

2004 年新潟県中越地震における新幹線脱線区間における 地盤と高架橋の地震応答推定

*Estimation of seismic responses of ground and viaducts in the zone of derailment of Shinkansen bullet trains
during Niigata-ken Chuetsu earthquake in 2004*

森 伸一郎*, 和仁 晋哉**
Shinichiro Mori, Shinya Kazumi

博士 (工学), 愛媛大学助教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町 3)

** 愛媛大学大学院, 理工学研究科 環境建設工学専攻 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町 3)

Shinkansen bullet trains were derailed during Niigata-ken Chuetsu earthquake, October 23, 2004 with a magnitude of 6.8. The purpose of this paper is to estimate the seismic responses of the grounds and viaducts in the zone of derailment for studying the possible cause of the derailment by dynamic analysis on seismic response using simplified models verified by microtremor measurement on grounds and viaducts. One-dimensional models of ground are developed at 17 sites for seismic response analysis. Linear models of single-degree-of-freedom systems for viaducts at ten sites are developed based on microtremor measurement on grounds and viaducts. The results of analysis show that values in a range of alluvial terrace are larger than those in a range of alluvial fan with regard to responses of acceleration and curvature of viaducts. Based on witnesses of crew, it is clearly shown that the trains run through the zone of derailment in the time range of occurrence of maximum acceleration responses.

Key Words: earthquake, derailment, surface ground, microtremor, dynamic analysis, seismic response

キーワード: 地震, 脱線, 表層地盤, 常時微動, 動的解析, 地震応答

1. はじめに

2004 年 10 月 23 日の新潟県中越地震の際に上越新幹線の下り列車「とき 325 号」が脱線するという事故が起きた。脱線事故は新幹線開業以降初めてであり, その原因は調査中¹⁾であり, 未解明である。

本論文は, 新幹線脱線原因の解明に寄与するため, 常時微動と簡単な数値解析により脱線区間の地盤と高架橋の地震応答を推定するものである。

本研究では, 地震動による着目する地点の振動と列車長さにわたる区間での変位差に起因する折れ角の 2 つの観点から, 原因解明に寄与すべく, 著者らは地盤と高架橋の地震時挙動を検討する。まず, 脱線を開始した地点から停車した地点の間の区間 (以降, 脱線区間と言う。) を含む約 1.7 km の区間において 29 地点の常時微動測定を行い, 地盤と高架橋の振動特性を得る。次に, 地盤と高架橋の地震時挙動を推定するために, この区間でボーリングデータのある 17 地点の地盤の 1 次元モデルと高架橋の 1 質点モデルにより地震応答解析を行う。常時微動測定結果は地盤と高架橋のモデル化に反映する。

列車の地震時走行安全性を考える場合, 地震動による

着目する地点の振動と列車長さにわたる区間での変位差に起因する折れ角の 2 つの観点からの検討が必要と考えられる。そこで, 本論文では, 前者として加速度と絶対変位の応答, 後者として曲率と折れ角を対象として検討する。

2. 脱線地点周辺の地形と地質

図-1 に脱線区間付近の地質断面図²⁾と常時微動測定箇所と地震応答推定箇所の位置を示す。航空・鉄道事故調査委員会の経過報告¹⁾によれば, 新幹線は大宮駅起点 206.2 km (以降, 大宮駅起点は省略する。) 付近で脱線の痕跡があり, 約 1.6 km の間, 脱線したまま走行して列車先頭が 207.8 km 付近で停車した。

この脱線区間では, 地表面の標高が大きく変化して起伏が激しい不整形な地盤である。滝谷トンネル出口付近 (205.7 km) から 206.33 km 付近までは, 表層の完新統厚さ (以降, 表層厚と記す。) が 10-20 m の沖積段丘である。そこから 206.5 km 付近まで標高が低く表層厚は 7-8 m しかないが, それ以北 206.88 km までは表層厚が増加し標高が高くなる沖積低地である。この地点から以

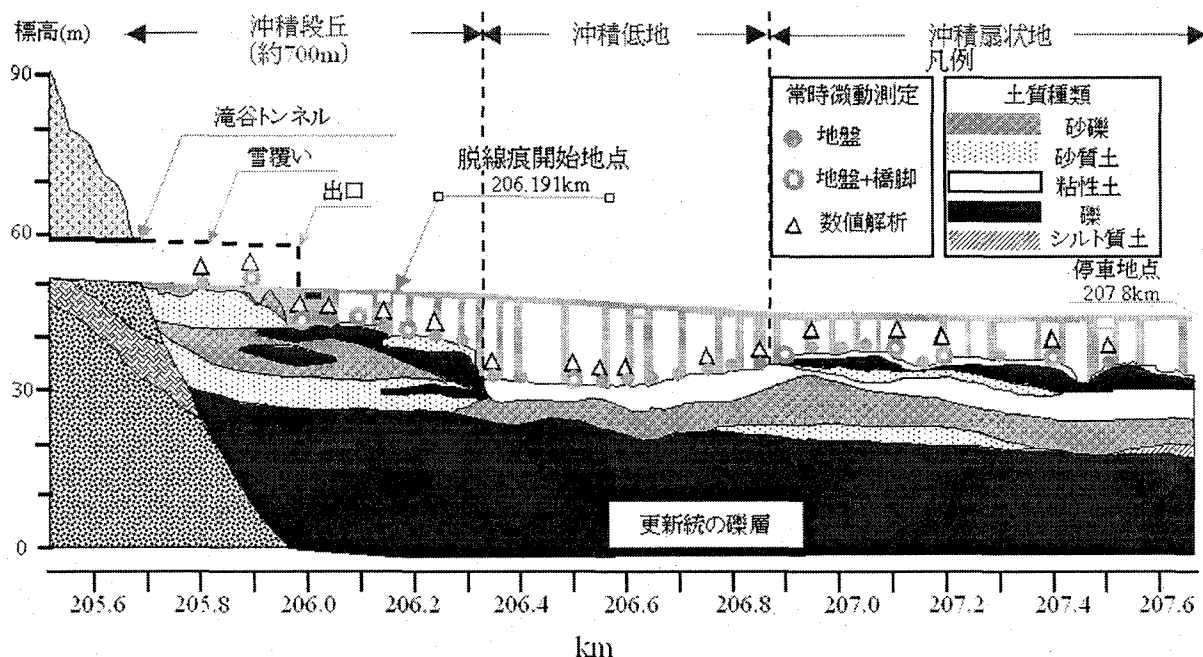


図-1 脱線区間付近の地質断面図²⁾と常時微動測定箇所と地震応答推定箇所の位置

北は沖積扇状地となり比高が高くなるため表層厚は増加する。すなわち、脱線区間は、206.33 km と 206.88 km を境に、沖積段丘地、沖積低地、沖積扇状地（以降では、それぞれ段丘地、低地、扇状地と記す。）の 3 つの地形に分類される。なお、この地域での表層とは、上面の標高がおおよそ 20-30 m に堆積する更新統の砂礫より浅い完新統を指す。

脱線事故は、段丘部で始まり低地・扇状地を通る地盤構成や地表の標高や表層厚が変化する区間、あるいは、標高が変化することにより橋脚高さが変化する区間で発生した。

3. 脱線区間における常時微動測定

3.1 常時微動の測定と分析の方法

脱線区間の地盤と高架橋の振動特性を把握するために、2004 年 11 月に常時微動測定を実施した³⁾。地盤の測定点は、205.8 km から 207.5 km の約 1.7 km の区間の高架橋に沿って、原則として 50 m 間隔（一部は 100 m 間隔）で設定し、その数は合計 29 地点である。センサーは速度計（CR4.5-2S）であり、線路に平行方向を X 成分（長岡駅的位置するおよそ北方向を正）とし、線路直角方向（およそ東方向を正）を Y 成分とした。

原則として、センサーは高架橋に隣接して平行に走る道路の路肩部分（未舗装部分）に設置した。高架橋の測定は、その卓越周期および減衰を把握する目的として、地盤の測定点 29 地点の内 10 地点において実施した。地盤と橋脚の 2 点同時測定である。センサーはガムテープで位置を固定し、ゴムバンドで橋脚に押しつけ固定した。写真-1 にセンサーを橋脚に固定している様子（206.5 km 付近）を示す。

サンプリング周波数 100 Hz で、25 Hz のローパスフ

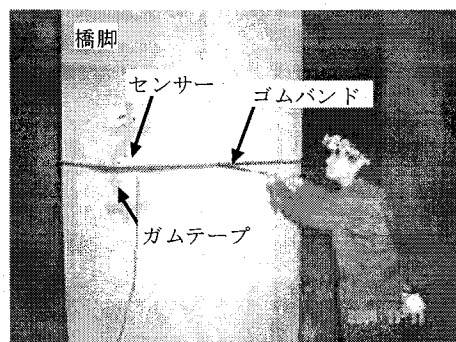


写真-1 高架橋橋脚にセンサーを設置する様子

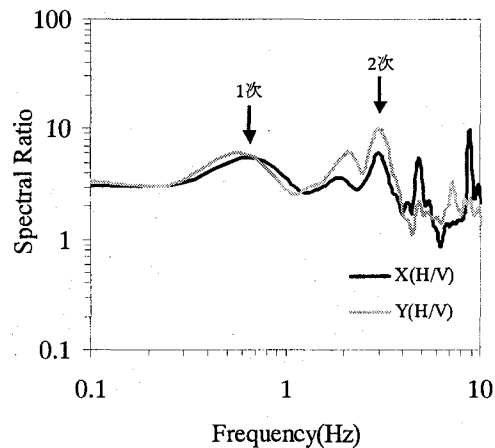


図-2 常時微動測定による207.3kmのH/Vスペクトル比

ィルターを施し、約 200 秒間測定した。速度時刻歴の全データの中から、8 セグメント×2048 個=16,384 個のデータを解析に用いた。抽出した速度時刻歴のセグメントは、ドリフト補正を施した後、フーリエ変換を行い、速

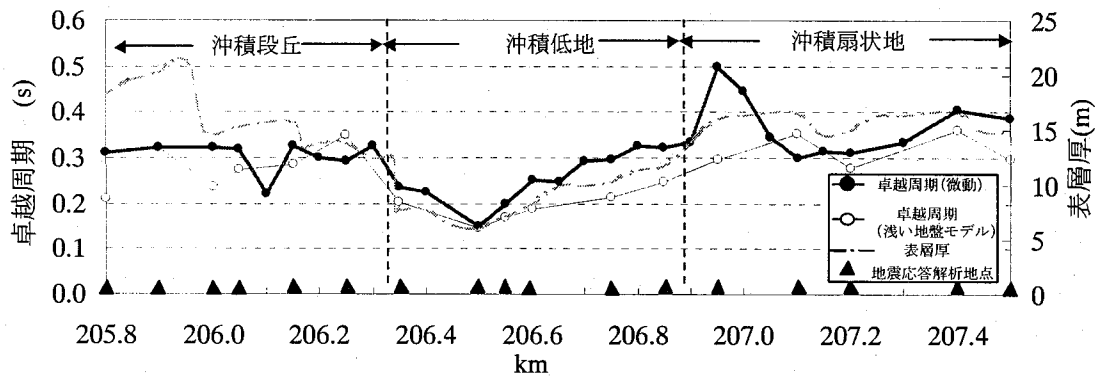


図-3 脱線区間における地盤の卓越周期と表層厚の分布

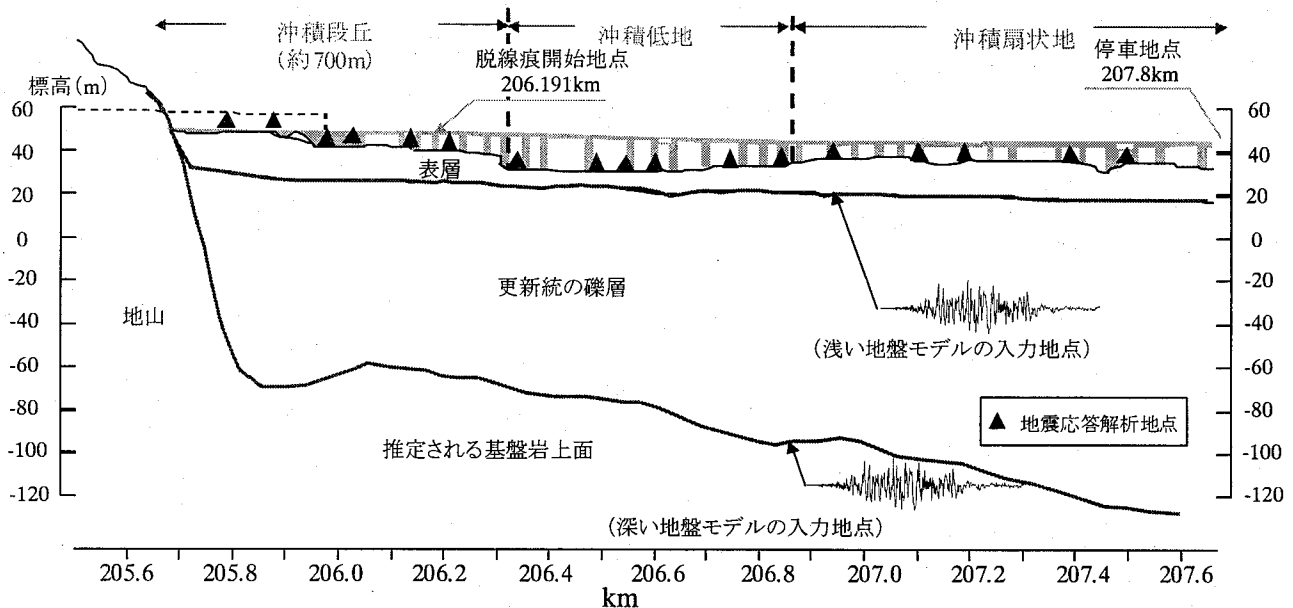


図-4 推定した基盤岩上面深さおよび地震動入力位置

度フーリエスペクトルを算出し、フーリエスペクトル比を求め、それらを8セグメントのアンサンブル平均を求めた。平均化されたフーリエスペクトルやフーリエスペクトル比は、さらに平滑化を行うためバンド幅0.5 HzのParzen ウィンドウ処理を施した。これ以降、このような手順で得られたものを単にフーリエスペクトルやフーリエスペクトル比と記す。

3.2 常時微動測定結果

地盤の卓越周期は、上下動に対する水平動のフーリエスペクトル比 H/V からピークを読み取ることによって求める。その際、紙面の関係で掲載できないが、全29地点のX,Y成分毎にH/Vのグラフを一瞥できるように並べて、系統的な変化を把握してピークを判断した。

図-2に例として207.3 kmのH/Vスペクトル比を示す。この測定点だけでなく、他の多くの測定点で共通する1次と2次の卓越するピークが認められるとともに、水平2成分の間には大きな差は認められなかった。そこで、以降では、1次と2次ともに、X成分とY成分から読み取られた卓越振動数の平均値を議論の対象とした。

図-3にH/Vスペクトル比の2次卓越振動数に基づく卓越周期と地質断面図から読み取った表層厚の線路方向分布を示す。表層厚と地盤の卓越周期の間には、段丘部では弱い相関が、低地・扇状地部では強い相関が認められる。したがって、この区間では、2次の卓越周期は表層地盤の卓越周期に対応していると考えられる。この図から、4分の1波長則により表層の平均せん断波速度の概略値 V_{s1} が得られる。段丘部で $V_{s1}=160-290$ m/s (平均210 m/s)、低地部で $V_{s1}=130-160$ m/s (平均140 m/s)、扇状地部で $V_{s1}=130-230$ m/s (平均180 m/s) である。凌ら⁴⁾は微動アレー探査で当該地域の地盤構造を推定しているが、S波速度構造の図からおおよそその値を読み取ると、20m以浅の表層のせん断波速度は、段丘部で $V_{s1}=160$ m/s、低地部で $V_{s1}=200$ m/s、扇状地部で $V_{s1}=180$ m/s である。両者はおおむね合っている。

また、H/Vスペクトル比で読み取られる1次の卓越周期は、更新統の礫層よりも深い位置に存在するシルト岩や泥岩など、南側丘陵地から続く基盤岩より上の地盤の固有周期に対応していると考えられる。そこで、更新統の礫層のせん断波速度 V_{s2} を400 m/sとし、それ以深に

基盤岩があると仮定して、4分の1波長則を適用して基盤岩上面の深さを推定する³⁾。図-4に推定された基盤岩上面深さの分布を標高表示で示す。地山から続くと考えられる基盤岩が、地表からおおよそ90-120mの深さに存在すると考えられる。凌ら⁴⁾の結果によれば、表層に続く層（彼らは第2層と呼んでいる）ではせん断波速度が400-470 m/sであり、その下端深さは、段丘、低地、扇状地でそれぞれ深さが87, 49, 96 mでありおおむね整合している。凌ら⁴⁾により推定された速度構造に比べれば、更新統礫層については、著者らのモデルはせん断波速度が小さく地表からの深さが深いものとなっている。すなわち、相対的に周期の長いものとなる。しかし、著者らの深い地盤のモデルは実測の1次の卓越周期に合わせており、妥当なものと考えられる。

凌ら⁴⁾によれば、表層に続く層より下にある層のせん断波速度が、650, 650, 900 m/sと求められているが、後述する地震応答解析で用いた基盤のせん断波速度として仮定した値（700 m/s）はこれと整合している。

4. 脱線区間を対象とした地盤の地震応答解析

4.1 地震応答解析の対象と方法

脱線区間の地盤の地震時における応答を評価するため、脱線区間でボーリングデータのある17地点（おおおよそ50 mから150 mの間隔）を対象として地震応答解析を実施した。1次元地盤モデルを作成し、プログラムSHAKE⁵⁾を用いて等価線形化法による解析を行った³⁾。

図-4では、左側が端部に相当する盆地状の不整形地盤であるが、縦横の縮尺が異なる。基盤深さが100 m前後で端部から200 m程度でその深さに達し、それより離れると大略平坦な基盤面である。したがって、盆地端部よりおよそ600 m程度離れている脱線痕開始地点は、基盤深さの6倍、傾斜部長さの3倍の距離だけ盆地端部から離れていることになる。不整形の影響は、盆地端部より生成される波動により、下方からの上昇波との合成による地表応答の増幅や表面波が水平方向に伝播することが考えられるが、脱線痕開始地点では後者の影響はあるもの、前者の影響は大きくないと考えた。そこで、一次近似として、ここでは1次元のモデル化で検討を試みた。

地震応答解析は、1次の卓越周期に対応する基盤岩から地震波を入力する場合（深い基盤モデル）と、2次の卓越周期に対応する更新統の礫層上面を工学的基盤として地震波を入力する場合（浅い基盤モデル）の2種類の地盤モデルで行った。図-4には地震波の入力位置も示している。深い地盤モデルの結果を主に着目するが、一般の設計などでは、杭支持層などを工学的基盤として扱うことが多いことから、浅い基盤モデルによる解析も比較のために実施した。図-5に地形や表層厚などに着目して、いくつかのボーリング柱状図を例示する。図-1では、表層内の粘性土層や礫層の厚さが場所により大きく異なるのが読み取れるが、図-5ではそのことが良く理解できる。

周波数応答解析SHAKEに用いる1次元モデルでは、土層の密度、せん断波速度、せん断剛性と減衰定数のひずみ依存性を設定する必要がある。せん断波速度 V_s は N 値より次に示す推定式⁶⁾により推定した。

$$\left. \begin{aligned} V_s &= 80N^{1/3} && (\text{砂質土の場合}) \\ V_s &= 100N^{1/3} && (\text{粘性土の場合}) \end{aligned} \right\} (1)$$

なお、この推定式を用いて求められる1次元地盤モデルの平均せん断波速度は、段丘地盤で $V_{s1}=220\sim280$ m/s、扇状地地盤で $V_{s1}=160\sim200$ m/s である。一方、常時微動からの推定値は、段丘部で $V_{s1}=160\sim290$ m/s、低地部で $V_{s1}=130\sim160$ m/s、扇状地部で $V_{s1}=130\sim230$ m/s である。したがって、地形の種別にかかわらずモデルは、実際と同じかやや大きい平均せん断波速度が考えられている、言い換えれば、実際と同じか短い固有周期が考えられていると言える。図-3には推定式を用いた解析モデルの卓越周期（ただし、4分の1波長則による）を併せて示している。モデルは実測に比べて、段丘部と扇状地でやや短周期側、低地部でかなり短周期側となっている。実測の地盤の卓越振動数に最も適合するように各土層に対する推定式の修正を行うことも考えられるが、本研究では、上記の推定式による値をモデルに適用した。これより本研究で地盤の1次元モデルは、実際と同じか、やや短周期側に評価されるモデルであると言える。

3.2で述べたように、更新統礫層のせん断波速度は400

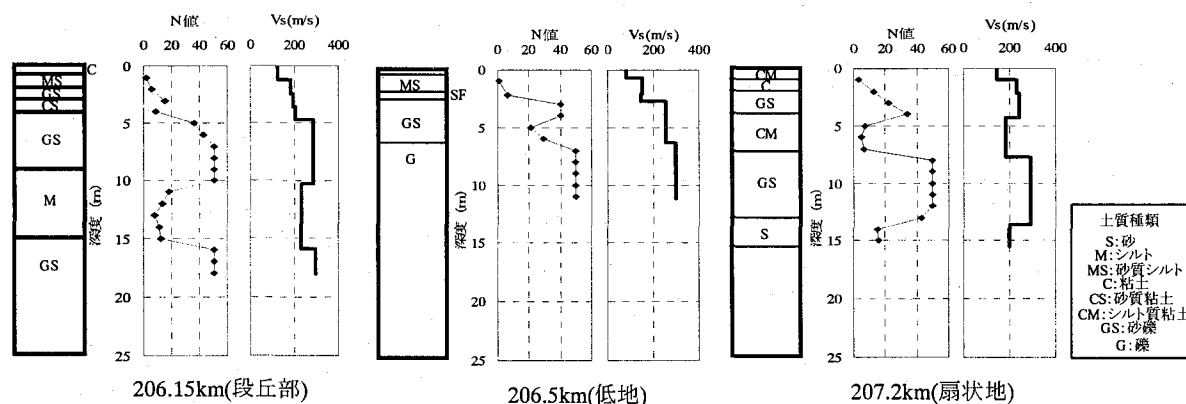
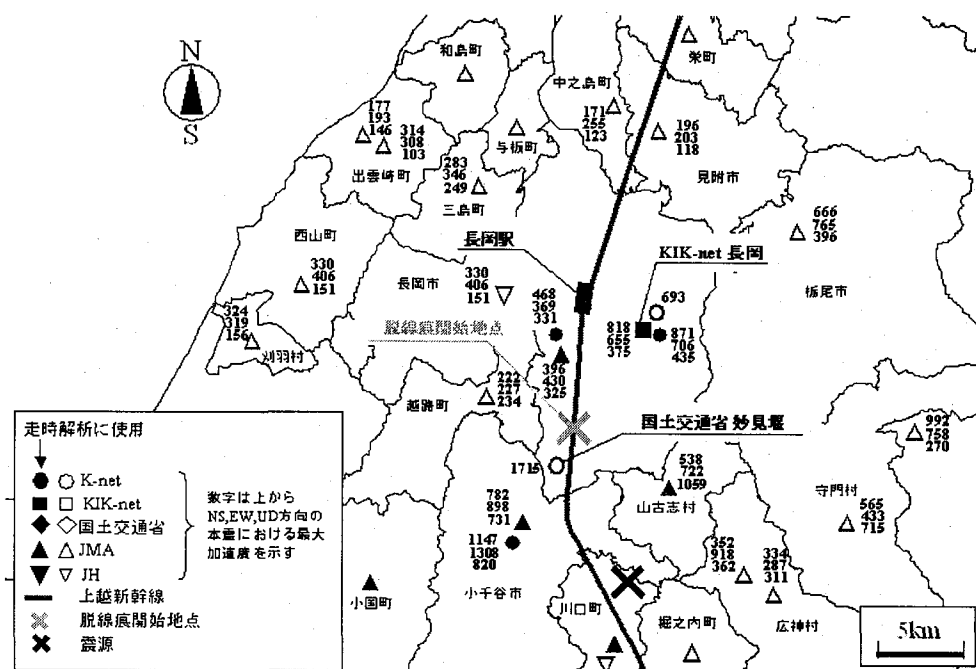
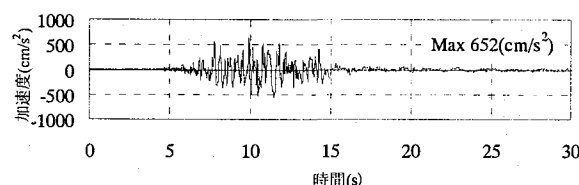


図-5 脱線区間のボーリング柱状図



m/s, 90–120 m の深さに推定された基盤岩のせん断波速度は 700 m/s とした³⁾。凌ら⁴⁾の微動アレー探査で推定されたものとおおむね整合している。



また、各土層のひずみ依存の繰返し変形特性は山口・安田の式⁷⁾より推定した。この際に必要な土の平均粒径については、ボーリング柱状図記載の土質名に基づき、平均粒径の設計値を与えた。

4.2 入力地震動とその扱い

図-6 上に越新幹線の路線と各機関の地震観測点を示す。脱線地点に最も近いのは国土交通省の妙見堰（最大加速度 $1,715 \text{ cm/s}^2$ ）であるが、加速度時刻歴は入手できない。解析実施時点で地震動記録が公開されていた観測点で最も近いのが、北北東に約 6.5 km 離れた KiK-net 長岡⁸⁾であり、震央距離は約 14 km である。

この観測点の地盤情報は公開されていないが、地形的には山地端部に位置し、地質図⁹⁾によれば表層地質が礫及び砂層であるので、基盤は極浅いと推測される。したがって、地表地震計の記録に含まれる可能性のある表層の影響は高振動数領域に限られ、ここで主対象となる 10 Hz 以下の振動数領域では、露頭基盤相当波であると見なすことができると考えられる。そこで、一般に行われることの多い逆応答解析などを行わず、地表観測波を露頭基盤波としてそのまま入力する。なお、脱線には新幹線の線路直角方向の揺れが支配的であると考え、EW 成分を使用する。

検討対象地点から地震観測点まで約 6.5 km 離れた地表の地震動記録を用いることになるが、森・曾我部¹⁰⁾は、鳥取県西部地震の際の境港における軟弱地盤の地震応答を評価する際に、震央距離がほぼ同じで約 5 km 離れた硬質地盤の地表の記録を深い地盤モデル（地震動入

震央距離 (km)

▲ KIK-net長岡 (Δ 15.1km)
▲ 脱線開始地点 (Δ =10.3km)

V=3.1km/s

K-net新潟
K-net巻
K-net寺泊
K-net三条
K-net長岡
JMA長岡
K-net小千谷
JMA小千谷
K-net山古志
JMA山古志

17:56:00 17:56:05 17:56:10 17:56:15 17:56:20 17:56:25 17:56:30

S波到達時刻

図-8 震央距離とS波到達時刻の関係(走時曲線)

力基盤深さ 390 m) に入力することによって再現できたことを報告している。今回の場合は、震央距離は観測点の方が大きいので、振幅が小さく評価されている可能性があるが、上記の前例に従い、適用できると考えている。

図-7に解析対象地点の一つである205.15 kmの入力地震動の加速度時刻歴を示す。80秒間を解析に使用するが、図では始めの30秒間を示している。205.8 kmから207.5 kmの約1.7 kmの区間を解析の対象とし、絶対時刻での地震時挙動や線路方向の空間変動を検討対象とするため、一般に数値解析では入力地震動の位相差や堆積層表面波の影響を考慮する必要がある。

そこで、前者を評価するために、図-6に示す様々な地点の地表で観測された加速度記録を基に計算により得られた変位波形より、S波の立ち上がり開始地点を判読して、各観測地点のS波到達時刻を推定した。図-8に強震観測点の震央距離とS波到達時刻の関係を示す。この図のプロットから走時曲線がほぼ直線（伝播速度 3.1 km/s）となっている。今回の解析では、図-8の走時曲線に基づき、各解析対象地点でのS波到達時刻の差の分だけ位相をずらして地震波を入力した（位相差入力）。後者については前述のように考慮していない。

一方、振幅については本来、距離減衰特性を考えれば、脱線区間の方がKiK-net長岡より震央距離が小さいので、期待される入力地震動は大きいはずである。しかし、ここでは震央距離が小さい場合の距離減衰特性のばらつきが大きいことを考慮してこれを考慮せず、振幅一定とした。したがって、応答評価は過小評価となる。

4.3 地震応答解析結果

地震応答解析により地盤の地震時挙動を検討するほか、地震時走行安全性を検討するために高架橋の振動変位を無視した場合の線路の折れ角と関係の深い曲率も検討する。

図-9に206.15 kmの深い地盤モデルにおける地表応答の絶対加速度、絶対速度、絶対変位の時刻歴を示す。速度及び変位については、一般にSHAKEの応答結果として基盤に対する相対速度と相対変位が示されることが多いが、ここでは脱線という実被害の分析という目的を考えて絶対速度、絶対変位を示している。時刻歴の0秒は、17時56分00秒に相当する。

図-9では、図-7の入力加速度に対して増幅している地表の絶対加速度の様子が見える。特に、17時56分10-12秒では大きく増幅して1000 cm/s²に達する最大応答が現れている。同じ時間帯に速度と変位でもそれぞれ最大応答が現れ、それぞれ115 cm/sと17.3 cmに達している。変位では14秒付近でも増幅が大きい。また、変位については、およそ17時56分05秒から立ち上がっており、図-8の走時直線と整合している。SHAKEプログラムの応答結果として得られる相対変位時刻歴波形に見慣れている人にとっては変位の立ち上がりが早いと感じられるかもしれないが、絶対変位と相対変位では様相が異なることに注意する必要がある。

図-10に206.15 kmの浅い地盤モデルにおける地表応答の絶対加速度、絶対速度、絶対変位の時刻歴を示す。深い地盤モデルと同様に17時56分10-12秒で増幅する様子が見えるがその程度は小さい。変位が17時56分05秒から立ち上がるが両者で変わらない。この初動変位と

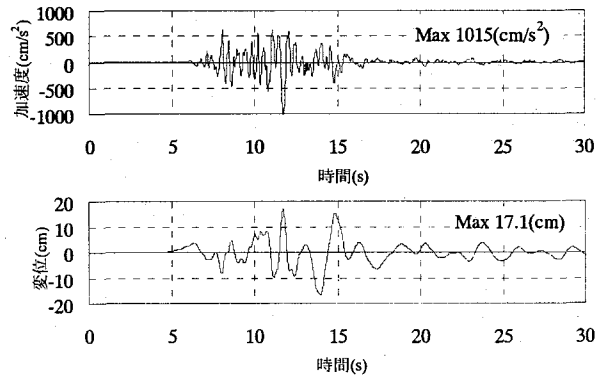


図-9 206.15kmの深い地盤モデルにおける応答加速度、絶対変位（横軸の0は17時56分00秒である）

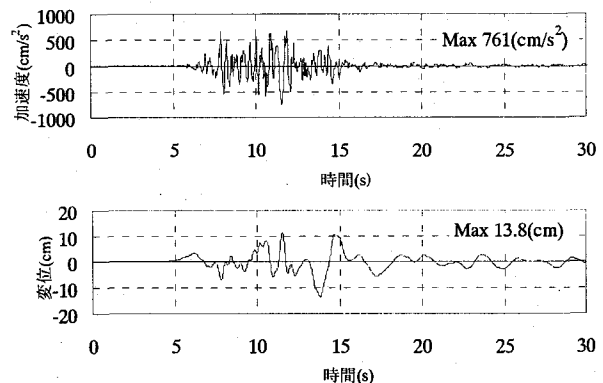


図-10 206.15kmの浅い地盤モデルにおける応答加速度、絶対変位（横軸の0は17時56分00秒である）

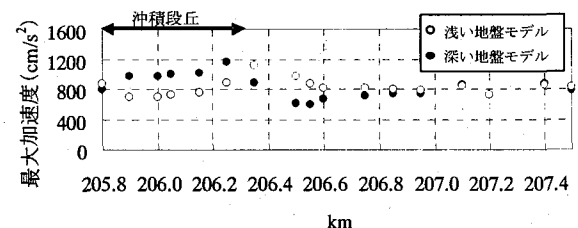


図-11 地表面の最大加速度の水平分布

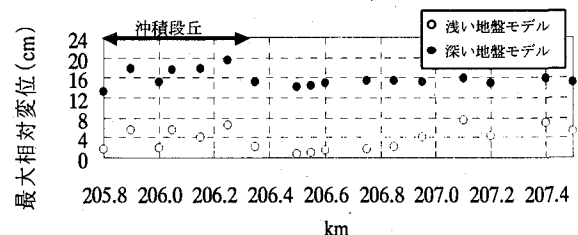


図-12 地表面の最大相対変位の水平分布

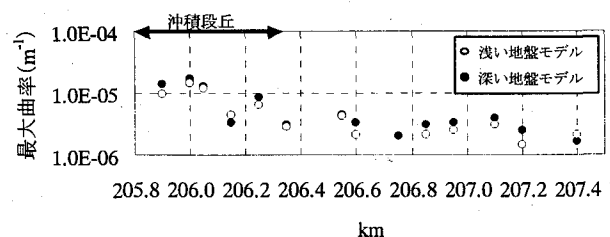


図-13 地表面の最大曲率の水平分布

は異なり、07秒より主要動による水平変位は深い地盤の方が大きい。

図-11に地表の最大加速度、図-12に地表の最大変位、図-13に地表における最大曲率の水平分布を示す。地表面の曲率の時刻歴は、両側を含む3点の変位時刻歴から算出し、最大曲率は曲率の時刻歴の最大値として得られる。

列車の脱線を考える場合、軌道面の加速度および水平面内の曲率（折れ角）の応答が検討対象になると考えられるこれらの順に検討する。

深い地盤モデルの場合、最大加速度の水平分布を見ると、段丘部が $1000\sim1200\text{ cm/s}^2$ に達するのに対し、扇状地部では $600\sim800\text{ cm/s}^2$ であり、段丘部で増幅して大きな加速度応答が発生していることがわかる。一方、参考のために行った浅い地盤モデルの場合には、206.35 kmの一点を除けば、いずれの点でも $700\sim1000\text{ cm/s}^2$ であり深い地盤モデルに見られた段丘部での増幅は見られない。また、また、207.1 km以遠は二つの地盤モデルに差が見られない。

次に変位及び曲率の応答を検討する。図-12に示す最大変位分布では、一様に、深い地盤モデルの方が大きい。これは当然である。ここで注目すべきは、浅い地盤モデルはほぼ平坦な分布であるのに対して、深い地盤モデルは段丘部と扇状地のいずれにおいても基盤が深くなるほど大きくなっていること、隣接する地点の応答の違いが出ていることが特徴的である。基盤を深くまで考慮した方が長周期成分が大きく増幅すること、また、そのことが表層の非線形化に影響を及ぼしていると考えられる。

曲率は $150\sim250\text{ m}$ の区間で算定していることになる。したがって、 $300\sim500\text{ m}$ 以下のみかけの波長を保つ線路方向の波動（振動）は十分に考慮できていないことに注意を要する。最大曲率分布には基盤深さの異なる2つの地盤モデルの違いはあまりなく、曲率の違いは見られない。図-13の最大曲率分布では、段丘部における値は、扇状地部における値に比べて2～3倍に達している。地表面での曲率は滝谷トンネルを出た直後の区間は両場合の解析とも $1.0\times10^{-5}\text{ m}^{-1}$ 程度となっており他の地点と比較すると大きくなっている。段丘部の振動による見かけの位相差が他の地点よりも大きいことがわかる。加速度の増幅と合わせて、表層部の軟弱層における増幅や程度が異なる非線形化が寄与しているものと思われる。

なお、曲率 $1/R$ 、着目する変位算出点3点のうち両側2点間の距離を K とすると、折れ角 θ は次式であらわされる。

$$\theta = K/R \quad (2)$$

したがって、最大曲率 $10^{-5}\text{ (m}^{-1}\text{)}$ 、 $K=30\text{ m}$ （高架橋長さ S ）とすると $\theta=0.3\text{ (1/1000)}$ となる。鉄道総合技術研究所¹³⁾による最大折れ角の制限値は4.1 (1/1000)であるので、折れ角応答値は随分小さい(7%)。これは、基盤を伝わる地震波の位相差のみを考えているからで

ある。曲率を算定する区間長も短い、水平伝播する堆積層表面波を考慮していないことに起因する。

以上のように、段丘部で曲率の応答が扇状地部より大きいのは、隣接する地点により大きく異なる土層構成のために狭い範囲で変位応答が異なること、また非線形化の程度も異なるために変位応答が一層異なること、それらは見かけ上、地震波が複雑な伝播をしたとも捉えられる。

また、本解析では、下方からの入射波による1次元の解析であるため、盆地端部生成波など2次元効果は評価されないが、205.8～206.2 km ポイントの区間では2次元増幅効果が見込まれるので、実際には、この区間の各種の応答はここでの1次元解析応答結果よりも大きいと推測される。

5. 脱線区間を対象とした高架橋の地震応答

5.1 常時微動測定による橋脚の動特性評価法と問題点

高架橋のモデル化のために、地盤と高架橋橋脚の常時微動の同時測定により高架橋の固有周期と減衰定数を導くことを考えた。

本来、構造物がスウェイ・ロッキングモデルに置き換えることを考えた場合、構造物の変位を構造物の変形、スウェイ、ロッキングの3つによる寄与に分けるように、構造物（水平1成分）、基礎（水平1成分、上下2成分）、地盤（水平1成分）にセンサー配置をすれば、水平動入力と仮定した際の各種の伝達関数が得られる。たとえば、基礎の水平成分に加えて回転成分から算定される構造物のロッキングによる水平成分の和に対して、構造物の水平成分の伝達関数を計算すれば、基礎完全固定時の構造物の動特性が得られる。あるいは、地盤の水平成分に対して構造物の水平成分の伝達関数を計算すれば、地盤と連成した状態での構造物の動特性が得られる。本件ではこの方法を採用する。この際、スウェイやロッキングや逸散減衰などの動的相互作用効果をオーバーオールに評価した連成系に等価な基礎固定モデルを考えていることになる。したがって、水平動入力が仮定できる地震動による測定であれば、後者のような測定で連成系としての動特性が求められると考えられる。その際、固有振動数 T_b は伝達関数のピークでの振動数として、また、連成系の減衰定数 h は、伝達関数の卓越するピーク振幅 H_p から、 $h=1/(2H_p)$ により求められる。

しかし、本測定では2つの問題がある。一つ目の問題は、橋脚を測定しているが測定箇所は地表より1.6 mの高さであって、軌道の高さではないことである。固有振動数の評価については問題ないが、減衰を評価するのに致命的である。構造物の変形とロッキングに起因する変位を評価できないため、減衰を過大評価することになる。

二つ目の問題点は、入力となる振動が常時微動であるためレリー波が卓越すると考えられ、回転動入力の影響が考えられることである。水平動入力による水平応答と回転動入力による水平応答の特性が異なることが考えられる。この点を、松山ら¹¹⁾は特に位相が異なるこ

とを問題として指摘している。一方、原口ら¹²⁾は中低層の建物の固有周期と減衰評価に上述した方法によっている。

本件では、高架橋の基礎が杭であり、比較的浅い位置に現れる礫層に支持させているためにロッキング剛性は大きいものと考えられ、回転成分の影響は無視できるものと判断し、常時微動における適用性に問題ないと考えた。したがって、本方法による動特性は、減衰を過大評価するものの固有振動数については妥当なものと考えられる。減衰については、測定によって得られた減衰の平均的な値(10%)を一律採用した。過大評価していることは前述したが、地震後に橋脚や基礎と地盤の間に隙間が開いており、地震時には減衰効果が大きかったことが推察されるので、結果的には概略値として妥当なものと考えている。

5.2 高架橋の固有振動特性

図-14に、高架橋橋脚の微動測定の代表的な結果として、(a)段丘部を代表して206.2km、(b)扇状地層を代表として207.1kmでの速度フーリエスペクトル、および図-15に、同地盤と橋脚の速度フーリエスペクトル比(以降、地盤橋脚スペクトル比と記す。)を示す。ここでは前述の理解を基礎に、地盤橋脚スペクトル比のピークから読み取られる卓越周期を固有周期と記す。ただし、線路直角方向に着目する。

常時微動測定により得られた各地点の高架橋の固有周期、増幅率、減衰定数について線路直角方向成分(水平Y成分)を検討する。高架橋の固有周期については、段丘層の区間(206.2kmまで)の橋脚が短い地点では高架橋の固有周期は短周期(約0.2~0.3秒)になっており、206.5km付近の橋脚が長い地点は高架橋の固有周期が最も長い(0.53秒)。それ以北(206.9km以遠)、扇状地層での高架橋の固有周期は0.38~0.43秒(平均0.41秒)である。脱線区間における高架橋は、段丘部から平野部への遷移区間であり地表面の起伏が激しいことより高架橋橋脚の高さが異なっている。そのため、高架橋の固有周期の差が大きい。橋脚フーリエスペクトルでは、ほぼ全ての地点で線路直角方向(Y方向)の方が線路方向(X方向)よりも大きな振幅であった。高架橋の固有周期に対応する増幅率についても同様である。

図-3に示された地盤の卓越周期と高架橋の固有周期を比較する。扇状地では206.5kmを除き高架橋の卓越周期が地盤のそれよりやや大きい程度であり、地盤と高架橋のスペクトルのピークがとても近い。206.5kmでは地盤に比べて高架橋の固有周期が随分大きい。段丘地では206.0kmを除き、地盤と高架橋のスペクトルのピークが近く、206.1km、206.2kmでは高架橋の方がやや周期が長い。すなわち、206.0km以南と206.5kmを除いて、高架橋の卓越周期が地盤のそれよりやや大きい程度であり、地震時に地盤の非線形化が進めば、地盤と高架橋の固有周期が一致して過渡的な共振状態に入る可能性が高いことが推察できる。

橋脚フーリエスペクトルにシャープなピークが認め

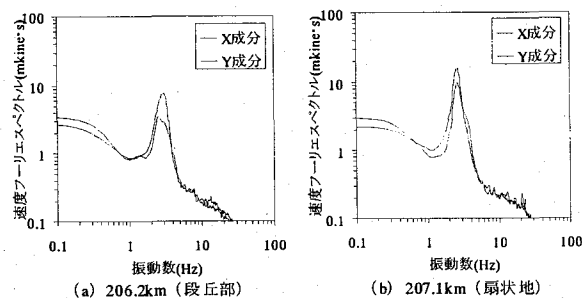


図-14 橋脚の速度フーリエスペクトル

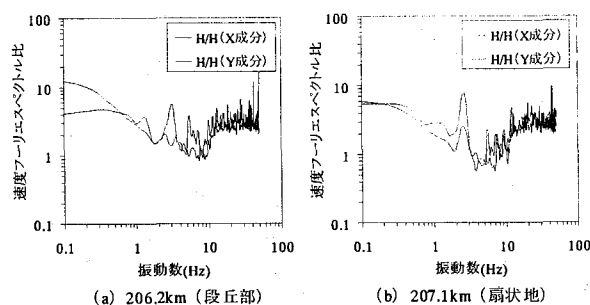


図-15 地盤に対する橋脚のスペクトル比

られるので卓越周期が精度良く比較的読み取れるのに対して、段丘部ではシャープさに欠ける。一方、地盤橋脚スペクトル比では逆に、段丘部はシャープさが増し、扇状地ではシャープさがやや減る。これは、前述のように扇状地では地盤と高架橋の固有周期がほぼ合っているために比にするとシャープさが減るが、逆に地盤橋脚スペクトル比は高架橋の固有振動特性を浮かび上がらせてくれる。地盤と高架橋の卓越周期が異なる206.5kmと206.0kmでは、地盤橋脚スペクトル比から読み取られる固有周期が橋脚フーリエスペクトルの卓越周期に比べて地盤の卓越周期から遠ざかる方に、僅かではあるが移動するが、他の地点では比にしてもピークの位置は変わらない。橋脚フーリエスペクトルでは、外力特性が不明であるので固有振動数や減衰を評価することができない。しかし、地盤橋脚スペクトル比の場合、地盤の振動が連成系(地盤-構造物相互作用系)に対する入力として捉えられるので、構造物の固有振動特性を近似的に抽出できると考えられる。したがって、卓越周期は連成系の固有周期、卓越周期におけるフーリエスペクトル比は増幅率と近似的に見なすことができる。

5.3 高架橋の地震時応答

地盤の地震応答解析から得られた地表の加速度時刻歴を入力として高架橋の応答を算出する。5.2で前述したように評価された高架橋の減衰は材料減衰や逸散減衰を含んだ減衰であると考えられるから、水平方向の自由度のみ有する基礎固定の1質点系にモデル化した。微動測定により評価された高架橋の減衰定数は6~20%であり、10箇所の平均値は11%であった。すべての地点で測定した訳ではないので、高架橋の減衰定数は一律10%とした。このような簡易な解析であり、高架橋の躯体の多くは損傷がなかったので、構造部材の非線形化

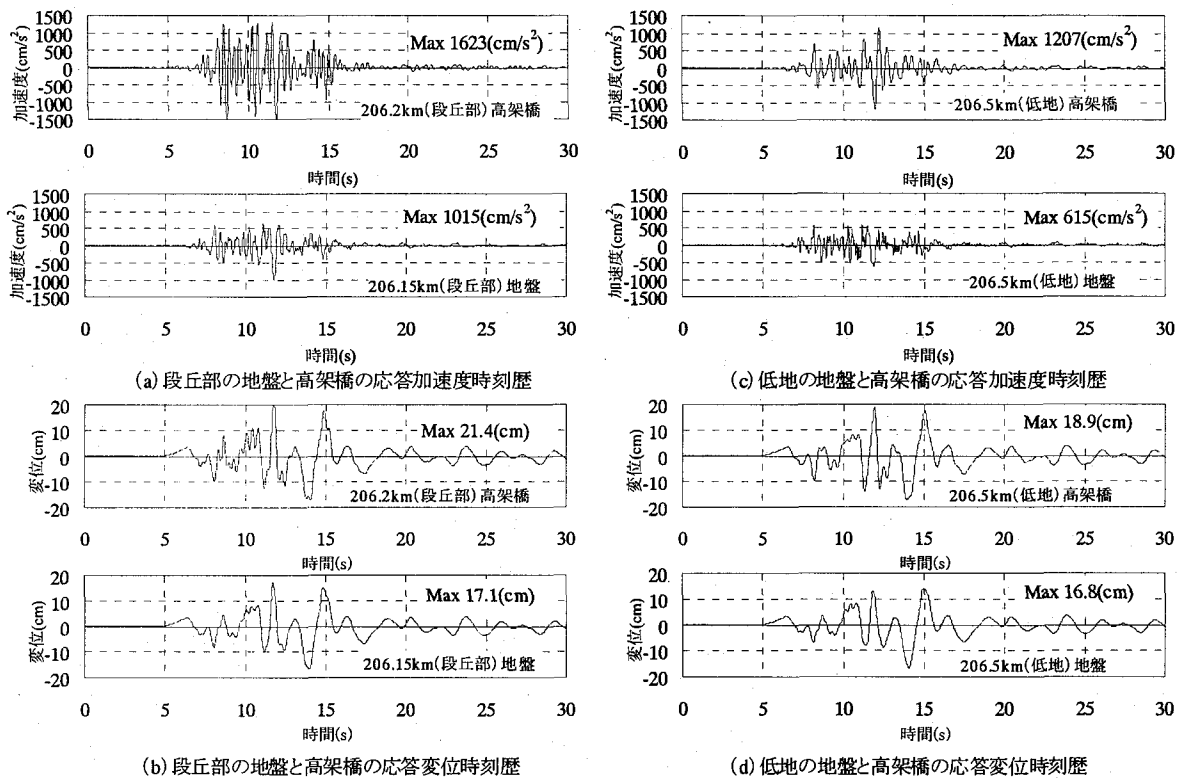


図-16 段丘部と低地の地盤及び高架橋の応答加速度時刻歴と応答変位時刻歴
(横軸の0は17時56分00秒である)

は考慮しなくてもよいと考える。しかし、橋脚と地盤の間には隙間が開いている橋脚が多く、中でもその隙間から泥水噴出した痕跡が多く見られたので、橋脚と地盤の間の局所的な非線形化を考慮する必要があると思われるが、本解析ではこの影響を評価していない。

また、多くは合っているが、中には橋脚の常時微動測定位置が既往の地盤ボーリング位置と合っていないものもある。その場合には、約50m離れて隣接する地盤ボーリング位置の地盤モデルによる応答結果を用いて高架橋の応答を計算した。図-3からそのことが読み取れる。

図-16に(a)(b)206.15 km (段丘部) と(c)(d)206.5 km (平野部) における地盤および高架橋の(a)(c)加速度と(b)(d)絶対変位の応答時刻歴 (横軸の0秒は17時56分00秒である。)を示す。この区間では地表面の起伏が激しく変わり、そのため高架橋の高さも急変する。したがって、地盤や高架橋の応答がこの区間で急変すると考えた。

地盤の応答加速度は、12秒付近で生じている最大加速度では206.15 km (段丘部) が206.5 km (平野部) より大きくなるが、その他の時間帯では振幅に大きな差は見られない。地盤の応答変位には大きな差がない。

これらの地点における高架橋の応答については、応答加速度に大きな違いが見られ、段丘部では最大加速度が1,200 cm/s^2 を越える。逆に、応答変位は206.5 km (平野部) の高架橋が大きく、両者ともに約12秒付近と約14-15秒付近に10 cmを越える周期1.2秒と2秒の揺れが2波ある。これは、この地点の高架橋橋脚が段丘部のものより高く固有周期が長いために、地震時において変位が大

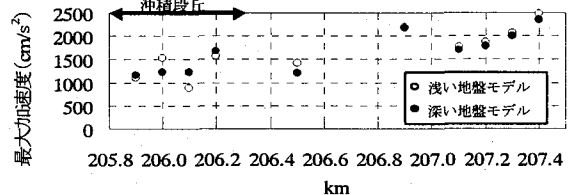


図-17 高架橋の最大加速度の水平分布

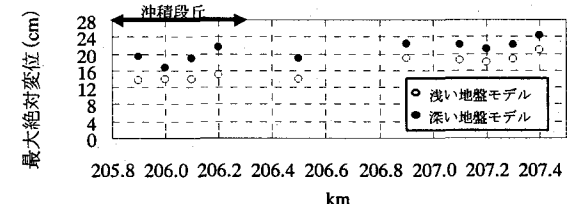


図-18 高架橋の最大絶対変位の水平分布

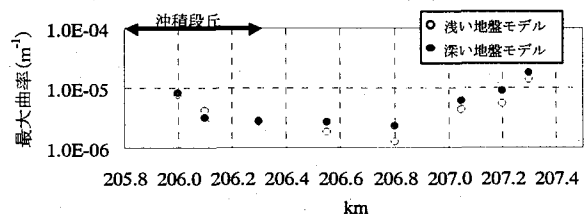


図-19 高架橋の最大曲率の水平分布

きくなったと考えられる。

図-17に高架橋の最大加速度、図-18に高架橋の最大絶対変位、図-19に高架橋の最大曲率の水平分布を示す。それぞれ図-11、図-12、図-13と比較すれば、高架橋の

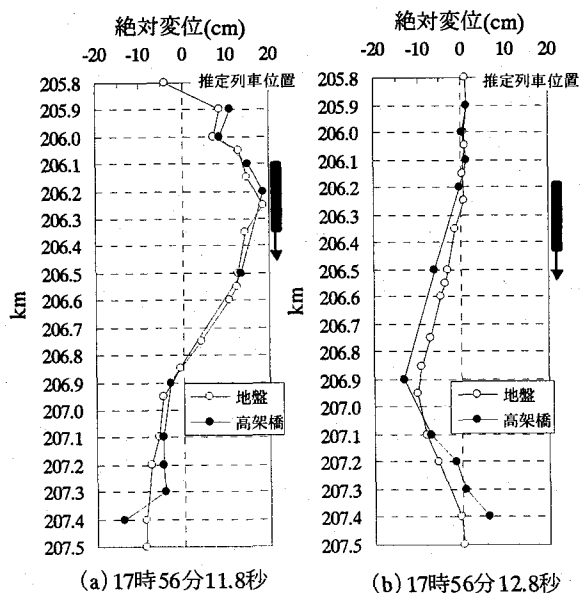


図-20 ある時刻の脱線区間の地盤と高架橋の絶対変位および推定列車位置

応答の様子がわかる。深い地盤モデルで検討する。

最大加速度は、いずれの点でも地盤より増幅しているが、扇状地での増幅が大きく、応答そのものは段丘部よりも扇状地の方が大きい。扇状地部で最大加速度が 2400cm/s^2 となり、段丘部では、脱線痕開始点の 206.2km が最大応答であり、 1600cm/s^2 に達している。鉄道総合研究所¹³⁾では、走行安全性を判定するために、限界絶対加速度と周期との関係を示している。図-17によれば、段丘部で 1600cm/s^2 に達する応答がある時間帯では周期 0.37 秒、低地部で 1200cm/s^2 に達する応答がある時間帯では周期 0.52 秒である。上記の関係図からおおよその限界絶対加速度を読み取ると、前者で約 2200cm/s^2 、後で約 1200cm/s^2 である。すなわち、応答は限界値の前者で 73% 、後で 100% の応答に達していたことになる。

変位は地盤に比べ大きくなっているが地点間のばらつきが小さい。これは絶対変位であるためである。基盤からの相対変位では差が現れる。曲率については、地盤と比べると曲率を算定する際の着目点3点の距離が大きくなった分、小さい目に算定されることに注意を要する。段丘部や低地部では地盤応答で算定されたものに比べてあまり変わっていないが、扇状地では大きく異なっている。

高架橋の最大曲率は、2つの深さの地盤モデルとも段丘部および扇状地部の高架橋の曲率が他の地点にある曲率と比べ大きい結果となった。

また、深さの異なる地盤モデルの間では、加速度応答については、段丘部では差が出ているが、扇状地部では差がほとんどない。変位応答では深い方が大きい、曲率応答では深い方が大きいものの差が少ない。

さて、図-20に(a)17時56分11.8秒と(b)17時56分12.8秒時点における地表および高架橋の絶対変位の水平分布を平面図に描いたものを示す。この時間帯は最初の大

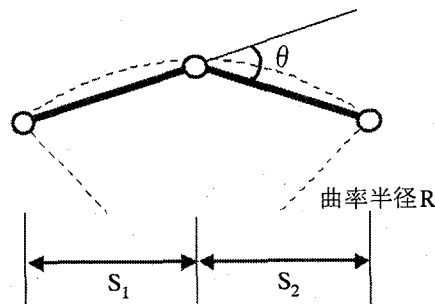


図-21 折れ角 (折れ込み)

きな振幅が到来した際のものである。図中列車の位置は、参考のため後述する方法で推定したものである。全体的には速度 3.1km/s で伝播する入力波による見かけの長い波長の振幅の上に基盤より上の地盤の振動変位が加わった様子が見て取れる。曲率は隣接計算点3点を通る円から算出するので、局所的に折れている程度が大きいほど曲率は大きくなる。したがって、基盤からの位相差入力だけでは折れ角はそれほど大きくならないことが明瞭にわかる。

5.4 高架橋の折れ角について

基盤への位相差入力だけでは折れ角は、それほど大きくならない。そこで、設計¹³⁾で考えるように、表層地盤を水平方向に伝播する表面波を想定し、地震時の高架橋の応答変位、また表層地盤において水平に伝播する正弦波の波長を考慮して、軌道面の折れ角 θ (単位 $1/1000$) について算出した。図-21に折れ角 θ (単位 $1/1000$) (平行移動) の定義を示す。

ラーメン式高架橋の場合の最大値折れ角 $\theta_{\max}$ は、水平方向の正弦波状の地盤変位に追従して2つの高架橋が変位するが、その際、地盤と高架橋の変位の差を力に比例すると考え、水平力とモーメントの釣り合いという観点から高架橋の剛体変位を決定するという考え方から算定式が導かれている¹³⁾。2つの高架橋の両端部と接合部の3点から出した折れ角でも少し小さめになるが、これであると曲率として変換できるので便利である。ここでは、鉄道総合技術研究所¹³⁾の示す前者の式で照査した。

4.3と5.3で検討したのと最も大きな違いは地震波の波長である。ここで検討する表層地盤の地表面における地震動の波長 L (m) は次式によって算定される。

$$L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2} \quad (3)$$

L_1 は表層地盤のせん断波速度の波長、 L_2 は基盤層のせん断波速度の波長である。ちなみに表層地盤の固有周期を T_g とすると L_1 、 L_2 は次式で算定される。

$$\left. \begin{aligned} L_1 &= T_g V_1 \\ L_2 &= T_g V_2 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

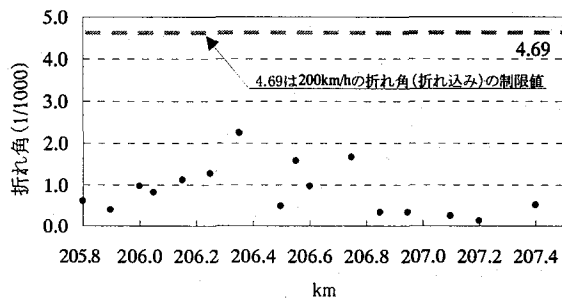


図-22 各地点の折れ角と制限値

ここで、深い地盤を考慮した場合 $V_1=345$ m/s, $V_2=700$ m/s, 浅い基盤を考慮した場合 $V_1=160$ m/s, $V_2=400$ m/s, として算出した。前者では, $L=230\text{--}660$ m (平均 420 m) である。

一方、照査に用いる折れ角の制限値 θ_L は列車の走行速度 V を与えれば, $\theta_L=3.0(300/V)^{1.1}$ (折れ込み) で求めることができる¹³⁾。

図-22 は各地点での折れ角とその制限値を示したものである。脱線痕開始地点の 206.35 km では折れ角の応答は最大の 2.3(1/1000)となるが、制限値 4.7(1/1000)の約 50% である。

6. 地震時列車位置特定による列車への地震動入力推定

脱線地点に到達する地震波と約 200 km/h で走行している列車の位置関係を把握することは脱線原因を考察する上で重要である。そこで、列車の運転規則および乗員乗客の証言より地震時の列車位置の推定を試みる。

まず、列車が前駅（浦佐駅）を定刻に出発し、列車の加速度 1.6 km/h/s で走行速度が 200 km/h であったことがわかっている¹⁾ので、列車の運転規則によれば、列車は脱線痕開始地点にはおよそ 17 時 56 分 24 秒に到達することになる。図-16(a)(b)の段丘部の地盤と高架橋の加速度と変位の時刻歴を見てみると、脱線痕開始地点に列車が来たとき（横軸の時間軸で 24 秒）には、すでに主要動は終了していたことになる。大きな加速度・変位を生じる時間からは 10 数秒ずれている。この仮定に立てば、列車はトンネル内で主要動を受け、後続位相の部分で脱線痕開始地点を通り、脱線区間は揺れは収まっている中で停止するまで走ることになる。否定はできないが、10 数秒は、厳密な新幹線といえども列車の運行時間の許容誤差内であると考えられるので、これを位置特定の根拠にするのは難しい。

次に、乗客乗員の証言により地震時の列車の位置を推定する。ここでは列車の走行速度を 200 km/h、車両 1 両の長さを 23 m とする。乗客乗員の証言のうち車掌は「トンネルを出た直後、横から風圧を受けたような感じがした」¹⁴⁾ という。なお、車掌は地震発生時に 2 両目の車掌室にいた¹⁾。車掌が横から風圧を受けた感じがしたという時刻を、絶対変位が大きく発生する時刻である 17 時 56 分 05 秒とした。このトンネル出口には雪覆いがある。

「トンネルを出た」というのが、「RC 構造物としてのト

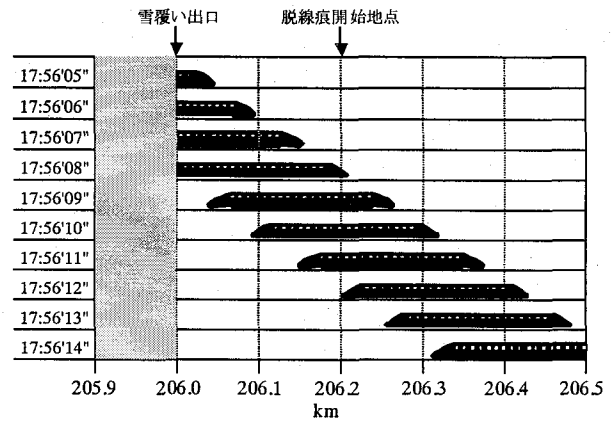


図-23 乗員乗客の証言より推定した各時刻における列車の位置

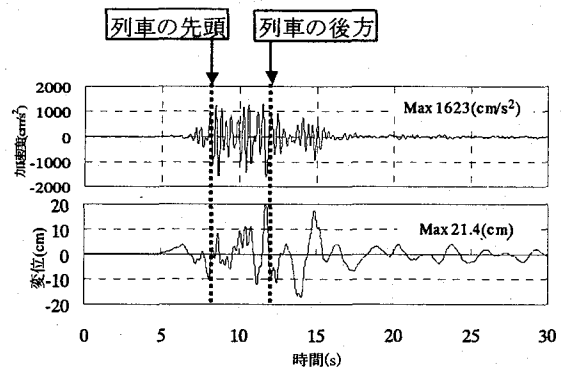


図-24 206.2 kmにおける高架橋の線路直角方向の加速度及び絶対変位時刻歴と推定された列車の位置関係（横軸の0は17時56分00秒である）

ンネル端部」(205.7 km)と「トンネルを覆う雪覆い構造物の端部」(206.0 km)のいずれかが考えられるが、列車に乗っている人間の感覚からして「覆い」を抜けた時点を「出た」と表現すると考えられる。そこで、列車の2両目が17時56分05秒に滝谷トンネルの雪覆い出口を出たと仮定した。図-23に各時刻の列車の位置を示す。出口から脱線痕開始地点に到達するまでの約200 mを走行する約3秒間は、地震による振動のなかで、列車は脱線せず走行していた可能性が高い。図-24に脱線痕開始地点206.2 kmの高架橋の加速度および変位時刻歴と、乗員の証言に従った場合の列車の位置関係を示す。およそ17時56分08秒に列車の先頭はこの地点にさしかかり、およそ17時56分12秒に列車の最後尾が通過することになる。すなわち、先頭車両が通るときには最初の最大加速度 1600 cm/s²と 10 cm 程度の変位が発生し、最後尾車両が通過するときに3度目の最大加速度と最大変位 21 cm が発生している。脱線痕開始地点付近の加速度と変位が丁度最も大きくなる時間帯に列車が通過していたと推定できる。

本研究では、地盤モデルがやや短周期側の評価、入力地震動に距離減衰を考慮しておらず小さい側の評価、高架橋の減衰が大きめの評価の可能性があり、地震時振動応答を過小評価している可能性がある。また、水平伝播

する堆積層表面波の効果を無視しており、これによる線路折れ角応答を過小評価しているなど定量的な評価に関しては課題が残る。しかしながら、上記の課題を除けば、脱線痕開始点付近に列車がさしかかったときに最大加速度や最大変位が生じ、加速度は脱線の危険性を判定する限界加速度の約70%に達しており、入力 of 過小評価を合理的な根拠を持って改善すれば限界加速度に達する可能性がある。そのようなことから、実証的な検討内容であり原因解明に有用であると思われる。

7. 結 論

新潟県中越地震における新幹線脱線の原因について、脱線区間の地盤と高架橋の常時微動測定およびそれに基づく地盤と高架橋の地震応答解析により、地震時の挙動を推定した。また、乗員乗客の証言による列車走行位置の特定と地震応答解析を合わせて地震時の列車への地震入力を考察した。以上の挙動推定には応答を過小評価している可能性は残されているが、次の結論を得た。

- (1) 脱線区間の地盤の常時微動の水平上下スペクトル比 H/V から、1次と2次の卓越が判別できた。2次の卓越振動数は表層厚さと相関があり、表層の卓越振動に対応していると考えられる。また、1次の卓越振動をさらに深い基盤に対応すると仮定し、表層下から基盤までのせん断波速度を仮定して推定される基盤深さは、地表からおおよそ90-120mとなり、別途行われた微動アレー観測の結果とおおむね整合した。
- (2) 深い基盤を考慮した解析では、沖積段丘部において加速度が大きくなり、曲率も大きい。これらは表層部の軟弱層における増幅や程度が異なる非線形化が寄与しているものと思われ、その結果、見かけの位相差が他の地点よりも大きくなったと思われる。
- (3) 脱線区間の地表面は起伏の大きい地形で、それに応じて高架橋橋脚の高さも異なっている。そのため脱線区間における高架橋の固有周期は一定ではなかった。段丘部と扇状地における加速度が大きく増幅され、脱線痕開始地点では限界値の70%に相当する 1600cm/s^2 の最大加速度と21cmの最大変位が発生している。
- (4) 軌道面の折れ角については、位相差入力による地震応答解析結果より直接算定したものでは、制限値の7%程度であったが、表面波を想定した照査式で計算したところ脱線痕開始地点付近では制限値の約50%であった。
- (5) 乗客乗員の証言と走行速度に基づく列車の位置と位相差入力による地盤と高架橋の応答解析結果によれば、地震時の列車の位置は、高架橋の最大加速度、最大変位が生じるちょうど時間帯に、脱線痕開始地点を列車が通過していたことになる。

謝 辞

本研究では、防災科学技術研究所のK-netとKiK-net、の観測記録を使用させていただきました。JR 東日本の関係者の方には、土木学会調査団の脱線現場見学の便を図って戴き一員(森)としてお世話になりました。(財)鉄道総合技術研究所の室野剛隆博士には列車の走行安全性の考え方について教えて戴きました。地震後の現地調査と常時微動測定には愛媛大学大学院学生の松下怜、土谷基大、前・愛媛大学工学部学生の平川克利の各氏には多大な協力を戴きました。査読者には丁寧な査読と多くの貴重な指摘を戴き論文の改善に役に立ちました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 航空・鉄道事故調査委員会：上越新幹線における列車脱線事故に係る鉄道事故調査について(経過報告)、平成17年1月24日、<http://www.mlit.go.jp/araic/>
- 2) 日本鉄道建設公団 新潟県建設局：上越新幹線(水上・新潟)地質図、1980。
- 3) 和仁 晋哉、森 伸一郎：新潟県中越地震における新幹線脱線現場の地盤増幅特性、第40回地盤工学研究発表会講演集、pp2331-2332、2005.7。
- 4) 凌 魁群、三輪 滋、坂井 浩樹、塚澤 幸子、張 至鎬：微動アレー探査による地盤構造の推定—2004 新潟県中越地震—、第40回地盤工学研究発表会講演集、pp2115-2116、2005.7。
- 5) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites - ,University of California Berkeley, Report NO.EERC 72-12, pp.1-54, 1972。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)、1996。
- 7) 安田 進・山口 勇：種々の不攪乱土における土の動的変形特性、第20回土質工学研究発表会、pp539-542、1985。
- 8) 独立行政法人防災科学技術研究所基盤強震観測網(KiK-net) ホームページ <http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 9) 独立行政法人産業総合研究所ホームページ、http://www.aist.go.jp/index_j.html
- 10) 森 伸一郎、曾我部 繁之：境港の液状化地点での地震動に及ぼす深い地盤の増幅特性の影響、土木学会地震工学論文集、第27巻、CD-ROM、#229、pp.1-8、2003.12。
- 11) 松山 智恵、福和 伸夫、飛田 潤：強震観測・強制振動実験・常時微動計測に基づく隣接する中低層建物の振動特性、日本建築学会構造系論文集、第545号、pp.87-94、2001.7。
- 12) 原口 圭、神田 順、稲垣 光剛：常時微動測定による中低層建物を対象とした地盤・建物相互作用系の同定手法、日本建築学会構造系論文集、第564号、pp.31-37、2003.2。
- 13) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計基準・同解説耐震設計、1999.10。
- 14) 朝日新聞のホームページ：<http://www.asahi.com/>
(2005年9月10日受付)