

オールフリー形式鋼斜張橋の耐震補強設計に関する検討

角 和夫¹・長澤 光弥²・曾我 恭匡³・木田 秀人⁴・田崎 賢治⁵・小塚 幹夫⁶

^{1,2,3}正会員 阪神高速道路㈱ 神戸管理部 調査設計グループ（〒650-0041神戸市中央区新港町16-1）

⁴正会員 ショーボンド建設㈱ 近畿圏支社 工事技術部（〒536-0022大阪市城東区永田3-12-15）

⁵正会員 大日本コンサルタント㈱ 構造事業部 特殊構造技術室（〒550-0014大阪市西区北堀江1-22-19）

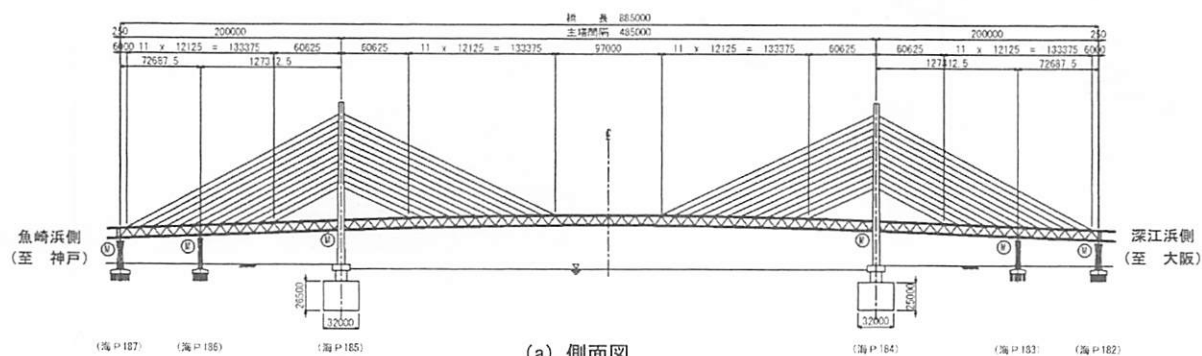
⁶正会員 ㈱総合技術コンサルタント 西部企画部 企画室（〒533-0033大阪市東淀川区東中島3-5-9）

1. 東神戸大橋の構造概要

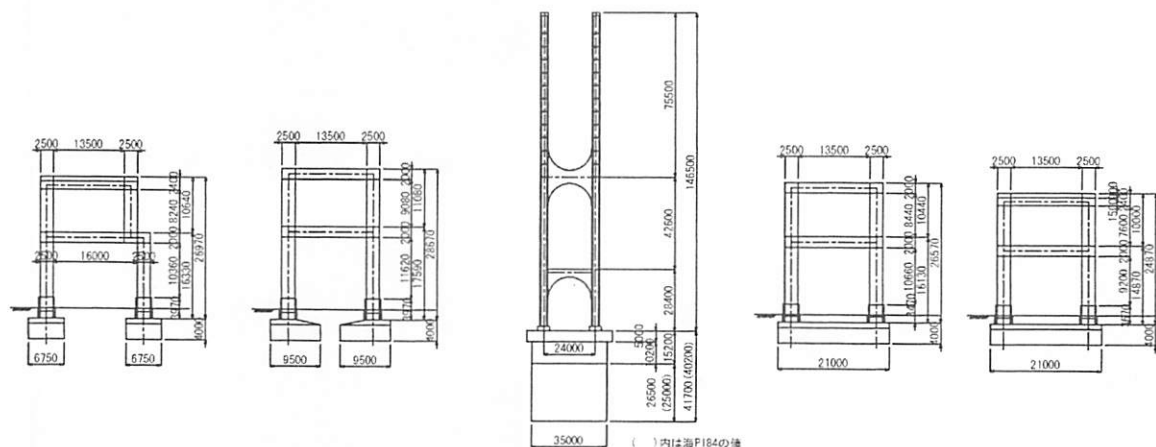
本稿で検討対象とする東神戸大橋は、阪神高速5号湾岸線の深江浜と魚崎浜を結ぶ橋長885m、中央径間長485mの鋼斜張橋である。主桁は、ダブルデッキのワーレントラス形式、塔は円形の水平梁を持つH型形式、ケーブルは2面吊12段のハープ形式となっている¹⁾。その橋梁位置、概要をそれぞれ図-1、図-2に示す。



図-1 対象橋梁位置図



(a) 側面図



(b) 海 P187 端橋脚

(c) 海 P186 中間橋脚

(d) 塔正面図

(e) 海 P183 中間橋脚

(f) 海 P182 端橋脚

図-2 東神戸大橋の構造概要

橋軸方向の支持形式は、主桁がすべての支点で可動のオールフリー形式となっており、主桁に作用する橋軸方向地震時の慣性力は主ケーブルを介して塔に伝達される。また、橋軸直角方向にはすべての塔・橋脚位置でウインド支承により固定されている。なお、耐震補強前の構造（以下、現況構造と称する）の固有周期は橋軸方向が 4.65 秒の長周期構造となっている。

2. 兵庫県南部地震における損傷箇所

東神戸大橋は、兵庫県南部地震により落橋等の致命的な被害は受けなかったが、多くの支承、橋脚が損傷した。中でも大きな損傷は魚崎浜側端橋脚（海 P187）に発生しており、橋脚上に設置されていた全ての支承（ウインド支承 1 基、ペンデル支承 2 基、ベーンダンパー支承 2 基）が損傷した。海 P187 橋脚上の支承配置を図-3 に示すとともに、それぞれの損傷状況を以下に示す^{2), 3)}。

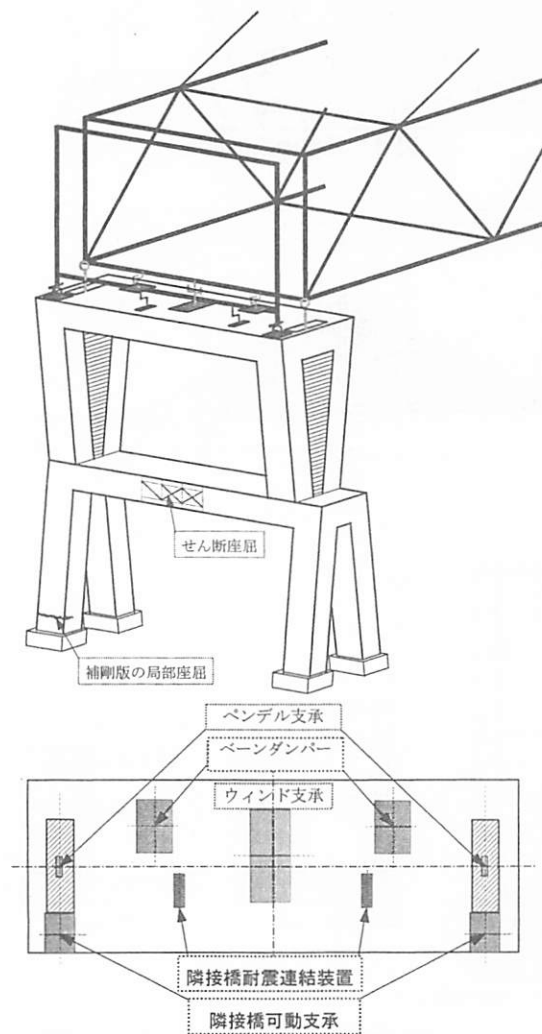


図-3 海 P187 橋脚の橋脚形状と支承配置

(1) 伸縮装置

伸縮装置部分の路面で鉛直方向に約 52cm の段差が発生した（写真-1(a)）。

(2) 橋脚

橋脚の柱基部に局部座屈が発生し、水平梁の腹板にせん断座屈が発生した（写真-1(b)）。

(3) ウインド支承

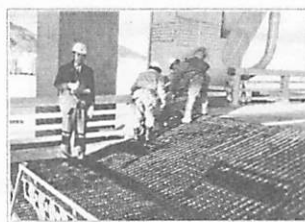
主桁の橋軸直角方向変位を拘束するウインド支承は、上巻のセットボルト 6 本が全て破損し、上巻が脱落した（写真-1(c)）。

(4) ベーンダンパー支承

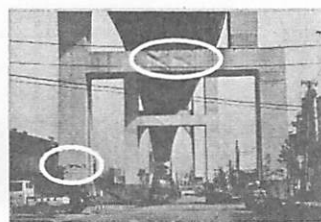
想定以上の橋軸方向への変位を抑制するために設置されていたベーンダンパー支承は、2 基とも 4 本のセットボルトが支承側のねじ部で破断した（写真-1(d)）。

(5) ペンデル支承

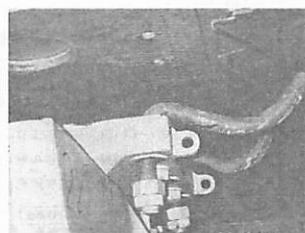
負反力を受け持つペンデル支承は、2 基とも主桁下弦材側の取付けプレートがハの字状にこじ開けられたように変形し、ピンが脱落した（写真-1(e)）。これに伴い伸縮装置部に段差が発生した。



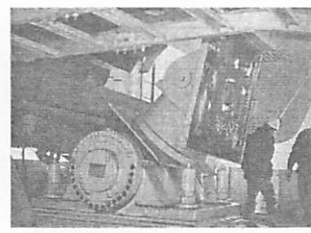
(a) 伸縮装置



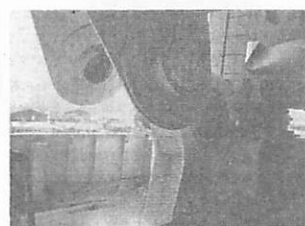
(b) 端橋脚の座屈



(c) ウインド支承



(d) ベーンダンパー



(e) ペンデル支承

写真-1 兵庫県南部地震における損傷状況

3. 耐震性能の評価

耐震性能を評価するにあたり、要求する性能および評価手法（入力地震動の設定、解析手法）について以下に示す。

(1) レベル2地震動に対して要求する耐震性能

本検討においては、道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）に基づき、レベル2地震動（橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動）に対して耐震性能2（地震による損傷が限定的なものとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能）を満足させることを目標に、耐震設計を行った⁴⁾。

(2) 入力地震動

入力地震動は、架橋地点周辺の過去の地震情報、活断層情報等をもとに適切に推定できる場合には、それに基づいて設定することが望ましいとされている⁴⁾。阪神高速道路の長大橋耐震補強に際しては橋梁位置において想定されるシナリオ地震動を設定することとしており、本検討においてもそれに従った。

架橋地点に大きな影響を及ぼす地震動を検討した結果、シナリオ地震動としては、レベル2タイプⅠ地震動（発生頻度が低いプレート境界に生じる海洋性の大規模な地震による地震動）として「南海・東南海地震による地震動」、同じくタイプⅡ地震動（発生頻度が極めて低い内陸直下型地震による地震

動）として「大阪湾断層による地震動」と「有馬高槻構造線による地震動」を設定することとした。これらの地震動の加速度波形を図-4に示す⁵⁾。

上記のシナリオ地震動に兵庫県南部地震時の東神戸大橋周辺地盤における観測波を加えた、下記の地震波（橋軸方向4波、橋軸直角方向5波；以下ではこれらの地震波を「照査波」という）に対して耐震補強設計を行った。

■照査波（橋軸方向）

- ・大阪湾断層_1A-LL 表面波
- ・有馬高槻断層_A2S3-LL 表面波
- ・東神戸観測波 LL (G1) (GL-34m)
- ・南海・東南海地震 LL

■照査波（橋軸直角方向）

- ・大阪湾断層_1A-TT 表面波
- ・有馬高槻断層_A2S3-TT 表面波
- ・東神戸観測波 TT (G1) (GL-34m)
- ・東神戸観測波 TT (G2) (GL-1.5m)
- ・南海・東南海地震 TT

入力地震動としては、上記のシナリオ地震動および観測波の加速度応答スペクトルを包絡するスペクトルを設定し、それを満たす調整波を作成した。作成した包絡スペクトルおよび調整波の加速度波形をそれぞれ図-5、図-6に示す。

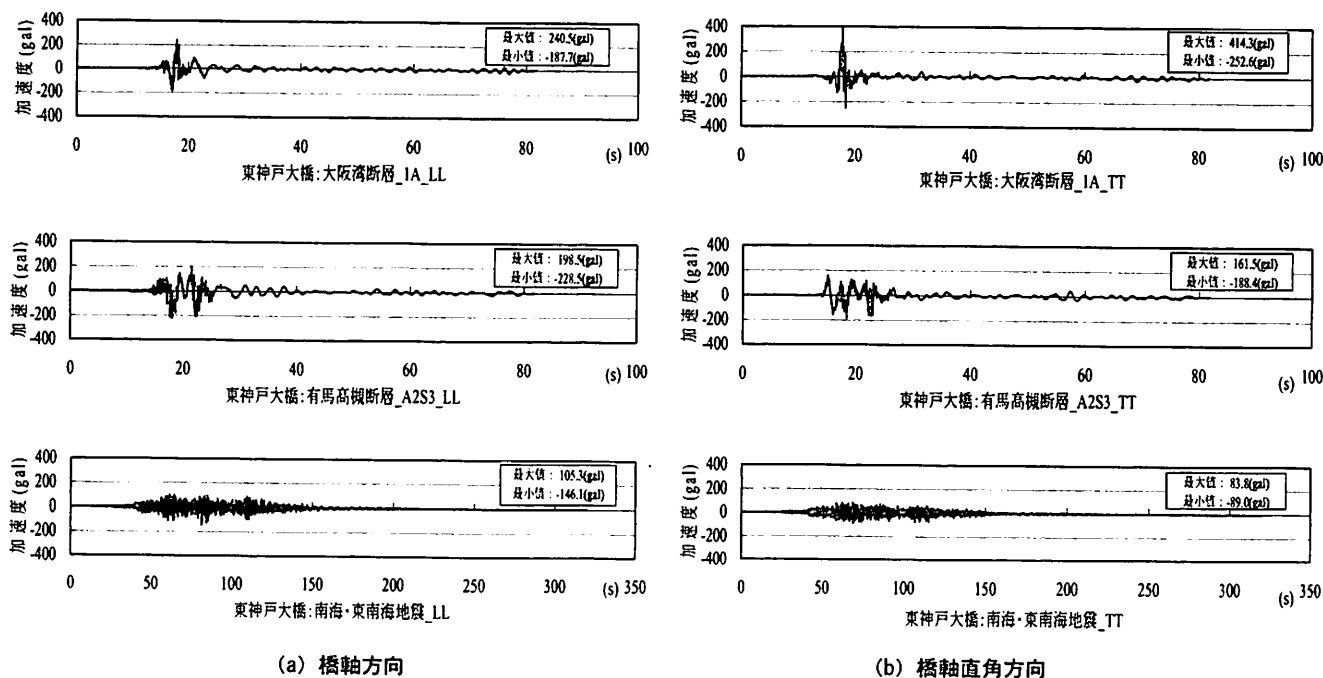


図-4 シナリオ地震による架橋地点での地震動波形

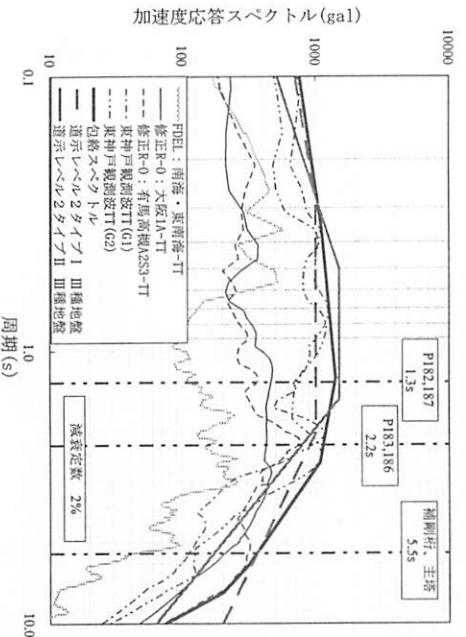
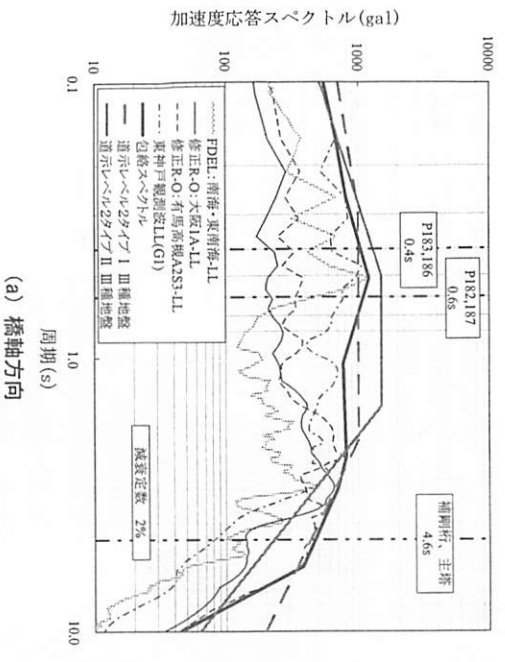


図-5 包絡スペクトル

(3) 解析モデルおよび解析手法

解析モデルは、鋼製橋脚、塔、主桁（トラスの上下弦材、斜材、横桁等）およびケーゾールの軸力変動および2軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形を精度良く評価するため、表-1に示すファイバーモデルを基本とした橋全体系の3次元骨組モデルを使用した。解析手法は、材料非線形および幾何学的非線形を考慮した複合非線形解析を行った。

(4) 固有振動解析の結果

本橋の主要な固有周期と振動モードを図-7に示す。橋軸方向の1次モードは主桁および塔の橋軸方向水平モードで、固有周期4.65秒である。また、橋軸直角方向の1次モードは主桁が橋軸直角方向に変形するモードであり、5.48秒と最も固有周期の長いモードである。

(5) 現況構造の耐震性能

現況構造の耐震性能について評価するために、調整波および照査波を入力した解析を行った。

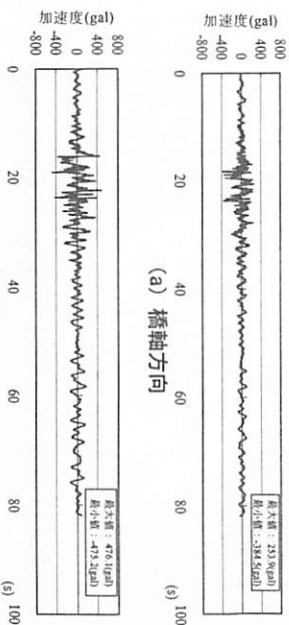


図-6 調整波の加速度波形

表-1 解析モデルのモデル化

部材		モデル化	備考
主桁・ケーゾール	上下弦材	ファイバー要素	
	斜材	〃	
	垂直材	〃	
	横桁	〃	
支承	鋼床板	〃	縦桁含むサグ考慮
	ケーゾール	非線形梁要素	
塔	ベンデル支承	ファイバー要素	
	塔柱	〃	
	水平材	〃	
	アンカー部	〃	
橋脚	ケーソン基礎	S-Rバネ要素	
	脚柱	ファイバー要素	
	水平梁	〃	せん断非線形考慮
	アンカー部	〃	
その他	杭基礎	S-Rバネ要素	
	ゴムダンパー	非線形バネ要素	
変位制御ケーゾール		非線形梁要素	

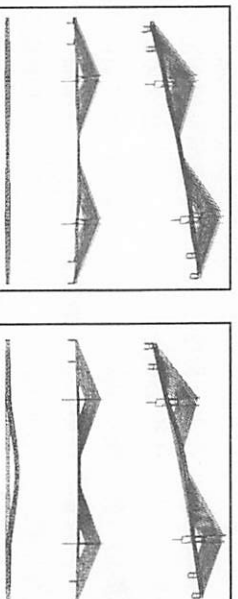


図-7 東神戸大橋の主要な固有周期と振動モード

a) 橋軸方向の現況構造照査結果

現況構造に対する橋軸方向の応答結果を図-8に示す。許容値を満たさなかった項目は以下のとおりである。

- ① 主桁と塔、橋脚の相対変位量は全ての箇所で許容変位の2倍程度の応答が発生している。
- ② 最下段ケーゾールが許容値である降伏耐力に達している。
- ③ 塔および中間橋脚の柱部ひずみが許容ひずみ $\alpha \cdot \epsilon_y$ を超えている。（ペンデル支承の影響）（ここに、 α ：座屈パラメータによる低減係数、 ϵ_y ：降伏ひずみ、とする。）
- ④ 端橋脚上の既存のベンダンパー付近の応答変位、応答速度が設計値を越えている。

b) 橋軸直角方向の現況構造照査結果

現況構造に対する橋軸直角方向の応答結果を図-9

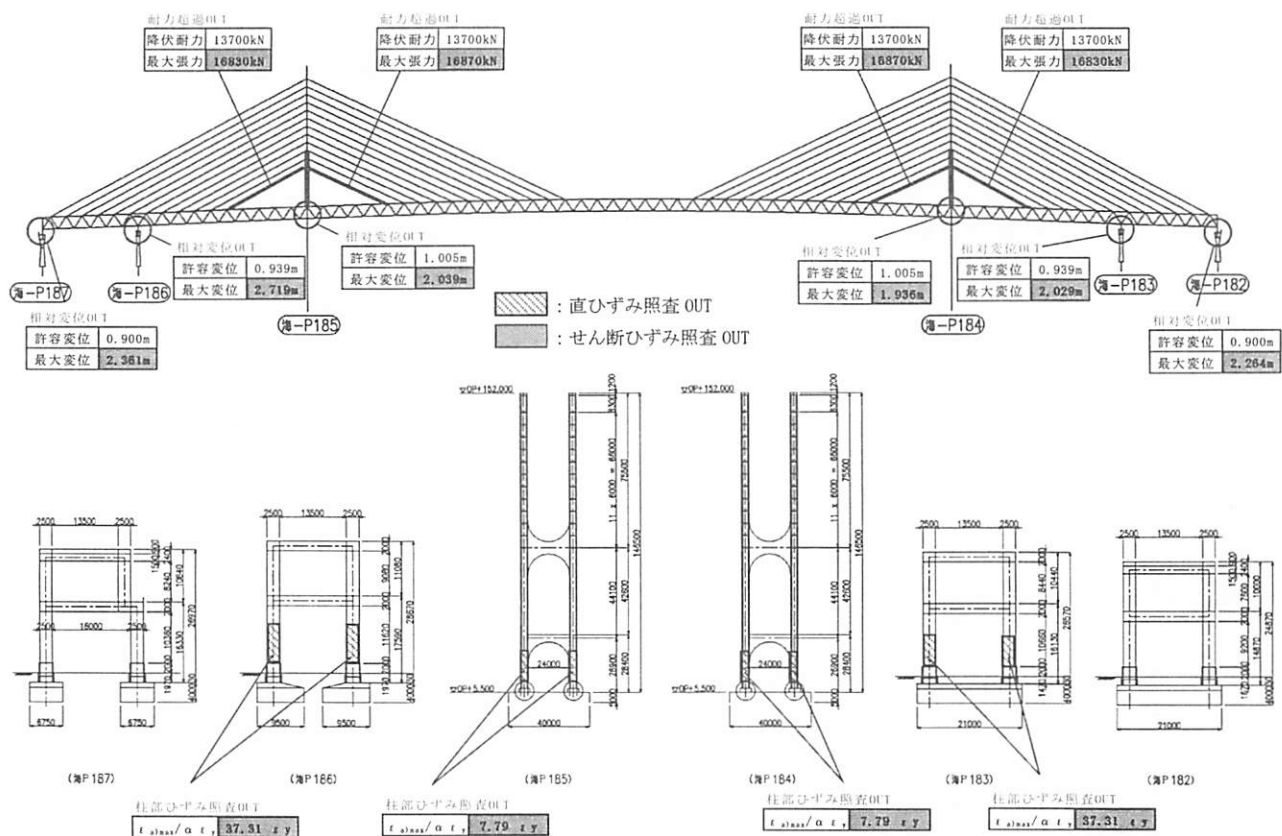


図-8 現況構造の照査結果（橋軸方向入力）

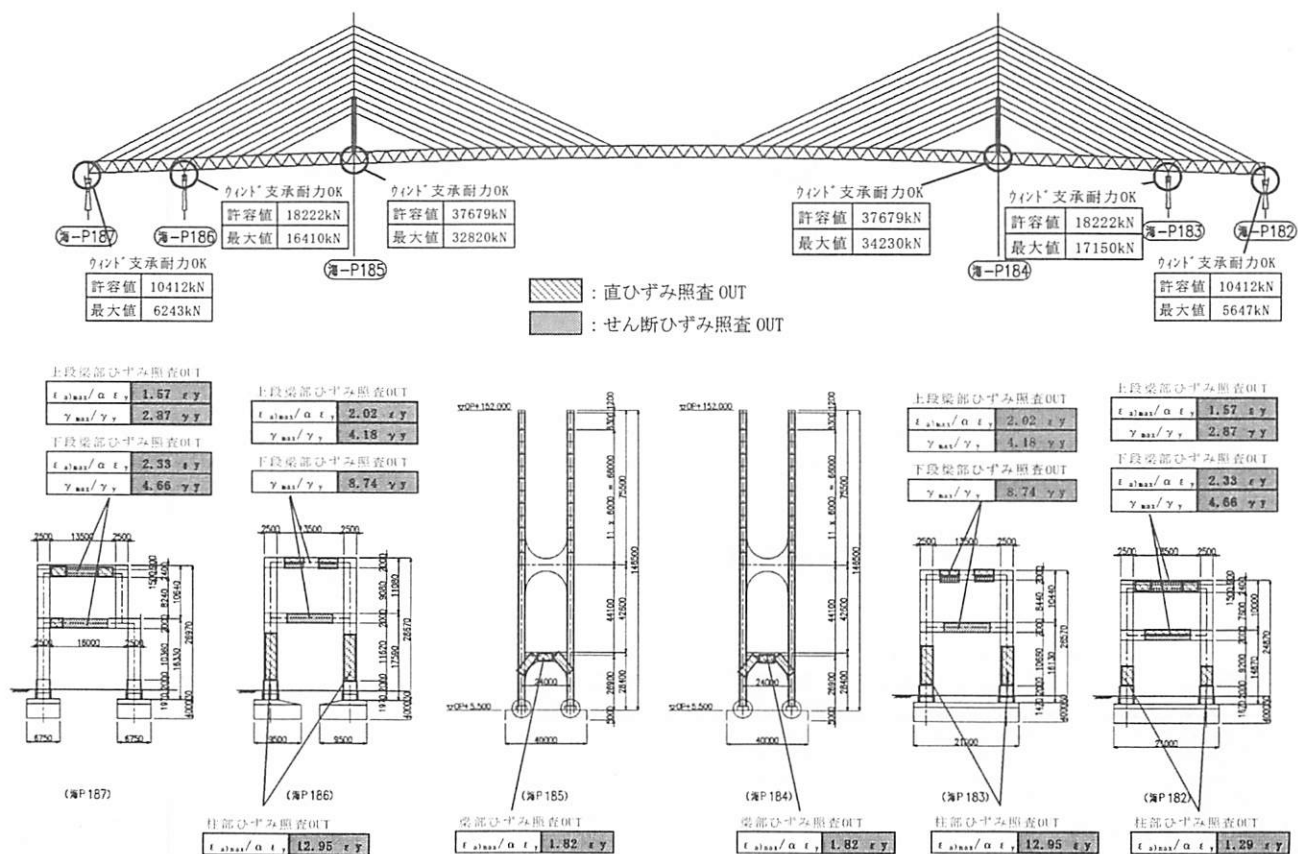


図-9 現況構造の照査結果（橋軸直角方向入力）

に示す。許容値を満たさなかった項目は以下のとおりである。

- ① 塔について、下段の水平梁にて許容ひずみを満足しなかった。
- ② 端橋脚および中間橋脚について、すべての柱基部および水平梁で照査を満足しなかった。

4. 耐震補強設計

(1) 耐震補強の基本方針

現況構造の地震応答解析による耐震性能照査結果に対して、対象橋梁の耐震補強の基本方針（補強箇所および補強内容）を表-2 のように設定した。その結果、補強が必要と判断された内容を図-10 に示す。

ここで、耐震補強方法としては「塔、橋脚の全ての支点で可動とするオールフリー構造とすることにより橋軸方向への固有周期を比較的長くすることにより地震力を軽減する」という現況構造の設計思想をできる限り踏襲する手法を検討した。その結果、本橋の耐震補強については耐力補強ではなく、制振デバイス（ダンパー）により橋軸方向の水平変位を

抑制するための制震工法により、最大応答変位と、主ケーブルや塔、鋼製橋脚の最大断面力の低減を図ることとした。また、鋼断面の座屈パラメータを満足しない構造部位は、補剛材の設置等により局部座屈が生じないようにするじん性補強を基本とし、目標とする耐震性能を確保することとした。

(2) 橋軸方向変位制御装置（ゴムダンパー）の設計

主桁の橋軸方向変位を制御するために、図-11 に示すような「縦置きサンドイッチ型積層ゴムダンパー」（ゴムダンパーとケーブルを用いた変位制御装置）を設置することとした⁶⁾。ゴムダンパーのゴム形状については、設計上の要求性能を満たすもののうち、できるだけサイズを小さく抑えることが、施工面およびコスト面から望ましい。また、死荷重による鉛直反力を受けないため、ゴムの局部座屈に対して有利な条件下にあることから、ゴムダンパーの許容せん断ひずみ γ_y を、一般に用いられる 250% から 300% に緩和することも視野に入れて検討を進めた。

ゴムダンパーの形状については、変位制御装置の設置条件を構造および施工面から調査の上、平面寸法と高さをパラメトリックに変化させて時刻歴応答

表-2 耐震補強の基本方針

補強区分	補強箇所	補強構造 (補強部材)	補強目的
主桁の変位制御	塔	変位制御ケーブル (ケーブル形式)	主桁と橋脚の橋軸方向の相対変位量が既設支承等の可能移動量以下となるように変位を制御する。
支承補強	中間橋脚	ウインド支承 取付部の補強	ウインド支承取付部の耐力補強を行い、橋軸直角地震時水平反力に十分抵抗できる降伏水平耐力を確保する。
じん性補強	塔、橋脚（柱、梁）	縦補剛材の補強	既設縦補剛材を補強し、曲げ圧縮に対する座屈強度の低下を防止する。
		縦補剛材の設置	板パネルを縦補剛材で補強し、曲げ圧縮に対する座屈強度の低下を防止する。
		水平補剛材の設置	腹版に水平補剛材を設置し、せん断座屈強度の低下を防止する。
フェイルセーフ	端部橋脚	負反力ケーブル支承	フェイルセーフ対策として、ペンデル支承が損傷した時の桁の浮上りを防止するため、負反力ケーブル支承を端部橋脚に設置する。
	塔	緩衝装置	フェイルセーフ対策として、塔部ウインド支承が損傷した場合に主桁と塔柱とが衝突する可能性があるため、塔柱に緩衝装置を設置し、衝突力を緩和させる。

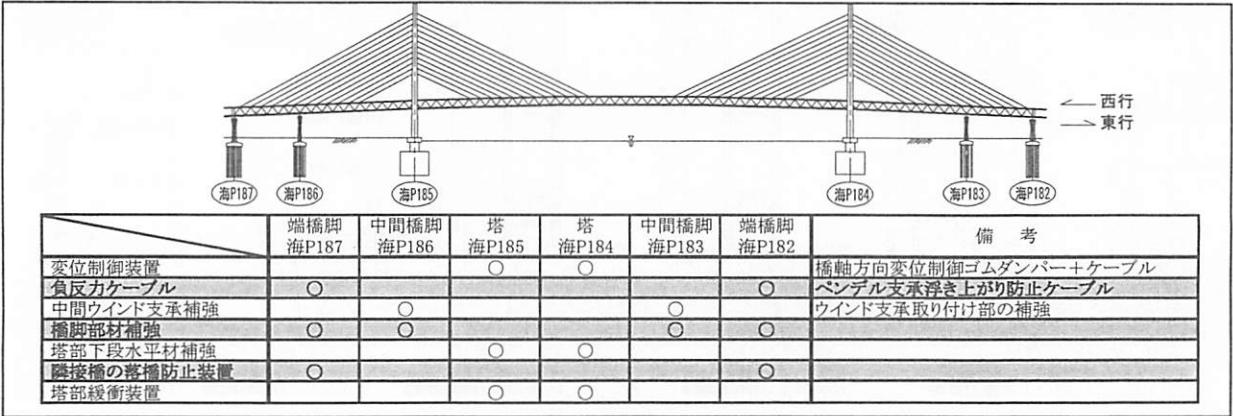


図-10 耐震補強内容

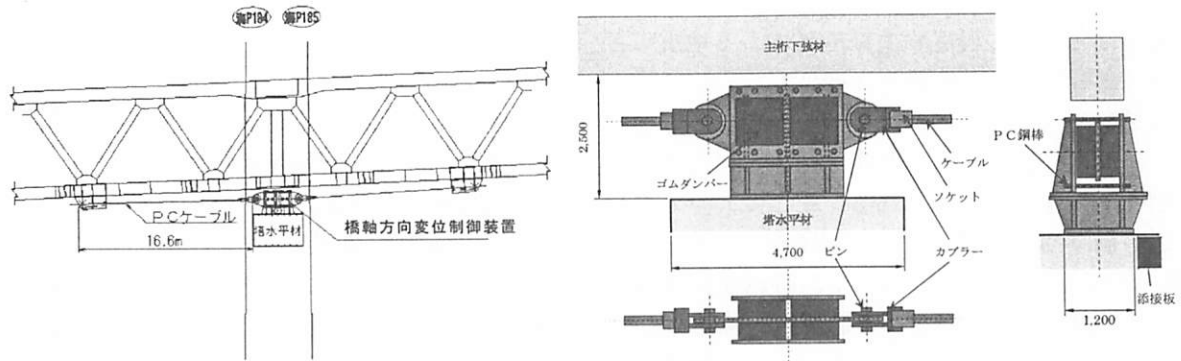


図-11 橋軸方向変位制御装置

表-3 ゴムダンパーの最適形状検討結果

解析ケース			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫		
ゴムの形状等	ゴム総厚	(mm)	150	150	150	150	200	200	200	200	250	250	250	250		
	辺長(正方形の1辺)	(mm)	1070	1170	1270	1370	1070	1170	1270	1370	1070	1170	1270	1370		
	体積比率(最適ケースを1.0)		0.63	0.75	0.89	1.03	0.83	1.00	1.18	1.38	1.04	1.25	1.48	1.72		
	等価剛性	(kN/m)	10,511	12,751	14,169	17,375	6,934	8,318	9,828	11,297	5,386	6,654	7,727	9,013		
	等価減衰定数		0.10	0.10	0.11	0.10	0.13	0.13	0.13	0.15	0.16	0.13	0.15	0.15		
解析結果	固有周期 T		(sec)	2.71	2.54	2.47	2.36	2.95	2.82	2.71	2.61	3.14	2.98	2.87	2.77	
	ゴムダンパー	最大変位	(mm)	520	471	477	439	712	544	435	451	891	658	531	433	
		せん断ひずみ	(%)	347%	314%	318%	293%	356%	272%	217%	225%	356%	263%	212%	173%	
		許容ひずみ	(%)	300%	300%	300%	300%	300%	300%	300%	300%	300%	300%	300%	300%	
	変位制限ケーブル	最大張力	(kN)	21,323	23,797	26,322	30,392	17,880	17,132	17,165	19,915	16,544	16,763	15,920	16,284	
		最小張力	(kN)	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	張力抜け	
		降伏張力	(kN)	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	18,800	
	桁～橋脚 相対変位	端橋脚	最大変位	(mm)	791	774	797	781	1003	804	662	715	1201	931	779	656
			許容変位	(mm)	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900	900
		中間橋脚	最大変位	(mm)	798	776	788	794	1020	803	667	705	1231	940	773	650
			許容変位	(mm)	939	939	939	939	939	939	939	939	939	939	939	939
		塔	最大変位	(mm)	584	556	563	545	790	621	496	515	950	731	601	488
			許容変位	(mm)	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005	1005
	塔基部 モーメント	最大モーメント	(kN・m)	1,013,650	1,019,777	1,059,752	1,135,700	1,031,582	873,813	839,745	908,381	1,162,790	961,734	832,097	802,504	
		許容モーメント	(kN・m)	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	1,235,000	
	端橋脚基部 モーメント	最大モーメント	(kN・m)	88,112	88,745	89,041	89,629	83,405	86,082	96,560	88,538	79,311	84,190	86,315	87,927	
		許容モーメント	(kN・m)	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	391,000	
	中間橋脚基部 モーメント	最大モーメント	(kN・m)	20,400	20,354	20,493	21,791	23,261	21,586	20,999	20,237	26,444	22,898	21,706	20,372	
		許容モーメント	(kN・m)	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	179,000	
判定			OUT	OUT	OUT	OK	OUT	OK	OK	OK	OUT	OUT	OK	OK		

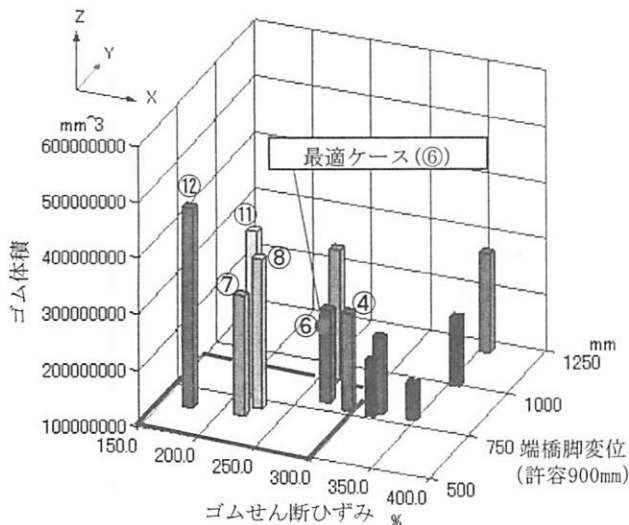


図-12 ゴムせん断ひずみ、端橋脚変位及びゴム体積の関係

解析を行うことにより最適形状を決定した。γ₀を300%とした場合の検討結果を表-3、図-12に示す。これより、せん断ひずみが許容値(300%)以下に抑えられたケースの中から、「ゴム体の体積(コス

ト)」、「塔・橋脚と上部構造の最大相対変位」、「塔・橋脚基部の最大発生モーメント」等を総合的に勘案して、ケース⑥(ゴム体の形状:1170mm×1170mm×200mm)が最適形状であると判断した。

なお、γ₀を250%とした場合の最適形状は1270mm×1270mm×200mmとなっており、γ₀を250%から300%に緩和することによりゴム体積を約15%低減できることが判った。よって、次にγ₀を300%にするために必要な検討として、ゴムダンパー特性値のばらつきに関する検討やゴムの品質確認を行った。

(3) ゴムダンパー特性値のばらつきとその影響度

将来、大地震が発生した際に、設計で想定している地震時応答と比較して実際の応答がばらつくことが考えられる。今回、ゴムダンパーの許容せん断ひずみを緩和することによりゴム体の性能に対する余裕(安全率)が小さくなっており、ゴムダンパーの温度依存性等による特性値のばらつきを吸収できなくなる可能性が懸念される。そこで、ゴムダンパー

特性値のばらつきの程度およびそれによる地震応答特性への影響について検討を行った。

ゴムダンパーの特性値がばらつく大きな要因としては、「温度、面圧、せん断疲労によるゴムダンパーの剛性の変化」が考えられる。そこで、ゴムダンパーの等価剛性を標準よりも 20%硬くしたケースと 10%軟らかくしたケースについて、時刻歴応答解析により特性値の地震応答値への影響度を確認した。

その際に、ばらつきを考慮したケースの地震応答値については許容せん断ひずみを 325%とすることとして照査した結果、(2)で設計した形状で許容値を満足する結果を得た。

なお、入力地震波としては調整波および照査波を用いて時刻歴応答解析を行った。

5. ゴムダンパーの性能確認

(1) ゴムのせん断変形性能確認

γ_s を 300%とするにあたっては、実際に用いるゴムのせん断変形性能について確認を行う必要がある。そこで、寸法効果により変形性能や履歴特性が変化することも考えられることから、実物大のせん断変形性能試験を行い、325%のせん断変形を受けてもゴム体が破断しないことを確認することとした。

(2) ゴムダンパーのシステム性能確認

今回採用したゴムダンパーは 4 つのゴム体を組合せて 1 つのダンパーとする構造となっている。本構造が橋梁のダンパーとして採用されるのはこれが初めてであり、この構造が要求性能を満たすためには、4 つのゴム体が 1 つのダンパーシステムとして円滑に挙動する必要がある。そこで、ゴムダンパーシステムの 1/4 縮小モデルを作成し、システムとしての性能を確認した。

6. あとがき

本稿では、オールフリー形式鋼斜張橋である東神戸大橋に対する耐震補強設計について述べた。1995 年の兵庫県南部地震以後、橋梁建設地点におけるレベル 2 地震動の設定やオールフリー形式である本橋の設計思想をできるだけ踏襲することのできる耐震補強構造等について検討を重ねてきた。その成果を踏まえて詳細設計を実施し、現在耐震補強工事を実施しているところである。

謝辞：本検討を進めるにあたっては概略設計で尽力いただいた(株)総合技術コンサルタント野口二郎氏から随時的確なアドバイスを頂いた。また、ゴムダンパーのシステム性能確認については京都大学と共同で行っており、家村浩和名誉教授、五十嵐晃准教授、並びに川口金属工業(株)吉田雅彦氏にはご尽力いただくとともに的確なご指導を頂いた。ここに記して深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：東神戸大橋工事誌, 1994. 5
- 2) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌－, 1997. 9
- 3) 石崎浩, 北沢正彦, 西森孝三, 野口二郎：東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討, 橋梁と基礎, pp. 39-46, 1998. 2
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002
- 5) 阪神高速道路公団・(財)地域地盤環境研究所：大阪湾岸部における長周期構造物用入力地震動検討業務 報告書, 2003. 3
- 6) 木代稔, 閑上直浩, 中島隆, 米谷作記子：東神戸大橋の耐震補強検討, 第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2007. 2