2023年5月27日(土)

A会場

共通セッション | 企画セッション（応用力学の実務への展開）

企画セッション（応用力学の実務への展開）①

座長:加藤 準治(名古屋大学)
15:30 ～ 16:45 A会場 (6号館 4階 6410室)

[11011-15-01] トポロジー最適化技術を適用した落橋防止ブラケットの形状設計（シンポジウム講演概要）
*北田 幸夫[1]、土手 一朗[1]、黒川 貴大[1]、松村 寿男[2]、中村 将章[2]、加藤 準治[3] （1. ヒノデホールディングス株式会社、2. 瀧上工業株式会社、3. 名古屋大学）
15:30 ～ 15:45

[11011-15-02] 衝撃弾性波法の鋼球打撃が作る弾性波動場の理論解の精度（シンポジウム講演概要）
*菅野 匡[1] （1. 東日本高速道路（株））
15:45 ～ 16:00

[11011-15-03] 粒子法に基づく流体-地盤-構造連成解析の侵食対策工の事前検討への応用（シンポジウム講演概要）
*辻 勲平[1]、佐伯 勇輔[1]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学大学院）
16:00 ～ 16:15

[11011-15-04] 局所的弾塑性応答を考慮した疲労性能予測手法による形状制御型寿命延伸技術の検証（シンポジウム講演概要）
*森田 花清[1]、毛利 雅志[1]、Fincato Riccardo[2]、堤 成一郎[2] （1. 株式会社IHI、2. 大阪大学）
16:15 ～ 16:30

[11011-15-05] ひずみ軟化を示す地山へのトンネル掘削を模擬したデータ同化解析 （シンポジウム講演概要）
*青野 泰久[1]、奥野 哲夫[1] （1. 清水建設(株)）
16:30 ～ 16:45

2023年5月28日(日)

A会場

共通セッション | 企画セッション（応用力学の実務への展開）

企画セッション（応用力学の実務への展開）②

座長:森口 周二(東北大学)
12:40 ～ 13:40 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21012-15-01] 土砂崩壊による送電鉄塔部材傾斜変化の閾値に関する解析的検討（シンポジウム講演概要）
*栗原 幸也[1]、相澤 敦武[2]、中村 直樹[2]、佐伯 昌之[3] （1. 東電設計株式会社、2. 東京電力パワーグリッド株式会社、3. 東京理科大学）
12:40 ～ 12:55

[21012-15-02] デジタルツインの考え方に基づく豪雨時の斜面の水分状態予測の適用性 （シンポジウム講演概要）
*小田 和広[1]、小泉 圭吾[2]、伊藤 真一[3] （1. 大阪産業大学、2. 大阪大学、3. 立命館大学）
12:55 ～ 13:10

[21012-15-03] 土留め壁を用いた掘削工事における底面地盤の応力予測手法（シンポジウム講演概要）
*松丸 貴樹[1]、冨田 佳孝[1]、牛田 貴士[1] （1. 鉄道総合技術研究所）
13:10 ～ 13:25

[21012-15-04] 高速鉄道の保線計画策定における数値シミュレーションの活用（シンポジウム講演概要）
*河野 昭子[1] （1. 公益財団法人 鉄道総合技術研究所）
13:25 ～ 13:40

2023年5月27日(土)

B会場

共通セッション | 企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（V&V)、不確かさ評価）

企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（ V&V)、不確かさ評価）①

座長:櫻井 英行(清水建設㈱)
15:30 ～ 17:30 B会場 (6号館 4階 6418室)

[12013-20-01] 河川構造物周りの河川流・浸透流同時解析モデルの検証と妥当性確認 （シンポジウム講演概要）
*楊 宏選[1]、柴田 堅太[1]、田代 陸[1]、熊倉 俊郎[1]、細山田 得三[1]、陸 旻皎[1] （1. 長岡技術科学大学）
15:30 ～ 15:45

[12013-20-02] 原位置試験を対象にした妥当性確認方法（シンポジウム講演概要）
*佐藤 伸[1]、原 朗[1]、志村 友行[1] （1. 株式会社大林組）
15:45 ～ 16:00

[12013-20-03] 階層ベイズ更新とモデル選択による有相関

パラメータの不確定性定量化（シンポジウム講演概要）

*北原 優[1]、北原 武嗣[2]、Beer Michael[3]（1. 東京大学、2. 関東学院大学、3. ライプニッツ大学ハノーファー）

16:00 ～　16:15

[12013-20-04] 応答曲面法と非線形有限要素解析によるコンクリートの破壊力学パラメータの同定手法 （シンポジウム講演概要）

田中 尊之[1]、*車谷 麻緒[1]（1. 茨城大学）

16:15 ～　16:30

[12013-20-05] V&Vに向けた曲げ破壊型鉄筋コンクリートはりの Validation実験（シンポジウム講演概要）

*羽生 隼輝[1]、車谷 麻緒[1]（1. 茨城大学）

16:30 ～　16:45

[12013-20-06] コード間対照による鉄筋コンクリートはりの非線形有限要素解析のコード検証（シンポジウム講演概要）

*渡邊 英吾[1]、飯島 昂也[1]、山川 綾之[1]、車谷 麻緒[1]（1. 茨城大学）

16:45 ～　17:00

[12013-20-07] 局所損傷の影響を考慮する鋼部材耐荷力解析のための画像ひずみ計測によるデータ同化（シンポジウム講演概要）

*佐藤 開[1]、西尾 真由子[2]（1. 筑波大学　理工情報生命学術院　システム情報工学研究群　構造エネルギー工学学位プログラム、2. 筑波大学 システム情報系）

17:00 ～　17:15

[12013-20-08] ASME V&Vに基づいた木材の骨組み構造に対する固有振動数における 接合部のモデル化（シンポジウム講演概要）

*福谷 勇輝[1]、油川 英史[1]、棗田 智香子[1]、松井 和己[1]、倉田 和幸[2]、三浦 孝広[3]、都筑 新[4]、山本 剛大[5]、杉山 裕文[6]、渡邉 大[7]、呂 学龍[1]、山田 貴博[1]（1. 横浜国立大学、2. テルモ株式会社、3. サイバネットシステム株式会社、4. ダッソー・システムズ株式会社、5. 広島大学、6. 山梨大学、7. 芝浦工業大学）

17:15 ～　17:30

2023年5月28日(日)

B会場

共通セッション | 企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（V&V)、不確かさ評価）

企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（ V&V)、不確かさ評価）②

座長:西尾 真由子(筑波大学)
12:40 ～ 14:25　B会場 (6号館 4階 6418室)

[22013-19-01] 不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認（シンポジウム講演概要）

*齋藤 健太[1]、Jayakody Sanchitha[1]、上田 恭平[1]、渦岡 良介[1]（1. 京都大学）

12:40 ～　12:55

[22013-19-02] 岩石室内試験の数値解析と V&Vの位置づけ（シンポジウム講演概要）

*櫻井 英行[1]（1. 清水建設株式会社）

12:55 ～　13:10

[22013-19-03] 弾性体の振動固有値の有限要素解の特性評価（シンポジウム講演概要）

*山田 貴博[1]（1. 横浜国立大学）

13:10 ～　13:25

[22013-19-04] 地下構造物施工時逆解析における材料モデル設定に関する検証（シンポジウム講演概要）

*鎌田 浩基[1]、青野 泰久[1]、櫻井 英行[1]（1. 清水建設 技術研究所）

13:25 ～　13:40

[22013-19-05] V&Vプロセスの実施に向けた木材の材料試験に対する妥当性評価（シンポジウム講演概要）

*棗田 智香子[1]、福谷 勇輝[1]、谷田 紗音[1]、高橋 由佳[1]、増田 悠星[1]、松井 和己[1]、倉田 和幸[2]、三浦 孝広[3]、都筑 新[4]、山本 剛大[5]、杉山 裕文[6]、渡邉 大[7]、呂 学龍[1]、山田 貴博[1]（1. 横浜国立大学、2. テルモ株式会社、3. サイバネットシステム株式会社、4. ダッソー・システムズ株式会社、5. 広島大学、6. 山梨大学、7. 芝浦工業大学）

13:40 ～　13:55

[22013-19-06] 座標系に依存しないニューラルネットワークの開発（シンポジウム講演概要）

*張 思為[1]、堀 宗朗[1]（1. 東京大学）

13:55 ～　14:10

[22013-19-07] 個別要素法による粒状体の流動解析における入力パラメータの寄与度の定量化（シンポジウム講演概要）

*ショウ クンシン[1]、外里 健太[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、大竹 雄[1]、寺田 賢二郎[1]（1. 東北大学）

14:10 ～　14:25

共通セッション | 企画セッション（応用力学の実務への展開）

企画セッション（応用力学の実務への展開）①

座長:加藤 準治(名古屋大学)

2023年5月27日(土) 15:30 〜 16:45 A会場 (6号館 4階 6410室)

[11011-15-01] トポロジー最適化技術を適用した落橋防止ブラケットの形状設計（シンポジウム講演概要）

*北田 幸夫[1]、土手 一朗[1]、黒川 貴大[1]、松村 寿男[2]、中村 将章[2]、加藤 準治[3] （1. ヒノデホールディングス株式会社、2. 瀧上工業株式会社、3. 名古屋大学）

15:30 〜 15:45

[11011-15-02] 衝撃弾性波法の鋼球打撃が作る弾性波動場の理論解の精度（シンポジウム講演概要）

*菅野 匡[1] （1. 東日本高速道路（株））

15:45 〜 16:00

[11011-15-03] 粒子法に基づく流体-地盤-構造連成解析の侵食対策工の事前検討への応用（シンポジウム講演概要）

*辻 勲平[1]、佐伯 勇輔[1]、浅井 光輝[1] （1. 九州大学大学院）

16:00 〜 16:15

[11011-15-04] 局所的弾塑性応答を考慮した疲労性能予測手法による形状制御型寿命延伸技術の検証（シンポジウム講演概要）

*森田 花清[1]、毛利 雅志[1]、Fincato Riccardo[2]、堤 成一郎[2] （1. 株式会社IHI、2. 大阪大学）

16:15 〜 16:30

[11011-15-05] ひずみ軟化を示す地山へのトンネル掘削を模擬したデータ同化解析（シンポジウム講演概要）

*青野 泰久[1]、奥野 哲夫[1] （1. 清水建設(株)）

16:30 〜 16:45

トポロジー最適化技術を適用した落橋防止ブラケットの形状設計
（シンポジウム講演概要）

Shape design of bridge collapse protection bracket by applying topology optimization techniques (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

北田 幸夫（ヒノデホールディングス） 土手 一朗（ヒノデホールディングス） 黒川 貴大（ヒノデホールディングス）
松村 寿男（瀧上工業） 中村 将章（瀧上工業） 加藤 準治（名古屋大・工）
Yukio KITADA, HINODE Holdings Co.,Ltd.
Ichiro DOTE, HINODE Holdings Co.,Ltd.
Takahiro KUROKAWA, HINODE Holdings Co.,Ltd.
Toshio MATSUMURA, The Takigami Steel Construction Co.,Ltd.
Masaaki NAKAMURA, The Takigami Steel Construction Co.,Ltd.
Junji KATO, Nagoya University
E-mail: y-kitada@hinodesuido.co.jp

A topology optimization method was used to develop a lightweight and rigid cast metal bracket that does not require welded joints for use in bridge fall prevention structures. To evaluate the performance of this shape as a combined product, rather than as a stand-alone product, an assembly analysis was conducted under actual usage conditions to evaluate the performance in a more realistic environment. The new shape is approximately 30% lighter than the current shape, and its performance is equivalent or better.

１．はじめに

近年予防保全の重要性が高まっており，橋梁の大規模な改築や更新工事等の保全工事が多く発注され，橋梁の保全市場が急速に拡大している．一方，デジタル技術としてトポロジー最適化や 3D プリンティング技術が急速に進歩しており，最適化形状の導出や溶接レスの一体製造が可能となってきている．加えて，大型化も進み橋梁のアクセサリ製品に適用できる大きさの製作も可能となってきた [1),2),3)].

そこで著者らによるこれまでの研究において，今後急増する老朽化したインフラの効率的かつ効果的な改築等に資することを目的に，橋梁の落橋防止構造に用いられるブラケット部材を対象として，溶接接合を必要としない鋳物製による軽量かつ高剛性な形状をトポロジー最適化手法により導出した．この形状は現行形状と比較して約 30%の軽量化を実現し，剛性及び弾性範囲ともに現行形状を上回っていることを示した [1,2)]．しかし，この形状はブラケット単体で検討した結果であり，現実的な状態での評価は行っていない．

一方，著者らが実施した別の研究において，単体で検討した最適化形状を，施工状態に近い構造で評価を行っている．その結果，単体検討のみでは現れない課題が発生する可能性がある事がわかった [3)]．

そこで, 今回は落橋防止ブラケットの単体検討の結果を, 実際の使用状態に近い解析モデルでの検討を行い，その結果を評価した．更に単体検討での課題をクリアした最適化形状案の導出も行い評価した．

２．単体検討での最適化形状案の評価

一般的な落橋防止ブラケットの現行形状を Fig. 1 に示す. なお, 現行形状に使用されている材料は SMA400W であり, 質量は 216kg である．

一方，トポロジー最適化の形状検討を行うにあたり，使用材料としては，一体化で自由形状が可能な鋳造製とし，強度や剛性の観点から，より弾性範囲が広く耐力に余裕がある FCD600（球状黒鉛鋳鉄）とした．設計条件は，剛性は現行形状と同等以上であること，応力は設計荷重において弾性領域であることとした．拘束条件はボルト締結部 11 カ所の座面部を完全固定とし，荷重条件は水平方向（-X 方向）にケーブルで荷重が掛かる位置に載荷した．この荷重条件の他にも複数の荷重条件を加味しているが，ここでは省略する．トポロジー最適化解析ソフトは「くいんと社製」の「HiramekiWorks」を使用した．単体検討での最適化形状案（質量 150kg，以下最適化形状案 A）を Fig. 2 に示す．この最適化形状案 A は，単体検討としては現行形状と比較して約 30%の軽量化を実現しつつ，剛性及び弾性範囲ともに現行形状を上回った [1), 2)]．

３．組合せ検討での最適化形状案 A の評価

最適化形状案 A は単体検討では良い評価を得る事ができたが，実際の使用状況を再現した組合せた状態で，どの様な挙動を示すのかは把握できていない．そこで，使用状態をモデル化した解析（アセンブリ解析）を実施した．その解析モデルと解析条件を Fig. 3 に示す．また，解析結果として強制変位部の荷重－変位図を Fig. 4 に示す．この図より，現行形状 及び 最適化形状案 A の両形状とも単体解析に比べてアセンブリ解析の結果は，設計荷重（500kN）は

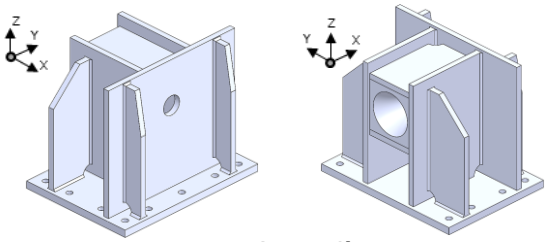


Fig. 1　Current Shape

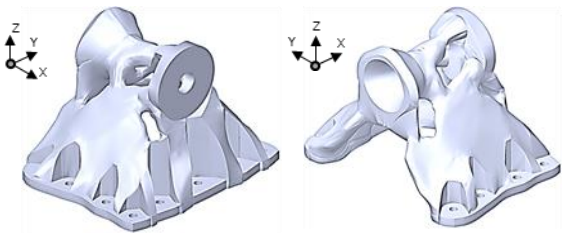


Fig. 2　Optimized Shape (A)

クリアしているものの早い段階で変位量が大きくなる事がわかった．また，単体解析では最適化形状案 A が現行形状を大きく上回る弾性範囲を示していたのに対し，アセンブリ解析では逆に弾性範囲は狭くなっている事もわかった．なお，ここで言う弾性範囲とは荷重に対する変位量が直線性を保つ範囲を指しており，材料の弾性範囲ではない．つまり，材料としては弾性範囲でも滑りが発生すれば直線性は失われる点に注意が必要である．これらの弾性範囲が狭くなった原因は，ブラケットの底面が早期に滑り出す事や，ボルトの曲げ変形及び伸びが影響していると考えられる．特に最適化形状案 A は強制変位面に対して後方が Y 方向に広がり，現行形状よりも早く滑り始める事がわかった．これは，底面形状がコの字形になっており，強制変位方向に対して直角方向の剛性が低い事が理由であると考えられる．

４．組合せを考慮した最適化形状案 B の導出

アセンブリ解析において，現行形状と同等以上の性能をもつ最適化形状案 B を導出するため，単体での検討とは異なるボルトの曲げ変形や伸びを考慮したトポロジー解析を実施した．つまり，解析を行う際に，あらかじめボルトのモデル形状を追加し，ボルトの先端を固定条件とする事に

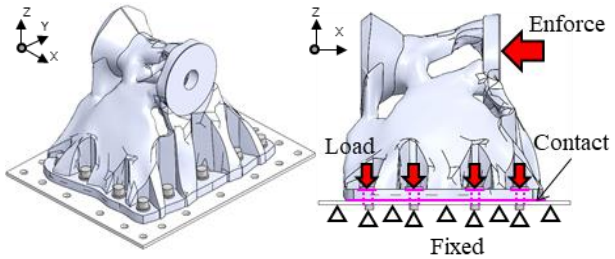


Fig. 3　Analysis Model and Analysis Conditions

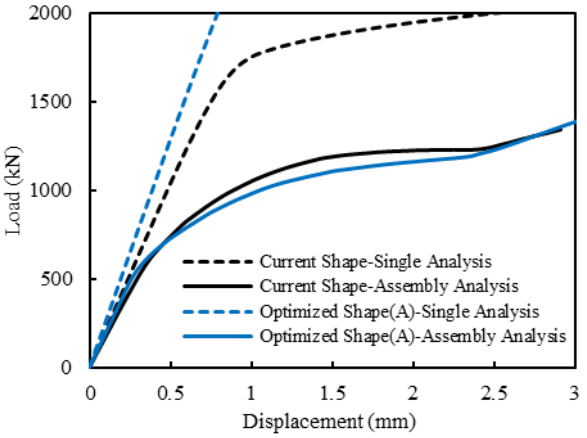


Fig. 4　Load-Displacement Diagram
(Current Shape, Optimized Shape (A))

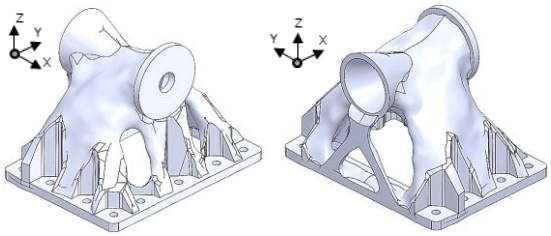


Fig. 5　Optimized Shape (B)

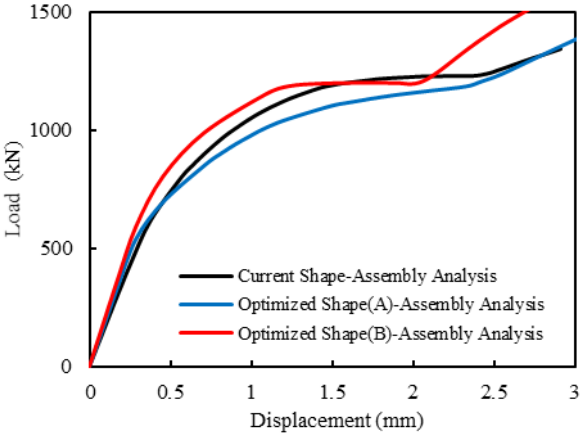


Fig. 6　Load-Displacement Diagram
(Current Shape, Optimized Shape (A), (B))

より，ボルトの変形を考慮した最適化形状案 B（質量 150kg）を導出した．この形状を Fig. 5 に示す．

５．組合せ検討での最適化形状案 B の評価

最適化形状案 B におけるアセンブリ解析を実施した．解析条件は前述の Fig. 3 と同じである．解析結果の荷重－変位図を Fig. 6 に示す．この図より，最適化形状案 B は現行形状や最適化形状案 A と比較して，剛性が高くなり，弾性範囲は現行形状とほぼ同等となる事がわかった．つまり，最適化形状案 B は現行形状に対し約 30%の軽量化を実現しつつ，現実的な使用状態において剛性は現行形状を上回り，弾性範囲はほぼ同等レベルであるという結果が得られた．

６．結論

本研究では，落橋防止ブラケットの形状提案において，単体の検討ではなく組み合わされた製品としての性能を評価するため，実際の使用状況をモデル化した状態でのアセンブリ解析を実施し，現実的な状態における性能評価を行った．更に課題を解決した改良形状を導出し，その形状は現行形状と比較して約 30%の軽量化を実現しつつ，性能は同等以上である事を示した．

７．謝辞

本研究は国土交通省の建設技術研究開発助成制度 JPJ000094 の助成（研究代表者：日之出水道機器株式会社 野村和孝）の研究助成金を用いて実施した．ここに記して感謝の意を表する．

参考文献

1) 土手一朗，北田幸夫，甲斐信博，野村和孝，酒井成史，松村寿男，中村将章，加藤準治：トポロジー最適化手法を用いた非溶接橋梁用ブラケットの開発，年次学術講演会講演概要集，pp.CS11-05，土木学会，2022.
2) 北田幸夫，土手一朗，松村寿男，中村将章，加藤準治：トポロジー最適化技術を用いた落橋防止ブラケットの形状導出，土木構造・材料論文集，第 38 号，九州橋梁・構造工学研究会，2023.
3) 北田幸夫，黒川貴大，長﨑怜，松村寿男，中村将章，加藤準治：トポロジー最適化技術を用いた仮設ブラケットの設計及び評価，構造工学論文集，Vol. 69A，土木学会，2023.

衝撃弾性波法の鋼球打撃が作る弾性波動場の理論解の精度（シンポジウム講演概要）

Accuracies of Theoretical Solutions on Elastic Wave Field Generated by Spherical Impactor of Impact-Echo (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

菅野　匡（東日本高速道路）
Tadashi KANNO, East Nippon Expressway Co., Ltd.
E-mail: t.kanno.ab@e-nexco.co.jp

An estimation of elastic wave amplitude field generated by impact of spherical ball is required for impact-echo non-destructive tests. The responses to the impact loads by the impactors can be modeled by Lamb's problem solved rigorously by Cagniard's method on line of vertical load in semi-infinite elastic solid. Miller et al. approximated solution by means of the steepest descent method, Ewing et al. derived equations of inverse integral transforms by deformations of integral paths, and Brind et al. presented approximate equations in the near-field under potential point source as series of cylinder wave functions with coefficients expressed in Laurent series. For the sake of discussion on echo by the impactor, accuracies of the approximate equations are assessed in this paper. The results of comparisons with the rigorous solutions indicate that Ewing's equations give suitable approximations for P waves, moreover, the steepest descent method gives the appropriate precision on the far-field over phase distance of 4.

１．はじめに

コンクリート構造物の非破壊試験では，高減衰特性のため，大入力であるハンマーや鋼球による打撃が広く用いられる．生成された弾性波動場が推定され，打撃から受信までの弾性波の伝搬経路を特定して，受信波が解析される．

筆者他 [1),2)]は，衝撃弾性波法により，コンクリート中の P 波速度を測定するとき，仮定とは異なる経路をたどるエコーが卓越することを実験と解析から示した．打撃を周期点荷重と見なすと，弾性波動場は，Lamb の問題 [3)]でモデル化され，提案された近似式が適用可能となる．本研究では，衝撃弾性波法の波動伝搬経路の理論的推定に必要な，鋼球の生成する弾性波動場の近似解を厳密解と比較した．

２．Lamb の問題の厳密解

モデルとなる周期鉛直荷重下の半無限弾性体の挙動は，次の Navier の方程式に支配される．

$$(\lambda+2\mu)\nabla\nabla.\mathbf{u}-\mu\nabla\times\nabla\times\mathbf{u}=\rho\ddot{\mathbf{u}}. \tag{1}$$

この式は，両辺を積分変換して，着目する変数について解き，逆変換すれば，形式的に解ける．これが Lamb の問題 [3)]である．

周期鉛直荷重が作用するとき，逆変換で表現された P 波変位は，弾性体内の荷重線上で，Cagniard の方法により陽に解ける．一例に，軸対称問題の深さ方向の変位応答解を載せる．

$$k_p u_z=\int_0^t G(t-\tau)\left[\delta(\tau)-i\omega_0 e^{-i\omega_0\tau}\right]d\tau, \tag{2}$$

ここで，

$$G(t)=\frac{k_p Z}{\mu}\frac{1}{2\pi z}\left[\frac{-\tau^2(2\tau^2+\delta_2)H\left(t-z/c_p\right)}{(2\tau^2+\delta_2)^2-4(\tau^2-\varepsilon)\tau(\tau^2+\delta_1)^{1/2}}\right.$$

$$\left.+\frac{2(2\tau^2-\delta_1)^{1/2}\tau(\tau^2-1)H(t-z/c_s)}{(2\tau^2-1)^2-4(\tau^2-1)\tau(\tau^2-\delta_1)^{1/2}}\right], \tag{3}$$

$$\tau=c_s t/z,\varepsilon=\left(c_s/c_p\right)^2,\delta_1=1-\varepsilon,\delta_2=1-2\varepsilon. \tag{4}$$

３．Lamb の問題の近似解

Miller 他 [4)]は，逆変換解の被積分関数に着目し，指数関数のべき指数実数成分の鞍点をとり，逆積分解を近似した．Fig.1 で 2 次元問題の近似を，Fig.2 で軸対称問題の近似を，荷重線上深さ方向を横軸にとり，P 波振幅を厳密解と比較した．いずれも，位相距離 4 以上で良い近似を与える．

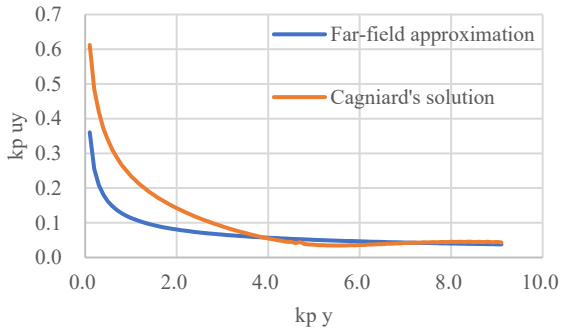


Fig. 1 Accuracy of steepest descent under 2-D condition.

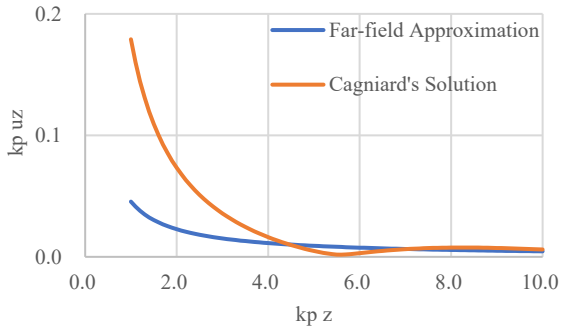


Fig. 2 Accuracy of steepest descent under axial symmetry.

Ewing 他 [5)]は，2 次元問題について，逆積分解の積分路を Riemann 面上で変形して，陽な解を誘導した．Fig.3 と Fig.4 で最急降下法により近似した半無限弾性体内の P 波，SV 波の振幅の分布を，Fig.5 と Fig.6 で Ewing の方法で誘導した P 波，SV 波の振幅の分布を示し比較する．深さ方向に位相距離 2 以上で，P 波が良い近似となっている．

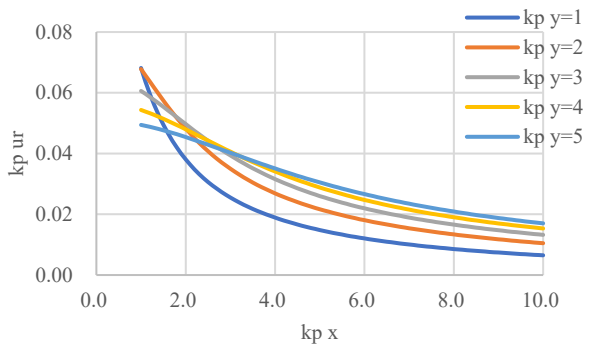


Fig. 3 P wave amplitude approximation by steepest descent.

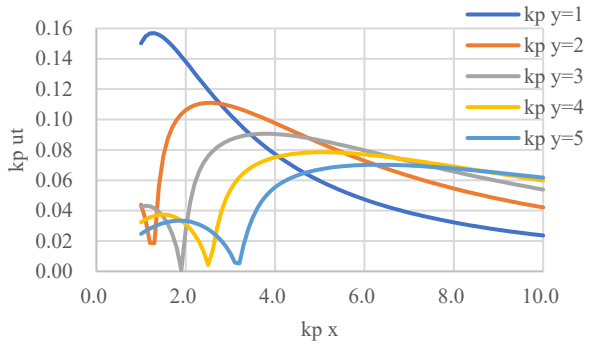


Fig. 4 SV wave amplitude approximation by steepest descent.

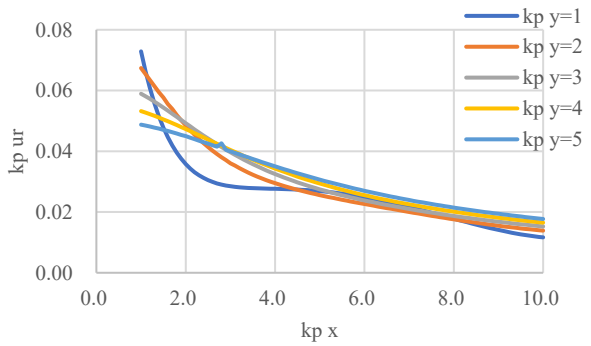


Fig. 5 P wave approximation by Ewing's scheme.

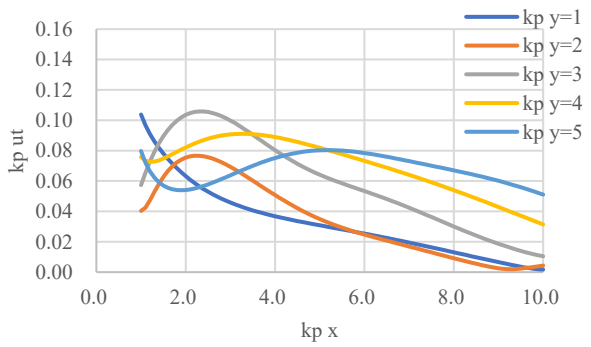


Fig. 6 SV wave approximation by Ewing's scheme.

Brind 他 [6]は，1991 年ポテンシャル点源に対する半平面近距離場応答を，Laurent 級数を係数に持つ円柱波動関数の級数で表現した．この式と，提示された方法を周期点荷重下の応答に拡張した式(5)で計算した荷重線上の点における P 波振幅を下図で厳密解と比較した．

いずれの近似精度も，近距離場においてさえ最急降下法による近似に及ばない．

$$u_y = \sum_{m=-2}^{\infty} \mathcal{A}_m \mathcal{C}_m(kr^*, \theta^*), \tag{5}$$

ここで，$\mathcal{C}_\nu(X,\theta) = J_\nu(X)\cos\nu\theta\,, \mathcal{A}_\nu = \beta_\nu + \alpha_\nu \dfrac{\partial}{\partial\nu}.$ (6)

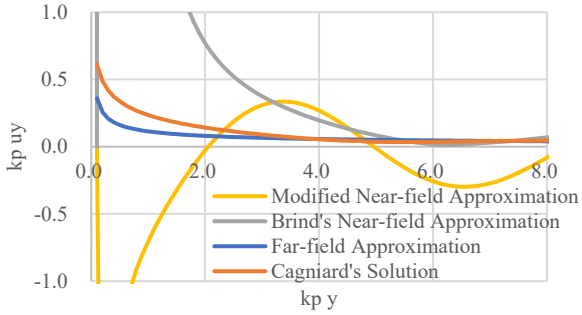


Fig. 7 P wave amplitude approximation by Brind's scheme.

4．結論

衝撃弾性波法において，受信波の解析に必要となる伝搬経路の情報を得るために，鋼球打撃の作る半無限弾性体波動場の近似解の精度を検証した．荷重点からの位相距離 4 以上の点からの反射は，最急降下法による近似が妥当であり，多重反射波を解析に用いる方法では，位相距離が常に π となるため，最急降下法近似が最も適する．

参考文献

1) 菅野匡，山下健太郎，境友昭，衝撃弾性波法によるコンクリートの縦波速度測定に関する一考察，土木学会第 21 回応用力学シンポジウム講演概要集, pp.287-288, 2018.5.
2) 菅野匡，山下健太郎，境友昭，供試体を用いて測定される弾性波速度の形状依存問題に関する音線理論による検討，日本非破壊検査協会 2021 年度秋季講演大会講演概要集，pp.129-132，2021.11.
3) H. Lamb, On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid, Phil. Trans. Roy. Soc. Lond., A, 203, pp.1-42, 1904
4) G. F. Miller and H. Pursey, The Field and Radiation Impedance of Mechanical Radiators on the Free Surface of a Semi-Infinite Isotropic Solid, Proc. R. Soc. Lond. A, 223, pp.521-541, 1954.
5) W. M. Ewing, W. S. Jardetzky and F. Press, Elastic Waves in Layered Media, McGraw-Hill Book Company Inc, 1957.
6) R. J. Brind and G. R. Wickham, The Near-field behavior of the fundamental elastodynamic solutions for a semi-infinite homogeneous isotropic elastic solid, Proc. R. Soc. Lond. A, 433, pp.101-120, 1991.

粒子法に基づく流体-地盤-構造連成解析の侵食対策工の事前検討への応用
（シンポジウム講演概要）

Application of Fluid-Soil-Structure Coupling Simulation based on Particle Methods to Preliminary Study of Anti-erosion measures
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

辻　勲平（九大・工）　　佐伯　勇輔（九大・工）　浅井　光輝（九大・工）
Kumpei TSUJI, Kyushu University
Yusuke SAEKI, Kyushu University
Mitsuteru ASAI, Kyushu University
E-mail: tsuji@doc.kyushu-u.ac.jp，Fax: 092-802-3371

This paper presents a fluid-soil-structure coupling method based on the particle method (ISPH, DEM) to simulate the erosion of a river embankment with PC sheet piles. Through numerical experiments comparing the deformation of embankments with different embedded depths, the number of sheet piles, and their shape, we confirmed that our proposed tool could qualitatively express the overflow resistance performance of each sheet pile.

１．はじめに

昨今の異常気象に伴う豪雨によって，日本各地で土構造物の崩壊や大規模な浸水被害が多発している．特に河川堤防の決壊は河川水の増水による越流に起因しており，決壊しにくく決壊までの時間を少しでも長くする減災効果を有した「粘り強い河川堤防」が求められている．国土交通省[1)]は「越水に対する河川堤防の強化構造の検討に資する評価技術の開発」を指定型課題に挙げており，越流侵食に対する対策工など技術開発が進められている．例えば，持田らの研究[2)]では，堤体内に自立壁を構築する一部自立型構造が提案されており，水理実験などを通してその性能が示されてきた．

本研究では，剛性が大きく，耐久性に優れた PC 矢板を用いた強化構造の耐侵食性能を評価し得る 3 次元流体-地盤-構造連成解析ツールの開発を目的とする．解析ツールにおける激しい自由表面流れと浸透流の解析には粒子法の一種である ISPH (Incompressible Smoothed Particle Hydrodynamics)を選択する．また，越流によって生じる地盤の離散的な破壊は球形粒子を用いた DEM (Discrete Element Method)によって表現し，PC 矢板は球形粒子を剛体結合して形状を表現するクラスターDEM によってその挙動を表現する．そして，各種相互作用を評価することによって，流体-地盤-構造連成解析を実現する．なお本稿では，この連成解析ツールを用いて，PC 矢板の根入長あるいは形状による破壊性状の違いを定性的に確認することに注力した．

２．連成解析手法

著者らの先行研究[3)]と同様に，流体解析では自由表面流れと浸透流の統一方程式（Darcy-Brinkman 型方程式）を安定化 ISPH 法[4)]に従って解き，堤防を越流する流体運動を追跡する．また，堤防の変形解析と PC 矢板の挙動解析には個別要素法 DEM による粒状体解析あるいは複数の球形粒子を剛体結合したクラスターDEM 解析を実施する．この時，土粒子同士あるいは土粒子-剛体，剛体-剛体間の接触には通常の DEM と同様にバネダッシュポットモデルに従う接触・摩擦計算を実施する．なお，流体と土粒子（球形 DEM）の相互作用力には相対速度に依存する抗力，流体と矢板（クラスターDEM）の相互作用力として剛体に作用する圧力を表面積分して得られる流体力を考慮する事で，河川水の越流と堤防の侵食，PC 矢板の挙動を表現する．

３．河川堤防の侵食対策工の事前検討への応用

Fig.1 には，PC 矢板で補強した河川堤防の解析モデルの概略図を示した．本研究では，堤内地側の法面は越流水によって侵食したことを仮定して取り去った状態を初期状態としている．流体（SPH 粒子）は，モデル左端の堤外地から一定流速 30 cm/s で流入させ，モデル右端の解析領域外に出た流体粒子は削除することによって，流体の流入・流出境界を表現した．また，Fig.2 には数値実験を行う 4 種の PC 矢板を設置した解析モデルの初期状態をまとめた（(a)根入長 D=20cm の短矢板，(b)根入長 D=40cm の長矢板，(c)二重長矢板，(d)コの字型矢板）．

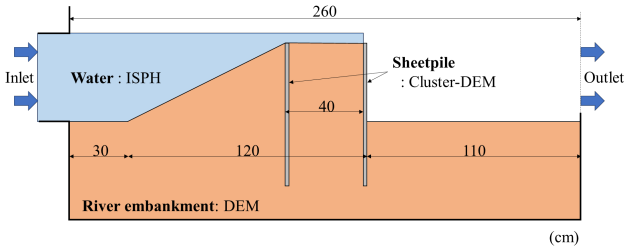
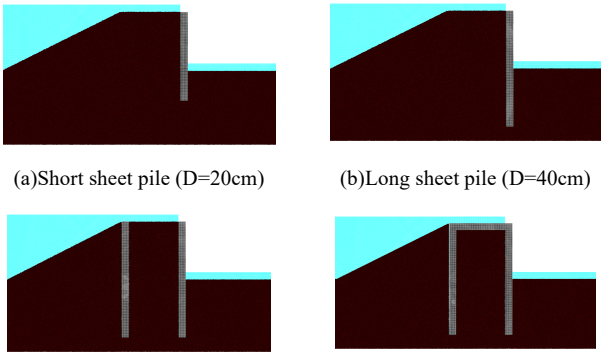


Fig.1 Schematic diagram of erosion simulation



(a)Short sheet pile (D=20cm)　(b)Long sheet pile (D=40cm)

(c)Double sheet pile (D=40cm)　(d)U-shaped sheet pile (D=40cm)

Fig.2　4 sheet-pile types of anti-erosion measures

４．解析結果

Fig.3 には，河川堤防に設置した 4 種類の PC 矢板の変位状態と地盤の変形状態を，越流開始からの時系列変化で示した．(a)根入長が短矢板の場合，越流開始前から矢板左面に作用する水圧および土圧によって右側へと傾斜し，最終的には堤体を維持できずに倒壊に至った．一方で(b)の根入が深い長矢板の場合も，水圧と土圧によって傾斜は生じるものの，粘り強く堤体の崩壊を防ぐ様子を確認出来た．(a)と(b)の比較から，本解析手法によって根入長さによる破壊性状の効果を評価できることが確認できた．なお，いずれのケースでも，提案する流体-地盤-構造連成ツールを用いることによって，越流に起因する離散的な洗掘破壊を表現できることも確認できた．

また，(c)堤外地側にもう一本の PC 矢板を設置した二重矢板の場合，堤内地側と天端周辺の変形状態は(b)一本の長矢板の場合とはほとんど変わらず，堤外地側の変形が少し抑えられる程度の補強効果であった．天端部分も補強し矢板をつなげた(d)コの字型矢板の場合も，初期の水圧と土圧による若干の傾斜は生じている．ただし，堤体の変形は他の矢板形状よりも小さく，粘り強く地盤の変形を防ぐ減災効果を発揮することを確認した．

５．結論と今後の課題

本研究では，河川堤防の侵食および崩壊を粘り強く防ぐ PC 矢板による補強工法の耐越流性能の評価に資する粒子法に基づく流体-地盤-構造連成解析ツールを開発した．本報で掲載した河川堤防の越流を模擬した数値実験を通して，流体の激しい流れと地盤の離散的な破壊，そして各種矢板形状の耐越流性能を表現し得るツールであることを確認することが出来た．

今後，持田らの実験 [2]のような室内実験との比較を通して，定量的な評価（矢板の変位，地盤の変形状態，洗掘深等）を実施するため，各種解析手法の高精度化を実施していく予定である．

参考文献

1) 国土交通省，”河川砂防技術研究開発公募 河川技術部門”,https://www.mlit.go.jp/river/gijutsu/kasenryuuiki/index.html，2023 年 3 月 4 日閲覧．
2) 持田裕輔，山崎弘芳，妙中真治，藤澤和謙，高橋章浩，越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究その２，第 10 回河川堤防技術シンポジウム論文集，pp.33-36，2022.
3) Tsuji, K., Asai, M., Kasama, K.: Seepage failure prediction of breakwater using an unresolved ISPH-DEM coupling method enriched with Terzaghi’s critical hydraulic gradient, *Adv. Model. Simul. Eng. Sci.*, 10(1), pp.1-27, 2023.
4) Asai, M.,Aly, A.M.,Sonoda, Y. and Sakai, Y. : A stabilized incompressible SPH method by relaxing the density invariance condition, *J. Appl. Math.*, Vol.2012,2012.

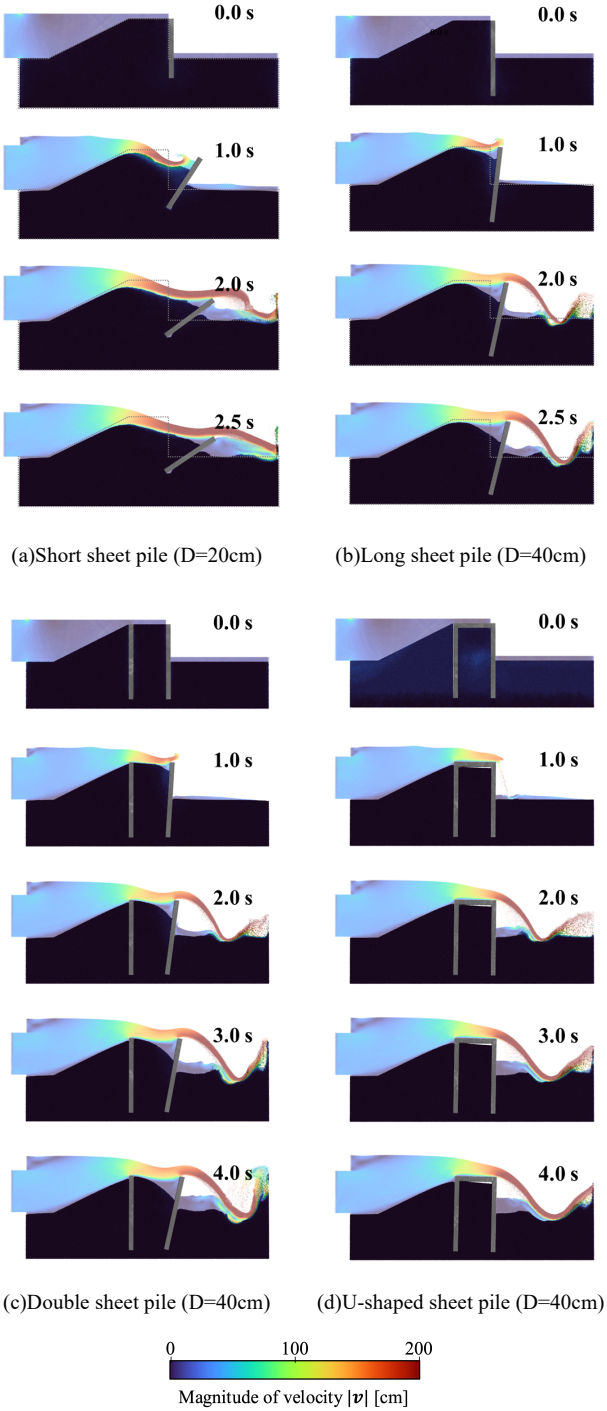


Fig.3 Results of 3D ISPH-DEM simulation

局所的弾塑性応答を考慮した疲労性能予測手法による形状制御型寿命延伸技術の検証（シンポジウム講演概要）

Fatigue life improvement of welded joint by controlled shape and application of fatigue life prediction method considering cyclic elasto-plasticity response. (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

森田　花清（株式会社 IHI）　　毛利　雅志（株式会社 IHI）
フィンカト　リカルド（大阪大学）　　堤　成一郎（大阪大学）
Kasumi MORITA, IHI Corporation
Masashi MOURI, IHI Corporation
Fincato Riccardo, Osaka University
Seiichiro Tsutsumi, Osaka University
E-mail: morita0101@ihi-g.com

The present study focuses on the shape effect on fatigue crack initiation and propagation life of welded joints considering the cyclic plasticity behavior of weld heat-affected zone (HAZ) by considering a cyclic plasticity accumulation during fatigue loading, which is a main cause of crack initiation. Cyclic plasticity behaviour including cyclic hardening and softening together was investigated with an unconventional elasto-plasticity model called the Fatigue subloading surface model[1)] and extended to include both elastic boundary and cyclic damage concepts.

１．背景および目的

鋼構造物の溶接ビード部近傍における疲労損傷事例は数多く報告されており，疲労寿命評価技術へのニーズは高い．一方で，溶接部近傍においては残留応力や熱影響，拘束応力，形状不均一が重畳するため各種影響因子を分離した議論は困難である．著者らは近年，巨視的弾性状態を含む弾塑性応答を高精度に再現可能な材料モデル [1)]を開発するとともに，繰返し弾塑性 FEM 解析を活用して実測が困難な局所的・微視的領域における繰返し弾塑性応答に基づいた疲労亀裂発生寿命評価手法を提案している．また，局所的繰返し弾塑性応答に基づいた疲労亀裂発生寿命評価手法を拡張し，疲労亀裂の伝播を疲労亀裂発生の連続挙動として評価する手法 [2)]を提案してきた．本研究では上記の手法を用いて非荷重伝達型十字溶接継手を対象に疲労亀裂発生および伝播寿命評価を行い，溶接に関する形状因子が疲労寿命に与える影響を考察する．

２．疲労亀裂発生および伝播寿命評価手法

疲労亀裂発生寿命評価には，本研究で評価対象とする溶接継手の供試材である溶接構造用圧延鋼板 JIS　SM490A 母材と，溶接熱影響部の再現熱サイクル試験により制作した FGHAZ（細粒 HAZ）および CGHAZ（粗粒 HAZ）の一定荷重振幅疲労試験結果（応力比 R=-1）より取得した [3)]．Fig.1 にひずみ振幅と疲労亀裂発生寿命の関係（S-N 関係）を示す．材料の疲労強度は硬さに依存することが知られていることから，Fig.1 の疲労試験結果に基づき疲労亀裂発生寿命評価式をビッカース硬さの関数として定式化した．

$$\frac{\Delta\varepsilon_t}{2} = 0.24N_c^{-0.62} + 0.0035N_c^{-0.40} + \varepsilon_{a,w} \qquad (1)$$

$$\varepsilon_{a,w} = f(HV) = \frac{HV}{HV_{BM}} \times \varepsilon_{a,N=10,000,000} \qquad (2)$$

ここに，$\Delta\varepsilon_t$は最大荷重載荷時における主ひずみ方向の全ひずみ範囲，N_cは肉眼観察による表面亀裂（表面部の長さa=0.2～0.5mm）が発生するまでの疲労亀裂発生寿命である．$\varepsilon_{a,w}$は任意のビッカース硬さを持つ鉄鋼材料の疲労限を与えるひずみ振幅であり，$\varepsilon_{a,w}$に漸近するよう式(2)を定式化した．また，平均応力による疲労寿命への影響を考慮するために，実験データベースに基づき各種鋼材について平均応力σ_m[MPa]による 200 万回疲労強度σ_wの低減率を定式化した [3)]．式(3)に平均応力による 200 万回疲労強度の低減率を示す．

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_w} = 1 - 4.1\times10^{-4}\sigma_m - 1.6\times10^{-7}\sigma_m^2 \qquad (3)$$

ここに，σ_aは応力振幅である．本研究では，平均応力による 200 万回疲労強度の低減率を全ひずみ範囲の低減率として取り扱い，平均応力を考慮した疲労寿命評価式を式(4)とする．

$$\frac{\Delta\varepsilon_t}{2}\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_w}\right) = 0.24N_c^{-0.62} + 0.0035N_c^{-0.40} + \varepsilon_{a,w} \qquad (4)$$

対象構造について繰返し弾塑性解析を行い，疲労亀裂発生位置における局所応力ひずみ挙動より全ひずみ範囲$\Delta\varepsilon_t$を抽出し，繰返し数に伴い全ひずみ範囲$\Delta\varepsilon_t$が一定値に収束した時点における値を式(3)および式(4)に代入することにより，局所

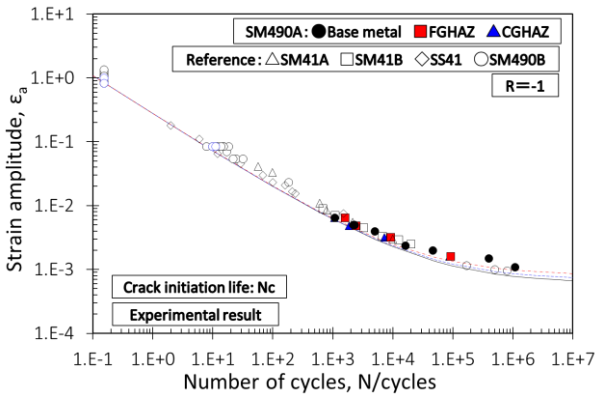


Fig. 1 S-N relations of SM490A and proposed equations of fatigue life. (Crack initiation life: N_c)

的な疲労亀裂発生寿命N_cを取得する．

続いて，疲労亀裂伝播寿命評価について説明する．本研究では疲労亀裂の伝播を疲労亀裂発生の連続挙動として評価する手法を採用する．疲労亀裂伝播速度da/dNの評価手順[8]は次のとおりである．まず，特定の亀裂長さaを有する対象構造に対して，評価すべき所定の境界条件下における繰返し弾塑性 FEM 解析を実施する．次に，亀裂先端の節点で評価した弾塑性応答と実験データベースを活用することにより，特定の亀裂長さaにおける疲労亀裂発生寿命N_cを算出する．予測された疲労亀裂発生寿命N_cの間に進展する疲労亀裂長さをΔaとすることにより，疲労亀裂伝播速度を算出する．

本研究では，式 (3)および(4)を用いて算出した疲労亀裂発生寿命N_cの間に疲労亀裂がΔa進展するとして，次式により疲労亀裂伝播速度da/dNを算出する．

$$\frac{da}{dN} = \frac{\Delta a}{N_C} \qquad (5)$$

本手法を非荷重伝達型十字溶接継手に適用することにより，疲労亀裂発生および伝播寿命を評価する．なお，本研究では母材はΔa＝129mm，FGHAZ はΔa＝157mm，CGHAZ はΔa＝133mm を採用した．Δaの同定手順および用いた実験データについては文献[3]を参照されたい．

３．非荷重伝達型十字溶接継手疲労亀裂寿命評価結果

本研究では形状因子が非荷重伝達型十字溶接継手の疲労亀裂発生および伝播寿命に与える影響の評価を目的として，溶接ビード止端半径（r=0.20mm/0.50mm）と角変形に起因した拘束応力（拘束応力あり/なし）が疲労寿命に与える影響を比較した．Table 1 および Fig.1 に検討ケースと FE モデル（r=0.20mm/拘束応力あり）を示す．亀裂の発生が予測されるビード止端部近傍における最小要素サイズは 50μm 四方とし，4 節点平面ひずみ要素を用いた．解析手順としては，チャッキングによる角変形量強制を模擬して境界条件に片側のチャック位置における表面の節点を固定し，反対側のチャック位置と軸心が取れるよう接触解析を実施した（摩擦係数 0）．なお，拘束応力なしのケースにおいては角変形量 0mm のモデルを採用した．続いて，上述の境界条件を保持した状態で継手端部に繰返し荷重を与えた．疲労亀裂伝播経路については，疲労亀裂発生位置に初期亀裂 50μm を導入し，XFEM 解析を用いて疲労亀裂伝播経路を取得した．亀裂の進展は共有節点間の拘束を開放することにより模擬しており，a=0/0.05/0.10/0.15/0.20/0.30/0.50 および 1.0mm における亀裂先端の疲労亀裂伝播速度を評価した．各亀裂長さにおいて応力およびひずみ履歴は引き継ぎ，連続的な解析を実現している．Fig.2 および Fig.3 に拘束応力ありの場合における亀裂長さと繰返し数の関係と亀裂長さ 1.0mm における *S-N* 関係を示す．これより，溶接始端半径が大きい r=0.50mm の方が亀裂長さ 1mm 時点における疲労寿命は 2 倍以上大きくなっていることが確認される．

参考文献

1) Tsutsumi, S. et. al., Cyclic plasticity model for fatigue with softening behaviour below macroscopic yielding, Materials & Design, 165, 107573, 2019.
2) 堤成一郎ほか: 局所弾塑性応答に基づく鋼材の疲労亀裂発生および伝播寿命評価,土木学会論文集 A2, 75, 2, I_445-I_453, 2020.
3) 森田花清，毛利雅志，アヤン・ブリハン，フィンカト・リカルド，堤成一郎，低炭素鋼母材と再現 HAZ 材の繰返し弾塑性応答と疲労亀裂発生寿命，溶接学会論文集，40, 1, p.36-43. 2022.
4) 飯田国広，HT60 鋼の歪制御低サイクル疲労における亀裂発生寿命の破面のミクロフラクトグラフィ，日本造船学会論文集， Vol. 128，pp. 331-341，1970.

Table 1　Model names for each case

		Angular distortion	
		Yes	No
Weld toe radius	r=0.20mm	R0.20-AD	R0.20-NoAD
	r=0.50mm	R0.50-AD	R0.50-NoAD

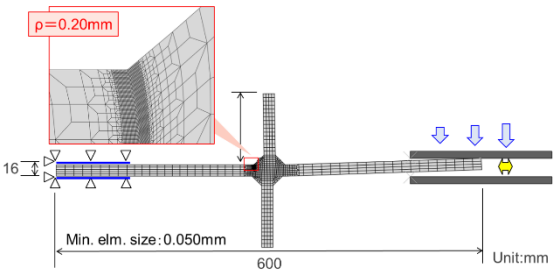


Fig.1 FE model and boundary condition.

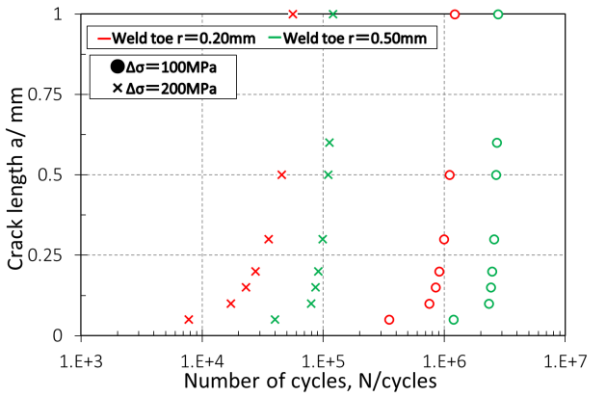


Fig.2 *a-N* relation

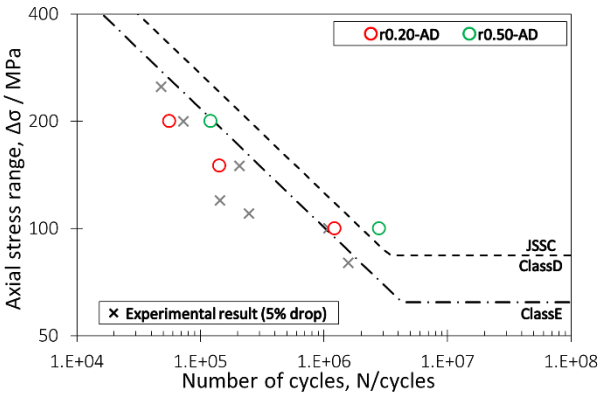


Fig.3　*S-N* relation

ひずみ軟化を示す地山へのトンネル掘削を模擬したデータ同化解析（シンポジウム講演概要）

Data assimilation simulating the construction of tunnels into a ground assuming a strain softening model (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

青野　泰久（清水建設）　　奥野　哲夫（清水建設）
Yasuhisa AONO, Shimizu Corporation
Tetsuo OKUNO, Shimizu Corporation
E-mail: y.aono@shimz.co.jp

To ensure safety during the construction phases of underground structures, the present and future conditions of the rock and tunnel supports such as displacements, stresses and plastic region, must be estimated and predicted by appropriate measurements and numerical simulations. However, many uncertainties, e.g., geological structures, mechanical properties of rocks, initial and boundary conditions, complicate numerical modelling considerably. To solve this problem, the purpose of this study is to develop a numerical analysis method using a data assimilation (DA) technique, that updates the numerical model based on measured data during construction. To evaluate the effectiveness of the proposed method, numerical experiments are performed. That is, DA analyses are performed using the displacements obtained from the analysis results as simulated measurement data. From the results, DA updated the physical properties of the elasto-plastic model and improved the prediction performance of the displacements of the mountain during tunnel construction.

１．はじめに

山岳トンネルや地下発電所などの地下構造物の施工では，日常的に実施される切羽の観察や変位の計測結果に基づき，設計や施工方法を修正する情報化施工が採用されている．地山の想定外の挙動が発生，予見される場合，数値解析により設計変更が検討されることもあるが，地山の構成モデルやそのパラメータの設定，初期・境界条件の扱いなど，多くの不確実性を扱わなければならない．実際の地山の挙動を適切にモデル化し予測する手法は確立されていないのが実状である [1]．これに対し，著者らは計測結果に基づきモデルを更新し，数値モデルによる予測の信頼性を定量化・向上させるデータ同化に着目し，これを利用した施工時の地下構造物における地山の変位，支保に作用する応力などの予測を行う掘削解析手法の研究を推進している [2]．本稿では，ひずみ軟化モデルを仮定した地山にトンネルを施工する問題を対象に，掘削時に生じる地山の変位の同化による地山の物性の推定が可能か，数値解析による模擬観測値を用いた同化実験の結果について報告する．

２．同化実験の概要

本研究では，掘削解析には市販の有限体積法(FVM)ソフト FLAC3D を用いた．データ同化には，アンサンブルベースの逐次型のデータ同化手法であり，計算コストが比較的低い Error-subspace Transform Kalman Filter(ESTKF)[3]を採用した．なお，ESTKF の詳細な説明は紙面の都合上割愛する．

この同化実験では，正解の条件を設定した解析モデルにより計算した結果を計測データと考え，正解と異なる条件の解析モデル(予測モデル)に計測データを逐次データ同化させる．同化実験は，通常知りえない真の値がわかるため，着目する問題に対し，データ同化が正しく機能するか，推定対象のパラメータの推定が行えるかなど，実際の計測データを扱うデータ同化の事前検証に一般的に行われている．本稿では，データ同化により予測モデルの地山の物性，天端沈下の予測結果がどのように変化するか確認した．

当社施工のインドネシアの Asahan Hydroelectric Power Plant Project における，トンネルの施工区間を参考に同化実験の条件を設定した．Fig. 1 に解析メッシュと地山の変位の観測点を示す．均質な地山を仮定し，境界条件が地山の変位に及ぼす影響を排除するため，トンネル距離程(TD)30m 以降の断面に観測点を設けた．掘削解析に要する時間を短縮するため，観測断面は TD30m から 2m ごとに設けた．TD30m から TD50m の区間を対象に，2m の掘削ごとに観測点の絶対変位を同化した．

施工箇所で採取した試料の室内試験にて，降伏後に軟化挙動が観察されたため，地山の構成モデルはひずみ軟化モデルを仮定した．Fig. 2 に示すように，軟化時の挙動は塑性せん断ひずみε^{ps} の増加に伴う粘着力 c，せん断抵抗角ϕの減少により表現される．Table 1 に原位置試験で得られた地盤の物性値と同化実験に用いた物性値を示す．c_r とϕ_r はそれぞれ残留状態での地盤の粘着力とせん断抵抗角である．原位置試験で得られた変形係数 E とポアソン比 νは原位置試験の結果から 2390MPa，0.2 とした．また，軟化から残留状態に変化する際の塑性せん断ひずみε_r^{ps} は室内試験の結果から 0.008 とした．解析モデルの初期応力は，原位置試験の結果から設定した(σ_{xx} = 6.68MPa，σ_{yy} = 3.10MPa，σ_{zz} = 6.40MPa，τ_{xy} = 2.57MPa，τ_{yz}= 1.38，τ_{zx} = -0.99MPa)．原位置試験で得られた物性値を用

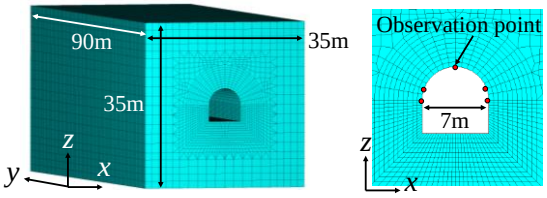


Fig. 1 Numerical model for excavation analysis.

Table 1 Physical properties of the ground.

		E	c	c_r	ϕ	ϕ_r	ε_r^{ps}
			(MPa)		(°)		
In-situ test result		2390	2.78	1.0	50	45	0.008
Correct value	Case 1	2390	2.22	0.8	40	36	0.008
	Case 2	2390	1.67	0.6	30	27	0.008
Initial ensemble distribution		500-5000	0-6.00	0-c_{ens}	15-65	0-φ_{ens}	0-0.015

いた掘削解析では，掘削面周辺に塑性域は現れなかったため，掘削面周辺に塑性域が現れ，かつ降伏以降のひずみ軟化挙動を示すように，Table 1 のケース 1，2 に示すとおり物性値を低下させて強度低下した仮想地山を設定した．Fig. 3 に TD30m の掘削面周辺の要素のε^{ps}と切羽の位置の関係を示す．ケース 1 では，掘削面周辺の要素のε^{ps}はε_r^{ps}より小さく，降伏した要素の c，ϕは c_r，ϕ_r まで減少しない．一方，ケース 2 では要素のε^{ps}はε_r^{ps}より大きく，降伏要素の c，ϕは c_r，ϕ_r まで減少する．両ケースともに，初期応力の主方向がトンネルの軸に対し傾いているため，塑性領域の発生がトンネルの中心軸に対して対称でないことがわかる．

以下に同化実験の手順を示す．最初に正解の物性値で掘削解析を行い，地山の変位の模擬観測値を作成する．次に，Table 1 の Initial ensemble distribution に示す一様分布の上下限値の範囲から一様乱数により複数の条件を組み合わせたアンサンブルを発生させ，掘削ステップ n まで掘削解析を行い，地山の物性，観測点の変位で構成される状態ベクトルを作成する．サンプル数は計算時間とこれまでの経験から 50 とした．ひずみ軟化モデルを仮定しているため，$c_{r,ens}$，$\phi_{r,ens}$は c_{ens}，ϕ_{ens} よりも小さい範囲から求めた．その後，正しい物性値とアンサンブルでそれぞれ計算した観測点の変位を同化し，Table 1 に示した 6 つの物性を更新する．更新されたひずみ軟化モデルの物性値が現実的でない場合(例えば負の値，$c_r^{DA}>c^{DA}$，$\phi_r^{DA}>\phi^{DA}$)，Table 1 に示される範囲から物性値を再生した．更新後の各パラメータにはアンサンブル平均の-10~10%のノイズを加え，掘削ステップ n+1 まで掘削解析を行った．

先行研究では，地山の物性値と節点変位の物理的関係を満足させるために，特定の掘削段階に戻り，同化後の地山の物性値を解析モデルに付与し，その後，掘削解析を再び行う方法が提案されており [2]，この方法を採用した．データ同化によりひずみ軟化モデルの物性値を推定できるかの基本的な検証を行うために，地盤変位の観測誤差を 2.0×10^{-2}mm と極めて小さな値に設定した．なお，この同化実験では観測ノイズは考慮していない．

3．結果，考察

Fig. 4 にケース 1，2 の同化前後の地山の物性と切羽の位置の関係を示す．黒い実線と破線はケース 1，2 の正解の物性値，青，緑はケース 1，2 の各ステップの掘削解析に使用した物性値，山吹色，赤はケース 1，2 の更新後の物性値である．Fig. 5 に TD60m の断面の天端の沈下の絶対量と切羽の位置の関係を示す．黒，青，橙の線は，正解の条件，同化実施前の初期アンサンブル，同化を 10 回実施後のアンサンブルにより計算した沈下量である．同化を行うとケース 1，2 ともに物性値のばらつきが減少し，沈下量の予測性能が改善された．ケース 1 では，c_r とϕ_r 以外の物性値の分布が正解に収束している．一方，ケース 2 では c_r，ϕ_r を含む全ての特性の分布が正しい値に収束している．Fig. 4 より，ケース 1 の物性値の組み合わせでは，降伏した要素のε^{ps}が正しいε_r^{ps}より小さく，降伏した要素の c，ϕが c_r，ϕ_r に減少していない．一方，ケース 2 では掘削面周辺の要素のε^{ps} はε_r^{ps} よりも大きく，残留状態の変位を用いて同化が行われたため，全ての物性値が正解の値に収束したと考えられる．この結果は，c_r - ε_r^{ps}，ϕ_r - ε_r^{ps} 関係の組み合わせとして尤もらしい値を推定することで，沈下量の予測モデルとしての有効性を示している．しかし，ケース 1 では残留状態に至る観測データがないため，残留挙動のメカニズムを説明する力学モデル(ひずみ軟化モデル)の推定まではできていない．

今回の同化実験では観測誤差，支保工を考慮していないが，今後の研究ではこれらのモデル化について検討を行う．

参考文献

1) 土木学会: 山岳トンネルに置おける模型実験と数値解析の実務 トンネルライブラリー, pp.119-130, 2006.
2) 青野泰久，櫻井英行，山本真哉: データ同化による施工中の地下構造物の挙動の予測，第48回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.356-361, 2022.
3) L. Nerger, T. Janjić, J. Schröter and W. Hiller: A Unification of Ensemble Square Root Kalman Filters, Monthly Weather Review, pp.2335-2345, 2021.

$$\Delta\varepsilon^{ps}=\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\Delta\varepsilon_1^{ps}-\Delta\varepsilon_m^{ps})^2+(\Delta\varepsilon_2^{ps}-\Delta\varepsilon_m^{ps})^2+(\Delta\varepsilon_3^{ps}-\Delta\varepsilon_m^{ps})^2}$$

$$\Delta\varepsilon_m^{ps}=(\Delta\varepsilon_1^{ps}+\Delta\varepsilon_3^{ps})/3$$

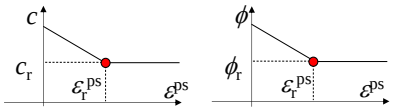
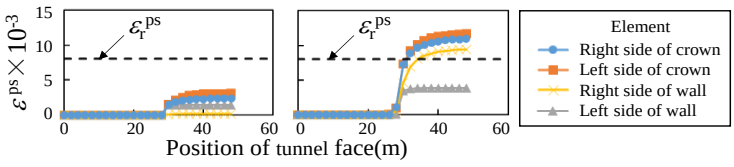


Fig. 2 Relationship between c_r, ϕ_r and ε^{ps}.



(i) Case 1 (ii) Case 2

Fig. 3 Relationship between the position of tunnel face and ε^{ps} of the elements near the tunnel at TD30m.

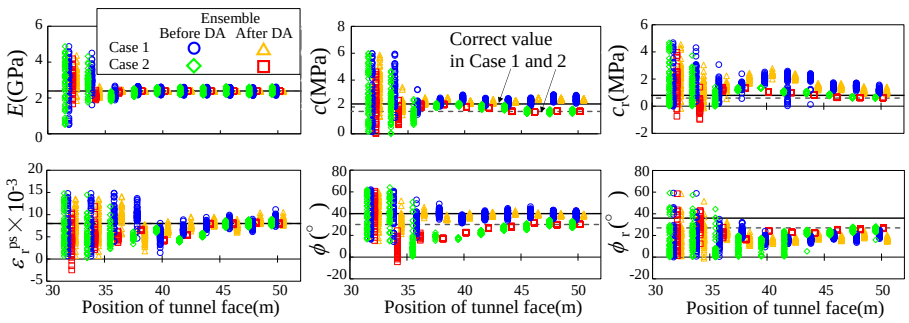
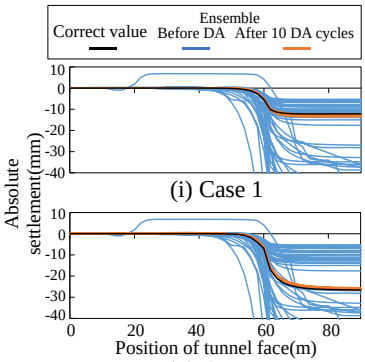


Fig. 4 Distribution of the physical properties before and after performing DA.



(i) Case 1

(ii) Case 2

Fig. 5 Predicted crown settlement at TD60m.

共通セッション | 企画セッション（応用力学の実務への展開）

企画セッション（応用力学の実務への展開）②

座長:森口 周二(東北大学)

2023年5月28日(日) 12:40 ～ 13:40 A会場 (6号館 4階 6410室)

[21012-15-01] 土砂崩壊による送電鉄塔部材傾斜変化の閾値に関する解析的検討（シンポジウム講演概要）

*栗原 幸也[1]、相澤 敦武[2]、中村 直樹[2]、佐伯 昌之[3] （1. 東電設計株式会社、2. 東京電力パワーグリッド株式会社、3. 東京理科大学）

12:40 ～ 12:55

[21012-15-02] デジタルツインの考え方に基づく豪雨時の斜面の水分状態予測の適用性 （シンポジウム講演概要）

*小田 和広[1]、小泉 圭吾[2]、伊藤 真一[3] （1. 大阪産業大学、2. 大阪大学、3. 立命館大学）

12:55 ～ 13:10

[21012-15-03] 土留め壁を用いた掘削工事における底面地盤の応力予測手法（シンポジウム講演概要）

*松丸 貴樹[1]、冨田 佳孝[1]、牛田 貴士[1] （1. 鉄道総合技術研究所）

13:10 ～ 13:25

[21012-15-04] 高速鉄道の保線計画策定における数値シミュレーションの活用（シンポジウム講演概要）

*河野 昭子[1] （1. 公益財団法人 鉄道総合技術研究所）

13:25 ～ 13:40

土砂崩壊による送電鉄塔部材傾斜変化の閾値に関する解析的検討（シンポジウム講演概要）

Analytical study on the threshold of the transmission tower member's inclination due to the landslide (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

栗原幸也（東電設計㈱）・相澤敦武（東京電力パワーグリッド㈱）
中村直樹（東京電力パワーグリッド㈱）・佐伯昌之（東京理科大学・理工）
Tatsuya KURIHARA, Tokyo Electric Power Services Co., Ltd
Tsutomu AIZAWA, TEPCO Power Grid, Incorporated
Naoki NAKAMURA, TEPCO Power Grid, Incorporated
Masayuki SAEKI, Tokyo University of Science
E-mail: t.kurihara@tepsco.co.jp

Recently, there are a lot of cases found where transmission towers are damaged due to the effects of abnormal weather. Therefore, the authors propose an advanced transmission tower monitoring system that utilizes inclination sensor technology. This paper summarizes the analytical model of transmission tower that is able to represent the relationship between the base displacement and the change in the inclination angle of structural members measured in the full-scale base displacement test. Furthermore, 20 analytical models of transmission steel towers are developed and the threshold values that prevent the material damages are estimated.

１．はじめに

大雨や震度 5 以上の地震などの影響により，送電鉄塔付近で土砂崩れが発生し，これにより鉄塔基礎が変位することで，倒壊や部材損傷に至る事例がいくつか確認されている．自然災害が発生した直後に鉄塔の健全性を確認することが理想だが，現地までの巡視路が崩壊するなどの安全面のリスクがある．さらに，安全な場合でも現地への移動を要することによる情報把握の遅れが発生する．

本研究の目的は，これらの問題を取り除くため，鉄塔基礎の変位を迅速に把握し，鉄塔損壊およびそれに伴う周辺設備の損傷や人的被害のリスクを定量的に評価するシステムの開発である．具体的には，鉄塔に取り付けた傾斜計を用いて基礎変位を推定し，一律に設けた閾値に対して異常を検知するものである．ところで，現行の管理基準は，法令外の基準類である送電用支持物設計標準 JEC-127-1979[1)]に記載されている許容基礎変位量とされており，その値は次式により定められている．

$$\left.\begin{aligned} \text{鉛直許容基礎変位量} &= \frac{\text{脚間距離（m）}}{1200} \\ \text{水平許容基礎変位量} &= \frac{\text{脚間距離（m）}}{800} \end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

管理手法を確立するために，実規模鉄塔の基礎部を強制的に変位させる試験を実施した．そして，数値解析により基礎変位試験の結果を再現する解析モデルを構築し，基礎変位試験の結果を再現できるかを検証した．最後に，妥当性が確認された解析モデルの技術を用いて，実際に運用している送電鉄塔 20 基の解析モデルを作成し，部材損傷の発生を未然に防ぐための閾値を算定した．本稿では，これら一連の検討内容について報告する．

２．試験概要

試験鉄塔および部材名称を Fig.1(a)に示す．対象鉄塔は L 字型の断面をもつ山形鋼で製作された鉄塔で，塔高は 28.2 m，脚間距離は 6.1 m，鉄塔重量は 10.3 ton である．傾斜計および歪ゲージの設置位置を Fig.1(b)に示す．一般的に基礎変位の影響は最下から 3 パネル目までと言われている．そのため，傾斜計は最下から 3 パネル目までに主柱材 1 脚あたり 10 個設置した．傾斜計の分解能は 0.0035 deg に設定し，部材に接着した上で，傾斜計の上下をステンレスバンドで固定した．また，基礎変位による軸力変化を確認するため，最下パネル主柱材と腹材に歪ゲージを設置した．

4 脚のうち 3 脚は変位および回転を固定した状態で，基礎変位させる脚（以下，可動脚）に鉛直上方向と塔外方向に基礎変位を与えた．基礎変位の方向を Fig.1(c)に示す．鉛直変位は，油圧ジャッキを用いて，Fig.1(d)の赤線部面を上方向に変位させた．水平変位はワイヤーを巻き取ることで Fig.1(d)の

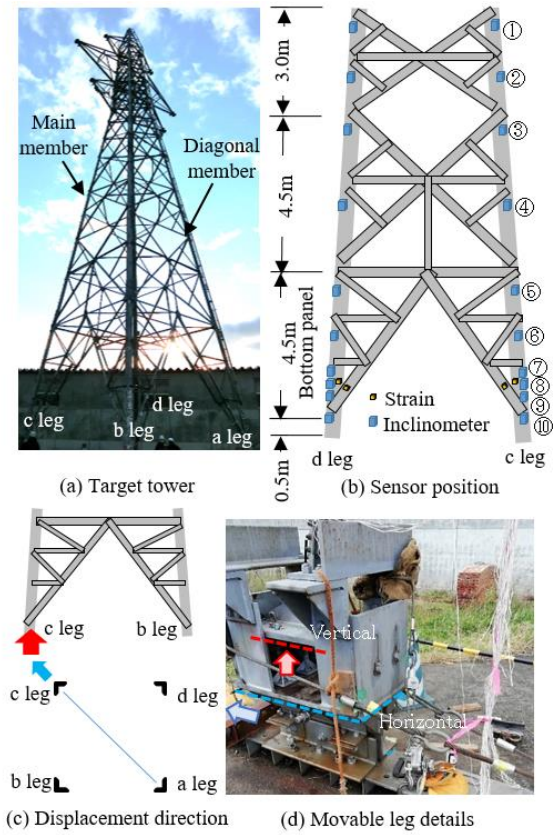


Fig.1 Experiment outline

青線部面に強制変位を与えた．後述する解析モデルを用いて，部材の強度を電技指針に沿って判定した結果，許容耐力範囲におさまる基礎変位量は，鉛直･水平ともに 16 mm となったため，16 mm まで基礎を変位させた．なお，当該鉄塔の脚間距離は 6.1 m のため，式(1)から計算される鉛直許容基礎変位量は 5 mm，水平許容基礎変位量は 7 mm であった．

３．試験モデルと比較検討

(1) 解析モデル

Fig.2(a)に対象鉄塔の解析モデルを示す．この解析モデルに試験と同様の基礎変位を与え，部材の傾斜および軸力の変化を算定し，試験結果と比較した．解析モデルは ADINA (ver.9.4)で作成し，部材交点に節点を設け，節点間を 1 つの梁要素とした．また，鉄塔は腹材および主柱材のボルト接合部にボルト滑りが生じる．そのため，ボルト滑りを再現する要素を解析モデルに入れている[2]．また，可動脚の境界条件は，鉛直変位のケースは鉛直変位のみを自由とし，水平変位のケースは変位および回転を全て自由とした．その他の脚は変位および回転を固定して解析した．

(2) 傾斜変化の比較

鉛直許容基礎変位 5 mm および水平許容基礎変位 7 mm 時の傾斜変化を実測(黒点)と解析結果(青点)で比較した．傾斜計を設置する際の施工性も考慮し，設置作業が容易な地上から傾斜計④までの傾斜変化に着目して解析と実測の比較を行った．その結果を Fig.2(b)と(c)に示す．ここでは，その他脚も比較したが，最も傾斜変化が生じた可動脚 c 脚の主柱材に着目した．Fig.2(b)，(c)より，鉛直および水平変位ともに地上から 2 m までの位置では計測箇所によって解析結果との差が大きくなることがわかった．また，2 m 以上の箇所では，ある一箇所を除けば差が 0.010 deg 以内と小さかった．

(3) 軸力変化の比較

鉛直および水平の許容基礎変位時の軸力変化を実測と解析結果で比較した．軸力変化の計算は応力とひずみの線形関係を仮定し，弾性係数は一般的な鋼材の値を用いて，205 GPa とした．主柱材およびその他腹材でも比較しているが，鉛直および水平変位ともに敏感に軸力が変化する可動脚 c 脚の最下パネル腹材に着目した．その結果，解析による鉛直許容変位時の軸力増加量-11.6 kN と実測結果の差は約 0.7 kN であった．また，解析による水平許容変位時の軸力増加量-10.6 kN と実測結果の差は 1.2 kN で，解析と実測の差は小さかった．

４．モデル精度向上

送電鉄塔の部材は運搬もしくはめっき漬け容器の大きさの都合で長さが制限されており，一般的な制限長は 10 m とされている．そのため，塔高が高い場合は主柱材をボルトで塔内側，塔外側交互に接続して塔高まで組み立てる必要がある．一般的な主柱材ボルト接続部（以下，継手）の長さはフランジ幅の 3 倍とされており，両フランジにボルト接続している．この継手による主柱材の図心のずれが，継手部に偏心を与える．この主柱材継手の偏心の影響がどの程度傾斜変化に与えるのかを解析モデルで確認した．まず，現行モデルの 1 要素を主柱材のみ最下から 3 パネル目まで 9 分割した．さらに，分割後に主柱材部材厚さ 12 mm 分の偏心を考慮した新しい解析モデルを作成した．解析は継手偏心の影響を確認するため，分割した状態（紫線），継手部の断面性能を考慮した状態（黄線），継手偏心を考慮した状態(赤線)の 3 つの状態で解析を行った．その結果を Fig.2(b)，(c)に示す．なお，Fig.2(b)，(c)の黒点は計測結果である．

2m 以下に設置した傾斜計⑦は水平材付近，⑧は継手直上，⑨は継手上に 3 箇所が 50cm 以内に設置されている．実測結果から 3 箇所の傾斜変化の差は最大で 0.03 deg あり，鉛直時の最大傾斜変化箇所は継手直上，水平時の最大傾斜変化箇所は継手上であったことから，偏心よりも部材たわみの方が傾斜変化に与える影響が大きいと考えられる．

Fig.2(b)，(c)より，地上から 2 m までは主柱材継手の影響で 0.007 deg 異なるが，2 m 以上では同様の傾斜変化が生じていた．また，1 m 以上の範囲ではある一箇所を除けば実験結果との差が小さいが，地上付近は一致しなかった．この要因は境界条件が実験と一致していないためと考えられる．

５．解析による閾値算定

第 4 章までに実規模試験結果と解析モデルの比較を行い，継手部を再現したモデルならば，地上から高さ 1m 以上の範囲で解析モデルの再現性が高いことが確認された．この解析技術を用いて，実運用されている鉄塔 20 基の解析モデルを作成し，閾値を算定する．なお，送電鉄塔には鋼管材で建設された鉄塔もあるが，本検討対象は基数が多い山形鋼で建設された鉄塔を対象にした．各鉄塔の鉛直および水平許容基礎変位を計算し，その際の地上 2 m から 1 m の範囲で主柱材最大傾斜変化量を計算し，その結果を Fig.4(a)，(b)に示した．Fig.4(a)，(b)の縦軸は傾斜変化，横軸は許容基礎変位量である．Fig.4(a)，(b)より，鉛直基礎変位時の全鉄塔の最小傾斜変化量は 0.04 deg，水平基礎変位時の全鉄塔の最小傾斜変化量は 0.05 deg であった．上記より，今回解析した対象モデルでは閾値は 0.04 deg に設定することが望ましいと考える．

参考文献

1) 電気学会 電気規格調査会標準規格:送電用支持物設計標準 JEC-127-1979
2) 山崎智之，本郷榮次郎，中村秀治：ボルト滑りを考慮し応力測定値との整合に留意した 基礎変位鉄塔の実用的耐荷力解析法について，構造工学論文集 Vol.59A.2013.

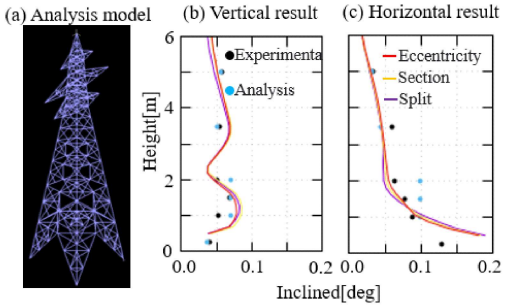


Fig.2 Analysis model and result

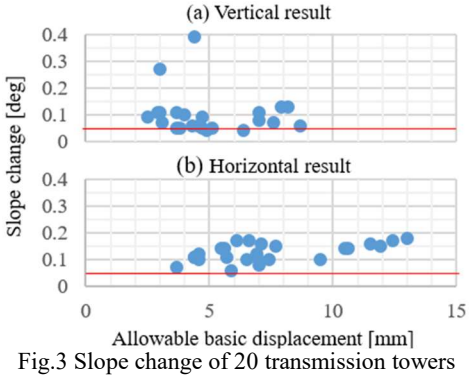


Fig.3 Slope change of 20 transmission towers

デジタルツインの考え方に基づく豪雨時の斜面の水分状態予測の適用性
（シンポジウム講演概要）

Applicability of moisture condition prediction on slopes for heavy rainfall based on Digital Twin
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

小田　和広（大阪産業大・工）　小泉　圭吾（大阪大・工）　伊藤　真一（立命館大・理工）
Kazuhiro ODA, Osaka Sangyo University
Keigo KOIZUMI, Osaka University
Shin-ichi ITOU, Ritsumeikan University
E-mail: oda@ce.osaka-sandai.jp

An example of analytical prediction of soil moisture conditions on slopes based on the concept of digital twins is presented. The simulation model using for prediction was identified by data assimilation. The predicted behaviors of the volumetric water contents were almost reproduced the measured ones. The prediction accuracy of the moisture conditions depends on ground water level.

１．はじめに

近年，土中の水分量をリアルタイムモニタリングできるシステムが開発されている [1]．このシステムを斜面に適用すれば，今まで経験に頼りがちであった斜面の安定性を科学的に評価できよう．また，このシステムにデータ同化を組み込むとモニタリングが行われる毎にシミュレーションモデルを同定することができる．さらに，同定されたモデルを使えば，数時間先の土中の水分量の予測が可能になる（Fig.1）．これを使えば，斜面の安定性を予測できる可能性がある．つまり，デジタルツインによる斜面防災である．この考え方に基づき，地下水位が生じない事例，数時間先の土中の水の状態を予測出来ることを筆者らは示した [2]．本論文では，斜面の安定性がより低くなる地下水位が生じる事例における数時間先の土中の水分量の予測の可能性について考察する．

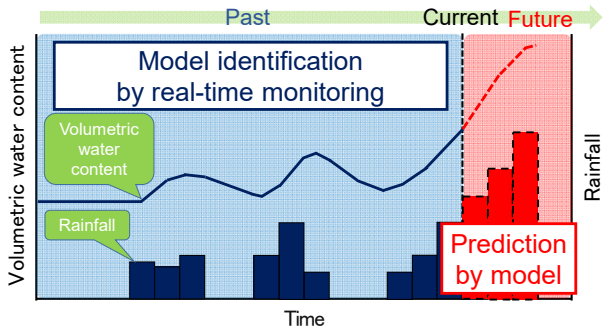


Fig.1 Conceptual diagram of prediction method based on Digital Twin

２．解析手法

本研究では，体積含水率の計測値を使ってデータ同化を行い，シミュレーションモデルのパラメータを同定する．次にそのモデルを使って予測を行う．解析手法の詳細は参考文献 [3]参照していただきたい．解析手法の特徴としては，地下水の発生を再現するために，筆者らが提案した浸透係数βを飽和不飽和浸透流解析に導入し，シミュレーションモデルとしていることである．浸透係数βはタンクモデルの概念を排水境界に適用したものであり，完全排水と完全非排水条件の中間的な排水条件を表現するものある．つまり，ある程度の排水を許容することにより，微弱な降雨では地下水が生じず，降雨が強い場合のみ地下水位が生じ，また，降雨が止むと水位が低下し，やがて地下水も消失することを一次元モデルで再現しようとするものである．

また，パラメータの同定には融合粒子フィルタを用い，粒子数は 500 個とした．以下のデータ同化結果および予測値は各粒子によるシミュレーション結果の平均である．

３．解析対象

本研究では，近畿地方に位置する道路沿いの盛土のり面を研究の対象とした [4]．研究対象の盛土は主にまさ土で構成されている．本盛土には，雨水浸透によるのり面の健全性を把握するために，土壌水分計，傾斜計，雨量計，RTK-GNSS，また，地下水位の影響を把握するために水位計を設置した．このうち，土壌水分計は地表面から深度 40cm，80cm および 100cm にそれぞれ設置した．また，雨量計も計測地点に設置した。いずれも計測間隔は 10 分である．解析対象は，平成 30 年 7 月豪雨時の計測値（7/4~7/10）をした．この間の総降雨量は 437.5mm であった．

４．解析ケース

Table.1 はモデルを同定し，予測解析を実施した時点を示している．CASE-B では土は擬似飽和状態であり，データ同化結果から地下水は生じていないと推察されている．CASE-C では水位が深度 100cm に達してはいないが，地下水が生じていると推察されている．CASE-D では体積含水率が急増している途中であり，地下水位が上昇している段階である．データ同化結果に基づけば，地下水位がピークに達する，すなわち，斜面の安定性が最も低下するのは 7/6 の 1:00 付近であることから，予測実施時刻から地下水位がピークに達するまでの時間差は，CASE-B，-C および-D でそれぞれ約 13，7 および 5 時間となる．

Table 1 Analytical cases.

CASE-A	Data Assimilation	-
CASE-B	Prediction	7/5 12:00
CASE-C	Prediction	7/5 18:00
CASE-D	Prediction	7/5 20:00

５．データ同化結果

Fig.2 はデータ同化結果を示している [5]．図中には雨量計で計測された現地の 10 分雨量を併せて示している．7/5 の 23:00 付近で体積含水率は急増している．これは，地下水

が発生し，水位が増加することによって，地下水位が達した地点の土が飽和したためである A)．なお，地下水位がピークに達するのは 7/6 の 1:00 付近である．また，7/6 の 0:00 付近において斜面に変状が生じている．降雨の終了とともに地下水位は低下するため，浅いほど体積含水率が低下しはじめるのが早い．このような体積含水率の挙動を部分的な排水条件を表現する浸透係数βを用いたモデルによってデータ同化可能である．

６．予測結果

Fig.3 は CASE-B における体積含水率の予測結果を示している．体積含水率の急増は再現できているが，値そのものは計測値よりも小さい．また，ピーク後の体積含水率は，深度 40cm と 80cm ではほぼ再現できているが，深度 100cm では予測の方が計測値よりも減少が早い．水分特性曲線に関わるパラメータは不飽和状態の計測値に用って同定されることを考慮すれば，浸透係数βが十分に同定されていない，つまり，値の分布域が十分に絞られていなかったためと考えられる．

Fig.4 は CASE-C における体積含水率の予測結果を示している．ピーク時における体積含水率は CASE-B よりも大きくなっている．

Fig.5 は CASE-D における体積含水率の予測結果を示している．ピーク時における体積含水率は CASE-B や CASE-C よりもさらに大きくなっており，計測値とほぼ一致している．これは，浸透係数βの同定が進み，その分布範囲がある程度絞られてきたためである．ただし，7/6 の約 0:00～約 4:00 における深度 40cm における体積含水率は，予測結果の方が計測値よりもかなり小さい．このことは，実際は深度 40cm 以上にまで達している地下水位を予測結果は過小評価していることを示している．

７．まとめ

本研究では，体積含水率のモニタリング結果対して，データ同化することによって同定されたモデルを使用し，その後の土中の水の状態の予測を行った．その結果，多少の問題点はあるものの，提案したモデルによって土中の水の状態の予測は可能である．水の状態の予測は，地下水が発生し，水位が上昇する程精度が向上する．限られた議論ではなるが，斜面防災の分野においてもデジタルツインの考え方は有用であろう．

謝辞：本研究は JSPS 科研費 21K04595 の助成を受けて実施されました．

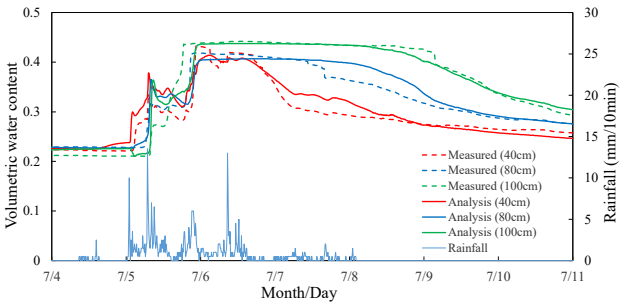


Fig.2 Results of Data assimilation.

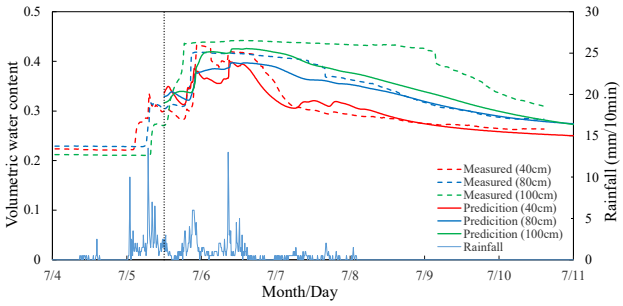


Fig.3 Comparison of measured and predicted in CASE-B

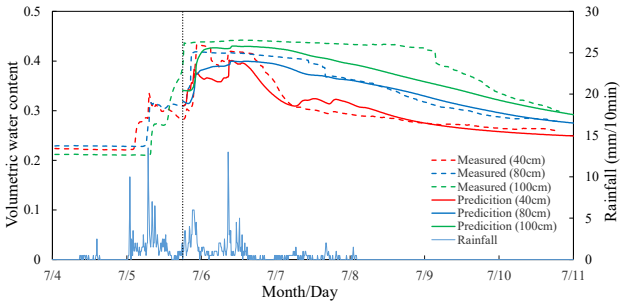


Fig.4 Comparison of measured and predicted in CASE-C

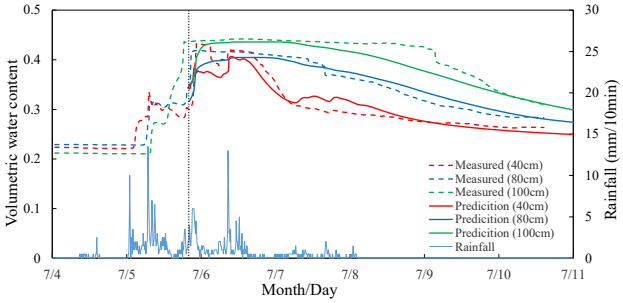


Fig.5 Comparison of measured and predicted in CASE-D

参考文献

1) 小濱健吾：高速道路の自営回線と無線センサを活用したモニタリングシステムの開発 ―NEXCO 西日本と大阪大学の産学連携―，産学官連携ジャーナル，18 巻，1 号，7-9，2022.

2) 河原慎治，小田和広，小泉圭吾，伊藤真一：デジタルツイン的発想に基づく雨水浸透シミュレーションモデルの同定における データ同化間隔の影響，Kansai Geo-Symposium 2021 発表論文集，134-139，2021.

3) 伊藤真一，小田和広，小泉圭吾，西村美紀，檀上徹，酒匂一成：融合粒子フィルタを用いた境界条件を含む浸透解析モデルの推定手法の提案，土木学会論文集 C，76/1，52-66，2020.

4) 堤浩志・田山聡・殿垣内正人・小西貴士・小泉圭吾：高速道路沿いのり面における平成 30 年 7 月豪雨時の土中水分計測結果の考察，第 54 回地盤工学研究発表会発表講演集，1769-1770，2019.

5) 小田和広，小泉圭吾，伊藤真一：豪雨時における盛土のり面の水分状態の推定に対するサイバーフィジカルシステムの有用性，斜面崩壊と雨の降り方の関係に関するシンポジウム　北九州 2022　論文集，57-64，2022.

土留め壁を用いた掘削工事における底面地盤の応力予測手法（シンポジウム講演概要）

Prediction Method of Stress of Bottom Ground for Excavating Work Using Retaining Wall
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

松丸　貴樹（鉄道総合技術研究所）　　冨田　佳孝（鉄道総合技術研究所）　　牛田　貴士（鉄道総合技術研究所）
Takaki MATSUMARU, Railway Technical Research Institute
Yoshitaka TOMIDA, Railway Technical Research Institute
Takashi USHIDA, Railway Technical Research Institute

E-mail: matsumaru.takaki.35@rtri.or.jp

In excavating works using temporally retaining walls, the stress and the displacement of the walls and the deformation of the surrounding grounds are examined, in order to keep their safeties. Especially for the case of neighboring construction, 2-dimensional finite dimensional analyses are often conducted for the prediction of the deformation of the walls and grounds. However, conducting numerical simulations based on FEM is not easy because of the difficulty of the consideration of the excavating process and the unloading force. In this study, we proposed the method for evaluating the stress of the bottom ground, aimed for the use for examining its safety. The validity of the method was studied by the comparison with the results obtained by FEM analysis.

１．はじめに

土留め壁を用いた掘削工事（掘削土留め工）では，仮土留めに発生する変位や応力の安全性を確認すると共に，周辺地盤や構造物への影響を生じないように施工を行う必要がある．土留め壁に発生する断面力や変形は弾塑性法を用いて評価されることが多く，道路・鉄道等の分野では一般的な設計手法として活用されている [1]．また，周辺地盤への影響の予測が必要な場面では，弾性や弾塑性の FEM を用いた解析が実施されることが多い．近年では，都市部を中心に既設構造物に近接した掘削土留め工の適用事例が多いことに加え，計算技術の発達により FEM 解析による近接影響検討事例が増えつつある．しかしながら，掘削工事を対象とした FEM 解析は，施工過程の考慮や排土による除荷挙動の適切な評価が必要であり，容易なものではない．

本研究では，掘削土留め工の設計で検討が必要となる底盤安定（ボイリング，盤ぶくれ等）の検討に資することを目的として，掘削底面地盤の応力状態の評価を簡便に実施する手法を提案すると共に，実際の掘削工事を想定した FEM 解析との比較から手法の妥当性の検証を行った．

２．掘削工事における掘削底面地盤の応力変化予測手法

本研究では，古典的な土質力学で扱っている載荷問題を対象に用いられる地中応力算定法を，掘削問題での底盤地盤の応力予測に活用することを試みる．なお以下では z 方向を掘削における深度方向，x 方向を水平方向とする．

(1) Boussinesq の解

Boussinesq[2] は半無限，均質等方体を仮定し，弾性論を用いて線形弾性体表面に作用する点荷重による弾性体内部の応力分布を求めている．本研究では，次式に示す水平・鉛直方向の帯状荷重 q に対する地盤内応力算定式を活用する．

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi}\cdot(2\theta + \sin 2\theta \cos 2\varphi)$$
$$\sigma_x = \frac{q}{\pi}\cdot(2\theta - \sin 2\theta \cos 2\varphi) \qquad (1)$$

ここに，θおよびφは載荷範囲の幾何形状を表す確度であり，詳細は文献 2)を参照されたい．

(2) Frohlich の地中応力理論を応用した算定法

Frohlich[3]の地中応力理論をもとにした元井・石井 [4]が提案した受働側圧の評価手法を，本研究では開削工事における掘削底盤地盤の応力評価に活用する．

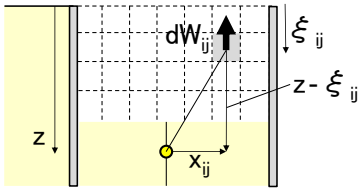


Fig. 1 Evaluation method of stress based on Frohlich's theory.

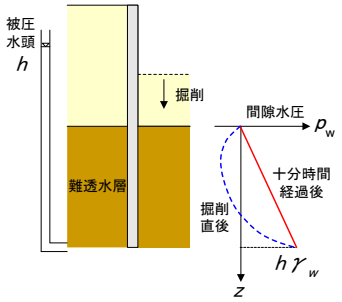


Fig. 2 Distribution of pore water pressure

Frohlich の応力算定は荷重の載荷に対して示されおり，本検討では，掘削に伴う除荷荷重を微小な領域に区分した点荷重の除荷の総和として考えることとする．手法の概略イメージを Fig.1 に示す．地盤内の任意の深さ z における鉛直・水平方向応力σ_z・σ_xが，それよりも浅い範囲にある微小な土の重量dW_{ij}の除荷の総和に等しいとする．Frohlich の地中応力理論に従うと，除荷dW_{ij}による応力減少$d\sigma_z$・$d\sigma_x$は次式で表される．

$$d\sigma_z = \bar{c}\cdot\frac{(z-\xi_{ij})^{\mu}\cdot x^2}{\sqrt{x^2+(z-\xi_{ij})^2}^{\,\mu+1}}\,dW_{ij}$$
$$d\sigma_x = \bar{c}\cdot\frac{(z-\xi_{ij})^{\mu-2}}{\sqrt{x^2+(z-\xi_{ij})^2}^{\,\mu+1}}\,dW_{ij} \qquad (2)$$

ここに，μ は比例常数であり，本論文では一般に粘性土を対象として用いられる μ=3 として応力算定を行う．また，$\bar{c}$は μ の値に応じて定まる定数である．この算定を掘削領域全域で行ったものを総和することで掘削に伴う底盤地盤の応力を評価することができる．

(3) 有効応力の算定

(1) (2) の手法で評価される地中応力は全応力であり，間隙水を伴う問題では有効応力として評価する必要がある．例えば盤ぶくれを扱う問題では被圧水頭が掘削底面から作用する．掘削底面地盤での間隙水圧分布の変化のイメージを Fig.2 に示す．時間が十分経過すると深度に応じ間隙水圧が増加する分布となることが想定され，有効応力算定の際にはこの間隙水圧分布を全応力から差し引くこととした．

３．数値解析及び地中応力の評価例

ここでは，軟弱粘性土地盤を対象とした切梁式土留め壁を用いた掘削工事を想定し，仮土留めを用いた掘削工事で適用実績のある 2 次元土－水連成弾塑性 FEM 解析での応力変化と，２で示した掘削底盤の応力予測法の比較を行うことで，提案手法の妥当性の検証を試みる．

FEM 解析の詳細は文献 5)に示すが，その概要は以下の通りである．解析に用いた 2 次元有限要素モデルを Fig.3 に示す．1 層 2 径間の駅間トンネルの掘削工事を想定した形状寸法および掘削ステップを設定した．地盤は平面ひずみ要素とし，切ばりはトラス要素とした．土留め壁はソイルセメント壁を想定しており，芯材をビーム要素，ソイルセメントを平面ひずみ要素としてモデル化した．対象地盤は沖積砂質土および粘性土から成り，掘削は 4 次掘削までを行うこととし，実施工での一般的な施工期間を想定した．また，掘削終了後十分な放置期間を設けた．解析には 2 次元土－水連成 FEM 解析コード DACSAR[7]を用いている．

本 FEM 解析と２で示した手法により地中応力を算定した．4 次掘削終了後十分時間が経過したときの掘削底面中央位置での鉛直･水平有効応力の深度分布を Fig.4 に示す．本図から，鉛直有効応力については簡便な Boussinesq の解で FEM 解析結果を概ね再現できる一方で，水平有効応力については地表面付近での除荷の影響を大きく評価し，応力が負値となる一方で，深部ではより大きな応力が残存しており，掘削完了後の水平有効応力を FEM 解析とは異なる形で評価している．そこで，水平有効応力については Frohlich の地中応力理論を応用した手法の適用を試み，その結果を同図中に示す。FEM 解析に近い応力分布が得られていることがわかる．このような結果が得られる要因は十分に検討する必要があるが，掘削に伴う除荷の影響を評価する際に，領域を細かく分割し除荷位置と応力の評価位置の位置関係を考慮することが，掘削底面地盤の応力評価の予測精度控除に予測することに繋がったものと考えられる．

また，文献 5)では土の三軸試験で用いられるような応力比（q/p'）を使った掘削底面地盤の評価が試みられている．この値の算定を行うが，本検討ケースをベースに，①As2 層上面（Ac2 層底面）に Fig.3 に示すように被圧水頭 21.5m を作用させたケース（ここまでの解析では Ac2 層底面では静水圧（水頭 9m）が作用するとしている），②①の状態で掘削幅を 6m と狭くしたケースも検討に加え，間隙水圧分布および掘削幅が変わった際の応力予測手法の適用性について検討した．ここでは数値解については前述のように FEM 解析の再現性を確認できた方法として，鉛直有効応力には Boussinesq，水平応力には Froulich を適用している．この図からは，いずれのケースについても数値解が FEM 解析の結果と近い応力比の深度分布となっており，間隙水圧分布や掘削幅に応じた応力の変化を表現できている．本提案手法によって掘削土留め工の底面地盤の応力を評価できることを示唆している．

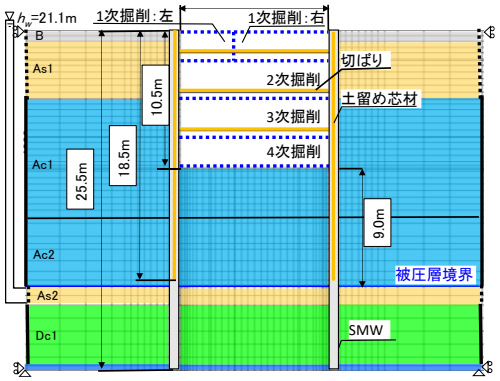


Fig. 3 Finite model for 2-dimensional excavating work[5)]

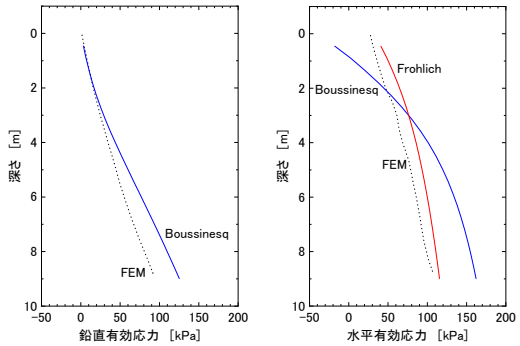


Fig. 4 Distribution of vertical and horizontal effective stress

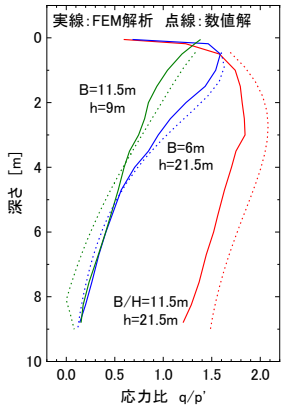


Fig. 5 Distribution of stress ratio

参考文献

1) 土木学会: トンネル標準示方書［共通編］･同解説／［開削工法編］・同解説, 2016.
2) Boussinesq, J.: Application des potentials a L'etude de L'equilibre et du mouvement des solides elastiques, *Gauthier-Villars*, 1895.
3) Frohlich, O.K.: Druckverteilung im Baugrunde, *Springer*, pp.12-18, pp.22-26, 1934.
4) 元井康雄, 石井雄輔: 掘削領域を考慮した山留め平衡土圧評価, 第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1671-1672, 2004.
5) 牛田貴士, 冨田佳孝, 松丸貴樹: 開削工事における底盤破壊に関する 2 次元土・水連成有限要素解析, 第 57 回地盤工学研究発表会講演概要集, 2022.
6) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp71-87, 1987.

高速鉄道の保線計画策定における数値シミュレーションの活用
（シンポジウム講演概要）

Practical use of numerical method for decision of counterplan of highspeed railway track
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

河野　昭子（鉄道総合技術研究所）
Akiko KONO, Railway Technical Research Institute
E-mail: kono.akiko.43@rtri.or.jp

DEM simulation was carried out to decide counterplan of highspeed railway track by using numerical model whose quantitative accuracy has been validated. As a result, it was confirmed that the higher the density, the smaller the difference in the progress of ballast settlement due to the running speed. Furthermore, the result of DEM simulation of tamping operation during ballast renewal shows that after reaching the maximum density of ballast layers after 20 seconds, it did not improve any further.

１．はじめに

鉄道の開業から 150 年，安全・安定輸送と高速化のために，先人による高度な技術開発が行われてきたが，その多くは実験的検討によるもので，「鉄道技術は経験則から成る」としばしば言われる所以となっている．

他方，鉄道技術の各分野 - 電力，車両，軌道（線路のこと），構造物 等々 - においては，数値解析モデルも導入され，より複雑な境界条件，外力条件における現象解明や対策法の提案が進められてきた．

ところで，我が国の鉄道線路の約 9 割を占めるバラスト軌道（有道床軌道ともいう）は，道床バラスト層が不規則形状の砕石で構成されているため，弾性連続体としてモデル化した場合，実際の物性の不均一性を再現することは困難であった．しかし近年では，道床バラスト層を離散体でモデル化した DEM シミュレーションも広まりつつある [1]．更に，従来は専ら定性的評価に用いられていた DEM シミュレーションも，ソルバーの並列化や解析モデルの精緻化により定量的精度が向上している [2]．

そこで本論文では，定量的精度が確認されている解析モデルを用いて，車両走行速度と道床バラスト層の締固め度（密度で評価）が道床沈下に与える影響を検証した事例と，その検証結果から道床更換後のタンピング作業の最適化について検証した事例について紹介する．

なお DEM シミュレーションにおいては，筑波大学で開発された三次元個別要素法コード”DEMCS”[3]を，同大学と鉄道総研の共同研究で改良した”DEMCS-track”[4] を用いた．

２．初期沈下過程の解析手法

1）解析モデル

解析モデルの概観と断面寸法を Fig.1 に示す．解析モデルの奥行は 800mm とした．

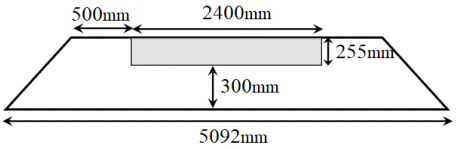
締固め度の影響を検証するため，解析モデルの断面寸法は統一し，充填するバラスト要素数を 3 通りに調整し，異なる締固め度のモデル A，B，C を構築した．

その結果，モデル A はバラスト要素 28410 個で全体平均密度が 1.50g/cm^3, モデル B はバラスト要素 29500 個で全体平均密度が 1.60g/cm^3, モデル C はバラスト要素 30440 個で全体平均密度が 1.67g/cm^3 となった．

２）入力荷重波形

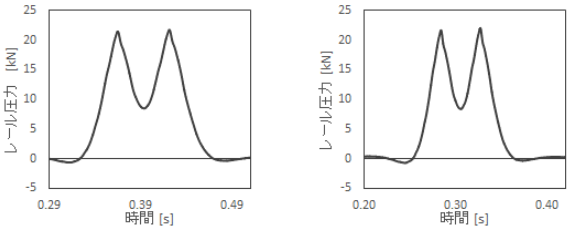
解析モデルのまくらぎ要素に入力した，走行速度 160 km/h と 210km/h の列車走行荷重波形を Fig.2 に示す．この荷重波形は，道床バラスト層をばね-質点系で単純化した車両／軌道動的応答モデル [5] を用いて行った車両走行シミュレーションにより求めたレール圧力（レール底面からまくらぎ上面へ作用する荷重）の波形である．

(a)　Overview



(b)　Size of cross section of track

Fig.1 Overview and size of DEM model



(a)160km/h　　(b)210km/h

Fig.2 Input waveform

３．初期沈下過程のシミュレーション結果

DEM シミュレーション結果より，モデル A に対する載荷 200 波における沈下進みを Fig.3 に示す．

図より，沈下進みの減少割合が収束する載荷 100～200 波における沈下進みの平均値は，走行速度 160km/h において 0.0079mm, 同 210km/h で 0.0087mm で, 両者の差は 0.0008 mm となっている．

同様にモデル B と C の載荷 100～200 波における沈下進みの平均値は, モデル B では走行速度 160km/h で 0.0025mm, 同 210km/h で 0.0027mm となり両者の差は 0.0002mm, また

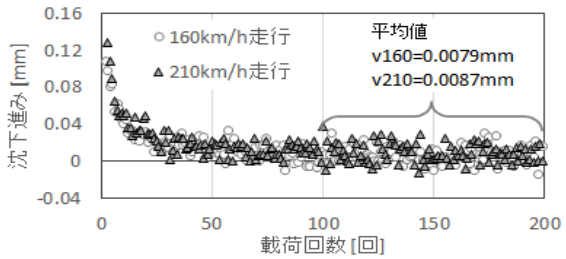


Fig.3 Ballast settlement of Model A

モデル C では，走行速度 160km/h で 0.00094mm，210km/h で 0.00097mm となり，両者の差は 0.00003mm となった．

以上より，走行速度が道床初期沈下に与える影響は，道床バラスト層の密度が小さいほど顕著となる傾向がシミュレーションにより確認された．

４．道床更換作業の再現

前章の結果より，道床更換後の道床初期沈下を抑制するためには，道床バラスト層を十分に締固め，密度を向上させる必要があることが示されたが，実際の現場では，密度変化を把握，管理することは不可能である．

そこで，道床更換時のタンピング過程における道床バラスト層の密度変化を把握するために，砕石投入からタンピングの一連の作業を DEM シミュレーションで再現した．タンピングは，5 秒間を 5 セット行い，各セットの間ではツールの上昇・下降を繰り返した．

シミュレーション結果より，砕石投入後，タンピング 1 セット後（合計 5 秒間），タンピング 4 セット後（合計 20 秒間）の解析モデルを Fig.4 に示す．図より，投入直後にはまくらぎ間に砕石が堆積し，まくらぎ下は空間であったのが，タンピングにより砕石がまくらぎ下に移動する過程が確認できる．

更に解析モデルでは，Fig.5 に示すように，道床バラスト層の密度分布を定量的に把握することが可能である．

Fig.5 に示した中央まくらぎの下部周辺の密度の平均値を，タンピング過程毎に示した結果を Fig.6 に示す．図より，タンピング 10 秒後には密度 1.5g/cm^3 程度であったのが，20 秒後には 1.63g/cm^3 まで向上するが，それ以降は向上しないことが明らかである．これは道床バラスト層が，ある程度まで締固まると，それ以上タンピングを続けても，密度が上がらないことを示している．

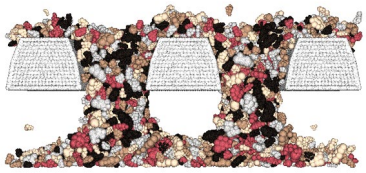
５．おわりに

高速鉄道における保線計画策定を目的とし，定量的精度を検証済の離散体モデルを用いて，車両走行速度と道床バラスト層の締固め度が道床沈下に与える影響を検証した．また同モデルを用いて，道床更換時のタンピング作業の最適化について検証した．得られた知見は次の通りである．

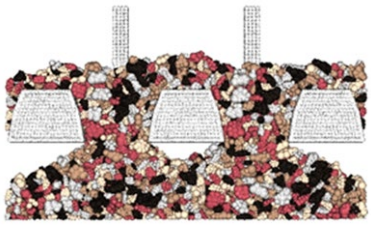
１，道床バラスト層の密度 1.50g/cm^3，1.60g/cm^3，1.67g/cm^3 の 3 通りの解析モデルを用いて，時速 160km/h と 210km/h の列車走行荷重下における沈下進みを比較したところ，走行速度による差は，密度が最も高いモデルでは 0.00003mm，密度が最も低いモデルでは 0.0008mm だった．

２，道床更換時の砕石投入からタンピングのプロセスを再現し，まくらぎ下の密度変化を観察した結果，20 秒後に 1.63g/cm^3 なった後は，それ以上向上しないことが示された．

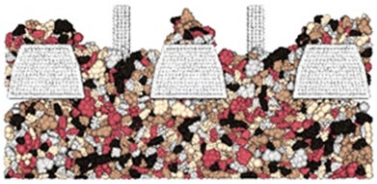
３，以上より，道床更換時のタンピング作業として，5 秒間を 4 セット実施することを提案した．



(a) Just after putting in stones



(b) After the first tamping, total 5 seconds



(c) After the fourth 5s tamping, total 20 seconds

Fig.4 DEM simulation of ballast renewal process

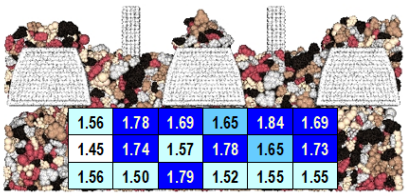


Fig.5 Distribution of density of ballast layer

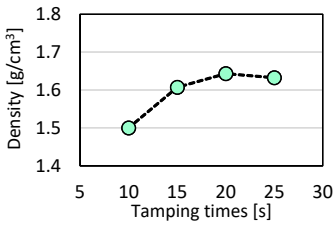


Fig.6 Change of density of ballast layer

参考文献

1) Kono, A. , Ferellec,J.F., Nhu,V. H., Saussine,G. : Ballasted tracks tamping analysis and optimization using DEM, Proceedings of WCRR 2019, 2019
2) 河野昭子,松島亘志：DEM による単粒度砕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, 2021
3) T.Matsushima and H.Saomoto ‘Discrete Element Modelling for Irregularly-shaped Sand Grains’, Proc. NUMGE2002: Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp.239-246, 2002
4) 河野昭子,松島亘志：離散体モデルを用いた道床バラスト層の変形挙動解析，鉄道総研報告 Vol.28 No.12 pp.41-46 ,2014
5) 石田誠,三浦重,河野昭子：軌道動的応答モデルとその解析結果，鉄道総研報告 Vol.11 No.2 pp.19-26 ,1997

共通セッション | 企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（V&V)、不確かさ評価）

企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（ V&V)、不確かさ評価）①

座長:櫻井 英行(清水建設㈱)

2023年5月27日(土) 15:30 〜 17:30 B会場 (6号館 4階 6418室)

[12013-20-01] 河川構造物周りの河川流・浸透流同時解析モデルの検証と妥当性確認（シンポジウム講演概要）

*楊 宏選[1]、柴田 堅太[1]、田代 陸[1]、熊倉 俊郎[1]、細山田 得三[1]、陸 旻皎[1] （1. 長岡技術科学大学）

15:30 〜 15:45

[12013-20-02] 原位置試験を対象にした妥当性確認方法（シンポジウム講演概要）

*佐藤 伸[1]、原 朗[1]、志村 友行[1] （1. 株式会社大林組）

15:45 〜 16:00

[12013-20-03] 階層ベイズ更新とモデル選択による有相関パラメータの不確定性定量化（シンポジウム講演概要）

*北原 優[1]、北原 武嗣[2]、Beer Michael[3] （1. 東京大学、2. 関東学院大学、3. ライプニッツ大学ハノーファー）

16:00 〜 16:15

[12013-20-04] 応答曲面法と非線形有限要素解析によるコンクリートの破壊力学パラメータの同定手法 （シンポジウム講演概要）

田中 尊之[1]、*車谷 麻緒[1] （1. 茨城大学）

16:15 〜 16:30

[12013-20-05] V&Vに向けた曲げ破壊型鉄筋コンクリートはりの Validation実験（シンポジウム講演概要）

*羽生 隼輝[1]、車谷 麻緒[1] （1. 茨城大学）

16:30 〜 16:45

[12013-20-06] コード間対照による鉄筋コンクリートはりの非線形有限要素解析のコード検証（シンポジウム講演概要）

*渡邊 英吾[1]、飯島 昂也[1]、山川 綾之[1]、車谷 麻緒[1] （1. 茨城大学）

16:45 〜 17:00

[12013-20-07] 局所損傷の影響を考慮する鋼部材耐荷力解析のための画像ひずみ計測によるデータ同化（シンポジウム講演概要）

*佐藤 開[1]、西尾 真由子[2] （1. 筑波大学　理工情報生命学術院　システム情報工学研究群構造エネルギー工学学位プログラム、2. 筑波大学　システム情報系）

17:00 〜 17:15

[12013-20-08] ASME V&Vに基づいた木材の骨組み構造に対する固有振動数における接合部のモデル化（シンポジウム講演概要）

*福谷 勇輝[1]、油川 英史[1]、棗田 智香子[1]、松井 和己[1]、倉田 和幸[2]、三浦 孝広[3]、都筑 新[4]、山本 剛大[5]、杉山 裕文[6]、渡邉 大[7]、呂 学龍[1]、山田 貴博[1] （1. 横浜国立大学、2. テルモ株式会社、3. サイバネットシステム株式会社、4. ダッソー・システムズ株式会社、5. 広島大学、6. 山梨大学、7. 芝浦工業大学）

17:15 〜 17:30

河川構造物周りの河川流・浸透流同時解析モデルの検証と妥当性確認（シンポジウム講演概要）

V&V of a Simultaneous Analysis Model of River Flow and Seepage Flow Around River Structures (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

楊　宏選　　柴田堅太　　田代　陸　　熊倉俊郎　　細山田得三　　陸　旻皎（長岡技術科学大学）
Hongxuan YANG, Kenta SHIBATA, Riku TASHIRO, Toshiro KUMAKURA, Tokuzo HOSOYAMADA and Minjiao LU
(Nagaoka University of Technology)
E-mail: yang@nagaokaut.ac.jp

Numerical experiments of Darcy law, pore pressure, drag and lift forces acting on concrete blocks, and visualization experiments of seepage flow were used to verify and validate the simultaneous analysis model of river flow and seepage flow around river structures. Although the numerical calculations were found to produce results in agreement with the experiments, the actual conditions in the field may not match and may produce different results.

１．はじめに

浸透流を含む河川模型実験では河川と浸透流を同時に相似させる手法が確立されておらず，模型実験は浸透流相似まで考慮していない．河川流と浸透流を同時に計算できる数値モデルを用いて模型スケールと実物スケールの数値実験を行い，流れの相似性を確認・検討する手法が考えられる．VOF モデルに Darcy-Forchheimer 抵抗項を導入して浸透流と河川流を同時に計算する既発表の数値モデル [1)]が国総研のいくつかの模型実験 [1)2)]で検証されているが，模型実験では浸透流を計測せず間隙水圧を複数箇所測定するのみで，浸透流に対する検証が不十分であった．数値モデルは実物大の問題を直接扱える利点を有するものの，浸透流を高精度に計算できなければ相似性検討の前提条件が崩れる．

本研究の目的は浸透流を含む河川模型実験を実施して，浸透流の可視化を行い，河川構造物の下を流れる浸透流場を明らかにする一方，前出数値モデルの浸透流場解析に対して検証と妥当性確認を行うことである．

２．数値モデルの概要

自由水面を有する河川流と地盤中の浸透流を同時に計算するために，数値モデルは，非圧縮性気液二相流 VOF モデルと，多孔質物体中の流れを扱うダルシー則によって構成される． 地盤中の流れは，運動方程式に間隙率と浸透流による抵抗項を追加して，非定常な浸透流を計算している．

流体分率 α の移流方程式

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot \left(\alpha \vec{U}\right) - \nabla \cdot \left(\alpha(1-\alpha)\overrightarrow{U_r}\right) = 0 \qquad (1)$$

運動方程式

$$\frac{\partial\left(\gamma\rho\vec{U}\right)}{\partial t} + \nabla \cdot \left(\gamma\rho\vec{U}\vec{U}\right) - \nabla \cdot (\gamma \boldsymbol{T}) = -\gamma\nabla p + \gamma\rho\vec{g} + \gamma\overrightarrow{F_\sigma} - \frac{\gamma^2\mu}{D}\vec{U} \qquad (2)$$

ここで$\overrightarrow{U_r}$は圧縮速度，γは間隙率，ρは密度，p は圧力，$\vec{U}$は流速，$\overrightarrow{F_\sigma}$は表面張力， D は透過度，$\boldsymbol{T}$ は$\mu_e\left(\nabla\vec{U} + \left(\nabla\vec{U}\right)^T\right)$で定義される応力テンソル，$\mu_e$は有効粘性係数で，粘性係数$\mu$と渦粘性係数$\mu_t$の和で表される．

式(2)右辺最後の項はダルシー則に従い導入される浸透流の抵抗項であるが，地盤中にのみ適用され，河川流の計算では無視される（即ちγ=1,D=∞）．数値モデルの詳細は既往研究 [1)]を参照されたい．

３．数値実験の V&V

1）解析検証・コード検証

数値モデルが正しくコーディングされているか，解析解に一致する数値解が得られるか，それを検証するために，数値実験による透水試験を行った．地盤中に長さ 100 ㎝，高さ 5 ㎝の透水層を設け，間隙率と透過度を一括りにした係数(γ/D)を 2.5E-6 ㎠として，堰を越流する跳水と透水層を通過する浸透流の計算を同時に進めて，計算で得られた透水層区間の流速と圧力勾配をダルシーの法則 $v=Ki$ に代入して透水係数を逆算すると K=0.25cm/s として求まった．これは(γ/D)に($\rho g/\mu$)をかけて，透過度を透水係数に直した値と一致する．よって，数値実験は式（1）と（2）を正しくコーディングして河川部の跳水計算と同時に地盤中の浸透流にもダルシー則を正しく導入できたといえる．

2）間隙圧力，流体力による検証

堰底面に埋め込まれたセンサーで間隙圧力が計測された国総研の固定床模型実験 [1)]に対して，数値モデルの計算した圧力は計測圧力の平均によく一致した．数値計算の流体力に基づく安定性評価も移動床模型実験のコンクリートブロックの流失に一致した（数値モデルは静的評価しかできず，コンクリートブロックの不安定評価できても動きだした後の進行性破壊は評価できない）．

ブロックに作用する抗力と揚力を分力計で直接計測した国総研の水理実験 [2)]に対しても，数値実験はそれに良好に一致する結果を出している．この水理実験ではブロックの表面と裏面，および深さ 10 ㎝の地盤中の間隙圧力を計測している．数値実験の圧力はこれらの計測圧力によくしている．

ただ，圧力・流体力による検証でわかったことは，実験で複数回に計測された値にばらつきが大きく，計算に良好に一致するデータもあれば，明らかに異常とも思われるデータもあった．

2）浸透流流脈による検証

水面形や水深は目視で計測の異常がわかるが，流速と圧力は目に見えないため，計測の善し悪しの判断は難しい．よって，河川流の検証は流速よりも水面形の方がよい．浸透流の検証は間隙圧力よりも流脈は信頼性が高いと考えられる．これは目に見えるからだけではなく，点ではなく，場として検証ができるためである．水面形の検証は国総研の模型実験 [1)]で検証されたので本研究は浸透流流脈による検証に専念することとした．流脈と流線は非定常流では異

Fig. 1 Photo of experimental equipment

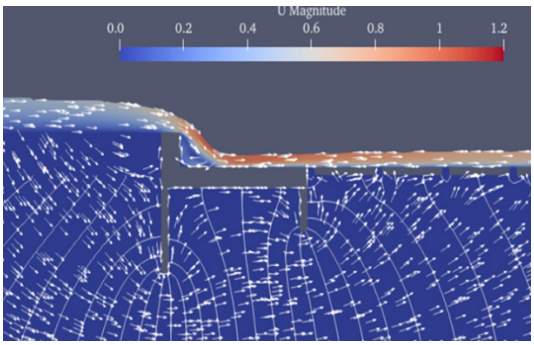


Fig. 2 Numerical results of velocities and equipotential lines

なるが，本研究の浸透流においては，堰の上下流水頭差が一定であるため，定常流と考えて，実験の流脈と計算の流線を同一視する．

本研究では，Fig.1 の長岡技術科学大学にある大型アクリル水路(10m×0.6m×0.37m)を使って浸透流が流れていく様子を観察した．堰が水路途中にあり，堰落差 4cm，水たたき長さ 17cm，止水矢板を上流側に 10cm，下流側に 5cm として設置した．地盤材には，透水係数 0.0726cm/s の東北硅砂 5 号を敷き詰め，地盤材流出防止のために河床に穴の開いたコンパネを敷いた．浸透流可視化には地盤へアルミパイプを差し込んでインクを注入し，流れるインクの流脈を水路横から撮影した．実験に対する数値計算の計算結果を Fig.2 に示すが，実験は数値計算の結果を参照しながら行われている．

Fig.3 に実験で得られた典型的な流脈の写真を示す．(a)は 2 ㎝間隔の複数穴からインク注入して得られた流脈である．深いところの 3 本は計算結果と一致しているが，浅いところの 3 本は，1，2 本目が見えず，3 本目はうすく撮影されている．構造物と地盤材との間に隙間があったと考えられる．構造物のすぐ近くの浸透流，すなわち Fig.3 に示されるような 2 本の止水矢板を迂回する w 型の流脈を再現すべく，隙間がないように設定して一つの穴からインク注入して，得られた写真は(b)である．(a)より計算結果に近づいてきたが，w型の上に凸な部分（赤いアーチ）で途切れている．計算では浸透流は最大動水勾配を選んで流れるが，Fig.2 にあるように水叩き直下で動水勾配が小さく，右方向が最大という優越性が崩れやすい．実験でちょっとでも上に隙間があると浸透流は抵抗の小さい隙間に向かって流れてしまう．これが凸部で途切れた原因と考えられる．(c)はインク注入位置を矢板内側に切り替えて，かつ隙間がないように再実験した写真である．部分ではあるが w 型流脈の凸部を再現できた．これが大量の実験の中で唯一，隙間がないと思われる実験であった．ちなみに矢板上流側でインク注入すると矢板先端で流れが収縮してから右斜め上に広がっていくためにインクがあたり一色に染まり，個々の w 型流脈が得られなかった．

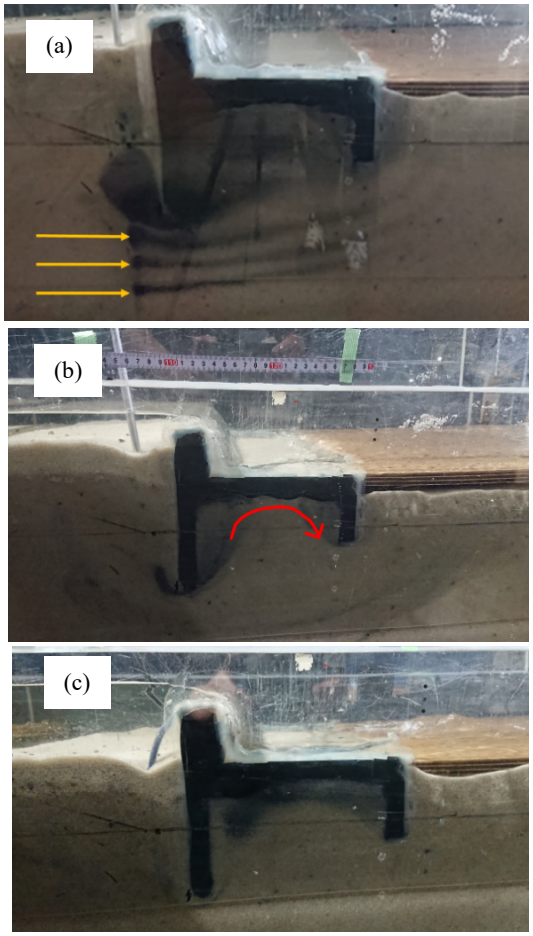


Fig. 3 photos of dye streaks

４．考察とまとめ

可視化実験でようやく計算結果と同様な流脈が得られたことで数値モデルの検証ができた．しかし，多くのケースにおいて実験と計算は異なる結果であった．理想条件想定の数値モデルの解は，実験または現場の条件と異なるため，数値解の妥当性に留意が必要である．実験は何回でもやり直して計算の理想状態に近づこうと努められるが，現場ではそうはいかず，むしろ理想的でない複数の条件を最初から想定して計算を行うのが望ましい．

謝辞：本研究は JSPS 科研費 21K04270 の助成を受けた．

参考文献

1) 楊宏選，福元豊，細山田得三，大塚悟：水・地盤連成解析手法による落差工周辺の河床構造物の安定性評価，土木学会論文集 B1（水工学），第 74 巻, 5 号, I_655-I_660, 2018.
2) 楊宏選，山本陽子，福元豊，細山田得三，大塚悟，福島雅紀：浸透流と跳水の影響を受ける護床工ブロックの流体力特性及びその安定性評価，河川技術論文集，第 26 巻.

原位置試験を対象にした妥当性確認方法（シンポジウム講演概要）
Validation method of in site test (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

佐藤　伸（株式会社大林組）　原　朗（株式会社大林組）　志村　友行（株式会社大林組）
Shin SATO, Obayashi corporation
Akira HARA, Obayashi corporation
Tomoyuki SHIMURA, Obayashi corporation
E-mail: sato.shin.ro@obayashi.co.jp

This study proposes a validation method for in-situ testing. The in-situ test was the HE-E experiment conducted at the Mont Terri rock laboratory in Switzerland to understand Thermo-Hydro-Mechanical coupled behavior. Focusing on the THM coupled behavior, a method for validating the reproducibility of relative humidity was investigated. The material uncertainty was quantified by applying the MCMC method. The uncertainty of the experiment was quantified by focusing on the accuracy of the measurement equipment. We proposed that the validity verification method in ASME V&V 10.1 can be applied by quantifying the uncertainty with the above method.

１．はじめに

スイスの北西部に位置する，モンテリ岩盤試験場では 50 種類の原位置試験が行われている [1]．その中に放射性廃棄物処分における熱・流体・応力連成（以降 THM 連成）挙動を把握するために，人工バリアを 1/2 スケールで模擬した原位置ヒーター試験（HE-E 試験）がある．HE-E 試験は 2011 年 6 月からヒーターの加熱を開始して，現在まで約 12 年間継続実施中である．HE-E 試験の概要図を Fig. 1 に示す．

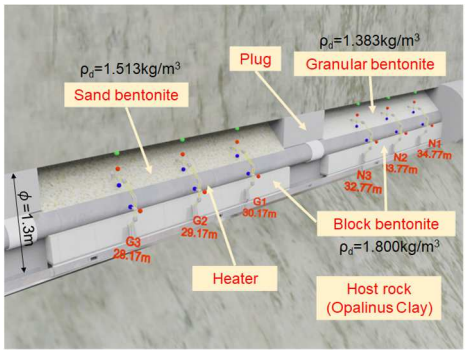


Fig. 1 Schematic layout of HE-E experiment

本試験の目的は，THM 連成解析に必要な試験データベースの構築及び要素試験から得られた挙動をフィールドスケールにアップスケーリングすることである．これまでに，複数の解析者によって試験の再現解析が実施され，定性的にモデル化の妥当性確認が行われている．一方，ASME V&V 10.1[2]では，妥当性確認は，種々考えられる不確実性を定量化し，設定した所期の利用目的を満足することを定量的に示すことが要求される．そこで本検討では，数値解析におけるパラメータの不確実性の定量化と原位置試験における計測に関する不確実性の定量化を行い，解析結果の妥当性確認を実施する．

２．検討概要

HE-E 試験の計測は，埋戻し部が，温度，間隙圧力及び相対湿度であり，岩盤内は水圧と温度である．これまでの検討で，温度の再現性については，設定された熱伝導率で，高い再現性が得られることが分かっている [3]．一方で，相対湿度の再現性については，解析コード内のモデル化方法に左右される [3), 4]．具体的には，水相が熱せられることによって気化する相変換を構成式で考慮するか否かにより，ヒーター近傍の相対湿度変化の再現性は影響を受けることが分かっている．そこで，本検討では相対湿度に着目する．

U. Kuhimann et. al. [5] は HE-E 試験を対象に逆解析による二相流パラメータの感度解析を実施している．検討の結果，解析結果に最も影響を及ぼすものの一つに水分特性曲線を表すモデルパラメータを上げている．一方，相対湿度は，サイクロメトリック則 [6] によって表現されることが多く，式(1)及び式(2)になる．

$$\theta_g^w = \left(\theta_g^w\right)_0 \cdot e^{-\frac{(P_g - P_l)\cdot M_w}{R\cdot(273.15+T)\cdot \rho_w}} \tag{1}$$

$$\mathrm{RH}(\%) = \frac{\theta_g^w}{\left(\theta_g^w\right)_0} \cdot 100 \tag{2}$$

ここで，$\left(\theta_g^w\right)_0$は飽和状態における空気相中の水蒸気濃度，$p_l$は水圧，$p_g$は空気圧，$M_w$は水のモル質量，Rは気体定数，$T$は温度及び$\rho_w$は水の密度を表す．式(1)にサクション（$s = P_g - P_l$）項があり，水分特性曲線に依存することが分かる．そこで，水分特性曲線の不確かさを定量化すれば，相対湿度変化の再現性を定量的に示すことが可能になる．

原位置試験の不確実性は，形状，材料の均質性及び計測機器の精度などがあるが，計測機器の不確かさに着目する．

３．数値解析における不確実性の定量化

材料の不確実性を取り扱う場合，多数の試験結果から確率分布を用いて定義されるが，保水性試験結果はばらつきを定義できるほど結果が得られていない．そこで，本検討では，ベイズ推定手法の一つであるマルコフ連鎖モンテカルロ法（以下，MCMC 法）を用いて，保水性試験結果に対して水分特性曲線のモデルパラメータの推定を行う [7]．MCMC 法によって推定された水分特性曲線の一例を Fig. 2 に示す．なお，目的関数となる水分特性曲線モデルは van Genuchten[8]モデルを用いた．図より，保水性試験結果を基に MCMC 法によって±1 σ の幅を有する水分特性曲線が得られているのが分かる．

４．原位置試験の計測における不確実性の定量化

対象とする HE-E 試験の相対湿度センサーの校正証明によると，相対湿度 15%～85%，温度 0.45℃～150℃で正確度 3%と示してある．正確度は，その値が真値に近い値であることを示す尺度であるが，ここから正規分布を仮定するには平均値や分散等が不明である．そこで，本検討では確率分布を Fig. 3 に示す±3%の幅の矩形分布を仮定し，相対湿

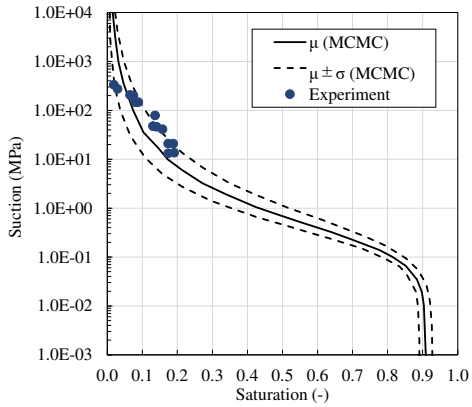


Fig. 2 Example for SWCC curve have been identified using the MCMC

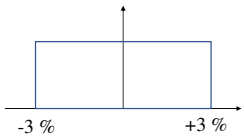


Fig. 3 Expression of uncertainty for the RH senser

度センサーの不確かさの定量化を行う．

５．妥当性確認方法

3 章で設定した水分特性曲線を用いて，THM 連成解析を実施し，得られた解析結果の一例を Fig. 4 に示す．これより，妥当性確認は，実験結果と解析結果（±1σ）の差から二点推定法を用いて応答値に関する確率密度分布を算出する．次に，4 章で設定した実験結果に関する確率密度分布から計測誤差に関する確率密度分布を算出する．

解析結果と実験結果から式(3)に示す累積密度分布の面積差を利用してシステム応答の計測基準値M^{SRQ}を計算し，不確かさの定量化を行う．

$$M^{SRQ} = \frac{1}{|\overline{SRQ}^{exp}|}\int_{-\infty}^{\infty}\left|F_{SRQ^{mod}}(y) - F_{SRQ^{exp}}(y)\right|dy \qquad (3)$$

ここで，$|\overline{SRQ}^{exp}|$は計測値の平均値，$F_{SRQ^{mod}}(y)$と$F_{SRQ^{exp}}(y)$はそれぞれ，解析結果と計測値の累積密度分布である．ヒーター側の解析結果（青実線及び破線）と実験結果（青丸）を対象に，各時刻におけるシステム応答の計測基準値M^{SRQ}を計算したものを Fig. 5 に示す．ここで，全時刻に対して M^{SRQ} を算出しており，平均値は M^{SRQ}=30.9 % となったが，ASME が要求する 10%以下とはならなかった．

６．おわりに

本検討では，THM 連成挙動を対象にした原位置試験の再現解析の妥当性確認方法について述べた．材料の不確かさを MCMC 法によって定量化し，計測値の不確かさは計測機器の校正証明から確率分布を設定する方法を示した．定量化した不確かさを基に各時刻におけるシステム応答の計測基準値M^{SRQ}を算出したが，平均値は ASME が要求する 10%以下にはならなかった．

７．謝辞

本検討を実施するにあたり，鹿児島大学の酒匂教授及び伊藤助教には MCMC 法の検討及びセンサーの確率分布の仮定方法についてご助言を頂いた．ここに，付記して，厚く感謝を表する次第である．

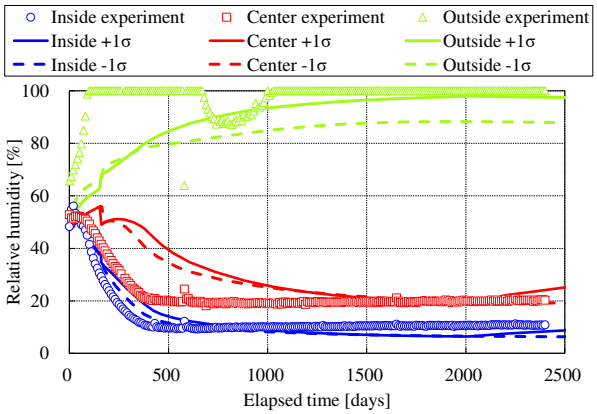


Fig. 4 Result of reproducibility on the relative humidity

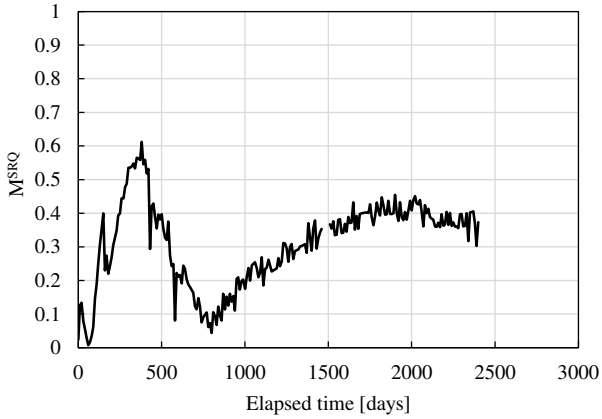


Fig. 5 Evolution of system response quantities M^{SRQ}

参考文献

1) https://www.mont-terri.ch/
2) ASME: An illustration of the Concepts of Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, ASME V&V 10.1, 2012.
3) Garitte, B., et. al.: Evaluation of the predictive capability of coupled thermo-hydro-mechanical models for a heated bentonite/clay system (HE-E) in the Mont Terri Rock Laboratory, Environmental Earth Sciences volume 76, Article number: 64, 2017.
4) Alcolea, A., et. al.: The Full-scale Emplacement (FE) Experiment Modeliing Task Force, DECOVALEX Coupled Processes Symposium 2019, Brugg, Switzerland, The DECOVALEX 2019 Project, 18, 2019.
5) U. Kuhimann, et. al.: Inverse modelling of the HE-E experiment using iTOUGH2, Arbeitsberich, NAB 15-53, NAGRA, Dec. 2015.
6) Olivella, S., et. al.: Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media, Engineering Computations, Vol. 13, No. 7, pp.87-112, 1996.
7) 高田雄大，他：加圧板法とマルコフ連鎖モンテカルロ（MCMC）法を組み合わせた水分特性曲線推定手法の提案，関西ジオシンポジウム，2022 年
8) van Genuchten : M: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Society of America Journal*, Vol.44, No.5, pp.892-898, 1980.

階層ベイズ更新とモデル選択による有相関パラメータの不確定性定量化
（シンポジウム講演概要）

Uncertainty quantification for dependent parameters
using hierarchical Bayesian model updating and model class selection
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

北原　優（東京大・工）　北原　武嗣　（関東学院大・理工）　Michael Beer（Leibniz Univ. Hannover）
Masaru KITAHARA, The University of Tokyo
Takeshi KITAHARA, Kanto Gakuin University
Michael BEER, Leibniz University Hannover
E-Mail: kitahara@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

In stochastic model updating, a probabilistic model is assumed for the model parameters and its PDF parameters (e.g., means and variances) are calibrated to minimize the stochastic discrepancy between model outputs and measurements. Thus, if the assumption about the probabilistic model is inappropriate, it may introduce a bias in the updating results. To avoid such inappropriate assumptions, we have recently developed a hierarchical Bayesian updating framework, where the staircase density function (SDF) is used to arbitrarily approximate a wide range of probability distributions. In this study, we aim to extend this approach to the calibration of parameters with dependency. The dependent structure is represented by different types of copulas and the marginal distributions are modeled using the SDFs. Hence, the copula parameter as well as the SDF parameters are calibrated through a Bayesian fashion. Furthermore, in this framework, the most appropriate copula class is determined in the context of Bayesian model class selection.

１．はじめに

ベイズ更新は数値モデルの観測更新のための頑強な確率論的枠組みを提供し，構造工学や地盤工学をはじめ様々な分野で応用されている．ベイズ更新では，モデル化誤差や観測誤差に起因するモデル応答と観測データの乖離を尤度関数として確率的にモデル化し，事後分布としてパラメータの観測更新値を得る．

一方，材料特性や境界条件が空間的・時間的に変動する場合など，パラメータ自体が固有の確率分布に従うとき，上記の事後分布では観測数の増加に伴いパラメータ固有の不確定性を過小評価することが知られている．これに対して，パラメータ自体でなくその確率分布の分布係数を観測更新する階層ベイズ更新が近年提案されている．通常，パラメータが従う確率分布形状（正規分布や対数正規分布など）が更新前に既知であることは稀であり，したがって適切な分布を事前に選択することは困難である．これは階層ベイズ更新の適用を限定的としている要因のひとつであるが，著者らは任意の分布形状を離散的に近似可能な階段状密度関数を用いることで，分布形状の仮定に依らない柔軟な階層ベイズ更新手法を提案している [1]．

しかし既報 [1]では 1 変数の場合の検討に留まっており，パラメータが互いに独立な場合には拡張は容易だが，相関を有する場合への拡張についてはさらなる検討が必要である．そこで本研究では，任意の相関構造を有する 2 変数の場合を対象に上記階層ベイズ更新手法の拡張を検討した．

２．コピュラと階段状密度関数による同時分布モデル

本研究では，相関を有する 2 変数$\boldsymbol{x} = [x_1\ x_2]$の同時累積分布関数（CDF）をコピュラ関数により式(1)で与える [2]．

$$F(\boldsymbol{x}) = C(F_1(x_1), F_2(x_2);\ \theta) \tag{1}$$

ここに，$F_i(x_i)$はx_iの周辺 CDF，Cはθを変数とするコピュラ関数である．コピュラ関数は$[0\ 1]^2$上の同時 CDF であり，その周辺分布は標準一様分布である．コピュラはCの関数形に応じて様々な相関構造をモデル化することが可能であり，本研究では 2 変数コピュラのうち代表的な正規コピュラ，クレイトンコピュラ，フランクコピュラ，およびガンベルコピュラを用いる．

周辺 CDF $F_i(x_i)$は階段状密度分布とする．階段状密度関数は平均μ_i，分散m_{2i}，歪度m_{3i}，および尖度m_{4i}の 4 つの分布係数を与えると，x_iの支持区間$x_i \in [\underline{x}_i\ \overline{x}_i]$で一意に定まる離散確率分布である．

３．階層ベイズ更新とモデル選択

コピュラ関数と階段状密度分布からなる$\boldsymbol{x}$の相関構造を較正する階層ベイズ更新を考える．コピュラパラメータ$\boldsymbol{\theta}$および階段状密度関数の分布係数の合計 9 つを不確定パラメータ$\boldsymbol{\vartheta}$について，観測データ$\boldsymbol{\mathcal{D}}$を所与とした事後分布はベイズの定理により式(2)で与えらえる．

$$P(\boldsymbol{\vartheta}|\boldsymbol{\mathcal{D}}) = P_L(\boldsymbol{\mathcal{D}}|\boldsymbol{\vartheta})P(\boldsymbol{\vartheta})/P(\boldsymbol{\mathcal{D}}) \tag{2}$$

ここに，$P(\boldsymbol{\vartheta})$は$\boldsymbol{\vartheta}$の事前分布，$P(\boldsymbol{\mathcal{D}})$は周辺尤度，$P_L(\boldsymbol{\mathcal{D}}|\boldsymbol{\vartheta})$は次式で与えられる尤度関数である．

$$P_L(\boldsymbol{\mathcal{D}}|\boldsymbol{\vartheta}) \propto \exp\{-d(\mathcal{M}(\boldsymbol{x}|\boldsymbol{\vartheta}), \boldsymbol{\mathcal{D}})^2/\varepsilon^2\} \tag{3}$$

ここに，$\mathcal{M}(\boldsymbol{x}|\boldsymbol{\vartheta})$は$\boldsymbol{\vartheta}$を所与とした$\boldsymbol{x}$の同時分布を伝播させて求まる確率的なモデル応答，$d(\mathcal{M}(\boldsymbol{x}|\boldsymbol{\vartheta}), \boldsymbol{\mathcal{D}})$は$\mathcal{M}(\boldsymbol{x}|\boldsymbol{\vartheta})$と$\boldsymbol{\mathcal{D}}$の距離，$\varepsilon$は事後分布の中心化係数である．本研究では，既報 [1]にならいdにはバタチャリヤ距離を採用する．

式(2)の事後分布の推定には TMCMC 法を用いる．これより不確定パラメータの事後推定値$\hat{\boldsymbol{\vartheta}}$が求まり，結果として$\boldsymbol{x}$の同時分布$F(\boldsymbol{x}|\hat{\boldsymbol{\vartheta}})$を得る．

上述の 4 つのコピュラのうち観測データに最も整合するコピュラはベイズモデル選択 [1]により求める．TMCMC 法では，事後分布推定の副産物として周辺尤度$P(\boldsymbol{\mathcal{D}})$を得る．周辺尤度はあるモデルのもとでの観測データの生起確率の期待値を表す．したがって周辺尤度が最も大きくなるコピュラが観測に最も整合するモデルとして選択される．

４．数値解析による検証

Fig.1 に示す 3 自由度のバネマスモデルを用いて提案手法を検証する．質量および剛性の一部は既知（$m_1 = 0.7$ kg,

$m_2 = 0.5$ kg, $m_3 = 0.3$ kg, $k_i = 5.0$ N/m $(i = 2,4,5,6)$）であるのに対して，2 つの剛性k_1およびk_3は未知の確率分布に従う．固有振動数f_1，f_2，f_3の観測データを用いて，提案手法によりk_1，k_3の同時分布を推定する．このとき，k_1，k_3の支持区間はそれぞれ$k_1 \in [2.5\ 5.5]$，$k_3 \in [5.0\ 7.0]$とする．

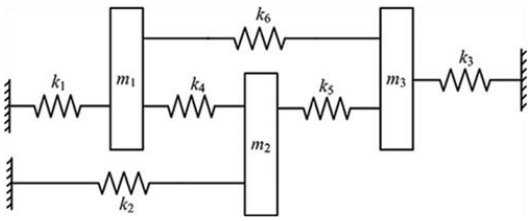


Fig.1 3-DOF spring-mass system

k_1，k_3に上記 4 つのコピュラを与えてf_1，f_2，f_3を 1000 サンプル生成し 4 つの観測データとした．いずれもk_1の周辺分布は平均 4.0，標準偏差 0.3 の正規分布，k_3の周辺分布は平均 6.0，標準偏差 0.2 の正規分布とした．

正規コピュラによる観測データについて，TMCMC 法で求めた各コピュラモデルの周辺尤度を Table 1 に示す．正規コピュラのとき周辺尤度は最大になり，ベイズモデル選択により適切なコピュラを選択できていることがわかる．ほか 3 つのコピュラによる観測データについても同様の結果が得られ，適切なコピュラが選択されていることを確認できた．

Table 1 Evidence for each candidate copula class.

Candidate copula class	Evidence
Gaussian	2.81×10^{-15}
Clayton	8.73×10^{-16}
Frank	6.09×10^{-16}
Gumbel	1.23×10^{-15}

つぎに正規コピュラによる観測データについて，$\boldsymbol{\vartheta}$の事後分布$P(\boldsymbol{\vartheta}|\boldsymbol{\mathcal{D}})$の平均値を事後推定値$\hat{\boldsymbol{\vartheta}}$として求め，正規コピュラのときの結果を Table 2 にまとめる．表には観測データの生成に用いた$\boldsymbol{\vartheta}$の目標値を併記しており，事後推定値は目標値とよく一致していることがわかる．ほか 3 つのコピュラによる観測データについても同様の結果が得られた．

Table 2 Posterior estimates of the inferring parameters.

Inferring parameter	Target value	Posterior estimate
θ	0.7	0.707
μ_1	4.0	3.99
m_{21}	0.09	0.1063
m_{31}	0.0	0.002
m_{41}	3.0	3.23
μ_3	6.0	5.99
m_{23}	0.04	0.0475
m_{33}	0.0	-0.002
m_{43}	3.0	3.03

Table 2 中の分布係数の事後推定値を与えた階段状密度関数として，Fig.2 に示すk_1，k_3の周辺 CDF を求めた．いずれも目標分布である正規分布をよく近似しており，支持区間のみの非常に限られた事前情報から観測データを用いて周辺分布を適切に推定することができた．なお，正規分布が非有界の支持区間を持つのに対して，階段状密度関数は支持区間が有界であることに注意が必要である．ただし，上記k_1，k_3の支持区間は目標正規分布の 99.99 %信頼区間を含んでおり，実用上は問題ないと考えらえる．

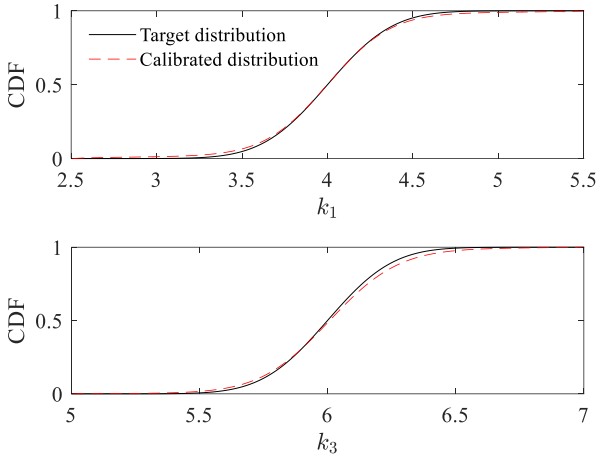


Fig.2 Calibrated marginal CDFs of k_1 and k_3

Fig.3 に各コピュラによる観測データについて，一連の流れで推定したk_1，k_3の同時確率分布から生成した 1000 サンプルを用いて算出した固有振動数の散布図を示す．階段状密度関数による周辺分布の推定にくわえて，ベイズモデル選択により適切なコピュラを選択し，そのパラメータの事後推定を得ることで，いずれの観測データについてもモデル応答が観測データの相関構造を適切に評価できていることを確認した．

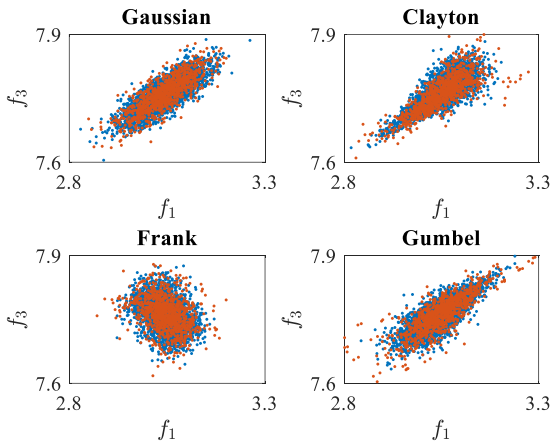


Fig.3 Relative position of the measurement data (blue) and calibrated model outputs (orange)

5．結論

階段状密度関数を用いた分布形状の事前仮定に依らない階層ベイズ更新において，階段状密度関数の分布係数と同時にコピュラパラメータを観測更新するとともに，適切なコピュラを選択するベイズモデル選択を組み合わせる手法を構築した．提案手法は相関を有する 2 変数の同時確率分布の較正が可能なことを示した．今後はより高次の相関構造も較正可能なように手法の拡張を検討する予定である．

参考文献

1) 北原優，北原武嗣，Michael BEER: 階層ベイズ推定によるパラメータ不確定性定量化の有用性，土木学会論文集，Vol.79，No.15，22-15005, 2023.
2) R.B. Nelsen: An Introduction to Copulas. 2nd edition, New York, Springer, 2006

応答曲面法と非線形有限要素解析によるコンクリートの破壊力学パラメータの同定手法（シンポジウム講演概要）

A Method for Determining Fracture Mechanics Parameters of Concrete Using Response Surface Methodology and Nonlinear Finite Element Analysis (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

田中 尊之（茨城大・工）　　車谷 麻緒（茨城大・工）
Takayuki TANAKA, Ibaraki University
Mao KURUMATANI, Ibaraki University
E-mail: mao.kurumatani.jp@vc.ibaraki.ac.jp

This study proposes a method for determining fracture mechanics parameters of concrete using the response surface methodology and nonlinear finite element analysis. Concrete beams with a single-edge notch under three-point bending are used to estimate the parameters. Calibrating the numerical result to the experimental response by a surrogate model based on the response surface methodology allows us to determine the fracture mechanics parameters.

1. はじめに

コンクリート構造物は，ひび割れの発生・進展により損傷が進行する．コンクリートに生じるひび割れは，構造物の強度特性だけでなく，構造物の耐久性にも影響をおよぼすため，コンクリートの破壊力学特性を定量的に把握することが重要である．

コンクリートの力学挙動を特徴づけるパラメータとして，材料の剛性や破壊が生じる応力またはひずみの値に加えて，破壊エネルギーがある．破壊エネルギーは，破壊エネルギー試験とよばれる切欠きはりの 3 点曲げ試験により求められることが多い．既往の研究 [1] では，破壊エネルギー試験の方法や破壊エネルギーを求める方法，引張破壊の構成則となる引張軟化曲線（結合力－開口変位関係）を求める方法などが提案されている．しかし，コンクリートの力学挙動を特徴づけるパラメータであり，また数値解析に必要なパラメータである剛性・強度・破壊エネルギーの 3 種類を効率よく求められる方法とはいえない．

そこで本研究では，非線形有限要素解析と応答曲面法を用いて，コンクリートの実験結果から，材料の剛性・引張強度・破壊エネルギーの 3 つを同時に効率よく同定する方法を提案する．コンクリート切欠はりの 3 点曲げ試験における複数の実験結果を対象に，提案手法の有用性を示す．

2. 応答曲面法によるパラメータ同定手法の概要

本研究で提案する破壊力学パラメータの同定手法の概要を図-1 に示す．日本コンクリート工学会で推奨されているコンクリート切欠はりの 3 点曲げ試験（破壊エネルギー試験）を対象とし，実験における測定のしやすさから，荷重－CMOD（切欠開口変位）曲線に対してパラメータ同定を行うこととする．

実験結果の荷重－CMOD 曲線に対して，数値解析のキャリブレーションを行うことで，破壊力学パラメータを同定する．キャリブレーションにおいては，コンクリートのとり得るパラメータ値の範囲を設定し，一種のモンテカルロシミュレーションを行う必要がある．しかし，モンテカルロシミュレーションには，入力パラメータの数に応じて指数関数的に計算負荷が増大するといった問題がある．

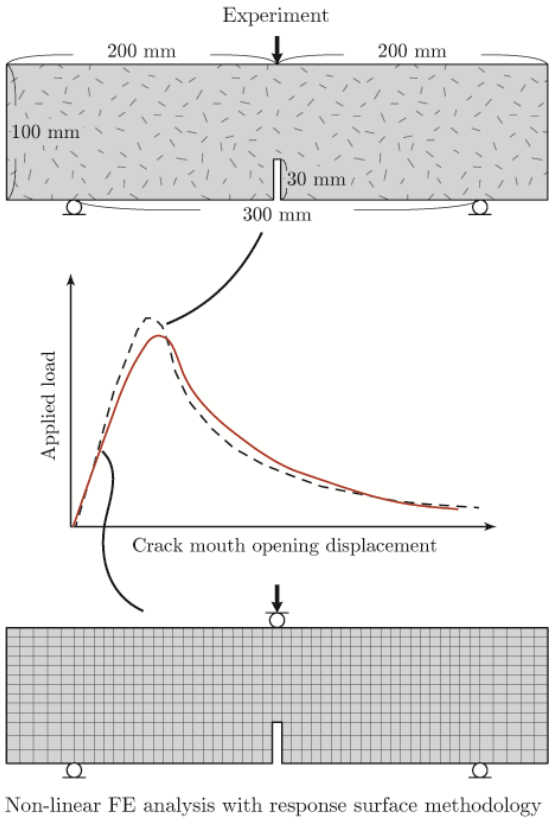


図-1 提案手法の概要

そこで本研究では，効率的にキャリブレーションを行うために，応答曲面法を用いて数値解析の代替モデルを作成する．そして，この代替モデルを用いて，モンテカルロシミュレーションによるキャリブレーションを行い，破壊力学パラメータを同定する．

コンクリート切欠はりの 3 点曲げ試験を再現する数値解析手法として，本研究では損傷モデルを用いた非線形有限要素解析 [2] を適用する．数値解析に必要なコンクリートの材料パラメータは，ヤング率，ポアソン比，破壊発生ひず

み，圧縮引張強度比，破壊エネルギーの 5 つである．ここで，曲げによる引張変形のみを対象とするためにポアソン比はゼロとし，圧縮破壊は生じないことから圧縮引張強度比は一般的な値である 10 とする．したがって，本研究で同定するパラメータは，ヤング率・破壊発生ひずみ・破壊エネルギーの 3 つとなる．なお，破壊発生ひずみにヤング率を掛ければ破壊発生応力に変換できるため，コンクリートの剛性・引張強度・破壊エネルギーの 3 つを同定する方法ともいえる．

既往の研究 [3] で実施した数値解析の V&V（検証と妥当性確認）において，本研究で用いる非線形有限要素解析は，コンクリート切欠はりの 3 点曲げ問題において，破壊エネルギーの性質が精度よく満たされることを確認している．また，解析結果に対するメッシュサイズの影響が非常に小さい方法であることも検証されている．本研究では，V&V により妥当性が確認されている数値解析手法を用いて，コンクリートの実験結果を再現することで，破壊力学パラメータを同定する．

具体的なパラメータ同定の手順を説明する．まず，コンクリート切欠はりの 3 点曲げ試験を行い，荷重－CMOD 曲線を測定する．既往の研究 [4] と同様の方法により，応答曲面法を用いて，荷重－変位曲線を再現するための代替モデルを作成する．応答曲面を推定するための実験計画として，本研究では Box-Behnken 計画を採用する．同定するパラメータは 3 つであるため，3 因子の実験計画に従い，13 ケースの非線形有限要素解析を行い，応答曲面（代替モデル）を作成する．代替モデルを用いてモンテカルロシミュレーションによるキャリブレーションを行い，実験結果との誤差が最小となるケースを求めれば，そのときのパラメータ値が同定結果となる．

3. 検証例題

実際に測定した複数の実験結果を対象に，提案手法の検証例題を示す．**図-2** は，同一寸法のコンクリート切欠はりの 3 点曲げ試験から得られた 6 つの荷重－CMOD 曲線に対して，提案手法を適用し，キャリブレーションを行った結果である．具体的に，作成した代替モデルは 1 つであり，同じ代替モデルを用いて，それぞれ 800 万回のモンテカルロシミュレーションを実施し，キャリブレーションを行った結果である．実験の寸法と境界条件が同じであれば，代替モデルは 1 つだけ作成すればよい．

図中の数値は，上から順に，同定したヤング率，破壊発生ひずみ，破壊エネルギー，誤差を表している．誤差は，実験と解析の曲線下の面積の相対誤差である．これらの結果を見ると，代替モデルによるモンテカルロシミュレーションから得られた結果は，どれも誤差が 5%未満であり，実験結果を精度よく再現できている．代替モデルの作成から，モンテカルロシミュレーション，キャリブレーションの実施まで適切に行えていることがわかる．

4. おわりに

本研究では，応答曲面法に基づく非線形有限要素解析の代替モデルを用いて，コンクリート切欠はりの 3 点曲げ実験結果から，材料の剛性・引張強度・破壊エネルギーの 3 つを同時に効率よく同定する方法を提案した．複数の実験結果に提案手法を適用した結果，実験結果に適合したコンクリートの剛性・引張強度・破壊エネルギーの 3 つを効率よく同定できることを示した．

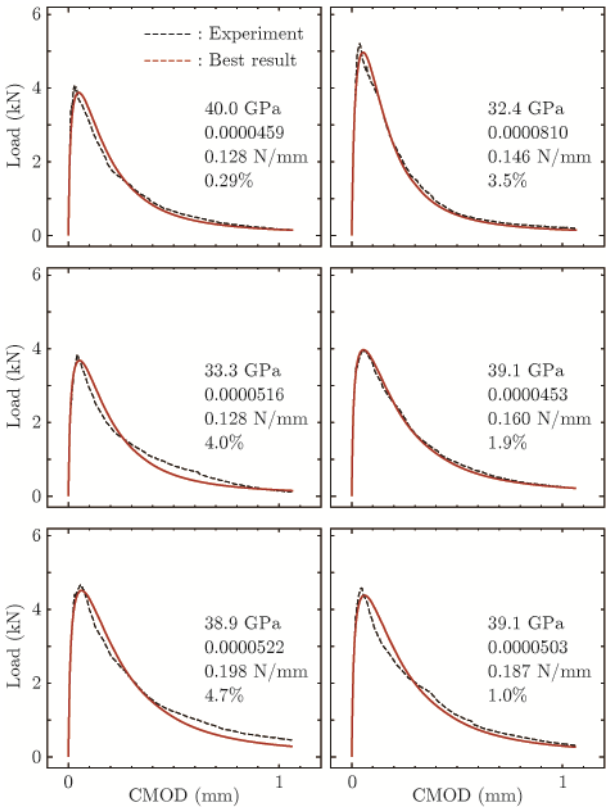


図-2　提案手法の検証例題

謝辞

清水建設技術研究所の小倉大季氏には，実験結果をご提供いただきました．

参考文献

1) 橘高義典，内田裕市，金子佳生，閑田徹志，福山洋，中村成春：委員会報告書「コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会報告」，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23, No. 1, pp. 19.28, 2001.
2) 車谷麻緒，寺田賢二郎，加藤準治，京谷孝史，樫山和男：コンクリートの破壊力学に基づく等方性損傷モデルの定式化とその性能評価，日本計算工学会論文集，No. 20130015, 2013.
3) 車谷麻緒，小倉大季，櫻井英行：コンクリートの非線形有限要素解析に対する検証と妥当性確認の一例，日本計算工学会論文集，No. 20220005, 2022.
4) 車谷麻緒，坂敏秀，山本佳士，上田尚史，龍頭正幸，小林樹人：鉄筋コンクリートはりの非線形有限要素解析に対する代替モデルの提案とその妥当性確認，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 77, No. 2, pp. I_403-I_412, 2022.

V&V に向けた曲げ破壊型鉄筋コンクリートはりの Validation 実験（シンポジウム講演概要）

Validation Experiment of Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcements for Verification and Validation (Proceedings of Symposium on Applied)

羽生　隼輝（茨城大・工）　　車谷　麻緒（茨城大・工）
Junki Hanyu, Ibaraki University
mao Kurumatani, Ibaraki University
E-mail: 22nm831s@vc.ibaraki.ac.jp

Four-point bend tests of reinforced concrete (RC) beams were performed at approximately the same time in one institution equipped with one test machine for investigating the uncertainty involved in experiments. The RC beams were produced simultaneously at one location to reduce the variation of materials and specimens. This study can provide experimental data for Validation and offer valuable insight into the V&V for concrete structure.

１．はじめに

米国機械学会（ASME）では，V&V（Verification & Validation）とよばれる数値解析の信頼性を保証するための方法がガイドライン ASME V&V 10（VV-10）に示されている [1]．

V&V は大きく分けて二つのプロセスから構成されている．Verification（検証）は「正しく解析が行われているか」を検証するプロセスである．具体的には，計算モデルが正しく実装されており，離散化誤差や数値誤差が十分に小さいことを検証する．Validation（妥当性確認）は，「解析は実験結果を正しく予測できているか」を確認するプロセスである．とくに，Validation では，各種の不確かさを定量化し，実験結果と解析結果を比較することで，数値解析の妥当性が確認される．

実験の不確かさには，実験者の技術レベル，試験体の寸法，実験方法の違いなどにおける不確かさがあげられる．建設工学分野では，コンクリートの特徴として，材料特性のばらつきが大きいことが知られている．それゆえ，実験における主要な不確かさは，コンクリートの材料特性のばらつきであると考えられる．しかし，通常に実施されている実験では，材料特性のばらつきや不確かさに関する検討は含まれておらず，Validation の実験に適していないことが多い．

建設分野では ASME V&V 10 に基づいた検討事例は少なく，鉄筋コンクリート（RC）はりを対象とした基礎的な研究に留まっている [2,3]．文献 [2]では，統一することができない境界条件や載荷条件のわずかな違いに焦点を当て，試験機の異なる 5 つの研究機関において，同条件の実験を一斉に実施し，実験の不確かさを検討している．

そこで，本研究では，曲げ破壊型 RC はりの 4 点曲げ実験を対象として，1 つの研究機関で同条件の実験を同時期に実施する．試験機と実験を実施するオペレータを統一することで，試験機による実験条件の違いや人的誤差を極力低減させた同条件の実験を実施し，実験の不確かさを定量化することを目的とする．

２．鉄筋コンクリートはりの 4 点曲げ実験

この章では，RC はりの挙動のばらつきを調べるために，4 点曲げ実験を複数回実施した結果を示す．

2.1　実験概要

本研究の特徴は，同条件で一斉に作製した曲げ破壊型 RC はりの実験を同時期に実施し，実験の不確かさを検討することである．対象とする RC はりの形状，荷重・境界

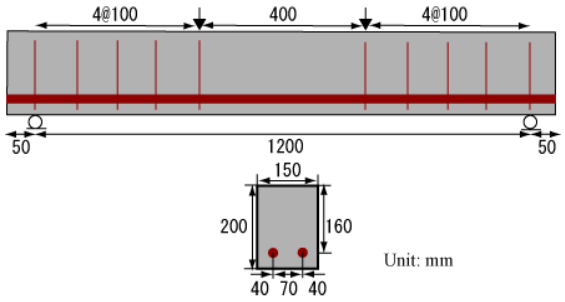


図-1　曲げ破壊型 RC はりの形状，荷重･境界条件

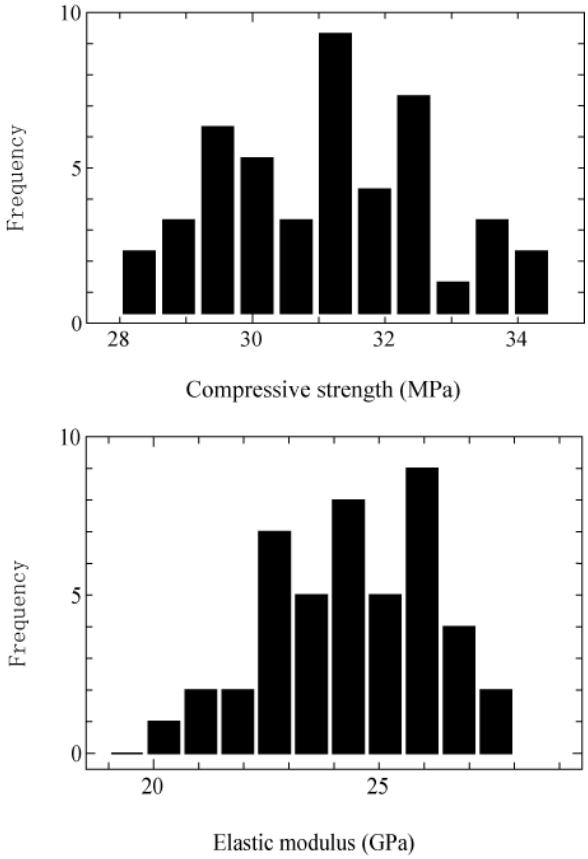


図-2　圧縮強度試験の結果

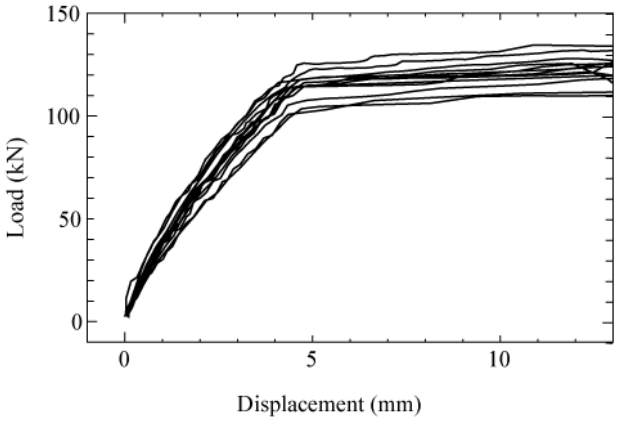


図-3 実験における荷重−変位関係

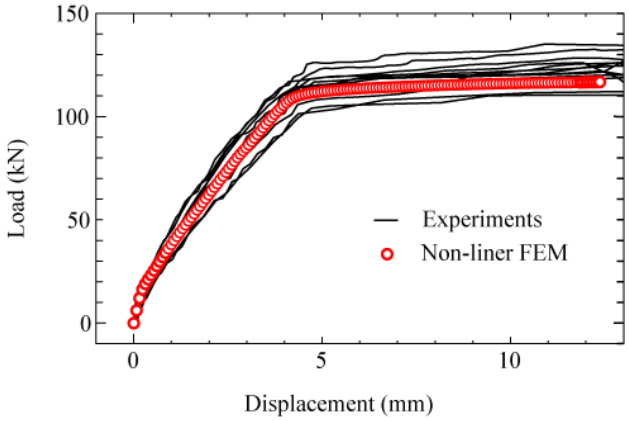


図-4 実験と解析における荷重−変位関係の比較

条件を**図-1** に示す．13 体の RC はりと 45 体のコンクリート円柱供試体を作製した．コンクリート強度のばらつきに加えて，養生方法や乾燥収縮による影響を極力抑えるために，同日にすべて作製した．湿潤養生を 5 日間行った後，脱型し，プラスチック製のシートで試験体を包装することで封緘養生とした．材齢 30 日として約 2 週間をかけて RC はり 13 体の実験を実施した．載荷の制御方法は，オペレータが変わることで生じる人的誤差を極力抑えるために，1 名のオペレータによって載荷を行った．載荷の制御方法は手動で載荷を行い，試験体の状況に応じて，載荷速度を適宜調整した．

2.2 実験結果

使用したコンクリートにおける材料強度のばらつきを評価するために，45 体の円柱供試体に圧縮強度試験を実施し，材料特性を調べた．**図-2** に圧縮強度試験結果を示す．全データにおける圧縮強度の平均値は 31.15 MPa，標準偏差は 1.518，変動係数は 4.42%であった．弾性係数の平均値は，24.40 GPa，標準偏差は 1.844，変動係数は 6.66%であった．鉄筋については，材料のばらつきは小さいと想定し，RC はりに用いる異形鉄筋 D16 に対して，6 本の引張試験を実施した．鉄筋の挙動はほぼ一致しており，鉄筋の材料特性のばらつきは非常に小さいことを確認した．また RC はり 13 体の 4 点曲げ実験についてのばらつきが確認できた．**図-3** に得られた荷重−変位関係を示す．試験体は同一条件で作製し，同様の 4 点曲げ実験を実施したが，実験結果からは挙動のばらつきが確認できた．試験体の寸法誤差については，断面の幅，長さ，有効高さの変動係数は，それぞれ 0.09%，0.68%，1.25%と小さいため，実験における主な不確かさはコンクリートの材料特性のばらつきと判断できる．

3．実験結果の再現性

本研究では，損傷モデル [4]による非線形有限要素解析を計算モデルに用いる．

3.1 計算モデル

コンクリートの構成モデルには損傷モデルを適用する．等価ひずみε_eは次式で表される．

$$\varepsilon_e = \frac{k-1}{2k(1-2\nu)} I_1{}' + \frac{1}{2k}\sqrt{\left(\frac{k-1}{1-2\nu} I_1{}'\right)^2 + \frac{12k}{(1+\nu)^2} J_2{}'} \quad (1)$$

ここで，νはポアソン比，kは圧縮引張強度比，$I_1{}'$は微小ひずみテンソルの第 1 不変量，$J_2{}'$は偏差ひずみテンソル第 2 不変量である．応力とひずみの関係は次のように表される．

$$\boldsymbol{\sigma} = \left(1 - D(\varepsilon_e)\right)\boldsymbol{c} : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (2)$$

$$D(\varepsilon_e) = 1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_e}\exp\left\{-\frac{E\varepsilon_0 h_e}{G_f}(\varepsilon_e - \varepsilon_0)\right\} \quad (3)$$

ここで，$\boldsymbol{c}$は弾性係数テンソル，$\boldsymbol{\varepsilon}$はひずみテンソル，Eはヤング率，ε_0は破壊発生ひずみ，G_fは破壊エネルギー，h_eは損傷を評価する領域長さである．鉄筋の構成モデルには von-Mises 塑性モデルを適用する．

3.2 非線形有限要素解析による実験結果の再現

非線形有限要素解析には，四面体 1 次要素を用いて，鉄筋の幾何形状を反映した 3 次元有限要素モデルを用いる．材料パラメータは，圧縮強度試験からコンクリートのヤング率Eを 25 GPa，ポアソン比νは一般的な値である 0.2 とした．その他のパラメータは試験結果から決定することが困難なため，コンクリートのとり得る範囲と試験結果から破壊発生ひずみε_0は 0.0009，圧縮引張強度比kは 14，破壊エネルギーG_fは 0.1 N/mm とした．RC はりの 4 点曲げ実験の数値解析を行った．荷重−変位関係を比較した結果を**図-4** に示す．解析結果は実験結果を再現できていることがわかる．

4．まとめ

本研究では，VV-10 に基づいて，曲げ破壊型 RC はりの 4 点曲げ実験を同時期に実施した．実験の主要な不確かさはコンクリートの材料特性のばらつきとした．

VV-10 に基づき，曲げ破壊型 RC はりに対する計算モデルの V&V を実施することを今後の展望とする．

参考文献

1) The American Society for Mechanical Engineers: Guide for verification and validation in computational solid mechanics, ASME V&V 10-2006, 2006.
2) 車谷麻緒，岡崎慎一郎，山本佳士，上田尚史，小倉大季：不確かさの定量化に向けた RC はりの一斉載荷実験，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.75，pp.I 411-I 420，2019.
3) 山本佳士，坂敏秀，車谷麻緒：RBCM を用いた鉄筋コンクリート部材の破壊シミュレーションにおける不確かさ評価と妥当性確認，計算工学講演会論文集，Vol.26，2021.
4) 相馬悠人，車谷麻緒：破壊力学に基づく損傷モデルによる RC 部材の大規模破壊シミュレーションに関する基礎的検討，土木学会論文集 A2（応用力学），Vol.73，pp.I 263–I 271，2018.

コード間対照による鉄筋コンクリートはりの非線形有限要素解析のコード検証
（シンポジウム講演概要）

Code Verification by Code-to-Code Comparison for Non-linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

渡邊　英吾（茨城大・工）　　飯島　昂也（茨城大・工）　　山川　綾之（茨城大・工）　　車谷　麻緒（茨城大・工）
Eigo Watanabe, Ibaraki University
Kohya Iijima, Ibaraki University
Ryoji Yamakawa, Ibaraki University
Mao Kurumatani, Ibaraki University
E-mail: 22nm843t@vc.ibaraki.ac.jp

The code verification of a computational model is performed using a code-to-code comparison. The target of the code verification is the non-linear finite element analysis with a damage model for a reinforced concrete beam. The general-purpose structural analysis code ISCEF is used for the code-to-code comparison. The numerical results show good agreement and demonstrate that code verification is available by the code-to-code comparison.

１．はじめに

シミュレーションの品質を保証する方法として，V&V（Verification & Validation）がある．Verification とは，正確に解析が行われているかを検証するプロセスであり，コード検証と解析検証で構成される．コード検証とは，解析結果と理論解を比較し，プログラムエラーがないことを確認するプロセスである．解析検証は，数値誤差を定量化するプロセスである．

コンクリート工学分野における Verification の研究には，線形問題において行われた研究がある [1]．しかし，コンクリートと鉄筋の複合構造である鉄筋コンクリート（RC）のような非線形問題では，理論解が得られない．そのため，理論解と比較して行うコード検証を実施することができない．他分野の Verification の研究では，他の解析プログラムと比較することでコード検証を実施した例がある．特に原子力分野において，松本らは異なる計算手法の解析結果と比較することで GALAXY コードの Verification を実施した [2]．しかし，コンクリート工学分野では，他のコードと比較することによってコード検証を実施した例は見当たらない．

本研究の目的は，損傷モデルを用いた非線形有限要素解析のコード検証を実施することである．本研究では，曲げ破壊型 RC はりを解析対象とし，汎用 FEM コードである ISCEF[4]と比較することで，損傷モデルを用いた非線形有限要素解析のコード検証を実施する．

２．損傷モデルによる非線形有限要素解析

コンクリートのモデル化には損傷モデルを用いる．損傷モデルの構成則は，フックの法則にスカラー変数 D を用いた式 (1)である [3]．

$$\boldsymbol{\sigma} = (1-D)\boldsymbol{c}:\boldsymbol{\varepsilon} \quad (0 \le D \le 1) \tag{1}$$

ここで，$\boldsymbol{\sigma}$ はコーシーの応力テンソル，$\boldsymbol{c}$ は弾性係数テンソル，$\boldsymbol{\varepsilon}$ はひずみテンソル，D は損傷変数である．

車谷らは，損傷モデルで多次元のひずみテンソルおよび応力テンソルを 1 次元に相当する等価ひずみと等価応力に置き換え，両者の関係から損傷変数を求めている 4)．式 (2) の修正 von-Mises モデルによる等価ひずみε_eにより，ひずみテンソルをスカラー値に転換する．

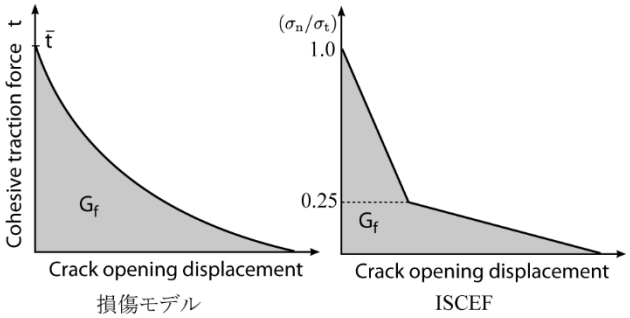


図-1　コンクリートの材料モデリング

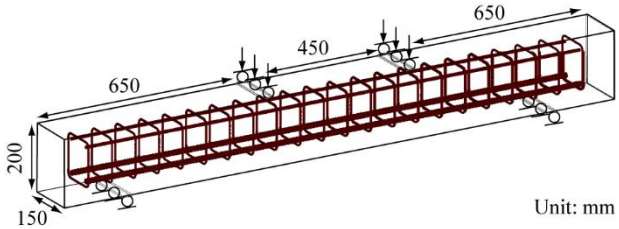


図-2　解析対象とする RC はりの形状

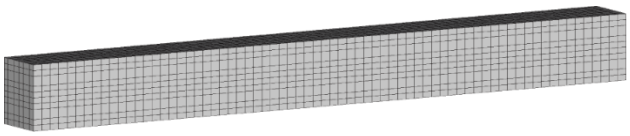


図-3　ISCEF における有限要素モデル

$$\varepsilon_e = \frac{k-1}{2k(1-2\nu)}I_1 + \frac{1}{2k}\sqrt{\left(\frac{k-1}{1-2\nu}I_1\right)^2 + \frac{12k}{(1+\nu)^2}J_2} \tag{2}$$

ここで，νはポアソン比，k は圧縮引張強度比，I_1はひずみテンソルの第 1 不変量，J_2は偏差ひずみテンソルの第 2 不変量である．ここで，等価ひずみε_eに圧縮強度比 k を用いることで，コンクリートの圧縮に強く引張に弱い力学特性の表現が可能になる [4]．

変形履歴の等価ひずみε_eを用いた損傷変数$D(\varepsilon_e)$は，式 (3)で表される [3]．

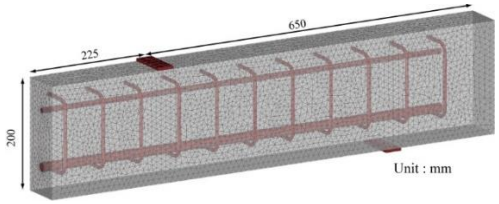


図-4　損傷モデルにおける有限要素モデル

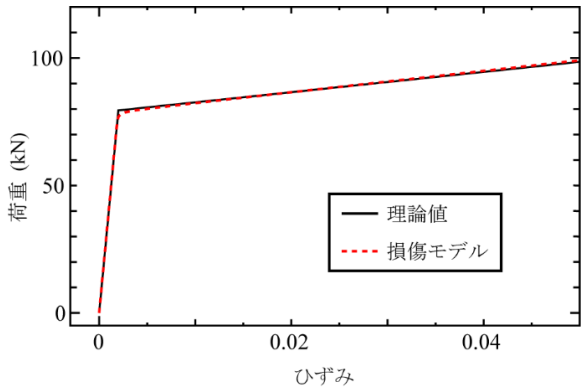


図-5　鉄筋の引張解析

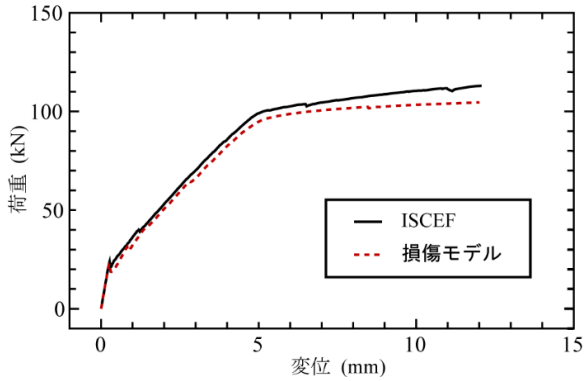


図-6　荷重－変位曲線

$$D(\varepsilon_e) = 1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_e}\exp\left(-\frac{E\varepsilon_0 h_e}{G_f}(\varepsilon_e - \varepsilon_0)\right) \quad (3)$$

ここで，E はヤング率，ε_0は破壊発生ひずみ，G_fは破壊エネルギー，h_e は要素寸法である．また，鉄筋には線形硬化則に基づく von-Mises 塑性モデルを適用する．

３．ISCEF における非線形有限要素解析

ISCEF では，分散ひび割れモデルを用いた RC 要素を採用し，非線形有限要素解析を実施する．コンクリートの材料モデリングは**図-1** に示すような 2 直線軟化モデルである．また，圧縮側における材料モデルは圧縮線形である．鉄筋の材料モデルはバイリニアモデルを採用する．ISCEF では鉄筋が導入されていることを再現するために，鉄筋比を RC 要素に設定する必要がある．鉄筋比は要素の各断面積に対する鉄筋の断面積を除した面積率で求める．

４．曲げ破壊型 RC はりのコード検証

解析対象は，**図-2** のようなスターラップを十分に配筋した 3 等分点載荷の RC はりである．

ISCEF に用いる要素の種類は**図-3** のように六面体一次要素とする．ISCEF におけるコンクリートのパラメータは，ヤング率を 40 GPa，ポアソン比を 0.2，引張強度を 4 MPa，破壊エネルギーを 0.05 N/mm，せん断剛性低下率を 1.0×10^{-3} とする．鉄筋のパラメータはヤング率を 200 GPa，線形硬化係数を 2 GPa，降伏応力を 400 MPa，鉄筋比を設定する．

損傷モデルの解析に用いる要素の種類は，**図-4** のように四面体一次要素とする．損傷モデルにおけるコンクリートのパラメータは，ヤング率を 40 GPa，ポアソン比を 0.2，圧縮引張強度比を 12，破壊発生ひずみを 0.0001，破壊エネルギーを 0.05 N/mm とする．損傷モデルにおける非線形有限要素解析では，異形鉄筋の複雑な 3 次元形状までモデル化しているため，断面積が一定にならず，ヤング率や降伏応力を ISCEF と同じ値に設定しても，力学挙動が同じになるとは限らない．それゆえ，**図-5** に示すように鉄筋の 3 次元有限要素モデルを対象に引張解析を実施し，理論値とのキャリブレーションにより鉄筋のパラメータを同定する．キャリブレーションの結果，鉄筋のパラメータは，ヤング率を 200 GPa，ポアソン比を 0.3，線形硬化係数を 2 GPa，降伏応力を 400 MPa とする．

コード検証の判定基準としては，ISCEF と解析結果の荷重－変位曲線における全体的な挙動，変位 10 mm における荷重値の 2 点において，損傷モデルと ISCEF の差異が小さいことである．

ISCEF と損傷モデルの荷重－変位曲線を**図-6** に示す．ISCEF と損傷モデルを比較すると，鉄筋降伏までの荷重－変位曲線の形状はよく一致していることがわかる．しかし，鉄筋降伏後の荷重－変位曲線の形状が異なることがわかる．損傷モデルでは異形鉄筋の複雑な形状までモデル化しているが，ISCEF では異形鉄筋の形状をモデル化せずに，鉄筋が導入されている要素に鉄筋比のパラメータを導入することで鉄筋を再現している．そのため，鉄筋降伏後の荷重－変位曲線の勾配に差異が生じたと考える．鉄筋のモデル化が異なることを考慮し，荷重－変位曲線の全体的な形状を比較すると，両者に大きな差異はない．各変位 10 mm での荷重値における損傷モデルと ISCEF の差異を相対誤差によって比較する． ISCEF との差異は 6.41%であり，ISCEF との差異は小さいと判断できる．

５．おわりに

曲げ破壊型 RC はりを解析対象とし，損傷モデルを用いた非線形有限要素解析のコード間対照を実施した．汎用 FEM コードである ISCEF を参照解とし，本研究で設定した検討項目について，損傷モデルと比較することでコード検証が行えることを示した．

参考文献

1) 和田 健介，櫻井 英行，滝本 和志，山本 真哉：構造革新に向けた V&V とトポロジー最適化の試行, Vol. 56, No. 9, 2018
2) 松本 英樹，佐藤 大介，蒲原 覚，西浦 雅詞，上田 謙一郎，浅野 耕司：安全解析技術の高度化―新炉心・安全解析コードの開発―，三菱重工技報，Vol.57, N0.4, 2020, 原子力特集
3) 車谷 麻緒，根本 優輝，相馬 悠人，寺田 賢二郎：コンクリートの破壊挙動を考慮した鉄筋コンクリートの 3 次元破壊シミュレーションとその性能評価，Transactions of JSCES, Paper No.20160004
4) C&T センチュリテクノ株式会社 https://www.century-techno.co.jp/ (2022/5/7 アクセス)

局所損傷の影響を考慮する鋼部材耐荷力解析のための画像ひずみ計測によるデータ同化（シンポジウム講演概要）

Data assimilation by digital image correlation strain measurement for load-carrying capacity analysis of steel members with local damages (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

佐藤　開（筑波大・シス情）　　西尾　真由子（筑波大・シス情）
Kai Sato, University of Tsukuba
Mayuko Nishio, University of Tsukuba
E-mail: sato.kai.sm@alumni.tsukuba.ac.jp

This study evaluates applicability of full-field strain measurement by digital image correlation (DIC) to the data assimilation of FE model-based load capacity analysis of steel structural members. The tensile test of steel plate member specimens with corrosion was conducted. Sensitive FE model parameters to in-plane strain data were extracted by the sensitivity analysis, and the posterior distributions of uncertain parameters of the steel plate specimen was appropriately estimated using the acquired DIC strain data.

１．はじめに

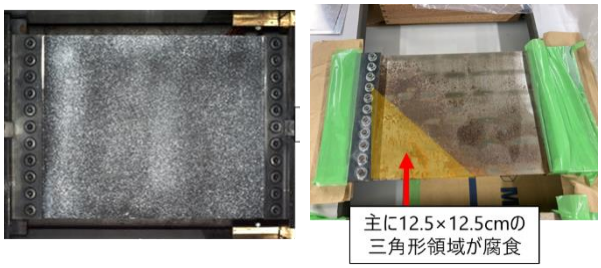
構造モニタリングにより得た鋼構造物の観測データから実際の劣化損傷に関わる解析パラメータの不確定性を反映し，構築した有限要素(FE)モデルを用いた耐荷性能解析を行うデータ同化を考える．鋼橋では有村ら[1]の既往研究でも示されているように，桁端部の腐食など局所的な損傷が全体の耐荷力に影響することが指摘されており，適切なデータ同化には局所的な損傷に感度を有する応答を計測する必要がある．加速度センサなどを用いた既往の構造モニタリング手法では，計測点数がセンサの設置数に限定されるため局所損傷の影響が計測困難であるうえセンサや配線などの設置作業が必要であり，実用上の課題になると考えられる．近年では画像等による非接触計測の活用が国内外で試みられている．そこで本研究では，デジタル画像相関法(DIC)によるひずみ分布計測に着目した．DIC を用いる橋梁計測としては Dizaji ら[2]の研究があるが，桁端部腐食のような局所的な損傷劣化の影響をデータ同化により定量的な評価を試みた研究はほとんどないのが現状である．筆者らの既往研究[3]では，鋼製平板部材供試体を作製して引張試験を実施し， DIC の計測精度や境界条件の変状を有する FE モデルに対するモデルパラメータの事後分布推定を行った．本稿ではさらに腐食を有する供試体の FE モデルについてDICによるひずみ分布データを用いたモデルパラメータの事後分布推定が適用可能か検証した．

２．デジタル画像相関法(DIC)による引張試験ひずみ計測

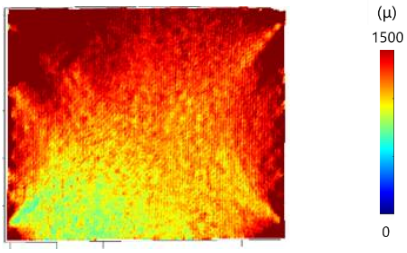
本研究で用いたデジタル画像相関法(DIC)は，計測対象物の表面に塗装されたスペックルパターンと呼ばれるランダム模様をデジタルカメラで撮影し，変形前後の撮影画像を「サブセット」と呼ばれる小領域に分割し，相互相関関数により供試体表面の変位やひずみを計測する手法である．ひずみゲージ等のように供試体に貼り付けが不要で，部材全領域の面的な変位・ひずみ計測が可能である．本研究では，異なる角度で設置した 2 台のカメラで供試体を同期撮影し，撮影画像を MATLAB 上で動作するオープンソースアプリケーション MultiDIC[4]を用いて 3 次元的にひずみを計測した．DIC 解析諸元は既往文献 6)を参考とした．

作製した鋼平板供試体は図－1 中に示すように，長辺 380 mm，短辺 250 mm，厚さ 3.2 mm の鋼平板(鋼種 SPCC)に，ボルト接合部を除く表面にスプレー塗料でスペックルパターンを塗装したものを 2 体(それぞれ#1，#2 供試体と呼称する)用意した．供試体は図－1(b)に示すように，食塩水の噴霧と湿潤によって腐食を作用させた．スペックルパターンを塗布した面の裏面は比較用に，ゲージ長 2 mm のひずみゲージを 10 点貼り付けた．

引張試験は，平板供試体に合わせた専用の引張試験装置を製作し実施した．引張載荷のために鋼製枠に油圧ジャッキを設け，試験機上には DIC 用のカメラ 2 台と照明を設置した．またレーザー変位計により変位を取得し，手動で塑性変形の最大荷重が確認できるまで載荷を行った．ひずみ分布を図－2 に示す．腐食による減肉によりコンター左上に不均一なひずみ分布が計測されていることが分かる．



(a)供試体表面　　(b)供試体裏面
図－1　#1 鋼製平板供試体



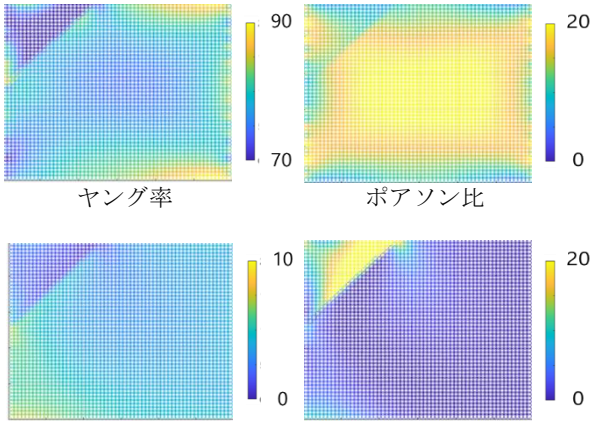
図－2　#1 供試体　ひずみ分布(128kN 時)

３．FE モデル構築と不確定パラメータの抽出

鋼平板供試体の FE モデルは，汎用有限要素解析ソフト ABAQUS により構築した．ボルト接合部の局所的な変形挙動も考慮するため，ボルト接合されたアダプタと試験機治具も含めてソリッド要素で詳細にモデル化した．また，接触面に接触要素を導入した．また減肉と接触面の摩擦係

数の変化を FE モデルでも再現した．モデルの全要素数は 593,748(うち接触要素 345,510)となった．

モデル構築後に分散分析による感度解析を行い，ひずみに対して感度を有する不確定パラメータを抽出した．具体的には 2-level full-fuctorial サンプリングによりパラメータセットをサンプリングし弾性解析を行った．その後，5mm 間隔で平板部全体に計 2891 点の相当ひずみを出力し，分散分析の決定係数 R2 値の相対値を求めた．得られた R2 値のプロットを図－3 に示す．この結果から，ヤング率とポアソン比，腐食領域と非腐食領域の板厚の計 4 パラメータについて事後分布推定を行うこととした．



図－3　#1 供試体　感度解析結果(決定係数R^2(%))

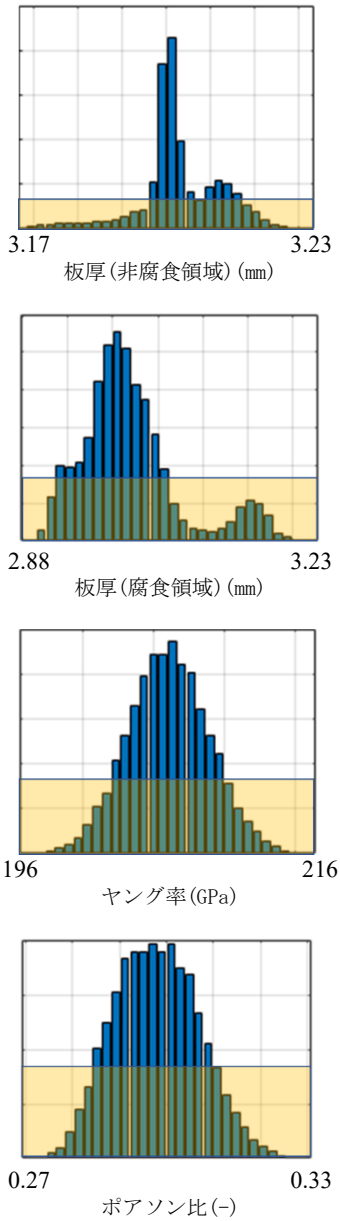
４．事後分布推定結果

事後分布は推定パラメータの事前分布に計測データの尤度関数を乗じるベイズの方法で導出するが，ここではマルコフ連鎖モンテカルロ法(MCMC)を採用した．前項の感度解析で抽出した，対象の不確定パラメータについて一様分布を事前分布とした．MCMC の事後分布サンプリングでは，burn-in を 5000 step としてその後の 50000 step を事後分布に採択した．また，ひずみデータは平板内に 4 cm 間隔で 56 点を参照することとした．対象モデルパラメータの事前分布空間から，ラテン超方角(LHS)サンプリングで 200 サンプル生成して数値解析出力データとして用いた．図－4 に #2 供試体の事後分布推定結果を示す．図の左から順に非腐食領域の板厚，腐食領域の板厚，ヤング率，ポアソン比の順番で分布を示している．ヤング率とポアソン比に加えて，腐食領域の板厚のような不確定性が高いと考えられるパラメータについても不確定性が低減できていることが分かる．

５．結論

本研究では局所損傷を有する構造物のデータ同化耐荷性能評価に向けて，平板部材の引張試験を DIC によりひずみ計測したのち，分散分析による感度解析で FE モデルパラメータ不確定性と計測データの感度関係を調べた．その後，感度を有するパラメータについて DIC ひずみデータを用いて事後分布推定を行った． 本研究は今後，材料の降伏応力や部材形状の寸法公差など，より局所的な挙動を表すモデルパラメータも対象として実構造物の耐荷力解析データ同化へと展開する．

謝辞
本研究は JST 創発的研究支援事業 JPMJFR205T の支援を受けたものです．ここに記して謝意を表します．



図－4　#2 供試体　事後分布推定結果

参考文献

1) 有村健太郎,有山大地,船越博行,山口隆司:桁端部に腐食劣化の生じた鋼 I 桁橋の耐荷性能評価に関する解析的検討，土木学会論文集 A1, Vol.73, No.1, pp. 232-247, 2017.
2) Dizaji, M. S., Harris, D. K., Kassner, B. et al.: Full-field non-destructive image-based diagnostics of a structure using 3D digital image correlation and laser scanner techniques. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 11, pp. 1415–1428, 2021.
3) 佐藤開,西尾真由子:局所損傷を有する構造物のデータ同化性能評価に向けた画像ひずみ分布計測の適用性検討,構造工学論文集 Vol. 69A ,2023.(採択済)
4) Solav, D., Moerman, K. M., Jaeger, A. M., Genovese, K., & Herr, H. M.: MultiDIC: An open-source toolbox for multi-view 3D digital image correlation. IEEE Access, 6, 30520-30535, (2018).

ASME V&V に基づいた木材の骨組み構造に対する固有振動数における接合部のモデル化（シンポジウム講演概要）

Modeling of Joints for Woods Structures at Natural Frequency based on ASME V&V (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

福谷 勇輝，油川 英史，棗田 智香子，松井 和己（横国大）
倉田 和幸（テルモ株式会社） 三浦 孝広（サイバネットシステム株式会社）
都筑 新（ダッソー・システムズ株式会社） 山本 剛大（広島大） 杉山 裕文（山梨大）
渡邉 大（芝工大） 呂 学龍，山田 貴博（横国大）
Yuki FUKUTANI, Yukawa Hidefumi, Chikako NATSUMEDA, Kazumi MATSUI Yokohama National University; YNU
Kazuyuki KURATA, Terumo Corporation
Takahiro MIURA, Cybernet Systems Company Limited
Arata TSUZUKI, Dassault Systemes K.K.
Takeki YAMAMOTO, Hiroshima University
Hirofumi SUGIYAMA, University of Yamanashi
Dai WATANABE, Shibaura Institute of Technology
Xuelong LYU, Takahiro YAMADA, YNU
E-mail: fukutani-yuki-vd@ynu.jp

In this study, we propose a model for joint section of woods structures in natural Frequencies. A mortise and tenon joint is often used to connects two pieces of wood or other material and affect the dynamic properties of assembled of woods structures. Introducing V&V processes are implemented, in order to assure the appropriateness in the models.

１．はじめに

工学シミュレーションの品質を保証するための考え方に V&V（Verification（検証）and Validation（妥当性確認））がある．筆者らはこれまでに木工椅子を題材としてより簡単な事例で ASME V&V-40[1] に基づく V&V プロセスを示してきた[2]．

本稿では V&V の規格として広く知られている ASME V&V[)]に基づいて，複数の木材で構成される骨組み構造に対して振動現象における数値シミュレーションモデルの妥当性を確認する．

２．問題設定

（1）対象物と注目する現象(Question of Interest)

本稿では Fig.1 に示すような接合方法の異なる木材の骨組み構造を取り上げ，その固有振動数を注目する現象(Question of Interest)と定義した．今回木材を組み合わせる際に接合方法として，ほぞ継ぎと三枚継ぎを用いた．

ASME V&V-10[3]が提示するモデルの階層化アプローチに従い，骨組み構造を構成している部品に対して V&V を行った後骨組み構造による振動特性の V&V を行う．

(2)概念モデル(Conceptual Model)

骨組み構造の固有振動数に注目するために QOI (Quantities of Interest)を各周波数における加速度応答とした．定めた QOI を評価するために拘束条件を加えずに自由振動となる状態で周波数帯における加速度応答を求め，実験とシミュレーションの結果を比較する．

３．実験・シミュレーションモデルの詳細

(1) 実験モデル

ハンマリング試験を行い，対象物の1点に加振力を加えたときの加速度を計測する．対象物を1本の紐で宙づりにした状態で自由振動させる．このとき，対象物は 3 方向の並進および

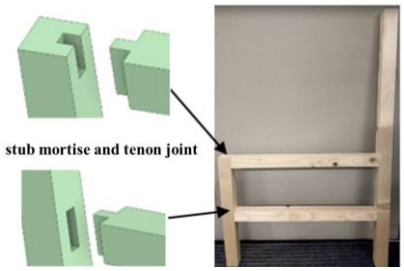


Fig.1 Joined Parts

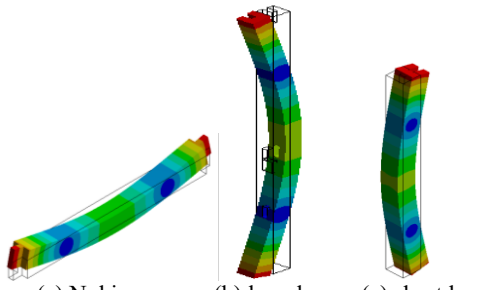
回転において自由度を有することになるため，概念モデルで定義した拘束がない状態を再現できている．対象物の１点に加速度ピックアップを取り付け，時間に対する加速度応答を計測し，FFT変換を用いて周波数領域での加速度応答を求める．

(2) 解析モデル

汎用 CAE ソフトの ANSYS を用いてモデルの構築とメッシュ分割を行い，拘束条件がない状態でモーダル解析を行い試験体の振動特性を評価する．

４．部品の V&V

Fig.1 の骨組み構造を構成する貫部材と長い脚，短い脚についてそれぞれ振動解析とハンマリング試験を行った．木材は異方性体であるため，直交異方性を定義するのに必要なヤング率，ポアソン比を参考文献 [4]より求める．また材料の木目や節，含水量の影響により，固有振動数のばらつきが生じる．本研究では骨組み構造の固有振動数に注目するために，骨組み構造に用いる脚部材および貫部材各 7 本に対して，あらかじめハンマリング試験を行う．ハンマリング試験から得られた各部材のモード形状を Fig.2 に示す．得られた固有振動数，試験片の質量から得られる密度を用いて，繊維方向のヤング率を同



(a) Nuki (b) long leg (c) short leg

Fig.2 1st Mode of the Parts

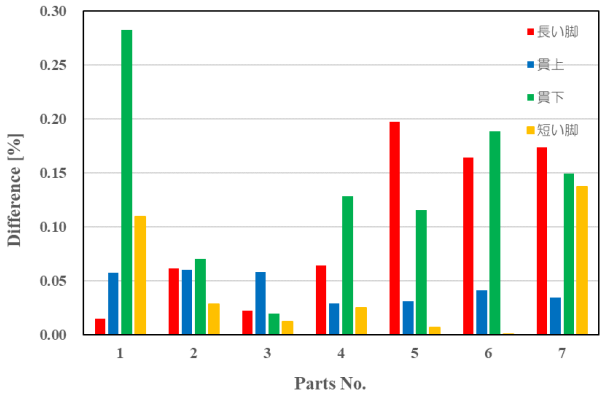


Fig.3 Difference of Natural Frequency on Parts

定した．同定した材料特性の妥当性を確認するために各部品での固有値解析を行い，実験で得られた固有振動数と比較する．Fig.3 に示すように実験とシミュレーションの差が全ての部品で 0.3%未満になっているため，同定した部材で骨組み構造の振動解析を行う．

5. 木材の骨組み構造における V&V

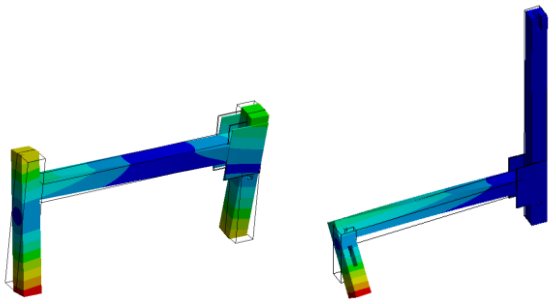
注目する系全体に対する V&V を行う際に部品単体の V&V では評価できなかった接合部が振動特性に与える影響を評価する必要がある．接合方法として用いたほぞ継ぎと三枚継ぎによる振動特性の違いを評価するために，Fig.1 の骨組み構造を切断し，それぞれ 7 組ずつ試験体を作成する．接合の種類に加え，ボンドの影響も考えるためそれぞれの試験体に対して，ボンドを用いずにハンマリング試験を行った後ボンドを用いて組み直して実験を再度行った．ハンマリング試験から得られた骨組み構造のモード形状を Fig.4 に示す．

(1)シミュレーションでの接合部のモデル化

汎用 CAE ソフトの周波数応答解析では，部品の接触面に摩擦などによる非線形接触を扱うことができない．また，接触している部品同士の表面を自動で認識しこれらに対する固着条件を自動的に付加する機能を有している．この機能を用いてモーダル解析を行った．解析による固有振動数に対する実験結果の相対差を Fig5 に示す．シミュレーションに対して実験の固有振動数が．低い傾向がある．

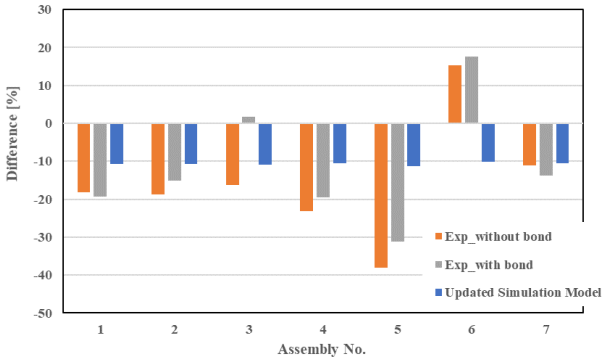
(2)シミュレーションモデルの更新

ほぞ継ぎの接合に対してほぞ部分と穴部分のみを固着させ貫部材と脚部材の接触領域を変更することでシミュレーションモデルを更新する．Fig5 より，接触領域を減らすことで固有振動数が(1)のモデルより小さくなっており，実験の固有振動数に近づいていると考える．

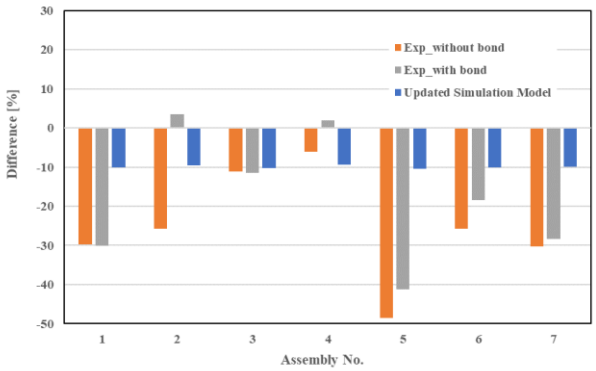


(a) Stub mortise (b) Open mortise

Fig.4 Mode of Assemblies



(a) Stub mortise



(b) Open mortise

Fig.5 Difference of Natural Frequency on Assemblies

６．結論

木材の骨組み構造に対する振動特性において接合部のモデル化を行った．接合部の接触条件を変更することで固有振動数の結果が変わり，実験の固有振動数に近い値を得た．接合部をモデル化することにより複数の木材から構成される構造物の振動特性を表現できると考える．

参考文献

1) ASME: ASME V&V-40 2019 Assessing Credibility of Computational Modeling Through Verification and Validation: Application to Medical Devices, ASME 2018.
2) 松井和己, et al.: ASME V&V40 に基づいた木製椅子に対するシミュレーションの品質保証，計算工学講演会論文集, 27, 2022.
3) ASME: ASME V&V-10 2019 Standard for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, ASME 2019.
4) 沢田　稔：直交異方性材料としての木材の弾性および強度，材料，12 巻，121 号，pp749-753,1963

共通セッション | 企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（V&V)、不確かさ評価）

企画セッション（数値解析の検証と妥当性確認（ V&V)、不確かさ評価）②

座長:西尾 真由子(筑波大学)

2023年5月28日(日) 12:40 ～ 14:25 B会場 (6号館 4階 6418室)

[22013-19-01] 不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認（シンポジウム講演概要）

*齋藤 健太[1]、Jayakody Sanchitha[1]、上田 恭平[1]、渦岡 良介[1] （1. 京都大学）

12:40 ～ 12:55

[22013-19-02] 岩石室内試験の数値解析と V&Vの位置づけ（シンポジウム講演概要）

*櫻井 英行[1] （1. 清水建設株式会社）

12:55 ～ 13:10

[22013-19-03] 弾性体の振動固有値の有限要素解の特性評価（シンポジウム講演概要）

*山田 貴博[1] （1. 横浜国立大学）

13:10 ～ 13:25

[22013-19-04] 地下構造物施工時逆解析における材料モデル設定に関する検証（シンポジウム講演概要）

*鎌田 浩基[1]、青野 泰久[1]、櫻井 英行[1] （1. 清水建設 技術研究所）

13:25 ～ 13:40

[22013-19-05] V&Vプロセスの実施に向けた木材の材料試験に対する妥当性評価（シンポジウム講演概要）

*棗田 智香子[1]、福谷 勇輝[1]、谷田 紗音[1]、高橋 由佳[1]、増田 悠星[1]、松井 和己[1]、倉田 和幸[2]、三浦 孝広[3]、都筑 新[4]、山本 剛大[5]、杉山 裕文[6]、渡邉 大[7]、呂 学龍[1]、山田 貴博[1] （1. 横浜国立大学、2. テルモ株式会社、3. サイバネットシステム株式会社、4. ダッソー・システムズ株式会社、5. 広島大学、6. 山梨大学、7. 芝浦工業大学）

13:40 ～ 13:55

[22013-19-06] 座標系に依存しないニューラルネットワークの開発（シンポジウム講演概要）

*張 思為[1]、堀 宗朗[1] （1. 東京大学）

13:55 ～ 14:10

[22013-19-07] 個別要素法による粒状体の流動解析における入力パラメータの寄与度の定量化（シンポジウム講演概要）

*ショウ クンシン[1]、外里 健太[1]、野村 怜佳[1]、森口 周二[1]、大竹 雄[1]、寺田 賢二郎[1] （1. 東北大学）

14:10 ～ 14:25

不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認（シンポジウム講演概要）

Validation of numerical analysis on seepage and failure behavior of unsaturated slope
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

齋藤　健太（京都大・工）Sanchitha Jayakody（京都大・工）上田　恭平（京都大）渦岡　良介（京都大）
Kenta SAITO, Kyoto University
Sanchitha JAYAKODY, Kyoto University
Kyohei UEDA, Kyoto University
Ryosuke UZUOKA, Kyoto University
E-mail: saito.kenta.74z@st.kyoto-u.ac.jp

This study validated a numerical method for seepage and failure behavior of unsaturated slopes. Centrifuge model experiments conducted under the same conditions showed that the variation of pore water pressure was small over the seepage and failure behavior, but the variation of horizontal displacement was large. Validation of the numerical model for the seepage behavior of unsaturated slopes showed that the mean difference between the experimental and numerical values was large. For the failure behavior, the numerical values were within the variation of the experimental values.

１．はじめに

模型実験および数値解析それぞれの不確かさを考慮して数値解析の妥当性を確立論に基づいて評価する考え方の一つに Verification & Validation（検証と妥当性確認, 以下 V&V と呼ぶ）がある [1]．妥当性確認（Validation）とは，実験条件や手順を確立した上で複数回実施した実験結果と解析条件の不確かさを考慮した数値解析結果の比較を行い，予め設定した妥当性確認の要求精度を満足するかどうか判定することを指す．地盤工学分野において，複数回の模型実験結果とその数値解析による挙動予測を両者の不確かさを考慮した確率論に基づき検討した事例は少ない．また，不飽和斜面の破壊挙動において，低頻度・極端外力である豪雨時の観測データが不足しているため，間隙水圧や変位量のばらつきの変化を検討した事例は少ない．

そこで，本研究では地盤工学分野における V&V の適用を進めるため，不飽和斜面の浸透・破壊挙動への適用を試みる．実験に関して，不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する遠心模型実験を同一条件下で 5 回実施し，不飽和斜面の間隙水圧および水平変位の不確かさを示す. 解析に関して，材料パラメータの不確かさを考慮した遠心模型実験の再現解析を実施する．以上より，多数の実験結果と多数の解析結果の比較を通じて，不飽和斜面の浸透・破壊挙動に関する数値解析の妥当性確認を行う．なお，寸法や結果はすべて模型スケールである．

２．同一条件下の遠心模型実験によるばらつきの定量化

遠心模型実験には京都大学防災研究所の遠心力載荷装置を使用した．斜面の材料としてまさ土を使用した．図 1 に実験模型概要図を示す．50 G 到達後，水位調整タンクから斜面上部に水を供給し，浸透実験を開始する．浸透実験終了後，降雨用ノズルから 25 mm/h の雨を緩傾斜部分に供給し，降雨実験を開始した．降雨実験中は，斜面上部に水を供給し続けている．降雨開始後，斜面崩壊が発生した時点で実験を終了した．以上の実験条件を統一し，5 回の遠心模型実験を実施した．

各実験の降雨開始時点を 0 s とし，-100 s から 150 s まで間隙水圧および水平変位の値を比較した．図 2 に P3 の間隙水圧の時刻歴，図 3 に M13 の水平変位の時刻歴を示す．図中の凡例の末尾の数字は実験ケース番号を示している．図 2，図 3 に示す間隙水圧および水平変位の時刻歴より，

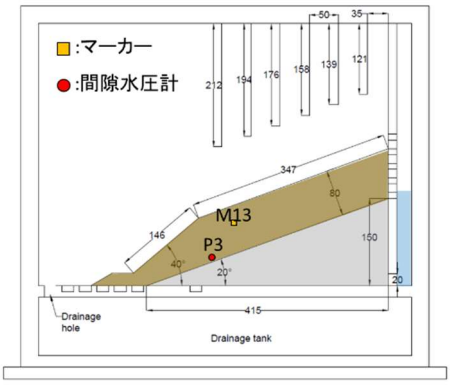


Fig.1 Schematic diagram of the centrifuge model

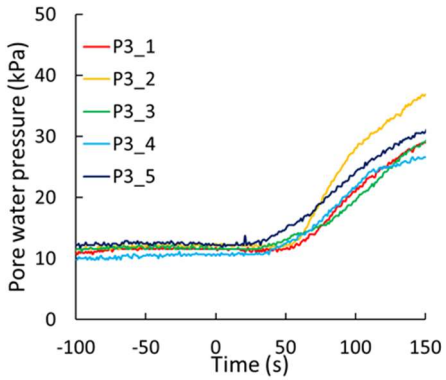


Fig.2 Time history of pore water pressure at P3

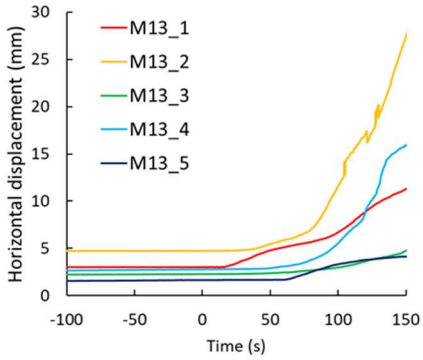


Fig.3 Time history of horizontal displacement at M13

水平変位のばらつきは間隙水圧と比較して，浸透実験から降雨実験にかけて増加していることがわかる．

３．解析条件

数値解析には多孔質体理論に基づく動的有限要素解析手法 [2)]を適用する．解析に用いた有限要素モデルを図 4 に示す．モデルは斜面と排水スリットをモデル化し，基盤は考慮していない．斜面の構成式には超弾性関係に拘束圧依存性を考慮した修正 Cam-Clay モデルを，排水スリットには neo-Hookean 超弾性モデルを適用した．変位境界条件として，モデルの下端は全節点固定，右側面から 4 列は図 4 に示す通り同一深度の節点の変位を等しく拘束している．水理境界条件として，排水スリット設置位置に水圧 0 kPa を設定し，それ以外を非排水境界条件とした．空気境界条件として，斜面表面に間隙空気圧ゼロの条件を与えた．遠心模型実験に準じて 1) 自重解析，2) 浸透解析，3) 降雨解析の 3 段階に分けて再現解析を行った．

４．浸透挙動における解析モデルの妥当性確認

浸透解析では，斜面と排水スリットの透水係数のばらつきを考慮した．透水係数のばらつきを考慮した解析を 1000 ケース行い，透水係数のばらつきによる解析上の間隙水圧のばらつきを取得した．

浸透解析終了時の P3 の実験・解析の間隙水圧のヒストグラムを図 5 に示す．実験・解析ともに間隙水圧のばらつきは小さいが，実験と解析の平均値の差が 7.64 kPa と大きいことがわかる．間隙水圧の過小評価は，排水スリットの透水係数および排水境界の設定が要因として考えられる．解析上では，浸透流の排水が速やかに行われるのに対して，実験では排水に時間がかかるため，緩傾斜から急傾斜に変わる P3 付近で水がたまったと推測される．

５．破壊挙動における解析モデルの妥当性確認

降雨解析では，不飽和降伏曲面のパラメータであるR^*を求める際に必要な材料パラメータa^cのばらつきを考慮した．材料パラメータa^cは，未知であるため最小値$a^c_{min} = 0.004$，最大値$a^c_{min} = 0.015$ として一様分布を仮定し，パラメータ組を 500 組発生させた．

降雨開始後 60 s の M13 の水平変位のヒストグラムを図 6 に示す．水平変位は，浸透実験・解析終了時の変位量を 0 mm として比較している．数値解は実験値よりも過小評価する傾向にあり，平均値同士を比較すると 0.52 mm の差があった．水平変位の過小評価は，材料パラメータセットおよび解析モデルが再現できない部分や解析で設定した降雨強度が原因として考えられる．材料パラメータセットが比較的表層部分で変形が発生するセットだった可能性がある．本研究では，降雨はすべて浸透すると仮定し，表面流を考慮しなかったため実際には浸透しない降雨までで供給した結果，斜面表面まで水位が上昇し緩傾斜表層部のみ変形が大きくなったと考えられる．

６．まとめ

同一条件下で複数回実施した遠心模型実験では，浸透・破壊挙動にかけて間隙水圧のばらつきは小さいが，水平変位のばらつきは増加することが明らかとなった．不飽和斜面の浸透挙動における解析モデルの妥当性確認では，実験・解析ともにばらつきは小さいがそれぞれの平均値の差が大きいことがわかった．不飽和斜面の破壊挙動では実験のばらつきは大きいが，解析値は実験値のばらつきの範囲内であった．

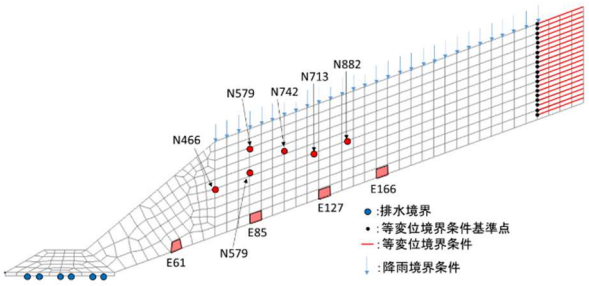


Fig.4 Finite element model with boundary condition

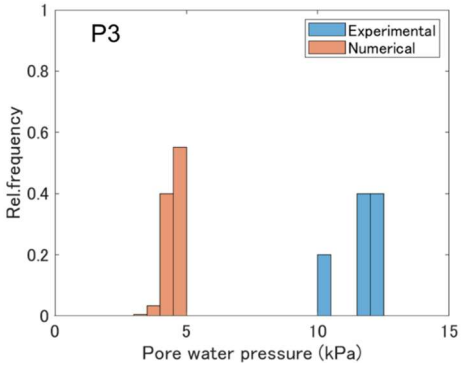


Fig.5 Histogram of pore water pressure at P3 at the end of seepage experiment and analysis

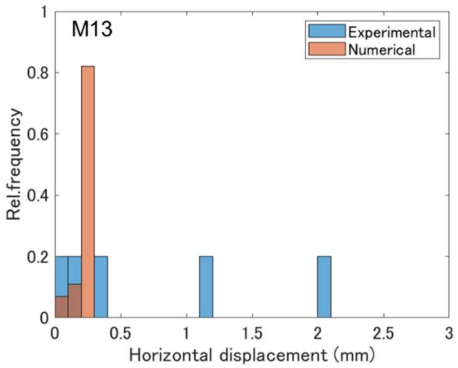


Fig.6 Histogram of horizontal displacement of M13 at 60s after the start of rainfall

参考文献

1) The American Society of Mechanical Engineers: An Illustration of the Concepts of Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, ASME V&V10.1,2012.
2) Uzuoka, R. and Borja, R. I.: Dynamics of unsaturated poroelastic solids at finite strain, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 36, 1535-1573, 2012.

岩石室内試験の数値解析と V&V の位置づけ（シンポジウム講演概要）

Numerical Analysis of Rock Tests and Role of Its Verification and Validation (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

櫻井　英行（清水建設・技術研究所）
Hideyuki SAKURAI, Shimizu Corporation
E-mail: hideyuki.sakurai@shimz.co.jp

The role of numerical analyses in the civil engineering will become even greater as the integration with AI, the digital twin engine and so on. This increases the importance of establishing methodologies, such as V&V, to verify and validate the analysis processes and results. Regarding V&V in civil engineering, there is an increasing number of research papers and lectures and information dissemination through committee activities. However, it seems that study of V&V frameworks specialized in civil engineering has been omitted. This paper presents a framework for presenting credibility using V&V in tunnel excavation analysis and issues in its implementation.

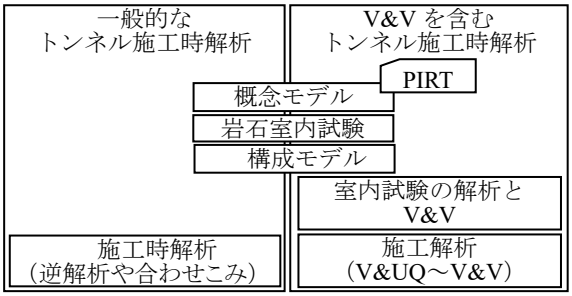
１．はじめに

高性能な商用数値解析ソフトが広く普及し，土木分野に特有な事象を扱うことのできる高度なソフトも大学，研究機関等で開発・展開されており，土木のモノづくりにおいても数値解析の果たす役割は，AI や ICT との融合も深化し，益々大きくなるに違いない．そのためには，V&V（Verification and Validation）のような解析の過程や結果の「検証と妥当性確認」の方法論の確立が重要となる．土木では，土木学会，日本コンクリート工学会の委員会活動による情報発信や V&V を扱った研究論文や講演が増加しつつあるが [1)他]，土木に特有のコンクリートや地盤・岩盤といった対象を扱う場合の V&V の枠組みの検討が置き去りにされているように思う．本稿では，トンネル施工時解析における V&V を用いた信頼性の提示の枠組みについての考え方を示し，その実行に際しての課題について考える．

２．室内試験とその解析の位置づけ

本稿での解析の目的はトンネルの断面設計のためではなく，施工管理のための施工過程を模擬した解析とした．したがって，モデル化においては，設計で仮定されがちな安全側ではなく，可能な限り岩盤や支保の状態を正しく把握，予測することが要件となる．

Fig. 1 は，一般的な山岳トンネル施工時解析と本稿で論ずる V&V を含んだ施工時解析の対比である．モデル化における最初の過程は，概念モデルの検討である．PIRT（Phenomena Identification and Ranking Table）[2)]を用いるなどして，地山の特性に応じて扱う偏微分方程式に導入する仮定や理想化の方針を決定する．熱応力やクリープなどの現象の考慮の要否などを PIRT に整理すると関係者間の円滑なコミュニケーションにも有用である．



PIRT: Phenomena Identification and Ranking Table
V&UQ: Verification and Uncertainty Quantification

Fig.1　V&V を含むトンネル施工時解析の枠組み

概念モデルに基づき，必要となる室内試験を計画し，実施する．室内試験は，一般には，トンネル施工時解析に用いる岩石の物性を取得し，岩盤物性や応力ひずみ関係のモデル化のために行われる．並行して試験そのものを対象とした解析が行われることは稀である．しかし，室内試験では，施工中の変位計測に比べ精度・正確度に優れた計測が可能であるほか，施工中に計測される変位計設置後からの相対変位ではなく，試験開始前からの絶対変位も分かる．更には．実際のトンネルでは設定が困難な境界条件も明確である．対象とするトンネル施工時解析を実施する前に室内試験を対象とした数値解析とその V&V を実施することにより，施工時解析における多くの有用な情報が得られるはずである．最も大きいのは，試験と解析の誤差の算出により，数値モデルの予測性能を定量化できることである．トンネル施工時解析の際の計測結果との差異の妥当性評価に活用できるはずである．V&V で重要となる不確かさの定量化（UQ：Uncertainty Quantification）の方針策定にも有用であると考えられる．

３．室内試験の解析と V&V

Fig.2 に室内試験の解析における V&V の構成要素を示す．上述のとおり，ここでの室内試験は岩盤の構成モデル設定のデータ取得だけが目的ではなく，試験を模擬した数値解析の V&V を行うための物理モデルでもある．具体的には，この V&V に基づき，施工時解析における UICT-C（Fig.2）の整備を行い，施工時解析の予測性能の推定を行うのである．UICT（Uncertainty Identification and Characterizing Table）とは解析結果の不確かさを定量化する方針を検討するためのツールであり，物性パラメタや境界条件なのどの不確かさをモデル化する際の統計量や結果への感度といった特性を整理した表を指す．

室内試験の V&V の最初の手順も施工時解析同様，概念モデルの構築であるが，これは，Fig.1 の施工時解析の概念モデルに準ずる．当然のことながら，境界条件や着目量といった細部は異なる．

試験結果は試験体によってばらつくため，その UQ のためには試験を多数実施することが望ましい．しかし，通常は試験体数や時間，予算などの制約により十分な数の実施は難しい．そのため，既存の物性データベース（DB）や文献データを補完情報として用い，高度な専門知識に基づき試験結果のばらつきの分布を検討することになる．その検討に基づく物性パラメタの不確かさの特性を図中の UICT-T に室内試験解析の UQ のための方針として整理する．

以降，図中の主要な箱書きについて解説を加える．
【UICT-T】構成モデルのパラメタの他，試験方法，装置などに含まれる不確かさの特性を整理した表である．不確かさの性状，結果への感度，モデル化の方法（要否を含む）などの情報が含まれる．結果への感度が不明な場合は，事前に感度解析を行うことも考えられる．
【数値モデル】本稿では，解析コードと解析モデルを合わせて数値モデルと表現した．解析コードは一般には商用コードであると思われるが，使用する有限要素や解析オプションを選択することは解くべき微分方程式や構成モデルを選定することに他ならない．
【解析コードとコード検証】コード検証は，設定した数理モデル（微分方程式，構成モデル）を精度よく正しく解けるかの検証である．商用コードの場合，コード検証は開発元で実施済みではあるが，コードの使用法やメッシュ収束性などは解析者が一度は行うべき検証である．
【解析モデルと解析検証】解析モデルは，メッシュ分割，境界条件などの入力データを指す．それを検証するのが解析検証である．メッシュの細かさ，時間刻み，収束判定許容値など，数理モデルの解が十分な正確度で得られることを検証する．
【シミュレーション】ここではモデルに含まれる不確かさの伝搬解析を行って，この下の【解析値の頻度分布】を得ることが重要となる．可能であれば MCS（Monte Carlo Simulation）を行うことが望ましいが，確率的現象として扱う方法や代理モデル（Surrogate Model）を用いる方法もある．時間や環境が限られる場合でも有用な方法として，近年の研究開発が盛んにおこなわれている．
【試験結果の不確かさの推定】複数回の試験結果は必ずばらつきを有する．しかし，統計量として扱うだけの十分なデータではないのが一般的である．試験結果と物性 DB，文献データから UICT-T をまとめると同時に，専門家の経験と知識から計測結果の不確かさの定量的推定も行う．
【誤差の定量化】解析結果と試験結果の頻度分布からメトリクス（誤差指標）を計算する．変位以外の複数の応答値でメトリクスを評価できることは室内試験の利点である．メトリクスの計算法は着目量に応じて検討する必要がある．
【妥当性確認】数値モデルは，もとより誤差を含んでいる．実現象とそれを理想化した数理モデルとの差異，構成モデルの当てはめ，離散化誤差，丸め誤差などに加え，最も大きな不確かさに起因する誤差である．したがって，妥当性確認では，それらの誤差を勘案した“妥協”が必要である．妥協できないほどの誤差（メトリクス値）の場合は，追加試験，構成モデルと UICT-T の見直しに戻ることになる．妥協できる場合は，目的としている施工時解析に進む．
【施工時解析】以上の V&V に基づき，施工時解析の UQ の方針と施工時解析において予想される誤差の検討を行う．前者は，UICT-T を参考に UICT-C にまとめる．施工時解析ではより多くの，そしてより大きな不確かさを扱わなければならない．地圧条件，境界条件，岩盤の空間的バラツキなどである．後者の予測性能は，室内試験解析の妥当性確認のメトリクス値から類推することになる．高度な専門知識を要するし，本稿で示した枠組みによる V&V の蓄積が重要である．

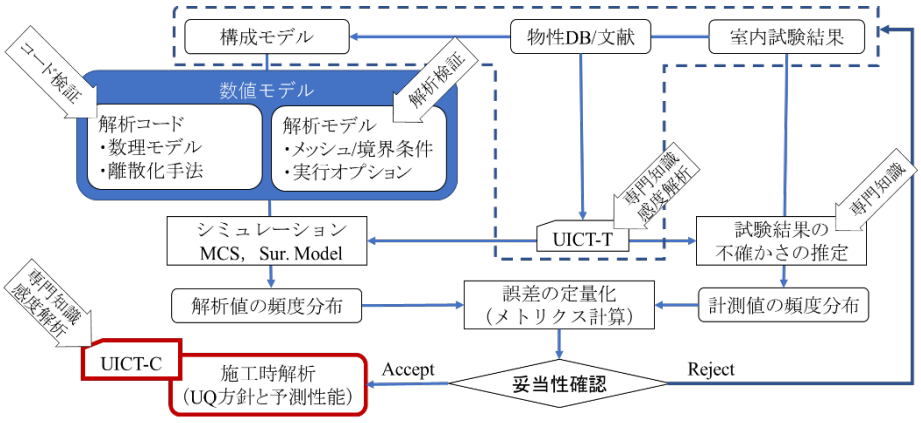
４．おわりに

トンネル施工時の施工管理に資する数値解析を目的とした V&V の枠組みを示し，室内試験の数値解析の重要性に着目したその V&V の構成要素と流れを述べた．しかし，UICT の構築が専門家の判断に依存することやひずみの局所化の扱いなど，試験方法にも大きな課題がある．それについては，文献 3)に詳述する．

施工時解析では，まずは，Fig.1 にあるように V&UQ を行って計測結果との差異がどの程度になるかをメトリクス（信頼性指標）で定量的に把握ことが重要であると考える．そのメトリクス値の蓄積のない現状では，そこで合否判定を行うのではなく，解析を進めて施工時解析全体を通して信頼性指標を把握することが重要であると考える．同様な枠組みによる解析を既設トンネルを含めて多くのトンネルで実施することにより，数値解析の信頼性の確度が高まり，施工中のトンネルの施工管理に資する情報を提示できるのではないだろうか．当然，その際にも更なる確度の向上ためにV&Vにより信頼性のエビデンスの蓄積が重要となる．

参考文献

1) 櫻井ら：土木分野における V&V の現状～土木分野の V&V に関する事例紹介，日本機械学会誌，Vol.123, No.1222, pp.15-21, 2020.
2) The American Society for Mechanical Engineers: ASME V&V 10-2019, Standard for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, 2019.
3) 青野ら：地下構造物の施工時データ同化解析における岩石試験の解析の V&V と検証例，計算工学講演会論文集, 28, 2023（執筆中）．



DB：Data Base　UQ：Uncertainty Quantification　UICT：Uncertainty Identification and Characterizing Table　MCS：Mote Carlo Simulation　Sur. Model：Surrogate Model

Fig.2 トンネル施工時解析の予測性能定量化に資する室内試験の解析と V&V

弾性体の振動固有値の有限要素解の特性評価
On Numerical Properties of Finite Element Procedures for Eigenvalue Analysis of Solid Vibration

山田　貴博（横浜国大・環境情報）
Takahiro YAMADA, Yokohama National University
E-mail: tyamada@ynu.ac.jp

This paper discusses numerical properties of finite element procedures for eigenvalue analysis of free vibration of elasticity. Exact solutions for a three-dimensional rectangular domain with the slip boundary condition, in which stationary modes of P-wave and S-wave can be obtained separately, are adopted for comparison with numerical solutions. Eigenvalue distributions of the finite element solutions are characterized in detail.

1. はじめに

弾性体の振動および波動伝播の問題は，理工学における様々な分野で現れる重要な問題の一つであり，その数値計算は有限要素法により広く実施されている．これらの問題に対する時刻歴解析を含む数値解の特性は，本質的に振動固有値の精度で決定されることから，固有値の数値解の詳細な特性把握が求められる．しかしながら，３次元弾性体の振動固有値問題において厳密解を陽に与えることのできる問題設定とそれを利用した数値解の特性評価についての研究はほとんど見当たらない．

Day 等は，直方体領域に対して厳密解が求められる固有値問題[1] を提案しているが，数値解の特性評価までは行われていない．一方，筆者はヘルムホルツの定理に基づき P 波の定在波で表された固有モードの厳密解を陽に表示できる円筒領域における問題を示し，有限要素解析手法の検証手法を提案した[2]．本研究では，Day 等と同様な直方体領域の固有値問題に筆者が円筒領域で示したヘルムホルツの定理に基づく厳密解の構成法を適用することで，P 波と S 波のそれぞれの定在波として表された固有値，固有モードを導出する．これにより，P 波と S 波のそれぞれに対応する固有値の分布が得られ，それらに対応する有限要素解を評価することで，詳細な数値解の特性を議論することができる．本研究は，このような手法で固体の振動固有値の有限要素解の特性評価を行う．

2. 弾性波動方程式と固有値問題

本研究では，均質等方弾性体の自由振動に対応する固有値問題を考えるために，領域 Ω で定義された点 $\boldsymbol{x}$，時刻 t に依存する変位 $\boldsymbol{u}(\boldsymbol{x},t)$ を未知数とする次の弾性体の運動方程式から出発する．

$$\rho\frac{\partial^2\boldsymbol{u}}{\partial t^2} = \nabla\cdot\left[\mu\{\nabla\boldsymbol{u}+(\nabla\boldsymbol{u})^t\}+\lambda(\nabla\cdot\boldsymbol{u})\mathbf{I}\right] \tag{1}$$

ここで，ρ は密度，λ,μ はラメの定数，$\mathbf{I}$ は単位テンソルである．材料の均質性の仮定から，この運動方程式 (1) は，次式のように変形できる．

$$\frac{\partial^2\boldsymbol{u}}{\partial t^2} = (\lambda+\mu)\nabla(\nabla\cdot\boldsymbol{u})+\mu\Delta\boldsymbol{u} \tag{2}$$

さらに，微分作用素についての恒等式

$$\Delta\boldsymbol{u} = \nabla(\nabla\cdot\boldsymbol{u})-\nabla\times\nabla\times\boldsymbol{u} \tag{3}$$

を用いて，式 (2) は次のように書き換えられる．

$$\rho\frac{\partial^2\boldsymbol{u}}{\partial t^2} = (\lambda+2\mu)\nabla(\nabla\cdot\boldsymbol{u})-\mu\nabla\times\nabla\times\boldsymbol{u} \tag{4}$$

いま，弾性波動論[3] にしたがって，この方程式を P 波と S 波の方程式に分離する．ヘルムホルツの定理より，変位 $\boldsymbol{u}$ はスカラーポテンシャル ϕ とベクトルポテンシャル $\boldsymbol{\Psi}$ の和として表すことができる．

$$\boldsymbol{u} = \nabla\phi+\nabla\times\boldsymbol{\Psi} \tag{5}$$

微分作用素の定義から ϕ と $\boldsymbol{\Psi}$ が滑らかであれば

$$\nabla\times(\nabla\phi)=0,\quad \nabla\cdot(\nabla\times\boldsymbol{\Psi})=0 \tag{6}$$

が成立する．したがって，式 (4)(5) より ϕ と Ψ がそれぞれ次の波動方程式を満たすとき，変位 $\boldsymbol{u}$ は弾性体の運動方程式 (4) を満たすものとなる．

$$\frac{\partial^2\phi}{\partial t^2} = c_p^2\Delta\phi,\qquad \frac{\partial^2\boldsymbol{\Psi}}{\partial t^2} = c_s^2\Delta\boldsymbol{\Psi} \tag{7}$$

ここで，c_p, c_s は次式の P 波速度と S 波速度である．

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}},\qquad c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \tag{8}$$

このとき，式 (7) の第 1 式，第 2 式はそれぞれ P 波すなわち体積変形の伝播および S 波すなわち等容変形の伝播を表す．

いま，波動方程式 (7) の解 $\phi(\boldsymbol{x},t)$，$\boldsymbol{\Psi}(\boldsymbol{x},t)$ に対して，時刻 t の関数と空間変数 $\boldsymbol{x}$ の関数による変数分離を行うと，固有角振動数 ω_p, ω_s を用いて，解は以下のように表示できる．

$$\phi(\boldsymbol{x},t) = e^{i\omega_p t}\bar{\phi}(\boldsymbol{x}),\qquad \boldsymbol{\Psi}(\boldsymbol{x},t) = e^{i\omega_s t}\bar{\boldsymbol{\Psi}}(\boldsymbol{x}) \tag{9}$$

ここで，$\bar{\phi},\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ は固有関数（固有モード）であり，次の固有値問題の解である．

$${c_p}^2\Delta\bar{\phi} = -\omega_p^2\bar{\phi},\qquad {c_s}^2\Delta\bar{\boldsymbol{\Psi}} = -\omega_s^2\bar{\boldsymbol{\Psi}} \tag{10}$$

このとき，スカラーポテンシャルの固有モード $\bar{\phi}$ とベクトルポテンシャル $\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ に対して，変位モードはそれぞれ

$$\bar{\boldsymbol{u}}_p = \nabla\bar{\phi},\qquad \bar{\boldsymbol{u}}_s = \nabla\times\bar{\boldsymbol{\Psi}} \tag{11}$$

と表される．したがって，この変位モードにおいて物理的に合理的な境界条件となるよう領域形状とスカラーポテンシャル $\bar{\phi}$ とベクトルポテンシャル $\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ の具体形を与えることで，厳密解が用に表示できる固有値問題を構成する．

3. 直方体領域における厳密解の構成

本研究では，直方体領域を $\Omega =]0,L_1[\times]0,L_2[\times]0,L_3[$ を考え，前節で述べた固有値問題の解を構成する．

P 波の定在波については，円筒領域の場合[2] と同様に，

固有モードを表すスカラ関数 $\bar{\phi}$ を次式で表す．

$$\bar{\phi} = \cos\frac{l\pi}{L_1}x_1 \cos\frac{m\pi}{L_2}x_2 \cos\frac{n\pi}{L_3}x_3 \tag{12}$$

ここで，l, m, n は波数を表す非負整数であり，$l = m = n = 0$ となる自明な解を除く．このとき，角振動数 ω_p は

$$\omega_p = c_p\pi\sqrt{\left(\frac{l}{L_1}\right)^2 + \left(\frac{m}{L_2}\right)^2 + \left(\frac{n}{L_3}\right)^2} \tag{13}$$

で表され，式 (11) の第 1 式より変位モードは以下となる．

$$\bar{\boldsymbol{u}}_p = \begin{Bmatrix} \frac{l\pi}{L_1}\sin\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \frac{m\pi}{L_2}\cos\frac{l\pi}{L_1}x\sin\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \frac{n\pi}{L_3}\cos\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\sin\frac{n\pi}{L_3}z \end{Bmatrix} \tag{14}$$

この変位モードは，各境界の面で法線方向成分が零の滑り条件を満足している．

一方，S 波の定在波については，固有モードを表すベクトル関数 $\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ を次式で表す．

$$\bar{\boldsymbol{\Psi}} = \begin{Bmatrix} D_1\cos\frac{l\pi}{L_1}x_1\sin\frac{m\pi}{L_2}x_2\sin\frac{n\pi}{L_3}x_3 \\ D_2\sin\frac{l\pi}{L_1}x_1\cos\frac{m\pi}{L_2}x_2\sin\frac{n\pi}{L_3}x_3 \\ D_3\sin\frac{l\pi}{L_1}x_1\sin\frac{m\pi}{L_2}x_2\cos\frac{n\pi}{L_3}x_3 \end{Bmatrix} \tag{15}$$

ここで，l, m, n は P 波の場合と同様に波数を表す非負整数，D_1, D_2, D_3 はモード形を表すパラメータである．上記のベクトル関数は，$l = m = n = 0$ だけではなく，l, m, n のいずれか 2 つが零であっても，恒等的に零ベクトルとなり，自明な解となることに注意する．このとき，角振動数 ω_s は

$$\omega_s = c_s\pi\sqrt{\left(\frac{l}{L_1}\right)^2 + \left(\frac{m}{L_2}\right)^2 + \left(\frac{n}{L_3}\right)^2} \tag{16}$$

で表され，式 (11) の第 2 式より変位モードは以下となる．

$$\bar{\boldsymbol{u}}_s = \begin{Bmatrix} \left(\frac{D_3 m}{L_2} - \frac{D_2 n}{L_3}\right)\pi\sin\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \left(\frac{D_1 n}{L_3} - \frac{D_3 l}{L_2}\right)\pi\cos\frac{l\pi}{L_1}x\sin\frac{m\pi}{L_2}y\cos\frac{n\pi}{L_3}z \\ \left(\frac{D_2 l}{L_1} - \frac{D_1 m}{L_2}\right)\pi\cos\frac{l\pi}{L_1}x\cos\frac{m\pi}{L_2}y\sin\frac{n\pi}{L_3}z \end{Bmatrix} \tag{17}$$

これから境界上で変位モードが滑り境界を満足していることが分かる．このとき，l, m, n が正の整数であるとき，式 (17) よりモード形を表すパラメータ D_1, D_2, D_3 は 2 つの独立な定数で表され，固有値の重複度は 2 となる．また，l, m, n のいずれか 1 つが零の時，$\bar{\boldsymbol{\Psi}}$ は 1 成分のみが非零となることから，固有値の重複度は 1 となる．

以上より，P 波の定在波によるモードと S 波の定在波によるモードが同じ滑り境界条件を満足するものとして厳密解が構成された．したがって，数値計算においても滑り境界条件を設定することで，P 波の定在波によるモードと S 波の定在波によるモードの両方を含むすべての固有値，固有モードが厳密解と比較可能となる．

4. 固有値分布の数値特性

前節で述べた滑り境界を課した直方体領域における固有値問題の厳密解と四面体要素による有限要素近似階と比較を行い，解の数値特性の評価を行う．領域形状については，辺長が同じ立方体とすると，座標軸に対する対称性が発生し，固有値の重複が生じる．本研究ではこのような固有値の重複を避けるため，相異なる辺長として $L_1 = 0.9$，$L_2 = 1.0$，$L_3 = 1.2$ と設定する．材料定数については，ヤング率 $E = 1000$，ポアソン比 $\nu = 0.25$ とする．

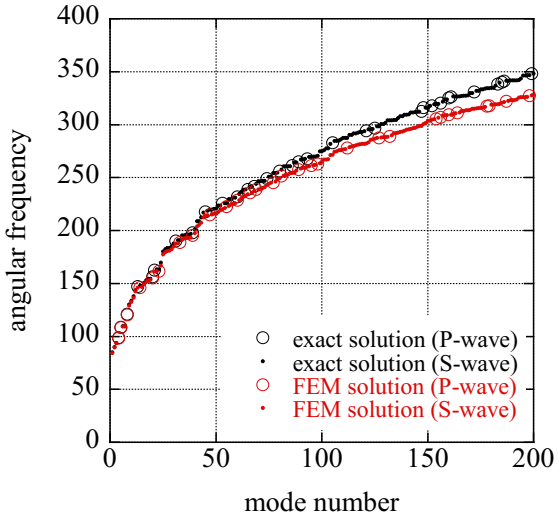


Fig. 1　distribution of eigenvalues

要素分割として，8 × 8 の対称な一様分割を用いた場合の計算結果を厳密解と比較する．Fig. 1 に固有値の分布として，固有値を昇順に並べたモード番号と角振動数の関係を示す．特に本研究では，P 波によるモードと S 波によるモードを分離した厳密解が得られていることから，筆者が示した手法[2] で計算結果で得られた固有モードと厳密解の固有モードの対応関係を特定し，各角振動数が P 波によるものか S 波によるものかを示している．なお，本研究の固有値問題は前節で述べたように s 波のモードに対しては重複固有値を含むものとなる．これに対応するため，重複固有値に対応した固有モードについては，厳密解の固有モードの線形結合を考え，線形結合に対して一致度が高いモードを選択する手法を新たに導入した．

Fig.1 より固有値の精度は低次モードほど高い基本特性が確認できる．

Fig.1 において，モード番号の厳密解と数値解でのずれは P 波による固有値の分布から読み取れる．低次のモードでは厳密解と数値解のモード番号はほぼ一致しているが，70 次以降ではずれが大きくなっている．これは，P 波と S 波の固有値が近接するとき，数値誤差によって固有値の大小関係が変化したことに起因するものと考えられる．

また，厳密解では重複する固有値については，低次モードの数値解では連続するモード番号の解として得られているが，次数が高くなると連続ではなくなることも分かった．

5. 結び

本研究で示した直方体領域における厳密解との比較により，固体の振動固有値の有限要素解の数値特性を詳細に評価することが可能となった．これにより，波動伝播解析や振動解析に対しても有用な情報が得られると考える．

参考文献

1) D.M. Day and L.A. Romero: An analytically solvable eigenvalue problem for the linear elasticity equations, *SAND2004-3310*, 2004.
2) 山田貴博: 特定 P 波モードを用いた弾性円筒の振動固有値解析の検証，土木学会論文集 A2（応用力学），76(2), pp. I_259 – I_267, 2020.
3) P. M. Shearer: Introduction to Seismology, 3rd ed., Cambridge University Press, 2019.

地下構造物施工時逆解析における材料モデル設定に関する検証
（シンポジウム講演概要）

Verification of Material Model Setting for Inverse Analysis of Underground Structures during Construction (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

鎌田　浩基（清水建設）　　青野　泰久（清水建設）　　櫻井　英行（清水建設）
Hiroki KAMADA, Shimizu Corporation
Yasuhisa AONO, Shimizu Corporation
Hideyuki SAKURAI, Shimizu Corporation
E-mail: hiroki.kamada@shimz.co.jp

This study quantified the accuracy of parameter estimations obtained by inverse analysis using several analytical models and observation data generated by a correct analytical model that is addressed as the actual ground. The prediction accuracies were also quantified in the forward analysis under several conditions set the estimated parameters. These results confirm the importance of setting up an analytical model that can represent the actual behavior of the ground, and similar verification study before the practical analysis.

１．はじめに

山岳トンネルなどの地下構造物の施工時において，設計の合理性確認や設計変更の効果の評価を目的として，数値解析を用いることがある．数値解析における岩盤物性を設定するための方法として，逆解析（最適化，データ同化など）によるものがある [1)]．逆解析に用いる解析モデルにおいて，対象とする岩盤を適切に表現する材料モデルを設定することが必要であるが，実務においてそれらの設定は，シミュレーションを実施するエンジニアに委ねられるか，既往の数値解析例に基づくなどにより決められる．さらに，現場で得られる情報には限りがあり，材料モデルはいくつかの仮定に基づく「モデル」であるため，実際の岩盤挙動を必ずしも適切に表現できるとは限らない．また，逆解析における計算負荷を考慮し，線形弾性モデルを用いて，簡易的な対象岩盤の挙動予測を行うケースも考えられる．したがって，実際の岩盤挙動を適切に表現しえない材料モデルを設定し，逆解析によるパラメータ同定や，同定したパラメータを用いた順解析を行い，地山の挙動や応力状態の予測を行ってしまう可能性は小さいとは言えない．

そこで，本研究では，実際の地山を模擬し，正解の材料モデルを用いた解析モデルにより模擬観測データを作成し，いくつかの材料モデルを設定した解析モデルを用いて逆解析を実施することで，パラメータ推定結果の評価を行った．また，推定したパラメータを用い，いくつかの条件の下で順解析を行った際の，予測精度を定量化した．それらの結果から，実際の地山挙動を表現しうる材料モデルの設定の重要性についての確認を行った．

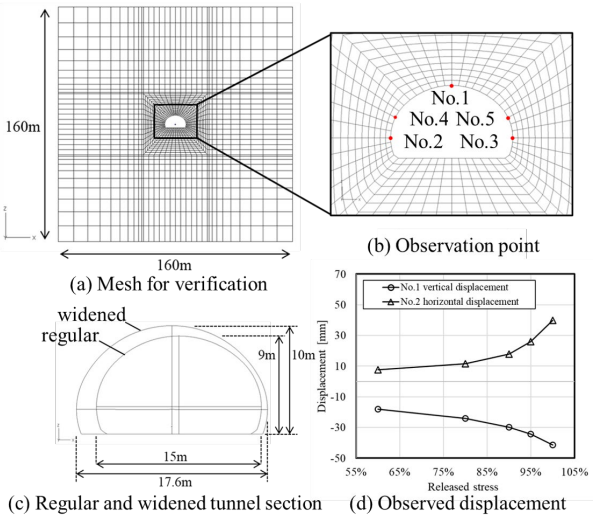
２．検証問題の設定

解析対象を素掘りトンネルとし，Fig. 1 のような 2 次元平面ひずみ仮定の解析モデルとした．本研究では，以下の二種類の検証問題を設定した．

(i) 正解の材料モデル，材料定数を設定した標準断面トンネルの解析モデルから，模擬観測データを作成し，材料モデルの異なる三つの解析モデルを用いて逆解析を実施する．それぞれの同定結果の評価を行う．

(ii) 検証問題(i)で同定した三つの材料モデル用い，断面形状や地圧条件（初期応力）の異なる解析モデルを用いて順解析を実施する．それらを正解の材料モデルで解析した結果と比較することにより，予測精度を確認する．

検討した材料モデルを Table 1 に示す．モデル名の数字が材料モデル，アルファベットは後述の解析条件に対応する．Table 2 は，添え字 0 の正解の Mohr-Coulomb（MC）-ひずみ軟化材料の定数である．同定する 1～3 の材料は弾性，弾塑性，ひずみ軟化モデルとした．解析条件は Table 3 であり，A は材料モデル 1～3 を同定する基本条件，残りは同定した材料モデルによる順解析の条件であり，B は拡幅断面，C，D は地圧の異なるモデルである．モデル A1 では E，モデル A2，A3 では E，c，ϕ を同定変数とした．観測誤差は平均 0mm，標準偏差 0.1mm の正規分布に従う乱数により作成し，観測変位は掘削解放応力が 60%, 80%, 90%, 95%, 100%での変位として時系列的な観測を模擬した．また，逆解析における目的関数は観測変位と解析変位との二乗平均平方根誤差（RMSE），最適化には勾配法に基づくアルゴリズムを使用した．



(a) Mesh for verification　(b) Observation point
(c) Regular and widened tunnel section　(d) Observed displacement

Fig. 1 Analytical model for the verification

Table 1 Analysis model and material model

Analysis model	Material model
Correct analysis model (A0, B0, C0, D0)	MC strain-softening
Model-1 (A1, B1, C1, D1)	Linear elastic
Model-2 (A2, B2, C2, D2)	MC elastoplastic
Model-3 (A3, B3, D3, D3)	MC strain-softening

Table 2 Material constants of correct models with index “0”

Parameter	Value
Young’s modulus E	2.39 MPa
Poisson ratio ν	0.2
Cohesion c , residual value c_r	1.67, 0.8 MPa
Friction angle ϕ , residual value ϕ_r	30, 27 deg
Plastic shear strain at residual region ε_r	0.08

Table 3 Analysis conditions for each model

	Model A	Model B	Model C	Model D
Analysis type	Inverse	Forward	Forward	Forward
Section	Regular	Widened	Regular	Regular
Initial stress	7.0 MPa	7.0 MPa	8.0 MPa	10.0 MPa

３．検証結果(i)

Table 4 に検証問題(i)の結果を示した．なお，A2，A3 については，同定パラメータの初期値を変えた二通りずつの同定結果を-1，-2 を付して示している．まず，A1 モデルでは線形弾性体を用いており，塑性や軟化を表現できないため，そのしわ寄せがヤング係数 E に及び，正解のヤング係数の半分程度の値（誤差 47.7%）が同定された．目的関数である RMSE は 19.2mm であった．A2 モデルでは弾塑性モデルを用いており， E は正解に近い値（相対誤差 2.4%, 3.5%）が同定され，粘着力 c ，内部摩擦角 ϕ は正解より小さい値（誤差 10.3%~51.4%）が同定された．A2 モデルは，塑性域においてひずみ軟化挙動を表現できないために，その影響が c , ϕ に及び, 正解よりも小さい値が同定された．c ， ϕ に関しては初期値により同定結果が数値誤差の程度以上に異なる結果となった．RMSE は 13.3mm，14.4mm であり，A1 モデルより小さい結果となった．A3 モデルでは正解と同じひずみ軟化モデルを用いているが，E , c , ϕ のいずれも初期値により同定結果が異なる結果となった．正解の値との比較により，A3-2 の結果は概ね大域的最適解，A3-1 の結果は局所最適解であることが考えられる．ただし，いずれも RMSE は A1，A2 モデルの結果と比較して小さい値となった．

Table 4 Result of the verification(i)

Analysis model	Material	E [GPa]	c [MPa]	ϕ [deg]	RMSE [mm]
A0 (Correct)	Softening	2.39	1.67	30	-
A1	Elastic	1.249	-	-	19.2
A2-1	Elastoplastic	2.448	0.811	33.10	14.4
A2-2	Elastoplastic	2.473	1.362	24.15	13.3
A3-1	Softening	2.879	1.548	26.54	7.12
A3-2	Softening	2.397	1.736	29.04	1.40

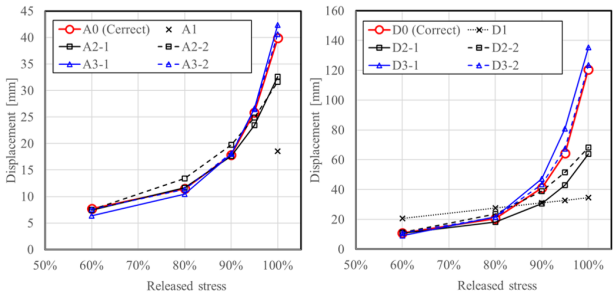
４．検証結果(ii)

Table 5 に，正解のモデル A0，B0，C0，D0 と比較した場合の，Fig. 1 (b)の観測点 No.2 の水平変位（側壁変位）の相対誤差を示した．ただし，モデル A については逆解析時の同定変位による誤差, モデル B~D については同定パラメータを用いた予測変位による誤差である．なお，以下では誤差の大小をその絶対値により評価している．Table 5 より，側壁変位についてはいずれのモデルにおいても線形弾性体を用いた場合に最も誤差が大きく，ひずみ軟化モデルを用いた場合，弾塑性モデルを用いた場合に比べ概ね変位誤差が小さいことがわかる．また，モデル 3-1 については前述の通り，局所最適解のパラメータによる解析結果であるため，モデル 3-2 よりも誤差が大きい．また線形弾性体を用いたモデルを除き，モデル A の誤差に対し，モデル B，C の誤差変化は最大でも 5%程度であるが, モデル D2-1, D2-2 では誤差変化が 23~29%程度に増大していることが分かる．それに対し，モデル D3-1，D3-2 では誤差変化は 1~6%程度と比較的小さい．これは岩盤のひずみ軟化挙動が大きくなり，弾塑性モデルを用いたモデル D2-1，D2-2 で挙動を表現できなくなったことが要因だと考えられる．

Fig. 2 に 変位（Fig. 1 (b)の No.2）の正解値とモデル A とモデル D の変位予測結果を示した．ただし，グラフの横軸は掘削解放応力である．これより，逆解析時（モデル A）において，ひずみ軟化モデルを設定した場合に，正解の変位を最もよく表現していることが確認できる．また初期応力が逆解析時よりも大きなモデル D においては，ひずみ軟化の特性が顕著に現れるため，線形弾性モデル，弾塑性モデルを設定した場合の誤差が特に増大していることがわかる．

Table 5 Displacement error (No.2 horizontal displacement)

	Displacement error (No.2 horizontal) [%]			
	Model A (Inverse)	Model B (Inverse)	Model C (Inverse)	Model D (Inverse)
1(Elastic)	-53.55	-39.12	-47.51	-71.29
2-1(Elastoplastic)	-18.24	-18.10	-22.77	-47.06
2-2(Elastoplastic	-20.61	-20.44	-24.40	-43.40
3-1(Softening)	6.13	11.12	11.63	12.38
3-2(Softening)	1.86	2.14	1.73	2.55



(a) No.2 horizontal displacement and correct value (Model A)　(b) No.2 horizontal displacement and correct value (Model D)

Fig. 2 Displacement prediction using estimated parameters

５．おわりに

本研究では，複数の材料モデルによりトンネル掘削変位を用いた逆解析と，推定したパラメータによる順解析における誤差定量化を実施した．今回想定している条件において，実際の岩盤挙動を適切に表現しうる材料モデル設定の重要性を確認できた．正解と同じ材料モデルを用いた場合には，局所最適解が得られた場合でも，逆解析において RMSE が比較的小さく，異なる条件での順解析においても変位誤差変化が小さいロバストな結果となった．実際の岩盤についても，その挙動表現が可能な適切な材料モデルを設定することにより，逆解析での RMSE を小さくし，逆解析時と断面形状や初期地圧が異なる条件においても，より実用に足る信頼度の順解析を実施しうる可能性がある．実際の解析の前にも同様の検証を行い，確認することが重要である．

参考文献

1) 青野泰久，山本真哉，鎌田浩基，櫻井英行: 岩盤力学に関するシンポジウム講演集, 49, pp.196-201, 2023.

V&V プロセスの実施に向けた 木材の材料試験に対する妥当性評価（シンポジウム講演概要）

Material Test Validation of Wood for V&V process
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

棗田　智香子，福谷　勇輝（横国大）
谷田　紗音，高橋　由佳，増田　悠星，松井　和己（横国大）
倉田　和幸（テルモ株式会社）　三浦　孝広（サイバネットシステム株式会社）
都筑　新（ダッソー・システムズ株式会社）　山本　剛大（広島大）　杉山　裕文（山梨大）
渡邉　大（芝工大）　呂　学龍，山田　貴博（横国大）
Chikako NATSUMEDA, Yuki FUKUTANI, Yokohama National University; YNU
Sato TANIDA, Yuka TAKAHASHI, Yusei MASUDA, Kazumi MATSUI, YNU
Kazuyuki KURATA, Terumo Corporation
Takahiro MIURA, Cybernet Systems Company Limited
Arata TSUZUKI, Dassault Systemes K. K.
Takeki YAMAMOTO, Hiroshima University
Hirofumi SUGIYAMA, University of Yamanashi
Dai WATANABE, Shibaura Institute of Technology
Xuelong LYU, Takahiro YAMADA, YNU
E-mail: natsumeda-chikako-bf@ynu.jp

In this study, we validate material tests to obtain Young's modulus of wood introducing in simulation as the lowest level of V&V process for wood products. Though the variation in material coefficient from experiments should ideally be only variation in material property itself, it could also include differences in specimen geometry and friction with experimental equipment. In order to eliminate them as much as possible or properly evaluate them, preliminary experiments are conducted using material other than wood and some displacement\strain measurement devices, and experimental methods are investigated.

1. はじめに

シミュレーション結果の品質保証における基本的な考え方に V&V（Verification（検証）and Validation（妥当性確認））がある．筆者らはこれまでに木工椅子を題材としてより簡単な事例で ASME V&V-40[1] に基づく V&V プロセスを示してきた[2]．

ASME V&V-10[3] が提示する階層型アプローチにおける最下層は材料試験であり，本研究では縦圧縮試験（木目に平行方向の圧縮）・横圧縮試験（木目に直交方向の圧縮），曲げ試験から木材のヤング係数を求める．JIS Z2101:2009[4] においてそれぞれの試験方法およびヤング係数の導出方法が規定されているが，治具の設置方法や荷重の負荷方法の詳細までは記述されていない．実験で得られる材料定数のばらつきは材料特性そのもののばらつきのみであることが理想であるが，実際には試験片形状の違いや治具との摩擦による影響が含まれる可能性がある．特に本研究で対象とする材料は異方性があり材料自身のばらつきが大きい木材であるため，それらの影響を極力排除，あるいは適切に評価することが重要である．本稿では，まずは等方で均質な材料と考えられるポリアセタール材を用いて予備実験を実施し，材料試験方法の妥当性を確認する．

2. 圧縮試験

圧縮試験の実験装置を Fig.1 に示す．圧縮にはテンシロン万能試験機（RTF-1350，荷重容量 50 kN）を使用した．変位\ひずみはカンチレバー型変位計（CE-10）\ひずみゲージ（東京測器研究所製，ゲージ長 5 mm）で，荷重はロードセル（9E01-L23-50kN）で測定した．圧縮試験では次の 2 点について予備実験を実施した．

Table 1　Young's modulus [GPa]

	displacemnet	gauge	
		(face0)	(face1)
not tilted	3.77	3.80	3.78
tilted	3.92	3.57	3.55

Question of Interest:
- 試験片の端面が傾いている場合も，曲げ成分が出ずにまっすぐに圧縮できるか．
- ひずみゲージを省略できるか．すなわち変位\ひずみそれぞれから算出するヤング係数が一致するか．

2.1. 試験片端面の傾き

意図的に上面に 1° 傾きをつけた試験片を用いて圧縮・除荷 1 サイクルの実験を行った．側面 4 面にひずみゲージを貼り付け，それぞれの対面で軸成分と曲げ成分を算出した（Fig.2）．

$$(\text{軸成分}) = (\text{対面のひずみの和})/2 \tag{1}$$

$$(\text{曲げ成分}) = (\text{対面のひずみの差})/2 \tag{2}$$

Fig.2 より球面座を用いることで曲げ成分が抑えられていることを確認した．

2.2. 変位・ひずみから算出されるヤング係数

上下面傾きのない試験片と意図的に上面に 1° 傾きをつけた試験片で行った実験において変位・ひずみそれぞれからヤング係数を算出した（Table 1）．傾きのない試験片の

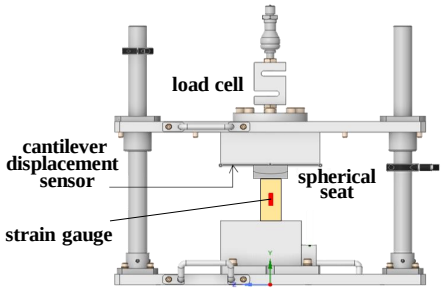


Fig. 1　Compression test equipment

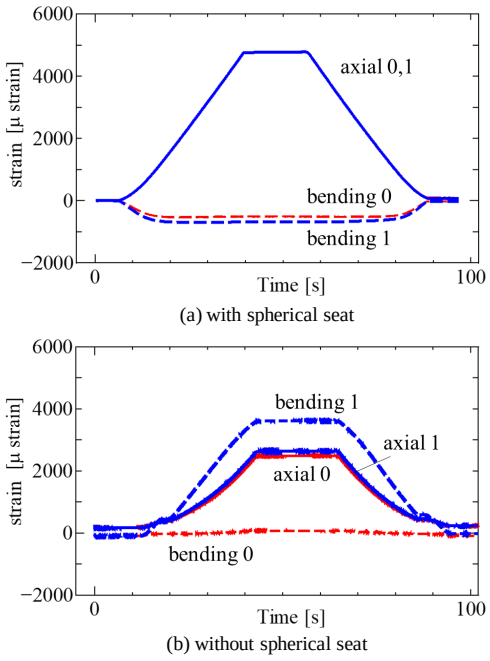


Fig. 2　Strain components in compression test

結果からこの材料のヤング係数は 3.78 GPa 程度と推測できる．3.78 GPa と上面に傾きのある試験片で変位から得られたヤング係数との差は 5 %未満であることから，変位計の変位からヤング係数を適切に測定できると判断した．

3.　曲げ試験

曲げ試験の実験装置を Fig.3 に示す．圧縮試験で用いた測定器具に加えて，試験片中央のたわみをレーザー変位計（IL-065）で測定した．曲げ試験では次の 2 点について予備実験を実施した．

Question of Interest:

1. 純曲げになるか．すなわち支持点・載荷点の拘束により軸成分の変形が生じないか．
2. 純曲げの仮定において，中央のたわみと上下面のひずみそれぞれから算出する曲げヤング係数が一致するか．

3.1.　純曲げ変形

負荷・除荷 1 サイクルにおいて試験片上下面に貼り付けたひずみゲージから得られる軸成分（式 (1)）は，曲げ成分（式 (2)）に対して 10 %以下であるため，純曲げになっていると判断した（Fig.4）．

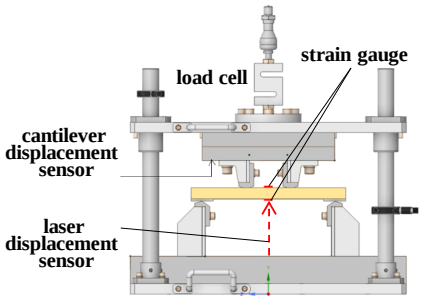


Fig. 3　Bending test equipment

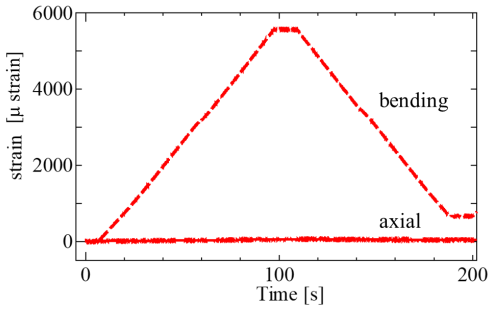


Fig. 4　Strain components in bending test

3.2.　たわみ・上下面のひずみから算出される曲げヤング係数

中央部のたわみ，上下面のひずみからそれぞれ曲げヤング係数を次式から算出した．L は支点間距離，l は載荷点間距離，I は断面 2 次モーメント，F は荷重，y は試験片中央のたわみ量，h は試験片高さ，M は載荷点間のモーメント，ε は上下面のひずみゲージから得られる曲げ成分（式 (2)）である．

$$\text{たわみ：} E = \frac{l(3L^2 - 4l^2)}{48I}\frac{F}{y} \tag{3}$$

$$\text{ひずみ：} E = \frac{h}{2I}M\frac{1}{\varepsilon} = \frac{h}{2I}\frac{F(L-l)^2}{8}\frac{1}{\varepsilon} \tag{4}$$

載荷時に得られる曲げヤング係数は，たわみから 2.36 GPa，ひずみから 2.32 GPa であり，それらの差は 1 %程度であるため両者は一致しているといえる．

4.　おわりに

本稿では V&V プロセスの最下層である材料試験の妥当性を確認した．細かい作業ではあるが，実験方法・器具による影響を材料特性そのもののばらつきと区別して評価できるようになった．今後，この装置・実験方法で木材の材料試験を実施する．

参考文献

1) ASME: ASME V&V-40 2019 Assessing Credibility of Computational Modeling Through Verification and Validation: Application to Medical Devices, ASME 2018.
2) 松井和己, 倉田和幸, 三浦孝広, 都筑新, 渡邉大, 山本剛大, 杉山裕文, 棗田智香子, 山田貴博: ASME V&V40 に基づいた木製椅子に対するシミュレーションの品質保証, 計算工学講演会論文集, 27, 2022.
3) ASME: ASME V&V-10 2019 Standard for Verification and Validation in Computational Solid Mechanics, ASME 2019.
4) 日本規格協会, JIS Z 2101:2009 木材の試験方法, 2009.

DEVELOPMENT OF COORDINATE SYSTEM INDEPENDENT NEURAL NETWORK
(Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Siwei ZHANG, University of Tokyo
Muneo HORI, University of Tokyo
E-mail: zhangsiwei@g.ecc.u-tokyo.ac.jp

A neural network is required to be coordinate system independent when it is applied to solve physical problems. Instead of training, this paper develops a post-processing which is applicable for any arbitrary neural network. The essence of the post-processing is synthesized rotation that generates a set of rotated input data, applies the neural network to each of the set, re-rotates the output, and extracts a coordinate system independent solution from the output. Numerical experiments of the post-processing are carried for structural response analysis. It is shown that the post-processing works as designed. Discussions are made for further use of the post-processing of neural networks to make them coordinate system independent.

1. Introduction

Coordinate system independence is required for a neural network when it is applied to solve physical problems which ought to have coordinate system independent solutions. A standard solution for this requirement is training of the neural network; for instance, a set of rotated data are made from a given data set, and the network is trained until it satisfies the coordinate system independence. However, it is not possible to fully satisfy the coordinate system independence unless a huge amount of training is made.

As an alternative of training, this paper develops a post-processing which can be applied to any arbitrary neural network. The essence of the post-processing is synthesized rotation that takes the following four steps: 1) generation of a set of rotated input data; 2) application of the neural network to each of the set; 3) re-rotation of the neural network output; and 4) extraction of a coordinate system independent solution from the output. It is proved that a neural network with the synthesized rotation fully satisfies coordinate system independence.

This paper formulates the synthesized rotation. Numerical experiments are carried out for a neural network which is trained to solve seismic response analysis. It is shown that the neural network implemented with the synthesized rotation generates a coordinate system independent solution as designed.

2. Formulation of synthesized post-processing

Let $\boldsymbol{x}$ and $\boldsymbol{y}$ be n-dimensional vectors in a certain coordinate system. A neural network (NN), denoted by $\boldsymbol{\mathcal{N}}$, outputs $\boldsymbol{y}$ for an input of $\boldsymbol{x}$, i.e.,

$$\boldsymbol{y} = \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{x}]. \tag{1}$$

In terms of $\boldsymbol{R}_\theta$, a which matrix of rotating a coordinate system by θ, the coordinate system independence of $\boldsymbol{\mathcal{N}}$ is expressed as

$$\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{y} = \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}] \tag{2}$$

When $\boldsymbol{x}$ and $\boldsymbol{y}$ are time series of vectors, the coordinate system independence of $\boldsymbol{\mathcal{N}}$ is expressed in the same form as Eq. (2).

For a given set of data $\{\boldsymbol{x}^{(i)}\}$ for $i = 1,2,\dots,I$, we rotate each element and generate M data as $\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}^{(i)}\}$ for $m = 1,2,\dots,M$ with $\Delta\theta = \pi/M$. NN is trained to satisfy

$$\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{x}^{(i)}] = \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}^{(i)}] \tag{3}$$

for $i = 1,2,\dots,I$, and $m = 1,2,\dots,M$. While training of (3) improves NN, the coordinate system independence cannot be fully satisfied unless a large number of I and M are used.

By the synthesized rotation uses the same rotated data set for a given input of $\boldsymbol{x}$, i.e., $\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}\}$ for $m = 1,2,\dots,M$. Applying $\boldsymbol{\mathcal{N}}$ to each $\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}$, we obtain $\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$.

Suppose that an element which has the largest component is chosen form $\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$, i.e., $\max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$. The largest component is indeed coordinate system independent; when $\boldsymbol{R}_{k\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}$ is input,

$$\max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot(\boldsymbol{R}_{k\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x})]\} = \max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x})]\}. \tag{4}$$

As is seen, the post-processing of max satisfies the coordinate system independence.

Another extraction is the use of average value, which is defined as

$$\text{ave}\ \boldsymbol{\mathcal{N}}[\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}\}] = \frac{1}{M}\sum_{m=1}^{M}\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]. \tag{5}$$

It is readily shown that the post-processing of ave satisfies the coordinate system independence in the same manner as Eq. (4).

3. Numerical experiments for seismic structural response analysis

3.1. Problem setting

Numerical experiments were conducted by using a Long short-term memory (LSTM) NN which was trained to output the seismic response of a 5-degree-of-freedom (DOF) lumped mass system for a given input ground motion. The first five frequencies of the system are $0.310Hz$, $0.380Hz$, $0.905Hz$, $1.101Hz$ and $1.426Hz$. Input ground motions are two horizontal acceleration components, and output responses are two horizontal displacement components. 385 ground motions were selected from PEER NGA WEST2 database, truancated with Irias Intensity and intercepted to be segements of certain length for inputs.

It should be mentioned that LSTM NNs are specially designed for learning long-term dependencies[1)] and have been widely used in the prediction of time history seismic responses. For the LSTM NN used here, the train set, validation set, and test set are divided by 60%, 30% and 10% of the dataset.

The accuracy of the LSTM NN on test data regarding the coordinate system independence is shown in Table 1; the accuracy is defined as $A = 1 - |\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{x}] - \boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]|$ for input of $\boldsymbol{x}$.

Table 1 Accuracy of the typical NN on test data

	0°	30°	60°	90°	120°	150°
A (%)	100.00	91.19	85.23	78.55	69.61	68.78

3.2. Synthesized post-processing

As for the synthesized rotation, we set $M = 18$, i.e., $\Delta\theta = 10$ deg and 18 rotated data are synthesized from one data. We employ the same LSTM NN and apply the post-processing.

We first examine the maximum synthesized post-processing, $\max\{\boldsymbol{\mathcal{N}}[\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}]\}$. The LSTM NN implemented with max is denoted by $\boldsymbol{\mathcal{N}}^{\max}$. In Fig. 1, the time series of $\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{\mathcal{N}}^{\max}[\boldsymbol{x}]$ and $\boldsymbol{\mathcal{N}}^{\max}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]$ are plotted for 10 data. As is seen, they fully coincide with each other; the relative difference between $\boldsymbol{R}\cdot$

$\mathcal{N}^{\max}[\boldsymbol{x}]$ and $\mathcal{N}^{\max}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]$ is less than 1%, which cannot be seen in the plot.

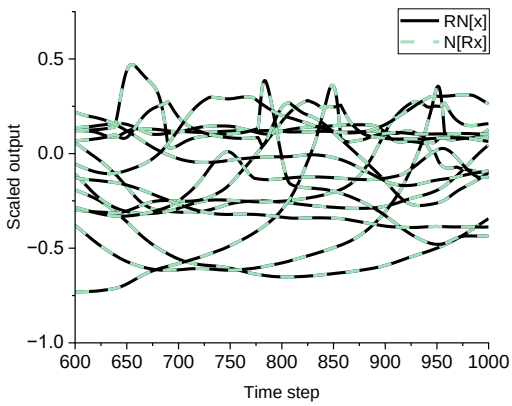


Fig. 1 Maximum post-processing results

Next, we examine the synthesized post-processing with ave $\mathcal{N}[\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}\}]$. The LSTM NN implemented with ave is denoted by $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$. In Fig. 2, the decrease in the error of $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}[\boldsymbol{R}\cdot\boldsymbol{x}]$ with respect to $\boldsymbol{R}\cdot\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}[\boldsymbol{x}]$ as the increase of M (or the decrease of $\Delta\theta$) is plotted; M =6, 9, 18, 36, 72 and 180 and $\Delta\theta$ = 30, 20, 10, 5, 2.5 and 1.0 deg. As is designed, the error decreases as M increases.

As for the seismic structural response analysis, the relative error in the order of 0.1% is acceptable. Thus, we can choose suitable M. It should be noted that the error decrease slowly with respect to M, which, in our eyes, seems strange.

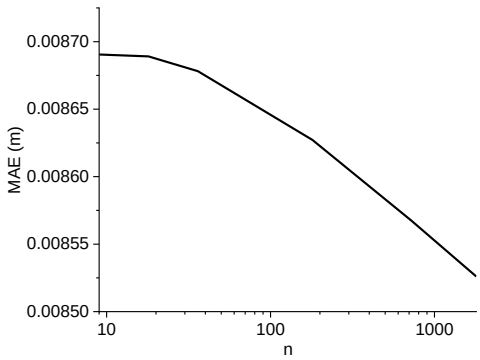


Fig. 2 MAE of displacement

3.3. Discussion

The synthesized post-processing which are implemented in $\mathcal{N}^{\max}$ or $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$ performs well to meet the requirement of the coordinate system independence. It should be emphasized that the synthesized post-processing is applicable to any arbitrary NN so that it satisfies the coordinate system independence. Even a less trained NN becomes coordinate system independent.

The increase of computational load due to the post-processing is an issue of discussion. The synthesized rotation results in M fold increase in processing of NN to each rotated data, in addition to the extraction associated with maximum or average. However, the computation time required for these computational load is not large; it is negligibly small compared with the computational load that is needed to train an NN.

It is interesting to train an NN which is implemented with the synthesized post-processing. The loss function is to evaluate the difference between predicted results and ground truth. Including the coordinate system independence in the loss function could help the NN take into consideration the coordinate system independence. For instance, the loss function including coordinate system independence is expressed as

$$L=\frac{1}{I}\sum_{i=1}^{I}\frac{1}{M}\sum_{m=1}^{M}(\mathcal{N}\left[\{\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{x}^{(i)}\}\right]-\boldsymbol{R}_{m\Delta\theta}\cdot\boldsymbol{y}^{(i)})^2 \quad (6)$$

The NN implemented with the synthesized post-processing is trained to minimize L.

4. Extension of synthesized post-processing

This paper studies two-dimensional vectors. The synthesized post-processing is surely applicable to three-dimensional vectors; the synthesized rotation is three-dimensional and a larger number of M will be needed.

The synthesized post-processing is applicable to physical problems of tensor input and output. While slightly more complicated, max of Eq. (4) and ave of Eq. (5) is applicable to these problems.

An NN is used to extract information from satellite images. The satellite images are taken in a given coordinate system assigned to the satellite. The results of the NN analysis might better satisfy the coordinate system independence. Since satellite images are regarded as two-dimensional vector data, $\mathcal{N}^{\max}$ or $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$ developed can be applied to them.

5. Concluding remarks

The synthesized post-processing is formulated and implemented into $\mathcal{N}$. It is shown that the implemented NN, $\mathcal{N}^{\max}$ and $\mathcal{N}^{\mathrm{ave}}$, satisfy the coordinate system independence as designed even though $\mathcal{N}$ cannot fully satisfy the independence.

The increase in the CPU time due to the implementation is negligible, when the CPU time required for one NN operation is small.

Due to the generality, the synthesized post-processing is applicable to three-dimensional physical problems or physical problems of tensor input and output. It might be useful to apply satellite images to obtain coordinate system independent information from the images.

References

1) S. Hochreiter and J. Schmidhuber.: Long Short-Term Memory, Neural Computation, vol. 9, no. 8, pp. 1735-1780, 1997.

Quantification of the Contribution Ratio of Input Parameters on DEM-based Granular Flow Simulations (Proceedings of Symposium on Applied Mechanics)

Junsen Xiao, Graduate School of Engineering, Tohoku University
Kenta Tozato, Graduate School of Engineering, Tohoku University
Reika Nomura, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
Shuji Moriguchi, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
Yu Otake, Department of Civil and Environmental Engineering, Tohoku University
Kenjiro Terada, International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University
E-mail: xiao.junsen.s2@dc.tohoku.ac.jp

Although the discrete element method (DEM) has been widely employed to simulate granular flow, the effects of input parameters have not been well understood yet. To address this problem, the present study aims to quantify the contribution ratios of input parameters in granular flow simulation. A response surface of run-out distance is constructed by performing a series of DEM simulations with different combinations of four parameters (spring coefficient, friction angle between elements, coefficient of restitution, and bottom friction angle) and their contribution ratios to the distance were discussed.

1. Introduction

Investigating solid particle flow behavior is essential for understanding the mechanism of sediment-related disasters and hence important for disaster prevention. In recent years, numerical analysis techniques have been extensively applied to the study of granular flow. When studying the properties of granular flow, it is necessary to examine the behavior of particle assembly. Based on this concept, the powerful tool for studying particle behavior, Discrete Element Method (DEM)[1)], was employed in this study.

The purpose of this study is to quantify the contribution ratios of input parameters to run-out distance in granular flow simulation using DEM. A response surface is constructed according to the simulation results, and then the Monte Carlo simulation (MCS) is performed to calculate the contribution ratio of each parameter. For the generality of the conclusions, the effects of particle shape, contact force model and particle size distribution are also considered in this study.

2. DEM-based granular flow simulation

The particle models used in this study are shown in Fig.1. The slope model shown in Fig.2 is an inclined plane having an angle of 45°. The contact force model employed in this study is linear hysteretic model and Voigt model as graphycally explained in Fig.3.

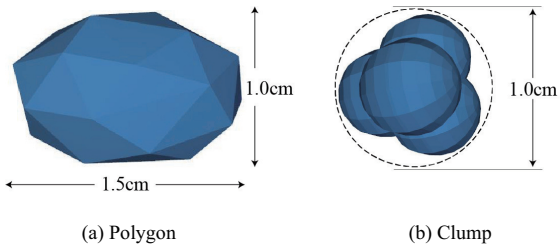


Fig. 1 Particle models

In this study, we construct surrogate models of run-out distance using the results of DEM simulations with four input parameters, such as spring coefficient, friction angle between elements, coefficient of restitution, and bottom friction angle. The surrogate models can estimate the maximum run-out distance for each mass ratio, and one surrogate model is constructed for each 10th percentile of the run-out distance. Since the range of the mass ratio from 10% to 100% is considered, ten surrogate models are constructed in total.

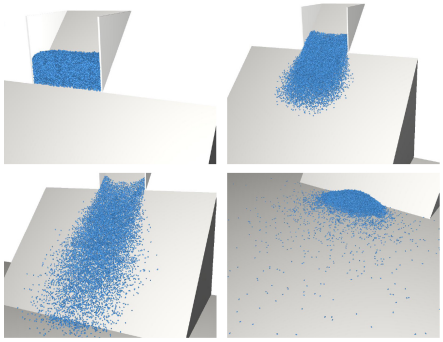


Fig. 2 An example of simulation case

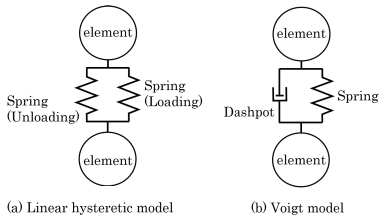


Fig. 3 Contact force models: (a) Linear hysteric model and (b) Voigt model

3. Quantification of the contribution ratio

3.1. Response surface

56 sets of parameters are sampled with the concept of Latin hypercube sampling(LHS), and these sets are used in the DEM simulations. Based on the results of DEM simulations, a response surface is created using radial-basis functions(RBF) interpolation with the Gaussian function being employed. The above-introduced four input parameters in each set form a position vector $\boldsymbol{x}(x_1, x_2, x_3, x_4)$ in the parameter space, and the basis function $\varphi(\boldsymbol{x})$ is expressed as:

$$\varphi(\boldsymbol{x}, \boldsymbol{x_0}) = \exp(-\beta \|\boldsymbol{x} - \boldsymbol{x_0}\|^2), \tag{1}$$

where β is the fitting parameter that controls the shape of the Gaussian function. The response surface function $\boldsymbol{f}(\boldsymbol{x})$ is represented by a linear combination of the basis functions multiplied by the weight coefficients as

$$f(\boldsymbol{x}) = \sum_{i=1}^{N} \omega_i \varphi(\boldsymbol{x}, \boldsymbol{x}_i), \tag{2}$$

where, N denotes the total number of parameter sets, ω_i denotes the weight coefficient for each set. The difference between the output indicator vector and the indicators calculated from the response surface is minimized applying the least squares method. Here, we define the following evaluation function:

$$L_{(\omega)} = \|\boldsymbol{y} - \boldsymbol{\Phi}\boldsymbol{\omega}\|^2 + \lambda \|\boldsymbol{\omega}\|^2 . \quad (3)$$

Here, λ is referred to as regularization coefficient to prevent overfitting[2]. In this study, a cross-validation procedure is carried out to obtain the optimal values of β and λ.

3.2. Evaluation of the contribution ratio

The surrogate model was utilized for MCS to quantify the sensitivity of the indicators to the variations in the different parameters. From the results of the MCS, the probability density distribution of each indicator can be obtained, from which the variance can be calculated. Fig.4 shows the quantified contribution ratio of each parameter based on different particle shapes (polygon and clump) and different contact force models (linear hysteretic model and Voigt model). Fig.5 shows the results of the contribution ratio of each parameter considering particle size distribution.

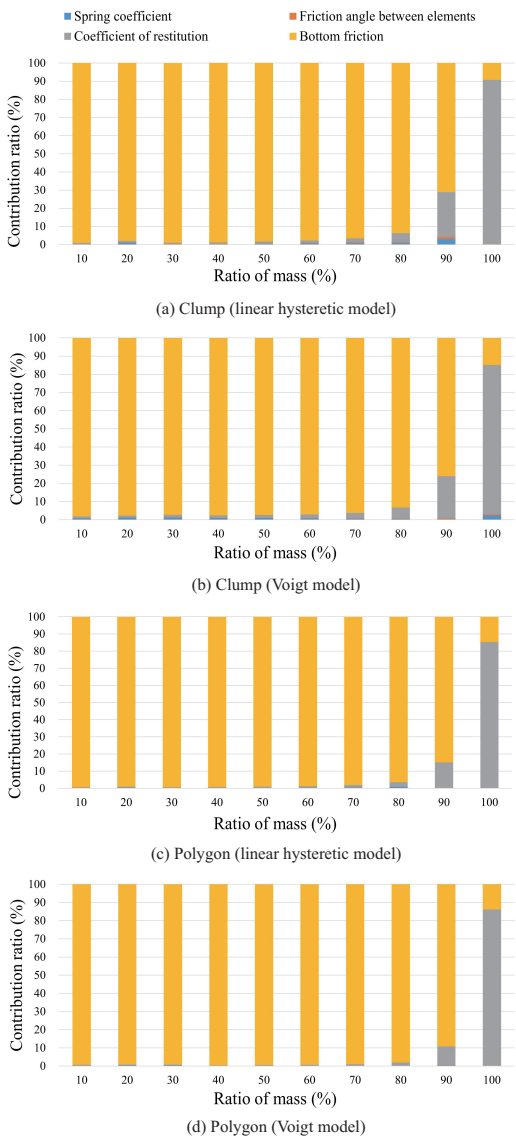


Fig. 4 Contribution ratios considering particle shape and contact force model

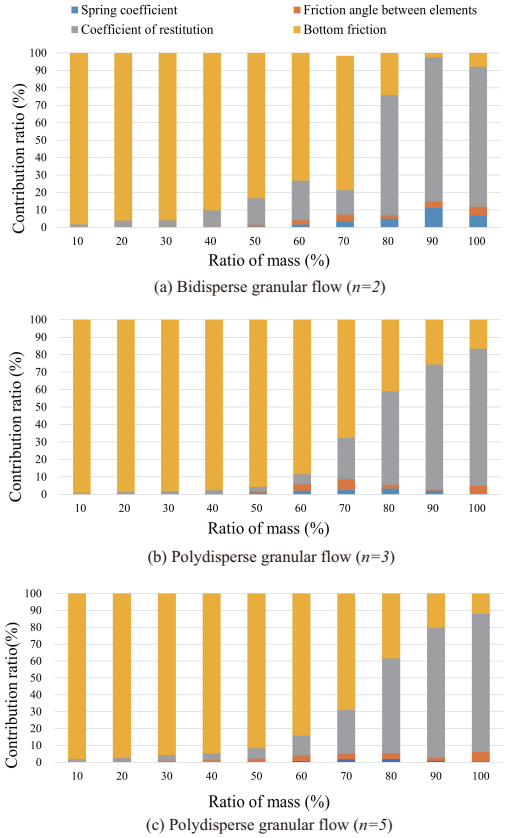


Fig. 5 Contribution ratios considering particle size distribution

3.3. Discussion

The bottom friction and the coefficient of restitution have considerable contribution, while the spring coefficient and the friction angle between elements do not have a significant effect on the result. The influences of the particle shape and the contact model on the contribution ratio were not important. Particle size distribution causes an effect on the contribution ratio to a certain extent, mainly on the contribution of coefficient of restitution at medium and long distance.

4. Conclusion

In this study, a series of granular flow simulations were performed by varying the input parameters of DEM, and surrogate models wa constructed using the results. The contribution ratio of each input parameter on the run-out distance was then analyzed through the MCS. Although contribution of each parameters were analyzed, the conclusions are valid within the calculation conditions considered in this study. Further validation is hence needed to improve the objectivity of the conclusions.

References

1) Cundall, P.: A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems proceedings of the international symposium on rock fractures, International Society for Rock Mechanics, pp. 1 – 12, 1971
2) Vovk, V.: Kernel ridge regression, Empirical Inference, pp. 105 – 116, 2013