

鉄 道 総 研 報 告

第39巻 第4号

2025年4月

論文

- 車両** 局所的な強風に対する車両の走行安全性評価
..... 金元啓幸, 日比野有 (1)
- 施設** バラストの沈下再発に与えるつき固め作業の影響
..... 中村貴久, 廣尾智彰, 河野昭子 (9)
- 施設** 滑り破壊前の損傷過程を考慮可能な盛土の地震時性能照査法と安全性照査への適用例
..... 伊吹竜一, 土井達也, 井澤淳, 上村健太郎, スレン ソッキアン (17)
- 電気** 電車線の線路並行方向変位を表現する解析モデルおよび平衡点計算法
..... 山下義隆, 佐藤宏紀 (25)

調査報告

- 施設** P 波規定値超過判定手法による早期地震警報の即時性と正確性の検証
..... 森脇美沙, 津野靖士, 是永将宏 (33)

局所的な強風に対する車両の走行安全性評価

金元 啓幸* 日比野 有**

Evaluation for Running Safety of Railway Vehicles against Localized Strong Winds

Hiroyuki KANEMOTO Yu HIBINO

High-rise buildings can create localized strong winds, a phenomenon known as “building winds”. However, safety assessment methods for trains running in the vicinity of such winds have not yet been established. Therefore, we proposed a method to evaluate the running safety of a vehicle overturned by localized strong winds. Specifically, wind tunnel experiments, computational fluid dynamics analyses, and vehicle dynamics simulations were conducted to investigate the effects of localized strong wind caused by buildings on the behavior of railway vehicles. The results showed that when the rise time of the aerodynamic force acting on the vehicle is less than approximately 2 seconds, the rate of wheel load reduction increases compared to static analysis conditions.

キーワード：横風，転覆限界風速，車両運動シミュレーション，ビル風，風洞試験，CFD 解析

1. はじめに

横風に対する鉄道車両の走行安全性を評価する指標のひとつに「転覆限界風速」がある。転覆限界風速は、風上側の輪重がゼロとなるときの風速として定義され、日本では「国枝式¹⁾」をベースとした「総研詳細式²⁾」によりこれを評価することが多い^{3) 4)}。総研詳細式は、空間的に様な風が吹いている条件下で、車両に作用する外力の静的なつり合いから、外力と風上側輪重の関係を解析的に解く式である。一方、高層ビル周辺では局所的に強い風が吹く、いわゆるビル風が発生することが知られている。また、トンネル出口など周囲の地形の影響による局所的な強風も存在する。近年、強風災害に対する鉄道事業者の認識が高まるにつれ、これら局所的な強風に対する走行安全性評価の要求が高まりつつある。これらの局所的な強風に対する車両の走行安全性を評価するためには、動的な解析を行う必要がある。強風に対する車両の動的解析の研究としては、横風の変動周波数が車両挙動に及ぼす影響を検証した研究^{5) 6)}や汎用のマルチボディ・ダイナミクス解析ソフトウェアを用いて車両挙動を解析した研究^{7) 8)}がある。また、局所的な強風下における車両挙動に関する研究としては、強風下でトンネル出口から車両が退出する状況を想定した模型走行試験およびシミュレーションによるパラメータスタディを行った研究⁹⁾や、トンネル出口風下での鉄道車両の動的応答を数値的に調査した研究¹⁰⁾がある。

そこで本報では、これまで検討例が無い、ビル風に対する車両挙動を動的解析等により詳細に検討し、走行安全性を確保したうえで輸送安定性を向上させる運転規制の構築に資する知見を得ることを目的とした。具体的には、隣接した2棟のビルの影響で生じるビル風を対象に、風洞試験および数値流体解析（CFD解析）を実施し、車両に作用する空気力を推定した上で、マルチボディ・ダイナミクス解析ソフトウェアSimpackにより車両の挙動を解析した。また、車両挙動を解析する本モデルを用いて、空気力の立ち上がり時間と幅を変化させた際の輪重を算出し、走行安全上注意すべき空間的空気力変化条件を整理した。さらに、局所的な強風に対する車両の走行安全性評価の手順を検討した。なお本報は、総研詳細式に代わる新たな横風安全性評価手法を提案するものではなく、総研詳細式の適用範囲の確認および適用範囲外の事象に対する評価を行ったものである。

2. 隣接した2棟のビルの影響で生じるビル風の風速分布

2.1 検討条件

本報では、局所的な強風の対象として、隣接した2棟のビルの影響で生じるビル風を想定する。これら2棟の隣接ビルの風下側に位置する複線高架橋上の風速分布を把握するため、縮尺模型を用いた風洞試験および鉄道総研が開発した数値風洞¹¹⁾によるCFD解析を行った。

まず、本報では、文献12に記載されたビル風の影響評価例から、ビル風の影響に関する知見を整理した。主な知見は以下の通りである。

・建物高さの増加とともに風速増加率も大きくなる

* 鉄道力学研究部 車両力学研究室

** 研究開発推進部

- ・風に対して見つけ面（建物の幅）が大きいほど風速増加領域は大きくなる
- ・建物の両サイドで風速が増加するのに加え、隣接建物間（谷間）でも増加する
- ・隣棟間隔が建物幅の1/2～1倍程度で最も風速が高くなる傾向がある

一方、

- ・平均風速の鉛直分布の影響は比較的小さい
- ・建物の奥行の影響は、高さや幅の影響に比べて小さい

これらを参考に、本報の検討対象とするビル模型の大きさは、実物大サイズで幅10m×奥行10m×高さ50m、および幅20m×奥行10m×高さ50mの2タイプとした。なお、これらのサイズを決定する際には、上記のビル風の影響が強まる条件を参考に、以下の点を考慮した。まず、幅については、一般的な通勤車両の長さ20mを参考に、風に対する見つけ面の影響を比較するため、10mと20mの2種類とした。また、奥行については、風速増加率に及ぼす影響は比較的小さいことから、風洞試験におけるビル模型製作の便を考慮して10mで統一した。さらに、高さについては、高いほど風速増加率が大きくなるが、風洞試験時の取扱いの便および風洞吹出口の断面積に対する閉塞率を考慮して50mとした。なお、マンションの場合には、建築基準法と消防法の関係から高さ45m級（14～15階建て）以下の建物が多く建設されていることから、風洞試験において高さ50mのビルを対象とすることは、鉄道沿線で想定される「普通にあり得る条件のうち厳しい条件」としても概ね妥当であると考えられる。

2.2 風洞試験

風洞試験は、滋賀県米原市にある鉄道総研の大型低騒音風洞（ゲッチング型水平単帰還方式）の開放型測定部（開放胴）で実施した。本報では、開放胴のターンテーブル中心から3600mm離れた前方胴内に、高さ1000mmのスパイア9本を500mm間隔で設置することで、乱流境界層を生成した。本章の風洞試験結果を整理する際の基準風速は、車両模型を設置した状態での車体中心高さとなる、開放胴床面から364mmの高さで測定された風速値を採用した。具体的には、風洞の試験風速 U_0 が30m/sのときの基準風速は26.71m/s、基準風速位置における平均風速比は0.8905であった。

ビルおよび複線高架橋の模型は、縮尺1/40で製作されたものを使用した。ただし、ビルの大きさや配置については、実物大サイズで記述した方がイメージしやすいため、以降では特に断らない限りすべて実物大で表記することとする。図1にそれらの模型を開放胴床面に設置した様子を示す。ビル模型は、前述した通り、幅10m×奥行10m×高さ50mのモデル、およびこれら2棟を連結した幅20mのモデルの2種類を使用した。以

降、前者を「Sモデル」、後者を「Wモデル」と呼ぶこととする。試験では、SモデルまたはWモデルのビル模型を2棟隣接させて配置した。ビルの隣接間隔は、Sモデルは5m、Wモデルは20mとした。ビルおよび複線高架橋に対する風向角は、90°と70°の2条件とし、ターンテーブルを回転させることにより設定した。なお、複線高架橋の風上側軌道中心からビルの風下側壁面までの距離は10mとした。複線高架橋の桁高は2.8mで、レール面が地面から12m相当の高さに位置するように設置した。

複線高架橋上の風速測定には、基準風速の測定高さに設置した小型の熱線式風速センサ（Model 0962-00（指向性）、日本カノマックス製）を用いた。風速測定データは、サンプリング周波数100Hzで40秒間収録した。なお、ターンテーブルを回転させて模型に対する風向角を変更した際は、風洞気流の主流方向の風速を測定できるように、風速センサの設置角度を変更した。風速測定位置の例を図2に示す。図2は、Wモデルで風向角90度の例である。風速測定は、試験風速 $U_0=30\text{m/s}$ として複線高架橋上の風上側軌道中心で行った。図2に示す通り、複線高架橋上のレール方向において、2棟のビルの隣接間隔の中間位置を0、図右を+方向、図左を-方向として座標を定義し、風向角90°については2.5m間隔（模型寸法：62.5mm間隔）、風向角70°については10m間隔（模型寸法：250mm間隔）の位置で風速を測定した。風速測定範囲については、Sモデルは風向角90°で0m～67.5m（模型寸法：0mm～1687.5mm）、風向角70°で-30.0m～60.0m（模型寸法：-750mm～1500mm）、Wモデルは風向角90°で0m～97.5m（模型寸法：0mm～

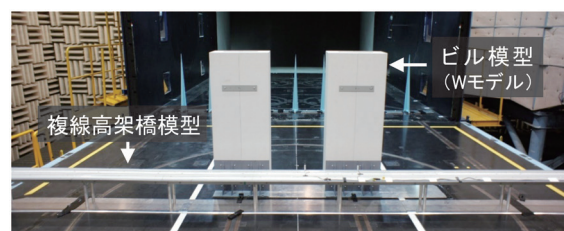


図1 2棟のビル（Wモデル）および複線高架橋の模型を開放胴床面に設置した様子

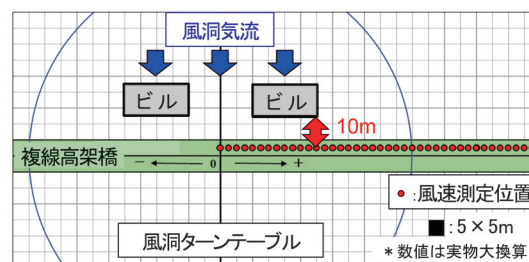


図2 風速測定位置の例（Wモデル、風向角90°）

2437.5mm), 風向角 70°で-40.0m~70.0m(模型寸法: -1000mm~1750mm)とした。なお, 風洞試験の風速測定結果については, 次節のCFD解析の結果とあわせて, 2.4節に示す。

2.3 CFD解析

前節に示した風洞試験を対象にCFD解析を実施した。CFD解析には, 文献11に示す鉄道総研が開発した数値風洞を使用した。図3に作成した形状モデルを示す。具体的には, 乱流生成装置(スパイア)・ビル模型・複線高架橋模型を, 実際の風洞試験と同じ寸法・位置で設定した。なお, これらのモデリングにはCADデータを用いた。流入風の条件は, 風速 30m/s, 空気密度 1.2kg/m^3 とし, 計算格子は数値風洞の標準としている $dx=20\text{mm}$, $dy=dz=10\text{mm}$ とした。風速評価高さは, 風洞試験の風速測定高さと同じとした。なお, スパイアのみを設置したときの数値風洞の基準風速(風洞試験と同じ位置)は 27.56m/s, 基準風速位置における平均風速比は 0.9187 であった。図4に風速評価高さにおける風速分布の可視化の例を示す。CFD解析は, 風洞試験を実施した4ケース(S, Wモデルの2種類について, それぞれ風向角 90°, 70°の2条件)について実施した。風速評価は, 流れ場が定常状態に達した後の3.3秒間の平均値を用いた。なお, 1ケースの計算時間は, 鉄道総研所有のスーパーコンピュータの運用上最大利用可能ノード数(100ノード)を用いた場合で約3.9時間であった。得られた結果を次節に示す。

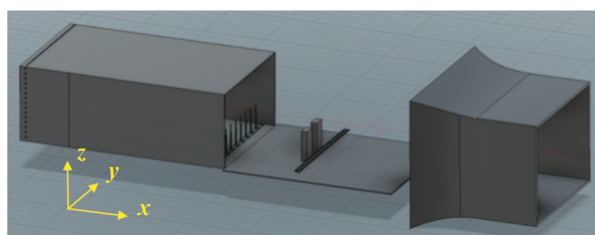


図3 作成した形状モデル

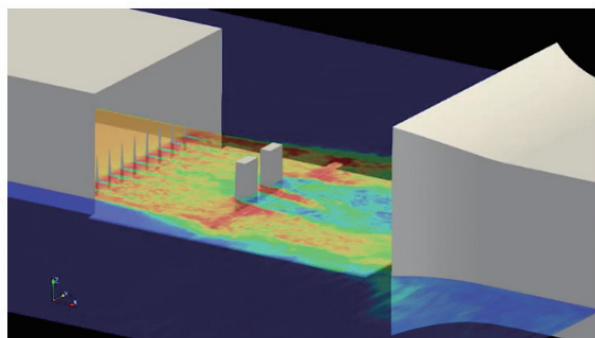


図4 風速評価高さにおける風速分布例

2.4 風洞試験およびCFD解析の結果

風洞試験およびCFD解析により得られた風速結果から, ビルの風下側に配置した複線高架橋上における風速増加率を求めた。なお, 風洞試験結果の風速増加率は, 各風速測定位置で得られた風速を基準風速(26.71m/s)で除すことで求めた。また, CFD解析結果の風速増加率は, 数値風洞での基準風速(27.56m/s)で除すことで求めた。

なお, CFD解析における風速は図3のx軸方向の成分(主流方向成分)を用いた。得られた結果を図5に示す。図5中の赤丸が風洞試験結果, 青線がCFD解析結果の風速増加率である。これらの結果から, ビルの外側およびビル間で風速が増加する傾向を確認した。ただし, CFD解析は全体的にビル風の風速増加を再現できているものの, ビルの風下に生じる弱風領域においては, 風洞試験との結果に差が見られた。具体的には, CFD解析はこの領域で負値(逆流)である一方, 風洞試験結果は正值となっている。この差異は, 風洞試験での風速測定に用いた熱線式風速センサが, 指向性はあるが順流・逆流の区別ができないセンサであることに起因すると考えられる。そこで, 図5(c)のCFD解析の結果を風速センサと同じ風速絶対値で再整理した。結果を図6に示す。図6中の黒線がCFD解析を風速絶対値で整理した結果であり, 赤丸で示す風洞試験結果とよく一致することを確認した。また, 文献13および文献14には, 角柱後流域に逆流領域があることが示唆されている。以上のことから, この弱風領域ではCFD解析がより正確に流れの状況を表現している可能性が高いと考えられる。一方, CFD解析結果にも課題がみられる。風向角90度のCFD解析結果において, ビル模型等の条件が風洞中心に対して対称であるにもかかわらず, 風速増加率が非対称となっている。この非対称性は, 解析結果の平均化時間が不十分であることによる誤差の可能性もある。また, Sモデルでは, ビル間の増速をCFD解析が精度良く再現できていない箇所が見られた。これは, Sモデルのビル間隔に対して設定した計算格子が相対的に粗いことが原因と推測される。ただし, これらの誤差が生じた範囲は狭く, 車両に作用する空気力に与える影響は小さいと考えられるため, 車両挙動への影響も限定的であると予想される。これらの誤差の詳細な分析と改善方法については, 今後の研究課題としたい。

3. 局所的な強風が車両の走行安全性へ及ぼす影響評価

3.1 車両挙動解析モデル

局所的な強風に対する車両挙動を解析するため, マルチボディ・ダイナミクス解析ソフトウェア Simpack に

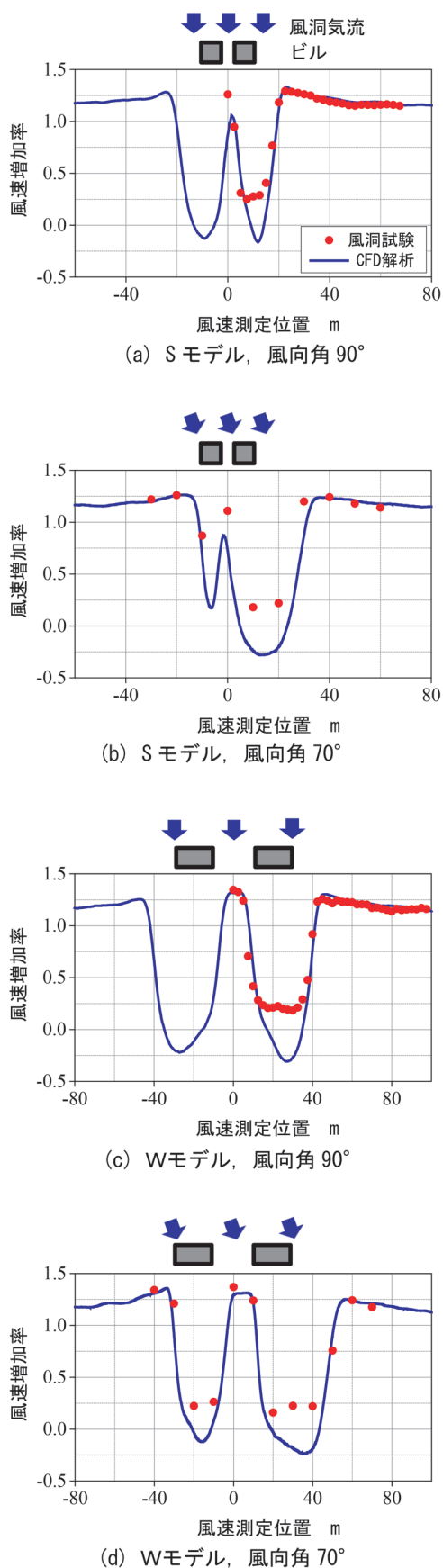


図5 風洞試験およびCFD解析から得られた風速増加率の結果

より車両運動シミュレーションモデルを構築した。車両モデルを図7に示す。車両モデルの各要素の寸法や質量、ばね定数等は、一般的な通勤型車両を想定した値とした。台車については、近年のボルスタレス台車（軸箱支持方式は軸はり式）とし、車体の大変位を抑制する上下動・左右動ストッパ当たりも考慮した。車両は、車体1個、台車枠2個、軸箱支持装置8個、輪軸4個について

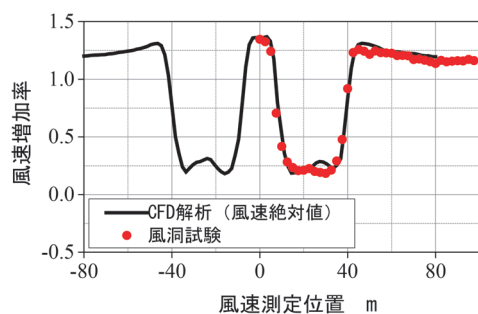


図6 図5(c)のCFD解析の結果を風速センサと同じ風速絶対値で再整理した結果

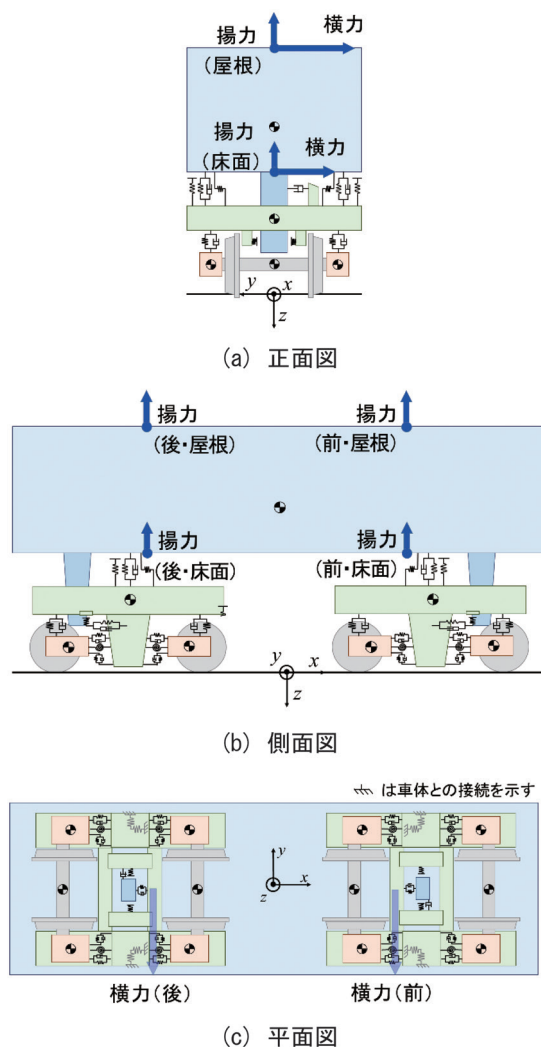


図7 車両モデル

それぞれ6自由度を有する剛体要素で構成され、各剛体要素はばね・減衰系で結合されたモデルとした。また、横風による横力および揚力を車体へ作用力として与えた。なお、車両内で分布する空気力に対応するため、車体が作用力を受ける位置は、レール方向の前後に2箇所、高さ方向の屋根と床面に2箇所とした。本章では、本車両モデルを用いて、直線区間を走行する車両に空間的に変化する空気力を作用させた際の風上側の輪重減少率等を算出し、局所的な強風に対する車両の走行安全性を評価する。

3.2 ビル風が風上側輪重の変動へ及ぼす影響

本節では、前章で得られたビル風の風速分布および前節の車両挙動解析モデルを用いて、ビル風が車両の走行安全性へ及ぼす影響を調査した。具体的には、前章で示したビルモデルWモデル、風向角 90° での条件における風速分布（風速増加率）を例に、その環境下で一般的な通勤型車両が直線区間を走行する際の風上側輪重の変動を求めた。

車両に作用する推定空気力は、以下の通り決定した。まず、図5(c)に示した風洞試験およびCFD解析から得られた風速増加率の結果から、ビルの影響による局所風の増減速範囲は、実物大サイズで $-80\text{m}\sim 80\text{m}$ （模型寸法： $-2000\text{mm}\sim 2000\text{mm}$ ）とした。つぎに、ビルの影響がない範囲の風速増加率が1となるように、その範囲の風洞試験結果を用いて、CFD解析結果の正規化を行った。図8に、風速増加率に関するグラフを示す。青線は正規化したCFD解析結果を表している。この結果に基づき、シミュレーションに組み込みやすい形式として、1次関数と2次関数を組み合わせた近似線（図8の赤線）を決定した。近似線は、正規化したCFD解析結果にできる限り近づけるように調整した。最後に、この近似線に対して、一般的な通勤型車両の長さである 20m の移動平均を適用し、代表風速増加率（図8の灰色線）

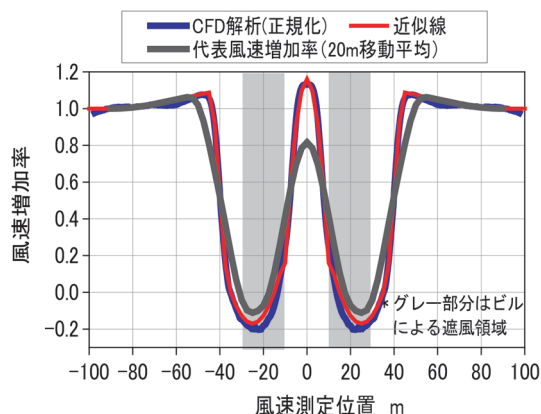
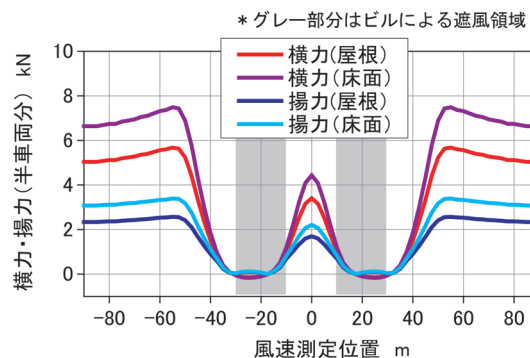


図8 風速増加率に関するグラフ

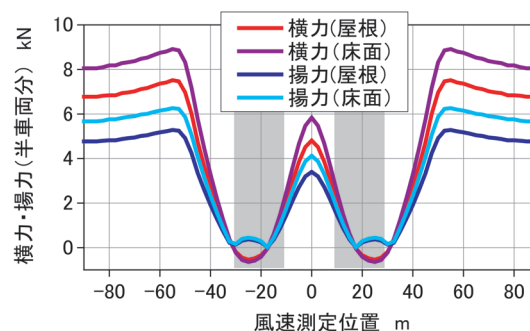
を求めた。本節では、ビルの影響がない範囲（ $\pm 80\text{m}$ を超える範囲）の風速を 25m/s と仮定し、代表風速増加率を掛けた風速を、その風速測定位置における代表風速とした。同図から、代表風速増加率は、本ケースでは最大でも1.1程度であり、隣接するビルの外側で大きくなっていることがわかる。次に、車両に作用する空気力の算出に必要な空気力係数については、ビル風が問題となるのは主に都市部であり、複線高架橋上には壁高欄や防音壁等が設置されていることが多いと思われることから、文献15、16を参考に表1に示す値を仮定した。また、車両の走行速度は、 30km/h 、 60km/h 、 90km/h 、 120km/h とした。各走行速度と代表風速から得られる相対風向角から、空気力係数を逐次求め、相対風速を用いて推定空気力を算出した。参考として、算出した推定空気力のうち、車両の走行速度 30km/h と 120km/h の場合を図9に示す。なお、屋根・床面位置に作用する横力・揚力について

表1 仮定した空気力係数

風向角	横力係数	揚力係数	ローリング・モーメント係数
90°	1.19	0.35	-0.09
70°	1.04	0.50	-0.07
50°	0.77	0.54	-0.03
30°	0.41	0.29	-0.02



(a) 走行速度 30km/h



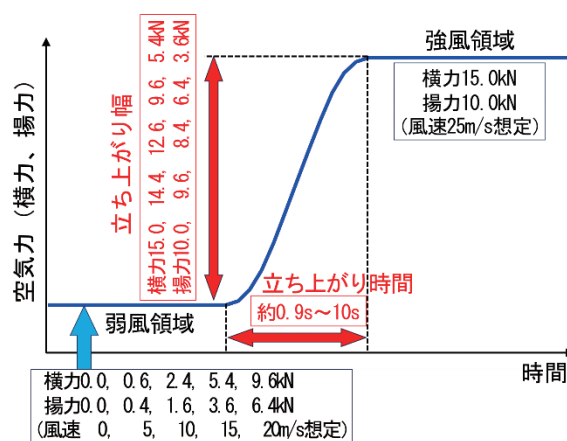
(b) 走行速度 120km/h

図9 算出した推定空気力

なお、ビル間の局所風については、ビルの隣接間隔が一車両長（20m）程度の場合には、輪重減少へ与える影響は小さかった。

前節で、車両の走行速度が高く急に強風を受けると、大きく輪重が減少する傾向を確認した。そこで本節では、空気力変化と輪重減少率に関するパラメータスタディを行った。具体的には、車両挙動解析モデルを用いて、一般的な通勤型車両を対象とし、空気力の立ち上がりの時間と幅を変化させたときの輪重減少率の変動を確認した。空気力（半車両分）の立ち上がり幅については、図11に示すとおりであり、強風領域の横力と揚力をそれぞれ15.0kNと10.0kNに固定し、弱風領域の横力と揚力を変化させることで設定した。弱風領域の横力と揚力の組み合わせは、(横力 (kN), 揚力 (kN)) = (0,0), (0.6, 0.4), (2.4, 1.6), (5.4, 3.6), (9.6, 6.4) とした。なお、これらの値は、前節の推定空気力を参考に、強風領域は風速25m/s、弱風領域は風速0m/s、5m/s、10m/s、15m/s、20m/sを想定して設定した値である。屋根・床面位置に作用する力は、風圧中心高さを2.2mと仮定して分配した。立ち上がり時間については、局所的な強風が厳しめ

図 12 に上記の仮定のもとで算出した風上側の輪重減少率の変動の一例を示す。本節では、図 12 に示すように、弱風領域から強風領域に進入した際に最大となる輪重減少率と、強風領域で車両の振動が収束した後の輪重減少率との差分に着目した。なお、車両の振動が収束した後の輪重減少率は、転覆限界風速を評価する総研詳細式²⁾から求まる値とほぼ等しくなる。空気力の立ち上がり時間と幅が、輪重減少率変動の差分に及ぼす影響を整理した結果を図 13 に示す。図 13 は、横軸に立ち上がり幅、縦軸に立ち上がり時間、カラーマップで輪重減少率変動の差分を 2.0% 刻みで示している。図 13 から、車両に作用する空気力の立ち上がり時間が 2 秒程度よりも短い場合に、輪重減少率が増大することがわかった。特に、空気力の立ち上がり幅が大きく、立ち上がり時間が短い場合に、その傾向が強いことがわかった。なお、これらの結果は、車体形状（空気力特性）や車両諸元により変化するため、今回検討した一般的な通勤型車両以外の車両タイプについては別途検討が必要である。



風上側輻重(4輪平均) kN

車両の走行方向

走行速度

- 30km/h
- 60km/h
- 90km/h
- 120km/h

10kN

* グレー部分はビルによる遮風領域

走行位置(車両中心位置) m

風上側の輪重減少率 %

時間 s

差分

立ち上がり幅 : 横力14.4kN
揚力 9.6kN
立ち上がり時間 : 1.8s

図 12 輪重減少率の変動と差分の取り方

3.4 評価手順

本報で得られた知見をもとにした、局所的な強風が鉄道車両の走行安全性へ及ぼす影響評価手順を図14に示す。ビル風やトンネル出口などの局所的な強風にさらされる懸念がある場所における一般的な通勤型車両の走行

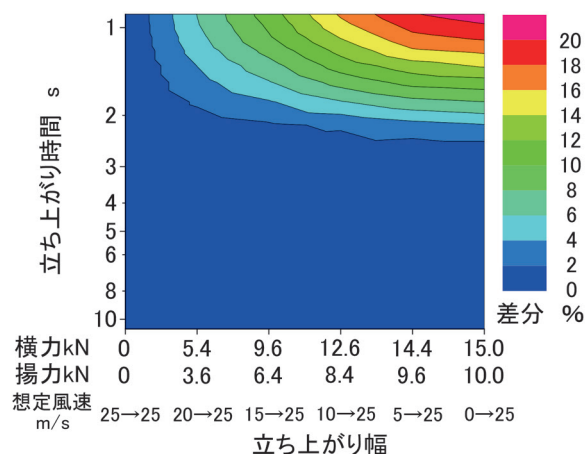


図13 空気力の立ち上がり時間と幅が差分に及ぼす影響の整理結果

安全性を評価したい場合、はじめに、2.2節および2.3節に示した数値風洞によるCFD解析や風洞試験等で当該箇所の風速増加率を把握する。つぎに、車両長さで平均した代表風速増加率と車両の走行速度から、車両に作用する空気力の立ち上がり時間を計算し、その時間が2秒以上であれば走行安全性への影響は軽微であり、これまで通り総研詳細式（静的解析）による評価が可能と判断する。立ち上がり時間が2秒よりも短い場合は、当該箇所における規制発令風速での輪重減少率を総研詳細式により計算し、図12の変動分も参考にして、走行安全性の余裕度を判断する。余裕度が少ないと判断された場合は、本章の車両挙動解析により局所風（推定空気力）が作用した際の輪重減少率を算出する。得られた輪重減少率が100%に近い場合は、局所的な強風による車両の走行安全性の低下が予想されるため、対策が必要と考えられる。局所的な強風への対策としては、空気力の立ち上がり時間が2秒以上となるような速度規制や段階的な防風柵の設置（防風柵の高さや充実率を段階的に変化）等が効果的であると考えられる。

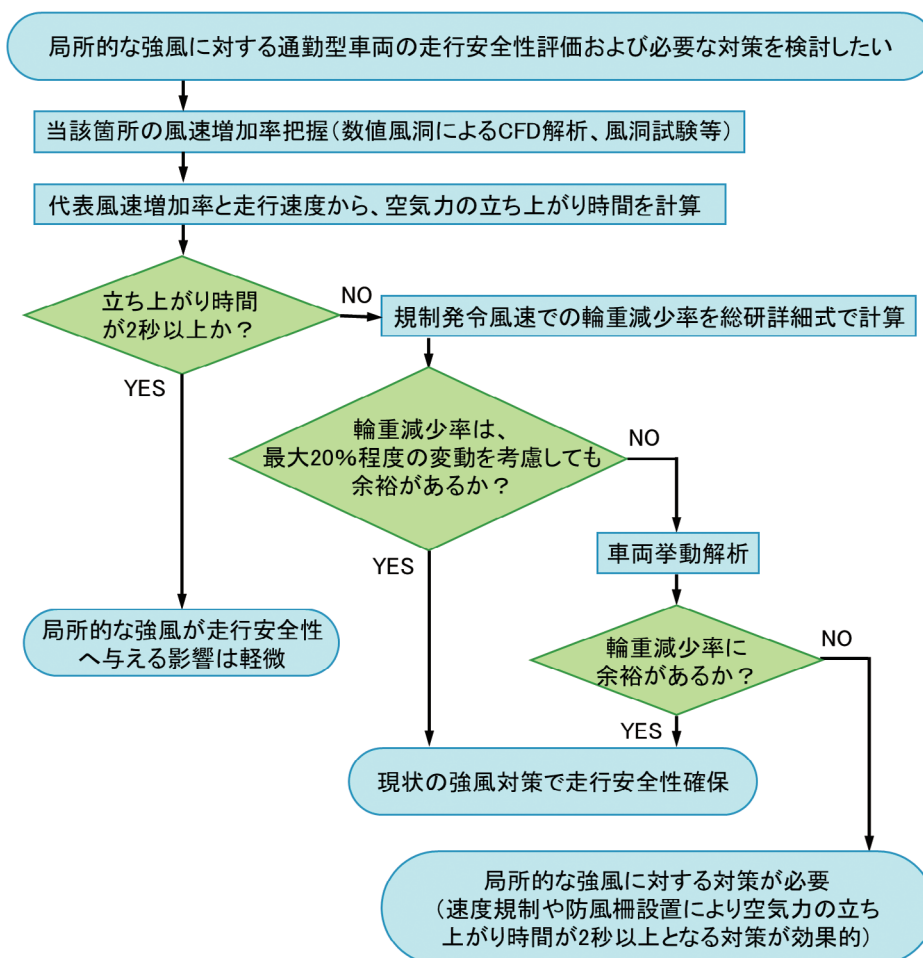


図14 局所的な強風が走行安全性へ及ぼす影響評価手順

4. まとめ

本報では、走行安全性を確保したうえで輸送安定性を向上させる運転規制の構築に資する知見を得ることを目的として、局所的な強風に対する車両の挙動を数値解析等により解析した。具体的には、隣接した2棟のビルの影響で生じるビル風を対象に、風洞試験およびCFD解析を実施し、短時間の空気力変化が車両挙動に及ぼす影響を調査した。得られた結果を以下に示す。

- (1) 風洞試験および鉄道総研が開発した数値風洞によるCFD解析を用いて、ビルの風下側に配置した複線高架橋上における風速増加率を求めた。その結果、ビルの外側およびビル間で風速が増加する傾向を確認した。また、両者の結果は、定量的にも良く一致しており、ビル風の風速分布をCFD解析で精度良く再現できることがわかった。
- (2) 横風による横力および揚力を車体への作用力として与えられる車両挙動解析モデルを用いて、CFD解析で得られた風速分布から推定した空気力が、走行する通勤型車両に作用した際の風上側輪重の変動を求めた。その結果、ビルの風下に生じる弱風領域からビル外側の強風領域に進入する箇所において輪重が減少する傾向があり、特に走行速度が高く急に強風を受ける状況において、大きく輪重が減少することがわかった。
- (3) 上記(2)の車両挙動解析モデルを用いて、空気力の立ち上がりの時間と幅を変化させた際の輪重減少率の差分を算出し、空間的な空気力変化による走行安全上の要注意条件および評価手順を整理した。その結果、車両に作用する空気力の立ち上がり時間が2秒程度よりも短い場合に、輪重減少率が增大することがわかった。このことから、局所的な強風への対策としては、空気力の立ち上がり時間が2秒以上となるような速度規制や段階的な防風柵の設置等が効果的であると考えられる。

文 献

- 1) 国枝正春：鉄道車両の転ぶくに関する力学的理論解析，鉄道技術研究報告，No.793，1972
- 2) 日比野有，石田弘明：車両の転覆限界風速に関する静的解析法，鉄道総研報告，Vol.17，No.4，pp.39-44，2003
- 3) 航空・鉄道事故調査委員会：東日本旅客鉄道株式会社羽越線砂越駅～北余目駅間 列車脱線事故，鉄道事故調査報告書，RA2008-4，2008
- 4) 南雲洋介，一木道弘，三須弥生：総研詳細式に基づく風規制手法における列車運行の安全性評価，JR EAST Technical Review，No.66，pp.25-33，2021
- 5) 日比野有，金元啓幸，下村隆行，谷藤克也：横風を受けた鉄道車両の挙動に関する動的解析モデルの構築および検証，日本機械学会論文集C編，Vol.76，No.766，pp.1396-1405，2010
- 6) 日比野有，金元啓幸，下村隆行，谷藤克也：1車両シミュレーションモデルによる鉄道車両の横風に対する安全性評価，日本機械学会論文集C編，Vol.76，No.771，pp.3066-3076，2010
- 7) Gautier, P.-E, "Strong wind risks in railways: the DEUFRAKO crosswind program", Proceedings of the World Congress on Railway Research (WCRR2003), pp.463-474, 2003.
- 8) 金元啓幸，日比野有：鉄道車両の横風に対する安全性評価に用いる車体左右振動加速度の推定法，日本機械学会論文集，Vol.89，No.918，2023
- 9) 日比野有，金元啓幸，佐久間豊：急激な風の立ち上がりに対する車両の応答に関する基礎検討，鉄道総研報告，Vol.27，No.12，pp.23-28，2013
- 10) T.Ishihara, D.Zhang, Y.Nagumo, "Numerical study of dynamic response of railway vehicles under tunnel exit winds using multibody dynamic simulations", Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 211, 104556, 2021.
- 11) 中出孝次，井門敦志，阿部巧，井上達哉：大型低騒音風洞を模擬する数値風洞の開発，第31回交通・物流部門大会，PS2-12，2022
- 12) 風工学研究所：ビル風の基礎知識，鹿島出版会，pp.29-41，2005
- 13) 田村哲郎：角柱まわりの流れと空力特性—乱れの影響について—，ながれ，Vol.22，No.1，pp.7-13，2003
- 14) 長久太郎，岡島厚，柴田隆二：角柱後流域を通過する走行物体に働く非定常空気力：風洞実験，日本機械学会論文集B編，Vol.53，No.485，pp.40-48，1987
- 15) 種本勝二，鈴木実，斎藤寛之，井門敦志：在来線車両の空気力係数に関する風洞試験結果，鉄道総研報告，Vol.27，No.1，pp.47-50，2013
- 16) 乙部達志，野口雄平，鈴木実：遮風壁による車両への遮風効果，JREA，Vol.65，No.12，pp.11-14，2022

バラストの沈下再発に与えるつき固め作業の影響

中村 貴久* 廣尾 智彰* 河野 昭子**

Impact of Tamping Work on Repeated Ballast Settlement

Takahisa NAKAMURA Tomoaki HIROO Akiko KONO

It has been confirmed that the track irregularity gradually returns to its original shape after ballast tamping for the ballast track even under the same track and support structure conditions. However, the details of this mechanism are not revealed. Therefore, we surveyed an actual situation using track inspection data for this phenomenon. In addition, we performed tests with small model, discontinuum analysis for ballast density after ballast tamping and cyclic loading test to reveal the mechanism of the reversion in settlements after and before ballast tamping.

キーワード：バラストメモリ、小型模型試験、不連続体解析、バラスト密度、つき固め作業

1. はじめに

バラスト軌道では、列車の繰返し荷重でまくらぎ下のバラストに沈下が生じ、レールレベルに不同沈下（以下、軌道変位）が生じることで、乗り心地が悪化するとともに列車の走行安全性が低下する。特に、図1に示すような盛土と高架橋の境目といった軌道の支持剛性が急激に変化する構造物境界部や、衝撃的に著大な荷重が生じやすいレール継目部などにおいて、バラストの沈下が大きくなりやすいことがわかっている^{1)~5)}。

バラスト軌道では、定期的に軌道変位が検測され、軌道変位が大きい箇所に対してレールレベルを平たんに整正する保守作業が実施される。保守作業では、レールをジャッキでこう上し、タイタンパと呼ばれる専用の振動機器を用いてまくらぎ下にバラストをつき込む作業（以下、つき固め作業）が行われる。つき固め作業によってレールレベルが整正されるとともに、まくらぎ下のバラストの粒子配列は大きく変化する。そのため、前述した構造物境界部やレール継目部といった沈下が生じやすい特定の場所を除けば、つき固め作業後の軌道変位の分布形状がつき固め作業前と同じ分布形状に戻ることは考えづらい。しかし、線路長手方向に同じ断面の軌道および支持構造物が連続した区間でも、つき固め作業後に作業前と同じ位置で沈下が再発して、作業前と同じ軌道変位の分布形状に戻る箇所が確認されており、その原因の詳細は明らかになっていない。なお、海外ではこのような軌道変位の分布形状が元に戻る現象を“Ballast Memory”と称している⁶⁾（以降、バラストメモリ）。

本研究では、バラストメモリのメカニズム解明の一環

として、軌道検測データよりバラストメモリの発生状況を分析するとともに、小型模型試験によりバラストメモリの再現試験を実施した。また、つき固め作業後のバラスト密度に着目した不連続体解析を実施し、つき固め作業がバラストメモリに及ぼす影響を検討した。

2. バラストメモリの実態調査

2.1 バラストメモリの発生状況の分析

軌道検測データを用いて、つき固め作業前後の高低変位波形の経時変化からバラストメモリに該当する箇所を抽出し、発生状況を分析した。バラストメモリ発生箇所のデータ抽出条件は、ロングレール区間を対象とし、高低変位の発生しやすい分岐器区間、伸縮継目（EJ）区間、接着絶縁継目（IJ）区間、道床交換の前後4m未満の区間、構造物境界部の前後10m未満の区間、レール溶接部の前後2m未満の区間を除外した。また、バラストの劣化の影響を排除するために、道床交換から5年以内の箇所を対象とした。さらに、つき固め作業前に最大の高低変位が発生していた箇所と同じ箇所、つき固め作業後に3mm以上の高低変位が再発するサイクルを2回以上繰り返した箇所を、バラストメモリの発生箇所と判定

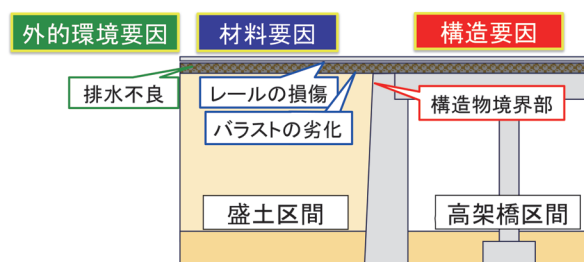


図1 バラスト軌道の沈下要因

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

** 鉄道力学技術部 軌道力学研究室

した（図2）。

2.2 分析結果

調査延長 980km のうち、上記の条件で抽出した区間は合計 96.3km であり、区間内でバラストメモリが 388 箇所発生していた。盛土、切土、橋りょう、高架橋、トンネルの 5 つの構造物別に、延長 1km あたりに対するバラストメモリの箇所数を示す（図3）。全区間の平均である 4.0 箇所/km と比較すると、盛土では 5.5 箇所/km、切土では 7.6 箇所/km となっていたため、土構造物区間でバラストメモリが発生しやすい傾向であることがわかった。道床交換後の軌道の沈下の進みは、高架橋やトンネル区間よりも軌道の支持剛性が低い土構造物区間の方が速いことから、本抽出条件では土構造物区間においてバラストメモリの発生箇所が多かったと考えられる。

また、バラストメモリ発生箇所において実施されたつき固め作業と作業後の軌道状態について分析を行った。つき固め作業としては定期的に実施するマルチプルタイタンパ（以下、MTT）によるもの、およびそれ以外に必要なに応じて実施するハンドタイタンパ（以下、HTT）によるものが存在する。ここでは、バラストメモリの再発状況を検討するため、上述の 388 箇所のうち、MTT および HTT によるつき固め作業が年平均 2 回以下の 153 箇所をランダムに抽出し、つき固め作業から 1 年後

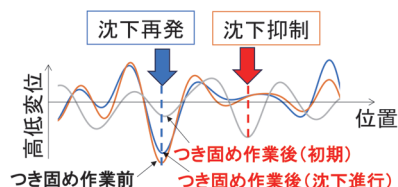


図2 バラストメモリの発生例

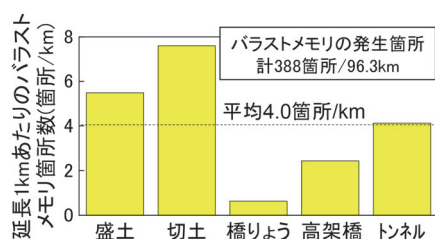


図3 構造物別の延長 1km あたりのバラストメモリ箇所数

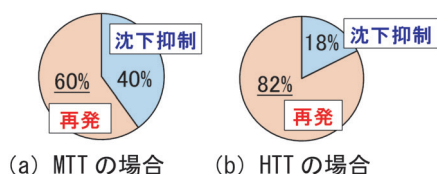


図4 保守作業によるバラストメモリ再発割合

の高低変位が 3mm 以上を「再発」、3mm 未満を「沈下抑制」と判定して集計した。なお、分析にあたり年間の作業回数に上限を設けた理由は、つき固め作業 1 回毎にその後の軌道状態を分析して集計するため、短期間に複数回つき固め作業と沈下を繰り返した特定の箇所が存在した場合に、その特定箇所が全体の集計データに対して大きな影響を与えるためである。図4に MTT および HTT のつき固め作業後の再発と解消の割合を示す。つき固め作業から 1 年後の時点で、再発した割合は、MTT のつき固め作業で 6 割に対して、HTT のつき固め作業では 8 割以上と大きかった。このことから、つき固め作業がバラストメモリの発生に影響を与えることが考えられた。ここで、つき固め作業時の軌道のこう上量は、つき固め作業前の高低変位に依存しており、MTT のつき固め作業前の高低変位の平均値は 4.1mm であるのに対し、HTT のつき固め作業前の高低変位の平均値は 5.2mm であり、HTT の方が大きかった。ここで、再発割合が MTT と HTT で異なった要因として、MTT の場合は 1～2 年に 1 回の頻度で、概ね全線にわたってつき固め作業を実施し、軌道整正を行っている。一方、HTT の場合は、MTT の保守頻度よりも沈下の進行が早い保守多投入箇所を対象に施工することが多い。そのため、MTT よりも HTT の方が、バラストメモリの発生箇所で施工する可能性が高いことから、本抽出条件では HTT の再発割合が大きかったと考えられる。従って、つき固め作業時の軌道のこう上量がバラストメモリの発生に影響を及ぼした可能性がある。

3. 小型模型によるバラストメモリの再現試験

3.1 模型条件

2 章の実態調査の結果から、MTT によるつき固め作業でもバラストメモリの発生が確認されたことから、比較的作業品質のばらつきが小さく、沈下が生じやすいと考えられる土構造物区間における MTT 作業時の軌道のこう上量に着目して、小型模型を用いた移動載荷試験によりバラストメモリの再現試験を行った（図5）。小型模型の縮尺は 1/5 とし、模型材の寸法や載荷質量について相似則⁷⁾を考慮して模型を作成した。小型模型の軌道



図5 小型模型の移動載荷試験状況

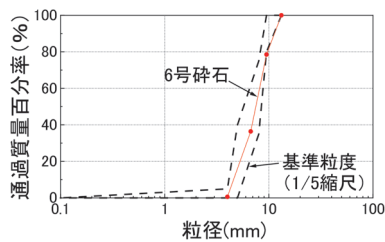
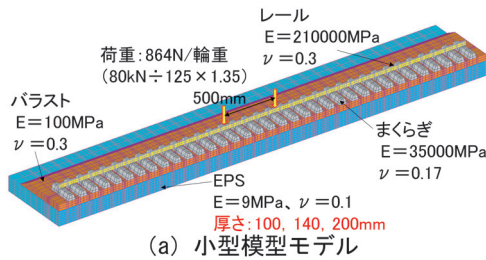
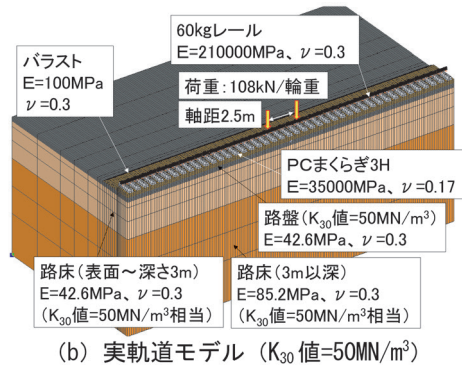


図6 6号碎石の粒度分布



(a) 小型モデル



(b) 実軌道モデル (K_{30} 値=50MN/m³)

図7 路盤モデルの層構成の検討に用いた解析モデル

延長は4,000mm(実スケールで20m)とし、土構造物上における標準軌のバラスト軌道を模擬して道床厚は60mm(実スケールで300mm)とした。模型用のバラストとしては相似則を考慮した基準粒度を満たすように6号碎石を使用した(図6)。軌きょう模型は、PCまくらぎ3Hを模擬した模型まくらぎ(モルタル製)35本、60kgレール相当の曲げ剛性とした矩形断面の模型レール2本の構成とした。路盤模型は発泡スチロール(以下、EPS)とし、地盤反力係数 K_{30} 値=50MN/m³の様な土路盤と同程度の剛性となるようにFE解析により厚さを決定した。具体的には、図7に示す実軌道の解析モデル(以下、実軌道モデル)における路盤変位と同等なるように、小型模型の解析モデル(以下、小型模型モデル)におけるEPSの厚さをパラメータ(100, 140, 200mm)とした解析を行った。

解析に用いた载荷荷重は、輪重80kNに285km/hで走行する新幹線の速度衝撃率1.35倍⁸⁾および相似則を考慮して設定し、小型模型モデルでは輪重864N、実軌道モデルでは輪重108kNとした。また、レール要素に1台車を想定した軸距にて2軸分を作用させた。なお、

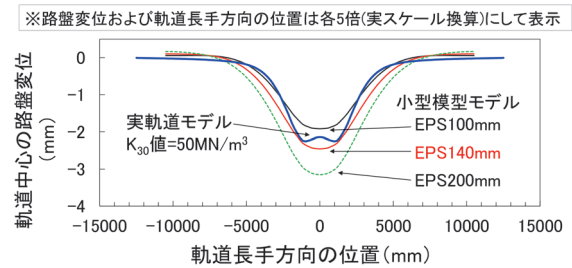


図8 FE解析で得られた路盤変位量

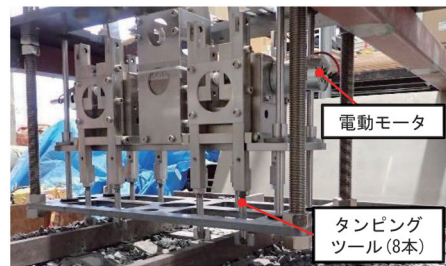


図9 MTTの模型

荷重および材料特性は図7中に示している。

図8にFEM解析で得られた路盤変位量を示す。図中に示す路盤変位および軌道長手方向の位置は、実スケールに換算して示している。小型模型モデルの路盤変位が実軌道モデル(路盤剛性 K_{30} 値50MN/m³)と同程度になったEPSの厚さは140mmであった。

MTTのつき固め作業の再現するため、MTTのタンピングツール(以下、ツール)の寸法や質量、およびつき固め作業時のツール自体の変位振幅やスクイズ量を、ブラッサー&トイラー社製09-16DMTTのタンピングユニットを参考に、相似則を考慮した縮尺1/5の構造でMTT模型を製作した⁹⁾(図9)。

3.2 試験条件

解析と同条件の輪重864Nを模型レールに作用させるため、台車模型の重量を350kgf(3430N/4輪)とし、軸距は500mmとした。台車模型による载荷は、小型模型の軌道延長4,000mm(まくらぎ35本分)のうち、中央の2.0m区間(まくらぎ17本分)を速度500mm/sで自走により定速走行させて実施した。なお、小型模型の中央のまくらぎをまくらぎNo.9とし、定速走行したまくらぎ17本分について、まくらぎNo.1~No.17と付番した。

試験手順を表1に示す。はじめに、つき固め作業履歴および载荷履歴をバラスト軌道に与えるための予備载荷試験を行った。つき固め作業は、MTT模型を用いてまくらぎ下のバラストにツールを挿入し、まくらぎを挟むような方向にツールを動かし(以下、スクイズ)、バラストから引き抜く過程を1セットとして再現した。また、

表 1 試験手順

試験手順	試験ケース	内容	載荷回数
1	予備載荷	MTT模型によるつき固め作業 (※まくらぎNo.7~11はスクイズ無し)	
2	予備載荷	移動荷重載荷試験	4万回
3	ケース1	MTT模型によるつき固め作業	
4	ケース1	移動荷重載荷試験	4万回
5	ケース2	MTT模型によるつき固め作業	
6	ケース2	移動荷重載荷試験	4万回

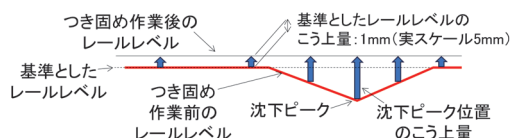


図 10 つき固め作業前後のレールレベルのイメージ

全てのまくらぎに対して、同じつき固め条件となるように実施した。ここで、局所的なバラストの沈下を再現するため、予備載荷試験のつき固め作業のみ、小型模型の中央部にあたるまくらぎ No.7~11 に対して MTT 模型によるスクイズを実施せず、ツールの挿入のみを行った。予備載荷では、台車模型にて 4 万回走行（2 万往復・8 万軸分の走行）を行った。次に、載荷 1 ケース目および 2 ケース目では、台車模型の載荷後に 1 セットのつき固め作業および 4 万回走行の載荷試験をそれぞれ行った。つき固め作業前の軌道整正の方法は、最も沈下していないまくらぎを基準とし、基準+1mm（実スケール 5mm）となるように軌道全体をこう上した（図 10）。したがって、沈下量が大きい箇所ほどこう上量が大きくなる。2 章で抽出した実軌道 96.3km におけるつき固め作業前の高低変位の平均値は 5mm 程度であり、本試験条件のこう上量は実軌道の状態を考慮して設定した。

3.3 試験結果

図 11 に定速走行区間（まくらぎ No.1~No.17）における 4 万回走行後のまくらぎの沈下量の分布を示す。予備載荷によってまくらぎ No.7 から No.11 の区間に局所的に大きな沈下が生じた。載荷 1 ケース目では、予備載荷によって沈下量が最も大きくなったまくらぎ No.7 から No.11 の区間において、やや小さいが局所的な沈下が再発した。載荷 2 ケース目では、載荷 1 ケース目で沈下が再発したまくらぎ No.7 から No.11 の区間において、まくらぎ No.7 の沈下量がやや大きくなったが、前後の区間と概ね同程度の沈下量となった。

以上より、こう上量がある程度大きな箇所にて局所的な沈下が再発し、こう上量が小さな箇所では沈下の再発が抑制される傾向を示した。本試験では実軌道と異なりこう上量の大小にかかわらず全てのまくらぎに対して同

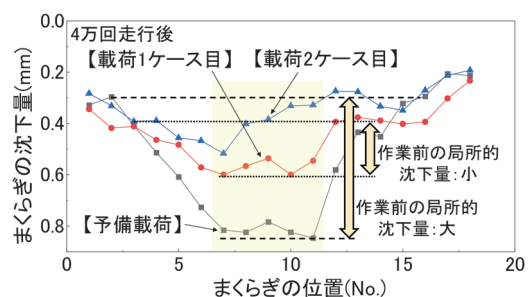


図 11 4 万回走行後のまくらぎの沈下量の分布（移動荷重載荷試験）

じ条件でつき固め作業を実施した。よって、こう上量が大きな箇所においてつき固め作業後のバラストの密度が小さくなり、沈下量が大きくなったと考えられる。なお、本試験においては沈下量に関わらずつき固め作業を各まくらぎに対して 1 セットずつ実施したが、実軌道で MTT を使用したつき固め作業を実施する際は、現場の状況やこう上量を考慮して現場作業員の経験に基づき、まくらぎ毎につき固め作業のセット数を設定している。

4. 不連続体解析によるつき固め作業後のバラスト密度の評価

3 章の小型模型試験の結果により、つき固め作業前の沈下量がバラストメモリに影響を与える可能性が確認された。ここでは、バラストメモリのメカニズムを検討するために、個別要素法（以下、「DEM」とする。）による不連続体解析を実施した。DEM は多数の固体粒子の運動を、粒子ごとの並進および回転の運動方程式に基づいて時刻歴に解き進める解析手法であり、解析プログラムには DEMCS-track を用いた¹⁰⁾。これまでの研究で、つき固め作業時のこう上量とバラストの粒子配置および変形挙動の関係を検討し、DEM を用いた解析的検討を実施してきたが¹¹⁾、つき固め作業の軌道のこう上量が沈下に与える影響については検討していなかった。そこで、こう上量がつき固め作業によるバラストの密度の変化に与える影響を評価するとともに、バラスト密度が作業後の初期沈下に与える影響も検討した。

4.1 解析モデルの条件

つき固め作業過程におけるバラストの挙動を 3 次元的に観察するため、まくらぎ 1 本分のバラスト軌道の解析モデルを構築した。図 12 に解析モデルを示す。まくらぎは 3H まくらぎとし、ほぼ同じ寸法となるようにモデル化した。バラスト要素は、安山岩バラストの 3 次元形状測定データに基づいて、10 個~16 個の個体粒子の集合体要素で構成し¹²⁾、新品バラストの粒度分布範囲を再現できるように 9 種類の形状を作製した。なお、本解

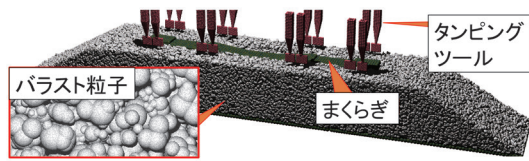


図 12 解析モデルの概観

表 2 解析モデルの要素・個体粒子数

要素	要素数			個体粒子数		
バラスト	こう上量 5mm	こう上量 10mm	こう上量 20mm	こう上量 5mm	こう上量 10mm	こう上量 20mm
	48920	48810	48700	587160	585756	584335
まくらぎ	1			5662		
路盤	3			7402		
ツール	16			7488		

表 3 各要素の材料特性

		バラスト	まくらぎ	路盤	ツール	
ばね 係数	法線 方向	[N/m]	9.09×10^6	9.09×10^6	3.75×10^4	5.50×10^8
	接線 方向	[N/m]	2.27×10^6	2.27×10^6	9.38×10^3	2.16×10^8
減衰 係数	法線 方向	[N・s/m]	7.88×10^2	7.88×10^2	73.9	8.28×10^3
	接線 方向	[N・s/m]	3.94×10^2	3.94×10^2	37	5.20×10^3
摩擦係数		[deg]	36 / 43	20	20	10

析ではつき固め作業前後のバラストの挙動を相対比較で検討することとし、路盤をモデル化していない。

解析モデルは、軌道のこう上量が5mm、10mm、20mmとなる3ケースとした。バラスト軌道の解析モデルの作成の手順は、以下の通りである。まず、つき固め作業前の道床厚がそれぞれ295mm、290mm、280mmとなるようにバラスト要素を投入する。次に、バラストの密度が 1.60t/m^3 となるように締め固める。その後、各道床上にまくらぎ要素を設置し、まくらぎ天端までバラストを投入する。なお、バラストの投入量は全ケースで同量である。

解析モデルの要素数とバラスト要素等を構成する個体粒子数を表2に示す。各要素の材料特性はこれまでの研究¹¹⁾を参考に設定した。表3に各要素の材料特性を示す。個体粒子数が合計60万個を超える大規模モデルのため、スーパーコンピュータにより36並列で計算した。

4.2 つき固め作業のこう上量とバラスト密度の関係

4.2.1 解析条件

3種類のこう上量の解析モデルに対して、まくらぎ要素をバラストの層厚が300mmとなる位置まで上昇させ、軌きょうのこう上を再現した。その後、ツール下降－スクイズ1秒間－ツール上昇を1セットとした、つき固め作業の再現を行った。ツール自体の変位振幅は、実際のMTTのつき固め条件と同様に、水平方向の変位

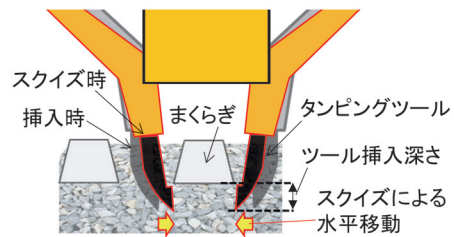


図 13 スクイズ過程のタッピングツールの水平移動のイメージ

振幅を $\pm 2\text{mm}$ 、振動周波数を35Hzとした。ツールの下降時および上昇時の鉛直方向の移動時間は、実際のMTTの施工時に撮影した動画を分析し、0.53秒間とした。ツールの下降深さは、全ての条件で統一し、タッピングツール先端がまくらぎ底面から100mm下の位置になるように変位制御にて挿入した。スクイズ過程では、実作業を精緻に再現するように、ツール要素を振動させながらまくらぎを挟み込むように水平移動させ（図13）、ツール要素に作用するまくらぎ直角方向の水平荷重が50kNに達したところで、ツール要素の水平移動が停止するように荷重制御を行い、水平移動が停止した後は振動のみを継続させた。

つき固め作業は、こう上量5mmに対して1セット実施した。また、こう上量10mmとこう上量20mmについては、こう上量5mmの場合においてつき固め作業を1セット行った後のバラストの密度の平均値を求めたうえで、その値とバラスト密度が同程度になるまで、つき固め作業を繰り返した。その結果、10mmに対して2セット、同20mmに対して4セットのつき固め作業を実施した。これにより、1セットごとに異なるバラストの密度の条件、およびこう上量によらずバラストの密度が一定の条件で、まくらぎ下のバラストの密度分布と沈下量の関係を検討した。

4.2.2 解析結果

各こう上量におけるつき固め1セット毎の密度変化を図14に示す。図14(a)はまくらぎ下面から300mmのバラスト全層の密度の平均値（以下、深さ300mm範囲の密度）、図14(b)はまくらぎ下面から100mmのバラスト上層の密度分布の平均値（以下、深さ100mm範囲の密度）、である。

図14(a)より、深さ300mm範囲の密度では、つき固め作業1セット後のバラスト密度は、こう上量5mmの場合が 1.64t/m^3 と最も大きくなった。こう上量10mmでは2セット後に密度は 1.65t/m^3 、こう上量20mmでは4セット後に密度は 1.66t/m^3 となり、つき固め回数が増加することで、こう上量5mmよりもバラスト密度が増加した。次に、図14(b)より、深さ100mm範囲の密度は、全体的に深さ300mm範囲の密度よりも小

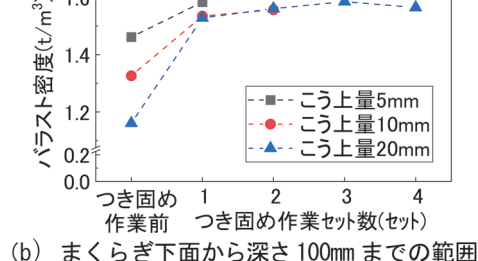
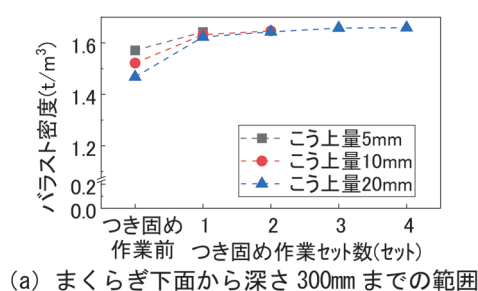


図 14 つき固め過程 1 セット毎の密度変化

くなった。なお、つき固め作業前の密度が小さいのは、まくらぎこう上によって生じたまくらぎ下面とバラスト上面の間の空隙が密度の計算に含まれるためである。また、つき固め作業により、その隙間にもバラストがつき込まれることでつき固め作業後のバラスト平均密度が増加するが、こう上量 10mm および 20mm の場合はつき固め作業を繰り返しても密度は最高で 1.56t/m^3 となり、こう上量 5mm の場合の 1.58t/m^3 と比較して密度が小さいままであった。これはツールの幅がまくらぎの長さに対して細く、かつレール周辺のみをつき固めることから、複数回繰り返しても、まくらぎ下の空間をバラストで十分には埋められず、密度を増加させられなかったと考えられる。

以上より、こう上量が大きい場合はこう上量が小さい場合と比較して、つき固め回数を増加させることでまくらぎ下からの深さ 300mm 範囲の密度は同程度とすることができるものの、深さ 100mm 範囲の密度が小さい状態となる場合があることがわかった。

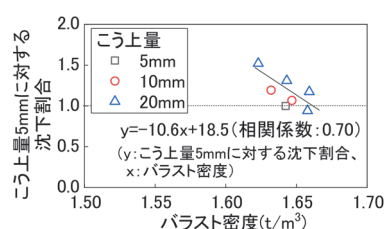
4.3 バラスト密度とまくらぎ沈下量の関係

4.3.1 解析条件

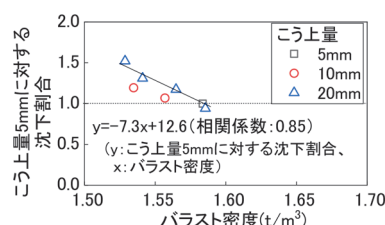
こう上量とバラストの密度が、つき固め作業後のまくらぎ沈下量に与える影響度を検証するために、各こう上量のつき固め作業後に繰り返し载荷のシミュレーションを行った。载荷条件は、最小荷重 5kN、荷重振幅 110kN、周波数 10Hz の鉛直方向の正弦波とし、载荷回数はおおよそ編成分の軸数に相当する 50 回とした。

4.3.2 解析結果

こう上量 5mm の沈下量でこう上量 10mm および



(a) まくらぎ下面から深さ 300mm までの範囲



(b) まくらぎ下面から深さ 100mm までの範囲

図 15 こう上量 5mm に対する沈下割合(载荷 50 回目)

20mm の沈下量を正規化した（以下、沈下割合）。载荷 50 回目における沈下割合とバラストの密度（深さ 300mm 範囲の密度および深さ 100mm 範囲の密度）の関係を図 15 に示す。また、同図には全ケースに対して求めた回帰式と相関係数を合わせて示す。沈下割合とつき固め作業後のバラスト密度には相関関係が見られ、深さ 300mm 範囲の密度（相関係数 0.70）よりも、深さ 100mm 範囲の密度（相関係数 0.85）の方が強い相関性を示した。

以上より、本解析においてつき固め作業後の载荷 50 回までの初期沈下量に対しては、深さ 300mm 範囲よりも、深さ 100mm 範囲のバラスト密度の方が、大きな影響を与えることが示唆された。また、本解析結果により、つき固め作業 1 セット後のバラスト密度は、大きいこう上量の方が小さく、沈下量が大きくなった。このことから、小型模型試験における同一箇所での沈下の再発は、局所的な沈下箇所のこう上量が大きいことで、その前後のこう上量が小さい箇所よりもバラスト密度が小さかったため、局所的な沈下箇所でも沈下が再発したと考えられる。

5. まとめ

つき固め作業のこう上量とバラストの密度に着目した試験および解析を実施し、軌道構造および支持構造が同一の区間において、つき固め作業後のバラスト密度がバラストメモリに及ぼす影響を検討した。得られた成果を以下に示す。

- 1) 新幹線区間の軌道検測データよりバラストメモリの実態を調査した結果、MTT によるつき固め作業ではバラストメモリが 6 割、HTT では 8 割以上の箇所でも発生しており、つき固め作業がバラストメモリの発

生に影響を与える可能性があることがわかった。

- 2) バラストメモリの発生メカニズムを検討するため、バラスト軌道の 1/5 縮尺模型に対して、模型 MTT によるつき固め作業後に移動载荷試験を実施した。その結果、軌道のこう上量が大きい場合にバラストメモリが発生すると考えられた。また、こう上量が小さい場合には局所的な沈下が生じにくく、バラストメモリが生じにくいことがわかった。
- 3) MTT によるつき固め作業後のバラスト密度と、列車荷重の繰返し载荷による初期沈下の関係を検討するため、不連続体解析（個別要素法）を実施した。その結果、こう上量が大きい場合に、载荷 50 回までの初期沈下量が大きくなることに対して、つき固め作業後のまくらぎ下 100mm までの範囲のバラスト密度が十分に増加しないことが影響している可能性があることがわかった。

文 献

- 1) 中村貴久, 桃谷尚嗣, 高橋貴蔵, 渡邊明之, 佐伯和浩, 中出千博: バラストを用いたプレパックドコンクリートによる路盤の強化方法, 第 15 回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集 J-RAIL, pp.119-122, 2008
- 2) 関根悦夫, 村本勝己: 営業線路盤の支持力特性に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.9, No.7, pp.19-24, 1995
- 3) 景山隆弘, 中村貴久: 劣化したバラストの沈下を抑制する低強度安定処理工法, 日本鉄道施設協会誌, 60 巻, 8 号, pp.619-622, 2022
- 4) 細田充, 小納谷優希, 水谷淳, 寺下善弘: 冬季に増加するレール折損を未然に防ぐ, RRR, Vol.80, No.6, pp.38-43, 2023
- 5) 村本勝己, 中村貴久, 櫻井祐: 自動沈下補正補助まくらぎを用いたレール継目部の浮まくらぎ対策, 鉄道総研報告, Vol.27, No.4, pp.6-17, 2013
- 6) Earnest T.Selig and John M.Waters: Track Geotechnology and Substructure Management, 1994.
- 7) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文集, 第 275 号, pp.69-77, 1978
- 8) 伊藤孝記, 桃谷尚嗣, 景山隆弘, 中村貴久: 累積損傷度理論による列車速度を考慮した新幹線盛土の塑性沈下量の評価, 土木学会論文集, Vol.79, No.7, pp.1-19, 2023
- 9) 中村貴久, 高浦真行, 景山隆弘, 早川容平: バラスト軌道の道床安定作業による道床横抵抗力の回復メカニズム, 鉄道総研報告, Vol.37, No.3, pp.9-15, 2023
- 10) T.Matsushima and H.Saomoto 'Discrete Element Modelling for Irregularly-shaped Sand Grains', Proc. NUMGE 2002: Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 239 - 246, 2002.
- 11) Kono, A., Ferrellec, J.F., Nhu, V.H., Saussine, G.: Ballasted tracks tamping analysis and optimization using DEM, Proceedings of WCRR 2019, 2019.
- 12) 河野昭子, 松島亘志: DEM による単粒度碎石層の残留変位予測における定量的精度の検証, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.77, No.2, pp.339-348, 2021

滑り破壊前の損傷過程を考慮可能な 盛土の地震時性能照査法と安全性照査への適用例

伊吹 竜一* 土井 達也* 井澤 淳*
上村 健太郎** スレン ソッキアン**

Proposal for a Method that Takes into Account the Damage Process before Sliding Failure
to Verify the Seismic Performance of Railway Embankments and Its Application to Safety Assessment

Ryuichi IBUKI Tatsuya DOI Jun IZAWA
Kentaro UEMURA Sokkheang SRENG

Newmark's sliding block method is used as a standard response analysis method in the seismic design of railway embankments. Although this method is very practical and useful, it has some problems, for example, that it cannot accurately simulate the actual damage to embankments observed in past major earthquakes. In this paper, the authors propose a performance verification method for the seismic stability of embankments taking into account the damage process using the shear strain accumulated at the toe of the embankment as a verification index, the validity of which is verified using the centrifuge shake table tests. In addition, as an example of application of the proposed safety assessment method, the response analysis using a finite element method is also discussed.

キーワード：盛土，性能設計，遠心模型実験，数値解析

1. はじめに

鉄道盛土の耐震設計では、滑り破壊を前提としたニューマーク法により算出した天端沈下量を照査指標として復旧性の照査を実施している^{1) 2)}。しかし、この手法は滑り破壊に至るまでの盛土の損傷過程を必ずしも正確に再現出来ず、適切な変位量の評価が難しいことが顕在化している。例えば藤原ら^{3) 4)}が行った2011年東北地方太平洋沖地震における鉄道盛土の変位量の観測値とニューマーク法による天端沈下量の計算値との比較では、未被災であった13箇所のうち5箇所の盛土で軽微な被害程度の日安となる200mm²⁾よりも大きな沈下量が算定されるなど、観測値と計算値に差異が生じていることが報告されている。このようにニューマーク法を適用すると、過度に安全側または危険側の結果となる傾向を示す場合があり、藤原ら⁴⁾はこの差異の要因として地盤材物性および入力地震動の設定誤差、盛土直下の軟弱な支持地盤の影響、破壊形態の違いなどを挙げている。特に、盛土の破壊形態の違いに着目すると、実際の被害は沈下や法面のはらみだし、クラックの発生など、滑り破壊には至らない損傷にとどまっている場合が多いのに対して、ニューマーク法では円弧滑り破壊を前提してお

り、このような形態の損傷を評価出来ないと考えられる。

道路分野においても、ニューマーク法により求めた沈下量を用いて盛土の耐震性能評価が行われており、ニューマーク法の精度向上に関する既往の研究としては、盛土内部の加速度増幅を考慮した事例が挙げられる^{5) 6)}。江川ら⁶⁾は、滑り線の発生位置および沈下量の予測精度の向上のため、動的FEM解析により算定した逐次の応答加速度分布を外力とした円弧滑り安定計算で滑り線を設定し、滑り土塊の重心位置の応答加速度を用いてニューマーク法を行う方法を提案している。その結果、提案する手法では通常のニューマーク法よりも実験結果に近い沈下量となった。しかしながら、これらの研究でも滑り破壊が生じた後の盛土の変形に着目しているため、滑り破壊に至るまでの損傷過程は考慮できない。

以上の背景を踏まえ、筆者らは遠心模型実験から得られた画像を元に画像解析を行い、地震時に盛土が損傷して破壊に至るまでのメカニズムを明らかにし、その過程を評価可能な性能照査手法を提案している^{7) 8)}。ただし、ここで実施した画像解析では各加振後に撮影した画像を用いており、加振中の観察が不十分であった。本稿では、筆者らの提案する盛土の地震時性能照査手法のコンセプトを紹介するとともに、その妥当性を検証するために実施した模型実験における遠心場での振動中の高速度・高解像度撮影結果を示す。さらに、提案する性能照査手法の実現性を確認するため、実験で見られた損傷過程を評

* 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室

** 日本工営株式会社

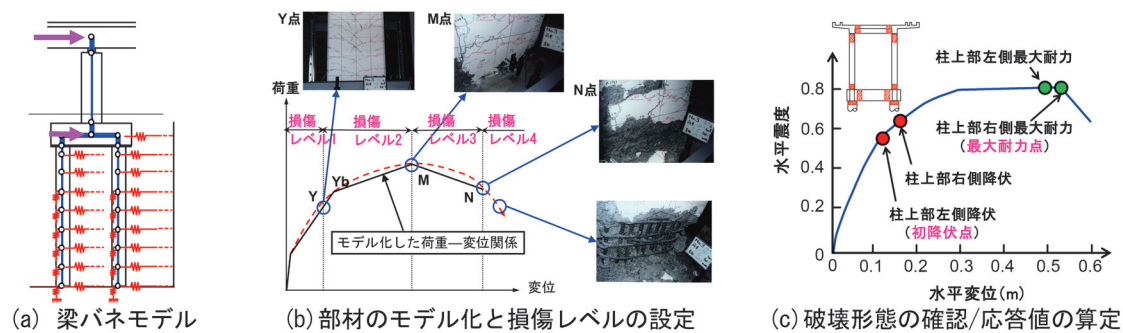


図 1 地震時の橋りょう・高架橋の性能照査¹⁰⁾

価可能な応答値算定手法を検討し、安全性の照査を試行したので報告する。

2. 損傷過程を考慮可能な地震時性能照査法

2.1 鉄道における構造物の性能照査²⁾

2.1.1 地震時の要求性能

鉄道システムは様々な形式の構造物で構成されており、構造形式にかかわらず要求性能を満たすように設計される。地震時の性能としては、すべての構造物に対して安全性（想定される作用のもとで構造物が使用者や周囲の人々の生命を脅かさないための性能）、重要構造物に対しては復旧性（想定される作用のもとで構造物の機能を使用可能な状態に保つ、あるいは短期間で回復可能な状態に留めるための性能）が要求される。

安全性には機能上の安全性と、構造体としての安全性があり、機能上の安全性は車両が脱線に至る可能性をできるだけ低減するため、少なくとも L1 地震動に対して構造物の変位を走行安全上定まる一定値以内に留めるための性能、構造体としての安全性は L2 地震動に対して構造物全体系が破壊しないための性能である。ここで、L1 地震動は建設地点の構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動、L2 地震動は建設地点で想定される最大級の地震動として定義されている。

復旧性は想定される作用のもとで構造物の機能を使用可能な状態に保つ、あるいは短期間で回復可能な状態に留めるための性能である。復旧性を検討するための地震動は、構造物の耐用期間とその再現期間などを考慮して設定する必要があるが、あらかじめ設定されている標準的な L2 地震動のうち、直下型地震を想定したスペクトル II 地震動を便宜的に使用してよいこととなっている。

2.1.2 橋りょうおよび高架橋の性能照査

橋りょうおよび高架橋の地震時の性能照査では、応答値算定法として図 1(a) に示すように梁パネモデルを用いるのが一般的である。構造物全体系の損傷レベルは図 1(b) に示すように部材の損傷レベルで規定し、部材の変形（主に曲率）を指標として照査を実施する。設計地

震動に対する応答値を算定する前に、図 1(c) に示すようにプッシュ・オーバー解析を実施して破壊形態を確認することで、構造物が破壊に至るまでの損傷過程を把握する。その後、設計地 W 震動に対する設計応答値を非線形スペクトル法により算定する。

2.1.3 盛土の性能照査

盛土の地震時の性能照査では、円弧滑り破壊を前提としたニューマーク法を用いて算出する滑動変位量を照査指標とし、復旧の難易度から設定される復旧性の限界値以内に収めるように性能照査を実施している^{1) 2)}。また、①盛土全体系の破壊に対する制限値を規定することが困難なこと、②破壊に至るまでの大変形領域に至る応答値を精緻に算定する手法が確立されていないこと、③安全性の限界値に比べて復旧性の限界値ははるかに厳しいこと等を勘案し、安全性の照査を省略可能としている。

2.2 現在の盛土の性能照査における課題

橋りょうおよび高架橋で用いられている手法は、近年の大地震で見られた被害を適切に評価出来ることが確認されており、破壊に至る前の損傷過程を適切に評価可能な手法と言える。一方、盛土で用いられている手法では、1 章で示したように実際の被害を評価できない場合がある。また、筆者らは遠心振動台実験を実施し、盛土の復旧性の限界値は安全性の限界値に比べてはるかに厳しいことを確認しているが⁷⁾、急勾配盛土の場合は盛土全体系の破壊である滑り破壊に至る可能性があることが分かっており、安全性の照査が必要となる場合もあると考えられる。これらを勘案し、滑り破壊に至るまでの盛土の損傷過程を評価可能な性能照査手法を提案する。

2.3 盛土の損傷過程を評価可能な性能照査法

筆者らは盛土が滑り破壊に至る前の損傷過程を適切に考慮可能な地震時性能照査手法の確立を目的とし、地震時の盛土の損傷過程を把握するための遠心振動台実験を実施している^{7) 8)}。実験では複数回の加振を行い、各加振後の画像を用いた PIV 解析⁹⁾ により、盛土内部のひずみを精緻に求めて滑り破壊に至るまでの損傷過程を評

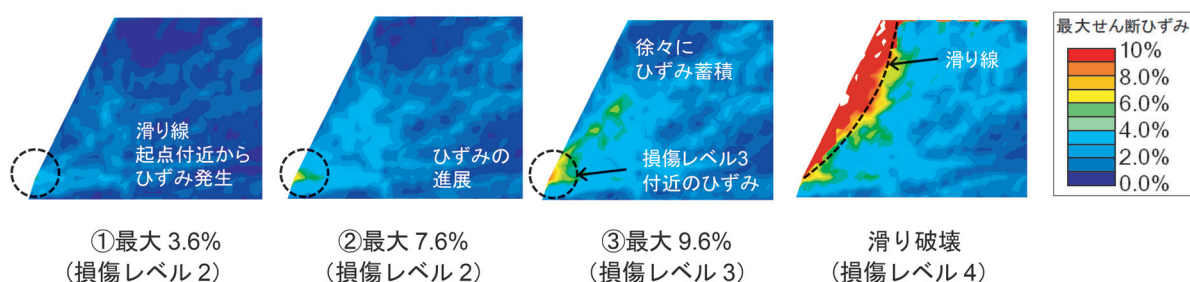


図2 盛土内部の損傷状況（最大せん断ひずみ分布）⁸⁾（①～③は図3に対応）

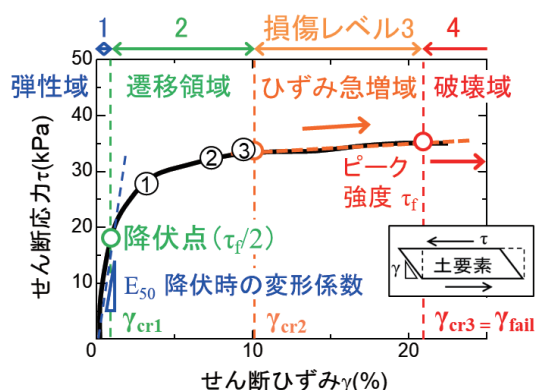


図3 盛土材の変形特性と損傷レベル
（拘束圧 $\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ ）⁸⁾（①～③は図2に対応）

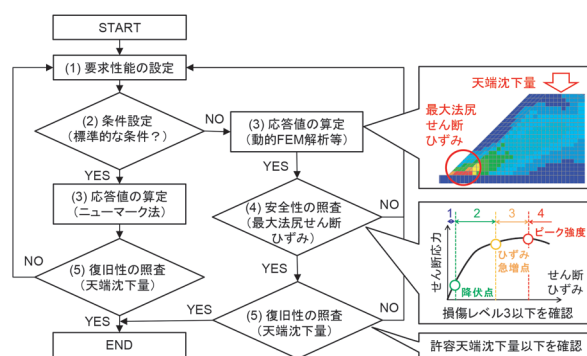


図4 損傷過程を評価可能な地盛土の性能照査フロー

価した。PIV 解析結果の例を図2に示すが、急な勾配を持つ盛土では法尻付近にせん断ひずみが集中し始め、そこを起点としてせん断ひずみが内部へと進展して滑り破壊に至ることを明らかにしている。また、図3に示すように盛土材のせん断試験から得られる変形特性を用いて損傷レベルを規定し、法尻付近の最大せん断ひずみの最大値（以下、最大法尻せん断ひずみ）が盛土材の破壊時のせん断ひずみを超えた損傷レベル4に達すると滑り破壊に至る可能性があることも確認した。ここでは、法尻の範囲として、法面下端から1mの領域と仮定している。これは、盛土の締固める際の一層の仕上がり厚さの標準値である $30 \text{ cm}^{1)}$ の3倍程度に相当する。現状、盛土材や盛土形状が限られた実験ケースを対象としていることから、条件が異なる場合には損傷レベルや法尻範囲等の設定について別途検討が必要であると考えられる。

以上の結果をもとに、損傷レベルを考慮可能な盛土の地震時性能照査手法を提案している¹⁰⁾。本法では、図4に示すフローに従い、以下の手順で安全性および復旧性の照査を行う。

（1）要求性能の設定

盛土の地震時の要求性能を下記の通り設定する。

走行安全性：鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限¹¹⁾に従って省略する。

構造安全性：破壊しないための性能であることから、

盛土が滑り破壊に至らないこととする。

復旧性：過去の復旧経験等を参考に短期間で復旧できる変形量に抑えることとする。

（2）/（3）条件の確認/応答値算定法

鉄道盛土の標準的な条件（法面勾配 1 : 1.5 以上、盛土高さが 15m 以下）であれば破壊に至るまでに過大な地震力を必要とすることを確認しており、この場合、ニューマーク法により概ね妥当な変形量を与えることも確認している。そのため、標準的な条件であれば、従来通りニューマーク法により応答値を算定してもよい。また、安全性の限界値に比べて復旧性の限界値ははるかに厳しいため、安全性についても従来通り省略可能とする。一方で、標準的な条件ではない盛土は、地震時に滑り破壊に至る可能性があるため、適切な応答値算定手法を用いて地震時の最大法尻せん断ひずみを算定する。また、復旧性についても同様の応答値算定モデルから求められるとよい。

（4）安全性の照査

盛土の破壊に関する安全性は、最大法尻せん断ひずみを照査指標とし、盛土材のせん断試験から求まるせん断応力～せん断ひずみ関係を用いて損傷レベルを設定し、照査を行う。損傷レベルの設定例を表1に示すが、盛土材の破壊時せん断ひずみを損傷レベル3の限界値とし、一般的には滑り破壊に対する安全性の限界値とする。また、鉄道盛土は、線区の重要性などから性能ランクがⅠ～Ⅲの三段階に規定され、性能ランクに応じて復旧性の限界値が決まる。上述のように、滑り破壊に対する損

表 1 盛土材の損傷レベルの設定例
(各限界値は図 3 に対応)

損傷レベル	限界値	被害の目安
1	γ_{cr1}	無損傷 (E_{50} 相当の弾性レベル)
2	γ_{cr2}	軽微な損傷 (γ_{fail} の 1/2 程度以内)
3	$\gamma_{cr3} (= \gamma_{fail})$	比較的大きな損傷 (γ_{fail} 以内)
4	-	破壊 (γ_{fail} 以上)

傷レベルを規定することで、安全性についても盛土の性能ランクに応じた限界値を設定することが可能となる。

(5) 復旧性の照査

盛土の復旧性についても、表 1 に示す損傷レベルを用いて設計限界値を適切に設定できる。例えば、損傷レベル 3 に達すると変形が急増する可能性があり、早急に復旧する必要があるため、重要度の高い盛土に対しては損傷レベル 2 を限界値とすること等が考えられる。一方、従来から用いられている沈下許容値を用いてもよく、その場合は後述する FEM 解析結果から求まる天端沈下量を照査指標として用いる。

以上の性能照査法を適用することで、安全性の照査が可能となるだけでなく、滑り破壊に至るまでの損傷過程を考慮した性能照査が可能となり、復旧性と安全性の限界値の関係も把握できる。なお、盛土材はコンクリート材料に比べてせん断強度が小さいため、破壊形態は基本的に滑り破壊形態であると言える。そのため、破壊形態の確認作業としては、開削トンネルと同様²⁾に 1.2 倍の設計地震動に対して滑り破壊に至らず、十分な安全度を有していることが確認出来ればよいこととする。

3. 遠心模型実験による振動中の滑り破壊に至るまでの損傷過程の確認

3.1 実験の目的

2 章で示した性能照査手法は、既往の実験を元に提案しているが、この時の変形観察で実施した PIV 解析は各加振後に撮影した画像を用いており、加振中に盛土内部にひずみが蓄積する様子や滑り破壊に至る直前の詳細な損傷過程の評価が不十分であった。そこで、遠心場での高速度・高解像度撮影システムを構築することで振動中の損傷過程を評価可能とし、提案手法の妥当性を確認した。

3.2 実験概要

3.2.1 試験装置および撮影環境

試験装置は中型の遠心載荷装置搭載型加振装置を使用し、振動中の盛土を撮影するため、振動台に高速度カメラを固定して土槽とともに加振を行った。また、被写体が高速で移動する際の画像のゆがみが生じないよう、グ

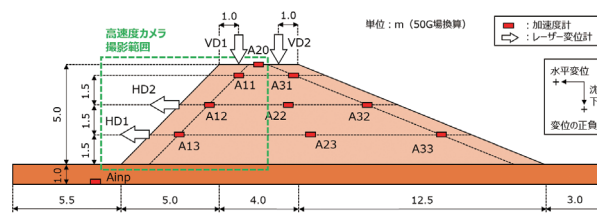


図 5 模型形状とセンサー配置

表 2 江戸崎砂の物性等

土粒子の比重	G_s	2.68
平均粒径	D_{50}	0.34 mm
有効径	D_{10}	0.15 mm
均等係数	U_c	2.6
曲率係数	U'_c	1.00
細粒分含有率	F_c	4.4 %
最適含水比	w_{opt}	14.6 %
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	1.707 g/cm ³

ローバルシャッタータイプのカメラ (Teledyne FLIR LLC, The Grasshopper3 GS3-U3-32S4C-C) を採用した。さらに、今回の試験装置にて確保できる被写体距離が約 200mm と短いことから、盛土の地震時挙動の観察に必要な撮影範囲を確保するために、カメラのセンサーフォーマットは 1/1.8" とし、焦点距離 3.5mm のレンズ (興和オプトロニクス, LM3NCM-WP) を採用した。なお、ここでは、試験装置に搭載された PC における画像データの保存処理速度を考慮し、撮影範囲は幅約 200mm、高さ約 130mm と設定した。また、撮影速度を 100fps に設定し、実物換算で 0.5 秒ごとに撮影を行った。そして、得られた画像を用いて画像解析を実施することにより、加振中の盛土の変位やひずみを求めた。なお、画像解析は Ditect 社製 DippStrain を用いてデジタル画像相関法によって実施しており、計算メッシュは模型寸法で約 5mm×5mm とした。

3.2.2 模型盛土

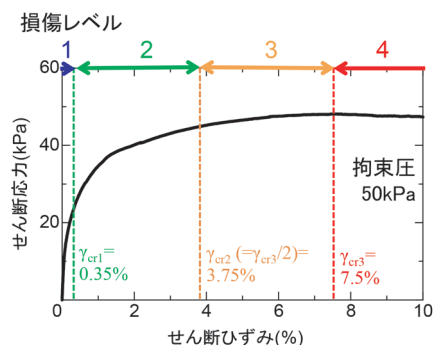
模型盛土形状とセンサー配置図を図 5 に示す。なお、以降では各種数値は遠心加速度 50G 場換算した値を示す。模型盛土は、セメント改良土で構築した強固な支持地盤上に、江戸崎砂を最適含水比付近で締固め度 $D_c = 95\%$ に締固めて作製し、加速度計とレーザ変位計により盛土内部の加速度および天端、法面の変位を計測した。このとき、撮影側の盛土に確実に滑り破壊が生じるよう、高速度カメラにより撮影する側の法面勾配は 1:1.0 とし、逆側は 1:2.5 とした。使用した江戸崎砂の物性を表 2、 $D_c = 95\%$ での各種地盤材料試験結果を表 3 に示す。また、 $D_c = 95\%$ の江戸崎砂の中空ねじりせん断試験を実施し、2 章に従って設定した損傷レベルを図 6 に示す。

3.3 実験結果

実験では、耐震標準²⁾に示されているスペクトル I 地

表 3 江戸崎砂 (Dc=95%) の特性

乾燥密度	ρ_d	1.622	g/cm ³
圧縮指数	C_c	0.055	
圧密降伏応力	P_c	318.1	kPa
粘着力	c	8.65	kPa
内部摩擦角	ϕ	36.4	deg.



限界値	定義
損傷レベル1 γ_{cr1}	E_{50} 相当の弾性領域の限界点 =0.35%
損傷レベル2 γ_{cr2}	最大せん断応力点に向かって ひずみが急増する点=3.75% (便宜的に破壊時せん断ひず みの1/2とする)
損傷レベル3 γ_{cr3}	最大せん断応力点を示す点 (破 壊時せん断ひずみ)=7.5%

図 6 江戸崎砂 Dc=95% の変形関係と損傷レベル

震動を入力した。図 7 に 5～30 秒間に撮影した画像を用いた画像解析より算出した天端沈下量、盛土中腹部の水平変位、最大法尻せん断ひずみの時刻歴を入力波と合わせて示す。損傷レベル 3 の限界値である 7.5% を赤破線で示しているが、29 秒付近で水平変位が急増して滑り破壊に至っていること、それ以前に最大法尻せん断ひずみが損傷レベル 3 の限界値である 7.5% を超えて損傷レベル 4 に達した 19 秒付近 (図中の③) から急増していることが分かる。図 8 に図 7 中に示した①～④の時点における最大せん断ひずみ分布を示すが、加振中に法尻部にせん断ひずみが集中しはじめ、損傷レベル 4 に達した③ 19.1 秒では内部に進展し、いわゆる潜在的な滑り線が発生していることが分かる。したがって、最大法尻せん断ひずみが損傷レベル 4 に達すると滑り破壊が始まると考えられ、損傷レベル 3 の限界値を安全性の限界値と設定するのが妥当であると判断出来る。なお、③ 19.1 秒時点の盛土内部の各種ひずみ分布を図 9 に示すが、滑り線に沿って膨張の水平ひずみ、圧縮の鉛直ひずみが生じているが、体積ひずみ分布としては 1% 程度と小さいことが分かる。したがって、鉄道盛土のように締固めが十分に行われている場合は、体積変化は無視してよいと考えられる。

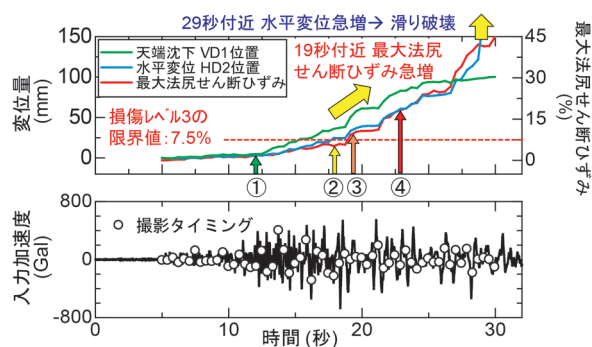


図 7 最大法尻せん断ひずみと各種変位量の時刻歴

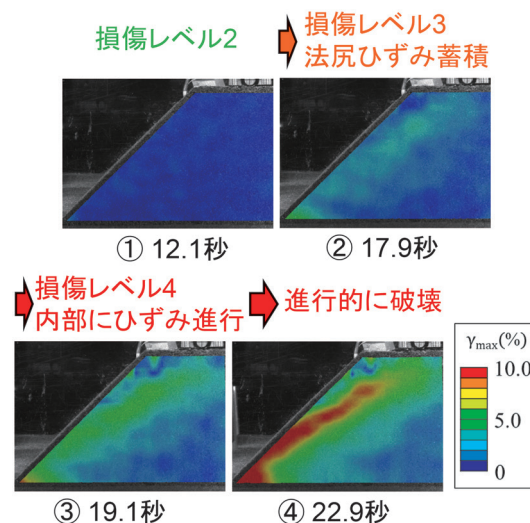


図 8 各損傷レベルの最大せん断ひずみ分布

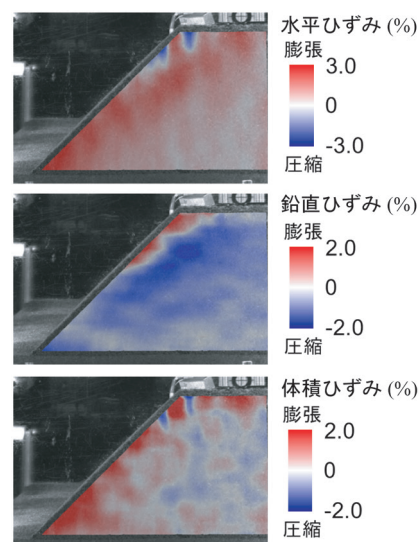


図 9 損傷レベル 3 超過時 (19.1 秒) のひずみ分布

4. GHE-S モデルを用いた応答値の算定例

4.1 応答値算定手法

3 章に示した遠心振動台実験結果から、提案する地震

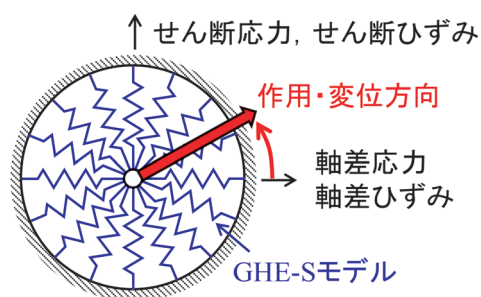


図 10 多重せん断ばねモデルの概念図

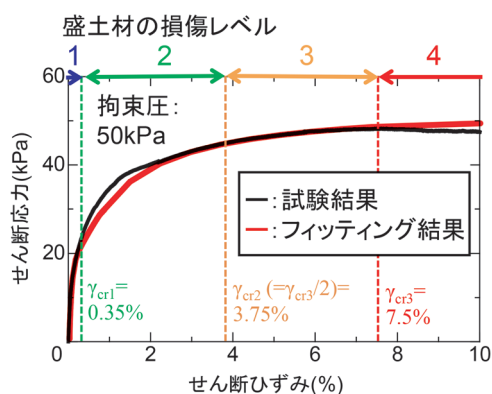


図 11 盛土材の変形特性と損傷レベルおよび GHE-S モデルによる再現結果

表 4 解析パラメータ

(a) せん断強度パラメータ

	粘着力(kPa)	内部摩擦角(度)
表層部(2m)	3.0	32.5
深部	9.5	32.5

(b) GHE モデルパラメータ

C1(0)	C1(∞)	C2(0)	C2(∞)	α	β
1.0	0.11	0.2	1.0	0.986	1.38

時の性能照査手法が妥当であると判断出来る。この方法では、破壊に関する安全性の照査指標として最大法尻せん断ひずみを、復旧性の照査指標として天端沈下量を用いる。これらの値を適切に求めるためには地震時の土の繰返しせん断挙動を精緻に再現する必要がある。このような挙動の再現手法として弾塑性構成モデルを適用した FEM 動的解析の適用^{例えば 12)}が第一に考えられるが、パラメータ設定等で煩雑な作業が必要となり、実務上の適用が難しいのが現状である。そこで、鉄道の表層地盤の挙動評価において一般的に使用されている GHE-S モデル¹³⁾を多重せん断ばねモデル¹⁴⁾(図 10)に組み込んだ 2 次元 FEM 動的解析の適用を検討し、遠心振動台実験の再現解析を試みた。なお、今回は多重せん断ばねを 18 本とし、5 度間隔でせん断挙動を考慮出来るようにした。

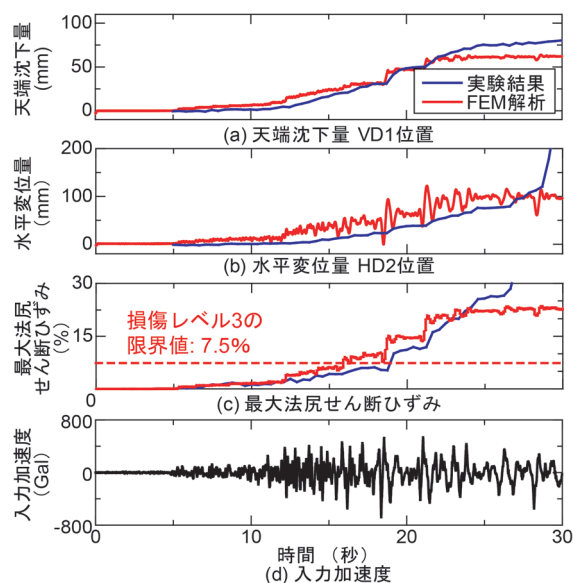


図 12 遠心振動台実験および FEM 解析から得られた各種応答時刻歴の比較

4.2 遠心模型実験を対象とした検証解析

検証対象としては、盛土材として江戸崎砂 $D_c=95\%$ を用いた 1:1.0 勾配盛土の 50G 場での遠心振動台実験とした。一般的に動的解析における地盤モデルのパラメータ設定では繰返しせん断試験から得られる $G/G_0-\gamma$ 関係をフィッティングすることでパラメータを設定するが、提案する盛土の安全性照査では破壊に関する安全性の限界値である損傷レベル 3 の限界値付近のモデル化が重要となる。したがって、図 11 に示すよう図 6 に示した盛土材のせん断応力～せん断ひずみ関係のうち、損傷レベル 3 区間を精緻にフィッティングするように設定した。使用した解析パラメータを表 4 に示す。なお、耐震標準²⁾での盛土表面の取り扱いや、実験における盛土表層の乾燥による強度低下を勘案し、表層 2m までは粘着力を 3.0kPa として設定している。FEM モデル作成後、せん断剛性一定(盛土中央部付近の拘束圧である 50.0kPa として設定)で実施した自重解析から得られた各要素の拘束圧を用いて初期剛性を設定し、その後、非線形自重解析により盛土の初期応力状態を再現した後、地震動を入力した。また、十分に剛な支持地盤上の盛土を想定し、支持地盤は弾性体とし、実験で計測され地震動を入力した。減衰にはレーリー減衰を用い、0.2Hz と 9.4Hz で減衰 3% となるよう $\alpha=0.07383$, $\beta=0.000994$ とした。

4.3 検証解析

再現解析から得られた天端沈下、水平変位および最大法尻せん断ひずみの時刻歴を図 12 に示す。実験において全体の滑りが生じた 29 秒付近まで、非常に精度良く天端沈下、水平変位を再現できていることが分かる。実

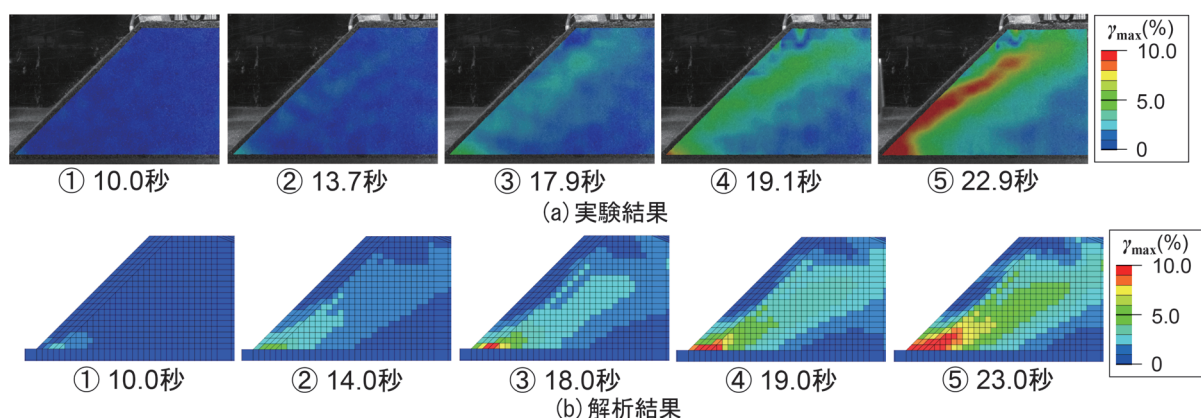


図 13 遠心振動台実験および FEM 解析から得られた最大せん断ひずみ分布の比較

験結果の天端沈下量は滑り土塊よりも天端中央側で計測しており滑りの影響が小さいため、破壊後の挙動を考慮しない本モデルでも精度良く評価できている。また、実験では 19 秒付近より進行性破壊が始まったと考えられるが、その時点までは最大法尻せん断ひずみの増加や累積傾向を再現出来ており、最大法尻せん断ひずみが損傷レベル 3 の限界値である 7.5% を超過する時点を精緻に評価出来る事が分かる。図 13 に実験と解析における加振中の最大せん断ひずみ分布の比較を示す。なお、解析では 1.0 秒間隔でひずみ分布等を出力したのに対して、実験では画像撮影を 0.5 秒間隔で設定したものの実際には約 0.4～0.5 秒間隔で撮影されたため、完全に一致した時刻ではないが、概ね同時刻のひずみ分布を示している。法尻を起点にひずみが蓄積し、滑り線付近にひずみが集中する損傷過程が適切に再現されている。また、本モデルでは体積変化を考慮出来ていないが、実験でも体積ひずみは非常に小さかったことも、実験と解析が一致した要因の一つである。したがって、鉄道盛土では十分な締固めを実施するため、復旧性の照査にも本モデルが適用可能と考えられる。

5. まとめ

本研究では、筆者らが提案する盛土の滑り破壊前の地震時損傷過程を考慮可能な性能照査手法の妥当性を確認することを目的とし、遠心模型実験による振動中の盛土の挙動観察と、応答値算定のための数値解析手法の検討を実施した。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 遠心力場で振動中の高速度・高解像度撮影が可能な計測システムを構築した。得られた画像から変形解析を行うことで、加振中の盛土の地震時損傷過程を観察可能とした。
- (2) 標準的な勾配である 1 : 1.5 勾配未満の場合は加振中に法尻部にせん断ひずみが集中し、盛土材の損傷

レベル 3 の限界値（破壊時せん断ひずみ）を超過すると全体の滑り破壊に至る可能性があることを確認した。これにより筆者らが提案する性能照査手法の妥当性を確認した。

- (3) 実験結果を再現可能な応答値算定手法として、鉄道分野で標準的に用いられる GHE-S モデルに多重せん断ばねモデルを組み合わせた構成モデルによる 2 次元動的 FEM 解析を検討した。本モデルを用いる際、実験から得られる盛土材のせん断応力～せん断ひずみ関係の損傷レベル 3 付近が整合するようにパラメータフィッティングすることで、初期状態から滑り破壊直前までの盛土の応答を精緻に算定可能であることを確認した。これにより、提案する盛土の性能照査手法を用いて安全性の照査が実施可能であることが確認できた。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，丸善出版，2007
- 2) 国土交通省鉄道局監修，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，丸善出版，2012
- 3) 藤原寅士良，中村貴志，谷口善則，高橋英明，金田淳：東北地方太平洋沖地震における鉄道盛土の被害要因に関する考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4，pp.I_79-86，2015
- 4) 藤原寅士良，中村貴志，谷口善則，高崎秀明，金田淳：東北地方太平洋沖地震鉄道盛土円弧すべり解析による被害要因の考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4，pp.I_87-94，2015
- 5) 三好忠和，常田賢一：盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響に関する一考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4，pp.I_1018-1031，2014
- 6) 江川祐輔，常田賢一，小田和広，中平明憲：地震時における

- 道路盛土の滑り破壊の制御工法に関する解析的検討, 土木学会地震工学論文集 (報告), Vol.29, pp.1319-1327, 2007
- 7) 鈴木聡, 太田剛弘, 井澤淳, 土井達也, 小島謙一, 大村直哉, 高橋章浩: 地震時の滑り破壊前の盛土の損傷レベル評価に関する遠心振動台実験 その1, 第55回地盤工学研究発表会, 2020
- 8) 小島謙一, 井澤淳, 土井達也, 鈴木聡, 太田剛弘, 高橋章浩, 大村直哉: 地震時の滑り破壊前の盛土の損傷レベル評価に関する遠心振動台実験 その2, 第55回地盤工学研究発表会, 2020
- 9) White, D. J., Take, W. A. & Bolton, M. D : Soil deformation measurement using particle image velocimetry and photogrammetry, *Geotechnique*, Vol.53, No.7, pp.619-631, 2003.
- 10) 井澤淳, 土井達也, 小島謙一: 滑り破壊前の損傷過程を考慮した盛土の地震時性能照査手法の検討, 第55回地盤工学研究発表会, 2020
- 11) 国土交通省鉄道局監修, 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, 丸善出版, 2006
- 12) 山本百華, 加藤知彦, 竹山智英, 飯塚敦: 盛土の遠心模型実験に対する動的数値シミュレーション, 第55回地盤工学研究発表会, 2020
- 13) 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, pp.494-497, 2006
- 14) Towhata, I. and Ishihara, K. : Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Fifth international conference on numerical methods in geomechanics, pp.523-550, 1985.

電車線の線路並行方向変位を表現する 解析モデルおよび平衡点計算法

山下 義隆* 佐藤 宏紀**

Modeling for Longitudinal Displacement of OCL and Method for Calculating Its Equilibrium Points

Yoshitaka YAMASHITA Koki SATO

Overhead contact lines (OCLs) are subject to longitudinal displacement due to factors such as temperature changes and external forces. Excessive longitudinal displacement may prevent the tensioning devices from performing their proper tension adjustment function. It is therefore important to develop a method for calculating the longitudinal displacement of OCLs and to be able to predict the longitudinal displacement in response to changes in temperature and external forces. This paper presents a model to represent the longitudinal displacement of OCLs on a curved track installing tensioning devices and hinged cantilevers at each support point and proposes a method for calculating the equilibrium points of the longitudinal displacement of the OCL. Furthermore, the proposed calculation method was verified by scale model tests.

キーワード：可動ブラケット，張力調整装置，電車線，平衡点

1. はじめに

電気鉄道の電車線は1500～1600m以下の長さで引き留めることが標準¹⁾とされている。電車線の張力をできるだけ均一に保つための設備として、引留区間の両端または片側に設置される自動張力調整装置、引留区間内で電車線を支持するために電柱に設置される可動ブラケットがある(図1)。外気温等の変化に伴う電車線の熱伸縮により生じる電車線の線路並行方向変位に対して、自動張力調整装置が働くことに加え、可動ブラケットが電車線の支持点を剛に固定するのではなく、ある程度の線路並行方向変位を許容する構造となっていることにより、引留区間内にわたって張力が均一となるように保たれている。自動張力調整装置の可動部と可動ブラケットが電車線の熱伸縮に追従して動くため、外気温等の変化に伴い電車線の線路並行方向変位が観測される。

ところが、電車線の熱伸縮以外の要因でも電車線の線路並行方向の変位が観測されることがある。具体的には、「パンタグラフのしゅう動摩擦や風圧荷重といった一時的な外力の作用によるもの」、「勾配による電車線の自重の線路並行方向分力や滑車式自動張力調整装置の重錘の不均衡といった継続的な外力の作用によるもの」などがある。このような要因による電車線の線路並行方向の変位のうち、引留区間内の電車線の全体が、片側の張力調整装置に偏るものがある。このうち、上記の勾配による

ものや重錘の不均衡によるものについては、発生メカニズムは自明である。しかしながら、文献1には、これら以外の発生状況として、「曲線路」や「可動ブラケットの配置(後述するI型あるいはO型の種類がまとまり連続する場合)」が挙げられており、これらの状況において電車線の線路並行方向変位が偏るメカニズムについては解明されていない。また、筆者らの過去の研究により²⁾、両端のばね式自動張力調整装置の特性(ばね定数や摩擦力)に差がある場合には、環境温度の変化に伴う電車線の熱伸縮が生じた際に引留区間内の電車線全体が線路並行方向に偏り得ることが分かっている。電車線の線路並行方向変位に偏りが生じ、その変位量が大きい場合、自動張力調整装置の可動域限界に達することで、正常な張力調整の機能を発揮することができなくなる。このように、電車線の線路並行方向変位が偏る現象の解明は重要な課題であるにもかかわらず、前述のように電車線の線路並行方向変位が偏る要因との因果関係が明確になっていないものがある。本論文では、電車線の線路並行方向変位が偏る現象の解明に資することを最終的な目

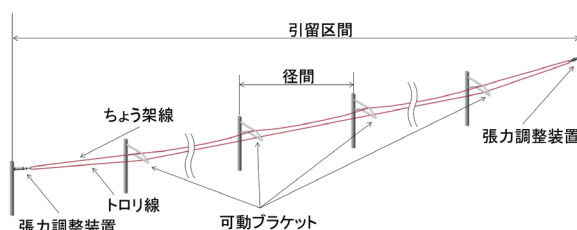


図1 引留区間内の電車線概略図

* 鉄道力学研究部 集電力学研究室

** 電力技術研究部 電車線構造研究室

的として、電車線の線路並行方向変位の計算方法について述べる。特に、文献1に記載されている電車線の線路並行方向変位が偏る要因のうち、電車線の線路並行方向変位の偏りとの因果関係が明確ではない要因を対象とすることも考慮して、線路並行方向変位を表現する解析モデルを提案し、これに対し可動ブラケットを含む曲線路に対応可能な電車線の線路並行方向変位の平衡点を求めるための計算方法を提案する。ここで、本論文における平衡点とは、引留区間内の電車線における温度変化や外力の作用などに対して電車線が静的釣り合い状態となるとき、の電車線各部の位置（座標）と定義する。平衡点を求めることで、両端の自動張力調整装置のストロークおよび引留区間内全ての可動ブラケットの回転角度を求めることができるため、温度や外力などの変化に対する自動張力調整装置のストロークや可動ブラケットの回転角度の増減を予測することなどに活用することができる。

2. 自動張力調整装置と可動ブラケット

自動張力調整装置には、主にばね式と滑車式の2種類がある（図2）。ばね式自動張力調整装置は、複数の円筒部材の組合せと、円筒内部のばねの剛性を利用して電車線に張力を付与するものである。滑車式自動張力調整装置は、電車線と重錘をワイヤロープと滑車を介して接続し、重錘の重量により電車線に張力を付与するものである。重錘と接続される滑車の径と架線と接続される滑車の径の比が重錘の上下変位に応じて変化し、重錘の移

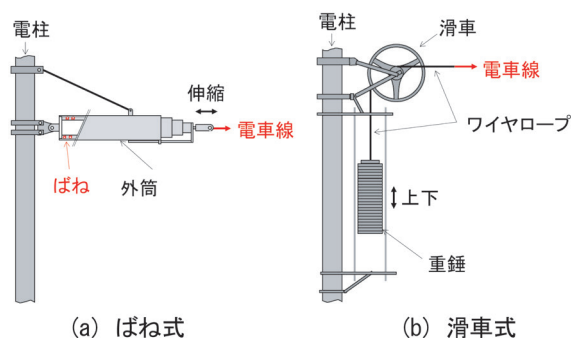


図2 張力調整装置の一例

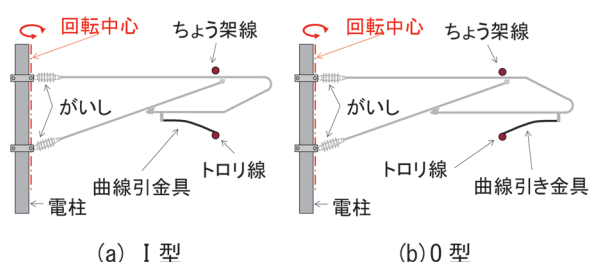


図3 可動ブラケット

動量に比例した反力が発生する。滑車式およびばね式の自動張力調整装置とともに、温度変化による電車線の伸縮などに伴いストローク（重錘の上下変位やばねの伸縮）が生じ、これにより電車線の張力には標準使用張力に対して数%から十数%の変動が生じる。

可動ブラケットは、電柱側のブラケット固定箇所をヒンジ支持としてブラケットに水平回転自由度を与えたものである。可動ブラケットは、電車線の温度変化などによる伸縮により回転し、電車線の張力調整を円滑に行っている。可動ブラケットには、I型およびO型があり（図3）、前者は電車線を線路に直交する方向の電柱側に引っ張り、後者は電車線を電柱の反対側に引っ張る。このとき、線条と電柱間に位置する可動ブラケット本体の主要な部材には、I型とO型の場合でそれぞれ引張方向の力および圧縮方向の力が作用している。海外では、基準とされる温度において、可動ブラケットの水平回転角度を線路に直交する角度となるように正確に調整しているとされている³⁾。

3. 解析モデル

3.1 概要

本論文では、複数の線条をヨークを介して両端でそれぞれ一つの自動張力調整装置で引き留めている場合を対象とする。図4に示すように、ヨークはちょう架線（図1の上部線条）とトロリ線（図1の下部線条）など2本の線条を一括して引き留めるための金具である。自動張力調整装置への取り付け点からちょう架線およびトロリ線の取り付け点までの距離を調整することで、ちょう架線およびトロリ線それぞれへの張力分配を調整することが可能である。単純化のため、本論文では曲線区間における電車線を以下に概説する方針でモデル化する（図5）。

① ヨークを介して一括で引き留められるちょう架線と

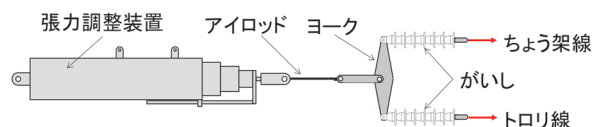


図4 ヨークを介した電車線の引き留め

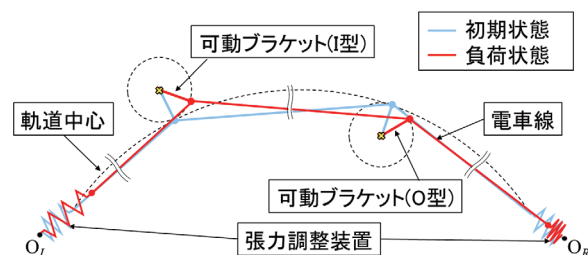


図5 モデルの概略図

トリ線路を1条の線路で表現する。

- ② 1条の線路で表現した電車線は、軸方向の温度伸縮および弾性変形のみを考慮した棒要素とする。
- ③ 電車線は、自動張力調整装置および可動ブラケットとの接続点を節点として要素を分割し、これら節点で電車線要素同士および電車線と自動張力調整装置および可動ブラケットとをピン結合する。
- ④ 自動張力調整装置を線形ばねで表現する。
- ⑤ 可動ブラケットを剛体棒要素で表現する。
- ⑥ 可動ブラケットの棒要素の回転中心を曲線路外側に配置することでI型、内側に配置することでO型を表現する。

図5を元に引留区間内においてN点で可動ブラケットに支持されている電車線を考える。このモデルでは、N点の可動ブラケットの種別（I型とO型）は任意の組み合わせとすることができる。また、半径Rの曲線路（図5中の点線で示す円弧）を表現する円弧の中心をOとする。可動ブラケットは、図中左側から順番に番号を付し、 i 番目の可動ブラケットが取り付けられている電柱における回転中心位置を O_i 、可動ブラケット長さ（ゲージ長）を G_i 、回転角度を θ_i とする。 i 番目の可動ブラケットと電車線の接続点に対応する節点を P_i と記し、特に $\theta_i=0$ に対する P_i を $P_i^{(0)}$ とする。すなわち点 P_i は回転中心 O_i 、回転半径 G_i の円軌道にその運動を拘束される。なお、回転角度 θ_i は、曲線路を表現する円弧とブラケットの回転軌跡を表現する円が接する点に節点が位置する条件（可動ブラケットが半径Rの円軌道に対して直角方向に位置する条件）を零とし、零点において電車線全体が左から右へ変位する方向を正とする。図中左側および右側の自動張力調整装置はそれぞればね定数 k_L および k_R を有するものとし、電車線全体が左から右へ変位する方向の伸縮量を正として、それぞれのばねの伸縮量を δ_L および δ_R とする。自動張力調整装置と電車線との接続点に相当する節点を左側および右側に対してそれぞれ P_0 および P_{N+1} と記す。特にすべての可動ブラケットに対して $\theta_i=0$ を満足する際の δ_L および δ_R を $\delta_L=0$ および $\delta_R=0$ と定義し、そのときの P_0 および P_{N+1} を $P_0^{(0)}$ および $P_{N+1}^{(0)}$ とする。本モデルにおいて、 P_0 および P_{N+1} はそれぞればねの固定点を O_L および O_R とする直線 $O_L P_0$ および直線 $P_{N+1} O_R$ にその運動を拘束されるものとする。

節点数は $N+2$ 個（ $i=0, 1, 2, \dots, N, N+1$ ）であり、線分 $P_{i-1} P_i$ は i 番目の径間の電車線長さであり、これを L_i とすると、弾性変形と温度伸縮を表現して次式で表現できる。

$$L_i = L_i^{(0)} (1 + \alpha \Delta t) \left(1 + \frac{T_i}{EA} \right) \quad (1)$$

ここで、 $L_i^{(0)}$ は線分 $P_{i-1}^{(0)} P_i^{(0)}$ の長さである。また E 、 A および α は電車線の縦弾性係数、断面積および線膨張係数であり、 Δt および T_i は基準温度からの温度変化量および i 番目の電車線要素における基準張力 T_0 からの張力変化量である。

3.2 幾何学的拘束条件

O_i 、 $P_i(0)$ 、 P_i 、 O_L および O_R の座標をそれぞれ (\bar{x}_i, \bar{y}_i) 、 $(x_i^{(0)}, y_i^{(0)})$ 、 (x_i, y_i) 、 (x_L, y_L) および (x_R, y_R) 、とおく。節点 P_0 および P_{N+1} の座標値 x_0, y_0, x_{N+1} および y_{N+1} の関係は、 P_0 および P_{N+1} の直線上への拘束条件より次式で表される。

$$\begin{cases} y_0 = \frac{y_L - y_1}{x_L - x_1} x_0 - \frac{x_1 y_L - x_L y_1}{x_L - x_1} \\ y_{N+1} = \frac{y_N - y_R}{x_N - x_R} x_0 - \frac{x_R y_N - x_N y_R}{x_N - x_R} \end{cases} \quad (2)$$

i 番目の節点は回転中心 O_i 、回転半径 G_i の円軌道に運動を拘束され、なおかつ $i-1$ 番目の節点を回転中心とした半径 L_i の円軌道にも運動を拘束される。これらの幾何学的拘束条件は次式で表される。

$$\begin{aligned} (x_i - \bar{x}_i)^2 + (y_i - \bar{y}_i)^2 &= G_i^2 \\ (i &= 1, 2, \dots, N) \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} (x_i - x_{i-1})^2 + (y_i - y_{i-1})^2 &= L_i^2 \\ (i &= 1, 2, \dots, N, N+1) \end{aligned} \quad (4)$$

なお、式(4)の L_i は式(1)に示すように未知数である i 番目の電車線要素の張力変化量 T_i の関数である。

3.3 力の釣合い条件

次に、節点における力の釣合いについて考える。自動張力調整装置に対応する節点の力の釣合いより、次式を得る。

$$\begin{cases} T_1 = -k_L \delta_L \\ T_{N+1} = k_R \delta_R \end{cases} \quad (5)$$

なお、 δ_R および δ_L は未知数である x_0, y_0 および x_{N+1}, y_{N+1} の関数であり、 P_0 および P_{N+1} の拘束条件（式(2)）より次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \delta_L &= \sqrt{(x_0 - x_R)^2 + (y_0 - y_R)^2} \\ &\quad - \sqrt{(x_0^{(0)} - x_R)^2 + (y_0^{(0)} - y_R)^2} \\ \delta_R &= \sqrt{(x_{N+1} - x_L)^2 + (y_{N+1} - y_L)^2} \\ &\quad - \sqrt{(x_{N+1}^{(0)} - x_L)^2 + (y_{N+1}^{(0)} - y_L)^2} \end{aligned} \quad (6)$$

続いての i 番目の節点 P_i の回転中心 O_i 、回転半径 G_i の円の接線方向の力の釣合いを考える（図 6）。 i 番目の節点 P_i における接線と i 番目の電車線要素とのなす角を ψ_i^L 、 i 番目の節点 P_i における接線と $i+1$ 番目の電車線要素とのなす角を ψ_i^R とすると、 i 番目の節点における力の釣合い条件は次式で表現できる。

$$(T_i + T_0)\cos\psi_i^L = (T_{i+1} + T_0)\cos\psi_i^R \quad (7)$$

$$(i = 1, 2, \dots, N)$$

なお、 ψ_i^L は x_{i-1} 、 y_{i-1} 、 x_i および y_i の関数、 ψ_i^R は x_i 、 y_i 、 x_{i+1} および y_{i+1} の関数であり、次式で表される。

$$\cos\psi_i^L = \frac{x_{i-1,i}\tilde{y}_i - \tilde{x}_iy_{i-1,i}}{\sqrt{x_{i-1,i}^2 + y_{i-1,i}^2}\sqrt{\tilde{x}_i^2 + \tilde{y}_i^2}}$$

$$\cos\psi_i^R = \frac{-x_{i-1,i}\tilde{y}_i + \tilde{x}_iy_{i-1,i}}{\sqrt{x_{i-1,i}^2 + y_{i-1,i}^2}\sqrt{\tilde{x}_i^2 + \tilde{y}_i^2}} \quad (8)$$

$$x_{i-1,i} = x_i - \tilde{x}_i, y_{i-1,i} = y_i - \tilde{y}_i,$$

$$\tilde{x}_i = x_i - \bar{x}_i, \tilde{y}_i = y_i - \bar{y}_i$$

ただし、 x_{i-1} 、 y_{i-1} 、 x_i 、 y_i 、 x_{i+1} および y_{i+1} は未知数である。

4. 平衡点の計算方法

前章に示したとおり、未知数の数は、各節点の x 座標と y 座標を合わせた $2N+4$ 個と各電車線要素の張力変化量 T_i の $N+1$ 個の合計 $3N+5$ 個であり、式 (2)～(5) および式 (7) の $3N+5$ 個の式から全ての未知数を求めることができる。式 (2)～(5) および式 (7) より、関数 \mathbf{H} および未知数ベクトル ξ を次のように定義する。

$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} a_R x_0 + b_R - y_0 \\ a_L x_{N+1} + b_L - y_{N+1} \\ (x_1 - x_0)^2 + (y_1 - y_0)^2 - L_1^2 \\ \vdots \\ (x_i - x_{i-1})^2 + (y_i - y_{i-1})^2 - L_i^2 \\ \vdots \\ (x_{N+1} - x_N)^2 + (y_{N+1} - y_N)^2 - L_{N+1}^2 \\ (x_1 - \bar{x}_1)^2 + (y_1 - \bar{y}_1)^2 - G_1^2 \\ \vdots \\ (x_j - \bar{x}_j)^2 + (y_j - \bar{y}_j)^2 - G_j^2 \\ \vdots \\ (x_N - \bar{x}_N)^2 + (y_N - \bar{y}_N)^2 - G_N^2 \\ T_1 - k_R \delta_R \\ T_{N+1} + k_L \delta_L \\ (T_0 + T_2)\cos\psi_1^L - (T_0 + T_1)\cos\psi_1^R \\ \vdots \\ (T_0 + T_{i+1})\cos\psi_i^L - (T_0 + T_i)\cos\psi_i^R \\ \vdots \\ (T_0 + T_{N+1})\cos\psi_N^L - (T_0 + T_N)\cos\psi_N^R \end{bmatrix}, \quad \xi = \begin{bmatrix} x_0 \\ \vdots \\ x_{N+1} \\ y_0 \\ \vdots \\ y_{N+1} \\ T_1 \\ \vdots \\ T_{N+1} \end{bmatrix} \quad (9)$$

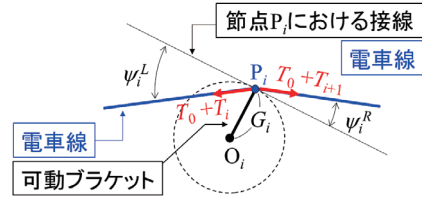


図 6 節点 P_i まわりの力の釣合い

本モデルにおける平衡点を求める問題は、次式を満足する ξ を求めることと等価である。

$$\mathbf{H}(\xi) = 0 \quad (10)$$

式 (10) は非線形連立方程式であり、本論文ではこれを Newton 法による反復計算により解く。まず適当な $\xi^{(1)}$ を反復計算の初期値として与え、式 (11) により解の修正を行い式 (12) で定義する誤差が十分小さくなるまで反復計算を実施する。

$$\xi^{(k)} = \xi^{(k-1)} - \left(\frac{\partial \mathbf{H}}{\partial \xi} \right)^{-1} \mathbf{H}(\xi^{(k-1)}) \quad (11)$$

$$e_1 = \frac{1}{3N+5} \left\| \frac{\xi^{(k)} - \xi^{(k-1)}}{\xi^{(k-1)}} \right\| \quad (12)$$

ここで、上付き括弧内の文字（例えば、 (k) ）は反復回数を表し、 $\|\bullet\|$ は 2 乗ノルムである。反復計算の過程で誤差が増減を繰り返し収束しない場合には、文献 4 などによる減速ニュートン法を参考にして、式 (11) を次のように変更して修正量を減少させ、次ステップの反復計算を実施した。

$$\xi^{(k)} = \xi^{(k-1)} - \mu \left(\frac{\partial \mathbf{H}}{\partial \xi} \right)^{-1} \mathbf{H}(\xi^{(k-1)}) \quad (\mu < 1) \quad (13)$$

また、式 (11) および式 (13) における関数 \mathbf{H} の導関数は、数値微分により求めた。なお、得られた解は、安定な平衡点および不安定な平衡点のいずれにも収束する可能性がある。求められた解が安定な平衡点か不安定な平衡点かを判別するためには、文献 5 に示す動的シミュレーションによる計算方法を併用することにより判別できる。

5. 模型試験

5.1 模型概要

本章では、模型試験により第 4 章の計算方法の妥当性を検証する。模型試験では、引留区間内に一つのみの可動ブラケットで支持されている電車線を模擬して、図 7

のように模型を構成する。電車線に相当する線条は $\phi 2\text{mm}$ のステンレスワイヤロープとし、可動ブラケットに相当する部材として両端にベアリングが内蔵されたリンクを用いた。ワイヤロープに張力を付与する自動張力調整装置に相当する要素としてコイルばねを用いた。リンクは、回転中心となる一端を支柱で固定した。支柱の y 軸方向位置 y_0 を変更することにより、I型およびO型の可動ブラケットに対応させることができる。座標系は図7に示すように、ワイヤロープの線路並行方向に x 軸、水平面内で x 軸に直交する方向に y 軸、鉛直方向に z 軸をとる。また、模型試験に関するパラメータ G をリンクの回転中心からワイヤロープ取付位置までの距離（可動ブラケット長さ）に相当、本試験では 100mm ）、 θ をリンクの回転角度、 k_L および k_R を左右両端の自動張力調整装置のばね定数、 L_S を $\theta=0(^{\circ})$ におけるコイルばねの全長（本試験では 236mm ）、 S をコイルばね固定点からリンク回転中心までの x 軸方向距離（本試験では 2150mm ）、 ϕ_L および ϕ_R をリンクの回転角度 θ におけるリンクの左右のワイヤロープと x 軸のなす角、 φ をリンクの回転角度 $\theta=0$ におけるワイヤロープと x 軸のなす角、 R を曲率半径とする。

リンクの回転中心側の反対側には、ワイヤロープを固定する円柱状の部材を取り付けている。リンクの両端における支柱および円柱状の部材はベアリングを介してリンクに取り付けられているため、滑らかな回転運動が可能である。ワイヤロープの両端をコイルばねを介して引き留める際に、コイルばねに予引張力を与えることにより、ワイヤロープに張力を付与した。本試験に対しては、付与した張力はリンクの回転角度 $\theta=0(^{\circ})$ において 75N であった。模型試験の各パラメータより、相当する曲率半径を次式で求めることができる。

$$R = \frac{(G + y_0 - L_S \sin \varphi)^2 + (S - L_S \cos \varphi)^2}{2(G + y_0 - L_S \sin \varphi)} \quad (14)$$

両端のばね固定点直上に設置した巻込型変位計およびワイヤロープの線路並行方向に対して直角方向側（ y 軸側）に設置した巻込型変位計（いずれも図7中からは省略）によりリンクの先端の変位を測定し、その測定値からリンクの回転角度を求めることができる。

5.2 試験概要および試験結果

前節で示した模型を用いて、表1の条件により試験を実施する。 $k_L=k_R=0$ なる条件は、ばね定数が非常に小さい状況を模擬するために、反力が生じない要素として、コイルばねの代わりに滑車を介した重錘で張力を付与した条件である。

各条件に対して、リンクに外力を加えて回転させた状

態から除荷した際に生じるリンクの回転角度の収束値を測定した結果と第4章の計算方法で求めた平衡点の結果の比較を表2に示す。なお、反復計算を行うための未知数の初期条件 $\xi^{(1)}$ は次のように与えた。

- ・自動張力調整装置のストローク δ_L を与え、 δ_L の値と線条の伸縮を無視した場合に幾何学的拘束条件により一意に決まる x_0, x_1, x_2, y_0, y_1 および y_2 を初期条件とした。
- ・張力変化量に関連する値（ T_1, T_2 ）は全て零とした。
- ・複数の平衡点が存在する可能性を考慮し、 δ_L の初期値として $0\text{mm}, 50\text{mm}, 100\text{mm}$ の3種類に対して計算を実施し、同じ解に収束する場合には重複を避けて結果を記録した。

計算の結果、条件1、条件2および条件4の平衡点に対するリンクの回転角度は 0° であり、条件3の平衡点については 0° および 120° が得られた。模型の対称性から、平衡点に対するリンクの回転角度が 0° 以外に存在する場合には、初期条件を調整することで絶対値が同じ

表1 試験条件

	張力調整装置 (N/m)	可動 ブラケット	曲線半径 (m)
条件1	$k_L=k_R=500$	O型	$R=41.17$
条件2	$k_L=k_R=500$	I型	$R=41.17$
条件3	$k_L=k_R=0$	O型	$R=15.48$
条件4	$k_L=k_R=0$	I型	$R=23.16$

表2 試験結果

	計算結果	実験結果
条件1	0.0°	-2.8°
条件2	0.0°	4.9°
条件3	0.0° 119.8°	124.0°
条件4	0.0°	-5.3°

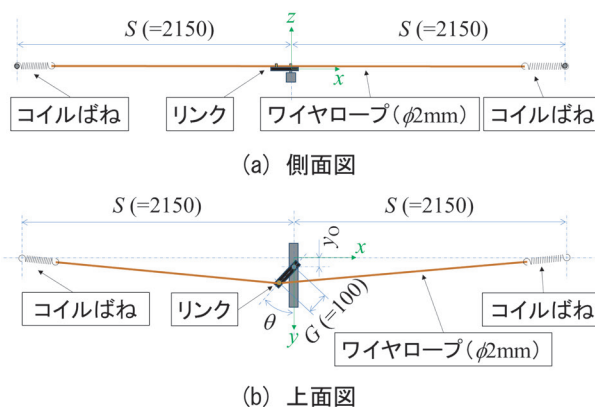
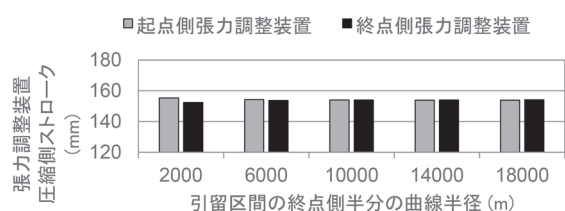
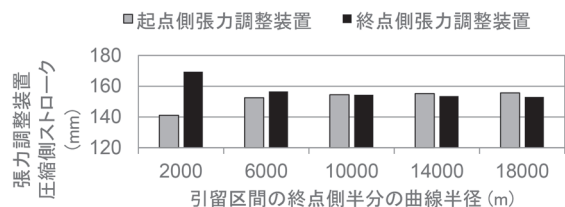


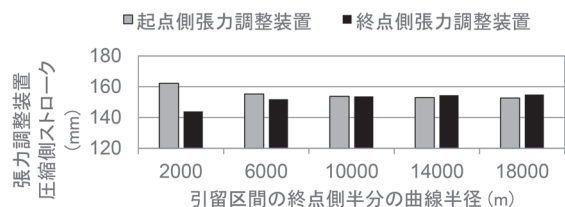
図7 模型概要図



(a) I型とO型の可動ブラケットを交互配置



(b) 引留区内全てO型の可動ブラケットを配置



(c) 引留区内全てI型の可動ブラケットを配置

図9 基準温度から20℃上昇した際の張力調整装置のストローク変化量の計算例
(引留区間内の軌道曲率半径の非対称性の影響)
※引留区間の起点側半分の曲率半径は10000m

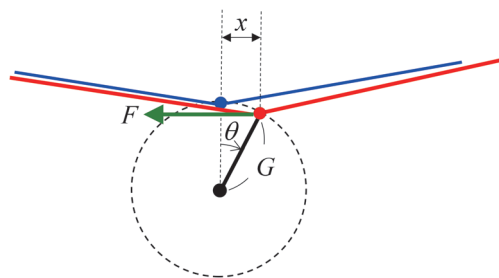


図10 可動ブラケット回転時の電車線線路並行方向変位と復元力

線の線路並行方向変位に対する正および負のばね定数をもつばねとして作用することが分かる。さらに、ばね定数の絶対値の大きさは、径間長、曲率半径、可動ブラケットの回転半径および張力によって決まることがわかる。したがって、引留区間内には、両端の自動張力調整装置に加えて、各支持点にばね要素が分布していると考えることができる。図8と図9の結果と式(15)から、両端の自動張力調整装置のストロークに差が生じる条件は、引留区間内におけるばね要素のばね定数の分布が引留区間の中央に対して非対称となる条件と言換えることができると示唆される。

図8と図9の計算例では、電車線線路並行方向変位の偏りの量はそれほど大きなものではないが、可動ブラケットのI型とO型の配置に加えて、曲率半径、可動ブラケットの回転半径、径間長で決まる引留区間内のばね要素のばね定数の分布が、引留区間中央に対して非対称である場合や両端の自動張力調整装置の個体差が大きい場合²⁾などの複数の要因により、両側の自動張力調整装置のストロークに差が生じ、いずれかの自動張力調整装置がストローク限界に達する場合も考えられる。第3章で示したモデル化および第4章で示した計算方法により、設計時において可動ブラケットの配置を検討する場合や電車線の線路並行方向変位の偏りの対策が必要と判断された場合に、温度変化に伴う電車線線路並行方向変位の偏りを抑制する意味で最も効果的な可動ブラケットの配置や流止装置の設置位置を検討する場合などに役立つ知見であると考えられる。また、可動ブラケット交換の際に温度伸縮を考慮して可動ブラケットを適正な角度で取り付ける際に本計算方法を活用できると考えられる。

7. まとめ

本論文では、自動張力調整装置、可動ブラケットを含む曲線路における電車線の線路並行方向変位を表現する解析モデルを構築し、これに対して電車線の線路並行方向変位の平衡点を求めるための計算方法を提案した。

模型試験により得られた可動ブラケットに相当するリンクの回転角度の収束値と提案した計算方法により得られた可動ブラケットの回転角度の収束値を比較すると、両者はよく一致し、提案した計算手法により可動ブラケットの回転角度および両端の自動張力調整装置のストロークに対する平衡点を正確に求められることがわかった。

今後は、本計算手法を電車線の線路並行方向変位の偏りの現象解明などに活用する。なお、自動張力調整装置および可動ブラケットは、引留区間内の電車線の張力をできるだけ均一に保ち、集電性能を維持するための設備であるため、温度変化が電車線の線路並行方向の変位に与える影響だけではなく、引留区間内の電車線の張力分布に与える影響ならびに集電性能への影響を調査することが最も重要であり、今後の重要な課題である。また、電車線を構成する複数の線条をそれぞれ別の自動張力調整装置で引き留める構造や自動張力調整装置の摩擦等を含む個体差も電車線の線路並行方向変位や張力分布に影響を与えると考えられるため、このような要因を考慮に入れたモデル・計算法の改善も今後の課題である。

文 献

- 1) 日本鉄道電気技術協会：鉄道技術者のための電気概論 電

- 車線路シリーズ 3 電車線装置, pp.109-112, 2003
- 2) 佐藤宏紀, 山下義隆, 諏訪和徳, 川本海: 電車線の流れおよび中性点の移動に対する検討, 電気学会 交通・電気鉄道／リニアドライブ合同研究会, pp.41-46, 2022
- 3) Andreas Geim, *Festpunkt-Symmetrie trotz Zugkraftänderungen durch Rückstellkräfte*, Elektrische Bahnen, Vol.119, No.9, pp.358-369, 2021.
- 4) 杉原正顕, 室田一雄: 数値計算法の数理, 岩波書店, pp.75-76, 1994
- 5) 山下義隆, 佐藤宏紀: 電車線の長手方向変位に対する平衡点計算法, 日本機械学会論文集, 第 90 巻, 第 932 号, 2024

P 波規定値超過判定手法による早期地震警報の 即時性と正確性の検証

森脇 美沙* 津野 靖士** 是永 将宏*

Immediacy and Accuracy of Earthquake Early Warning Method Based on P-wave Threshold Exceedance
Applied to the 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake

Misa MORIWAKI Seiji TSUNO Masahiro KORENAGA

The immediacy and accuracy of the earthquake early warning method based on P-wave threshold exceedance was verified by applying it to data from the 2004 Mid-Niigata Prefecture earthquake. The result confirmed that it is possible to issue an earthquake warning in less than one second in the vicinity of the earthquake source fault region by directly predicting the S-wave by multiplying the pre-calculated amplitude ratios of the S-wave to the P-wave by the P-wave observed in real time. Furthermore, the logarithmic standard deviation of the peak ground acceleration (PGA) of the observed S-wave from the PGA of the predicted S-wave was as small as 0.284, indicating that this method can predict S-wave amplitudes with high accuracy.

キーワード：P 波規定値超過判定手法，早期地震警報，S 波/P 波振幅比，2004 年新潟県中越地震

1. はじめに

鉄道のソフト面からの地震防災対策として，地震発生直後の迅速かつ適切な早期地震警報により走行中の列車を減速・停止させることは非常に重要である。鉄道沿線やその周辺の海岸部および内陸部には数 km～数 10km 間隔で地震計が設置されており，揺れの大きさがある規定値を超過した場合に警報を出力する手法¹⁾や，P 波初動を使用して地震諸元推定を行い被害が予測される範囲に警報を出力する手法²⁾が現在運用されている。前者の手法（通称：S 波警報）は主に主要動である S 波部分で警報を出力しており，警報発令から沿線に主要動が到達するまでの余裕時間がほとんど確保できないことが多い。後者の手法（通称：P 波警報）は地震諸元を推定するのに P 波開始から 1 秒以上のデータを要する。したがって地震検知から警報出力までに少なくとも 1 秒以上かかり，沿線近傍で発生する内陸地震に対しては警報出力が遅れる場合もある。

そこで近年，P 波に対して S 波/P 波の比を掛け合わせることで観測点直下のサイト特性を直接反映させ，精度良く S 波を予測できる新たな警報手法が開発されてきた^{3) 4)}。この「P 波規定値超過判定手法」はこれまでに，福島県沖で発生した中規模地震⁴⁾や巨大地震である 2011 年東北地方太平洋沖地震⁵⁾，内陸地震である 2016 年熊本地震⁶⁾を対象に，警報の即時性や S 波の予測精度

について実証されてきた。一方，今後本手法を鉄道の早期地震警報に導入するためには，即時性や S 波予測精度に加えて，警報出力判断の正確性について現行の警報手法と比較検証する必要がある。

本研究では 2004 年新潟県中越地震の，鉄道沿線での記録を含む本震データに適用することで，鉄道沿線近傍で発生する内陸地震に対する本手法による警報の即時性および警報出力判断の正確性について検証する。

2. データ

本研究では，防災科学技術研究所の K-NET および KiK-net⁷⁾，東日本旅客鉄道株式会社の地震検知点で記録された地震データを使用した。図 1 に観測点位置を示す。解析には 2004 年新潟県中越地震の本震データと，2006 年 2 月～2014 年 9 月に発生した気象庁マグニチュード (M_j) 4.0～5.9 である 87 の中小規模地震のデータを使用した。図 1 に 2004 年新潟県中越地震本震の震央位置と震源断層の地表投影面⁸⁾をあわせて示す。また，図 2 に 87 地震の震源位置とマグニチュードを示す。

3. P 波規定値超過判定手法

3.1 手法の概要

図 3 に P 波規定値超過判定手法の概念図を示す。本手法は，P 波に対して事前に過去の地震データを用いて算出した S 波/P 波振幅比を乗ずることで S 波を直接予測するものであり，従来の主に S 波部分で警報出力さ

* 鉄道地震工学研究センター 地震解析研究室

** 元 鉄道地震工学研究センター 地震解析研究室

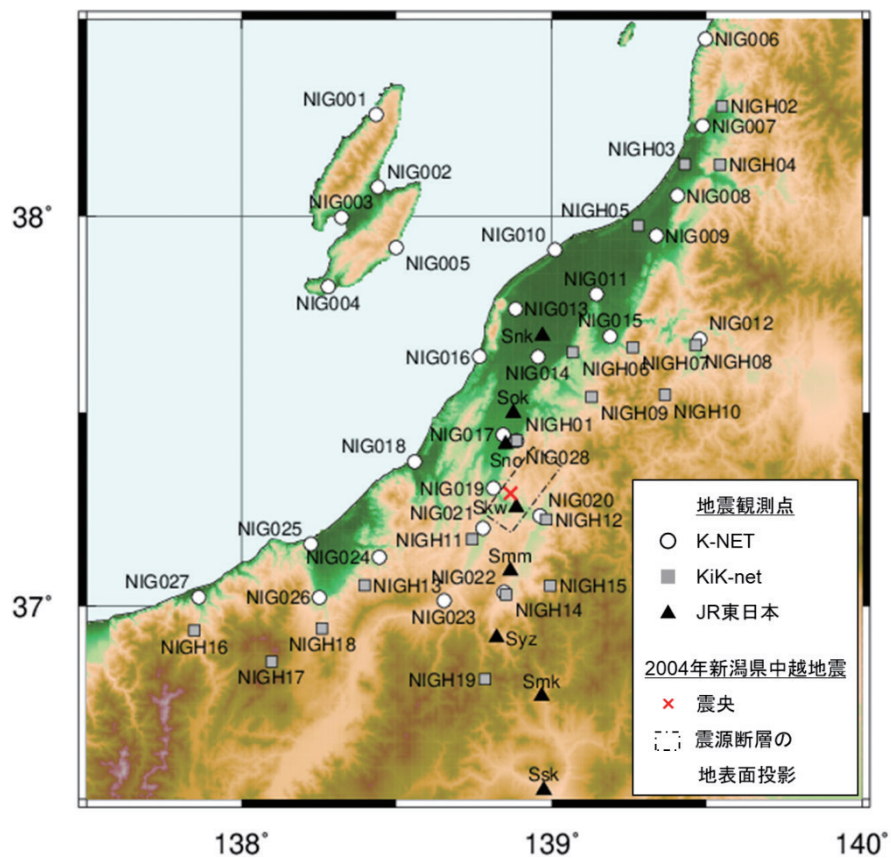


図1 使用した地震データの観測点位置

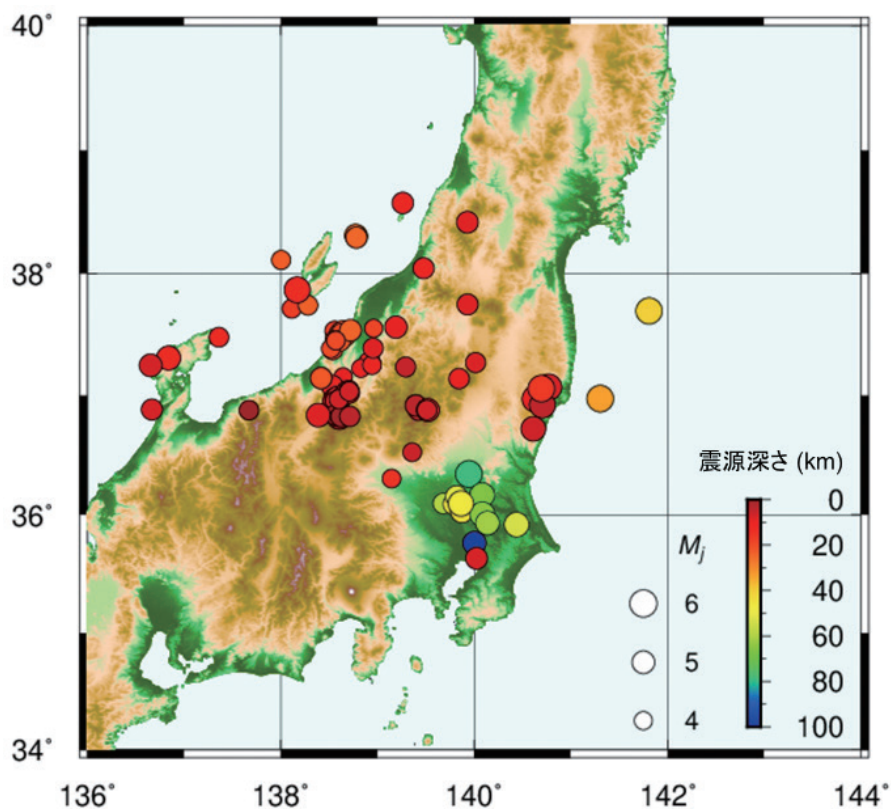


図2 使用した地震データの震源位置とマグニチュード

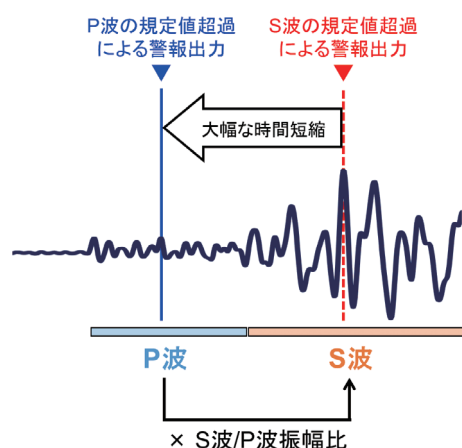


図3 P波規定値超過判定手法の概念図

れる手法よりも大幅に速く警報を出力できる可能性がある。本手法は既往の研究により次のように定式化されている⁴⁾。

$$\log O_s^S(\omega) = \log O_s^P(\omega) + b(\omega) \quad (1)$$

ここで、 O_s^S は地表の S 波フーリエスペクトル、 O_s^P は地表の P 波フーリエスペクトルである。また、 $b(\omega)$ には震源、伝播経路、P 波および S 波のサイト増幅特性の影響が含まれているが、S 波/P 波のフーリエスペクトル比に対しては震源と伝播経路の影響は十分小さいことが知られている³⁾。この式(1)を時間領域で展開することで、リアルタイムで観測された P 波振幅に対し S 波/P 波振幅比を乗じて S 波振幅を予測することが可能となる。なお、S 波/P 波振幅比は各観測点のサイト増幅特性をよく反映しており、これを用いることで観測点ごとの地盤情報を考慮した高精度な S 波予測が可能となる。

3.2 S 波/P 波振幅比

観測点ごとに固有の S 波/P 波振幅比は、あらかじめ過去の地震データを使用して求めておく必要がある。本研究では、図1に示した各観測点の S 波/P 波振幅比を、図2に示した 87 地震の加速度記録から算出した。S 波/P 波振幅比の算出手順を以下に示す。

- (1) P 波および S 波の開始時刻を読み取る。

上下成分の P 波開始時刻から、さらに南北成分および東西成分の S 波開始時刻から、それぞれ 10.24 秒のデータ区間を抽出する。もし P 波開始時刻から S 波開始時刻までが 10.24 秒に満たない場合はデータ区間長を P 波開始時刻から S 波開始時刻の直前までとし、P 波部分に S 波が混入しないようにする。

- (2) 上下成分から抽出したデータを用いて P 波の PGA (地表面最大加速度) を求める。また、南北成分

および東西成分から抽出したデータを用いてそれぞれ PGA を算出し、それらの相乗平均をとることで S 波の PGA を求める。

- (3) S 波の PGA を P 波の PGA で除することで S 波/P 波の振幅比を算出する。
- (4) すべての地震データについてそれぞれ手順 (1) ~ (4) にしたがって S 波/P 波振幅比を求め、それらに対数平均したものを最終的にその観測点の S 波/P 波振幅比とする。

図4に平均および個々の S 波/P 波振幅比を観測点ごとに示す。また、図5に平均の S 波/P 波振幅比を地図上で示す。図4および図5から、S 波と P 波の振幅比は観測点によって 2 倍~10 倍と大きく異なることが見て取れる。このことは、観測点ごとのサイト増幅を把握することの重要性を示している。

図6に、2004 年新潟県中越地震の震源近傍に位置する K-NET 小千谷観測点 (NIG019) を例として、図2に示した 87 地震で得られた地表の観測 P 波と地表の観測 S 波との関係を示す。なお、図4(a)で示したように、K-NET 小千谷観測点の S 波/P 波振幅比の平均は 3.86、標準偏差 σ は 0.315 である。図6より、地表の観測 P 波と地表の観測 S 波は、式(1)で示したように線形関係にあることがわかる。

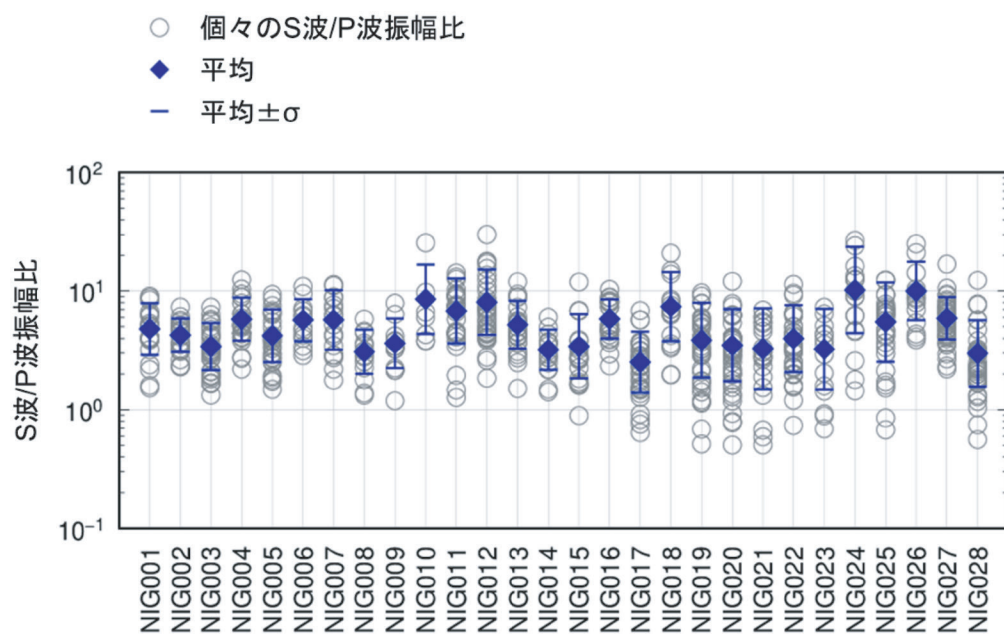
4. 2004 年新潟県中越地震への適用

4.1 警報の即時性の検証

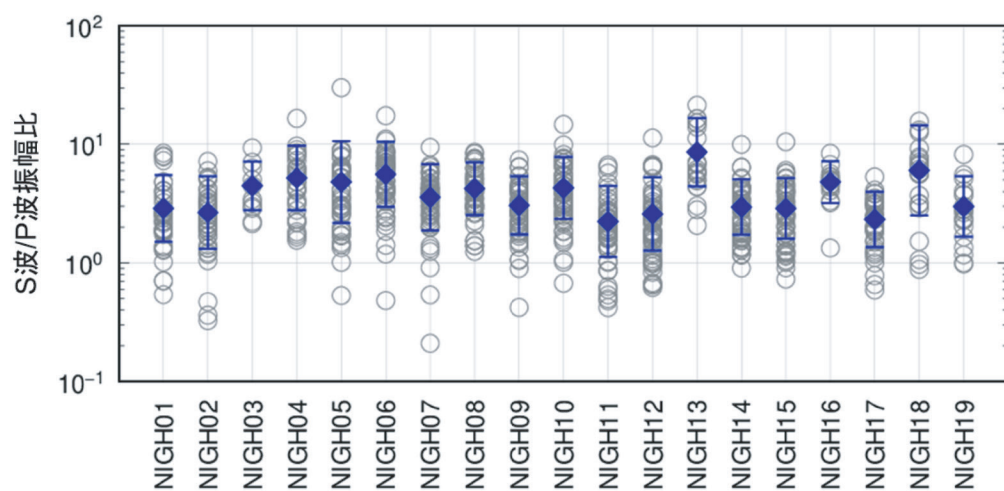
P 波規定値超過判定手法を 2004 年新潟県中越地震の本震データに適用し、警報の即時性について確認した。図7に、K-NET 小千谷観測点を例として、観測された P 波に 3.2 節で算出した振幅比をリアルタイムで乗じて S 波を予測するという本手法の処理過程を示す。P 波が検出された直後に、観測された P 波の最大加速度 (PGA) に S 波/P 波振幅比 (K-NET 小千谷観測点では 3.86) をリアルタイムで乗じて S 波の PGA を予測している。ここで警報基準値を 80cm/s^2 とすると、P 波検出から 0.09 秒後に予測の S 波 PGA が 80cm/s^2 を超過したため、警報が出力された。このことは、現在の S 波警報や P 波警報よりも非常に速く警報を出力することができるという、本手法による警報出力の即時性の高さを示している。

4.2 警報出力判断の正確性の検証

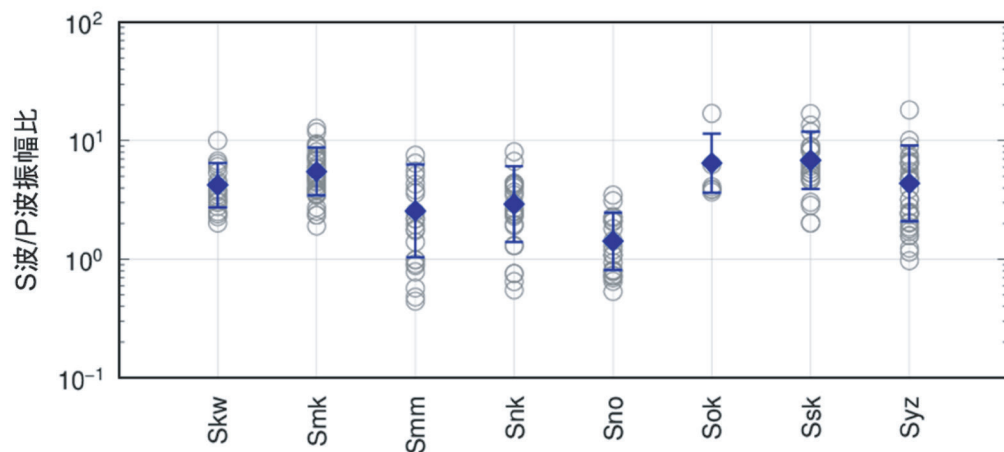
図1に示した地震観測点について、それぞれ P 波規定値超過判定手法を 2004 年新潟県中越地震の本震データに適用し S 波予測を行った。図8に、観測 S 波 PGA と予測 S 波 PGA との比較結果を示す。予測 S 波に対する観測 S 波の残差の対数標準偏差は 0.284 と、精度よく



(a) K-NET



(b) KiK-net



(c) JR 東日本

図4 各観測点の平均および個々のS波/P波振幅比

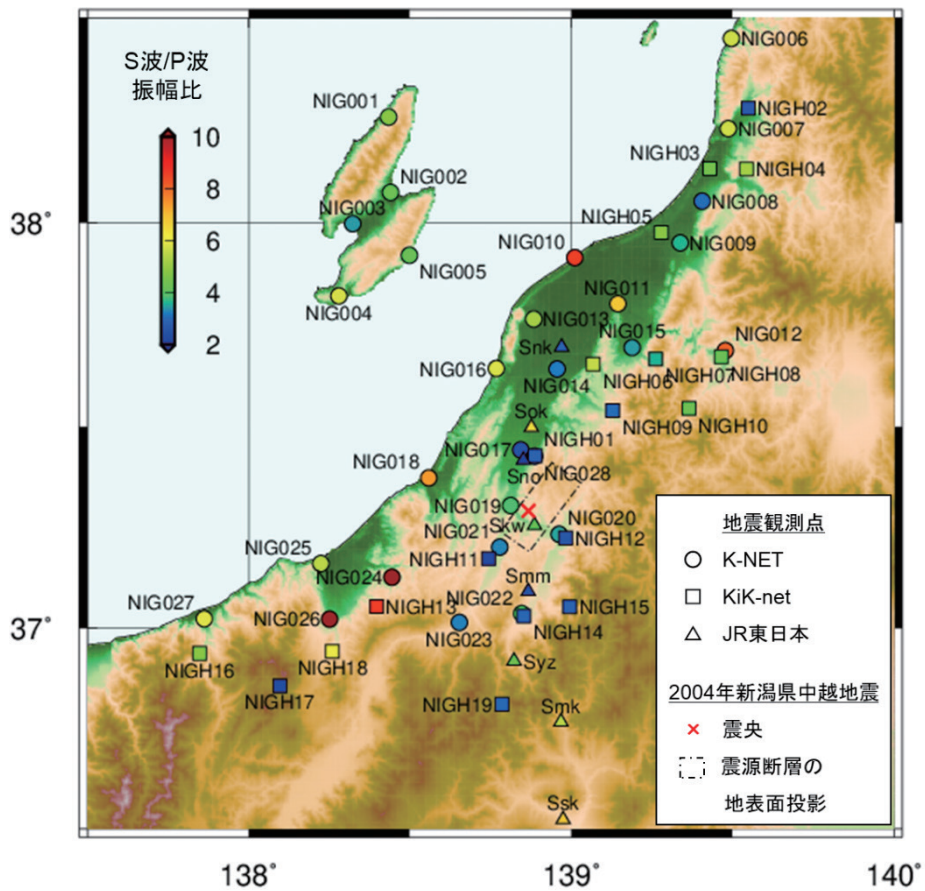


図5 各観測点の平均のS波/P波振幅比

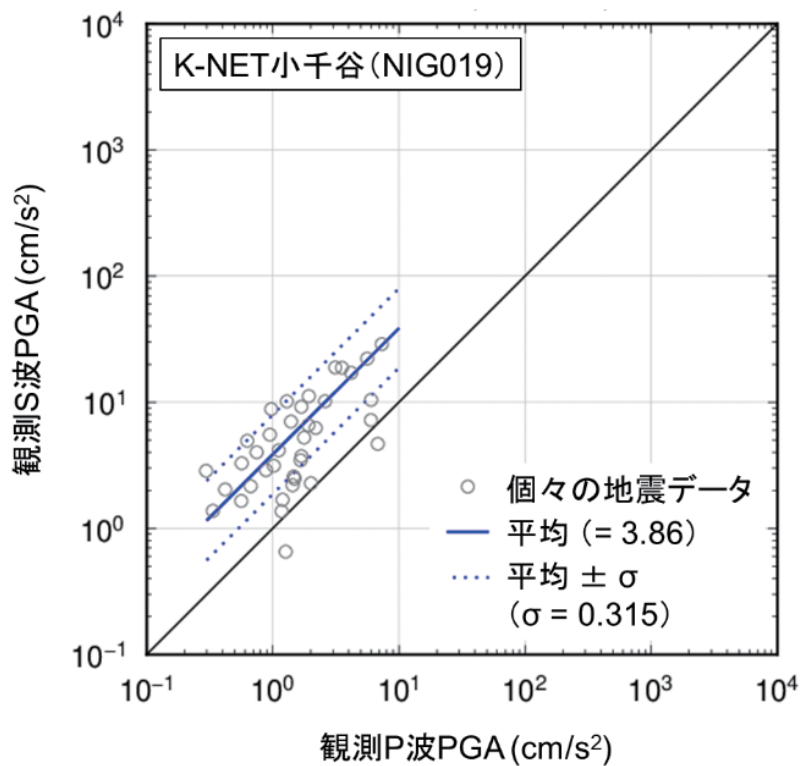


図6 観測P波と観測S波の関係 (K-NET小千谷)

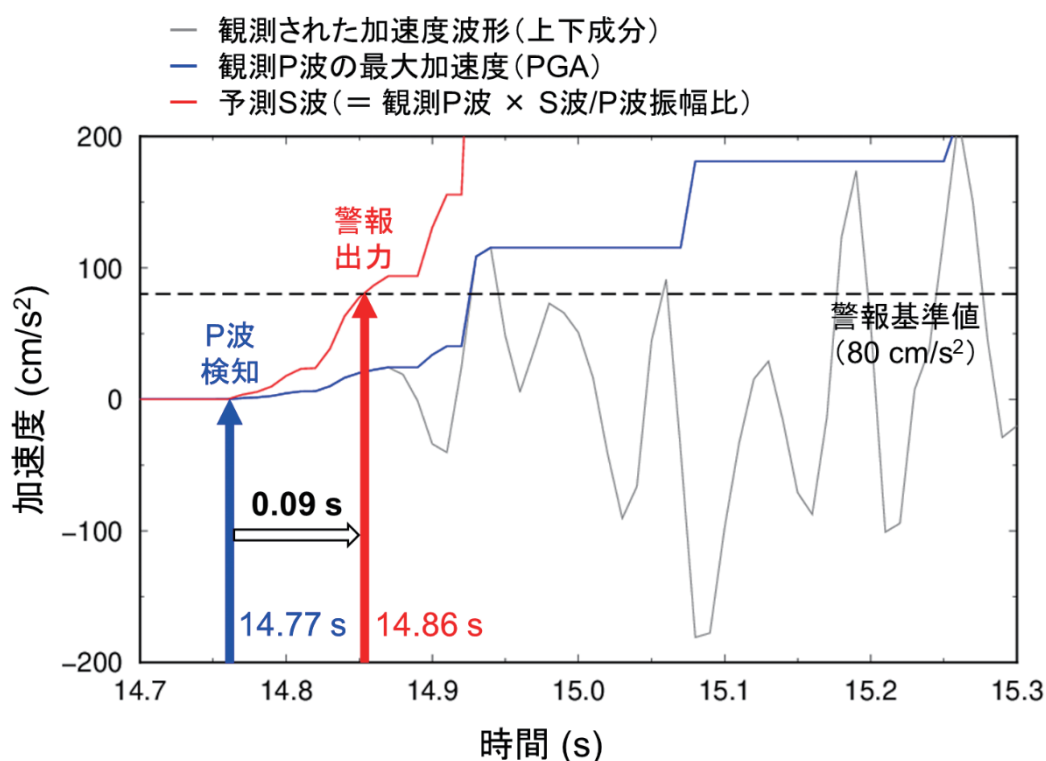


図7 2004年新潟県中越地震への適用 (K-NET 小千谷)

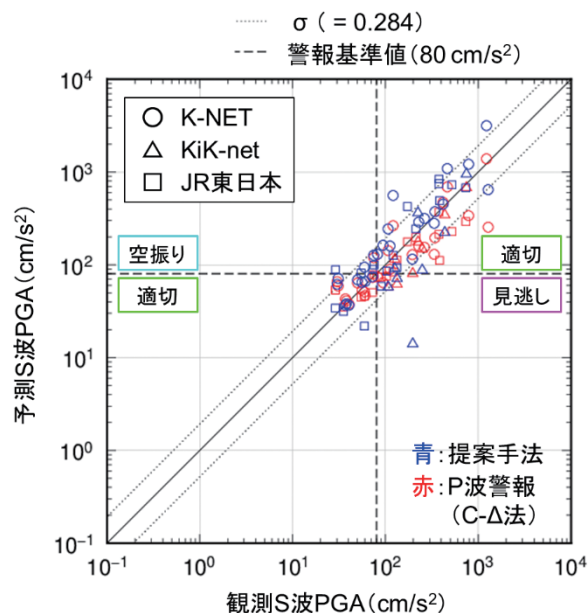


図8 観測 S 波と予測 S 波の関係

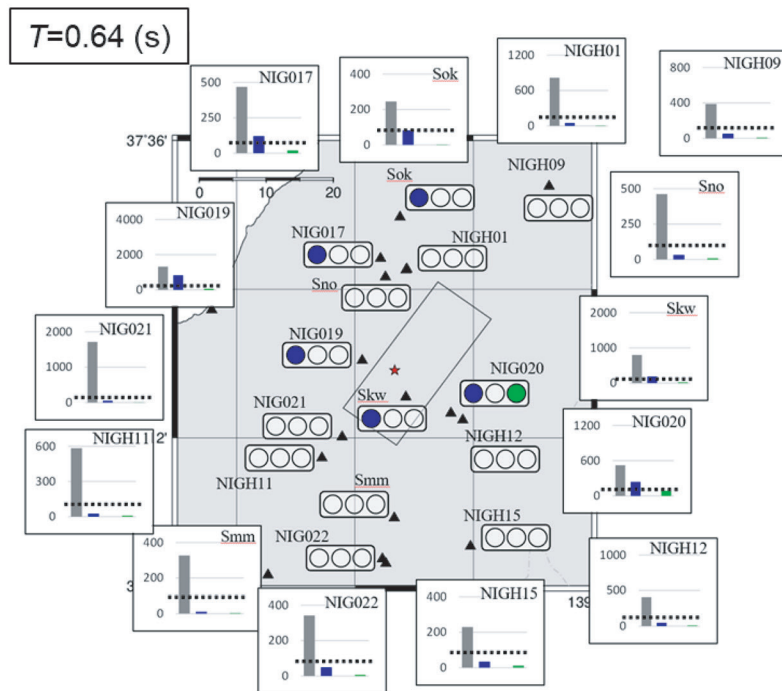
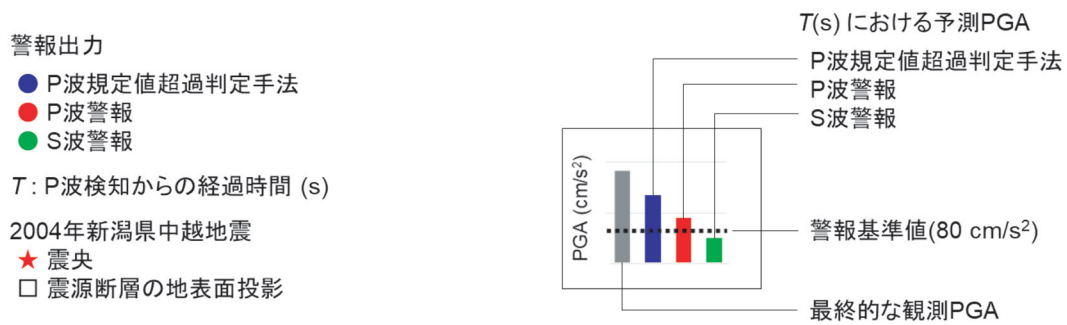
表 1 2004 年新潟県中越地震に対する警報出力判断結果

警報手法	適切	空振り	見逃し
P 波規定値 超過判定手法	42	6	4
P 波警報 (C-Δ 法)	45	1	6

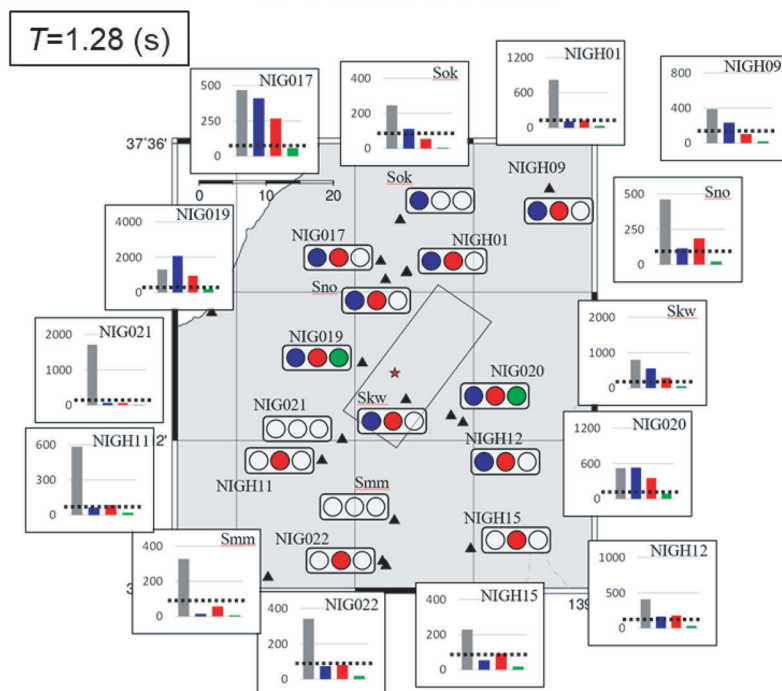
S 波を予測できていることが分かる。また、警報出力判断の正確性について、既存の C-Δ 法⁹⁾を用いた地震諸元推定による P 波警報との比較検証を行った。図 8 および表 1 に示すように、本研究で使用した 52 の地震観測点のうち、P 波規定値超過判定手法を適用した場合に適切に警報出力判断できたのは 42 点、空振り（過大評価）となったのは 6 点、見逃し（過小評価）となったのは 4 点であった。一方、C-Δ 法による P 波警報に対して同様に適用した場合の結果は、適切に警報出力判断できたのは 45 点、空振りは 1 点、見逃しは 6 点であった。以上より、本手法による警報出力判断の精度は C-Δ 法による P 波警報と同程度の高さを有しているといえる。

5. 既存の警報手法との併用

2004 年新潟県中越地震の本震データを対象として、P 波規定値超過判定手法と、既存手法である S 波警報および P 波警報の、地震検知から警報出力までの時間を比較した。図 9 にその結果を示す。各観測点の傍に示す丸印がそれぞれ青、赤、緑色に点灯している場合、その時点で、P 波規定値超過判定手法、P 波警報、S 波警報の各手法による予測もしくは観測の PGA が警報基準値として設定した 80cm/s² を超過し、警報がそれぞれ出力されていることを表現している。図 9 (a) の検知時刻から 0.64 秒後の時点では、主に震源断層近傍では P 波規定値超過判定手法による警報が出力されている。一方、



(a) P波検知から0.64秒後



(b) P波検知から1.28秒後

図9 P波規定値超過判定手法およびP波警報、S波警報による警報出力状況の比較(2004年新潟県中越地震本震)

図9(b)の検知時刻から1.28秒後の時点では、主に震源断層近傍ではP波規定値超過判定手法およびP波警報により警報が出力されているが、震源断層の遠方ではP波警報のみで警報が出力されている。このことから、P波規定値超過判定手法は震源断層近傍で最も速く警報が出力でき、また既存の警報手法と併用することで広域的に安定して警報出力できることが確認できた。

6. まとめ

本研究では、2004年新潟県中越地震の本震データにP波規定値超過判定手法を適用することで、鉄道沿線近傍で発生する内陸地震に対する警報の迅速性および警報出力判断の正確性について検証を行った。その結果、観測されたP波に対して事前に算出したS波/P波振幅比をリアルタイムで乗じることで、震源断層周辺で既存の警報手法よりも非常に速く、最短1秒以内に警報を出力できることが確認された。また、観測S波PGAと、観測点ごとのサイト増幅特性を反映できる本手法で予測されたS波PGAの対数標準偏差は0.284であり、既存のC-Δ法によるP波警報と同程度の精度で警報出力判断ができることが明らかになった。さらに、本手法と既存の警報手法を併用することで、広域的に安定した警報出力が可能であることが示された。

謝 辞

本研究の実施にあたり、東日本旅客鉄道株式会社より地震データをご提供いただきました。また、防災科学技術研究所のK-NETおよびKiK-netの地震データ⁷⁾を使用させていただきました。2004年新潟県中越地震本震および87の中小規模地震の震源位置およびマグニチュードは、気象庁が公開している地震月報(カタログ編)の震源データ¹⁰⁾によるものです。一部の図の作成にはGMT5¹¹⁾を使用させていただきました。

文 献

- 1) 中村豊：国鉄における地震警報システム，鉄道技術，42，pp.371-376，1985
- 2) Odaka, T., Ashiya, K., Tsukada, S., Sato, S., "A New Method of Quickly Estimating Epicentral Distance and Magnitude from a Single Record," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.93, No.1, pp.526-532, doi: 10.1785/0120020008, 2003.
- 3) 宮腰寛之，津野靖士：地震基盤P波と地表S波の関係に及ぼす震源・伝播経路・サイト増幅特性の影響評価－オンサイト早期地震警報への利用を目的として－，地震第2輯，Vol.68，pp.91-105，2015
- 4) 津野靖士，宮腰寛之：S波/P波の振幅比を利用したP波規定値の地震警報に関する検討，日本地震工学会論文集，Vol.19，No.6，2019
- 5) Tsuno, S., "Applicability of On- Site P-wave Earthquake Early Warning to Seismic Data Observed During the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Japan," Frontiers in Earth Science, 9: 681199, doi: 10.3389/feart.2021.681199, 2021.
- 6) 津野靖士，是永将宏，森脇美沙，丹羽健友：震源近くの列車をより早く止める，RRR，Vol.80，No.1，pp.32-37，2023
- 7) 防災科学技術研究所：NIED K-NET, KiK-net, doi: 10.17598/nied.0004, 2019
- 8) Hikima, K., Koketsu, K., "Rupture processes of the 2004 Chuetsu (mid-Niigata prefecture) earthquake, Japan: A series of events in a complex fault system," Geophysical Research Letters, 32: L18303, doi: 10.1029/2005GL023588, 2005.
- 9) 岩田直泰，山本俊六，野田俊太，是永将宏：早期地震警報に向けた地震諸元推定とノイズ識別のアルゴリズム開発，土木学会論文集 A1, Vol.72, No.1, pp.133-147, 2016
- 10) 気象庁：震源データ，地震月報（カタログ編），<https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/bulletin/hypo.html>（参照日：2021年10月4日）
- 11) P. Wessel, W. Smith, R. Scharro, J. Luis, F. Wobbe, "Generic Mapping Tools: Improved Version Released," EOS Transactions American Geophysical Union, Vol.94, Issue 45, pp.409-410, doi: 10.1002/2013EO450001, 2013.

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

小島謙一

■企画・監修

川崎邦弘	長倉 清	日比野有	小方正文
仁平達也	瀧上唯夫	田所敏弥	重枝秀紀
桃谷尚嗣	布川 修	新井英樹	福田光芳
松井元英	上半文昭	斉藤実俊	水上直樹
富田 優	豊岡亮洋		

鉄道総研報告 第39巻 第4号

2025年4月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2025 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

Vol. 39 No. 4

Apr. 2025

PAPERS

- Evaluation for Running Safety of Railway Vehicles against Localized Strong Winds
.....H.KANEMOTO, Y.HIBINO (1)
- Impact of Tamping Work on Repeated Ballast Settlement
.....T.NAKAMURA, T.HIROO, A.KONO (9)
- Proposal for a Method that Takes into Account the Damage Process before Sliding Failure to Verify
the Seismic Performance of Railway Embankments and Its Application to Safety Assessment
.....R.IBUKI, T.DOI, J.IZAWA, K.UEMURA, S.SRENG (17)
- Modeling for Longitudinal Displacement of OCL and Method for Calculating Its Equilibrium Points
.....Y.YAMASHITA, K.SATO (25)

RESEARCH REPORT

- Immediacy and Accuracy of Earthquake Early Warning Method Based on P-wave Threshold
Exceedance Applied to the 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake
.....M.MORIWAKI, S.TSUNO, M.KORENAGA (33)

