

東神戸大橋の耐震補強

阪神高速道路(株)建設事業本部堺建設部大和川線建設事務所 長澤 光弥
本州四国連絡高速道路(株)長大橋技術センター 角 和夫
阪神高速道路(株)大阪管理部保全計画課 上見 範彦

要 旨

1995 年の兵庫県南部地震以降、日本国内の橋梁については耐震補強が鋭意実施されてきているが、長大橋の耐震設計についてはこれまでの仕様設計では対応困難なものも多く、その技術的難易度・投資額等から一般高架橋の耐震補強に遅れをとっているのが現状である。しかしながら、これらの橋がひとたび大きな損傷を受ければ、その回復のためにかかる費用や時間などの影響は一般橋に比べて大きなものとなる。よって、これらの橋梁の耐震補強を早期に実施することが重要な課題であった。東神戸大橋は、5号湾岸線にかかる橋長 885m（中央径間長 485m）の鋼斜張橋であり、橋軸方向の支持形式は全支点可動のオールフリー形式となっている。そのため、耐震補強上、地震時橋軸方向変位を低減する対策が必要であった。本稿では、高減衰ゴムと拘束ケーブルを用いた新しい制震デバイスと、それを採用するために実施した耐震補強設計と性能確認実験結果について報告する。

キーワード:斜張橋、オールフリー、レベル2地震動、橋軸方向変位制御、積層ゴムダンパー、拘束ケーブル、性能確認実験

はじめに

東神戸大橋は、5号湾岸線の深江浜－魚崎浜間に架かる橋長 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(表面には平行突起付き)となっている(図-1)。主桁の橋軸方向支持形式は、塔部、中間及び端橋脚部全てで可動とするオールフリー形式となっており、長周期化による地震時水平力の低減を図っている。橋軸直角方向は、塔部、中間及び端橋脚部全てでウインド支承により固定している。鉛直方向は、塔部では

鉛直ケーブル、中間及び端橋脚部ではペンデル支承により固定している。また、想定以上の地震による橋軸方向変位に対しては、端橋脚に設置したベーン型オイルダンパーにより減衰機能を付加している。

東神戸大橋の耐震補強は、兵庫県南部地震による損傷と復旧、その後の耐震基準の見直し、更には東神戸大橋の耐震補強設計用地震動の設定、性能及び補強手法に関する検討等を経て2009年10月に完了した。本稿では、巨大地震時におけるトラス桁の橋軸方向変位制御を目的として開発した制震デバイスについて、その開発から実橋への適用に至る技術的検討結果について述べる。

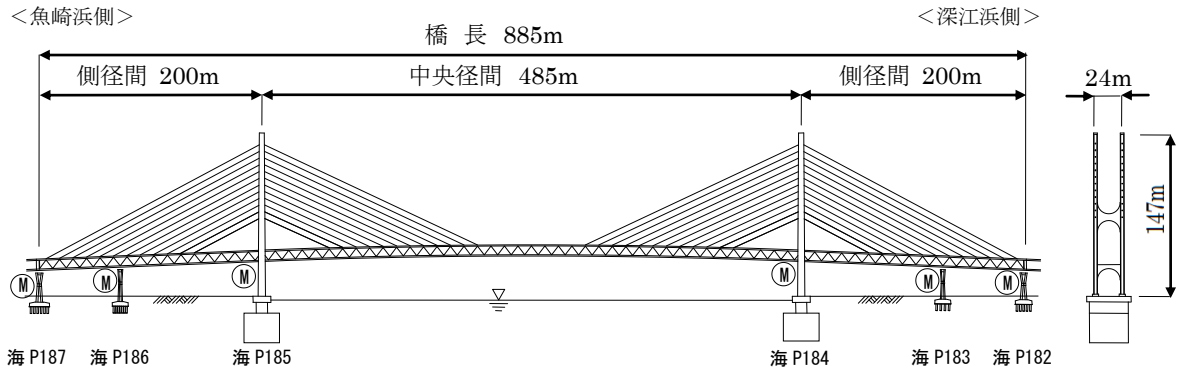


図-1 東神戸大橋一般図

1. 兵庫県南部地震における被災

1995年1月の兵庫県南部地震で東神戸大橋は、落橋等の致命的な被害は受けなかったものの、多くの支承、橋脚が損傷した。中でも大きな損傷は端橋脚(海 P187)に集中しており、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 2 基)が損傷した。この原因は、端橋脚に想定をはるかに上回る橋軸直角方向の地震力が作用したことによるもので、①ウインド支承のセットボルト(全 6 本)の破損、②ペンデル支承の損傷(ピンの脱落)、ベーンダンパー支承の損傷、③伸縮装置部の浮き上がり(約 52cm の段差)、④端部の鋼製ラーメン橋脚の座屈(柱基部の局部座屈、水平梁の腹板せん断座屈)が生じた。海 P187 橋脚の代表的な損傷状況を写真-1 に示す。

2. 耐震性能評価方法

2-1 レベル 2 地震動に対する耐震性能

本検討においては、レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を満足させることを目標に、耐震補強設計を行った。ここで、レベル 2 地震動とは、橋の



ウインド支承 ペンデル支承 ベーンダンパー

写真-1 兵庫県南部地震における損傷

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のことであり、タイプ I 地震動(プレート境界型地震)とタイプ II 地震動(内陸直下型地震)に分けられる。また、耐震性能 2 とは、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能のことである。

2-2 入力地震動

入力地震動は、架橋地点で発生が予測される橋梁に大きな影響を及ぼすシナリオ地震動及び兵庫県南部地震において東神戸大橋観測波(表-1)を用いて設定した。

まず、上記のシナリオ地震及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作成し(図-2)、続いてそれを満たす調整波を作成して耐震補強設計用の地震動とした。なお、ここで作成された包絡スペクトルは、橋軸方向に関しては周期 2.3 秒から 6 秒の間の長周期領域では道路橋示方書レベル 2 タイプ I とほぼ同等である。

表-1 入力地震動の設定に用いた地震

	地震タイプ	地震名
(a)	タイプ I	南海・東南海地震(シナリオ地震)
(b)		大阪湾断層(シナリオ地震)
(c)	タイプ II	有馬高槻構造線(シナリオ地震)
(d)		兵庫県南部地震(実観測)

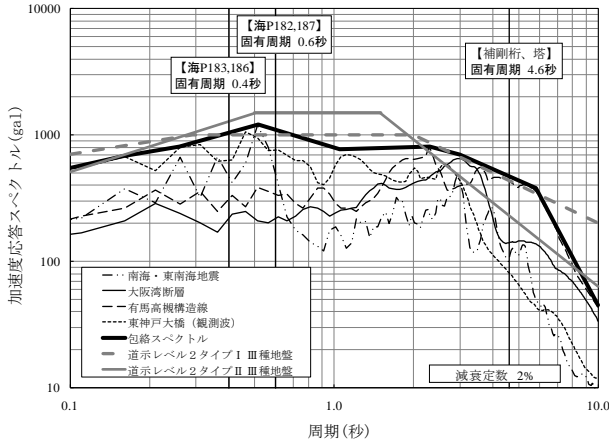


図-2 包絡スペクトル(橋軸方向)

2-3 解析モデル及び解析手法

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)の軸力変動及び2軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形性を精度良く表現するため、ファイバーモデルを基本とした橋梁全体系の3次元骨組モデルを作成した。解析手法は、材料非線形性及び幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析とした。

3. 補強前構造の耐震性能

3-1 橋軸方向

橋軸方向入力に対する照査の結果、許容値を満たさなかった項目の時刻歴応答値の最大値と許容値を図-3に示す。

- ①主桁と塔、橋脚の相対変位量は全ての箇所です許容変位の2倍程度の応答が発生している。(塔・橋脚により最大相対変位量が異なっているのは、各々の塔・橋脚により上端部の時刻歴変位が異なるためである。)
- ②最下段ケーブルが許容値である降伏耐力に達している。
- ③塔及び中間橋脚の柱部ひずみが許容ひずみを満足しなかった。(ペンデル支承の影響)
- ④端橋脚上のベー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。

3-2 橋軸直角方向

橋軸直角方向に対し、許容値を満たさなかった項目は以下のとおりである。

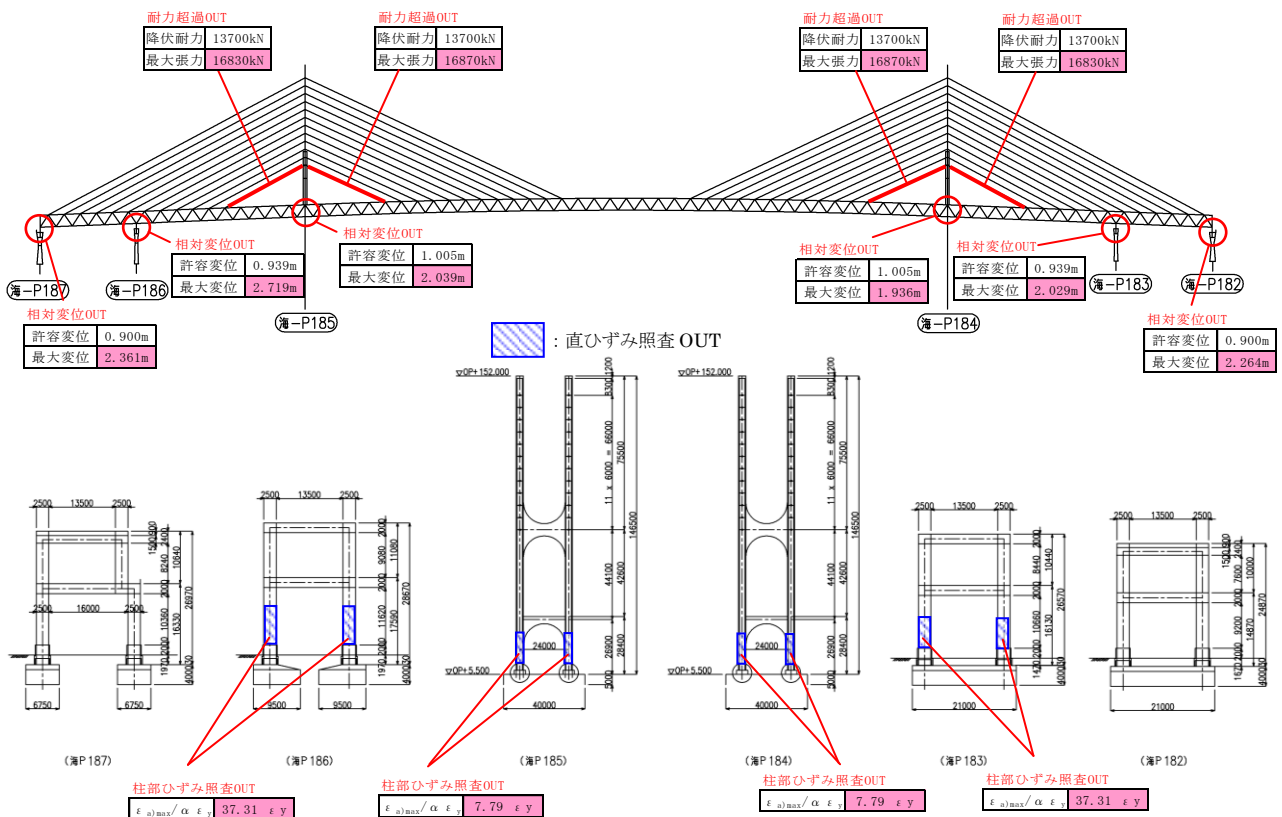


図-3 補強前構造の照査結果(橋軸方向)

- ①塔下段水平梁において許容ひずみを満足しなかった。
- ②中間及び端橋脚において、すべての柱基部及び水平梁で許容ひずみの照査を満足しなかった。

4. 耐震補強設計

4-1 耐震補強設計の基本方針

補強前の耐震性能照査結果を踏まえ、耐震補強の基本方針（補強箇所及び補強内容）を表-2のように設定した。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」という建設時の設計思想をできる限り踏襲する方法を検討した。その結果、本橋の耐震補強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制御することとした。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。

4-2 減衰機能を有する変位制御装置の開発

(1) 従来の耐震固定技術

長大斜張橋の橋軸方向耐震固定法としては、

- ① 1～多点固定、②弾性固定、③オールフリーの

表-2 耐震補強の基本方針

補強区分	補強箇所	補強構造	補強目的
主桁の変位制御	塔	橋軸方向変位制御装置の設置	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	ウィンド支承取付部の補強	ウィ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	フェールセーフ対策として、ベ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	フェールセーフ対策として、塔部ウィ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。

3方法が採用されている。弾性固定法にあっては、弾性ゴム支承や皿ばね等による場合(多々羅大橋、櫃石・岩黒島橋等)、弾性拘束ケーブルによる場合(名港トリトン等)がある。オールフリー構造は、橋軸方向の固有周期を長周期化し、地震力を大幅に軽減するものであるが、反面、桁端変位量が大きくなるのが特徴である。

(2) 一般的な免震・制震デバイス

オールフリー形式長大斜張橋の橋軸方向変位量を設計移動可能量以下に抑えるためには、ダンパー等による減衰効果を取り込むことが必要不可欠となる。しかし、従来から用いられてきた特殊充填材ダンパー、制震ブレース(軸方向型)、制震パネル(せん断型)等を本橋に適用しようとしても、現状の限られた設置スペースや抵抗力・ストロークといった制約条件から全て適用範囲外となった(表-3)。

(3) 減衰機能を有する変位制御装置

本橋で採用した減衰機能を有する変位制御装置の構造を図-4に示す。この変位制御装置は、積層ゴムダンパーと拘束ケーブルでダンパーシステムを構成しており、その特徴を以下に示す。

表-3 免震・制震デバイスの比較

形式	構造図	特徴と課題	適用
高減衰ゴムダンパー		・大きな変位に追従可能	○
特殊充填材ダンパー		・既製品の最大ストロークは25cm程度 → 特注品として開発が必要(高コスト)	△
制震ブレース(軸方向型)		・小さな軸方向変形でもエネルギー吸収効果が大 ・大变位には適さない ・部材長は約35m必要	×
制震パネル(せん断型)		・小さなせん断変形でもエネルギー吸収効果が大 ・大变位には適さない ・パネル高さは約10m必要	×

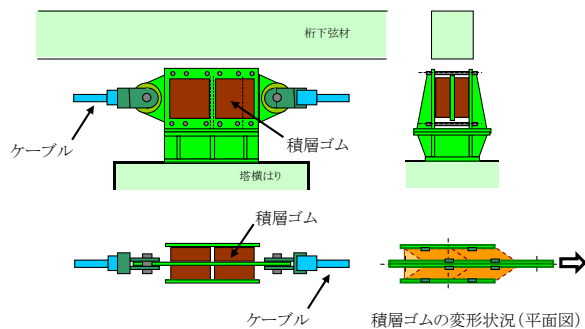


図-4 橋軸方向変位制御装置

a) 桁にかかる地震時慣性力により積層ゴムを塑性変形させ、履歴減衰効果により地震時慣性力を低減させる。

b) 積層ゴムダンパーと拘束ケーブルが協働して桁にかかる地震時慣性力を塔に伝達し、桁の橋軸方向変位を設計移動可能量以内とする。

c) 拘束ケーブルは、桁と塔間に生じる上下方向、水平方向、及び回転方向の変位差を吸収する。

d) 積層ゴムを縦置きサンドイッチ型にしたことにより、横置きの場合に生じる偏心曲げが作用せず、積層ゴムがスムーズに変形可能となる構造である。

e) 大変位、大反力に対応が可能である。

(4) 変位制御装置の設計

積層ゴムダンパーの寸法・形状については、設計上の要求性能を満たし、かつ、なるべく小さくした方が施工面及びコスト面から望ましい。また、ゴムを縦置き構造にしたことから死荷重による鉛直反力を受けない。このため、ゴムの局部支圧に対して有利な使用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(以下「 γ_a 」という)を、一般に用いられる 250%から 300%に緩和することとした。なお、5.にて述べるとおりゴムのせん断変形性能について、325%のせん断ひずみ(約 10%の安全率を考慮)に対しても破断しないことを確認している。

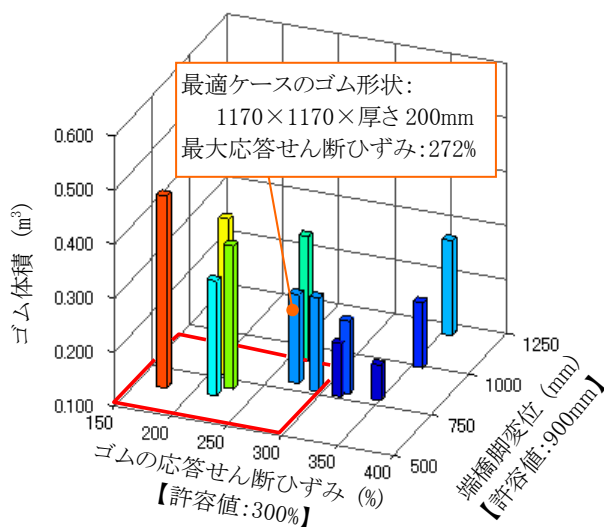


図-5 ゴムせん断ひずみ、端橋脚変位及びゴム体積の関係

設計にあたっては、ゴムダンパーの設置条件を構造及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た時刻歴応答解析を行うことによりゴムの最適形状を決定した(図-5)。判断基準は、①ゴム体の体積(コスト)が小さく、②塔と主桁の相対変位量が許容値 900mm 以内であること、③塔基部の最大発生モーメント等が許容値以内であることとした。

(5) ゴムの履歴特性のバラツキとその影響度

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、ゴムの γ_a を 300%に緩和することによりゴム体の公称性能に対する余裕(安全率)が小さくなっており、ゴムの温度依存性等による履歴特性値のバラツキを吸収できなくなる可能性が懸念された。そこで、ゴムの履歴特性値のバラツキの程度及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の剛性の変化」が考えられる。今回のダンパー設置条件下では、それらの要因によるゴムの等価剛性のバラツキは+20%~-10%の範囲に収まると考えられる。そこで、ゴムの等価剛性を 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履歴特性値の地震応答値への影響度を確認した。その際に、バラツキを考慮したケースの地震応答値については γ_a を 325%に割り増して照査することとした。その結果、(4)で設計した形状で許容値を満足する(最大応答せん断ひずみ 299%)ことを確認できた。

5. 減衰性能を有する変位制御装置の性能確認実験

積層ゴムダンパーとケーブルを組み合わせた変位制御装置は、既往の橋梁での施工実績がなく、実橋への適用に当たっては確実に性能を発揮できるか確認する必要があった。そこで、実構造と同様のシステム供試体(1/4 縮小モデル)を使用した

せん断変形性能確認実験を実施し、実橋への適用が可能であることを確認した。以下に実験概要を示す。

5-1 実験概要

実験は、実構造と相似の1/4縮小モデルを用いて実施した。試験体は、積層ゴム、連結板、側板及びブラケットで構成される(図-6、写真-2)。水平荷重は、油圧ジャッキにより片側から引張・圧縮の両方向に载荷する。

5-2 実験の目的と内容

(1) ダンパーシステムの性能確認

積層ゴムダンパーの挙動が設計モデルに適合した履歴特性(履歴ループ)を描き、有効に機能することを確認する。せん断ひずみ $\pm 175\%$ に相当する水平変位を繰り返し5回载荷。特性値としては、第5サイクルの荷重変位履歴データに基づき、等価剛性及び等価減衰定数を算出する。

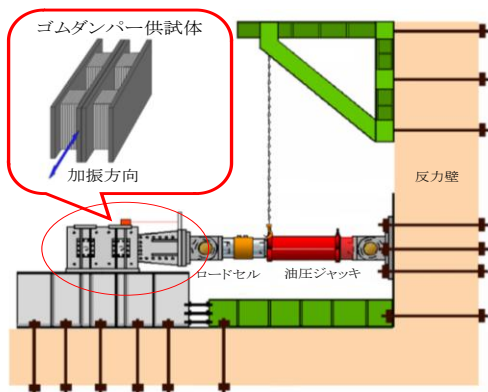


図-6 実験装置の全体図



写真-2 実験装置の全景状況

(2) 面圧依存性の確認

構造解析に用いる積層ゴムの特性値は、面圧有りの条件で算出されているため、実験により確認する。

(3) せん断変形性能の確認

今回設定したレベル2地震時の許容せん断ひずみ $\gamma a=325\%$ までのせん断変形を受けても破断しないことを確認する。せん断ひずみが325%に相当する水平変位を1サイクル载荷し、積層ゴム体が破断することなく、エネルギー吸収機能を有することを確認する。今回の実験に使用した積層ゴムの諸元を表-4に示す。

5-3 実験結果

(1) ダンパーシステムの性能確認結果

積層ゴム単体実験で得られた等価剛性、等価減衰定数と今回のダンパーシステム(積層ゴム4体組み合わせ)のそれとを比較した結果を図-7に示す。システムにおいても積層ゴム単体の場合とほぼ同様な等価剛性、等価減衰定数が得られ、設計上の特性値設定が妥当であることが確認できた。

表-4 積層ゴムの諸元

	実寸	1/4モデル
せん断弾性係数	1.2	1.2
平面寸法 (mm)×(mm)	1150×1150	300×300
断面積 (m ²)	1.32	0.09
ゴム厚 (mm)	25	7
層数(層)	8	8
ゴム層厚 (mm)	200	56
1次形状係数	11.5	10.7
2次形状係数	5.75	5.36

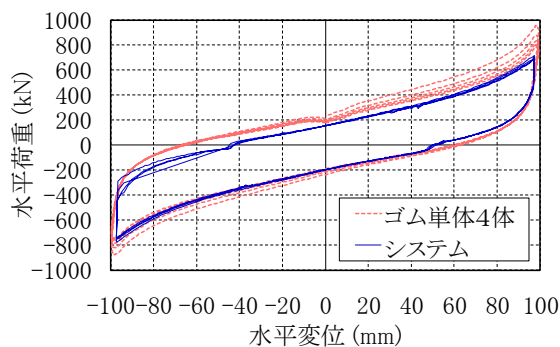


図-7 積層ゴム単体試験とシステム性能確認実験における履歴特性の比較

(2) 面圧依存性の性能確認結果

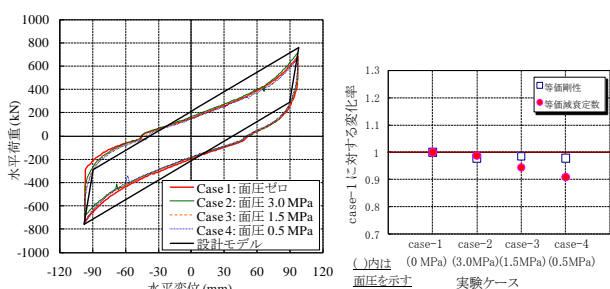
せん断ひずみを±175%とし、面圧を 0~3.0MPa の間で変化させた case1~case4 の履歴特性を図-8(a)に示す。また、case-1(面圧がゼロ時)の等価剛性及び等価減衰定数を基準とし、面圧を変化させた時の比率をプロットしたグラフを図-8(b)に示す。まず、履歴特性は、面圧を変化させても影響が無い事が分かった。また、面圧を変化させても等価剛性はほとんど変化せず、等価減衰定数は10%程度変化が見られる。実験を case-1 から case-4 の順に実施したことを考慮すると、等価減衰定数の低下は面圧の影響よりも載荷順序、すなわち積層ゴム自身の疲労の影響が大きく、面圧依存性は小さいと考えられる。

(3) せん断変形性能の性能確認結果

せん断ひずみ±325%に相当する水平変位を与えた時の履歴特性を図-9に示す。この結果、積層ゴムダンパーはせん断ひずみが 325%に達しても破断することはなく、エネルギー吸収性能を十分発揮することが確認できた。

6. 東神戸大橋への設置

変位制御装置の設置にあたっては図-10に示すように、塔の水平梁部に設置した積層ゴムダンパ



(a) 面圧有無による履歴特性 (b) 面圧有無による特性値の比較

図-8 面圧依存性確認

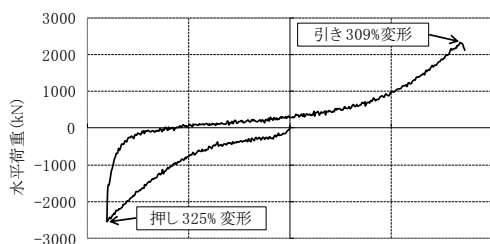


図-9 せん断ひずみ 325%時の履歴特性

ーと主構(下弦材)の格点部に設置した鋼製ブラケットとをセミパラレルワイヤケーブル(SPWC, $\phi 7 \times 397$ 本(直径 175mm))で接続した。そして、ケーブルに初期プレストレス(2000kN)を導入することにより、自重によるサグ量を低減し地震時の慣性力を速やかにケーブルに作用させることが出来るようにした。また、将来のメンテナンスを考慮して塗装塗り替えが困難となる塔部に設置するゴムダンパーについては、アルミニウム-マグネシウム溶射を採用し、長期の防食性能を確保できるようにした。

このようにして、東神戸大橋の耐震補強工事は完了し、東神戸大橋の美しい景観を損なうことなく耐震補強を行うことができた(写真-3)。

7. 結論

東神戸大橋の耐震補強において最大の課題となったのは、地震時橋軸方向変位制御であった。建設時の想定を遙かに上回る巨大地震を想定することにより、補強前の構造では桁の橋軸方向変位が許容値の 2~3 倍に達することとなった。その桁の挙動を制御するためには既存の制震デバイスでは抵抗力やストロークの容量が不足するため、新たなタイプのデバイスを開発する必要があった。

本橋では、高減衰ゴムとケーブルを組み合わせ

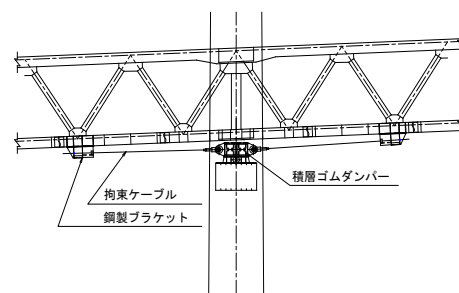


図-10 塔部の橋軸方向変位制御装置



(a) 全景 (b) 積層ゴムダンパー (c) ケーブル

写真-3 耐震補強後の東神戸大橋

ることにより大反力・大变位に対応できるダンパーシステムを開発し、縮小模型を用いた性能確認を経て、実橋への適用を行った。その結果、橋軸方向に対してすべての部材が所要の耐震性能を満足することができた。このダンパーシステムは、他橋にも適用可能なものであり、今後設計を行う橋梁の免制震デバイスの候補として検討に値するものである。

謝辞：変位制御装置開発や性能確認実験の企画・管理において、家村浩和京都大学名誉教授（近畿職業能力開発大学校）及び五十嵐晃京都大学准教授には多大な御指導と御助言を賜り、また(株)川金コアテックの関係各位にご協力を頂いた。また、

耐震補強設計にあたっては(株)総合技術コンサルタント(概略設計)及び大日本コンサルタント(株)(詳細設計)の関係各位にご協力頂いた。ここに記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 角 和夫, 長澤 光弥, 曾我恭匡, 木田 秀人: オールフリー形式長大斜張橋の耐震補強, 橋梁と基礎, Vol.44, No.6, 2010.
- 2) 五十嵐晃, 井上和真, 夢屋文子, 家村浩和, 吉田雅彦, 姫野岳彦, 長澤光弥: 複数のゴム体を用いた積層ゴムダンパーの載荷試験による基本性能の検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.30, pp.450~455, 2009.
- 3) Nagasawa, M., Sumi, K., Tasaki, K. and Iemura, H.: Seismic Retrofit of the All-Free Type Cable-Stayed Higashi-Kobe Bridge with New Energy Dissipation Devices, *5th World Conference on Structural Control and Monitoring (5WCSCM)*, #10387, 2010.

SEISMIC RETROFIT OF THE HIGASHI-KOBE BRIDGE

Mitsuya NAGASAWA, Kazuo SUMI and Norihiko AGEMI

Seismic retrofit has been intensely promoted on bridges in Japan since the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. However, projects on long-span bridges are delayed as compared to other standard bridges due to technical difficulties and required investment size, because conventional designs and specifications are obsolete for new seismic design of long-span bridges. Once seriously damaged, these bridges will require incomparably large cost and time for restoration. Early implementation of seismic retrofit on long-span bridges has been a critically urgent issue. The Higashi-Kobe Bridge on the Hanshin Expressway is an 885 m long cable-stayed steel bridge with a center span of 485 m. Since its girder is made fully movable longitudinally at all supports to make it a long period structure, some measure to reduce seismic displacement needed to be included in its seismic retrofit. This paper reports development of a new energy dissipation device using high damping rubber and restraining cables as well as seismic retrofit design and performance verification test with reduced models carried out before practical application to the existing bridge.

長澤 光弥



阪神高速道路株式会社
建設事業本部 堺建設部
大和川線建設事務所
Mitsuya Nagasawa

角 和夫



本州四国連絡高速道路株式会社
長大橋技術センター
耐風・耐震グループ
Kazuo Sumi

上見 範彦



阪神高速道路株式会社
大阪管理部
保全計画課
Norihiko Agemi