に対する値を示している。

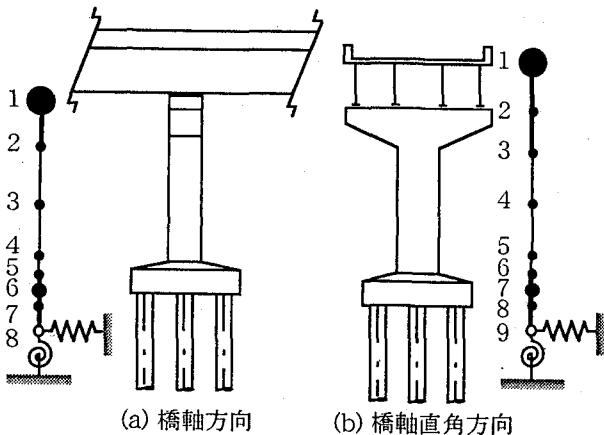


図9 解析対象橋のモデル化

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、

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

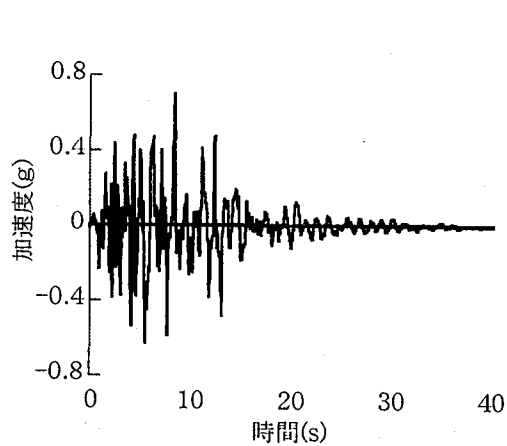
降伏耐力比 γ_y は、S39橋、S46/51橋、H2橋、H8橋に対して、それぞれ1.9、1.6、1.9、1.4となる。したがって、平成8年道路橋示方書で照査すると、いずれの設計でもくい基礎の降伏耐力は橋脚の降伏水平耐力に対して余裕を持っており、くい基礎としての耐震性は確保されるということが出来る。

表10 解析モデルに用いた地盤ばね定数

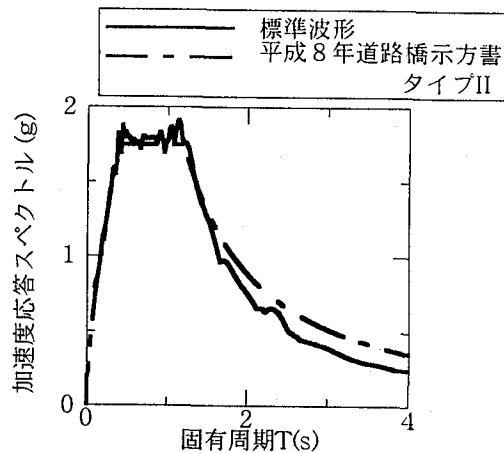
	並進 ($\times 10^3 \text{MN/m}$)	回転 ($\times 10^4 \text{MNm/rad}$)
S39橋	1.06	1.08
S46/51橋	1.06	1.08
H2橋	1.38	2.01
H8橋	1.55	2.61

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9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¹³⁾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。表9、表10は解析モデルに用いた質量、降伏剛性、地盤ばね定数を示した

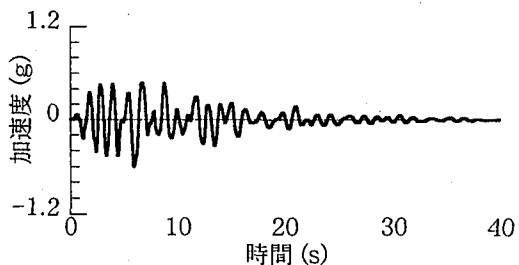


(a) タイプII地震動のII種地盤上の標準波形

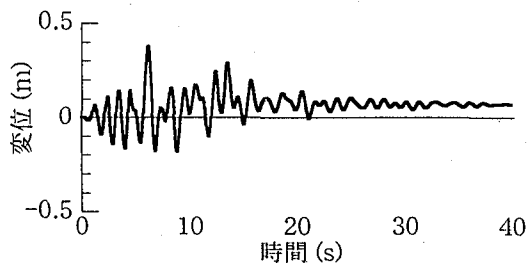


(b) 加速度応答スペクトル(h=0.05)による比較

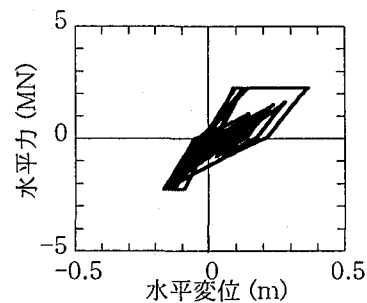
図10 解析に用いた地震記録



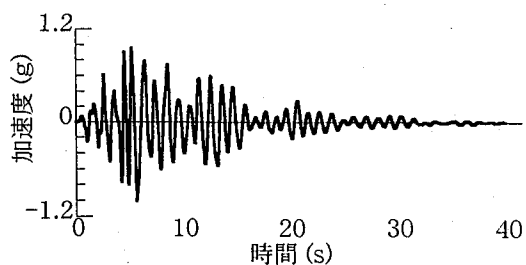
(a) 橋脚天端の応答加速度



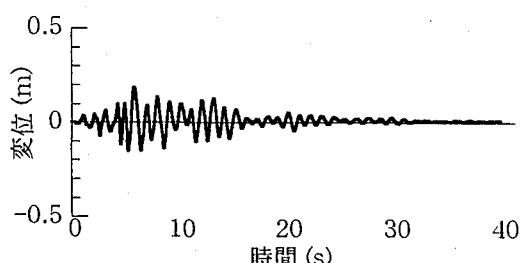
(b) 橋脚天端の応答変位



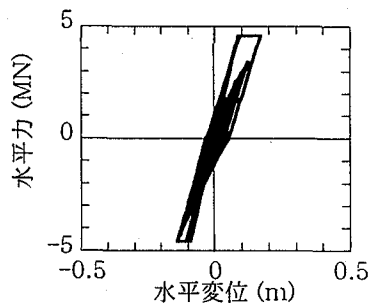
(c) 橋脚天端の水平力～水平変位の関係



(a) 橋脚天端の応答加速度



(b) 橋脚天端の応答変位



(c) 橋脚天端の水平力～水平変位の関係

図11 S46/51橋の地震応答(橋軸方向)

図12 H8橋の地震応答(橋軸方向)

ものである。ここで、降伏剛性とは道路橋示方書に基づいて橋脚の曲げモーメント～曲率の関係を完全弾塑性履歴特性でモデル化した場合の降伏剛性である。

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¹⁴⁾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¹⁵⁾した標準波形を用いることとした。標準波形と加速度応答

スペクトルの比較を、図10に示す。

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加速度、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11、図12のようになる。S46/51橋では、応答加速度は

表11 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 (s)	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

0.61gと比較的小さいが、応答変位は0.37mと大きく、地震後には0.07mの残留変位が生じる。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11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6.8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

橋の耐震性が、既往の技術基準の改訂とともにどのように向上してきているかを検討するために、1) 昭和39年鋼道路橋示方書、2) 昭和46道路橋耐震設計指針および昭和51年道路橋下部構造設計指針、3) 平成2年道路橋示方書、4) 平成8年道路橋示方書4つの技術基準に基づいて、高架橋のRC橋脚およびくい基礎を試設計し、この耐震性を平成8年道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法および非線形動的解析に基づいて検討した。入力地震動が道路橋示方書に規定される1波の標準波形だけを用いており解析ケースが限られているため、本解析は

あくまでもここで対象とした入力地震動とS39橋、S46/51橋、H2橋、H8橋に限られたものであるが、本解析の範囲で明らかとなった事項をまとめると、以下のようになる。

(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、残留変位の規定をともに満足しない。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) 昭和55年道路橋示方書以後に引き下げられた許容せん断力の規定は、今回対象とした4種類の橋脚に対しては、いずれも断面決定に影響していない。

(4) 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かったが、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り、これには上記(3)の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。

(5) 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) 堺淳一、川島一彦、武村浩志：試設計に基づく耐震技術基準の変遷に伴うRC橋脚の耐震性向上度の検討、構造工学論文集、Vol.43A、pp.833-842、平成9年
- 2) 堺淳一、川島一彦、武村浩志：耐震技術基準の変遷に伴うRC橋脚の耐震性向上度の検討、東京工業大学耐震工学研究グループ報告書、TIT/EERG 96/4、平成8年
- 3) 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、平成7年
- 4) 日本道路協会：鋼道路橋示方書、昭和39年
- 5) 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、昭和39年
- 6) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針、昭和46年
- 7) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・場所打ちぐい基礎の設計施工編、昭和48年
- 8) 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、昭和51年
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成2年
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成8年
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、昭和55年
- 12) 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、平成7年
- 13) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium, pp. 357-364, 1970
- 14) Nakamura, Y.: Waveform and Its Analysis of the 1995 Hyogo-ken-nambu Earthquake, JR Earthquake Information, No. 23c, Railway Research Institute, 1995
- 15) 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、昭和59年

(1998年9月18日受付)