

|           |      |         |
|-----------|------|---------|
| 京都大学工学研究所 | フェロー | 家村 浩和   |
| 阪神道路公団    | 正会員  | 足立 幸郎   |
| ニュージェック   | 正会員  | 陵城 成樹   |
| 京都大学工学研究所 | 学生員  | ○ 水谷 知則 |

**1 概要** 天保山大橋は1988年に建設された橋梁で、1996年の最新の設計基準よりも低い地震力により設計されている。本研究では、まず地震時保有耐力法レベルに相当する地震波を入力した動的解析を行ない、同橋の安全性をの照査を行った。次に、免震・制震手法を応用して、同斜張橋の耐震性能を向上させることを検討した。

**2 設計スペクトル** 天保山大橋は1988年に阪神高速道路湾岸線の一部として完成した橋梁である。当時の設計スペクトルでは、橋軸直角方向で約0.4g、橋軸方向で約0.1g程度の地震力に対して安全性の照査が行われていた。その後、兵庫県南部地震の甚大な被害の教訓をいかし、1996年に新しく設計基準が定められた。この結果、同橋は新しい設計基準を満たさないことから、新たに耐震補強が必要であると考えられる。設計スペクトルの比較を図1に示す。

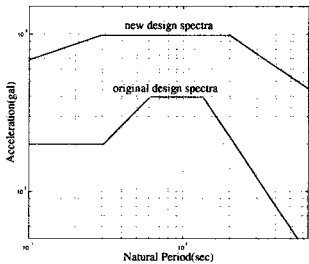


図1 設計スペクトルの比較

**3 モデル化の手法** 同橋(図2)は、Ⅲ種地盤、約35mの厚さの軟弱地盤上に建設されており、基礎は場所打ち杭基礎である。塔と桁は固定支承により支持されている。端橋脚は可動支承によって隣接桁と接続されている。同橋を二次元にモデル化を行い、非線形動的解析を行なった。その際、主塔・主桁は梁部材として、ケーブルはトラス部材としてモデル化を行った。基礎は地盤に剛結されているものとした。解析にはTDAPIIIを用いた。

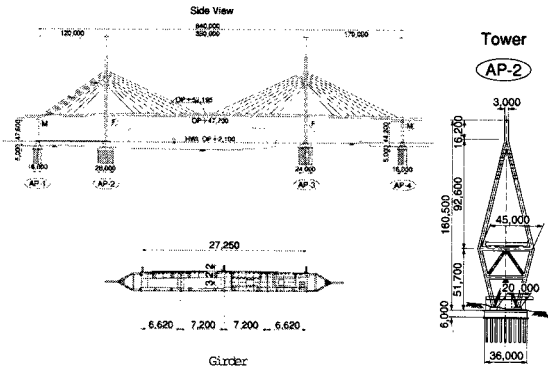


図2 対象橋梁一般図

**4 同橋の現状** 入力地震動として道路橋示方書耐震設計編の、時刻歴応答解析用標準波形I-III-1、I-III-2、I-III-3を用いた。主桁の変位および、主塔基部の履歴の解析結果の一部を図-3に示す。またそれぞれの最大応答値を表-1にまとめる。

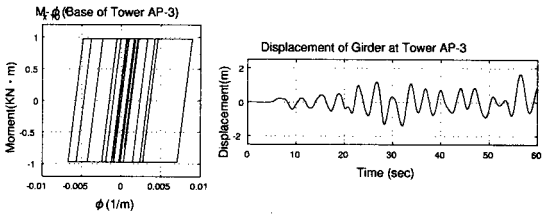


図3 現状の時刻歴解析結果

TypeI地震動の3種類何れにおいても、両主塔基部において塑性域に達しており、AP-3では曲率韌性率が約9.4となっている。また、主桁の最大応答変位は約1.64mとなっている。固定支承の設計水平力がAP-3で8090kNであるが、地震時にかかる力はこのおよそ4倍にあたる水平力である。

これらの解析結果より、現状としてLevel II地震動作用下では、以下の問題点が挙げられる。

- 橋脚基部において大きく塑性域に入り、支承の設計水平力よりも大きな地震力がかかっており、支承が破損する危険性がある。その結果、場合によっては主塔近傍のケーブルも破損する可能

表 1 同橋の現状での地震時最大応答

|                        | AP-2   | AP-3   |
|------------------------|--------|--------|
| Axial force(kN)        | 170000 | 135000 |
| Shearing force(kN)     | 42000  | 39300  |
| Ratio( $\phi/\phi_y$ ) | 6.0    | 9.4    |
| Displacement(m)        | 1.64   | 1.64   |
| Acceleration(gal)      | 377    | 391    |
| Suport reaction(kN)    | 27600  | 26630  |

性がある。

- 現状では減衰がほとんど作用していないため、地震後に主桁の振幅が減少しない。

**5 同橋の耐震補強** 主塔と主桁を結合している固定支承を免震支承にすることで、構造物の長周期化をはかる。その結果、主塔(支承部や主塔基部)に大きな断面力が働くのを大幅に低減できると考えられる。その一方で、主桁の応答変位の増大が予想されるので、相対変位を生じる主塔と主桁の間・端橋脚との間にダンパーを用いることにより、積極的にエネルギー吸収を行い、減衰特性の向上を図る。その概念を図4に示す。

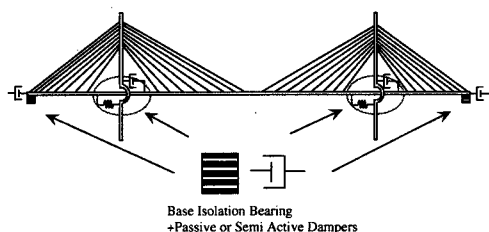


図 4 耐震補強概念のモデル

免震支承を用いることで、主桁が大きく水平変形するモード形状となり、主塔と主桁の間に取り付ける免震支承やダンパーの特性が、全体系の振動に大きな影響を与える構造となっている。1次モードの振動性状を図5に示す。



図 5 耐震補強後の1次振動モード

耐震性能の向上結果の一例として、2次剛性を20000kN/m、減数定数を10000kN・s/mとした場合の時刻歴応答解析結果を図6に、最大応答値の平均を表-2

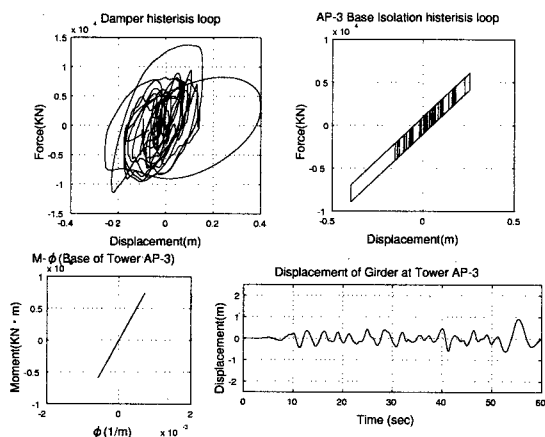


図 6 耐震補強後の時刻歴解析結果

表 2 現状と耐震補強後の最大応答値の比較

|                        | Original model | Retrofit model |
|------------------------|----------------|----------------|
| Natural period(sec)    | 3.53           | 5.11           |
| Axial force(kN)        | 135000         | 123000         |
| Shearing force(kN)     | 39000          | 30000          |
| Ratio( $\phi/\phi_y$ ) | 9.37           | 5.58           |
| Displacement(m)        | 1.6            | 2.0            |
| Acceleration(gal)      | 391            | 295            |

に示す。これらより、主桁の変位が移動可能範囲内に収まるとともに、主塔基部に関しては、塑性域に入ることなく弾性挙動をしめすことが判明した。

この結果より、免震支承として最大反力8100kN、最大変形量0.35m、2次剛性20000kN/mと、粘性ダンパーとして最大粘性力13000kNの減衰力を確保することにより、同橋の耐震性能が、レベルⅡ地震動にも耐えうる構造物に改善できることが示された。

**6 おわりに** ここでは、橋軸方向の耐震性の評価を行ったが、橋軸直角方向については、別途報告する。

## 参考文献

- [1] 家村浩和：極限地震動に対する要求性能と設計法のあり方—耐震設計から最先端技術を応用した免震・制震設計へ—,1999.6,土木学会論文集 No.623/VI-43,1-8
- [2] Y.Yamada,N.Shiraishi,K.Toki:Earthquake-resistant and wind-resistant design of the Higashi-Kobe Bridge,Cable-Stayed Bridges,pp397-416,1991.10-11
- [3] 阪神道路公団：天保山大橋工事誌,1992.3