

論文 盛土体の地震時挙動特性に与える 支持地盤の影響把握

荒木 豪¹・坂井 公俊²・小島 謙一³

¹正会員 ライト工業 施工技術本部 (〒300-2658 茨城県つくば市島名4090)
(当時, 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター)

E-mail: garaki56@raitto.co.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: ksakai@rtri.or.jp

³正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: kojima.kenichi.03@rtri.or.jp

支持地盤剛性の違いが鉄道盛土の動的応答に与える影響について整理を行った。まず、鉄道盛土、支持地盤の剛性を变化させた周波数応答解析に基づいて、インピーダンス比の変化が盛土の周波数応答関数に与える影響を評価した。続いて、実盛土の常時微動観測記録から盛土の伝達関数を評価した結果、支持地盤が良好な地点では応答に明瞭なピークが見られることを確認した。さらに支持地盤-鉄道盛土を考慮した非線形動的解析を実施することで、同一形状、物性を有する盛土に同一の地表面地震動が入力される場合であっても、支持地盤の違いによって想定される滑動変位量が異なることを確認した。鉄道盛土の地震増幅特性という観点からは、支持地盤とのインピーダンス比は大きいことが望ましく、地震時危険箇所の抽出や補強優先順位を策定する際の情報として、盛土、支持地盤の剛性を適切に把握しておくことは重要である。

Key Words : railway embankment, seismic response characteristics, nonlinear dynamic response, sliding deformation

1. はじめに

鉄道盛土の地震時安全性を評価する場合には、支持地盤の安定や盛土本体の安定を含めて議論を行う必要がある¹⁾。理想的にはこれらの現象を全て考慮した一体での評価が可能な解析手法を用いることが望ましい。しかしながら一体で評価を行う場合には、各現象に未解明な特性が多いことや、解析においてすべり面の取扱いが難しい等の問題が残されている。そのため、設計実務においては一般的にそれぞれを個別に評価し、それらを足し合わせる分離型モデルによる手法が用いられている。この分離型モデルを用いた盛土本体の滑動変位量の評価には、地表面地震動を用いたニューマーク法^{2,3)}が一般的に採用されている。ニューマーク法を用いる際には、盛土本体の動的応答の影響や支持地盤との相互作用の影響については考慮されないことが多い。

こうした中で筆者らは、盛土本体の非線形動的挙動を等価1自由度モデルによって表現する手法を提案すると

ともに、2次元有限要素法との比較によって有効性の確認を行っている⁴⁾。この時に支持地盤との相互作用の影響は、下端にダッシュポットを設けることで自動的に考慮することができる。そのためこの等価1自由度モデルを用いることで、簡易かつ適切に盛土本体の動的挙動と支持地盤との相互作用を考慮した応答評価が可能となると考えられる。このうち、支持地盤と盛土本体の相互作用が盛土の挙動に与える影響に言及した検討は限られており^{例えば5)}、現在の耐震設計においてもこの概念は導入されていない。そのため基本的には地表面地震動をそのまま入力して変位量を評価している現状があるが、このような省力化が最終的な滑動変位量にどのような影響を与えるかについて確認をしておくことは重要である。

そこで本検討では、盛土本体の地震時挙動特性に与える支持地盤の影響を定量的に把握するための基礎的な検討を行う。具体的にはまず支持地盤のせん断剛性と盛土本体のせん断剛性を複数変化させた2次元有限要素モデルによる周波数応答解析を実施することで、両者のイン

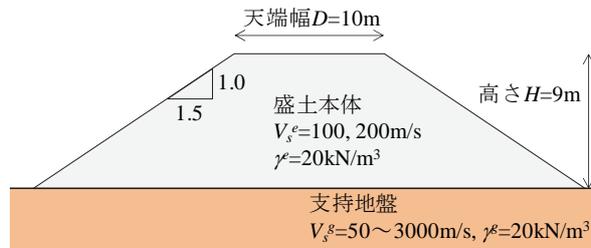


図-1 対象とした盛土の概略形状

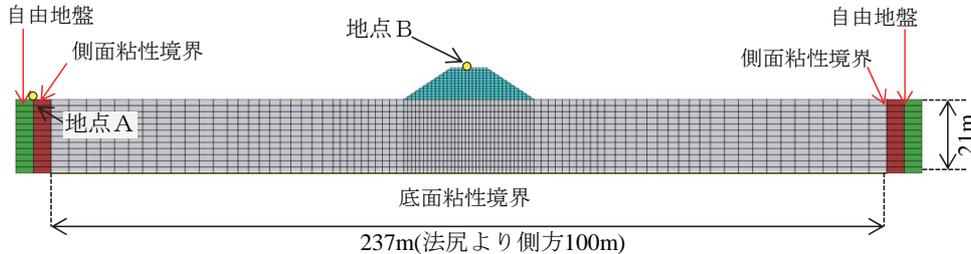


図-2 有限要素解析のメッシュ分割

ピーダンス比が盛土本体の周波数応答関数に与える影響を解析的に評価する。続いて実際の鉄道盛土を対象として、常時微動観測記録に基づく盛土本体の周波数応答関数を評価することで、実測においてもインピーダンス比と盛土の応答倍率に明瞭な関係がみられることを確認する。最後に、支持地盤のせん断剛性の異なる地点に同一の鉄道盛土が建設された場合を想定した非線形動的解析を実施するとともに、得られた盛土本体の動的応答を入力として用いた片側非線形モデル⁹⁾による滑動変位量の評価を実施する。この結果から、仮に同一形状、同一物性の盛土に同一の地表面地震動が入力される場合であっても、支持地盤のせん断剛性と盛土本体の相互作用の影響により、盛土本体の動的挙動や滑動変位量が変化することを確認する。

2. 周波数応答解析に基づく検討

ここではまず2次元有限要素モデルを用いた周波数応答解析に基づいて、盛土本体と支持地盤のせん断剛性 $G (= \rho V_s^2)$ の変化に伴う周波数応答関数の変化について把握する。

検討対象としたのは、図-1に示す天端幅10m、高さ9m、勾配1:1.5の複線鉄道盛土である。盛土本体の単位体積重量 $\gamma^e = 20 \text{ kN/m}^3$ 、せん断弾性波速度は $V_s^e = 100 \text{ m/s}, 200 \text{ m/s}$ の2種類を想定した。支持地盤は均質な半無限地盤を想定し、 $\gamma^g = 20 \text{ kN/m}^3$ と固定した一方で、せん断弾性波速度 V_s^g は50~3000m/sまで網羅的に変化させることで、盛土と支持地盤のインピーダンス比を調整した。2次元有限要素解析モデルを図-2に示すが、今回は支持地盤と盛土本体の相互作用を適切に表現できるように水平方向、深さ方向

表-1 固有値解析結果 (ケース1, 盛土 $V_s^e = 100 \text{ m/s}$ の場合)

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	有効質量比	
			水平	鉛直
1	3.38	0.295	0.750	0.000
2	5.46	0.183	0.000	0.150
3	6.39	0.156	0.005	0.000
4	7.56	0.132	0.000	0.018
5	8.01	0.125	0.096	0.000

表-2 固有値解析結果 (ケース2, 盛土 $V_s^e = 200 \text{ m/s}$ の場合)

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	有効質量比	
			水平	鉛直
1	6.77	0.148	0.750	0.000
2	10.92	0.092	0.000	0.150
3	12.78	0.078	0.005	0.000
4	15.13	0.066	0.000	0.018
5	16.02	0.062	0.096	0.000

とも広域にわたって地盤のメッシュ分割を行っている。まず、この2次元有限要素モデルに対して、支持地盤条件を固定とした条件での固有値解析を実施した。得られた結果を表-1 (ケース1, 盛土 $V_s^e = 100 \text{ m/s}$ の場合)、表-2 (ケース2, 盛土 $V_s^e = 200 \text{ m/s}$ の場合) に示す。これを見ると、各ケースとも1, 3, 5次が水平方向の振動が卓越するモードであることが確認できる。この時には支持地盤の影響は無視している。なお支持地盤単体での固有周期については、支持地盤のせん断弾性波速度 V_s^g を300m/sとした場合 $T_g = 0.28$ 秒程度となる。また、既往の検討⁴⁾では、鉄道盛土の概略形状と物性値から次式によって固有周期 T_e を評価する手法を提案している。

$$T_e = \frac{2\pi}{V_s^e} \left(\frac{C_1 + C_2 + C_3 + C_4 + C_5 + C_6}{C_7 + C_8 + C_9 + C_{10}} \right)^{0.5} \quad (1)$$

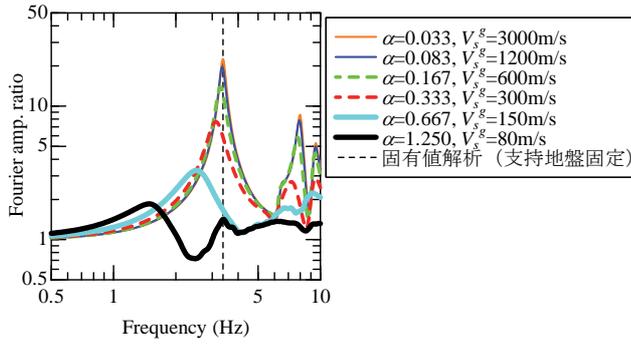


図-3 周波数応答関数の算出結果
(ケース1, 盛土 $V_s^e=100\text{m/s}$ の場合)

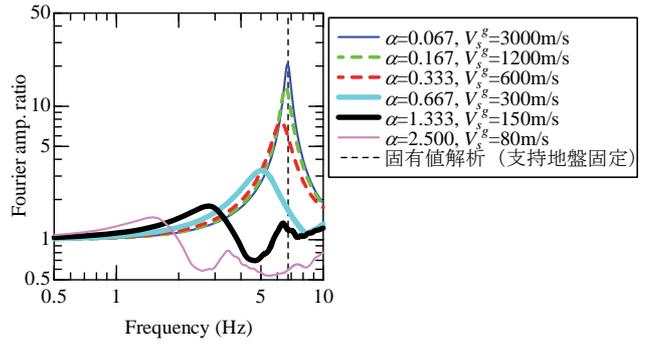
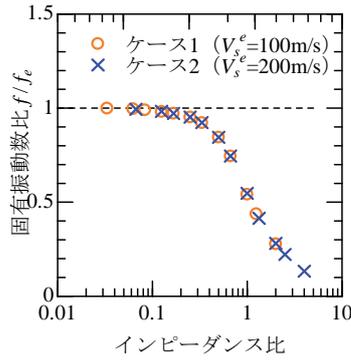
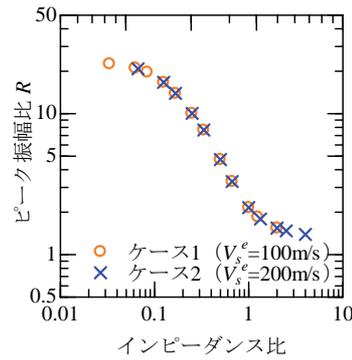


図-4 周波数応答関数の算出結果
(ケース2, 盛土 $V_s^e=200\text{m/s}$ の場合)



(a) インピーダンス比とピーク振動数の関係



(b) インピーダンス比とピーク値の関係

図-5 インピーダンス比の変化に伴うピーク振動数, ピーク応答倍率の変化

$$\begin{aligned}
 C_1 &= \frac{8}{15} H^5, C_2 = \frac{5}{6} \kappa H^4, C_3 = -\frac{5}{9} \kappa^2 H^3, \\
 C_4 &= \frac{3\lambda - 5}{6} \kappa^3 H^2, C_5 = \frac{3\lambda + 2}{6} \kappa^4 H, C_6 = -\frac{3\lambda^2 + 4\lambda}{24} \kappa^5, \\
 C_7 &= \frac{8}{3} H^3, C_8 = 2\kappa H^2, C_9 = -2\kappa^2 H, C_{10} = \lambda \kappa^3
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

$$\kappa = \frac{D}{\beta}, \lambda = \log\left(1 + 2\frac{\beta H}{D}\right)
 \tag{3}$$

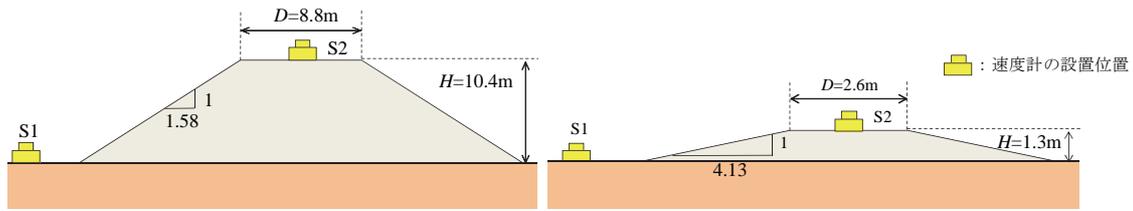
ここで, H : 盛土高さ, D : 天端幅, β : 法勾配 ($1:\beta$), V_s^e : 盛土材料のせん断弾性波速度である. 上式によって各盛土の固有振動数を算出すると, ケース1で3.39Hz, ケース2で6.78Hzが得られ, 過去に提案した固有周期簡易算定法の有効性が確認できる.

続いて, それぞれの支持地盤 - 盛土本体を対象とした周波数応答解析を実施し, 自然地盤の地表面位置 (図-2の地点A) と盛土天端の中心位置 (同地点B) の周波数応答関数を算出する. この時に支持地盤, 盛土に与える減衰は周波数に依存せず一定の0.03とした. 以上の条件により得られた周波数応答関数の絶対値をまとめて図-3 (ケース1), 図-4 (ケース2) に示す. なお各図に示した α は支持地盤と盛土本体のインピーダンス比で, 次式によって算定される.

$$\alpha = \frac{\rho^e V_s^e}{\rho^g V_s^g}
 \tag{4}$$

これらの結果を見ると, まずインピーダンス比が小さい場合は周波数応答関数のピーク振動数と下端固定の固有値解析による1次モード振動数は一致していると同時に, ピーク時の応答倍率最大値も20倍程度となっている. これに対してインピーダンス比が大きくなるにしたがってピーク振動数が徐々に低振動数側に移動するとともに, ピーク値も減少する傾向がみられる.

この傾向をより把握しやすくするために, 図-5にはインピーダンス比とピーク振動数, ピーク応答倍率の関係をプロットした結果を示す. なお図-5(a)の縦軸は, 下端固定条件での固有値解析によって得られた1次固有振動数 f_e との比率で表現している. これを見ると, インピーダンス比が小さいほど固有振動数は下端固定条件での値に近く, 応答倍率のピークも大きくなっている. それに対してインピーダンス比が大きくなると, ピーク振動数は低振動数側に移動するとともに, ピーク値が大幅に低減している. 特にインピーダンス比が1よりも大きな領域ではピーク振幅比が2よりも小さくなっており, 盛土による増幅はほとんど見られないことが分かる. そのた



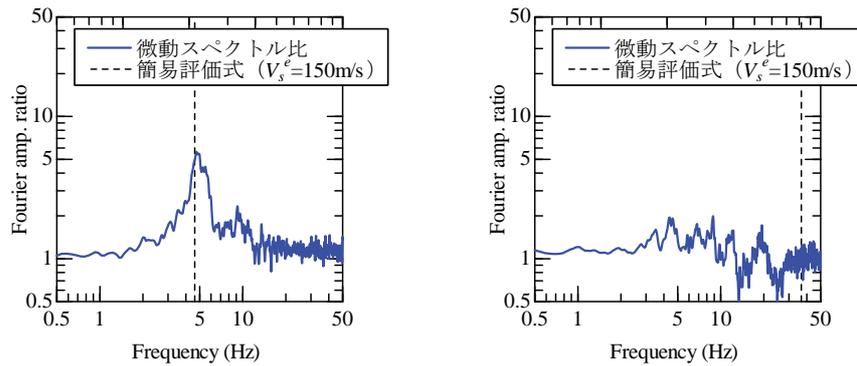
(a) 地点1(支持地盤が比較的良好な箇所) (b) 地点2(支持地盤が比較の軟弱な箇所)

図-6 計測対象盛土の概略形状, 計測器設置箇所の概要



(a) 地点1(支持地盤が比較的良好な箇所) (b) 地点2(支持地盤が比較の軟弱な箇所)

写真-1 対象盛土の状況



(a) 地点1(支持地盤が比較的良好な箇所) (b) 地点2(支持地盤が比較の軟弱な箇所)

図-7 周波数応答関数の評価結果

めこの結果からは、建設する盛土のインピーダンスは支持地盤のインピーダンスよりも大きくすることで、盛土本体の地震増幅を大幅に低減できると言える。

3. 実測に基づく検討

前章の解析的な検討から、盛土本体と支持地盤のインピーダンス比によって盛土の応答特性が大きく変化することが確認された。そこで本章では、支持地盤の硬軟によって盛土の伝達関数が大きく変化することを実測に基づいて検証する。具体的には、複数の鉄道盛土を対象として常時微動観測を実施することで、盛土の周波数応答関数を評価し、支持地盤が良好な地点においては明瞭な

ピークが見られる一方で、比較的地盤が軟弱な箇所では盛土本体の増幅がほとんど見られないことを確認する。

計測対象とした箇所の盛土を図-6、写真-1に示すが、今回は2箇所の鉄道盛土を対象に常時微動観測を実施する。各図には計測器の設置箇所概要も示しているが、基本的には盛土天端中心位置と盛土から距離の離れた地表位置に高感度の速度計を設置した。計測は線路方向、線路直角方向、鉛直方向の3成分で実施しているが、今回は線路直角方向の記録のみを用いて検討を行う。常時微動計測は、列車通過等の影響がない時間に連続20分間のデータ取得を行った(200Hzサンプリング)。得られた全データのうち、静穏な時刻を目視で抽出するとともに、抽出されたデータを4096個のデータに分割し、各データのフーリエ振幅を算出する。各データの盛土天端位

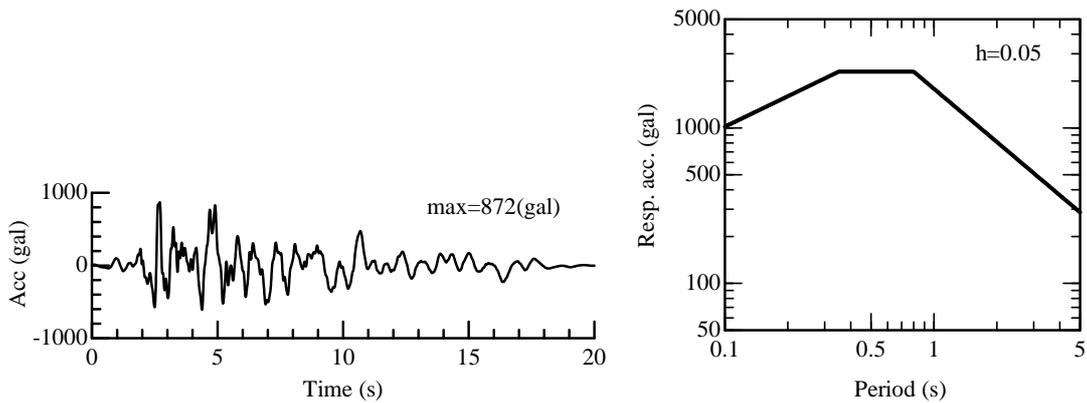


図-9 自然地盤地表面位置で設定した時刻歴波形，弾性加速度応答スペクトル

置/地表面位置のスペクトル比を算定するとともに全結果の平均値を各盛土の周波数応答関数として取り扱うこととした。

得られた結果を図-7に示す。またこれらの図には、盛土本体のせん断弾性波速度 $V_s^e=150\text{m/s}$ とした場合での固有振動数の簡易評価結果も示している。これを見ると、地点1の周波数応答関数は明瞭なピークが見られるとともに、このピーク振動数は簡易評価式による固有振動数とほぼ一致している。一方で地点2では明瞭なピークが見られず、スペクトル比は概ね1~2の間で変動している。

なお前述したが、地点1では盛土本体、支持地盤のボーリング調査の結果、盛土本体のN値が7程度($V_s^e=150\text{m/s}$ 程度)で、支持地盤はN値30程度の単一な粘性土で構成されていることが分かっており、耐震設計上の基盤面が概ね露頭していることが確認されている。また、自然地盤の常時微動H/Vスペクトル比のピークはほとんど見られず、非常に良好な地盤であることが想定される。一方で地点2では、ボーリング調査は実施されていないが、自然地盤の常時微動H/Vスペクトル比のピーク振動数が2.5Hz前後(0.4秒前後)となっており、これを地盤の固有周期と考えた場合には、鉄道構造物の設計基準⁷⁾における普通地盤に相当する。そのため地点2では地点1と比較して相対的に軟弱な地盤が堆積していることが想定される。

以上より、地点1では相対的にインピーダンス比が小さくなっていることが想定され、結果的に明瞭なピークが見られた。これに対して地点2ではインピーダンス比が大きく、周波数応答関数は概ね1~2程度の範囲で変動した結果となった。これらの結果は、前章の数値解析によって得られた知見と同様であり、地震時の増幅特性を評価する上で、盛土本体だけでなく、支持地盤のインピーダンスについても適切に把握しておくことが重要であるということが改めて確認された。ただし、今回の計測結果では、対象とした地点が限られているとともに、盛

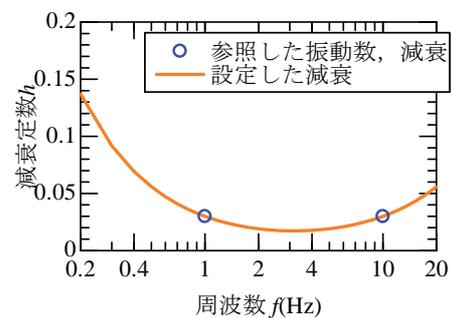


図-8 レイリー減衰の設定結果

土の形状も大きく異なっている。そのため、今後は形状が同一で表層地盤物性が異なる地点や、表層地盤物性が同一で盛土高さ等の形状が異なる地点等での振動計測を実施することで、手法の妥当性をより検証していく必要がある。

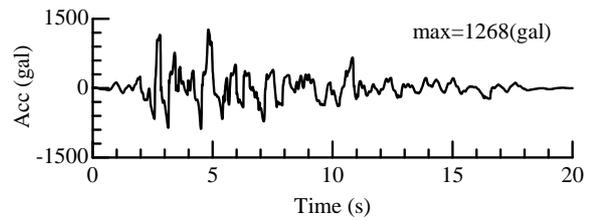
4. 地震応答解析による試算

本章では、鉄道盛土の動的挙動を精緻に評価可能な2次元有限要素解析モデルを用いた非線形動的解析を実施するとともに、得られた盛土本体の応答波形を用いた滑動変位量の評価を行うことで、支持地盤の変化が盛土本体の動的挙動、滑動変位量に与える影響を評価する。対象とした盛土は、図-1に示した高さ9mと同一の形状を有する鉄道盛土とする。ただし盛土材料のせん断弾性波速度は $V_s^e=200\text{m/s}$ に固定する。盛土本体の非線形特性は、GHE-Sモデル⁸⁾によって表現することとし、各要素に与えるパラメータは既往の検討による方法と同様の方針⁴⁾に従って設定した。また、ひずみ方向の複雑さに対応できるように、マルチスプリング要素⁹⁾によって非線形挙動を表現することとした。減衰は図-8に示すように1Hzと10Hzで3%となるようなレイリー減衰を設定した

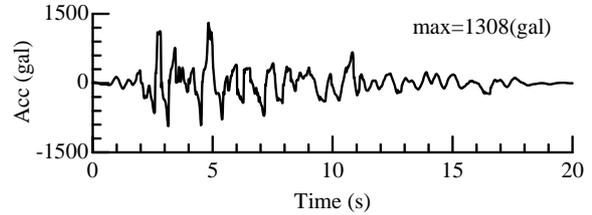
($\alpha=0.342719, \beta=0.000868$) . これは、支持地盤、盛土本体の固有周期帯において概ね3%程度の減衰となるように配慮して設定した値である。

支持地盤の条件は、せん断弾性波速度 V_s^g が 400m/s, 200m/s, 100m/s の3ケース考慮することとした。また後述する入力地震動の設定や、局所的な層における非線形性の影響を無視し問題を簡単にするため、支持地盤の非線形性は無視し、線形弾性体として取り扱った。入力地震動は、自然地盤（モデル端部）の地表面位置の応答が L2地震動スペクトルII（G3地盤）（図-9）となるように、各ケースの入力波形の振幅、位相を調整した。具体的には、各ケースのモデル端部のみを考慮したはぎ取り解析を実施することで、基盤位置の入力地震動波形（2E波）を算定した。以上の条件に基づいて逐次非線形解析を実施し、盛土天端位置の応答波形を算定した。得られた結果を図-10（時刻歴加速度波形）、図-11（弾性加速度応答スペクトル）に示す。なお、この図に示すインピーダンス比 α は、線形時のせん断剛性をもとに評価している。これらの結果より、時刻歴波形の振幅特性、位相特性は概ね同一となっているが、最大加速度の値で見ると、ケース3, 2, 1の順に多少ではあるが大きくなっている。また応答スペクトルは、ケース1, 2では周期によらず概ね同一の応答となっているのに対して、ケース3では周期0.4秒付近で応答が他のケースと比較して小さくなっている。これは支持地盤のせん断剛性が小さいほど盛土本体とのインピーダンス比が大きくなり、結果的に盛土本体の増幅がそれほど大きくならなかったためであると考えられる。これは2章、3章の解析的検討、実観測に基づく検討で得られた傾向と同様の結果である。

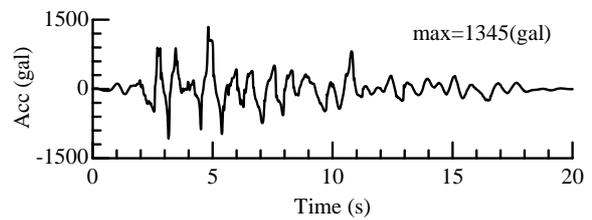
続いて、この盛土天端の時刻歴応答波形を用いて片側非線形モデル⁹⁾による応答解析を実施することで、支持地盤の差が盛土の滑動変位量に及ぼす影響の試算を行う。この時のすべり線位置、降伏震度等の各パラメータは、修正フェレニウス法を用いた安定計算^{例えは¹⁰⁾}により評価した。安定計算を実施する際の前提条件として、すべり線は盛土内部にのみ発生することとしている。その結果、対象盛土の降伏震度 $k_f=0.23$ 、円弧半径16mと推定された。当然のように、これは支持地盤のせん断剛性によらず全ケースで共通している結果である。この条件を用いて、図-10で示した各盛土の応答波形を入力とした滑動変位量の評価を実施した。得られた盛土滑動部の変位時刻歴波形を図-12に示すが、最終的な変位量はケース1、ケース2では概ね同等の変形となっている（ケース1：6.79cm, ケース2：6.83cm）のに対し、ケース3では他のケースと比較して相対的に小さな変位量となった（4.83cm）。これは、支持地盤のせん断剛性が小さく、盛土本体とのインピーダンス比が相対的に大きかったため、地表面地震動が同一であるにも関わらず、結果としてエネルギーが



(a) ケース1(支持地盤 $V_s^g=400\text{m/s}$ の場合)



(b) ケース2(支持地盤 $V_s^g=200\text{m/s}$ の場合)



(c) ケース3(支持地盤 $V_s^g=100\text{m/s}$ の場合)

図-10 盛土天端位置の時刻歴波形

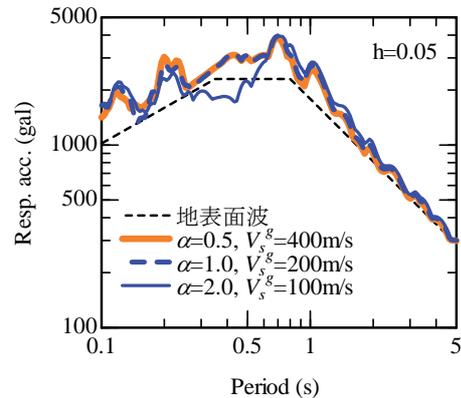


図-11 盛土天端応答波形の弾性加速度応答スペクトル

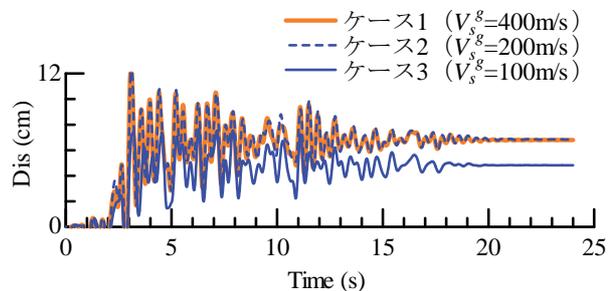


図-12 盛土の滑動変位量評価結果

盛土本体内に滞留しなかったためであると考えられる。今回の試算は限られた条件での結果であるが、このように支持地盤が軟弱である場合には、盛土本体の地震増幅が相対的に小さくなることが考えられる。逆に支持地

盤のせん断剛性が硬質である場合には、盛土の地震増幅が大きくなる可能性があり、各地点で同一の地震動が作用すると考えた場合には、インピーダンス比の小さな地点は相対的に危険な箇所として選定されることが望ましいと言える。

5. まとめ

本検討では、支持地盤のせん断剛性の違いが鉄道盛土の動的応答に与える影響について整理を行った。具体的には、まず鉄道盛土、支持地盤のせん断剛性を变化させた周波数応答解析に基づいて、インピーダンス比の変化が盛土の周波数応答関数に与える影響を評価した。続いて、実盛土の常時微動観測記録から盛土の伝達関数を評価した結果、支持地盤が良好な地点では応答に明瞭なピークが見られることを確認した。さらに支持地盤—鉄道盛土を考慮した非線形動的解析を実施することで、同一形状、物性を有する盛土であっても、支持地盤の違いによって想定される滑動変位量が異なることを確認した。

鉄道盛土の地震増幅特性という観点からは、支持地盤とのインピーダンス比は大きいことが望ましく、地震時危険箇所の抽出や補強優先順位を策定する際の情報として、盛土、支持地盤のせん断剛性を適切に把握しておくことは重要である。

謝辞：本検討の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施しました。ここに記して謝意を示しま

す。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物），丸善出版，2007.
- 2) Newmark, N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol. 12, No. 2, pp. 139-159, 1965.
- 3) 館山勝，龍岡文夫，古関潤一，堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol. 12, No. 4, pp. 7-12, 1998.
- 4) 坂井公俊，荒木豪，室野剛隆：等価1自由度モデルを用いた盛土の地震時非線形挙動の評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.73, No.1, pp.174-186, 2017.
- 5) 柳沢栄司：土構造物の振動特性に及ぼす基礎地盤の影響，土木学会論文報告集，第 317 号，pp.101-110, 1982.
- 6) 澤田純男，土岐憲三，村川史朗：片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp.3033-3038, 1998.
- 7) (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），丸善出版，2012.
- 8) 室野剛隆，野上雄太：S 字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 494-497, 2006.
- 9) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, *Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya*, Vol. 1, pp. 523-530, 1985.
- 10) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂，1984.

(2017. 4. 7 投稿)

INFLUENCE OF THE STIFFNESS OF THE GROUND UNDER RAILWAY EMBANKMENTS ON THESE SEISMIC RESPONSE CHARACTERISTICS

Go ARAKI, Kimitoshi SAKAI and Kenichi KOJIMA

We consider the influence of the stiffness of the ground under railway embankments on these seismic response characteristics. First, it is examined how the transfer function of the embankment changes according to the value of impedance ratio which is the ratio of the stiffness of the embankment to the ground. Next, microtremor observations were carried out at the actual site and it is found that a clear peak can be seen in the transfer function at the site where the stiffness of the ground is hard. Furthermore, the sliding displacement of embankment varies depending on the stiffness of the ground by nonlinear response analysis performing on the ground – embankment system. From these results, it is confirmed that seismic response of the embankment becomes small when the impedance ratio is large. So, it is important to identify not only the dynamic response characteristics of embankments but also the impedance ratio to the ground as the information for extracting weak points during earthquakes and determining seismic reinforcement points.