

既設長大斜張橋RC橋脚の耐震補強解析

稲垣貴広¹・北沢正彦²・横山健司³

¹八千代エンジニアリング㈱ 大阪支店 技術第1部（〒540 大阪府大阪市中央区城見1丁目4番70号）

²正会員 阪神高速道路公団 工務部 設計課（〒541 大阪府大阪市中央区久太郎長4丁目1番3号）

³正会員 阪神高速道路公団 湾岸管理部 保全課（〒550 大阪府大阪市西区阿波座2丁目1番1号）

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、道路橋示方書の改訂により、橋梁下部工はより高い変形性能と保有耐力の確保が要求されるようになった。既設橋梁においても耐震安全性を確保するための検討が重要な課題とされている。本解析は、RC橋脚の非線形特性を考慮した橋梁全体系モデルにより、既設長大斜張橋の主塔および端支点を支持するRC橋脚（壁式小判型）の補強の要否ならびに必要な補強規模を検討する事を目的としたものである。

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁は、図-1に示すとおり河川と非常にきつい斜角（約24度）で渡河する線形であるため、3径間連続の斜張橋が採用されている。¹⁾

上部工は、ハープ型4段の一面ケーブルで、塔は独立1本柱、主桁は逆台形鋼床版箱桁構造となっており、塔と桁は一体構造で、塔直下を含め1橋脚あたり3支承で橋脚に支持されている。支承条件は、主塔橋脚であるYP3橋脚の塔直下の支承のみ固定であり、他の支承は可動である。

河川内にある主塔橋脚（YP2、YP3）および端橋脚（YP1）は、図-2に示すような大きな円盤状（約φ20m）の梁と、小判型の壁式形状のRC構造であり、基礎は鋼管矢板式基礎（φ30m程度）が採用されている。陸上部に位置する端橋脚（YP4）は、鋼製T型単柱で、基礎は場所打ち杭が採用されている。

RC橋脚の主鉄筋は、いずれもSD295のD51であり、柱基部で2～3段配筋され、柱中間部で段落しがなされている。また、橋脚弱軸方向の柱幅は河積阻害率の関係上一定幅4.70mであるが、橋脚強軸方向の柱は台形となっているため、主鉄筋の間引きが行われている。帯鉄筋はD32であり、柱基部および梁下端付近では125mmピッチ、柱中間部では250mmピッチ

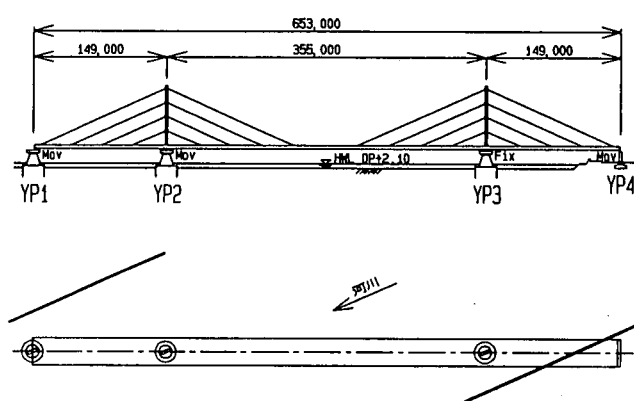


図-1 構造一般図

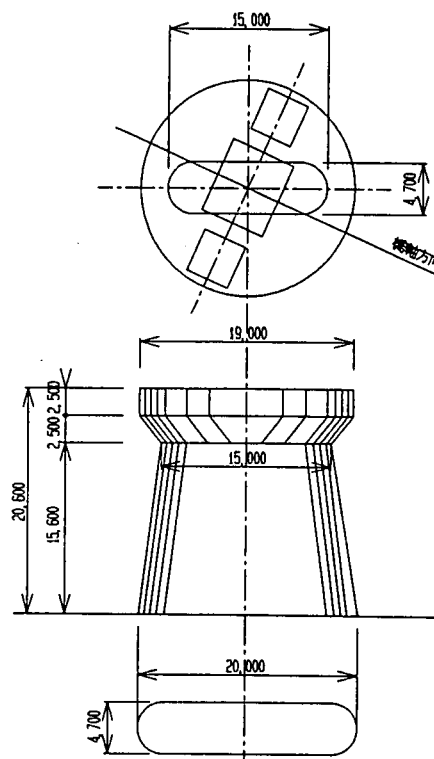


図-2 河川内橋脚形状図（YP3）

となっており、中間帯鉄筋が750mmピッチで配筋されている。

地盤状況は、沖積層がN値0～2の軟弱粘性土層とN値5～10の緩い砂層から形成され、層厚は約20mである。沖積砂層は液状化の対象となり、特に陸上部の杭基礎であるYP4は流動化が問題となる可能性がある。洪積層は、段丘層相当層と大阪層群からなり、段丘層相当層は断層に引きずられて左岸から右岸に傾斜している。河川内橋脚であるYP1～YP3の基礎の支持地盤は段丘層相当層の砂層であり、陸上部に位置するYP4は大阪層群の砂層でいずれもN値50以上である。YP3の橋脚位置では段丘層相当層の傾斜がきつく、鋼管矢板基礎の先端は傾斜に合わせた形状となっている。

なお、耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤である。

下部工の耐震設計は、動的な影響を取り入れた修正震度法による静的解析により行われており、水平震度はそれぞれの橋脚に対し、0.32 (YP1)、0.23 (YP2)、0.22 (YP3) である。

上記RC橋脚に対しては、平成8年の道路橋示方書²⁾に基づいて地震時保有水平耐力照査を実施し、いずれもせん断破壊先行型であり、現況の構造では耐震安全性が満足されていないという結果が得られている。

3. 解析方法

非線形動的解析に用いる橋梁全体系モデルは、上部工と橋脚が約24度で交差していることなどから立体骨組モデルとし、上部工および梁は弾性、脚柱には非線形特性 ($M-\phi$) を与え、基礎は集中バネに置き換えるモデル化を行った。脚柱の非線形特性は、柱幅が台形であるため、高さ方向で異なることから1m毎階段状に変化させることとした。また、梁が大きな円盤状であるため、梁による回転慣性を考慮し、履歴復元力モデルは武田モデルを用いて解析を行った。

部材の減衰定数は、平成8年の道路橋示方書より、部材を非線形履歴モデルで表した場合の最も一般的な値である上部工1%、下部工2%、基礎20%を用いて解析を行った。

解析に用いる入力地震動は、地震時保有水平耐力法の照査用標準加速度応答スペクトルに適合した加速度波形を用いることが原則とされているため、タイプⅠの地震波としては津軽大橋周辺地盤上、タイプⅡの地震波としては東神戸大橋周辺地盤上の強震記録から振幅調整を行った加速度波形を用いた。³⁾

図-4、5にタイプⅡ地震の入力地震波形、加速度応答スペクトルを示す。

非線形動的解析はRC橋脚が壁式であるため、脚柱の最も弱い方向である弱軸方向 (橋軸直角方向から約2

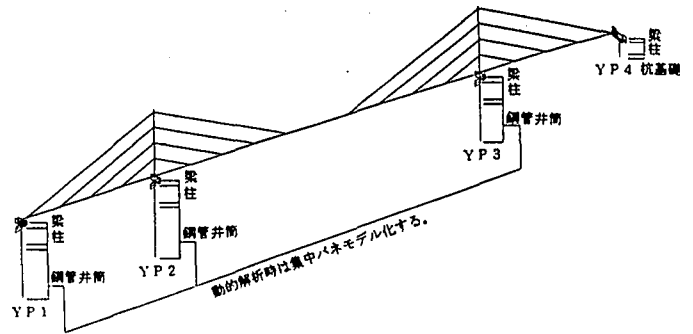


図-3 解析モデル

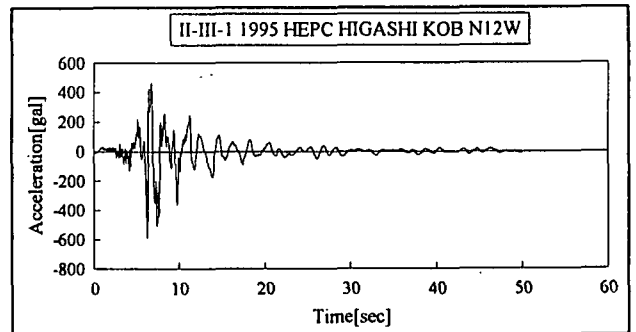


図-4 入力加速度波形

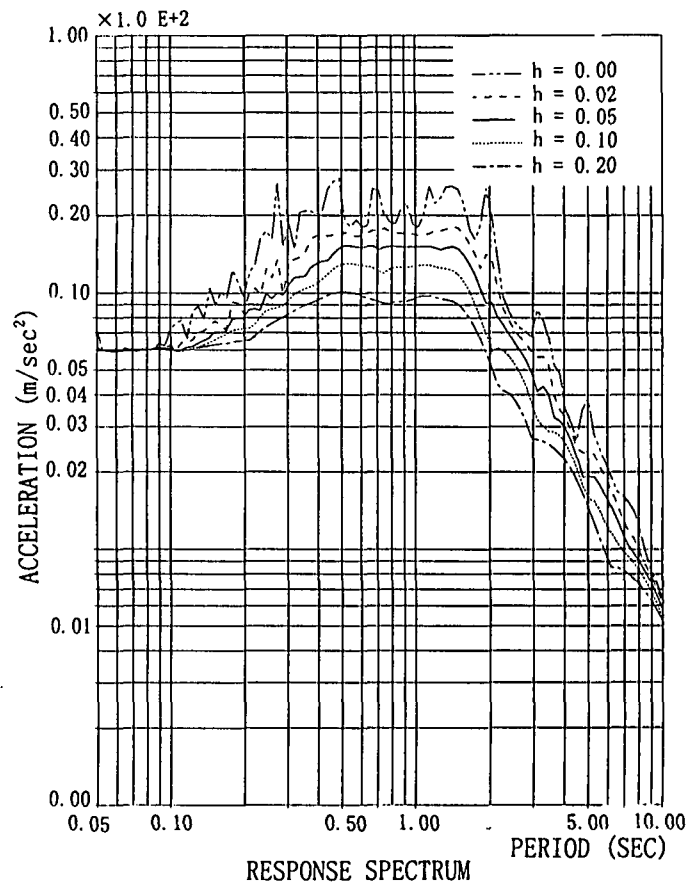


図-5 入力加速度応答スペクトル

4度) と、固定橋脚の上部工慣性力負担が大きくなる橋軸方向に対して加振することとした。

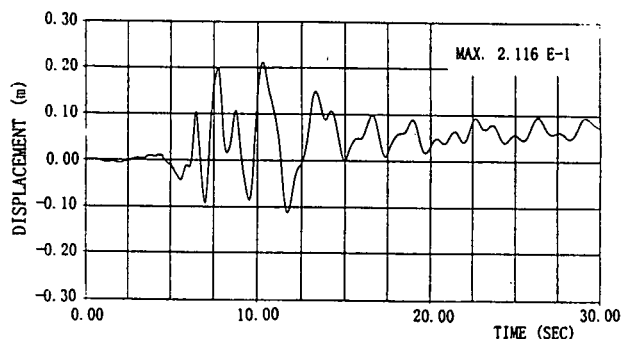


図-6 時刻歴応答変位

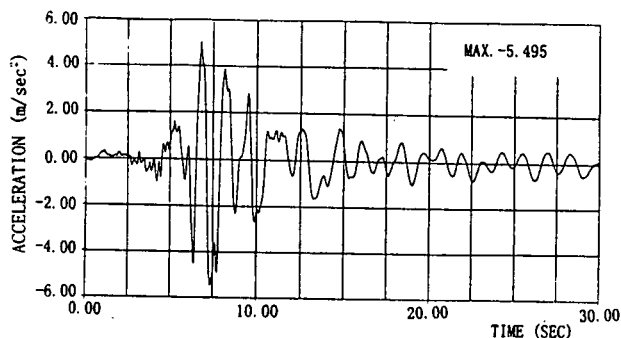


図-7 時刻歴応答加速度

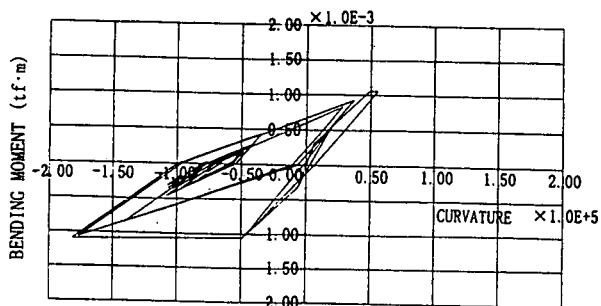


図-8 M-φ 関係の履歴曲線

4. 解析結果

非線形動的解析を行った結果、現況のRC橋脚ではいずれの橋脚も発生曲げモーメントの最大値は、柱基部および段落し部において降伏曲げ耐力を超えるものの、終局曲げ耐力に対しては余裕がある結果となった。一方、発生せん断力の最大値は、いずれの橋脚もせん断耐力をかなり超過する結果となり、せん断補強の必要性が認められた。

それぞれのRC橋脚に対し、鋼板巻き立てによる補強（せん断耐力の増加とコンクリートの横拘束効果）を設定し、橋梁全体系モデルによる非線形動的解析を行った結果、耐震安全性を確保できる結果が得られた。

図-6～10に、せん断補強後のタイプII地震による非線形動的解析から、固定脚（YP3）の弱軸方向に着目した結果を示す。

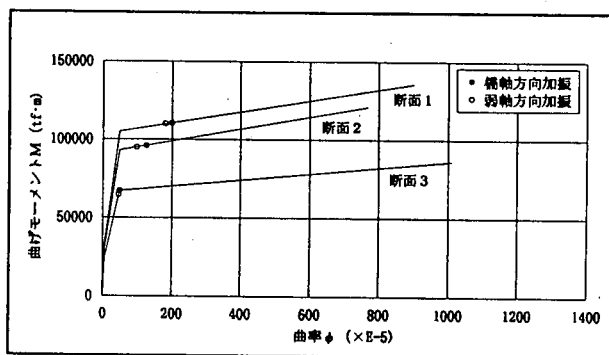


図-9 耐力曲線上の最大応答曲げモーメント

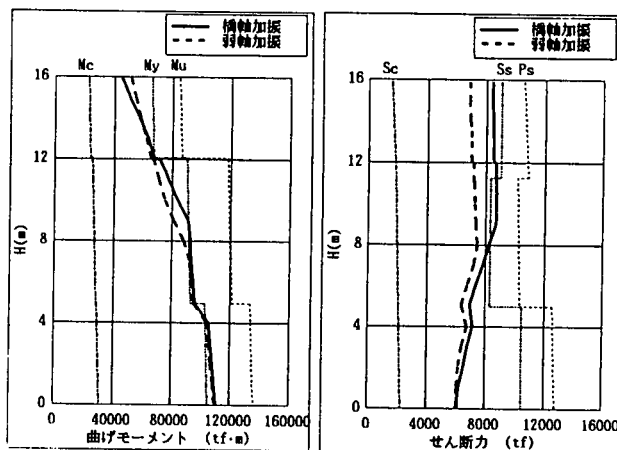


図-10 高さ方向の最大応答値分布

図-6は、上部工重心位置の応答変位波形を示したものである。最大応答値は21.2cmである。残留変位は約8cmであり、道路橋示方書で計算される許容残留変位 $\delta Ra=20.6$ cmを下回る結果となった。

図-7は、上部工重心位置の応答加速度波形を示したものである。最大応答値は550cm/sec²であった。

図-8は、柱基部におけるM-φ関係の履歴曲線を示したものである。降伏曲げ耐力Myを超え、かなりの履歴減衰が認められるが、残留回転変位が生じ上部工重心位置では、図-6に示す残留変位が発生している。

図-9は、曲げモーメントの最大応答値を耐力曲線にプロットしたものである。断面1～3は順に柱基部、主鉄筋間引き位置、主鉄筋段落し位置である。いずれの断面においても橋軸方向加振、弱軸方向加振ともに終局曲げ耐力に対してかなり余裕があることがわかる。

図-10は、橋脚の高さ方向に曲げモーメントおよびせん断力の最大応答値を示したものであるが、発生せん断力はせん断耐力Psに対して超過することはない、かつ、発生曲げモーメントも終局耐力に対して余裕があり、耐震安全性が確保されているものと判定できる。

4. 補強方法

RC橋脚の補強方法としては、河川内橋脚であるということから河積阻害率への影響を考慮し、補強後の解析モデルに相当する鋼板厚15mm (YP1)、9mm (YP2)、19mm (YP3)の鋼板巻き立て工法を提案した。補強鋼板は固定アンカーにより柱に定着させ、防錆のためH.W.L (OP+2.10)より10cm上方まで、厚さ20cmの根巻きコンクリートを行うこととした。補強鋼板の基礎への定着は、曲げモーメントに対しては安全性が確保されていることから、行わないものとした。

図-11に補強後の構造図を示す。

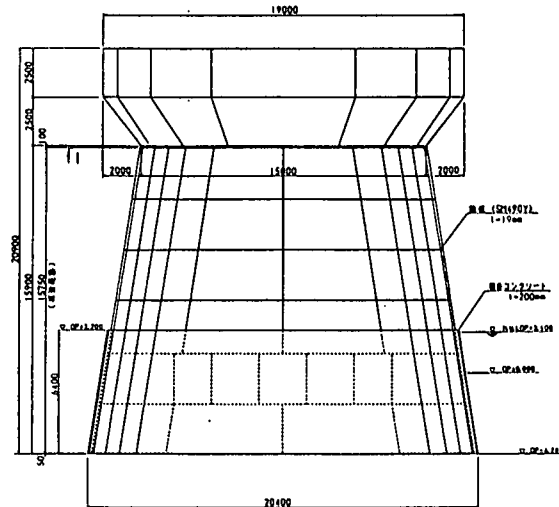


図-11 補強後のRC橋脚構造図

5. おわりに

既設のRC橋脚では、いずれも平成8年の道路橋示方書に基づく地震時保有水平耐力照査においてせん断破壊先行型と判定され、非線形動的解析においてもせん断力に対する耐力が不足しており、せん断補強が必要との結果が得られた。補強方法としては、河積阻害率への影響を考慮し、鋼板巻き立て工法を提案した。また、曲げモーメントに対しては安全性が確保されており、補強鋼板の基礎への定着は行わないものとした。

補強後の耐震安全性の検討として、平成8年の道路橋示方書に基づく地震時保有水平耐力照査を行い、いずれの橋脚も曲げ破壊先行型となる結果を得たが、耐震安全性を満足しているという結果は得られなかった。しかしながら、非線形動的解析においては、耐震安全性が確保されている結果となったこと、また基礎の耐震面を考えると、橋脚躯体から基礎構造物へ伝達される地震力を極力増加させないこと、すなわち、柱の曲げ耐力を極力増加させないことが望ましく、曲げ耐力を増加させない上記耐震補強が妥当であると判断した。

参考文献

1) (財)阪神高速道路公団管理技術センター：大和川橋梁工事誌, pp.15-23, 1984
2) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・動解説 V耐震設計編, 1996
3) 社団法人 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, PP4.58-4.68, 1997

表-1 補強後の地震時保有水平耐力照査

		単位	弱軸方向	
			平成8年道示	
			91° I	91° II
破壊形態	終局水平耐力 P_u	tf	4845.146	4847.285
	基 部	せん断耐力 P_s	11560.665	12124.698
		せん断耐力 P_{so}	12688.731	12688.731
	段落し部 (4.75m)*	せん断耐力 P_s	9057.669	9516.653
		せん断耐力 P_{so}	9975.637	9975.637
	判 定	-	$P_u < P_s$ $P_u < P_{so}$	$P_u < P_s$ $P_u < P_{so}$
M-φ	ひびわれ	M_c	31057.131 (0m)*	31057.131 (0m)*
		$\phi_c (\times 10^{-5})$	5.928	5.928
	降 伏 (初)	M_{yo}	110120.602 (0m)*	110120.602 (0m)*
		$\phi_{yo} (\times 10^{-5})$	51.303	51.303
	終 局	M_u	132834.500 (0m)*	132893.203 (0m)*
		$\phi_u (\times 10^{-5})$	530.981	961.140
許容値	保有水平耐力 P_a	tf	4845.146	4847.285
	許容塑性率 μ_a	-	1.645	3.472
	許容残留変位 δRa	m	0.274	0.274
設計震度	固有周期 T_{EQ}	sec	1.233	1.233
	設計水平震度 k_{hc}	-	1.00	1.50
	等価水平震度 k_{he}	-	0.66	0.62
重 量	上部工重量 W_u	tf	10322.000	10322.000
	橋脚重量 W_P	tf	6278.229	6278.229
	等価重量 W	tf	13461.115	13461.115
安全性	等価水平力 $k_{he} \cdot W$	tf	8884.336	8345.891
	判 定	-	$P_a < k_{he} \cdot W$	$P_a < k_{he} \cdot W$
	応答塑性率 μ_R	-	4.359	9.176
	残留変位 δR	m	0.300	0.736
	判 定	-	$\delta R > \delta Ra$	$\delta R > \delta Ra$
備 考				