

5号湾岸線鋼製橋脚の耐震補強検討

保全施設部 保全技術課 加賀山 泰 一
神戸第二建設部 設計課 吉 村 敏 志

要 旨

兵庫県南部地震以降，道路橋の耐震設計法は保有水平耐力法を主体とした設計法へと変わろうとしている。このため，既設の鋼製橋脚の耐震補強法は，内部にコンクリートを充填する手法と，座屈パラメーターを改善するための寸法制限補強法の2つが考えられている。しかし，これらの設計法，および照査法については確立した手法が少なく，詳細項目は不明確の点も多い。そこで，本論文では5号湾岸線のラーメン橋脚を対象として設計手法の検討を実施したので，主要な点についてその結果をとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚，地震時保有水平耐力，動的解析

はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により橋梁が甚大な被害を受け，耐震設計法が震度法から地震時保有水平耐力法を主体とした手法に変わろうとしている¹⁾。平成8年12月には最大地震力が2Gとなる「道路橋示方書」²⁾（以下，新道示という）の改訂がなされ，その後「道路橋の耐震設計に関する資料」³⁾（平成9年3月）さらに，新道示に準じた耐震補強設計の計算例として「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」⁴⁾（以下，参考資料という）が平成9年8月に発刊された。しかし，これらの参考資料をはじめとして，さまざまな耐震補強検討はRC構造物が主体であり，鋼製橋脚の補強，ならびに設計方法については，いくつかの研究はあるもののまだ検討の段階である。当公団においても，過去より土木研究所との成果を基に「既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（素案）」⁵⁾（以下，設計要領という）を整備した。しかし，この設計要領は一般的な単柱の橋脚を想定して制定していることから，複雑な形状にはその適用が

困難な場合がある。

特に，兵庫県域における5号湾岸線の鋼製橋脚は，特殊な形状をしたラーメン橋脚が数多く，その補強設計を実施するに当たり，「設計要領」に準じて複雑な形状に対応できる設計法の確立に努めた。そこで，種々の検討項目の中から①コンクリート部分充填補強における充填高さの検討，②複合橋脚の照査法，③動的解析法の検討について述べる。

1. 5号湾岸線鋼製橋脚の特徴

5号湾岸線（兵庫県尼崎市～神戸市東灘区六甲アイランド）の検討対象位置を図-1に示す。同区間には鋼製橋脚が142基存在し，設計要領に示されている設計対象外の，①可動橋脚，②アーチ，斜張橋など長大橋の橋脚を除くと，設計対象の鋼製橋脚は60基である。また，構造的特徴から橋脚の分類を行うと，表-1に示す5グループに分けられる。

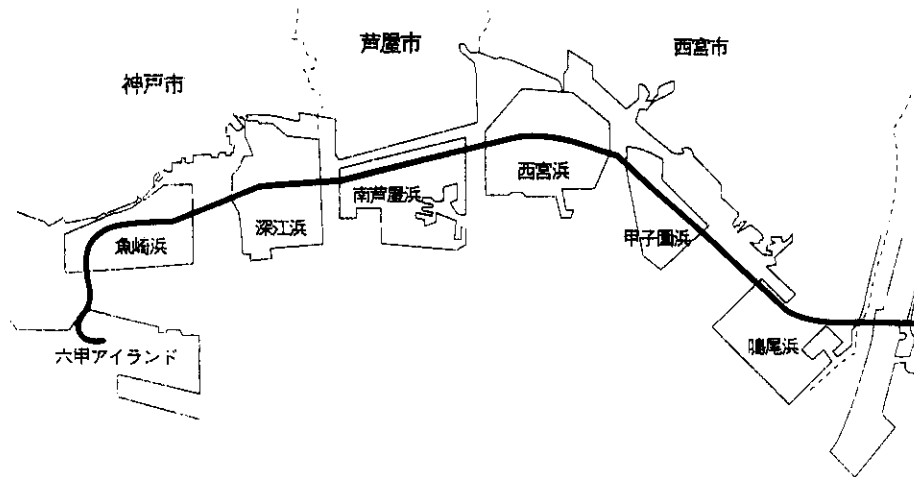


図-1 検討対象位置図

・タイプ1

上梁・中間梁を有する2層ラーメン橋脚

上梁のみに上部工が支持されている。基本的には1質点系と見なせるが、中間梁を有しているため柱の断面変化（特に隅角部付近の剛性）が保有水平耐力に影響を与える。

・タイプ2

1層ラーメン橋脚

タイプ1同様1質点系と見なせるが、中間梁を有していないため、タイプ1とは断面構成が異なる。

・タイプ3

上梁・中間梁を有する2層ラーメン橋脚で、それぞれに上部工を有し、2質点と見なせる橋脚

外観は、タイプ1と同様な形式であるが、上梁、および下梁に上部工を支持しているため、2質点系となり、複数箇所の塑性化が予想され、エネルギー一定則の適用が困難である。

・タイプ4

一層ラーメンと単柱が組合わさった橋脚

上梁は単柱であるため、橋軸直角方向の保有水平耐力の照査も必要。

・タイプ5

標準的な単柱タイプ

設計要領で定められている、標準的な橋脚
橋軸直角方向の保有水平耐力の照査も必要。

表-1からもわかるように単柱（タイプ5）は全体の2%（3基）のみであり、全体の44%を占

表-1 鋼製橋脚の分類一覧表

	模式図	全体の割合	
		基数	割合
タイプ1		15基/142基	10.6%
タイプ2		62基/142基	43.7%
タイプ3		36基/142基	25.4%
タイプ4		12基/142基	8.5%
タイプ5		3基/142基	2.1%
長大橋等		14基/142基	9.9%

めるのが1層ラーメン橋脚（タイプ2）である。

5号湾岸線鋼製橋脚の特徴としてはラーメン橋脚、特に、1層式のラーメン橋脚が主流である。

2. コンクリート部分充填補強の検討

2-1 各基準の充填補強

コンクリート充填による補強方法について「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」¹⁾（平成7年2月）（以下、「復旧仕様」とい

表-2 各基準の概要

	概要
復旧仕様	・コンクリート直上の鋼製橋脚断面の降伏水平耐力が橋脚基部の終局水平耐力の1.1倍以上とする。
新道示	・コンクリート直上の鋼断面の降伏水平耐力は、橋脚基部の終局水平耐力を上回るように設定する。
参考資料	・コンクリートが充填されていない鋼断面の部分が先に損傷しないようにする。

う)、道路橋示方書²⁾ならびに、「参考資料」⁴⁾の3つの基準での考え方をまとめたものを表-2に示す。

いずれの基準も、コンクリート充填部直上の鋼単独部は座屈が生じないように、あるいは柱の耐力を決定する断面(以下「制御断面」という)とするなど、主たる塑性箇所を1ヶ所に限定している。これは、エネルギー一定則を適用した保有水平耐力の照査に準じるために設定したものと考えられる。

2-2 コンクリート充填による補強法

5号湾岸線の対象鋼製橋脚60基の中で、設計要領による判定の結果、コンクリート充填補強となる橋脚の内、9基を任意に抽出し詳細な検討を実施した。

着目項目は、(1)塑性化する箇所数、(2)コンクリート充填高さ、コンクリート充填に伴う荷重、降伏剛性、耐荷力、塑性率、等価震度の各増加率、(3)基礎への影響度である。なお、荷重増加率が最も大きい橋脚を対象に、震度法、ならびに保有水平耐力法の照査を実施した。

(1) 塑性化する箇所数

抽出した9基について、塑性化が予想される箇所数について概略検討した結果を表-3に示す。

表-3から、塑性箇所が1箇所の橋脚は全体の3割(3基)で、その他複数の塑性化が予想される橋脚は6基となった。これは、対象区間の特徴であるラーメン橋脚の影響が原因であると思われる。

コンクリート充填による補強を実施するに当た

り、全体の7割程度が、エネルギー一定則の適用が困難な構造であることが確認された。そのため、本設計においてはエネルギー一定則を用いた簡便的な照査方法を採用せず、全てのコンクリート充填による補強橋脚について、材料の非線形性を考慮した時刻歴応答解析を実施することとした。

表-3 塑性化の数

	非線形部材(左柱)			非線形部材(右柱)		
	充填部	鋼断面部	一定則の適用性	充填部	鋼断面部	一定則の適用性
P1	3箇所	3箇所	×	3箇所	3箇所	×
P2	1箇所	0箇所	○	1箇所	0箇所	○
P3	1箇所	2箇所	×	1箇所	2箇所	×
P4	1箇所	0箇所	○	1箇所	0箇所	○
P5	2箇所	0箇所	×	2箇所	0箇所	×
P6	2箇所	2箇所	×	2箇所	2箇所	×
P7	1箇所	2箇所	×	1箇所	2箇所	×
P8	1箇所	2箇所	×	1箇所	2箇所	×
P9	1箇所	0箇所	○	1箇所	0箇所	○

(2) コンクリート充填高さ、コンクリート充填に伴う荷重、降伏剛性、耐荷力、塑性率、等価震度の各変化率

コンクリート充填による補強に伴う耐震性向上の影響などを定量的に把握するため、以下に示す6項目についてその影響を調べた結果を表-4に示す。

① コンクリート充填高さ

コンクリート充填の必要高さは柱高さに対して100%から最小でも64%となった。

② 死荷重の変化

コンクリート充填に伴う鉛直死荷重の増加率は、フーチング上の荷重で最大43%、最小5%であった。また、エネルギー一定則が成り立ったと仮定し、等価重量の比較を行うと最大26%で、その他ほとんどの橋脚が10%以下となった。

③ 降伏剛性の変化

降伏剛性は、概ね20%程度増加した。

④ 耐荷力の変化

耐荷力の増加率の最大は80%で最小は5%で

表-4 コンクリート充填補強による耐震性向上要因一覧

		充填高さ (%)	鉛直荷重 増加率	等価重量 (震度)	等価重量	降伏剛性 増加率	耐力力 増加率	塑性率 増加率	等価震度 変化率
P 1	左柱	0.840	1.351	1.051	1.084	1.142	1.316	4.570	0.371
	右柱	0.840	1.334	1.048	1.079	1.147	1.361	4.570	0.373
P 2	左柱	1.000	1.045	1.010	1.017	10.632	1.093	4.710	0.335
	右柱	1.000	1.043	1.010	1.016	5.938	1.046	4.530	0.343
P 3	左柱	0.870	1.172	1.052	1.085	1.165	1.511	2.550	0.494
	右柱	0.870	1.172	1.052	1.085	1.165	1.511	2.550	0.494
P 4	左柱	0.680	1.114	1.030	1.048	1.140	1.301	3.900	0.383
	右柱	0.680	1.118	1.031	1.050	1.140	1.301	3.900	0.383
P 5	左柱	1.000	1.100	1.025	1.042	1.161	1.567	4.720	0.344
	右柱	1.000	1.103	1.026	1.043	1.161	1.567	4.720	0.344
P 6	左柱	0.930	1.426	1.164	1.261	1.179	1.807	5.790	0.314
	右柱	0.920	1.426	1.164	1.261	1.214	1.809	5.790	0.314
P 7	左柱	0.780	1.385	1.093	1.150	1.165	1.353	4.940	0.348
	右柱	0.780	1.223	1.049	1.080	1.119	1.352	3.500	0.427
P 8	左柱	0.640	1.218	1.032	1.053	1.194	1.417	3.930	0.402
	右柱	0.710	1.157	1.056	1.089	1.061	1.374	4.420	0.357

充填高さ：柱高さに対するコンクリート充填高さの比

あった。その他の橋脚は概ね30～40%程度の増加であった。

⑤塑性率の変化

増加率は最大5.8倍、最小2.6倍程度増加した。

⑥等価震度の変化

エネルギー一定則が成り立つと仮定して等価震度を算出すると、コンクリート充填前・後の比率は30～40%と低い値を示す結果となった。

(3) まとめ

コンクリート充填による補強を定量的に検討した結果、以下のことがわかった。

- ①充填高さが少なくとも橋脚高さの60%以上となるため、中間梁を有する橋脚（タイプ1、3）などに対しては、別途充填位置の検討が必要である。
- ②フーチング上の鉛直死荷重増加は最大5割程度増加するため、杭基礎などの支持力に余裕が少ない場合は照査などが必要である。
- ③コンクリート充填による補強は耐力力の向上が見込めるものの、剛性の増加、および等価重量の

増加に伴い発生する応答値も上昇する。一方、耐震性に最も影響を与える要因は塑性率の上昇に伴う等価震度の減少である。したがって、コンクリート充填による補強法は、施工性、さらには経済性において優れた補強方法であると言える。しかし、特殊な構造や基礎の状況などによってはその採用が困難な場合もあり、コンクリート充填による補強法を採用する場合は、橋脚形状、ならびに基礎の耐力などを考慮し、縦補剛材の補強(以下「寸法制限補強」という)のみの補強やコンクリート充填と寸法制限補強を併用した補強などを構造的、経済性から比較検討を実施し、各橋脚の最適充填高さを選定する必要がある。

2-3 基礎への影響

(1) 検討ケース

鉛直死荷重増加率（フーチングより上のみ）が43%の橋脚について、基礎の照査を実施した。基礎に対する影響が補強によるものか、あるいは示方書の改訂によるものかを確認するため、以下の

5 ケースについて照査を実施した。さらに地震時保有水平耐力法においては補強前後の液状化の有無について4 ケースの照査を実施した。なお、支持力などについては「阪神高速地質資料大阪湾岸線（その5）、（その6）編」⁹⁾を参考に算出した。
 <震度法>

- ・ケース1：当初設計（設計計算書より抜粋）
- ・ケース2：昭和55年の道路橋示方書に準拠し、補強後の断面にて照査を実施
- ・ケース3：新道示にて補強前の照査を実施
- ・ケース4：新道示の地盤、および杭基礎鉛直バネを用いて震度のみ当初設計に合わせた補強後の照査を実施
- ・ケース5：新道示にて補強後の照査を実施

<保有水平耐力法>

ケース1：補強前の液状化が生じる場合の耐力照査を実施

ケース2：補強前の液状化が生じない場合の耐力

照査を実施

ケース3：補強後の液状化が生じる場合の耐力照査を実施

ケース4：補強後の液状化が生じない場合の耐力照査を実施

計算結果を表-5、表-6に示す。

(2) 考察

1) 震度法

フーチングより上では、死荷重の増加率が43%であったが、フーチング下端の死荷重増加率を同様に計算するとフーチング重量が占める割合が大きく、15%に留まった。また、本橋脚は基礎の支持力に余裕があったため、コンクリート充填補強による重量増加による支持力不足は生じなかった。

また、地盤のバネ評価による杭本体の鉄筋応力は15%程度減少し、コンクリートの圧縮応力度は50%程度増加したが、当初の設計は鉄筋の応力が

表-5 震度法による照査結果

	当初設計		照査設計			
	道路橋示方書（昭和55年2月） 阪神高速設計基準（昭和60年4月）		道路橋示方書（平成8年12月）			
	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5	
	当初設計（比率）	補強後（比率）	補強前（比率）	補強後（参考1）（比率）	補強後（比率）	
横方向地盤反力係数：KH (tf/m ³)	400.0 (1.00)	400.0 (1.00)	3300.0 (8.25)	3300.0 (8.25)	3300.0 (8.25)	
軸方向バネ定数：KV (kgf/cm)	63000 (1.00)	63000 (1.00)	72369 (1.15)	72369 (1.15)	72369 (1.15)	
設計水平震度 kh	0.24 (1.00)	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	0.24 (1.00)	0.30 (1.25)	
作用力	鉛直力 V (tf)	5604.46 (1.00)	6464.52 (1.15)	5604.46 (1.00)	6464.52 (1.15)	6464.52 (1.15)
	水平力 H (tf)	921.83 (1.00)	1128.24 (1.22)	1331.57 (1.44)	1128.24 (1.22)	1589.59 (1.72)
	曲げモーメント M (tfm)	19032.23 (1.00)	22708.47 (1.19)	20111.21 (1.06)	22708.47 (1.19)	24706.51 (1.30)
変位	δ (mm)	13.40 (1.00)	15.94 (1.19)	4.23 (0.32)	3.89 (0.29)	5.09 (0.38)
	δa (mm)	25.00 (1.00)	25.00 (1.00)	15.00 (0.60)	15.00 (0.60)	15.00 (0.60)
支持力	押し込み力 R (tf)	630 (1.00)	769 (1.13)	604 (0.96)	678 (1.08)	717 (1.14)
	許容値 Ra (tf)	675 (1.00)	675 (1.00)	930 [675] (1.38)	930 [675] (1.38)	930 [675] (1.38)
	引抜き力 P (tf)	8 (1.00)	43 (5.38)	35 (4.38)	14 (1.75)	52 (6.50)
	許容値 Pa (tf)	-300 (1.00)	300 (1.00)	590 [300] (1.60)	590 [300] (1.60)	590 [300] (1.60)
応力度照査	σc (kgf/cm ²)	43.3 (1.00)	96.4 (2.23)	55.4 (1.28)	46.9 (1.08)	66.2 (1.53)
	σs (kgf/cm ²)	2691.7 (1.00)	3345.0 (1.24)	1819.0 (0.68)	1456.0 (0.54)	2252.0 (0.84)
	τ (kgf/cm ²)	0.0	3.6	4.2	3.6	5.0
	σca (kgf/cm ²)	120.0	120.0	120.0	120.0	120.0
	σsa (kgf/cm ²)	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0	3000.0
	τa (kgf/cm ²)	0.0	25.5	25.5	25.5	25.5
判定	OK	OUT	OK	OK [OUT]	OK [OUT]	
備考	設計計算書より抜粋	KH 400 (tf/m ³) とした		kh = 0.24		

(比率) はCASE-1 との比率を示す。

表-6 保有水平耐力法による照査結果

				補強前		補強後			
				CASE-1	CASE-2	CASE-3		CASE-4	
				液状化が生じる場合	液状化が生じない場合	液状化が生じる場合(比率)		液状化が生じない場合(比率)	
基礎の耐力照査 (設計震度作用時)	曲げモーメント	M	tfm	325.0	199.0	403.0	(1.24)	335.0	(1.18)
	降伏曲げモーメント	My	tfm	358.3	358.3	377.0	(1.05)	377.0	(1.05)
	判定	-	-	M<My OK	M<My OK	M<My 許容塑性率		M<My OK	
	押し込み力	Pn	tf	1014.0	996.0	1082.0	(1.07)	1061.0	(1.07)
	極限押し込み力	Pnu	tf	2000.0	2000.0	2000.0	(1.00)	2000.0	(1.00)
判定	-	-	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK	Pn<Pnu OK		Pn<Pnu OK		
基礎応答塑性率の照査	応答塑性率	μ		-		1.927			
	判定	-	-			$\mu < 4.0$ OK			
基礎の変位の照査	杭頭における水平変位	δ	cm	1.446	0.8	1.782		0.936	
	水平変位制限値	δa	cm	40.0	40.0	40.0		40.0	
	判定	-	-	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK	$\delta < \delta a$ OK		$\delta < \delta a$ OK	
	フーチング回転角	αFO	rad	0.0013	0.00126	0.00133		0.00129	
	回転角制限値	αFOa	rad	0.025	0.025	0.025		0.025	
判定	-	-	$\alpha FO < \alpha FOa$ OK	$\alpha FO < \alpha FOa$ OK	$\alpha FO < \alpha FOa$ OK		$\alpha FO < \alpha FOa$ OK		
フーチング曲げ耐力照査	(引張)曲げモーメント	M	tfm	13866	14436	14737	(1.06)	15490	(1.07)
	降伏曲げモーメント	My	tfm	15136	15136	15136		15136	
	(引張)曲げモーメント	M	tfm	8700	8995	7690	(0.88)	7494	(0.87)
	降伏曲げモーメント	My	tfm	7367	7367	7367		7367	
	判定	M<My	-	OUT	OUT	OUT		OUT	
フーチングせん断耐力照査	照査せん断力	S	tf	3734	3660	4094	(1.07)	3918	(1.07)
	コンクリートせん断力	Sc	tf	2024	2024	2024		2024	
	引張鉄筋せん断力	Ss*1	tf	0	0	0		0	
	せん断耐力	Ps	tf	2024	2024	2024		2024	
	判定	S<Ps	-	OUT	OUT	OUT		OUT	

備考 *1 既設フーチングには、スターラップが配筋されていない。

ら杭本体の断面が決定されていたため問題はなかった。

2) 地震時保有水平耐力法

杭本体の耐荷力などはいずれのケースにおいても許容値を満足するが、フーチングはいずれのケースにおいても曲げ、ならびにせん断耐荷力を満足しない結果となった。これは、コンクリート充填による影響ではなく、ボ方書の改訂に伴う、スターラップ不足が主な原因であると考えられる。

3) まとめ

震度法、および保有水平耐力法による照査を実施した結果、コンクリート充填による補強により、杭の軸力増加に伴い耐荷力は増加するものの、杭先端の支持力が満足されない可能性が高い。したがって、コンクリート充填の高さが高い場合つ

ては、既存の基礎の設計計算書を十分に検討し、コンクリート充填法を採用するかどうかを決定することが必要である。また、フーチングは柱の補強有無にかかわらず、補強が必要となる結果となった。今後、フーチングに対しては終局耐力照査方法の検討などを研究していく必要があると考えられる。

3. 複合橋脚の照査

複合橋脚とは、フーチング、あるいはケーソン頂版上面からRC柱、その上に鋼製の柱を有している橋脚で、一般的に海中部に設置されている。概要を図-2に示す。

補強方法の選定は、RC部分は補修施工が困難なことより、当該箇所を制御断面とならないように

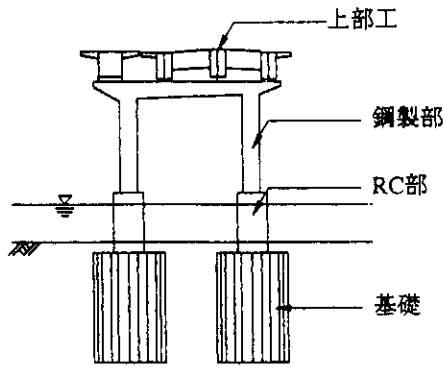
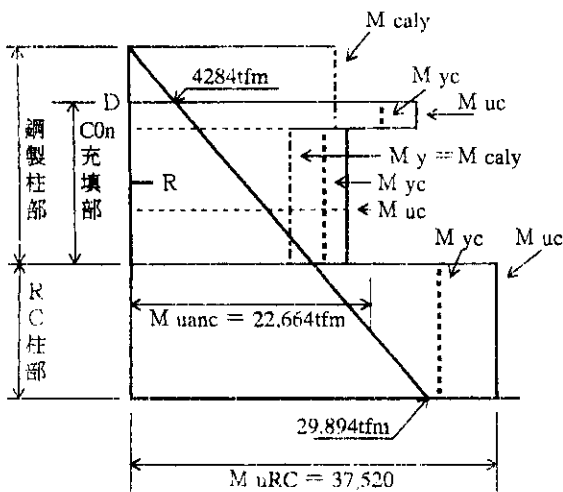


図-2 複合橋脚の概要図

以下のステップによった。

- ・ステップ1：コンクリート充填による補強で、RC複合橋脚の M_{ucc} （制御断面の終局曲げモーメント）を算出し、RC橋脚の M_{urc} （RC部の終局曲げモーメント）と比較し、 $M_{ucc} > M_{urc}$ の場合はステップ2の照査を実施する。その他の場合は、コンクリート充填による補強とする。
- ・ステップ2：寸法制限補強により M_{ucc} を低減させ、前述のRC橋脚の M_{urc} と比較し、 $M_{ucc} > M_{urc}$ の場合はステップ3の照査を行う。その他の橋脚については、寸法制限補強とし、安全性の照査を行う。
- ・ステップ3：RC橋脚部を含めた動的解析を実



M_{caly} ：局部座屈を考慮した鋼断面の抵抗曲げモーメント
 M_y ：局部座屈を考慮しない鋼断面の抵抗曲げモーメント
 M_{yc} ：コンクリート充填部の降伏曲げモーメント
 M_{uc} ：コンクリート充填部の終局曲げモーメント

図-3 断面力図

施後、RC部の最大応答曲げモーメントを比較し、安全性の照査を行う。図-3に断面力図を示す。

以下ステップ3で行った動的解析の条件を次に示す。

(1) 解析条件

- ・使用プログラム TDAPIII
- ・数値積分法 Newmark β 法 ($\beta=0.25$)
- ・収束制御法 Newton-Raphson法
- ・減衰マトリックス Rayleigh減衰
- ・入力地震動 (2波形)

東神戸大橋観測波形

ポートアイランド内地盤上観測波形

- ・材料非線形モデル

①鋼単独部

初期降伏、STATE I、STATE IIを考慮したトリリニアモデル。

②コンクリート充填部

鋼板を鉄筋換算したバイリニアモデル。

③RC橋脚部

剛性低減型トリリニアモデル (武田型)

ここで、RC橋脚の破壊形態が曲げ破壊型でない場合は別途検討することとした。

・解析モデル

解析モデルはラーメン橋脚における上部工負担重量を反力比で分割した、単柱モデルとした。

(図-4参照)

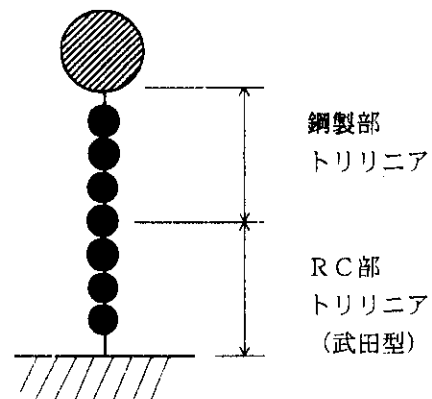


図-4 モデル図

(2) 結果

動的解析の結果を表-7に示す。ステップ3と

表-7 動的解析の結果

		A脚	B脚	C脚	D脚	E脚	F脚
STEP 1 (コンクリート 充填補強)	鋼製柱基部Muc	30,403	30,432	16,351	16,176	15,371	11,962
	RC複合橋脚基部Mucc	44,152	44,194	24,491	25,555	25,882	19,715
	RC複合橋脚基部MuRC	43,653	43,769	20,551	20,568	16,523	11,879
	Mucc/MuRC	1.01	1.01	1.19	1.24	1.57	1.66
	判定	STEP2へ	STEP2へ	STEP2へ	STEP2へ	STEP3へ	STEP3へ
STEP 2 (寸法制限補強)	鋼製柱基部Muc	26,845	26,809	13,765	13,107	15,371	11,962
	RC複合橋脚基部Mucc	38,985	38,932	20,617	20,707	25,882	19,715
	RC複合橋脚基部MuRC	43,230	43,346	20,316	20,390	16,523	11,879
	Mucc/MuRC	0.90	0.90	1.01	1.02	1.57	1.66
	判定	寸法制限 補強	寸法制限 補強	STEP3へ	STEP3へ	STEP3へ	STEP3へ
STEP 3 (動的解析)	東神戸大橋観測波形	—	—	13,088	12,848	14,738	9,782
	ポートアイランド観測波形	—	—	12,427	12,806	14,913	8,758
	MuRC	—	—	22,169	19,589	16,523	11,879
	判定			OK	OK	OK	OK
				寸法制限 補強	寸法制限 補強	コンクリート 充填補強	コンクリート 充填補強

実施した対象橋脚全てにおいて、耐震性は満足されている結果を得たことよりRC部分の補強は実施しないこととした。なお、E、F橋脚は寸法制限補強に比べコンクリート充填による補強の方が柱基部の終局耐力が小さい結果となったため、コンクリート充填による補強を採用した。

4. 簡便法と動的解析結果の比較

4-1 簡便法による照査

固有周期、橋脚高さをパラメーターとして、6基の橋脚を選定し、簡便法、ならびに動的解析の比較を行った。補強方法としては寸法制限補強とし、補強前の終局耐力は降伏後のじん性が確保できないと考え、降伏=終局とした。また、塑性化する箇所が多数存在する橋脚においては、エネルギー一定則は基本的に成り立たない構造物であるが、動的解析の結果と比較するため、制御断面が降伏した場合を降伏時、終局状態になった場合を終局時と考えた。その結果を表-8に示す。

(1) 簡便法による照査結果

簡便法による照査結果より、以下の事項が確認された。

- ①寸法制限補強による耐力の増加率は、1.3倍程度であった。
- ②補強後の塑性率の増加は、1.4~3.3倍と大きな開きがあった。
- ③補強後の耐力超過率は、大きい橋脚で2.15から小さい橋脚で1.04であった。

4-2 動的解析による照査

解析条件は、3. 複合橋脚の照査で示した解析条件と同様とした。結果を表-7に示す。

(1) 動的解析による照査結果

動的解析による照査結果より以下の事項が確認された。

- ①東神戸大橋での観測波形の応答値の方が大きい橋脚はP4、P6であった。その他の橋脚はポートアイランドでの観測波形を用いた解析結果が大きな応答値を示した。
- ②P1橋脚は、ポートアイランドでの観測波形においては安全性が確保されているが、東神戸大橋での観測波形では危険と判断された。

表-8 計算結果

			P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
等価固有周期			1.371	1.181	1.231	0.98	1.534	2.335
簡 便 法	補強前	降伏荷重 (Py)	529	2,950	882	769	279	213
		降伏変位 (δy)	0.246	0.129	0.191	0.118	0.224	0.380
		終局耐力 (Pu)	529	2,950	882	769	279	213
		慣性力	1,578	11,966	2,691	2,371	1,110	663
		慣性力/終局耐力	2.983	4.056	3.051	3.083	3.978	3.113
		塑性率	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	補強後	降伏荷重 (Py)	529	3,264	977	807	379	220
		終局耐力 (Pu)	654	4,106	1,189	1,002	485	293
		降伏変位 (δy)	0.263	0.135	0.201	0.115	0.283	0.380
		終局変位 (δu)	0.426	0.224	0.490	0.429	1.261	0.585
		慣性力	1,151	8,808	1,588	1,113	505	471
		慣性力/終局耐力	1.760	2.145	1.336	1.111	1.041	1.608
補強前後の増加率	耐力	1.236	1.392	1.348	1.303	1.738	1.376	
	塑性率	1.413	1.443	1.962	2.81	3.308	1.539	
動的 解析	終局曲げモーメント (tf・m)		13,934	57,823	21,623	10,718	9,879	5,939
	東神戸大橋最大応答曲げモーメント		13,560	58,560	20,380	10,100	8,758	5,453
	応答曲げ/終局曲げ		0.973	1.013	0.943	0.942	0.887	0.918
	ポートアイランド最大応答曲げモーメント		14,340	58,640	20,930	9,957	8,954	5,288
	応答曲げ/終局曲げ		1.029	1.014	0.968	0.929	0.906	0.890
	応答値の比較 (東神戸/ポートアイランド)		0.95	1.00	0.97	1.01	0.98	1.03

検討の結果、波形により異なった結果を得ることが確認されたため、動的解析による照査は全て2波形で照査することとした。

4-3 簡便法と動的解析法の比較

簡便法と動的解析法を比較した結果、以下のことが確認できた。

- ①補強後の耐荷力の超過率 (慣性力/終局耐力) が2倍を超えるような場合は、動的解析を行ったとしても超過する。
- ②補強後の耐荷力の超過率が1.5倍程度の場合は、波形により異なった結果が生じるため留意が必要である。
- ③以上より、簡便法による耐荷力の超過率により補強設計を行う目安としては、
 - ・超過率1.5倍以下の場合

動的解析を実施することにより、ほぼ終局耐力を満足する結果が得られる。

- ・超過率1.5から2倍以下の場合
地震波形、および構造物の特性 (周期など) により場合によっては、耐荷力向上を伴う補強工法を行う必要がある。
- ・超過率2倍以上の場合
耐荷力向上を伴う補強工法を考える必要がある。

5. 考察

- (1) コンクリート充填補強について
コンクリート充填率が橋脚高さの60%を超過するため、橋脚の構造が複雑で中間梁を有している

ものなど、寸法制限補強と併用し、経済性、構造的比較検討を行い、適切な充填高さで補強を実施することが必要である。

さらに、基礎はコンクリートの充填に伴い杭支持力が問題となることから、必要に応じてコンクリートを充填する以外の工法を選定する必要がある。

(2) 複合橋脚について

今回の検討では、全てのRC橋脚部は曲げ破壊型でありRC部の問題は生じなかった。さら鋼製部の補強は、コンクリート充填による補強と寸法制限補強の2種類が存在する結果となった。工費縮減の観点から、安易に寸法制限補強を実施するのではなく、RC部の耐荷力評価の研究を進め、経済的な補強設計を行う努力が必要である。

(3) 簡便法の取り扱いについて

簡便法と動的解析法との比較を行い、目安となる数値を提案できたが、補強設計の簡素化を押し進めるためにも、多くの種類の地震波形にて検討を行うことが望ましいと考える。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：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の準用に関する参考資料(案)、1995年6月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、1996年12月
- 3) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997年3月
- 4) (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、1997年8月
- 5) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案)、1997年3月
- 6) 阪神高速道路公団、(財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速地質資料大阪湾岸線(その5)、(その6)