

(69) 兵庫県南部地震による鉄道高架橋の被害分析

(財) 鉄道総合技術研究所 佐藤 新二
(財) 鉄道総合技術研究所 中村 豊
(株) システム・アソシエーツ デ・クリサーチ 西永 雅行

1. はじめに

兵庫県南部地震は地震の規模としてはそれほど大きなものではないが、神戸直下で発生したため、神戸市周辺は観測史上最大の地震動に見舞われた。このため、多くの構造物が崩壊など予期せぬ大被害を受けてしまった。鉄道構造物もラーメン高架橋を中心にこれまで受けたことのないような大被害を被った。ここでは、地震の前に測定されていた常時微動の測定結果を用いて、新幹線高架橋の六甲トンネルから西側のラーメン高架橋およびその基礎地盤の地震動特性を把握し、観測された地震動特性と併せて被害分析を試みたので報告する。

2. 被害概況と周辺環境

ここでは下食満B Lの新大阪駅より六甲トンネル入口までの区間にあるラーメン高架橋を対象に考察する。

この区間で5つのラーメン高架橋(9セット)が崩壊している。2層式ラーメン高架橋が3橋(7セット)、1層式が2橋(2セット)である。これらの多くはせん断破壊が先行したといわれている。崩壊しなかった高架橋のほとんどは柱上下端に曲げによる損傷を受けているが、水平せん断力とこれに伴って発生した柱の軸圧縮力によるものとみられる損傷を受けているものもある。それぞれの地点の被害状況を写真1～写真5に示す。

この付近の線路は、図1に示すように猪名川の流域から台地を抜けて、武庫川の氾濫原を横断して六甲山に入っている。猪名川や武庫川は天井川であり、自然堤防が形成されている。また、六甲山から武庫川へ流入する河川により開かれた扇状地の境界付近を線路は走っている。地質的地形的にはやや変化に富んでいるが、全体的には砂質の比較的良好な地盤と思われる。下食満高架橋は沖積層が20m程度から10m以下に減少する中間地点に位置し、10数mの杭で洪積砂礫層に支持されている。第一野間高架橋は台地の上にあり、洪積砂礫層に直接支持されている。時友高架橋は武庫川の手前の薄い沖積砂層の下に洪積砂礫層に直接支持されている。阪水高架橋は10m足らずの沖積粘土・礫層を貫いた10数mの杭に支持されている。神呪高架橋も沖積層上にあるが、山地との境界であり基礎が傾斜している。

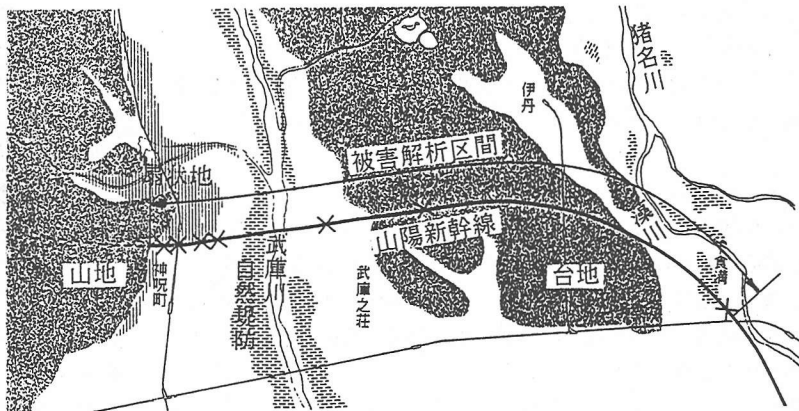


図1 分析対象区間の把握



写真1 下食満BL

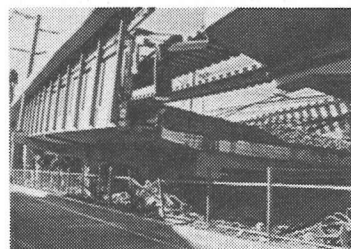


写真2 第1野間BL

3. 常時微動測定結果による分析

線路構造物の健全度を簡便・的確に把握して、保守管理を合理的に行うようにするとともに、地震などの災害の弱点箇所を抽出するため、沿線の地盤および構造物の常時微動測定が西日本旅客鉄道の委託により試験的に実施されている。この測定は 100m 間隔で行われ、地震前の 1992 年～1993 年にかけて、トンネルをのぞく区間で実施されている。ここではこのうち当該区間における測定データを用いて考察を加える。測定の方法および解析の方法は文献 1)、5) を参照されたい。

(1) 地盤

常時微動測定から、Q T スペクトル (水平/上下スペクトル比、表層地盤の伝達係数を近似する¹⁾) を算定し、これから卓越振動数 F と増幅倍率 A を読みとった。図 2 は当該区間の地盤データを F-A 図にプロットしたものである。高架橋の被害程度に応じて記号を変えている。これをみると、地盤の増幅倍率はせいぜい 3 倍であり、2Hz で 2 倍以下の部分に多くのデータが分布していることがわかる。 $V_B = 600\text{m/s}$ と仮定できるから³⁾、表層の S 波速度 V_S は 200m/s 以上と推定され、付近の地盤は良好とされる。

(2) 高架橋

高架橋の上と下で測定した常時微動のスペクトル比から高架橋の各方向別の地震動伝達特性を算出した。また、基盤を基準にした総合的な地震動伝達特性は、構造物の伝達特性に地盤の伝達特性 Q T S を乗じて得られる。被害地域と無被害地域における地盤、高架橋および総合の伝達特性を図 3 に示す。これによると、被害地域では、高架橋自体も総合も増幅倍率が大きくなっているが、地盤は明瞭なピークを示さず、良好な地盤であることを示唆している。高架橋及び総合の伝達関数を見ると、いずれも 2Hz～3Hz (特に 2.5Hz) に多くの被災高架橋が集中している。また、地震動増幅特性はほとんどが 10 倍以上で最大 30 倍に達している。新幹線の高架橋は、走行安全の観点から、設計水平震度が作用したとき 1cm 以下のたわみしか許容していない。当該高架橋付近の設計震度は 0.2 であり、これから高架橋の固有振動数の下限値は 2.25Hz と見積もられる。通常はこれに安

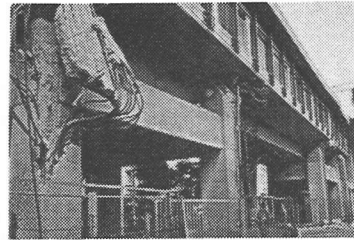


写真3 時友 BL

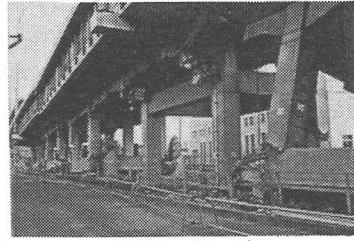


写真4 阪水 BL



写真5 神呪 BL

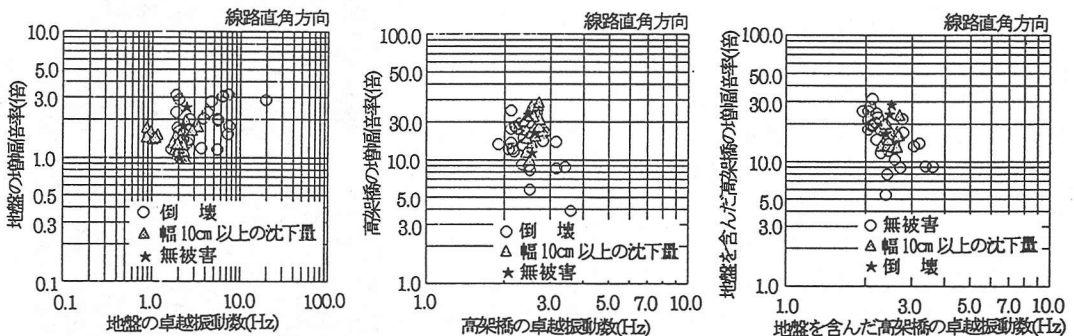


図2 F-A図 (卓越振動数と増幅倍率の関係)

全係数が見込まれるので、これよりやや高い振動数になる。

被災高架橋から 5km~10km 離れた JR 宝塚駅で記録された今回の地震の強震動（図 4 参照）をみると、2Hz~3Hz の成分が多く含まれている。これらの成分はほかの地点、他機関に記録などによっても卓越していることが確認される。

したがって、今回の地震による当該区間の高架橋の被害は、主として地震動に高架橋が共振して生じたものと観測される。表層地盤による地震動増幅作用は脇役程度の働きであろうと推測される。

4. 高架橋の被災のしやすさ指標 K_s について

我々は高架橋の被災しやすさ指標 K_s を提案している¹⁾。これは高架橋の柱の上下端の縁に発生する直歪の大きさに着目したもので、 K_s に基盤加速度をかけると、発生歪の概略値が得られる。これは、1 層の高架橋に対して考察したものであるが、ここではこれを 2 層式高架橋に拡張しながら考え方の概要を述べる。

高架橋の軌道面での変位を δ とし、柱の有効高さを h とすれば、両端が固定されたラーメン高架橋の柱の上下端付近の表面に発生する直歪 ε は次のように与えられる。

$$\varepsilon = 6b\delta/h^2$$

ここに、 $\delta = W\alpha_g/K$ 、 b は柱の幅、 α_g は高架橋の応答加速度、 W はスラブを含めた軌道全体の重量、 K は高架橋のバネ定数である。高架橋の固有振動数を F とすると、次のようになる。

$$W(Kg) = 1/(2\pi F)^2$$

したがって、 $\delta = A_{gs}\alpha_B/(4\pi^2 F^2)$ 、ここに A_{gs} は基盤を基準にした高架橋の総合的な増幅率、 α_B は基盤の加速度である。ゆえに、寸法を m で、加速度を gal (cm/s^2) で計測し、 ε の単位を μ (10^{-6}) とすると、 ε は次のようになる。

$$\varepsilon = (15000/\pi^2) \times (A_{gs}/F^2) \times (b/h^2) \times \alpha_B = K \times \alpha_B$$

$$K_s = (15000/\pi^2) \times (A_{gs}/F^2) \times (b/h^2)$$

2 層式高架橋の上の柱の有効高さを h_1 、下の柱の有効長を h_2 とすると、それぞれの柱たわみは次のようになる。

$$\varepsilon_i = (15000/\pi^2) \times (A_{gs}/F^2) \times (bh_i/(h_1^3 + h_2^3)) \times \alpha_B$$

$$K_{Si} = (15000/\pi^2) \times (A_{gs}/F^2) \times (bh_i/(h_1^3 + h_2^3))$$

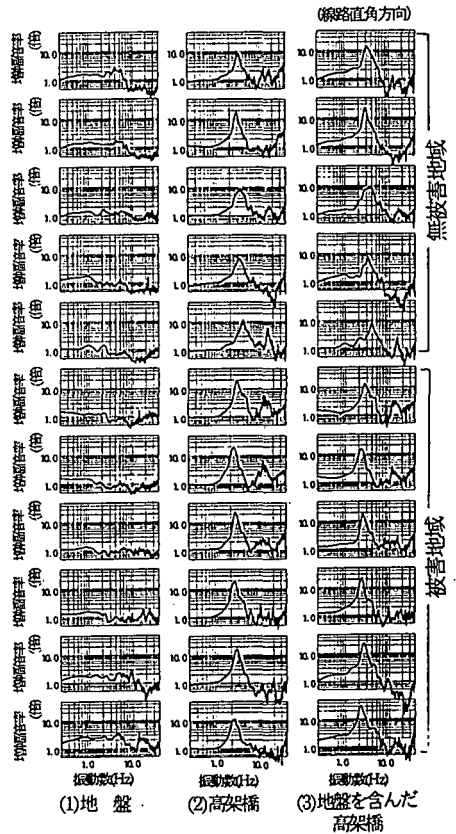


図 3 伝達特性図

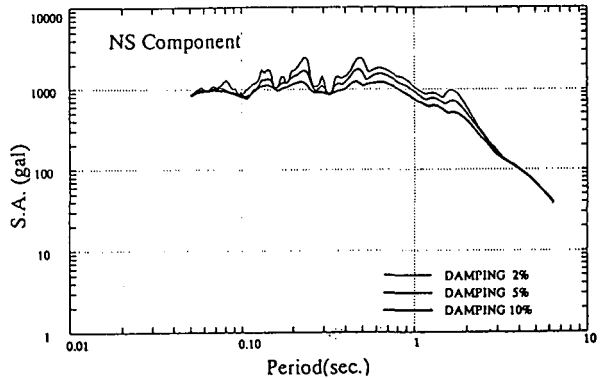


図 4 宝塚駅の兵庫県南部地震の加速度応答スペクトル

これらの式で、 $h_1 = h$ 、 $h_2 = 0$ とおけば、 ε 、 K_s に等しくなる。したがって、上の2式は2層式以下の高架橋に適用可能である。

この式をみると、1層よりも2層の方が大きな歪になること、1層、2層とも背が高いほど発生する歪は小さくなること、2層の中では高い柱の歪が大きくなること、柱の幅が大きいほど歪は大きいこと、などがわかる。ここでは曲げによる柱上下端に発生する縁歪を検討したが、せん断応力や水平せん断力に起因する軸圧縮力は、縁歪みの大きさと比例的な関係にあると推測され、縁歪が大きければこれらの応力もまた大きいと考えて大きな間違いはなかろう。

実際に被災したのはせん断破壊が多かったとされるが、 ε の式の形から推測されるように、1層式より2層式の被害が多く、2層式の中では柱の高いものに大きな損傷が発生している。これは、 ε の概算式が妥当であることを示し、高架橋の被災しやすさ指標 K_s の妥当性を暗示している。

地震前の常時微動測定結果から A_g や F を読みとり、提案式に従って縁歪を算定した。このとき、基盤加速度は100galと仮定した。この概略歪はあくまでも線形計算であり、実際と異なるが、大まかな傾向は把握できるものと考えられる。概算縁歪をキロ程に対比させて示すと、図5のようになる。第一野間高架橋を除いて、実際の被害状況とよく対応し、ほぼ概算縁歪で10000 μ を越えると重大な被害が発生している。入力 F 特性を無視した概略計算にもかかわらず、実際の被害をかなりシミュレートしていることは被害予測指標としての実用性の高さを示している。

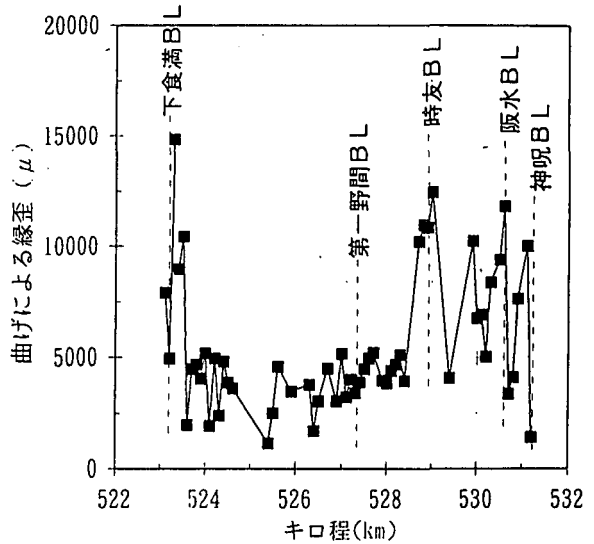


図5 曲げによる縁歪の推定分布と被害の関係

5. まとめ

ここでは、すでに提案した高架橋の被災しやすさ指標 K_s を2層式高架橋まで拡張するとともに、地震の前に測定された常時微動の結果を用いて、今回の被害を分析した。その結果、入力 F 特性を考慮していない簡略計算にもかかわらず、実際の被害とよく対応することが確認された。今後、被害状況を詳細に調査して、被災メカニズムを多角的に把握するとともに、せん断破壊に対応する被災しやすさ指標についても検討を進めたい。

謝 辞：資料の提供や現地計測に便宜をはかっていただいた西日本旅客鉄道株式会社の関係者の方々に深甚なる謝意を表します。

文 献：

- 1) 中村 豊、日高和利、佐藤新二、西永雅行：ラーメン高架橋および盛土の地震被害判定指標の提案、鉄道総研報告第8巻第5号、1994年5月、2) 中村 豊、常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定、鉄道総研報告第2巻第4号、1988年4月、3) 中村 豊、滝沢太郎：常時微動による表層層厚と基盤および表層地盤の地震動特性の推定、鉄道総研報告第4巻第9号、1990年4月、4) 中央開発株式会社：1995年兵庫県南部地震 阪神大震災災害調査報告書、1995年3月、4) 中村 豊、中嶋 繁：常時微動を用いたRCラーメン高架橋の地震動特性とヤング率の推定、第21回地震工学研究発表会、1991年7月