

架道橋付近における軌道支持剛性変化が 地盤振動に及ぼす影響

加藤 信二郎* 蒲原 章裕*
横山 秀史* 岩田 裕一*

The Influence of the Variation of Track Support Rigidity Around an Overbridge
on Ground Vibration

Shinjiro KATO Akihiro KAMOHARA
Hidefumi YOKOYAMA Yuichi IWATA

The areas on both sides of overbridge existing in the embankment section are border areas between the embankment and the girder, at which support rigidity of the ballast varies, and track subsidence tends to occur. Therefore we investigated the influence of the variation of the ballast support rigidity and the track subsidence on dynamic force and characteristics of propagation of the ground vibration by the parameter study using the dynamic analysis model. We also evaluated the effect of a countermeasure for ground vibration generated around the girder.

キーワード：地盤振動，架道橋，盛土，支持剛性変化，振動低減対策工

1. はじめに

盛土区間における架道橋の橋台付近は盛土と橋台、桁の構造物境界であり、バラストの支持剛性の変化点であるほか、盛土の緩み等が生じやすい箇所である¹⁾。盛土と橋台、桁における支持剛性の違いや盛土の緩み等に起因する軌道沈下は盛土区間の架道橋付近における地盤振動の影響要因の一つと考えられる。そこで、本研究では動的解析により橋台付近の支持剛性等が地盤振動に及ぼす影響について検討を行った。

検討にあたっては、架道橋付近のバラスト支持剛性の変化や軌道不整などによる地盤振動の加振力特性や伝播特性への影響のパラメータスタディをおこなうとともに、架道橋部における振動対策工を実施した際の沿線地盤での振動低減効果を評価した。具体的には車両・軌道・構造物系の動的解析により架道橋付近を含む盛土区間を車両が走行する際の加振力の時刻歴応答を求め、その最大値で重みづけした線加振モデルを用いて構造物・地盤系の動的解析により沿線地盤での振動伝播特性を把握した。以上の検討フローを図1に示す。

2. 車両・軌道・構造物系の動的解析に基づく検討

2.1 解析モデル

車両・軌道・構造物系の動的解析には、動的サブストラクチャー法にもとづく振動解析プログラム DALIA²⁾

* 防災技術研究部 地質研究室

を用いた。解析に用いた車両は車体、台車を梁要素、輪軸を集中質量とし、各々をばねおよびダッシュポットで支持し、レールと接続する輪軸には接触ばねを設けている。解析モデルの概要を図2、車両の物性値を表1に示す。解析モデルは全長約106mで、そのうち約86mを解析対象とした。架道橋の支間は6.25m、車両は1車両長が25mの一般的な新幹線車両8両編成で走行速度を270km/hとした。軌道はレール2本分、バラスト道床、路盤を梁要素、まくらぎを集中質量でモデル化し、各々をばねおよびダッシュポットで支持するモデルとした。なお、バラスト道床、路盤は曲げ剛性が極めて小さい梁要素とした。構造物は桁、橋台、フーチングを梁要素とし、橋台およびフーチングを地盤ばねで支持するモデルとした。軌道および構造物の物性値を表2に示す。まくらぎ下、バラスト下、路盤下、橋台等の地盤のばね定数および粘性減衰定数等の物性値は文献3)、4)および「鉄道

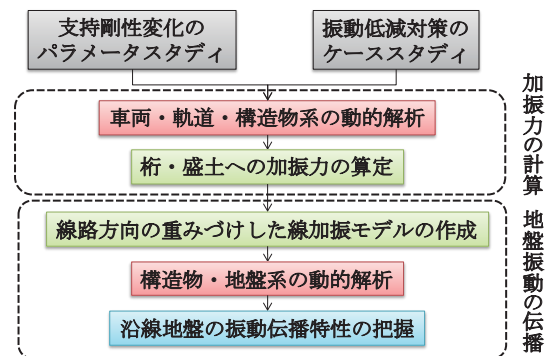


図1 検討フロー

特集：沿線環境

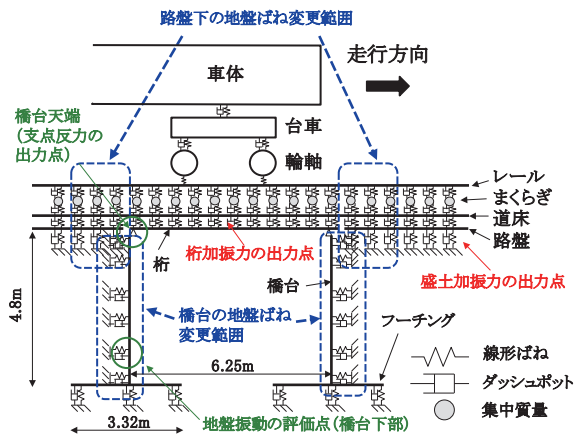


図2 車両・軌道・構造物系の解析モデル

表1 車両の物性値

質量 (t)	車体		ばね定数 (MN/m)	粘性減衰係数 (kN・s/m)
	台車	輪軸		
	31.8	3.1	0.4	50.6
	1.8	0.4	2.37	77.6
	2.37	1.2×10^3		
	50.6	77.6		

構造物等設計標準・同解説 基礎構造物 (2012年)」にもとづいて設定した。

2.2 支持剛性変化に関するパラメータスタディ

盛土の支持剛性の違いによる加振力への影響をパラメータスタディにより検討した。各ケースは文献4)をもとに盛土全体がS波速度165m/sの場合を基本ケース (case1) とし、文献1)を参考に橋台背面の2mの範囲で盛土が緩んでいるケース (case2), 対策として緩み域を改良したケース (case3), さらに盛土全体を改良したケース (case4) である。case2, case3では橋台付近 (図2の破線の範囲) の路盤下および橋台の地盤ばね定数を変えている。加振力はばね反力とダッシュポット反力を加算し求めた。各ケースの設定の状態, 物性値をそれぞれ表3, 4に示す。なお, 橋台から2mの範囲の盛土が緩んでいる場合とした case2 は橋台背面盛土の沈下とそれに伴う軌道変位の有無が加振力に与える影響を検討するため, 路盤支持ばねを変更した範囲において沈下量を表5に示す0~0.75mmの範囲で下側に凸の矩形不整波形を設定した。

計算結果の一例として case1 における走行方向奥側 (図2の右側) の橋台背面盛土部の路盤への加振力の時刻歴応答を図3に示す。各位置における最大加振力をプロットした結果を図4に示す。なお, 図中の case2 は橋台背面盛土部の沈下がない場合の結果を図示している。図より, 最大加振力はいずれのケースも構造物境界付近の橋台背面盛土部で大きくなることや, 走行方向手前側 (図4の (b) の位置) に比べて奥側 (図4の (c) の位

表2 (a) 軌道の物性値

部材	レール	まくらぎ	道床	路盤
(単位長さ) 質量 (t)	(0.12)	0.68	(1.96)	(4.16)
曲げ剛性 EI (MN/m ²)	13.2	-	1	1
軸剛性 EA (MN)	3.32×10^3	-	93.9	93.9
ばね・ダッシュポット	軌道パッド	まくらぎ下	道床下	路盤下
ばね定数 (MN/m)	240	184	13.1	370
粘性減衰係数 (kN・s/m)	339	64.2	1.48×10^3	1.48×10^3

表2 (b) 構造物の物性値 表3 各ケースの設定状態

部材	桁	橋台	フーチング
単位長さ質量 (t)	9	32.5	20.3
曲げ剛性 EI (GN/m ²)	1.96	65.8	16.1
軸剛性 EA (GN)	85.4	308	193
鉛直地盤ばね (GN/m)	-	1.46	5.05
水平地盤ばね (GN/m)	-	4.39	1.68

case	状態
1	基本ケース
2	橋台から2mの範囲の盛土が緩んでいる場合
3	橋台から2mの範囲の盛土が堅固な場合
4	盛土全体が堅固な場合

表4 各ケースの物性値

case	P波速度 (m/s)		S波速度 (m/s)		路盤下の地盤ばね				橋台の地盤ばね	
	橋台付近	左記以外	橋台付近	左記以外	ばね定数 (GN/m)		粘性減衰係数 (MN・s/m)		鉛直ばね定数 (GN/m)	水平ばね定数 (GN/m)
					橋台背面	左記以外	橋台背面	左記以外		
1	550		165		0.37		1.48		1.46	4.39
2	350	550	125	165	0.21	0.37	1.11	1.48	0.83	2.48
3	800	550	300	165	1.64	0.37	2.15	1.48	6.51	19.5
4	800		300		1.64		2.15		6.51	19.5

置)の方が大きいことがわかる。また, 走行方向奥側の橋台背面盛土部の最大加振力は case1 に比べて case3 や case4 の方が約7kN大きいが, case2 は5kN程度小さく, 位置やケースにより最大加振力に違いがみられた。一方, 橋台から離れた盛土部 (図4の (a) の位置) ではケースによる最大加振力の差異は小さい。

さらに位置やケースによる加振力の周波数特性の違いを把握するため, 図4の矢印で示した (a) ~ (c) の3箇所の1/3オクターブバンドスペクトルを図5に示す。橋台から離れた盛土部 (図5 (a)) や走行方向手前側の橋台背面盛土部 (図5 (b)) では, いずれのケースもS

表5 case2 の沈下量

case	沈下量 (mm)
2	0
2-1	0.25
2-2	0.50
2-3	0.75

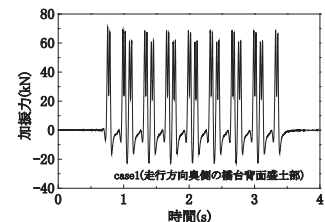


図3 加振力の時刻歴応答の例

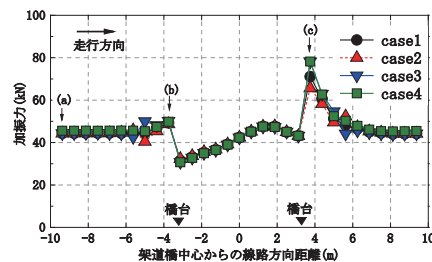


図4 最大加振力の線路方向分布

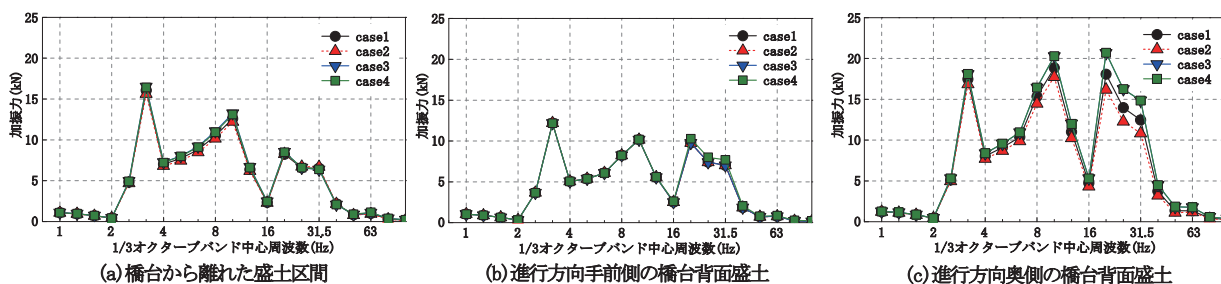


図5 各位置における加振力の1/3オクターブバンドスペクトル

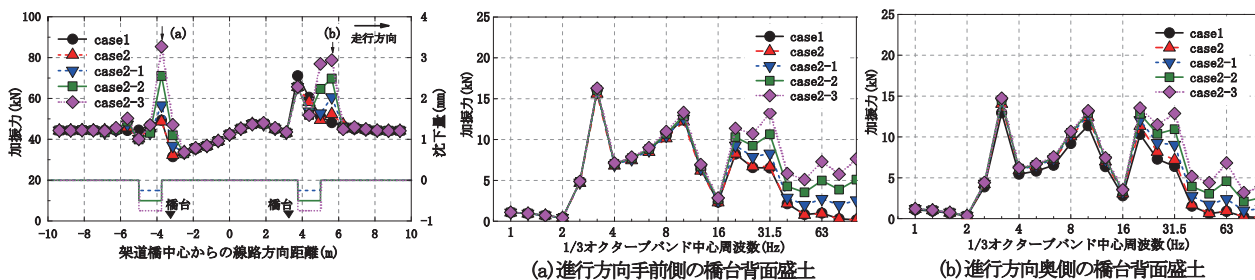


図6 沈下量による加振力の変化

図7 各位置における加振力の1/3オクターブバンドスペクトル

ペクトル形状はほぼ同じである。一方、走行方向奥側(図5(c))の橋台背面盛土部では8~31.5Hzの範囲でcase3, case4の加振力が大きい。また、8~12.5Hz帯、20~31.5Hz帯の加振力は走行方向奥側の背面盛土部が手前側に対し、最大10kN程度大きくなっており、この帯域が走行方向奥側の最大加振力を押し上げる要因になっていることがわかる。

次にcase2について橋台背面盛土部の沈下量を変化させた時の最大加振力の線路方向分布をcase1と併せて図6に示す。沈下量が0.25mmまでは走行方向手前側の加振力よりも奥側の加振力が大きい、沈下量が0.50mm以上では走行方向奥側よりも手前側の加振力の方が大きくなる。また、走行方向手前側では橋台背面盛土部(図6の(a)の位置)で加振力が局所的に大きくなり、奥側では橋台背面盛土部よりも橋台からやや離れたところ(図6の(b)の位置)で加振力が大きくなり、影響が線路方向に広がることがわかった。沈下量による加振力の変化を詳細に検討するため、図6の下矢印で示した位置(a), (b)における加振力の1/3オクターブバンドスペクトルを図7に示す。図より、いずれの位置においても、20Hz以上の周波数帯で沈下量の増加とともに加振力が大きくなり、スペクトルの形状も概ね一致した。

今回の検討した盛土の緩み、沈下量の二つの要因では加振力の増大は、盛土の支持剛性の違いよりも軌道沈下の影響の方が顕著であった。このことから、橋台背面盛土での軌道沈下を抑えることが局所的な加振力の増大を抑制する方法の一つであることが示唆された。

2.3 架道橋付近における振動低減対策の検討

架道橋付近における振動低減対策を検討するため、基

本ケース(case1)に対して、図8に示す対策工を実施した場合の構造物下部での振動低減効果と橋台天端の支点反力および沿線地盤振動への加振力に対する影響について検討した。case5はフーチングを同一材料の梁要素で連結させることにより架道橋全体の高剛性化を図ったケースである。case6は桁の断面2次モーメントが約6倍となる版厚(0.45mから0.8m)を設定し、桁を高剛性化したケースである。case7は文献5)を参考に桁端部と橋台の間に片線あたり粘性減衰係数約5MN・s/mのダンパを取り付けたケースである。各ケースにおいて図2に示した走行方向手前側の橋台下部を地盤振動の評価点とした。

図9に評価点におけるcase1と各対策ケースの振動加速度レベル差を示す。ここで、レベル差が負であれば振動は低減し、正であれば振動は増加することをあらわしている。フーチングを連結したcase5は1~25Hzの帯域で2dB程度の低減量を示す。桁を増厚したcase6は8~12.5Hzと25, 50Hzの各帯域で2~4dB程度の低減が認められるが、16Hzや31.5Hz等で最大5dB程度、振動が増大した。桁端ダンパを取り付けたcase7は8Hz帯よりも高周波域で低減効果が認められ、特に12.5Hz帯では振動が約15dBと大きく低減した。case1のモード解析によると、桁の曲げ振動の1次の固有周波数は11.3Hzである。そのため、case7では車両が桁を通過す

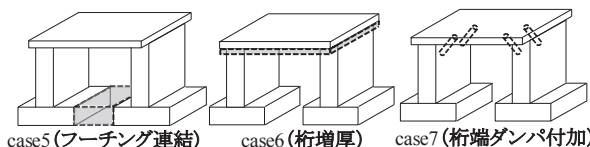


図8 振動低減対策工ケース

特集：沿線環境

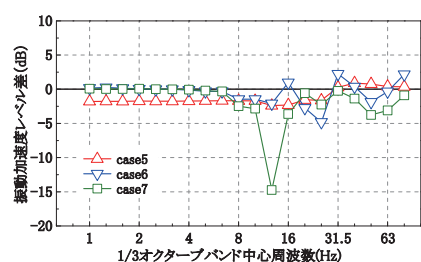


図9 基本ケースとの振動加速度レベル差

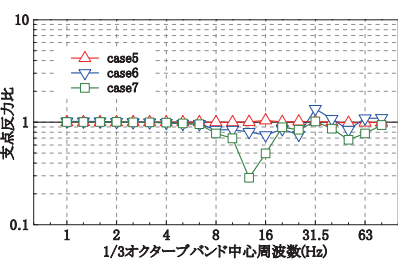


図10 手前側橋台天端の支点反力比

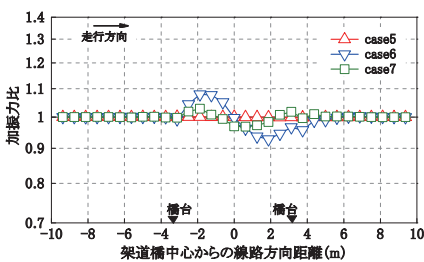
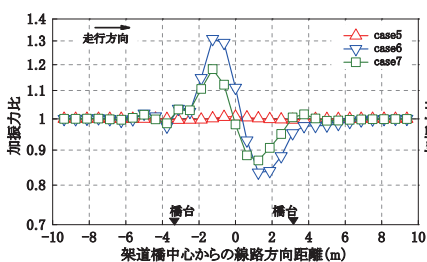
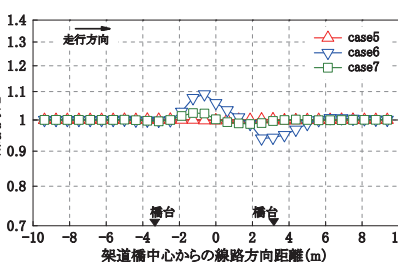


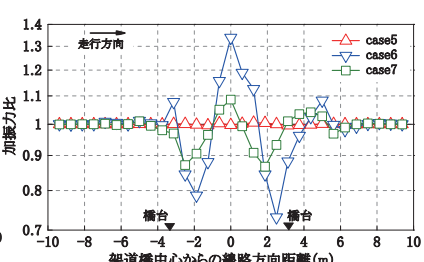
図11 最大加振力比の線路方向分布



(a) 12.5Hz



(b) 25Hz



(c) 40Hz

図12 周波数帯域の加振力比の線路方向分布

る際に励起される1次モードの曲げ振動をダンパによって制振することにより、12.5Hzで大きな低減効果が得られたと考えられる。

次に、case1と各対策ケースについて支点反力および地盤振動の加振力を求めた。支点反力の算定は、地盤振動の評価点直上である手前側の橋台の天端位置（支点反力の出力点）とした。橋台天端における基本ケースと各対策ケースの支点反力の比（各対策ケースの支点反力/基本ケースの支点反力）を図10、路盤および桁の各点における基本ケースと各対策ケースの最大加振力の比を図11にそれぞれ示す。図10よりcase6やcase7の支点反力比は中心周波数と振動加速度レベル差（図9）の関係と概ね同様であることから、桁増厚や桁端ダンパ付加によって支点反力が小さくなることで振動低減に寄与していることが考えられる。

図11より、架道橋部の加振力比は、走行方向手前側の橋台ではいずれのケースも差異はないが、架道橋中央から手前側ではcase1に比べてcase6が大きく、奥側では反対にcase6の方が小さい。一方、case5およびcase7はcase1と概ね同様の値となった。なお、盛土部ではいずれのケースでも最大加振力に差異はなく、架道橋から離れた盛土部では架道橋補強による加振力のピークの低減効果は小さい。

ここで、各ケースにおける加振力の周波数特性を把握するため、加振力の1/3オクターブバンド分析をおこなった。12.5、25、40Hz帯域の基本ケースと各ケースの加振力の比を図12に示す。図より周波数帯によって加振力比は異なることがわかる。40Hzでは特にcase6がスパン中央付近で他のケースよりも、加振力が大きくなっている。これは桁増厚による曲げ剛性の高剛性化の影響を受けているためと考えられる。

3. 構造物・地盤系の動的解析に基づく検討

次に前章で実施した車両・軌道・構造物系の動的解析の結果をもとに以下に記述する方法で構造物・地盤系の動的解析による沿線地盤の振動伝播特性の検討をおこなった。

3.1 解析モデル

構造物・地盤系の動的解析はSuperFLUSH/3Dを用いておこなった。解析モデルの概要を図13に示す。解析モデルは架道橋中心が対称面となる1/2モデルとし、桁、橋台、フーチングをシェル要素、盛土をソリッド要素、地盤を薄層要素でモデル化した。地盤の物性を表6に示す。なお、盛土は表4のcase1の物性値、構造物については図2の解析モデルと同一寸法、物性値とした。加振は図13の下矢印で示す桁と盛土上の軌道中心の位置を同位相で鉛直方向に線加振するモデルとした。沿線地盤の評価点は軌道中心から50mまでの範囲とし、図中の赤点線上に設定した。

3.2 支持剛性変化の沿線地盤への影響

橋台から2m以内で深さ1m以内の範囲の盛土が緩んでいる場合と改良した場合、盛土全体を改良した場合の3つのケースについて盛土の物性値を変えてパラメータスタディをおこなった。各ケースの物性値は表4に示した値を用いた。構造物へ入力する加振力は前節で計算した加振力のうち、走行方向手前側の加振力の最大値に応じて図14に示すとおり線加振モデルを重みづけし、構造物・地盤系モデルに入力した。なお、盛土が緩んでいる場合については沈下量0.25mmの場合(case2-1)の加振力を用いた。

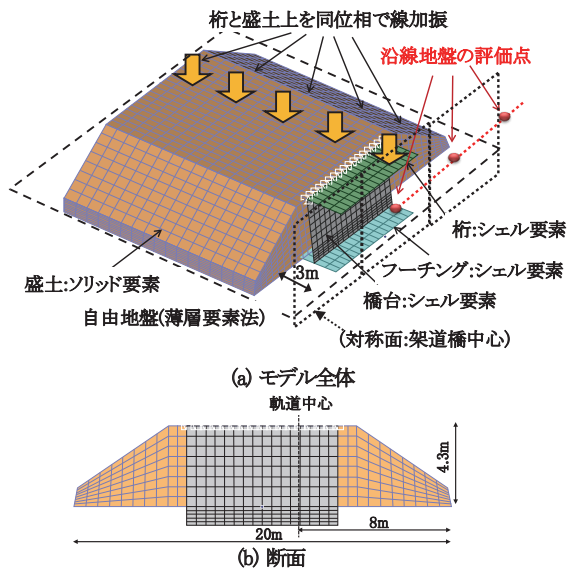


図13 構造物・地盤系の解析モデル

沿線地盤における軌道中心からの距離と 12.5, 25, 40Hz 帯域の地盤振動の関係を図 15 に示す。なお、図 15 は周波数ごとに case1 の軌道中心位置 (0m) の値を 0dB として正規化している。図より、12.5Hz 帯では距離によらず case4 が他のケースより 4dB 程度小さい結果となった。一方、25Hz 帯では case4 が軌道中心からの距離 12.5m 点から遠方にかけて他のケースに比べ距離減衰が小さく相対的に振動が大きい。また、40Hz 帯では case2-1 が軌道中心からの距離 6.25m 点までの範囲において振動が増幅する結果となっている。

次に距離 6.25, 12.5, 25m 点における case1 と case2-1 ~ 4 との振動加速度レベル差を図 16 に示す。図より、case4 は 8 ~ 20Hz の帯域において距離にかかわらず最大 5dB 程度小さくなっており、盛土全体を改良することによ

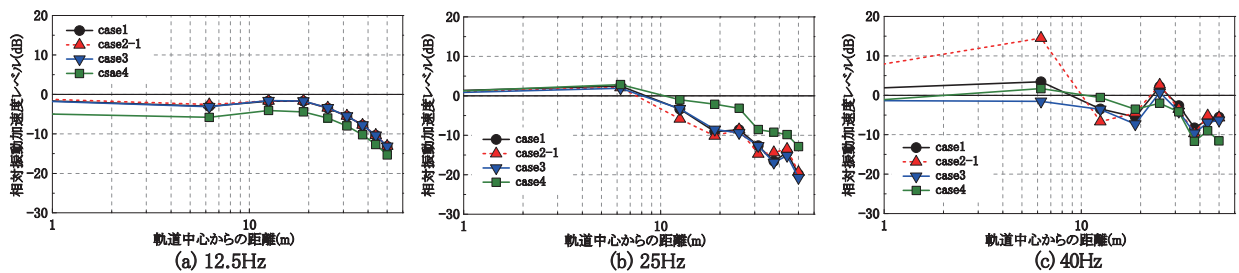


図15 周波数ごとの距離減衰特性

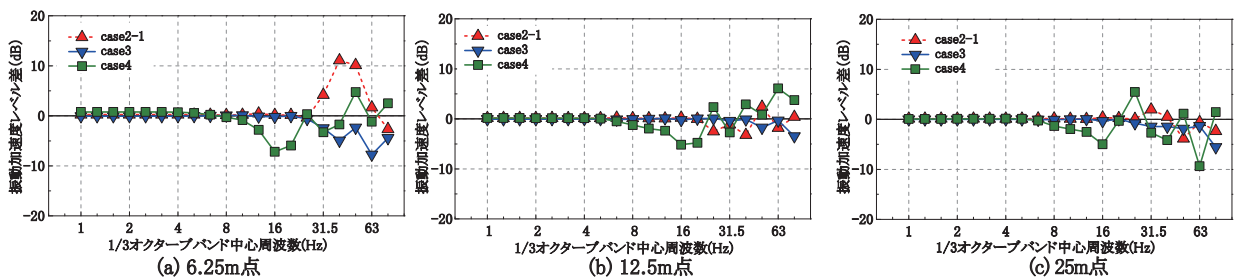


図16 沿線地盤における基本ケースとのレベル差

表6 地盤の物性値

深度 (m)	P 波速度 (m/s)	S 波速度 (m/s)	密度 (kg/m ³)	減衰定数
0 ~ 8	1500	260	1.60 × 10 ³	0.05
8 ~ 9	1500	380	2.10 × 10 ³	0.05
9 ~	1500	500	2.10 × 10 ³	0.05

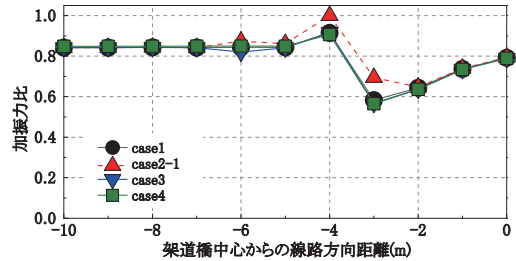


図14 加振力の重みづけ

る振動の低減効果が認められた。また、case2-1 は 31.5 ~ 63Hz の帯域で 6.25m 点において case1 に比べて振動が大きくなっている。12.5m 点や 25m 点では 6.25m 点の位置と比較してレベル差が小さい。本検討の範囲では橋台から 2m の範囲の盛土が緩んでいる場合は、線路に近い位置で振動が増大するが、その範囲は限定的であると考えられる。

3.3 沿線地盤における対策工の振動低減効果

本節では 2.3 で対象とした架道橋の振動低減対策工の沿線地盤への低減効果について検討した。ここで、桁端ダンパはばね定数 $9.8 \times 10^5 \text{ kN/m}$ 、減衰定数 0.5 のばね要素でモデル化している。解析結果として沿線地盤の評価点における 12.5, 25, 40Hz のバンドレベルを図 17 に示す。12.5Hz 帯域ではケースによる違いはみられなかった。一方、25Hz 帯では case6 や case7 が case1 に比べて軌道中心から 40m までの範囲において最大 10dB 程度振動が小さい。また、40Hz 帯では case6 が他のケー

特集：沿線環境

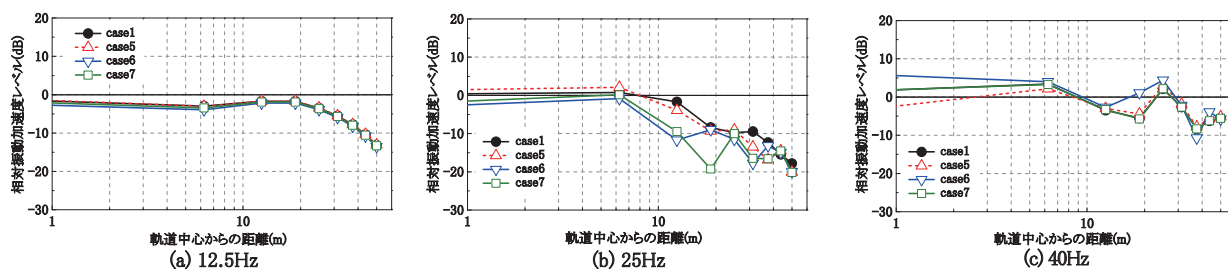


図 17 周波数ごとの距離減衰特性

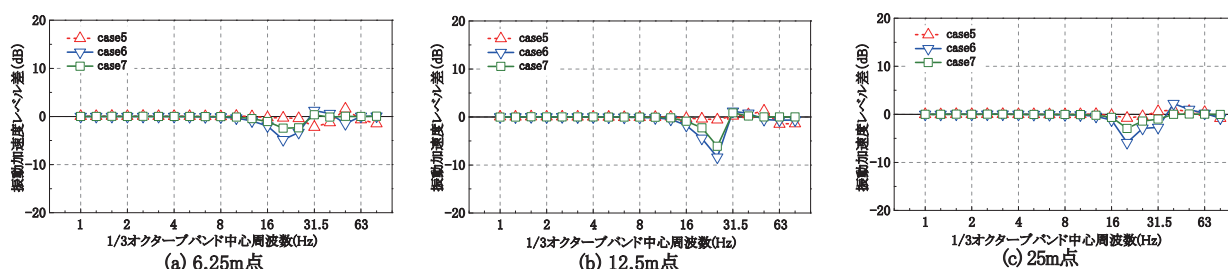


図 18 沿線地盤における基本ケースとのレベル差

スよりも振動が大きく 18.75m 点で振動のピークがあるなど、沿線地盤で振動が増幅する結果となった。

次に 6.25, 12.5, 25m 点における case1 と case5～7 のレベル差を図 18 に示す。16～25Hz の帯域で case6 や case7 は軌道中心からの距離によらず 2～8dB 程度、case1 より振動が小さい。なお、case6 では 31.5Hz 帯、40Hz 帯で 1～3dB 程度振動が大きくなっており、桁の高剛性化によって地盤での応答が高周波側に移行したと考えられる。一方、case7 は case6 でみられた高周波帯の振動の増幅は抑えられており、減衰した周波数帯は異なるものの車両・軌道・構造物系の動的解析 (図 9) と同様の傾向となった。

これらのことから、今回検討した構造物、地盤条件ではフーチング連結による沿線地盤の振動低減効果はあまりみられなかった。一方、桁増厚や桁端ダンパは特定の周波数帯において効果的であることがわかった。

4. まとめ

本研究で検討した結果について以下にまとめる。

- (1) 車両・軌道・構造物系モデルの支持剛性変化のパラメータスタディにより、いずれのケースにおいても加振力は架道橋付近の盛土で大きくなり、特に走行方向奥側の橋台背面盛土部では 8～12.5Hz や 20～31.5Hz 帯の加振力が増大することがわかった。
- (2) 橋台背面盛土が緩んでいるケースは軌道沈下の程度によって加振力の大きさや分布が走行方向手前側と奥側で異なる。しかし、沈下量が 0.50mm 以上になると加振力は走行方向奥側よりも手前側の方が大きくなった。
- (3) 振動低減対策による橋台下部での振動低減効果を検討した結果、本論で示したいずれの対策でもある

程度橋台下部の振動を低減する効果があることがわかった。

- (4) 構造物・地盤系モデルにより沿線地盤での振動伝播特性を検討した結果、橋台背面盛土に緩み域がある場合は架道橋の近傍地盤で高周波成分の振動が増大し、盛土の一部または全体を堅固にした場合は振動の低減が認められた。
- (5) 振動低減対策による沿線における地盤振動の低減効果については、今回の検討の範囲では桁増厚や桁端ダンパ付加により、特定の周波数帯域の振動が低減する結果が得られた。

本研究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た。

文献

- 1) 泉並良二, 深田隆弘, 高馬太一: 微動アレー探査および地震透過法を用いた盛土内部探査, 物理探査学会第 126 回学術講演会論文集, pp.43-46, 2012
- 2) 矢部明人: サブストラクチャー法を用いた移動体と構造物の動的相互作用解析手法の開発, 土木学会第 61 回年次学術講演会, pp.845-846, 2006
- 3) 守田武志, 田中靖幸, 廣本勝昭, 横山秀史, 岩田直泰: 低ばね定数軌道パッド敷設による地盤振動に対する影響, 土木学会第 60 回年次学術講演会論文集, pp.221-222, 2005
- 4) 神田仁, 吉岡修, 阪本泰士, 舟橋秀麿: 弾性波トモグラフィによる鉄道盛土の調査 (新幹線盛土への適用), 土木学会第 58 回学術講演会論文集, pp.323-324, 2002
- 5) 比江島慎二, 藤野陽三: 桁端ダンパーによる橋梁の交通振動の低減, 土木学会論文集 No.465/I-23, pp.107-116, 1993