

2026年5月16日(土)

合同セッション | 合同セッション（応用力学の実務への展開）

16:25 ~ 17:25 | C会場(環境棟：4階講義室)

応用力学の実務への展開 (1)

座長:車谷 麻緒(茨城大学)

16:25 ~ 16:40

[13016] 干渉嵌合と機械的キーを併用した格点構造を有する応急復旧橋の提案（シンポジウム講演概要）

*齋藤 道生¹、谷口 望²、趙 清³ (1. (有)萬聲学館、2. 日本大学 理工学部、3. 川田テクノシステム(株))

16:40 ~ 16:55

[13017] ソイルセメントで表面補強した急勾配落石防護土堤の捕捉性能向上に関するDEM解析（シンポジウム講演概要）

*吉廣 悠太¹、内藤 直人²、前田 健一¹、小栗 快之¹、中村 拓郎³、鈴木 健太郎⁴、瓦井 智貴⁵ (1. 名古屋工業大学、2. 豊橋技術科学大学、3. (国研) 土木研究所寒地土木研究所、4. (株) 構研エンジニアリング、5. 室蘭工業大学)

16:55 ~ 17:10

[13018] 流体構造連成解析と代理モデルに基づく浮体式波力発電システムの発電効率最適化(シンポジウム講演概要)

石澤 修司¹、中山 繁生²、野村 怜佳¹、*森口 周二¹、寺田 賢二郎¹ (1. 東北大学、2. Yellow Duck 株式会社)

17:10 ~ 17:25

[13019] 橋りょうねじり変形による支承あり時の等価ばね定数評価（シンポジウム講演概要）

*服部 紘司¹、豊原 匡織¹、松岡 弘大¹ (1. 公益財団法人鉄道総合技術研究所)

合同セッション | 合同セッション（応用力学の実務への展開）

■ 2026年5月16日(土) 16:25 ~ 17:25 | ■ C会場(環境棟：4階講義室)

応用力学の実務への展開 (1)

座長:車谷 麻緒(茨城大学)

16:25 ~ 16:40

[13016] 干渉嵌合と機械的キーを併用した格点構造を有する応急復旧橋の提案（シンポジウム講演概要）

*齋藤 道生¹、谷口 望²、趙 清³ (1. (有)萬聲学館、2. 日本大学 理工学部、3. 川田テクノシステム(株))

16:40 ~ 16:55

[13017] ソイルセメントで表面補強した急勾配落石防護土堤の捕捉性能向上に関するDEM解析（シンポジウム講演概要）

*吉廣 悠太¹、内藤 直人²、前田 健一¹、小栗 快之¹、中村 拓郎³、鈴木 健太郎⁴、瓦井 智貴⁵ (1. 名古屋工業大学、2. 豊橋技術科学大学、3. (国研) 土木研究所寒地土木研究所、4. (株) 構研エンジニアリング、5. 室蘭工業大学)

16:55 ~ 17:10

[13018] 流体構造連成解析と代理モデルに基づく浮体式波力発電システムの発電効率最適化(シンポジウム講演概要)

石澤 修司¹、中山 繁生²、野村 怜佳¹、*森口 周二¹、寺田 賢二郎¹ (1. 東北大学、2. Yellow Duck 株式会社)

17:10 ~ 17:25

[13019] 橋りょうねじり変形による支承あおり時の等価ばね定数評価（シンポジウム講演概要）

*服部 紘司¹、豊原 匡織¹、松岡 弘大¹ (1. 公益財団法人鉄道総合技術研究所)

干渉嵌合と機械的キーを併用した格点構造を有する応急復旧橋の提案 (シンポジウム講演概要)

Proposal for An Emergency Rehabilitation Bridge with The Panel Point Structure Using Interference Fit and Mechanical Keys (Proceeding of Symposium on Applied Mechanics)

齋藤 道生 (南萬聲学館) 谷口 望 (日大・理工) 趙 清 (川田テクノシステム㈱)
Michio SAITOH, BanseiGakkan Ltd.
Nozomu TANIGUCHI, Nihon University
Kiyoshi Chou, KTS Co.,Ltd
E-mail: mhsaitoh6210@gmail.com

This study proposes an emergency rehabilitation bridge that can be constructed quickly in the event of a bridge disaster. To enable rapid bridge assembly on-site, the panel point structure that combines interference fit and mechanical keys, which have a proven track record in the field of mechanical engineering, was adopted, and the applicability of this construction method was confirmed.

1. はじめに

急速施工を可能するためには、搬入部材の軽量化と現場における組立の工期短縮が重要である。本研究では、部材の軽量化を図れるトラス構造を採用し、現場における工期短縮を図るため格点構造に機械分野では国内外で実績の多い焼き嵌め¹⁾による干渉嵌合²⁾を提案する。

施工の段取りは、工場にて弦材の格点位置に「焼き嵌め結合部」と「キー溝」を加工し、現場にて弦材に加工された格点位置に一体連結体を被せ格点構造を一体化させる。

焼き嵌めを用いた干渉嵌合は、西欧では19世紀の鉄道黎明期から、機関車の車輪に鋼鉄製の車輪を焼き嵌めして固定する技術が必須であった。また、日本では明治時代に西欧の鉄道技術とともに焼き嵌め技術が導入され、工作機械や機関車の部品組立に応用した²⁾。工期短縮につながるメリットが高いため、まず応急復旧橋で使用することを目的とする。

2. 提案する格点構造の概念

図1に提案する格点構造の概念を示す。

格点構造部の概念は、高力ボルトや溶接によらずに、弦

材とスリーブの干渉面に焼き嵌めによる干渉嵌合で均一な接触圧を形成し、弦材とスリーブを圧縮面に生じる摩擦抵抗で拘束する。腹材連結部との一体化はスリーブ端面を両側から抑え軸方向ずれを拘束する。キーは滑り時の冗長機構として配置する。

組立はまず、焼き嵌めによる干渉嵌合で、弦材とスリーブの界面に接触圧を発生させる。これにより弦材とスリーブが強固に固定される。次に腹材連結部の下側一体連結体と上側の上蓋を被せ、スリーブの端面と一体連結体および上蓋の受け面を合わせて格点構造を完成させる。これにより、腹材と弦材が一体化される。

理論式は以下のように表される。

接触圧の簡略式³⁾(薄肉近似)： p_r

$$p_r = \frac{\delta}{\frac{D}{E_c t_c} + \frac{D}{E_s t_s}} \quad (1)$$

ここに、 δ :干渉量(半径差)、 D :弦材外径、 E_c, E_s :ヤング率、 t_c :弦材厚、 t_s :スリーブ厚。

摩擦による伝達力³⁾: V_{slip}

$$V_{slip} = \mu p A_c \quad (2)$$

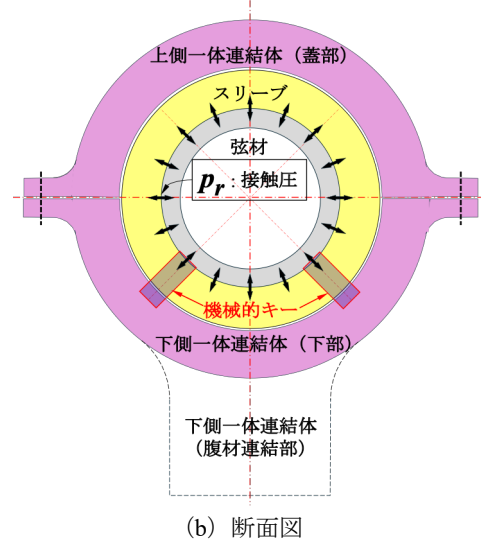
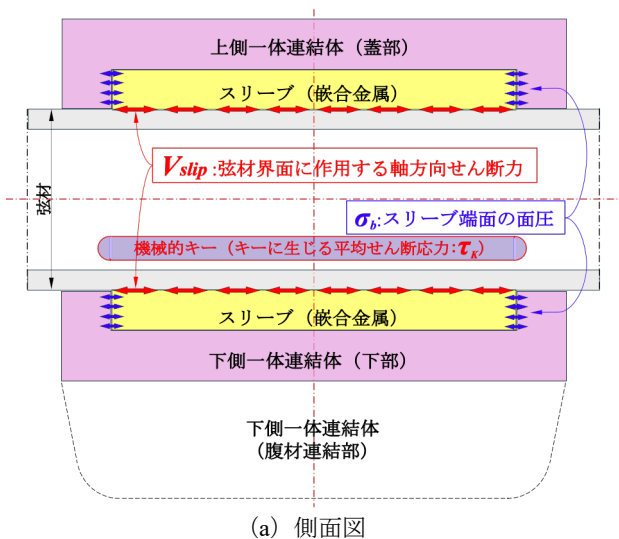


図1 提案する格点構造の概念

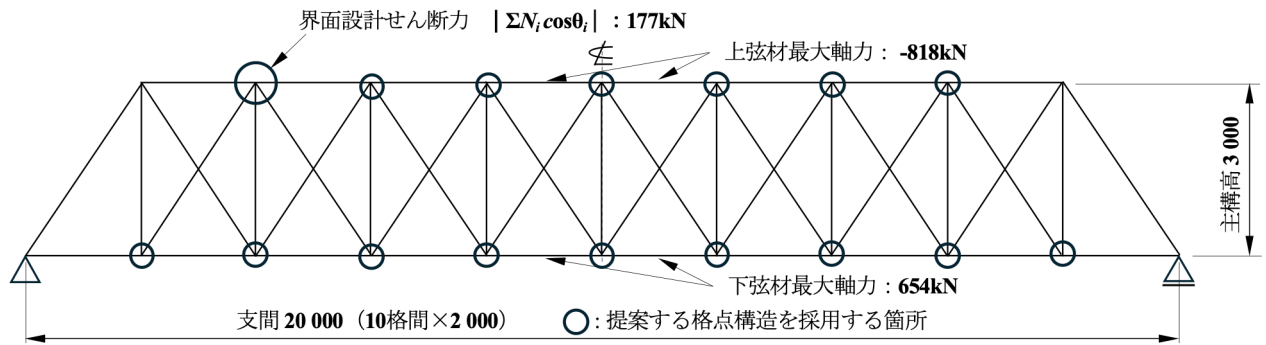


図2 トラス骨組図

ここに、 μ :摩擦係数、 p :接触圧、 A_c :接触面積
機械的キーに生じる平均せん断応力³⁾: τ_K

$$\tau_K = \frac{V}{nA_s} \quad (3)$$

ここに、 V :キーが負担するせん断伝達力、 n :キー本数、
 A_s :キー1本のせん断面積。
スリーブ端面の平均面圧: σ_b

$$\sigma_b = \frac{V}{A_{end}} \quad (4)$$

ここに、 V :端面当りで伝達する軸方向力、 A_{end} :端面接
触面積(リング面積)。

3. 応急復旧橋の格点構造への展開

図2に示す副斜材付きハウトラスを応急復旧橋として採用し、主構面内のみの試設計を行う。仕様は道示Ⅰ及びⅡ⁴⁾に準拠し、橋格は、支間20m、格間長2m、主構高3m、有効幅員4m、とし、設計荷重TL-25を用いる。

提案する格点構造は端部格点を除く一般部に採用する。本研究で提案する干渉嵌合界面には、格点において弦材へ導入される軸力増分のみを伝達する構造である。したがって、界面で考慮すべき設計せん断力は、斜材・副斜材の軸力そのものではなく、格点釣合いにより弦材に導入される水平成分である。これにより、トラス全体骨組の静的整合を保った設計荷重評価が可能となる。

以下に、提案する格点構造の試算結果を示す。

トラス弦材の決定断面は外径 $D=267.4\text{mm}$ 、肉厚 $t=9.3\text{mm}$ 、スリーブは肉厚20mm、長さ600mmと仮定する。トラス構造からの界面設計最大せん断力を177kNとし、(2)式より、摩擦係数を0.2とにおいて弦材とスリーブの必要接触圧 p は 1.76N/mm^2 となる。

次に必要干渉量 δ は、(1)式より、 $0.4\mu\text{m}$ と算出される。この結果、理論上必要な干渉は $1.0\mu\text{m}$ 未満であり、これは供用荷重負荷下での滑りを防止するには非常に小さな焼き嵌めで十分であることを示している。なお、干渉量は理論値であり、実際の施工においては加工公差および温度管理を考慮した安全側設定が必要である。

スリーブと一体連結体の結合は、スリーブ端面と一体連結体の側面との支圧で押さえる。支圧応力 σ_b は(4)式より

9.8N/mm^2 と算出され、十分に設計可能である。

弦材とスリーブの摩擦が切れた場合の冗長機構である機械的キーに生じる平均せん断応力 τ_K は(3)式により、 4.2N/mm^2 でフェールセーフ機能を十分に期待できる。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 干渉嵌合と機械的キーを併用したトラス格点構造を提案し、急速施工を可能とする応急復旧橋への適用可能性を示した。
- (2) 設計最大せん断力 177kN に対し、摩擦係数 0.2 を仮定した場合、必要接触圧は 1.76N/mm^2 、必要干渉量は $0.4\mu\text{m}$ と算出され、焼き嵌め結合部は供用荷重下で滑りを防止できることを確認した。
- (3) スリーブ端面と一体連結体との支圧伝達機構では、端面平均面圧は 9.8N/mm^2 となり、軸方向力の伝達が十分可能であることを示した。
- (4) 摩擦切れ時の冗長機構として配置した機械的キーに生じる平均せん断応力は 4.2N/mm^2 であり、フェールセーフ機構として有効であることを示した。
- (5) 今後の検討課題としては、スリーブと一体連結体の結合部の局部座屈挙動および干渉嵌合界面の応力集中の評価が必要であり、数値解析による詳細な評価を行う予定である。干渉嵌合の耐久性に関しては、「機械分野では確実に設計・製作されていれば半永久的な固定が可能である」、とされているが、本設橋に用いるには橋の変動荷重下での耐久性の検証が必要である。

参考文献

- 1) 日本機械学会：機械工学便覧 デザイン編 β1 設計工学、日本機械学会、2007。
- 2) 坂上茂樹、本邦鉄道車両用タイヤ技術史、大阪市立大学 学術機関リポジトリ掲載資料、2021 (PDF)。
- 3) Budynas, R. G., and Nisbett, J. K.: Shigley's Mechanical Engineering Design, 10th ed., McGraw-Hill Education, 2015。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、共通編、鋼橋・鋼部材編、2017。

ソイルセメントで表面補強した急勾配落石防護土堤の捕捉性能向上に関する DEM 解析 (シンポジウム講演概要)

DEM Analysis on Catching Performance of Steep Rockfall Protection Soil Embankments with Soil Cement Surface Reinforcement (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

吉廣 悠太 (名工大・工) 内藤 直人 (豊橋技科大・工) 前田 健一 (名工大・工) 小栗 快之 (名工大・工)
中村 拓郎 (寒地土研) 鈴木 健太郎 (構研エンジ) 瓦井 智貴 (室蘭工大・工)

Yuta Yoshihiro Nagoya Institute of Technology
Naoto Naito, Toyohashi University of Technology
Kenichi Maeda, Nagoya Institute of Technology
Yoshiyuki Oguri, Nagoya Institute of Technology
Takuro Nakamura, Civil Engineering Research Institute for Cold Region
Kentaro Suzuki, Koken Engineering
Tomoki Kawarai, Muroran Institute of Technology
FAX: 052-735-5497, E-mail: y.yoshihiro.523@stn.nitech.ac.jp

This study evaluates the impact resistance and catching performance of steep rockfall protection soil embankments with soil cement surface reinforcement. Using a three-dimensional Discrete Element Method with a bond model, the analysis validates the model's accuracy in reproducing deformation and demonstrates that soil cement surface reinforcement effectively enhances the catching performance of soil embankments.

1. はじめに

落石防護土堤（以下、土堤と示す）は、土のみで構成され、現地発生土で施工できるため、経済性、維持管理性に優れた落石対策施設である。しかし、急崖を有する我が国では土堤の設置スペースの確保が困難な場合がある。

そこで、設置スペースを確保するために、土堤法面を急勾配化し、土堤断面を削減する方法が挙げられる。既往研究¹⁾より、急勾配化による落石捕捉性能向上と、表面補強による堤体部の損傷低減効果が実験にて確認されている。

本研究では、法面を急勾配化およびソイルセメントで表面補強した土堤（以下、法面補強土堤と示す）の性能把握を目的に、土堤の模型実験²⁾とソイルセメント板の要素実験³⁾を対象とした、三次元個別要素法（Discrete Element Method, 以下、DEM）による再現解析を実施し、法面補強土堤の数値モデル化手法について検討を行った。

2. 実験および DEM 解析の概要

Fig. 1 に実験概要図、Fig. 2 に解析概要図を示す。本解析では、堤体とソイルセメントの双方に対して、粒子間相対変位と相対回転に抵抗するボンドモデルを使用した。そして、各解析パラメータを Table. 1 に示す。なお、紙面の都合上主要な項目のみを記載する。本解析は球形粒子を用いており、解析パラメータは既往研究³⁾を参考に設定した。

解析上の土堤形状は実験と同寸法とし、基層厚さ 0.6m、堤体高さ 1.0m、天端幅 0.2m、載荷面法勾配 1:0.5、非載荷面法勾配 1:1.2 である。

ソイルセメントについて、実験時は堤体部と同様に厚さ 0.25m 毎に敷均して転圧し、転圧完了後に水平方向厚さ 0.2m、勾配 1:0.5 となるように整形した。ソイルセメントの一軸圧縮強度は 1.3MPa 程度である。Table. 2 に示す表面補強の有無による 2 通りの実験条件に基づき、本解析においても対応する 2 ケースの再現解析を実施した。

Fig. 3 にソイルセメント板の要素実験概要図を示す。板は 1.0m 四方の厚さ 0.2m で、一軸圧縮強度は 1MPa 程度である。解析で使用した重錘は直径 $\phi 200\text{mm}$ の円柱形とし、先端部の形状は実験条件を簡易的に模擬した。解析の重錘質量は実験と同様に 400kg とした。実験は静的載荷と衝撃

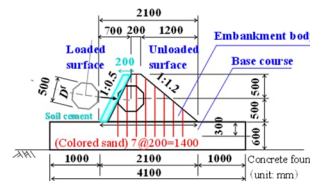


Fig. 1 Experimental layout

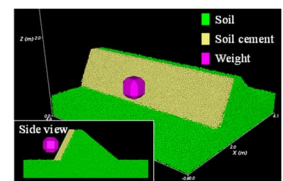


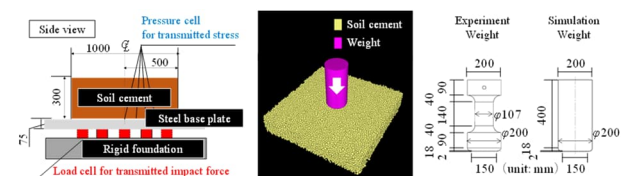
Fig. 2 Simulation overview

Table. 1 Simulation parameters

(a) Soil embankment			(b) Soil cement		
Parameter	Symbol (unit)	Basic setting	Parameter	Symbol (unit)	Basic setting
Max. particle diameter	m	0.05	Max. particle diameter	m	0.025
Min. particle diameter	m	0.025	Min. particle diameter	m	0.0125
Particle density	kg/m ³	2650	Particle density	kg/m ³	2936
Young's modulus	Pa	3.0×10^4	Young's modulus	Pa	2.0×10^4
Friction coefficient	deg.	25	Friction coefficient	deg.	25
Rolling resistance	-	0.065	Rolling resistance	-	0.5
Bond normal stiffness per area	N/m ²	1.15×10^{10}	Bond normal stiffness per area	N/m ²	1.00×10^{11}
Bond tangential stiffness per area	N/m ²	2.89×10^9	Bond tangential stiffness per area	N/m ²	2.50×10^{10}
Bond stress limit	Pa	1.50×10^6	Bond stress limit	Pa	2.50×10^6

Table. 2 Experimental cases for soil embankments

Case name	Material	Slope gradient on loaded side	Slope gradient on unloaded side	Soil cement surface reinforcement (Yes/No)	Embankment height (m)	Weight diameter (m)	Weight mass (kg)	Weight drop height (m)
N	GFS	1:0.5	1:1.2	No	1.0	0.5	234.5	6.0
C				Yes				



(a) Experimental layout (b) Simulation overview (c) Weight
Fig. 3 Soil cement element tests

Table. 3 Loading methods for soil cement element tests

Loading method	Loading velocity (m/s)	Loading condition
Static loading	0.005	Constant
Impact loading	1.58 2.00	Free fall

載荷を実施し、各載荷速度を Table. 3 に示す。なお、静的載荷は一定載荷、衝撃載荷は自由落下衝突とした。

3. 無補強土堤（堤体）の再現解析結果

まず、無補強土堤（N）の再現解析より、堤体の解析モデルの妥当性を確認する。Fig. 4 に重錘重心軌跡図、Fig. 5 に重錘運動エネルギーの時刻歴波形、Fig. 6 に载荷終了後の土堤表面変状を示す。Fig. 4 は土堤の概形線を黒実線、重錘半径分のオフセットラインを黒破線で示す。また、Fig. 8 について、線速度エネルギーを赤線、回転エネルギーを青線、全運動エネルギーを黒線で示す。そして、Fig. 6 の解析結果はボンドが破断した粒子を赤色で示しており、実験時のひび割れ（黄色破線）に相当する。Fig. 4 より、重錘の最大貫入量は実験で 0.21m、解析で 0.20m であり凡そ等しい。また、Fig. 5 より、重錘のエネルギー減少勾配は解析の方が大きい。さらに、Fig. 6 より、解析にて実験のひび割れの進展長およびひび割れの発生パターンが定性的に再現されている。よって、本解析モデルは衝撃力作用時における堤体の変形を概ね再現しており、妥当性が示された。

4. ソイルセメントの要素実験の再現解析結果

次に、ソイルセメントの解析モデルの妥当性を確認する。Fig. 6 に静的载荷時の重錘の荷重-貫入量関係と、衝撃载荷時の衝撃力波形および貫入量-時間関係を示す。Fig. 6 (a) より、静的载荷の最大荷重は実験値 38.7kN に対し解析値 37.9kN と凡そ等しい。また、解析では最大荷重時直後にボンドの破断により脆性挙動を示すが、そこに至るまでの荷重推移は実験結果を良好に再現している。さらに、Fig. 6 (b), (c) より、最大衝撃力は解析の方が大きい傾向にあるが、重錘の貫入挙動は概ね一致する。よって、本解析モデルは静的・衝撃载荷時における重錘挙動およびソイルセメントの変形を再現しており、妥当性が示された。

5. 法面補強土堤の再現解析結果

3 章、4 章で妥当性を確認した解析モデルを用いて、法面補強土堤（C）の再現解析を行った。Fig. 7 に重錘重心軌跡図、Fig. 8 に重錘エネルギーの時刻歴波形、Fig. 9 に载荷終了後の土堤表面および断面を示す。Fig. 9 の土堤断面にはせん断箇所と非载荷面のひび割れ発生位置を示す。Fig. 7 より、重錘の最大貫入量は実験で 0.04m、解析で 0.08m であり、解析の方が 2.0 倍となった。また、重錘の最大到達高さは実験で 0.26m、解析で 0.13m であり、解析の方が 0.5 倍となった。したがって、解析の方が実験に比べて重錘が貫入しやすく、跳躍挙動が抑制された。また、Fig. 8 より、解析の方が減少勾配は大きい、最大貫入時の全運動エネルギー減少率は実験で 94.0%、解析で 95.5%であり凡そ等しい。さらに、Fig. 9 より、载荷面の変状範囲は実験で 2437mm、解析で 3178mm と解析の方が 1.3 倍である。一方、非载荷面では、実験と解析で天端付近に鉛直ひび割れと水平ひび割れが確認でき、その長さは実験で 3259mm、解析で 2246mm であり、解析は実験の 0.7 倍である。また、中央断面の変状について、非载荷面のひび割れの基層からの発生位置は実験で 738mm、解析で 453mm であり、解析では堤体高さ中央付近に発生している。また、無補強土堤の解析結果と比較すると、重錘の最大貫入量減少やエネルギー減少勾配の増加など、ソイルセメント表面補強による捕捉性能の向上を解析においても評価できることが示唆される。

6. まとめ

本研究は、法面補強土堤の性能把握に向けて三次元 DEM 解析を実施した。堤体およびソイルセメントについて、各実験の重錘挙動やひび割れ分布を再現可能なモデルを構築

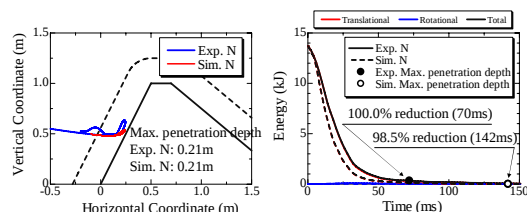


Fig. 4 Trajectory diagram (N) Fig. 5 Energy time history (N)

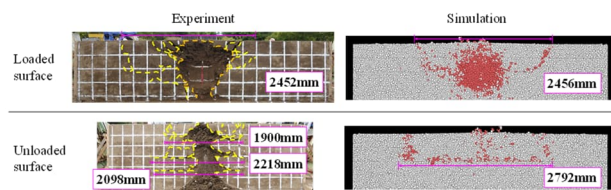


Fig. 6 Soil embankment surface deformation (N)

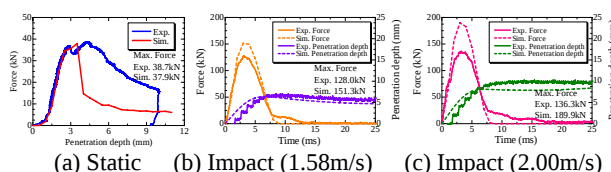


Fig. 6 Results of simulation for soil cement element tests

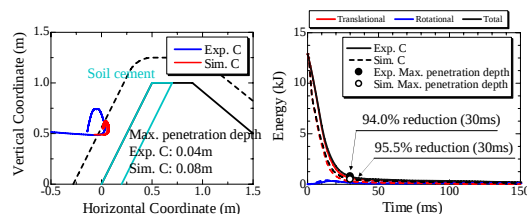


Fig. 7 Trajectory diagram (C) Fig. 8 Energy time history (C)

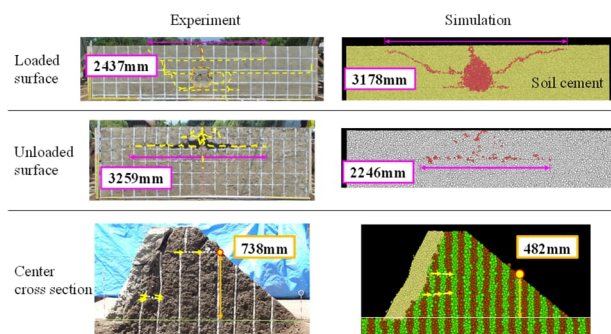


Fig. 9 Soil embankment deformation (C)

することで、ソイルセメント表面補強時の重錘の運動エネルギーの減少傾向や土堤の変形・破壊挙動を再現でき、また、土堤の捕捉性能向上を評価できることが示唆された。

参考文献

- 1) 吉廣ら、振り子式重錘衝突実験による法面補強した落石防護土堤の性能把握、令和7年度土木学会北海道支部年次技術研究発表会、A-3-03, 2025.
- 2) 山口ら、ソイルセメントに関する重錘落下衝撃実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.34, No.2, pp.733-738, 2012.
- 3) Naito et al, Rockfall impacts on sand cushions with different soil mechanical characteristics using discrete element method, Soils and Foundations, Vol.60, pp.384-397, 2020.

**流体構造連成解析と代理モデルに基づく
浮体式波力発電システムの発電効率最適化 (シンポジウム講演概要)**
Design optimization of a buoyancy-based wave power generation system using
FSI analysis and surrogate modeling
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

石澤 修司 (東北大) 中山 繁生 (Yellow Duck 株式会社) 野村 怜佳 (東北大)
森口 周二 (東北大) 寺田 賢二郎 (東北大)
Shuji Ishizawa, Tohoku University
Shigeo Nakayama, Yellow Duck Corporation
Reika Nomura, Tohoku University
Shuji Moriguchi, Tohoku University
Kenjiro Terada, Tohoku University
E-mail: ishizawa.shuji.s7@dc.tohoku.ac.jp

This study aims to identify the conditions that maximize power generation by employing two techniques, fluid-structure interaction analysis and surrogate modeling. Power generation under various wave and design conditions is evaluated through FSI analysis, and the total rotational motion of the floating body is defined as the output of the surrogate model. In addition, the input parameters of the surrogate model—namely in-situ water depth, wave height, and wave period—are defined based on quantities calculated from the FSI solutions. By comparing surrogate models, we analyze the relationship between input parameters and power generation characteristics.

1. 序論

本研究は、浮体式波力発電システムの実用化に向けて、発電に最適な波浪条件、浮体設計条件を明らかにすることを目的とする。具体的には、流体構造連成解析による発電量の推定と、代理モデルの作成による高効率な発電条件の推定という2つの手続きを行う。これらにより、波浪条件および浮体設計条件に対する発電量の傾向を整理する。

2. 発電効率評価のための流体構造連成解析

2.1. 流体の数値解析手法

3次元流れの支配方程式は、次式の非圧縮粘性 Navier – Stokes 方程式と連続の式として与えられる。

$$\rho \left(\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \mathbf{u} \cdot \nabla \mathbf{u} - \mathbf{f} \right) - \nabla \cdot \boldsymbol{\sigma}^f = 0 \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (2)$$

ここで、 ρ は密度、 $\mathbf{u}$ は流速ベクトル、 $\mathbf{f}$ は物体力ベクトル、 $\boldsymbol{\sigma}^f$ は応力テンソルである。支配方程式 (1), (2) に対して SUPG/PSPG 法に基づく安定化有限被覆法を適用する¹⁾。有限被覆法²⁾は解析領域を、近似関数を定義する数学領域 Ω^M と支配方程式が満たされるべき物理領域 Ω^P の2つに分ける手法で、2つの境界位置を正確に考慮して流れ解析を行うことができる¹⁾。

2.2. 浮体の運動の表現

本研究では、浮体（球体）を剛体と仮定して流体構造連成解析を行う。剛体の並進運動と回転運動に関する運動方程式は次式のように表される。

$$\frac{d(m_g \mathbf{v}_g)}{dt} = \mathbf{F}_g - m_g \mathbf{g} \quad (3)$$

$$\frac{d(\mathbf{I}_g \boldsymbol{\omega}_g)}{dt} = \mathbf{M}_g \quad (4)$$

ここで、 m_g は剛体の質量、 $\mathbf{v}_g$ は剛体の速度ベクトル、 $\mathbf{F}_g$ は剛体に作用する流体力である。 $\mathbf{I}_g$ は慣性モーメントテン

ソル、 $\boldsymbol{\omega}_g$ は剛体の角速度ベクトル、 $\mathbf{M}_g$ は剛体に作用する流体力によって発生するモーメントである。

3. ガウス過程回帰による代理モデルの作成方法

流体構造連成解析より得られたデータから代理モデルを作成する。本研究では、波浪の周期 T および波高 H を入力変数 $\mathbf{x} = (T, H)$ とし、数値解析から得られた発電量に関する指標を出力変数 y とした応答曲面をガウス過程回帰³⁾ (Gaussian Process Regression; GPR) によって作成し、これを数値解析の代理モデルとする。GPR により、予測の平均値 μ 、分散 Σ はそれぞれ次式のように定義される。

$$\mu = \mathbf{k}_*^T (\mathbf{K} + \sigma_\epsilon^2 \mathbf{I})^{-1} \mathbf{y} \quad (5)$$

$$\Sigma = \mathbf{k}_{**} - \mathbf{k}_*^T (\mathbf{K} + \sigma_\epsilon^2 \mathbf{I})^{-1} \mathbf{k}_* \quad (6)$$

ここで、 $\mathbf{K}$ はカーネル行列、 $\mathbf{k}_*$ は学習データと未知点の共分散行列、 $\mathbf{k}_{**}$ は事前分布における未知点の分散、 σ_ϵ^2 は学習データに含まれる観測誤差の分散を表す。

4. 流体構造連成解析による代理モデル

Fig. 1 のような開水路領域を設定し、3次元流体構造連成解析を行った。底面にはすべりなし境界条件、側面はすべり境界条件を課している。浮体の条件は、比重を2種類、重心位置を Fig. 2 のように3種類考慮している。40秒間の解析を行い、 x 軸、 y 軸、 z 軸周りの浮体の角速度時刻歴を記録した。なお、本研究では発電量の指標として、20 s から40 s 間の浮体の累積総回転量 Θ を用いる。

得られた代理モデルのうち、重心位置を求心および遠心に設定したものを Fig. 3, Fig. 4 に示す。青い点は学習データを表し、着色した面は予測値（平均値 μ 、式 (5)）、上下の面は予測の不確実性（標準偏差 $\sqrt{\Sigma}$ 、式 (6)）を表している。波浪条件に関しては、波高が大きいほど、また周期が短いほど総回転量が増加する傾向が認められる。浮体設計条件に関しては、重心位置が求心に近く、比重が小さい条件ほど総回転量が大きくなることが確認できる。

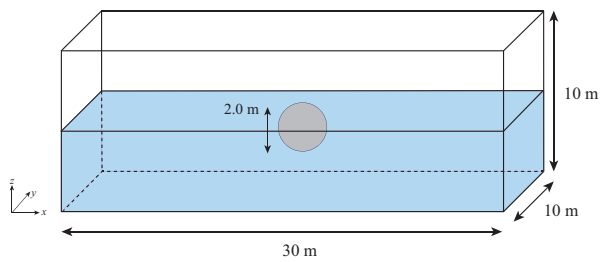


Fig. 1 解析領域

$r = 2.0 \text{ m}$ ● 中心 ● 重心

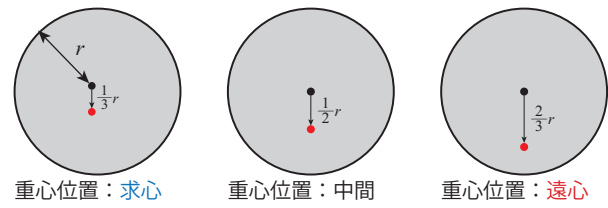
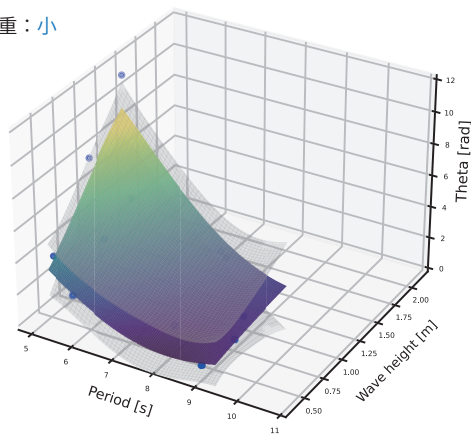
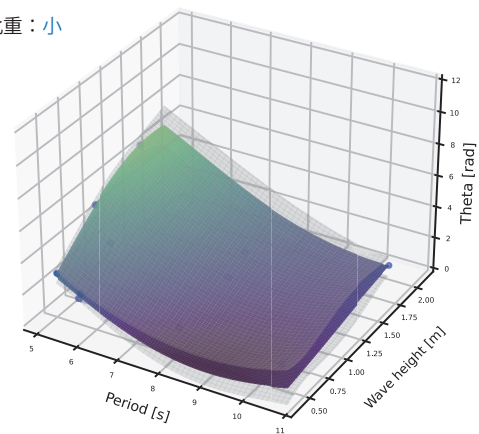


Fig. 2 浮体重心位置

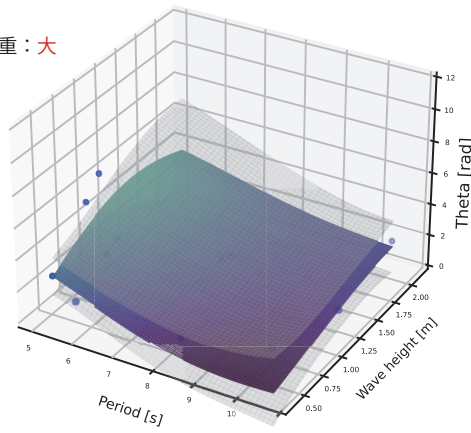
比重：小



比重：小



比重：大



比重：大

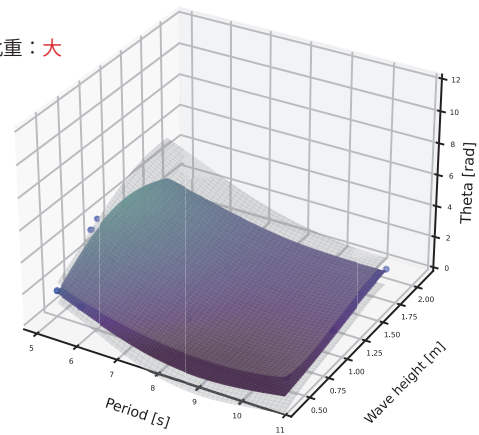


Fig. 3 代理モデル（重心位置：求心）

Fig. 4 代理モデル（重心位置：遠心）

5. 結論

本研究では、浮体式波力発電機の発電量を最大化する波浪条件および浮体設計条件を明らかにするため、流体構造連成解析と代理モデルの作成を行った。始めに、浮体発電機を剛体としてモデル化して流体構造連成解析を行った。次に数値解析結果から発電量を推定し、ガウス過程回帰による代理モデルの作成を行った。得られた代理モデルにより、総回転量の大きなケースの波浪条件・浮体設計条件の整理が可能となった。今後は、浮体構造をより正確にモデル化した数値解析や発電量指標の改善を行った上で、具体的な設計指針を確立することが望まれる。

参考文献

- 1) 高瀬慎介, 森口周二, 寺田賢二郎, 小山直輝, 金子賢治, 車谷麻緒, 加藤準治, 京谷孝史: 構造物の破壊を考慮した有限被覆法に基づく構造流体連成解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol. 71, No. 2, pp. I_203-I_212, 2015.
- 2) Terada, K., Asai, M. and Yamagishi, M.: Finite cover method for linear and non-linear analyses of heterogeneous solids, *Int. J. Numer. Meth. Eng.*, Vol. 58, No. 9, pp. 1321-1346, 2003.
- 3) Schulz, E., Speckenbrink, M. and Krause, A.: A tutorial on gaussian process regression: Modelling, exploring, and exploiting functions, *J. Math. Psychol.*, Vol. 85, pp. 1-16, 2018.

橋りょうねじり変形による支承あおり時の等価ばね定数評価（シンポジウム講演概要） Evaluation of Equivalent Spring Constant of a Bridge Loose Bearing by Torsional Deformation (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

服部 紘司（鉄道総研） 豊原 匡織（鉄道総研） 松岡 弘大（鉄道総研）

Koji HATTORI, Railway Technical Research Institute
Masaori TOYOHARA, Railway Technical Research Institute
Kodai MATSUOKA, Railway Technical Research Institute
E-mail: hattori.koji.93@rtri.or.jp

An equation is derived to calculate an equivalent one-dimensional spring constant by solving the torsion equation, assuming that the behavior of loose bearings in a railway steel bridge can be modeled as torsional deformation. The spring constant is evaluated for an actual two-main-I girder with a span length of about 12.4m. The validity of the proposed method is verified through in-situ displacement measurements and finite element analysis.

1. はじめに

鋼鉄道橋では、支承部に隙間が生じ列車通過時に桁があらわれる支承あおりが維持管理上の課題となっている。維持管理の省力化のため、車上計測された軌道変位を用いた支承あおり推定法が提案されている^{1), 2)}。推定においては支承あおりの適切なモデル化が重要だが、1次元のバイリニアの鉛直ばねを用いることで、実路線の支承あおりがある橋りょう上で得られる軌道変位を再現できることが分かっている²⁾。しかしながら、1次元のバイリニアばねモデルの1次剛性の物理的裏付けはなく、実橋におけるバイリニアばねのばね定数の実態も不明であり、算出方法も未構築である。本研究では、支承あおりを桁ねじり変形でモデル化できるとし、ねじりの方程式を用いた等価ばね定数の算出法を提案する。また、得られた等価ばね定数に対して、実路線で計測された変位計の時刻歴と2次元FEM解析をフィッティングさせて得られるばね定数と比較し検証する。

2. ねじりを仮定した支承あおりの1次等価ばねモデル

3点支持状態の桁における浮き支承部の挙動を1次元等価ばねとして考える。単純支持桁における列車退出側の左右どちらかの支承に隙間が生じて桁が3点支持となった場合、図1に示すように、列車荷重によるねじりが生じる。このとき、主桁間隔 B と等しい長さ r をもつ列車荷重 P によるねじりモーメント

$$T_0 = Pr \quad (1)$$

により、退出側の桁端を自由端、進入側の桁端を固定端とした桁のねじり変形が生じる。桁進入側を0として橋軸方向に x 軸ととり、ねじりについて純ねじりと反りねじりを考慮すると以下の方程式が成り立つ。

$$GJ\theta''(x) - EI_\omega\theta''''(x) = 0 \quad (2)$$

ここで、 $\theta(x)$ はねじれ角、 J はサンブナンねじり定数、 I_ω は反りねじり定数、 E, G はそれぞれヤング率およびせん断弾性係数である。桁のスパン長を l として、図2に示すように、境界条件は $x=0$ でねじれ角ゼロ、反り拘束、 $x=l$ で反りモーメントゼロ、ねじりモーメント T_0 の条件とすると、自由端でのねじりによる鉛直変位 $z(l)$ は以下の形で表される³⁾。

$$z(l) = r \tan \theta \cong \frac{180 Pr^2}{\pi GJk} [kl - \tan(kl)] \quad (3)$$

ここで、変数 k は以下で定義される。

$$k = \sqrt{\frac{GJ}{EI_\omega}} \quad (4)$$

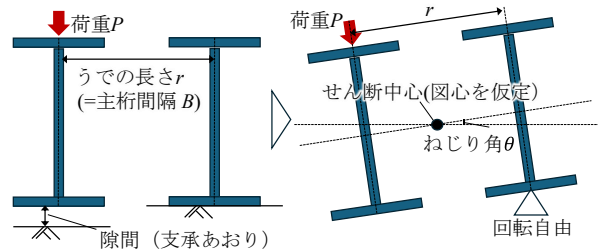


図1 桁が3点支持の場合のねじり変形の模式図

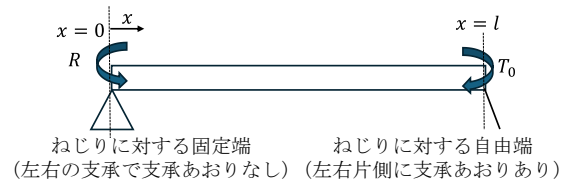


図2 ねじり変形に関する境界条件

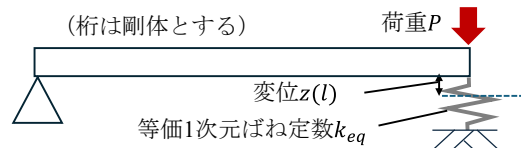


図3 等価1次元ばねによる支承あおりのモデル化

他方、図3に示すように、ねじり変形を等価一次元ばね定数 k_{eq} をもつ一次元のばねとみなすと、以下が成り立つ。

$$P = k_{eq} z(l) \quad (5)$$

式(3)と式(5)より、 k_{eq} は最終的に以下のように表される。

$$k_{eq} = \frac{\pi GJk}{180 r^2 [kl - \tan(kl)]} \quad (6)$$

3. 実橋りょうの等価ばね定数の算出

図4に示すスパン12.4mの開床式2主鋼I形桁を対象とし、図面情報から等価ばね定数を算出する。図4(a)および(b)に示す対傾構や横構といった2次部材は2主桁の平面保持を果たす役割のみをもつと仮定した。図4(c)に示す代表断面の諸元を用いてねじり定数 J と I_ω を計算した。表1に、ねじり定数と等価ばね定数の計算結果を示す。本橋りょうの等価ばね定数は $k_{eq} = 6.11 \times 10^6$ (N/m)と求められた。

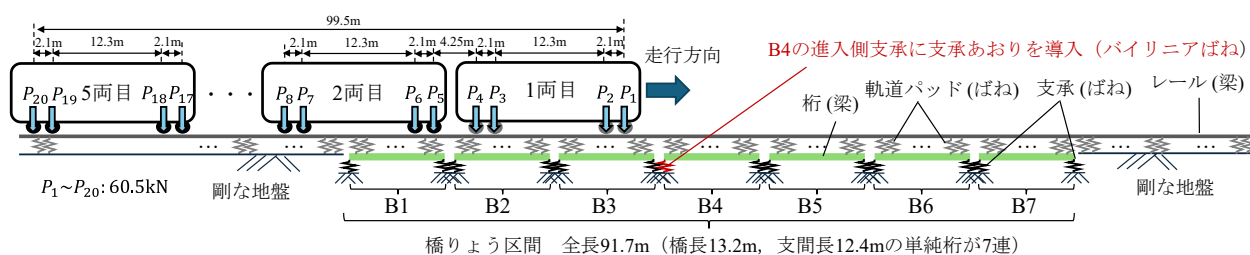


図5 FEM解析のモデル

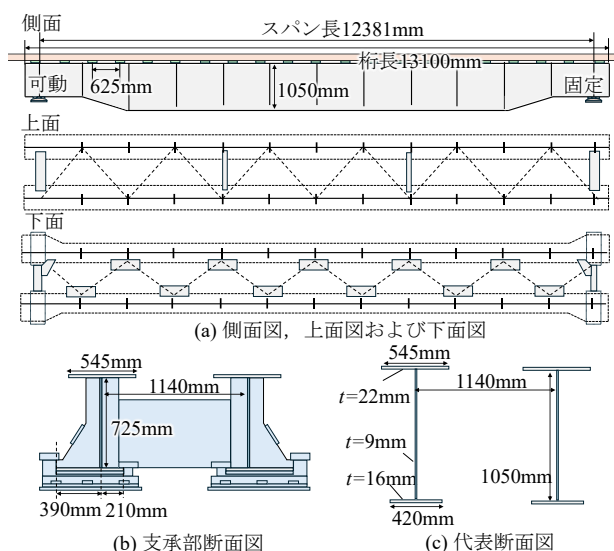


図4 対象橋りょうの構造

表1 ねじり定数と等価ばね定数の計算結果

サンブナンねじり定数 J	mm ⁴	1.06×10^7
反りねじり定数 I_ω	mm ⁶	1.69×10^{14}
等価ばね定数 k_{eq}	N/m	6.11×10^6

4. 実路線の変位計測との比較検証

等価ばね定数の妥当性を検証するため、実路線での列車通過時の変位計測とFEMを用いた非線形解析を行った。

図5に、FEMモデルの概要を示す。橋りょうは対象橋りょうを含む7連の片レールをモデル化し、解析では営業列車を想定した5両編成を模擬した荷重列を左から準静的に載荷する。4連目(B4)の進入側の支承に支承あおりを表す1次元パイリニアの鉛直ばねを導入する²⁾。図6に、支承あおりのパイリニアモデルを示す。1次剛性 k_1 はねじり変形を意味し、 k_{eq} と同じ値になることが期待される。2次剛性 k_2 は支承の隙間がなくなった後であり、通常の支承と同様の高いばね定数をもつ。1次剛性 k_1 について、 $k_1 = k_{eq} = 6.11 \times 10^6$ (N/m)の場合に加え、 1.0×10^6 と 1.0×10^7 の3パターンの解析を行う。

図7に、支承の鉛直変位について変位計による実測と数値解析との比較を示す。当該箇所では0.95mmの支承あおりが観察された。車通過時の挙動は $k_1 = 1.0 \times 10^7$ (N/m)の場合に変位計(実測)と最も一致するが、 $k_1 = k_{eq} = 6.11 \times 10^6$ (N/m)の場合でも実測との整合性は高い。等価ばね定数の算定では2次部材の影響を過少評価していることを踏まえば、ねじり変形を仮定した等価ばね定数は実態とよく整合し、支承あおりの挙動はねじり変形により説明できる可能性が示された。

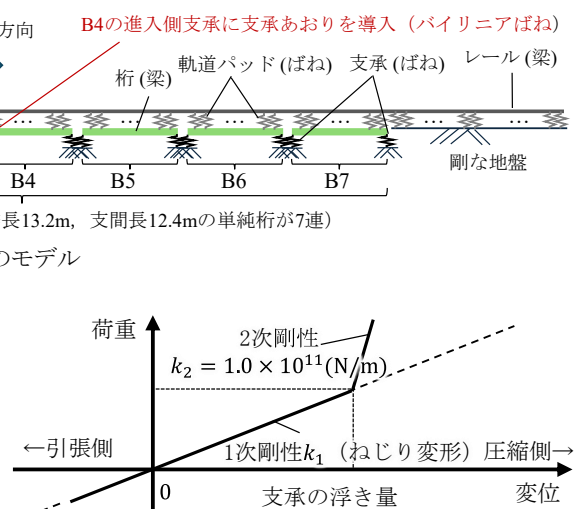


図6 支承あおりのパイリニアモデル

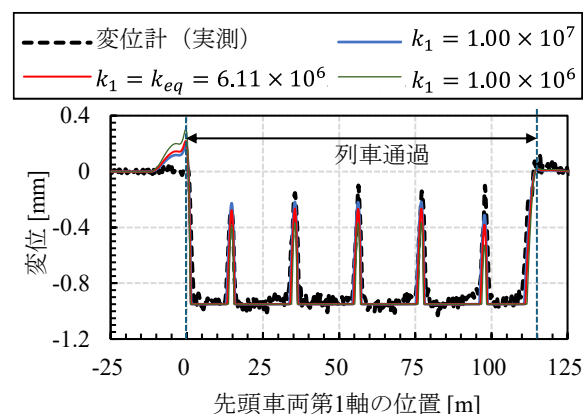


図7 変位計による実測と数値解析との比較

5. まとめ

- ・ 鉄道鋼橋の支承あおりをねじり変形と仮定し、桁のねじり方程式を解くことで等価な1次元ばね定数 k_{eq} を算出する式を導出した。
- ・ スパン12.4mの2主I形桁の実橋の設計図面を用いて、 k_{eq} を求めた。また k_{eq} をパイリニアばねの一次剛性の値としてFEM解析し、実測で得られる支承の変位と比較した結果、両者は良好に一致した。このことから、支承あおりの挙動はねじり変形により説明できる可能性が示された。

参考文献

- 1) 服部紘司, 松岡弘大, 田中博文: 車上計測された軌道変位に基づく橋りょう支承あおり検知に向けた数値解析的検討, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol. 28, No. 19, pp. 84-91, 2024.
- 2) 服部紘司, 松岡弘大, 田中博文, 中田悠貴: 静的軌道変位測定を利用した軌道変位に基づく支承あおり簡易推定法, 土木学会論文集, Vol. 82, No. 15, pp. 25-15063, 2025.
- 3) 舘石和雄: 土木・環境系コアテキストシリーズ B-4 鋼構造学 改訂版, コロナ社, 2020.