

科学研究費助成事業 研究成果報告書

平成 28 年 5 月 19 日現在

機関番号：11301

研究種目：基盤研究(C) (一般)

研究期間：2013～2015

課題番号：25420474

研究課題名(和文) 地盤変状による送電鉄塔の損傷機構解明：健全性判定法と修繕方法決定指針の確立

研究課題名(英文) Damage and failure of electric transmission tower due to ground deformation and foundation displacement: A proposal of soundness determination and repairing guideline

研究代表者

山川 優樹 (YAMAKAWA, Yuki)

東北大学・工学(系)研究科(研究院)・准教授

研究者番号：80324010

交付決定額(研究期間全体)：(直接経費) 3,900,000円

研究成果の概要(和文)：本研究では地盤変状に起因する鉄塔の損傷機構の解明を目的とし、(1) 地盤変状に伴う基礎不同変位の予測評価、(2) 既存鉄塔に対する基礎不同変位発生下での損傷・耐荷性能評価、(3) 基礎不同変位に基づく鉄塔の健全性評価に取り組んだ。

典型的な基礎不同変位下における鉄塔の耐荷挙動と損傷形態について解析を行った。脚部不同変位の発生前後の耐荷力を比較した結果、不同変位がある限度を超えると耐荷力が著しく低下することが確認された。また、健全時の耐荷力を保持しうる不同変位の限界値や、それを超過したときの耐荷力低下程度および損傷形態は、不同変位の大きさや方向によって異なることが分かった。

研究成果の概要(英文)：The aim of this research is to elucidate damage and failure of transmission towers due to foundation displacement caused by ground deformations, such as earthquake-induced settlement and landslides. Development of a proper guideline to evaluate the soundness of transmission towers subjected to foundation displacement is of utmost engineering importance. A series of finite element analysis has been conducted to examine buckling failure and yielding in the members and the strength of whole structural system under an increasing live load and imposed foundation displacement. The degree of damage and the residual strength of the tower were assessed by a live load factor. The analysis result has revealed that the ultimate strength tended to decrease significantly when the foundation displacement exceeded a certain value, while reduction of structural strength was quite different depending on the live load varying with seasons as well as the support condition by footing and ground properties.

研究分野：応用力学，計算地盤力学

キーワード：送電鉄塔 損傷機構 地盤変状 基礎不同変位 耐荷力

1. 研究開始当初の背景

東日本大震災後の電力供給政策の転換に向けた議論は、送電インフラのネットワーク的整備とロバスト性向上、そして災害後の迅速な復旧の重要性を再認識させている。東日本大震災での福島第一原発事故の一因として、土砂崩壊による外部電源用鉄塔の倒壊が公式見解で挙げられた(引用文献①)。このほか、2005年4月には北陸電力・志賀原発でも地すべりに起因する鉄塔倒壊により原子炉停止が発生しているが、いずれも地盤変状や土砂崩壊に起因する鉄塔倒壊が事故の一因であることは注目すべき事実である。電力インフラの基盤である送電鉄塔の安全性評価は喫緊の課題である。

鉄塔は軽量の骨組構造で、地震動よりも強風の直接作用荷重や電線振動張力による座屈崩壊が支配的である。一方、基礎では地盤物性の不確実性を前提に十分な耐力が確保されており、設計・施工が適切であれば想定荷重で損傷・破壊に至るケースは少ない。しかしながら、上述のように地盤変状による鉄塔の倒壊・損傷が多数発生している事実(例:図1)を鑑みると、電力インフラの安全性向上に向けて構造工学・地盤工学分野が大きく貢献できる以下の重要な研究課題が挙げられる。

- ・地震等による地盤変状や基礎不同変位に起因する鉄塔の損傷メカニズムの解明。
- ・既存鉄塔に対する地盤変状や基礎不同変位を想定した、耐荷・変形性能、損傷、余耐力の評価。
- ・損傷後の修繕の要否や具体的な修繕方法を合理的に判断するための健全性判定指針の確立。
- ・損傷後の修繕(部材交換など)による性能回復程度の定量的評価に基づく、修繕効果を定量保証した修繕方法決定指針の確立。



図1. 地盤変状による鉄塔損傷例

鉄塔基礎の支持力や地盤-基礎-鉄塔連成挙動に関する既往の研究(引用文献②, ③)の成果として、送電鉄塔の力学的性質に関する

以下ふたつの重要課題が示唆された。

- ・基礎不同変位の発生下での鉄塔の耐荷挙動の予備解析を行った結果、ある限界変位に達すると耐荷力が急激に低下するとともに、崩壊モードが著しく変化する。すなわち、鉄塔は数 cm オーダーの微小な基礎変位によって耐荷力が顕著に低下する鋭敏な構造である。
- ・前項目について、鉄塔脚部を固定支持した解析と地盤-基礎-鉄塔の全体系解析の結果を比較した結果、耐荷力低下挙動が大きく異なることが確認された。すなわち、地盤と基礎による鉄塔脚部の支持剛性を忠実に考慮することが不可欠である。

2007年7月の新潟県中越沖地震では、柏崎・米山地域で基礎不同変位による鉄塔の損傷が多数発生し、修繕・建て替えを余儀なくされた。現状の送電施設の点検業務における損傷度・健全性判定では、目視による「変形の大・中・小」などの定性的で曖昧な判断目安が用いられている。また、修繕方法(継続使用・部材取替・新規建設など)も経験的に決められている。こうした現状を踏まえると、これまで見出された上記ふたつの重要課題に取り組み、送電施設の維持管理・点検業務の高度化と合理化を推進するとともに、災害後の迅速かつ合理的な復旧による電力供給の早期回復に対して貢献しうる技術の確立が不可欠と考えられる。

2. 研究の目的

本研究では、土木工学の立場から送電施設の安全性向上技術に貢献することを趣旨とし、地盤変状に起因する鉄塔の損傷機構の解明を試みた。

特に、地盤変状や基礎不同変位を想定した下での鉄塔の耐荷・変形性能を評価したことで、基礎による鉄塔脚部の支持剛性を忠実に考慮するため地盤-基礎-鉄塔構造の全体系解析を行った点が従来の研究にみられない特色である。損傷後の修繕の要否を合理的に判断する健全性判定指針を確立し、災害後の迅速な電力復旧に資することが本研究の最大の目的である。

3. 研究の方法

(1) 鉄塔-基礎-地盤全体系の諸元と有限要素モデル

図2に示す鉄塔単体の有限要素モデルと鉄塔・基礎・地盤の各モデルを結合した鉄塔-基礎-地盤全体系有限要素モデルを作成した。要素数は10,816要素(うち鉄塔の梁要素は4,544要素, 基礎および地盤のソリッド要素は6,272要素), 節点数は33,520節点である。

解析対象とした鉄塔は、継脚32.0mの懸垂型標準鉄塔の一種である。部材にはSS400材とSS540材の等辺山形鋼が用いられているが、簡単のため断面積と断面二次モーメントが同

じ箱形断面部材に置き換え、弱軸・強軸を等辺山形鋼と一致させて部材を配置した。2 節点一次アイソパラメトリック Timoshenko 梁要素を用い、鉄塔の格点間を 1 部材とみなし、全部材について 1 部材を 5 要素に分割した。

鉄塔基礎には逆 T 字型基礎を用いた。柱体部には鉄塔支柱材軸方向の傾斜にあわせて対角脚側に約 6.5°の転びがついている。鉄筋コンクリート製のため、ほぼ剛体として挙動すると仮定して弾性体（ヤング率 $E = 30 \text{ GPa}$ 、ポアソン比 $\nu = 0.2$ ）としてモデル化した。

鉄塔周辺は水平地盤とした。地盤の弾塑性構成モデルには、降伏挙動の応力三不変量依存性を考慮して拡張した Drucker-Prager モデルを用い、粘着力 c および内部摩擦角 ϕ を様々に変化させ、表 1 に示す 5 通りの地盤特性（以下では「地盤 A」～「地盤 E」と称する）について検討を行った。その他の地盤定数は、単位体積重量 $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$ 、ダイレイタンシー角 $\psi = 5.0^\circ$ とし、地盤の鉛直初期応力は自重解析により設定し、静止土圧係数 $K_0 = 0.5$ により水平初期応力を定めた。

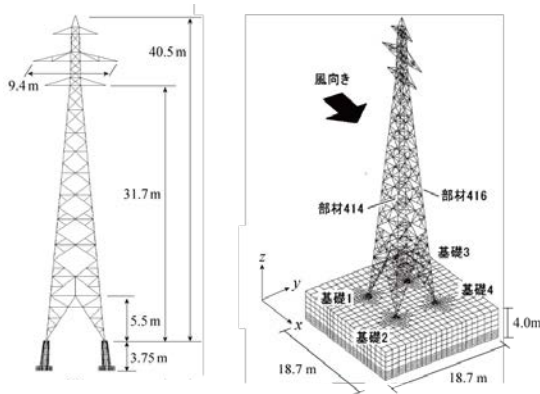


図 2. 懸垂型標準鉄塔の寸法概要と地盤—基礎—鉄塔全体系の有限要素解析モデル

表 1. 解析対象とした 5 通りの地盤特性

名称	材料定数 c, ϕ
地盤 A	$c = 10.0 \text{ kPa}, \phi = 20.0^\circ$
地盤 B	$c = 15.0 \text{ kPa}, \phi = 25.0^\circ$
地盤 C	$c = 20.0 \text{ kPa}, \phi = 30.0^\circ$
地盤 D	$c = 25.0 \text{ kPa}, \phi = 35.0^\circ$
地盤 E	$c = 30.0 \text{ kPa}, \phi = 40.0^\circ$

(2) 耐力の評価方法

鉄塔の耐力の評価手順を以下に示す。健全時（脚部不同変位が生じていない状態）の解析では、手順 2 と手順 3 を省略する。

手順 1：鉄塔に死荷重 F_D を載荷する。

手順 2：死荷重 F_D を載荷した状態を維持し、脚部-4 に強制変位を所定量 u_H^* だけ与える。

手順 3：脚部-4 に対する強制変位が所定量 u_H^* に達したら、脚部-4 に対する変位制御を解放

し、死荷重のみを載荷した状態とする。全体系解析では、このとき地盤の弾性変形は元に戻るため、与えた強制変位の所定量を u_H^* 、変位制御解放後の基礎不同変位（脚間相対変位）を u_H と定義する。

手順 4：活荷重 F_L に活荷重係数 k を乗じた荷重 kF_L を載荷する。 k の値をゼロから漸増させ、以下 a) ~ c) で定義される k の値を鉄塔の損傷程度と耐力特性の評価指標とする。

- 鉄塔梁要素内に存在する積分点（応力・ひずみ等の評価点）のうち、一点でも塑性降伏したとき、 k の値を k_{y1} とする。
- 各梁要素内の積分点のうち、半数以上で塑性降伏が生じたときの k の値を k_{y2} とする。
- 最大耐力力に対応するものとして、 k の最大値を k_{ult} とする。

4. 研究成果

(1) 鉄塔の耐力挙動に対する脚部支持条件の影響

各地盤性状に対する鉄塔の荷重—変位曲線を図 3 に示す。 k_{ult} の値に注目すると、地盤 B ~ D までの k_{ult} の値はほぼ等しく 3.4 程度で、鉄塔単体解析 ($k_{ult} = 3.4$) とほぼ同等かわずかに大きい。一方、最も軟弱な地盤を想定した地盤 A では、荷重—変位曲線の勾配が低下して k の増加が頭打ちとなり、他のケースよりも k_{ult} の値が小さい。ただし、いずれのケースについても k_{ult} は 3 を上回る値を示しており、今回設定した地盤性状の範囲内においては、鉄塔の全体耐力力が大きく損なわれることはないといえる。ただし後述するように、地盤 A では荷重に伴って基礎に大きな変位が生じていることには注意を要する。

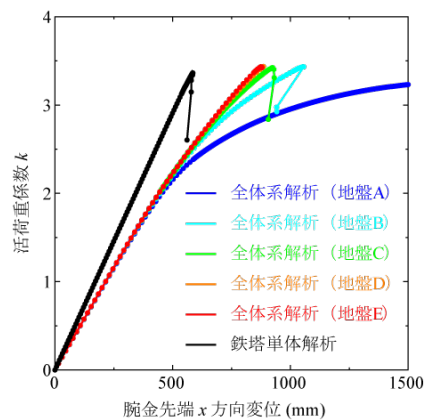
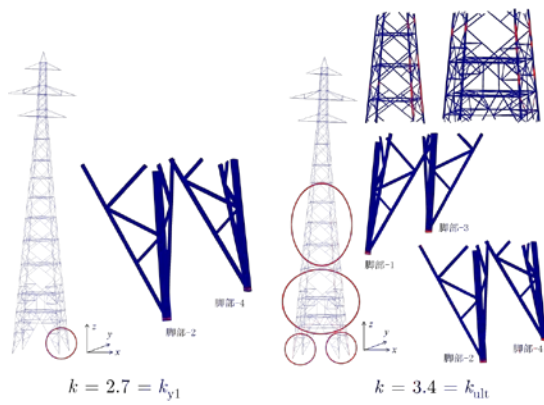


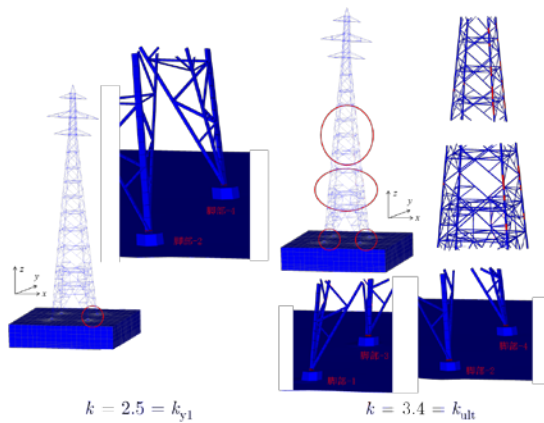
図 3. 脚部不同変位が生じていない状態（健全時）での様々な地盤性状に対する鉄塔の荷重—変位曲線

(2) 地盤性状による鉄塔の崩壊形態の変化

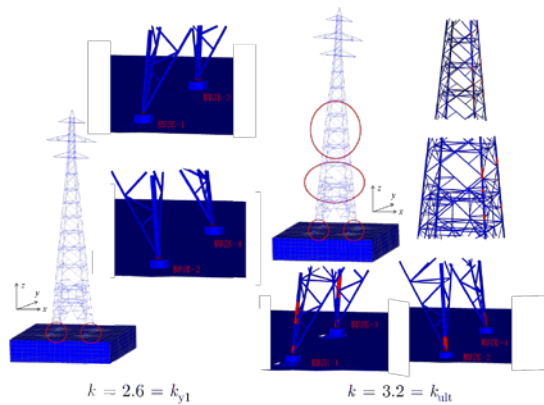
軟弱な地盤の例として地盤 A を、硬質な地盤の例として地盤 C を取り上げ、これらと鉄塔単体解析を含めた 3 ケースについて、鉄塔の部材における塑性降伏の進展状況を調べる。



(a) 鉄塔単体解析



(b) 全体系解析 (地盤 C)



(c) 全体系解析 (地盤 A)

図 4. 脚部不同変位が生じていない状態 (健全時) での鉄塔部材の塑性降伏の進展状況 (塑性降伏した要素を赤色で示した)

鉄塔単体解析では、塑性降伏は図 4 (a) のように進展する。 $k = 2.7$ のとき、設計荷重の風下側である脚部-2 と脚部-4 の直上の部材が初めに塑性降伏する。 $k = k_{ult}$ のときには、風下側の多くの主柱材が塑性降伏し、風上側でも継脚中間部の主柱材に塑性降伏が生じる。

地盤 C では、塑性降伏は図 4 (b) のように進展する。 $k = 2.5$ のとき、風下側である脚部-2 と脚部-4 の直上の部材が初めに塑性降伏する。 $k = k_{ult}$ のときには、風下側では多くの主柱材

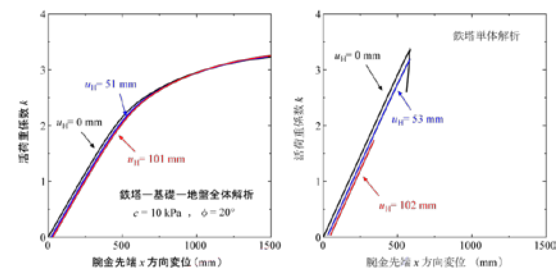
が塑性降伏し、風上側でも継脚中間部の主柱材に塑性降伏が生じる。この崩壊形態は、鉄塔単体解析の結果と非常によく似ている。

地盤 A では、塑性降伏は図 4 (c) のように進展する。 $k = 2.6$ のとき、風下側である脚部-2 と脚部-4 だけでなく、風上側である脚部-1 と脚部-3 の直上の部材もほぼ同時に塑性降伏する。 $k = k_{ult}$ のときには、風下側の継脚中間部の主柱材は降伏しているが、さらに、脚部-1 から脚部-4 のやや上方の主柱材にも塑性降伏が生じている。以上のような崩壊形態は、鉄塔単体や地盤 C のときとはいくつかの違いがみられる。

以上で考察した通り、鉄塔の崩壊形態は地盤性状の違いによって異なることが確認された。

(3) 脚部不同変位による鉄塔の耐荷特性の変化

ここでは地盤 A, 地盤 C, 鉄塔単体解析の 3 ケースを検討する。前述の耐荷力評価手順によって得られた基礎不同変位発生後の鉄塔の荷重-変位曲線の例を、全体系解析 (地盤 A) と鉄塔単体解析について図 5 (a), (b) にそれぞれ示す。軟弱な地盤を想定した地盤 A では、鉄塔の荷重-変位曲線は勾配が緩やかに減少しながら最大荷重点を迎えるが、脚部を剛結にした鉄塔単体解析では、直線的な荷重-変位挙動を示しながら最大荷重点に達して、それ以降急激に荷重が低下する。この解析結果をもとに、地盤特性および基礎不同変位による k_{y1} と k_{ult} の変化挙動をまとめたものを図 6 に示す。以下では、この 2 つの指標ごとに解析結果を考察する。



(a) 全体系解析 (地盤 A) (b) 鉄塔単体解析

図 5. 脚部不同変位発生後の鉄塔の荷重-変位関係

まず、脚部不同変位による k_{y1} の変化挙動を考察する。

図 6 (a) をみると、鉄塔単体解析では不同変位の増加に伴い比較的ゆるやかに k_{y1} も低下する挙動がみられる。 $u_H = 35$ mm 付近まではほぼ直線的に $k_{y1} = 1.0$ 程度まで低下する。それを超えると低下の仕方は大きくなり、 $u_H = 40$ mm 付近で $k_{y1} = 0$ となる。これは活荷重載荷開始前に、脚部不同変位のみで塑性

降伏が発生することを意味する。

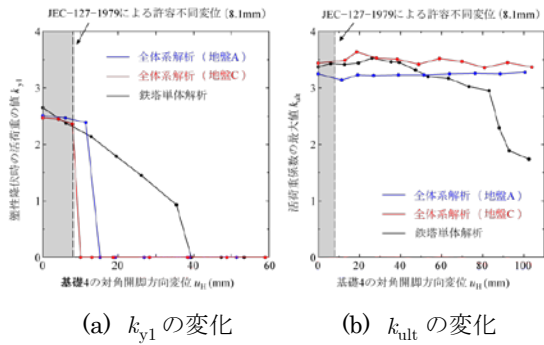
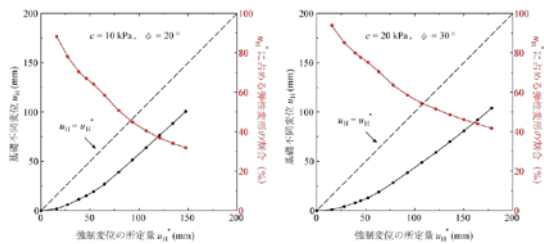


図 6. 基礎不同変位による鉄塔の損傷・耐荷力指標の変化



(a) 全体系解析 (地盤 A) (b) 全体系解析 (地盤 C)

図 7. 鉄塔基礎に対する強制変位の所定量 u_H^* と基礎不同変位 (脚間相対変位) u_H の関係

一方、鉄塔-基礎-地盤全体系解析では、地盤 A では $u_H = 8\text{ mm}$ 付近まで、地盤 C では $u_H = 11\text{ mm}$ 付近まで k_{v1} がほとんど低下しないが、それらの値をわずかも超えると k_{v1} は急激に低下し、地盤 A では $u_H = 10\text{ mm}$ 付近で、地盤 C では $u_H = 15\text{ mm}$ 付近で $k_{v1} = 0$ となる。このように k_{v1} が急激に低下する要因を以下で考察する。

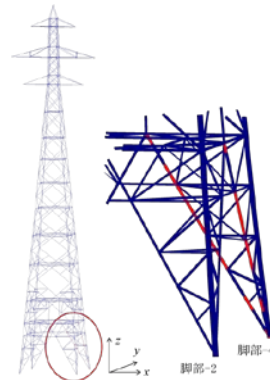
強制変位の所定量 u_H^* と基礎不同変位 u_H に占める弾性変形の割合をプロットしたものを、地盤 A および地盤 C の全体系解析についてそれぞれ図 7 (a), (b) に示す。これをみると、例えば地盤 A では、所定量 $u_H^* = 25\text{ mm}$ の強制変位を与えたときには一部の部材で塑性降伏が発生するが、地盤の弾性変形分によって不同変位が戻ることにより、見かけ上の不同変位は $u_H = 10\text{ mm}$ となる。その状態では、過去に塑性降伏を経験した部材が弾性除荷状態になる場合がある。図 6 では横軸を u_H^* ではなく u_H で表示しているが、評価結果の解釈においては上述の点に注意が必要である。

次に、脚部不同変位による k_{ult} の変化挙動を考察する。

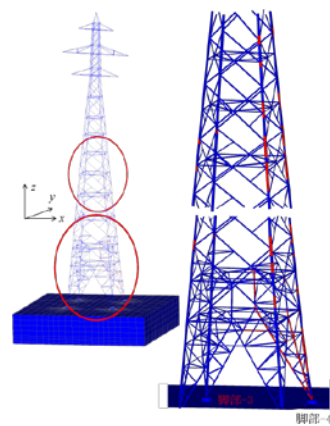
図 6 (b) をみると、鉄塔単体解析については、不同変位の増加に伴い、 $u_H = 83\text{ mm}$ 付近まで非常にゆるやかに k_{ult} が低下する挙動がみられる。その後、 k_{ult} の低下の仕方は大きくなり、 $u_H = 102\text{ mm}$ 付近でおよそ $k_{ult} = 1.7$ となるが、依然として想定設計荷重を上回る終局耐荷力は保持している。

一方、鉄塔-基礎-地盤全体系解析については、地盤 A、地盤 C の両地盤について、不同変位の増加に伴う k_{ult} の顕著な低下はみられない。不同変位が $u_H = 100\text{ mm}$ を超えても k_{ult} が 3 を下回ることはない。この理由について、以下で考察する。

図 8 (a) に鉄塔単体解析の $u_H = 102\text{ mm}$ における鉄塔部材の塑性降伏の進展状況を、図 8 (b) に全体系解析 (地盤 C) の $u_H = 104\text{ mm}$ における鉄塔部材の塑性降伏の進展状況をそれぞれ示した。これらを健全時の崩壊形態と比較すると、鉄塔単体解析での $u_H = 102\text{ mm}$ のときの耐荷挙動は、脚部不同変位が生じていない健全時 (図 4 (a) を参照) と異なり、風下側の脚部全体が塑性降伏する。これに対し、全体系解析 (地盤 C) での $u_H = 104\text{ mm}$ ($u_H^* = 178\text{ mm}$) のときの耐荷挙動は健全時 (図 4 (b) を参照) と類似しており、広範囲の風下側継脚部の支柱材に塑性降伏が広がる。このことから、鉄塔単体解析では、不同変位の増加によって、より小さな荷重で鉄塔の全体耐荷力が失われる崩壊形態に変化したと考えられる。一方、全体系解析では、基礎や地盤の変形がある程度許されていることにより、そのような崩壊形態の変化が起こらない構造系となっていることが考えられる。



(a) 鉄塔単体解析, $u_H = 102\text{ mm}$, $k = 1.7 = k_{ult}$



(b) 全体系解析 (地盤 C), $u_H = 104\text{ mm}$, $k = 3.4 = k_{ult}$

図 8. 鉄塔部材の塑性降伏の進展状況

〈引用文献〉

- ①福島第一原子力発電所内外の電気設備の被害状況等に係る記録に関する報告を踏まえた対応について（指示）に対する報告について、東京電力（株）、平成23年5月23日発表資料。
- ②池田清宏，山川優樹，森田耕平，堀本壮亮，尾崎利行：逆T型基礎の引揚支持力評価への弾塑性有限要素解析の適用性に関する考察，土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 1, pp. 1-12, 2007.
- ③山川優樹，中市翔也，池田清宏，尾崎利行，松村政秀，北田俊行：地盤－基礎－送電鉄塔の連成作用を考慮した三次元解析と基礎の安定性の検討，土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 4, pp. 782-801, 2008.

5. 主な発表論文等

（研究代表者、研究分担者及び連携研究者には下線）

〔雑誌論文〕（計4件）

- ①山川優樹，溝江弘樹，千田大，戸田丈，池田清宏，田村洋，寺田賢二郎：斜面近傍に位置する逆T字型送電鉄塔基礎の引揚支持力解析，土木学会論文集 C（地圏工学），査読有，Vol. 71, No. 1（2015），pp. 1-13.
DOI: 10.2208/jscejge.71.1
- ②山川優樹，古澤集平，池田清宏：砂質土の直方体供試体における3次元的分岐・局所化挙動，土木学会論文集 A2（応用力学），査読有，Vol. 69, No. 2（2013），pp. I_267-I_278.
DOI: 10.2208/jscejam.69.I_267
- ③千田大，山川優樹，橋口公一，池田清宏：塑性変形勾配テンソルの乗算分解による有限変形・異方性回転硬化下負荷面 Cam-clay モデル，土木学会論文集 A2（応用力学），査読有，Vol. 69, No. 2（2013），pp. I_255-I_266.
DOI: 10.2208/jscejam.69.I_255
- ④藤井文夫，山川優樹，井上吉弘，三原康子，小林卓哉：非対称特異行列のクリティカルな左固有ベクトルの力学的意味付けとその例説，日本機械学会論文集 A 編，査読有，Vol. 79, No. 808（2013），pp. 1791-1806.
DOI: 10.1299/kikaia.79.1791

〔学会発表〕（計3件）

- ①高橋一平，山川優樹，池田清宏，戸田丈，増田雅芳，溝江弘樹：送電鉄塔の終局耐荷挙動に対する脚部不同変位の影響評価，平成26年度土木学会東北支部技術研究発表会，2015年3月7日，東北学院大学（宮城県多賀城市）。
- ②小泉陽彦，戸田丈，山川優樹，池田清宏，増田雅芳，溝江弘樹：斜面近傍に位置する逆T字型鉄塔基礎の引揚支持力への法肩近接

および斜面傾斜角の影響，平成26年度土木学会東北支部技術研究発表会，2015年3月7日，東北学院大学工学部（宮城県多賀城市）。

- ③高橋一平，山川優樹，溝江弘樹，千田大，戸田丈，池田清宏，田村洋：斜面近傍に位置する逆T型送電鉄塔基礎の引揚支持力解析，平成25年度土木学会東北支部技術研究発表会，2014年3月8日，八戸工業大学（青森県八戸市）。

〔その他〕

ホームページ等

<http://msd.civil.tohoku.ac.jp/>

6. 研究組織

(1) 研究代表者

山川 優樹（YAMAKAWA, Yuki）
東北大学・大学院工学研究科・准教授
研究者番号：80324010

(2) 研究分担者

田村 洋（TAMURA, Hiroshi）
東京工業大学・大学院理工学研究科・助教
研究者番号：10636434

池田 清宏（IKEDA, Kiyohiro）
東北大学・大学院工学研究科・教授
研究者番号：50168126