

列車荷重の載荷継続時間が構造物の地震時応答変位に及ぼす影響

正 [土] ○徳永 宗正 (鉄道総研)

正 [土] 曾我部 正道 (鉄道総研)

正 [土] ○渡辺 勉 (鉄道総研)

Effect of train load duration on displacement response of railway bridges during seismicity

Munemasa TOKUNAGA, Masamichi SOGABE, Tsutomu WATANABE, Railway Technical Research Institute 2-8-38, Hikari-cho, Kokubunji City

The conventional seismic standard specifies that the seismic inertia force of trains is modeled as the rigid mass which has the upper limit force of 30% of the train weight on insufficient grounds. However, train actions on railway structures during seismicity have not been identified, although actual railway vehicles are the complicated vibration system. The object of this paper is to evaluate the effect of dynamic interactions between railway vehicle and structure on seismic response of structure. In conclusion, train load should be modeled carefully, especially in the case of light bridges, because the train weight ratio of equivalent to vehicle damping effect varies from 0 to 100% depending on the yield frequency of structure or seismic wave characteristics. Additionally, train load duration and wheel axle position significantly affect seismic response of structure especially in the case of short span and light bridges.

Keywords : dynamic interaction, railway vehicle, railway structure, seismic design, vehicle motion, train load duration, seismic response

1. はじめに

鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)(以下、「耐震標準」と言う.)¹⁾では、列車の地震慣性力は、定員乗車(貨車の場合は満載の70%程度)の列車荷重を用い、列車の頻度に応じて載荷線数を定め、等分布固定荷重として載荷する。さらに、慣性力として線路直角方向には、車両には動的共振効果があること、車両と構造物とは必ずしも同位相では応答しないことを想定して列車荷重の30%の上限値が一律に設けられている。

一方で、上記手法の列車慣性力の上限値である30%といった値の根拠は十分示されておらず、実際には複雑な振動系である鉄道車両が、構造物に及ぼす実際の地震時作用は未だ明確にされていない。加えて近年、脱線防止ガード等の脱線対策²⁾が講じられており、大地震時には車両/構造物間でこれまで以上に大きな相互作用が発生すると考えられる。従って今一度、列車が及ぼす地震時作用のより合理的な考慮方法を整理する必要がある。

著者らは先行研究において、車輪/レール間の相互作用を詳細に考慮した数値解析により、構造物の降伏振動数 f_{eq} (等価固有周期 T_{eq}^{-1})の逆数が1~2Hz程度の場合に車両の振動が励起されることにより、車両の制振効果が発揮されること、L2地震のような大規模地震時には制振効果が得られないこと等を明かにしている³⁾。先行研究では、車両系が及ぼす動的効果に着目していたことから、地震の継続時間中列車の全輪軸が常時構造物上にあるという条件であった。一方、実際の構造物では、列車が構造物上を通過するのは数秒の間のみであり、列車荷重の載荷継続時間は構造物長や列車長、列車速度に依存して変化する。更に、列車通過中にも輪軸配置に依存して時々刻々と構造物の負担する列車荷重は変化するから、列車の走行位置に応じて構造物の地震時応答も変化する事が容易に予想される。

本論文では、地震時列車作用が構造物応答に及ぼす影

響を明かにすることを目的に、以下の検討を行った。

- ・鉄道車両の動的効果と等価な車両重量考慮率の評価。
- ・列車荷重の載荷継続時間および輪軸配置が構造物の地震時最大応答変位に及ぼす影響の評価

2. 解析手法

2.1 構造物の力学モデル

図1に、構造物の力学モデルを示す。鉄道構造物は一般的に標準設計による物が多く、比較的単純な構造であり、その動的挙動は1自由度系モデルで表現できることが多い。従って、構造物はトリリニア型の骨格曲線、標準型の履歴特性を持つ1自由度系でモデル化した。骨格曲線は、降伏震度 k_{hy} 、最大震度 k_{hmax} 、降伏振動数 f_{eq} 、構造物単位長さ重量 w_s をパラメータとして設定し、2次勾配を1次勾配の1/10、3次勾配を微小とした。構造物初期剛性は車両のモデル化法に依存せず、構造物重量100%、車両重量100%を基準に算出した。 w_s は、構造物と車両の単位長さ重量($w_1=17\text{kN/m}$)の比 $\alpha(=w_s/w_1)$ が1, 10となるよう設定した。 w_s は、35kN/m程度で旧式鋼橋に多いコンクリート床版を有さない開床式橋梁相当、300kN/m程度でRCラーメン高架橋やPC橋等のコンクリート構造物相当となる。

2.2 車両系および車輪/レール間の相互作用のモデル化

図2に、車両系および車輪/レール間の相互作用のモデル化の概要を示す。本研究では剛結質点モデル、定常相互作用モデル、通過相互作用モデルの3通りを構築した。

剛結質点モデルは、車両系重量を構造物に付加することで、車両と構造物が一体となって挙動するモデルとした。車両系全重量に0~100%で変化させた車両重量考慮率 β を乗じ構造物重量に加えた。

定常相互作用モデルは、車両を31自由度、車輪/レール間の相互作用をHertzの接触ばね、クリープ力、フラ

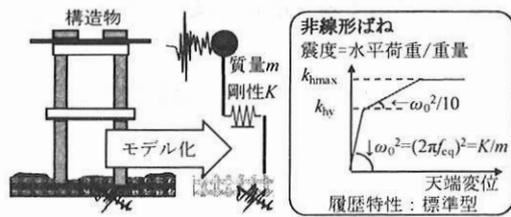


図1 構造物の力学モデル

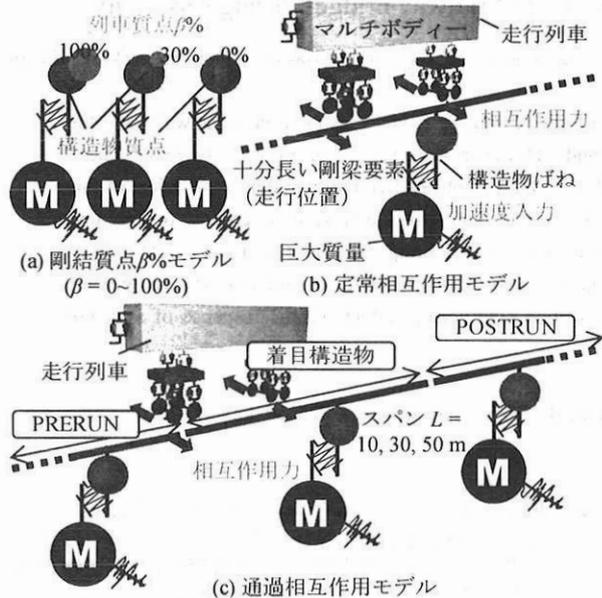


図2 車両系、車輪/レール間の相互作用のモデル化概要

ンジ圧により詳細にモデル化した。このモデルでは、車両の走行ラインが十分に長いことから、車輪/レール間の相互作用力を構造物が常に負担する。

通過相互作用モデルは、定常相互作用モデルと同様であるが、着目構造物上を列車が通過する時のみ、車輪/レール間の相互作用力を着目構造物が負担する。

図3に、定常相互作用モデルおよび通過相互作用モデルの車両系の力学モデルを示す。車両の力学モデルとして、車体、台車枠、輪軸の各構成要素を剛体と仮定し、これら剛体をばね、ダンパーで結合した三次元車両モデルを用いた。1車両当たりの自由度は31である。実車では、各構成要素間に著大な相対変位を抑制するストッパが設けられている。これら表現するため、ばねはバイリニア形の非線形ばねとした。なお力学モデルの妥当性については、実物大車両模型を用いた検証実験により既に確認されている⁴⁾。車両諸元は近年の高速新幹線車両を参考に設定し、0.8Hz (1.25秒)の下心ロール(1次固有振動モード)と1.3Hz (0.76秒)の上心ロール(2次固有振動モード)の固有振動モードを有する。車体、台車、輪軸の重量はそれぞれ312kN, 62kN, 70kN (70%:14%:16%)であり、車体の重量が大半を占めている。本検討では、近年の脱線対策²⁾および構造物の全体系応答にとって最も厳しい条件を想定し、車両は脱線、逸脱せず相互作用を保持したまま走行する条件として解析を行った。

図4に、車輪/レール間の力学モデルを示す。脱線前の車輪/レール間の相互作用力を、両者の鉛直方向相対変位及び水平方向相対変位を用いて算定した。具体的には、両者の接触面の法線方向にはHertzの接触ばねを、接線方向にはクリープ力をそれぞれ考慮した⁵⁾。車輪フランジとレールが接触した場合にはレール小返りばねを

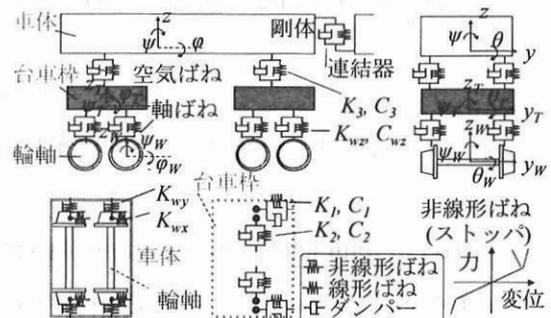


図3 車両の力学モデル

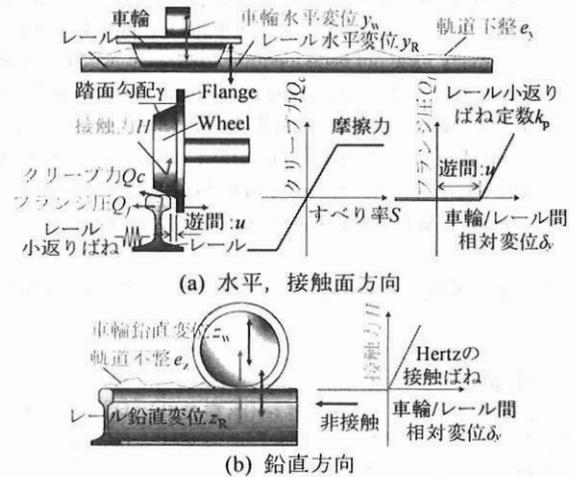


図4 車輪/レール間の相互作用の力学モデル

表1 解析ケース

	車両動的効果評価	载荷継続時間評価
車両系、相互作用モデル	<ul style="list-style-type: none"> 剛結質点 定常相互作用 	<ul style="list-style-type: none"> 剛結質点 定常相互作用 通過相互作用
列車	V(km/h) 260 編成数 1両 走行位置 1通り	10, 100, 200, 300 5両 200通り
構造物	k_{hy} 0.5 f_{eq} (Hz) 0.01, 0.1, 0.2, ..., 3.0 w_s/w_t 1, 10 L(m) 十分に長い(5000m)	2.0
入力地震波	設計波 L1, L2spe.1, L2spe.2 観測波 十勝沖(新冠, 広尾)	L2spe.1, L2spe.2

用いてフランジ接触力を評価した。接触点と接触角は、車輪およびレールの水平方向相対変位と車輪およびレールの幾何学形状にもとづき定めた接触関数から求めた⁵⁾。また、車輪/レール間の接触減衰は考慮していない。

2.3 解析ケース

表1に、解析ケースを示す。車両の動的効果の評価の際には、剛結質点モデルと定常相互作用モデルを比較した。解析パラメータは、車両系の動的応答特性に影響を及ぼすと想定される構造物の降伏振動数 f_{eq} 、車両と構造物の単位長さ重量の比である w_s/w_t および地震波の種類とした。列車荷重の载荷継続時間が及ぼす影響の評価の際には、主に剛結質点モデルと通過相互作用モデルを比較した。解析パラメータは、载荷継続時間および輪軸配

置に影響を及ぼすと想定される列車速度 V 、列車走行開始位置、構造物スパン L 、地震波の種類とした。列車走行開始位置は、5両編成の列車の輪軸が入力地震波の最大加速度時に橋梁上に網羅的に配置されるよう設定した。

図5に、用いた入力地震波形および弾性加速度応答スペクトルを示す。入力地震波形は、G3地盤用の設計地震動であるL1地震動、L2スペクトル1地震動、L2スペクトル2地震動¹⁾(以下、「L1、L2spe.1、L2spe.2」)および新冠町、広尾で観測した十勝沖地震⁶⁾(以下、「十勝沖(新冠)、十勝沖(広尾)」)とした。弾性加速度応答スペクトルから確認できるように、十勝沖(新冠)は低周波成分が多く、十勝沖(広尾)は高周波成分が多い。

2.4 数値解析法

車両及び構造物に関する運動方程式を連立して解くことにより、車両と構造物との動的な連成解析を行った。効率的な数値解析を行うために、車両及び構造物の運動方程式をモーダル変換する。得られる車両及び構造物のモーダル座標系上での運動方程式を、Newmarkの平均加速度法により時間増分 Δt 単位に解いていく。解析に用いた Δt は、 10^{-5} 秒を標準とした。減衰は、各モードに対して5%のモード減衰比として与えた。

3. 解析結果

3.1 相互作用の影響

図6に、相互作用が構造物の地震時最大応答変位に及ぼす影響として、各モデルに地震波を入力した場合の応答塑性率の比較を示す。応答塑性率は、最大応答変位と降伏変位の比であり、構造物の損傷の程度を示す指標である。図中、網掛部は実構造物の0.5~2.0Hzの降伏振動数範囲である。図から、定常相互作用モデルの応答塑性率は、概して剛結質点0%モデルと剛結質点100%モデルの間を推移していることが確認できる。剛結質点100%モデルに対する低減率、つまり制振効果は、構造物/車両の重量比 $\alpha=1$ の場合で、降伏振動数 $f_{eq}>1$ Hzかつ応答塑性率が小さく1程度以下の場合や、十勝沖(広尾)地震の場合に顕著となっている。これは、車両系の固有振動数が1~2Hz程度であることから、車両系の固有振動が励起されることに起因する。つまり、車両系が構造物と同位相で振動する1次固有振動数付近では構造物の応答は増幅されるが、その程度は小さく、一般的に、逆位相で振動する2次固有振動数付近での制振効果が顕著となる⁴⁾。このことは、L2spe.2地震の場合のように構造物が大きく塑性化し、車両系の固有振動が励起されない場合にはほとんど制振効果が発揮されていないことから理解できる。重量比 $\alpha=10$ の場合には、全体重量に占める車両重量の割合が小さいことから、剛結質点モデルを互いに比較しても車両重量考慮率 β に依存して塑性率はほとんど変化しない。

図7に、車両系の動的効果を考慮した等価重量考慮率 β_{eq} を示す。 β_{eq} は、定常相互作用モデルと剛結質点モデルの塑性率が等しくなる場合の車両重量考慮率 β として算出した。なお、 $\beta_{eq} \leq 0$ と算出された場合は $\beta_{eq}=0$ 、 $\beta_{eq} \geq 1$ と算出された場合は $\beta_{eq}=1$ としている。図から、 $f_{eq} \geq 0.5$ Hzの領域では β_{eq} が0~0.5となるケースが多く、車両系の制振効果が発揮されていることが分かる。一方、 $f_{eq} \leq 0.5$ Hzとなる場合や、L2spe.2地震のように構造物が大きく塑性化する場合や、十勝沖(新冠)のように地震動に低周波成分が多い場合等には、 $f_{eq} \geq 0.5$ Hzの領域であっても β_{eq} が0.5~1となっており、車両系の制振効果が発

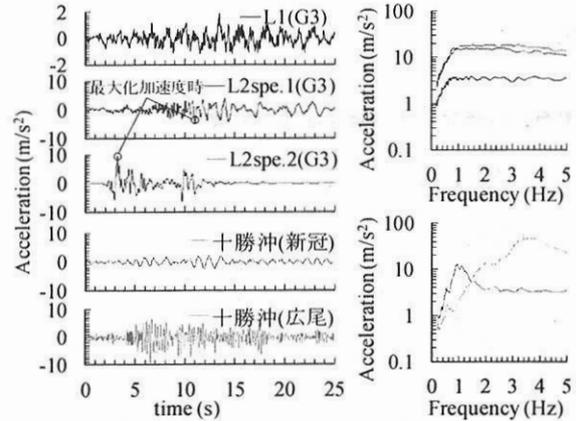
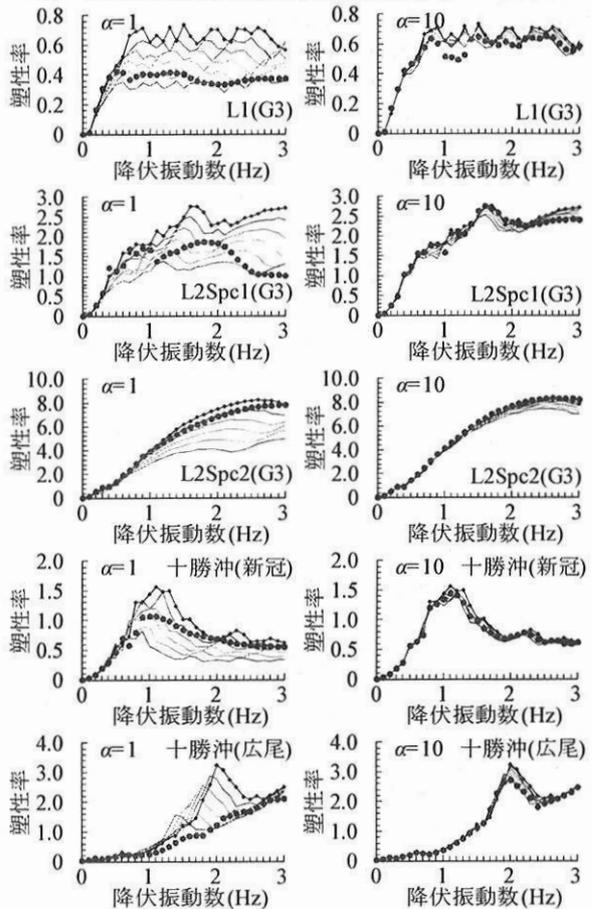
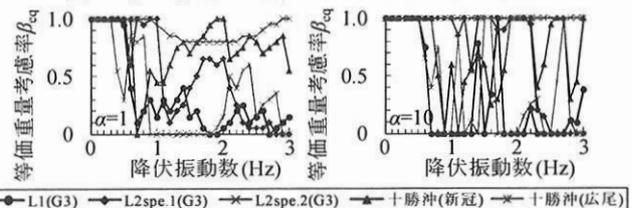


図5 入力地震波形および弾性加速度応答スペクトル



— 剛結質点100% — 剛結質点80% — 剛結質点60% — 剛結質点40%
— 剛結質点20% — 剛結質点0% • 定常相互作用 □ 実構造物範囲

図6 相互作用が地震時応答変位に及ぼす影響



● L1(G3) ● L2spe.1(G3) × L2spe.2(G3) ▲ 十勝沖(新冠) ★ 十勝沖(広尾)

図7 車両系の動的効果を考慮した等価重量考慮率 β_{eq}

揮されないことが分かる。

以上より、車両の制振効果と等価な車両重量考慮率は、降伏振動数や入力地震動に依存して0~100%の間で大き

く変化することから、特に構造物重量が軽い場合、設計では慎重に設定する必要がある。

3.2 載荷継続時間および輪軸配置の影響

図8に、載荷継続時間および輪軸配置が構造物の地震時最大応答変位に及ぼす影響として、各モデルに地震波を入力した場合の最大応答変位を示す。横軸は、地震波の最大加速度時における先頭車軸位置を示している。

重量比 $\alpha=1$ の場合、車両系および相互作用系のモデル化方法に依存して、最大応答変位が大きく変化することが確認できる。3.1 で先述したように、定常相互作用モデルの最大応答変位は、剛結質点 100%モデルと剛結質点 0%モデルの間の値を示している。一方、通過相互作用モデルの最大応答変位は、地震波の最大加速度時における輪軸配置に依存して大きく変化していることが確認できる。図には着目構造物の位置を併せて示しているが、特に構造物スパンが 10m、30m で列車速度が低速の場合に、連結器を挟む輪軸が最大加速度時に着目構造物上に配置されるケースにおいて、最大応答変位が大きくなっており、剛結質点 100%モデル以上の値となる場合もある。一方、最大加速度時に輪軸が着目構造物上に配置されないようなケースでは、通過相互作用モデルと剛結質点 0%モデルの結果が一致している。構造物スパンが長く 50m の場合には、着目構造物が負担する列車荷重の載荷履歴が等分布荷重の場合と近くなることから、これらの影響が小さくなり、定常相互作用モデルの結果に漸近していくことが確認できる。また、列車速度が高速で載荷継続時間が短い場合にも同様に、輪軸配置の影響が緩和されることから定常相互作用モデルの結果に漸近する。

重量比 $\alpha=10$ の場合、 $\alpha=1$ の場合と比較して、剛結質点 100%考慮モデルは当然ながら同じ値を示しているが、その他の車両系および相互作用系のモデル化方法において、傾向は同じではあるが、 $\alpha=1$ の場合ほど顕著に差が表れていないことが分かる。

以上から、特に構造物重量が軽く、構造物スパンが小さい場合に、載荷継続時間および輪軸配置の影響で構造物の地震時応答は大きく変化する。特異なケースではあるが、地震動の最大加速度の瞬間に連結器を挟んだ輪軸が構造物上を通過する場合には、等分布荷重で車両重量を 100%考慮した場合以上の応答変位になる場合がある。

今後は、実線区モデルにおける地震時列車作用の評価および相互作用、載荷継続時間等の影響を設計において合理的に考慮する方法を提案する予定である。

4. まとめ

本論文では、地震時列車作用が構造物応答に及ぼす影響の評価を目的に検討を行い、以下の結論を得た。

- ・車両の動的効果と等価な車両重量考慮率は、降伏振動数や入力地震動に依存して 0~100%の間で大きく変化することから、特に構造物重量が軽い場合、設計では慎重に設定する必要がある。
- ・構造物重量が軽く、構造物スパンが小さい場合に、載荷継続時間および輪軸配置の影響で構造物の地震時応答は大きく変化する。特異なケースではあるが、地震動の最大加速度の瞬間に連結器を挟んだ輪軸が構造物上を通過する場合には、等分布荷重で車両重量を 100%考慮した場合以上の応答変位になる場合がある。

参考文献

1) 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、1999。

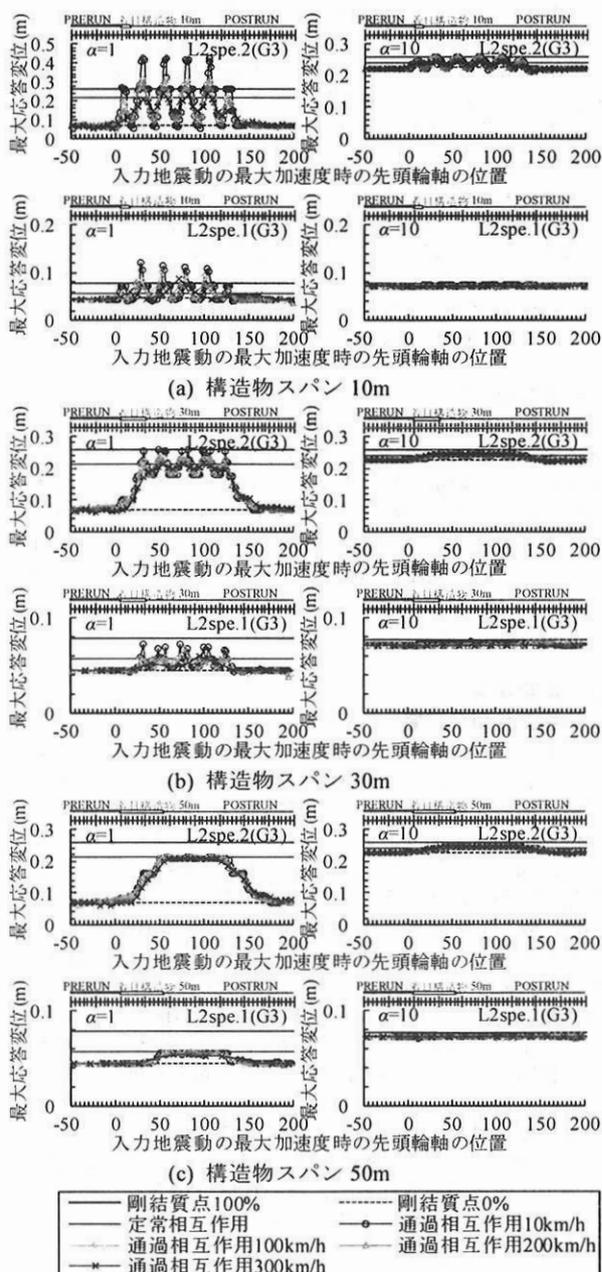


図8 載荷継続時間、輪軸配置が地震時応答変位に及ぼす影響

2) 村松浩成, 可知隆, 三輪一弘, 渡邊康人, 船田智巳, 生田周史: 実台車を用いた加振試験による脱線防止ガードの設計仕様の検討, 第16回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集, No.09-65, pp.491-494, 2009.

3) 徳永宗正, 曾我部正道, 後藤恵一: 車両/構造物間の動的相互作用が構造物の地震時応答変位に及ぼす影響, 土木学会論文集 A2, Vol.68, No.2, Vol.15, 1795-1804, 2012.

4) 宮本岳史, 松本信之, 曾我部正道, 下村隆行, 西山幸夫, 松尾雅樹: 大変位軌道振動による実物大鉄道車両の加振実験, 日本機械学会論文集(C編), Vol.72, No.706, pp.1849-1855, 2005.

5) 涌井一, 松本信之, 松浦章夫, 田辺誠: 鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.513/1-31, pp.129-138, 1995.

6) 気象庁: 気象統計情報/強震観測結果, http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/030926_tokachioki/index.htm