

## 地震応答解析の精度検証のための 高架橋地震観測システムの構築

本山 紘希<sup>1</sup>・坂井 公俊<sup>1</sup>・室野 剛隆<sup>1</sup>・盛川 仁<sup>2</sup>  
荒木 正之<sup>3</sup>・浦口 尚貴<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員（公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター（〒185-0034 東京都国分寺市光町2-8-38）

<sup>2</sup>正会員 東京工業大学大学院 総合理工学研究科（〒226-8502 横浜市緑区長津田町4259-G3-7）

<sup>3</sup>正会員 エーラボ（〒151-0053 東京都渋谷区代々木1-42-10 ブルックリンコート2F）

<sup>4</sup>正会員 西武鉄道 工務部（〒359-0037 埼玉県所沢市くすのき台1-11-1）

### 1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計においては、地震時の応答値を算定する際に数値解析が使用される<sup>1)</sup>。数値解析における構造物のモデル化は、工学的なある種の割り切りにより、現象を理想化して扱っている部分がある。たとえば、設計計算では、振動特性がある程度同じであると考えられる構造物が並んでいる場合、あるいはラーメン高架橋であれば、整形な構造で各断面が同程度の諸元である場合、構造物や断面間の相互作用は限定的であると考え、二次元断面での解析モデルの作成を行う。この時、切り出した断面外の影響は荷重としてのみ考慮される。しかし、厳密には、全く同じ条件の構造物や断面が並んでいる場合ばかりではなく、むしろ、多少の変化がある場合の方が一般的であり、理想化した解析モデルが、どの程度実構造物を表現しているかについては検証の余地がある。

設計計算以外にも、列車通過に伴う地盤振動の伝播等の問題に対して数値解析による評価が実施される場合があり<sup>例えば2)</sup>、各解析結果が有する精度や信頼性について十分に議論し、検証しておくことは重要である。これらの検証においては、実構造物における地震観測を行い、そこで得られる観測記録と数値解析の結果を比較する必要がある。

地震観測を行うには、地震計やデータロガーを設置するだけでなく、データの蓄積の方法や頻度の少ない地震イベントを逃さず計測する仕組みを考慮する必要がある。全体をシステムとして構築する必要がある。過去にも地震観測システムを構築した事例

は多数存在する。地震動の伝播特性、空間変動の評価<sup>3),4)</sup>や高層建築物<sup>5)</sup>、長大橋梁<sup>6)</sup>等の単体構造物の挙動評価のための観測が報告されている。本研究の目的は、これらの事例とは異なり、一般的な高架橋の三次元的な挙動の詳細な評価を行い、地震応答解析の検証材料とすることである。そのため、入力される地震動や隣接構造物との振動の差異を計測する必要がある。ここでは、「地中～地表～高架橋群での高密度かつ高精度な地震観測システム」として開発を行った。本研究においては、開発したシステムを4スパンの高架橋に適用し、長期的に安定した観測が可能であることを実証した。また、得られた地震動から構造物の基本的な振動特性について考察した。さらに、数値解析の検証に関する基礎的な検討として、高架橋の数値解析モデルを実際に作成し、観測記録と数値解析結果との比較および簡易なキャリブレーションを行った。

### 2. 高架橋地震観測システムの構築

#### (1) システムの要求性能

本システムの要求性能について整理する。

##### a) 広い振動数領域での計測

地盤の高次モードの影響<sup>7)</sup>や構造物ごとの位相差を評価する上で、高振動数領域の精度が要求される。また、高架橋の三次元的な挙動を評価する上では、各構造物の変位を評価し、その差分について検討することになるが、振動変位の評価においては、低振動数領域の寄与が大きいいため、低振動数領域の精度

も要求される。なお、鉄道構造物では、構造物の振動変位の差分として表れる角折れ・目違いが列車の走行安全性を照査する上で指標となるため<sup>8)</sup>、変位の高精度の観測は角折れ・目違いに関する設計計算の精度の検証という意味でも重要になる。

#### b) センサー間の時刻同期

上記に関連する項目として、各地震計で得られた信号の差分を計算する必要があることから、センサー間の高精度な時刻同期の必要がある。

#### c) 高ダイナミックレンジの確保

規模の大きな地震動が発生した場合に精度よく観測可能であることは当然要求される性能である。しかし、規模の大きな地震動は稀であり、同時に、数gal程度または1galに満たないような地震動も対象とすることが現実的である。このため、微小地震～大規模地震を想定したシステム開発が必要である。

#### d) 取り逃しの防止（常時観測）

列車が常時走行することによる振動は振幅として数galから時には数10galといった規模のものであり、従来から一般的に実施されている単純なトリガー方式により地震観測を行うと効率が悪いことが想定される。また、最悪の場合、地震動を取り逃す可能性もある。このため、常時観測を実施する必要がある。

### (2) 地震観測装置の選定、開発

上記で整理したシステムに要求される性能を満足するには、地震計およびデータロガー、データ伝送の手法、データ蓄積の手法を検討する必要がある。また、上記の必須の要求に加えて、データを効率的に取得する手法にも留意するのが望ましい。これらを満足する上での必要なデバイスおよびシステムの概要について示す。

#### a) 地震計の選定

上記の性能を鑑み、地震計としてNanometrics社の加速度計(Titan)を選択した。本センサーのスペックを表-1に整理する。これは防災科学技術研究所のK-NET、KiK-netで使用されている地震計の性能<sup>9)</sup>（ダイナミックレンジ132dB程度）に比べても十分高い性能を有しており、微振動に対しても活用が期待できる。表に示されるように、広帯域、高ダイナミックレンジであるという要求を満足するとともに、温度・湿度に対する耐性に優れ、高架橋上に設置する上で十分コンパクトなサイズであることも選定の理由である。

#### b) データロガーの開発

地震観測に用いられているデータロガーの調査を行った結果、高性能なものとしては、荒木ら<sup>10)</sup>によ

表-1 選定した地震計の性能一覧

|           |                                                    |
|-----------|----------------------------------------------------|
| フルスケールレンジ | ±4g, ±2g, ±1g, ±0.5g, ±0.25g<br>(シリアルで選択可能)        |
| 感度        | 5V/g, 10V/g, 20V/g, 40V/g, 80V/g<br>(フルスケールレンジに対応) |
| 帯域        | DC～430Hz(-3dB)                                     |
| ダイナミックレンジ | 150dB以上 (0.01Hz～10Hz)                              |
| シリアルポート   | RS232 コンパチブル 9600bps                               |
| 消費電力      | 通常1.1W 最大3.2W                                      |
| 湿度        | 0～100%                                             |
| 動作温度範囲    | -40～+60℃                                           |
| 寸法        | 14cm(L)x8.5cm(W)x5.8cm(H)                          |
| 重量        | 0.96 kg                                            |

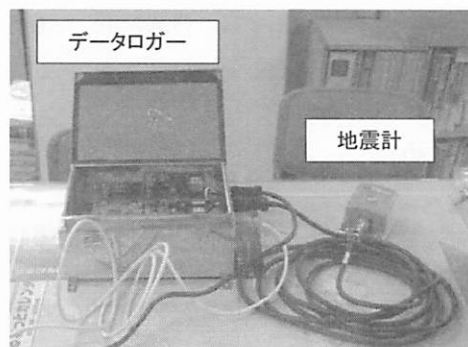


図-1 地震計とデータロガーの概観

って擬似的に32bit、実効29bit以上の分解能を有するデータロガーが開発されている。しかし、本研究に対して適用するには、構成ががかりな上、性能として過大であることが考えられた。ここでは、200Hzサンプルで時刻同期を保証し、ノイズの発生を極力抑制した上で、24bitでのAD変換を実現することを目標性能とし、開発を行うこととした。ADコンバータには量子化ノイズが内包されるが、要求性能を極力廉価に実現するため、本検討では実効112dB（量子化ノイズ2bit）の24bitADコンバータを採用した。2bit分の感度を稼ぐためロガー内部では800Hzでオーバーサンプリングを行い、デシメーションフィルタを用いてエイリアシング信号（妨害波成分）を除去した上で、量子化ノイズをマスクしたデータをオーバーサンプル分で平均化することで2bit(13dB)の底上げを行い、見かけ上の実効ダイナミックレンジとして24bit（125dB）を達成した。地震計とデータロガーの概観を図-1に示す。

#### c) データの蓄積および伝送

データの取り逃しを防止するため、常時観測を行い、全時刻のデータ取得を実施することとした。しかし、常時観測を実施することにより、データ量が膨大となるため、データロガーにSDカード等の小

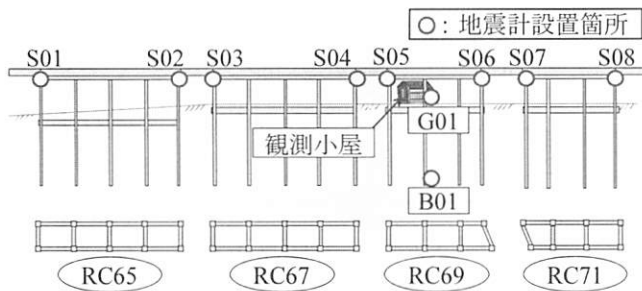


図-2 対象構造物の概略形状と地震計の設置箇所一覧

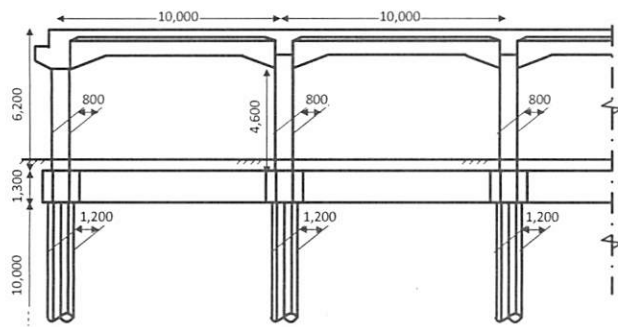


図-3 RC67の構造寸法の概略（4 スパン中 2 スパン）

型の記憶媒体を設置する手法では、観測データ全てを保存することは困難である。そこで、観測小屋を設置し大容量ハードディスクに観測データを直接蓄積する手法を採用した。ハードディスクへデータを蓄積する際には、観測システム内で一時的なデータ整理を行うことを考え、観測小屋にPCを設置し、データの取得および整理に必要なプログラムを稼働させるものとした。また、地震計・データロガーと観測小屋の間では、伝送経路としてLANを用いることとした。

本システムにおいては、時刻同期においても、観測小屋と伝送経路を活用するものとしている。一般に、高精度の時刻同期を考える場合にはGPSによる時刻同期が一般的であるが、本システムでは計測器が高架橋の影に入ってしまうケースが想定されるため、GPSを用いた常時の高精度時刻同期は困難である。そこで、観測小屋のPCにNTPサーバーを構築することで、データロガーの時刻を同期する手法を採用した。これにより、数ミリ秒単位の時刻同期が可能となる。

### (3) 観測実施箇所の選定

観測を実施する対象構造物としては、鉄道において一般的に採用されているラーメン高架橋とした。また、角折れ、目違いの計測も目的としているため、構造条件が変化している箇所を含むことが望ましい。このような条件に基づいて候補地を選択した。

具体的には、図-2に概略を示したような連続した4スパンの高架橋を対象に地震計の設置を行った。



(a) 遠景



(b) 高架橋地震計の設置状況



(c) 地表面地震計の設置状況

図-4 地震観測システムの構築状況

図-3には設置箇所のうち、RC67の構造寸法を示したが、柱高さ5m程度、杭長10m程度の標準的なラーメン高架橋である。線路直角方向には1径間である。高架橋の振動特性に関係する特徴として、RC69、RC71は道路を跨ぐ桁を支持する構造物であり、道路に沿った形で斜角を有している。RC65、RC67は整形な構造であるが、柱長さがRC67で短くなっている。このように各構造物はそれぞれ異なる特徴を有しており、振動特性としても異なることが予想される。

### (4) 地震観測システムの構築

前節で選定した高架橋に対して、地震観測システムを構築した。地表位置の計測は本来であれば高架橋の振動の影響を受けない自由地盤で実施することが望ましい。しかしながら本計測地点で観測箇所の制約により、観測小屋、地表位置の地震計は図-2に示したようにRC69の下に設置した。また、各地震

計・ロガーは観測小屋から電源ケーブルおよびLANケーブルを配線することで接続している。

観測システムの構築状況として、遠景を図-4(a)に、地震計の設置状況を図-4(b)に示す。地中位置の地震計は、深さ約13mに位置する耐震設計上の基盤面（ $V_s=400\text{m/s}$ 程度の硬質地盤）までボーリングマシンで掘削を行い、防水加工した地震計を挿入した後、土の埋め戻しを行った。地表面の地震計は地中の地震計のほぼ直上位置に、軽量コンクリートを打設、鉄板を設置した上で、鉄板に対して地震計を固定した（図-4(c)）。

### 3. 地震観測

構築した地震観測システムによって計測された記録の例を示すとともに、システムの検証を行う。まず、観測記録の例として2013年3月2日1時35分に発生したM4.8の地震で得られた記録を図-5に示す。これより、地中～地表～構造物上に地震動が伝わるに従い、振幅が大きくなっていることが分かる。また、1gal程度の地震記録であってもノイズに埋もれることなく計測できている。さらに、図-6のフーリエ振幅を見ると、0.5Hz以下（0.1Hz程度まで）の低振動数領域で各構造物上の振幅と、地表面位置の振幅がほぼ一致している。これは、低振動数側では、0Hzに向かって、構造物の伝達関数が理論的には1に漸近することに対応している。実際に、図-7には構造物上のフーリエ振幅を地表面位置のフーリエ振幅で除した値（伝達関数）を示しているが、高振動数から0.2Hz辺りまでは、応答倍率が徐々に小さくなり、かつ値が1に漸近しており、理論的な伝達関数の形状と一致している。つまり今回構築したシステムは、数galという非常に小さい振幅を有する記録であっても高い振動数成分はもちろんのこと、0.2Hz程度の低振動数成分においても十分な分解能を有していると言える。また、2014年6月現在において2年以上の連続観測に成功しており、この点においても地震観測システムとして十分な性能を有している。

次に、地震時の構造物上と地中面位置の記録に対して、伝達関数（フーリエスペクトルの比：構造物／地中）を算定することで、各観測位置の振動特性の差異を把握した。用いた観測記録は計測された記録のうち、列車や自動車等の振動ノイズのない良好な記録を用いた（S04～S07：49記録、S01～S03、S08：19記録）。伝達関数の算定結果の例として、S01の結果を図-8に示す。また、各地点の平均伝達

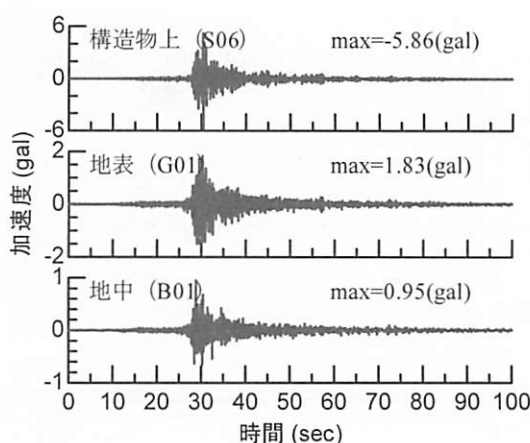


図-5 地震観測記録の例（線路直角方向）

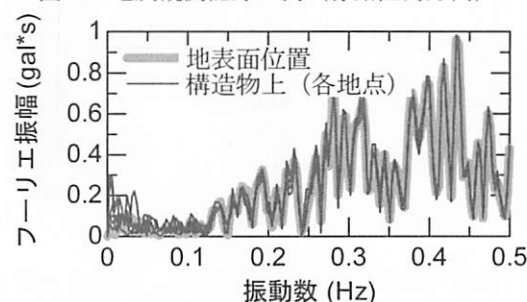


図-6 地震観測記録の例（線路直角方向）

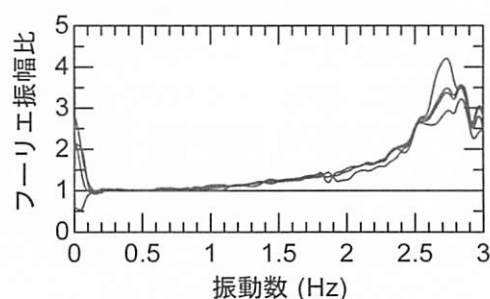


図-7 地震観測記録の例（線路直角方向）

関数を比較した図-9を見ると、隣接している構造のために地盤条件、構造条件が類似している影響で、伝達関数の大まかな傾向は一致している。特に線路直角方向における1次ピークは全構造で2.81Hzとなっている。一方で1次ピーク以外にも着目すると、例えば線路方向においては全地点で3Hz程度にピークが見られるが、破線で示した3つのスペクトル（S01・S02・S03）ではこれと併せて2.5Hz付近にもピークが見られる。また、これらの3つの観測点においては、線路直角方向ではピーク振動数は他の観測点と一致しているものの、ピーク値が大きくなっている。このように、各構造物が全く同じ振動特性を持つ訳ではないことから、各構造物の振動は少なからず隣接構造物の影響を受けていることが考えられる。これら各構造の振動特性の解明、振幅依存による変化、隣接構造物の影響等については今後も詳細に検討を行う。

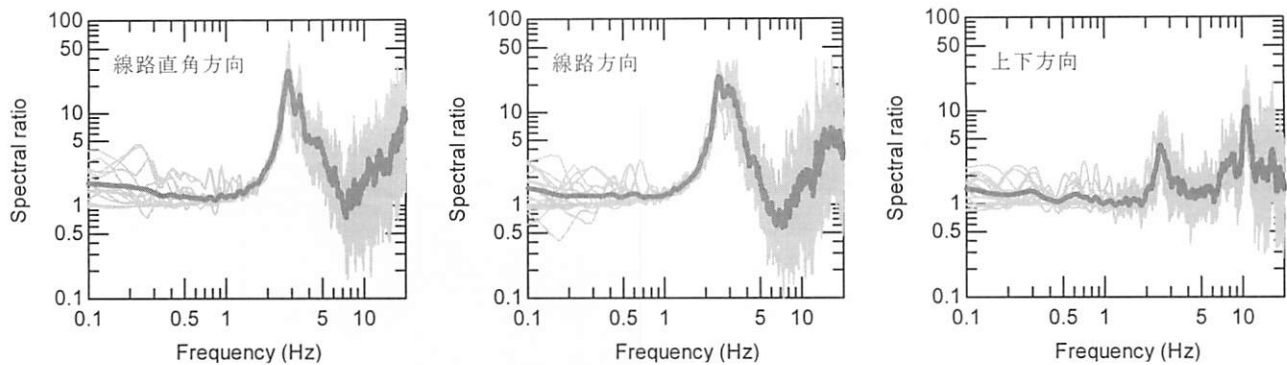


図-8 フーリエ振幅比の算定例 (S01)

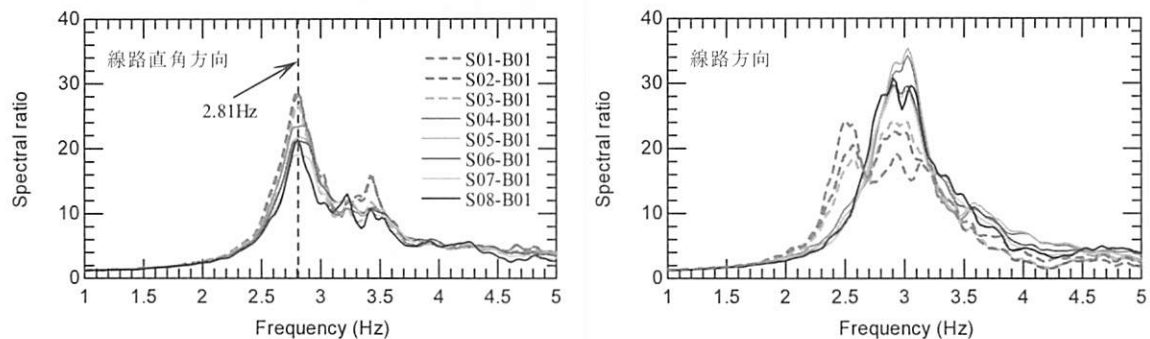


図-9 フーリエ振幅比の算定結果総括 (水平成分)

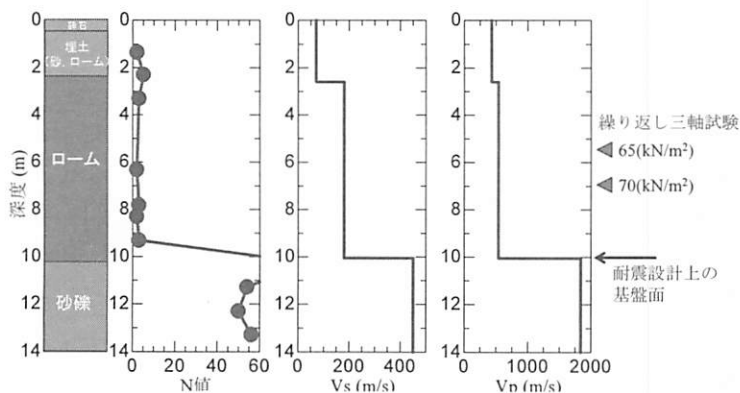


図-10 地震観測地点の土質柱状図

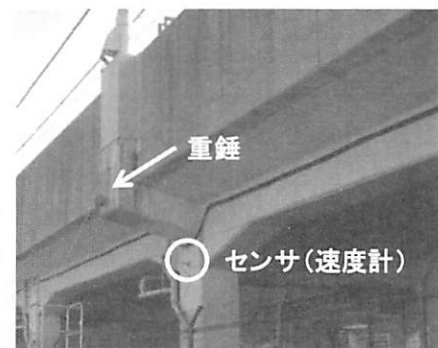


図-11 衝撃振動試験の状況

#### 4. 地震観測地点の詳細調査

本システムは、数値解析の精度検証のためのデータ取得を目的としているため、詳細な解析モデルを作成する必要がある。そこで、観測地点の地盤、構造物特性について事前に詳細調査を実施した。以下にこれらの調査結果をまとめる。

##### (1) 観測地点周辺の地盤調査

地中の地震計を設置する前に、地点の詳細な地盤調査を実施した。まず、標準貫入試験、ダウンホールPS検層によって得られた土質柱状図を図-10に示す。本地点の土層構成は、表層2.6m程度に埋土層(Bc)が堆積しており、直下には関東ローム(Lm)が7.5m程度分布し、以深には武蔵野礫層が分布する層序となっている。砂礫層はN値50以上でかつ

$V_s=450\text{m/s}$ と判定されており、耐震設計上の基盤面として扱うことが妥当であると考えられる。そこでPS検層結果を用いて固有値解析を行うと、耐震設計上の基盤面以浅の地盤の固有周期 $T_g=0.256$ 秒となり、鉄道構造物の耐震設計においてはG3地盤(普通地盤)と分類される地盤に該当している。今後、非線形挙動を詳細に検討することも想定し、土の変形特性を求めるための繰り返し三軸試験をローム層において実施している。試験は図-10に示す深さの異なる2地点で採取した試料に対し、拘束圧を変化させて実施した。

以上の試験結果、パラメータ評価に基づき、地盤応答解析に必要なパラメータは全て抽出できており、これを用いることで、今後地盤応答解析と観測記録との比較、検証が可能である。

## (2) 観測地点の構造物調査

構造物の基本特性調査として、RC67について衝撃振動試験<sup>11)</sup>を実施した。試験は図-11に示すように電柱から重錘を懸垂し計10回の打撃を加え、これにより生じる振動を速度計により計測した。計10回の打撃により計測された波形の平均およびそのフーリエ振幅、位相からRC67の固有振動数として2.81Hzが得られた。これは、上述の地震観測とも整合する結果である。

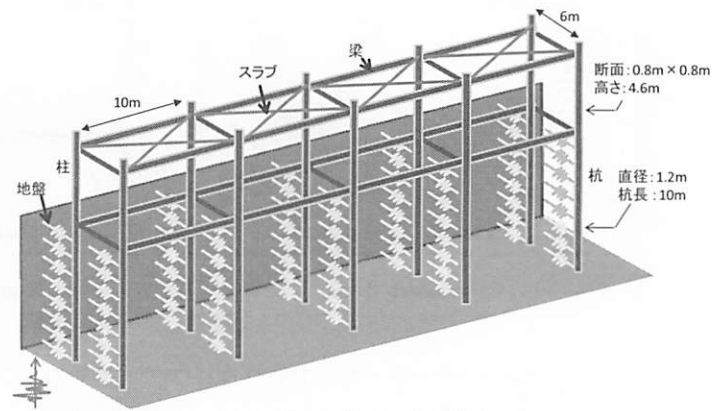


図-12 解析モデル概要

## 5. 数値解析に関する基礎検討

図-3に示すRC67単体について、解析モデルを作成する。RC67は整形なラーメン高架橋であり、三次元的な挙動の影響が比較的小さいと考えられる構造物である。そのため、観測と比較することで、解析モデルのキャリブレーションが比較的容易に行えると考えられる。本研究では、地盤ばねに着目し、観測と数値解析の固有振動数を一致させるように簡易なキャリブレーションを試みた。

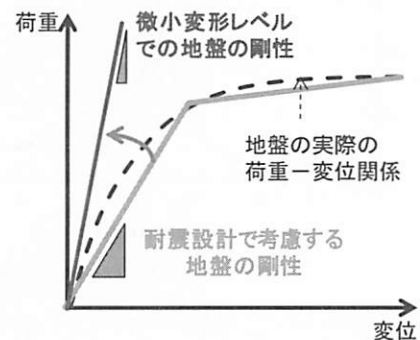


図-13 地盤ばねの剛性の考え方

### (1) 解析モデル

詳細な設計計算により三次元的な効果を考慮することを想定し、三次元の質点系モデル<sup>11)</sup>により解析モデルを作成する。質点系モデルでは、柱、杭および梁といった部材を梁要素で表現し、地盤をばねで表現する。スラブの影響は、通常の二次元の設計計算では、梁を表現する梁要素に断面積や断面二次モーメントを付加的に考慮し、スラブを考慮した剛性としてモデル化される<sup>12)</sup>。一方、三次元解析においては、上記の方法に加えて、スラブをソリッド要素<sup>13)</sup>やシェル要素<sup>14)</sup>を用いて表現する場合や、スラブの剛性が十分大きいことを利用して、剛な梁要素を用いたブレースとして表現する場合がある<sup>15)</sup>。ここでは、ブレースとしてモデル化する手法を採用した。概要図を図-12に示す。各要素に与えた物性は、鉄道の設計標準<sup>1),12),16)</sup>に従い算定した。この時、地盤ばねの剛性は、耐震設計で用いるばね剛性を用いた。算定にあたっては、PS検層を元に地盤の変形係数を算定し、地盤修正係数なる係数を乗じて考慮し、地盤の変形係数を10分の1に低減する。ここで得られる低減された地盤の変形係数を元に地盤ばねは算定される。ここで考慮した地盤修正係数は、地震時の地盤の変位レベルを考慮するためのものである。図-13に示したように、地盤の剛性はその変位レベルにおいて

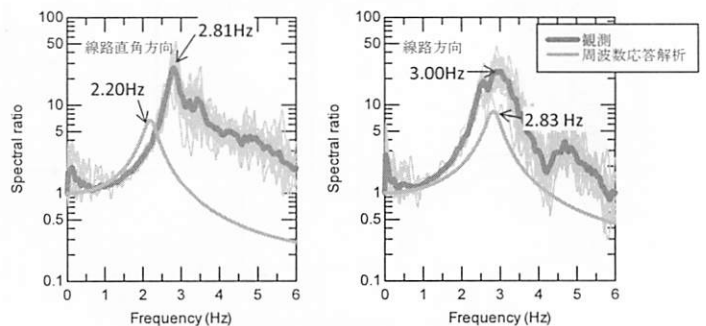


図-14 伝達関数の比較 (キャリブレーション前)

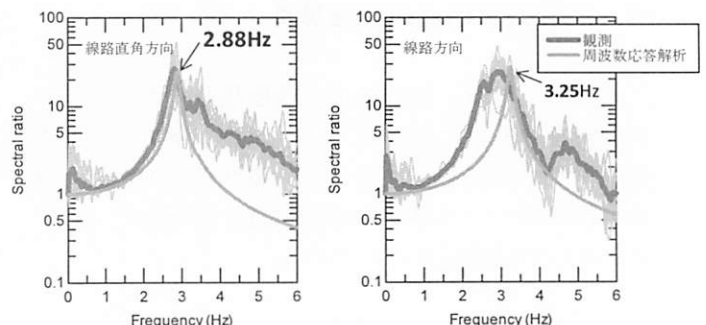


図-15 伝達関数の比較 (簡易キャリブレーション後)

連続的に変化する。鉄道の耐震設計においては、この関係をバイリニア型の骨格曲線で表現するため、初期剛性がある程度の変形レベルを想定したものとなっている。このため、本研究のように小規模な地震を対象とする場合には、地盤の剛性を過小に評価していることが想定される。

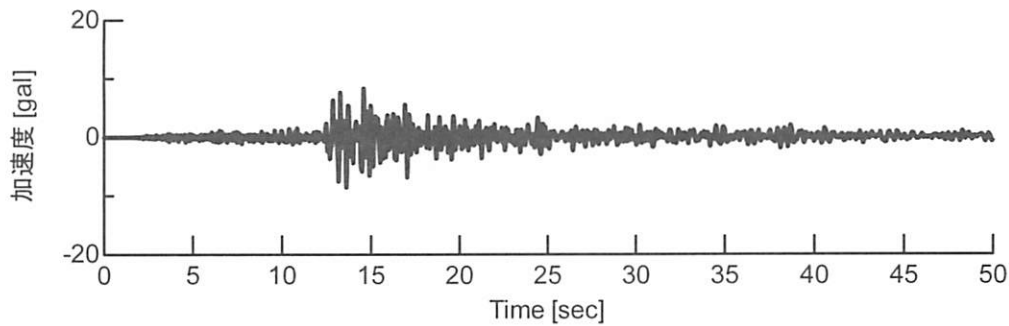


図-16 地表面で観測された地震波形

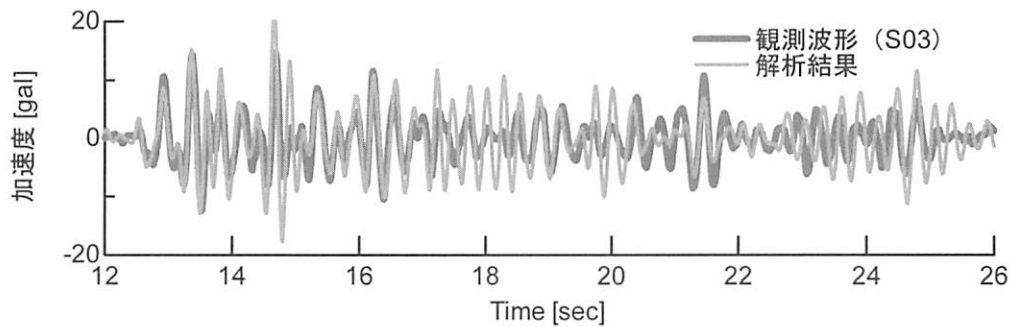


図-17 観測波形と解析による応答波形の比較

なお、減衰の設定においては、減衰定数として部材に3%、地盤ばねに10%の減衰を考慮した上で、ひずみエネルギー比例減衰の考え方によりモード減衰定数を算出し、線路直角方向の1次モードおよび線路方向の1次モードにフィッティングするようにレーリー減衰を設定した。

## (2) 周波数応答解析

前節で作成した解析モデルに対して周波数応答解析を実施し、現状の解析モデルで計算した伝達関数と観測から得られる伝達関数の比較を行う。比較に用いる観測点としては図-2に示したS03の位置の地震計を用いた。結果を図-14に示す。図中に伝達関数のピーク振動数を示した。線路直角方向、線路方向ともに解析結果から得られるピーク振動数は、観測結果より低いことが分かる。また、ピークの振幅を比較すると、解析で得られる伝達関数のピークは、観測結果より小さいことも分かる。

## (3) 地盤ばねに着目したキャリブレーション

ここでは、地盤ばねの剛性に着目したキャリブレーションを行う。地盤ばねは、上述のように考慮する変形レベルに応じて剛性が変化する。ここでは、小規模な地震を扱っていることから、変形レベルは耐震設計で扱っている変形レベルより小さい。そこで、ばねの剛性を割増すことで(図-13)、解析モ

デルのキャリブレーションを行う。ここでは、特に線路直角方向の固有振動数に着目したキャリブレーションを行う。

簡易なキャリブレーションとして、地盤ばねの剛性を一様に割増し、線路直角方向のピーク振動数について、観測と数値解析の整合を図る。また、ピークの振幅については、与える減衰を変化させて検討する。地盤ばねの剛性を3倍に、減衰を3分の1にした場合の結果を図-15に示す。線路直角方向の伝達関数のピークについては、振動数・振幅ともほぼ一致する結果となっている。ただし、ピークより高振動数領域の伝達関数の振幅については表現できていない。線路方向については、振動数が高くなる方向に変化するが、固有振動数が一致するまでには至らなかった。隣接構造物の影響も含めた、より詳細なキャリブレーションの必要があると考えられる。

上述のように、伝達関数が完全に一致した訳ではないが、高架橋単体の解析モデルがどの程度、実構造物の応答を表現できるかを検討するため、試算として時刻歴地震応答解析を実施し、観測波形と数値解析結果を比較する。検討方向は、線路直角方向とし、地震動が小規模であることから、線形解析とした。また、地震動の入力においては、地表面で実際に得られた地震動(図-16)を基礎に一樣に入力した。S03の位置での観測波形と解析で得られた応答波形を比較する(図-17)。図示した波形の1 2

秒～16秒程度は、比較的両者が整合するが、18秒付近では、観測と解析の乖離が見られる。一次モードの振動数を調整したため、ある程度観測を再現できる解析モデルになっているが、乖離する部分について、より詳細な検討が必要である。

## 6. まとめ

本研究では、数値解析の検証のためのデータを取得することを目的として、ラーメン高架橋の地震観測システムを構築した。本システムは、ラーメン高架橋の三次元的な挙動を正確に計測できるよう、高密度で高精度な観測システムとなっている。これまでの観測で得られた記録を用いて、システムの精度の検証を行うとともに、構造物の基本的な振動性状についても検討した。

また、数値解析の検証に関する初期検討として、ラーメン高架橋単体を三次元の質点系モデルでモデル化し、周波数応答解析を用いて、観測記録との比較を行った。また、周波数応答解析の結果から、簡単なキャリブレーションとして、地盤の剛性に着目した検討を行い、現状の数値解析モデルと観測との整合について検討した。

今後は、隣接構造物の影響や不整形なラーメン構造の地震応答への影響などを詳細に検討するとともに、数値解析モデルについて、より精緻なキャリブレーションを行っていく必要がある。

## 参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.
- 2) 吉岡修，芦谷公稔：新幹線鉄道振動の発生・伝播モデル，物理探査，第48巻第5号，pp.299-315，1995.
- 3) Kinoshita, S.: Kyoshin Net (K-net), Seismological Research Letters, Vol. 69,

pp.309-332, 1998.

- 4) Goto, H. et al: Very dense seismic array observations in Furukawa district, Japan, Seismological Research Letters, Vol.83, No.5, pp.765-774, 2012.
- 5) 大木洋司，山下忠道，盛川仁，山田哲，坂田弘安，山中浩明，笠井和彦，和田章：超高層免震建物の長期観測システム構築に関する具体的取り組み，日本建築学会技術報告集，第21号，pp.73-77，2005.
- 6) 山本泰幹，藤野陽三，矢部正明：地震観測された長大吊橋系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性，土木学会論文集 A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.
- 7) 野上雄太，坂井公俊，室野剛隆，盛川仁：表層地盤と入力波の周期特性を考慮した表層地盤での地震増幅率の評価，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.68, No.1, pp.191-202, 2012.
- 8) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限，2006.
- 9) 藤原広行，功刀卓，安達繁樹，青井真，森川信之：新型 K-NET：強震動データリアルタイムシステムの構築，日本地震工学会論文集，第7巻，第2号，pp2-16，2007.
- 10) 荒木正之，盛川仁，伊藤貴盛，谷川正真，松本敬太郎：A/D コンバータのハイブリッド利用による広ダイナミックレンジのデータロガーの開発，日本地震工学会論文集，Vol. 11, No. 3, pp.59-72, 2011.
- 11) 西村昭彦：ラーメン高架橋の健全度評価手法の研究，鉄道総研報告，Vol.3, No.9, 1990.
- 12) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造，丸善，2004.
- 13) 土屋智史，古家義信，金益賢，岡村甫：3次元非線形動的解析を用いた RC 鉄道高架橋の耐震性能評価，土木学会論文集，No.662/V-49, pp.1-15, 2000.11.
- 14) 渡辺勉，曾我部正道，徳永宗正，川口二俊：RC ラーメン高架橋の部材振動特性に関する解析的検討，鉄道総研報告，Vol.27, No.10, pp.47-52, 2013.10.
- 15) 谷村幸裕，渡邊忠朋，蘆谷譲：鉄道 RC ラーメン橋台の三次元非線形地震応答解析，土木学会論文集 E, Vol.64, No.3, pp.400-415, 2008.7.
- 16) (公財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，2012.