

構造物の非線形化に対応した地震時走行安全性の評価手法

徳永 宗正* 成田 顕次* 後藤 恵一*

Simplified Evaluation Method for Running Safety of Railway Structures in consideration of Nonlinear Behavior

Munemasa TOKUNAGA Kenji NARITA Keiichi GOTO

In order to efficiently determine the weak points of the running safety in railway sections during large-scale earthquakes or existing structures with low yield seismic intensity, this paper proposed a simple evaluation method for running safety of railway vehicle during large scale earthquakes based on numerical simulations which quantified the degree of influence of nonlinear behavior of structures on the wheel derailment limit. The method can evaluate the occurrence of derailment only from the structural response such as the acceleration of the structure top and the angular rotation at the structural boundary. The vibration displacement and the differential displacement, which were conventionally verified independently, can be evaluated by a continuous function, which makes it possible to select effective countermeasures according to the weak point characteristics. The validity of the method was examined by comparing the derailment and the ground motion magnitude calculated by nonlinear dynamic interaction analysis of vehicles / structures.

キーワード：地震時走行安全性，脱線，動的相互作用解析，大規模地震，非線形

1. はじめに

2004年新潟県中越地震¹⁾，2011年東北地方太平洋沖地震，2015年熊本地震において鉄道の脱線が発生した。近年の大規模地震動の頻発に対し，鉄道分野においては地震時の脱線を防ぐために，緊急地震速報を含む鉄道システム全体で多角的な対策を実施し，土木構造物に対しても地震時列車走行性向上のための検討，対策が進められている。既設構造物の耐震対策を実施していく上で，構造物自体の耐力や変形性能の向上に加えて，地震時列車走行性の向上，即ち，脱線弱点箇所の的確な抽出，弱点に応じた対策工の選定が重要となる。

図1に，振動変位および不同変位の概念図を示す。地震時列車走行性は，構造物の振動変位および不同変位に大きく影響を受ける²⁾。変位制限標準²⁾では，車両を直接モデル化せず構造物の応答に基づき，振動変位に対しては構造物の応答速度のSI値，不同変位に対しては構造物境界に発生する目違い，角折れを照査することで地震時列車走行性を担保する体系を示している。これら方法は，構造物が線形挙動する仮定の上に設定されており，構造物が非線形化した際の適用性が検証されていないため，大規模地震時の非線形挙動に対して適用できない。加えて，非線形応答時のように不同変位の影響が大きくなる領域における振動変位と不同変位の限界値の関係性が定量化されていない。

本研究では，大規模地震まで適用可能な，構造物の非線形挙動と構造物境界の不同変位を同時に考慮する地震時列車走行性の簡易評価手法の確立を目的として，数値解析に基づき検討を行った。

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

2. 検討手法

研究では，脱線前後の車両挙動を解析可能な，新幹線車両と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARS III を用いた³⁾。

2.1 車両系の力学モデル

車両は，車体，台車，輪軸の各構成要素を剛体と仮定し，これら剛体をばね，ダンパで結合した三次元モデルとした。1車両当たりの自由度は31である。また，実車では各構成要素間に過大な相対変位を抑制するストッパが設けられていることから，これを表現するために，接触時に高い剛性をばねに与えてストッパの挙動を表現した。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や，汎用の機構解析プログラムとの比較・検証が既に実施されている。

車輪とレールの動的相互作用力は，両者の正確な幾何学形状を考慮して，接触点と接触角から計算する。具体的には，鉛直方向には，車輪のレールからの浮き上がり

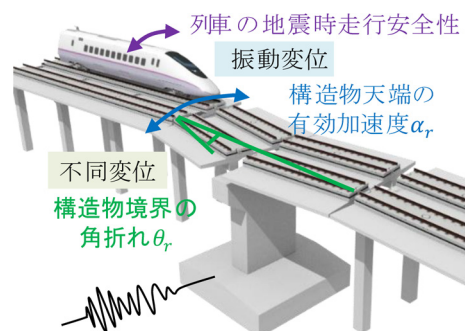


図1 振動変位および不同変位の概念図

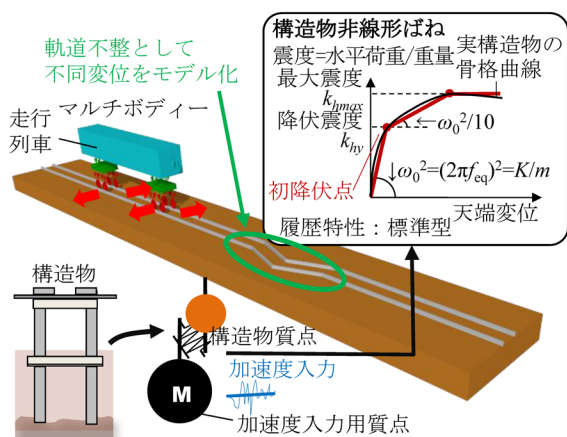


図2 一般化した構造物の力学モデル

を考慮するとともに、Hertzの接触理論により算出した剛性に基づき等価線形化して車輪とレール間の接触力を評価した。水平方向において、車輪フランジとレールとの間に遊間が確保されている場合には、接触面の接線方向にクリープ力が働く。クリープ力は、車輪がレール上を転がりながら進むときのクリープ（すべり）により発生する接線力で、すべり率が大きくなると摩擦力を上限として飽和する。車輪フランジとレールとが接触する場合には、レール小返りばねに基づくフランジ圧が接触面法線方向に働く。脱線判定は、車輪とレールの相対水平移動量により行い、その限界値を±70mmとした。

2.2 構造物の力学モデル

図2に、振動変位および不同変位に対する脱線限界の評価に用いた、一般化した構造物の力学モデルを示す。同図に示すように、振動変位については、剛体の軌道が線路直角方向の1自由度を持つ構造物に剛結されたモデルに対して地震動等の加速度を入力することで影響を評価した。不同変位について、車両が左右方向のレール不整を有する剛軌道上を走行するモデルにより影響を評価した。本研究では、新幹線線区に多く採用されている調整桁式ラーメン高架区間および桁式高架区間を想定し不同変位として角折れ(平行移動, 折れ込み)を対象とした。車両/構造物間の相互作用を無視するために、構造物質量は列車1編成の質量の50倍程度(構造物の単位質量100t/m, 車両の単位質量1.8t/m)と十分に大きくした。

構造物はトリリニア型の骨格曲線、標準型の履歴復元力特性を持つ1自由度系でモデル化した。骨格曲線は、パラメータとした降伏振動数 f_{eq} (等価固有周期 T_{eq} の逆数)、降伏震度 k_{hy} 、最大震度 k_{hmax} に基づき設定した。構造物のモード減衰比は5%とした。地震波もしくは正弦波を構造物下端の加速度入力用質点に外力として与えた。

図3に、不同変位(角折れ)の基本形状及び緩衝区間モデルを示す。本研究では角折れ形状として、単一角折

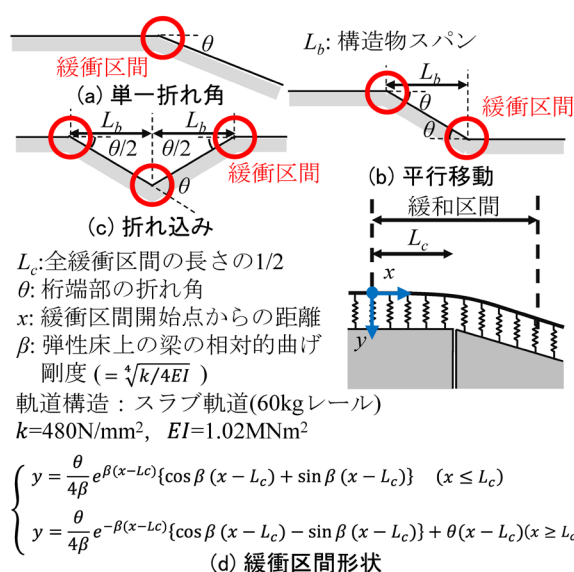


図3 不同変位(角折れ)の形状

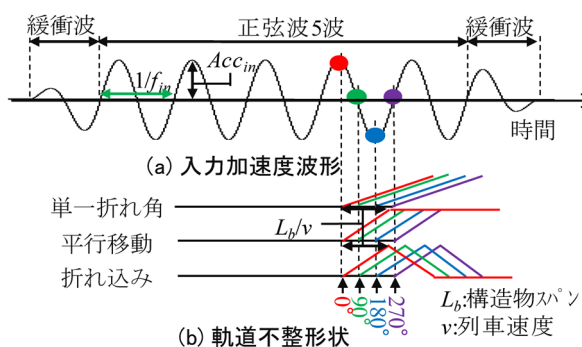


図4 入力加速度と角折れの位相ずれの設定

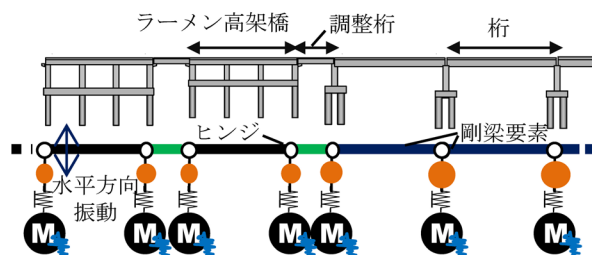


図5 モデル線区の構造物の力学モデル

れに加え、高架区間の不同変位の形状となりやすい平行移動および折れ込みを考慮した。角折れ箇所前後には、曲率の不連続性を解消するために緩衝区間を設けた。

図4に、入力加速度と角折れの位相ずれの設定を示す。同図に示すように入力加速度として前後緩衝波を付帯する正弦波5波を用いた。この加速度入力により車両の応答が増幅される4~5波目に角折れを設定した。

図5に、提案手法の検証のために用いた、モデル線区の構造物の力学モデルを示す。橋脚は1本の非線形ばねにより、ラーメン高架橋はその両端に配置された2本の非線形ばねにより、その線路直角方向の水平応答をモデル化した。上部工を表す剛梁要素の単位長さ質量は実構造物を想定して36t/mとし、構造物/車両の重量比が20程

度となるように設定した。減衰は、構造物の各モードに対して5%のモード減衰比を与えた。

2.3 解析ケース

表1に、3章で検討する振動変位および不同変位に対する脱線限界の評価のための解析ケース一覧を示す。

車両種別は3通りとし、Aは変位制限標準³⁾で用いた諸元、B、Cは近年の新幹線車両の諸元を用いた。これらの車両の車両長は25m、台車中心間隔は15m、車軸間隔は2.5mである。台車枠、輪軸を含む1車両あたりの質量はA、Bが46t、Cが49tである。

地震波は、耐震設計標準の設計地震動6波⁴⁾と観測地震動8波⁵⁾を用いた。また観測地震動は、周波数成分に特徴のある地震波および過去に脱線被害が発生した地震波である、十勝沖地震（新冠町観測，NS方向）、十勝沖地震（広尾観測，NS方向）、釧路沖地震（釧路市観測，NS方向）、釧路沖地震（釧路市観測，EW方向）、兵庫県南部地震、新潟中越地震、東北地方太平洋沖地震（青葉区観測，NS方向）、熊本地震（西区春日町，NS方向）を用いた。

3. 一般化モデルによる脱線限界

3.1 振動変位に対する脱線限界

図6に、車両種別Aに対して構造物が非線形応答となる時の脱線限界と各指標の関係を示す。縦軸は、車両が脱線する限界時の構造物の加速度PSA、速度PSV、変位PSDおよびSI値に着目した。PSA、PSDは加速度入力用質点に対する相対値を評価した。横軸は、構造物の卓越振動数 f_s であり、構造物の応答加速度をフーリエ変換により周波数領域に変換し、フーリエ振幅が最も大きくなる振動数として算出した。90%信頼区間は、横軸の±0.15Hzの範囲に卓越振動数が存在するケースを対象として算出した。同図において、縦軸となる各指標の限界値は、降伏震度 k_{hy} の低下と共にPSA、SI値が低下する一方、PSDは増加する傾向、PSVは概ね一定の範囲である傾向が分かる。ばらつきに着目すると、PSAは f_s の増加と共にばらつきが増加する一方、PSV、PSDは f_s の増加と共にばらつきが減少していることが分かる。SI値は f_s の増加に関係なく概ね一定のばらつきであることが分かる。

図6(a)において $f_s > 2.5\text{Hz}$ の領域でPSAの90%信頼範囲の下限値が低下しており、ばらつきが大きいことが分かる。 $f_s < 0.5$ 以下の領域ではPSAの限界値が7~8m/s²程度に収束している。また、図6(c)において0.5< f_s <1.0Hz範囲で、PSDの値が極端に小さくなっているケースが見られるが、これは構造物の降伏振動数 f_{eq} が高く、地震動の卓越振動数の周波数帯域が直接構造物天端に伝達されるケースである。

図6(d)に示す変位制限標準の限界値に着目すると、変位制限標準で定義される $f_s > 0.5\text{Hz}$ の領域においては構

表1 解析ケース一覧

検討箇所	振動変位単独			
	3.1	3.2	3.3	
列車	タイプ	A, B, C	A, B, C	A
	V(km/h)	260	20-540 (14通り)	260, 300, 360 (3通り)
	編成数	1両	1両	1両
構造物	k_{hy}	1000(線形), 0.3, 0.7	0.3, 0.5, 0.7	-
	f_{eq} (Hz)	0.1~3.0 (30分割)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	-
	質量比 α	50程度	50程度	50程度
軌道	形状	直線	・単一 ・平行移動 ・折れ込み	・単一 ・平行移動 ・折れ込み
	折れ角	-	0~40mrad (18通り)	0~40mrad (18通り)
入力	波形	・正弦波 (加振周波数0.5~2.0Hz) ・設計地震動6波 ・観測地震動8波	-	・正弦波 (加振周波数0.5~2.0Hz)
	加振振幅	正弦波: 0~2000gal (21分割) 地震動: 50~6400 gal (60分割)	-	正弦波: 0~2000gal (21分割)
ケース数	75600ケース	15120ケース	119070ケース	

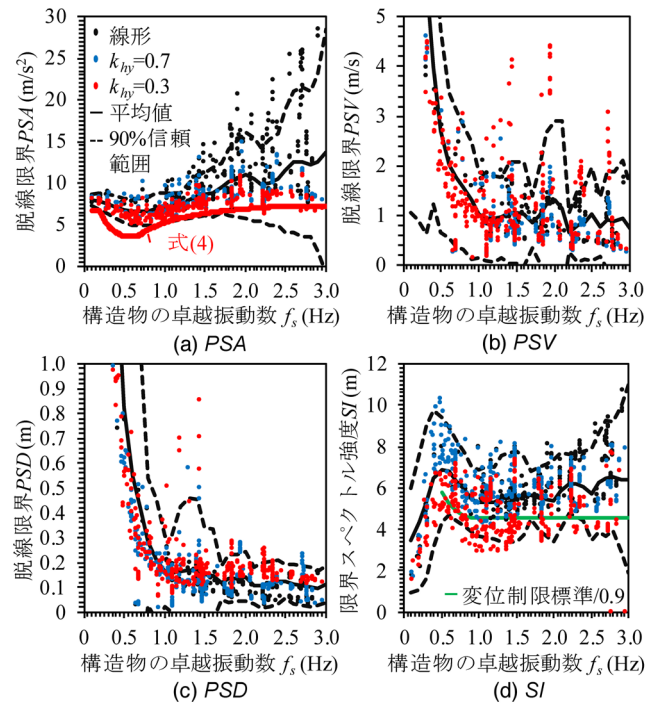


図6 構造物の非線形化が脱線限界に及ぼす影響

造物の降伏震度が0.7、線形の場合は各解析結果が変位制限標準の限界値を上回っており、構造物が非線形化した場合でも、一定の範囲で適用可能であることが分かる。一方、降伏震度が0.3の場合は、変位制限標準の限界値を下回るケースが多く存在していることから、構造物が顕著な非線形応答となる場合にはSI値を直接適用すると、危険側の評価を与える可能性があることが分かる。

図7に、各指標における限界値の変動係数を示す。変動係数は、全解析ケースの平均値および標準偏差に基づき算出した。SI値は $f_s < 0.5\text{Hz}$ の領域は適用範囲ではないが参考として算出している。図から、PSD、PSVは、全周波数領域において変動係数が50%程度であり、他の2つの指標と比較してばらつきが大きい。SI値は、

$f_s > 1.6\text{Hz}$ 程度の領域において、全4指標の中で最も変動係数が小さく20%程度である。PSAは、 $f_s < 0.5\text{Hz}$ 程度の領域において変動係数が5~10%程度、 $0.5 < f_s < 1.6\text{Hz}$ 程度の領域において変動係数がSI値と同等以下の10~20%程度、 $f_s > 1.6\text{Hz}$ 程度の領域において30~50%程度である。構造物の非線形挙動を考慮した場合、一般的な構造物範囲である $0.5 < f_s < 1.6\text{Hz}$ 程度の範囲ではPSAが最もばらつきが小さいことが分かる。なお、車両種別B、Cについては省略するが、車両種別Aと同様の傾向が得られた。

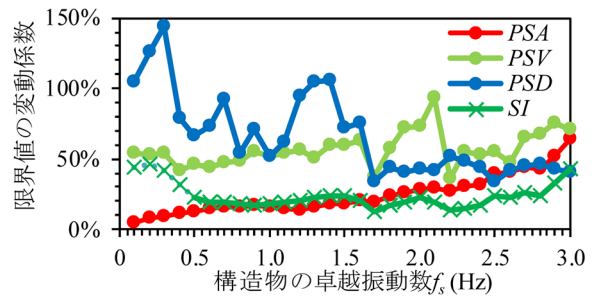


図7 脱線限界値のばらつき

3.2 不同変位に対する脱線限界

図8に、不同変位(角折れ)に関する脱線限界を示す。縦軸は脱線が発生する角折れ量である。縦軸は、単一角折れ時の脱線限界 θ_{lim}^{umi} である。同図から、列車速度の増加と共に θ_{lim} が概ね反比例の関係で低下すること、車両種別の影響で θ_{lim} が10mrad程度変化することが分かる。

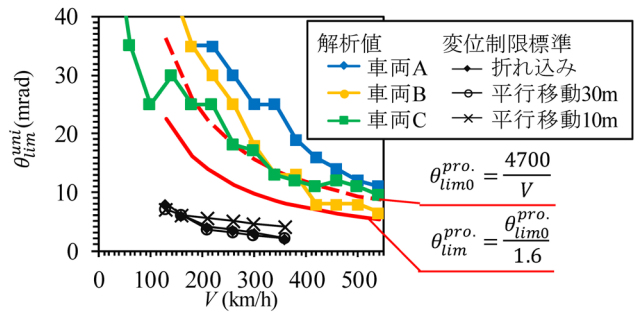


図8 不同変位(角折れ)に対する脱線限界

軌道面に生じる連続する角折れ上を車両が通過する際、車体応答の位相と加振のタイミングが一致すると、車両振動が次第に増幅していく。繰り返しの影響について、車両系の横方向振動を1自由度で表現すると、時間 t (s) において速度 v (m/s) で連続角折れ上を走行するばね上系の車体の最大加速度 a_{max}^{arb} と、単一角折れを走行する場合の車体の最大加速度 a_{max}^{umi} の絶対値の比は式(1)のように記述できる。

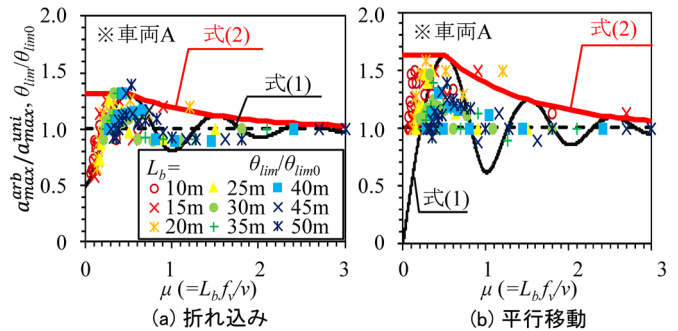


図9 連続角折れによる脱線限界の増加率

$$\left| \frac{a_{max}^{arb}}{a_{max}^{umi}} \right| = e^{\frac{\xi_v}{\sqrt{1-\xi_v^2}} \arg(\phi_L)} |\phi_L| \quad (1)$$

$$\phi_L = \sum_{i=1}^{n_b} \theta_i e^{\left(-\xi_v + i\sqrt{1-\xi_v^2} \right) \frac{\omega_i \xi_i}{v}}$$

図9に、折れ込み、平行移動それぞれに対する連続角折れによる脱線限界の増加率を示す。縦軸は式(1)により車両系の固有振動数 $f_s = 0.7\text{Hz}$ 、 $\xi_v = 0.1$ の条件で算出した応答値の比 $a_{max}^{arb}/a_{max}^{umi}$ 、および連続角折れの限界値と図8で示した単一角折れの限界値の比 $\theta_{lim}^{arb}/\theta_{lim}^{umi}$ であり、横軸は $\mu (= f_s L_b / v)$ である。

同図から、式(1)に基づき算出される増加率 $a_{max}^{arb}/a_{max}^{umi}$ は μ に対して周期を持って増減し、全体的には μ の増加と共に a_{max}^{arb} が低減する傾向にあることが確認できる。これは、 μ が大きいほど車両応答の減衰が進んだ後に角折れが重畳することから、過去に経験した角折れの影響度が低下するためである。 $\mu < 1$ 程度の領域に着目すると a_{max}^{arb} が1以上となるケースが多く、折れ込みの場合は1.3程度、平行移動の場合は1.6程度の最大値を示す一方、概して増加率が1以下となるケースは少ないことが分かる。列車速度にも依存するが、 $V = 260\text{km/h}$ 、 $f_s = 0.7\text{Hz}$ の条件の基で $\mu < 1$ 程度の領域では、新たな角折れが100m程度以内に発生することから、連続角折れの影響が重畳する場合があることを意味している。折れ込みの場合は解析値が式(1)の傾向と近く、最大値も概ね一致しており、

上記理論で現象の傾向を捉えられていると考えられる。平行移動の場合は、 μ が0.2以下の領域即ち超高速領域において、解析値が式(1)を上回る傾向であるが、増加率の最大値は1.6程度であり概ね一致していると言える。以上の線形ばね理論により連続角折れによる増加率 a_{max}^{arb} を俯瞰できると考え、増加率は式(1)の位相に関する要素を無視すると式(2)が得られる。

$$AL_e = \begin{cases} 1 + \chi e^{-\pi \xi_v} & (0 < \mu \leq 0.5) \\ 1 + \chi e^{-2\pi \xi_v \mu} & (0.5 < \mu) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 χ は角折れ形状や車両種別に依存する係数で折れ込みの時0.5、平行移動の時1である。図9で示すように、式(2)は解析値を概ね包絡している。以上から、連続角折れの影響により最大で単一角折れの場合の60%程度まで限界値が低下することが明らかとなった。

3.3 振動変位と不同変位が連成する場合の脱線限界

実構造物の地震時走行を考えた場合、地震動の振幅が大きくなる数秒間の間に、列車は多様な振動周期を持つ複数の構造物を走行する。また、列車が経験する加振の

周期や位相の関係は十分に分かっておらず、一般的なモデルで表現するのが難しい。ここでは、表1に示すように正弦波入力と角折れを同時に導入して、それぞれの振幅を増大させていくことで、振動変位と不同変位を同時に考慮した場合の脱線限界を評価した。この際、正弦波入力の加振周波数、図4に示すような入力加速度と角折れの位相ずれ、列車速度をパラメータとした。

図10に、列車速度3ケースについて、振動変位と不同変位（単一角折れの場合）を同時に考慮した場合の脱線限界を示す。縦軸は、 a_{lim} を振動変位の場合の限界値 a_{lim0} で無次元化した値 $A(=a_{lim}/a_{lim0})$ である。横軸は、 θ_{lim} を不同変位の場合の限界値 θ_{lim0} で無次元化した値 $\theta(=\theta_{lim}/\theta_{lim0})$ である。同図から、列車速度により脱線限界の傾向は変化しておらず、横軸を列車速度の影響を含む θ_{lim0} により無次元化することで、列車速度の影響を考慮できている事が分かる。 θ の増加とともに低下する傾向にある最頻値に着目して、概ねそれらの下限値以下となるように、 $A^{0.7} + \theta^{1.8} = 1$ の相関式を試行錯誤的に定めた。同図に示すように、 (A, θ) が相関式を超過する場合に脱線が多く発生しており、超過確率は全解析ケースに対して単一角折れの場合に89.6%である。

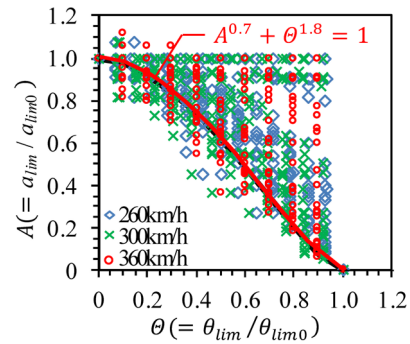


図10 振動変位と不同変位を同時に考慮した場合の脱線限界

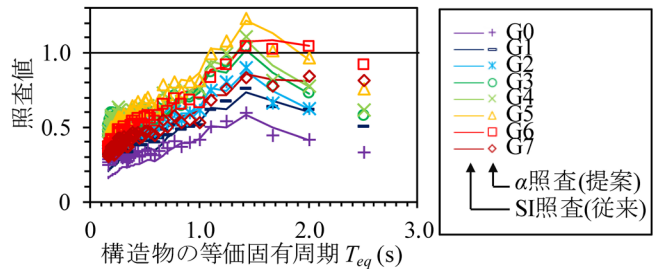


図11 SI値と α 値の照査値の比較

4. 構造物の非線形化に対応した地震時列車走行性評価手法

4.1 地震時列車走行性評価手法の提案

本研究では、式(3)に示す振動変位および不同変位を同時に考慮した地震時走行性評価式RSI(Running Safety Index)を提案する。RSI>1で地震時応答により脱線発生の可能性が高く、RSI ≤ 1で安全と判定される。

$$RSI = \left(\frac{\alpha_r}{\alpha_{lim}} \right)^{0.7} + \left(\frac{\theta_r}{\theta_{lim}} \right)^{1.8} \quad (3)$$

ここで、 α_r は構造物天端の有効加速度の応答値であり、有効加速度は構造物の固有振動数が2Hz以上の場合は遮断周波数2.5Hzのローパスフィルター通過後の波形を用いて評価する。 α_{lim} は限界有効加速度であり、 α_{lim} は式(4)で示す α_{lim}^{pro} (m/s²)により定義される(図6(a))。 θ_r は構造物境界の角折れの応答値、 θ_{lim} は限界折れ角であり後述する θ_{lim}^{pro} (mm)により定義される。

$$\alpha_{lim}^{pro} = \begin{cases} 7.22 (0.1 < T'_{eq} \leq 0.4) \\ 8.56 - 3.33T'_{eq} (0.4 < T'_{eq} \leq 1.5) \\ 3.56 (1.5 < T'_{eq} \leq 2.0) \\ 1.48 + 1.04T'_{eq} (2.0 < T'_{eq} \leq 5.0) \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 T'_{eq} は構造物の非線形応答時の卓越周期(s)であり、構造物の応答波形の周波数分析や、簡便法として $T'_{eq} = 2\pi \sqrt{PSD / PSA}$ (s)により算出することもできる。簡便法は最大変位、加速度が発生する時刻付近において正

弦波応答が成立することを仮定している。

図11に、L1地震動を想定した場合のSI値と式(4)に示す α_{lim}^{pro} による照査値の比較を示す。同図から両者の照査値が概ね一致していることが確認でき、 α_{lim}^{pro} で従来のSI値と同等の照査が可能であることが分かる。 α_{lim}^{pro} を用いた場合、構造物が線形応答の範囲となる場合には、地震動の弾性加速度応答スペクトルから直接振動変位の照査が可能となり、SI値のように煩雑な数値積分を要しない利点がある。

図8に、提案する限界角折れ θ_{lim}^{pro} 、 θ_{lim}^{pro} を示す。 θ_{lim}^{pro} は単一角折れに対する限界値であり、解析結果の下限値となるよう、列車速度Vに対して反比例となる式とした。ここで、Vの適用範囲は120km/hから500km/hである。 θ_{lim}^{pro} は連続する角折れに対する限界値である。折れ込みが発生しやすい桁式高架区間等においても、架道橋部等において構造物応答の位相によっては平行移動形状が発生する場合があること、および平行移動の方が増加率が大きく安全側の評価となること等を勘案して、連続する角折れに対する脱線限界折れ角 θ_{lim}^{pro} は折れこみと平行移動の区分をせず、 θ_{lim}^{pro} に対して式(2)により得られる AL_e の最大値1.6により除した値とした。

4.2 提案手法の妥当性の検証

図12に、本研究で対象とした実新幹線区約5km程度の構造物諸元として、構造物高さ、降伏震度、等価固有周期を示す。対象線区では調整桁式ラーメン高架橋及び桁式高架橋、およびラーメン橋台を有する架道橋等で構成され、構造物高さが5~15mの間で変化する。構造物の非線形性は、予めプッシュオーバー解析により

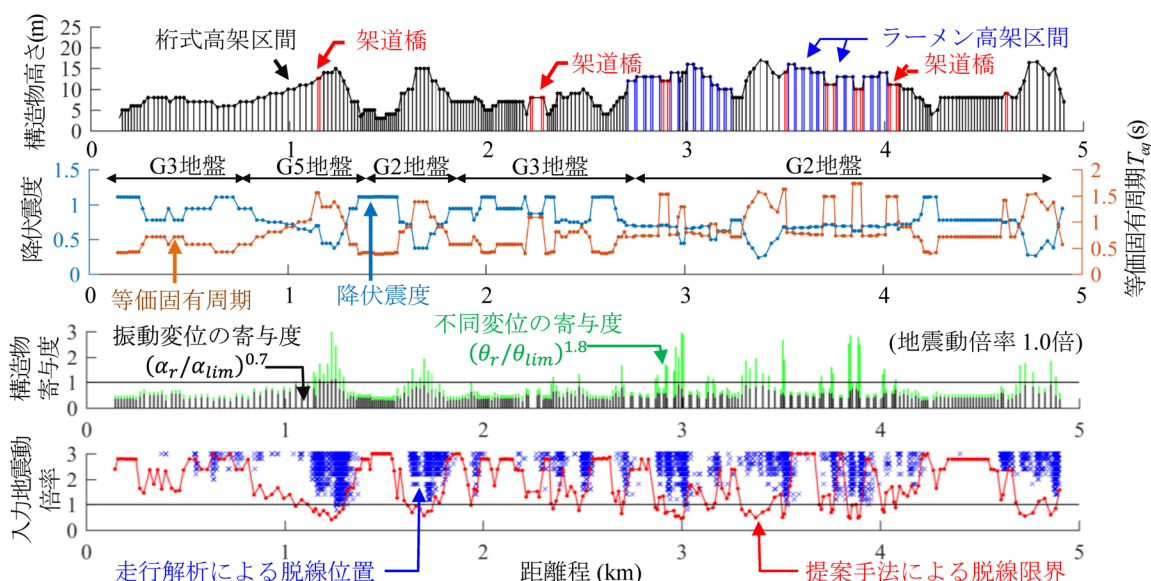


図 12 走行解析による脱線位置と提案手法による脱線限界倍率の関係（横軸：距離程）

骨格曲線を求めておき、これに基づき標準トリリニア型の非線形水平ばねを設けて考慮した。地盤種別は G2～5 地盤であり、入力地震動は各地点の地盤種別毎に変化させた解析を行った。車両種別は C とした。

図 12 の地震動入力倍率は、L1 地震動、列車速度が 320km/h の場合の走行解析と式 (3) に示す提案手法による脱線限界時の地震動入力倍率の比較を示している。同図より、提案手法および走行解析による脱線箇所が概ね一致することが分かる。同図の構造物寄与度は、L1 地震動を入力したときの、式 (3) における振動変位の寄与度 $(\alpha_r/\alpha_{lim})^{0.7}$ と不同変位の寄与度 $(\theta_r/\theta_{lim})^{1.8}$ の和である。1.21km 付近は不同変位が卓越することで脱線が発生するが、寄与度全体の 60～70% 程度を不同変位が占めることとなる。2.7～4km 程度に位置するそれぞれの架道橋部はこの傾向が顕著であり、不同変位が占める割合は寄与度全体の 70～80% 程度に達している。

提案手法を用いることにより、走行解析と同等の精度で長大線区の地震時走行安全性を迅速に評価でき、振動変位および不同変位による各成分の定量的な評価、有効な対策工の選定が可能となる。

5. まとめ

本研究において、車両/構造物間の動的相互作用を考慮した非線形解析に基づき得られた結論を以下に纏める。

- 1) 構造物の振動変位に対して、地震時の構造物天端の最大加速度 PSA は、構造物が非線形化した場合でも脱線が発生する限界値のばらつきが小さく、従来の SI 値と同等以下のばらつきとなる。
- 2) PSA を指標として車種や構造物諸元、地震波種別の網羅的な解析の概ね下限値となる脱線限界加速度を

提案した。

- 3) 地震時に軌道面に発生する不同変位に対して、連続角折れの影響で最大で単一角折れの場合の 60% 程度まで限界値が低下することを明らかにし、列車速度に依存する限界値を定義した。さらに、振動変位および不同変位の影響を同時に考慮するため、角折れを有する軌道不整形状に加えて、正弦波波形の位相をパラメータとした解析を実施し、列車速度等に依存しない脱線限界曲線を提案した。
- 4) 大規模地震まで適用可能な構造物の非線形挙動と構造物境界の不同変位を同時に考慮する地震時列車走行性の簡易評価手法を確立し、提案手法および走行解析による脱線箇所が概ね一致することを示した。提案手法により振動変位および不同変位の寄与度が定量化、弱点箇所の要因分析が可能となり、脱線・逸脱の対策工の選定、優先順位付が可能となった。

文献

- 1) 鉄道の地震時走行安全研究会：鉄道の地震時走行安全，鉄道力学論文集，No.10，pp.85-93，2006
- 2) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（変位制限），丸善，2006
- 3) 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/I-31，pp.129-138，1995
- 4) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012
- 5) 気象庁：気象統計情報 / 強震観測結果，<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html>（参照日：2018年9月12日）